

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เกิดจากการตกตะกอนของดินเหนียวในน้ำทะเล (Marine Deposit) ทำให้โครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบระเกะระกะ (Flocculation) ในเวลาต่อมาเมื่อระดับน้ำทะเลลดลง ดินเหนียวอ่อนจะถูกชะล้าง (Leaching) ทำให้ปริมาณเกลือในดินลดลง โดยดินเหนียวส่วนบนจะถูกชะล้างน้อยกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่างอันเป็นผลเนื่องจากอายุของดิน เป็นผลทำให้โครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ ดินจึงมีพฤติกรรมที่มีความไว ซึ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่า Sensitivity 4-6 ซึ่งจัดเป็นดินเหนียวที่มีความไว (Sensitive Clay)

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีความหนาอยู่ในช่วงประมาณ 12-20 ม. โดยชั้นดินเหนียวส่วนบน (ระดับ 3-5 ม.) มักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลางและอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ซึ่งมีสาเหตุมาจากกระบวนการ Weathering โดยเฉพาะมาจาก Chemical Weathering, การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน และกระบวนการ Desiccation ส่วนชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ถัดลงไปก็อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated) ซึ่งเชื่อว่าส่วนใหญ่มาจากกระบวนการ Aging อันเป็นผลมาจากการอัดตัวครั้งที่สอง (สุรจันตร, 2540)

ในบริเวณกรุงเทพฯ สามารถจำแนกชนิดดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index: PI) เป็นเกณฑ์ในการแบ่งได้เป็น 3 ประเภทดังนี้

- ก. บริเวณตอนเหนือของกรุงเทพฯ ตั้งแต่รังสิตเป็นต้นไป ดินเหนียวจะมี  $PI \approx 20-30 \%$
- ข. บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ดินเหนียวจะมี  $PI \approx 40 \%$
- ค. บริเวณชานเมืองกรุงเทพฯ ด้านที่อยู่ใกล้อ่าวไทย ดินเหนียวจะมี  $PI \approx 60-80 \%$

#### 2.2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

##### 2.2.1. ขบวนการอัดตัวคายน้ำ

พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำเป็นการหลุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) เกิดจากหลักการที่ว่า อนุภาคดิน (Soil Particle) ณ สภาวะหนึ่ง มีความสามารถที่จะรับหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดได้จำนวนหนึ่ง หากหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำมีค่ามากกว่าความสามารถของอนุภาคดินจะรับได้ เนื่องจากดินเหนียวมีความสามารถในการซึมผ่านต่ำ หน่วย

แรงส่วนเกินจะถูกปรับได้ด้วยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Pressure) โดยแรงดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นนี้ทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ซึ่งทำให้ช่องว่างในมวลดินลดลงจนเกิดการทรุดตัว และเป็นการเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของอนุภาคดิน โดยการทรุดตัวจะดำเนินต่อไปจนกว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่ง ณ. สภาวะนี้หน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำเพิ่มเติมจะถูกแบกรับด้วยอนุภาคดินทั้งหมด (Taylor, 1948)

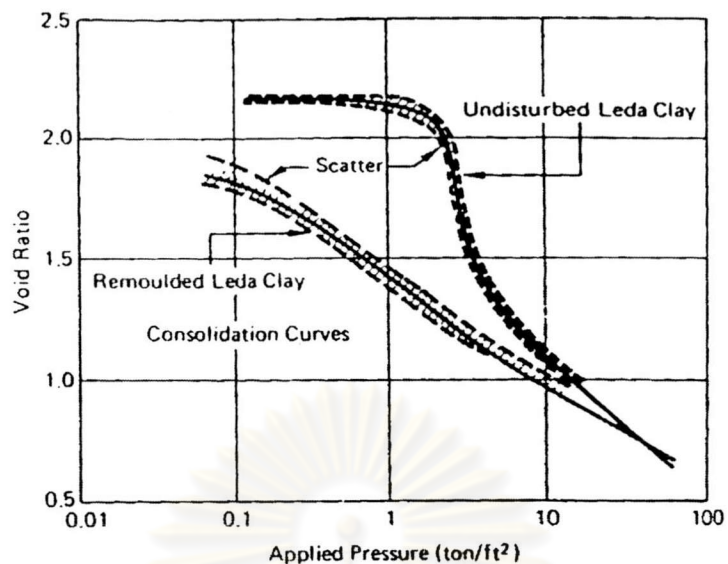
### 2.2.2. การยุบตัวของดิน (Soil Compressibility)

Mitchell (1993) พบว่าดินเหนียวอ่อนที่มีความไวความล้มพันธ์ระหว่าง  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  มีลักษณะเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.1 กล่าวคือในช่วง  $\sigma'_v < \sigma'_p$  (Recompression Range) กราฟมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย แต่เมื่อ  $\sigma'_v > \sigma'_p$  (Compression Range) ความชันของกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและกราฟจะไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) โดยกราฟจะมีความชันมากในช่วงแรก หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงเมื่อ  $\sigma'_v$  มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งเกิดจากการที่ดินเหนียวประเภท Marine Deposited ถูกกระบวนการ Leaching

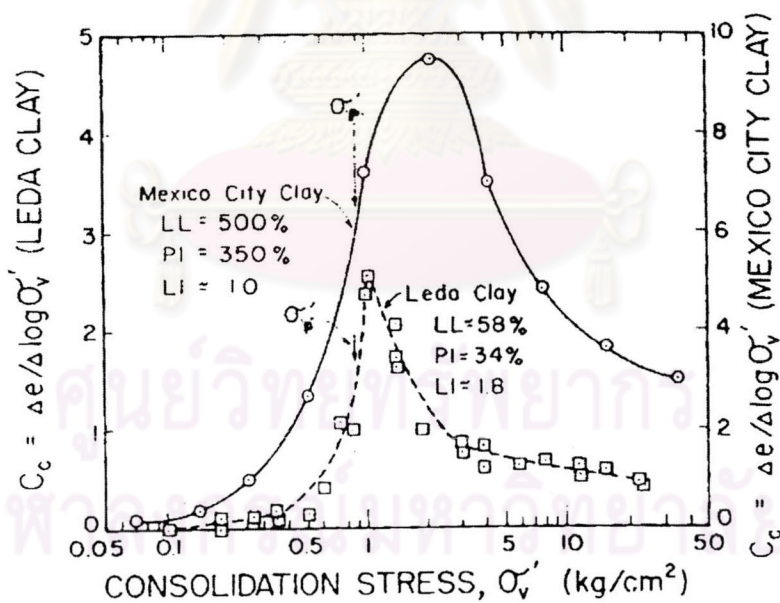
นอกจากนี้ในดินเหนียวที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเนื่องจากกระบวนการ Aging ก็มีความล้มพันธ์  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  เป็นไปดังแสดงในรูปที่ 2.1 เช่นกัน โดยในช่วง Recompression เชื่อว่าการเคลื่อนตัวของมวลดินเกิดจากการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยระหว่างผิวสัมผัสของอนุภาคดิน (Minor Slip at Interparticle Contacts) แต่เมื่อเข้าสู่ช่วง Compression อนุภาคของดินจัดเรียงตัวใหม่ (Rearrangement) เพื่อให้สามารถแบกทานหน่วยแรงที่มากกระทำเพิ่มและชดเชยความสามารถในการแบกทานหน่วยแรงที่สูญเสียไปเนื่องจากเนื่องจากการแตกหักของพันธะระหว่างอนุภาคดิน (Mesri, 1996)

Mesri (1977) ทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดิน Leda Clay และ Mexico City Clay ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไวพบว่ามีค่า  $C_c$  มีค่าไม่คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.2 โดยจะมีค่ามากที่สุดเมื่อ  $\sigma'_v$  มีค่ามากกว่า  $\sigma'_p$  เล็กน้อย

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว Kim (1970), Reinmanorom (1974) และ Taesiri (1976) พบว่าความล้มพันธ์  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  ในช่วง Compression มีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงเช่นกัน ซึ่งเป็นพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนที่มีความไว



รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \text{LOG } \sigma'_v$  ของดินเหนียวอ่อนลีด้าซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Mitchell, 1993)



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_c$  และ  $\text{LOG } \sigma'_v$  ของดินเหนียวอ่อนลีด้าและดินเหนียวอ่อนเม็กซิโกซิตีซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีความไว (จาก Ladd, 1977)



### 2.2.3. ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมกรรมการอัดตัวคายนํ้า

#### ก. ผลกระทบจากสมบัติชั้นพื้นฐาน

คุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินเหนียวมีผลอย่างมากต่อปริมาณการทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายนํ้า จากอดีตจนถึงปัจจุบันได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติชั้นพื้นฐานต่างๆ กับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประมาณการทรุดตัวไว้มากมายเช่น

(i) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_c$  กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ แสดงในตารางที่ 2.1

(ii) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_v$  กับค่า Liquid Limit ดังแสดงในรูปที่ 2.3

จะเห็นว่าดินที่มีค่า  $e_0$ , ค่า  $W_n$ , ค่า LL และค่า PI สูงมีแนวโน้มที่จะเกิดปัญหาทางด้านทรุดตัวมาก

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีค่า CR ของดินเหนียวมีค่าอยู่ประมาณ 0.004 – 0.0055  $W_n$  (ปริมาณความชื้นเป็น %) โดย CR อยู่ระหว่าง 0.2-0.5 และค่า CR/RR มีค่าอยู่ระหว่าง 5-10 (สุรฉัตร, 2540)

#### ข. ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง

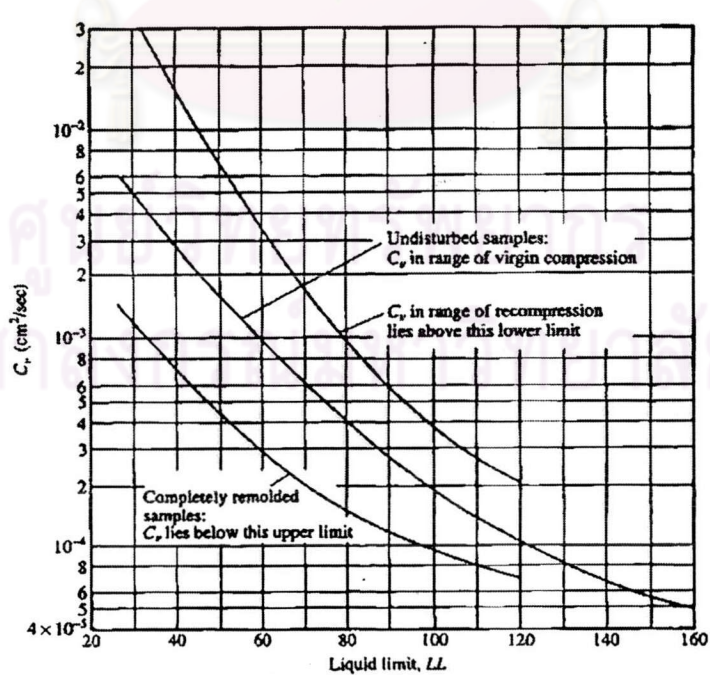
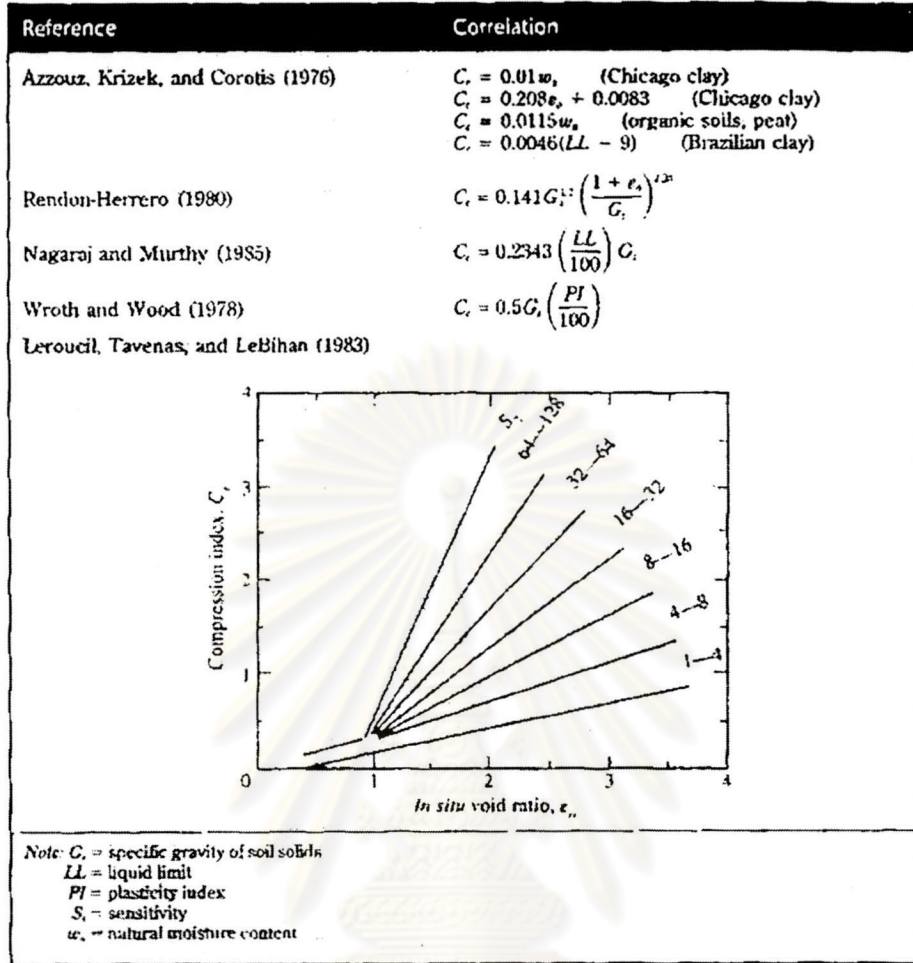
ประวัติของหน่วยแรงมีผลอย่างมากต่อพฤติกรรมกรรมการทรุดตัวในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวเมื่อ  $\sigma'_v > \sigma'_p$  ค่า  $C_c$  จะเพิ่มขึ้นอย่างมากเนื่องจากดินมีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างอย่างมากดังแสดงในรูปที่ 2.2 (Mesri, 1977) นอกจากนี้ยังทำให้อัตราการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินลดลงอย่างมาก

#### ค. ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่าง

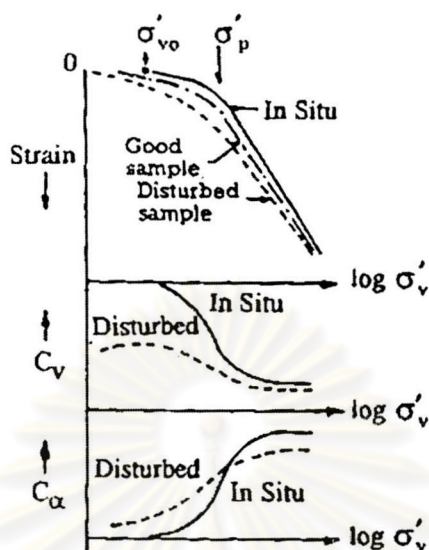
การรบกวนตัวอย่างมีแนวโน้มที่จะทำให้ ค่า RR เพิ่มขึ้น, ค่า CR และค่า  $\sigma'_p$  ลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ค่า  $c_v$  ในช่วง OC ลดลงอีกด้วย (สุรฉัตร, 2540) ดังแสดงในรูปที่ 2.4



ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_c$  กับค่าคุณสมบัติพื้นฐานต่างๆ (Das, 1999)



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_c$  กับค่า Liquid Limit (Das, 1999)



รูปที่ 2.4 ผลของการรบกวนตัวอย่าง (สุรฉัตร, 2540)

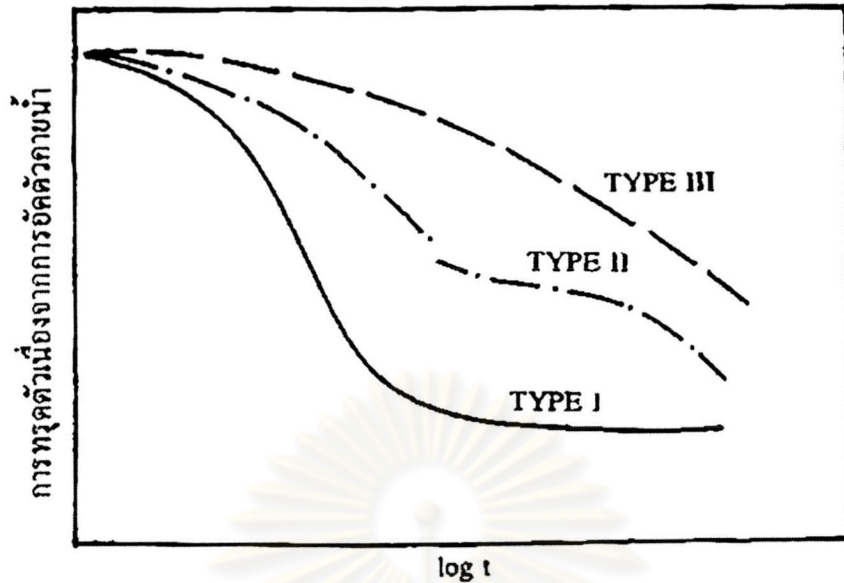
ง. ผลกระทบจากอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio: LIR)

Teves และ Moh (1968) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ การใช้ LIR = 0.25-2.00 ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$  และค่า  $c_v$  มีแนวโน้มที่จะมากขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ อย่างไรก็ตาม Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนบริเวณหนองงูเห่าค่า  $C_c$  มีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นเมื่อเลือกใช้ LIR ต่ำ

Taesiri (1976) พบว่าการใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักน้อยๆ ทำให้สามารถหาค่า  $\sigma'_p$  ได้ถูกต้องยิ่งขึ้น

Mesri (1996) เสนอว่าควรใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.5 ในช่วง  $\sigma'_v/\sigma'_p = 0.5-2.0$  เพื่อให้รูปร่างความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$  ที่ถูกต้อง

นอกจากนี้ค่า LIR ยังมีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG Time ดังแสดงในรูปที่ 2.5 โดยเส้น Type I เกิดขึ้นเมื่อ LIR  $\geq 1.0$  และเส้นชนิด Type I นี้เป็นไปตามรูปแบบของทฤษฎี Terzaghi (1925) เส้น Type III แสดงการทรุดตัวที่เกิดจากผลของการอัดตัวคายน้ำที่น้อยเมื่อเทียบกับการอัดตัวครั้งที่สอง ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อใช้ LIR ต่ำ (LIR < 0.5) ส่วนเส้น Type II เป็นพฤติกรรมระหว่าง Type I และ Type III (สุรฉัตร, 2540)



รูปที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการดูดน้ำเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ กับ LOG Time เนื่องจากผลของอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (จาก สุรจักร, 2540)

จ. ผลกระทบจากระยะเวลาการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Duration: LID) Eide (1968), Teves & Moh (1968), Brand & Kanjanophas (1971) และ Reinmanorom (1974) พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ LID ไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ

Lewis (1957) และ Reinmanorom (1974) พบว่า ค่า  $c_v$  มีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อใช้ LID มากขึ้น

ฉ. ผลกระทบจากขนาดของตัวอย่าง

Taesiri (1976) พบว่าขนาดของตัวอย่างไม่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ อย่างไรก็ตามค่า  $c_v$  ของตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่มีค่ามากกว่าค่า  $c_v$  ของตัวอย่างขนาดเล็ก ซึ่งเป็นผลจากดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ดังนั้นการหาความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  สามารถใช้ตัวอย่างเล็กทดสอบได้ แต่สำหรับการทดสอบเพื่อหาค่า  $c_v$  ควรใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่

Mesri (1985) พบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง e-LOG  $\sigma'_v$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับความยาวตัวอย่าง



#### 2.2.4. ครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

พฤติกรรมทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยน้ำไหลออกจากช่องว่างในดิน ทำให้เกิดมวลดินเกิดการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา

ในปัจจุบันยังไม่เป็นที่แน่ชัดว่า ครีพแบบระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ หรือเกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (Jamiolkowski, 1985) และกลไกการเกิดเป็นอย่างไร จากการศึกษาและทดสอบในอดีตได้มีผู้เสนอกฎการเกิดไว้ต่าง ๆ กัน ดังนี้

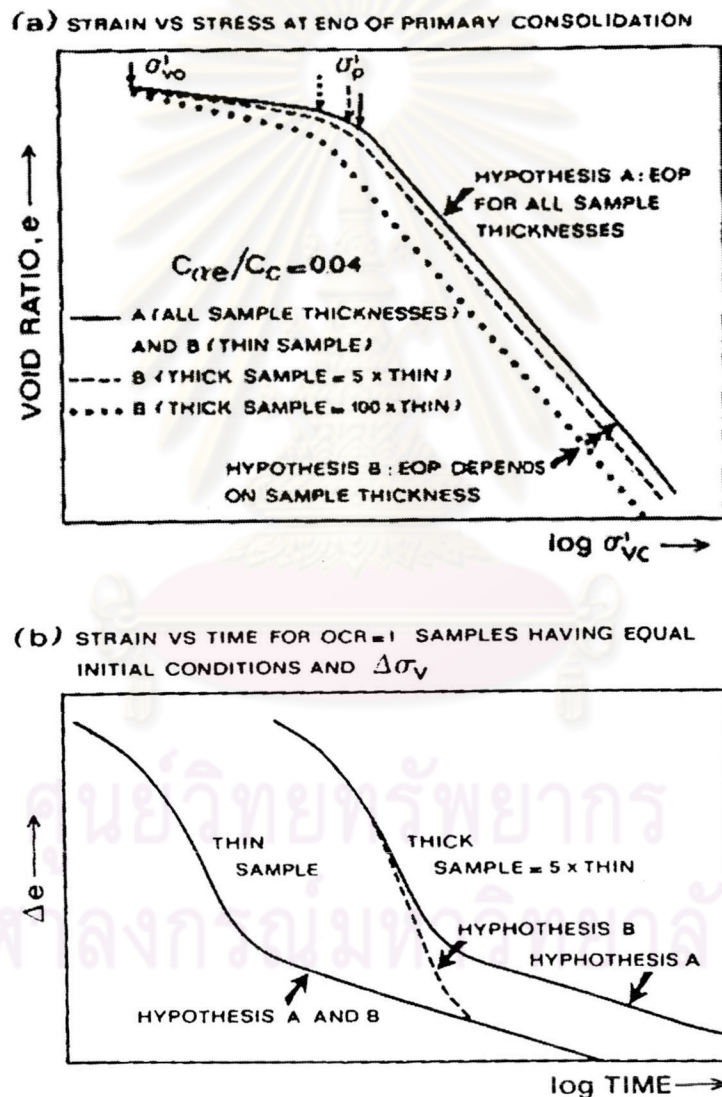
- (i) การจัดเรียงตัวเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างผิวของอนุภาคดิน (Casagrande & Fadum, 1940)
- (ii) การจัดเรียงตัวใหม่เนื่องจากน้ำไหลออกจากมวลดิน ซึ่งเป็นผลจากแรงดึงดูดทางประจุไฟฟ้าระหว่างอนุภาคดินเหนียว (Lambe & Whitman, 1969)
- (iii) อนุภาคที่อยู่ติดกันในมวลดินไม่เสถียรภาพหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นอนุภาคของดินจึงพยายามที่จะเคลื่อนไหวต่อไป เพื่อให้อยู่ในลักษณะที่มีเสถียรภาพอีกครั้ง (Ladd, 1971)
- (iv) เป็นขบวนการที่อนุภาคดินมีการจัดเรียงตัวเพื่อลดหน่วยแรงเฉือนระหว่างอนุภาคดิน (Kavanzajian & Michell, 1993)

ในปัจจุบันสมมุติฐานที่เกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง  $\varepsilon$ -LOG  $\sigma'$  (หรือ e-LOG  $\sigma'$ ) ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (EOP) มีอยู่ 2 สมมุติฐาน (Jamiolkowski, 1985)

สมมุติฐาน A (Hypothesis A) เสนอว่าครีพเกิดขึ้นหลังจากสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้ว ดังนั้น  $\varepsilon$  หรือ e ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ไม่ขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือความสัมพันธ์ระหว่าง  $\varepsilon$ -LOG  $\sigma'$  (หรือ e-LOG  $\sigma'$ ) จะอยู่บนความสัมพันธ์เดียวกัน (Uniqueness) ไม่ว่าความยาวของเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path,  $H_d$ ) จะมีขนาดเท่าใดก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 2.6b สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนโดย Mesri (1985 a) ซึ่งทำการทดสอบ Isotropic Consolidation Test กับตัวอย่างที่มี  $H_d$  ต่างๆ กัน โดยตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบมาจาก 3 แหล่งคือ Saint-Alban clay; PI = 13% LI= 2.3, San Francisco Bay Mud; PI = 52% LI

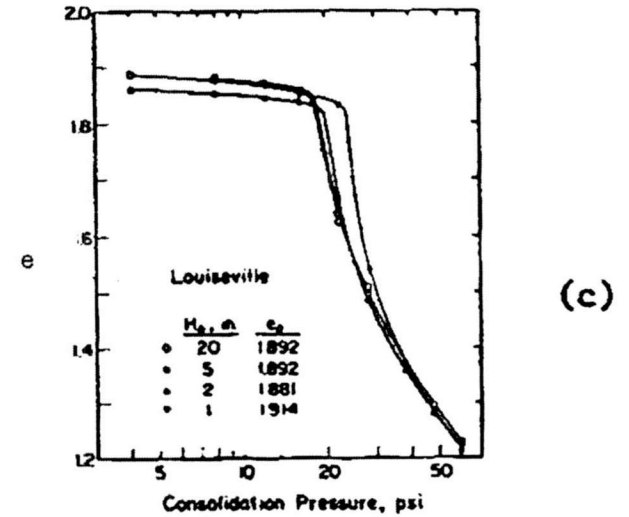
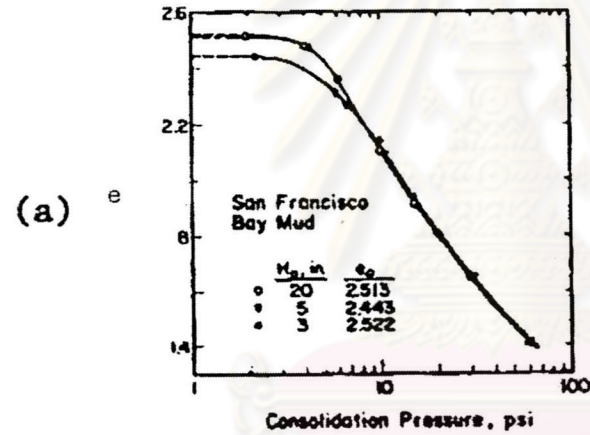
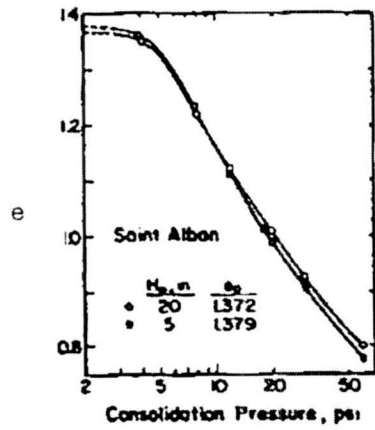
= 1.06 และ Louisville clay; PI = 37% LI = 1.06 และพบว่า  $\epsilon$  หรือ  $e$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำไม่ขึ้นกับ  $H_0$  ดังแสดงในรูปที่ 2.7

สมมุติฐาน B (Hypothesis B) เสนอว่าครีฟสามารถเกิดขึ้นในระหว่างการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้น  $\epsilon$  หรือ  $e$  ที่เวลาสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำมีค่าขึ้นกับระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำ นั่นคือ ถ้าความยาวเส้นทางน้ำไหลซึม (Drainage path) มีค่ามาก ระยะเวลาในการอัดตัวคายน้ำก็จะมาก  $\Delta e_p$  ก็จะมีค่ามากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.6b ซึ่งมีผลทำให้  $\sigma'_p$  มีค่าลดลงด้วยเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.6a สมมุติฐานนี้ได้รับการสนับสนุนจาก Yin (1996), Leroueil (1996)



รูปที่ 2.6 สมมุติฐาน A และสมมุติฐาน B (Jamolkowski, 1985)

- (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$
- (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG Time



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -LOG  $\sigma'_v$  ที่ได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation ซึ่งความยาวของเส้นทางน้ำไหลแตกต่างกัน (Mesri, 1985 a)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



## 2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราความเครียดคงที่

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราความเครียดคงที่ (CRS) ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายในงานวิจัย เพราะเป็นการทดสอบที่ง่าย และรวดเร็วในการศึกษาพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว โดย Hamilton & Crawford (1959) ได้เป็นผู้เริ่มกำหนดเครื่องมือ และการทดสอบ CRS ต่อมา ได้มีการพัฒนาเพิ่มโดย Smith & Wahls (1969) และ Wissa et al. (1971) นักวิจัยหลายๆท่านยังคงใช้การทดสอบ CRS เพื่อศึกษาพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว เช่น Gorman et al. (1978) Znidarcic & Schiffman (1986) และ Lee K. et al. (1993) เป็นต้น การทดสอบ CRS จะต้องใช้ค่าอัตราความเครียด (Strain Rate) ที่เหมาะสม เพราะ จะมีผลต่อพฤติกรรมของการอัดตัว และค่าอัตราความเครียดที่เหมาะสมยังเป็นข้อสงสัยอยู่ (Crawford, 1988) อัตราความเครียดที่แนะนำให้ใช้ส่วนมากจะกำหนดให้สัมพันธ์กับแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Water Pressure) กล่าวคือ อัตราความเครียดที่ใช้จะต้องทำให้ค่ามากที่สุดของแรงดันน้ำส่วนเกินน้อยกว่าสัดส่วนของค่าแรงดันที่กระทำ (Applied Pressure) ตลอดระยะเวลาของการทดสอบ ดังนั้นค่าอัตราความเครียดที่แนะนำให้ใช้ จึงจำเป็นต้องมีพื้นฐานมาจากผลการทดลอง และชนิดดินที่นำมาทดสอบ (ตารางที่ 2.2)

Gorman et al. (1978) รายงานว่าผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี Oedometer และ CRS ในช่วงที่เลขน้อยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ และอัตราความเครียดที่แนะนำควรทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินต่ำสุด 7 kPa และสูงสุดไม่เกิน 30% ถึง 50% ของหน่วยแรงที่กระทำ ตลอดเวลาของการทดสอบ นอกจากนี้ Gorman et al. ยังได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างพิกัดเหลว (Liquid Limit,  $W_L$ ) และอัตราความเครียดเพื่อใช้ทดสอบ CRS ดังนี้

1. อัตราความเครียด  $8.3 \times 10^{-5}$  /s สำหรับตัวอย่างดินที่มีพิกัดเหลวมากกว่า 60%
2. อัตราความเครียด  $1.7 \times 10^{-4}$  /s สำหรับตัวอย่างดินที่มีพิกัดเหลวน้อยกว่า 60%

Hassan (1992) ได้ศึกษาพฤติกรรมของการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทดสอบ CRS แบบการระบายน้ำในแนวตั้ง (CRS-V) ด้วยอัตราความเครียดต่างๆ พบว่าความสัมพันธ์ของการอัดตัว และสัมประสิทธิ์การอัดตัวในแนวตั้ง จากการทดสอบ Oedometer และ CRS-V คล้ายกัน รวมทั้งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เมื่ออัตราความเครียดเพิ่มขึ้น แสดงให้เห็นว่าดินเหนียวกรุงเทพฯ มีการอัดตัวคายน้ำรอง (Secondary Consolidation) เกิดขึ้นในช่วงการอัดตัวคายน้ำหลัก (Primary Consolidation) จากผลการศึกษาได้แนะนำอัตราความเครียดสำหรับทดสอบ CRS-V กับดินเหนียวกรุงเทพฯ เท่ากับ  $4 \times 10^{-6}$  /s

ตารางที่ 2.2 อัตราส่วนแรงดันที่แนะนำสำหรับการทดสอบ CRS

$\Delta u_b / \sigma_v^{(1)}$	Soil Tested	Reference
0.50	Kaolinite, Calcium Montmorillonite and Messena Clay	Smith and Wahls (1969)
0.02-0.05	Boston Blue Clay	Wissa et al. (1971)
0.10-0.15	Bakebol Clay	Salfors (1975)
0.30-0.50	Kentucky Soils	Gorman et al. (1978)
0.15	Singapore Marine Clay	Lee et al. (1993)
0.30	Bangkok Marine Clay	Teerawut (1995)
0.30	Bangkok Marine Clay	Sinat (1997)
0.70 <sup>(2)</sup>	Resedimented Boston Blue Clay	Sheahan and Watters (1997)
0.15	Resedimented Boston Blue Clay	Gonzalez (2000)
0.05	Bangkok Marine Clay	Seah et al.(2002)
0.30		ASTM (D4186-89)

หมายเหตุ :

(1) โดย  $\sigma_v = \sigma_v - u_b$

(2) เท่ากับ  $\Delta u_b / u_b$  ซึ่งเป็นอัตราส่วนของแรงดันน้ำส่วนเกินมากที่สุดที่ฐาน ระหว่างการอัดตัวคายน้ำกับ original back pressure

Lee K. et al. (1993) ได้ศึกษา CRS-V กับตัวอย่างดินเหนียวสิงคโปร์แบบคงสภาพ และดินเหนียวสร้างใหม่ ซึ่งเป็นการทดสอบแบบ Large Deformation ความสูงสุดท้ายของตัวอย่างหลังการอัดตัว ประมาณ 40% ของความสูงเริ่มต้น ผลการศึกษาได้ยืนยันทฤษฎีที่จำกัดบนของอัตราความเครียดไร้มิติ (Dimensionless Strain Rate,  $\beta$ )

$$\beta = \gamma h_0^2 / c_v \quad (2.1)$$

โดย

$\gamma$  = อัตราความเครียด (Strain Rate)

$h_0$  = ความสูงตัวอย่างดินเริ่มต้น (Initial Height of Sample)

$c_v$  = สัมประสิทธิ์การอัดตัวในแนวตั้ง (Vertical Coeff. of Consolidation)

การศึกษานี้ยังได้ให้วิธีการเลือกค่า  $\beta$  และการตรวจสอบผลการทดลอง โดยอัตราทดสอบเร็วที่สุดต้องอยู่ในขีดจำกัดบนคือ ค่า  $\beta$  น้อยกว่า 0.1 และอัตราทดสอบช้าที่สุดจะขึ้นอยู่กับความละเอียดของเครื่องมือวัดแรงน้ำส่วนเกิน สำหรับการตรวจสอบผลการทดลองจะเปรียบเทียบจากกราฟการอัดตัว (Compression Curve) จากส่วนต่างๆของตัวอย่างซึ่งจะเป็นตัวบ่งชี้ที่ดี รวมทั้งการเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัว (Coefficient of Consolidation) บริเวณตำแหน่งที่ระบายน้ำ และไม่ระบายน้ำของตัวอย่าง

Teerawut (1995) ได้พัฒนาเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ด้วยอัตราความเครียดคงที่แบบการระบายน้ำในแนวราบ (Constant Rate of Strain Consolidometer with Radial Drainage, CRS-R) และได้หาสมการความสัมพันธ์โดยใช้ทฤษฎีของ Barron (1948) เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวในแนวราบ (Horizontal Coefficient of Consolidation,  $C_h$ ) และ สัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวราบ (Horizontal Coefficient of Permeability,  $k_h$ ) จากเครื่องมือทดสอบ CRS-R นี้ กราฟการอัดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ได้จาก CRS-R คล้ายกับการทดสอบด้วย Oedometer นอกจากนี้แรงดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้ก็เป็นไปตามข้อสมมติฐานที่ตั้งไว้ และอัตราความเครียดที่แนะนำสำหรับการทดสอบ CRS-R กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เท่ากับ  $2.2 \times 10^{-6}$ /s

Sinat (1997) ได้ทดสอบ CRS-V (Strain Rate =  $3.3 \times 10^{-6}$ ) และ CRS-R (Strain Rate =  $2.2 \times 10^{-6}$ ) กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า Compression Curve  $\sigma'_p$ ,  $C_v$  และ  $k_v$  จากการทดสอบ Oedometer และ CRS-V มีค่าสอดคล้องกัน นอกจากนี้ Compression Curve จาก CRS-V และ CRS-R คล้ายกันสำหรับตัวอย่างทดสอบบริเวณเดียวกัน และความลึกเท่ากัน แสดงว่า Compression Curve ไม่ขึ้นกับทิศทางการระบายน้ำ ผลการทดสอบยังแสดงให้เห็นว่ามีพฤติกรรม Anisotropic โดยมี  $k_h/k_v$  และ  $c_h/c_v$  ประมาณ 2.2 และ 2 ตามลำดับ



Gonzalez (2000) ได้ทำการทดสอบ CRS-V และศึกษาทฤษฎีเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่มีผลกระทบต่อการทดสอบ CRS-V ได้แก่ อัตราความเครียด ชนิดเครื่องมือทดสอบ ชนิดดิน และวิธีวิเคราะห์ข้อมูล (Linear and Non-Linear Theory) เป็นต้น ผลการศึกษาได้แนะนำให้ใช้อัตราส่วนแรงดัน ( $U_p/\sigma_v$ ) น้อยกว่า 0.15 เนื่องจากผลการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะมีค่าแตกต่างกันน้อยไม่เกิน 10%

Seah et al.(2002) ได้เสนอให้ทดสอบ CRS-V กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วยอัตราเครียด  $1 \times 10^{-6}$  /s ซึ่งจากผลการทดสอบจะได้อัตราส่วนแรงดัน ประมาณ 0.05 เท่ากับที่ Wissa et al. (1971) แนะนำ และด้วยอัตราส่วนแรงดันที่ต่ำนี้จะทำให้การทดสอบเป็น Steady State Condition นอกจากนี้ค่า  $\sigma'_p$  จะมีค่าใกล้กับที่ได้จาก Conventional Oedometer

การทดสอบ CRS-V ตามมาตรฐาน ASTM D4186-89 นั้นกำหนดให้ตัวอย่างดินทดสอบจะต้องมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 50 มม. และสูงไม่น้อยกว่า 20 มม. โดยอัตราส่วนต่ำสุดของเส้นผ่าศูนย์กลางต่อความสูงเท่ากับ 2.5 และให้ใช้อัตราความเครียดที่ทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินอยู่ในช่วงระหว่าง 0.03-0.30 ของหน่วยแรงในแนวดิ่ง ทั้งนี้การกำหนดอัตราส่วนแรงดันน้ำส่วนเกินสูงสุดที่ 0.30 นั้น เพื่อให้ผลการทดสอบ CRS-V สอดคล้องกับผลการทดสอบของ Conventional Oedometer

ข้อสมมติฐานของการทดสอบ CRS-V ตามมาตรฐาน ASTM D4186-89 มีดังนี้

- อัตราส่วนการซึมผ่าน(Permeability) ต่อการอัดตัว(Compressibility)มีค่าคงที่
- ทิศทางการไหลของน้ำในช่องว่างมวลดินเกิดขึ้นเฉพาะในแนวดิ่ง
- การไหลของน้ำเป็นไปตามกฎของ Darcy 's Law
- ตัวอย่างทดสอบอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation)
- เนื้อดินทดสอบมีความสม่ำเสมอ (Homogeneous)
- ไม่มีการอัดตัวของอนุภาคดินและน้ำ
- ความสัมพันธ์ระหว่างล็อกการิทึมของความเค้นกับความเครียดเป็นเส้นตรงในช่วงเวลาสั้นๆของการทดสอบ
- การกระจายตัวของแรงดันน้ำส่วนเกินเป็นฟังก์ชันพาราโบลา

## 2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวกับดินเหนียวสร้างใหม่

ดินเหนียวสร้างใหม่ทำโดยแยกดินธรรมชาติให้แตกออกเป็นอนุภาคเม็ดดิน ทำลายระนาบเฉือน (Shear Plane) กำจัดช่องว่างขนาดใหญ่ และอัดดินขึ้นใหม่ให้โครงสร้างดินเป็นเนื้อเดียวกันทั้งหมด (Fearon & Coop,2000) ในปัจจุบันขบวนการสร้างดินใหม่นั้นมีจุดมุ่งหมายเพื่อแยกดินออกให้

เป็นอนุภาคขนาดเล็ก โดยใช้เทคนิคที่แตกต่างกัน Burland (1990) ได้แนะนำว่าตัวอย่างดินสร้างใหม่ควรจะทำจากตัวอย่างดินธรรมชาติ ผสมน้ำให้เป็นของเหลวโดยไม่ใช้ดินแห้งในการผสม ดินเหลวควรมีปริมาณน้ำในดินระหว่างพิกัดเหลว (Liquid Limit) ถึง 1.5 เท่าของพิกัดเหลว จากนั้นนำดินเหลวมาทำการอัดตัวคายน้ำ ให้อยู่ในสภาพ 1 มิติ น้ำที่ใช้ผสมดินควรมีคุณสมบัติทางเคมีเหมือนกับของเหลวในช่องว่างดิน Burland เรียกพารามิเตอร์ดินที่เตรียมด้วยวิธีการนี้ว่า " สิ่งที่มีอยู่แต่ดั้งเดิมในธรรมชาติ (Intrinsic) " เนื่องจากพารามิเตอร์เหล่านี้มีแนวโน้มที่จะมีลักษณะพิเศษเฉพาะตัว และมีมาแต่กำเนิดสำหรับดินชนิดนั้น

Fearon & Coop (2000) ได้รายงานว่าการพลังงานสูงและต่ำที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างดินสร้างใหม่อาจจะให้พฤติกรรมดินที่แตกต่างกันมาก สำหรับดินเหนียว Argille Scagliose ที่สร้างใหม่โดยไม่ได้เตรียมตัวอย่างจากการบั่นละเอียดซึ่งใช้พลังงานสูง น่าจะเป็นดินอ้างอิงที่เหมาะสมที่สุดเพื่อใช้เปรียบเทียบกับดินธรรมชาติ เพราะดินสร้างใหม่ที่ได้จะเป็นเนื้อเดียวกัน มีโครงสร้างพื้นฐานที่ค่อนข้างจะมีเสถียรภาพ สามารถทำซ้ำใหม่ได้ และมีโครงสร้างผลึกที่ใกล้เคียงกับดินธรรมชาติมากกว่าดินจากการผสมโดยการบั่นละเอียด ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างดินสร้างใหม่ของ Fearon ประกอบด้วย การนำดินธรรมชาติมาตัดเป็นชิ้นๆ ผสมน้ำกลั่นให้ได้ปริมาณความชื้นในดินประมาณ 1.1 ถึง 1.5 เท่าของพิกัดเหลว และทิ้งไว้ข้ามคืนให้ดินเหนียวรวมตัว จากนั้นนำไปผสมในเครื่องกวนดิน (Mechanical Mixer) ประมาณ 2 ชั่วโมง จนกระทั่งได้ดินเหลว (Soil Slurry) ที่เป็นเนื้อเดียวกัน แล้วจึงนำดินเหลวไปอัดตัวคายน้ำที่ระดับความเค้นที่ต้องการเพื่อให้ความชื้นในดินลดลง

Mathew and Rao (1997) ได้ศึกษาอิทธิพลของไอออนบวกต่อพฤติกรรมการอัดตัวของดินเหนียวทะเล การศึกษาจากระบบไอออนเชิงเดี่ยวแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนถึงอิทธิพลของวาเลนซี และรัศมีวงน้ำของไอออนบวกที่ถูกยึดเกาะไว้ต่อการอัดตัวของดินเหนียว ผลการทดสอบ Oedometer แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขึ้นของวาเลนซีมีผลอย่างมีนัยสำคัญต่อการลดลงของดัชนีการอัดตัว (Compression Index) และต่อการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

เทคนิคในการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวสร้างใหม่จากงานวิจัยต่างๆที่ได้รวบรวมไว้ มีดังนี้

Brand & Tsai (1972)

1. กวนดินที่จะใช้ทดสอบ
2. นำดิน 250 กรัม ผสมน้ำกลั่นให้ได้ปริมาณน้ำในดิน 250% ใช้มือผสมร่วมกับเครื่องกวน
3. เติมน้ำเกลือให้ดินเหลวมีเกลือเข้มข้น 35 กรัม/ลิตร และเพิ่มปริมาณน้ำในดินให้ได้ 2500%
4. เทดินเหลวใส่ในCylinder
5. ทิ้งให้ดินตกตะกอนจนกระทั่งมีน้ำใสสูงประมาณ 8 ซม. จึงดูดน้ำออก

6. เติมดินเหนียวที่เตรียมตามข้อ 1-3 เพิ่ม
7. ทำซ้ำตามข้อ 5-6 จนความสูงของดินเหนียวที่ต้องการ
8. เมื่อตกตะกอนสมบูรณ์แล้ว จึงปล่อยให้เกิด Self Weight Consolidation ประมาณ 2 สัปดาห์
9. ทดสอบการอัดตัวคายน้ำจนถึงหน่วยแรงที่ต้องการ

Chakrabarti & Horvath (1985)

1. นำดินเปียกมาผึ่งลมให้แห้ง
2. บดให้เป็นผง
3. ร้อนผ่านตะแกรงเบอร์ 100
4. ผสมน้ำให้ชื้น และบ่มไว้ 24 ชั่วโมง
5. เติมน้ำกลั่นที่ไล่ฟองอากาศ ให้ได้ปริมาณน้ำเริ่มต้น 250 – 300% และผสมให้เป็นเนื้อเดียวกัน
6. ร้อนผ่านตะแกรงเบอร์ 100
7. ทำการอัดตัวคายน้ำ โดยให้หน่วยแรงที่ต้องการมีค่าคงที่ประมาณ 72 ชั่วโมง

Fearon & Coop (2000)

1. นำดินธรรมชาติมาตัดเป็นชิ้นๆ
2. ผสมน้ำกลั่นให้ได้ปริมาณความชื้นในดินประมาณ 1.1 ถึง 1.5 เท่าของพิกัดเหลว
3. บ่มทิ้งไว้ข้ามคืนให้ดินเหนียววมตัว
4. ผสมในเครื่องกวนดิน (Mechanical Mixer) ประมาณ 2 ชั่วโมง จนเป็นเนื้อเดียวกัน
5. ทดสอบการอัดตัวคายน้ำจนถึงหน่วยแรงที่ต้องการ

Lee et al. (1993)

1. ผสมดินเหนียวคงสภาพด้วยน้ำประปาให้มีอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้นประมาณ 7 และเก็บไว้ในบ่อรวม (Common Pool) ใช้เป็นตัวอย่างดินเหลวเริ่มต้นในทุกการทดสอบ
2. ตักดินเหลวจากข้อ 1 ใสลงใน Sedimentation Tank ที่ประกอบอยู่ด้านบนของ เครื่องอัดตัวคายน้ำ
3. ทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง ให้ตกตะกอน
4. ถอด Sedimentation Tank ออก และปาดดินให้เสมอลบของเครื่องอัดตัวคายน้ำ



5. ทดสอบการอัดตัวคายน้ำ โดยเพิ่มก้อนน้ำหนักเป็นชั้นๆจนถึง 80 kPa

Seah (1990)

1. นำดินมาล้างน้ำ ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40
2. อบดินให้แห้งที่ 105 องศาเซลเซียส
3. บดให้เป็นผง โดยขนาดเม็ดดินต้องผ่านตะแกรงเบอร์ 100 ไม่น้อยกว่า 95%
4. ผสมผงดินเหนียวกับน้ำเกลือในสภาพสูญญากาศ ให้ได้ปริมาณน้ำเริ่มต้น 100% และดินเหลว มีความเข้มข้นเกลือ 16 กรัม/ลิตร
5. เทดินเหลวลงใน Consolidometer ในสภาพสูญญากาศ
6. ทดสอบการอัดตัวคายน้ำจนถึงหน่วยแรงที่ต้องการ

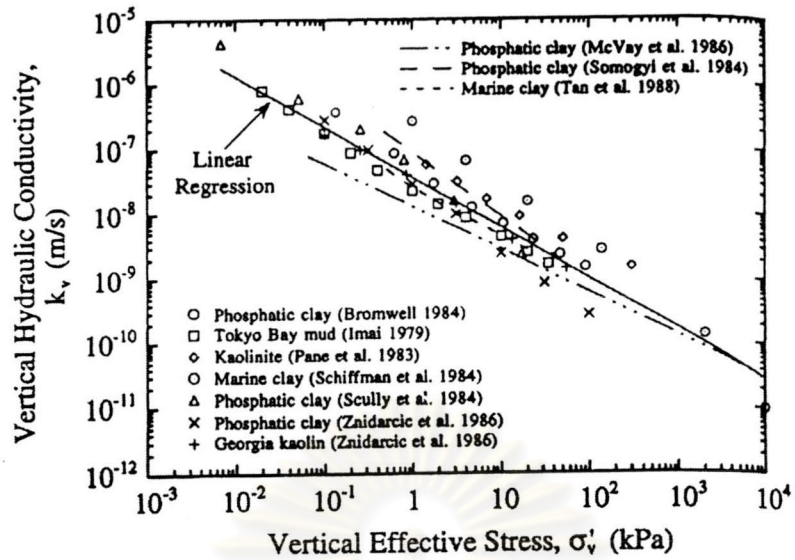
## 2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวกับพฤติกรรมอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวเหลว

Fox and Baxter (1997) ศึกษาพฤติกรรมอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวเหลวจาก Hydraulic Consolidation Test โดยปรับปรุงวิธีการทดสอบของ Imai (1979) และตั้งสมมติฐานเพื่อวิเคราะห์ผลการทดสอบขึ้นใหม่ หนึ่งในข้อสมมติฐานนั้นได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\log k_v$  และ  $\log \sigma'_v$  เป็นเส้นตรงในช่วง  $\sigma'_v$  ต่ำดังแสดงในรูปที่ 2.8 และได้เสนอความสัมพันธ์ (Linear Regression) ดังนี้

$$K_v \text{ (m/s)} = 3.68 \times 10^{-8} (\sigma'_v, \text{kPa})^{-0.78} \quad (2.2)$$

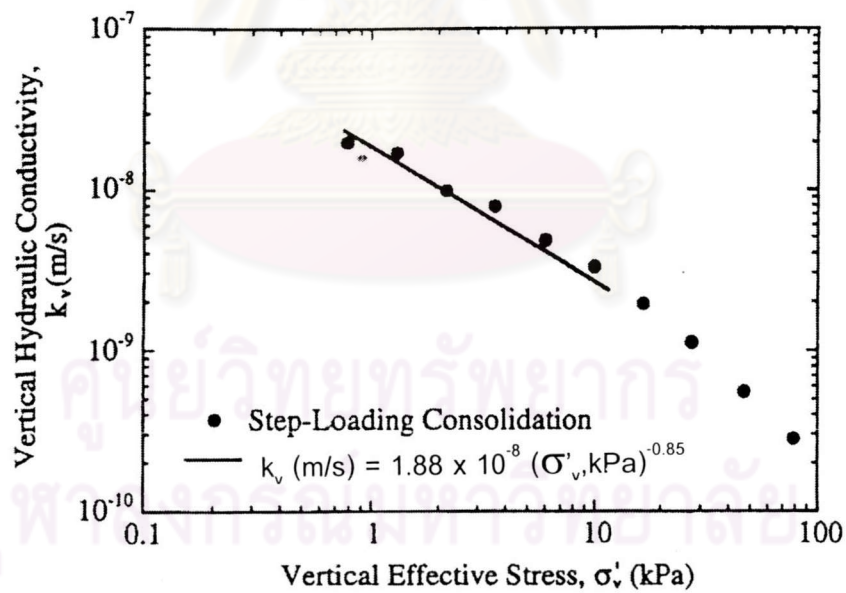
นอกจากนี้ Fox and Baxter (1997) ได้ทดสอบ Hydraulic Consolidation Test เปรียบเทียบกับ Step Loading Consolidation ของ Southern Panther Creek Clay ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.9

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



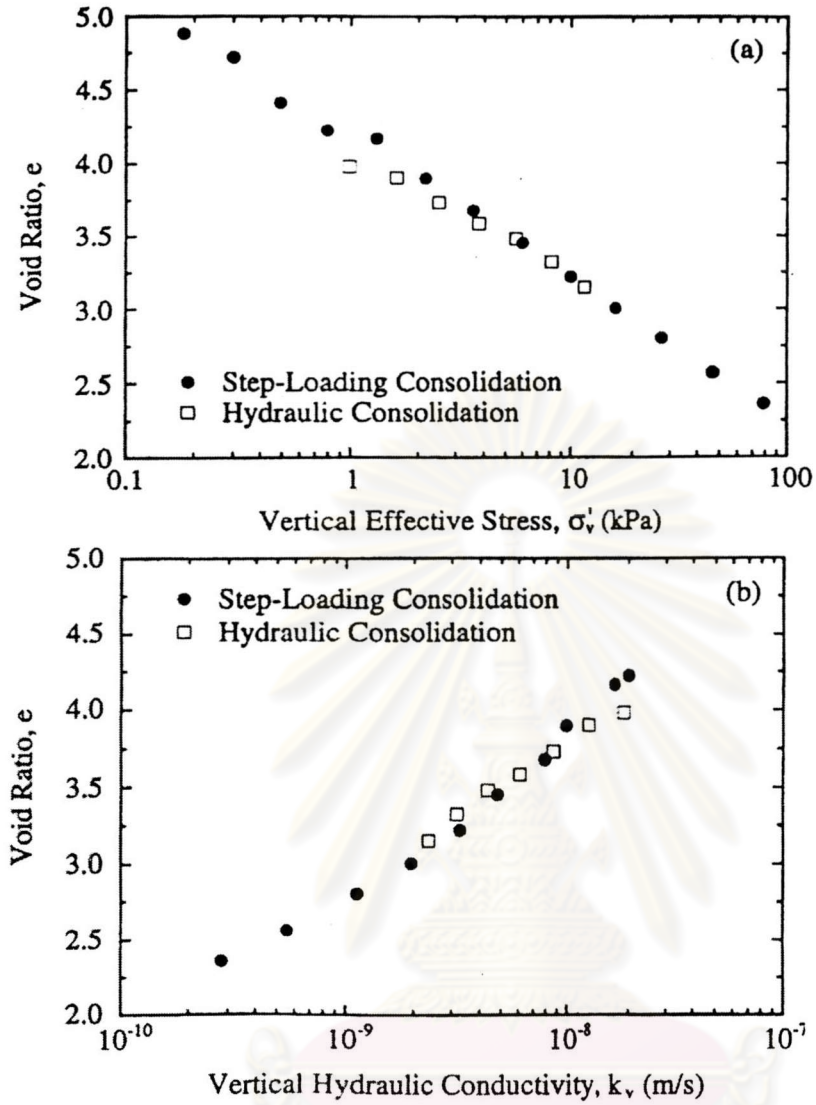
รูปที่ 2.8

ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านและหน่วยแรงประสิทธิผล จากตัวอย่างดินอ่อน 10 ชนิด (อ้างอิงจาก Fox and Baxter, 1997)



รูปที่ 2.9a

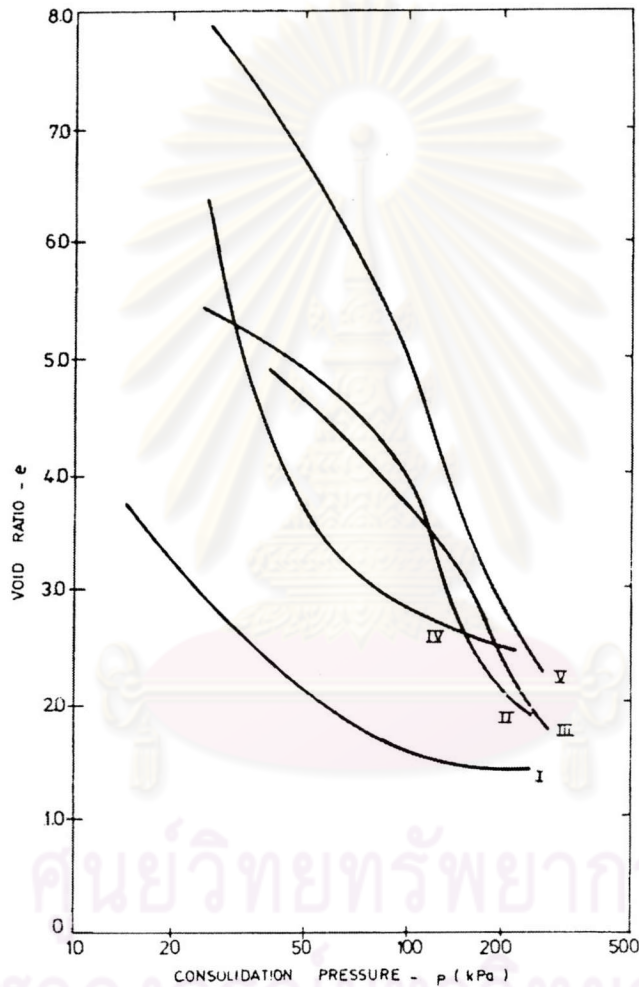
ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\log k_v$  และ  $\log \sigma'_v$  จาก Step Loading และ Hydraulic Consolidation Test ของ Southern Panther Creek Clay (อ้างอิงจาก Fox and Baxter, 1997)



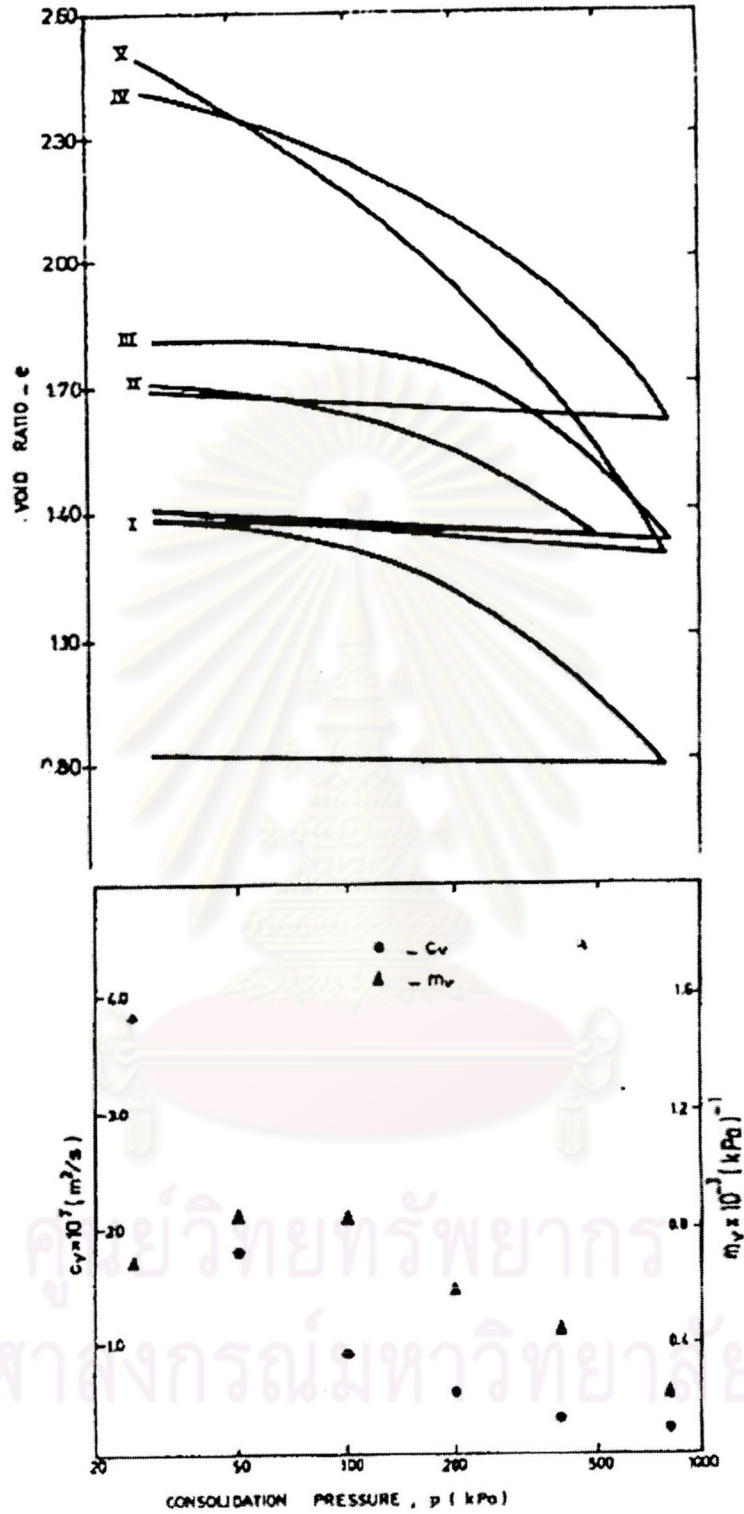
รูปที่ 2.9b ความสัมพันธ์ของ  $e$ -log  $\sigma'_v$  และ  $e$ -log  $k_v$  จาก Step Loading และ Hydraulic Consolidation Test ของ Southern Panther Creek Clay (อ้างอิงจาก Fox and Baxter, 1997)



Kumbasir and Ozaydin (1985) ศึกษาพฤติกรรมอัดตัวของ Polluted Sea Bottom Sediment ใน Golden Horn Bay ประเทศตุรกี ได้ความสัมพันธ์  $e$ -log  $p$  ตามรูปที่ 2.10 และพบว่าที่หน่วยแรงอัดตัวคายนํ้า 100 kPa ค่าเฉลี่ย  $m_v$  ประมาณ  $2 \times 10^{-3}$  (kPa) $^{-1}$  และ  $C_v$  ประมาณ  $5 \times 10^{-4}$  cm $^2$ /s นอกจากนี้ตัวอย่างดินสร้างใหม่ ได้นำมาทดสอบด้วย Conventional Oedometer ได้ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีอัดตัว ( $C_c$ ) ประมาณ 1.0

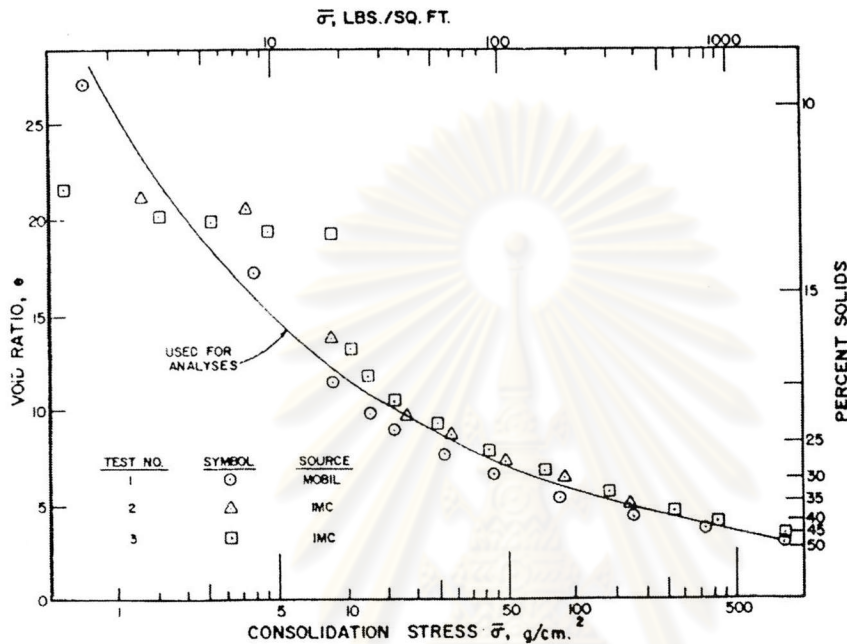


รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ -log  $\sigma'_v$  จากการทดสอบ Slurry Consolidation Test (อ้างอิงจาก Kumbasar and Ozagdin, 1985)

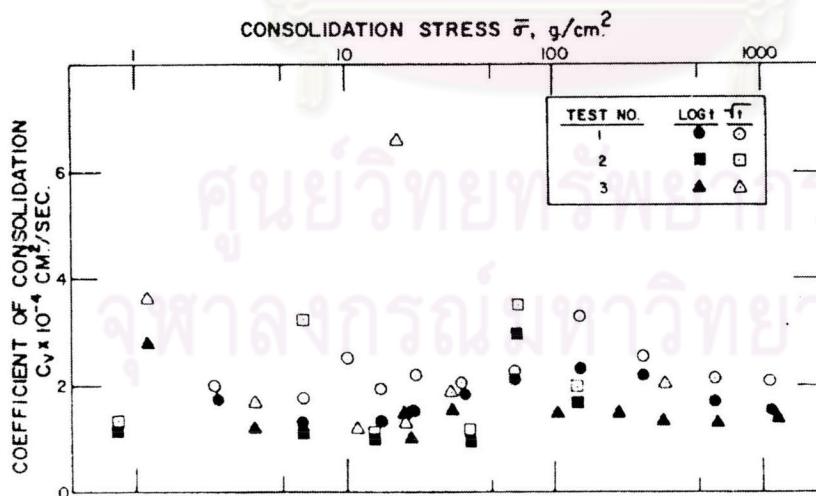


รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e, c_v, m_v$  กับ  $\log \sigma'_v$  ของดินเหนียวสร้างใหม่ (อ้างอิงจาก Kumbasar and Ozagdin, 1985)

Keshian et al. (1977) ศึกษาการตกตะกอนและการอัดตัวคายน้ำของ Phosphatic Clay ที่ทิ้งจากการทำเหมืองแร่ โดยทดสอบอัดตัวคายน้ำ ด้วยการเพิ่มน้ำหนักเป็นชั้น ๆ จนถึง  $100 \text{ g/cm}^2$  จากนั้นนำตัวอย่างที่ได้ไปทดสอบ CRS จนถึง  $1000 \text{ g/cm}^2$  พบว่าอัตราส่วนช่องว่างลดลงอย่างมาก เมื่อ  $\sigma'_v$  เพิ่มขึ้นในช่วง  $0.5 - 500 \text{ g/cm}^2$  และค่า  $C_v$  ค่อนข้างคงที่ประมาณ  $2 \pm 1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  (รูปที่ 2.12)



a ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log \sigma'_v$



b ความสัมพันธ์ระหว่าง  $c_v - \log \sigma'_v$

รูปที่ 2.12 ผลการตกตะกอน และการอัดตัวคายน้ำของ Phosphatic Clay (อ้างอิงจาก Keshian et al., 1977)



## 2.6 ทฤษฎีในการวิเคราะห์ CRS

พฤติกรรมของดินสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ

1. Linear Soil คือ ดินที่มีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress,  $\sigma'_v$ ) และความเครียด (Strain,  $\epsilon$ ) เป็นฟังก์ชันเส้นตรง นั่นคือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility,  $m_v$ ) มีค่าคงที่ โดย

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.3)$$

2. Non – Linear Soil คือ ดินที่มีความสัมพันธ์ระหว่างล็อกกาลิทึมของหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\log \sigma'_v$ ) และความเครียด ( $\epsilon$ ) เป็นสัดส่วนกัน นั่นคือ ดัชนีการอัดตัวของดิน (Compression Index,  $C_c$ ) มีค่าคงที่

$$\text{โดย Compression Index, } C_c = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.4)$$

$$\text{หรือ Compression Ratio, CR} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.5)$$

พฤติกรรมของดินที่แตกต่างกันนี้ จะทำให้การคำนวณค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma'_v$ ) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคาน้ำจากการทดสอบ CRS มีความแตกต่างกัน Smith & Wahls (1969) ได้พัฒนาสมการเริ่มต้นสำหรับการวิเคราะห์ผลการทดสอบ CRS ของ Linear Soil เฉพาะในสภาวะ Steady State ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับทฤษฎีของ Terzaghi (1925) ต่อมา Wissa (1971) ได้เสนอสูตรเพื่อใช้วิเคราะห์ดินทั้ง Linear และ Non – Linear ในสภาวะที่แตกต่างกันคือ Non Steady State, Transient State และ Steady State ซึ่งโดยทั่วไปสำหรับการทดสอบ CRS นั้น ตัวอย่างดินควรจะทดสอบถึงสภาวะ Steady State เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ข้อมูล มิฉะนั้นจะต้องวัดการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินตลอดความยาวตัวอย่าง

สูตรที่ใช้ในการคำนวณเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดินจากการทดสอบ CRS-V ที่เสนอโดย Wissa (1971) ได้สรุปไว้ในตารางที่ 2.3 โดยมีรายละเอียดดังนี้

ในสภาวะ Steady State สำหรับดินที่มีพฤติกรรม Linear และ Non – Linear จะได้ความเครียดเฉลี่ย (Average Strain,  $\epsilon_{ave}$ ) ดังนี้

$$\epsilon_{ave} = \epsilon \cdot t \quad (2.6)$$

โดย  $\epsilon \cdot t$  = Strain Rate  
 = เวลา

สำหรับ Linear Soil

ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $\sigma'_{v \text{ ave}}$ )

$$\sigma'_{v \text{ ave}} = \sigma_v - \frac{2}{3} U_b \quad (2.7)$$

โดย  $\sigma_v$  = หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง (Total Vertical Stress)  
 $U_b$  = แรงดันส่วนเกินที่ฐาน (Excess Pore Pressure at Base)

ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ( $K_v$ )

$$K_v = \frac{\epsilon \cdot H^2 \gamma_w}{2U_b} \quad (2.8)$$

โดย  $H$  = ความสูงของตัวอย่าง (ระยะการระบายน้ำ)  
 $\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ ( $c_v$ )

$$c_v = \frac{\epsilon \cdot H^2}{2U_b m_v} \quad (2.9)$$

สำหรับ non – linear soil

ค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma'_{v \text{ ave}}$ )

$$\sigma'_{v \text{ ave}} = \left( \sigma_v^3 - 2\sigma_v U_b + \sigma_v U_b^2 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.10)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ ( $c_v$ )

$$c_v = \frac{-0.434 \epsilon \cdot H^2}{2\sigma'_v m_v \log \left( 1 - \frac{U_b}{\sigma_v} \right)} \quad (2.11)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ( $K_v$ )

$$K_v = c_v m_v \gamma_w \quad (2.12)$$

$$= \frac{-0.434 \varepsilon \cdot H^2 \gamma_w}{2\sigma'_v \log\left(1 - \frac{U_b}{\sigma_v}\right)}$$

สำหรับการทดสอบ CRS-R จะใช้ทฤษฎีของ Barron (1948) ในกรณีความเครียดในแนวตั้งเท่ากัน (In Case of Equal Vertical Strain) ดังนี้

$$U = \frac{\bar{U}}{r_e^2 F(n)} [r_e^2 \ln(r/r_w) - (r^2 - r_w^2)/2] \quad (2.13)$$

$$= B[r_e^2 \ln(r/r_w) - (r^2 - r_w^2)/2]$$

โดย  $\bar{U} = U_o e^{\lambda} \quad (2.14)$

$$\lambda = \frac{8T_h}{F(n)} \quad (2.15)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n-1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2.16)$$

และ  $n = \frac{r_e}{r_w} \quad (2.17)$

เมื่อ  $r =$  รัศมีจากจุดใดๆ ถึงจุดศูนย์กลางของตัวอย่าง

$r_w =$  รัศมีของหินพรุนทรงกระบอก

$r_e =$  รัศมีของบริเวณที่มีผลกระทบ (Influence Zone)

$\bar{U} =$  แรงดันส่วนเกินเฉลี่ย (Average Excess Pore Pressure)

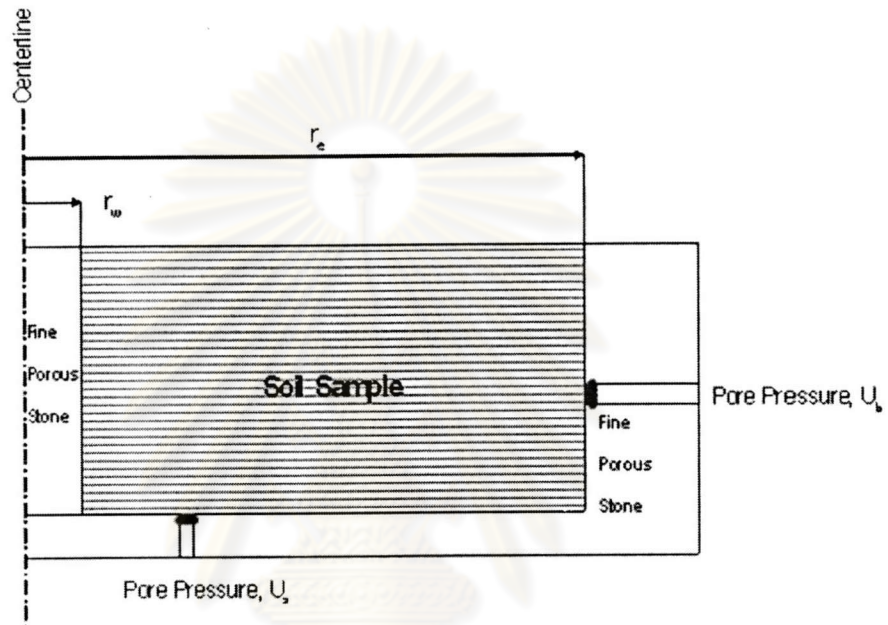
$T_h =$  Time Factor for Radial Flow

สมมติฐานเพื่อแก้สมการหาพารามิเตอร์จากการทดสอบ CRS-R นั้น ประกอบด้วย

- เนื้อดินทดสอบมีความสม่ำเสมอ (Homogeneous)
- ตัวอย่างทดสอบอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation)
- ไม่มีการอัดตัวของอนุภาคดินและน้ำ
- การไหลของน้ำเป็นไปตามกฎของ Darcy's Law



- ดินมีการเปลี่ยนรูปร่างด้วยขนาดที่เท่ากันในแนวตั้งเท่านั้น ดังนั้นหน่วยแรงประสิทธิผลผลมีค่าคงที่ตลอดทั้งก้อนตัวอย่าง
- ไม่มีผล Smear ของดินรอบหินพรุนทรงกระบอก และไม่มีแรงต้านทานการไหลผ่านหินพรุน
- ทิศทางการไหลของน้ำในช่องว่างมวลดินเกิดขึ้นเฉพาะในแนวราบ
- ดินมีการเปลี่ยนรูปร่างน้อย (Small Strain) จึงสามารถใช้ทฤษฎี Small Strain ได้



รูปที่ 2.13 ตำแหน่งวัดแรงดันน้ำ จากการทดสอบ CRS-R

จากรูปที่ 2.13 แสดงตำแหน่งการวัดแรงดันน้ำ ตามทฤษฎีของ Barron (1948) เมื่อ  $r = r_e$  และ  $U = U_b$  แล้ว

$$B = \frac{U_b}{[r_e^2 \ln(r_e/r_w) - (r_e^2 - r_w^2)/2]} \quad (2.18)$$

Teerawut (1995) ได้พัฒนาเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราเครียดคงที่ แบบการระบายน้ำในแนวราบ (CRS-R) และสร้างสมการขึ้นใหม่จากทฤษฎีของ Barron (1948) เพื่อหาค่า  $\sigma'_v$ ,  $k_h$  และ  $c_h$  ดังนี้

ค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma'_v$ )

$$\sigma'_v = \frac{P}{A} - \beta U_b \quad (2.19)$$

$$\beta = \frac{\int_{r_w}^{r_e} 2\pi r U dr}{U_b A} \quad (2.20)$$

$$= \frac{2\left[\frac{r_e^4}{2} \ln(n) - \frac{3r_e^4}{8} + \frac{r_w^2 r_e^2}{2} - \frac{r_w^4}{8}\right]}{[r_e^2 \ln(r_e/r_w) - (r_e^2 - r_w^2)/2](r_e^2 - r_w^2)} \quad (2.21)$$

เมื่อ  $r_w = 0.5$  cm และ  $r_e = 3.175$  cm :  $\beta = 0.846$

ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวราบ ( $K_h$ )

$$K_h = \frac{v_p \gamma_w}{2BH} \quad (2.22)$$

$$= \frac{v_p \gamma_w [r_e^2 \ln(r_e/r_w) - (r_e^2 - r_w^2)/2]}{2U_b H}$$

$$= \frac{\alpha v_p \gamma_w r_e^2}{U_b H}$$

โดย  $v_p$  = ความเร็วของแกนคดน้ำหนักร (Velocity of Piston)  
 $\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำ  
 $U_b$  = แรงดันส่วนเกินที่รัศมี  $r_e$  (Excess Pore Pressure at  $r_e$ )  
 $H$  = ความสูงของตัวอย่าง

เมื่อ  $r_w = 0.5$  cm และ  $r_e = 3.175$  cm :  $\alpha = 0.680$

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวของน้ำในแนวราบ ( $c_h$ )

$$c_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_w} = \frac{\alpha v_p r_e^2}{U_b H m_v} \quad (2.23)$$

โดย  $m_v$  = สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร

สูตรในการหาพารามิเตอร์จากการทดสอบ CRS-R ได้สรุปไว้ในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.3 สูตรการหาพารามิเตอร์จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราเครียดคงที่ แบบการระบายน้ำในแนวตั้ง (CRS-V)  
(อ้างอิงจาก Wissa, 1971)

Soil Behavior	Strain $\epsilon$	Vertical Effective Stress $\sigma'_v$ (ksc)	Vertical Coefficient of Consolidation $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	Vertical Coefficient of Permeability $k_v$ (cm/s)
Linear ( $m_v$ constant)	$\epsilon \cdot t$	$\sigma'_v - \frac{2}{3} U_b$	$\frac{\epsilon \cdot H^2}{2U_b m_v}$	$\frac{\epsilon \cdot H^2 \gamma_w}{2U_b}$
Non-linear ( $C_c$ constant)	$\epsilon \cdot t$	$\left( \sigma_v^3 - 2\sigma_v^2 U_b + \sigma_v U_b^2 \right)^{\frac{1}{3}}$	$\frac{-0.434 \epsilon \cdot H^2}{2\sigma'_v m_v \log \left( 1 - \frac{U_b}{\sigma_v} \right)}$	$\frac{-0.434 \epsilon \cdot H^2 \gamma_w}{2\sigma'_v \log \left( 1 - \frac{U_b}{\sigma_v} \right)}$

โดย  $\epsilon \cdot t$  = อัตราความเครียด (/s)  $m_v$  = สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (cm<sup>2</sup>/kg)

$t$  = เวลา (s)  $m_v$  (linear) =  $\frac{\epsilon \cdot \Delta t}{\Delta \sigma'_v}$

$\sigma'_v$  = หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง (ksc) =  $\frac{P}{A}$   $m_v$  (non-linear) =  $\frac{0.434 \epsilon \cdot \Delta t}{\sigma'_v \Delta \log \sigma_v}$

$P$  = น้ำหนักกระทำ (Applied Load, kg)

$A$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง (cm<sup>2</sup>)

ตารางที่ 2.4 สูตรการหาค่าพารามิเตอร์จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราเครียดคงที่แบบการระบายน้ำในแนวราบ (CRS-R) (อ้างอิงจาก Teerawut, 1995)

Vertical Effective Stress, $\sigma'_v$ (ksc)	$\frac{P}{A} - 0.846 U_b$
Horizontal Coefficient of Permeability, $k_h$ (cm/s)	$\frac{6.86 v_p \gamma_w}{U_b H}$
Horizontal Coefficient of Consolidation, $c_h$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\frac{6.86 v_p}{U_b H m_v}$

เมื่อ  $r_e$  (Radius of Well Influence) = 3.175 cm  
 $r_w$  (Radius Of Drain Well) = 0.50 cm

โดย  $v_p$  = ความเร็วของแกนกดน้ำหนัก (Velocity of Piston, cm/s)  
 $\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำ (kg/cm<sup>3</sup>)  
 $U_b$  = แรงดันส่วนเกินที่รัศมี  $r_e$  (Excess Pore Pressure at  $r_e$ , ksc)  
 $H$  = ความสูงของตัวอย่าง (cm)  
 $m_v$  = สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (cm<sup>2</sup>/kg)  

$$= \frac{\varepsilon \Delta t}{\Delta \sigma'_v}$$
  
 $\varepsilon \cdot$  = อัตราความเครียด (Strain Rate, /s)  
 $t$  = เวลา (s)  
 $P$  = น้ำหนักกระทำ (Applied Load, kg)  
 $A$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง (cm<sup>2</sup>)



## 2.7 การเลือกอัตราความเครียดทดสอบ (Strain Rate Selection)

เนื่องจาก Strain Rate ( $\dot{\epsilon}$ ) ที่ใช้ทดสอบ CRS จะมีผลต่อพฤติกรรมของดิน การเลือก Strain Rate ที่เหมาะสมจะขึ้นกับปัจจัยต่างๆ ดังนี้

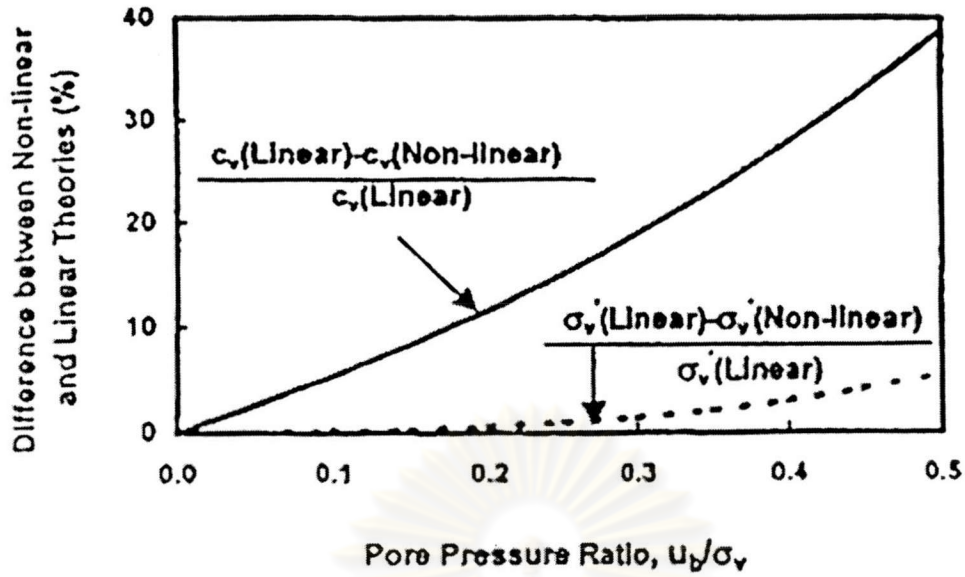
1. Strain Rate ที่ช้าเกินไปจะทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) ต่ำ หรือไม่มี ซึ่งจะมีผลต่อการคำนวณค่า  $c_v$  (สมการที่ 2.9 และ 2.11) หากค่า  $U_b$  ต่ำมากหรือใกล้ศูนย์  $c_v$  จะไม่สามารถหาค่าได้
2. Strain Rate ที่สูงอาจทำให้  $U_b$  มีค่าสูงมาก จนทำให้เกิดสภาวะ Transient State ซึ่งจะวิเคราะห์ผลได้ยาก
3. Strain Rate ที่เหมาะสม ควรจะให้ค่า  $\sigma'_b$  จากการทดสอบ CRS สอดคล้องกับการทดสอบ Conventional Oedometer ซึ่งเป็นการทดสอบอ้างอิง (Reference Testing)

จะสังเกตได้ว่า แรงดันน้ำ ( $U_b$ ) หรืออัตราส่วนแรงดันน้ำ ( $U_b/\sigma'_v$ ) จะเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้เป็นเกณฑ์กำหนดค่า Strain Rate ที่เหมาะสม ซึ่งต้องมีพื้นฐานมาจากการทดลอง และชนิดของดินทดสอบ ตารางที่ 2.2 ได้แสดงค่า  $U_b/\sigma'_v$  ที่แนะนำจากการวิจัยต่างๆ แยกตามชนิดดินทดสอบ จะเห็นว่า  $U_b/\sigma'_v$  ที่แนะนำจะมีค่าระหว่าง 0.05-0.50

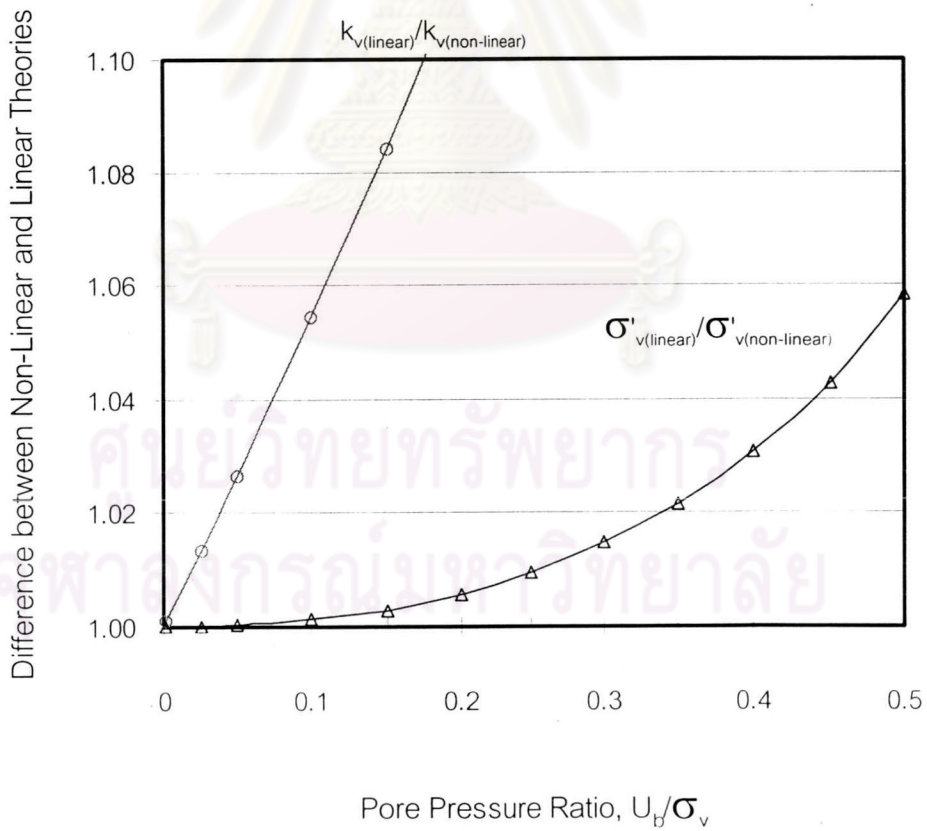
Seah et al.(2002) ได้ทดสอบ CRS-V กับดินเหนียวกรุงเทพฯ เปรียบเทียบกับ Conventional Oedometer และได้แนะนำค่า  $U_b/\sigma'_v$  เหมือนกับของ Wissa (1971) เท่ากับ 0.05 เนื่องจาก  $U_b/\sigma'_v$  ที่ต่ำนี้ ทำให้มั่นใจว่าการทดสอบจะอยู่ในสภาพ Steady State การวิเคราะห์ผลจึงง่าย จากการตั้งสมมุติฐานให้ดินมีพฤติกรรม Linear โดย Seah et al.(2002) พบว่าที่  $U_b/\sigma'_v$  เท่ากับ 0.30 (รูปที่ 2.14) ค่า  $\sigma'_v$  และ  $c_v$  จากทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะต่างกันน้อยกว่า 2% และ 20% ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับ Gonzalez (2000) ที่แสดงให้เห็นว่าเมื่อ  $U_b/\sigma'_v$  น้อยกว่า 0.15 ทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะต่างกันประมาณ 10% เท่านั้น (รูปที่ 2.15) และ Seah et al. ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $\dot{\epsilon}$  กับ  $U_b/\sigma'_v$  จากผลการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ ดังนี้

$$\dot{\epsilon} = \frac{0.6c_v}{H^2} \frac{U_b}{\sigma'_v} - 2.7 \times 10^{-6} \quad /s \quad (2.24)$$

สำหรับ  $c_v = 0.3 \text{ cm}^2/\text{s}$   $H = 1.75 \text{ cm}$  และ  $U_b/\sigma'_v = 0.05$  จะได้  $\dot{\epsilon}$  ประมาณ  $1 \times 10^{-6} /s$



รูปที่ 2.14 ความแตกต่างระหว่างทฤษฎี Linear และ Non-Linear กับอัตราส่วนแรงดัน (อ้างอิงจาก Seah et al., 2002)



รูปที่ 2.15 ความแตกต่างระหว่างทฤษฎี Linear และ Non-Linear กับอัตราส่วนแรงดัน (อ้างอิงจาก Gonzalez, 2000)

นอกจากนี้ Leroueil (1988) ได้เสนอสมการเพื่อประมาณค่า  $\dot{\epsilon}$  ที่เกิดจากการทดสอบ Conventional Oedometer ดังนี้

$$\begin{aligned}\dot{\epsilon} &= \frac{0.434}{t_{eop}} \frac{C_{\alpha e}}{C_c} \frac{C_c}{1+e_0} \\ &= \frac{0.434c_v}{T_{veop}H^2} \frac{C_{\alpha e}}{C_c} CR\end{aligned}\quad (2.25)$$

โดย

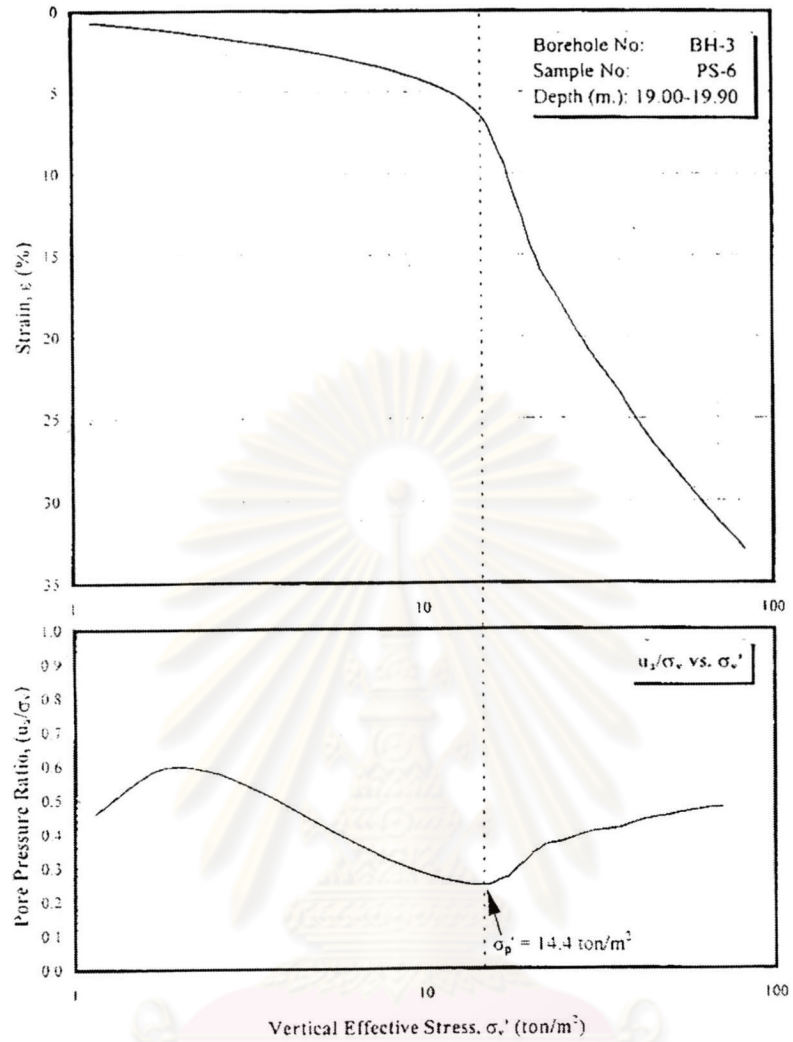
- $C_{\alpha e}$  = สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำรอง
- $C_c$  = ดัชนีการอัดตัว
- CR = สัดส่วนการอัดตัว
- $e_0$  = อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น
- $t_{eop}$  = เวลา ณ จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำหลัก
- $T_{veop}$  = ค่าคงที่ของเวลา ณ จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำหลัก (ที่ระดับการอัดตัวคายน้ำ 99% เท่ากับ 1.78)

สำหรับ  $c_v = 0.3 \text{ cm}^2/\text{s}$   $H = 1.75 \text{ cm}$   $C_{\alpha e} / C_c = 0.04$   $CR = 0.2$  และ  $T_{veop} = 1.325$  เมื่อ  $U_p/\sigma_v = 0.05$  จะได้  $\dot{\epsilon}$  ประมาณ  $1 \times 10^{-6} / \text{s}$  ซึ่งเท่ากับสมการที่ 2.24 ดังนั้น Strain Rate สำหรับการทดสอบ CRS ที่แนะนำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ประมาณ  $1 \times 10^{-6} / \text{s}$

## 2.8 การหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

วิธีของ Casagrande (1936) ในการหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Preconsolidation Pressure,  $\sigma'_p$ ) ได้รับความนิยมน้อย่างกว้างขวาง เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่าย และได้รับการยอมรับว่าให้ค่า  $\sigma'_p$  ที่เหมาะสม และเป็นวิธีอ้างอิงเพื่อเปรียบเทียบกับวิธีที่เสนอโดยนักวิจัยท่านอื่นๆ เช่น Schmertmann (1955) และ Janbu (1979) เป็นต้น

Seah et al. (2002) ได้เสนอวิธีการหา  $\sigma'_p$  จากการทดสอบ CRS รูปที่ 2.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $U_p/\sigma_v$  กับ  $\log \sigma'_v$  โดย  $\sigma'_p$  จะอยู่ในตำแหน่งที่  $U_p/\sigma_v$  มีค่าต่ำสุด



รูปที่ 2.16 การหาค่า  $\sigma_p'$  จากการทดสอบ CRS (อ้างอิงจาก Sinat, 1997)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย