



## ผลกระทบของความเค้นหลักกลางต่อกำลังอัดสองแกนของหิน

นงนุชมาศ ปานพวงแก้ว\* ลักชิกา สิทธิมงคล ธนัชฐา ทองประภา และ กิตติเทพ เพ็องขจร  
หน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

\* ผู้นิพนธ์ประสานงาน โทรศัพท์ 09 2080 0679 อีเมล: panphuangkaew@gmail.com DOI: 10.14416/j.kmutnb.2024.09.005

รับเมื่อ 6 กุมภาพันธ์ 2566 แก้ไขเมื่อ 17 พฤษภาคม 2566 ตอปรับเมื่อ 30 พฤษภาคม 2566 เผยแพร่ออนไลน์ 4 กันยายน 2567

© 2025 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

### บทคัดย่อ

ในการศึกษานี้ ได้นำตัวอย่างหินทรงลูกบาศก์จำนวนเก้าชนิดมาทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียวและสองแกนโดยใช้โครงกดตัวอย่างหินสองแกน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อหาผลกระทบของความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) ต่อความแข็งแรงของหิน ผลการวิจัยระบุว่า  $\sigma_2$  ส่งผลต่อความเค้นหลักที่จุดแตกของหินทุกชนิด หินมีความแข็งแรงสูงสุดเมื่อค่าโหนดพารามิเตอร์ (Lode,  $L$ ) มีค่าประมาณ  $-0.5$  และหากโหนดพารามิเตอร์มีค่าต่ำและสูงกว่านี้จะส่งผลให้ความเค้นหลักที่จุดแตกมีค่าลดลง การทดสอบภายใต้สภาวะความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) สูงพบว่า หินมีการแตกแบบแยกจากความเค้นดึงในหลายแนวขนานกับระนาบของความเค้นหลักสูงสุดและความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_1 - \sigma_2$ ) ซึ่งแสดงอย่างเด่นชัดในหินแข็ง และการทดสอบภายใต้สภาวะ  $\sigma_2$  ต่ำ หินมีการแตกแบบแยกจากทั้งแรงดึงและแรงเฉือน เภณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook ใช้อธิบายกำลังรับแรงอัดสองแกนภายใต้ค่าโหนดพารามิเตอร์ทั้งหมด ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของหินทุกชนิดไม่ขึ้นกับความเค้นหลักกลาง และค่าปัจจัยความปลอดภัย ( $FS$ ) จากกำลังรับแรงอัดสองแกนมีค่าสูงกว่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว และการเพิ่มค่าโหนดพารามิเตอร์มีความสัมพันธ์กับความเค้นหลักกลาง ส่งผลให้ค่าปัจจัยความปลอดภัยสูงขึ้น

**คำสำคัญ:** เภณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น อัตราส่วนปัวซอง โหนดพารามิเตอร์

การอ้างอิงบทความ: นงนุชมาศ ปานพวงแก้ว, ลักชิกา สิทธิมงคล, ธนัชฐา ทองประภา และ กิตติเทพ เพ็องขจร, “ผลกระทบของความเค้นหลักกลางต่อกำลังอัดสองแกนของหิน,” วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, ปีที่ 35, ฉบับที่ 1, หน้า 1-11, เลขที่บทความ 251-136778, ม.ค.-มี.ค. 2568.



## Effect of Intermediate Principal Stress on Biaxial Compressive Strength of Rocks

Nongnuchamas Panphuangkaew\*, Laksikar Sitthimongkol, Thanittha Thongprapha and Kittitip Fuenkajorn  
Geomechanics Research Unit, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand

\* Corresponding Author, Tel. 09 2080 0679, E-mail: panphuangkaew@gmail.com DOI: 10.14416/j.kmutnb.2024.09.005

Received 6 February 2022; Revised 17 May 2023; Accepted 30 May 2023; Published online: 4 September 2024

© 2025 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

### Abstract

In this study cubical Specimens of nine rock types are subjected to uniaxial and biaxial compression tests using a biaxial loading device. The objective is to determine the effect of intermediate principal stress ( $\sigma_2$ ) on rock strength. The results indicate that for all tested rocks,  $\sigma_2$  affects the major principal stress at failure. The maximum strengths are obtained at Lode parameter ( $L$ ) of about  $-0.5$ , above and below  $L = -0.5$ , the rock strengths decrease. Post-test Specimens under high  $\sigma_2$  show multiple extensile fractures parallel to  $\sigma_1 - \sigma_2$  plane, particularly for strong rocks. Combination of extensile and shear fractures are observed under low  $\sigma_2$ . The modified Wiebols and Cook criterion is adequate to describe the biaxial compressive strengths under all Lode parameters. For all rock types, the elastic moduli and Poisson's ratios tend to be independent of the intermediate principal stress. The factor of safety ( $FS$ ) of the biaxial compressive strength is higher than uniaxial compressive strength. Increasing Lode parameter correlates with intermediate principal stress resulting in a higher factor of safety.

**Keywords:** Modified Wiebols and Cook, Elastic Modulus, Poisson's Ratios, Lode Parameter

Please cite this article as: N. Panphuangkaew, L. Sitthimongkol, T. Thongprapha, and K. Fuenkajorn, "Effect of intermediate principal stress on biaxial compressive strength of rocks," *The Journal of KMUTNB*, vol. 35, no. 1, pp. 1–11, ID. 251-136778, Jan.-Mar. 2025 (in Thai).

## 1. บทนำ

การประเมินเสถียรภาพ ของการขุดเจาะอุโมงค์ ได้ดินมักจะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวของหินมา เปรียบเทียบกับความเค้นที่ผนังอุโมงค์ ซึ่งไม่ได้คำนึงถึง ค่าความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) ที่ขนานกับแกนของอุโมงค์ จากการศึกษาในอดีตพบว่า ค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว ไม่สามารถเป็นตัวแทนความแข็งแรงของมวลหินเนื่องจาก ผลการประเมินเป็นเชิงอนุรักษ์เกินไป จากผลการศึกษา วิจัยเป็นจำนวนมาก ได้พัฒนาความรู้เกี่ยวกับผลกระทบ ของความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) ต่อค่าความแข็งแรงของ หิน โดย Wiebols และ Cook [1] ได้ทดสอบพลังงาน ความเค้นรอบรอยแตกของ Griffith โดยหาเกณฑ์ความ แข็งแรงตามทฤษฎีพลังงานเช่นเดียวกับ Murrell [2], Handin และคณะ [3], Tiwari และ Rao [4], และ Cai [5] อธิบายว่าความเค้นหลักกลางจะบีบอัดหินให้มีรอยแตก ในทิศทางที่ขนานกับ  $\sigma_1$  และ  $\sigma_2$  เท่านั้น ซึ่งสอดคล้องกับ ข้อสรุปของ Sahouryeh และคณะ [6] เกณฑ์การแตก หลายเกณฑ์ได้รับการพัฒนาขึ้นเพื่ออธิบายความแข็งแรง ของหินภายใต้สภาวะความเค้นสองแกนและสามแกนจริง และได้มีการทบทวนเกี่ยวกับความเข้าใจของเกณฑ์การ แตกเหล่านี้ [5], [7]–[10] พบว่า เกณฑ์การแตกของ Mogi (1971) และเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook [11] ถูกนำมาใช้มากที่สุด ในการอธิบายความแข็งแรง ของหินภายใต้ความเค้นหลายแกน

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อหาผลกระทบของ ความเค้นหลักกลางต่อความแข็งแรงของหิน โดยการ ทดสอบกำลังอัดแกนเดียวและสองแกน ชนิดของหินที่นำ มาทดสอบสามารถพบได้ทั่วไปในอุโมงค์ชั้นหินใต้ดินใน ประเทศไทย ได้แก่ หินแกรนิต หินปูน หินอ่อน หินยิปซัม หินทราย และหินทรายแป้ง ผลการทดสอบถูกนำมา วิเคราะห์โดยใช้เกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook [11] และ Kirsch [12] งานวิจัยนี้ได้อภิปราย รูปแบบการแตกและความสามารถในการคาดการณ์ของ เกณฑ์การแตกเหล่านี้

## 2. วัสดุ อุปกรณ์และวิธีการวิจัย

### 2.1 ตัวอย่างหิน

หิน ที่ใช้ในการศึกษามีจำนวน 9 ชนิด ซึ่งสามารถ พบได้ทั่วไปในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย (ตารางที่ 1) โดยได้จัดเก็บและตัดแต่งตัวอย่างหินเป็นทรง ลูกบาศก์ขนาด  $54 \times 54 \times 54$  ลูกบาศก์มิลลิเมตร หินแต่ละ ชนิดถูกจัดเตรียมจำนวน 5 ตัวอย่าง หินทรายและหินยิปซัม ถูกเตรียมให้มีระนาบชั้นหินตั้งฉากกับแนวแรงในแกนหลัก

ตารางที่ 1 ค่าความหนาแน่นของตัวอย่างหิน

ชนิดหิน	ความ หนาแน่น เฉลี่ยของหิน ( $\text{g/cm}^3$ )	หมวดหิน
หินทรายเนื้อหยาบ	$2.32 \pm 0.01$	ภูพาน
หินทรายเนื้อปานกลาง	$2.31 \pm 0.03$	
หินทรายเนื้อละเอียด	$2.26 \pm 0.07$	
หินทรายเนื้อละเอียด	$2.24 \pm 0.03$	พระวิหาร
หินทรายแป้ง	$2.48 \pm 0.01$	ภูกระดึง
หินแกรนิต	$2.79 \pm 0.03$	มวลหินอัคนี ไพศาลตาก
หินอ่อน	$2.63 \pm 0.03$	ลพบุรี
หินปูน	$2.65 \pm 0.02$	สระบุรี
หินยิปซัม	$2.16 \pm 0.04$	นครสวรรค์

### 2.2 เครื่องมือและวิธีการทดสอบ

โครงกวดตัวอย่างหินสองแกนดังแสดงในรูปที่ 1 นำ มาใช้เพื่อให้ความเค้นในแนวแกน ( $\sigma_1$ ) และความเค้น ด้านข้าง ( $\sigma_2$  และ  $\sigma_3$ ) กับตัวอย่างหิน โครงกวดประกอบด้วย สีส่วนหลัก ได้แก่ โครงรับน้ำหนักเหล็กที่ตั้งฉากกันสามโครง เพื่อยึดตัวอย่างหิน กระจบกดสูบไฮดรอลิก ปัมไฮดรอลิกสอง เครื่อง และระบบการวัดซึ่งประกอบด้วยมาตรวัดความดัน และมาตรวัดระยะ (Dial Gages) นำแผ่นนีโอพรีนมาติดกับ ผิวหน้าตัวอย่างหินทุกด้านเพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างผิว สัมผัสที่เกิดขึ้น ขั้นตอนการทดสอบและการคำนวณเป็นไป



รูปที่ 1 โครงกวดตัวอย่างหินสองแกน

ตามมาตรฐาน ASTM D7012-14 [13] ยกเว้นรูปร่างของตัวอย่างหินที่กำหนดให้เป็นทรงลูกบาศก์ การทดสอบกำลังอัดสองแกนเริ่มต้นโดยให้มีอัตราการกด ( $\sigma_1$ ) คงที่เท่ากับ 0.1 เมกะปาสกาลต่อวินาที กำหนดให้ความเค้นต่ำสุด ( $\sigma_3$ ) เท่ากับศูนย์ โดยค่า  $\sigma_2$  เพิ่มขึ้นด้วยอัตรา 0.025 0.05 0.075 และ 0.1 เมกะปาสกาลต่อวินาที สำหรับโพลดพารามิเตอร์ [14] เป็นผลลัพธ์ของความเค้นที่ใช้อธิบายความเค้นทั้งสามแกนจริง ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$L = \frac{2\sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_1}{\sigma_3 - \sigma_1} \quad (1)$$

สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียวกำหนดให้  $\sigma_2$  และ  $\sigma_3$  มีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้น  $L$  มีค่าเท่ากับ 1 ตามสมการที่ (1) และการทดสอบกำลังรับแรงอัดสองแกนกำหนดให้  $L$  เท่ากับ 0.5 0 -0.5 และ -1 ตามลำดับ ให้ความเค้นหลัก  $\sigma_1$  สูงสุดจนตัวอย่างหินเกิดการแตก

### 2.3 วิธีการวิเคราะห์ผล

การทดสอบอยู่ภายใต้สมมติฐานว่า หินมีคุณสมบัติความยืดหยุ่นเชิงเส้นและไอโซโทรปิก องค์ประกอบของความเค้นและความเครียดจะแสดงความสัมพันธ์แบบเชิงเส้น ซึ่งสามารถแทนได้ด้วยความเค้นหลัก ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) และความเครียดหลัก ( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ ) เพื่อหาค่าคงที่ของ Lamé

(Lamé's Parameters;  $\lambda$ ) และสัมประสิทธิ์ความแข็งแรง (Modulus of Rigidity;  $G$ ) สำหรับสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น (Elasticity;  $E$ ) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio;  $\nu$ ) สามารถหาได้จากสมการของ Brady และ Brown ดังนี้ [23]

$$\sigma_1 = \lambda(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 2G\varepsilon_1 \quad (2)$$

$$\sigma_2 = \lambda(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) + 2G\varepsilon_2 \quad (3)$$

แทนค่า  $\sigma_1, \sigma_2, \varepsilon_1$  และ  $\varepsilon_2$  ในสมการที่ (2) และ (3) ได้ค่าพารามิเตอร์  $G$  และ  $\lambda$  ซึ่งสัดส่วนของทั้งสองสามารถนำมาวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น ( $E$ ) ตามสมการที่ (4) และ (5) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$\lambda / G = 2\nu / (1 - 2\nu) \quad (4)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (5)$$

ซึ่งพิจารณาจากช่วงความเค้นในแกนหลัก ( $\sigma_1$ ) ที่ประมาณร้อยละ 40 ของจุดการแตก

เกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook นำมาใช้ เพื่ออธิบายผลการทดสอบ ซึ่งคำนวณได้จากค่าความเค้นหลัก  $\sigma_1, \sigma_2$  และ  $\sigma_3$  ที่จุดการแตกได้ เกณฑ์ดังกล่าวถูกนำมาใช้ในงานวิจัยอย่างแพร่หลาย [5], [15]–[20] เพื่อประเมินหาผลกระทบของความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) ต่อความแข็งแรงของหินภายใต้ความดันล้อมรอบที่แตกต่างกัน เกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook [11] ถูกเสนอโดย Zhou [21] ที่พัฒนาจากสมการของ Wiebols and Cook [1] โดยกำหนดค่าความไม่ผันแปรของความเค้นเบี่ยงเบนอันดับสอง ( $J_2^{1/2}$ ) ตามสมการที่ (6) ที่จุดแตกในรูปของความไม่ผันแปรของความเค้นเบี่ยงเบนอันดับหนึ่ง ( $J_1$ ) หรือความเค้นเฉลี่ย ( $\sigma_m$ )

$$J_2^{1/2} = A + BJ_1 + CJ_1^2 \quad (6)$$

โดย  $J_1 = \sigma_m = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$  ค่าคงที่  $A, B,$  และ  $C$  ขึ้นกับมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) และกำลังอัดแกนเดียว ( $\sigma_c$ ) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$A = \sigma_c / \sqrt{3} - B\sigma_c / 3 - C\sigma_c^2 / 9 \quad (7)$$

$$B = \sqrt{3}(q-1)/(q+2) - C/3(2\sigma_c + (q+2)\sigma_3) \quad (8)$$

$$C = [\sqrt{27}/(2C_1 + (q-1)\sigma_3 - \sigma_c)] \{ [(C_1 + (q-1)\sigma_3 - \sigma_c)/(2C_1 + (2q+1)\sigma_3 - \sigma_c)] - [(q-1)/(q+2)] \} \quad (9)$$

โดยที่  $q$  สามารถคำนวณได้จากค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานภายใน ( $\mu$ ) ของหินหรือมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของหิน สามารถคำนวณได้ดังสมการ:

$$\mu = \tan\phi \quad (10)$$

$$q = [(\mu^2 + 1)^{1/2} + \mu]^2 = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \quad (11)$$

$$C_1 = (1 + 0.6\mu)\sigma_c \quad (12)$$

แทนค่าจากสมการที่ (10) ถึง (12) ลงในสมการที่ (7) ถึง (9) เพื่อคำนวณ  $J_2^{1/2}$  ที่จุดแตกของหินแต่ละชนิด ค่าคงที่  $A, B$  และ  $C$  แสดงไว้ในตารางที่ 2 จากผลการทดสอบ  $J_2^{1/2}$  สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (13) ของ Jaeger และคณะ [12] ดังนี้:

$$J_2^{1/2} = [1/6((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)] \quad (13)$$

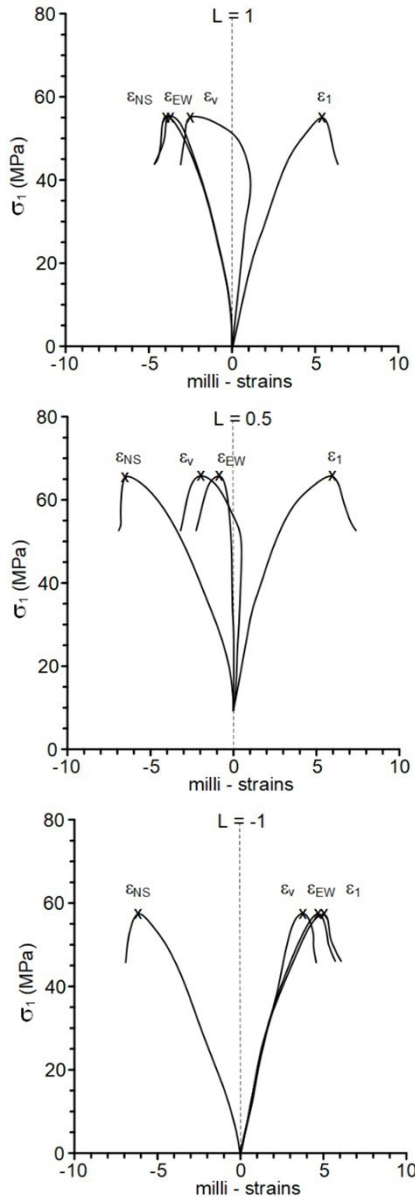
### 3. ผลการทดลอง

รูปที่ 2 แสดงตัวอย่างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ที่ได้จากการทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียวและสองแกนของหินแกรนิต โดย  $\varepsilon_1$  คือ

ตารางที่ 2 ค่าคงที่ตามเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and cook และค่าเฉลี่ยความไม่สอดคล้องกับแบบจำลอง

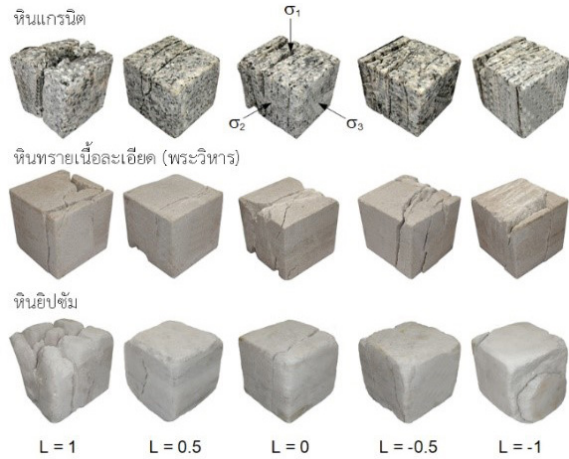
ชนิดหิน	A (เมกะปาสคาล)	B	C (เมกะปาสคาล <sup>-1</sup> )	$\phi$ (องศา)	ค่าเฉลี่ยฯ
หินแกรนิต	54.983	0.899	-0.016	60.0	1.82
หินปูน	44.363	1.161	-0.023	48.0	1.92
หินอ่อน	28.223	1.130	-0.029	37.0	1.60
หินยิปซัม	9.276	1.133	-0.055	23.0	0.33
หินทรายเนื้อหยาบ	34.398	1.204	-0.027	44.0	0.92
หินทรายเนื้อปานกลาง	28.273	1.148	-0.028	40.0	1.14
หินทรายเนื้อละเอียด	36.348	0.846	-0.018	44.0	1.20
หินทรายเนื้อละเอียด (พระวิหาร)	30.298	1.239	-0.030	47.0	0.74
หินทรายแป้ง	27.657	1.139	-0.032	45.0	1.52

ความเครียดแนวแกนในทิศทางที่ขนานกับความเค้นหลัก ( $\sigma_1$ ),  $\varepsilon_{WE}$  และ  $\varepsilon_{NS}$  คือ ความเครียดในทิศทางที่ขนานกับความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_2$ ) กับความเค้นต่ำ ( $\sigma_3$ ) ตามลำดับ และ  $\varepsilon_c$  คือ ความเครียดเชิงปริมาตร ค่าความแข็งแรงและสมบัติความยืดหยุ่นของหินแสดงในตารางที่ 3 พบว่า หินแกรนิตมีค่ากำลังอัดสูงสุดและหินยิปซามีค่ากำลังอัดต่ำสุด หินทุกชนิดมีการเปลี่ยนแปลงค่าความแข็งแรงของหิน ( $\sigma_{1c}$ ) กับ  $\sigma_2$  ในทิศทางเดียวกัน ซึ่งความแข็งแรงของหินในช่วงแรกจะเพิ่มขึ้นหากมี  $\sigma_2$  เพิ่มขึ้น หรือมีค่า  $L$  ลดลง โดยความแข็งแรงของหินมีค่าสูงสุดที่ค่า  $L$  ไม่เกิน  $-0.5$  และเมื่อค่า  $L$  สูงหรือต่ำกว่านี้ ทำให้ความเค้นหลักที่จุดแตกมีค่าลดลง โดยทุกการทดสอบของหิน 9 ชนิด ให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 2 ตัวอย่างของแผนภูมิความเค้นและความเครียดของหินแกรนิตภายใต้การผันแปรของค่าโหลดพารามิเตอร์ (L)

การเพิ่มขึ้นของ  $\sigma_2$  หรือการลดลงของ  $L$  ทำให้เกิดการแตกแบบแยกตามยาวภายใต้ความเค้นดึงในหลายแนว รอยแตกเหล่านี้ขนานไปกับระนาบของ  $\sigma_1$  และ  $\sigma_2$  เมื่อค่า  $\sigma_2$  มากขึ้น รอยแตกจะเพิ่มมากขึ้นด้วย ซึ่งลักษณะการแตกสามารถ



รูปที่ 3 ตัวอย่างหินหลังการทดสอบสามชนิด

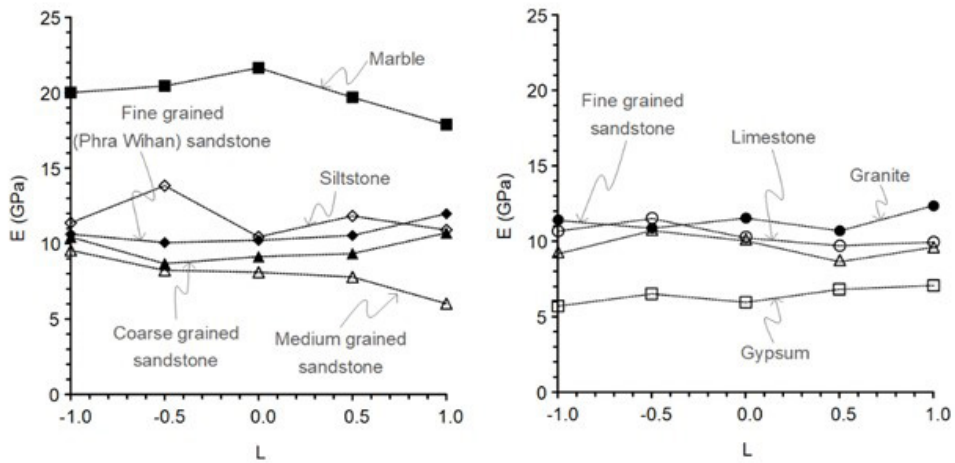
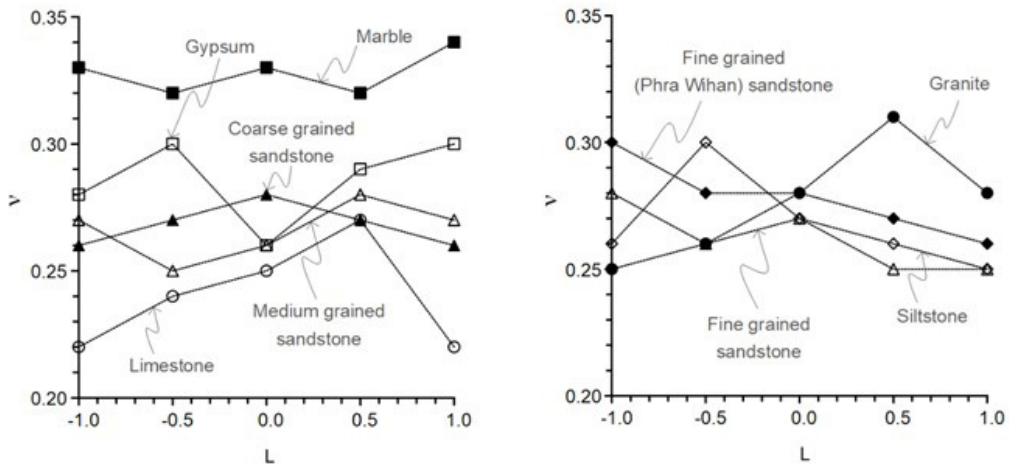
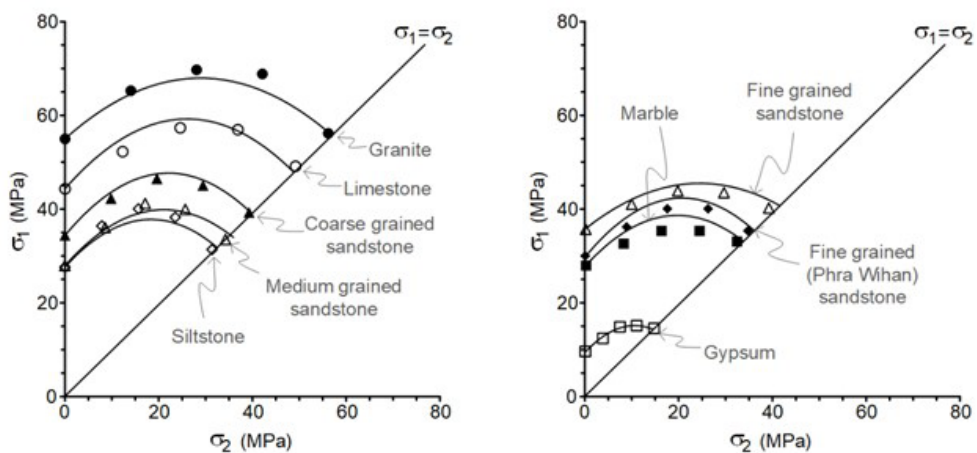
สังเกตได้ชัดในหินเนื้อแข็ง (เช่น หินแกรนิต) เมื่อเปรียบเทียบกับหินเนื้ออ่อน (เช่น หินยิปซั่ม) ดังแสดงในรูปที่ 3 สำหรับการทดสอบภายใต้ค่า  $\sigma_2$  ที่ต่ำ จะสังเกตเห็นรอยแตกแบบเฉือนและรอยแตกแบบตามยาวเกิดร่วมกัน

สมบัติความยืดหยุ่นของหินทั้งเก้าชนิดมีแนวโน้มที่ไม่ขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงของ  $\sigma_2$  และ  $L$  ค่า  $E$  และ  $\nu$  มีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย รูปที่ 4 และรูปที่ 5 แสดงแผนภาพย่อยของหินเก้าชนิดที่ถูกแบ่งเพื่อแสดงค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของหินอย่างชัดเจน ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า  $L$  (ตารางที่ 3)

รูปที่ 6 กราฟแสดงความเปรียบเทียบการคาดการณ์ความแม่นยำของเกณฑ์การแตกกับผลการทดสอบซึ่งแบ่งออกเป็นสองกราฟ เพื่อให้เห็นค่าความแตกต่างที่ชัดเจนของหินทั้งเก้าชนิด ความสามารถในการคาดการณ์เกณฑ์การแตกของหินทุกชนิดนั้น ใช้ค่าเฉลี่ยความไม่สอดคล้องกับแบบจำลอง (Mean Misfit) เป็นตัวบ่งชี้ ซึ่งค่าเฉลี่ยที่ต่ำแสดงถึงความสามารถในการคาดการณ์ที่ดี โดยสามารถคำนวณได้จาก Riley และคณะ [22]

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (\sigma_{1,j}^{calc} - \sigma_{1,j}^{test})^2} \quad (14)$$



รูปที่ 4 ค่าความยืดหยุ่น ( $E$ ) ตามฟังก์ชันของค่า  $L$ รูปที่ 5 ค่าอัตราส่วนของปัวซอง ( $\nu$ ) ตามฟังก์ชันของค่า  $L$ 

รูปที่ 6 ค่าความแข็งแรงของหินจากเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and cook (เส้น) เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ (จุด)



โดยที่  $\sigma_{i,j}^{calc}$  คือ ความแข็งแรงของหินที่คาดการณ์ไว้  $\sigma_{i,j}^{test}$  คือ ความแข็งแรงของหินที่ทดสอบ และ  $n$  คือ จำนวนของความเค้นหลักกลาง ผลที่ได้จากการคำนวณตามสมการที่ (14)

พบว่า มีค่าเฉลี่ยของความไม่สอดคล้องกับแบบจำลองที่ต่ำ (ตารางที่ 2) ซึ่งบ่งชี้ว่าเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and cook นั้น เพียงพอที่จะอธิบายความแข็งแรงของหินภายใต้สภาวะกำลังอัดสองแกน

ตารางที่ 3 ค่าความแข็งแรงของหินและสมบัติความยืดหยุ่น

ชนิดหิน	โพลิต พารามิเตอร์ (L)	$\sigma_{1f}$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	E (GPa)	$\nu$	ชนิดหิน	โพลิต พารามิเตอร์ (L)	$\sigma_{1f}$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	E (GPa)	$\nu$
หินแกรนิต	1.0	54.98	0.00	12.57	0.28	หินทราย เนื้อ หยาบ	1.0	34.40	0.00	10.71	0.26
	0.5	65.27	14.04	10.65	0.31		0.5	42.25	9.82	9.34	0.27
	0.0	69.73	28.08	11.62	0.28		0.0	46.47	19.64	9.13	0.28
	-0.5	68.83	42.13	10.85	0.26		-0.5	45.05	29.46	8.67	0.27
	-1.0	56.17	56.17	11.44	0.25		-1.0	39.27	39.27	10.43	0.26
ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				11.43 $\pm$ 0.76	0.28 $\pm$ 0.02	ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				9.66 $\pm$ 0.87	0.27 $\pm$ 0.01
หินปูน	1.0	44.36	0.00	9.80	0.22	หินทราย เนื้อปาน กลาง	1.0	28.27	0.00	6.02	0.27
	0.5	52.29	12.29	9.52	0.27		0.5	36.40	8.47	7.78	0.28
	0.0	57.37	24.58	10.11	0.25		0.0	41.55	16.94	8.10	0.26
	-0.5	56.95	36.87	11.58	0.24		-0.5	40.28	25.40	8.23	0.25
	-1.0	49.16	49.16	10.63	0.22		-1.0	33.87	33.87	9.55	0.27
ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				10.84 $\pm$ 1.04	0.24 $\pm$ 0.02	ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				7.94 $\pm$ 1.21	0.27 $\pm$ 0.01
หินอ่อน	1.0	28.22	0.00	17.88	0.34	หินทราย เนื้อ ละเอียด	1.0	36.35	0.00	9.41	0.25
	0.5	33.06	8.37	19.69	0.32		0.5	41.38	10.18	8.31	0.25
	0.0	35.87	16.74	21.65	0.33		0.0	44.48	20.36	9.89	0.27
	-0.5	35.86	25.11	20.44	0.32		-0.5	44.13	30.54	10.67	0.26
	-1.0	33.47	33.47	20.01	0.33		-1.0	40.72	40.72	8.91	0.28
ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				19.93 $\pm$ 1.37	0.33 $\pm$ 0.01	ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				9.44 $\pm$ 0.90	0.26 $\pm$ 0.01
หินยิปซัม	1.0	9.28	0.00	6.50	0.30	หินทราย เนื้อ ละเอียด (พระวิหาร)	1.0	30.30	0.00	11.98	0.26
	0.5	12.13	3.62	6.22	0.29		0.5	36.47	8.98	10.54	0.27
	0.0	14.93	7.24	5.23	0.26		0.0	40.61	17.95	10.22	0.28
	-0.5	15.11	10.86	5.87	0.30		-0.5	40.91	26.93	10.07	0.28
	-1.0	14.48	14.48	4.95	0.28		-1.0	35.91	35.91	10.63	0.30
ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				5.75 $\pm$ 0.65	0.29 $\pm$ 0.02	ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				10.69 $\pm$ 0.76	0.28 $\pm$ 0.01
						หินทราย แข็ง	1.0	27.66	0.00	10.90	0.25
							0.5	36.43	7.85	11.83	0.26
							0.0	40.05	15.69	10.45	0.27
							-0.5	38.27	23.54	13.84	0.30
							-1.0	31.39	31.39	11.37	0.26
ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน						ค่าเฉลี่ย $\pm$ ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน				11.68 $\pm$ 1.31	0.27 $\pm$ 0.02



## 4. อภิปรายผลและสรุป

### 4.1 การวิเคราะห์ผลการทดลอง

การวิเคราะห์การกระจายตัวของความเค้นและการเคลื่อนตัวของหินรอบรูกลมทรงกระบอกในแผ่นหินที่ไม่มีขอบเขต โดยใช้สมการ Kirsch Solution [12] แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของความเค้นหลักกลางต่อเสถียรภาพของอุโมงค์ในชั้นหินที่ระดับลึก การวิเคราะห์ที่อยู่ภายใต้สมมติฐานว่าหินที่อยู่รอบอุโมงค์รูปทรงกระบอกมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นตรงและมีสภาวะความเค้นแบบระนาบ (Plane Strain Condition) สถานะความเค้นที่ตำแหน่งขอบของอุโมงค์สามารถหาได้ดังนี้:

$$\sigma_{\theta} = 2P_0 \quad (15)$$

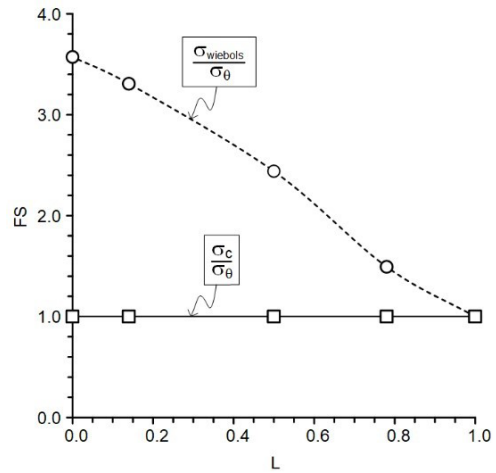
$$\sigma_r = 0 \quad (16)$$

$$\sigma_z = [\nu / (1 - \nu)]\sigma_{\theta} \quad (17)$$

โดยที่  $\sigma_{\theta}$  คือ ความเค้นในแนวสัมผัส  $P_0$  คือ ความเค้นเริ่มแรกที่เท่ากันทุกทิศทาง และ  $\sigma_z$  คือ ความเค้นในแนวรัศมี ซึ่งความเค้นตามแนวแกน ( $\sigma_z$ ) ของอุโมงค์ สามารถคำนวณทั้งหมดได้ตามสมการที่ (15) ถึง (17) ตามลำดับ ค่าปัจจัยความปลอดภัย ( $FS$ ) ของหินที่ผนังอุโมงค์หาได้จาก

$$FS = \sigma_{Wiebols} / \sigma_{\theta} \quad (18)$$

โดย  $\sigma_{Wiebols}$  คือ ค่าความแข็งแรงของหินที่คำนวณได้จากเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols and Cook รูปที่ 7 ได้เปรียบเทียบกับค่าความแข็งแรงของหิน (รูปที่ 6) เพื่อแสดงปัจจัย ด้านความปลอดภัยของขอบเขตช่องเปิดแบบวงกลม เปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบดั้งเดิม ( $\sigma_c / \sigma_{\theta}$ ) เพื่อพิจารณาถึงผลกระทบของ  $\sigma_z$  ( $\sigma_{Wiebols} / \sigma_{\theta}$ ) โดยแผนภาพแสดงให้เห็นว่า  $FS$  จากการคำนวณตามสมการที่ (18) ของ  $\sigma_{Wiebols} / \sigma_{\theta}$  มีค่าความปลอดภัยมากกว่า แต่วิธีการทั้งสองจะมีค่าเท่ากันเมื่อค่า  $L = 1.0$  หรือ  $\nu = 0$  (ไม่มีผลกระทบของ  $\sigma_z$ )



รูปที่ 7 เปรียบเทียบปัจจัยความปลอดภัย ( $FS$ ) ของ  $\sigma_{Wiebols} / \sigma_{\theta}$  กับ  $\sigma_c / \sigma_{\theta}$  โดยเป็นฟังก์ชันตามค่า  $L$

ซึ่งผลรวมความเค้นของสภาวะความเค้นแบบระนาบมีค่าไม่เกินตามสมการที่ (15) จึงสัมพันธ์กับการคำนวณค่า  $L$  ที่มีค่าไม่ต่ำกว่า 0 จนถึง  $L = 1.0$  เท่านั้น สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ในชั้นหินที่ระดับลึก ดังนั้น ปัจจัยด้านความปลอดภัยจะมีค่าสูงสุดเมื่อ  $L$  ลดลง หรือ  $\nu$  เพิ่มขึ้นเป็น 0.33 โดยที่สภาวะนี้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบของความเค้นหลักกลาง ( $\sigma_z$ ) มากที่สุด

### 4.2 สรุปผล

ความเค้นหลักกลางมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงอัดสองแกนของหินซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Wiebols and Cook [1], Murrell [2] และ Handin และคณะ [3] เมื่อ  $\sigma_z$  เพิ่มขึ้นตามค่า  $L$  ประมาณ -0.5 ความเค้นที่จุดแตกมีค่าเพิ่มขึ้น ผลการทดสอบนี้มีข้อสรุปตรงกับนักวิจัยท่านอื่น (เช่น [4], [7]) การแตกแบบแยกภายใต้ความเค้นดึงในหลายแนวบนตัวอย่างหินแสดงรอยแตกที่ขนานไปกับพื้นผิวอิสระหรือขนานไปกับระนาบของ  $\sigma_1$  และ  $\sigma_2$  ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองของ Cai [5] และ Sahouryeh และคณะ [6] จากการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้

1) ตัวอย่างหินที่ทดสอบแสดงการแตกแบบแยกตามแนวยาวหลายแนว ซึ่งขนานไปกับระนาบของ  $\sigma_1 - \sigma_2$



2) สมบัติความยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวซอง มีแนวโน้มที่ไม่ขึ้นกับค่า  $L$

3) ความเค้นหลักกลางส่งผลต่อกำลังอัดของหิน และเกณฑ์การแตกของ Modified Wiebols And Cook แสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่าง  $\sigma_{1f} - \sigma_2$  ที่ไม่เป็นเส้นตรงซึ่งสามารถอธิบายถึงความแข็งแรงของหินภายใต้สภาวะกำลังรับแรงอัดสองแกนได้

4) ค่าปัจจัยความปลอดภัยที่วิเคราะห์จากกำลังรับแรงอัดสองแกนมีค่าสูงกว่าการวิเคราะห์จากกำลังรับแรงอัดแกนเดียว และการเพิ่มค่า  $L$  นั้น มีความสัมพันธ์กับความเค้นหลักกลางที่ทำให้ค่า  $FS$  มีค่าสูงขึ้น ดังนั้น จึงมีความเหมาะสมที่นำไปประยุกต์ใช้ได้กับการวิเคราะห์จุดเจาะช่องเปิดใต้ดินที่ระดับลึก

## 5. กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาค้นคว้าครั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จากการส่งเสริมการศึกษาระดับอุดมศึกษา และมหาวิทยาลัยวิจัยแห่งชาติ จึงขอขอบพระคุณอย่างสูงซึ่งที่อนุญาตให้เผยแพร่บทความนี้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] G. A. Wiebols and N. G. W. Cook, "An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 5, no. 6, pp. 529-549, 1968.
- [2] S. A. F. Murrell, "A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress, and the effect of pore pressure on the criterion," in *Proceedings. 5th Symposium on Rock Mechanics*, Minnesota, USA, 1963, pp. 563-577.
- [3] J. Handin, H. C. Heard, and J. N. Magouirk, "Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass

at different temperatures and strain rates," *Journal of Geophysical Research*, vol. 72, no. 2, pp. 611-640, 1967.

- [4] R. P. Tiwari and K. S. Rao, "Physical modeling of a rock mass under a true triaxial stress state," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 41, no. 3, pp. 396-401, 2004.
- [5] M. Cai, "Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries—insight from numerical modeling," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 45, no. 5, pp. 763-772, 2008.
- [6] E. Sahouryeh, A. V. Dyskin, and L. N. Germanovich, "Crack growth under biaxial compression," *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 69, no. 18, pp. 2187-2198, 2002.
- [7] T. Sriapai, C. Walsri, and K. Fuenkajorn, "True-triaxial compressive strength of Maha Sarakham Salt," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 61, pp. 256-265, 2013.
- [8] X. Yun, H. S. Mitri, X. Yang, and Y. Wang, "Experimental investigation into biaxial compressive strength of granite," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 47, no. 2, pp. 334-341, 2010.
- [9] B. Haimson and J. W. Rudnicki, "The effect of the intermediate principal stress on fault formation and fault angle in siltstone," *Journal of Structural Geology*, vol. 32, no. 11, pp. 1701-1711, 2010.
- [10] P. Garg, B. Pandit, and B. Mishra, "Investigation of the failure mode of intact rock in



- biaxial compression tests,” in *52nd US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association. West Virginia University, USA, 2018.
- [11] G. A. Wiebols and N. G. W. Cook, “An energy criterion for the strength of rock in polyaxial compression,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 5, pp. 529–549, 1968.
- [12] J. C. Jaeger, C. N. G. W., and R. W. Zimmerman, *Fundamentals of Rock Mechanics*, 4th ed. Oxford: Blackwell, 2007.
- [13] *Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*, West Conshohocken, Pennsylvania, ASTM D7012-14, 2014.
- [14] W. Lode, “Versuche ueber den Einfluss der mittleren Hauptspannung auf das Fliesen der Metalle Eisen Kupfer und Nickel,” *Mechanics*, vol. 36, no. 11–12, pp. 913–939, 1926.
- [15] S. Komenthammasopon and K. Fuenkajorn, “Effects of stress path on biaxial strengths of sandstones.” *Engineering Journal of Research and Development*, vol 26, no. 2, pp. 49–57, 2015.
- [16] C. Chang and B. Haimson, “True triaxial strength and deformability of the German Continental Deep Drilling Program (KTB) deep hole amphibolite,” *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, vol. 105, no. B8, pp. 18999–19013, 2000.
- [17] P. H. Kulatilake, J. Park, and B. Malama, “A new rock mass failure criterion for biaxial loading conditions,” *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 24, no. 4, pp. 871–888, 2006.
- [18] M. H. Mehranpour and P. H. Kulatilake, “Comparison of six major intact rock failure criteria using a particle flow approach under true-triaxial stress condition,” *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, vol. 2, no. 4, pp. 203–229, 2016.
- [19] H. Zhang, Z. Wan, D. Ma, Y. Zhang, J. Cheng, and Q. Zhang, “Experimental investigation on the strength and failure behavior of coal and synthetic materials under plane-strain biaxial compression,” *Energies*, vol. 10, no. 4, p. 500, 2017.
- [20] K. Artkhonghan, S. Sartkaew, T. Thongprapha, and K. Fuenkajorn, “Effects of stress path on shear strength of a rock salt,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 104, pp. 78–83, 2018.
- [21] S. A. Zhou, “Program to mode the initial shape and extent of borehole break out,” *Computers and Geosciences*, vol. 20, no. 7–8, pp. 1143–1160, 1994.
- [22] K. F. Riley, S. J. Bence, and M. P. Hobson, *Mathematical methods for physics and engineering: A comprehensive guide*. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press, pp. 1008, 1998.
- [23] B.H.G. Brady and E.T. Brown, *Rock Mechanics for Underground Mining*, 3rd ed. Dordrecht, Netherlands: Springer, pp. 626, 2006.

