



ผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายภูพาน

พีรพัฒน์ สิงห์เขียว* และ กิตติเทพ เพ็ญขจร

หน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

* ผู้นิพนธ์ประสานงาน โทรศัพท์ 09 8890 0039 อีเมล: peerapat204925@gmail.com DOI: 10.14416/j.kmutnb.2024.06.012

รับเมื่อ 31 พฤษภาคม 2565 แก้ไขเมื่อ 5 กันยายน 2565 ตอรับเมื่อ 21 กันยายน 2565 เผยแพร่ออนไลน์ 28 มิถุนายน 2567

© 2024 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้เพื่อตรวจสอบผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อการตอบสนองเชิงกลศาสตร์ของหินทรายชุดภูพาน ตัวอย่างหินรูปทรงปริซึมสี่เหลี่ยมถูกจัดเตรียมให้มีมุมระหว่างระนาบชั้นหินกับแรงในแนวแกน (β) ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 90 องศา เพื่อทดสอบกำลังรับแรงกดภายใต้แรงดันล้อมรอบจาก 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล ด้วยเครื่องทดสอบการให้แรงในหลายทิศทาง ผลการทดสอบระบุว่ากำลังรับแรงกดมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา เนื่องจากมีรูปแบบการวิบัติผ่านระนาบชั้นหิน สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่าต่ำสุดและสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา ตามลำดับ ซึ่งเป็นผลมาจากการที่เม็ดตะกอนสามารถอัดตัวได้ง่ายกว่าในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน แรงดันล้อมรอบส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเพิ่มขึ้น เภนธ์การแตกของคูลอมบ์สามารถใช้ในการอธิบายกำลังรับแรงกดของตัวอย่างหินได้เป็นอย่างดี เมื่อพิจารณาถึงความเค้นและความเครียดที่จุดวิบัติในรูปแบบของพลังงานความเครียดเป็งงเบน ผลที่ได้มีความสอดคล้องกับเภนธ์การแตกของคูลอมบ์ ผลที่ได้สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมในชั้นหินทรายภูพานที่มีลักษณะแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปี

คำสำคัญ: แรงดันล้อมรอบ ระนาบชั้นหิน เภนธ์ของคูลอมบ์ พลังงานความเครียด



Effect of Transverse Isotropy on Mechanical Properties of Phu Phan Sandstone

Peerapat Singkhiaw* and Kittitep Fuenkajorn

Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand

* Corresponding Author, Tel. 09 8890 0039, E-mail: peerapat204925@gmail.com DOI: 10.14416/j.kmutnb.2024.06.012

Received 31 May 2022; Revised 5 September 2022; Accepted 21 September 2022; Published online: 28 June 2024

© 2024 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

Abstract

The objective of this study is to experimentally investigate the effect of transverse isotropy on mechanical response of bedded Phu Phan sandstone. Prismatic specimens are prepared to have bedding plane angles (β) varying from 0 to 90 degrees with the main axis. They are tested in compression under confining pressures from 0 to 12 MPa by Polyaxial load frame. The results indicate that the compressive strength is lowest when angle β is 75 degrees because failure is occurred by sliding along the bedding plane. The elastic coefficients are lowest and highest under angle β equals 0 degrees and 90 degrees, respectively. Due to grain particles are stiffen and tighten more easier in direction normal to bedding plane. Confining pressures increase the elastic moduli. The Coulomb criterion can well describe the compressive strength of the rock. Considering both stress and strain at failure, the distortional strain energy provides the results that coincide with those obtained from the Coulomb criterion. The findings can be used for analysis and design of engineering structure in transverse isotropic Phu Phan sandstone.

Keywords: Confining Pressure, Bedding Plane, Coulomb Criterion, Strain Energy

1. บทนำ

สมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอป คือ สมบัติที่มีความเท่ากันในระนาบหนึ่ง และจะมีคุณสมบัติที่แตกต่างในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบนั้น โดยคุณสมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปสามารถพบในระนาบชั้นหินสำหรับหินตะกอนรื้อขนานสำหรับหินแปร หรือระบบของรอยแตกขนาดเล็กและการแตกหักในมวลหิน [1] Nasser [2] พบว่า ลักษณะของทรานเวอร์สไอโซทรอปส่งผลให้ตัวอย่างหินมีค่ากำลังรับแรงกดและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแตกต่างกันในแต่ละทิศทาง ทั้งยังพบอีกว่าความเป็นแอนไอโซทรอปของตัวอย่างหินซิสต์จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น ที่ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบในหินโคลน [3] ฟิลโลต์ [4] หินชนวนและฮอร์นเฟลส์ [5]

เทือกเขาภูพาน บริเวณที่ราบสูงโคราช ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยนั้น เกิดจากการยกตัวขึ้นมาของแผ่นเปลือกโลกโดยการชนกันของแผ่นเปลือกโลกอินเดียและยูเรเชีย [6] โดยกระบวนการนี้ทำให้อันตรังชั้นหินเกิดการเอียงตัวในทิศทางต่าง ๆ ดังนั้น เภดท์การแตกสำหรับหินแบบทรานเวอร์สไอโซทรอป จึงควรได้รับการพัฒนาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องในบริเวณดังกล่าว เพื่อให้มีเสถียรภาพเพียงพอทั้งในระหว่างการขุดเจาะและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้นแล้ว

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของระนาบชั้นหินต่อกำลังรับแรงกดและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทรายชุดภูพาน โดยทดสอบกำลังรับแรงกดภายใต้แรงดันล้อมรอบที่ผันแปรตั้งแต่ 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล เภดท์การแตกได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อพิจารณาผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอป และใช้หลักการพลังงานความเครียดเพื่อคาดคะเนค่ากำลังรับแรงกดและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน

2. วัสดุ อุปกรณ์และวิธีการวิจัย

2.1 ตัวอย่างหินทราย

บล็อกหินทรายชุดภูพานขนาด $500 \times 500 \times 1,000$ ลูกบาศก์มิลลิเมตร ถูกนำมาตัดเป็นแท่งปริซึมขนาด

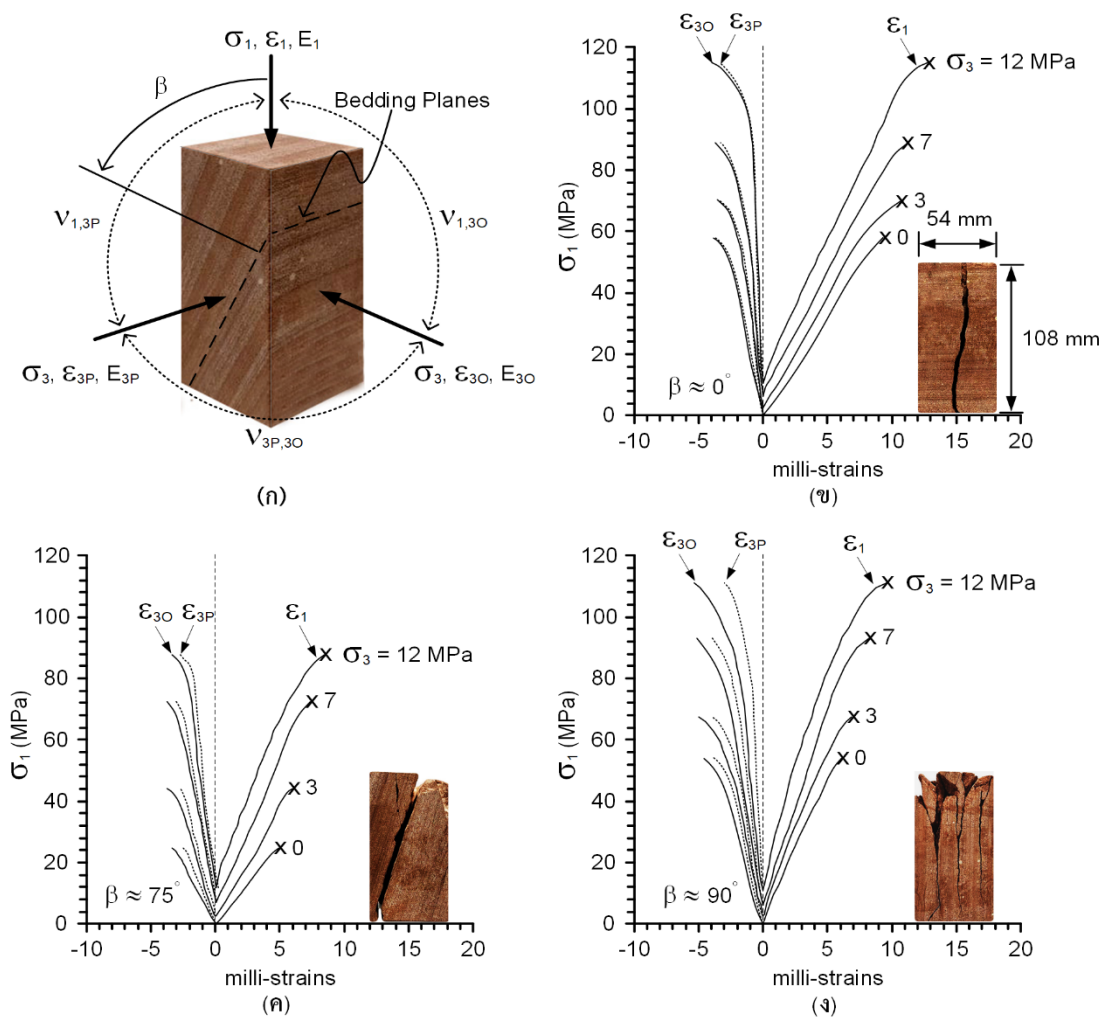
$54 \times 54 \times 108$ ลูกบาศก์มิลลิเมตร จำนวน 28 ตัวอย่าง โดยผันแปรมุมระหว่างแกนสมมติที่ตั้งฉากกับระนาบของชั้นหินและแนวแรงในแกนหลัก (รูปที่ 1(a)) (β) ตั้งแต่ 0, 15, 30, 45 60 75 ถึง 90 องศา กำหนดให้แนวระดับของระนาบชั้นหิน (Strike) ขนานกับผิวด้านหนึ่งของตัวอย่างหินเสมอ ทำให้สามารถวัดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในทิศทางขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหินได้ จากการวิเคราะห์องค์ประกอบของตัวอย่างหินด้วยวิธีการเลี้ยวเบนของรังสีเอกซ์พบว่า หินประกอบด้วย ควอตซ์ร้อยละ 67.69 โอลิโกคลาสร้อยละ 11.50 อัลไบต์ร้อยละ 8.26 คลอไรต์ร้อยละ 5.58 ไมโครไคลนร้อยละ 3.35 อะนอร์ไทต์ร้อยละ 2 แคลไซต์ร้อยละ 1.11 ไคลโนไตร์ร้อยละ 0.25 และมัสโคไวท์ร้อยละ 0.25 ความหนาแน่นเฉลี่ยเท่ากับ 2.35 ± 0.04 กรัมต่อลูกบาศก์มิลลิเมตร

2.2 เครื่องมือและวิธีการทดสอบ

เครื่องทดสอบการให้แรงในหลายทิศทาง (Polyaxial Load Frame) [7] ใช้สำหรับให้แรงในแนวแกนและในแนวด้านข้างกับตัวอย่างหิน ขั้นตอนการทดสอบและการคำนวณเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM D7012-14 [8] แผ่นนีโอพรีนถูกใช้เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างพื้นผิวของตัวอย่างหินกับแท่นกดน้ำหนัก กำหนดให้แรงดันล้อมรอบมีค่าคงที่ (ความเค้นด้านข้าง) ซึ่งถูกให้แรงด้วยชุดคานยันแบบตั้งฉากสองชุดมีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 12 เมกะปาสคาล และการให้ความเค้นในแนวแกน (σ_1) มีอัตราคงที่เท่ากับ 0.1 เมกะปาสคาลต่อวินาที จนตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวแกนและในแนวด้านข้างจะถูกบันทึกด้วยเกจวัดการเคลื่อนตัวที่มีความละเอียด 0.001 มิลลิเมตร สำหรับใช้ในการคำนวณความเครียดในแนวแกนและในแนวด้านข้าง สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซอง รวมถึงรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างหิน

2.3 วิธีการวิเคราะห์ผล

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นในการศึกษาสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหินทรายภูพาน ได้แก่ กำลังรับแรงกดสูงสุด (σ_{1c}) สัมประสิทธิ์



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของตัวอย่างหินที่มีมุม $\beta = 0^\circ$ (ก), 75° (ข) และ 90° (ค) และรูปประกอบตัวแปรสัญลักษณ์ (ง)

ความยืดหยุ่น (E) และ อัตราส่วนปัวซอง (ν) รวมไปถึงได้นำเกณฑ์การแตกมาพิจารณากับผลการทดสอบ เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบต่อไป

2.3.1 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแนวแกนหลัก (E_1) และในแนวแกนรอง (ด้านข้าง) ซึ่งมีทิศทางตั้งฉากและขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{30} และ E_{3P}) สามารถคำนวณได้จากผลการทดสอบ (รูปที่ 1(ก)) ความเครียดภายใต้แรงกดแบบสามแกนสามารถแสดงในรูปของความเค้นและ

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ดังสมการ [9]

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1} - \nu_{1,3P} \frac{\sigma_3}{E_{3P}} - \nu_{1,30} \frac{\sigma_3}{E_{30}} \tag{1}$$

$$\epsilon_{3P} = -\nu_{1,3P} \frac{\sigma_1}{E_1} + \frac{\sigma_3}{E_{3P}} - \nu_{3P,30} \frac{\sigma_3}{E_{30}} \tag{2}$$

$$\epsilon_{30} = -\nu_{1,30} \frac{\sigma_1}{E_1} - \nu_{3P,30} \frac{\sigma_3}{E_{3P}} + \frac{\sigma_3}{E_{30}} \tag{3}$$

โดยที่ σ_1 และ σ_3 คือ ความเค้นหลักและความเค้นรอง

ε_1 คือ ความเครียดหลักในแนวแกนหลัก ε_{3P} และ ε_{3O} คือ ความเครียดในทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน $\nu_{1,3P}$ และ $\nu_{1,3O}$ คือ อัตราส่วนปัวซองบนระนาบระหว่างแกนหลักและทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน และ $\nu_{3P,3O}$ คือ อัตราส่วนปัวซองระหว่างทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้

แรงดันล้อมรอบของตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (1)–(3) ด้วยการวิเคราะห์แบบถดถอยโดย SPSS Code [10] สำหรับการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินที่มีมุม $0^\circ < \beta < 90^\circ$ ทำได้โดยการวิเคราะห์แบบถดถอยโดยใช้ค่าจากกราฟ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นและความเครียดในช่วงที่มีความสัมพันธ์แบบเส้นตรงของแต่ละตัวอย่างหิน ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบแรงกด

β	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)	E_3 (MPa)	E_{3P} (GPa)	E_{3O} (GPa)	$\nu_{1,3P}$	$\nu_{1,3O}$
0°	0	57.83	4.98	-	-	0.21	0.21
	3	70.24	7.72	12.17	12.17	0.20	0.20
	7	88.96	9.58	12.62	12.62	0.19	0.19
	12	115.13	11.74	13.97	13.97	0.17	0.17
15°	0	53.14	5.36	-	-	0.20	0.22
	3	67.62	8.04	12.18	11.63	0.19	0.20
	7	86.03	10.02	12.60	12.25	0.19	0.19
	12	110.33	11.97	13.96	13.81	0.17	0.17
30°	0	49.27	5.98	-	-	0.20	0.23
	3	63.80	8.85	12.16	10.38	0.19	0.22
	7	83.56	10.36	12.61	11.54	0.18	0.21
	12	106.57	12.36	13.97	13.32	0.16	0.17
45°	0	44.95	7.12	-	-	0.19	0.24
	3	59.21	9.73	12.15	9.19	0.17	0.22
	7	80.60	10.96	12.62	10.76	0.16	0.20
	12	102.23	12.73	13.99	12.69	0.15	0.18
60°	0	35.99	8.54	-	-	0.18	0.24
	3	54.33	10.82	12.17	8.39	0.16	0.21
	7	73.63	11.73	12.62	10.14	0.15	0.20
	12	94.94	13.27	13.97	12.22	0.13	0.18
75°	0	24.77	10.24	-	-	0.16	0.22
	3	48.45	11.57	12.16	7.87	0.15	0.20
	7	69.30	12.37	12.63	9.74	0.14	0.19
	12	87.95	13.78	13.98	11.88	0.12	0.17
90°	0	53.69	11.61	-	-	0.15	0.21
	3	68.74	12.17	12.17	7.72	0.14	0.20
	7	86.65	12.62	12.61	9.58	0.13	0.19
	12	112.29	13.97	13.97	11.74	0.12	0.17

2.3.2 สมการของ Amadei

สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่คำนวณได้สำหรับตัวอย่างหินที่มีมุม $0 < \beta < 90$ ได้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณด้วยสมการของ Amadei [11] เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้การวางตัวของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปีหลายแนว ซึ่งจะต้องทราบสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ 90 องศา โดยสมการ Amadei ถูกอธิบายอย่างละเอียดจากนักวิจัยหลายท่าน ([2], [3], [12]–[14]) ทางผู้วิจัยจึงไม่แสดงในงานวิจัยนี้ อีก ตามกฎของฮุกทั่วไปสำหรับวัสดุทรานเวอร์สไอโซทรอปี Amadei ได้เสนอตัวแปรสามตัวสมการที่ (4)–(6) ดังนี้

$$E_y = \frac{1}{a_{22}} \quad (4)$$

$$\nu_{yx} = \frac{a_{12}}{a_{22}} \quad (5)$$

$$\nu_{yz} = \frac{a_{23}}{a_{22}} \quad (6)$$

โดยที่ E_y คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ν_{yx} และ ν_{yz} คือ อัตราส่วนปัวซองในระบบพิกัด x - y - z โดย a_{12} a_{22} และ a_{23} เป็น Compliance Component ซึ่งถูกจัดให้อยู่ในฟังก์ชันของมุมระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี (β) สมการที่ (7)–(9) ดังนี้

$$a_{22} = \cos^4 \frac{\beta}{E'} + \sin^4 \frac{\beta}{E} + \sin^2 \frac{2\beta}{4} \left(\frac{1}{G'} - \frac{2\nu'}{E'} \right) \quad (7)$$

$$a_{12} = \frac{\nu'}{E'} \sin^4 \beta - \frac{\nu'}{E'} \cos^4 \beta + \left(\sin^2 \frac{2\beta}{4} \right) \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'} - \frac{1}{G'} \right) \quad (8)$$

$$a_{23} = \left(\frac{\nu'}{E'} \right) \cos 2\beta - \left(\frac{\nu'}{E} \right) \sin^4 \beta \quad (9)$$

โดยที่ E และ E' คือ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในทิศทาง

ที่ขนานและตั้งฉากกับระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี ν และ G คือ อัตราส่วนปัวซองและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี ν' และ G' คือ อัตราส่วนปัวซองและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบที่ตั้งฉากกับระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปี โดยพารามิเตอร์เหล่านี้สัมพันธ์กัน สมการที่ (10) และ (11) ดังนี้

$$\frac{1}{G'} = \frac{1}{E} + \frac{1}{E'} + \frac{2\nu'}{E'} \quad (10)$$

$$\frac{1}{G'} = \frac{2(1+\nu)}{E} \quad (11)$$

โดยที่ E และ E' มีค่าเท่ากับ E 1 สำหรับมุม σ เท่ากับ 90 องศา และ 0 องศา ตามลำดับ และ ν และ ν' มีค่าเท่ากับ $\nu_{1,3p}$ และ $\nu_{1,3o}$ สำหรับมุม β เท่ากับ 90 องศา ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบ (ตารางที่ 1) การแทนที่พารามิเตอร์เหล่านี้ลงในสมการที่ (7)–(9) และในสมการที่ (4)–(6) สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงดันล้อมรอบและมุมของระนาบชั้นหินที่แตกต่างกันได้

2.3.3 เกณฑ์การแตก

ในงานวิจัยนี้ได้พิจารณานำเกณฑ์การแตกของคุลอมบ์มาใช้ในการวิเคราะห์ผลการทดสอบ เนื่องจากหินทรายชุดภูพานเป็นหินแข็งและมีพฤติกรรมการแตกแบบเปราะและในงานวิจัยนี้ได้พิจารณาช่วงที่หินทรายอยู่ภายใต้ความดันล้อมรอบต่ำ อีกทั้งเกณฑ์การแตกของคุลอมบ์เป็นเกณฑ์ที่ง่ายและนิยมนำไปวิเคราะห์สำหรับการออกแบบทางด้านวิศวกรรม [15] โดยได้นำผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปีมาสร้างความสัมพันธ์กับเกณฑ์การแตกของคุลอมบ์เพื่อหาความเค้นหลักที่จุดวิบัติของหิน ($\sigma_{1,f}$) สามารถแสดงเป็นความสัมพันธ์กับแรงดันล้อมรอบ (σ_3) ได้ดังสมการที่ (12) [9]

$$\sigma_{1,f} = \sigma_3 \left[\frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \right] + \left[\frac{(2c \cdot \cos \phi)}{(1 - \sin \phi)} \right] \quad (12)$$

โดยที่ c และ ϕ คือ ความเค้นยึดติดและมุมเสียดทานภายใน ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงสถิติด้วยโปรแกรม SPSS Code [10]

2.3.4 เกณฑ์ความหนาแน่นของพลังงานความเครียด

การพิจารณาทั้งความเค้นและความเครียด สามารถใช้หลักการพลังงานความเครียดเพื่ออธิบายการวิบัติของหินทรายภายใต้เงื่อนไขการวางตัวของระนาบชั้นหินที่แตกต่างกัน พลังงานความเครียดเบี่ยงเบน (W_d) และพลังงานความเครียดเฉลี่ย (W_m) ที่จุดวิบัติจะถูกคำนวณโดยใช้สมการที่ (14) และ (15) [9]

$$W_d = \left(\frac{3}{2}\right) \cdot \tau_{oct,f} \cdot \gamma_{oct,f} \quad (14)$$

$$W_m = \left(\frac{3}{2}\right) \cdot \tau_{m,f} \cdot \gamma_{m,f} \quad (15)$$

โดยที่ $\tau_{oct,f}$ และ $\gamma_{oct,f}$ คือ ความเค้นเฉือนออกคตะฮีดรัลและความเครียดที่จุดวิบัติ และ $\tau_{m,f}$ และ $\gamma_{m,f}$ คือ ความเค้นเฉลี่ยและความเครียดเฉลี่ยที่จุดวิบัติ คำนวณโดยสมการที่ (16) และ (17)

$$\sigma_{m,f} = \frac{(\sigma_{1,f} + 2\sigma_3)}{3} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{m,f} = \frac{(\varepsilon_{1,f} + \varepsilon_{3P,f} + \varepsilon_{3O,f})}{3} \quad (17)$$

โดยที่ $\varepsilon_{1,P}$, $\varepsilon_{3P,f}$ และ $\varepsilon_{3O,f}$ เป็นความเครียดหลักที่จุดวิบัติ สมการเชิงเส้นที่ใช้แสดงว่า W_d เป็นฟังก์ชันของ W_m ดังสมการที่ (18)

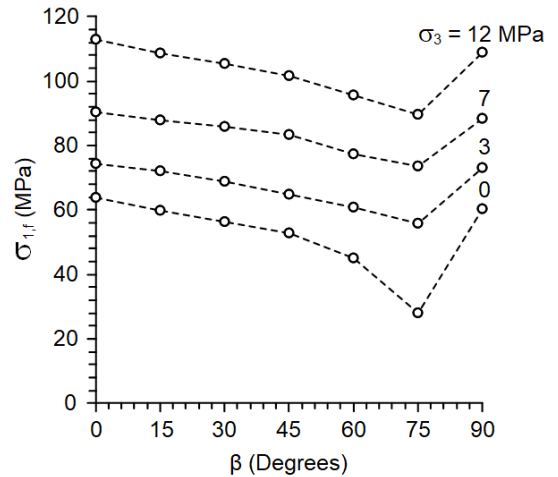
$$W_d = \delta \cdot W_m + \alpha \quad (18)$$

โดยที่ δ แทนความชันของความสัมพันธ์ระหว่าง W_d และ W_m และ α คือ W_d สำหรับ $W_m = 0$

3. ผลการทดลอง

3.1 ผลการทดสอบ

รูปที่ 1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด และภาพตัวอย่างหินหลังการทดสอบพบว่าตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา (ระนาบชั้นหินตั้งฉาก



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงกดและมุมเทเอียงของระนาบชั้นหิน

กับทิศทางของ σ_1) ค่าความเครียดในแต่ละทิศทางจะมีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุด (รูปที่ 1(ข)) และเมื่อมุม β มีค่ามากขึ้น ทำให้ความเครียดด้านข้างที่ตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (ε_{3O}) มีค่ามากกว่าด้านที่ขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (ε_{3P}) ยกตัวอย่างที่มุม σ เท่ากับ 75 องศา (รูปที่ 1(ค)) และมีค่าแตกต่างกันมากที่สุดเมื่อตัวอย่างหินมีมุม β เท่ากับ 90 องศา (รูปที่ 1(ง)) ภายใต้แรงดันล้อมรอบทุกระดับพบว่า ตัวอย่างมีค่ากำลังรับแรงกดต่ำสุดและสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศาและ 75 องศา ตามลำดับ (รูปที่ 2) ความแตกต่างของกำลังรับแรงกดระหว่างมุมทั้งหมดที่แรงดันล้อมรอบเท่ากัน จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น ตารางที่ 1 แสดงค่ากำลังรับแรงกด (σ_{1f}) ของตัวอย่างหิน

รูปแบบของการวิบัติมักจะไม่ขึ้นกับแรงดันล้อมรอบ การวิบัติแบบปริแยกออกจากกันพบบนตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 0 15 และ 30 องศา การวิบัติแบบเฉือนจากแรงกดในทิศทางขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหินพบในตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 45 องศา และ 60 องศา และพบการวิบัติจากแรงเฉือนหลายรอยตามระนาบชั้นหินในตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 75 องศา ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงกดต่ำสุด และตัวอย่างหินที่มีมุม β เท่ากับ 90 องศา แสดงการวิบัติหักแบบปริแยกออกจากกันตามระนาบชั้นหิน

3.2 สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น

ภายใต้แรงดันล้อมรอบต่ำ สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นที่ขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{3p}) จะมีค่ามากกว่าในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน (E_{3o}) ซึ่งสามารถสังเกตได้อย่างชัดเจนสำหรับมุม β เท่ากับ 90 องศา ความแตกต่างของความแข็งจะลดลงตามมุม β และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นทั้งสองมีค่าเท่ากันสำหรับ β เท่ากับ 0 องศา (σ_1 ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับทุกมุมจะมีค่าต่างกันที่น้อยลง ภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงขึ้น

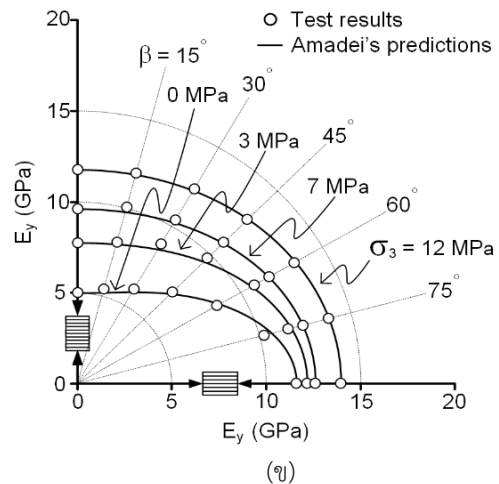
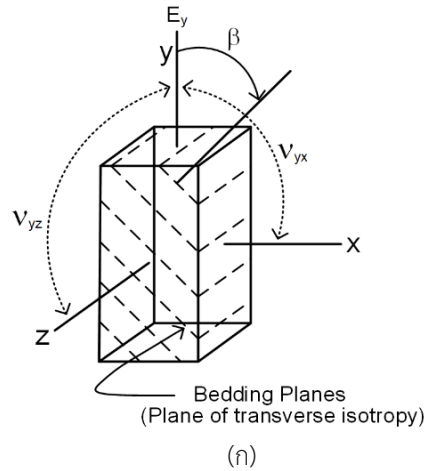
พฤติกรรมที่สังเกตได้จากความคล้ายกันของอัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงดันล้อมรอบที่ต่ำ คือ อัตราส่วนปัวซองที่ขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหิน ($\nu_{1,3p}$) จะมีค่าต่ำกว่าด้านที่ตั้งฉากเล็กน้อย ($\nu_{1,3o}$) และอัตราส่วนปัวซองทั้งสองมีค่าเท่ากัน ในขณะที่ $\nu_{3p,3o}$ มีค่าน้อยที่สุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา ภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงทำให้ค่าอัตราส่วนปัวซองที่วัดจากระนาบทั้งหมดมีค่าใกล้เคียงกันมากขึ้น

3.3 สมการของ Amadei

จากกราฟเชิงขั้วที่ถูกพล็อต (รูปที่ 3) พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสำหรับมุมของระนาบชั้นหินทั้งหมดคล้ายคลึงกันเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้นเป็น 12 เมกะปาสคาล ซึ่งมีผลสอดคล้องกันดีกับแนวคิดของ Amadei [11] อัตราส่วนปัวซองบนระนาบ $y-x$ (ν_{yx}) และระนาบ $y-z$ (ν_{yz}) ขึ้นกับมุม β เพียงเล็กน้อย โดยผลกระทบของคุณสมบัติแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปีต่อค่า ν_{yx} และ ν_{yz} มีแนวโน้มลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้นเป็น 12 เมกะปาสคาล (รูปที่ 4)

3.4 ระดับของแอนไอโซทรอปี

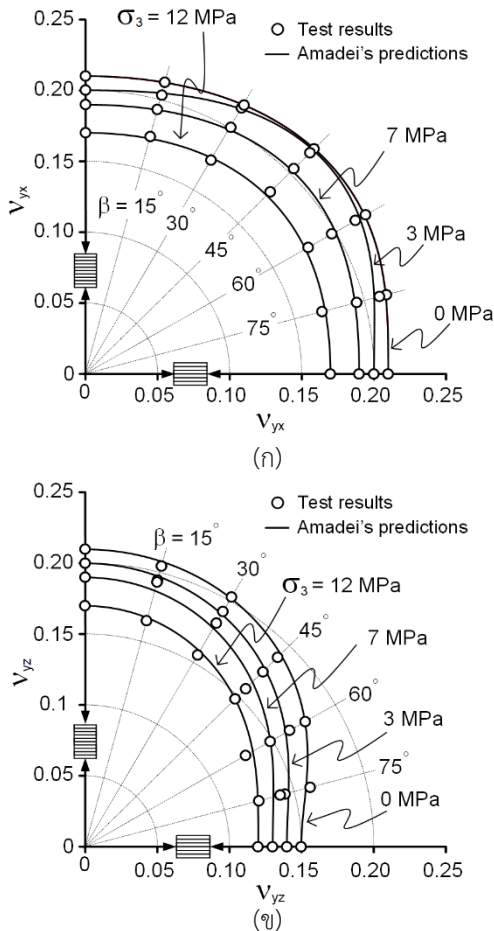
รูปที่ 5 แสดงระดับของแอนไอโซทรอปีของตัวอย่างหินทรายในรูปแบบของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสูงสุดและต่ำสุด (E_{90}/E_0) ในฟังก์ชันของแรงดันล้อมรอบ โดยที่ E_{90} และ E_0 ถูกวัดในทิศทางที่ขนานและตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ระดับของแอนไอโซทรอปีของหินหลากหลายชนิดถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบด้วย ซึ่งชี้ให้เห็นว่า



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์เชิงขั้วระหว่างสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นในแนวแกน (E_y) ภายใต้การวางตัวของระนาบชั้นหินที่มุมต่าง ๆ (β)

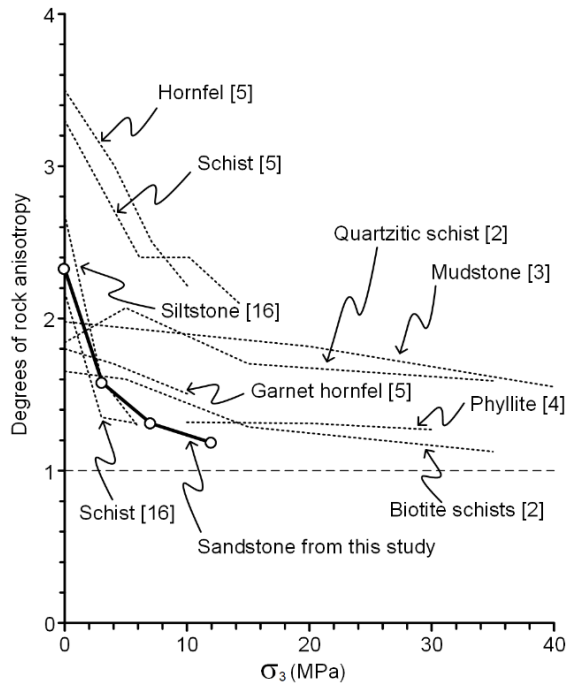
ระดับของแอนไอโซทรอปีของหินทรายจะลดลงไปสู่สถานะไอโซทรอปีได้เร็วกว่าเมื่อเทียบกับหินชนิดอื่น รูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นภายใต้การผันแปรของมุม β (E_p) สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนบนระนาบชั้นหิน (G) และบนระนาบตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน (G') จะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น

ภายใต้สภาวะที่ไม่มีแรงดันล้อมรอบพบว่า ค่า E_{90} สูงที่สุดเมื่อทิศทางของ σ_1 ขนานกับระนาบชั้นหิน และเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อมีแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น และสัมประสิทธิ์

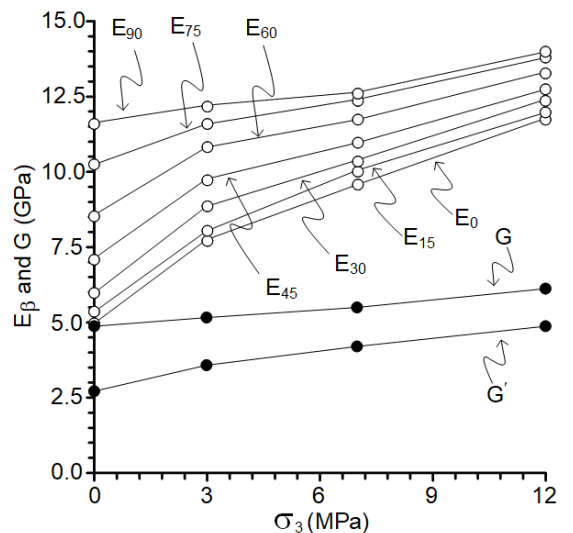


รูปที่ 4 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างอัตราส่วนปัวซองของแนวแกนกับด้านขนานแนวระดับ ν_{yx} (ก) และแนวแกนกับด้านตั้งฉากแนวระดับ ν_{yz} (ข)

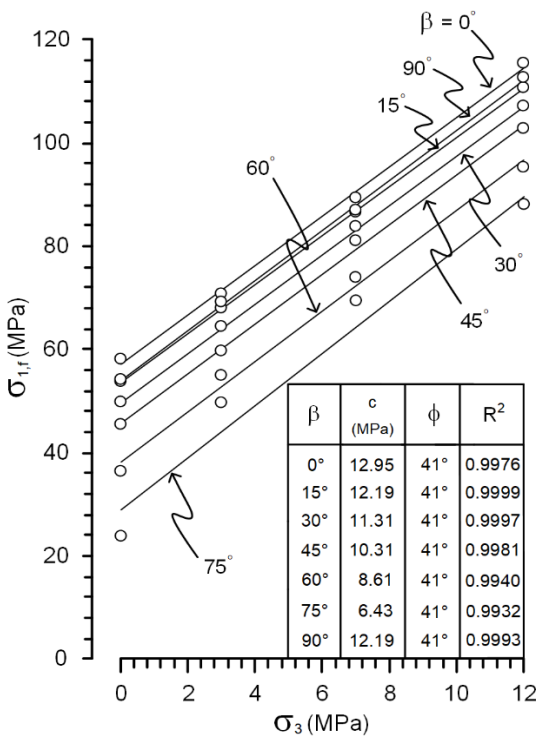
ความยืดหยุ่นจะมีค่าต่ำสุด (E_0) เมื่อระบายชั้นหินตั้งฉากกับ σ_1 โดยพบว่า สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นจะเพิ่มขึ้นเมื่อระบายชั้นหินเบี่ยงออกจากทิศทางแกนหลัก เห็นได้ว่า E_{15} , E_{30} , E_{45} , E_{60} และ E_{75} จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเข้าใกล้ค่าของ E_{90} เมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น การเพิ่มขึ้นของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเหล่านี้คาดว่าเกิดจากการปิดแน่นของรอยต่อตามระบายชั้นหินแรงดันล้อมรอบส่งผลให้ค่า G เพิ่มขึ้นเล็กน้อย แต่ค่า G' จะเพิ่มขึ้นอย่างมาก จึงสรุปได้ว่าระดับของแอนไอโซทรอปีของหินทรายจะลดลงเมื่อแรงดันล้อมรอบเพิ่มขึ้น



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับของแอนไอโซทรอปี (E_{90}/E_0) กับแรงดันล้อมรอบ



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนกับแรงดันล้อมรอบ (σ_3)



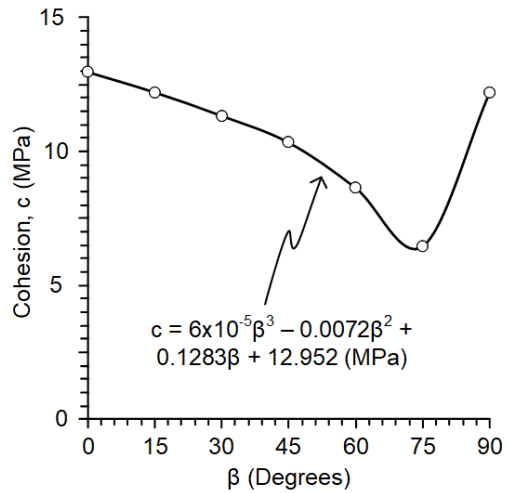
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงกด ($\sigma_{1,1}$) และแรงดันล้อมรอบ (σ_3)

3.5 เกณฑ์การแตก

รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเกณฑ์การแตกของคูโลมบ์และกำลังรับแรงกดสำหรับมุมระนาบชั้นหินทั้งหมด ตัวคูณของ σ_3 แสดงถึงความชันของเส้นโค้ง และพจน์ $[(2c \cdot \cos\phi)/(1 - \sin\phi)]$ ในสมการที่ (12) คือ จุดตัดบนแกน $\sigma_{1,1}$ ผลที่ได้ระบุว่ามุมเสียดทานมีแนวโน้มที่ไม่ขึ้นกับมุม β โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 41 องศา ความเค้นยึดติดจะมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา และมีค่าสูงสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา โดยสามารถอธิบายความสัมพันธ์ด้วยสมการพหุนามกำลังสามได้ดีที่สุด ดังสมการที่ (13)

$$c = c_0 + A \cdot \beta + B \cdot \beta^2 + C \cdot \beta^3 \quad (13)$$

โดยที่ c_0 คือ ค่าความเค้นยึดติดของตัวอย่างที่มีมุม β เท่ากับ 0 องศา และ A B และ C คือ ค่าคงที่เชิงประจักษ์



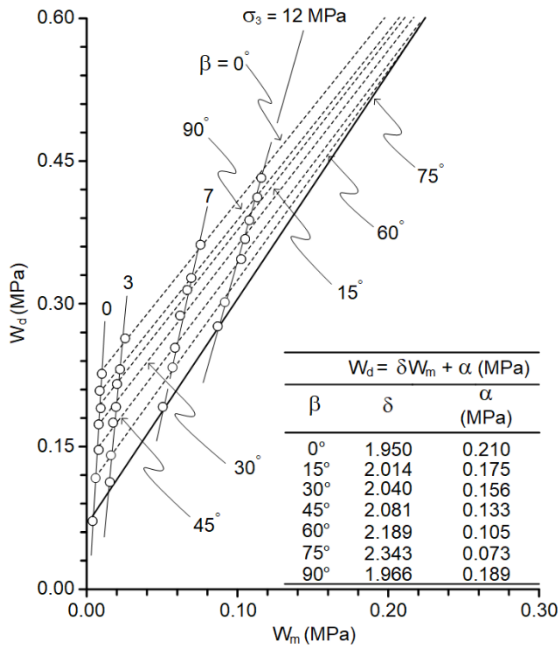
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นยึดติดกับมุมของระนาบชั้นหิน

ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงถดถอย แสดงไว้ในรูปที่ 8 ซึ่งได้กราฟที่มีความสัมพันธ์ที่ดี ($R^2 > 0.990$)

3.6 เกณฑ์ความหนาแน่นของพลังงานความเครียด

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ $W_d - W_m$ ภายใต้การผันแปรมุม β ($R^2 > 0.990$) ซึ่งมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 75 องศา และเป็นมุมที่มีความชันมากที่สุด ($\beta = 2.343$) ด้วยเหตุนี้ความสัมพันธ์ $W_d - W_m$ ที่สูงขึ้นสำหรับมุม β เท่ากับ 60 45 30 15 90 และ 0 องศา จะเท่ากับกับความสัมพันธ์ที่มุม β เท่ากับ 75 องศาเมื่อ W_m เท่ากับ 0.21 0.23 0.27 0.31 0.31 และ 0.35 เมกะปาสคาล ตามลำดับ สำหรับ มุม β เท่ากับ 75 องศา ค่า W_d จะเพิ่มขึ้นเป็นเชิงเส้นตรงโดยที่ W_m อยู่เหนือจุดตัดเส้นกราฟเหล่านี้ ซึ่งให้เห็นว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถอธิบายกำลังรับแรงกดของหินทรายจากพฤติกรรมทรานเวอร์สไอโซทรอปีไปจนถึงพฤติกรรมไอโซทรอปีได้

พลังงานความเครียดพิจารณาทั้งความเค้นและความเครียดไว้ในกรคำนวณ ด้วยเหตุนี้เกณฑ์การแตกของคูโลมบ์จึงอาจเหมาะสมที่จะใช้เป็เกณฑ์การวิบัติสำหรับหินทรายเช่นเดียวกับเกณฑ์การวิบัติ $W_d - W_m$ โดยทั้งสองเกณฑ์แนะนำว่าการวิบัติของหินทรายชุดภูพานและความสามารถในการเปลี่ยนรูปร่างสำหรับมุม β เท่ากับ 75 องศา



รูปที่ 9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนที่จุดวิบัติกับพลังงานความเครียดเฉลี่ย (W_m)

ซึ่งมีกำลังรับแรงกดต่ำสุด สามารถขยายไปถึงสภาวะแบบไอโซทรอปิกภายใต้แรงดันล้อมรอบที่สูงกว่าช่วงที่ทดสอบในงานวิจัยนี้

4. อภิปรายและสรุป

แรงดันล้อมรอบที่สูงขึ้นมีแนวโน้มที่จะลดผลกระทบของทรานเวอร์สไอโซทรอปิกบนตัวอย่างหินทราย เนื่องจากการลดลงของความพรุน ทำให้เม็ดตะกอนจัดเรียงตัวได้แน่นและกระชับมากยิ่งขึ้นตามแนวระนาบชั้นหินซึ่งกระบวนการนี้เองช่วยลดการตอบสนองของทรานเวอร์สไอโซทรอปิกของหิน แม้ระนาบชั้นหินจะมีได้หายไป แต่ส่งผลให้แรงที่มากระทำไม่สามารถทำให้หินเกิดการตอบสนองด้วยพฤติกรรมแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปิกได้ดีดังเดิม อย่างไรก็ตาม กลไกที่ควบคุมการลดระดับของแอนไอโซทรอปิกของหินทรายที่อธิบายข้างต้นอาจไม่เป็นความจริงสำหรับหินชนิดอื่น กลไกที่ควบคุมการเสียรูปของหินแต่ละชนิดมีแนวโน้มว่าจะแตกต่างกัน

ขึ้นอยู่กับประเภทของหินและลักษณะระนาบของทรานเวอร์สไอโซทรอปิก ตามที่อธิบายโดย Gholami และ Rasouli [3] และ Ramamuthy [17] โดยเฉพาะในหินเนื้ออ่อนอาจตอบสนองต่อแรงกดได้มากกว่าในเชิงของกำลังรับแรงกดและความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างหิน

จากรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างหิน ตัวอย่างที่มีมุม $\beta = 75^\circ$ นั้นจะเกิดการวิบัติแบบเฉือนผ่านระนาบชั้นหิน แต่ในตัวอย่างหินที่มีมุม β อื่น ๆ นั้นจะมีการวิบัติที่เกิดผ่านเนื้อของตัวอย่างหินหรือเกิดการวิบัติตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ตามผลการทดสอบของ McLamore และ Gray [18] ระบุว่ามุมของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปิกที่สัมพันธ์กับกำลังรับแรงกดต่ำสุดของหินสามารถอธิบายได้โดยทฤษฎีการผันแปรความเค้นยึดติดที่เสนอไว้ก่อนหน้านี้โดย Jaeger [19] มุมดังกล่าวถูกควบคุมโดยความเค้นยึดติด มุมเสียตทาน และค่าคงตัวเชิงประจักษ์ อย่างไรก็ตามพบว่า ไม่สามารถหาค่าคงที่เหล่านี้ได้จากการทดสอบแรงกดในงานวิจัยนี้ การศึกษาของ McLamore และ Grey [18] ระบุว่ามุม ทรานเวอร์สไอโซทรอปิกที่สอดคล้องกับกำลังรับแรงกดต่ำสุดของหินสามารถแปรผันได้ตั้งแต่มุม 65–85 องศา

ข้อสรุปที่นำเสนอในการศึกษานี้ อาจสามารถประยุกต์ใช้ในหินทรานเวอร์สไอโซทรอปิกแบบอื่น โดยมุมของระนาบทรานเวอร์สไอโซทรอปิกของหินจะสอดคล้องกับกำลังรับแรงกดต่ำสุดและความแข็งของหิน แต่อย่างไรก็ตามแตกต่างจากหินทรายที่ทดสอบในงานวิจัยนี้

ข้อสรุปที่ได้จากการศึกษานี้สามารถสรุปได้ดังนี้

- ภายใต้เงื่อนไขขอบเขตของแรงดันล้อมรอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้ ตัวอย่างหินทรายจะมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นสูงสุดเมื่อระนาบชั้นหินขนาน ($\beta = 90^\circ$) กับแกนหลัก และมีค่าต่ำสุดเมื่อมุม β เท่ากับ 0 องศา (ระนาบชั้นหินตั้งฉากกับ σ_1) เป็นผลมาจากเมื่อตัวอย่างหินได้รับแรงจะเกิดการยุบตัว เนื่องจากความพรุนภายในตัวอย่างหินลดลงที่กรณี $\beta = 0^\circ$ มากกว่าการยุบตัวเนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดตะกอน [20] สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองที่ได้สำหรับมุม $0^\circ < \beta < 90^\circ$ นั้นมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับค่าที่คาดการณ์โดยวิธีของ Amadei [13]

• แรงดันล้อมรอบมีผลในการลดระดับของแอนไอโซทรอปของหินลง โดยทำให้เม็ดตะกอนแน่นและชิดกันมากขึ้นตามแนวระนาบชั้นหิน แรงดันล้อมรอบมีผลทำให้สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นเฉือนที่ตั้งฉากและขนานกับแนวระดับของระนาบชั้นหินมีค่าเพิ่มขึ้น

• เกณฑ์การแตกของคูลอมบ์ถูกนำเอาผลกระทบทรานเวอร์สไอโซทรอปปีมาพิจารณาาร่วมด้วยเพื่อหาค่าความเค้นยึดติด โดยพบว่าสมการโพลีโนเมียลมีความสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการทดสอบ

• เกณฑ์การแตกโดยพลังงานความเครียดแสดงให้เห็นว่าความหนาแน่นของพลังงานความเครียดเบี่ยงเบนสูงสุดที่หินทรายสามารถคงอยู่ก่อนเกิดการวิบัติขึ้นอยู่กับการวางแนวระนาบชั้นหิน ความสัมพันธ์ระหว่าง $W_d - W_m$ สำหรับมุม β เท่ากับ 75 องศา จะให้พลังงานต่ำสุดและมุม β เท่ากับ 0 องศา จะให้พลังงานสูงสุด สิ่งนี้สอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงกดที่คำนวณได้จากเกณฑ์การแตกของคูลอมบ์

• กำลังรับแรงกดที่ได้จากการทดสอบพบว่า มีค่าต่ำที่สุดเมื่อมุม β มีค่าเท่ากับ 75 องศา ซึ่งแตกต่างจากงานวิจัยอื่น ๆ ที่กำลังรับแรงกดมักจะมีค่าต่ำที่สุดเมื่อมุม β เท่ากับ 60 องศา ทั้งนี้อาจเกิดจากนักวิจัยส่วนใหญ่มักเลือกทำการทดสอบตัวอย่างหินที่มีมุม σ เท่ากับ 0 30 45 60 และ 90 องศาเท่านั้น โดยสมการโพลีโนเมียลที่ใช้อธิบายความสัมพันธ์ระหว่าง $c - \beta$ (รูปที่ 8) แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างหินภูพานในงานวิจัยนี้เอง แท้จริงแล้วค่ากำลังรับแรงกดที่ต่ำที่สุดเกิดขึ้นเมื่อมุม β มีค่าประมาณ 72 องศา

• เกณฑ์การแตกและความเข้าใจที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์ห่ออกแบบได้ โดยผลลัพธ์ที่ทราบคือ ลักษณะแบบทรานเวอร์สไอโซทรอปของหินทรายภูพานนั้น มีผลกับคุณสมบัติเชิงกลศาสตร์ของหิน ดังนั้นในการออกแบบควรพิจารณาโดยให้ระนาบชั้นหินวางตัวที่มีมุม $\beta = 75$ องศา ซึ่งจะเป็นการออกแบบเชิงอนุรักษ์

5. กิตติกรรมประกาศ

การศึกษารั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จากการส่งเสริมการศึกษาระดับอุดมศึกษา

และมหาวิทยาลัยวิจัยแห่งชาติ จึงขอขอบพระคุณอย่างสุดซึ้งที่อนุญาตให้เผยแพร่บทความนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] R. E. Goodman, *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. New York, USA: Wiley, 1989.
- [2] M. H. B. Nasser, K. S. Rao, and T. Ramamurthy, "Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 40, no. 1, pp. 3–23, 2003.
- [3] D. Miller, R. Plumb, and G. Boitnott, "Compressive strength and elastic properties of a transversely isotropic calcareous mudstone," *Geophysical Prospecting*, vol. 61, no. 2, pp. 315–328, 2013.
- [4] G. Xu, C. He, A. Su, and Z. Chen, "Experimental investigation of the anisotropic mechanical behavior of phyllite under triaxial compression," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 104, pp. 100–112, 2018.
- [5] D. Fereidooni, G. Khanlari, M. Heidari, A. A. Sepahi, and A. P. Kolahi-Azar, "Assessment of inherent anisotropy and confining pressure influences on mechanical behavior of anisotropic foliated rocks under triaxial compression," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 49, pp. 2155–2163, 2016.
- [6] A. Veeravinantanakul, P. Kanjanapayont, A. Sangsompong, N. Hasebe, and P. Charusiri, "Structure of Phu Phan Range in the Khorat Plateau: Its apatite fission track ages and geological syntheses," *Bulletin of Earth Sciences of Thailand*, vol. 10, no. 1, pp. 8–16, 2018 (in Thai).

- [7] K. Fuenkajorn, T. Sriapai, and P. Samsri, "Effects of loading rate on strength and deformability of Maha Sarakham salt," *Engineering Geology*, vol. 135–136, pp. 10-23, 2012.
- [8] *Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*, ASTM D7012-14, 2014.
- [9] J. C. Jaeger, N. G. W. Cook, and R. W. Zimmerman, *Fundamentals of Rock Mechanics*. Oxford, England: Blackweel, 2007.
- [10] L. Wendai, *Regression Analysis, Linear Regression and Probit Regression, In 13 Chapters, SPSS for Windows: Statistical Analysis*. Beijing, China: Publishing House of Electronics Industry, 2000.
- [11] B. Amadei, "Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts*, vol. 33, no. 3, pp. 293–325, 1996.
- [12] R. Gholami and V. Rasouli, "Mechanical and elastic properties of transversely isotropic slate," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 47, no. 5, pp. 1763–1773, 2014.
- [13] M. Nejati, M. L. T. Dambly, and M. O. Saar, "A methodology to determine the elastic properties of anisotropic rocks from a single uniaxial compression test," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 11, no. 6, pp. 1166–1183, 2019.
- [14] L. Yun-si, Z. Xiao, and Y. Quan, "The five elastic parameters for the anisotropy of slate under the influence of different bedding orientations," *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 1, no. 7, pp. 3695–3707, 2012.
- [15] L. G. De Vallejo and M. Ferrer, "Geological Engineering," in *Strength Criteria*. CRC press, 2011.
- [16] O. Usol'tseva, P. Tsoi, and V. Semenov, "The influence of anisotropy angle on the strength and deformation properties of artificial geomaterials and rocks," *Procedia Engineering*, vol. 191, pp. 512–519, 2017.
- [17] T. Ramamurthy. *Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks*, Oxford, England: Pergamon, 1993.
- [18] R. McLamore and K. E. Gray, "The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks," *Journal of Industrial Engineering International*, vol. 89, no. 1, pp. 62–73, 1967.
- [19] J. C. Jaeger, "Shear failure of anisotropic rocks," *Geological Magazine*, vol. 97, no. 1, pp. 65–72, 1960.
- [20] A. Bonnelye, A. Schubnel, C. David, P. Henry, Y. Guglielmi, C. Gout, A. L. Fauchille, and P. Dick "Strength anisotropy of shales deformed under uppermost crustal conditions," *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, vol. 122, no. 1, pp. 110–129, 2017.