

บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 หลักของหน่วยแรง (ความเค้น) ประสิทธิภาพ

Terzaghi (1920) เป็นผู้คิดค้นและวางหลักของความเค้นประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นหลักสำคัญของวิชาปฐพีศาสตร์ โดยมีหลักการดังต่อไปนี้

ความเค้นที่จุดใดๆของมวลดินสามารถคำนวณได้จากความเค้นรวม (Total Principle Stress) $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ที่กระทำต่อจุดนั้น ถ้าระหว่างเม็ดดินมีน้ำและอากาศ น้ำและอากาศนั้นที่อยู่ในระหว่างเม็ดดินจะมีความดันที่อยู่ในช่องว่างรวมจะประกอบไปด้วยสองส่วนคือ 1) คือความดันน้ำและความดันอากาศระหว่างเม็ดดิน (Pore Pressure, u) ซึ่งกระทำต่อเม็ดดินในทุกทิศทางด้วยความดันที่เท่าๆกัน 2) คือความเค้นระหว่างเม็ดดินนอกเหนือจากความดันน้ำและอากาศดังกล่าวซึ่งเรียกว่าความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress, $\bar{\sigma}$)

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (2.1)$$

โดยที่

$$\bar{\sigma} = \text{Effective Stress}$$

$$\sigma = \text{Total Stress}$$

$$u = \text{Pore Pressure}$$

ความเค้นประสิทธิภาพ ($\bar{\sigma}$) เป็นตัวควบคุมพฤติกรรมของดิน การเปลี่ยนแปลงของค่าหน่วยแรงประสิทธิภาพอาจทำให้เกิดการยุบตัวของมวลดินและการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงเฉือน สำหรับดินที่มีอัตราส่วนอัดแน่นเกินตัว (OCR) ค่าหนึ่ง

2.1.1 Undrained Shear Strength

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้คำจำกัดความของแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) โดยการทดสอบแบบ UU (undrained test) ว่าเป็นกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่

ระบายน้ำ ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ต้านเหนียวล้มตัวด้วยน้ำจะรับได้ (maximum shear stress) ที่ดินสามารถรับไว้

$$S_u = ((\sigma_1 - \sigma_3) / 2)_{f_{max}} \quad (2.2)$$

ในปี 1960 Hvorslev ได้ให้คำจำกัดความว่า ค่าแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) คือค่าหน่วยแรงเฉือน (shear stress) บนระนาบพิบัติที่มวลดินเกิดการวิบัติขึ้น τ_f

$$\tau_f = ((\sigma_1 - \sigma_3) / 2)_f \cdot \cos \phi \quad (2.3)$$

ในกรณี $\phi = 0$

$$S_u = ((\sigma_1 - \sigma_3) / 2)_f \quad (2.4)$$

Bishop and Henkel (1964) ได้อธิบายถึงทฤษฎีการวัดคุณสมบัติของดินในการทดสอบแบบสามแกน (triaxial) ในกรณีที่ทำการทดสอบแบบให้น้ำไหลออกจากดินได้ (drain test) และในกรณีไม่ให้น้ำไหลออกจากช่องว่าง ระหว่างเม็ดดิน (undrained test) เสนอสมการในการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่ล้มตัวด้วยน้ำชนิดไม่มีการระบาย ในรูปของฟังก์ชันหน่วยแรงรวมตามสมการ 2.5

$$\tau_f = C_u + \sigma_f \tan \phi_u \quad (2.5)$$

โดยที่

τ_f = undrained shear strength

C_u = cohesion intercept

σ_f = total normal stress on the failure plane at failure

ϕ_u = angle of shearing resistance

2.2 กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนนีในรูปของหน่วยแรง (ความเค้น) ประสิทธิภาพ (Undrained shear strength in term effective stress)

โดยปกติกำลังรับแรงเฉือนของดินจะถูกแสดงด้วยเอนเวลลอปของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb strength envelope) เป็นเส้นตรงที่แสดงถึงขอบเขตของกำลัง โดยที่ความเค้นประสิทธิผลเป็นตัวสำคัญในการควบคุมพฤติกรรมทางด้านกำลังของดิน (soil shear strength) ดังนั้นการวิบัติของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb failure criteria) ที่ถูกต้องที่สุดในความหมายได้เมื่อแสดงในเทอมของความเค้นประสิทธิผล

$$\tau_{ff} = C + \bar{\sigma}_{ff} \cdot \tan \bar{\phi} \quad (2.6)$$

โดยที่

τ_{ff} = กำลังรับแรงเฉือนบนผิวรอบวิบัติขณะวิบัติ (shear strength on failure plane at failure)

$\bar{\sigma}_{ff}$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่อยู่ในระนาบของการวิบัติขณะวิบัติเกิดขึ้น (effective normal stress on failure plane at failure)

C = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล (effective cohesion intercept)

$\bar{\phi}$ = มุมเสียดทานประสิทธิผล (effective angle of shearing resistance)

2.3 ตัวแปรแรงดันน้ำ (Pore Pressure Parameter)

เนื่องจากปัญหาเกี่ยวข้องกับ Undrained shear strength, Skempton (1954) พบว่า ความดันน้ำที่เปลี่ยนแปลง (Δu) เนื่องจาก normal และ shear stress แต่พิจารณาเพียงสภาพของหน่วยแรงอยู่ในสภาพการณ์ของการทดสอบ Triaxial กล่าวคือระนาบทางแนวนอนและในแนวตั้งเป็นระนาบที่ระนาบที่ principle stress มากกระทำนั้นคือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงขนาด (magnitude) ของ principle stress ($\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$) Skempton and Bishop ได้แสดงความสัมพันธ์ของความดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้น (excess pore pressure, Δu) กับการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวม (total stress) ในการทดสอบ triaxial แบบ undrained ดังนี้

$$\Delta u = B (\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (2.7)$$

โดยที่

A, B = Skempton พารามิเตอร์ของความดันน้ำในโพรงดิน (pore pressure parameter)

Δu = ความดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้น (excess pore pressure)

$\Delta\sigma_1$ = การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวม (magnitude) ของ major principle stress

$\Delta\sigma_3$ = การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวม (magnitude) ของ minor principle stress

A, B คือ Skempton pore pressure parameter โดยที่ (magnitude) ความดันน้ำในโพรงรวม (total pore pressure) ในสภาพของการทดสอบ Triaxial ที่เพิ่มขึ้นประกอบด้วย

- 1) ความดันน้ำในโพรงที่เปลี่ยนแปลงระหว่างที่เปลี่ยนแปลงความดันในสภาพหน่วยแรงมากกระทำเป็นแบบ Isotropic state of stress (ΔU_a)
- 2) การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงดินเนื่องจากหน่วยแรงเบี่ยงเบน (deviator stress, $\Delta u_d = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) ซึ่งทำให้เกิด shear stress จนดินเหนียวเกิดการวิบัติ

ดังนั้นความดันน้ำทั้งหมดที่เกิดขึ้นจึงเขียนได้ในสมการที่ 2.8

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d \quad (2.8)$$

Skempton (1954) ได้เสนอ สมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงดิน และการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในกรณีที่มีการระบายน้ำออกจากดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำเป็นชนิดที่ไม่มีการระบายของน้ำ (undrained)

จากการที่พิจารณาว่าการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรของ void ต้องเท่ากับการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของเม็ดดินและเม็ดดินเป็น Isotropic material Skempton สามารถเขียนการเปลี่ยนแปลง $\Delta u / \Delta\sigma_3$ ได้ดังสมการที่ 2.9

$$\Delta u_a / \Delta \sigma_3 = 1 / (1 + n \cdot C_v / C_c) \quad (2.9)$$

เนื่องจาก C_v / C_c มีค่าใกล้เคียงกับศูนย์ ค่า $\Delta u_a / \Delta \sigma_3 = B = 1.0$

$\Delta \sigma_3$ = ความดันรอบๆ ตัวอย่างทดสอบที่เปลี่ยนไป (change in the all around pressure)

Δu_3 = ความดันน้ำในโพรงดินที่เปลี่ยนแปลง เนื่องจาก $\Delta \sigma_3$ (change in pore pressure due to $\Delta \sigma_3$)

B = pore pressure coefficient B (pore pressure parameter B)

n = ค่าความพรุนของดิน (porosity of the soil mass)

C_c = ค่าความสามารถในการยุบตัวของดิน (compressibility of the soil skeleton)

C_v = ค่าความสามารถในการยุบตัวของของเหลวในโพรง (compressibility of the pore fluid)

เมื่อดินเหนียวไม่อิ่มตัวด้วยน้ำค่า B จะไม่เท่ากับหนึ่ง เพราะ C_v / C_c จะไม่เท่ากับศูนย์
เมื่อดินเหนียวไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ

ในกรณีของ fully saturate soils ค่าของ pore pressure coefficient B มีค่าเท่ากับหนึ่ง เมื่อค่า deviator stress ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) เข้ามากระทำ ค่า Δu_d มีอยู่ในรูปสมการ 2.10

$$\Delta u_d = \bar{A} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.10)$$

เมื่อรวมผลของ Isotropic Stress และผลของ deviator stress ค่า Δu ทั้งหมด

$$\Delta u = B \cdot \Delta \sigma_3 + \bar{A} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.11)$$

หรือ

$$\Delta u = B(\Delta \sigma + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (2.12)$$

$$\bar{A} = A \cdot B$$

จะเห็นได้ว่าพารามิเตอร์ A เป็นตัวบอกความสัมพันธ์ของความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่เกิดขึ้น เนื่องจากการกระทำของแรงเฉือนแบบอันเดรนระหว่างการทดสอบแบบอันเดรน มวลดินจะมีปริมาตรคงที่ ถ้าแรงเฉือนนั้นกระทำต่อดินนอร์มัลลีสคอนโซลิเดท เม็ดดินมีแนวโน้มที่จะกดเข้าหากัน ความดันน้ำระหว่างเม็ดดินจะเพิ่มขึ้นและพารามิเตอร์ A จะมีค่าเป็นบวกและสามารถมีค่าประมาณ 1.0 หรืออาจจะสูงกว่า 1.00 สำหรับดินที่มีความไวสูง (highly sensitive soil) เพราะเกิดการแตกหักของ bond ที่บริเวณ contract ของเม็ดดินโครงสร้างเม็ดดิน จะมีการเปลี่ยนแปลงในรูปร่าง ส่วนดินโอเวอร์คอนโซลิเดท (heavily overconsolidated soil) เมื่อถูกหน่วยแรงเฉือนมากกระทำ เนื่องจากไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรมวลดินนั้น ($\Delta V = 0$) ความดันน้ำระหว่างเม็ดดินจะลดลง (Δu ติดลบ) จึงทำให้พารามิเตอร์ A มีค่าเป็นลบได้ การได้ค่า A เป็นค่าลบหมายความว่า ดินเหนียวพยายามขยายตัวขึ้น เพื่อพยายามให้ void ratio เปลี่ยนแปลง ทั้งนี้เนื่องจากดินเหนียวได้ถูกหน่วยแรงที่ถูกกดมามากในอดีต ($OCR \gg 1.0$)

2.4 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)

Taylor (1949) และ Casagrande & Wilson (1953) และ Lamb & Whitman (1960) ได้แนะนำการใช้ทางเดินของความเค้นประสิทธิผลแสดงสถานะของความเค้นบนระนาบผิวที่มีค่าแรงเฉือนสูงสุดในการทดสอบไตรแอกเซียล ทางเดินของหน่วยแรงเป็นเส้นแสดงสภาวะการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในมวลดิน แสดงให้เห็นอย่างต่อเนื่องในทุกๆสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในระนาบเดียวกันและสามารถแสดงได้โดยทางเดินโลโก้ของจุดโคออดิเนทของความเค้น ซึ่งสามารถแสดงได้ทั้งในเทอมของความเค้นรวม (total stress) และความเค้นประสิทธิผล (effective stress) โดยที่

- หน่วยแรงเฉือนสูงสุดในระนาบทำมุม 45° กับระนาบของหน่วยแรงหลัก (σ_1) (maximum shear stress) ,

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad (2.13)$$

- ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งฉาก (normal stress) บนระนาบทำมุม 45° กับระนาบหน่วยแรงหลัก

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 = p - u \quad (2.14)$$

- ค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉาก (normal stress) บนระนาบทำมุม 45° กับระนาบหน่วยแรงหลัก

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$$

โดยที่จะเขียนอยู่ในรูปไดอะแกรมของ \bar{p} หรือ \bar{p} (แกนนอน) และ \bar{q} (แกนตั้ง) โดยใช้ scale เดียวกัน ในการทดสอบไตรแอกเซียลทั่ว ๆ ไป ในการทดสอบ triaxial โดยการกดตัวอย่างแบบอันเดรอน ทางเดินของความเค้นรวมจะเป็นเส้นตรงทำมุม 45 องศา กับแนวราบ (\bar{p}) และทางเดินของความเค้นประสิทธิผลสำหรับดินเหนียวที่ทดสอบอยู่ในสภาพที่ไม่ระบายน้ำจะเป็นเส้นโค้งแบบต่าง ๆ ขึ้นกับปริมาณความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในมวลดิน เนื่องจากการกระทำของหน่วยแรงภายนอกและสัดส่วนโอเวอร์คอนโซลิดेशन (overconsolidation ratio , OCR) ของดินด้วย

เอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจากไดอะแกรมของ \bar{p} และ \bar{q} (\bar{p} - \bar{q} strength envelope) คือเส้นตรงที่ลากผ่านจุดที่เกิดหน่วยแรงเฉือน ณ จุดพิบัติในไดอะแกรมของ \bar{p} และ \bar{q} ซึ่งถูกกำหนดโดยค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (q_r) ที่มวลดินจะรับได้ในปี 1960 Whitman ได้แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงเฉือน (shear strength) ณ จุดพิบัติไม่ต่างจากเอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจาก Mohr และ Coulomb หรือ สมการของเส้นเอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจากไดอะแกรมของ \bar{p} และ \bar{q} ณ จุดพิบัติ สามารถแทนได้ด้วยสมการของเส้นตรงต่อไปนี้

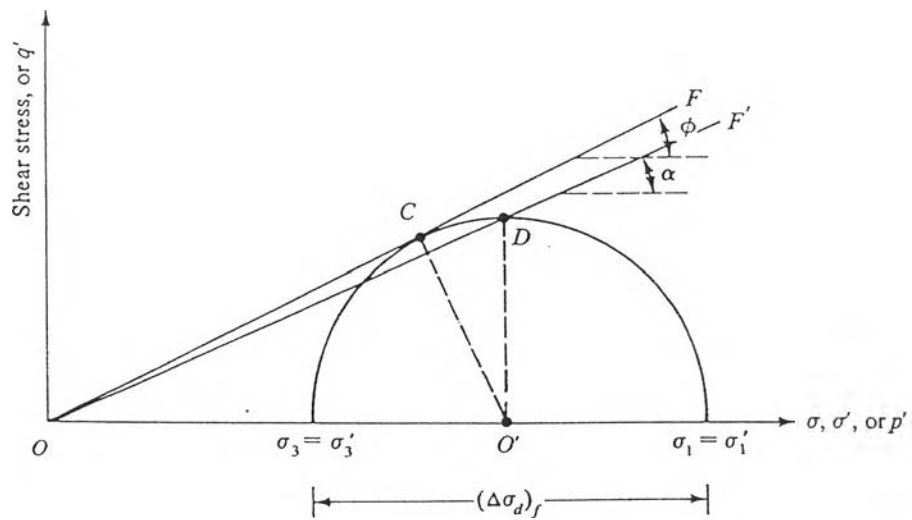
$$q_r = a + \bar{p}_r \tan \alpha \quad (2.16)$$

โดยที่

$$q_r = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad \text{ณ จุดพิบัติที่กำหนด}$$

$$\bar{p}_r = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad \text{ณ จุดพิบัติที่กำหนด}$$

a = หน่วยแรงยึดหยุ่นประสิทธิผล ซึ่งมีค่าเท่ากับระยะตัดของเส้นเอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจากไดอะแกรมของ \bar{p} และ \bar{q} บนแกนตั้ง (\bar{q})



รูปที่ 2.1 แสดงความสัมพันธ์ Mohr-Coulomb envelope และ \bar{p} - \bar{q} strength envelope เอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนจากไดอะแกรมของ \bar{p} และ \bar{q} ณ จุดพิบัติสามารถใช้แสดงแทนซึ่งกันและกันได้ และมีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกันดังต่อไปนี้

จากสมการของเส้นเอนเวลลอปในรูปแบบของหน่วยแรงเฉือนประสิทธิภาพ Mohr และ Coulomb ณ จุดพิบัติ (Mohr-Coulomb strength envelope)

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \cdot \tan \bar{\phi} \tag{2.17}$$

ดังนั้นจากสมการของเส้นเอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิภาพทั้งสองแบบนี้ จะได้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$\bar{a} = \bar{c} \cos \bar{\phi} \tag{2.18}$$

$$\tan \bar{\alpha} = \sin \bar{\phi} \tag{2.19}$$

โดยที่

\bar{a} = ค่าของจุดตัดบนแกนตั้ง (\bar{q}) ขณะที่ $\bar{p} = 0$

$\bar{\alpha}$ = มุมลาดเอียงของเอนเวลลอปที่ทำกับแกนราบ (\bar{p})

α = มุมลาดเอียงของเอนเวลลอปที่ทำกับแกนราบ (p)

สำหรับการทดสอบดินที่มีสภาพอิ่มตัวเต็มที่แบบอันเดรน ซึ่งตัวอย่างดินเหนียวอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำจะมีความเค้นประสิทธิผลในทุกตัวอย่างมีค่าเท่ากันและทดสอบแบบ UU ใน triaxial แล้วค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนการ applied หน่วยแรงเฉือนลงไปไม่มีการเปลี่ยนแปลง จะทำให้ได้เอนเวลลอปของมอร์-คูลอมบ์ในเทอมของความเค้นรวมให้ค่า $\phi = 0$ และ $C_u = S_u = (\sigma_{11} - \sigma_{33})/2$ เนื่องจากวิธีการทดสอบของมวลดิน ดังกล่าวค่า ϕ และ C จึงไม่ตรงกับหลักการของ Mohr Coulomb ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ซึ่งควบคุมทางด้านพฤติกรรมของดินเหนียว) ที่ซึ่งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในดินก่อนที่จะมีหน่วยแรงกระทำ ต้องมีการเปลี่ยนแปลง ค่า ϕ ที่ได้นี้จึงถูกพิจารณาว่า $\phi = 0$ concept (ซึ่งมีมูลเหตุมาจากการเปลี่ยนแปลงของความดันเซลล์นั้นไม่ทำให้ความเค้นประสิทธิผลในตัวอย่างก่อนที่จะมีหน่วยแรงเฉือนมากกระทำเปลี่ยนแปลง)

2.4.1 ผลของ stress history ต่อทางเดินของความเค้น (Effect of stress History on Stress Paths)

Stress history มีอิทธิพลต่อรูปร่างของทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (effective stress paths, ESP) มากจากการทดสอบโครเอ็กเซียลแบบอันเดรนความดันน้ำระหว่างเม็ดดินที่ตอบสนองต่อการกระทำของแรงเฉือน (Δu) จะต่างกันตามสัดส่วนโอเวอร์คอนโซลิเดชัน (OCR) ของดิน ความดันน้ำดังกล่าวจะทำให้ทางเดินของความเค้นประสิทธิผลหันเหออกจากทางเดินของความเค้นรวมมากน้อยต่างกัน

รูปที่ 2.2 แสดงแบบต่าง ๆ ของทางเดินของความเค้นประสิทธิผลตามชนิดของดิน ซึ่งเปรียบเทียบกันโดยใช้ทางเดินของความเค้นรวม (TSP) ของการทดสอบ Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression เป็นตัวเปรียบเทียบ รูปแบบทางเดินประสิทธิผลที่ได้จากการทดสอบจะออกมาในรูปแบบต่างๆ ดังนี้

แบบที่ 1 พบมากในดินโอเวอร์คอนโซลิเดตมาก (heavily overconsolidated clays) ที่ strain น้อย ๆ Δu จะเปลี่ยนไปเป็นลบ เนื่องจากดินมีแนวโน้มที่จะขยายตัวออก (dilate) ESP จะวกกลับไปอยู่ทางขวามือของ TSP

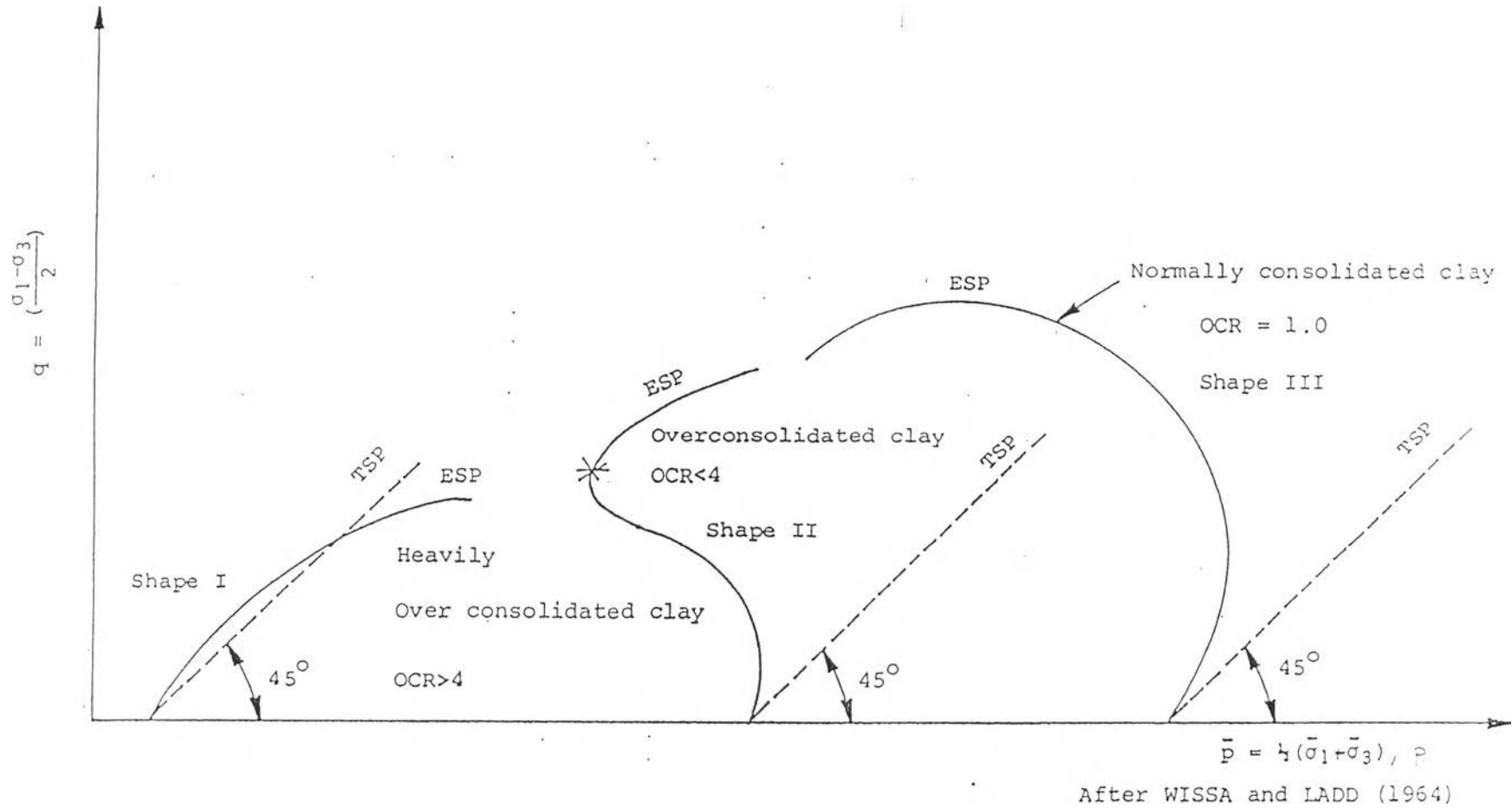
แบบที่ 2 พบได้ในดินนอร์มัลส์คอนโซลิดेट เนื่องจากโครงสร้างของดิน (soil skeleton) นี้มีแนวโน้มที่จะแตกหัก ดังนั้น Δu จะสูงขึ้นเรื่อย ๆ เมื่อ strain มากขึ้น เพราะฉะนั้น ESP จึงเบี่ยงเบนออกไปทางซ้ายของ TSP เรื่อย ๆ

แบบที่ 3 เป็น ESP ของดินโอเวอร์คอนโซลิดेटเล็กน้อย (slightly overconsolidated clays) ซึ่งจะแสดงลักษณะของดินนอร์มัลส์คอนโซลิดेटและดินโอเวอร์คอนโซลิดेट การรวมกัน ในช่วงแรกที่ดินรับแรงเฉือน โครงสร้างเม็ดดินมีแนวโน้มที่จะหดตัว ทำให้เกิดค่า แรงดันน้ำส่วนเกิน (Δu , excess pore pressure) เป็นบวก (positive) เมื่อความเครียด (strain) มากขึ้นจนถึงจุดที่เกิดการแตกหักของโครงสร้างเม็ดดินและเกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของเม็ดดิน ทำให้ดินมีแนวโน้มที่จะขยายตัว และทำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน มีค่าเป็นลบ (negative) และผลคือ แรงดันน้ำส่วนเกิน ลดลงทำให้ เส้นทางเดินประสิทธิผล (ESP, Effective Stress Path) โค้งกลับมาทางขวาอย่างรวดเร็ว

2.4.2 ทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับการทดสอบ ชนิดต่าง ๆ (Stress Paths for Different Types of Tests)

การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในการทดสอบดินสามารถแสดงได้ด้วยทางเดินของหน่วยแรง การทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำในสภาพ 1 มิติ จะมีทางเดินของความเค้นประสิทธิผลทับกับเส้น K_0 (K_0 line) การทดสอบไตรแอกเซียลจะมีทางเดินของหน่วยแรงรวมได้หลายแบบแล้วแต่เงื่อนไขของระบบความเค้น (รูปที่ 2.3) รูปที่ 2.4 แสดงรูปแบบของทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล โดยคอนโซลิดेटตัวอย่างแบบไอโซทรอปิก (นั่นคือ $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$) แล้วกดตัวอย่างในแนวตั้งแบบอันเดรอน โดยที่ความดันเซลล์คงที่ รูปที่ 2.3 ก. แสดงทางเดินของหน่วยแรงรวมแบบต่าง ๆ โดยความเค้นในตัวอย่างเริ่มที่ $\sigma_v = \sigma_h$ ข. ทดสอบแบบเรียงที่ $\sigma_v > \sigma_h > 0$ รูปที่ 2.5 แสดงทางเดินของความเค้นประสิทธิผล โดยความเค้นในตัวอย่างเริ่มที่ $\sigma_v = \sigma_h = 0$ และ σ_1 กับ σ_3 เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนคงที่ ซึ่งการทดสอบแบบนี้มี

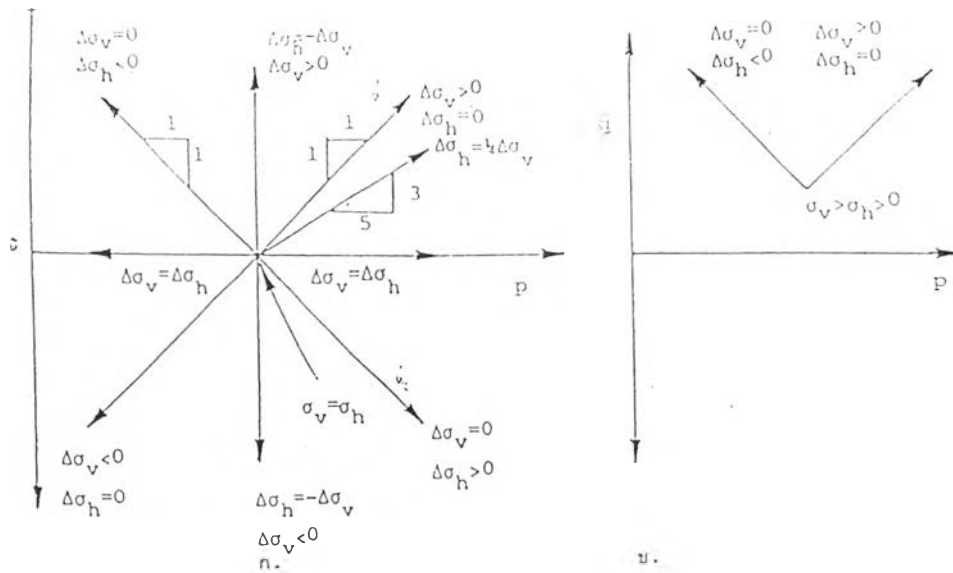
$$\frac{q}{p} = \frac{1 - K}{1 + K} = \tan \beta \quad (2.25)$$



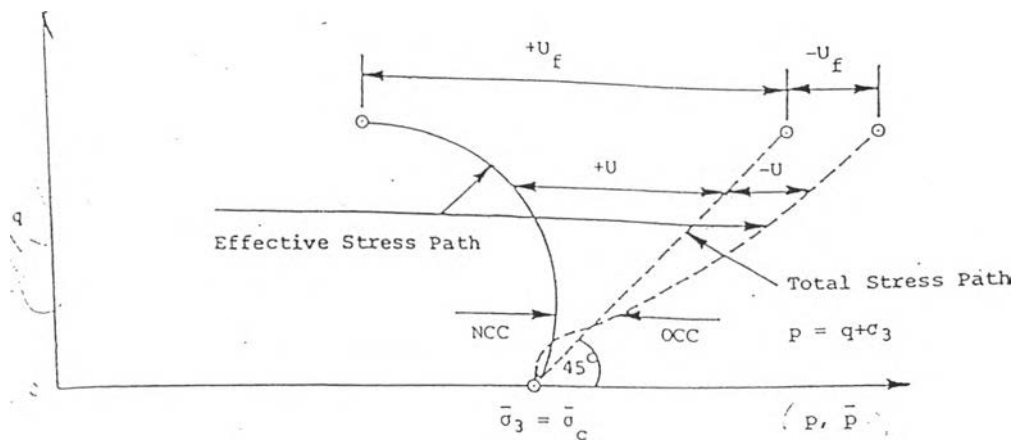
รูปที่ 2.2 แสดงแบบต่างๆ ของทางเดินความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress paths) ตามชนิดของดิน ซึ่งเปรียบเทียบกันโดยใช้ทางเดินความเค้นรวม (Total Stress paths) ของการทดสอบ Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression Test

$$K = \sigma_3' / \sigma_1'$$

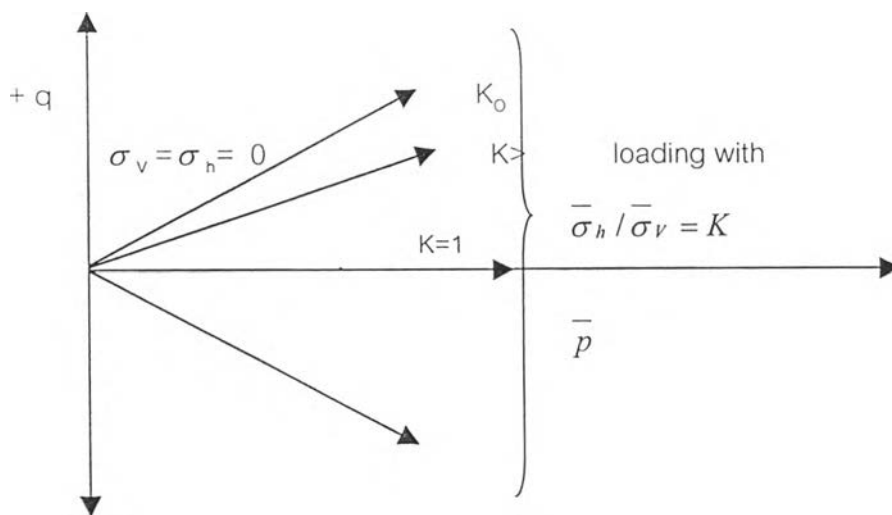
ซึ่ง K = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน (Coefficient of lateral stress) เส้นตรงที่แสดงในรูปที่ 2.5 เป็นเส้นที่แสดงว่าทุกจุดบน ESP (ซึ่งเป็นเส้นตรง) จะมีค่า K เท่ากัน สำหรับทางเดินของความเค้น $K = 1$ คือมีการเพิ่มของ σ_v และ σ_h เท่าๆ กัน หรือการกดตัวอย่างแบบไอโซทรอปิกและไม่มีแรงเฉือนกระทำ กรณีที่ดินนอร์มัลลีสคอนโซลิดเทมมีหน่วยแรงทับถมเพิ่มขึ้นหลังจากการเกิดการตกตะกอนทับถมกันของเม็ดดินและถูกขจัดออกหมดจะมีค่า K_0 คงที่ไม่ว่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งหรือในแนวนอนจะมีค่าเท่าใด รูปที่ 2.6 แสดงทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (ESP) 2 แบบที่จะนำไปสู่ระบบความเค้น \bar{p}_0, q_0 ระหว่างการทดสอบ แบบแรกโดย ESP 1 ซึ่งไม่มีการเปลี่ยนแปลงของหน้าตัดภายใต้ความเค้นคอนโซลิดเดชัน K_0 (K_0 consolidation) ที่กระทำและตัวอย่างจะรับแรงเฉือนอยู่ตลอดเวลา อีกแบบหนึ่งโดย ESP 2A ทำโดยให้เกิดคอนโซลิดเดชันภายใต้ระบบหน่วยแรงไอโซทรอปิกเสียก่อน ซึ่งทำให้เกิดการหดตัวของพื้นที่หน้าตัด (inward lateral strain) และต่อด้วย ESP 2B เป็นการเพิ่มหน่วยแรงเฉือนแบบเดรน จนระบบความเค้นเป็นสภาพ \bar{p}_0, q_0 การเพิ่มแรงเฉือนนี้จะทำให้พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างเพิ่มขึ้น (outward lateral strain) พบว่าทางเดินของความเค้นทั้ง 2 แบบ ต่างมุ่งหน้าไปสู่สถานหน่วยแรงที่เหมือนกัน ดังนั้นตัวอย่างควรจะมี W_f (ปริมาณความชื้นก่อนการเพิ่มหน่วยแรงเฉือนเพื่อให้เกิดการวิบัติ) ที่เท่ากันโดยประมาณ (Henkel, 1960)



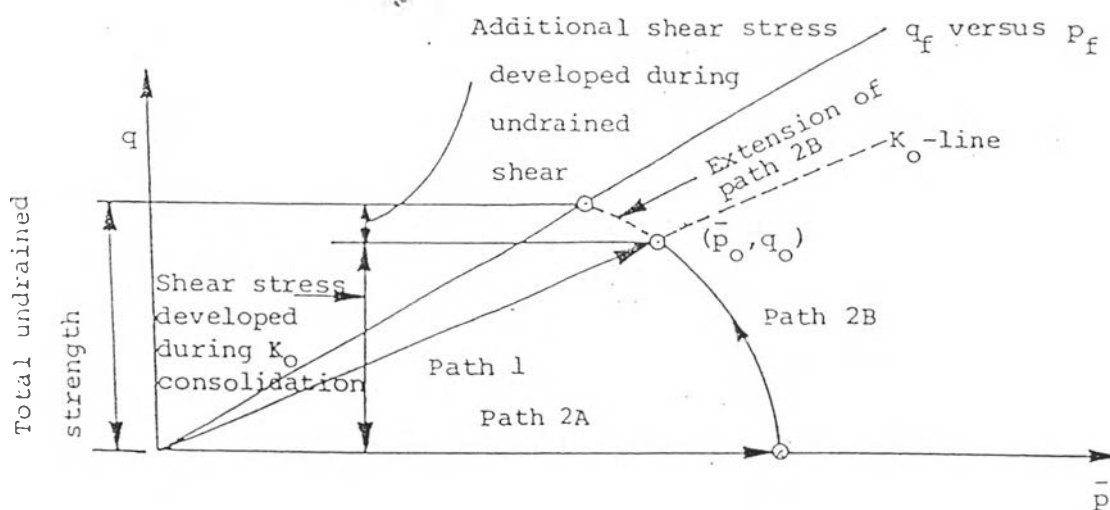
รูปที่ 2.3 ลักษณะต่างๆ ของทางเดินความเค้นรวม (Total Stress Paths) จากการทดสอบ ไตรแอกเซียลแบบอันเดรน โดยที่ ก. $\sigma_v = \sigma_h$, ตอนเริ่ม ข. $\sigma_v > \sigma_h > 0$



รูปที่ 2.4 ทางเดินความเค้นรวมและประสิทธิผล (Total & Effective Stress Paths) ของกาทดสอบไตรแอกเซียลแบบอันเดรน โดยคอนโซลิเดทแบบไอโซทรอปิก (isotropic) แล้วกดตัวอย่างโดยให้ความดันจากเซลล์คังที่



รูปที่ 2.5 $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h = 0$



รูปที่ 2.6 Theory for undrained shear starting from K_0 condition (Lambe & Whitman, 1969)

2.5 การกำหนดจุดวิบัติในการทดสอบแรงอัดสามแกน (triaxial)

Bjerrum & Simons (1960) , Hotz (1947) และ Kenny (1959) ได้กำหนดหลักจุดที่เกิดการวิบัติในการทดลองแบบไตรแอกเซียล 2 แบบคือ

1. ณ จุดที่เกิดค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด (maximum deviator stress), $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ หรือค่าแรงเฉือนสูงสุด, $((\sigma_1 - \sigma_3)/2)_{\max}$
2. ณ จุดที่เกิดค่า maximum principle effective stress ratio, $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ หรือเรียกว่า maximum obliquity

ในการทดลองแบบเดรน (drained test) ในดินเหนียวมักจะมีจุดที่เกิดการวิบัติจากหลักการกำหนดจุดที่เกิดการวิบัติทั้งสองแบบ มักจะอยู่ที่จุดเดียวกัน แต่ในการทดลองแบบอันเดรน (undrained test) สำหรับ sensitive normal consolidated clay หรือ slightly overconsolidated โดยเฉพาะเมื่อทำ K_0 consolidation จุดที่เกิดการวิบัติจากหลักการกำหนดจุดที่เกิดการวิบัติทั้งสองแบบนี้ อาจจะมีจุดเดียวกันหรือต่างจุดกันก็ได้

ในกรณีที่เกิดต่างจุดกันคือหลังจากเกิดการวิบัติที่ค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดแล้ว axial strain ที่จะทำให้เกิดการพิบัติที่ maximum obliquity จะมีค่ามากกว่า ถ้าหน่วยแรงเบี่ยงเบน (stress deviator) มีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยหลังจากเกิดการวิบัติที่ค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด

โดยทั่วไปการกำหนดจุดที่เกิดการวิบัติมักกำหนดที่จุดที่เกิดค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด ค่า ϕ' , C' ที่ได้จะใช้ในสภาพที่อยู่ระหว่างก่อสร้างและในกรณีเดียวกันค่า q_f จะนำมาใช้เป็นค่า S_u สำหรับ $\phi = 0$

ในปี 1948 Taylor ได้เสนอสมการของค่าแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) ของดินอิมิตัวด้วยน้ำดังนี้

$$\tau_{||} = (1/2)(\sigma_1 - \sigma_3)_r * \cos\phi \quad (2.26)$$

โดยที่

- $\tau_{||}$ = แรงเฉือนแบบอันเดรอนโดยพิจารณาค่าหน่วยแรงเฉือนในสภาพวิบัติ
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = ค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด ณ จุดวิบัติ
- ϕ = มุมของเส้นเอนเวลลอปของกำลังรับแรงเฉือนรวมจาก Mohr- Coulomb (τ - σ plot)

สำหรับในกรณีทำการวิเคราะห์เสถียรภาพ (stability) ของดินเหนียวโดยวิธี total stress ($\phi = 0$ analysis) ซึ่งใช้หลักการของ $\phi = 0$ ค่าของแรงเฉือนแบบอันเดรอน (S_u) มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด ณ จุดวิบัติ

$$S_u = (1/2) (\sigma_1 - \sigma_3)_f \text{ หรือ maximum shear stress นั้นเอง} \quad (2.27)$$

2.6 ทฤษฎีของการบดอัด

2.6.1 ทฤษฎีของ Lambe (1960)

Lambe (1960) ได้อธิบายผลของการบดอัดของรูปร่างกราฟการบดอัด (shape of compactive curve) ในเทอมของ Surface Chemical Theories กล่าวว่า ที่ความชื้นต่ำอนุภาคจะมีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated เนื่องจากความเข้มข้นของ electrolyte สูง มีผลทำให้ Osmotic Repulsion ลดลง สาเหตุที่ทำให้การจัดเรียงตัวแบบ Flocculation มีความหนาแน่นลดลงคือ เมื่อปริมาณน้ำ (ในดิน) เพิ่มขึ้น ความเข้มข้นของ electrolyte ลดลง ทำให้วงน้ำ (double layer) เพิ่มขึ้นและเป็นผลทำให้อนุภาคมีการจัดเรียงตัวแบบ Dispersed มากขึ้น การเพิ่มขึ้นของความหนาแน่นแห้งได้สมมุติฐานผลจากการ dispersion คือ การทำให้เกิดการลื่นไถล (slip) ของแต่ละอนุภาคทำให้มีการจัดเรียงตัวและแน่นมากขึ้น Lambe (1960) จะพิจารณาผลของการเพิ่มน้ำในดินซึ่งมีผลในรูปการหล่อลื่น (Lubrication) ของอนุภาคในดิน

2.6.2 ทฤษฎีที่ใช้อธิบายโดยหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress)

Hilf (1956), Olson (1963), Barden and Sides (1970) ได้อธิบายหน่วยแรงประสิทธิผลของรูปร่างกราฟการบดอัด (compaction curve) ว่า เกี่ยวข้องกับแนวความคิดของการหล่อลื่น (lubrication) และความหนืดของน้ำ (viscous) เนื่องจากดินจะมี

การจับตัวกันเป็นก้อนด้วยอนุภาคของดินภายในโดยยึดกันกันด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งเกิดจากความตึงผิว (capillary) เมื่อมีกระบวนการบดอัดให้กับดิน ดินก็จะจัดตัว (deform) กันและอัดตัวกัน เมื่อเราให้พลังงานบดอัด การบดอัดจะง่ายขึ้นเมื่อเราทำให้ก้อนดินอ่อนนุ่มมากกว่า โดยการเพิ่มน้ำให้กับดิน Barden and Sides (1970) ได้แสดงให้เห็นว่าการอุดตันของอากาศภายในดินเมื่อได้รับการบดอัด และความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry density) ที่จุดความชื้นที่เหมาะสมที่สุด (Optimum Moisture Content) เป็นเหตุผลที่สามารถอธิบายถึงค่าพลังงานสูงสุดที่ให้กับดินเพื่อที่จะได้ประสิทธิภาพมากที่สุด การเพิ่มน้ำในการบดอัดทำให้ไล่อากาศที่มีในดินและชั่วคราวก็จะเปลี่ยนแรงดันน้ำ (Pore Air Pressure) ซึ่งจะต้านทานพลังงานในการบดอัด

2.7 พฤติกรรมทางด้านหน่วยแรง-ความเครียด, ความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น, กำลังรับน้ำหนักประสิทธิผลและการจัดเรียงตัวของอนุภาคในดินเหนียวที่ถูกบดอัด

ในปี ค.ศ. 1960 ได้มีการศึกษาถึงผลการบดอัดในดินเหนียวที่มีต่อแรงดันน้ำ (Pore Pressure) และ กำลังรับน้ำหนักประสิทธิผล (Effective Shear Strength) นอกจากนี้ยังได้ศึกษาผลของความชื้น (moisture content) ที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักและการจัดเรียงตัวของอนุภาค

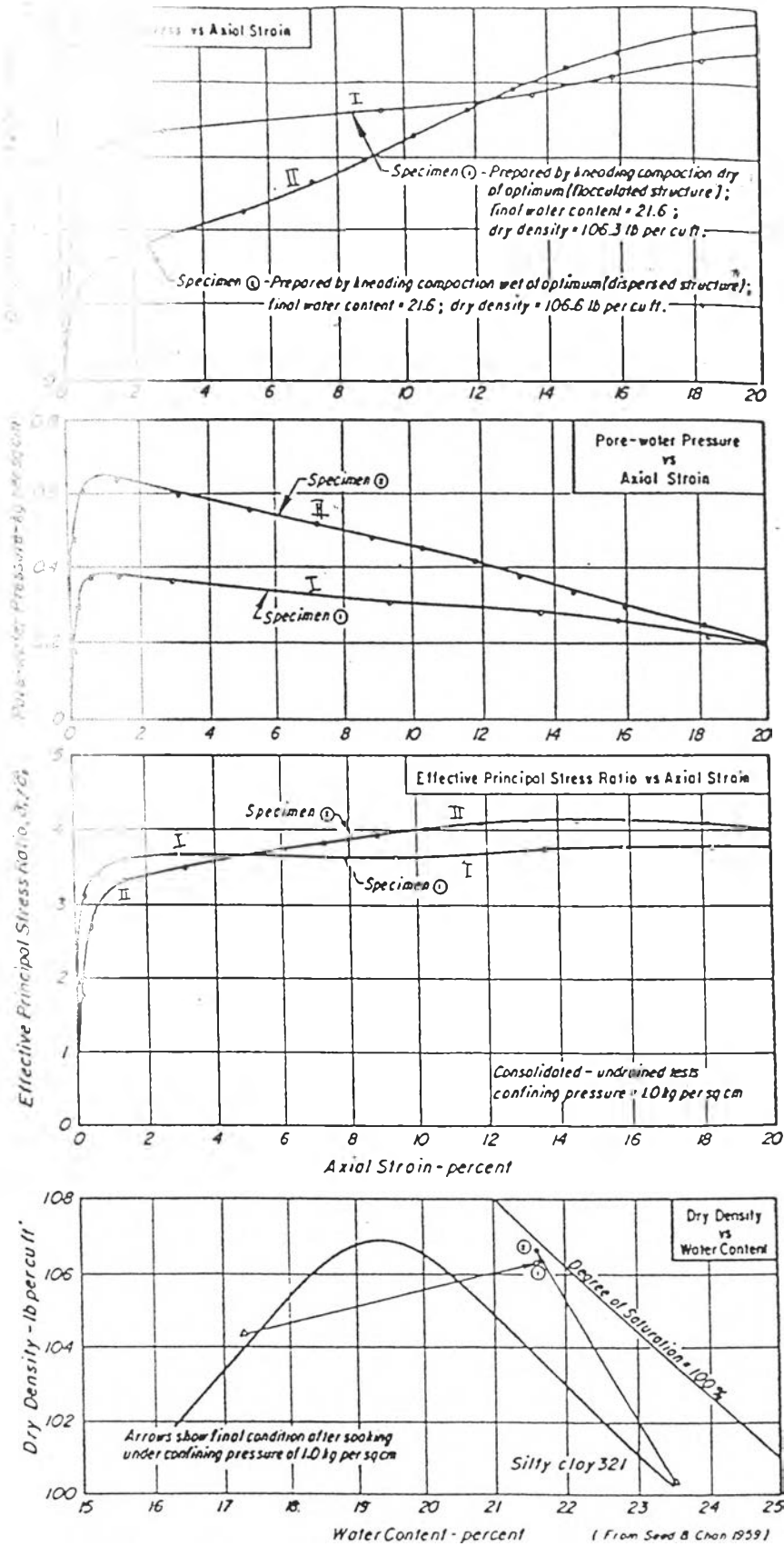
2.7.1 ผลของความชื้นและวิธีการบดอัดที่มีต่อดินเหนียวบดอัด

Mitchell (1956) ได้ทำการทดสอบผลของความชื้นที่มีต่อดินเหนียวบดอัดโดยใช้ตัวอย่างทดสอบสองตัวอย่างทำการบดอัดแบบ remold และใช้วิธีการบดอัดแบบ Kneading Compaction ตัวอย่างแรกบดอัดที่ dry of optimum ใช้แทนการจัดเรียงตัวแบบ Flocculated Structure และตัวอย่างที่สองบดอัดที่ wet of optimum ใช้แทนการจัดเรียงตัวแบบ Dispersed Structure โดยที่ตัวอย่างทดสอบทั้งสองได้รับการแช่น้ำ (soaked) ก่อนทดสอบรับแรงเฉือน (shearing) ให้มีความชื้นเท่ากับ 21.6% และความหนาแน่นแห้งเท่ากับ 106.3 และ 106.6 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว ตามลำดับ ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 2.7

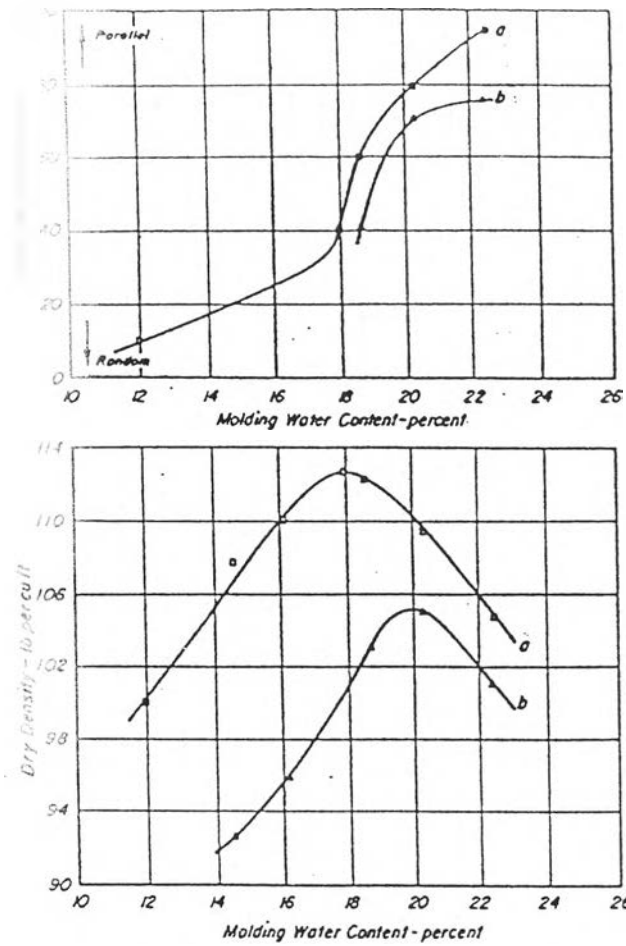
จากกราฟรูปที่ 2.7 พบว่า กราฟผลการทดสอบของตัวอย่างที่สองซึ่งแสดงผลการทดสอบของตัวอย่างดินที่มีโครงสร้างแบบ Dispersed Structure จะให้ค่า

deviator stress สูงสุดที่ความเครียดตามแนวแกนเท่ากับ 20% ในขณะที่ กราฟผลการทดสอบของตัวอย่างที่หนึ่งซึ่งแสดงผลการทดสอบของตัวอย่างดินที่มีโครงสร้างแบบ Flocculated Structure จะให้ค่า deviator stress สูงสุดที่ความเครียดตามแนวแกน 2% เมื่อพิจารณาที่ final strength และแรงดันน้ำของตัวอย่างทดสอบทั้งสองคาดว่า การจัดเรียงตัวแบบ Dispersed Structure บริเวณที่เกิด failure plane ในโครงสร้างจะเกิดขึ้นที่ละน้อยจนถึงที่ความเครียดตามแนวแกนสูง ๆ จากผลดังกล่าว (รูปที่ 2.7) คาดว่าวิธีการบดอัดมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้น shear strain ในโครงสร้างแบบ Dispersed Structure มากกว่า

รูปที่ 2.8 และ 2.9 เป็นกราฟแสดงผลและวิธีการบดอัดของความชื้น (molding moisture content) ที่มีต่อการจัดเรียงตัวของอนุภาคและผลต่อกำลัง (strength) ของดินเหนียวบดอัดซึ่งทำการศึกษาโดย Seed และ Chan (1959) ซึ่งจากรูปที่ 2.8 สรุปได้ว่าเมื่อความชื้นเพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ดินเหนียวบดอัดมีการจัดเรียงตัวของอนุภาคแบบ Dispersed Structure มากขึ้น และเมื่อความชื้นลดลงจะมีผลทำให้ดินเหนียวบดอัดมีการจัดเรียงตัวของอนุภาคแบบ Flocculated Structure มากขึ้น ในรูปที่ 2.9 ผลการจัดเรียงโครงสร้างและวิธีการบดอัดที่มีผลต่อการกำลังรับน้ำหนัก ซึ่งสรุปได้ว่าดินเหนียวบดอัดที่มีการจัดเรียงตัวแบบ Flocculate Structure มีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าดินเหนียวบดอัดที่มีการจัดเรียงตัวแบบ Dispersed Structure และวิธีการบดอัดมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักแต่จะมีผลทางด้านเปียก (wet side) ของกราฟการบดอัด โดยที่การบดอัดแบบ Static Compaction ให้กำลังรับน้ำหนักสูงที่สุด และการบดอัดแบบ Vibratory Compaction, Kneading Compaction ให้กำลังรับน้ำหนักลดลงตามลำดับ ดังนั้นการหดตัว (Shrinkage) ในดินเหนียวบดอัดแบบ Kneading Compaction มีค่าสูงสุดและการบดอัดแบบ Vibratory Compaction, Static Compaction จะมีค่าการหดตัวลดลงตามลำดับที่หน่วยแรงเดียวกัน โดยในรูปที่ 2.9 เป็นค่าที่ได้เมื่อความเครียดตามแนวแกนเท่ากับ 5%

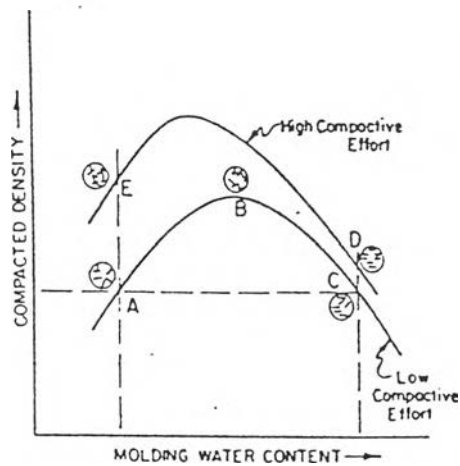


รูปที่ 2.7 กราฟแสดงผลของความชื้นที่มีผลต่อการจัดเรียงอนุภาค (structure) พฤติกรรมทางด้านกำลังรับน้ำหนัก ในการทดสอบ Consolidated-Undrained Test ของดิน Silty Clay



2 (a)-INFLUENCE OF MOLDING WATER CONTENT ON PARTICLE ORIENTATION FOR COMPACTED SAMPLES OF BOSTON BLUE CLAY.

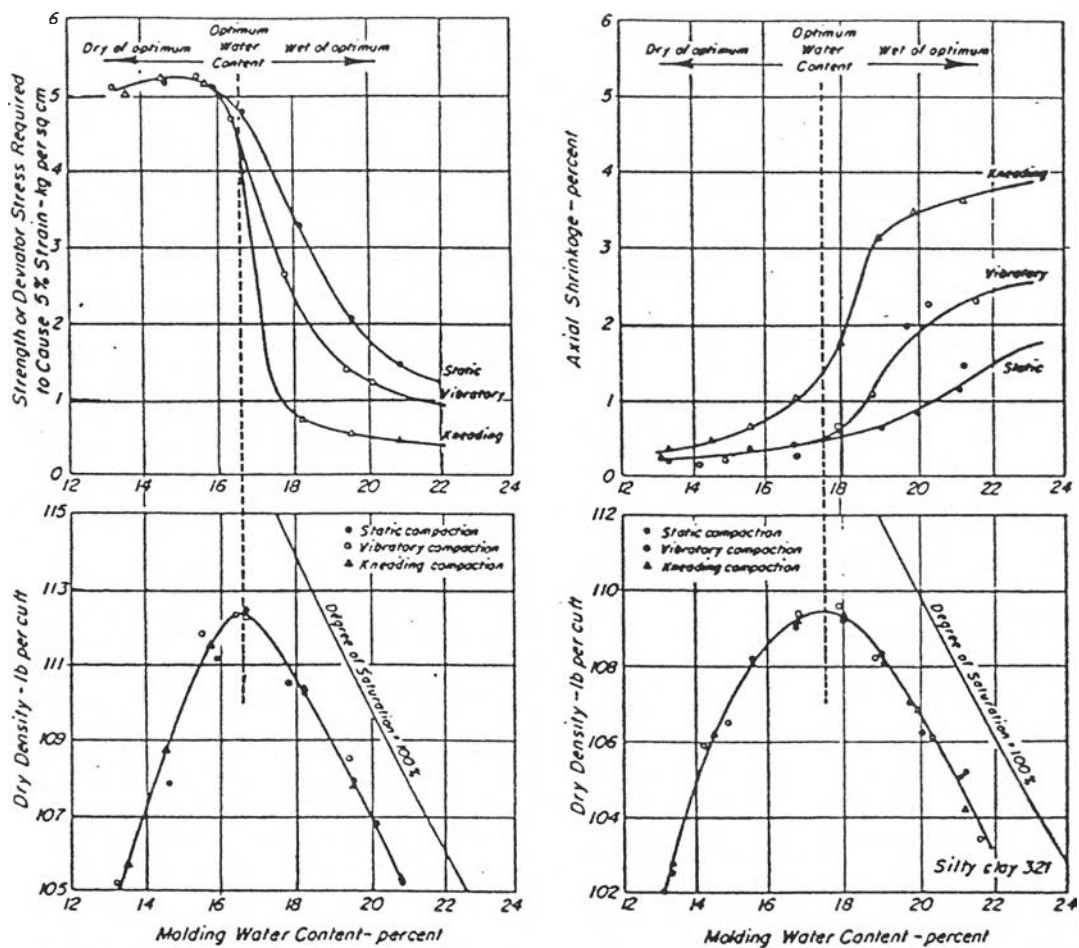
(After J.G. Pacey, Jr)



2 (b)-EFFECT OF COMPACTION ON SOIL STRUCTURE

(After T W Lambe)

รูปที่ 2.8 ผลของความชื้น (molding water content) ในกราฟการบดอัดต่อการจัดเรียงตัวของอนุภาคของดินเหนียวบดอัดของดิน Boston Blue Clay



รูปที่ 2.9 ผลของวิธีการบดอัด (Method of Compaction) ที่มีต่อกำลังรับน้ำหนัก (Strength) และการหดตัว (Shrinkage) ในดิน Silty Clay