

รหัสโครงการ SUT7-719-59-24-44



รายงานการวิจัย

ผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือน
ในรอยแตกมวลหิน
(Effect of Earthquake Vibration on Shear Strength
in Jointed Rock Mass)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว



รายงานการวิจัย

ผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือน
ในรอยแตกมวลหิน
(Effect of Earthquake Vibration on Shear Strength
in Jointed Rock Mass)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปรัชญา เทพนรงค์

สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ พ.ศ. 2559-2560

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

พฤษภาคม 2564

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปี 2559 และ 2560 ซึ่งงานวิจัยสามารถสำเร็จลุล่วงไปได้ดีโดยมี นายคณพต บุญยอด เป็นผู้ช่วยวิจัยประจำโครงการวิจัย ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ โอกาสนี้ด้วย

ผู้วิจัย



บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้เพื่อทำการศึกษาลักษณะของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกมวลหิน โดยการศึกษาพฤติกรรมภายใต้รอยแตกในหินแบบระนาบคู่ด้วยการกำหนดสถานะของแรงกดตั้งฉากและสถานะการเคลื่อนตัวแบบพลวัต การทดสอบใช้ตัวอย่างหินทรายที่มีระนาบรอยแตกแบบผิวเรียบและแบบขรุขระ

เครื่องทดสอบกำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ที่ติดตั้งบนแท่นเขย่าถูกพัฒนาขึ้นเพื่อศึกษาผลกระทบของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกในหินทรายชุดพระวิหารขนาด $100 \times 100 \times 225$ ลูกบาศก์มิลลิเมตร รอยแตกแบบขนานในตัวอย่างหินได้ถูกสร้างขึ้นภายในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการการใช้เลื่อยตัดและการให้แรงดึง พฤติกรรมการเฉือนของรอยแตกถูกตรวจสอบภายใต้แรงตั้งฉากคงที่ในสถานะสถิตและพลวัต โดยควบคุมความเค้นตั้งฉากคงที่ผันแปรจาก 0.05 จนถึง 4.00 เมกะปาสคาล ด้วยอัตราการเฉือนคงที่ 0.01 เมกะปาสคาลต่อวินาที ค่าอัตราเร่งแนวราบของแรงสั่นสะเทือนผันแปรจาก 0.0 ถึง 0.8 เท่าของค่าแรงโน้มถ่วง (g) ผลการทดสอบระบุว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนบนรอยแตกผิวเรียบมีค่าลดลงเมื่อความเร่งแนวราบมีค่าสูงขึ้น ในขณะที่กำลังรับแรงเฉือนบนรอยแตกผิวขรุขระมีความผันผวนเล็กน้อย ผลการทดสอบแสดงให้เห็นอย่างเด่นชัดว่าแรงสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในหนึ่งมิติมีผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในทุกการทดสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้ค่าความเค้นตั้งฉากที่มีค่าสูง สมการทางคณิตศาสตร์บนพื้นฐานของเกณฑ์คูลอมบ์ที่พิจารณาถึงผลกระทบของค่าความเร่งของแรงสั่นสะเทือนในแนวราบจึงได้ถูกเสนอเพื่อใช้ในการประเมินค่ากำลังรับแรงเฉือน ผลการศึกษาสามารถใช้วิเคราะห์และออกแบบงานโครงสร้างทางวิศวกรรมในมวลหินที่มีรอยแตกภายใต้สถานะการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวและงานระเบิด

Abstract

The objective of this study is to determine the effects of earthquake vibration on the fracture shear strengths. Shear behavior of rock joints was investigated under double shear fracture with a constant normal load and dynamic boundary conditions. The experiments are conducted on smooth surface and rough joints in sandstone.

A double fracture shear test platform installed on a shaking table is developed to determine the effect of earthquake vibration on shear strength of fractures in Phra Wihan sandstone with nominal size of 100x100x225 mm³. The parallel fractures of specimen are artificially made in the laboratory by smooth saw-cut and tension inducing methods. Shear behavior of rock joints was investigated under constant normal load, static and dynamic conditions. The normal stresses are maintained constant from 0.05 to 4.0 MPa with constant shear rate of 0.01 MPa/s. The ground acceleration values of vibration are varied from 0.0 g to 0.8 g. The results indicate that the shear strengths on smooth surface decrease with increasing horizontal acceleration, whereas the shear strength on rough surface slightly fluctuates. The results clearly show that the earthquake vibration in one-dimensional very slightly affect to the shear strength for all testing, especially under high normal loads. The mathematical equations based on Coulomb criteria that explicitly incorporates the effects of horizontal ground acceleration is proposed to estimate the shear strengths. The findings can be used for the analysis and design of engineering structures in fractured rock mass under earthquake conditions and blasting activities.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญภาพ.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย.....	3
1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย.....	4
1.5 วิธีดำเนินการวิจัยและสถานที่ทำการทดลอง/เก็บข้อมูล.....	4
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	8
1.7 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์.....	9
1.8 แผนการถ่ายทอดเทคโนโลยีหรือผลการวิจัยสู่กลุ่มเป้าหมาย.....	9
บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	10
2.1 กฎเกณฑ์กำลังรับแรงเฉือน.....	10
2.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน.....	12
2.3 ผลกระทบของอัตราการใช้แรงเฉือนและความเร็วในการเฉือน.....	13
2.4 ผลกระทบของความขรุขระต่อรอยแตก.....	14
2.5 ผลกระทบของแผ่นดินไหวจากอัตราเร่งพื้นดิน.....	15
2.6 ผลกระทบแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างธรณี.....	19
2.7 แบบจำลองทางกายภาพ.....	21
บทที่ 3 การเตรียมตัวอย่างหิน.....	23
3.1 การเตรียมตัวอย่าง.....	23

สารบัญ

	หน้า
บทที่ 4 การพัฒนาเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่	
ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน	31
4.1 วัตถุประสงค์การพัฒนาเครื่องทดสอบ.....	31
4.2 ข้อกำหนดและการออกแบบส่วนประกอบเครื่องทดสอบ.....	32
4.2.1 ชุดอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่.....	32
4.2.2 ชุดอุปกรณ์แทนเขย่า.....	41
บทที่ 5 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	47
5.1 วัตถุประสงค์ของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	47
5.2 วิธีทดสอบกำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน.....	47
5.3 ผลการทดสอบกำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ.....	49
5.4 ผลการทดสอบกำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้าง รอยแตกภายใต้แรงดึง.....	57
บทที่ 6 การพัฒนาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์และแบบจำลองคอมพิวเตอร์	64
6.1 วัตถุประสงค์ของการพัฒนาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์.....	64
6.2 ค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ.....	64
6.3 ค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตก ภายใต้แรงดึง.....	64
6.4 แบบจำลองคอมพิวเตอร์ FLAC2D.....	64
6.5 ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์ FLAC2D.....	64
บทที่ 7 บทสรุป	76
7.1 การอภิปรายผล.....	76
7.2 ข้อเสนอสรุป.....	77
7.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการวิจัยในอนาคต.....	77
บรรณานุกรม	78

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก บทความในการประชุมสัมมนาเชิงวิชาการระดับนานาชาติ..... ก-1

ประวัตินักวิจัย



สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ประเมินจาก Mercalli scale (ประยุกต์มาจาก Richter (1958) และ Wald et al. (1999)).....	17
3.1 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารรอยแตกแบบตัดด้วยใบเลื่อย.....	27
3.2 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารรอยแตกแบบที่สร้างขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น (line load).....	28
4.1 ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) แรงตั้งฉาก (Normal load) และแรงเฉือน (Shear load) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิตอล (Load cell).....	37
4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด.....	39
4.3 ผลเปรียบเทียบค่าความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานระหว่างทั้งสองเครื่องทดสอบ.....	39
4.4 การสอบเทียบอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ด้วยเครื่อง PiezoBEAM accelerometer.....	46
5.1 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture).....	55
5.2 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb ในตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture).....	56
5.3 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture).....	60
5.4 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb ในตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture).....	62
6.1 ค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ภายใต้ระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบทดสอบด้วยสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	65
6.2 ค่าคงที่เชิงประจักษ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	67
6.3 ค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ภายใต้ระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงทดสอบด้วยสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	68
6.4 ค่าคงที่เชิงประจักษ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	71
6.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากกรณี Saw-cut fractures และ Tension-induced fractures ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g).....	73

6.6 ผลการวิเคราะห์ค่าอัตราความปลอดภัยจากกรณี Saw-cut fractures และ Tension-induced fractures ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g)..... 74



สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า	
1.1	องค์ประกอบเครื่องทดสอบแรงเฉือนโดยตรงบนรอยแตกหิน (Direct shear testing machine) และแสดงแนวความคิดการจำลองคลื่นสั้นสะท้อนแผ่นดินไหวในระดับต่าง ๆ (ดัดแปลงจาก ASTM D5607).....	4
1.2	การทดสอบโดยให้แรงเฉือนโดยตรงกับรอยแตกหิน (เครื่องทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรง) และแนวคิดเรื่องการจำลองคลื่นไหวสะเทือนในระดับต่างๆ (ดัดแปลงจาก ASTM D5607).....	6
1.3	แผนที่แสดงความเร่งของพื้นดิน (% g) จากข้อมูลของสถานีตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดินของสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว (กรมอุตุนิยมวิทยา, 2557).....	7
2.1	โปรไฟล์ความขรุขระและค่า JRC ที่สอดคล้อง (Barton 1973).....	11
2.2	แรงที่กระทำต่อความลาดชันในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันแบบแรงสถิตเทียม (Zhang, 2015).....	16
2.3	รูปแบบการทดสอบของช่องเปิดใต้ดินบนโต๊ะเขย่า (Genis and Aydan, 2002).....	21
2.4	โครงทดสอบใช้ในแบบจำลองทางกายภาพ (Pangpetch and Fuenkajorn, 2007).....	22
3.1	การเตรียมตัวอย่าง (a) ตัวอย่างก่อนที่จะถูกเตรียมรอยแตกด้วยแรงกดแบบเส้น (line load) (b) รอยแตกแบบตัดด้วยใบเลื่อย และ (c) รอยแตกที่สร้างขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น.....	24
3.2	ผิวที่ได้จากเลื่อยตัดจากจากเครื่องตัดด้วยใบเลื่อย.....	25
3.3	การให้แรงแบบเส้นเพื่อสร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture).....	25
3.4	รูปแบบที่ผ่านการแสกนเพื่อวัดขนาดของความกว้างสูงสุดของความขรุขระเพื่อประเมินสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (JRC).....	26
4.1	เครื่องทดสอบกำลังแรงเฉือนโดยตรง SBEL DR-44 ตามมาตรฐาน ASTM D5607.....	31
4.2	ภาพเพอร์สเปคทีฟการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ประกอบด้วยโครงรับแรงแนวราบสำหรับรับแรงเฉือน และโครงเหล็กในแนวตั้งสำหรับรับแรงตั้งฉาก.....	32
4.3	มิติและขนาดการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ (หน่วยเป็นมิลลิเมตร).....	33
4.4	มิติและมุมมองรูปร่างการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่.....	34
4.5	ส่วนประกอบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่.....	34

สารบัญรูปร่างภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า	
4.6	ส่วนประกอบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ขณะติดตั้งตัวอย่างหิน.....	35
4.7	เครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) และเครื่องอ่านและบันทึกข้อมูล (Data Logger) แบบมือถือ.....	36
4.8	ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) สำหรับตรวจวัดแรงตึงมาก (Normal load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 10 ตัน.....	36
4.9	ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) สำหรับตรวจวัดแรงเฉือน (Shear load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 25 ตัน....	38
4.10	ค่ากำลังรับแรงเฉือนในฟังก์ชันของความเค้นตึงมากของตัวอย่างหินทรายพระวิหาร เปรียบเทียบระหว่างเครื่องการให้แรงเฉือนรอยแตกคู่และเครื่อง SBEL DR-44 ตามมาตรฐาน ASTM D5607.....	40
4.11	ตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ (Saw cut fracture) หลังการทดสอบด้วยเครื่อง SBEL DR-44.	40
4.12	ตัวอย่างหินแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) หลังการทดสอบด้วยเครื่องกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่.....	41
4.13	ส่วนประกอบแขนเหวี่ยง (Crank arm) และจานหมุน (Flywheel) ของมอเตอร์ที่ผลักให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ในการจำลองคลื่นไหวสะเทือน.....	42
4.14	ส่วนประกอบของชุดเฟืองเกียร์ (Spur gears) สำหรับขับเคลื่อนระบบของแท่นเขย่า.....	44
4.15	การสอบเทียบอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ด้วยเครื่อง PiezoBEAM accelerometer.....	44
4.16	ผลการสอบเทียบระหว่างอัตราเร่งในแนวราบ (g) และความเร็วยุโรปต่อวินาทีของมอเตอร์ (rpm).....	45
5.1	เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ซ้าย) และแผนภาพจำลองการติดตั้งตัวอย่างหินเพื่อทดสอบ (ขวา).....	48
5.2	ตัวอย่างหินทรายก่อนการทดสอบ (ซ้าย) และหลังการทดสอบ (ขวา).....	48
5.3	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตึงมากที่ 0.05 และ 0.10 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	49

สารบัญรูปร่างภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35 และ 0.40 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	50
5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.45, 0.50, 0.55, 0.60, 0.65 และ 0.70 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	51
5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95 และ 1.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	52
5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 1.00, 2.00, 2.50, 3.00, 3.50 และ 4.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	53
5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 1.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	54
5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 4.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	54
5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.05 และ 0.10 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	57

สารบัญรูปร่างภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบประนาบคู้ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.50, 0.75, 1.00, 2.00, 3.00 และ 4.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	58
5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบประนาบคู้กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 4.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g.....	59
6.1 อิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ในการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบประนาบคู้บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	66
6.2 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบประนาบคู้บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g) โดยยึดหลักการของ Coulomb และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ.....	67
6.3 อิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ในการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบประนาบคู้บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g).....	70
6.4 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบประนาบคู้บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g) โดยยึดหลักการของ Coulomb (เส้น) และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ.....	71
6.5 แบบจำลองความลาดเอียงเพื่อใช้ในการจำลองหาค่าอัตราความปลอดภัยด้วยโปรแกรม FLAC2D (Itasca, 1994).....	71
6.6 ตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.1 และ 6.2 (กรณี Saw-cut fractures).....	73
6.7 ตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.5 และ 6.6 (กรณี Tension-induced fractures).....	75

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญ ที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ขนาด 6.3 ริกเตอร์ ที่เกิดขึ้นเมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 เวลา 18.08 น. จากรายงานของสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว (กรมอุตุนิยมวิทยา, 2557) โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่บริเวณ อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย ซึ่งเกิดจากการเคลื่อนตัวของกลุ่มรอยเลื่อนพะเยา การเกิดแผ่นดินไหวนี้มีความรุนแรงและเกิดขึ้นใกล้แหล่งชุมชน ก่อให้เกิดความเสียหายของสิ่งปลูกสร้างเป็นจำนวนมาก ส่วนใหญ่เป็นความเสียหายด้านอาคารสถานที่ โบราณสถาน สถานที่ราชการ เส้นทางคมนาคมและบ้านเรือนของประชาชนในพื้นที่ มีพื้นที่ประสบภัยพิบัติ รวมทั้งสิ้น 7 อำเภอ 50 ตำบล 609 หมู่บ้าน บ้านเรือนเสียหายรวม 8,935 หลัง มีผู้เสียชีวิต 1 คน

หากย้อนกลับไปในช่วง 2-3 ปีที่ผ่านมาได้มีการเร่งศึกษาผลกระทบที่อาจจะเกิดจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทย การศึกษาได้ดำเนินการในหลายรูปแบบและหลายประเด็น อาทิ การคาดคะเนผลกระทบต่ออาคารที่อยู่อาศัย การคาดคะเนความรุนแรงที่อาจจะเกิดขึ้น ทั้งการเกิดคลื่นยักษ์สึนามิ และอื่น ๆ และการศึกษาผลกระทบที่อาจจะมีต่อโครงสร้างทางวิศวกรรมใหญ่ ๆ เช่น เขื่อน และอ่างเก็บน้ำ เป็นต้น การศึกษาผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างธรณีวิทยา เช่น ความลาดชันของมวลหิน มวลหินที่อยู่รอบอุโมงค์ และฐานรากบนมวลหิน ยังไม่มีการดำเนินการอย่างจริงจัง เหตุผลหลักเนื่องจาก คลื่นสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวที่จะมีผลต่อเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหิน มีความซับซ้อนที่จะขึ้นอยู่กับลักษณะทางธรณีวิทยาโครงสร้างของพื้นที่นั้น ๆ ประกอบกับองค์ความรู้ที่เกี่ยวกับเสถียรภาพเชิงกลศาสตร์ของมวลหินยังค่อนข้างใหม่สำหรับประเทศไทย

ในการวิเคราะห์ห่ออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีที่เกี่ยวข้องกับมวลหิน คุณสมบัติและพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของมวลหินจะมีความสำคัญมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อมูลการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก (Joint Shear Strength) และค่ามุมเสียดทานของผิวรอยแตก (Friction Angle) ซึ่งจะเป็นองค์ประกอบขึ้นพื้นฐานที่วิศวกรต้องนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างนั้น ๆ ในการประเมินเสถียรภาพและออกแบบในมวลหินโดยอาศัยเกณฑ์มาตรฐานสากล เช่น ASTM และ ISRM (Baliga and Singh, 1992; Giraud et al., 1990; Kitagawa 1999; Kitamura, et al., 1999; Maharaj, 1999)

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้นการศึกษาผลกระทบโดยตรงจากคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกมวลหิน จึงเป็นประโยชน์อย่างมากที่จะทำให้วิศวกรหรือนักวิจัยได้เข้าใจถึงคุณสมบัติและพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของมวลหินอย่างแท้จริง ภายใต้ลักษณะทางธรณีวิทยาโครงสร้างในแต่ละพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว และจะสามารถแสดงพฤติกรรมของมวลหินได้อย่างเหมาะสมและถูกต้อง ความเข้าใจอย่างลึกซึ้งถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของมวลหินภายใต้สภาวะการ

เกิดแผ่นดินไหว จะนำไปสู่องค์ความรู้ที่สำคัญอย่างยิ่งในการนำมาวิเคราะห์และการออกแบบเชิงกายภาพเพื่อศึกษาเสถียรภาพของมวลหิน และจะเป็นความก้าวหน้าที่สำคัญในเชิงองค์ความรู้ใหม่ในกลุ่มวิศวกรรมธรณีและที่เกี่ยวข้อง ซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้ได้จริงในการวิเคราะห์และออกแบบเชิงวิศวกรรมสำหรับมวลหินที่อยู่ภายใต้สภาวะการเกิดแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัยและมีประสิทธิภาพอย่างยิ่ง

กำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกเป็นหนึ่งในคุณสมบัติสำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบวิศวกรรมโครงสร้างในมวลหิน เช่น ความชัน อุโมงค์ และฐานราก วิธีการทั่วไปที่ใช้ในการตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกคือการทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรง (ASTM D5607-08) การทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของรอยแตกหินส่วนใหญ่มุ่งเน้นไปที่การวัดกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและการเคลื่อนตัวภายใต้การให้แรงเฉือนในแนวเดียว การทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรงเนื่องจากอัตราเร่งพื้นอาจส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือน Kamonpet et al. (2012) ดำเนินการทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรงเพื่อศึกษาพฤติกรรมของรอยแตกหินภายใต้การให้แรงเฉือนแบบวัฏจักรนั้นสามารถชี้ให้เห็นว่าการทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรงรักษาความเรียบง่ายที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้และยังมีความละเอียดอ่อนต่อสถานการณ์การทดสอบมากที่สุด มีข้อดีหลายอย่างประกอบไปด้วย การตั้งค่าอย่างรวดเร็ว และการทดสอบใช้เวลาน้อย ขนาดเล็กและง่ายต่อระบบการให้แรงตั้งฉากคงที่ (Hencher and Richards, 1989).

คุณสมบัติของรอยแตก อาทิเช่น ความขรุขระ, ความแข็งแรงของความขรุขระ, การแตกร้าว, การเกาะร่อง และ แม้แต่การกระจายตัวของช่องว่างทำให้พฤติกรรมของรอยแตกหินมีความซับซ้อนขึ้น (Lee et al., 2001). นอกจากนี้การเคลื่อนตัวจากแรงเฉือนเนื่องจากการให้แรงแผ่นดินไหวยังส่งผลต่อค่ากำลังรับแรงเฉือน นักวิจัยหลายคนได้แนะนำว่าแผ่นดินไหวอาจจะมีผลต่อคุณสมบัติของกำลังรับแรงเฉือน Jafari et al (2002) ได้สรุปว่าการแผ่นดินไหวเล็กน้อยซ้ำๆ ไม่สามารถทำให้เกิดการเคลื่อนไหวได้มากนักแต่เนื่องจากลักษณะการเกิดแบบซ้ำ ๆ ของอาจส่งผลกระทบต่อความต้านทานแรงเฉือนในรอยแตกหินได้ ในช่วงการเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงเกิดการเคลื่อนตัวขนาดใหญ่แบบวัฏจักรอาจเกิดขึ้นระหว่างผนังของรอยแตกหิน การเคลื่อนตัวแบบวัฏจักรสามารถลดความแตกต่างของความขรุขระของการเคลื่อนตัวครั้งที่หนึ่งและสองตามผิวรอยแตกและลดกำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกหินด้วย (Hosseini et al., 2004).

Chen et al. (2003) ได้ศึกษาประวัติการถล่มของ Tsao-Ling ด้วยวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบ Pseudo-static และพบว่าแผ่นดินไหวเป็นปัจจัยสำคัญของแผ่นดินถล่ม กำลังรับแรงเฉือนแบบพลวัตของรอยแตกหินซึ่งเกิดจากการระเบิดหรือแผ่นดินไหวมีความสำคัญต่อการออกแบบโครงสร้างมวลหิน และ Nguyen (2013) ทำการทดสอบการให้แรงเฉือนโดยตรงบนรอยแตกหิน schistose แบบขรุขระ ที่ได้จาก Mayen-Koblenz, Germany ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดภายใต้การให้แรงแบบพลวัตมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 30 เมื่อเทียบกับการให้แรงแบบสถิตและ

มีทิศทางเพิ่มขึ้นกับเวลา ในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหวตัวเชื่อมประสานอาจแตกออก, รอยแยกอาจจะแตก, หรือรอยแยกอาจถูกลบล้างนำไปสู่รูปแบบความขรุขระที่ไม่เหมาะสม ดังนั้นแผ่นดินไหวจึงไม่เพียงเพิ่มแรงที่ไม่เอื้ออำนวยต่อความลาดชันเท่านั้นแต่ยังสามารถลดกำลังรับแรงเฉือนตามแนวระนาบของชุดความไม่ต่อเนื่องในความลาดชันด้วย (Hack et al., 2007).

แม้ว่าการศึกษาในครั้งนี้ได้มีขึ้นเพื่อทำความเข้าใจพฤติกรรมการเฉือนภายใต้การให้แรงแบบพลวัตบนรอยแตกแบบเดี่ยวแต่ต้องศึกษาผลกระทบการให้แรงแบบพลวัตบนกำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกแบบคู่ด้วย เนื่องจากในมวลหินจริง รอยแตกที่อยู่แนบชิดกันอาจมีผลกระทบต่อกันและกันดังนั้นพฤติกรรมเฉือนของรอยแตกหินแบบคู่อาจแตกต่างกันมากกับรอยแตกแบบเดี่ยว (Liu et al., 2017)

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

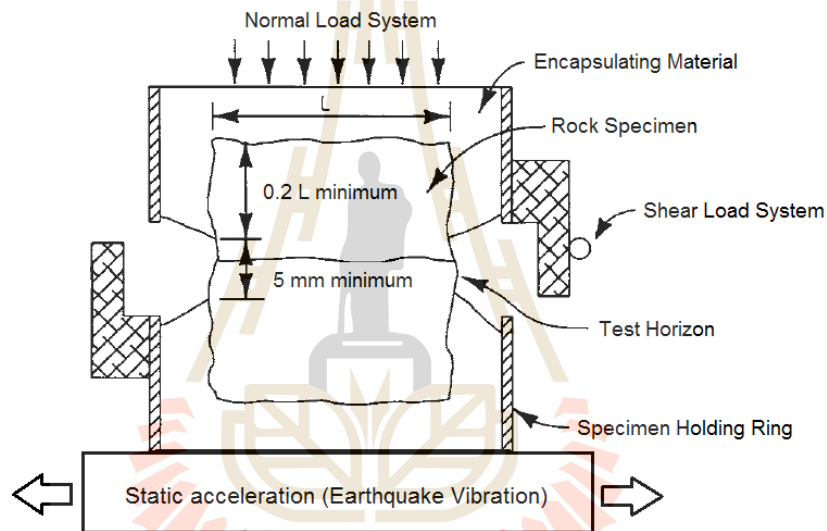
เพื่อทำการศึกษาลักษณะของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกมวลหิน โดยจะจำลองการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อนำไปสู่การพัฒนากฎเกณฑ์ของค่ารับกำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกของมวลหินที่ขึ้นกับระดับการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

- 1) ศึกษาและทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM D5607 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981)
- 2) ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงภายใต้สภาวะปกติ (Static Load) และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงภายใต้สภาวะคลื่นแผ่นดินไหว (Dynamics Load)
- 3) ใช้ชุดอุปกรณ์โต๊ะสั่นสะเทือน (Shaking Table) ในการจำลองคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในรูปแบบของค่า g
- 4) ใช้ตัวอย่างหินทรายชุดพระวิหารมากกว่า 50 ตัวอย่างด้วยขนาด $100 \times 100 \times 225 \text{ mm}^3$
- 5) รอยแตกใช้รอยแตกจริงตามธรรมชาติหรือถูกสร้างโดยการให้แรงแบบเส้น (Line load)
- 6) หลังจากที่ได้ทำการสร้างรอยแตกแล้วตัวอย่างหินทุกก้อนจะถูกสแกนด้วยเลเซอร์เพื่อบันทึกลักษณะผิวรอยแตกเชิงตัวเลขทั้งก่อนและหลังการทดสอบ
- 7) การทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรงดำเนินการโดยใช้ความเค้นตั้งฉากคงที่ (σ_n) ฝืนแปรตั้งแต่ 0.05 ถึง 4.00 MPa
- 8) การทดสอบทั้งหมดดำเนินการภายใต้อุณหภูมิห้อง
- 9) การศึกษานี้มีการสำรวจในภาคสนามเพื่อตรวจสอบลักษณะหินที่เลือกเป็นตัวแทน

1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน และกรอบแนวความคิดของโครงการวิจัย

เพื่อให้การศึกษาเป็นไปตามวัตถุประสงค์ คือ การพัฒนาคุณสมบัติของคาร์รับกำลังแรงเฉือนในรอยแตกของมวลหินที่ขึ้นกับระดับการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวนั้น จึงมีแนวคิดที่จะพัฒนาการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM D5607-95 ให้สามารถเพิ่มการตรวจวัดผลกระทบที่เกิดจากคลื่นแผ่นดินไหวในระดับต่าง ๆ โดยจะสร้างชุดอุปกรณ์ใส่สั่นสะเทือนเพื่อการจำลองคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในระดับต่าง ๆ ซึ่งจะใช้ค่า g ในการเคลื่อนที่เป็นตัวกำหนด ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ผลของการทดสอบจะนำไปสู่การพัฒนาคุณสมบัติของคาร์รับกำลังแรงเฉือนในรอยแตกของมวลหินในรูปแบบของสมการเชิงคณิตศาสตร์ เพื่อจะได้นำไปใช้ประโยชน์ได้อย่างเป็นรูปธรรมในการวิเคราะห์และออกแบบเชิงวิศวกรรมในมวลหินต่อไป



รูปที่ 1.1 องค์ประกอบเครื่องทดสอบแรงเฉือนโดยตรงบนรอยแตกหิน (Direct shear testing machine) และแสดงแนวคิดการจำลองคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในระดับต่าง ๆ (ดัดแปลงจาก ASTM D5607-08)

1.5 วิธีดำเนินการวิจัยและสถานที่ทำการทดลอง/เก็บข้อมูล

การวิจัยแบ่งออกเป็น 7 ขั้นตอน รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนมีดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 ทบทวนและศึกษาวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การทบทวน ค้นคว้า และศึกษาวรรณกรรม รายงาน และสิ่งตีพิมพ์ที่เกี่ยวข้อง (บางส่วนได้สรุปมาในข้อเสนอโครงการนี้แล้ว) ซึ่งจะรวมไปถึงทฤษฎีและกฎต่างๆ ที่ใช้ในการศึกษา กฎกำลังรับแรงเฉือน ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน ผลกระทบของลักษณะทางศิลาวิทยาต่อคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์

ของหิน ผลกระทบจากแผ่นดินไหว และการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ ผลการวิจัยที่ดำเนินการมาแล้วทั้งในและต่างประเทศ ผลการทบทวนวรรณกรรมวิจัยทั้งหมดรวมทั้งรายการเอกสารอ้างอิงจะถูกสรุปไว้ในรายงานการวิจัยฉบับสมบูรณ์

ขั้นตอนที่ 2 การเก็บและจัดเตรียมตัวอย่างหิน

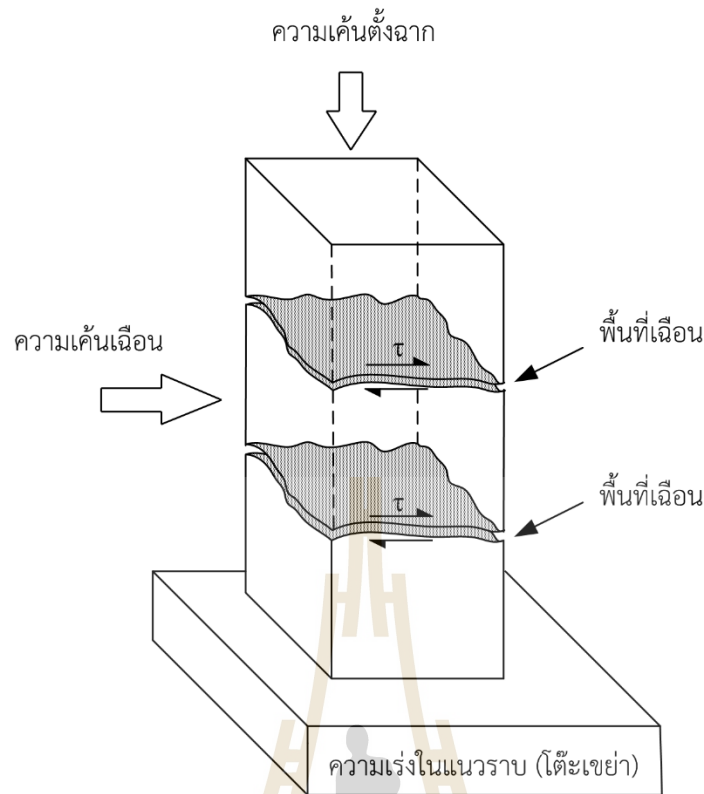
จะดำเนินการคัดเลือกหินตัวอย่างเพื่อเป็นตัวแทนหินในเขตเสี่ยงภัยการเกิดแผ่นดินไหว และจัดหาหรือเก็บหินตัวอย่างจากภาคสนามเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการทางด้านกลศาสตร์หินโดยอาศัยมาตรฐานของ ASTM และ ISRM Standards และทำการวิเคราะห์ทางศิลาวิทยา โดยหินตัวอย่างที่นำมาศึกษาและทดสอบแบบต่าง ๆ จะตรวจสอบแร่ประกอบหิน ขนาดของเม็ดแร่ ลักษณะการวางตัวของเม็ดแร่ เพื่อใช้ในการสร้างข้อมูลพื้นฐาน

ตัวอย่างหินที่ใช้ได้มาจากตัวอย่างหินทรายชุดพระวิหาร การเตรียมตัวอย่างจะดำเนินการในห้องปฏิบัติการที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ตัวอย่างได้จัดทำขึ้นแบบปรีซึมและตัวอย่างทดสอบถูกแบ่งออกเป็นสามชิ้นคือด้านบนตรงกลางและด้านล่างด้วยขนาด $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$

ขั้นตอนที่ 3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ 1) การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดตามมาตรฐาน และ 2) การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดภายใต้สภาวะคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว โดยการทดสอบจะดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D5607 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) โดยทดสอบไม่น้อยกว่า 30 ตัวอย่างภายใต้สภาวะค่าความเค้นตั้งฉากที่ผันแปรอย่างน้อย 3 ค่า (รูปที่ 1.1) และจะผันแปรค่า g ซึ่งจะใช้เป็นตัวแทนของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวในระดับต่าง ๆ อย่างน้อย 5 ระดับตามค่าที่ตรวจวัดได้จริงในพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย

วิธีการทดสอบใช้ระนาบเฉือนแบบคู่ การทดสอบจะสิ้นสุดลงเมื่อมีการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือน 5 mm การทดสอบแรงเฉือนแบบสองรอยแตกโดยใช้แรงในแนวตั้งฉากคงที่ (CNL) รูปที่ 1.2 แสดงตำแหน่งของเครื่องการให้แรงเฉือนโดยตรงถูกติดตั้งบนเครื่องให้ความเร่ง (โต๊ะเขย่า) แรงตั้งฉากจะใช้ภายใต้อัตราค่าที่ผันแปรจาก 0.05 ถึง 4.00 MPa สำหรับการวิเคราะห์แบบพลวัตจะมีการวัดการเร่งแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงในภาคเหนือของประเทศไทยเพื่อให้ได้ค่าความเร่งของพื้นดินตั้งแต่ 0.0 g ถึง 0.8 g (รูปที่ 1.3) ซึ่งจะถูกแปลงเป็นความเข้มข้นของการเคลื่อนตัวของพื้นดินตั้งแต่ระดับ I ถึง VI (Seismological Bureau Thai Meteorological Department, 2014) ค่าเหล่านี้ถูกประมาณจาก Mercalli scale (ดัดแปลงจาก Richter, 1958 and Wald et al, 1999)

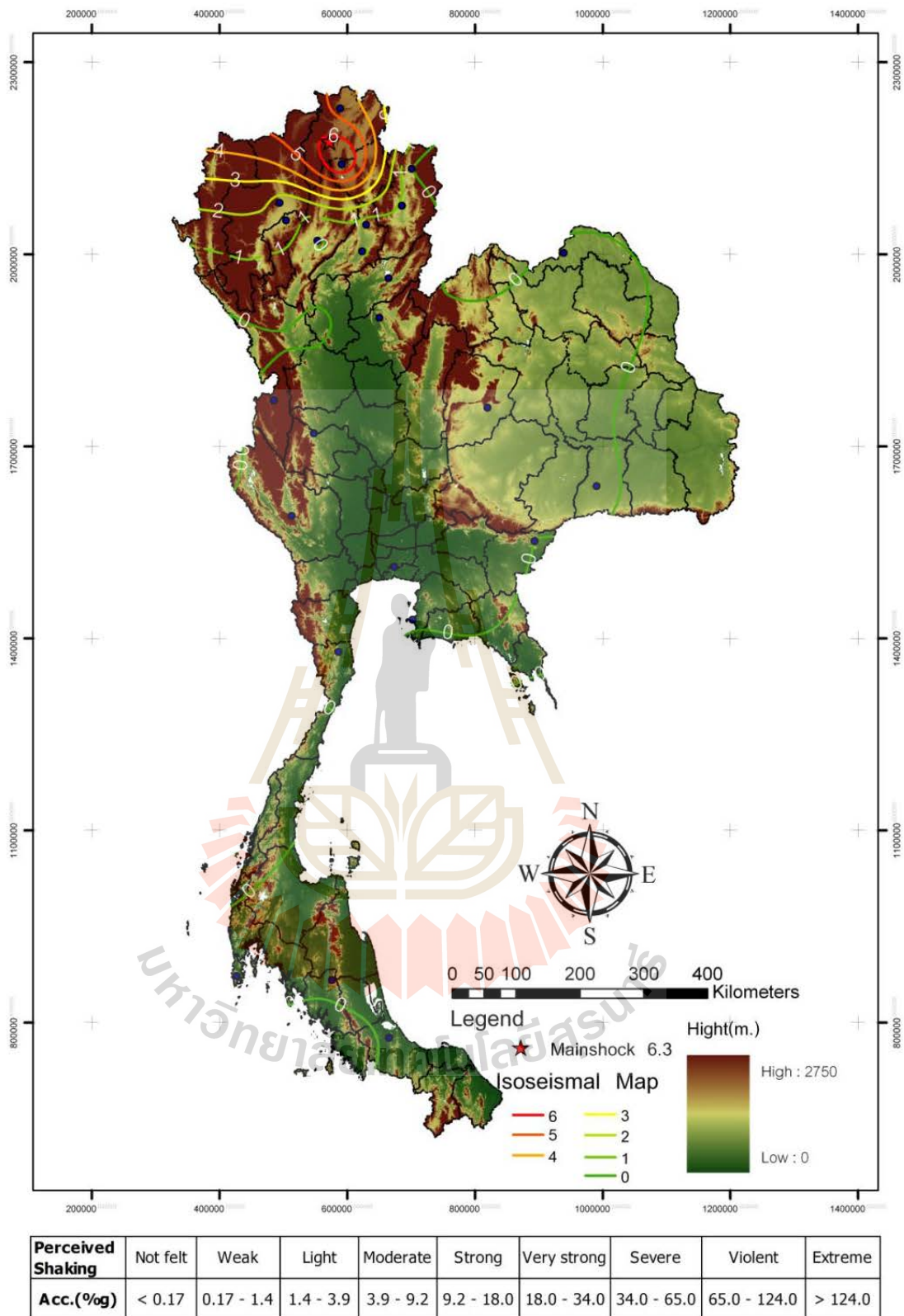


รูปที่ 1.2 การทดสอบโดยให้แรงเฉือนโดยตรงกับรอยแตกหิน (เครื่องทดสอบแบบให้แรงเฉือนโดยตรง) และแนวคิดเรื่องการจำลองคลื่นไหวสะเทือนในระดับต่างๆ (ดัดแปลงจาก ASTM D5607-95)

ขั้นตอนที่ 4 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ เปรียบเทียบผล

ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะนำไปวิเคราะห์ผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวที่ถูกจำลองขึ้นตามระดับค่า g ทั้งในด้านค่ารับกำลังแรงเฉือนสูงสุดและเคลื่อนตัวตามแนวแรงเฉือน ซึ่งจะนำไปสู่การพัฒนาเป็นกฎเกณฑ์และจะใช้ระเบียบคำนวณเชิงตัวเลขทางคอมพิวเตอร์เพื่อศึกษาและวิเคราะห์การกระจายของความเค้นเฉือนและการเคลื่อนตัวของหินตัวอย่างที่ทดสอบตามแนวรอยแตก ในการศึกษาและสร้างแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ จะใช้คอมพิวเตอร์โปรแกรม UDEC ในการวิเคราะห์

จากผลการทดสอบแรงเฉือนตามระดับค่า g ต่าง ๆ จะสามารถพัฒนาเป็นกฎเกณฑ์สำหรับการค่ารับกำลังเฉือนสูงสุดในรอยแตกหินและสร้างความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์เพื่อใช้ทำนายค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) และมุมเสียดทาน (Friction angle) ระหว่างรอยแตกในหิน เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในการคาดคะเนภายใต้สภาวะจริงที่มีผลกระทบจากคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวได้ โดยผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบทั้งหมดจะถูกนำมาสอบเทียบ (Calibration) เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด โดยใช้สมการเชิงคณิตศาสตร์และประกอบกับการใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ขั้นสูง (FLAC)



รูปที่ 1.3 แผนที่แสดงความเร่งของพื้นดิน (% g) จากข้อมูลของสถานีตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดินของสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว (กรมอุตุนิยมวิทยา, 2557)

ขั้นตอนที่ 5 การพัฒนาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์

ผลจากการทดสอบให้ห้องปฏิบัติการใช้เพื่อสร้างความสัมพันธ์สูตรคณิตศาสตร์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกและความเค้นตึงฉาก สมการดังกล่าวจะเป็นประโยชน์ในการหาผลกระทบของความต้านทานแรงเฉือนในฟังก์ชันภายใต้สภาวะสถิตและพลวัต

ขั้นตอนที่ 6 การถ่ายทอดเทคโนโลยีสู่กลุ่มเป้าหมาย

แผนการการถ่ายทอดเทคโนโลยีนี้คือ การนำข้อมูลไปเผยแพร่ในเว็บไซต์ของหน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณีเพื่อให้ผู้ที่สนใจทั่วไปสามารถสืบค้นได้ และนำผลงานวิจัยชิ้นนี้ลงตีพิมพ์ในวารสารนานาชาติหรือนำเสนอในการประชุมวิชาการระดับชาติเพื่อเผยแพร่ความรู้ในวงกว้างต่อไป

ขั้นตอนที่ 7 การสรุปผลและเขียนรายงาน

แนวคิด ขั้นตอนโดยละเอียด การวิเคราะห์ผลที่ได้จากการศึกษาทั้งหมด และข้อสรุปจะนำเสนอโดยละเอียดในรายงานฉบับสมบูรณ์ เพื่อที่จะส่งมอบเมื่อเสร็จโครงการ

สถานที่ทำการทดลอง: ห้องปฏิบัติการกลศาสตร์ธรณี อาคารเครื่องมือ 4
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา

สถานที่เก็บตัวอย่าง: ตัวอย่างหินที่ใช้จะจัดซื้อจากแหล่งขายหินหรือเหมืองหิน และบางส่วนจัดเก็บจากแนวหินโผล่ที่ปรากฏในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ผลงานวิจัยที่เสนอมานี้มีประโยชน์มากมายกับงานด้านธรณีวิทยาและวิศวกรรมธรณี ซึ่งสามารถสรุปเป็นหัวข้อได้ดังต่อไปนี้

1) ด้านวิชาการ สามารถสร้างองค์ความรู้ที่เป็นประโยชน์ในด้านวิศวกรรมธรณีและที่เกี่ยวข้องทำให้เข้าใจถึงผลกระทบจากคลื่นแผ่นดินไหวต่อภูเขาคาร์บอเนตกำลังแรงเฉือนในรอยแตกมวลหินอย่างแม่นยำ ซึ่งจะส่งผลให้การวิเคราะห์ออกแบบงานทางวิศวกรรมได้อย่างปลอดภัย

2) ด้านนโยบาย สามารถนำไปใช้กำหนดนโยบายการวางแผน วิเคราะห์ ออกแบบงานทางด้านวิศวกรรมในมวลหิน ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยการเกิดแผ่นดินไหวในระดับความรุนแรงที่ต่างกัน

3) ด้านเศรษฐกิจ ผลงานวิจัยที่ได้สามารถช่วยลดการพังทลายของโครงสร้างในมวลหิน ลดความสูญเสียด้านทรัพย์สินในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวได้

4) ด้านสังคมและชุมชน จะสามารถสร้างความเชื่อมั่นด้านความปลอดภัยแก่ประชาชนที่อยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวได้

5) จะนำไปเผยแพร่ในรูปของบทความในการประชุมสัมมนาเชิงวิชาการ หรือวารสารทางวิชาการในระดับนานาชาติ

1.7 หน่วยงานที่นำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์

ผลการวิจัยที่เสนอนี้จะมีประโยชน์อย่างมากและโดยตรงกับหลายหน่วยงาน ทั้งภาครัฐและเอกชน สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมธรณี วิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมโยธา รวมไปถึงหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างในชั้นหิน เช่น การสร้างเขื่อน การสร้างอุโมงค์ เหมืองแร่ บนดินและใต้ดิน เช่น หน่วยงาน

- 1) กองธรณีเทคนิค กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม
- 2) สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์
- 3) กองธรณีเทคนิค กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน
- 4) สถาบันการศึกษาที่เปิดสอนทางด้านวิศวกรรมเหมืองแร่ วิศวกรรมธรณี วิศวกรรมโยธา และวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม
- 5) บริษัทเอกชนที่ออกแบบและก่อสร้างเขื่อน ฐานราก อุโมงค์ และความลาดชันในมวลหิน
- 6) องค์การบริหารส่วนตำบล และองค์การบริหารส่วนจังหวัด ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัย แผ่นดินไหว

1.8 แผนการถ่ายทอดเทคโนโลยีหรือผลการวิจัยสู่กลุ่มเป้าหมาย

องค์ความรู้ที่ได้จากงานวิจัยนี้จะนำไปเผยแพร่ในรูปแบบของบทความในการประชุมสัมมนาเชิงวิชาการระดับนานาชาติ

บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรมวิจัยที่เกี่ยวข้อง

เนื้อหาในหัวข้อนี้สรุปผลที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรมวิจัยเบื้องต้นที่เกี่ยวกับกฎกำลังรับแรงเฉือน ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน ผลกระทบของลักษณะทางศิลาวิทยาต่อคุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ของหิน ผลกระทบจากแผ่นดินไหว (ความเร่งพื้นดินหรืออัตราเร่งแนวราบ) การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ และผลกระทบของแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างธรณีและการจำลองทางกายภาพซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

2.1 กฎเกณฑ์กำลังรับแรงเฉือน

การศึกษาความเสียหายของรอยแตกในหินเป็นศาสตร์ที่สำคัญในทางกลศาสตร์หิน เนื่องจากความเสียหายและผลกระทบของความเสียหายจะมีอยู่ในทุกขนาดของหินตั้งแต่ขนาดเล็ก เช่น การแตกและการเลื่อนตัวในผลึกของแร่ประกอบหินไปจนถึงขนาดใหญ่ขึ้น เช่น การแตกของตัวอย่างหินโดยมีรอยแตกผ่านระหว่างผลึกของแร่ไปจนถึงขนาดใหญ่มาก เช่น การแตกหรือการเลื่อนตัวของรอยแยกบนเปลือกโลกองค์ความรู้และความเข้าใจต่อคุณสมบัติและพฤติกรรมของความเสียหายของรอยแตกในหินจะนำไปประยุกต์ใช้ในวิศวกรรมหิน โดยเฉพาะการวิเคราะห์และประเมินเสถียรภาพของโครงสร้างต่าง ๆ ในมวลหินที่มีรอยแตก

การศึกษาค่ารับกำลังเฉือนสูงสุดสามารถอาศัยหลาย ๆ กฎเกณฑ์ที่ถูกสร้างขึ้น เช่น กฎของ Amonton กฎของการยกกำลัง (Power law) (Jaeger and Cook, 1979) กฎของ Coulomb (Jaeger, 1972) กฎของ Patton (Patton, 1966) กฎของ Ladanyi and Archambault (Ladanyi and Archambault 1970, 1972) กฎของ Barton (Barton, 1973) เป็นต้น เพื่อให้มีเหมาะสมกับลักษณะของพื้นผิวสัมผัสระหว่างรอยแตกของหินนั้น ๆ และยังรวมไปถึงผลกระทบของแรงดันน้ำที่อยู่ในรอยแตก (Pore pressure) ที่ส่งผลให้ค่ารับกำลังเฉือนสูงสุดนั้นลดลง

การทดสอบแรงเฉือนมีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่ามุมเสียหายผิวรอยแตกหินและนำผลการทดสอบที่ได้ไปใช้ในการพัฒนาความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก การทดสอบจะทำโดยการใช้แรงกดตั้งฉากกับระนาบรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน การทดสอบจะกระทำที่อุณหภูมิปกติ และปฏิบัติตามข้อกำหนดมาตรฐานสากล ASTM D5607-08 และข้อแนะนำของ ISRM (Brown, 1981) โดยการทดสอบจะกระทำจนถึงจุดสูงสุดของกำลังรับแรงเฉือน (Peak shear strength) และให้ตัวอย่างหินเคลื่อนที่เป็นระยะทางประมาณ 10% ของระยะในแนวรับแรงเฉือน

เกณฑ์ของคูลอมบ์แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและความเค้นตั้งฉาก โดยที่ค่ากำลังรับความเค้นเฉือนสูงสุด สามารถคำนวณได้จาก




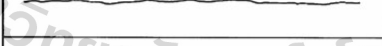

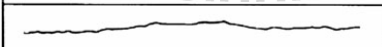

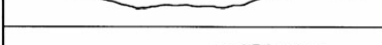


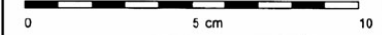
$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.1)$$

เมื่อ τ คือ กำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก, σ_n คือความเค้นตั้งฉาก, c คือความเค้นยึดติด และ ϕ คือมุมเสียดทาน ปัจจัยเหล่านี้ได้มาจากผลทดสอบจากห้องปฏิบัติการ ผลที่ได้นั้นอาจจะไม่สอดคล้องกับงานกลศาสตร์หินที่มีกำลังอัดสูง เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่าง τ และ σ_n ของเกณฑ์ของคูลอมบ์เป็นเส้นตรงขณะที่ความสัมพันธ์ที่แท้จริงนั้นเป็นเส้นโค้ง

Barton (1973) ได้ศึกษาพฤติกรรมธรรมชาติของรอยแตกหินและนำเสนอเกณฑ์ที่ได้ดัดแปลงจาก Patton สามารถเขียนให้เป็น

$$\tau = \sigma_n \tan \{ \phi_b + JRC \log_{10}(\sigma_j / \sigma_n) \} \quad (2.2)$$

เมื่อ τ คือกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก ϕ_b คือมุมเสียดทานพื้นฐาน σ_n คือความเค้นตั้งฉาก JRC คือสัมประสิทธิ์ความขรุขระและ σ_j คือกำลังรับแรงอัดของรอยแตก ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระสามารถเทียบได้จากรูปที่ 2.1

	JRC = 0 - 2
	JRC = 2 - 4
	JRC = 4 - 8
	JRC = 6 - 8
	JRC = 8 - 10
	JRC = 10 - 12
	JRC = 12 - 14
	JRC = 14 - 16
	JRC = 16 - 18
	JRC = 18 - 20
	

รูปที่ 2.1 โปรไฟล์ความขรุขระและค่า JRC ที่สอดคล้อง (Barton, 1973)

2.2 ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน

ความขรุขระของผิวรอยแตก ความเค้นตั้งฉาก ความเค้นยึดติด และมุมเสียดทานเป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงเฉือนของรอยแตก โดยทั่วไปหินที่มีลักษณะของผิวรอยแตกขรุขระจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าหินที่มีผิวรอยแตกเรียบ ความเค้นตั้งฉากหรือแรงกดตั้งฉากที่กระทำกับผิวของรอยแตกหากมีค่าสูงก็จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าสูงตามไปด้วย ความเค้นยึดติดของรอยแตกจะมีความสำคัญเมื่อผิวของรอยแตกมีลักษณะเป็นผิวขรุขระและยังไม่เกิดการเลื่อนไถลของรอยแตก มุมเสียดทานจะถูกกำหนดเป็นค่าคงที่ที่ขึ้นกับหินแต่ละชนิด ซึ่งหินที่มีค่ามุมเสียดทานสูงจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าหินที่มีค่ามุมเสียดทานต่ำ

ความขรุขระของผิวรอยแตกเป็นลักษณะตามธรรมชาติที่มีความสำคัญต่อกำลังรับแรงเฉือน โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับรอยแตกที่เกิดจากการเลื่อนประสานติดกันแน่น และรอยแตกที่ไม่มีวัสดุแทรก Barton (1976) เสนอค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของรอยแตก (Joint Roughness Coefficient, JRC) เพื่ออธิบายความขรุขระของพื้นผิวโดยมีค่าดัชนีตั้งแต่ 0 ถึง 20 การวัดค่านี้ใช้การประมาณด้วยการเปรียบเทียบโดยตรงกับลักษณะของความขรุขระที่แสดงไว้ในระดับต่าง ๆ

Vasarhelyi (1999) ได้ทำการศึกษาลักษณะของแรงกดตั้งฉากคงที่ที่มีผลต่ออัตราการยกดตัว (Dilation) แสดงให้เห็นว่ามุมของการยกดตัวที่วัดได้จะมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มแรงกดตั้งฉาก แบบจำลองที่ใช้แสดงลักษณะพฤติกรรมการเฉือนของรอยแตกจะเป็นแบบจำลองที่พิจารณาถึงสถานะความเป็นจริงของมวลหินเพื่อทำความเข้าใจลักษณะการเปลี่ยนแปลงของความเค้นตั้งฉากเพื่อให้สามารถคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนได้อย่างถูกต้อง การวัดความเปลี่ยนแปลงของการยกดตัวนี้แสดงให้เห็นว่าภายหลังจากเกิดความเค้นสูงสุดอัตราการยกดตัวจะไม่มีเปลี่ยนแปลง

ความเค้นยึดติด (Cohesion) ที่เกิดขึ้นกับพื้นผิวของรอยแตกจะเปลี่ยนไปตามสถานะของรอยแตกที่ต่างกัน เนื่องจากความเค้นยึดติดแม้เพียงเล็กน้อยก็จะส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตก ความเค้นยึดติดจึงเป็นตัวแปรสำคัญต่อกำลังของหิน ความเค้นยึดติดจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อเพิ่มแรงกดตั้งฉากจนกระทั่งถึงจุดสูงสุดที่พื้นผิวจะสามารถรับได้ สำหรับรอยแตกที่มีวัสดุแทรกอยู่ความเค้นยึดติดจะขึ้นกับคุณสมบัติและความหนาของวัสดุแทรก (Wyllie, 1998)

ในตัวอย่างหินทรายพบว่กำลังรับแรงกดสูงสุดของหินจะมีค่าสูงเมื่อหินมีเนื้อละเอียด (Handlin and Hager (1957) และพบว่ากำลังรับแรงกดสูงสุดของหินปูนและหินอ่อนจะสูงขึ้นเมื่อขนาดของเม็ดหินเล็กลง แร่ประกอบหินจึงเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงของหิน หินที่มีแร่จำพวก Quartz เป็นส่วนประกอบจะมีความแข็งแรงที่สุดเมื่อเทียบกับหินที่มีแร่ประกอบจำพวก Calcite และ เหล็กออกไซด์ หินที่มีแร่ประกอบจำพวกดินจะมีความแข็งแรงน้อยที่สุด (Vutukuri et al., 1974)

2.3 ผลกระทบของอัตราการให้แรงเฉือนและความเร็วในการเฉือน

ความต้านทานของแรงเสียดทานของรอยแตกหินขึ้นอยู่กับอัตราการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือน ขนาดของผลกระทบนี้ค่อนข้างผันแปรขึ้นอยู่กับประเภทของหินและระดับของความเค้นตั้งฉาก โดยทั่วไปสำหรับหินแข็งความต้านทานของแรงเสียดทานลดลงเมื่อเพิ่มอัตราการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือนมากกว่าความเร็ววิกฤติ (Crawford and Curran, 1981).

Jafari et al. (2003) ได้ศึกษาผลกระทบของอัตราเคลื่อนตัวบนกำลังรับแรงเฉือน (หรือความเร็วในการให้แรงเฉือน) การทดสอบแบบ monotonic บางส่วนได้ดำเนินในช่วงที่แตกต่างของกันของการเคลื่อนตัวตามแนวแกนในแรงดันที่ 4 MPa จาก 0.05 ถึง 0.4 mm/s ความแตกต่างระหว่างเส้นโค้งอาจสัมพันธ์กับผลกระทบความเร็วการให้แรงเฉือนบนผิวหยาบในครั้งที่สอง เนื่องจากระยะเวลาการเคลื่อนตัวที่มีทั้งหมดมีอย่างจำกัด สังเกตได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงเมื่อเพิ่มความเร็วในการให้แรงเฉือนใกล้เคียงกับค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและกำลังรับแรงเฉือนคงเหลือที่ความเร็วการให้แรงเฉือนสูง

Park and Song (2009) ทำการทดสอบการให้แรงเฉือนโดยตรงบนรอยแตกหินโดยใช้แบบจำลองอนุภาคที่ผูกมัด ความเค้นตั้งฉากที่ใช้กับตัวอย่างมีค่าเท่ากับ 3 และ 15 MPa ซึ่งมีค่าประมาณ 2% และ 10% ของกำลังรับแรงกดในแกนเดียวของตัวอย่างที่เป็นเนื้อเดียวกัน ความเค้นเฉือนเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจะกระทั่งกำลังสูงสุดส่งผ่านไปและค่าคงเหลือบางส่วนที่ยังคงค้างเนื่องจากการเคลื่อนตัวยังคงดำเนินต่อไป กำลังสูงสุดและกำลังคงเหลือคือ 5.33 และ 1.82 MPa ที่ความเค้นตั้งฉากอยู่ที่ 15.5 และ 5.77 MPa ที่ความเค้นตั้งฉากสูง แรงเสียดทานคำนวณจากอัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดต่อความเค้นตั้งฉากที่สูงและความเค้นตั้งฉากที่ต่ำคือ 1.78 ที่ 3 MPa และ 1.03 ที่ 15 MPa อัตราเปลี่ยนการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากแสดงค่าสูงสุดอยู่ที่ระดับค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดและค่อยๆ ลดลงในทั้งสองกรณี การเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากยังคงเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นตั้งฉากต่ำในขณะที่มันลดลงที่ความเค้นตั้งฉากสูงเมื่อมาถึงสถานะคงเหลือ การเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากและการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือนอยู่ที่ 1.6 mm และ 0.795 mm ที่ 3 MPa และ 0.434 mm ที่ 15 MPa ค่าเหล่านี้มีประมาณ 2.21% และ 1.21% ของความสูงตัวอย่างที่ 36 mm มีรอยแตกจำนวน 8 รอยแตกในแนวตั้งฉาก (รอยแตกจากแรงดึง) มากกว่ารอยแตกจากแรงเฉือนและจำนวนรวมเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มความเค้นตั้งฉาก: 650 รอยแตกที่ 3 MPa และ 3,290 ที่ 15 MPa สำหรับการกล่าวถึงจำนวนของรอยแตกที่ร่วมกันคือ 5,196 รอยแตกในระยะเริ่มแรก รอยแตกเริ่มต้นอยู่ที่ 80% ของค่าสูงสุดและกระจายอย่างรวดเร็วจนความเค้นเฉือนคงเหลืออยู่ที่ 80% ของความเค้นเฉือนสูงสุดหลังจากผ่านช่วงค่าสูงสุดมาแล้ว หลังจากเริ่มการแตกครั้งแรกความเค้นเฉือนแสดงความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรงกับการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือน

2.4 ผลกระทบของความขรุขระต่อรอยแตก

Kwafniewski และ Wang (1997) ได้ศึกษาพัฒนาการของผิวความขรุขระและพฤติกรรมเชิงกลของรอยแตกหินภายใต้แรงเฉือน ลักษณะพฤติกรรมของแรงเฉือนต่อรอยแตกหินโดยความแข็งแรงเฉือนและค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดขึ้นอยู่กับทำให้ความเค้นตั้งฉากเป็นหลัก ความแข็งแรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนมีความสัมพันธ์กันเล็กน้อย การทดลองแสดงความซับซ้อนโดยขึ้นอยู่กับความแข็งแรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดบนผิวขรุขระ ผลการทดสอบแสดงที่ θ ต่ำๆ ความแข็งแรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนมีความสัมพันธ์กันเล็กน้อย ในกรณีเช่นนี้ความต้านทานของแรงเฉือนลดลงเมื่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นไปแล้วครั้งหนึ่ง อย่างไรก็ตามที่ θ สูงๆ ทั้งความแข็งแรงเฉือนและกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญและลดความต้านทานของแรงเฉือนหลังจากกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเกิดขึ้นไปแล้วอย่างชัดเจนสำหรับ $\theta = 45^\circ$ ในสภาวะแรงตั้งฉากสูงจำนวนค่าสูงสุดที่สำคัญจะได้รับการบันทึกในก่อนหมดช่วงความยืดหยุ่นเมื่อแรงตั้งฉากและแรงผิวสัมผัสผิวขรุขระของรอบแตกหินเกิดความเสียหายในระหว่างกระบวนการให้แรงเฉือน รูปแบบการแตกของความขรุขระบนผิวขรุขระและการเชื่อมของผิวโครงสร้างขึ้นอยู่กับแรงในแนวตั้งฉากที่ใช้ตลอดการเฉือน กระบวนการความเสียหายทางกายภาพของผิวเฉือนที่เป็นผิวจริงจะซับซ้อนมากเนื่องจากลักษณะแบบสุ่มของตัวผิวโครงสร้างเอง ค่อนข้างเป็นไปได้ว่าความเสียหายของผิวขรุขระเกิดขึ้นจากกลไกทางกลศาสตร์ต่างๆ ตัวอย่างเช่นการแยกเนื่องจากแรงดึงเกิดความขรุขระที่สูงในสภาวะใดส่วนหนึ่งของผิว นอกจากนี้ในบางประเด็นความเสียหายของกลไกแต่ละผิวอาจเกิดขึ้นมาแล้วในการให้แรงมาก่อนหน้านี้ การเปลี่ยนแปลงระดับมหัพภาคสังเกตได้ในสภาพจริงของผิวซึ่งเป็นเพียงส่วนหนึ่งของกระบวนการเกิดความเสียหายทั้งหมด

Lee et al. (2001) ได้เสนอระบบการทดสอบแรงเฉือนแบบวัฏจักรที่กำหนดขึ้นเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมเชิงกลของรอบแตกหินที่ขรุขระภายใต้สภาวะการให้แรงแบบวัฏจักร การทดสอบแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการดำเนินการทดสอบโดยรอยแตกจาก Hwangdeung granite และ Yeosan marble ด้วยรอยแตกแบบ เลื่อยตัดและใช้แรงดึง ก่อนที่จะมีการทดสอบลักษณะผิวขรุขระของแต่ละตัวอย่างมีการวัดผิวด้วยการใช้เลเซอร์โปรไฟล์มิเตอร์ พฤติกรรมการเฉือนแบบ Monotonic ของรอยแตกขรุขระคือแบบการจำลองการเพื่อใช้ในการศึกษานี้ ข้อมูลพารามิเตอร์ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ นอกจากนี้มุมความขรุขระเริ่มแรกและสัมประสิทธิ์ความเสียหายการลดลงของความขรุขระจะถูกคำนวณด้วยผลการวิเคราะห์จากเลเซอร์โปรไฟล์มิเตอร์ การจำลองพฤติกรรมการเฉือนของรอยแตกสามตัวอย่างจะถูกใส่ผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองที่นำเสนอมีความแม่นยำต่อกำลังรับความเค้นเฉือนสูงสุดและความสัมพันธ์เค้นเฉือนการเคลื่อนตัวจากแรงเฉือนจากการจำลองเชิงตัวเลขจะเข้าคู่กันได้อย่างใกล้เคียงด้วยผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ กราฟเส้นโค้งจำลองการกระดกนอกจากนี้ยังสามารถเข้ากับแนวโน้มทั่วไปของการเปลี่ยนแปลงไม่เป็นเชิงเส้นสำหรับรอยแตกแบบขรุขระ

Kemthong and Fuenkajorn (2007) ทำการการให้แรงเฉือนโดยตรงบนตัวอย่างจากเลื่อยตัดเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานพื้นฐาน (ϕ_0) และกำลังรับแรงกดของหิน (UCS) ส่วนการ

ทดสอบตัวอย่างที่มีรอยแตกจากแรงดึง สามารถตรวจสอบจุดยึดหยุ่นกำลังรับแรงเฉือนรอยแตกภายใต้ความแตกต่างของค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (JRC) ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าเกณฑ์ของ Barton ใช้การจำแนกพารามิเตอร์สามารถทำนายผลกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกขรุขระในหินอ่อนและหินทรายได้อย่างน่าพอใจและทำนายกำลังรับแรงเฉือนได้เล็กน้อยในตัวอย่างหินบะซอลต์ อย่างไรก็ตามมันไม่สามารถอธิบายกำลังรับแรงเฉือนของรอยแตกตัวอย่างหินแกรนิต นี่อาจจะเป็นเพราะผิวรอยแตกที่ได้จากเหลี่ยมตัดที่มีเม็ดแกรนหยาบและมีผลึกที่แข็งแรงมันทำให้หินเรียบเนียนมากจะให้ผลทดสอบที่ได้ ϕ_b ต่ำไม่สมจริง เกณฑ์กำลังรับแรงเฉือนของ Barton มีความอ่อนไหวต่อค่า ϕ_b มากกว่ากำลังรับแรงกดของหิน(UCS) และค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ(JRC) สำหรับตัวอย่างหินทรายทั้งหมด ϕ_b มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 33 ± 8 องศา เห็นได้ชัดว่ามันอยู่กับการเชื่อมประสานของตัวเนื้อวัสดุเอง ค่าเฉลี่ย ϕ_b ของการทดสอบตัวอย่างหินอ่อนและหินปูนอยู่ที่ 35 ± 3 องศาและมันยังขึ้นอยู่กับการกำลังรับแรงกดของหิน(UCS) สำหรับค่า ϕ_b ของตัวอย่างหินประเภทอื่นๆ จะเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดด้วยกำลังรับแรงกดของหิน(UCS) โดยเฉพาะหินที่มีความแข็งมากๆ ปัจจัยที่ควบคุม ϕ_b คือผลึกของหินซึ่งอาจจะเป็นผลึกของหินแร่ประกอบหิน และกระบวนการตัดเตรียมตัวอย่าง สำหรับหินตะกอนอนุภาคมีขนาดเม็ดรูปร่างและความแข็งแรงของการเชื่อมประสานของเนื้อวัสดุ

2.5 ผลกระทบของแผ่นดินไหวจากอัตราเร่งพื้นดิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพของมวลหินบนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kramer (1996) เสนอการพิจารณาผลกระทบด้านความเค้นเชิงจลศาสตร์ที่เกิดขึ้นจากการสั่นของแผ่นดินไหว และผลกระทบของแรงนี้ต่อความแข็งและพฤติกรรมของความเค้นและความเครียดของวัสดุบนความลาดเอียง ค่าปัจจัยของเสถียรภาพมวลหินมีความอ่อนไหวต่อความแตกต่างของค่าสัมประสิทธิ์ของคลื่นแผ่นดินไหวในแนวราบ โดยค่าปัจจัยของเสถียรภาพของมวลหินจะลดลงเนื่องจากผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวในขณะที่ยาค่ามุมเสียดทานของรอยแตกเพิ่มขึ้น

การวิเคราะห์ผลกระทบของแผ่นดินไหวแสดงโดยความเร่งในแนวราบและความเร่งในแนวตั้ง โดยวิธี Pseudostatic เพื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียง สำหรับการวิเคราะห์แบบ Pseudostatic นั้นสามารถทำได้โดยใช้วิธี Limit equilibrium และใช้วิธี Dynamic loading ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่เวลาคงที่มีความเหมาะสมต่อมวลของปริมาตรของหินที่ไม่มีเสถียรภาพตามค่าสัมประสิทธิ์ของคลื่นแผ่นดินไหว ขนาดของความเร่งเชิง Pseudostatic จะสัมพันธ์กับการคาดการณ์ความรุนแรงของการเคลื่อนที่ของมวล แรง Pseudostatic ในแนวราบจะทำให้ค่าปัจจัยความปลอดภัยลดลง โดยลดแรงต้าน ($\phi > 0$) และเพิ่มแรงเคลื่อน สำหรับแรง Pseudostatic ในแนวตั้งมีอิทธิพลต่อค่าปัจจัยความปลอดภัยน้อย เนื่องจากแรงที่ลดลงหรือเพิ่มขึ้นจะอยู่กับทิศทางของแรง ทั้งแรงเคลื่อนและแรงต้าน (Terzaghi, 1950; Giani, 1992; Kramer, 1996)

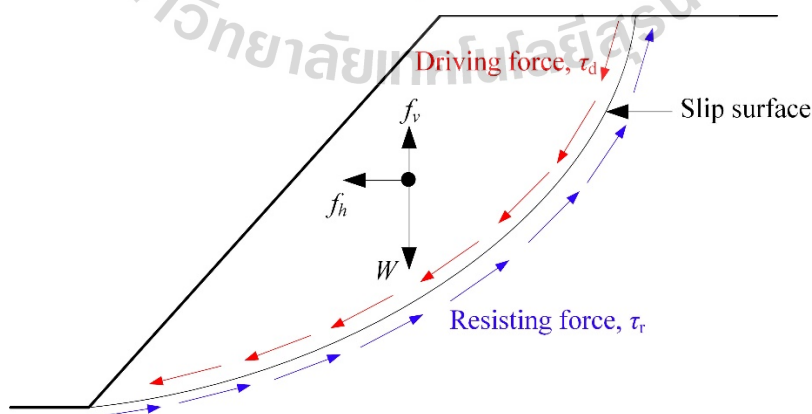
Terzaghi (1950) ได้นำเสนอวิธีการให้แรงสถิตเทียม (pseudo-static) ซึ่งเป็นวิธีง่ายต่อการประเมินเสถียรภาพแผ่นดินไหวต่อความลาดชัน วิธีการนี้สามารถใช้ได้กับความลาดชันที่มนุษย์หรือธรรมชาติสร้างขึ้นตามหลักของวิธีแบบการวิเคราะห์หรือวิธีการเชิงตัวเลข แรงจากแผ่นดินไหวที่กระทำต่อองค์ประกอบหรือความลาดชันทั้งหมด สามารถเขียนออกมาในแบบอัตราเร่งในแนวราบและอัตราเร่งในแนวตั้งที่เท่ากับแรงโน้มถ่วงคูณกับ a ค่าสัมประสิทธิ์ k ซึ่งเรียกว่าค่าสัมประสิทธิ์ของแรงสถิตเทียม (pseudo-static) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 และสมการ 2.3-2.4 ดังนั้น k คูณกับแรงโน้มถ่วงโลกเท่ากับ $a = kg$ จะทำให้เกิดแรงแผ่นดินไหวสมมุติว่า a แรงสถิตเทียมกระทำกับมวลที่สามารถไหลได้ W จะเป็น

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2.3)$$

และ

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2.4)$$

เมื่อ a_h และ a_v คือความเร่งเชิงสถิตเทียมในแนวราบและแนวตั้ง k_h และ k_v คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของ Pseudostatic ในแนวราบและแนวตั้งที่ไม่ขึ้นกับทิศทาง g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก โดยสามารถประเมินได้จากค่าความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจาก Mercalli scale แสดงตามตารางที่ 2.1 (Gendzwill, 2008) และในเขตเสี่ยงภัยสำหรับประเทศไทยได้แสดงแผนที่ดังรูปที่ 1.2 โดยแสดงความเร่งของพื้นดิน (% g) ประมาณค่าโดยใช้วิธีการ Kriging จากข้อมูลของสถานีตรวจวัดอัตราเร่งของพื้นดินของสำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว (กรมอุตุนิยมวิทยา, 2557)



รูปที่ 2.2 แรงที่กระทำต่อความลาดชันในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันแบบแรงสถิตเทียม (Zhang, 2015)

ตารางที่ 2.1 ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ประเมินจาก Mercalli scale (ประยุกต์มาจาก Richter (1958) และ Wald et al. (1999))

อันดับความรุนแรง ตามมาตรา Mercalli	อัตราเร่ง (g)	ผลกระทบทั่วไป
I	<0.0017	ไม่รู้สึกลึ้นไหว ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือ
II	0.0017	รู้สึกบางคนโดยเฉพาะผู้อยู่ชั้นบนของอาคาร สิ่งของแกว่งไกว
III	0.014	ผู้อยู่ในอาคารรู้สึก โดยเฉพาะผู้อยู่ชั้นบนอาคาร แต่ผู้คนส่วนใหญ่ยังไม่รู้สึกว่าแผ่นดินไหว
IV	0.014-0.039	ในเวลากลางวันผู้คนที่อยู่ในอาคารรู้สึกมากแต่ผู้อยู่นอกอาคารรู้สึกบางคน เกิดการสั่นของจำนวนหน้าต่างประตูคล้ายรถบรรทุกชนอาคาร
V	0.039-0.092	เกือบทุกคนรู้สึกหลายคนตกใจตื่นวัตถุที่ไม่มั่นคงล้มคว่ำ เสาต้นไม้ แกว่งไกว
VI	0.092-0.18	ทุกคนรู้สึกเครื่องเรือนเคลื่อนปล่องไฟแตกเกิดความเสียหายเล็กน้อยกับอาคาร
VII	0.18-0.34	ทุกคนตกใจวิ่งออกนอกอาคารอาคารที่ออกแบบดีไม่เกิดความเสียหายจะเกิดความเสียหายเล็กน้อยถึงปานกลางกับอาคาร สิ่งก่อสร้างธรรมดาเสียหายมาก
VIII	0.34-0.65	เสียหายเล็กน้อยกับอาคารที่ออกแบบไว้ดี เสียหายมากในอาคารธรรมดาบางส่วนของอาคารพังทลาย เสียหายอย่างมากในอาคารที่ออกแบบไม่ดี ผนังอาคารหลุดออกนอกอาคาร ปล่องไฟพัง ดินและทรายพุ่งขึ้นมา
IX	0.65-1.24	เสียหายมากในอาคารที่ออกแบบไว้ดี โครงของสิ่งก่อสร้างบิดเบนจากแนวตั้ง เสียหายอย่างมากกับอาคารและบางส่วนพังทลาย ตัวอาคารเคลื่อนจากรฐานราก พื้นดินแตก ท่อใต้ดินแตกหัก
X	>1.24	อาคารไม้ที่สร้างไว้อย่างดี เสียหาย โครงสร้างอาคารพังทลาย รางรถไฟบิด พื้นดินแตก แผ่นดินถล่มหลายแห่ง ทรายและโคลนพุ่งจากพื้นดิน
XI	>1.24	สิ่งก่อสร้างเหลืออยู่น้อย สะพานถูกทำลาย พื้นดินมีรอยแยกกว้าง ท่อใต้ดิน เสียหายหมด รางรถไฟบิดงอมาก
XII	>1.24	เสียหายทั้งหมด เห็นคลื่นบนพื้นดิน เส้นแนวระดับสายตาบิดเบน วัตถุสิ่งของกระเด็นในอากาศ

การวิเคราะห์แบบ Pseudostatic เป็นการนำเสนอผลกระทบของแผ่นดินไหวโดยการประยุกต์ความเร่งในแนวดิ่งและแนวราบในเชิงสถิติ แรงเฉื่อยที่เกิดจากความเร่ง (Accelerations) ทำให้แรงเคลื่อน (Driving force) เพิ่มขึ้น และจะลดแรงต้านทานการเคลื่อนที่ของความลาดเอียง โดยสามารถวิเคราะห์ค่าปัจจัยความปลอดภัยได้ดังนี้

$$FS = \frac{\text{resisting force}}{\text{driving force}} = \frac{c l_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (2.5)$$

เมื่อ c และ ϕ คือค่าตัวแปรของความแข็งของ Mohr-Coulomb ส่วน l_{ab} คือความยาวของระนาบที่พังทลาย W คือน้ำหนักของมวลที่มีเกิดการพังทลาย F_h และ F_v คือแรงเฉื่อยในแนวราบและแนวดิ่งจากสมการ 2.3 แรงสถิติเทียบถูกกำหนดโดยค่าสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหว ปัญหาสำคัญของขั้นตอนของแรงสถิติเทียบคือการเลือกค่าสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหวที่เหมาะสมภายใต้ปัจจัยความปลอดภัย (FS) ที่ยอมรับได้ มีการศึกษาเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงสถิติเทียบที่เหมาะสมที่สุดโดยพิจารณาจากประสบการณ์และการประมาณการ เอกสารเก่าๆที่ทำข้อเสนอแนะในการใช้คือ 0.1 สำหรับแผ่นดินไหวรุนแรง, 0.2 สำหรับแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากหรือแผ่นดินไหวที่ทำลาย และ 0.5 สำหรับการเกิดแผ่นดินไหวระดับพิงพินาส

Prasad et al. (2004) ดำเนินการทดสอบในวิศวกรรมแผ่นดินไหวภายใต้สภาพแวดล้อมที่ 1g มันจึงกลายมาเป็นส่วนสำคัญในการวิจัย เมื่อมีข้อจำกัดทางการเงินเกิดขึ้นมันเป็นการยากที่จะผลิตโต๊ะเขย่าที่มีกระบวนการที่ซับซ้อนในสถานการณ์เช่นนี้โต๊ะเขย่าต้องประดิษฐ์ด้วยมือและสามารถใช้งานได้โต๊ะเขย่าที่ประดิษฐ์มานั้นสร้างอัตราเร่งได้ในระดับ 0.5g ที่ความถี่ประมาณ 2 เฮิรตซ์ ด้วยน้ำหนักบรรทุกที่ 7 kN ทำให้เกิดการสั่นสะเทือนแบบแกนเดียว, ฮาร์มอนิก และไซน์ ความถี่การสั่นสะเทือนของโต๊ะเขย่าขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่บรรทุก การให้แรงที่ต่ำประมาณ 80 N ก็เพียงพอที่จะทำให้โต๊ะเขย่าทำงานต่อไปเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ผลกระทบของอัตราเร่งแผ่นดินไหวพื้นดิน

Baraza et al. (1992) วิเคราะห์แท่งตัวอย่างจากความลาดชันของทะเล Alboran พบว่ามีความแปรปรวนมากในเนื้อแท่งตัวอย่างและคุณสมบัติทางธรณีเทคนิคการวิเคราะห์เสถียรภาพแสดงให้เห็นว่าตะกอนมีเสถียรภาพภายใต้แรงโน้มถ่วงแบบสถิตแต่อาจจะไม่เสถียรภาพภายใต้แรงแผ่นดินไหว การพังของความลาดชันอาจเกิดขึ้นได้ด้วยอัตราเร่งพื้นในแนวราบที่มากกว่า 0.16g และ 0.43g ที่เกิดจากเหินยวนำโดยแผ่นดินไหว

Chen et al. (2003) ศึกษาการพังของความลาดชันอย่างกว้างขวางที่เกิดจากการกระตุ้นโดยแผ่นดินไหวในภาคกลางของไต้หวันใช้การวิเคราะห์แบบแรงสถิติเทียบ (Pseudo-static) การวิเคราะห์เสถียรภาพแบบแรงสถิติเทียบดำเนินการโดยมีคุณสมบัติของวัสดุลดลงด้วยค่ากำลังรับแรงสูงสุดถึงค่ากำลังรับแรงคงเหลือและปัจจัยการลดต่างๆจากอัตราเร่งพื้นสูงสุด ผลจากการวิเคราะห์แบบแรงสถิติ

เทียบปัจจัยการลดอยู่ที่ $2/3$ น่าจะทำให้เกิดการสึกหรือได้โดยการย่อยสลาย 30% ของความแข็งแรงวัสดุ

มีการบันทึกประวัติการเกิดแผ่นดินไหวด้วยเครื่องวัดแผ่นดินไหว นักแผ่นดินไหวสามารถประเมินความรุนแรงของการเคลื่อนที่ของพื้นดินด้วยมาตรา Mercalli (ตารางที่ 2.1) โดยใช้ข้อมูลดังกล่าวในการประเมินแผ่นดินไหวแบบหยาบได้ หากข้อมูลความรุนแรงสามารถใช้งานได้ในสถานที่ที่แตกต่างกัน การประเมินขนาดแผ่นดินไหวก็สามารถหาค่าได้คร่าวๆ (Gendzwil, 2008).

Silva et al. (2006) ระบุว่าอัตราเร่งในแนวราบผันแปรจาก 0.07g – 0.16g จากแนวรอยเลื่อนที่บริเวณอุโมงค์ช่องแคบ Bolonia Bay (สเปนใต้) อัตราเร่งพื้นในแนวราบสูงสุดวัดได้จากบริเวณ Loma Prieta แผ่นดินไหวอยู่ในช่วง 0.1g และ 0.25g

Hack et al. (2007) ใช้ให้เห็นว่าระหว่างเกิดการเกิดแผ่นดินไหวอัตราเร่งในแนวราบมันจะเพิ่มกำลังที่ไม่เอื้ออำนวยให้กับบล็อกที่อาจจะทำให้เกิดความไม่มั่นคง อย่างไรก็ตามอัตราเร่งยังช่วยลดความเค้นในแนวตั้งฉากบนระนาบที่สัมผัสกันและส่งผลกระทบต่อแรงเสียดทานของกำลังรับแรงเฉือนตลาดแนวระนาบ

Woodward and Griffiths (1996) แนะนำการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบและองค์ประกอบที่แน่นอนแบบไม่เป็นเส้นตรงแบบพลวัต (dynamic non-linear finite element) เพื่อการประเมินพฤติกรรมแบบพลวัตของบริเวณที่รองรับความโน้มถ่วงต่อการให้แรงแผ่นดินไหวในแนวราบ ในการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบอัตราเร่งพื้นสูงสุดจะถูกแปลงมาเป็นแรงเฉื่อยและการให้แรงโน้มถ่วงที่เพิ่มขึ้นในแนวราบ ในการวิเคราะห์แบบพลวัตประวัติการเกิดแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงได้รับการขนาดเพิ่มให้อัตราเร่งสูงสุดพื้นดินมีค่าอยู่ที่ 0.1g และ 0.3g มีข้อตกลงที่ดีระหว่างการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบและวิธีการวิเคราะห์เพื่อคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันพื้น อย่างไรก็ตามผลการวิเคราะห์แบบพลวัตมีการตีความอย่างรอบคอบ ในการวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบการเพิ่มขึ้นของจุดของผลการประยุกต์จากแรงที่ยังกระทำอยู่ด้วยสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหวในแนวราบจากจุดหนึ่งไปจุดสามไปจนถึงจุดศูนย์กลาง การเปลี่ยนแปลงจุดจากการประยุกต์จะแสดงให้เห็นรูปแบบการเปลี่ยนแปลงรูปแบบของจุดต่างๆ การวิเคราะห์ทั้งสองแบบนี้ชี้ให้เห็นว่าความสำคัญของการกำหนดขนาดของการทำนายการเคลื่อนตัวเมื่อประเมินพฤติกรรมของจุดเมื่อให้แรงแผ่นดินไหว

2.6 ผลกระทบแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างธรณี

Owen and Scholl (1981) กล่าวถึงการทบทวนการปฏิบัติงานที่ผ่านมาของ 127 ช่องใต้ดินในช่วงการเกิดแผ่นดินไหวโดยระบุว่าโครงสร้างใต้ดินโดยทั่วไปจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวน้อยกว่าโครงสร้างบนผิวดินที่ตำแหน่งทางภูมิศาสตร์เดียวกัน อย่างไรก็ตามความเสียหายที่ร้ายแรงตลอดจนการพังทลายจะมีการบันทึกไว้อยู่ เสถียรภาพของอุโมงค์ในระหว่างการเคลื่อนตัวของแผ่นดินไหวมีผลกระทบจากพารามิเตอร์ของการเคลื่อนตัวสูงสุดของพื้น ช่วงการเกิดแผ่นดินไหวและชนิดของการสนับสนุน สภาวะของพื้นดิน และ ความเค้นในภาคสนาม

Daisuke et al. (2003) ระบุว่าโดยปกติแล้วอุโมงค์ใต้ดินจะมีความทนทานต่อแผ่นดินไหวสูง อย่างไรก็ตามอุโมงค์ใต้ดินสำหรับการใช้ในการก่อสร้างในพื้นที่ดินจะอยู่ในระดับที่ตื้นเพื่อความสะดวกในการเข้าถึงอุโมงค์ ดังนั้นในการก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นหินใต้ดินต้องคำนึงถึงอิทธิพลแผ่นดินไหว

Hashash et al. (2001) ชี้ให้เห็นว่าประสิทธิภาพของสิ่งอำนวยความสะดวกในใต้ดินในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว (1) โครงสร้างใต้ดินได้รับความเสียหายน้อยกว่าโครงสร้างพื้นผิว (2) ความเสียหายจากแผ่นดินไหวจะลดลงเมื่อความลึกความถี่ดินให้ลดลงไป อุโมงค์ลึกดูเหมือนจะปลอดภัยและไม่เสี่ยงต่อการสะท้อนแผ่นดินไหวมากกว่าอุโมงค์ในระดับที่ตื้น

CDMG (1997) ได้พัฒนาแนวทางต่อไปนี้เกี่ยวกับพฤติกรรมความลาดชัน; (1) 0-100 mm ไม่น่าจะสอดคล้องกับการเคลื่อนไหวอย่างรุนแรงของแผ่นดินไหว; (2) 100-1,000 mm ความลาดชันเริ่มการเปลี่ยนรูปร่างจะเกิดจากการเขย่าของพื้นดินที่เพียงพอหรือสูญเสียกำลังรับพองที่จะส่งผลต่อการพังจากการเกิดแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่อง; และ (3) การเคลื่อนตัวจากความเสียหายที่มากกว่า 1,000 mm เกิดแผ่นดินถล่มและความชันอาจจะถูกพิจารณาว่าไม่เสถียร เมื่อใช้เกณฑ์การเคลื่อนตัวในการออกความลาดชันหิน ให้พิจารณาถึงปริมาณการเคลื่อนตัวที่จะต้องเกิดขึ้นก่อนการเคลื่อนตัวของกำลังรับแรงเฉือนคงเหลือมาถึง ยกตัวอย่างเช่นถ้าผิวเคลื่อนเป็นชุดความไม่ต่อเนื่องแบบเดียวที่มีวัสดุในการเชื่อมประสานอ่อน การเคลื่อนตัวไม่กี่เซนติเมตรอาจจะเพียงพอที่จะทำให้กำลังรับลดลงไปช่วงค่าคงเหลือ ในทางตรงกันข้าม รอยแตกมวลหินอาจจะผ่านการเคลื่อนตัวหลายเมตรและลดแรงเฉือนลงเล็กน้อย

Ghosh A. et al (1996) ได้แนะนำว่าการขุดเจาะในอุโมงค์ลึกมีความต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวมากกว่าโครงสร้างพื้นผิว

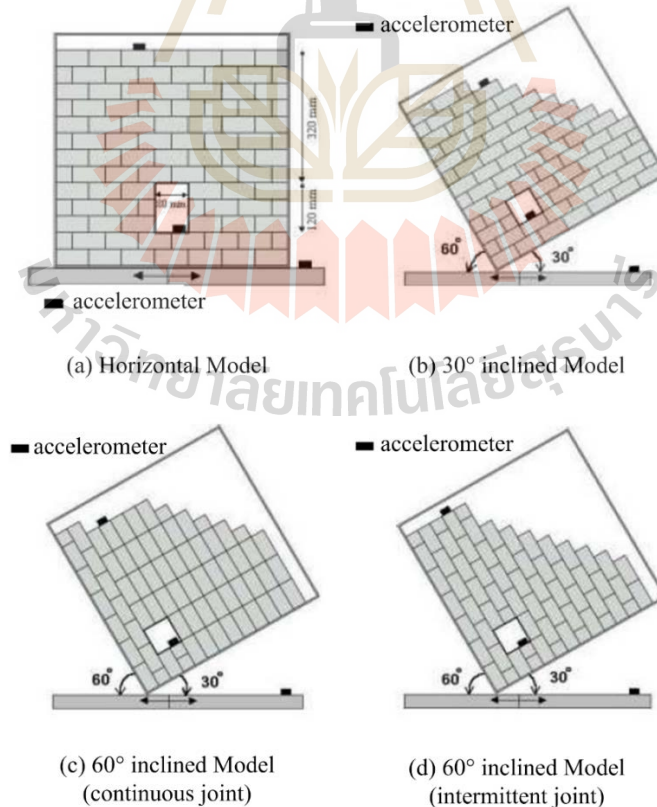
Dowding and Rozen (1978) ได้นำเสนอผลงานครั้งแรกที่สร้างความเสียหายต่ออุโมงค์หินเนื่องจากการสั่นของแผ่นดินไหว พวกเขารวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับ 71 อุโมงค์และเปรียบเทียบพฤติกรรมเหล่านั้นด้วยการประเมินอัตราเร่งสูงสุดพื้นดิน (PGAs) และความเร็วสูงสุดพื้นดิน (PGVs) สรุปได้ดังนี้; (1) การพังของอุโมงค์จากเขย่าเกิดจากสภาวะที่รุนแรงมากเท่านั้น (2) ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นเมื่อ PGAs ต่ำกว่า 0.19g หรือ PGVs ต่ำกว่า 0.2 m/s (3) ความเสียหายปานกลางเมื่อ PGAs มีขนาดไม่เกิน 0.5g และ PGVs ไม่เกิน 0.9 m/s (4) ความเสียหายปานกลางถึงสูงขึ้นอยู่กับ PGAs มีขนาดมากกว่า 0.5g (5) การพังของอุโมงค์เกิดขึ้นเฉพาะกับอุโมงค์ที่มีส่วตัดผ่านกับแนวรอยเลื่อน (6) อุโมงค์ปลอดภัยกว่าโครงสร้างแผ่นดินทุกเหตุการณ์

Lenhardt (2009) แนะนำว่าควรมีการแยกผลกระทบจากแผ่นดินไหวต่อการดำเนินงานเหมืองแร่ โดยที่การดำเนินงานเหมืองแร่บนพื้นดินมีแนวโน้มที่จะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวมากกว่าการดำเนินงานใต้ดิน เช่น สถานการณ์เหมืองใต้ดินในประเทศออสเตรเลียที่นั่นเกิดผลกระทบไม่รุนแรงมากนัก แม้ว่าในขณะที่แผ่นดินไหวขนาดใหญ่เกิดขึ้นกับใต้ดิน แต่จะทำให้เกิดความเสียหายและทำให้เกิดอันตรายขึ้นในใต้ดินระดับตื้นได้มากกว่า

2.7 แบบจำลองทางกายภาพ

Barton and Hansteen (1979) ใช้แบบจำลององค์ประกอบแบบสองมิติและแบบจำลองชุดความไม่ต่อเนื่องทางกายภาพ (20,000 บล็อก) เพื่อเปรียบเทียบการเปลี่ยนรูปที่เป็นผลมาจากการเจาะช่องขนาดใหญ่ จำนวนที่ต่างกันของการวางตัวของชุดความไม่ต่อเนื่องและแบบของความเค้นในแนวราบ บางแบบนั้นได้รับการให้แรงแบบพลวัตที่จำลองจากแผ่นดินไหว ($0.2 - 0.7g$) พวกเขาพบว่าความเค้นในแนวราบที่มีสาเหตุมาจากการยกตัวของพื้นผิวเมื่อการวางตัวของชุดความไม่ต่อเนื่องวางตัวได้เหมาะสมต่อเสถียรภาพ การวางตัวของชุดความไม่ต่อเนื่องยังกำหนดได้ว่าเสาที่ตั้งอยู่ระหว่างช่องเปิดที่ขนานกันนี้อยู่ในสถานะของแรงกดหรือแรงดึง

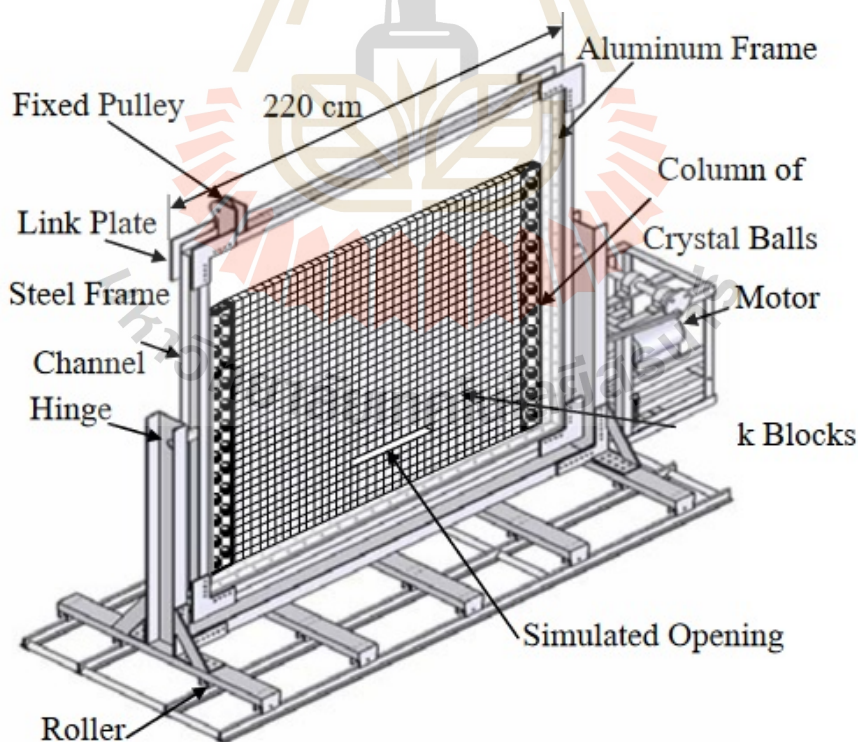
Genis and Aydan (2002) ได้ทำการทดลองแบบพลวัตด้วยโต๊ะเขย่าซึ่งเป็นเครื่องมือที่จำลองช่องเปิดใต้ดินในระดับตื้น ในการทดสอบพวกเขาใช้หินปูน Ryukyu ผิวบล็อกตัวอย่างตัดจากใบเลื่อย โดยเป็นช่องเปิดเป็นรูปทรงเรขาคณิตทำเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า ($W/H = 2/3$) และเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสตั้งในตัดขวางนั้นพวกเขาสามารถกำหนดรูปร่างสูงสุดในการที่จะทำให้ชุดความไม่ต่อเนื่องคงอยู่และการให้แรงแบบพลวัต (รูปที่ 2.3) ศึกษาความแตกต่างของเงื่อนไขการโดยการพิจารณาโดยคำนึงถึงการวางตัวของระนาบการวางตัวของหินและรูปแบบของชุดความไม่ต่อเนื่อง ไม่มีบล็อกที่ไม่เสถียรภาพของช่องเปิดในระหว่างและหลังการเขย่า



รูปที่ 2.3 รูปแบบการทดสอบของช่องเปิดใต้ดินบนโต๊ะเขย่า (Genis and Aydan, 2002)

Pangpetch and Fuenkajorn (2007) ใช้รูปแบบการจำลองทางกายภาพหรือรูปแบบที่ปรับขนาดลงมาเพื่อจำลองพฤติกรรมการพังของความลาดชันหินในห้องปฏิบัติการ วัตถุประสงค์การออกแบบคือต้องมีประสิทธิภาพในการจำลองการพังแบบไถและการพังแบบโค่นล้มภายใต้สภาวะแห้งและสภาวะการจมน้ำและควรให้การประเมินผลกระทบของการให้แรงแบบพลวัตในแนวด้านข้างแบบอัตราเร่งคงที่ต่อเสถียรภาพความลาดชัน รูปที่ 2.4 แสดงแพลตฟอร์มทดสอบด้วยบล็อกตัวอย่างที่ถูกรรจุนในโครงทดสอบผลการจำลองชี้ให้เห็นว่าวิธีการกำหนดแบบ Hoek และ Bray มันประเมินค่าระนาบไถสูงเกินไปถึง 30% จากการสังเกตการพังแบบโค่นล้มนั้นเห็นด้วยกับวิธีการกำหนดแบบ Hoek และ Bray เมื่อมีพิจารณาการคำนวณความเสียหายระหว่างบล็อก

Klepmek and Fuenkajorn (2013) ได้จำลองแบบจำลองทางกายภาพแบบย่อขนาดเพื่อใช้ในการจำลองการพังของความลาดชันที่เกิดจากรอยแตกหิน การทดสอบมีจุดประสงค์คือเพื่อประเมินผลกระทบของความห่างของรอยแตกและมุมของรอยแตกต่อเสถียรภาพความลาดชัน ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าการไถของระนาบเกิดขึ้นเมื่อความลาดชันอ่อนลงและความยาวของความห่างรอยแตกลดลงขณะที่การร่วมนกันของการไถแบบวงกลมและการไถแบบระนาบสังเกตได้เมื่อความลาดชันมากขึ้นสูงมากขึ้นด้วยระยะห่างระหว่างรอยแตกน้อยลง ผลลัพธ์ที่ได้จากการเปรียบเทียบด้วยวิธี Hoek และ Bray, วิธีการของ Bishop และ การจำลอง UDEC



รูปที่ 2.4 โครงทดสอบใช้ในแบบจำลองทางกายภาพ (Pangpetch and Fuenkajorn, 2007)

บทที่ 3

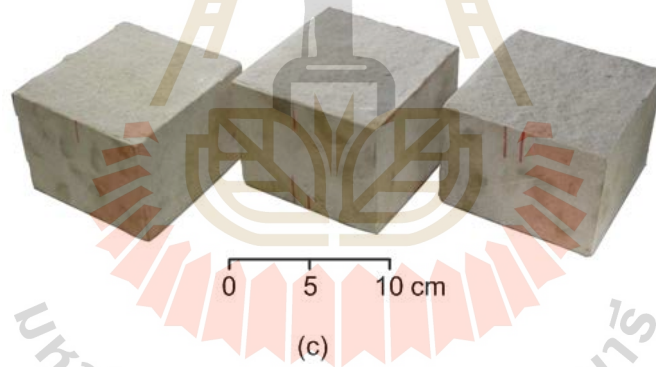
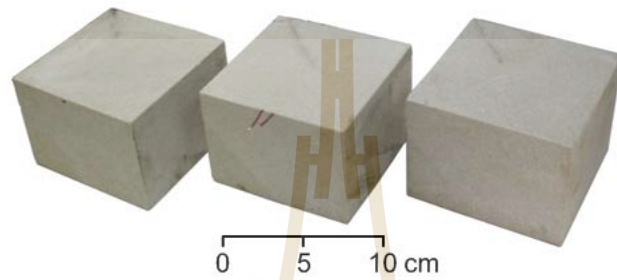
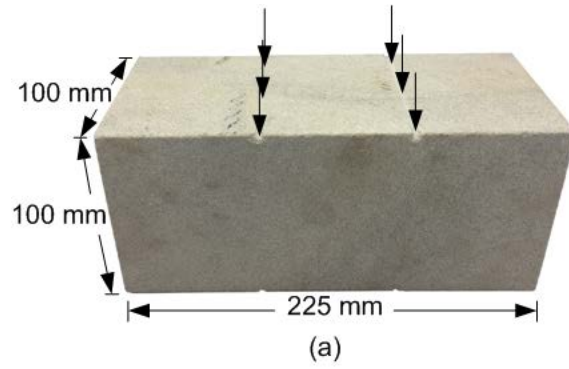
การเตรียมตัวอย่างหิน

ตัวอย่างหินที่ใช้ในการทดสอบแรงเฉือนแบบสองรอยแตกได้จากตัวอย่างหินทรายชุดพระวิหาร กลุ่มหินโคราช ซึ่งเป็นหินที่มีความเป็นเนื้อเดียวกันสูง และสามารถจัดเตรียมรอยแตกได้ง่าย หินเหล่านี้ถูกจำแนกเป็นหินทรายที่มีผลึกควอตซ์เม็ดละเอียดที่มีเนื้อและความหนาแน่นสูง พวกมันมีการวางตัวและการจัดเรียงมุมที่ดี หินนี้ประกอบไปด้วยผลึกควอตซ์ 75% (0.1-0.5 mm) เฟลด์สปาร์ 15% (0.2-0.5 mm) ไมกา 7% (0.1-0.5 mm) เศษหิน 3% (0.1-1 mm) (Kemthong and Fuenkajorn, 2007) หินเหล่านี้มีผลกระทบต่อเสถียรภาพของโครงสร้างทางวิศวกรรมหลายแห่งที่สร้างขึ้นในประเทศไทย (ความลาดชัน ฐานราก เหมืองใต้ดิน และอุโมงค์) การเตรียมตัวอย่างจะดำเนินการในห้องปฏิบัติการของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

3.1 การเตรียมตัวอย่าง

ดำเนินการจัดเตรียมตัวอย่างหินเป็นรูปสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ โดยที่ตัวอย่างสำหรับการทดสอบแรงเฉือนเตรียมพื้นที่รอยแตกประมาณ $100 \times 100 \text{ mm}^2$ รอยแตกถูกสร้างขึ้นที่ห้องปฏิบัติการด้วยวิธีตัดด้วยใบเลื่อยและรอยแตกให้มีลักษณะคล้ายกับผิวรอยแตกที่เกิดในธรรมชาติโดยการกดตัวอย่างหินให้แตกด้วยเครื่องมือทดสอบ SBEL PLT-75 ขนาด $100 \times 100 \times 225 \text{ mm}^3$ (ตารางที่ 3.1) ตัวอย่างประกอบไปด้วยสามบล็อกแต่ละบล็อกมีขนาด $100 \times 100 \times 75 \text{ mm}^3$ (รูปที่ 3.1)

การสร้างรอยแตกดังกล่าวในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีตัดด้วยใบเลื่อยและรอยแตกที่ทำขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น (Line load) จนถึงจุดวิบัติ ตัวอย่างหินทั้งรูปลูกบาศก์และรูปแท่งทรงกระบอกจะขาดออกจากกันภายใต้แรงดึงที่ตั้งฉากกับทิศทางของแรงกดในแนวเส้น การแยกออกจากกันนี้ทำให้เกิดรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ในตัวอย่างหิน แสดงในรูปที่ 3.2 และรูปที่ 3.3 ตามลำดับ โดยตารางที่ 3.2 ได้สรุปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารรอยแตกแบบที่ทำขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น (line load) และสังเกตความขรุขระและจำแนกโดยการเปรียบเทียบกับข้อมูลอ้างอิงที่กำหนดโดย Barton (สัมประสิทธิ์ความขรุขระ-JRC, Barton, 1973) รอยแตกที่ได้จะมีลักษณะของผิวรอยแตกที่แตกต่างกันและจะถูกประเมินค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (JRC) ก่อนนำไปทดสอบกำลังรับรับแรงเฉือนของผิวรอยแตกเพื่อนำไปสอบเทียบ โดยการใช้การตรวจวัดค่าความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหินด้วยเลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน ซึ่งสามารถอ่านค่าความขรุขระได้ละเอียดถึง 0.01 มิลลิเมตร จากนั้นเปรียบเทียบพื้นผิวความขรุขระกับ Barton's Chart (Barton, 1976) รูปที่ 3.4 แสดงตัวอย่างความขรุขระของรอยแตกบนตัวอย่างหินที่สร้างขึ้นจากการใช้เลเซอร์สแกนตามทิศทางการเฉือน



รูปที่ 3.1 การเตรียมตัวอย่าง (a) ตัวอย่างก่อนที่จะถูกเตรียมรอยแตกด้วยแรงกดแบบเส้น (line load) (b) รอยแตกแบบตัดด้วยใบเลื่อย และ (c) รอยแตกที่สร้างขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น

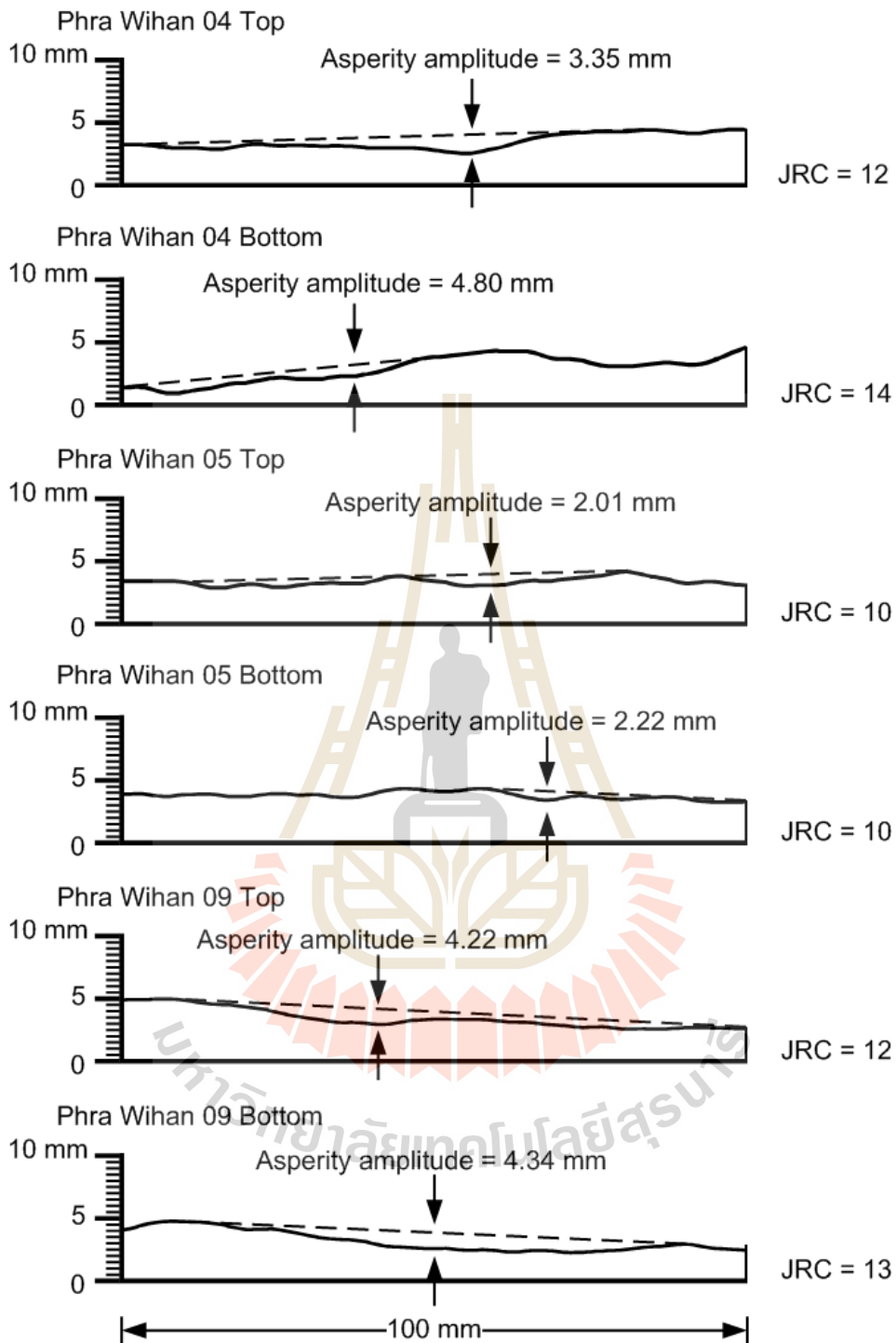


รูปที่ 3.2 ผิวนิวตันที่ได้จากเลื่อยตัดจากจากเครื่องตัดด้วยใบเลื่อย



รอยแตกภายใต้แรงดึง
(tension-induced fracture)

รูปที่ 3.3 การให้แรงแบบเส้นเพื่อสร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture)



รูปที่ 3.4 รูปแบบที่ผ่านการสแกนเพื่อวัดขนาดของความกว้างสูงสุดของความขรุขระเพื่อประเมินสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (JRC)

ตารางที่ 3.1 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารรอยแตกแบบตัดด้วยใบเลื่อย

Specimen no.	Width (cm)	Length (cm)	Height (cm)	Double fracture area (cm ²)	Weight (g)	Density (g/cc)	JRC	
							Top	Bottom
PW-01	10.3	11.1	22.9	230.0	6155.54	2.35	0	0
PW-02	11.3	10.7	23.0	241.8	6335.02	2.28	0	0
PW-03	10.5	10.7	22.9	224.7	6213.23	2.34	0	0
PW-04	10.2	11.0	22.9	224.4	6261.32	2.36	0	0
PW-05	11.7	10.7	22.9	250.4	6499.85	2.30	0	0
PW-06	10.6	11.3	23.2	239.6	6331.12	2.28	0	0
PW-07	11.0	10.3	23.0	226.6	6231.61	2.39	0	0
PW-08	11.1	10.5	22.9	233.1	6261.32	2.36	0	0
PW-09	11.2	11.8	22.7	265.4	6755.35	2.32	0	0
PW-10	11.1	10.6	23.0	235.3	6216.22	2.29	0	0
PW-11	11.2	11.3	23.1	253.1	6311.21	2.33	0	0
PW-12	11.2	11.3	23.1	253.1	6311.21	2.33	0	0
PW-13	10.9	10.9	23.2	237.6	6287.95	2.28	0	0
PW-SC-01	11.6	11.1	22.7	258.7	6511.21	2.21	0	0
PW-SC-02	10.5	10.7	22.9	224.7	6422.81	2.50	0	0
PW-SC-03	11.2	11.8	22.7	265.4	6808.14	2.26	0	0
PW-SC-04	11.5	10.7	22.9	246.1	6429.45	2.28	0	0
PW-SC-05	11.7	10.7	22.9	250.3	6661.32	2.32	0	0
PW-SC-06	10.6	11.3	23.2	239.5	6412.87	2.31	0	0
PW-SC-07	10.7	11.5	23.1	246.1	6391.45	2.25	0	0
PW-SC-08	12.0	11.0	22.9	264.0	6753.05	2.23	0	0

ตารางที่ 3.2 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารรอยแตกแบบที่ทำขึ้นโดยกดตัวอย่างหินใน
แนวเส้น (line load)

Specimen no.	Width (cm)	Length (cm)	Height (cm)	Double fracture area (cm ²)	Weight (g)	Density (g/cc)	JRC	
							Top	Bottom
PW-14	10.2	11.0	22.9	224.4	6261.32	2.36	13	10
PW-15	13.0	10.5	22.9	273.0	6412.87	2.37	12	13
PW-16	11.7	10.1	22.9	236.3	6191.45	2.25	10	11
PW-17	11.3	10.7	23.0	241.8	6335.02	2.28	13	10
PW-18	10.3	11.1	22.9	230.0	6155.54	2.35	13	11
PW-19	11.0	11.5	22.9	253.2	6332.28	2.25	12	11
PW-20	11.1	10.7	23.1	237.5	6263.38	2.28	11	13
PW-21	11.3	10.6	22.7	239.6	6216.22	2.29	13	12
PW-22	10.9	10.9	23.2	237.6	6287.95	2.28	12	12
PW-23	10.2	11.3	23.1	230.5	6107.83	2.29	12	10
PW-24	11.8	10.2	23.2	240.7	6356.93	2.28	11	12
PW-25	11.5	10.7	22.9	246.1	6405.84	2.34	10	11
PW-26	11.7	10.7	22.9	250.4	6499.85	2.30	13	11
PW-27	10.6	11.3	23.2	239.6	6331.12	2.28	13	10
PW-28	10.7	11.5	23.1	246.1	6453.05	2.27	12	10
PW-29	11.5	11.7	23.0	269.1	6365.55	2.32	11	11
PW-30	10.4	11.1	23.1	230.9	6311.88	2.29	12	11
PW-31	12.0	11.2	23.2	268.8	6421.66	2.25	12	10
PW-32	11.0	10.3	23.0	226.6	6231.61	2.39	11	13
PW-33	10.6	10.8	23.2	229.0	6122.54	2.31	13	11
PW-34	10.4	10.7	23.2	222.6	6234.22	2.41	13	10
PW-35	11.2	11.3	23.1	253.1	6311.21	2.33	11	13

ตารางที่ 3.2 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารด้วยรอยแตกแบบที่สร้างขึ้นโดยกดตัวอย่างหิน
ในแนวเส้น (line load) (ต่อ)

Specimen no.	Width (cm)	Length (cm)	Height (cm)	Double fracture area (cm ²)	Weight (g)	Density (g/cc)	JRC	
							Top	Bottom
PW-36	11.7	11.5	23.2	269.1	6422.81	2.28	12	11
PW-37	11.3	10.6	23.1	239.6	6308.14	2.28	11	10
PW-38	11.5	10.7	23.0	246.1	6429.45	2.27	13	10
PW-39	10.9	11.5	23.0	250.7	6530.93	2.27	12	11
PW-40	10.4	10.6	23.1	220.5	6124.52	2.41	11	13
PW-41	11.2	10.7	23.1	239.7	6310.80	2.35	12	10
PW-42	11.4	11.1	22.9	253.1	6322.25	2.32	12	11
PW-43	10.5	11.1	22.8	233.1	6223.22	2.32	11	12
PW-44	11.1	10.5	22.9	233.1	6261.32	2.36	12	13
PW-45	11.2	10.8	22.8	241.9	6412.87	2.37	11	12
PW-46	10.6	11.1	22.9	235.3	6191.45	2.25	13	12
PW-47	10.7	11.5	22.7	246.1	6335.02	2.28	11	12
PW-48	11.3	10.7	23.1	241.8	6155.54	2.35	13	11
PW-49	11.4	10.8	23.0	246.2	6332.28	2.25	12	11
PW-50	11.2	10.8	22.9	241.9	6263.38	2.28	13	11
PW-51	11.1	10.6	23.0	235.3	6216.22	2.29	12	12
PW-52	10.7	10.9	22.8	233.3	6287.95	2.28	13	11
PW-53	11.3	10.7	22.8	241.8	6107.83	2.29	11	12
PW-TI-01	11.6	11.1	22.7	258.7	6511.21	2.21	12	10
PW-TI-02	10.5	10.7	22.9	224.7	6422.81	2.50	11	11
PW-TI-03	11.2	11.8	22.7	265.4	6808.14	2.26	12	11
PW-TI-04	11.5	10.7	22.9	246.1	6429.45	2.28	12	10

ตารางที่ 3.2 สรุปรูปขนาดของตัวอย่างหินทรายพระวิหารด้วยรอยแตกแบบที่สร้างขึ้นโดยกดตัวอย่างหินในแนวเส้น (line load) (ต่อ)

Specimen no.	Width (cm)	Length (cm)	Height (cm)	Double fracture area (cm ²)	Weight (g)	Density (g/cc)	JRC	
							Top	Bottom
PW-TI-05	11.7	10.7	22.9	250.4	6661.32	2.32	11	13
PW-TI-06	10.6	11.3	23.2	239.6	6412.87	2.31	13	11
PW-TI-07	10.7	11.5	23.1	246.1	6391.45	2.25	13	10
PW-TI-08	12.0	11.0	22.9	264.0	6753.05	2.23	12	10



บทที่ 4

การพัฒนาเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

4.1 วัตถุประสงค์การพัฒนาเครื่องทดสอบ

เพื่อพัฒนาเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ (Double Shear Load Frame, DSLF) ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (Earthquake Vibration) สำหรับการศึกษาผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกมวลหินโดยที่เครื่องทดสอบออกแบบให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนแบบคู่หรือสองรอยแตก (Double shear plane or fracture) และติดตั้งอยู่บนแท่นเขย่า (Shaking table device) ที่ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อหาผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกหินขณะทำการทดสอบ ดำเนินการทดสอบทั้งภายใต้สภาวะเชิงสถิตและเชิงพลวัต ซึ่งพฤติกรรมของการเกิดการเคลื่อนที่ที่แท้จริงในภาคสนามมักเกิดบนระนาบอย่างน้อย 2 ระนาบ เช่น บริเวณหลังคาหรือผนังอุโมงค์ใต้ดิน ดังนั้นการทดสอบที่รอยแตกเพียงระนาบเดียวจึงอาจไม่สามารถเป็นตัวแทนค่ากำลังรับแรงเฉือนที่แท้จริงได้ (Meemun and Fuenkajorn, 2015)

เครื่องทดสอบใหม่ที่ถูกพัฒนาขึ้นนี้จะสอบทานความถูกต้องและประสิทธิภาพ โดยเปรียบเทียบกับเครื่องทดสอบเครื่องแบบมาตรฐาน ASTM ผลการทดสอบจะเปรียบเทียบระหว่างค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) และมุมเสียดทาน (Friction angle) รูปที่ 4.1 แสดงเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรง ยี่ห้อ SBEL รุ่นโมเดล DR-44 ซึ่งในส่วนของบทนี้จะอธิบายถึงการพัฒนาเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน การออกแบบส่วนประกอบของเครื่องการให้แรงเฉือน รอยแตกคู่และแท่นเขย่าและสอบเทียบการวัดค่าต่าง ๆ ของชุดอุปกรณ์



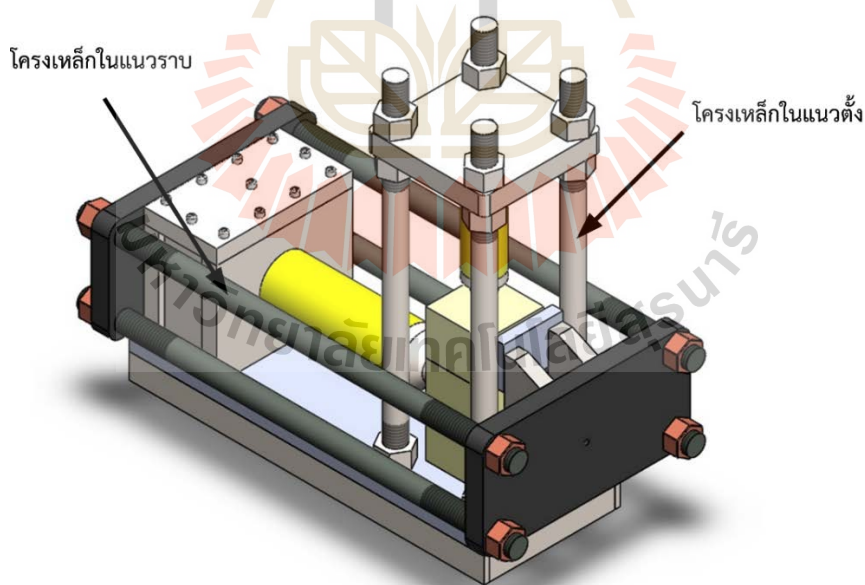
รูปที่ 4.1 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรง SBEL DR-44 ตามมาตรฐาน ASTM D5607-95

4.2 ข้อกำหนดและการออกแบบส่วนประกอบเครื่องทดสอบ

การพัฒนาเครื่องทดสอบในโครงการนี้ออกแบบตามความต้องการด้านการทำงาน (functional requirements) สำหรับการให้แรงเฉือนผ่านบรอนยแตกแบบระนาบคู่พร้อมด้วยการจำลองสถานะที่มีคลื่นไหวสะเทือนจากแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการพัฒนาอุปกรณ์การทดสอบออกเป็น 2 ส่วนมีดังนี้ คือ 1) ชุดอุปกรณ์ทดสอบทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ (Double fracture shear device) และ 2) ชุดอุปกรณ์แท่นเขย่า (Shaking table device)

4.2.1 ชุดอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ (Double Fracture Shear Device)

ชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ถูกพัฒนาโดยใช้หลักการการให้แนวแรงตั้งฉาก (Normal load) และแนวแรงเฉือน (Shear load) เช่นเดียวกับกับเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear testing machine) ตามมาตรฐาน ASTM หมายเลข D5607 โดยการพัฒนาโครงสร้างรับแรงทั้งสองส่วนประกอบไปด้วย โครงเหล็กสำหรับรับแรงในแนวราบ (Vertical axial load frame) เพื่อใช้ในการรับกำลังแรงเฉือน และโครงเหล็กสำหรับรับแรงในแนวราบ (Horizontal axial load frame) สำหรับรับกำลังแรงตั้งฉากที่ให้กับตัวอย่างหินขณะทดสอบ รวมไปถึงการออกแบบใหม่ให้รองรับตัวอย่างหินที่มีระนาบเฉือนคู่ (แบ่งหินเป็น 3 บล็อก) ดังแสดงในรูปที่ 4.2

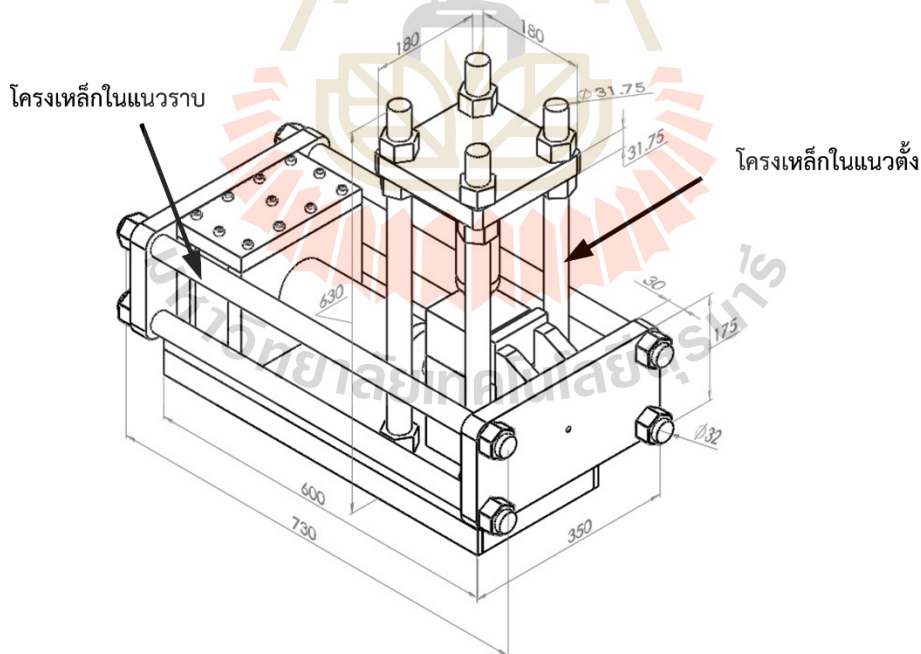


รูปที่ 4.2 ภาพเพอร์สเปคทีฟการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ ประกอบด้วยโครงรับแรงแนวราบสำหรับรับแรงเฉือน และโครงเหล็กในแนวตั้งสำหรับรับแรงตั้งฉาก

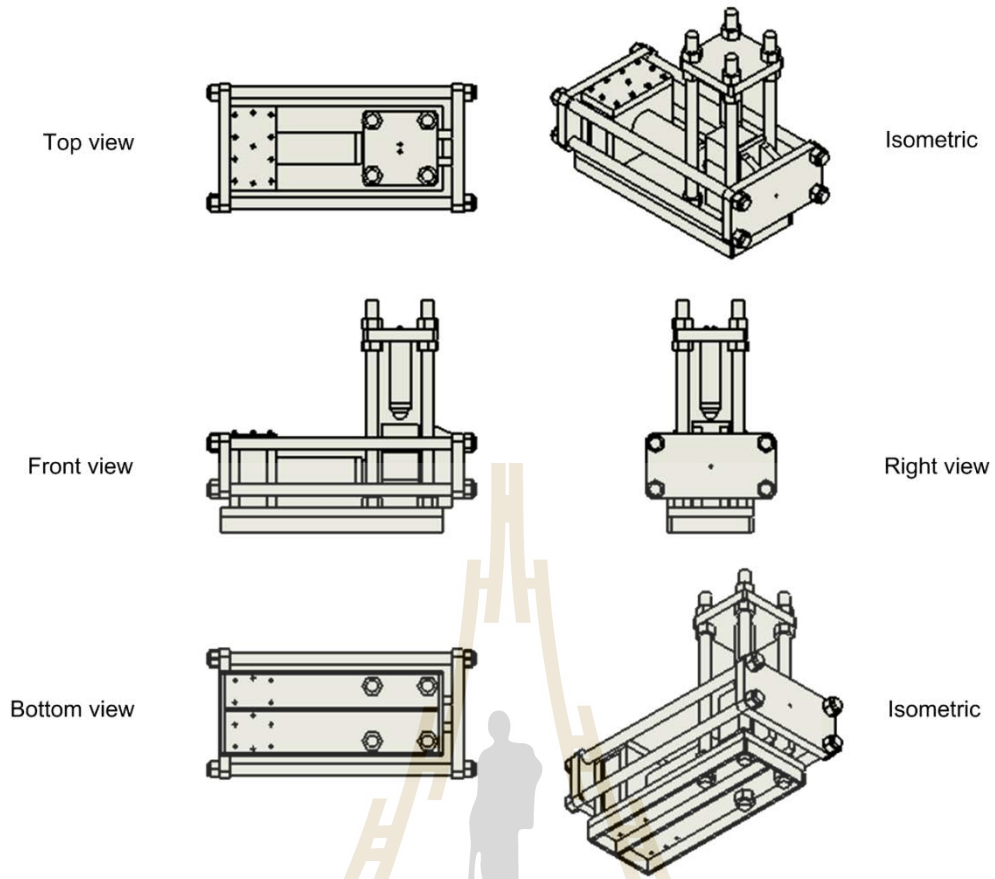
รูปที่ 4.3 และ 4.4 แสดงมิติและขนาดการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเหวี่ยงแบบระนาบเหวี่ยงคู่และแสดงการออกแบบโครงเหล็กในแนวราบและโครงเหล็กในแนวตั้งที่เป็นส่วนหลักของเครื่องการให้แรงเหวี่ยงระยะนาบคู่ (DFSD) โดยการออกแบบเครื่องทดสอบนี้ประกอบไปด้วยส่วนต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

- 1) ชุดเสาพร้อมโครงเหล็กค้ำยัน 2 ชุด (ชุดโครงเหล็กในแนวราบและแนวตั้ง)
- 2) แม่แรงไฮดรอลิกขนาด 10 และ 25 ตัน พร้อมสายส่งแรงดัน 2 ชุด
- 3) ชุดปั๊มไฮดรอลิก 10,000 psi พร้อมมาตรวัดแรงดัน (Pressure gages) ขนาดหน้า 4 นิ้ว 2 ชุด
- 4) ชุดมาตรวัดการเคลื่อนตัว (Dial gages) 3 ตัว ความละเอียด 0.01 มิลลิเมตร

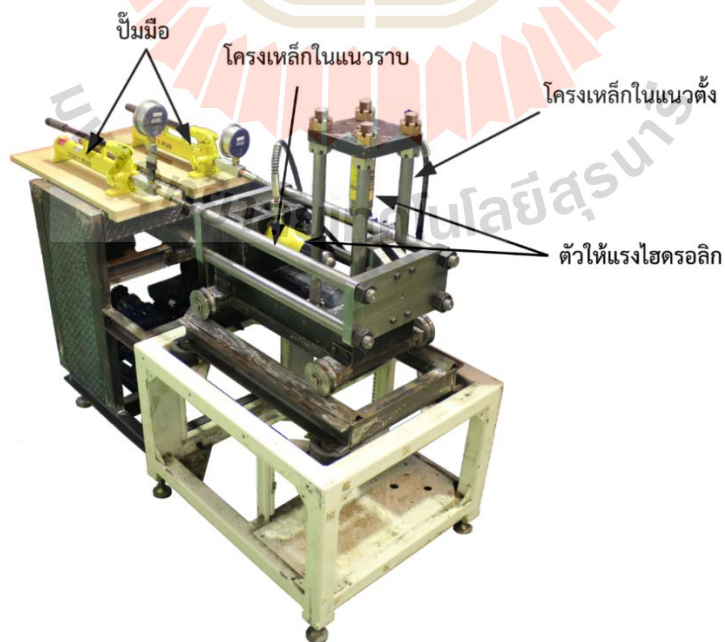
โดยโครงรับน้ำหนักแต่ละตัวถูกค้ำยันด้วยแผ่นเหล็กที่เชื่อมต่อกันด้วยเสาเหล็กสี่เหลี่ยมเพื่อทำหน้าที่ค้ำยันรับแรงที่เกิดจากแม่แรงไฮดรอลิกทั้งสองแนว ซึ่งแม่แรงไฮดรอลิกทั้ง 2 ตัว ติดตั้งต่อกับชุดระบบปั๊มไฮดรอลิก (รูปที่ 4.5 และ 4.6) พร้อมมาตรวัดแรงดันที่มีให้เลือกใช้ 2 ช่วงความละเอียด คือ 0-5,000 psi (Gage no.1-1) และ 0-10,000 psi (Gage no.1-2) ชุดมาตรวัดการเคลื่อนตัวติดตั้งวัดการเคลื่อนตัวในราบ (ตามแนวแรงเหวี่ยง) 1 ตัว และติดตั้งเพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวในดิ่ง (dilation) จำนวน 2 ตัว (เพื่อตรวจสอบการเอียงตัวของแนวตัวอย่างอีกด้วย)



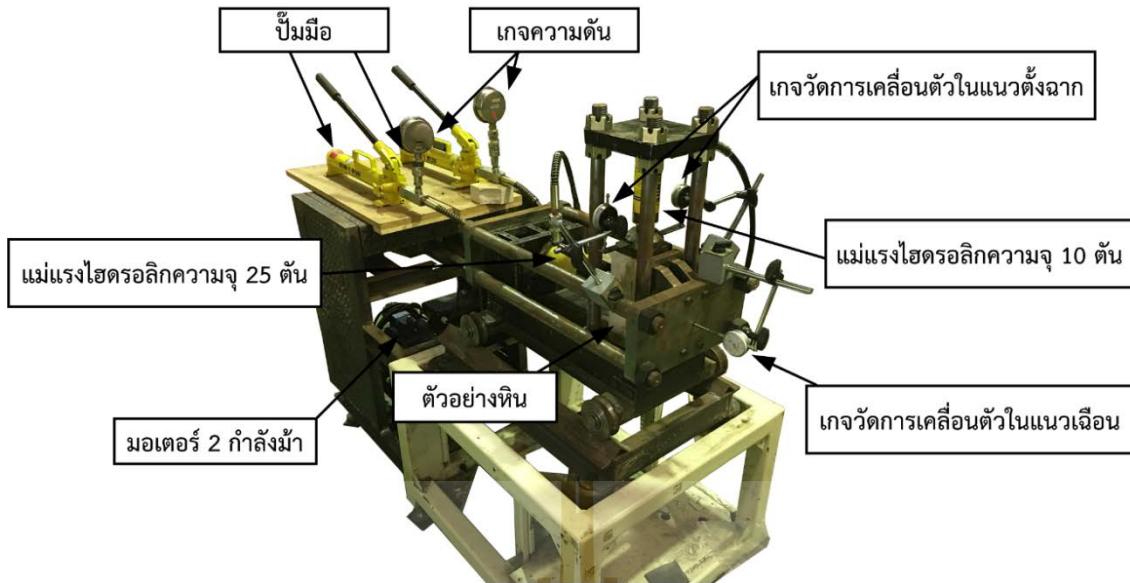
รูปที่ 4.3 มิติและขนาดการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเหวี่ยงแบบระนาบเหวี่ยงคู่ (หน่วยเป็น มิลลิเมตร)



รูปที่ 4.4 มิติและมุมมองรูปร่างการออกแบบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเหวี่ยงแบบระนาบเหวี่ยงคู่



รูปที่ 4.5 ส่วนประกอบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเหวี่ยงแบบระนาบเหวี่ยงคู่



รูป 4.6 ส่วนประกอบของชุดอุปกรณ์ให้แรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ขณะติดตั้งตัวอย่างดิน

ชุดอุปกรณ์ทดสอบทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ได้ถูกสอบเทียบด้วยวิธีการติดตั้งเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) และเครื่องอ่านและบันทึกข้อมูล (Data Logger) (รูปที่ 4.7) โดยได้ผลการสอบเทียบนำเสนอในตารางที่ 4.1 โดยที่ในรูปที่ 4.8 ใช้สำหรับผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ของแม่แรงไฮดรอลิกขนาด 10 ตัน สำหรับตรวจวัดแรงตั้งฉาก (Normal load) และรูปที่ 4.9 ใช้สำหรับผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ของแม่แรงไฮดรอลิกขนาด 25 ตัน สำหรับตรวจวัดแรงเฉือน (Shear load) และสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการคำนวณหาค่ากำลังรับแรงที่แท้จริง (Actual Load, kN) เมื่อให้แรงดันจากแม่แรงไฮดรอลิก (Applied pressure, psi) ได้จากสมการความสัมพันธ์ดังนี้

- 1) สำหรับมาตรฐานตรวจวัดแรงตั้งฉาก (Normal load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 10 ตัน

$$\text{Actual Load (kN)} = 0.0133 (\text{Applied pressure, psi}) + 0.6110 \quad (\text{สำหรับ Gage no.1-1})$$

$$\text{Actual Load (kN)} = 0.0102 (\text{Applied pressure, psi}) + 0.1644 \quad (\text{สำหรับ Gage no.1-2})$$
- 2) สำหรับมาตรฐานตรวจวัดแรงเฉือน (Shere load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 25 ตัน

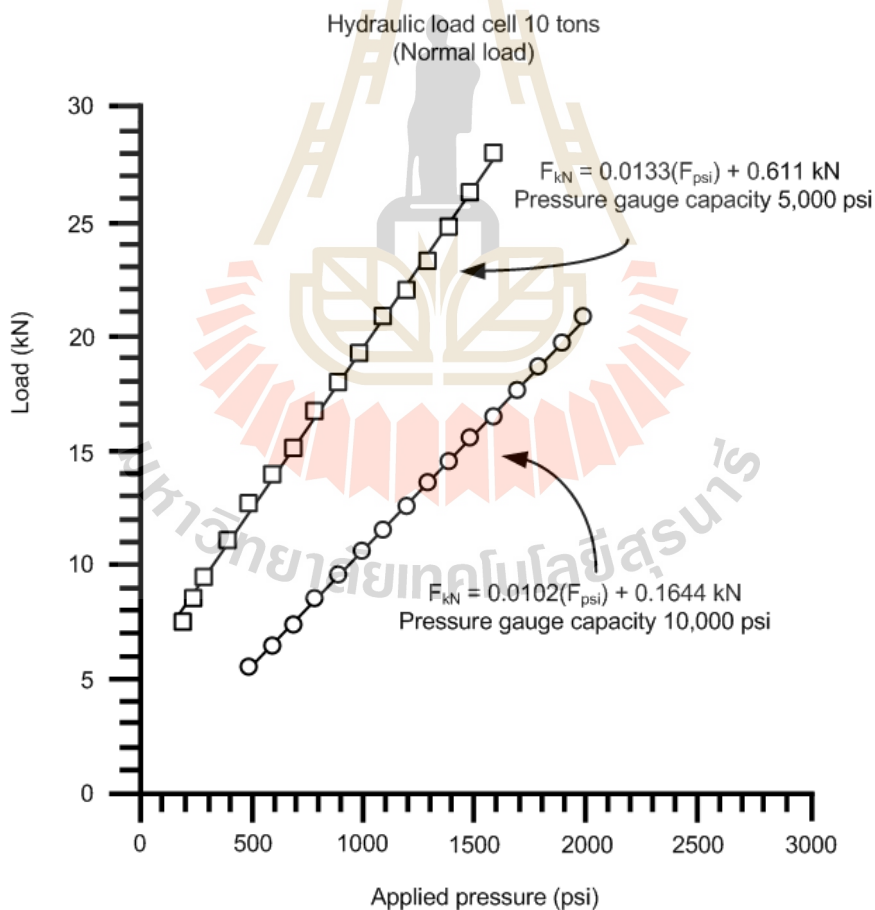
$$\text{Actual Load (kN)} = 0.0212 (\text{Applied pressure, psi}) + 3.6600 \quad (\text{สำหรับ Gage no.2-1})$$

$$\text{Actual Load (kN)} = 0.0226 (\text{Applied pressure, psi}) + 0.2164 \quad (\text{สำหรับ Gage no.2-2})$$

ขั้นตอนสุดท้ายในการพัฒนาเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ คือสอบทานความถูกต้องและประสิทธิภาพ โดยเปรียบเทียบกับเครื่องทดสอบเครื่องแบบมาตรฐาน ASTM (เครื่อง SBEL DR-44) ผลการทดสอบได้เปรียบเทียบระหว่างค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) และมุมเสียดทาน (Friction angle) ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนของทั้งสองเครื่องแสดงในตารางที่ 4.2 และผลการวิเคราะห์ของค่าความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานของทั้งสองเครื่องจะแสดงในตารางที่ 4.3



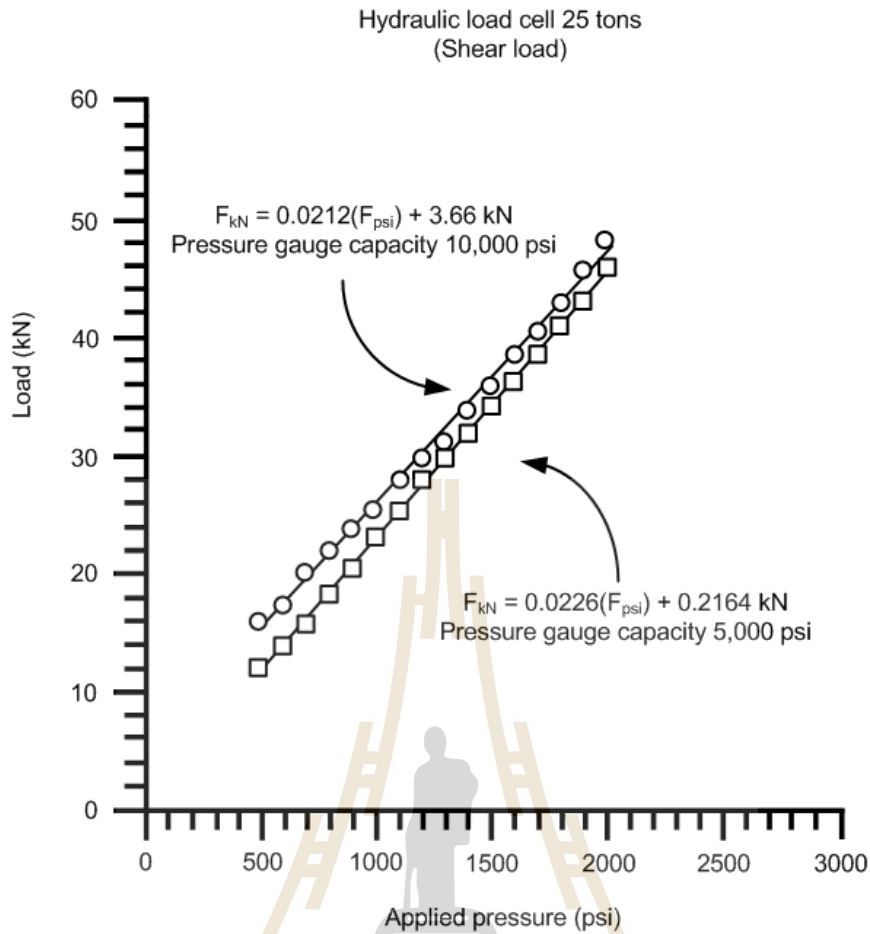
รูปที่ 4.7 เครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) และเครื่องอ่านและบันทึกข้อมูล (Data Logger) แบบมือถือ



รูปที่ 4.8 ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) สำหรับตรวจวัดแรงตั้งฉาก (Normal load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 10 ตัน

ตารางที่ 4.1 ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) แรงตั้งฉาก (Normal load) และแรงเฉือน (Shear load) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิตอล (Load Cell)

Hydraulic load cell capacity 10 tons (Normal load)				Hydraulic load cell capacity 25 tons (Shear load)			
Pressure gauge No.1-1 (0-5,000 psi)		Pressure gauge No.1-2 (0-10,000 psi)		Pressure gauge No.2-1 (0-5,000 psi)		Pressure gauge No.2-2 (0-10,000 psi)	
Applied Pressure	Actual Load	Applied Pressure	Actual Load	Applied Pressure	Actual Load	Applied Pressure	Actual Load
psi	kN	psi	kN	psi	kN	psi	kN
500	7.3	500	5.27	500	11.85	500	15.82
600	8.3	600	6.30	600	13.77	600	17.50
700	9.2	700	7.22	700	15.65	700	20.00
800	10.9	800	8.32	800	18.17	800	22.00
900	12.5	900	9.38	900	20.35	900	23.80
1,000	13.8	1,000	10.37	1,000	22.95	1,000	25.30
1,100	15.0	1,100	11.32	1,100	25.17	1,100	27.50
1,200	16.5	1,200	12.33	1,200	27.78	1,200	29.65
1,300	17.8	1,300	13.38	1,300	29.73	1,300	31.22
1,400	19.0	1,400	14.30	1,400	31.80	1,400	33.65
1,500	20.7	1,500	15.38	1,500	34.17	1,500	35.85
1,600	21.8	1,600	16.33	1,600	36.18	1,600	38.40
1,700	23.0	1,700	17.40	1,700	38.53	1,700	40.35
1,800	24.5	1,800	18.45	1,800	40.87	1,800	42.75
1,900	26.0	1,900	19.53	1,900	42.97	1,900	45.52
2,000	27.8	2,000	20.60	2,000	45.75	2,000	48.25



รูปที่ 4.9 ผลการสอบเทียบ (Calibration curve) ด้วยเครื่องอ่านค่าแรงกดแบบดิจิทัล (Load Cell) สำหรับตรวจวัดแรงเฉือน (Shear load) ในแม่แรงไฮดรอลิกขนาดขนาด 25 ตัน

รูปที่ 4.10 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทรายพระวิหารเปรียบเทียบระหว่างเครื่องการให้แรงเฉือนรอยแตกคู่และเครื่อง SBEL DR-44 ตามมาตรฐาน ASTM D5607 พบว่าผลการทดสอบของหินทรายจากเทคนิคทั้งสองนั้นมีค่าของค่าความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานเท่ากันในกรณีที่ทดสอบบนหินตัวอย่างที่มีระนาบแบบตัดเรียบ (Saw-cut fracture) และมีค่าใกล้เคียงกันสำหรับการทดสอบบนหินตัวอย่างแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) โดยที่ความสัมพันธ์จากเกณฑ์ของ Coulomb ให้ค่าสัมประสิทธิ์ของความสัมพันธ์ (R^2) ของเส้นกราฟทั้งหมดมีค่ามากกว่า 0.98

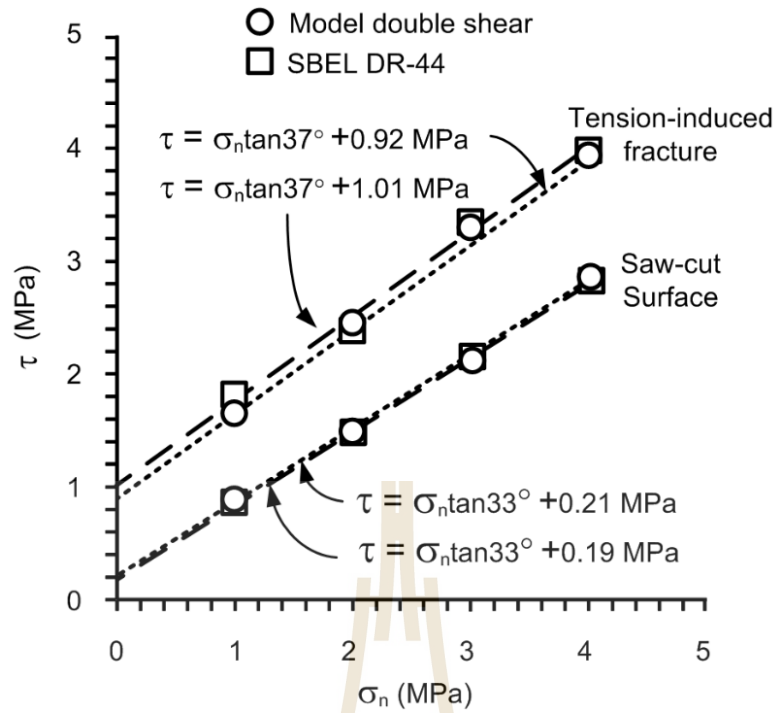
รูปที่ 4.11 แสดงตัวอย่างหินแบบผิวเรียบหลังการทดสอบด้วยเครื่อง SBEL DR-44 และรูปที่ 4.12 แสดงตัวอย่างหินแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงหลังการทดสอบด้วยเครื่องกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่

ตารางที่ 4.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด

Specimen No.	Fracture type	Device	Normal load (MPa)	Shear strength (MPa)
PW-SC-01	Saw-cut	DFSD	1	0.88
PW-SC-02	Saw-cut	DFSD	2	1.46
PW-SC-03	Saw-cut	DFSD	3	2.09
PW-SC-04	Saw-cut	DFSD	4	2.81
PW-SC-05	Saw-cut	SBEL DR-44	1	0.84
PW-SC-06	Saw-cut	SBEL DR-44	2	1.46
PW-SC-07	Saw-cut	SBEL DR-44	3	2.11
PW-SC-08	Saw-cut	SBEL DR-44	4	2.77
PW-TI-01	Tension-induce	DFSD	1	1.66
PW-TI-02	Tension-induce	DFSD	2	2.44
PW-TI-03	Tension-induce	DFSD	3	3.32
PW-TI-04	Tension-induce	DFSD	4	3.87
PW-TI-05	Tension-induce	SBEL DR-44	1	1.81
PW-TI-06	Tension-induce	SBEL DR-44	2	2.38
PW-TI-07	Tension-induce	SBEL DR-44	3	3.36
PW-TI-08	Tension-induce	SBEL DR-44	4	3.98

ตารางที่ 4.3 ผลเปรียบเทียบค่าความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานระหว่างทั้งสองเครื่องทดสอบ

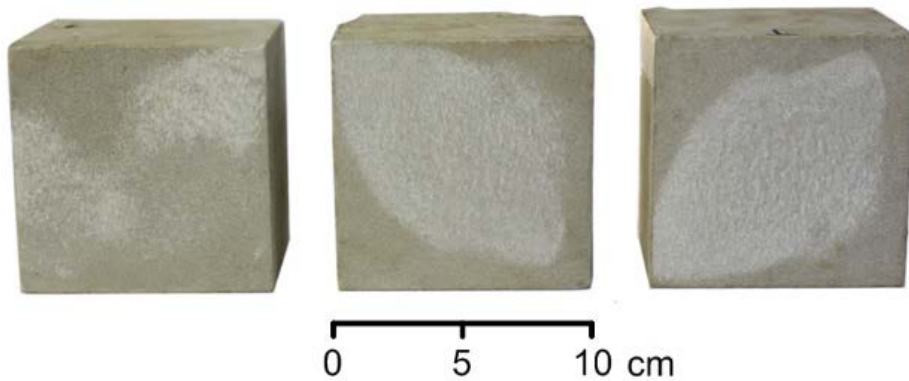
Devices	Conditions	Cohesion (MPa)	Friction angle (degree)	R ²
Double fracture shear	Saw-cut	0.21	33	0.99
	Roughness	0.92	37	0.99
SBELL DR-44 (ASTM D5607)	Saw-cut	0.19	33	0.99
	Roughness	1.01	37	0.98



รูปที่ 4.10 ค่ากำลังรับแรงเฉือนในฟังก์ชันของความเค้นตั้งฉากของตัวอย่างหินทรายพระวิหาร เปรียบเทียบระหว่างเครื่องการให้แรงเฉือนรอยแตกคู่และเครื่อง SBEL DR-44 ตามมาตรฐาน ASTM D5607



รูปที่ 4.11 ตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ (Saw-cut fracture) หลังการทดสอบด้วยเครื่อง SBEL DR-44



รูปที่ 4.12 ตัวอย่างหินแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) หลังการทดสอบด้วยเครื่องกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่

4.2.2 ชุดอุปกรณ์แท่นเขย่า (Shaking table device)

ชุดอุปกรณ์แท่นเขย่าสร้างขึ้นเพื่อการศึกษาผลกระทบของค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดภายใต้สภาวะคลื่นไหวสะเทือน โดยจะใช้การวิเคราะห์แบบ Pseudostatic analysis (Kramer, 1996) ซึ่งแสดงถึงผลกระทบของความเร่งเชิงสถิติที่ทำให้เกิดแรงเฉื่อยส่งผลต่อค่ารับกำลังแรงเฉือนสูงสุดของตัวอย่างหิน

การสั่นไหวด้วยความเร่งเชิงสถิติจะทำให้เกิดแรงเฉื่อยทั้งในแนวราบและแนวตั้ง (F_h และ F_v) ดังสมการที่ 2.3 และ 2.4 ดังที่กล่าวไว้ในบทที่ 2 ซึ่งส่งผลให้มวลหินรับแรงเชิงสถิตินี้เพิ่มขึ้น สำหรับเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่จะถูกออกแบบให้ติดตั้งบนชุดอุปกรณ์โต๊ะเขย่าเพื่อศึกษาผลกระทบของอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal pseudo-static acceleration) โดยพิจารณาถึงผลกระทบของอัตราเร่งแรงสถิติในแนวราบ (a_h) เท่านั้น (Kramer, 1996)

ขนาดของความเร่งเชิงสถิติจะสัมพันธ์กับความรุนแรงของการเกิดแผ่นดินไหว ในงานวิจัยนี้ได้คำนวณหาค่าความเร่ง a_h จากการหมุนของมอเตอร์ที่ผลักดันให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ดังแสดงในรูปที่ 4.13 ซึ่งในที่นี้จะกำหนดให้ความเร่ง a_h มีค่าเท่ากับความเร่งที่จุด B

รูปที่ 4.13 แสดงส่วนประกอบของแขนข้อเหวี่ยงที่ถูกใช้ในการสร้างอัตราเร่งในแนวราบให้กับแท่นชุดอุปกรณ์แท่นเขย่า ความเร่งที่จุด B สามารถแทนด้วย a_h และสามารถคำนวณโดยใช้สมการที่กำหนดโดย Riley & Sturges (1993)

$$a_h = R\omega_{OA}^2 \cos\theta + y\omega_{AB}^2 \cos\phi - y\alpha_{AB} \sin\phi \quad (4.1)$$

โดยที่ ϕ ได้จาก

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{R \sin\theta}{y} \right] \quad (4.2)$$

ความเร็วเชิงมุม (ω) ของ OA และ AB สามารถคำนวณจาก

$$\omega_{OA} = \frac{2\pi}{T} \quad (4.3)$$

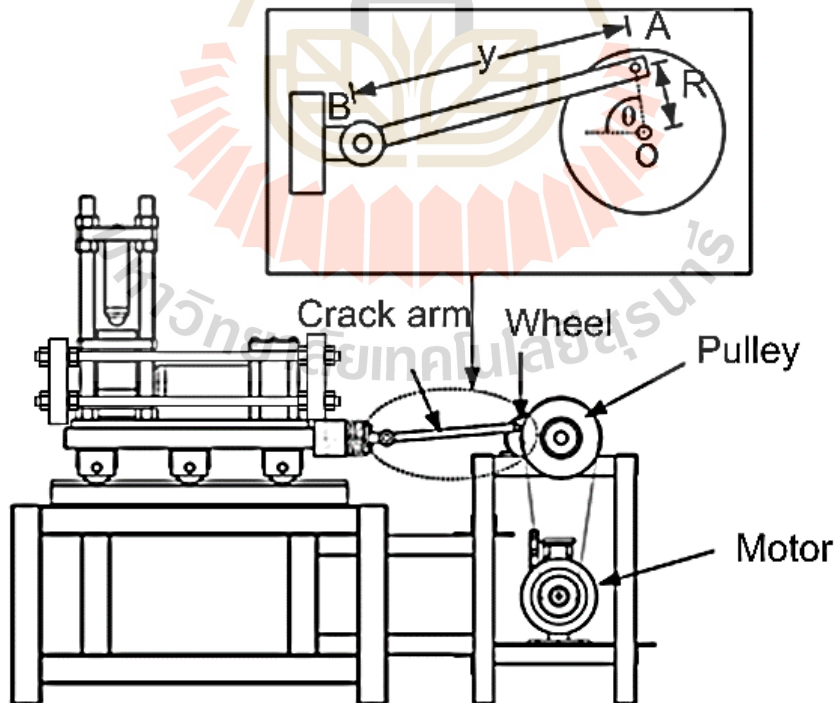
และ

$$\omega_{AB} = \frac{R\omega_{OA} \cos \theta}{y \cos \phi} \quad (4.4)$$

ความสัมพันธ์ระหว่างจุด A และ จุด B และ α_{AB} สามารถคำนวณได้จาก

$$\alpha_{AB} = \frac{R\omega_{OA}^2 \sin \theta - y\omega_{AB}^2 \sin \phi}{y \cos \phi} \quad (4.5)$$

เมื่อ R คือ รัศมีของจานหมุน y คือ ความยาวของข้อเหวี่ยงที่เชื่อมระหว่างจานหมุนมอเตอร์และแบบจำลอง ω_{OA} คือ ความเร็วเชิงมุมของ OA ค่า θ คือ มุมที่จุด A กระทบกับแนวระนาบ ω_{AB} คือ ความเร็วเชิงมุมของแขนข้อเหวี่ยง ϕ คือ มุมที่ข้อเหวี่ยงกระทบกับแนวระนาบ α_{AB} คือ ความเร่ง AB และ T คือ คาบของการหมุน (หรือระยะเวลาการหมุนต่อรอบ)



รูปที่ 4.13 ส่วนประกอบแขนเหวี่ยง (Crank arm) และจานหมุน (Flywheel) ของมอเตอร์ที่ผลักดันให้แบบจำลองเกิดการเคลื่อนที่ในการจำลองคลื่นไหวสะเทือน

รูปที่ 4.14 แสดงส่วนประกอบของชุดเฟืองเกียร์ (Spur gears) สำหรับขับเคลื่อนระบบของแท่นเขย่าที่อยู่ในระนาบเดียวเคลื่อนที่ ชุดเฟืองเกียร์ในตำแหน่ง A คือ เฟืองขับเคลื่อน (Driver gear) ซึ่งจะรับแรงขับเคลื่อนหมุนโดยตรงจากชุดมอเตอร์และจะส่งผ่านการหมุนไปยังชุดเฟืองเกียร์ตาม (Driven gear) ในตำแหน่ง B ให้หมุนตาม รอบของชุดเฟืองเกียร์ B สามารถคำนวณโดยใช้ชุดของสมการ

$$\frac{N_{Driven}}{N_{Driver}} = \frac{n_{Driver}}{n_{Driven}} \quad (4.6)$$

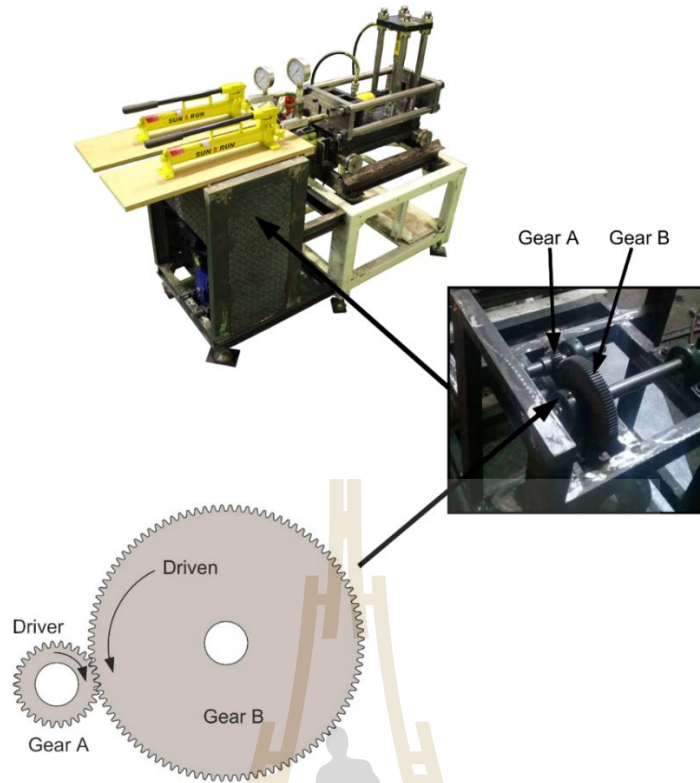
- เมื่อ N_{Driven} คือ จำนวนรอบของเฟืองเกียร์ที่เป็นเฟืองตาม
 N_{Driver} คือ จำนวนรอบของเฟืองเกียร์ที่เป็นเฟืองขับเคลื่อน
 n_{Driven} คือ จำนวนฟันของเฟืองเกียร์ที่เป็นเฟืองตาม
 n_{Driver} คือ จำนวนฟันของเฟืองเกียร์ที่เป็นเฟืองขับเคลื่อน

การออกแบบแท่นเขย่ากำหนดให้ตัวแท่นถูกขับเคลื่อนในทิศทางในแนวราบเพียงทิศทางเดียวเท่านั้น รูปที่ 4.15 แสดงการสอบเทียบอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ด้วยเครื่องวัด PiezoBEAM accelerometer ผลการสอบเทียบในตารางที่ 4.4 แสดงค่าความเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration, g_h) ทั้งที่วัดได้จากอุปกรณ์วัด PiezoBEAM accelerometer และคำนวณจากสมการที่ 4.1 ความเร็วรอบต่อนาที (rpm) คาบ (Period) ความถี่ (Frequency) และความเร่ง (acceleration) โดยที่แสดงเป็นความสัมพันธ์ดังรูปที่ 4.16 ระหว่างอัตราเร่งในแนวราบ (g) และความเร็วยกกำลังสองของมอเตอร์ (rpm) การเคลื่อนที่ของแท่นเขย่าจะเป็นแบบ sinusoidal สามารถปรับความถี่ได้มีช่วงการเคลื่อนที่อยู่ที่ 8 cm และความถี่อยู่ระหว่าง 64 ถึง 135 รอบต่อนาทีหรือ 1.067 ถึง 2.25 เฮิรตซ์

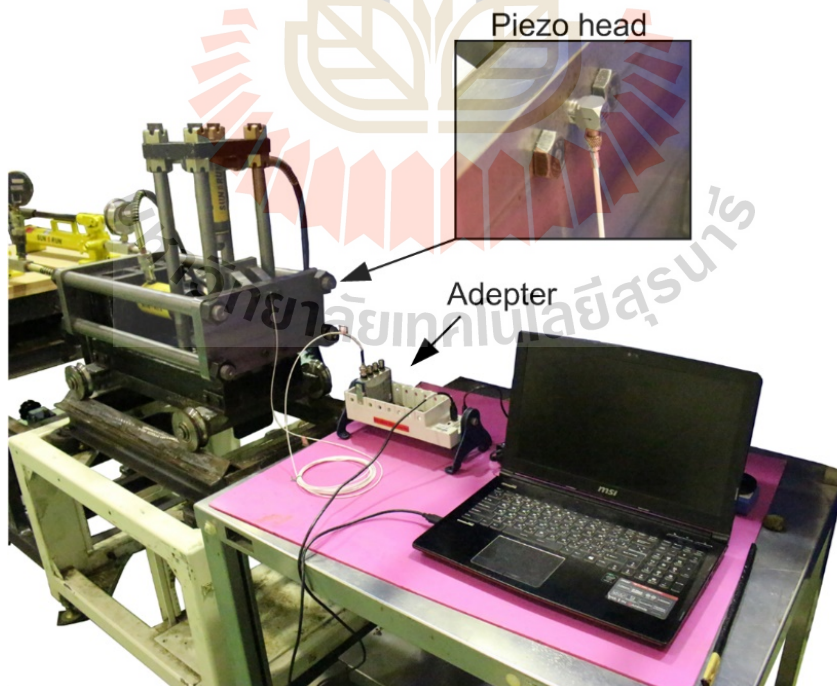
ผลการสอบเทียบด้วยด้วยเครื่องวัด PiezoBEAM accelerometer สามารถสร้างเป็นความสัมพันธ์เพื่อใช้ในการกำหนดตั้งค่าอัตราเร่งแรงสถิตในแนวราบ (a_h) ในหน่วยของค่า g ได้ดังสมการ

$$\text{Horizontal acceleration, } a_h = (5 \times 10^{-5}) \text{ rpm}^{2.0155} \quad (4.7)$$

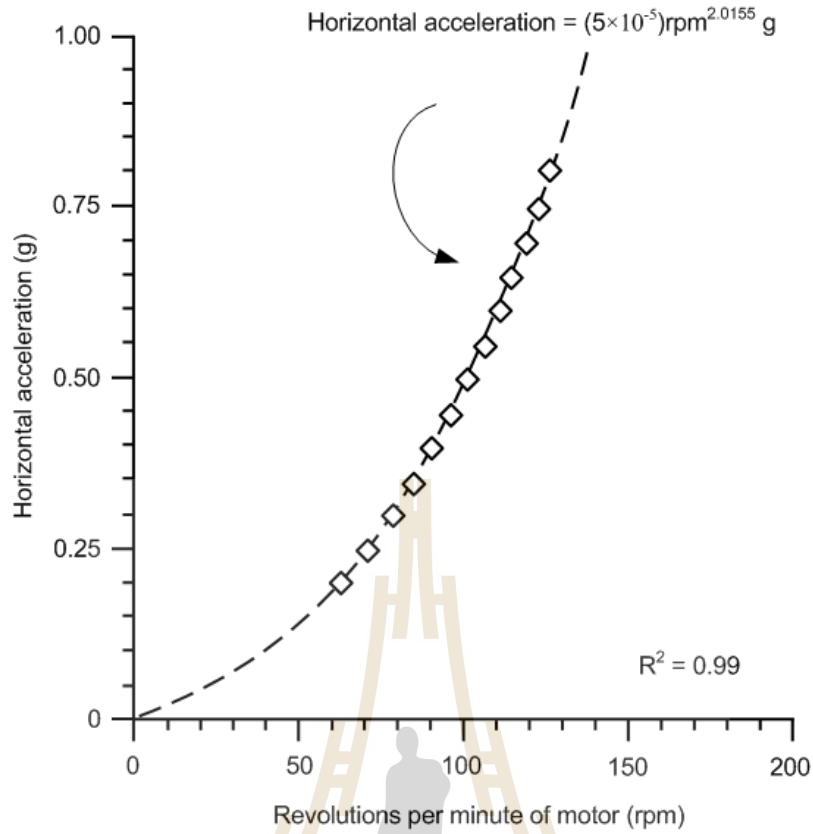
โดยที่ rpm = ความเร็วรอบต่อวินาทีของมอเตอร์ในการทดสอบ



รูปที่ 4.14 ส่วนประกอบของชุดเฟืองเกียร์ (Spur gears) สำหรับขับเคลื่อนระบบของแท่นเขย่า



รูปที่ 4.15 การสอบเทียบอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ด้วยเครื่อง PiezoBEAM accelerometer



รูปที่ 4.16 ผลการสอบเทียบระหว่างอัตราเร่งในแนวราบ (g) และความเร็วรอบต่อวินาทีของมอเตอร์ (rpm)

ตารางที่ 4.4 การสอบเทียบอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ด้วยเครื่อง PiezoBEAM accelerometer

RPM	Period (s)	Frequency (Hz)	Acceleration (m/s^2)	Horizontal acceleration from equation 4.1 (g)	Horizontal acceleration from PiezoBEAM (g)
64	0.937	1.07	1.977	0.200	0.200
72	0.833	1.20	2.503	0.250	0.250
79	0.759	1.31	3.013	0.307	0.300
85	0.706	1.41	3.488	0.350	0.350
91	0.659	1.51	3.998	0.407	0.400
96	0.625	1.60	4.450	0.450	0.450
101	0.594	1.68	4.926	0.500	0.500
106	0.566	1.76	5.425	0.550	0.550
111	0.540	1.85	5.949	0.600	0.600
115	0.521	1.91	6.386	0.650	0.65
120	0.500	2.00	6.953	0.708	0.70
124	0.484	2.06	7.425	0.750	0.75
128	0.468	2.13	7.911	0.806	0.80
132	0.454	2.20	8.414	0.857	0.85
135	0.444	2.25	8.800	0.890	0.90

บทที่ 5

การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

5.1 วัตถุประสงค์ของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

วัตถุประสงค์ของการทดสอบในห้องปฏิบัติการนี้เพื่อประเมินผลกระทบของอัตราเร่งแรงในแนวราบ (Horizontal acceleration, g) ด้วยเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ที่ได้ถูกพัฒนาขึ้น โดยใช้ตัวอย่างหินทรายที่มีระนาบรอยแตก 2 ลักษณะ คือ 1) ระนาบรอยแตกแบบผิวเรียบด้วยการเตรียมตัวอย่างโดยใช้ชุดอุปกรณ์ใบเลื่อยตัดหิน (Saw-cut fracture) และ 2) ระนาบรอยแตกแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ขั้นตอนการทดสอบและการคำนวณผลเป็นไปตามกรอบมาตรฐานของ ASTM D5607-95 และการแนะนำของ ISRM (Brown, 1981)

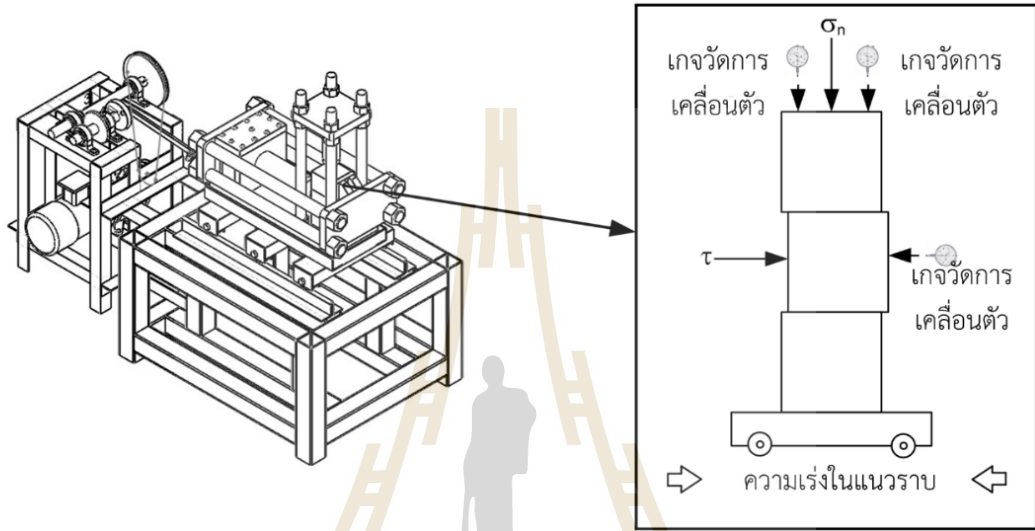
5.2 วิธีทดสอบกำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ด้วยเครื่องที่ได้พัฒนาขึ้น ดำเนินการทดสอบภายใต้ความเค้นในแนวตั้งฉากผันแปรระหว่างตั้งแต่ 0.05 MPa จนถึง 4.00 MPa โดยที่ชุดเสาพร้อมโครงเหล็กค้ำยันแนวตั้งสามารถรับกำลังสูงสุด 10 ตัน ตัวอย่างทดสอบแต่ละตัวอย่างจะถูกให้ความเค้นเฉือนเพียงครั้งเดียวภายใต้ความเค้นตั้งฉากคงที่ เช่นเดียวกับเครื่องการทดสอบกำลังแรงเฉือนสูงสุดโดยตรง (Direct shear testing machine) ชุดเสาพร้อมโครงเหล็กค้ำยัน 2 ชุด ส่วนชุดโครงเหล็กในแนวราบสามารถรับกำลังสูงสุด 25 ตัน สำหรับรับแรงในขณะที่เครื่องทดสอบรับความเค้นเฉือน

รูปที่ 5.1 แสดงภาพเครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ซ้าย) และแผนภาพจำลองการติดตั้งตัวอย่างหินเพื่อทดสอบ (ขวา) เครื่องทดสอบติดตั้งชุดมาตรวัดการเคลื่อนตัว (Dial gages) 3 ตัว ความละเอียด 0.01 มิลลิเมตร เพื่อใช้วัดการเคลื่อนตัวในราบตามแนวแรงเฉือน จำนวน 1 ตัว และติดตั้งเพื่อตรวจวัดการเคลื่อนตัวในดิ่ง (dilation) จำนวน 2 ตัว สำหรับตรวจสอบการเคลื่อนตัวและการเอียงตัวของแนวตัวอย่างหิน

ชุดอุปกรณ์แทนเขย่าสร้างอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ในช่วงของค่า 0.0g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g และ 0.8g ได้ตามลำดับ และให้แรงเฉือนอย่างต่อเนื่องจนกว่าการเคลื่อนตัวในแนวเฉือนได้ระยะ 5 mm บันทึกค่าการให้แรงในแนวแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งฉากและแนวเฉือน ข้อสังเกตหลังการทดสอบเมื่อผ่านการเฉือนไปแล้วพื้นที่ความขรุขระที่ถูกเฉือนไปความขรุขระจะลดลงประมาณ 10-20% ของความขรุขระจากพื้นที่ทั้งหมด รูปที่ 5.2 แสดงระนาบรอยแตกก่อนทดสอบและหลังทดสอบของตัวอย่างหินทรายพระวิหารทั้งแบบผิวเรียบและผิวขรุขระ

การคำนวณค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) และความเค้นเฉือนคงเหลือ (Residual shear strength) เป็นไปตามความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก ตามเกณฑ์ของ Coulomb ได้มุมเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนสูงสุด (Peak friction angle) และมุมเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนคงเหลือ (Residual friction angle) เช่นเดียวกันกับมาตรฐานของ ASTM D5607 และการแนะนำของ ISRM



รูปที่ 5.1 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน (ซ้าย) และแผนภาพจำลองการติดตั้งตัวอย่างหินเพื่อทดสอบ (ขวา)

	ตัวอย่างก่อนการทดสอบของหินทรายพระวิหาร	ตัวอย่างหลังการทดสอบของหินทรายพระวิหาร
ผิวเรียบ	<p>0 5 10 cm</p>	<p>0 5 10 cm</p>
ผิวขรุขระ	<p>0 5 10 cm</p>	<p>0 5 10 cm</p>

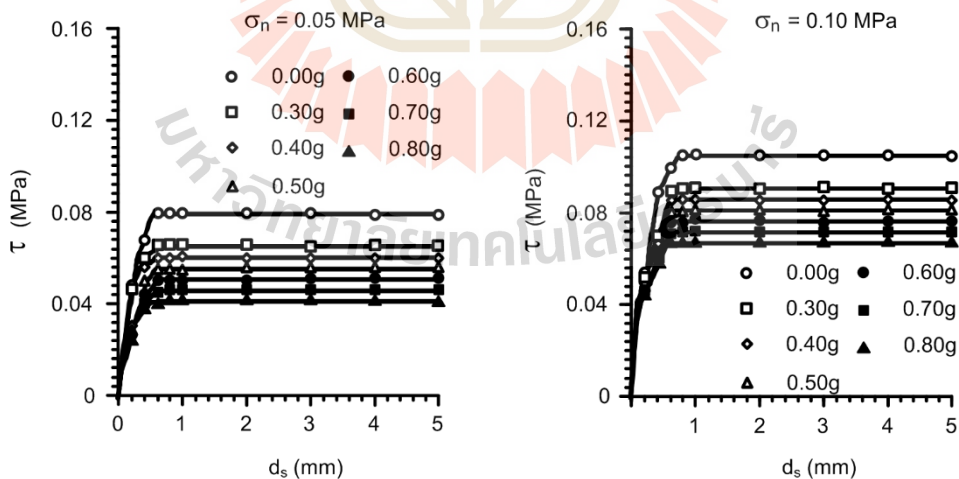
รูปที่ 5.2 ตัวอย่างหินทรายก่อนการทดสอบ (ซ้าย) และหลังการทดสอบ (ขวา)

5.3 ผลการทดสอบกำลังเฉือนสูงสุดแบบระบายคู่นตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ (Saw-cut fracture)

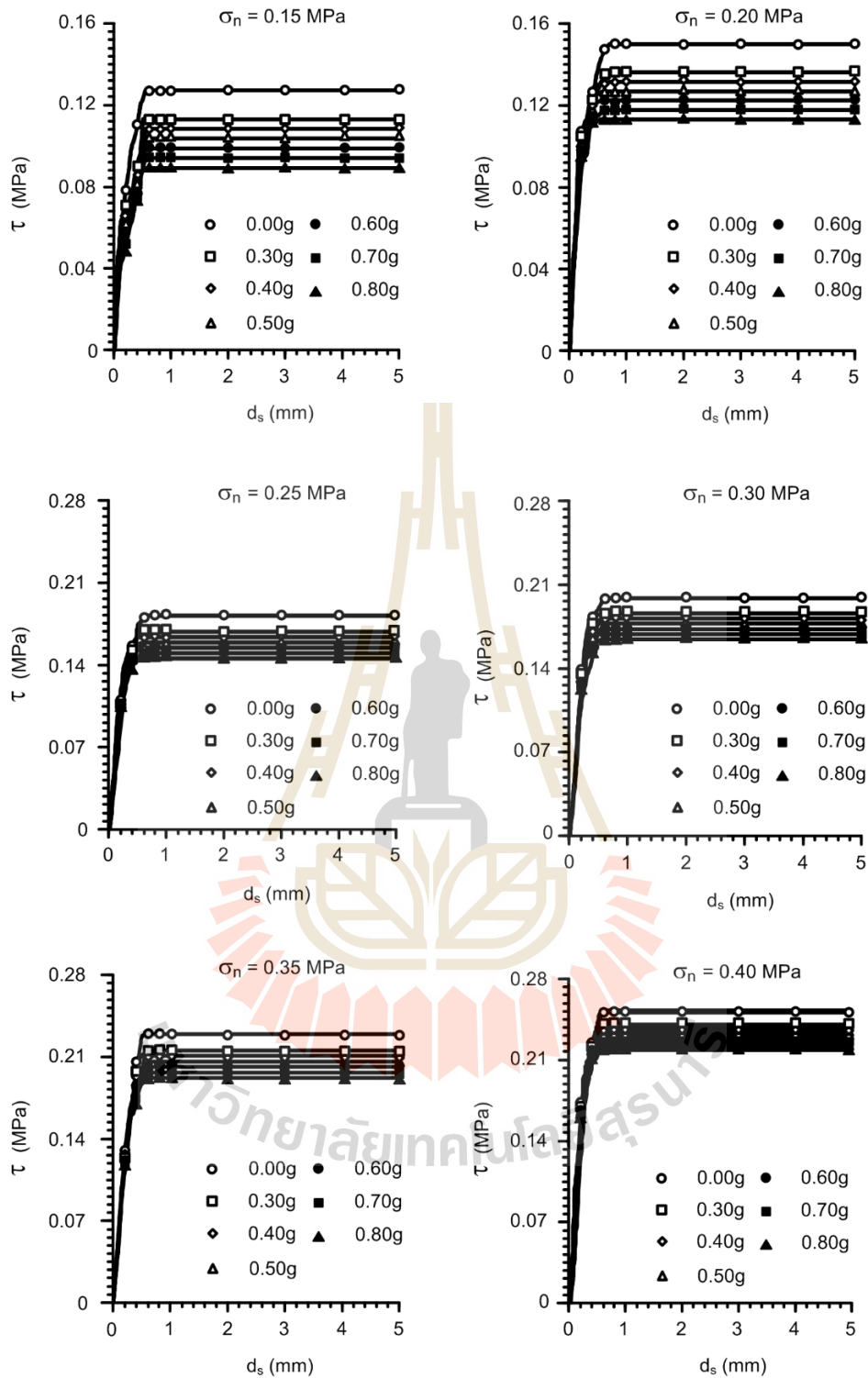
การทดสอบใช้ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal stress) ทั้งสิ้นรวม 26 ระดับ โดยผันแปรตั้งแต่ 0.05 จนถึง 4.00 MPa ตามลำดับ ในแต่ละชุดของการทดสอบที่ให้เค้นในแนวตั้งฉากระดับเดียวกัน ได้ทดสอบผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนโดยกำหนดค่าอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ในช่วงของค่า 0.0g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g และ 0.8g ไล่ตามลำดับ

การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนสามารถคำนวณโดยใช้ค่า P คือ แรงเฉือนสูงสุดหารด้วย A คือ พื้นที่สัมผัสระหว่างสองตัวอย่าง โดยที่พื้นที่ของสองคู่ระบายจะมีพื้นที่เป็น 2 เท่าเมื่อเปรียบเทียบกับ การทดสอบแบบมาตรฐาน ในตารางที่ 5.1 แสดงสรุปผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระบายคู่ กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบที่ผันแปรความเร่งในแนวราบ (g)

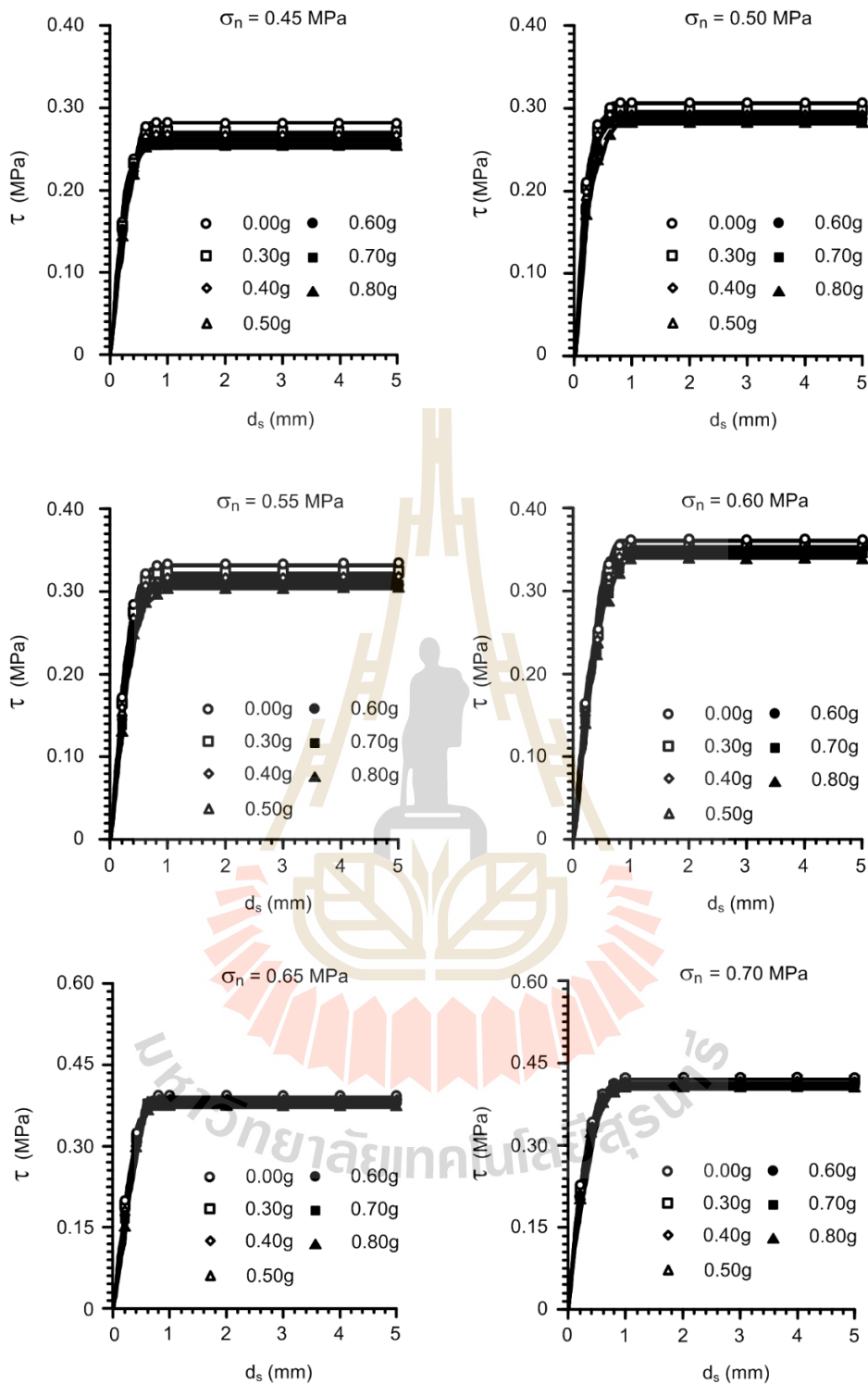
ผลการทดสอบการเคลื่อนตัวแนวเฉือน โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.3 ถึง 5.7 เนื่องจากเป็นตัวอย่างหินแบบผิวเรียบจึงทำให้ค่าของความเค้นเฉือนสุดยอด (Peak shear strength) และความเค้นเฉือนคงเหลือ (Residual shear strength) มีค่าที่เท่ากันหรือใกล้เคียงกันมาก (รูปที่ 5.8 และ 5.9) ตามความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก ตามเกณฑ์ของ Coulomb จึงได้มุมเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนสุดยอด (Peak friction angle) และมุมเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนคงเหลือ (Residual friction angle) ที่เท่ากัน โดยในตารางที่ 5.2 แสดงสรุปผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระบาย คู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb



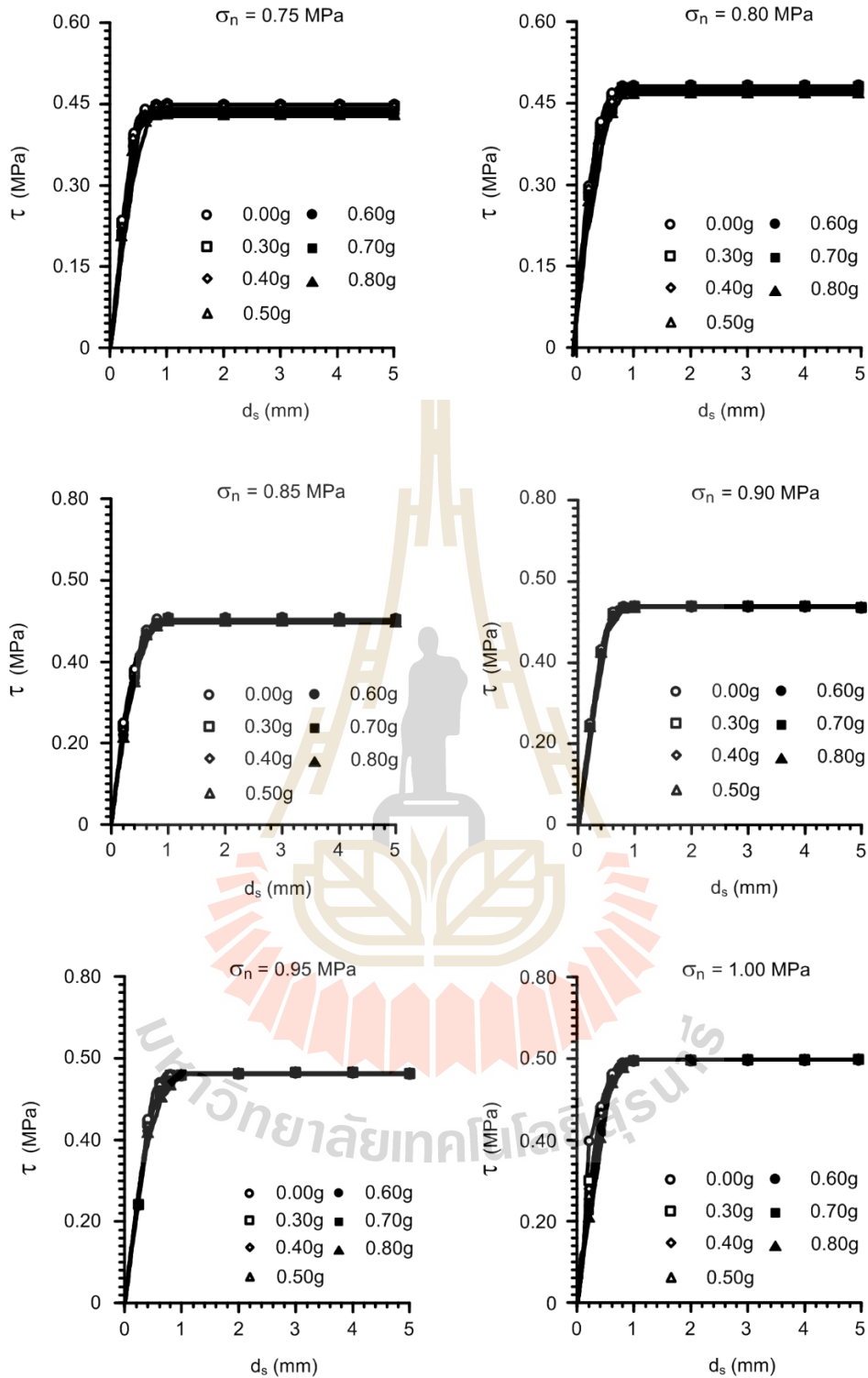
รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระบายคู่นในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.05 และ 0.10 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



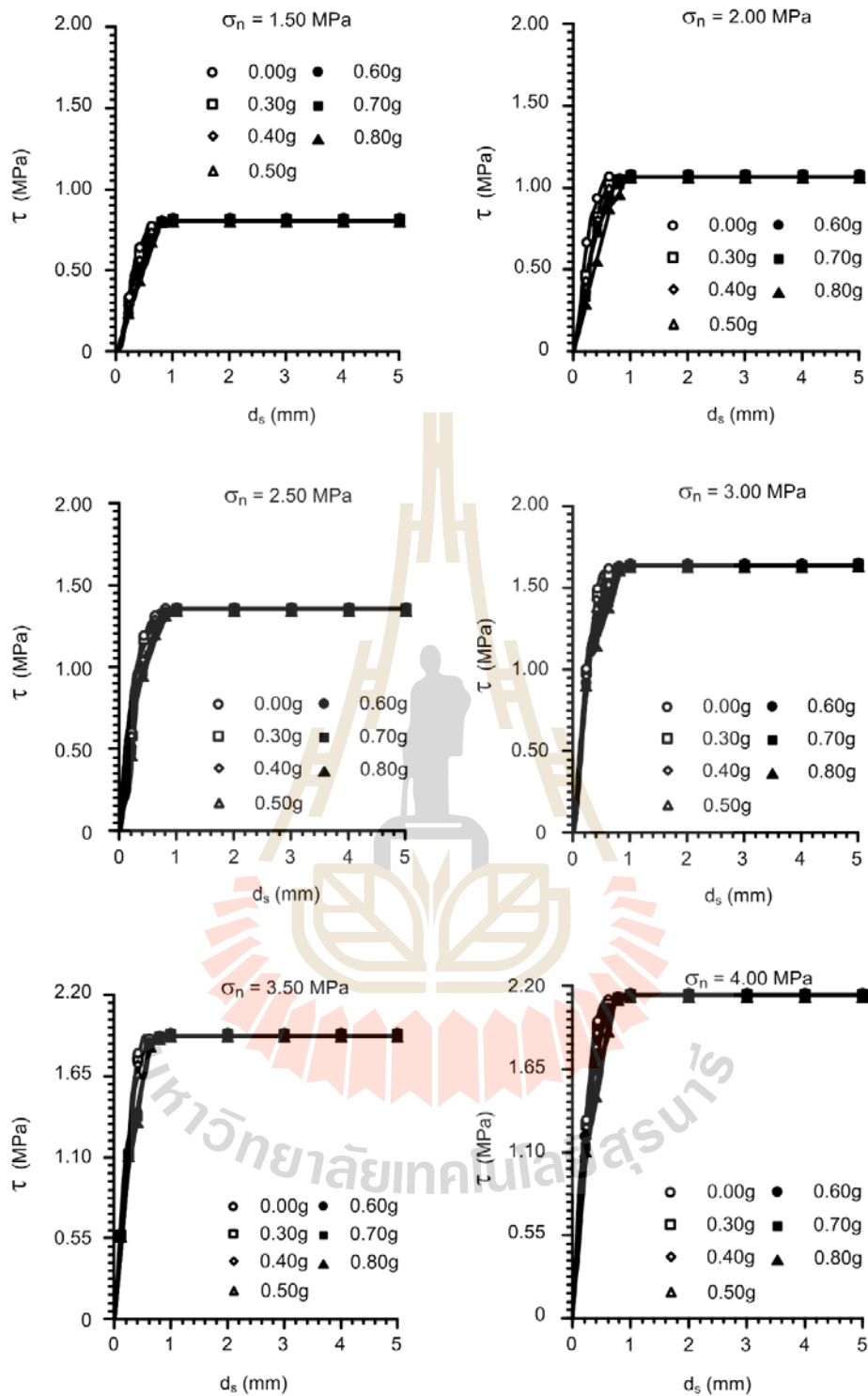
รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระบายคูในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวยเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35 และ 0.40 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



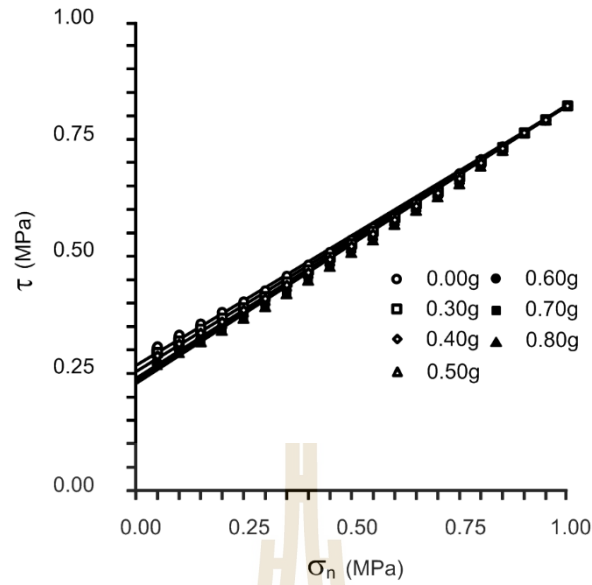
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวยเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.45, 0.50, 0.55, 0.60, 0.65 และ 0.70 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



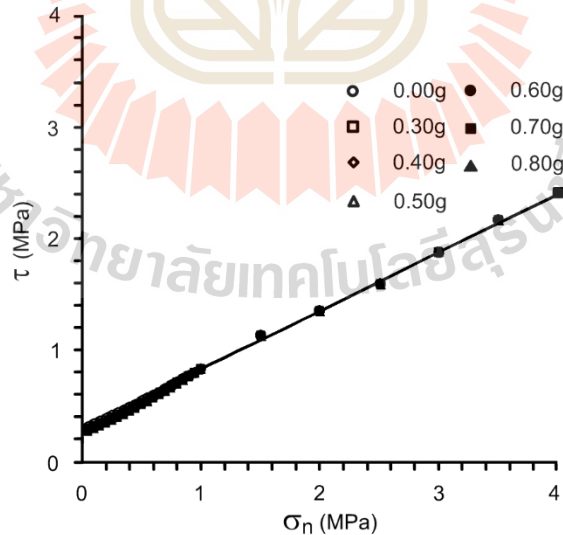
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบบรรนาบคูโนฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวยเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95 และ 1.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินผิวยเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 1.00, 2.00, 2.50, 3.00, 3.50 และ 4.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบระบายคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 1.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบระบายคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบ (Saw-cut fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 4.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g

ตารางที่ 5.2 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb ในตัวอย่างหินผิวนเรียบ (Saw-cut fracture)

Horizontal acceleration (g)	Coulomb's criterion parameters		R ²
	Friction angle, ϕ (degrees)	Cohesion, c (MPa)	
0.0	28.54	0.042	0.99
0.3	29.20	0.025	0.99
0.4	29.46	0.019	0.99
0.5	29.72	0.013	0.99
0.6	29.94	0.007	0.99
0.7	30.16	0.001	0.99
0.8	30.41	0.000	0.99

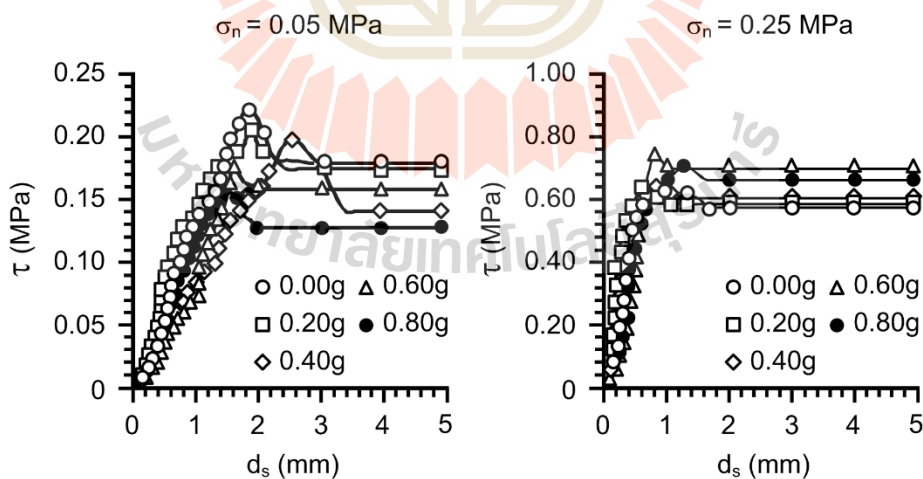
5.4 ผลการทดสอบกำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture)

การทดสอบใช้ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal stress) ทั้งสิ้นรวม 8 ระดับ โดยผันแปรตั้งแต่ 0.05 จนถึง 4.00 MPa ในแต่ละชุดของการทดสอบที่ให้เค้นในแนวตั้งฉากระดับเดียวกัน ได้ทดสอบผลกระทบของคลื่นไหวสะเทือนโดยกำหนดค่าอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ในช่วงของค่า 0.0g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g และ 0.8g ไว้ตามลำดับ เช่นเดียวกันกับการทดสอบตัวอย่างหินผิวเรียบ

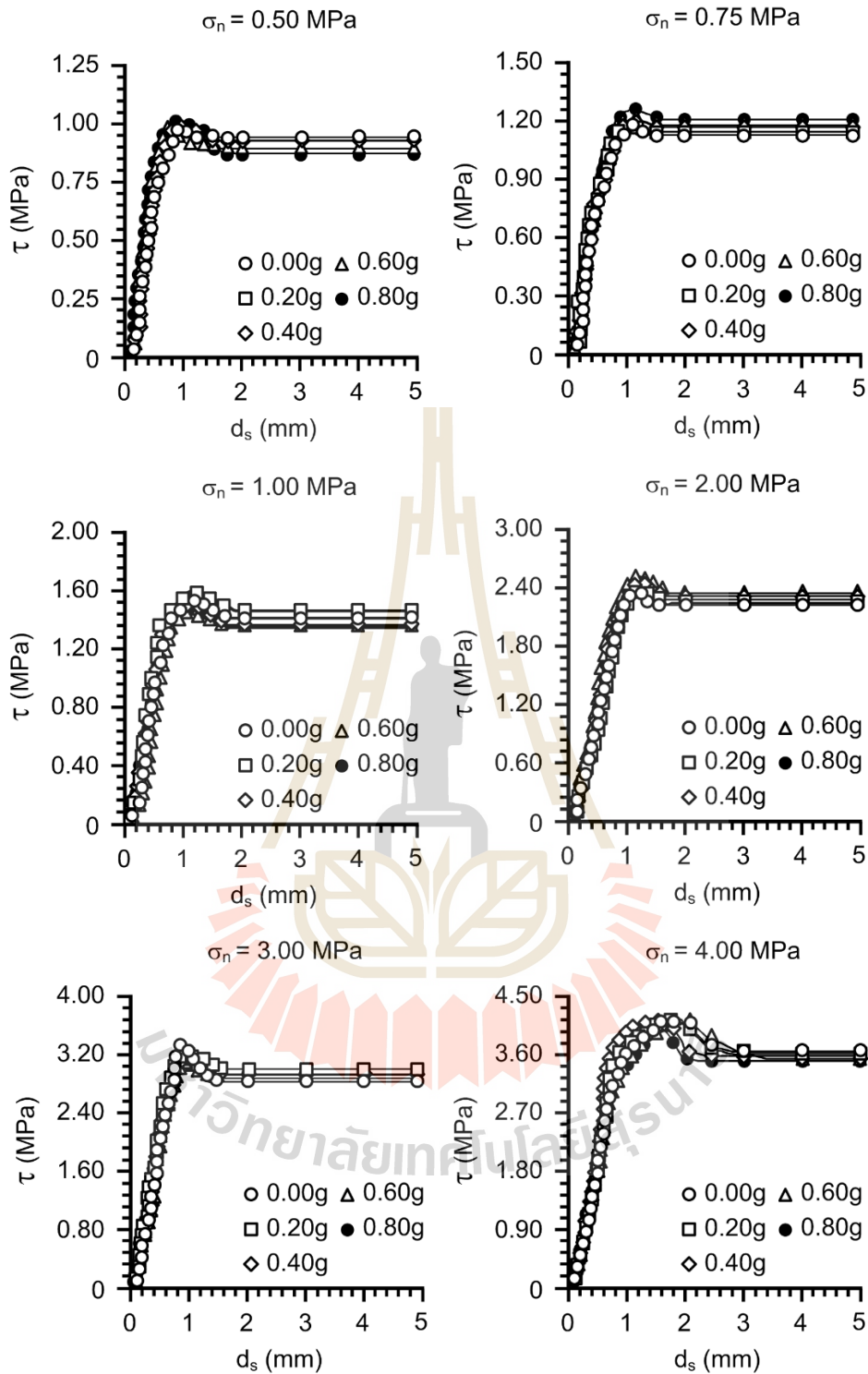
การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนสามารถคำนวณโดย ในตารางที่ 5.3 แสดงสรุปผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินผิวเรียบที่ผันแปรความเร่งในแนวราบ (g)

ผลการทดสอบการเคลื่อนตัวแนวเฉือน โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5.10 และ 5.11

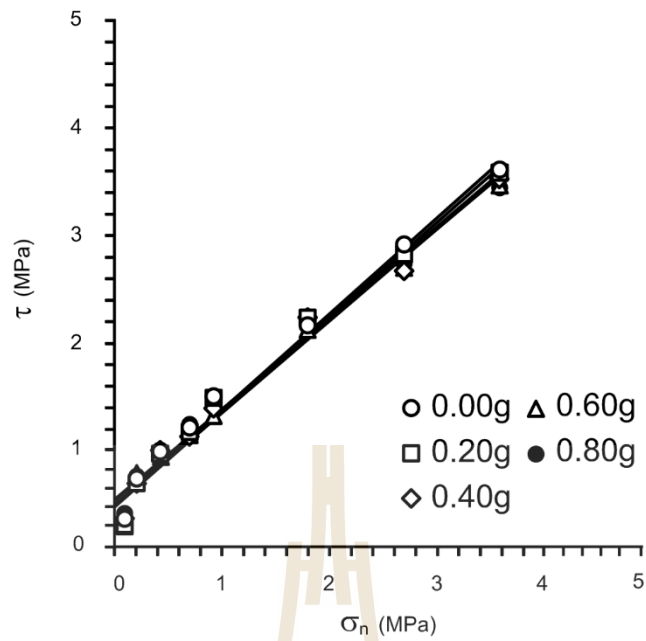
ค่าความเค้นเฉือนสุดยอด (Peak shear strength) ตามความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก (รูปที่ 5.12) ตามเกณฑ์ของ Coulomb ได้มุมเสียดทานสำหรับความเค้นเฉือนสุดยอด (Peak friction angle) แสดงสรุปผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb ในตารางที่ 5.4



รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบระนาบคู่ในฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.05 และ 0.10 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนแบบบรรนาบคูนึงฟังก์ชันของการเคลื่อนตัวแนวเฉือนของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากที่ 0.50, 0.75, 1.00, 2.00, 3.00 และ 4.00 MPa ตามลำดับ โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g



รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนสูงสุดแบบบรรนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินรูขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ภายใต้ความเค้นตั้งฉากระหว่าง 0.05 ถึง 4.00 MPa โดยผันแปรค่าอัตราเร่งแรงในแนวราบระหว่าง 0g – 0.80g

ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture)

Specimen No.	Density (g/cm ³)	JRC		Horizontal acceleration (g)	σ_n (MPa)	Shear strength (MPa)
		Top	Bottom			
PW-14	2.36	13	10	0.0g	0.05	0.198
PW-15	2.37	12	13	0.2g		0.144
PW-16	2.25	10	11	0.4g		0.211
PW-17	2.28	13	10	0.6g		0.156
PW-18	2.35	13	11	0.8g		0.224
PW-19	2.25	12	11	0.0g	0.25	0.645
PW-20	2.28	11	13	0.2g		0.649
PW-21	2.29	13	12	0.4g		0.645
PW-22	2.28	12	12	0.6g		0.742
PW-23	2.29	12	10	0.8g		0.706
PW-24	2.28	11	12	0.0g	0.50	0.998
PW-25	2.34	10	11	0.2g		0.961
PW-26	2.30	13	11	0.4g		1.005
PW-27	2.28	13	10	0.6g		0.966
PW-28	2.27	12	10	0.8g		0.984
PW-29	2.32	11	11	0.0g	0.75	1.177
PW-30	2.29	12	11	0.2g		1.195
PW-31	2.25	12	10	0.4g		1.236
PW-32	2.39	11	13	0.6g		1.229
PW-33	2.31	13	11	0.8g		1.283
PW-34	2.41	13	10	0.0g	1.00	1.605
PW-35	2.33	11	13	0.2g		1.577
PW-36	2.28	12	11	0.4g		1.506
PW-37	2.28	11	10	0.6g		1.442
PW-38	2.27	13	10	0.8g		1.502

ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบรณาคู่กับความเค้นในแนวตั้งฉากของตัวอย่างหินชุนระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) (ต่อ)

Specimen No.	Density (g/cm ³)	JRC		Horizontal acceleration (g)	σ_n (MPa)	Shear strength (MPa)
		Top	Bottom			
PW-39	2.27	12	11	0.0g	2.00	2.416
PW-40	2.41	11	13	0.2g		2.482
PW-41	2.35	12	10	0.4g		2.497
PW-42	2.32	12	11	0.6g		2.420
PW-43	2.32	11	12	0.8g		2.467
PW-44	2.36	12	13	0.0g	3.00	3.306
PW-45	2.37	11	12	0.2g		3.192
PW-46	2.25	13	12	0.4g		3.061
PW-47	2.28	11	12	0.6g		3.116
PW-48	2.35	13	11	0.8g		3.153
PW-49	2.25	12	11	0.0g	4.00	4.166
PW-50	2.28	13	11	0.2g		4.124
PW-51	2.29	12	12	0.4g		4.083
PW-52	2.28	13	11	0.6g		4.041
PW-53	2.29	11	12	0.8g		3.999

ตารางที่ 5.4 ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่เมื่อเทียบกับกฎการวิบัติของ Coulomb ในตัวอย่างหินขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture)

Horizontal acceleration (g)	Coulomb's criterion parameters		R ²
	Friction angle, ϕ (degrees)	Cohesion, c (MPa)	
0.0	43.80	0.42	0.98
0.2	43.50	0.42	0.98
0.4	42.53	0.45	0.98
0.6	42.50	0.44	0.98
0.8	42.17	0.48	0.98

บทที่ 6

การพัฒนาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์และแบบจำลองคอมพิวเตอร์

6.1 วัตถุประสงค์ของการพัฒนาความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์

วัตถุประสงค์ของบทนี้คือพัฒนาความสัมพันธ์สมการทางคณิตศาสตร์เพื่ออธิบายผลกระทบของอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal acceleration) ที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่บนระนาบรอยแตกแบบผิวเรียบด้วยการเตรียมตัวอย่างโดยใช้ชุดอุปกรณ์ใบเรื้อยตัดหิน และระนาบรอยแตกแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงโดยใช้เกณฑ์ของ Coulomb มาใช้โดย τ คือ ความเค้นเฉือน สามารถแสดงในสมการที่ 2.1

6.2 ค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ

จากผลการทดสอบในบทที่ 5 ค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) จากผลทดสอบภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบดังแสดงในตาราง 6.1 สามารถสร้างเป็นความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g_n หรือ พารามิเตอร์ G) ในกรณีทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดบนระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบตัดเรียบในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ ได้ตามสมการดังนี้

$$\delta = \alpha G + \beta \quad (6.1)$$

และ

$$\xi = \gamma G + \eta \quad (6.2)$$

เมื่อ δ คือค่าพารามิเตอร์ของแทนเจนต์ของมุมเสียดทาน ($\tan \phi$) และ ξ คือ ค่าพารามิเตอร์ของความเค้นยึดติด (c) ที่ปรากฏในฟังก์ชันของสภาวะความเร่งในแนวราบ (g) โดยกำหนดให้พารามิเตอร์ G คือความเร่งพื้นในแนวราบ (g) โดยรูปที่ 6.1 แสดงถึงอิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c)

ส่วนค่าพารามิเตอร์เชิงประจักษ์ (Empirical parameters) ของเกณฑ์ Coulomb แสดงในค่าของ $\alpha, \beta, \gamma, \eta$ ดังแสดงในตารางที่ 6.2 เมื่อแทนที่ค่าพารามิเตอร์เชิงประจักษ์ทั้งหมดในรูปแบบสมการ (6.1) และ (6.2) ลงในสมการ (2.1) จะได้สมการกำลังรับแรงเฉือนได้ดังนี้

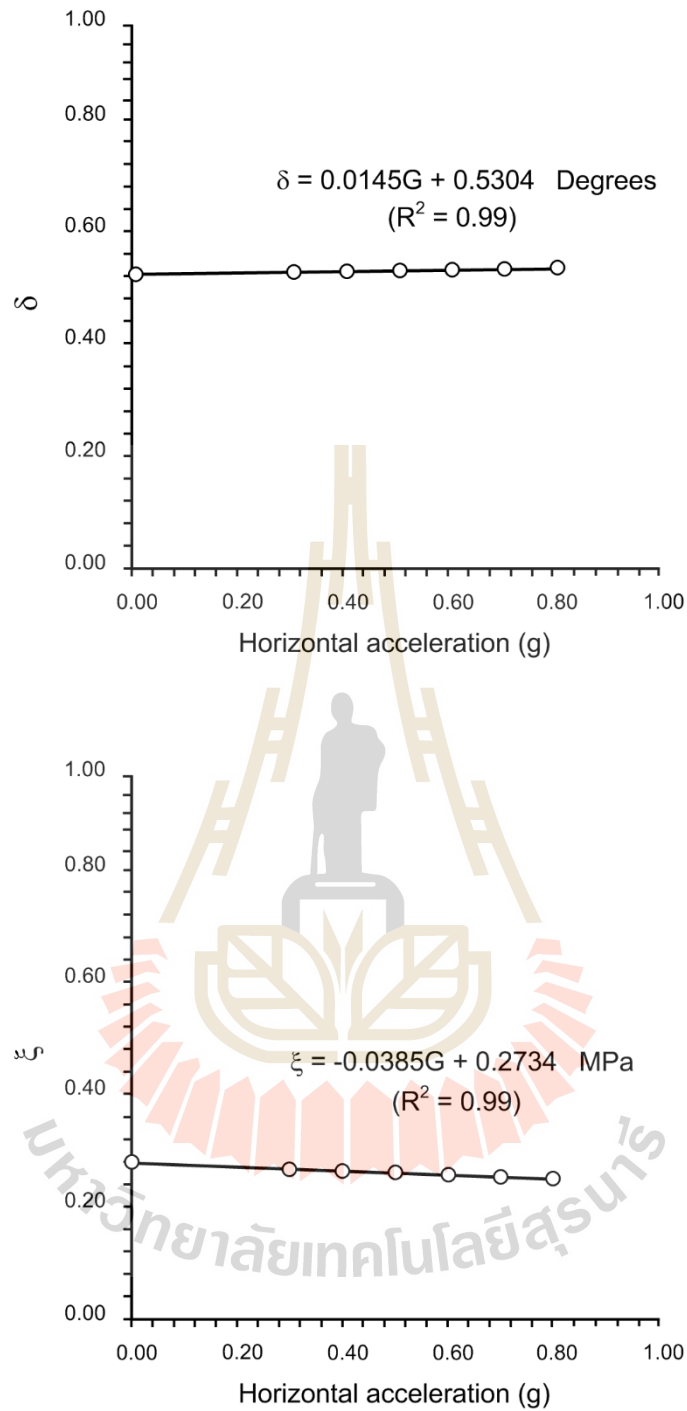
$$\tau = (\alpha G + \beta) \sigma_n + (\gamma G + \eta) \quad (6.3)$$

รูปที่ 6.2 แสดงการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ ภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ โดยยึดหลักการของ Coulomb และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ

โดยการเลือกใช้ค่ามุมเสียดทานความละเอียดที่ทศนิยม 1 ตำแหน่งที่จากผลการสร้างความสัมพันธ์เส้นตรง เพื่อต้องการสังเกตถึงการเปลี่ยนแปลงของค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (ตารางที่ 6.1 และ 6.3)

ตารางที่ 6.1 ค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ภายใต้ระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบทดสอบด้วยสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g)

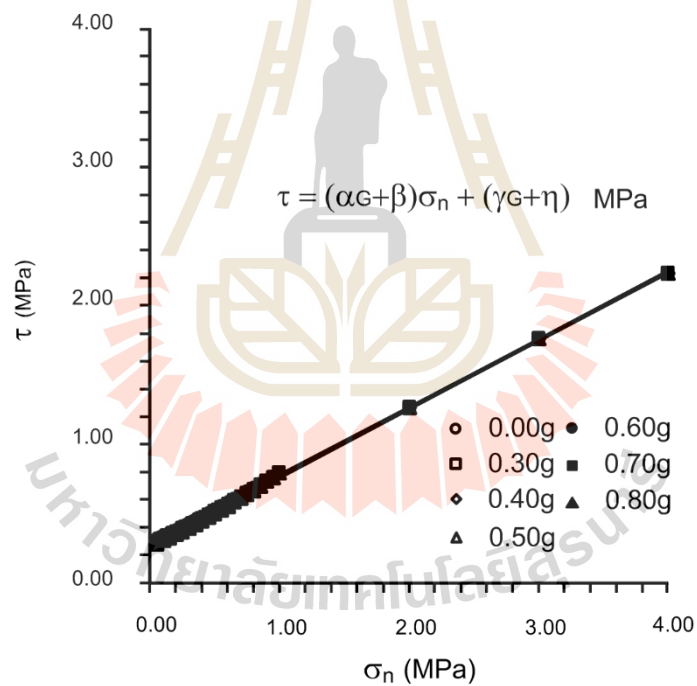
Horizontal acceleration (g)	Friction angle (deg.)	Cohesion (MPa)	R ²
0	28.7	0.265	0.99
0.3	29.2	0.248	0.99
0.4	29.5	0.242	0.99
0.5	29.7	0.237	0.99
0.6	29.9	0.231	0.99
0.7	30.2	0.225	0.99
0.8	30.4	0.219	0.99



รูปที่ 6.1 อิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ในการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระบายคู่นับตัวอย่างหินแบบผิวเรียบในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g)

ตารางที่ 6.2 ค่าคงที่เชิงประจักษ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบ ภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g)

Empirical Constant	value
α	0.0145
β	0.5304
γ	-0.0385
η	0.2734



รูปที่ 6.2 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g) โดยยึดหลักการของ Coulomb และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ

6.3 ค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง

รูปที่ 6.3 อิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทานและค่าความเค้นยึดติด จากการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g) ดังแสดงผลของค่ามุมเสียดทาน ค่าความเค้นยึดติด และค่าอัตราเร่งในแนวราบไว้ในตารางที่ 6.3 สามารถสร้างเป็นความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g_h หรือ พารามิเตอร์ G) ในกรณีทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดของระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ ได้ตามสมการดังนี้

$$\tau = \delta_R \sigma_n + \zeta_R \quad (6.4)$$

และ

$$\delta_R = \alpha_R G + \beta_R \quad (6.5)$$

และ

$$\zeta_R = \gamma_R G + \eta_R \quad (6.6)$$

เมื่อ δ_R คือค่าพารามิเตอร์ของแทนเจนต์ของมุมเสียดทาน ($\tan \phi$) และ ζ_R คือ ค่าพารามิเตอร์ของความเค้นยึดติด (c) ที่ปรากฏในฟังก์ชันของสภาวะความเร่งในแนวราบ (g) โดยกำหนดให้พารามิเตอร์ G คือความเร่งพื้นในแนวราบ (g) โดยรูปที่ 6.3 แสดงถึงอิทธิพลของอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c)

ตารางที่ 6.3 ค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ภายใต้ระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงทดสอบด้วยสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g)

Horizontal acceleration (g.)	Friction angle (degree)	Cohesion (MPa)	R ²
0.0	43.8	0.429	0.98
0.2	43.5	0.421	0.98
0.4	42.6	0.454	0.98
0.6	42.5	0.441	0.98
0.8	42.2	0.482	0.98

ส่วนค่าพารามิเตอร์เชิงประจักษ์ (Empirical parameters) ของเกณฑ์ Coulomb แสดงในค่าของ α_R , β_R , γ_R , η_R ดังแสดงในตารางที่ 6.4 เมื่อแทนที่ค่าพารามิเตอร์เชิงประจักษ์ทั้งหมดในรูปแบบสมการ (6.5) และ (6.6) ลงในสมการ (6.4) จะได้สมการกำลังรับแรงเฉือนได้ดังนี้

$$\tau = (\alpha_R G + \beta_R) \sigma_n + (\gamma_R G + \eta_R) \quad (6.8)$$

รูปที่ 6.4 แสดงการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวเรียบภายใต้สภาวะอัตราเร่งในแนวราบ โดยยึดหลักสมการของ Coulomb และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ

6.4 แบบจำลองคอมพิวเตอร์ FLAC2D

จากผลการทดสอบแรงเฉือนตามระดับค่า g ต่าง ๆ สู่พัฒนาสร้างความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์สำหรับการคำนวณกำลังเฉือนสูงสุดในรอยแตกหินเพื่อใช้ทำนายค่าความเค้นยึดติด (Cohesion) และมุมเสียดทาน (Friction angle) ระหว่างรอยแตกในหิน เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในการคาดคะเนภายใต้สภาวะจริงที่มีผลกระทบจากคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหว

ตัวอย่างแบบจำลองความลาดชันสำหรับการศึกษานี้กำหนดความลาดชันเอียง 45 องศา และมีความสูง 10 เมตร อยู่ในสภาวะแห้ง (รูปที่ 6.5) ทั้งหมดได้ถูกกำหนดขึ้นเพื่อใช้วิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันด้วยโปรแกรม FLAC2D (Itasca, 1994) ใช้ค่าพารามิเตอร์ที่มีผลกระทบโดยประเมินจากกรณี Saw-cut fractures และ Tension-induced fractures ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g)

6.5 ผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองคอมพิวเตอร์ FLAC2D

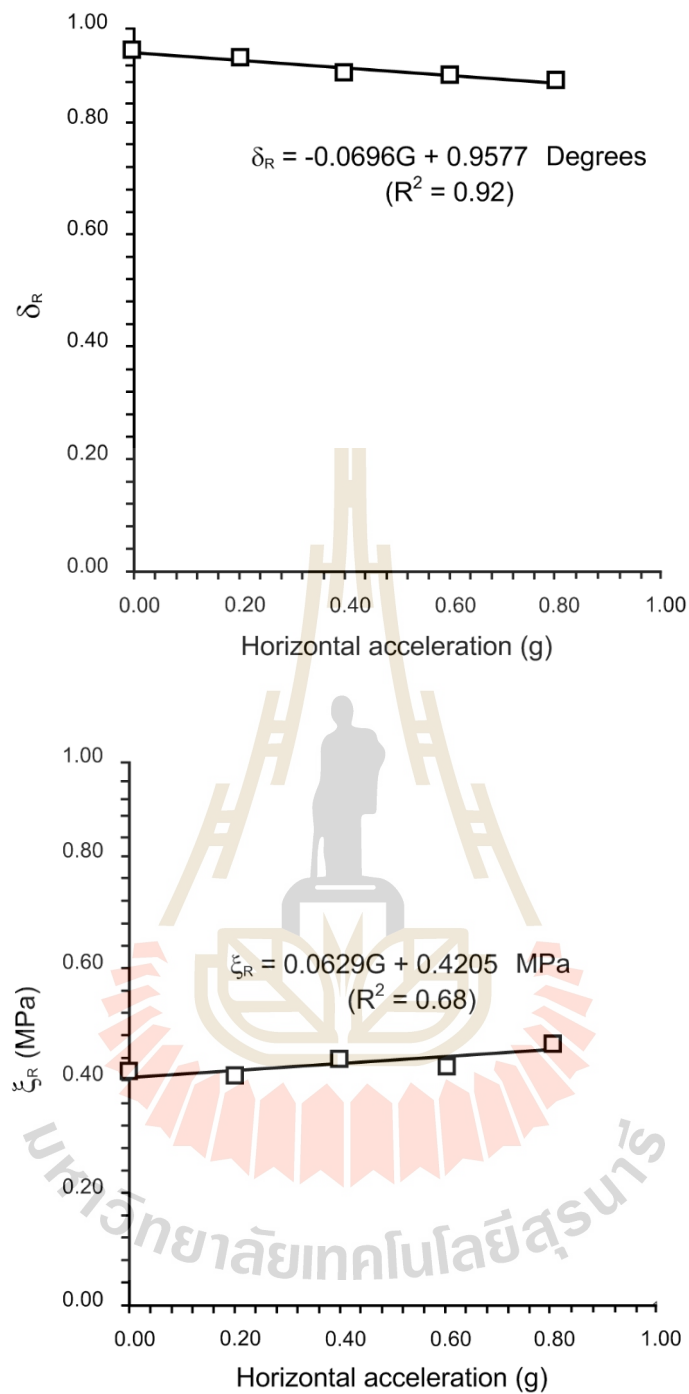
ตารางที่ 6.5 แสดงค่าพารามิเตอร์ของมุมเสียดทาน (ϕ) ค่าพารามิเตอร์ของความเค้นยึดติด (c) ที่ปรากฏในฟังก์ชันของสภาวะความเร่งในแนวราบ (g) โดยกำหนดให้พารามิเตอร์ G คือความเร่งพื้นในแนวราบ (g) โดยประเมินค่าจากสมการที่ 6.1 และ 6.2 สำหรับกรณี Saw-cut fractures และประเมินค่าจากสมการที่ 6.5 และ 6.6 สำหรับกรณี Tension-induced fractures ตามลำดับ

ผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ (g) ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.1 และ 6.2 (กรณี Saw-cut fractures) พบว่าส่งผลให้ค่าอัตราความปลอดภัยลดลงเมื่อค่าความเร่งในแนวราบ (g) สูงขึ้น ส่วนกรณีใช้ค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินค่าจากสมการที่ 6.5 และ 6.6 (กรณี Tension-induced

fractures) ให้ผลค่าอัตราความปลอดภัยใกล้เคียงกันเมื่อค่าความเร่งในแนวราบ (g) เปลี่ยนแปลง ดังแสดงในตารางที่ 6.6 ตามลำดับ

รูปที่ 6.6 แสดงตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.1 และ 6.2 (กรณี Saw-cut fractures) และรูปที่ 6.8 แสดงตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.5 และ 6.6 (กรณี Tension-induced fractures)

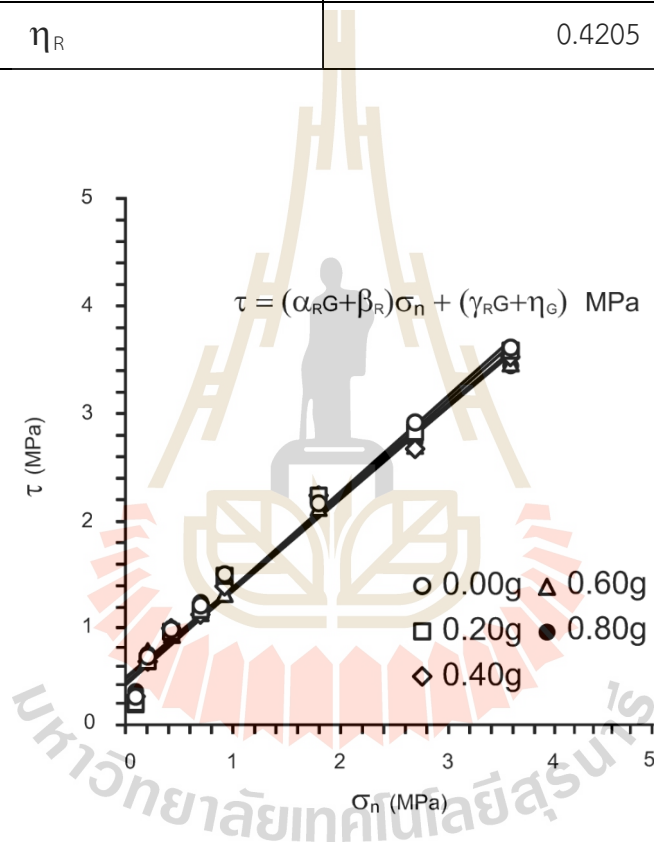




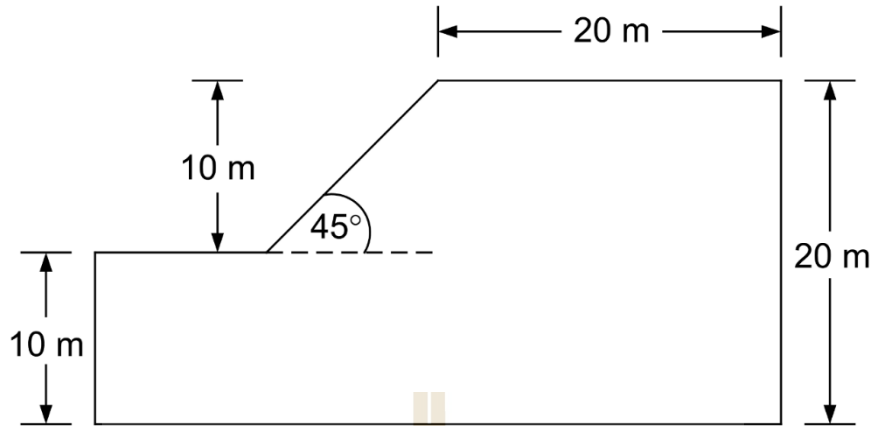
รูปที่ 6.3 อิทธิพลของอัตราเร่งในแนวนอนต่อค่ามุมเสียดทาน (ϕ) และค่าความเค้นยึดติด (c) ในการทดสอบค่ากำลังเฉือนสูงสุดแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวนอน (g)

ตารางที่ 6.4 ค่าคงที่เชิงประจักษ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g)

Empirical constant	value
α_R	-0.0696
β_R	0.9577
γ_R	0.0629
η_R	0.4205



รูปที่ 6.4 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระนาบคู่บนตัวอย่างหินแบบผิวขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึงในสภาวะอัตราเร่งในแนวราบ (g) โดยยึดหลักสมการของ Coulomb (เส้น) และผลการสร้างความสัมพันธ์เชิงสมการจากผลการทดสอบ



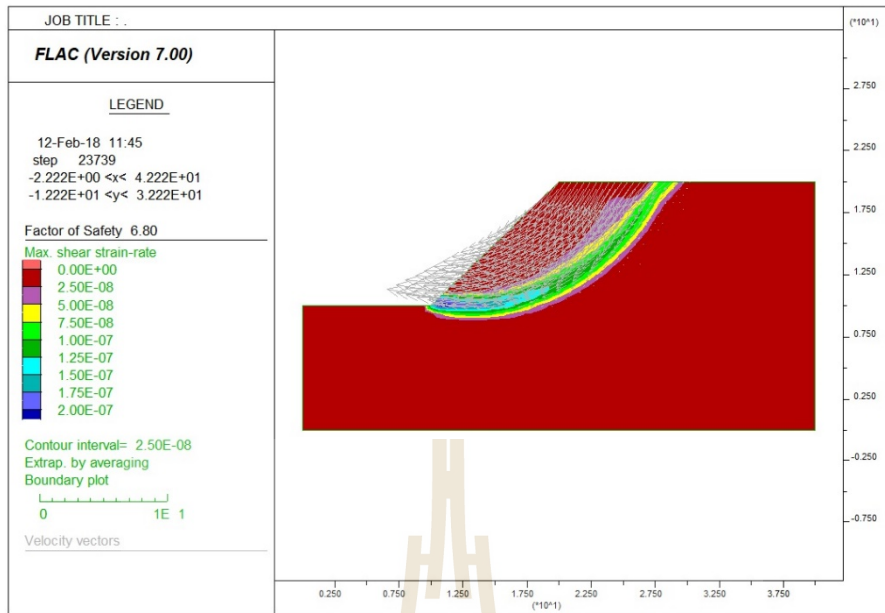
รูปที่ 6.5 แบบจำลองความลาดเอียงเพื่อใช้ในการจำลองหาค่าอัตราความปลอดภัยด้วยโปรแกรม FLAC2D (Itasca, 1994)

ตารางที่ 6.5 ค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากกรณี Saw-cut fractures และ Tension-induced fractures ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวนอน (g)

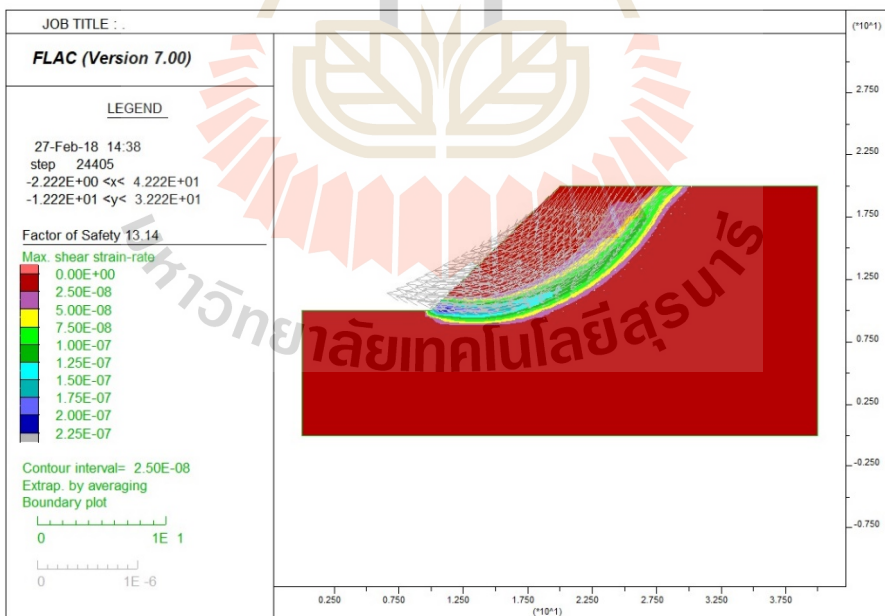
Ground acceleration (g) (ค่าสมมุติการจำลอง)	Saw-cut fractures		Tension-induced fractures	
	Friction angle (degree) ค่าประเมินจากสมการที่ 6.1	Cohesion (MPa) ค่าประเมินจากสมการที่ 6.2	Friction angle (degree) ค่าประเมินจากสมการที่ 6.5	Cohesion (MPa) ค่าประเมินจากสมการที่ 6.6
0.0	27.94	0.273	43.80	0.429
0.1	28.00	0.269	43.55	0.426
0.2	28.07	0.266	43.50	0.421
0.3	28.14	0.261	43.13	0.439
0.4	28.20	0.258	42.58	0.454
0.5	28.27	0.254	42.70	0.451
0.6	28.33	0.250	42.50	0.441
0.7	28.40	0.246	42.27	0.464
0.8	28.46	0.242	42.17	0.482

ตารางที่ 6.6 ผลการวิเคราะห์ค่าอัตราความปลอดภัยจากกรณี Saw-cut fractures และ Tension-induced fractures ในฟังก์ชันของค่าความเร่งในแนวราบ (g)

Saw-cut fractures		Tension-induced fractures	
Ground acceleration (g)	Factor of safety	Ground acceleration (g)	Factor of safety
0.0	7.48	0.0	12.03
0.1	7.40	0.1	11.95
0.2	7.31	0.2	11.81
0.3	7.22	0.3	12.21
0.4	7.14	0.4	12.51
0.5	7.05	0.5	12.47
0.6	6.97	0.6	12.21
0.7	6.88	0.7	12.73
0.8	6.80	0.8	13.14



รูปที่ 6.6 ตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.1 และ 6.2 (กรณี Saw-cut fractures)



รูปที่ 6.8 ตัวอย่างผลกระทบของค่าความเร่งในแนวราบ 0.80g ต่อค่าอัตราความเครียดเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองด้วยโปรแกรม FLAC2D ด้วยค่าพารามิเตอร์ที่ประเมินจากสมการที่ 6.5 และ 6.6 (กรณี Tension-induced fractures)

บทที่ 7

บทสรุป

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้เพื่อทำการศึกษาผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในรอยแตกมวลหิน โดยจำลองการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อนำไปสู่การพัฒนา กฎเกณฑ์ของค่ารับกำลังแรงเฉือนในรอยแตกของมวลหินที่ขึ้นกับระดับการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยของประเทศไทย กิจกรรมการพัฒนาทดสอบและวิเคราะห์ผลของโครงการนี้ได้ ดำเนินการตามแผนงานที่ได้เสนอไว้ในข้อเสนอโครงการศึกษาวิจัย สามารถอภิปรายผลและสรุปได้ดังนี้

7.1 การอภิปรายผล

การทดสอบกำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือน โดยการพัฒนาชุดอุปกรณ์ ทดสอบกำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ (Double Shear Load Frame, DSLF) ที่ติดตั้งอยู่บนแท่นเขย่า (Shaking table device) เพื่อสร้างผลกระทบของอัตราเร่งในแนวราบ (Horizontal pseudo-static acceleration) ในระหว่างการทดสอบ โดยที่ต้องควบคุมให้มีความเค้นตั้งฉากคงที่ (Constant normal load) ตลอดเวลา การทดลองใช้ตัวอย่างหินทรายที่มีระนาบรอยแตก 2 ลักษณะ คือ 1) ระนาบรอยแตกแบบผิวเรียบด้วยการเตรียมตัวอย่างโดยใช้ชุดอุปกรณ์ใบเรียวตัดหิน (Saw-cut fracture) และ 2) ระนาบรอยแตกแบบขรุขระที่สร้างรอยแตกภายใต้แรงดึง (Tension-induced fracture) ขั้นตอนการ ทดสอบและการคำนวณผลเป็นไปตามกรอบแนวทางจางมาตรฐานของ ASTM D5607 และการแนะนำ ของ ISRM (Brown, 1981)

ในการศึกษาผลกระทบของคลื่นสั่นสะเทือนแผ่นดินไหวผ่านชุดอุปกรณ์แท่นเขย่าสร้างอัตราเร่ง ในแนวราบ (Horizontal acceleration) เพียงมิติเดียวอยู่ในช่วงของค่า 0.0g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g และ 0.8g ตามลำดับ

ผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นในตัวอย่างผิวเรียบเมื่อเพิ่มความเค้นใน แนวตั้งฉากและลดลงเมื่อเพิ่มความเร่งในแนวราบ ในขณะที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างผิวขรุขระ มีค่าผันผวนเล็กน้อย ผลการทดสอบแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าการความเร่งในแนวราบแบบหนึ่งมิติ ส่งผลเล็กน้อยต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของการทดสอบทั้งหมด โดยเฉพาะภายใต้ระดับแรงกดตั้งฉากที่มี ค่าสูง

สมการทางคณิตศาสตร์ที่พัฒนาจากหลักเกณฑ์ของ Coulomb โดยที่รวมผลกระทบจาก ความเร่งในแนวราบ (g) ในการประเมินกำลังรับแรงเฉือน สมการเชิงประจักษ์ (Empirical equations) นั้นสอดคล้องได้ดีกับผลการทดสอบของระนาบเฉือนคู่ทั้งแบบผิวเรียบและผิวขรุขระ

7.2 ข้อสรุป

จากผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนที่พบว่าในตัวอย่างหินทรายแบบผิวเรียบ (Saw-cut fracture) มีค่ารับกำลังเฉือนลดลงเมื่อกำหนดให้ค่าอัตราเร่งในแนวราบ (g) ที่สูงขึ้นในช่วงการทดสอบโดยใช้ค่าความเค้นตั้งฉากระหว่างค่า 0.05 – 0.60 MPa และเมื่อการทดสอบใช้ค่าความเค้นตั้งฉากที่สูงขึ้นตั้งแต่ 0.60-4.00 MPa พบว่าผลกระทบจากค่าอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ารับกำลังแรงเฉือนนั้นน้อยมาก แทบไม่ส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนเลย โดยแสดงในรูปแบบของค่ามุมเสียดทานเฉลี่ยได้เท่ากับ $29.6 \pm 0.6^\circ$ ในขณะที่ผลการทดสอบค่ากำลังเฉือนแบบระนาบเฉือนคู่ภายใต้คลื่นไหวสะเทือนในตัวอย่างหินทรายแบบผิวขรุขระ (Tension-induced fracture) มีการผันแปรของผลการทดสอบค่ากำลังแรงเฉือนพอสมควรอาจเกิดจากความแปรปรวนของความขรุขระที่สร้างขึ้นมีค่าผันแปรตั้งแต่ JRC = 10 จนถึง 13 แต่ก็พบว่าเกิดลักษณะเช่นเดียวกันกับตัวอย่างผิวเรียบคือเมื่อการทดสอบใช้ค่าความเค้นตั้งฉากที่สูงขึ้นตั้งแต่ 2.00 MPa ขึ้นไปนั้น ผลกระทบจากค่าอัตราเร่งในแนวราบต่อค่ารับกำลังแรงเฉือนนั้นน้อยมาก ซึ่งมีค่ามุมเสียดทานเฉลี่ยได้เท่ากับ $42.9 \pm 0.7^\circ$

ผลการทดสอบชี้ชัดให้เห็นว่าความเร่งในแนวราบแบบหนึ่งมิตินั้นมีผลต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนเพียงเล็กน้อยของการทดสอบทั้งหมดโดยเฉพาะอย่างยิ่งภายใต้แรงกดตั้งฉากที่มีค่าสูง เนื่องจากการทดสอบแรงเฉือนแบบระนาบคู่ดำเนินการทดสอบโดยให้แรงตั้งฉากคงที่ตลอดการเฉือนซึ่งผลสอดคล้องเป็นไปตามผลการทดสอบที่ได้จากงานวิจัยของ Sakulnitichai et al. (2009) และ Kleepmeak et al. (2013) ที่ศึกษาการตรวจสอบผลกระทบของความเร่งแผ่นดินไหวแบบหนึ่งมิติกับเสถียรภาพของมวลหินที่อยู่ในสภาวะไร้การกดทับ และ Sakulnitichai et al. (2009) แนะนำว่าแรงแบบพลวัตนั้น มีผลกระทบกับเสถียรภาพของการเจาะอุโมงค์ที่ระดับที่ตื้นที่ (แรงกดทับระดับต่ำ) ในรอยแตกของมวลหินมากกว่าการเจาะอุโมงค์ที่ระดับลึกและผลกระทบของแรงแบบพลวัตจะลดลงเมื่อความลึกมีมากขึ้น (แรงกดทับระดับสูง) Hack et al. (2007) แนะนำว่าในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหวความเร่งในแนวราบจะเพิ่มแรงที่ไม่เอื้ออำนวยต่อบล็อกที่อาจจะทำให้เกิดความไม่มั่นคง ความเร่งนั้นจะไปลดความเค้นในแนวตั้งฉากบนระนาบที่แนบกัน ซึ่งจะสามารถใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในรอยแตกมวลหินภายใต้สภาวะแผ่นดินไหวและการระเบิดได้

7.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการวิจัยในอนาคต

การศึกษาในงานวิจัยนี้สามารถนำมาเป็นแนวทางเบื้องต้นและขั้นตอนสำหรับการศึกษาและการออกแบบในอนาคตได้ และควรมีการทดสอบหินชนิดต่าง ๆ ภายใต้ช่วงการผันแปรต่าง ๆ ของค่าอัตราเร่งแนวราบ อัตราการให้แรงเฉือนที่หลากหลายและความหลากหลายของการให้ความเค้นในแนวตั้งฉากหรือการทดสอบในรูปแบบอื่น ๆ เช่นการทดสอบภายใต้การอิมมิดีด้วยน้ำของตัวอย่างหินที่จำลองโครงสร้างหินที่อยู่ใกล้พื้นที่ชุ่มน้ำ

บรรณานุกรม

- กรมอุตุนิยมวิทยา (2557). รายงานการเกิดแผ่นดินไหวบริเวณจังหวัดเชียงราย สำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว กรุงเทพมหานคร. 70 หน้า.
- ASTM D 5607-08. Test method for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. **Annual Book of ASTM Standards**. 04.08. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials: Philadelphia.
- ASTM D3967-08. Standard test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. **Annual Book of ASTM Standards**. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM D5607-95. Standard test method for performing laboratory direct shear strength test of rock specimens under constant normal force. **Annual Book of ASTM Standards**. 04.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM D7012-10. Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. **Annual Book of ASTM Standards**. 04.09, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Baliga, B. D. and Singh, V. K. (1992). Geotechnical investigation and appraisal of face stability in jointed rock mass in copper open-pit Rajasthan. **In Regional Symposium on Rock Slopes** (pp. 27-33). India: Oxford & IBH.
- Baraza, J., Ercilla, G. and Lee, J. (1992). Geotechnical properties and preliminary assessment of sediment stability on the continental slope of the Northwestern Alboran Sea. **Geo-Marine Letters**. 12: 150-156.
- Barton, N. and Hansteen, H. (1979). Very large span openings at shallow depth: deformation magnitudes from jointed models and finite element analysis. In **Proceedings of the 4th Excavation and Tunnelling Conference**. 2: 1331-1353. Atlanta.
- Barton, N. R. (1976). The shear strength of rock and rock joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. 13: 255-279.

- Barton, N. R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. **Engineering Geology**. 7: 287-332.
- Brown, E. T. (1981). **Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods**. Oxford: Pergamon.
- CDMG (1997) Guidelines for Evaluating and Mitigating Seismic Hazards in California. **California Div. of Mines and Geology, Special Publication**. 117: www.consrv.ca.gov/dmg/pubs/sp/117/
- Chen, T. C., Lin, M. L., and Hung, J. J. (2003). Pseudostatic analysis of Tsaoling rockslide caused by Chi-Chi Earthquake. **Engineering Geology**. 71(1): 31-47.
- Crawford, A. M., and Curran, J. H. (1981). The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**. 18(6): 505-515). Pergamon.
- Daisuke, M., Hiroshi, C., Kaoru, K. and Kazunobu, M. (2003). Underground large cavern with shallow overburden considered earthquake protection against disasters. In **Proceedings of the Symposium on Underground Space**. 8: pp 267-272. Japan.
- Dowding, C.H., and Rozen, A 1978. Damage to rock tunnels for earthquake shaking Journal of the Geotechnical Engineering Division, **American Society of Civil Engineers**. p. 104 GT2
- Gendzwill, D. (2008). **Glossary of Seismic Techniques and Terminology**. [Online]. Available: <http://www.usask.ca/geology/labs/seismo/glossary.html>
- Genis, M. and Aydan, O. (2002). Evaluation of dynamic response and stability of shallow underground openings in discontinuous rock masses using model tests. **Proceeding. of 2002 ISRM Regional Symposium (3rd Korea-Japan Joint Symposium) on Rock Engineering Problems and Approaches in Underground Construction (Vol. 2, pp 787-794.)**. Seoul.
- Ghosh, A., Hsiung, S.M., and Chowdhury, A.H. 1996 Seismic Response of Rock Joints and Jointed Rock Mass. **Division of Regulatory Applications Office of Nuclear Regulatory Research U.S. Nuclear Regulatory Commission Washington, DC**. 20555-0001 NRC FIN B6643
- Giani, G. P. (1992). **Rock Slope Stability Analysis**. A.A. Balkema. Netherlands.
- Giraud, A., Rochet, L., and Antoine, P. (1990). Processes of slope failure in crystallophyllian formation. **Engineering Geology**. 29: 241-253.

- Hack, R., Alkema, D., Kruse, G.A.M., Leenders, N., and Luzi, L. (2007). Influence of earthquakes on the stability of slopes. **Engineering Geology**. 91:4-15.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., and Yao, J.I.C. 2001 seismic design and analysis of underground structures. **Tunneling and Underground Space Technology**. 16: pp. 247-293.
- Hencher, S. R., and Richards, L. R. (1989). Laboratory direct shear testing of rock discontinuities. **Ground Engineering**. 22(2): 24-31.
- Hibbeler, R.C. 2011. **Mechanics of Materials**. Person Prentice Hall, United States of America, 32 pp.
- Hosseini, K. A., Pellet, F., Jafari, M. K., and Boulon, M. (2004). Shear strength reduction of rock joints due to cyclic loading. **Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering** (Paper No. 3070). Vancouver, B.C., Canada, 8 pp.
- Itasca (1994). **User Manual for FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua**, Version 4.0. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota.
- Jaeger, C., (1972). **Rock Mechanics and Engineering**, Cambridge Univ. Press, London.
- Jaeger, J. C., and Cook, N. G. W. (1979). **Fundamentals of Rock Mechanics** (3rd ed.). London: Chapman & Hall.
- Jafari, M. K., Hosseini, K. A., Pellet, F., Boulon, M., and Buzzi, O. (2003). Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. 23(7): 619-630.
- Jafari, M. K., Shafiee, A., and Razmkhah, A. (2002). Dynamic properties of fine grained soils in south of Tehran. **Journal of Seismology and Earthquake Engineering**. 4(1): 25.
- Kamonphet, T., Khamrat, S., and Fuenkajorn, K. (2015). Effects of cyclic shear loads on strength, stiffness and dilation of rock fractures. **Songklanakarin Journal of Science and Technology**, 37(6).
- Kemthong, R. and Fuenkajorn, K. (2007). Prediction of joint shear strengths of ten rock types using field-identified parameters. **Proceedings of the First Thailand Symposium on Rock Mechanics**, Khao Yai, Thailand, Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering Suranaree University of Technology, Thailand pp.195-209.

- Kitagawa, R. (1999). Weathering mechanism and slope failures of granitic rocks in Southwest Japan-Effect of hydrothermal activities. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 109-113). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Kitamura, H., Aoki, M., Nishikawa, T., Suzuki, M., and Umezaki, T. (1999). Investigation of cut slope consisting of serpentinite and schist. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 103-107). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Kleepmek, M., and Fuenkajorn, K. (2013). Laboratory simulations of effects of joint spacing and joint angle on rock slope stability. In: **Rock Mechanics Proceedings of the Fourth Thailand Symposium**, Im Poo Hill Resort, Nakhon Ratchasima.
- Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Lama, R.D. and Vutukuri, V.S. (1978). **Handbook on Mechanical Properties of Rocks**. Vol. 4. Trans Tech Publication.
- Kwafniewskil, M.A. and Wang, J.A. (1997). Surface roughness evolution and mechanical behavior of rock joints under shear. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 34 (3-4): 157.e1-157.e14.
- Lee, H.S., Park, Y.J., Cho, T.F. and You, K.H. (2001). Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 38(7): 967-980.
- Lenhardt, W. A. (2009). The impact of earthquakes on mining operations. BHM Bergund Hüttenmännische Monatshefte, 154(6): 249-254.
- Liu, X. G., Zhu, W. C., Yu, Q. L., Chen, S. J., and Li, R. F. (2017). Estimation of the joint roughness coefficient of rock joints by consideration of two-order asperity and its application in double-joint shear tests. **Engineering Geology**. 220: 243-255.
- Maharaj, R. J. (1999). Site investigation of weathered expansive mudrock slopes: Implications for slope instability and slope stabilization. In **Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering** (pp. 115-120). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Meemun, P. and Fuenkajorn, K. (2015). Shear Strength Testing Under Constant Normal Load and Constant Normal Stiffness as Affected by Displacement Rates,

- Proceeding of Vietrock2015 an ISRM specialized conference.** Hanoi, Vietnam12-13, March 2015.
- Nguyen, V. H. (2013). Static and Dynamic Behavior of Joints in Schistose Rock: Lab Testing and Numerical simulation. **Ph.D. thesis.** Faculty of Geosciences, Geoengineering and Mining of the Technische Universität Bergakademie Freiberg, Germany.
- Owen, G. N. and Scholl, R. E. (1981). Earthquake Engineering of Large Underground Structures. **San Francisco; URS/Blume (John A.) and Associates.**
- Pangpetch, P. and Fuenkajorn, K. (2007). Simulation of rock slope failure using physical model. **Proceedings of the First Thailand Symposium on Rock Mechanics. Suranaree University of Technology** (pp 227-243). Nakhon Ratchasima.
- Park, J.W. and Song, J.J. (2009). Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using a bonded-particle model. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.** 46(8): 1315-1328.pp 165-187.
- Pattani, S. and Tepnarong, P. (2015). Experimental Assessment of Mechanical and Hydraulic Performance of Cement Sealing in Rock Salt, **Proceeding of Vietrock2015 an ISRM specialized conference.** Hanoi, Vietnam12- 13, March 2015.
- Prasad, S. K., Towhata, I., Chandradhara, G. P., and Nanjundaswamy, P. (2004). Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering. **Current science Bangalore.** Mysore, India. 87: 1398-1404.
- Richter, C. (1958). **Elementary Seismology.** W.H. Freeman and Co., San Francisco, and Bailey Bros. & Swinfen Ltd., London.
- Riley, W. F. and Sturges, L. D. (1993). **Engineering Mechanics: Dynamics.** John Wiley & Sons, 592 p.
- Sakulnitichai, C., Pangpetch, P., and Fuenkajorn, k. (2009). Physical model simulation of shallow openings in jointed rock mass under static and dynamic loads. In **Proceeding of the Second Thailand Symposium on Rock Mechanics** (pp. 147-160). Chonburi: Thailand.
- Seismological Bureau, (2014). **Earthquake Report in Thailand and Adjacent countries.** Meteorological department. 90p.

- Silva, P.G., Goy, J.L., Zazo, C., Bardaji, T., Lario, J., Somoza, L., Luque, L., and Gonzalez-Hernandez, F.M. (2006). Neotectonic fault mapping at the Gibraltar Strait Tunnel area, Bolonia Bay (South Spain). **Engineering Geology** 84(1): 31-47.
- Tepnarong, P. and Deethouw, P., 2014, Mechanical and Hydraulic Performance of Sludge-mixed Cement Borehole Plugs in Rock Salt, **Proc. of 8th Asian Rock Mechanics Symposium**, Sapporo, Japan, 14-16 October 2014.
- Tepnarong, P., 2012, Bond Strength of Cement Sealing in Maha Sarakham Salt, **Proc. of 7th Asian Rock Mechanics Symposium**, Seoul, Korea, 15- 19 October 2012, 584-593.
- Terzaghi, K. 1950. **Mechanism of Landslides**. Geological Society of America, Berkeley. pp. 83-125.
- Vasarhelyi, B. (1999). Shear failure in rock using different constant normal load. **Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.** 43(2): 179-186.
- Wald, D. A., Quitoriano, V., Heaton, T. H. and Kanamori, H. (1999). Relationships between peak ground acceleration, peak ground velocity, and modified Mercalli intensity in California. **Earthquake Spectra**. 15: 557-564.
- Woodward, P. K., and Griffiths, D. V. (1996). Comparison of the pseudo-static and dynamic behaviour of gravity retaining walls. **Geotechnical and Geological Engineering**. 14(4): 269-290.
- Wyllie, D. C. (1998). **Foundation on Rock**. London: E&FN Spon.
- Zhang, Y., Wang, J., Xu, Q., Chen, G., Zhao, J. X., Zheng, L., and Yu, P. (2015). DDA validation of the mobility of earthquake-induced landslides. **Engineering Geology**. 194: 38-51.

ภาคผนวก ก

บทความในการประชุมสัมมนาเชิงวิชาการระดับนานาชาติ
12th South East ASEAN Technical University Consortium
Symposium (SEATUC 2018)
12-13 March 2018, Yogyakarta, Indonesia

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

EFFECT OF EARTHQUAKE VIBRATION ON SHEAR STRENGTH OF SANDSTONE FRACTURES

*Khanapot boonyord ⁽¹⁾, Prachya Tepnarong ⁽¹⁾

⁽¹⁾Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology,
Muang District, Nakhon Ratchasima 30000, Thailand

*Corresponding author: boonyord1992@gmail.com

ABSTRACT

A double shear load frame with shaking table is developed to determine the effect of earthquake vibration on shear strength in rock joints. The rock specimens prepared from the Phra Wihan sandstone formation with nominal size of 100×100×225 mm³ are tested. The parallel fractures of specimen are artificially made by saw-cut and tension inducing methods. The fracture area is 100×100 mm². The direct shear testing is performed by using the double fracture shear device which is installed on the shaking table. The testing is conducted under static and dynamics conditions. The normal stresses are maintained constant from 0.05 to 4.0 MPa under shear rate of 0.01 MPa/s. The ground acceleration values of vibration are varied from 0.3 g to 0.8 g ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$). The findings can be used for the analysis and design of engineering structures in rock mass where the joints are subjected under earthquake vibration condition and blasting activities.

Keywords: *Direct shear test, Ground acceleration condition, Shaking table, Sandstone*

1. INTRODUCTION

Fracture shear strength is one of key properties used in stability analysis and design of engineering structures in rock mass e.g. slopes, tunnels and foundations. The conventional method currently used to determine the fracture shear strength is direct shear testing which can be performed in laboratory. Most of the previous laboratory experiments on the mechanical properties of rock joints have been focused on determining the peak shear strength and stress-displacement relations under unidirectional shear loading. Kodae, et al. (2014) conducted double shear test to study the effects of shear velocity on the joint shear strengths and stiffness of fractures in sandstone. Kamonpet, et al. (2015) performed direct shear test to

study the behavior of rock fractures under cyclic shear loading. It is accepted that the direct shear testing kept as simple as possible yet is adequately sensitive most testing situations. There are several inherent advantages including rapid set up and testing time, small size and simple constant normal load system.

The joint properties such as roughness, asperities strength, separation, gouge and the spatial distributions make the behavior of jointed rock masses more complicated (Lee et al., 2001). In addition, the shear displacements due to earthquake loading can also affect the shear strength. Several researchers suggest that the earthquake can affect the shear strength properties. During strong earthquakes, relative large cyclic displacements may occur between the walls of rock joints. These cyclic displacements can degrade the first and second order asperities along the joint surface and reduce the shear strength of rock joint (Hosseini et al., 2004).

For the Pseudo-static analysis, the peak ground acceleration is converted into a Pseudo-static internal force and applied as a horizontal incremental gravity load. For the dynamic analysis, an actual measured earthquake acceleration time history in north of Thailand has been scaled to provide peak ground acceleration which converted to intensity of ground motion level of I to X (Seismological Bureau Thai Meteorological Department, 2014). These values are estimated from the Mercalli scale (adapted from Richter, 1958 and Wald et al. 1999). Chen, et al. (2004) studied the landslide history of Tsao-Ling by the Pseudo-static stability analysis and found that the earthquake is the main factor of the landslide. The dynamic shear strength of rock joints which may cause by blasting or earthquakes is important for rock structures design. Even though extensive studies have been carried out in an attempt to understand the shear behavior under dynamic loading, the effect of dynamic loading on shear

strength of rock fracture in deep knowledge has rarely been addressed.

2. EXPERIMENT

2.1 Sample preparation

The specimens used for the series of double fracture shear test are prepared from the sandstone specimens of the Plra Wihan formation. These rocks are classified as fine-grained quartz sandstones with highly uniform texture and density. They are well sorted and angular. The rock comprises 75% quartz (0.1-0.5 mm), 15% feldspar (0.2-0.5 mm), 7% mica (0.1-0.5 mm), 3% rock fragment (0.1-1 mm) (Kemthong & Fuenkajorn, 2007). Specimens with smooth fracture are prepared by using saw-cutting surfaces. The rough surfaces are prepared by applying a line at the mid-section of the specimens until splitting tensile failure occurs (tension-induced fractures), three sandstone blocks are used to form a complete set of specimens primarily. The specimens have been prepared to obtain prismatic blocks and a test sample is divided into three phases on the top, the middle, the bottom with nominal dimensions of 100×100×225 mm³ (Fig. 1).

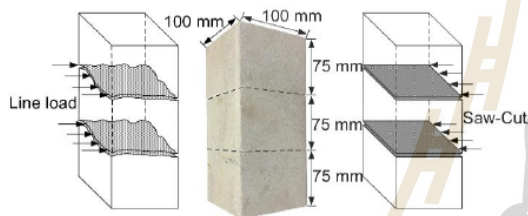


Fig. 1. Saw-cut and line load applied to obtain smooth and roughness fracture in sandstone specimen

2.2 Test apparatus

A biaxial load frame is used to apply direct shear and normal stresses (σ_n) to the specimens and it installs on shaking table (Fig. 2). The shear stress (τ) is applied to middle block of sandstone specimen by hydraulic cylinder. The dial gages are used for monitoring the normal and shear displacement (Fig. 3). A shaking table is designed to simulate earthquake horizontal acceleration comprises three main components; shaking table, biaxial load frame and hydraulic cylinder. The normal stress is maintained constant varying from 0.05 to 4.0 MPa.

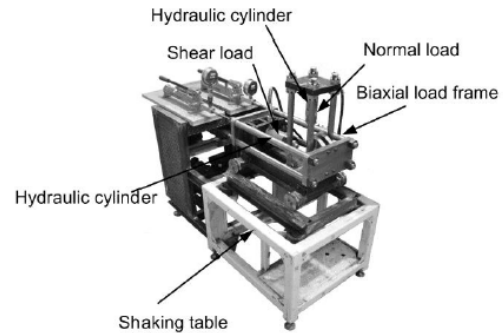


Fig. 2. The model double-shear device installed on shaking table

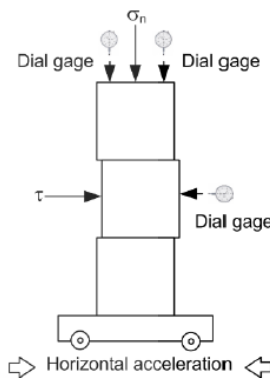


Fig. 3. Test configurations

Steel-grooved rollers mounted underneath a stand are used for dynamic testing condition. The rollers are placed on a set of steel rails equipped with a high torque motor and piston to induce a cyclic motion of the entire test platform. The lateral acceleration is created and controlled by adjusting the frequencies and amplitudes of the piston and speed of the motor.

Fig. 4 shows the crank arm components used to generate the horizontal acceleration to the test frame. The acceleration at point B, represented by a , can be calculated using a set of equations given by Riley & Sturges (1993).

$$a = R\omega_A^2 \cos\theta + y\omega_{AB}^2 \cos\phi - y\alpha_{AB} \sin\phi \quad (1)$$

The angle ϕ can be obtained from

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{R \sin\theta}{y} \right] \quad (2)$$

The angular velocity (ω) of OA and AB can be calculated by

$$\omega_{OA} = \frac{2\pi}{T} \quad (3)$$

and

$$\omega_{AB} = \frac{R\omega_{OA} \cos \theta}{y \cos \phi} \quad (4)$$

The actual rotational duration (T) is monitored for each model hence changes the speed of the test platform and the flywheel rotation.

The relationship between point A and B, and α_{AB} , is calculated by

$$\alpha_{AB} = \frac{R\omega_{OA}^2 \sin \theta - y\omega_{AB}^2 \sin \phi}{y \cos \phi} \quad (5)$$

where R = radius of wheel, y = length of crack arm, ω_{OA} and ω_{AB} = angular velocity of OA and AB, θ = angle between AO and OB. α_{AB} = relationship between the acceleration of points A and B, and T = duration of flywheel rotation.

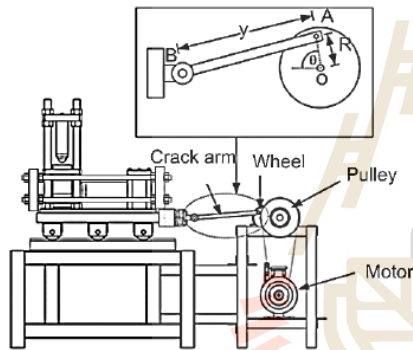


Fig. 4. Crank arm and flywheel used to induce dynamic loading to the test platform

2.3 Test procedure

The series of double fracture shear test are performed to determine the shear strength parameters (cohesion and friction angle) on saw-cut and tension-induced fracture in Phra Wihan sandstone. The rock specimens are divided into three parts on the top, the middle, the bottom with nominal dimensions of 100×100×225 mm³. For the double shear test, the normal stress is maintained constant during shearing. The test method and calculation follow the ASTM (D5607-08) standard practice. Each specimen is sheared once under the predefined constant normal stress using a model double shear device. The constant shearing rate is 10⁻² mm/s. The shear force is continuously applied until a total shear displacement of 5 mm is

reached. The applied normal and shear forces and the corresponding normal and shear displacements are monitored and recorded. Their results in shear strength test under static condition. A model double shear device are compared. With those obtained from the ASTM standard test device, SEBL DR-44 device (Fig. 5).

The dynamic conditions under ground accelerations varying from 0.3 g to 0.8 g (g is gravitational, 1 g = 9.81 m/s²) are investigated. The model double shear test device are installed on the shaking table. The effect of ground acceleration is studied by considering the effects of the horizontal pseudo-static acceleration induced by cyclic motions of the test platform in the direction parallel with the horizontal plane. These cyclic motions are used to simulate the earthquake shaking. Only the horizontal acceleration is simulated here because it has more impact on the geological structures than does the vertical acceleration (Kramer, 1996). The radius of flywheel (R) and length of crack arm (y) are maintained constant at 4 cm and 32 cm, respectively. The test procedure is similar to that under static and ground acceleration condition. The vertical acceleration is assumed to be zero.

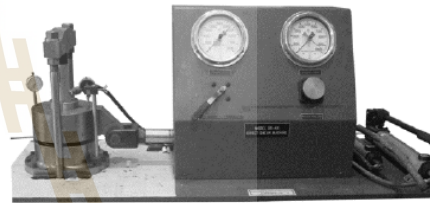


Fig. 5. Direct shear test machine, SEBL DR-44 for standard ASTM D5607

3. Result

3.1 Verification

A new design of Model double-shear test device is aimed to verify the performance of testing design with ASTM standard device. Therefore, the cohesion and friction angle between Model double shear and SEBL DR-44 device are compared. For verifying the reliability of the Model double-shear device test results above and to correlate the saw-cut shear strengths obtained from the two tests. The results of comparison of saw-cut and roughness surface are presented in the forms of τ - σ_n diagrams in Fig. 6. The results of cohesion and friction angle of both test machines are shown in Table 1. The results from the direct shear tests of sandstone from the two techniques are similar. The rock sample of both test machines after testing as shown in Figs. 7 and 8. The shear strengths of the smooth saw-cut fractures are also incorporated. Good correlations between the test results and the Coulomb criterion are obtained. The coefficient of correlations (R^2) for all curves are greater than 0.9.

Table 1. Cohesion and friction angle

Device	Condition	Cohesion (MPa)	Friction angle(degree)	R ²
Model double shear	Saw-cut	0.21	33	0.99
	Roughness	0.92	37	0.99
SBEL DR-44 (ASTM D5607)	Saw-cut	0.19	33	0.99
	Roughness	1.01	37	0.98

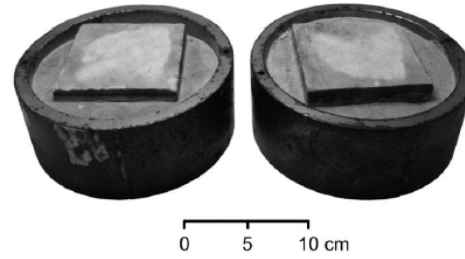


Fig 8. Some post-test saw-cut surface of SBEL DR-44 Device

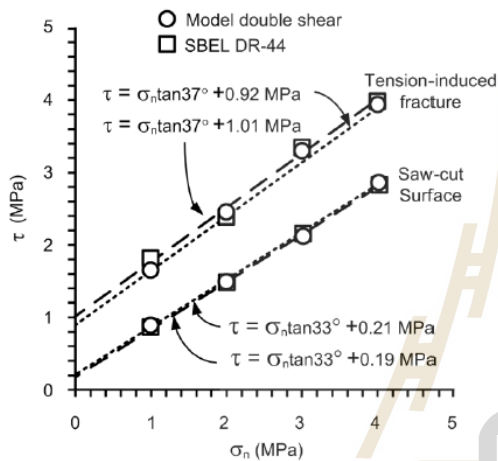


Fig. 6. Shear strength as a function of normal stress of Phra Wihan sandstone compared between Model double shear and ASTM standard device

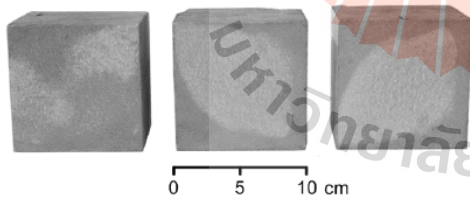


Fig. 7. Selected post-test saw-cut surface of Model double-shear device

3.2 Double shear test

The double shear tests are performed on the saw-cut fractures of the sandstones. The shear force is increased until a total shear displacement of 5 mm is reached. The rates of shear displacement are maintained constant at 10⁻² mm/s. For the Model double-shear test shear stresses increase with the applied normal stress. The shear strength (τ) is calculated based on the Coulomb's as follows:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \tag{6}$$

where σ_n is the normal stress, c is the cohesion, and ϕ is the friction angle.

Fig. 9 shows the shear stresses as a function of shear displacement with difference normal load and ground acceleration. The direct shear strengths are compared with ground accelerations under 0.0 to 0.8 g. The results show that higher normal load does not affect ground acceleration.

Fig. 10 shows the shear stresses and normal load as a function of shear stress for all double shear specimens. The shear strengths are compared with the static and dynamic. The constant normal stresses are 0.05 to 1.00 MPa. Based on the Coulomb criterion both tests show similar cohesions and friction angles. The results also suggest that under the range of the ground acceleration used here different stress paths have insignificant impact on the peak shear strengths of the saw-cut fractures of the sandstones. The ground acceleration have been simulated with the ground accelerations (g) from 0.3 g to 0.8 g

Fig. 11 shows the peak shear stresses of phra wihan sandstones as a function of normal stress for various ground acceleration. The constant normal stresses are 0.05 to 4.00 MPa. The results also suggest that under the range of the normal stresses used here between 0.05 MPa to 1.00 MPa affected of ground acceleration. But range of the normal stresses used here between 1.00 MPa to 4.00 MPa are no effect of ground acceleration.

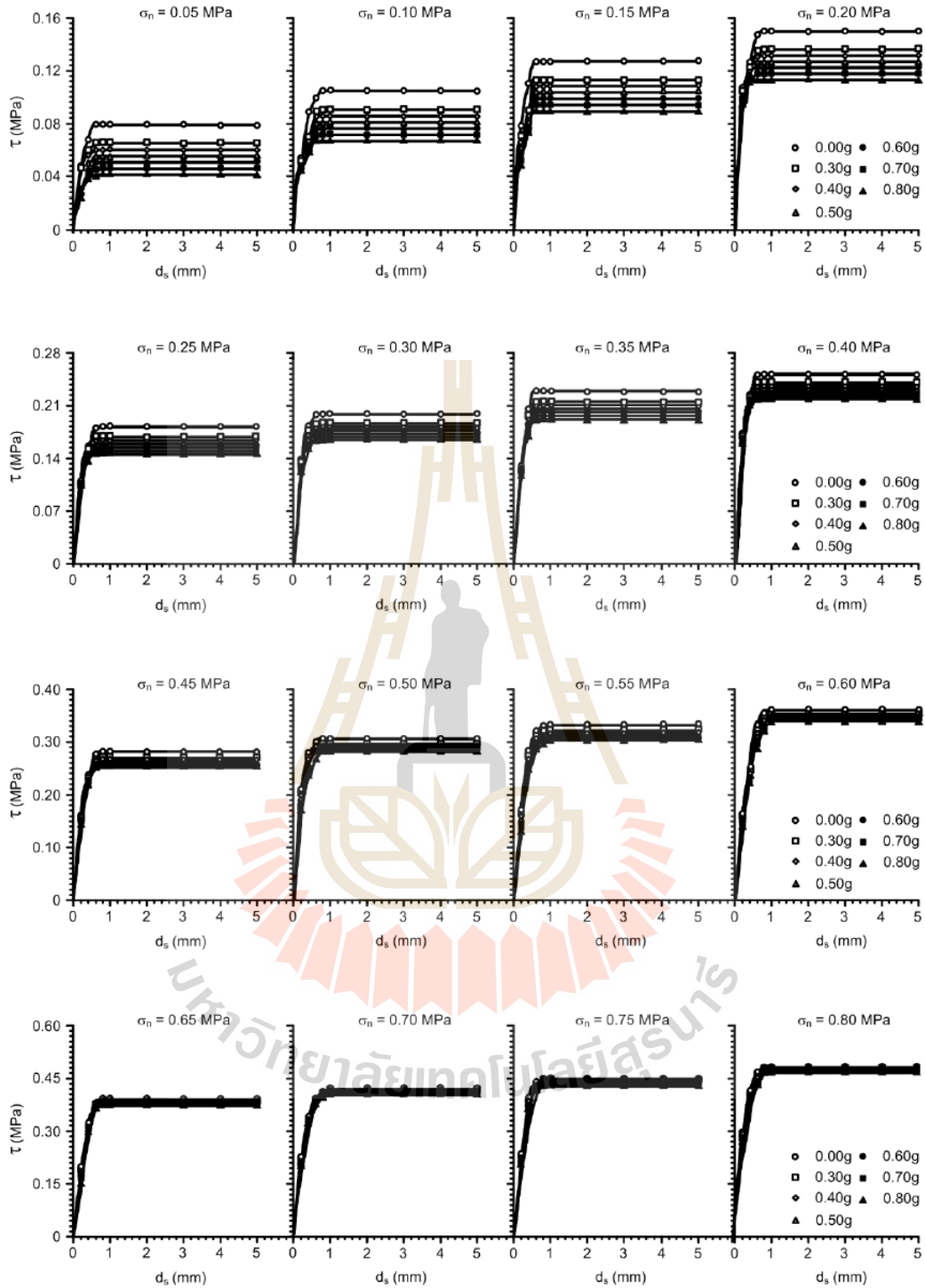


Fig. 9. Shear stresses as a function of shear displacement with difference normal load and ground acceleration

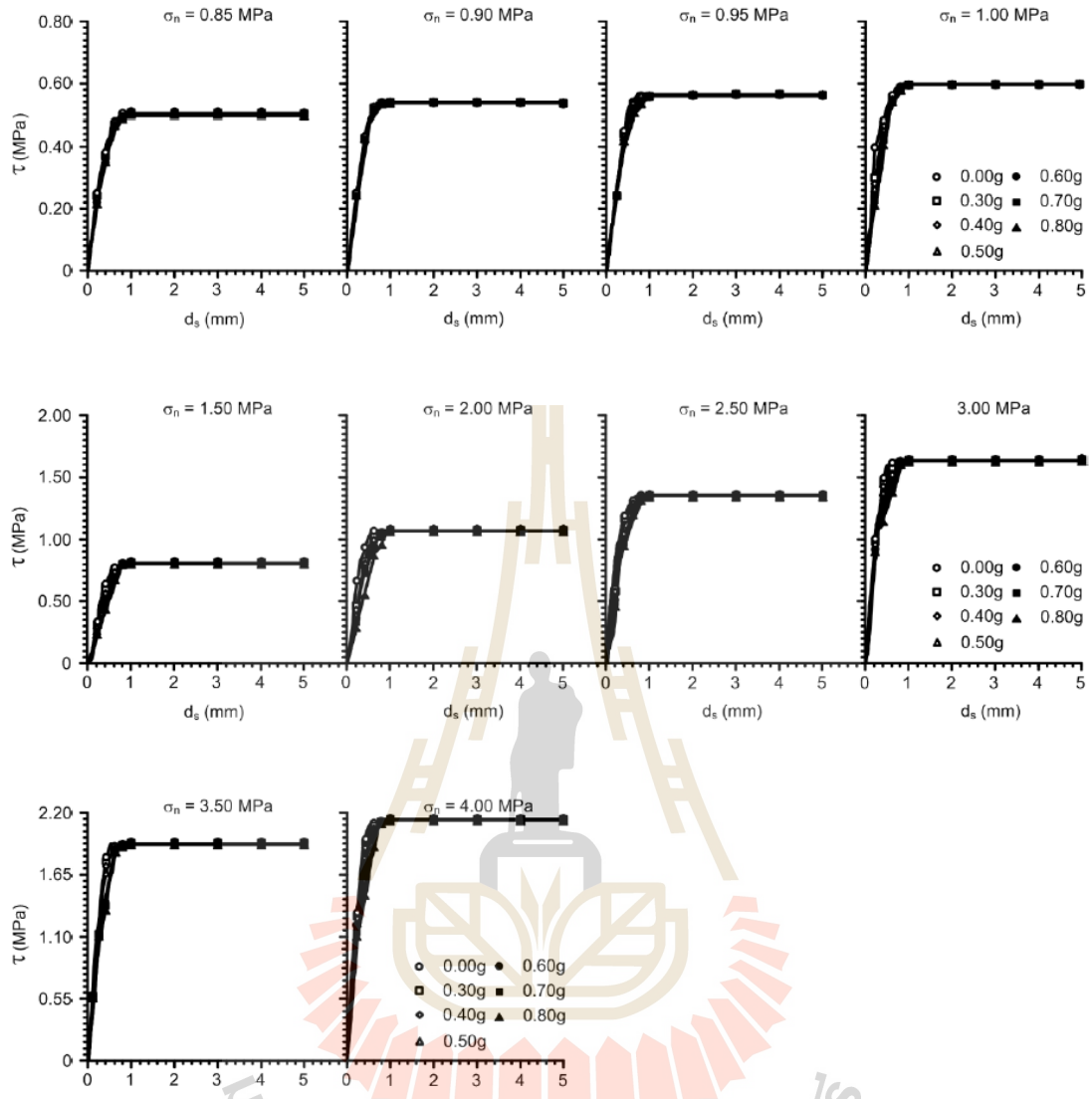


Fig. 9. Shear stresses as a function of shear displacement with different normal load and ground acceleration (continued)

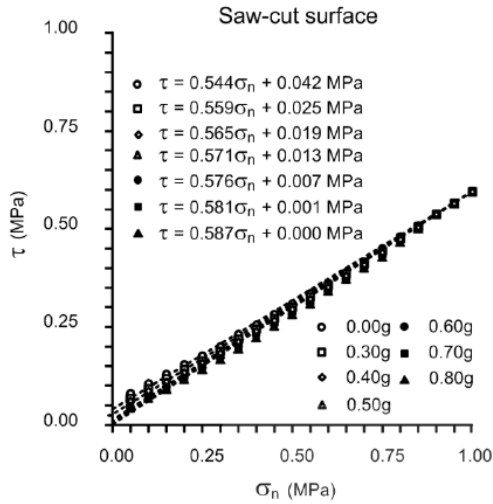


Fig. 10. Shear strength under various ground acceleration varying 0.0 to 0.8 g

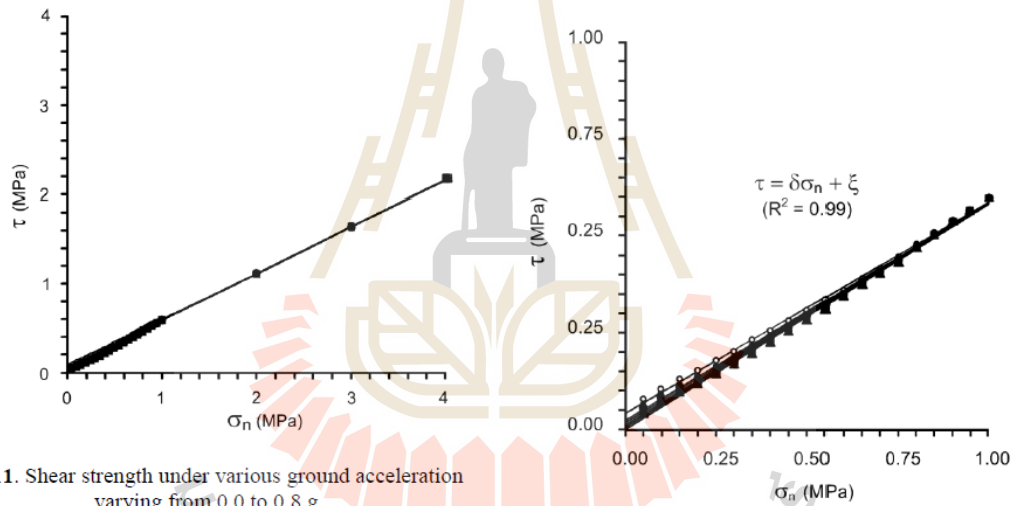


Fig. 11. Shear strength under various ground acceleration varying from 0.0 to 0.8 g

diagrams in Fig. 12. Based on the Coulomb criterion a linear relation is proposed to represent the peak shear strengths under ground acceleration condition:

$$\tau = \delta\sigma_n + \xi \quad (7)$$

where A and B can be defined as function of applied ground acceleration.

$$\delta = \alpha G + \beta \quad (8)$$

$$\xi = \gamma G + \eta \quad (9)$$

where G is ground acceleration (g), α , β , γ , η are empirical constant.

Table 2. Empirical constant of shear strength

Empirical Constant	value	R ²
α	0.054	
β	0.544	
γ	-0.059	0.99
η	0.042	

3.3 Effect of ground acceleration

This test is performed to determine the friction angle and cohesion effect on ground acceleration of the saw-cut surface. The normal load values are maintained constant varying from 0.05 to 1 MPa and ground acceleration varies from 0.3 to 0.8 g. The shearing resistances for the saw-cut surface of the ground acceleration tend to be dependent of the ground acceleration in low normal load (0.05 to 1 MPa), as evidenced by the different values of friction angle and cohesion obtained from different ground acceleration. Table 2 summarizes the empirical constant. They are presented in the forms of $\tau - \sigma_n$

Fig. 12. Shear strength (τ) of specimens with saw-cut surface in sandstone as a function normal load under various ground acceleration

4. CONCLUSIONS

From the results of this study it can be concluded that the ground acceleration can significantly reduce the cohesion and friction angle of the saw-cut fractures. Here the Coulomb's criterion can well describe the joint shear strengths of the rocks under the ground acceleration ranging from 0.0 to 0.8g can affect with the normal stresses from 0.05 to 1.00 MPa and can not affect normal

stresses from 1.00 to 4.00 MPa. As a result the cohesion and friction angle obtained for the Coulomb criterion can be correlated among different ground acceleration.

Recommendations for future studies are more rock samples should be tested under a wider range of normal stresses, different ground acceleration may be applied. Moreover, the results will be very useful to construct a generally empirical rock to quantitatively determine the effect of ground acceleration on the friction of rock joints. It is also desirable to study the effect of roughness fracture on rock specimens.

ACKNOWLEDGMENT

This study is funded by Suranaree University of Technology and by the Higher Education Promotion and National Research University of Thailand. Permission to publish this paper is gratefully acknowledged.

REFERENCES

ASTM D5607. Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens. In Annual Book of ASTM Standards (Vol. 04.08). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Chen, T.C., Lin, M.L., and Hung, J.J., Pseudostatic analysis of Tsao-Ling rockslide caused by Chi-Chi earthquake. *Eng. Geol.*, vol. 71, no. 1, pp. 31-47, 2004.

Itasca Consulting Group, Inc., UDEC 4.0 GUI A Graphical User Interface for UDEC, Minneapolis, Minnesota, 2004.

Seismological Bureau, *Earthquake Report in Thailand and Adjacent countries*. Meteorological department. 90p, 2014.

Kamonpet, T., Khamrat, S. and Fuenkajorn, K., Effects of cyclic shear loads on strength, stiffness and dilation of rock fractures. *J. of Songklanakarin Univ., Sci. Technol.* Vol. 37, no. 6, pp. 683-690, 2015.

Kemthong, R. and Fuenkajorn, K., Prediction of joint shear strengths of ten rock types using field-identified parameters, In *Proc. of the First Thailand Symp. on Rock Mech.*, Khao Yai, Thailand, Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering Suranaree University of Technology, Thailand, 2007.

Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1996.

Kodae, H. and Fuenkajorn, K., Shear strength and stiffness of sandstone fracture as affected by shear velocity, In *Proc. Advance in Civil Engineering of Sustainable Development*, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand, 2014.

Lee, H.S., Park, Y.J., Cho, T.F. and You, K.H., Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading, In *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 38, no. 7, pp. 967-980, 2001.

NOMENCLATURE

- a : Linear acceleration [m/s²]
- c : Cohesion [MPa]
- G : Ground acceleration [g]
- R : Radius of wheel [m]
- T : Duration of flywheel rotation [1/s]
- Y : Length of crack arm [m]
- α : Angular acceleration [rad/s²]
- α : Empirical constant
- β : Empirical constant
- γ : Empirical constant
- δ : Empirical constant
- ξ : Empirical constant
- η : Empirical constant
- θ : Angle between AO and OB [degree]
- σ : Normal stress [MPa]
- τ : Shear strength [MPa]
- ϕ : Friction angle [degree]
- ω : Angular Velocity [rad/s]

Subscripts

- AB : Angle of AB
- AB : Angular acceleration of points A and B
- OA : Angle of OA
- n : Normal stress

PHOTOS AND INFORMATION



Khanapot Boonyord received the B.E. (2015) degrees in Geological engineering from Suranaree University of technology. He is a graduate student in school of Geotechnolgy, institute of Engineering, Suranaree University of Technology.



Prachya Tepnarong received the Ph.D. (2007) degrees in Geotechnolgy from Suranaree University of Technology. He is a graduate student in School of Geotechnolgy, institute of Engineering, Suranaree University of Technology.

ประวัตินักวิจัย

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปรัชญา เทพนรงค์ เกิดเมื่อวันที่ 14 กันยายน 2521 ที่จังหวัดกาญจนบุรี จบการศึกษาระดับปริญญาเอกจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โปรแกรมวิชาวิศวกรรมธรณี ในปี พ.ศ. 2550 ปัจจุบันดำรงตำแหน่งผู้ช่วยผู้อำนวยการศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และอาจารย์ประจำอยู่ที่สาขาวิชาเทคโนโลยีธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา มีความชำนาญทางการทดสอบด้านกลศาสตร์หินในห้องปฏิบัติการและภาคสนาม การออกแบบและการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองทางคอมพิวเตอร์ เป็นนักวิจัยประจำหน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี เป็นสมาชิกสามัญตลอดชีพของสมาคมธรณีวิทยาแห่งประเทศไทย (GST) สมาชิกสามัญตลอดชีพสภาวิชาชีพวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี (สชวท.) ภาควิชาวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) และเป็นสมาชิกสมาคมกลศาสตร์หินนานาชาติ (International Society of Rock Mechanics, ISRM)

