



## ผลกระทบของทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปีต่อกำลังรับแรงดึงและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินทรายหมวดหินภูพาน

สวรส สุวรรณคีรี, ธนิษฐา ทองประภา และ กิตติเทพ เฟื่องขจร\*

หน่วยวิจัยกลศาสตร์ธรณี สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

\* ผู้นิพนธ์ประสานงาน โทรศัพท์ 0 4422 3363 อีเมล: kittitep@sut.ac.th DOI: 10.14416/j.kmutnb.2023.09.008

รับเมื่อ 1 กันยายน 2564 แก้ไขเมื่อ 12 พฤศจิกายน 2564 ตอรับเมื่อ 23 พฤศจิกายน 2564 เผยแพร่ออนไลน์ 25 กันยายน 2566

© 2023 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

### บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาผลกระทบของทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปีต่อกำลังรับแรงดึงและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของแผ่นตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 74 มิลลิเมตร และความหนา 37 มิลลิเมตร การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลถูกดำเนินการภายใต้สภาวะความเค้น 2 แบบ คือ 1) แบบแกนเดียวบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะตั้งฉากและขนานกับระนาบชั้นหิน และ 2) แบบสองแกนบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะขนานกับระนาบชั้นหิน ผลการทดสอบระบุว่ากำลังรับแรงดึงมีค่าสูงสุดเมื่อระนาบของชั้นหินวางตัวตั้งฉากกับแนวแรงกดและมีค่าต่ำสุดเมื่อระนาบของชั้นหินขนานกับแนวแรงกด ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดมีค่ามากกว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึง เนื่องจากรูพรุนและรอยแยกในเนื้อหินเกิดการขยายตัวภายใต้แรงดึงได้ง่ายกว่าการยุบตัวจากแรงกด และอัตราส่วนของปัวซองภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียวมีค่าลดลงเมื่อระนาบชั้นหินมีมุมเอียงเพิ่มขึ้น ผลการศึกษาสามารถนำมาใช้ในการประเมินเสถียรภาพของงานขุดเจาะใต้ดินในชั้นหินทรายได้

**คำสำคัญ:** ระนาบชั้นหิน หมวดหินภูพาน การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่น อัตราส่วนของปัวซอง



## Effect of Transverse Isotropy on Tensile Strength And Elastic Modulus of Phu Phan Sandstone

Sawarot Suwankeeree, Thanittha Thongprapha and Kittitep Fuenkajorn\*

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

\* Corresponding Author, Tel. 0 4422 3363, E-mail: kittitep@sut.ac.th DOI: 10.14416/j.kmutnb.2023.09.008

Received 1 September 2021; Revised 12 November 2021; Accepted 23 November 2021; Published online: 25 September 2023

© 2023 King Mongkut's University of Technology North Bangkok. All Rights Reserved.

### Abstract

This research aims to investigate the effects of transverse isotropy on tensile strength and elastic modulus of Phu Phan sandstone. The dimensions of disk-shaped specimens were 74 mm diameter and 37 mm thickness. Brazilian tension tests were performed under two stress states: 1) under uniaxial stress direction with bedding planes normal and parallel to core axis and 2) under biaxial stress state with bedding planes parallel to the core axis. The test results indicate that strengths are largest when bedding planes are normal to loading diameter. They gradually decrease to the smallest value when the beds are parallel to the loading direction. The tensile elastic moduli are lower than the compressive elastic moduli. This is because the effort required to dilate the pore spaces and fissures in the rocks under compressive loading is higher than that to contract them under tensile loading. The Poisson's ratio under uniaxial stress direction decreases with increasing inclination angles. The findings obtained here can be used to assess the stability of sandstone tunnels and underground excavations.

**Keywords:** Bedding Plane, Phu Phan formation, Brazilian tension Test, Elastic Modulus, Poisson's Ratio

## 1. บทนำ

ค่ากำลังรับแรงดึงของตัวอย่างหินถือเป็นการวัดที่สำคัญที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบทางด้านวิศวกรรมธรณี อาทิ การออกแบบความกว้างสูงสุดของหลังคาอุโมงค์ที่ขุดเจาะในชั้นหินหรือการกำหนดแรงดันน้ำในหลุมเจาะ เพื่อทำให้เกิดรอยแตกในชั้นหิน สำหรับใช้คำนวณความเค้นรอบหลุมเจาะ เรียกว่าวิธีการดังกล่าวว่า “การทดสอบไฮดรอลิกแพคเจอร์ริง” [1] โดยทั่วไปค่ากำลังรับแรงดึงสามารถหาได้จากการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล เนื่องจากการจัดเตรียมตัวอย่างหินและการทดสอบสามารถทำได้โดยง่าย อย่างไรก็ตาม จากการรวบรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้องพบว่าไม่มีปัจจัยหลากหลายที่ส่งผลต่อค่ากำลังรับแรงดึงของตัวอย่างหิน ได้แก่ ขนาดของตัวอย่าง [2]–[4], อัตราการกัด [5], [6] และมุมของระนาบชั้นหิน [7]–[9]

ในพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยพบหินทรายที่มีการวางตัวเป็นระนาบชั้นหินเป็นจำนวนมาก และมีพฤติกรรมแบบคุณสมบัติทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปี้ ซึ่งส่งผลต่อกำลังรับแรงดึงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหิน จากงานวิจัยของ Hondros [10] ระบุว่าในการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล สามารถคำนวณหาความเค้นในแนวรัศมี (Radial Stress;  $\sigma_r$ ) และแนวสัมผัส (Tangential Stress;  $\sigma_\theta$ ) ของมุมใดๆ ที่จุดศูนย์กลางของตัวอย่างหินได้ คุณสมบัติทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปี้ส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงดึงสูงสุดของหิน โดยกำลังรับแรงดึงสูงสุดมีค่าลดลงเมื่อระนาบชั้นหินมีมุมเอียงเพิ่มขึ้น [7]–[9], [11], [12] ใน พ.ศ. 2539 สมการถูกพัฒนาขึ้นโดย Amadei [13] สามารถใช้ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นของหินที่มีคุณสมบัติทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปี้ภายใต้การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลบนตัวอย่างหินที่มีระนาบชั้นหินตั้งฉาก และขนานกับทิศทางการเจาะ เมื่อการวางตัวของระนาบชั้นหินมีมุมเอียงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นมีค่ามากขึ้น และอัตราส่วนของปัวซองมีค่าลดลง [7] ผลสรุปดังกล่าวบ่งชี้ว่าหินที่มีคุณสมบัติแบบทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปี้จะส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของงานขุดเจาะได้ดิน กล่าวคือ เมื่อมุมของระนาบชั้นหินสูงขึ้นจะทำให้กำลังรับแรงดึงบริเวณหลังคาอุโมงค์มีค่าต่ำลง ดังนั้น

ในการออกแบบความกว้างของหลังคาอุโมงค์และรูปแบบการค้ำยัน จึงควรพิจารณามุมของระนาบชั้นหินร่วมกับค่ากำลังรับแรงดึงของหิน อย่างไรก็ตาม งานวิจัยส่วนใหญ่มักจะตั้งสมมติฐานให้สัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดและแบบดึงมีค่าเท่ากันเพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ ซึ่งแท้จริงแล้วสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงมีแนวโน้มที่จะมีค่าต่ำกว่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด [14] เนื่องจากหินมีความยืดหยุ่นหรือความเหนียวภายใต้แรงกดมากกว่าแรงดึง โดยเฉพาะอย่างยิ่งหินที่มีรูพรุนสูง [1]

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ เพื่อทำการศึกษาผลกระทบของหินที่มีคุณสมบัติแบบทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปี้ต่อกำลังรับแรงดึงและสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดและแบบดึงบนตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานด้วยการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียวและแบบสองแกน ผลการทดสอบสามารถนำมาใช้ในการประเมินความสามารถในการรับแรงดึงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของหินทรายได้

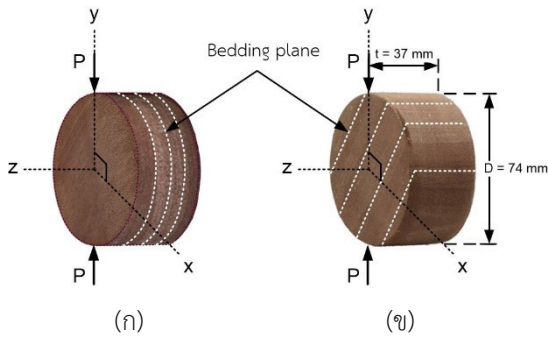
## 2. วัสดุ อุปกรณ์และวิธีการวิจัย

### 2.1 การเตรียมตัวอย่าง

ตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานที่รวบรวมจากเหมืองหินในจังหวัดสระบุรี ได้ถูกนำมาจัดเตรียมให้อยู่ในรูปแผ่นกลมตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM D3967-16 [15] จำนวน 22 ชิ้น มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 74 มิลลิเมตร และมีความหนา 37 มิลลิเมตร อัตราส่วนความหนาต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง (L/D) เท่ากับ 0.5 ทิศทางการเจาะแท่งตัวอย่างหินแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ การเจาะตั้งฉาก (รูปที่ 1(ก)) และการเจาะขนานกับระนาบชั้นหิน (รูปที่ 1(ข)) โดยตัวอย่างหินทรายที่เลือกใช้สำหรับงานวิจัยนี้จะมีระนาบชั้นหินที่เห็นได้อย่างชัดเจน ตัวอย่างหินมีค่าความหนาแน่นเฉลี่ยเท่ากับ  $2.36 \pm 0.04$  กรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร

### 2.2 วิธีการและการคำนวณ

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลจะดำเนินการตามมาตรฐานของ ASTM D3967-16 [15] โดยตัวอย่างหินถูกกด



รูปที่ 1 ทิศทางการเจาะตามแกน z เพื่อเตรียมตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานสำหรับการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลในระนาบชั้นหินตั้งฉากกับแกน z (ก) และระนาบชั้นหินขนานกับแกน z (ข)

ในอัตราคงที่เท่ากับ 0.01 เมกะปาสคาลต่อวินาที ภายใต้ อุณหภูมิห้อง (25 องศาเซลเซียส) จนกระทั่งหินเกิดการวิบัติ ระหว่างการทดสอบได้ทำการตรวจวัดความเครียดของตัวอย่างหินด้วยมาตรวัดความเครียด (Strain Gage) ที่ติดตั้งในตำแหน่งกึ่งกลางของผิวตัวอย่างหินทั้งสองด้านในทิศทางตั้งฉากซึ่งกันและกัน โดยมาตรวัดความเครียดที่ใช้มีความยาวเท่ากับ 10 มิลลิเมตร และมีค่าความต้านทานเท่ากับ  $120 \pm 0.5$  โอห์ม ทำการบันทึกค่าความเครียดที่เปลี่ยนแปลงตามแรงกดที่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งตัวอย่างหินเกิดการวิบัติ การ

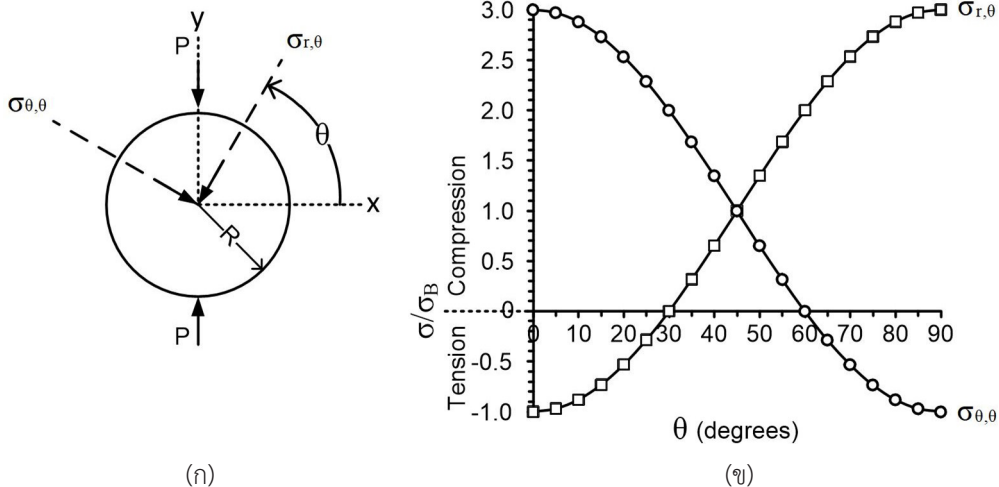
ทดสอบถูกแบ่งออกเป็น 3 ชุด ดังนี้ 1) การทดสอบภายใต้สถานะความเค้นแบบแกนเดียวบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน 2) การทดสอบภายใต้สถานะความเค้นแบบแกนเดียวบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะขนานกับระนาบชั้นหิน และ 3) การทดสอบภายใต้สถานะความเค้นแบบสองแกนบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะขนานกับระนาบชั้นหิน

ค่าความเค้นในแนวรัศมีและในแนวสัมผัสที่จุดกึ่งกลางของตัวอย่างหิน ซึ่งเป็นจุดแรกที่เกิดการวิบัติ สามารถคำนวณได้จากสมการที่พัฒนาขึ้นโดย Hung และ Ma [16] ดังสมการที่ (1) และ (2)

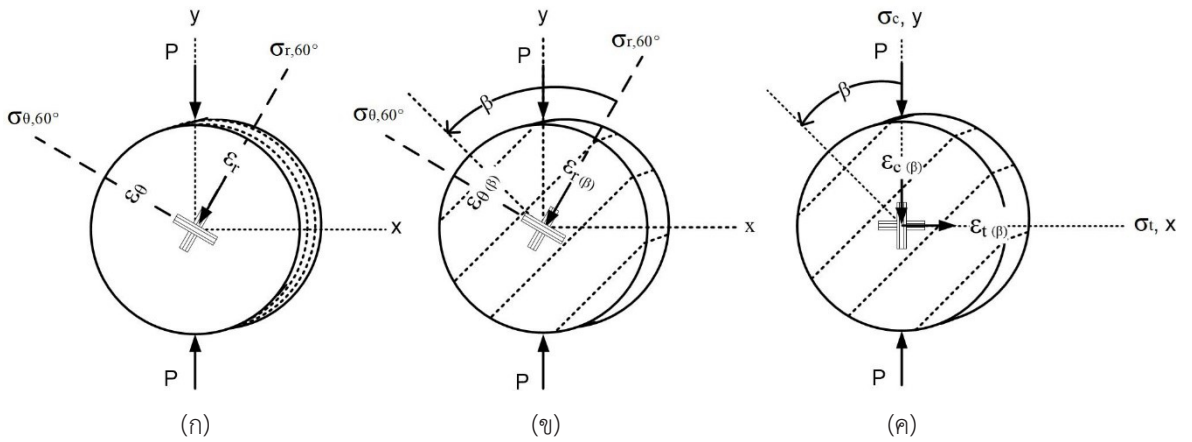
$$\sigma_r = \frac{P(1-\rho^2)^2(\rho^4+2\rho^2-1+2\cos 2\theta)}{\pi Rt(\rho^4+1+2\rho^2\cos 2\theta)^2} \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P[\rho^8+4\rho^4-4\rho^2-1-2(-2\rho^6+\rho^4+1)\cos 2\theta]}{\pi Rt(\rho^4+1+2\rho^2\cos 2\theta)^2} \quad (2)$$

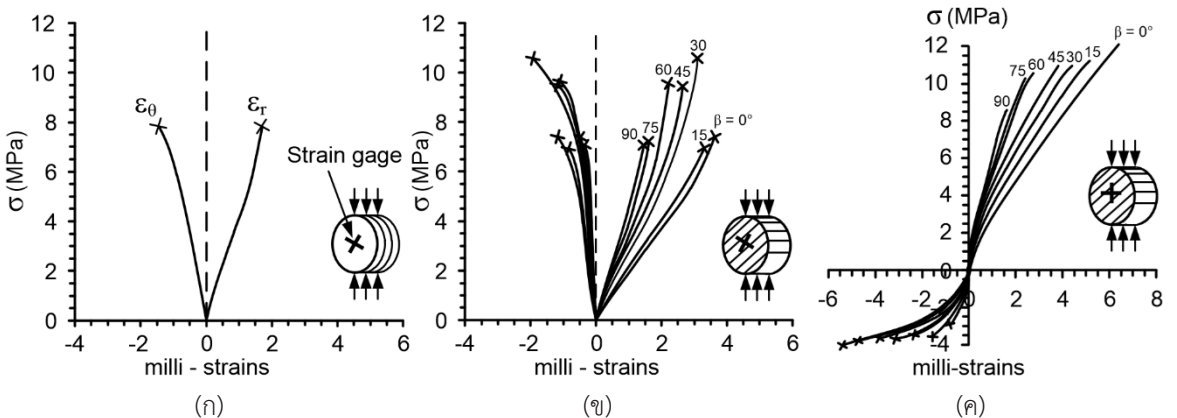
โดยที่  $t$  คือ ความหนาของตัวอย่างหิน  $P$  คือ ค่าความเค้นสูงสุด  $\rho$  คือ อัตราส่วนของระยะที่พิจารณาจากจุดกึ่งกลางต่อรัศมีของตัวอย่างหินและ  $\theta$  คือ มุมที่วัดออกจากแกน x ไปถึงจุดที่พิจารณาในทิศทางทวนเข็มนาฬิกา (รูปที่ 2(ก))



รูปที่ 2 การกระจายของความเค้นในแนวรัศมีและในแนวสัมผัส สำหรับการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล [16]



รูปที่ 3 การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลภายใต้ความเค้นแบบแกนเดียวบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะตั้งฉาก (ก) และขนาน (ข) กับระนาบชั้นหิน และแบบสองแกนบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะขนาน และ (ค) กับระนาบชั้นหิน



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดภายใต้ความเค้นแบบแกนเดียวบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะตั้งฉาก (ก) และขนาน (ข) กับระนาบชั้นหิน และแบบสองแกนบนตัวอย่างหินที่มีทิศทางการเจาะขนาน และ (ค) กับระนาบชั้นหิน และที่จุดศูนย์กลางของตัวอย่างหินแสดงทิศทางการติดตั้งมาตรวัดความเครียด

จากรูปที่ 2(ข) พบว่าความเค้นในแนวรัศมีและแนวสัมผัสสามารถคำนวณภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียวเมื่อมุม  $\theta$  มีค่าเท่ากับ 30 และ 60 องศา และคำนวณภายใต้สภาวะความเค้นแบบสองแกนเมื่อมุม  $\theta$  มีค่าเท่ากับ 0 และ 90 องศา ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด ( $E_{CP}$ ) และค่าอัตราส่วนของปัวซอง ( $\nu_p$ ) สามารถหาได้จากตัวอย่างที่เจาะตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน โดยทิศทางการติดตั้งมาตรวัดความเครียดภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียว (รูปที่ 3(ก)) ซึ่งค่า  $E_{CP}$  และ  $\nu_p$  สามารถคำนวณจากเส้น

ตรงที่สัมพันธ์กับเส้นความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งร้อยละ 40-50 ของค่าความเค้นสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 4(ก)

รูปที่ 4(ข) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดซึ่งถูกใช้ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด ( $E_{C(\beta)}$ ) และค่าอัตราส่วนของปัวซอง ( $\nu_{PN(\beta)}$ ) ที่มุมใดๆ ของตัวอย่างหินที่เจาะขนานกับระนาบชั้นหินและติดตั้งมาตรวัดความเครียดที่ทำมุม 60 และ 30 องศา กับแกน x (รูปที่ 3(ข)) โดยที่  $\beta$  คือมุมระหว่างมาตรวัดความเครียดที่

ทำมุม 60 องศา กับแกน x และเส้นที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ในการทดสอบนี้ได้ทำการผันแปรมุม  $\beta$  เท่ากับ 0, 15, 30, 45, 60, 75 และ 90 องศา ซึ่งค่า  $E_{C(\beta)}$  และ  $\nu_{PN(\beta)}$  สามารถคำนวณได้จากเส้นตรงที่สัมพันธ์กับเส้นความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่ตำแหน่งรอยละ 40–50 ของค่าความเค้นสูงสุด

สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดิ่งที่มุมใดๆ ( $E_{T(\beta)}$ ) สามารถหาได้จากตัวอย่างหินที่เจาะขนานกับระนาบชั้นหิน โดยที่  $\beta$  คือมุมระหว่างมาตรวัดความเครียดที่ติดตั้งขนานกับแนวแรงและเส้นที่ตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน ดังแสดงในรูปที่ 3(ค) โดยสามารถคำนวณหาค่า  $E_{T(\beta)}$  ได้ด้วยการแทนค่า  $E_{C(\beta)}$  และ  $\nu_{PN(\beta)}$  ลงในสมการ Hooke's Law [17] ดังสมการที่ (3) และ (4)

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_{T(\beta)}} - \nu_{PN(\beta)} \frac{\sigma_y}{E_{C(\beta)}} \quad (3)$$

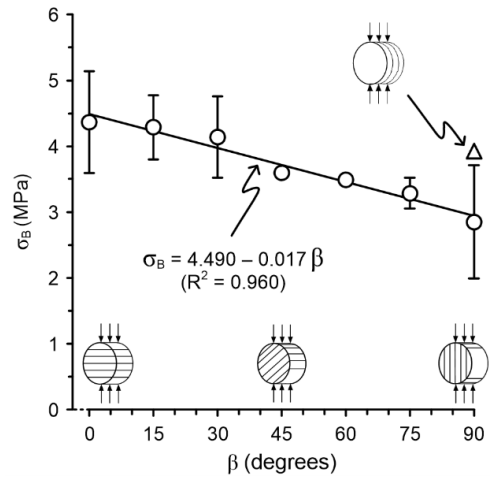
$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_{C(\beta)}} - \nu_{PN(\beta)} \frac{\sigma_x}{E_{T(\beta)}} \quad (4)$$

โดยที่  $\varepsilon_x$  คือ ความเครียดในแนวแกน x,  $\varepsilon_y$  คือ ความเครียดในแนวแกน y,  $\sigma_x$  คือ ความเค้นในแนวแกน x และ  $\sigma_y$  คือ ความเค้นในแนวแกน y

### 3. ผลการทดสอบ

ผลกระทบของคุณสมบัติทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปีต่อกำลังรับแรงดึงสูงสุด (Tensile Strength) แสดงในรูปที่ 5 ผลการทดสอบระบุว่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดลดลงเมื่อมุมของระนาบชั้นหินเพิ่มขึ้น เนื่องจากรอยแตกตั้งขนาดเล็กสามารถเกิดขึ้นได้ง่ายบริเวณแนวระนาบชั้นหิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อมุม  $\beta = 90$  องศา (แนวแรงขนานกับระนาบชั้นหิน) ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงและมุมของระนาบชั้นหิน แสดงดังสมการที่ (5)

$$\sigma_B = 4.490 - 0.017 \beta \quad (5)$$

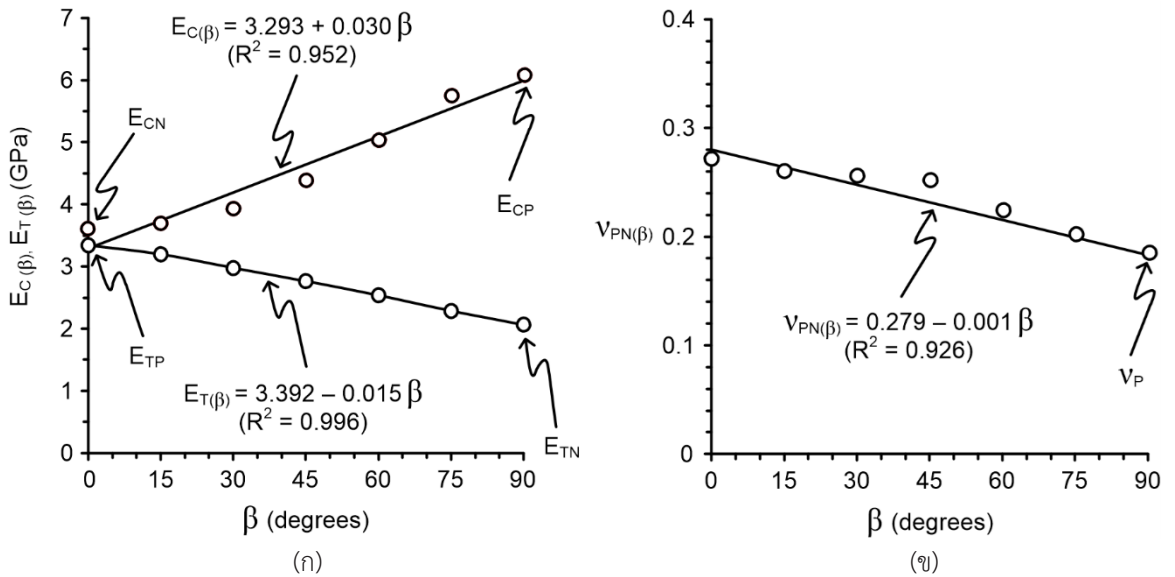


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นดิ่งกับมุมของระนาบชั้นหิน

โดยที่  $\sigma_B$  คือ ความเค้นดิ่งแบบบราซิล (เมกะปาสกาล) และ  $\beta$  คือมุมของระนาบชั้นหินตั้งแต่ 0–90 องศา จากความสัมพันธ์ดังกล่าวพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เท่ากับ 0.930 ความสัมพันธ์เชิงคณิตศาสตร์แสดงว่า ความเค้นดิ่งแบบบราซิลมีค่าลดลงเชิงเส้นตรงเมื่อมุม  $\beta$  มีค่าเพิ่มขึ้น

แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียวในรูปที่ 4(ก) และ 4(ข) สามารถใช้ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด ( $E_{CP}$  และ  $E_{C(\beta)}$ ) และค่าอัตราส่วนของปัวซอง ( $\nu_P$  และ  $\nu_{PN(\beta)}$ ) ที่มุมใดๆ ได้ และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดภายใต้สภาวะความเค้นแบบสองแกนในรูปที่ 4(ค) สามารถใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดิ่ง ( $E_{T(\beta)}$ ) โดยใช้สมการที่ (3) และ (4) จากผลการทดสอบแสดงตัวอย่างหินที่ทดสอบภายใต้สภาวะความเค้นแบบสองแกนมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างมากกว่าสภาวะความเค้นแบบแกนเดียวประมาณร้อยละ 40–50

ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดิ่งมีแนวโน้มลดลงอย่างเห็นได้ชัดเมื่อมุม  $\beta$  เพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดและแบบดิ่งกับมุมของ



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด ( $E_{C(\beta)}$ ) ภายใต้การทดสอบแบบแกนเดียว และแบบดึง ( $E_{T(\beta)}$ ) ภายใต้การทดสอบแบบสองแกนกับมุมของระนาบชั้นหินตั้งแต่ 0–90 องศา (ก) และอัตราส่วนปัวซองภายใต้การทดสอบบนตัวอย่างหินที่เจาะตั้งฉาก ( $v_P$ ) และขนาน ( $v_{PN(\beta)}$ ) กับมุมของระนาบชั้นหินตั้งแต่ 0–90 องศา (ข)

ระนาบชั้นหิน แสดงดังสมการที่ (6) และ (7)

$$E_{C(\beta)} = 3.293 + 0.030 \beta \quad (6)$$

$$E_{T(\beta)} = 3.392 - 0.015 \beta \quad (7)$$

โดยที่  $E_{C(\beta)}$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของมาตรวัดความเครียด (60 องศา กับแกน x) ทำมุมตั้งแต่ 0 ( $E_{CN}$ ) ถึง 90 ( $E_{CP}$ ) องศา กับระนาบชั้นหิน  $E_{T(\beta)}$  คือค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของแนวแรงทำมุมตั้งแต่ 0 ( $E_{TP}$ ) ถึง 90 ( $E_{TN}$ ) องศา กับระนาบชั้นหิน และ  $\beta$  คือมุมของระนาบชั้นหินตั้งแต่ 0–90 องศา จากความสัมพันธ์ดังกล่าวพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เท่ากับ 0.997 และ 0.996 ตามลำดับ (รูปที่ 6(ก)) และพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดมีค่ามากกว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึง ทั้งนี้เนื่องจากการขยายตัวของรูพรุนและช่องว่างขนาดเล็กในเนื้อหินภายใต้แรงดึงเกิดขึ้นได้มากกว่าการหดตัวของช่องว่าง

ภายใต้แรงกด จากผลการทดสอบข้างต้นสนับสนุนการตั้งสมมติฐานก่อนหน้านี้นี้ว่า ในการทดสอบแรงดึงแบบบราซิล ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงมีแนวโน้มที่จะต่ำกว่าค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด และอัตราส่วนของปัวซองลดลงเมื่อมุม  $\beta$  เพิ่มขึ้น สามารถอธิบายได้ด้วยสมการความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปัวซองกับมุมของระนาบชั้นหิน ดังสมการที่ (8)

$$v_{PN(\beta)} = 0.279 - 0.001 \beta \quad (8)$$

โดยที่  $v_{PN(\beta)}$  คือ อัตราส่วนปัวซองบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของมาตรวัดความเครียด (60 องศา กับแกน x) ทำมุมตั้งแต่ 0–90 องศา กับระนาบชั้นหิน และ  $\beta$  คือมุมของระนาบชั้นหินตั้งแต่ 0–90 องศา พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เท่ากับ 0.964 (รูป 6(ข)) ทั้งนี้เนื่องจากความเครียดในแนวรัศมีมีการขยายตัวด้านข้างมากกว่าความเครียดในแนวสัมผัส ตารางที่ 1 แสดงค่าความเค้นดึงสูงสุด และค่าพารามิเตอร์ความยืดหยุ่นที่ได้จากการคำนวณภายใต้การทดสอบแรงดึงแบบบราซิล



ตารางที่ 1 ผลการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลภายใต้ความเค้นแบบแกนเดียวและแบบสองแกน

การวางตัวของระนาบชั้นหิน		ทดสอบภายใต้ความเค้นแบบแกนเดียว						ทดสอบภายใต้ความเค้นแบบสองแกน			
ทิศทางการเจาะตัวอย่างหิน	มุมเอียง $\beta$ (Degrees)	$\sigma_B$ (MPa)	$E_{CP}$ (GPa)	$E_{CN}$ (GPa)	$E_C$ ( $\beta$ ) (GPa)	$\nu_p$	$\nu_{PN(\beta)}$	$\sigma_B$ (MPa)	$E_{TP}$ (GPa)	$E_{TN}$ (GPa)	$E_{T(\beta)}$ (GPa)
เจาะตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน	-	3.9	6.06	-	-	0.19	-	4.0	-	-	-
เจาะขนานกับระนาบชั้นหิน	0	3.6	-	3.61	-	-	0.27	4.0	3.34	-	-
	15	3.4	-	-	3.70	-	0.26	3.7	-	-	3.20
	30	5.3	-	-	3.94	-	0.26	3.6	-	-	2.98
	45	4.7	-	-	4.39	-	0.25	3.6	-	-	2.77
	60	4.8	-	-	5.04	-	0.22	3.5	-	-	2.54
	75	3.6	-	-	5.75	-	0.20	3.4	-	-	2.29
90	3.5	6.08	-	-	-	0.19	2.9	-	2.07	-	

\* $E_{C(\beta)}$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของมาตรวัดความเครียด (60 องศากับแกน x) ทำมุมตั้งแต่ 0 ( $E_{CN}$ ) ถึง 90 ( $E_{CP}$ ) องศาับระนาบชั้นหิน, \* $E_{T(\beta)}$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของแนวแรงทำมุมตั้งแต่ 0 ( $E_{TP}$ ) ถึง 90 ( $E_{TN}$ ) องศาับระนาบชั้นหิน, \* $\nu_{PN(\beta)}$  คือ อัตราส่วนปัวซองบนตัวอย่างหินที่ทิศทางของมาตรวัดความเครียด (60 องศากับแกน x) ทำมุมตั้งแต่ 0-90 องศาับระนาบชั้นหิน และ \* $\nu_p$  คือ อัตราส่วนปัวซองบนตัวอย่างหินที่เจาะตั้งฉากกับระนาบชั้นหิน

#### 4. อภิปรายผลและสรุป

การทดสอบแรงดึงแบบบราซิลได้ถูกดำเนินการเพื่อหาค่ากำลังรับแรงดึง และพารามิเตอร์ความยืดหยุ่นแบบกดและแบบดึงของตัวอย่างหินทรายหมวดหินภูพานที่มีมุมของระนาบชั้นหินแตกต่างกัน ผลการทดสอบระบุว่าค่ากำลังรับแรงดึงจะมีค่าสูงสุดเมื่อระนาบชั้นหินตั้งฉากกับแนวแรงกดและจะมีค่าลดลงจนถึงค่าต่ำสุดเมื่อระนาบชั้นหินขนานกับแนวแรงกดซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Wang และคณะ [8] Yang และคณะ [9], Liao และคณะ [11] Xiao และคณะ [12] และ Yun และคณะ [18] ที่ระบุว่าหินที่มีคุณสมบัติทรานซ์เวอร์สไอโซทรอปีส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงดึงสูงสุด ทั้งนี้อาจเป็นไปได้ว่าความเค้นดึงสูงสุดที่ทำให้เกิดรอยแตกเริ่มต้นจะส่งผลให้รอยแตกแผ่ขยายลึกเข้าไปในเนื้อหินได้ง่ายขึ้นเมื่อแนวรอยแตกวางตัวขนานกับทิศทางของระนาบชั้นหินหรือที่มุมของระนาบชั้นหินเท่ากับ 90 องศา

จากผลการทดสอบยังพบว่า แท้จริงแล้ว ค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงและแบบกดมีค่าไม่เท่ากัน โดยค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงมีค่าประมาณร้อยละ 56 ของค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกด ( $E_T/E_C = 0.56$ ) ซึ่ง

สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ดำเนินการโดย Fuenkajorn และ Klanphumeesri [1] Jianhong และคณะ [14] และ Patel และ Martin [19] ที่ได้ทำการทดสอบในหินทรายโดยมีอัตราส่วนประมาณร้อยละ 42, 71 และ 65 ตามลำดับ จากผลการทดสอบดังกล่าวอธิบายได้ว่าเนื่องจากรูพรุนและรอยแยกภายในเนื้อหินเกิดการขยายตัวจากแรงดึงได้ง่ายกว่าเกิดการยุบตัวจากแรงกด ด้วยเหตุนี้หินจึงมีค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นหรือความเหนียวภายใต้ความเค้นกดสูงกว่าภายใต้ความเค้นดึง เมื่อทำการทดสอบบนตัวอย่างหินที่มีมุมของระนาบชั้นหินอยู่ในแนวนอน ( $\beta = 0^\circ$ ) จะทำให้หินสามารถหดตัวตามแนวแรงได้มากกว่าในแนวตั้ง ( $\beta = 90^\circ$ ) เพราะมีช่องว่างระหว่างชั้นหินที่สามารถหดตัวได้มากกว่า ด้วยเหตุนี้ อัตราส่วนของปัวซองจึงลดลงเมื่อมุมของระนาบชั้นหินเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Chen และคณะ [7]

โดยทั่วไปค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดจะสามารถหาได้จากการทดสอบแรงกดในแกนเดียว และค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบดึงสามารถหาได้จากการทดสอบแรงดึงในแกนเดียว ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบแรงดึงแบบบราซิลภายใต้สภาวะความเค้นแบบแกนเดียวและ



แบบสองแกน เพื่อให้ได้รับค่าสัมประสิทธิ์ความยืดหยุ่นแบบกดและแบบดึง โดยสามารถทำการทดสอบได้โดยง่ายกว่าการทดสอบโดยทั่วไปและผลการทดสอบที่ได้รับยังสามารถนำไปใช้ในการประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์และการขุดเจาะใต้ดินในหินทรายได้

เพื่อให้การวิเคราะห์ในภาคสนามเป็นไปได้ในเชิงอนุรักษ์ จึงควรเลือกใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากมุม  $\beta$  เท่ากับ 90 องศาภายใต้การทดสอบแบบสองแกน เนื่องจากภายใต้สภาวะดังกล่าวชั้นหินจะสามารถรับแรงดึงได้น้อยที่สุด และควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับผลกระทบของอัตราการกด (Loading Rate Effect) ต่อกำลังรับแรงดึงแบบบราซิลภายใต้สภาวะการทดสอบที่ใช้ในการศึกษานี้ เพื่อให้ใกล้เคียงกับสภาวะจริงในภาคสนามมากยิ่งขึ้น

## 5. กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาค้นคว้าครั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีจากการส่งเสริมการศึกษาระดับอุดมศึกษาและมหาวิทยาลัยวิจัยแห่งชาติจึงขอขอบพระคุณที่อนุญาตให้เผยแพร่บทความนี้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] K. Fuenkajorn and S. Klanphumeesri, "Direct tension tests of intact rocks using compression-to-tension load converter," *Engineering Journal of Research and Development*, vol. 21, no. 2, pp. 51–57, 2010.
- [2] D. A. Newman and D. G. Bennett, "The effect of specimen size and stress rate for the Brazilian test - A statistical analysis," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 23, no. 2, pp. 123–134, 1990.
- [3] C. Rocco, G. V. Guinea, J. Planas, and M. Elices, "Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: Theoretical analysis," *Materials and Structures*, vol. 23, no. 6, pp. 437–444, 1999.
- [4] K. Thuro, R. J. Plinninger, S. Zah, and S. Schutz, "Scale effects in rock strength properties. Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test," in *Proceedings of the EUROCK*, Finland, 2001, pp. 169–174.
- [5] Y. Yu, J. Yin, and Z. Zhong, "Shape effects in the Brazilian tensile strength test and a 3D FEM correction," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 43, no. 4, pp. 623–627, 2006.
- [6] J. Kodama, T. Goto, Y. Fujii, and P. Hagan, "The effects of water content, temperature and loading rate on strength and failure process of frozen rocks," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 62, pp. 1–13, 2013.
- [7] C. S. Chen, E. Pan, and B. Amadei, "Determination of deformability and tensile strength of anisotropic rock using Brazilian tests," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 35, no. 1, pp. 43–61, 1998.
- [8] H. Wang, F. Ren, and Y. Chang, "Effect of bedding angle on tunnel slate failure behavior under indirect tension," *Natural Hazards and Risk*, vol. 11, no. 1, pp. 428–445, 2020.
- [9] S. Q. Yang, P. F. Yin, B. Li, and D. S. Yang, "Behavior of transversely isotropic shale observed in triaxial tests and Brazilian disc tests," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 133, 104435, 2020.
- [10] G. Hondros, "The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete," *Australian Journal of Applied Science*, vol. 10,



- no. 3, pp. 243–268, 1959.
- [11] J. J. Liao, T. M. Yang, and Y. H. Hsieh, “Direct tensile behavior of a transversely isotropic rock,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, no. 5, pp. 837–849, 1997.
- [12] Z. Xiao-jing, D. Hua-feng, Z. Heng-bin, W. Chenxie-jie, F. Jing-cheng, X. Yao, and H. Yu, “The Influence of bedding angle on the tensile strength and failure mode of bedded sandstone,” *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 21, pp. 5547–5558, 2016.
- [13] B. Amadei, “Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, vol. 33, no. 3, pp. 293–325, 1996.
- [14] Y. Jianhong, F. Q. Wu, and J. Z. Sun, “Estimation of the tensile elastic modulus using Brazilian disc by applying diametrically opposed concentrated loads,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 46, no. 3, pp. 568–576, 2009.
- [15] *Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens*, ASTM D3967-16, 2021.
- [16] C. C. Ma and K. M. Hung, “Exact full-field analysis of strain and displacement for circular disks subjected to partially distributed compressions,” *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 50, no. 2, pp. 275–292, 2008.
- [17] J. C. Jaeger, N. G. W. Cook, and R. W. Zimmerman, “Linear elasticity,” in *Fundamentals of Rock Mechanics*, 4th ed. London: Blackwell Publishing Limited, 2007, pp. 137–144.
- [18] 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. 17, pp. 3695–3707, 2012.
- [19] S. Patel and C. D. Martin, “Evaluation of tensile young’s modulus and Poisson’s ratio of a bi-modular rock from the displacement measurements in a Brazilian test,” *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 51, no. 2, pp. 361–373, 2018.