



ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

ในการประมาณค่าการทรุดตัวของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร ทฤษฎีและงาน
ในอดีตที่เกี่ยวข้อง สามารถแยกออกได้เป็น 2 หัวข้อใหญ่คือ

- ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีตเกี่ยวกับคุณสมบัติและสภาพชั้นดินในบริเวณ
กรุงเทพมหานคร
- ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีตเกี่ยวกับวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวของอาคาร

2.1 คุณสมบัติและสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร

2.1.1 สภาพทั่วไป

กรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนตอนล่างของที่ราบภาคกลางของประเทศที่ล้อม-
รอบด้วยที่ราบลุ่มนครสวรรค์ทางทิศเหนือ อ่าวไทยทางทิศใต้ ที่ราบสูงโคราชและจังหวัด
จันทบุรีทางทิศตะวันออกและ เทือกเขาตะนาวศรีทางทิศตะวันตก หรืออยู่ระหว่างเส้นรุ้งที่ 13°
 $30'$ เหนือถึง $15^{\circ} 45'$ เหนือ และเส้นแวงที่ $99^{\circ} 30'$ ตะวันออกถึง $101^{\circ} 45'$
ตะวันออก ความยาวจากเหนือถึงใต้ประมาณ 250 กิโลเมตร และความกว้างเฉลี่ย 200
กิโลเมตร มีพื้นที่ประมาณ 53,400 ตารางกิโลเมตร ส่วนตัวเมืองกรุงเทพมหานครตั้งอยู่
บนสองฝั่งของแม่น้ำเจ้าพระยาห่างจากทะเลประมาณ 25 กิโลเมตรมีระดับพื้นที่โดยเฉลี่ย
เท่ากับ 2 เมตรเหนือ ระดับน้ำทะเลปานกลาง (AIT, 1981)

2.1.2 สภาพทางธรณีวิทยา

Brown et al. (1951) กล่าวว่าตอนล่างของที่ราบภาคกลางเป็น
พื้นที่ราบที่ถูกทับถมด้วยดินตะกอนอยู่ที่ผิว เรียกว่า ที่ราบรูปสามเหลี่ยม (deltaic plain)
โดยเฉพาะบริเวณอ่าวไทย (Pendleton, 1962; Nedeco, 1965; Cox, 1968)

Muktabhant (1966) กล่าวว่าที่ราบลุ่มนี้มีผลจากการเคลื่อนตัว

ของเปลือกโลกในตอนปลายของยุค Tertiary แล้วเกิดการตกตะกอนของดินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลในช่วง Quaternary คือ ในยุค Pleistocene (10,000 ถึง 50,000 BP) และในยุคปัจจุบัน (0 ถึง 10,000 BP) (Cox, 1968) เกิดการตกตะกอนของชั้นดินเหนียวแข็งและทรายที่สลับกันขึ้น ชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนสุด ถูกลมและกระแสน้ำกัดเซาะก่อนที่จะเกิดการตกตะกอนของชั้นดินเหนียวอ่อน (Eide, 1967 และ Moh et al., 1969)

ชั้นดินเหนียวอ่อนเกิดการตกตะกอนในตอนต้นของยุคปัจจุบัน ในบริเวณกรุงเทพมหานครความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็งเท่ากับ 10 - 20 เมตร (AIT, 1981) บริเวณผิวของชั้นดินเหนียวอ่อน เคลื่อนในโพรงดินถูกชะล้างออกไปเนื่องจากน้ำท่วมและเกิดการกัดกร่อนทำให้เกิดชั้นเปลือก (Crust) มีความลึก 3 ถึง 6 เมตร จากผิวดิน (Moh, 1969) และความหนาของชั้นเปลือกนี้จะเพิ่มขึ้นตามระยะทางที่ห่างจากแนวชายฝั่ง เนื่องจากมีระยะเวลาในการชะล้างกัดกร่อนนานกว่า (Cox, 1968)

ในตอนกลางของที่ราบภาคกลาง จากการเจาะบ่อน้ำบาดาลพบหินหลายชนิดที่มีความลึก 1,800 เมตร ถึง 3,500 เมตร และจากข้อมูลทาง Aeromagnetic พบว่าความหนาของชั้นดินตะกอนทั้งหมดที่ชายฝั่งตอนใต้ของกรุงเทพมหานครเท่ากับ 3,300 เมตร (CCOP - IOC, 1974). (AIT, 1981)

Piancharoen & Chuamthaisong (1976) สรุปว่า ตอนล่างของที่ราบภาคกลางเป็นแอ่งที่ถูกทับถมด้วยดินตะกอนแบบ alluvial และรูปสามเหลี่ยม (deltaic) บางแห่งเป็นตะกอนบริเวณที่ทะเลดินเหนียวจากทะเล (Marine clay) จะมีอยู่ครึ่งล่างของที่ราบ (Tasneenart, 1984)

2.1.3 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร (Soil Profile)

Muktabhant et al. (1966), Haley & Aldrich (1968), Moh et al. (1969), AIT (1978), AIT (1980), AIT (1981) และ Ohta กับ Ho (1982) สรุปได้ว่า ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครถึงความลึก 30 - 50 เมตร สามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ชั้นตามลำดับคือ

1. ชั้นเปลือก (Weathered crust) มีสีน้ำตาลและเทาเข้มอยู่ตั้งแต่ผิวดินลงไปมีความหนาตั้งแต่ 1 ถึง 4.5 เมตร มีค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ 3 - 5 หันต่อตารางเมตร

2. ดินเหนียวอ่อน (Soft clay) มีสีเทาเข้มหรือเทาปนเขียวอาจมีเศษเปลือกหอยปนเล็กน้อยอยู่ถัดจากชั้นเปลือกลงไป มีความหนาตั้งแต่ 10 - 15 เมตร โดยมีความหนาเฉลี่ย 14 เมตรในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานคร ความหนาแน่นจะมีค่ามากเมื่ออยู่ใกล้ทะเล ค่าปริมาณความชื้นของดินชั้นนี้มากกว่า 70% และค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ 1 - 2 หันต่อตารางเมตร ดินชั้นนี้เรียกกันว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (Bangkok clay)

Tsai (1982) ได้เสนอคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพโดยรวบรวมจากการสำรวจในอดีตไว้ในตารางที่ 2.1

3. ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) มีสีน้ำตาลและสีเทา อาจมีทรายนปนเล็กน้อย อยู่ใต้ดินเหนียวอ่อน มีความหนาตั้งแต่ 5 - 10 เมตร โดยมีความหนาเฉลี่ย 5 เมตร ในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานครความหนาแน่นจะมีค่าน้อยในบริเวณทางเหนือและทางตะวันตกของส่วนกลางของกรุงเทพมหานคร ค่าปริมาณความชื้นของดินชั้นนี้ประมาณ 20% ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 10 หันต่อตารางเมตร และมีค่า Liquidity Index เข้าใกล้ศูนย์

4. ทราย (ทรายชั้นแรก) เป็นทรายเม็ดละเอียดถึงเม็ดปานกลาง มีสีน้ำตาลอ่อนและเทาอ่อน มักพบที่ความลึก 20 - 30 เมตร มีความหนา 5 - 15 เมตร และค่าปริมาณความชื้นประมาณ 20%

ถัดจากทรายชั้นแรกลงไปสภาพชั้นดินทั่วบริเวณกรุงเทพมหานคร ไม่สามารถแบ่งอย่างสม่ำเสมอได้ แต่พอที่จะแบ่งออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ ๆ คือ

ก. ดินเหนียวแข็งมาก (Very Stiff to Hard Clay) อาจมีทรายจำนวนหนึ่งปนอยู่ด้วยมีค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 20 หันต่อตารางเมตร



ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Tsai, 1982)

คุณสมบัติ	หน่วย	AIT	หนองงูเห่า	ปทุมวัน	ป้อมพระจุลฑา
W_n^*	%	72-85	100-125	56-65	85-92
W_n^{**}	%	85-70	125-85	65-48	82-62
LL	%	79-95	80-122	58-72	75-110
PL	%	30-34	25-52	26-33	26-40
PI	%	45-63	59-80	34-39	48-70
LI*	-	0.84-0.91	1.05-1.10	0.77-0.78	0.88-0.89
LI**	-	0.91-0.76	1.10-0.92	0.78-0.68	0.88-0.61
e_o	-	2.06 ± 0.32	2.99 ± 0.51	1.68 ± 0.38	2.19 ± 0.38
C_c	-	1.11 ± 0.21	1.42 ± 0.49	0.78 ± 0.20	0.87 ± 0.13
C_c	-	0.17 ± 0.04	0.20 ± 0.07	0.14 ± 0.07	0.17 ± 0.06
P_c^*	t/m ²	22.6-8.2	4.5-3.5	18.1-10.1	-
P_c^{**}	t/m ²	8.2-10.6	3.5-11.8	10.1-15.3	2.34 ± 11.0
C_v	$\frac{-4}{10\text{cm}^2/\text{sec}}$	1.64 ± 0.59	1.47 ± 0.50	1.86 ± 0.44	2.04 ± 1.05

* Weathered Zone

** Non-weathered Zone

Parentila (1983) พบว่าบริเวณริมแม่น้ำเจ้าพระยาดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 แสดงคุณสมบัติ เป็น normally consolidated

ข. ทรายที่ความลึกมาก ๆ (Deep sand layers) อาจเป็น หึ่งทรายชั้นที่ 2, 3 หรือ 4 โดยทั่วไปพบที่ความลึกมากกว่า 50 เมตร โดยที่ชั้นทราย แต่ละชั้นจะถูกคั่นด้วยชั้นดินเหนียวแข็งมาก ซึ่งมีความหนาดังแต่ 5 - 20 เมตร

ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครเสนอโดย Brand and Arbhabhirama (1973), Tonyagate (1978) ได้แสดงดังรูป 2.1 และ 2.2 ตามลำดับ ส่วนรูป 2.3 ถึง 2.5 เป็นลักษณะสภาพชั้นดินที่เสนอโดย Tasneenart (1984)

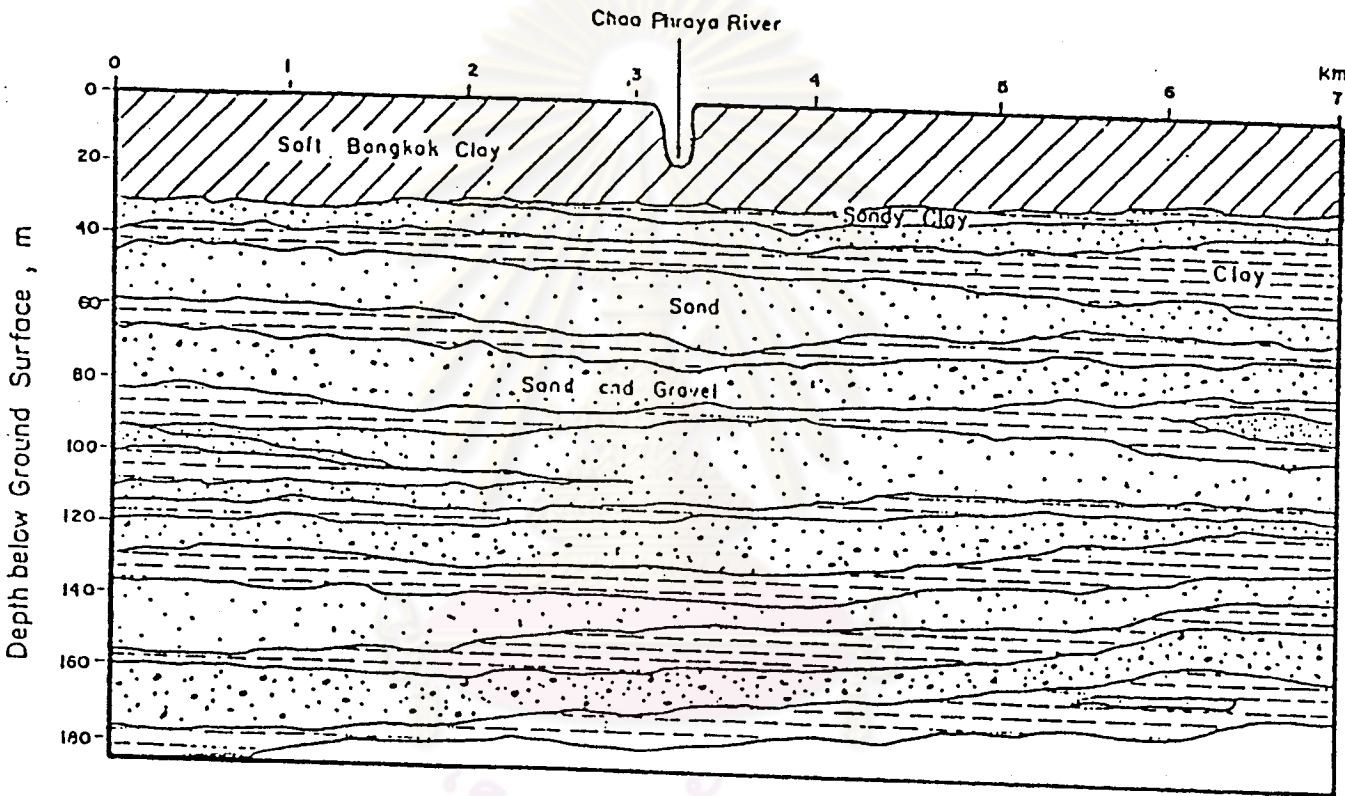
2.1.4 คุณสมบัติในการยุบอัดตัว (Compressibility) ของชั้นดินในบริเวณ กรุงเทพมหานคร

การทำคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดิน สามารถแสดงได้หลายรูปแบบ โดยทั่วไปที่นิยมใช้มักแสดงในรูปของ

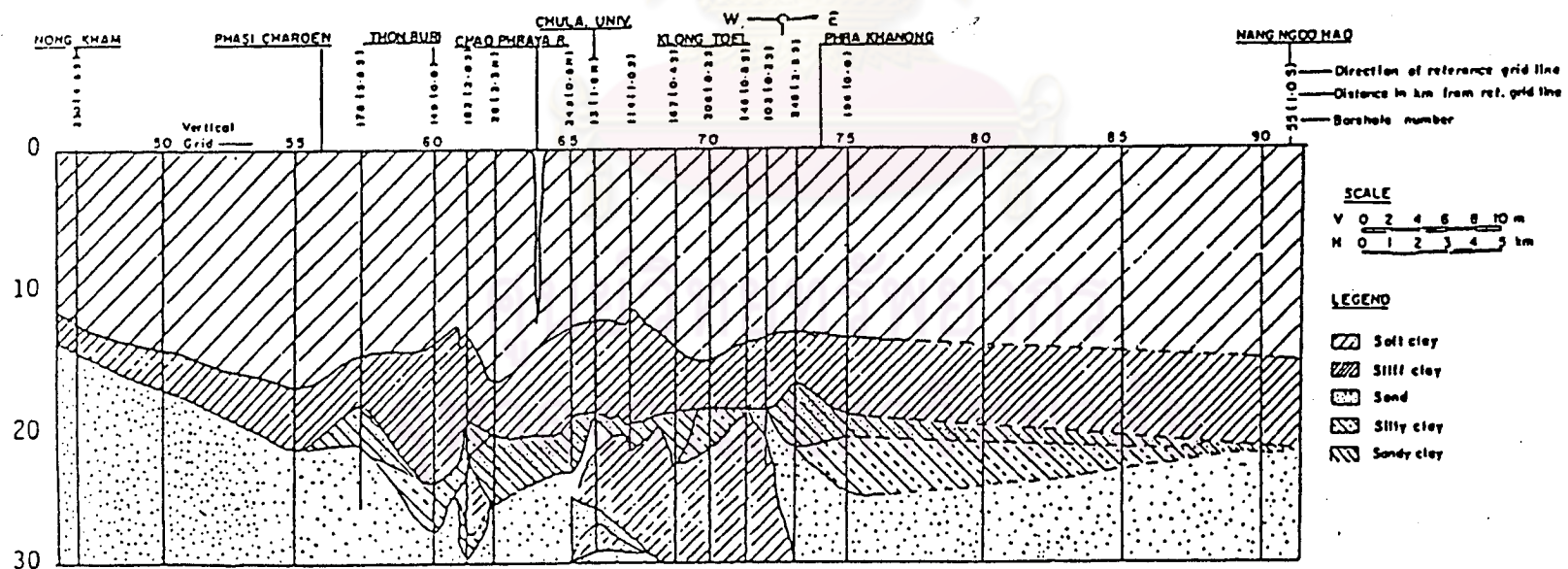
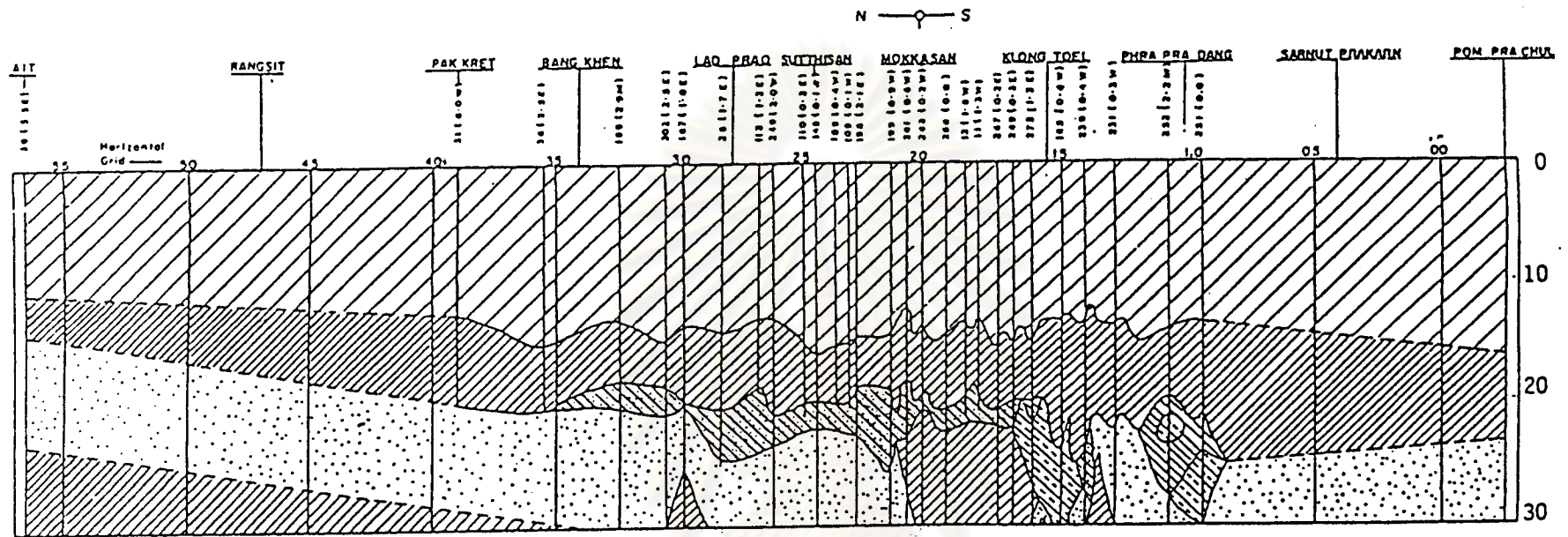
1. C_C (Compression Index), C_R (Recompression Index)
2. CR (Compression Ratio), RR (Recompression Ratio)
3. E_{oed} หรือ $\frac{1}{mv}$ (Oedometric Modulus of Deformation or Constrained Modulus)
4. E_U (Undrained Modulus of Deformation), E'_s (Drained Modulus of Deformation)

1. C_C (Compression Index), C_R (Recompression Index)

C_C คือ ค่าความเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างของดิน (Void ratio, e) ต่อ ค่าความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้นทางตั้งในดินใน Virgin line ใน log scale



รูปที่ 2.1 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร (After Brand and Arbhabhira, 1973)



รูปที่ 2.2 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร (After Tonyagate, 1978)

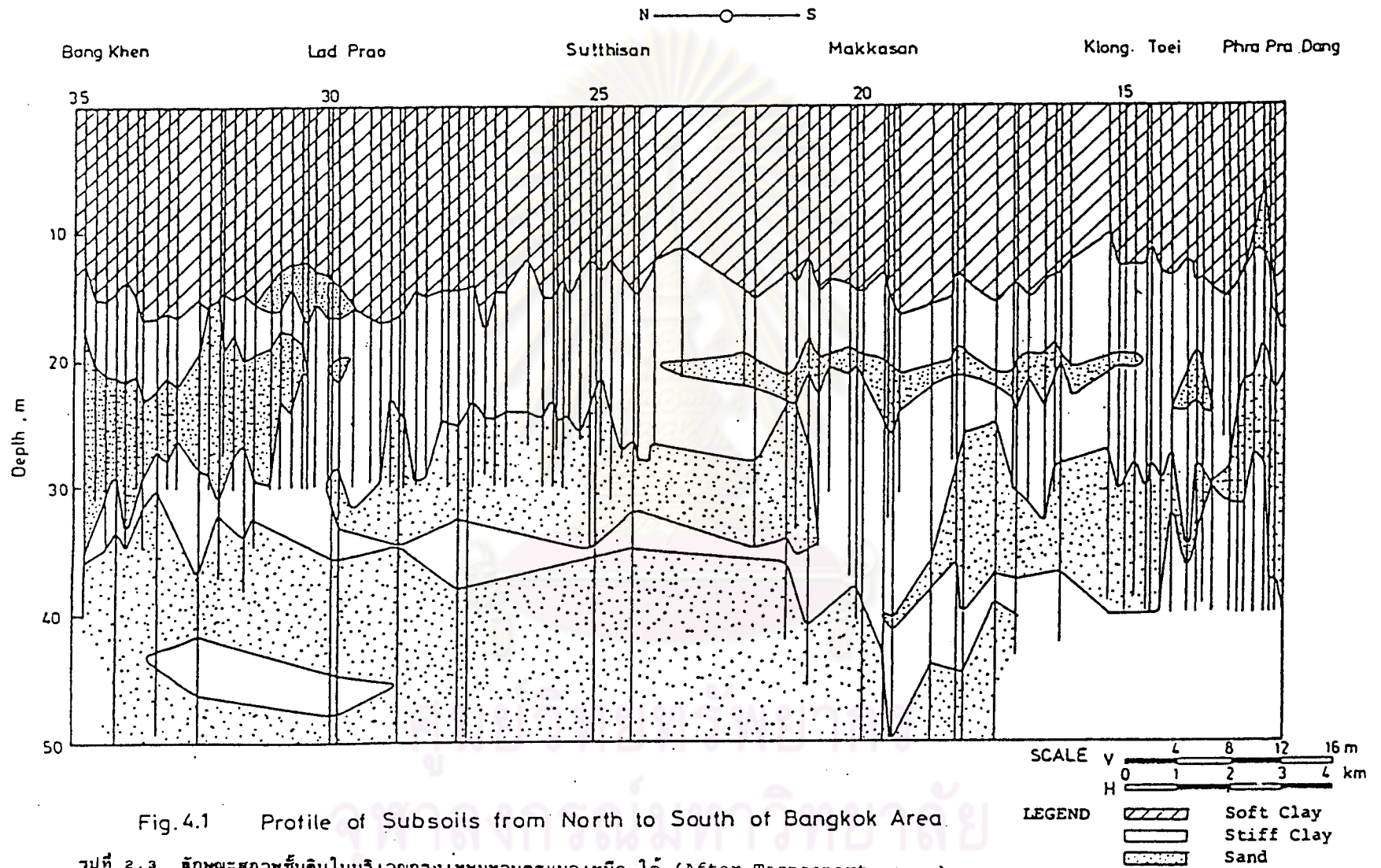
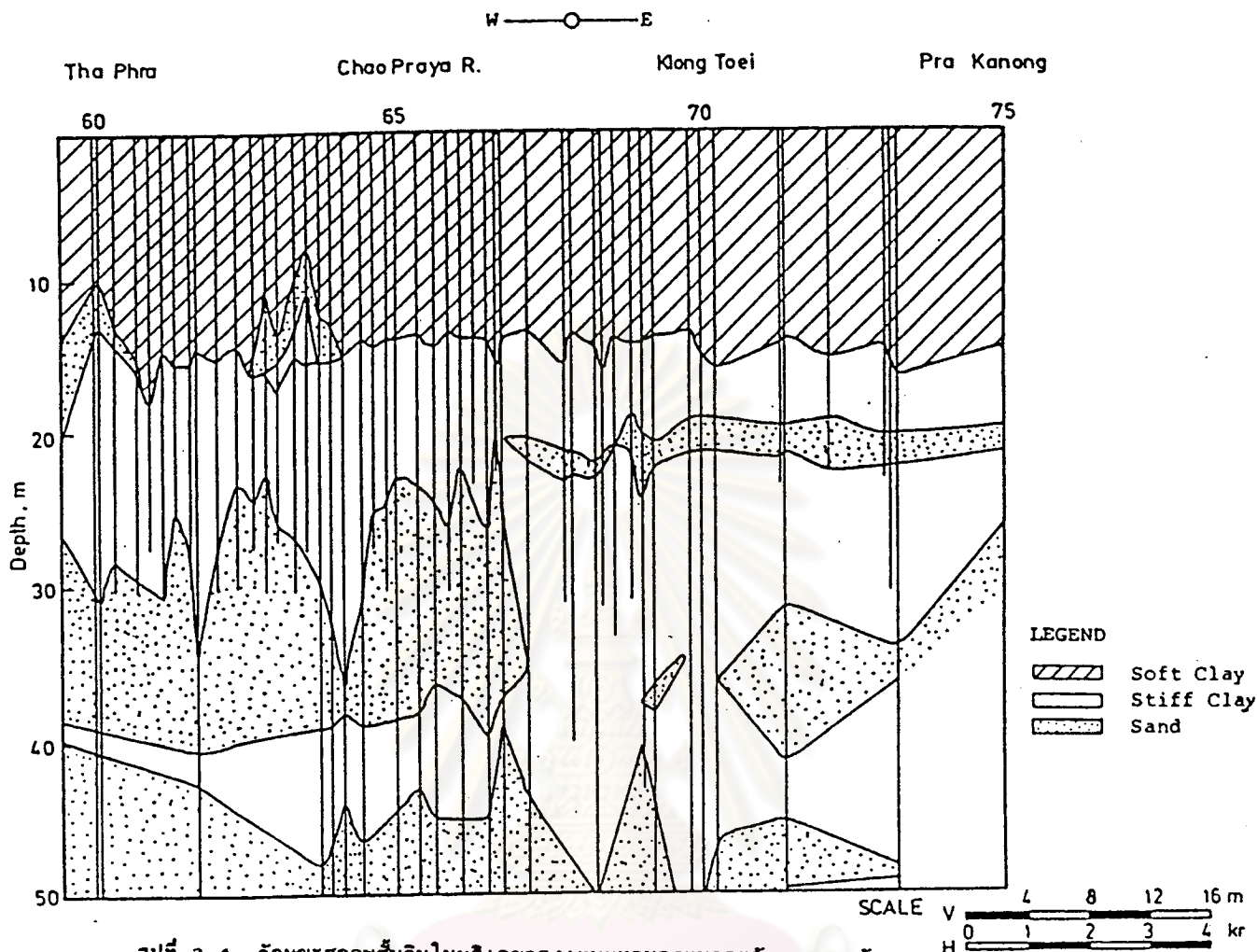


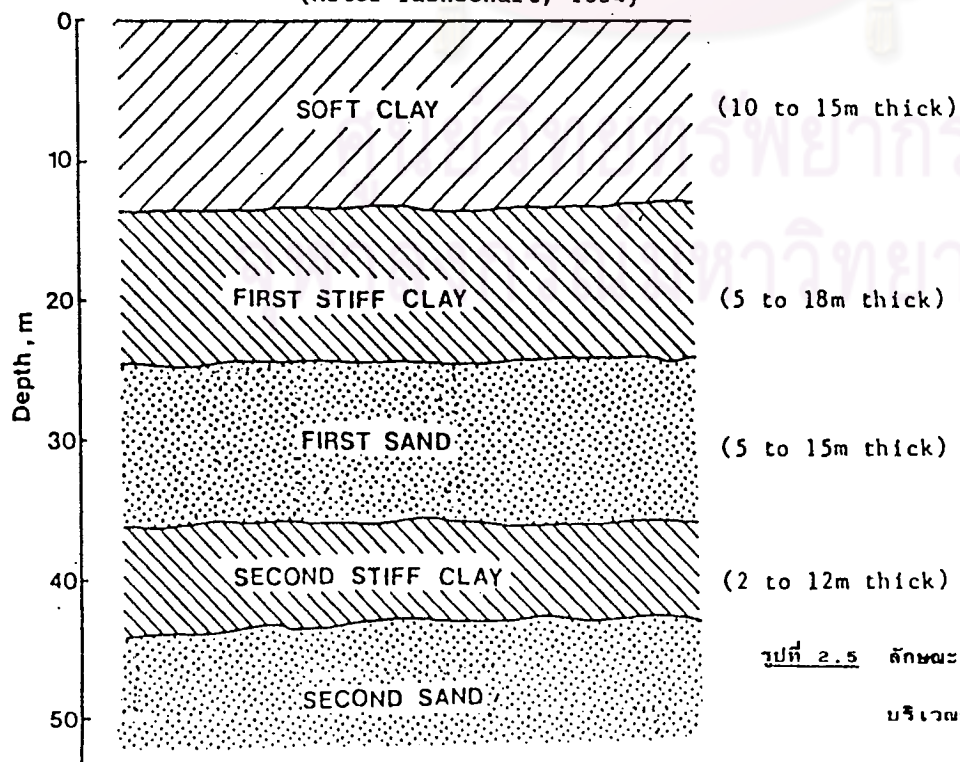
Fig.4.1 Profile of Subsoils from North to South of Bangkok Area.

รูปที่ 2.3 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครแนวเหนือ-ใต้ (After Tasneenart, 1964)



รูปที่ 2.4 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครแนวตะวันออก-ตะวันตก

(After Tasneenart, 1984)



รูปที่ 2.5 ลักษณะสภาพชั้นดินทั่วไปใน
บริเวณกรุงเทพมหานคร
(Tasneenart, 1984)



C_r คือ ค่าความเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างของดินต่อค่าความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้นทางตั้งในดิน ในช่วงก่อนถึง Virgin line ใน log scale

ค่า C_c และ C_r ได้มาจากผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ดังรูป 2.6

2. CR (Compression Ratio), RR (Recompression Ratio)

CR คือ ค่าความเปลี่ยนแปลงของความเครียดทางตั้ง (Strain, ϵ) ต่อค่าความเปลี่ยนแปลงของ หน่วยแรงเค้นทางตั้งในดิน ใน Virgin line ใน log scale ซึ่งมีค่าเท่ากับ $C_c/1+e_0$

RR คือ ค่าความเปลี่ยนแปลงของความเครียดทางตั้งต่อค่าความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้นทางตั้งในดิน ในช่วงก่อนถึง Virgin line ใน log scale ซึ่งมีค่าเท่ากับ $C_r/1+e_0$

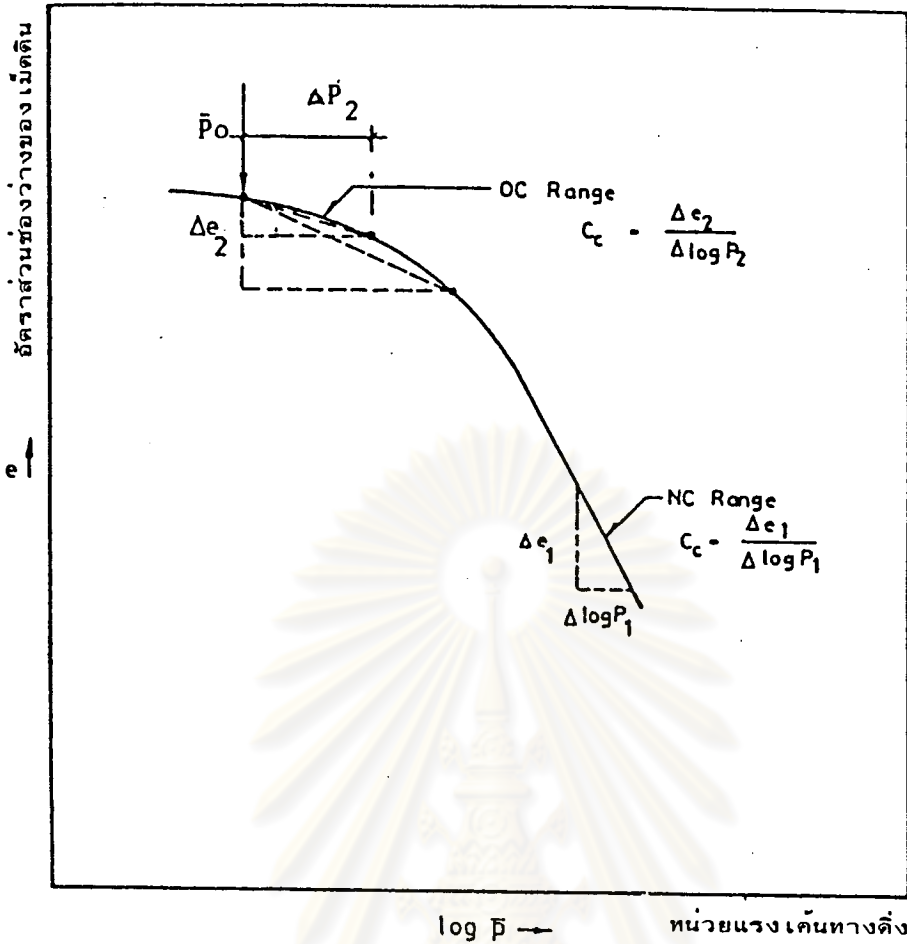
ค่า CR และ RR ได้มาจากผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ

ดังรูป 2.7

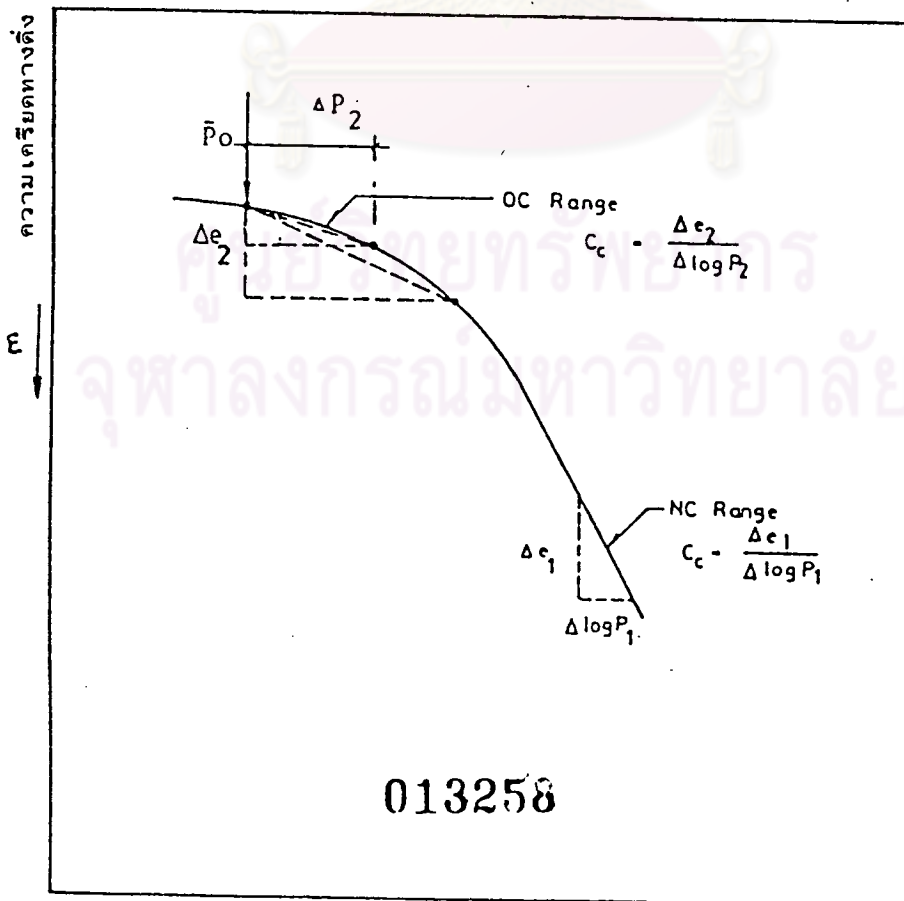
จะเห็นได้ว่าการแสดงผลคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินในรูปของ CR และ RR จะสะดวกกว่า ในรูปของ C_c และ C_r เพราะไม่จำเป็นต้องทราบค่า e_0 ของดิน (วัฒนา, 2527)

3. E_{oed} หรือ $\frac{1}{mv}$ (Oedometric Modulus of Deformation or Constrained Modulus)

E_{oed} หรือ $\frac{1}{mv}$ คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้นทางตั้งในดินต่อความเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้ง ที่ได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่องมือ Oedometer (1 มิติ)



รูปที่ 2.6 กราฟ e กับ $\log \bar{p}$ ที่ได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 2.7 กราฟ e กับ $\log \bar{p}$ ที่ได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำ

4. E_u (Undrained Modulus of Deformation), E'_s
(Drained Modulus of Deformation)

E_u คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเค้น-
ทางตั้งในดินต่อความเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้ง ในสภาพที่ดินไม่มีการระบายน้ำแต่มีการ
เคลื่อนตัวในลักษณะ 3 มิติ

E'_s คือ ค่าอัตราส่วนระหว่างความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรง
เค้นทางตั้งในดินต่อความเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้ง ในสภาพที่ดินมีการระบายน้ำ
และการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 3 มิติ

ค่า E_u และ E'_s สามารถหาได้หลายวิธี ได้แก่

1. วิธี Stress Path (Davis and Poulos (1963),
Lambe (1964), Kerisel and Quatre (1966))
2. วิธี Plate Bearing Test
3. วิธี Pressuremeter (Frydman et al. (1975) and
Baguelin et al. (1978))
4. วิธี Empirical correlations

AIT (1981) ได้แบ่งชนิดของดินในบริเวณกรุงเทพมหานครออกเป็น 5 แบบคือ ดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ดิน-
เหนียวแข็งมาก (Very stiff to hard clay) ทรายดีหรือทรายชั้นแรก (First
sand) และทรายลึก (Deep sand) โดยค่าคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินชั้นดังกล่าว
แสดงในตารางที่ 2.2

2.1.4.1 คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินเหนียวอ่อน

Muktabhant (1966), Cox (1968), Adikari

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ (After AIT, 1981)

ชนิดของดิน	ความลึก อยู่ในช่วง, เมตร	Constrained modulus ตัน/ตร.ม.	C_c	CR
ดินเหนียวอ่อน	0-15	50-200	0.4-1.0	0.2-0.5
ดินเหนียวแข็ง	15-50	1000-2000	0.1-0.2	0.04-0.15
ดินเหนียวแข็งมาก	50-400	2000-20000	0.05-0.15	0.02-0.10
ทราย	50-400	4000-40000	0.03-0.05	0.01-0.04

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

(1977), Tonyagate (1978) และ Tasneenart (1984) ได้ทำความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าดัชนีของดิน กับคุณสมบัติในการอัดตัวของดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพมหานครที่ได้จากการทดลอง การอัดตัวของดิน (Consolidation) ในช่วง normally consolidated โดยเสนอเป็นรูปสมการ ได้ถูกรวบรวมไว้ในตารางที่ 2.3 ส่วน Tsai (1982) ได้แสดงผลการศึกษาไว้ในตารางที่ 2.1 นอกจากนี้ Tasneenart (1984) ยังได้ทำความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR ในช่วง Over Consolidated กับ ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้ง โดยแสดงในกราฟ ดังรูป 2.8

Eide (1968), Moh et al. (1969), Holmberg (1977) อธิบายว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯสามารถยุบอัดตัวได้มาก และมีค่า Secondary compression สูง ตามสภาพทางธรณีวิทยาควรเป็น normally consolidated แต่แสดงพฤติกรรมเป็น Slightly overconsolidated

2.1.4.2 คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินเหนียวแข็ง

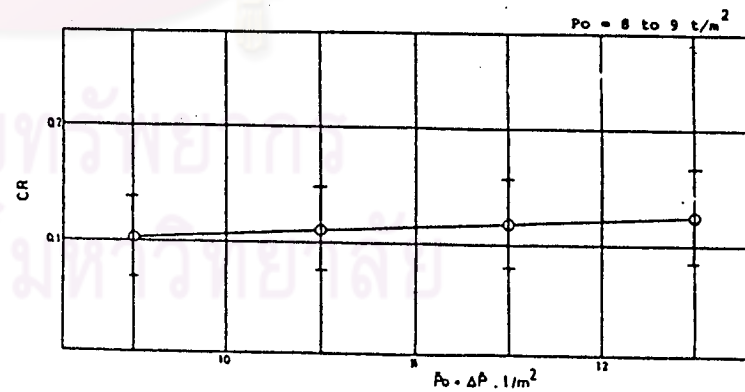
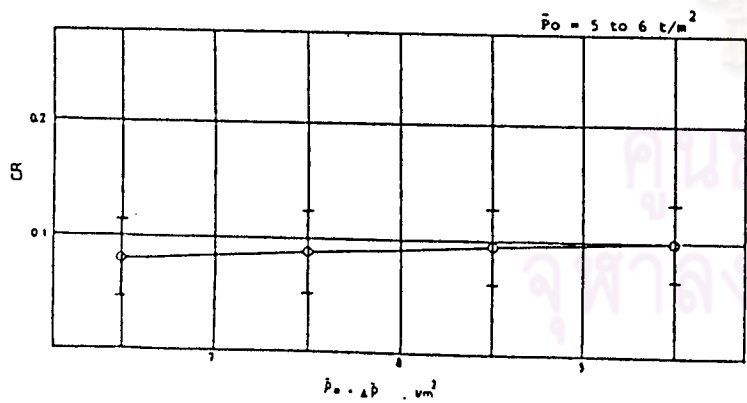
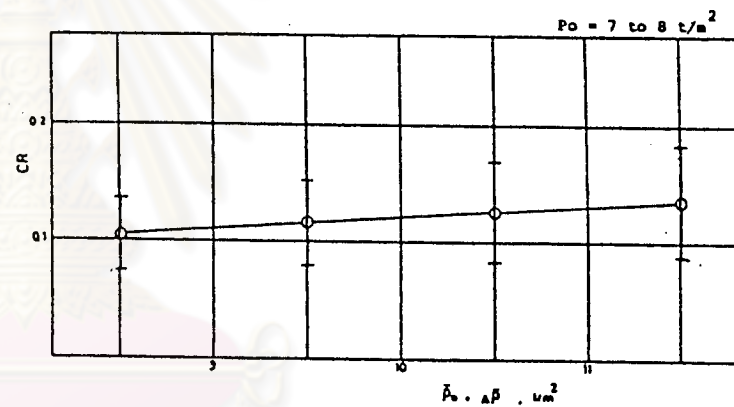
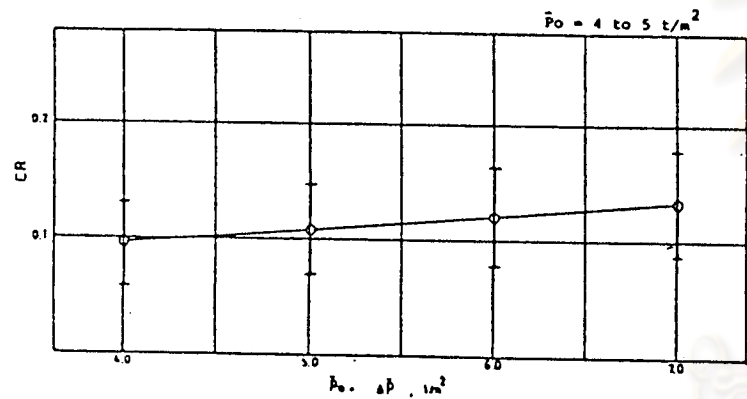
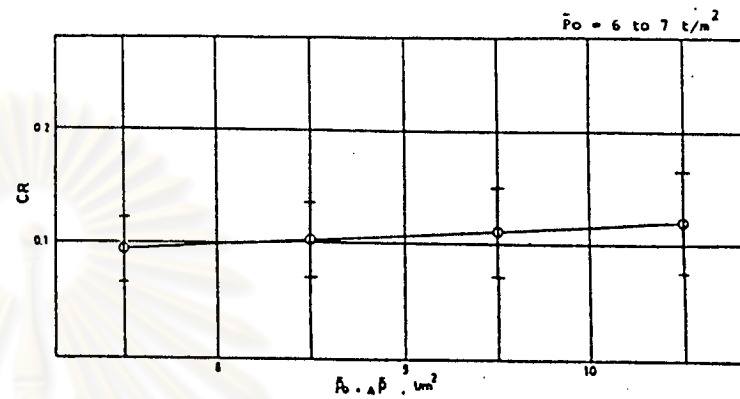
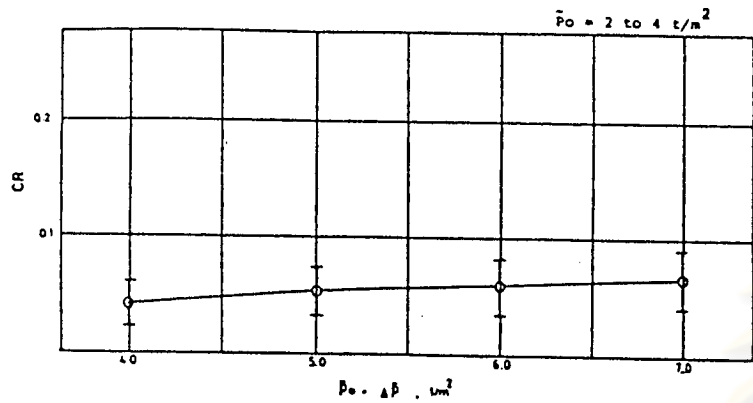
ดินชั้นนี้จะเรียกว่า ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 Muktabhant et al. (1966), Adikari (1977) และ Tontagate (1978) ได้วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ทาง Empirical ระหว่าง ดัชนีของดิน กับคุณสมบัติในการยุบอัดตัว โดยพิจารณารวมกันทั้งดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 ความสัมพันธ์ที่ได้จึงเหมือนกับในหัวข้อ 2.1.4.1 ส่วน Tasneenart (1984) ได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง CR กับ หน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งที่ได้จากผลการทดลอง 84 ตัวอย่าง ในรูป 2.9 โดยค่า CR ที่ใช้เป็นค่าเฉลี่ยระหว่างช่วงของหน่วยแรง ทั้งนี้เนื่องจาก Compression curve ของดินเหนียวแข็งจะมีลักษณะค่อนข้างแบนราบ การหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตทำได้ลำบาก ดังรูป 2.10

นอกจากความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้น ยังมีการศึกษาถึงความสัมพันธ์ทาง Empirical ระหว่างค่า SPT N กับคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินเหนียวแข็ง เช่น

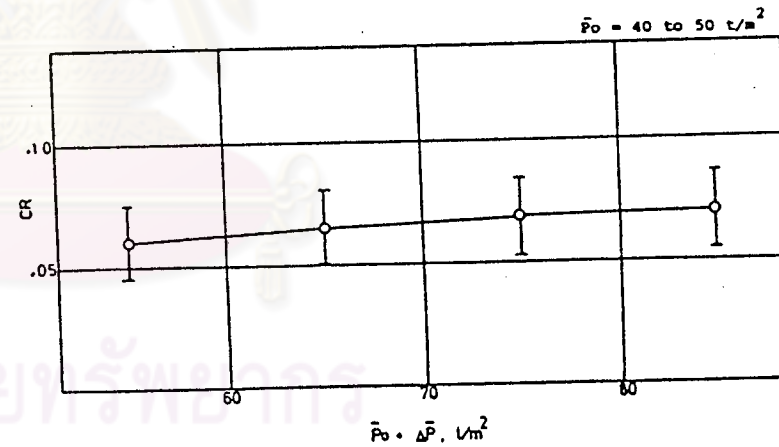
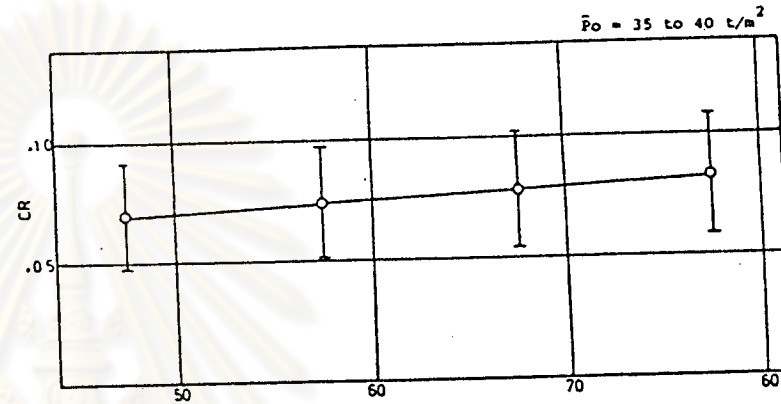
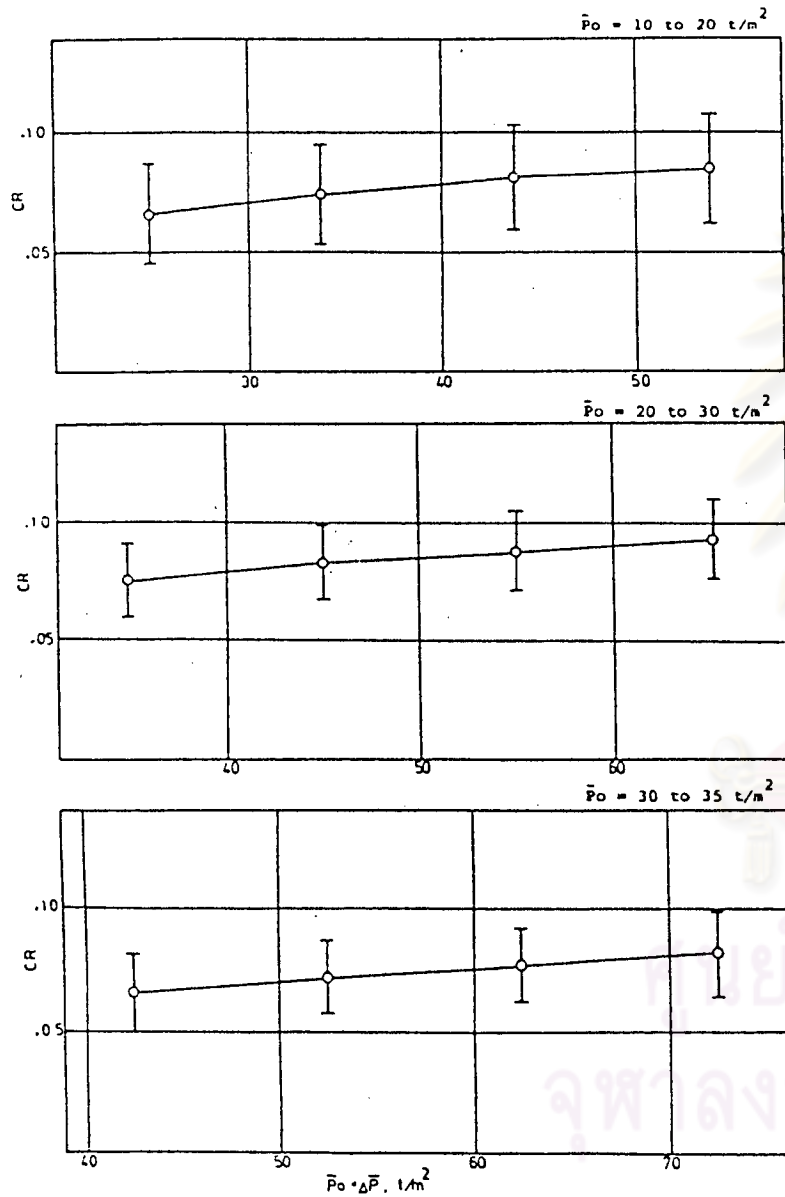
Stroud (1974) พบว่า สำหรับ Insensitive clay

ตารางที่ 2.3 รวมความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติในการยุบอัดตัวกับ คำนวณของดิน
ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ.

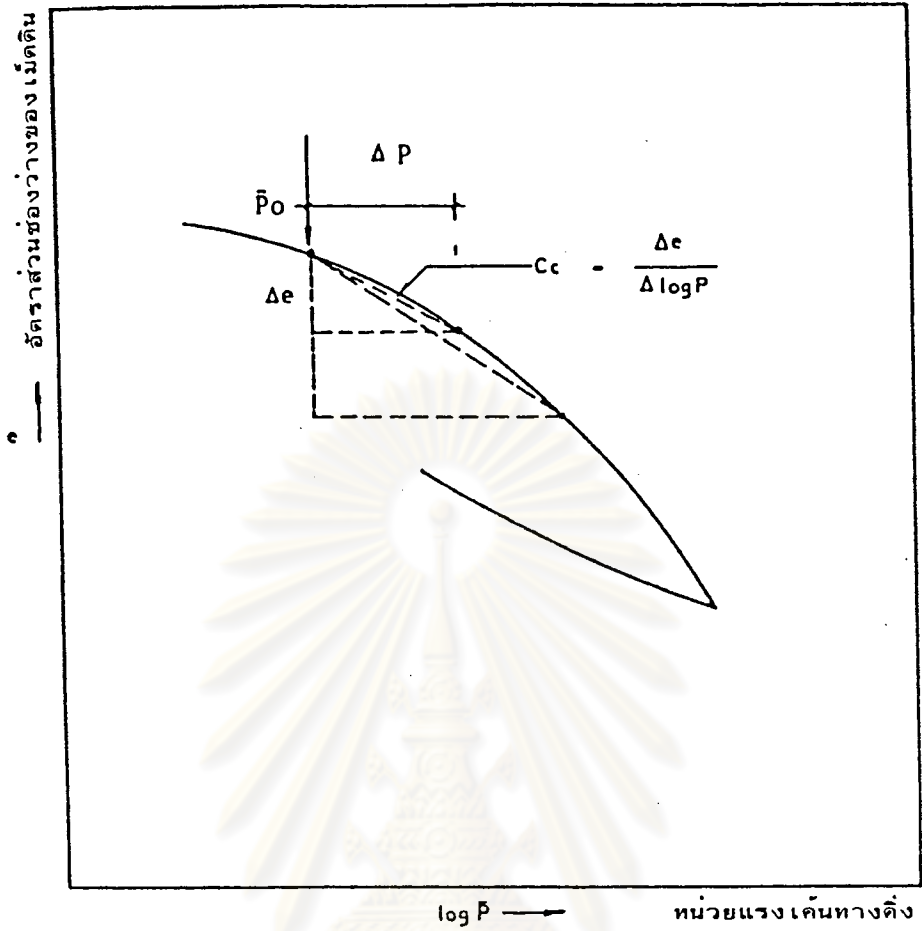
สมการ	สำหรับ	ที่มา
$C_c = 0.0002W_n^2 + 0.0067W_n - 0.014$	ดินเหนียวทุกชนิด	Muktabhant et al. (1966)
$C_c = 0.02 + 0.008W_n$	ดินเหนียวอ่อน	Adikari (1977)
$C_c = 0.21 + 0.008LL$		
$C_c = 0.22 + 0.29e_o$		
$C_c = 0.20 + 0.008LL + 0.009e_o$		
$C_c = -0.014 + 0.010W_n$	ดินเหนียวทุกชนิด	Adikari (1977)
$C_c = -0.015 + 0.38e_o$		
$C_c = -0.28 + 0.012LL$		
$C_c = -0.965 + 0.029W_n$	ดินเหนียวทุกชนิด	Tonyagate (1978)
$C_c = -0.847 + 0.024LL$		
$C_c = -0.0941 + 1.057e_o$		
$C_c = -0.588 - 0.0217W_n$	ดินเหนียวอ่อน	Tasneenart (1984)
$C_c = -0.5906 + 0.8019e_o$		
$CR = -0.0043W_n$	ดินเหนียวอ่อน	Cox (1968)
$CR = 0.0045LL$		
$CR = -0.037 + 0.00566W_n$	ดินเหนียวทุกชนิด	Tonyagate (1978)
$CR = -0.013 + 0.00463LL$		
$CR = -0.0130 + 0.0047W_n$	ดินเหนียวอ่อน	Tasneenart (1984)
$CR = -0.1197 + 0.2841e_o - 0.0284e_o^2$		



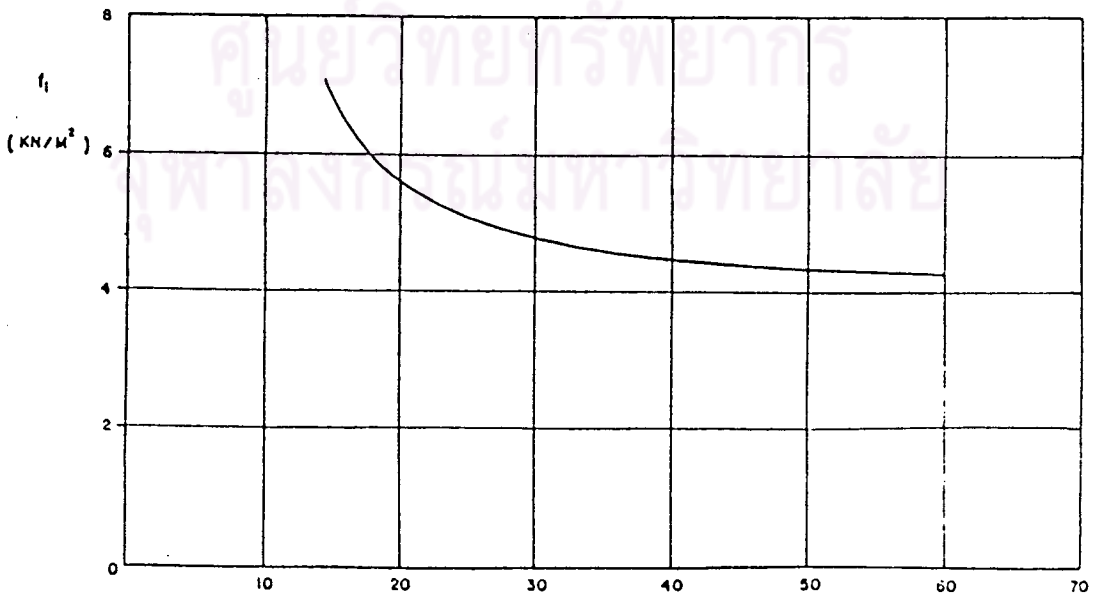
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR ในช่วง OC กับหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Tasneenart, 1984)



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับหน่วยแรงประสิทธิผลทางดิ่งของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 ในกรุงเทพมหานคร (Tasneenart, 1984)



รูปที่ 2.10 การหาค่า อัตราส่วนการอัดแบบไม่ดilat ในดินเหนียวแข็ง



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปร f_1 กับ Plasticity index

(Stroud, 1974)

ที่มีค่า sensitivity น้อยกว่า 3 จะได้ว่า

$$E_{oed} = \frac{1}{mv} = 100 f_1 N. \quad (2.1)$$

เมื่อ f_1 คือ ตัวแปรที่ขึ้นกับค่า Plasticity Index

มีหน่วยเป็น KN/m^2 ดังรูป 2.11

N คือ ค่า SPT N ที่ได้จากการทดสอบในสนาม

El-Moursi & Krizek & Corotis (El-Moursi

et al., 1978) ได้ว่า

$$CR = \frac{C}{1+e_o} = \frac{CP_c}{N} \quad (2.2)$$

เมื่อ C คือ พารามิเตอร์ขึ้นอยู่กับ SPT N หรือ e_o

โดยที่

$$\log C = 0.006N - 1.3 \quad (2.2a)$$

$$\text{หรือ } \log C = 0.632e_o - 0.834 \quad (2.2b)$$

P_c คือ Preconsolidation pressure มีหน่วย

เป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

N คือ ค่า SPT N ที่ได้จากการทดสอบในสนาม

2.1.4.3 คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินเหนียวแข็งมาก

ดินเหนียวแข็งมากนี้จะรวมถึงดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 3 และ ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 4 ของสภาพดินกรุงเทพฯ

ก. ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 เป็นชั้นดินที่อยู่ระหว่างทรายชั้นแรกและทรายชั้นที่ 2 เนื่องจากปลายเสาเข็มของอาคารขนาดใหญ่ในกรุงเทพมหานครส่วนใหญ่ ยังคงอยู่ในทรายชั้นแรกดังนั้นคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินชั้นนี้จึงมีความสำคัญต่อการทรุดตัวของอาคาร แต่เนื่องจากดินชั้นดังกล่าวอยู่ที่ระดับความลึกมากไม่สะดวกใน

การเก็บตัวอย่างแบบไม่รบกวน การศึกษาคุณสมบัติในการยุบอัดตัวจึงได้เริ่มมีขึ้นเมื่อไม่นานมานี้ Parentila (1983) ได้ศึกษาถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 จากข้อมูลการเจาะสำรวจ 22 หลุมในสถานที่ก่อสร้าง 4 แห่งในกรุงเทพฯ ได้แก่ Shangri-la Hotel, South Sathorn, ธนาคารกรุงเทพ สำนักงานใหญ่, Rama IV สรุปว่า ดินชั้นนี้มีพฤติกรรมเป็น normally consolidated ถึง Slightly overconsolidated ซึ่งจะ เป็นปัญหาในการออกแบบฐานราก ผลการศึกษาได้แสดงดังตารางที่ 2.4 และรูปที่ 2.12, 2.13 หรือสมการ

$$C_c = -0.2784 + 0.8602 e_o \quad (2.3)$$

$$C_c = -0.2346 + 0.02 W_n \quad (2.4)$$

$$CR = -0.2068 + 0.5039 e_o \quad (2.5)$$

$$CR = -0.2152 + 0.0146 W_n \quad (2.6)$$

Tasneenart (1984) ได้ศึกษาถึงคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 จากผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ 157 ตัวอย่าง พบว่าค่า CR ในดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 มีค่าใกล้เคียงหรือน้อยกว่าดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งต่างจากผลงานในอดีตทั้งนี้อาจเนื่องจากในบริเวณที่ศึกษาไม่ได้อยู่ใกล้แม่น้ำเจ้าพระยา กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งได้แสดงดังรูปที่ 2.14

Witton (1984) ได้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT N กับค่า E_{oed} จากผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ 29 ตัวอย่างในดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 พบว่า

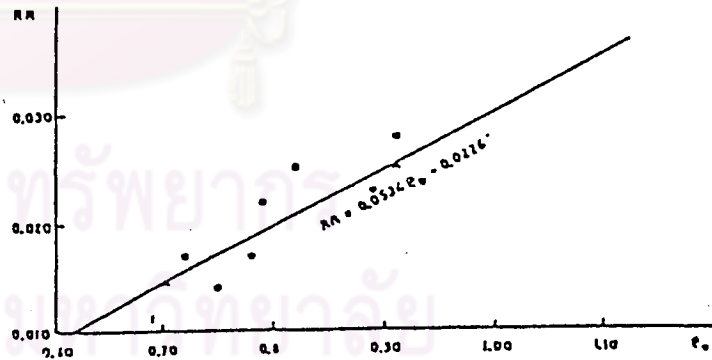
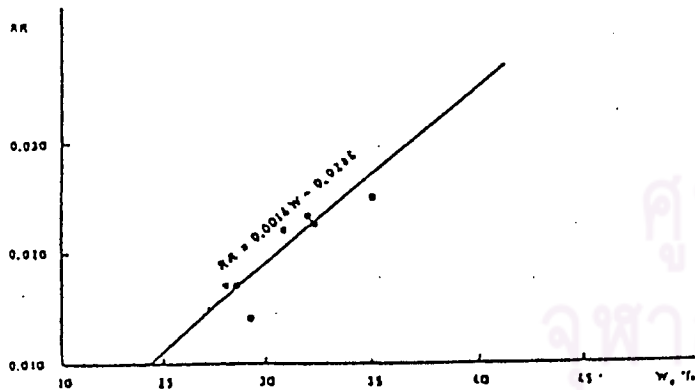
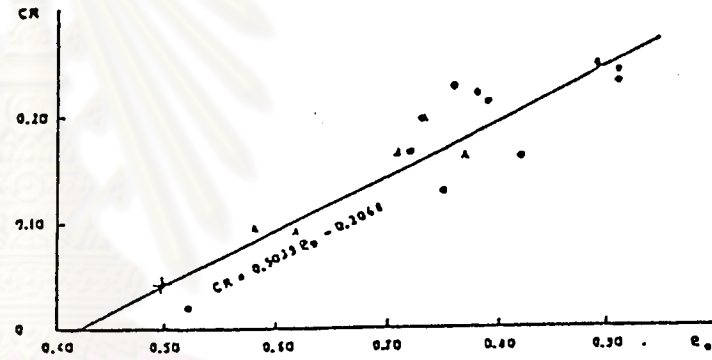
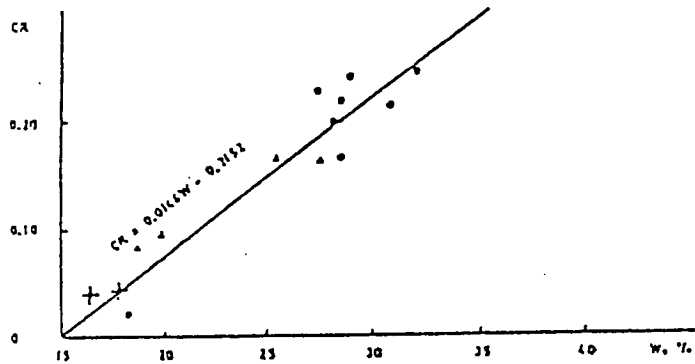
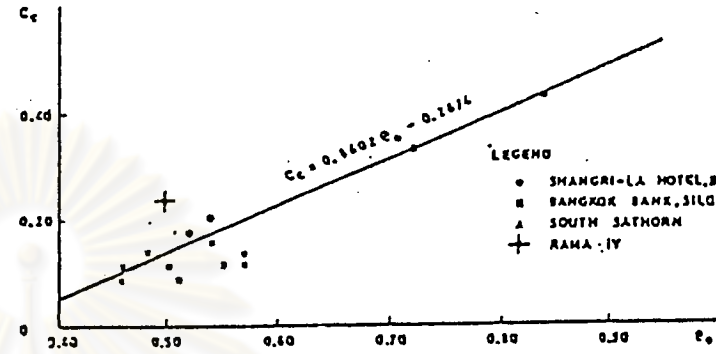
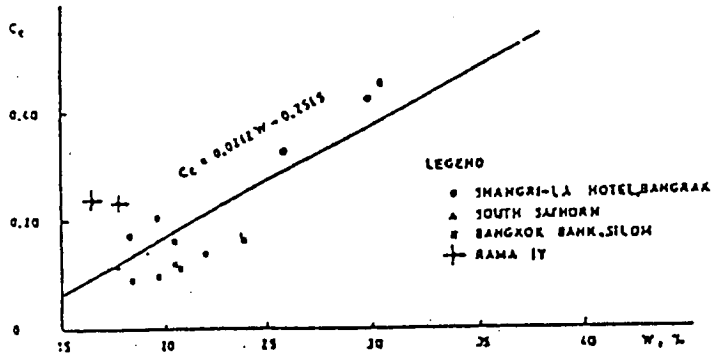
$$E_{oed} = \frac{1}{mv} = 359.93 + 46.21 N \quad (r = 0.7788) \quad (2.7)$$

และยังได้ตรวจสอบสมการของ Stroud (1974) และ El-Moursi et al. (1978) พบว่า ให้ค่าต่ำเกินไปและสูงเกินไป ตามลำดับ

ข. ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 3 เป็นดินเหนียวที่อยู่ระหว่างทรายชั้นที่ 2 และชั้นที่ 3

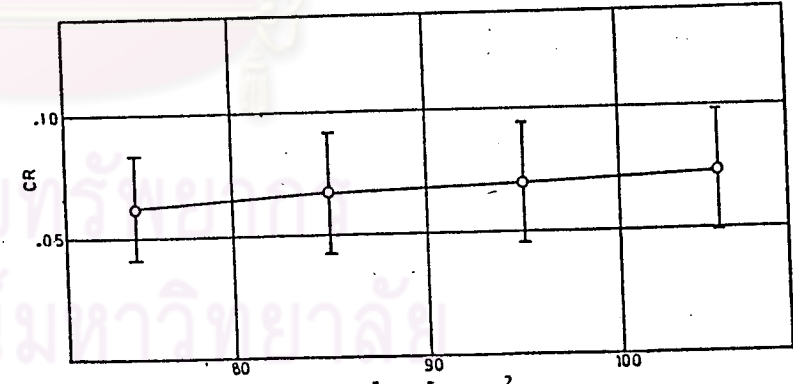
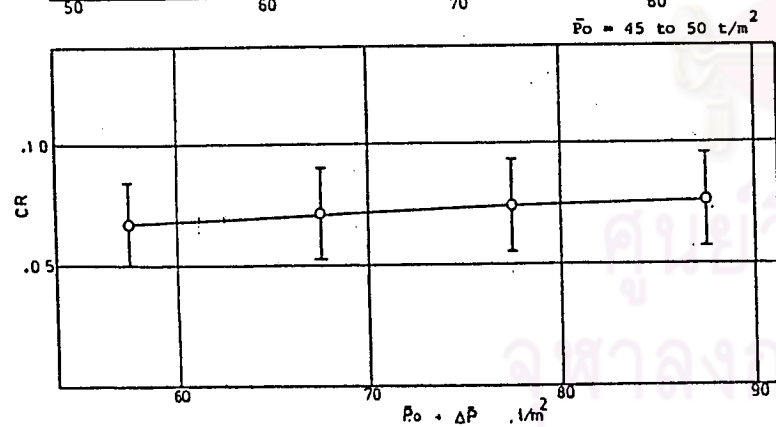
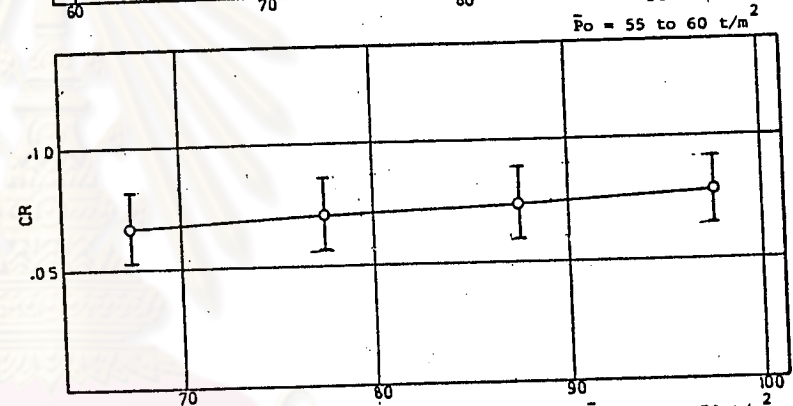
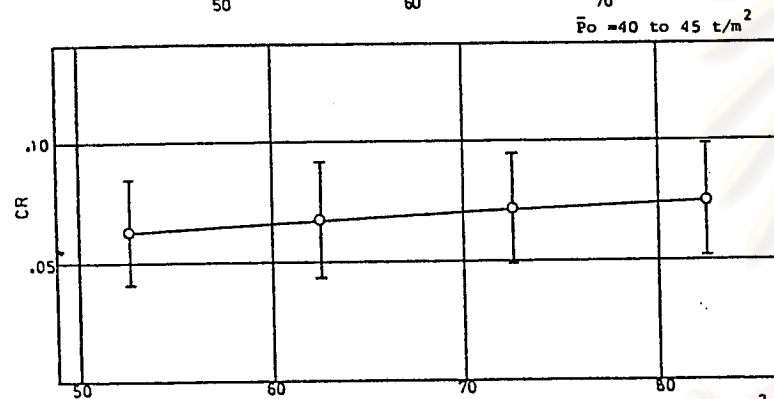
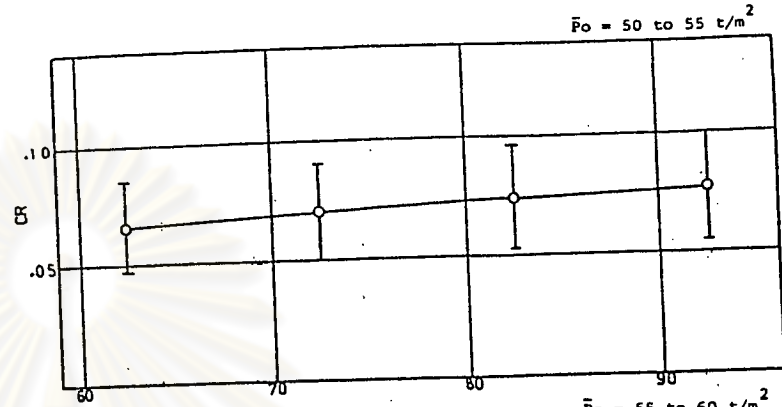
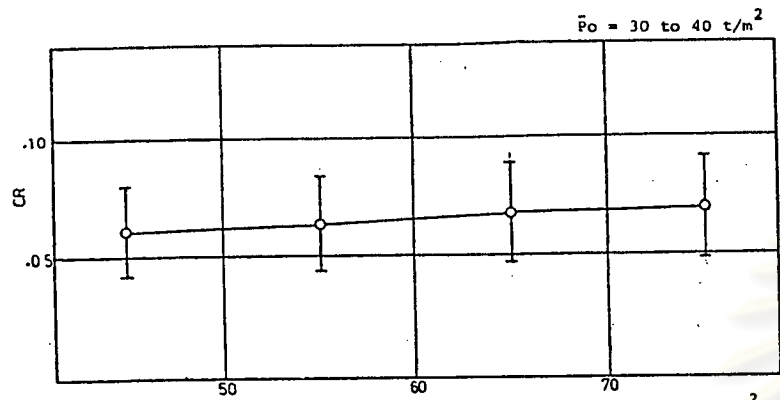
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 กรุงเทพฯ
(Parentila, 1983)

คุณสมบัติ	หน่วย	ต่ำสุด	สูงสุด	Mean	std. Dev.
W_n	%	15.3	45.5	26.1	7.6
LL	%	21.2	71.9	49.9	9.7
PL	%	13.7	29.6	22.5	3.9
PI	%	9.0	46.8	27.4	8.6
LI	%	-0.469	0.994	0.159	0.306
γ_t	t/m ³	1.75	2.77	2.00	0.18
e_o	-	0.459	0.910	0.668	0.150
S	%	62.0	100.0	94.2	8.2
G_s	-	2.61	2.73	2.66	0.03
C_c	-	0.081	0.541	0.214	0.137
CR	-	0.023	0.325	0.163	0.181
RR	-	0.014	0.053	0.028	0.011
P_{max}	t/m ²	51.0	77.0	63.0	0.6
P_o	t/m ²	51.0	77.0	63.0	0.6
OCR	-	1.00	1.57	1.02	2.37



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับ W และ CR ของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 กรุงเทพฯ (Parentila, 1983)

รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c กับ e_o และ CR ของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 กรุงเทพฯ (Parentila, 1983)



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งของดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 กรุงเทพฯ (Tasneenart, 1984)



เนื่องจากดินเหนียวชั้นนี้อยู่ลึกมากการศึกษาในอดีตจึงมีไม่มากนัก Witoon (1984) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT N กับคุณสมบัติในการยุบอัดตัวจากผลการทดลอง 10 ตัวอย่าง ได้ว่า

$$E_{oed} = \frac{1}{mv} = 78N - 1629 \quad (r > 0.84) \quad (2.8)$$

จากการตรวจสอบสมการของ Stroud (1974) และ El-Moursi (1978) พบว่า ได้ผลสอดคล้องกัน โดยที่สมการของ El-Moursi (1978) ให้ผลใกล้เคียงกว่า

2.1.4.4 คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของทรายชั้นแรกและทรายลึก

การหาคุณสมบัติในการยุบอัดตัวในทรายที่อยู่ลึกลงไป ทำได้ยาก เนื่องจากปัญหาในการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน ดังนั้นการทดลองในสนามแก้หาความสัมพันธ์ทาง Empirical จึงเป็นสิ่งที่มิใช่ประโยชน์มาก การทดสอบในสนามที่นิยมใช้และให้ผลเป็นที่น่าพอใจ คือ การทดสอบ Standard Penetration (SPT)

ได้มีผู้ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติในการยุบอัดตัวในทรายจำนวนมาก ได้แก่ Hough (1957) ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง CR กับค่า N ในทรายหลายชนิด ดังรูป 2.15

Schultze & Menzenbach (1961) พบว่า

$$E = \frac{1}{mv} = C_1 + C_2 N \quad (2.9)$$

เมื่อ C_1 , C_2 คือ พารามิเตอร์สำหรับดินต่างชนิดกัน แสดงในตารางที่ 2.5

N คือ ค่า SPT N ในสนาม

Schultze & Moussa (1961) พบว่า

สำหรับ Dry clean sand

ตารางที่ 2.5 พารามิเตอร์ C_1 และ C_2 สำหรับดินชนิดต่าง ๆ (After Schultze & Menzenbach, 1961)

No.	Soil Group	Group Symbol	Approx. Range of Grain Size (mm.)	Average C_u	Degree of Saturation (%)	Plasticity Index (PI) (%)	C_1 (t/m ²)	C_2 (t/m ²)
1	Fine Sand	SW	0.2-0.06	2	< 50	-	520	33
2	Fine Sand	SM	0.2-0.06	2	100	-	710	49
3	Sand	SW	1.5-0.10	2	< 50	-	390	45
4	Gravelly Sand	SP-GP	12-0.15	4	< 50	-	430	118
5	Sand and Gravel	GP	63-0.06	60	< 50	-	380	105
6	Silty Sand	SM	2.0-0.02	8	< 85	-	240	53
7	Silt and Silty Fine Sand	CL	0.1-0.002	60	< 85	< 15	120	58
8	Silt and Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	< 85	> 15	40	115
9	Silt and Silty Fine Sand	CL	0.1-0.002	-	> 85	< 15	**	**
10	Silt and Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	> 85	> 15	**	**
11	Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	100	> 20	**	**
12	Clay	CH-MH-OH	0.1-0.001	-	100	> 20	**	**

Note, 1) C_u = Coefficient of Uniformity.

= D_{60} / D_{10}

2) ** = A statistically reliable relation cannot be derived.

$$\epsilon = a \cdot P^k \quad (2.10)$$

$$E = \frac{1}{mv} = vP^w \quad (2.11)$$

สำหรับ Moist sand

$$\epsilon = a \cdot (P+P_c)^k - a \cdot P_c^k \quad (2.12)$$

$$E = \frac{1}{mv} = v \cdot (P+P_c)^w \quad (2.13)$$

เมื่อ ϵ คือ ความเครียดทางตั้ง

E คือ โมดูลัสแบบบังคับด้านข้าง หน่วยเป็น

กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

mv คือ ค่าประสิทธิ การอัดปริมาตร

หน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

P คือ ความดันประสิทธิผลทางตั้ง เนื่องจาก

น้ำหนักดินที่ทับถม หน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

P_c คือ ความดันคาพิลลารี หน่วยเป็น

กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

a, k, v, w คือ พารามิเตอร์ขึ้นกับ ความหนา

แน่นสัมพัทธ์ในตารางที่ 2.6

Schultze & Melzer (1965) พบความสัมพันธ์ดังรูป 2.16 และ

$$E = \frac{1}{mv} = V \cdot P^{0.522} \quad (2.14)$$

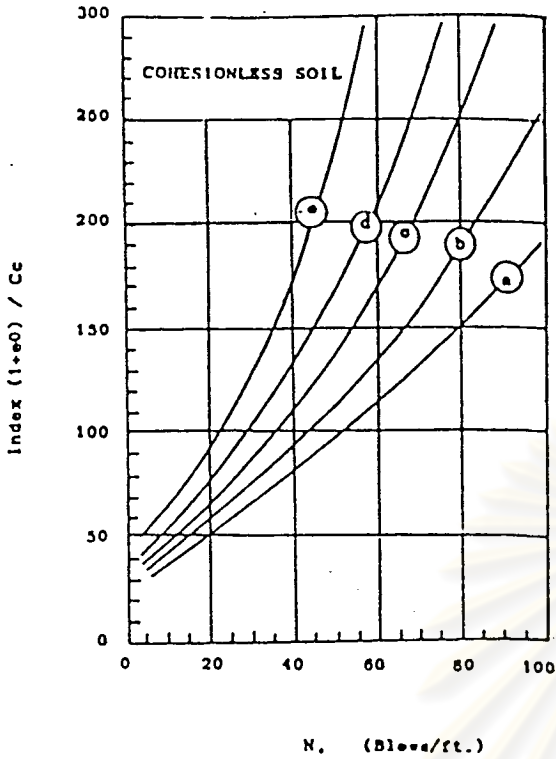
$$\text{โดยที่ } V = 246.2 \log N - 263.4 \text{ ไร่} + 375.6 \pm 57.6 \quad (2.15)$$

เมื่อ P คือ หน่วยแรงเค้นทางตั้งเนื่องจากน้ำหนักดินที่ทับถม

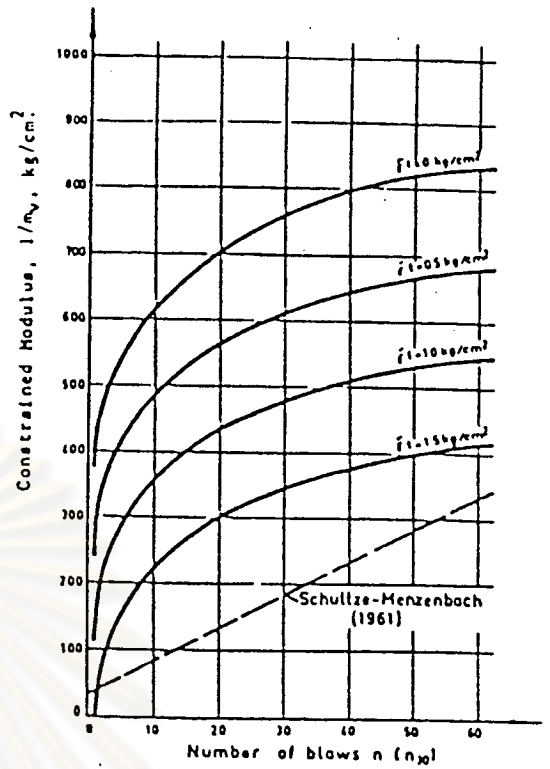
หน่วยเป็น กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ตารางที่ 2.8 พารามิเตอร์ a, k, v, w (After Schultze & Moussa, 1981)

Dr %	a	k	v	w
0	0.0106-0.0480	0.206-0.432	82.5-309	0.568-0.794
10	0.0086-0.0370	0.232-0.450	98-336	0.550-0.768
20	0.0070-0.0290	0.264-0.470	118-391	0.530-0.768
30	0.0058-0.0220	0.292-0.486	142-430	0.514-0.708
40	0.0046-0.0170	0.320-0.508	168-489	0.492-0.680
50	0.0038-0.0132	0.346-0.528	204-578	0.472-0.654
60	0.0030-0.0102	0.372-0.552	252-669	0.448-0.628
70	0.0024-0.0078	0.394-0.578	304-784	0.422-0.606
80	0.0020-0.0060	0.418-0.606	379-897	0.394-0.582
90	0.0018-0.0047	0.440-0.640	464-1042	0.360-0.560
100	0.0013-0.0037	0.460-0.680	571-1255	0.320-0.540

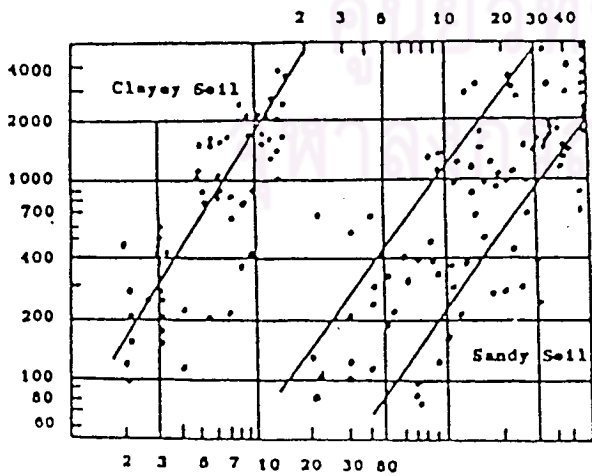


รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับค่า N ในทราย (After Hough, 1957)



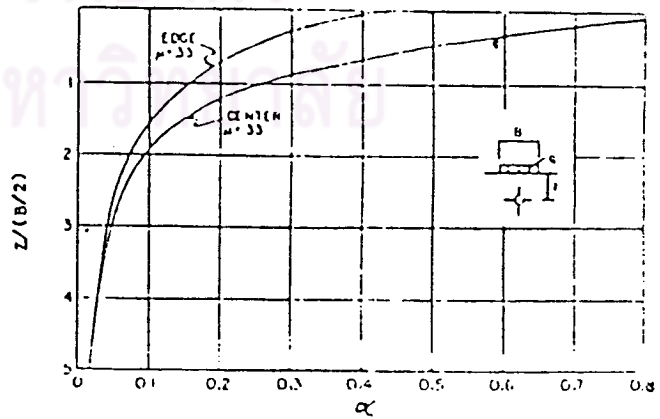
รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ $\frac{1}{m_v}$ (After Schultze & Melzer, 1965)

SPT N-values for Sandy Soil



SPT N-values for Clayey Soil

รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ $\frac{1}{m_v}$ (After Mori, 1965)



รูปที่ 2.18 ค่าสัมประสิทธิ์ α ได้ ยานจาก วงกลมแบบขีดทึบ (After Oweis, 1979)

N คือ ค่า SPT N ในสนาม

$\gamma' t$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งเนื่องจากน้ำหนัก
ดินที่ทับถม หน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

Mori (1965) ได้ทำการทดลองโดยใช้ Pressure-meter ในดินเหนียวและดินทรายในลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับค่า โมดูลัสแบบบังคับด้านข้าง ดังแสดงในรูป 2.17

Schmertmann (1970) แนะนำความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสแบบบังคับด้านข้าง กับค่า N ดังตารางที่ 2.7 โดยสมมุติให้ค่าอัตราส่วน E/N ไม่ขึ้นกับความลึก ความหนาแน่นสัมพัทธ์ และ ความดันน้ำในโพรง

Alperstein & Leifer (1978) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับค่า โมดูลัสแบบบังคับด้านข้าง (E) ที่ได้จากการทดลองได้ว่า

$$E = 60N \text{ ถึง } 120N \text{ หน่วยเป็นตันต่อตารางเมตร} \quad (2.16)$$

Oweis (1979) พบว่า

สำหรับทรายเม็ดละเอียดและปานกลาง

$$E_{\max} = 17.2 N^{0.42} \bar{\sigma}_m^{\frac{1}{2}} \quad (2.17)$$

สำหรับทรายปนกรวดและกรวด

$$E_{\max} = 18N^{0.58} \bar{\sigma}_m^{\frac{1}{2}} \quad (2.18)$$

สำหรับดินทุกชนิด

$$E_{\max} = 16N^{0.54} \bar{\sigma}_m^{\frac{1}{2}} \quad (2.19)$$

เมื่อ E_{\max} คือ โมดูลัสขณะใด ๆ ที่ความเครียด

10%

N คือ ค่า N ที่ปรับแก้ตาม Bazaraa

(1967) ซึ่ง

ตารางที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับค่า N (Schmertmann, 1970)

Soil Types	E/N (t/m ²)
1) Silty, Sandy Silts, Slightly Cohesive Silty Sand Mixture.	40
2) Clean to Fine to Medium Sand and Slightly Silty Sand.	60 - 80
3) Coarse Sands and Sands with Little Gravel.	100 - 120
4) Sandy Gravel and Gravel.	160 - 200

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$= 4N/(1+2P) \text{ สำหรับ } P < 1.5 \text{ Kip/ft}^2$$

$$= 4N/(3.25+0.5P) \text{ สำหรับ } P > 1.5$$

Kip/ft²

P คือ ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งที่ระดับที่พิจารณา
หน่วยเป็น Kip/ft²

$\bar{\sigma}_m$ คือ ค่า Mean effective normal stress
หน่วยเป็น Kip/ft² ซึ่ง $= \bar{\sigma}_{m0} + \Delta\sigma_m$

$\bar{\sigma}_{m0}$ คือ ค่า In situ mean effective normal stress หน่วยเป็น Kip/ft² ซึ่ง
 $= (1+2K_0) \bar{\sigma}_{v0}/3$

$\Delta\sigma_m$ คือ ค่า Mean effective normal stress
ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำ (q) หน่วย
เป็น Kip/ft² ซึ่ง $= \alpha q$

$\bar{\sigma}_{v0}$ คือ ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้ง เนื่องจากน้ำหนัก
ดินที่ทับถม หน่วยเป็น Kip/ft²

K_0 คือ ค่า Coefficient of earth
pressure at rest

α คือ ค่าสัมประสิทธิ์ แสดงในรูป 2.18

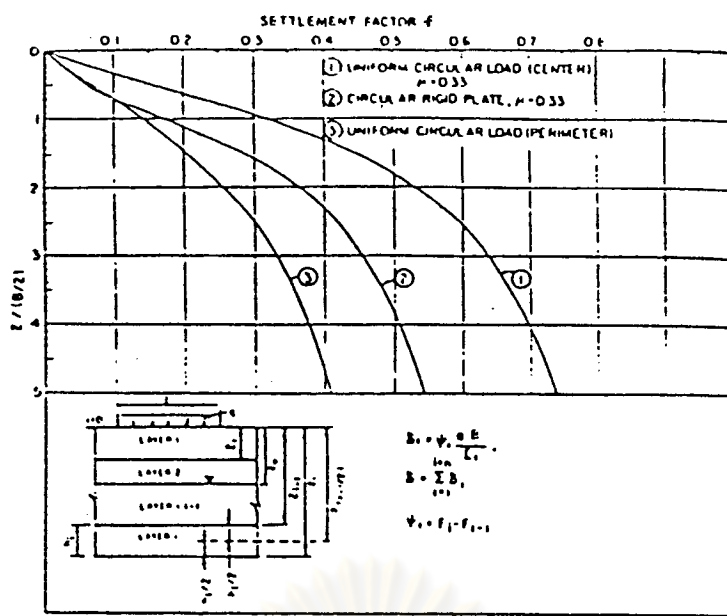
ค่า โมดูลัสของเฉื่อย (E) จะมีความสัมพันธ์กับ

E_{max} ดังรูป 2.19

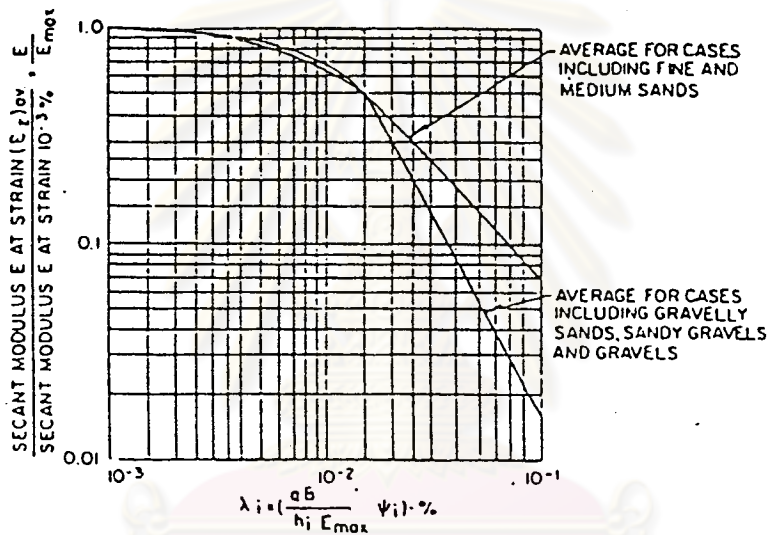
Natarajan & Tolia (1980) ได้เสนอความสัมพันธ์
ระหว่าง E/N และ หน่วยแรงเค้นทางตั้ง เนื่องจากน้ำหนักดินที่ทับถม สำหรับทรายหลวมและ
ทรายแน่น ดังรูป 2.20 และแนะนำว่าสำหรับทรายแน่นปานกลางให้ใช้วิธีเฉลี่ย

Witoon (1984) ทำการศึกษาถึงคุณสมบัติในการยุบอัด-
ตัวของทรายชั้นแรกและชั้นที่ 2 ด้วยเครื่องมือ Oedometer จำนวน 30 ตัวอย่าง พบว่า

I 1583411b

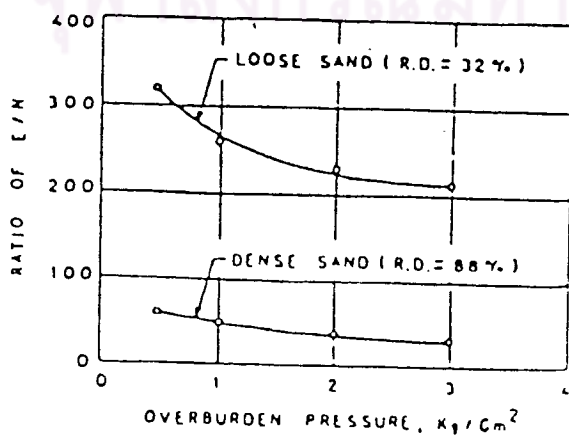


(a) Settlement Factors for Layered Elastic Solid Using Boussinesq Stress Distribution (Curves 1 and 2)



(b) Secant Modulus Reduction Versus Strain Parameter λ_i

รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์เพื่อหาค่า โมดูลัสขณะใด ๆ (After Oweis, 1979)



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง E/N กับหน่วยแรงเค้นทางตั้ง เนื่องจากน้ำหนักดินที่ทับถม

(After Natarajan & Tolia, 1980)

การตรวจสอบความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับคุณสมบัติในการยุบอัดตัวดังกล่าวข้างต้น ค่า CR ที่ได้จาก Hough (1957) เท่านั้นที่ใช้ได้แต่ก็ให้ค่าต่ำเกินไป ส่วนค่า โมดูลัสแบบบังคับด้านข้างที่ได้จาก Schulze & Moussa (1961) ได้ค่า สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ดีที่สุด แต่ค่าที่ได้มักสูงกว่าผลจากการทดลอง ในขณะที่ Schulze & Menzenbach (1961) และ Schmertmann (1970) ได้ผลรองลงมา แต่ค่าที่ได้ต่ำกว่า ผลจากการทดลองโดยที่ Schmertmann ได้ค่าสูงกว่า จากผลการทดลอง Witoon (1984) แนะนำความสัมพันธ์ดังนี้

สำหรับทรายชั้นแรก

$$\frac{1}{mv} = 988 + 69N \quad (2.20)$$

สำหรับทรายชั้นที่ 2

$$\frac{1}{mv} = 3230 + 48N \quad (2.21)$$

เมื่อ $\frac{1}{mv}$ คือ ค่า โมดูลัสแบบบังคับด้านข้าง เฉลี่ย
ในทุกช่วงของหน่วยแรงเค้นทางตั้งมี
หน่วยเป็นตันต่อตารางเมตร

N คือ ค่า SPT N ในสนาม

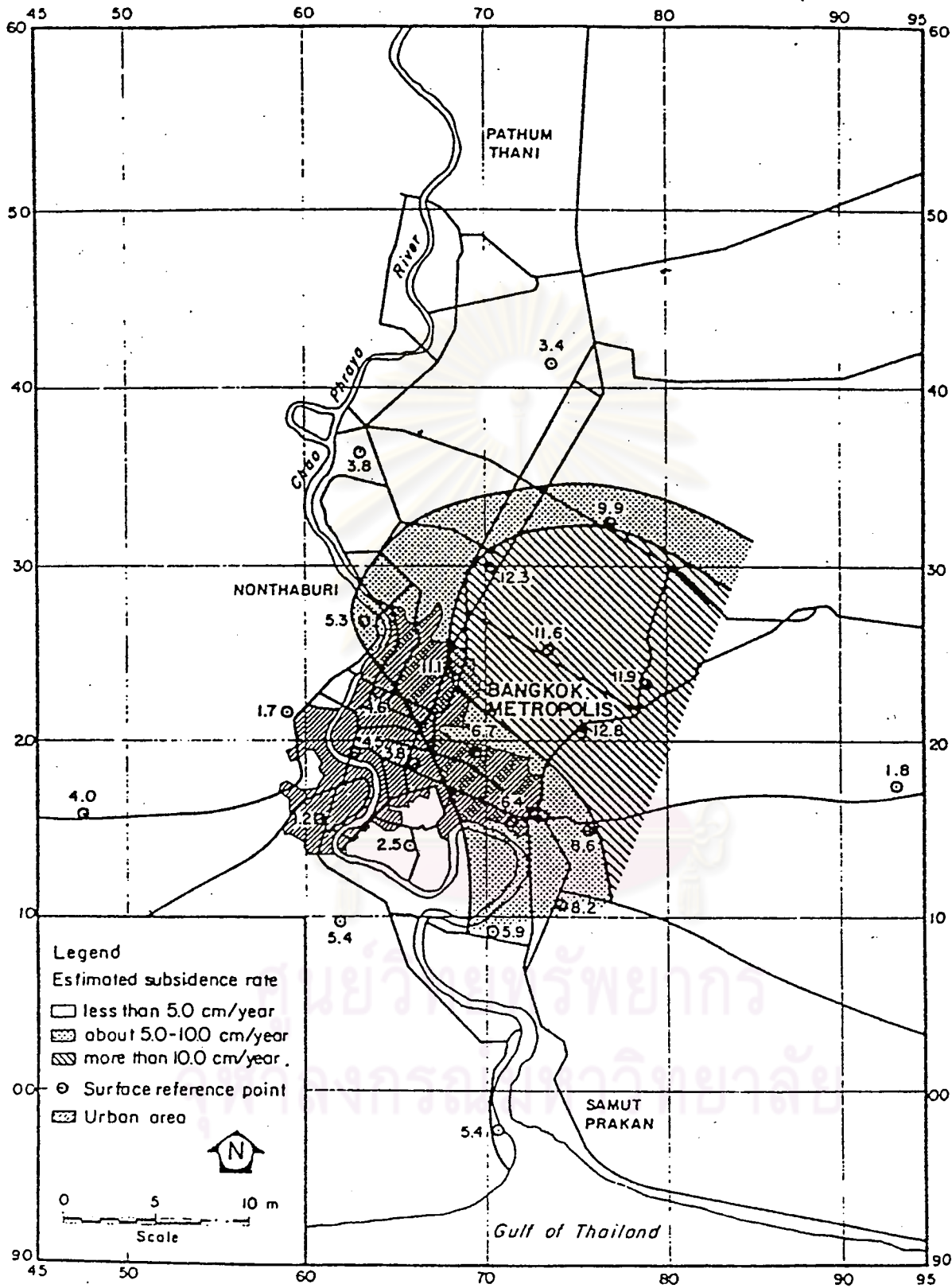
2.1.5 การทรุดตัวของแผ่นดิน (Land subsidence) ในบริเวณกรุงเทพมหานคร

มหานคร

AIT (1981) พบว่า เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลจากชั้นทรายที่อยู่ลึกขึ้นมาใช้ทำให้ความดันน้ำในโพรงดินลดลง ซึ่งมีผลทำให้เกิดขบวนการอัดตัวคายนํ้าในชั้นดินเหนียว และการทรุดตัวในชั้นทราย การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลที่ได้จากการวัดในระหว่างปี 1978 ถึง 1981 ได้แบ่งออกเป็นเขต ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.21 และสรุปได้ว่า

1. 40% ของค่าการทรุดตัวของผิวดินเกิดจากการยุบอัดตัวของชั้นดิน

ในช่วง 50 เมตรบน



รูปที่ 2.21 เขตการทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล (AIT, 1981)

2. อีก 60% เกิดจากการยุบอัดตัวของชั้นดินที่อยู่ลึกกว่า 50 เมตร ถึง 200 เมตร

อัตราการทรุดตัวของแผ่นดินในบริเวณใจกลางของกรุงเทพมหานคร ประมาณ 2 - 5 เซนติเมตรต่อปี และบริเวณวิกฤตมีค่าประมาณ 10 เซนติเมตรต่อปี

รูปที่ 2.22 แสดงค่าแรงดันน้ำในดินบริเวณกรุงเทพมหานคร ที่ลดลงเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล (Parentila, 1983)

2.2 การประมาณค่าการทรุดตัวของอาคารในบริเวณกรุงเทพมหานคร

เนื่องจากสภาพดินส่วนบนในกรุงเทพมหานครไม่แข็งแรงนัก ฐานรากของอาคารขนาดใหญ่จึงจำเป็นต้องใช้เสาเข็ม เป็นตัวถ่ายแรงลงไปยังชั้นดินลึกที่แข็งแรงเพียงพอ เพื่อให้อาคารอยู่ได้อย่างมีเสถียรภาพ

2.2.1 องค์ประกอบของค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็ม

การทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วนคือ

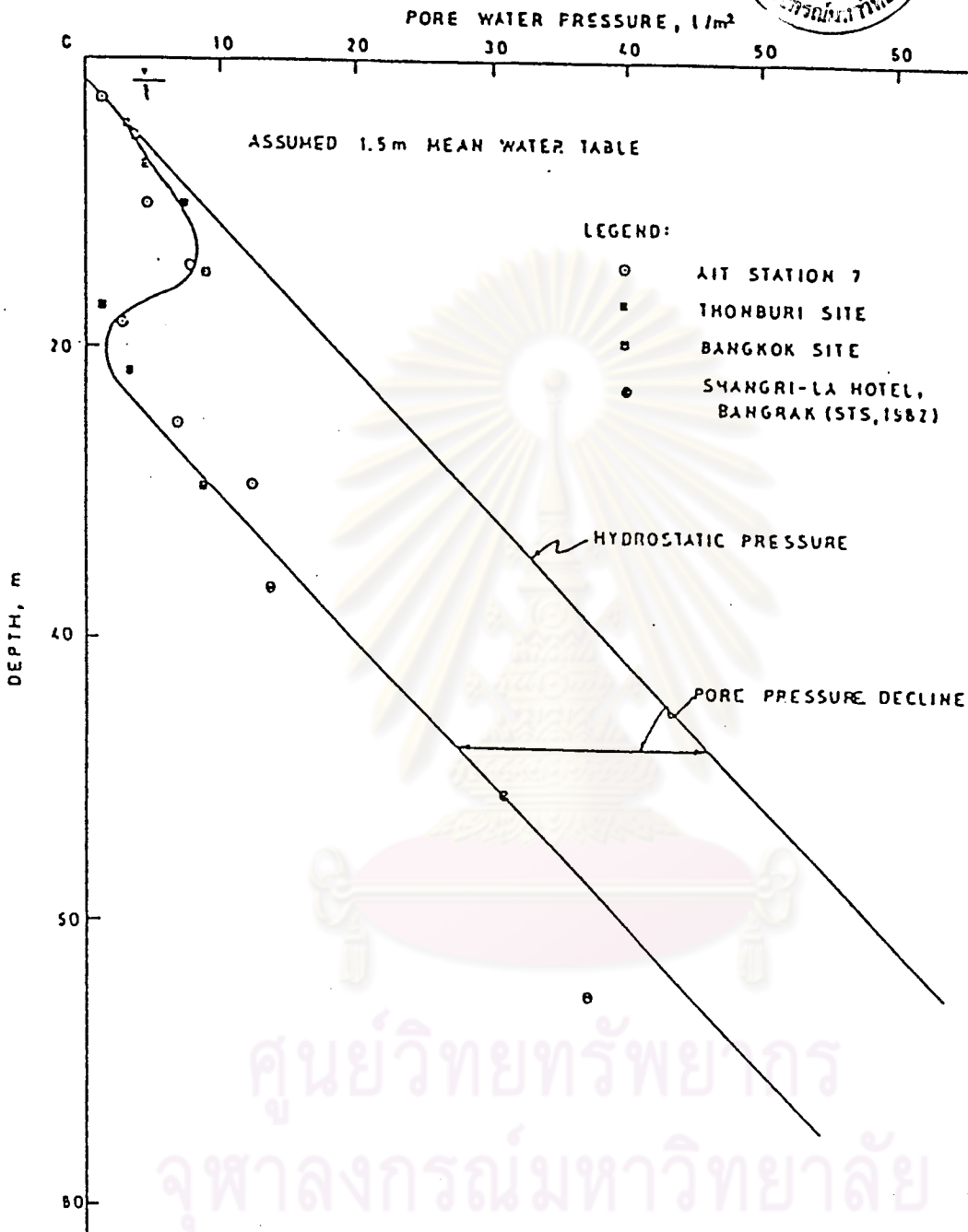
1. การยุบอัดตัวของเสาเข็ม (Compression of pile)

การยุบอัดตัวของเสาเข็มขึ้นกับลักษณะการกระจายของน้ำหนัก ตลอดความยาวของเสาเข็ม พื้นที่หน้าตัดและค่า โมดูลัสยืดหยุ่น ของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม (Vesic, 1977)

2. การยุบอัดตัวของดิน (Compression of soil)

โดยทั่วไปเมื่อดินได้รับน้ำหนักจากฐานรากโดยไม่เกิดการพังทลาย จะเกิดการทรุดตัวดังต่อไปนี้ คือ

ก) การทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก (Immediate (or Initial) settlement). s_i



รูปที่ 2.22 ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณกรุงเทพมหานคร

(Parentila, 1983)

ข) การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement). ρ_c เกิดขึ้นจากผลของการที่แรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (excess pore pressure, Δu) ในดิน dissipate แล้วลดลงตามเวลา หรือเรียกว่า การอัดตัวคายน้ำครั้งแรก (Primary Consolidation)

ค) การทรุดตัวแบบ ครีป (Creep or Secondary Compression) เกิดขึ้นหลังจากที่แรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้น dissipate จนหมด

Ladd (1971) พบว่าค่าการทรุดตัวแบบ ครีป จะมีค่าน้อยมากเมื่อดินได้รับหน่วยแรงเกินค่า σ_c

สำหรับฐานรากแบบเสาเข็มที่มีปลายหยั่งอยู่ในดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดี ค่าการทรุดตัวแบบ ครีป จะมีค่าน้อยมากและโดยทั่วไปจะไม่คำนึงถึง (Broms, 1972)

3. การลื่นไถลของเสาเข็มเทียบกับดิน (Slip)

การทรุดตัวชนิดนี้ จะเกิดเฉพาะในเสาเข็มแบบลอย (Floating) ซึ่งมีผลมาจากการพังทลายในสภาพ ไม่มีการระบายน้ำ ของดินบริเวณปลายเสาเข็ม ค่านี้จะมีค่าไม่มากในขณะรับน้ำหนัก (ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูง) และขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำหนักที่ถ่ายมาถึงปลายเสาเข็ม (Poulos and Davis, 1980)

2.2.2 การประมาณค่าการทรุดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Convention

2.2.2.1 การพิจารณาการกระจายของหน่วยแรง (Stress Distribution)

การกระจายหน่วยแรงที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ คือ สมมุติให้น้ำหนักกระทำบน equivalent mat ที่ระดับใดระดับหนึ่งแล้วกระจายน้ำหนักจาก equivalent mat โดยใช้สมการของ Boussinesq หรือประมาณโดยกระจายเป็นมุม 30 องศา กับแนวดิ่งหรือ 2:1 ผลที่ได้จะถูกต้องมากน้อยเพียงใดขึ้นกับระดับของ equivalent mat และความสัมพันธ์ร่วมระหว่างดินกับโครงสร้างที่กำหนดขึ้น

Fox (1948) ได้ปรับแก้ Chart ของ Boussinesq ในกรณีที่น่าหนักกระแทบพื้นที่ซึ่งอยู่ต่ำกว่าผิวดิน ในรูปของ μ_d ดังรูป 2.23

Terzaghi & Peck (1948) แนะนำว่าในทางปฏิบัติ สำหรับสภาพชั้นดินเหนียวหนา ๆ ระดับของ equivalent mat ที่มีขนาดเท่าฐานรากควรอยู่ที่ระดับความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็ม และสำหรับเสาเข็มที่ปลายหยั่งอยู่ในชั้นดินแข็งกว่า น้ำหนักจะถ่ายที่ระดับปลายเข็ม โดยกระจายออกด้วยอัตราส่วน 2:1

Peck et al. (1953) สมมุติให้น้ำหนักถ่ายที่ความลึก 1 ใน 3 ของความยาวเสาเข็มในชั้นที่เกิด ความเสียหาย วิตจากปลายเสาเข็ม ดังรูป 2.24 c

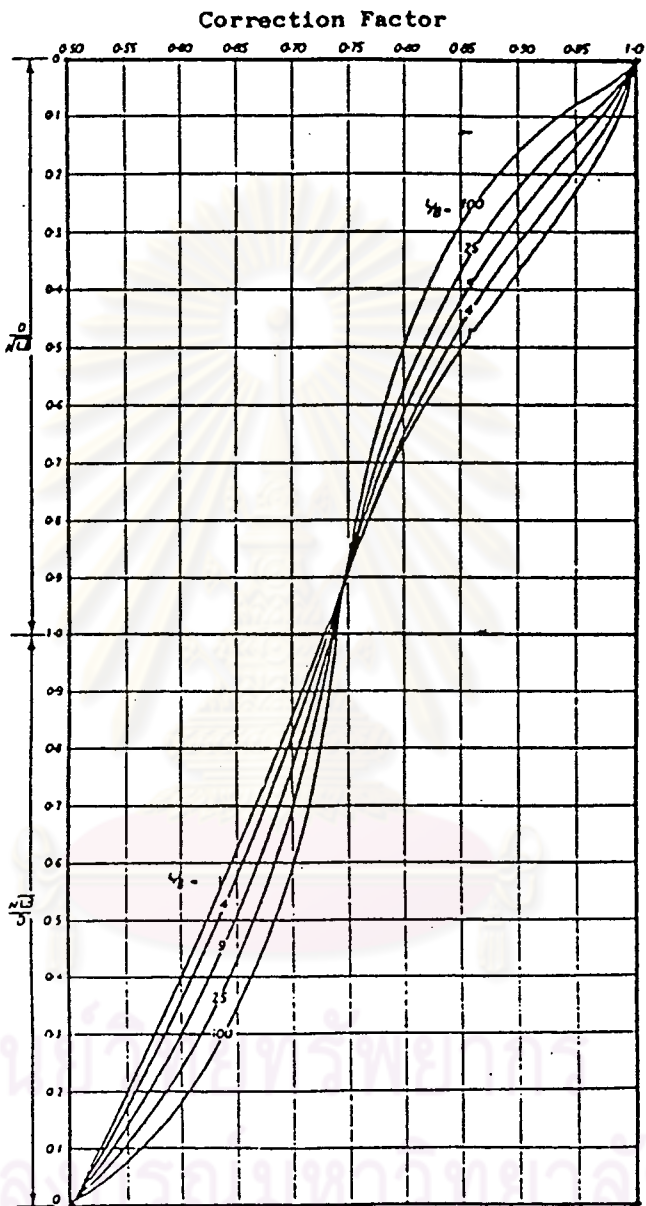
Teng (1962) แนะนำให้ใช้การถ่ายน้ำหนักในการประมาณค่าการทรุดตัว ดังรูป 2.24 a-c

NAVFAC (1982) แนะนำให้ใช้การถ่ายน้ำหนักในการประมาณค่าการทรุดตัว ดังรูป 2.24 b-d

การคำนวณโดยใช้ข้อสมมุติฐานการถ่ายน้ำหนักสำหรับเสาเข็มที่มีปลายหยั่งอยู่ในชั้นที่แข็ง เช่น หทรายแน่น โดยมีชั้นดินอ่อนอยู่ส่วนบน ให้ผลสอดคล้องกับที่ได้จากการวัด (Zeevaert . 1957), Yu et al. (1965), Girault (1972), Kishida and Tsuji (1977), Hooper and Wood (1977)

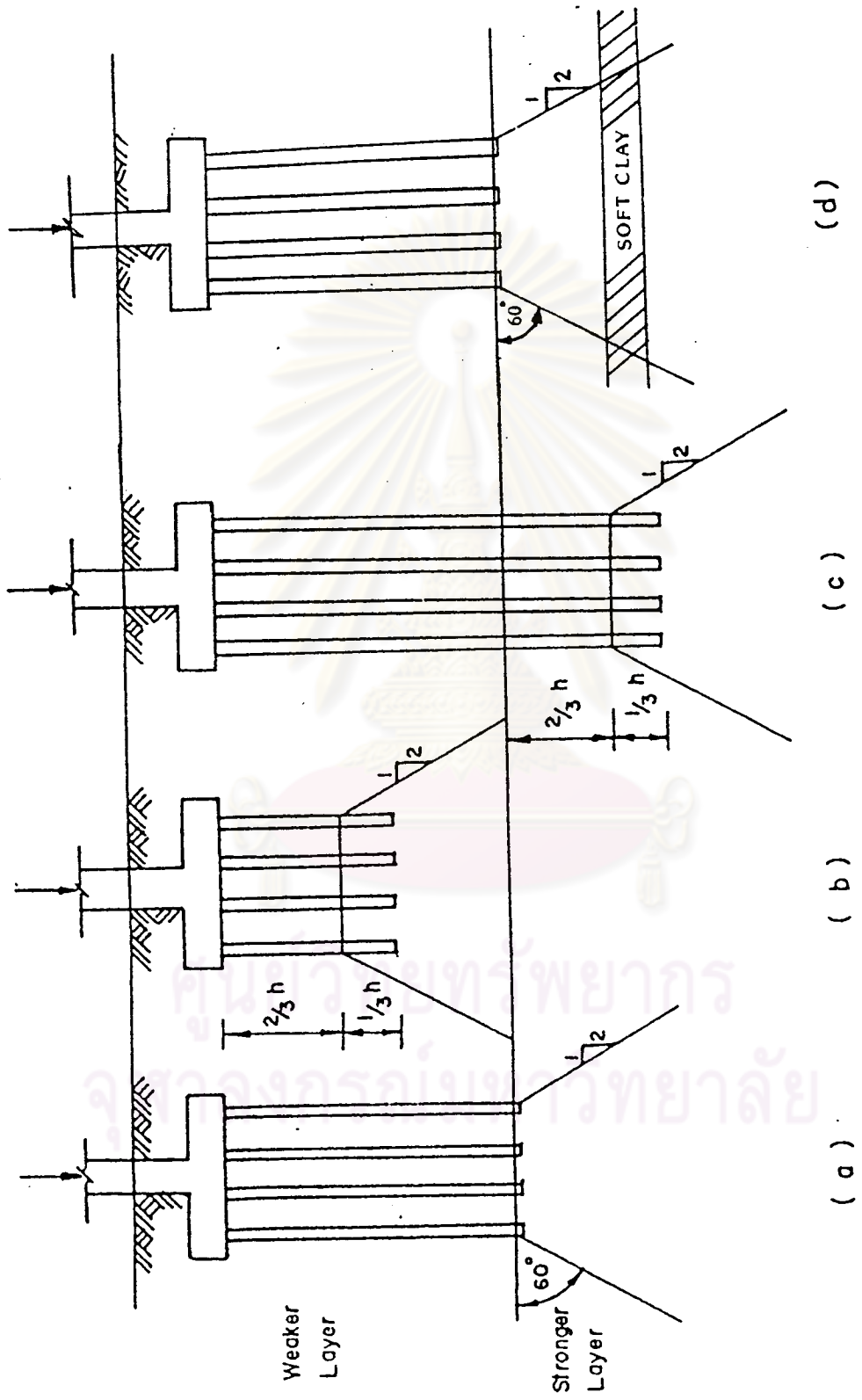
Girault (1972) กล่าวว่า สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มี spacing ชิดกัน ดินระหว่างเสาเข็มภายในกลุ่มจะไม่ถูกอัดตัวและจะมีพฤติกรรมเสมือนของแข็ง ดินที่อยู่ได้ปลายเสาเข็มเท่านั้นที่จะเกิดการทรุดตัว

Tomlinson (1979) แนะนำขนาดของ Equivalent mat เป็นแบบ Flexible equivalent mat ที่ใหญ่กว่า โดยกระจายออกทางราบ 1 ส่วนต่อทางตั้ง 4 ส่วน ที่ระดับต่าง ๆ กันขึ้นกับสภาพชั้นดิน ดังรูปที่ 2.25

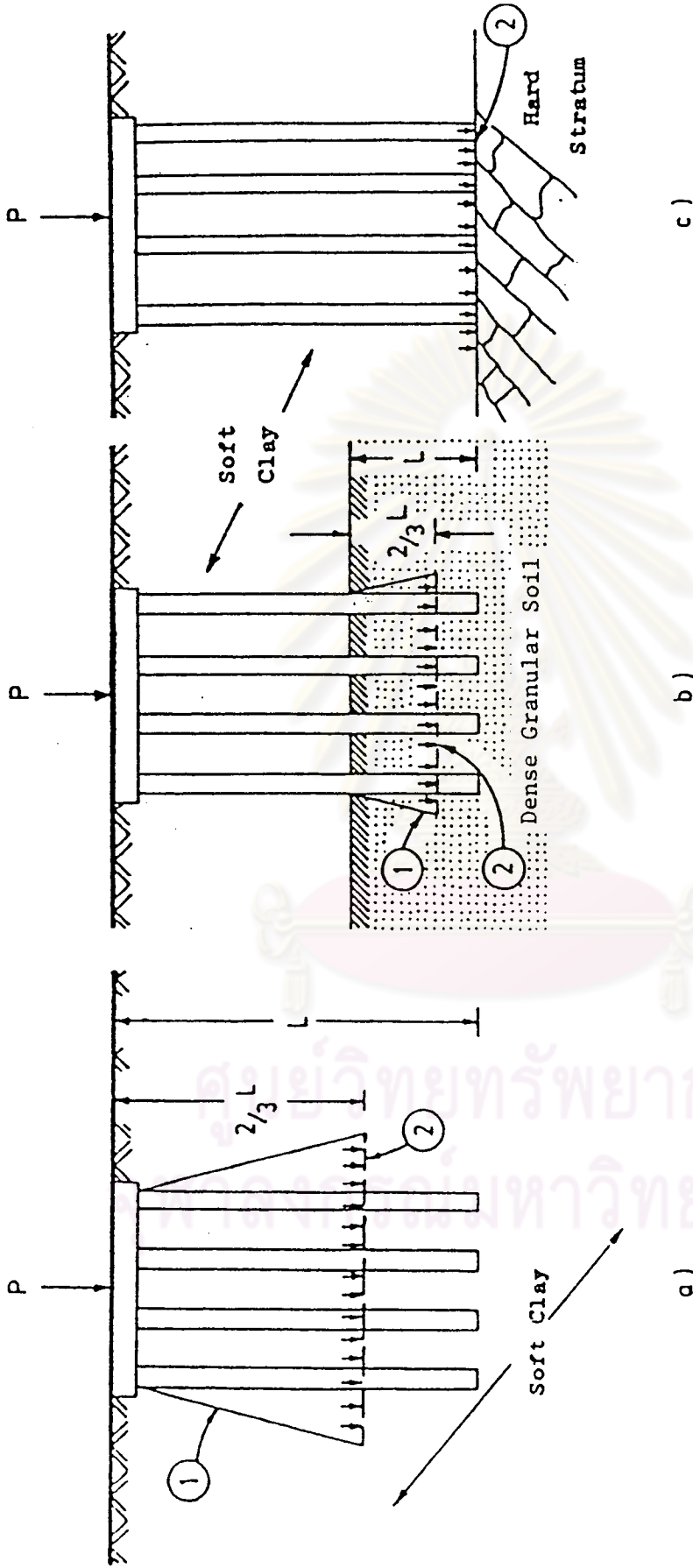


รูปที่ 2.23 ค่าปรับแก้ผลของความลึกของพื้นที่รับน้ำหนัก (After

FOX, 1948)



รูปที่ 2.24 การถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มลงดิน (After Teng, 1962). (NAVFAC, 1982)



① Spread of load at 1 in 4.

② Assumed Equivalent Mat.

รูปที่ 2.25 การถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มลงดิน (After Tomlinson, 1979)

2.2.2.2 วิธีประมาณค่าการทรุดตัว

เมื่อดินได้รับหน่วยแรง แค้น เพิ่มขึ้นจากการกระจายของ น้ำหนักจะ เกิดการทรุดตัว ซึ่งมีวิธีการประมาณแบ่งออกเป็น

2.2.2.2.1 การทรุดตัวในดินเหนียว

วิธีการประมาณค่าการทรุดตัวในชั้นดินเหนียว

มีดังต่อไปนี้คือ

1. ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

ยึดหลักทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi (1925) ซึ่งสมมุติว่าการทรุดตัวทั้งหมดเกิดขึ้นในทิศทางเดียว (คือ ทางตั้ง ไม่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างทางด้านข้าง) ในชั้นดินเหนียว และค่าความดันน้ำในโพรง ที่เพิ่มขึ้นในตอนแรกที่รับน้ำหนักมีค่าเท่ากับหน่วยแรง แค้น.

ทางตั้งที่เพิ่มขึ้น ค่าการทรุดตัวแบบ 1 มิติ, ρ_{oed} หาได้จาก

$$\rho_{\text{oed}} = \Sigma(mv \cdot \Delta \sigma_z \cdot \delta h) \quad (2.22)$$

เมื่อ mv คือ สัมประสิทธิ์การอัดปริมาตรที่ได้จากการทดลอง การอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

$\Delta \sigma_z$ คือ ค่าหน่วยแรง แค้นทางตั้งที่เพิ่มขึ้นที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียว

δh คือ ความหนาของชั้นดินเหนียวที่พิจารณา

$$\text{และในรูปของ } \rho_{\text{oed}} = \Sigma \left[\frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vf} \Delta h}{\sigma_{v0}} \right] \quad (2.23)$$

เมื่อ C_c คือ ดัชนีการอัด

e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างของเมื่อดินเริ่มแรก

σ_{v0} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้ง เนื่องจากน้ำหนักดินที่ทับถม

σ_{vf} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งสุดท้าย

Δh คือ ความหนาของชั้นดินเหนียวที่พิจารณา

สมการนี้จำกัดใช้เฉพาะ normally consolidated clay เท่านั้น

หรือ ในรูปของ
$$\rho_{oed} = \Sigma \left[CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} \Delta h \right] \quad (2.24)$$

เมื่อ CR คือ อัตราส่วนการอัด ซึ่งเท่ากับ $\frac{C_c}{1+e_o}$

สำหรับ Over consolidated clay สมการ (2.23) และ (2.24)

จะเป็น

$$\rho_{oed} = \Sigma \left[\frac{C_r}{1+e_o} \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right] \Delta h \quad (2.25)$$

หรือ
$$\rho_{oed} = \Sigma \left[RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right] \Delta h \quad (2.26)$$

เมื่อ C_r คือ ดัชนีการอัดซ้ำ

RR คือ อัตราส่วนการอัดซ้ำ ซึ่งเท่ากับ $C_r/1+e_o$

$\bar{\sigma}_{vm}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลทางตั้งสูงสุดในอดีต

2. วิธีของ Skempton และ Bjerrum

เสนอโดย Skempton และ Bjerrum (1957) กล่าวว่า การทรุดตัวทั้งหมดในดินเหนียว เป็นแบบ 3 มิติ ประกอบด้วย การทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก (Immediate Settlement, ρ_i) และการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement, ρ_c) ค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักหาได้จากทฤษฎี Elasticity

$$\rho_i = q \cdot B (1 - \nu_s^2) \cdot I_p / E_s \quad (2.25)$$

เมื่อ q คือ ความดันสุทธิบนฐานราก

B คือ ความกว้างของฐานราก

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่น ของดิน

I_p คือ Influence factor ขึ้นอยู่กับรูปร่างของน้ำหนักและความหนาของชั้นดิน

ν_s คือ อัตราส่วนปัวซองของดิน ซึ่งเท่ากับ 0.5 สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว สภาพไม่มีการระบายน้ำ

ส่วนค่าการหลุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ
พิจารณาจากการ dissipate ของ
ความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้น คือ

$$\rho_c = \Sigma (mv \cdot \Delta u_i \cdot h) \quad (2.26)$$

สำหรับดินเหนียวอิมตัวค่าความดัน
น้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นเท่ากับ

$$\Delta u_i = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.27)$$

เมื่อ A คือ พารามิเตอร์ ความดันน้ำในโพรง (Skempton, 1954)
 $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ คือ หน่วยแรงหลักและหน่วยแรงรอง ที่เพิ่มขึ้น

หรือในรูปที่ง่ายกว่า คือ

$$\rho_c = \mu \rho_{oed} \quad (2.28)$$

เมื่อ μ เท่ากับ $A + \alpha(1-A)$

μ คือ Correction factor ดังรูป 2.26

α คือ ค่าสัมประสิทธิ์ขึ้นกับขนาดของพื้นที่รับน้ำหนักและความ
หนาของชั้นดินเหนียว ดังตารางที่ 2.8

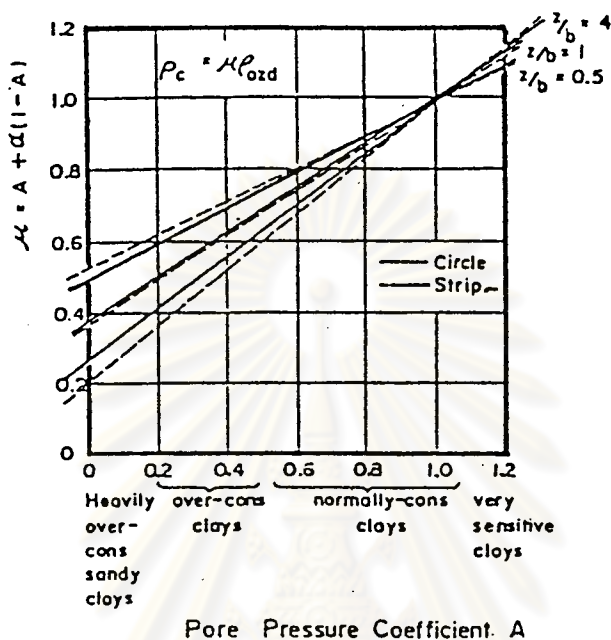
Tomlinson (1979) เรียก μ

ว่า Geological Factor (μ_g) ค่า μ_g ที่รวบรวมจากประสบการณ์ ได้แสดงใน
ตารางที่ 2.9

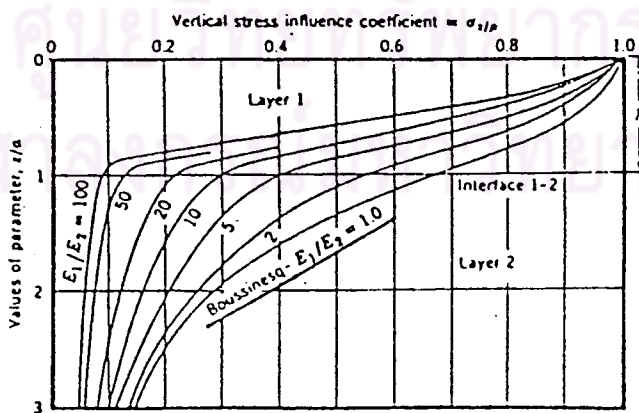
Davis และ Poulos (1963)

เรียกวิธีการประมาณโดยพิจารณาค่าการหลุดตัวแบบ 1 มิติ ในขณะที่ความดันน้ำในโพรง
เป็นแบบ 3 มิติ ว่าเป็นวิธี Semi-empirical

2.2.2.2.2. การหลุดตัวในทราย



รูปที่ 2.26 ค่าพหุคูณ (Skempton and Bjerrum, 1957)



รูปที่ 2.27 กราฟ Stress Influence ในดิน 2 ชั้นของ Burmister (After Burmister, 1943)

ตารางที่ 2.8 ค่าสัมประสิทธิ์ α (After Skempton and Bjerrum, 1957)

z/B	Circular Footing	Strip Footing
0	1.0	1.0
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1.0	0.38	0.37
2.0	0.30	0.28
4.0	0.28	0.26
10.0	0.26	0.14
∞	0.25	0

ตารางที่ 2.9 ค่า Geologic Factor, μ_g (After Tomlinson, 1979)

ชนิดของดินเหนียว	ค่า μ_g
Very sensitive clays	1.0 - 1.2
Normally consolidated clays	0.7 - 1.0
Over consolidated clays	0.5 - 0.7
Heavily over consolidated clays	0.2 - 0.5

เนื่องจากปัญหาในการเก็บตัวอย่างแบบ
ไม่ถูกรบกวนในทราย วิธีการหาค่าการทรุดตัวในทรายจึงมักใช้การทดสอบในสนาม (In
situ) เช่น Standard Penetration และ Dutch Cone ในการหาคุณสมบัติใน
การยุบอัดตัว การศึกษาการทรุดตัวของทราย ได้แก่ Terzaghi and Peck (1948),
Alpan (1964), Meyerhof (1965), D'Appolonia et al.(1970), Parry
(1971) และ Peck et al. (1974) ได้ถูกรวบรวมไว้ใน Sutherland (1974),
Jorden (1977) และ Simons and Menzies (1977)

D'Appolonia et al.(1968) ได้นำ
ทฤษฎี Elasticity มาใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวของทราย โดยสมมติให้การทรุด
ตัวในทรายได้ฐานรากเป็นแบบ 1 มิติ (ν_s เท่ากับศูนย์) ค่า โมดูลัส ที่ใช้ได้จากการ
ทดสอบ Oedometer ค่าการทรุดตัวมีค่าเท่ากับ

$$\rho = q.B.mv.(1-\nu_s^2).I \quad (2.29)$$

เมื่อ ν_s เท่ากับศูนย์

$$\rho = q.B.mv.I \quad (2.29 a)$$

$$\text{หรือ } \rho = q.B.I/D \quad (2.29 b)$$

เมื่อ q และ B เหมือนในสมการ(2.25)

เมื่อ mv คือ สัมประสิทธิ์ การอัดปริมาตรที่ได้จากการทดสอบด้วย
Oedometer

D คือ โมดูลัสของการอัดเท่ากับ $1/mv$ ซึ่งอาจหาได้จาก
ความสัมพันธ์กับค่า SPT N

I คือ Influence Factor ได้จากทฤษฎี Elasticity

และพบว่า การคำนวณค่าการทรุดตัวโดยใช้
ค่า โมดูลัสยึดหยุ่น ที่ได้จากพฤติกรรมแบบ Ideal elastic จะได้ค่าสูงเกินไป

D'Appolonia et al. (1970) กล่าวว่า สมการที่(2.29 b)สามารถใช้ได้ในดินที่เนื้อไม่สม่ำเสมอ ถ้าใช้ค่า โมดูลัส เฉลี่ยที่ดี และแนะนำให้ใช้ค่า Influence factor ของ Janbu et al. (1956)

2.2.2.2.3 การทรุดตัวในสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ

(Layered Systems)

ในทางปฏิบัติสภาพชั้นดินมักไม่เป็นเนื้อเดียว และมีลักษณะเป็นชั้น ๆ ซึ่งจะมีผลกระทบดังต่อไปนี้คือ

1. ผลกระทบต่อค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก

ในกรณีที่ดินชั้นบนเป็นดินอ่อนและมีดินแข็งอยู่ข้างใต้หรือดินแข็งอยู่บนและดินอ่อนอยู่ข้างใต้

Perloff (1975) ได้ทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการทรุดตัวของดินที่เป็นชั้น ๆ โดยวิธี numerical พบว่ามีปัญหาหลายอย่างในการนำไปใช้ ซึ่งไม่ได้กล่าวไว้ในที่นี้ และแนะนำวิธีการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักโดยประมาณ 2 วิธีคือ

ก) หาค่า Equivalent Young Modulus ของดินเพียงค่าเดียวเฉลี่ยโดยน้ำหนักตามความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น ค่าการทรุดตัวที่หาได้โดยวิธีนี้จะมีค่ามากเกินไป ทั้งนี้เนื่องจากการกระจายของหน่วยแรงเค้นในดินไม่ได้เป็นเช่นนั้น

ข) โดยการแทนทุกชั้นเป็น hypothetical layer บน Rigid base แล้วใช้วิธี Superimpose ค่าการทรุดตัวจาก hypothetical layer รายละเอียดของวิธีการดูได้ใน Simons and Menzies (1977) วิธีนี้ใช้ได้ดีกับสภาพดินที่ชั้นบนแข็งกว่าชั้นล่างมาก

2. ผลกระทบต่อการกระจายของหน่วยแรงเค้นในดิน

Burmister (1943), Acum and Fox (1951), Jones (1962) และ Peattie (1962) ได้ศึกษาถึงหน่วยแรง-เค้นและการทรุดตัวของ Flexible elastic System เมื่อรับหน่วยแรงเค้นสม่ำเสมอ บนพื้นที่วงกลมพบว่า ในสภาพที่ดินชั้นบนแข็งกว่าชั้นล่างมากค่าหน่วยแรงเค้นในชั้นล่างจะลดลงอย่างมาก ส่วนในสภาพที่ดินชั้นล่างแข็งกว่าชั้นบน ค่าหน่วยแรงเค้นในชั้นบนจะมากกว่าที่ได้จากสมการของ Boussinesq ดังรูป 2.27

3. การประมาณค่าการทรุดตัวในดินที่

เป็นชั้น ๆ

ในสภาพดินแบบไม่เอกพันธ์ (Non-homogeneous) การหาค่าการทรุดตัวจะยุ่งยากมาก ในทางปฏิบัติจึงมักใช้ทฤษฎี Elasticity

Janbu et al. (1956) เสนอวิธีการหาค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักเฉลี่ย สำหรับฐานรากแบบ ยึดหยุ่น ดังสมการ

$$\rho_i = q \cdot B \cdot \mu_0 \cdot \mu_1 / E_s \quad (2.30)$$

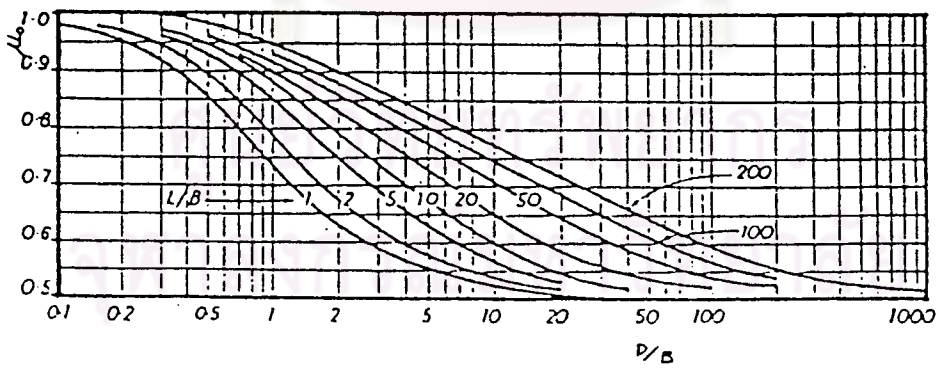
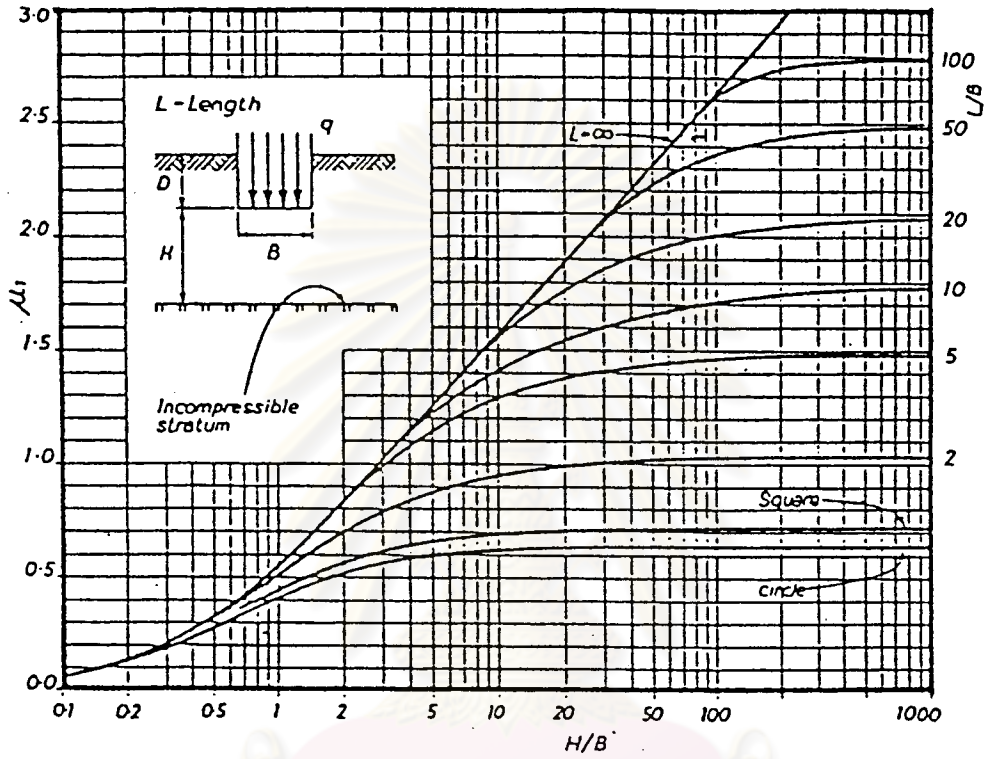
เมื่อ ρ_i , q , B , E_s ได้กล่าวแล้ว

μ_0 , μ_1 คือ แฟคเตอร์ ขึ้นอยู่กับรูปแบบของฐานราก ความลึก และความหนาของชั้นดินที่เกิดการยุบอัดตัว ดังรูป 2.28.

Simons (1975) และ Simons and Menzies (1977) ใช้รูป 2.28 และสมการ (2.30) กับดินเหนียว ส่วน D'Appolonia et al. (1970) และ Tomlinson (1979) ใช้กับทรายและยังใช้กับดินเป็นชั้น ๆ ด้วย

2.2.2.2.4. คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัว

คุณสมบัติของดินที่สำคัญในการประมาณค่าการทรุดตัว คือ การยุบอัดตัวของดิน ได้แก่ C_c , C_r , CR , RR , $\frac{1}{\pi v}$ (Constrained



รูปที่ 2.28 แฟกเตอร์ μ_0 และ μ_1 (After Janbu et al., 1956)

Modulus) ซึ่งสามารถหาได้ทั้งทางตรง (การทดลองด้วย Oedometer) และทางอ้อม (ความสัมพันธ์แบบ สหสัมพันธ์)

ความสัมพันธ์แบบ สหสัมพันธ์ ในดิน

เหนียวได้แก่ ผลงานของ Muktabhant et al. (1966), Stroud (1974), Adikari (1977), Tonyagate (1978), Elmoursi et al. (1978), Parentila (1983) Witoon (1984) และ Tasneenart (1984) ส่วนในทราย ได้แก่ ผลงานของ Hough (1957), Schultze & Menzenbach (1961), Shultze & Moussa (1961), Schultze & Melzer (1965), Mori (1965), Schmertmann (1970), Alperstein & Leifer (1978), Oweis (1979), Natrajan & Tolia (1980) และ Witoon (1984) ดังได้กล่าวแล้วในหัวข้อ 2.1.4

นอกจากนี้ค่า E_s (โมดูลัสยืดหยุ่น)

ซึ่งพิจารณาเป็นแบบ 3 มิติสามารถคำนวณจากการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ โดยสมมุติให้ดิน เป็นวัสดุแบบ Ideal elastic (Davis and Poulos, 1963) จาก

$$E'_s = (1 + \nu'_s) \cdot (1 - 2\nu'_s) / m\nu \cdot (1 - \nu'_s) \quad (2.31)$$

$$\text{และ} \quad E_u = 3E'_s / 2(1 + \nu'_s) \quad (2.32)$$

เมื่อ ν'_s คือ อัตราส่วนปริมาตรของแบบที่มีการระบายน้ำของดิน

D'Appolonia et al. (1968) กล่าวว่าในกรณีที่ลักษณะการหดตัวมีแนวโน้มที่จะเป็นแบบ 1 มิติ การใช้สมการ (2.31) และ (2.32) จะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนได้

2.2.3. การประมาณค่าการหดตัวของฐานรากแบบเสาเข็มโดยวิธี Modified Theory of Elasticity

ได้มีผู้วิเคราะห์ค่าการหดตัวของเสาเข็มโดยใช้ทฤษฎี Elasticity เป็นจำนวนมาก ได้แก่ D'Appolonia and Romualdi (1963), Nishida (1964), Thurman and D'Appolonia (1965), Sala and Belzunce (1965), Nair



(1967), Poulos and Davis (1968), Mattes and Poulos (1969) และ Poulos and Mattes (1969 a), Butterfield and Banerjee (1971), Banerjee and Davis (1977), Randolph and Wroth (1978) โดยส่วนใหญ่แบ่งพิจารณาหน้าหนักที่กระทำที่เสาเข็มออกเป็น element และใช้ความสัมพันธ์แบบ Compatibility ระหว่างการเคลื่อนที่ของเสาเข็มกับดินข้างเสาเข็มของแต่ละ element การเคลื่อนที่ของเสาเข็มจะพิจารณาการยุบอัดตัวของตัวเสาเข็ม เมื่อรับแรงตามแนวแกน และการเคลื่อนที่ของดินเนื่องจากน้ำหนักกระทำภายในมวลดิน (within a soil mass) ใช้สมการของ Mindlin (1936) ส่วนที่แตกต่างกันไป คือ ข้อสมมุติฐานในการกระจายของแรงเฉือนข้างเสาเข็ม อย่างไรก็ตามสำหรับเสาเข็มยาวข้อสมมุติฐานที่ต่างกันจะมีผลน้อยมาก (Poulos and Davis, 1980)

Poulos, Davis และ Mattes มีผลงานเกี่ยวกับการวิเคราะห์การทรุดตัวของเสาเข็มเป็นจำนวนมาก ทั้งที่เกี่ยวกับเสาเข็มเดี่ยว เสาเข็มกลุ่มและการนำมาใช้งานในสนาม ดังต่อไปนี้คือ

2.2.3.1 การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว (Settlement of Single Pile)

2.2.3.1.1. การทรุดตัวในเสาเข็ม (Settlement of Pile)

Poulos and Davis (1968), Poulos and Mattes (1969), Poulos (1972) เสนอสมการแสดงค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical พิจารณาจากเสาเข็มแบบ Incompressible ใน half-space ที่ชั้นดินมีค่า โมดูลัสยืดหยุ่น คงที่และอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.5

$$\rho = \frac{PI_0}{E_s d} \quad (2.33)$$

เมื่อ P คือ น้ำหนักทั้งหมดที่กระทำบนเสาเข็ม

d คือ เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเสาเข็ม

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่น ของดิน

I_o คือ Influence factor ดังรูป 2.29

ในกรณีที่มีลักษณะของเสา เข็มแตกต่างกันไป

ค่า I_o จะมีการปรับแก้ด้วย Correction factor สำหรับ เสาเข็มแบบลอย

สมการจะเป็น

$$\rho = \frac{PI_o R_k R_h R_v}{E_s \cdot d} \quad (2.34)$$

สำหรับ เสาเข็มตาด (End-Bearing) สมการจะเป็น

$$\rho = \frac{PI_o R_k R_b R_v}{E_s \cdot d} \quad (2.35)$$

เมื่อ R_k คือ ค่าปรับแก้สำหรับการยุบตัวของเสาเข็ม ดังรูป 2.30

R_h คือ ค่าปรับแก้สำหรับระยะความลึกของ Rigid base ดังรูป 2.31

R_v คือ ค่าปรับแก้สำหรับอัตราส่วนบัวของ ดังรูป 2.32

R_b คือ ค่าปรับแก้สำหรับความแข็งของ ชั้นแบกทาน

ดังรูป 2.33

โดยที่ K คือ Pile stiffness factor เท่ากับ $\frac{E_p R_A}{L E_s}$

L คือ ความยาวของเสาเข็ม

h คือ ระยะหัวเสาเข็มถึง Rigid base

E_b คือ โมดูลัสยืดหยุ่น ของ ชั้นแบกทาน

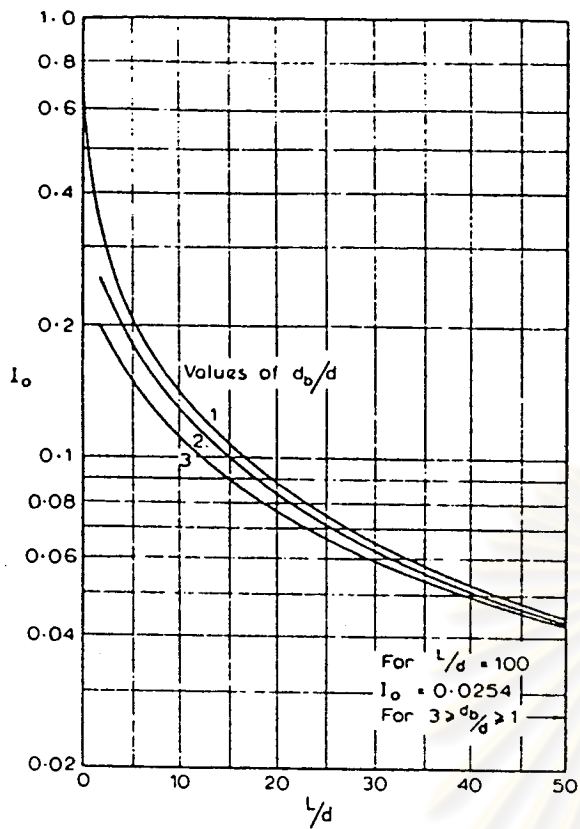
R_A คือ อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดต่อพื้นที่รอบนอกของเสาเข็ม

(เสาเข็มตัน $R_A = 1$)

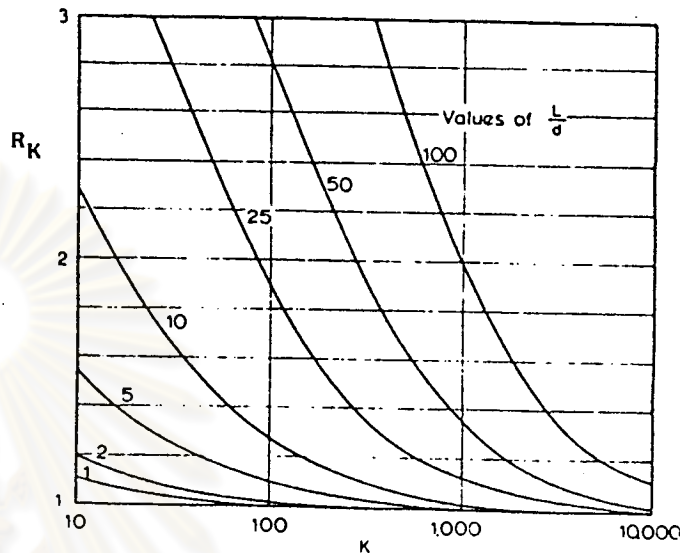
d_b คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของปลายเสาเข็ม

จะเห็นได้ว่า การขยายปลายเสาเข็ม

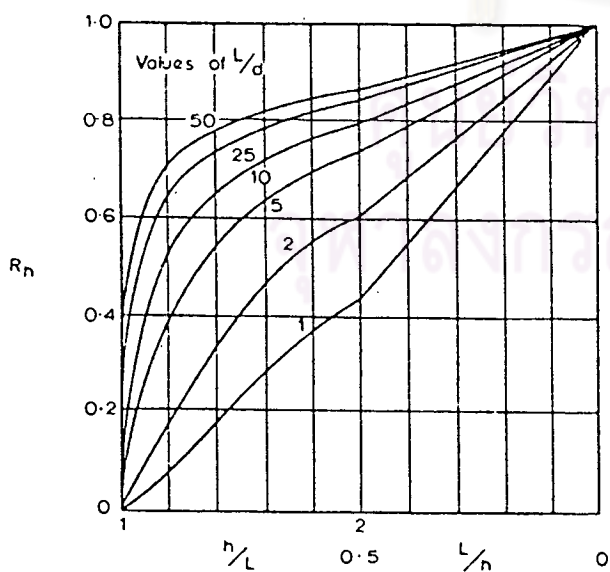
ทำให้การทรุดตัวลดลง, การเพิ่ม Stiffness ของเสาเข็มทำให้การทรุดตัวลดลง, การที่มี Rigid base ทำให้การทรุดตัวลดลง, การลดลงของอัตราส่วนบัวของทำให้การทรุดตัวลดลงแต่มีผลน้อย และ Stiffness ของ ชั้นแบกทาน ทำให้การทรุดตัวลดลง



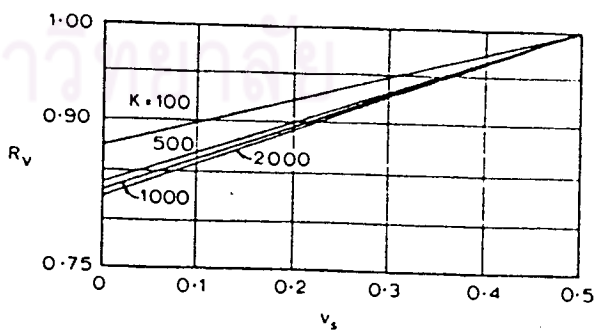
รูปที่ 2.29 Influence factor, I_o



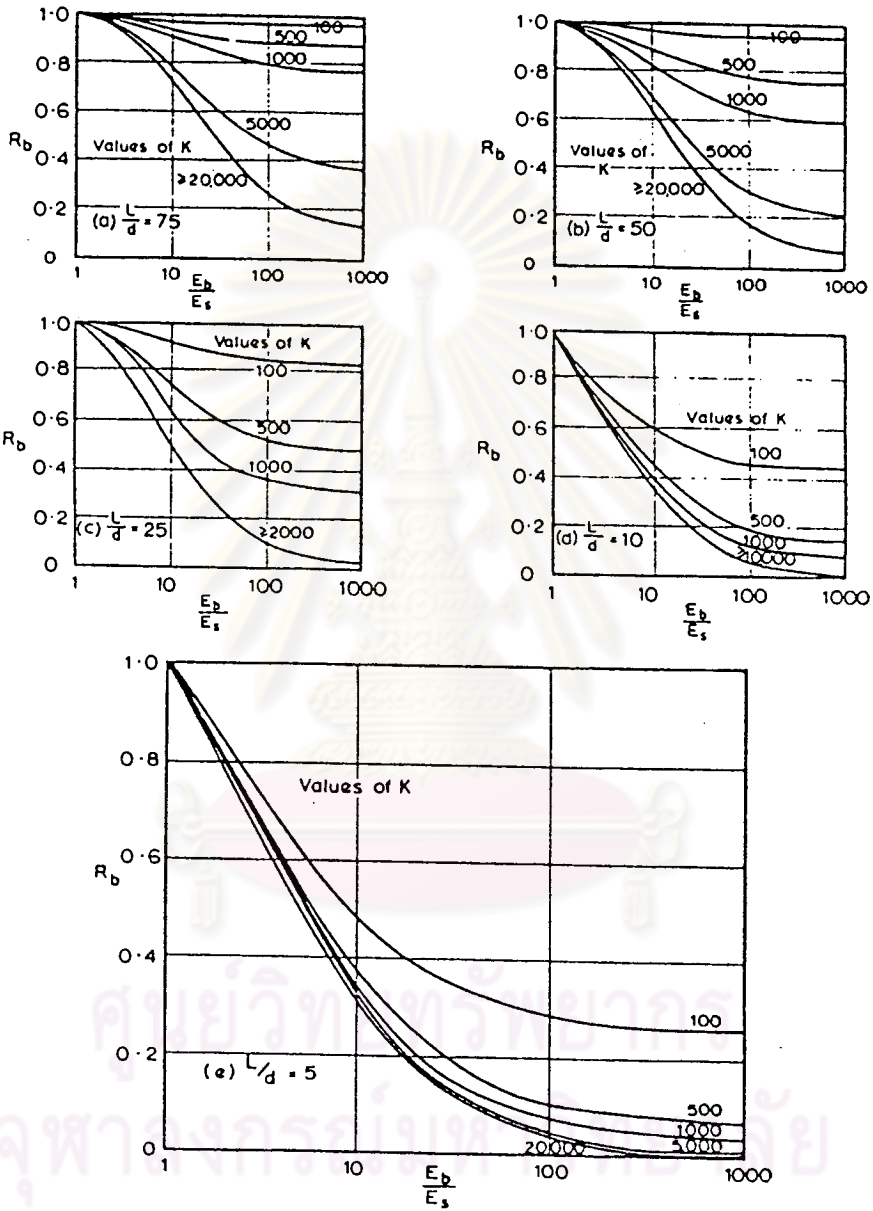
รูปที่ 2.30 ค่าปรับแก้สำหรับการยุบตัวของเสาเข็ม, R_K



รูปที่ 2.31 ค่าปรับแก้สำหรับระยะความตึกของ Rigid base, R_n



รูปที่ 2.32 ค่าปรับแก้สำหรับอัตราเร็วของฟ้าของ, R_v



รูปที่ 2.33 ค่าปรับแก้สำหรับความแข็งของ ชั้นแยกทาน , R_b

Poulos และ Davis (1980)

ค่าการทรุดตัวที่แสดงในสมการ (2.34) และ (2.35) เป็นเพียงการประมาณเท่านั้น เนื่องจากในความเป็นจริงผลของแต่ละอย่างไม่สามารถแยกออกจากกันและกันได้ อย่างไรก็ตามค่าที่ได้มีความถูกต้องเพียงพอในทางปฏิบัติ (Poulos and Davis, 1980)

2.2.3.1.2. การทรุดตัวของดินข้างใต้เนื่องจากเสา-

เข็มรับน้ำหนัก

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

$$\rho = \frac{P}{LE_s} \cdot I_p \quad (2.36)$$

เมื่อ I_p คือ Displacement Influence Factor สำหรับ $\nu_s = 0.5$ ที่ค่า K และ L/d ต่าง ๆ กัน ดังรูป 2.34

โดยที่ H คือ ระยะจากหัวเสาเข็มถึงความลึกที่พิจารณา

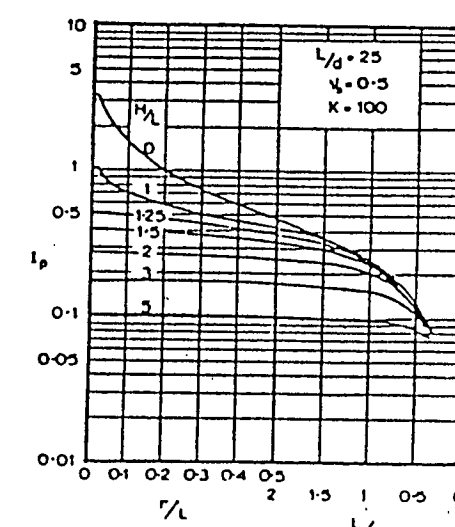
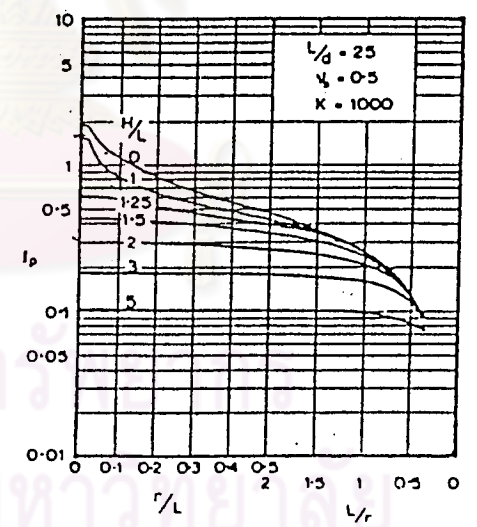
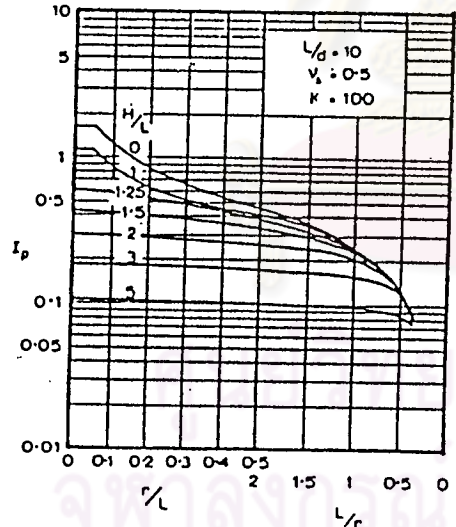
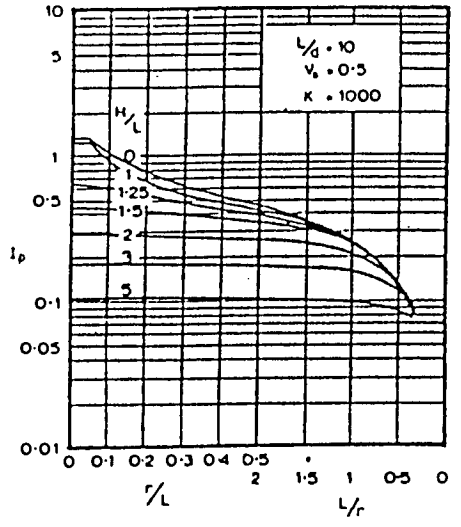
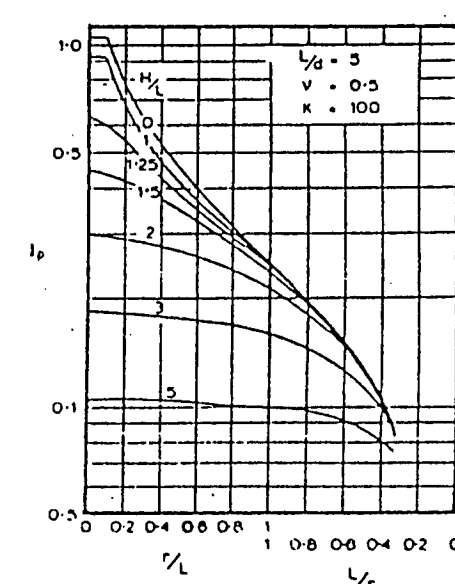
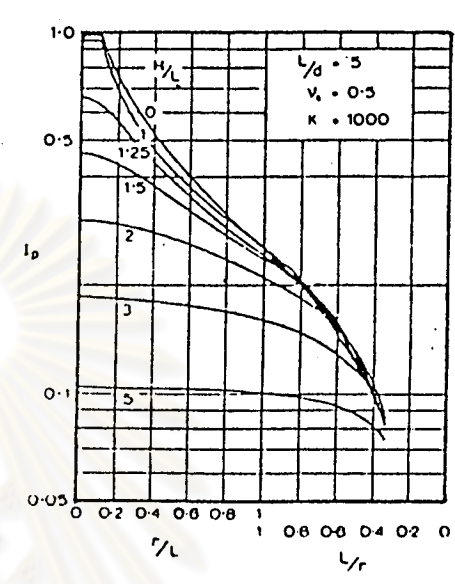
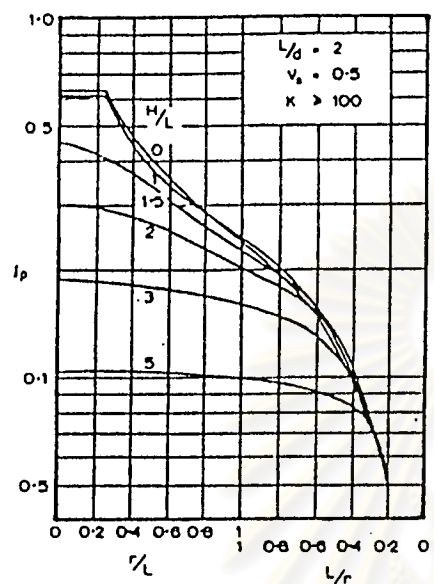
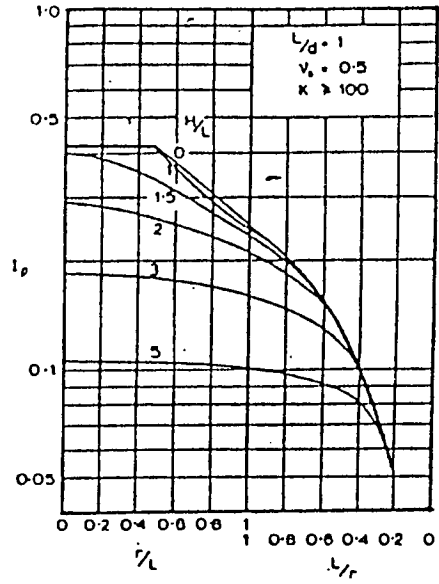
r คือ ระยะห่างของแกนกลางเสาเข็มไปยังจุดที่พิจารณา

2.2.3.1.3. ค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักและค่า-

การทรุดตัวสุดท้าย

สำหรับเสาเข็มในทรายค่าการทรุดตัวสุดท้าย จะเกิดขึ้นทันทีทันใดที่รับน้ำหนัก ดังนั้นในการคำนวณค่า โมดูลัส และอัตราส่วนปัวซองที่ใช้จึงเป็นสภาพที่มีการระบายน้ำ

สำหรับเสาเข็มในดินเหนียวอิมตัว การทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก จะเกิดในสภาพที่ไม่มีมีการระบายน้ำก่อน แล้วจึงตามด้วยการอัดตัวคายน้ำ ค่าการทรุดตัวรวมทั้งสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ เรียกว่า ค่าการทรุดตัวสุดท้าย ค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักคำนวณได้จากสมการที่(2.36) โดยใช้ค่า โมดูลัส



รูปที่ 2.34 Displacement Influence Factor, I_p (After Poulos and Davis, 1974)

แบบไม่ระบายน้ำ และค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.5 ส่วนค่าการทรุดตัวอัดตัวคายน้ำ- สามารถหาได้เช่นกันโดยใช้ค่า โมดูลัส และอัตราส่วนปัวซองเป็นแบบระบายน้ำ

ในกรณีที่สมมุติให้ดินเหนียวเป็นวัสดุแบบ

Ideal two-phase elastic homogeneous isotropic ค่า โมดูลัส แบบระบายน้ำ (E'_S) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ดังสมการ (2.31) และ (2.32) ดังนั้นค่า - อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนัก (ρ_i) ต่อค่าการทรุดตัวรวม (ρ_{TF}) จึง เป็น

$$\frac{\rho_i}{\rho_{TF}} = \frac{2(1+\nu'_S) \cdot I_{0.5}}{3 \cdot I'_{\nu}} \quad (2.37)$$

เมื่อ $I_{0.5}$ คือ Displacement Influence factor สำหรับ ν เท่ากับ 0.5

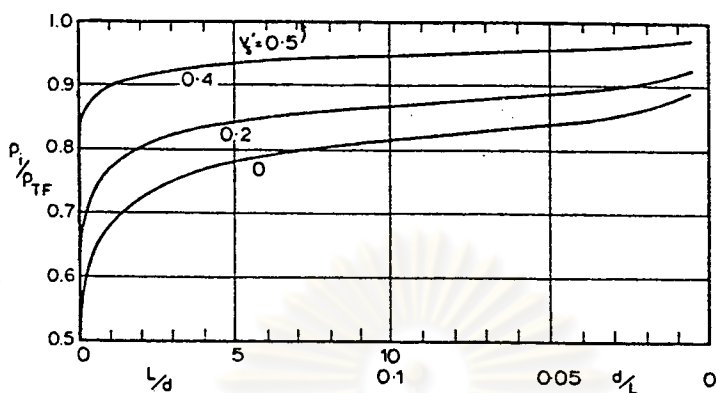
I'_{ν} คือ Displacement Influence Factor สำหรับ ν แบบระบายน้ำ

Poulos and Davis (1968) ได้ คำนวณอัตราส่วน ρ_i/ρ_{TF} สำหรับเสาเข็มแบบ Incompressible ที่ L/d และ ν'_S ต่าง ๆ กัน ดังแสดงในรูป 2.35

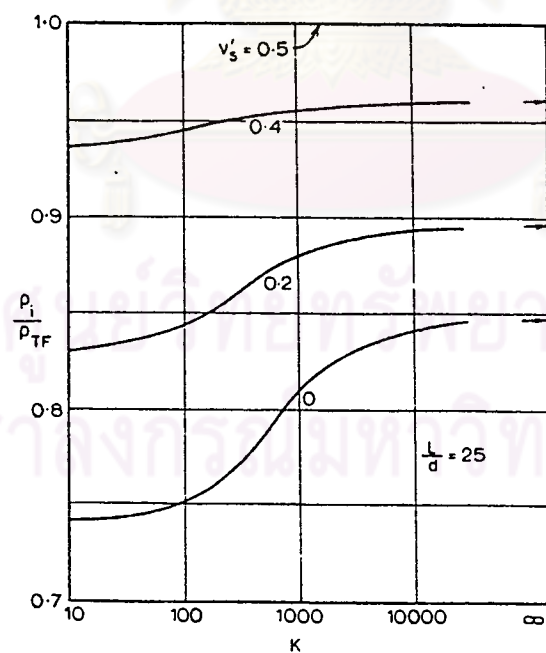
Mattes and Poulos (1969) ได้ คำนวณอัตราส่วน ρ_i/ρ_{TF} สำหรับเสาเข็มแบบ Compressible floating pile และแสดงดังรูป 2.36

จากรูป 2.35 และ 2.36 แสดงว่า อัตราการทรุดตัวจะไม่เป็นสิ่งสำคัญต่อเสาเข็มเดี่ยว แต่ในเสาเข็มกลุ่ม (L/d น้อย) จะมีผลมากกว่า (Poulos and Davis, 1980) ซึ่งต่างจากการคำนวณโดยใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

2.2.3.2. การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม (Settlement of Pile Groups)



รูปที่ 2.35 อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักต่อค่าการทรุดตัวสุดท้าย, ρ_i/ρ_{TF} สำหรับเสาเข็มแบบ Incompressible ใน Semi-infinite mass (After Poulos and Davis, 1968)



รูปที่ 2.36 อัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวทันทีที่รับน้ำหนักต่อค่าการทรุดตัวสุดท้าย, ρ_i/ρ_{TF} สำหรับเสาเข็มแบบ Compressible floating (After Mattes and Poulos, 1969)

2.2.3.2.1. ผลกระทบของเสาเข็มข้างเคียง

(Interaction) ในการหาค่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม

การวิเคราะห์การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มทำโดยใช้ทฤษฎี Elasticity ต่อเนื่องจากเสาเข็มเดี่ยว Poulos (1968 b) และ Poulos and Mattes (1971 b) สมมุติให้เสาเข็มแต่ละต้นเป็นอิสระ (Free standing) โดยที่ Pile cap ทำหน้าที่เพียงควบคุมการทรุดตัวที่แตกต่างกันของเสาเข็มแต่ละต้นในกลุ่มเท่านั้น แล้วทำการวิเคราะห์ผลกระทบระหว่างเสาเข็ม 2 ต้นเหมือนกันที่อยู่ใกล้กัน ผลกระทบ (Interaction) นี้แสดงในรูปของ Interaction Factor (α) คือ อัตราส่วนค่าการทรุดตัวของเสาเข็มที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเสาเข็มข้างเคียงได้รับน้ำหนัก โดยทำการวิเคราะห์ทั้งในเสาเข็มแบบลอย และ เสาเข็มตาล พบว่าค่า α ขึ้นกับค่า K และ L/d อย่างมาก ความสัมพันธ์ที่ได้สำหรับ เสาเข็มแบบลอย (α_F) และ เสาเข็มตาล (α_E) ได้แสดงไว้ในรูป 2.37 และ 2.38 ตามลำดับ

$$\alpha = \frac{\text{ค่าการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเสาเข็มต้นข้างเคียง}}{\text{ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบนเสาเข็ม}} \quad (2.38)$$

ในกรณีที่ปลายเสาเข็มยังอยู่ใน

ชั้นแบกทาน ที่ยึดอัดตัวได้ ค่า α ที่เกิดขึ้นจะอยู่ระหว่าง α_F กับ α_E คือ

$$\alpha = \alpha_F - F_E (\alpha_F - \alpha_E) \quad (2.39)$$

เมื่อ F_E คือ แฟคเตอร์ ที่ขึ้นกับ K , L/d และ E_b/E_s ดังรูป

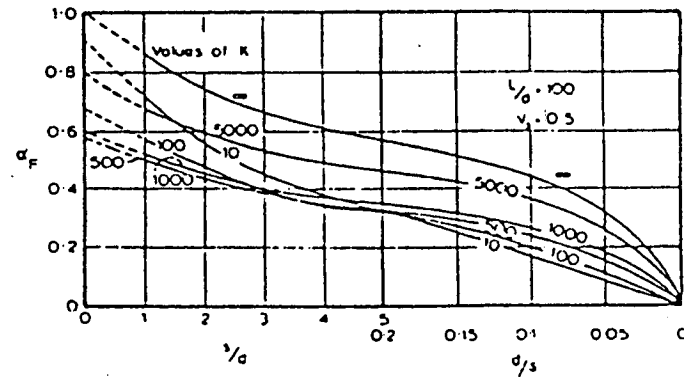
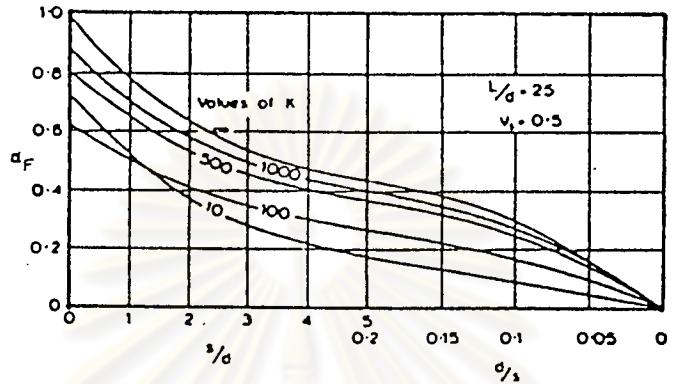
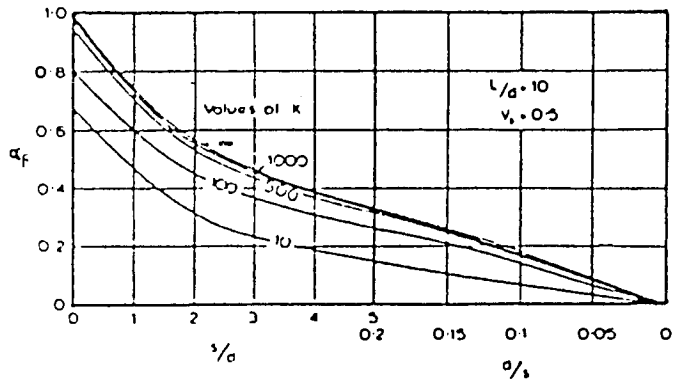
2.39

ในกรณีที่เสาเข็มทั้งสองมีขนาดไม่เท่า

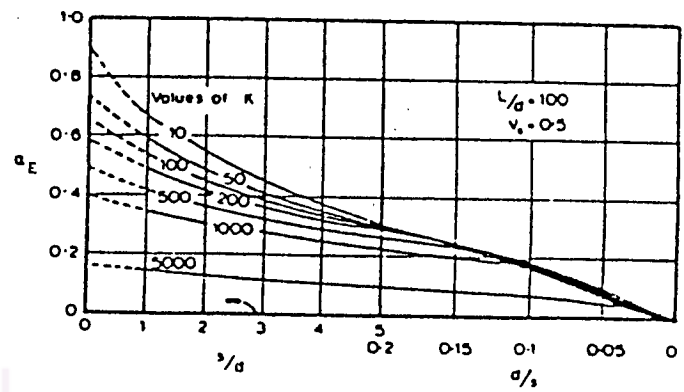
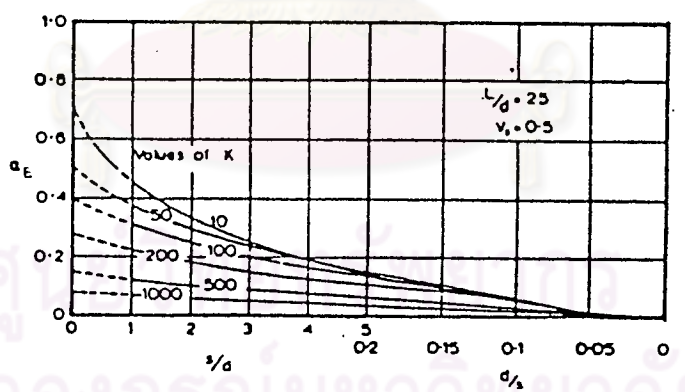
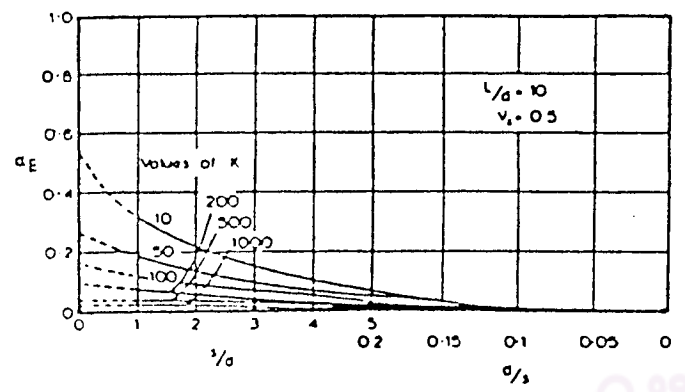
กัน ค่าการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นจะประมาณได้เท่ากับ

$$\Delta \rho_{ij} = \rho_j \alpha_{ij} \quad (2.40)$$

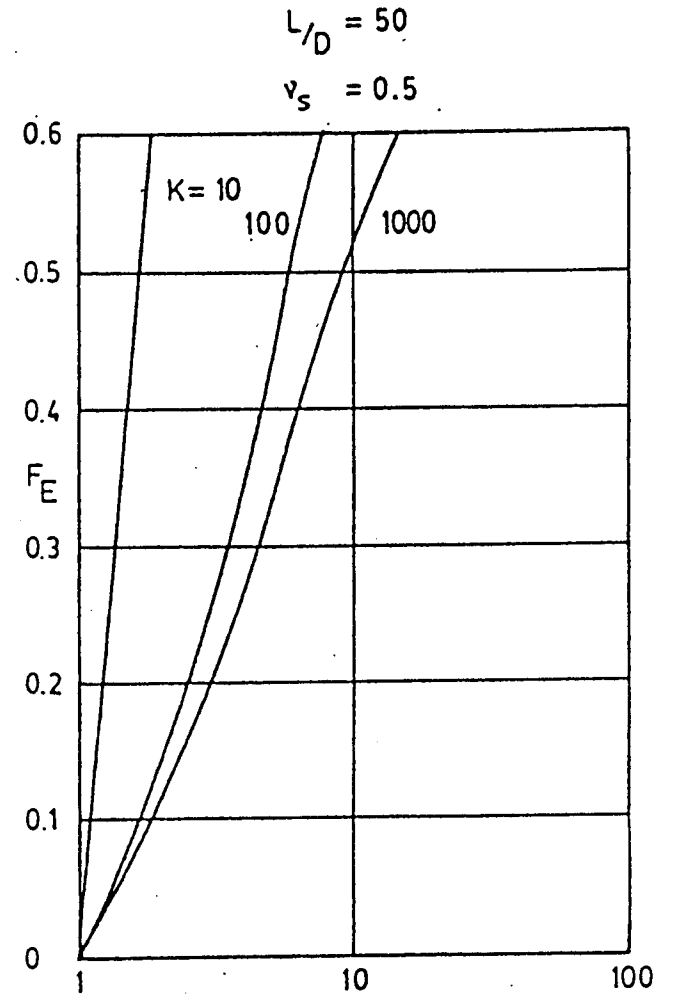
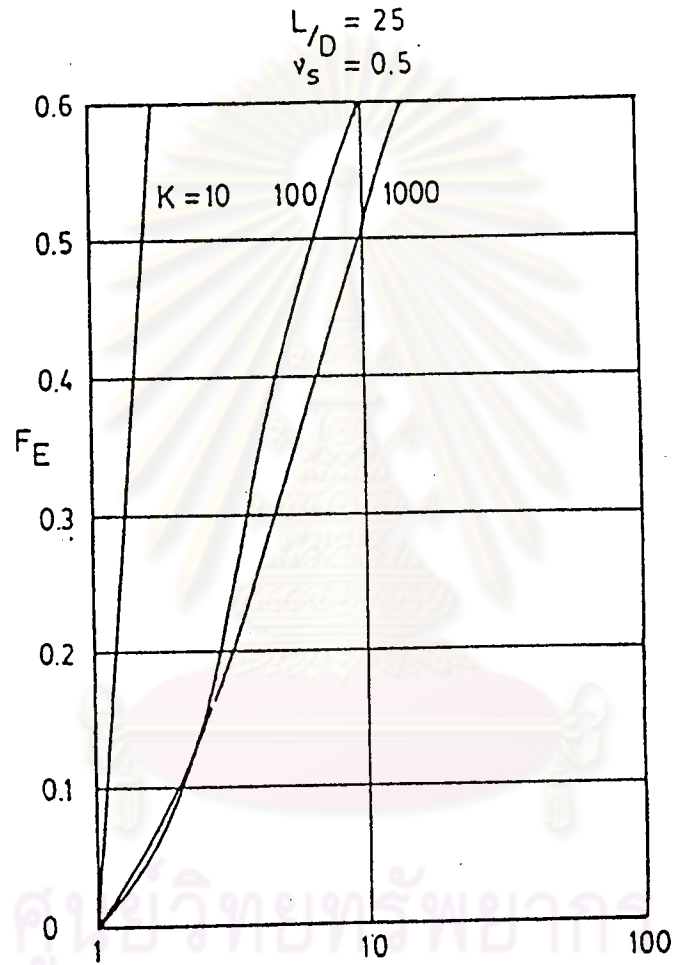
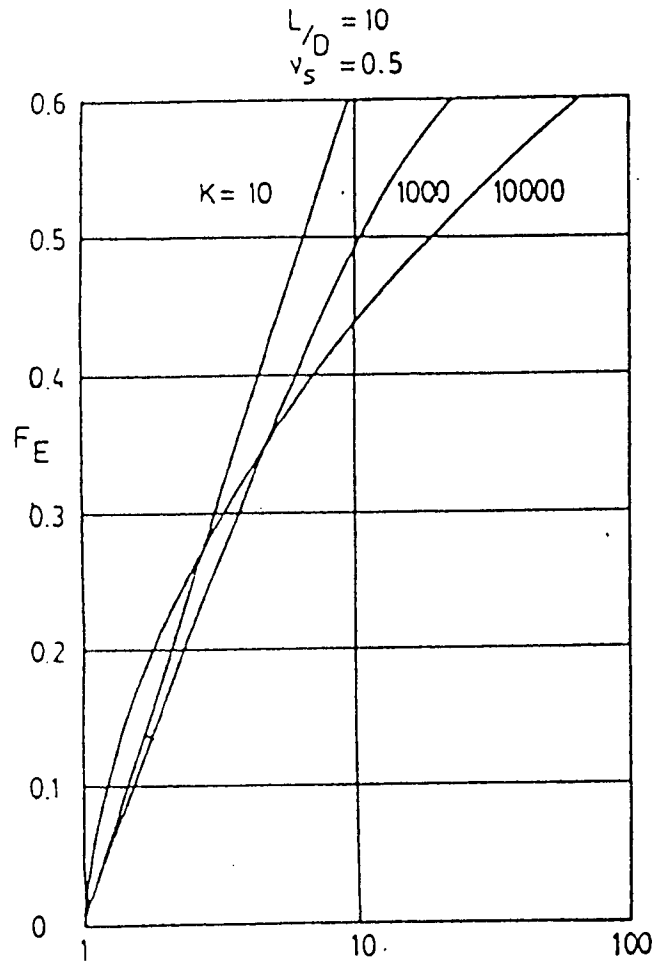
เมื่อ ρ_j คือ ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มข้างเคียง



รูปที่ 2.37 Interaction factor สำหรับ เสาค้ำแบบลอย , α_F (After Poulos and Davis, 1974)



รูปที่ 2.38 Interaction factor สำหรับ เสาค้ำแบบคาล , α_E (After Poulos and Davis, 1974)



รูปที่ 2.39 ค่าปรับแก้ Interaction factor สำหรับความแข็งของ ชั้นแบกทาน , F_E

Poulos และ Davis (1980)

α_{ij} คือ Interaction Factor ที่สอดคล้องกับระยะห่างระหว่าง i กับ j โดยใช้ความยาวและเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม j

จากผลกระทบบetweenเสาเข็มข้างเคียง 2 ต้น ใช้วิธี superimpose ดังนั้นค่าการทรุดตัวของเสาเข็มใด ๆ (K), ρ_K ในกลุ่มเนื่องจากเสาเข็มเหมือน ๆ กันจำนวน n สามารถแสดงได้ดังสมการ

$$\rho_K = \rho_1 \sum_{j=1}^n (P_j \alpha_{Kj}) \quad (2.41)$$

เมื่อ ρ_1 คือ ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ภายใต้ 1 หน่วยน้ำหนัก ($P = 1$)

P_j คือ น้ำหนักบนเสาเข็ม j

α_{Kj} คือ Interaction Factor ระหว่างเสาเข็ม K กับ j
($\alpha_{Kj} = 1$ ถ้า $K = j$)

สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีเสาเข็มขนาดไม่เท่ากัน ค่า ρ_K จะเป็น

$$\rho_K = \sum_{j=1}^n (\rho_{1j} \cdot P_j \alpha_{Kj}) \quad (2.42)$$

เมื่อ ρ_{1j} คือ ค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม j ภายใต้ 1 หน่วยน้ำหนัก

α_{Kj} คือ Interaction Factor ระหว่างเสาเข็ม K กับ j โดยใช้ขนาดของเสาเข็ม j

2.2.3.2.2. การทรุดตัวของดินข้างใต้เนื่องจาก

เสาเข็มกลุ่ม

สมการที่ (2.36) สามารถใช้ในการหาค่าการทรุดตัวของดินข้างใต้เนื่องจากเสาเข็มกลุ่ม ค่าการทรุดตัวของดินข้างใต้เนื่องจากเสาเข็มกลุ่มจะมีความสำคัญมากกว่าในเสาเข็มเดี่ยวเนื่องจากปริมาณของดินใต้เสาเข็มกลุ่มที่มีผลต่อการทรุดตัวมีมากกว่า (Poulos, 1975)

2.2.3.2.3. การพิจารณาเสาเข็มเป็น เสาเข็มเดี่ยว

สมมุติ

เนื่องจากในอาคารขนาดใหญ่จะประกอบด้วยเสาเข็มกลุ่มจำนวนมาก Poulos and Davis (1980) แนะนำว่าเพื่อความสะดวกให้แทนเสาเข็มแต่ละกลุ่มเป็น เสาเข็มเดี่ยวสมมุติ ที่ทรุดลงเท่า ๆ กัน โดยทำได้ 2 แบบ คือ

1. เสาเข็มเดี่ยวสมมุติ

ที่มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับพื้นที่ของกลุ่มแต่ความยาวเป็นแบบ สมมุติ, L_e

2. เสาเข็มเดี่ยวสมมุติ

ที่มีความยาวเท่าเดิม แต่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเป็นแบบ สมมุติ, d_e

แบบหลังจะเหมาะสมกับสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ โดยค่าอัตราส่วน d_e/B สำหรับเสาเข็มลอย (Floating) แสดงไว้ในรูปที่ 2.40 เมื่อ B คือ ความกว้างเฉลี่ยของเสาเข็มกลุ่ม ส่วน เสาเข็มคาล (End-bearing) ค่า d_e ก็สามารถหาได้ในทำนองเดียวกัน

2.2.3.3. การทรุดตัวในสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ (Layered Systems)

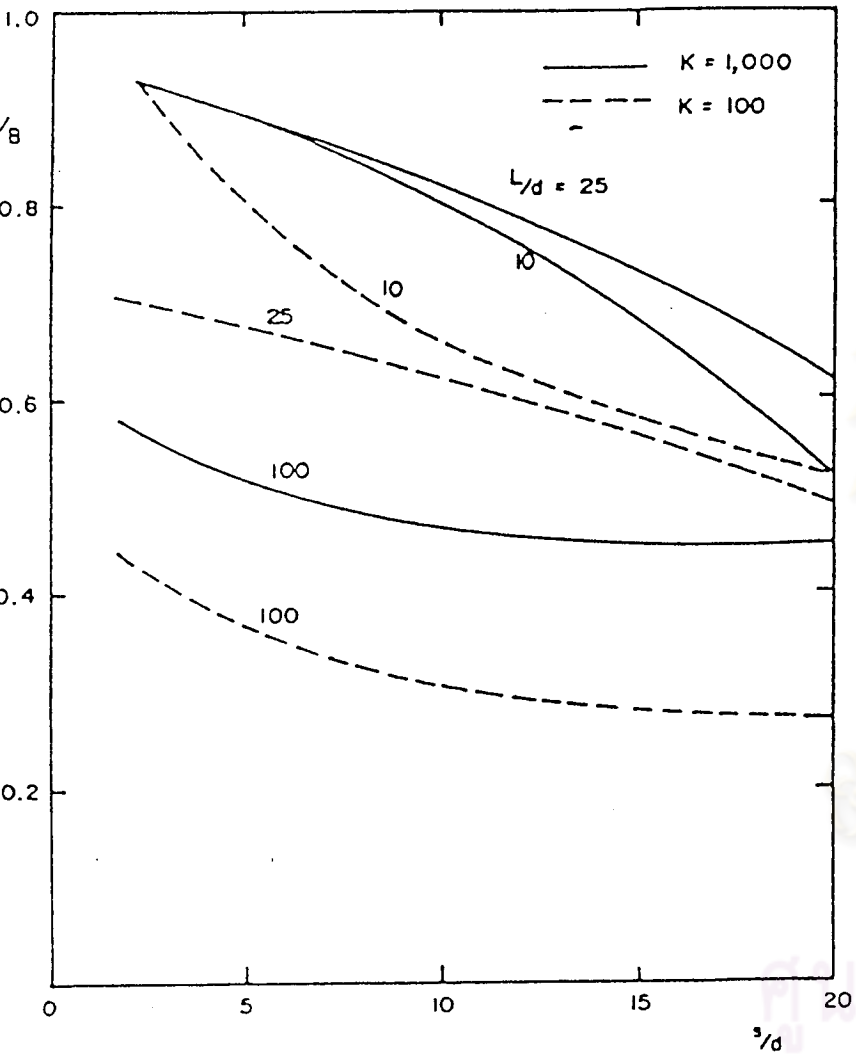
จากการประมาณของ Steinbrenner (1934) และสมการที่ 2.36 การทรุดตัวของดินในสภาพดินที่เป็นชั้น ๆ สามารถหาได้จาก

$$\rho = \frac{P}{L} \left[\frac{I_m}{E_{sm}} + \sum_{j=2}^{m-1} \left((I_j - I_{j+1}) / E_{sj} \right) \right] \quad (2.43)$$

เมื่อ I_j คือ displacement influence factor บนแนวแกนของเสาเข็มที่ระดับบนสุดของดินชั้น j

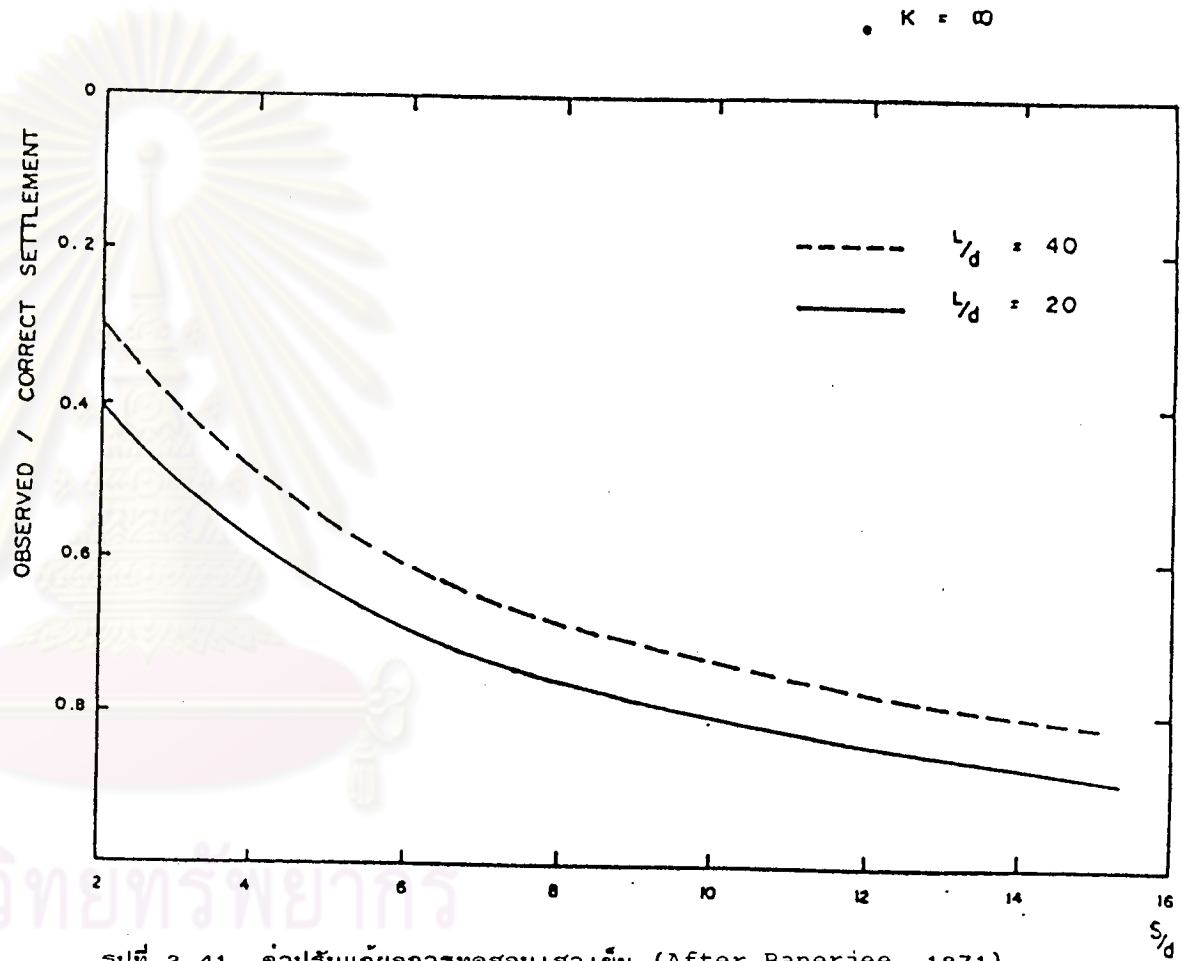
E_{sj} คือ โมดูลัสยืดหยุ่น ของดินชั้น j

ρ คือ ค่าการทรุดตัวของดินได้เสาเข็มกลุ่ม



รูปที่ 2.40 เส้นค่าศูนย์กลางของ เสาเข็มสมบูรณ์ สำหรับ เสาเข็มแบบลอย

(After Poulos and Mattes, 1971)



รูปที่ 2.41 ค่าปรับแก้ผลการทดสอบเสาเข็ม (After Banerjee, 1971)

ได้มีการประมาณค่าการทรุดตัวของเสา เข็มในดินที่เป็นชั้น ๆ ด้วยกันหลายวิธี รวมทั้งการใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว สรุปได้ว่าการใช้ค่า โมดูลัสยึดหยุ่น เฉลี่ยของดินทุกชั้นข้างเสาเข็ม สามารถใช้ได้เมื่อค่า โมดูลัส ของดินแต่ละชั้นไม่แตกต่างกันมาก (Poulos and Davis, 1980)

$$E_{av} = \frac{1}{L} \sum_{j=1}^n (E_i h_i) \quad (2.44)$$

เมื่อ E_i คือ โมดูลัส ของชั้นดิน i
 h_i คือ ความหนาของชั้นดิน i
 n คือ จำนวนชั้นของดินข้างเสาเข็ม

2.2.3.4. คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวโดยวิธี Modified Theory of Elasticity

เนื่องจากความไม่แน่นอนของข้อมูลหลายอย่างในการหาค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม เช่น ผลการทดลองในห้องทดลอง ผลของการติดตั้งเสาเข็ม ลักษณะสภาพชั้นดิน เป็นต้น ดังนั้นค่าการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบ เสาเข็มที่น้ำหนักบรรทุกจริง จะเป็นการรวมผลของข้อมูลที่ไม่แน่นอนเข้าด้วยกัน ค่า E_s ที่ใช้ในสมการที่ (2.33), (2.34) และ (2.35) ที่นำเชื่อถือที่สุดควรได้มาจากค่าเฉลี่ยมถถของการทดสอบเสาเข็ม (ดังจะได้อธิบายต่อไป) (Poulos and Davis, 1980)

ในกรณีที่เสาเข็มที่ทดสอบใช้เสาสมอ (anchor piles) ค่าการทรุดตัวที่ได้จะต้องปรับแก้เนื่องจากผลของ Interaction, Banerjee (1977) ได้แนะนำการปรับแก้ไว้ในรูป 2.41 และ Poulos and Mattes (1974) เสนอค่าปรับแก้ F_C ดังสมการ

$$F_C = 1/(1-\alpha) \quad (2.45)$$

เมื่อ F_C คือ อัตราส่วนระหว่าง ค่าการทรุดตัวจริงต่อค่าการทรุดตัวที่วัดได้ของเสาเข็มที่ทดสอบ

α คือ Interaction Factor ที่ระยะระหว่างเสาเข็ม
ที่ทดสอบกับเสาสมอ

Bazant and Masopust (1981) เรียกค่า E_S ที่
ได้จากการคำนวณกลับจากผลการทดสอบเสาเข็มว่า "ค่า โมดูลัสของ
ดินรอบเสาเข็ม" และสรุปว่าค่า E_S นี้จะเพิ่มขึ้นตามความยาวของเสาเข็มเมื่อเส้นผ่า -
ศูนย์กลางคงที่

ค่า E_S ในการคำนวณการทรุดตัวของดินข้างใต้ ใช้
จากคุณสมบัติในการยุบอัดตัวของดิน (Poulos, 1976) ดังได้กล่าวแล้วในวิธี Convention
ส่วนค่าอัตราส่วนปัวซองของแบบระนาบหน้า (ν'_S) ที่แนะนำ
โดย Poulos and Davis (1980) ได้แสดงในตารางที่ 2.10

2.2.3.5. ผลของ Pile cap ต่อการทรุดตัวของเสาเข็ม

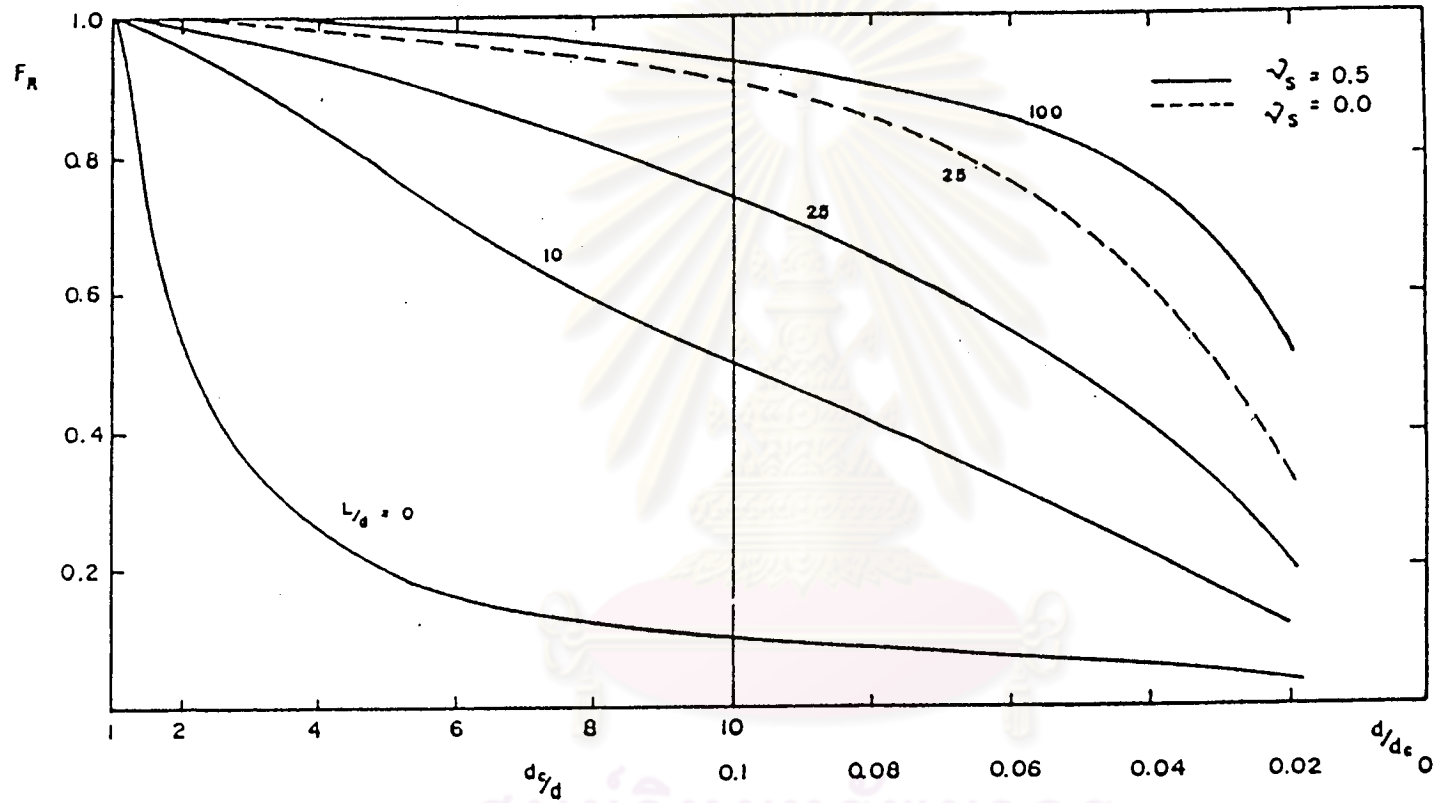
Butterfield and Banerjee (1971) ทำการวิ-
เคราะห์ผลของ Pile cap ที่ติดอยู่บนหัวเสาเข็ม โดยวิธี numerical สรุปว่า cap
จะลดค่าการทรุดตัวลงได้ประมาณ 5 ถึง 15% ขึ้นอยู่กับขนาดของเสาเข็มกลุ่ม

Poulos and Davis (1972) ได้ทำการวิเคราะห์
เสาเข็มใน ระบบฐานแพ โดยแบ่งออกเป็นกลุ่มย่อย ๆ อิสระ และหาความสัมพันธ์เป็น
ตัวคูณ F_R กับค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ดังรูป 2.42 และเมื่อ d_c คือ เส้นผ่า -
ศูนย์กลางสมมูลย์ของ pile cap ค่า Interaction ระหว่างกลุ่มย่อยอิสระจะใช้เป็น
 α_r ดังรูป 2.43

ลักษณะของ Pile cap แบบง่าย ๆ มี 2 แบบคือ

1. Flexible cap คือ เสาเข็มแต่ละต้นทรุดตัว
ได้อิสระ โดยมีการกระจายของน้ำหนักเท่ากันทุกต้น
2. Rigid cap คือ เสาเข็มทุกต้นทรุดตัวเท่ากัน

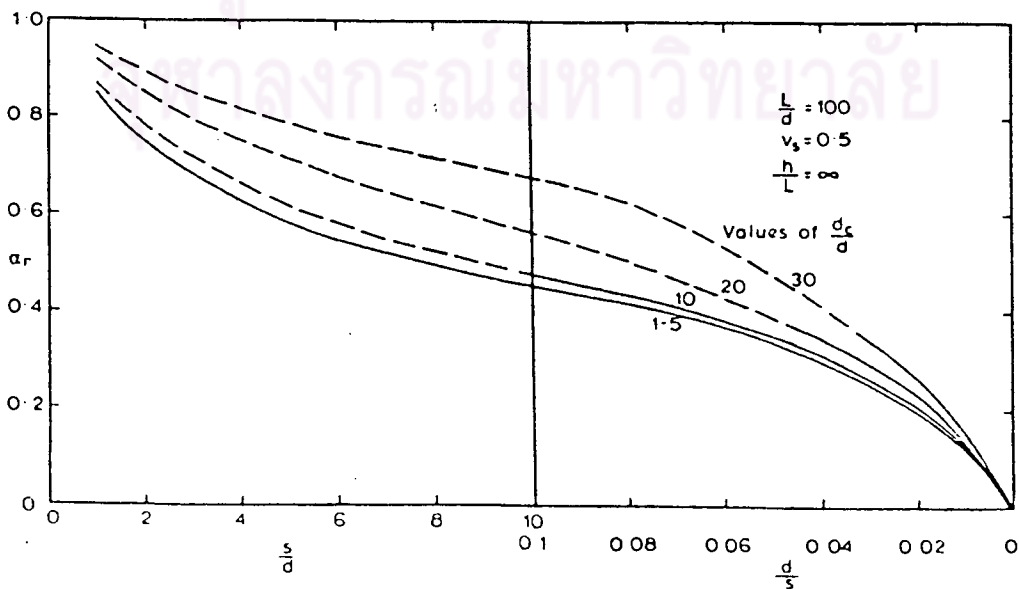
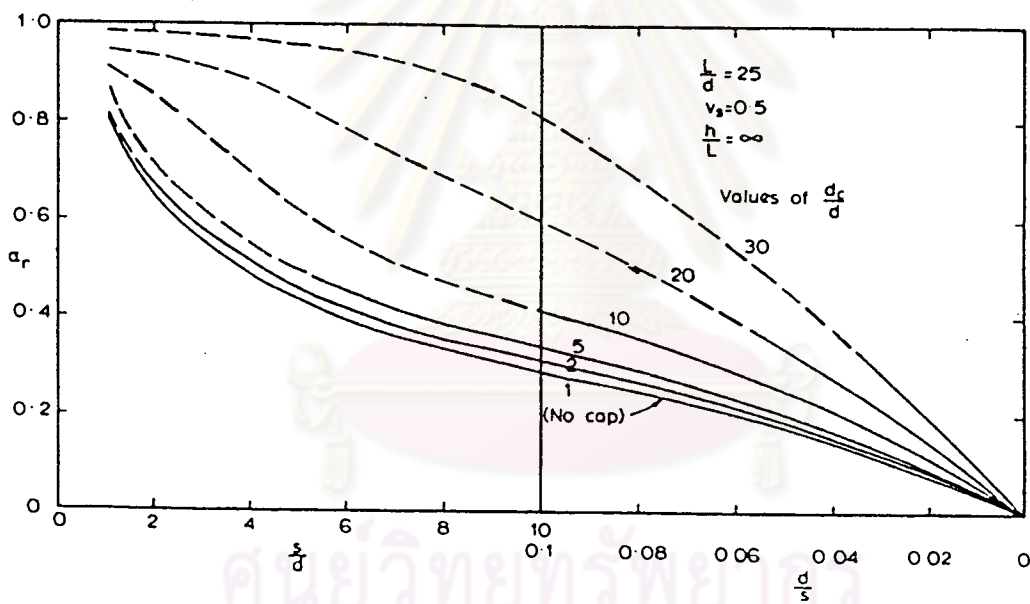
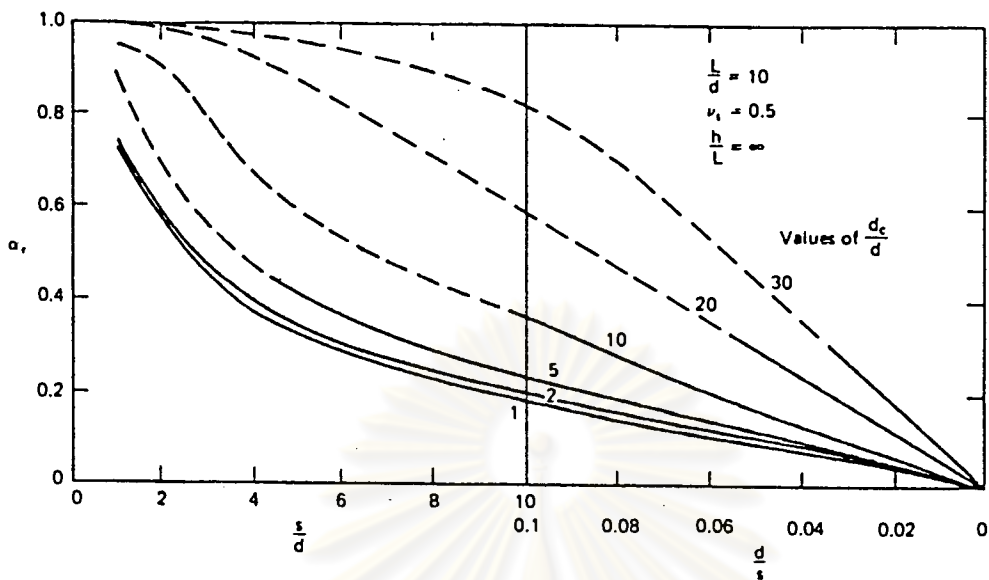
$$F_R = \frac{\text{SETTLEMENT OF A PILE AND CAP}}{\text{SETTLEMENT OF A FREE STANDING PILE}}$$



AFTER DAVIS AND POULOS (1972)

รูปที่ 2.42 ค่าปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของ Pile cap, F_R

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.43 Interaction factor สำหรับเสาเข็มใน ระบบฐานแพ α_r (After

ตารางที่ 2.10 ค่าอัตราส่วนบิวของแบบระบายน้ำที่แนะนำโดย Poulos and Davis
(1980)

ชนิดของดิน	ค่า v'_s
Soft normally consolidated clay	0.35 - 0.45 (0.4)
Medium clay	0.20 - 0.35 (0.3)
Stiff overconsolidated clay	0.10 - 0.20 (0.15)
Sand	0.25 - 0.35 (0.3)

ในวงเล็บคือ ค่าที่แนะนำให้ใช้

ตารางที่ 2.11 ข้อกำหนดความเสียหายที่เกิดขึ้น (After Skempton and Mc Donald
(1956)

Angular Distortion	ลักษณะของความเสียหาย
1/500	Limit of no settlement damage
1/300	Cracking in wall and partitions
1/150	Structural damage for buildings.

โดยมีการกระจายของน้ำหนักเท่ากันทุกต้น ในทางปฏิบัติพบว่า เมื่อเสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเท่ากัน ค่าการทรุดตัวจะไม่แตกต่างจากค่าการทรุดตัวเฉลี่ยของเสาเข็มกลุ่ม ไม่ว่าจะ เป็น Flexible cap หรือ Rigid cap (Poulos and Davis, 1980)

Poulos (1972) กล่าวว่า การกำหนดให้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเท่ากับ 90% ของการทรุดตัวของเสาเข็มต้นกลางในกลุ่มให้ความถูกต้องเพียงพอ

2.2.4. ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ของโครงสร้างอาคาร

De Mello (1969) กล่าวว่า ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ของฐานราก มีข้อกำหนด 2 ประการคือ

1. เกิดการพังทลายของฐานราก
2. ข้อจำกัดการใช้งานของโครงสร้าง

Wilun and Starzewski (1972) ชี้ให้เห็นว่าข้อสำคัญที่สุดใน การที่โครงสร้างจะใช้งานได้หรือไม่คือ ความสม่ำเสมอในการทรุดตัว ไม่ใช่ขนาดของ การทรุดตัว

Skempton and Mc Donald (1956) แนะนำว่า อัตราส่วน ระหว่างค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential settlement) ก็ระยะทางจาก จุด 2 จุด จะเป็นตัวกำหนดความเสียหาย ค่าอัตราส่วนนี้เรียกว่า "Angular distortion" และค่าที่แนะนำได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.11

Feld (1957) ได้สังเกตการทรุดตัวของอาคาร 14 ชั้น พบว่า อาคารสามารถทนต่อค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันได้ประมาณ 2 เท่าของที่ยอมให้

Bjerrum (1963) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า angular distortion กับลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังตารางที่ 2.12

Wilun and Starzewski (1972) เสนอค่าการทรุดตัวที่ยอมให้

ตารางที่ 2.12 ข้อกำหนดความเสียหายที่เกิดขึ้น (After Bjerrum, 1963)

Angular Distortion	ลักษณะของความเสียหาย
1/750	Difficulties with machinery sensitive to settlement
1/500	Safe limit to prevent cracking for building
1/300	First cracking in panel wall
1/250	Visible tilting of high, rigid buildings
1/150	a) Considerable cracking in panel walls and brick walls b) Structural damage of general buildings

ในตารางที่ 2.13 โดยแนะนำในการประมาณค่าการทรุดตัวจะสมมุติให้ฐานรากเป็นอิสระซึ่งกันและกัน

Larnach (1974) และ King (1974) กล่าวว่าค่า stiffness ของโครงสร้างสามารถหาค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันได้ด้วยการไม่พิจารณาส่วนนี้จะเป็นการอนุรักษ์มากเกินไป

Burland (1974) รายงานว่าการเสียหายที่เกิดขึ้นส่วนใหญ่จะเกิดในโครงสร้างมากกว่าในฐานราก

Grant and Christian (1974) ได้เสนอค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ดังตารางที่ 2.14

2.2.5. ประสพการณ์การทรุดตัวของอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร

Wichien (1983) ได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของอาคารสูง 3 แห่ง โดยที่ 2 ใน 3 ได้สมมุติสภาพชั้นดินขึ้น พบว่าการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวโดยวิธี Convention ของ Terzaghi และ Tomlinson โดยสมมุติว่าไม่มีการทรุดตัวในชั้นทรายและน้ำหนักของอาคารถ่ายลงดินที่ระดับปลายเสาเข็ม และวิธีของ Poulos โดยพิจารณาระบบฐานรากเป็นแบบ ระบบฐานแพ พบว่าค่าการทรุดตัวที่ประมาณสูงกว่าที่วัดได้ 1.5, 2.0 และ 1.2 เท่า ตามลำดับ

พิชัย และวิเชียร (2526) กล่าวว่า การทรุดตัวของอาคารเนื่องจากแผ่นดินทรุด จะไม่สามารถสังเกตได้จากการวัด เพราะ หมุดอ้างอิงก็จะเกิดการทรุดตัวไปพร้อมกับอาคารด้วย

สุรฉัตร (2526) กล่าวว่า ในปัจจุบันยังไม่พบว่า มีอาคารใดในกรุงเทพมหานคร เกิดความเสียหาย เนื่องจากผลของแรงเสียดทานลบ ซึ่งเกิดขึ้นเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลทำให้แผ่นดินทรุด จึงเชื่อว่า การทรุดตัวเนื่องจากแรงเสียดทานลบนี้ คงจะเกิดขึ้นเท่า ๆ กันในพื้นที่

ตารางที่ 2.13 ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ (After Wilun and Starzewski, 1972)

Allowable total and differential settlements (angular distortion) of foundations calculated without consideration of the stiffness of the structure

Class of building and structure	Type of building or structure	Maximum allowable final settlement s_{all} (mm)	Maximum allowable angular distortion calculated for three, collinear, adjoining points or foundations of a structure α_{all}
1	massive structures of considerable rigidity about horizontal axes founded on rigid mass concrete foundations or cellular or rigid reinforced concrete rafts	150-200 (6 in-8 in)	maximum differences of settlements at various points of the structure should not cause tilting of the foundation greater than $1/100 + 1/200$ of the ratio of the smallest dimension of the foundation in plan to the height of the structure
2	statically determinate structures with actual pin joints (three pinned arches, single-span steel trusses, etc.) and timber structures	100-150 (4 in-6 in)	$\frac{1}{100} - \frac{1}{200}$
3	statically indeterminate steel structures and load-bearing brickwork construction with reinforced concrete ring beams at every floor level, with longitudinally reinforced concrete strip foundations and with cross walls of at least 250 mm (9 in) thickness and spaced at not more than 6 m (~20 ft) centres and reinforced concrete frame - structures with columns at less than 6 m centres and founded on strip or raft foundations	80-100 (3½ in-4 in)	$\frac{1}{200} - \frac{1}{300}$
4	structures of class 3 but not satisfying one of the stated conditions and reinforced concrete structures founded on isolated footings	60-80 (2½ in-3½ in)	$\frac{1}{300} - \frac{1}{500}$
5	prefabricated structures consisting of large slab or block elements	50-60 (2 in-2½ in)	$\frac{1}{500} - \frac{1}{700}$

(1) Smaller values quoted relate to public buildings, dwellings, or buildings with structural members or finishes particularly sensitive to differential settlement; larger values relate to taller buildings of considerable rigidity about horizontal axes or to structures which can accept such movements.

(2) In special cases (such as gantry beams, high-pressure boilers, special storage tanks, silos under differential loading, etc.) allowable maximum or differential settlements or both should be taken as specified by service or mechanical engineers or by manufacturers.

ตารางที่ 2.14 ค่าการทรุดตัวที่ยอมรับได้ (After Grant and Christian (1974))

ค่าการทรุดตัว	รายละเอียด
$\delta/L > 1/300$	Cracking in panel in frame building or wall in loaded bearing wall structure
$\delta/L > 1/150$	Structural damage (Column and beam)
$\delta/L = 1/300$	$\delta_{\max} = 1 \frac{3}{4}$ " สำหรับฐานรากบนดินเหนียว $\delta_{\max} = 1 \frac{1}{4}$ " สำหรับฐานรากบนทราย $c_{\text{allow}} = 3$ " สำหรับฐานรากเดี่ยว, 4 " สำหรับฐานรากแบบฐานแพ บนดินเหนียว $c_{\text{allow}} = 2$ " สำหรับฐานรากเดี่ยว, 2 $\frac{1}{2}$ " สำหรับฐานรากแบบฐานแพ บนทราย

สำหรับฐานรากแบบ ฐานแพ ขีดจำกัดของการทรุดจะขึ้นกับความกว้างและ rigidity ของฐานรากด้วย

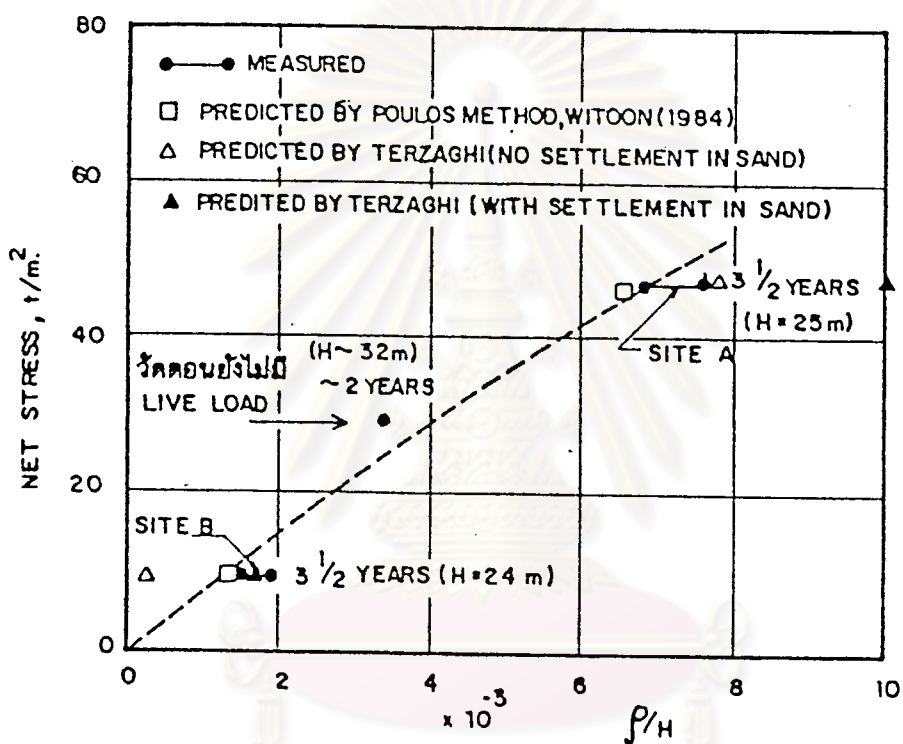
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Witoon (1984) ได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของอาคารสูง 2 แห่ง ที่ทราบสภาพชั้นดิน โดยวิธี Poulos เช่นเดียวกับ Wichien (1983) แต่ใช้คุณสมบัติในการยุบอัดตัวของทราย จากความสัมพันธ์กับค่า N ที่ได้จากการทดลองพบว่า ในแห่งแรกค่าการทรุดตัวที่ประมาณค่ากว่าที่วัดได้เล็กน้อย ในขณะที่แห่งหลังได้ค่าสูงกว่าที่วัดได้ 30%

สุรฉัตร (2527) ได้เสนอ Empirical plot ระหว่างค่าการทรุดตัวที่วัดได้ในอาคารหลายแห่งในกรุงเทพมหานครกับค่าหน่วยแรงสุทธิของอาคารที่กระทำบนฐานราก ดังแสดงในรูป 2.44



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่วัดได้กับค่าหน่วยแรง-

สุทธิของอาคารที่กระทำบนฐานราก (สุรฉัตร, 2527)

H คือความกว้างของอาคาร