

2.1 แนวความคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการทรุดตัวของชั้นดิน

มวลดินที่เราพิจารณา มักจะหมายถึง เม็ดดิน และช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ซึ่งประกอบด้วยอากาศและน้ำ โดยทั่วไปเราจะถือว่า เม็ดดิน และน้ำไม่สามารถจะถูกบดอัดได้ ภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุก

เมื่อมวลดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ รับน้ำหนักบรรทุก ด้วยเหตุที่ดินเหนียวมีค่าความซึมของน้ำต่ำ (Low Permeability) ฉะนั้นน้ำหนัก ที่กระทำบนมวลดินจะถูกรองรับด้วยความดันน้ำ (Pore Water Pressure) และเมล็ดดิน การสัดตัวของเมล็ดดินเนื่องจากน้ำหนัก ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้ง และแนวนอน เรียกว่า undrained movement ซึ่งเกิดขึ้น โดยที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร เมื่อความดันน้ำโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น เกิดการกระจายออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Dissipation) ในลักษณะของการไหลของน้ำอันเนื่องมาจาก total head สูงกว่ามวลดินภายนอก ทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินลดลง ปรากฏการณ์ที่เกี่ยวกับการไหลของน้ำ และทำให้เกิดการส่งถ่ายหน่วยแรงประสิทธิผล เราเรียกว่า ขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process) ในทางปฏิบัติ การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ เมื่อมีน้ำหนัก หรือแรงภายนอกมากกระทำจนทำให้เกิดความเครียดในลักษณะสอง และสามมิติจะประกอบด้วย

- 1) การทรุดตัวแบบทันทีทันใด หรือแบบอันเดรน (Immediate or Undrained Settlement, ρ_i)
- 2) การยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation, ρ_c)
- 3) การยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation, ρ_s)

ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว การยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation) มักจะมีค่าน้อย เมื่อเทียบกับการยุบอัดตัวครั้งแรก ยกเว้นกรณีที่มีมวลดิน มีสารอินทรีย์รากไม้ และ inorganic silt ผสมอยู่

2.2 การคาดคะเนการทรุดตัว โดยวิธีปฏิรูปกลศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method)

2.2.1 การทรุดตัวแบบทันทีทันใด หรือแบบอั้นเดรน (Immediate or Undrained Settlement, ρ_i)

เมื่อชั้นดินอ่อนได้รับแรงกระทำจากภายนอก ด้วยเหตุที่มีค่าความชื้นของน้ำต่ำ และค่าของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างพร้อม ๆ กับการทรุดตัวในแนวตั้งของมวลดิน โดยที่ปริมาตรของมวลดินคงที่ ภายใต้สภาวะอั้นเดรน (Undrained Condition) จึงเรียกว่า การทรุดตัวแบบอั้นเดรน (Undrained Settlement, ρ_i) สามารถจะคำนวณได้จากทฤษฎีอีลาสติค (Theory of Elasticity) ดังนี้

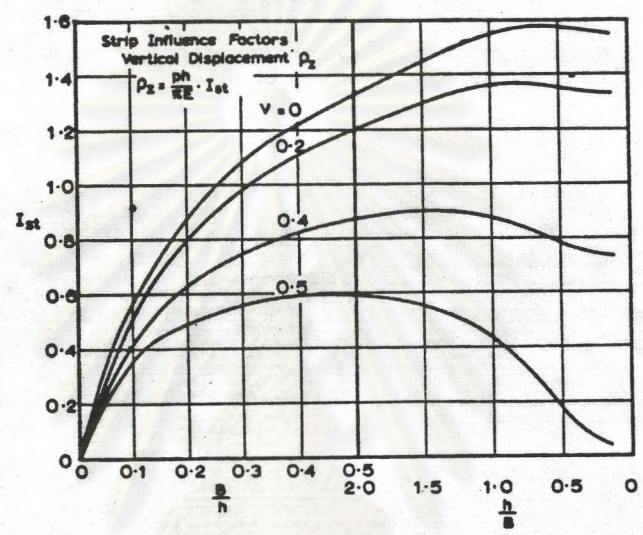
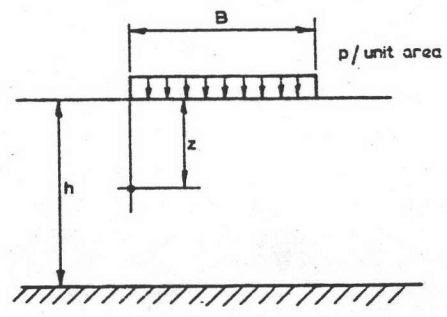
$$\rho_i = \frac{ph}{\pi E_u} I_{st} \dots\dots\dots(2.1)$$

- p = ขนาดของหน่วยแรงภายนอกกระทำที่ระดับผิวดิน
- B = ความกว้างน้อยที่สุดของหน่วยแรงกระทำ
- v = อัตราส่วนปัวซอง (0.5 สำหรับ ดินอ่อนสภาวะอั้นเดรน)
- E_u = โมดูลัสของดินในสภาวะอั้นเดรน
- I_{st} = Influence factor (หาจากรูปที่ 2.1)
- h = ความหนาของชั้นดินอ่อน

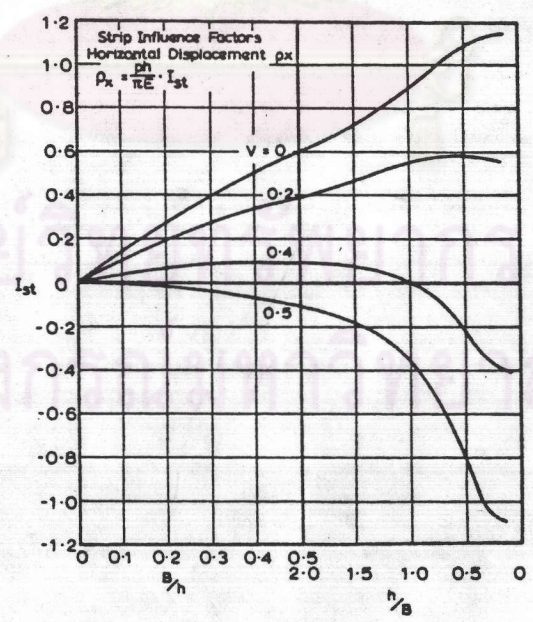
การพิบัติ เฉพาะจุด (Local Yielding) เกิดจากการที่มวลดินบางส่วนได้รับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) จากแรงกระทำภายนอกสูงมาก จนกระทั่งมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของมวลดิน เป็นผลให้เกิดบริเวณพลาสต์ิค (Plastic Regions) ในชั้นดิน เกิดการทรุดตัวแบบไหล (Flow) หลังจากเกิดการพิบัติเฉพาะจุดแล้ว การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวตั้ง จะเท่ากับการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวราบ (D' Appolonia et al, 1971)

D' Appolonia, Poulos และ Ladd (1971) ได้เสนอวิธีการคำนวณหาค่าการทรุดตัวแบบอั้นเดรน (Undrained Settlement) โดยใช้ทฤษฎี อีลาสติค และปรับแก้ผลของการพิบัติเฉพาะจุด (Local Yielding) โดยใช้สมการ

$$\rho_i = \frac{\rho_e}{SR} \dots\dots\dots(2.2)$$



Strip curves for ρ_z .



Strip curves for ρ_x .

รูปที่ 2.1 แสดงการหาค่า Influence Factor สำหรับการคาดคะเนการทรุดตัว และการเคลื่อนตัวด้านข้างของขอบของ Load Area (Poulos, 1967 b)

ρ_e = การทรุดตัวจากทฤษฎีอีลาสติค สัมการที่ (2.1)

SR = Settlement Ratio รูปที่ 2.2 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ $H/B, f$ และ p/q_u

q_u = Ultimate bearing capacity $\approx 4.5 S_{u_{FV}}$ (Eide, 1969)

f = ค่า initial shear stress ratio เป็นฟังก์ชันกับ OCR รูปที่ 2.3

หรือ

$$= \frac{(1 - K_o)}{(2S_u / \bar{\sigma}_{vo})}$$

2.2.2 การยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation, ρ_c)

กลไกของขบวนการยุบอัดตัวครั้งแรก อาศัยหลักการพื้นฐานที่ว่าที่อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ใด ๆ จะมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ได้มากที่สุดที่ค่าหนึ่งเท่านั้น ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงที่เกิดจากแรงระหว่างเม็ดดิน ถ้าหากมีแรงภายนอกกระทำต่อดิน ซึ่งเกินความสามารถที่ดินจะรับได้ที่อัตราส่วนช่องว่างขณะนั้น แรงกระทำส่วนเกินที่ดินจะรับได้นี้ จะถูกน้ำภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินรับไว้ น้ำที่รับแรงส่วนเกินนี้ เรียกว่า ความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu) ซึ่งจะไหลออกไปจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินด้วยผลของความแตกต่างของ total head ทำให้เกิดการทรุดตัวและจะสิ้นสุดลงเมื่อ ไม่มีความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) เหลืออยู่

การคำนวณการทรุดตัวมีรากฐานมาจากข้อมูลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) และใช้ correction factor จากหลักการของ Skempton และ Bjerrum (1957) รูปที่ 2.4 ประกอบ)

$$\rho_c = \sum_{i=1}^{i=n} m_{vi} \mu_i \Delta \sigma_{vi} H_i \dots \dots \dots (2.3)$$

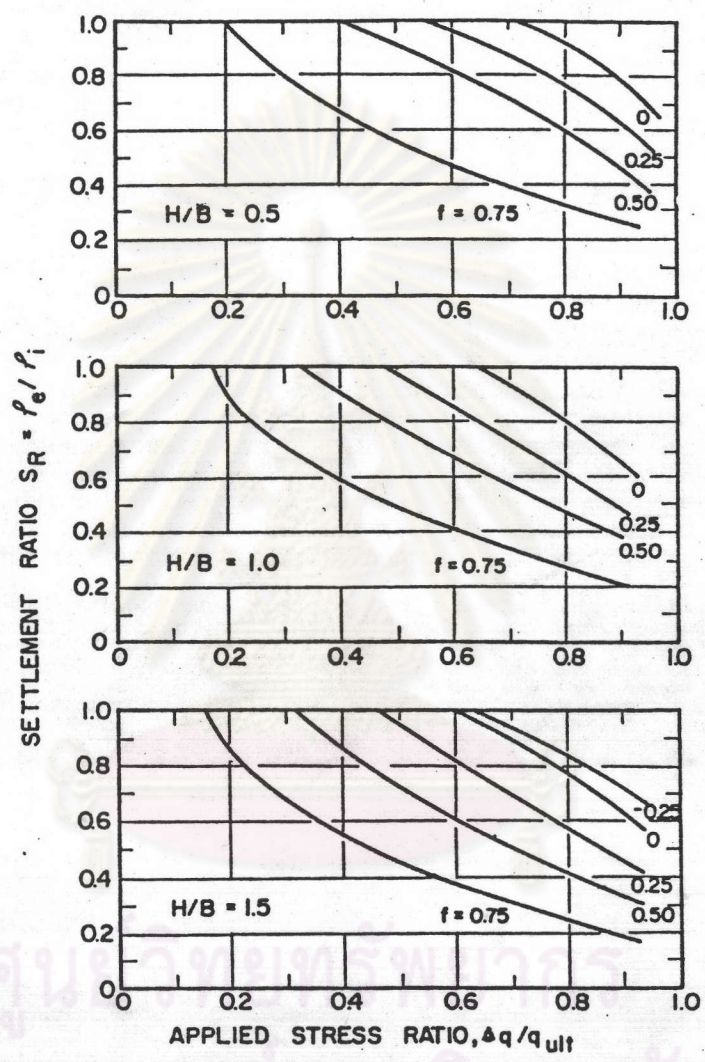
m_{vi} = สัมประสิทธิ์การยุบตัว (Coefficient of Compressibility) ของดินชั้น i

$\Delta \sigma_{vi}$ = หน่วยแรงในแนวตั้ง ที่กึ่งกลางชั้น i ที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากแรงกระทำภายนอก (กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.6)

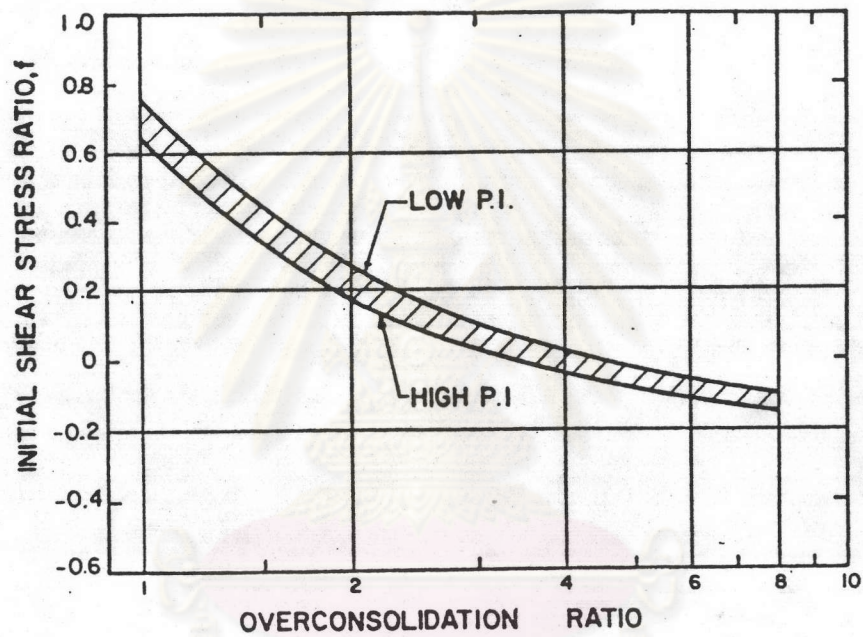
H_i = ความหนาของชั้นดิน ชั้นที่ i

μ_i = สัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient) รูปที่ 2.5

ค่า $\mu_i \Delta \sigma_{vi}$ สามารถแทนได้ด้วย ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Press-

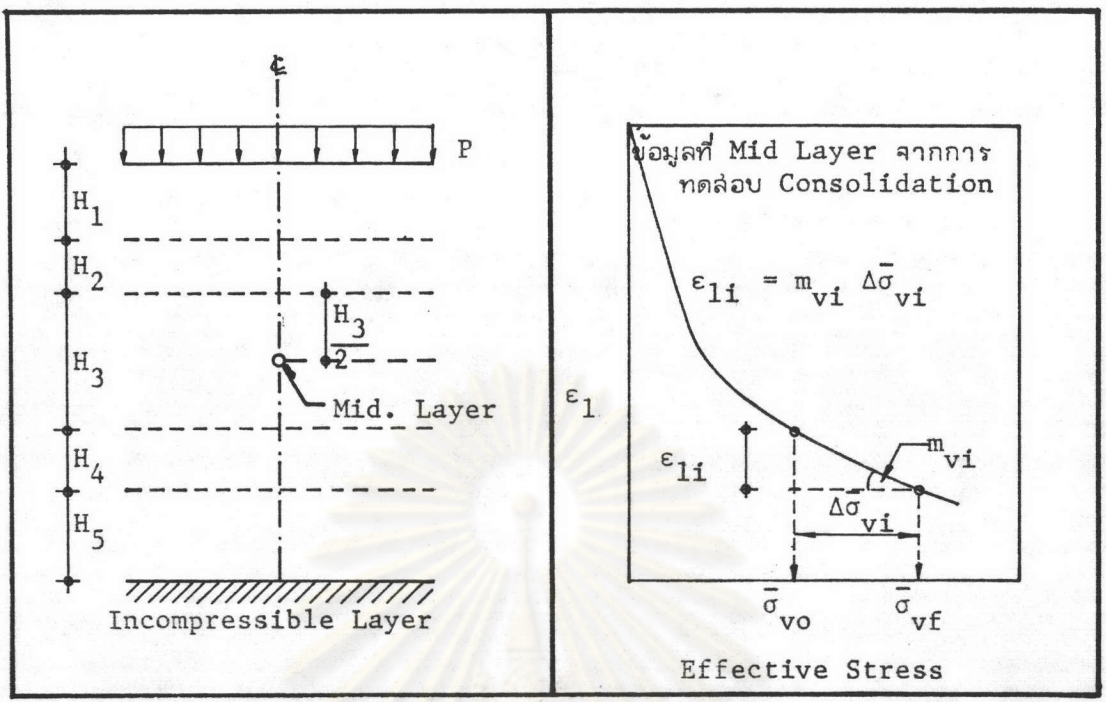


รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio กับ Applied Stress Ratio สำหรับ Strip Load กระทบบน Isotropic Homogeneous Foundation (จาก D' Appolonia et al, 1971)

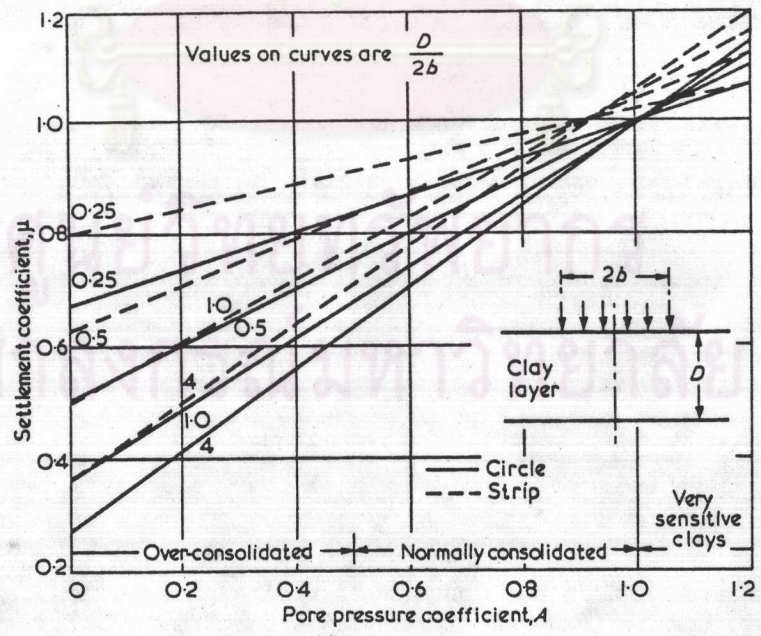


รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Initial Shear Stress กับ Overconsolidation Ratio (จาก D'Appolonia et al., 1971)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.4 หลักการในการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Coefficient กับพารามิเตอร์ A (Skempton และ Bjerrum, 1957)

sure, Δu_i) ฉะนั้น สมการที่ (2.3) สามารถเขียนได้เป็น

$$\rho_c = \sum_{i=1}^{i=n} m_{vi} \Delta u_i H_i \dots\dots\dots(2.4)$$

ค่า Δu_i อาจคำนวณได้จากสัดส่วน $\Delta u/\Delta \sigma_v$ ของ Lee (1983) สำหรับดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ ในปัญหาทางด้านคันทางรูปที่ 2.6 และสำหรับกรณีทั่วไปของ Leonards (1976) รูปที่ 2.7 ในกรณีที่มีการติดตั้ง piezometers เราสามารถหาค่า Δu ได้โดยตรงจากผลต่างของค่าความดันน้ำที่อ่านได้จาก piezometer และ dummy piezometer

$$\Delta u = u - u_o \dots\dots\dots(2.5)$$

u = ค่าความดันน้ำที่วัดได้จาก piezometer ที่ตำแหน่งที่สนใจ

u_o = ค่าความดันน้ำจาก dummy piezometer ที่ระดับเดียวกับตำแหน่งที่สนใจ

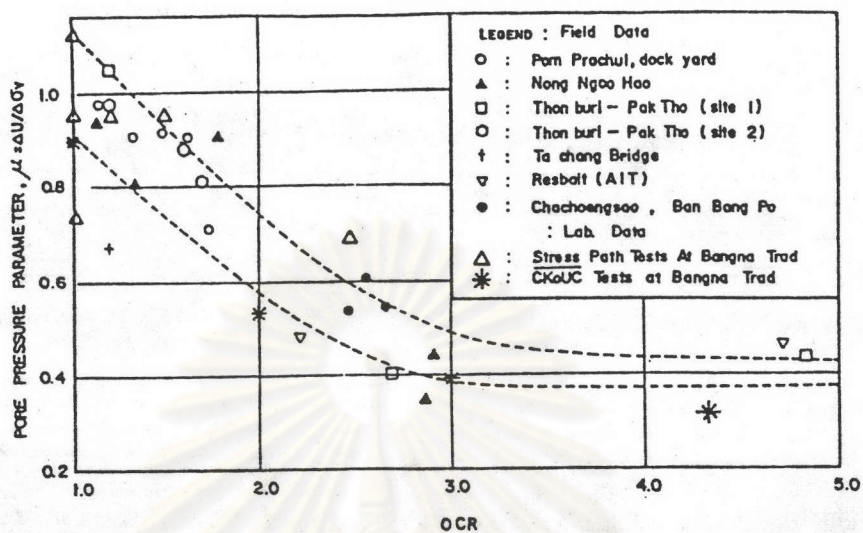
2.2.3 การยุบตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation, ρ_s)

เมื่อความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)

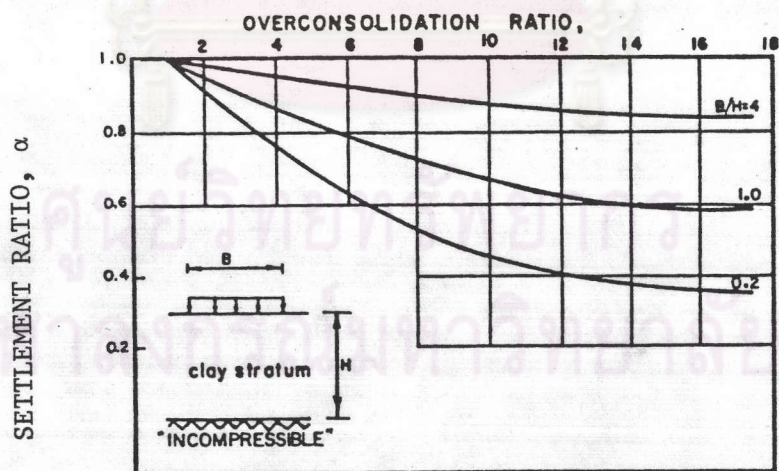
จากขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ ครั้งแรกสิ้นสุดลง ช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะยังคงลดลงด้วยอัตราที่ช้าลง ทั้งนี้เนื่องจากการปรับตัวของเม็ดดิน (Plastic Readjustment of the Soil Particles) ภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยเฉพาะมวลดินที่มีสารอินทรีย์ ไมกา (Mica) plasticity index (PI) สูง ปริมาณการยุบตัวครั้งที่สองจะมีมาก และดินเหนียวที่อยู่ในสภาพ normally consolidated จะมีการทรุดตัวมากกว่าดินที่อยู่ในสภาพ overconsolidated (พิจารณาได้จากค่า C_α ในรูปที่ 2.8)

การคำนวณหาค่า ρ_s สามารถทำได้จากการทดสอบ การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) โดยเอาข้อมูล $\epsilon_1 - \log t$ ระหว่างการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ โดยใช้ผลของการทดสอบที่มีช่วงของหน่วยแรง จากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (In situ Overburden Pressure, $\bar{\sigma}_{vo}$) มายังหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งสุดท้าย (Final Vertical Pressure) รูปที่ 2.9

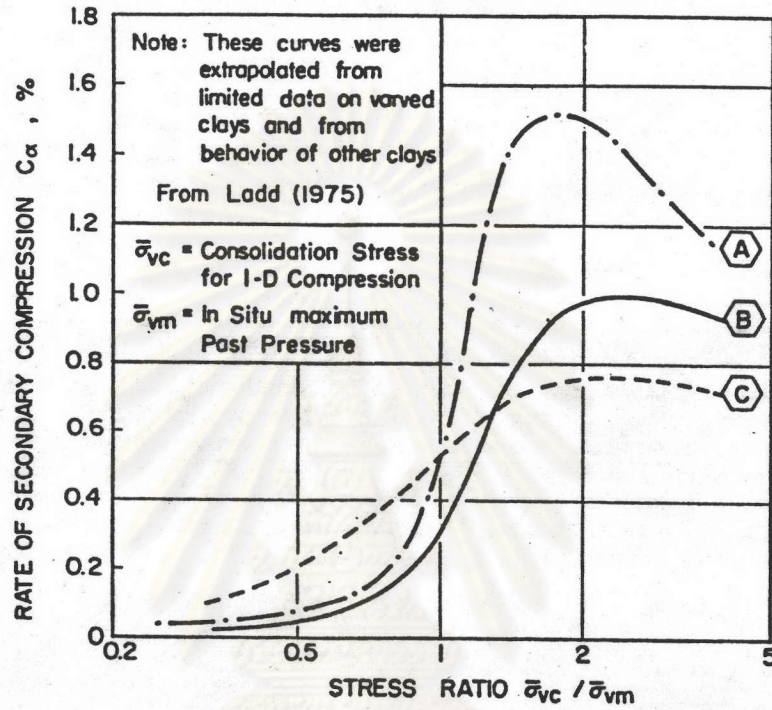
$$\rho_s = \sum_{i=1}^{i=n} C_{\alpha i} H_i \log t/t_{100i} \dots\dots\dots(2.6)$$



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง $u/\Delta\sigma_v$ และ OCR จาก Lee (1983)

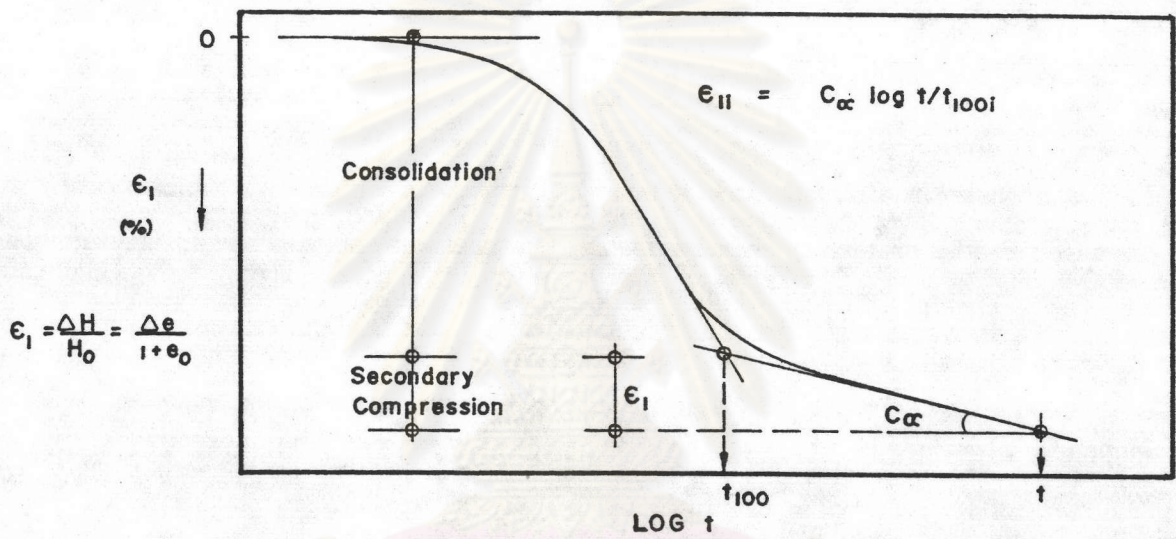


รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio กับ OCR (Leonards, 1976)



- (A)** No Disturbance, High Sensitivity, CR = 0.4 → 0.25
- (B)** No Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.3 → 0.25
- (C)** Some Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.25

รูปที่ 2.8 องค์ประกอบต่าง ๆ ที่มีผลต่ออัตราการทรุดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression), (Ladd 1975)



หมายเหตุ : ข้อมูลการทดลอง Consolidation ระหว่างความเค้น $\bar{\sigma}_{v0} - \bar{\sigma}_{vf}$ ที่ Mid. Layer ของ Layer ย่อย

t_{100} = Estimated Time For Completed Consolidation

รูปที่ 2.9 วิธีการคำนวณการทรุดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression)

2.2.4 อัตราของการทรุดตัว (Rate of Consolidation)

ทฤษฎีการยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation) 1 มิติ ที่เสนอโดย Terzaghi และของ Lacasse et al (1975) กรณีน้ำไหลออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้ 2 มิติ (Plane Strain Condition) เป็นวิธีการพื้นฐานในการคาดคะเน การทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลา อัตราความสามารถของการคาดคะเนขึ้นอยู่กับค่าเหตุ 2 ประการ ต่อไปนี้

1) สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v) ไม่ได้เป็นคุณสมบัติโดยเนื้อแท้ของดิน (Intrinsic Soil Parameter) แต่จะแปรเปลี่ยนไปตามค่าความซึมของน้ำ (Permeability) และการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (Deformability) ของดิน

2) การเลือกขอบเขตของการระบายน้ำ (Drainage Boundary Conditions) เป็นค่าเหตุสำคัญที่จะทำให้การคาดคะเนค่าการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลาผิดพลาดไป

ในกรณีที่อายุของสิ่งก่อสร้างสั้น ค่าการทรุดตัวที่เวลาใดเวลาหนึ่ง (ρ_t)

$$\rho_t = \bar{U} \rho_c \dots\dots\dots(2.7)$$

\bar{U} = Average degree of consolidation เป็นฟังก์ชันกับ T (Time Factor) รูปที่ 2.10, 2.11

ρ_c = ค่าการยุบอัดตัวครั้งแรก สัมการที่ (2.4)

Lacasse et al (1975) ให้สมการที่ (2.8) สำหรับเปรียบเทียบเวลาที่ใช้ในการเกิดการทรุดตัวที่ degree consolidation เดียวกันระหว่างเวลาที่ได้จากทฤษฎี Terzaghi และทฤษฎีที่คิดให้น้ำไหลออกจากดิน ในลักษณะ 2 มิติ

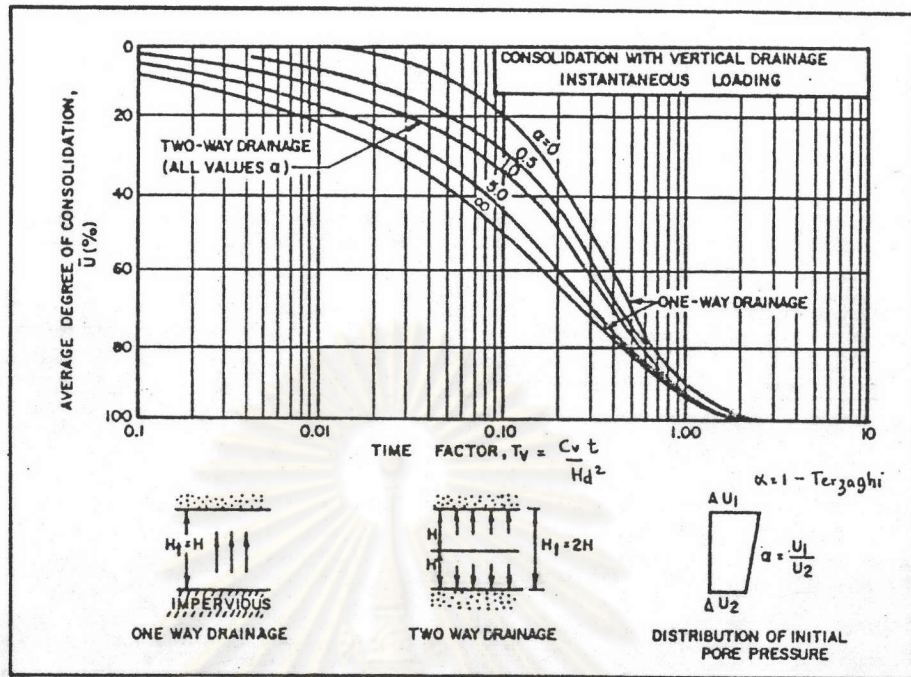
$$t = t_v \cdot \frac{T_{2D}}{T_v} \cdot \frac{1}{\alpha \sqrt{k_h/k_v}} \dots\dots\dots(2.8)$$

t_v = เวลาที่ใช้ในการที่การไหลของน้ำเกิดใน 1 มิติตามทฤษฎีของ Terzaghi ที่ \bar{U} ที่สนใจ

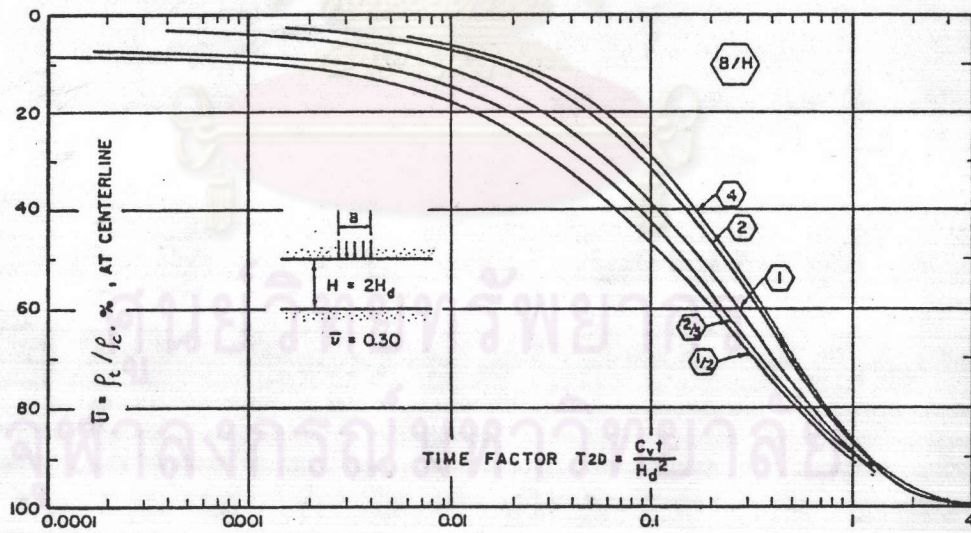
T_v = Time factor จากทฤษฎี Terzaghi ที่ \bar{U} ที่สนใจ

α = คือ ค่า variable ที่ขึ้นอยู่กับ $k_h/k_v, B/H$, และ \bar{U} รูปที่ 2.12, 2.13

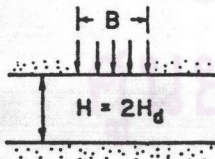
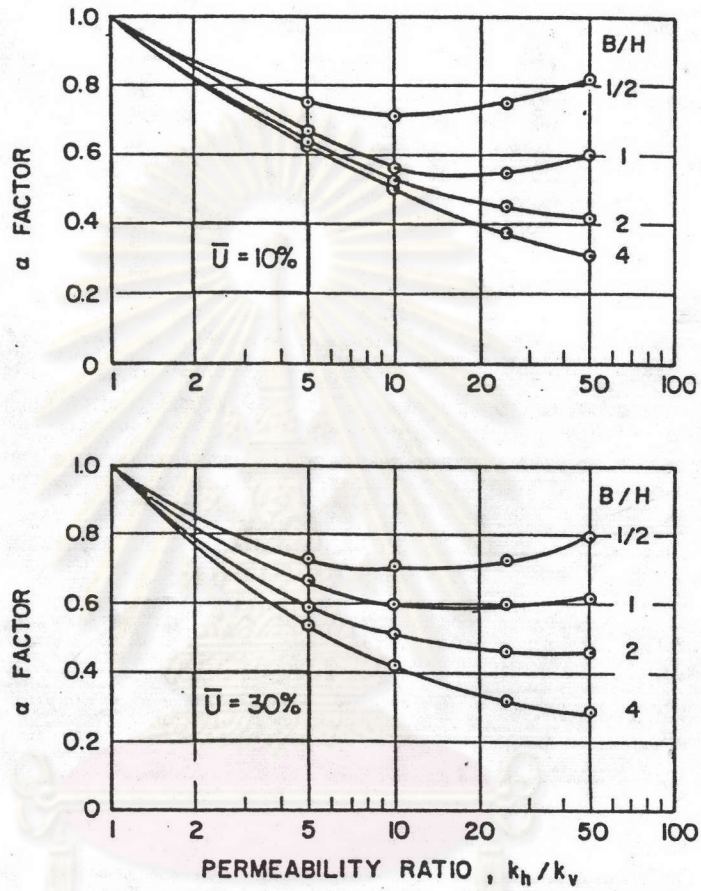
T_{2D} = Time Factor จากทฤษฎี Lacasse et al.(1975) ที่ \bar{U} ที่สนใจ



รูปที่ 2.10 อัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) สำหรับการระบายน้ำในแนวตั้ง (Vertical Drainage) (DM-7)

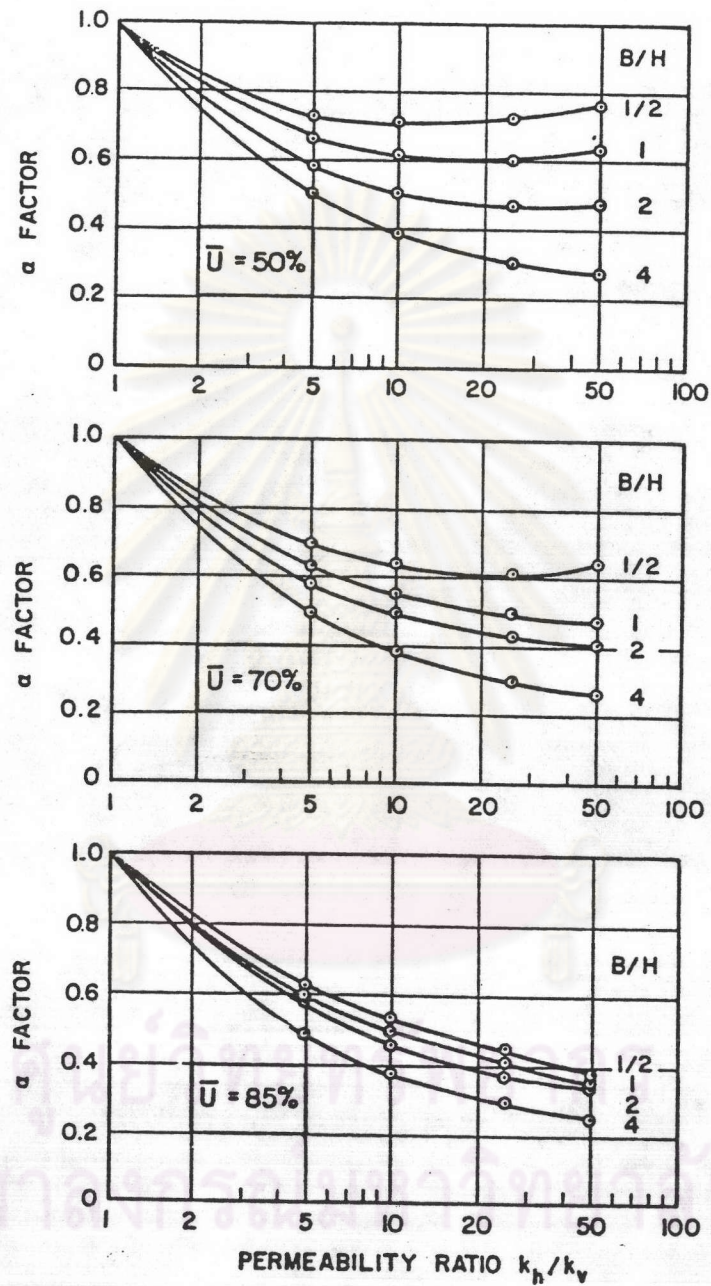


รูปที่ 2.11 ตัวประกอบของเวลา (T_{2D}) กับเปอร์เซ็นต์การอัดตัวคายน้ำ (\bar{U}) สำหรับการอัดตัวคายน้ำในลักษณะ 2 มิติ (Plane Strain Consolidation) โดยมีทางระบายน้ำ 2 ทิศทาง และค่าความซึมน้ำได้ (k) มีค่าเท่ากันทุกทิศทาง (จาก Lacasse et al., 1975)



$$t = (t_v) \left(\frac{T_{2D}}{T_v} \right) \left(\frac{l}{\alpha \sqrt{k_h/k_v}} \right)$$

รูปที่ 2.12 ตัวประกอบ α กับอัตราส่วนของค่าความซึมหน้าใต้ (Permeability Ratio) สำหรับการอัดตัวคายนํ้า 2 มิติ ที่ $\bar{U} = 10\%$ และ 30% (จาก Lacasse et al., 1975)



รูปที่ 2.13 ตัวประกอบ α กับอัตราส่วนของค่าความซึมหน้าได้ (Permeability Ratio)

สำหรับการอัดตัวคายน้ำ 2 มิติ ที่ $\bar{U} = 50\%$, 70% และ 85%

(จาก Lacasse et al., 1975)

k_h, k_v = สัมประสิทธิ์ความซึมน้ำในแนวราบและแนวตั้งตามลำดับ

Terzaghi & Peck (1969), Taesiri (1978) กล่าวว่าค่า C_v จะลดลงเมื่อ consolidation pressure เพิ่มขึ้น ซึ่งในทางปฏิบัติแล้วเราจะสมมติให้ค่า C_v มีค่าคงที่ และสามารถจะหาค่าได้หลายวิธี ดังต่อไปนี้

1) วิธีการหาค่าของ C_v จากผลการทดลอง คอนโซลิดেশัน

1.1) วิธีการหาค่าที่ล่องของเวลา (The Square Root of Time Fitting Method) Taylor (1948) พบว่าช่วง 0 - 60 % ของการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ของกราฟ \bar{u} กับ $\sqrt{T_v}$ เป็นเส้นตรง และระยะในแนวราบที่ต่อออกไป 1.15 เท่าของระยะในแนวราบ ถึงแนวเส้นตรงที่ต่อออกไป คือ 90% การอัดตัวคายน้ำ รูปที่ 2.14

$$C_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} ; T_v = 0.848 \dots\dots\dots(2.9)$$

H = ระยะทางระบายน้ำ (Length of drainage path)

t_{90} = เวลาที่ 90% การอัดตัวคายน้ำ (จากการทดลอง)

1.2) วิธีการหาค่าที่ล่องของเวลา (The Logarithm of Time Fitting Method) Casagrande (1936) ได้แนะนำว่า จุดตัดของเส้นสัมผัส และ Asymptote ของกราฟที่ได้จากทฤษฎีดังกล่าวแสดงในรูปที่ 2.15 คือ 100% การอัดตัวคายน้ำ

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}} ; T_v = 0.197 \dots\dots\dots(2.10)$$

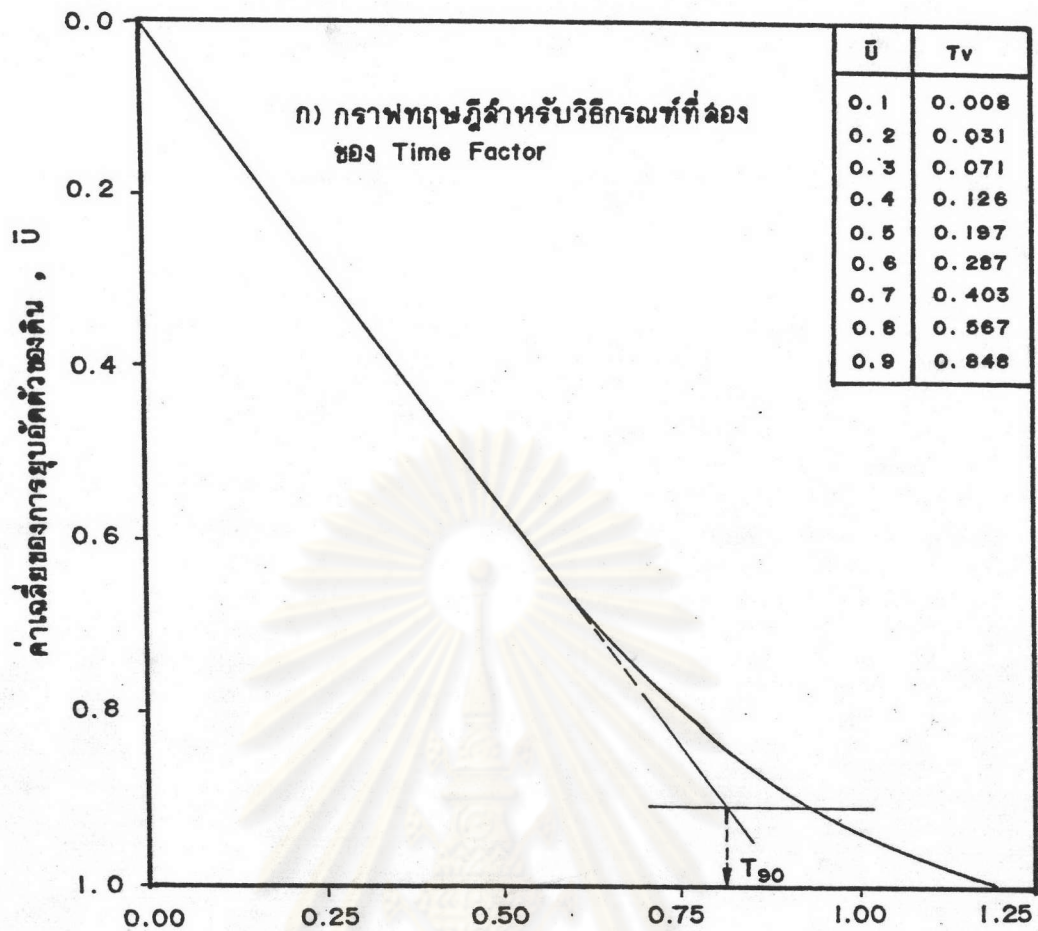
t_{50} = เวลาที่ 50 % การอัดตัวคายน้ำ (จากการทดลอง)

2) วิธีการหาค่าของ C_v ในสนาม

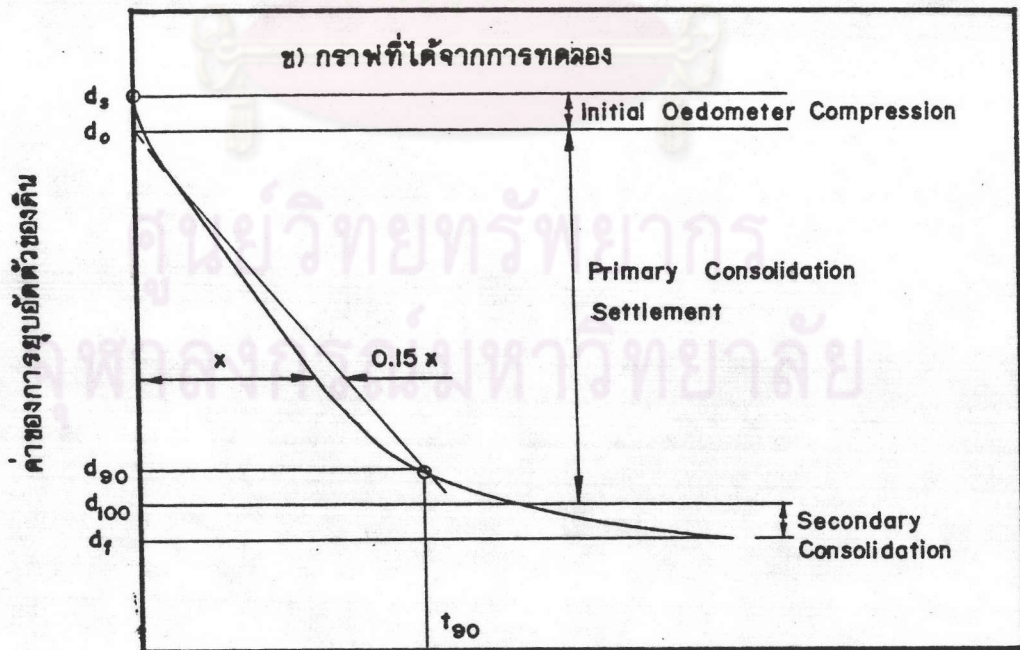
2.1) วิธีจากข้อมูลแรงดันน้ำ (The Pore Pressure Observations)

จากข้อมูลแรงดันน้ำในสนาม เราสามารถจะคำนวณเปอร์เซ็นต์การอัดตัวคายน้ำได้ตามสมการ

$$\bar{u}_z = 1 - \Delta u_e / \Delta u_o \dots\dots\dots(2.11)$$

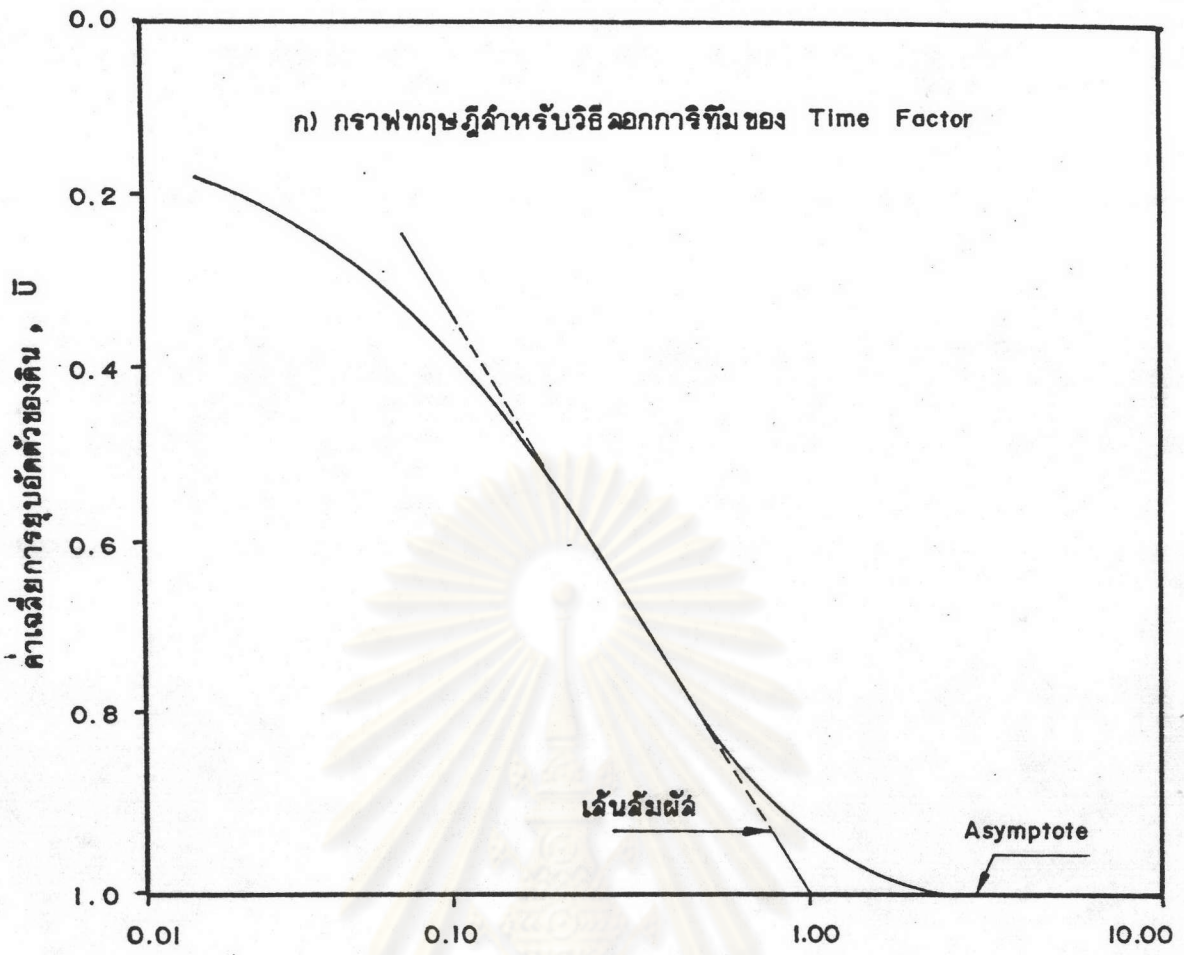


กรรมที่ลดลงของ Time Factor, $\sqrt{T_v}$ (After Taylor, 1948)

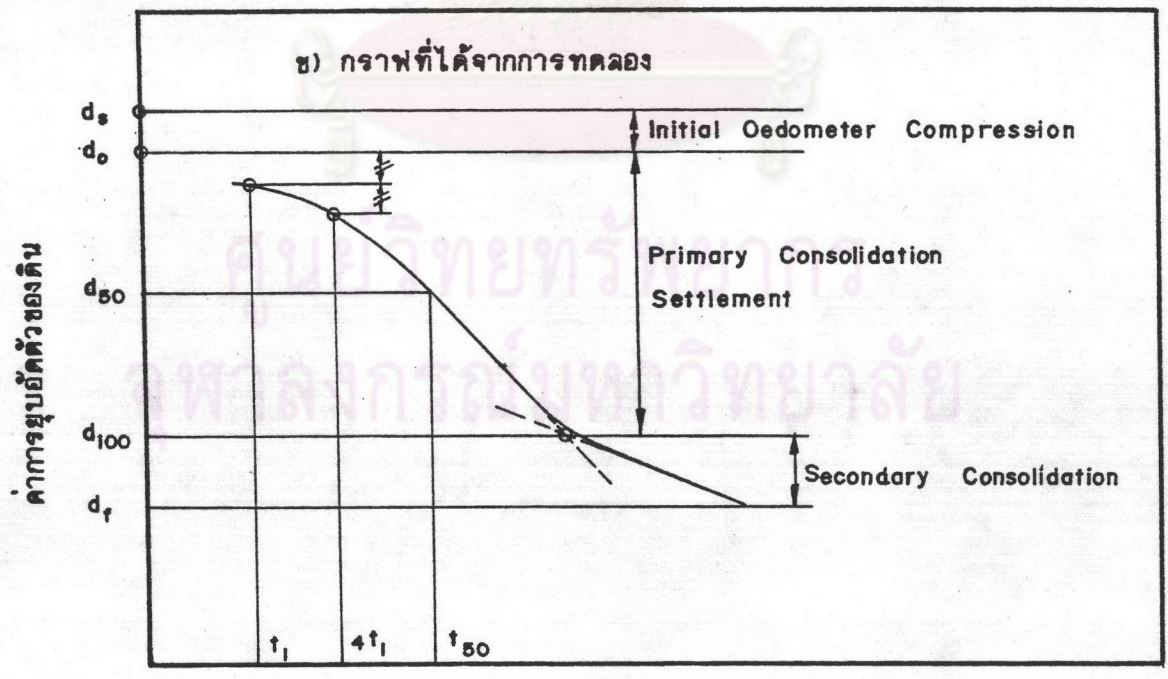


กรรมที่ลดลงของเวลา

รูปที่ 2.14 แสดงการหาค่า t_{90} โดยวิธีกรรมที่ลดลงของเวลา



ลอกการิทึมของ Time Factor , T_v (log scale) (After Casagrande, 1936)



ลอกการิทึมของ เวลา

รูปที่ 2.15 แสดงการหาค่า t_{50} โดยวิธีลอกการิทึมของเวลา

รูปที่ 2.16 และ 2.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า U กับ T_v และตัวอย่างการคำนวณหาค่า C_v ตามลำดับ

Δu_e = ความดันน้ำโพรงเพิ่มที่เวลา t ใด ๆ

Δu_o = ความดันน้ำโพรงเพิ่มที่เวลา $t = 0$

โดยทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi 1 มิติ

$$C_v = \frac{\Delta T_v H^2}{\Delta t} \dots\dots\dots(2.12)$$

T_v = Time factor ที่เป็นฟังก์ชันกับ U และ Z/H รูปที่ 2.16

2.2) วิธีของ Asaoka (Asaoka's Method)

Asaoka (1978) และ Magman and Miesreus (1980) ได้เสนอวิธีหาค่า C_v โดยใช้ข้อมูลการทรุดตัวจริงในสนามเนื่องจากผลของการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement) และสมการแบบ empirical

$$C_v = \frac{-5}{12} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \dots\dots\dots(2.13)$$

C_v = มีหน่วยเป็น cm^2/day

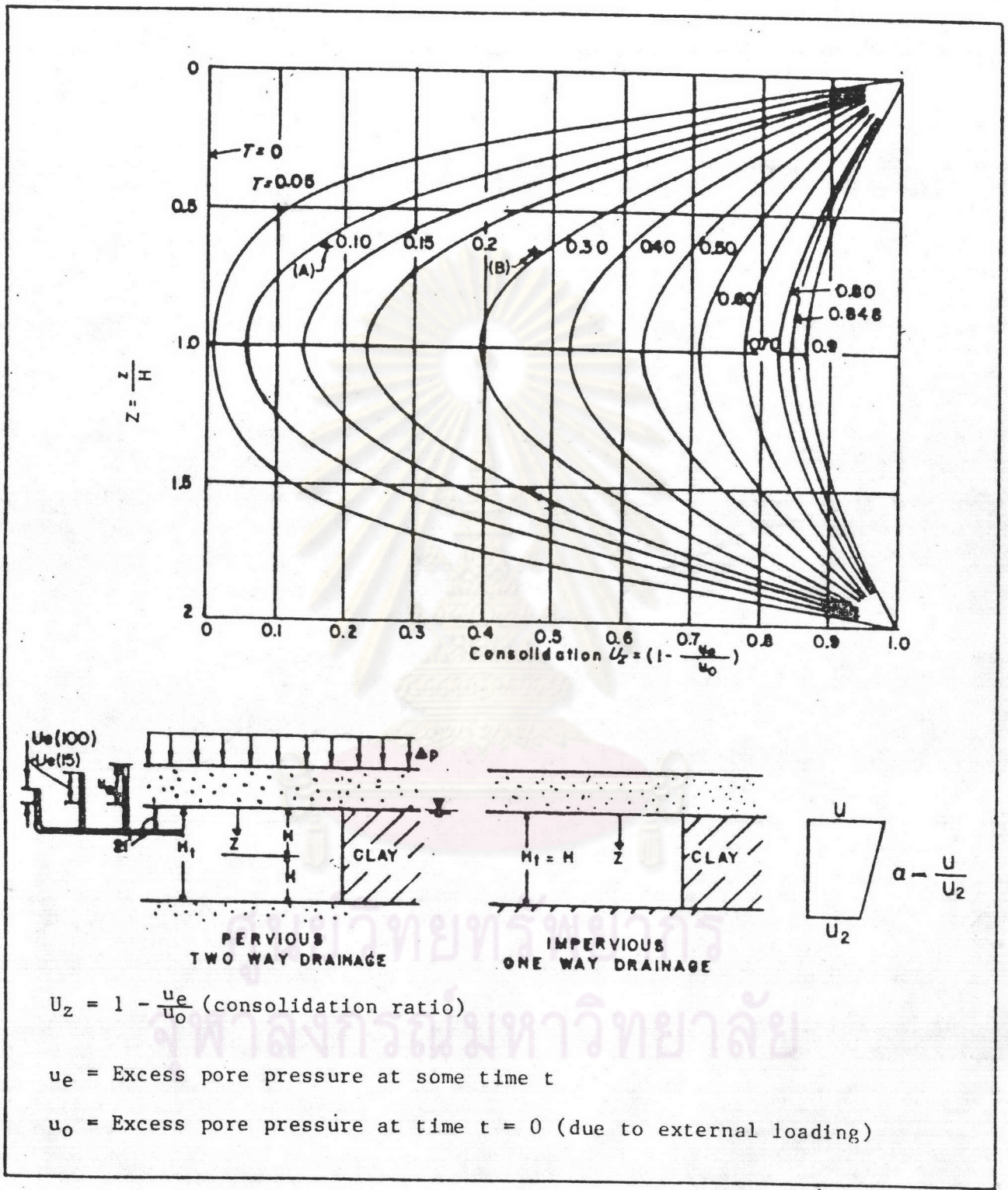
H_d = ระยะทางระบายน้ำ (Length of drainage path), (cm.)

ค่า β_1 และ Δt (30 - 100 วัน) ได้แสดงอยู่ในรูป 2.18 ค่า C_v ที่คำนวณได้นี้ควรนำไปใช้กับทฤษฎีของ Terzaghi ในการหาค่า $\rho(t)$ กับ t ในขณะที่เดียวกันวิธีของ Asaoka นี้สามารถจะหาค่าการยุบตัวครั้งแรก $\rho(c)$ ได้อีกด้วย

2.3 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี stress path

2.3.1 แนวความคิดเกี่ยวกับ stress path (Stress Path Concept)

วิธี stress path เป็นเทคนิคที่ถูกนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดิน เสนอโดย Lambe (1964) และนิยามว่า stress path คือ ทางเดินของเส้นใน $\bar{p} - \bar{q}$ diagram ที่ลากผ่าน จุดที่แทนหน่วยแรงบนระนาบซึ่งมีหน่วยแรงเฉือนสูงสุดอีกทั้งยังแสดงการเปลี่ยนแปลงประวัติของหน่วยแรงได้อย่างต่อเนื่อง ดังแสดง ในรูปที่ 2.19 (a)



รูปที่ 2.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง \bar{U} , z/H และ T (DM-7)

**Example:**

Thickness of clay layer $H_c = 20.12$ m., Drainage - top & bottom

$$H = \frac{20.12}{2} = 10.06 \text{ m.}$$

Depth of piezometer below top of compressible layer = 6.40 m.

$$\text{Applied external load } \Delta p = 7.32 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Initial excess pore water pressure} = u_o = \Delta p = 7.32 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Excess pore pressure after time } t_1 = 15 \text{ days, } u_e(15) = 6.10 \text{ m.} = U_{et1}$$

$$\text{Excess pore pressure after time } t_2 = 100 \text{ days, } u_e(100) = 4.27 \text{ m.} = U_{et2}$$

Piezometer measure $U_o = 7.32$ m. of water + 6.40 m. (initial static head) for a total of 13.72 m.

$$\frac{Z}{H} = \frac{6.40}{10.06} = 0.64$$

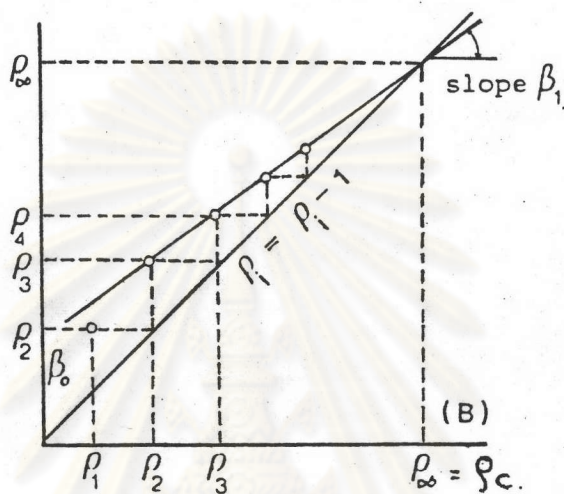
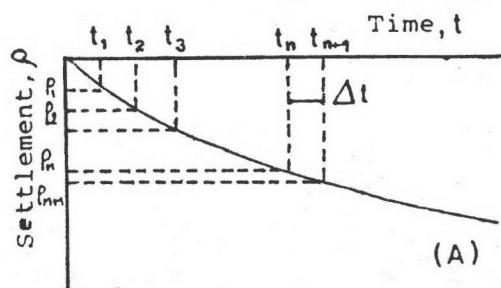
$$\text{Consolidation ratio at time } t_1 = 15 \text{ days} = (u_z)_{t1} = 1 - \frac{6.10}{7.32} = 0.17$$

$$\text{Consolidation ratio at time } t_2 = 100 \text{ days} = (u_z)_{t2} = 1 - \frac{4.27}{7.32} = 0.42$$

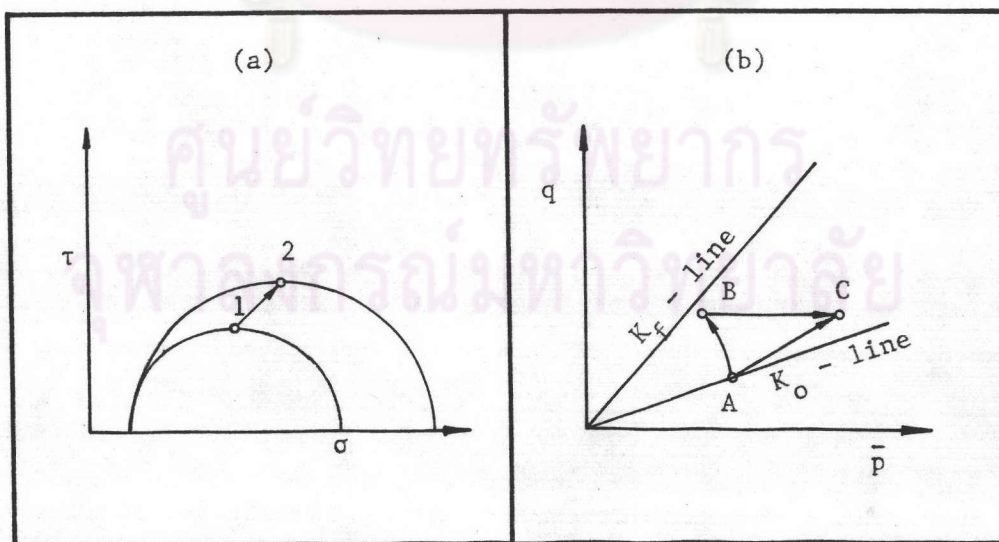
From above graph $T_{t1} = 0.11$ (point A), $T_{t2} = 0.29$ (point B)

$$C_v = \frac{0.29 - 0.11}{100 - 15} \times (10.06)^2 = 0.214 \text{ m}^2/\text{day}$$

รูปที่ 2.17 แสดงตัวอย่างการคำนวณหาค่า C_v โดยใช้ข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัด
ได้ในสนาม (DM- 7)



รูปที่ 2.18 แสดงการหาค่าการทรุดตัว (ρ_c) โดยวิธีของ Asaoka



รูปที่ 2.19 แสดงหลักการของ stress path

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad \bar{p} = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2} \dots\dots\dots(2.14)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad \bar{q} = \frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2}$$

โดย $\sigma_1, \bar{\sigma}_1$ = หน่วยแรงหลักรวมและหน่วยแรงหลักประสิทธิภาพ (Major Total and Effective Principal Stress) ตามลำดับ

$\sigma_3, \bar{\sigma}_3$ = หน่วยแรงรองรวม และหน่วยแรงรองประสิทธิภาพ (Minor Total and Effective Principal Stress) ตามลำดับ

มวลดินตามธรรมชาติก่อนที่จะมีน้ำหนักใด ๆ มากกระทำ จะมีหน่วยแรงประสิทธิภาพในแนวตั้งตามธรรมชาติ (In situ Vertical Effective Stress, $\bar{\sigma}_{vo}$) และหน่วยแรงประสิทธิภาพในแนวราบตามธรรมชาติ (In situ Horizontal Effective Stress, $\bar{\sigma}_{ho} = K_o \bar{\sigma}_{vo}$, K_o คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล) หน่วยแรงเริ่มแรกเหล่านี้จะแทนด้วยจุด A ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (b) เมื่อมีแรงภายนอกมากกระทำโดยที่ไม่มีการไหลออกของน้ำจากช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างโดยปริมาตรคงที่ เกิดการทรุดตัวแบบอั้นเดรน (Undrained Settlement) การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวตั้ง และแนวราบ (Change in Vertical and Horizontal Stress) อันเนื่องจากแรงภายนอก จะทำให้เกิดความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu) ในมวลดิน

กรณี normally consolidated clays ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มจะมีค่าเป็นบวก และใกล้เคียงกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวตั้ง ($\Delta \sigma_v$) แต่จะมากกว่าค่าการเพิ่มของหน่วยแรงในแนวราบ ($\Delta \sigma_h$) ฉะนั้นระหว่างที่มีแรงภายนอกมากกระทำกับชั้นดิน stress path จะเดินจากจุด A ไปยังจุด B ฉะนั้นความเครียดในแนวตั้ง (Vertical Strain) ช่วงอั้นเดรน จะเป็นฟังก์ชันของ stress path AB หลังจากนั้นค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มจะลดลง (Dissipation) เนื่องจากการไหลของน้ำไปสู่ที่มี total head ต่ำกว่า ทำให้มวลดินเกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) stress path จะเดินจากจุด B ไปยังจุด C จนกระทั่ง

ความดันน้ำโพรงเพิ่มหมดไป ($\Delta u = 0$) ขบวนการอัดตัวคายน้ำจึงสิ้นสุดลง และถัดจากช่วงนี้ไปก็จะเป็นการยุบตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation)

ในช่วงอันเดรน (Undrained Stage) อัตราส่วนบัวช่อง, $v = 0.5$ เมื่อ Δu ลดลงค่า v' จะลดลง (Simon and Son, 1969) ซึ่งจะไม่ส่งผลต่อการเพิ่มของหน่วยแรงในแนวตั้ง แต่จะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลง ของหน่วยแรงในแนวราบ กล่าวคือ $\Delta\sigma_h$ จะลดลง ดังนั้นระหว่างขบวนการอัดตัวคายน้ำ ในทางทฤษฎี BC จะไม่เป็น Stress path ในแนวราบ อย่างไรก็ตามค่าอัตราส่วนบัวช่อง ระหว่างขบวนการอัดตัวคายน้ำ ไม่สามารถจะทราบได้ และเปลี่ยนแปลงไม่มากด้วย (Yuen, 1975) หลังจากสิ้นขบวนการอัดตัวคายน้ำค่า $\bar{\sigma}_{hf}$ จะมีค่าเท่ากับ

$$\bar{\sigma}_{hf} = K_o \bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_h \quad \dots\dots\dots(2.15)$$

$\Delta\sigma_h$ หาได้จากทฤษฎีอีลาสติคโดยพิจารณาถึง การเปลี่ยนแปลงของค่า v' ด้วย

จากผลการทดลอง Lambe ได้สรุปผลของอัตราการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก

(Rate of loading) ต่อความเครียดในแนวตั้ง ดังนี้

- 1) ความเครียดในแนวตั้งจะมีค่ามาก ถ้าเกิดการทรุดตัวแบบอันเดรน และตามด้วยขบวนการอัดตัวคายน้ำ ตาม stress path ABC
- 2) ความเครียดในแนวตั้งจะมีค่าน้อย ถ้าเกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ตาม stress path AC
- 3) ความเครียดในแนวตั้ง จะมีค่าระหว่างข้อ 1 และ 2 ถ้า stress path เป็นแบบ partial drainage

2.3.2 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยใช้การทดลอง จำลองระบบของหน่วยแรงรวม
ในสนาม (Procedure using Laboratory Test to duplicate Field Total Stress Path)

ขั้นตอนของการวิเคราะห์ประกอบด้วย

- 1) เลือกจุดที่จะวิเคราะห์ ซึ่งอยู่ใต้แรงภายนอกกระทำ
- 2) คำนวณหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอน เช่น ความเค้นธรรมชาติ ความเค้นจากแรงภายนอก เป็นต้น

3) ทำการทดลองกับมวลดิน โดยพยายามใส่หน่วยแรงให้เท่ากับที่คำนวณได้จากข้อ 2 (โดยใช้เครื่องมือไฮดรอกซ์)

4) วัดค่าความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric Strain, ϵ_v) และความเครียดในแนวตั้ง (Axial Strain, ϵ_1) เพื่อนำไปใช้ในการคำนวณหาค่า และอัตราการทรุดตัวของชั้นดินต่อไป

$$\rho_T = \sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_{1i} H_i \dots\dots\dots(2.16)$$

H_i = ความหนาของชั้นดินชั้นที่ i

n = จำนวนชั้นดินที่แบ่ง

ϵ_{1i} = ความเครียดในแนวตั้งของดินชั้นที่ i (คิดรวมส่วนที่เป็นอันเดรน และการอัดตัวคายน้ำด้วย)

ρ_T = ค่าการทรุดตัวทั้งหมด

อัตราการทรุดตัว และค่า C_v คำนวณได้จาก รูปที่ 2.20

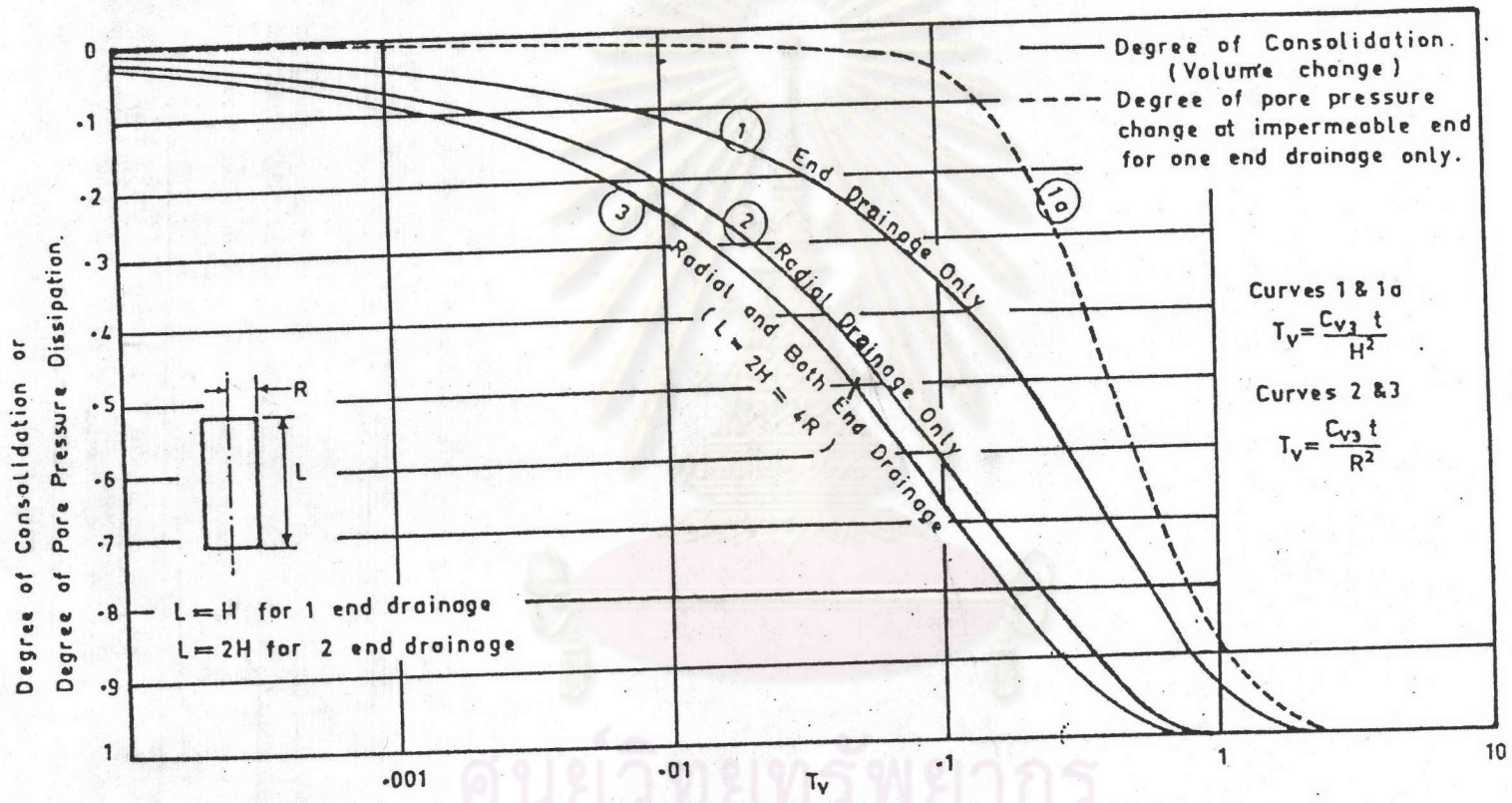
2.4 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ (Finite Element)

วิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ เป็นการกะประมาณ รูปแบบของปัญหา โดยทำการแบ่งมวลดินเป็น เอลลิเมนต์ย่อย ๆ ที่ต่อเนื่องกันในมวลดิน ในเอลลิเมนต์หนึ่ง ๆ จะมี stress-strain law และ failure criteria ที่กำหนดให้ (โดยทั่วไปใช้กฎชวี่ อีลาสติก) จุดต่อของเอลลิเมนต์ที่เชื่อมต่อกับเอลลิเมนต์ข้างเคียง เรียกว่า nodal points ในด้านปฐพีกลศาสตร์ เราจะใช้วิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ เพื่อหาค่าหน่วยแรง และความเครียดในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ คือ สติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลลิเมนต์ ซึ่งจะขึ้นกับค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) และค่าโมดูลัสของดิน (E) เนื่องจากมี nodal points จำนวนมาก จึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ nodal points มาก การแก้สมการเหล่านี้ จะต้องใช้วิธี matrix algebra

คำตอบของระบบไฟไนท์ เอลลิเมนต์ จะอยู่ในรูปของการสมมูลย์และ compatibility ของแต่ละ nodal point ซึ่งจะได้สมการต่าง ๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ matrix คือ

$$\{F\} = [k] \{\delta\} \dots\dots\dots(2.17)$$



รูปที่ 2.20 ทฤษฎีอัตราการอัดตัวคายน้ำ 3 มิติ สำหรับทางระบายน้ำที่มีรูปแบบต่าง ๆ (Davis & Poulos, 1963)

- โดย F = แรงที่กระทำ (Vector of applied nodal forces)
 k = Stiffness matrix
 δ = Unknown nodal displacement vector

และสามารถจะแก้สมการ หาค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ฐานรากได้โดยการใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ขนาดใหญ่ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละเอลลิเมนต์จะหาได้ โดยการเปลี่ยนค่าการเคลื่อนตัวของ node ไปเป็นความเครียดของเอลลิเมนต์ และใช้ความสัมพันธ์ของความเค้น และความเครียด (Stress-Strain Behaviour) หาค่าหน่วยแรงในเอลลิเมนต์

วิธีไฟไนท์ เอลลิเมนต์ จะทำให้เห็นพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินทุก ๆ จุดในมวลดินได้ดี แต่ค่าที่ได้อาจจะไม่ถูกต้อง เนื่องจากการแบ่งขนาดของแต่ละเอลลิเมนต์ การกำหนดขอบเขต (Boundary Condition) ไม่ดี และอาจเนื่องจากการเลือกใช้คุณสมบัติของดินไม่ถูกต้อง รูปที่ 2.21 แสดงการแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นไฟไนท์ เอลลิเมนต์ และพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

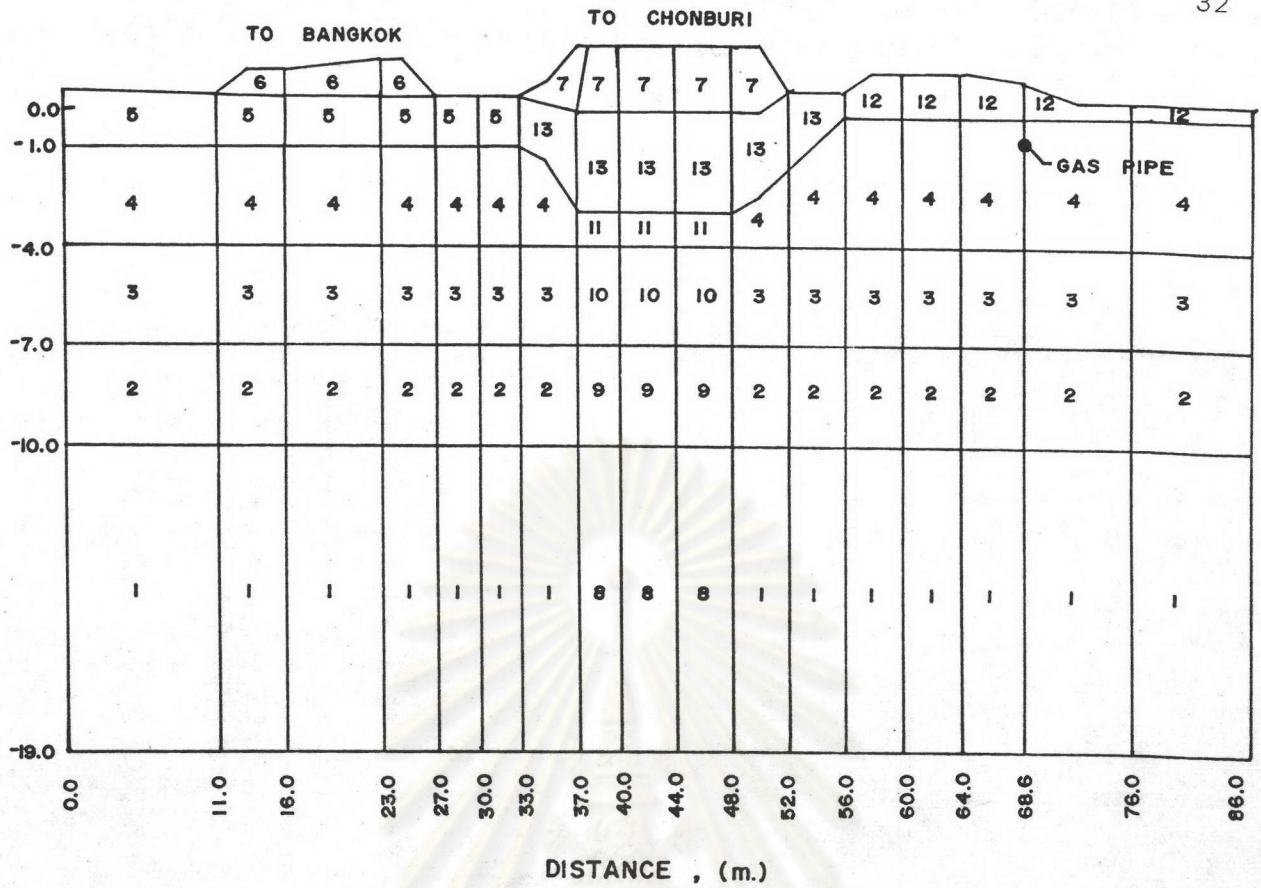
2.5 สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_0)

การคาดคะเนหาค่าการทรุดตัวของชั้นดินในหลาย ๆ วิธี ล้วนต้องใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล ที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวตั้งข้างได้ถูกอธิบายว่าเป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (In situ Effective Horizontal Stress, $\bar{\sigma}_{ho}$) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (In situ Effective Vertical Stress, $\bar{\sigma}_{vo}$)

$$K_0 = \frac{\bar{\sigma}_{ho}}{\bar{\sigma}_{vo}} \dots\dots\dots(2.18)$$

Bishop (1958), Poulos and Davis (1972) และ Chang et al (1977) ได้เสนอวิธีการทดลองหาค่า K_0 ในห้องทดลอง ซึ่งแต่ละวิธีได้ถูกกล่าวไว้โดยละเอียดแล้วในวิทยานิพนธ์ของ ชูชาติ (2526)

Tavenas et al (1975) กล่าวว่า เป็นการยากที่จะหาค่า K_0 ในสภาพธรรมชาติ ฉะนั้น โดยทั่วไปแทนที่จะหาค่า K_0 จากการทดลอง ซึ่งต้องใช้เครื่องมือเฉพาะประกอบ กับ



ตัวเลขกำกับหมายถึง Material Type

MATERIAL TYPE	RUN NO.1				RUN NO.2				RUN NO.3				
	DES.	γ_3 (t/m ³)	E_2 (t/m ²)	ν	DES.	γ_3 (t/m ³)	E_2 (t/m ²)	ν	Su ₂ (t/m ²)	DES.	γ_3 (t/m ³)	E_2 (t/m ²)	ν
1	C	-	170.0	0.25	C	-	540.0	0.49	3.50	C	-	170.0	0.25
2	C	-	40.0	0.25	C	-	260.0	0.49	1.75	C	-	40.0	0.25
3	C	-	35.0	0.25	C	-	190.0	0.49	1.40	C	-	35.0	0.25
4	C	-	27.5	0.25	C	-	160.0	0.49	0.75	C	-	27.5	0.25
5	S	1.47	4000.0	0.20	S	0.63	4000.0	0.20	-	S	0.63	4000.0	0.20
6	S	1.47	4000.0	0.20	S	0.63	4000.0	0.20	-	S	0.63	4000.0	0.20
7	S	-	4000.0	0.20	S	2.21	4000.0	0.20	-	S	2.21	4000.0	0.20
8	C	-	40.0	0.25	C	-	700.0	0.49	3.80	C	-	40.0	0.25
9	C	-	35.0	0.25	C	-	290.0	0.49	2.00	C	-	35.0	0.25
10	C	-	32.0	0.25	C	-	260.0	0.49	2.20	C	-	32.0	0.25
11	C	-	175.0	0.25	C	-	180.0	0.49	2.30	C	-	175.0	0.25
12	S	-	4000.0	0.20	S	2.00	4000.0	0.20	-	S	2.00	4000.0	0.20
13	S	2.10	4000.0	0.20	S	-	4000.0	0.20	-	S	-	4000.0	0.20

C - CLAY , S - SAND

รูปที่ 2.21 การแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นโฟไนท์แอลลิเมนต์ และพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ความชำนาญ เราจึงหันมาใช้สูตร empirical หาค่า K_o ดังต่อไปนี้

สำหรับดินที่เป็น normally consolidated

$$K_o = 1 - \sin \bar{\phi} \quad (\text{Jaky, 1948}) \dots\dots\dots(2.19)$$

$$K_o = 0.95 - \sin \bar{\phi} \quad (\text{Brooker and Ireland, 1965}) \dots\dots(2.20)$$

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log (PI\%) \quad (\text{Alpan, 1967}) \dots\dots\dots(2.21)$$

ส่วนใหญ่ดินที่เป็น normally consolidated จะมีค่า $K_o = 0.55 \pm 0.10$

และ K_o จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR สูงขึ้น

Schmidt (1966) ได้เสนอสมการของผลกระทบของประวัติของหน่วยแรง (Stress History) ที่มีอิทธิพลต่อค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์สำหรับการทดลอง Unloading ได้ดังนี้ (รูปที่ 2.22)

$$K_o(OC) / K_o(NC) = OCR^m \dots\dots\dots (2.22)$$

เมื่อ $K_o(OC)$ = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ของ over consolidated clays

$K_o(NC)$ = สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ของ normally consolidated clays

OCR = Over Consolidation Ratio, $(\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo})$

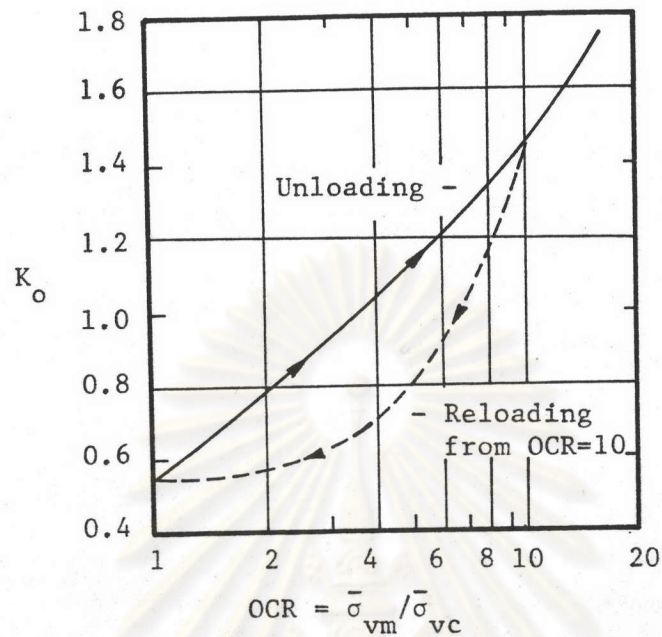
m = ค่าสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับค่า plasticity index

รูปที่ 2.23

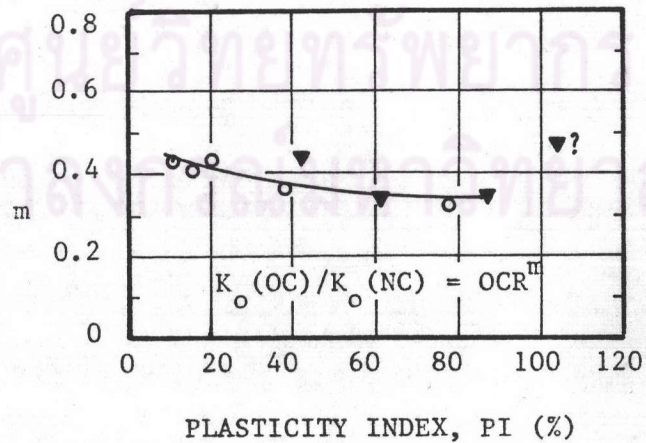
2.6 การกระจายของหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Distribution in The Soil Mass)

การกระจายของหน่วยแรงในมวลดินเป็นส่วนสำคัญอันหนึ่งที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน มีนักวิจัยมากมายได้เสนอวิธีการคำนวณต่าง ๆ เช่น สมการของ Boussinesg (1885), Gray (1936) ซึ่งอาศัยข้อสมมุติฐานที่ว่ามวลดิน เป็น homogeneous, isotropic และ อีลาสติค

Lambe และ Whitman (1968) กล่าวว่า การใช้ทฤษฎีอีลาสติคในการหาค่าการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้ง อาจจะมีการผิดพลาดได้ถึง $\pm 25\%$



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ของ K_0 กับ OCR ของ Haney sensitive clay ระหว่างการ unloading และ reloading (Campanella และ Vaid, 1972)



รูปที่ 2.23 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า K_0 และ OCR กับ plasticity index (Ladd, 1977)

Poulos (1967 b) ได้เสนอ influence charts สำหรับหาการกระจายของหน่วยแรง ที่มุมของน้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอ แบบคั่นทาง (Corner of The Uniformly Loaded Strip Area) สำหรับชั้นดินที่เป็นแบบ homogeneous isotropic และอีลาสติค ตั้งอยู่บน rigid base โดยหน่วยแรงในมวลดินสามารถหาได้จากสมการข้างล่างนี้

$$\Delta\sigma_z = \frac{p \cdot I_{st}}{\pi} \dots\dots\dots(2.23)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{\theta}{1 + \nu} - \Delta\sigma_z \dots\dots\dots(2.24)$$

$$\Delta\sigma_y = \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z) \dots\dots\dots(2.25)$$

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ = หน่วยแรงในทิศทาง x, y, z

θ = Bulk stress = $(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)$

I_{st} = Influence factor (รูปที่ 2.24)

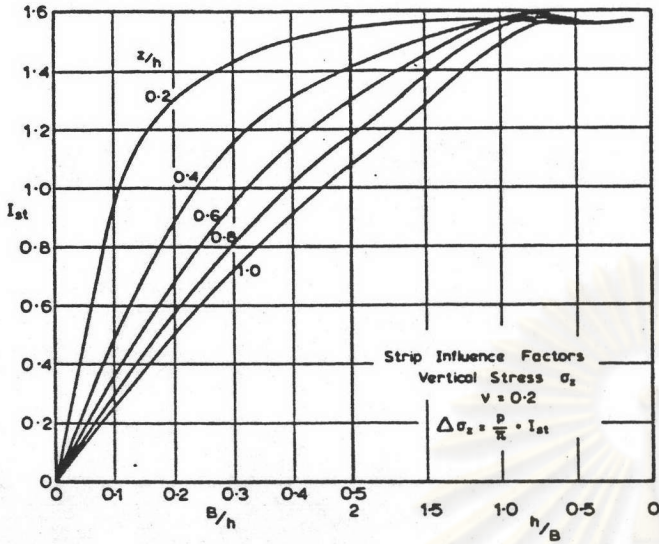
สำหรับการหาหน่วยแรงโดยใช้วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีและวิชาการขั้นสูง อีกทั้งยังต้องใช้คุณสมบัติของมวลดินให้ถูกต้องใกล้เคียงกับความจริง ได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 2.4 และใช้โปรแกรม "A Static Nonlinear Finite Element Program for Analysis of Embankment on Very Soft Soil" Chandrangu (1976) ในการวิเคราะห์

2.7 แรงดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)

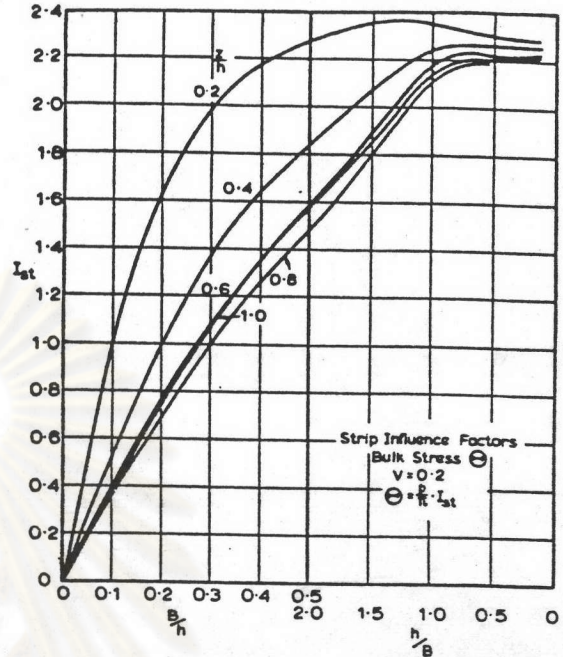
ดินอ่อนทั่วไป เมื่อถูกแรงภายนอกกระทำเช่น คั่นทาง จะทำให้เกิด Δu ค่า Δu จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ทำให้กำลังรับแรงเฉือนเปลี่ยนไป ซึ่งพฤติกรรมทางด้านเสถียรภาพ และการทรุดตัวของคั่นทาง มักจะเกี่ยวพันอยู่กับสาเหตุนี้

การคาดคะเนแรงดันน้ำโพรงเพิ่มมีอยู่หลายวิธี การเลือกใช้วิธีไหนขึ้นอยู่กับรูปร่างของน้ำหนักที่กระทำ ระดับของหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress Level) ประวัติของหน่วยแรง (Over Consolidation Ratio, OCR)

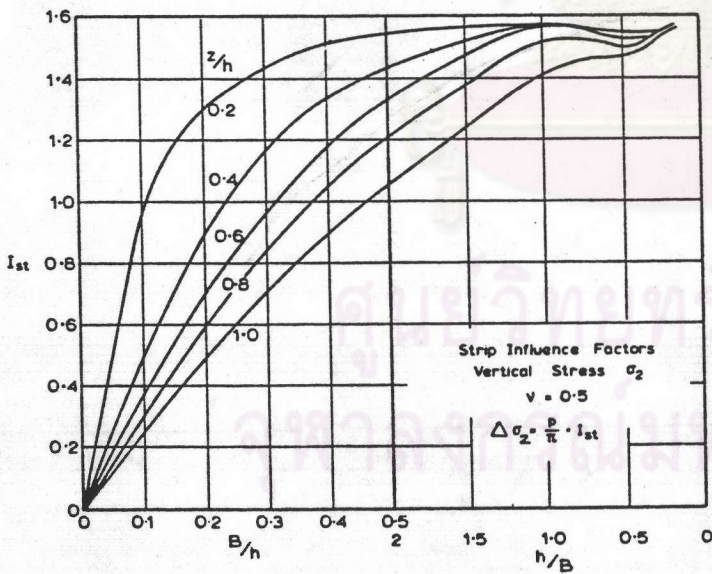
2.7.1 การคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มโดยวิธีปริภูมิค่าสเตรพื้นฐาน (Conventional Methods)



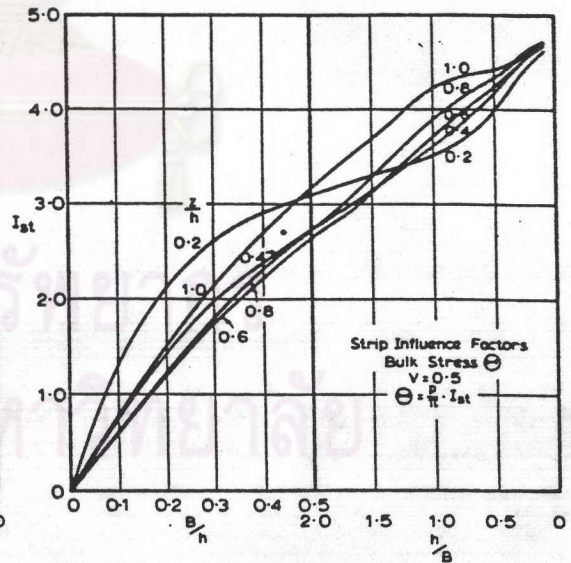
(a) Strip curves for $\Delta\sigma_z$. $\nu=0.2$.



(b) Strip curves for θ . $\nu=0.2$



(c) Strip curves for $\Delta\sigma_z$. $\nu=0.5$.



(d) Strip curves for θ . $\nu=0.5$.

รูปที่ 2.24 แสดงการหาค่า Stress Influence Factor (Poulos, 1967 b)

การหาค่า Δu มี 4 วิธี ดังแสดงในตารางที่ 2.1 ซึ่งใช้คำนวณหาค่า Δu อันเนื่อง
จากน้ำหนักภายนอกมากกระทำในช่วงฮีสลัสติกของมวลดิน

ตารางที่ 2.1 การคำนวณหาค่า Δu โดยวิธีปลูกค่าสูตรพื้นฐาน

METHOD	EQUATION
One - dimensional (Terzaghi's, 1943)	$\Delta u = \Delta \sigma_v$ (2.26)
Three-dimensional (Elastic)	$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$ (2.27)
Skempton's (1954) Equation	$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$ (2.28)
Henkel's (1960) Equation	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \Delta \tau_{oct}$ (2.29)

$\Delta \sigma_1$ = Change in major principal stress

$\Delta \sigma_2$ = Change in intermediate principal stress

$\Delta \sigma_3$ = Change in minor principal stress

A, B = Skempton's pore pressure parameters

$\Delta \sigma_{oct}$ = Change in octahedral normal stress

$$= \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$\Delta \tau_{oct}$ = Change in octahedral shear stress

$$= \frac{1}{3} \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)^2}$$

a = Henkel's pore pressure parameter = $\frac{3A - 1}{\sqrt{2}}$

2.7.2 การคาดคะเนความดันน้ำโพรงเพิ่ม โดยวิธีของ Tavenas (1979)

การคาดคะเน Δu ที่เกิดระหว่างการก่อสร้าง สำหรับมวลดินที่เกิด
plastic flow นั้น ไม่อาจทำได้โดยวิธีการธรรมดาทั้ง 4 วิธี ในหัวข้อ 2.7.1 ได้

ทฤษฎี limit state surface อธิบายพฤติกรรมของมวลดินว่าในช่วง
แรก ๆ ของการถมดิน มวลดินใต้ดินถมจะเป็นพวก over consolidated clay ซึ่งจะมีค่า
 C_v สูง ยังผลให้เกิดการอัดตัวคายน้ำเร็ว ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลสูงขึ้น ในระยะเวลา

อันล้นระหว่างการก่อสร้าง จนกระทั่งหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) ของมวลดิน ที่จุดนี้มวลดินจะเป็น normally consolidated และการถมดินอีกต่อไป จะมีผลทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าคงที่

โดยอาศัยทฤษฎี limit state surface, Tavenas (1979) ได้ข้อสรุปเกี่ยวกับการเกิดความดันน้ำโพรงเพิ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.25 โดยอธิบายว่าจุด P เกิดขึ้นเนื่องจากการทำลายของมวลดิน (Destruction of Clay) และจุด F เนื่องจากการเกิด yield (Yielding of Clay) จากผลการเฝ้าสังเกต โดย Leroueil et al (1978 b) และ Tavenas (1979) ได้เสนอสมการการหาค่า Δu ไว้ 3 สมการ ดังนี้

- 1) ชั้นแรก, ก่อนถึงความสูงวิกฤต (Before Critical Height)

$$\Delta u = B_1 \times I_{st} \times p \quad \dots \dots \dots (2.30)$$

$$\text{โดย } B_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v \quad \dots \dots \dots (2.31)$$

$$\text{หรือ } = 0.6 - 2.4(Z/D - 0.5)^2 \quad \dots \dots \dots (2.32)$$

Z = ความลึกของจุดที่พิจารณา

D = ความหนาของชั้นดิน (Compressible Layer)

I_{st} = Stress influence factor จาก elastic solution รูปที่ 2.24 (C)

p = หน่วยแรงที่กระทำที่ผิวดิน

- 2) ชั้นที่สอง, เลยความสูงวิกฤต แต่ก่อนถึง yield (Beyond Critical Height and before Yielding)

$$\Delta u = I_{st} \times p = \Delta \sigma_v \quad \dots \dots \dots (2.33)$$

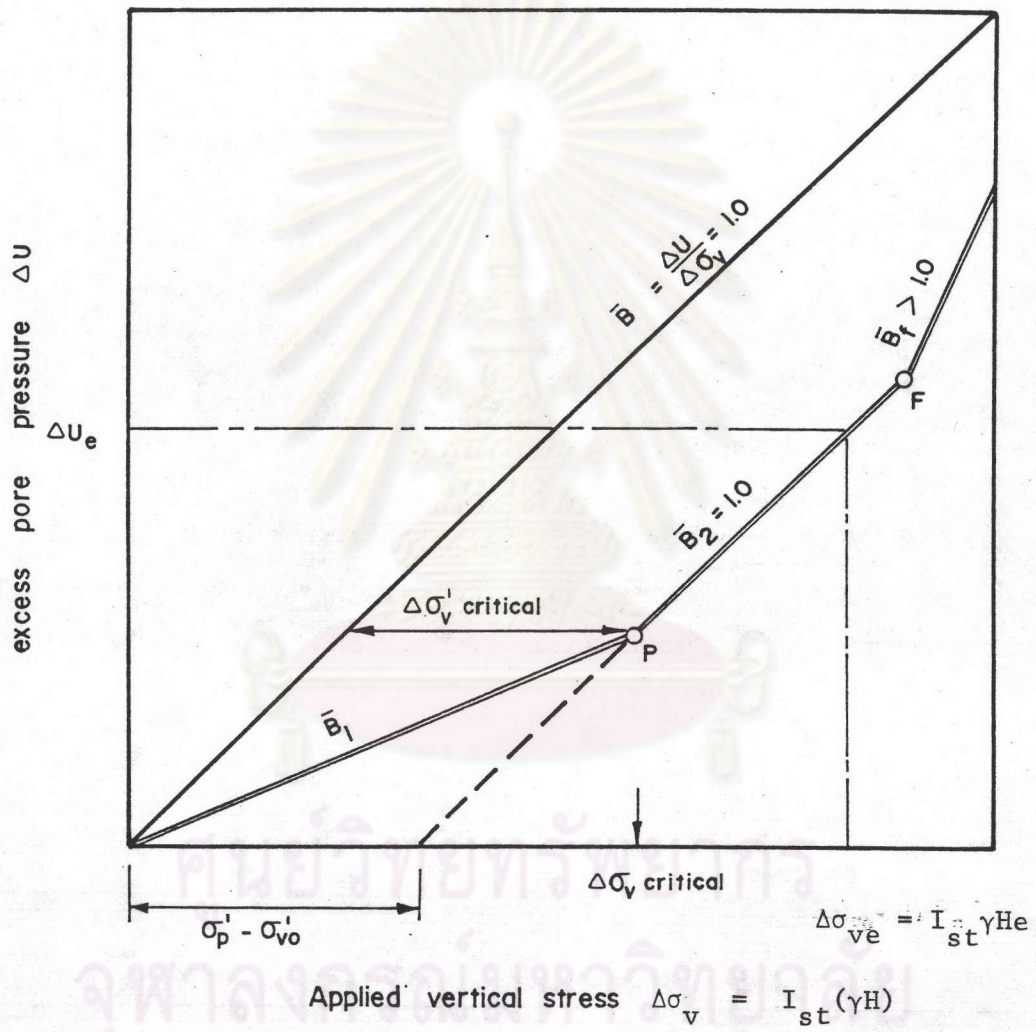
ซึ่งค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มสุดท้าย, Δu_e จะหาได้จากสมการข้างล่างนี้

$$\Delta u_e = I_{st} p - (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \dots \dots \dots (2.34)$$

$\bar{\sigma}_{vm}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure)

หาได้จาก oedometer test

- 3) ชั้นที่สาม, หลังจากเกิด yield (After Yielding)



รูปที่ 2.25 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ $f(\Delta \sigma_v)$ (Leroueil et al., 1978 b)

หลังจากเกิด yield ในมวลดิน แล้วค่า B_f จะมีค่ามากกว่า 1 และไม่สามารถที่จะคาดคะเนได้ว่ามีค่าเท่าไร

ความสูงวิกฤติ (Critical Height) สามารถหาได้จากลุ่มการข้างล่างนี้, Leroueil et al (1978 b)

$$\gamma_T \cdot H_{crit} = \frac{\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}}{(1-B_1) I_{st}} \dots\dots\dots(2.35)$$

การคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม โดยวิธีของ Tavenas (1979) จะให้ผลดีต่อเมื่อดินเป็น slightly over consolidated clay มีค่า OCR ≤ 2.5

2.8 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

2.8.1 กำลังรับแรงเฉือนแบบอั้นเดรน (Undrained Shear Strength, S_u)

2.8.1.1 วิธีการของ Bjerrum

Bjerrum (1972) ได้เสนอการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม โดยอาศัยข้อมูลจากการทดสอบ vane ในสนามและผลการทดลองโดยการสร้างคันทางขนาดเท่าของจริง โดยการถมคันทางจนเกิดการทับติ แล้ววิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพที่เกิดการทับติ จนได้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$S_{u_{field}} = S_{u_{FV}} \cdot \mu \dots\dots\dots(2.36)$$

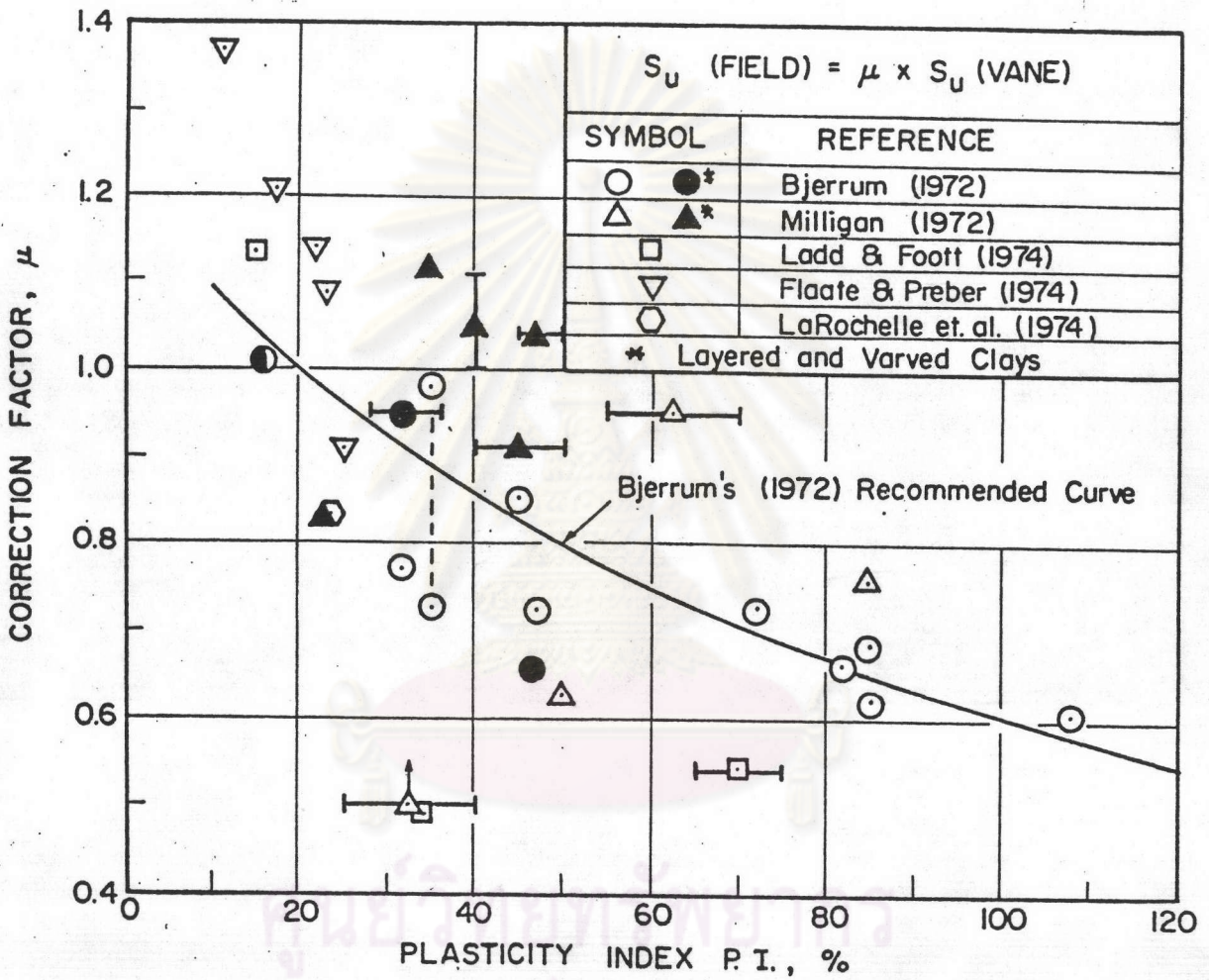
$S_{u_{field}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม

$S_{u_{FV}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทำ vane tests

μ = Bjerrum's correction factor ขึ้นอยู่กับค่า plasticity index (PI) รูปที่ 2.26

Bjerrum's correction factor, μ เป็นค่าที่ปรับแก้ผลเนื่องจาก อัตราความเครียด (Strain Rate), anisotropy และ progressive failure

Trak et al (1979), Mesri (1975) พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินอ่อน



รูปที่ 2.26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Bjerrum's Correction Factor กับค่า Plasticity Index ได้มาจากการทำ Embankment Failures (Ladd, 1975)

ณ จุดพิบัติ จะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

$$\frac{\mu Su_{FV}}{\bar{\sigma}_{vm}} \approx 0.22 \dots\dots\dots(2.37)$$

ซึ่งสามารถจะนำสมการ (2.37) และเอาผลทดลอง oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือน หรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างได้ ค่า μ สำหรับดินอ่อนที่มี plasticity index $\approx 80\%$ ถนนบางนา - บางปะกงนี้มีค่าประมาณ 0.70 (Eide, 1969)

2.8.1.2 วิธีการแบบ SHANSEP

Ladd และ Foott (1974) ได้ข้อสรุปจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยทดลองกับตัวอย่างดินที่มี OCR เดียวกัน แต่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำ ($\bar{\sigma}_{vc}$) มีค่าต่างกัน จะแสดงพฤติกรรมด้านกำลังรับน้ำหนักและความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด - ความเค้น ที่เหมือนกัน ถ้า normalized ด้วย หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำ ($\bar{\sigma}_{vc}$) และวิธีการนี้จะนำไปใช้ได้กับดินที่ไม่ใช่ structural clay เท่านั้น

ตำรงค์ (1983) ได้ศึกษาความเหมาะสมของวิธีการ SHANSEP ในการวัดหาค่าแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า ดินอ่อนกรุงเทพฯ มีคุณสมบัติที่ normalized ได้ถ้าคิดในรูปของ total stress parameters, ซึ่งคือค่า $Su/\bar{\sigma}_{vc}$

2.8.1.3 วิธีแบบ USALS (Undrained Strength at Large Strain Method)

La Rochelle et al (1974) ได้เสนอวิธี USALS โดยถือว่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ณ จุดพิบัติ ภายใต้เส้นทาง จะมีค่าใกล้เคียงกับ undrained residual strength ซึ่งจะวัดได้จาก CIU หรือ UU ที่ความเครียดประมาณ 15% แต่อย่างไรก็ตามการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน โดยวิธีนี้มีข้อผิดพลาดบ้าง ตรงที่เมื่อความเครียดมาก ๆ รูปร่างของหน้าตัดจะผิดไปมาก ทำให้ความถูกต้องของการคำนวณหน่วยแรงลดลง รวมทั้งอิทธิพลของ membrane ด้วย

Trak et al (1979) พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน โดยวิธี USALS จะสอดคล้องกับที่เสนอโดย Mesri (1975) ตามสมการที่ (2.37)

2.8.2 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางสามารถทำได้ด้วยวิธีพื้นฐานที่นิยมใช้กันทั่วไปมีอยู่ 2 วิธี

2.8.2.1 วิธี Swedish หรือวิธี Fellenius

โดย Fellenius (1927) เป็นวิธีการที่ง่าย ๆ โดยใช้สมการหาอัตราส่วนความปลอดภัยแบบธรรมดา ๆ แรงที่กระทำต่อชั้นมวลดิน (Slice) แสดงไว้ในรูปที่ 2.27 (b) โดยสมมติว่า

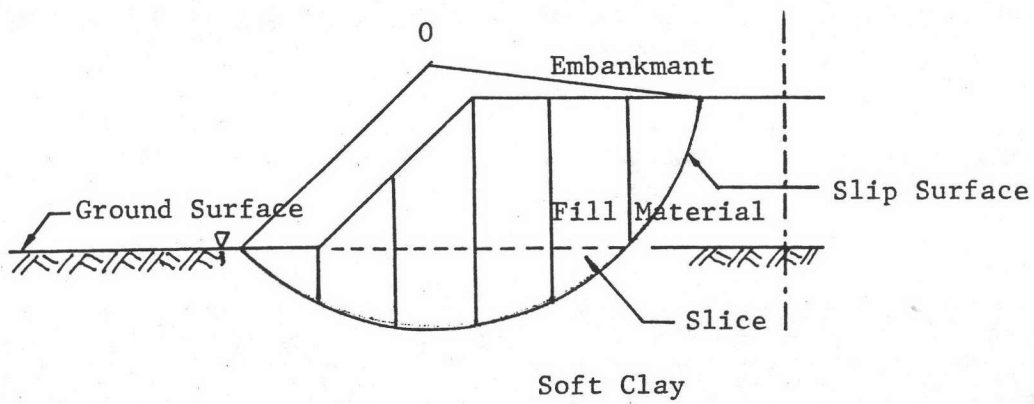
- 1) ผิวแห่งการสั่นไถล (Slip Surface) จะสั่นไถลไปตามส่วนโค้งวงกลม
- 2) มวลดินที่เกิดการทับติ จะถูกแบ่งเป็นชั้นในแนวตั้ง (Vertical Slice)
- 3) พิจารณาการล้มตลยของแต่ละชั้นมวลดินที่แบ่งในข้อ 2

ซึ่งจะได้สมการ อัตราส่วนความปลอดภัย ดังนี้

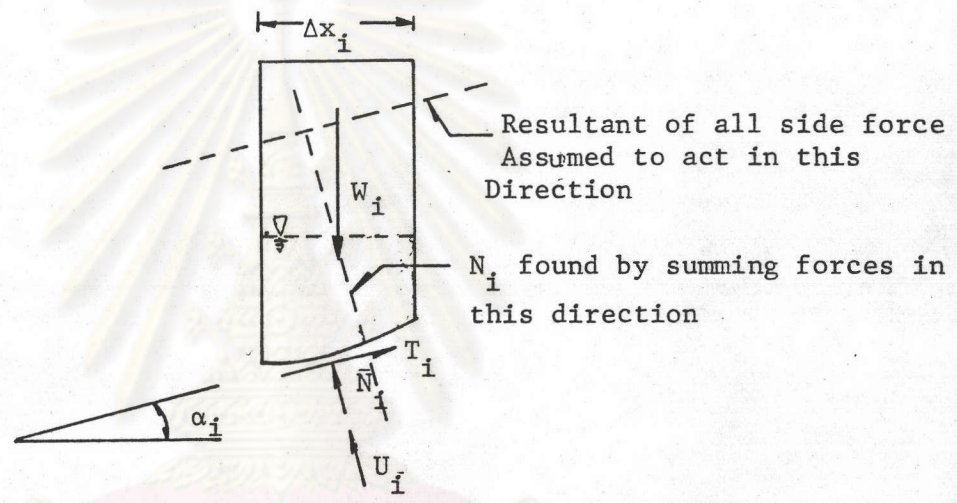
$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (2.38)$$

- เมื่อ W_i = น้ำหนักของมวลดินชั้นที่ i
 l_i = ความยาวของส่วนโค้งที่ฐานของมวลดินชั้นที่ i
 α_i = มุมระหว่างด้านฐานกับแนวราบของมวลดินชั้นที่ i
 c_i, ϕ_i = คุณสมบัติทางด้านกำลังของดินชั้นที่ i (Strength Parameters)
 u_i = แรงดันน้ำใต้ฐานมวลดินชั้นที่ i

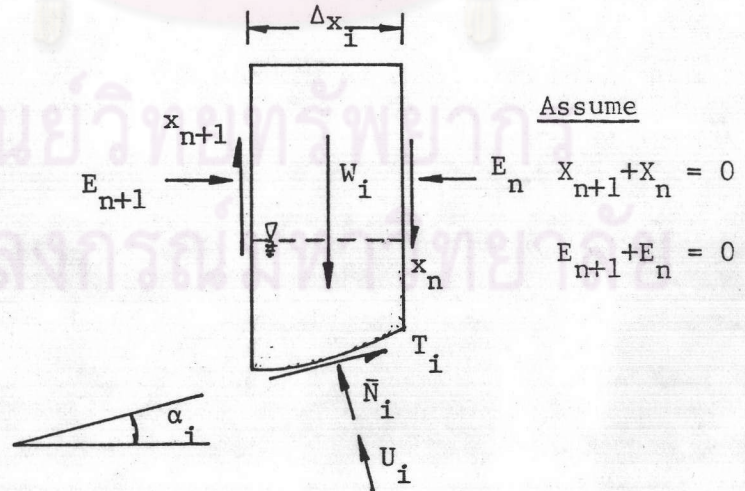
Bishop (1955), Whitman และ Moore (1963) ได้สรุปว่า วิธี Fellenius มักจะให้อัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำ ทั้งนี้เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงระหว่างชั้นมวลดินในแนวราบ เนื่องจากเป็นวิธีแบบง่าย ๆ และให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างต่ำ จึงเป็นวิธีที่ยังนิยมใช้กันอยู่



(a) แสดงการแบ่งชิ้นมวลดิน (Slice) เพื่อการวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยของคันทาง



(b) แสดงระบบของแรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน (Slice) โดยวิธี Fellenius



(c) แสดงระบบของแรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน (Slice) โดยวิธี Bishop

รูปที่ 2.27 แสดงการแบ่งชิ้นมวลดิน และระบบของแรงที่กระทำต่อแต่ละชิ้นมวลดิน

2.8.2.2 วิธีของ Bishop

โดย Bishop (1955) ซึ่งถูกปรับปรุงให้ง่าย ๆ โดย Janbu et al., (1956) โดยไม่คิดแรงเฉือนระหว่างชั้นมวลดิน (slice) และลุ่มมติว่าแรงตั้งฉากกับ slice หรือแรงในแนวราบ เป็นแรงระหว่างชั้นมวลดิน แรงที่กระทำในแต่ละชั้นมวลดินได้แสดงในรูปที่ 2.27 (c) ในการวิเคราะห์แบบ effective stress analysis ค่า

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \bar{c}_i l_i + (W_i - u_i l_i) \tan \bar{\phi}_i \sec \alpha_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \bar{\phi}_i \tan \alpha_i}{F.S.} \right)} \dots \dots \dots (2.39)$$

เพราะว่าข้อแตกต่างของวิธีของ Bishop และ Fellenius ขึ้นอยู่กับค่า $\bar{\phi}$ ถ้า $\phi = 0^\circ$ นั่นคือทำ total stress analysis และไม่คิดค่าความตันทันน้ำในโพรงดิน (u) ทั้งสองวิธีจะให้ค่าเท่ากัน

Whitman และ Moore (1963) กล่าวว่า แรงที่ลภาวะลุ่มดุลย์ของแต่ละชั้นมวลดิน (Slice) ประกอบด้วยแรงในแนวตั้ง ขณะที่แรงเพื่อการลุ่มดุลย์ในแนวราบไม่อาจจะทราบได้ เขาได้สรุปว่า วิธีของ Bishop จะให้ผลดีกว่า Fellenius และยังเห็นว่าผิวแห่งการสั่นไหววิกฤตที่หาโดยวิธี Fellenius จะไม่ทับกับที่เกิดขึ้นจริง แต่วิธี Bishop จะคาดคะเนได้แม่นยำกว่า

Whitman & Bailey (1967) หลังจากพิจารณาจากหลาย ๆ ตัวอย่าง ก็ได้สรุปว่า ความคลาดเคลื่อนของวิธี Simplified Bishop จะมีค่ามากที่สุด ประมาณ 6%