



ทฤษฎี และผลงานในอดีต

2.1 การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation of soil)

LAMBE & WHITMAN (1969) กล่าวว่า มวลดินประกอบด้วยเนื้อแท้ 3 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นของแข็ง ส่วนที่เป็นของเหลว และส่วนที่เป็นก๊าซ ส่วนที่เป็นของแข็งประกอบด้วยแร่-ธาตุต่าง ๆ ส่วนที่เป็นของเหลวส่วนใหญ่จะเป็นน้ำ ส่วนที่เป็นก๊าซ คือ อากาศ ดินที่อิ่มน้ำ (Saturated soil) คือ ดินที่ภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะเต็มไปด้วยน้ำทั้งหมด ดินที่ถูกแรงกระทำจะทำให้ปริมาตรเล็กลง เนื่องมาจากเหตุผล 3 ประการ (TAYLOR, 1948) คือ

- ก. การอัดตัวของส่วนที่เป็นของแข็ง
- ข. การอัดตัวของน้ำ และอากาศในช่องว่างของดิน
- ค. น้ำ และอากาศไหลออกไปจากช่องว่างในดิน

ภายใต้แรงที่กระทำต่อมวลดินที่อิ่มน้ำ (Saturated soil) น้ำและส่วนที่เป็นของแข็ง ยากที่จะอัดให้เล็กลงได้ ดังนั้น การที่ปริมาตรของมวลดินเล็กลงก็เนื่องมาจากการไหลออกไปของน้ำ จากช่องว่างภายในมวลดินอย่างช้า ๆ ขณะที่แรงที่กระทำต่อมวลดินมีค่าคงที่

ความสามารถในการยุบตัวของดินไม่เพียงแต่ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของโครงสร้างเม็ด-ดิน ยังขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านได้ของดินด้วย (Coefficient of permeability) เพราะว่าถ้าการไหลซึมผ่านได้ของดินมีค่าต่ำ จะทำให้น้ำไหลออกจากมวลดินช้าด้วย ซึ่งอัตราการไหลของน้ำออกจากมวลดิน เป็นแฟคเตอร์ที่สำคัญในการควบคุมการอัดตัวคายน้ำของดิน

เมื่อมีแรงมากกระทำต่อมวลดินที่มีการไหลซึมผ่านได้ยาก น้ำภายในมวลดินไม่สามารถไหลออกไปได้ทันที ดังนั้นแรงที่มากกระทำจะถูกน้ำในมวลดินรับไปบางส่วนหรือทั้งหมด เพื่อให้สมดุลกัน เป็นเหตุให้เกิดความดันเพิ่มขึ้นในน้ำ เรียกว่าแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (Excess pore pressure) เมื่อน้ำเริ่มไหลออกไปจากมวลดิน แรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นเริ่มลดลง โดยถ่ายแรงจากน้ำไปยังโครงสร้างเม็ดดิน ปรากฏการณ์นี้เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นลดลงเป็นศูนย์ และโครงสร้างเม็ดดินรับแรงกระทำจากภายนอกทั้งหมด ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ซึ่งเป็น Primary consolidation ขบวนการ-

การนี้ เรียกว่าขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation process)

2.2 ทฤษฎีหน่วยแรงประสิทธิผล (Law of effective stress)

เมื่อมวลดินถูกกระทำด้วยน้ำหนัก หรือแรงดันภายนอก จะทำให้เกิดแรงภายในมวลดิน คือ หน่วยแรงประสิทธิผลและแรงดันของน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้น (Excess pore pressure) เป็นที่เข้าใจกันว่าหน่วยแรงประสิทธิผล และแรงดันของน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นเป็นส่วนสำคัญในการศึกษาข้อแตกต่างขั้นพื้นฐานของ Primary and secondary consolidation ทฤษฎีหน่วยแรงประสิทธิผลเขียนได้ ดังนี้

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

เมื่อ σ = หน่วยแรงรวม (Total stress)

$\bar{\sigma}$ = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress)

u = แรงดันน้ำในโพรงดิน (pore pressure)

จากการทดลอง พบว่า สัมการ 2.1 ใช้ในทางปฏิบัติได้ถูกต้อง (BISHOP and ELDIN, 1950)

SKEMPTON (1954) กล่าวว่า แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้นนี้ สามารถประมาณได้จากพารามิเตอร์ ดังแสดงในสัมการ 2.2 ในกรณีที่ loading condition เป็นแบบ triaxial

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

เมื่อ Δu = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น

$\Delta \sigma_1$ = หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในแกนหลัก

$\Delta \sigma_3$ = หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในแกนรอง

A, B = เป็นพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดิน

ในการทดสอบแบบไตรแอกเซียล ยืนยันให้เห็นว่า พารามิเตอร์ B เท่ากับ 1.0 เมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (fully saturation) สำหรับดินที่ไม่อิ่มตัว (partially saturation) จะให้ค่า B อยู่ระหว่าง 0 - 1.0 ซึ่งขึ้นอยู่กับ degree of saturation ส่วนพารามิเตอร์ A ขึ้นอยู่กับแฟคเตอร์อื่น ๆ เช่น โครงสร้างดิน stress history ขนาดของเม็ดดิน และหน่วยแรงประสิทธิผล

LAMBE (1962) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำ และแรงดันส่วนเพิ่มในการทดสอบแบบคอนโซลิดেশัน ดังสมการ 2.3

$$\Delta u = C \Delta \sigma_1 \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

$$\text{เมื่อ } C = \frac{1}{1 + n \frac{C_w}{C_{cl}}} \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

Δu = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น

n = ความพรุน (porosity)

C_w = ความสามารถในการยุบตัวของน้ำ (Compressibility of water)

C_{cl} = ความสามารถในการยุบตัวของโครงสร้างเม็ดดิน (compressibility of soil skeleton) ซึ่งได้จากการทดสอบแบบคอนโซลิดেশัน เมื่อ $\Delta u = 0$

LAMBE and WHITMAN (1969) ได้ทำการทดสอบดินหลายชนิด สรุปว่าดินทุกชนิดที่อิ่มตัวจะให้ค่า C ที่เป็นเอกภาพ (unity) ซึ่งหมายความว่า สำหรับดินที่อิ่มตัวจะให้ค่าแรงดันที่เพิ่มขึ้นใกล้เคียงแรงดันที่กระทำ KIM (1970) and KANG (1972) ได้ศึกษาเกี่ยวกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า ในการทดสอบแบบคอนโซลิดেশันค่า C จะลดลงเมื่อ $\Delta \sigma$ เพิ่มขึ้น KANG (1972) ให้เหตุผลว่า เนื่องจาก

- ก. ความสามารถในการยุบตัวต่ำ ของโครงสร้างเม็ดดิน
- ข. การวัดของระบบมีการเปลี่ยนแปลงมากขึ้น (Excess flexibility in the measuring system)

2.3 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของ TERZAGHI

สมมติฐาน

ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของ TERZAGHI วางอยู่บนสมมติฐานดังต่อไปนี้

- ก. ดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน และมีพฤติกรรมเป็นเอกพันธ์ (Isotropic and homogeneous material)

- ข. ดินอิ่มน้ำ (Saturated soil)
- ค. น้ำและส่วนประกอบที่เป็นดิน ไม่สามารถกดอัดได้
- ง. เป็นไปตามกฎของ DARCY
- จ. ความสามารถในการซึมผ่านได้ของดิน มีค่าคงที่ตลอด
- ฉ. ระยะเวลาการล่าช้า (Time lag) ของการยุบอัดตัว เนื่องมาจากการไหลซึมผ่านของน้ำในดินเท่านั้น
- ช. การยุบตัวมีทิศทางเดียว
- ช. ค่าหน่วยแรงรวม (Total stress) และหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical effective stress) มีค่าเท่ากันทุกจุดในรูปตัดในแนวราบที่ผ่านชั้นดิน และทุก ๆ ชั้นตอนของการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)
- ณ. Coefficient of compressibility (a_v) มีค่าคงที่สำหรับทุก ๆ pressure range

ทฤษฎี

TERZAGHI (1925) หาความสัมพันธ์ระหว่าง Degree of consolidation (U_z) และเวลา สำหรับดินอิ่มน้ำ (Saturation) ไว้ดังนี้

ตามกฎของ DARCY ความเร็วของน้ำในการไหลผ่านชั้นดิน

$$v = k i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{-k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \dots\dots\dots (2.5)$$

เมื่อ v = ความเร็วของน้ำในการไหลซึมผ่านชั้นดิน

k = ความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของดิน

u = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น

γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

สมการต่อเนื่องสำหรับการไหล ทิศทางเดียว คือ

$$\frac{-k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots (2.6)$$

เมื่อ $\frac{dV}{dt}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตรซึ่งกำหนดให้ไว้ว่า

$$\frac{dV}{dt} = m_v \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots (2.7)$$

เมื่อ m_v = Coefficient of volume change

รวมสมการ 2.6 และ 2.7 เข้าด้วยกัน

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_{v1} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots (2.8)$$

เมื่อ C_{v1} = Coefficient of consolidation ของ 1 มิติ

สมการ 2.8 เป็นสมการพื้นฐานสำหรับทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

เงื่อนไขขอบเขตสำหรับในกรณี การอัดตัวคายน้ำที่ค้ำทางเดียว ซึ่งน้ำไหลออกได้ทั้งผิวบน และผิวล่าง (เป็นชั้นดินเปิด) มีดังนี้

ก. เมื่อ $z = 2H$, $u = 0$

ข. เมื่อ $z = 0$, $u = 0$

ค. เมื่อ $t = 0$, $u = u_0$

แก้สมการ 2.8 โดยไปเงื่อนไขขอบเขตนี้จะได้

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left[\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_0 \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right] \left[\sin \frac{n\pi z}{2H} \right] e^{-\frac{n^2 \pi^2 C_{v1} t}{4H^2}} \dots\dots (2.9)$$

ถ้า u_0 มีค่าคงที่ จะได้

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\sin \frac{n\pi z}{2H} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 C_{v1} t}{4H^2}}$$

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \sin \frac{Mz}{H} e^{-M^2 T} \dots\dots(2.10)$$

เมื่อ $M = \frac{1}{2} \pi (2m + 1)$; m มีค่าเป็นเลขจำนวนเต็ม

$$T = \frac{C_{v1} t}{H^2} \dots\dots\dots (2.11)$$

T เรียกว่า ตัวประกอบเวลา (Time Factor) ไม่มีหน่วย

Degree of Consolidation ที่จุดใด ๆ ในชั้นดิน U_z

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_0} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

เมื่อ Δu = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น (Excess pore pressure) ในขณะนั้น

Δu_0 = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น เมื่อ $t = 0$

รวมสมการที่ 2.10 และ 2.12 ได้

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\alpha} \frac{2}{M} \left(\sin \frac{MZ}{H} \right) e^{-M^2 T} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

เนื่องจากว่าค่าตกริชของการบวมอัดตัว U_z ที่แสดงในสมการ 2.13 นั้น มีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามความลึก z ดังนั้นจึงหาค่าเฉลี่ยของตกริชของการบวมอัดตัว U ตลอดความลึกของชั้นดิน

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\alpha} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

2.4 ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 3 มิติ ของ BIOT

สำหรับ ideal elastic homogeneous isotropic soil ซึ่งมีค่าอัตราลัสติกพารามิเตอร์คงที่ เช่น E' (Young's modulus of soil skeleton) และ ν' (Poisson's ratio of soil skeleton) คงที่ สมการการอัดตัวคายน้ำภายใต้การไหลและบวมตัว 3 มิติ (GIBSON and LUMB, 1953) ซึ่งได้จากทฤษฎีของ BIOT คือ

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v3} \nabla^2 u + \frac{1}{3} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

เมื่อ u = แรงดันของน้ำที่เพิ่มขึ้น

$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z =$ แรงดันทั้งหมด

$C_{v3} = \frac{kE'}{3\gamma_w(1-2\nu')} =$ Coefficient of consolidation 3 มิติ

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

สำหรับ สมการการไหลและยุบตัว 2 มิติ

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v2} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] + \frac{1}{2} \frac{\partial(\sigma_x + \sigma_z)}{\partial t} \dots\dots\dots (2.16)$$

เมื่อ σ_x, σ_z คือ หน่วยแรงทั้งหมดในทิศทาง x, z ตามลำดับ

$$C_{v2} = \frac{kE'}{2\gamma_w(1-2\nu')(1+\nu')} = \text{Coefficient of consolidation 2 มิติ}$$

สำหรับสมการการไหล และยุบตัว 1 มิติ

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v1} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots (2.17)$$

เมื่อ $C_{v1} = \frac{kE'}{\gamma_w} \cdot \frac{(1-\nu')}{(1-2\nu')(1+\nu')} = \text{Coefficient of consolidation 1 มิติ}$

ความสัมพันธ์ระหว่าง C_{v1}, C_{v2}, C_{v3}

$$C_{v1} = 2(1-\nu') C_{v2} = \frac{3(1-\nu') C_{v3}}{1+\nu'} \dots\dots\dots (2.18)$$

ถึงแม้ว่า น้ำหนักที่กระทำต่อดินมีค่าคงที่ แต่ $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ จะไม่เป็นศูนย์ เพราะว่าเกิด stress redistribution ขึ้นทั้ง 3 มิติ ระหว่างการอัดตัวคายน้ำ สมการ 2.15 ไม่สามารถที่จะแก้สมการได้ เว้นเสียแต่ว่าสมมติฐานของทฤษฎี BIOT สมบูรณ์อย่างไรก็ตาม สามารถพิสูจน์ได้ว่า เมื่อ $\nu' > 0.5$ ได้ว่า $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ เข้าใกล้ 0 และยิ่งกว่านั้น เมื่อ $\nu' < 0.5$ การเปลี่ยนแปลงทั้งหมดของ θ ตั้งแต่ต้นจนสิ้นสุด การอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นน้อยมาก ดังนั้น การประมาณอย่างหยาบ ๆ จึงให้ $\frac{\partial \theta}{\partial t} \approx 0$ จากสมการ 2.15 ได้ว่า

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v3} \nabla^2 u \dots\dots\dots(2.19)$$

สมการ 2.19 สามารถแก้สมการได้เช่นเดียวกับ Ordinary diffusion equation โดยใช้ numerical finite difference methods (GIBSON and LUMB, 1953) จาก

การแก้สมการข้างต้นได้ Average degree of pore pressure dissipation (\bar{U}_p) ที่จุดศูนย์กลางภายใต้แรงกระทำ สามารถคำนวณหาได้ทุก ๆ เวลา t

$$\bar{U}_p = 1 - \frac{\int u_t dz}{\int u_0 dz} \dots\dots\dots (2.20)$$

เมื่อ u_t = แรงดันที่เพิ่มขึ้นที่เวลา t

u_0 = แรงดันที่เพิ่มขึ้นเริ่มแรกของน้ำ (Initial excess pore pressure)

$u_0 = \frac{\theta}{3}$ เมื่อ θ เป็นค่ากำหนดให้ โดย Elastic theory สำหรับ $\nu' = 0.5$ และเนื่องจาก foundation load

สำหรับดินที่เป็นเนื้อเดียวกัน (homogeneous soil) จะเห็นว่า \bar{U}_p จะเท่ากับ degree of consolidation settlement (U_s) บนเส้นแนวตั้ง ถ้าไม่มี stress redistribution แต่จริง ๆ แล้วยังมี stress redistribution เกิดขึ้นบ้าง ดังนั้นจึงประมาณว่า

$$U_s \approx \bar{U}_p \dots\dots\dots (2.21)$$

2.5 Primary consolidation

เมื่อดินถูกแรงกระทำจากภายนอก ทำให้น้ำในดินเกิดแรงดันเพิ่มขึ้น เป็นผลให้น้ำไหลออกไปจากมวลดินซึ่งเป็นไปตามกฎของ DARCY ขณะเดียวกันดินเริ่มยุบตัว และถ่ายน้ำหนักไปยังโครงสร้างเม็ดดิน เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องจนแรงดันส่วนที่เหลือลดลงเท่ากับศูนย์ ขณะที่แรงกระทำมีค่าคงที่ เราเรียกปรากฏการณ์นี้ว่า Primary consolidation (TAYLOR, 1948)

Mechanism of primary consolidation อาศัยหลักการพื้นฐานที่ว่าที่อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) ใด ๆ จะมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลได้มากที่สุดที่ค่าหนึ่งเท่านั้น ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงที่เกิดจากแรงระหว่างเม็ดดิน ถ้าหากมีแรงกระทำต่อดิน ซึ่งเกินความสามารถที่ดินจะรับได้ที่อัตราส่วนช่องว่างขณะนั้น แรงกระทำส่วนเกินกว่าที่ดินจะรับได้นี้ จะถูกน้ำภายในมวลดินรับไว้ น้ำที่รับแรงส่วนเกินนี้เรียกว่าแรงดันที่เพิ่มขึ้น (Excess pore pressure) แรงดันที่เพิ่มขึ้นนี้จะกระจายออกจากมวลดิน ซึ่งจะทำให้อัตราส่วนช่องว่างภายในมวลดินเล็กลง และหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น ขบวนการนี้เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งสิ้นสุดเมื่อแรงดันที่เพิ่มขึ้นเป็นศูนย์

ระยะเวลาการกระจายน้ำออกจากมวลดินของขบวนการ Primary consolidation ขึ้นอยู่กับหลายแฟกเตอร์ ดังนี้

- ก. อัตราการอิ่มตัวของดิน
- ข. สัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านได้ของดิน
- ค. คุณสมบัติของของเหลว
- ง. ระยะทางการไหลของของเหลวออกจากมวลดิน
- จ. อัตราส่วนช่องว่างภายในมวลดิน
- ฉ. ความสามารถในการยุบตัวของโครงสร้างเม็ดดิน

CRAWFORD (1964) ได้เสนอวิธีการหาค่าจุดสิ้นสุดของ primary consolidation โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราส่วนของแรงดันในโพรงดิน (pore pressure) ต่อแรงดันที่กระทำ (applied pressure) และการยุบตัว (deflection) ดังแสดงในรูปที่ 2.1

TAYLOR (1948) และ CASAGRANDE (1936) ได้เสนอวิธีการหาค่าจุดสิ้นสุดของ primary consolidation โดยใช้กราฟค่าเฉลี่ยอัตราการยุบตัวกับ \sqrt{t} และค่าเฉลี่ยอัตราการยุบตัวคายน้ำกับ $\log t$ ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 และ 2.3

Primary compression ratio (r) เป็นอัตราส่วนของ primary consolidation ต่อการยุบตัวทั้งหมด r จะชี้บอกให้ทราบว่าทฤษฎีจะประมาณได้ใกล้เคียงกับจำนวนการยุบตัวมากน้อยเพียงไร ถ้า r มีค่าสูงขึ้น แสดงว่าการยุบตัวที่คำนวณได้ และค่าที่เกิดขึ้นจริง มีค่าเข้าใกล้กันมากขึ้น

วิธีการหาค่า r ได้จากสมการ 2.22

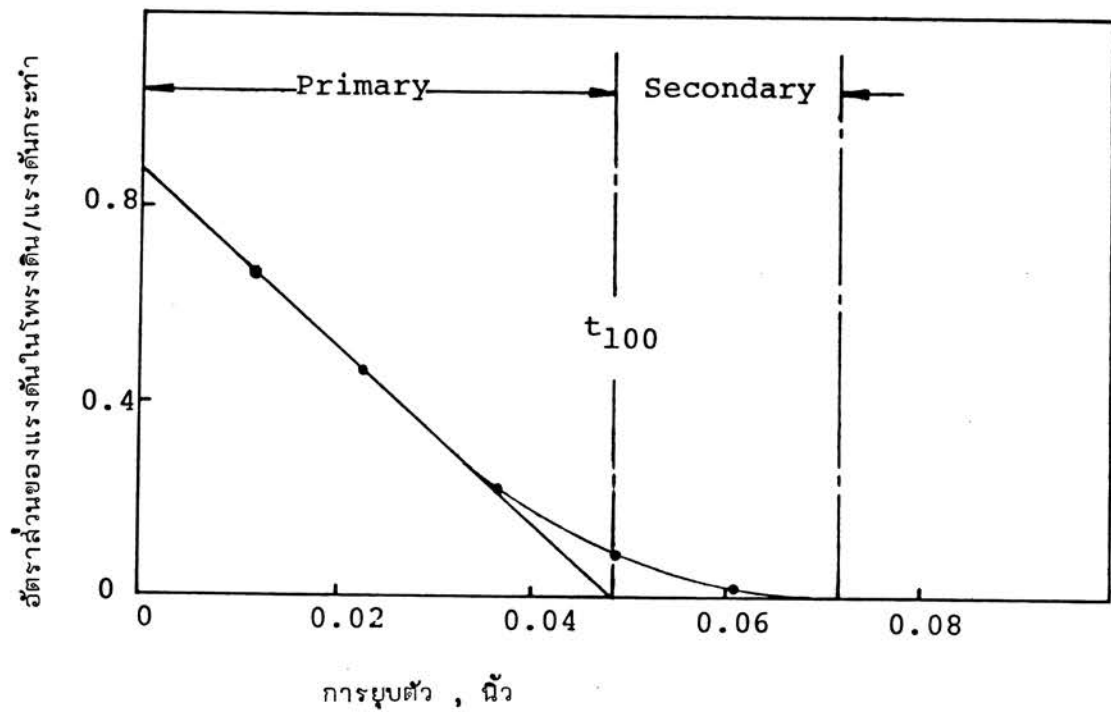
$$r = \frac{\frac{10}{9} (d_s - d_{90})}{d_o - d_f} \dots\dots\dots (2.22)$$

วิธีการหาค่า r ได้จากสมการ 2.23

$$r = \frac{d_s - d_{100}}{d_o - d_f} \dots\dots\dots (2.23)$$

เมื่อ d_s = corrected zero point

d_{90} = ค่าที่อ่านได้จากหน้าวัด (dial reading) เมื่อการยุบตัวคายน้ำได้ 90% จากวิธีการที่ 2



(After CRAWFORD, 1964)

รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของแรงดันในโรงผลิตต่อแรงดันที่กระทำ และการยุบตัวภายใต้การเพิ่มน้ำหนัก

d_{100} = ค่าที่อ่านได้จากหน้าปัดเมื่อการอัดตัวคายน้ำได้ 100 % จากวิธีลอกการพิมพ์

d_o = ค่าที่อ่านได้จากหน้าปัด เมื่อเวลาศูนย์

d_f = ค่าที่อ่านได้จากหน้าปัดที่จุดสุดท้าย

2.6 Secondary consolidation

TAYLOR (1948) เชื่อว่า Secondary consolidation เกิดขึ้นหลังจาก Primary consolidation สิ้นสุดลงแล้ว และแรงดันน้ำในโพรงเป็นศูนย์

มีเหตุผลที่อธิบายการเกิดการยุบตัวครั้งที่ 2 ดังนี้

- ก. Plastic deformation of absorbed water (BUISMAN, 1936)
- ข. Gradual readjustment of the frictional forces (CASAGRANDE & FADUM, 1940)
- ค. การสัดเรียงตัวใหม่ของโครงสร้างในมวลดินให้แน่นขึ้น ในระหว่างเกิด Primary consolidation (TAYLOR, 1942)
- ง. Jumping of clay bonds (TAN, 1957)
- จ. การแตกของแขนต่อระหว่างโมเลกุลของน้ำกับเม็ดดิน (KATTI & SOPAL, 1967)
- ฉ. การเรียงตัวใหม่ของเม็ดดิน เนื่องจากการไหลซึมผ่านออกไปของน้ำ ซึ่งจะทำให้แรงดึงดูดระหว่างเม็ดดินยึดแน่นขึ้น (LAMBE & WHITMAN, 1969)

จากการศึกษาดังที่กล่าวมาข้างต้นนี้ สามารถสรุปเป็นแนวความคิดเห็นกว้าง ๆ ได้ 2

ข้อ คือ

1. Secondary consolidation เกิดขึ้นภายหลังจากที่แรงดันที่เพิ่มขึ้นในโพรง ดินเป็นศูนย์ แนวความคิดนี้สอดคล้องกับนิยามของ ASTM (1965) ที่ว่า Secondary consolidation คือ ปริมาตรที่ลดลงเนื่องจากการรับน้ำหนักที่ส่งไปยังโครงสร้างเม็ดดิน และเนื่องจากการปรับตัวของโครงสร้างภายในมวลดิน ภายหลังจากที่น้ำหนักที่กระทำถูกถ่ายจากน้ำในดินไปยังโครงสร้างเม็ดดิน

2. ทั้ง Primary and secondary consolidation เกิดขึ้นพร้อมกันในระหว่างเกิด Consolidation process และ Secondary consolidation จะดำเนินการต่อไป หลังจาก Primary consolidation สิ้นสุดลงแล้ว แต่อัตราการยุบตัวช้าลง

Secondary consolidation แสดงในเทอมของ R_s และ C_α

$$R_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad \dots\dots\dots(2.24)$$

เมื่อ R_s = การเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างต่อการเปลี่ยนแปลงของ $\log t$

$$C_\alpha = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log t} \quad \dots\dots\dots(2.25)$$

เมื่อ C_α = การเปลี่ยนแปลงของความเครียดต่อการเปลี่ยนแปลงของ $\log t$

ความสัมพันธ์ระหว่าง R_s และ C_α

$$C_\alpha = \frac{R_s}{1 + e_0} \quad \dots\dots\dots(2.26)$$

NEWLAND and ALLELY (1960) และ WAHLS (1962) พบว่า ค่าของ C_α เปลี่ยนแปลงตามค่าแรงดันรวม และขึ้นอยู่กับอัตราการเพิ่มน้ำหนัก LADD & PRESTON (1965) ได้ทำการทดลอง Soft organic silt พบว่า C_α จะเพิ่มขึ้นเมื่อแรงดันรวมเข้าใกล้หน่วยแรงสูงสุดในอดีต และลดลงจนถึงค่าหนึ่งเกือบคงที่ใน normally consolidation region

MOH et al (1969) พบว่า ดินเหนียวกรุงเทพฯ จะให้ค่า C_α สูงสุดที่จุดใกล้ ๆ $\bar{\sigma}_{vm}$ และ C_α จะลดลงอย่างช้า ๆ เมื่อแรงดันเพิ่มขึ้นในช่วง normally consolidated region TEVES (1967) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่าสภาวะของแรงกระทำ (Loading condition) มีผลต่อ C_α

แฟคเตอร์ที่มีผลต่อ Secondary consolidation (LADD & PRESTON, 1965)

- ก. Overconsolidation ratio
- ข. อัตราการเพิ่มน้ำหนัก
- ค. ความหนาของดินตัวอย่าง
- ง. เวลาที่เกิด Primary consolidation
- จ. อัตราส่วนของ $\frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v}$ ที่กระทำต่อ sample
- ฉ. อุณหภูมิ

2.7 Coefficient of consolidation (C_v)

Coefficient of consolidation เป็นตัวบ่งชี้อัตราการยุบตัวของดิน ค่า C_v นี้ จะถูกควบคุมด้วยคุณสมบัติของดิน 2 อย่าง คือ ค่าเฉลี่ยของการไหลซึมผ่านได้ (k) และความต้านทานทางพลศาสตร์ของโครงสร้างของดิน (CRAWFORD, 1964) พาราเมเตอร์ สำคัญที่ควบคุม C_v คือ k (LAMBE, 1969)

การทำนายอัตราการยุบตัวเป็นเรื่องยากลำบาก เนื่องจากว่า C_v มีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามทิศทางที่ถูกกระทำ และค่า C_v ที่ได้จากแต่ละตัวอย่างการทดสอบก็แตกต่างกันไป ROWE (1972) กล่าวว่า ดินตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่ จะให้ค่า C_v ใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในสนามมากกว่าดินตัวอย่างขนาดมาตรฐาน ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.5 นิ้ว จริง ๆ แล้ว ดินตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่จะให้ค่าคุณสมบัติของดินได้ดีกว่าดินตัวอย่างขนาดเล็ก TERZAGHI and PECK (1948) พบว่า ค่า C_v จะมีค่าลดลงเมื่อแรงกระทำเพิ่มขึ้น ส่วนระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก และอัตราการเพิ่มน้ำหนักมีผลต่อค่า C_v ด้วย

สำหรับดินกรุงเทพฯ BRAND & KANJANOPHAS (1971) และ TEVES & MOH (1968) พบว่า เมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักมีปริมาณมาก ๆ ค่า C_v จะไม่มีผลต่อระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (LID) แต่ถ้าอัตราการเพิ่มน้ำหนักมีปริมาณน้อยระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักจะมีผล C_v ในช่วงที่เป็น Overconsolidation ค่า C_v จะเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น แต่ในช่วง Normally consolidation ค่า C_v เกือบจะไม่มีผลกระทบจากอัตราการเพิ่มน้ำหนักเลย HELENELUND (1951) พบว่า C_v จะลดลงเมื่อ consolidation ผ่านไป CHUANG(1972) กล่าวว่า C_v จะเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น

ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ BIOT ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง C_{v1} , C_{v2} และ C_{v3} ดังนี้ (จากสมการ 2.18)

$$C_{v1} = 2(1 - \nu')C_{v2} = \frac{3(1 - \nu')C_{v3}}{1 + \nu'}$$

จะเห็นว่าถ้า $\nu' = 0.5$ ค่า $C_{v1} = C_{v2} = C_{v3}$ แต่ถ้า $\nu' = 0$ จะได้ว่า $C_{v1} = 2C_{v2} = 3C_{v3}$ ความแตกต่างของค่าเหล่านี้เป็นสิ่งสำคัญ เช่น กราฟที่ได้จากทฤษฎีโดยเขียนความสัมพันธ์ของดีกรีของการอัดตัวคายน้ำ และเวลาของการทดสอบแบบไตรแอกเซียล ซึ่งยอมให้มีการไหลออกทางปลายทั้ง 2 อย่างเท่านั้น จะได้รูปกราฟเหมือนกราฟทั่วไปของการทดสอบ

แบบคอนโซลิดেশัน (1 มิติ) แต่สัมพันธ์กับการยุบตัวที่ได้จาก fitting curve ของไทรแอกเซียลเท่ากับ C_{v3} แต่ของคอนโซลิดেশัน เท่ากับ C_{v1} (DAVIS and POULOS, 1972)

2.8 วิธีการหาค่า C_v

การหาค่า C_v มีวิธีการหาหลายวิธีด้วยกันดังต่อไปนี้

2.8.1 วิธีการหาค่าที่ล่องของเวลา (Square root of time fitting method)

TAYLOR (1948) พบว่า กราฟที่ได้จากทฤษฎีของ TERZAGHI U กับ \sqrt{T} ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ก. จะเป็นเส้นตรงในช่วง 0-60 % consolidation ระยะในแนวราบที่ต่อออกไป 1.15 เท่าของระยะในแนวราบถึงแนวเส้นตรงที่ต่อออกไปคือ 90 % Consolidation

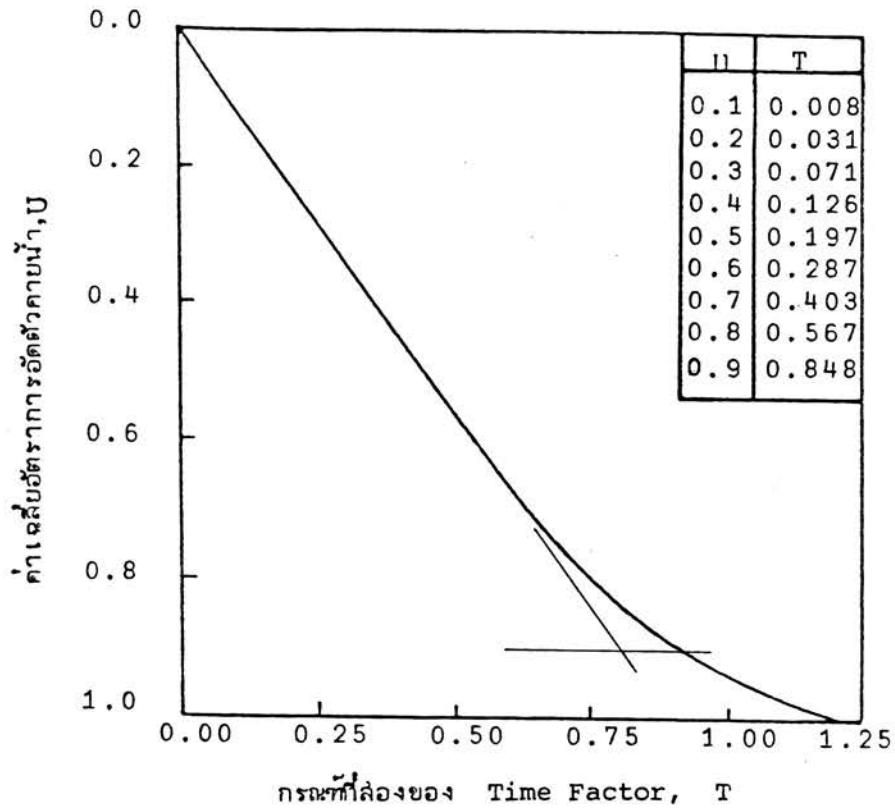
กราฟที่ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการของการยุบตัวกับ \sqrt{t} ดังรูปที่ 2.2 .ข ลากเส้นตรงให้ได้ใกล้เคียงกับเส้นตรงที่ได้จากการทดลองในช่วงต้น ๆ เส้นตรงอีกเส้นจะตัดกับเส้นแรกที่เวลาเท่ากับ 0 และผ่านจุดที่ต่อออกไปในแนวราบ 1.15 เท่าของระยะในแนวราบถึงเส้นตรงเส้นแรก แล้วต่อเส้นตรงที่ล่องออกไปตัดกับกราฟที่ได้จากการทดลอง ที่จุด 90 % consolidation ที่เวลานี้คือ t_{90} และ Coefficient of consolidation หาได้จากสมการ

$$C_{v1} = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \dots\dots\dots (2.27)$$

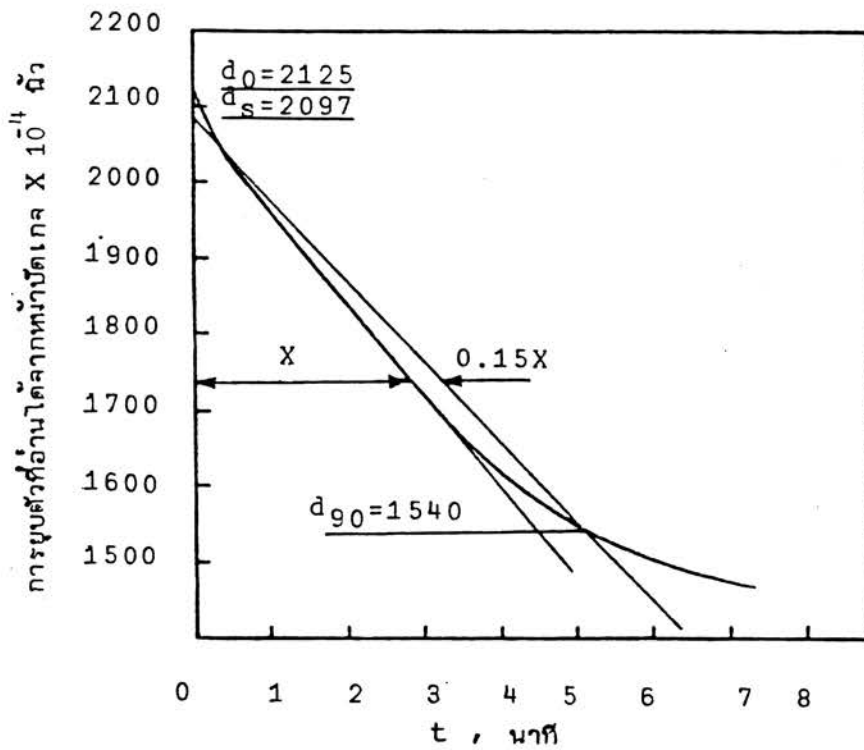
- เมื่อ $T_{90\%} = 0.848$
 $=$ ตัวประกอบเวลาที่ consolidation 90%
 $H =$ ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน
 $= \frac{1}{2}$ ของความสูงของดิน
 $t_{90} =$ เวลาที่ consolidation 90%

2.8.2 วิธีการลอการิทึมของเวลา (The logarithm of time fitting method)

จุดตัดกันของเส้นสัมผัส และเส้น Asymtote ของกราฟที่ได้จากทฤษฎีของ TERZAGHI ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ก. คือ consolidation 100% ดังนั้น CASAGRANDE (1936) ได้แนะนำไว้ว่า จุดตัดกันของเส้นสัมผัสของกราฟที่ได้จากการทดลอง คือ จุดที่ consolidation 100 %



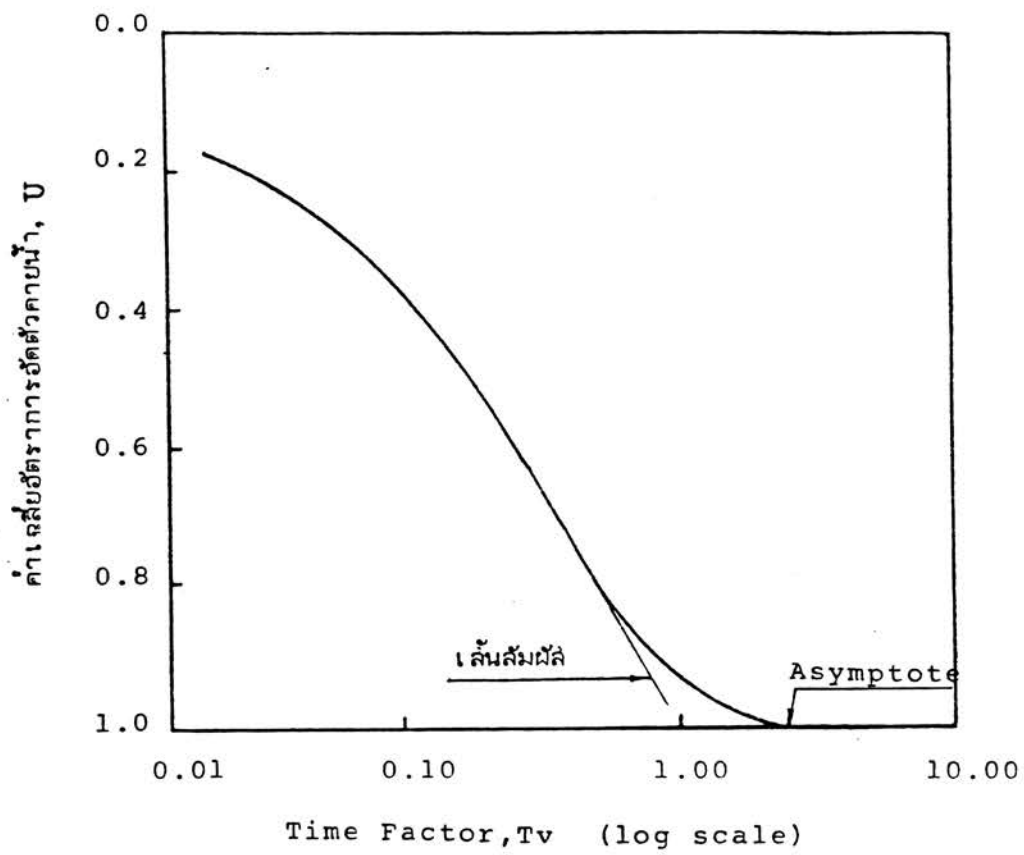
(ก) จากทฤษฎีของ TERZAGHI (after TAYLOR, 1948)



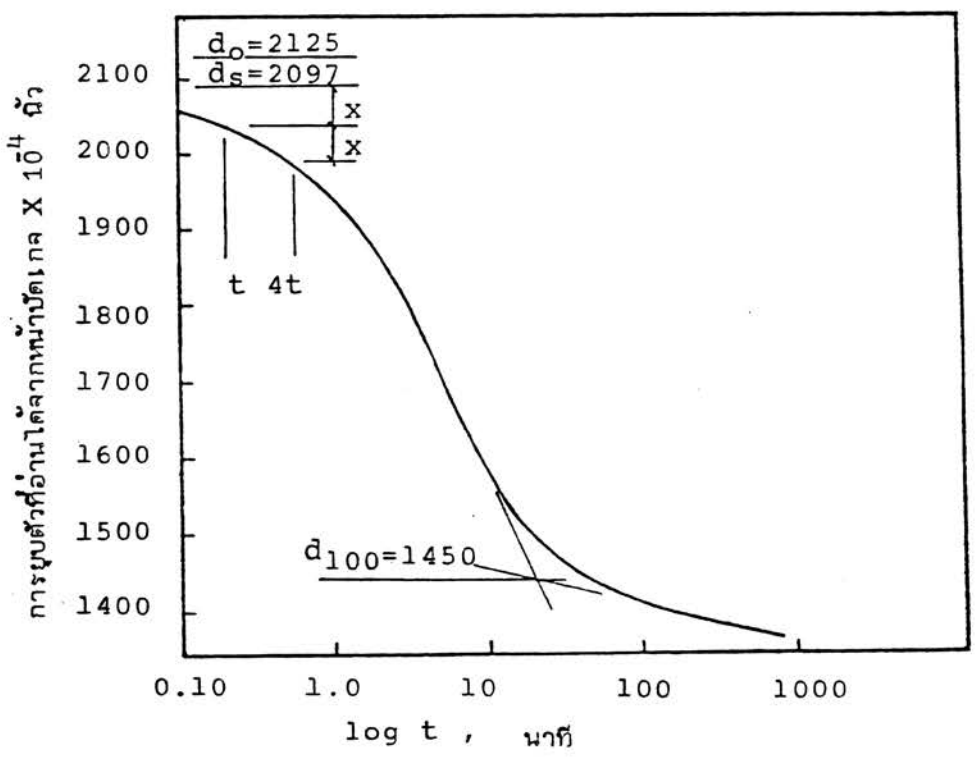
(ข) จากการทดสอบ

รูปที่ 2.2 กราฟการยุบตัวกับกรณีที่สองของเวลา

(ก) จากทฤษฎีของ TERZAGHI (ข) จากการทดสอบ



(ก) จากทฤษฎีของ TERZAGHI (After CASAGRANDE, 1986)



(ข) จากการทดลอง

รูปที่ 2.3 กราฟการยุบตัวกับลอการิทึมของเวลา

(ก) จากทฤษฎีของ TERZAGHI (ข) จากการทดลอง

เนื่องจากว่าในช่วงแรก ๆ ของกราฟจะเป็นค่าประมาณของรูปพาราโบลา ดังนั้นจึงต้องหาจุดที่ consolidation เท่ากับศูนย์ d_s (corrected zero point) ซึ่งหาได้ ดังนี้หาระยะห่างกันในแนวตั้งของ 2 จุด ซึ่งเวลาต่างกัน 4 เท่าในช่วงต้นของกราฟ แล้ววัดจากจุดที่อยู่สูงกว่าขึ้นไปข้างบนเป็นระยะเท่ากับ ระยะห่างของ 2 จุดนั้น ก็จะได้จุดที่ Consolidation เท่ากับศูนย์ ซึ่งจุดนี้สามารถตรวจสอบได้โดยท้าวรีเดิม แต่เปลี่ยนจุดใหม่ ซึ่งให้อยู่ในช่วงต้นของกราฟนี้ จุดที่เวลาเท่ากับศูนย์ คือ d_0

เมื่อได้จุดที่ consolidation 0% และ 100% แล้ว ก็หาเวลาที่ consolidation 50% และหาค่า C_{v1} ได้จากสมการ

$$C_{v1} = \frac{0.197 H^2}{t_{50}} \dots\dots\dots(2.28)$$

- $T_{50\%} = 0.197$
 = ตัวประกอบเวลาที่ consolidation 50%
- $H =$ ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน
 = $\frac{1}{2}$ ของความสูงของดิน
- $t_{50} =$ เวลาที่ consolidation 50%

2.8.3 วิธีของ SCOTT (SCOTT's method)

SCOTT (1961) กล่าวว่า การหาค่า C_{v1} โดยวิธีกรรมที่ 2 ของเวลา และลอกการพิมพ์ของเวลานั้น ยังไม่สะดวกเพียงพอ และบางครั้งอาจจะมีปัญหาด้วย เช่น วิธี \sqrt{t} ของ TAYLOR ถ้าหากจดข้อมูลในช่วงแรกพลาดไป อาจทำให้ได้ค่าไม่ดีเท่าที่ควร และบางครั้งเขียนกราฟ การคูณตัวกับ \sqrt{t} ในช่วงแรกของกราฟอาจไม่เป็นเส้นตรง ซึ่งต้องทำการประมาณให้เป็นเส้นตรง ส่วนวิธี $\log t$ ของ CASAGRANDE จะต้องใช้เวลาการจดข้อมูลนานถึง 24 ชม. ดังนั้น SCOTT จึงได้คิดหาวิธีการขึ้นใหม่ ซึ่งเป็นวิธีสะดวก และรวดเร็ว และยังใช้ในการหาค่า C_v ได้ทั้ง C_{v1} , C_{v2} และ C_{v3} ค่า C_{v1} ที่ได้นี้ จะให้ค่าใกล้เคียงกับ C_{v1} ที่หาได้จาก $\log t$ มากกว่า \sqrt{t}

SCOTT ได้อาศัยสมการ 2.14 ซึ่ง U เป็นฟังก์ชันของ T ถ้าสมมติว่า C_v และ H มีค่าคงที่ สมการ 2.14 เขียนสั้น ๆ ได้ว่า

$$U(T) = f(T) \dots\dots\dots(2.29)$$

ที่เวลา t สักรของการอัดตัวคายน้ําเขียนได้ว่า

$$U (T) = \frac{d_s - d_t}{d_s - d_{100}} \dots\dots\dots(2.30)$$

เมื่อ d_s = corrected zero point

d_t = ค่าที่อ่านได้บนหน้าปัดเมื่อเวลา t

d_{100} = ค่าที่อ่านได้บนหน้าปัด เมื่อ consolidation 100%

SCOTT ได้อาศัยหลักการของ JAEGER ที่ใช้ในการพิจารณา "Storage" and "Transmission" coefficient โดยให้การอัดตัวคายน้ําที่เวลา t และ Nt เมื่อ N มีค่ามากกว่า 1.0 จากสมการ 2.29 และ 2.30 ได้ว่า

$$\frac{U (T)}{U (NT)} = \frac{f (T)}{f (NT)} = \frac{d_s - d_t}{d_s - d_{NT}} \dots\dots\dots(2.31)$$

จากสมการ 2.14 สามารถหาค่าของ $\frac{U (T)}{U (NT)}$ ได้โดยใส่ค่า N ได้หลายค่าต่างกันไป ออกไป ค่าของอัตราส่วนนี้ SCOTT ได้นำมาเขียนกราฟกับตัวประกอบเวลา (Time factor) ดังรูปที่ 2.4

2.8.4 วิธีการหาค่า C_{v3}

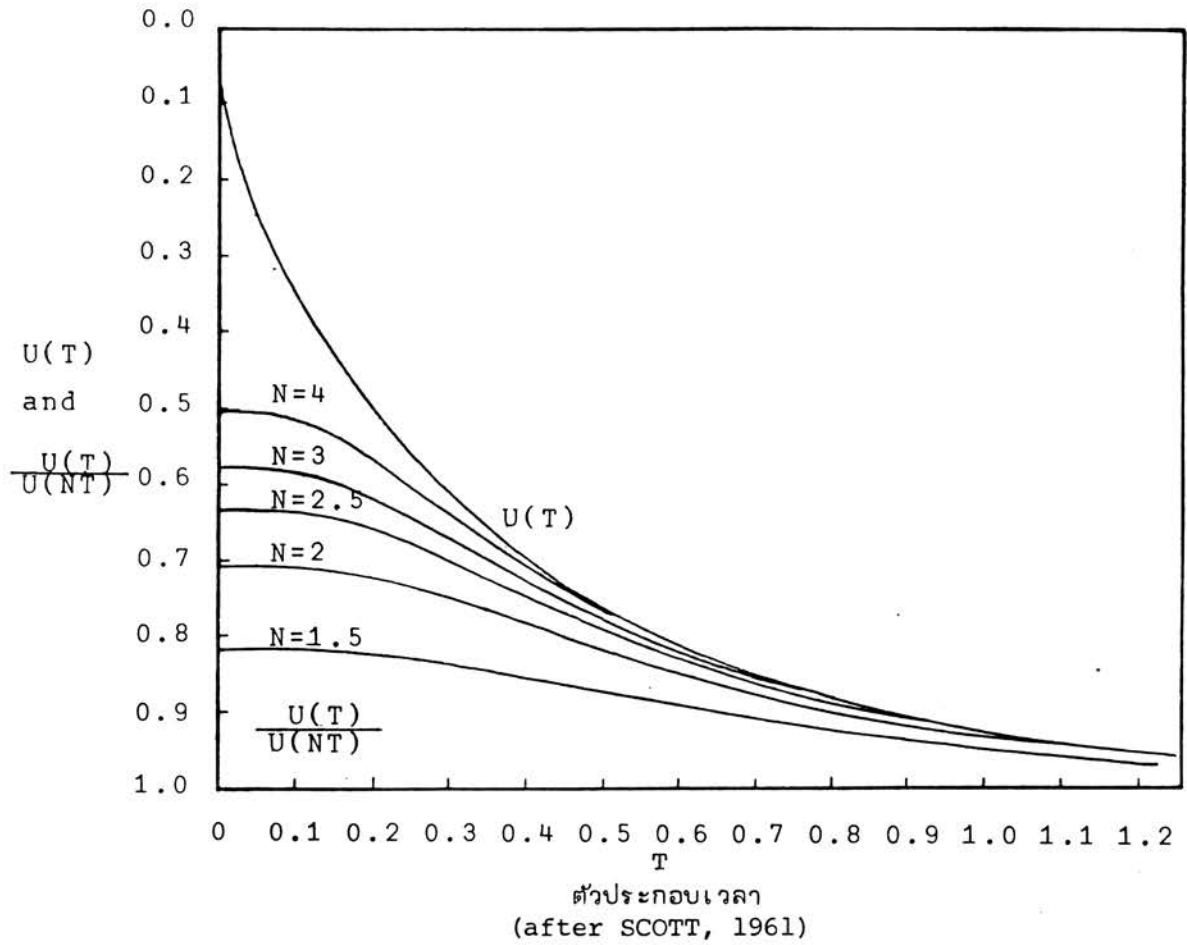
BISHOP and HENKEL (1962) การหาค่า C_{v3} มีอยู่หลายวิธีด้วยกัน ซึ่งหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรของดินที่เปลี่ยนแปลง และกรณีที่สองของเวลา (\sqrt{t}) ในช่วงแรกจะเป็นเส้นตรง ถ้าต่อแนวเส้นตรงออกไปตัดกับเส้นตรงที่แทนการ consolidation 100% เวลาที่จุดตัดนี้ คือ t_{100} ดังแสดงในรูปที่ 2.5 เมื่อทราบ t_{100} สามารถนำไปหาค่า C_{v3} ได้จากตาราง 2.1

การทดสอบนี้ ให้นำไหลออกจากด้านข้าง และปลายทั้ง 2 ข้าง หาค่า C_{v3} ได้จากความสัมพันธ์ในสมการ 2.32

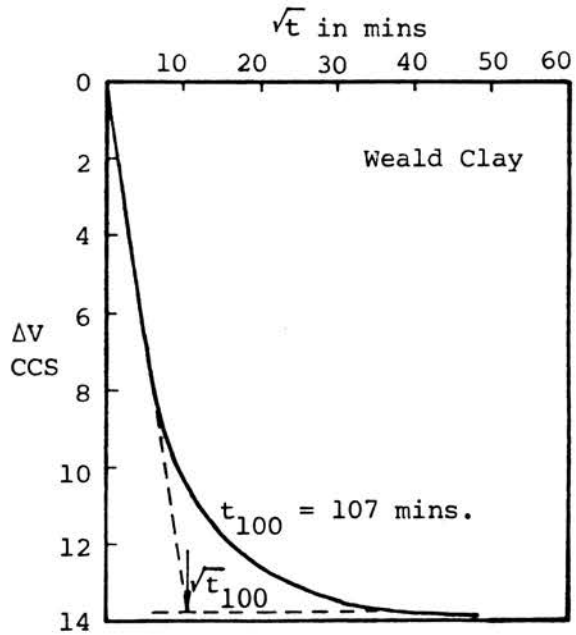
$$C_{v3} = \frac{\pi H^2}{4 t_{100}} \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{2H}{R}\right)^2} \right] \dots\dots\dots(2.32)$$

เมื่อ C_{v3} = Coefficient of consolidation 3 มิติ

H = $\frac{1}{2}$ ของความสูงของดินตัวอย่าง



รูปที่ 2.4 แสดงความสัมพันธ์ของฟังก์ชันการอัดตัวคายน้ำและสัดส่วนการยุบกับตัวประกอบเวลา



รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ของปริมาณที่เปลี่ยนไปและ $\sqrt{\text{เวลา}}$ เมื่อระบายน้ำจากปลายทั้งสองข้างและด้านข้าง

R = รัศมีของดินตัวอย่าง

t₁₀₀ = เวลาที่ consolidation 100%

ถ้าความสูงของดินเป็น 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง จะได้ว่า

$$C_{v3} = \frac{\pi H^2}{100 t_{100}} \dots\dots\dots(2.33)$$

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_v และ t₁₀₀ จากการทดสอบแบบไตรแอกเซียล (BISHOP & HENKEL, 1962)

สภาพการระบายน้ำ	t ₁₀₀	t ₁₀₀ (H = 2R)
ระบายน้ำจากปลายข้างเดียว	$\frac{\pi H^2}{C_v}$	
ระบายน้ำจากปลาย 2 ข้าง	$\frac{\pi H^2}{4 C_v}$	
ระบายน้ำจากด้านข้างเท่านั้น	$\frac{\pi R^2}{16 C_v}$	$\frac{\pi H^2}{64 C_v}$
ระบายน้ำจากด้านข้างและปลายทั้ง 2 ข้าง	$\frac{\pi H^2}{4 C_v} \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{2H}{R}\right)^2} \right]$	$\frac{\pi H^2}{100 C_v}$

2.9 Coefficient of earth pressure at rest

Coefficient of earth pressure at rest นิยามว่า เป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ในสภาวะที่ไม่มีการบิด-หดตัวทางด้านข้าง (no lateral strain condition)

เมื่อ $K_o = \frac{\bar{\sigma}_{ho}}{\bar{\sigma}_{vo}} \dots\dots\dots(2.34)$

K_o = Coefficient of earth pressure at rest

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{ho} &= \text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบในสภาวะสมดุลย์} \\ \bar{\sigma}_{vo} &= \text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งในสภาวะสมดุลย์}\end{aligned}$$

การวัดค่า $\bar{\sigma}_{ho}$ ในสนามกระทำไต่ยาก เพราะว่าเมื่อนำเครื่องมือวัดไปติดตั้งจะทำให้ดินถูกรบกวน BISHOP and HENKEL (1957) เป็นผู้ developed เป็นที่ยอมรับกันครั้งแรกในการหาค่า K_o ในห้องปฏิบัติการ โดยใช้เครื่องไตรแอกเซียล (Triaxial cell) ต่อมาผู้ค้นคว้าหลายท่านได้นำเอาแนวความคิดนี้มาใช้ในการค้นคว้าต่อไป KENNY (1967) POULOS and DAVIS (1972), BJERRUM and ANDERSEN (1972) พบว่า แนวความคิดในการทดสอบที่ว่า no lateral strain นั้น จะได้ค่า apparent value of coefficient of earth pressure at rest (K_{oa}) ซึ่งค่าจริง ๆ ของ K_o in situ แทนด้วย K_{of}

POULOS and DAVIS (1972) ได้พัฒนาวิธีหาค่า K_{of} ในห้องปฏิบัติการ ซึ่งจะให้ค่าสูงกว่า K_{oa} เรียกวิธีนี้ว่า Preconsolidation Pressure Simulating Method (PPSM) ซึ่งใช้ได้เฉพาะ normally consolidated clay เท่านั้น และพบว่าการใช้ค่า K_o ที่ผิด และนำไปประมาณค่า $\bar{\sigma}_{ho}$ ซึ่งจะมีผลกระทบอย่างมากต่อ Young's modulus, Poisson's ratio และ Coefficient of volume compressibility

BJERRUM and ANDERSEN (1972) ใช้หลักการของ hydraulic fracturing ในการวัดค่า K_{of} ของ normally consolidated clays ในสนามเป็นผลสำเร็จ และพบว่า K_{of} จะมีค่าสูงกว่า K_{oa}

ต่อมา CHANG et al (1977) ได้คิดค้นวิธีหาค่า K_{of} ในห้องปฏิบัติการให้ชื่อว่า Allowable Deviator Stress Testing Method (ADSTM) ซึ่งอาศัยแนวความคิดที่แตกต่างออกไปจากนักค้นคว้าท่านก่อน ๆ มีวิธีการหาค่าว่า ๆ ดังนี้ คือ หลังจากทำให้ดินอิ่มน้ำแล้วทำการ consolidation แบบ Isotropic โดยใช้แรงดันเซลล์น้อยกว่า $\bar{\sigma}_{ho}$ เล็กน้อย (โดยประมาณ) เมื่อดินถูก consolidation หมดแล้ว จึงค่อย ๆ เพิ่มแรงดันในแนวตั้ง โดยให้แรงดันเซลล์คงที่ และทำการบันทึกน้ำหนักไหลออกจากดิน จนกระทั่งน้ำหนักไหลออกจากดินเท่ากับการบวมตัวของดิน x พื้นที่หน้าตัดที่ปรับแก้ถูกต้องแล้ว (A_c) วิธีนี้ใช้กับ Normally consolidated clay และ lightly overconsolidated soils

SCHMIDT (1966) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง OCR และ K_o ซึ่งได้จากการทำ Unloading ดังในสมการ 2.35

$$\frac{K_o \text{ (OC)}}{K_o \text{ (NC)}} = \text{OCR}^m \quad \dots\dots\dots(2.35)$$

เมื่อ $K_o \text{ (NC)} = K_o$ for normally consolidated material

$K_o \text{ (OC)} = K_o$ for overconsolidated material

$$\text{OCR} = \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}}$$

m เป็นค่าซึ่งขึ้นอยู่กับ Plasticity index ดังแสดงในรูปที่ 2.6

SHERIF and ISHIBASHI (1981) ได้สร้างเครื่องมือใหม่ ซึ่งเรียกว่า Stress meter เพื่อใช้หาค่า แรงดันตันข้าง (σ_h) เขาได้แสดงความสัมพันธ์ของ K_o และ OCR ซึ่งได้จากการ Unloading ดังสมการ 2.36

$$K_o = \lambda + \alpha (\text{OCR} - 1) \quad \dots\dots\dots(2.36)$$

เมื่อ λ, α เป็นฟังก์ชันของ Liquid Limit ดังแสดงในรูปที่ 2.7

2.10 Compressibility of soils

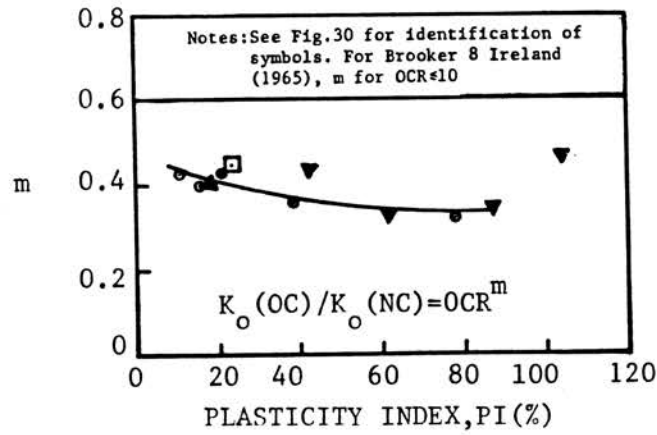
Compressibility of soils คือ ปริมาณการยุบตัวที่ดินนั้นถูกกระทำต่อหน่วยความดันที่เพิ่มขึ้น ตามปกติแล้วมีตัวพารามิเตอร์ที่ใช้ในการชี้บอก compressibility ของดินมีอยู่ 2 ชนิด คือ Coefficient of compressibility (a_v) และ Coefficient of Volume change (m_v)

LEONARDS (1962) ได้นิยาม Coefficient of compressibility ว่าเป็น อัตราการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรต่อหน่วยแรงดันประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นเล็กน้อย

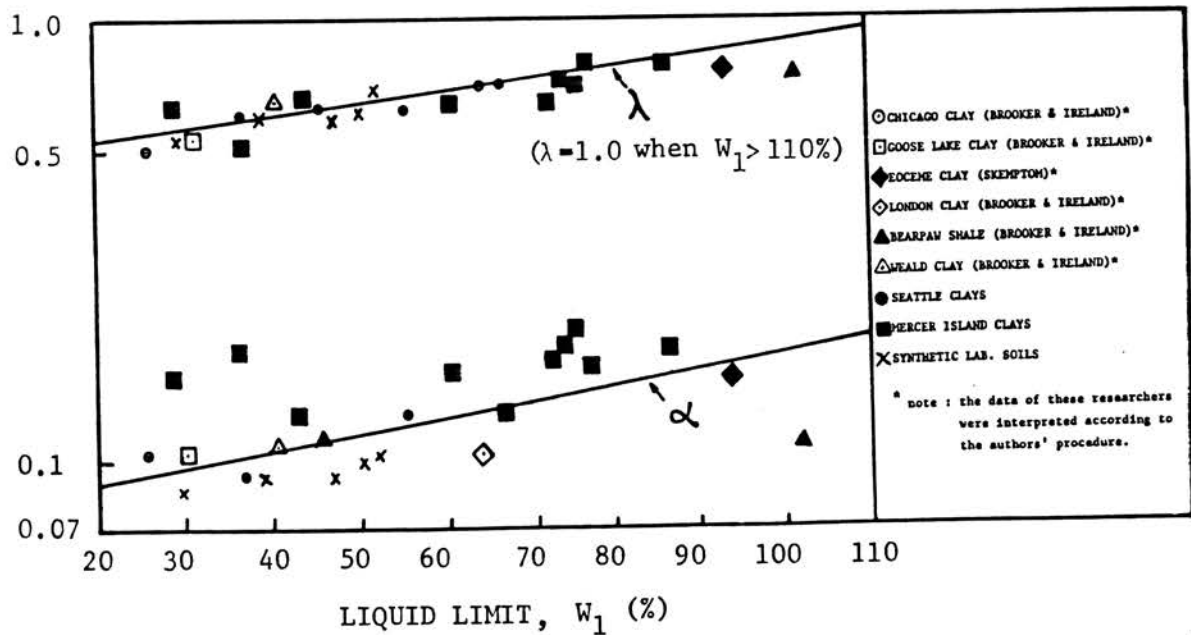
$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v} \quad \dots\dots\dots(2.37)$$

เมื่อ Δe = อัตราส่วนช่องว่างที่เปลี่ยนไป

Coefficient of volume change (m_v) คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของความ-



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ของ m และ Plasticity index



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ของ λ และ α ซึ่งเป็นฟังก์ชันของขีดเหลว (SHERIF and ISHIBASHI, 1981)

เครียดต่อหน่วยแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นเล็กน้อย

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \bar{\sigma}_v} \quad \dots \dots \dots (2.38)$$

เมื่อ $\Delta \epsilon$ = ความเครียด (strain) ที่เปลี่ยนไป

$\Delta \bar{\sigma}_v$ = หน่วยแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้น

ความสัมพันธ์ระหว่าง

m_v & a_v

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_o} \quad \dots \dots \dots (2.39)$$

เมื่อ e_o = อัตราส่วนช่องว่างเริ่มแรกของดิน

สัมพันธ์เหล่านี้จะมีค่าไม่คงที่สำหรับดินชนิดหนึ่ง ๆ อย่างไรก็ตาม normal clay ภายใต้การเพิ่มน้ำหนักในช่วงหนึ่ง ๆ สัมประสิทธิ์เหล่านี้ก็ถูกสมมุติให้มีค่าคงที่ในช่วงนั้น

ในช่วง Virgin compression

ดัชนีการอัด C_c (Compression index) เป็นตัวที่นิยมใช้ในการชี้บอกความสามารถในการบวมตัวของดิน ซึ่งแสดงในเทอมความชันของกราฟ $e-\log \bar{\sigma}$ ในช่วงที่กำหนดความดันให้

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}} \quad \dots \dots \dots (2.40)$$

SKEMPTON (1944) ได้ประมาณค่าของดัชนีการอัดจากคุณสมบัติของดิน ดังนี้

สำหรับดินคงสภาพ (Undisturbed clay)

$$C_c = 0.009 (W_L - 10\%) \quad \dots \dots \dots (2.41)$$

สำหรับดินเปลี่ยนสภาพ (remolded clay)

$$C_c = 0.007 (W_L - 10\%) \quad \dots \dots \dots (2.42)$$

เมื่อ W_L = liquid limit of a soil

Compression ratio (RR) คือ ความชันของกราฟ $e-\log \bar{\sigma}$ ในช่วงที่กำหนดความดันให้

$$CR = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log \bar{\sigma}} \quad \dots \dots \dots (2.43)$$

ความสัมพันธ์ระหว่าง CR และ C_c

$$CR = \frac{C_c}{1+e_0} \dots\dots\dots(2.44)$$

ว.ล.ท. (2520) ได้แสดงความสัมพันธ์ของ $\frac{C_c}{1+e_0}$ และ W_1 ดังนี้

$$\frac{C_c}{1+e_0} = 0.0045 W_1 \dots\dots\dots(2.45)$$

เมื่อ e_0 = อัตราส่วนช่องว่างเริ่มแรกของดิน

ในช่วง Recompression

Recompression index (C_r) เป็นตัวชี้บอกความสามารถในการการยุบตัวของดิน ซึ่งแสดงในเทอมความชันของกราฟ $e-\log \bar{\sigma}$ ในช่วงที่กำหนดความดันให้

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}} \dots\dots\dots(2.46)$$

Recompression ratio (RR) คือ ความชันของกราฟ $e-\log \bar{\sigma}$ ในช่วงที่กำหนดความดันให้

$$RR = \frac{\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}} \dots\dots\dots(2.47)$$

ความสัมพันธ์ระหว่าง C_r และ RR

$$RR = \frac{C_r}{1+e_0} \dots\dots\dots(2.48)$$

2.11 หน่วยแรงสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure or Pre-consolidation)

หน่วยแรงสูงสุดในอดีต ($\bar{\sigma}_{vm}$) คือ หน่วยแรงมากที่สุดที่ดินนั้นถูกกระทำมาก่อนในอดีต สำหรับดินที่มีการทับถมกันตามปกติเรียกว่า "Normally consolidated deposit" หน่วยแรงสูงสุด จะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลของดินในขณะนั้น ($\bar{\sigma}_{vo}$) ถ้าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต มีค่ามากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลในขณะนั้น ดินนั้นเรียกว่า "Overconsolidated soil" หน่วยแรงสูงสุดในอดีตนี้จะสะท้อนให้ทราบถึง หน่วยแรงมากที่สุดที่เคยกระทำต่อมวลดินในอดีต

Over consolidation ratio (OCR) เป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงสูงสุดในอดีต ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในขณะนั้น ค่า OCR จะบอกให้ทราบว่า หน่วยแรงในอดีตและปัจจุบัน แตกต่างกันอย่างไร และค่า OCR นี้ ยังมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของดิน และการอัดตัวคายน้ำของ ดินด้วย

$$OCR = \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \dots\dots\dots(2.49)$$

LEONARDS (1962) กล่าวว่า Over consolidation ทำให้ความสัมพันธ์ของ หน่วยแรงประสิทธิผล และอัตราส่วนช่องว่างในธรรมชาติ เปลี่ยนแปลงอย่างมากการเกิด Over consolidation นั้น นอกจากแรงที่มากระทำต่อมวลดินแล้ว ยังมีแฟคเตอร์อื่นอีก เช่น เกิด weathering หรือการเปลี่ยนแปลงทางเคมี (Chemical alternation) การทับถม ของวัสดุที่เป็นตัวประสาน (Cementaneous material) และ leaching อีออนจากแรงดันน้ำ ในโพรงดิน KENNEY (1968)สรุปว่า หน่วยแรงสูงสุดในอดีตที่ได้จากการทดสอบแบบคอนโซลิดะชันนั้น ขึ้นอยู่กับ (dependent on) ประวัติทางธรณีวิทยาของดิน (ประวัติของหน่วยแรงและ สภาวะแวดล้อม) มากกว่าหน่วยแรงที่เคยกระทำต่อดิน

สาเหตุที่ทำให้เกิด Overconsolidation (TAYLOR, 1948)

- ก. การทับถมของธารน้ำแข็ง (Glaciers)
- ข. การทับถมของชั้นดินแล้วถูกกัดเซาะไป
- ค. การทับถมของสิ่งก่อสร้างแล้วถูกรื้อถอน
- ง. ระดับน้ำใต้ดินลดต่ำกว่าปกติ (Desiccation)

LEONARDS & RAMIAH (1959) แสดงให้เห็นว่า ถ้าดินถูกระทำด้วยน้ำหนักคงที่เป็น เวลานาน ดินจะปรับตัวให้มีแรงต้านทานต่อการกดอัดมากขึ้น และแรงนี้จะกลายเป็น Quasi-preconsolidation pressure ซึ่งมีค่ามากกว่าน้ำหนักที่กระทำต่อมวลดิน BJERRUM (1967) กล่าวว่า ถ้าน้ำหนักที่กระทำมีค่าน้อยกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ดินจะค่อย ๆ เพิ่มแรงต้านทานต่อการ กดอัดในขณะที่เกิด consolidation อย่างช้า ๆ การยุบตัวจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น แต่ถ้าน้ำหนักที่กระทำมีค่ามากกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ การยุบตัวจะเกิดขึ้นมาก

การหาค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต มีผู้คิดค้นหลายท่านด้วยกัน เช่น CASAGRANDE (1936), SCHMERTMAN (1953), BURMISTER (1951) วิธีการของ SCHMERTMAN และ

BURMISTER ใช้กราฟ rebound loop of compression ส่วนวิธีของ CASAGRANDE ซึ่งเป็นผู้คิดขึ้นคนแรก และเป็นที่ยอมรับกันมากที่สุด กราฟที่ใช้ไม่ว่าเป็นต้องทำ rebound loading ดังแสดงในรูปที่ 2.8

AZZOUZ and RAYMOND (1967) ได้ศึกษา Leda clay สรุปว่า การหาค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ นั้น ก่อนที่จะเพิ่มน้ำหนักครั้งต่อไป ควรให้ดินนั้น consolidation 100% เสียก่อน

2.12 แฟคเตอร์ที่มีผลกระทบต่อ การ consolidation

2.12.1 การไหลซึมผ่านของดิน (Permeability of soil)

LEONARDS (1962) กล่าวว่า ในระหว่างเกิดการอัดตัวคายน้ำ การไหลซึมผ่านของดินมีค่าไม่คงที่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าอัตราการเพิ่มน้ำหนักมีปริมาณมาก และดินนั้นเป็นดินที่สามารถยุบตัวได้สูง (highly compressible) แต่ทฤษฎีของ TERZAGHI ไม่ได้คำนึงถึงข้อนี้ ดังนั้นจึงเป็นผลให้การยุบอัดตัวไม่เป็นไปตามทฤษฎีของ TERZAGHI สัมการของ KOZENY-CARMAN (CARMAN, 1956) ซึ่งแสดงความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของตัวกลาง ดังสัมการ 2.50

$$k = \frac{1}{k_o S^2} \cdot \frac{\gamma_w}{\mu} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} \dots\dots\dots (2.50)$$

เมื่อ k = ค่าสัมบูรณ์ของการไหลซึมผ่านของดิน

k_o = แฟคเตอร์ ซึ่งขึ้นอยู่กับรูปร่างของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และระยะเยื้องทางของการไหล

S = พื้นที่ผิวจำเพาะของดิน (Specific surface area)

μ = ความหนืดของน้ำ (Viscosity)

e = อัตราส่วนช่องว่างของดิน

γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

จากสัมการ 2.50 จะเห็นว่า แฟคเตอร์ใหญ่ ๆ ที่มีผลต่อการไหลซึมผ่านของดิน คือ อัตราส่วนช่องว่าง รูปร่างของดิน และการสัดเรียงตัวของเม็ดดิน ค่า k นี้จะเป็นสัดส่วนกลับกันกับความหนืดของน้ำ ซึ่งความหนืดของน้ำนี้เป็นฟังก์ชันของเวลา

BARDEN & BERRY (1965) กล่าวว่า ค่าการไหลซึมผ่านของดิน แสดงได้ด้วยสมการ 2.51

$$k = k_f (1 - b.u^a) \quad \dots\dots\dots(2.51)$$

เมื่อ k = ค่าการไหลซึมผ่านของดินในระหว่างการเกิดการอัดตัวคายน้ำ
 k_f = ค่าสุดท้ายของการไหลซึมผ่านของดิน (final permeability)
 u = แรงดันส่วนเพิ่มของน้ำ
 a, b = ค่าคงที่

TAESIRI (1976) ได้ศึกษาดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่า ค่า k_h ในแนวราบจะให้ค่าสูงกว่า k_v ในแนวตั้ง

2.12.2 แรงเสียดทานด้านข้าง (Side friction)

ในระหว่างเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำนั้น แรงเสียดทานด้านข้างจะทำให้น้ำหนักที่กระทำต่อดินตัวอย่างลดลง และมีผลต่ออัตราการไหลของน้ำด้วย แรงเสียดทานนี้ จะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความสูงของดิน และจะลดลงเมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น TAYLOR (1942), VAN ZELST (1948), LEONARDS & GIRAULT (1961), LO (1961), NORTHEY & THOMAS (1965) พบว่า ผลกระทบของแรงเสียดทานด้านข้างนี้ สามารถลดลงได้โดยการหล่อลื่นวงแหวน (Ring) ด้วยน้ำมันซีลิกอน (Silicon grease) หรือน้ำมันยี่ผึ้งที่มี molybdenum disulfide หรือเคลือบวงแหวนด้วย Teflon TAYLOR (1942) กล่าวว่า แรงเสียดทานด้านข้างนี้จะไม่มีผลกระทบต่อการหาค่า Coefficient of consolidation (C_v) และ Coefficient of compressibility (a_v) เขาได้ศึกษา Boston blue clay พบว่า สำหรับดินเปลี่ยนสภาพ (remold clay) ค่าแรงเสียดทานทั้งหมด มีค่าประมาณ 12-22% ของแรงกระทำ ส่วนดินคงสภาพ (Undisturbed clay) มีค่าแรงเสียดทานประมาณ 10-15% ของแรงกระทำ BURROWS (1948) ได้แนะนำให้โย้แรงดันเพิ่มขึ้น 10% เพื่อชดเชยกับแรงเสียดทานในดิน

2.12.3 อุณหภูมิ (Temperature)

อุณหภูมิมีผลต่อทั้งน้ำในดิน และโครงสร้างของดิน ซึ่งทั้ง 2 อย่างนี้จะมีผลโดยตรงต่อการไหลซึมผ่านของดิน เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น จะทำให้ความหนืดของของไหลลดลง ซึ่งส่งผลทำให้การไหลซึมผ่านของดินมีค่าเพิ่มขึ้น PAASWEL (1967) พบว่า เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นจะ

ทำให้ Primary and secondary consolidation เพิ่มขึ้นด้วย ขณะทำการทดสอบ เมื่อ อุณหภูมิเพิ่มขึ้น จะทำให้รูปร่าง และทิศทางของกราฟเปลี่ยนไปด้วย เพราะว่าอุณหภูมิทำให้ความต้านทานแรงเสียดทานในเม็ดดินลดลง ซึ่งเป็นผลให้มีการยุบตัวมากขึ้น LO (1961) พบว่า เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นประมาณ 3°C จะทำให้รูปร่างและทิศทางของกราฟเปลี่ยนไป ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่าอุณหภูมิมีความสำคัญมากในการควบคุมการทดสอบ secondary consolidation

2.12.4 การสั่นสะเทือน (Vibration)

LO (1961) กล่าวว่า แรงกระตุ้นเป็นสิ่งที่ไม่ต้องการในระหว่างการทดสอบ เพราะว่าจะมีผลกระทบของ Sudden shock ต่อขบวนการ Secondary consolidation ซึ่งแสดงให้เห็นในการเขียนกราฟระหว่างการยุบตัวกับเวลา ซึ่งกราฟจะตกลงทันทีทันใด (downward abruptly) ถึงแม้ว่ากราฟนั้นจะรักษารูปที่ต้องการก็ตาม FINN & NATHAN (1962) ยืนยันว่า การสั่นสะเทือนจะทำให้อัตราการทรุดตัวเพิ่มขึ้นในระยะแรกของการทดสอบ ซึ่งจะไม่ปรากฏผลกระทบต่อการยุบตัวทั้งหมด

2.12.5 ทางไหลของน้ำ (Drainage path)

จากทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ TERZAGHI จะเห็นว่าอัตราการยุบตัวเป็นสัดส่วนกับ (ระยะทางการไหล)² THOMPSON & PALMER (1951) พบว่า Rate of secondary consolidation จะเป็นสัดส่วนกับระยะทางการไหล ในขณะที่ HANRAHAN (1954) พบว่า มันเป็นสัดส่วนกับ (ระยะทางการไหล)² สำหรับความสัมพันธ์ของผลกระทบของระยะทางการไหลต่อ Secondary consolidation จะต้องมีการค้นคว้าต่อไปในอนาคต

2.12.6 แรงดันกลับ (Back pressure)

LEONARDS & ALTCHAEFFL (1964) พบว่า ในยู่่งที่แรงกระทำต่ำกว่า หน่วยแรงสูงที่สุดในอดีต Coefficient of consolidation ของดินตัวอย่างจะต่ำกว่า Coefficient of consolidation ของดินในสภาพจริง (in-situ) เนื่องจากเกิดขึ้นของอากาศ (air bubbles) ในดินตัวอย่างเมื่อแรงกดใน in situ ถูกปล่อย จากการสังเกตพฤติกรรมของดินตัวอย่างที่ไม่อิ่มตัวจะแตกต่างไปจากดินตัวอย่างที่อิ่มตัวภายใต้แรงดันกระทำที่เท่ากัน โดยเฉพาะเมื่อเทียบ Rate of consolidation จะเห็นได้ชัดเจน ความแตกต่างนี้มีเหตุผลอยู่ 2 ประการ คือ

ก. ฟองอากาศที่มีอยู่ในดินตัวอย่างที่ไม่อิ่มตัว จะสามารถกดอัดได้สูง (highly

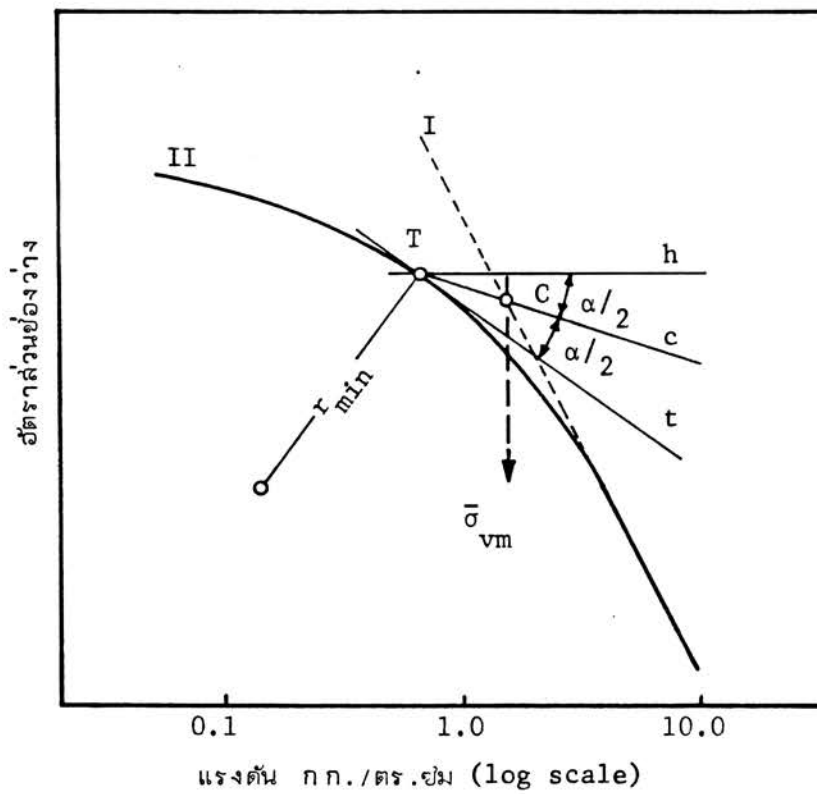
compressibility) เมื่อเทียบกับน้ำที่อยู่ในดินตัวอย่างที่อิ่มตัว (Saturated soil)

ข. ฟองอากาศที่อยู่ในดินตัวอย่างที่ไม่อิ่มตัว จะไปหน่วงเหนี่ยวการไหลของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ด้วยเหตุนี้ทำให้ค่าการไหลซึมผ่านได้ของดินลดลง

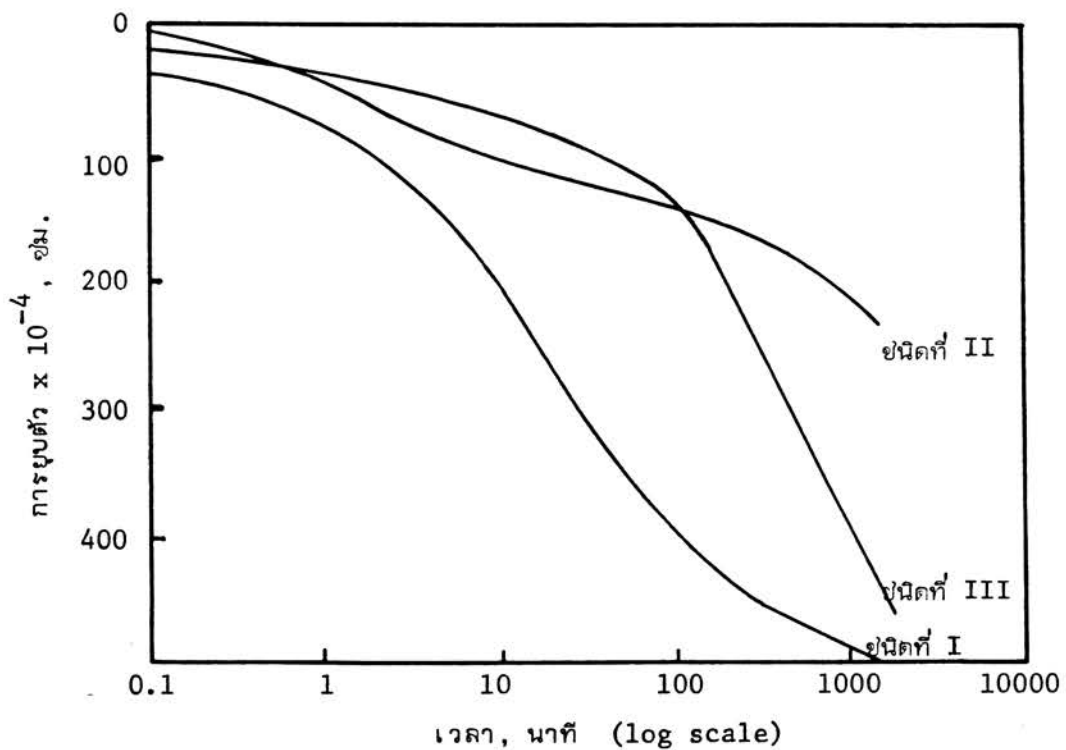
LOWE et al (1964) ได้ทำการทดสอบ organic silt ทั้งใช้และไม่ใช้ back pressure พบว่า Back pressure จะมีผลกระทบต่อ Coefficient of consolidation มาก ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนในช่วงที่แรงกระทำต่ำกว่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต แต่จะไม่มีผลต่อการยุบตัวทั้งหมดของดิน AKAI(1961) พบว่า Secondary consolidation ของดินที่ทำการทดสอบตามมาตรฐาน โดยไม่มี back pressure จะให้ค่าสูงกว่าเมื่อใช้ back pressure BRAND & KANG (1972) ได้ทำการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft Bangkok Clay) สรุปว่า back pressure จะไม่มีผลกระทบต่อขนาดของ Compressibility ของดิน แต่จะมีผลกระทบบ้างเล็กน้อยต่อหน่วยแรงสูงสุดในอดีต และค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตนี้จะลดลงเมื่อ back pressure เพิ่มขึ้น Back pressure จะมีผลต่อ C_v เฉพาะในช่วงแรงกระทำต่ำกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และพบว่า Back pressure จะมีผลกระทบต่อ Secondary compression น้อยมาก

2.12.7 อัตราการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio)

อัตราการเพิ่มน้ำหนัก เป็นแฟกเตอร์ สำคัญที่มีผลต่อกราฟการยุบตัวกับ log เวลา LEONARDS & RAMIAH (1959) สังเกตเห็นว่ารูปของกราฟการยุบตัวกับเวลา จะเปลี่ยนไปเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเปลี่ยนไป LEONARDS & GIRAULT (1961) ได้แสดงรูปกราฟการยุบตัวกับ log เวลาไว้ 3 ชนิด ดังแสดงในรูปที่ 2.9 รูปกราฟเหล่านี้ได้ถูกจำแนกมาก่อน โดย MARSAL et al (1950) กราฟชนิดที่ I ได้จากทฤษฎีของ TERZAGHI และใช้อัตราการเพิ่มน้ำหนักใหญ่ (≥ 1.0) ส่วนกราฟชนิดที่ III ใช้อัตราการเพิ่มน้ำหนักเล็กและกราฟชนิดที่ II ซึ่งมีอัตราการเพิ่มน้ำหนักอยู่ระหว่างกราฟชนิดที่ I & III ทฤษฎีของ TERZAGHI ไม่ได้ทำนายการไหลซึมออกไปของน้ำในดินของกราฟชนิดที่ II & III ซึ่งมีอัตราการเพิ่มน้ำหนักขนาดเล็ก TEVES & MOH (1968) และ KANG (1970) ได้ทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า กราฟชนิดที่ III มีอัตราการเพิ่มน้ำหนัก = 0.25 BRAND & KANJANOPHAS (1971) พบว่า สำหรับ Weather Bangkok Clay กราฟชนิดที่ III มีอัตราการเพิ่มน้ำหนัก = 0.25 ขณะที่กราฟชนิดที่ II มีอัตราการเพิ่มน้ำหนัก = 0.50 BORIPUNT (1968) พบว่า กราฟชนิดที่ II และ III มีอัตราการเพิ่มน้ำหนัก = 0.50 และ



รูปที่ 2.8 วิธีการหาค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตจากความสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่างกับ \log แรงดันประสิทธิผล (after CASAGRANDE, 1936)



รูปที่ 2.9 ผลกระทบของอัตราการเพิ่มน้ำหนักที่มีต่อกราฟของการยุบตัวกับ \log (เวลา) (after LEONARDS & GIRAULT, 1961)

0.20 ตามลำดับ REINMANOROM (1974) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนหนองงูเห่า พบว่ากราฟชนิดที่ I ได้จากอัตราการเพิ่มน้ำหนักมากกว่า 0.50 ส่วนกราฟชนิดที่ III ได้จากอัตราการเพิ่มน้ำหนักน้อยกว่า 0.25 และการเพิ่มน้ำหนักในช่วงคร่อม $\bar{\sigma}_{vm}$ โดยไม่คำนึงถึงอัตราการเพิ่มน้ำหนัก (LIR)

การค้นคว้าได้ดำเนินการต่อไป BRAND & KIM (1971) ทำการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่า สัมประสิทธิ์การ consolidation จะเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น WAHLS (1962) พบว่า (1) เวลาที่ใช้ในการทำ Primary consolidation จะเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักลดลง (2) ขนาดของ Primary consolidation ที่สังเกตได้จะเปลี่ยนแปลงโดยตรงกับการเพิ่มน้ำหนัก (3) ขนาดของ Secondary consolidation ไม่ขึ้นกับการเพิ่มน้ำหนัก (4) สำหรับแรงดันที่กำหนดให้อัตราส่วน $\frac{d_{100-d}}{df - d_{100}}$ จะลดลงเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักลดลง รายงานผลการทดสอบที่สอดคล้องกับผลการทดสอบของ WAHLS คือ LEONARDS & GIRAULT (1961) และ NEWLAND & ALLELY (1960)

TAYLOR (1942) กล่าวว่า การทดสอบหลายครั้งแสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์ของการไหลซึมผ่านได้ ขึ้นอยู่กับ (dependent on) อัตราการเพิ่มน้ำหนักและ Coefficient of consolidation เป็นสัดส่วนอย่างหยาบ ๆ กับอัตราการเพิ่มน้ำหนัก LEONARDS & GIRAULT (1961), BRAND & KIM (1971), BRAND & KANJANOPHAS (1971), LEONARDS & ALTSCHAEFFL (1964) พบว่า Compressibility of clay ลดลงเมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม LEONG NARG TONGDEE (1971) พบว่า ในช่วงที่แรงกระทำสูงกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ค่า compressibility จะไม่เปลี่ยนแปลงมาก เมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเปลี่ยนไป BRAND & KANJANOPHAS (1971) พบว่า เมื่อช่วงระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักสั้น อัตราการเพิ่มน้ำหนักจะมีผลต่อ Coefficient of consolidation

TEVES & MOH (1968) และ BRAND & KIM (1971) พบว่า อัตราการเพิ่มน้ำหนักจะมีผลกระทบต่อ C_v ในช่วง Overconsolidation และสำหรับในช่วง normally consolidation จะไม่มีผลกระทบต่อ C_v เลย REINMANOROM (1974) พบว่า เมื่ออัตราการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้นจะทำให้ C_v สูงขึ้นด้วย และที่อัตราการเพิ่มน้ำหนักเล็ก ๆ ทำให้การยุบตัวสูงกว่า LIR ใหญ่ NANEGRUNGSUNK (1976) ได้ศึกษาดินเหนียวกรุงเทพฯ สรุปว่าอัตราการเพิ่มน้ำหนัก มีผลกระทบต่อ R_s , $R_s/\Delta P$ และ $R_s/\Delta P.H$ TAESIRI (1976) ได้ศึกษาดินเหนียว

กรุงเทพฯ สรุปลว่า ในช่วง Overconsolidation อัตราการเพิ่มน้ำหนักและระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักที่ไม่มาก จะได้กราฟหน่วยแรง - ความเครียดที่ถูกต้องมากกว่าและให้ความถูกต้องในการหาค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ที่แน่นอนกว่า

2.12.8 ระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration)

ผู้ค้นคว้าหลายท่านได้สังเกตเห็นว่า ระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักมีผลกระทบต่อ Primary and secondary consolidation TAYLOR (1942) พบว่า เมื่อระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น จะทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \log \bar{\sigma}$ ชนานกับกราฟแรกโดยอัตราส่วน ย่อว่างต่ำลง NORTHEY (1956) ได้ทำการทดสอบดินโดยใช้ LIR 20 นาที และ 24 ชม. พบว่า Primary consolidation ของ 20 นาที จะสูงกว่า LID 24 ชม. เล็กน้อย เนื่องจากไม่มี Secondary consolidation ISHII et al (1957) พบว่า Secondary consolidation จะเพิ่มขึ้นเมื่อระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น CRAWFORD (1964) พบว่า Secondary consolidation จะเพิ่มขึ้นเมื่อระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักมากขึ้น ในช่วงที่แรงกระทำอยู่ต่ำกว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ LID จะมีผลต่อ Secondary consolidation น้อยมาก NORTHEY & THOMAS (1965) พบว่า อัตราส่วนของ Secondary consolidation ต่อ Primary consolidation จะเพิ่มขึ้น เมื่อช่วงระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น BORIPUNT (1968) พบว่า Coefficient of secondary consolidation (C_{α}) จะลดลงเมื่อช่วงระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น

ผลกระทบของระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก ที่มีต่อดินเหนียวกรุงเทพฯ ได้มีผู้สนใจศึกษาหลายท่านสรุปผลได้ดังนี้ TEVES & MOH (1968) พบว่า LID ไม่มีผลต่อกราฟ $e - \log \bar{\sigma}$ EIDE (1968), BRAND & KANJANOPHAS (1971) พบว่า LID ไม่มีผลต่อ $e - \log \bar{\sigma}$ TEVES (1967) กล่าวว่า LID จาก 1-7 วัน จะไม่มีผลต่อการยุบตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เลย แต่ KANJANOPHAS (1970) พบว่า Weather Bangkok Clay เมื่อใช้ LIR น้อย (0.25) ช่วงเวลาการเพิ่มน้ำหนักจะมีผลต่อการยุบตัวของดิน TAESIRI (1976) พบว่า $\bar{\sigma}_{vm}$ จะลดลง เมื่อช่วงระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักเพิ่มขึ้น เหมือนกับการทดสอบของ CRAWFORD (1964) REINMANOROM (1974) ได้ศึกษาดินเหนียวหนองงูเห่า พบว่า ระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนักไม่มีผลต่อ $e - \log \bar{\sigma}$

2.12.9 ขนาดของดินตัวอย่าง (Specimen size)

โดยทั่ว ๆ ไปการหับถมของดินเหนียวเป็น fabric เพราะว่าจะประกอบด้วย

Silt ชั้นบาง ๆ ของทราย และพวกลาร์อินทรีย์ เนื่องจากว่าดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (nonhomogeneous) ขนาดของตัวอย่างจึงมีผลต่อการทดสอบ PARRY (1960) กล่าวว่า ดินตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่จะให้ค่าเฉลี่ยของคุณสมบัติของดินใกล้เคียง in-situ มากกว่าดินตัวอย่างที่มีขนาดเล็ก NANEGRUNGSUNK (1976) ทำการศึกษา พบว่า ขนาดของดินตัวอย่างมีผลกระทบต่อ Coefficient of volume change (m_v), Coefficient of compressibility (a_v), Coefficient of consolidation (C_v) และดัชนีการอัด (C_c) TAESIRI (1976) ได้ศึกษาดินเหนียวที่รังสิต พบว่า ขนาดของดินตัวอย่าง จะมีผลต่ออัตราการยุบตัว (Rate of compression) ISMAIL (1977) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อน รังสิต พบว่า น้ำที่ไหลออกจากดินขนาดเล็ก จะเร็วกว่าดินตัวอย่างขนาดใหญ่ และแนะนำว่า การหาคุณสมบัติของดินเหนียวรังสิต โดยทำการทดสอบมาตรฐาน Oedometer ควรใช้ดินตัวอย่างขนาดเล็ก

