บทที่ 9
กำลังรับแรงเฉือนของดิน
(Shear Strength of Soil)

9.1 เนื้อหาโดยสรุป

กำลังเฉือนของดิน หรือกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil) หมายถึงกำลังต้านต่อการเฉือนสูงสุดที่ดินสามารถรับได้โดยไม่วิบัติ หรือพังทลาย (Failure) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สามารถหาได้หลายวิธี ในสภาพการทดสอบต่างๆกัน แต่ละชนิดของดิน สภาพจริงในสนาม เครื่องมือและวิธีการทดสอบ การทดสอบจึงต้องศึกษาการนำค่ามีสภาพใกล้ความเป็นจริงมากที่สุด การทดสอบกำลังของดินสามารถทำได้ทั้งการทดสอบในสนามโดยตรง หรือการแปลงค่าจากผลการทดสอบในสนาม การทดสอบตัวอย่างดินคงสภาพที่เก็บมาจากหลุมเจาะในห้องทดลอง การทดสอบในห้องทดลอง สามารถทำได้ละเอียด และทดสอบในสภาวะที่ต้องการตามค่าความเค้นของดินได้ดีกว่า แต่ต้องระมัดระวังตัวอย่างที่เก็บมาจากสนามต้องมีสภาพดีไม่ถูกรบกวน (Disturbed) การเลือกความลึกตัวอย่างมาทดสอบ การใช้ขนาดตัวอย่าง (Specimen) ที่เหมาะสม (ขนาดไม่เล็กเกินไปถ้ามีเม็ดดินหยาบปน) ดังนั้นหลักการของเรื่องกำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นหลักการสำคัญที่ต้องศึกษา เพื่อใช้ในการหาความสามารถของดินต่อการต้านทานน้ำหนักที่มากระทำในรูปแบบต่างๆ และเป็นพื้นฐานสำคัญในการออกแบบทางด้านวิศวกรรมฐานราก (Foundation Engineering) เช่น การออกแบบฐานราก การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด การออกแบบโครงสร้างรับแรงดันด้านข้าง (Lateral earth pressure) ดังจะกล่าวในบทต่อไป

โดยทั่วไปกำลังรับแรงเฉือนของดินมักเกิดจาก 3 รูปแบบดังนี้

1. แรงที่เกิดจากการขัดกันระหว่างเม็ดดิน (Interlocking of Particles)
2. แรงเสียดทาน (Friction) ระหว่า งพื้นผิวเม็ดดินซึ่งมีค่าแปรผันตามหน่วยแรงตั้งฉากระหว่างเม็ดดิน
3. แรงเชื่อมแน่น (cohesion) ระหว่างพื้นผิวเม็ดดินซึ่งส่วนใหญ่เป็นแรงจากประจุไฟฟ้า โดยแรงชนิดนี้จะมีค่าแปรผันตามปริมาณพื้นที่ผิว

ซึ่งดินทรายมักมีอัตราส่วนของน้ำหนักต่อพื้นผิวเม็ดดิน มากกว่าดินเม็ดละเอียดมาก กำลังเฉือนในดินทรายจึงมักเป็นผลมาจากแรกแบบที่ 1 และแบบที่ 2 ส่วนกำลังเฉือนในดินเหนียวมักเป็นผลมาจากแรงแบบที่ 3 เป็นส่วนใหญ่

9.1.1 เงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Criterion)

Mohr (1900) ได้เสนอทฤษฎีที่เกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ณ ระนาบวิบัติ (Failure Plane) ที่เกิดจากน้ำหนักที่มากระทำต่อดิน โดยจะเป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงตั้งฉาก (Normal stress หรือ Shearing stress) และคุณสมบัติของดิน (c และ ϕ) การวิบัติของดินจึงเกิดจากหน่วยแรงตั้งฉาก และหน่วยแรงเฉือนสูงสุดระนาบวิบัติดังแสดงในรูปที่ 9.1 (a)

หน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่เป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงตั้งฉาก ณ ระนาบวิบัติ (Failure Plane) ได้สมการดังนี้

$$\tau_f = f(\sigma) \qquad \text{(สมการที่ 9.1)}$$

จากสมการที่ 9.1 สำหรับดินหลายชนิดในด้านปฐพีกลศาสตร์สามารถประมาณกำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าตามสมการของ Coulomb (1776) ซึ่งมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเฉือนสูงสุดโดยแสดงเป็นรูปของ สมการเส้นตรง (linear function) ดังต่อไปนี้

$$\boxed{\tau_f = c + \sigma \tan\phi} \qquad \text{(สมการที่ 9.2)}$$

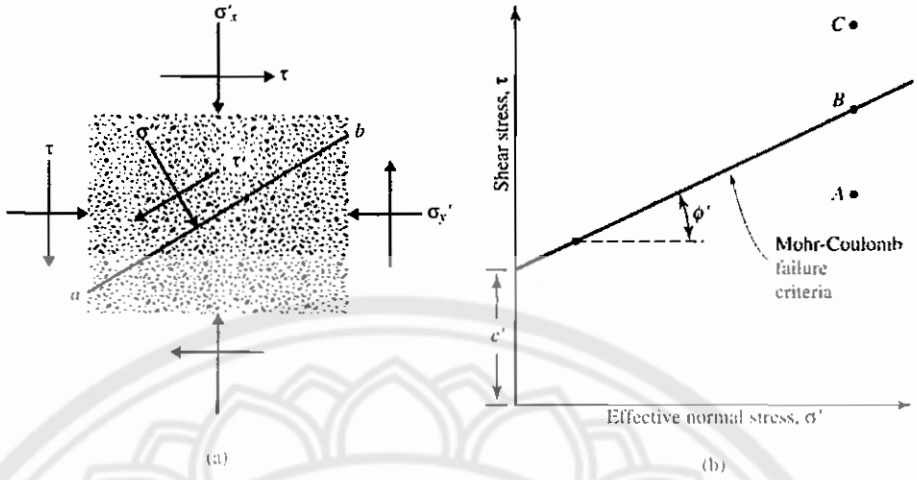
โดยที่ c = ค่า cohesion

ϕ = มุมเสียดทานภายใน (angle of internal friction)

σ = หน่วยแรงบนระนาบวิบัติ (normal stress on the failure plane)

τ_f = กำลังรับแรงเฉือน (shear strength)

ซึ่งสมการที่ 9.2 ข้างต้นนี้เรียกว่า "Mohr-Coulomb failure criterion"



รูปที่ 9.1 Mohr-Coulomb failure criterion

ในดินแบบอิ่มตัว (Saturated soil) จากบทที่ผ่านๆ มาค่าหน่วยแรงทั้งหมด (total normal stress) ที่จุดใดจุดหนึ่งคือผลรวมของหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress :σ') และหน่วยแรงดันน้ำ (pore water pressure : u) นั่นก็คือ

$$\sigma = \sigma' + u$$

จะเห็นได้ว่าหน่วยแรงประสิทธิผลคือหน่วยแรงที่ควบคุมพฤติกรรมมวลดินจริงๆ ดังนั้นจากสมการที่ 9.2 เราสามารถเปลี่ยนได้ดังนี้

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \qquad \text{(สมการที่ 9.3)}$$

โดยที่ค่า c' = ค่า cohesion ซึ่งใน sand และ inorganic silt มีค่าเท่ากับ 0 และในดินแบบ NC จะมีค่า $c' \approx 0$ และในดินแบบ OC จะมีค่า $c' > 0$

ϕ' = มุมเสียดทานในพื้นฐานของ effective stress (friction angle, based on effective stress) ซึ่งแสดงได้ในตารางที่ 9.1

ตารางที่ 9.1 แสดงค่า ϕ' ของดินชนิดต่างๆ

Soil type	ϕ' (deg)
Sand: Rounded grains	
Loose	27–30
Medium	30–35
Dense	35–38
Sand: Angular grains	
Loose	30–35
Medium	35–40
Dense	40–45
Gravel with some sand	34–48
Silts	26–35

จากสมการที่ 9.2 และสมการที่ 9.3 เป็นสมการพื้นฐานแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนสูงสุดและหน่วยแรงตั้งฉาก ณ จุดวิบัติ โดยแสดงให้เห็นจากเส้นกราฟรูปที่ 9.1 (b) เรียกว่าเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure envelope) ซึ่งดินแต่ละชนิดนี้จะไม่เหมือนกัน

9.1.2 **แนวโน้มของระนาบวิบัติที่เกิดจากแรงเฉือน** (Inclination of the plane of Failure Caused by Shear)

จากสมการเส้นตรง Mohr-Coulomb failure criterion ถ้าพิจารณาจากเส้นกราฟขอบเขตการวิบัติพบว่าจะสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของหน่วยแรงหลัก (Principle stress) ได้ จากรูปที่ 9.3 แสดงให้เห็นเส้นกราฟขอบเขตการวิบัติ (Failure envelope) ของที่ดินจะวิบัติก็ต่อเมื่อวงกลมของมอร์ (Mohr's circle) สัมผัสกับเส้นกราฟขอบเขตการวิบัติ ซึ่ง ณ จุดสัมผัสนี้ (จุด d) คือเป็นหน่วยแรงที่ระนาบการวิบัติ เนื่องจากจุด e คือจุดเริ่มต้นของระนาบ จึงพบว่าทิศทางของ de คือทิศทางของระนาบการวิบัตินั่นเอง โดยที่ระนาบของการวิบัติจะทำมุม θ กับระนาบของหน่วยแรงหลักดังแสดงดังรูปที่ 9.2

เราสามารถแสดงถึงมุม $b\hat{a}d = 2\theta = 90 + \phi'$ หรือ

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.4)}$$

จากรูปที่ 9.3 จะได้

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin\phi' \qquad \text{(สมการที่ 9.5)}$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c'\cot\phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.6 (a))}$$

และ $$\overline{ad} = \frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}$$ (สมการที่ 9.6 (b))

แทนค่าสมการที่ 9.6 (a) และสมการที่ 9.6 (b) ลงในสมการที่ 9.5 จะได้

$$\sin\phi' = \frac{\frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{2}}{c'\cot\phi'+\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}}$$

หรือ $$\sigma_1' = \sigma_3'\left(\frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'}\right)+2c'\left(\frac{\cos\phi'}{1-\sin\phi'}\right)$$ (สมการที่ 9.7)

อย่างไรก็ตาม

$$\frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan^2(45+\frac{\phi'}{2})$$

และ

$$\frac{\cos\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan(45+\frac{\phi'}{2})$$

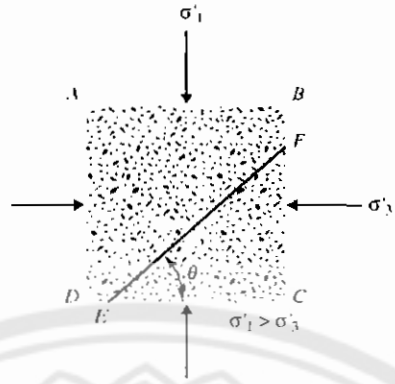
จะได้

$$\boxed{\sigma_1' = \sigma_3'\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)+2c'\tan\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)}$$ (สมการที่ 9.8)

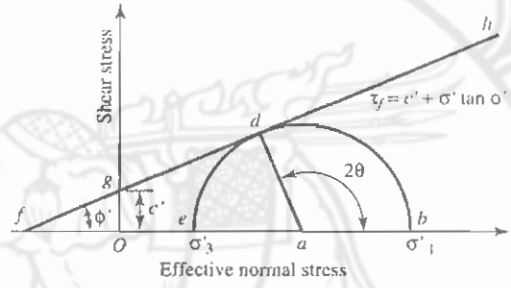
ดังนั้นจากสมการที่ 9.8 เมื่อนำไปใช้ในกรณีของหน่วยแรงทั้งหมด (total stress) ในกรณีที่ใช้ c และ ϕ จะได้

$$\sigma_1 = \sigma_3\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)+2c\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$$ (สมการที่ 9.9)

จากสมการในข้างต้นทั้งหมดคือสมการที่ 9.8 เราสามารถหาค่าทั้งหมดลงในระนาบหลัก (major principal plane) ซึ่งระนาบหลักนี้สามารถดูได้จากบทที่ 11 หน่วยแรงในมวลดิน (Stress in Soil mass) และเราสามารถหาระนาบ EF ได้อีกด้วยดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.2 ดังจะนำไปใช้ในการหาทิศทางการวิบัติต่อไป



รูปที่ 9.2 ระนาบหลัก (Major principle plane) และระนาบของการวิบัติ (Failure plane) ของดิน



รูปที่ 9.3 วงกลมของ Mohr และเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure envelop)

9.1.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินแบ่งตามขบวนการระบายน้ำ

ในขบวนการทดสอบการเฉือนตัวอย่างดิน สภาพการระบายน้ำในระหว่างการเฉือนจะมีผลต่อกำลังเฉือนของดินที่วัดค่าได้ ซึ่งพารามิเตอร์ที่ได้จากสภาพการระบายน้ำต่างกันจะมีชื่อเรียกไม่เหมือนกันและนำไปใช้ในรูปแบบของปัญหาที่ต่างกัน ซึ่งสามารถแบ่งสภาพปัญหาคือ

- ปัญหาเสถียรภาพของดินในช่วงเวลาสั้น → จะใช้พารามิเตอร์แบบไม่ระบายน้ำ (Unconsolidated Undrained)
- ปัญหาเสถียรภาพของดินในช่วงเวลายาว → จะใช้พารามิเตอร์แบบระบายน้ำ (Consolidated Drained)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินแบ่งตามขบวนการระบายน้ำได้ 3 รูปแบบคือ

1 **การทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ** (Unconsolidated Undrained Test ; UU Test)

ในการทดสอบจะไม่มีการให้น้ำระบายออกจากมวลดินไม่ว่าจะขั้นตอนการรัดตัวคายน้ำ หรือขั้นตอนการเฉือนการทดสอบจึงสามารถทำได้เร็ว

2. **การทดสอบแบบกึ่งการระบายน้ำ** (Consolidated Undrained Test ; CU Test)

การทดสอบแบบกึ่งการระบายน้ำจะปล่อยให้น้ำระบายออกมาจากมวลดินจนหมดก่อนที่จะทำในขบวนการถัดไปคือขบวนการเฉือน นั่นหมายความว่าในช่วงการอัดตัวคายน้ำจะเปิดวาล์วให้น้ำระบายออกได้เมื่อแต่ใจว่าดินอัดตัวคายน้ำโดยสมบูรณ์แล้ว ก็ปิดวาล์วแล้วเริ่มเฉือนดินตัวอย่างกระทั่งวิบัติ

3. การทดสอบแบบระบายน้ำ (Consolidated Drained Test; CD Test)

การทดสอบจะเปิดวาล์วให้มีน้ำระบายออกจากมวลดินได้ตลอดเวลา และการทดสอบจะต้องกระทำด้วยอัตราที่ช้าๆ เพื่อให้ความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นในมวลดินเป็นศูนย์อยู่ตลอดเวลา

9.1.4 **การทดลองในห้องปฏิบัติการสำหรับหาตัวแปรในการหาค่ากำลังแรงเฉือน** (Laboratory Test For Determination of Shear Strength Parameters)

การทดสอบพวกนี้ทั้งหมดจะเพื่อหาเส้นกราฟขอบเขตการวิบัติ (Mohr envelope) และตัวแปรของกำลังแรงเฉือนสำหรับดิน (Parameters of Shear Strength) ซึ่งการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินมีหลายวิธีดังต่อไปนี้คือ

1. การทดสอบแบบการเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test)
2. การทดสอบแบบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)
3. การทดสอบแบบรับแรงอัดแกนเดียว (Unconfined compression test)

และยังมีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามอีก 2 วิธีด้วยกัน

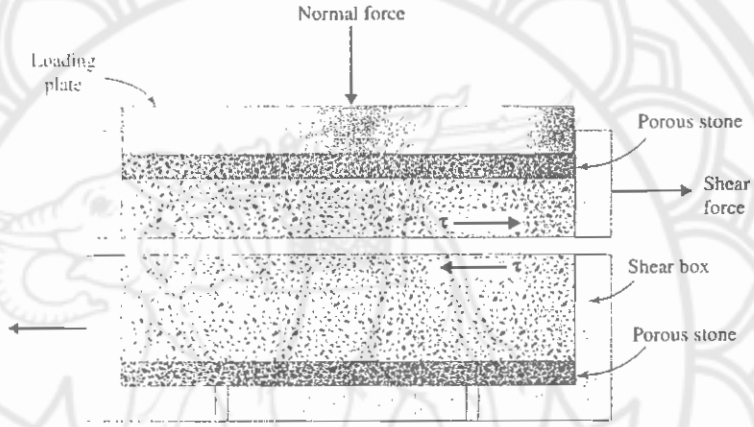
1. การทดสอบโดยใช้ใบมีดมาตรฐาน (Vane shear test)
2. การทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration test)

ซึ่งการทดสอบแบบ Triaxial จะเป็นที่นิยมมากที่สุด เพราะจะจำลองสภาวะการทดสอบได้ใกล้เคียงกับสภาพธรรมชาติมากที่สุด ส่วนการทดสอบแบบแรงอัดแกนเดียวจะทำได้เฉพาะดินเหนียวเท่านั้น ส่วนการทดสอบในภาคสนามมีข้อดีตรงที่ไม่ต้องเก็บตัวอย่างมาทดสอบ จึงมีการ

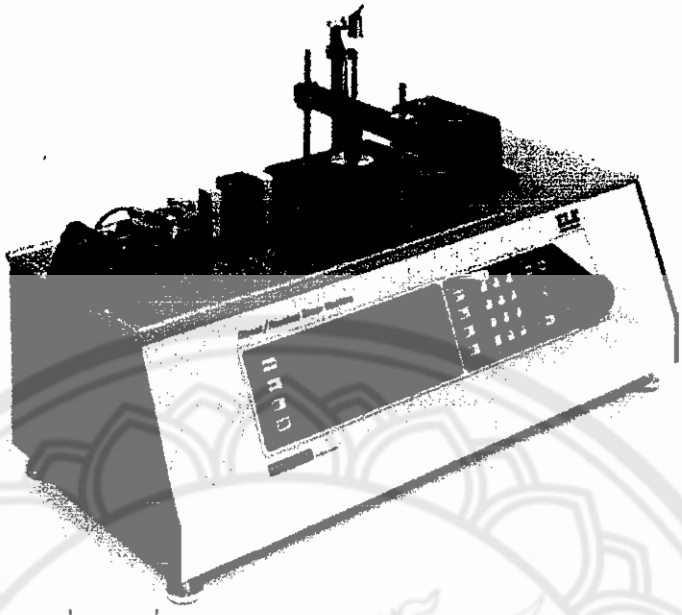
รบกวนตัวอย่างน้อยกว่าเมื่อเทียบกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยการทดสอบแบบในสนามจะกล่าวอย่างละเอียดในบทของการเจาะสำรวจดิน (Subsoil Exploration) ต่อไป

- 9.1.4.1 การทดสอบแบบการเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test)

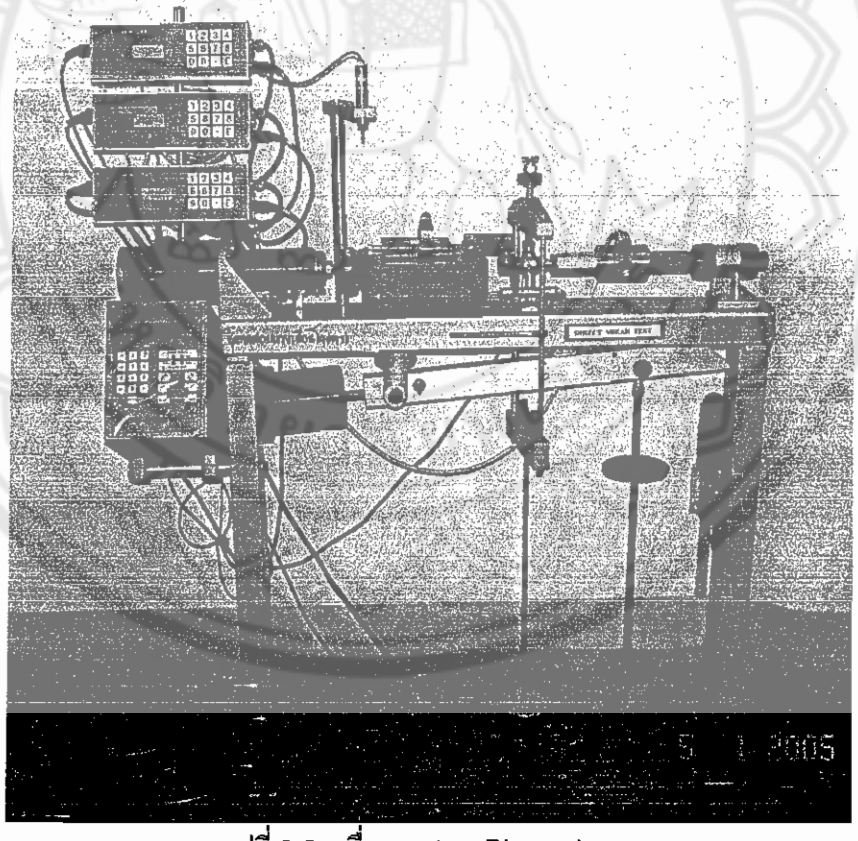
เป็นการทดสอบแบบการเฉือนตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่อง (shear box) ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.4 และรูปที่ 9.5 แสดงชุดเครื่องมือทดสอบการเฉือนโดยตรง ลักษณะที่แบ่งครึ่งตรงกึ่งกลางโดยชั้นล่างถูกยึดติดอยู่กับที่ส่วนชั้นบนสามารถเคลื่อนที่ได้ตามแรงเฉือนที่กระทำ ทำให้สามารถเฉือนให้ดินวิบัติที่ระนาบแนวนอน



รูปที่ 9.4 แผนภาพแสดงการทดสอบ Direct shear



รูปที่ 9.5 เครื่องควบคุม Strain ในการทดสอบ Direct shear



รูปที่ 9.6 เครื่องทดสอบ Direct shear

การทดสอบจะเตรียมตัวอย่างในกล่อง ให้ได้หน่วยน้ำหนัก หรือความแน่นตามที่ต้องการ แล้วการให้แรงกระทำต่อตัวอย่างมี 2 ขั้นตอน คือการให้หน่วยแรงตั้งฉากกระทำต่อตัวอย่างดิน (Consolidation Stage) และการให้หน่วยแรงเฉือนกับตัวอย่าง (Shearing Stage) การทดสอบจะสามารถทำได้ทั้งแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) หรือแบบระบายน้ำ (Drained Test) แต่การทดสอบแบบระบายน้ำจะทำให้ลำบากจึงนิยมทำแบบระบายน้ำมากกว่าโดยใช้ดินทราบแห้งมาทดสอบ จึงได้ค่าความดันน้ำในโพรง (pore water pressure) เป็น 0 อยู่ตลอดเวลา จึงทำให้หน่วยแรงรวม (total stress) มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ส่วนดินเหนียวจะทดสอบโดยต้องให้หน่วยแรงตั้งฉากทิ้งไว้นานๆ เพื่อให้ดินทรุดตัวโดยการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ได้มากที่สุด จากนั้นจะเฉือนโดยการให้แรงดันอัตราที่ช้ามากๆ เพื่อไม่ให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินขึ้นได้ในระหว่างขั้นตอนนี้

การทดสอบโดยใช้ทราย (sand) ในการทดสอบ โดยจากการทดลองสามารถหาค่า หน่วยแรงได้ตามสมการดังนี้

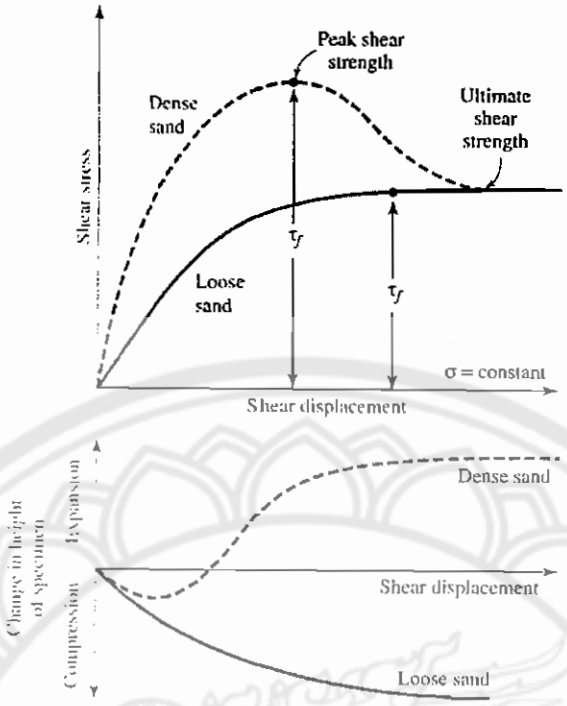
$$\sigma = \text{Normal Stress} = \frac{\text{Normal Force}}{\text{Cross-section area of the specimen}} \qquad \text{(สมการที่ 9.10)}$$

และหน่วยแรงต้านในแรงเฉือน (resisting shear stress) สามารถหาได้จากสมการ

$$\tau = \text{Shear Stress} = \frac{\text{Resistant Shear Force}}{\text{Cross-section area of the specimen}} \qquad \text{(สมการที่ 9.11)}$$

โดยจากรูปที่ 9.7 จะเห็นว่าแสดงการพล็อตหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) กับการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่าง (change in the height of the specimen) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือน (shear stress) กับการเคลื่อนตัว (displacement) ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้

ค่ากำลังการต้านทานต่อแรงเฉือนของทรายที่อยู่ในสภาพหลวม (Loose sand) ประกอบด้วยแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดินอย่างเดียว ส่วนของทรายที่อยู่ในสภาพแน่น (Dense sand) จะมีแรง Interlocking ระหว่างเม็ดดินเพิ่มขึ้นมาทำให้ได้ค่า "Peak shear strength" แต่ถ้าค่า displacement ยังเพิ่มขึ้นต่อไป Interlocking จะถูกทำลายลงและความต้านทานต่อแรงเฉือนก็จะลดต่ำลงเหลือค่าใกล้เคียงกับทรายหลวม (Loose sand) เรียกค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน ณ จุดนี้ว่า "Ultimate shear strength"



รูปที่ 9.7 กราฟระหว่าง shear stress และการเปลี่ยนแปลงความสูงของตัวอย่าง
กับ shear displacement สำหรับดินทรายหลวมที่แห้ง และดินทรายแน่นที่แห้ง

ดังนั้นเราจะสามารถหาพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength parameters) หรือเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) โดยการนำค่าหน่วยแรงเฉือน Ultimate (Ultimate shear Stress ; τ_f) ต่อหน่วยแรงตั้งฉาก (Normal Stress ; σ) ในกรณี dry sand ค่า $\sigma = \sigma'$

ดังนั้นจะเป็นการพล็อตระหว่างหน่วยแรงเฉือน กับหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress ; σ') แทน

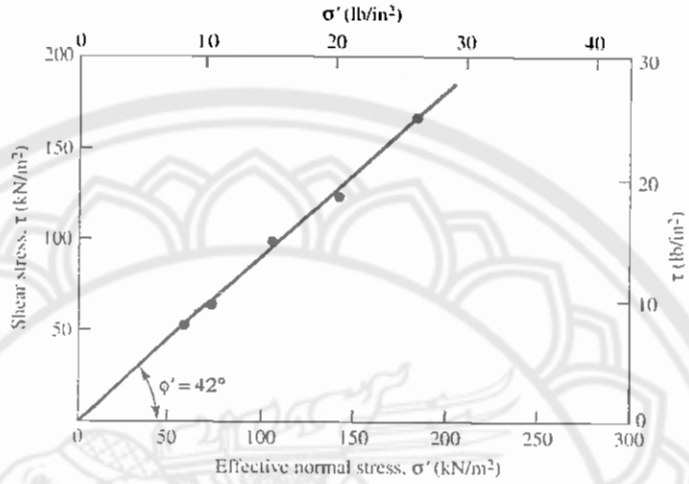
โดยที่ค่า τ_f สามารหาได้จากสมการ

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \qquad \text{(สมการที่ 9.12)}$$

ซึ่งค่า c' ของ dry sand มีค่าเท่ากับ 0 และค่ามุมเสียดทานภายใน (friction angle) สามารถหาได้จากสมการของความลาดชั้นของเส้นตรงคือ

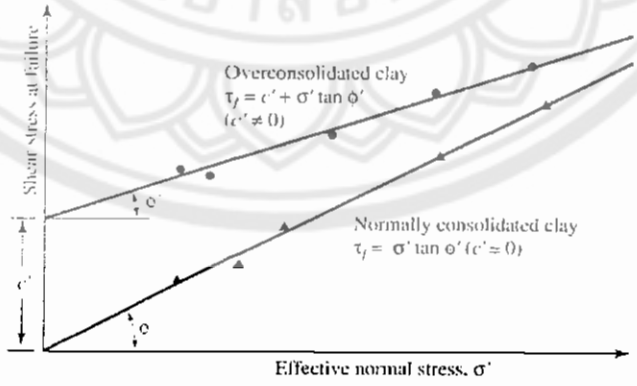
$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right) \qquad \text{(สมการที่ 9.13)}$$

ดังแสดงกราฟได้จากรูปที่ 9.8 แต่ในกรณีดินชนิด in-situ ดังได้กล่าวมาแล้วจากบทที่ผ่านๆ มา ค่า c' อาจจะไม่เป็นศูนย์ โดยจะสามารถหาได้จากจุดตัดของกราฟ Failure Envelope ที่ตัดกับแกน y นั่นเอง



รูปที่ 9.8 การหาค่าพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนสำหรับดินทรายแห้ง ที่ได้จากการทดลอง Direct shear test

ส่วยการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained Direct Shear Test) นั่นจะใช้สำหรับดินอิ่มตัว (Saturated Soil) ดังจะใช้วิธีดังกล่าวมาแล้วข้างต้นซึ่งจะสามารถอธิบายได้คือ ดินจะแบ่งออกเป็นสองชนิดคือ Normally consolidated clays กับ Over-consolidated clays โดยกราฟที่พล็อตระหว่างหน่วยแรงเฉือน (Shearing Stress) กับหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) จะต่างกัน ดังแสดงดังรูปที่ 9.9



รูปที่ 9.9 เส้นขอบเขตการวิบัติสำหรับดินเหนียวที่ได้จากการทดลอง Direct shear แบบระบายน้ำ

จากรูปที่ 9.9 เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ของดินทั้งสองชนิดจะแตกต่างกันซึ่งจากรูปจะเห็นได้ว่าค่า ϕ' ของดินชนิด Over-consolidated clays จะมีค่ามากกว่า Normally consolidated clays ซึ่งเป็นผลที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ผ่านมาว่า "ค่า c' ของดินแบบ NC จะมีค่าประมาณศูนย์และค่า c' ของดินแบบ OC จะมีค่ามากกว่าศูนย์"

- 9.1.4.1.1 ข้อดีและข้อเสียของการทดสอบแบบรับแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear test)

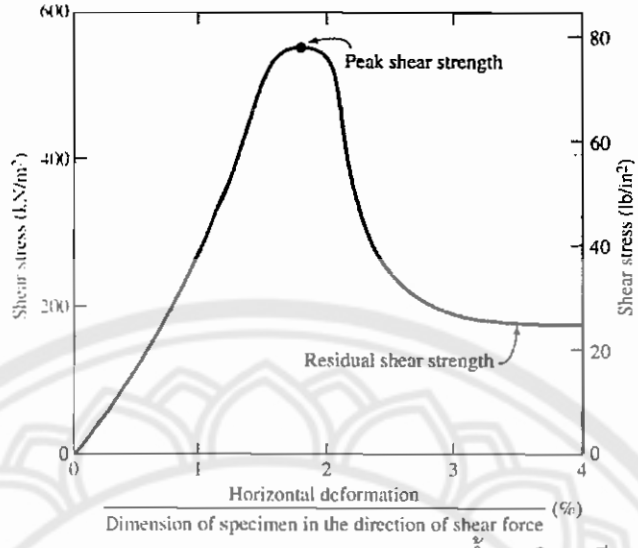
โดยการทดสอบแบบรับแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear test) นี้มีข้อดีและข้อเสียดังต่อไปนี้

ข้อดี

- การทดสอบทำได้ง่ายและสะดวก รวมถึงการแสดงผลการทดสอบทำได้ง่าย
- เครื่องมือเป็นกล่องซึ่งมีขนาดความหนาไม่มาก การทดสอบจึงสามารถทำได้เร็ว ไม่ว่าจะเป็นการระเหยน้ำ (Drained Test) หรือไม่ระบายน้ำ (Undraincd Test)
- เป็นวิธีการที่เหมาะสมกับการทดสอบกับดินทรายแห้ง (Dry sand) ที่ทดสอบในลักษณะระบายน้ำ (Drained Test)
- เครื่องมือราคาถูกกว่าการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)

ข้อเสีย

- จะทราบสภาวะหน่วยแรงเฉพาะจุดวิบัติเท่านั้น ไม่สามารถทราบสภาวะอื่นก่อนที่จะถึงจุดวิบัติได้
- การวัดความดันน้ำระหว่างการทดสอบทำได้ลำบาก
- การควบคุมความดันน้ำ ในการทดสอบทำได้ยาก จึงเหมาะกับการทดสอบแบบระบายน้ำมากกว่า
- ระนาบการวิบัติได้ถูกกำหนดให้อยู่ในแนวราบซึ่งอาจจะไม่ใช่ระนาบที่อ่อนแอที่สุดก็ได้
- พื้นที่หน้าตัดในระหว่างการทดสอบ จะมีค่าสูงสุดเนื่องจากการเฉือน แต่ไม่สามารถหาพื้นที่หน้าตัดที่แก้ไข (Corrected area) ได้จึงต้องใช้พื้นที่หน้าตัดเดิมในการคำนวณซึ่งอาจให้ค่าไม่ถูกต้องนัก
- หน่วยแรงเฉือนจะเกิดไม่สม่ำเสมอตลอดการเปลี่ยนแปลง (deformation) ทางแนวราบดังแสดงดังรูปที่ 9.10



รูปที่ 9.10 ผลการทดสอบ Direct shear แบบระบายน้ำบนดินเหนียวแบบ OC

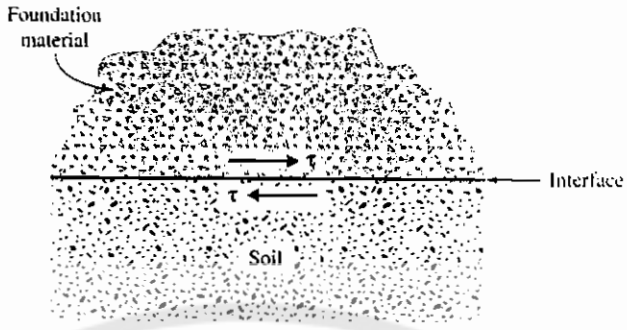
- 9.1.4.1.2 คำแนะนำทั่วไปของ Direct Shear Test (General Comment on Direct Shear Test)

ในปัญหาของการออกแบบฐานรากทั่วๆ ไป หนึ่งในนั้นคือปัญหาในการหาค่ามุมเสียดทาน (angle of friction) ระหว่างดินกับวัสดุที่ใช้ก่อสร้างฐานราก (ดูรูปที่ 9.11) ซึ่งวัสดุของฐานรากอาจจะเป็นคอนกรีต, เหล็ก หรือไม้ ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ตลอดความยาวของผิวที่สัมผัสกันระหว่างดินกับฐานรากสามารถหาได้จาก

$$\tau_f = c'_a + \sigma' \tan\delta \qquad \text{(สมการที่ 9.14)}$$

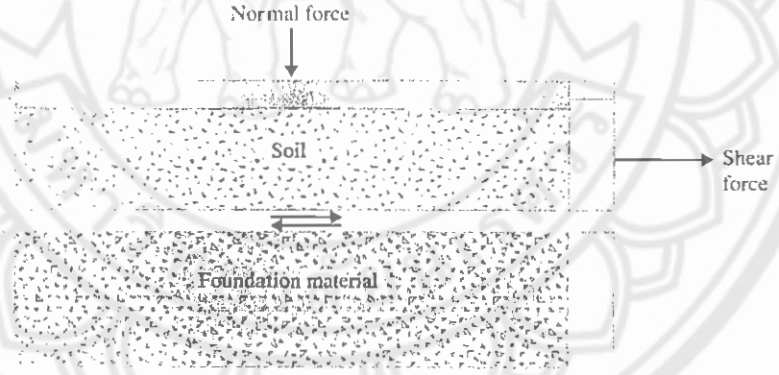
โดยที่ c'_a = ค่าการยึดเกาะ (adhesion)

δ = มุมเสียดทานประสิทธิผลระหว่างดินกับวัสดุที่ใช้ทำฐานราก(effective angle of Friction between the soil and the foundation Materials)

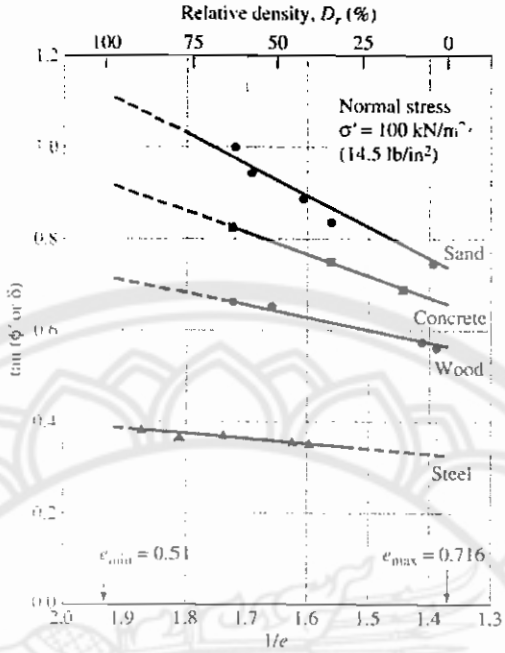


รูปที่ 9.11 ผิวสัมผัสระหว่างวัสดุที่ใช้ทำฐานราก กับดิน

สำหรับพารามิเตอร์ที่ใช้แทนในสมการที่ 9.14 สามารถหาได้จากการทดลอง Direct shear Test ดังแสดงตามรูปที่ 9.12.1 ซึ่งจะต้องนำวัสดุที่ใช้ทำฐานรากมาใส่ลงบนกล่องด้านล่าง (bottom part of the direct shear box) และนำดินมาไว้ด้านบนจากนั้นทำการทดลองดังที่กล่าวมาจากนั้นหาค่า tan δ จากสมการที่ 9.14 แล้วนำมาแทนค่าหา Relative Density (D_r) และค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio ; e) ตามรูปที่ 9.13 แต่ต้องกระทำที่ σ' = 100 kN/m^2 (14.5 lb/in^2) เท่านั้น



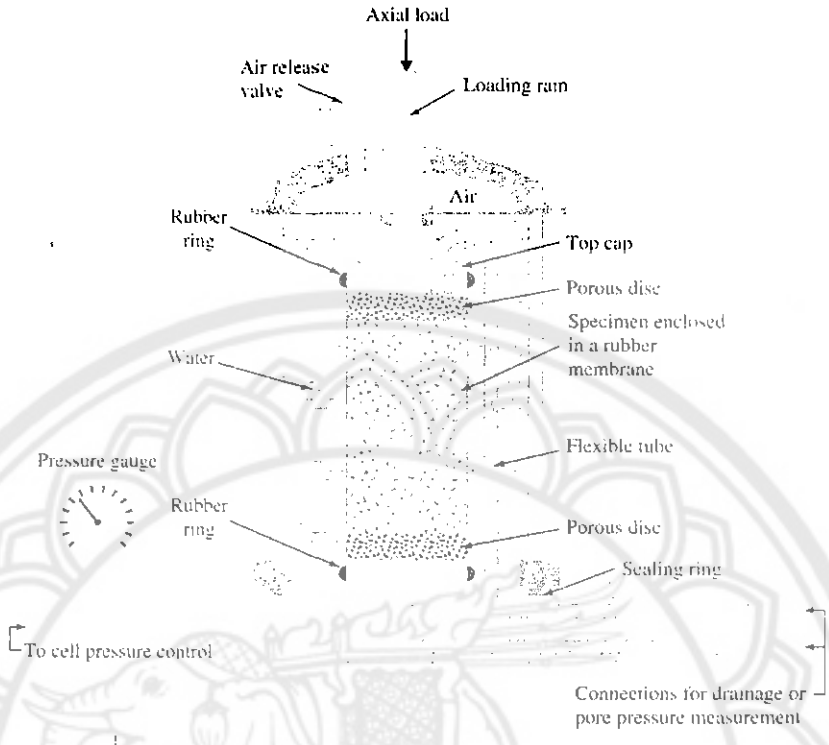
รูปที่ 9.12.1 แสดงการทดสอบ Direct Shear ที่ใช้หาค่า Interface friction angle



รูปที่ 9.12.2 แสดงค่า $\tan\phi'$ *or* $\tan\delta$ ที่ค่า 1/e ต่างๆ ที่ $\sigma' = 100\,kN/m^2$

- 9.1.4.2 การทดสอบแบบแรงอัดตามแกน (Triaxial Test)

การทดสอบวิธีนี้เป็นวิธีที่นิยมมากที่สุดในปัจจุบัน เนื่องจากให้ผลการทดลองที่น่าเชื่อถือมากที่สุด การทดสอบวิธีนี้สามารถทำได้กับดินทุกชนิด และทุกสภาพการระบายน้ำในการทดสอบ (ทั้งในแบบ UU Test, CU Test, CD Test) จึงทำให้การทดสอบมีสภาพใกล้เคียงกับสภาพธรรมชาติมากที่สุด ลักษณะเครื่องมือการทดสอบแสดงในรูปที่ 9.13



รูปที่ 9.13 แผนภาพแสดงรูปตัดของการทดสอบแบบ Triaxial Test

รูปที่ 9.14 แสดงเครื่องมือทดสอบ Triaxial Test

จากรูปตัวอย่างจะเตรียมเป็นรูปทรงกระบอกขนาดความสูงประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ซึ่งตัวอยางนี้จะเป็นตัวอย่างที่จะต้องถูกหุ้มด้วยถุงยางซึ่งจะรัดด้วยยางรัดให้แน่นอีกทีหินพรุนที่ประกบด้านบนและด้านล่างของตัวอย่าง เพื่อให้สามารถระบายน้ำออกจากตัวอย่างได้ในระหว่างการกดทดสอบโดยจะมีสายต่อออกไป และมีวาล์วเป็นตัวควบคุมอยู่ การทดสอบขั้นแรกต้องให้ความดันรอบด้าน (Confining pressure ; σ_3) แก่ดินตัวอย่างดินโดยควบคุมขนาดด้วยเกจวัดความดัน ซึ่งขั้นตอนนี้เรียกว่าขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Stage) จากนั้นจะเฉือนดินตัวอย่างโดยการเพิ่มแรงกดตามแนวแกน (Deviator Stress ; $\Delta\sigma_d$) ซึ่งก็จะให้เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงจุดวิบัติ ($\Delta\sigma_d$) โดยยังคงความดันโดยรอบด้านไว้ตลอด โดยขั้นตอนนี้เรียกว่าขั้นตอนการเฉือน (Shearing Stage) นั่นคือหน่วยแรงตามแนวแกน ณ จุดวิบัติมีค่าเท่ากับ $\sigma_d + (\Delta\sigma_d)_f$

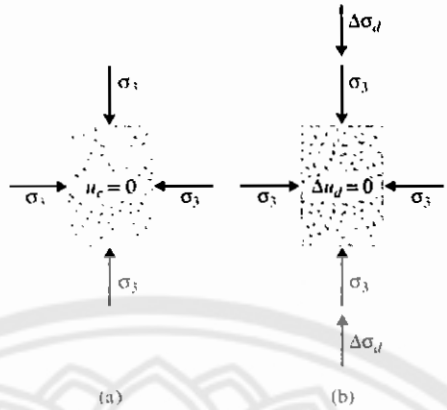
ดังนั้น หน่วยแรงหลักที่มากที่สุด (Major Principal Stress) คือหน่วยแรงตามแนวแกนมีค่าเท่ากับ $\sigma_d + (\Delta\sigma_d)_f$ เนื่องจากว่าหน่วยแรงเฉือน ณ ระนาบนี้เป็นศูนย์ และหน่วยแรงหลักที่น้อยที่สุด (Minor Principal Stress) คือหน่วยแรงกระทำที่กระทำรอบทรงกระบอกตัวอย่างดินมีค่าเท่ากับ σ_c

- 9.1.4.2.1 การทดสอบแบบระบายน้ำ (Consolidated-Drained Triaxial Test ; CD Test)

ในกรณี CD Test ปริมาตรของดินตัวอย่างจะเปลี่ยนแปลงไปในระหว่างการทดสอบ และพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนจะได้ออกมาอยู่ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลเท่านั้น เนื่องจากการทดสอบแบบนี้จะมีค่าความดันน้ำเป็นศูนย์ตลอดเวลา หน่วยแรงดันรวมจึงเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผล การทดสอบจะให้ความดันโดยรอบดังแสดงในรูปที่ 9.14 (Confining pressure ; σ_3) กับตัวอย่างดินแล้วรอจนกระทั่งความดันน้ำ (u_c) ที่เกิดขึ้นระบายออกจนหมด โดยจะพบว่าค่าความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (u_c) มีค่าแปรผันตามความดินโดยรอบ (Confining pressure) ตามสมการดังนี้

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \qquad \text{(สมการที่ 9.15)}$$

โดยที่ B = พารามิเตอร์ความดันน้ำของ Skempton (1954) ดังแสดงในตารางที่ 9.2 (Skempton's pore pressure parameters)



รูปที่ 9.15 CD Test ในการทดลอง Triaxial (a) ตัวอย่างภายใต้ confining pressure (b) การใส่เข้าไปของ deviator stress

ตารางที่ 9.2 ค่า B เมื่อสิ้นสุดการอิ่มตัวแล้วแบ่งแยกตามชนิดของดิน

Type of soil	Theoretical value
Normally consolidated soft clay	0.9998
Lightly overconsolidated soft clays and silts	0.9988
Overconsolidated stiff clays and sands	0.9877
Very dense sands and very stiff clays at high confining pressures	0.9130

แต่โดยทั่วไปแล้วสำหรับดินเหนียวอ่อนอิ่มน้ำ (Saturated soft soils) B จะมีค่าประมาณ 1.0 ในขณะที่ดินเหนียวแข็งอิ่มน้ำ (Saturated stiff soils) B ก็จะมีค่าประมาณน้อยกว่า 1.0 โดยจะเห็นได้จากตารางที่ 9.2

จากนั้นเมื่อน้ำในดินระบายออกจนหมดสิ้นแล้ว ปริมาตรของดินที่ลดลง (ΔV_c) ตามเวลาที่เพิ่มขึ้นจนถึงกระทั่งเวลาหนึ่งที่ปริมาตรของดินไม่เปลี่ยนแปลงคือจุดที่สิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ดังแสดงดังรูปที่ 9.16 (a) จากนั้นจึงให้หน่วยแรงตามแนวแกน (Deviator Stress) ด้วยอัตราที่ช้าๆ เพื่อให้ความดันน้ำ (Δu_d) ที่เกิดขึ้นขั้นตอนนี้ระบายออกจนเป็นศูนย์อยู่ตลอดเวลา (Δu_d = 0) นั่นคือสำหรับการทดสอบแบบนี้จะได้ว่า

หน่วยแรงดันรวมประสิทธิผล (total and effective confining stress)

$$\sigma_3 = \sigma_3' \qquad \text{(สมการที่ 9.16)}$$

และ

หน่วยแรงอัดรวมประสิทธิผลที่จุดวิบัติ (total and effective axial stress at failure)

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1' \qquad \text{(สมการที่ 9.17)}$$

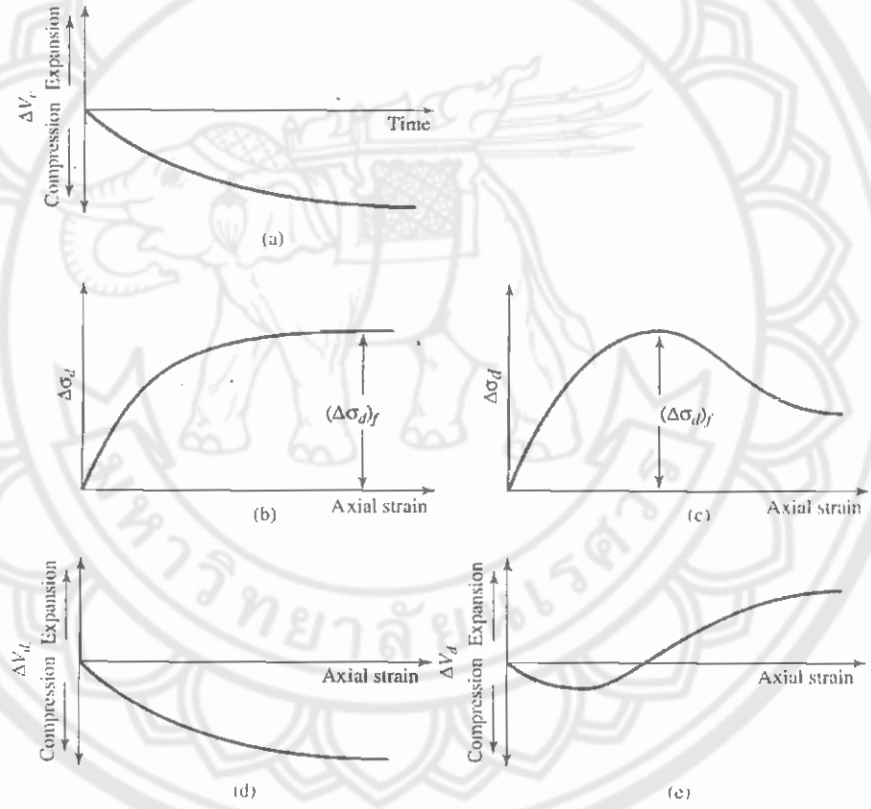
โดยที่

σ_1' = major principal effective stress at failure

σ_3' = minor principal effective stress at failure

σ_3 = Confining Pressure ที่ใส่เข้าไป

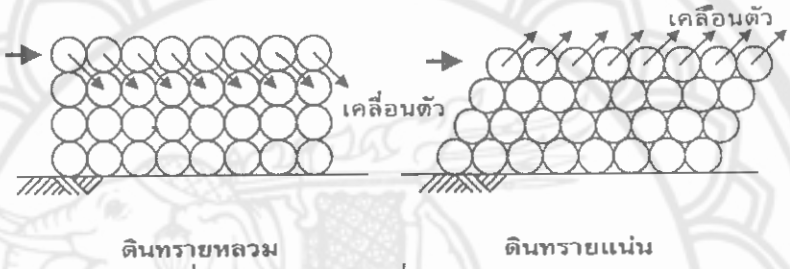
$(\Delta\sigma_d)_f$ = หน่วยแรงกดตามแนวแกน ณ จุดวิบัติ (Deviator stress at failure)



รูปที่ 9.16 CD Test (a) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างจากการที่ใส่ confining pressure (b) เขียนกราฟระหว่าง deviator stress กับ axial strain สำหรับดินทรายหลวม และดินเหนียวแบบ NC clay (c) เขียนกราฟระหว่าง deviator stress กับ axial strain สำหรับดินทรายแน่น และดินเหนียวแบบ OC clay (d) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในดินทรายหลวม และดินเหนียวแบบ NC clay เมื่อ

ใส่ deviator stress เข้าไป (e) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในดินทรายแน่น และดินเหนียวแบบ OC clay เมื่อใส่ deviator stress เข้าไป

ซึ่งรูปที่ 9.16 (b) คือการพล็อตหน่วยแรงกดตามแนวแกน (Deviator Stress) ในรูปของความเครียดทางแนวดิ่ง (strain in the vertical direction) ของดินทรายหลวมและดินแบบ NC Clay รูปที่ 9.16 (c) คือการพล็อตหน่วยแรงกดตามแนวแกน (Deviator Stress) ในรูปของความเครียดทางแนวดิ่ง (Strain in the vertical direction) ของดินทรายแน่นและดินแบบ OC Clay โดยรูปการเคลื่อนตัวของเม็ดดินเมื่อได้รับแรงสามารถแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.17



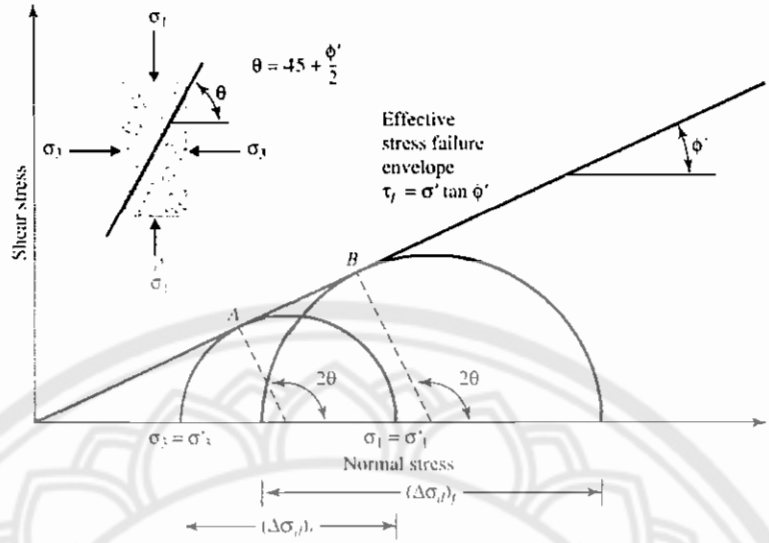
รูปที่ 9.17 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของเม็ดดินเมื่อได้รับแรงสำหรับดินทรายหลวม และดินทรายแน่น

จากตัวอย่างดินจะนำมาทดสอบด้วยขนาดของความดันรอบด้าน (Confining Pressure) ที่แตกต่างกันหลายๆ ค่า โดยปกติเมื่อใช้ความดันรอบด้านมากขึ้น ดินจะถูกเฉือนให้วิบัติด้วยหน่วยแรงตามแนวแกน (Deviator Stress) มากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 9.18 และรูปที่ 9.16 ซึ่งจากผลการทดสอบจะสามารถวาดวงกลมของมอร์ได้หลายวง และเส้นขอบเขตการวิบัติหาได้จากการลากเส้นสัมผัสโดยประมาณกับวงกลมของมอร์ โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ

-9.1.4.2.1.1 กรณีดินทรายและดินเหนียวแบบอัดแน่นปกติ (sand and Normally consolidated clay)

จากรูปที่ 9.17 แสดงถึงระนาบขอบเขตการวิบัติ (Failure envelope) และจากมุม ϕ' เราสามารถหา principal plane ได้จากสมการ $\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$ ระนาบของการวิบัตินี้เป็นไปตามสมการ

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \qquad \text{(สมการที่ 9.18)}$$



รูปที่ 9.18 หน่วยแรงประสิทธิผลบนระนาบการวิบัติจากการทดสอบแบบระบายน้ำบนทราย และ NC clay

- 9.1.4.2.1.2 กรณีดินเหนียวแบบอัดแน่นเกินปกติ (Over-consolidated clay)

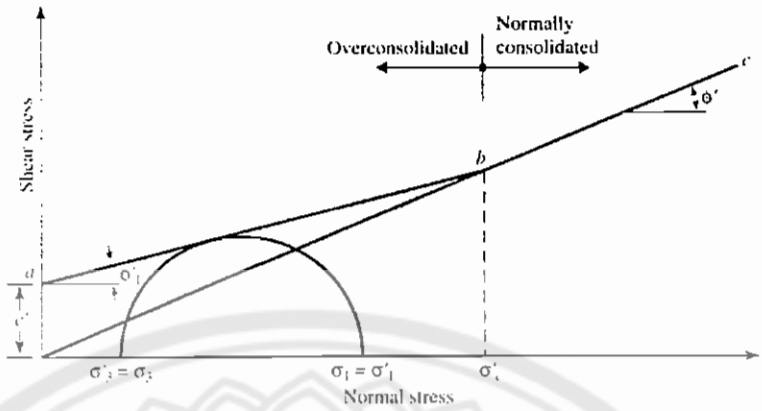
จากรูปที่ 9.18 แสดงถึงระนาบการวิบัติ (Failure envelope) ซึ่งจะเห็นว่าจะเกิด Slope สองช่วงคือช่วง ab และช่วง bc โดยที่ช่วงของ ab จะเป็น Slope ของในช่วงที่มีค่า cohesion (c') ที่ติดกับแกน y ที่จุด a ดังนี้สมการของกำลังรับแรงเฉือนคือ

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'_1 \qquad \text{(สมการที่ 9.19)}$$

และในช่วงของ bc จะเป็น slope ที่แสดงให้เห็นของดินในช่วง Normally consolidated ซึ่งเป็นไปตามสมาการดังต่อไปนี้

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

ดังนั้นระนาบการวิบัติ (Failure envelope) จึงมีสองแบบคือในช่วงของ Over-consolidated และในช่วงของ Normally consolidated



รูปที่ 9.19 หน่วยแรงประสิทธิผลบนระนาบการวิบัติจากการทดสอบแบบระบายน้ำบน OC clay

การทดสอบแบบระบายน้ำมักจะใช้เวลาหลายวัน หรืออาจเป็นสัปดาห์สำหรับดินเหนียวที่มีความซึมน้ำได้ต่ำๆ การทดสอบจึงไม่เป็นที่นิยมมากนักในทางปฏิบัติ

- 9.1.4.2.2 การทดสอบแบบกึ่งระบายน้ำ (Consolidated-Undrained Triaxial Test ; CU Test)

การทดสอบแบบนี้จะปล่อยให้ดินมีการอัดตัวคายน้ำโดยสมบูรณ์ แล้วจึงเฉือนโดยการเพิ่มหน่วยแรงตามแนวแกน (Diviator stress ; $\Delta\sigma_d$) โดยไม่มีการระบายความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (Δu_d) จนกระทั่งวิบัติคือ $(\Delta\sigma_d)_f$ ดังนั้นความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (ΔU_d) มีค่าแปรผันตามหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น (Deviator Stress)

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \qquad \text{(สมการที่ 9.20)}$$

โดยที่ $\bar{A}$ = พารามิเตอร์ความดันน้ำของ Skempton (1954)
(Skempton's pore pressure parameter)

โดยที่ที่จุดวิบัติ (At Failure) ค่าพารามิเตอร์ความดันที่ ($\bar{A}$) สามารถเขียนได้โดย

$$\bar{A} = \bar{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \qquad \text{(สมการที่ 9.21)}$$

ซึ่งช่วงปกติของ $\bar{A}_f$ ของดินหลายชนิดมีค่าดังต่อไปนี้

- Normally Consolidated clays = 0.5 ถึง 1.0

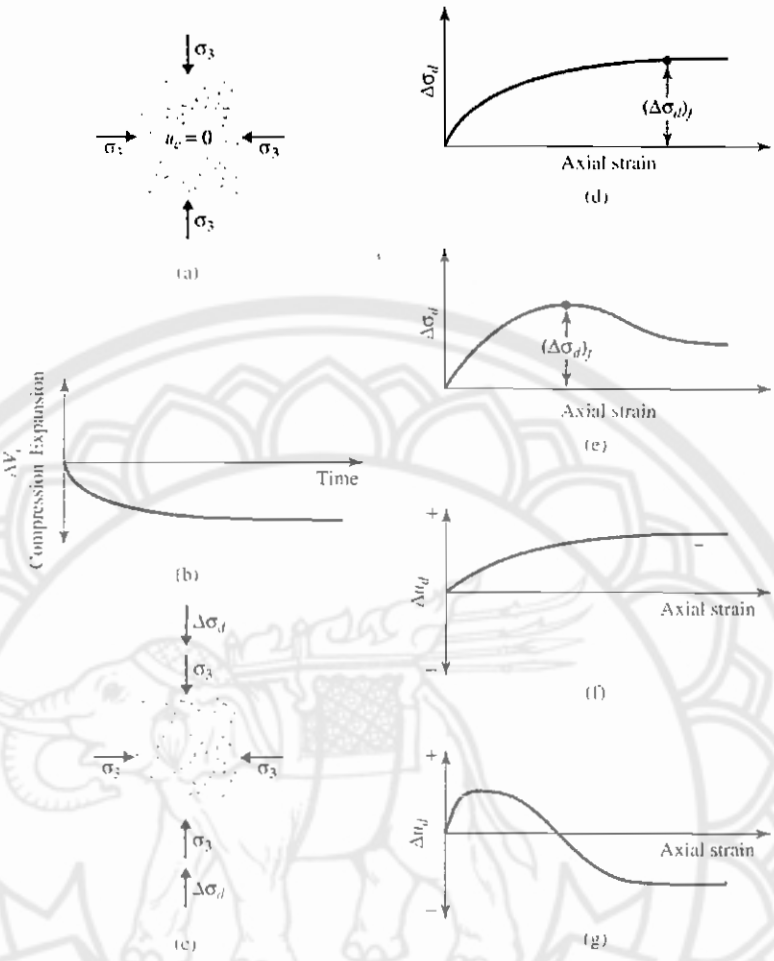
- Over-consolidated clays = -0.5 ถึง 0.0

และสามารถแสดงได้ตามตารางที่ 9.3

ตารางที่ 9.3 พารามิเตอร์ A_f

ชนิดของดิน (S = 10)	A_f
ดินทรายในสภาพหลวมมาก	2.0 - 3.0
ดินทรายในสภาพแน่นปานกลาง	0 - 1.0
ดินทรายในสภาพแน่นมาก	-0.3 - 0
ดินเหนียวที่อ่อนไวมาก	1.5 - 2.5
ดินเหนียวที่อัดแน่นปรกติ	0.5 - 1.3
ดินเหนียวที่อัดแน่นเกินปรกติเล็กน้อย	0.3 - 0.7
ดินเหนียวที่อัดแน่นเกินปรกติมาก	-0.5 - 0

จะเห็นว่าความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นในขั้นตอนการเฉือนสำหรับดินทรายหลวม หรือดินเหนียวที่อัดแน่นปกติจะมีค่าเป็นบวกตามระยะการยุบตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 9.19 (f) ในขณะที่กรณีของด้านทรายแน่น หรือดินเหนียวที่อัดแน่นเกินปกติความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นจะมีค่าเป็นบวกในช่วงแรกแล้วมีค่าเป็นลบในช่วงหลังเนื่องจากอนุภาคเม็ดดินมีแนวโน้มที่จะเคลื่อนที่ออกจากกัน ดังแสดงในรูปที่ 9.20 (g)



รูปที่ 9.20 CU Test (a) ตัวอย่างภายใต้การใส่ confining pressure เข้าไป (b) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างจากการที่ใส่ confining pressure (c) แสดงการใส่ deviator stress (d) เขียนกราฟระหว่าง deviator stress กับ axial strain สำหรับดินทรายหลวม และดินเหนียวแบบ NC clay (e) เขียนกราฟระหว่าง deviator stress กับ axial strain สำหรับดินทรายแน่น และดินเหนียวแบบ OC clay (f) แสดงกราฟค่าการเปลี่ยนแปลงของ pore water pressure กับ axial strain สำหรับดินทรายหลวม และดินเหนียวแบบ NC clay (e) แสดงกราฟค่าการเปลี่ยนแปลงของ pore water pressure กับ axial strain สำหรับดินทรายแน่น และดินเหนียวแบบ OC clay (e)

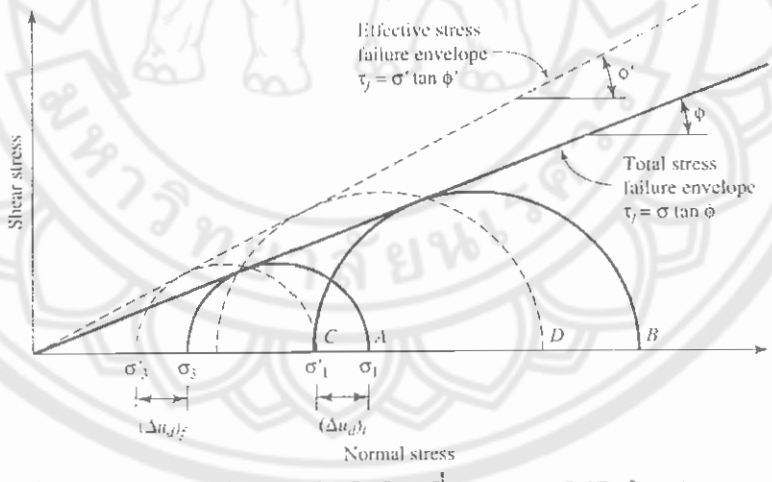
โดยรูปที่ 9.20 (a) แสดงถึงการใส่ความดันรอบด้าน (Chamber confining pressure) รูปที่ 9.20 (b) แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินที่ลดลง (ΔV_c) ตามเวลาที่เพิ่มขึ้น รูปที่

9.20 (c) **คือการเพิ่มหน่วยแรงตามแนวแกน** (Deviator Stress) **รูปที่** 9.20 (d) **คือการพล็อตหน่วยแรงกดตามแนวแกน** (Deviator Stress) **ในรูปของความเครียดทางแนวดิ่งของดินทรายหลวม** (loose sand) **และดินแบบ** NC Clay **รูปที่** 9.20 (e) **คือการพล็อตหน่วยแรงตามแนวแกน** (Deviator Stress) **ในรูปของความเครียดทางแนวดิ่งของดินทรายแน่น** (dense sand) **และดินแบบ** OC Clay

ซึ่งการทดสอบแบบนี้จะได้

- Major principal stress ที่จุดวิบัติ (total) $= \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$ (สมการที่ 9.22)
- Major principal stress ที่จุดวิบัติ (effective) $= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma_1'$ (สมการที่ 9.23)
- Minor principal stress ที่จุดวิบัติ (total) $= \sigma_3$ (สมการที่ 9.24)
- Minor principal stress ที่จุดวิบัติ (effective) $= \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma_3'$ (สมการที่ 9.25)

ตัวอย่างดินที่จะนำมาทดสอบด้วยขนาดของความดันรอบด้านต่างๆ กันหลายๆ ค่า ซึ่งผลการทดสอบจะสามารถทดวงกลมของ Mohr ได้ทั้งในรูปของหน่วยแรงรวม (วงกลมเส้นทึบในรูปที่ 9.20) และหน่วยแรงประสิทธิผล (วงกลมเส้นประในรูปที่ 9.20) และเส้นขอบเขตของการวิบัติ (Failure envelope) สามาหาหาได้จากการลากเส้นสัมผัสโดยประมาณกับวงกลมของ Mohr



รูปที่ 9.21 หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลที่ระนาบการวิบัติ สำหรับ CU Triaxial Test

จากรูปที่ 9.21 ถ้า $(\Delta u_d)_f$ = ความดันน้ำที่จุดวิบัติ ดังนั้นจะได้

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3' \qquad \text{(สมการที่ 9.26)}$$

ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.21 นั่นเอง

- 9.1.4.2.2.1 **กรณีดินทรายและดินเหนียวแบบอัดแน่นปกติ** (Sand and Normally Consolidated Clays)

ดินประเภทนี้จะไม่มีค่า Cohesion (C') **จึงทำให้สมการของเส้นระนาบของการวิบัติเป็นสมการ**

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \qquad \text{(สมการที่ 9.27)}$$

โดยที่ σ = หน่วยแรงรวม (total Stress)

ϕ = มุมที่จุดวิบัติของหน่วยแรงรวมกระทำกับเส้น normal stress **หรือ** เรียกว่า "consolidated-undrained angle of shearing resistance"

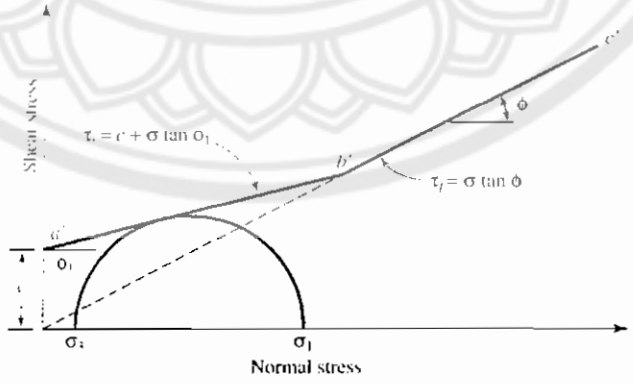
จากรูปจะเห็นได้ถึงการมีระนาบการวิบัติทั้งของในรูปของหน่วยแรงรวม และในรูป**ของ**หน่วยแรงประสิทธิผลจึงทำให้ระนาบการวิบัติ (Failure Envelope) มีสองอันนั่นเองดังแสดงในรูป**ที่** 9.21 ซึ่งจากระนาบของการวิบัติ (Failure Envelope) ของกรณีหน่วยแรงประสิทธิผลตามสมก**าร** $\tau_f = \sigma' \tan \phi$ นั้นจะเท่ากับสมการในกรณี CD Test ในรูปที่ 9.16 นั่นเอง

- 9.1.4.2.2.2 กรณีดินเหนียวแบบอัดแน่นเกินปกติ (Over-consolidated Clay)

กรณีดินแบบนี้ระนาบการวิบัติในรูปของหน่วยแรงรวมสามารถแสดงให้เห็นในรูป 9.22.1 ซึ่งเส้น a' b' สามารถแสดงได้ตามสมการ

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_1 \qquad \text{(สมการที่ 9.28)}$$

และในเส้น b' c' จะเป็นไปตามความสัมพันธ์ในสมการที่ 9.27 ซึ่งสามารถแสดงให้เ**ห็น**ในรูปที่ 9.22.1 เช่นกัน



รูปที่ 9.22.1 หน่วยแรงรวมที่ระนาบการวิบัติ โดยได้จากการทดลอง CU Test ของดินแบบ OC Clay

การทดสอบแบบ CU Test นี้จะใช้เวลาน้อยกว่าแบบระบายน้ำ (CD Test) จึงเป็นที่นิยมมากกว่า เพราะสามารถทราบกำลังรับแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลได้เช่นเดียวกันกับ CD Test นอกจากนี้ยังทราบกำลังรับแรงเฉือนโดยรูปของหน่วยแรงรวมอีกด้วย จึงสามารถนำไปใช้งานได้กว้างกว่า

- 9.1.4.2.3 การทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Unconsolidated-Undrained Triaxial Test ; UU Test)

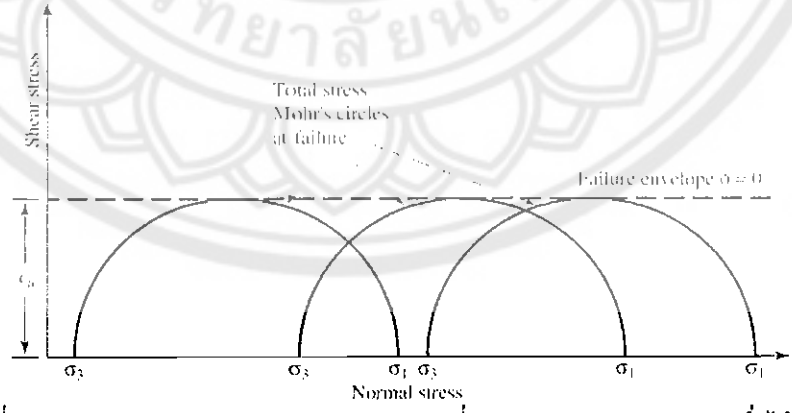
การทดสอบนี้จะไม่มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างตลอดขบวนการทดสอบ จึงสามารถทำให้เร็วที่สุดความดันน้ำที่เกิดขึ้นในช่องทดสอบ (u) มาจากความดันน้ำที่เกิดขึ้นในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (u_c) และความดันน้ำที่เกิดขึ้นในช่วงการเฉือน (Δu_d) รวมกัน ดังแสดงในสมการที่ 9.29

$$u = u_c + \Delta u_d \qquad \text{(สมการที่ 9.29)}$$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.15 และสมการที่ 9.20 และจาก $u_c = B\sigma_3$, $\Delta u_d = \overline{A}\Delta\sigma_d$ แล้วจะได้

$$u = B\sigma_3 + \overline{A}\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \overline{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad \text{(สมการที่ 9.30)}$$

การทดสอบแบบนี้จะให้เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) เป็นเส้นตรงที่มีมุมเสียดทานภายใน (ϕ) เท่ากับศูนย์ และกำลังรับแรงเฉือนในรูปของกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength ; c_u) เนื่องจากเพราะว่าจะได้หน่วยแรงกดตามแนวแกน ณ จุดวิบัติ $(\Delta\sigma_d)_f$ มีค่าเท่ากันทุกวงกลมของ Mohr ไม่ว่าจะใช้หน่วยแรงรอบด้าน (Confining Pressure) ขนาดเท่าไหร่ก็ตามดังแสดงดังรูปที่ 9.22



รูปที่ 9.22 หน่วยแรงรวมบนวงกลมของ Mohr ที่ระนาบการวิบัติ ($\phi = 0$) ซึ่งได้จากการทดลองแบบ UU Test บนดินเชื่อมแน่นที่อิ่มตัวสมบูรณ์

จากสมการที่ 9.9 ถ้าให้ $\phi = 0$ แล้วจะได้

$$\tau_f = c = c_u \qquad \text{(สมการที่ 9.31)}$$

โดยที่ c_u = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งจะมีค่าเท่ากับรัศมีของวงกลมของ Mohr (Undrained Shear Strength and is equal to the radius of the Mohr's Circle)

จากรูปที่ 9.23 พิจารณาตัวอย่าง P โดยได้รับแรงดันรอบด้าน (Confining Pressure) เท่ากับ σ_3 โดยให้มีการระบายน้ำออกด้วยเมื่อมีการอัดตัวคายน้ำโดยสมบูรณ์ จากนั้นเฉือนจนวิบัติด้วยแรงที่เพิ่มขึ้นตามแนวแกน (Added axial stress) เท่ากับ $(\Delta\sigma_d)_f$ โดยไม่มีการระบายน้ำ นั่นก็คือ

$$\sigma_1' = \left[\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f\right] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f \qquad \text{(สมการที่ 9.32)}$$

และ

$$\sigma_3' = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f \qquad \text{(สมการที่ 9.33)}$$

และเมื่อพิจารณาตัวอย่าง R ซึ่งได้รับหน่วยแรงดันรอบด้าน (Confining Pressure) เท่ากับ σ_3 โดยให้มีการระบายน้ำออกด้วย เพื่อมีการอัดตัวคายน้ำโดยสมบูรณ์จากนั้นให้เพิ่มหน่วยแรงดันรอบด้านเป็น $\Delta\sigma_3$ โดยไม่มีการระบายน้ำ นั่นคือจะมีความดันน้ำเพิ่มขึ้นเป็น Δu_c ซึ่งเท่ากับ $\Delta\sigma_3$ เนื่องจาก B = 1.0 สำหรับกรณีดินเหนียวอิ่มน้ำ ดังนั้นที่จุดนี้ตัวอย่างดินจะมี

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3 \qquad \text{(สมการที่ 9.34)}$$

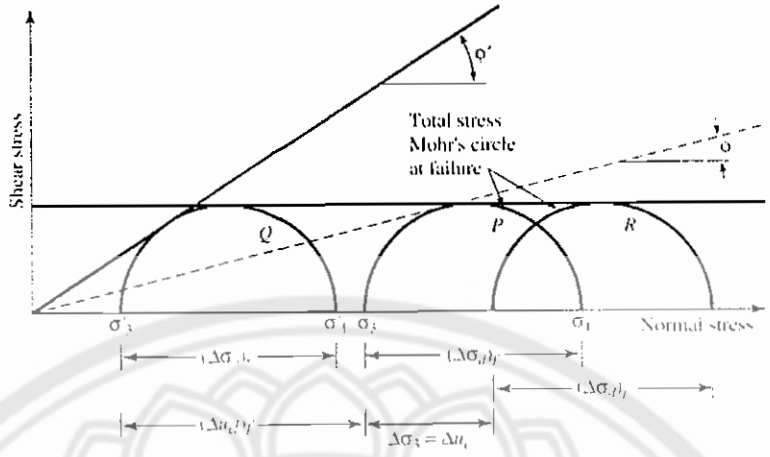
ซึ่งสมการข้างต้นจะเท่ากับหน่วยแรงหลักประสิทธิผลน้อยที่สุดของตัวอย่าง P (ก่อนการเฉือนตัวอย่าง) ดังนั้นหากเฉือนตัวอย่าง R ให้วิบัติจึงควรมีหน่วยแรงดันตามแนวแกนที่เพิ่มขึ้นเท่ากับตัวอย่าง P คือ $(\Delta\sigma_d)_f$ และมีความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นในขั้นตอนการเฉือนเป็น $(\Delta u_d)_f$ ดังนั้น ณ จุดวิบัติ

หน่วยแรงประสิทธิผลที่น้อยที่สุด (minor principal effective stress) คือ

$$\left[(\sigma_3 - \Delta\sigma_3)\right] - \left[\Delta u_c + (\Delta u_d)_f\right] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma_3' \qquad \text{(สมการที่ 9.35)}$$

และหน่วยแรงหลักประสิทธิผลที่มากที่สุด (major principal effective stress) คือ

$$\left[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f\right] - \left[\Delta u_c + (\Delta u_d)_f\right] = \left[\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f\right] - (\Delta u_d)_f$$
$$= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma_1' \qquad \text{(สมการที่ 9.36)}$$



รูปที่ 9.23 The $\phi = 0$ concept

ดังนั้นไม่ว่าจะใช้หน่วยแรงดันรอบด้านเป็นเท่าไหร่ก็จะให้วงกลม Mohr ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นวงเดียวกันเสมอ และวงกลมทุกวงในหน่วยแรงรวม (วงกลม P และวงกลม R) และหน่วยประสิทธิผล (วงกลม R) จะมีรัศมีเท่ากัน แต่จะมีเงื่อนไขว่าดินเหนียวจะต้องอิ่มน้ำ

- 9.1.4.2.4 ข้อดีและข้อเสียของการทดสอบแบบรับแรงอัดสามแกน

โดยการทดสอบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) สามารถแสดงข้อดี และข้อเสียของการทดสอบได้ดังต่อไปนี้

ข้อดี

- สามารถควบคุมการระบายน้ำ จึงสามารถทดสอบทุกสภาพของการระบายน้ำ
- สามารถวัดการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำ และการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินได้สะดวก
- การกระจายของหน่วยแรงบนระนาบวิบัติค่อนข้างสม่ำเสมอมากกว่า
- ระนาบวิบัติ (Failure Envelope) เกิดขึ้นบนระนาบที่อ่อนแอที่สุด
- สามารถทราบสภาวะของหน่วยแรงตั้งแต่จุดเริ่มต้นจนถึงจุดที่วิบัติ
- การทดสอบเหมาะกับ งานที่ต้องการความละเอียดมากกว่า และสามารถรับให้ใช้ทดสอบกับ รูปแบบพิเศษเช่นการทดสอบดังตัวอย่าง (Extension Test)

ข้อเสีย

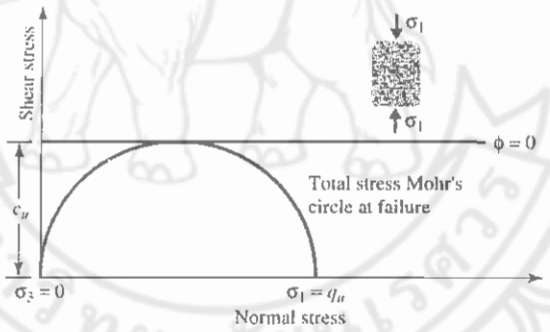
- การทดสอบยุ่งยาก ราคาสูง และไม่สะดวกเท่าที่ควร

- การทดสอบใช้เวลามากเมื่อทดสอบแบบระบายน้ำ

- **การหาพื้นที่หน้าตัดกรณีที่มีความเครียด (Strain) สูงๆ อาจให้ค่าไม่ถูกต้อง เนื่องจากสมมติฐานที่ว่าพื้นที่หน้าตัดยังคงเป็นวงกลมเสมอไม่ถูกต้อง**
- **การอัดตัวระบายน้ำในการทดสอบเท่ากันทุกด้าน (Isotropic) ขณะที่ในสนามจริงจะไม่เท่ากัน ทุกด้าน (An Isotropic)**

-9.1.4.3 การทดสอบแบบรับแรงแกนเดียวบนดินเหนียวอิ่มตัว (Unconfined Compression Test on Saturated Clay)

วิธีการทดสอบนี้ที่กระทำกับดินเหนียวก็เพราะว่าการทดสอบจะให้ความดันรอบด้าน (Confining Pressure) เท่ากับศูนย์ จึงทำให้ทดสอบได้เฉพาะกับดินเหนียวเท่านั้นเนื่องจากดินทรายไม่มีค่าหน่วยแรงเชื่อมแน่น ดังนั้นเมื่อการทดสอบให้ความดันรอบด้านเท่ากับศูนย์ นั่นหมายความว่าหน่วยแรงหลักน้อยที่สุด (Minor principal stress; σ_3) จะมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังแสดงตามรูปที่ 9.23 ส่วนหน่วยแรงหลักมากที่สุด (Major principal stress; σ_1) จะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงตามแนวแกน หรือกำลังกดแบบแรงอัดแกนเดียว (Diviator Stress or Unconfined compressive strength ; q_u) ดักแสดงตามรูปที่ 9.23

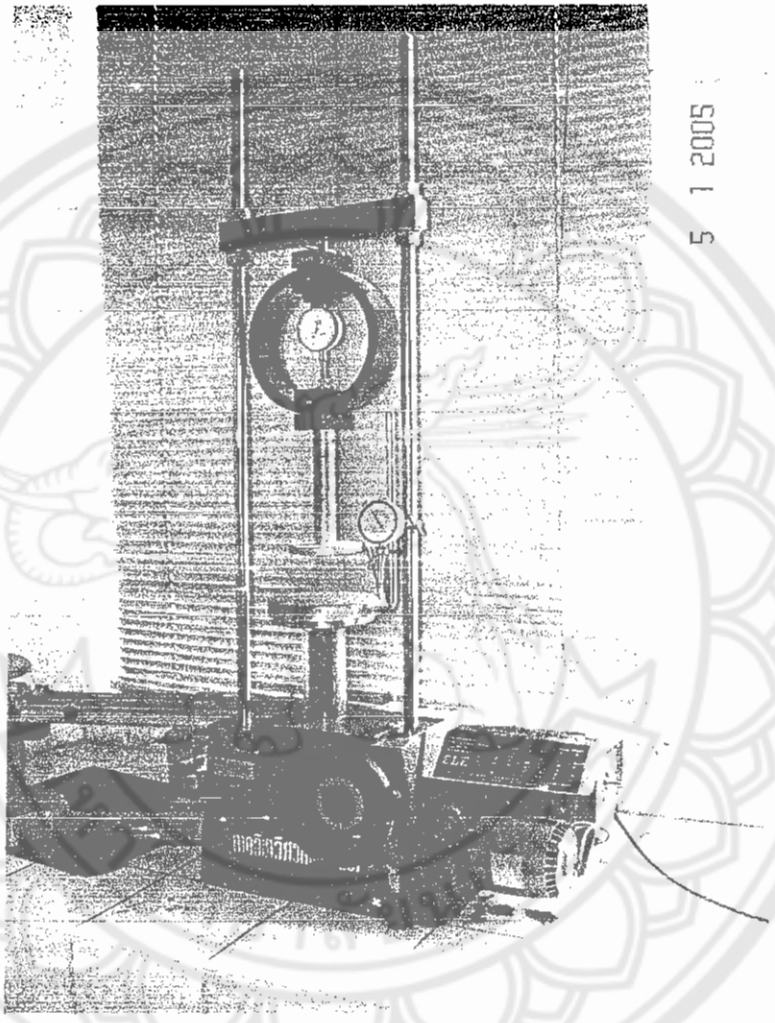


รูปที่ 9.24 การทดสอบ Unconfined Compression

แต่อย่างไรก็ตามค่า q_u จะมีค่าเป็นอิสระจากความดันรอบด้าน (Confining Pressure) ดังนั้นถ้าดินเป็นแบบดินเหนียวอิ่มน้ำ (Fully Saturated Clay) เราจะได้

$$\tau_f = \frac{\sigma'}{2} = \frac{q_u}{2} = C_u \qquad \text{(สมการที่ 9.37)}$$

โดยที่ q_u = กำลังกดแบบแรงอัดแกนเดียว (Unconfined compression strength) ซึ่งสามารถประมาณได้จากตารางที่ 9.4 ซึ่งจะประมาณค่าจากการทดลองโดยใช้เครื่องมือในการทดลองในรูปที่ 9.25



รูปที่ 9.25 เครื่องมือทดสอบ Unconfined Compression Test

ตารางที่ 9.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Consistency และค่า q_u

Consistency	q_u kN/m²	q_u ton/ft²
Very soft	0–25	0–0.25
Soft	25–50	0.25–0.5
Medium	50–100	0.5–1
Stiff	100–200	1–2
Very stiff	200–400	2–4
Hard	>400	>4

การทดสอบนี้จะได้วงกลมของ Mohr ดังรูปที่ 9.24 โดยการทดสอบนี้จะให้พารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) สำหรับดินเหนียวอิ่มน้ำจึงได้สร้างขอบเขตการวิบัติเป็นเส้นตรงในแนวราบ ($\phi = 0$) และสัมผัสกับวงกลมของ Mohr นั้นคือค่าแรงเชื่อมแน่นจะมีค่าเท่ากับรัศมีวงกลม Mohr ตามเส้นกราฟ ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.24 ดังนั้นถ้าพิจารณาสมการ 9.9 แล้วจะได้

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c\tan (45 + \frac{\phi'}{2}) \qquad \text{(สมการที่ 9.38)}$$

เมื่อ $\sigma_3 = 0$ และ $\phi = 0$

ดังนั้นจะได้ $\sigma_1 = 2c\tan 45^\circ$

$= 2c$

แต่ $c = c_u = \tau_f$ ตามที่สมการ 9.31 กรณีการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำดังนั้นจะได้ $\tau_f = \frac{\sigma_1}{2}$ ตามสมการที่ 9.37 นั่นเอง

- 9.1.4.3.1 ข้อดีและข้อเสียของการทดสอบแบบรับแรงแกนเดียว

การทดสอบแบบรับแรงแกนเดียวมีข้อดีและข้อเสียดังต่อไปนี้

ข้อดี

- เป็นการทดสอบที่ทำได้ง่ายและรวดเร็ว

ข้อเสีย

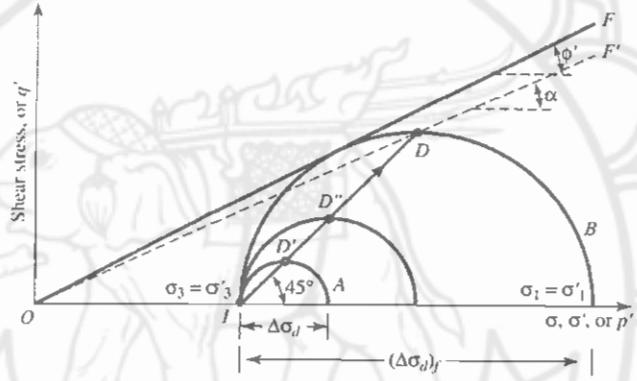
- สามารถทำได้กับดินเหนียวเท่านั้น
- สำหรับดินที่มีทั้งค่าของมุมเสียดทานภายใน ($\phi \neq 0$) จะทำให้การทดสอบให้ค่าไม่ถูกต้องเพราะเนื่องจากสมการที่ 9.38 จะติดค่าตัวแปรสองตัวแปรทำให้การหาค่าอาจจะไม่ถูกต้องได้

9.1.5 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)

จากผลการทดลอง Triaxial Test สามารถเสนอได้เป็นในรูปของทางเดินของหน่วยแรง (Stress path) ซึ่งเป็นเส้นกราฟที่แสดงการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในขณะที่น้ำหนักกระทำต่อตัวอย่างดินเปลี่ยนปลง วิธีการนี้เป็นการเสนอโดย Lambe (1946) โดยทางเดินของหน่วยแรงจะคือการพล็อตเชื่อมจุดที่หน่วยแรงเฉือนสูงสุดบนวงกลมของ Mohr ตั้งแต่ต้นจนถึงจุดสิ้นสุดของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง โดยความสัมพันธ์ของ p' และ g' แสดงได้โดย

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.39)}$$

$$q' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.40)}$$



รูปที่ 9.26 ทางเดินของหน่วยแรง-พล็อตกราฟระหว่าง q' และ p' สำหรับ CD Triaxial Test บน NC Clay

โดยจะสามารถแสดงถึงเส้นทางการเดินของหน่วยแรงได้ตามรูปที่ 9.26 ซึ่งเป็นรูปที่แสดงถึงการทดสอบแบบ CD Triaxial Test ในกรณีของดินแบบ NC clay แต่ที่จุดเริ่มก่อนที่จะใส่แรง deviator stress จะทำให้ $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$ ดังนั้น

$$p' = \frac{\sigma_3' + \sigma_3'}{2} = \sigma_3' = \sigma_3 \qquad \text{(สมการที่ 9.41)}$$

และ

$$q' = \frac{\sigma_3' - \sigma_3'}{2} = 0 \qquad \text{(สมการที่ 9.42)}$$

สำหรับเงื่อนไขข้างต้นนำ p' และ g' ไปลงจุดบนกราฟที่จุด I ดังแสดงตามรูปที่ 9.26 และหลังจากเวลาผ่านไปเมื่อใส่ Deviator stress แล้วจะได้ $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_3 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$ จาก

เงื่อนไข $\sigma'_3 = \sigma_3$ แล้วก็นำไปเขียนวงกลมของ Mohr รูป A ในรูปที่ 9.25 ดังนั้นค่าของ p' และ g' จะเปลี่ยนไปคือ

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{(\sigma'_3 + \Delta\sigma_d) + \sigma'_3}{2} = \sigma'_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad \text{(สมการที่ 9.43)}$$

และ

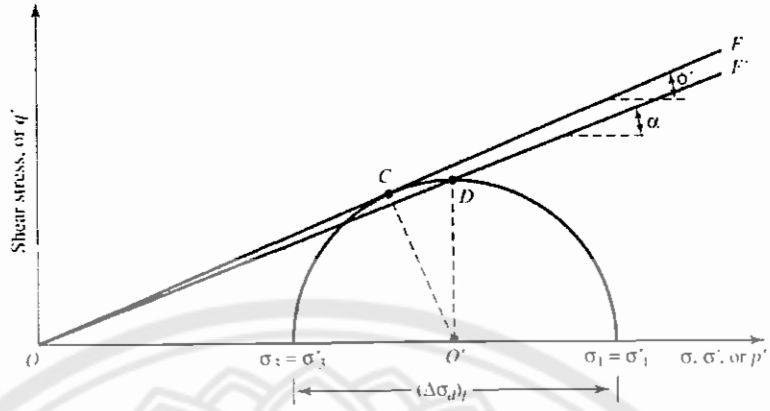
$$q' = \frac{(\sigma'_3 + \Delta\sigma_d) - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad \text{(สมการที่ 9.44)}$$

ซึ่ง p' และ g' สามารถเขียนได้ในรูปที่ 9.26 ดังนั้นเราก็จะได้ค่า D' คือจุดสูงสุดของวงกลมของ Mohr (top of the Mohr's circle) จากนั้นเมื่อเราใส่ Deviator stress ไปเรื่อยจนถึง ณ จุดวิบัติทำให้ค่า Δu_d เท่ากับ $(\Delta u_d)_f$ เราก็จะได้วงกลมของ Mohr ไปเรื่อยๆ ตามรูปแบบของสมการที่ 9.43 และสมการที่ 9.44 นั่นคือท้ายที่สุดแล้วเราจะได้เส้น ID ดังนั้นเราเรียก $\overline{ID}$ ว่า "Stress Path" และเส้น $\overline{ID}$ จะทำมุม 45° กับแนวราบหรือ Normal Stress โดยที่จุด D จะคือจุดที่ก้อนตัวอย่างถึงจุดวิบัติแล้ว (Failure condition) ดังนั้นเราจะได้ว่าวงกลม B คือจุดที่หน่วยแรงถึงจุดวิบัติ (Failure stress condition)

สำหรับดินเหนียวแบบอัดแน่นปกติ (Normally consolidated clay) ระนาบการวิบัติ (Failure envelope) สามารถหาได้จากสมการ $\tau_f = \sigma' \tan\phi'$ และเส้น OF ในรูปที่ 9.26 ซึ่งก็คือรูปเดียวกันกับรูปที่ 9.18 ซึ่งเมื่อเราปรับปรุงระนาบการวิบัติ (Modified failure envelope) ซึ่งก็คือเส้น OF' ขื่อเส้นแบบปรับปรุงนี้เราจะเรียกว่าเส้น "K_f" ซึ่งสมการของ K_f สามารถแสดงได้โดย

$$q' = p' \tan\alpha \quad \text{(สมการที่ 9.45)}$$

โดยที่ α = มุมที่ modified failure enverlope ทำมุมกับแนวราบ



รูปที่ 9.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ' และ α

ความสัมพันธ์ระหว่างมุม ϕ' และ α สามารถหาได้จากรูปที่ 9.27 ซึ่งมาจาก

$$\tan\alpha = \frac{DO'}{OO'}$$

จะได้

$$\tan\alpha = \frac{\frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{2}}{\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}} = \frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{\sigma'_1+\sigma'_3} \qquad \text{(สมการที่ 9.46)}$$

และ

$$\sin\phi' = \frac{CO'}{OO'}$$

จะได้

$$\sin\phi' = \frac{\frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{2}}{\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}} = \frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{\sigma'_1+\sigma'_3} \qquad \text{(สมการที่ 9.47)}$$

จากสมการ 9.46 และสมการที่ 9.47 แล้วจะได้

หรือ

$$\boxed{\sin\phi' = \tan\alpha} \qquad \text{(สมการที่ 9.48)}$$

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan\alpha) \qquad \text{(สมการที่ 9.49)}$$

จากรูปที่ 9.28 แสดงถึงการพล็อต g'-p' สำหรับตัวอย่างดินแบบ Isotropic ที่ CU Triaxial Test ซึ่งเป็นดินแบบอัดตัวแน่นปกติ (Normally consoildated caly) ซึ่งที่จัดเริ่มต้น

ก่อนที่จะใส่แรง Deviator stress **จะได้** $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$ **จะได้** p' = σ'_3 **และ** q' = 0 **ดังที่พิสูจน์มาแล้ว และหลังจากใส่แรง** Deviator stress **ต่อไปจะได้**

$$\sigma'_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u_d$$

และ

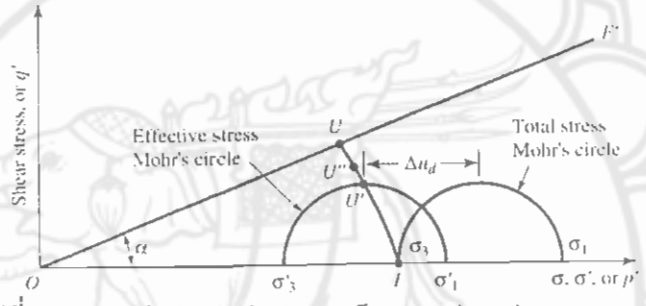
$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u_d$$

ดังนั้น จะได้

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} - \Delta u_d \qquad \text{(สมการที่ 9.50)}$$

และ

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.51)}$$



รูปที่ 9.28 ทางเดินของหน่วยแรง-พล็อตกราฟระหว่าง q' และ p' สำหรับ CU Triaxial Test บน NC Clay

ดังนั้นจากค่า p' และ g' ตามสมการที่ 9.50 และสมการที่ 9.51 เราจะสามารถพล็อต**หา**ค่า U' ได้และจากการทดลองเราก็จะได้จัด U" และที่จุดวิบัติ (At failure) ของตัวอย่างจะได้

$$p' = \sigma_3 + \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} - (\Delta u_d)_f \qquad \text{(สมการที่ 9.52)}$$

และ

$$q' = \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} \qquad \text{(สมการที่ 9.53)}$$

จากค่าของ p' และ g' ในสมการที่ 9.52 และสมการที่ 9.53 เราสามารถจะพล็อตได้จุด U และเราได้ทางเดินของหน่วยแรงคือเส้น IU'U ซึ่งที่จุด U ที่พล็อตจะเป็นของ Modified failure envelope **หรือ** OF' **โดยดูได้จากรูปที่** 9.26 **ซึ่ง** Lambe (1964) **ได้เสนอเทคนิคในการประเมินค่าการทรุดตัวแบบทันทีทันใด** (elastic Settlements) **และการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ**

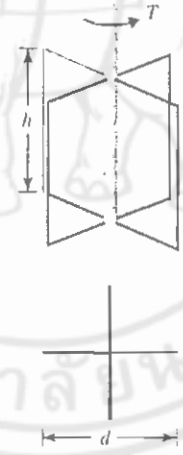
(Consolidation settlement) ของฐานรากที่วางอยู่บนดินเหนียวโดยใช้การเดินทางของหน่วยแรง (stress path) ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

9.1.6. การทดสอบในสนามสำหรับหาค่าตัวแปรของค่ากำลังรับแรงเฉือน (Field Test for Determination of Shear Strength Parameters)

การทดสอบในสนามนั้นจำเป็นมากสำหรับการออกไปทำงานจริงจึงจำเป็นต้องเรียนรู้ ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น 2 วิธีดังต่อไปนี้

- 9.1.6.1 การทดสอบโดยใช้ใบมีดมาตรฐาน (Vane Shear Test)

วิธีนี้เป็นการทดสอบเพื่อหากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนถึงเป็นปานกลาง ในรูปของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) ลักษณะของใบมีดมาตรฐานแสดงในรูปที่ 9.29 ซึ่งประกอบด้วยใบมีดที่มีขนาดเท่ากัน 4 ใบเชื่อติดกับก้านหมุน ใบมีดมาตรฐานจะถูกกดถึงระดับที่ต้องการวัดค่า แล้วจึงหมุนก้านหมุนด้วยอัตราคงที่จนกระทั่งใบมีดเฉือนดินจนวิบัติ ค่าโมเมนต์สูงสุดที่วัดได้จะนำมาใช้คำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของดิน



รูปที่ 9.29 แผนภาพแสดงใบมีดที่ใช้ทดสอบ Vane Shear Test

จากรูปที่ 9.29 ถ้า T คือแรงบิดสูงสุด (Maximum Torque) ที่ใส่เข้าไปในโมเมนต์ต้านทานโดยดินเกิดจากแรงต้านตามแนวด้านข้างของใบมีดรวมกับแรงต้านที่หัวและท้ายของใบมีดดังแสดงตามรูปที่ 9.30 (d) ดังนั้น

$$T = M_s + \underset{Two\ end}{M_e} + M_e \qquad \text{(สมการที่ 9.54)}$$

และโมเมนต์ต้านทานสามารถหาได้จาก

$$M_s = \underbrace{(\pi dh)}_{\text{Surface area}} C_u \bullet \underbrace{\left(d/2\right)}_{\text{Moment arm}} \qquad \text{(สมการที่ 9.55)}$$

โดยที่ d = **เส้นผ่านศูนย์กลางของใบมีด** (diameter of the shear vane)

h = **ความสูงของใบมีด** (height of the shear vane)

c_u = กำลังเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength)

ส่วนแรงต้านทานที่หัวและท้ายของใบมีด (M_o) จะสามารถหาค่าได้ก็ต่อเมื่อสมมติการกระจายของกำลังรับแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 9.30 (b) โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 แบบคือ

1. การกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม (Triangular mobilization)

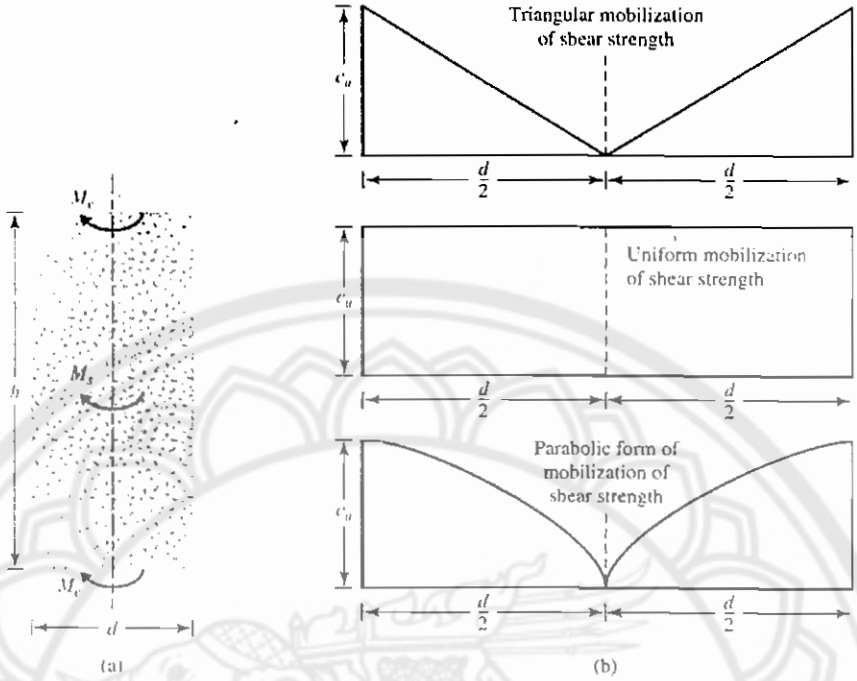
กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) จะมีค่าคือ c_u ซึ่งจะมีค่ามากที่สุดที่ขอบนอกของรูปทรงกระบอกของดินแล้วจะค่อยๆ ลดลงมาเรื่อยๆ เป็นเส้นตรง (linearly) จนมาเท่ากับ 0 ที่ตรงจุดกึ่งกลางของตัวอย่าง

2. การกระจายในลักษณะสม่ำเสมอ (Uniform mobilization)

กำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) จะมีค่าคงที่เสมอนั่นก็คือ c_u ตลอดจนเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง

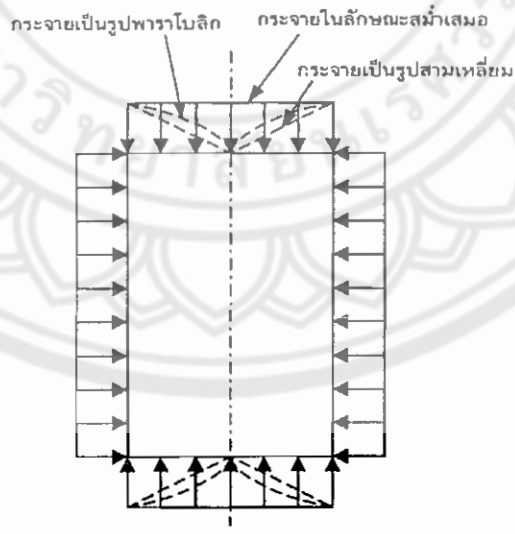
3. การกระจายเป็นรูปโค้งพาราโบลิก (Parabolic mobilization)

กำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) จะมีค่าคือ c_u ซึ่งจะมีค่ามากที่สุดที่ขอบนอกของรูปทรงกระบอกของดินแล้วจะค่อยๆ ลดลงมาเรื่อยๆ เป็นเส้นโค้งพาราโบลิก (parabolically) จนมาเป็น 0 ที่จุดกึ่งกลางของตัวอย่าง



รูปที่ 9.30Derivation สมการที่ 9.57 (a) โมเมนต์ต้านทานต่อแรงเฉือน (b) ความแตกต่างของการกระจายตัวของหน่วยแรงบนใบมีด

โดยสามารถแสดงการกระจายของหน่วยแรงตามแนวใบมีดอ้างอิงตามรูปที่ 9.30 (b) ได้ตามรูปที่ 9.31



รูปที่ 9.31 แสดงการกระจายตัวของหน่วยแรงตามแนวใบมีด

ดังนั้นผลรวมของกำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) ที่แสดงตามรูปที่ 9.30 (b) นั่นก็คือแรงบิด (Torque ; T) ที่จุดวิบัติสามารถหาได้จาก

$$T = \pi c_u \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d_3}{4}\right] \qquad \text{(สมการที่ 9.56)}$$

หรือ

$$c_u = \frac{T}{\pi\left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4}\right]} \qquad \text{(สมการที่ 9.57)}$$

โดยที่ $\beta = \frac{1}{2}$ สำหรับการกระจายตัวแบบสามเหลี่ยม
(Triangular mobilization)

$\beta = \frac{2}{3}$ สำหรับการกระจายตัวในลักษณะสม่ำเสมอ
(Uniform mobilization)

$\beta = \frac{3}{5}$ สำหรับการกระจายตัวในลักษณะพาราโบลิก
(Parabolic mobilization)

การทดสอบกรณีนี้ สามารถทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามโดยการทดลองทั้งสองที่จะต่างกันตรงที่ใบมีดซึ่งถ้าในห้องปฏิบัติการจะใช้ใบมีดที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 13 mm ($\frac{1}{2}$ in) และความสูงเท่ากับ 25 mm (1 in) โดยแสดงในรูปที่ 9.32 แต่ในสนามจะใช้ใบมีดตามที่แสดงในรูปที่ 9.33 ซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐาน ASTM (1994) ซึ่งในมาตรฐานนี้ถ้า h/d = 2 แล้วจะได้

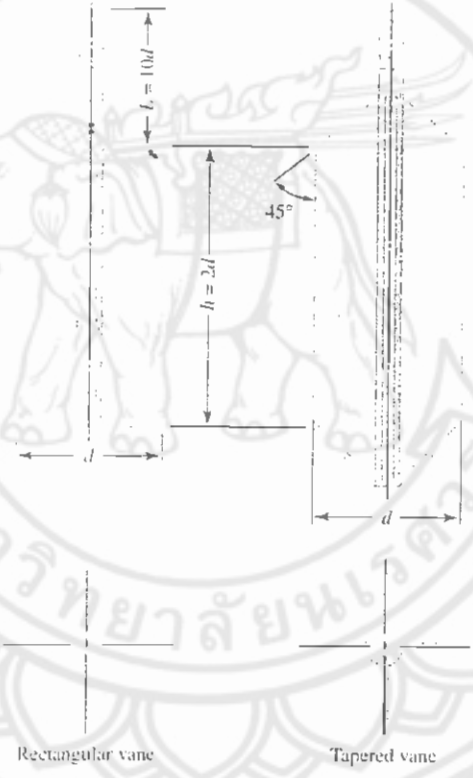
จากสมการที่ 9.57

$$c_u(\text{kN/m}^2) = \frac{T(N \cdot m)}{(366 \times 10^{-8}) d^3 (cm^3)} \qquad \text{(สมการที่ 9.58)}$$

และ

$$c_u(\text{lb/ft}^2) = \frac{T(lb\,ft)}{0.0021 d^3 (in.^3)} \qquad \text{(สมการที่ 9.59)}$$

รูปที่ 9.32 ใบมีดที่ใช้ทดลอง Vane Shear ในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 9.33 ใบมีดที่ใช้ทดลอง Vane Shear ในสนาม

โดยขนาดแล้วในสนามใบมีดจะมีขนาดใหญ่กว่าดังแสงให้เห็นในตารางที่ 9.5

ตารางที่ 9.5 แสดงขนาดของใบมีดที่ใช้ในการทดลอง Vane Shear ในสนาม

Casing size	Diameter, mm (in.)	Height, mm (in.)	Thickness of blade, mm (in.)	Diameter of rod mm (in.)
AX	38.1 ($1\frac{1}{2}$)	76.2 (3)	1.6 ($\frac{1}{16}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
BX	50.8 (2)	101.6 (4)	1.6 ($\frac{1}{16}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
NX	63.5 ($2\frac{1}{2}$)	127.0 (5)	3.2 ($\frac{1}{8}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
101.6 mm (4 in.)[b]	92.1 ($3\frac{5}{8}$)	184.1 ($7\frac{1}{4}$)	3.2 ($\frac{1}{8}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)

[a] After ASTM, 1994
[b] Selection of vane size is directly related to the consistency of the soil being tested; that is, the softer the soil, the larger the vane diameter should be.
[c] Inside diameter

อย่างไรก็ตามการทดลองในสนามจะให้ค่าสูงเกินกว่าความเป็นจริง เนื่องจากการทดลองในสนามไม่สามารถควบคุมได้ว่าการทดลองเป็นแบบไม่ระบายน้ำหรือไม่เพราะอาจจะมีการระบายน้ำก็ได้ ดังนั้น Bjerrum (1974) จึงได้เสนอให้ปรับแก้ค่าที่ได้ด้วยตัวคูณ λ ซึ่งสัมพันธ์กับค่าดัชนีพลาสติกซิตี้ (Plasticity Index ; PI) นั่นก็คือ

$$c_{u(design)} = \lambda c_{u(Vene\ Shear)} \qquad \text{(สมการที่ 9.60)}$$

โดยที่ $c_{u(design)}$ = ค่า c_u ที่ใช้ในการออกแบบ

$c_{u(vane\ shear)}$ = ค่า c_u ที่ได้จากการทำการทดลองโดยใช้มีดมาตรฐาน (vane shear Test)

λ = ตัวคูณปรับแก้(correction factor)

$= 1.7 - 0.54 \log(PI)$ (สมการที่ 9.61)

PI = ดัชนีพลาสติกซิตี้ (Plasticity Index)

ซึ่งตัวคูณปรับแก้ (Correction factor ; λ) นี้ ได้มีผู้เสนอเพิ่มเติมคือ Morris และ Williams (1994) ดังต่อไปนี้คือ

$\lambda = 1.18\, e^{-0.08(PI)} + 0.57$ (สำหรับ PI>5) (สมการที่ 9.62)

และ

$\lambda = 7{,}01c^{-0.08(LL)} + 0.57$ (สำหรับ LL>20) (สมการที่ 9.63)

โดยที่ LL = พิกัดความข้นเหลว (Liquid Limit)

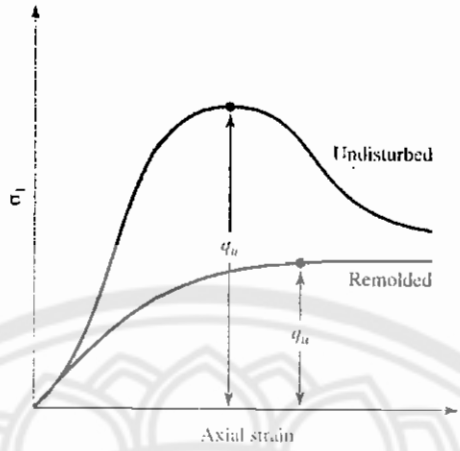
- 9.1.6.2 การทดสอบการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

การทดสอบแบบนี้ จะมีข้อดีตรงที่จะสามารถหาคุณสมบัติของดินตามระยะความลึกต่างๆ ของชั้นดินโดยรบกวนดินตัวอย่างน้อยมาก โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีประโยชน์มากในการนำไปใช้เป็นข้อมูลแบบฐานรากโดยเฉพาะฐานรากเสาเข็ม แต่ข้อเสียก็คือไม่สามารถตรวจสอบลักษณะชั้นดินได้ โดยการสังเกตโดยตรงเพราะไม่มีการเก็บตัวอย่างขึ้นมา ต้องอาศัยการแปลจากผลการทดลอง จึงจะทราบว่าชั้นดินมีลักษณะเช่นไร โดยปัจจุบันมีเครื่องมือที่ใช้ทดลองเล็กมากดังแสดงในรูปที่ 9.34 ซึ่งแสดงถึง "Pocket Penetrometer"

รูปที่ 9.34 Pocket penetrometer

9.1.7 **ความไวตัวของดินเหนียว** (Sensitivity of Clay)

สำหรับดินเหนียวในธรรมชาติ เมื่อโครงสร้างถูกทำลายหรือเปลี่ยนไป กำลังรับแรงของดินนั้นก็จะตกลงไปด้วยเรียกว่า "มีความไวตัวต่อการเปลี่ยนสภาพ" ซึ่งสามารถหาได้โดยการทดสอบกำลังของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ (Undisturbed) และทดสอบกำลังของตัวอย่างดินนั้นเปลี่ยนสภาพ (Remolded) โดยกำหนดให้อยู่ในสภาพเดียวกันคือมีความชื้นและความหนาแน่นเท่าเดิม โดยผลการทดสอบจะแสดงได้ตามรูปที่ 9.35

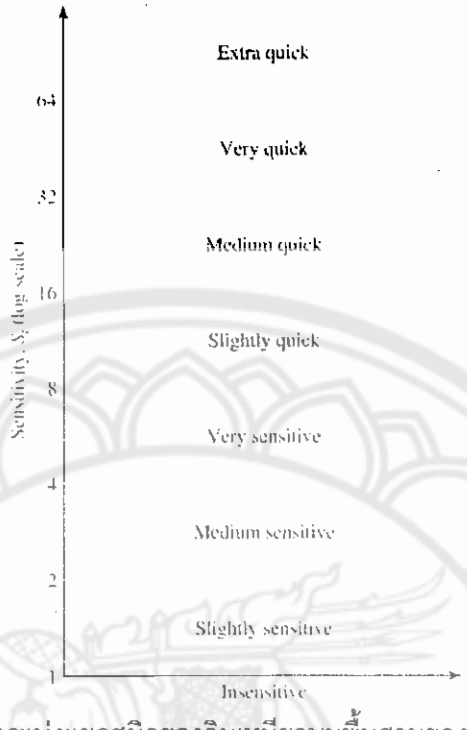


รูปที่ 9.35 Unconfined Compression strength สำหรับดินเหนียว undisturbed และ remolded

ซึ่งความไวต่อการเปลี่ยนสภาพของดินเหนียว (Sensitivity of Clay) สามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$S_t = \frac{q_{u(undisturbed)}}{q_{u(remolded)}} \qquad \text{(สมการที่ 9.64)}$$

ซึ่งค่าความไวตัวของดินเหนียวนี้ปกติแล้วจะอยู่ในช่วง 1.0 ถึง 8.0 เท่านั้น อย่างไรก็ตาม ในดินที่มีสารตกตะกอน (Flocculent marine) ค่านี้อาจจะเพิ่มขึ้นถึง 10 หรือ 80 เลยก็ได้ซึ่งการแบ่งแยกนี้จะแสดงให้เห็นในรูปที่ 9.36



รูปที่ 9.36 การแบ่งแยกชนิดของดินเหนียวบนพื้นฐานของ Sensitivity

ดินที่มีค่าความไวตัวสูง เมื่อถูกกระทบกระเทือน กำลังต้านทานการรับแรงเฉือนละลดลงมาก ดังนั้นจึงต้องระมัดระวังหรือหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดการสะเทือนต่อดินดังกล่าว เช่น การตอกเสาเข็ม เพราะจะทำให้เกิดการเสียหายเกิดขึ้น ก็คือถ้าดินที่เราจำแนกไว้ตามตารางที่ 9.4 รับแรงได้ 1-2 T/m^2 แต่ถ้าดินนั้นมี S_t =4 แล้วกำลังรับแรงจะเท่ากับ 0.5 T/m^2 ดังนั้นเราจำเป็นจะต้องหาค่า S_t เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบฐานรากต่อไป

9.1.8 **การประมาณค่าความสัมพันธ์ระหว่าง** Undrained Cohesion (c_u) **กับ** Effective Overburden Pressure (σ_0')

การประมาณค่า c_u กับ σ_0' (หน่วยแรงกดทับสูงสุดที่ได้รับในปัจจุบัน) ในสนามซึ่งความสัมพันธ์นี้มีผู้เสนอไว้มากมายดังแสดงในตารางที่ 9.6

ตารางที่ 9.6 การประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง c_u และ σ'_0

Reference	Relationship	Remarks
Skempton (1957)	$\frac{c_u(VST)}{\sigma'_O} = 0.11 + 0.0037(PI)$ PI = plasticity index (%) $c_{u(VST)}$ = undrained shear strength from vane shear test	For normally consolidated clay
Chandler (1988)	$\frac{c_u(VST)}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037(PI)$ σ'_c = preconsolidation pressure	Can be used in overconsolidated soil; accuracy ±25%; not valid for sensitive and fissured clays
Jamiolkowski et al. (1985)	$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	For lightly overconsolidated clays
Mesri (1989)	$\frac{c_u}{\sigma'_O} = 0.22$	
Ladd et al. (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_O}\right)_{\text{overconsolidated}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_O}\right)_{\text{normally consolidated}}} = (OCR)^{0.8}$ OCR = overconsolidation ratio	

ซึ่งค่า σ'_0 สามารถหาได้จากสมการของอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Over-consolidation ratio) ซึ่งแสดงได้จากบท compressibility of Soil ซึ่งก็คือ

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \qquad \text{(สมการที่ 9.65)}$$

โดยที่ σ'_c = หน่วยแรงกดทับสูงสุดที่ได้รับมาในอดีต (pre-consolidation pressure)

σ'_0 = หน่วยแรงกดทับสูงสุดที่ได้รับในปัจจุบัน (overburden pressure)

9.2 โจทย์ทบทวนเนื้อหา ความรู้ และความเข้าใจ (Example)

9.2.1 จากผลการทดสอบ 4 ครั้งของการทดสอบแบบรับแรงเฉือนโดยตรงแบบระบายน้ำ (Drained direct shear test) บนดินเหนียวแบบ Normally consolidated โดยที่

ขนาดของตัวอย่าง = 60 mm x 60 mm

ความสูงของตัวอย่าง = 30 mm

โดยผลการทดสอบแสดงตามตารางดังต่อไปนี้

ตารางที่ 9.7 แสดงผลการทดสอบตัวอย่างในข้อที่ 9.2.1

Test no.	Normal force (N)	Shear force At failure (N)
1	200	155
2	300	230
3	400	310
4	500	385

ดังนั้นจงเขียนกราฟของหน่วยแรงเฉือน ณ จุดวิบัติ กับหน่วยแรงดันปกติ (normal stress) และหาค่ามุมเสียดทาน แบบระบายน้ำ (drained angle of friction : ϕ') จากกราฟที่เขียนได้

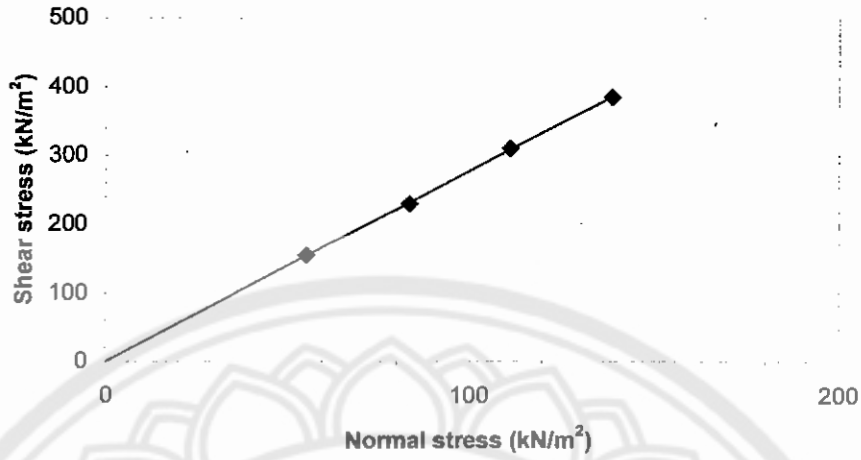
<u>วิธีทำ</u>

จากโจทย์พื้นที่ของตัวอย่าง (A) = $0.06 \times 0.06 = 3.6 \times 10^{-3}\ m^2$ ดังนั้นจากตารางที่ 13.7 ข้างต้นจะได้

ตารางที่ 9.8 คำนวณค่าต่างๆ จากตารางที่ 9.7

Test No.	Normal force, N (N)	Normal stress, σ' [(a)] (kN/m^2)	Shear force at tailure, s (N)	Shear Stress, τ [(b)] (kN/m^2)
1	200	55.56	155	43.06
2	300	83.33	230	63.89
3	400	111.11	310	86.11
4	500	138.89	385	106.94

จากตารางข้างต้นสามารถนำไปเขียนกราฟได้ดังนี้



รูปที่ 9.37 กราฟระหว่างค่า Normal stress และค่า Shear stress

จากกราฟค่ามุม ϕ' จะเท่ากับมุมของเส้นกราฟทำมุมกับแนวแกน X (Normal Stress) จะได้ค่ามุม $\phi' = 38^{\circ}$

ดังนั้นค่ามุมเสียดทานภายในแบบระบายน้ำ $= 38^{\circ}$

(a) หาจากสมการที่ 9.10 ; σ' = Normal Stress $= \dfrac{Normal\ Force}{Cross-section\ Area\ (A)}$

(b) หาจากสมการที่ 9.11 ; τ = Shear Stress $= \dfrac{Shear\ Force}{Cross-section\ Area\ (A)}$

จากค่าที่ได้สามารถตรวจสอบได้ดังนี้จากสมการที่ 9.2

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi$$

$$43.06 = (0) + 55.56 \tan\phi'$$

$$\phi' = 37.78^{\circ}$$

ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกับค่าที่อ่านได้จากกราฟ

9.2.2 จากสมการของระนาบการวิบัติของหน่วยแรงเค้นประสิทธิผล (effective stress failure envelope) สำหรับดินทรายหลวมโดยที่จากการทดลองแบบรับแรงเฉือนโดยตรง (directed shear test) คือ $\tau_f = \sigma' \tan 30^\circ$ ดังนั้นถ้าทดลองแบบรับแรงอัดสามแบบระบายน้ำ (drained triaxial test) ซึ่งในดินชนิดเดียวกันจะได้ Confining pressure ที่ใส่เข้าไป $(\sigma'_3) = 10$ lb/in^2 ดังนั้นจงหา

9.2.2.1 จงหาหน่วยแรงตามแนวขนาน (Deviator Stress) ที่จัดวิบัติ $((\Delta\sigma_d)_f)$

9.2.2.2 ประมาณค่ามุมของระนาบวิบัติที่ทำให้เกิดระนาบหลัก (major principal plane)

9.2.2.3 หาค่า Normal Stress (σ') และค่า Shear Stress (τ_f) ถ้าตัวอย่างเกิดการวิบัติระนาบที่ทำมุม 30° กับระนาบหลัก

<u>วิธีทำ</u> 9.2.2.1 จากสมการที่ 9.8 สำหรับดินทรายหลวม $(c' = 0)$ จะได้

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 (45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$= 10 \tan^2 (45 + \frac{30}{2})$$

$$\sigma'_1 = 30 \text{ lb/in}^2$$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.17 จะได้

$$\sigma'_3 = \sigma'_3 + (\Delta\sigma_d)_f$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$= 30 - 10$$

$$= 20 \text{ lb/in}^2$$

ดังนั้นหน่วยแรงตามแนวแกนที่จุดวิบัติ $= 20$ lb/in^2

9.2.2.2 จากสมการที่ 9.4 จะได้

$$\theta = 45 + \frac{\varnothing'}{2}$$

นั่นคือมุมของระนาบการวิบัติที่ทำให้เกิดระนาบหลัก (major principal plane)

ดังนั้น $$\theta = 45 + \frac{\varnothing'}{2}$$

$$= 45 + \frac{30}{2}$$

$$\theta = 60^\circ$$

9.2.2.3 จากสมการที่ 9.24 และ 9.25 จะได้

σ' (บนระนาบวิบัติ) $= \frac{\sigma'_1+\sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}\cos 2\theta$

$= \frac{(30+10)}{2} + \frac{(30-10)}{2}\cos(2\times 60) = 15 \text{ lb/in}^2$

$\tau_f = \frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}\sin 2\theta$

$= \frac{(30-10)}{2}\sin 2(60)$

$= 8.66 \text{ lb/in}^2$

9.2.3 สำหรับดินเหนียวแบบ Normally consolidated จากการทดลองแบบรับแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (drained triaxial test) ซึ่งจะได้

Confining pressure ที่ใส่เข้าไป (Chamber confining pressure) $= 15 \text{ lb/in}^2$

หน่วยแรงตามแนวแกน (Deviator Stress) ที่จุดวิบัติ $= 34 \text{ lb/in}^2$

<u>วิธีทำ</u> จากโจทย์จะได้ $\sigma_3 = 15 \text{ lb/in}^2$

$(\Delta\sigma_d)_f = 34 \text{ lb/in}^2$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.17 จะได้

$\sigma_1 = \sigma'_1 = \sigma'_3 + (\Delta\sigma_d)_f$

$\sigma_1 = 15 + 34 = 49 \text{ lb/in}^2$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.9 สำหรับดินเหนียวแบบ Normally consolidated จะได้

$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45+\frac{\phi}{2})$

$49 = 15 \tan^2(45+\frac{\phi}{2})$

$\phi = 32.09^\circ$

$\therefore$ มุมเสียดทานของดิน $= 32.09^\circ$

9.2.4 สำหรับดินเหนียวแบบ Normally consolidated ถ้าให้มุมเสียดทานของดิน (ϕ') = 28° ในการทดสอบแบบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (drained triaxial test) ดินตัวอย่างวิบัติที่หน่วยแรงตามแนวขนาน (Deviator Stress) คือ 30 lb/in^2 ดังนั้นจงหา chamber confining pressure (σ'_3) คือเท่าไหร่

วิธีทำ จากสมการที่ 9.8 สำหรับดินเหนียวแบบ Normally consolidated (c' = 0) จะได้

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2(45+\frac{\varnothing}{2}) \text{ โดยที่ } \sigma'_1 = \sigma'_3 + (\Delta\sigma_d)_f$$

$$\sigma'_3 + 30 = \sigma'_3 \tan^2(45+\frac{28}{2})$$

$$\sigma'_3 = 16.95 \text{ lb/in}^2$$

ดังนั้นจะได้ Chamber confining pressure (σ'_3) = 16.95 lb/in^2

9.2.5 ในการทดสอบแบบกึ่งระบายน้ำ (Consolidated-undrained test) บนดินเหนียวแบบ Normally consolidated ที่วิบัติแล้วได้ผลการทดลองดังต่อไปนี้

σ_3 = 15 lb/in^2

Deviator stress, $(\Delta\sigma_d)_f$ = 11 lb/in^2

Pore pressure, $(\Delta\sigma_d)_f$ = 7.2 lb/in^2

จงหามุมเสียดทานแบบกึ่งระบายน้ำ (Consolidated-undrained friction angle) และมุมเสียดทานแบบระบายน้ำ (drained friction angle)

วิธีทำ จากโจทย์จะได้ σ_3 = 15 lb/in^2

จากสมการที่ 9.17 จะได้ $\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 15 + 11 = 26$ lb/in^2

จากสมการที่ 9.9 สำหรับดินเหนียวแบบ normally consolidated ที่ c = 0 จะได้

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45+\frac{\phi}{2})$$

$$2\sigma = 15 \tan^2(45+\frac{\phi}{2})$$

$$\phi = 15.56^\circ$$

ดังนั้นมุมเสียดทานแบบระบายน้ำ (ϕ) ได้เท่ากับ 15.56°

และ

จากสมการที่ 9.23 ; $\sigma'_1 = \sigma_1 + (\Delta u_d)_f$ = 26-(7.2) = 18.8 lb/in^2

จากสมการที่ 9.25 ; $\sigma'_3 = \sigma_3 + (\Delta u_d)_f$ = 15-(7.2) = 7.8 lb/in^2

จากนั้นจากสมการที่ 9.8 สำหรับดินเหนียวแบบ normally consdidated ที่ c' = 0 จะได้

$$\sigma'_1 = \sigma_3 \tan^2 (45+\frac{\phi'}{2})$$

$$18.8 = 7.8 \tan^2 (45+\frac{\phi'}{2})$$

$$\phi = 24.43^\circ$$

ดังนั้นมุมเสียดทานแบบกึ่งระบายน้ำ (ϕ') ได้เท่ากับ 24.43°

9.2.6 จากการทดสอบแบบการเฉือนโดยตรงกับตัวอย่างดินทรายอัดแน่น ในกล่องการเฉือน (Shear Box) ขนาด 254 mm x 254 mm ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 9.9 จงหากำลังเฉือนของดินทรายในสองสภาวะคือ

9.2.6.1 ในสภาวะแน่น

9.2.6.2 ในสภาวะหลวม

ตารางที่ 9.9 ผลการทดสอบของตัวอย่างในข้อที่ 9.2.6

แรงตั้งฉาก (kg)	500	1,000	1,500
แรงเฉือนสูงสุด (Peak, kN)	4.95	9.80	14.50
แรงเฉือนคงค้าง (Residual, kN)	3.00	6.25	9.35

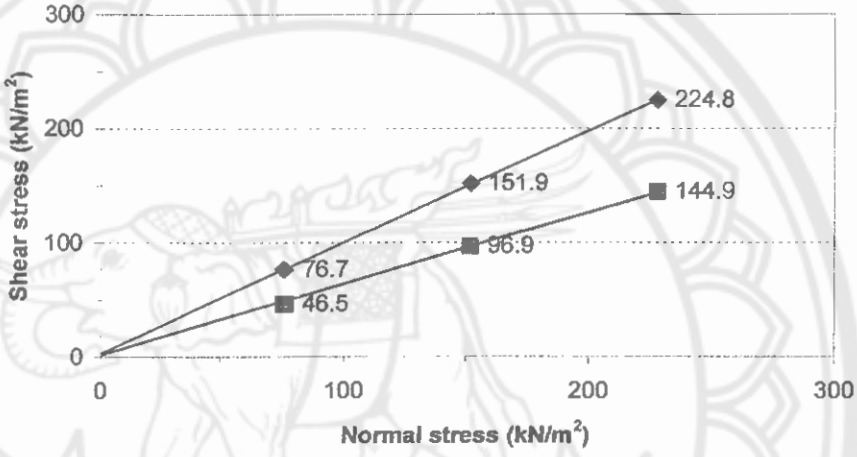
วิธีทำ พื้นที่หน้าตัดของกล่อง : 0.064516 m^2

คำนวณค่าแล้วสรุปเป็นตารางจะได้

หน่วยแรงตั้งฉาก (kN/m^2)	76	152	228
หน่วยแรงเฉือนสูงสุด (kN/m^2) สภาวะแน่น	76.7	151.9	224.8
หน่วยแรงเฉือนคงค้าง (kN/m^2) สภาวะหลวม	46.5	96.9	144.9

ตารางที่ 9.10 ค่าที่ได้จากการคำนวณในข้อที่ 13.2.6

นำไปพล็อตกราฟได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 9.38 กราฟแสดงค่าหน่วยแรงตั้งฉาก กับหน่วยแรงเฉือนที่สภาวะต่างๆ

จากกราฟจะได้ $\phi'_{(แน่น)} = 45^\circ$

$\phi'_{(หลวม)} = 32^\circ$

9.2.7 จากการทดสอบกำลังเฉือนของตัวอย่างดินเหนียวปนทราย โดยวิธีการเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test) ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) ได้ผลการทดสอบดังนี้

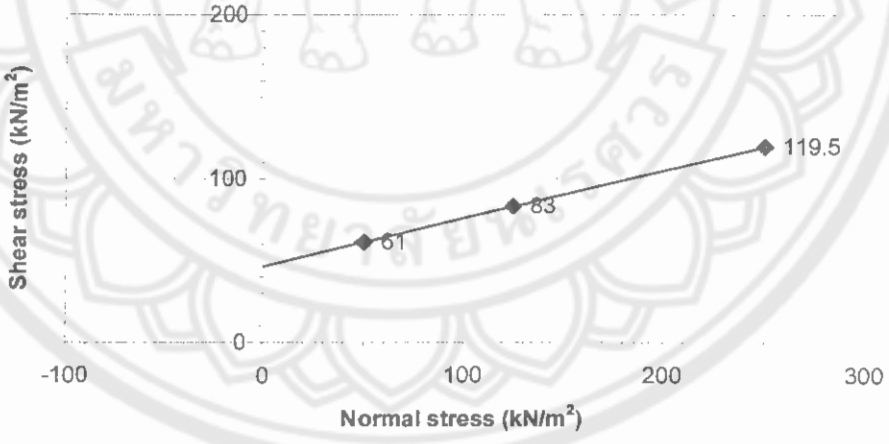
หน่วยแรงกดตั้งฉาก (kN/m^2)	50	125	250
หน่วยแรงเฉือน ณ จุดวิบัติ (kN/m^2)	61	83	119.5

ตารางที่ 9.11 ผลการทดสอบตัวอย่างในข้อที่ 9.2.7

9.2.7.1 จงหากำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของดิน

9.2.7.2 ถ้าดินชนิดเดียวกันนี้นำมาทดสอบโดยวิธีแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) โดยใช้หน่วยแรงดันรอบด้าน (Confining pressure) 100 kN/m^2 จงหาหน่วยแรงหลักมากที่สุด ณ จุดวิบัติ

<u>วิธีทำ</u> นำผลการทดลองที่ได้มาเขียนกราฟจะได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 9.39 กราฟแสดงค่าหน่วยแรงกดตั้งฉาก และหน่วยแรงเฉือน ณ จุดวิบัติ

จากกราฟ จะได้ $c_u = 47\ kN/m^2$ และ $\phi' = 16^\circ$

จากกราฟ จะได้ $\sigma_1 = 302\ kN/m^2$

หรืออาจหาได้จากสมการ

$$\sigma_1 = [100+2x47x\sqrt{\frac{1-six\,16^o}{1+\sin 16_o}}][\frac{1+\sin 16^o}{1-\sin 16^o}]$$

$$= 300.85 \text{ kN/m}^2$$

9.2.8 จากการทดสอบแบบการเฉือนโดยตรงกับตัวอย่างดินทรายได้ผลการทดสอบดังนี้

ตัวอย่างที่	σ'_n (t/m^2)	σ_f (t/m^2)
1	5	3.50
2	10	5.75
3	20	11.25

ตารางที่ 9.12 แสดงผลการทดสอบในข้อที่ 9.2.8

- 9.2.8.1 จงหากำลังเฉือนของดิน
- 9.2.8.2 สำหรับตัวอย่างดินที่ 2 จงหาหน่วยแรงหลัก และระนาบที่หน่วยแรงหลักกระทำ ณ จุดวิบัติ และจงวาดวงกลมของมอร์ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ และช่วงการเฉือนจนถึงจุดวิบัติ

<u>วิธีทำ</u> 9.2.8.1 กำลังเฉือนของดิน

จากกราฟจะได้ $c' = 0$ และ $\phi' = 30^\circ$

9.2.8.2 หน่วยแรงหลักตัวอย่างที่ 2

ช่วงอัดตัวคายน้ำ

$\sigma_1' = \sigma_n' = 10$ t/m^2

$\sigma_3' = K_o\sigma_n' = 5$ t/m^2

โดยที่ $K_o = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.50$

ช่วงการเฉือน

$(\sigma_n', \tau_f) = (10, 5.75)$ และสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ

9.2.9 การทดสอบแบบแรงอัดสามแกนแบบ CU ได้ผลการทดสอบดังนี้

σ_3 = (kN/m^2)	70	140	210
$\Delta\sigma_3$ = (kN/m^2)	217	294	357

ตารางที่ 9.13 ผลการทดสอบที่ได้ในข้อที่ 9.2.9

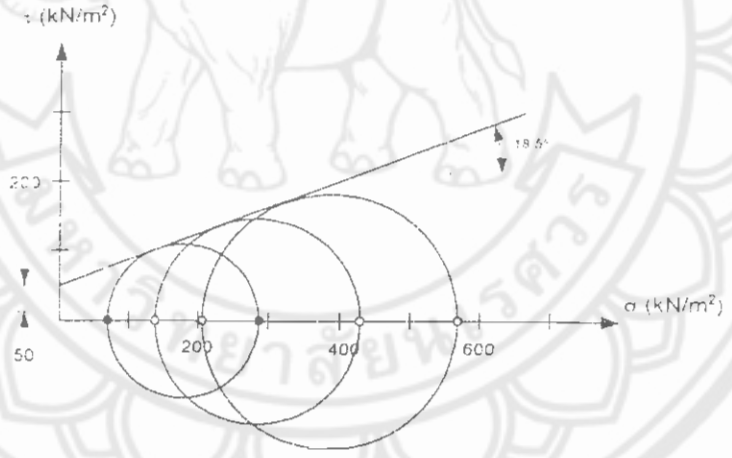
จงหากำลังเฉือนของดิน และจากผลที่ได้ให้ระบุว่าควรเป็นดินชนิดใด

<u>วิธีทำ</u> จากข้อมูลสามารถคำนวณได้ตามตารางดังนี้

σ_3 = (kN/m^2)	70	140	210
σ_1 = (kN/m^2)	287	434	567

ตารางที่ 9.14 ค่าที่ได้จากการคำนวณ

จากตารางที่ 9.14 สามารถเขียนกราฟได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 9.40 แสดงกราฟระหว่าง σ_3 และ σ_1

จากกราฟจะได้ C_u = 50 kN/m^2 และ ϕ = 18.5^o

จากค่ากำลังเฉือนที่ได้ดินตัวอย่างควรเป็นดินเหนียวสภาพอัดแน่นเกินตัว

9.2.10 **จากการทดสอบกำลังเฉือนโดยใช้ใบมีดมาตรฐานได้ผลดังนี้**

T	= 61 $N \cdot m$	LL	= 68.4%
D	= 2R = 65 mm	PL	= 34.1%
H	= 100 mm	w_n	= 71.3%

ถ้าสมมุติว่าการกระจายของกำลังเฉือนตามแนวหัวและท้ายของใบมีลักษณะสม่ำเสมอ จงคำนวณหากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

<u>วิธีทำ</u>

$$c_u = \frac{T}{\pi(2R^2h + \frac{4}{3}R^3)} = \frac{61}{\pi(2x\,0.0325^2 x\,0.11 + \frac{4}{3}x\,0.0325^3)} = 69{,}808.5 \text{ N/m}^2$$

$$= 69.81 \text{ kN/m}^2$$

เนื่องจาก PI = LL. – PL = 68.4-64.1 = 34.3%

ตัวคูณปรับแก้ λ = 1.7 – 0.54log(PI) = 1.7 – 0.54 x log (34.3) = 0.87

$\therefore c_u = \lambda C_{u(field)}$ = 0.87 x 69.81 = 60.73 kN/m^2

9.2.11 การทดสอบแบบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ และแบบไม่ระบายน้ำกับตัวอย่างดินเหนียวอิ่มตัว ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 9.15 โดยตัวอย่างมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 38 mm ความยาว 76 mm

- 9.2.11.1 จงหากำลังเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงรวม (แบบไม่ระบายน้ำ)
- 9.2.11.2 จงหากำลังเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

ตารางที่ 9.15 ผลการทดสอบ

การทดสอบ		σ_3 (kN/m^2)	แรงแนวแกน(N)	Δl(mm)	ΔV(mm)
ระบายน้ำ	1	100	282	-10.98	-4.8
	2	200	448	-13.5	-6
	3	400	853	-17.8	-8.6
ไม่ระบายน้ำ	1	100	199	-10.32	0
	2	200	200	-12.21	0
	3	400	216	-16.17	0

โดยมีข้อมูลที่จำเป็นดังต่อไปนี้

l_o = 76 mm, d_o = 38 mm

A_o = π/4x38^2 = 1,134 mm^2

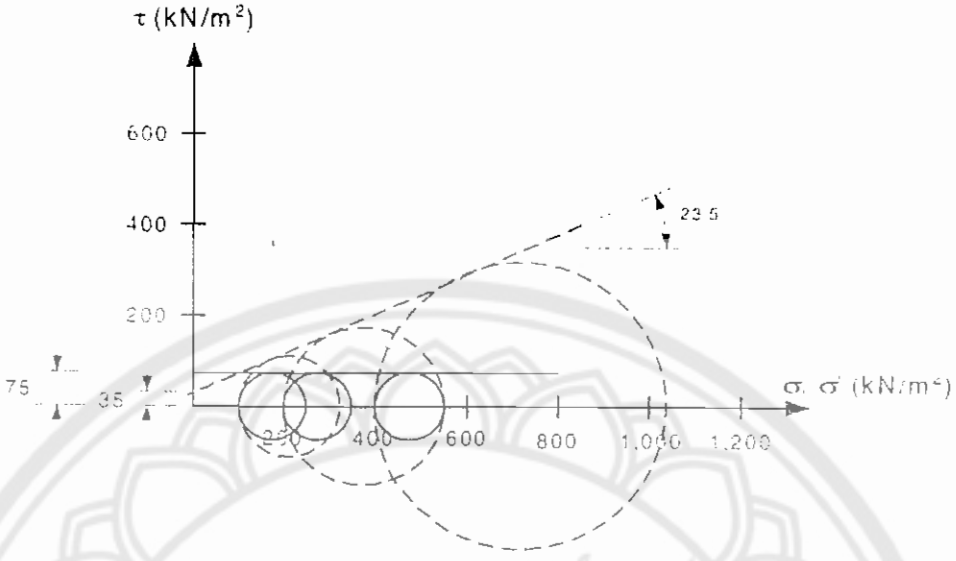
V_o = A_o l_o

วิธีทำ $\therefore$ พื้นที่หน้าตัด ณ จุดวิบัติ $A = (V + \Delta V) / (l_o + \Delta l)$

ตารางที่ 9.16 การคำนวณค่าต่างๆ

การทดสอบ	V+ΔV(cm^3)	l_o+Δl(cm^3)	A(cm^3)	σ_3 (kN/m^2) รวม	σ_3 (kN/m^2) ประสิทธิผล	$\Delta\sigma_{df}$ (kN/m^2)	σ_1 (kN/m^2) รวม	σ_1 (kN/m^2) ประสิทธิผล
1	81.393	6.502	12.518	100	100	225	325	325
2	80.193	6.25	12.831	200	200	349	549	549
3	77.593	5.82	13.332	400	400	640	1040	1040
4	86.193	6.568	13.123	100	-	152	252	-
5	86.193	6.379	13.512	200	-	148	348	-
6	86.193	5.983	14.406	400	-	150	550	-

จากตารางที่ 9.16 นำมาเขียนกราฟจะได้



รูปที่ 9.41 กราฟที่เขียนได้จากตารางที่ 9.16

จากกราฟจะได้ กำลังเฉือนของแบบไม่ระบายน้ำ c_u = 75 kN/m^2

กำลังเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล c'=35 75 kN/m^2

และ ϕ' = 23.5°

9.3 โจทย์ทดสอบความสามารถในการคิดวิเคราะห์ (Critical thinking problem)

9.3.1 บริษัท เจริญการโยธา ได้เป็นที่ปรึกษาโครงการก่อสร้างหอพักแห่งหนึ่ง โดยได้นำตัวอย่างดินอิ่มน้ำ (saturated clay) มาทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินโดยวิธีการทดลองรับแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (drained triaxial test) โดยผลการทดลองแสดงได้ดังนี้

ตัวอย่างที่ 1 : chamber confining pressure = 70 kN/m^2

deviator stress at failure = 215 kN/m^2

ตัวอย่างที่ 2 : chamber confining pressure = 120 kN/m^2

deviator stress at failure = 260 kN/m^2

ดังนั้นในฐานะวิศวกรโยธาประจำบริษัท จงคำนวณหาพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือน (shear strength parameters ; c' , ϕ') ของดินตัวอย่างเพื่อนำไปใช้ในการออกแบบฐานรากต่อไป

<u>วิธีทำ</u> ตัวอย่างที่ 1 มีหน่วยแรงหลัก (principle stresses) ที่การวิบัติคือ

จากสมการที่ 9.16

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$

และจากสมการที่ 9.17

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 70 - 215 = 285 \text{ kN/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 2 มีหน่วยแรงหลัก (principle stresses) ที่การวิบัติคือ

จากสมการที่ 9.16

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 120 \text{ kN/m}^2$$

และจากสมการที่ 9.17

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 120 + 260 = 380 \text{ kN/m}^2$$

ถ้าใช้ความสัมพันธ์จากสมการที่ 9.8 จะได้

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2(45 + \frac{\varnothing'}{2}) + 2c' \tan^2(45 + \frac{\varnothing'}{2})$$

ดังนั้นตัวอย่างที่ 1 จะได้

$$285 = 70 \tan^2(45 + \frac{\varnothing'}{2}) + 2c' \tan^2(45 + \frac{\varnothing'}{2}) \quad \text{(สมการที่ 9.66)}$$

ดังนั้นตัวอย่างที่ 2 จะได้

$$380 = 120 \tan^2(45+\frac{\varnothing'}{2}) + 2c' \tan^2(45+\frac{\varnothing'}{2}) \quad \text{(สมการที่ 9.67)}$$

จากสมการ 9.66 และสมการที่ 9.67 ถ้า 13.67-13.66 จะได้

$$95 = 50 \tan^2(45+\frac{\varnothing'}{2})$$

$$\phi' = 18.08^\circ$$

แทนค่า ϕ' ลงไปในสมการที่ 9.66 จะได้

$$c' = 55.07 \text{ kN/m}^2$$

ดังนั้นพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือน $\Longrightarrow c' = 55.07 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 18.08^\circ$

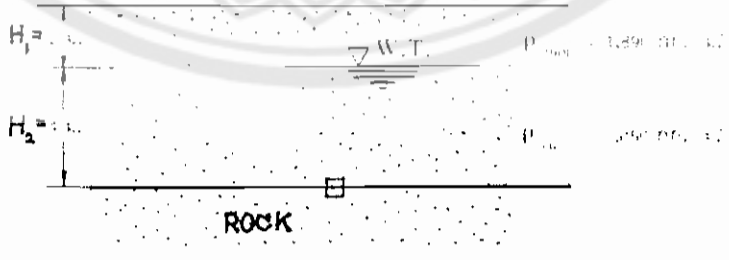
9.3.2 นายช่างธเนศ ได้รับการว่าจ้างให้ทดสอบหาความสามารถในกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ทำเป็นฐานรากในการก่อสร้างสระว่ายน้ำของโรงเรียนแห่งหนึ่ง โดยทดสอบแบบการเฉือนโดยตรง (directed shear test) ได้ผลการทดสอบดังนี้

ตารางที่9.17 ผลการทดสอบตัวอย่างในข้อที่ 9.3.2

แรงดั้งฉาก (kN)	76	152	228
แรงเฉือนสูงสุด (Peak, kN)	76.7	151.9	224.8
แรงเฉือนคงค้าง (Residual, kN)	46.5	96.9	144.9

ซึ่งพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างเท่ากับ 0.064516 m^2

โดยพื้นที่จากการสำรวจสภาพชั้นดินมีพื้นที่แสดงตามรูปดังนี้



รูปที่ 9.42 แสดงชั้นดินที่ได้จากการสำรวจในข้อที่ 9.3.2

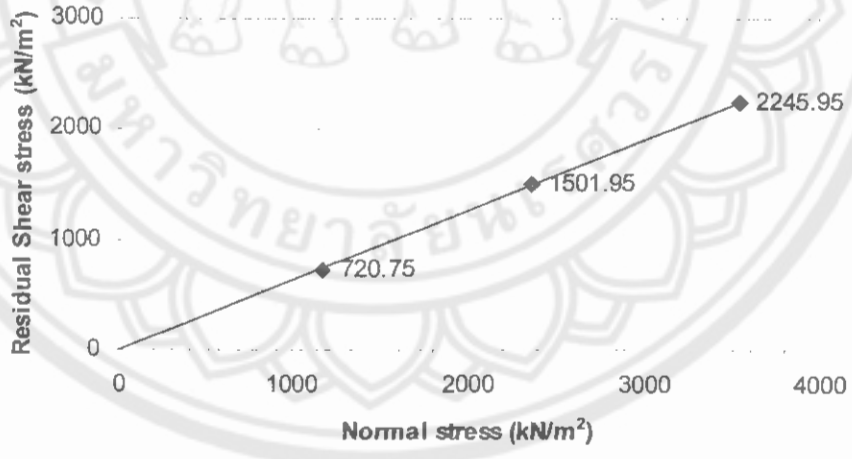
ซึ่งนายช่างธเนศได้มาให้คุณช่วยคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของดิน (τ) เพื่อไปใช้ในการออกแบบการก่อสร้างฐานรากต่อไป

วิธีทำ ∴ จากตารางข้างต้นเราจะเลือกแรงคงค้าง (Residual) เพราะจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนน้อยสุด

ตารางที่ 9.18 แสดงค่าต่างๆ ที่คำนวณได้จากตารางที่ 9.17

แรงตั้งฉาก (Normal Force) (kg)	หน่วยแรงตั้งฉาก (Normal Stress, σ') (kN/m^2)	แรงเฉือนคงค้าง (Residual shear Force; $S_{residual}$) (kN)	หน่วยแรงเฉือนคงค้าง (Residual Shear Stress ; τ_r) (kN/m^2)
76	76/0.064546 = 1178.00	46.5	720.75
152	2356	96.9	1501.95
228	3534	144.9	2245.95

ดังนั้นสามารถนำไปพล็อตกราฟระหว่าง Normal Stress และ Residual Shear stress ได้



รูปที่ 9.43 แสดงกราฟที่ได้จากตารางที่ 9.18

จากกราฟจะได้มุมเสียดทาน (ϕ') = 32°

ดังนั้นจากชั้นทรายดังรูปจะต้องพิจารณาค่า total stress (σ), pore water pressure (u) และ effective stress (σ') ที่จุดสามจุดคือบนสุดของชั้นดิน, จุดระดับน้ำใต้ดิน และจุดล่างสุดของชั้นทรายจะได้

- ที่จุดบนสุดของชั้นดิน จะได้

$\sigma = 0$

$u = 0$

$\sigma' = \sigma - u = 0$

- ที่จุดระดับน้ำใต้ดิน จะได้

$\sigma = \gamma_{maist} H_1 = [(1890 \times 9.81)(2)] \times 10^{-3} = 37.08 \text{ kN/m}^2$

$u = 0$

$\sigma' = \sigma - u = 37.08 - 0 = 37.08 \text{ kN/m}^2$

- ที่จุดล่างสุดของชั้นทราย จะได้

$\sigma = \gamma_{maist} H_1 + \gamma_{maist} H_2 = [(1890 \times 9.81)(2) + (2050 \times 9.81)(4)] \times 10^{-3} = 117.52 \text{ kN/m}^2$

$u = 0$

$\sigma' = \sigma - u = 117.52 - 39.24 = 78.28 \text{ kN/m}^2$

ดังนั้นจะได้กำลังรับแรงเฉือนของดิน (τ) หาได้จากสมการที่ 9.2 คือ

$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$; $c' = 0$ เพราะเป็นดินทราย

จะได้ $\tau_f = \sigma' + \tan \varnothing$

$= 78.28 \tan 32^\circ$

$\tau_f = 48.91 \text{ kN/m}^2$

จึงได้กำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 48.91 kN/m^2

9.3.3 ในการก่อสร้างอาคารห้างสรรพสินค้าแห่งใหม่ ทางผู้รับเหมาได้ว่าจ้างบริษัทของท่านให้ทำการทดสอบดินเหนียวอิ่มตัวอย่างหนึ่งซึ่งได้ค่าจากการทดสอบดังนี้

ค่าแรงดันรอบด้านที่ใส่เข้าไป (Chamber confining pressure ; σ_3) = 200 kN/m^2

หน่วยแรงเค้นหลักที่มากที่สุด (Major principal stress ; σ_1) ที่จุดวิบัติ = 180 kN/m^2

ความดันน้ำส่วนเกินที่จุดวิบัติ ($(\Delta u_d)_f$) = 180 kN/m^2

ในฐานะวิศวกรของบริษัทจงคำนวณหา

9.3.3.1 **ถ้าระนาบการพังทลายในการทดสอบนี้ทำมุม** 57° **กับแนวราบ ดังนั้นจงคำนวณค่าหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนผังการวิบัติ และหน่วยแรงเฉือนสูงสุดของตัวอย่าง**

9.3.3.2 **ถ้าดินเหนียวข้างต้นมีค่า** $\varnothing' = 24^{\circ}$ **และ** $c' = 80\ kN/m^2$ **จงแสดงให้เห็นว่าทำไม** การพังทลายหรือการวิบัติจึงเกิดขึ้นบนระนาบ $\theta = 57^{\circ}$ แทนที่จะเกิดระนาบของหน่วยแรงเฉือนสูงสุด

9.3.3.3 ถ้าดินเหนียวในข้อ 13.3.3.2 ถูกเพิ่มน้ำหนักอย่างช้าๆ จนกระทั่งวิบัติในการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained) โดยใช้ $\sigma_3 = 200\ kN/m^2$ ค่าหน่วยแรงเค้นหลักที่มากที่สุด ณ ระนาบวิบัติควรจะเป็นเท่าไหร่

<u>วิธีทำ</u> 9.3.3.1 ที่ระนาบวิบัติ ($\theta = 57^{\circ}$) จะได้

$$\sigma_1 = 480\ kN/m^2$$

$$\sigma_3 = 200\ kN/m^2$$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.24 จะได้ค่าหน่วยแรงตั้งฉาก (σ)

$$\sigma = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\cos 2\theta$$

$$= \left(\frac{480 + 200}{2}\right) + \left(\frac{480 - 200}{2}\right)\cos 2\,(57)$$

$$\sigma = 283.06\ kN/m^2$$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.25 จะได้ค่าหน่วยแรงเฉือน (τ)

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\sin 2\theta$$

$$= \left(\frac{480 - 200}{2}\right)\sin 2\,(57)$$

$$= 127.90\ kN/m^2$$

ดังนั้นจะได้หน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผลระนาบวิบัติ

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$= 283 - 180 = 103\ kN/m^2$$

ดังนั้นจากสมการที่ 9.25 จะได้หน่วยแรงเฉือนสูงสุดจะทำมุม θ = 45° กับแนวราบ

$$\tau_{max} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\sin 2\theta$$

$$= \left(\frac{480 - 200}{2}\right)\sin 2(45)$$

$$= 140 \text{ kN/m}^2$$

9.3.3.2 บนระนาบ $\theta = 57°$ จะได้ค่า

$$\sigma' = 103 \text{ kN/m}^2$$

$\therefore$ กำลังรับแรงเฉือน (τ_f) จะได้จากสมการที่ 9.2

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varnothing'$$

$$= 80 + 103 \tan\varnothing'$$

$$= 125.86 \text{ kN/m}^2$$

แต่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบนี้ (τ)

$$\tau = 127.90 \text{ kN/m}^2$$

จะเห็นว่าค่ากำลังแรงเฉือน < หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบนี้

$\therefore$ การพังทลายจึงเกิดขึ้น

บนระนาบของหน่วยแรงเฉือนสูงสุด $\theta = 45°$ จะได้

$$\sigma = \left(\frac{480 + 200}{2}\right) + \left(\frac{480 - 200}{2}\right)\cos 90°$$

$$= 340 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' = \sigma - u = 340 - 180 \text{ kN/m}^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือน (τ_f) หาได้จาก

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\phi'$$

$$= 80 + 160 \tan 24°$$

$$= 151.24 \text{ kN/m}^2$$

จะเห็นได้ว่าถึงแม้หน่วยแรงเฉือนมีค่ามากขึ้น (140 kN/m^2) เมื่อ $\theta = 45^\circ$ แต่สำหรับกำลังการรับแรงเฉือนก็จะมีค่ามากขึ้นด้วย (151.24 kN/m^2) และมากกว่า ดังนั้นการพังทลาย หรือการวิบัติจึงไม่เกิดขึ้น

9.3.3.3 การทดสอบเป็นแบบระบายน้ำ (Drained) แรงดันที่ส่วนเกิน (Δu_d) = 0

ดังนั้น ณ จุดการวิบัติ $\sigma'_3 = \sigma_3$ = 200 kN/m^2 บนระนาบการพังทลาย (θ) = 57° จากสมการที่ 9.2 จะได้

กำลังรับแรงเฉือน (τ_f)= $c' + \sigma' \tan \varnothing'$

$$= 80 + \left(\frac{\sigma'_1 + 200}{2} + \frac{\sigma'_1 - 200}{2} \cos 114^\circ \right) \tan 24^\circ$$

หน่วยแรงเฉือน (τ) $= \frac{\sigma'_1 - 200}{2} \sin 2(57^\circ)$

แต่ที่จัดการวิบัติ หน่วยแรงเฉือน = กำลังรับแรงเฉือน

$\tau = \tau_f$

$$\frac{\sigma'_1 - 200}{2} \sin 114^\circ = 80 + \left(\frac{\sigma'_1 + 200}{2} + \frac{\sigma'_1 - 200}{2} \cos 114^\circ \right) \tan 24^\circ$$

$0.46\sigma'_1 - 91.35 = 80 - 0.22\sigma'_1 + 44.52 - 0.09\sigma'_1 + 18.11$

$0.33\sigma'_1 = 233.98$

$\sigma'_1 = 709.03$ kN/m^2

ดังนั้นค่าหน่วยแรงหลักประสิทธิภาพที่มากที่สุด (Major principle effective stress ; σ'_1) = 709.03 kN/m^2

9.3.4 ชั้นทรายละเอียดซึ่งหนามาก มีอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ยเท่ากับ 0.65 และมีความถ่วงจำเพาะของเม็ดทรายเท่ากับ 2.65 จงคำนวณค่าหน่วยน้ำหนักของทรายเมื่อแห้ง เมื่ออิ่มตัว 50% และเมื่ออิ่มตัวเต็มที่

ดังนั้นจงเขียนแผนผังการกระจายแรงดันประสิทธิผลในแนวดิ่งระนาบนอนที่ความลึก 6 ม. โดยมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับลึก 1.25 ม. ใต้ผิวดิน และดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินถือว่าอิ่มตัวเต็มที่

เนื่องจากการระบายน้ำออกทำให้ระดับน้ำใต้ดินลดลงไปอยู่ที่ระดับลึก 3 ม. ใต้ผิวดิน จงคำนวณหาค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของทรายที่ความลึก 2.5 ม. จากผิวดิน ว่าจะเพิ่มขึ้นกี่เปอร์เซ็นต์ โดยสมมติว่าดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินเป็นระยะสูง 1.5 ม. ยังคงอิ่มตัวเต็มที่ และดินที่อยู่เหนือระดับนี้ขึ้นไปมีระดับขั้นความอิ่มตัวเฉลี่ยเท่ากับ 50% ให้ใช้ค่า c' = 0

<u>วิธีทำ</u> สมมติให้ V = 1 ม.^{3}

ดังนั้น $e = \frac{V_v}{V_s} = 0.65$ ดังนั้น $\eta = \frac{e}{1+e} = \frac{0.65}{1+0.65} = 0.394$

$V_s = 0.65\ V_s$

$V = V_v + V_s = 1$

$0.65\ V_v + V_s = 1$

$V_s = 0.606$ ม.^{3}

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{1} = G_s\gamma_w(1-\eta) = 2.65\times 9.81(1-0.394)$$

$$= 15.754\ \text{kN/m}^2$$

ดังนั้น $\gamma_d = 15.754\ \text{kN/m}^2$

$V_w = 1 - 0.606 = 0.394$ ม.^{2}

ถ้าอิ่มตัวเต็มที่

$W_w = V_w \times \gamma_w = 0.394 \times 9.81$

$= 3.86\ \text{kN/m}^2$

$\therefore \gamma_{sat.} = 15.754 + 3.86 = 19.614\ \text{kN/m}^2$

ถ้าอิ่มตัว 50%

$$W_w = \frac{3.86}{2} = 1.93\ \text{kN}$$

$\therefore \gamma_{50\%sat.} = 15.754 + 1.93 = 17.684\ kN/m^2$

ใช้ค่าหน่วยน้ำหนักต่างๆ เหล่านี้ในการคำนวณหาแรงดันประสิทธิผลในแนวดิ่งของดินที่ความลึกต่างๆ ดังนี้

ที่ระดับน้ำใต้ดิน

$\sigma = 19.6 \times 1.25 = 24.5\ kN/m^2$

$u = 0\ kN/m^2$

$\sigma' = Q - u = 24.5\ kN/m^2$

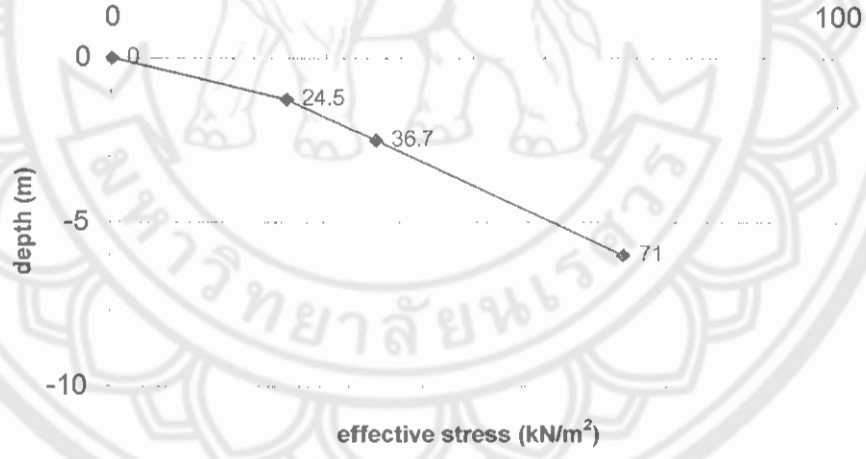
ที่ความลึก 6 ม. ใต้ผิวดิน

$\sigma = 19.6 \times 6 = 117.6\ kN/m^2$

$u = 9.81 \times 4.75 = 46.6\ kN/m^2$

$\sigma' = 117.6 - 46.6 = 71\ kN/m^2$

การเปลี่ยนแปรของ σ' ตามความลึกใต้ผิวดินเขียนได้ดังรูปที่ 9.44



รูปที่ 9.44 แสดงการเปลี่ยนแปรของ σ' ตามความลึกใต้ผิวดิน

จากรูปที่ 9.44 ที่ความลึก 2.5 ม. จะได้

$\sigma' = 19.6 \times 2.5 - 9.91 \times 1.25$

$= 49 - 12.3 = 36.7\ kN/m^2$

∴ ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือน

$S = c' + \sigma' \tan\phi'$

$c' = 0$

$\therefore \quad S = 36.7 \tan\phi' \quad kN/m^2$

ถ้าระดับน้ำใต้ผิวดินลดลงไปอยู่ที่ระดับลึก 3 ม. ใต้ผิวดิน ที่ความลึก 2.5 ม. ใต้ผิวดิน

$\sigma = 17.7 \times 1.5 + 19.6 \times 1.0 = 46.2 \ kN/m^2$

$u = 0$

$\sigma' = 46.2 - 0 = 46.2 \ kN/m^2$

$\therefore \quad S = 46.2 \tan\phi' \quad kN/m^2$

∴ ค่ากำลังต้นทานต่อแรงเฉือนของดินจะเพิ่มขึ้น

$$= \frac{46.2 \tan\phi' - 36.7 \tan\phi'}{36.7 \tan\phi'} \times 100$$

$= 26\%$