

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและสมมุติฐาน

#### 2.1 ลักษณะการทรุดตัว

เมื่อมีน้ำหนักมากกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated Clay) ก่อให้เกิดการทรุดตัวของมวลดิน (Soil Mass) ซึ่งแบ่งเป็นชนิดดังนี้

2.1.1 การทรุดตัวทันที (Immediate Settlement,  $\rho_i$ ) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีทันใดของมวลดินเมื่อมีน้ำหนักมากกระทำ เนื่องจากดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ มีค่าความซึมผ่านต่ำ (Low Permeability) ทำให้การทรุดตัวทันทีอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) คือ ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ด้วยเหตุนี้ขณะที่เกิดการทรุดตัวในแนวตั้งขึ้นจริงนั้นเป็นผลให้เกิดการขยายตัวทางด้านข้าง ซึ่งเกิดขึ้นเฉพาะในลักษณะการทรุดตัวของ 2 และ 3 มิติเท่านั้น (Two and Three Dimensional Settlements)

2.1.2 การทรุดตัวเนื่องกับเวลา (Time Dependent Settlement,  $\rho_t$ ) เป็นการทรุดตัวต่อเนื่องหลังจากการทรุดตัวทันทีได้เสีจลึกลง ในกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลานี้ จะอยู่ทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำ และในสภาพระบายน้ำ (Drained Condition) โดยที่อัตราการเกิดการทรุดตัวในระยะแรกมีค่าสูงและค่อยลดลงไปเรื่อย ๆ เมื่อเวลาผ่านไปจนกระทั่งมีอัตราการทรุดตัวช้ามากจนในทางปฏิบัติถือว่าไม่มีการทรุดตัวต่อไปแล้ว การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลานี้ประกอบด้วยทรุดตัวดังต่อไปนี้

ก. การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน (Settlement due to Local Yielding) และ การทรุดตัวเนื่องจากอันเดรนคริพ (Settlement due to Undrained Creep,  $\rho_u$ )

การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินเกิดขึ้นเมื่อดินรับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำมีค่ามากจนถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) ของดินทำให้มวลดินเกิดการไหล (Flow)

การทรุดตัวเนื่องจากอันตรรกฐพีเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น และหน่วยแรงเฉือน เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำมีค่าคงที่ และอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ นั่นคือ ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ในขณะที่เกิดการทรุดตัวเนื่องจากอันตรรกฐพี ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย คงที่หรืออาจเพิ่มขึ้นมากจนดินพังทลาย (Failure) ได้คือ หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) จะเปลี่ยนแปลงจนชนเส้นเขตแนวพังทลาย (Failure Envelop) ส่วนกรณีที่มีความดันน้ำในโพรงเพิ่มคงที่เป็นเพราะเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) เกิดขึ้นพร้อมกับการทรุดตัว เนื่องจากอันตรรกฐพี อนึ่งทั้งการทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินและอันตรรกฐพีเกิดขึ้นในกรณี 2 และ 3 มิติเท่านั้น

ข. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement,  $\rho_c$ ) เป็นการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดินเป็นผลให้เกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่ม เมื่อเวลาผ่านไป ความดันน้ำนั้นจะถูกระบายออกจากมวลดินจนกระทั่งความดันน้ำในโพรงเพิ่มลดลงจนหมด ปริมาตรของมวลดินจะลดลง หน่วยแรงประสิทธิผลจะเพิ่มขึ้น อัตราการทรุดตัวนี้จะช้าหรือเร็วขึ้นอยู่กับอัตราการระบายน้ำออกจากมวลดิน การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำนี้เป็นส่วนสำคัญสำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งเกิดขึ้นในกรณี 1, 2 หรือ 3 มิติ

ค. การทรุดตัวอัดแน่นขั้นที่สอง (Secondary Compression,  $\rho_s$ ) ขณะที่ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มลดลง หน่วยแรงประสิทธิผลจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนกระทั่งความดันน้ำในโพรงลดลงจนหมดแล้ว หน่วยแรงประสิทธิผลจะคงที่ แต่ปริมาตรของมวลดินจะลดลงและเกิดการทรุดตัวต่อไปอีก การทรุดตัวที่เกิดขึ้นขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลมีค่าคงที่นี้เรียกว่า การทรุดตัวอัดแน่นขั้นที่สอง ซึ่งจะมีผลเมื่อการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำได้เล็กริซึมลงก่อนอายุใช้งานของสิ่งก่อสร้างนั้น

ในปัจจุบันไม่สามารถแบ่งแยกได้แน่นอนว่าการทรุดตัวอัดแน่นขั้นที่สอง เกิดขึ้นพร้อมหรือหลังจากการทรุดตัว เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

การทรุดตัวดังกล่าวมาแล้วขึ้นอยู่กับองค์ประกอบเหล่านี้ Ladd (1971)

1. ประเภทของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับ ความไว ปริมาณสารอินทรีย์ (Organic Matter) ในมวลดิน และสภาพพลาสติก (Plasticity) เป็นต้น
2. ประวัติหน่วยแรงของดิน (Stress History,  $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ )
3. อัตราการเพิ่มน้ำหนักที่มากกระทำ

4. ขนาดของน้ำหนักรวมกระทำ

5. ขนาดความกว้าง ความยาว ของพื้นที่ที่น้ำหนักรวมกระทำ เมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน

## 2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Earth Pressure at Rest, $K_0$ )

สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลคือ อัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (In Situ Effective Horizontal Stress,  $\bar{\sigma}_{ho}$ ) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (In Situ Effective Vertical Stress,  $\bar{\sigma}_{vo}$ )

$$K_0 = \bar{\sigma}_{ho} / \bar{\sigma}_{vo} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลเกิดในขณะที่ดินไม่มีการเคลื่อนที่ด้านข้าง และหน่วยแรงของดินทั้งในแนวนอนและในแนวตั้ง เป็นหน่วยแรงหลัก โดยทั่วไป ค่า  $K_0$  อยู่ในช่วง 0.4 - 0.8 สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ตามปกติหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนมีค่าน้อยกว่าในแนวตั้ง แต่สำหรับดินเหนียวที่เคยถูกอัดแน่นด้วยน้ำหนักมากกว่าในปัจจุบัน ซึ่งเรียกว่า ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidated Clay) ค่า  $K_0$  จะมีค่าสูงขึ้นจากค่าทั่วไป และอาจมีค่าสูงถึง  $3.5 \pm 1.0$  ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากการที่ดินถูกอัดแน่นเกินตัวในอดีตทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนมีค่ามากขึ้นจากเดิม และเมื่อน้ำหนักรวมกระทำดังกล่าวหายไป หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนจะยังไม่สูญหายโดยสิ้นเชิง แต่จะยึดอัดแน่นอยู่ในดินทำให้อาจมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งในปัจจุบัน

Brooker และ Ireland (1965) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $K_0$  อัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio, OCR) และค่าดัชนีพลาสติก (Plasticity Index) ดังรูปที่ 2.1 ส่วนสมการ (2.2) แสดงความสัมพันธ์ของค่า  $K_0$  กับค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective Angle of Internal Friction,  $\bar{\phi}$ ) ของดินเหนียวอัดแน่นปกติ

$$K_0 = 0.95 - \sin \bar{\phi} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

โดยทั่วไปค่ามุม  $\bar{\phi}$  ของดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง  $20^\circ - 30^\circ$

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ของประวัติหน่วยแรงต่อค่า  $K_0$  ขณะทดลองลดน้ำหนัก (Unloading)

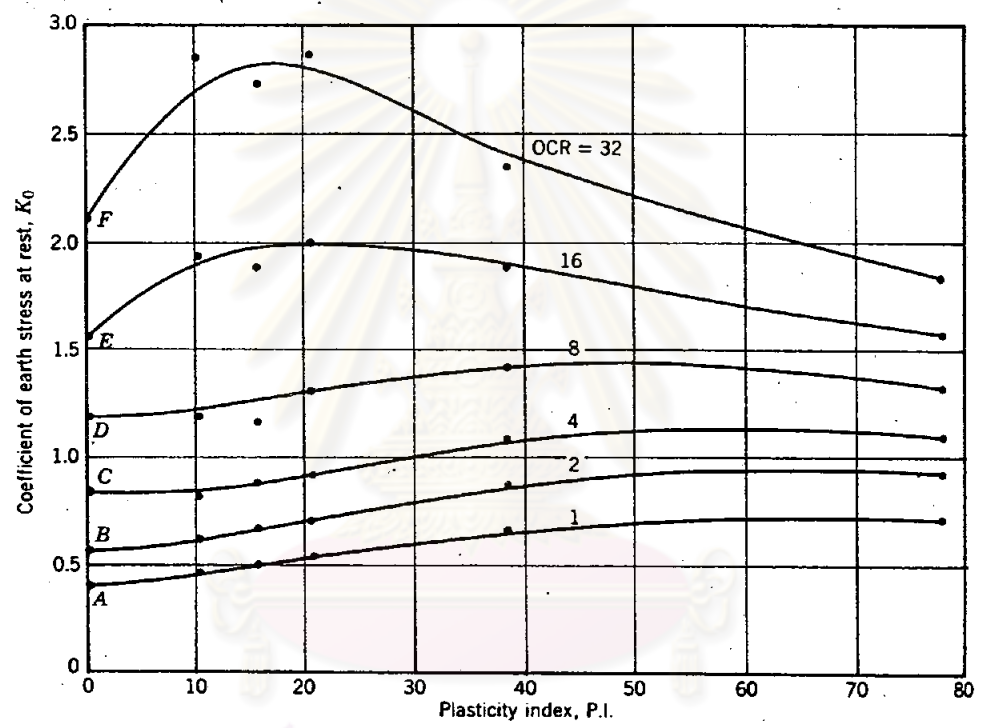
$$\frac{K_0(OC)}{K_0(NC)} = OCR^m \dots\dots\dots (2.3)$$

$K_0(OC)$  : สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ ของดินอัดแน่นเกินตัว

$K_0(NC)$  : สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ของดินอัดแน่นปกติ

OCR : อัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว

m : ค่าสัมประสิทธิ์ ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าดัชนีพลาสติค



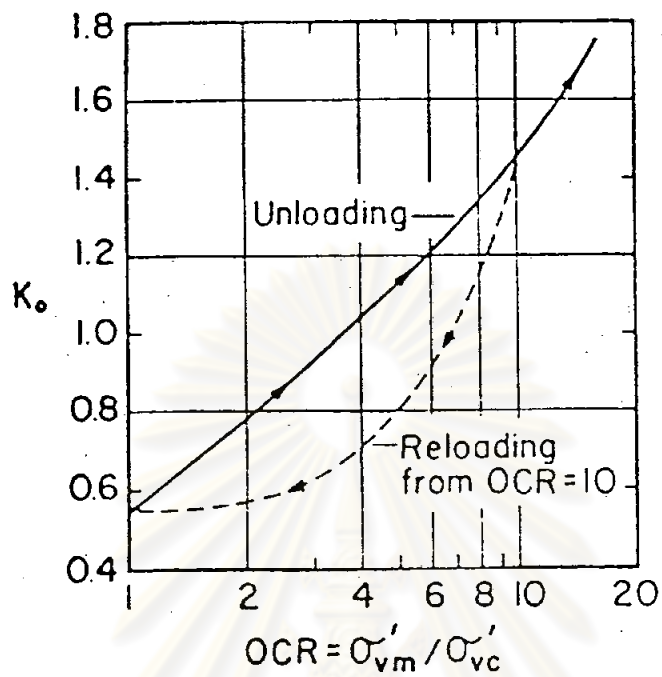
รูปที่ 2.1 ค่า  $K_0$  เป็นฟังก์ชันกับ OCR และค่า PI จุด A ถึงจุด F ได้จากข้อมูลของ Hendron (จาก Brooker และ Ireland, 1965)

Alpan (1967) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $K_0$  ของดินเหนียวอัดแน่นปกติ กับค่า PI ในรูปของสมการ โดยที่ PI มีค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ (%)

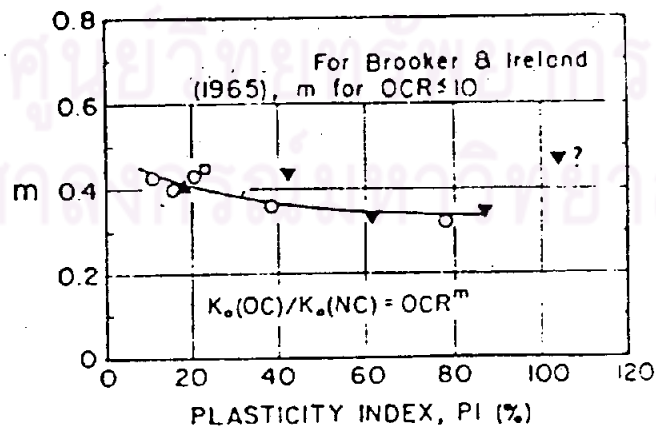
$$K_0 = 0.190 + 0.233 \log PI \dots\dots\dots (2.4)$$

Ladd (1971) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $K_0$  กับอัตราส่วนพัวของส์ (Poisson's Ratio,  $\nu$ ) สำหรับวัสดุอิลาสติคที่เหมือนกันทุกทิศทาง (Elastic Isotropic Material)

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \dots\dots\dots (2.5)$$



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของ  $K_0$  กับ OCR ของ Haney Sensitive Clay ระหว่างการลดน้ำหนักและเพิ่มน้ำหนักซ้ำ (Campanella และ Vaid, 1972)



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์  $m$  ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า  $K_0$  และ OCR กับค่า 'PI' (Ladd et al, 1977)

2.3 การกระจายหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Distribution in Soil Mass)

การกระจายหาหน่วยแรงในมวลดินมีหลายวิธี ซึ่งขึ้นอยู่กับสมมุติฐานที่ใช้การวิจัยนี้ ใช้วิธีการกระจายหน่วยแรงในมวลดินที่ให้สมมุติฐานใกล้เคียงกับความเป็นจริงในธรรมชาติ 2 วิธี คือ

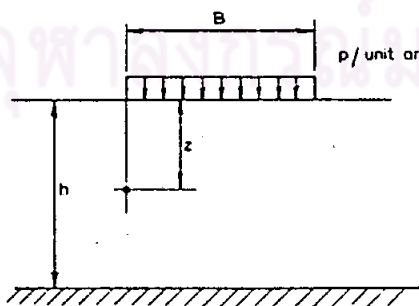
2.3.1 การกระจายหน่วยแรงโดยทฤษฎีอิลาสติคที่มีความหนาของชั้นดินแน่นอนรองรับด้วยฐานที่มั่นคง (Stress Distribution by Theory of Elasticity on A Finite Layer Underlain by A Rigid Base)

Poulos (1967) ได้เสนอค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นของวัสดุที่มีคุณสมบัติเป็นอิลาสติค ซึ่งมีความลึกแน่นอนรองรับด้วยฐานที่มั่นคงตรงบริเวณมุมของพื้นที่ที่น้ำหนักมากระทำ สำหรับกรณีน้ำหนักกระจายเป็นแถบ (Strip Loading) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ถึง 2.12 โดยที่

$$\Delta\sigma_x = \frac{\theta}{1 + \nu} - \Delta\sigma_z \dots\dots\dots(2.6)$$

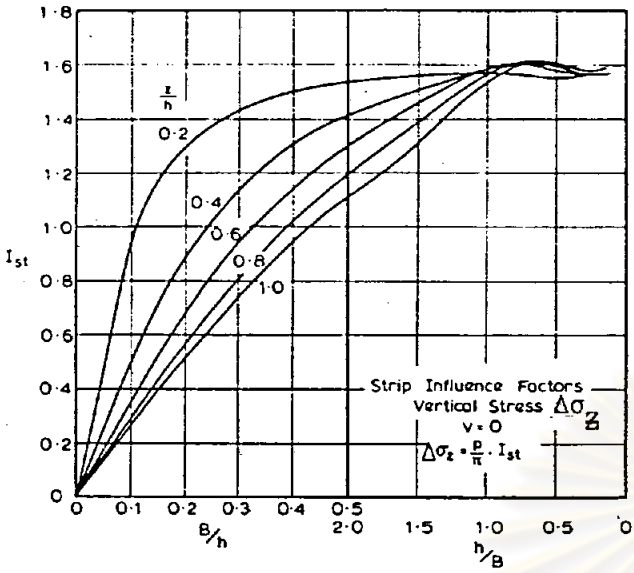
$$\Delta\sigma_y = \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z) \dots\dots\dots(2.7)$$

- θ : Bulk Stress
- P : น้ำหนักที่มากระทำต่อหน่วยพื้นที่
- E : โมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity) ของดิน
- ν : อัตราส่วนพัวซองส์

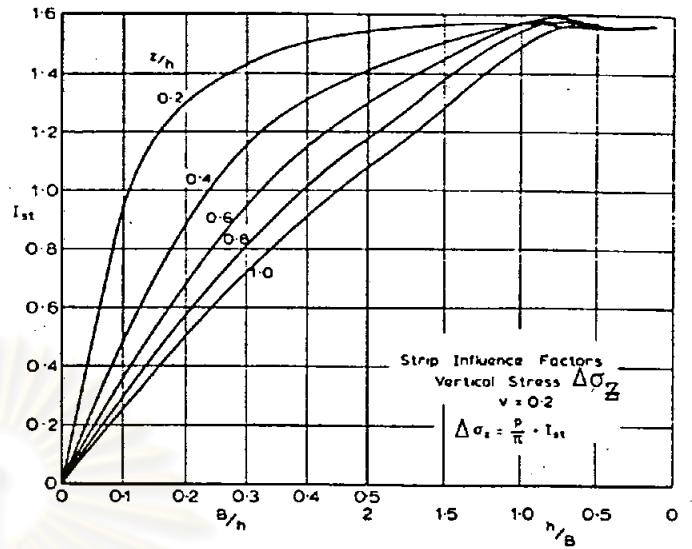


รูปที่ 2.4 ลักษณะน้ำหนักกระจายเป็นแถบ

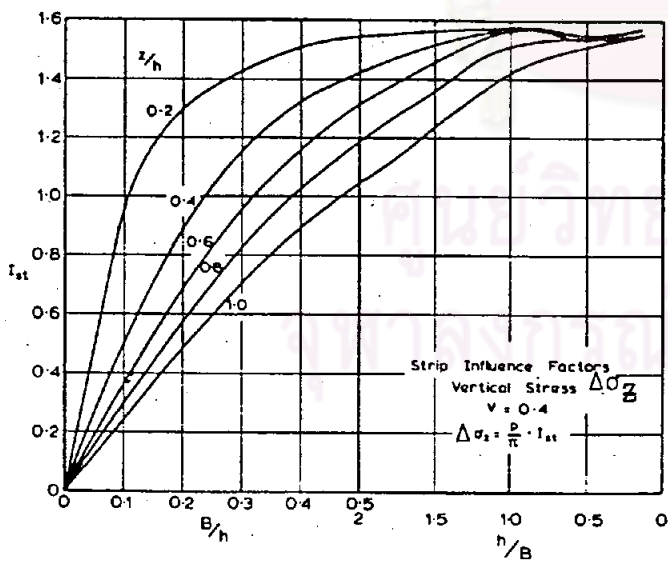




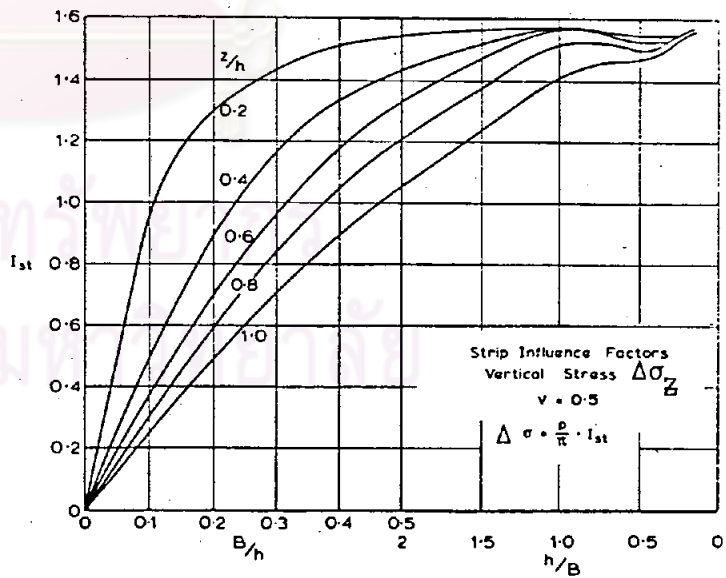
รูปที่ 2.5 สำหรับค่า  $\Delta\sigma_z$   $\nu = 0$



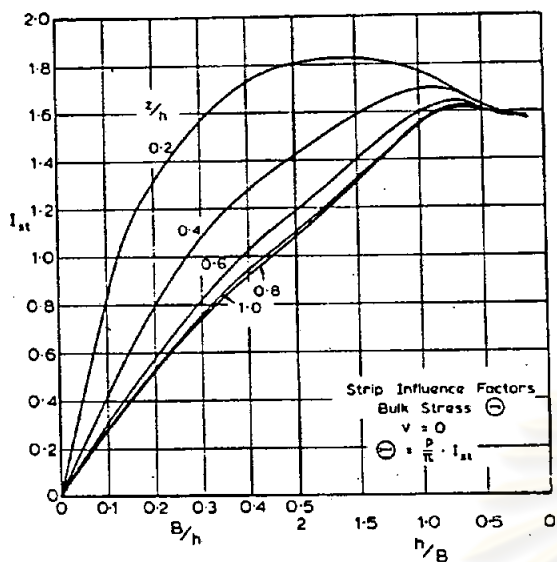
รูปที่ 2.6 สำหรับค่า  $\Delta\sigma_z$   $\nu = 0.2$



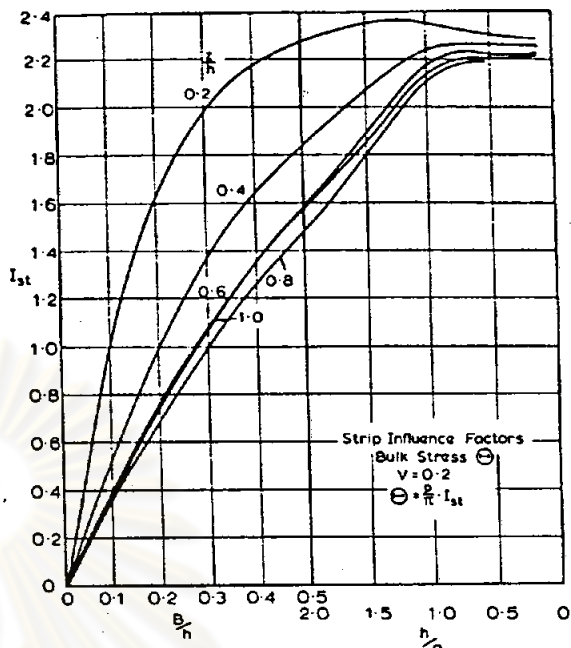
รูปที่ 2.7 สำหรับค่า  $\Delta\sigma_z$   $\nu = 0.4$



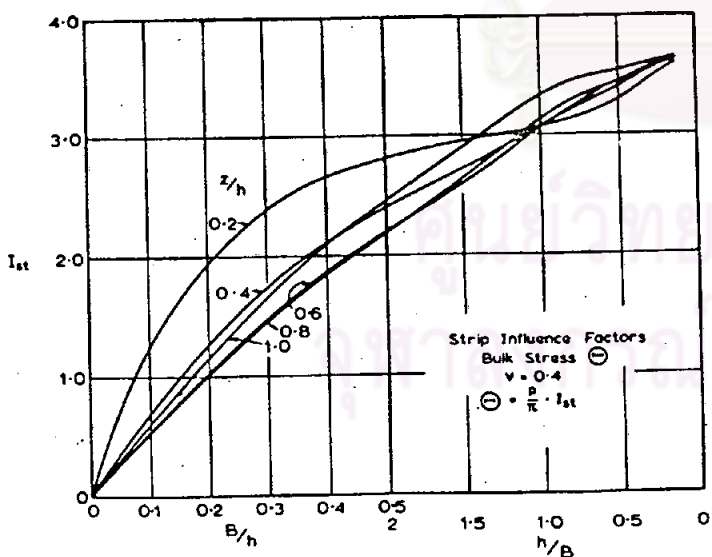
รูปที่ 2.8 สำหรับค่า  $\Delta\sigma_z$   $\nu = 0.5$



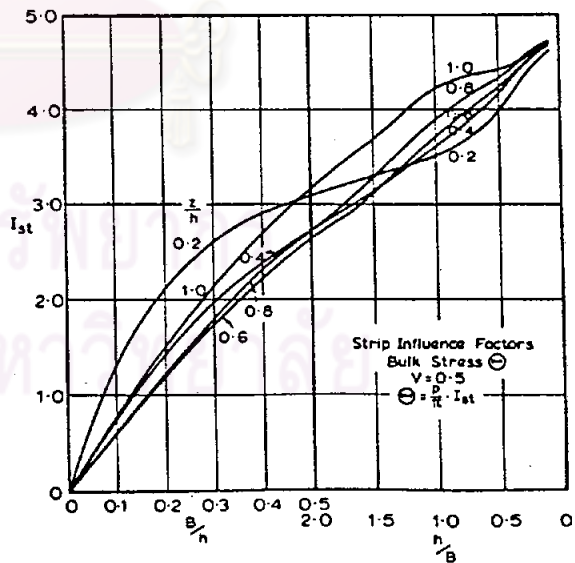
รูปที่ 2.9 สำหรับค่า  $\theta$   $\nu = 0$



รูปที่ 2.10 สำหรับค่า  $\theta$   $\nu = 0.2$



รูปที่ 2.11 สำหรับค่า  $\theta$   $\nu = 0.4$



รูปที่ 2.12 สำหรับค่า  $\theta$   $\nu = 0.5$



### 2.3.2 การกระจายหน่วยแรงโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ (Stress Distribution by Finite Element Method)

โดยใช้ "A Static Nonlinear Finite Element Program for Analysis of Embankment on Very Soft Clay" ของ ดร.การุญ จันทร์รางคู่ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยพิจารณาการกระจายน้ำหนักเป็นแถบลงบนชั้นดินที่รองรับด้วยฐานที่มั่นคง

### 2.4 ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, $\Delta u$ )

จากผลการวิจัยต่าง ๆ ได้มีนักวิจัยหลายท่านทำการวัด และหาความดันน้ำในโพรงเพิ่มขณะที่ดินยังไม่ระบายน้ำเนื่องจากผลของน้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดิน ซึ่งจะแสดงพฤติกรรมทั้งในช่วงอีลาสติค และพลาสติกสำหรับดินที่เกิดการไหล (Flow) ดังต่อไปนี้

2.4.1 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มในช่วงอีลาสติค (Excess Pore Water Pressure within the Limits of Elastic Behaviour of the Clay) ซึ่งเกิดเนื่องจากสาเหตุ 2 ประการ (D' Appolonia et al., 1971)

ก. เกิดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม (Total Stress)

ข. เกิดเนื่องจากการเพิ่มน้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดิน

โดยที่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดินมีค่าน้อยกว่าค่า  $S_u$  ซึ่งมีวิธีการหาค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นพื้นฐาน 4 วิธี ดังนี้

#### 2.4.1.1 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเกิดในลักษณะ 1 มิติ (One-Dimensional)

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \dots \dots \dots (2.8)$$

$\Delta u$  : ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

$\Delta \sigma_v$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง

#### 2.4.1.2 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเกิดในลักษณะ 3 มิติ (Three Dimesional Elastic)

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} \dots \dots \dots (2.9)$$

$\Delta\sigma_{oct}$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง Octahedral  
 $= \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)$  โดยที่  $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$  และ  $\Delta\sigma_3$  เป็นขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในทิศทาง 1, 2 และ 3 ตามลำดับ

สำหรับความดันน้ำในโพรงเพิ่มทั้งในกรณี 1 มิติ และ 3 มิติ นั้นสมมุติว่าดินเหนียวนั้นเป็นวัสดุอีลาสติคที่เหมือนกันทุกทิศทาง อิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งถือว่าน้ำเป็นของไหลที่อัดไม่ได้ (Incompressible Fluid) และไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในขณะไม่ระบายน้ำ

2.4.1.3 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มตามสมการของ Skempton (Skempton's Equation)

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \dots\dots\dots (2.10)$$

A : ค่าพารามิเตอร์ของ Skempton (Skempton's Parameter)

โดยทั่วไปค่า A จะไม่คงที่สำหรับดินนั้น ๆ แต่จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงที่มากกระทำต่อมวลดินและประวัติหน่วยแรงของมวลดินนั้น (Skempton, A.W. and Bjerrum, L., 1957)

ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 แสดงค่าพารามิเตอร์ของ Skempton (A) สำหรับที่ประวัติหน่วยแรงต่าง ๆ

ชนิดของดิน	A.
ดินเหนียวที่มีความไวมาก (Very Sensitive Soft Clays)	> 1
ดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clays)	$\frac{1}{2} - 1$
ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clays)	$\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$
ดินเหนียวปนทรายอัดแน่นเกินตัวสูงมาก (Heavily Overconsolidated Sandy Clays)	$0 - \frac{1}{4}$

2.4.1.4 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มตามสมการของ Henkel (Henkel's Equation)

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} + a \Delta \tau_{\text{oct}} \quad \dots \dots \dots (2.11)$$

a : ค่าพารามิเตอร์ของ Henkel (Henkel's Parameter)

ถ้าพิจารณาสภาวะหน่วยแรง (Stress Condition) เป็นแบบแรงอัด 3 มิติ (Triaxial Compression) และดินเป็นวัสดุอีลาสติคเชิงเส้น (Linear Elastic Material) จะได้

$$a = \frac{3A-1}{\sqrt{2}}$$

$\Delta \tau_{\text{oct}}$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือน Octahedral

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

ความดันน้ำในโพรงเพิ่มตามสมการของ Skempton และ Henkel เป็นกรณีการพิจารณาที่ กิ่งมาจากสังเกตการณ์ (Semiempirical) โดยถือว่าดินอาจไม่คงสภาพอีลาสติค และอาจเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องมาจากแรงเฉือน (Pure Shear)

2.4.2 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเกิดเนื่องจากผลของ Plastic Flow (เกิด Local Yielding)

หลังจากที่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำต่อมวลดินมีค่ามากจนเท่ากับค่า  $S_u$  ของดินแล้ว หน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นหลังจากนี้จะมีค่าคงที่ เป็นผลให้

$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_h$  ซึ่ง Hoeg. et al. (1969) ได้อธิบายขั้นตอนการเกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่มดังนี้

ก. ความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นจะเท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง Octahedral ( $\Delta u_1 = \Delta \sigma_{\text{oct}}$ )

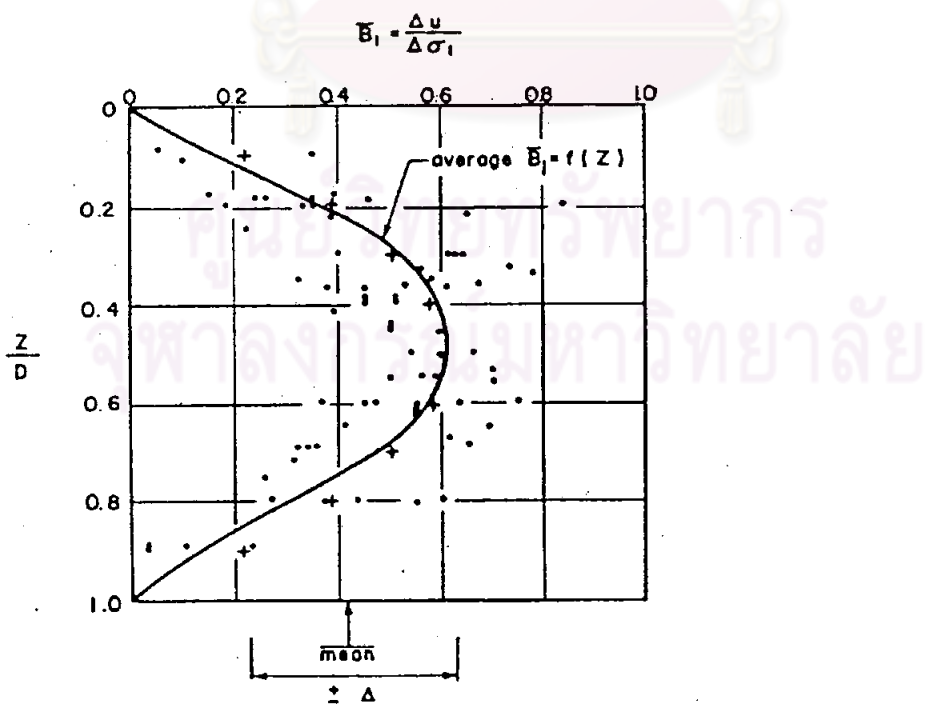
ข. หลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน แล้วค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นจะเท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก ( $\Delta u_2 = \Delta \sigma_{v2}$ ) โดยที่อัตราการเพิ่มค่า  $\Delta u_2$  เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำจะเร็วกว่าอัตราการเพิ่มค่า  $\Delta u_1$

- $\Delta u_1$  : ความดันน้ำในโพรงเพิ่มก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน
- $\Delta u_2$  : ความดันน้ำในโพรงเพิ่มหลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน
- $\Delta\sigma_{oct}$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง Octahedral
- $\Delta\sigma_{v2}$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก หลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

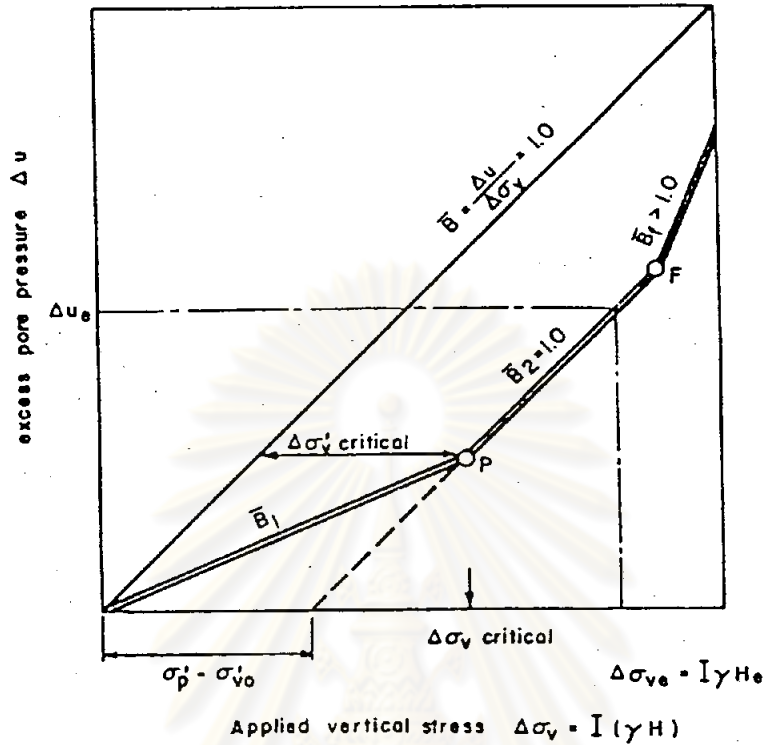
Tavenas (1979) ได้ลำดับขั้นตอนการหาค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มภายใต้จุดกึ่งกลางของคันดินถม (Embankment) ทั้งในกรณีก่อนและหลังการเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ดังนี้ คือ เมื่อหน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดเนื่องจากคันดินถม  $\Delta\sigma_v = I\gamma H$  ซึ่ง I เป็นค่า Stress Influence Factor ดังแสดงในรูปที่ 2.14 และอัตราความดันน้ำในโพรงเพิ่มเริ่มแรก (Initial Rate of Pore Water Pressure,  $\bar{B}_1$ )  $\bar{B}_1 = \Delta u / \Delta\sigma_v$  ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ได้ความสัมพันธ์โดยประมาณกับค่า  $Z/D$  ดังสมการ

$$\bar{B}_1 = 0.6 - 2.4 \left(\frac{Z}{D} - 0.5\right)^2 \dots\dots\dots(2.12)$$

- Z : ความลึก ณ จุดที่พิจารณา
- D : ความหนาของชั้นดิน



รูปที่ 2.13 ข้อมูลของความดันน้ำโพรงเพิ่มใต้คันดินถม



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับหน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้น

ก. ก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

$$\Delta u = \bar{B}_1 \cdot I \cdot \gamma \cdot H \quad \dots \dots \dots (2.12)$$

ข. ณ จุดที่ความสูงวิกฤติ (Critical Height,  $H_{crit}$ ) ก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน เมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่เกิดเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำ มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure,  $\bar{\sigma}_{vm}$ ) แล้วความสูงของคันดินถม ขณะนั้นจะเป็นความสูงวิกฤติของคันดินถมนั้น

$$\gamma H_{crit} = \frac{\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}}{I (1 - \bar{B}_1)} \quad \dots \dots \dots (2.13)$$

ถ้าหันจากตำแหน่งนี้ไปแล้ว ค่า  $\bar{B}_2 = 1.0$  (รูปที่ 2.14) จะได้

$$\Delta u = I \Delta \gamma H \quad \dots \dots \dots (2.14)$$

ซึ่ง ณ ตำแหน่งที่ความดันน้ำในโพรงเพิ่มสุดท้าย ดินจะแสดงพฤติกรรมเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ

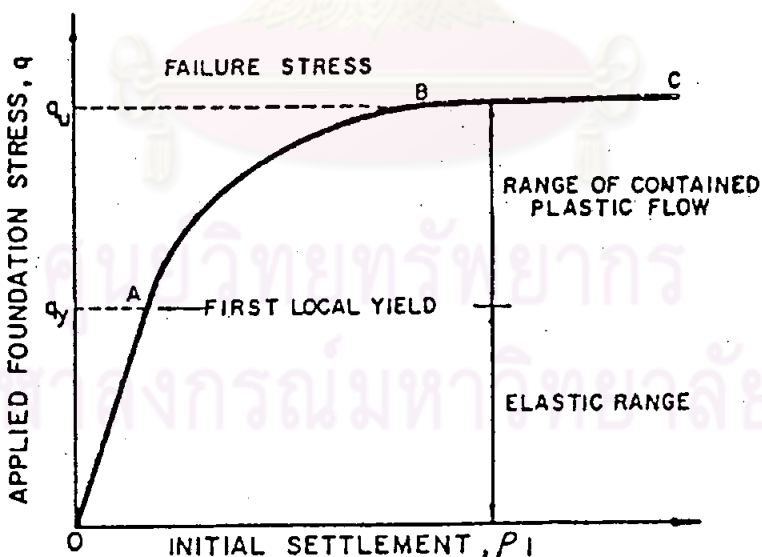
$$\Delta u_e = I\gamma \cdot H_e - (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \dots\dots\dots (2.15)$$

ค. หลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม ไม่สามารถรับน้ำหนักแต่ค่า  $\bar{B}_F$  มากกว่า 1.0.

**2.5 การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน (Settlement due to Local Yielding)**

การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินเป็นการทรุดตัวเนื่องจากเวลา ซึ่งเกิดต่อเนื่องจากการทรุดตัวทันที โดยการทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินนี้จะเกิดในขณะไม่ระบายน้ำ (การทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำจะจำแนกออกเป็น การทรุดตัวทันที การทรุดตัวเนื่องจากอันตรรกศาสตร์ และการทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน) ดังในรูปที่ 2.15 แบ่งได้ 3 ขั้นตอน คือ

- ก. ช่วงเส้นตรง OA เป็นการทรุดตัวในช่วงอีลาสติค
- ข. ช่วงเส้น AB เป็นช่วงที่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำมีค่าเท่ากับค่า  $S_u$  เป็นผลให้เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน
- ค. ช่วงเส้นนูน BC เป็นช่วงที่ดินได้เกิดการบีบอัดแล้ว



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงที่มากกระทำกับการทรุดตัวเริ่มแรก

D' Appolonia et al (1971) ได้แสดงความสัมพันธ์ของอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก (Initial Shear Stress Ratio, f)

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 S_u} = \frac{\bar{\sigma}_{vo} (1 - K_o)}{2 S_u} \dots\dots\dots (2.16)$$



- f : อัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก
- $\bar{\sigma}_{vo}$  : หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ
- $\bar{\sigma}_{ho}$  : หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ
- $S_u$  : กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ
- $K_o$  : สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาพวะลุ่มตุลย์

สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ มีค่า f ประมาณ 0.6 ถึง 0.8 ดินเหนียวอัดแน่นเกิน-  
 ตัวที่มีค่า OCR 1.5 ถึง 2.0 มีค่า f ประมาณ 0.2 ถึง 0.4 และสำหรับดินเหนียวอัดแน่น  
 เกินตัวมาก (Heavily Overconsolidated Clay) มีค่า f ประมาณ 0 ถึง 0.15

เมื่อเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินเป็นผลให้ค่าการทรุดตัวทันทีเพิ่มขึ้นโดยใช้สมการ

$$\rho_i = \frac{\rho_{ie}}{S_R} \dots\dots\dots (2.17)$$

- $\rho_i$  : การทรุดตัวทันที (ในกรณีนี้รวมผลของการพังทลายเป็นจุดๆ ของมวลดินเข้าไปด้วย)
- $\rho_{ie}$  : การทรุดตัวทันที จากทฤษฎีอิลาสติค
- $S_R$  : อัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement Ratio)

ค่า  $S_R$  ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบเหล่านี้ ดังในรูปที่ 2.16

ก. อัตราส่วนหน่วยแรง (Applied Stress Ratio,  $\Delta q/q_{ult}$ )

$\Delta q$  : หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำ ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

$q_{ult}$  : ความสามารถในการรับน้ำหนักของดิน (Bearing Capacity)

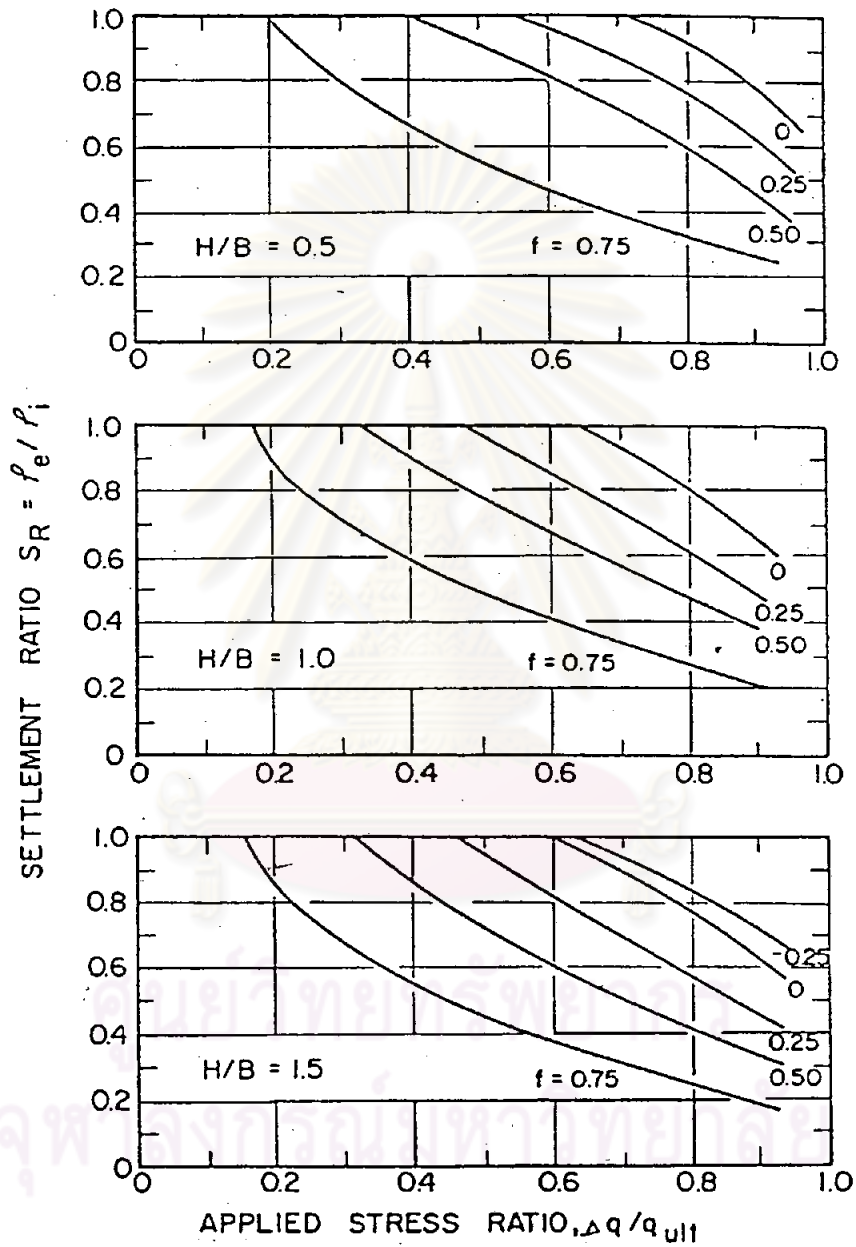
ข. อัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก (f)

ค. ค่า H/B

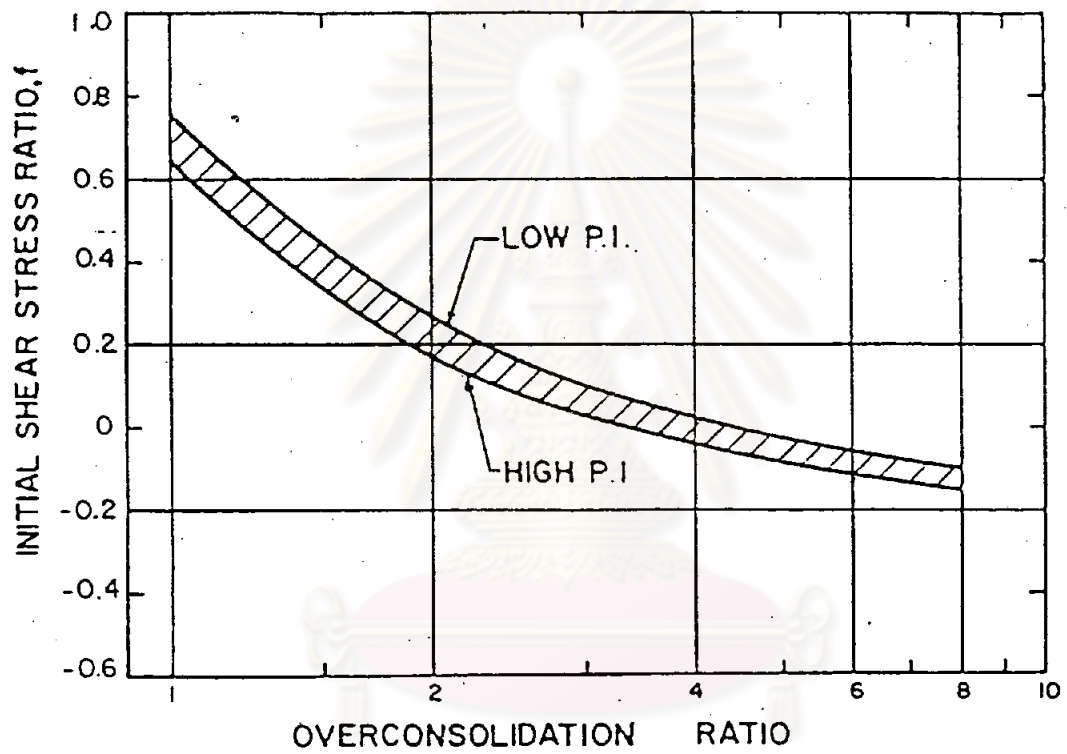
H : ความหนาของชั้นดิน

B : ขนาดความกว้างของน้ำหนักที่มากกระทำ

DM. 7(1982) ได้แสดงความสัมพันธ์ของค่า f ที่ OCR ต่าง ๆ ดังในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการทรุดตัว ( $S_R$ ) กับอัตราส่วนหน่วย-  
แรง ( $\Delta q / q_{ult}$ ) สำหรับน้ำหนักกระจายเป็นแถบบน Isotropic  
Homogeneous Foundation (จาก D' Appolonia, Poulos  
and Ladd, 1971)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนกับอัตราส่วนการอัด-

แน่นเกินตัว

## 2.6 การทรุดตัว 1 มิติ โดยวิธีชั้นพื้นฐาน (Conventional One-Dimensional Settlement Method)

Terzaghi (1943) ได้เริ่มคิดวิธีการนี้ การทรุดตัว 1 มิตินี้ ได้จากการทดลอง การอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่อง Oedometer ซึ่งให้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มเท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม ( $\Delta u = \Delta \sigma_v = \Delta \bar{\sigma}_v$ ) โดยถือว่าไม่มีการทรุดตัวทันทีที่เกิดขึ้น จะได้ตั้งสมการ

$$\rho_c = \rho_{\text{oed}} = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

$\rho_c$  : การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

$\rho_{\text{oed}}$  : การทรุดตัวจากเครื่องทดสอบ Oedometer

$\Delta \bar{\sigma}_v$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (เมื่อขบวนการทรุดตัว เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงจะได้  $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v$ )

$\Delta H$  : ความหนาของแต่ละชั้นดินที่แบ่งไว้ โดยที่  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$  มีค่าสูงสุดเท่ากับ  $2B$  ( $B$  : ความกว้างของพื้นที่ที่น้ำหนักมากกระทำ) และ  $n$  คือ จำนวนชั้นย่อยของดินที่แบ่งไว้

$m_v$  : สัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility)

ซึ่งจะได้

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_a}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v (1 + e_o)} \quad \dots\dots\dots(2.19)$$

$\Delta \epsilon_a$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้ง (Change in the Vertical Strain)

$\Delta e$  : ขนาดการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง (Change in the Void Ratio)

$e_o$  : อัตราส่วนโพรงเริ่มแรก

อนึ่งการหาขนาดการทรุดตัว สามารถหาได้โดยใช้ค่า CR , RR และ  $\bar{\sigma}_{vm}$

ได้ดังนี้

ก. กรณีที่  $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf} \leq \bar{\sigma}_{vm}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}})_i \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

RR : อัตราส่วนการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Ratio)

$\bar{\sigma}_{vf}$  : หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งท้ายสุด (Final Vertical Effective Stress)

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

ข. กรณีที่  $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n \left( RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)_i \dots (2.21)$$

CR : อัตราส่วนการอัดแน่น (Compression Ratio)

ค. กรณีที่  $\bar{\sigma}_{vm} \leq \bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n \left( CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right)_i \dots (2.22)$$

สำหรับการทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่ส่องหาได้จาก

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n \left( C_\alpha \cdot \Delta H \cdot \log t/t_{100} \right)_i \dots (2.23)$$

หรือในรูปสมการทั่วไป  $\rho_s = \sum_{i=1}^n \left( \Delta \epsilon_a \cdot H \right)_i \dots (2.24)$

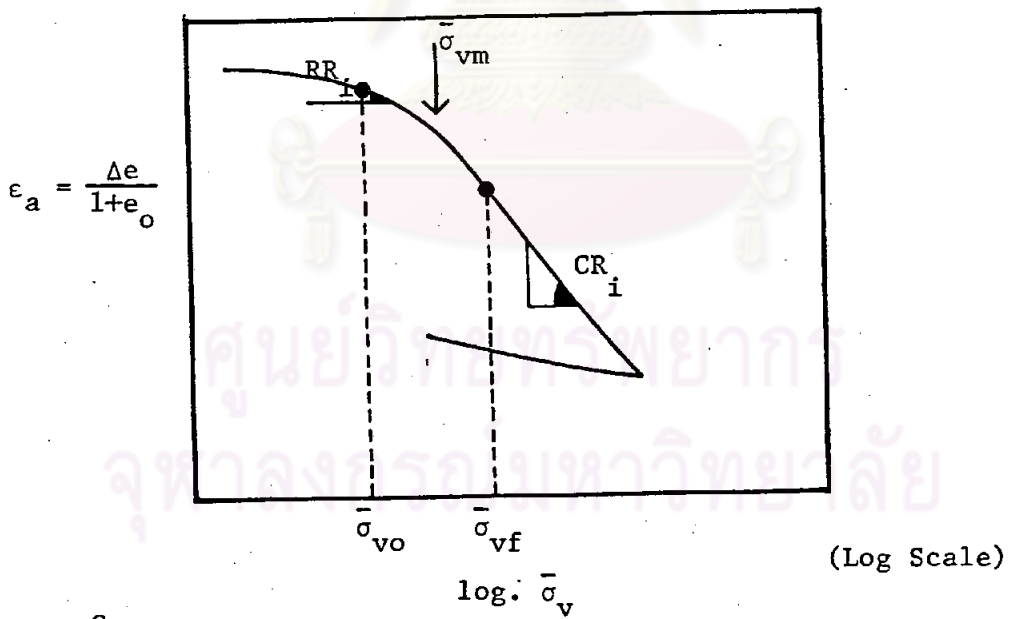
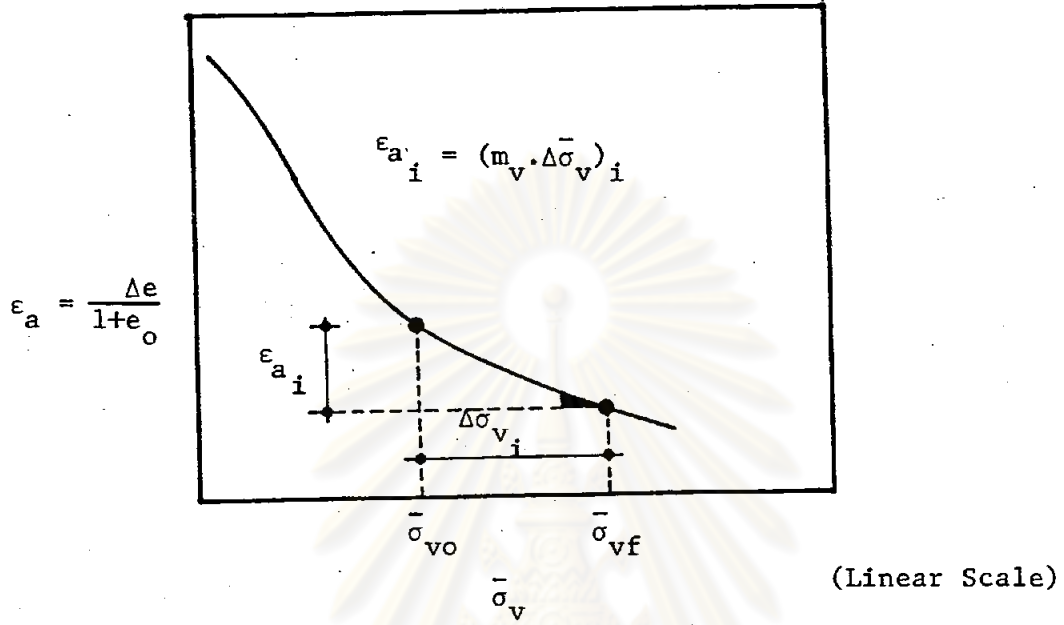
จะได้  $C_{\alpha i} = \left[ \frac{\Delta \epsilon_a}{\log t/t_{100}} \right]_i \dots (2.24)$

$C_\alpha$  : อัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งต่อการเปลี่ยนแปลงขนาดตลอดของเวลา (Change in Vertical Strain per Log Cycle of Time)

$\rho_s$  : การทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่ส่อง

$t$  : เวลาใด ๆ ที่พิจารณา (หลังจากสิ้นสุดขบวนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้า)

$t_{100}$  : ระยะเวลาที่สิ้นสุดขบวนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้า



$RR = \frac{C_r}{1+e_o}$

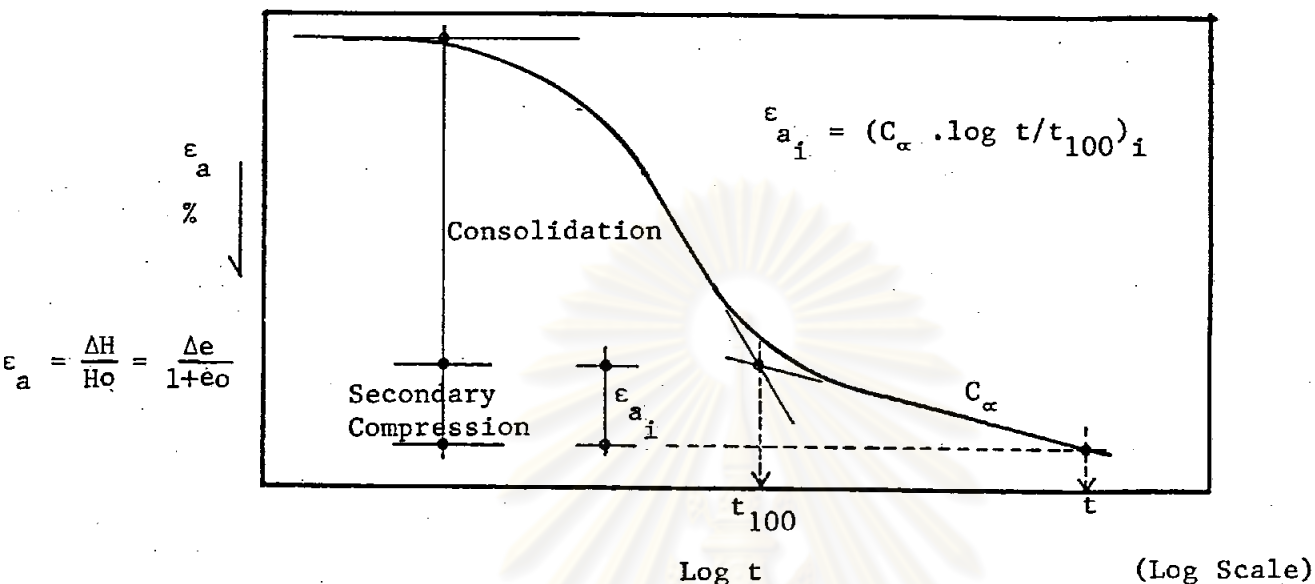
$C_r$  : ดัชนีการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Index)

$CR = \frac{C_c}{1+e_o}$

$C_c$  : ดัชนีการอัดแน่น (Compression Index)

รูปที่ 2.18 หลักการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ





รูปที่ 2.19 หลักการคำนวณการทรุดตัว อัดแน่นชั้นที่ล่อง

2.7 การทรุดตัวโดยวิธีอีลาสติค (Settlement due to Elastic Theory Method)

การทรุดตัววิธีนี้เป็นการทรุดตัวที่พิจารณาในลักษณะ 3 มิติ คือ เกิดหน่วยแรง และความเครียดทั้ง 3 ทิศทาง สำหรับการทรุดตัวรวมโดยทั่วไปได้จาก

$$\rho_T = \rho_{ie} + \rho_c \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$\rho_T$  : การทรุดตัวรวม (Total Settlement)

$\rho_{ie}$  : การทรุดตัวทันทีจากทฤษฎีอีลาสติค

$\rho_c$  : การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

สำหรับกรณีที่เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน จะได้ตั้งสมการข้างล่างนี้

$$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{S_R} + \rho_c \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{S_R} + (\rho_{Te} - \rho_{ie}) \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

$\rho_{Te}$  : การทรุดตัวรวมจากทฤษฎีอีลาสติค

แต่ถ้าหากพิจารณาที่เวลา  $t$  ใด ๆ หลังจากการเพิ่มน้ำหนักแล้ว สมการ (2.22)

และ (2.23) จะได้

$$\rho_T = \rho_{ie} + U \cdot \rho_c \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

$$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{S_R} + U \cdot \rho_c \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$U$  : ระดับการอัดตัวคายนํ้า (Degree of Consolidation)

Davis และ Poulos (1963, 1968) ได้สรุปโดยใช้ทฤษฎีการเคลื่อนตัวอีลาสติก (Elastic Displacement Theory)

ก. สำหรับดินเหนียวอัดตัวคายนํ้า มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกันตลอด (Homogeneous) และเหมือนกันทุกทิศทาง (Isotropic) ดังนี้

กรณีการทรุดตัวรวม  $\rho_{Te} = \frac{qBI}{\bar{E}} \quad \dots\dots\dots (2.30)$

กรณีการทรุดตัวทันที  $\rho_{ie} = \frac{qBI}{E_u} \quad \dots\dots\dots (2.31)$

$\bar{E}$  : โมดูลัสยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ (Drained Young's Modulus)

$q$  : น้ำหนักที่มากกระทำต่อหน่วยพื้นที่

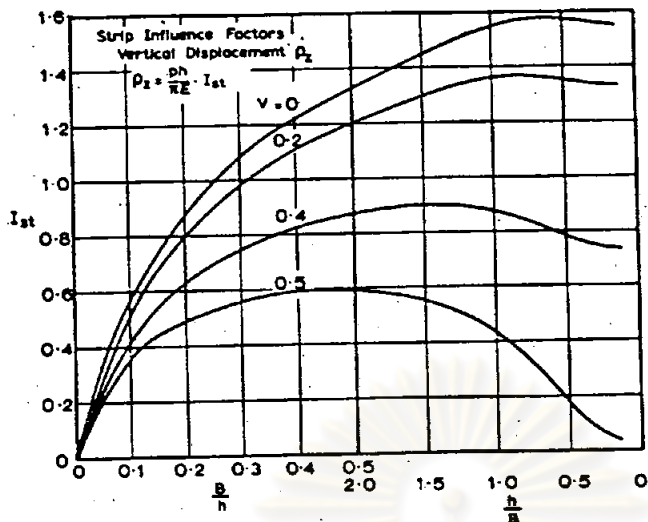
$B$  : ความกว้างของพื้นที่ที่น้ำหนักมากกระทำ

$E_u$  : โมดูลัสยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus)

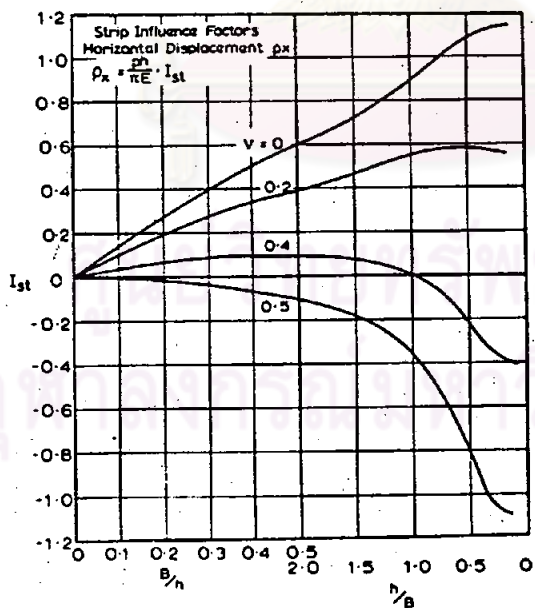
$I$  : Influence Factor ซึ่งขึ้นอยู่กับ อัตราส่วนพิวของสั รูปลักษณะของน้ำหนักที่มากกระทำ และความหนาของชั้นดินที่พิจารณา

Davis และ Poulos (1967) ได้เสนอกำหนดค่า  $I$  ดังรูปที่ 2.20 และ 2.21 สำหรับการทรุดตัวในแนวตั้งและแนวนอน เนื่องจากการกระจายน้ำหนักเป็นแถบตรงบริเวณมุม (รูปที่ 2.4)

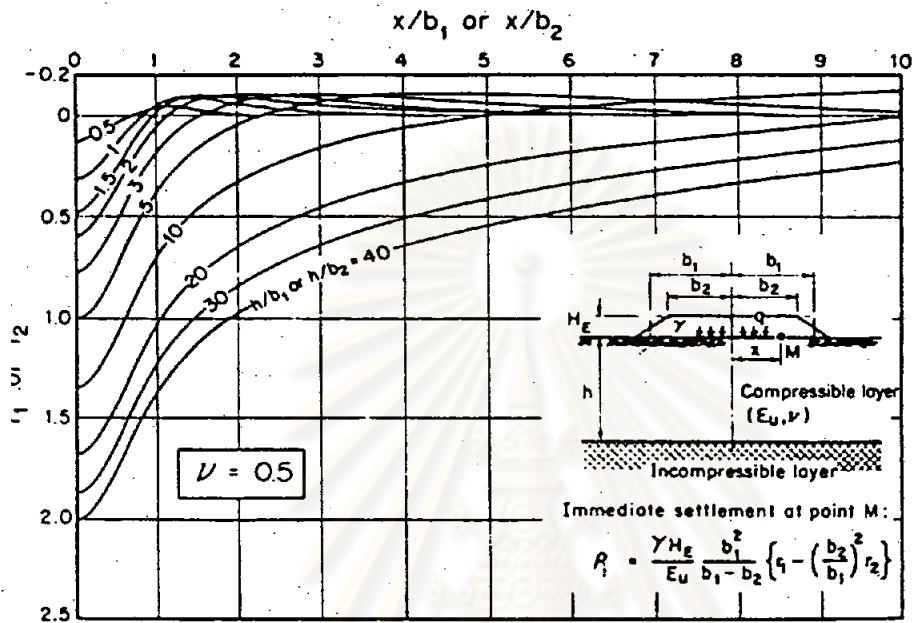
Giroud (1973) และ Janbu (1956) ได้เสนอการหาการทรุดตัวทันทีดังรูปที่ 2.22 และ 2.23 ตามลำดับ



รูปที่ 2.20 สำหรับค่า  $\rho_z$



รูปที่ 2.21 สำหรับค่า  $\rho_x$



รูปที่ 2.22 การคำนวณการทรุดตัวทันทีใต้คันดินถม (Giroud, 1973)

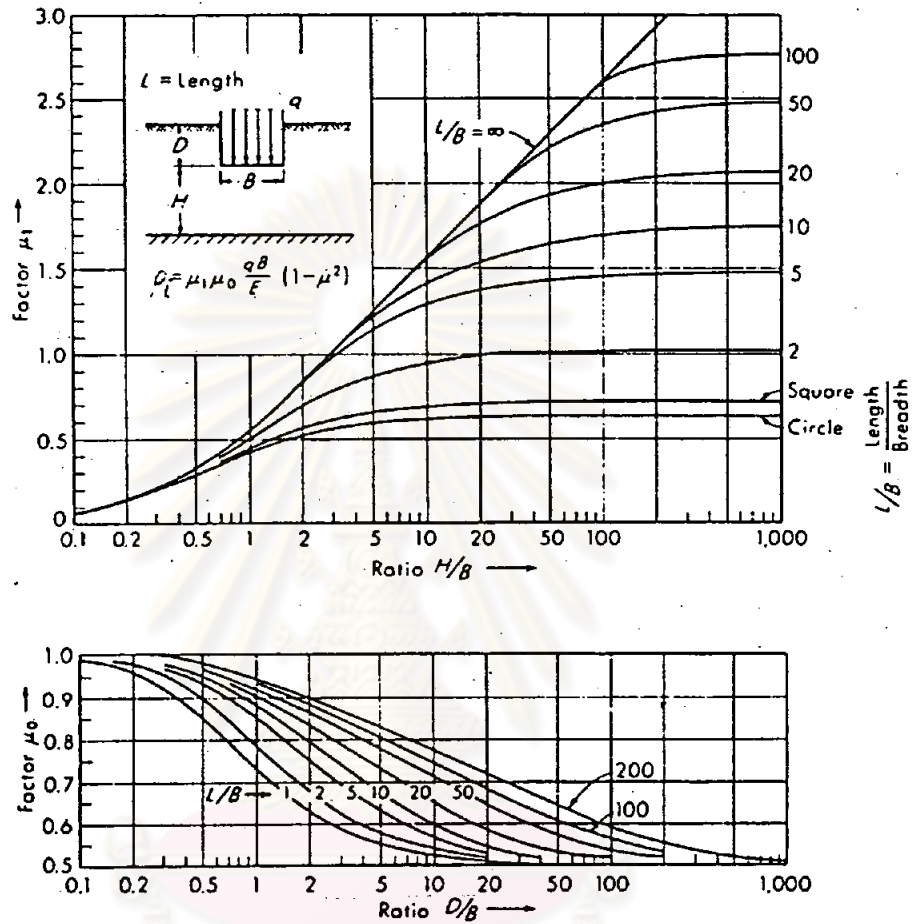
ย. สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันตลอด แบ่งเป็นชั้น ๆ จะได้

กรณีการทรุดตัวรวม

$$\rho_{Te} = \sum_{i=1}^n (\Delta \epsilon_v \cdot \Delta H)_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E} [\Delta \sigma_1 - \sqrt{\Delta \sigma_x^2 + \Delta \sigma_y^2}]_i \cdot \Delta H_i \dots (2.32)$$

$$\rho_{ie} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_1 - 0.5(\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)]_i \cdot \Delta H_i \dots (2.33)$$

$\Delta \sigma_1$ ,  $\Delta \sigma_2$  และ  $\Delta \sigma_3$  เป็นขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในทิศทาง 1, 2 และ 3 ตามลำดับ



รูปที่ 2.23 : หลักการคำนวณการทรุดตัวพื้นที่ สำหรับน้ำหนักแผ่กระจายสม่ำเสมอ บนพื้นที่ยึดหยุ่น (Uniformly Loaded Flexible Areas) ลงบนดินเหนียวที่เป็นเนื้อเดียวกัน เหมือนกันทุกทิศทาง และอิ่มตัวด้วยน้ำ (Homogeneous Isotropic Saturated Clay) จาก Janbu, Bjerrum และ Kjaernsli (1956)

2.8 วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957) [Skempton and Bjerrum Method]

Skempton และ Bjerrum (1957) ได้เสนอวิธีการหาขนาดการทรุดตัวของชั้นดิน โดยพิจารณาการเคลื่อนตัวแบบ 3 มิติ ซึ่งคำนวณจากความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำ จะได้

$$p_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta u \cdot \Delta H)_i \dots\dots\dots(2.34)$$

สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำความดันน้ำในโพรงเพิ่มได้จากสมการ (2.10) คือ  $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$

เนื่องจากการทรุดตัวแบบ 1 มิติ ให้ค่า  $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v = \Delta u$  ดังสมการ (2.18) คือ  $p_c = p_{oed} = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i$  แต่เมื่อเปรียบเทียบการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำที่ได้จาก Skempton และ Bjerrum กับค่าที่ได้จากเครื่องทดสอบ Oedometer จะได้

$$p_c = \mu \cdot p_{oed} \dots\dots\dots(2.35)$$

ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient,  $\mu$ ) นี้ ขึ้นอยู่กับค่า A และรูปลักษณะของน้ำหนักที่มากกระทำ (Geometry of the Problem) จะได้

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \dots\dots\dots(2.36)$$

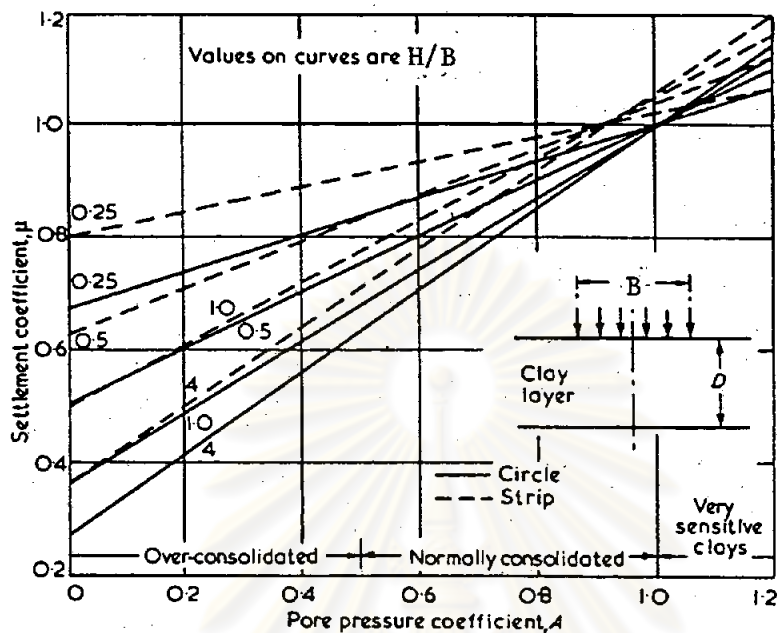
ดังตารางที่ 2.2 แสดงค่า  $\alpha$  กับลักษณะของน้ำหนักที่กระทำควมกว้าง B และความหนาของชั้นดิน H

เมื่อนำค่า  $\mu$  ที่ได้จกตารางที่ 2.2 มาแสดงเป็นความสัมพันธ์กับค่า A ดังรูปที่ 2.24

ตารางที่ 2.2 แสดงค่า  $\alpha$  จากสมการ  $\mu = A + \alpha(1 - A)$  [จาก Skempton และ Bjerrum (1957)]

H/B	น้ำหนักกระจายเป็นวงกลม (Circular Footing)	น้ำหนักกระจายเป็นแถบ (Strip Footing)
0.0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
$\infty$	0.25	0





รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\mu$  และค่า  $A$  [จาก Skempton และ Bjerrum (1957)]

เมื่อพิจารณาถึงการทรุดตัวรวม ( $\rho_T = \rho_i + \rho_c$ )

$$\rho_T = \rho_i + \mu \cdot \rho_{oed} \dots\dots\dots (2.37)$$

โดยขนาดการทรุดตัวที่ได้อาจหาได้จากทฤษฎีอัสติค เมื่อไม่เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน และเมื่อพิจารณาที่ระยะเวลา  $t$  ใด ๆ จะได้อการทรุดตัวรวม ดังนี้

$$\rho_T = \rho_i + U \cdot \mu \cdot \rho_{oed} \dots\dots\dots (2.38)$$

Balasubramaniam และ Brenner (1981) ได้เสนอว่าวิธีการนี้เป็นวิธีที่ปราศจากเหตุผลในการหาค่า  $\Delta u$  จากการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial มาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่อง Oedometer ดังสมการ (2.18) และ (2.34) ซึ่งค่า  $\Delta u$  เป็นค่าที่ถูกต้องสำหรับหน่วยแรงที่กระทำของการทดสอบ Triaxial นั้น ๆ เท่านั้น

## 2.9 การทรุดตัวโดยวิธีของ Bjerrum (1972, 1973) [Bjerrum's Method

Bjerrum (1972, 1973)] ได้เสนอเพิ่มเติมสำหรับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ ดังนี้

$$\text{สำหรับกรณีที่ } \Delta\bar{\sigma}_v < (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo})$$

$$\rho_{c1} = \mu_{oc} \cdot \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta\bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

สำหรับกรณีที่  $\Delta\bar{\sigma}_v > \bar{\sigma}_{vm}$  การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำประกอบด้วย 2

ส่วนคือ

$$\rho_{c1} = \mu_{oc} \cdot \sum_{i=1}^n [m_v \cdot (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \cdot \Delta H]_i \quad \dots\dots (2.40)$$

$$\rho_{c2} = \mu_{cp} \cdot \sum_{i=1}^n [CR \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\bar{\sigma}_v}{\Delta\bar{\sigma}_{vo}} \cdot \Delta H]_i \quad (2.41)$$

$\rho_{c1}$  : การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงก่อนค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$

$\rho_{c2}$  : การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงหลังค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$

CR : อัตราส่วนการอัดแน่น (Compression Ratio)

$\mu_{oc}$  : สัมประสิทธิ์การทรุดตัวในช่วงการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Range)

$\mu_{cp}$  : สัมประสิทธิ์การทรุดตัวในช่วงการอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Range)

ซึ่งค่า  $\mu_{oc}$  และ  $\mu_{cp}$  ได้จากรูปที่ 2.24

## 2.10 การทรุดตัวโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ (Finite Element Method)

วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ เป็นการประมาณการเคลื่อนตัวของดิน โดยทำการแบ่งดินออกเป็นเอลลิเมนต์ (Element) จำนวนหลายรูปมาต่อเรียงซ้อนกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดโนดัล (Nodal point) ซึ่งแต่ละเอลลิเมนต์นั้นจะมีขอบเขตของหน่วยแรง ความเครียด และการพิบัติ (Failure) ที่กำหนด เมื่อมีน้ำหนักมากระทำเอลลิเมนต์ต่าง ๆ จะเกิดการเคลื่อนตัวเพื่อให้อยู่ในสภาวะสมดุล ซึ่งเอลลิเมนต์เหล่านั้นต่างต้องไม่เกิดช่องว่าง หรือรอยแยกระหว่างเอลลิเมนต์ ตลอดจนผลรวมโมเมนต์ และแรงภายในเอลลิเมนต์ต้องเท่ากับศูนย์ เมื่อทราบการเคลื่อนตัวของจุดโนดัลก็สามารถหาความเครียดและหน่วยแรงในเอลลิเมนต์นั้น ๆ ได้

หลักการของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ มีอยู่ว่าบริเวณที่เกิดหน่วยแรงที่มากกระทำมีค่าสูง เอลลิเมนต์นั้นจะมีขนาดเล็กกว่าบริเวณที่เกิดหน่วยแรงที่มากกระทำมีค่าต่ำ และจุดที่หน่วยแรงที่มากกระทำสูงค่าไปไม่ถึงหรือน้อยมากจึงใส่ที่รองรับ (Support) เพื่อกำหนดขอบเขตการเคลื่อนที่ของเอลลิเมนต์นั้น ๆ

หนึ่งสิ่งสำคัญของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ คือ ความแข็ง (Stiffness) ของแต่ละจุดโนดัล ซึ่งจะขึ้นอยู่กับตำแหน่ง (Coordinates) อัตราส่วนพัวซองส์ ( $\nu$ ) และโมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity) เนื่องจากจุดโนดัลมีจำนวนมาก และแต่ละจุดโนดัลต้องอยู่ในลักษณะสมดุล จึงจัดระบบรูปสมการของแต่ละจุดโนดัลให้อยู่ในรูปแบบแมทริก (Matrix Form) คือ

$$[K] \{p\} = \{F\}$$

$[K]$  : Stiffness Matrix

$p$  : เวกเตอร์การเคลื่อนตัวของจุดโนดัล (Nodal Displacement Vector)

$F$  : เวกเตอร์แรงที่มากกระทำ (Vector of Applied Nodal Forces)

ซึ่งสามารถหาการเคลื่อนตัวของแต่ละจุดโนดัล ซึ่งนำไปหาค่าความเครียดและหน่วยแรงในเอลลิเมนต์นั้น ๆ ได้ดังกล่าวนี้อแล้ว

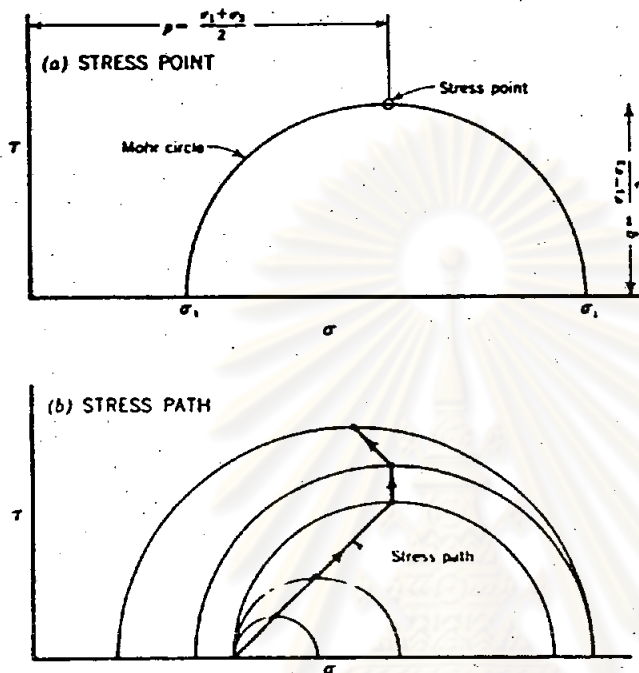
## 2.11 การทรุดตัวโดยวิธีทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path Method)

Lambe (1967), Lambe และ Marr (1979) ได้เสนอวิธีการนี้ โดยทางเดินของหน่วยแรงเป็นทางเดินของจุดซึ่งแสดงประวัติการเปลี่ยนแปลงสถานะของหน่วยแรงที่แทนด้วยค่าหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบใดระนาบหนึ่ง แต่เพื่อความสะดวกจึงนิยมใช้ค่าหน่วยแรงบนระนาบที่มีแรงเฉือนสูงที่สุดในการเขียนทางเดินของหน่วยแรง ดังแสดงในรูปที่

2.25 แสดงหน่วยแรงบนระนาบที่มีหน่วยแรงเฉือนสูงที่สุด โดยใช้จุดเพียงจุดเดียวเรียกว่า โตะแกรม p-q (p-q Diagram) ซึ่งมีค่า

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

$$q = \bar{q} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



รูปที่ 2.25 การกำหนดจุดโดยวิธีทางเดินของหน่วยแรง

การหาขนาดการทรุดตัวโดยวิธีทางเดินของหน่วยแรงนี้เป็นวิธีจำลองให้ดินมีสภาพใกล้เคียงในสนามมากที่สุด โดยพิจารณาถึงความสำคัญของการเคลื่อนตัวในแนวนอน ซึ่งจะมีผลต่อการทรุดตัวในแนวตั้ง ซึ่งจะทำให้ดินเกิดการเคลื่อนตัวผิดไปจากข้อมูลที่ได้จากเครื่องทดสอบ Oedometer เนื่องจากผลของการเกิดความตันทันในโพรงเพิ่มขึ้นที่แตกต่างกัน (ในกรณี 1: 3 มิติ  $\Delta\sigma_v = \Delta u$  และในกรณี 2 และ 3 มิติ  $\Delta u$  ไม่จำเป็นต้องเท่ากับ  $\Delta\sigma_v$ ) สำหรับกรณีที่เป็น 3 มิติใช้เครื่องทดสอบ Triaxial แต่ถ้าเป็น 2 มิติใช้เครื่องทดสอบ Plain Strain

วิธีทางเดินของหน่วยแรงนี้จะแสดงพฤติกรรมของดินแบ่งได้ 3 ลักษณะ คือ

ก. ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path, ESP)

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{กับ} \quad \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = q \quad \text{กับ} \quad \bar{p}$$

ข. ทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path, TSP)

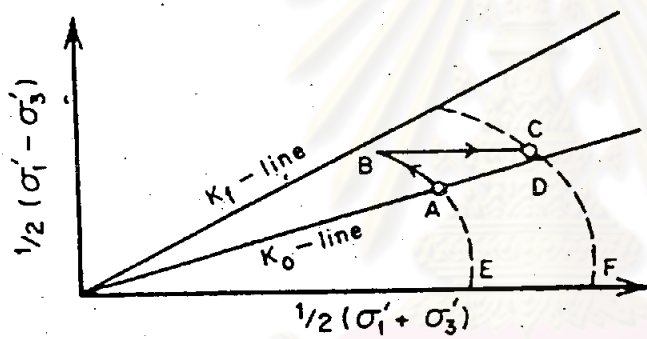
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ กับ } \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2} = q \text{ กับ } p$$

ค. ทางเดินของหน่วยแรงรวมลบด้วยค่าความดันน้ำ (Path of Total Stress Minus Static Pore Pressure, (T-us) SP)

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ กับ } \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_s = q \text{ กับ } (p - u_s)$$

วิธีการทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพจะใช้แสดงพฤติกรรมของดินในห้องทดลองได้ดี

ดังรูปที่ 2.26 จุด A แทนตำแหน่งในสนามก่อนที่จะดินจะถูกน้ำหนักมากระทำ



รูปที่ 2.26 ทางเดินของหน่วยแรง

AB เป็นทางเดินของหน่วยแรงหลังจากที่น้ำหนักมากระทำ จะอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งความเครียดที่ได้จากช่วง AB นี้เป็นการทรุดตัวในขณะไม่ระบายน้ำ BC แสดงสภาพที่ดินได้ระบายน้ำ (เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร) โดยความเครียดที่ได้จากช่วง BC นี้เป็นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

การคำนวณหาขนาดการทรุดตัวโดยวิธีนี้กระทำโดยวัดความเครียดที่เกิดขึ้นทั้งหมดตั้งแต่ขณะเริ่มใส่ น้ำหนัก (จุด A) จนกระทั่งเปิดน้ำระบายออกจากตัวอย่างจนสิ้นสุดขบวนการอัดตัวคายน้ำ (จุด C) ได้ขนาดการทรุดตัว คือ

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n (\epsilon_a \cdot \Delta H)_i \dots \dots \dots (2.42)$$

- $\rho_T$  : การทรุดตัวรวม  
 $\epsilon_a$  : ความเครียดในแนวตั้ง  
 $\Delta H$  : ความหนาของชั้นดินที่แบ่งไว้  
 $n$  : จำนวนชั้นดินที่แบ่งไว้

## 2.12 วิธีของ Asaoka (1978) (Asaoka's Method)

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีหาขนาดการทรุดตัว และอัตราการทรุดตัวจากข้อมูลการทรุดตัวในสนามที่แบ่งเวลาแน่นอน ดังรูปที่ 2.27 ซึ่งจะได้

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \cdot \rho_{j-1} \quad \dots\dots\dots(2.43)$$

- $\rho_j$  : การทรุดตัวที่เวลา  $t_j$   
 $\rho_{j-1}$  : การทรุดตัวที่เวลา  $t_{j-1}$  เมื่อ  $j$  เป็นเลขจำนวนเต็มใด ๆ  
 $\rho_j = \rho_{j-1} = \rho_f \quad \dots\dots\dots(2.44)$

$\rho_f$  : การลู่ตัวลู่สุดท้าย (Final Settlement)

$$\text{นั่นคือ } \rho_f = \frac{\beta_0}{(1-\beta_1)} \quad \dots\dots\dots(2.45)$$

ค่า  $\rho_f$  จะเป็นค่าการทรุดตัวรวม ( $\rho_T$ ) และจะเป็นค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ ( $\rho_0$ ) เมื่อไม่รวมการทรุดตัวทันที ( $\rho_i$ ) การทรุดตัวที่คาดคะเนได้จะแน่นอนมากหรือน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับความถี่ของช่วงเวลา  $\Delta t$

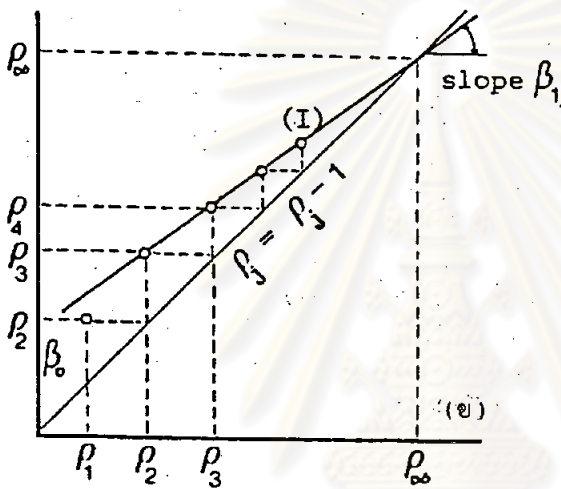
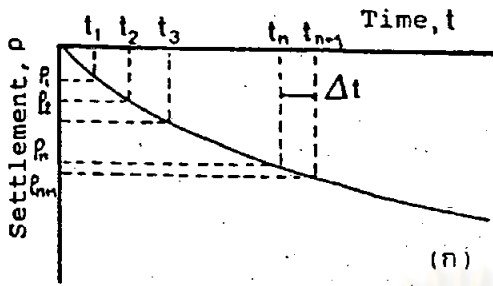
Magnan และ Mieußsens (1980) ได้ลำดับขั้นตอนวิธีของ Asaoka ดังนี้

ก. ทำการวัดค่าการทรุดตัวในสนามอย่างต่อเนื่อง และลงจุด  $\rho_j$  ที่เวลา  $t_j$  ต่าง ๆ บนกราฟ (รูปที่ 2.27 ก) โดยแบ่งเวลา  $\Delta t$  ช่วงละเท่า ๆ กัน  $\Delta t$  ควรมีค่า 30-100 วัน

ข. ลงจุดค่าการทรุดตัว  $\rho_1, \rho_2, \rho_3 \dots\dots\dots$  โดยลงจุดระหว่าง  $(\rho_{j-1}, \rho_j)$  ดังรูป (2.27 ข)

ค. ลากเส้นตรงผ่านจุดต่าง ๆ เหล่านั้น (เส้น I) จุดที่เส้นนี้ตัดกับเส้นตรงที่ทำมุม  $45^\circ$  ที่ลากจากจุดเริ่มแรก (Origin) เป็นตำแหน่งที่ให้ค่า  $\rho_j = \rho_{j-1} = \rho_f$  และจะได้





รูปที่ 2.27 การคำนวณหาการทรุดตัววิธี Asaoka

$$C_v = -\frac{5}{12} H_d^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \dots\dots(2.46)$$

- $C_v$  : สัมประสิทธิ์การอัดตัวค่าน้ำ (Coefficient of Consolidation)
- $H_d$  : ระยะทางระบายน้ำ (Drainage Length)
- $\Delta t$  : ช่วงเวลาที่แบ่ง (วัน)

### 2.13 อัตราการทรุดตัวของดินเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

อัตราการทรุดตัวของดินจะช้าหรือเร็วขึ้นอยู่กับกำลังเรียงตัวใหม่ของเม็ดดินและการระบายน้ำออกจากมวลดิน สำหรับดินเหนียวความล่าช้าที่เกิดจากการเรียงตัวใหม่ของเม็ดดินจะเป็นส่วนน้อย ความล่าช้าเกือบทั้งหมดเกิดจากระยะเวลาในการระบายน้ำออก ซึ่งสามารถจะหาการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ ได้จาก

$$\rho_t = \bar{U} \cdot \rho_c \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

$\rho_t$  : การทรุดตัวที่เวลา  $t$  ใด ๆ

$\bar{U}$  : ระดับการอัดตัวคายน้ำ (Degree of Consolidation)

$\rho_c$  : การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

ค่า  $\bar{U}$  จะขึ้นอยู่กับค่า  $T_v$  (Time factor)

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2} \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

$T_v$  : ตัวประกอบเวลา (Time Factor)

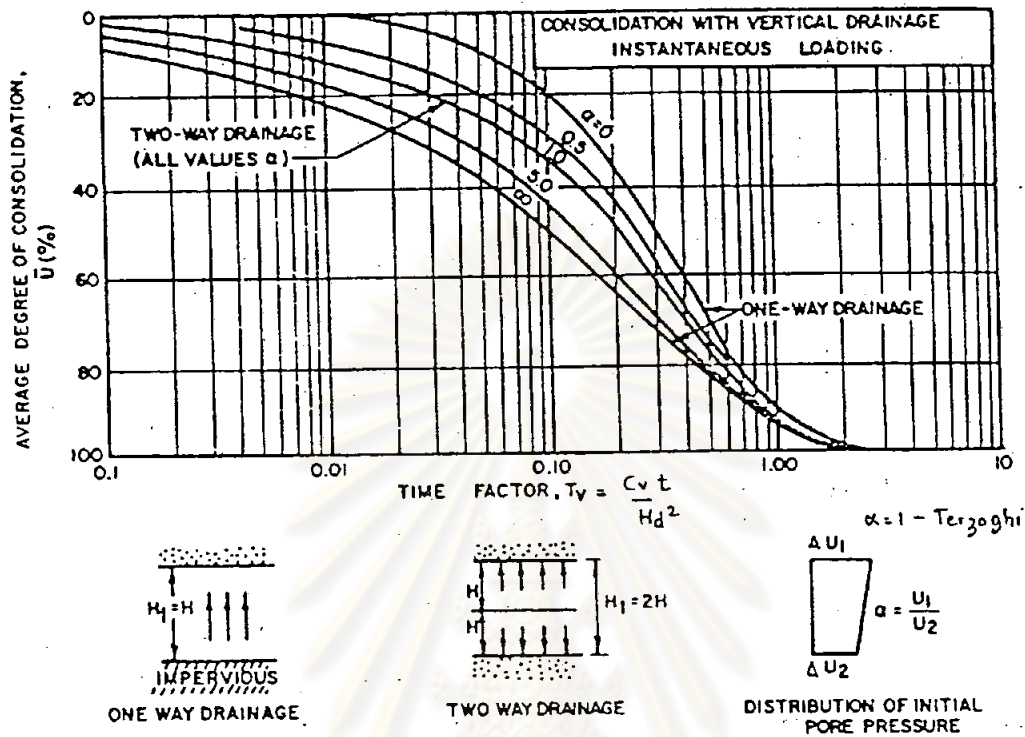
$H_d$  : ระยะทางระบายน้ำ ในกรณีที่ระบายออก 2 ทางจะได้  $H_d = \frac{H}{2}$

ค่า  $\bar{U}$  กับค่า  $T_v$  จะแสดงความสัมพันธ์ดังนี้

2.13.1 สำหรับการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ดังรูปที่ 2.28 (NAVFAC DM-7, 1982)  $\alpha = \frac{\Delta u_1}{\Delta u_2} = 1$  สำหรับทฤษฎีของ Terzaghi (Terzaghi's Theory)

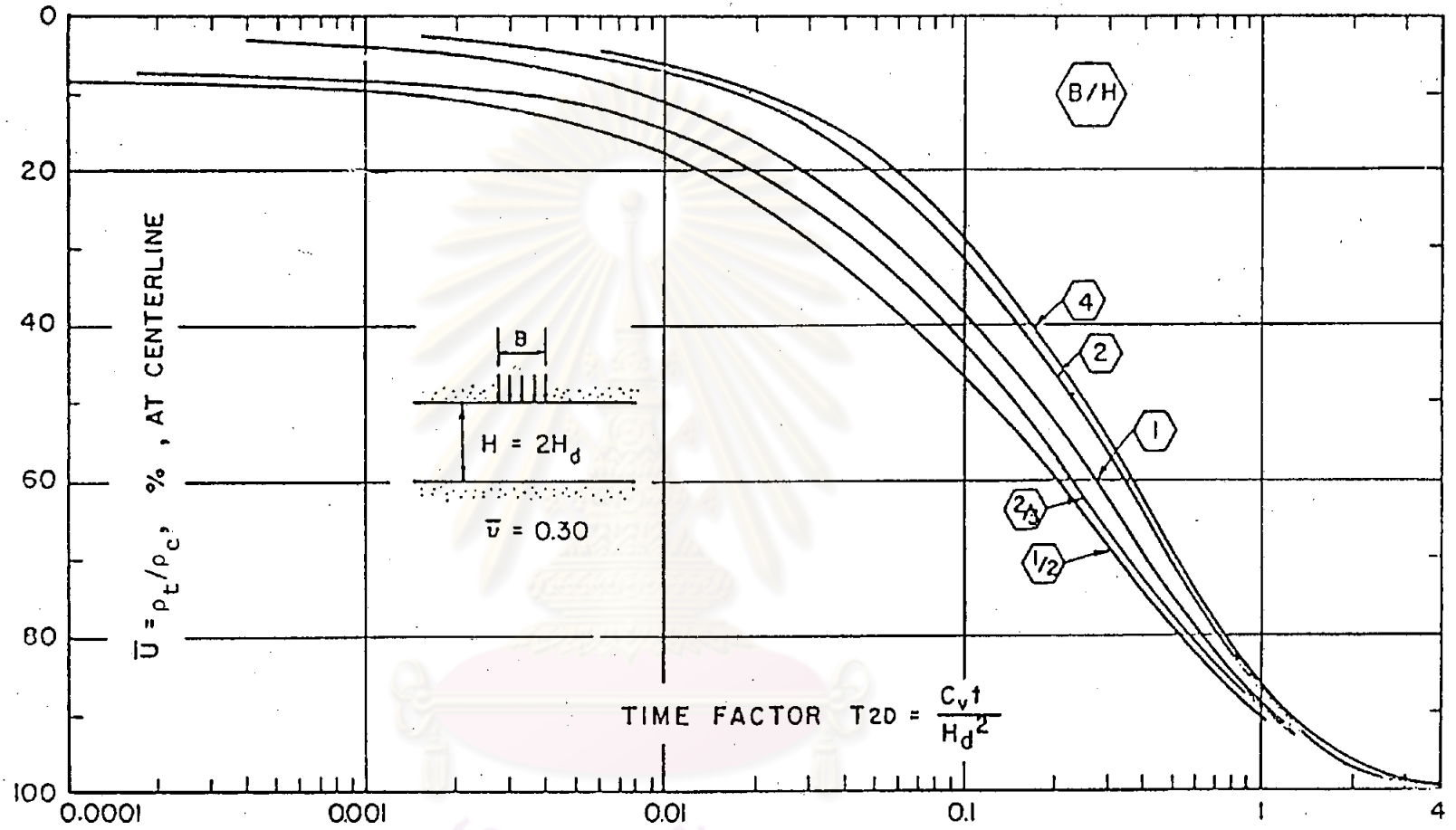
2.13.2 สำหรับการอัดตัวคายน้ำแบบ 2 มิติ ดังรูปที่ 2.29 (Lacasse et al, 1975)

2.13.3 สำหรับการอัดตัวคายน้ำแบบ 3 มิติ ดังรูปที่ 2.30 (Davis และ Poulos, 1963) เป็นค่าทางทฤษฎีที่ได้จากเครื่องทดสอบ Triaxial

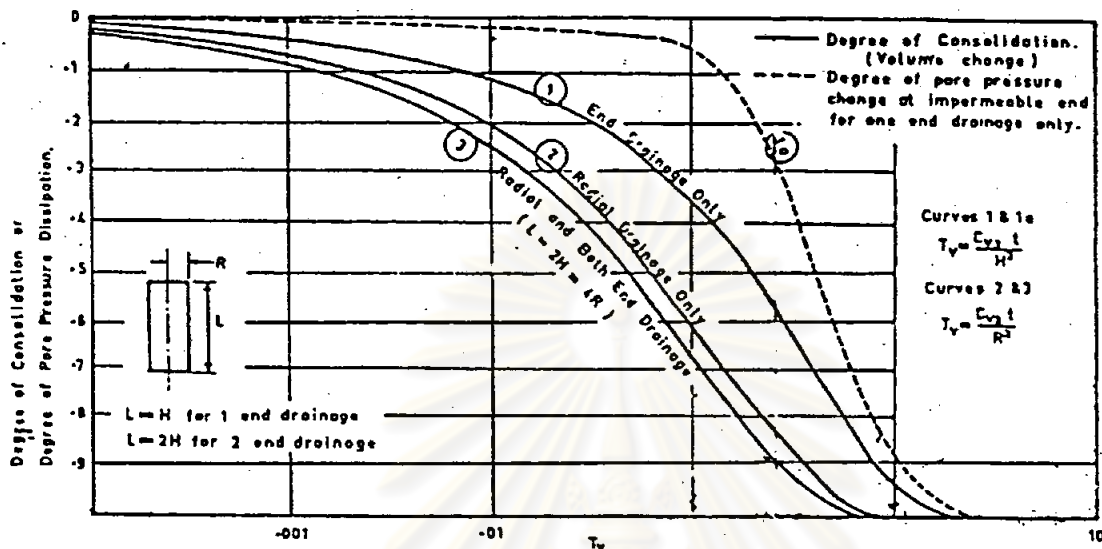


รูปที่ 2.28 อัตราการทรุดตัวในแนวตั้ง เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ เมื่อน้ำหนักมากกระทำทันที

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $T_v$  และค่า  $\bar{U}$  สำหรับน้ำหนักกระจายเป็นแถบลงบนดินที่เกิดการหดตัว  
 คายน้ำแบบ 2 ทิศทาง และมีค่าซีมผ่านเหมือนกันทุกทิศทาง (จาก Lacasse et al, 1975)



Theoretical Rate of Triaxial Consolidation for Different Drainage Conditions.

รูปที่ 2.30 อัตราการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial (จาก Davis และ Poulos, 1963)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.14 ชนิดของรูปแสดงการยุบตัว - ลอดของเวลา (Compression-Logarithm Time Curve)

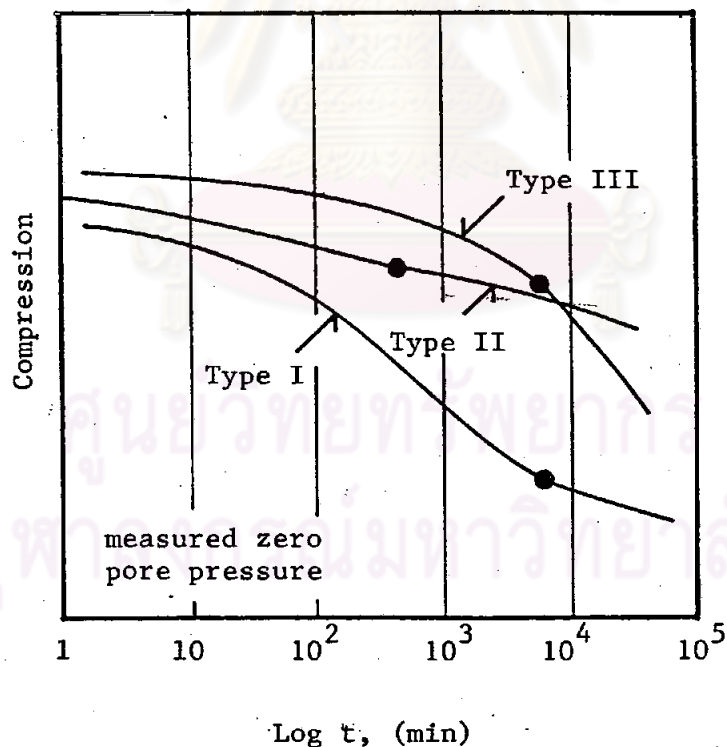
Leonards และ Girault (1961) ได้แสดงรูปของการยุบตัว-ลอดของเวลา ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 ชนิด ดังรูป 2.31

เส้นชนิดที่ 1 เป็นเส้นโดยปกติทั่วไป โดยเส้นจะหงายขึ้น ซึ่งอัตราการทรุดตัวอัดแน่นขึ้นที่ล่องจะต่ำลงเมื่อเวลาผ่านไป และช้ากว่าอัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

เส้นชนิดที่ 2 จะแสดงพฤติกรรมอยู่ระหว่างเส้นชนิดที่ 1 และ 3

เส้นชนิดที่ 3 เป็นลักษณะที่เส้นจะคว่ำลงเป็นผลให้อัตราการทรุดตัวอัดแน่นขึ้นที่ล่อง

มีค่าสูง



รูปที่ 2.31 ชนิดของเส้นการยุบตัวและลอดเวลา (จาก Leonards และ Girault, 1961)

โดยทั่วไปการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดินที่มีสารอินทรีย์ (Organic Soils) หรือดินตะกอนที่มีสารอนินทรีย์ (Inorganic Silt) จะแสดงดั่งเส้นชนิดที่ 2 หรือ 3 เป็นส่วนใหญ่ ทำให้การอัดแน่นชั้นที่ล่องมีค่าสูง ส่วนดินที่มีสารอนินทรีย์ (Inorganic Soils) จะแสดงดั่งเส้นชนิดที่ 1

จากข้อสรุปของผู้วิจัยหลายท่าน (Teves และ Moh, 1968; Brand และ Kanjanophas, 1971; Thumaprudti, 1974) ได้สรุปพฤติกรรมของดินกรุงเทพฯที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Bangkok Clay) อาจเปลี่ยนจากเส้นชนิดที่ 1 เป็นเส้นชนิดที่ 2 และ 3 เนื่องจาก

ก. อัตราส่วนการเพิ่มหน่วยแรง (Pressure-Increment Ratio,  $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{vc}}$ ) ที่ใส่เข้าไปน้อยลง

ข. อัตราส่วนการเพิ่มหน่วยแรงไม่มากพอ และหน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ( $\bar{\sigma}_{vm}$ )

อนึ่ง การทรุดตัวของดินในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ประกอบด้วย 2 ส่วน คือ การทรุดตัวเนื่องจากการระบายน้ำของความตันทันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น (การอัดตัวคายน้ำ) และการทรุดตัวเนื่องจากการสัดของเม็ดดิน (การทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่ล่อง) สำหรับกรณีอัตราส่วนการเพิ่มหน่วยแรงมีค่าน้อย หรืออัตราส่วนการเพิ่มหน่วยแรงไม่มากพอ และหน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตเป็นผลให้เกิดความตันทันน้ำในโพรงเพิ่มต่ำ อัตราการระบายน้ำออกจากมวลดินช้าและน้อย ซึ่งจะพอ ๆ กับการทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่ล่อง จะแสดงดั่งเส้นชนิดที่ 2 หรือ 3 แต่ถ้าอัตราส่วนการเพิ่มหน่วยแรงมีค่ามากทำให้เกิดความตันทันน้ำในโพรงเพิ่มสูง อัตราการระบายน้ำออกจากมวลดินจะเร็วและมากกว่าอัตราการทรุดอัดแน่นชั้นที่ล่อง จะแสดงดั่งเส้นชนิดที่ 1



## 2.15 วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, $C_v$ )

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ หาได้จากรูปการทรุดตัว - เวลา ซึ่งขึ้นอยู่กับ การซึมผ่าน (Permeability) อัตราส่วนโพรง (Void Ratio) และความอัดได้ของดินนั้น ๆ (Compressibility of Soil) โดยทั่วไปค่า  $C_v$  หาได้จากลักษณะการทรุดตัวของตัวอย่าง ดินที่ได้จากการทดลอง ดังนี้

### 2.15.1 วิธี $\sqrt{t}$ ของ Taylor (Taylor's Square Root of Time Method)

โดยหาเวลาที่เกิดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำได้ 90% (รูปที่ 2.32 ก) ดังสมการ

$$C_v = \frac{0.848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

### 2.15.2 วิธี $\log t$ ของ Casagrande (Casagrande's Logarithm of

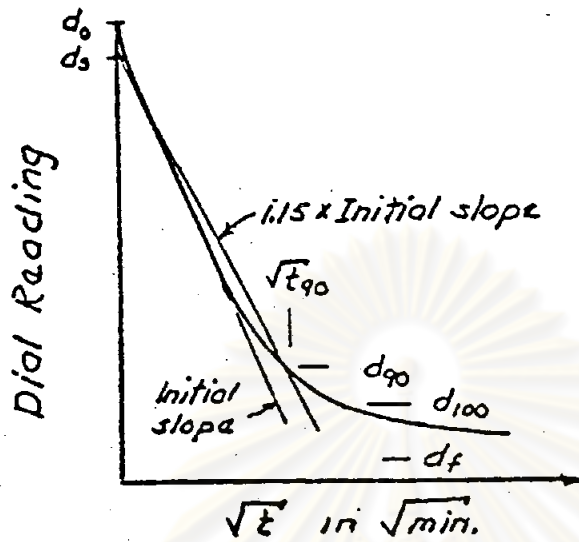
Time Method) วิธีการนี้หาได้เฉพาะกรณีที่เส้นชนิดที่ 1 เท่านั้น ได้จากเวลาที่เกิดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำได้ 50% (รูปที่ 2.32 ข) ดังสมการ

$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}} \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

$H_d$  : ระยะทางระบายน้ำ

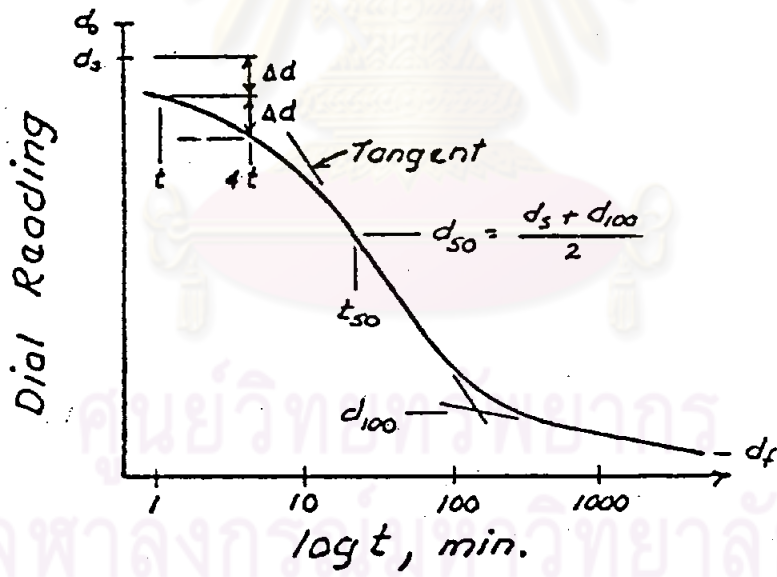
ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ก) วิธี  $\sqrt{t}$ . ของ Taylor



$$C_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}}$$

ข) วิธี  $\log t$ . ของ Casagrande



$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}}$$

รูปที่ 2.32 หลักการหาค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว

2.16 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือน

ค่า  $S_{u(FV)}$  ที่ได้จากการทดสอบในสนามจะมีค่าสูงกว่าค่า  $S_u$  ที่แท้จริงของดิน Bjerrum (1972) ได้เสนอตัวประกอบปรับแก้ (Correction Factor,  $\mu$ ) ที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่าดินขณะพิบัติ (Failure) โดยค่า  $\mu$  จะเป็นฟังก์ชันกับค่า PI ดังรูปที่ 2.33 ผลของค่า  $S_u$  ที่ได้ถูกปรับแก้แสดงดังสมการที่ 2.51 โดยเป็นค่าที่ถูกยอมรับในงานวิศวกรรมโยธาทั่วไป

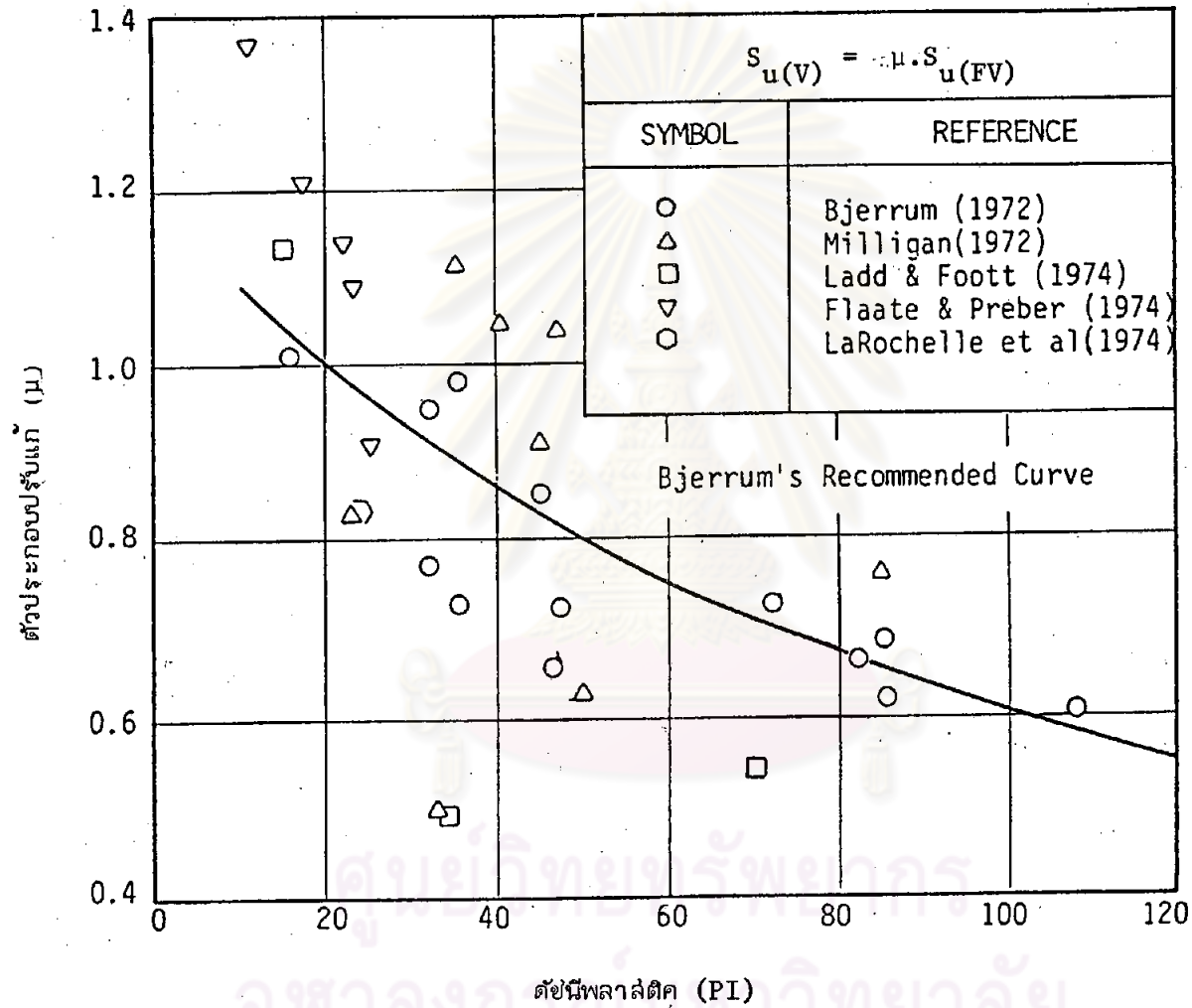
$$S_{u(V)} = \mu \cdot S_{u(FV)} \dots\dots\dots(2.51)$$

จากความสัมพันธ์ที่ Bjerrum (1973) ได้แสดงระหว่างค่า PI กับ  $S_{u(FV)}/\bar{\sigma}_{vo}$  และ  $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vo}$  ดังในรูปที่ 2.34 (ก,ข) โดยที่  $\bar{\sigma}_{vm}$  และ  $\bar{\sigma}_{vo}$  เป็นหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต และหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติตามลำดับ จากนั้น Mesri (1975) ได้นำมาแสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u(FV)/\bar{\sigma}_{vm}$  กับค่า PI ดังรูปที่ 2.34 (ค) ซึ่งต่อมา Mesri (1975) ได้พิจารณาถึงความสัมพันธ์ที่  $\mu = f(PI)$  (รูปที่ 2.33) และ  $S_{u(FV)}/\bar{\sigma}_{vm} = f(PI)$  (รูปที่ 2.34 ค.) ผลที่ได้แสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนหลังจากถูกปรับแก้แล้ว ( $S_{u(V)}$ ) ก็จะไม่แปรผันต่อค่า PI ดังในรูปที่ 2.34 (ง) จนกระทั่ง Trak et al.(1979) ได้นำมาเสนอเป็นความสัมพันธ์กับค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  ดังนี้

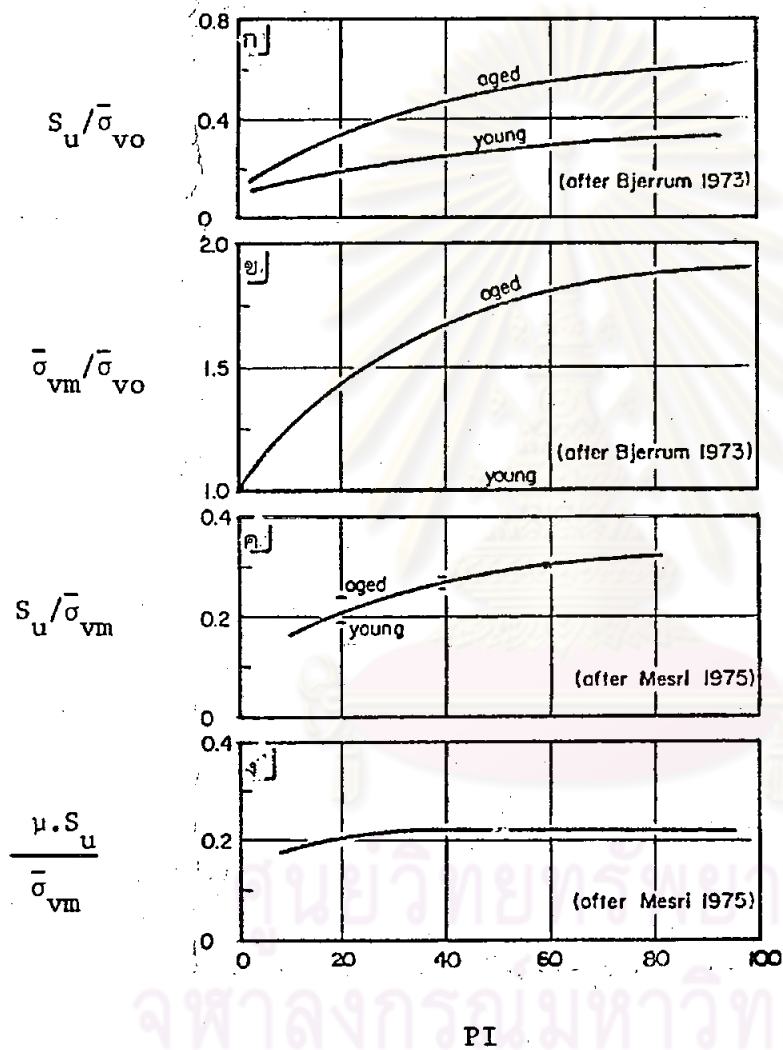
$$\frac{\mu \cdot S_{u(FV)}}{\bar{\sigma}_{vm}} = 0.22 \dots\dots\dots(2.52)$$

จากความสัมพันธ์ของสมการ (2.52) สามารถนำมาประมาณกำลังรับแรงเฉือนจากค่า  $\bar{\sigma}_{vm}$  ได้ ขณะเดียวกัน สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ความสัมพันธ์นี้ สามารถนำมาใช้ตรวจสอบคุณสมบัติดินที่จะนำมาไว้ในกาทดสอบโดยควรที่จะอยู่ประมาณเส้น  $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$  ดังกล่าว





รูปที่ 2.33 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบปรับแก้ (μ) กับดัชนีพลาสติค (PI)



รูปที่ 2.34 อัตราส่วน  $S_u / \bar{\sigma}_{vo}$ ,  $\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo}$ ,  $S_u / \bar{\sigma}_{vm}$  และ  $\mu \cdot S_u / \bar{\sigma}_{vm}$  กับค่า PI สำหรับ Normally Consolidated Late Glacial และ Post Glacial Clays; (Trak et al., 1979)