



### บทที่ 3

## ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์และการดำเนินการวิจัย

### ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในกรณีที่ดินถมคอสะพานมีหน่วยแบร์ริง ( Bearing Unit ) ซึ่งประกอบด้วยเสาเข็มที่มีความยาวลดหลั่นกัน เพื่อถ่ายน้ำหนัก การพิจารณาการทรุดตัวโดยทั่วไป เป็นการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็ม ( Pile Foundations ) ที่รับน้ำหนักคงตัวทางตั้ง ( Static Vertical loads ) ซึ่งมีองค์ประกอบของการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มอยู่ 2 ประการ ดังนี้

#### 3.1 การยุบอัดตัวของเสาเข็ม ( Compression of Pile )

การยุบอัดตัวของเสาเข็ม ขึ้นกับลักษณะการกระจายของน้ำหนักที่กระทำกับเสาเข็มตลอดความยาวเสาเข็ม , พื้นที่หน้าตัด และค่า Modulus of Elasticity ของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม ( VESIC , 1977 )

#### 3.2 การยุบอัดตัวของดิน ( Compression of Soil )

โดยทั่วไปเมื่อดินได้รับน้ำหนักจากฐานรากโดยไม่เกิดการพังทลาย จะเกิดการทรุดตัวดังต่อไปนี้

3.2.1 การทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก Immediate ( or initial ) Settlement ,  $p_i$

3.2.2 การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ Consolidation Settlement ,  $p_c$  เกิดจากการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในโพรงดิน ( excess pore pressure ,  $\Delta u$  ) เนื่องจากน้ำหนักภายนอกมากระทำ แล้วแรงดันน้ำในโพรงดินค่อย ๆ ลดลงตามเวลา เนื่องจากน้ำไหลออกจากโพรงดิน บางทีเรียก Primary Consolidation

### 3.2.3 การทรุดตัวแบบ Creep ( Creep or Secondary Compression )

เกิดภายหลังจากแรงดันน้ำในโพรงดิน ที่เพิ่มขึ้น ลดลง ( dissipate ) จนหมดแล้วแต่ยังมีการทรุดตัวเกิดขึ้นอีก เป็นการปรับโครงสร้างภายในมวลดินใหม่

สำหรับฐานรากแบบ เสาค้ำ เข็ม ที่มีปลายหยั่งอยู่ในดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดี ค่าการทรุดตัวแบบ Creep จะมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปจะไม่ค่าถึงถึง . Broms ( 1972 ) Ladd ( 1971 ) พบว่าค่าการทรุดตัวแบบ creep จะมีค่าน้อยมาก เมื่อดินได้รับหน่วยแรงเกินค่า ๆ

### 3.3 วิธีการประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบ เสาค้ำ เข็ม

อาจแบ่งได้เป็น 2 พวกใหญ่ ๆ คือ

#### 3.3.1 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบ เสาค้ำ เข็มโดยวิธีดั้งเดิม ( Conventional Method )

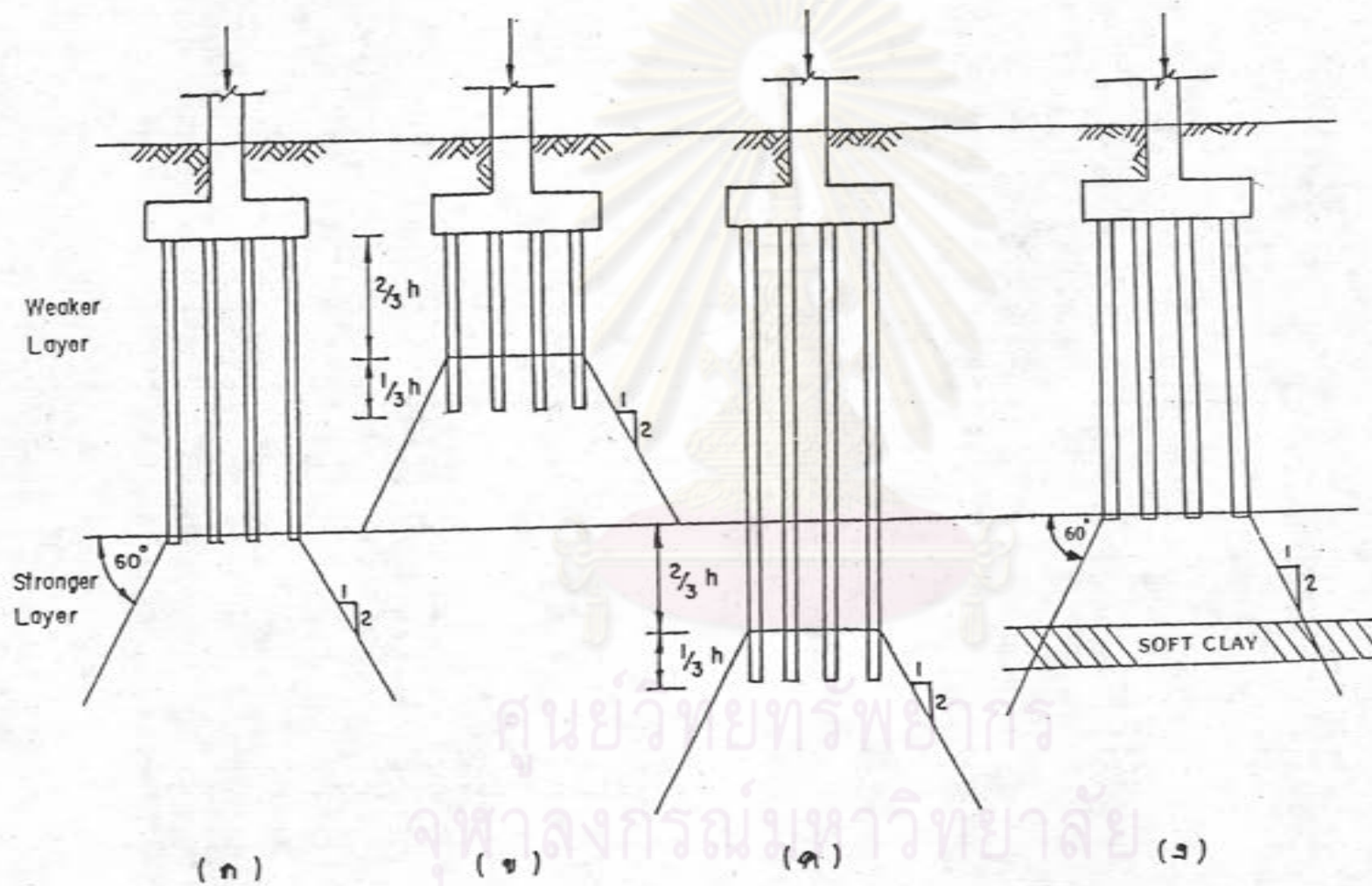
##### 3.3.1.1 การพิจารณาการกระจายของหน่วยแรง ( Stress Distribution )

ปกติการพิจารณาการกระจายของหน่วยแรงที่นิยมใช้กันในทางปฏิบัติ ในบริเวณกรุงเทพฯ จะสมมุติให้น้ำหนักกระทำบนฐานรากสมมูลย์ ( equivalent mat ) ที่ระดับใดระดับหนึ่ง แล้วกระจายน้ำหนักจากฐานรากสมมูลย์นี้ โดยใช้สมการของ Boussinesq หรือประมาณโดยกระจายเป็นมุม 30 องศา กับแนวดิ่ง หรือประมาณ 2 : 1 ( ดิ่ง:ราบ ) ผลที่ได้จะถูกต้องมากน้อยเพียงใดนั้น ขึ้นกับระดับของฐานรากสมมูลย์ และการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดิน ( Soil - parameters )

Terzaghi & Peck ( 1948 ) แนะนำว่าในทางปฏิบัติสำหรับสภาพชั้นดินที่เป็นดินเหนียวหนา ๆ ระดับของฐานรากสมมูลย์ ที่มีขนาดเท่ากับฐานราก ควรอยู่ที่ระดับความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเสาค้ำ เข็ม และสำหรับเสาค้ำ เข็มที่มีปลายหยั่งอยู่ในชั้นดินแข็งหรือทราย ฐานรากสมมูลย์อยู่ที่ระดับปลายเสาค้ำ เข็ม น้ำหนักจะถ่ายโดยกระจายออกด้วยมุม 30° กับแนวดิ่ง หรือ 2 : 1 ( ดิ่ง:ราบ ) ดูรูป 3.1 (ก) . (ข)

Peck et.al. ( 1953 ) สมมุติให้น้ำหนักถ่ายที่ความลึก 1 ใน 3 ของความยาวเสาค้ำ เข็ม ในชั้นที่เกิดแรงเสียดทาน ( skin friction ) รัศจากปลายเข็ม ดังรูป

##### 3.1 (ค)



รูปที่ 3.1 การถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มลงดิน (After Teng, 1962), (NAVFAC, 1962)

Teng ( 1962 ) แนะนำให้ใช้การถ่ายน้ำหนักในการประมาณค่าการทรุดตัว  
 ดังรูป 3.1 (ก) - (ค)

NAVFAC ( 1982 ) แนะนำให้ใช้การถ่ายน้ำหนักในการประมาณค่าการทรุดตัว  
 ดังรูป 3.1 (ข) - (ง)

การประมาณค่าการทรุดตัวโดยใช้ข้อสมมุติฐานของการถ่ายน้ำหนักสำหรับเสาเข็ม  
 ที่มีปลายหยั่งอยู่ในชั้นดินแข็ง หรือทรายแน่น โดยมีชั้นดินอ่อนอยู่ส่วนบน ดังกล่าวข้างต้นให้ผล  
 สอดคล้องกับที่ได้จากการวัดโดย Zeevart ( 1975 ) , Yu et.al. ( 1965 ) ,  
 Girault ( 1972 ) , Kishida and Tsuji ( 1972 ) , Hopper and Wood  
 ( 1977 )

Girault ( 1972 ) แนะนำว่าสำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะระหว่างเสา  
 ( spacing ) ชิดกัน ดินระหว่างเสาเข็มภายในกลุ่มจะไม่ถูกอัดตัว และจะมีพฤติกรรมเหมือน  
 ของแข็ง ดินที่อยู่ได้ปลายเสาเข็มเท่านั้นที่จะเกิดการทรุดตัว

Tomlinson ( 1979 ) แนะนำว่า ขนาดของฐานรากสมมูลย์เป็นแบบ ฐานราก  
 สมมูลย์ยืดหยุ่น ( Flexible equivalent mat ) ที่ใหญ่กว่าฐานรากเดิม โดยกระจาย  
 ออกเป็น 1:4 ( ทางราบ:ทางตั้ง ) ที่ระดับต่าง ๆ กัน ขึ้นอยู่กับสภาพดิน ดังรูป 3.2

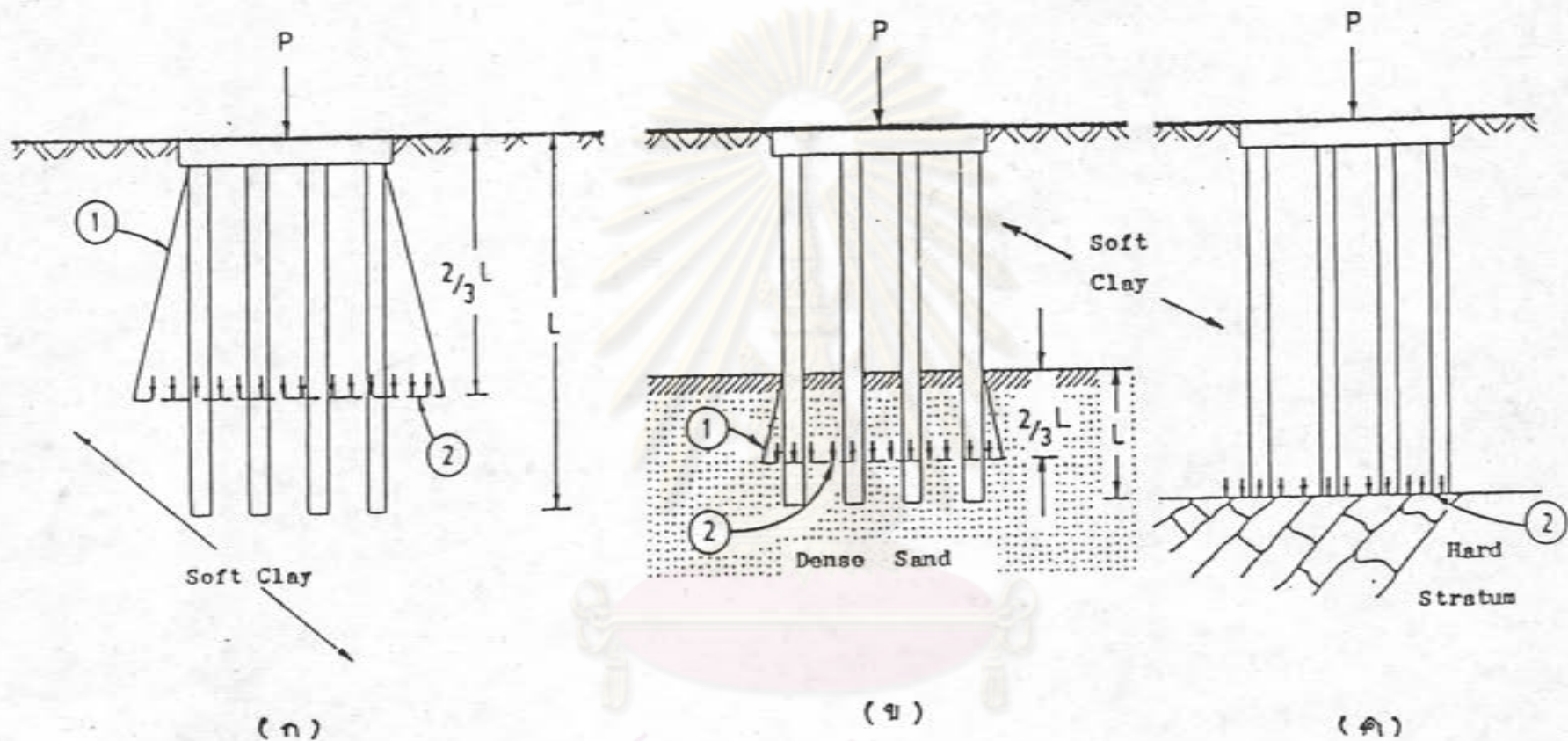
3.3.1.2 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มด้วยวิธีการ  
 ของ Terzaghi

โดยทั่วไปใช้ข้อสมมุติฐานของการกระจายน้ำหนักดังรูป 3.1 ซึ่ง  
 การทรุดตัวแบ่งออกได้เป็น 2 อย่าง ตามชนิดของชั้นดิน ดังนี้

#### 3.3.1.2.1 การทรุดตัวในดินเหนียว

การประมาณการทรุดตัวของดินเหนียวโดยทั่วไป  
 ใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi ( 1952 ) ซึ่งสมมุติว่าการทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้น  
 แบบ 1 มิติ ( 1 - Dimesion ) ในชั้นดินเหนียวและค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (  $\Delta u$  ,  
 excess pore pressure ) ตอนแรกที่รับน้ำหนักมีค่าเท่ากับหน่วยแรงเกินทางตั้งที่เพิ่มขึ้น  
 (  $\Delta \sigma_z$  ) ค่าการทรุดตัวแบบ 1 มิติ ,  $\rho_{oed}$  หาได้จากสมการ

$$\rho_{oed} = \sum mv \cdot \Delta \sigma_z \cdot \delta h \quad \dots\dots\dots( 3.1 )$$



① Spread of Load at 1 in 4

② Assumed Equivalent Mat.

รูปที่ 3.2 การถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มลงดิน (After Tomlinson, 1979)

เมื่อ  $m_v$  = Coefficient of volume compressibility ที่ได้จากการทดลอง  
การอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

$\Delta\sigma_z$  = หน่วยแรง แคนทางตั้งที่เพิ่มขึ้นที่ถึงกลางของชั้นดินเหนียว

$\delta h$  = ความหนาของชั้นดินเหนียวที่พิจารณา

วิธีการหาการหดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ,  $\rho_{oed}$  ในลักษณะ 1 มิติ อาจหาได้จาก  
ความสัมพันธ์ในรูปของ Cr ( Recompression Index ) , Cc ( Compression Index ) ,  
RR ( Recompression Ratio ) , CR ( Compression Ratio )

1) สำหรับดินเหนียวที่เป็น Normally Consolidated Clay , NC Clay  
(  $\bar{\sigma}_{vo} = \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$  ) ค่าการหดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ,  $\rho_{oed}$  หาได้จากสมการ

$$\rho_{oed} = \sum \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} \cdot \Delta h \quad \dots\dots\dots( 3.2 )$$

หรือในรูปของ

$$\rho_{oed} = \sum CR \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} \cdot \Delta h \quad \dots\dots\dots( 3.3 )$$

เมื่อ Cc = ดัชนีการอัดตัว ( Compression Index ) ดูรูป 3.3 (ก)

$e_o$  = Initial void ratio

$\bar{\sigma}_{vo}$  = หน่วยแรง แคนประสิทธิผลทางตั้งเริ่มต้น ณ จุดที่พิจารณา ( ถึงกลางชั้น )  
( Effective overburden pressure )

$\bar{\sigma}_{vf}$  = หน่วยแรง แคนประสิทธิผลทางตั้งสุดท้ายหลังจากรับน้ำหนัก ณ จุดที่พิจารณา  
( Effective final vertical pressure )

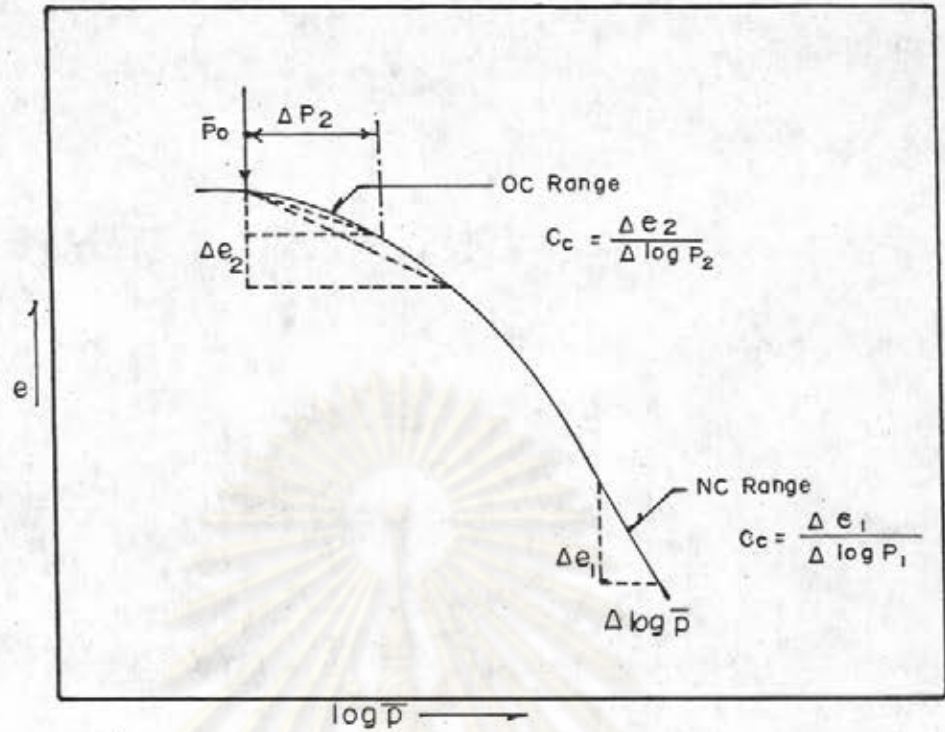
$\Delta h$  = ความหนาของชั้นดินเหนียวที่พิจารณา

CR =  $\frac{C_c}{1+e_o}$  = อัตราส่วนการอัดตัว ( Compression Ratio ) ดูรูป 3.3 (ข)

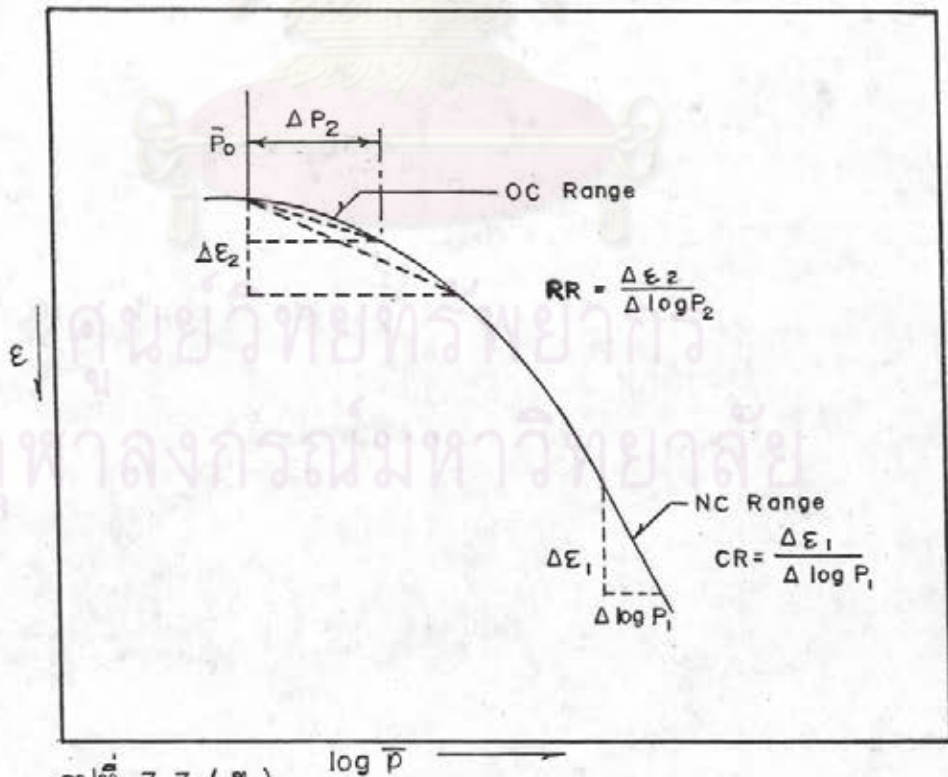
2) สำหรับดินเหนียวที่เป็น Over Consolidated Clay , OC Clay

(  $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$  )

$$\rho_{oed} = \sum \left[ \frac{Cr}{1+e_o} \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + \frac{Cc}{1+e_o} \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right] \Delta h \quad \dots\dots\dots( 3.4 )$$



รูปที่ 3.3 (ก)



รูปที่ 3.3 (ข)

รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ของ  $e$  และ  $\epsilon$  กับ  $\log \bar{P}$  ที่ได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำ

$$\text{หรือ } p_{\text{oed}} = \Sigma \left[ RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right] \cdot \Delta h \dots\dots (3.5)$$

เมื่อ Cr = ดัชนีการอัดซ้ำ ( Recompression Index ) แสดงในรูป ๓.๓ (ก)

RR =  $\frac{Cr}{l_{\text{teo}}}$  = อัตราส่วนการอัดซ้ำ ( Recompression Ratio )  
แสดงในรูป ๓.๓ (ข)

$\bar{\sigma}_{vm}$  = Maximum Past Pressure หน่วยแรงเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยได้รับ  
มาในอดีต

#### ๓.๓.๑.๒.๒ การทรุดตัวในทราย

การเก็บตัวอย่างแบบคงสภาพในชั้นทรายทำได้ยาก

หรือแทบไม่ได้เลย วิธีการหาการทรุดตัวในชั้นทราย จึงมักใช้ผลการทดสอบในสนาม ( Insitu )

เช่น Standard Penetration test และ Dutch cone test ซึ่งมีความสัมพันธ์กับความ

หนาแน่นและคุณสมบัติการยุบตัวของดิน ดูรูป ๓.๔ (ก) - (ง) ได้มีการศึกษาการทรุดตัวใน

ทราย โดย Terzaghi and Peck ( 1948 ) , Alpan ( 1964 ) , Meyerhof

( 1965 ) , D'Appolonia et.al. ( 1970 ) , Parry ( 1971 ) และ Peck

et.al. ( 1974 ) ซึ่งรวบรวมไว้ใน Sutherl. ( 1974 ) , Jordan ( 1977 )

และ Simons and Mensies ( 1977 )

D'Appolonia et.al. ( 1968 ) ได้นำทฤษฎี Elasticity มาใช้ในการ

ประมาณค่าการทรุดตัวของทราย โดยสมมุติให้การทรุดตัวของทรายได้ฐานรากเป็นแบบ 1 มิติ

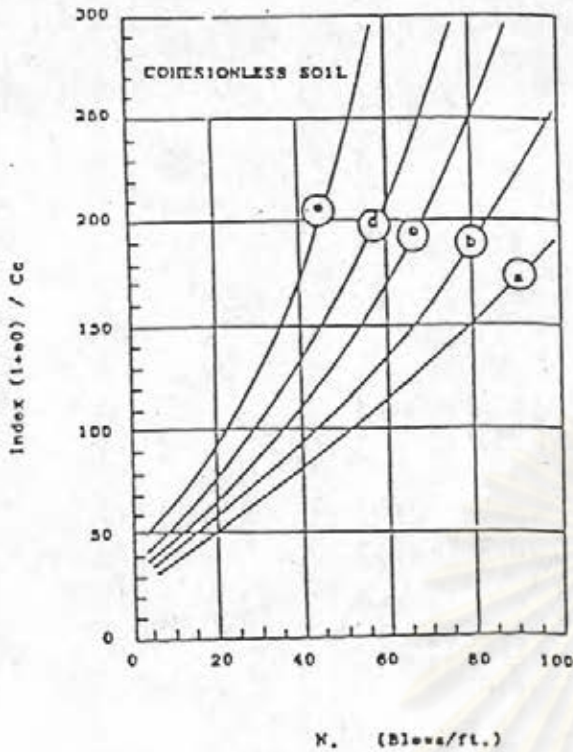
(  $\nu_s = 0$  ) เมื่อ Modulus ที่ใช้ได้จากการทดสอบ Oedometer ค่าการทรุดตัวมีค่าเท่ากับ

$$\rho = q \cdot B \cdot m_v \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot I \dots\dots (3.6)$$

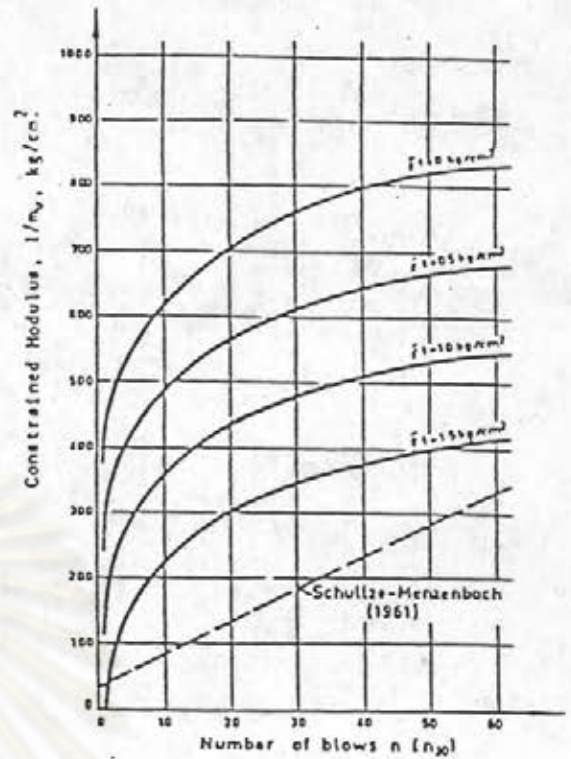
$$\text{เมื่อ } \nu = 0, \quad \rho = q \cdot B \cdot m_v \cdot I \dots\dots (3.6 \text{ ก})$$

$$\text{หรือ } \rho = q \cdot B \cdot I/D \dots\dots (3.6 \text{ ข})$$



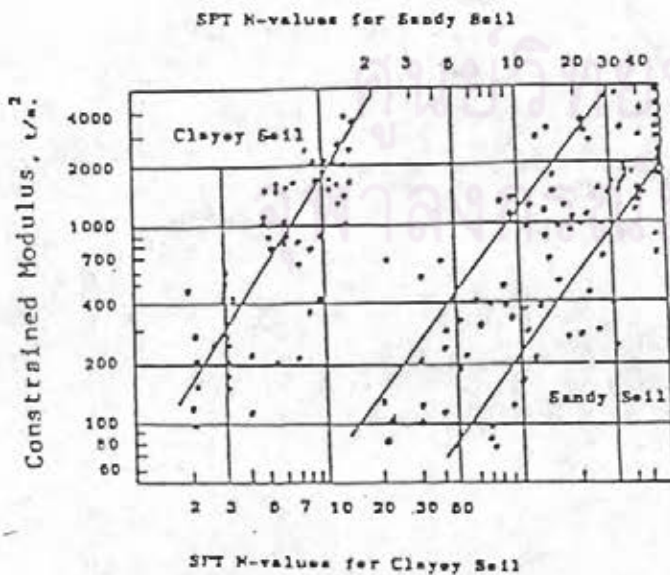


(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับค่า N ในทราย (After Hough, 1957)



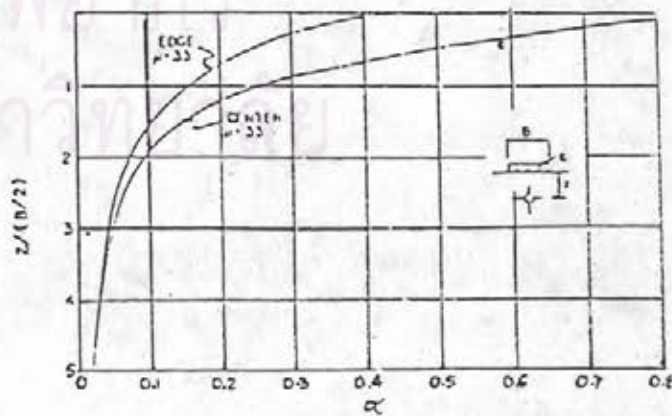
(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ  $\frac{1}{mv}$  (After Schultze & Melzer, 1965)

รูปที่ 3.4



SPT N-values for Clayey Soil

(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ  $\frac{1}{mv}$  (After Mori, 1965)



(ง) ค่าสัมประสิทธิ์  $\alpha$  ได้ Circular flexible foundation (After Oweis, 1979)

- เมื่อ  $q$  = ความดันสุทธิบนฐานราก  
 $B$  = ความกว้างของฐานราก  
 $m_v$  = Coefficient of volume compressibility ได้จากการทดสอบ  
 Oedometer  
 $D$  = Constrained Modulus =  $\frac{1}{m_v}$  ซึ่งอาจหาได้จากค่า SPT N value  
 แสดงในรูป 3.4  
 $I$  = Influence factor ได้จากทฤษฎี Elasticity

จากสมการ ( 3.6 ) และตารางของ Janbu , Bjerrum and Bjaernsli ( 1956 ) แสดงในรูป 3.5 ใช้ได้ทั้งดินเหนียว ( ตาม Simons 1975 , และ Simons and Henzies , 1977 ) หรือ ในทราย ( ตาม D'Appolonia et.al. 1970 , Tomlinson 1979 ) นอกจากนั้นยังใช้ได้กับสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ ( A multi layer soil system )

#### 3.3.1.3 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มด้วยวิธีการของ Tomlinson

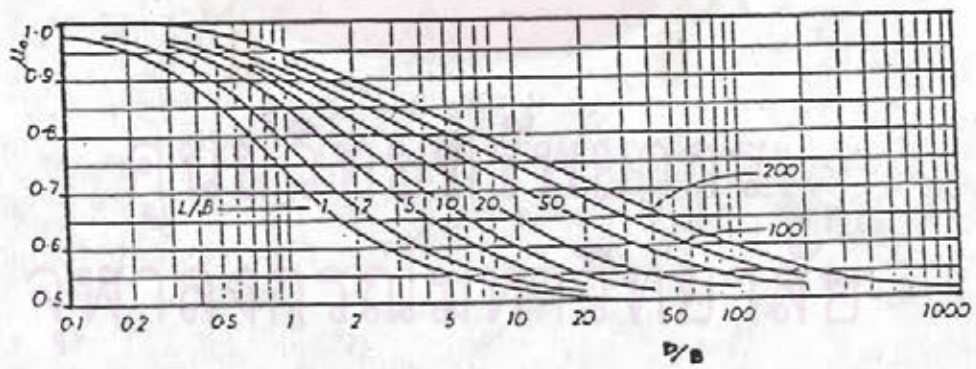
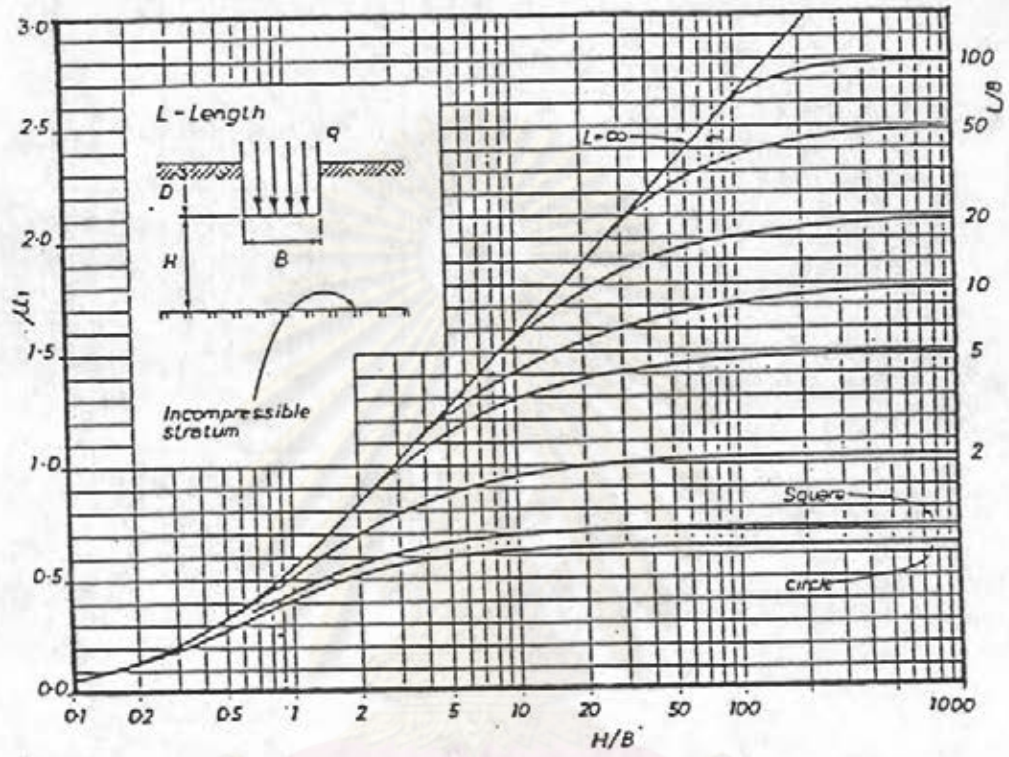
Tomlinson(1979) ได้ประมาณการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มที่แสดงพฤติกรรมเป็นฐานรากกล่องที่มีค่า degree of flexibility อันหนึ่ง และใช้สมมุติฐานของการกระจายน้ำหนักในชั้นที่เกิดแรงเสียดทาน ( skin friction ) ออกไปยังดินรอบ ๆ เข็ม โดยเป็นสัดส่วน 1 ต่อ 4 ( แนวราบ:แนวตั้ง ) และระดับความลึกของฐานรากสมมูลย์ขึ้นอยู่กับสภาพดินดังรูป 3.2 ซึ่งวิธีการหาปริมาณการทรุดตัวแบ่งได้ดังต่อไปนี้

##### 3.3.1.3.1 การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

( Clay )

ปริมาณการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มในชั้นดิน

เหนียวนี้ ประกอบด้วย การทรุดตัว 2 แบบ คือ



รูปที่ 3.5 Factor  $\mu_0$  and  $\mu_1$  (After Janbu et al., 1956)

1) การทรุดตัวแบบทันทีทันใด ( Immediate or elastic settlement ,  $\rho_i$  )

หาได้จากสมการของ Janbu , Bjerrum and Kjaerusli ( 1956 ) โดยคิดเป็นฐานรากแบบหยุ่นตัวได้ ( flexible foundation ) ที่ระดับผิวดิน โดยสมมุติค่า Poisson's ratio = 0.5 ดังนี้

$$\rho_i = \mu_i \cdot \mu_o \cdot q_n \cdot B/Eu \quad \dots\dots\dots( 3.7 )$$

เมื่อ  $\rho_i$  = ปริมาณการทรุดตัวที่จุดกึ่งกลางของ flexible load area  
 $q_n$  = ความดันสุทธิบนฐานราก  
 $Eu$  = สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวแบบไม่ระบายน้ำ ( Deformation Modulus for Undrained loading Condition )

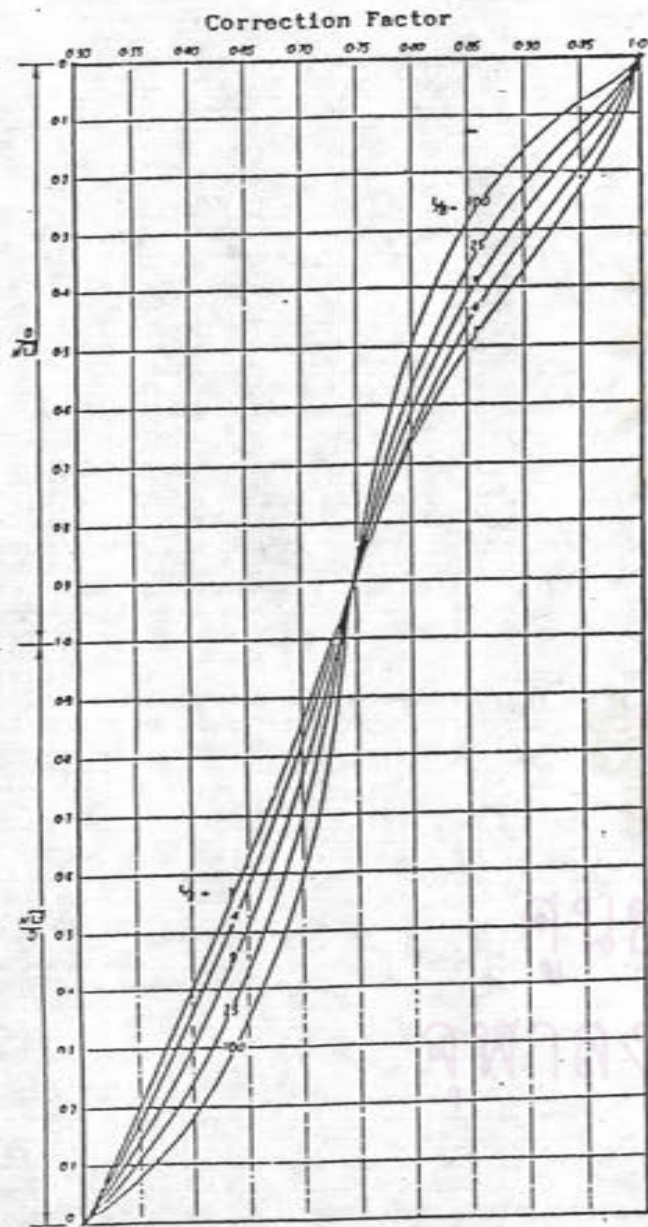
$\mu_i$  และ  $\mu_o$  = ตัวแปรซึ่งขึ้นอยู่กักระดับความลึกของฐานรากสมมูลย์ ( equivalent raft foundation ) . ความหนาของชั้นดินที่ยุบอัดตัวได้และอัตราส่วนของความยาวต่อความกว้างของฐานรากสมมูลย์ ดังแสดงในรูป 3.5

2) การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ( Consolidation Settlement ,  $\rho_c$  )  
 สามารถหาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ  $\rho_{oed}$  สำหรับจุดกึ่งกลางของพื้นที่รับน้ำหนักคำนวณได้จากสมการ

$$\rho_{oed} = \mu_d \cdot m_v \cdot \sigma'_2 \cdot H \quad \dots\dots\dots( 3.8 )$$

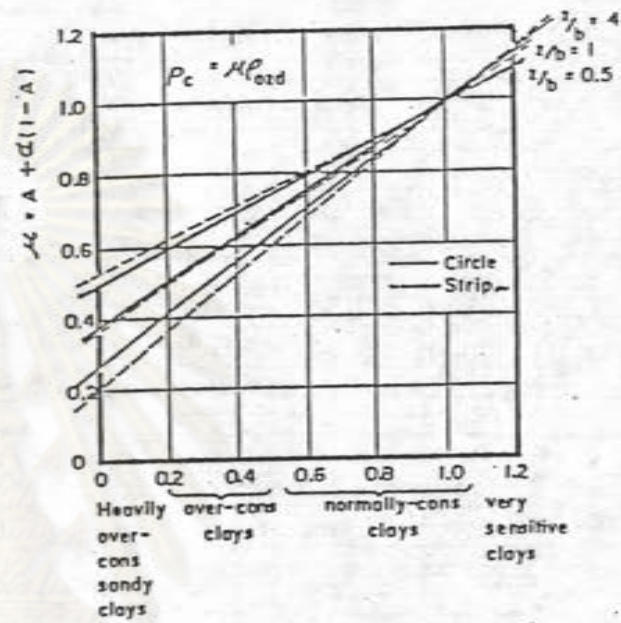
เมื่อ  $\mu_d$  = Depth factor หรือ Fox's Correction Factor รูป 3.6 (ก)  
 $\sigma'_2$  = หน่วยแรงเค้นประสิทธิผลทางตั้งเฉลี่ยที่ระดับฐานของฐานรากสมมูลย์  
 $H$  = ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา  
 $m_v$  = Coefficient of volumetric Compressibility

การหาหน่วยแรงเค้นประสิทธิผลทางตั้งเฉลี่ย  $\sigma'_2$  ที่กึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นนั้น ค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้ รูป 3.7 ค่าสัมประสิทธิ์ที่ใช้นี้จะให้ผลของหน่วยแรงเค้นประสิทธิผลทางตั้งที่จุดตรงมุมของฐานรากสมมูลย์แบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า



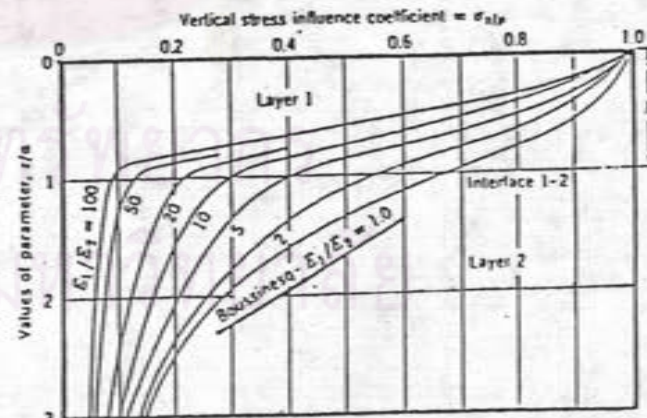
รูปที่ 3.6ก. ค่าปรับแก้ผลของความลึกของพื้นที่รับน้ำหนัก (After

FOX, 1948)



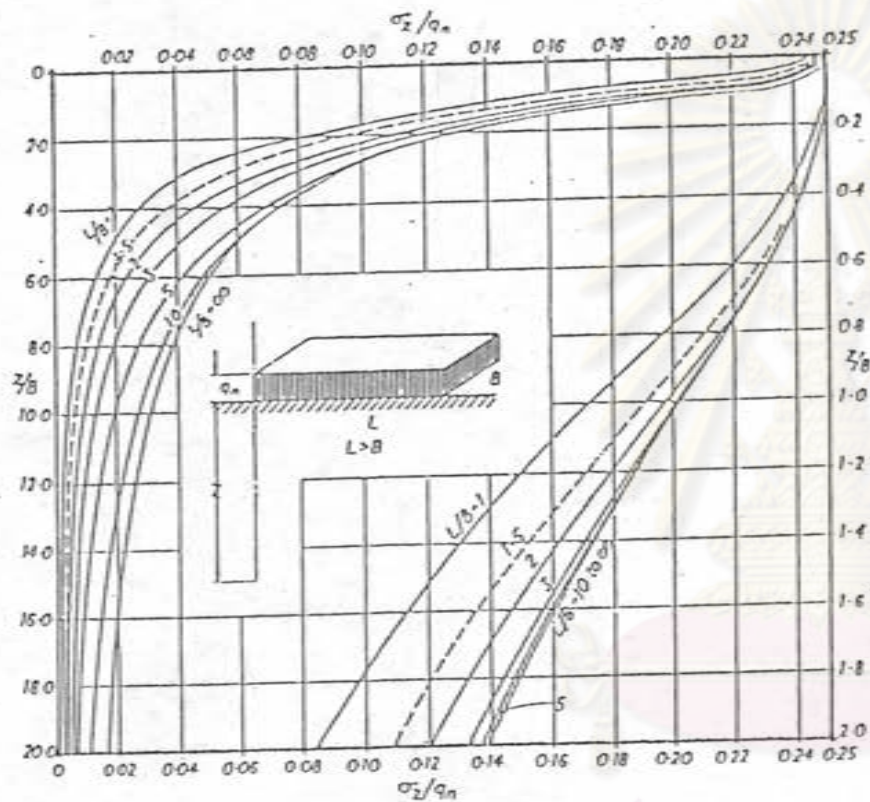
Pore Pressure Coefficient A

3.6 ข. ค่าปรับแก้ (Skempton and Bjerrum, 1957)

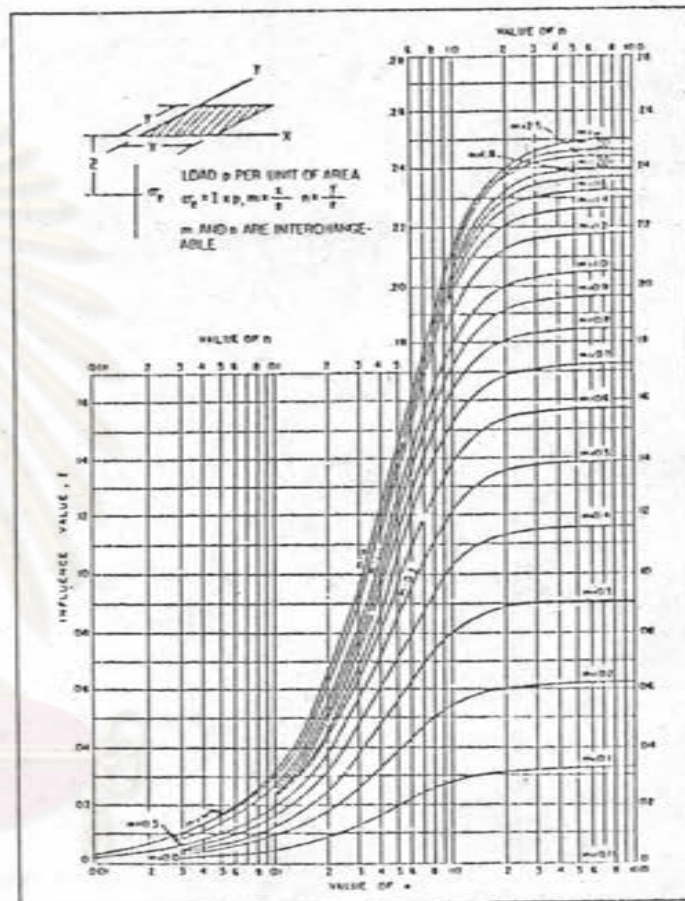


3.6 ช. กราฟ Stress Influence ในดิน 2 ชั้นของ Burmister (After

Burmister, 1943)



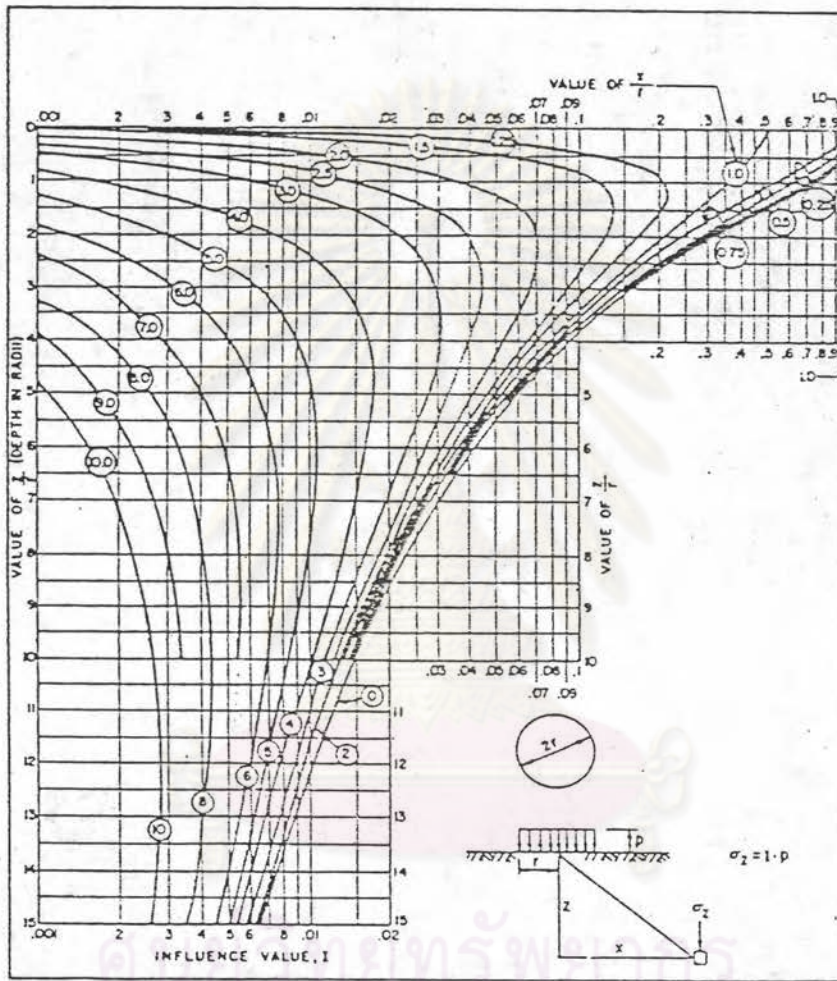
ก. ( After Tomlinson , 1979 )



ข. ( Boussinesq Case )

รูปที่ 3.7 หน่วยแรงเค้นทางลิ่งที่ตรงมุมของน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอเค้นพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าภายใต้

Elastic Half - space



รูปที่ 3.7 ค. การกระจายของหน่วยแรงเค้นภายใต้หน้าหนักแผ่นสม่ำเสมอรูปวงกลม ( Boussinesq )

Skempton and Bjerrum ( 1975 ) แนะนำให้ปรับแก้ค่าการทรุดตัวที่ได้จากสมการ ( 3-8 ) ให้เป็นค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำในสนาม ,  $\rho_c$  ด้วยค่า " geological factor " (  $\mu_g$  )

$$\text{ดังนี้} \quad \rho_c = \mu_g \cdot \rho_{oed} \quad \dots\dots\dots( 3.9 )$$

$$\text{หรือ} \quad \rho_c = \mu_g \cdot \mu_d \cdot m_v \cdot \sigma'_z \cdot H \quad \dots\dots\dots( 3.10 )$$

เมื่อ  $\mu_g$  = Geological factor ดูได้จากตารางที่ 3.1

Skempton and Bjerrum ( 1975 ) ให้ความสัมพันธ์ของ  $\mu_g$  กับ Pore pressure Coefficient ซึ่งได้จากการทดสอบการอัดตัวแบบ 3 มิติ ( Triaxial compression test ) กับพื้นที่รับน้ำหนัก อย่างไรก็ตาม ในทางปฏิบัติเป็นการเพียงพอที่จะใช้ค่า  $\mu_g$  ซึ่งได้จากการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวจริงกับค่าที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องทดลอง ซึ่งแนะนำโดย Skempton and Bjerrum ( 1975 ) ได้แสดงไว้ในตาราง 3.1

กรณีที่ต้องการวัดความแกร่งของแท่นหัวเข็ม ( rigid cap ) หรือความแกร่งของโครงสร้างข้างบน ( rigid superstructure ) ค่า rigidity factor ที่ใช้สำหรับปรับแก้การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ,  $\rho_c$  ของฐานรากสมมูลย์แบบหุ่นตัวได้ ค่าที่แนะนำให้ใช้ = 0.8 ดังนี้

$$\frac{\text{การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มแบบแกร่ง (Settlement of rigid pile group)}}{\text{การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มแบบหุ่นตัวได้ (Settlement of flexible pile group)}} = 0.8$$

#### 3.3.1.3.2 การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย

( Cohesionless soil )

วิธีการหาเช่นเดียวกับในหัวข้อ 3.3.1.2.2

#### 3.3.1.4 การทรุดตัวในสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ ( Layered System )

ในทางปฏิบัติ สภาพชั้นดินมักไม่เป็นเนื้อเดียวและมีลักษณะเป็น



ชั้น  $\eta$  ( Non - homogeneous and / or multi - layered ) ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อ  
ดังต่อไปนี้

#### 3.3.1.4.1 ผลกระทบต่อการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก ( $\rho_i$ )

ในกรณีที่ดินข้างบน เป็นดินอ่อนและมีดินแข็งอยู่

ข้างล่าง หรืออีกแง่หนึ่งคือ เมื่อดินแข็งอยู่ข้างบนและมีดินอ่อนอยู่ข้างล่าง Perloff

( 1975 ) ได้ทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการทรุดตัวของดินที่เป็นชั้น  $\eta$  ด้วยวิธี

numerical พบว่าพอจะหาได้แต่ไม่เพียงพอที่จะนำไปใช้ และได้แนะนำวิธีการวิเคราะห์

โดยประมาณของการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก  $\rho_i$  ไว้ 2 วิธี คือ

1) การวิเคราะห์หากการทรุดตัวโดยใช้ค่า Equivalent Young's modulus  
ค่าเดียว ซึ่งหาได้จาก สัดส่วนโดยน้ำหนักของ Young's modulus ของดินในแต่ละชั้น  
กับความหนาของชั้นดินนั้น ๆ Perloff ( 1975 ) ค่าการทรุดตัวที่หาได้จะให้ค่ามากไป  
ทั้งนี้เพราะการกระจายของหน่วยแรงเค้นในดินไม่ได้สม่ำเสมอดังที่ใช้ค่า equivalent  
young's modulus เพียงค่าเดียว

2) โดยการแทนทุกชั้นเป็น hypothetical layer บน Rigid base  
แล้วใช้วิธี Superimpose ค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จาก hypothetical layer ราย  
ละเอียดของวิธีการนี้ดูได้จาก Simons and Menzies ( 1977 ) วิธีการนี้ใช้ได้กับ  
สภาพดินที่ชั้นบนแข็งกว่าชั้นล่าง

#### 3.3.1.4.2 ผลกระทบต่อการกระจายของหน่วยแรงเค้นในดิน

( Stress distribution )

ปัญหาในทางปฏิบัติวิศวกรรม การคำนวณหน่วย  
แรงเค้นในดินมีรากฐานจากการประมาณของ Steinbrenner และสำหรับหน่วยแรงเค้น  
ในดินที่เป็นชั้น ๆ ( layered system ) ก็คือให้เป็นมวลดินสม่ำเสมอเช่นกัน Poulos  
and Mattes ( 1974 ) ได้กล่าวว่าความผิดพลาดที่เกิดขึ้นด้วยวิธีประมาณนั้นจะไม่มากนัก  
ถ้าค่า elastic modulus ของแต่ละชั้นต่างกันไม่เกิน 10 เท่า

Burmister ( 1943 ) , Acum and Fox ( 1951 ) , Jones ( 1962 )  
และ Peattie ( 1962 ) ได้ศึกษาหน่วยแรงเค้นและการทรุดตัวของ Flexible



ตารางที่ 3.1 ค่า Geological Factor ,  $\mu_g$   
(After Skempton & Bjerrum , 1975)

Type of Clay	Value
Very Sensitive Clays	1.0 - 1.2
Normally Consolidated Clay	0.7 - 1.0
Over Consolidated Clays	0.5 - 0.7
Heavily Over Consolidated Clays	0.2 - 0.5

ตารางที่ 3.2 ค่าของอัตราส่วนปริมาตรของแบบระบายน้ำ , ( $v_g'$ )

Clay (After POULOS, 1976)	
Soft Normally Consolidated Clay	0.35 - 0.45
Medium Clay	0.30 - 0.35
Stiff Over-Consolidated Clay	0.10 - 0.30
Sand (After Bowles ,1968)	
Dense Sand	0.20 - 0.40
Fine Sand	0.25
Coarse Sand	0.15
Silt	0.30 - 0.35
Sand Clay	0.20 - 0.30

ตารางที่ 3.3 ค่าเฉลี่ยของ K สำหรับเสาเข็มต้น

Soil Types	Pile Material		
	steel	Concrete	Timber
Soft Clay	60,000	6,000	3,000
Medium Clay	20,000	2,000	1,000
Stiff Clay	3,000	300	150
Loose Sand	15,000	1,500	750
Dense Sand	5,000	500	250

elastic system เมื่อรับหน่วยแรงเต็มสมำเสมอบนพื้นที่วงกลมพบว่า ในสภาพที่ดินชั้นบน แข็งกว่าชั้นล่างมาก ค่าหน่วยแรงเต็มในชั้นล่างจะลดลงอย่างมาก แต่ในสภาพที่ดินชั้นล่าง แข็งกว่าดินชั้นบน ค่าหน่วยแรงเต็มในดินชั้นบนจะมากกว่าที่หาได้จากสมการของ Boussinesq รูป 3.6 (ข)

#### 3.3.1.4.3 การประมาณค่าการทรุดตัวในดินที่เป็นชั้น ๆ

( Layered Soils )

การแก้ปัญหาสำหรับสภาพดินที่ไม่เอกพันธ์

( Non - homogenous ) การคำนวณการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักในทางปฏิบัติจะสมมุติว่าเป็นดินเอกพันธ์ ( Homogeneous ) โดยใช้ทฤษฎี Elasticity และใช้ค่าเฉลี่ยของค่า elastic Modulus สมการที่ให้ค่าเฉลี่ยที่ดีของการทรุดตัวแบบทันทีทันใด สำหรับฐานรากที่เป็น flexible foundation เสนอโดย Janbu et. al ( 1956 ) สมการที่ ( 3.7 ) . รูป 3.5

#### 3.3.1.4.4 การหาคูสมบัติของดิน ( Soil Parameters )

ที่ใช้ในการประมาณการทรุดตัวด้วยวิธีดั้งเดิม ( Conventional Method )

คุณสมบัติของดินที่สำคัญในการประมาณการทรุดตัวแบบนี้ได้แก่  $C_c$  ,  $C_r$  , CR , RR ,  $\frac{1}{mv}$  และ Young's Modulus (  $E_s$  ) ของดิน ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ( Oedometer test ) ของตัวอย่างดินคงสภาพ ( Undisturbed Samples ) หรือถ้าเก็บตัวอย่างดินคงสภาพไม่ได้ ก็สามารถหาได้จากการทดสอบค่าในสนาม เพื่อหาความสัมพันธ์แบบ Correlation ได้ รูป 3.4

ความสัมพันธ์แบบ Correlation ในดินเหนียวได้แก่ผลงานของ Muktabhant et. al ( 1965 ) , Stroud ( 1974 ) , Adikari ( 1977 ) , Tonyagate ( 1978 ) , Elmoursi et.al. ( 1978 ) , Parentira ( 1983 ) , Witoon ( 1984 ) และ Tasneenart ( 1984 ) ส่วนในทรายได้แก่ผลงานของ Houbh ( 1957 ) , Schultze & Menzenbach ( 1961 ) , Schultze & Moussa ( 1961 ) , Schultze & Malzer ( 1965 ) , Mori ( 1965 ) , Schmertmann ( 1970 ) ,

Alperstein & Leifer ( 1978 ) , Oweis ( 1979 ) , Natrajan & Tolia ( 1980 ) และ Witoon ( 1984 )

นอกจากนี้ ค่า  $E_s$  ( Yount's modulus) ซึ่งพิจารณาเป็นแบบ 3 มิติ สามารถคำนวณจากการยุบตัวแบบ 1 มิติ โดยสมมุติให้ดินเป็นวัสดุแบบ Ideal elastic , Davis and Poulos ( 1963 )

$$\text{จาก } E_s' = (1 + \nu_s') (1 - 2\nu_s') / m_v (1 - \nu_s') \quad \dots\dots\dots ( 3.11 )$$

$$E_u = \frac{3}{2} E_s' / (1 + \nu_s') \quad \dots\dots\dots ( 3.12 )$$

เมื่อ  $\nu_s' =$  อัตราส่วนปริมาตรของแบบที่มีการระคายน้ำของดิน

D'Appolonia et.al. ( 1968 ) กล่าวว่า ในกรณีที่ลักษณะการทรุดตัวมีแนวโน้มที่จะเป็นแบบ 1 มิติ การใช้สมการ ( 3.11 ) และ ( 3.12 ) จะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนได้

### 3.3.2 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Modified Theory of Elasticity

ได้มีผู้วิเคราะห์การทรุดตัวของเสาเข็มโดยใช้ทฤษฎี Elasticity เป็นจำนวนมาก เช่น D'Appolonia and Romoaldi ( 1963 ) , Nishida ( 1964 ) , Thurman and D'Appolonia ( 1965 ) , Sala and Belzunce ( 1965 ) , Nair ( 1967 ) , Poulos and Davis ( 1968 ) , Mattes and Poulos ( 1969 ) , Poulos and Mattes ( 1969 a ) , Butterfield and Banerjee ( 1971 ) , Banerjee and Davis ( 1977 ) , Randolph and Wroth ( 1978 ) โดยส่วนใหญ่จะแบ่งเสาเข็มออกเป็น elements ที่มีแรงกระทำสม่ำเสมอและแก้ปัญหาโดยใช้ความสัมพันธ์แบบ Compatibility ระหว่างการเคลื่อนที่ของเสาเข็มและดินสองข้างเสาเข็ม ในแต่ละ element การทรุดตัวของเสาเข็มจะพิจารณาการยุบตัวของตัวเสาเข็มเมื่อรับแรงตามแนวแกน ส่วนการทรุดตัวของดินใช้สมการของ Mindlin ( 1936 ) เมื่อมีน้ำหนักกระทำภายในมวลดิน ( with in a Soil mass ) ความแตกต่างของแต่ละวิธีขึ้นอยู่กับ

ข้อสมมุติฐานในการกระจายแรงเฉือนข้างเสาเข็ม โดย D'Appolonia and Romoaldi Thurman and D'Appolonia , and Salas and Belzunce สมมุติว่ามีแรงเฉือนเป็นจุดกระทำที่จุดกึ่งกลางตามแกนของ element ส่วน Nair สมมุติเป็นน้ำหนักแม่สม้ำเสมอ รูปวงกลมกระทำที่จุดกึ่งกลางของแต่ละ element และ Poulos and Davis , Mattes and Poulos , and Poulos and Mattes พิจารณาเป็นแรงเฉือนกระจายสม้ำเสมอ รอม ๆ ลิวของเสาเข็ม อย่างไรก็ตาม สำหรับเข็มยาวข้อสมมุติฐานที่ต่างกันจะมีผลน้อยมาก ( Poulos and Davis , 1980 )

การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Modified theory of elasticity ที่ใช้ในการวิเคราะห์ใช้ของ Poulos and Davis ( 1980 ) แยก พิจารณาการทรุดตัวของเสาเข็มดังนี้

### 3.3.2.1 การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ( Settlement of Single Pile )

การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ประกอบด้วย การทรุดตัว 2 แบบ

ดังนี้ คือ

#### 3.3.2.1.1 การทรุดตัวในเสาเข็ม ( Settlement of Pile )

จากการศึกษา ของ Poulos and Davis

( 1968 ) , Poulos and Mattes ( 1969 ) , Poulos ( 1972 ) เขาแนะนำ สมการการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี numerical โดยพิจารณา เสาเข็มเป็นแบบ Incompressible pile ใน half - space ที่มีการปรับแก้อิทธิพล อื่น ๆ ที่มีผลต่อการขุดตัวของเสาเข็มที่มีค่า Young's modulus ของดินคงที่และมี Poisson's ratio เท่ากับ 0.5 ดังนี้

1) สำหรับ Floating Pile การทรุดตัวของหัวเสาเข็มดังกล่าวหาได้จาก สมการ

$$\rho = \frac{PI}{E_s} \cdot d \quad \dots\dots\dots ( 3.13 )$$

- เมื่อ  $\rho$  = การทรุดตัวของหัวเสาเข็ม  
 $P$  = น้ำหนักทั้งหมดที่กระทำบนแกนเสาเข็ม  
 $E_s$  = Young's modulus ของดิน  
 $d$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม  
 $I$  = Influence factor มีค่าเท่ากับ  
 $= I_o R_k R_h R_v$
- เมื่อ  $I_o$  = Influence factor สำหรับ incompressible pile ใน semi -  
infinitemass ,  $\nu = 0.5$  ดูรูป ๓.๘ (ก)  
 $R_k$  = ตัวปรับแก้สำหรับการยุบอัดตัวของเสาเข็ม ( pile compressibility )  
ดูรูป ๓.๘ (ข)  
 $R_h$  = ตัวปรับแก้สำหรับชั้นดินที่จำกัดความลึก ( finite depth layer )  
ดูรูป ๓.๘ (ค)  
 $R_v$  = ตัวปรับแก้สำหรับค่าอัตราส่วนปริมาตรของ .  $\nu_s$  ดูรูป ๓.๘ (ง)

อาจจะเขียนสมการที่ ( ๓.1๓ ) ใหม่ เมื่อปรับแก้ด้วยค่าต่าง ๆ แล้วดังนี้

$$\rho = P I_o R_k R_h R_v / E_s \cdot d \quad \dots\dots\dots( 3.14 )$$

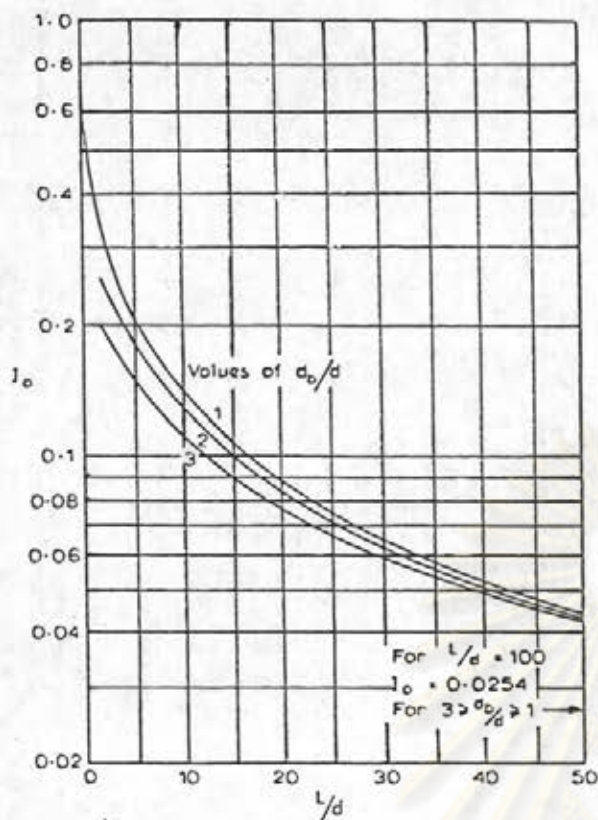
๒) สำหรับ End bearing Pile การทรุดตัวของหัวเข็มหาได้จากสมการที่  
ปรับแก้แล้วดังนี้

$$\rho = P I_o R_k R_b R_v / E_s \cdot d \quad \dots\dots\dots( 3.15 )$$

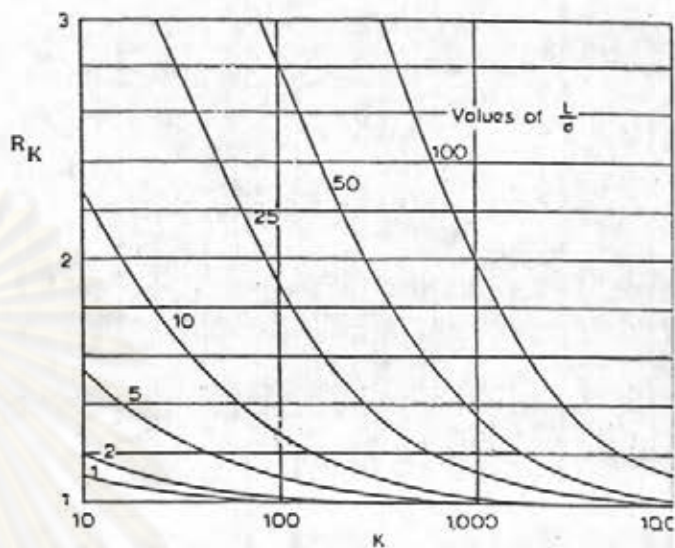
เมื่อ  $P$  ,  $I_o$  ,  $R_k$  ,  $R_v$  ,  $E_s$  ,  $d$  มีค่าดังได้กล่าวแล้ว ดูรูป ๓.๘

$R_b$  = ตัวปรับแก้สำหรับความแข็งแรงของชั้นดินที่เข็มหยั่ง ( Stiffness of  
bearing stratum ) ดังแสดงไว้ในรูป ๓.๘ ซึ่งขึ้นอยู่กัค่า  
 $E_b/E_s$  ,  $L/d$  , และ  $K$

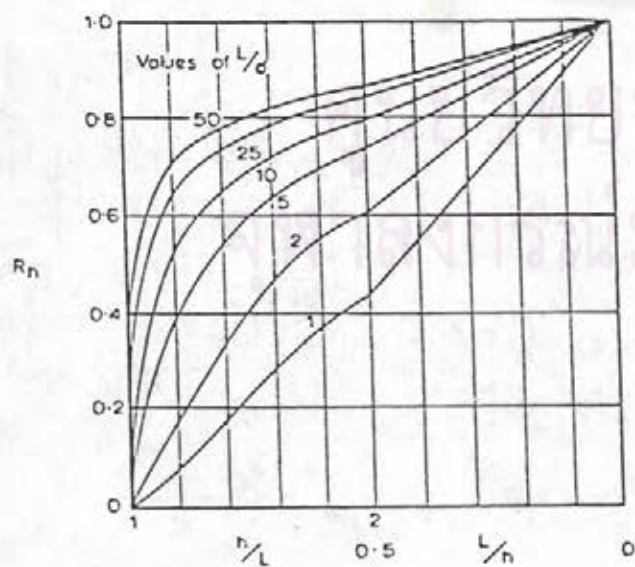
โดยที่  $K$  = Pile Stiffness factor มีค่าเท่ากับ  $\frac{E_p}{E_s} \cdot R_A$



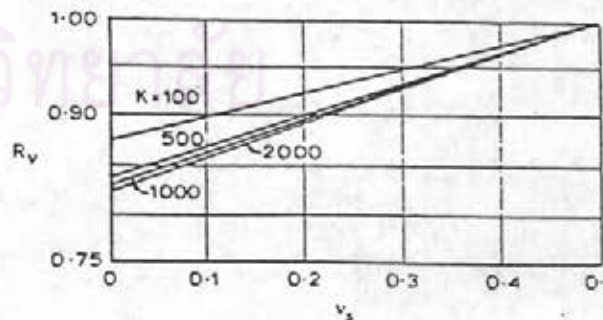
รูปที่ 3.8(ก) Influence factor,  $I_o$



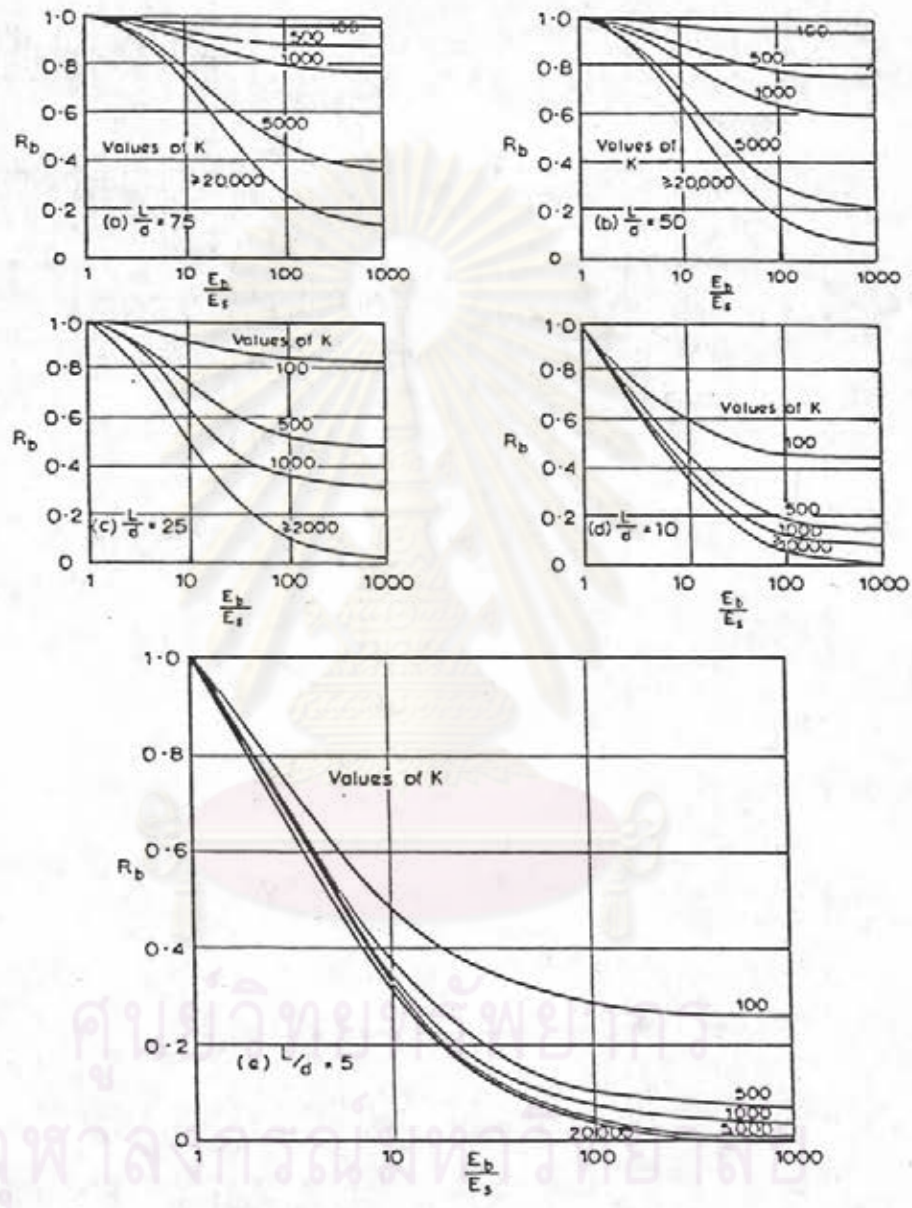
รูปที่ 3.8(ข) ค่าปรับแก้สำหรับการยุบตัวของเสาเข็ม,  $R_K$



รูปที่ 3.8(ค) ค่าปรับแก้สำหรับระยะความลึกของ Rigid base,  $R_h$



รูปที่ 3.8(ง) ค่าปรับแก้สำหรับอัตราส่วนโพรง,  $R_v$



รูปที่ 3.9 ค่าปรับแก้สำหรับความแข็งของ Bearing stratum,  $R_b$



- เมื่อ  $E_p$  = Young's Modulus ของเข็ม  
 $E_s$  = Young's Modulus ของดิน  
 $R_A$  = อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดต่อพื้นที่รอบนอกของเสาเข็ม ( $R_A = 1$  สำหรับเสาเข็มตัน)  
 $E_b$  = Young's Modulus ของ Bearing Stratum  
 $L$  = ความยาวของเสาเข็ม  
 $h$  = ระยะหัวเสาเข็มถึงระดับ Rigid base

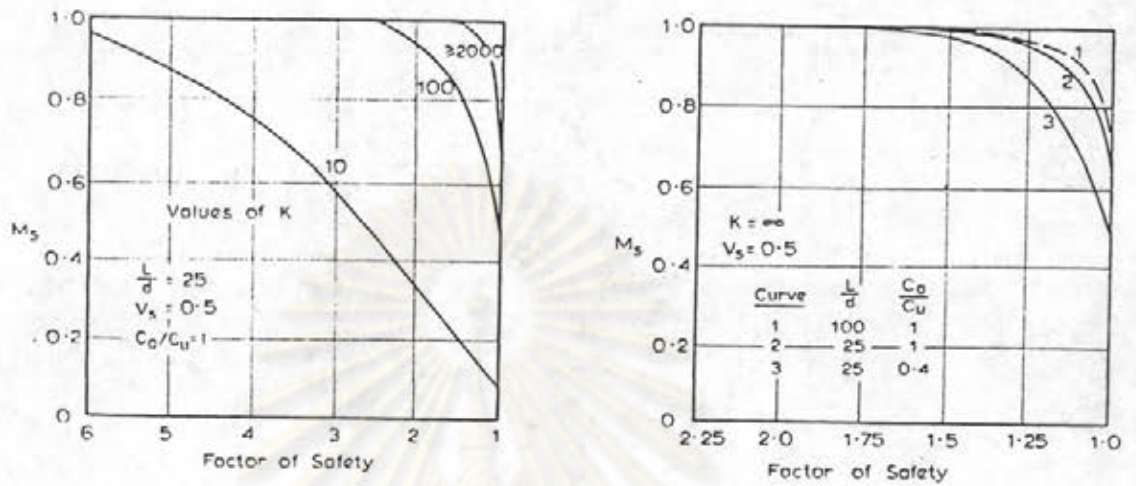
จากความสัมพันธ์ของ  $I_o$ ,  $R_k$ ,  $R_h$ ,  $R_v$ ,  $R_b$  ในกราฟ จะเห็นได้ว่า ถ้าขยายปลายเสาเข็ม  $d_b$  เพิ่มขึ้น ทำให้การทรุดตัวลดลง, การเพิ่ม stiffness ของเสาเข็ม ทำให้การทรุดตัวลดลง, การที่มีชั้น Rigid base ทำให้การทรุดตัวลดลง, การลดลงของอัตราส่วนนิวของทำให้การทรุดตัวลดลง แต่มีผลน้อย และการเพิ่ม stiffness ของ bearing stratum จะทำให้การทรุดตัวลดลง

ค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากสมการ ( 3.14 ) และ ( 3.15 ) เป็นเพียงการประมาณเท่านั้น เนื่องจากตามความเป็นจริง ผลของการทรุดตัวแต่ละอย่างไม่สามารถแยกออกจากกันได้ แต่อย่างไรก็ตาม ค่าที่ได้มีความถูกต้องเพียงพอในทางปฏิบัติ Poulos and Davis , ( 1980 )

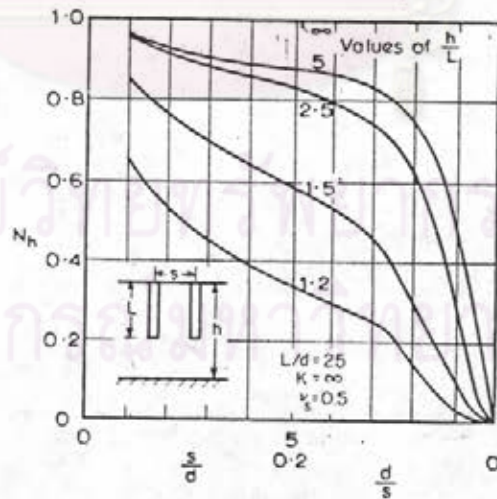
นอกจากนี้ในการประมาณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มยังต้องคำนึงถึงผลของการเกิดการเลื่อนไหลของเสาเข็มกับดิน ( pile - soil slip ) ซึ่งขึ้นกับค่า Slip factor (  $M_s$  ) ดังสมการ

$$M_s = \frac{\text{Elastic settlement of pile}}{\text{Actual settlement of pile}} \dots\dots\dots ( 3.16 )$$

ค่า  $M_s$  แสดงไว้ในรูป 3.10 ซึ่งผลของ  $L/d$  ต่อ  $M_s$  มีผลน้อย เมื่อ  $L/d > 25$  และจะมีค่าเมื่อ  $C_a/C_u$  มีค่าลดลง และสำหรับค่า  $K$  ( pile stiffness ) น้อย ๆ จะเกิด slip effect ได้ แต่อย่างไรก็ตาม ถ้ามีแรงกระทำภายนอกอยู่ในช่วง Working load จะไม่มีผลต่อการทรุดตัว สำหรับเสาเข็มแบบ bearing ที่ยังลงไปไม่ชั้น Stiffer



รูปที่ 3.10 ค่าปรับแก้สำหรับการเกิดการเลื่อนไถลของเสาเข็มกับดิน



รูปที่ 3.15 ค่าปรับแก้ Interaction factor สำหรับ Finite layer depth ,  $N_h$

stratum . Poulos and Mattes ( 1969 a ) แสดงให้เห็นว่ามีค่าน้อย ดังรูป 3.10 จึงไม่คิดผลของ Pile - soil slip.

นอกจากนี้การประมาณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มยังมีผลกระทบเนื่องจากดินเป็นชั้น ๆ และไม่เป็นเอกพันธ์ ( Layering and Nonhomogeneous of soil ) ตลอดความยาวเข็ม ได้มีการศึกษาการทรุดตัวของเข็มในดิน ลักษณะนี้ โดย Randolph and Wroth ( 1978 ) , Poulos ( 1979 ) , และ Banerjee and Davis ( 1977 ) เมื่อพิจารณาดินเป็น two - layer soil โดยใช้ค่า Average soil Modulus ,  $E_{av}$  และเปรียบเทียบการประมาณการทรุดตัวของเสาเข็มที่ได้จากวิธี Finite element ของ Valliappan et.al. ( 1974 ) ได้ผลเป็นที่น่าพอใจ การหาค่าเฉลี่ยของ soil Modulus  $E_{av}$  หาได้จากสมการ

$$E_{av} = \frac{i}{L} \sum_{i=1}^n E_i h_i \quad \dots\dots\dots( 3.17 )$$

เมื่อ  $E_i$  = modulus ของดินชั้นที่  $i$

$h_i$  = ความหนาของดินชั้น  $i$

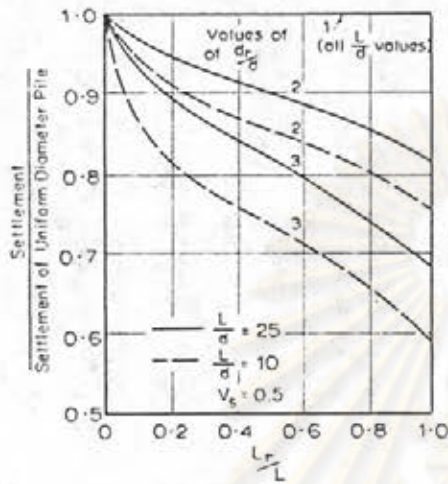
$n$  = จำนวนชั้นดินที่ต่างกันตลอดความยาวเสาเข็ม

นอกจากนี้ยังมีผลกระทบอื่น ๆ ซึ่ง Poulos ( 1968 a , 1969 ) ได้แสดงผลกระทบของ enlarged bulbs , tapering ของหัวเข็ม และ pile cap ดังรูป 3.11

3.3.2.1.2 การทรุดตัวของดินในชั้น Underlying  
( Underlying Settlement )

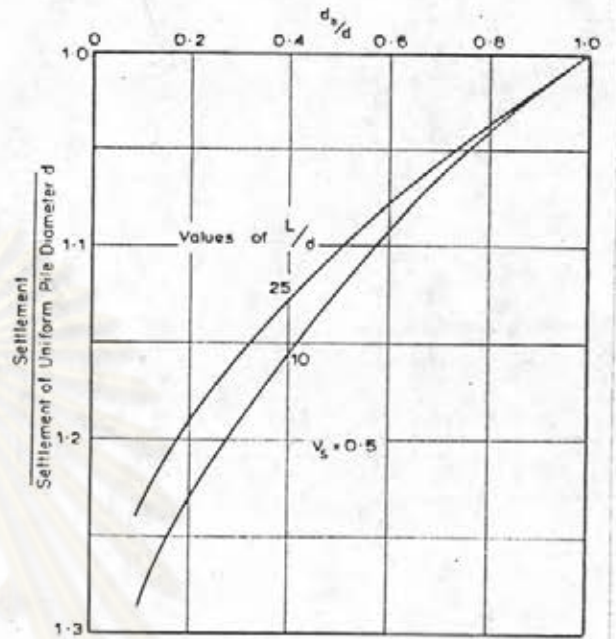
ค่าการทรุดตัวของดิน ณ จุดใด ๆ ในมวลดิน หาได้จากการ Integrate สมการของ Mindlin ผลการคำนวณเสนอโดย Poulos and Mattes ( 1971 a ) และ Poulos and Davis ( 1974 ) ดังนี้

$$\rho = \frac{P}{LE_S} I \rho \quad \dots\dots\dots( 3.18 )$$



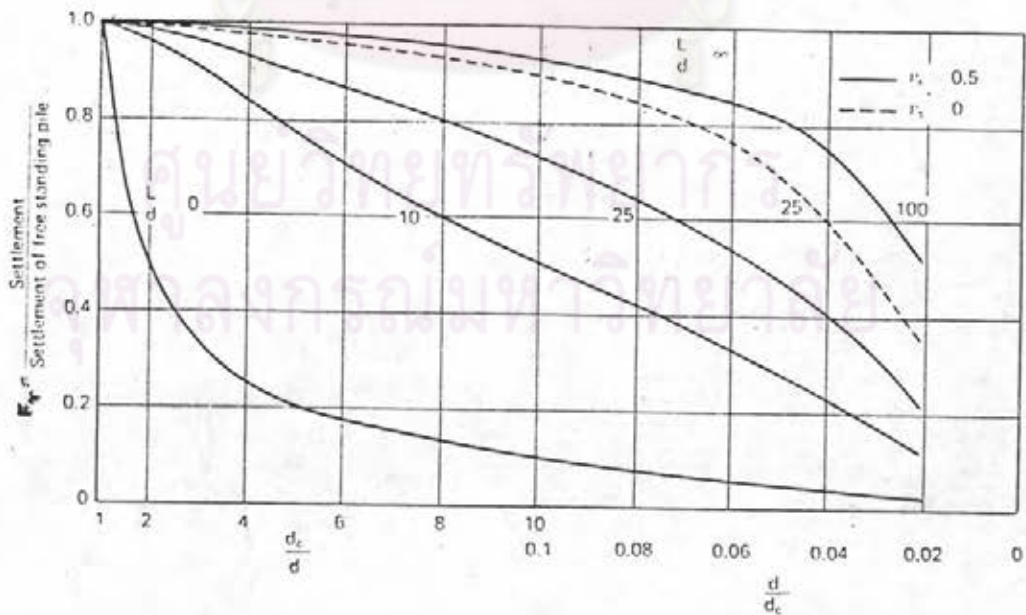
รูปที่ 3.11 (ก)

ค่าปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของ Underreaming (Single central bulb)



รูปที่ 3.11 (ข)

ค่าปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของ Tapering หรือ Step - tapering



รูปที่ 3.11 (ค) ค่าปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของ Pile cap ,  $F_r$

เมื่อ  $I_p =$  Displacement Influence factor สำหรับ  $\nu_s = 0.5$  ขึ้นอยู่  
 ค่าของ pile stiffness factor ,  $K$  , Poulos and Davis  
 ( 1974 ) ,  $H/L$  ,  $r/L$  ,  $L/d$  ดังรูป 3.12  
 $H =$  ระยะจากหัวเสาเข็มถึงความลึกของชั้นดินที่พิจารณา  
 $r =$  ระยะห่างของแกนกลางเสาเข็มไปยังจุดที่พิจารณา

3.3.2.1.3 ค่าการทรุดตัวทันทีและค่าการทรุดตัวสุดท้าย

สำหรับ เสาเข็มในทราย ค่าการทรุดตัวสุดท้าย

จะเกิดขึ้นทันทีทันใดที่เข้มน้ำหนักตั้งนั้นในการคำนวณค่า Modulus และ อัตราส่วนปริมาตรของ  
 ที่ใช้จึงเป็นสภาพที่มีการระบายน้ำ ( Drain )

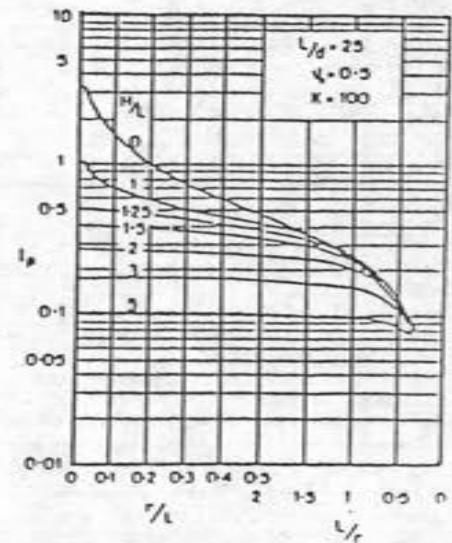
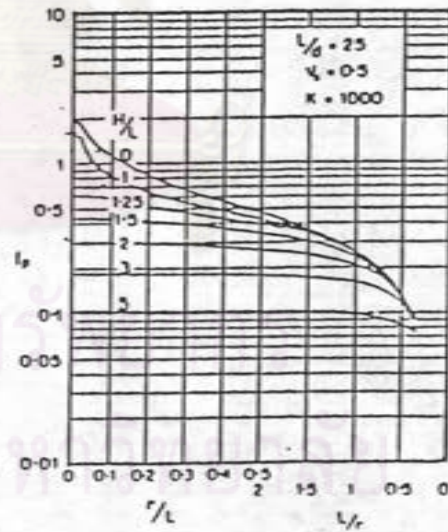
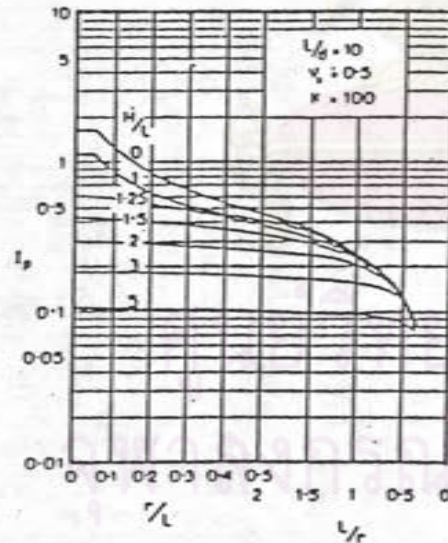
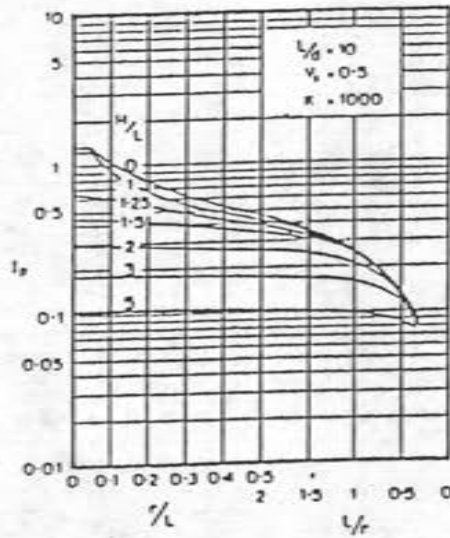
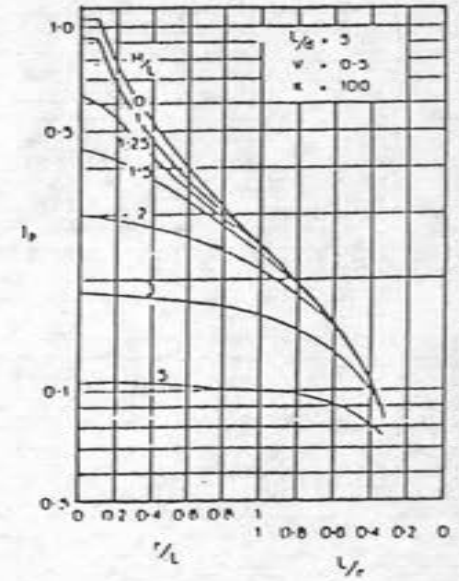
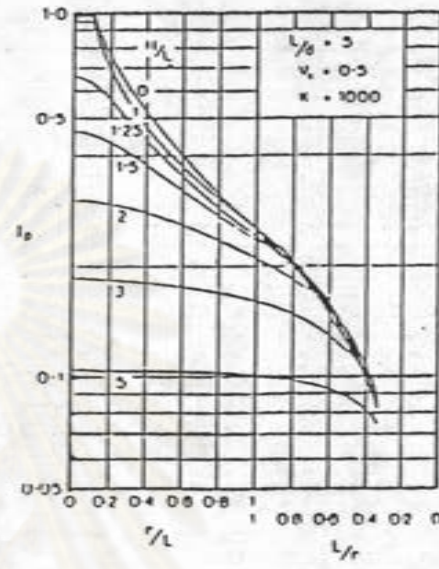
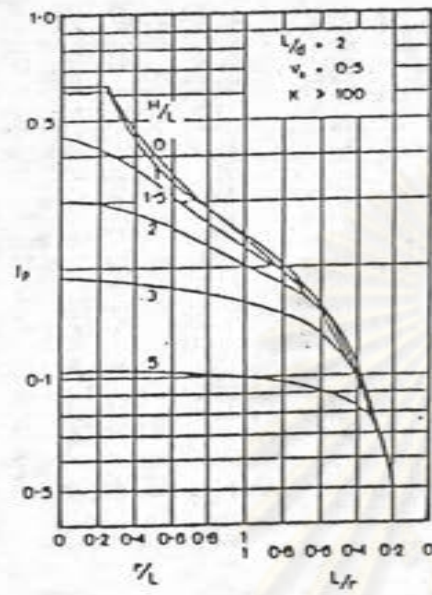
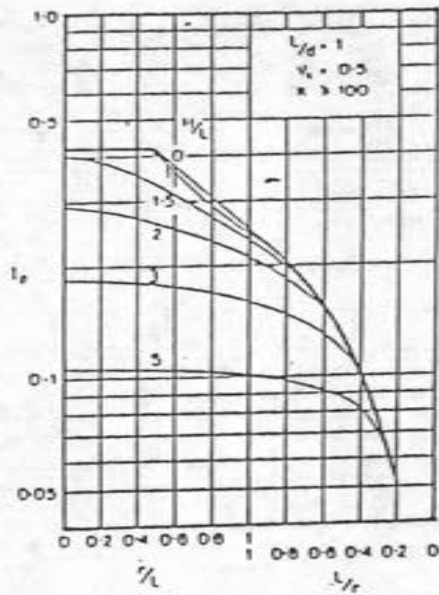
สำหรับ เสาเข็มในดินเหนียวอิ่มตัว การทรุดตัวของเสาเข็มทันทีที่รับน้ำหนัก  
 จะเกิดในสภาพไม่มีการระบายน้ำ ( Undrain ) ,  $\rho_i$  ค่อกนั้นจึงเกิดการทรุดของ  
 เสาเข็มแบบอัดตัวระบายน้ำ (  $\rho_{cf}$  ) การทรุดตัวรวมทั้งหมดเรียกรวมการทรุดตัวสุดท้าย  
 $\rho_{tf}$  (  $\rho_{tf} = \rho_i + \rho_{cf}$  ) ค่าการทรุดตัวทันที  $\rho_i$  คำนวณโดยใช้ค่า Undrained  
 Modulus ,  $E_u$  และ อัตราส่วนปริมาตรของแบบไม่ระบายน้ำ ,  $\nu_s = 0.5$  สำหรับดินเหนียว  
 อิ่มตัว แต่การทรุดตัวสุดท้าย  $\rho_{tf}$  คำนวณโดยใช้ drained Young's modulus ,  $E_s'$   
 และอัตราส่วนปริมาตรของแบบระบายน้ำ ,  $\nu_s'$

ในกรณีที่เหมาะสมให้ดินเหนียวเป็น Ideal two - phase elastic  
 homogeneous isotropic ค่า Modulus แบบระบายน้ำ (  $E_s'$  ) สามารถหาได้  
 จากสมการ ( 3.11 ) และ ( 3.12 ) ดังนั้นค่าอัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันที  
 (  $\rho_i$  ) ค่อกการทรุดตัวรวม  $\rho_{tf}$  จึงเป็นดังนี้

$$\frac{\rho_i}{\rho_{tf}} = \frac{2}{3} ( 1 + \nu_s' ) \cdot \frac{I_{0.5}}{I_{\nu}'} \dots\dots\dots ( 3.19 )$$

เมื่อ  $I_{0.5} =$  Displacement Influence factor สำหรับ  $\nu = 0.5$   
 $I_{\nu}' =$  Displacement Influence factor สำหรับ  $\nu = \nu_s'$  ( แบบระบายน้ำ )

Poulos and Davis ( 1968 ) ได้คำนวณอัตราส่วน  $\rho_i/\rho_{tf}$  สำหรับ  
 เสาเข็มแบบ Incompressible ที่  $L/d$  และ  $\nu_s'$  ต่าง ๆ กัน ดังแสดงในรูป 3.13 (ก)



3.12 Displacement Influence Factor,  $I_p$  (After Poulos and Davis, 1974)

Mattes and Poulos ( 1969 ) ได้คำนวณอัตราส่วน  $\rho_i/\rho_{tf}$  สำหรับเสาเข็มแบบ Compressible floating pile ที่ K และ  $v_s'$  ต่าง ๆ ดังแสดงในรูป 3.13 (ข)

จากรูป 3.13 (ก) , 3.13 (ข) อัตราส่วนการทรุดตัวจะไม่เป็นสิ่งสำคัญสำหรับเสาเข็มเดี่ยว แต่ในเสาเข็มกลุ่มจะมีผลมาก Poulos and Davis ( 1980 ) ซึ่งต่างจากผลที่ได้จากการคำนวณ โดยใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

### 3.3.2.2 การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม ( Settlement of Pile Groups )

การประมาณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม ให้ใช้ทฤษฎีที่ต่อเนื่องจากเสาเข็มเดี่ยวโดยคิดผลกระทบต่าง ๆ ดังนี้

#### 3.3.2.2.1 ผลกระทบของเสาเข็มข้างเคียง ( Interaction )

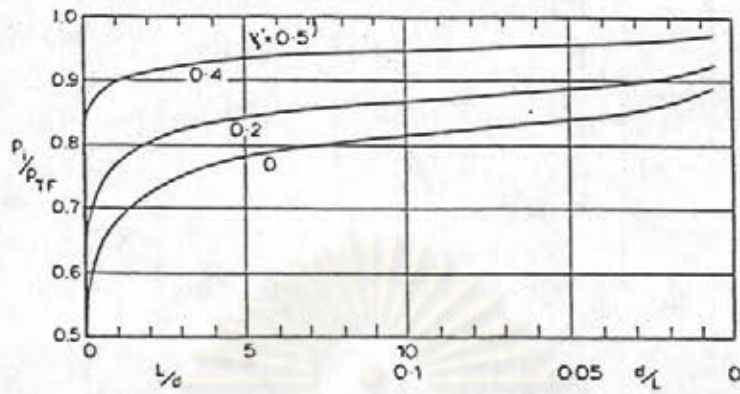
ในการศึกษาการทรุดตัวของเข็มกลุ่ม Poulos ( 1968 ) และ Poulos and Mattes ( 1971 ) ได้ทำการวิเคราะห์ผลกระทบระหว่างเสาเข็ม 2 ต้น โดยเข็มแต่ละต้นขนาดเท่ากัน และเป็นอิสระ ( Free Standing ) โดยที่แท่นหัวเข็ม ( Pile cap ) ทำหน้าที่เพียงควบคุมการทรุดตัวที่แตกต่างกันของเสาเข็มแต่ละต้นในกลุ่มเท่านั้น ผลที่ได้แสดงในรูปของ  $\alpha$  ( Interaction Factor ) ซึ่งคืออัตราส่วนของค่าการทรุดตัวของเสาเข็มที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากเสาเข็มข้างเคียงได้รับน้ำหนักต่อการทรุดตัวที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักบนเสาเข้มนั่งสมาการ

$$\alpha = \frac{\text{ค่าการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเข็มข้างเคียงรับน้ำหนัก}}{\text{ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากเข้มนั้นรับน้ำหนัก}} \dots ( 3.20 )$$

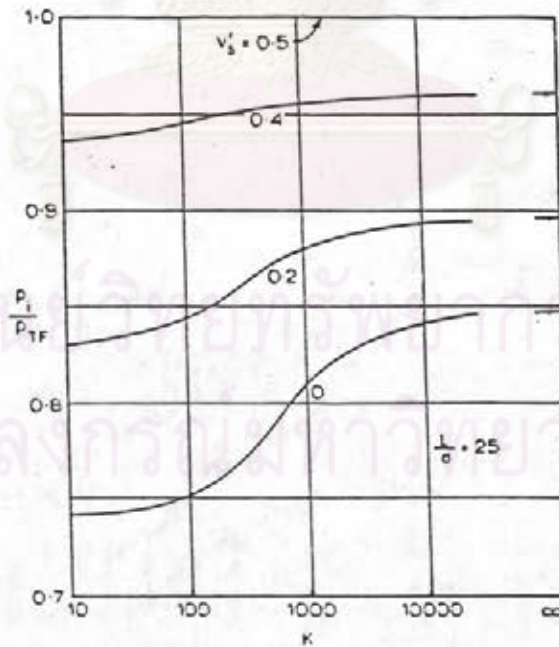
การหา Interaction factor ของเสาเข็มกลุ่มอาจจะแยกได้ตามชนิดของกลุ่มเสาเข็มดังนี้

#### 1) Interaction สำหรับ Floating Pile ( $\alpha_F$ )

Poulos and Mattes ( 1971 b ) แสดงความสัมพันธ์ของ  $\alpha_F$  กับ  $S/d$  , สำหรับค่า  $L/d$  และ K ต่าง ๆ กัน ดังแสดงในรูป 3.14 (ก) ค่า  $\alpha_F$  จะลดลงถ้าระยะห่างของเสาเข็ม ( spacing ) เพิ่มขึ้นและ  $\alpha_F$  จะเพิ่มตาม  $L/d$  ที่เพิ่มขึ้นหรือ  $k$

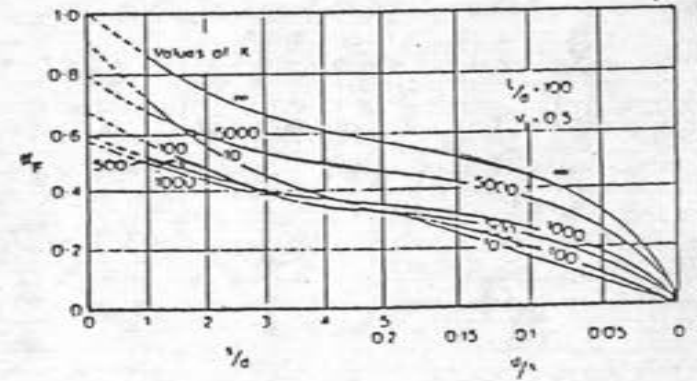
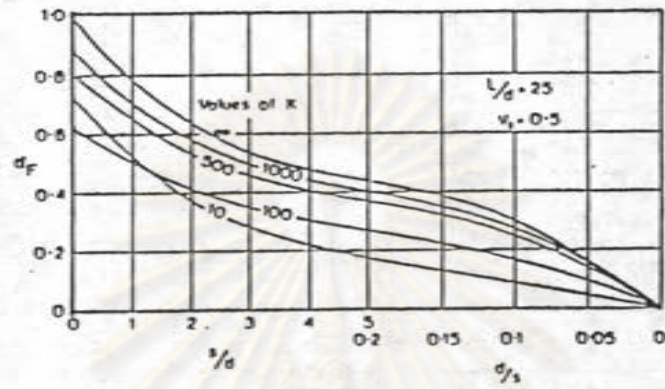
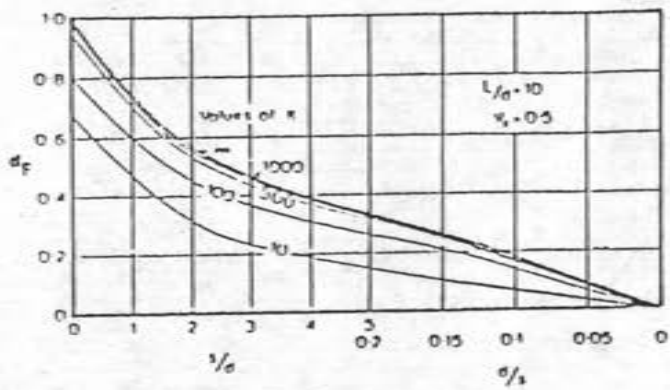


รูปที่ 3.13(ก) อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักต่อค่าการทรุดตัวสุดท้าย,  $p_i/p_{TF}$  สำหรับเสาเข็มแบบ Incompressible ใน Semi-infinite mass (After Poulos and Davis, 1968)

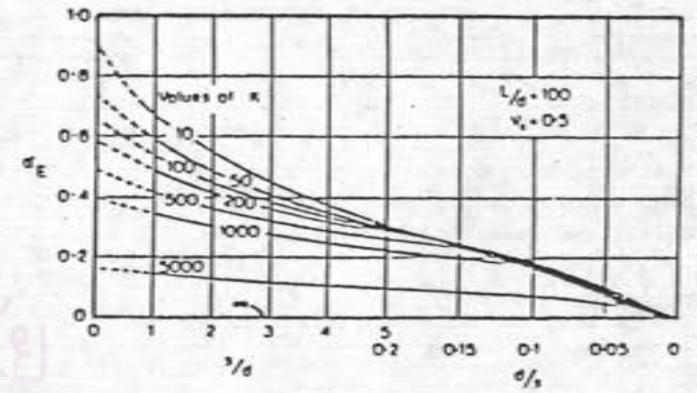
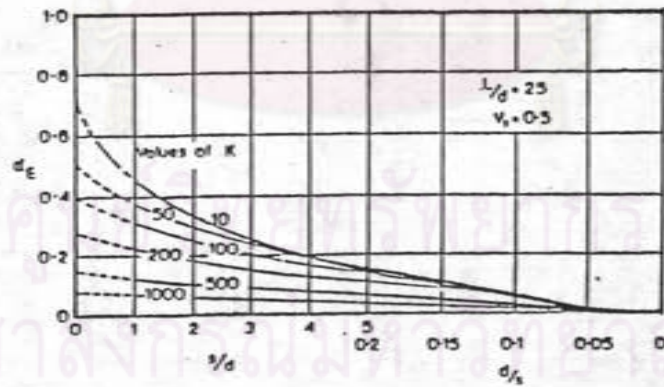
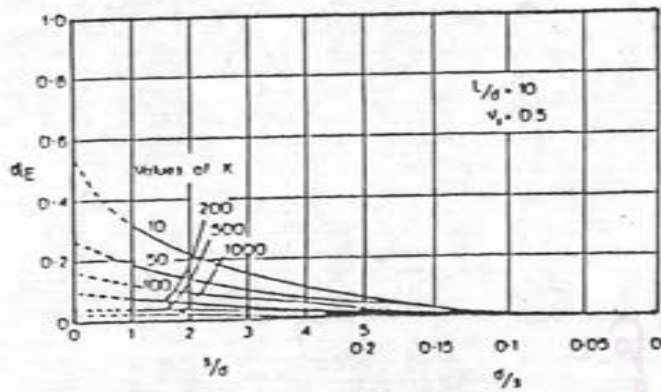


รูปที่ 3.13(ข) อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักต่อค่าการทรุดตัวสุดท้าย,  $p_i/p_{TF}$  สำหรับเสาเข็มแบบ Compressible floating (After Mattes and Poulos, 1969)





รูปที่ 3.14(ก) Interaction factor สำหรับเสาเข็มแบบ floating,  $\alpha_F$  (After Poulos and Davis, 1974)



รูปที่ 3.14(ข) Interaction factor สำหรับเสาเข็มแบบ End-Bearing,  $\alpha_E$  (After Poulos and Davis, 1974)

เพิ่มขึ้น คือเข็มชลูดขึ้น ( slender ) หรือแข็งขึ้น stiffer กรณีนี้คิด Interaction ของเข็ม 2 ต้นในดินที่มีลักษณะ homogeneous semi - infinite mass ซึ่ง  $\nu = 0.5$

ถ้าดินเป็นแบบ Finite Layer ผลของ interaction factor แสดงไว้โดย Poulos ( 1968 b ) โดยปรับแก้ด้วยตัว  $N_h$  ( Correction Factor ) ดังรูป 3.15 และ Interaction ใหม่หาได้จาก

$$\alpha = \alpha_F N_h \quad \dots\dots\dots( 3.21 )$$

$\alpha_F$  = interaction factor สำหรับ floating pile ใน semi - infinite mass

$N_h$  = Correction factor ดังรูป 3.15 กรณีที่  $L/d$  ลดลง ค่า  $N_h$  จะลดลงด้วย . และถ้า  $K$  ลดลง ค่า  $N_h$  จะเพิ่มขึ้น

## 2) Interaction สำหรับ End Bearing Pile ( $\alpha_E$ ) ที่ยังในชั้น

### Rigid Stratum

กรณีนี้คิด End bearing Pile วางบนชั้น Rigid base ซึ่งผลกระทบของเสาเข็มข้างเคียง (  $\alpha_E$  ) ศึกษาโดย Poulos and Mattes ( 1971 b ) ดังแสดงไว้ในรูป 3.14 (ข) ค่า  $\alpha_E$  จะลดลง ถ้า spacing เพิ่มขึ้น , และถ้า stiffness ของเสาเข็ม (  $K$  ) เพิ่มขึ้น ค่า  $\alpha_E$  จะลดลง ซึ่งตรงข้ามกับ Floating pile , และ  $L/d$  ลดลง ค่า  $\alpha_E$  จะลดลงด้วย ค่าอัตราส่วนยาวของมีผลกระทบน้อยกว่า  $L/d$  และ  $K$

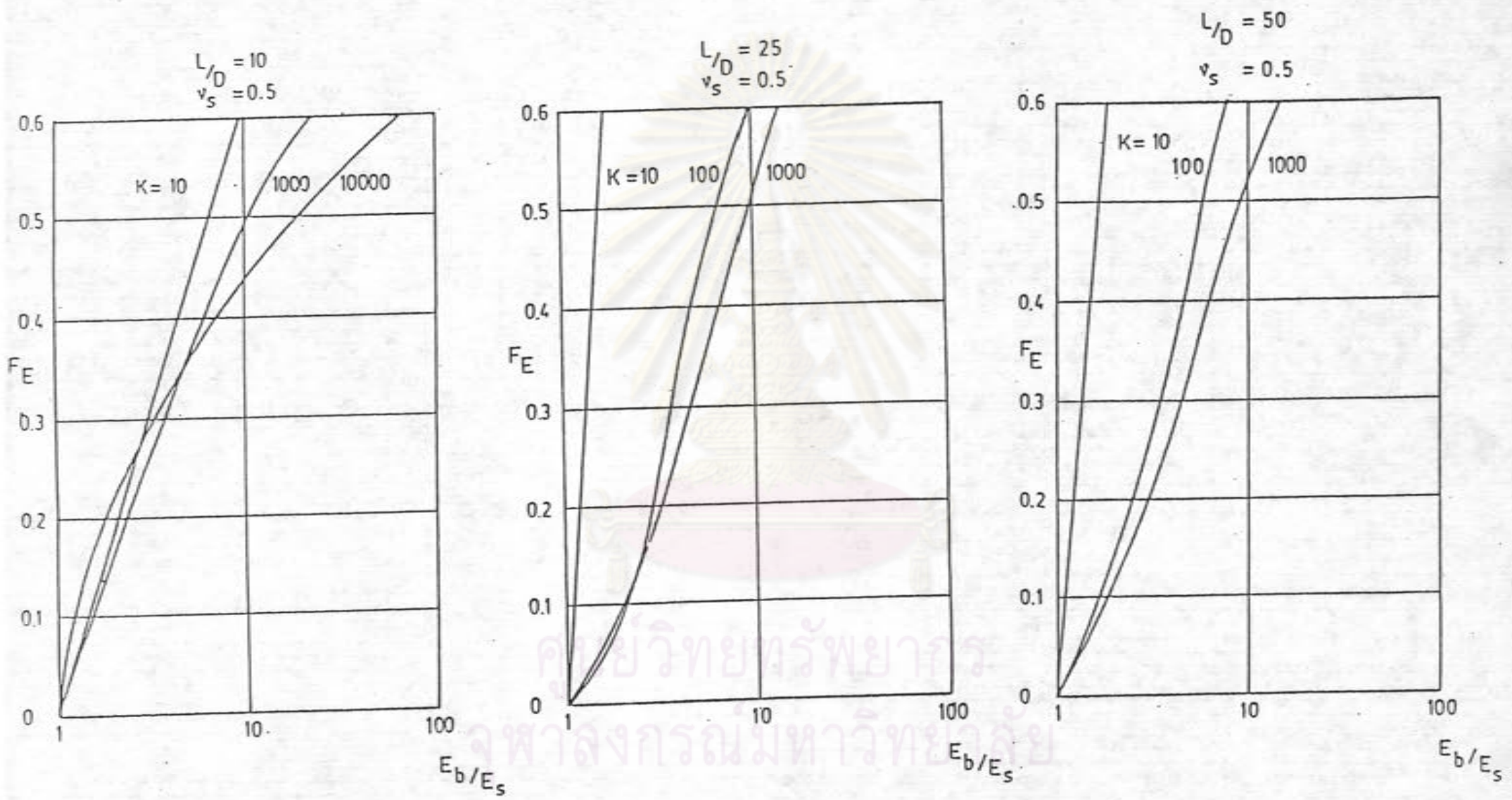
## 3) Interaction สำหรับ End Bearing Pile ที่ยังในชั้นที่ยุบตัวได้

( Compressibility of Bearing Stratum )

ค่า Interaction ที่ได้จะอยู่ระหว่างค่า  $\alpha_F$  กับ  $\alpha_E$  ซึ่งหาได้จากสมการ

$$\alpha = \alpha_F - F_E ( \alpha_F - \alpha_E ) \quad \dots\dots\dots( 3.22 )$$

เมื่อ  $F_E$  = factor ที่ขึ้นกับค่า  $K$  ,  $L/d$  และ  $E_b/E_s$  ดังแสดงในรูป 3.16 สำหรับค่า  $K$  น้อย ๆ หรือ  $L/d$  มาก ๆ และ  $E_b/E_s$  น้อย ๆ ค่า  $F_E$  จะเข้าใกล้ 1



รูปที่ 3.16 ค่าสัมประสิทธิ์ Interaction factor สำหรับความแข็งของ Bearing stratum,  $F_E$



4) Interaction ที่เกิดขึ้นสำหรับ Pile raft system (  $\alpha_R$  )

Poulos and Davis ( 1972 b ) แสดงความสัมพันธ์ของ Interaction ของ Pile raft system (  $\alpha_R$  ) ดังแสดงในรูป 3.17 ซึ่งขึ้นกับค่า  $d_c/d$  ( โดย  $d_c$  คือ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของ Cap ) ,  $S/d$  ,  $L/d$  ,  $\nu_s = 0.5$  ,  $K = \infty$  ( pile are incompressible ) , แท่นหัวเข็ม ( pile cap ) จะต้อง Rigid

3.3.2.2.2 กรณีที่เข็มมีขนาดไม่เท่ากัน ( Difference Size )

การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นประมาณได้จาก

$$\Delta \rho_{ij} = \rho_j \cdot \alpha_{ij} \quad \dots\dots\dots ( 3.23 )$$

เมื่อ  $\Delta \rho_{ij}$  = การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มต้นที่สนใจ . i

$\rho_j$  = การทรุดตัวของเสาเข็มต้นข้างเคียง . j ภายใต้น้ำหนักบรรทุกของต้น j

$\alpha_{ij}$  = Interaction factor ที่เกิดขึ้นระหว่างระยะของเสาเข็มต้น i และ j โดยใช้ความยาวและเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเข็มต้น j

3.3.2.2.3 การทรุดตัวของเสาเข็มใด ๆ (  $\rho_k$  ) ในกลุ่มของเสาเข็มที่เหมือนกัน n ต้น

เราสามารถหาได้จากการใช้วิธี Superimpose

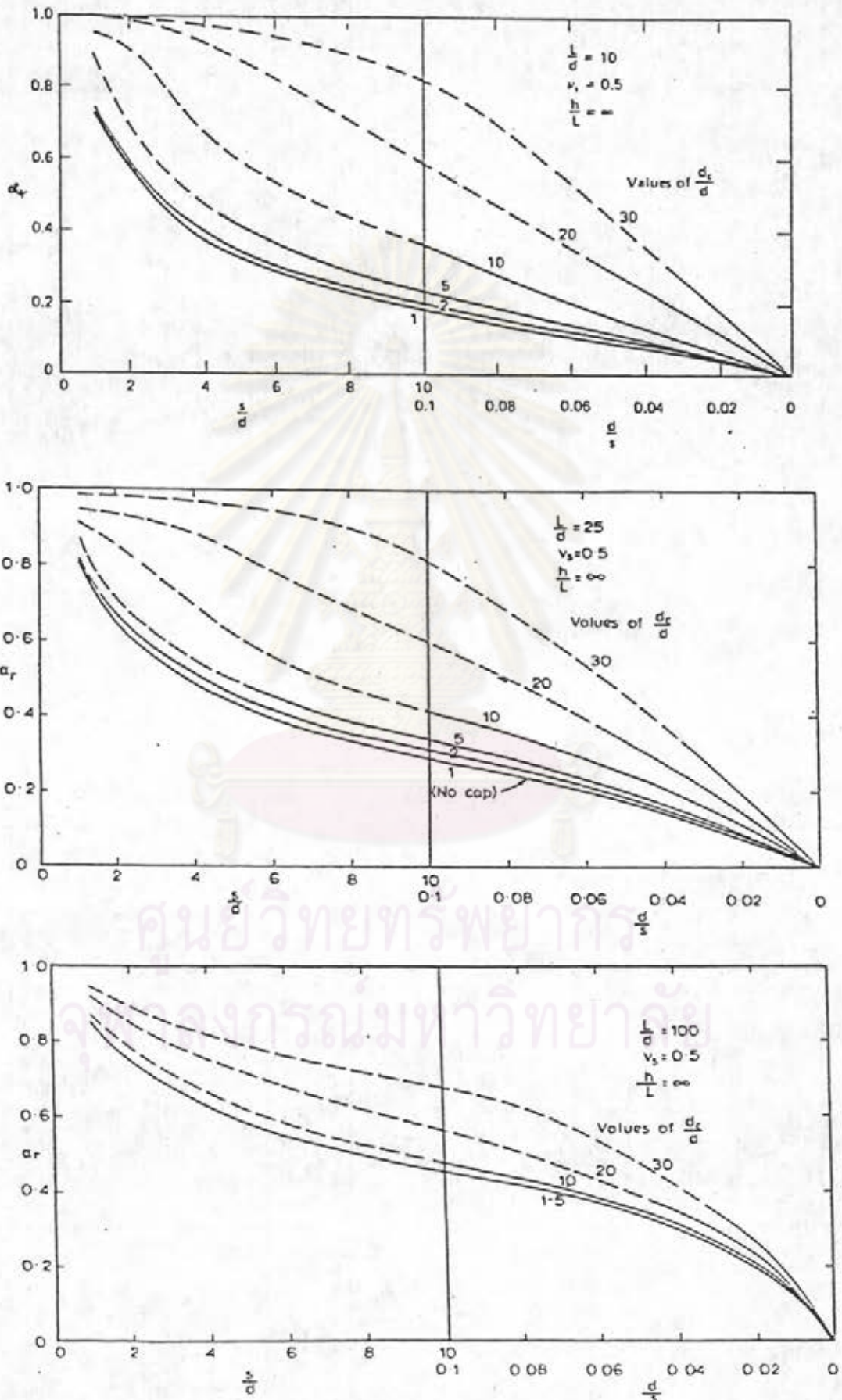
ของ ผลกระทบจากเสาเข็มข้างเคียง 2 ต้น ได้ดังนี้

$$\rho_k = \rho_1 \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n ( P_j \alpha_{kj} ) + \rho_1 P_k \quad \dots\dots\dots ( 3.24 )$$

เมื่อ  $\rho_1$  = การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวภายใต้หนึ่งหน่วยน้ำหนัก (  $P = 1$  ) จากสมการ ( 3.14 ), ( 3.15 )

$P_j$  = น้ำหนักที่กระทำบนเสาเข็มต้น j

$\alpha_{kj}$  = interaction factor โดยมีระยะระหว่างเข็มต้น k และ j โดยใช้ geometrical parameter ของเข็มต้น j



รูปที่ 3.17 Interaction factor สำหรับเสาเข็มในระบบ pile raft,  $\alpha_y$  (After Poulos and Davis, 1972)

$P_k$  = น้ำหนักที่กระทำบนเสาเข็มต้น  $k$

#### ๑.๑.๒.๒.๔ การทรุดตัวของเสาเข็มใด ๆ ( $\rho_k$ ) ใน

กลุ่มของเสาเข็มที่มีขนาดไม่เท่ากัน  $n$  ต้น

กรณีของเสาเข็มกลุ่มที่มีขนาดแตกต่างกัน ทั้ง

difference size และ difference geometry เราหาการทรุดตัวของเข็มต้นใด ๆ

ได้ โดยใช้สมการ

$$\rho_k = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (\rho_{1j} \cdot P_j \cdot \alpha_{kj}) + \rho_{1k} \cdot P_k \dots\dots (3.25)$$

เมื่อ  $\rho_{1j}$  = การทรุดตัวของเข็มเดี่ยวข้างเคียง ต้น  $j$  ภายใต้หนึ่งหน่วยน้ำหนัก  
( ใช้สมการ ๓.1๓ )

$\alpha_{kj}$  = interaction factor สำหรับระยะห่างระหว่างเข็มต้น  $k$  กับ  $j$   
โดยใช้ geometrical parameter ของเข็มต้น  $j$

$\rho_{1k}$  = การทรุดตัวของเข็มเดี่ยวต้นพิจารณา  $k$  ภายใต้หนึ่งหน่วยน้ำหนัก  
( ใช้สมการ ๓.1๓ )

ภายใต้สภาพที่หน่วยน้ำหนักทางตั้งที่ถ่ายลงมายังกลุ่มเสาเข็ม เราอาจหาหน่วย  
น้ำหนักจาก

$$P_g = \sum_{j=1}^n P_j \dots\dots (3.26)$$

โดยสามารถพิจารณาได้เป็น ๒ กรณี คือ

๑) กรณีที่เป็น Flexible pile cap หน่วยน้ำหนักที่กระทำจะเท่ากันใน  
เข็มแต่ละต้น การทรุดตัวของเสาเข็มแต่ละต้นในกลุ่มหาได้จากสมการ ( ๓.๒๔ ) หรือ  
( ๓.๒๕ )

๒) กรณีที่เป็น Rigid pile cap การทรุดตัวจะเท่ากันทั้งกลุ่มเสาเข็ม  
การหาใช้สมการ ( ๓.๒๔ ) หรือ ( ๓.๒๕ ) ร่วมกับสมการ ( ๓.๒๖ ) เพื่อหา  $P_j$   
ที่ไม่ทราบค่า  $n$  ตัว และหาการทรุดตัวของกลุ่ม

อย่างไรก็ตาม การคำนวณโดยใช้ข้อสมมุติฐาน 1) คือให้หน้าหน้ากระทำที่เสาเข็มแต่ละต้นเท่ากัน จะสะดวกและเพียงพอในทุกกรณี ไม่ว่าจะทำการทรุดตัวของเสาเข็มต้นใด ในตำแหน่งใด ๆ ในกลุ่มก็ตาม

### 3.3.2.2.5 การหาการทรุดตัวของดินข้างใต้เนื่องจากผลของเสาเข็มกลุ่ม ( Underlying Settlement )

เราสามารถใช้อนุกรมที่ ( 3.18 ) ในการหาค่าการทรุดตัวของดินข้างใต้เสาเข็มกลุ่ม ค่าการทรุดตัวนี้จะมีความสำคัญมากกว่า ในเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากเสาเข็มกลุ่มส่งผลต่อปริมาณดินข้างใต้ได้มากกว่า ( Poulos , 1975 )

จากการประมาณของ Steinbrenner ( 1934 ) โดยสมมุติให้การกระจายของหน่วยแรงเค้นกับสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ ( layered system ) ให้เหมือนกับเป็นชั้นดินที่สม่ำเสมอ ( Uniform mass ) การหาค่าการยุบตัวของดินในแนวตั้ง ( Vertical displacement ) ในชั้นแรกของจำนวน " m " ชั้น ของดินได้ดังนี้

$$\rho = (P/L) \cdot \left[ (I_m/E_{sm}) + \sum_{j=2}^{m-1} \{ (I_j - I_{j+1})/E_{sj} \} \right] \dots\dots\dots ( 3.27 )$$

เมื่อ  $I_j$  = displacement influence factor (  $I_\rho$  ) บนแกนของเสาเข็มที่ระดับบนสุดของชั้นดิน j

$E_{sj}$  = Young's modulus ของชั้นดิน j

จากการประมาณค่าการทรุดตัวของดินใต้เสาเข็มกลุ่ม เราอาจหาได้จากการประมาณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ดังสมการ ( 3.27 ) สำหรับ layered soil โดยใช้สมมุติฐานของการแปลงเสาเข็มกลุ่มให้เป็นเสาเข็มเดี่ยวสมมูลย์ ( equivalent single Pier ) , Poulos and Mattes ( 1971 ) ดังนี้

### 3.3.2.2.6 การพิจารณาเสาเข็มกลุ่มให้เป็นเสาเข็มเดี่ยวสมมูลย์ ( equivalent Single Pier )

เนื่องจากโครงสร้างฐานรากประกอบด้วยเสาเข็มจำนวนมาก Poulos and Mattes ( 1980 ) แนะนำว่า เพื่อความสะดวกให้แทนเสาเข็มแต่ละกลุ่มเป็น equivalent single pier ซึ่งมีการทรุดตัวเท่า ๆ กัน



ซึ่งอาจแปลงได้โดยการประมาณเป็น 2 แบบ คือ

1) Equivalent Single Pier ที่มีพื้นที่หน้าตัด เท่ากับพื้นที่หน้าตัดของกลุ่ม แต่ความยาวเสาเข็มเป็นความยาวสมมูล , equivalent length ,  $L_e$  หาได้จากรูป 3.18 (ข)

2) Equivalent Single Pier ที่มีความยาวเท่าเดิม แต่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเป็นแบบเส้นผ่านศูนย์กลางสมมูล , equivalent diameter ,  $d_e$  หาได้จากรูป 3.18 (ก)

แบบหลังจะเหมาะสมกับสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ มากกว่า โดยค่าอัตราส่วน  $d_e/B$  สำหรับเสาเข็มแบบ floating Pile แสดงไว้ในรูป 3.18 (ก) เมื่อ  $d_e$  คือ ความกว้างเฉลี่ยของเสาเข็มกลุ่ม

#### 3.3.2.2.7 การหาคูสมบัติของดิน ( Soil Parameters )

ที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Modified Theory of Elasticity

Poulos ( 1977 ) และ Desai ( 1977 ) แนะนำว่า ค่า Young's modulus ของดิน ,  $E_s$  ที่ใช้ในสมการ ( 3.13 ), ( 3.14 ), ( 3.15 ) ซึ่งหาได้จาก การทดลอง จะมีค่าต่ำกว่าค่าในสนาม ประมาณ 4 - 10 เท่า ทำให้การประมาณค่าการทรุดตัวผิดไป Poulos ( 1977 ) และ Poulos and Davis ( 1980 ) แนะนำให้ใช้ค่า  $E_s$  จากการทดสอบ Pile Load Test และคำนวณกลับ จากผลการทดสอบเสาเข็ม ซึ่งจะกล่าวในบทการวิเคราะห์

อย่างไรก็ดี ในกรณีที่มีการทดสอบเสาเข็มใช้เสาสมอ ( Anchor Piles ) การทรุดตัวที่วัดได้จริง จะมีค่าน้อยลง เนื่องจากผลของ Interaction. Banerjee ( 1977 ) ได้แนะนำค่าการปรับแก้ไว้ในรูป 3.19 ซึ่งขึ้นกับค่าของ  $S/d$  และ  $L/d$  Poulos and Mattes ( 1974 ) ได้เสนอค่าปรับแก้  $F_c$  การผลของการวิเคราะห์ค่า interaction ระหว่างเสาเข็มสองต้น ดังนี้

$$F_c = 1 / ( 1 - \alpha ) \quad \dots\dots\dots( 3.28 )$$



เมื่อ  $F_c$  = อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวจริงต่อค่าการทรุดตัวที่วัดได้ของเสาเข็ม  
ที่ทดสอบ

$\alpha$  = Interaction Factor ของเสาเข็มโดยมีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม  
ทดสอบกับ เสาสมอ

Bazant and Masopust ( 1981 ) เรียกค่า  $E_s$  ที่ได้จากการคำนวณกลับ  
จากผลการทดสอบเสาเข็มว่าเป็น " ค่า Secant Modulus สะสมของดินรอบเสาเข็ม "   
และสรุปว่า ค่า  $E_s$  นี้ จะเพิ่มขึ้นตามความยาวของเสาเข็ม เมื่อ เส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม  
คงที่

ค่า  $E_s$  ที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัวของดินใต้เสาเข็ม หากจากคุณสมบัติในการ  
ยุบอัดตัวของดิน , Poulos ( 1976 ) ตั้งได้กล่าวไว้ในวิธีแบบดั้งเดิม ในหัวข้อ  
3.3.1.4.4

สำหรับค่าอัตราส่วนนิวของ  $v_s$  , ที่แนะนำโดย Poulos and Davis  
( 1980 ) ดังตารางที่ 3.2 ส่วนค่า pile - stiffness factor ,  $k$  , สำหรับ  
ชนิดต่าง ๆ ของเสาเข็มและดินแสดงไว้ในตารางที่ 3.3

3.3.2.2.8 ผลของแท่นหัวเข็ม ( pile cap ) ต่อการ  
ทรุดตัวของเสาเข็ม

Butterfield and Banerjee ( 1971 )

ทำการวิเคราะห์ผลของแท่นหัวเข็ม ( pile cap ) ที่ติดบนหัวเสาเข็ม โดยวิธี  
numerical สรุปได้ว่า แท่นหัวเข็มจะช่วยลดค่าการทรุดตัวลงได้ประมาณ 5 ถึง 15%  
ซึ่งขึ้นกับขนาดของกลุ่มเสาเข็ม Poulos and Davis ( 1972 ) ได้ทำการวิเคราะห์  
เสาเข็มใน raft system โดยแบ่งออกเป็นกลุ่มอิสระย่อย ๆ และหาความสัมพันธ์เป็น  
ตัวคูณ  $F_R$  กับค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ดังรูป 3.11

เมื่อ  $d_e$  คือเส้นผ่านศูนย์กลางสมมูล ( equivalent diameter ) ของเสาเข็ม

ลักษณะของแท่นหัวเข็มมี 2 ลักษณะ

1) Flexible cap คือเสาเข็มแต่ละต้นทรุดตัวได้อิสระ โดยมีการกระจาย  
น้ำหนักเท่ากันทุกต้น

2) Rigid cap คือเสาเข็มทุกต้นทรุดตัวเท่ากัน โดยมีการกระจายของน้ำหนักเท่ากันทุกต้น ในทางปฏิบัติพบว่า เมื่อเสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเท่ากัน ค่าการทรุดตัวจะไม่แตกต่างจากค่าการทรุดตัวเฉลี่ยของเสาเข็มกลุ่ม ไม่ว่าจะ เป็น Flexible cap หรือ Rigid cap , Poulos and Davis ( 1980 ) , Poulos ( 1972 ) กล่าวว่าการกำหนดให้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเท่ากับ 80% ของการทรุดตัวของเสาเข็มต้นกลางในกลุ่ม ให้ความถูกต้องเพียงพอ

### 3.4 อัตราการทรุดตัว ( Rate of Consolidation )

การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว มีพื้นฐานมาจากทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi ที่เสนอในปี 1923 ซึ่งมีข้อสมมุติฐาน สรุปโดย Barden ( 1968 ) ; Tavenas et al ( 1979 ) ดังนี้

- 1) มีการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ ในชั้นดินเหนียว
- 2) การไหลออกของน้ำ เป็นแบบ 1 มิติ เป็นไปตามกฎของ Darcy ขึ้นกับ Hydraulic gradient
- 3) ชั้นดินต้องเป็นเอกพันธ์ ( homogeneous ) และอิ่มตัวด้วยน้ำ ( Saturated )
- 4) เมื่อดินและน้ำในโพรงดินไม่มีการยุบตัว
- 5) การยุบอัดตัว ( Compressibility ) และความซบซึมได้ ( permeability ) คงที่
- 6) แรงเค้นประสิทธิผล ( effective stress ) มีความสัมพันธ์แบบเส้นตรงกับปริมาณของโพรงดิน ( void ratio )
- 7) ความเครียด ( Strains ) และความเร็วของการไหลของน้ำเป็นแบบ 1 มิติ และไม่มีที่สิ้นสุด ( infinitesimal )
- 8) ไม่คิดการเกิด Secondary compression.

สมการยุบอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi , Lambe and Whitman ( 1969 )

คือ

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \dots\dots\dots ( 3.29 )$$

- เมื่อ  $u_e$  คือ ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม  
 $Z$  คือ ระยะทางเดินของน้ำนับจากขอบบนของชั้นดินที่ยุบอัดตัวได้  
 $t$  คือ เวลา  
 $C_v$  คือ สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำ

การแก้สมการ ที่ ( 3.29 ) จะให้ค่าการหดตัวที่เวลาใด ๆ ได้ ดังสมการ

$$\rho(t) = \bar{U} \rho_c \quad \dots\dots\dots( 3.30 )$$

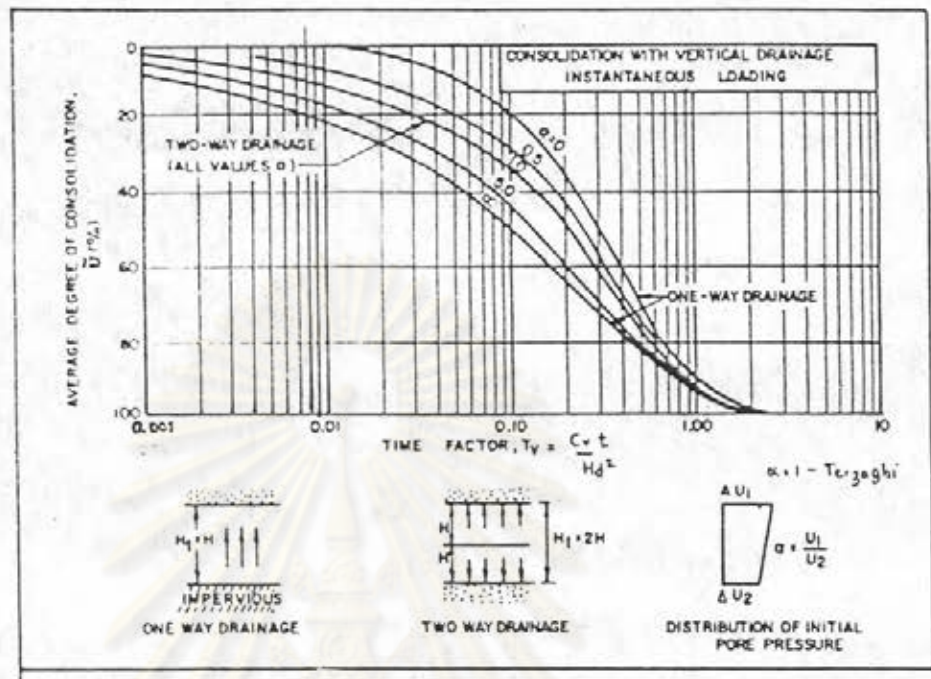
- เมื่อ  $\rho(t)$  คือ การหดตัวที่เวลาใดเวลาหนึ่ง  
 $\bar{U}$  คือ Average degree of consolidation  
 $\rho_c$  คือ การหดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวคายน้ำ consolidation ทั้งหมด

Terzaghi และ Peck ( 1967 ) ได้ให้ค่า  $\bar{U}$  เป็นฟังก์ชันกับ  $T$  ( Time factor ) สำหรับการยุบอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ดังรูป 3.20 (ก) ดังตาราง 3.4 สูตรที่ ( 2527 ) แนะนำว่า คุณสมบัติของดินที่จะควบคุมอัตราการหดตัวคือ ค่า  $C_v$  . ซึ่งผลที่วัดได้จากห้องทดลองให้ค่าต่ำเกินไปไม่สมควรใช้ กับค่า  $H_d$  ซึ่งเป็นค่า Height of Drainage คือ ความหนาของชั้นดินเหนียวทั้งหมดในกรณีทั่ว ๆ ไป แต่สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในกรณีที่มีการสูบน้ำบาดาลน้ำอาจจะสามารถไหลออกได้ ทั้งสองทิศทาง ค่า  $H_d$  จึงเป็นเพียงครึ่งหนึ่งของความหนาของชั้นดินอ่อนทั้งหมด

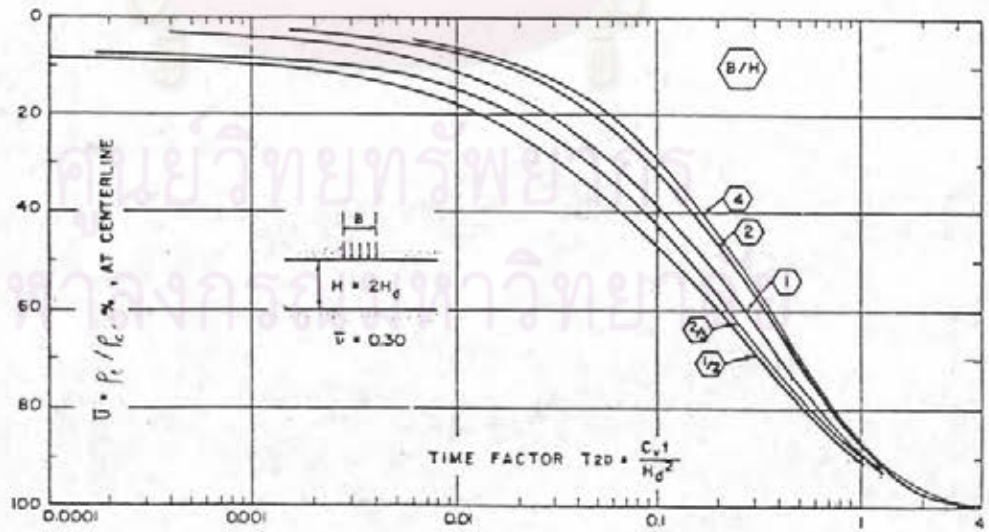
หรืออาจจะหาได้จากการเขียน Total head diagram ของน้ำในมวลดิน ค่า  $C_v$  หาได้จากสมการการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi ดังนี้

$$C_v = \frac{T H_d^2}{t} \quad \dots\dots\dots( 3.31 )$$

ตามธรรมชาติแล้ว สภาพดินโดยทั่วไปมักไม่เป็นไปตามข้อสมมุติฐานของ Terzaghi จึงได้มีการพัฒนาสมการเพื่อให้ใกล้เคียงกับสภาวะธรรมชาติ โดยคิดว่าเกิดการไหลของน้ำในลักษณะ 2 มิติ และ 3 มิติ ตามทฤษฎีของ Terzaghi - Rendulic pseudo - consolidation theory ( 1936 ) ; Biot theory ( 1941 , 1955 , 1956 ) ; Dosis and Poulos ( 1972 ) ; Lacasse et al( 1975 )



รูปที่ 3.20 (ก) อัตราการหดตัวเนื่องจากการอัดตัวตามน้ำสำหรับ Vertical Drainage เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทันที (After สุรสิทธิ์ , 2523)



รูปที่ 3.20 (ข)  $T_{2d}$  VS  $\bar{U}$  สำหรับ Plane Strain Consolidation โดยมี Double Drainage และ Isotropic Permeability (After Lacasse et al., 1975)



ซึ่ง Murray ( 1978 ) ได้สรุปสมการการอัดตัวคายน้ำ จากทฤษฎีที่มีการไหลของน้ำ ในลักษณะ 1 มิติ , 2 มิติ และ 3 มิติ ดังแสดงในตารางที่ ๓.5 และความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำที่แสดงไว้ในตารางที่ ๓.5 มีความสัมพันธ์ดังนี้ Terzaghi ( 1925 ) and Rendulic ( 1937 )

$$C_1 = e (1-v') C_2 = B \frac{(1-v')}{1+v'} C_3 \dots\dots\dots ( 3.32 )$$

เมื่อ  $C_1$  ,  $C_2$  ,  $C_3$  คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ , 2 มิติ และ 3 มิติ ตามลำดับ

$v'$  คือ อัตราส่วนปริมาตรของแอมระบายน้ำ

ตารางที่ ๓.5 : สมการสำหรับทฤษฎีการยุบอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ , 2 มิติ และ 3 มิติ และสภาพระบายน้ำ ( After Gibson and Lumb , 1953 , After Murray , 1978 )

มิติใช้	Terzaghi - Rendulic pseudo - consolidation Theory	Biot Theory	Coefficient of Consolidation
1	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_1 \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_1 \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}$	$C_1 = \frac{k E' (1 - v')}{\gamma_w (1 + v') (1 - e v')}$
2	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_2 \left( \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \right)$ หรือ $\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_x \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + C_z \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_2 \left( \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \right) + \frac{1}{2} \frac{\partial (\sigma_x + \sigma_z)}{\partial t}$	$C_2 = \frac{k E'}{2\gamma_w (1 - e v') (1 + v')}$
3	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_3 \left( \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \right)$ หรือ $\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_x \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + C_y \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2} + C_z \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$	$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_3 \left( \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} + \frac{1}{3} \frac{\partial (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{\partial t}$	$C_3 = \frac{k E'}{3\gamma_w (1 - e v')}$

หมายเหตุ  $v'$  = drained Poisson's ratio

$E'$  = drained Young's Modulus

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  = Total stress increments ในแกน x,y และ z ตามลำดับของมวลดิน

$C_x, C_y, C_z$  = สัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติตามแกน x,y และ z ตามลำดับ

ถ้า  $v' = 0.5$  สมการ ( 3.32 ) จะได้

$$C_1 = C_2 = C_3$$

ถ้า  $v' = 0$  สมการ ( 3.32 ) จะได้

$$C_1 = 2C_2 = 3C_3$$

Davis and Poulos ( 1972 ) ระบุว่า ในสภาวะไม่มีการระบายน้ำ ( Undrained Condition ) .  $v' = 0.5$  แล้ว การเปลี่ยนแปลงแรงเค้นเฉลี่ย ( mean total stress ) เป็นศูนย์ ทฤษฎีทั้งสองคือ Pseudo - theory ( 1937 ) กับ Biot theory ( 1941 ) จะเหมือนกัน แต่ถ้า  $v' \neq 0.5$  . Davis and Poulos ( 1972 ) การหาลักษณะการกระจายของแรงดันน้ำในโพรงเพิ่ม ( dissipated of pore water ) จาก

$$\bar{u}_p = 1 - \frac{\int_0^{z_0} u(z,t) dz}{\int_0^{z_0} u_i(z,0) dz} \quad \dots\dots\dots ( 3.33 )$$

เมื่อ  $u(z,t)$  คือ ความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เวลาใด ๆ (  $t$  )

$u_i(z,0)$  คือ ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเริ่มต้น

สูตรนี้ ( 2527 ) การวิเคราะห์อัตราทรุดตัวในบริเวณกรุงเทพฯ นั้น ทำได้ยากลำบากมาก เพราะมี drainage condition ที่ Complex และอัตราทรุดตัวจะมากกว่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีเสมอ นอกจากนั้น ค่า  $C_v$  ( Coefficient of Consolidation ) จากการทดสอบในห้องทดลองจะมีค่าน้อยกว่าที่เกิดขึ้นจริง ในสนามมาก

วิธีที่ดีที่สุดสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือการเก็บข้อมูลการทรุดตัวกับเวลา ในสนามมาทำการวิเคราะห์โดยวิธีของ Asaoka ( 1978 ) แล้วจึงหาค่า Degree of Consolidation (  $U$  ) กับ Time Factor (  $T$  ) โดยอาศัยทฤษฎีของ Terzaghi หรือ Lacasse

#### 3.4.1 Asaoka's Graphical Method ( 1978 , 1980 )

วิธีการนี้สามารถประมาณอัตราทรุดตัวและการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

สุดท้าย ได้โดยใช้กราฟตามหลักการของ Asaoka ( 1978 ) และเสนอโดย Magnan and Miesseus ( 1980 ) ซึ่ง Asaoka ได้พัฒนาวิธีการจากสมการพื้นฐานของการอัดตัวคายน้ำที่แสดงในรูปของความเค็ยตทางตั้ง ( vertical or volumetric strain ) ที่เสนอโดย Mikasa ( 1963 ) ดังนี้

$$C_v \frac{\partial^2 \epsilon_v}{\partial z^2} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} \quad \dots\dots( 3.34 )$$

- เมื่อ  $\epsilon_v$  คือ vertical strain ( volumetric strain )
- $t$  คือ เวลา (  $t \geq 0$  )
- $z$  คือ ความลึกจากชั้นบนของชั้นดินเหนียว
- $C_v$  คือ Coefficient of consolidation

จากสมการ ( 3.34 ) ค่าประมาณของสมการ differential equation แสดงความสัมพันธ์ของการทรุดตัวกับ เวลาเป็นสมการหลักได้ดังนี้

$$\rho + C_1 \rho' + C_2 \rho'' + \dots + C_n \rho^{(n)} = C \quad \dots\dots( 3.35 )$$

เมื่อ  $C_1, C_2, \dots, C_n$  และ  $C$  เป็นตัวคงที่ที่ไม่ทราบค่า ขึ้นกับ Coefficient of consolidation และ boundary Condition ของชั้นดิน

$\rho$  เป็น การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ ขึ้นกับ เวลา (  $t_j$  )

โดย  $t_j = \Delta t \cdot j$  เมื่อ  $j = 1, 2, \dots$

$\Delta t =$  ช่วงเวลาคงที่

เมื่อแก้สมการ differential ( 3.35 ) ผลที่ได้จะอยู่ในรูปสมการดังนี้

$$\rho_j = \beta_0 + \sum_{s=1}^n \beta_s \rho_{j-s} \quad \dots\dots( 3.36 )$$



เมื่อ  $\rho_j$  คือการหลุดตัวแมมอัดตัวคายน้ำที่เวลาใด ๆ ( $t_j$ )  
 รูปแบบสมการที่ ( 3.36 ) จะเป็นลักษณะสมการของเส้นตรง  
 จากสมการ ( 3.36 ) เราสามารถเขียนสมการ first order differential  
 equation ซึ่งปกติเพียงพอในหาอัตราการหลุดตัวในกรณีต่าง ๆ ดังนี้

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} \dots\dots\dots( 3.37 )$$

ค่าสัมประสิทธิ์  $\beta_0$  และ  $\beta_1$  ในกรณีของ  $t = \infty$  ( stable state ) จะได้ว่า

$$\rho_j = \rho_{j-1} = \rho_\infty = \rho_f \dots\dots\dots( 3.38 )$$

แทนค่าลงในสมการ ( 3.37 ) ;

$$\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \dots\dots\dots( 3.39 )$$

แทนค่าลงในสมการ ( 3.36 ) จะได้ ;

$$\rho_j = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} - \left\{ \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} - \rho_0 \right\} (\beta_1)^j \dots\dots\dots( 3.40 )$$

และจากสมการ ( 3.35 ) เขียนให้อยู่ในรูป 1<sup>st</sup> order approximation equation  
 ได้

$$\rho + c_1 \rho' = C \dots\dots\dots( 3.41 )$$

แก้สมการ ( 3.41 ) ได้

$$\rho(t) = \rho_f - (\rho_f - \rho_0) \exp\left(-\frac{t}{c_1}\right) \dots\dots\dots( 3.42 )$$

เมื่อ  $\rho(t=0) = \rho_0$   
 $\rho_f = C$

จากสมการที่ ( 3.40 ) กับ ( 3.42 ) เทียบกันจะได้ความสัมพันธ์ของ  $\beta_1$  ดังนี้

$$\ln \beta_1 = -\frac{\Delta t}{C_1} = -\frac{12}{5} \cdot \frac{C_v}{H^2} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots ( 3.43 )$$

สมการ ( 3.43 ) ใช้ในกรณี  $\frac{\Delta t}{C_1} < 1$  , เป็นการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ การไหลของน้ำไปทิศทางเดียวและชั้นดินจะต้องเป็นเอกพันธ์ ( homogeneous ) .  
Magnan and Micussens ( 1980 )

สมการที่ ( 3.36 ) ถ้าเราใช้สมการที่มี order ที่สูงขึ้น ก็จะสามารถแก้ ปัญหาที่ยุ่งยากมากขึ้น เช่น ปัญหาของ Secondary compression หรือ multi layered stratum , sand drain ได้ Asaoka & Matsuo ( 1980 )

Magnan & Micussens ( 1980 ) ได้แนะนำขั้นตอนการประมาณการหาค่าการทรุดตัวด้วยวิธีการดังต่อไปนี้

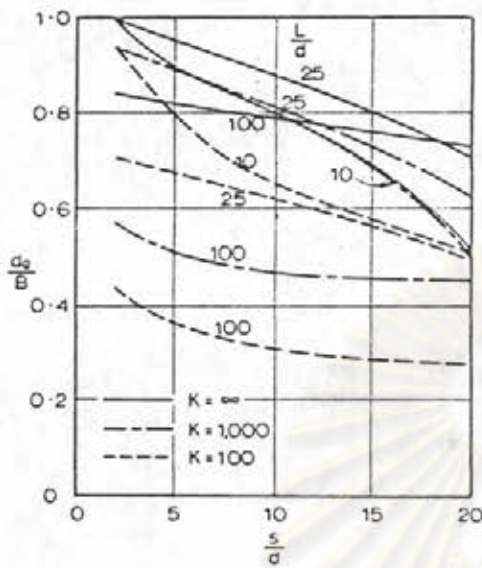
1) จากกราฟระหว่างเวลากับการทรุดตัวในสนามจริง ให้แบ่งช่วงเวลา เท่า ๆ กัน  $\Delta t$  ( ปกติ  $\Delta t \approx 30 - 100$  วัน ) อ่านค่าการทรุดตัว  $\rho_1 , \rho_2 , \dots , \rho_n$  เวลา  $t_1 , t_2 , \dots , t_n$  ทำตารางข้อมูลดังแสดงในรูป 3.21

2) สร้างกราฟของการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ โดย plot จุด (  $\rho_{i-1} , \rho_i$  ) ลงในระบบ coordinate ที่มีแกนของ  $\rho_{i-1}$  และ  $\rho_i$  ดังแสดงในรูป 3.21-3.24

3) ลากเส้นตรงผ่านจุดที่ plot ไว้ จุดที่ตัดกันของเส้นตรงนี้ ซึ่งคือสมการที่ ( 3.37 ) กับเส้นตรงที่ทำมุม  $45^\circ$  จะเป็นค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำสุดท้าย ( final consolidation settlement ,  $\rho_\infty$  or  $\rho_c$  ) ค่าความชื้น  $\beta_1$  จะมีความสัมพันธ์กับค่า  $C_v$  ดังสมการ ( 3.43 ) ดังนี้

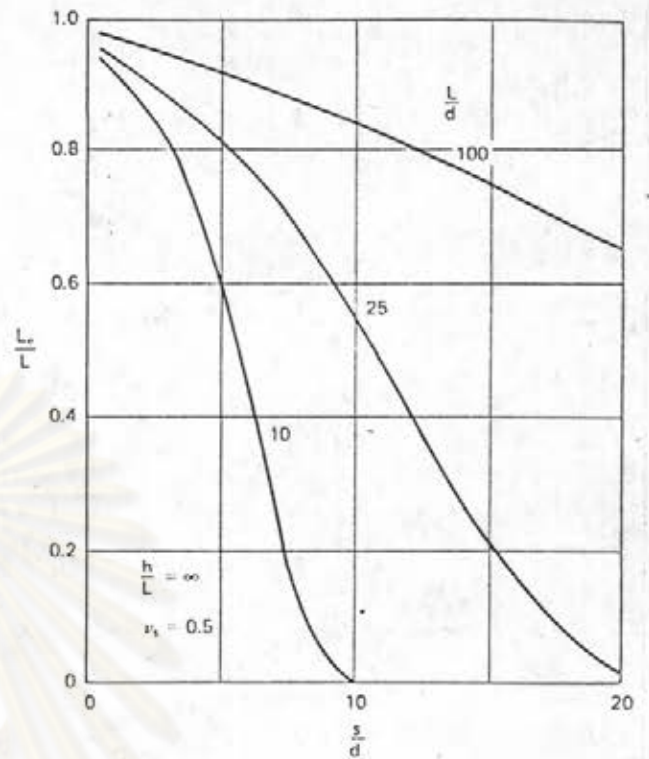
$$C_v = -\frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \dots\dots\dots ( 3.44 )$$

วิธีการของ Asaoka จะประมาณค่าได้ดี เมื่อมีการทรุดตัวไปแล้ว 60% ขึ้นไป , Magnan & Deroy ( 1980 ) , และค่า  $C_v$  ที่ได้นี้เป็นค่า  $C_v$  ในสนามจริง



3.18 (ก)

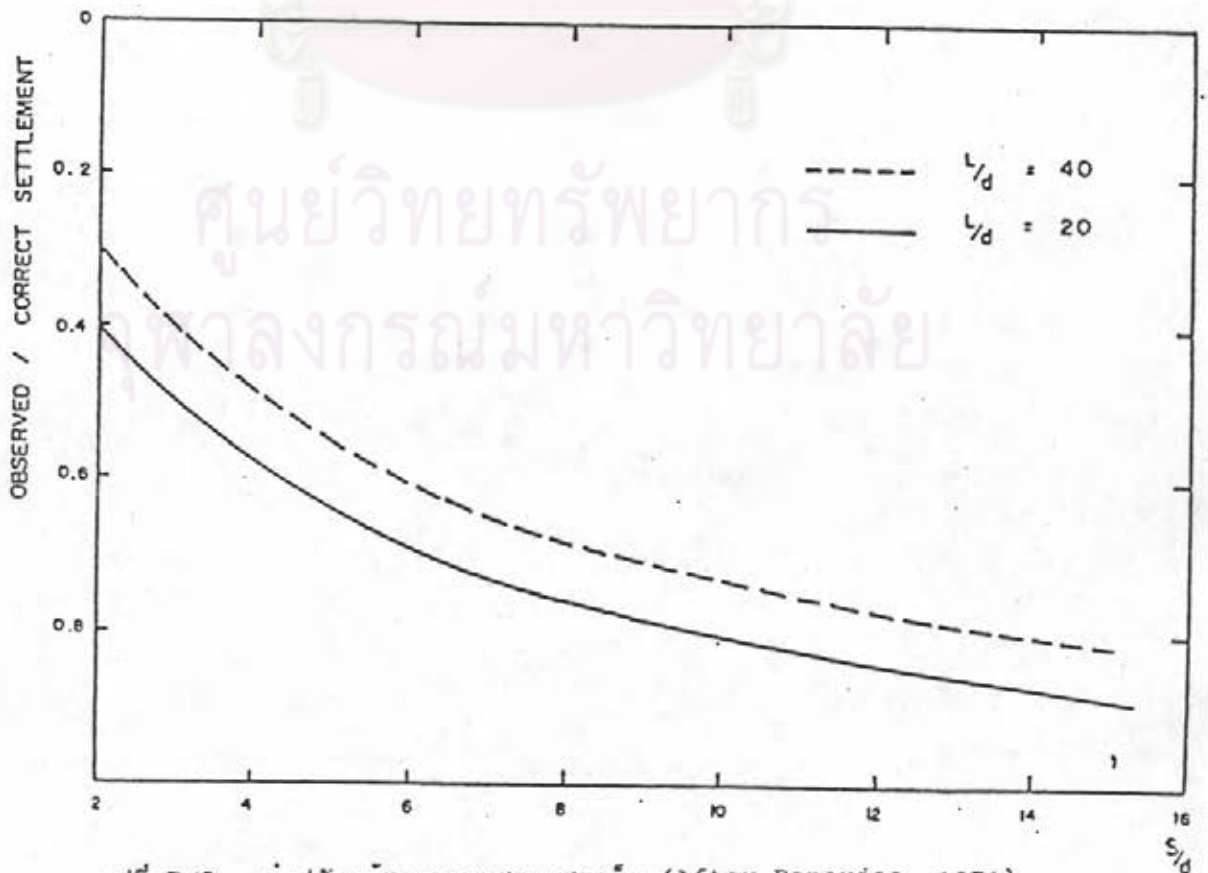
การหาเส้นผ่านศูนย์กลางสมมูล สำหรับเสาเข็มกลุ่มแบบ Floating (After Poulos and Mattes , 1971)



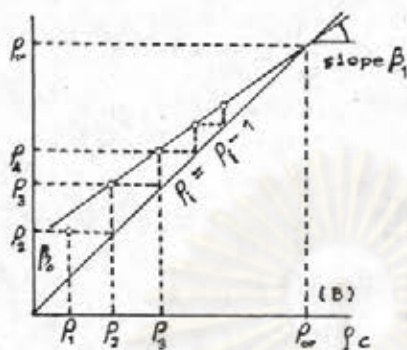
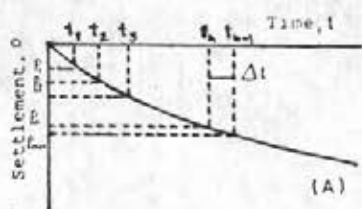
3.18 (ข)

การหาความยาวสมมูลสำหรับเสาเข็มกลุ่มแบบ Floating (After Davis and Mattes , 1971)

$K = \infty$



รูปที่ 3.19 ค่าปรับแก้ผลการทดสอบเสาเข็ม (After Banerjee, 1971)



รูปที่ 3.21

การหาค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำทั้งหมดตามวิธี Asaoka (After Asaoka , 1978)

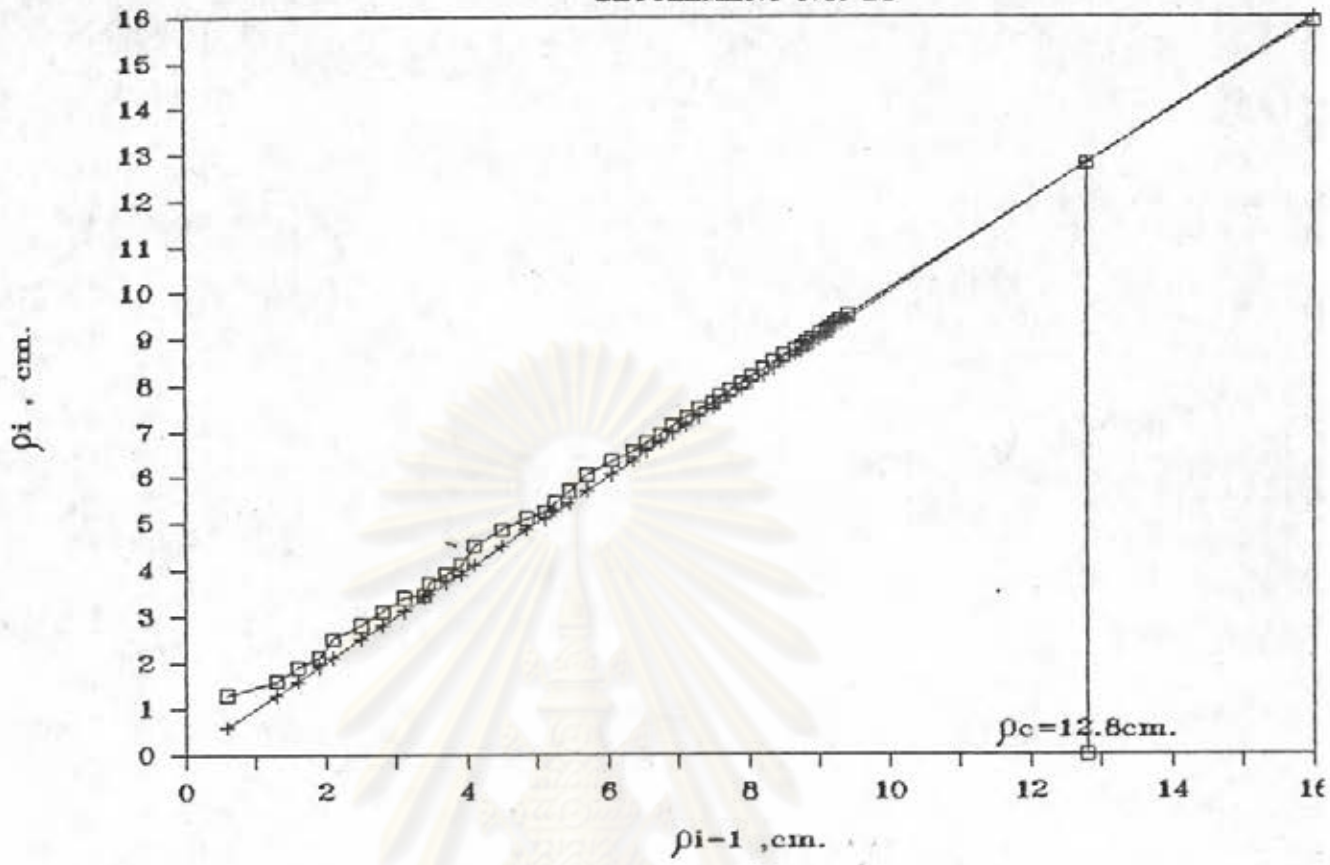
การดำเนินการวิจัย

3.6 ลักษณะทั่วไปของทางหลวงสายบางนา-บางปะกง

ทางหลวงสายบางนา-บางปะกง ( ทางหลวงสาย 34 ) สี่ขาออก เริ่มสร้างครั้งแรกในปี 2510 - 2512 ส่วนฝั่งขาเข้ากรุงเทพฯ เริ่มสร้างในปี 2519 - 2522 ความยาวของสายทาง 55 กิโลเมตร แต่ละสายทางมี 2 ช่องจราจร กว้างช่องละ 3.5 เมตร ปี 2526 - 2528 ได้มีการปรับปรุงสายทางสี่ขาออก ซึ่งได้แบ่งงานออกเป็น 2 ช่วง โดยช่วงที่ 1 เริ่มจาก บางนา กม.0+000 ถึงบางม่อ กม.20+500 ช่วงที่ 2 ไปจนถึงชลบุรี การศึกษาการทรุดตัวของคอสะพานบริเวณคลองปลัดเปรียง ( กม.6+400 ) ซึ่งอยู่ในสายทางช่วงที่ 1 การออกแบบและก่อสร้างในสมัยแรกเพื่อลดการทรุดตัวที่ต่างกันของสะพานและคอสะพานนั้น ได้ใช้เสาเข็มขนาด 0.22 x 0.22 ม.<sup>2</sup> ยาวประมาณ 20 เมตร และมีแท่นหัวเข็ม ( pile cap ) ขนาด 0.80 x 0.80 ม.<sup>2</sup> โดยอาศัยหลักการ arching effect ของดินถมคันทาง จากการสำรวจพบว่ายังมีการทรุดตัวที่ต่างกันค่อนข้างมาก และการเกิด arching effect ของทรายถมคันทางมีไม่มาก จึงได้ปรับปรุงการออกแบบให้เป็นแผ่นพื้นคอนกรีต ( concrete slab ) ปิดหัวเสาเข็มทั้งหมด โดยเพิ่มความยาวของเสาเข็มตามสภาพดินเดิม ในบริเวณใกล้คอสะพานและลดความยาวลงเมื่อระยะห่างจากสะพานมากขึ้นเป็นลักษณะ Sine curve. ซึ่งได้นำมาใช้กับคอสะพานบริเวณคลองปลัดเปรียงด้วย ซึ่งของเดิมเป็นท่อลอดขนาดใหญ่ ( Box culvert )

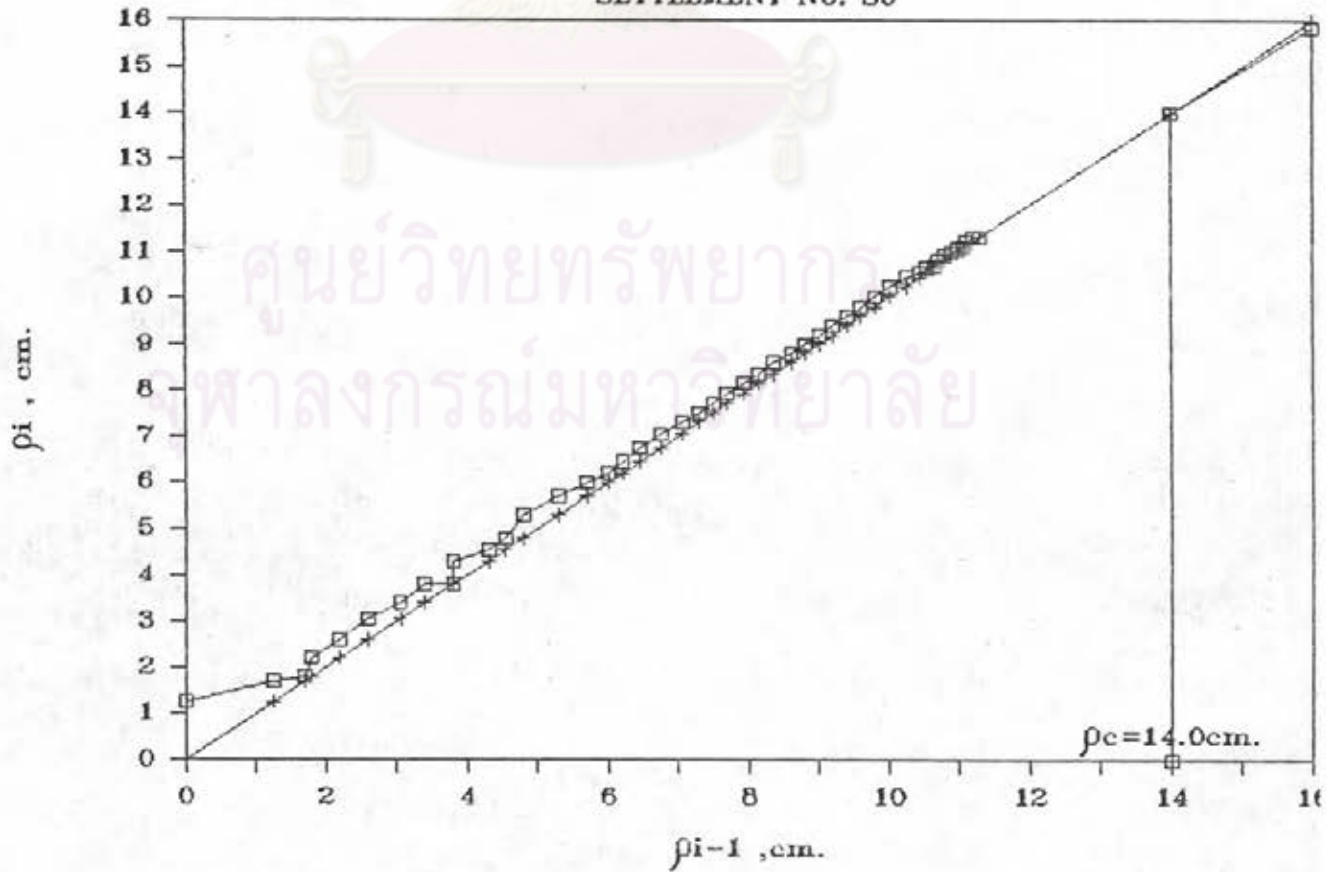
### ASAOKA'S METHOD

SETTLEMENT NO. S5



### ASAOKA'S METHOD

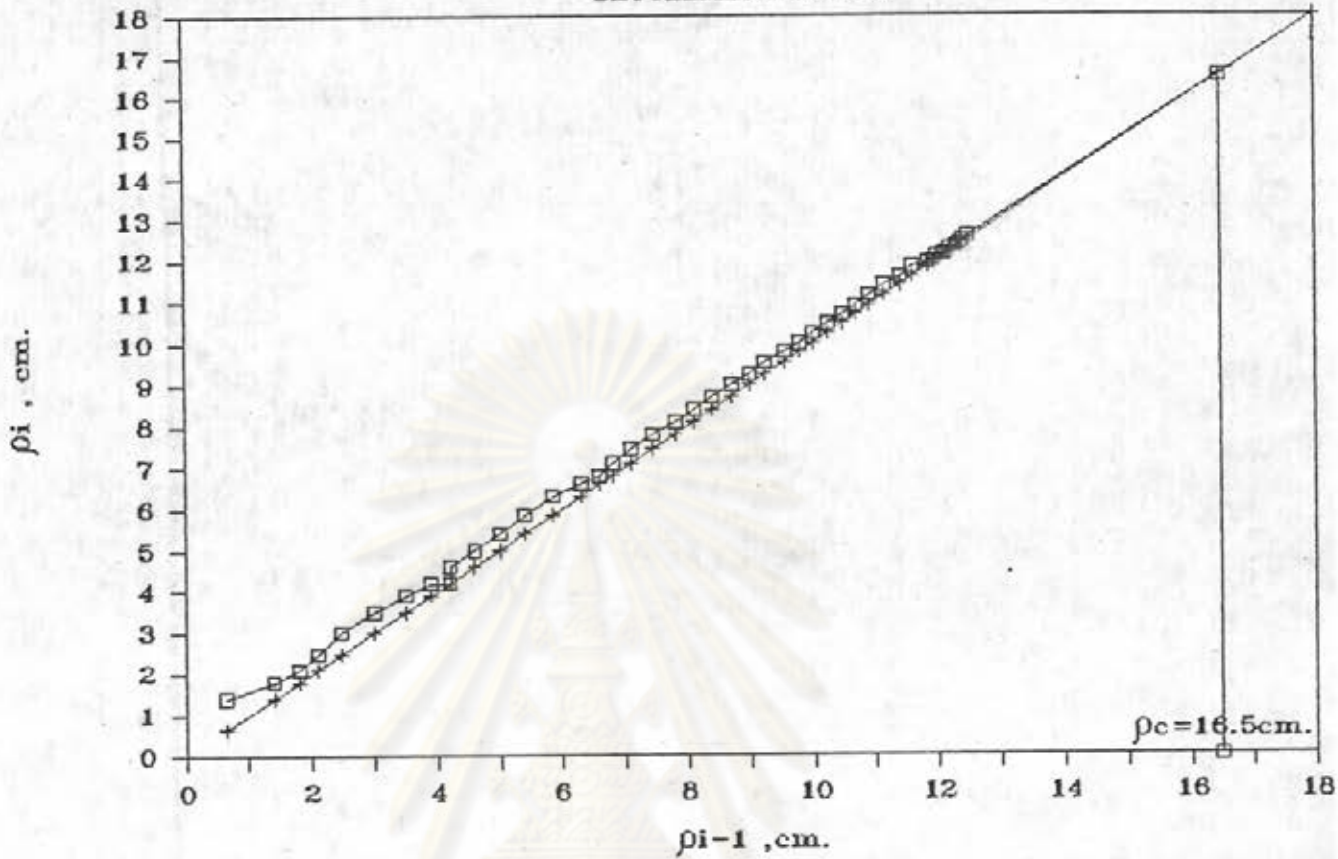
SETTLEMENT NO. S6



รูปที่ 3.22 การหาค่าการทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำทั้งหมดตามวิธี Asaoka ของจุด S<sub>5</sub> และ S<sub>6</sub>

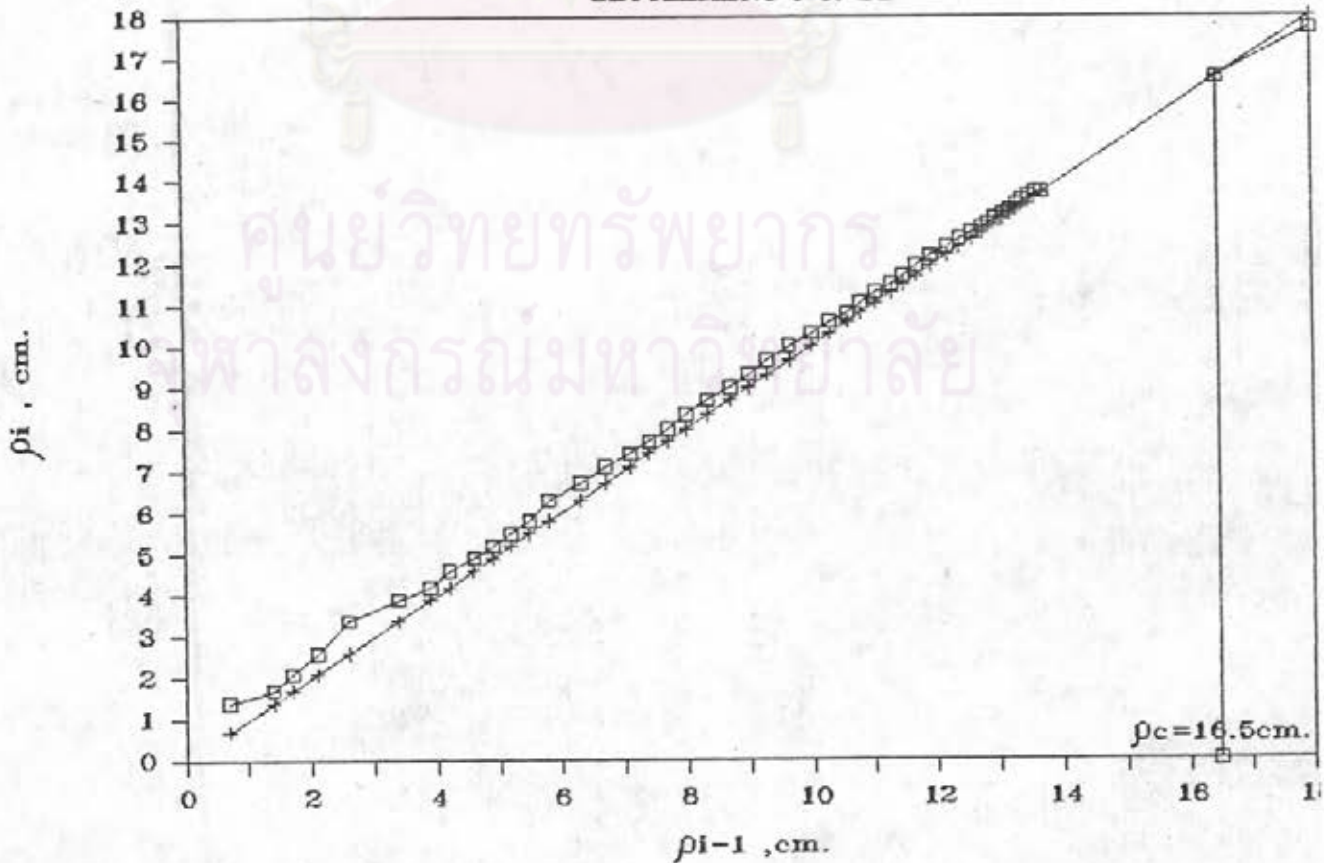
### ASAOKA'S METHOD

SETTLEMENT NO. S7



### ASAOKA'S METHOD

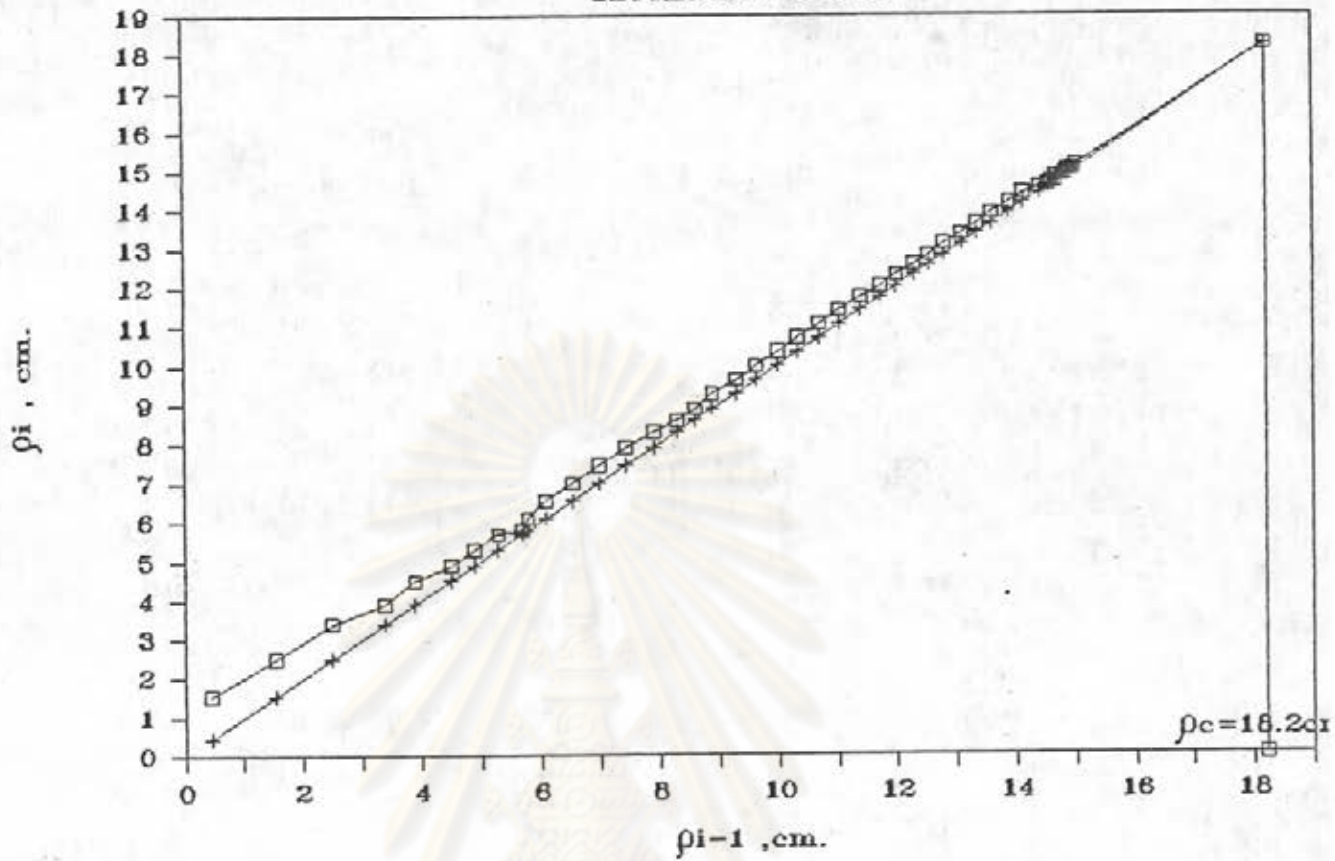
SETTLEMENT NO. S8



รูปที่ 3.23 การหาค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำทั้งหมดตามวิธี Asaoka ของจุด S<sub>7</sub> และ S<sub>8</sub>

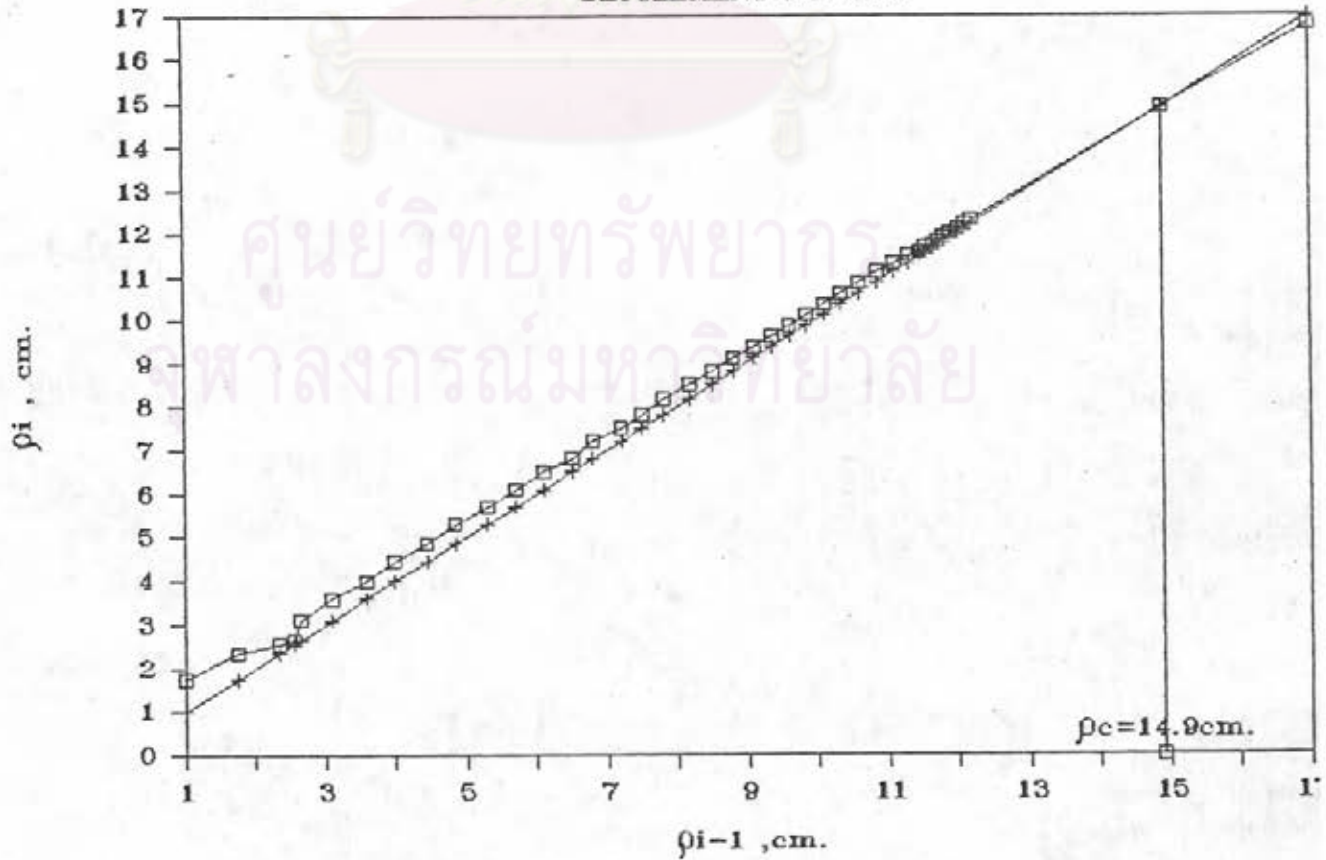
### ASAOKA'S METHOD

SETTLEMENT NO. S9



### ASAOKA'S METHOD

SETTLEMENT NO. S10



รูปที่ ๓.๒๔ การหาค่าการทรุดตัวแบบอัตราตัวคายน้ำทั้งหมดตามวิธี Asaoka ของจุด S<sub>9</sub> และ S<sub>10</sub>

### 3.7 สภาพและลักษณะทั่วไปของดินบริเวณสายทาง

ได้มีการศึกษาสภาพและลักษณะทั่วไปของดินบริเวณทางหลวงสายบางนา-บางปะกง โดย Eide และ Holmberg ( 1972 ) , NGI ( Holmberg , 1973 ) , Holmberg ( 1977 ) , Cox ( 1968 ) , AIT ( 1980 ) , Adhikari ( 1980 ) , Cox ( 1981 ) , คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬา ( 1984 ) , Udomrerk ( 1985 ) , ยงยุทธ ( 2527 ) ค่าระดับดินเดิมจะอยู่ประมาณ 0.60 - 1.20 เมตร เหนือระดับน้ำทะเลปานกลางความชื้นตามธรรมชาติมีค่าอยู่ระหว่าง 80% - 140% ดูรูป 3.25 (ก) ความลึกของชั้นดินอ่อนประมาณ 15 เมตร บริเวณใกล้กรุงเทพฯ และลึกถึง 25 เมตร บริเวณช่วง กม.28 - กม.30 ชั้น Weathered Clay มีความลึกประมาณ 1 .0 ม. ใต้ชั้นดินอ่อนจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ( Stiff Clay ) มีความลึกประมาณ 4 - 10 เมตร และชั้นทรายสลับกันไป ชั้นดินเหนียวอ่อนมีค่าพิกัดความเหลว ( Liquid Limit ) ประมาณ 100 - 120% พิกัดพลาสติก ( Plastic Limit ) ประมาณ 50 - 85% Sensitivity ของดินอ่อนประมาณ 5 - 13 ค่าเฉลี่ยประมาณ 8 Organic Content ประมาณ 3 ถึง 10% ส่วน Salinity ประมาณ 27 กรัม/ลิตร และมี Clay fraction ของดินประมาณ 50% ค่า Vane shear strength จะคงที่ในช่วง 5 เมตรแรก และจะเพิ่มขึ้นตามความลึก ดูรูป 3.25 (ข) ซึ่งเมื่อเอามาปรับแก้ด้วยแฟคเตอร์ของ Tavenas ( 1979 ) หรือ Bjerrum จะมีความสัมพันธ์ดังนี้

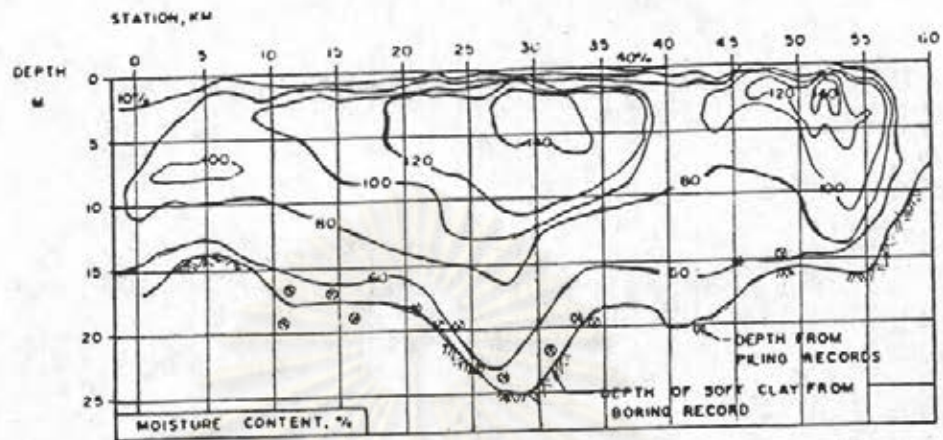
$$S_u ( \text{corrected} ) = 0.22 \sigma'_{vm} \text{ Trak ( 1979 ) แสดงในรูปที่ 3.26 ค่า}$$

อัตราส่วนการยุบตัว ( Compression ratio ) มีค่าประมาณ 0.2 - 0.8 แสดงในรูป 3.27 ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง หน่วยแรงประสิทธิผลแนวตั้งตามธรรมชาติ (  $\sigma'_{vo}$  ) และหน่วยแรงทัมมสูงสุดในอดีต (  $\sigma'_{vm}$  ) อยู่ในอัตราส่วน  $\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo} = 1.6$  สำหรับสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ ( Coefficient of Consolidation ) มีค่าประมาณ  $3 \times 10^{-5}$  ซม.<sup>2</sup>/วินาที

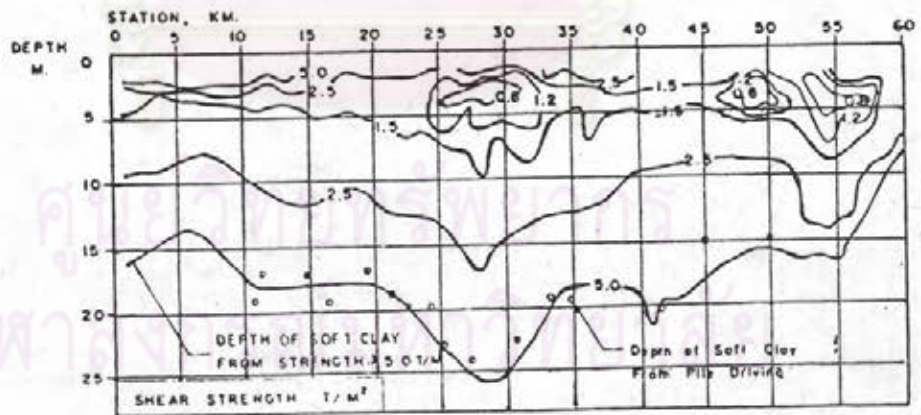
### 3.8 สถานที่ทำการศึกษาริเจีย

ทำการศึกษาคอสะพานบริเวณคลองปลัดเป็เรียง กม.6+402.755 โครงการปรับปรุงทางหลวงสายบางนา-บางปะกง ตอน 1 แสดงในรูป 3.28 ได้ทำการศึกษา





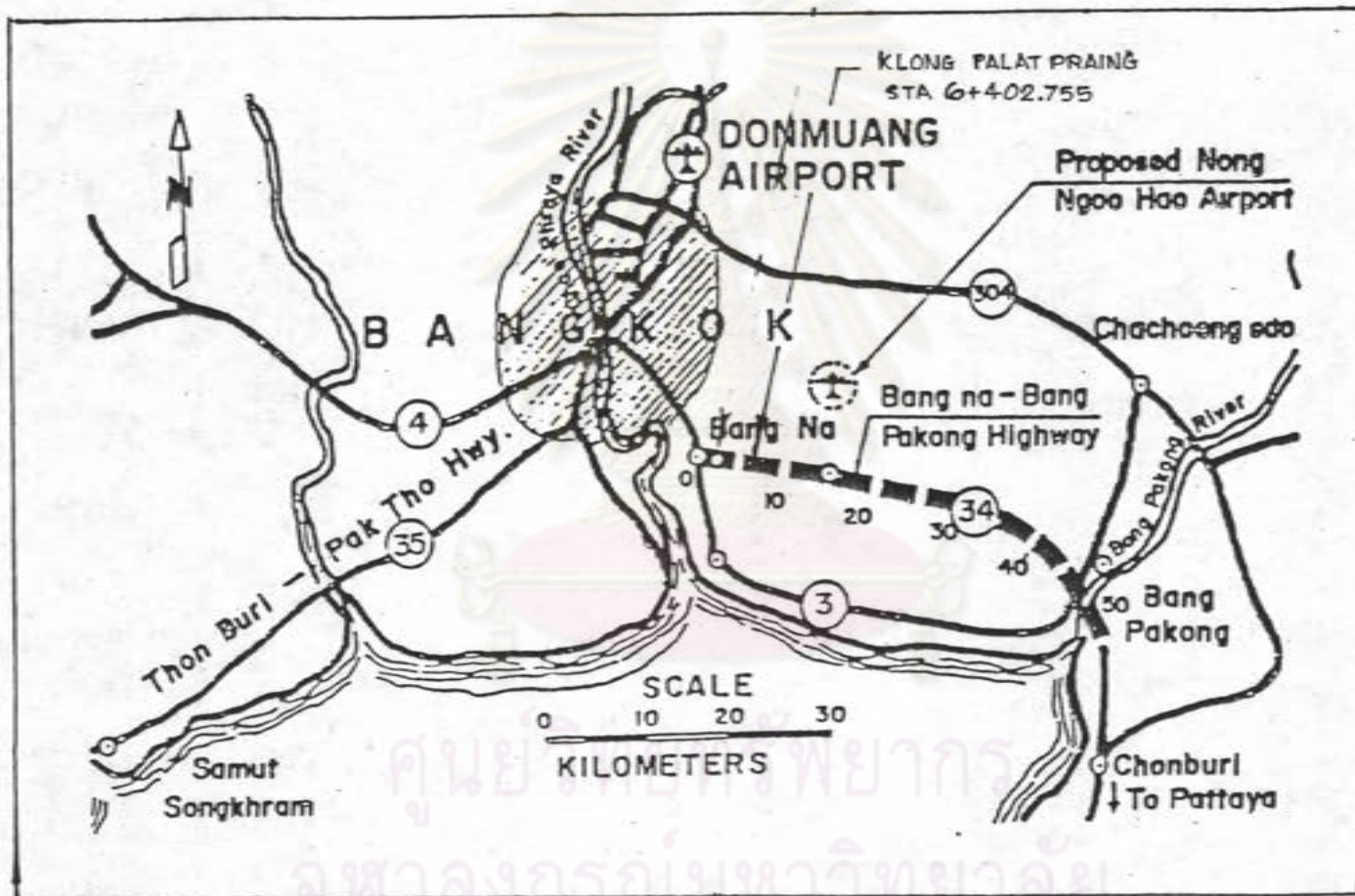
รูปที่ 3.25(ก) ความสัมพันธ์ระหว่าง Moisture Content กับความลึกของถนนสาย  
บางนา-บางปะกง



รูปที่ 3.25(ข) ความสัมพันธ์ระหว่าง Undrained Shear Strength กับความลึก  
ของถนนสายบางนา-บางปะกง

รูปที่ 3.25 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นตามธรรมชาติและ Undrained Shear Strength  
กับความลึกของถนนสาย บางนา-บางปะกง ( After ยงยุทธ , 2523 )





ทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงไว้ในตารางที่ 3.7 , 3.8 และ 3.9

### 3.9 การศึกษาในสนาม

ได้มีการติดตั้งเครื่องมือซึ่งประกอบไปด้วย

3.9.1 Piezometer แบบ Open stand pipe จำนวน 11 ตัว รายละเอียดของการติดตั้งแสดงในรูปที่ 3.29 ตารางที่ 3.8 (ก) ลักษณะและขนาด piezometer แสดงในรูป 3.30 (ก)

3.9.2 Settlement plates ทำการติดตั้งจำนวน 13 ตัว จุดที่ทำการติดตั้งแสดงในรูป 3.29 ตารางที่ 3.8 (ข) ขนาดแสดงไว้ในรูปที่ 3.30 (ข) เพื่อทำการวัดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนาม

3.9.3 การทดสอบ Vane shear Strength ของดินในสนาม โดยใช้เครื่อง Geonor จำนวน 7 หลุม ทดสอบถึงความลึกที่ระดับ -14.00 เมตร ( ร.ท.ก. ) จุดที่ทำการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 3.31 และผลการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 3.32

3.9.4 การเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ ( Undisturbed Sampling ) ทำการเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ จำนวน 2 หลุม คือ BH - 1 และ BH - 2 โดยที่ BH - 1 เจาะถึงความลึกที่ระดับ -27.8 เมตร ( ร.ท.ก. ) ( 30.45 เมตร จากผิวทางเดิม ) และหลุมเจาะ BH - 2 ถึงความลึกที่ระดับ -2.60 เมตร ( ร.ท.ก. ) ทั้งนี้เพื่อเก็บตัวอย่างคงสภาพของชั้นดินอ่อนที่ไม่สามารถเก็บได้ในหลุมเจาะ BH - 1 จุดที่ทำการเจาะสำรวจ แสดงไว้ในรูป 3.31 การเจาะใช้วิธี Rotary Boring โดยปลายติดหัวส่วน ( Auger ) เพื่อทำความสะอาดหลุมเจาะก่อนถึงระดับที่เก็บตัวอย่าง การเก็บตัวอย่างคงสภาพใช้กระบอมกลางขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว และยาว 60 เซนติเมตร ( ASTM D 1587 ) เก็บทุกระยะ 1.5 เมตร ในช่วงดินอ่อนมีปลอกเหล็ก ( Casing ) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 4 นิ้ว ยาวท่อนละ 1.5 เมตร ช่วยกันดินถล่ม ในช่วงดินอ่อนใช้วิธีกดด้วยไฮดรอลิก ช่วงดินแข็งใช้วิธีตอกเก็บตัวอย่าง โดยใช้ค้อนน้ำหนัก 140 ปอนด์ ยกสูง 30 นิ้ว เมื่อนำตัวอย่างขึ้นจากหลุมเจาะ ต้องทำการเคลือบด้วยพาราฟินทันทีทั้งหัวและท้าย เพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นตามธรรมชาติในดิน ดินป้ายบอกรายละเอียดต่าง ๆ แล้วนำส่งห้องทดลอง ซึ่งควบคุมอุณหภูมิและความชื้นได้ทันที จากการเจาะสำรวจและทดสอบคุณสมบัติ

ตารางที่ 3.6 ปริมาณอุปกรณ์ที่ทำการติดตั้งและทดสอบในสนาม

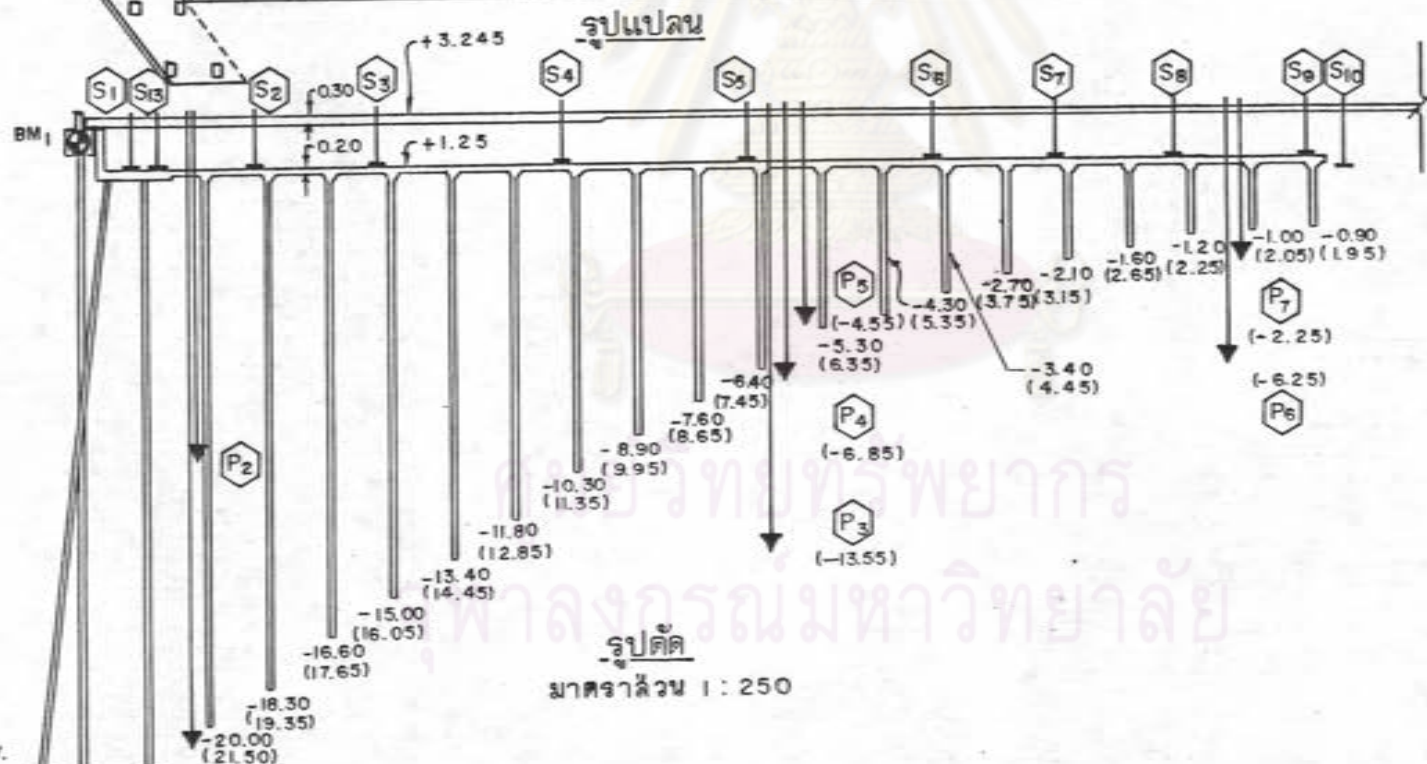
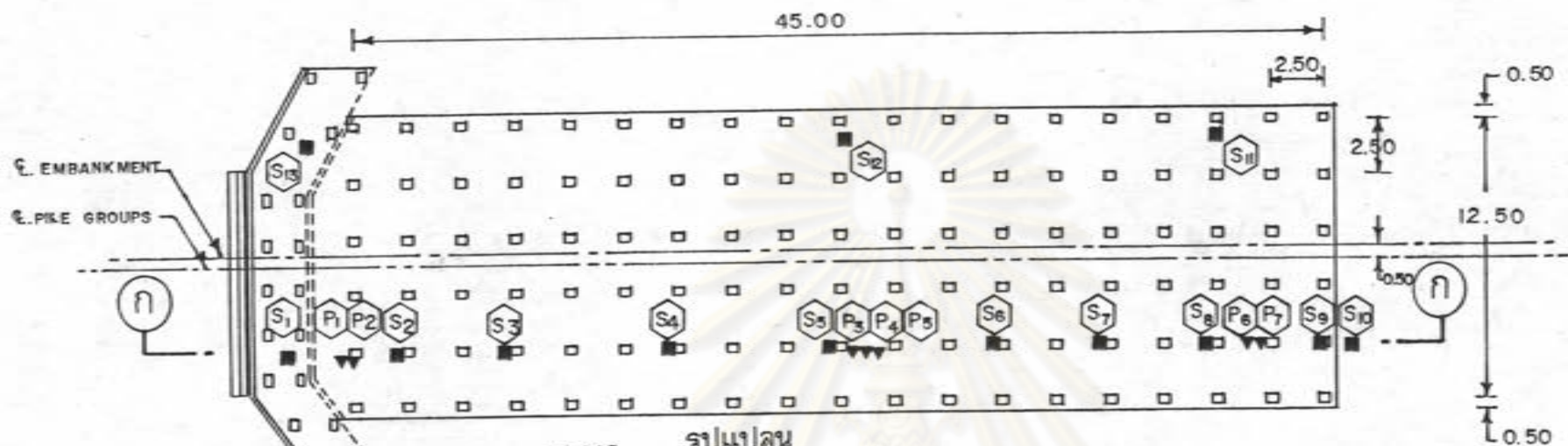
TABLE 3.6 EQUIPMENT INSTALLATION AND FIELD TESTES

ITEM	INSTALLED EQUIPMENTS AND FIELD TESTES	AMOUNT
1	PIEZOMETERS	11
2	SETTLEMENT PLATES	13
3	VANE SHEAR TESTES	7
4	BORING AND SAMPLING	2

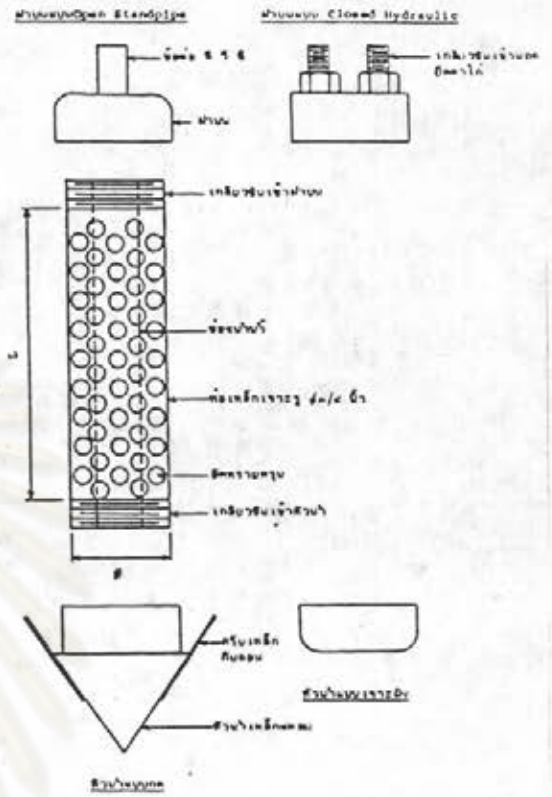
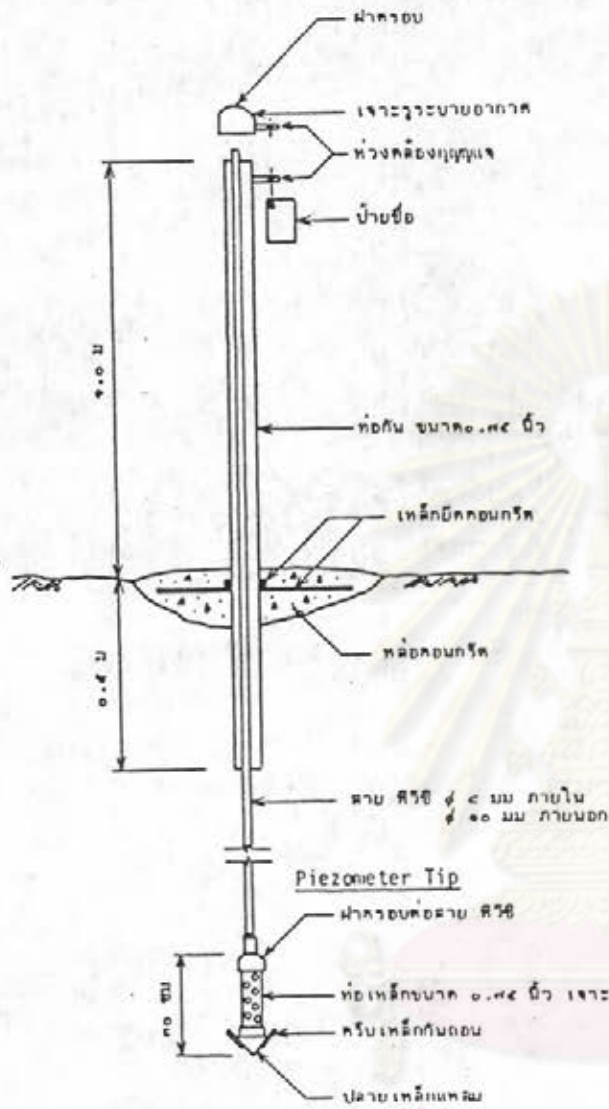
ตารางที่ 3.7 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์และการทดสอบในสนาม

TABLE 3.7 LOCATION OF EQUIPMENT INSTALLATION AND VANE SHEAR TESTES

(a) PIEZOMETERS				(b) SETTLEMENT PLATES		(c) VANE SHEAR TESTES		
PIEZ. NO.	LENGTH FORM ABUTMENT	DEPTH a, (MSL,)	DEPTH a, (Gr. Sur.)	Sett.No.	LENGTH FORM ABUTMENT a,	NO.	ELEV. DEPTH. a,	DEPTH FORM SURFACE a,
P1	4.25	-20.00	21.10	S1	1.50	V1	-12.75	12.00
P2	4.25	-9.55	10.65	S2	6.60	V2	-12.75	11.40
P3	27.60	-13.55	14.50	S3	11.60	V3	-12.75	11.35
P4	27.80	-6.85	7.80	S4	19.10	V4	-13.75	14.00
P5	28.00	-4.55	5.50	S5	26.60	V5	-13.70	13.00
P6	45.85	-6.25	7.00	S6	34.15	V6	-14.10	13.20
P7	46.65	-2.25	3.00	S7	39.15	V7	-13.75	14.00
DP1	60.00	-4.55	5.50	S8	44.05			
DP2	59.00	-9.55	10.65	S9	49.55			
DP3	58.00	-13.55	14.50	S10	50.30			
DP4	57.00	-20.00	21.10	S11	43.75			
				S12	26.75			
				S13	1.85			

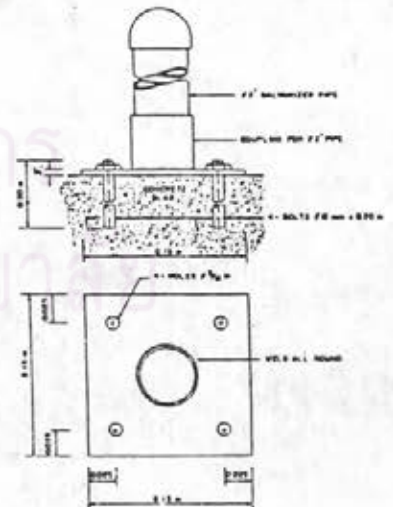


รูปที่ 3.29 แสดงรายละเอียดของจุดติดตั้ง Settlement plates และ Piezometer บริเวณ Bearing Unit



หัวพีโซมิเตอร์แบบท่อเหล็กเงาตรวจขนาดอากาศ

พีโซมิเตอร์แบบ Open Stand Pipe



รูปที่ 3.30 รายละเอียดของ Piezometer และ Settlement Plates

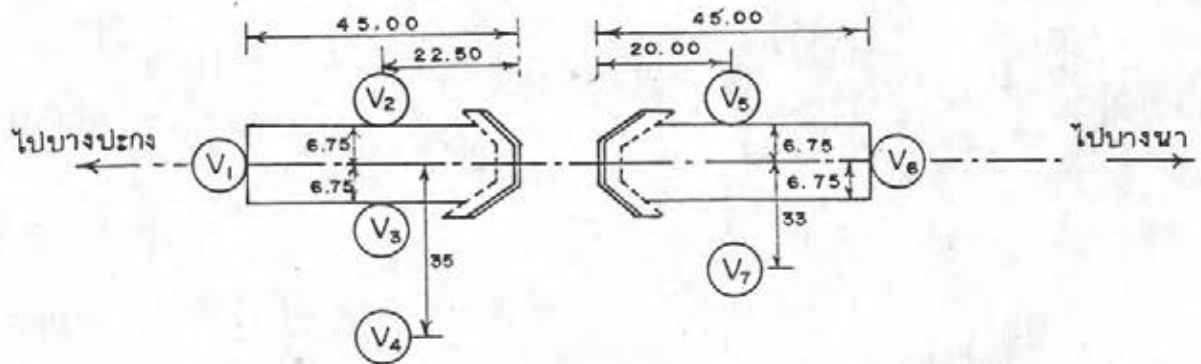
( After สภพร . 2523 )

Surface Settlement Plate





UNDRAINED SHEAR STRENGTH



รูปที่ 3.32 แสดงผลการทดสอบ VANE SHEAR ในสนาม

ชั้นพื้นฐานประกอบด้วยผลการทดสอบ Vane shear ในสนาม ได้แบ่งดินตามแบบ Unified - soil Classification ประกอบด้วย Visual Classification ( ASTM D 2488 T ) แสดงในรูปที่ 3.33

### 3.10 การศึกษาในห้องปฏิบัติการ

ได้ทำการศึกษาถึงคุณสมบัติของดินที่ได้จากการเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างคงสภาพ เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการวิเคราะห์หาการหดตัวของคอสะพาน การทดสอบแสดงในตาราง 3.9 ดังนี้

#### 3.10.1 การทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ( Basic Properties )

ซึ่งได้แก่

- 1) ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติของดิน (  $w_n$  ) ตาม ASTM D 2216-71
- 2) หน่วยน้ำหนักของดิน ( Unit weight )
- 3) Atterberg Limit ซึ่งได้แก่การหาค่า
  - พิกัดความเหลว ( Liquid Limit , LL ) ตาม ASTM D 423-66
  - พิกัดพลาสติก ( Plastic Limit , PL ) ตาม ASTM D 424-59
  - ดัชนีพลาสติก ( Plasticity Index , PI )
- 4) ความถ่วงจำเพาะของดิน ( Specific Gravity ) ตาม ASTM

D 854-58 ผลการทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.10

#### 3.10.2 การทดสอบคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม ( Engineering Properties )

ได้ทำการทดสอบดังนี้

- 1) การทดสอบการอัดตัวด้วยน้ำ ในลักษณะ 1 มิติ ( One dimensional Consolidation test ) ตาม ASTM D 2435-70 โดยใช้ Oedometer แบบ Level - arm ทำการทดสอบตลอดความลึกจำนวน 16 ตัวอย่าง เพื่อตรวจสอบประวัติของหน่วยแรง ( Stress History ) หาค่าหน่วยแรงกับถมสูงสุดในอดีต (  $\sigma'_{vm}$  ) ค่า OCR ( Over consolidation Ratio ) , ค่าอัตราส่วนการอัดตัวซ้ำ ( Recompression Ratio , RR ) , ค่าอัตราส่วนการอัดตัว ( Compression Ratio , CR ) โดยตัวอย่างที่ทดสอบมีขนาด  $\phi 64 \times 25$  มม. การเพิ่มน้ำหนัก เพิ่ม

BOREHOLE No. BH-1

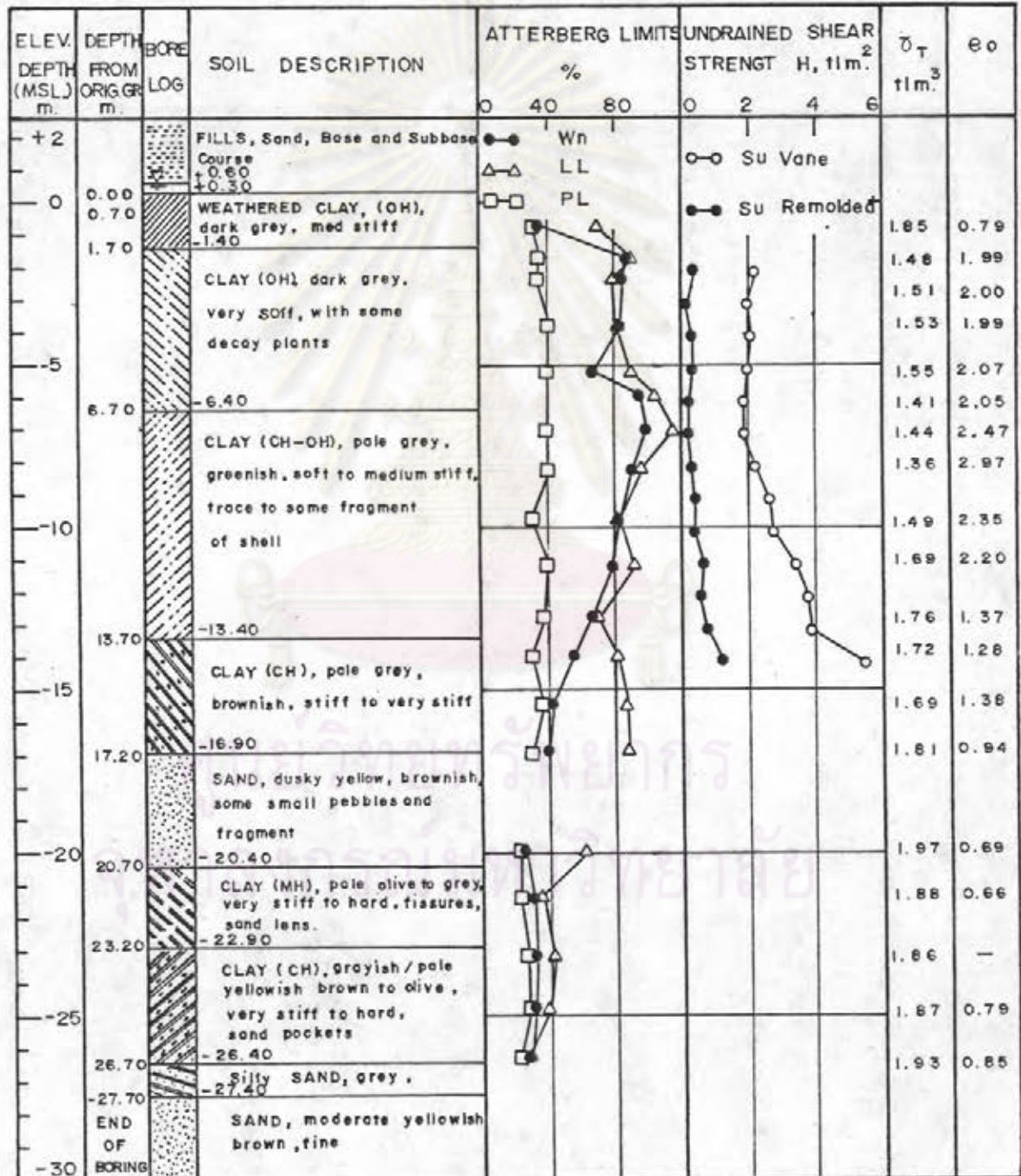
## SOIL DATA

## BASIC PROPERTIES

LOCATION KLONG PALAT PRAING

DRILL STARTED 18/12/84 COMPLETE 21/12/84 DRILL DEPTH -27.40 MSL.

BORE HOLE No. BH-1 REPORTED BY TINNAKORN R.



รูปที่ 3.33 แสดงรายละเอียดชั้นดินของหลุมเจาะ BH-1

ตารางที่ 3.8 ชนิดและจำนวนของการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

TABLE 3.8 METHOD OF LABORATORY TESTS

ITEM	DESCRIPTION	ELEV. DEPTH m, (MSL)	AMOUNT	PURPOSES
1	WATER CONTENT TESTS	-0.40 TO -26.05	20	Wn
2	UNIT WEIGHT	-0.40 TO -26.05	20	t ; d
3	ATTERBERG'S LIMITS TESTS	-0.40 TO -26.05	19	LL, PL, PI
4	SPECIFIC GRAVITY TESTS	-0.40 TO -26.05	19	Gs
5	CONSOLIDATION TESTS (1-DIM)	-0.40 TO -26.05	18	CR, RR, Ovm eo, Cv, OCR
6	CIUC-TRIAxIAL TESTS	-3.90; -9.90; -15.20 ; -21.55; -24.65	5	Eu, Es', A

ตารางที่ 3.9 ผลการทดสอบคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินที่หลุมเจาะ BH-1 และ BH-2

TABLE 3.9 BASIC PROPERTY RESULTS OF BH-1 AND BH-2

ELEV. DEPTH, m,		No, %	ATTERBERG'S LIMIT, UNIT WT.			SP. GR.	INT. VOID RATIO	CLASS. SOIL	BORE HOLE NO.	
From	To		LL	PL	PI					
					t/k <sup>2</sup>					
-0.40	-1.00	36.12	71.20	33.46	37.74	1.85	2.68	0.79	OH	BH-1
-1.40	-2.00	89.02	91.80	35.45	56.35	1.48	2.71	1.99	CH	BH-2
-2.00	-2.60	86.45	80.53	35.03	45.50	1.51	2.67	2.00	CH	BH-2
-3.50	-4.10	84.30	82.50	41.56	40.94	1.53	2.70	1.99	OH	BH-1
-4.90	-5.50	69.69	93.60	40.72	52.88	1.55	2.70	2.07	OH	BH-1
-5.60	-6.20	96.20	106.50	-	-	1.41	2.73	2.05	CH	BH-1
-6.70	-7.30	100.10	117.40	41.31	76.09	1.44	2.63	2.47	CH	BH-1
-7.90	-8.50	92.96	95.50	41.19	54.31	1.36	2.74	2.97	OH	BH-1
-9.40	-10.00	83.55	83.40	32.23	51.17	1.49	2.70	2.35	CH	BH-1
-10.90	-11.50	79.31	93.40	40.21	53.19	1.67	2.72	2.20	OH	BH-1
-12.40	-13.00	67.86	69.80	38.84	30.96	1.76	2.68	1.37	OH	BH-1
-13.60	-14.20	56.86	82.15	32.36	49.79	1.72	2.71	1.28	CH	BH-1
-15.10	-15.70	43.51	88.80	37.34	51.46	1.65	2.77	1.38	CH	BH-1
-16.60	-17.20	41.40	88.00	31.66	56.34	1.81	2.71	0.94	CH-MH	BH-1
-18.10	-18.70	-	-	-	-	-	-	-	SAND	BH-1
-19.60	-20.20	26.68	62.70	24.72	37.98	1.97	2.64	0.69	CH-MH	BH-1
-21.20	-21.70	31.49	61.10	24.27	36.87	1.88	2.71	0.66	MH	BH-1
-22.80	-23.40	33.79	70.70	27.50	43.20	1.86	2.69	-	CH	BH-1
-24.40	-25.00	31.72	69.50	29.94	39.56	1.87	2.67	0.79	CH	BH-1
-25.90	-26.50	30.83	53.80	24.87	28.93	1.93	2.59	0.85	CH	BH-1

ครั้งที่ 2 เท่าของน้ำหนักเดิม โดยให้หน่วยแรงเค้นเริ่มต้นน้อยกว่าแรงเค้นที่เกิดตามธรรมชาติ ซึ่งแต่ละครั้งต้องแช่น้ำหนักทิ้งไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง ซึ่งผลการทดสอบและการตรวจสอบผลการทดสอบ ได้แสดงรายละเอียดไว้ในตารางที่ 3.11

2) การทดสอบหาค่าถึงรับแรงเฉือนของดินที่ถูกอัดตัวคายน้ำ แบบไอโซทรอปิกติก มาก่อนด้วยเครื่อง Triaxial ในสภาพอันเดรนพร้อมวัดค่าความดันน้ำในโพรง ( Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression test , CIUC ) จำนวน 4 ตัวอย่าง ที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียวแต่ละชั้น ตามสภาพชั้นดิน เพื่อหาค่าโมดูลัสไม่ระบายน้ำ ( Undrained Modulus ,  $E_u$  ) การทดสอบได้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดตัวคายน้ำประสิทธิผล (  $\bar{\sigma}_c$  ) มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลตามธรรมชาติ (  $\bar{\sigma}_{vo}$  ) ผลการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 3.12

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.10 ผลการทดสอบการอัดตัวด้วยน้ำในลักษณะ 1 มิติ ด้วยเครื่อง Oedometer

TABLE 3.10 RESULT OF CONSOLIDATION TESTES (Oedometer)

TEST NO.	ELEV. DEPTH, m, (MSL.)		DEPTH TESTES m, (MSL)	P <sub>1</sub> , %	σ <sub>ve</sub> , t/m <sup>2</sup>	OCR	RR	CR	Su (vane) t/m <sup>2</sup>	.75σ <sub>ve</sub> / .005W <sub>n</sub>		CR/RR	Cv*10 <sup>-4</sup> cm <sup>2</sup> /sec
	FROM	TO											
1	-0.40	-1.00	-0.85	37.74	-	-	0.013	0.103	2.75	-	0.181	8.20	1.60
2	-1.40	-2.00	-1.90	56.35	3.45	2.70	0.029	0.299	2.50	-	0.445	10.30	3.80
3	-2.00	-2.60	-2.30	45.50	2.85	2.00	0.030	0.266	2.28	-	0.432	8.80	2.60
4	-3.50	-4.10	-3.80	40.94	2.06	1.00	0.020	0.210	2.00	-	0.422	10.50	1.40
5	-4.90	-5.50	-5.15	52.88	4.70	1.50	0.070	0.249	2.09	0.31	0.348	3.50	1.60
6	-5.60	-6.20	-5.90	-	6.30	1.73	0.042	0.359	1.91	0.21	0.481	8.50	1.60
7	-6.70	-7.30	-7.15	76.09	7.70	1.63	0.022	0.330	1.91	-	0.500	15.00	1.20
8	-7.90	-8.50	-8.20	54.31	6.00	1.05	0.025	0.306	2.30	0.26	0.465	12.20	1.30
9	-9.40	-10.00	-9.70	51.17	9.00	1.22	0.019	0.343	2.64	0.21	0.418	18.00	1.20
10	-10.90	-11.50	-11.20	53.19	5.80	1.00	0.045	0.247	2.82	-	0.397	5.50	1.20
11	-12.40	-13.00	-12.75	30.96	14.00	1.07	0.040	0.294	3.82	0.19	0.339	7.30	2.00
12	-13.60	-14.20	-13.75	49.79	12.00	1.00	0.031	0.197	3.91	0.22	0.284	6.40	1.80
13	-15.10	-15.70	-15.30	51.46	32.00	1.70	0.021	0.150	5.55	-	0.218	7.10	-
14	-16.60	-17.20	-17.00	56.34	29.00	1.25	0.049	0.248	-	-	0.207	5.00	4.20
15	-18.10	-18.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-19.60	-20.20	-20.10	37.98	-	-	0.004	0.089	-	-	-	-	2.50
17	-21.10	-21.70	-21.65	36.87	-	-	0.030	0.098	-	-	-	-	3.40
18	-22.80	-23.40	-	43.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-24.40	-25.00	-24.65	39.56	-	-	0.003	0.085	-	-	-	-	2.00
20	-25.90	-26.50	-26.05	28.93	48.00	1.27	0.008	0.246	-	-	0.154	32.80	3.00

ตารางที่ 3.11 ผลการทดสอบ CIUC - Triaxial ของหลุมเจาะ BH-1

TABLE 3.11 RESULTS OF CIUC - TRIAXIAL TESTES

SOIL LAYER	ELEV. DEPTH m, (MSL.)		DEPTH TESTES m, (MSL)	σ <sub>c</sub> t/m <sup>2</sup>	W <sub>n</sub> , %	Unit Wt (D1-D3)		Eu	A
	FROM	TO				t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>		
1	0.00	-6.40	-3.95	2.50	68.20	1.51	2.14	300	0.52
2	-6.40	-13.40	-9.85	8.00	66.13	1.54	5.50	500	0.60
3	-13.40	-16.90	-15.25	18.50	41.65	1.75	14.00	1500	0.41
4	-20.40	-22.90	-21.60	36.00	23.53	2.00	21.60	2000	-
5	-22.90	-27.40	-24.70	42.00	28.41	1.90	36.85	2000	-