

เอกสารคำสอนวิชา วิศวกรรมฐานราก
Foundation Engineering



ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Shallow foundation

ในการออกแบบฐานรากดินจะต้องมั่นใจว่า

1 มีเสถียรภาพต่อการวิบัติ (stability)

ไม่เกิดการวิบัติของดินใต้ฐานราก

2 ต้องไม่เกิดการทรุดตัวที่มากเกินไป (settlement)

Code สำหรับการก่อสร้างอาคารทั่วไปยอมให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากได้ไม่เกิน 25 mm เพื่อที่ differential settlement ของฐานรากจะยังอยู่ในช่วงที่ยอมให้ได้ ซึ่งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต้องไม่เกินค่าที่กำหนด

Stability

Ultimate Bearing Capacity

Mode of failure

Failure การที่ดินเกิด shear stress ขึ้นสูงสุดเท่าที่ดินสามารถรับได้(เท่ากับ shear strength ของดิน)

การวิบัติสำหรับ shallow foundation ขึ้นกับชนิดของดิน (ใช้รูป 8-13 ของ G.E. BARNES)

- ถ้าดินมีความแข็งมากยุบตัวได้ค่อนข้างยากเช่น very dense sand, saturate clay in undrained condition (fast loading) และ stiff clay การวิบัติของฐานรากจะเกิดจากการวิบัติของดินใต้ฐานรากลักษณะที่สามารถสังเกตได้คือเกิดการบวมตัว (heave) ของผิวดินรอบฐานรากรวมทั้งจะเกิดการเอียง (tilting) ของฐานรากไปทางด้านใดด้านหนึ่ง จากกราฟระหว่าง load และ settlement จะพบว่าการวิบัติแบบนี้มักจะเกิดแบบทันทีทันใด (sudden failure)
- ถ้าดินมีความแข็งมากยุบตัวได้เล็กน้อยเช่น medium dense sand การวิบัติของฐานรากจะเกิดจากการวิบัติของดินใต้ฐานรากลักษณะที่สามารถสังเกตได้คือเกิดการบวมตัว (heave) ของผิวดินรอบฐานราก จากกราฟระหว่าง load และ settlement การวิบัติจะไม่เกิดขึ้นทันทีทันใดสามารถสังเกตเห็นการเคลื่อนตัวอย่างมากของฐานรากก่อนเกิดการวิบัติ
- ในกรณีที่ดินสามารถยุบอัดตัวได้มากเช่น loose sand, partially saturate clay, NC clay in drained condition และ peat การเคลื่อนตัวในแนวตั้งของฐานรากจะเกิดจากการยุบตัวของดินรวมทั้งเกิดการเฉือนแบบกด (punching shear) ด้วยลักษณะที่สามารถสังเกตได้คือจะไม่มีการบวมตัว และ tilting เกิดขึ้นแต่จะเห็นว่าฐานรากเกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งอย่างมาก จากกราฟระหว่าง load และ settlement การวิบัติจะไม่เกิดขึ้นทันทีทันใดสามารถสังเกตเห็นการเคลื่อนตัวอย่างมากของฐานรากก่อนเกิดการวิบัติ

Bearing Capacity

(ใช้รูปที่ 3.3 ของ B. J. DAS third edition)

$$q_{ult} = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

(1.1)

โดยที่

γ = bulk unit weight ของดิน

p_o overburden pressure ที่ระดับฐานราก

B width of the foundation

N_c, N_q and N_γ bearing capacity factor ซึ่งขึ้นกับค่ามุมความเสียดทานเพียงอย่างเดียว

ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่าง N_c, N_q, N_γ กับค่ามุมความเสียดทานแสดงใน(ตารางที่ 3.4ของ B. J. DAS third edition)

ซึ่ง

cN_c เนื่องจาก cohesion และ friction ของดิน

$p_o N_q$ เนื่องจาก surcharge ที่ระดับฐานรากและ friction ของดิน

$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ เนื่องจาก น้ำหนักของมวลดินใต้ฐานรากต่อหน่วยพื้นที่ (γB) และ friction ของดิน

นิยมจัดในรูป

$$q_{ult} = cN_c + p_o(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + p_o$$

สูตรในการคำนวณค่า Bearing Capacity ของดินเป็นการ derive มาจากลักษณะการวิบัติแบบ general shear failure ของฐานรากแบบ strip footing

ในกรณีที่เกิดการวิบัติแบบ local shear failure จะสมมติว่า

$$\bar{c} = \frac{2}{3} c$$

$$\tan \bar{\phi} = \frac{2}{3} \tan \phi$$

ดังนั้นจะได้ ultimate bearing capacity กรณี strip footing

$$q'_{ult} = \bar{c} N'_c + p_o N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Shape and depth factors

- Shape factor

สมการ(1.1)เป็นสมการสำหรับหาค่า bearing capacity ของดินซึ่ง เป็นกรณีของ strip footing ซึ่งทำให้เกิดการเฉือนในลักษณะ 2 มิติสำหรับฐานรากรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า bearing capacity ของดินจะมีผลเนื่องจากการเฉือนของดินบริเวณปลายทั้งสองด้านของฐานรากเข้ามาเกี่ยวข้องด้วย ส่วนฐานรากรูปวงกลมลักษณะการวิบัติของดินใต้ฐานรากจะเป็นลักษณะการเฉือนแบบ 3 มิติ

ดังนั้นรูปร่างของฐานรากจึงมีผลต่อ bearing capacity ของดินซึ่ง bearing capacity ของดินเนื่องจากฐานรากรูปร่างต่างๆสามารถหาได้โดยคูณ factor เกี่ยวกับรูปร่างของฐานราก(shape factor) เข้าไปในเทอมทั้งสามของสมการ(1.1) ดังนั้นจะได้

$$q_{ult} = s_c c N_c + s_q p_o N_q + \frac{1}{2} s_\gamma \gamma B N_\gamma$$

ค่า shape factor ของฐานรากรูปร่างต่างแสดงใน(ตาราง 8.6 ของ G. E. BRANES) โดยที่ขนาดของฐานรากที่ใช้ในการหา shape factor จะต้องเป็น effective dimension สำหรับในกรณีที่ฐานรากมีน้ำหนักรรทุกกระทำที่จุดศูนย์กลางของฐานรากและไม่มีโมเมนต์กระทำต่อต่อมือของฐานราก effective dimension จะเป็นค่าเดียวกับ dimension ของฐานราก

- Depth factor

สมการที่(1.1)สมมติว่าดินเหนื่อระดับฐานรากไม่ได้ช่วยเพิ่ม bearing capacity ของดินแต่ในความเป็นจริงแล้ว ดินเหนื่อระดับฐานรากจะช่วยในการรับ bearing capacity ด้วยโดยยิ่งระดับฐานรากอยู่ลึกมาก bearing capacity ของดินก็จะมีค่ามากขึ้นด้วย

bearing capacity ของดินเมื่อคิดผลของดินเหนื่อระดับฐานรากด้วยสามารถคำนวณได้โดยคูณ factor เกี่ยวกับ ความลึกของระดับฐานราก(depth factor)เข้าไปในเทอมทั้งสามของสมการ(1.1)จะได้

$$q_{ult} = d_c c N_c + d_q p_o N_q + \frac{1}{2} d_\gamma \gamma B N_\gamma$$

ค่า depth factor ของฐานรากรูปร่างต่างแสดงใน(ตาราง 8.7 ของ G. E. BRANES)

อย่างไรก็ตามรามักจะไม่นิยมที่จะคำนึงถึงผลของความลึกของระดับฐานรากนักเนื่องจาก

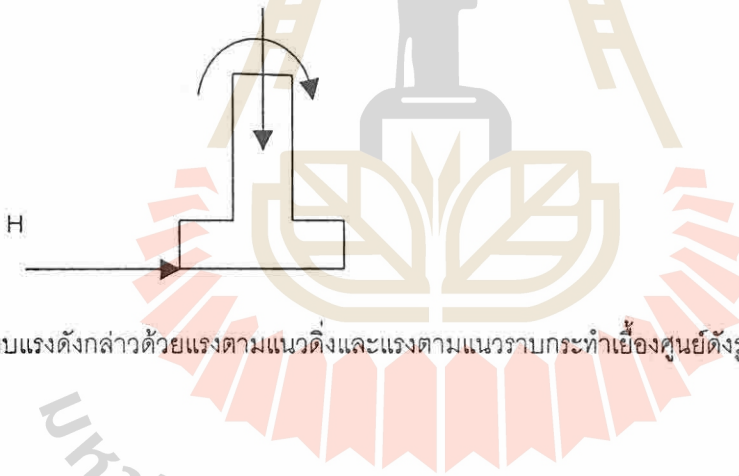
1 ดินเหนื่อระดับฐานรากมักจะมีคุณสมบัติที่เลวกว่าดินใต้ฐานราก

2 การต้านทานเนื่องจากดินเหนื่อฐานรากจะเกิดขึ้นเมื่อเกิดการวิบัติแบบ general shear เท่านั้น

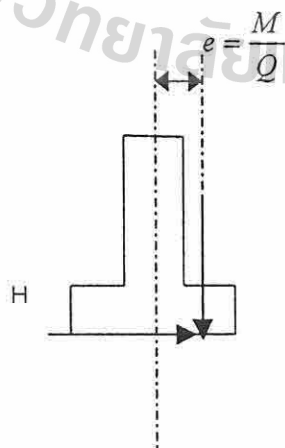
นั่นคือดินใต้ฐานรากต้องเป็น incompressible soil

Overtuning

ในการออกแบบฐานรากเราพบว่าน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่ฐานรากนอกจากจะมีแรงตามแนวตั้งแล้วยังมีทั้งแรงตามแนวราบและโมเมนต์ด้วยดังรูป



สามารถแทนระบบแรงดังกล่าวด้วยแรงตามแนวตั้งและแรงตามแนวราบกระทำเยื้องศูนย์กลางดังรูป



ดังนั้นเราจะต้องศึกษาถึงผลของการที่น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อฐานรากในลักษณะเยื้องศูนย์กลาง (eccentric loading) และน้ำหนักบรรทุกในแนวเอียงกระทำต่อฐานราก (incline loading)

Inclined loading

ผลจากน้ำหนักบรรทุกกระทำในแนวเอียงจะมีผลทำให้พื้นที่ส่วนของดินใต้ฐานรากที่เกิดการวิบัติ (failure zone) มีขนาดเล็กดังรูป (รูป 8.17 ของ G. E. BRANES)

Eccentrically Loaded Foundation

เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำต่อฐานรากมีทั้งน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและโมเมนต์ดังรูป (รูปที่ 3.8a ของ B. J. DAS third edition) ซึ่งจะทำให้การกระจายของ pressure ใต้ฐานรากไม่คงที่ จะมี pressure ที่มากที่สุดจะอยู่ที่ขอบของฐานรากและ pressure ที่น้อยที่สุดก็จะอยู่ที่ขอบของฐานรากที่อยู่ตรงข้ามกัน

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

และ

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = \frac{M}{Q}$ แทนค่า $e = \frac{M}{Q}$ ลงในสมการทั้งสองจะได้

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

จะเห็นว่าสมการเมื่อ $e > \frac{B}{6}$ จะทำให้ q_{\min} มีค่าเป็นลบซึ่งหมายความว่า pressure ใต้ฐานรากเป็น tension

เนื่องจากดินไม่ได้รับ tension ดังนั้นจะทำให้ฐานรากส่วนนี้จะแยกออกจากดินใต้ฐานรากลักษณะการกระจายของ pressure ใต้ฐานรากแสดงในรูป (รูปที่ 3.8a ของ B. J. DAS third edition)

ในปี 1953 Meyerhof ได้เสนอวิธีการหา ultimate load ในกรณีฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลางดังนี้

- หา ระยะเยื้องศูนย์กลางจากสมการ $e = \frac{M}{Q}$

- หา Effective area: $A' (A' = B' \times L')$

เมื่อ

$$B' = B - 2e$$

$$L' = L$$

- หา ultimate bearing capacity จากสมการ

$$q_{ult} = i_c s_c c N_c + i_q s_q p_o N_q + \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma B' N_\gamma$$

โดยค่า shape factor ของฐานรากรูปร่างต่างแสดงใน (ตาราง 8.6 ของ G. E. BRANES) โดยที่ขนาดของฐานรากที่ใช้ในการหา shape factor จะต้องเป็น effective dimension ($B' \times L'$)

- ultimate load ของฐานราก

$$Q_{ult} = q_{ult} \times A'$$

Foundation with two-way eccentric

ในกรณีที่ฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (Q) และโมเมนต์ (M) ดังรูป (รูปที่ 3.10a และ 3.10b ของ B. J.

DAS third edition) ในกรณีนี้แตกโมเมนต์ออกมาเป็นสอง component ในแนวแกน x และแกน y คือ M_x และ

$$M_y$$

ระยะเยื้องศูนย์กลางในแนวแกน x และแกน y เท่ากับ

$$e_B = \frac{M_y}{Q} \text{ และ}$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q}$$

ตามลำดับ

ultimate load ของฐานราก

$$Q_{ult} = q_{ult} \times A'$$

เมื่อ ultimate bearing capacity

$$q_{ult} = i_c s_c c N_c + i_q s_q p_o N_q + \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma B' N_\gamma$$

โดยค่า shape factor ของฐานรากรูปร่างต่างแสดงใน (ตาราง 8.6 ของ G. E. BRANES) โดยที่ขนาดของฐานราก

ที่ใช้ในการหา shape factor จะต้องเป็น effective dimension ($B' \times L'$) ซึ่งสามารถหาได้ดังนี้

- กรณีที่ 1

$$\frac{1}{6} \leq \frac{e_L}{L} < 0.5 \text{ และ } \frac{1}{6} \leq \frac{e_B}{B} < 0.5$$

Effective area จะมีลักษณะดังรูป (รูปที่ 3.11 ของ B. J. DAS third edition) และมีค่าเท่ากับ

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

โดยที่

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

effective length (L') คือด้านที่ยาวกว่า (อาจเป็น B_1 หรือ L_1 ก็ได้)

ส่วน effective width (B') เท่ากับ $B' = \frac{A'}{L'}$

- กรณีที่ 2

$$\frac{1}{6} \leq \frac{e_L}{L} < 0.5 \text{ และ } 0 < \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$$

Effective area จะมีลักษณะดังรูป (รูปที่ 3.12 ของ B. J. DAS third edition)

โดยค่า L_1 และ L_2 สามารถอ่านได้จากรูป (รูปที่ 3.12 ของ B. J. DAS third edition)

และ effective area มีค่าเท่ากับ

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B$$

effective length $L' = L_1$ หรือ L_2 (ด้านที่ยาวกว่า)

ส่วน effective width (B') เท่ากับ $B' = \frac{A'}{L'}$

กรณีที่ 3

$$0 < \frac{e_L}{L} < \frac{1}{6} \text{ และ } \frac{1}{6} \leq \frac{e_B}{B} < 0.5$$

Effective area จะมีลักษณะดังรูป (รูปที่ 3.13 ของ B. J. DAS third edition)

โดยค่า B_1 และ B_2 สามารถอ่านได้จากรูป (รูปที่ 3.13 ของ B. J. DAS third edition)

และ effective area มีค่าเท่ากับ

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$$

effective length $L' = L$

ส่วน effective width (B') เท่ากับ $B' = \frac{A'}{L'}$

กรณีที่ 4

$$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6} \text{ และ } \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$$

Effective area จะมีลักษณะดังรูป (รูปที่ 3.14 ของ B. J. DAS third edition)

โดยค่า B_2 และ L_2 สามารถอ่านได้จากรูป (รูปที่ 3.14 ของ B. J. DAS third edition)

และ effective area มีค่าเท่ากับ

$$A' = L_2B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2)$$

effective length $L' = L$

ส่วน effective width (B') เท่ากับ $B' = \frac{A'}{L'}$

Factor of safety

ค่า FS. จะถูกเลือกเพื่อให้มีความเสี่ยงต่อการวิบัติของฐานรากซึ่งจะเป็นผลให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ ดังนั้นจึงต้องพิจารณาปัจจัยทั้งทางโครงสร้างและทางธรณีวิทยา (ตารางที่ 8.9 ของ G. E. BRANES ในการพิจารณาเลือก factor of safety)

ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ที่ยอมให้ดินได้ฐานรากสามารถรับเพิ่มได้ (net allowable bearing capacity: $q_{net(alt)}$)

$$q_{net(alt)} = \frac{q_{net(ult)}}{FS}$$

โดยที่ $q_{net(ult)}$ = net ultimate bearing capacity คือน้ำหนักบรรทุกต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ที่ดินได้ฐานรากสามารถรับเพิ่มได้โดยยังไม่เกิดการวิบัติ

น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่ยอมให้ดินสามารถรับได้ (gross allowable bearing capacity: q_{all})

$$q_{all} = \frac{q_{net(ult)}}{FS} + p_o$$



Table 8.6
Shape factors (From Vesic, 1975)

Shape of foundation	s_c	s_q	s_γ
strip	1.0	1.0	1.0
rectangle	$1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
circle or square	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6

Table 8.7 Depth factors (From Vesic, 1975)

ϕ value	d_c		d_q	d_γ
$\phi = 0$ Clay undrained	$D_f/B' \leq 1$	$1 + 0.4 D_f/B'$	1.0	1.0
	$D_f/B' > 1$	$1 + 0.4 \tan^{-1} D_f/B'$ D_f/B' in radians		
$\phi > 0$ Clay drained Sand	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$	$D_f/B' \leq 1$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 D_f/B'$	1.0
		$D_f/B' > 1$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} D_f/B'$ D_f/B' in radians	

Use these factors with caution – see text

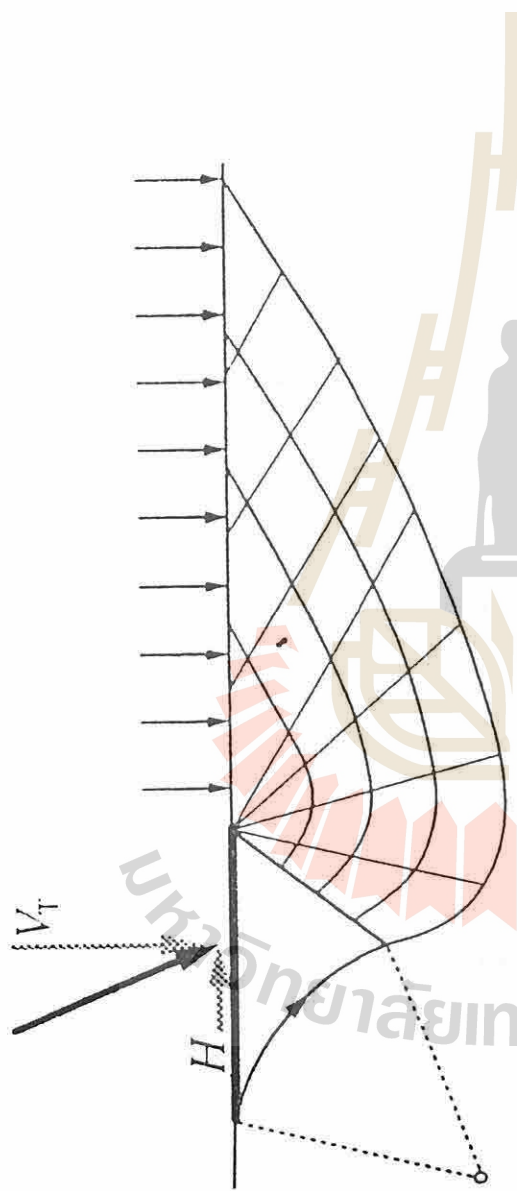
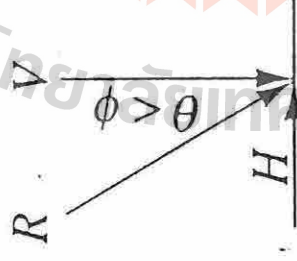


Figure 8.17 Inclined loading

Inclination:



$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

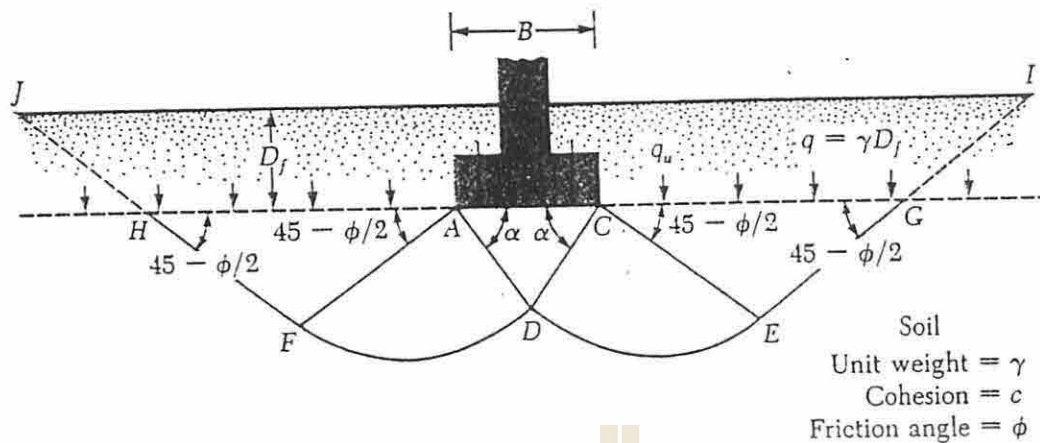
Any ϕ

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$\phi > 0$

$$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$$

$\phi = 0$

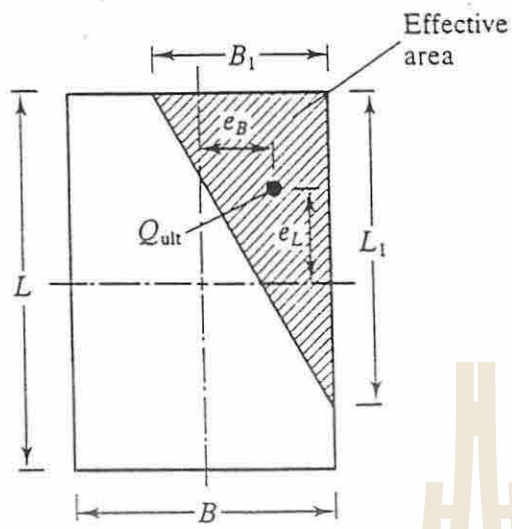


▼ FIGURE 3.3 Bearing capacity failure in soil under a rough rigid continuous foundation.

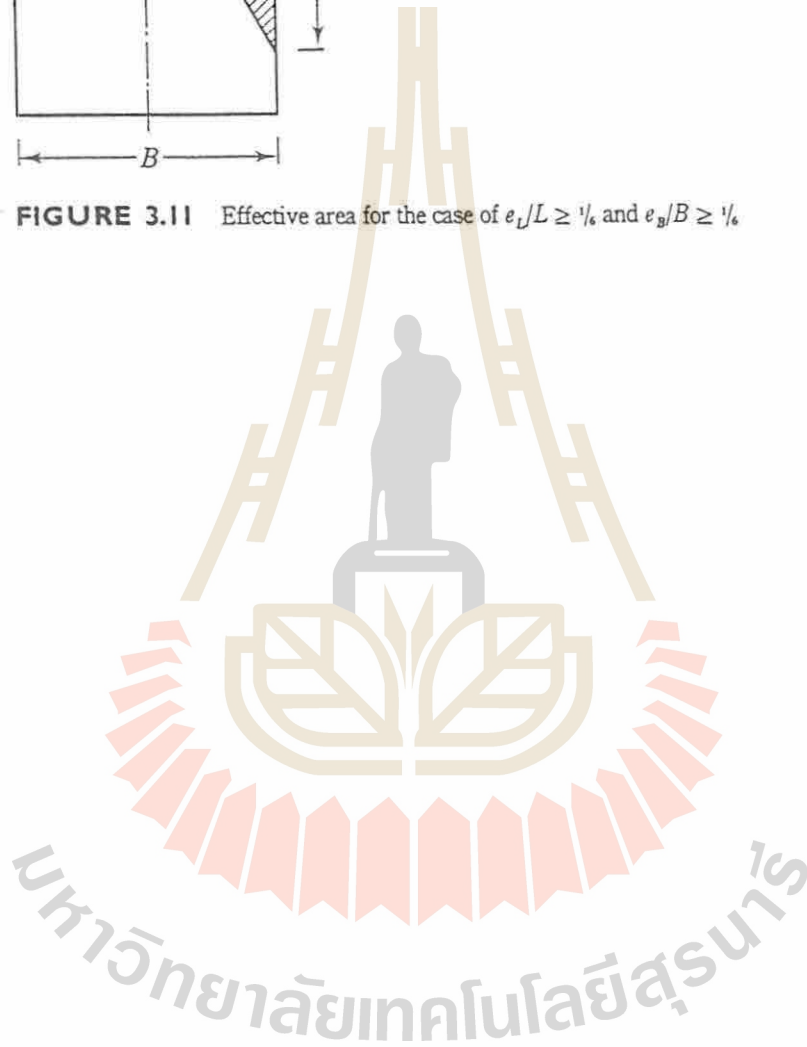
▼ TABLE 3.4 Bearing Capacity Factors*

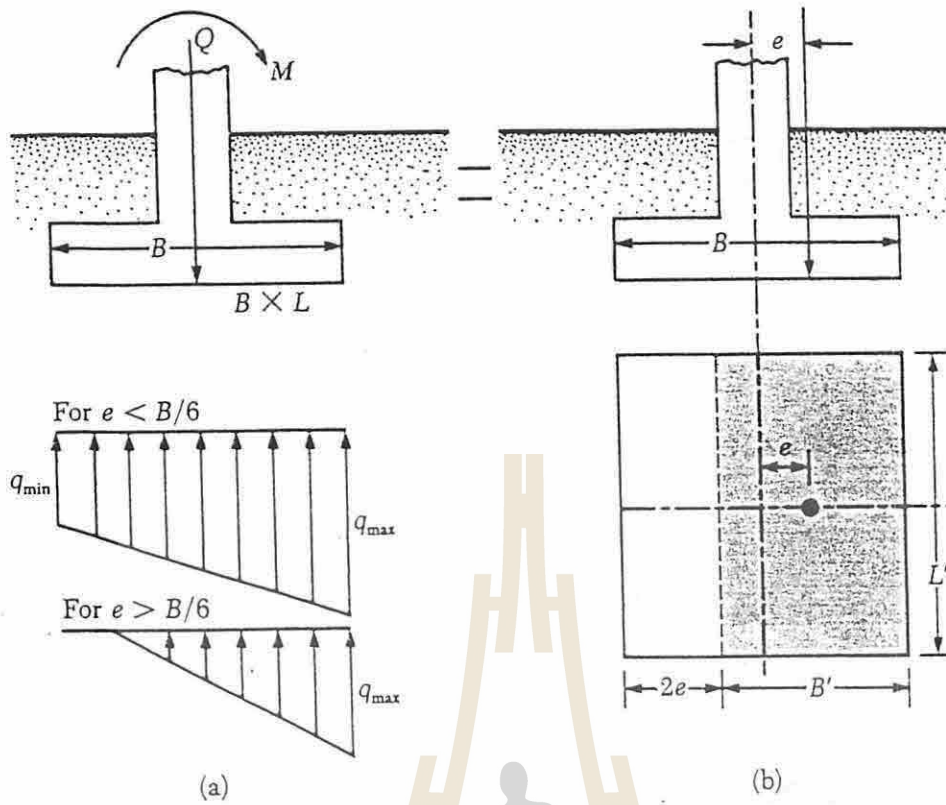
ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.33	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* After Vesic (1973)

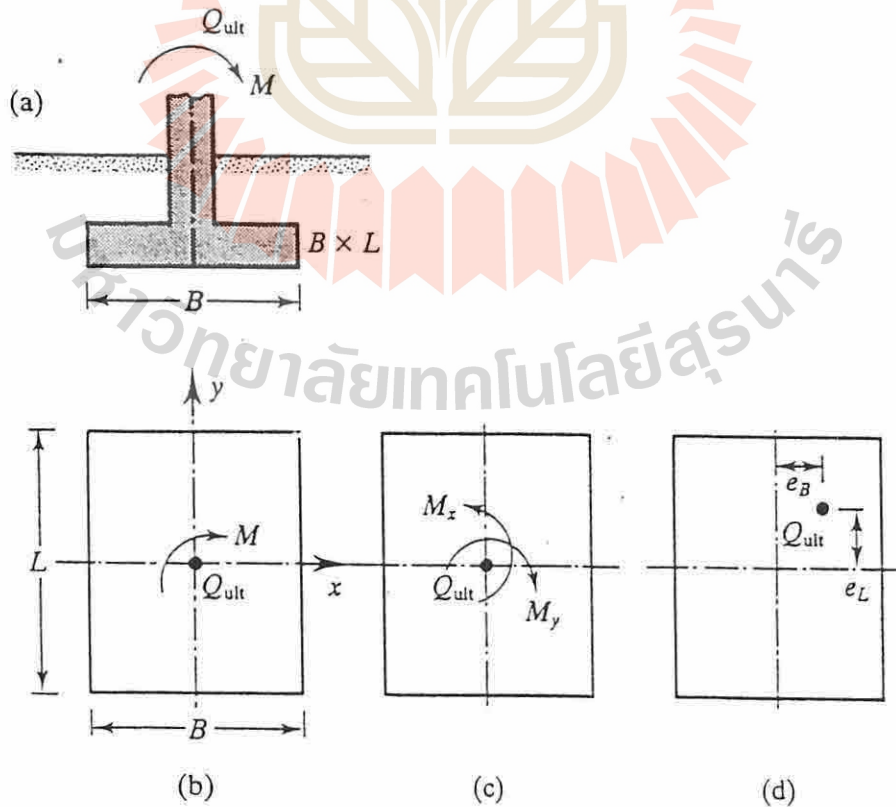


▼ FIGURE 3.11 Effective area for the case of $e_y/L \geq 1/6$ and $e_x/B \geq 1/6$

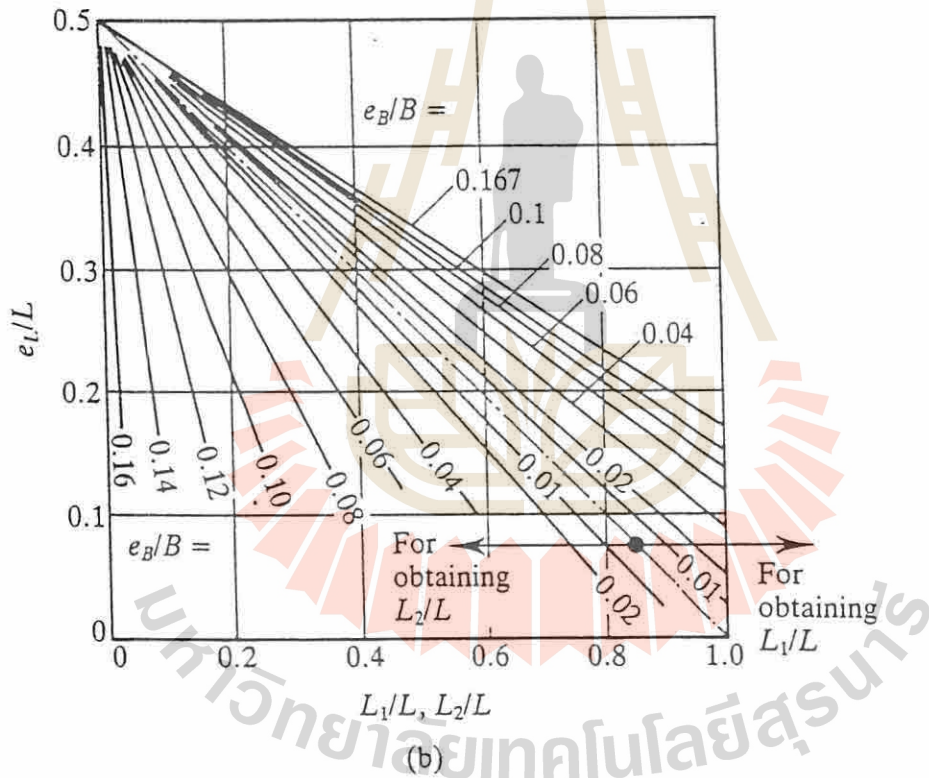
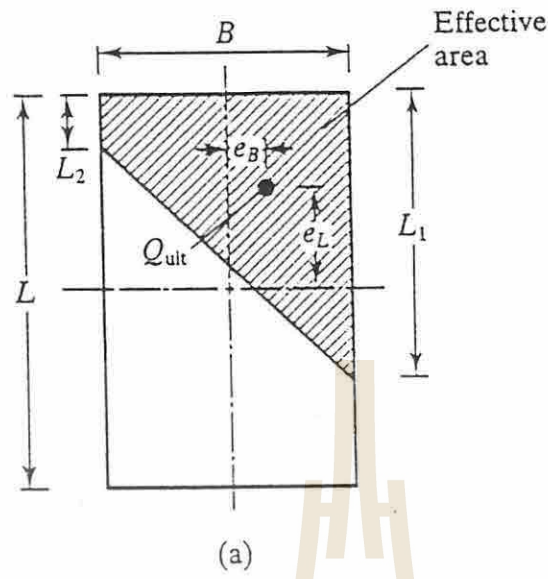




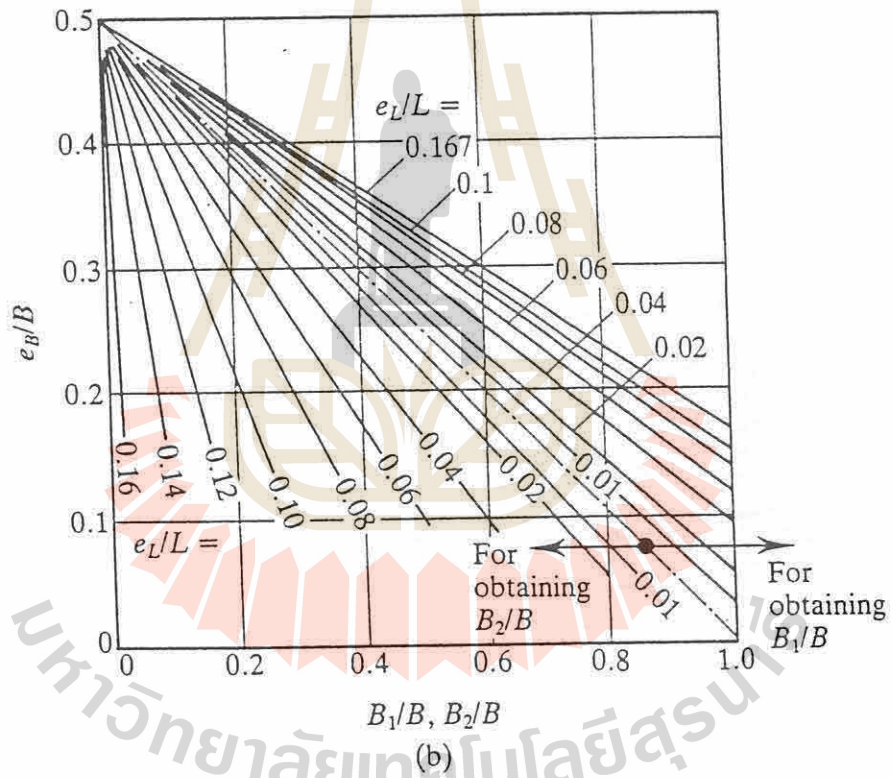
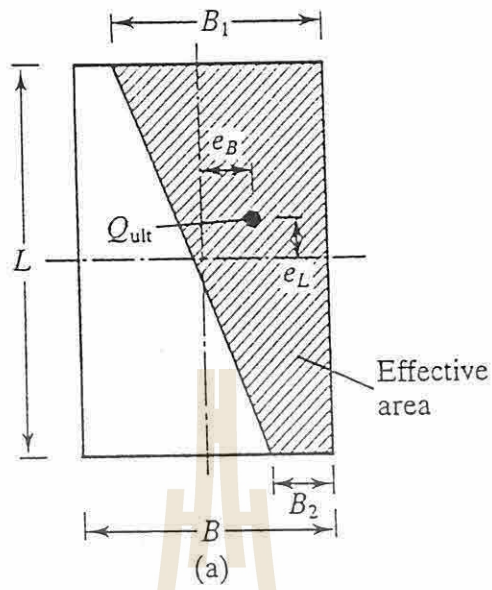
▼ **FIGURE 3.8** Eccentrically loaded foundations



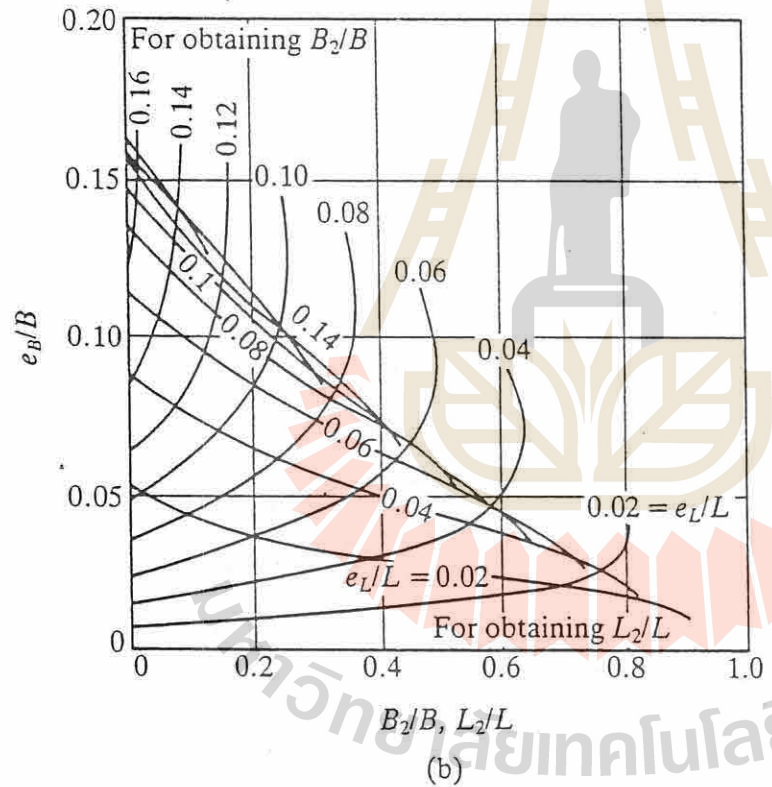
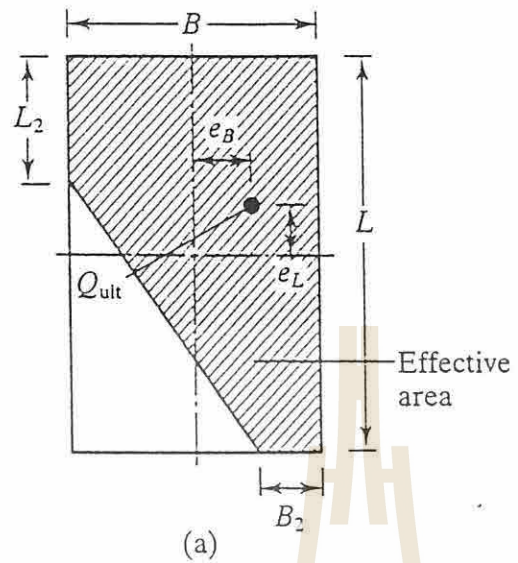
▼ **FIGURE 3.10** Analysis of foundation with two-way eccentricity



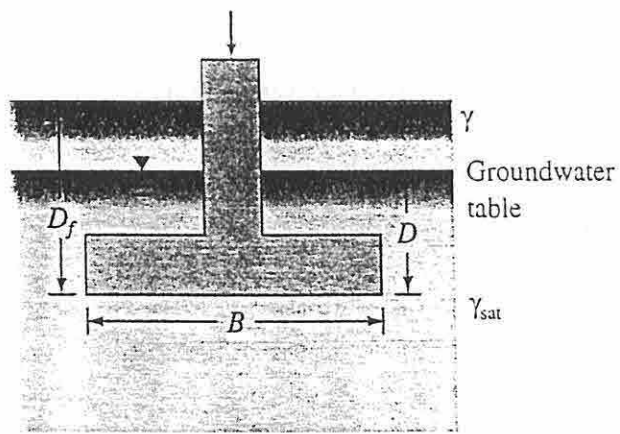
▼ **FIGURE 3.12** Effective area for the case of $e_L/L < 0.5$ and $0 < e_B/B < 1/6$ (after Hightler and Anders, 1985)



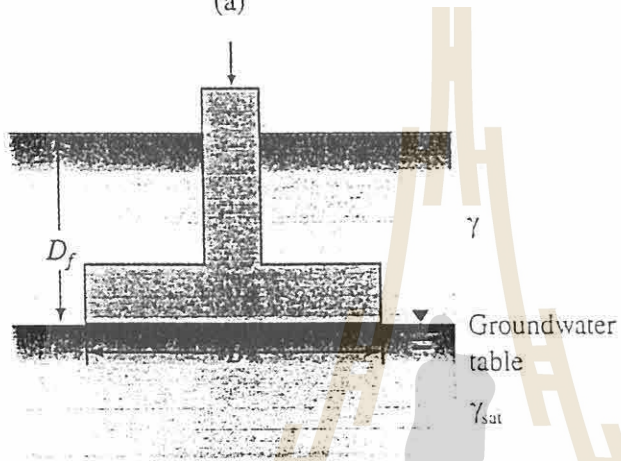
▼ **FIGURE 3.13** Effective area for the case of $e_L/L < 1/6$ and $0 < e_B/B < 0.5$ (after Hightler and Anders, 1985)



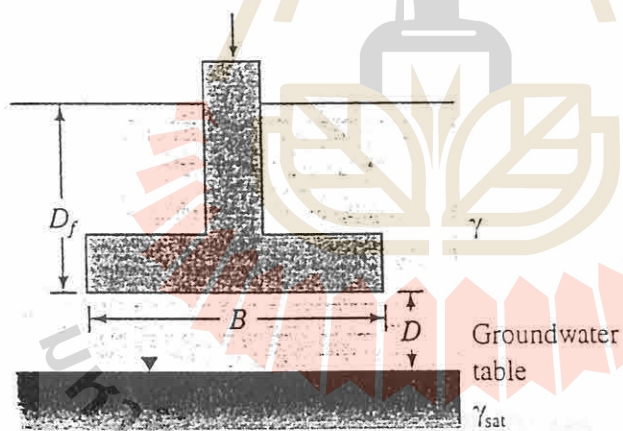
▼ **FIGURE 3.14** Effective area for the case of $e_L/L < 1/6$ and $e_B/B < 1/6$ (after Highter and Anders, 1985)



(a)



(b)



(c)

▼ FIGURE 12.7 Effect of the location of groundwater table on the bearing capacity of shallow foundations: (a) case I; (b) case II; (c) case III

SURANAREE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
 INSTITUTE OF ENGINEERING
 SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
 410 421 FOUNDATION ENGINEERING

1.

1.1 จงแสดง ultimate bearing capacity ของฐานรากขนาด 1.5×1.5 m ในรูปของฟังก์ชันของความลึกของระดับฐานราก (D_f) และ plot กราฟแสดงความสัมพันธ์ดังกล่าว ในช่วงความลึก 0 ถึง 1.5 m สำหรับดินต่อไปนี้

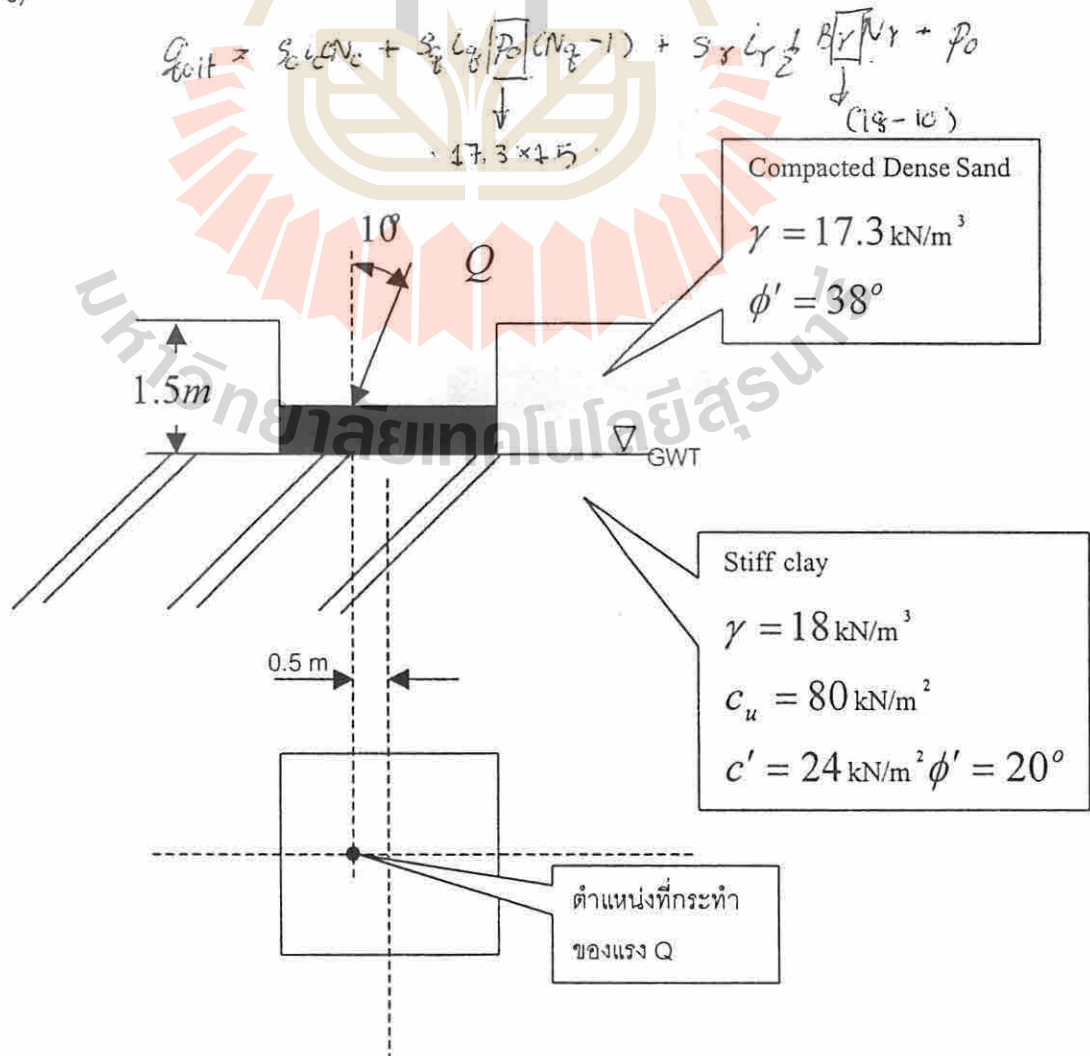
1.1.1 $c = 48 \text{ kN/m}^2, \phi = 0, \gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$

1.1.2 $c' = 0 \text{ kN/m}^2, \phi = 30^\circ, \gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$

1.2 สำหรับดินทั้งสองชนิดข้างต้นจงแสดงผลของขนาดฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสกับ ultimate bearing capacity เมื่อ B มีขนาดตั้งแต่ 0.5 m ถึง 3 m (ระดับฐานรากอยู่ที่ผิวดิน)

1.3 สำหรับดินทั้งสองชนิดข้างต้นเมื่อ $B = 3$ m จงแสดงผลของความยาวของฐานรากกับ ultimate bearing capacity เมื่อ L มีขนาดตั้งแต่ 2 m ถึง 10 m (ระดับฐานรากอยู่ที่ผิวดิน)

2. ฐานรากขนาด 3×3 m ตำแหน่งของแรง Q กระทำดังรูปจงหาขนาดของแรงที่ยอมให้กระทำได้ของแรง Q (FS. = 3)



Shallow foundation-settlement

ดังที่ได้กล่าวไปแล้วว่าในการออกแบบฐานรากจะต้องมั่นใจว่า ฐานรากจะต้องมีเสถียรภาพต่อการวิบัติและต้องมีการทรุดตัวที่ไม่มากเกินไป

อย่างไรก็ตามฐานรากอาจเกิดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งเนื่องจาก การหดตัวของดิน(shrinkage) การกัดเซาะ (erosion) การทรุดตัวของแผ่นดิน(subsidence) การพังทลายของโครงสร้างดิน(collapse) ซึ่งเมื่อคาดการณ์ว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวของฐานรากในกรณีดังกล่าวขึ้นเราจะหลีกเลี่ยงมากกว่าที่จะตรวจสอบปริมาณการเคลื่อนตัว นั่นคือเราจะตรวจสอบปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของฐานรากเนื่องจากกรณีของผลจาก stress ที่ถ่ายลงสู่ดินเท่านั้น

Clay

ฐานรากที่ตั้งบนดินเหนียว (clay) การพิจารณาในเรื่องไขของเสถียรภาพต่อการวิบัติได้กล่าวถึงไปในบทที่แล้ว อย่างไรก็ตามหลังจากนั้นจะต้องทำการคำนวณ settlement ของฐานรากเพื่อตรวจสอบดูว่า settlement ของฐานรากเกินค่าที่ยอมให้หรือไม่ ซึ่งในส่วนของ settlement ของฐานรากที่ตั้งบนดินเหนียวการทรุดตัวจะเกิดขึ้นจาก

1. immediate settlement, ρ_i
2. consolidation settlement, ρ_c
3. secondary settlement, ρ_s

- Immediate settlement

เป็นการทรุดตัวของฐานรากที่ตั้งบนดินเหนียวซึ่งเกิดการทรุดตัวของฐานรากโดยไม่มี การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเหนียว(Poisson's ratio: $\nu = 0.5$) การทรุดตัวของฐานรากจะเกิดจากการเสียรูปของดินเหนียว

General method

สมมติว่าฐานรากมีลักษณะไม่คงรูป(flexible) ซึ่งจะทำให้ลักษณะการทรุดตัวมีลักษณะเป็นแอ่งที่กลางฐานรากดังรูป (รูป 9.1 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.") จะได้

$$\rho_i = \frac{qB}{E_u} I \quad (2.1)$$

เมื่อ

ρ_i : immediate settlement ที่มุมของฐานราก

q : หน่วยแรงกระจายแบบสม่ำเสมอ (uniform applied pressure)

B : ความกว้างของฐานราก

I : Influence factor (รูป 9.1 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

E_u : Undrained modulus ของดิน

ค่า ρ_i เป็นค่า immediate settlement ที่มุมของฐานรากแบบไม่คงรูป(flexible)รูปร่างสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งวางอยู่บนผิวดินที่มีลักษณะเป็น homogeneous และ isotropic soil

Principle of superposition สมการ(2.1)เป็นการหา immediate settlement ที่มุมของฐานรากถ้าต้องการหา immediate settlement ที่จุดอื่นได้ฐานรากก็สามารถหาได้โดยใช้ principle of superposition (รูป 9.2 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

Principle of layering สมการ(9.1)เป็นการหา immediate settlement ในกรณีที่ดินเป็น homogeneous soil ในกรณีที่ดินเป็นชั้นซึ่งแต่ละชั้นมีค่า modulus ต่างกันเราสามารถหา settlement ในกรณีที่ดินแบ่งเป็นชั้นๆได้โดยใช้ principle of layering {รูป 9.3 ของ G. E. BRANES "Soil Mech."}

Rigidity correction ในกรณีที่ฐานรากเป็นฐานรากคงรูป (rigid foundation) immediate settlement ได้ ฐานรากจะเท่ากันทุกจุดและจะมีค่าเท่ากับ

$$\rho_{i(\text{rigid})} = \mu_r \rho_{i(\text{max. flexible})}$$

ค่า μ_r : ค่าสัมประสิทธิ์การทวดตัวของฐานรากคงรูป(stiffness = α)สามารถดูได้จากตาราง(ตาราง 9.2 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

Depth correction ค่า immediate settlement ที่มุมของฐานรากเนื่องจากฐานรากวางตัวอยู่ที่ความลึกต่างๆจากผิวดินสามารถหาได้จากสมการ

$$\rho_{i(\text{at depth})} = \mu_o \rho_{i(\text{at surface})}$$

{รูป 9.4 ของ G. E. BRANES "Soil Mech."} แสดงค่า μ_o สำหรับความลึกของฐานราก

Average settlement

ในปี 1956 Janbu และคณะได้เสนอสมการสำหรับหาค่าเฉลี่ยของ immediate settlement ของฐานรากไม่คงรูปดังสมการ

$$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E_u} \quad (2.2)$$

{รูป 9.4 ของ G. E. BRANES "Soil Mech."} แสดงค่า μ_o และ μ_1 ซึ่งเป็นfactorสำหรับความลึกของฐานราก และความหนาของชั้นดินตามลำดับ

principle of layering สามารถนำมาใช้หาค่าเฉลี่ยของ immediate settlement ของฐานรากไม่คงรูปในกรณีที่ดินเป็นชั้นซึ่งแต่ละชั้นมีค่า modulus ต่างกันได้

Modulus increasing with depth โดยทั่วไปแล้วดินจะมีค่า modulus เพิ่มขึ้นตามความลึก

สมการ2.1 สมมติว่าดินมีลักษณะเป็น homogeneous soil ซึ่งจะมีค่า modulus เท่ากันตลอดความหนาของดินซึ่งจะทำให้ค่า immediate settlement ที่หาจากสมการ 2.1 มีค่ามากกว่าที่ควรจะเป็น

ในปี 1974 Butler ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า immediate settlement ที่มุมของฐานรากในกรณีที่ดินมีค่า modulus เพิ่มขึ้นตามความลึกดังนี้

$$\rho_i = \frac{qB}{E_u} I \quad (2.3)$$

เมื่อ I เป็น influence factor ซึ่งขึ้นกับ

1. รูปร่างของฐานราก(L/B)
2. ความหนาของชั้นดิน (H/B)
3. ค่าสัมประสิทธิ์ k ซึ่งมีค่าเท่ากับ $k = \left(\frac{E_H - E_o}{E_o} \right) \frac{B}{H}$

{รูป 9.5 ของ G. E. BRANES "Soil Mech."} แสดงค่า influence factor ในกรณีที่ดินมีค่า modulus เพิ่มขึ้นตามความลึก

สมการ(2.3)ใช้หา immediate settlement ที่มุมของฐานรากในกรณีที่ฐานรากวางตัวอยู่ที่ผิวดิน ในกรณีที่ฐานรากวางอยู่ที่ความลึกต่างๆจากผิวดินให้ใช้ค่า μ_0 ซึ่งแสดงใน(รูป 9.4 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

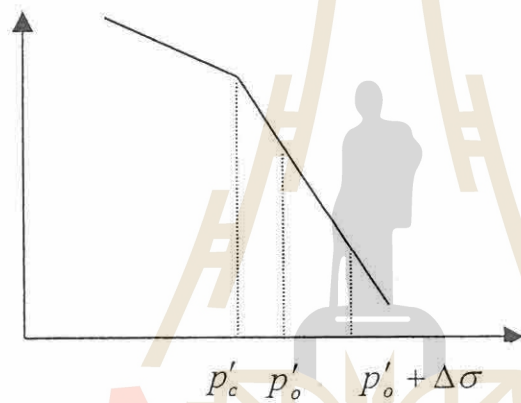
principle of superposition สามารถนำมาใช้กับสมการ(2.3)ในการหา immediate settlement ที่ตำแหน่งอื่นๆของฐานราก และ principle of layering สามารถนำมาใช้กับสมการ(2.3)ในการหา immediate settlement ในกรณีที่มีชั้นดินหลายชั้นได้

- Consolidation settlement

Compression index C_c method (รูป 9.9 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

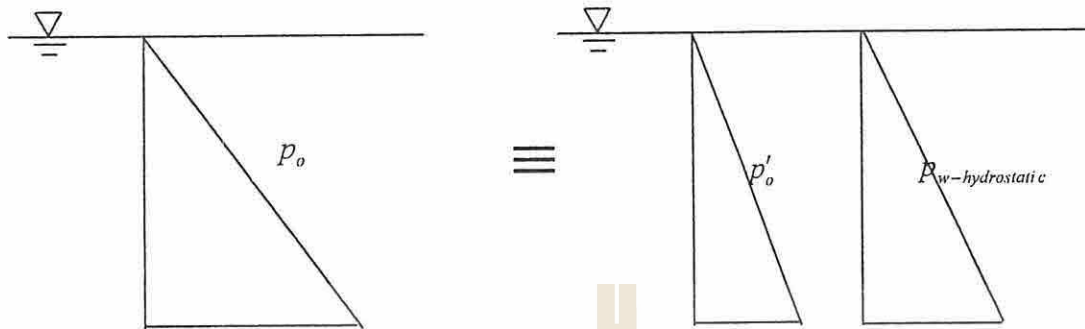
Normally consolidated clay

คือดินที่มีหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ที่กดทับในปัจจุบันมากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ที่เคยกดทับในอดีต

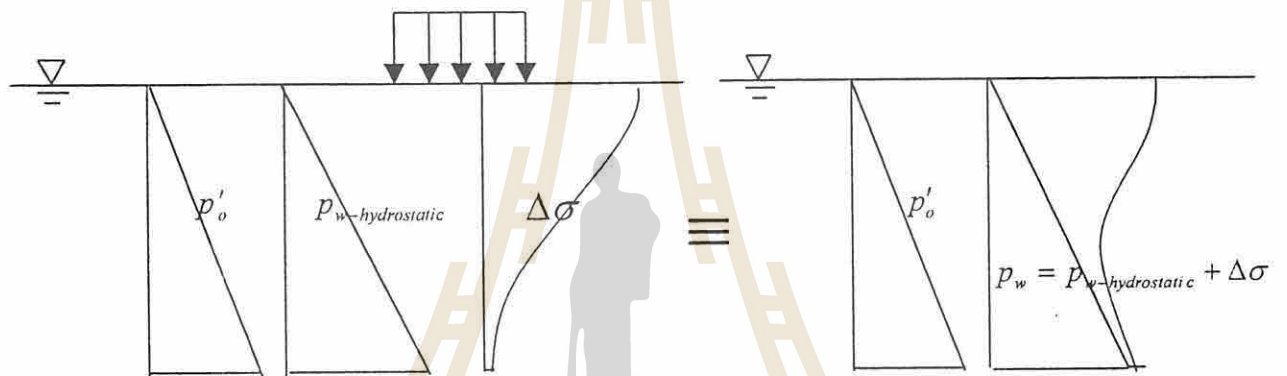


เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกทุกกดทับเพิ่มขึ้นจะทำให้ดินมีหน่วยแรงเพิ่มขึ้นเช่นกันและหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) จะมีค่าเท่ากับ $p'_o + \Delta\sigma$ ดังรูป

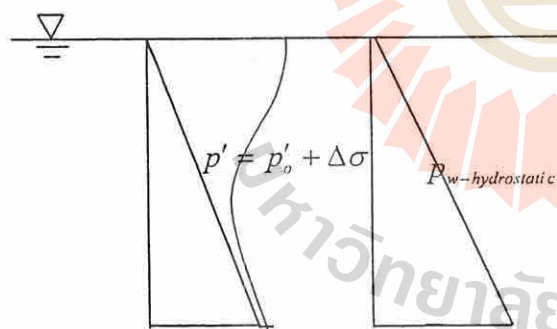
Before loading



After loading ($t=0$)



After loading ($t=\infty$)



และ void ratio ภายในดินจะเปลี่ยนแปลงไปเท่ากับ

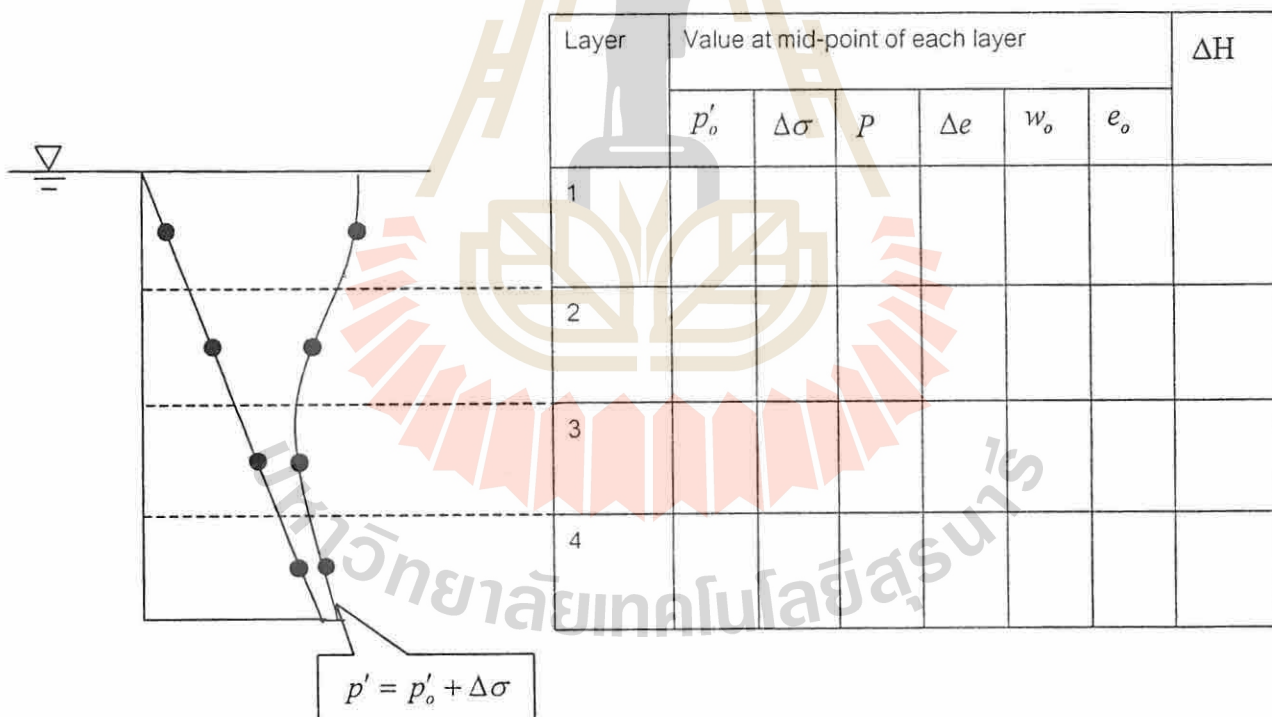
$$\Delta e = C_c [\log(p'_o + \Delta\sigma) - \log(p'_o)]$$

$$\Delta e = C_c \left[\log \left(\frac{p'_o + \Delta\sigma}{p'_o} \right) \right]$$

และปริมาณการทรุดตัวเท่ากับ

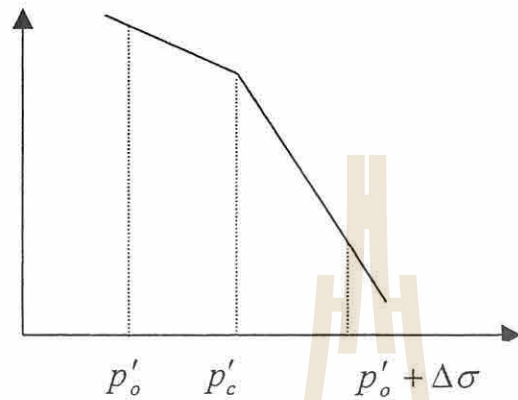
$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

เนื่องจากการกระจายของหน่วยแรงประสิทธิผล $p' = p'_o + \Delta\sigma$ และ p'_o มีลักษณะที่ไม่คงที่ตลอดความลึก รวมทั้งการที่ดินไม่เป็น homogeneous soil ค่า C_c ของดินก็จะไม่คงที่ตลอดความลึกของดินด้วยเช่นกัน ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการคำนวณเราจะทำการแบ่งชั้นดินออกเป็นชั้นเล็กๆ โดยแต่ละชั้นจะมีค่า C_c คงที่และหน่วยแรงประสิทธิผล $p' = p'_o + \Delta\sigma$ และ p'_o ที่กึ่งกลางชั้นมีค่าเท่ากับค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงประสิทธิผลทั้งชั้นดังรูป



Over consolidated soil

คือดินที่มีหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ที่กดทับในปัจจุบันน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress) ที่เคยกดทับในอดีต



เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกดทับเพิ่มขึ้นจะทำให้ดินมีหน่วยแรงเพิ่มขึ้นเช่นกันและหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) จะมีค่าเท่ากับ $p'_o + \Delta\sigma$

กรณีที่ 1

ถ้า $p'_o + \Delta\sigma > p'_c$ จะได้

$$\Delta e = C_r [\log(p'_c) - \log(p'_o)] + C_c [\log(p'_o + \Delta\sigma) - \log(p'_c)]$$

$$\Delta e = C_r \left[\log \left(\frac{p'_c}{p'_o} \right) \right] + C_c \left[\log \left(\frac{p'_o + \Delta\sigma}{p'_c} \right) \right]$$

และปริมาณการทรุดตัวเท่ากับ

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

กรณีที่ 2

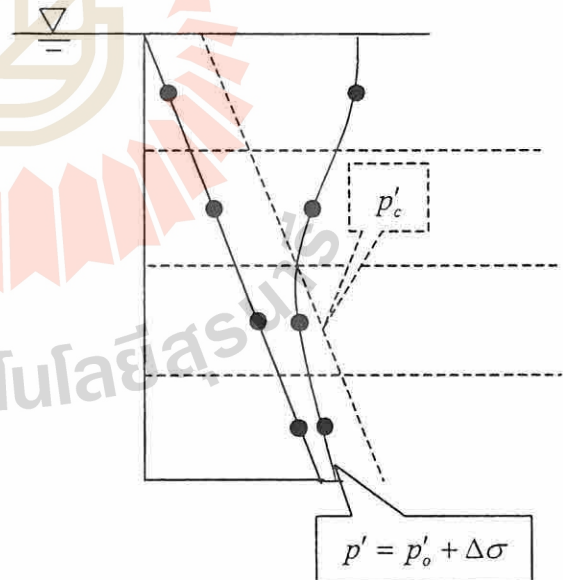
ถ้า $p'_o + \Delta\sigma < p'_c$ จะได้

$$\Delta e = C_r [\log(p'_o + \Delta\sigma) - \log(p'_o)]$$

$$\Delta e = C_r \left[\log \left(\frac{p'_o + \Delta\sigma}{p'_o} \right) \right]$$

และปริมาณการทรุดตัวเท่ากับ

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$



m_v method

m_v = สัมประสิทธิ์ของการยุบตัวของดินต่อหน่วยแรงกดที่เพิ่มขึ้น (coefficient of volume compressibility for each loading increment)

$$m_v = \frac{(\Delta e / (1 + e_o))}{\Delta \sigma}$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = m_v \Delta \sigma H$$

Skempton & Bjerrum method

การทรุดตัวของดินเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำโดยวิธีที่กล่าวมามีพื้นฐานมาจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1-Dimensional (1-D) ซึ่งเมื่อเพิ่มหน่วยแรงที่กดทับบนดินแล้ว หน่วยแรงภายในดินจะเพิ่มขึ้นเท่ากันทุกจุดภายในดินและจะเท่ากับหน่วยแรงที่กดทับบนดิน นั่นคือ excess pore water pressure ที่เพิ่มขึ้นหลังจากที่มีหน่วยแรงกดทับจะมีค่าเท่ากับทุกจุดภายในดินและมีขนาดเท่ากับขนาดของหน่วยแรงกดทับ

ดังนั้น

$$\Delta H = \rho_{oed} = \int m_v \Delta \sigma_1 dz$$

เมื่อ

ρ_{oed} = การทรุดตัวของดินโดย oedometer method

$$m_v = \frac{(\Delta H / H_o)}{\Delta \sigma_1}$$

$\Delta \sigma_1$ = หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในดิน = หน่วยแรงที่กดทับบนดิน

แต่ในความเป็นจริงสำหรับน้ำหนักรรทุกที่มีพื้นที่กระทำจำกัดจะทำให้ excess pore water pressure มีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงที่กดทับและมีค่าเท่ากับ

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

ดังนั้นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (consolidation settlement) เท่ากับ

$$\rho_c = \int m_v \Delta u dz$$

$$\rho_c = \int m_v [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] dz$$

อัตราส่วนระหว่าง consolidation settlement กับ oedometer settlement (settlement ratio) เท่ากับ

$$\mu = \frac{\rho_c}{\rho_{oed}} = \frac{\int m_v \Delta u dz}{\int m_v \Delta \sigma_1 dz}$$

$$\mu = A + (1 - A) \frac{\int \Delta \sigma_3 dz}{\int \Delta \sigma_1 dz}$$

$$\mu = A + \alpha(1 - A)$$

ขั้นตอนการคำนวณ consolidation settlement

1. หา consolidation settlement ซึ่งมีพื้นฐานจากการทดสอบ oedometer test : ρ_{oed}

2. หา pore pressure parameter: A
3. หาอัตราส่วนระหว่างความกว้างของฐานรากต่อความลึกของชั้นดินเหนียว
4. อ่านค่า settlement ratio จากรูป (รูป 3.36 ของ B.J. DAS "Prin. of Foundation Eng." Third Ed.)
5. $\rho_c = \mu \rho_{oed}$

ในกรณีที่มีค่า pore pressure parameter: A มีค่าน้อยกว่า 1 (normally consolidated clay ส่วนใหญ่ และ overconsolidated clay แทบทั้งหมด) การคำนวณ consolidation settlement ที่คำนวณจากผลการทดสอบ oedometer test จะให้ค่าการทรุดตัวในด้าน conservative ดังนั้นจึงแนะนำว่าไม่จำเป็นจะต้องปรับแก้ค่า consolidation settlement ที่คำนวณจากผลการทดสอบ oedometer test ส่วนกรณีที่มีค่า pore pressure parameter: A มีค่ามากกว่า 1 (very sensitive soil) ค่า consolidation settlement ที่คำนวณจากผลการทดสอบ oedometer test จะให้ค่าในด้าน unconservative จึงจำเป็นต้องปรับแก้

- Secondary compression

เมื่อ excess pore water pressure ระบายออกไปจนหมดแล้วถ้ายังคงน้ำหนักบรรทุกที่กดทับดินไว้ดินบางชนิดจะยังคงมีการลดปริมาตรต่อไปอีก ซึ่งการลดลงของปริมาตรหลังการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) นี้ เรียกว่า secondary compression หรือ drained creep

Secondary compression นี้ เกิดจากการจัดเรียงโครงสร้างของดินใหม่เมื่อค้ำน้ำหนักบรรทุกที่กดทับดินไว้ โดยใน normally consolidated clay จะมีการจัดเรียงโครงสร้างของดินใหม่มากกว่าที่เกิดขึ้นกับ overconsolidated clay ซึ่งเป็นผลให้การลดปริมาตรของดินเนื่องจาก secondary compression ที่เกิดกับ normally consolidated clay จะมีค่ามากกว่าที่เกิดขึ้นกับ overconsolidated clay ดังรูป (รูป 9.16 ของ G. E. BRANES "Soil Mech.")

General method

จากผลการทดสอบ oedometer จะพบว่าเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) กับ log ของเวลา (log time) ในช่วง secondary compression จะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง โดยที่ความชันของกราฟคือ coefficient of secondary compression: C_α

โดยที่

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = \frac{\Delta e}{\log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right)}$$

ขนาดของการทรุดตัวเนื่องจาก secondary compression: ρ_s

$$\rho_s = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = H \frac{C_\alpha}{1 + e_o} \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

เมื่อ

จากสมการ $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ จะพบว่า shear stress มีผลต่อความดันน้ำที่เปลี่ยนแปลงไป ดังนั้นค่า pore pressure parameter: A นอกจากจะขึ้นกับองค์ประกอบและโครงสร้างของดินแล้วยังขึ้นกับลักษณะการ shear ของดิน (stress path) ด้วย ดังนั้นการหาค่า pore pressure parameter: A ที่ถูกต้องจึงทำได้ยาก

t_1, t_2 = ช่วงเวลาที่ต้องการทราบปริมาณการทรุดตัวเนื่องจาก secondary compression

e_o = อัตราส่วนช่องว่างที่เวลา t_1

H = ความหนาของชั้นดินที่เวลา t_1

Sand

ได้มีการเสนอวิธีประมาณการทรุดตัวของฐานรากที่วางอยู่บนดินทรายหลายวิธี ซึ่งล้วนมีพื้นฐานมากจากการสังเกตความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับ parameter ที่เหมาะสม อย่างไรก็ตามไม่มีวิธีใดที่สามารถทำนายการทรุดตัวได้อย่างถูกต้องนัก จึงควรตระหนักด้วยการทรุดตัวที่คำนวณได้นั้นเป็นเพียงการประมาณอย่างคร่าวๆเท่านั้น นอกจากนี้ยังพบว่าสำหรับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับฐานรากแพ (raft foundation) จะมีขนาดมากกว่าที่ได้จากการคำนวณแต่อาจเป็นเพราะผลเนื่องจากดินเหนียวที่อยู่ลึกลงไป นอกจากนี้การสั่นสะเทือนที่เกิดจากเครื่องจักร การจราจร (traffic load) รวมทั้งชนิดของน้ำหนักบรรทุกที่มีการเปลี่ยนแปลงต่างๆ เช่น พก silo และการที่มีองค์ประกอบที่มีการยุบตัวได้เช่นพวกวัสดุอินทรีย์ต่างๆ ดินเหนียว ผสมอยู่ในดินทราย ล้วนทำให้เกิดการทรุดตัวมากขึ้นได้

Schmertman's method

Schmertman et al. (1978) ได้เสนอ strain influence factor diagram เพื่อใช้ในการประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนดินทรายดังรูป (รูป 3.29 ของ B.J. DAS "Prin. of Foundation Eng." Third Ed.)

สำหรับ ฐานรากวงกลมหรือสี่เหลี่ยมจัตุรัส ($L/B=1$) จะมีค่า influence factor ที่ความลึกต่างๆดังนี้

$$\text{ที่ } z = 0 \quad I_z = 0.1$$

$$\text{ที่ } z = z_1 = 0.5B \quad I_z = 0.5$$

$$\text{ที่ } z = z_2 = 2B \quad I_z = 0$$

สำหรับ ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มี $L/B=10$ จะมีค่า influence factor ที่ความลึกต่างๆดังนี้

$$\text{ที่ } z = 0 \quad I_z = 0.2$$

$$\text{ที่ } z = z_1 = B \quad I_z = 0.5$$

$$\text{ที่ } z = z_2 = 4B \quad I_z = 0$$

เมื่อ B เป็นความกว้างของฐานราก L เป็นความยาวของฐานราก

$$\rho = C_1 C_2 \Delta p \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

เมื่อ

Δp : Effective stress ที่เพิ่มขึ้นที่ระดับฐานราก

E_s : Modulus of elasticity

C_1 : ค่าปรับแก้เนื่องจากความลึกของฐานราก $= 1 - 0.5 \frac{p'_o}{\Delta p}$ ค่า C_1 ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.5

C_2 : ค่าปรับแก้เนื่องจากการคืบของดิน $= 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right)$ เมื่อ t คือเวลา (ปี)

Δz : ความหนาของชั้นดิน

I_z : Average influence factor ของดินในแต่ละชั้น

Allowable bearing capacity chart

การทรุดตัวที่ยอมให้ของฐานราก สำหรับฐานรากของอาคารทั่วไปที่ตั้งบนดินทรายมีค่าเท่ากับ 25 mm เพื่อไม่ให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน(different settlement)มากเกินไปค่าที่สามารถรับได้ ดังนั้นในการออกแบบฐานรากจึงต้องมั่นใจว่าการทรุดตัวของฐานรากจะต้องไม่เกิดการทรุดตัวเกินกว่าค่าที่ยอมให้

ในปี 1974 Peck, Hanson และ Thornburn ได้เสนอ chart สำหรับ พิจารณาน้ำหนักบรรทุกต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ที่ยอมให้ดินได้ฐานรากสามารถรับเพิ่มได้ ($q_{net(all)}$) โดยการทรุดตัวของฐานรากมากที่สุดไม่เกิน 25 mm สำหรับฐานรากขนาดต่างๆที่ตั้งบนชั้นดินทรายตามค่า N ที่ปรับแก้แล้วดังรูป (รูป 3.51 ของ B.J. DAS "Prin. of Foundation Eng." Third Ed.) โดยค่า N ที่ใช้เป็นค่าเฉลี่ยของดินได้ฐานรากในช่วงความลึกเท่ากับความกว้างของฐานราก

$$N_{correct} = N C_N C_W$$

เมื่อ

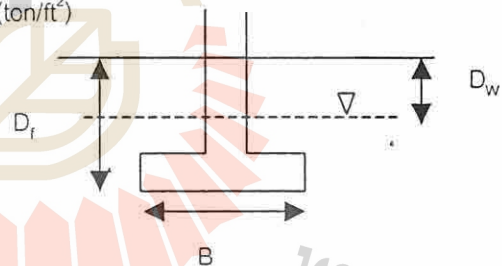
C_N เป็นค่าปรับแก้เนื่องจาก effective overburden pressure

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{p'}$$

เมื่อ p' เป็น effective stress ที่ความลึกที่ทำการทดสอบ SPT (ton/ft²)

C_W เป็นค่าปรับแก้เนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน

$$C_W = 0.5 + \frac{0.5 D_w}{D_f + B}$$



ในปี 1986 Skempton ได้แนะนำว่าสำหรับดินเม็ดหยาบค่าระดับน้ำใต้ดิน ไม่มีผลต่อค่า N ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องปรับแก้ค่า N เนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน อย่างไรก็ตามค่าปรับแก้เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินจะนำมาใช้ในกรณีที่ระดับน้ำใต้ดินอาจมีการเปลี่ยนแปลงหลังจากการสำรวจ

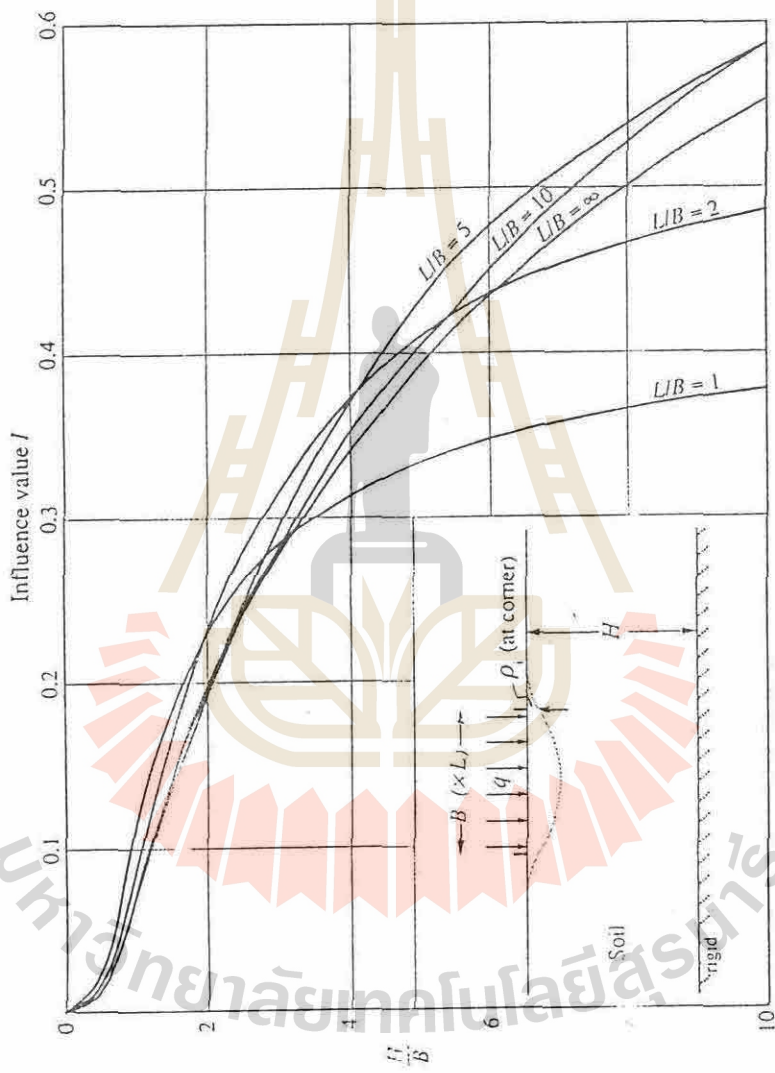
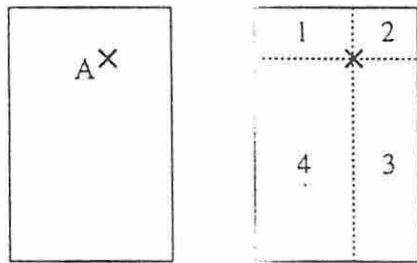
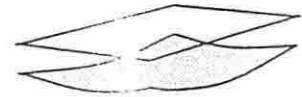


Figure 9.1 Influence values for immediate settlement (From Ueshita and Meyerhof, 1968)

For a flexible loaded area settlements vary giving a dish-shaped profile



settlement at A = settlement at corner of area 1
 + settlement at corner of area 2
 + settlement at corner of area 3
 + settlement at corner of area 4

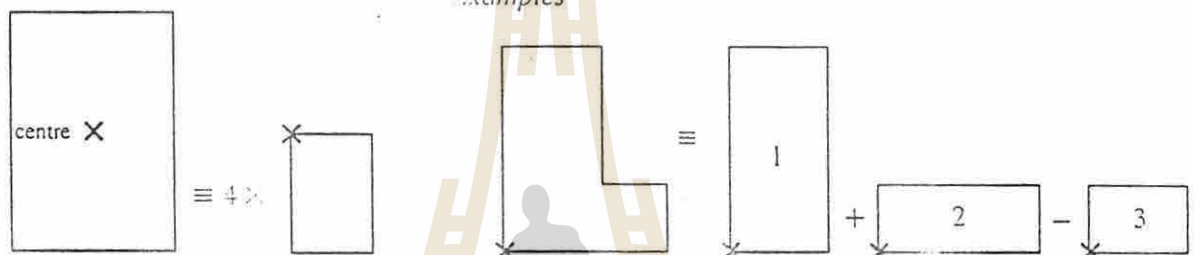
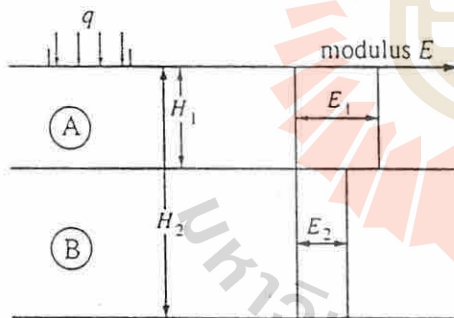


Figure 9.2 Principle of superposition



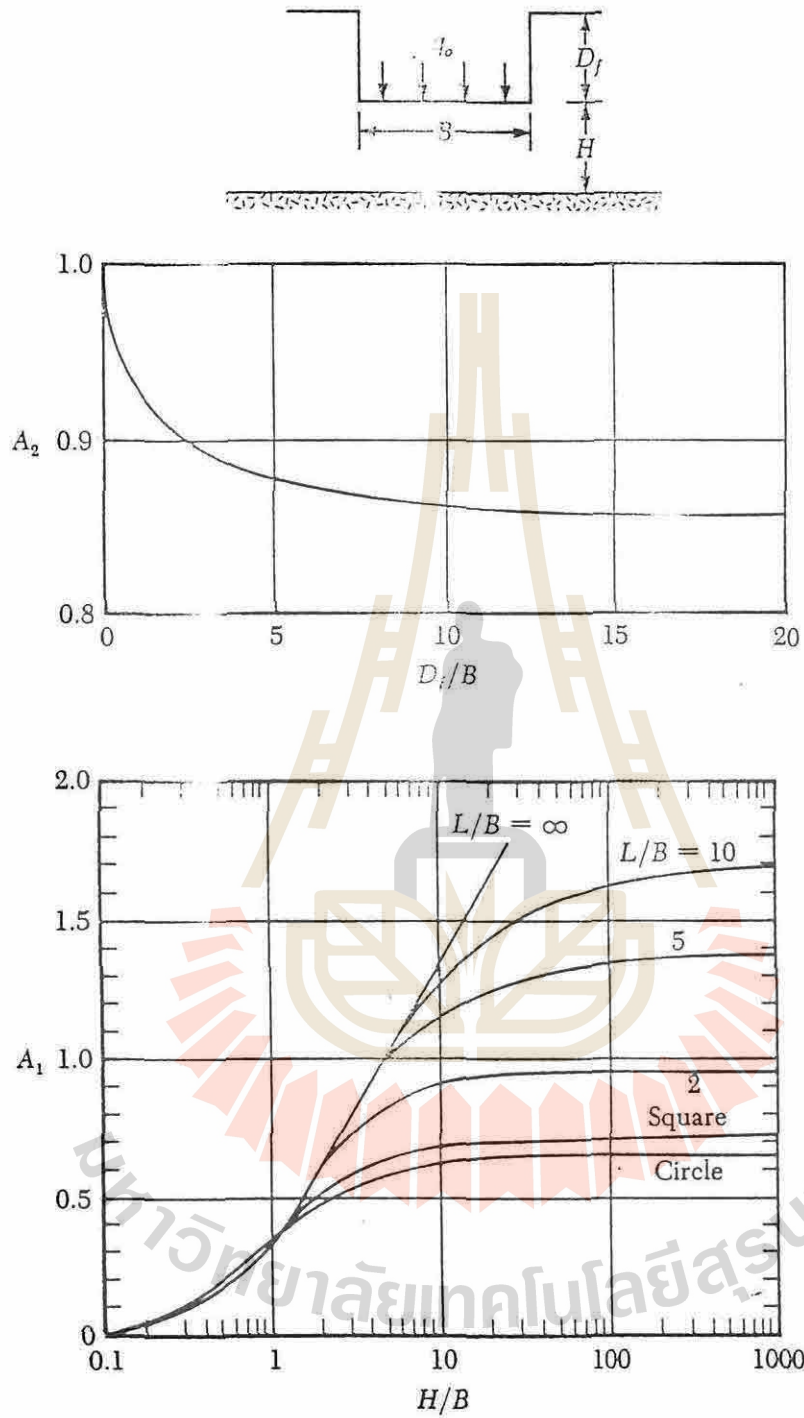
Settlement of foundation = ρ for layer A + ρ for layer B

ρ for layer A = settlement with thickness H_1 and modulus E_1

ρ for layer B = settlement with thickness H_2 and modulus E_2

- ρ for thickness H_1 and modulus E_2

Figure 9.3 Principle of layering



▼ **FIGURE 3.28** Values of A_1 and A_2 for immediate settlement calculation—Eq. (3.80) (after Christian and Carrier, 1978)

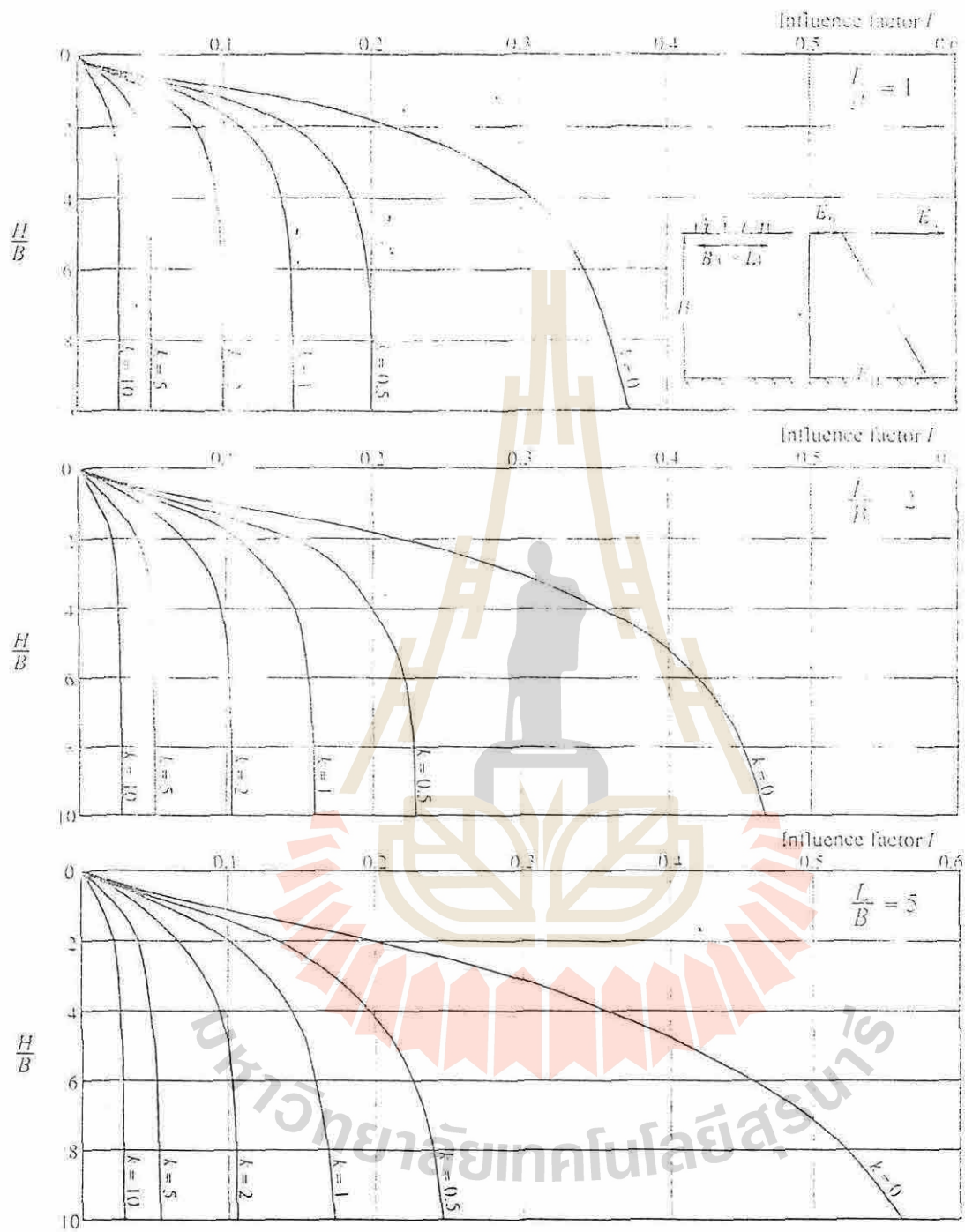


Figure 9.5 Influence factors for modulus increasing with depth – immediate settlement (From Butler, 1974)

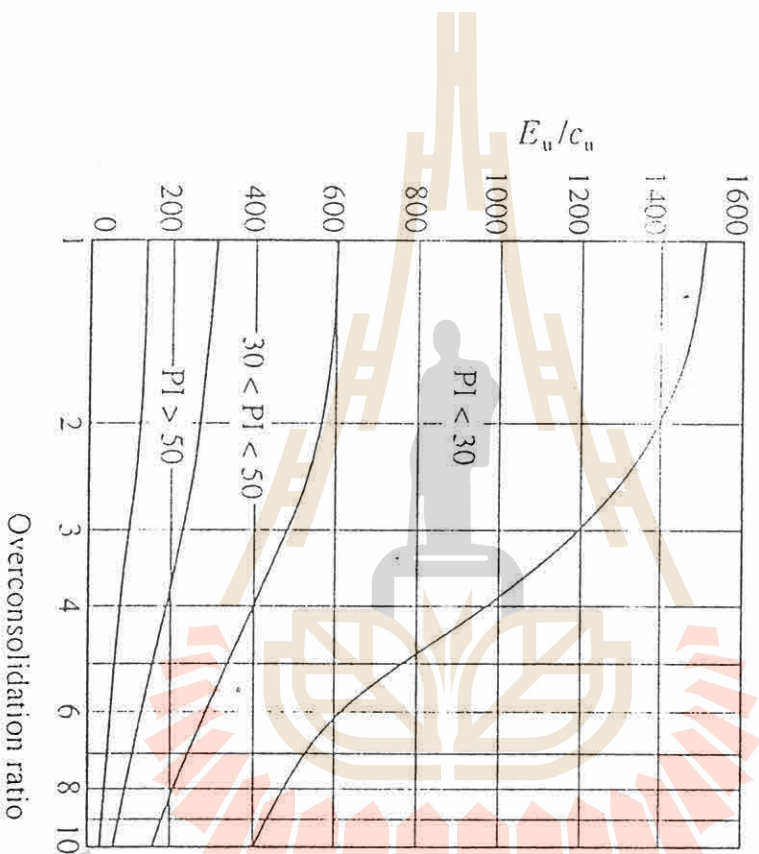
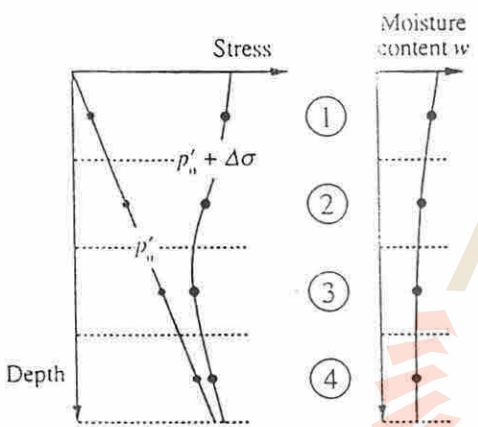


Figure 9.8 Undrained modulus correlation
 (From Janiolkowski et al, 1979)

$$\Delta e = C_c \log_{10} \left(\frac{p'_0 + \Delta \sigma}{p'_0} \right) \quad \therefore \Delta e = C_c P$$

$$e_0 = w_0 G_s \quad \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

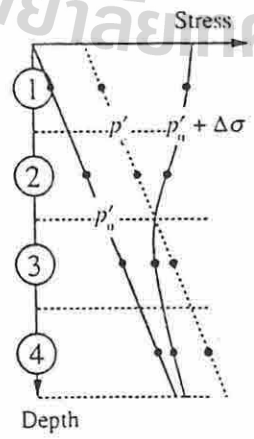
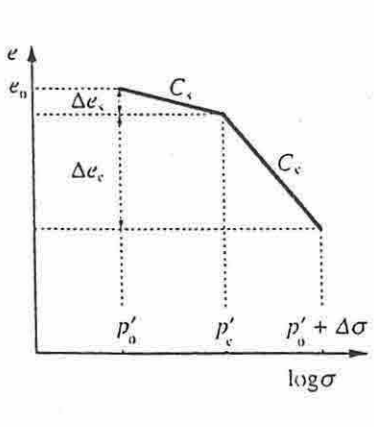
Normally consolidated clay



Layer	Values at mid-point of each layer						ΔH
	p'_0	$\Delta \sigma$	P	Δe	w_0	e_0	
1							
2							
3							
4							

consolidation settlement = $\sum \Delta H$

Lightly overconsolidated clay



$p'_0 + \Delta \sigma > p'_c$
 $\Delta e = \Delta e_s + \Delta e_c$
 $\Delta e = C_s \log_{10} \left(\frac{p'_c}{p'_0} \right) + C_c \log_{10} \left(\frac{p'_0 + \Delta \sigma}{p'_c} \right)$

$p'_0 + \Delta \sigma < p'_c$
 $\Delta e = \Delta e_s$
 $\Delta e = C_s \log_{10} \left(\frac{p'_0 + \Delta \sigma}{p'_0} \right)$

Figure 9.9 Compression index method

Stresses beneath flexible rectangle

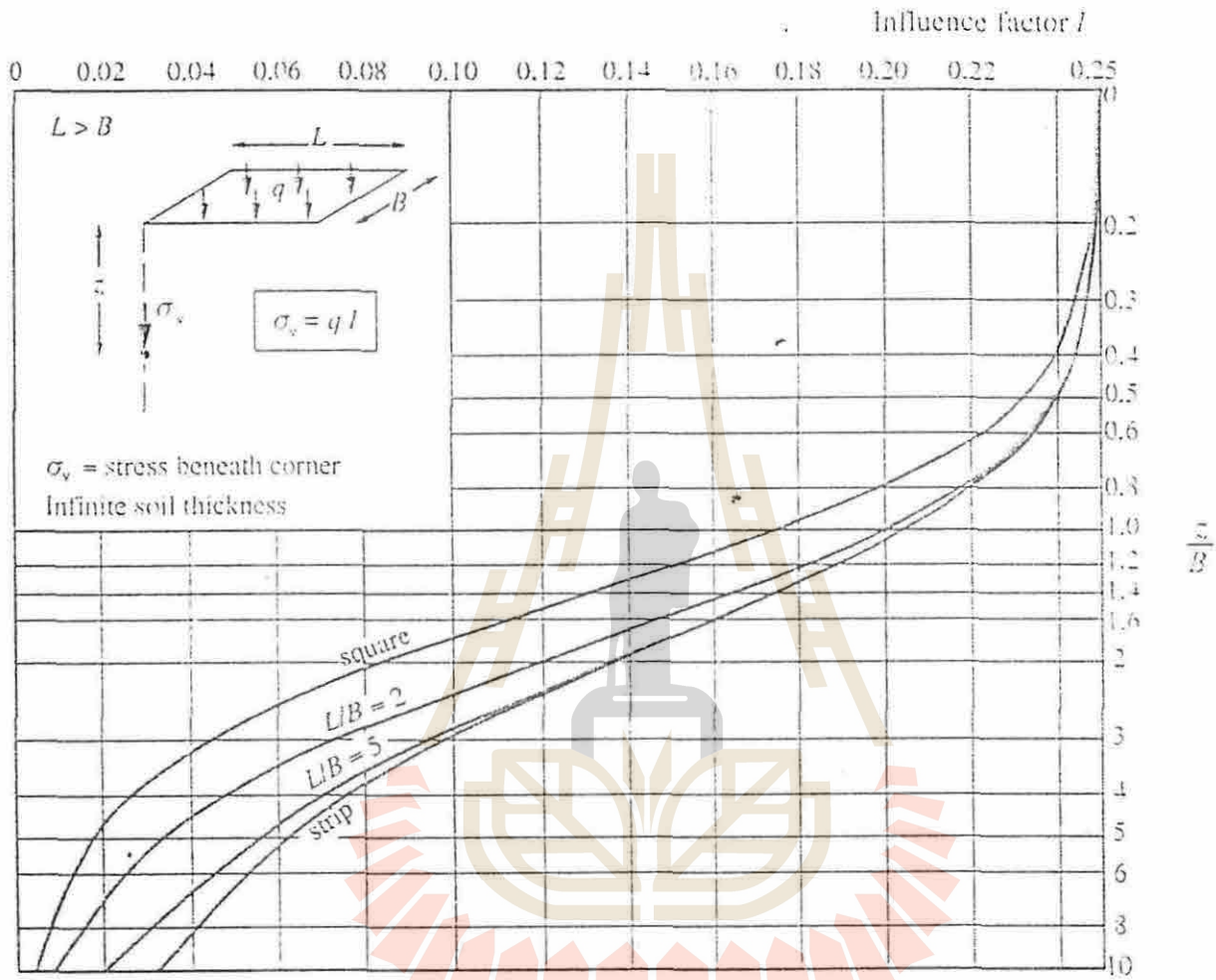


Figure 5.7. Stresses beneath a flexible rectangle (From Giroud, 1970)

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

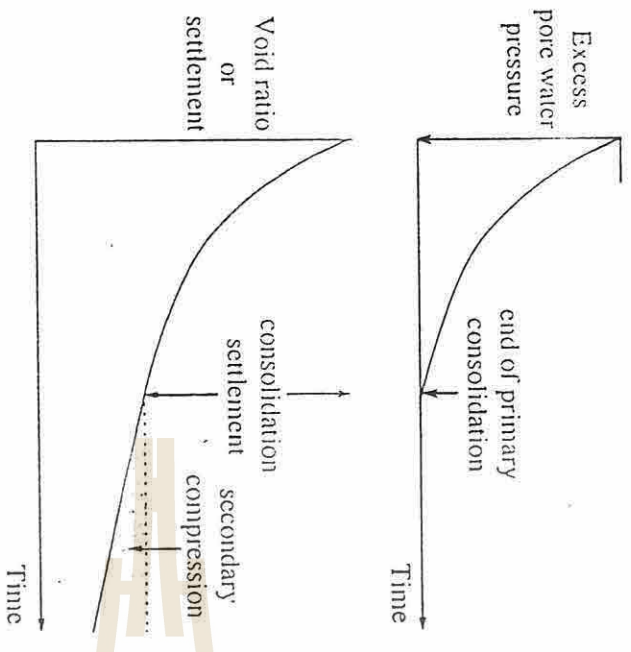


Figure 9.15 Definition of secondary compression

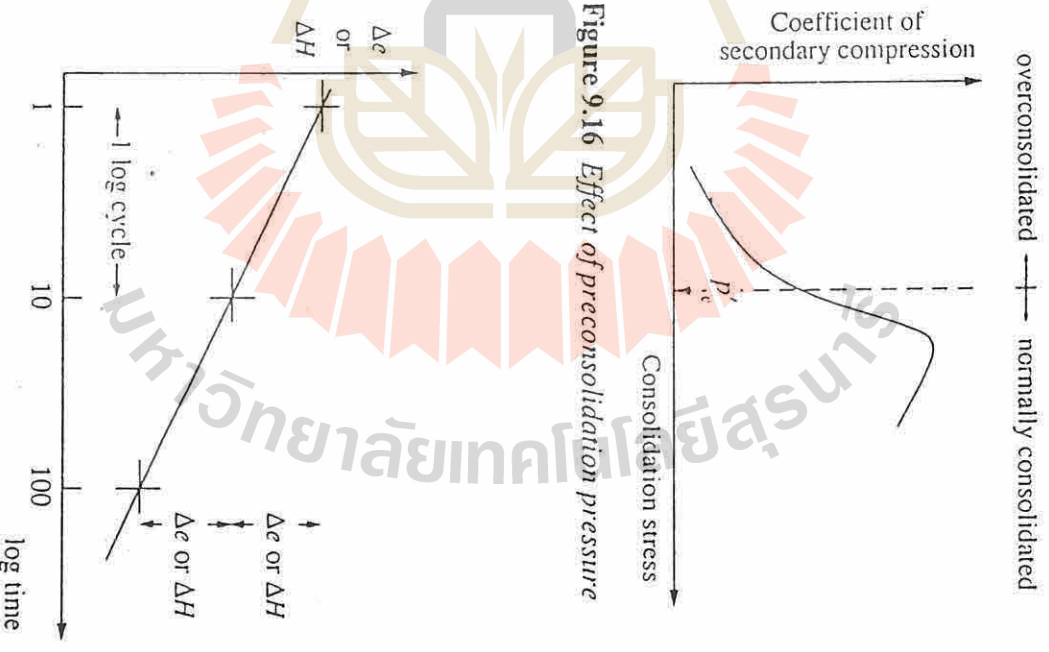


Figure 9.16 Effect of preconsolidation pressure

Figure 9.17 Log time plot - secondary compression

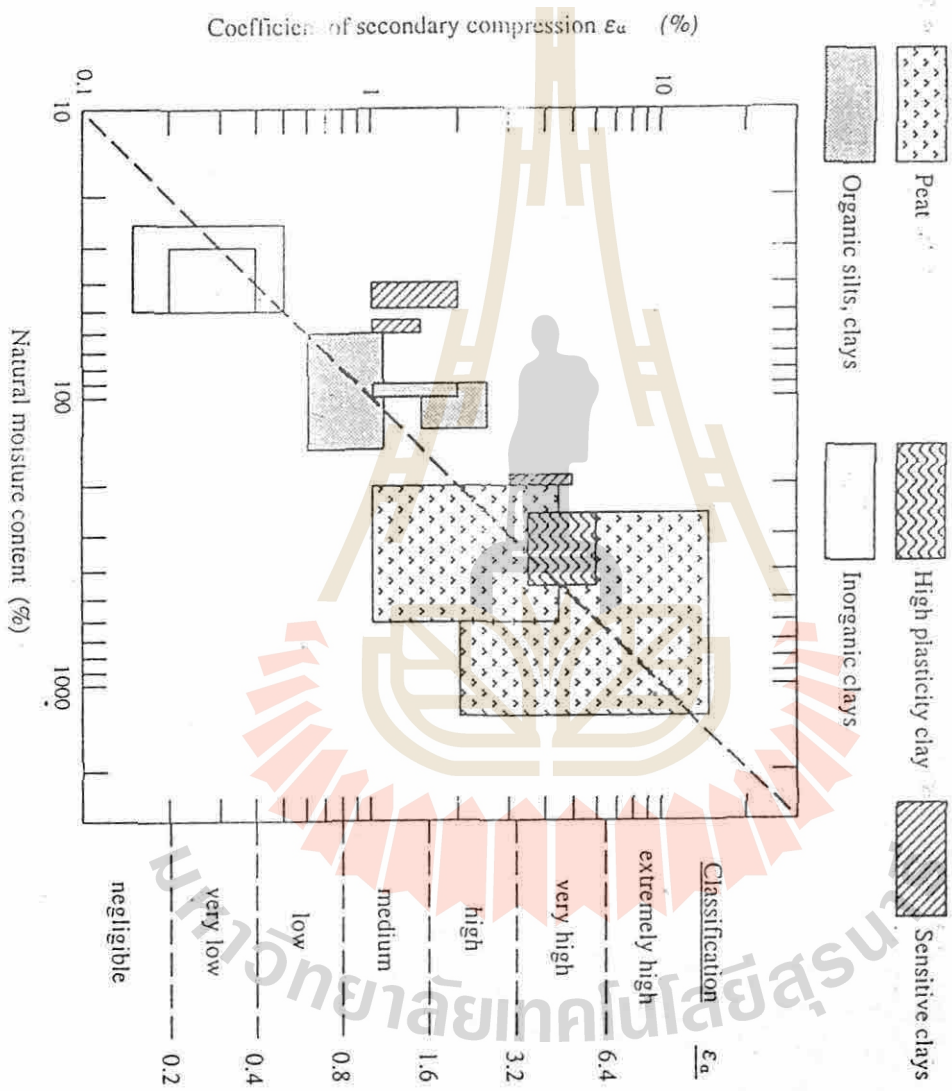
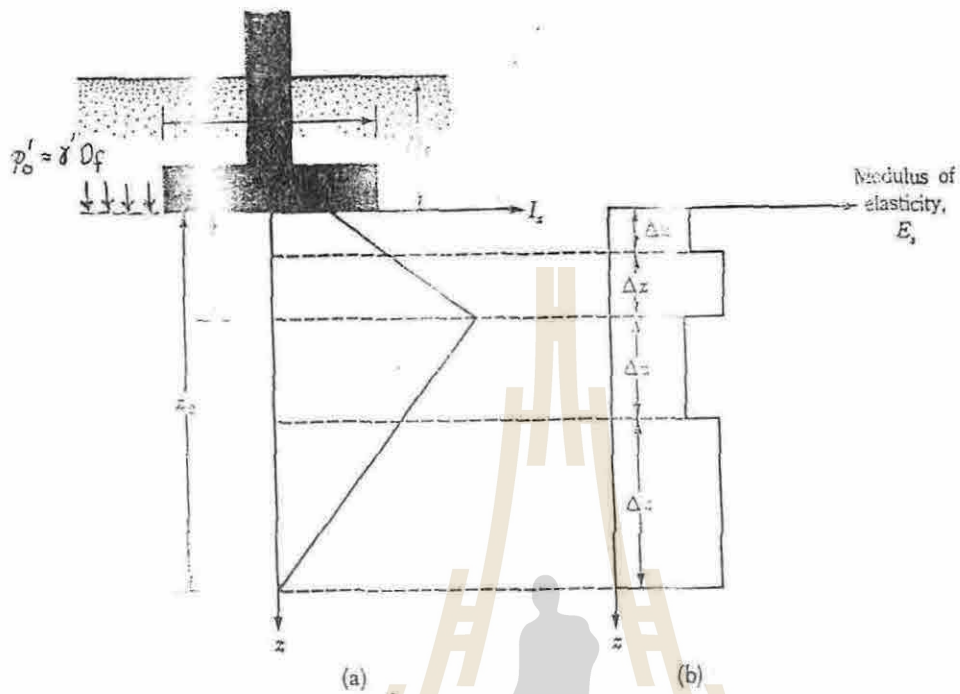


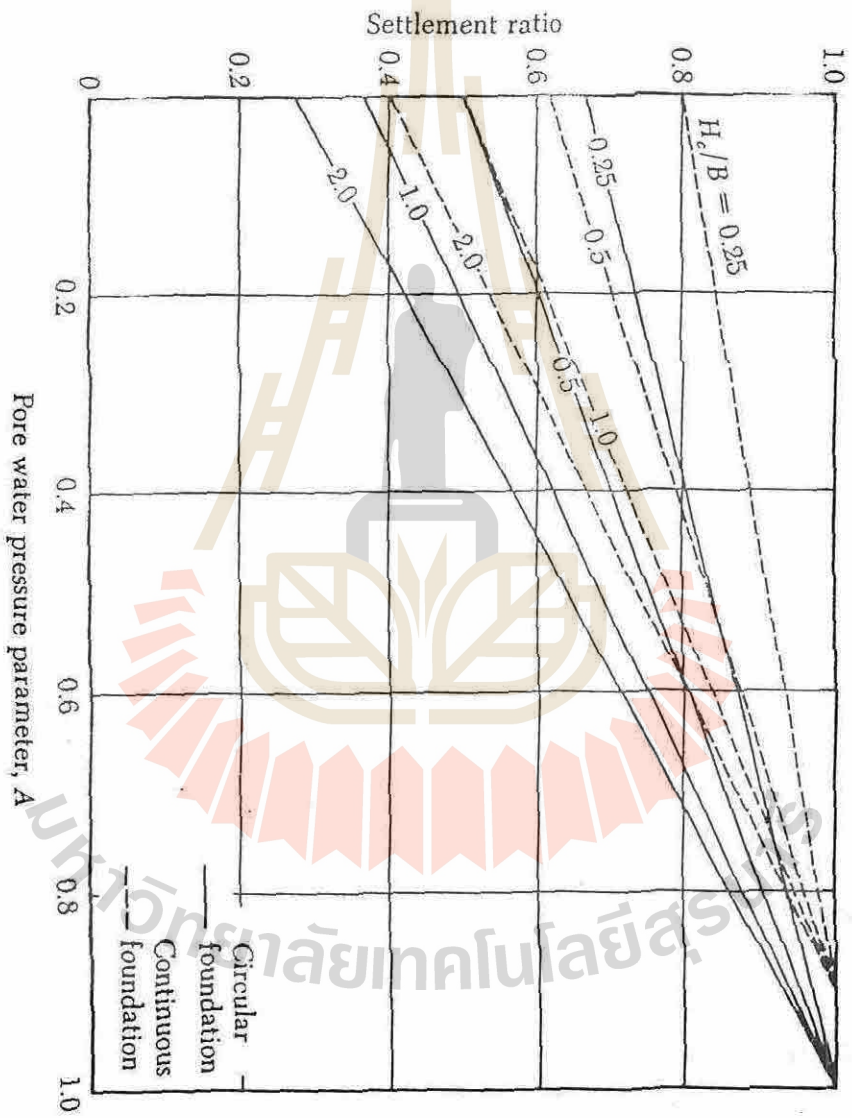
Figure 9.18 Coefficients of secondary compression ϵ_a for natural deposits (After Mesri, 1973)



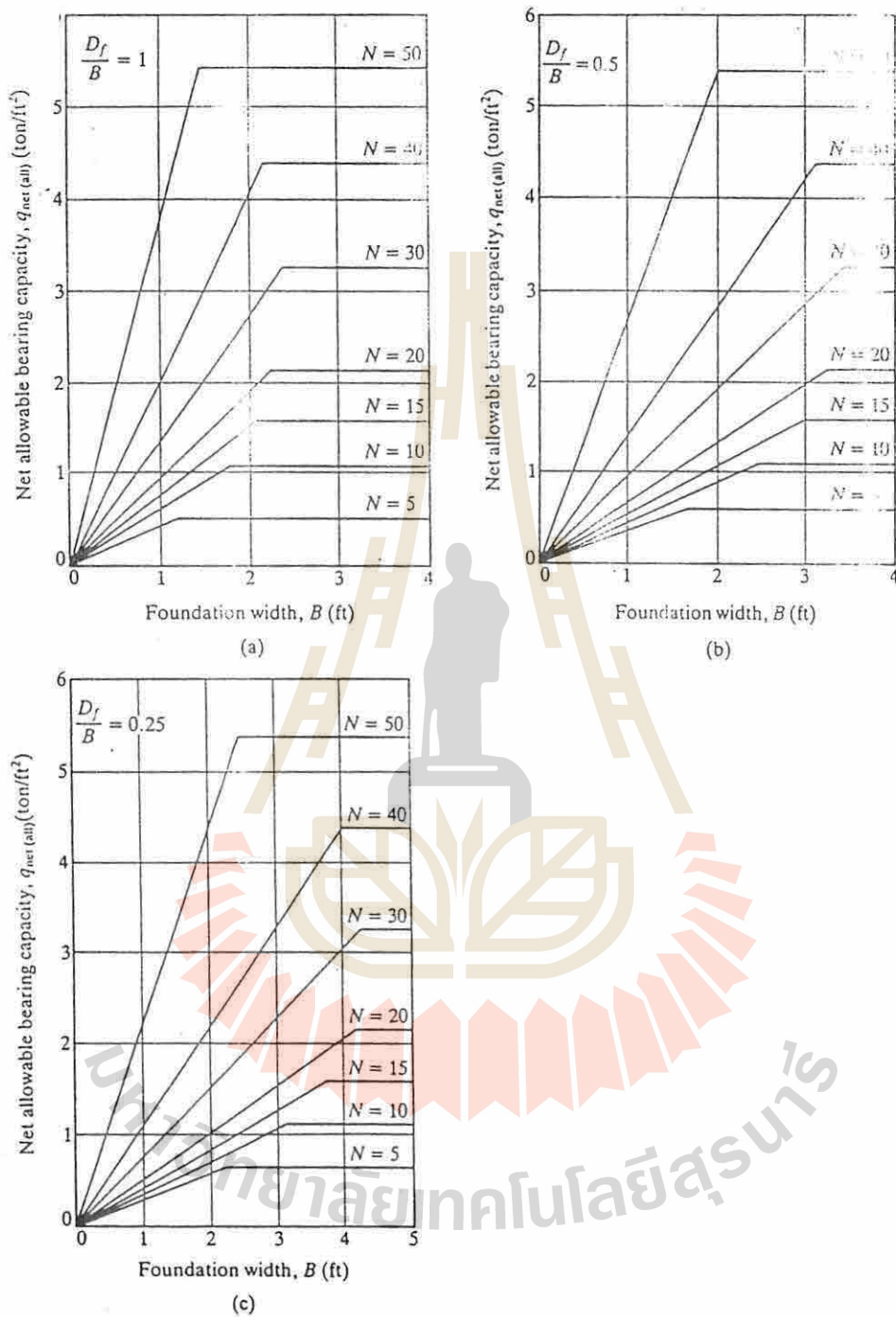
▼ FIGURE 3.29 Elastic settlement calculation by using strain influence factor

▼ TABLE 3.9 Elastic Parameters of Various Soils

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	lb/in^2	MN/m^2	
Loose sand	0.500–3.500	10.25–24.15	0.20–0.40
Medium dense sand	2.500–10.000	17.25–37.60	0.25–0.40
Dense sand	6.000–30.000	34.50–55.20	0.30–0.45
Silty sand	1.500–2.500	10.25–17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	10.000–23.000	39.00–172.50	0.15–0.35



▼ **FIGURE 3.36** Settlement ratios for circular (K_{ci}) and continuous (K_{ci}) foundations



▼ **FIGURE 3.51** Correlation of net allowable bearing capacity in sand with standard penetration number for foundation settlements not exceeding 1 in. (25.4 mm) (after Peck et al., 1974)

TABLE 3.14 Allowable Settlement Criteria: 1955 U.S.R. Building Code^a

Type of structure	(a) η	Sand and hard clay	Plastic clay
Civil and industrial building column foundations:			
For steel and reinforced concrete structures	0.002	0.002	0.002
For end rows of columns with brick cladding	0.007	0.007	0.001
For structures where auxiliary strain does not arise during nonuniform settlement of foundations	0.005	0.005	0.005
Tilt of smokestacks, towers, silos, and so on	0.004	0.004	0.004
Craneways	0.003	0.003	0.003
(b) Δ/L			
Plain brick walls:			
For multistory dwellings and civil buildings at $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004	0.0004
at $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007	0.0007
For one-story mills	0.0010	0.0010	0.0010

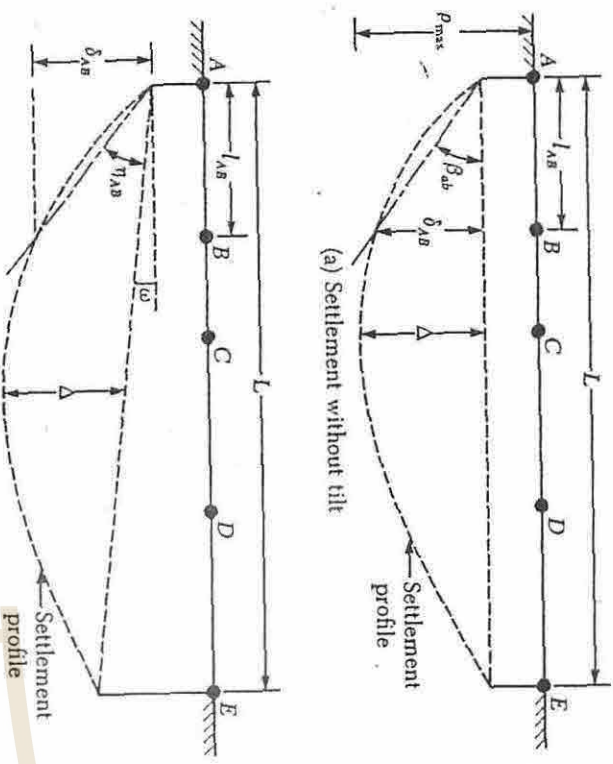


FIGURE 3.54 Parameters for definition of tolerable settlement (redrawn after Wahls, 1981)

TABLE 3.13 Limiting Angular Distortion As Recommended by Bjerrum^a

Category of potential damage	η
Danger to machinery sensitive to settlement	1/750
Danger to frames with diagonals	1/600
Safe limit for no cracking of buildings ^b	1/500
First cracking of panel walls	1/300
Difficulties with overhead cranes	1/300
Tilting of high rigid buildings becomes visible	1/250
Considerable cracking of panel and brick walls	1/150
Danger of structural damage to general buildings	1/150
Safe limit for flexible brick walls, $L/H > 4^b$	1/150

^a After Wahls (1981)
^b Safe limits include a factor of safety

TABLE 3.15 Allowable Average Settlement for Different Building Types^a

Type of building	Allowable average settlement (mm)
Building with plain brick walls	3
$L/H \geq 2.5$	(80)
$L/H \leq 1.5$	4
	(100)
Building with brick walls, reinforced with reinforced concrete or reinforced brick	6
	(150)
Reinforced building	4
	(100)
Solid reinforced concrete foundations of smokestacks, silos, towers, and so on	12
	(300)

^a After Wahls (1981)

Ex Foundation Settlement Schmertmann's Method.

ขั้วรากขนาด $4 \times 4 \text{ m}^2$ วางอยู่บนความลึก 2 เมตร จาก ระดับผิวดิน.

เกิด uniform gross pressure ซึ่งเกิดขึ้นที่ฐานราก มีค่า 140 kN/m^2

$\sigma_{z \text{ sand}} = 18 \text{ kN/m}^2$

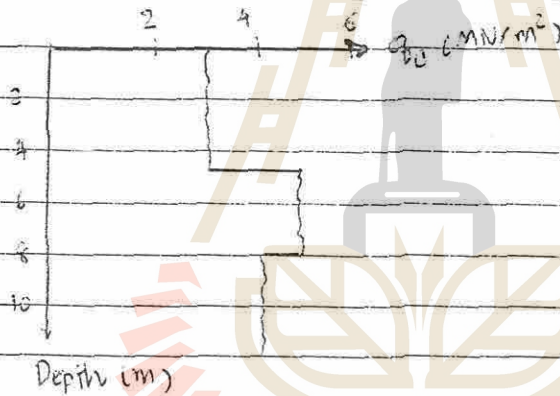
จงหา

1) immediate settlement

2) long-term settlement

วิธีทำ - รื้อดินทำให้อิ่มจนทั่วชั้นดิน

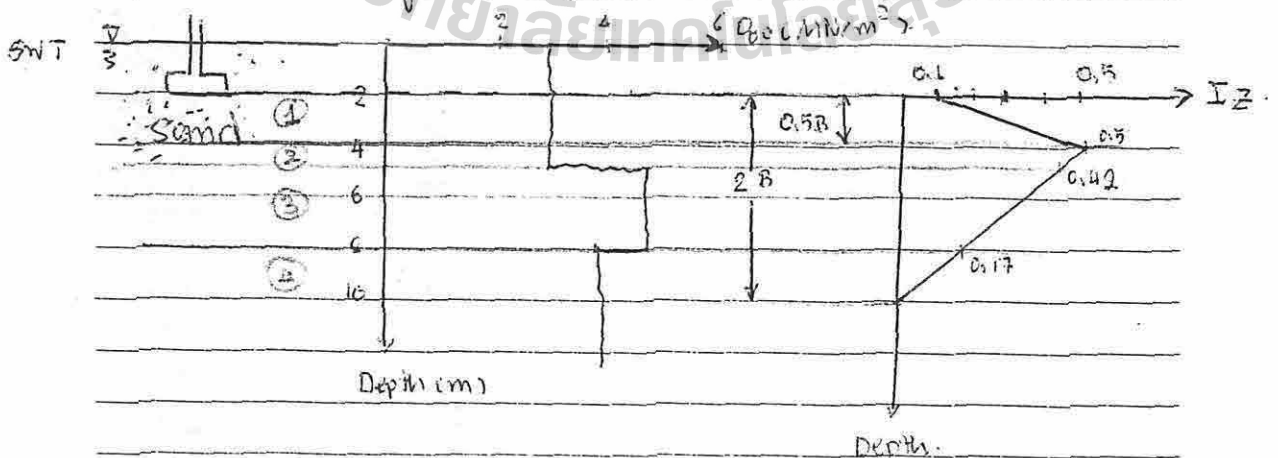
- กำหนดขนาดของ cone penetration ให้ค่า q_c ที่ลึก



Solution.

- Immediate settlement.

plot influence factor diagram.



$$p = c_1 c_2 \Delta p \sum_c \frac{I_z \Delta z}{E_s}$$

$$p_c = (18 - 9.5) \times 2 = 16.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p = (140 - 2 \times 9.5) - 16.4 = 104 \text{ kN/m}^2$$

$$c_1 = 1 - 0.5 \times \frac{16.4}{104} = 0.92$$

layer.	Δz (m).	E_s (MN/m ²).	I_z (average)	$\frac{I_z \Delta z}{E_s}$
1	2.0	$2.5 \times 3 = 7.5$	0.30	0.08.
2	1.0	$2.5 \times 3 = 7.5$	0.46	0.06.
3	3.0	$2.5 \times 5 = 12.5$	0.295	0.07.
4	2.0	$2.5 \times 4 = 10$	0.085	0.01

$Z = 0.22$

$$p_i = 0.92 \times 104 \times 0.22$$

$$= 21 \text{ mm}$$

- long-term settlement: (design life = 30 years)

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \frac{30}{0.1}$$

$$= 1.5$$

$$p_f = 21 \times 1.5 = 31.5 \text{ mm}$$

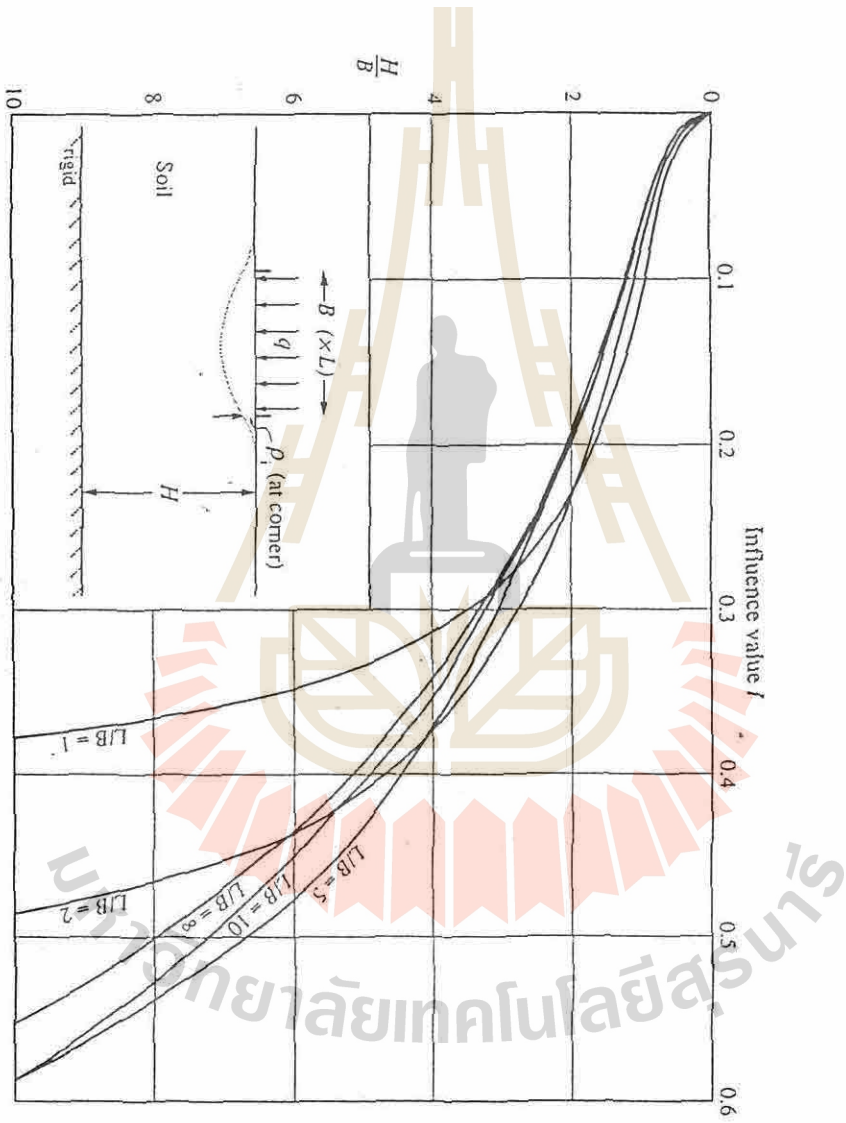
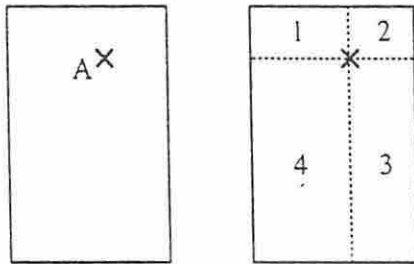
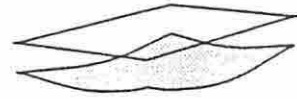
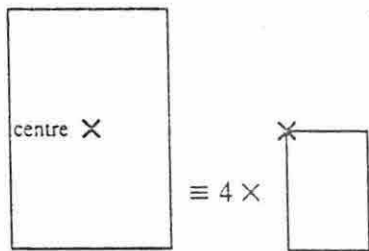


Figure 9.1 Influence values for immediate settlement (From Ueshita and Meyerhof, 1968)

For a flexible loaded area settlements vary giving a dish-shaped profile



settlement at A = settlement at corner of area 1
 + settlement at corner of area 2
 + settlement at corner of area 3
 + settlement at corner of area 4



Examples

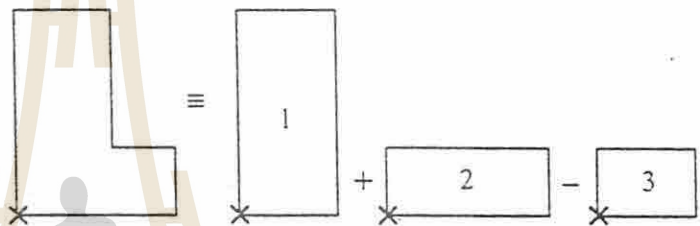
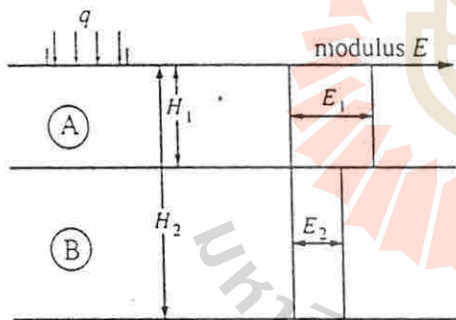


Figure 9.2 Principle of superposition



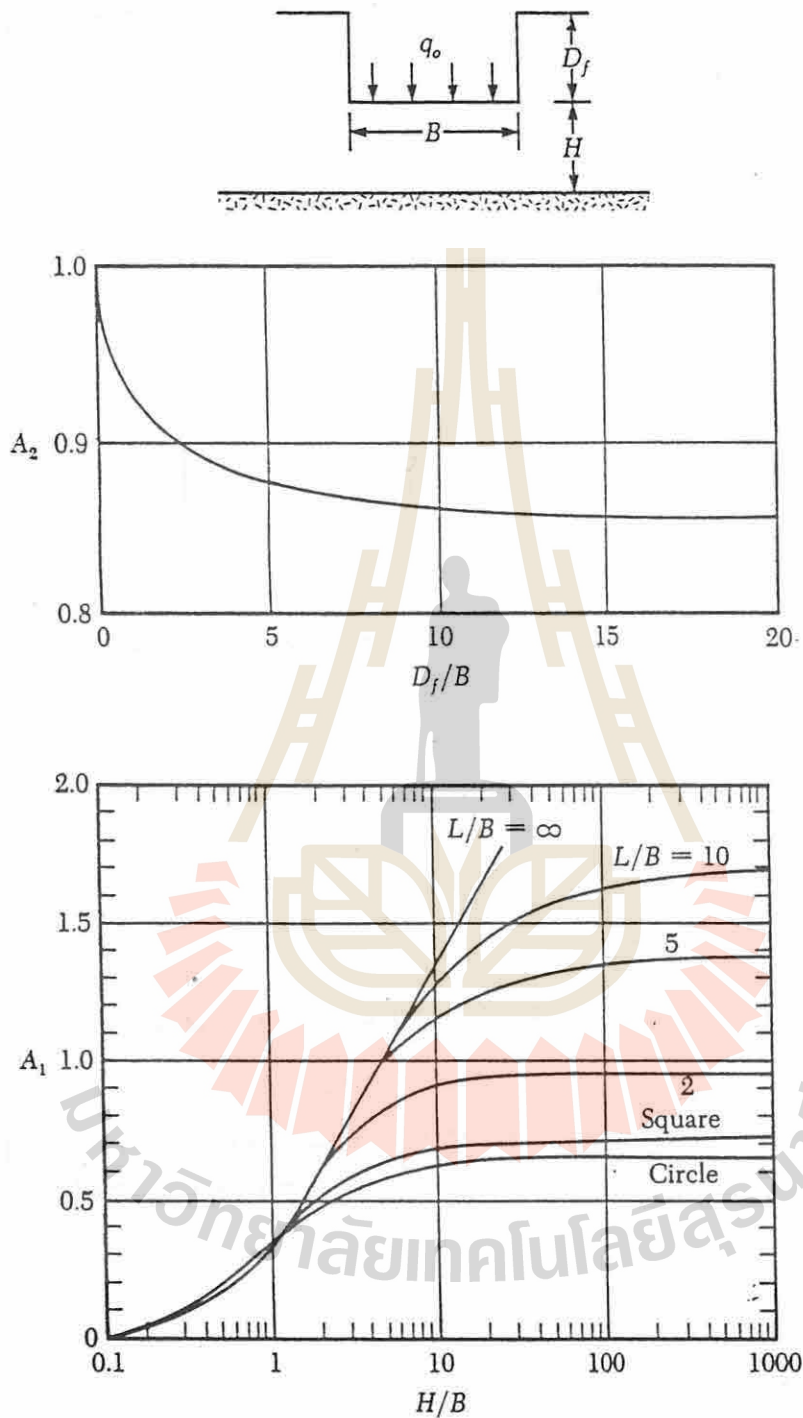
Settlement of foundation = ρ for layer A + ρ for layer B

ρ for layer A = settlement with thickness H_1 and modulus E_1

ρ for layer B = settlement with thickness H_2 and modulus E_2

- ρ for thickness H_1 and modulus E_2

Figure 9.3 Principle of layering



▼ **FIGURE 3.28** Values of A_1 and A_2 for immediate settlement calculation—Eq. (3.80) (after Christian and Carrier, 1978)

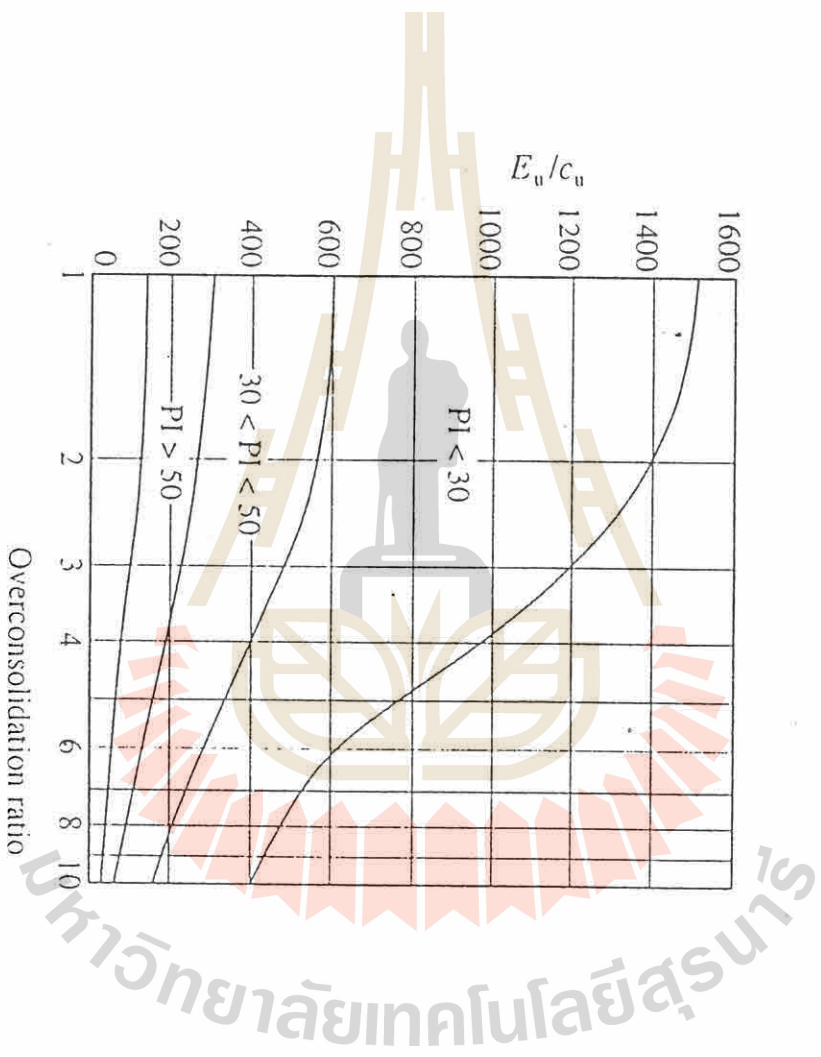


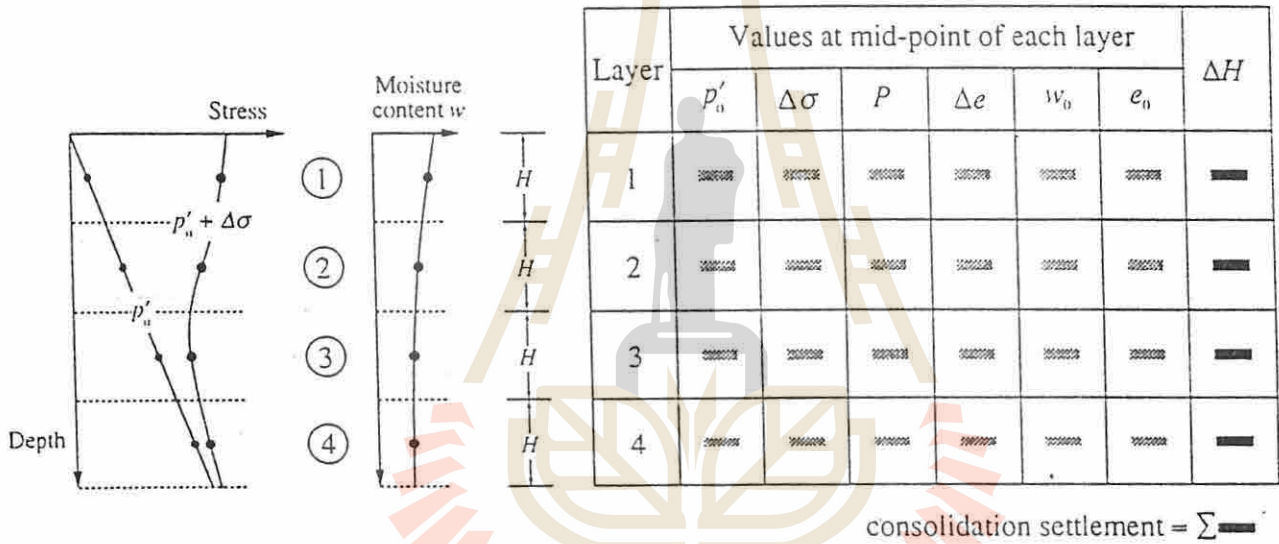
Figure 9.8 Undrained modulus correlation
 (From Jamiolkowski et al. 1979)

$$\Delta e = C_c \log_{10} \left(\frac{p'_0 + \Delta \sigma}{p'_0} \right) \quad \therefore \Delta e = C_c P$$

$$e_0 = w_0 G_s$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Normally consolidated clay



Lightly overconsolidated clay

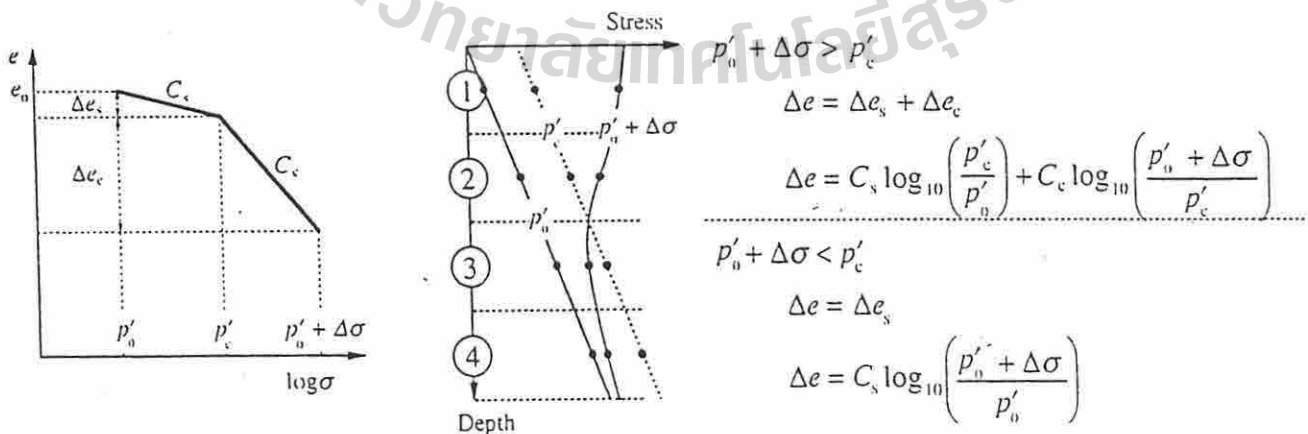
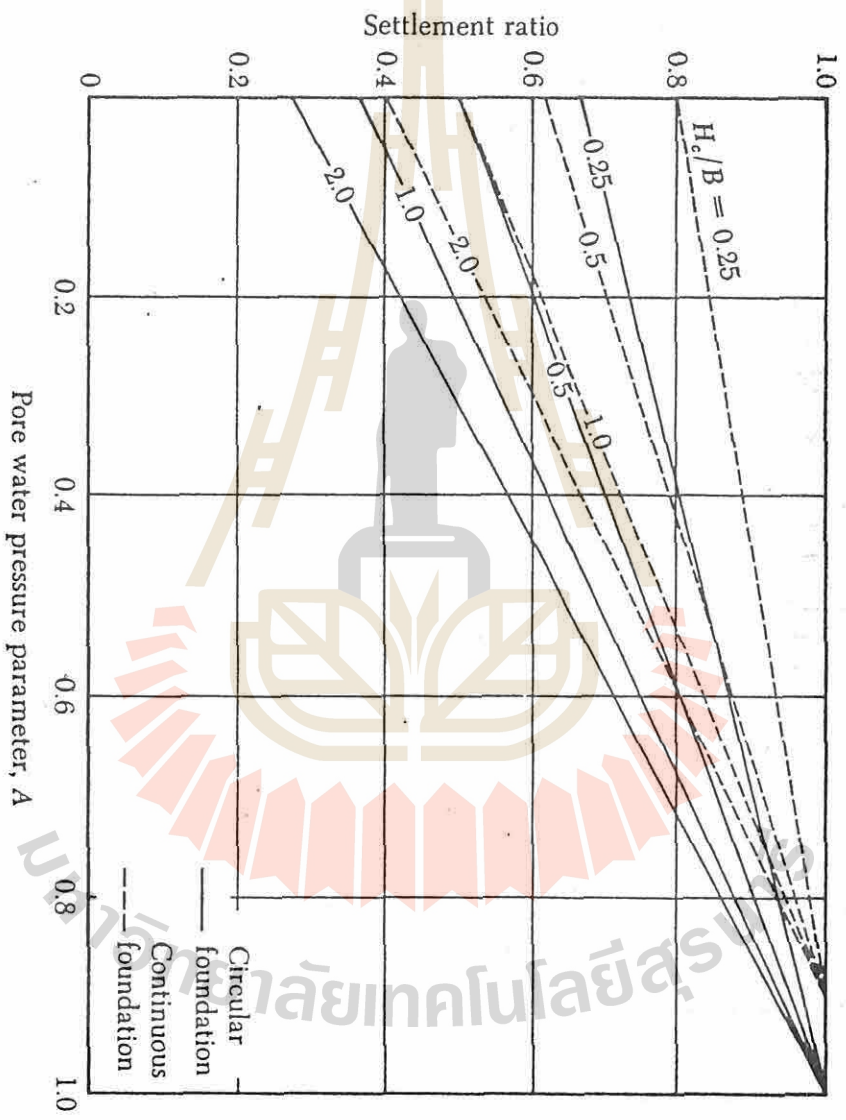


Figure 9.9 Compression index method



▼ **FIGURE 3.36** Settlement ratios for circular (K_{sit}) and continuous (K_{sit}) foundations

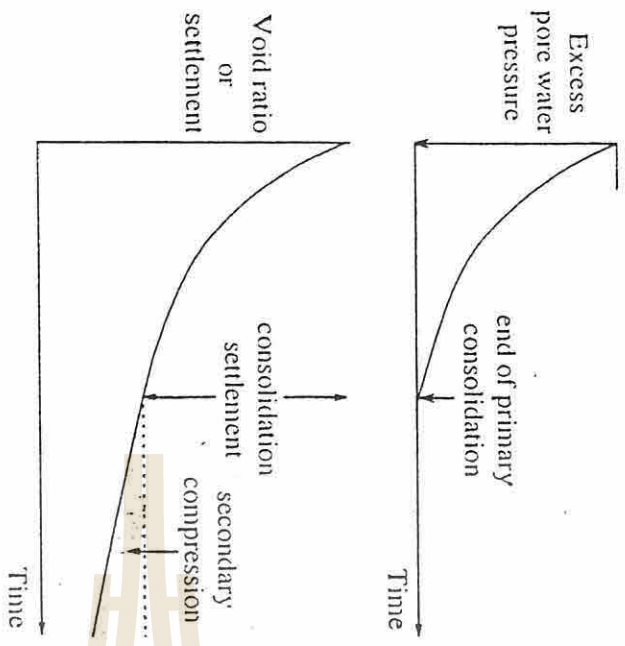


Figure 9.15 Definition of secondary compression

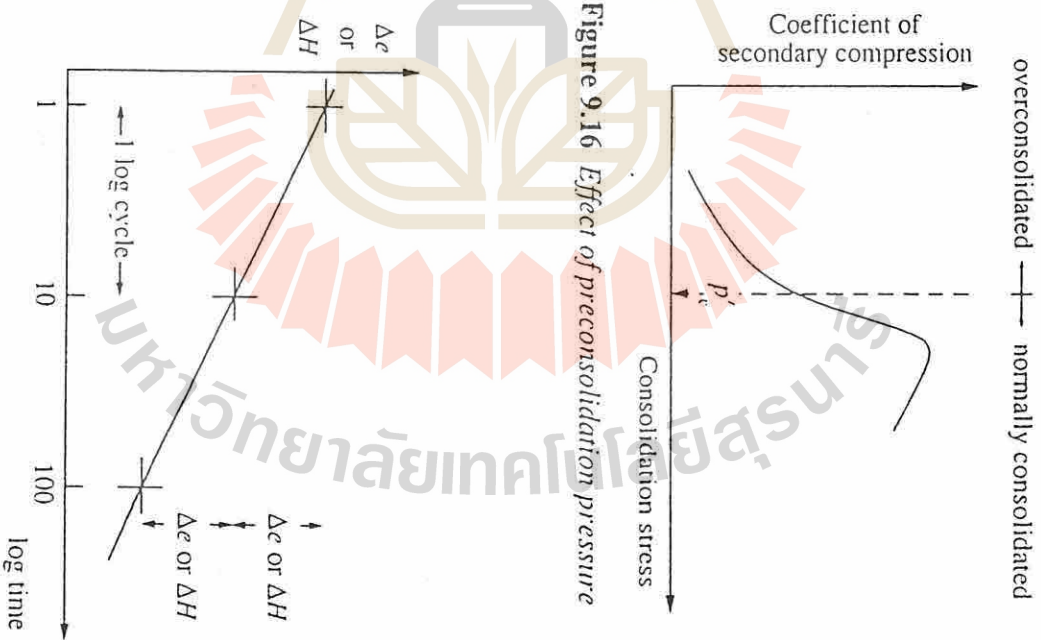


Figure 9.16 Effect of preconsolidation pressure

Figure 9.17 Log time plot – secondary compression

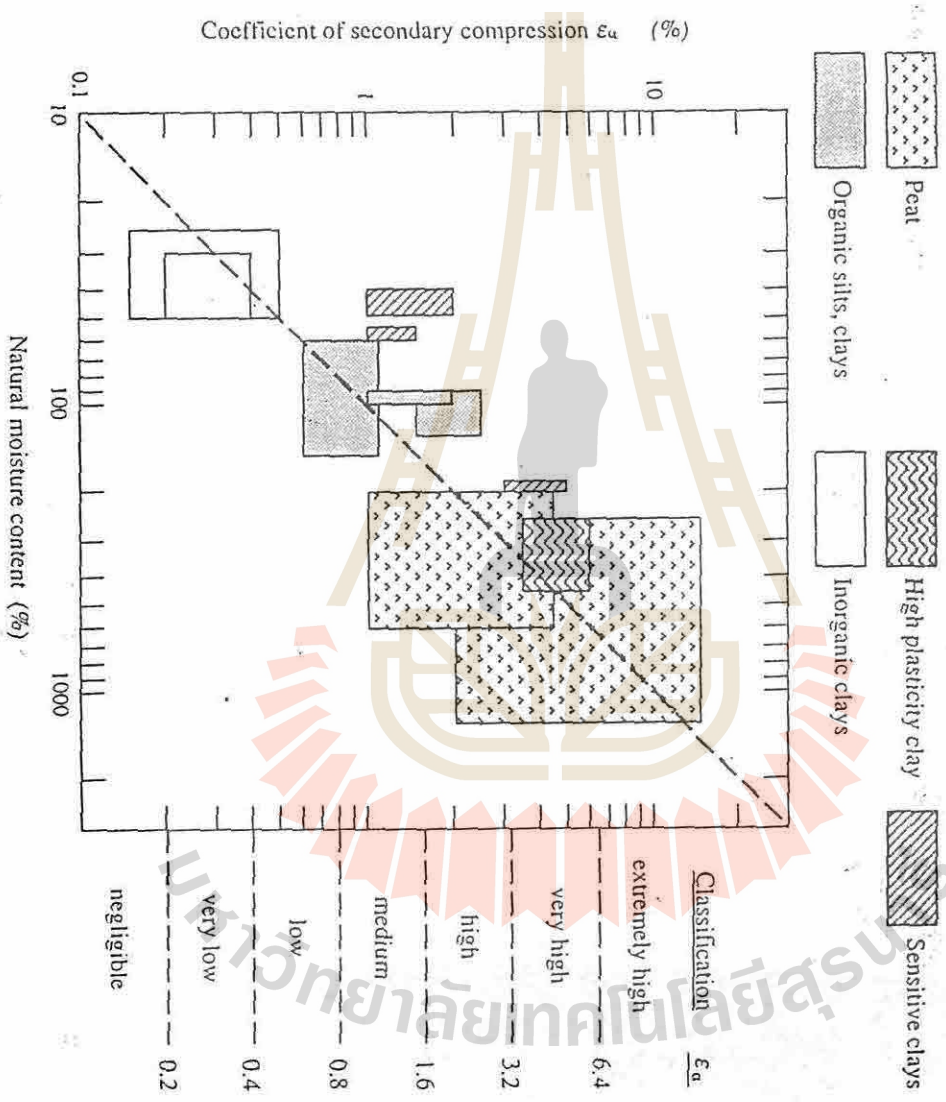
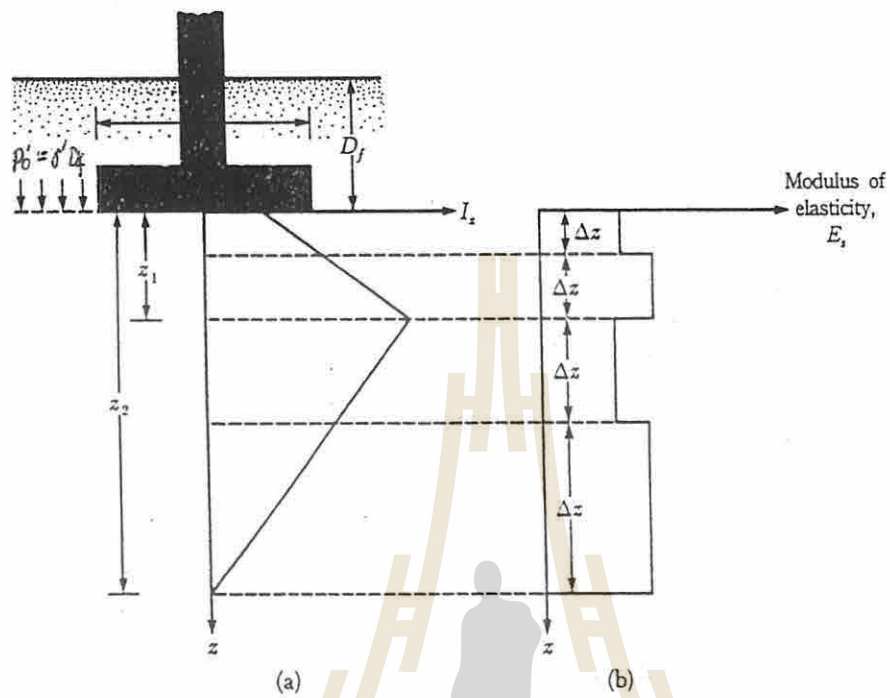


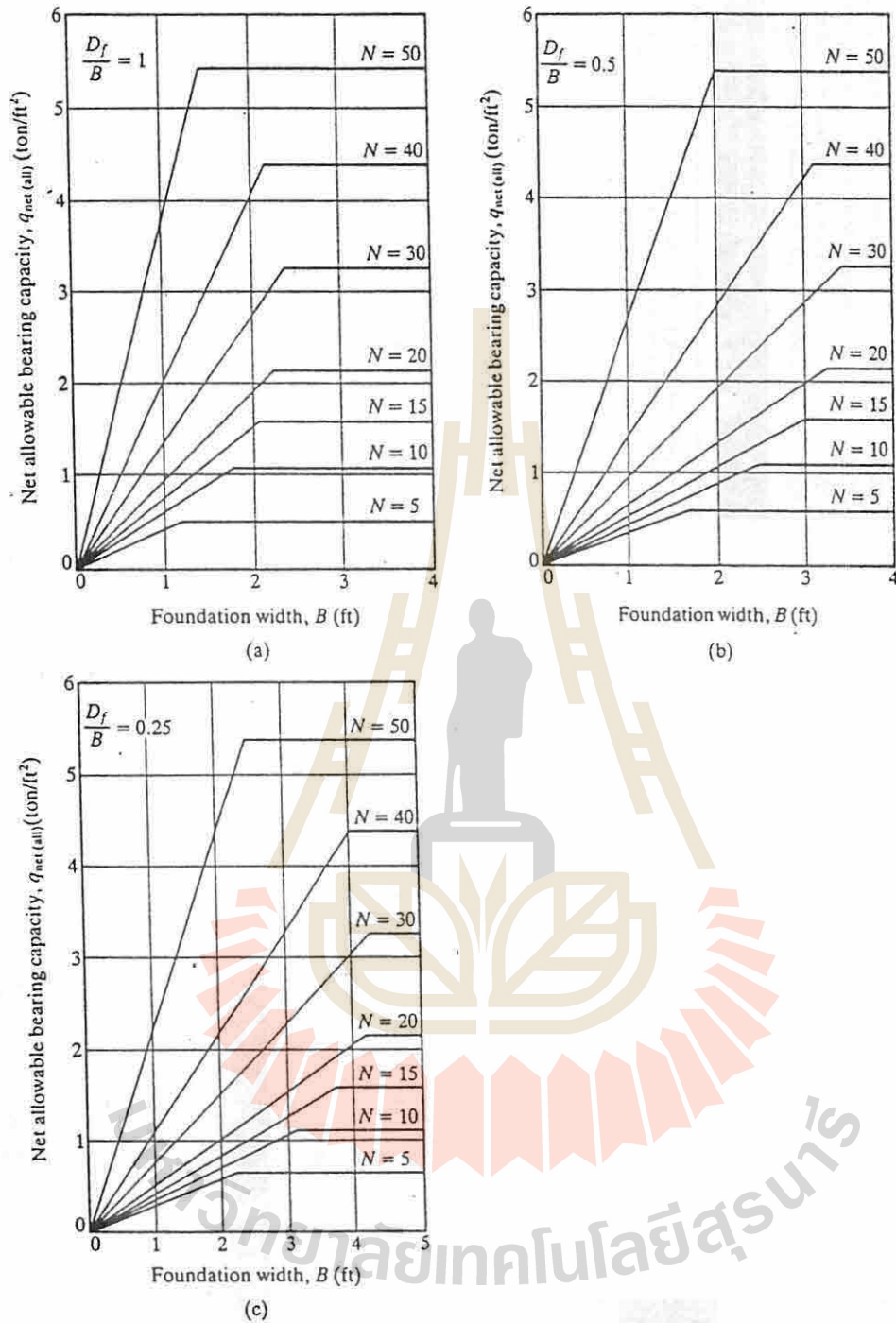
Figure 9.18 Coefficients of secondary compression ϵ_{α} for natural deposits (After Mesri, 1973)



▼ FIGURE 3.29 Elastic settlement calculation by using strain influence factor

▼ TABLE 3.9 Elastic Parameters of Various Soils

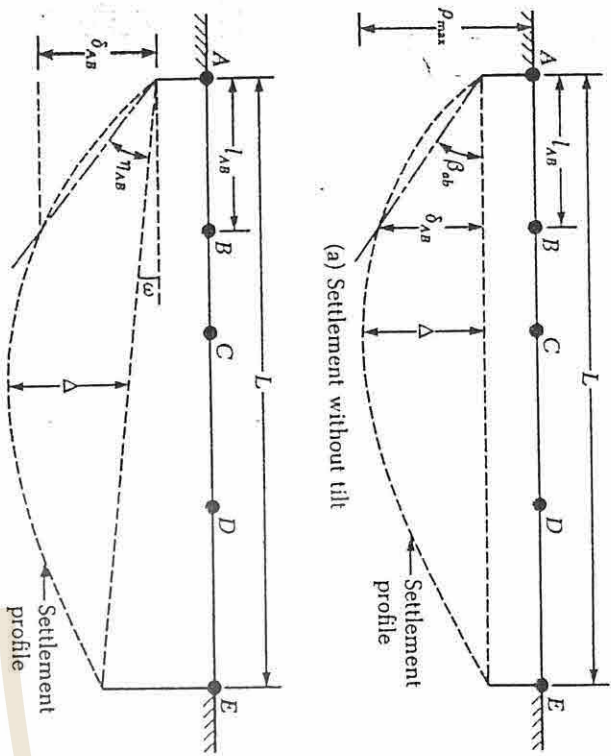
Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	lb/in^2	MN/m^2	
Loose sand	1,500–3,500	10.35–24.15	0.20–0.40
Medium-dense sand	2,500–4,000	17.25–27.60	0.25–0.40
Dense sand	5,000–8,000	34.50–55.20	0.30–0.45
Silty sand	1,500–2,500	10.35–17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	10,000–25,000	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	600–3,000	4.1–20.7	0.20–0.50
Medium clay	3,000–6,000	20.7–41.4	0.20–0.50
Stiff clay	6,000–14,000	41.4–96.6	0.20–0.50



▼ **FIGURE 3.51** Correlation of net allowable bearing capacity in sand with standard penetration number for foundation settlements not exceeding 1 in. (25.4 mm) (after Peck et al., 1974)

▼ TABLE 3.14 Allowable Settlement Criteria : 1955 U.S.S.R. Building Code*

Type of structure	(a) η	
	Sand and hard clay	Plastic clay
Civil- and industrial-building column foundations:		
For steel and reinforced concrete structures	0.002	0.002
For end rows of columns with brick cladding	0.007	0.001
For structures where auxiliary strain does not arise during nonuniform settlement of foundations	0.005	0.005
Tilt of smokestacks, towers, silos, and so on:	0.004	0.004
Craneways:	0.003	0.003
(b) ν/L		
Plain brick walls:		
For multistory dwellings and civil buildings at $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
at $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
For one-story mills	0.0010	0.0010



▼ FIGURE 3.54 Parameters for definition of tolerable settlement (redrawn after Wahls, 1981)

▼ TABLE 3.13 Limiting Angular Distortion $\Delta\alpha$ Recommended by Bjerrum*

Category of potential damage	η
Danger to machinery sensitive to settlement	1/750
Danger to frames with diagonals	1/600
Safe limit for no cracking of buildings ^b	1/500
First cracking of panel walls	1/300
Difficulties with overhead cranes	1/300
Tilting of high rigid buildings becomes visible	1/250
Considerable cracking of panel and brick walls	1/150
Danger of structural damage to general buildings	1/150
Safe limit for flexible brick walls, $L/H > 4^c$	1/150

* After Wahls (1981)

^b Safe limits include a factor of safety.

▼ TABLE 3.15 Allowable Average Settlement for Different Building Types*

Type of building	Allowable average settlement, in. (mm)
Building with plain brick walls	3
$L/H \geq 2.5$	(90)
$L/H \leq 1.5$	4
	(100)
Building with brick walls, reinforced with reinforced concrete or reinforced brick	6
	(150)
Framed building	4
	(100)
Solid reinforced concrete foundations of smokestacks, silos, towers, and so on	12
	(300)

* After Wahls (1981)

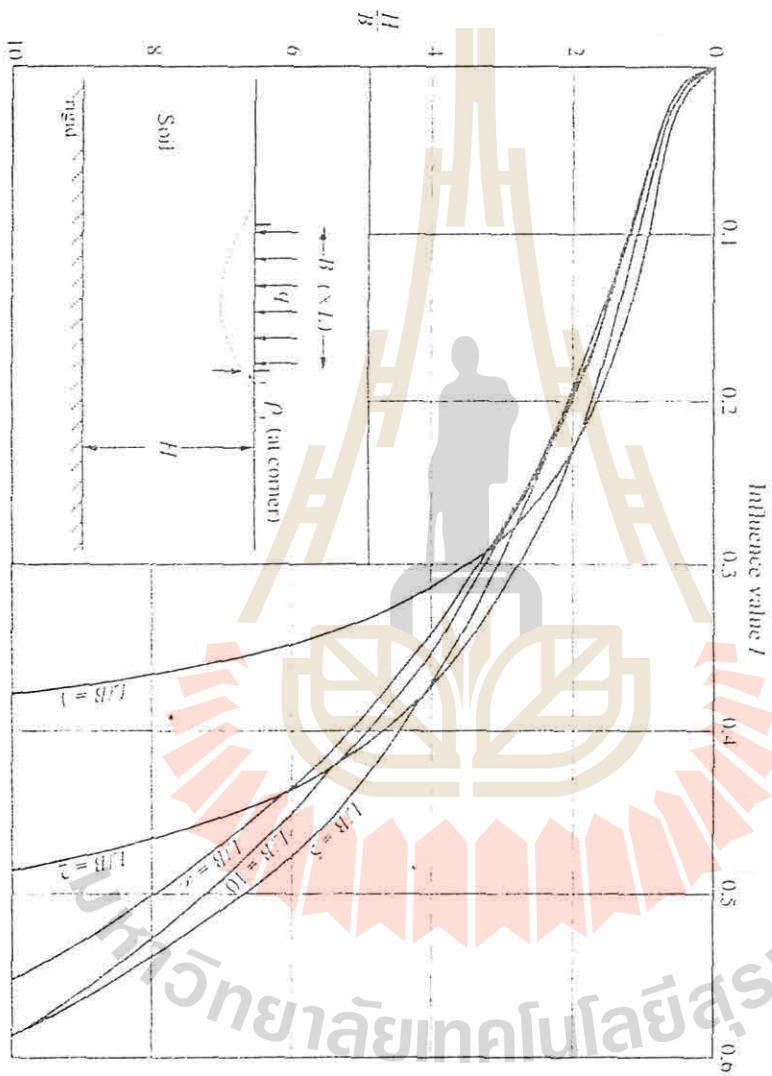
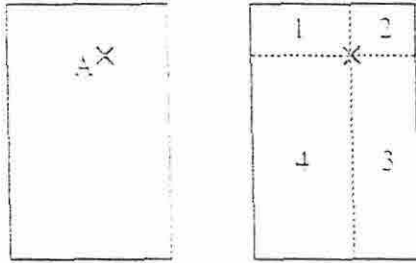
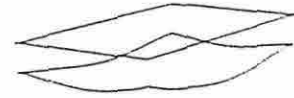
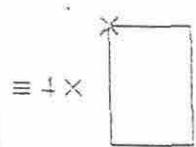


Figure 9.1 Influence values for immediate settlement from Eschri and Meyerhof, 1968

For a flexible loaded area settlements vary giving a dish-shaped profile



settlement at A = settlement at corner of area 1
 + settlement at corner of area 2
 + settlement at corner of area 3
 + settlement at corner of area 4



Examples

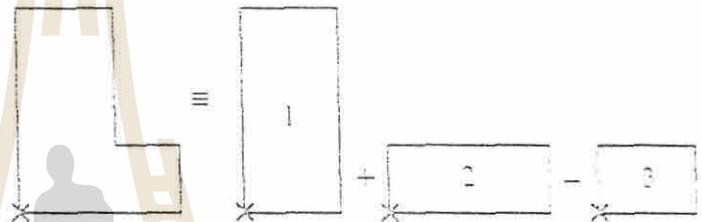
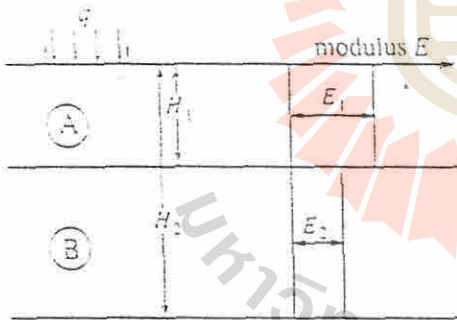


Figure 9.2 Principle of superposition



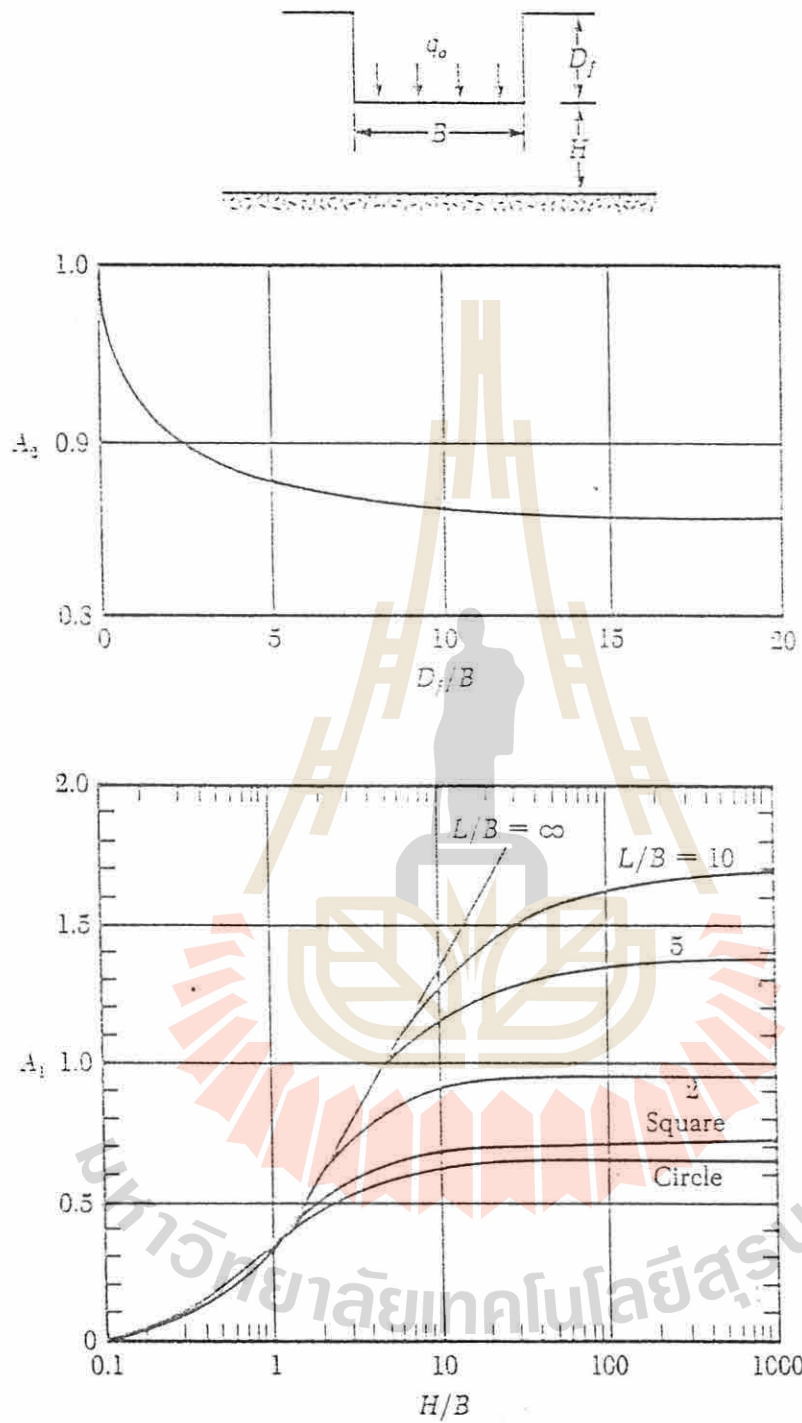
Settlement of foundation = ρ for layer A + ρ for layer B

ρ for layer A = settlement with thickness H_1 and modulus E_1

ρ for layer B = settlement with thickness H_2 and modulus E_2

- ρ for thickness H_1 and modulus E_2

Figure 9.3 Principle of layering



7 **FIGURE 3.23** Values of A_1 and A_2 for immediate settlement calculation—Eq. (3.30) (after Christian and Carrier, 1978)

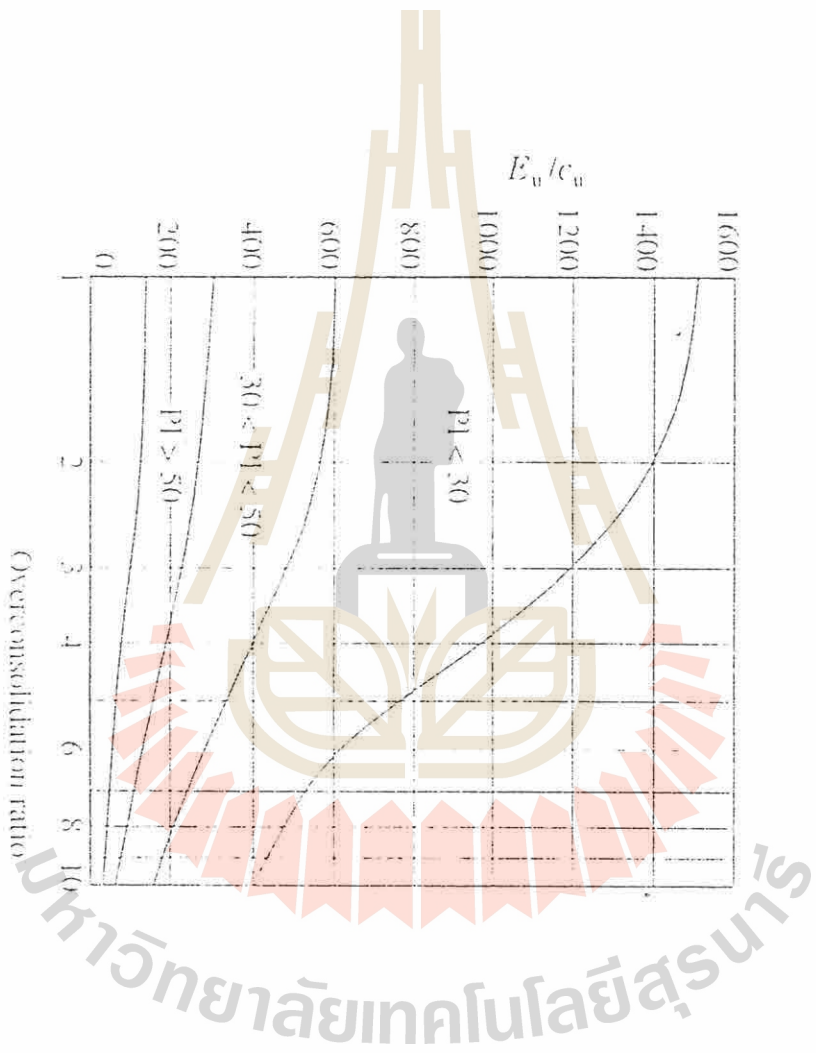
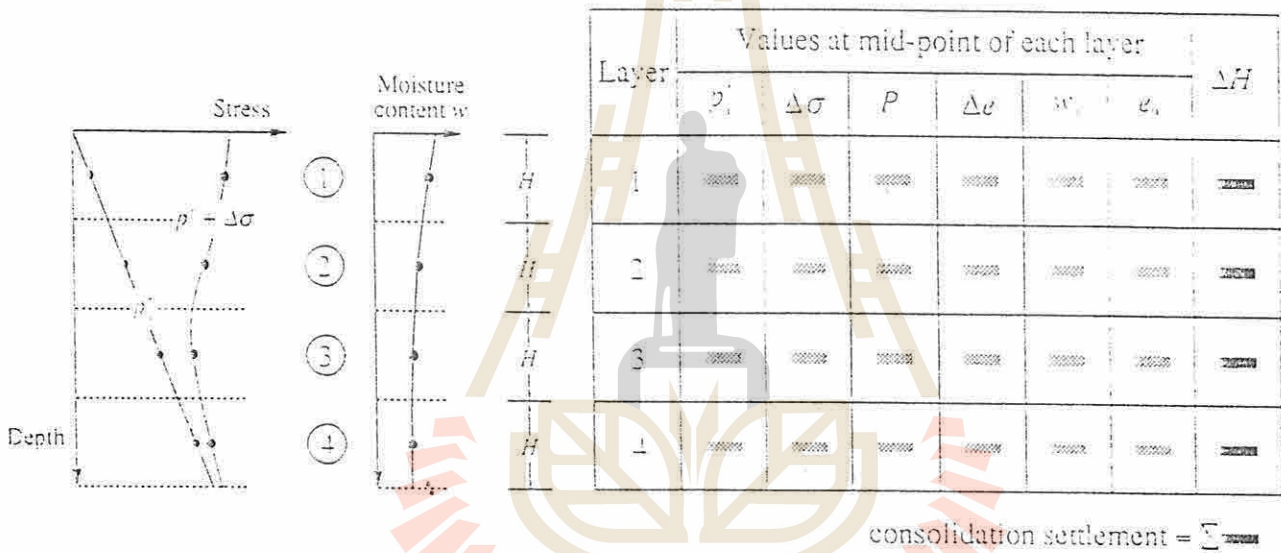


Figure 9.8 *Undrained modulus correlation*
 (From Lunneke et al., 1979)

$$\Delta e = C_c \log_{10} \left(\frac{p'_1 + \Delta \sigma}{p'_1} \right) \quad \text{or} \quad \Delta e = C \cdot P$$

$$e_0 = w_0 G_s \quad \Delta H = \frac{\Delta e}{1 - e} H$$

Normally consolidated clay



Lightly overconsolidated clay

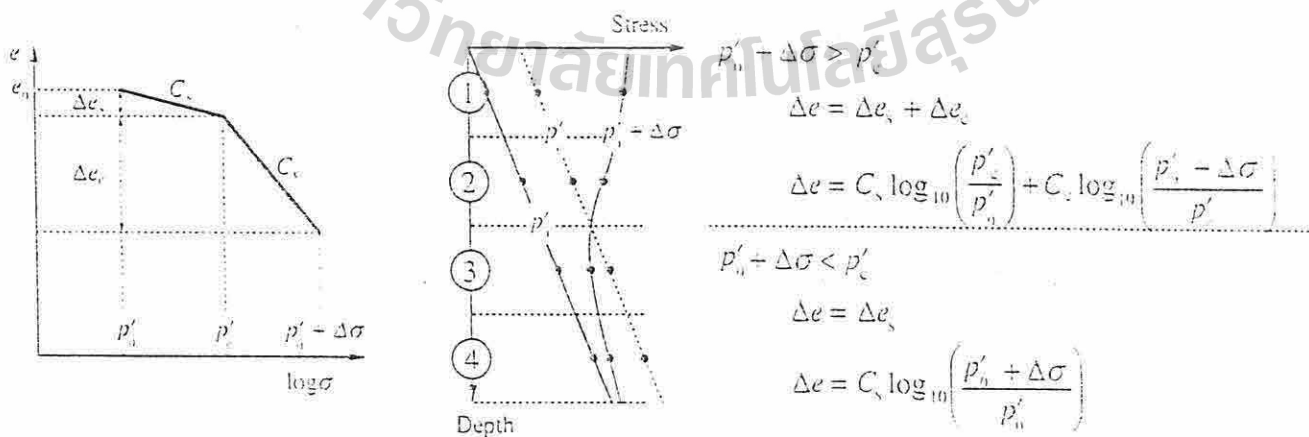


Figure 9.9 Compression index method

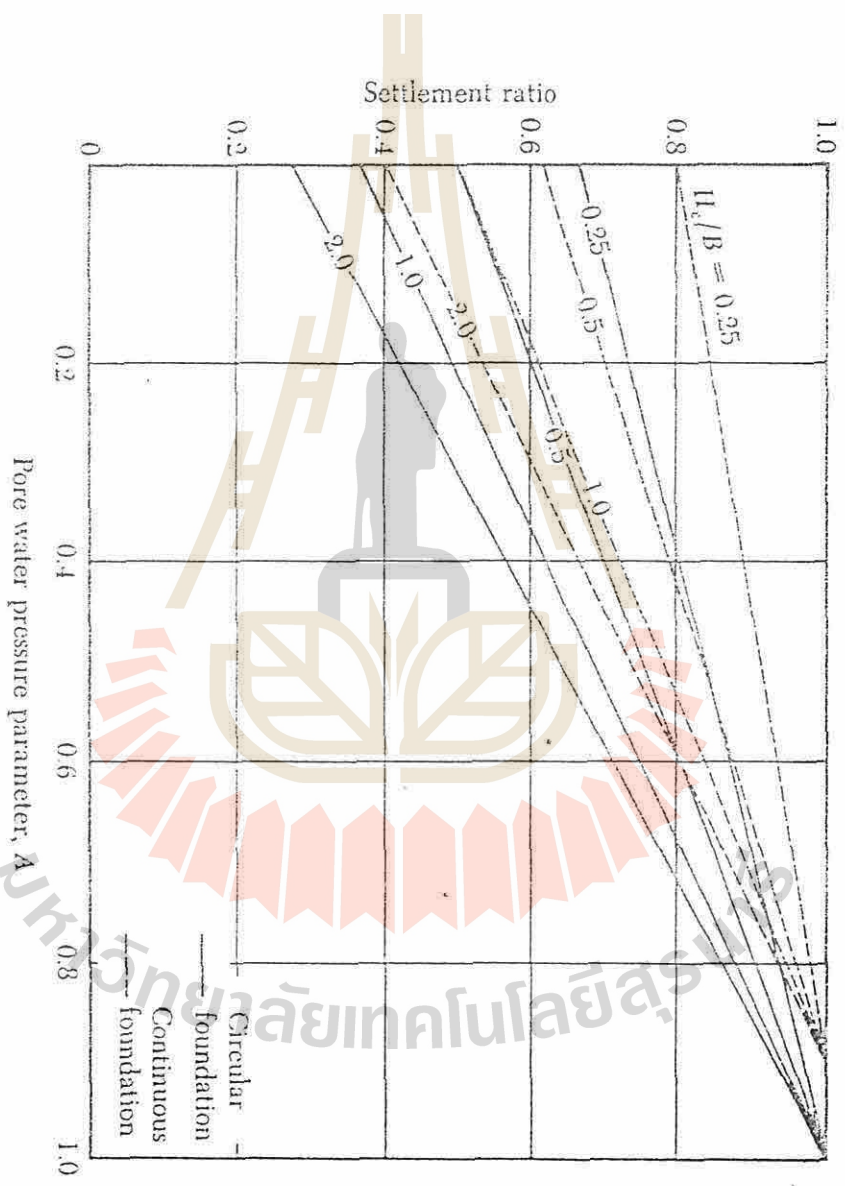


FIGURE 3.36 Settlement ratios for circular (K_{st}) and continuous (K_{st}) foundations

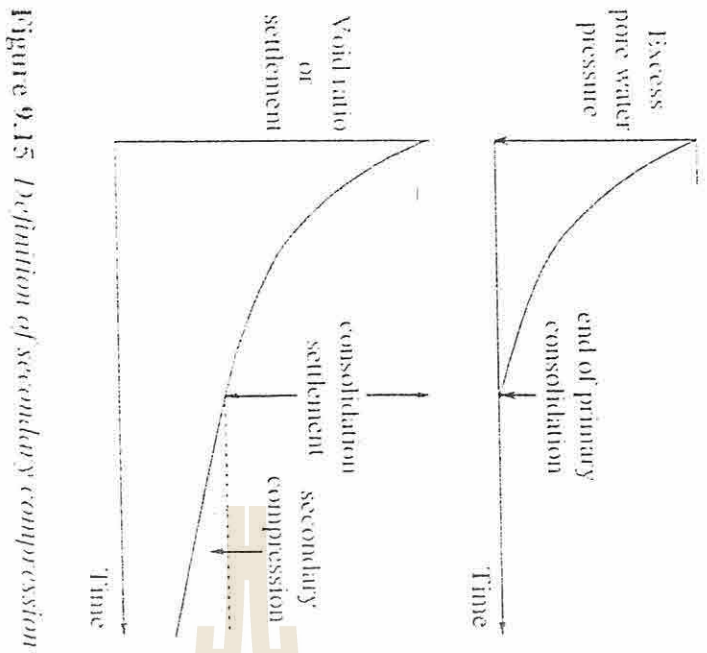


Figure 9.15 Definition of secondary compression

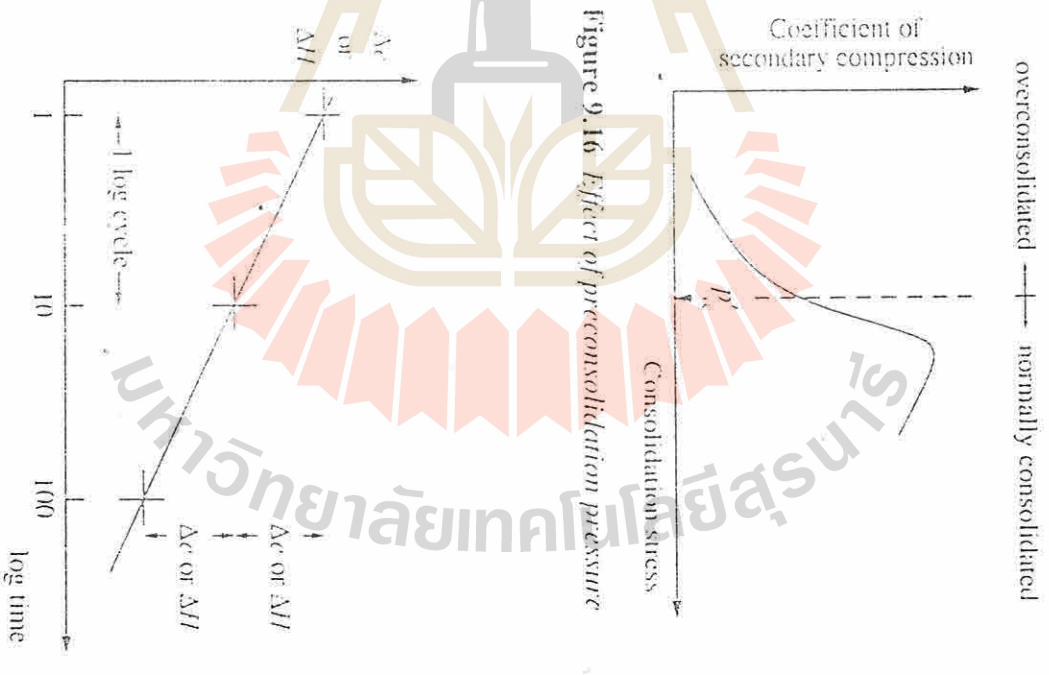


Figure 9.16 Effect of preconsolidation pressure

Figure 9.17 Log time plot - secondary compression

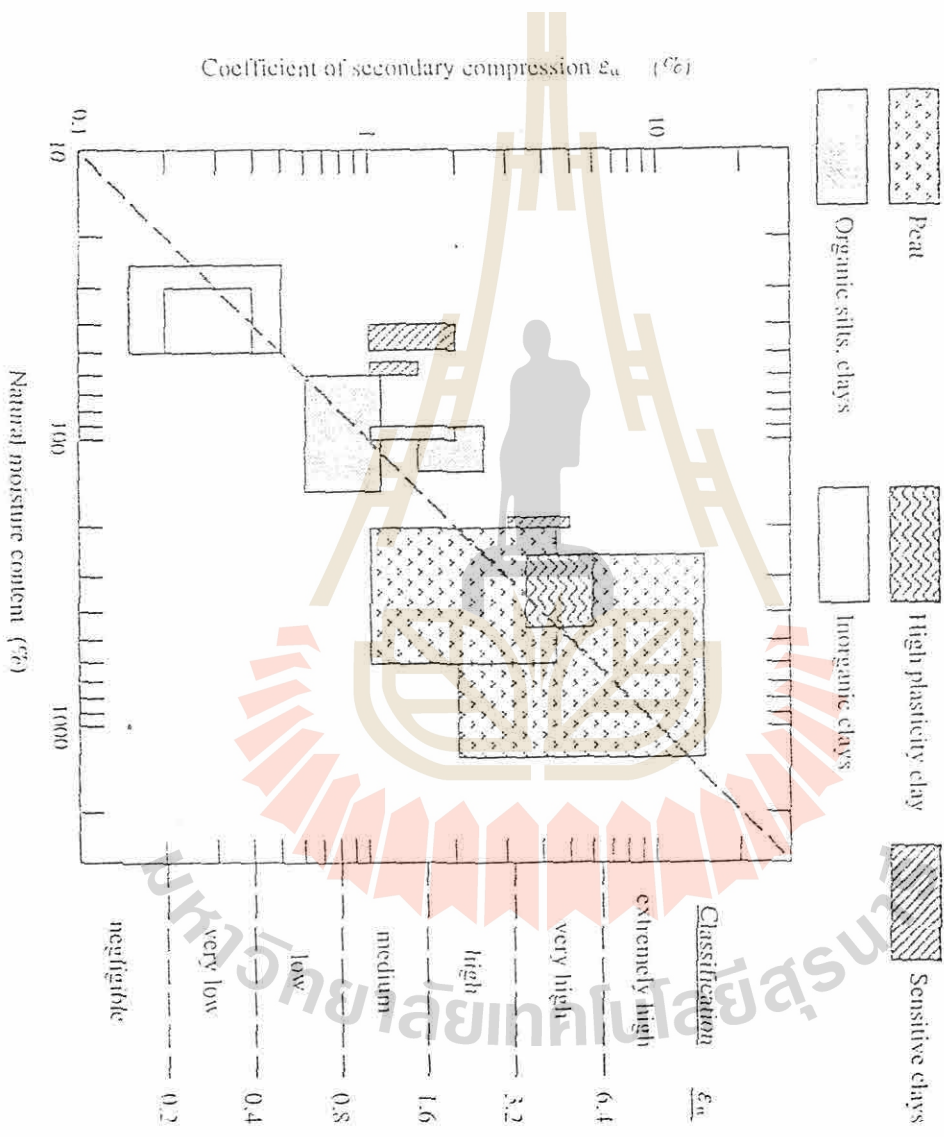
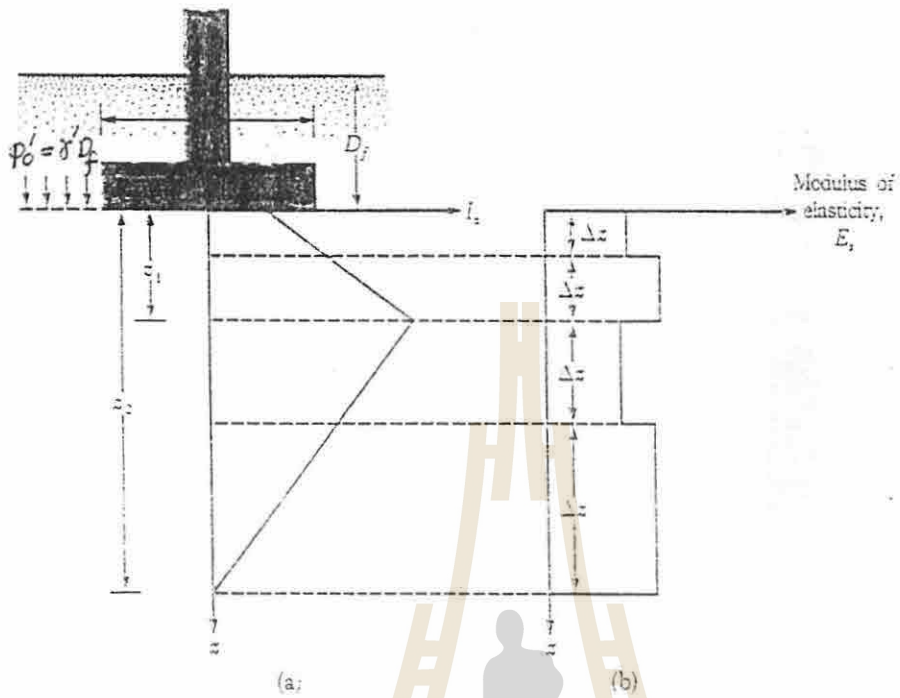


Figure 9.18 Coefficients of secondary compression ϵ_a for natural deposits (After Mesri, 1973)



7 FIGURE 3.29 Elastic settlement calculation by using strain influence factor

7 TABLE 3.9 Elastic Parameters of Various Soils

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	lb/in. ²	MN/m ²	
Loose sand	1,500-3,500	10.35-24.15	0.20-0.40
Medium dense sand	2,500-4,000	17.25-27.60	0.25-0.40
Dense sand	5,000-8,000	34.50-55.20	0.30-0.45
Silty sand	1,500-2,500	10.35-17.25	0.20-0.40
Sand and gravel	10,000-25,000	69.00-172.50	0.15-0.35
Soft clay	600-3,000	4.1-20.7	
Medium clay	3,000-6,000	20.7-41.4	0.20-0.50
Stiff clay	6,000-14,000	41.4-96.6	

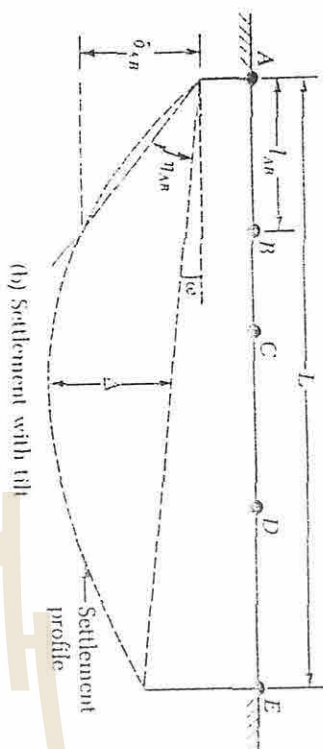
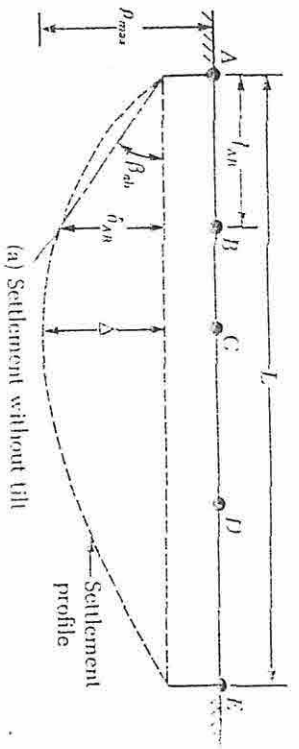


FIGURE 3.54 Parameters for definition of tolerable settlement (redrawn after Wahls, 1981)

TABLE 3.13 Limiting Angular Distortion As Recommended by Bjerrum*

Category of potential damage	η
Danger to machinery sensitive to settlement	1/750
Danger to frames with diagonals	1/600
Safe limit for no cracking of buildings ^b	1/500
First cracking of panel walls	1/300
Difficulties with overhead cranes	1/300
Tilting of high rigid buildings becomes visible	1/250
Considerable cracking of panel and brick walls	1/150
Danger of structural damage to general buildings	1/150
Safe limit for flexible brick walls, $L/H > 4^b$	1/150

* After Wahls (1981)
^b Safe limits include a factor of safety:

TABLE 3.14 Allowable Settlement Criteria: 1955 U.S.S.R. Building Code^a

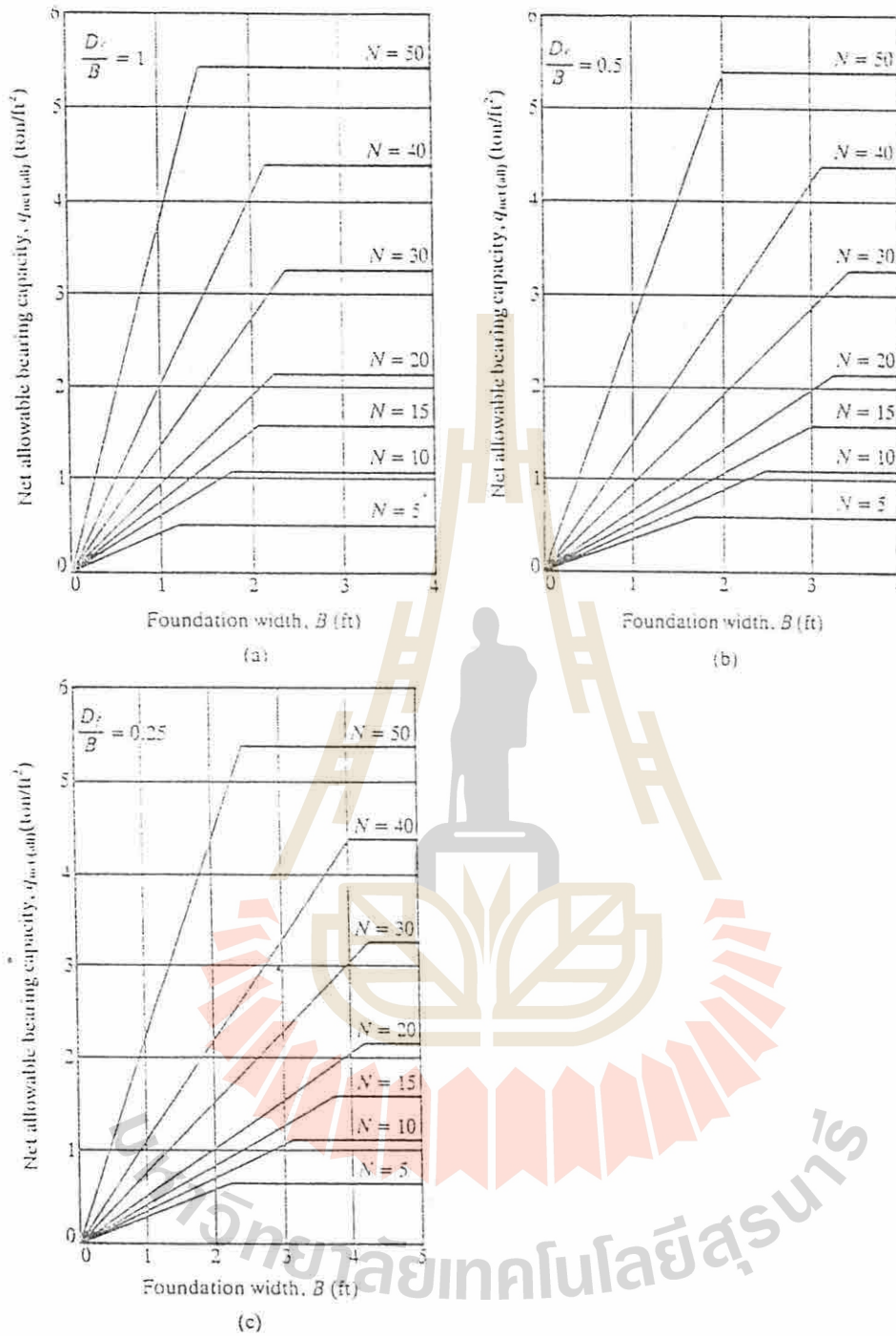
Type of structure	(a) η	Hard and Plastic clay
Civil- and industrial-building column foundations:		
For steel and reinforced concrete structures	0.002	0.002
For end rows of columns with brick cladding	0.007	0.001
For structures where auxiliary strain does not arise during nonuniform settlement of foundations	0.005	0.005
Tilt of smokestacks, towers, silos, and so on	0.004	0.004
Craneways	0.003	0.003
(b) Δ/L		
Plain brick walls:		
For multistory dwellings and civil buildings at $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
at $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
For one-story mills	0.0010	0.0010

^a After Wahls (1981)

TABLE 3.15 Allowable Average Settlement for Different Building Types*

Type of building	Allowable average settlement, in. (mm)
Building with plain brick walls	3 (80)
$L/H \geq 2.5$	4 (100)
$L/H \leq 1.5$	6 (150)
Building with brick walls, reinforced with reinforced concrete or reinforced brick	4 (100)
Framed building	12 (300)
Solid reinforced concrete foundations of smokestacks, silos, towers, and so on	3 (80)

* After Wahls (1981)



7 FIGURE 3.51 Correlation of net allowable bearing capacity in sand with standard penetration number for foundation settlements not exceeding 1 in. (25.4 mm) (after Peck et al., 1974)

Pile foundations

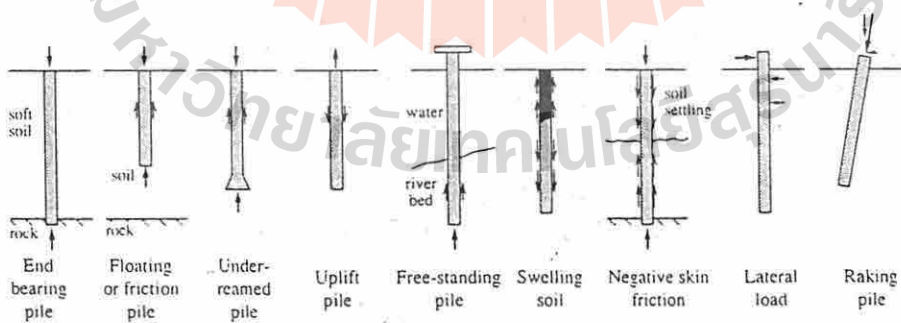
Introduction

ถ้าฐานรากตื้น(shallow foundation) ไม่สามารถรองรับโครงสร้าง ซึ่งอาจเนื่องมาจากดินใต้ฐานรากมีคุณสมบัติไม่ดี ดินในระดับตื้นเป็น swelling soil หรือ shrinking soil เราอาจจะต้องเลือกใช้ฐานรากเสาเข็ม(pile foundation) สำหรับเสาเข็มเดี่ยว (single pile) สามารถนิยามว่าเป็นคือ ชิ้นส่วนของโครงสร้างซึ่งมีลักษณะยาวชลุดใช้ในการส่งถ่ายแรงจากโครงสร้างลงสู่ดินด้านล่างโดย

1. shear stress ระหว่างผิวของเสาเข็มกับดินรอบข้าง เรียกว่า skin friction ในทราย และ adhesion ในดินเหนียว
2. bearing capacity ของดินที่ด้านล่างของเสาเข็ม เรียกว่า end bearing

Type of pile

ชนิดของpileสามารถจำแนกได้ตาม วิธีการติดตั้ง เช่น driven pile, bored pile ชนิดของวัสดุ เช่น timber, steel, concrete ซึ่งจะมีทั้งแบบหล่อสำเร็จ (pre-cast) และแบบหล่อในที่ (cast in-situ) ขนาดของ pile เช่น small diameter bored, large diameter bored, under-reamed, mini-piling ผลกระทบระหว่างติดตั้ง เช่น displacement, replacement หรือลักษณะการรับแรง เช่น end bearing, friction pile, uplift pile, raking pile รูปที่ 1 แสดงชนิดของเสาเข็มตามลักษณะต่างๆ



รูปที่ 1 เสาเข็มลักษณะต่างๆ

Load capacity of single piles

การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มสามารถแยกออกได้ 3 วิธีดังนี้

1. static formula อาศัยข้อมูลจากการสำรวจดินและใช้หลักการทฤษฎีของกลศาสตร์ดินในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มดังนี้เสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (compressive load) จะถูกรับโดย

- กำลังรับน้ำหนักเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม (shaft resistance)
- กำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็ม (base resistance)

$$Q_u = Q_s + Q_b$$
$$Q_{u(net)} = Q_s + Q_b - W$$

โดยที่

Q_u	Ultimate pile capacity
$Q_{u(net)}$	Net ultimate pile capacity
Q_b	Ultimate base resistance
Q_s	Ultimate shaft resistance
W	Weight of pile

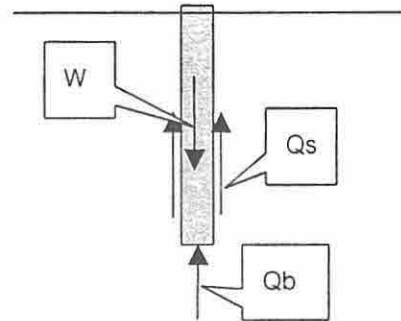
2. dynamic formula ประเมินจากพลังงานที่เครื่องมือตอกได้ส่งผ่านเสาเข็มลงสู่ดิน
3. pile load test เนื่องจากเสาเข็มมีหลายชนิด วิธีการติดตั้งเสาเข็มจะทำให้ดินถูกรบกวน ชนิดของดินเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อลักษณะการรบกวนของดินด้วยเช่นกัน ดังนั้นในการทำนายกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มไม่ว่าจะโดยสมการทางคณิตศาสตร์ใดก็ตามไม่สามารถที่จะยอมรับได้หากไม่มีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจริงในสนาม (pile load test)

วิธีที่กล่าวมาข้างต้นจะถูกนำมาใช้ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มร่วมกัน เช่นในเสาเข็มตอก (driven pile) จะนำผลการเจาะสำรวจดินเพื่อหาขนาดและความยาวของเสาเข็มจาก static formula และในขณะที่ตอกเสาเข็มจะมีการบันทึกข้อมูลจากการตอกเสาเข็มเพื่อนำไปประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม หรือ เป็นตัวการกำหนดการหยุดตอกเสาเข็มจาก dynamic formula เมื่อติดตั้งเสาเข็มแล้วจะมีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม (pile load test) เพื่อ

ยืนยันผลการประเมินโดยสองวิธีแรก สำหรับเสาเข็มเจาะจะทำการประเมินโดยวิธี static formula แล้วจึงทำการตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจริงหลังการติดตั้งแล้ว

Load capacity by static formula

น้ำหนักบรรทุกทุกที่จุดวิบัติ



$$\begin{aligned} Q_{u(net)} &= Q_s + Q_b - W \\ &= Q_s + (Q_b - W) \\ &= Q_s + Q_{b(net)} \end{aligned}$$

โดยที่

- $Q_{u(net)}$ Net ultimate pile capacity
- Q_b Ultimate base resistance
- $Q_{b(net)}$ Net ultimate base resistance
- Q_s Ultimate shaft resistance
- W Weight of pile

กรณีที่ 1 เสาเข็มตอก

- $Q_{b(net)}$: Net ultimate base resistance

เท่ากับพื้นที่ของฐานรากคูณกับ net ultimate bearing capacity ของดินที่ระดับปลายเสาเข็ม ($q_{b(net)}$)

$$Q_{b(net)} = q_{b(net)} A_b$$

เมื่อ

A_b : Base cross-sectional area

$q_{b(net)}$: Net ultimate bearing capacity ของดินที่ปลายเสาเข็ม ซึ่งสามารถหาได้จากสมการ

$$q_{b(net)} = cN_c + p'_o(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma$$

เนื่องจากความกว้างของเสาเข็มมีขนาดเล็กเมื่อเทียบกับความยาวของตัวเอง จึง

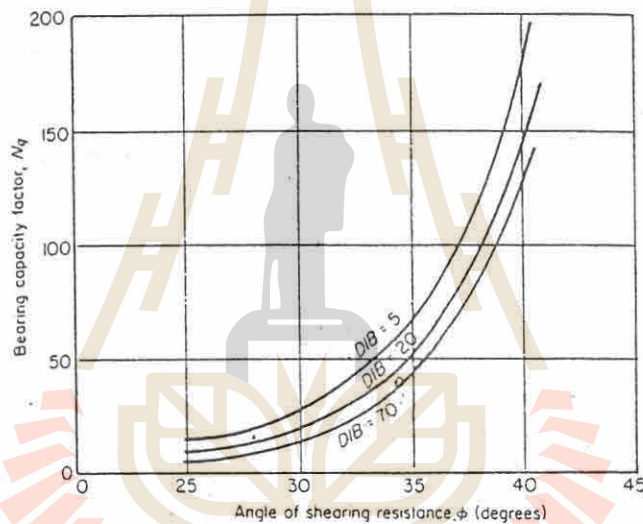
สามารถตัดเทอม $\frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma$ ออกได้ ดังนั้นจะได้

$$q_{b(net)} = cN_c + p'_o(N_q - 1)$$

ก) กรณีที่ปลายเสาเข็มวางตัวอยู่บนชั้นทราย

$$q_{b(net)} = p'_o(N_q - 1) \leq 1100 \text{ ton/m}^2$$

ใช้ค่า N_q ที่เสนอโดย Berezantsev ซึ่งแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 Berezantsev's bearing capacity factor

เสาเข็มที่จมนลงในชั้นดินเหนียวอ่อนหรือชั้นดินตะกอนที่วางตัวอยู่บนชั้นดินทรายแน่น (bearing stratum) ค่า D/B ในรูปที่ 2 ให้คิดเฉพาะความยาวเสาเข็มส่วนที่จมนใน bearing stratum เท่านั้น

ข) เมื่อปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียว

เนื่องจากอัตราการไหลของน้ำผ่านชั้นดินเหนียวมีค่าน้อย ดังนั้นจะทำการวิเคราะห์ในสภาพไม่ระบาย (undrained condition)

$$q_{b(net)} = cN_c$$

ค่า bearing capacity factor ซึ่งเสนอโดย Skempton ให้ใช้ $N_c = 9$

- Q_s : Ultimate shaft resistance

เท่ากับพื้นที่ผิวรอบเสาเข็มคูณกับ shear strength ระหว่างดินรอบๆเสาเข็มกับผิวของเสาเข็ม

$$Q_s = \int_0^L f_s P \Delta L$$

$$f_s = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

โดยที่

σ_h : horizontal stress ของดินที่กระทำต่อผิวของเสาเข็ม

c_a : soil adhesion = αc_u

δ : angle of friction ระหว่างผิวของเสาเข็มกับดินรอบๆเสาเข็มหรือ angle of wall friction

ซึ่งแยกเป็นกรณีของเสาเข็มในดินเหนียวและกรณีของเสาเข็มในดินทราย

ก) เสาเข็มในชั้นดินทราย

$$f_s = \bar{\sigma}'_h \tan \delta$$

$$= K_s \bar{\sigma}'_v \tan \delta$$

โดยที่

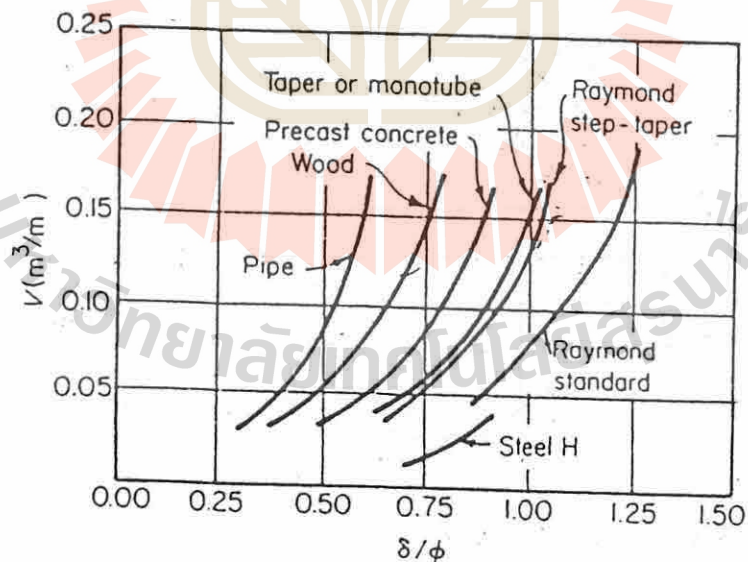
K_s : coefficient of lateral earth pressure ซึ่งแสดงในตารางที่ 1

$\bar{\sigma}'_v$: average effective vertical stress

ตารางที่ 1 lateral earth pressure coefficient (K_s)

TAVENAS (1971)	0.5	สำหรับเสาเข็มเหล็กรูป H
	0.7	สำหรับเสาเข็มคอนกรีตอัดแรง
	1.25	สำหรับ taper timber piles
	0.6	สำหรับเสาเข็มรับแรงดึง
IRELAND (1957)	1.75-3.0	จากการทดสอบแรงดึงของเสาเข็ม
MEYERHOR (1951)	ทรายเป็นผลรวม = 0.5,	ทรายเป็นแนบ = 1.0 จากการวิเคราะห์ข้อมูลในสนาม
MANSUR and KAUFMAN (1958)	แรงกด =	0.3, แรงดึง = 0.6 จากการวิเคราะห์ข้อมูลในสนาม
MANSUR and HUNTER (1970)	1.4-1.9	สำหรับเสาเข็มเหล็กรูป H
	1.2-1.3	สำหรับ steel pipe piles
	1.45-1.60	สำหรับเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส
	1.25	จากการทดสอบเสาเข็มไม้ 1 ตัวอย่าง
	0.4-0.9	จากการทดสอบแรงดึงกับเสาเข็มทุกชนิด

ค่ามุม δ หาได้จากรูปที่ 3 โดยคำนวณหาปริมาตรของเสาเข็มแทนที่ในดิน (V , ลูกบาศก์เมตรต่อเมตร) ซึ่งจะได้ค่าแสดงออกมาในรูปของ δ/ϕ



รูปที่ 3 การประเมินหามุม δ

ข) เสาค้ำในชั้นดินเหนียว

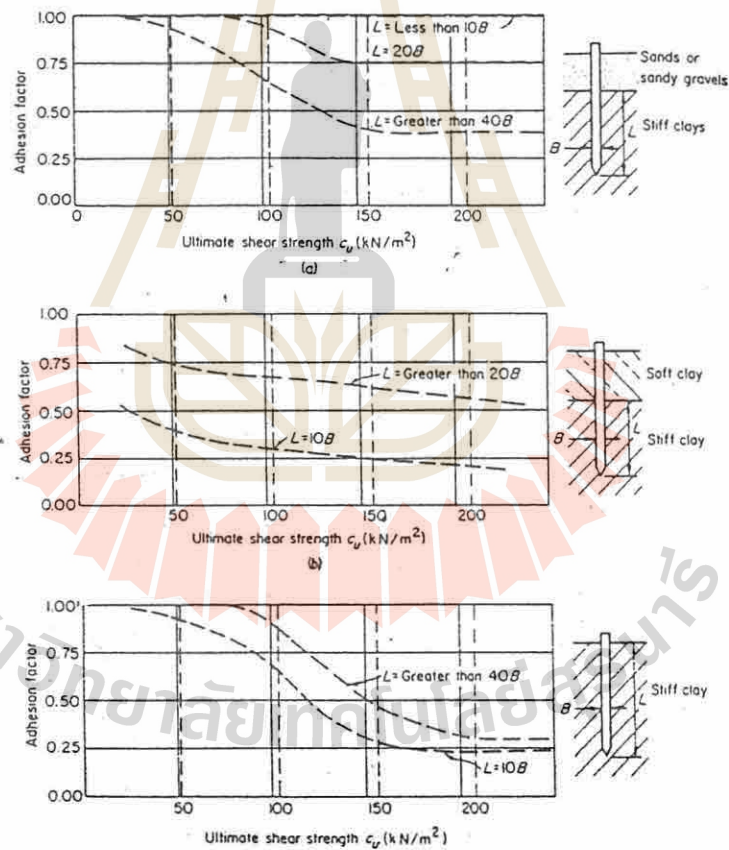
เนื่องจากอัตราการไหลของน้ำผ่านชั้นดินเหนียวมีค่าน้อย ดังนั้นจะทำการวิเคราะห์ในสภาพไม่ระบาย (undrained condition)

$$f_s = \alpha c_u$$

โดยที่

c_u : undrained shear strength

α : adhesion factor ซึ่งแสดงในรูปที่ 4



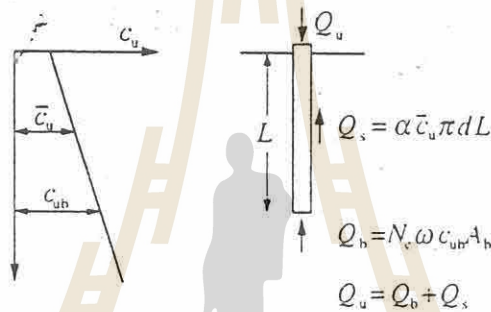
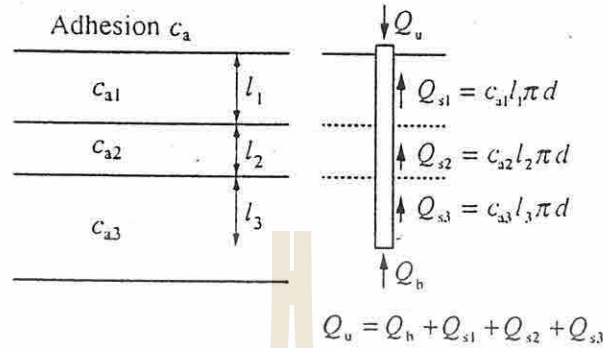
รูปที่ 4 Adhesion factor ของเสาค้ำตอกในดินเหนียวลักษณะต่างๆ

ก) ผ่านชั้นทรายหรือทรายปนกรวด

ข) ผ่านชั้นดินเหนียวอ่อน

ค) อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

โดยทั่วไปแล้วเสาเข็มจะผ่านชั้นดินหลายชั้นซึ่งแต่ละชั้นจะมีคุณสมบัติของดินแตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 5 shaft resistance ตลอดความยาวจะได้จากผลรวมของส่วนย่อยแต่ละส่วน



รูปที่ 5 แสดงการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในกรณีที่ดินมีลักษณะเป็นชั้นๆ หรือไม่เป็นเนื้อเดียวกัน

กรณีที่ 2 เสาเข็มเจาะ

ปัจจุบันนี้เสาเข็มเจาะเป็นที่นิยมใช้กันมากและได้มีการพัฒนาเครื่องมือรวมทั้งเทคนิคในการก่อสร้าง บางสถานที่มีความจำเป็นต้องใช้เสาเข็มเจาะเนื่องจากไม่สามารถตอกเสาเข็มผ่านชั้นทรายปนกรวดแน่นไปได้หรือผลของการตอกเสาเข็มอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่สิ่งก่อสร้างที่อยู่ข้างเคียงได้

ปัญหาที่มักพบในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะซึ่งมีผลต่อการประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มมีดังนี้

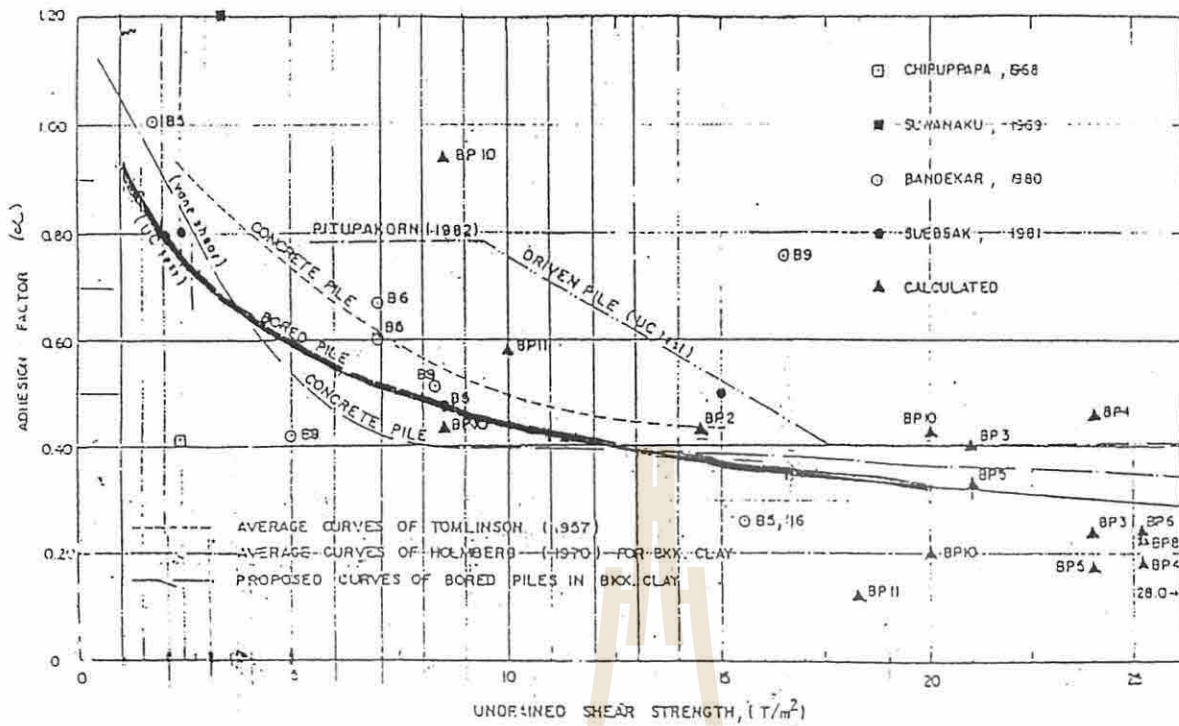
- การพังทลายของผนังหลุมเจาะก่อนการเทคอนกรีต
- การกำจัดดินโคลนก้นหลุมเจาะ
- การเทคอนกรีตให้เต็มหลุมเจาะ
- การไหลซึมของน้ำเข้าไปในคอนกรีตขณะที่คอนกรีตยังไม่แข็งตัว

ปัญหาข้างต้นสามารถจัดหรือป้องกันได้บางส่วน เช่นการพังทลายของผนังหลุมเจาะสามารถป้องกันได้โดยใช้ casing รวมทั้งการใช้ bentonite slurry ป้องกันการพังทลายของดินรอบๆ ผนังหลุมเจาะระหว่างทำการเจาะ สำหรับการกำจัดดินโคลนก้นหลุมเจาะ อาจใช้เทคนิคการอัดอากาศลงก้นหลุมเจาะและสูบน้ำโคลนออก(air lift) การสูบน้ำโคลนออกโดยตรง ในการกำจัดดินโคลนก้นหลุม รวมทั้งการควบคุมคุณภาพของ bentonite slurry ก็จะเป็นการช่วยลดปริมาณดินโคลนก้นหลุมเจาะได้

ในขั้นตอนของการขุดหลุมเจาะจะทำให้แรงดันด้านข้าง(lateral earth pressure)ในดินลดลงซึ่งทำให้เกิดการบวมตัว(swelling)ของดินรอบๆหลุมเจาะ เป็นผลให้ทำให้น้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินในดินรอบๆไหลมาที่ดินรอบผิวของหลุมเจาะ

ถ้าเปรียบเทียบเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะที่มีขนาดเท่ากัน เสาเข็มเจาะจะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกต่ำกว่า ดังนั้นในการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจึงต้องปรับลดทั้งค่า shaft resistance และ base resistance ลง การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะมีคำแนะนำดังนี้

- สำหรับดินทรายให้ใช้ ϕ ที่ได้จากการทดสอบในการประมาณ shaft resistance และลดลง 3 องศาในการประมาณ base resistance
- สำหรับดินเหนียว
 - base resistance: ใช้ $N_c = 9$ และใช้ค่า shear strength ต่ำสุดในการประมาณแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม และถ้ามีความเป็นไปได้ที่จะมีตะกอนตกค้างอยู่ก้นหลุมเจาะ จะต้องปรับลดกำลังส่วนนี้ลงไปอีก
 - shaft resistance: f_s จะมีค่าเท่ากับค่า undrained shear strength คูณกับค่า adhesion factor: α ซึ่ง α จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับหนึ่งเสมอ ใน soft clay ให้ $\alpha = 1.0$ และใน stiff clay ให้ใช้ $\alpha = 0.35-0.40$ และ αc_u ต้องไม่เกิน 10 ton/m² นอกจากนี้ถ้าใช้ bentonite slurry ในระหว่างการเจาะหลุม Tomlinson(1987) แนะนำว่าค่า adhesion ควรลดลงอีก 20%เนื่องจากไม่สามารถมั่นใจได้ว่า bentonite ถูกแทนที่ด้วยคอนกรีตทั้งหมด



รูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง undrained shear strength กับ adhesion factor

เนื่องจากการทำเสาเข็มเจาะ จะมีผลทำให้ดินปลายเสาเข็มมีกำลังรับน้ำหนักลดลงเนื่องจากการลดลงของหน่วยแรงกดทับ (overburden pressure) มีค่าลดลงเป็นผลให้เกิด stress relief รวมทั้งบริเวณก้นหลุมเจาะอาจมีตะกอนตกค้างอยู่ ปัญหาดังกล่าวจะสามารถลดลงได้มากหากมีการทำความสะอาดก้นหลุมด้วยความชำนาญ อย่างไรก็ตามแม้จะทำการเจาะด้วยความระมัดระวังและชำนาญเพียงใดก็ตาม ในการปฏิบัติงานจริงไม่สามารถลดปัญหาลงได้ทั้งหมด ดังนั้นการออกแบบเสาเข็มเจาะแบบเปียก ที่ปลายเสาเข็มหยั่งลงในชั้นทรายแน่นจะคิดค่ากำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มไม่เกิน 300-500 ตันต่อตารางเมตร (ณรงค์ ทัศนนิพันธ์ 1997)

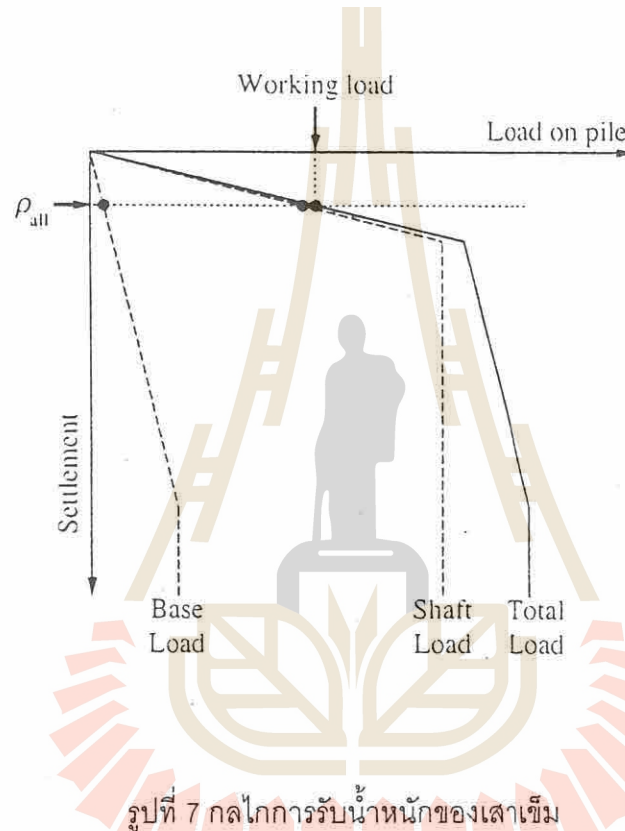
Allowable load capacity of pile

น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้ (allowable load capacity of pile): Q_a
คำนวณได้จาก

$$Q_a = \frac{Q_{b(net)}}{(FS.)_1} + \frac{Q_s}{(FS.)_2}$$

โดยส่วนลดเพื่อความปลอดภัย (factor of safety) ปกติจะมีค่าระหว่าง 1.5 ถึง 3.0 สำหรับการใช้ static formula ในการประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

ดังที่ได้กล่าวไปในตอนต้นแล้วว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเกิดจากสองส่วนคือกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็ม (base resistance) และ กำลังรับน้ำหนักเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม (shaft resistance) และถ้าพิจารณากลไกการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจะพบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทั้งสองส่วนนี้จะมีค่าสูงสุดที่ระยะการทรุดตัวของเสาเข็มที่ต่างกัน



รูปที่ 7 กลไกการรับน้ำหนักของเสาเข็ม

จากข้อมูลการทดสอบเสาเข็มพบว่ากำลังรับน้ำหนักเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจะมีค่าสูงสุดเมื่อเสาเข็มมีการทรุดตัวไปประมาณ 1%-2% ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม และกำลังรับน้ำหนักที่ปลายของเสาเข็มจะมีค่าสูงสุดเมื่อเสาเข็มมีการทรุดตัวไปประมาณ 10%-20% ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม ดังนั้นจึงควรจะใช้ส่วนลดเพื่อความปลอดภัยกับกำลังที่มาจากทั้งสองส่วนที่ต่างกัน

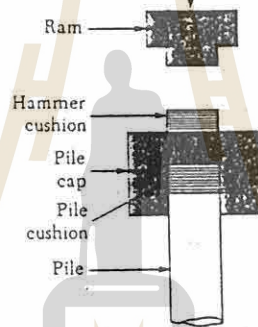
$$Q_a = \frac{Q_{b(net)}}{3.0} + \frac{Q_s}{1.5}$$

Load capacity by dynamic formula

ก่อนที่จะทราบวิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มควรที่จะทราบถึงเครื่องมือที่ใช้ในการตอกเสาเข็มและผลของการตอกเสาเข็มลงไปดินเสียก่อน

ก) เครื่องมือที่ใช้ในการตอกเสาเข็ม

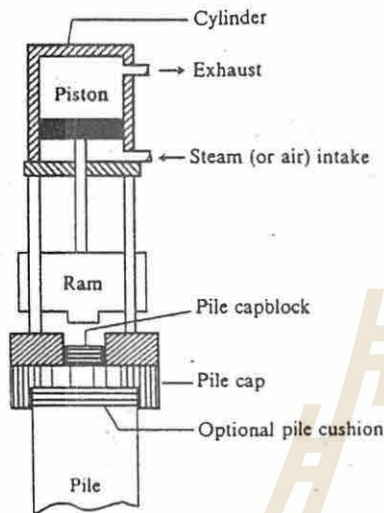
การตอกเสาเข็มลงไปในดินโดยใช้ลูกตุ้ม(hammer) ลูกตุ้มแบบง่ายที่สุดคือ drop hammer ดังแสดงในรูปที่ 8 ซึ่งลูกตุ้มน้ำหนักจะมีน้ำหนักระหว่าง 1 ถึง 5 ตัน ถูกยกขึ้นโดยคว้านแล้วปล่อยให้ตกแบบอิสระลงมาด้วยระยะตกค่าหนึ่ง



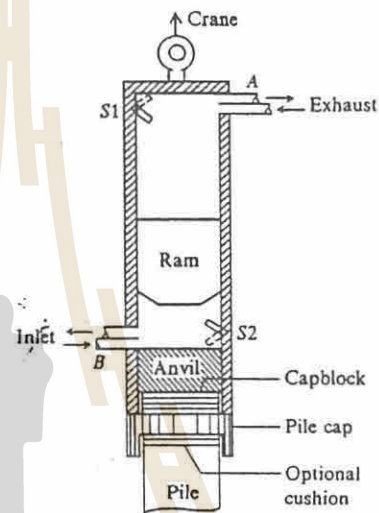
รูปที่ 8 แผนภาพแสดงลูกตุ้มน้ำหนักแบบ drop hammer

ลูกตุ้มลักษณะอื่นก็มี single-action air or steam hammer(รูปที่ 9 a), double-action and differential air or steam hammer(รูปที่ 9 b), diesel hammer(รูปที่ 9 c) และ vibratory hammer(รูปที่ 9 d) สำหรับหลักการของ single-action air or steam hammer ลูกตุ้ม(ซึ่งจะมีน้ำหนักระหว่าง 2.5 ถึง 15 ตัน)จะถูกยกขึ้นโดยความดันของอากาศหรือไอน้ำความสูงที่และถูกปล่อยให้ตกด้วยน้ำหนักของลูกตุ้มเอง ส่วน double-action and differential air or steam hammer อากาศหรือไอน้ำจะทั้งยกและกดตุ้มน้ำหนักลง สำหรับ diesel hammer จะประกอบด้วยทั่งเหล็ก(anvil block) ระบบฉีดน้ำมันเชื้อเพลิง(fuel-injection system) ดังแสดงในรูป 9 c เริ่มต้นตุ้มน้ำหนักจะถูกยกขึ้นไป ขณะที่น้ำมันเชื้อเพลิงจะถูกฉีดเป็นละอองใกล้ๆกับทั่งเหล็ก เมื่อปล่อยตุ้มน้ำหนักลง อากาศและน้ำมันเชื้อเพลิงจะถูกอัดทำให้เกิดการจุดระเบิดขึ้น ซึ่งผลจากการจุดระเบิดจะทำให้เสาเข็มถูกดันลงไปขณะที่ตุ้มน้ำหนักจะถูกดันขึ้น เหมาะกับดินเหนียวแข็งหรือดินทรายแน่นซึ่งมี

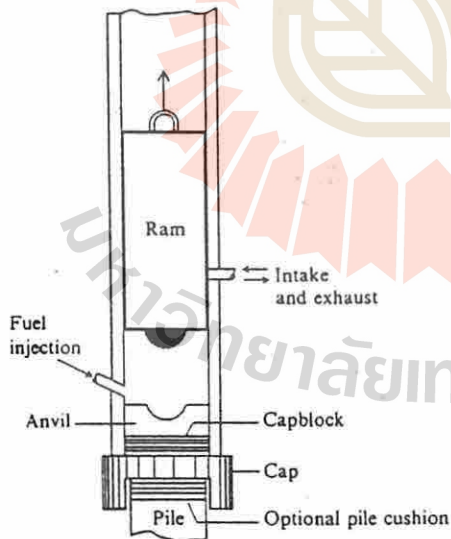
ระยะเวลาการจมของเสาเข็มมีน้อยหากใช้กับดินอ่อนหรือเสาเข็มจมลงในดินมากในการตอก แต่แต่ละครั้งเครื่องยนต์จะดับเพราะระยะยกของลูกตุ้มไม่เพียงพอที่จะทำให้เกิดการระเบิดของเชื้อเพลิงครั้งต่อไป สำหรับ vibratory hammer จะอาศัยการสั่นสะเทือนจากการเหวี่ยงของน้ำหนักสองอันซึ่งกระทำในสภาพที่ไม่เกิดการสมดุลดังแสดงในรูปที่ 9 d ลักษณะการเหวี่ยงดังกล่าวทำให้เกิดการยกของตุ้มน้ำหนักและกระแทกเสาเข็มเหมาะกับการตอกเสาเข็มในดินทรายโดยเสาเข็มจะจมลงในอัตราที่เร็วมาก ข้อดีคือลดการสั่นสะเทือนรวมทั้งเสียงที่เกิดจากการกระแทกของลูกตุ้มเพราะใช้น้ำหนักน้อยกว่า



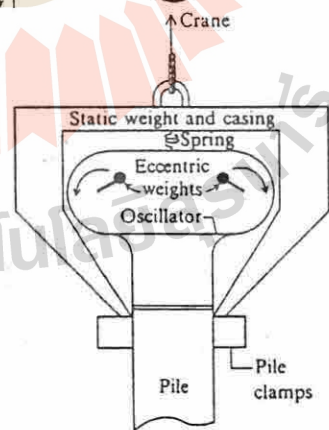
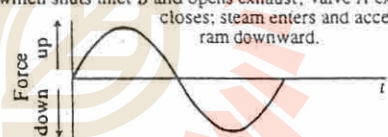
(a) Single-acting hammer. At bottom of stroke, intake opens with steam pressure raising ram. At top of lift steam is shut off and intake becomes exhaust, allowing ram to fall.



(b) Double-acting hammer. Ram in down position trips S2, which opens inlet and closes exhaust valves at B and shuts inlet and opens exhaust at A; hammer then rises from steam pressure at B. Ram in up position trips S1, which shuts inlet B and opens exhaust; valve A exhaust closes; steam enters and accelerates ram downward.



(c) Diesel hammer. Crane initially lifts ram. Ram is released and falls; at select point fuel is injected. Ram collides with anvil, igniting fuel. Resulting explosion drives pile and lifts ram for next cycle.



(d) Vibratory hammer. External power source (electric motor or electric-driven hydraulic pump) rotates eccentric weights in relative directions shown. Horizontal force components cancel—vertical force components add.

รูปที่ 9 แผนภาพแสดงลักษณะของลูกตุ้มตอกเสาเข็ม

ตารางที่ 2 ข้อดีและข้อเสียของตึมน้ำหนักชนิดต่างๆ

	ลูกตึมนปล่อดก	ใช้ไอน้ำ	ใช้เครื่องดีเซล	ใช้แบบไวโบร ((Vibro)
ข้อดี	<ul style="list-style-type: none"> ใช้เครื่องมือง่าย ๆ สามารถควบคุมระยะตกของลูกตึมนได้เสรี ไม่ใคร่ขุ่นยาก และเสียค่าใช้จ่ายน้อย 	<ul style="list-style-type: none"> ปฏิบัติงานได้ดี เครื่องบางชนิดสามารถตอกเอียงหรือตอกต่อเนื่องได้ หัวเข็มไม่ใคร่เสียหาย เครื่องบางชนิดใช้ถอนเสาเข็มได้ 	<ul style="list-style-type: none"> ปฏิบัติงานได้คล่องตัวดีมาก ต้องใช้กำลังในการตอกสูง ปฏิบัติงานได้ดี ล่าช้าเปลืองค่า 	<ul style="list-style-type: none"> ตอกได้ตรงทิศทางและตำแหน่ง เสียงค่อนข้างเบา หัวเข็มไม่ใคร่เสียหาย ใช้ได้ทั้งในการตอกและถอนร่วมกัน
ข้อเสีย	<ul style="list-style-type: none"> หัวเข็มอาจเสียหาย ความยาวของเข็มถูกจำกัด มักเกิดการเอียงศูนย์กลาง อัตราเร็ว-การตอกช้า มีอันตรายมากในการตอกไม่ตรง 	<ul style="list-style-type: none"> ต้องใช้หม้อน้ำ (เครื่องอัดอากาศ) ขนาดใหญ่ มีท่อผ้าใบกีดขวาง ความสูงของระยะลูกตึมนไม่สามารถควบคุมได้ เสียงกระแทกค่อนข้างดัง มีเสียงและควันจากเครื่องอัดอากาศ 	<ul style="list-style-type: none"> เครื่องมือมีขนาดใหญ่เพราะน้ำหนักมาก ปฏิบัติงานไม่ค่อยดีในดินอ่อน เสียงตอกดังมากและน้ำมันกระเด็นออกมา 	<ul style="list-style-type: none"> ต้องใช้กำลังไฟฟ้ามาก ปรับสภาพได้น้อยเมื่อสมบัติของดินเปลี่ยนแปลง
การปรับสภาพ	<ul style="list-style-type: none"> ใช้ได้กับดินทุกชนิด เมื่อน้ำตืดเข็มค่อนข้างเล็ก ปรับสภาพการตอกเข็มได้ 	<ul style="list-style-type: none"> ใช้ได้กับดินทุกชนิด เหมาะสำหรับการตอกเอียง ตอกตรง ๆ ได้โดยไม่ต้องมีราง 	<ul style="list-style-type: none"> เหมาะที่สุดที่จะใช้กับดินแข็ง ปรับใช้กับดินทุกชนิดได้ 	<ul style="list-style-type: none"> เหมาะสำหรับดินอ่อน สามารถใช้ในการถอนเข็มได้

ข) ผลกระทบเนื่องจากการตอกเสาเข็มลงในดิน

แยกพิจารณาออกเป็นสองกรณีตามสภาพของดินที่ทำการตอกเสาเข็มดังนี้

ข-1) เมื่อตืดตั้งเสาเข็มในชั้นดินทราย

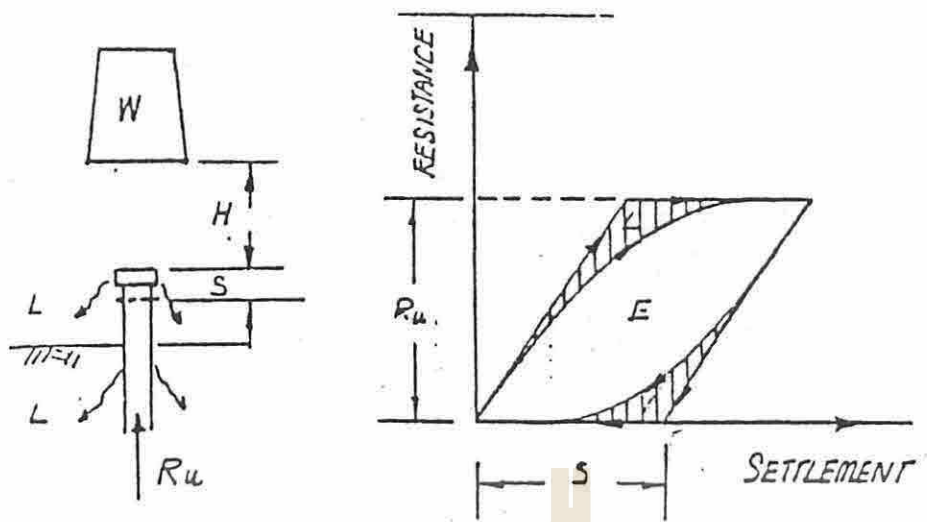
ถ้าทำการตอกเสาเข็มลงในชั้นดินทรายหลวมจะทำให้ดินทรายเป็นบริเวณที่ทำการตอกเสาเข็มลงไปแน่นขึ้น ทำให้มุมความเสียดทานของดินทรายเป็นบริเวณที่ตอกเสาเข็มมีความเพิ่มขึ้น ในกรณีที่ทำการตอกเสาเข็มลงในชั้นดินทรายแน่นจะทำให้ดินรอบๆบริเวณที่ทำการตอกเสาเข็มเกิดการขยายตัว (dilation) และเกิดความดันน้ำส่วนเกินที่เป็นลบ (negative pore water pressure) ขึ้นภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินผลดังกล่าวทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลของดินรอบๆมีค่าเพิ่มขึ้นและเป็นผลให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มก็จะเพิ่มขึ้นด้วย

จากผลดังกล่าวทำให้การประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยใช้ dynamic formula จะได้ค่าสูงกว่าที่ควรจะเป็น อย่างไรก็ตามการเพิ่มขึ้นของกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะเพิ่มขึ้นเพียงชั่วคราวเท่านั้นเนื่องจากดินทรายมีความซึมผ่านได้สูง

ข-2) เมื่อติดตั้งเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

ถ้าทำการตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) จะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน(excess pore water pressure)ขึ้น โดยยิ่งขนาดของเสาเข็มมีขนาดใหญ่ความดันน้ำส่วนเกินก็จะมีปริมาณมาก การที่มีความดันน้ำในดินเพิ่มขึ้นจะทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มลดลง แต่ถ้าปล่อยทิ้งไว้ระยะหนึ่งความดันน้ำส่วนเกินในดินจะค่อยๆลดลงจนมีค่าเท่ากับศูนย์ ระยะเวลาที่ความดันน้ำส่วนเกินจะลดลงจนมีค่าเท่ากับศูนย์ จะขึ้นกับปัจจัยหลายประการ เช่น ขนาดของความดันน้ำส่วนเกินเริ่มต้น ความสามารถในการซึมผ่านได้ของน้ำในดิน ชนิดของวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็ม จำนวนเสาเข็ม ระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้น ฯลฯ ผลดังกล่าวจะทำให้การประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยใช้ dynamic formula หรือโดยการทำ pile load test หลังจากติดตั้งเสาเข็มเสร็จ จะให้ค่าน้อยกว่าที่ควรจะเป็น ดังนั้นในการทำ pile load test สำหรับเสาเข็มที่ตอกลงในชั้นดินเหนียวอ่อนจึงควรทำการทดสอบหลังทิ้งไว้ระยะหนึ่งก่อน (30 ถึง 50 วัน, Tang, 1962) ในกรณีที่ทำกรตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) จะทำให้ดินบริเวณรอบๆ เสาเข็มเกิดการขยายตัว เป็นผลให้ความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นขณะทำการตอกเสาเข็มจะลดลงได้ นอกจากนี้การขยายตัวของดินบริเวณรอบเสาเข็มจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินที่เป็นลบขึ้นในดิน โดยเฉพาะในช่วงที่มีความลึกไม่มากนัก ดังนั้นกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่ตอกลงในชั้นดินเหนียวแข็งจะมีค่าสูงหลังติดตั้งเสร็จ แต่เมื่อทิ้งไว้ระยะหนึ่งกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะลดลง เนื่องจากความดันน้ำในดินจะปรับตัวเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะในเสาเข็มที่มีความยาวไม่มากนัก ส่วนเสาเข็มที่มีความยาวมากๆ ในช่วงความลึกมากๆ จะเกิดความดันน้ำส่วนเกินในดินระหว่างที่ทำการตอกเสาเข็มได้

การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจากข้อมูลการตอกเสาเข็มได้ปฏิบัติกันมานานแล้ว ในขณะที่ลูกตุ้มน้ำหนักกระทบบนหัวเข็ม จะเกิดการถ่ายทอดพลังงานลงสู่เสาเข็มทำให้เสาเข็มเกิดการเคลื่อนที่ลงไปในชั้นดิน ดังนั้นจึงสามารถนำทฤษฎีทางพลศาสตร์ (dynamic) มาประยุกต์เพื่อหาแรงต้านของเสาเข็มดังรูปที่ 10



รูปที่ 10 พลังงานในการตอกเสาเข็ม

จากกฎทรงพลังงานจะได้

พลังงานในการตอกเสาเข็ม = (แรงต้านของชั้นดิน \times ระยะจมลงในชั้นดินเนื่องจากการตอกเสาเข็ม) + พลังงานที่สูญเสีย

หรือเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$WH = P_u s + L$$

โดยที่

W : น้ำหนักของลูกตุ้ม

H : ระยะยก

P_u : แรงต้านของชั้นดิน = กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

s : ระยะจมของเสาเข็มต่อการตอกแต่ละครั้ง

L : พลังงานส่วนที่สูญเสีย

แรงต้านที่คำนวณได้จากสมการข้างต้นก็คือกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม พลังงานที่สูญเสียไปเกิดจากหลายสาเหตุ เช่น

- การปล่อยลูกตุ้มที่ไม่อิสระโดยสมบูรณ์
- ความยืดหยุ่นของหมอนรองหัวเข็ม

- ความยืดหยุ่นของเสาเข็ม
- ความยืดหยุ่นของดินรอบเสาเข็ม

ในทางปฏิบัติยากที่จะทราบค่าแท้จริงของพลังงานที่สูญหายไปซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ว่าวิธีนี้ไม่เป็นที่ยอมรับโดยทั่วไปในการนำไปประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม และมักต้องใช้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยสูง (F.S. = 3-6) แต่วิธีนี้ยังมีประโยชน์ในการตรวจสอบการตอกเสาเข็มร่วมไปกับการคำนวณโดยวิธีอื่น ตารางที่ 3 ได้รวบรวมสมการที่นิยมใช้ในการคำนวณหาลำดับรับน้ำหนักของเสาเข็มจากการตอกเสาเข็ม

ตารางที่ 3 สมการในการคำนวณหาลำดับรับน้ำหนักของเสาเข็มจากการตอกเสาเข็ม

ชื่อสูตร	สมการ	หมายเหตุ
HILEY (1930) F.S. = 3	$P_U = \frac{e_h E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \times \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$	<ul style="list-style-type: none"> - e_h: ประสิทธิภาพของลูกตัมชนิดต่างๆ ดูตารางที่ 4 - n: สัมประสิทธิ์ของการรองรับการตอก ดูตารางที่ 5
Modified ENR F.S. = 6	$P_U = \frac{1.25 e_h E_h}{s + c} \times \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$	<ul style="list-style-type: none"> - k_1: elastic compression ของหัวเสาเข็มและ pile cap
GATES (1957) F.S. = 3	$P_U = a(b - \log s) \sqrt{e_h E_h}$	ดูตารางที่ 6
Danish formula F.S. = 3 ถึง 6	$P_U = \frac{e_h E_h}{s + c_1}$	

P_U : แรงต้านของชั้นดิน = ลำดับรับน้ำหนักของเสาเข็ม

E_h : พลังงานที่ใช้ในการตอกเสาเข็ม (สำหรับ drop hammer = $W_r H$)

W_r : น้ำหนักของลูกตัม

H : ระยะยก

W_p : น้ำหนักของเสาเข็มรวมทั้ง pile cap, driving shoe, capblock

s : ระยะจมของเสาเข็มต่อการตอกแต่ละครั้ง

c : ตัวเลขคงที่เนื่องจากการสูญเสียพลังงาน = 0.1 นิ้ว

c_1 : $\sqrt{e_h E_h L / (2AE)}$

L : ความยาวของเสาเข็ม

A : พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

k_2 : elastic compression ของเสาเข็ม = $\frac{P_U L}{AE}$

k_3 : elastic compression ของดิน
 = 0.0 สำหรับดินแข็งหรือแน่นมากเช่นหิน ททราย หรือกรวดที่แน่นมาก
 = 0.1 ถึง 0.2 นิ้ว สำหรับดินประเภทอื่นๆ ทั่วไป

a, b : สำหรับ สมการของ GATES มีค่าเท่ากับ 27 และ 1 ฟุต ตามลำดับ โดย S มีหน่วยเป็น นิ้ว E_p มีหน่วยเป็น kips-ft P_U มีหน่วยเป็น kips

ตารางที่ 4 ประสิทธิภาพของลูกตุ้มชนิดต่างๆ

ชนิดของลูกตุ้ม	ประสิทธิภาพ (e_h)
Drop hammer	
- trigger	1.00
- rope & friction winch	0.75
Single-acting steam hammer	0.75-0.85
Double-acting steam hammer	0.85
Diesel hammer	0.85-1.00

ตารางที่ 5 สัมประสิทธิ์ของการรองรับการตอก

Material	n
Broomed wood	0
Wood pile (nondeteriorated end)	0.25
Compact Wood cushion on steel pile	0.32
Compact Wood cushion over steel pile	0.40
Steel-on-steel anvil on either steel or concrete pile	0.50
Cast-iron hammer on concrete pile without cap	0.40

ตารางที่ 6 elastic compression ของหัวเสาเข็มและที่หมอนรองหัวเสาเข็ม

Pile material	Driving stresses P/A on pile head or cap, MPa (ksi)			
	3.5(0.5)	7.0(1.0)	10.5(1.5)	14(2.0)
	k_1 , mm (in)			
Steel piling or pipe				
Directly on head	0	0	0	0
Directly on head of timber pile	1.0(0.05)	2.0(0.10)	3.0(0.15)	5.0(0.20)
Precast concrete pile with 75–100 mm packing inside cap	3.0(0.12)	6.0(0.25)	9.0(0.37)	12.5(0.50)
Steel-covered cap containing wood packing for steel H or pipe piling	1.0(0.04)	2.0(0.05)	3.0(0.12)	4.0 (0.16)
5-mm fiber disk between two 10-mm steel plates	0.5(0.02)	1.0(0.04)	1.5(0.06)	2.0(0.08)

† After Chellis (1961).

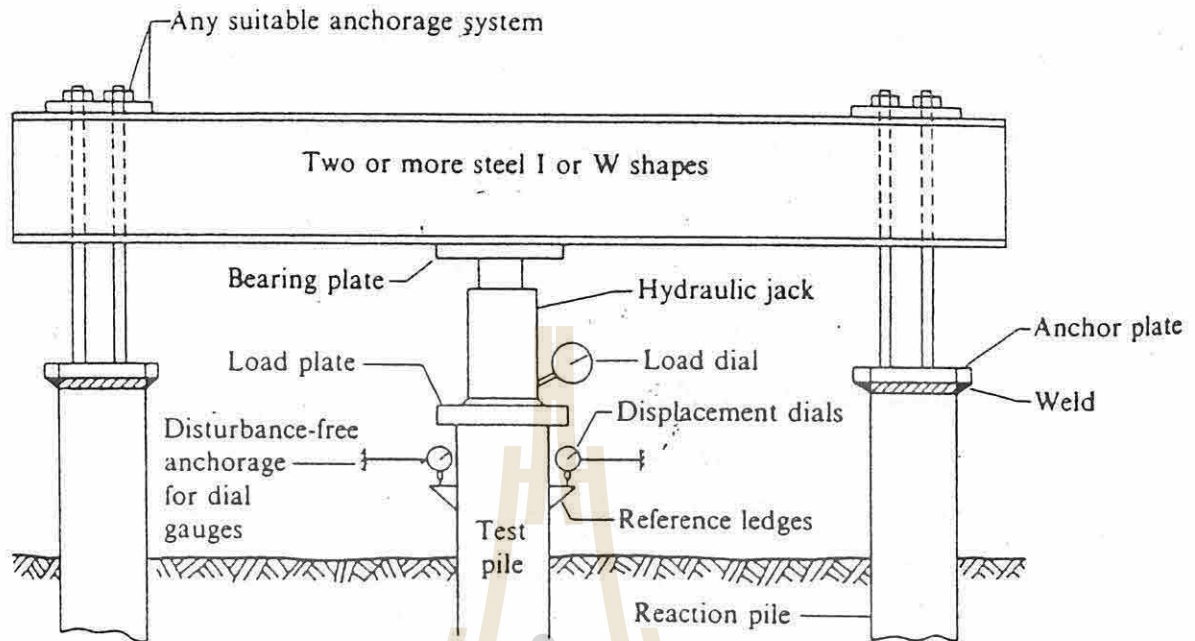
ข้อสังเกต

- dynamic formula เหมาะกับดินเม็ดหยาบ เนื่องจากการระบายน้ำเกิดขึ้นได้เร็ว ผลเนื่องจากความดันน้ำส่วนเกินที่จะทำให้ประเมนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มผิดพลาดจึงมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยเมื่อเทียบกับดินเม็ดละเอียด
- ข้อมูลที่ได้จากการตอกเสาเข็ม ไม่สามารถนำไปประเมินการทรุดตัวของเสาเข็มได้
- ไม่สามารถแยกกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มออกเป็นกำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มและกำลังรับน้ำหนักเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มได้

Load capacity by pile load test

วัตถุประสงค์ของการทำ pile load test คือ

- หากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม
- เพื่อหาความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัวของเสาเข็ม
- เพื่อแยกหากำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มและกำลังรับน้ำหนักเนื่องจากแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม
- เพื่อตรวจสอบความแข็งแรงของตัวเสาเข็มเอง



รูปที่ 11 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบเสาเข็มโดยใช้ anchor pile

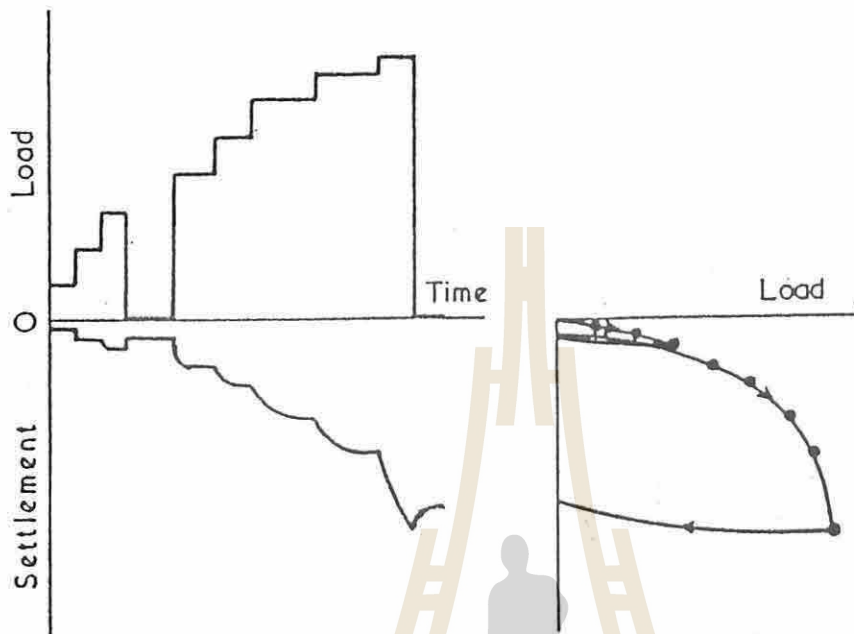
วิธีการทดสอบสามารถทำได้หลายวิธี สำหรับวิธีที่นิยมใช้เป็นมาตรฐานในประเทศไทยคือ maintained loading test สามารถหาความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัวของเสาเข็มได้ วิธีดังกล่าวจะทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกให้กับเสาเข็มเป็นช่วงๆ ในแต่ละช่วงจะคองน้ำหนักไว้ระยะหนึ่งจนการทรุดตัวเกิดขึ้นน้อยแล้วจึงเพิ่มช่วงต่อไปในการลดน้ำหนักก็จะทำในทำนองเดียวกัน รูปที่ 11 วิธีการติดตั้งเครื่องมือสำหรับทำ pile load test ที่นิยมใช้กันแพร่หลาย รายละเอียดของการทดสอบมีดังนี้

- ระยะระหว่าง anchor pile และ test pile ไม่ควรมีน้อยกว่า 1.5 ถึง 2.0 เมตรหรือ 3 ถึง 5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
- ตัวหัวเสาเข็มแล้วหล่อด้วยวัสดุที่แข็งแรงให้ได้ระดับในแนวราบ วางแผ่นเหล็กบนหัวเสาเข็ม ติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวของเสาเข็ม
- เพิ่มน้ำหนักทดสอบเป็นช่วง ช่วงละ 25 % ของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้หรือน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (design load) จนกระทั่งน้ำหนักทดสอบที่กระทำต่อเสาเข็มเท่ากับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้ (25, 50, 75 และ 100% ของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้)

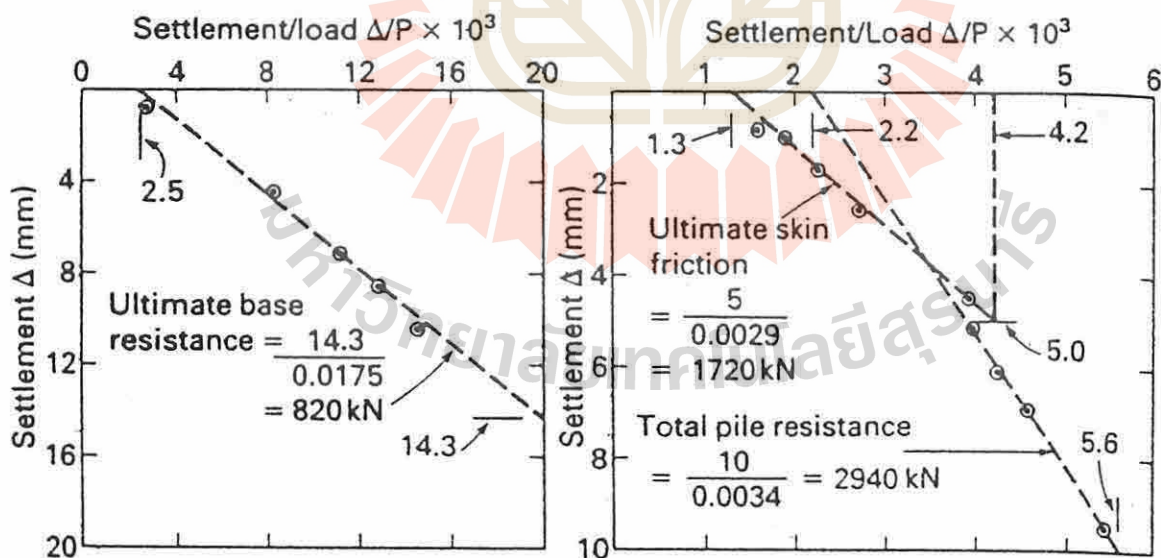
- จะเพิ่มน้ำหนักทดสอบแต่ละครั้งเมื่ออัตราการทรุดตัวน้อยกว่า 0.25 mm ต่อชั่วโมง แต่ต้องมีเวลาของการบรรทุกน้ำหนักทดสอบนั้นๆไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง และต้องไม่นานกว่า 2 ชั่วโมง (ประมาณว่า 2 ชั่วโมงนั้นเพียงพอต่อการเกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำอย่างสมบูรณ์)
- ในแต่ละช่วงน้ำหนักทดสอบ ให้บันทึกปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากเพิ่มน้ำหนักทดสอบ 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 นาทีและทุกๆ 2 ชั่วโมง
- เมื่อเพิ่มน้ำหนักทดสอบจนถึงค่าสูงสุด (เท่ากับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้) ให้ทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง โดยให้มีการบันทึกการทรุดตัวไว้ตลอดทุกๆ 2 ชั่วโมง
- ทำการลดน้ำหนักทดสอบลงเป็น 50, 25 และ 0 % ของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้ พร้อมกับบันทึกการคืนตัวทุกๆ 1, 2, 4, 8, 15, 30, 45 และ 60 นาที สำหรับที่ น้ำหนักทดสอบเท่ากับศูนย์ให้บันทึกการคืนตัวไปเรื่อยๆจนกระทั่งค่าการคืนตัวคงที่
- เพิ่มน้ำหนักทดสอบขึ้นเป็นช่วงๆละ 25 % จนกระทั่งน้ำหนักทดสอบสูงสุดเท่ากับสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้ (25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200% ของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้)
- จะเพิ่มน้ำน้ำหนักทดสอบแต่ละครั้งเมื่ออัตราการทรุดตัวน้อยกว่า 0.25 mm ต่อชั่วโมง แต่ต้องมีเวลาของการบรรทุกน้ำหนักนั้นๆไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง และต้องไม่นานกว่า 2 ชั่วโมง (ประมาณว่า 2 ชั่วโมงนั้นเพียงพอต่อการเกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำอย่างสมบูรณ์)
- ในแต่ละช่วงน้ำหนัก ให้บันทึกปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากเพิ่มน้ำหนักบรรทุก 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 นาทีและทุกๆ 2 ชั่วโมง
- เมื่อเพิ่มน้ำหนักทดสอบถึงค่าสูงสุด (สองเท่าของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้) ให้ทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง โดยให้มีการบันทึกการทรุดตัวไว้ตลอดทุกๆ 2 ชั่วโมง
- ทำการลดน้ำหนักทดสอบลงเป็น 150, 100, 50 และ 0 % ของน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ยอมให้เสาเข็มรับได้ พร้อมกับบันทึกการคืนตัวทุกๆ 1, 2, 4, 8, 15, 30, 45 และ 60 นาที สำหรับที่น้ำหนักทดสอบเท่ากับศูนย์ให้บันทึกการคืนตัวไปเรื่อยๆจนกระทั่งค่าการคืนตัวคงที่

จากผลการทดสอบ นำผลมารายงานความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักทดสอบกับค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 12 จากเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักทดสอบกับค่าการทรุดตัวสามารถแปรผลเป็นกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มรวมทั้งน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงเสียดทานและน้ำหนักบรรทุกที่ปลายเสาเข็มได้ รูปที่ 13 แสดงการแปรผลโดยวิธีของ Chin โดย Chin ตั้งสมมติฐานว่าเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักทดสอบกับค่าการทรุดตัวของ

เสาเข็มมีรูปร่างเป็น hyperbolic และ การทรุดตัวของเสาเข็ม/น้ำหนักทดสอบ กับ การทรุดตัวของเสาเข็มจะมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง และ ความลาด (slope) ของความสัมพันธ์ดังกล่าวจะมีค่าเท่ากับ $(1/\text{กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม})$



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักทดสอบกับค่าการทรุดตัวของเสาเข็มจาก pile load test



รูปที่ 13 การประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยวิธีของ Chin

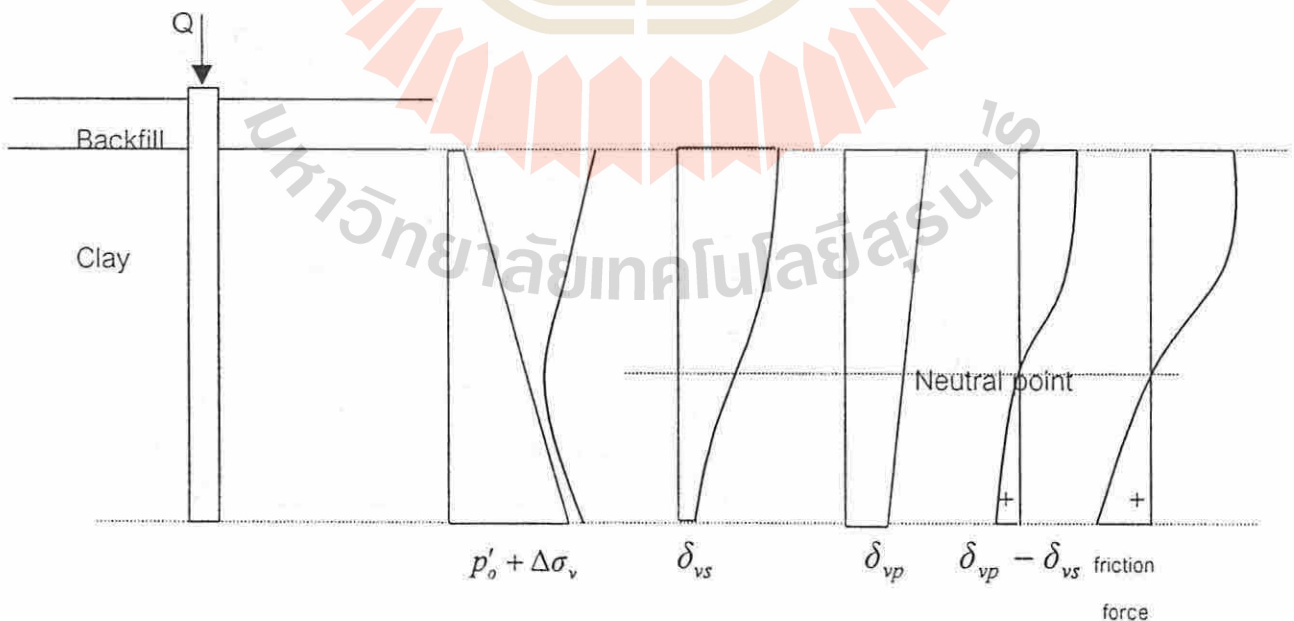
Negative skin friction

เมื่อเสาเข็มมีการเคลื่อนที่ขึ้นเมื่อเทียบกับดินรอบๆเสาเข็มจะทำให้เกิดแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มในทิศทางลง แรงดังกล่าวเป็นแรงที่เสาเข็มต้องรับเพิ่มขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกที่ที่หัวเสาเข็ม เราเรียกแรงดังกล่าวว่า negative skin friction ขนาดของ negative skin friction จะมากหรือน้อยขึ้นกับ

- ชนิดของวัสดุเสาเข็ม
- ชนิดของดินรอบเสาเข็ม
- ขนาดของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (relative movement) ระหว่างเสาเข็มกับดินรอบเสาเข็ม

negative skin friction เกิดจากสาเหตุหลายประการ เช่น การถมดิน การสูบน้ำใต้ดินทำให้เกิดแผ่นดินทรุด แต่ที่ควรสนใจและนำมาพิจารณาคือ การทรุดตัวของดินถม ซึ่งแบ่งออกเป็นสองกลุ่มคือ

- 1) เมื่อดินใต้ดินถมเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นลักษณะที่เกิดขึ้นเมื่อดินถมเป็นทรายส่วนดินชั้นล่างเป็นดินเหนียว การทรุดตัวของดินเหนียวจะทำให้ทั้งดินถมและชั้นดินเหนียวทรุดตัวลง อย่างไรก็ตามเสาเข็มจะเคลื่อนตัวลงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกด้วยเช่นกันแต่ขนาดของการเคลื่อนตัวของดินและของเสาเข็มจะมีขนาดแตกต่างกัน ซึ่งสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 14



รูปที่ 14 การประเมินค่า negative skin friction ของเสาเข็ม ในกรณีดินถมลงบนชั้นดินเหนียวอ่อน

จากรูปที่ 14 สามารถสรุปวิธีการหา negative skin friction ได้ดังนี้

- เขียนลักษณะชั้นดินและเสาเข็ม รวมทั้งคุณสมบัติที่เกี่ยวข้องกับ consolidation settlement และ elastic settlement
 - ทำการวิเคราะห์หาปริมาณการทรุดตัวของดิน การเคลื่อนตัวของเสาเข็มเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวที่ปลายเสาเข็ม
 - หาขนาดของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของเสาเข็มเทียบกับดินรอบๆเสาเข็ม
 - จากการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของเสาเข็มเทียบกับดินรอบๆเสาเข็มนำไปคำนวณหาความเสียหายที่เกิดขึ้นรอบผิวเสาเข็มต่อไป
- 2) เมื่อถมดินเหนียวอ่อนบนดินที่ไม่มีการทรุดตัวหรือมีแต่น้อยมาก เมื่อถมซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนเกิดการอัดตัวคายน้ำจะเกิดการทรุดตัวทำให้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของเสาเข็มเมื่อเทียบกับดินถมมีทิศทางขึ้น เนื่องจากความหนาของชั้นดินถมไม่หนานักเมื่อเทียบกับความยาวของเสาเข็ม จึงทำให้เกิด negative skin friction ขึ้นรอบๆผิวเสาเข็มตลอดความลึกของชั้นดินถม ดังรูปที่ 15 ขนาดของ negative skin friction จะมีค่าเท่ากับ

$$P_{nf} = \int_0^H P \cdot K \cdot \sigma'_v \tan \delta \cdot dh$$

เมื่อ

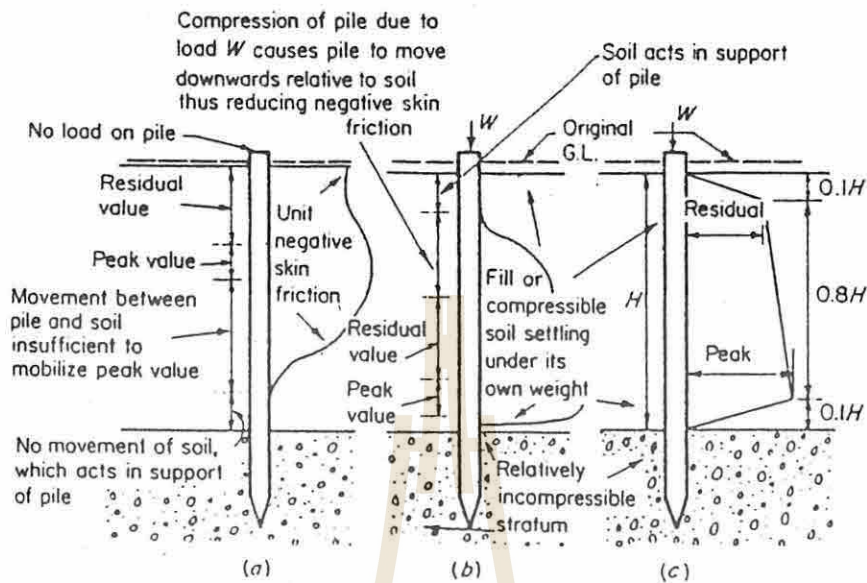
H : เป็นความหนาของชั้นดิน

P : เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

K : coefficient of lateral earth pressure $\approx K_o = 1 - \sin \phi'$

σ'_v : vertical effective stress ที่ความลึกใดๆ

δ : friction angle ระหว่างเสาเข็มและดินเหนียวอ่อน $\approx 0.5\phi'$ ถึง $0.7\phi'$



รูปที่ 15 การเกิด negative skin friction ในกรณีดินเหนียวอ่อนบนชั้นดินที่ไม่มีการทรุดตัว

สำหรับ negative skin friction ที่เกิดขึ้นรอบผิวเสาเข็มเนื่องจากการสูบน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพฯ และปริมณฑล การออกแบบโดยทั่วไปจะไม่พิจารณา negative skin friction เนื่องจากชั้นดินทรายที่ปลายของเสาเข็มตั้งอยู่ไม่ใช่ rigid layer เป็นผลให้ปลายเสาเข็มจะขยับจมลงไปเล็กน้อยเมื่อมี negative skin friction เกิดขึ้น เพื่อให้ base resistance เพิ่มขึ้น และเป็นผลให้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างผิวของเสาเข็มกับดินรอบๆ ยังคงมีทิศทางลงทำให้ negative skin friction เปลี่ยนเป็น positive skin friction

Pile groups

โดยปกติแล้วเสาเข็มจะอยู่กันเป็นกลุ่มเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่ฐานรากมิได้มีเพียงแรงในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว น้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่ฐานรากมีทั้งแรงด้านข้างและโมเมนต์ เสาเข็มกลุ่มจะรับน้ำหนักบรรทุกร่วมกันโดยมี pile cap ซึ่งมักจะเป็นคอนกรีตทำหน้าที่ยึดหัวเสาเข็มไว้ด้วยกันและช่วยกระจายแรงลงสู่เสาเข็มแต่ละต้นด้วย

ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่มโดยทั่วไปจะมีค่าเท่ากับสามเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม สำหรับเสาเข็มแบบ friction pile และอาจมีค่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม สำหรับเสาเข็มแบบ end bearing pile ถ้า

ระยะห่างของเสาเข็มมีค่าน้อยเกินไปจะเกิดการรบกวนดินในระหว่างที่ทำการติดตั้งเสาเข็มมาก เกิดการอุบวมของดิน (ground heave) มาก และประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักบรรทุกของกลุ่มเสาเข็มลดลง แต่ถ้าระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นมากเกินไปก็จะทำให้เกิด bending stress ใน pile cap สูงจะต้องใช้ pile cap ที่หนามากๆทำให้สิ้นเปลืองโดยไม่จำเป็น ตารางที่ 7 แสดงค่าแนะนำระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของเสาเข็มแต่ละต้น

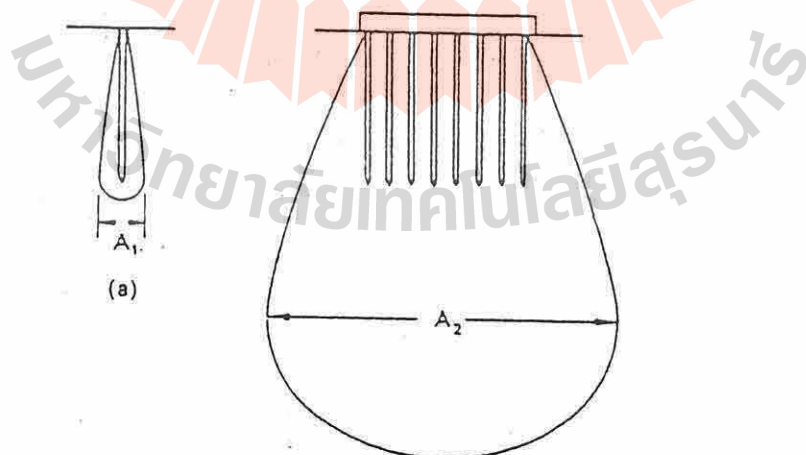
ตารางที่ 7 ระยะห่างขั้นต่ำของเสาเข็มวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง

ลักษณะเสาเข็ม	ระยะห่างขั้นต่ำ	BOCA (1994), NBC (1976) CHICAGO (1987)
Point-bearing piles in hard stratu	2 - 2.5D หรือ 2.5 ฟุต	2D
Point-bearing piles on hard bedro	2D หรือ 2.0 ฟุต	
Friction piles	3 - 5D หรือ 3.5 ฟุต	1D

D = butt diameter (ขนาดผ่านศูนย์กลางของด้านใหญ่ ส่วนมากเป็นด้านบน)

เนื่องจากพื้นที่ของการกระจายของหน่วยแรงที่ถ่ายลงสู่ดินในกลุ่มเสาเข็มจะมีพื้นที่มากกว่าเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งเป็นผลให้

- ผลกระทบเนื่องจากวิธีการติดตั้งเสาเข็มในกลุ่มเสาเข็มมีน้อยกว่าในเสาเข็มเดี่ยว เนื่องจากพื้นที่การกระจายของหน่วยแรงในในกลุ่มเสาเข็มจะขยายลงไปสู่ดินด้านล่างซึ่งไม่ถูกรบกวนจากการติดตั้งเสาเข็ม
- ชั้นดินด้านล่างจะมีผลต่อการทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็ม ซึ่งไม่เกิดขึ้นในการทำ pile load test กับเสาเข็มเดี่ยว



รูปที่ 16 ลักษณะการกระจายของหน่วยแรงที่ถ่ายลงสู่ดินของเสาเข็มเดี่ยวและกลุ่มเสาเข็ม

ประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็ม (efficiency of pile group) คือ อัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักของกลุ่มเสาเข็มต่อผลรวมของกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มแต่ละต้น

$$\eta = \frac{Q_{u(group)}}{\sum Q_u}$$

เมื่อ

η : ประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็ม

$Q_{u(group)}$: กำลังรับน้ำหนักของกลุ่มเสาเข็ม

$\sum Q_u$: ผลรวมของกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวแต่ละต้น

สำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินทราย เนื่องจากการตอกเสาเข็มลงในชั้นดินทรายหลวม (loose sand) จะทำให้ดินทรายเป็นที่แน่นขึ้น ส่วนการตอกเสาเข็มลงในชั้นดินทรายแน่น (dense sand) จะทำให้ดินทรายเป็นที่หลวม ดังนั้นประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็มในชั้นดินทรายที่ติดตั้งโดยวิธีการตอกเสาเข็มจึงพอสรุปได้ดังนี้

- $\eta = 1$ เมื่อระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นมากกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
- $\eta > 1$ สำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายหลวม ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นน้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
- $\eta < 1$ สำหรับเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายแน่น ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นน้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

สำหรับเสาเข็มเจาะในชั้นดินทราย ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากับ 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม จากผลการทดสอบพบว่าประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็มอยู่ระหว่าง 2/3 ถึง 3/4

กำลังรับน้ำหนักของกลุ่มเสาเข็มในชั้นดินเหนียวสามารถประมาณได้จากค่าที่น้อยกว่าระหว่าง

- ผลรวมของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเดี่ยวแต่ละต้น
- กำลังรับน้ำหนักของ block ซึ่งมีขนาดเท่ากับ $B_g \times L_g \times L$ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ

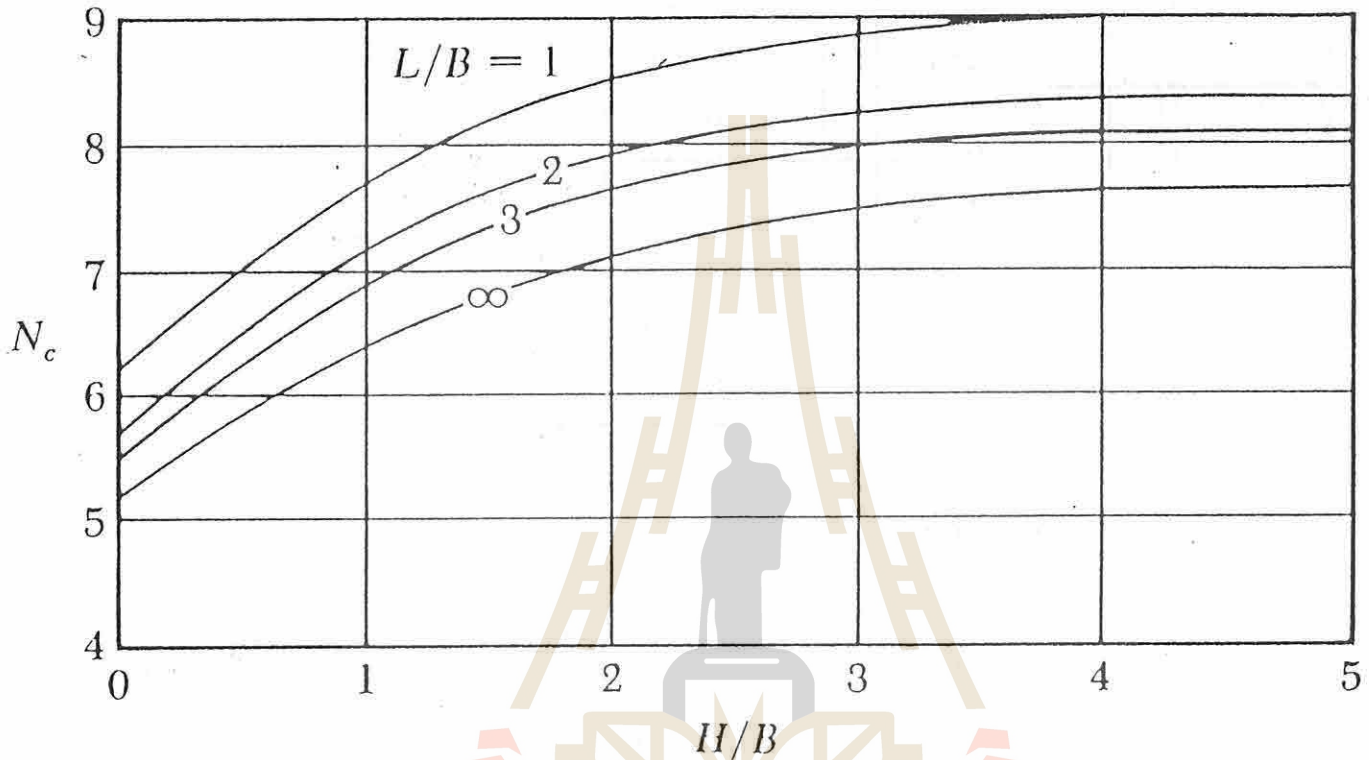
$$Q_{u(block)} = c_u N_c L_g B_g + \sum_0^L 2c_u (B_g + L_g) \Delta L$$

เมื่อ

B_g และ L_g : ความกว้างและความยาวของพื้นที่กลุ่มเสาเข็ม

L : ความยาวของเสาเข็ม

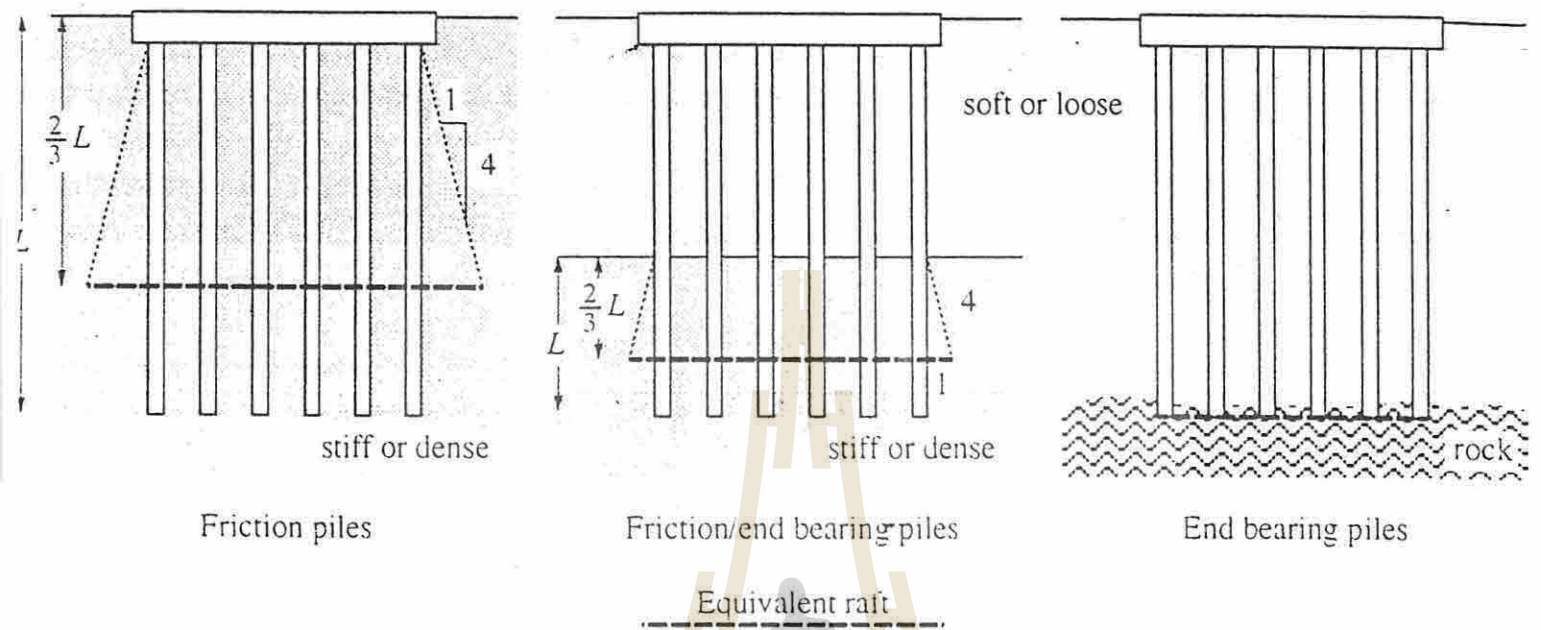
N_c : bearing capacity factor ซึ่งสามารถอ่านได้จากรูปที่ 17



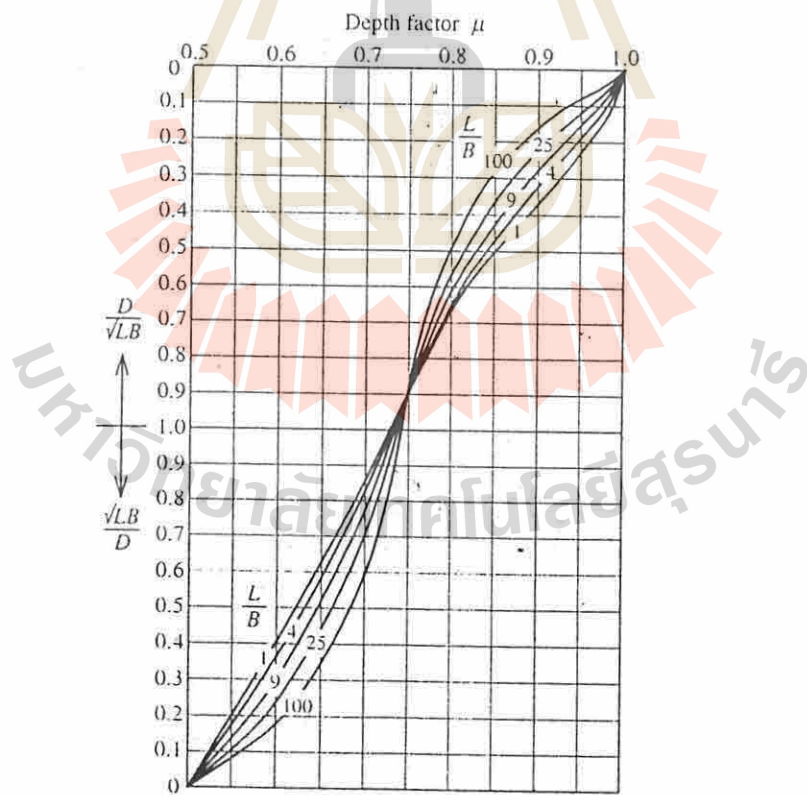
รูปที่ 17 bearing capacity factor, N_c ที่พิจารณารูปร่างและระดับความลึกของฐานรากแล้ว

Settlement of pile groups

วิธีง่าย ๆ ประมาณการทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็มและใช้ได้ผลดีในทางปฏิบัติคือการสมมติให้มีการกระจายของน้ำหนักบรรทุกทุกจากเสาเข็มกลุ่มลงสู่ดิน ดังแสดงในรูปที่ 18 โดยจะถือว่าน้ำหนักบรรทุกทุกจะกระจายเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกสม่ำเสมอ (uniform load) มีพื้นที่ตามที่แสดงในรูปที่ 18 ขนาดของการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (immediate settlement) สามารถประมาณได้โดยวิธีที่ได้กล่าวไปแล้วในเรื่องการประมาณการทรุดตัวของฐานรากดิน โดยให้ใช้ค่าปรับแก้เนื่องจากความลึก (depth correction factor) จากรูปที่ 19

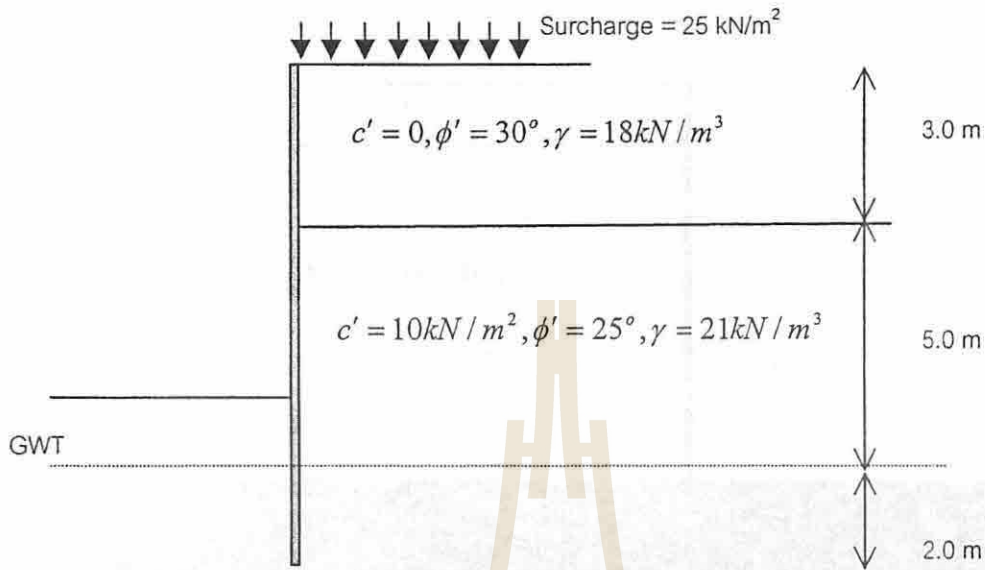


รูปที่ 18 การหาน้ำหนักบรรทุกที่กระจายลงสู่ชั้นดินของกลุ่มเสาเข็ม

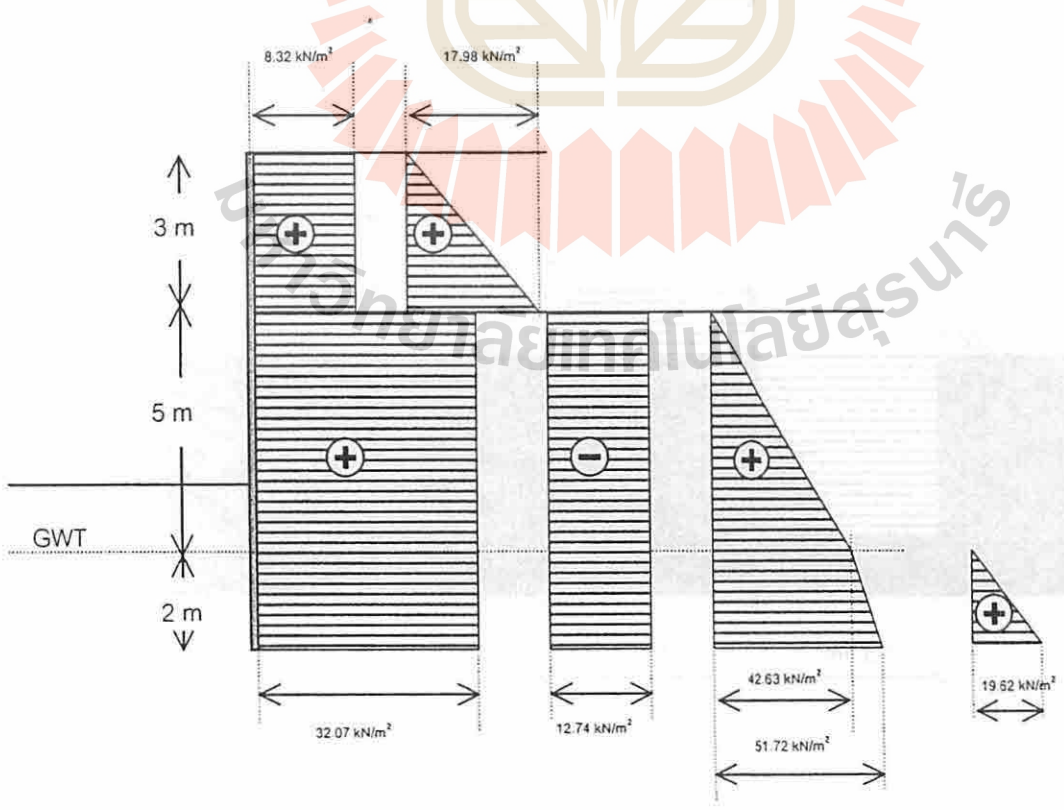


รูปที่ 19 ค่าปรับแก้เนื่องจากความลึก

Draw the active earth pressure using Rankine's theory for wall-soil system showing in the figure.
 Assume that unit weight of soil below and above ground water level is the same.



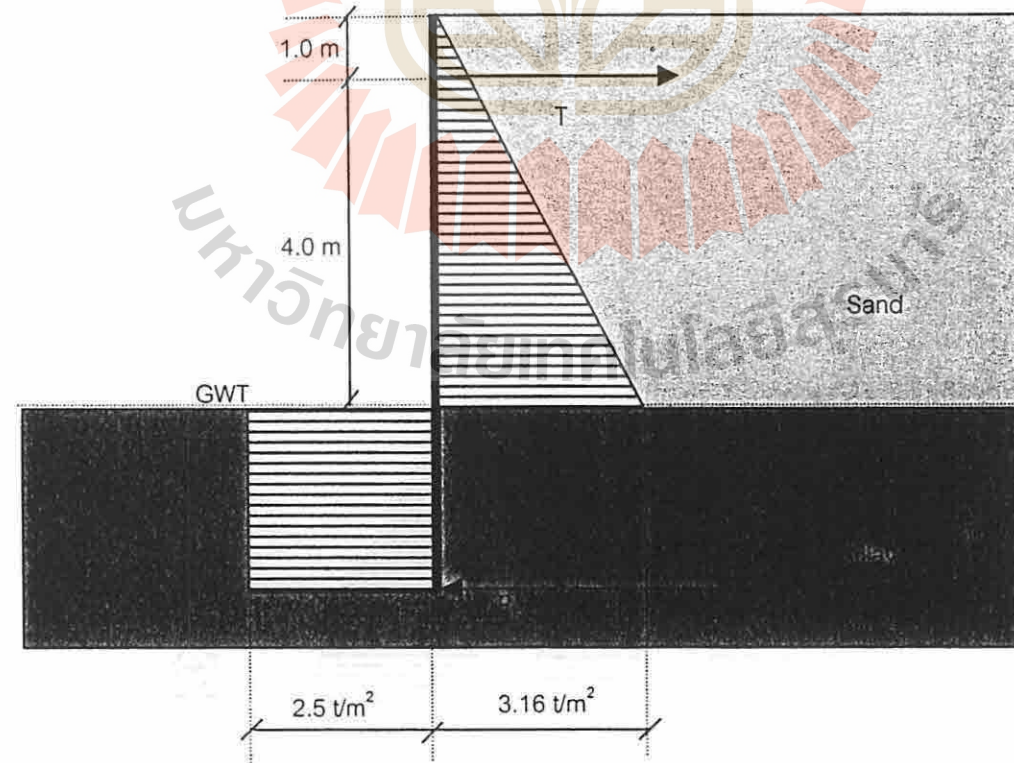
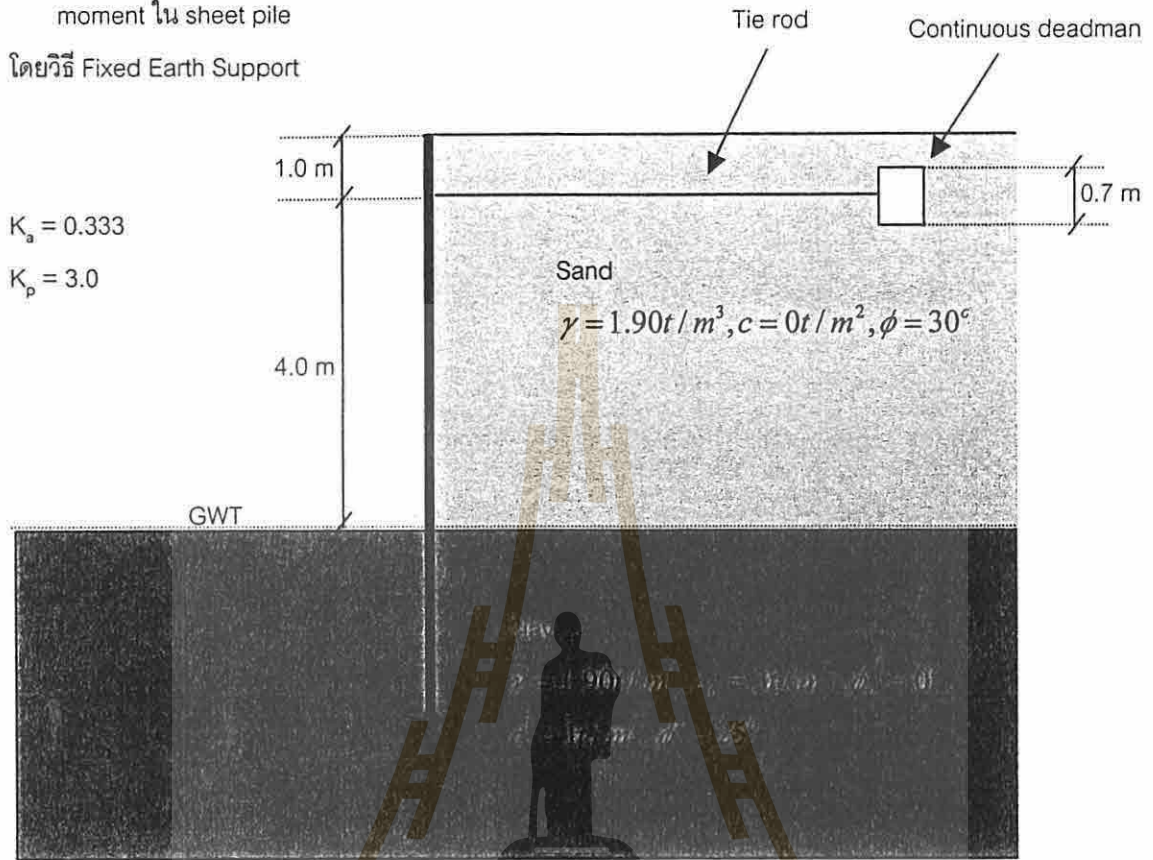
Depth (m)	Soil	K_a	Vertical eff. Stress (kN/m^2)	P_a (kN/m^2)
0	1	0.333	25	8.32
3-	1	0.333	25+54	8.32+17.98
3+	2	0.406	79	32.07 - 12.74
8	2	0.406	79+105	32.07+42.63 - 12.74
10	2	0.406	79+127.38	32.07+51.72 - 12.74



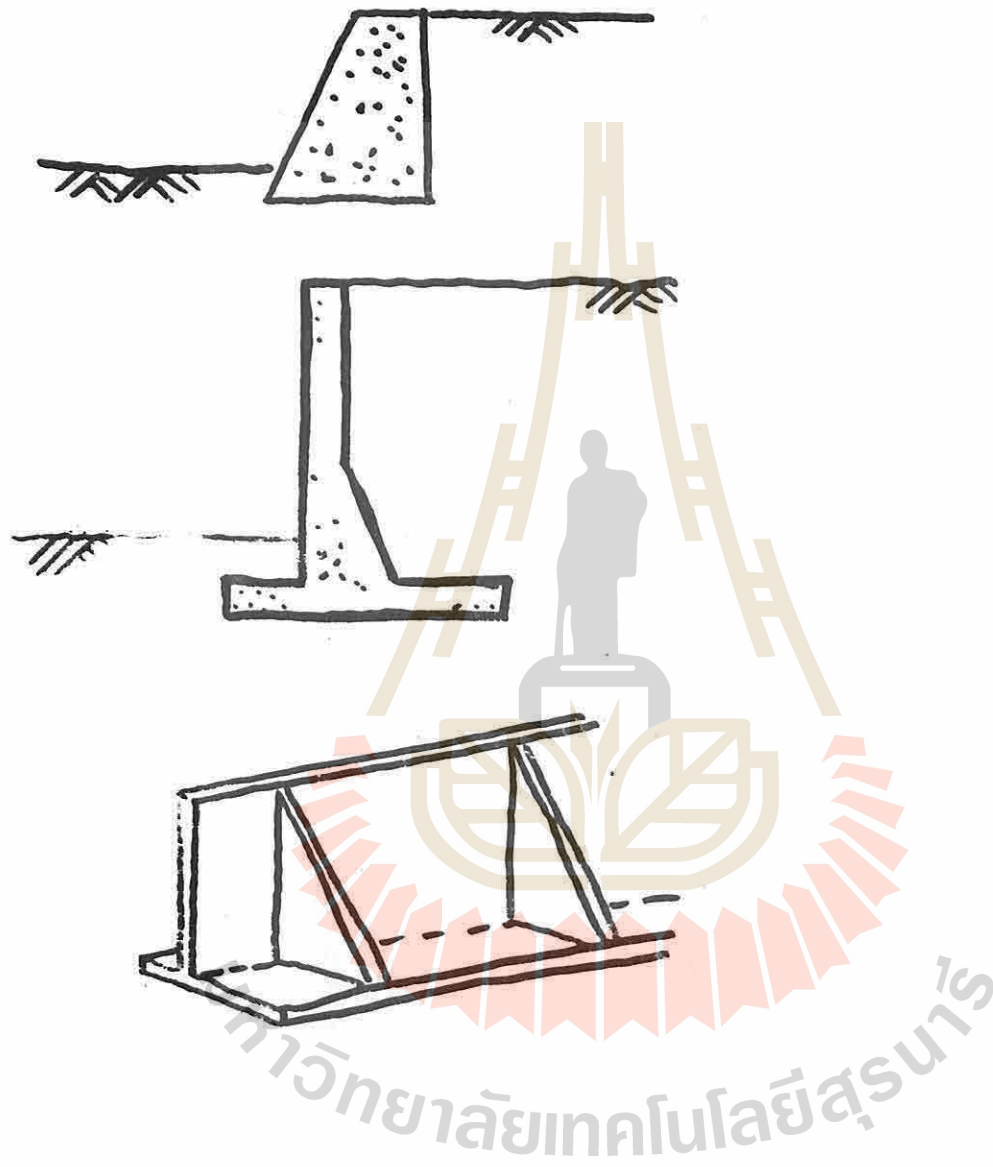
ในสภาวะ short term condition จงหา

- ความยาวการฝัง sheet pile (embedment depth), Factor of safety ของตมอ, Maximum bending moment ใน sheet pile

โดยวิธี Fixed Earth Support



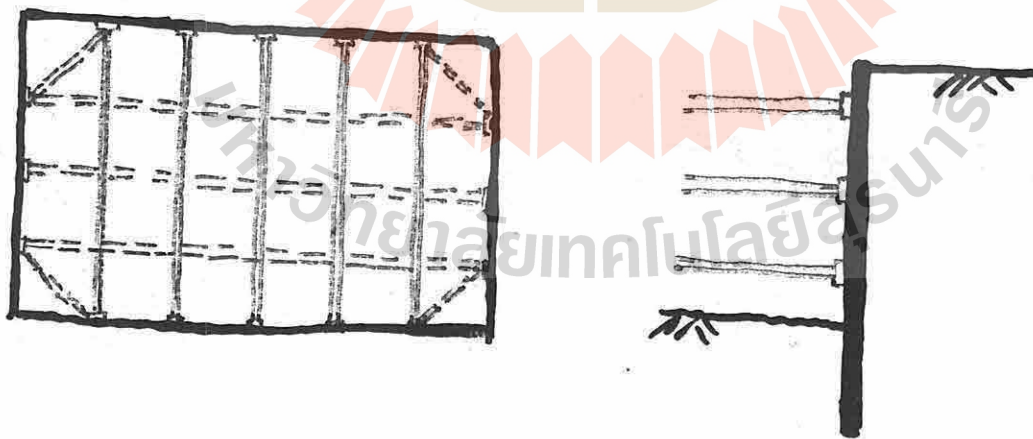
1) Retaining Wall.



2) Sheet pile



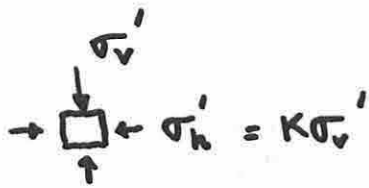
3) Excavation Bracing



EARTH PRESSURE THEORY

Lateral Earth pressure

$$\sigma'_h = \sigma'_v - u$$



where

K = coefficient of earth pressure

At-rest earth pressure

Active earth pressure

Passive earth pressure

1) At-rest earth pressure

no horizontal movement

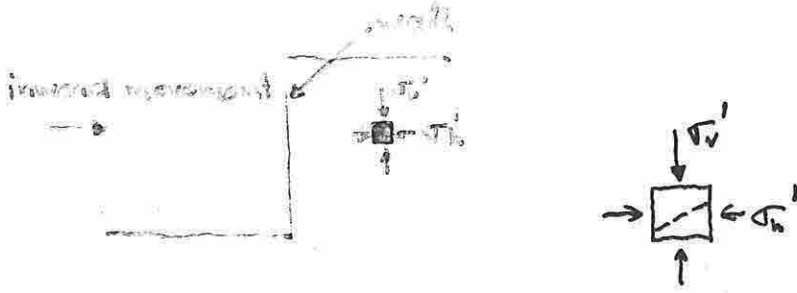
2) Active earth pressure



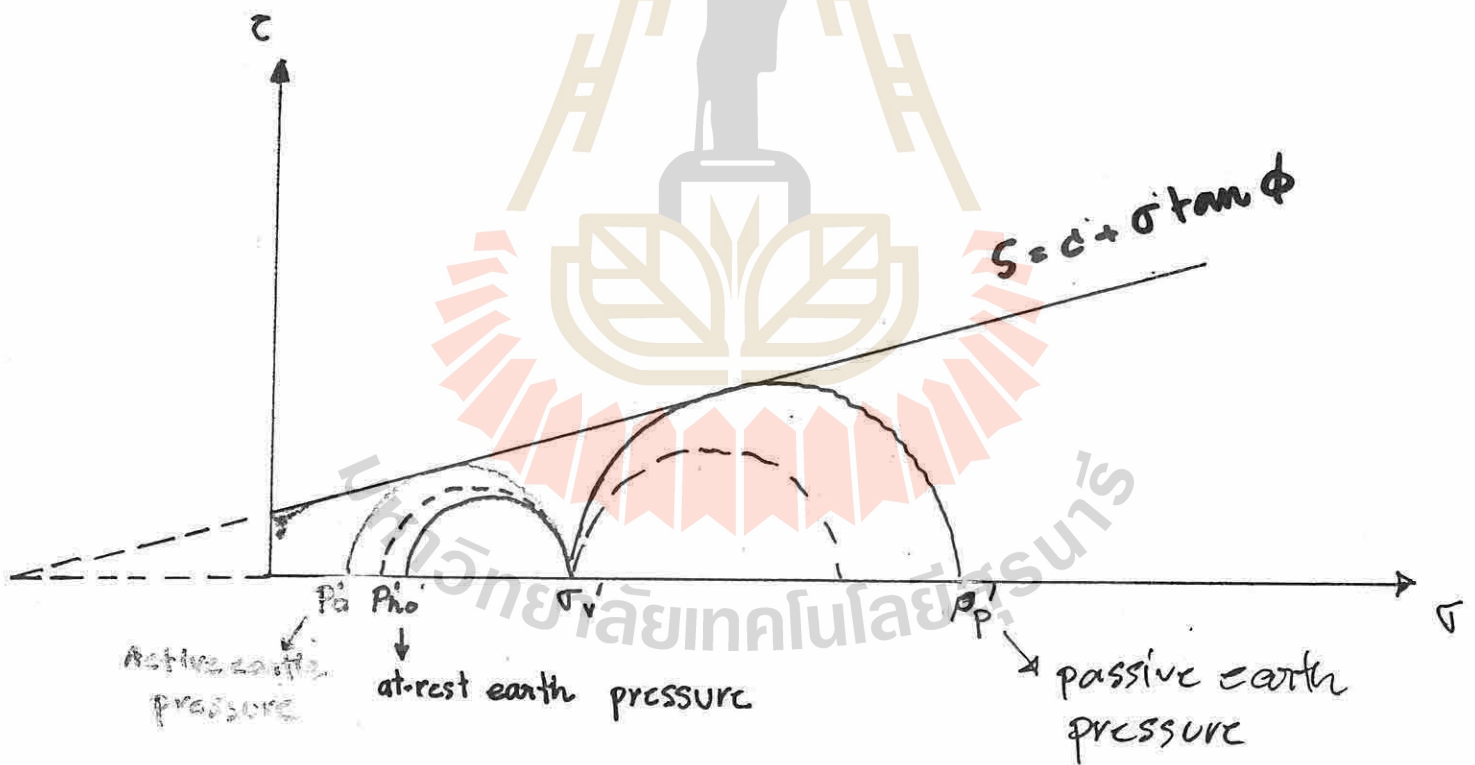
σ'_h at failure \Rightarrow Active earth pressure : p'_a



3) Passive earth pressure



σ_h' at failure \Rightarrow Passive earth pressure : P_p'



At-rest earth pressure

$$P_{ho}' = K_o \sigma_v'$$

where

K_o = coef. of lateral earth pressure at rest

- Granular soil

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

- Normally consolidated clay

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \text{or}$$

$$K_o = 0.4 + 0.007 PI \quad (0 \leq PI < 40)$$

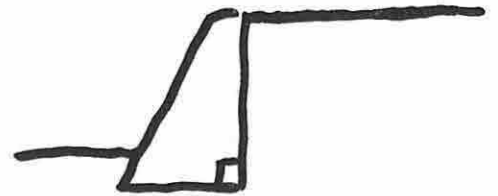
$$K_o = 0.64 + 0.001 PI \quad (40 \leq PI < 80)$$

- Overconsolidated clay

$$K_o \text{ (overconso.)} = K_o \text{ (normally conso.)} \times \sqrt{OCR}$$

where OCR = overconsolidated ratio.

Rankine's Earth Pressure



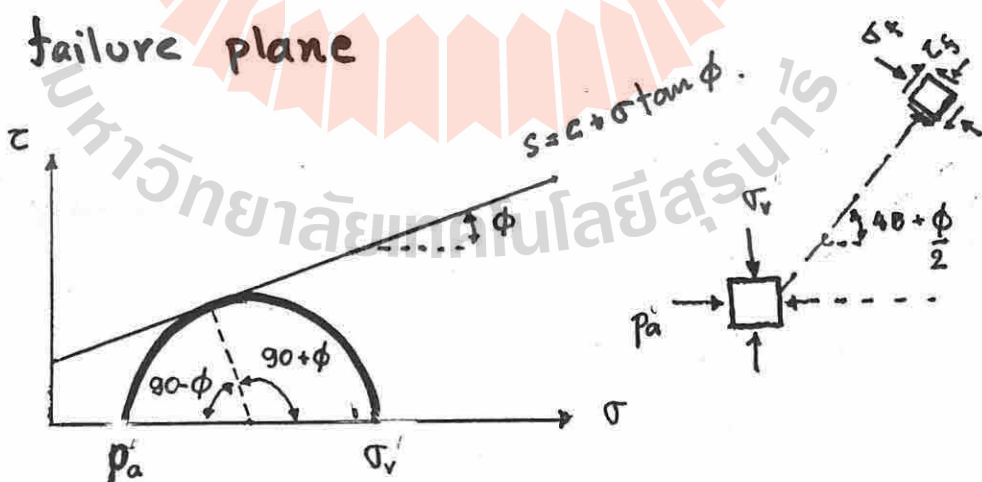
- Assumption
- 1) smooth wall
 - 2) vertical back wall
 - 3) horizontal back fill

Active earth pressure : p_a

$$p_a = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

where

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$



Passive earth pressure : p_p

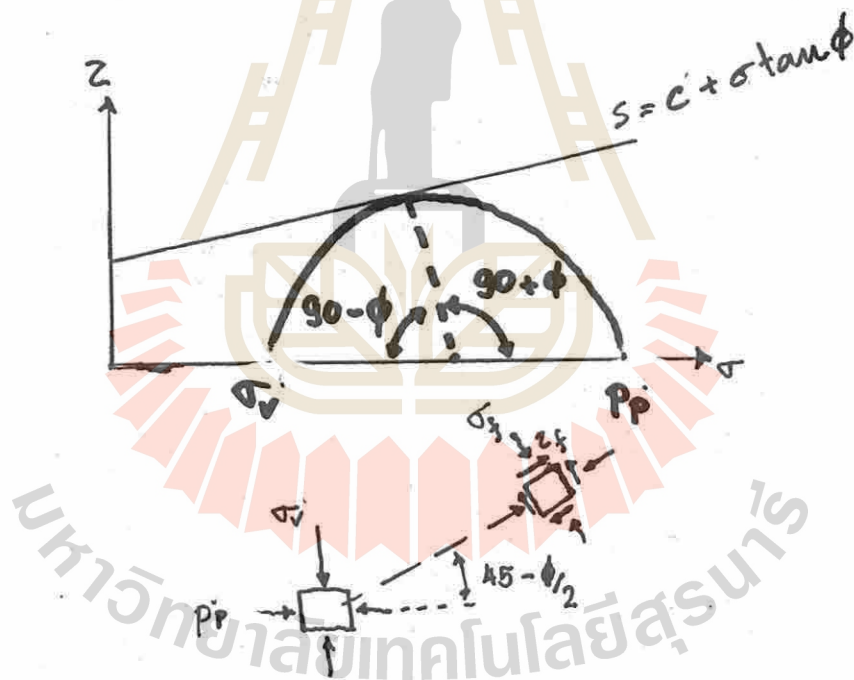
$$p_p = \sigma_v k_p + 2c \sqrt{k_p}$$

where

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

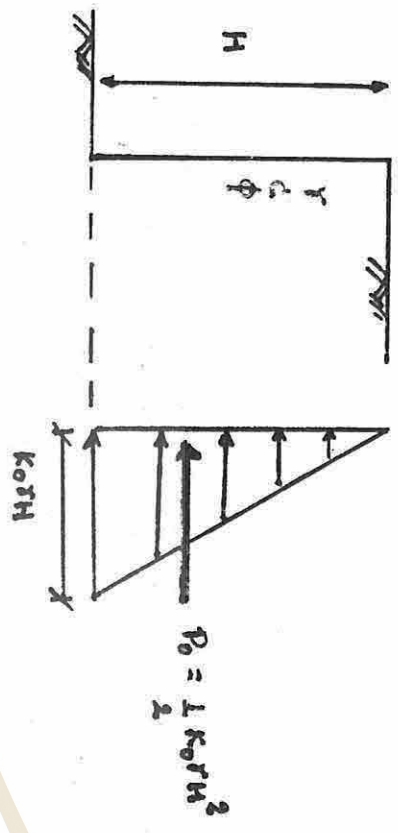
$$k_p = \frac{1}{k_a}$$

failure plane

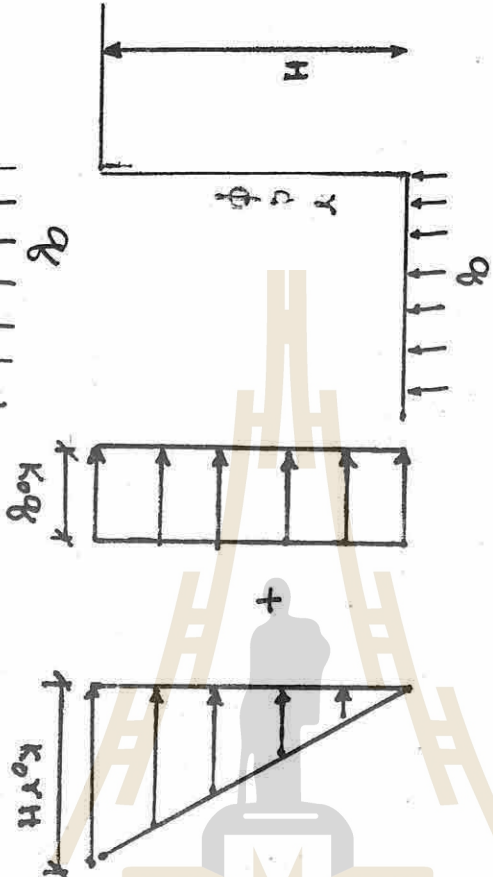


At-rest earth pressure diagram.

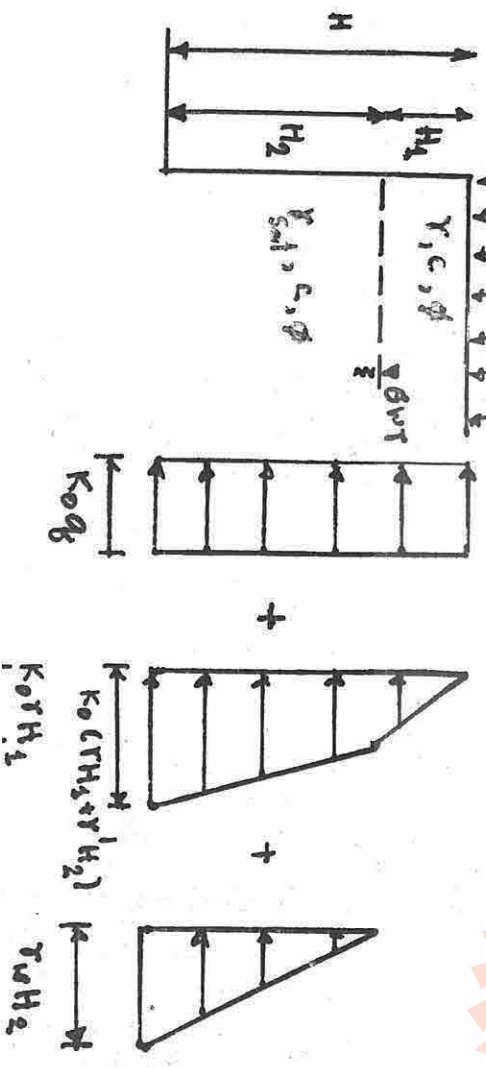
Case I



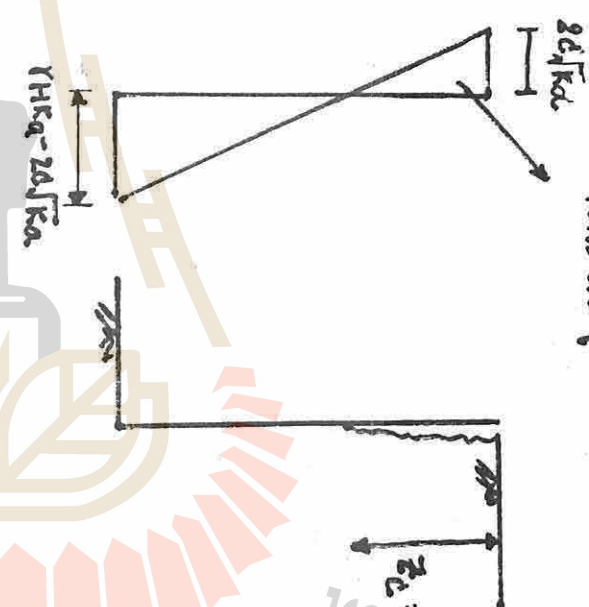
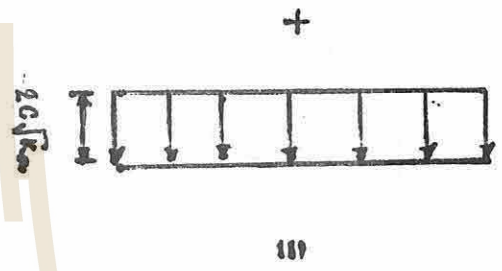
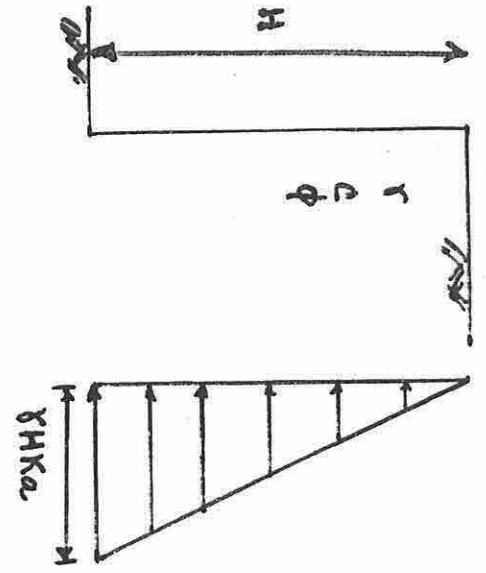
Case II



Case III

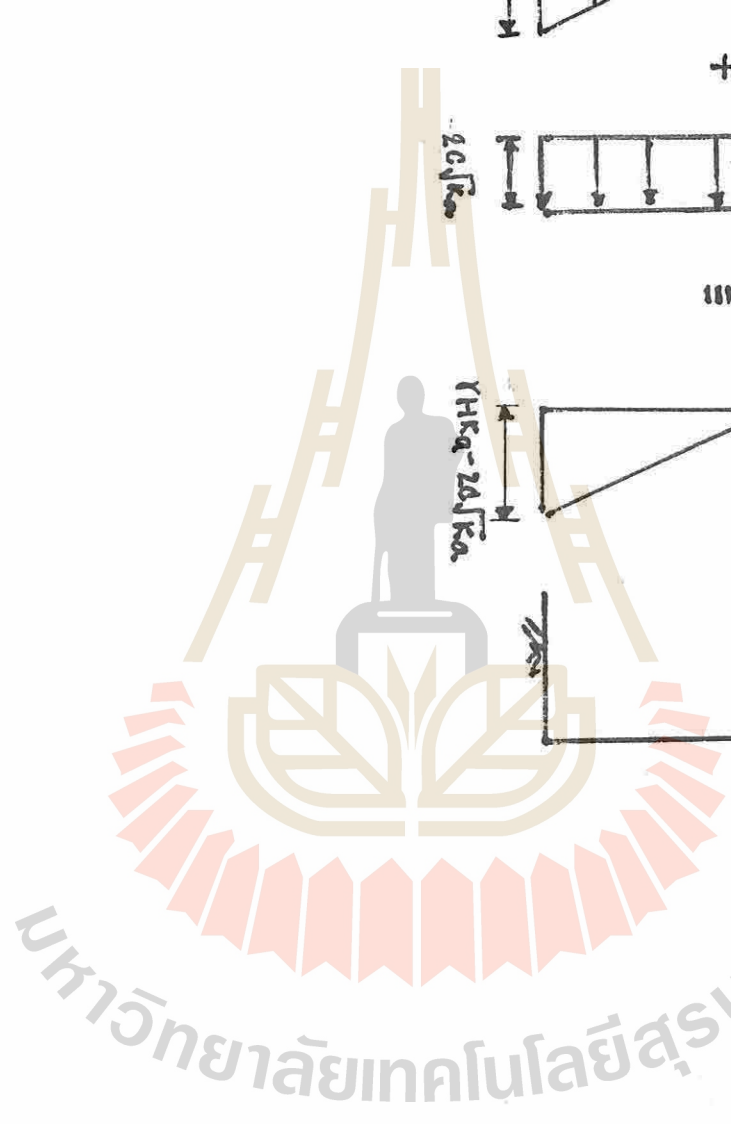


Active earth pressure diagram : case I



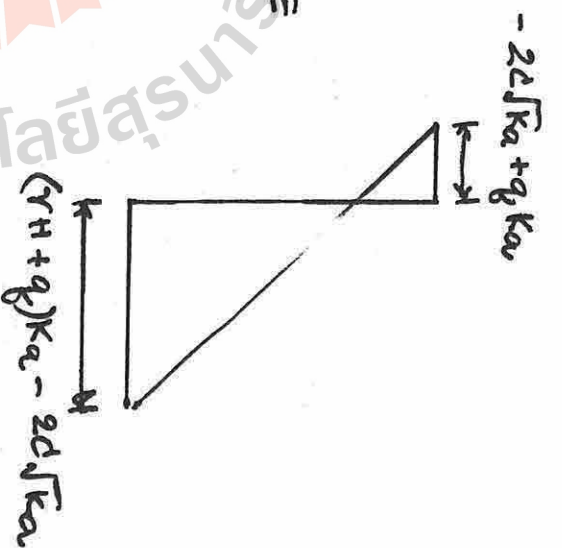
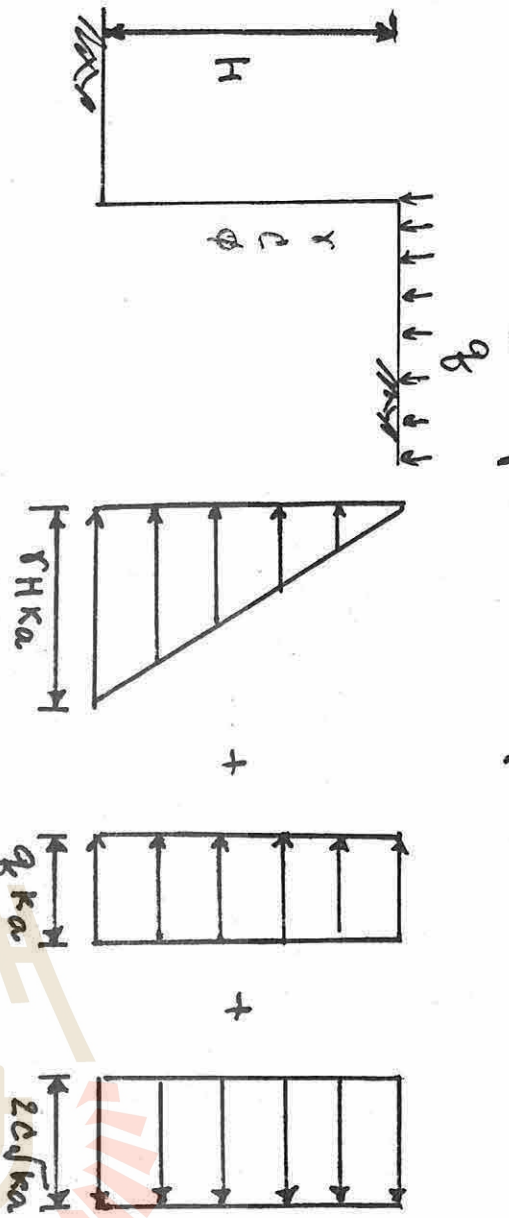
tension pressure \rightarrow tension crack along soil-wall interface.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

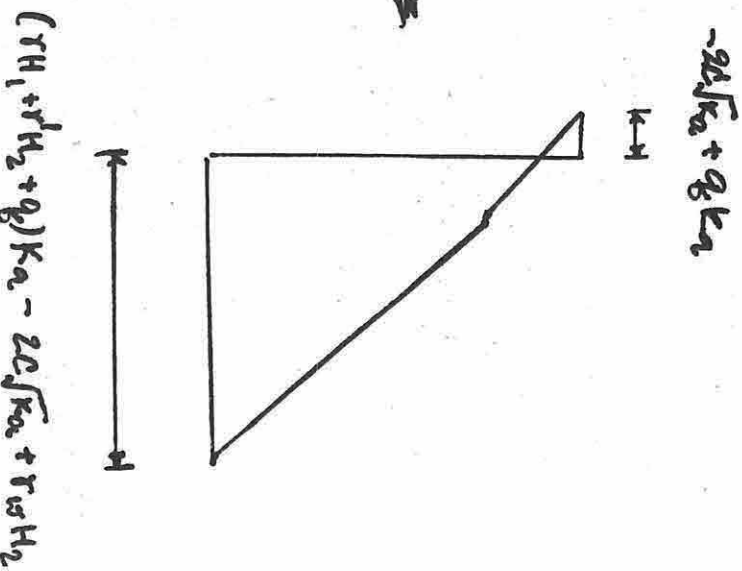
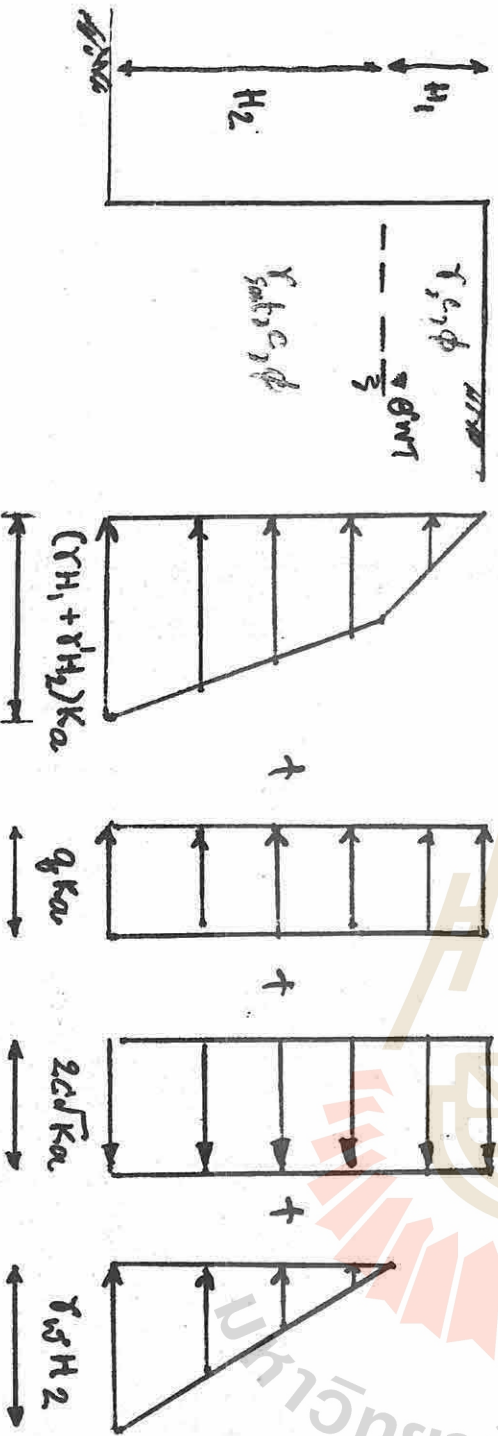


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

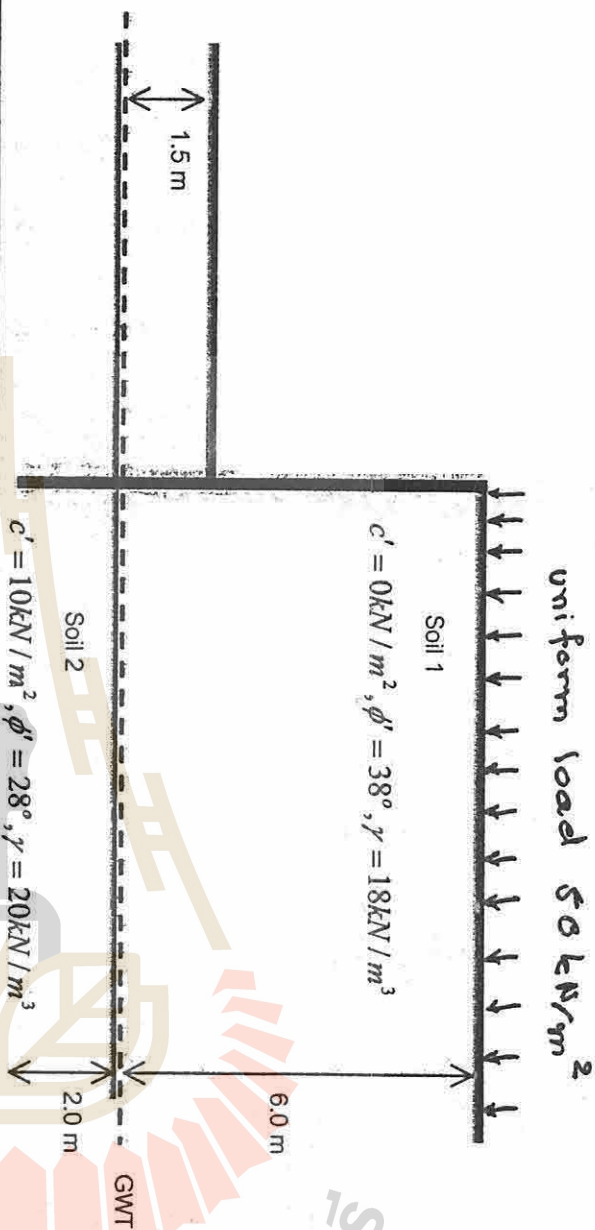
Active earth pressure diagram : case I



Active earth pressure diagram : case II



Draw active earth pressure diagram

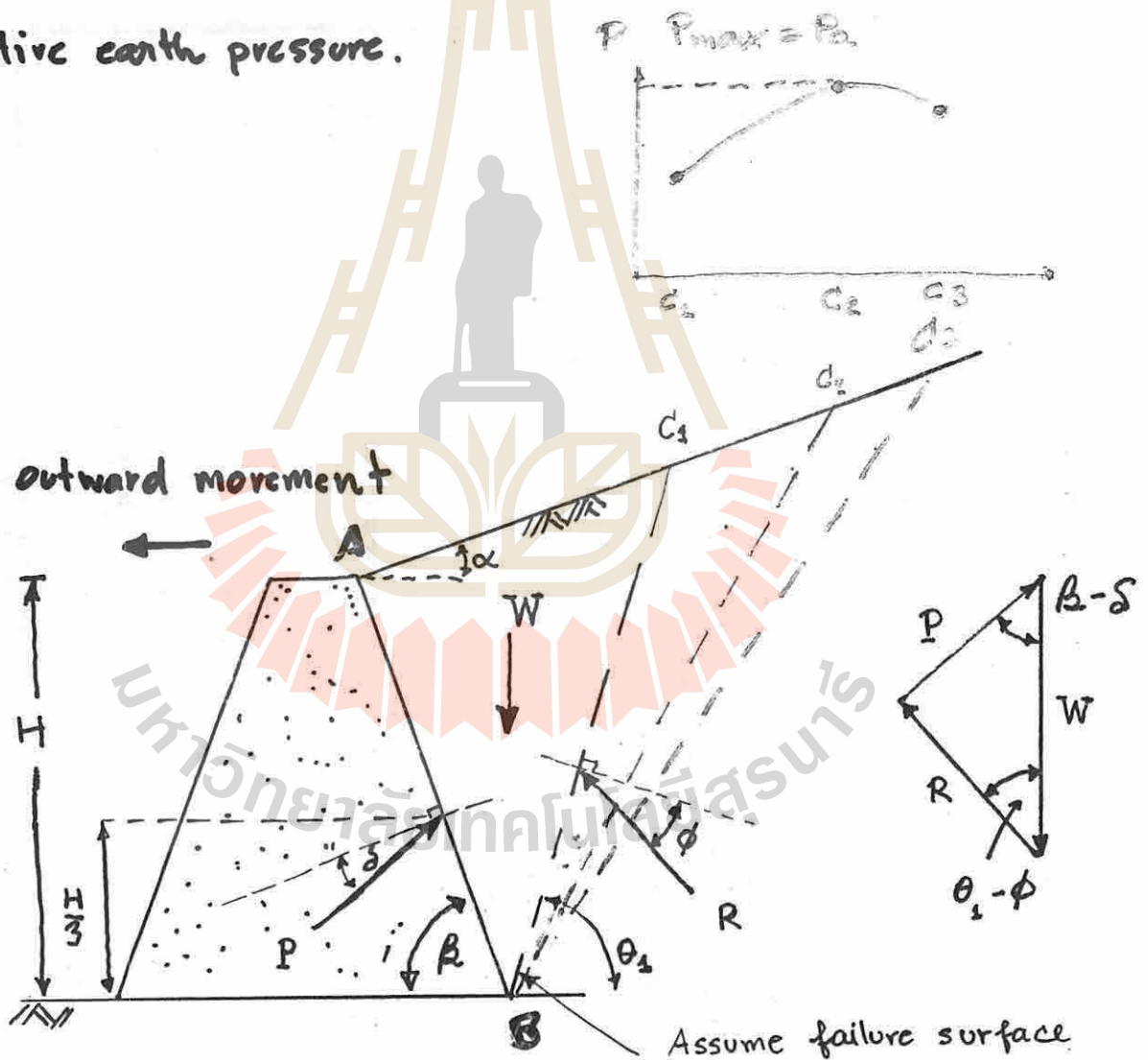


Depth (m)	Soil	Ka	vertical eff. stress (kN/m ²)	pa (kN/m ²)
0	1	0.238	50	$0.238 \times 50 = 11.90$
6-	1	0.238	$50 + (18 \times 6) = 50 + 108$	$(50 \times 0.238) + (108 \times 0.238) = 11.90 + 25.70 = 37.60$
6+	2	0.361	$50 + 108$	$(50 \times 0.361) + (108 \times 0.361) - 2 \times 10 \times (0.361)^{1/2} = 57.04 - 12.02$
8	2	0.361	$50 + 108 + [(20 - 9.81) \times 2] = 50 + 108 + 20.38$	$(50 \times 0.361) + (108 \times 0.361) + (20.38 \times 0.361) - 2 \times 10 \times (0.361)^{1/2} = 57.04 + 7.22 - 12.02$

Coulomb's Earth pressure

- 1 friction wall.
- 2 inclination angle of back wall of β
- 3 inclination angle of back fill of α
- 4 cohesionless soil [$c=0$]

Active earth pressure.



δ = angle of friction between soil and wall

ϕ = angle of friction of soil

Active earth pressure

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

where

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Passive earth pressure

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

where

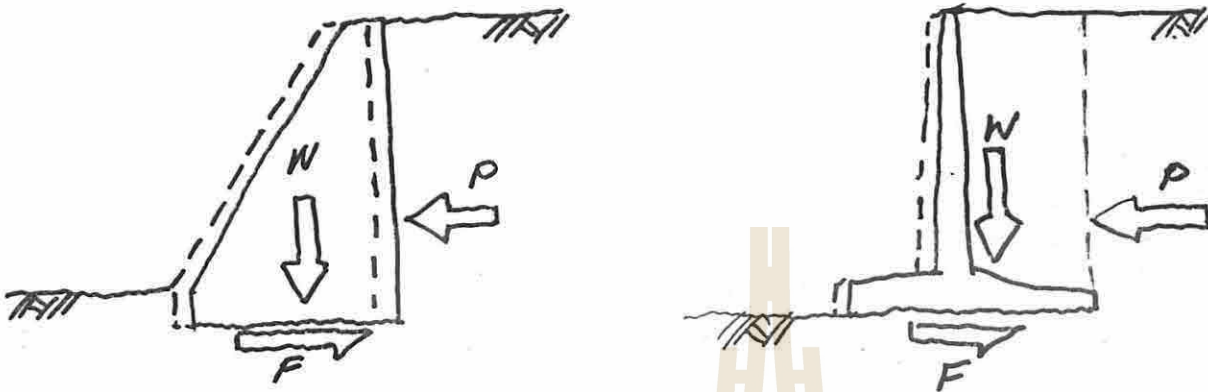
$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

▼ **TABLE 5.6** General Range of Wall Friction Angles for Masonry or Mass Concrete Walls

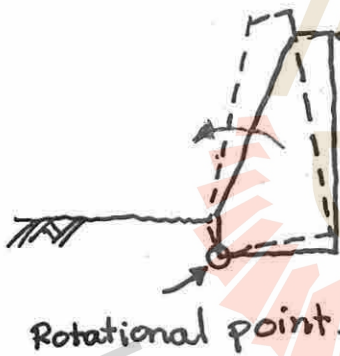
Backfill material	Range of δ (deg)
Gravel	27–30
Coarse sand	20–28
Fine sand	15–25
Stiff clay	15–20
Silty clay	12–16

Retaining Wall . . Mode of Failure .

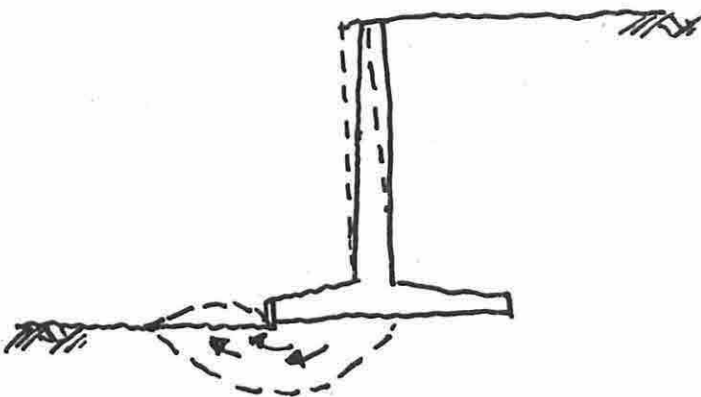
1) Base Sliding.



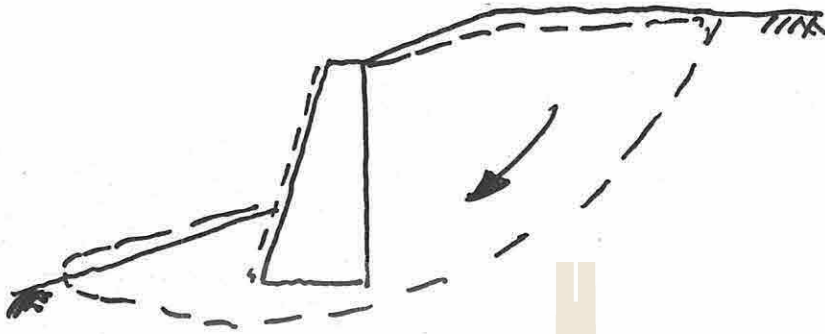
2) Overturning



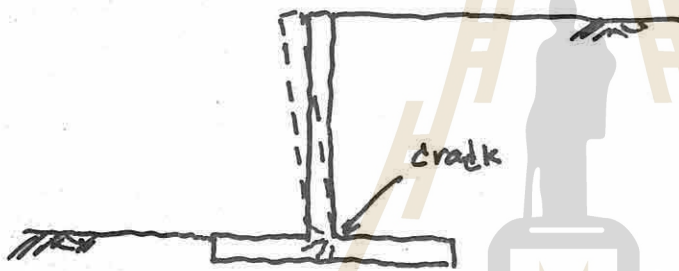
3) Bearing Failure



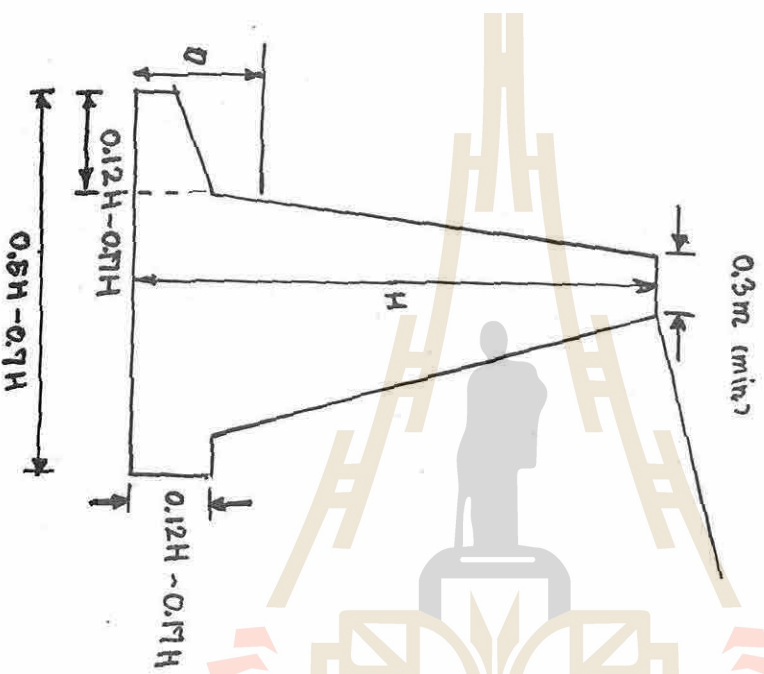
4) Overall Sliding.



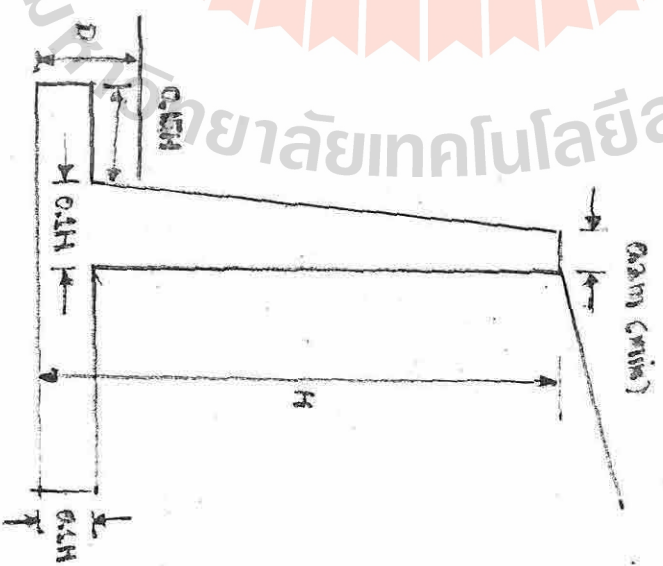
5) Structural Failure



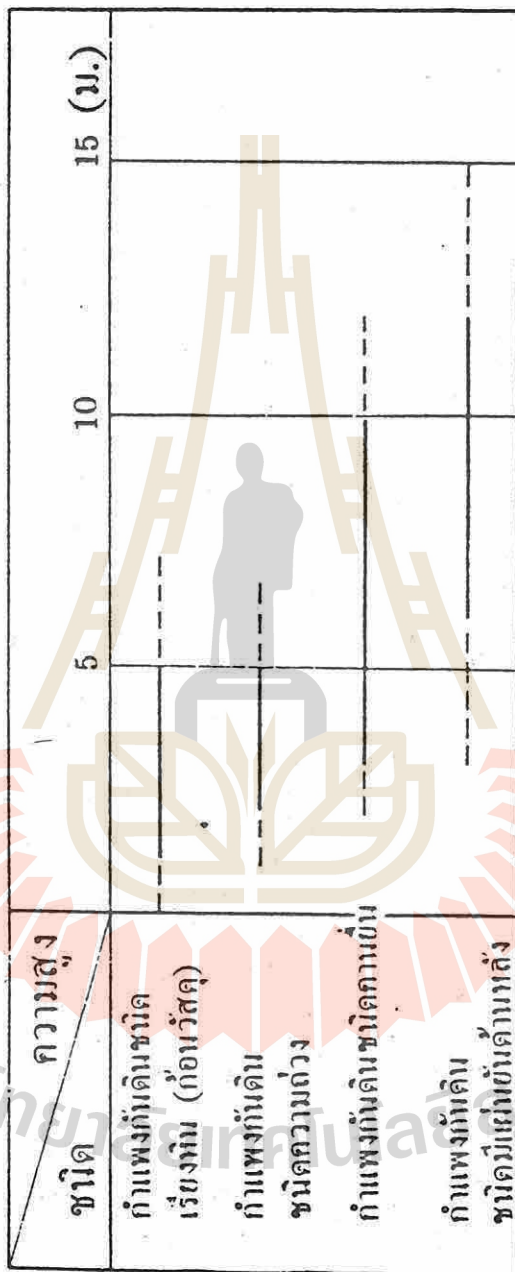
Proportioning Retaining Walls.



gravity wall



cantilever wall.



มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

Sheet Pile Wall : continuous wall

mainly purpose \Rightarrow support lateral earth pressure

Type of sheet pile

- material

- precast concrete sheet pile

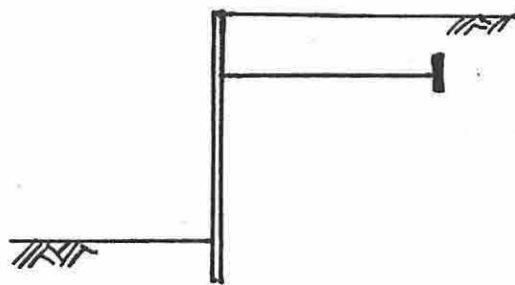
- steel sheet pile

- wooden sheet pile

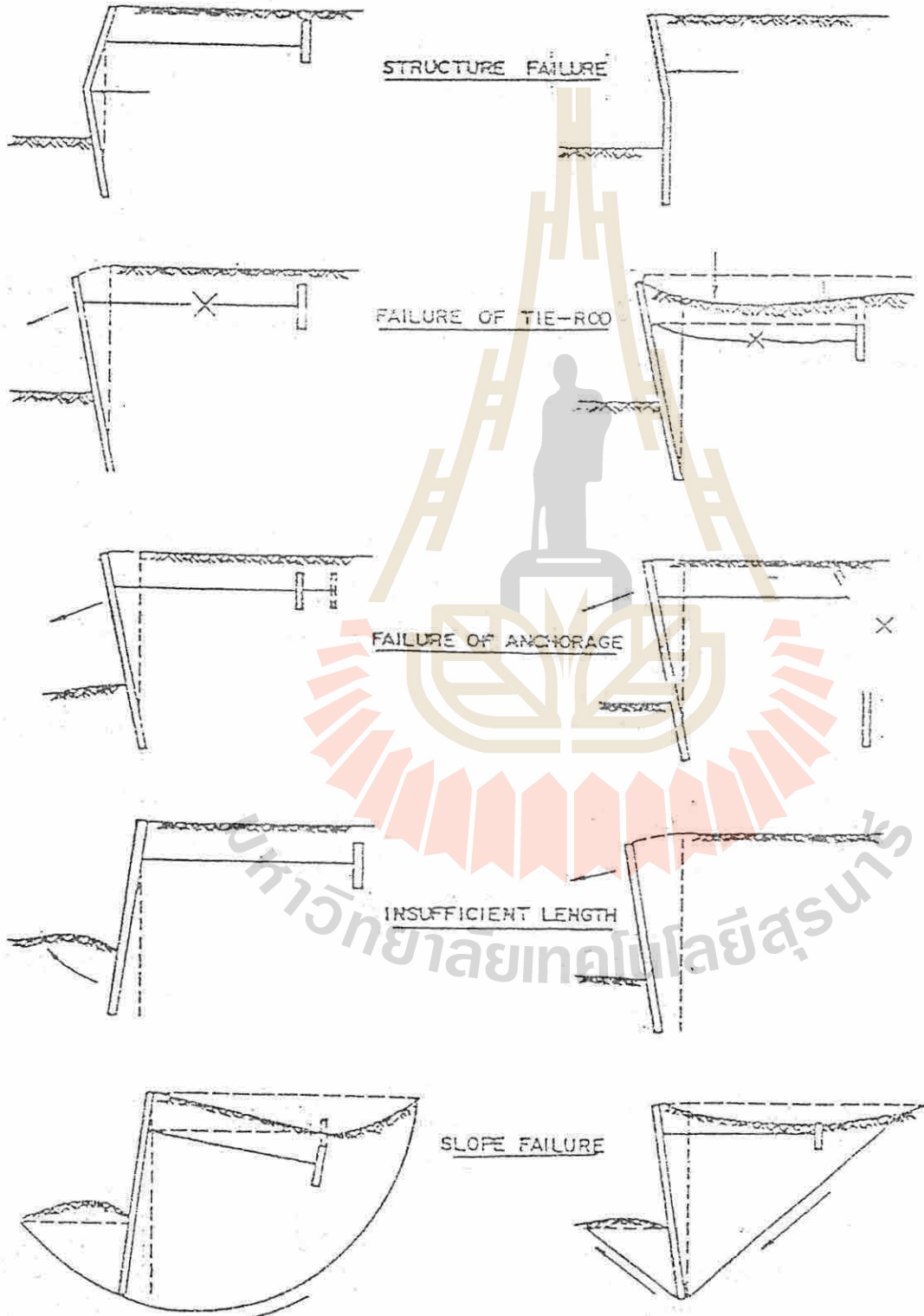
- structure

- cantilever sheet pile

- anchored sheet pile

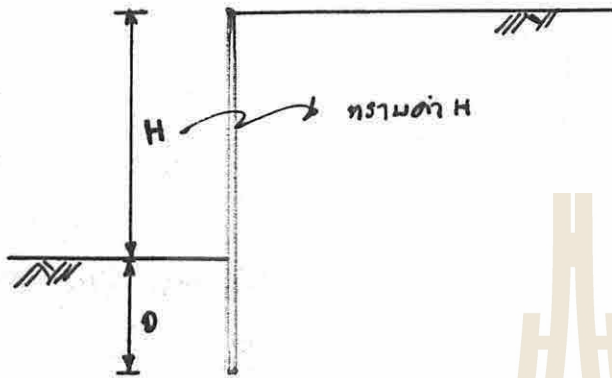


Sheet pile : Mode of Failure.



Cantilever Sheet Pile

Sheet pile design



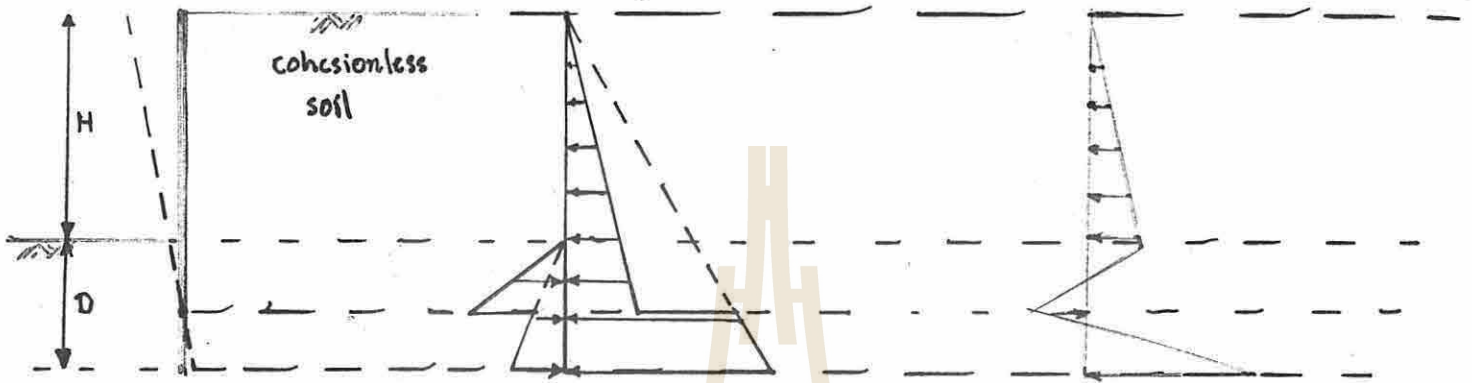
Depth of embedment : D \rightarrow soil engineering
 \downarrow
earth pressure analysis

Sheet pile section \rightarrow structural engineering
 \downarrow
SFD & BMD

- Precast concrete sheet pile \rightarrow RC Design
- Steel sheet pile \rightarrow Steel Design
- Timber sheet pile \rightarrow Timber Design

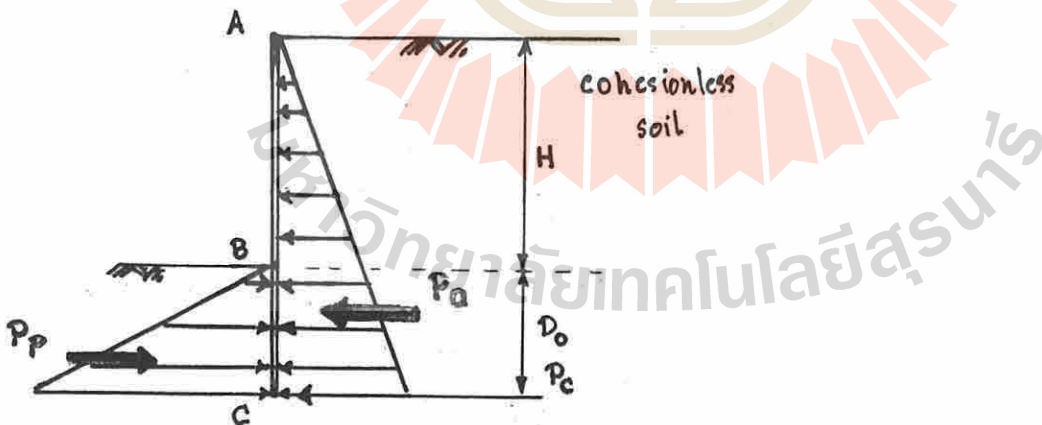
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Cantilever sheet pile \rightarrow Fixed earth support
- conventional method



- simplified method

assume the passive pressure as a concentrated force acting at the foot of sheet pile



$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H+D_0)^2 \quad - (1)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma D_0^2 \quad - (2)$$

$$\Sigma M_c = 0 :$$

$$P_p \times \frac{D_0}{3} - P_a \times \frac{(H+D_0)}{3} = 0$$

$$D_0 = \dots\dots\dots$$

$$D = 1.2 D_0$$

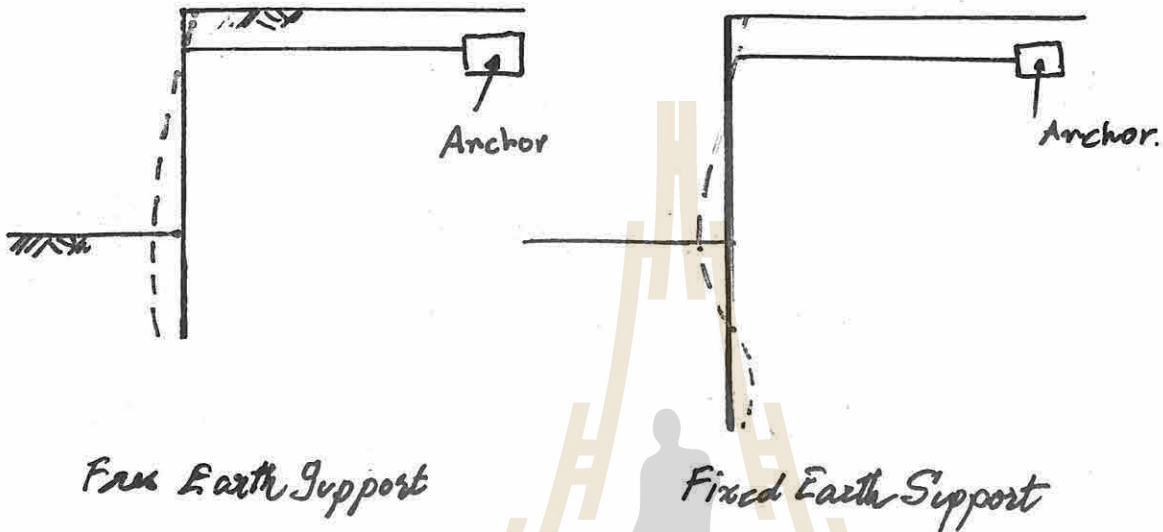
นำค่า D ที่ได้ ไปแทนใน (1) และ (2)

$$\Sigma F_H = 0 :$$

$$P_c = P_p - P_a$$

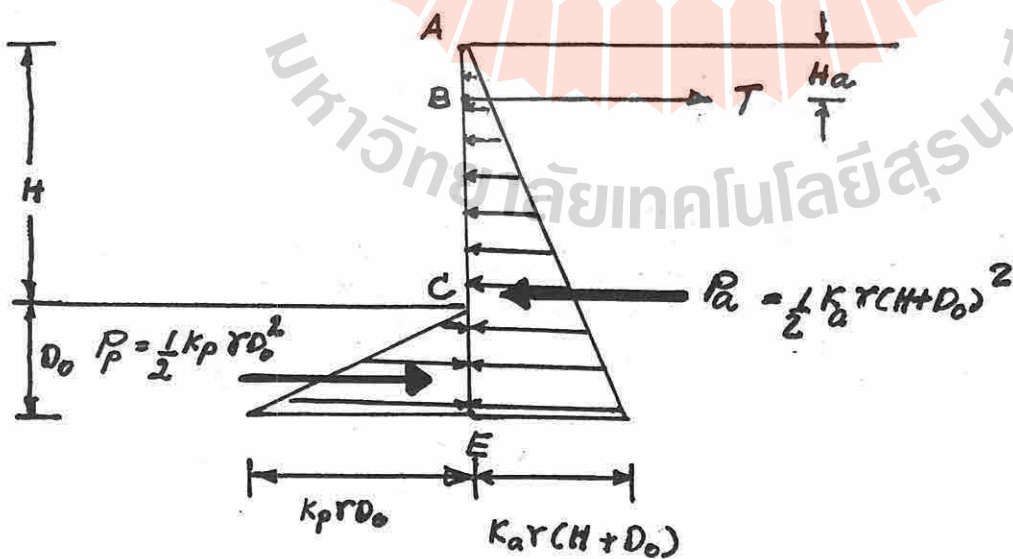
นำค่า D และ P_c ไปเขียน pressure diagram
ที่กระทำต่อ sheet pile เพื่อเขียน SFD และ BMD

Anchored sheet pile $\left\{ \begin{array}{l} \text{Fixed earth support} \\ \text{Free earth support.} \end{array} \right.$



Simplified method

1) Free earth support

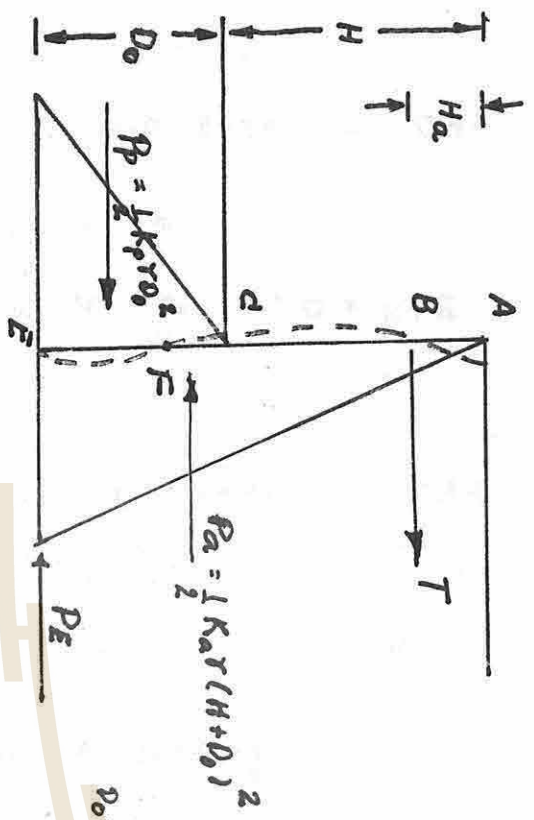


$$\sum M_B = 0: \quad \rightarrow \quad D_0 = \dots$$

$$D = 1.2 D_0$$

หาค่า D และ T
 ให้เขียน pressure diagram \rightarrow SFD

2) Fixed earth support

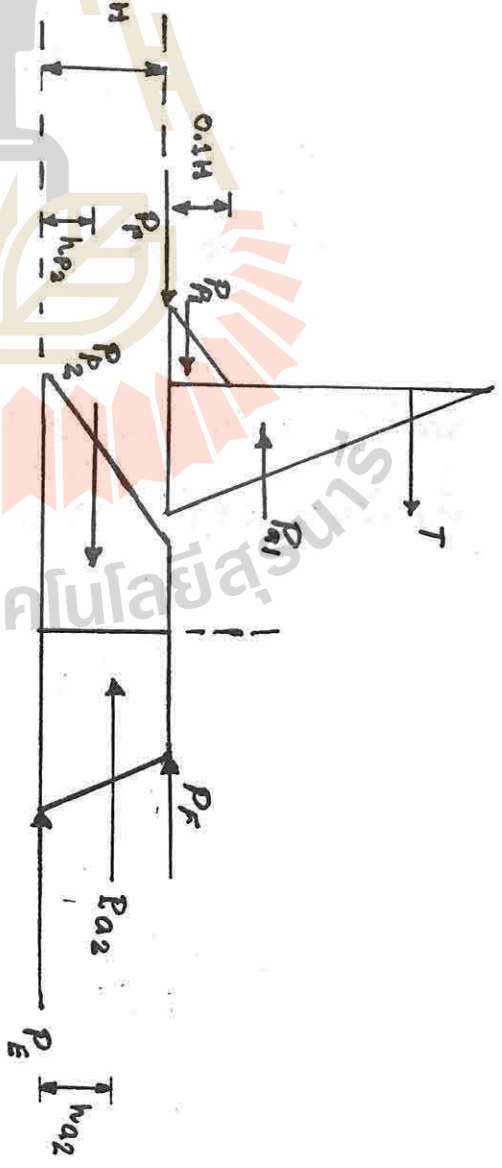


3 unknowns : D_0, T, P_E

2 equations : $\sum M = 0, \sum F_H = 0$ } indeterminate structure

F : point of zero moment

คำนวณหาจุด F = 0.1H เท่านั้น



FBD ของ sheet pile ส่วนบน.

$$\sum M_F = 0 : \Rightarrow T = \dots$$

$$\sum F_H = 0 : \Rightarrow P_F = \dots$$

FBD ของ sheet pile ส่วนล่าง

$$\sum M_E = 0 :$$

$$P_F(D_0 - 0.1H) + (P_{a2})(h_{a2}) - (P_{p2})(h_{p2}) = 0$$

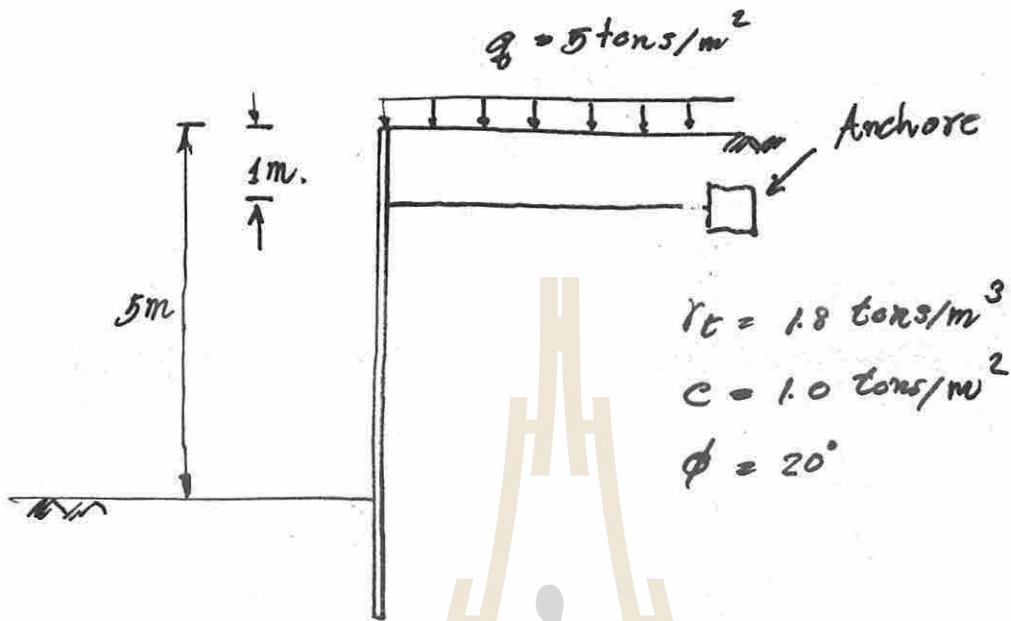
$$D_0 = \dots$$

$$D = 1.2D_0$$

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow P_E$$

หาค่า T, P_E และ D ไปเขียน pressure diagram
เพื่อเขียน SFD และ BMD

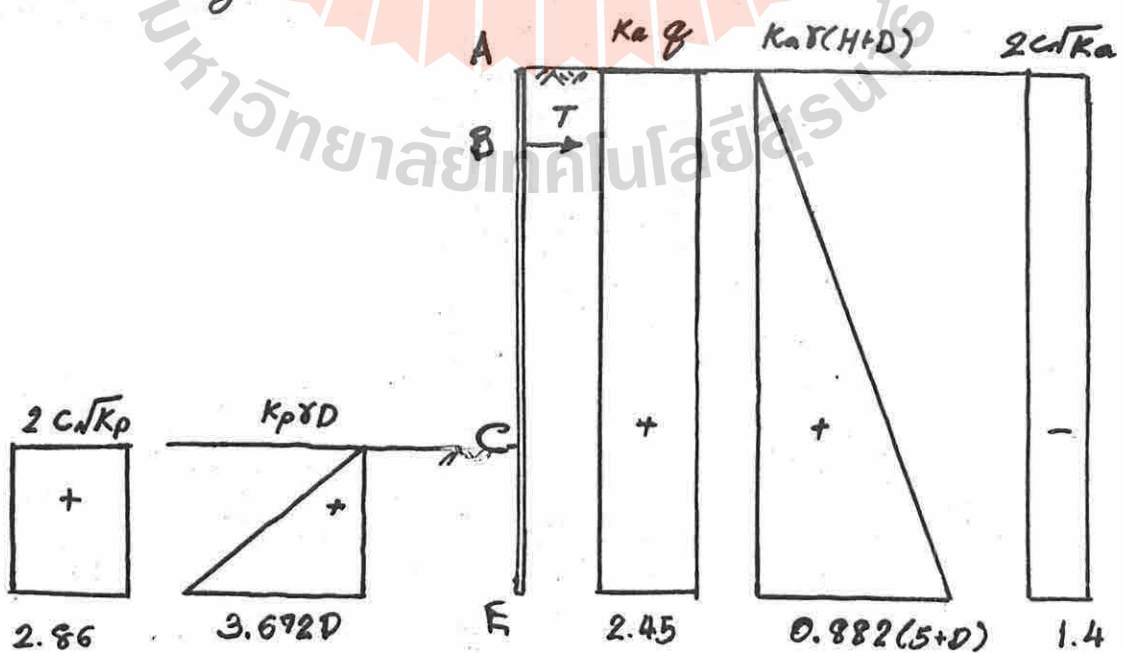
anchored sheet pile for retaining wall
 free earth support.



$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.490$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2.040$$

Earth pressure diagram.



$$\Sigma M_B = 0 :$$

$$\left[2.45 (5+D) \right] \left[\left(\frac{5+D}{2} \right) - 1 \right] + \left[\frac{0.882}{2} (5+D)^2 \right] \left[\frac{2}{3} (5+D) - 1 \right]$$

$$= \left[1.4 (5+D) \right] \left[\left(\frac{5+D}{2} \right) - 1 \right] + \left[\frac{3.672}{2} D^2 \right] \left[\frac{2}{3} D + 4 \right] + \left[2.86 D \right] \left[\frac{D}{2} + 4 \right]$$

$$D \approx 3.0 \text{ m.}$$

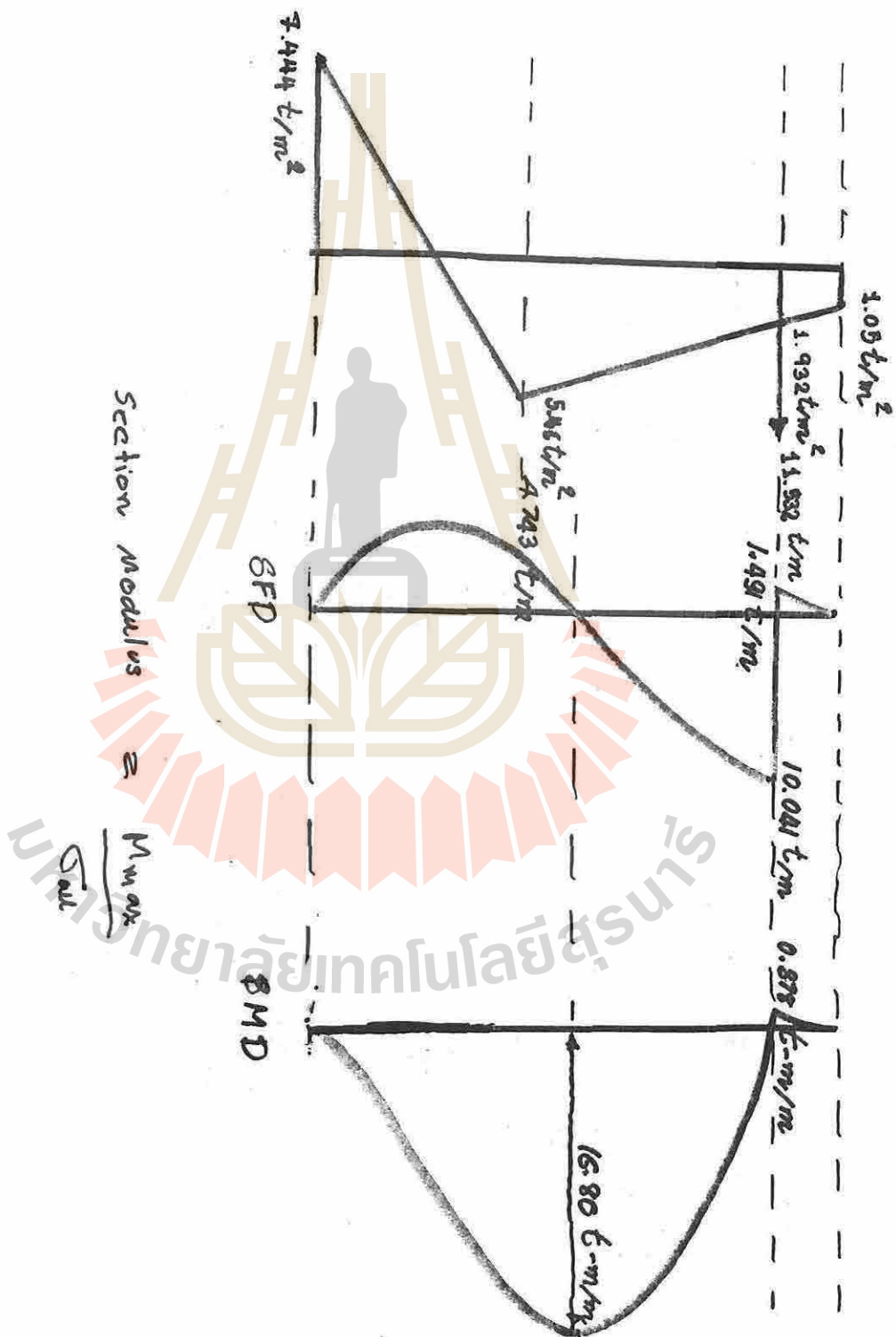
$$\text{use } D = 3.6 \text{ m}$$

$$\Sigma F_H = 0 :$$

$$T = 2.45 (5+D) + \frac{0.882}{2} (5+D)^2 - 1.4 (5+D) - \frac{3.672 D^2}{2} - 2.86 D$$

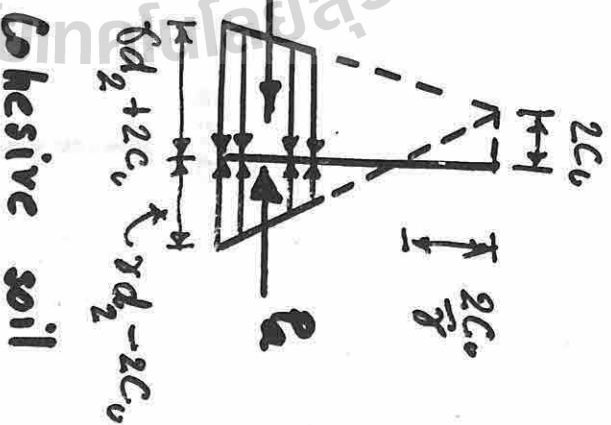
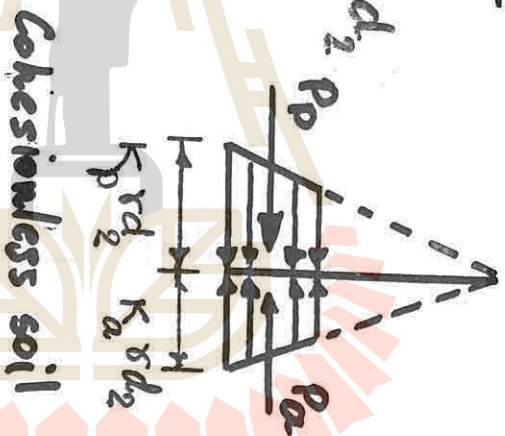
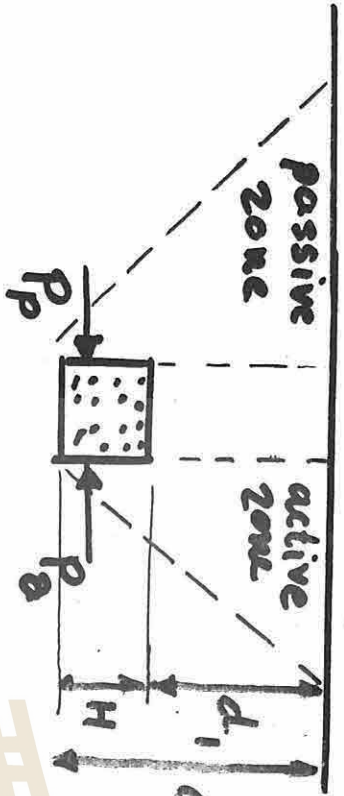
$$T = 11.532 \text{ tons./m}$$

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



Capacity of Deadman.

- continuous deadman near ground surface.



$$P_{ar} = P_p - P_a$$

$$P_{ar} \text{ design} = \frac{P_p - P_a}{SF}$$

$$SF \geq 1.2 - 1.5$$

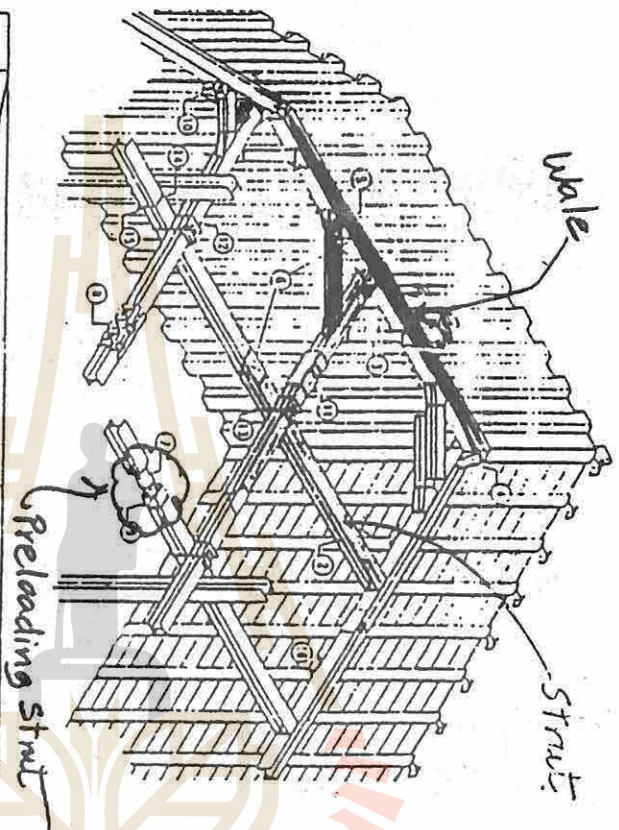
450

SF.

$$= \frac{P_p - P_a}{P_{ar} \text{ design}}$$

$$\geq 1.2 - 1.5$$

$P_{ar} \text{ design}$

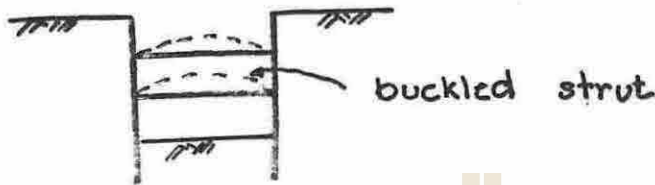


No	Item number material	Waling Size	H400-400x13x23	H200-200x12x19	H200-200x10x15
1	Waling	400HA	35HA	30HA	30HA
2	Spore	40HA 35HA	35HA 30HA	30HA	30HA
3	Horizontal brace	19HA 35HA	35HA 30HA	30HA	30HA
4	Corner brace	40CA	35CA	30CA	30CA
5	Horizontal brace receiving angle	40VP 35VP	35VP 30VP	30VP	30VP
6	Corner plate	40P	35P	30P	30P
7	Iron plate	4200	4200	4200	4200
8	Iron cover	40J	35J	30J	30J
9	Auxiliary brace	400-3 400-2	350-3 350-2	300-3 300-2	300-3 300-2
10	Five horizontal brace receiving beam	40FVP	35FVP	30FVP	30FVP
11	End bracing angle	PC200	PC200	PC150	PC150
12	Core section mud bar	40CN	35CN	30CN	30CN
13	Core section mud bar	58950	58550	58150	58150
14	Tightening mud bar	58350	58350	58150	58150
15	Sheet bracing	HBL	HBL	HBL	HBL
16	Waling bracing	HBL	HBL	30BL	30BL

Figure 4 Typical sheet pile bracing system

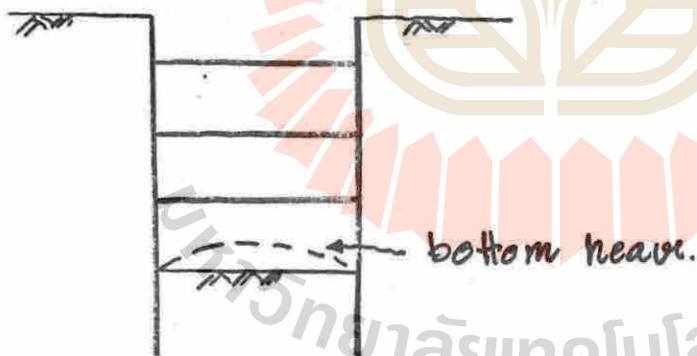
Bracing Sheet Pile : Mode of Failure.

1) Structural Failure

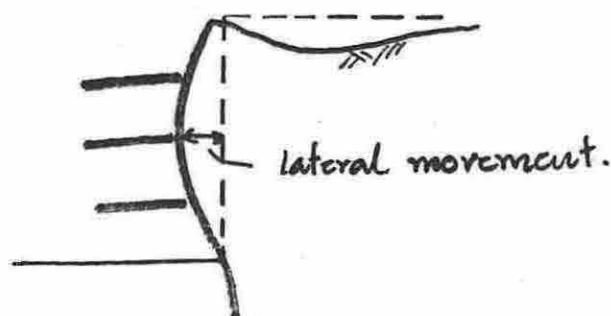


sheet pile, wale, strut → ไม่สามารถต้านทานโมเมนต์
ที่เกิดจากแรงดันดิน

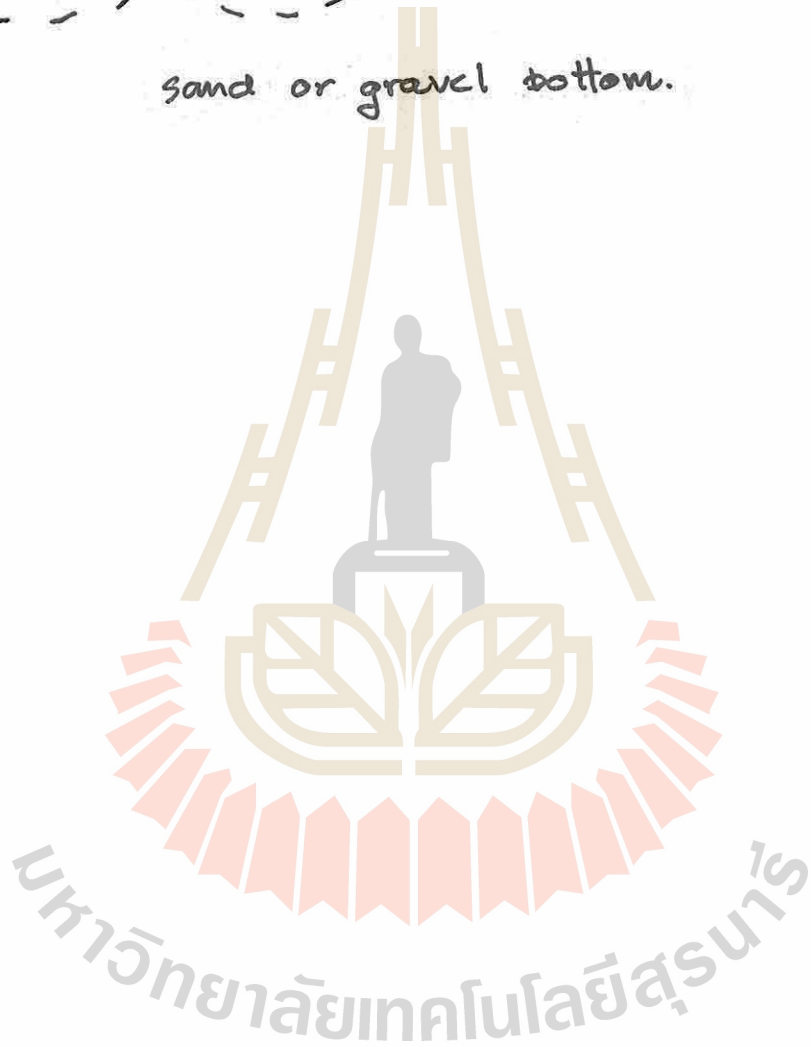
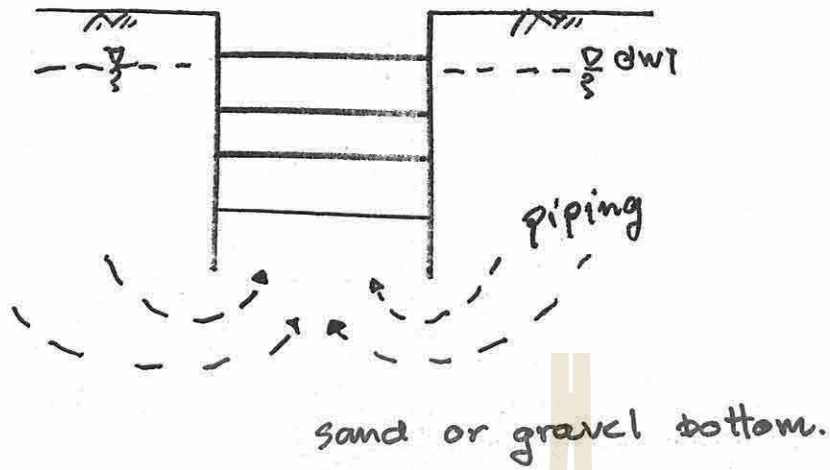
2) Bearing Capacity Failure



3) Excessive Ground Movement.



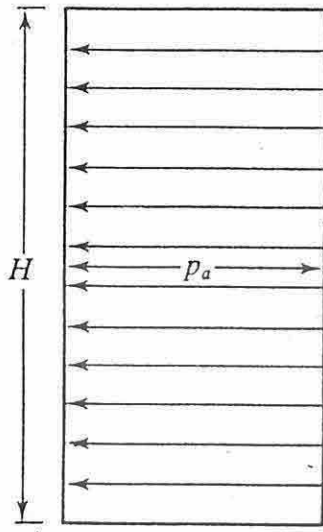
47 Boiling and Piping



ขั้นตอนในการออกแบบ BRACING SHEET PILE

- ทาหน้ายแรงด้านข้างที่กระทำต่อผนัง
- ออกแบบหน้าตัดของ SHEET PILE, WALE, STRUT, LAGGING, SOLDIER BEAM,
- ตรวจสอบความปลอดภัยต่อการอุบัติวมของดินก้นหลุม (BOTTOM HEAVE)
- ตรวจสอบความปลอดภัยต่อการเกิด PIPING
- ตรวจสอบความปลอดภัยเนื่องจากการเคลื่อนตัวของบ่อขุดมากเกินไป (EXCESSIVE GROUND MOVEMENT)

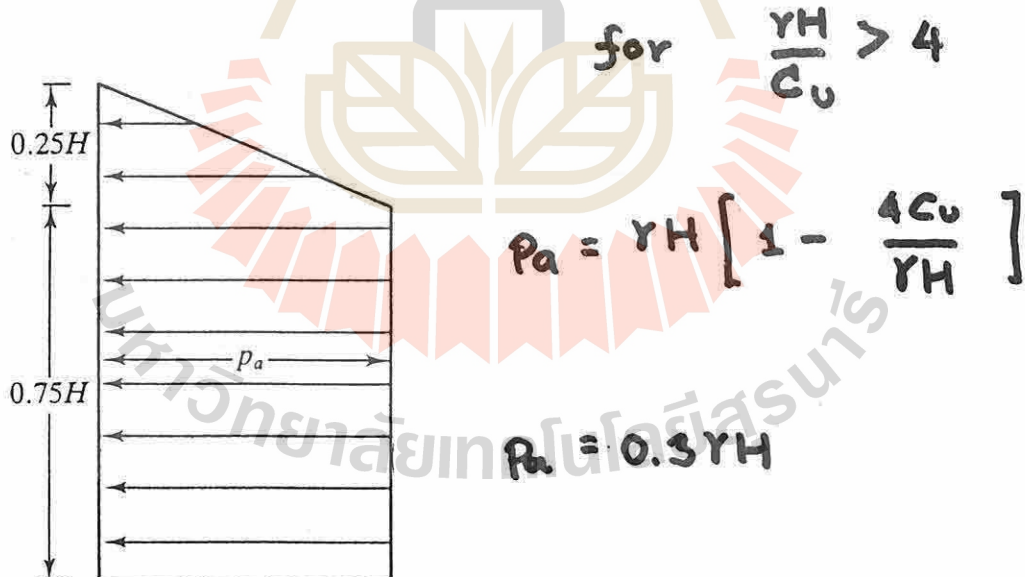
Cuts in Sand



$$p_a = 0.65 \gamma H K_a$$

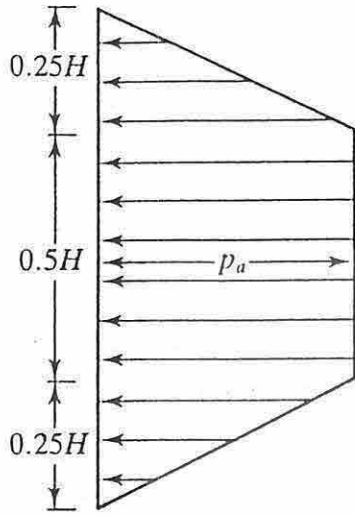
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Cuts in Soft and Medium Clay

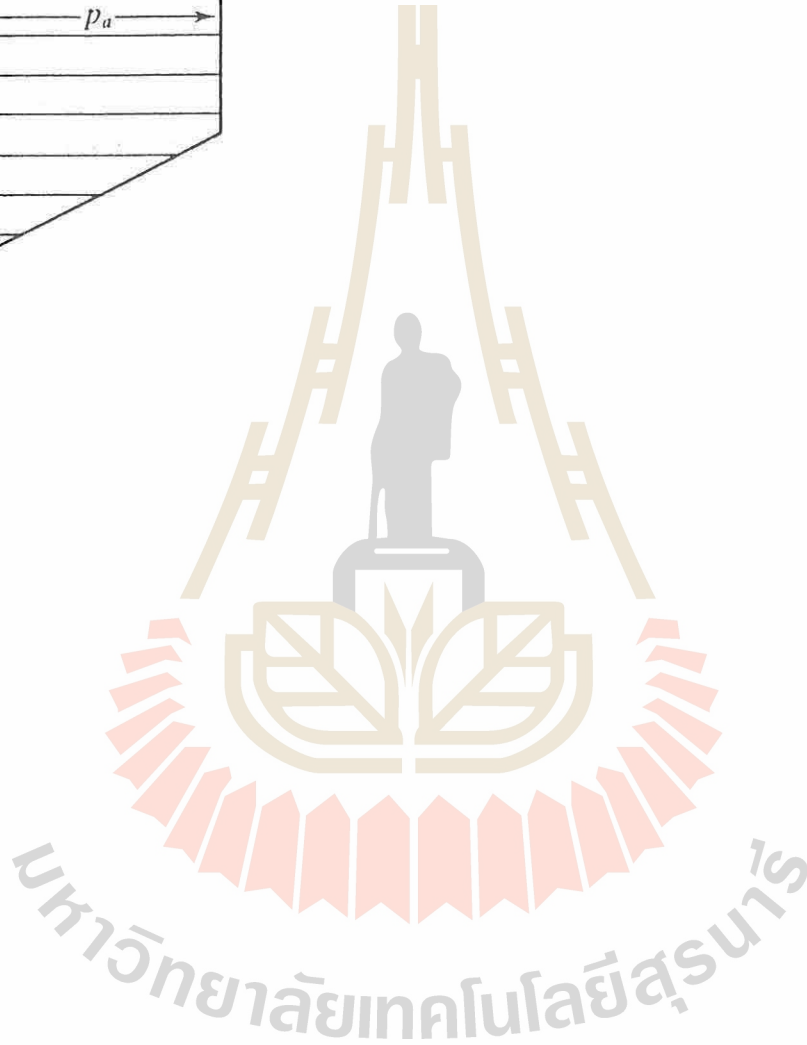


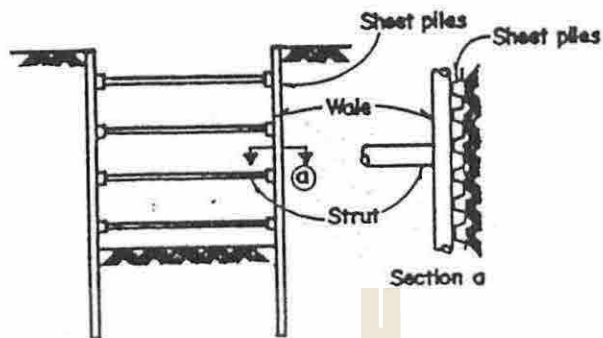
Cuts in Stiff Clay

for $\frac{\gamma H}{c_u} \leq 4$

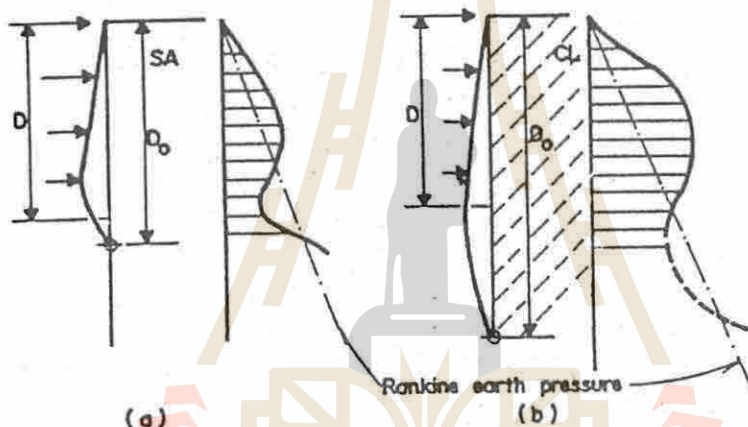


$$P_a = 0.2 \gamma H \text{ to } 0.4 \gamma H$$

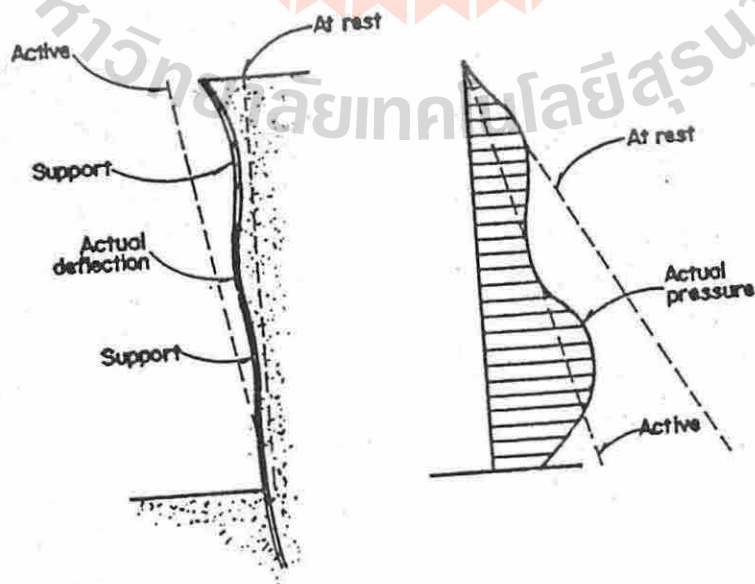




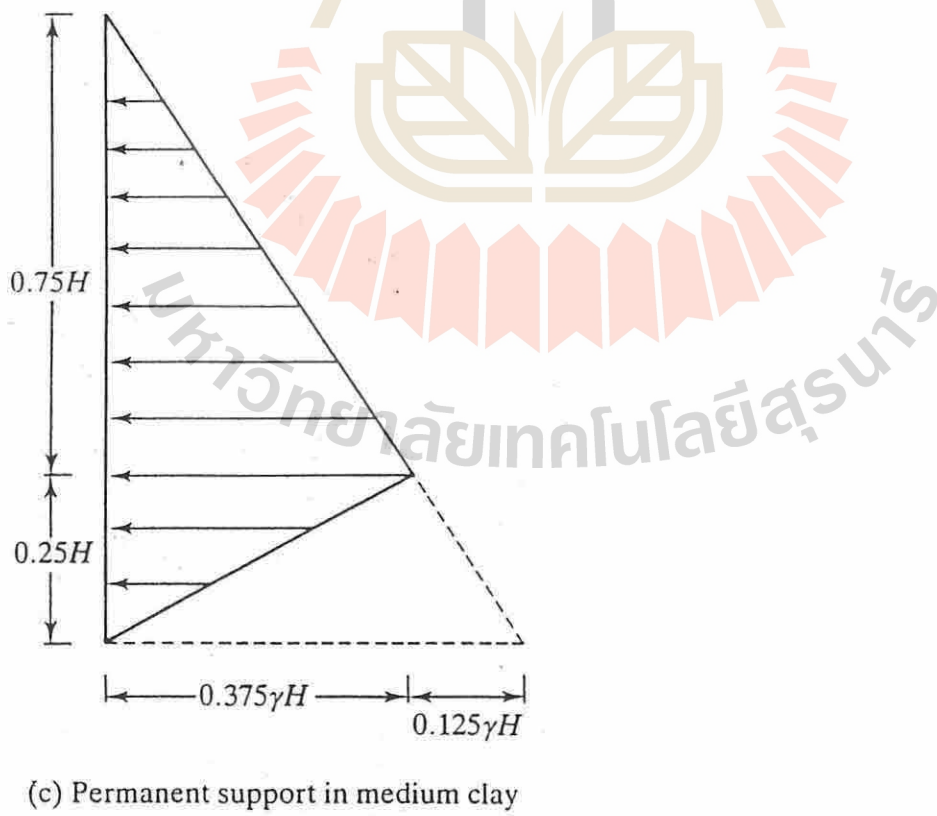
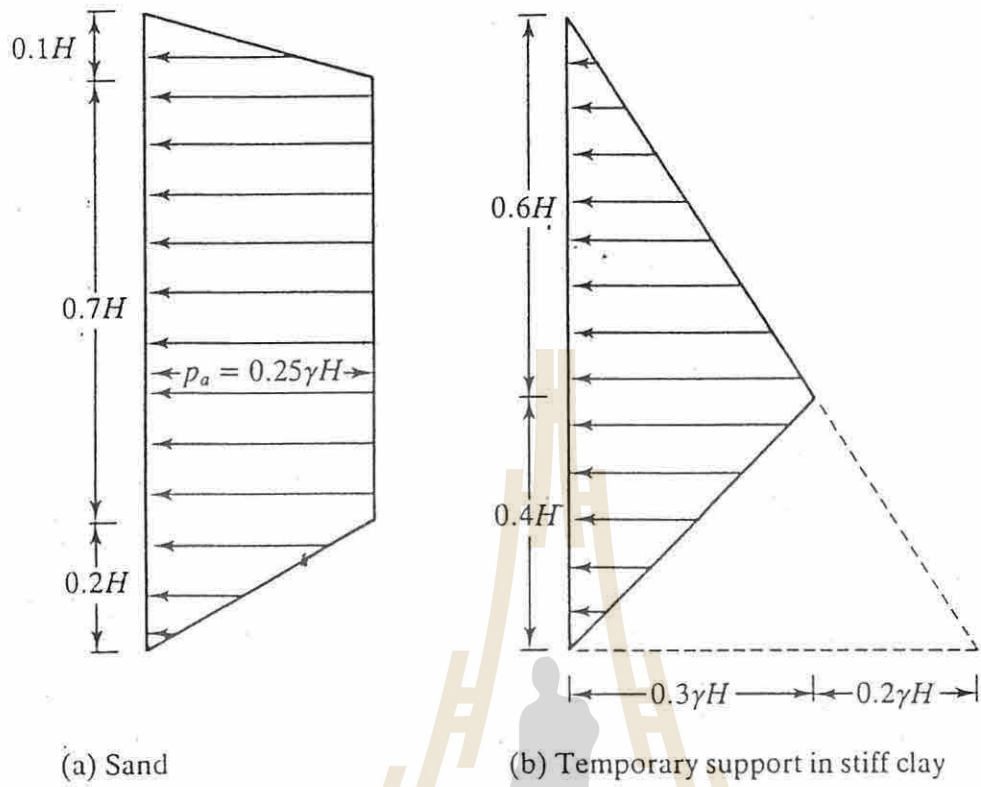
รูปที่ 2 การค้ำยันระบบ Sheet Pile แบบ Brace Cut.



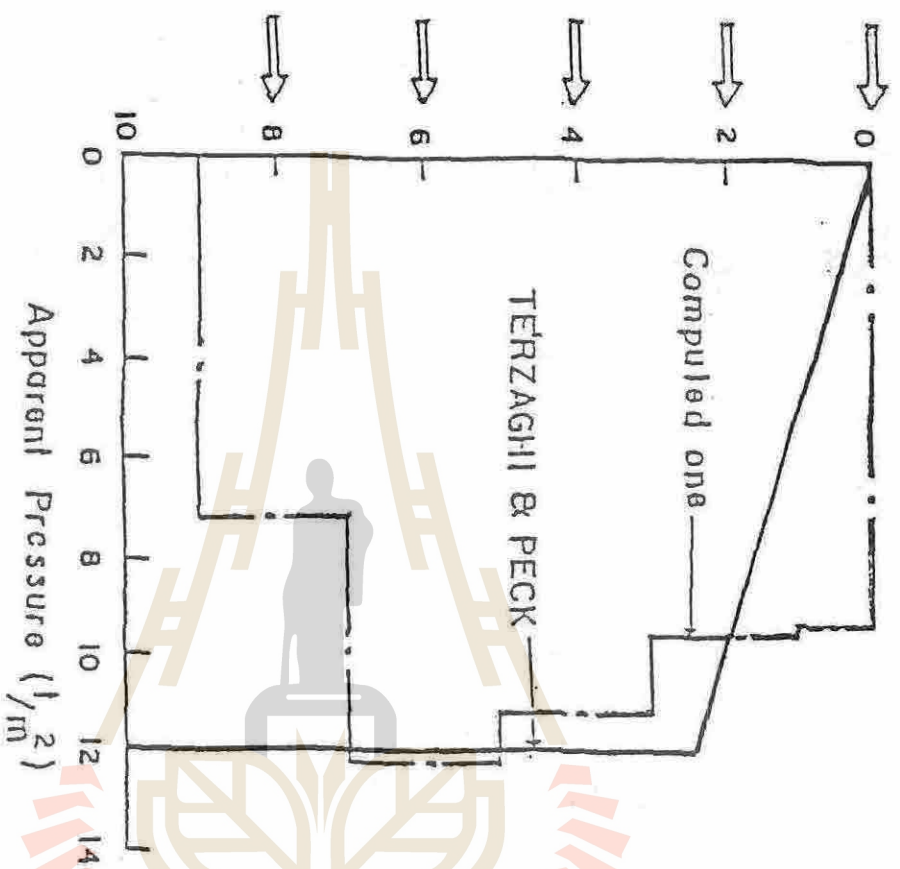
รูปที่ 3 สภาพการเคลื่อนตัวของกำแพง Sheet Pile และการกระจายของหน่วยแรงดัน (a) สำหรับทรายและ (b) สำหรับดินเหนียว



รูปที่ 4 หน่วยแรงดันด้านข้างของดินกับการเคลื่อนตัวของกำแพง



▼ **FIGURE 7.8** Tschebotarioff's pressure envelopes



Apparent Pressure Diagram

Comparison of the Computed Strut Loads with the Design Envelope Suggested by Terzaghi and Peck

ข้อจำกัดการใช้ PRESSURE DIAGRAM

1. งานขุดลึกกว่า 6.0 เมตร
2. ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับดินขุด
3. กรณีดินทรายเป็น DRAINED CONDITION
4. กรณีดินเหนียวเป็น UNDRAINED CONDITION

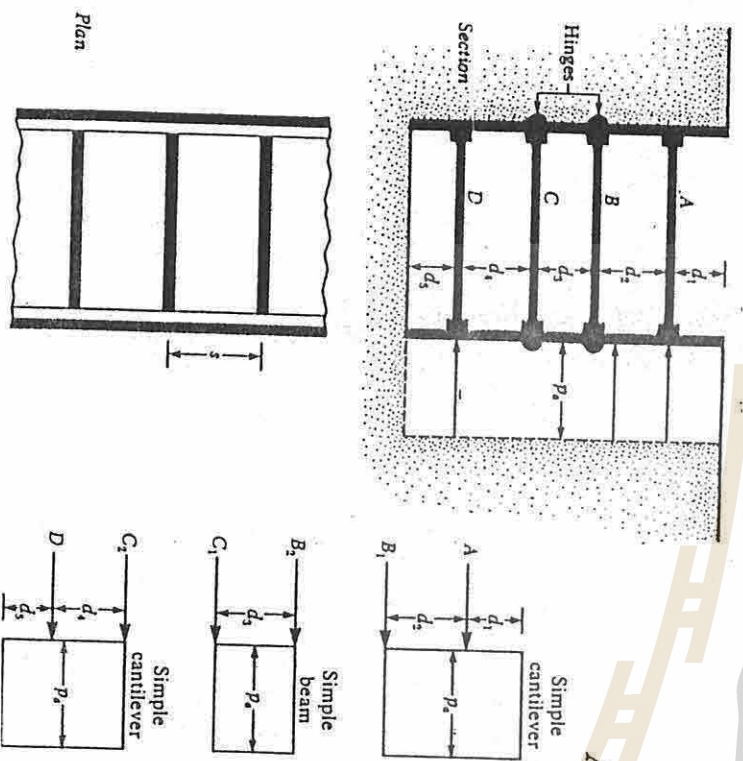
STRUT

1. ระดับของ STRUT ตัวบนสุดต้องติดตั้งก่อนที่จะจุดดินถึงระดับที่อาจจะเกิด TENSION CRACK

2. หาแรงปฏิกิริยาใน CANTTIVER BEAM และ SIMPLE BEAM ในรูป

3. แรงต้นใน STRUT เท่ากับ แรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ x ระยะในแนวราบระหว่าง STRUT แต่

ลึ่ดตัว



P_A, P_B, P_C, P_D = loads to be taken by the individual struts at levels A, B, C, and D, respectively

A, B, C, and D = reactions calculated in Step 2 (note unit: force, unit length of the braced cut)

s = horizontal spacing of the struts (see plan in Figure a)

SHEET PILE

1. หาค่า MAXIMUM BENDING MOMENT ที่เกิดขึ้นใน SHEET PILE

2. Required Section modulus = $\frac{\text{Maximum Bending Moment}}{\text{Allowable Flexural Stress}}$

3. เลือกขนาดของ SHEET PILE จากตาราง

WALFES

At level A, $M_{\max} = \frac{(A)(s^2)}{8}$

At level B, $M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$

At level C, $M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$

At level D, $M_{\max} = \frac{(D)(s^2)}{8}$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

กำลังจุดกลางของเหล็ก 2520 กก. ต่อตาราง ซม. โมดูลัสยืดหยุ่น 2.04×10^6 กก. ต่อตาราง ซม.

Main and Secondary Members Kl/r not over 120					Main Members kl/r 121 to 200				Secondary Members* l/r 121 to 200				
Kl/r	Fa kg./cm ²	Kl/r	Fa kg./cm ²	Kl/r	Fa kg./cm ²	Kl/r	Fa kg./cm ²	Kl/r	Fa kg./cm ²	l/r	Fas kg./cm ²	l/r	Fas kg./cm ²
1	1509.3	41	1338.2	81	1068.6	121	712.6	161	405.3	121	716.2	161	509.8
2	1506.5	42	1332.6	82	1060.7	122	702.5	162	400.3	122	709.6	162	506.7
3	1503.6	43	1326.9	83	1052.8	123	692.4	163	395.4	123	703.0	163	503.7
4	1500.6	44	1321.1	84	1044.9	124	682.2	164	390.6	124	696.1	164	500.7
5	1497.5	45	1315.3	85	1036.9	125	671.9	165	385.9	125	689.1	165	497.9
6	1494.4	46	1309.4	86	1028.8	126	661.6	166	381.2	126	682.0	166	495.1
7	1491.1	47	1303.5	87	1020.7	127	651.3	167	376.7	127	675.0	167	492.4
8	1487.8	48	1297.5	88	1012.6	128	641.2	168	372.2	128	667.9	168	489.7
9	1484.4	49	1291.4	89	1004.4	129	631.3	169	367.8	129	661.0	169	487.2
10	1481.0	50	1285.3	90	996.1	130	621.6	170	363.5	130	654.3	170	484.6
11	1477.4	51	1279.1	91	987.8	131	612.1	171	359.2	131	647.8	171	482.2
12	1473.8	52	1272.9	92	979.4	132	602.9	172	355.1	132	641.4	172	479.8
13	1470.1	53	1266.6	93	971.0	133	593.9	173	351.0	133	635.1	173	477.5
14	1466.3	54	1260.3	94	962.5	134	585.0	174	347.0	134	629.1	174	475.3
15	1462.5	55	1253.9	95	954.0	135	576.4	175	343.0	135	623.1	175	473.1
16	1458.6	56	1247.4	96	945.4	136	568.0	176	339.1	136	617.3	176	471.0
17	1454.6	57	1240.9	97	936.8	137	559.7	177	335.3	137	611.7	177	469.0
18	1450.5	58	1234.3	98	928.1	138	551.6	178	331.5	138	606.2	178	467.0
19	1446.4	59	1227.7	99	919.4	139	543.7	179	327.9	139	600.8	179	465.0
20	1442.2	60	1221.0	100	910.6	140	536.0	180	324.2	140	595.5	180	463.2
21	1437.9	61	1214.3	101	901.7	141	528.4	181	320.7	141	590.4	181	461.4
22	1433.5	62	1207.5	102	892.8	142	521.0	182	317.1	142	585.4	182	459.6
23	1429.1	63	1200.7	103	883.8	143	513.7	183	313.7	143	580.5	183	457.9
24	1424.6	64	1193.8	104	874.8	144	506.6	184	310.3	144	575.7	184	456.3
25	1420.1	65	1186.9	105	865.7	145	499.6	185	307.0	145	571.0	185	454.7
26	1415.4	66	1179.9	106	856.6	146	492.8	186	303.6	146	566.4	186	453.2
27	1410.7	67	1172.8	107	847.4	147	486.1	187	300.4	147	562.0	187	451.7
28	1406.0	68	1165.7	108	838.2	148	479.6	188	297.2	148	557.7	188	450.3
29	1401.2	69	1158.6	109	828.9	149	473.2	189	294.1	149	553.4	189	449.0
30	1396.3	70	1151.4	110	819.5	150	466.9	190	291.0	150	549.3	190	447.7
31	1391.3	71	1144.1	111	810.1	151	460.7	191	288.0	151	545.2	191	446.4
32	1386.3	72	1136.8	112	800.6	152	454.7	192	285.0	152	541.3	192	445.3
33	1381.2	73	1129.4	113	791.1	153	448.7	193	282.0	153	537.4	193	444.1
34	1376.0	74	1122.0	114	781.5	154	442.9	194	279.1	154	533.7	194	443.0
35	1370.3	75	1114.5	115	771.8	155	437.2	195	276.3	155	530.0	195	442.0
36	1365.5	76	1107.0	116	762.1	156	431.7	196	273.5	156	526.4	196	441.0
37	1360.2	77	1099.4	117	752.3	157	426.2	197	270.7	157	522.9	197	440.1
38	1354.8	78	1091.8	118	742.5	158	420.8	198	268.0	158	519.5	198	439.3
39	1349.3	79	1084.1	119	732.6	159	415.5	199	265.3	159	516.2	199	438.5
40	1343.8	80	1076.4	120	722.6	160	410.3	200	262.6	160	512.9	200	437.7

*K taken as 1.0 for Secondary members.

Note : $C_c = 126.4$.

WIDE FLANGE SHAPES

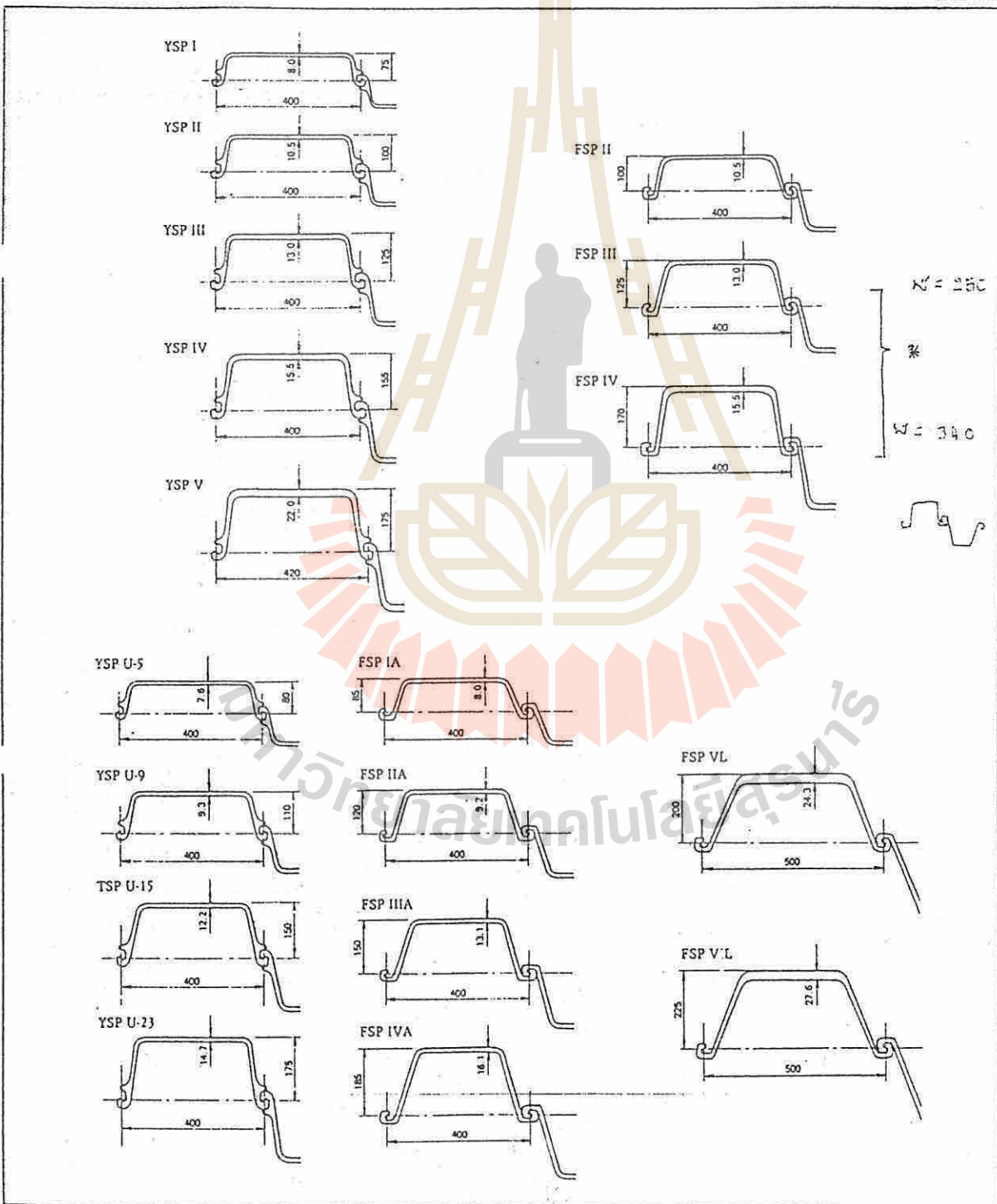
METRIC SERIES (CONTINUED)

Section Index	Weight	Depth of Section (A)	Flange Width (B)	Thickness		Corner Radius (r)	Sectional Area	Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus Section	
				Web (t ₁)	Flange (t ₂)			J _x	J _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
400×400	200.0	406	403	16	24	22	254.90	78.000	26.200	17.50	10.10	3.840	1.1
	197.0	400	408	21	21	22	250.70	70.900	23.800	16.80	9.75	3.540	1.1
	172.0	400	400	13	21	22	218.70	66.600	22.400	17.50	10.10	3.330	1.1
	168.0	394	405	18	18	22	214.40	59.700	20.000	16.70	9.65	3.030	9
	147.0	394	398	11	18	22	186.80	56.100	18.900	17.30	10.10	2.850	9
	140.0	388	402	15	15	22	178.50	49.000	16.300	16.60	9.54	2.520	8
400×300	107.0	390	300	10	16	22	136.00	38.700	7.210	16.90	7.28	1.980	4
	94.3	386	299	9	14	22	120.10	33.700	6.240	16.70	7.21	1.740	4
400×200	66.0	400	200	8	13	16	84.12	23.700	1.740	16.80	4.54	1.190	1
	56.6	396	199	7	11	16	72.16	20.000	1.450	16.70	4.43	1.010	1
350×350	159.0	356	352	14	22	20	202.00	47.600	16.000	15.30	8.90	2.670	5
	156.0	350	357	19	19	20	198.40	42.800	14.400	14.70	8.53	2.450	8
	137.0	350	350	12	19	20	173.90	40.300	13.600	15.20	8.84	2.300	7
	131.0	344	354	16	16	20	166.60	35.300	11.800	14.60	8.43	2.050	6
	115.0	344	348	10	16	20	146.00	33.300	11.200	15.10	8.78	1.940	6
	106.0	338	351	13	13	20	135.30	28.200	9.380	14.40	8.33	1.670	5
350×250	79.7	340	250	9	14	20	101.50	21.700	3.650	14.60	6.00	1.280	2
	69.2	336	249	8	12	20	88.15	18.500	3.090	14.50	5.92	1.100	2
350×175	49.6	350	175	7	11	14	63.14	13.600	984	14.70	3.95	775	1
	41.4	346	174	6	9	14	52.68	11.100	792	14.50	3.88	641	1
300×300	106.0	304	301	11	17	18	134.80	23.400	7.730	13.20	7.57	1.540	5
	106.0	300	305	15	15	18	134.80	21.500	7.100	12.60	7.26	1.440	4
	94.0	300	300	10	15	18	119.80	20.400	6.750	13.10	7.51	1.360	4
	87.0	298	299	9	14	18	110.80	18.800	6.240	13.00	7.51	1.270	4
	84.5	294	302	12	12	18	107.70	16.900	5.520	12.50	7.16	1.150	3
300×200	65.4	298	201	9	14	18	83.36	13.300	1.900	12.60	4.77	893	1
	56.8	294	200	8	12	18	72.38	11.300	1.600	12.50	4.71	771	1
300×150	36.7	300	150	6.5	9	13	46.78	7.210	508	12.40	3.29	481	1
	32.0	298	149	5.5	8	13	40.80	6.320	442	12.40	3.29	424	1

Con

SHAPES

unit: mm

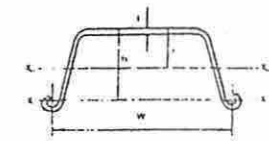


STEEL SHEET PILE

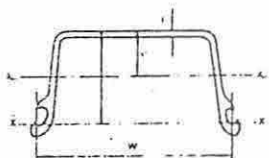
Principal Uses:

- (1) Retaining of earth in underground burying work for water supply, sewerage, gas supply, underground passage, utility tunnel, etc.
- (2) Cofferdam for river embankment, bridge and dam.
- (3) Cofferdam for sea embankment, breakwater, lighthouse and ship mooring post.
- (4) Temporary cofferdam for agricultural waterway and industrial waterway.
- (5) Retaining of earth in earth excavation for general building construction.

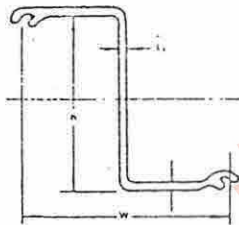
U Shaped Steel Sheet Pile: Dimensions and Sectional Properties



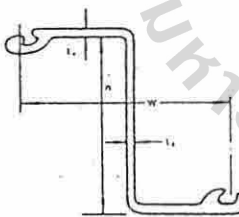
FSP-SKSPU Type Steel Sheet Pile



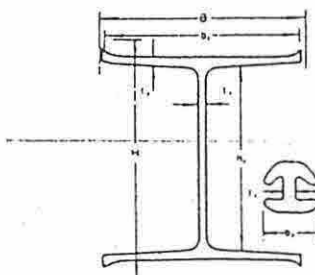
YSP-U Type Steel Sheet Pile



YSP-Z Type Steel Sheet Pile



FSP-Z Type Steel Sheet Pile



YSP-B74 Box

Company Name	Type	Category	Dimensions				Sectional Area per Sheet (cm ²)	Weight		Second Moment of Area		Section Modulus		Steel Quality
			W (mm)	h (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)		Per Sheet (kg/m)	Per Meter of Wall Width (kg/m ²)	Per Sheet (cm ⁴)	Per Meter of Wall Width (cm ⁴ /m)	Per Sheet (cm ³)	Per Meter of Wall Width (m ³ /m)	
Nippon Steel Corporation	U Type Steel Sheet Pile	FSP-1A	400	85.0	8.0		45.21	35.5	88.8	598	4,500	88.0	529	SY-30 or SY-40
		YSP-I	400	75.0	8.0		46.46	36.5	91.2	429	3,820	66.4	509	
		FSP-II	400	100.0	10.5		61.18	48.0	120.0	1,240	8,740	152.0	874	
		FSP-IIA	400	120.0	9.2		55.01	43.2	108.0	1,460	10,500	160.0	880	
		YSP-II	400	100.0	10.5		61.18	48.0	120.0	986	8,690	121.0	869	
		FSP-III	400	125.0	13.0		76.42	60.0	150.0	2,220	16,800	223.0	1,340	
		FSP-IIIA	400	150.0	13.1		74.40	58.4	146.0	2,790	22,800	250.0	1,520	
		YSP-III	400	125.0	13.0		76.42	60.0	150.0	1,920	16,400	196.0	1,310	
		FSP-IV	400	170.0	15.5		96.99	76.1	190.0	4,670	38,600	362.0	2,270	
		FSP-IVA	400	185.0	16.1		94.21	74.0	185.0	5,300	41,600	400.0	2,250	
	YSP-IV	400	155.0	15.5		96.99	76.1	190.0	3,690	31,900	311.0	2,060		
	FSP-VL	500	200.0	24.3		133.8	105.0	210.0	7,960	63,000	520.0	3,150		
	Z Type Steel Sheet Pile	YSP Z-14	400	235.0	9.4	8.2	66.06	51.9	130.0	6,480	16,200	552.0	1,380	
		YSP Z-25	400	305.0	13.0	9.6	94.32	74.0	185.0	15,300	38,300	1,000.0	2,510	
		YSP Z-32	400	344.0	14.2	10.4	107.7	84.5	211.0	22,000	55,000	1,280.0	3,200	
		YSP Z-38	400	364.0	17.2	11.4	122.2	96.0	240.0	27,700	69,200	1,520.0	3,800	
YSP Z-45		400	360.0	21.5	12.5	148.2	116	290.0	32,900	82,200	1,820.0	4,550		
FSP Z-45		400	367.0	21.9	13.2	148.2	116	290.0	33,400	83,500	1,820.0	4,550		
Sumitomo Metal Industries, Ltd.	U Type Steel Sheet Pile	SKSP-2	400	100.0	10.5		61.18	48.0	120.0	1,240	8,740	152.0	874	
		SKSP-3	400	125.0	13.0		76.42	60.0	150.0	2,220	16,800	223.0	1,340	
		SKSP-4	400	170.0	15.5		96.99	76.1	190.0	4,670	38,600	362.0	2,270	

Box Type Steel Sheet Pile - YSPB-74 Manufactured by Nippon Steel Corporation

Body	Dimensions (mm)						Sectional Area (cm ²)	Weight (kg/m)	Joint	Dimensions (mm)			Sectional Area (cm ²)	Weight (kg/m)
	H	B	d ₁	h ₁	t ₁	t ₂				d ₂	h ₂	t ₂		
486	420	400	410	10	13.5	16.50	130		67	64	14	22.99	18.0	

Possible Driving Length of Steel Sheet Pile

Type	N Value		20		30		40		50	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
II.	12		10		7					
III. Z-14	16	23	14	20	12	16	9	14		
IV. Z-25	22	<u>25</u>	20	25	17	22	15	20		
V. Z-38	25	<u>25</u>	24	<u>25</u>	20	<u>25</u>	18	25	12	21
H. Z-45		<u>25</u>		<u>25</u>		<u>25</u>		<u>25</u>		23

- Notes: (1) The underlined portions will become more than 25 m from the calculation. However, because of difficulties in transportation and handling, the length was limited to 25 m.
- (2) Z type steel sheet piles are driven in two sheets as a rule.

STEEL SHEET PILING

Section	Dimensions			Sectional Area	Weight		Moment of Inertia		Section Modulus	
	w	h	t	per pile	per pile	per wall width	per pile	per wall width	per pile	per wall width
	mm in	mm in	mm in	cm ² in ²	kg/m lbs/ft	kg/m ² lbs/ft ²	cm ⁴ in ⁴	cm ⁴ /m in ⁴ /ft	cm ³ in ³	cm ³ /m in ³ /ft
YSP I	400 15.7	75 2.95	8.0 0.315	46.49 7.206	36.5 24.5	91.2 18.7	429 10.3	3,820 28.0	66.4 4.05	509 9.47
YSP U-5	400 15.7	80 3.15	7.6 0.299	45.21 7.008	35.5 23.9	88.8 18.2	454 10.9	4,220 30.9	64.7 3.95	527 9.80
FSP IA	400 15.7	85 3.35	8.0 0.315	45.21 7.008	35.5 23.9	88.8 18.2	593 14.4	4,500 33.0	83.0 5.37	529 9.84
YSP II	400 15.7	100 3.94	10.5 0.413	61.18 9.483	48.0 32.3	120 24.6	986 23.7	8,690 63.6	121 7.38	869 16.2
FSP II	400 15.7	100 3.94	10.5 0.413	61.18 9.483	48.0 32.3	120 24.6	1,240 29.8	8,740 64.0	152 9.28	874 16.3
YSP U-9	400 15.7	110 4.33	9.3 0.366	55.01 8.527	43.2 29.0	108 22.1	1,070 25.7	9,680 70.9	120 7.32	880 16.4
FSP IIA	400 15.7	120 4.72	9.2 0.362	55.01 8.527	43.2 29.0	108 22.1	1,460 35.1	10,600 77.6	160 9.76	880 16.4
YSP III	400 15.7	125 4.92	13.0 0.512	76.42 11.85	60.0 40.3	150 30.7	1,920 46.1	16,400 120	196 12.0	1,310 24.4
✓ FSP III	400 15.7	125 4.92	13.0 0.512	76.42 11.85	60.0 40.3	150 30.7	2,220 53.3	16,800 123	223 13.6	1,340 24.9
YSP U-15	400 15.7	150 5.91	12.2 0.480	74.40 11.53	58.4 39.2	146 29.9	2,700 64.9	22,800 167	238 14.5	1,520 28.3
FSP IIIA	400 15.7	150 5.91	13.1 0.516	74.40 11.53	58.4 39.2	146 29.9	2,790 67.0	22,800 167	250 15.3	1,520 28.3
YSP IV	400 15.7	155 6.10	15.5 0.610	96.99 15.03	76.1 51.1	190 38.9	3,690 88.7	31,900 234	311 19.0	2,060 38.3
✓ FSP IV	400 15.7	170 6.69	15.5 0.610	96.99 15.03	76.1 51.1	190 38.9	4,670 112	38,600 283	362 22.1	2,270 42.2
YSP U-23	400 15.7	175 6.89	14.7 0.579	94.21 14.60	74.0 49.7	185 37.9	4,380 105	39,400 289	330 20.1	2,250 41.9
FSP IV A	400 15.7	185 7.28	16.1 0.634	94.21 14.60	74.0 49.7	185 37.9	5,300 127	41,600 305	400 24.4	2,250 41.9
YSP V	420 16.5	175 6.89	22.0 0.866	134.0 20.77	105 70.6	250 51.2	5,950 143	55,200 404	433 26.4	3,150 58.6
FSP V L	500 19.7	200 7.87	24.3 0.957	133.8 20.74	105 70.6	210 43.0	7,960 191	63,000 461	520 31.7	3,150 58.6
FSP VI L	500 19.7	225 8.86	27.6 1.09	153.0 23.72	120 80.6	240 49.2	11,400 274	86,000 630	680 41.5	3,820 71.1

rod - strut load

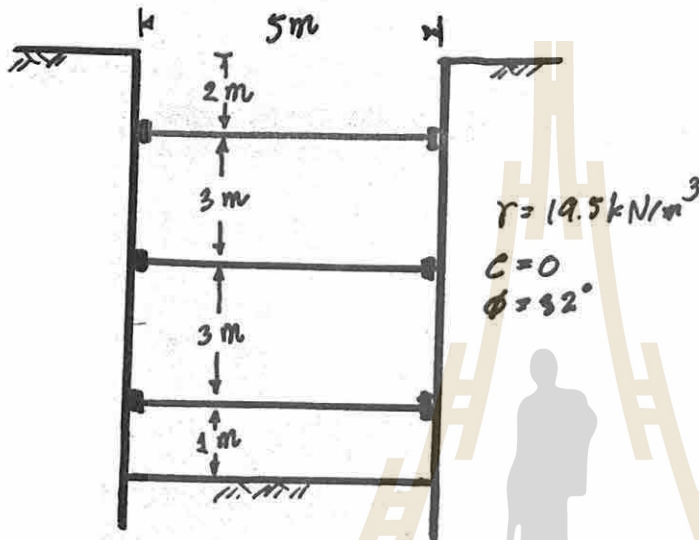
- maximum bending moment for sheet pile
- maximum bending moment for wall.

rod bracing sheet pile 9x50.

rod spacing (s) rod

5 feet 9x11x0.510

min 4 m

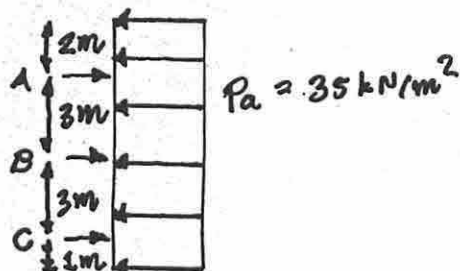


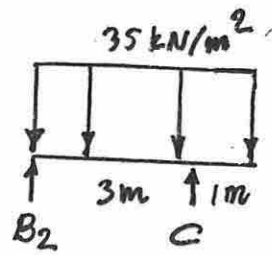
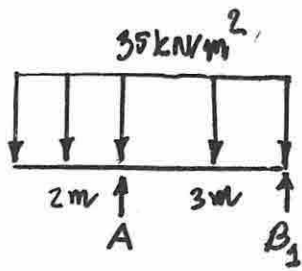
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.307$$

sand

$$P_a = 0.65 \gamma H K_a = 0.65 \times 19.5 \text{ kN/m}^3 \times 9 \text{ m} \times 0.307$$

$$= 35.0 \text{ kN/m}^2$$





$$A = 145.6 \text{ kN/m-width}$$

$$B_2 = 46.7 \text{ kN/m-width}$$

$$B_1 = 29.4 \text{ kN/m-width}$$

$$C = 93.3 \text{ kN/m-width}$$

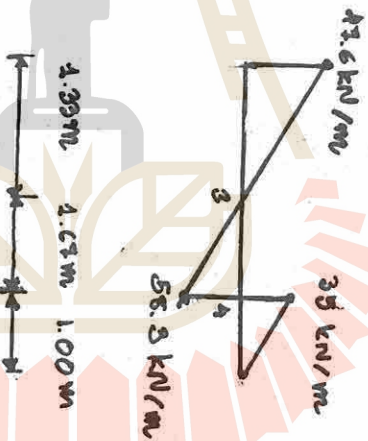
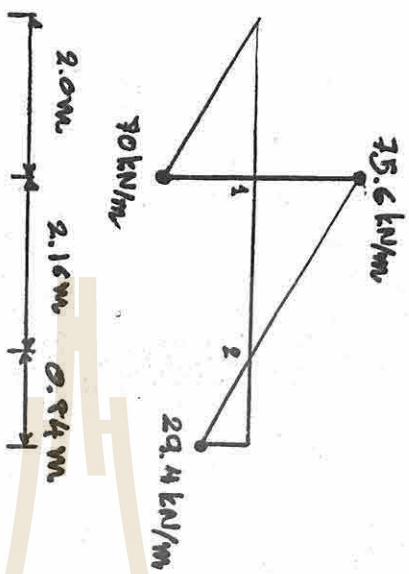
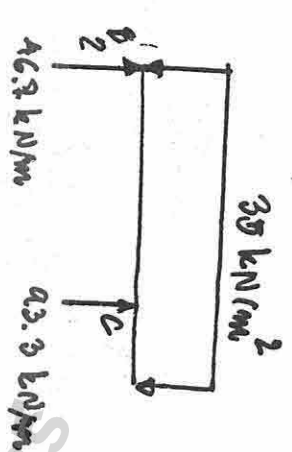
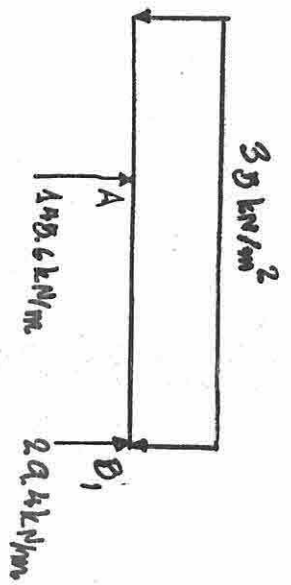
strut loads.

$$A = 145.6 \text{ kN/m} \times 4 \text{ m} = 582.4 \text{ kN}$$

$$B = (29.4 + 46.7) \text{ kN/m} \times 4 \text{ m} = 304.4 \text{ kN}$$

$$C = 93.3 \text{ kN/m} \times 4 \text{ m} = 373.2 \text{ kN.}$$

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



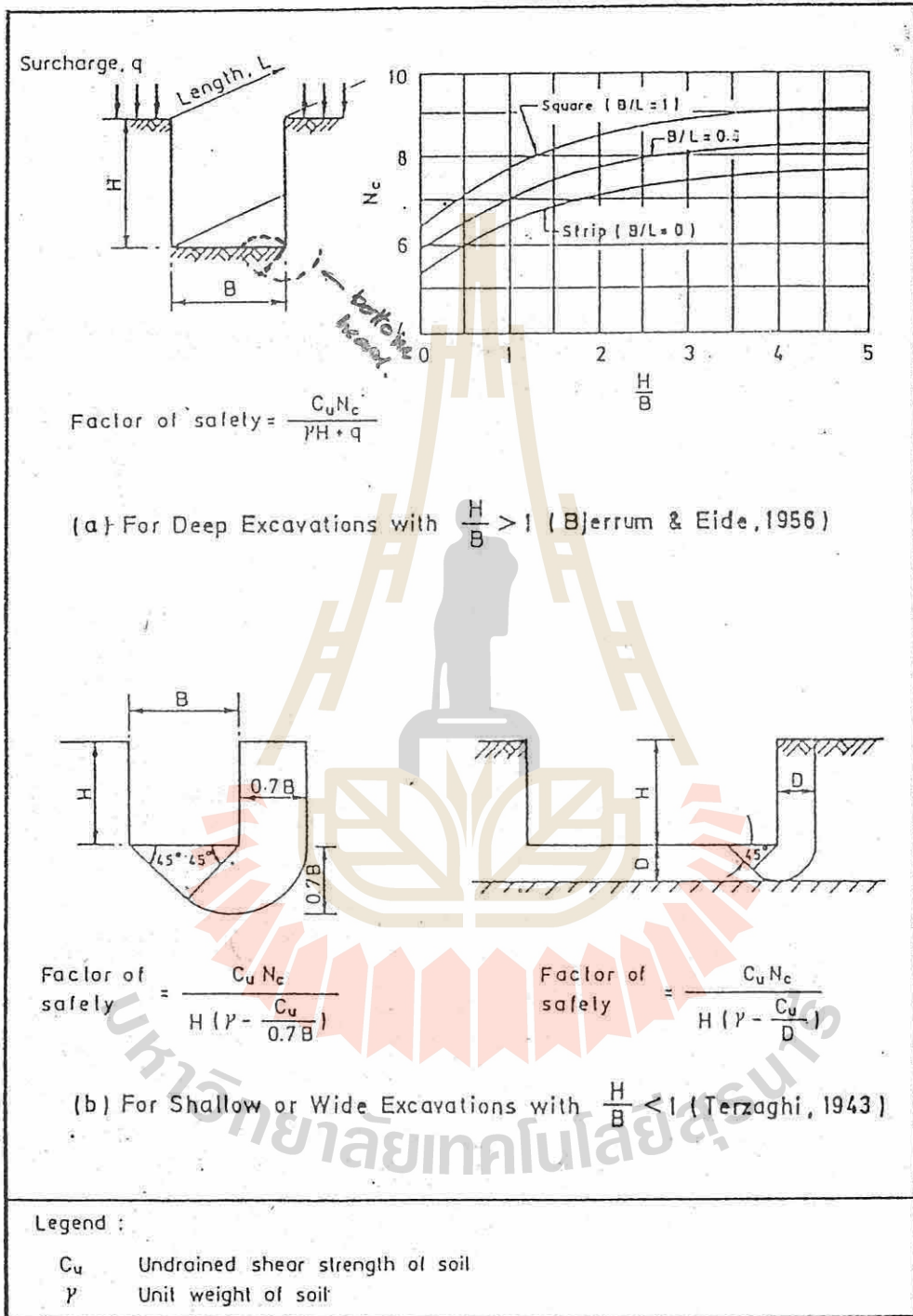
$$M_1 = 70 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m} = 140 \text{ kN-m/m}$$

$$M_3 = 43.6 \text{ kN/m} \times 1.33 \text{ m} = 58.0 \text{ kN-m/m}$$

$$M_2 = 29.4 \text{ kN/m} \times 0.84 \text{ m} = 24.7 \text{ kN-m/m}$$

$$M_4 = 35.0 \text{ kN/m} \times 1.00 \text{ m} = 35.0 \text{ kN-m/m}$$

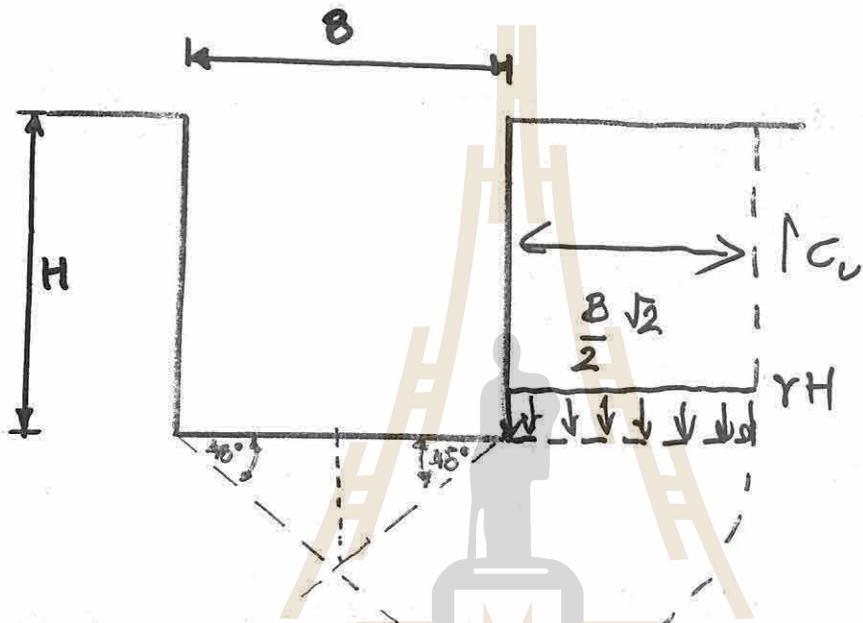
Maximum moment for sheet pile = 70.0 kN-m/m .



Methods of Basal Heave Analysis in Cohesive Soils (Clough et. al, 1979)

รูปที่ 5 วิธีการคำนวณหา F.S. ต่อ Basal Heave สำหรับดินเหนียว

Bottom Heave.



$$F.S. = \frac{C_u N_c \frac{B}{\sqrt{2}}}{\gamma H \frac{B}{\sqrt{2}} - C_u H} = \frac{C_u N_c}{\frac{H(\gamma - C_u \sqrt{2})}{B}}$$

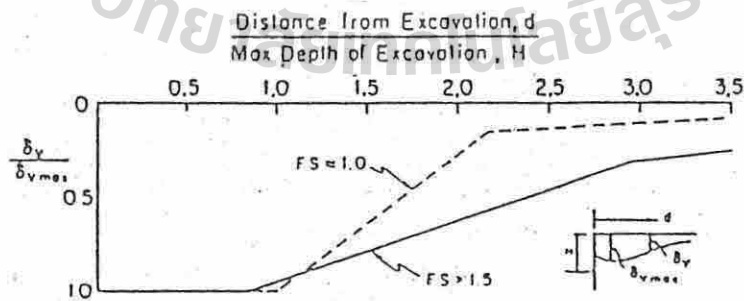
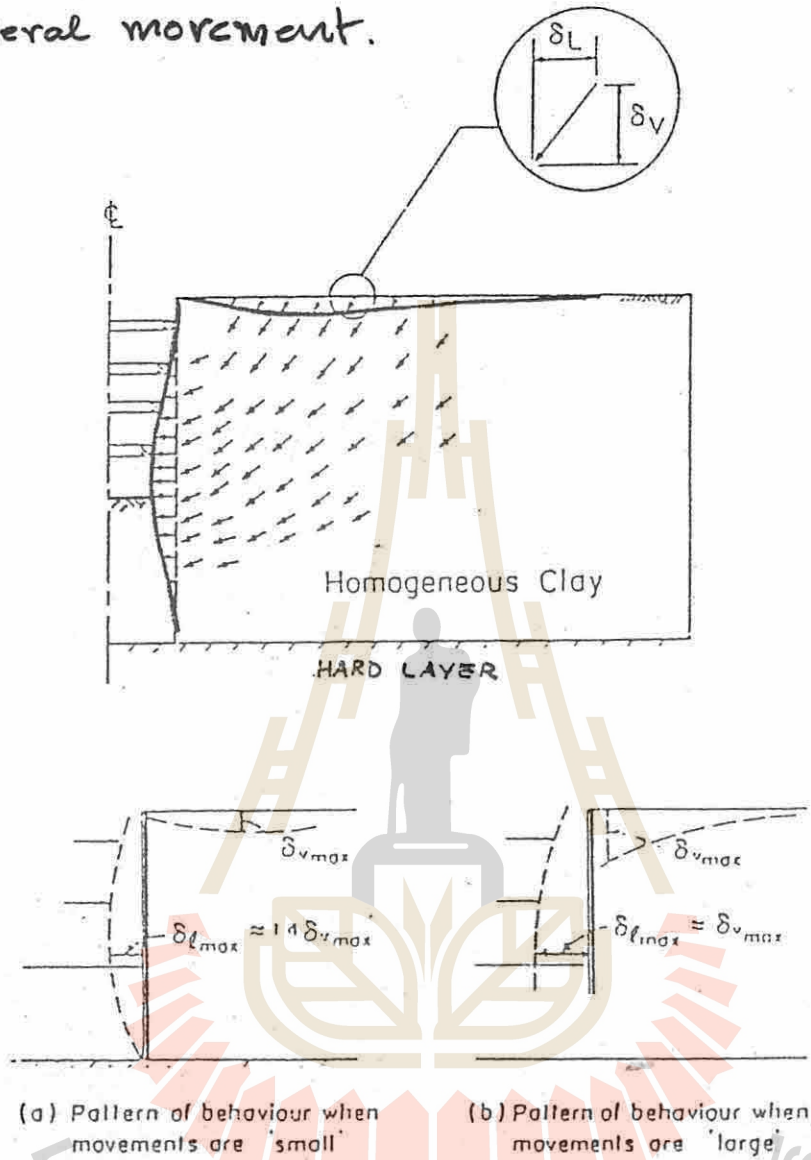
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Excessive Ground Movement :

- Settlement

1-12

- lateral movement.



Normalized Surface Settlement ที่ระยะต่าง ๆ จากกำแพง Braced Wall

รูปที่ 7 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินบริเวณงานขุดด้วยกำแพงค้ำยัน

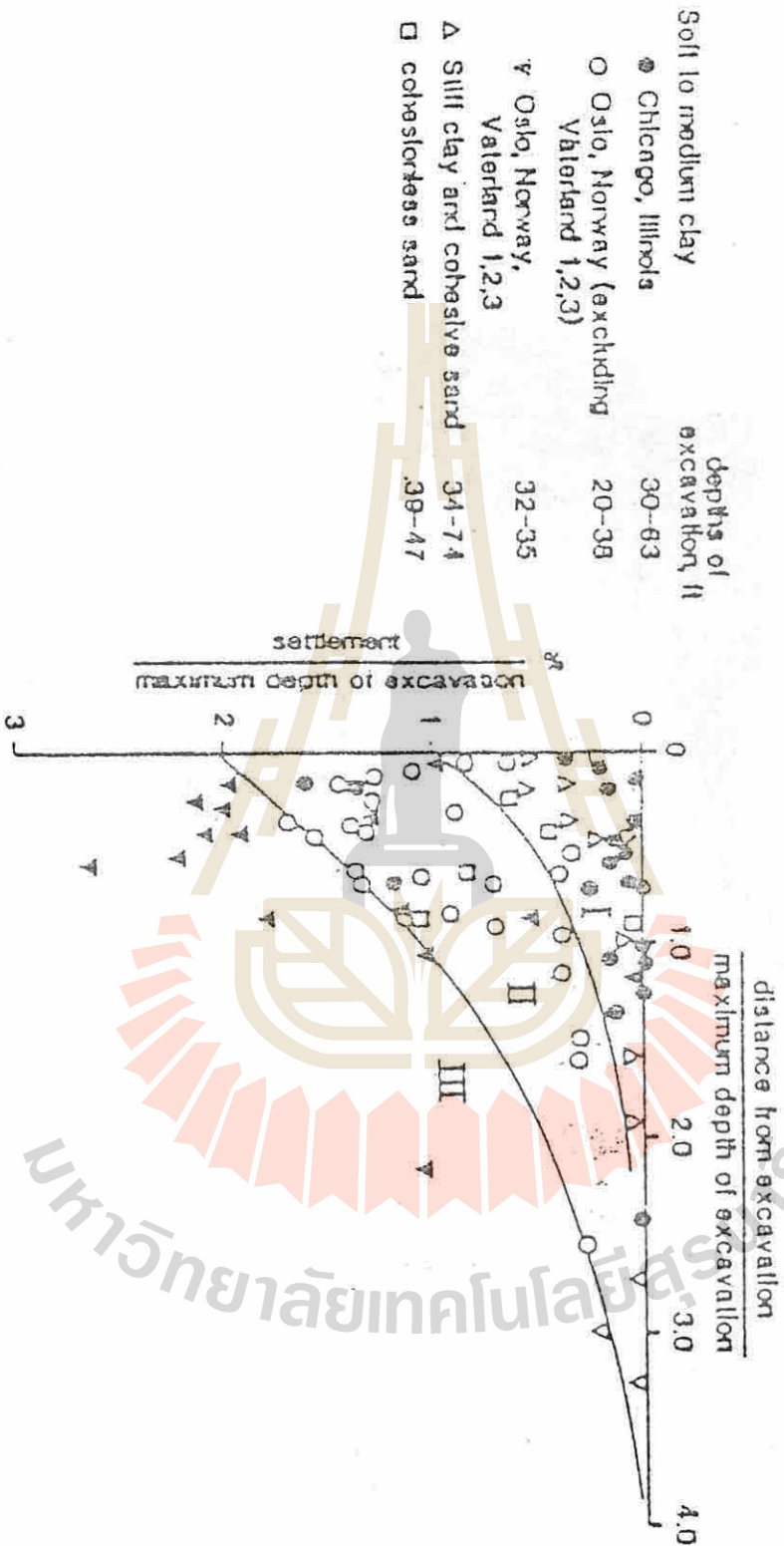
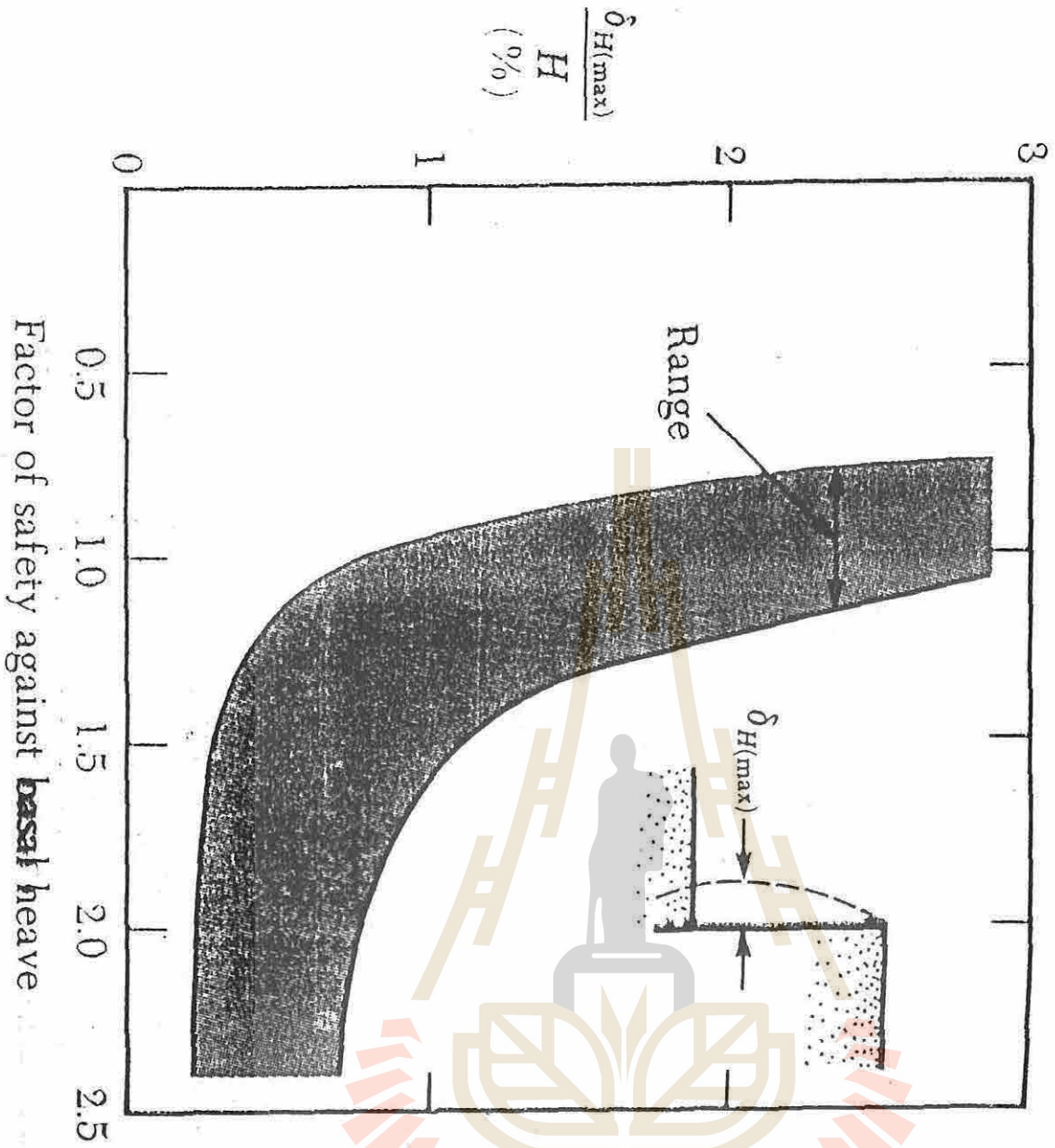


Figure 8

Summary of settlements adjacent to braced cuts in various soils, as a function of distance from the edge of the excavation (Peck, 1969). *Zone I*: Sand and soft to hard clay, average workmanship. *Zone II*: Very soft to soft clay. (i) limited depth of clay below bottom of excavation (ii) significant depth of clay below bottom of excavation but $N_b < N_{c,b}$

Zone III: Very soft to soft clay to a significant depth below bottom of excavation and with $N_b \geq N_{c,b}$. Note: All data shown are for excavations using standard soldier piles or sheet piles braced with cross-bracing or tiebacks



For sheet pile founded with cross bracing.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

การออกแบบและข้อจำกัดของระบบกำแพงกันดินค้ำยันแบบต่างๆ

โดย

ดร. นพดล เพียรเวช
สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

1. บทนำ

ในปัจจุบันได้มีการนำระบบกำแพงกันดินแบบต่างๆ เข้ามาใช้ในงานขุดดินขนาดเล็ก ในบริเวณดินอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อช่วยงานก่อสร้างฐานราก ห้องใต้ดิน และระบบสาธารณูปโภคอื่นๆ ระบบดังกล่าวมี อาทิเช่น กำแพงค้ำยันแบบ Steel Sheet Pile, กำแพงค้ำยันแบบ Soldier Pile-Lagging ซึ่งใช้การตอกเสาเหล็กหัวไอเป็นระยะตามแนวขุดและสอดแผ่นเหล็กหรือไม้ (lagging) กันดินระหว่างเสาเหล็ก ระบบ Diaphragm Wall ที่ใช้ชั้น ค.ส.ล. ของชั้นใต้ดินเป็นค้ำยันและ Diaphragm Wall เป็นผนังของห้องใต้ดินเลย ซึ่งเรียกกันว่าระบบการก่อสร้างแบบ Top Down Construction, ระบบ Diaphragm Wall แบบใช้ค้ำยันเหล็กชั่วคราว และถ้า Diaphragm Wall เป็นเพียงผนังชั่วคราวเท่านั้น และที่ล่าสุดคือการนำระบบขุดดินโดยใช้วิธี Jet Grouting ทำแนวเสาซีเมนต์ผสมดิน เสริมกำลังของดินอ่อนรอบพื้นที่ขุดเข้ามามี เพื่อช่วยให้สามารถทำการขุดได้โดยไม่ต้องอาศัยการติดตั้งค้ำยันก็ดขวางการทำงานในบ่อขุด

ระบบกำแพงกันดินดังกล่าว แม้ว่าจะมีหลักการในการออกแบบคล้ายคลึงกัน โดยเฉพาะระบบมีค้ำยัน แต่เนื่องจากความแตกต่างในด้านคุณสมบัติโครงสร้าง และวิธีการก่อสร้างในแต่ละระบบ ปิดความสามารถและข้อจำกัดในการใช้งานจึงแตกต่างกันไป ผู้เขียนพบว่ายังมีความสับสนกันอยู่มากในหมู่วิศวกรและผู้เกี่ยวข้องอื่นในเรื่องดังกล่าว ดังนั้นถ้าเลือกระบบกำแพงกันดินชนิดใดชนิดหนึ่งมาใช้งานโดยไม่เข้าใจในเรื่องดังกล่าวอย่างเพียงพอ อาจนำไปสู่ปัญหาการก่อสร้างหรืออาจสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายโดยไม่จำเป็นก็ได้ ยกตัวอย่างเช่นในโครงการหนึ่ง ซึ่งต้องการขุดดินลึกเพียง 6 เมตร ได้เลือกใช้การทำ Diaphragm Wall แทน Sheet Pile โดยเข้าใจผิดว่า Diaphragm Wall ซึ่งแพงกว่า จะสามารถออกแบบให้ทำการขุดที่ระดับความลึกดังกล่าวได้ โดยไม่ต้องมีค้ำยัน ปรากฏว่าเมื่อทำการขุดจริง ได้เกิดการหักพังของ Diaphragm Wall จนต้องแก้ไขโดยการติดตั้งค้ำยันเข้าไปแทนสิ้นค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้นมากมายและงานต้องล่าช้า ในขณะที่อีกบางโครงการสามารถใช้ระบบ Braced Steel Sheet Pile ในงานขุดลึกเกินกว่า 10 เมตร โดยที่ไม่มีปัญหาหรืออุปสรรคร้ายแรงใดๆ เกิดขึ้น แต่ในโครงการอื่นกลับต้องเลือกใช้ระบบกำแพง Diaphragm Wall ซึ่งแพงกว่าแทน

เพื่อช่วยให้ผู้ที่ยังมีความสับสนในการใช้งานของระบบกำแพงกันดินดังกล่าวมีความเข้าใจดีขึ้น ผู้เขียนจะขอกล่าวให้ทราบถึงหลักการในการออกแบบกำแพงกันดินแบบมีค้ำยัน รวมถึงคุณสมบัติทางโครงสร้างและวิธีการก่อสร้างของแต่ละระบบ ซึ่งหัวแปรทั้งสองเมื่อพิจารณาร่วมกับสภาพแวดล้อมรอบพื้นที่ก่อสร้าง และราคาค่าก่อสร้าง จะเป็นหัวข้อประสิทธิภาพและขีดจำกัดของระบบกำแพงกันดินแต่ละชนิดในการใช้งานในแต่ละสถานที่ ผู้เขียนจะไม่กล่าวถึงลงในรายละเอียดขั้นตอนการออกแบบ ซึ่งผู้อ่านสามารถหาข้อได้จากหนังสือคู่มือ หรือตำราทางวิศวกรรมฐานรากทั่วไป รวมถึงเอกสาร วสท. ประกอบการสัมมนาทางวิชาการเรื่องการออกแบบและก่อสร้าง Sheet Pile ปี 2530 ซึ่งได้รวบรวมบทความที่มีประโยชน์ในการออกแบบและใช้งาน Sheet Pile ไว้หลายบทความด้วยกัน

ในงานทุบล้าง Sheet Pile แบบค้ำยันด้วย Cross-lot Bracing ที่มีการควบคุมงานอย่างดีและถูกต้อง ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินในรูปของการทรุดตัวสูงสุด หรือการเคลื่อนตัวด้านข้างเข้าหาบ่อขุด จะตกอยู่ราวประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ของความลึกของบ่อขุด ถ้าบ่อขุดนั้นมีความลึกไม่เกินประมาณ 5 เมตร กล่าวคืองานขุดดินลึก 5 เมตร ก็คิดได้เลยว่าดินจะเคลื่อนตัวอย่างน้อยที่สุดราว 5 เซนติเมตร ถ้าบ่อขุดมีความลึกมากกว่านั้น ปริมาณการทรุดตัวของดินจะเพิ่มขึ้นถึงราว 2 เปอร์เซ็นต์หรือกว่านั้น ทั้งนี้เพราะ F.S. ของ Basal Heave ดังกล่าวจะลดลงต่ำมาก งานขุดลึก 10 เมตร ด้วยระบบ Sheet Pile ที่ใช้วิธีการก่อสร้างที่สี่และรัดกุม การทรุดตัวของดินก็อาจจะเกิดได้สูงถึง 20 เซนติเมตร แม้ว่าจะตอก Sheet Pile หยั่งลึกลงไปถึงชั้นดินดานและชั้นทรายแล้วก็ตาม

จะเห็นได้ว่าปริมาณการทรุดตัวดังกล่าว จะก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารใกล้เคียงอย่างแน่นอน ถ้าอาคารนั้นตั้งอยู่ในพื้นที่การทรุดตัว (ห่างไม่เกินประมาณ 2 เท่าของความลึกบ่อขุด) และมีฐานรากเป็นแบบฐานรากสั้นหรือตั้งอยู่บนเข็มนั้น ตัวอย่างที่ยกเปรียบเทียบนี้ จะเห็นได้ว่ากำแพง Steel Sheet Pile ขนาด Section ปกตินี้มีขีดจำกัดในการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน ในงานขุดดินกรุงเทพฯ แม้ว่าจะทำการควบคุมการก่อสร้างอย่างดีที่สุดก็ตาม ดังนั้นการขุดดินโดยใช้ Braced Steel Sheet Pile จึงเป็นระบบที่ไม่เหมาะสมสำหรับงานขุดลึกเกินกว่า 5 เมตร ที่มีอาคารประเภทใช้ฐานรากเข็มนั้นที่มีอาจยอมให้มีความเสียหายใดๆ เกิดขึ้นตั้งอยู่ติดบ่อขุด ในขณะที่เกี่ยวกับกำแพงแบบ Sheet Pile Wall ที่สามารถออกแบบให้ใช้กับงานขุดที่มีความลึกถึง 10 เมตรได้ ถ้างานนั้นตั้งอยู่ห่างจากอาคารอื่น ซึ่งในกรณีนี้ปริมาณการทรุดตัวในระดัย 10-20 เซนติเมตร จะไม่เป็นอุปสรรคใดๆทั้งสิ้น

ระบบกำแพงแบบ Diaphragm Wall เป็นระบบที่มีประสิทธิภาพในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดินดีกว่ากำแพง Sheet Pile Wall มาก เพราะว่ามี Flexural Stiffness (EI) ของ Section มากกว่ามาก การขุดด้วยระบบ Diaphragm Wall อาจช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินให้อยู่ระดับค่าเพียงไม่กี่เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณดินเคลื่อนตัวที่จะเกิดในกรณีขุดด้วย Sheet Pile Wall ดังนั้นกำแพง Diaphragm Wall จึงเหมาะสำหรับงานขุดขนาดลึกที่จำเป็นจะต้องมีการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินรอบข้างอย่างเข้มงวด แต่โปรดระลึกว่าการรับแรงของ Diaphragm Wall นั้นไม่ได้แตกต่างไปจาก Sheet Pile Wall เลย คือจำเป็นต้องมีค้ำยันที่มีขั้นตอนการติดตั้งถูกต้องเหมาะสมเหมือนกัน

นอกจาก Flexural Stiffness ของกำแพงแล้ว ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินอาจเกิดขึ้นมากน้อยแตกต่างกัน ตามประเภทของค้ำยันและวิธีการติดตั้งและระยะห่างของค้ำยัน ยกตัวอย่างเช่น ระบบค้ำยันแบบ Cross-lot Bracing มักจะมีปริมาณดินเคลื่อนตัวน้อยกว่าแบบ Raker Bracing เป็นต้น

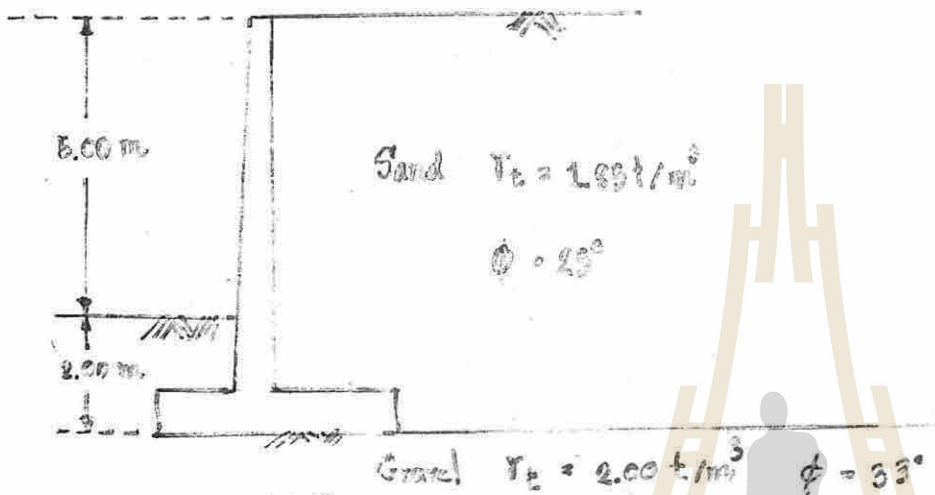
4. ตัวอย่างปริมาณการเคลื่อนตัวของดินในงานขุดบริเวณกรุงเทพฯ

ในท้ายนี้ยกตัวอย่างเปรียบเทียบให้เห็นความแตกต่างระหว่างปริมาณการเคลื่อนตัวของดินในงานขุดด้วยระบบต่างๆในดินกรุงเทพฯ ที่ได้มีการตรวจวัดไว้อย่างถูกต้องตามหลักวิชาการ ดังสรุปไว้ในรายละเอียดขนาดการขุดและค้ำยันแสดงไว้ในรูปที่ 10-14

Example

จงออกแบบกำแพงกันดินแบบ cantilever ซึ่งมีระดับต่างกัน

5 เมตร ดังรูป



วิธีทำ

1) วัสดุขนาดเบื้องต้น

$$H = 7.00 \text{ m}$$

$$B = 0.6H = 4.2 \text{ m} \quad \text{ใช้ } 4.0 \text{ m}$$

$$t_2 = t_4 = 0.10H = 0.7 \text{ m}$$

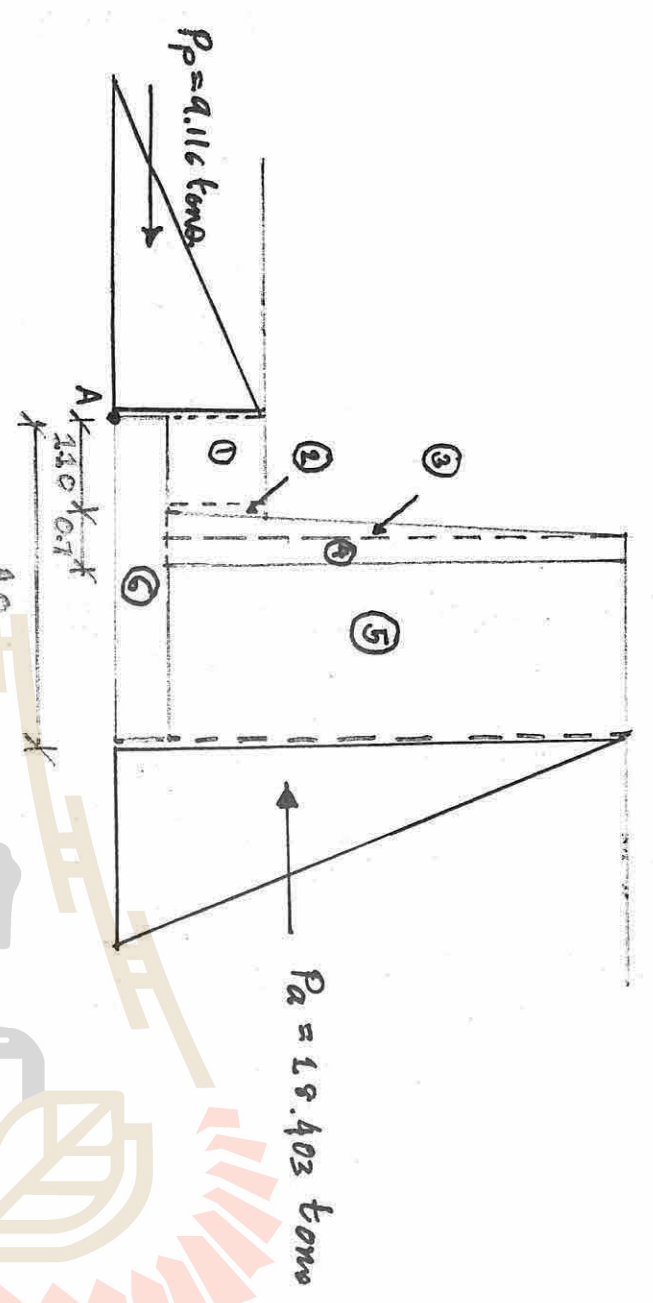
$$A = 0.15H = 1.05 \text{ m} \quad \text{ใช้ } 1.10 \text{ m}$$

2) coef. of earth pressure

$$K_a = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0.406$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2.464$$

h = 0.5



Section	Weight (tons)	Moment arm (m)	Moment about A (ton-m)
1	2.645	0.55	1.45
2	0.100	1.13	0.11
3	3.024	1.37	4.14
4	4.536	1.65	7.48
5	25.644	2.90	74.36
6	6.720	2.00	13.44
Σ V = 42.666			Σ M = 100.98



การเคลื่อนที่ของฐาน.

$$\Sigma V = 42.666 \text{ ~~tons~~ } (use \delta = 30^\circ)$$

$$F = 42.666 \tan 30^\circ = 24.633 \text{ tons}$$

$$\Sigma P = 18.403 - 9.116 = 9.287 \text{ tons}$$

$$FS. = \frac{24.633}{9.287} = 2.65 > 1.5 \text{ OK}$$

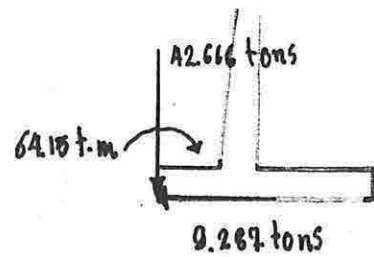
การเคลื่อนที่พลิก โดยพิจารณาโมเมนต์รอบจุด A

$$\begin{aligned} \Sigma M_R &= 100.98 + (9.116 \times 0.67) \\ &= 107.09 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_O &= 18.403 \times 2.33 \\ &= 42.84 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$FS. = \frac{107.09}{42.84} = 2.49 > 1.5 \text{ OK.}$$

ตรวจสอบการขยับของดินใต้ฐานกำแพง



$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V}$$

$$e = \frac{4.0}{2} - \frac{107.09 - 42.94}{42.666} = 0.5 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{42.666}{4.0} \left(1 + \frac{6 \times 0.5}{4.0} \right) = 18.666 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{ult}} = i_q p_o (N_q - 1) + \frac{1}{2} i_r B' \gamma N_r + p_o$$

$$\phi = 33^\circ \quad N_q = 18.4, \quad N_r = 15.1$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{12.22}{90} \right)^2 = 0.75$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{12.22}{30} \right)^2 = 0.35$$

$$p_o = 1.85 \times 2.0 = 3.70 \text{ ton/m}^2$$

$$B' = 4 - 2(0.5) = 3.0 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$$

$$q_{\text{ult}} = 67.84 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{ult}} / \dots = \frac{67.84}{\dots} = 3.63 > 2.5 \text{ OK.}$$