



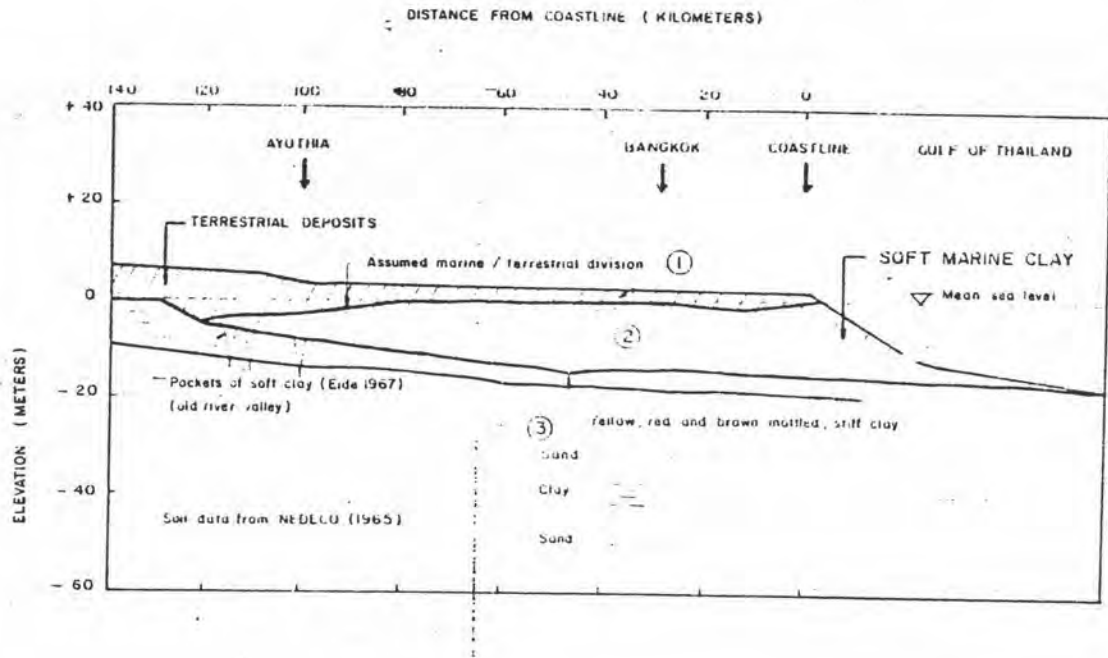
## บทที่ 2

### บททวนงานวิจัยที่ผ่านมา

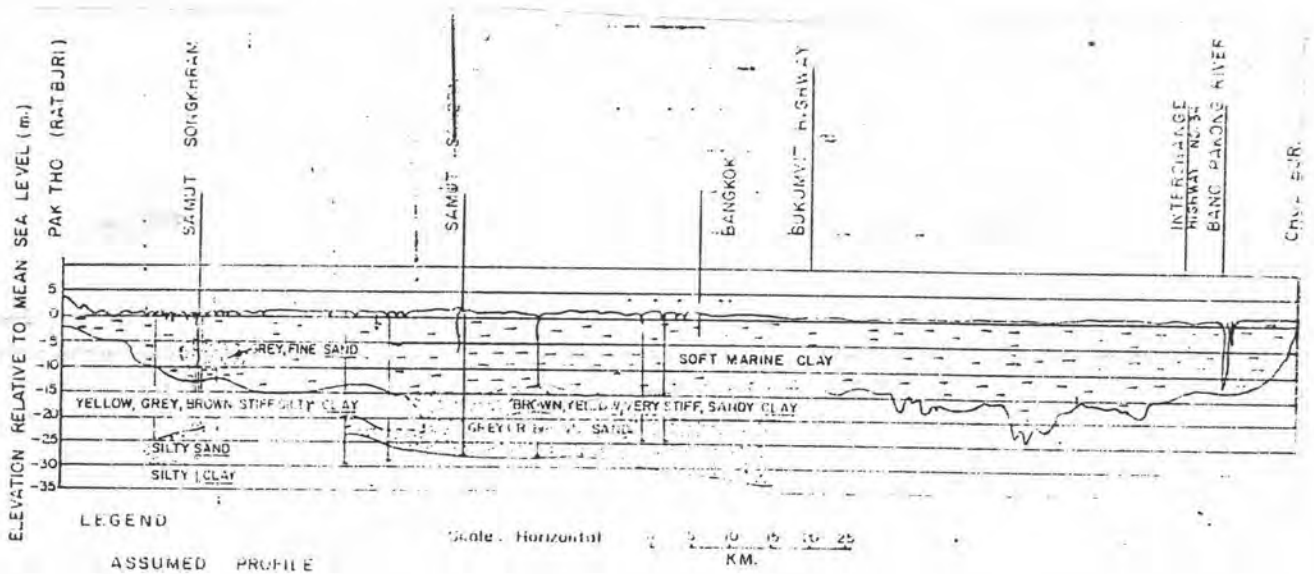
#### 2.1 สภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

##### 2.1.1 สภาพทั่วไป

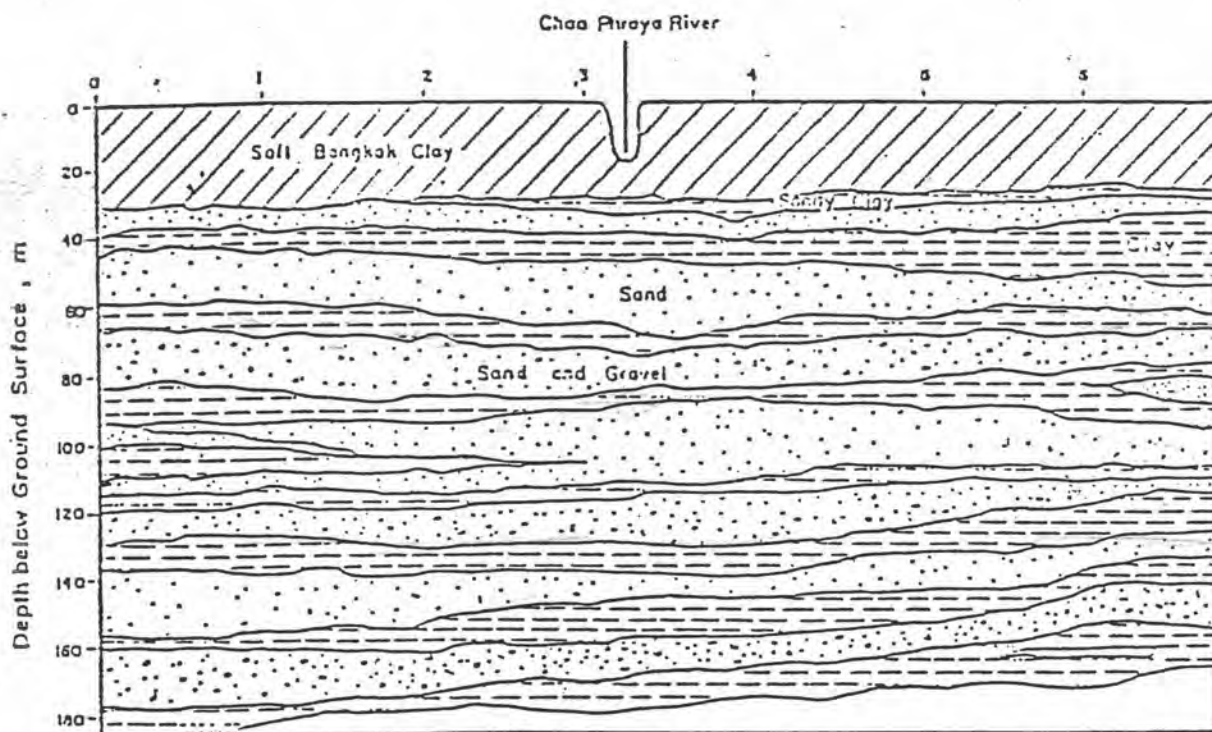
ชั้นดินกรุงเทพมหานครเป็นส่วนหนึ่งของชั้นดินราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาซึ่งมีอาณาเขตดังนี้ (ว.ส.ท. 2520) ทิศใต้จรดอ่าวไทยทิศตะวันตกจรดเทือกเขาตะนาวศรี ทิศตะวันออกจรดที่ราบสูงโคราชและทิศเหนือจรดนครสวรรค์ โดยมีความยาวจากเหนือถึงใต้ประมาณ 250 กม. และจากตะวันออกถึงตะวันตกประมาณ 200 กม. มีพื้นที่ประมาณ 53,400 ตารางกิโลเมตร ส่วนตัวเมืองกรุงเทพมหานครตั้งอยู่บนสองฝั่งของแม่น้ำเจ้าพระยาโดยห่างจากทะเลประมาณ 25 กิโลเมตร ระดับผิวดินในกรุงเทพมหานครอยู่ในระดับเฉลี่ยโดยประมาณ 1 ถึง 2 เมตรเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL) ดินตะกอนชั้นบนสุดจะเป็นดินอ่อนที่มี...ประกอบของเม็ดดินเป็นดินเหนียวเสี้ยวส่วนใหญ่ ชั้นดินนี้หนาประมาณ 15-20 เมตร อายุของชั้นดินนี้ประมาณไม่เกิน 10,000 ปี ดินยังอยู่ในสภาพที่อ่อนถึงอ่อนมากพร้อมที่จะไหลและยุบตัวได้มากเมื่อมีแรงมากระทำส่วนในเนื้อดินมีปริมาณน้ำปนอยู่เป็นอัตราส่วนที่สูงมากการยุบตัวจึงไม่เกิดทันทีทันใดทั้งหมดโดยการยุบตัวขึ้นอยู่กับระยะเวลา นับเป็นปีขึ้นไป รูป 2.1 และ 2.2 แสดงหน้าตัดดินในแนวเหนือใต้และตะวันออกตะวันตกตามลำดับ นอกจากนี้แล้วใต้ชั้นดินอ่อนลงไปจะเป็นชั้นดินตะกอนที่แข็งเป็นชั้นๆสลับกันระหว่างดินเหนียว, ทราย และกรวดดังแสดงในรูป 2.3 ลงไปลึกมากจึงจะถึงชั้นหินดานที่บริเวณกรุงเทพมหานครซึ่งมีความลึกมากกว่า 1,000 ม.แนวหินดินดานนี้ไปต้นเขินที่บริเวณจังหวัดชัยนาท



รูปที่ 2.1 หน้าตัดชั้นดินตามแนวแม่น้ำเจ้าพระยาจากอยุธยาถึงชายฝั่งอ่าวไทย (ว.ส.ท. 2520)



รูปที่ 2.2 หน้าตัดชั้นดินตามแนวขวางแม่น้ำเจ้าพระยาจากราษฎร์ถึงชลบุรี (ว.ส.ท. 2520)



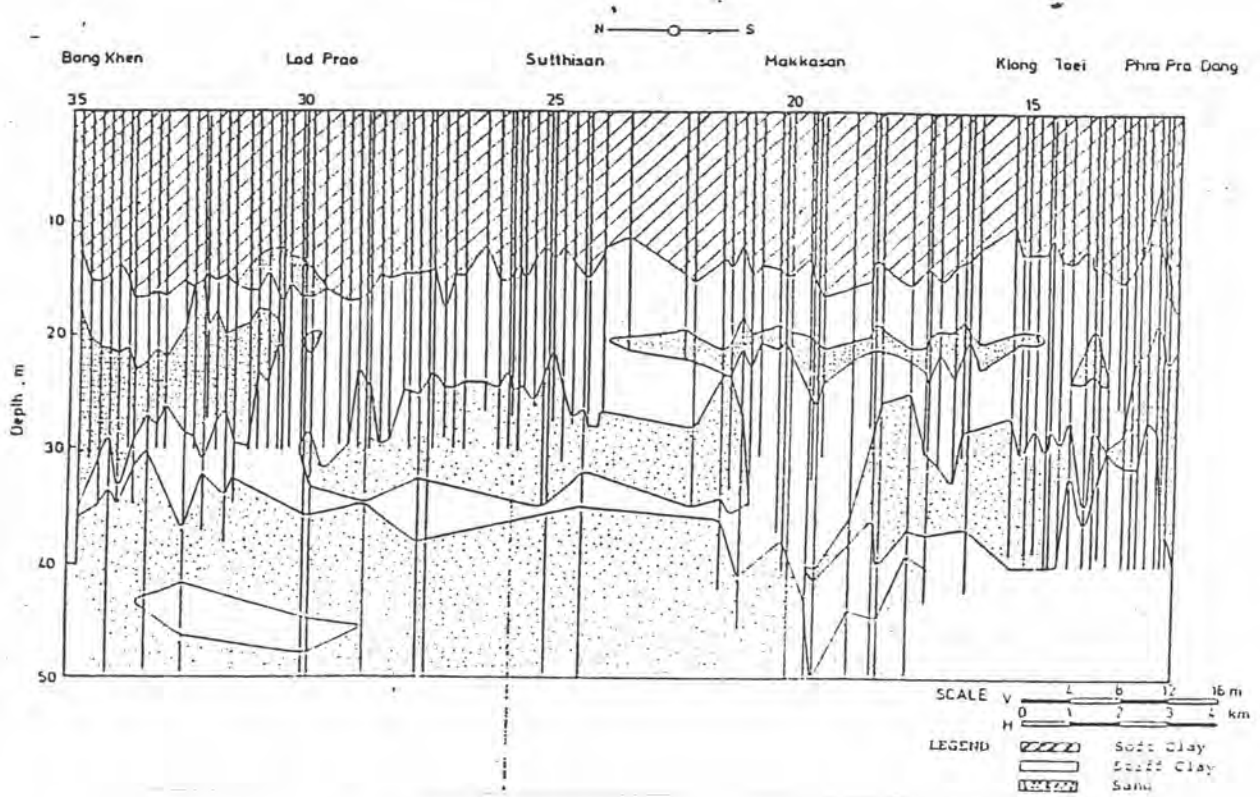
รูปที่ 2.3 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร (After Brand and Arbhabhirama , 1973)

### 2.1.2 สภาพชั้นดิน

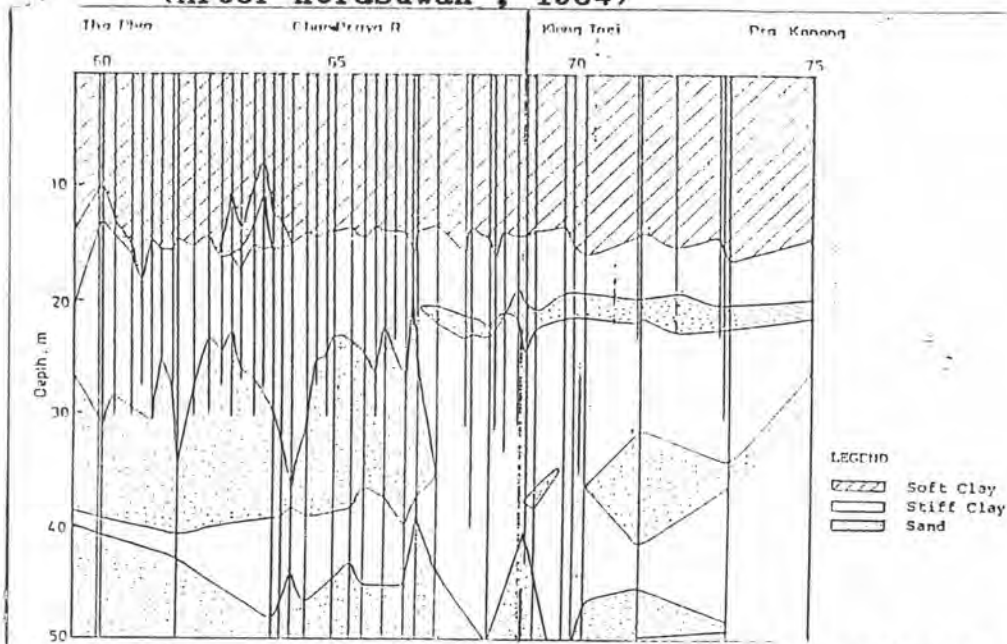
จากผลการศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครโดยนักวิจัยส่วนใหญ่ที่ผ่านมาในอดีตดังแสดงในรูป 2.4 และ 2.5 พบว่าชั้นดินตั้งแต่ผิวจนถึงระดับความลึก -50.00 เมตรซึ่งเป็นชั้นดินที่มีความสำคัญต่องานวิศวกรรม สามารถแบ่งออกตามหลักเกณฑ์ทางวิศวกรรมปฐพีโดยเรียงลำดับตามความลึกดังแสดงตามรูป 2.6 และ ตาราง 2.1 ได้ดังนี้คือ

(1) ชั้นเปลือก (Weathered crust or top soil) มีความหนาโดยประมาณ 1 ถึง 4 เมตร เป็นดินเหนียวสีเทาและน้ำตาลพร้อมทั้งรอยแตก (crack) ในบางแห่งอันเนื่องมาจากความแปรผันของความชื้นของดิน ดินชั้นนี้เป็นดินชนิด overconsolidated clay ที่มี  $S_u$  ประมาณ 3 ถึง 5 ตัน/ตารางเมตร

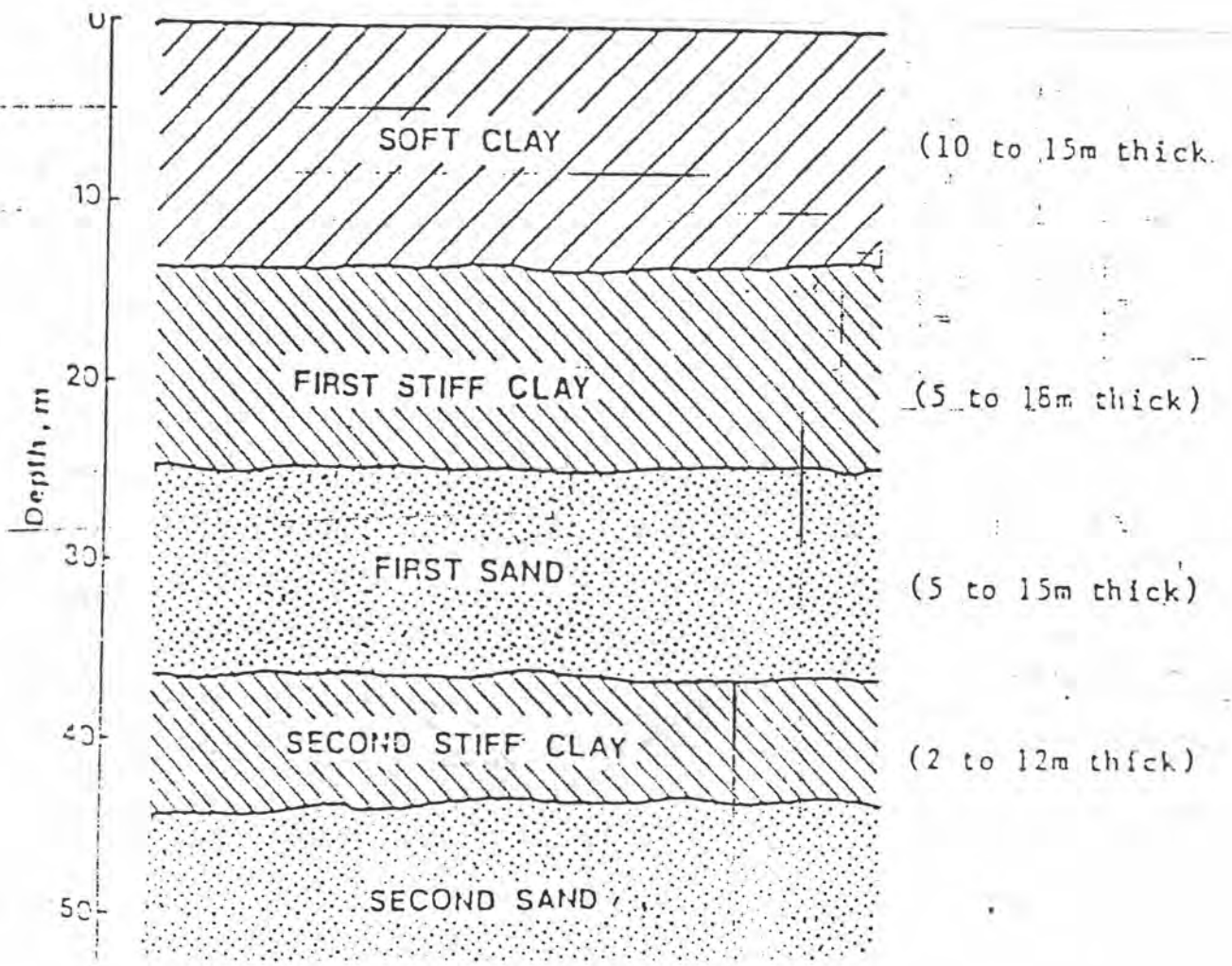
(2) ชั้นดินเหนียวอ่อนมากจนถึงปานกลาง (very soft to medium clay) มีความหนาประมาณ 10 ถึง 15 เมตรโดยความหนาแน่นจะมีค่ามากเมื่ออยู่ใกล้ทะเล (ดูรูป 2.1) และมีความหนาเฉลี่ย 14 เมตรในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานครมีสีเทาเข้มหรือเทาปนเขียวโดยอาจมีเศษเปลือกหอยปนเล็กน้อยอันเนื่องมาจากเป็นดิน marine clay ดินชั้นนี้มี sensitivity ตั้งแต่ มากจนถึงปานกลาง จากการทดลอง Vane shear test พบว่า  $S_I$  มีค่าตั้งแต่ 8 ถึง 10 โดย  $S_I$  จะมีค่าลดลงเมื่อดินมีระดับความลึกมากขึ้นค่าปริมาณความชื้น (natural water content) มีค่ามากเท่า 70 % โดยมีค่าเกือบเท่าค่าความชื้นที่ liquid limit ดินอยู่ในสภาพ NC จนถึง slightly OC สำหรับในชั้นดินเหนียวอ่อนมากซึ่งอยู่ถัดลงมาจากชั้นเปลือกจะมีค่า  $S_u$  เพียง 1 ถึง 2 ตัน/ตารางเมตร ค่า Compression index  $C_c$  มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.5 ดินชั้นนี้เป็นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำและค่าการยุบตัวสูงอันเป็นผลให้เป็นตัวสร้างปัญหาในงานวิศวกรรมฐานรากและมักถูกเรียกว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (Bangkok clay)



รูปที่ 2.4 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครแนวเหนือ-ใต้  
(After Kerdsuwan , 1984)



รูปที่ 2.5 ลักษณะสภาพชั้นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครแนวตะวันออก-ตะวันตก  
(After Kerdsuwan , 1984)



รูปที่ 2.6 ลักษณะสภาพชั้นดินทั่วไปในบริเวณกรุงเทพมหานคร  
(After Kerdsuwan , 1984)

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติโดยประมาณของชั้นดินกรุงเทพ (TONYAGATE, 1978)

Soil Type	Depth m	Wn %	LL %	PL %	PI %	LI	t t/m <sup>2</sup>	e	G
Weathered Clay	0-2	35-70	35-55	-	23-30	0.7-1.0	1.6-1.8	1.3-1.4	2.6-2.7
Soft Clay	1-16	65-90	65-90	30-40	40-63	0.6-0.9	1.5-1.7	1.5-2.6	2.7
Stiff Clay	10-25	24-34	40-75	20-28	18-50	0.1-0.2	1.9-2.0	0.65-0.95	2.7-2.8
First Sand	14-38	17-25	-	-	-	-	1.8-2.1	0.7	2.7
Hard Clay	24-43	30-35	55-69	18-25	31-44	0.1-0.3	1.8-2.0	0.8-0.95	2.7
Second Sand	30-58	20	-	-	-	-	1.8-2.6	0.75	2.7
Hard Clay	51-67	22-26	48-70	23-25	25-46	0.1	2.04	0.65-0.72	2.74
Sand	67-85	16	-	-	-	-	-	-	2.69
Hard Clay	79-96	19-20	56-57	22-26	32-34	-0.1	2.0-2.1	0.55-0.61	2.7-2.6

Tsai (1982) ได้เสนอคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยรวบรวมจากการสำรวจในอดีตไว้ในตารางที่ 2.2

(3) ชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First stiff clay) มีความหนาประมาณ 5 ถึง 10 เมตร โดยมีความหนาเฉลี่ย 5 เมตรในบริเวณส่วนกลางของกรุงเทพมหานคร ความหนาจะมีความน้อยในบริเวณทางเหนือและตะวันตกของส่วนกลางกรุงเทพมหานคร (ดังแสดงในรูป 2.1) ดินมีสีเทาและน้ำตาลโดยอาจมีทราย หรือทรายแป้ง (silt) ปนอยู่เล็กน้อย มีปริมาณความชื้น (natural water content) โดยประมาณ 20% และ LI เกือบเท่าศูนย์ มีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 10 ตัน/ตารางเมตร

(4) ชั้นทรายชั้นแรก (first sand layer) พบที่ความลึกประมาณระดับ -20 ถึง -30 เมตร จากผิวดิน โดยมีความหนาประมาณ 5 ถึง 15 เมตร เป็นทรายเม็ดละเอียดถึงเม็ดปานกลางสีน้ำตาลอ่อนและเทาอ่อน โดยในบางแห่งจะพบดินเหนียวหรือ silt ปนอยู่บ้างเล็กน้อยมีความชื้น  $w_n$  ประมาณ 20%

สภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครใต้ชั้นทรายชั้นแรกลงไป จะพบว่าไม่มีความแน่นอนแต่อย่างไรก็ตามก็ยังพอจะแบ่งออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ๆ ดังนี้คือ

ก) ดินเหนียวแข็งมาก (very stiff to hard clay) ซึ่งประกอบด้วยดินเหนียวหรือดินเหนียวปนทรายซึ่งมีกำลังรับหน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมากกว่า 15 ตัน/ตารางเมตร และมีค่าการยุบตัวพอประมาณ ในพื้นที่บางแห่งโดยเฉพาะอย่างยิ่งริมแม่น้ำเจ้าพระยาพบว่าดินเหนียวแข็งชั้นนี้ที่ 2 นี้มีคุณสมบัติเป็น NC clay



ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ  
(Tsai, 1982)

คุณสมบัติ	หน่วย	AIT	หนองงูเห่า	ปทุมวัน	ป้อมพระจุลฑา
$W_n^*$	%	72-85	100-125	58-85	85-92
$W_n^{**}$	%	85-70	125-85	85-48	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**	-	0.91-0.78	1.10-0.92	0.78-0.68	0.88-0.61
$e_o$	-	$2.06 \pm 0.32$	$2.99 \pm 0.51$	$1.88 \pm 0.38$	$2.19 \pm 0.38$
$C_c$	-	$1.11 \pm 0.21$	$1.42 \pm 0.49$	$0.78 \pm 0.20$	$0.87 \pm 0.13$
$C_c$	-	$0.17 \pm 0.04$	$0.20 \pm 0.07$	$0.14 \pm 0.07$	$0.17 \pm 0.06$
$P_c^*$	t/m <sup>2</sup>	22.6-8.2	4.5-3.5	18.1-10.1	-
$P_c^{**}$	t/m <sup>2</sup>	8.2-10.8	3.5-11.8	10.1-15.3	$2.34 \pm 11.0$
$C_v$	$\frac{1}{10\text{cm}^2/\text{sec}}$	$1.64 \pm 0.59$	$1.47 \pm 0.50$	$1.86 \pm 0.44$	$2.04 \pm 1.05$

\* Weathered Zone

\*\* Non-weathered Zone

ข) ชั้นทรายที่ความลึกมาก (deep sand layer) อาจเป็นชั้นทรายชั้น 2, 3 หรือ 4 โดยทั่วไปจะพบที่ความลึกมากกว่า 50 เมตร โดยที่ชั้นทรายมักจะถูกคั่นจากชั้นทรายชั้นที่ 1 และจากชั้นทรายชั้นอื่นๆ โดยดินเหนียวแข็งซึ่งมีความหนาประมาณ 5 ถึง 20 เมตร

### 2.1.3 สภาพความดันน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในชั้นดินกรุงเทพฯ

การรวบรวมผลงานในอดีตซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน ซึ่งผิดปกติอันเป็นผลจากการสูบน้ำบาดาล เป็นดังนี้

NG(1983) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อคิดค่าแรงดันน้ำในโพรงของดินโดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (deep well pumping) ดังนี้

$$U = 0.747(D-15) \quad \text{ตัน/ตารางเมตร} \quad (2.1)$$

เมื่อ  $D$  คือ ความลึกจากผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

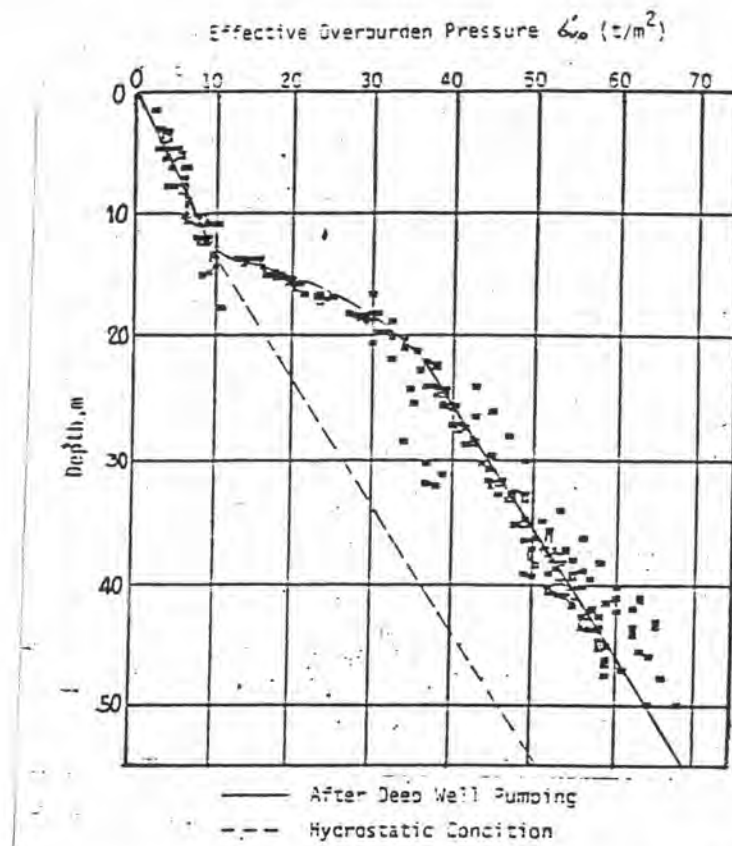
Kurdsuwan(1984) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อคิดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักดิน  $6'_{vo}$  ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการในกรณีที่ระดับลึกกว่า 15.7 เมตร ดังนี้

$$6'_{vo} = 15.7 + 0.98 h \quad \text{ตัน/ตารางเมตร} \quad (2.2)$$

เมื่อ  $h$  คือ ความลึกจากระดับผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

### 2.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับกำลังแรงเฉือนของชั้นดินกรุงเทพฯ

การออกแบบกำลังรับน้ำหนักของฐานรากเสาเข็มโดยใช้ค่า  $N$



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งกับความลึกของชั้นดินกรุงเทพมหานคร (Kurdsuwan, 1984)

จำเป็นต้องทราบความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  กับค่า  $S_u$  ของดินเหนียวและ  $N$  กับค่า  $\phi$  สำหรับดินเหนียวปนทรายและดินทรายแป้งตามลำดับ ความสัมพันธ์เหล่านี้ได้ทำขึ้นโดยวีรพันธ์ (2526) สำหรับดินเหนียวชั้นชั้นแรกและดินเหนียวปนทรายและ Thanuklueng (1987) สำหรับทรายแป้งชั้นแรก โดยที่ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  กับคุณสมบัติของดินชนิดต่างๆ ในเอกสารอ้างอิงต่างประเทศจะถูกรวบรวมไว้ในหัวข้อ 2.5

#### 2.1.4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับ $S_u$

โดยทั่วไปค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $S_u$ ) สามารถหาได้จากการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ ซึ่งในทางปฏิบัติมักหาจากการทดสอบ unconfined compression test หรือ อาศัยความสัมพันธ์กับค่า  $N$  เมื่อดินเหนียวเป็นดินแข็ง

วีรนนท์(2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  กับค่า  $S_u$  ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Terzaghi & Peck (1948) และ Sower et.al.(1961) สำหรับกรณีดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.687 N \quad \text{ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots (2.3)$$

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.5175 N \quad \text{ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots (2.4)$$

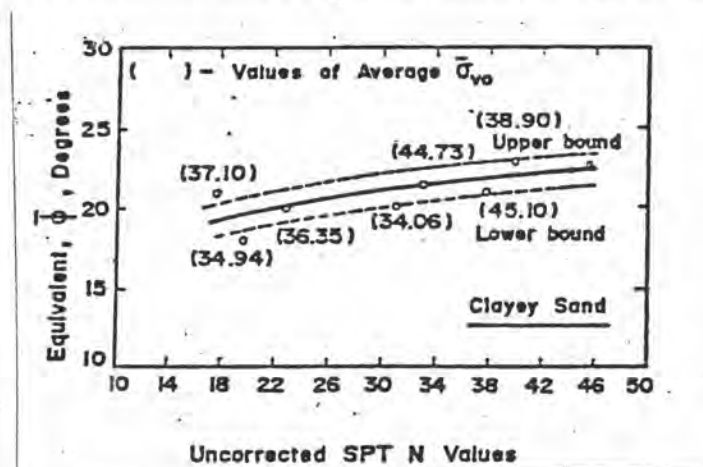
โดยค่า  $N$  คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครึ่งต่อฟุต) ส่วนชนิดของดินเหนียวแบ่งประเภทโดยอาศัยหลักการตาม Unified Soil Classification อย่างไรก็ตามสิ่งที่ต้องระลึกอยู่เสมอคือความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (first stiff clay) ซึ่งมีความลึกระหว่าง 14-25 ม. ซึ่งมีค่า  $N$  มากกว่า 8 โดยค่า  $N$  นี้สามารถนำมาแทนค่าโดยไม่ต้องปรับแก้

#### 2.1.4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $N$ กับ $\phi$

##### i) ทรายปนดินเหนียว (Clayey sand)

โดยหลักการพื้นฐานแล้วค่า  $\phi$  สามารถทราบได้โดยการทดสอบ direct shear และ triaxial อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติแล้วการทดสอบดังกล่าวได้ผลไม่ดีนักเนื่องจากความยุ่งยากในการเก็บตัวอย่าง ดังนั้นวีรนนท์(2526) จึงได้เสนอความสัมพันธ์ซึ่งได้จากการวิเคราะห์กลับ (Back

analysis) ผลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกเสาเข็มตอก ดังแสดงในรูป 2.8 ดังนี้



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานภายในกับผลการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐานสำหรับดินทรายปนดินเหนียว (วีรนนท์, 2526)

$$\phi = 12.041 N^{0.182} \dots \dots \dots (2.5)$$

เมื่อ  $\phi$  คือ ค่ามุมเสียดทานสมมูลซึ่งผลรวมของ  $\phi$  และ C ไปด้วยกัน องศา

N คือ ค่าทะลุทะลวงมาตรฐานจากการทดสอบจริง โดยไม่ต้องปรับแก้ ครึ่ง/ฟุต

ii) ทรายปนดินแป้ง (silty sand)

Thanuklueng(1987) แนะนำว่าความสัมพันธ์ซึ่งถูกเสนอโดย Peck, Hansen & Thornburn(1974) ตามรูปที่ 2.9 มีความใกล้เคียงกับผลการศึกษา silty sand ของชั้นทรายกรุงเทพฯ โดยค่า N ที่จะนำมาแทนค่าลงในรูปที่ 2.9 ดังกล่าวจะต้องได้รับการปรับแก้ขึ้นเนื่องจาก  $6'_{vo}$  ก่อนซึ่งค่าปรับแก้  $C_n$  แสดงตามรูป 2.10

$$N' = C_n N \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

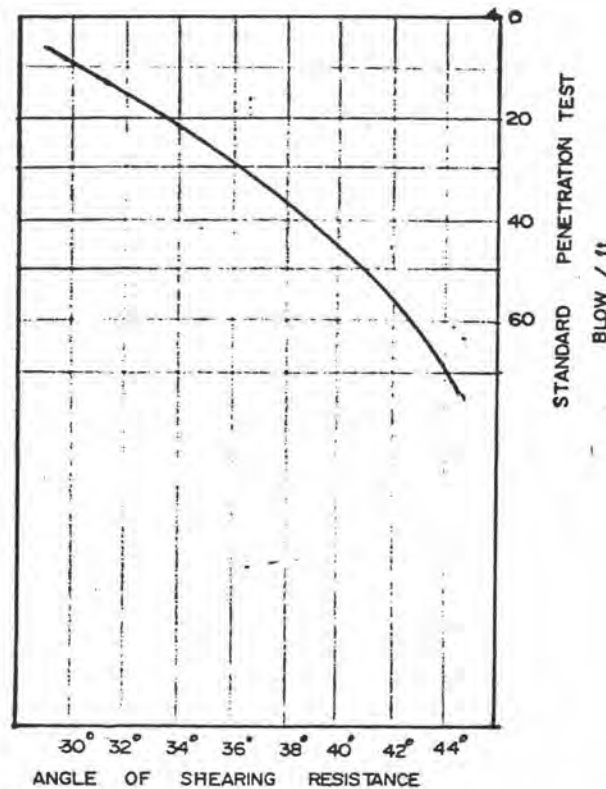
$$C_n = 0.77 \log (20/6'_{v_0}) \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

เมื่อ  $N'$  คือ ค่า  $N$  ที่ได้รับการปรับแก้แล้ว

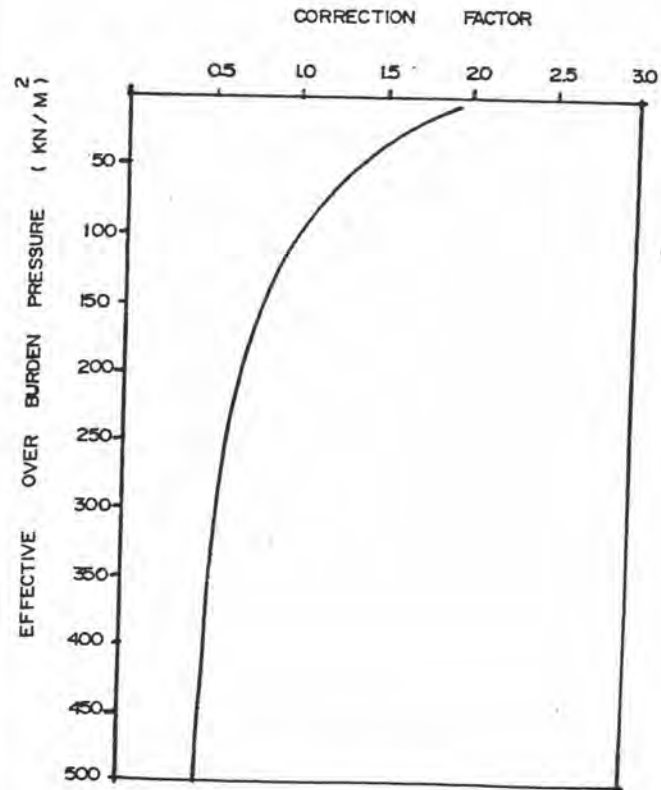
$C_n$  คือ ค่าปรับแก้เนื่องจากผลของ  $6'_{v_0}$

$N$  คือ ค่า  $N$  ที่ได้จากการทดสอบในสนาม (ครั้งต่อฟุต)

$6'_{v_0}$  คือ ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (ตันต่อตร.ฟุต)



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$ (SPT) กับค่า  $\phi$   
Peck, Hansen & Thornburn(1974)



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $C_n$  กับ  $\sigma'_{vo}$   
Peck, Hansen & Thornburn (1974)

## 2.2 การประมาณค่ากำลังนน. ของเสาเข็มโดยอาศัยสูตรสถิตศาสตร์ (static formula)

สมการพื้นฐานในการคิดค่ากำลังรับนน. ของเสาเข็มจะเท่ากับผลรวมของกำลังรับนน. ของดินรอบเสาเข็ม ( $P_s$ ) และดินใต้เสาเข็ม ( $P_b$ ) ลบด้วยนน. ของเสาเข็มเอง ( $W_p$ )

$$P_{ult} = P_s + P_b - W_p \quad (2.8)$$

$$\text{โดย } P_s = \int_0^L (C'a + 6'_{v_s} K_s \tan \phi_a) C d l \quad (2.9)$$

$$P_b = m A_b (c' N_c + 6'_{v_s} N_q + 0.5 \gamma d N_\gamma) \quad (2.10)$$

เมื่อ  $C'a$  คือ หน่วยแรงยึดเกาะ (adhesion)

$K_s$  คือ สัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้าง (coefficient of lateral earth pressure)

$\phi_a$  คือ มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน (angle of friction between pile and soil)

$c'$  คือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดิน (cohesion)

$N_c$ ,  $N_q$  และ  $N_\gamma$  คือ สัมประสิทธิ์ของค่าหน่วยแรงรับแรงฮาร (factor of bearing capacity)

$6'_{v_s}$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ผิวของเสาเข็ม (effective vertical stress in soil at pile shaft)



C และ l คือ เส้นรอบรูปและความยาวของเสาเข็มตามลำดับ

Ap คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มที่ปลายเสาเข็ม

$\sigma'_{vb}$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม (effective vertical stress in soil at pile tip)

$\sigma$  คือ หน่วยน. ของดินที่ปลายเข็ม

d คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มที่ปลายเข็ม

m คือ สัมประสิทธิ์ในกรณีที่ดินที่ปลายและด้านข้างเสาเข็ม mobilize ไม่พร้อมกัน

ซึ่งโดยปกติแล้ว  $m < 1.00$  แต่เพื่อให้ง่ายในทางปฏิบัติจะให้  $m = 1.00$ . โดยการวิเคราะห์ตามสมการ (2.8), (2.9) และ (2.10) นี้ทำได้ 2 วิธี คือ (1) หน่วยแรงรวม (total stress) และ (2) หน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ซึ่งความเหมาะสมของแต่ละวิธีขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการเช่น ชนิดของดินรอบและใต้เสาเข็ม, อัตราการให้หน. บรรทุกบนเสาเข็ม, วิธีการให้หน. บรรทุกของเสาเข็มและวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม แต่หลักการพื้นฐานนั้นควรที่จะพิจารณาโดยอาศัยปัจจัยข้างต้นว่าสภาวะวิกฤติ (critical condition) เกิดขึ้นเมื่อใด เพื่อที่จะได้กำหนดวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสมรวมถึงการเลือกคุณสมบัติของดินที่ถูกต้อง สภาพการไหลของน้ำออกจากดินรวมทั้งการพิจารณาสภาวะวิกฤติจะได้กล่าวต่อไป (ดูข้อ 2.2.1)

## 2.2.1 พฤติกรรมของดินเมื่อถูก stress จากเสาเข็ม

### 2.2.1.1 เสาเข็มตอก (driven pile)

#### i) เสาเข็มตอกใน cohesive soil

ผลจากการตอกจะทำให้ดินที่ผิวและใต้

เสาเข็มถูกรบกวนจนถึงสภาวะremoldและปริมาณการรบกวนจะลดน้อยลงสำหรับมวลดินที่อยู่ห่างเสาเข็มออกไป ซึ่งบริเวณที่ถูกรบกวนมากจะอยู่ในระยะประมาณเท่ากับความกว้างของเสาเข็มในขณะที่เฉือนกันหน่วยแรงรวมในแนวนอน (horizontal total stress) ก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นผลจากการตอก การรบกวนและการเพิ่มหน่วยแรงนี้เองทำให้โครงสร้างของเม็ดดิน (soil skeleton) และแรงดันน้ำในโพรงดิน (pore pressure) เปลี่ยนแปลงไปซึ่งมีผลให้กำลังรับแรงเฉือน (undrained shear strength) เปลี่ยนแปลงไป การตอกเสาเข็มนี้จึงทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงในตอนแรก แต่ต่อมาอันเนื่องจากการจัดเรียงตัวใหม่ของโครงสร้างเม็ดดินโดยปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลง (Thixotropy) กำลังรับแรงเฉือนจะสูงขึ้นกับเวลา ซึ่งขบวนการนี้จะเกิดขึ้นภายหลังการตอกเสร็จสิ้นแล้ว สำหรับ NC และ slightly OC clay นั้นความดันน้ำในดินจะเพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของการตอกและจะลดลงตามเวลาเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายนํ้า (consolidation) ภายหลังการตอกเสร็จสิ้นเป็นผลให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเพิ่มขึ้นกับเวลา ในทางตรงข้ามสำหรับ heavy OC clay ( $OCR > 8$ ) การเพิ่มขึ้นของกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มหลังการตอกมาจากการจัดตัวของโครงสร้างเม็ดดินเพียงอย่างเดียว, ส่วนความดันน้ำในดินลดลงเมื่อมีการตอกเสาเข็มดังนั้นการกลับมาในสภาพสมดุลย์จึงทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มลดลงเล็กน้อยเป็นผลให้การเพิ่มกำลังรับน้ำหนักกับเวลามีไม่มาก

จากมูลเหตุข้างต้นนี้เองจึงมี 2 กรณี

ซึ่งจะพิจารณาคือ

ก) เข็มตอกใน NC clay แล้วถูกน้ำหนักบรรทุกกด (compression) ซึ่งเป็นกรณีโดยทั่วไปของเสาเข็มที่ติดตั้งในกวม. โดยกำลังรับนน. จะเพิ่มตามเวลาทำให้สภาวะวิกฤติ (critical condition) จะเกิดในระยะเวลาเริ่มแรก (short term) ซึ่งการวิเคราะห์จะอาศัยวิธีการและข้อมูลดินในลักษณะหน่วยแรงรวม (total stress) สำหรับดินเหนียว

ข) เข็มตอกใน Heavy OC clay แล้วถูกแรงดึง (tension) โดยกำลังรับนน. ของเสาเข็มมีโอกาสจะลดลงกับเวลาทำให้สภาวะวิกฤติ (critical condition) อาจจะมีเกิดในระยะยาว (long term condition) ซึ่งการวิเคราะห์จะอาศัยวิธีและข้อมูลดินในลักษณะที่ไม่มี excess pore pressure นั่นคือสมบัติทางด้านแรงเฉือนอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล

นอกจาก 2 กรณีข้างต้นแล้วยังมีกรณีอื่นอีกที่มีปัจจัยหลายตัวเข้ามาเกี่ยวข้องอันมีผลให้ลดและเพิ่มในเวลาเดียวกัน ซึ่งในการวิเคราะห์จำเป็นต้องพิจารณาว่าปัจจัยตัวใดมีผลมากเท่าใดเพื่อหาบทสรุปว่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นหรือลดลงตามเวลา ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นวิเคราะห์ได้ยากมาก

#### ii) เสาเข็มตอกใน cohesionless soil

โดยปกติแล้วดินประเภท clean cohesionless soil ซึ่งไม่มีดินเม็ดละเอียด (fine grained soil) ผสมอยู่ จะมีค่า pore pressure คงที่ ดังนั้นเมื่อมีการตอกเสาเข็มค่ากำลังรับแรงเฉือน ( $\phi$ ) จึงไม่เปลี่ยนแปลงตามเวลาแต่จะเพิ่มขึ้นเนื่องจากการตอกเสาเข็มจะทำให้ทรายมีความหนาแน่นสัมพัทธ์เพิ่มขึ้น

ผลจากการตอกเสาเข็มในดินทรายสะอาดปกติ (หลวมถึงแน่น) จะทำให้ความหนาแน่นสัมพัทธ์ ( $D_r$ ) และมุมเสียดทาน ( $\phi$ ) มีค่าสูงขึ้น และการตอกมีผลในทางตรงข้ามสำหรับดินทรายแน่นที่อยู่ในสภาพแน่นที่สุดแล้ว (very dense sand)

ผลจากการตอกเสาเข็มในทรายที่มีดินเม็ดละเอียดผสมอยู่จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงค่า porepressure ดังนี้ในทรายแน่นค่า pore pressure จะลดลง(ทำให้ shear strength เพิ่มขึ้น) ส่วนในทรายหลวมค่า pore pressure จะเพิ่มขึ้น (ทำให้ shear strengthลดลง) การลดลงของความดันน้ำจะทำให้ตอกเสาเข็มลำบากขึ้นต้องปล่อยทิ้งไว้ให้ความดันน้ำกลับมาที่เดิม การตอกเสาเข็มจะทำให้ง่ายขึ้น

#### 2.2.1.2 เสาเข็มเจาะ (bored pile)

การทำเสาเข็มเจาะทั้งใน cohesive soil และ cohesionless soil นั้นทำให้มวลดินใกล้เคียงถูกรบกวนเช่นกันแต่ปริมาณการรบกวนจะน้อยกว่าในกรณีเสาเข็มตอก อีกทั้งหน่วยแรงรวมของดินทางด้านข้างและใต้หลุมเจาะก็จะมีค่าลดลงด้วยเหตุนี้กำลังเสียดทาน (skin friction) และกำลังต้านที่ปลายเข็ม (end bearing) ของเสาเข็มเจาะจึงน้อยกว่าเสาเข็มตอก

สำหรับเสาเข็มเจาะในทรายสะอาดกำลังรับแรงนี้จะคงที่ภายหลังการก่อสร้างเสาเข็มเสร็จสิ้น และในกรณีเสาเข็มเจาะในดินแป้ง (silt), ดินเหนียว (clay) การเจาะเอาดินออกทำให้ความดันน้ำลดลงและจะเพิ่มขึ้นตามเวลาภายหลังการก่อสร้างเสาเข็มเสร็จสิ้นแล้วทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงตามเวลา ดังนั้นสภาวะวิกฤติจะเกิดที่ระยะยาว (long term condition) โดยการวิเคราะห์จะอาศัยวิธีการและคุณสมบัติดินแบบหน่วยแรงประสิทธิผล

ดังนั้นจากที่กล่าวมาทั้งสิ้น 2 หัวข้อคือ 2.2.1.1 และ 2.2.1.2 นั้นแสดงให้เห็นว่าในการคาดคะเนกำลังรับนน. ให้แม่นยำกระทำได้ยากเนื่องจาก

- ค่าคุณสมบัติดิน (soil parameter) ต่างๆที่ได้รับจากการทดสอบทั้งในสนามและห้องปฏิบัติการมีค่าต่างจากค่าจริงๆที่รอบและใต้เสาเข็มเนื่องจากดินที่ใช้ทำการทดสอบมีสภาพการรบกวนต่างจากการรบกวนที่เกิดขึ้นจริงอีกทั้ง stress

system และ stress path ของขบวนการทดสอบ ก็แตกต่างจากสภาพที่เสาเข็มกระทำต่อดินจริง

- ในการวิเคราะห์สภาวะวิกฤติ (critical condition) ซึ่งมีเวลาเข้ามาเกี่ยวข้องเป็นเรื่องค่อนข้างซับซ้อน ซึ่งวิธีการวิเคราะห์มีทั้งในลักษณะ long term condition และ short term condition

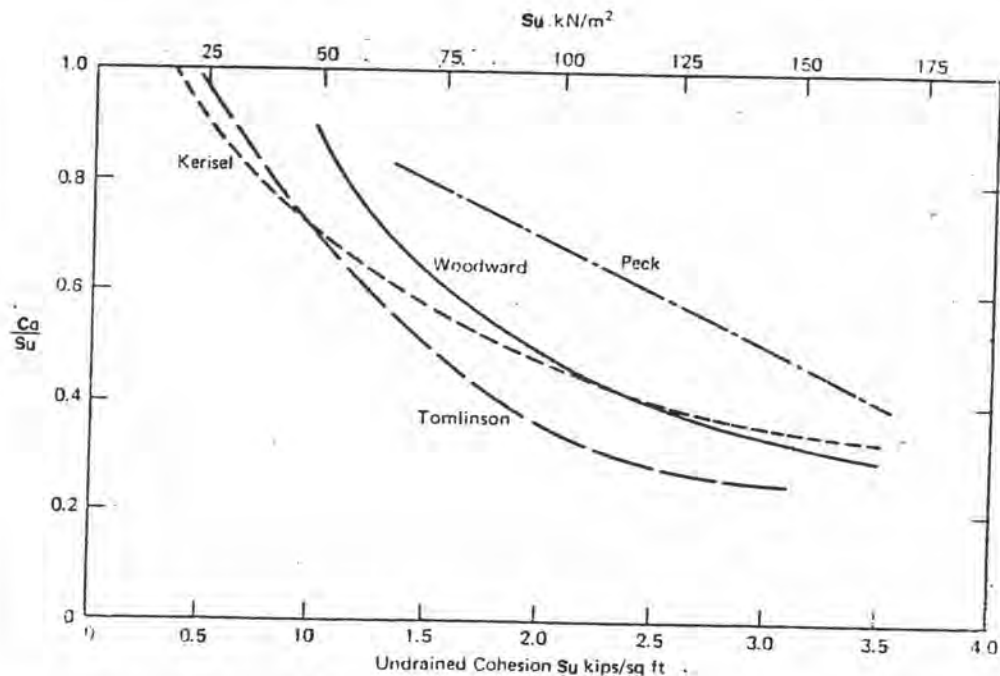
- ขบวนการบางอย่างที่มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม เช่น Thixotropy, consolidation, remolding, swelling และ heaving ต่างเป็นขบวนการที่ซับซ้อนซึ่งกำหนดแน่นอนตายตัวไม่ได้

### 2.2.2 ค่าคุณสมบัติดินที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังรับน. ของเสาเข็ม

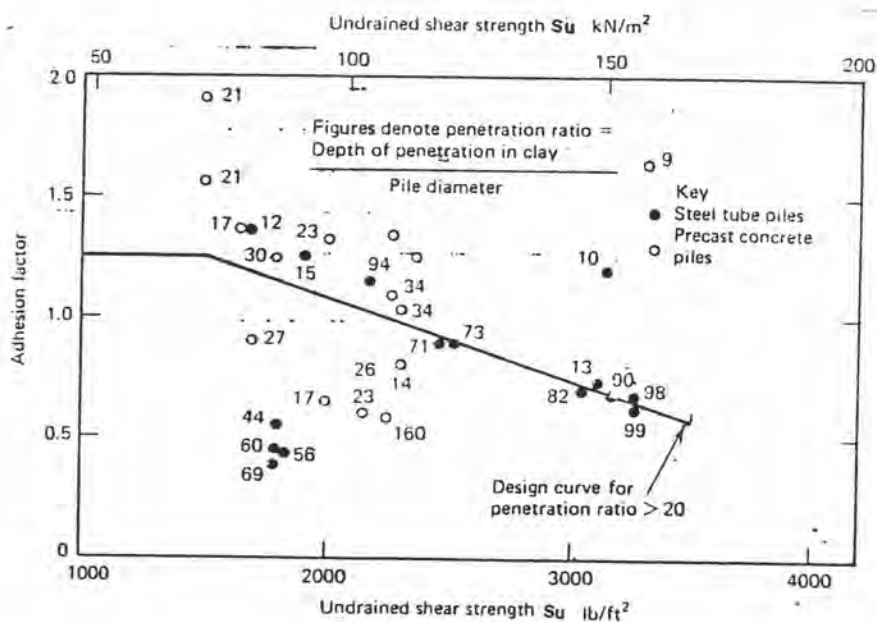
#### i) undrained pile soil adhesion $C_a$

ค่า  $C_a$  ขึ้นกับปัจจัยหลายประการเช่นชนิดและขนาดของเสาเข็ม, ชนิดและค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน, วิธีการก่อสร้างเสาเข็มและเวลาในการพิจารณา ทางที่ดีที่สุดในความคิดว่า  $C_a$  คือการคำนวณกลับจากผลการทดสอบน. บรรทุกเสาเข็มซึ่งเป็นเรื่องที่ยุ่งยากในทางปฏิบัติ ดังนั้นจึงได้มีการสร้างความสัมพันธ์แบบ empirical ระหว่าง  $C_a$  กับตัวแปรต่างๆ เช่น

- ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_a/S_u$  (undrained cohesion) กับ  $S_u$  ค่า  $C_a/S_u$  มักถูกเรียกว่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะ (adhesion factor) กรณีเสาเข็มตอก McClelland (1974) ได้รวบรวมไว้แสดงในรูป 2.11 รูปดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าสำหรับดินอ่อน ( $S_u < 24 \text{ kPa}$ )  $C_a/S_u$  จะเท่ากับ 1 อย่างไรก็ตามสำหรับดินเหนียวแข็งแล้วความสัมพันธ์ดังกล่าวค่อนข้างจะกระจัดกระจาย



รูปที่ 2.11 สัมประสิทธิ์การยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกในดินเหนียว  
(After McClelland , 1974)



รูปที่ 2.12 สัมประสิทธิ์การยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกในดินเหนียวใต้ชั้น  
ทรายหรือกรวด (Tomlinson , 1970)

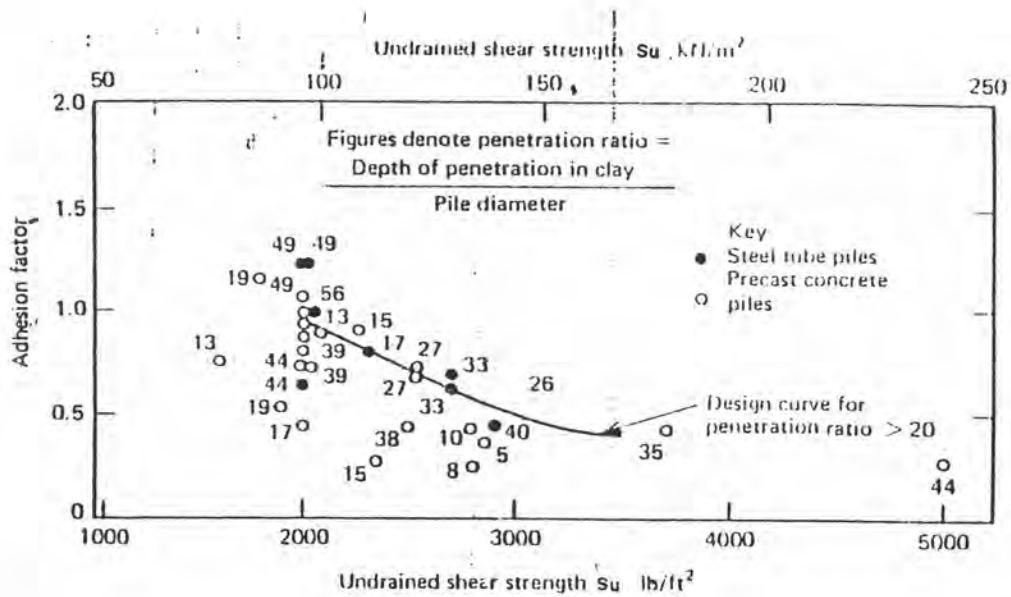
- จากการศึกษาของ Tomlinson (1970) พบว่านอก จาก  $C_a/S_u$  (Undrained shear strength) ในกรณีเสาเข็มตอกจะขึ้นกับ  $S_u$  แล้วยังขึ้นกับชั้นดินที่เหนือขึ้นไป (เปรียบเทียบกับรูป 2.12 และรูป 2.13) จากการศึกษาความสัมพันธ์ข้างต้นในระยะต่อมาพบว่าในกรณีเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวได้ มีนทรายหรือกรวด ดังแสดงในรูป 2.12 ค่า  $C_a/S_u$  ที่แสดงมีค่าสูงเกินไปซึ่งเป็น ผลจากการ carry down แรงเสียดทานของดินชั้นที่เหนือขึ้นไปซึ่งกระทำต่อดิน เหนียวโดยเสาเข็ม

- จากการศึกษาโดยอาศัยผลการทดสอบน.เสาเข็ม โดย Flaate (1968) พบว่า  $C_a/S_u$  ขึ้นกับทั้ง  $S_u$  และ  $PI$  ดังแสดงใน รูป 2.14 อย่างไรก็ตามจำนวนผลการทดสอบใน stiff ถึง very stiff clay นั้นมีการนำมาวิเคราะห์ในปริมาณน้อยมาก

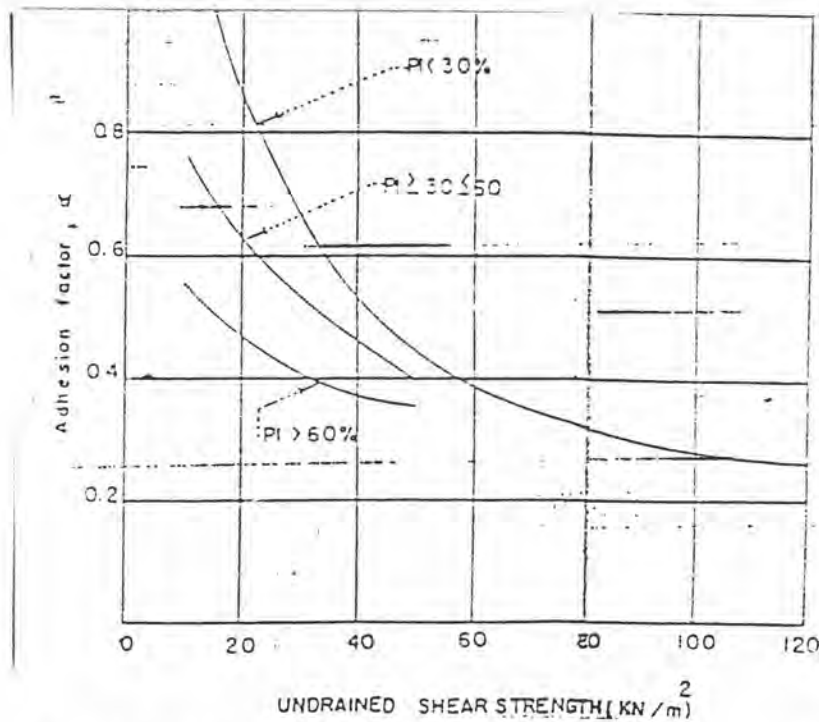
- ในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานครตามการศึกษาของ Holmberg (1970), วีรพันธ์ (2526) สำหรับเสาเข็มตอก ดังแสดงในรูป 2.15 ซึ่ง มีแนวโน้มเดียวกันคือ  $C_a/S_u$  มีค่าเท่ากับ 1 สำหรับดินเหนียวอ่อนมากและ มีค่าลดลงเมื่อค่า  $S_u$  ของดินมีค่าเพิ่มขึ้น อีกทั้งความสัมพันธ์ก็ยังขึ้นกับวัสดุที่ใช้ทำ เสาเข็มและวิธีในการหาค่า  $S_u$

- Poulos & Davis (1980) ได้รวบรวมความ สัมพันธ์ระหว่าง  $C_a/C_r$  (remolded strength) และ  $C_a/C_u$  (undisturbed undrained strength) กับชนิดของดินในกรณีเสาเข็มเจาะดัง แสดงในตาราง 2.3 ซึ่งจากคำแนะนำของ Skempton (1959), Meyerhof & Murdock (1953) กล่าวว่า ค่า  $C_a$  มีค่าไม่เกิน 96 kpa

- NG (1983) ได้รวบรวมค่า  $C_a/S_u$  อันเป็นผล งานการศึกษาของ Chiruppapa (1968), Suwanakul (1969), Bandekar (1980), Promboon & Brenner (1981) และรวบรวมผลการทดสอบโดย NG



รูปที่ 2.13 แสดงสัมประสิทธิ์การยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกในดินเหนียว (Tomlinson , 1970)

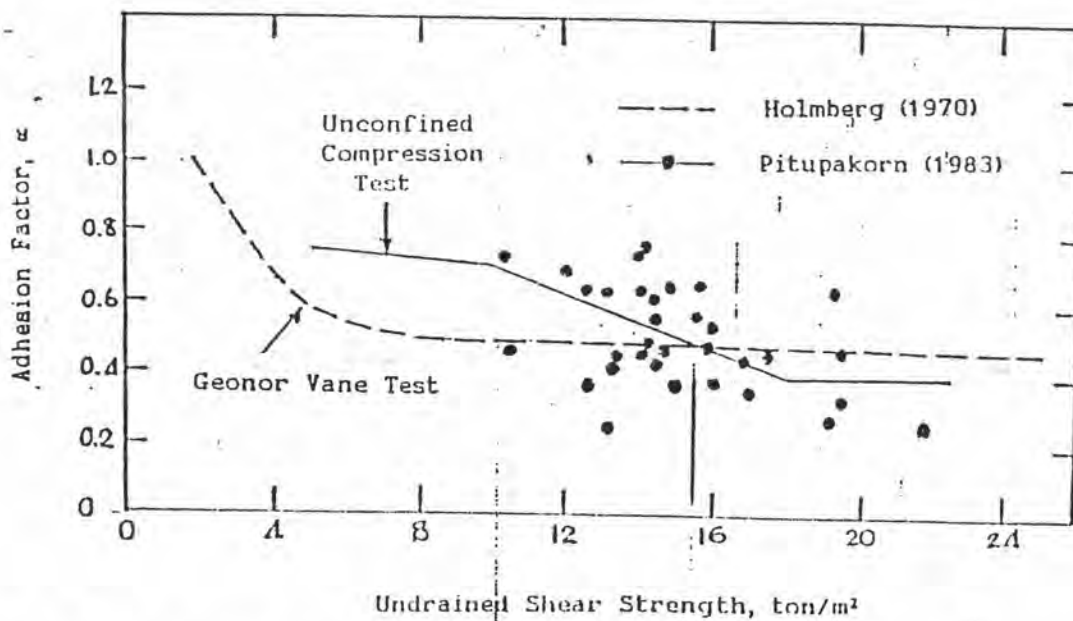


รูปที่ 2.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\alpha$  กับ  $S_u$  สำหรับเสาเข็มตอกในดินเหนียวที่เสนอโดย Flatte (1968)



ตารางที่ 2.3 ค่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะสำหรับเสาเข็มเจาะในดินเหนียว

Soil Type	Adhesion Factor	Value	Reference
London clay	$c_a/c_u$	0.25-0.7 Average, 0.45	Golder and Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959)
Sensitive clay	$c_a/c_r$	1	Golder (1957)
Highly expansive clay	$c_a/c_u$	0.5	Mohan and Chandra (1961)



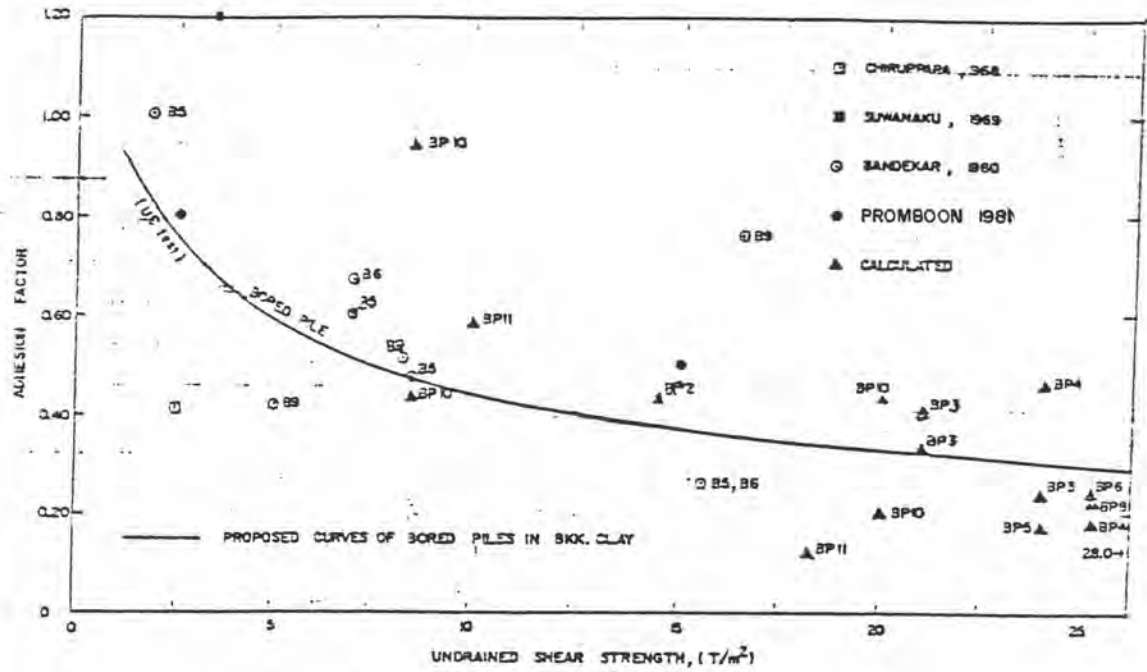
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะของเสาเข็มตอกกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับดินเหนียวกรุงเทพ (HOLMBERG (1970) , วีรพันธ์ (2526))

(1983) เองสำหรับชั้นดินกรุงเทพดังแสดงในรูป 2.16 โดยค่า  $S_u$  ได้จากการทดสอบ unconfined compression test อีกทั้ง สุวรรณ(2531) และ Pimpasugdi (1989) ก็ได้รวบรวมผลทดสอบเพิ่มเติมซึ่งก็ได้ผลออกมาในลักษณะเดียวกันดังแสดงในรูป 2.17

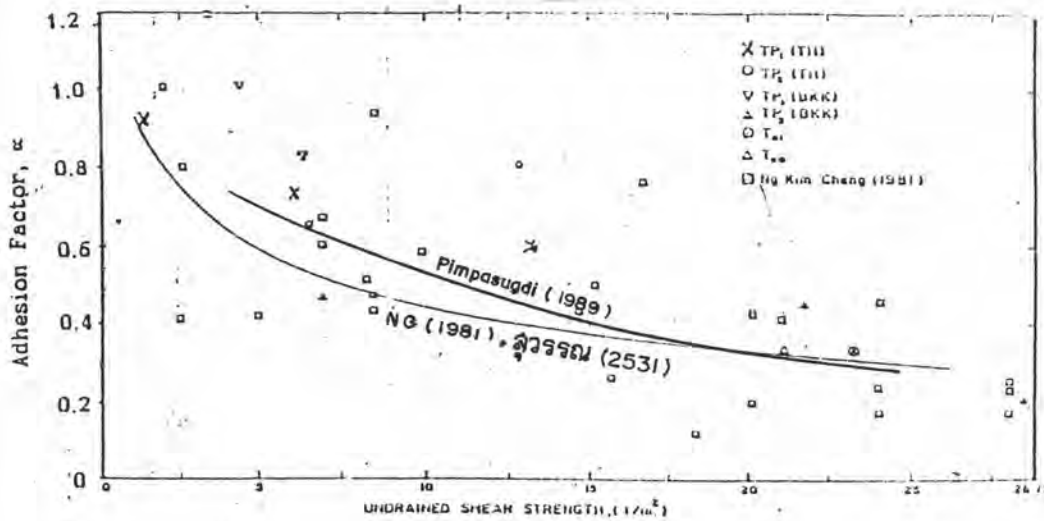
## ii) Skin Friction Parameter $\beta$

ค่า parameter  $\beta$  จะมีค่าเท่ากับ  $K_s \tan \phi_a$  ซึ่ง  $K_s$  คือสัมประสิทธิ์แรงดินด้านข้างระหว่างเสาเข็มกับดินรอบข้างและ  $\phi_a$  คือมุมเสียดทาน(friction angle) ระหว่างเสาเข็มกับดินซึ่ง parameter  $\beta$  นี้เมื่อนำไปคูณกับหน่วยแรงในแนวตั้ง (vertical normal stress) ก็จะทำให้หน่วยแรงเสียดทานด้านข้างเสาเข็ม

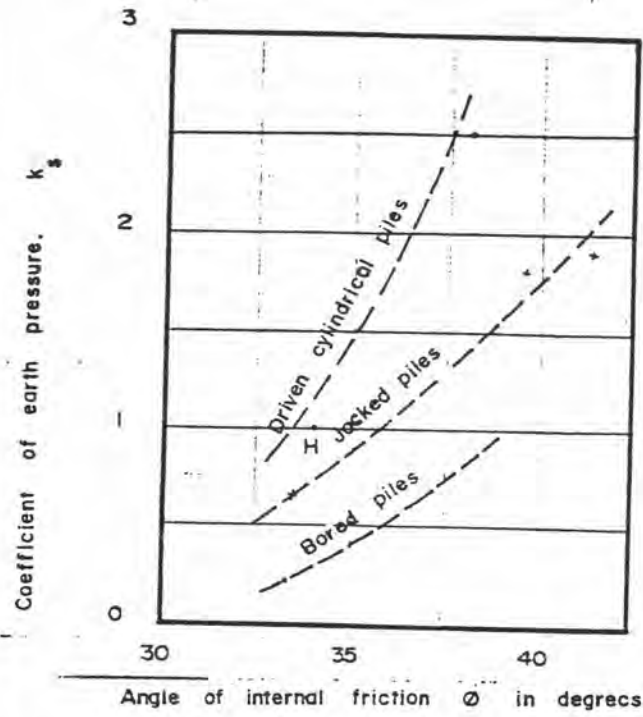
Burland(1973) กล่าวว่าในกรณี NC clay แล้ว  $\beta$  จะมีค่าต่ำสุดเมื่อ  $K_s = (1 - \sin \phi)$  และ  $\phi_a = \phi$  โดย  $\phi$  คือมุมเสียดทานประสิทธิผล ดังนั้นในสภาวะปกติซึ่ง  $\phi$  มีค่าโดยประมาณเท่ากับ 20 องศา กับ 30 องศา จะทำให้  $\beta = (1 - \sin \phi) \tan \phi$  มีค่าตั้งแต่ 0.24 ถึง 0.29 ในขณะเดียวกัน Meyerhof (1976) ยังได้เสนอว่าค่า  $\beta$  จะมีค่าลดลงเมื่อเสาเข็มมีความยาวเพิ่มขึ้นโดยค่าจะลดลงถึง 0.15 เมื่อเสาเข็มมีความยาวมากกว่า 60.0 ม. ในขณะเดียวกันหน่วยแรงเสียดทานวิบัติ (The ultimate skin friction) จะมีค่าลดลงตามความลึก โดยมีค่าสูงสุดในช่วงบนของเสาเข็มและจะมีค่าลดลงจนกระทั่งน้อยที่สุดที่ปลายเสาเข็ม ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์แรงดินด้านข้าง ( $K_s$ ) ของเสาเข็มตอกจึงมีค่ามากที่สุดในช่วงบนของเสาเข็มและมีค่าใกล้เคียงกับสัมประสิทธิ์แรงดินด้านข้างชนิด passive ( $K_p$ ) และที่ใกล้ปลายเข็มจะมีค่าน้อยกว่าสัมประสิทธิ์แรงดินด้านข้างชนิด at rest ( $K_0$ ) รูป 2.18 แสดงค่า  $K_s$  ของเสาเข็มที่สัมพันธ์กับค่ามุมเสียดทานภายในของทราย โดยรูป 2.19 แสดงค่าของ  $f_s$  ที่สัมพันธ์กับค่ามุม  $\phi$  ดังนั้นจากรูป 2.18 และ 2.19 แสดงให้เห็นว่า  $K_s, f_s$  ขึ้นกับทั้งดินและวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม Burland(1973) แนะนำว่าสำหรับดินเหนียว(stiff clay)



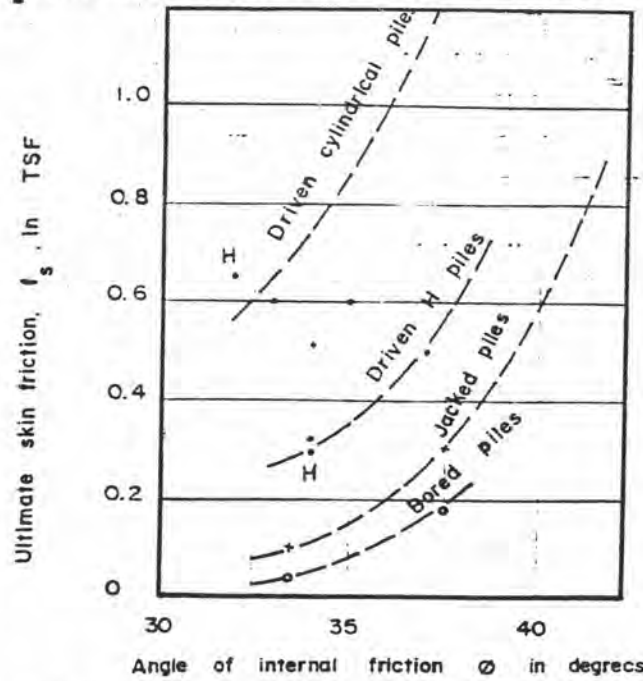
รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะของเสาเข็ม  
 เฉากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับดินกรุงเทพฯ  
 (NG , 1983)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การยึดเกาะของเสาเข็ม  
 เฉากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (NG (1983),  
 สุวรรณ (2531), Pimpasugdi (1989))



รูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุม  $\phi$  กับ  $K_s$  ของดินทรายในส่วนที่อยู่ในความลึกวิกฤต เสนอโดย Meyerhof (1976)



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $f_s$  กับค่า  $\phi$  สำหรับเสาเข็มในชั้นทราย เสนอโดย Meyerhof (1976)

ถ้าให้  $K_s = K_o$  และ  $\phi_a = \text{remould friction angle}$  จะได้ค่า  $\beta$  ซึ่งเป็นค่าสูงสุดสำหรับเสาเข็มเจาะและค่าต่ำสุดสำหรับเข็มตอกอีกทั้ง Meyerhof (1976) ยังเสนอข้อมูลซึ่งแสดงให้เห็นว่าในกรณีดินเหนียวแข็งแล้วค่า  $K_s$  ของเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะจะมีค่าประมาณ  $1.5 K_o$  และ  $0.5 K_o$  ตามลำดับและในกรณี OC clay แล้ว  $K_o$  จะมีค่าประมาณ  $(1 - \sin \phi) / \text{OCR}$

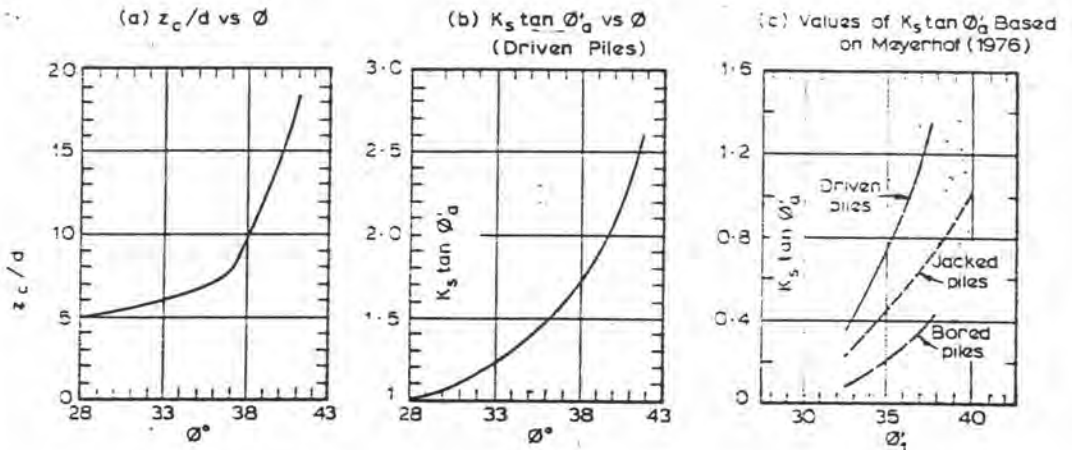
Meyerhof (1951) ได้สรุปว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดินด้านข้าง ( $K_s$ ) ของทรายจะขึ้นอยู่กับ compressibility ของดินหลังการตอกเสาเข็ม ซึ่งมีค่า 0.5 สำหรับดินทรายหลวมจนถึง 1.0 สำหรับดินทรายแน่น โดยสามารถหาค่า  $K_s$  จาก SPT "N" ได้ดังนี้

N (blow per ft)	$K_s$
0-4	0.5
4-10	0.6
10-30	0.7
30-50	0.8
>50	1.0

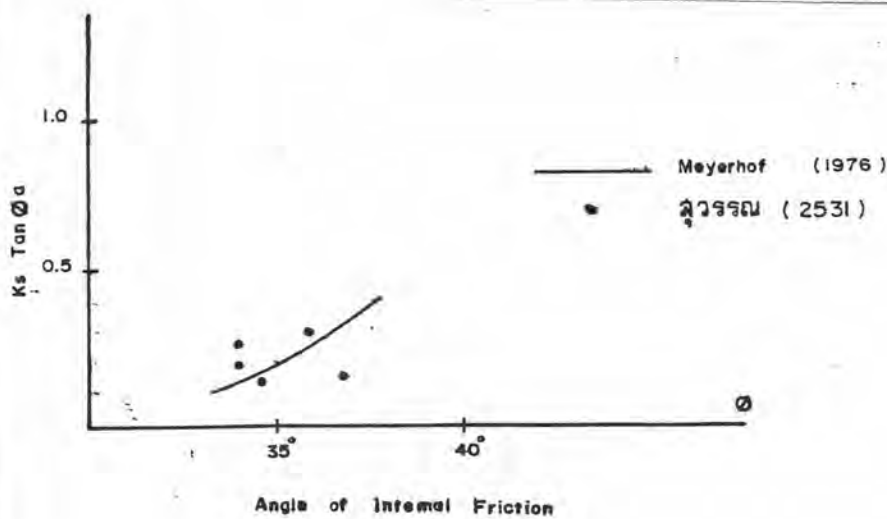
Meyerhof (1976) เสนอค่า  $K_s \tan \phi_a$  กับค่า  $\phi$  ดังแสดงในรูป 2.20 ในรูป 2.20c สำหรับเสาเข็มเจาะได้สมมติให้  $\phi_a = 0.75\phi$  สำหรับ Bored pile นั้นค่าที่ได้ค่อนข้างจะสมเหตุผลแม้ว่าค่า  $\phi_a$  อาจจะสูงเกินไปตามคำแนะนำของ Reese, Touma และ Oneil (1976)

สุวรรณ (2531) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\beta$  กับ  $\phi$  สำหรับเสาเข็มเจาะในชั้นดินกรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูป 2.21

For driven piles  $\phi = \frac{3}{4} \phi'_i + 10$  (Fig 2.20 a , Fig 2.20 b)  
 For bored piles,  $\phi = \phi'_i - 3$  (Fig 2.20 a),  $\phi = \phi'_i$  (Fig 2.20 c)  
 where  $\phi'_i$  = angle of internal friction prior to installation of pile



รูปที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความลึกวิกฤติ / ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง  
 กลางกับค่ามุมเสียดทานภายในและค่าสัมประสิทธิ์แรงผัดด้าน  
 ข้างกับค่ามุมเสียดทานภายใน



รูปที่ 2.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\beta$  กับ  $\phi$  สำหรับเสาเข็มเจาะ  
 ในชั้นดินกรุงเทพฯ (สุวรรณ , 2531) โดยเปรียบเทียบกับค่า  
 ที่เสนอโดย Meyerhof (1976)

iii) Bearing capacity factor  $N_c$ I) กรณี  $\phi = 0$ 

ค่า  $N_c$  ที่นำมาใช้โดยทั่วไปเป็นค่าที่เสนอโดย Skemton (1951) สำหรับพื้นที่วงกลมหรือสี่เหลี่ยมจัตุรัส โดยมีค่า 6.14 ถึง 9 เมื่อ  $n_n$ . กระทบที่ผิวดินถึงที่ระยะลึกที่มากกว่า  $4D$  ดังนั้นสำหรับเสาเข็มซึ่ง  $L \gg 4D$  แล้ว  $N_c = 9$  อย่างไรก็ตามก็มีผู้ศึกษาอื่นที่ให้ค่า  $N_c$  ที่แตกต่างกันออกไปเช่น Sower (1961) ศึกษาจากแบบจำลองแล้วพบว่า  $5 < N_c < 8$ ; Mohan (1961) ศึกษาใน expansive clay พบว่า  $5.7 < N_c < 8.2$  ซึ่งการที่ค่า  $N_c$  มีความแปรผันเช่นนี้อาจเป็นผลมาจากพฤติกรรมของหน่วยแรงและความเครียดของดิน จากการวิเคราะห์การขยายตัวของโพรงดินโดย Ladanyi (1963) พบว่าสำหรับ insensitive clay ค่า  $N_c$  จะมีค่าตั้งแต่ 7.4 ถึง 9.3 โดยขึ้นกับพฤติกรรมของ stress vs strain ของดินซึ่งการวิเคราะห์ในลักษณะเดียวกันนี้ได้ถูกเสนอแต่ต้นอยู่แล้วโดย Bishop et. al. (1945) ซึ่งได้ผลคือ  $N_c = 1 + (4/3)(1 + \ln. E_p/3c)$  ในขณะเดียวกันสำหรับเสาเข็มซึ่ง  $L \gg D$  Meyerhof (1959) เสนอให้  $N_c = 9.3$  และ  $9.8$  ทั้งนี้จะขึ้นกับแรงเสียดทานที่ปลายเข็มและ สำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ จากผลการทดสอบเสาเข็มแปดเหลี่ยมกลางขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 58 ซม. โดย Holmberg (1970) จะได้ว่า  $N_c = 10$  และจากผลการทดสอบบน.บรรทุกเสาเข็มในดินเหนียวอ่อนและแข็งพบว่า  $N_c$  จะมีค่าต่ำกว่า 9 โดย Muktabhand and Suwanakul (1971)

อย่างไรก็ตามตามสภาพความเป็นจริงน้ำหนักที่เสาเข็มถ่ายลงปลายเสาเข็มนั้นเป็นส่วนน้อยมากเมื่อเทียบกับน้ำหนักที่ถ่ายสู่ผิว ทำให้ความแปรผันของค่า  $N_c$  มีผลต่อการประมาณการไม่มากดังนั้นในทางปฏิบัติแล้วการสมมติให้  $N_c = 9$  จึงถือว่าเป็นการเพียงพอ

## II) กรณี $\phi > 0$

ในกรณีที่มีการพิจารณา  $c - \phi$  soil ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (long term condition) แล้ว Meyerhof (1976) ได้เสนอค่า  $N_c$  ดังแสดงในรูป 2.22 ซึ่ง  $N_c$  จะอยู่ในรูปของ  $\phi$

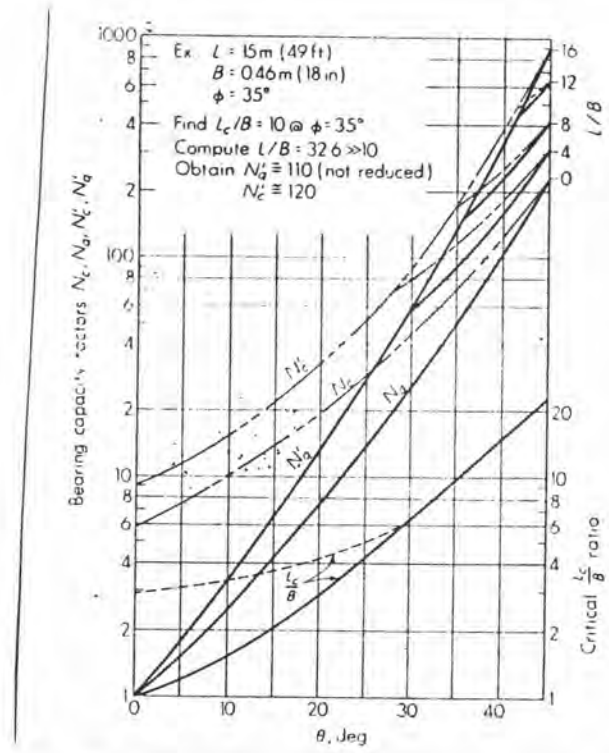
### iv) Bearing capacity Factor $N_q$

จากการศึกษาโดยนักวิจัยจำนวนมากพบว่า  $N_q$  ขึ้นกับมุมต้านทานภายใน  $\phi$  ซึ่งค่า  $N_q$  นี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อเทียบกับการเพิ่มขึ้นของ  $\phi$  ซึ่งหมายถึงว่า  $N_q = f_n(\phi^m)$ ;  $m > 1$  อย่างไรก็ตามผลการศึกษานักวิจัยต่างๆก็ยังมีค่าแตกต่างกันอยู่มากซึ่งรายละเอียดมีดังนี้

Brom (1966), Vesic (1967), Flemming et al. (1985) กล่าวว่าความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Berezantzev et al. (1961) ดังแสดงในรูป 2.23 จะให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการทดสอบจริง Tomlinson (1969) ยังแนะนำอีกว่าความสัมพันธ์ตามรูป 2.23 ใช้ได้ดีกับเสาเข็มตอกในชั้นทรายโดยความลึกของเสาเข็มในชั้นทราย ( $D_b$ ) นี้จะต้องไม่น้อยกว่า 5 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็ม ( $B$ ) อีกทั้งผลการวิจัยตาม Berezantzev (1961) ดังรูป 2.23 ไม่คำนึงถึงอิทธิพลของ  $D_b/B$  ซึ่งแสดงให้เห็นว่าอัตราส่วน  $D_b/B$  ไม่มีผลต่อค่า  $N_q$  แต่ในขณะเดียวกันความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Meyerhof (1976) ดังแสดงในรูป 2.22 กลับแสดงให้เห็นว่าอัตราส่วน ( $D_b/B$ ) มีอิทธิพลอย่างมากต่อค่า  $N_q$  อย่างไรก็ตามดังแสดงในรูป 2.24 ค่าซึ่งเสนอโดย Berezantzev (1961) ก็มีค่าอยู่ในช่วงกลางๆของค่าที่เสนอโดย Meyerhof (1976)

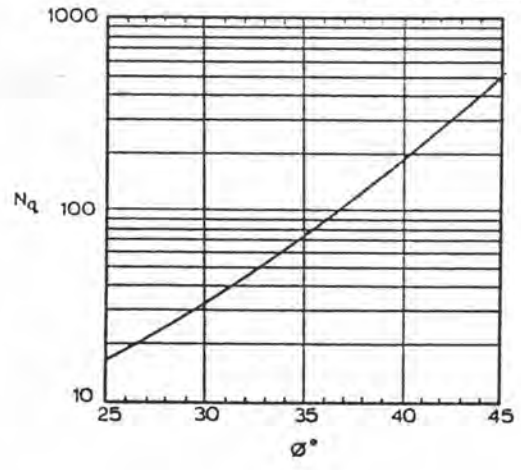
สุรจักร (2524) ได้เสนอค่า  $N_q$  สำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายกรุงเทพมหานครโดยใช้ความสัมพันธ์ของ Vesic (1977) ดังแสดงในรูป 2.25 โดยสำหรับเสาเข็มเจาะค่า  $N_q$  จะลดลงเป็นประมาณ  $1/2$  ถึง  $1/3$  ของค่า  $N_q$  ซึ่งแสดง



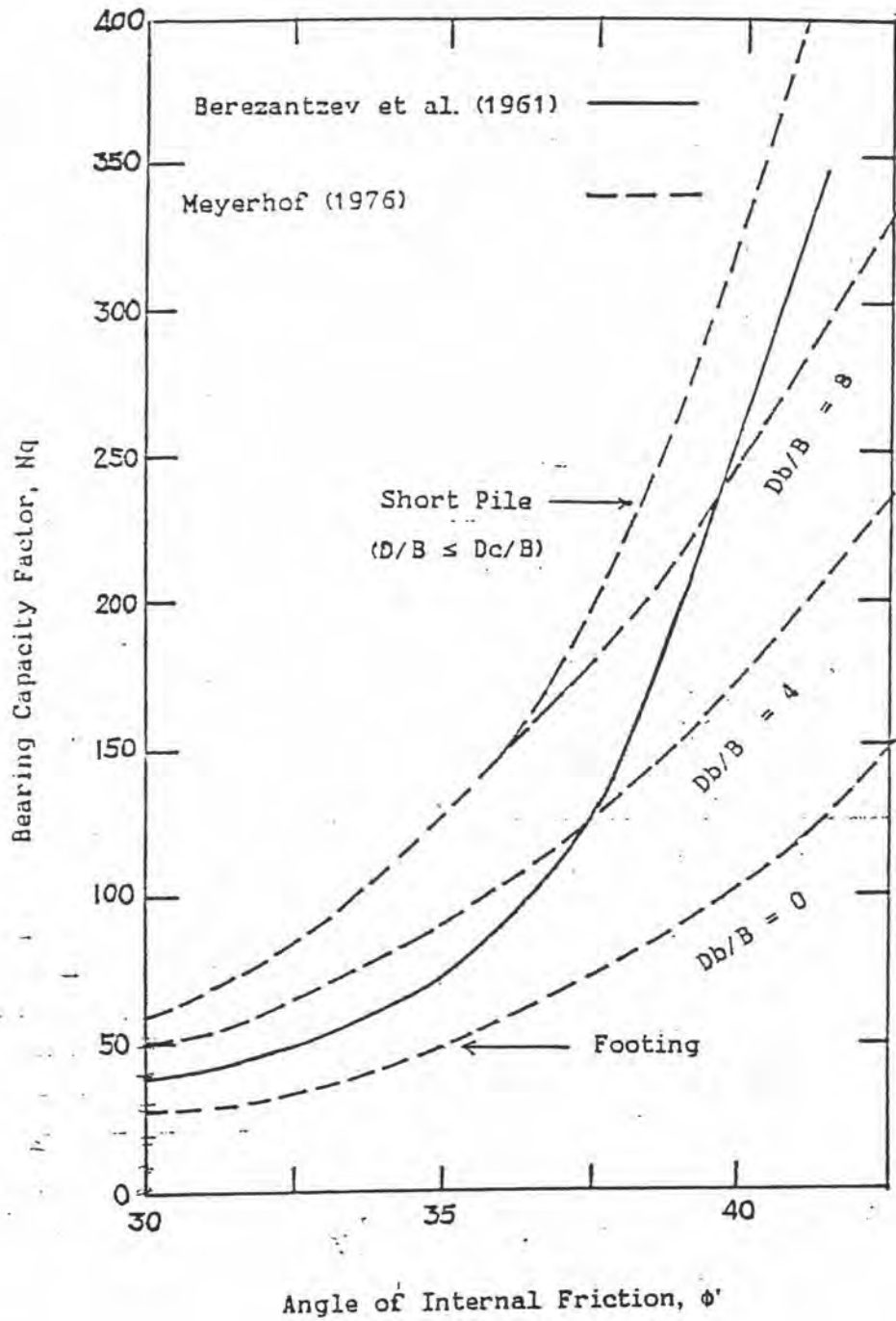


รูปที่ 2.22 ค่าตัวประกอบการรับแรงต้านปลายเข็ม (After Meyerhof (1976) )

For driven piles,  $\phi = \frac{\phi_1 + 40}{2}$   
 For bored piles,  $\phi = \phi_1 - 3$   
 where  $\phi_1$  = angle of internal friction prior to installation of pile

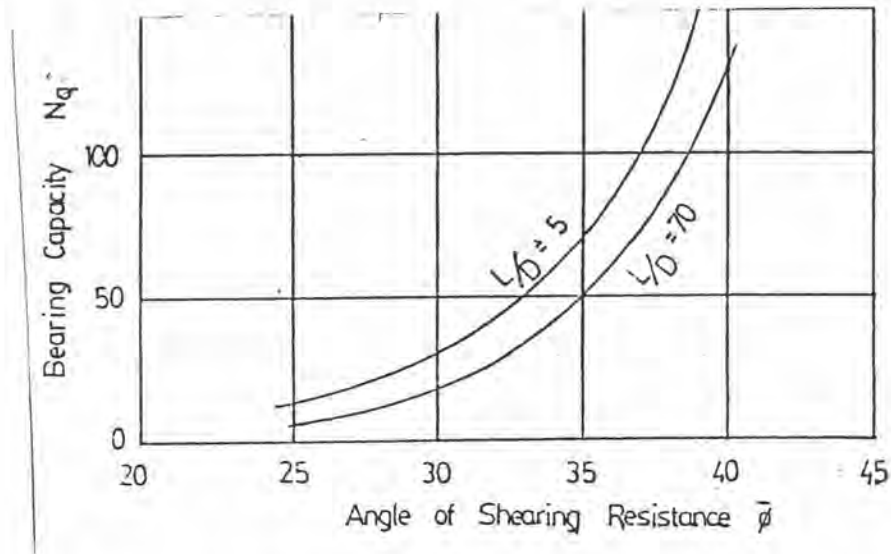


รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวประกอบรับแรงต้านปลายเสาเข็มกับค่ามุมเสียดทานภายใน (After Berezantzev et al., 1961)



รูปที่ 2.24 ค่าตัวประกอบการรับแรงต้านปลายเสาเข็มสำหรับเสาเข็ม  
 ตลกในทราย (After Berezantzev et al., 1961 ;  
 Meyerhof , 1976)

ตามรูป 2.25



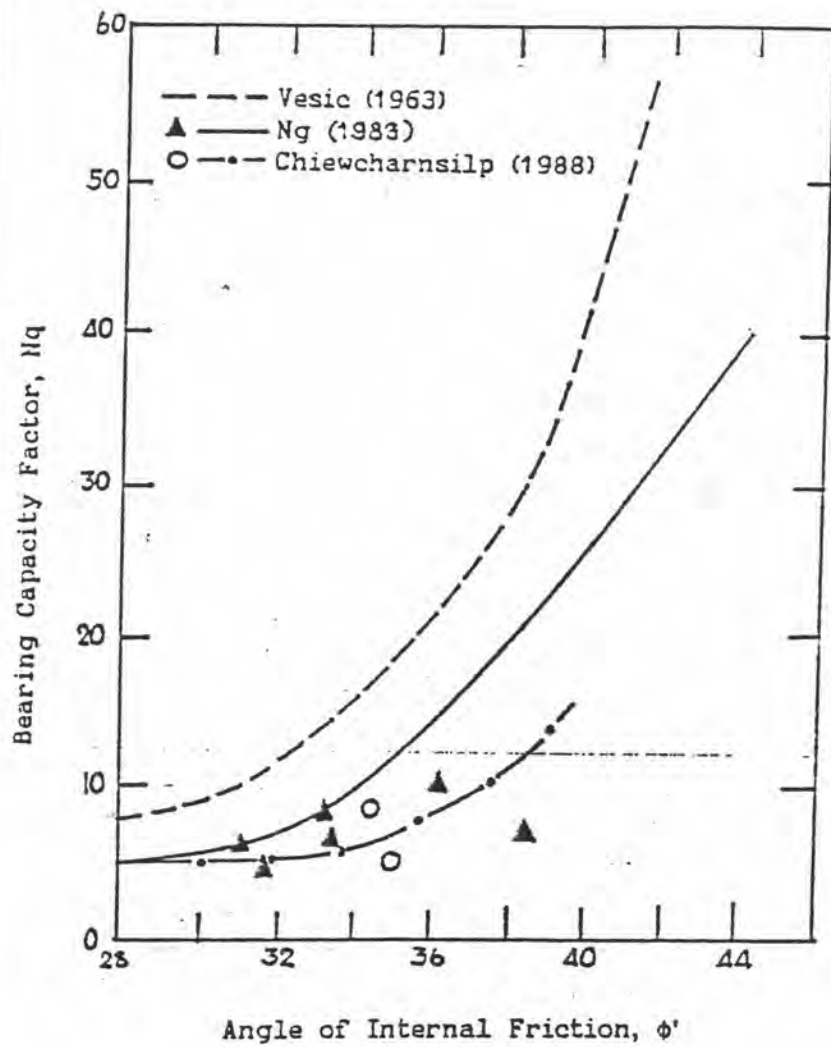
รูปที่ 2.25 Bearing Capacity Factor สำหรับเสาเข็มตอกใน cohesionless soil

สำหรับเสาเข็มเจาะในชั้นทรายกรุงเทพฯ NG(1983) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_q$  และ  $\phi$  ดังแสดงในรูป 2.26 ซึ่งมีค่าประมาณครึ่งหนึ่งของ  $N_q$  สำหรับเข็มเจาะซึ่งเสนอโดย Vesic(1963) และในระยะเวลาต่อมา สุวรรณ (2531) ก็ได้เสนอค่า  $N_q$  ดังแสดงในรูป 2.26 ซึ่งให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่เสนอโดย NG(1983) แต่อย่างไรก็ตามก็ยังมีค่าต่ำกว่าอยู่เล็กน้อย

### 2.2.3 วิธีการในการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

#### I) เสาเข็มในดินชนิด cohesive

จากที่ได้กล่าวตามหัวข้อ 2.2.1 ซึ่งได้แสดงให้เห็นว่า สำหรับดินเหนียวชนิด NC และ slightly OC นั้นจะเกิดสภาวะวิกฤติ (critical condition) ที่ระยะเวลานั้น (short term) ซึ่งจำเป็นต้องอาศัยวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total stress) และในทางตรงข้ามสำหรับ



รูปที่ 2.26 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวประกอบรับแรงต้านปลายเสาเข็ม  
 เฉากับค่ามุมเสียดทานภายใน (VESIC , 1963 ; NG ,  
 1983 ; สวรรณ , 2531)

ดินเหนียวชนิด heavy OC ซึ่งควรมีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลหรือในสภาพระยะยาว ดังนั้นการวิเคราะห์จึงจะแบ่งเป็น 2 วิธีดังต่อไปนี้

ก) การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total stress)

สำหรับดินเหนียวโดยทั่วไป (ยกเว้น Heavy OC clay) สภาวะวิกฤติจะเกิดในระยะเวลาสั้นซึ่งอยู่ในช่วงเวลาที่ยังไม่มีการระบายน้ำ (undrained condition) ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงจะกระทำแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่ง  $\phi$  จะมีค่า  $\phi = 0$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_c = 0$  โดยอาศัยสมการ (2.8) (2.9) และ (2.10) คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย  $P_{ult}$  จะมีค่าดังนี้

$$P_{ult} = \int_0^d C(C_a dl) + A_p(CN_c + 6\gamma_v) - W_p \dots (2.11)$$

$$\text{โดยที่ } A_p \gamma_v \approx W_p$$

$$\text{ดังนั้น } P_{ult} = \int C C_a dl + A_p C N_c$$

ซึ่งค่า  $C_a$  และ  $N_c$  ถูกเสนอแล้วตามหัวข้อ 2.2.2

ข) การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress)

สำหรับดินเหนียวแข็งชนิด OC ซึ่งสภาวะวิกฤติจะเกิดในระยะเวลาานาน (long term condition) ซึ่งดินมีการระบายน้ำแล้ว ดังนั้นจะทำการวิเคราะห์ในแบบหน่วยแรงประสิทธิผล ถ้าพิจารณาว่าค่า  $N_c d$  มีค่าน้อยโดยอาศัยสมการ (2.8), (2.9) และ (2.10) คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย  $P_{ult}$  จะมีค่าดังนี้

$$P_{ult} = \int C(6'_{v_u} K_s \tan \phi_a dl + A_p(c' N_c + 6'_{v_b} N_q) - W_p \dots \dots \dots (2.12)$$

ซึ่งค่า  $K_s \tan \phi_a$  ,  $N_q$  ถูกเสนอแล้วตามหัวข้อ 2.2.2 ในขณะที่  $6'_{v_u}$  และ  $6'_{v_b}$  อาจจะสมมติให้เท่ากับ effective vertical overburden pressure

## II) เสาค้ำในดินชนิด cohesionless soil

Brom(1966) กล่าวว่าเพื่อให้การวิเคราะห์มีความเรียบง่ายแล้วอาจจะสมมติให้  $6'_{v_u}$  และ  $6'_{v_b}$  ดังแสดงในสมการ(2.9) และ (2.10) มีค่าเท่ากับ effective vertical overburden stress อย่างไรก็ตามจากการศึกษาเพิ่มเติมโดย Vesic(1967) พบว่าหน่วยแรงต้านที่ผิวและปลายเสาค้ำไม่จำเป็นต้องเพิ่มตามความลึกตลอดความยาวของเสาค้ำแต่จะมีค่าคงที่ภายใต้ความลึกในระดับหนึ่งซึ่งแนวคิดนี้ถูกย้าในเวลาต่อมาโดย Hanna & Tan(1973) เป็นต้น จากผลการวิจัยข้างต้นชี้ให้เห็นว่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งของดินรอบและใต้เสาค้ำไม่จำเป็นต้องมีค่าเท่ากับ effective overburden pressure แต่จะมีค่าจำกัดอยู่ที่ความลึกในระดับหนึ่งซึ่งเรียกว่าความลึกวิกฤติ (critical depth  $Z_c$ )

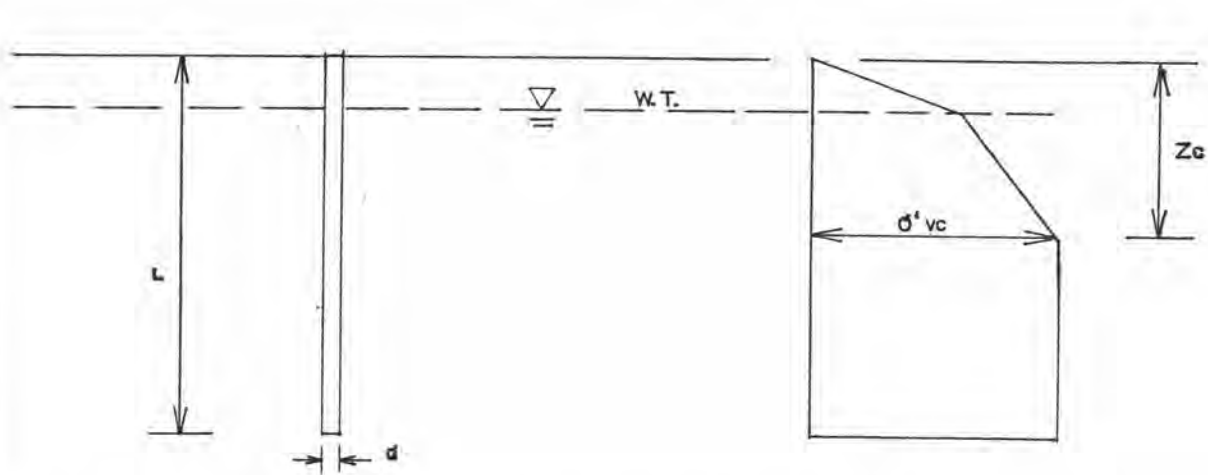
เพื่อที่จะคิดหาวิธีการคาดคะเนค่าแรงดันของเสาค้ำนั้นจะอาศัยการพิจารณาหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง  $6'_{v_u}$  ตามความลึกแบบดังแสดงในรูป 2.27 ซึ่ง  $6'_{v_u}$  จะมีค่าเท่ากับ effective overburden pressure  $6'_{v_u}$  จนถึงระดับความลึกวิกฤติ  $Z_c$  โดยในระดับที่ลึกลงไปกว่า  $Z_c$  แล้ว  $6'_{v_u}$  จะมีค่าคงที่เท่ากับค่า  $6'_{v_u}$  ที่  $Z_c$  จากแนวคิดนี้เองจะมีผลให้หน่วยแรงเสียดทานที่ผิวและหน่วยแรงต้านที่ปลายเสาค้ำมีค่าคงที่ภายใต้ความลึกวิกฤติ

ในกรณี cohesionless soil ซึ่งจะวิเคราะห์ในลักษณะหน่วยแรงประสิทธิผลแล้วค่า  $C'a$  และ  $C'$  จะมีค่าเท่ากับศูนย์ในขณะที่เดียวกันพจน์

0.5 $\gamma$ dN ก็สามารถตัดออกไปได้เนื่องจากมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับพจน์  $\sigma'_{vc} Nq$  ดังนั้นโดยอาศัยสมการ(2.8), (2.9)และ(2.10) คำน่าหนักบรรทุกทุกประลัษ Pult จะมีค่าดังนี้

$$Pult = fC(\sigma'_{vc} Ks \tan \phi_a) dl + Ap\sigma'_{vc} Nq - Wp \dots \dots \dots (2.13)$$

โดย  $Ks \tan \phi_a$  ,  $Nq$  ได้แสดงวิธีการคิดจากหัวข้อ 2.2.2 ในขณะที่  $\sigma'_{vc}$  และ  $\sigma'_{vc}$  จะอาศัยความสัมพันธ์ตามรูป 2.20a โดยการพิจารณา ค่า  $Zc$  จะคำนึงเฉพาะส่วนของเสาเข็มที่จมในชั้นทราย



รูปที่ 2.27 ลักษณะการกระจายของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งของดินทรายรอบเสาเข็ม

2.3 การวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มแบบอีลาสติกตามวิธีของ Poulos

2.3.1 หลักการเบื้องต้น (Basic concept)

โดยการแบ่งเสาเข็มออกเป็น  $n$  ส่วน ซึ่งในแต่ละส่วนจะมีหน่วยแรงกระทำอย่างสม่ำเสมอแล้วจึงทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม

อันเนื่องมาจากแรงในแนวแกน (axial load) และค่าการทรุดตัวของดินรอบเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงกระทำในมวลดิน (stress in soil mass) ตามวิธี Mindlin's equation โดยที่ค่าการทรุดตัวทั้ง 2 (เสาเข็ม & ดิน) จะต้องมีความเท่ากัน ซึ่งรายละเอียดมีดังนี้คือ

$$\{s^{\sim}\} = d/E_s [I_s]\{p\} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\{p\} = d/4s^2 \{E_p R_a [I_p]\{p^{\sim}\} + \{Y\} \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\{s^{\sim}\} = \{p^{\sim}\} \dots\dots\dots (2.16)$$

เมื่อ  $\{s^{\sim}\}$  คือ เวกเตอร์ค่าการเคลื่อนตัวของดิน

$[I_s]$  คือ เมตริกค่าสัมประสิทธิ์การเคลื่อนตัวของดิน

$\{p\}$  คือ เวกเตอร์ค่าหน่วยแรงในมวลดิน

$[I_p]$  คือ เมตริกค่า pile - action

$\{p^{\sim}\}$  คือ เวกเตอร์ค่าการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

$\{Y\}$  คือ เวกเตอร์ขนาด  $n+1$  ซึ่งทุกสมาชิกมีค่า 0 ยกเว้นสมาชิก

ตัวแรกมีค่า  $(p/\pi d^2) (n/l/d)$

$d$  คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม



$E_s$  คือ Young's Modulus ของดิน

$S$  เท่ากับ  $1/n$

$E_p$  คือ Young's Modulus ของเสาเข็ม

$R_n$  เท่ากับ  $4A_p / \pi d^2$

โดยอาศัยความสัมพันธ์ (2.14), (2.15) และ (2.16) ตามรายละเอียดข้างต้นจึงนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวของเสา เข็มกับคุณสมบัติอื่นดังรายละเอียดตามหัวข้อ (2.3.2)

### 2.3.2 วิธีใช้ในการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มตามทฤษฎีอีลาสติก

เพื่อให้เกิดความสะดวกและรวดเร็วในการประมาณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มจึงจะอาศัยตัวแปรที่ไม่มีหน่วย (dimensionless parameter) โดยตัวแปรของดินและเสาเข็มที่จะนำมาพิจารณานั้นควรเป็นตัวแปรที่สามารถทราบค่าได้โดยง่าย

#### 2.3.2.1 เสาเข็มเดี่ยว (single pile)

จากการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (numerical analysis) ซึ่งถูกเสนอโดย Poulos & Davis (1968), Poulos & Mattes (1969) และ Poulos (1972) ค่าการทรุดตัวของหัวเสาเข็มมีค่าดังนี้

$p = p_1 + p_2$  : กรณีเสาเข็มลอย (Floating pile) ..... (2.17)

$p = p_3$  : กรณีเสาเข็มคาล (End bearing pile) .. (2.18)

$$\text{โดย } \rho_1 = (PI_o / E_s d) (R_k R_h R_\mu) \dots \dots \dots (2.19)$$

$$\rho_2 = PI_s / E_s l \dots \dots \dots (2.20)$$

$$\rho_3 = (PI_o / E_s d) (R_k R_b) \dots \dots \dots (2.21)$$

เมื่อ  $\rho$  คือ ปริมาณการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม (pile head)

$I_o$  คือ สัมประสิทธิ์ตัวประกอบค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม (pile settlement influence factor) ตามรูป 2.28

$I_s$  คือ สัมประสิทธิ์ตัวประกอบค่าการทรุดตัวของดินใต้เสาเข็ม (soil settlement influence factor) ตามรูป 2.29

$R_k$  คือ ค่าปรับแก้เนื่องจาก pile compressibility ตามรูป 2.30

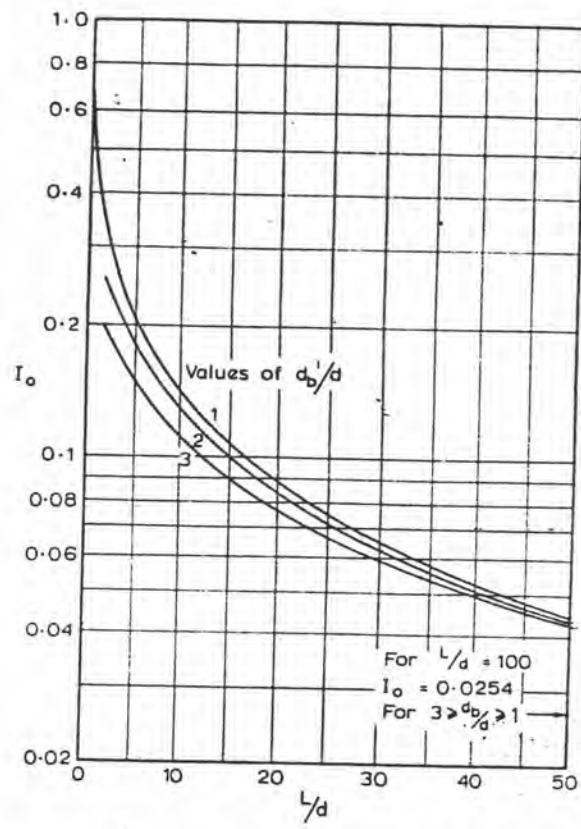
$R_h$  คือ ค่าปรับแก้เนื่องจาก Finite depth of layer on rigid base ตามรูป 2.31

$R_\mu$  คือ ค่าปรับแก้เนื่องจาก Poisson ratio ตามรูป 2.32

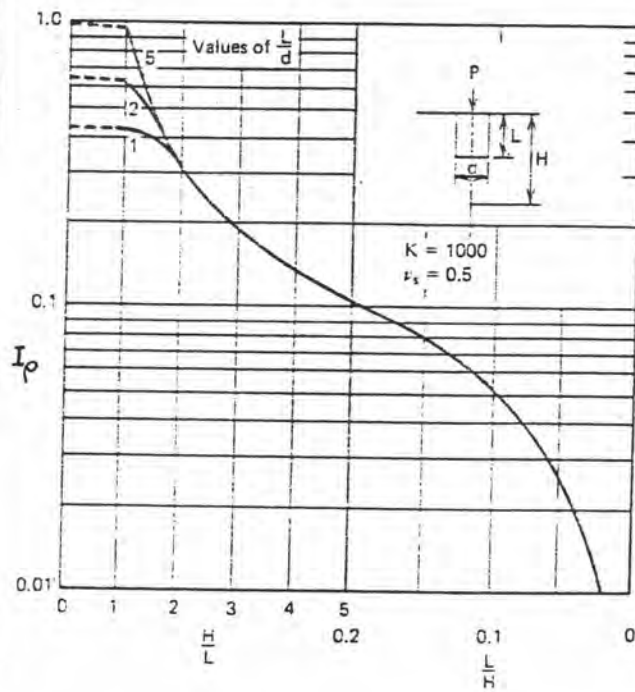
$R_b$  คือ ค่าปรับแก้เนื่องจาก stiffness of bearing stratum ตามรูป 2.33

$E_s$  คือ ค่า young modulus ของดิน

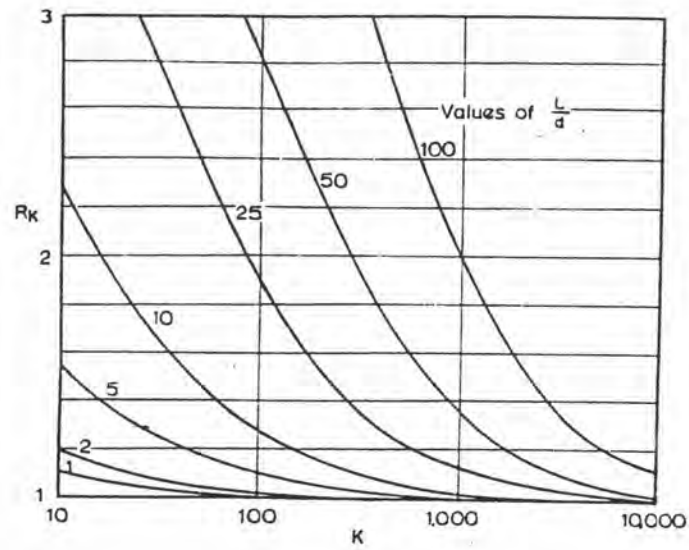
$d$  และ  $l$  คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็มตามลำดับ



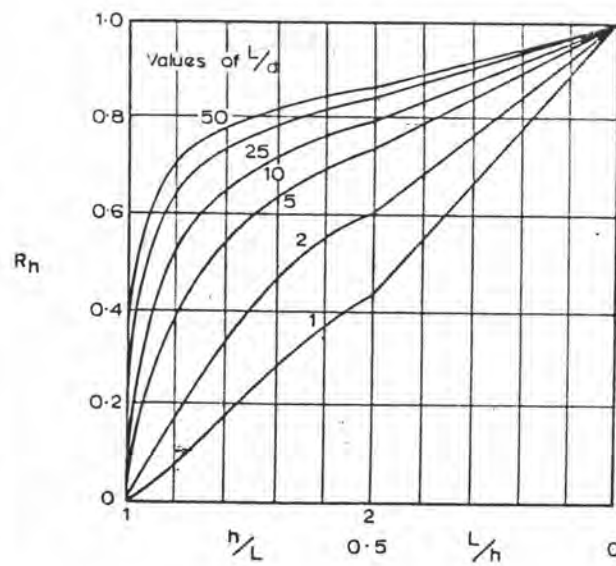
รูปที่ 2.28 ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัวของเสาเข็มแบบอีลาสติก



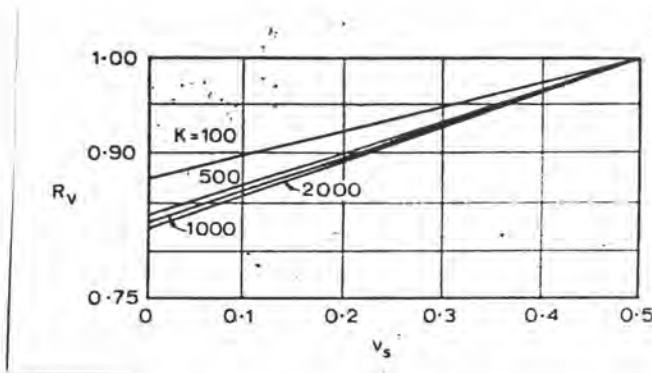
รูปที่ 2.29 ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัวแบบอีลาสติกของดินใต้เสาเข็ม



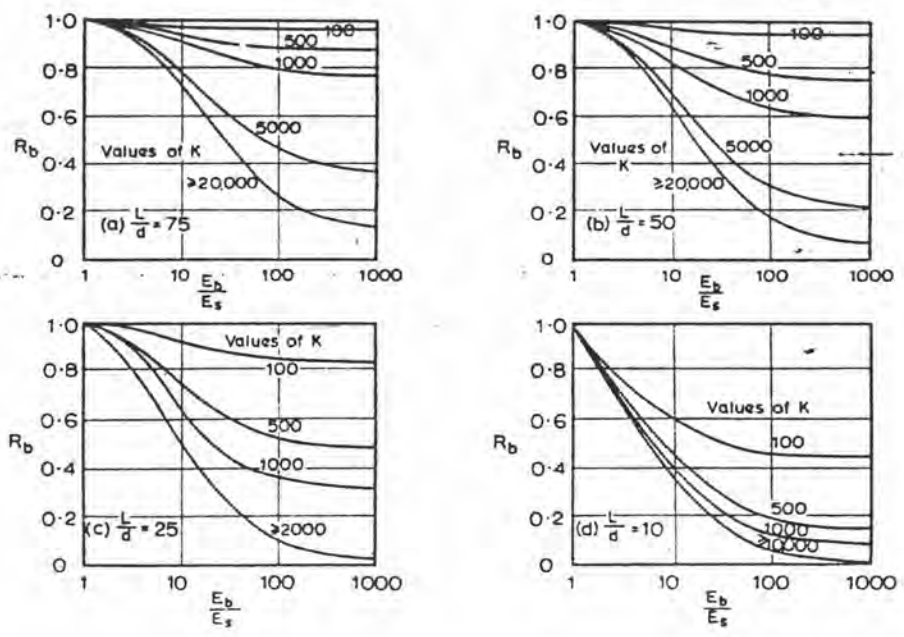
รูปที่ 2.30 ค่าปรับแก้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มอื่นเนื่องจากการยุบอัดตัว  
ได้ของเสาเข็ม



รูปที่ 2.31 ค่าปรับแก้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มอื่นเนื่องจากความลึกที่  
จำกัดของชั้นดิน



รูปที่ 2.32 ค่าปรับแก้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มอันเนื่องมาจาก Poisson's ratio



รูปที่ 2.33 ค่าปรับแก้ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มอันเนื่องจากการยุบอัดตัวของดินปลายเสาเข็ม

P คือ นน. ที่กระทำบนหัวเข็ม

การวิเคราะห์ค่า  $p_1$ ,  $p_2$  และ  $p_3$  ตามสมการ (2.19) ถึง (2.21) นั้นเป็นการวิเคราะห์โดยประมาณเท่านั้น อันเนื่องจากการสมมุติให้ปัจจัยต่างๆ ที่มีอิทธิพลต่อค่าการทรุดตัวต่างเป็นอิสระต่อกัน ซึ่งในสภาพความเป็นจริงไม่ถูกต้องทีเดียวนัก อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ค่า  $p_1$ ,  $p_2$  และ  $p_3$  โดยสมการดังกล่าว ก็มีความแม่นยำเพียงพอสำหรับทางปฏิบัติ

จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าในกรณีที่ยึดดินตลอดความยาวของเสาเข็ม มี Young Modulus ไม่คงที่โดยความแตกต่างนี้มีปริมาณไม่มากนัก การคำนวณค่าการทรุดตัวของเสาเข็มโดยสมมุติให้ดินตลอดความยาวของเสาเข็มมีค่าคงที่เท่ากับ  $E_{av}$  แล้ว จะได้คำตอบที่มีความคลาดเคลื่อนที่ไม่มากนัก ซึ่ง  $E_{av}$  มีค่าดังนี้

$$E_{av} = (\sum E_i h_i) / l \dots \dots \dots (2.22)$$

เมื่อ  $E_i$  คือ ค่า Young Modulus ของดินชั้นต่างๆ

$h_i$  คือ ความหนาของชั้นดินชั้นต่างๆ

$l$  คือ ความยาวของเสาเข็ม

$n$  คือ จำนวนชั้นดินตลอดความยาวของเสาเข็ม

### 2.3.2.2 เสาเข็มกลุ่ม (pile group)

จากการศึกษาของ Poulos (1968) และ Poulos & Mattes (1971) สำหรับเสาเข็มลอย (Floating pile) และเสาเข็มคาล (End bearing pile) ได้มีการเสนอค่าสัมประสิทธิ์  $\alpha$  ดังนี้

$$\alpha = \frac{\text{ปริมาณการทรุดตัวของpileที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากถนน. ที่กระทำต่อpileข้างเคียง}}{\text{ปริมาณการทรุดตัวของpileเนื่องจากถนน. ที่กระทำต่อpile}}$$

เมื่อ  $\alpha = Nh \alpha_F$  : กรณีเสาเข็มลอย ..... (2.23ก)

$= \alpha_E$  : กรณีเสาเข็มดาล ..... (2.23ข)

$= \alpha_F - F_E (\alpha_F - \alpha_E)$  : กรณีปลายเสาเข็มวางตัวที่ชั้นดินที่ทรุดตัวได้ ..... (2.23ค)

โดยที่  $\alpha_F$  (ตามรูป 2.34, 2.35, 2.36, 2.37) ขึ้นกับ  $s/d, l/d$  และ  $K$

$Nh$  คือ ค่าปรับแก้ในกรณีที่ชั้นดินมีความลึกจำกัด (ตามรูป 2.38)

$\alpha_E$  (ตามรูป 2.39 ถึง 2.40) ขึ้นกับ  $s/d, l/d$  และ  $K$

$F_E$  (ตามรูป 2.41) ขึ้นกับ  $l/d, K$  และ  $E_b/E_s$

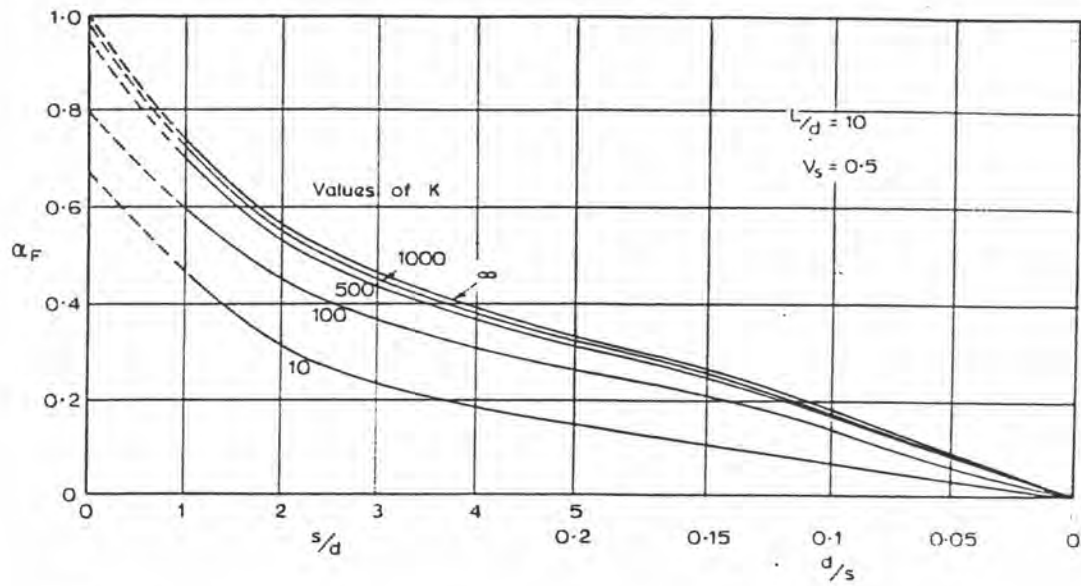
ดังนั้นในกรณี  $i$  เป็นเสาเข็มที่ถูกพิจารณา

$j$  เป็นเสาเข็มข้างเคียง

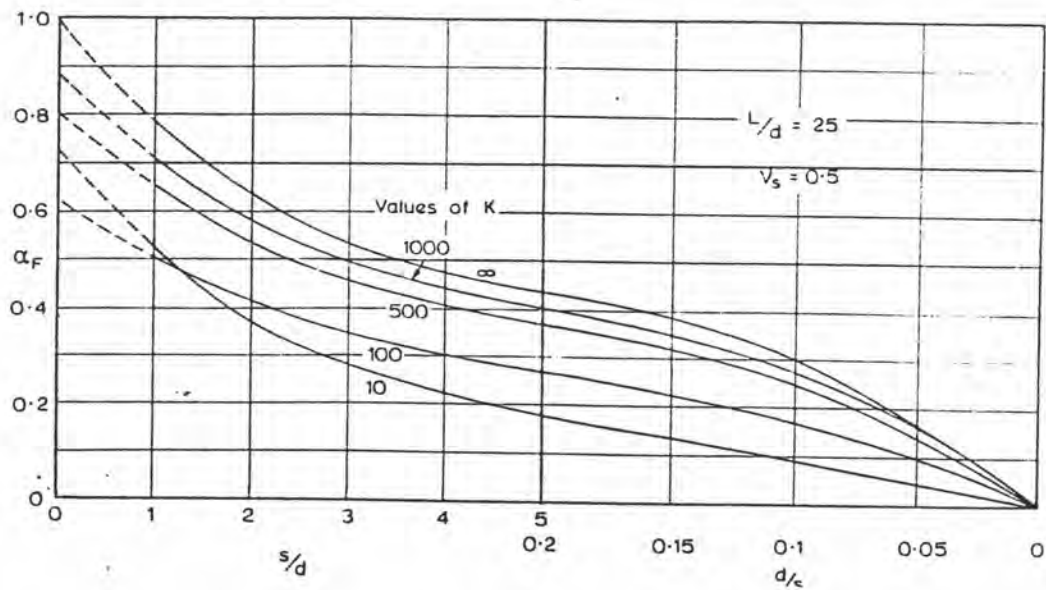
$$\Delta P_{i,j} = \alpha_{i,j} P_j \dots \dots \dots (2.24)$$

เมื่อ  $\Delta P_{i,j}$  คือ ค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม  $i$  ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากถนน. ที่กระทำต่อเสาเข็ม  $j$

$\alpha_{i,j}$  คือ ค่า interaction factor ตามสมการ

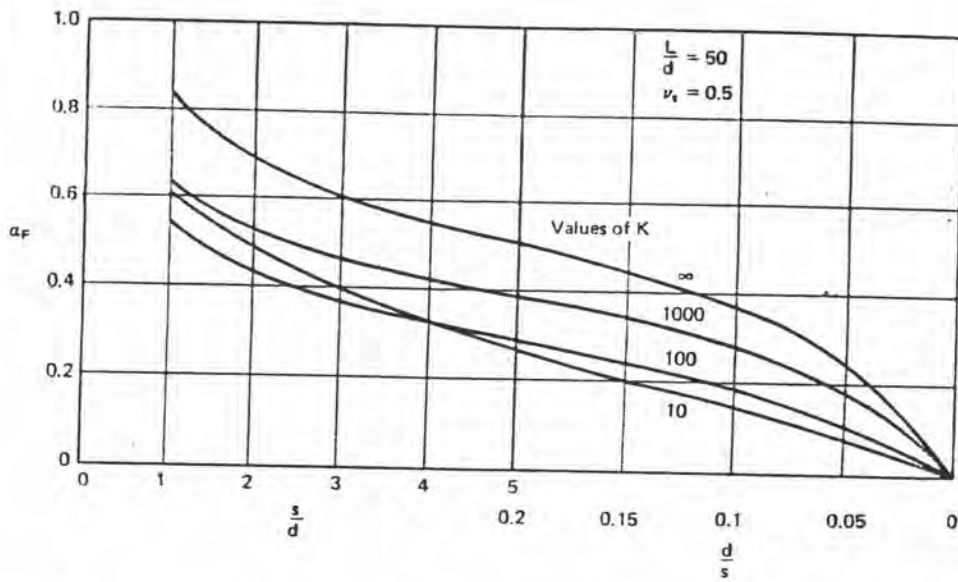


รูปที่ 2.34 ค่า Interaction factor สำหรับเสาเข็มลอย  
(floating pile) ซึ่งมีค่า  $L/D = 10$

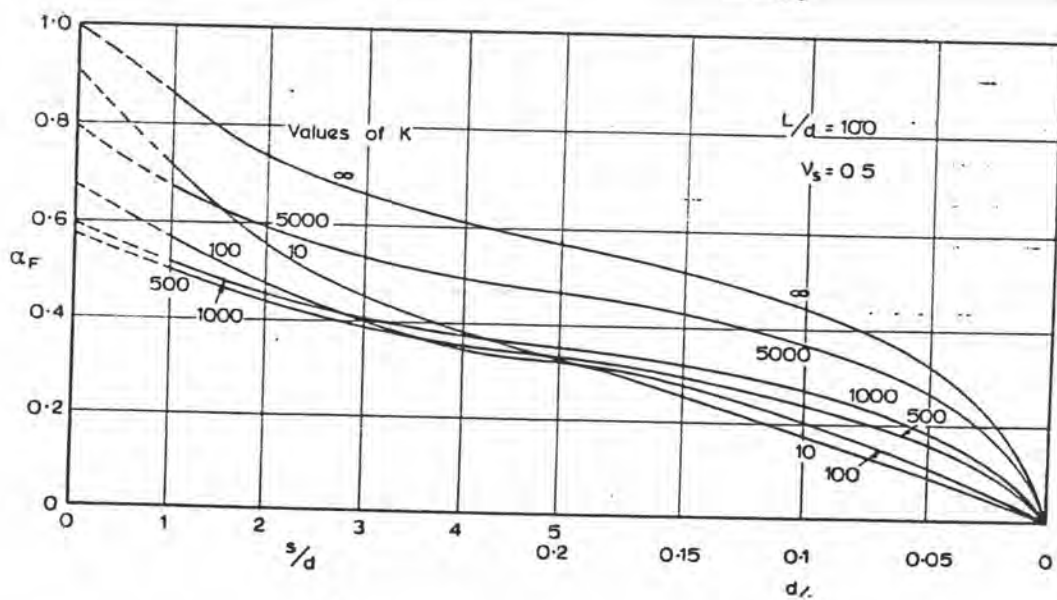


รูปที่ 2.35 ค่า Interaction factor สำหรับเสาเข็มลอย  
(floating pile) ซึ่งมีค่า  $L/D = 25$

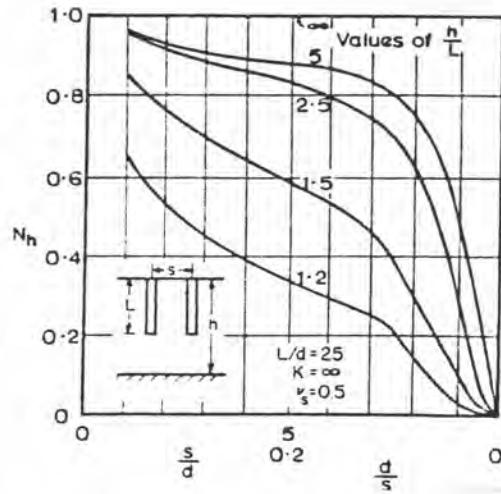




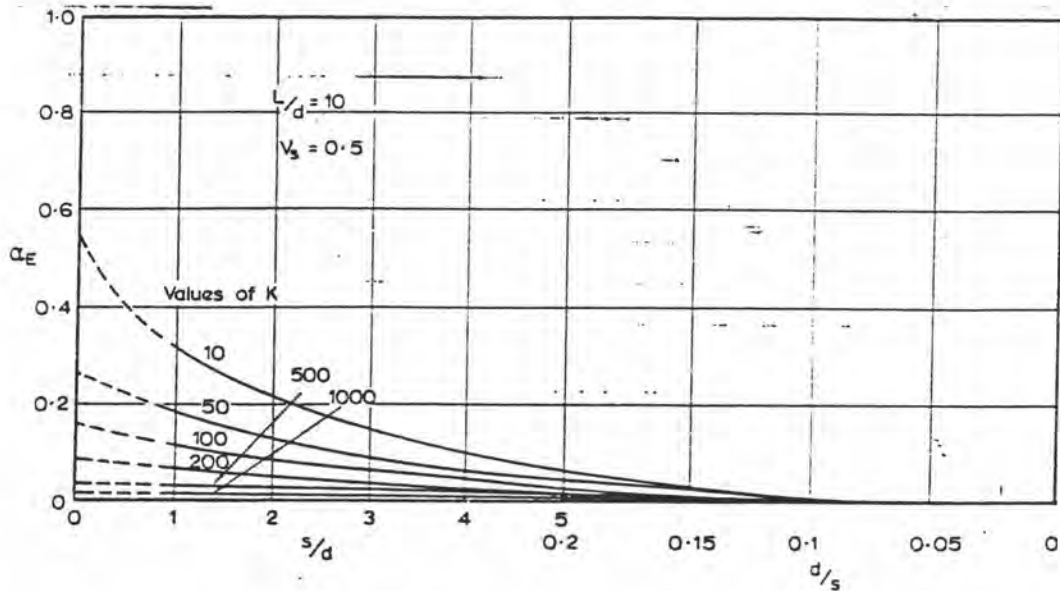
รูปที่ 2.36 ค่า Interaction factor สำหรับเสาเข็มลอย (floating pile) ซึ่งมีค่า  $L/D = 50$



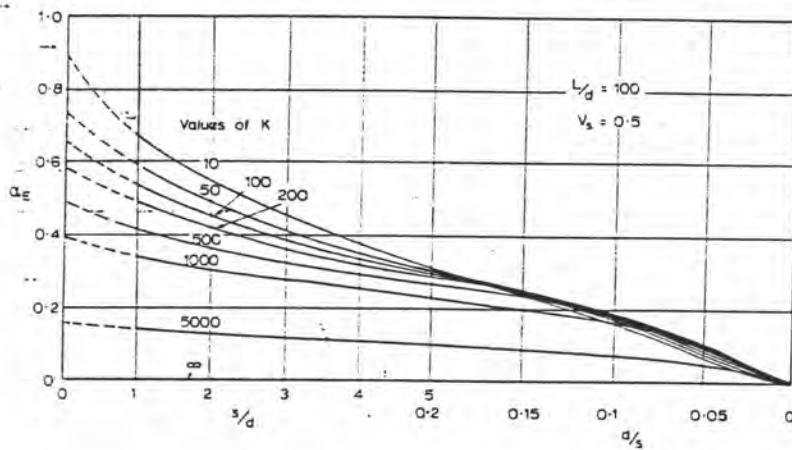
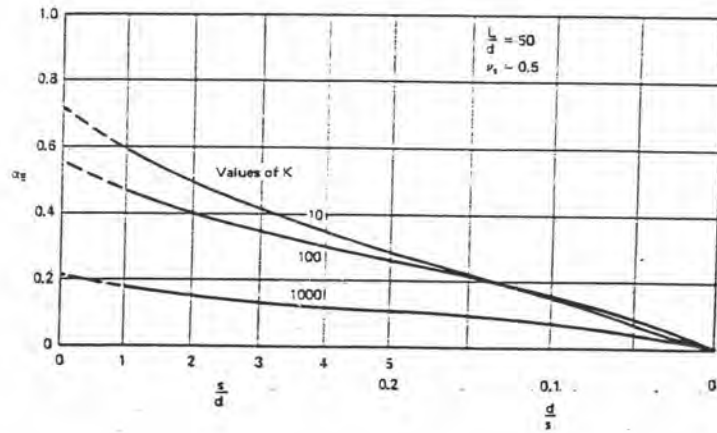
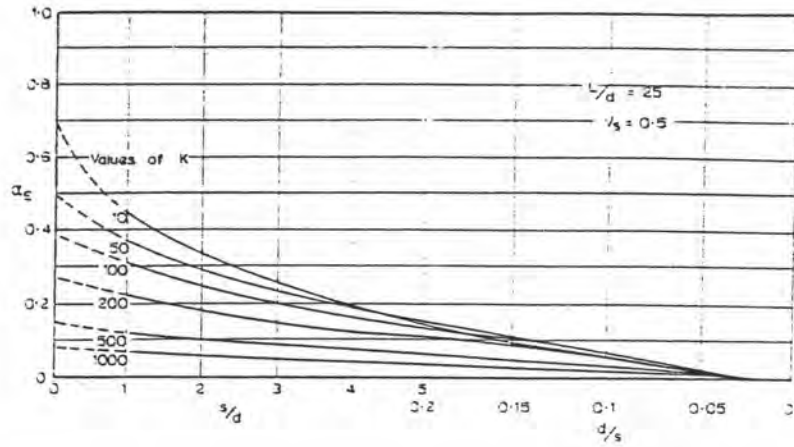
รูปที่ 2.37 ค่า Interaction factor สำหรับเสาเข็มลอย (floating pile) ซึ่งมีค่า  $L/D = 100$



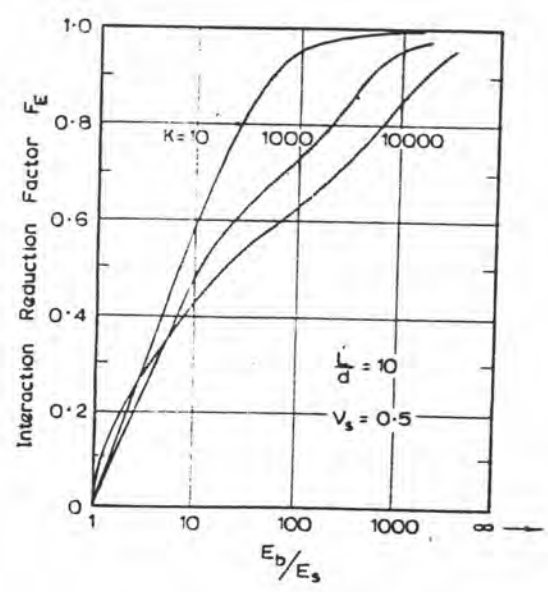
รูปที่ 2.38 ค่าปรับแก้ค่า Interaction factor  $N_h$  สำหรับชั้นดินที่มีความลึกจำกัด



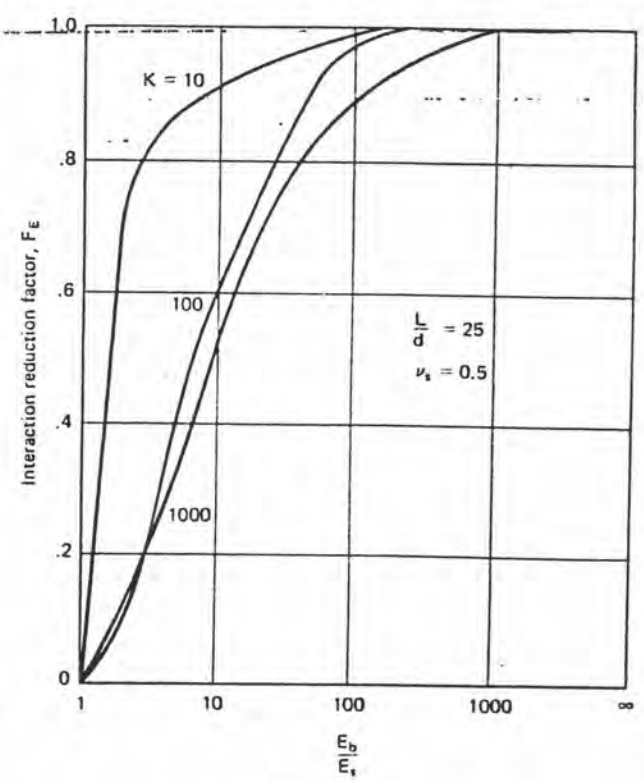
รูปที่ 2.39 ค่า Interaction factor  $\alpha_E$  สำหรับเสาเข็มดาด (end - bearing) ซึ่งมีค่า  $L/D = 10$



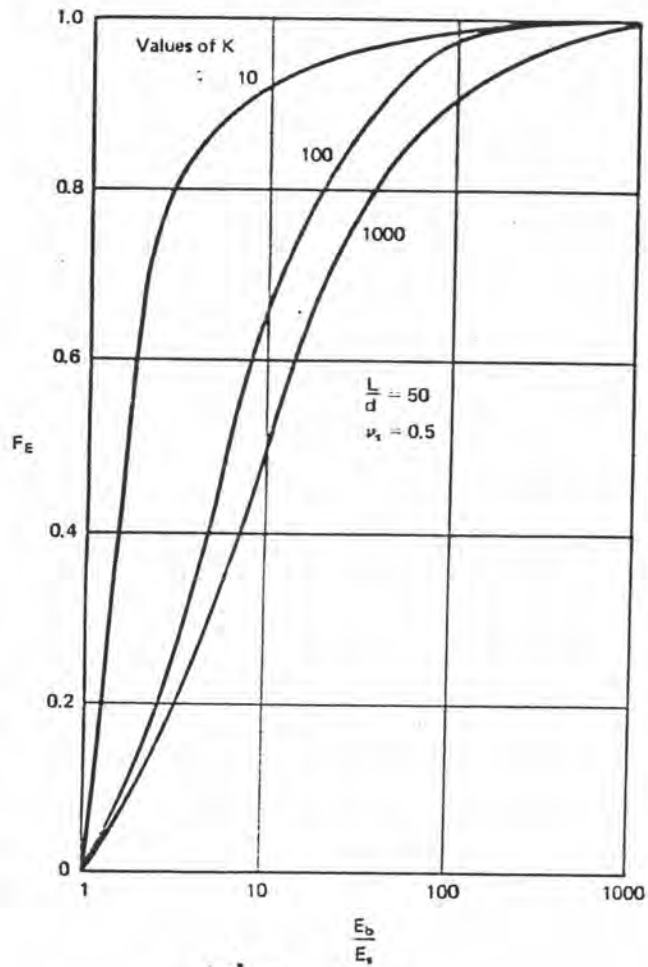
รูปที่ 2.40 ค่า Interaction factor  $\alpha_E$  สำหรับเสาเข็มดาด (end - bearing) ซึ่งมีค่า  $L/D = 25, 50$  และ  $100$



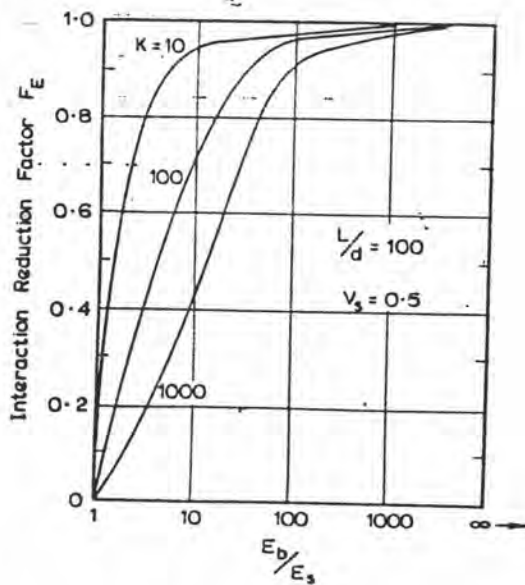
รูปที่ 2.41 a



รูปที่ 2.41 b



รูปที่ 2.41 c



รูปที่ 2.41 d

รูปที่ 2.41 ค่า Interaction reduction factor  $F_E$

ข้างต้นโดยอาศัยคุณสมบัติของเสาเข็ม  $j$  ( $k, l, d$ )  $j$

$f_{vj}$  คือ ค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม  $j$  เนื่องจากนน. ที่กระทำบนเสาเข็ม  $j$  เองโดยอาศัยวิธีการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวตามหัวข้อ 2.3.2.1

## 2.4 การทดสอบนน. บรรทุกของเสาเข็มและการทะลุลงมาตรฐาน

### 2.4.1 การทดสอบนน. บรรทุกของเสาเข็ม

จุดประสงค์ของการทดสอบนน. บรรทุกเสาเข็มเพื่อ

- ทดสอบค่านน. บรรทุกวิบัติของเสาเข็ม
- หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวและน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มโดยเฉพาะที่นน. บรรทุกใช้งาน
- ตรวจสอบความเหมาะสมของวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม

วิธีในการทดสอบที่ถูกนิยมนำใช้อย่างกว้างขวางที่สุดคือ Compression ML test ซึ่งรายละเอียดเกี่ยวกับวิธีการทดสอบและการแปลความหมายผลการทดสอบตลอดจนความคลาดเคลื่อนของผลการทดสอบจะได้เสนอต่อไป

#### 2.4.1.1 วิธีการทดสอบ

นน. บรรทุกจะถูกกระทำเป็นขั้นๆโดยคณน. บรรทุกแต่ละชั้นเอาไว้จนกว่าปริมาณการทรุดตัวไม่เพิ่มตามเวลาหรืออัตราการทรุดตัวน้อยกว่าพิกัดที่กำหนดเมื่อครบเวลาการแช่น้ำหนักต่ำสุดแล้วจึงเพิ่มนน. ในชั้น

ต่อไป ตามข้อกำหนด ASTM D1143-57T กำหนดไว้ว่าจะเพิ่มน้ำหนักชั้นต่อไป เมื่ออัตราการทรุดตัวลดลงถึง 0.012 inch/hr หรือเวลาผ่านไป 2 ชม. การเพิ่มน้ำหนักจะกระทำไปจนถึงน้ำหนักบรรทุกใช้งานและคงไว้จนอัตราการทรุดตัวอยู่ในพิสัยและครบเวลาการช้้น้ำหนักจากนั้นจึงลดน้ำหนักลงเป็นชั้นๆจนถึงศูนย์ แล้วปล่อยให้เสาเข็มลอสตัวจนปริมาณการลอสตัวคงที่แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักเป็นชั้นๆในทำนองเดียวกับการให้น้ำหนักครั้งแรกจนถึงน้ำหนักสูงสุดที่ต้องการแล้วจึงคลายน้ำหนักเป็นชั้นๆจนถึงศูนย์อีกครั้งโดยการลดน้ำหนักในแต่ละชั้นจะต้องรอให้อัตราการลอสตัวคงที่และอยู่ในพิสัยก่อนที่จะลดน้ำหนักชั้นต่อไป

#### 2.4.1.2 การแปลความหมายผลการทดสอบ

##### i) การศึกษาค่านน.บรรทุกใช้งาน

- Boston Building code กำหนดว่าน.บรรทุกทดสอบควรมีค่าอย่างน้อยเท่ากับ 2 เท่า ของน.บรรทุกใช้งานและค่าน้ำหนักทดสอบนี้ไว้อย่างน้อย 24 ชม.และจนกว่าอัตราการทรุดตัวมีค่าไม่เกิน 0.22 inch/hr โดยน.บรรทุกใช้งานไม่ควรมีค่าเกิน 1/2 ของน.บรรทุกทดสอบสูงซึ่งเสาเข็มยังไม่เกิดการวิบัติหรือปริมาณการทรุดตัวมีค่าไม่เกิน 1/2 inch

- Building laws of the city of NYK. กำหนดว่าน.บรรทุกใช้งานจะมีค่าเท่ากับ 1/2 ของน.บรรทุกทดสอบสูงสุดโดยเมื่อคลายน.บรรทุกนี้ ออกเป็นเวลา 24 ชม.แล้วปริมาณการทรุดตัวของเสาเข็มที่ค้างอยู่จะต้องมีค่าไม่เกิน 0.01 inch ต่อน.บรรทุกทดสอบสูงสุด(ต้น)

- W.H. Rabe แนะนำว่าน.บรรทุกใช้งานมีค่าเท่ากับ 1/2 และ 1/3 ของน.บรรทุกทดสอบในกรณีของน.ใช้งานแบบ static และ dynamic ตามลำดับ โดยน.บรรทุกทดสอบที่กล่าวถึงนี้จะต้องมีปริมาณการทรุดตัวรวมไม่เกิน 0.03 inch ต่อน.ทดสอบที่เพิ่มขึ้น(ต้น)

- R.L. Nordlund แนะนำว่านน.บรรทุกใช้งานมีค่าเท่ากับ  $1/2$  และ  $1/3$  ของนน.บรรทุกทดสอบในกรณีของนน.ใช้งานแบบ static และ dynamic ตามลำดับ โดยนน.บรรทุกทดสอบตามที่กำหนดนี้จะต้องมีปริมาณการทรุดตัวรวมหรือพลาสติกไม่เกิน 0.05 หรือ 0.03 inch ต่อนน.บรรทุกทดสอบที่เพิ่มขึ้น (ตัน) ตามลำดับ

- United states steel Co. กำหนดว่าค่านน.บรรทุกใช้งานมีค่าเท่ากับ  $2/3$  ของค่านน.บรรทุกทดสอบที่ปริมาณการทรุดตัวไม่มากเกินไปและความสัมพันธ์ระหว่าง  $P$  และ  $\mu$  ยังคงอยู่ในรูปเส้นตรง

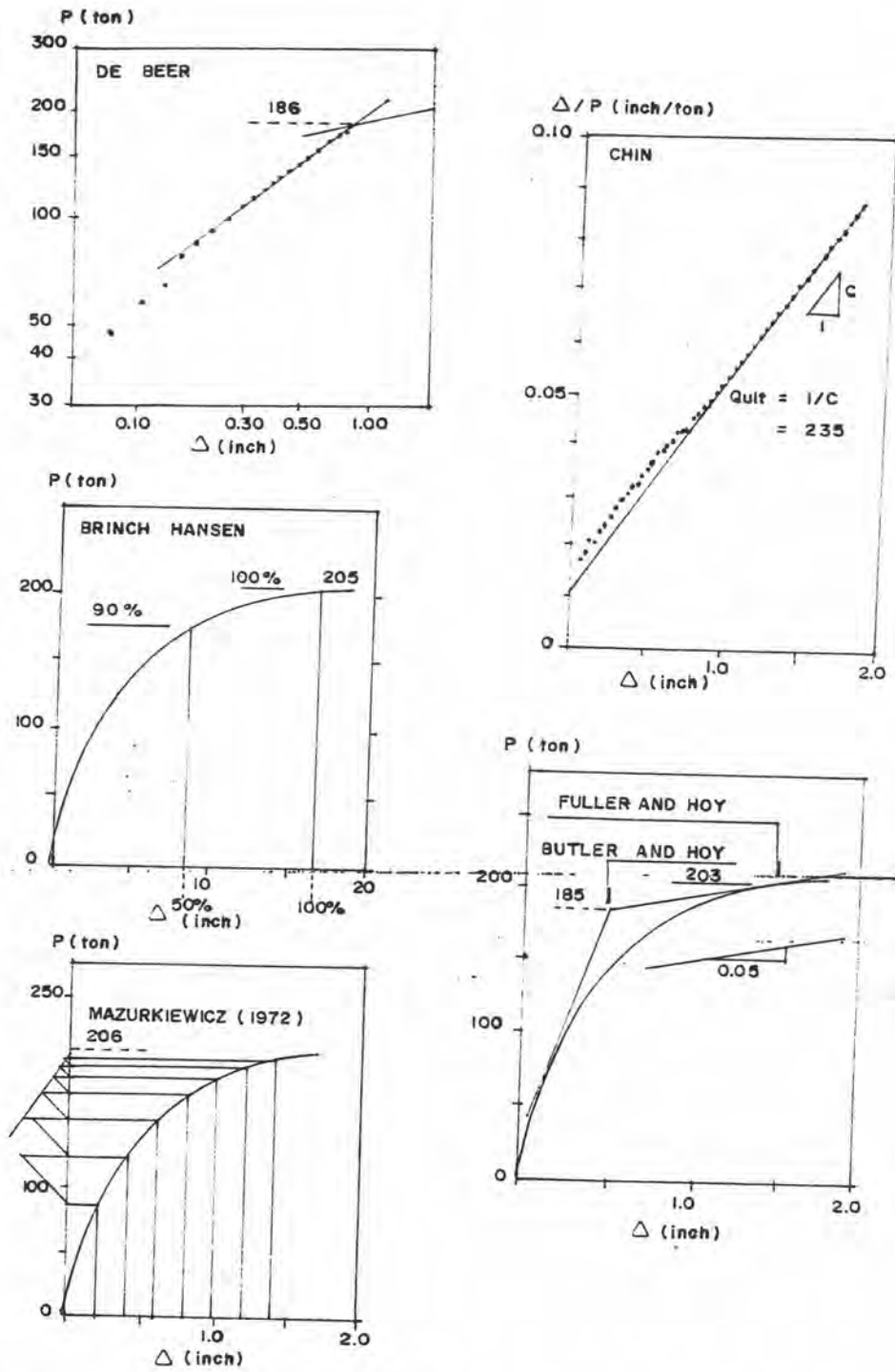
#### ii) การศึกษานน.บรรทุกวิบัติ

- Terzaghi(1943) แนะนำว่านน.บรรทุกประลัยมีค่าเท่ากับนน.บรรทุกที่ประมาณการทรุดตัวมีค่าเท่ากับ  $0.1D$  เมื่อ  $D$  คือขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลาง

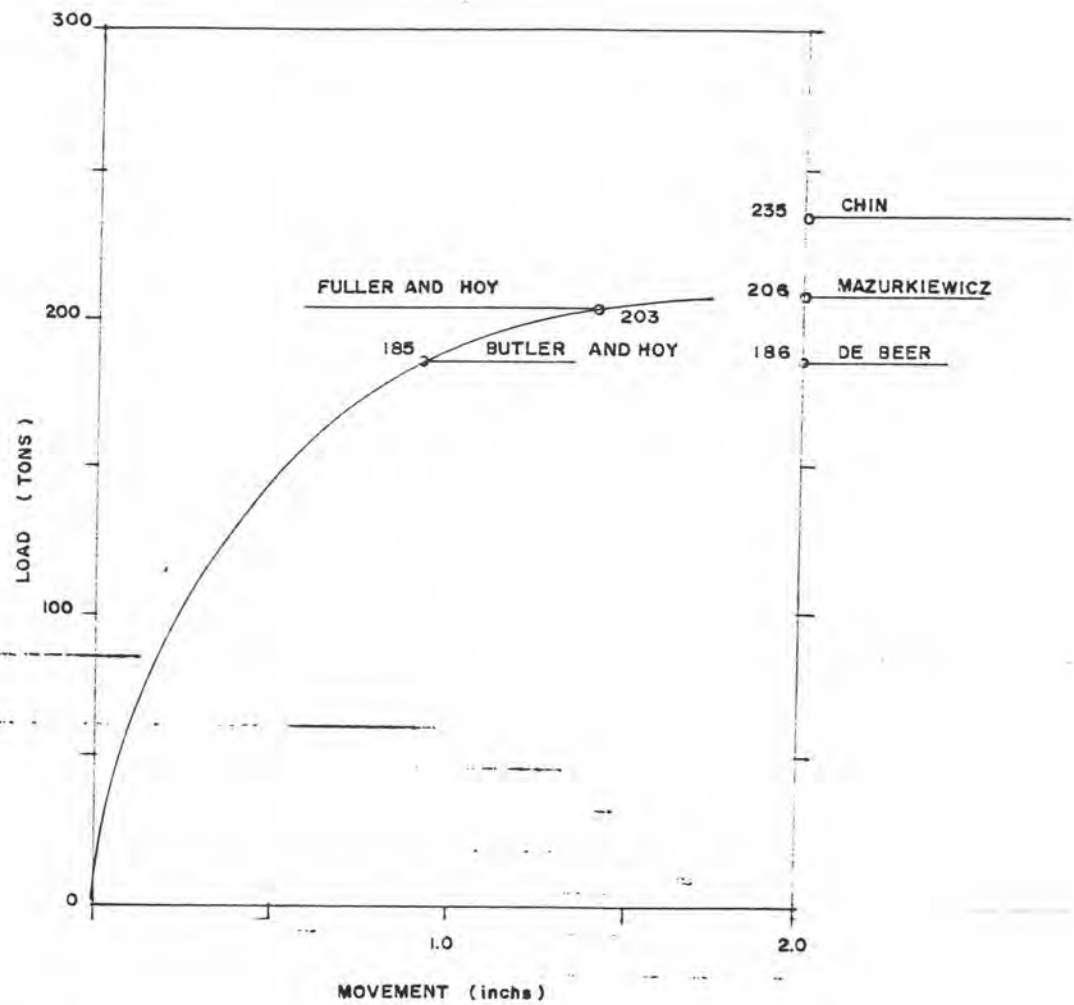
- Civil Engineering Code of Practice No 4 1954 กำหนดว่านน.บรรทุกประลัยมีค่าเท่ากับค่านน.บรรทุกที่ปริมาณการทรุดตัวเพิ่มขึ้นไม่หยุดโดยนน.บรรทุกมีค่าคงที่

- De Beer(1967);Chin(1970); Fuller & Hoy(1970); Davisson(1972 ); Mazurkiewicz(1972) และ Butler & Hoy(1977) ได้เสนอวิธีการในการประมาณค่านน.ประลัยของเสาเข็มโดยอาศัยหลักเกณฑ์ทางคณิตศาสตร์ที่แตกต่างกันดังแสดงในรูป 2.42 Fellenius(1980) ได้เสนอการเปรียบเทียบค่ากำลังรับนน. ของเสาเข็มตามวิธีการต่างๆข้างต้นดังแสดงในรูป 2.43





รูปที่ 2.42 แสดงวิธีการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกวิกฤติ (Ultimate load) ตามวิธีซึ่งเสนอโดยนักวิจัยต่างๆ ที่ผ่านมา



รูปที่ 2.43 แสดงบทสรุปของผลการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกวิกฤติ (Ultimate load) ตามการคาดคะเนของนักวิจัยต่างๆ

#### 2.4.2) การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (standard penetration test)

จากที่ผ่านมามีความเข้าใจกันว่า stiffness และน้ำหนักของเหล็กแกน (drillrod) ซึ่งต่อกับกระบอกลูกตุ้ม (sampler) จะมีผลต่อจำนวนการตอก (Blowcount) กระบอกลูกตุ้มลงไปดินที่ระยะที่กำหนด ซึ่งจากการศึกษาของ Gibbs & Holtz (1957) และ Brown (1977) พบว่าความเข้าใจดังกล่าวไม่ถูกต้องเท่าใดนัก จากการศึกษาของ Marcusson & Bieganousky (1977) พบว่าการทดสอบดินชนิดหนึ่งๆ ซึ่งมีค่า  $6'_{\text{v}_0}$  คงที่จะให้ค่า SPT(N) ไม่แปรผันมากนัก จากการศึกษาของนักวิจัยจำนวนมากพบว่า 1) ชนิดของดิน 2) ความหนาแน่นของดิน และ 3) หน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักของดิน (effective overburden pressure ;  $6'_{\text{v}_0}$ ) ต่าง มีผลต่อค่า SPT(N) ทั้งสิ้น

แม้ว่าวิธีการทดสอบ SPT จะมีข้อบกพร่องไม่น้อย แต่อย่างไรก็ตาม การทดสอบ SPT ก็ยังเป็นที่ยอมรับอย่างแพร่หลายอันเนื่องจากเหตุผลหลายประการดังนี้คือ

- 1) ค่าใช้จ่ายต่ำ
- 2) ข้อมูลที่ได้รับค่อนข้างถี่ (ทุก 0.76 m) อีกทั้งข้อมูลที่ได้รับจะครอบคลุมถึง 60 เปอร์เซ็นต์ของชั้นดินทั้งหมด
- 3) แม้การทดสอบจะกระทำบนดินที่ถูกรบกวน แต่ผลการทดสอบก็ยังใช้หาค่ากำลังรับแรงและค่าดรรชนีต่างๆ ได้และตัวอย่างที่เก็บได้สามารถนำมาใช้ในการจำแนกดิน
- 4) เครื่องมือที่ใช้ทดสอบมีอายุการใช้งานมาก

5) ข้อมูล SPT(N) จะมีการรวบรวมและสะสมไว้เพื่อขยายขอบข่ายการใช้ประโยชน์ออกไปอย่างต่อเนื่อง

ค่าปรับแก้สำหรับค่า SPT(N) อันเนื่องมาจากผลของ overburden ถูกเสนอโดย Gibbs & Holtz (1957) ซึ่งค่าปรับแก้ดังกล่าวได้ถูกใช้อย่างแพร่หลาย อย่างไรก็ตามในการศึกษาในเวลาต่อมาพบว่าค่าปรับแก้ดังกล่าวให้ค่าที่ conservative เกินไป

Bazaraa (1967) ได้เสนอค่าปรับแก้อันเนื่องมาจากผลของ  $6'_{vo}$  ดังนี้

$$i) \quad 6'_{vo} \leq 75 \text{ kpa}$$

$$N' = 4N / (1 + X_1 6'_{vo}) \quad (2.25)$$

$$X_1 = 0.04$$

$$ii) \quad 6'_{vo} > 75 \text{ kpa}$$

$$N' = 4N / (3.25 + X_2 6'_{vo}) \quad (2.26)$$

$$X_2 = 0.01$$

เมื่อ  $6'_{vo}$  คือ effective overburden pressure (kpa)

N คือ ค่า SPT(N) ที่ได้จากการทดสอบ

N' คือ ค่า SPT(N) ที่ปรับแก้แล้ว

โดยการปรับแก้ข้างต้นมีค่าแนะนำบางประการดังนี้

- 1)  $N' < N$  เมื่อ  $\sigma'_{vo} \leq 75$  kpa
- 2)  $N' > N$  เมื่อ  $\sigma'_{vo} > 75$  kpa
- 3) ความสัมพันธ์ข้างต้นใช้ไม่ได้ในกรณีที่  $D_r < 0.5$
- 4) ค่า  $N'$  ไม่ควรมีค่าเกิน  $2N$  หรือ น้อยกว่าค่า  $N$  มากๆ

สำหรับ fine หรือ ทรายแป้งที่แน่นมากซึ่งความดันน้ำลดลงจากการทดสอบ แล้ว Terzaghi & Peck (1948) แนะนำว่าค่า  $N$  จะถูกปรับแก้เป็นค่า  $N'$  เมื่อ  $N$  มีค่าสูงกว่า 15 โดยมีการปรับแก้ดังนี้

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \dots \dots \dots (2.27)$$

Bazaraa (1967) ได้เสนอค่าปรับแก้สำหรับดินประเภทเดียวกันนี้ในกรณีที่  $N > 15$  ดังนี้

$$N' = 0.6N \dots \dots \dots (2.28)$$

สำหรับการทดสอบ Penetration ในชั้นดินที่มีกรวดผสมอยู่จะต้องแปลความหมายผลการทดสอบทดสอบอย่างระมัดระวังเนื่องจากชั้นของกรวดจะมีอิทธิพลต่อผลการทดสอบค่อนข้างสูงโดยทั่วไปแล้วควรที่จะใช้ค่าเฉลี่ยของ  $N$  ของชั้นดินที่ระดับที่ต้องการจากหลายๆหลุมเจาะโดยค่า  $N$  ที่จะไม่นำมาคิดค่าเฉลี่ยคือค่า  $N$  ที่มีค่าสูงหรือต่ำเกินไปซึ่งอาจเป็นผลจากการที่กระบอกทดสอบทะลุทะลวงผ่านกรวดหรือช่องว่างในดินตามลำดับ

เริ่มแรกที่เดิยวการทดสอบ SPT ถูกนำมาใช้สำหรับ cohesionless soil เพื่อจะได้ไม่ต้องเก็บตัวอย่างดินขึ้นมา ในระยะต่อมากการทดสอบ SPT ได้ถูกนำไปใช้อย่างแพร่หลายกับดินทุกประเภทซึ่งรวมถึงการทดสอบเพื่อหาค่า  $q_u$  ของชั้นดิน cohesive การทดสอบจะกระทำทุกๆ 2.5 ฟุตหรือ 1 เมตรโดยจะเริ่มทดสอบที่ระดับ 2.5 ฟุตหรือ 1 เมตรจากผิวดินและการทดสอบจะสิ้นสุดที่ระดับ 2D หรือ 3D ได้ระดับฐานรากหรืออาจขยายลงไปถึงชั้นหิน อย่างไรก็ตามในระดับความลึกต่ำกว่าได้ฐานรากเกิน 3D ลงไป อาจจะทดสอบ SPT ทุกๆ 5 ฟุตหรือ 2 เมตรก็ได้

ในการเลือกใช้ค่า  $N$  จากผลการทดสอบ SPT นั้นมีความเห็นหลายประการ ดังนี้

- เลือกค่าที่ต่ำที่สุดซึ่งแน่นอนที่เดิยวว่า conservative มาก
- ใช้ค่าเฉลี่ยของ  $N'$  ของชั้นดิน ณ.ระดับที่ต้องการจากหลายหลุมเจาะในพื้นที่เดิยวกัน
- ใช้ค่าเฉลี่ยของ  $N$  ของชั้นดินที่ระดับเหนือฐานราก, ฐานรากและใต้ฐานราก

และแน่นอนที่เดิยวที่จะต้องไม่ลืมพิจารณาชั้นดินที่มีค่า  $N$  ต่ำซึ่งอาจเป็นชั้นดินที่มีปัญหาทางด้านการทรุดตัว

จากการศึกษาการทดสอบ SPT โดยนักวิจัยหลายท่านเช่น Schmertmann (1975) , De mello(1971)และ Bazaraa(1967) เป็นต้นโดยบทสรุปเสนอว่า เป็นการยากที่จะให้ผลการทดสอบดินชนิดหนึ่งๆมีค่าคงที่ อันเนื่องจากเหตุผลเหล่านี้คือ

- อิทธิพลของหน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักดิน (effective

overburden pressure) เพราะการทดสอบ SPT ดินที่ความหนาแน่นหนึ่งๆที่ระดับใกล้ผิวดินจะได้ค่า N ที่ต่ำกว่าปกติ

- ระยะตกกระทบ (760 มม.) ควบคุมให้คงที่ยาก
- มีความผิดพลาดเกิดขึ้นระหว่างลูกตุ้มกับราง
- driving shoe ถูกทำให้เสียหายเนื่องจากการตอกในชั้นหินหรือ

ดินปนหิน

- เกิดความผิดพลาดในการติดตั้งกระบอกเก็บตัวอย่างดินเหนือ undisturb soil ที่ก้นหลุมเจาะ
- ทำความสะอาดและเอาดินที่หลวมออกจากก้นหลุมไม่หมด
- เกิดความผิดพลาดในการรักษาระดับความดันน้ำที่ก้นหลุมทำให้เกิดสภาพ quick

- ปลายกระบอกเก็บตัวอย่างดินกระทบก้นหินหรือกรวด
- ขาดความระมัดระวังในการ drill crew

## 2.5 ความสัมพันธ์แบบ Empirical ระหว่างค่า SPT(N) กับ ค่า soil parameter อื่นๆ

### 2.5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับค่า Parameter ของดิน cohesionless

เนื่องจากการเก็บตัวอย่าง (sample) ดิน cohesionless

(เพื่อนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่า soil parameter) โดยให้มีการรบกวนน้อยที่สุดนั้นกระทำได้ยาก ดังนั้นจึงจำเป็นต้องอาศัยการทดสอบการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานซึ่งเป็นการทดสอบในสนามเพื่อหาค่า soil parameter ทางอ้อมและเป็นวิธีนิยมใช้กัน ความสัมพันธ์ระหว่างค่า soil parameter กับ N จึงเป็นสิ่งจำเป็น หัวข้อนี้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่าง N กับคุณสมบัติของดินที่มีอยู่ในเอกสารอ้างอิง

#### 2.5.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ $\phi$

i) Gibbs และ Holtz (1957) ทำการศึกษาโดยอาศัยทฤษฎีแรงต้านทานของฐานรากโดยใช้ทฤษฎี rigid plastic และตั้งสมมุติฐานว่า SPT(N) สัมพันธ์กับค่า soil parameter ในสมการทั่วไปของกำลังรับแรงเฉือนของดิน ( $S = C + \sigma \tan \phi$ ) ดังแสดงในสมการ (2.29)

$$\text{SPT}(N) = F \left[ 6'_{\text{vo}} \tan^2 \left( \pi/4 + \phi/a \right) e^{\pi \tan \phi} + (C/\tan \phi) \left\{ \tan^2 \left( \pi/4 + \phi/2 \right) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right\} \right] \dots (2.29)$$

เมื่อ C คือ apparent cohesion ของดินทรายละเอียดแห้ง  
(ตัน/ตร.ฟุต)

$6'_{\text{vo}}$  คือ ความเค้นประสิทธิผลของดินในแนวดิ่ง (ตัน/ตร.ฟุต)

$\phi$  คือ มุมเสียดทานภายในของดิน (องศา)

SPT(N) คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน

ii) Meyerhof (1956) และ Peck (1958) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง SPT(N) กับ  $\phi$  ดังแสดงตามรูปที่ 2.44 และ



ตามตาราง 2.4 โดยค่าซึ่งเสนอโดย Peck(1958) จะมีค่าต่ำกว่าเล็กน้อย

ตารางที่ 2.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ  $\phi$

ค่า N (Blow/ft)	มุมเสียดทานภายใน $\phi$ (องศา)	
	เสนอโดย Peck	เสนอโดย Meyerhof
0 - 4	น้อยกว่า 28.5	น้อยกว่า 30
4 - 10	28.50 - 30.00	30 - 35
10 - 30	30.00 - 36.00	35 - 40
30 - 50	36.00 - 41.00	40 - 45
มากกว่า 50	มากกว่า 41	มากกว่า 45

หมายเหตุ สำหรับค่าซึ่งเสนอโดย Meyerhof

- ค่า  $\phi$  ในตารางใช้กับ uniform sand
- ในกรณี silty sand ให้ลด  $\phi$  ตามตารางลง 5 องศา
- ในกรณี wellgrade sand แล้วค่า  $\phi$  จะสูงกว่าในตาราง
- ในกรณีที่ทรายปนกรวดให้เพิ่มค่า  $\phi$  ขึ้น 5 องศา
- ในกรณีที่ทรายเม็ดละเอียดและทรายปนซิลท์จะต้องปรับแก้ค่า N เมื่อค่า N ที่วัดได้มากกว่า 15 ด้วยสูตร  $N' = 15 + (1/2)(N - 15)$  โดย N เป็นค่าที่วัดได้ในสนามและ  $N'$  เป็นค่าที่นำไปใช้กับตาราง
- ในบางกรณีอาจจำเป็นต้องปรับแก้ค่า N ตามรูป 2.45 ตามวิธีของ Peck Hansen Thornburn(1974)

iii) Peck Hanson & Thornburn(1974)

ได้เสนอเส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง SPT(N) กับ  $\phi$  ดังแสดงในรูป 2.9 ซึ่งค่า N ที่เอามาใช้หาค่า  $\phi$  นี้จะต้องปรับแก้ค่า N ที่วัดได้ในสนาม เนื่องจากอิทธิพลของความดันประสิทธิผลจากน้ำหนักดินชั้นบนจากในรูป 2.45 ก่อน เพื่อเทียบกับค่า N เป็นค่ามาตรฐานเมื่อวัดที่ความกดดินประสิทธิผลมีค่า 1 ตัน/ฟุต<sup>2</sup> (หรือประมาณ 10 kN/m<sup>2</sup>) เพื่อนำไปหาค่า  $\phi$

iv) Parry(1977) เสนอสูตรเพื่อใช้ในการคำนวณกำลังรับหน่วยแรงต้านทานดังนี้

$$\phi = 25 + 28 \sqrt{N/6'_{v_0}} \dots \dots \dots (2.30)$$

เมื่อ  $6'_{v_0}$  คือ ความดันประสิทธิผลจากน.ดินชั้นบน (ตัน/ตร.ฟุต)

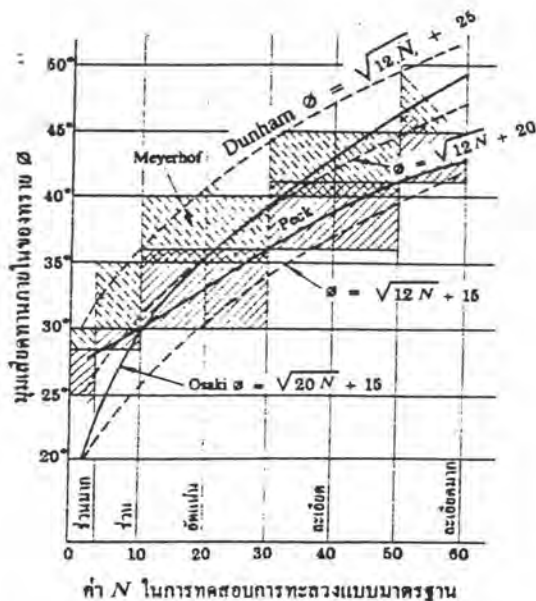
N คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Blow/ft)

$\phi$  คือ ค่า internal friction (องศา)

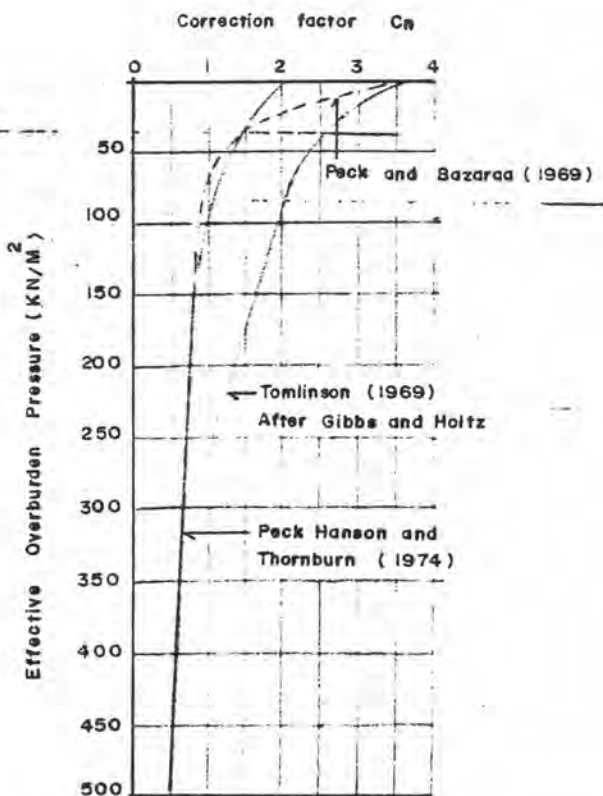
v) วีรนนท์(2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ ซึ่งได้จากการวิเคราะห์กลับผลการทดสอบน.บรรทุกเสาเข็มตอกในทรายปนดินเหนียว (clayey sand) ของชั้นดินกรุงเทพ ตามรูป 2.8 ดังนี้

$$\phi = 12.041 N^{0.162} \dots \dots \dots (องศา) \dots \dots \dots (2.31)$$

เมื่อ  $\phi$  คือ ค่ามุมเสียดทานภายในสมมูลซึ่งรวมผลของ  $\phi$  และ



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายใน  $\phi$  กับค่า  $N$  ในทราย (Peck (1958), Meyerhof (1956))



รูปที่ 2.45 แพลตฟอร์มที่ใช้ปรับแก้ค่า  $N$  ในดิน cohesionless soil เนื่องจากอิทธิพลของความกดดันประสิทธิผลจากน้ำหนักดินชั้นบน ที่เสนอโดย Peck, Hansen และ Thornburn (1974)

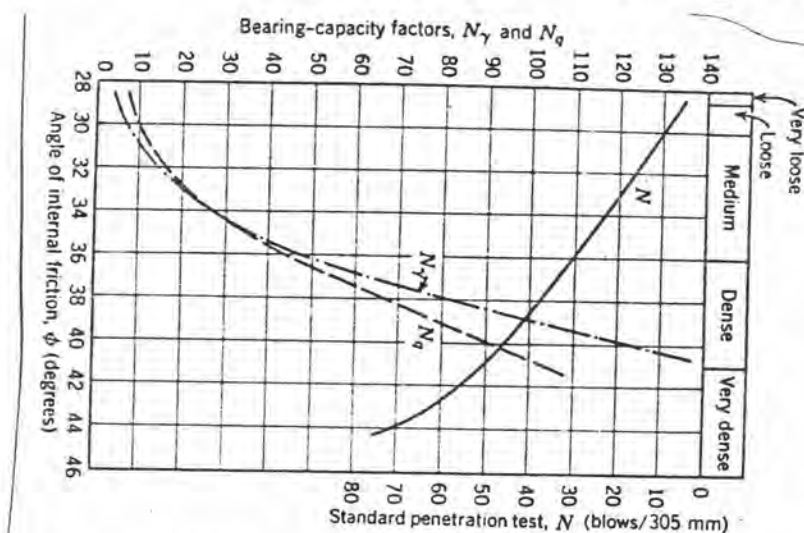
cไว้ด้วยกัน (องศา)

N คือ ค่าทะลุทะลวงมาตรฐานที่ยังไม่ปรับแก้ (ครึ่งต่อฟุต)

2.5.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับตัวประกอบวิสัยรับแรงทาน (Bearing capacity factor)

i) Peck, Hansen & Thornburn (1974)

ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N_c, N_q$  กับ SPT(N) ดังแสดงในรูป 2.46



รูปที่ 2.46 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวประกอบรับแรงต้านปลายเสาเข็มและค่า  $N$  (SPT) กับค่ามุมเสียดทานภายใน (Peck, Hansen and Thornburn (1974))

2.5.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างเสาเข็ม (skin friction) และหน่วยแรงต้านปลายเสาเข็ม (End bearing capacity)

i) Meyerhof (1956) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง SPT(N) กับ  $f_s$  ,  $q_{ult}$  สำหรับเสาเข็มตอกไว้ดังนี้คือ

$$f_s = N_s / 50 \quad \dots \dots \dots (2.32)$$

$$= N_s / 100 \quad \dots \dots \dots (2.33)$$

$f_s$  คือ หน่วยแรงเสียดทานวิบัติ (ตันต่อตร.ฟุต)

N คือ ค่า N เฉลี่ยตลอดความยาวของเสาเข็ม (Blow/ft)

- หมายเหตุ
- ใช้ค่าความปลอดภัยกับ F.S. เท่า 3
  - กรณี tapered driven pile ซึ่งตีลงมากกว่า 1 เปอร์เซ็นต์ให้ใช้ค่าเท่ากับ 1.5 เท่าของค่าซึ่งเสนอตามสมการ(2.32)
  - กรณีเสาเข็มเจาะให้ใช้เพียง 1/2 ของค่าตามสมการ(2.32)
  - ตามสมการ 2.33 ค่า  $f_s$  จะมีค่าไม่เกิน 1 ตันต่อตารางฟุต
  - สมการ(2.32)และ(2.33)ใช้สำหรับเสาเข็มคอนกรีตและเสาเข็มเหล็กรูปตัว H ตามลำดับ

$$q_{ult} = 4Nb \quad \dots \dots \dots (2.34)$$

เมื่อ  $q_{ult}$  คือ หน่วยแรงวิบัติที่ปลายเสาเข็ม (ตัน/ตารางฟุต)

Nb คือ ค่า SPT(N) ของดินที่ปลายเสาเข็ม (Blow/ft)

ii) วีรนนท์(2526) ได้เสนอสมการความสัมพันธ์ระหว่าง ค่า SPT(N)กับ  $f_s$  และ  $q_u$  ของเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงตอกในชั้นดินทรายปนดินเหนียวในชั้นดินกรุงเทพฯไว้ดังนี้คือ

$$f_s = 0.007 \ 6'_{v_0} \ N_s \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \quad \dots \dots \dots (2.35)$$

$$q_b = 0.394 \ 6'_{v_0} \ N_b \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \quad \dots \dots \dots (2.36)$$

เมื่อ  $6'_{v_0}$  คือ ค่าเฉลี่ยของค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งของดิน เฉพาะในชั้นดินทรายปนดินเหนียวจนถึงระดับปลายเสาเข็ม (ตัน/ตร.ม.)

$N_s$  คือ ค่าเฉลี่ยของ SPT(N) ที่ไม่ต้องปรับแก้ตลอดความยาวของเสาเข็มในส่วนที่อยู่ชั้นทราย (Blow/ft)

$N_b$  คือ ค่า SPT(N) ที่ไม่ต้องปรับแก้ที่ปลายเสาเข็ม

$f_s$  และ  $q_b$  คือ หน่วยแรงผิ่วัดด้านข้างและหน่วยแรงด้านวิบัติ ปลายเสาเข็มตามลำดับ

## 2.5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับค่า soil parameter ของ cohesive soil

แม้ว่าการเก็บตัวอย่างดิน cohesive soil เพื่อนำมาทดสอบหาค่า soil parameter โดยตรงสามารถกระทำได้ง่ายอย่างไรก็ตามในบางกรณีอาจจำเป็นต้องหาค่า soil parameter โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับค่า soil parameter เช่นกรณีดินมีระดับความลึกมากๆซึ่งการเก็บตัวอย่างกระทำได้ยาก เป็นต้น

### 2.5.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT(N) กับกำลังรับหน่วยรับแรงอัดแบบไม่จำกัด (Unconfined compressive strength $q_u$ ) และกำลังรับ

หน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength  $S_u$ )

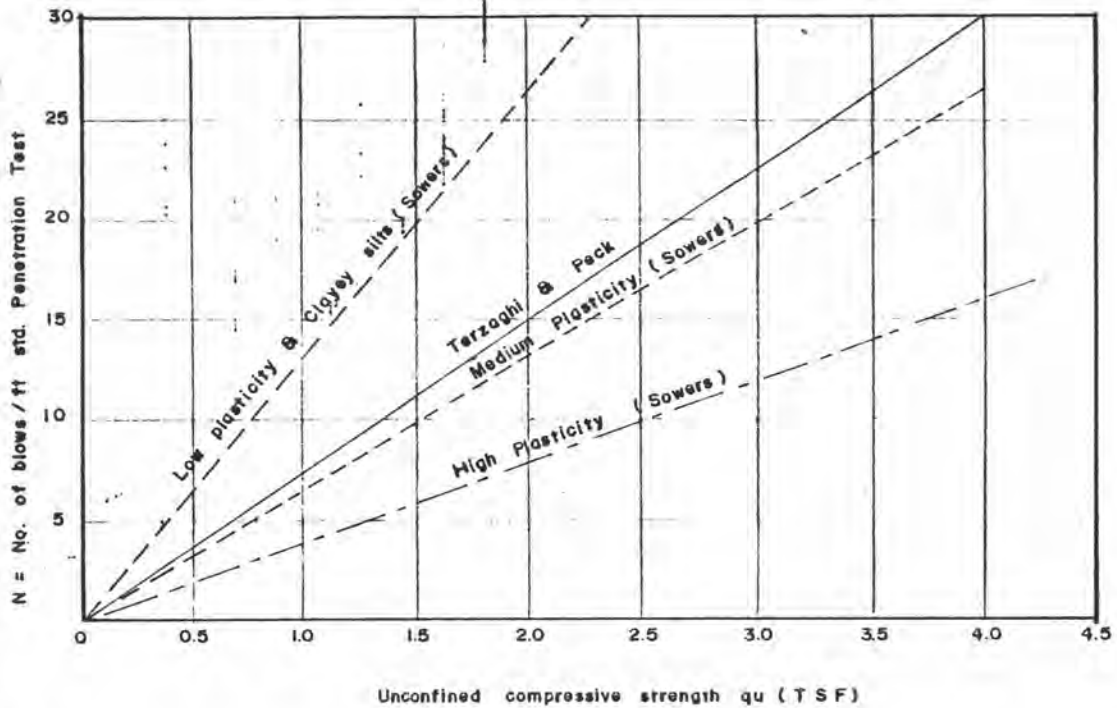
i) Terzaghi & Peck(1948) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับ  $q_u$  ไว้คือ

$q = 0.12$  ถึง  $0.13N$  หรือประมาณ  $N/8$  ksc ดังแสดงในตาราง 2.5

ตารางที่ 2.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ  $q_u$

ค่า N (Blow/ft)	$q_u$ (ksc)	consistency
น้อยกว่า 2	น้อยกว่า 0.25	very soft
2 - 4	0.25 - 0.50	soft
4 - 8	0.50 - 1.00	medium
8 - 15	1.00 - 2.00	stiff
15 - 30	2.00 - 4.00	very stiff
มากกว่า 30	มากกว่า 4.00	hard

ii) Sower(1961) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT(N) กับ  $q_u$  โดยแยกความสัมพันธ์ตาม plasticity ของดินดังแสดงในรูป 2.48 ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบกับค่าซึ่งเสนอโดย Terzaghi & Peck(1948) ด้วย



รูปที่ 2.47 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $q_u$  กับค่า  $N$ (SPT) ของดินเหนียว  
เสนอโดย Sowers(1961) NAVDOCKS DM - 7

iii) วีรนนท์(2526) เสนอความสัมพันธ์  
ระหว่าง SPT(N) กับ  $q_u$  สำหรับงานออกแบบเสาเข็มของชั้นดินเหนียวแข็งชั้น  
แรกในกรุงเทพฯไว้ดังนี้

$$\text{กรณี CH} : q_u = 0.1374 N \text{ ksc.} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\text{กรณี CL} : q_u = 0.1035 N \text{ ksc.} \dots\dots\dots (2.38)$$

2.5.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT(N) กับหน่วยแรงฝืด  
ด้านข้างเสาเข็ม (skin friction  $f_s$ ),  
หน่วยแรงต้านปลายเสาเข็ม (End bearing  
capacity  $q_p$ )



i) Meyerhof (1956) เสนอความสัมพันธ์  
ระหว่าง SPT(N) กับ  $f_s$  สำหรับเสาเข็มตอกไว้คือ

$$f_s = 2N \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots \dots \dots (2.39)$$

โดย  $f_s$  มีค่าไม่เกิน  $100 \text{ kN/m}^2$

ii) วีรนนท์ (2526) เสนอความสัมพันธ์  
ระหว่าง SPT(N) กับ  $f_s$  และ  $q_b$  สำหรับเสาเข็มควรถอกในชั้นดินเหนียว  
แข็งชั้นแรกที่กรุงเทพฯ ดังนี้

$$f_s = 0.28 N_s \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \quad \dots \dots \dots (2.40)$$

$$q_b = 5.75 N_b \quad (\text{ตัน/ตร.ม.}) \quad \dots \dots \dots (2.41)$$

เมื่อ  $N_s$  คือ ค่าเฉลี่ยของ SPT(N) ของชั้นเหนียวดินแข็งตลอดความยาว  
ของเสาเข็ม (Blow/ft)

$N_b$  คือ ค่า SPT(N) ที่ชั้นดินเหนียวแข็งตรงปลายเสาเข็ม (Blow/ft)

$f_s$  และ  $q_b$  คือ หน่วยแรงสี่มิติด้านข้างและหน่วยแรงด้านมิติ  
ปลายเสาเข็มตามลำดับ (ตันต่อตร.ม.)