

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม

(SITES INVESTIGATION AND IN-SITU TESTING)

1.1 บทนำ

จากความรู้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ ทำให้ได้ทราบถึงกระบวนการกำเนิดของดิน คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน (กำลังต้านทานแรงเฉือน การทรุดตัว และความชื้นผ่านได้ของน้ำ) ก่อนที่จะกล่าวถึงการออกแบบในงานวิศวกรรมปฐพี วิศวกรจำเป็นที่จะต้องทราบลักษณะชั้นดินที่แท้จริง และผลทดสอบดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ความลึกต่างๆ สำหรับการก่อสร้างโครงการใหญ่ๆ ดังนั้นการสำรวจชั้นดินอย่างเหมาะสมเป็นสิ่งที่จะต้องจำเป็นอย่างมาก

1.1 บทนำ

จุดมุ่งหมายของการเจาะสำรวจชั้นดินมีดังนี้

- เพื่อหาลักษณะชั้นดิน
- เพื่อเก็บตัวอย่างดินคงสภาพสำหรับหาคุณสมบัติเชิงวิศวกรรม และตัวอย่างดินแปรสภาพสำหรับหาคุณสมบัติพื้นฐานในห้องปฏิบัติการ
- เพื่อหาความลึกของชั้นดินแข็ง
- เพื่อทำการทดสอบในสนาม (In-situ tests) เช่น การทดสอบการซึมผ่านได้ของน้ำ การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (Vane shear test) และการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test) เป็นต้น
- เพื่อสังเกตสภาพการระบายน้ำของชั้นดิน
- เพื่อวิเคราะห์ปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นในสนาม โดยการสังเกตจากโครงสร้างที่อยู่ใกล้เคียง

1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

- 1) การรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้าง ขั้นตอนนี้จะทำการรวมข้อมูลที่จำเป็น เช่น ชนิดของโครงสร้าง น้ำหนักจากเสาและกำแพง เป็นต้น
- 2) การรวบรวมข้อมูลสภาพชั้นดินที่มีอยู่ สามารถหาได้จากแผนที่สำรวจทางธรณี คู่มือการทดสอบดินของกรมทางหลวง และรายงานข้อมูลดินสำหรับโครงการก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง เป็นต้น
- 3) การสำรวจพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้าง เช่น ชนิดของพืชผักในสนาม การเปิดหน้าดิน รอยแตกบนกำแพงของอาคารใกล้เคียง เป็นต้น
- 4) การสำรวจพื้นที่อย่างละเอียด ขั้นตอนนี้ประกอบด้วยการทำหลุมสำรวจหลายๆ หลุม และการเก็บตัวอย่างคงสภาพและแปรสภาพที่ระดับความลึกต่างๆ เพื่อการจำแนกด้วยตา และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

ข้อเสนอแนะสำหรับระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (Sower, 1979)

โครงการ	ระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (เมตร) สภาพชั้นดินตามแนวราบ			จำนวนหลุมเจาะอย่างน้อย
	สม่ำเสมอ	ธรรมดา	ไม่แน่นอน	
อาคารหลายชั้น	50	30	15	4
อาคารชั้นเดียวหรือสองชั้น	60	30	15	3
ตอม่อสะพาน หอสู่		30	7	1-2 สำหรับแต่ละหน่วย
ทางหลวง	300	150	30	
บ่อซึม (สำหรับดินถมบดอัด)	300-150	150-60	30-15	

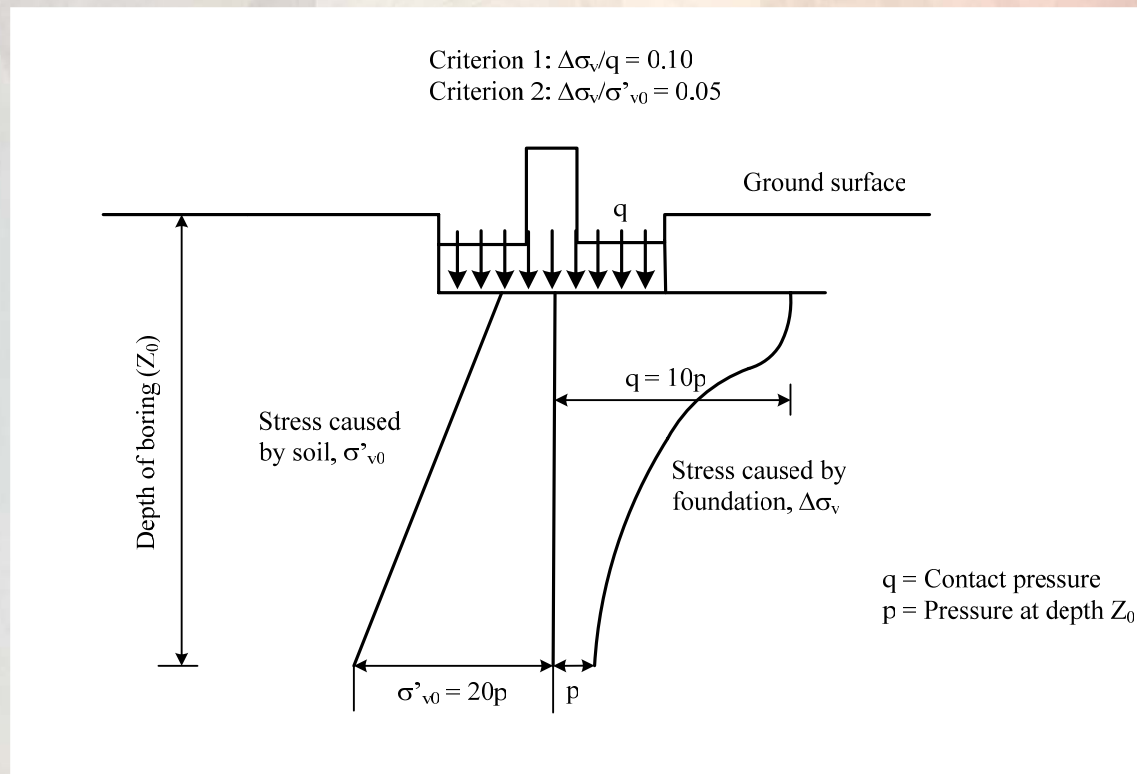
1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

ข้อเสนอแนะสำหรับการกำหนดความลึกหลุมเจาะสำหรับงานฐานรากตื้น (Sower, 1979)

ประเภทของอาคาร	ความลึกหลุมเจาะ (เมตร)
แคบและเบา	3 (จำนวนชั้น) ^{0.7}
กว้างและหนัก	6 (จำนวนชั้น) ^{0.7}

1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

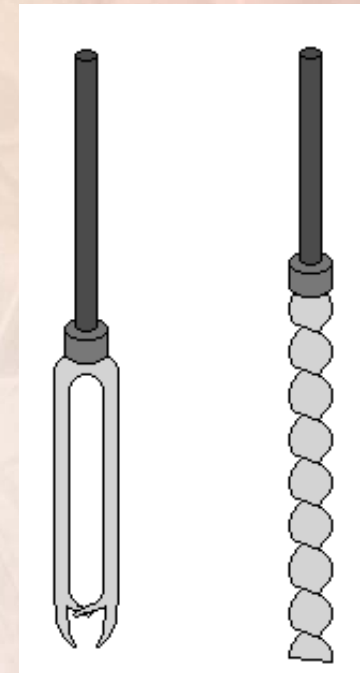
การประมาณความลึกของหลุมสำรวจ



1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

วิธีที่ง่ายที่สุดคือการใช้สว่าน สามารถใช้เจาะหลุมสำรวจได้ไม่ลึกมากนัก (ประมาณ 3 ถึง 5 เมตร) สว่านมือเหมาะสำหรับงานสร้างอาคารเล็กๆ และงานก่อสร้างถนน

ดินตัวอย่างที่ได้จากการเจาะสำรวจโดยวิธีนี้เป็นดินตัวอย่างแปรสภาพ (Disturbed samples) ซึ่งสามารถใช้ในการหาคุณสมบัติพื้นฐาน



(a)

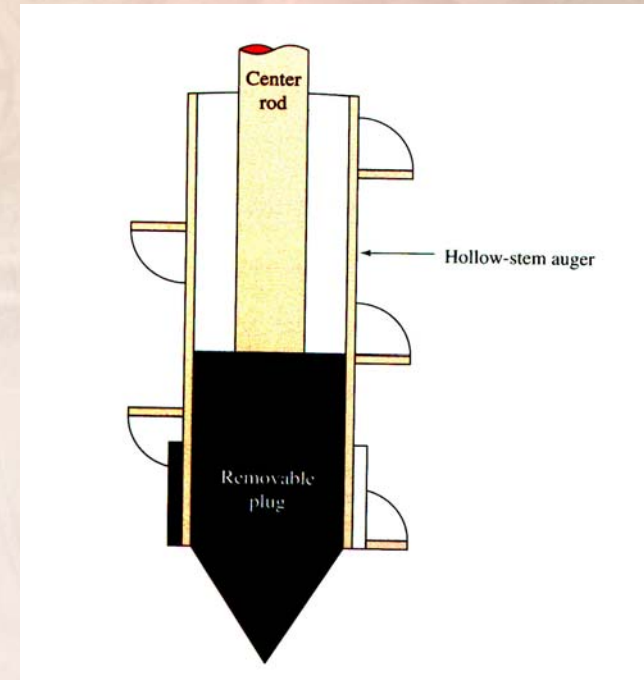
(b)

สว่านมือ (a) สว่าน Iwan (b) สว่าน Slip

1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

การเจาะสำรวจที่ระดับความลึกมาก วิธีที่นิยมใช้
ทั่วไปคือการใช้สว่านต่อเนื่องแบบขับเคลื่อนได้
(Continuous flight augers)

สว่านประเภทนี้มีความยาวประมาณ 90 ถึง 150
เซนติเมตร ต่อท่อน ระหว่างทำการเจาะ ท่อนที่สอง
สามารถต่อกับท่อนที่หนึ่งได้ ทำให้เกิดความต่อเนื่องใน
การเจาะ



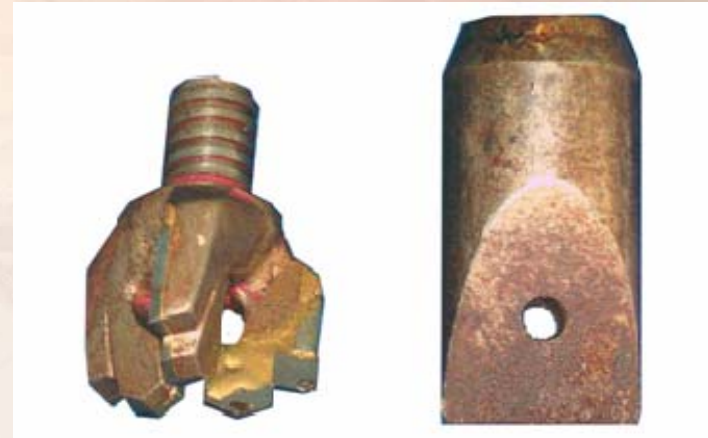
สว่านต่อเนื่องแบบขับเคลื่อนได้

1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

วิธีการเจาะแบบเปียก (Wash boring)

วิธีการที่ใช้ในการเจาะหลุมสำรวจโดยตอก
ปลอกกันดิน (Casing) ยาวประมาณ 2 ถึง 3
เมตร ลงไปในดิน

อุปกรณ์เจาะสำรวจประกอบด้วย 1) หัวเจาะ
กระแทก (Chopping bit) และ 2) ก้านเจาะ
(Drill rod) ซึ่งจะเป็นท่อกลวงและใช้ประกอบกับ
หัวเจาะกระแทก ก้านเจาะยาวตั้งแต่ 0.5-3.0
เมตร และต่อกันด้วยข้อต่อเกลียว

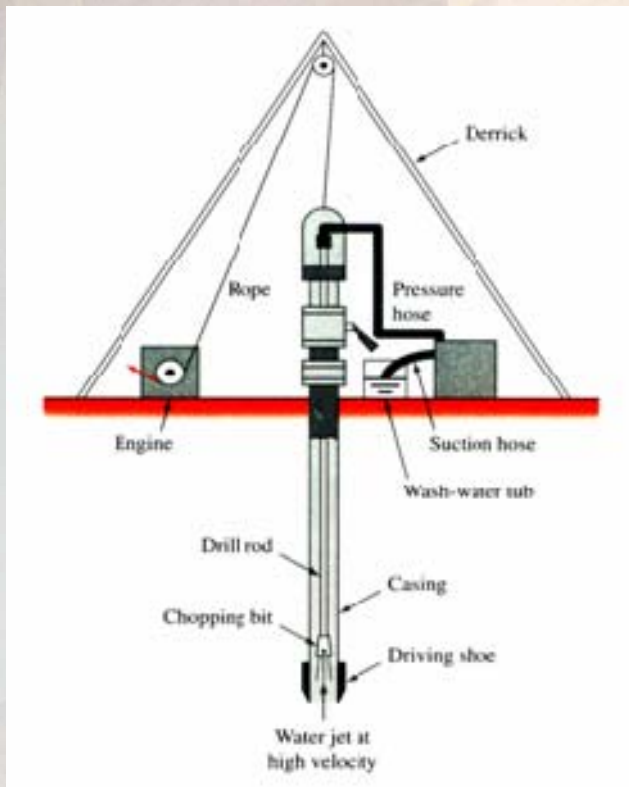


หัวเจาะกระแทก



ก้านเจาะ

1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ



การเจาะแบบเปียก (Wash boring)

1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

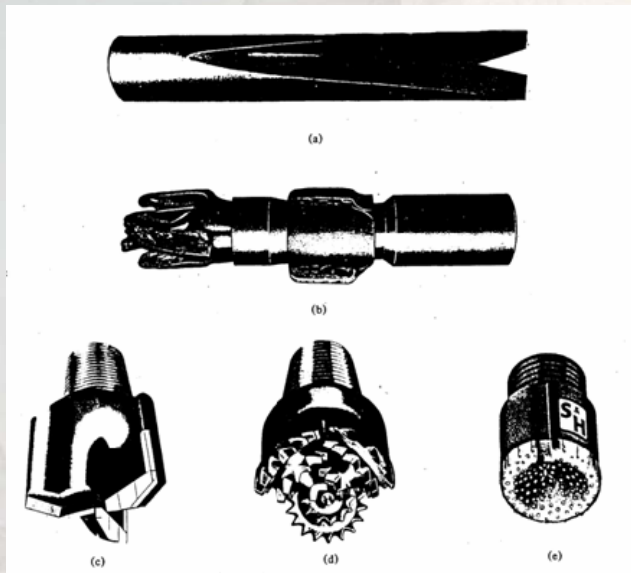
วิธีเจาะกระแทก (Percussion Drilling)

วิธีหนึ่งที่ใช้เจาะหลุมทดสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินแข็งหรือหิน วิธีนี้คล้ายกับการเจาะแบบเปียก (Wash boring) เพียงแต่ว่าหัวเจาะจะมีขนาดใหญ่และหนักกว่ามาก ในบางกรณีอาจไม่จำเป็นต้องใช้ ปลอกกันดิน

1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

วิธี Rotary Drilling

ใช้ในการเจาะสำรวจสภาพหินและดิน อุปกรณ์ที่ใช้ในการเจาะหลุม ประกอบด้วย ก้านเจาะแบบกลวง (Hollow drill rod) หลายๆ ท่อนต่อกัน โดยปลายล่างติดกับหัวเจาะ (Bit) ซึ่งอาจจะเป็นหัวเจาะตัด (Cutting bit) หรือหัวเจาะเก็บตัวอย่าง (Coring bit)



หัวตัด (Cutting bits)



หัวเก็บตัวอย่าง (Coring bits)

1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

ตัวอย่างดินออกเป็น 2 ชนิด

1. ตัวอย่างดินแปรสภาพ (*Disturbed samples*) คือ ตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนเนื่องจากวิธีการเก็บตัวอย่างดินหรือการขนส่ง จนทำให้โครงสร้างของเม็ดดินและปริมาณความชื้นเปลี่ยนไป ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บจากการเจาะโดยใช้สว่านมือ หรือกระบอกล้าง (Split spoon) เป็นต้น

ตัวอย่างดินประเภทนี้เหมาะสำหรับใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (*Basic/Physical properties*) ของดิน ได้แก่ การกระจายขนาดของเม็ดดิน หน่วงน้ำหนัก ปริมาณความชื้น และพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก เป็นต้น

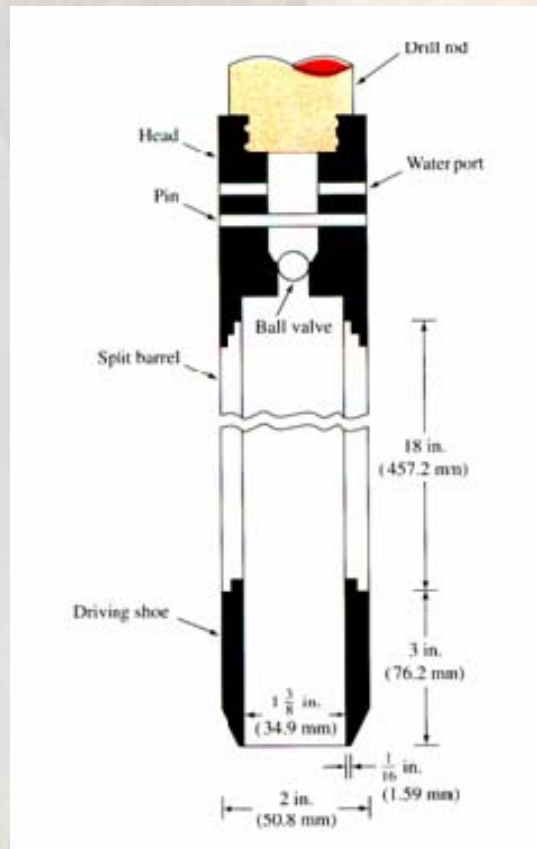
1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

2. ตัวอย่างดินคงสภาพ (*Undisturbed sample*) คือ ตัวอย่างดินที่เก็บจากสนามโดยพยายามรักษาองค์ประกอบและโครงสร้างของดินให้เหมือนกับสภาพจริงในสนาม ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บโดยใช้กระบอกเปลือกบาง (*Thin-walled tube*) หรือกระบอกลูกสูบ (*Piston sampler*) เป็นต้น

ดินตัวอย่างชนิดนี้จะใช้ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน อันได้แก่ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ การทดสอบแรงอัดสามแกน และการทดสอบการซึมผ่านได้ของน้ำ เป็นต้น

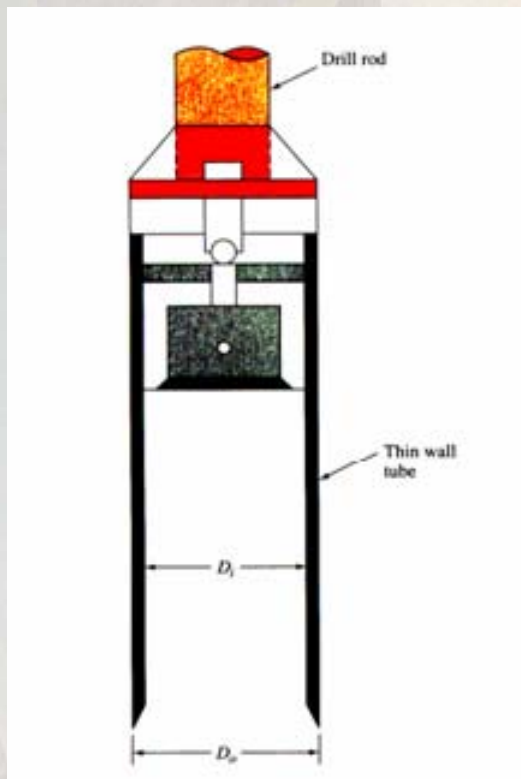
1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

1.4.1 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกผ่าซีกมาตรฐาน (Standard Split Spoon)



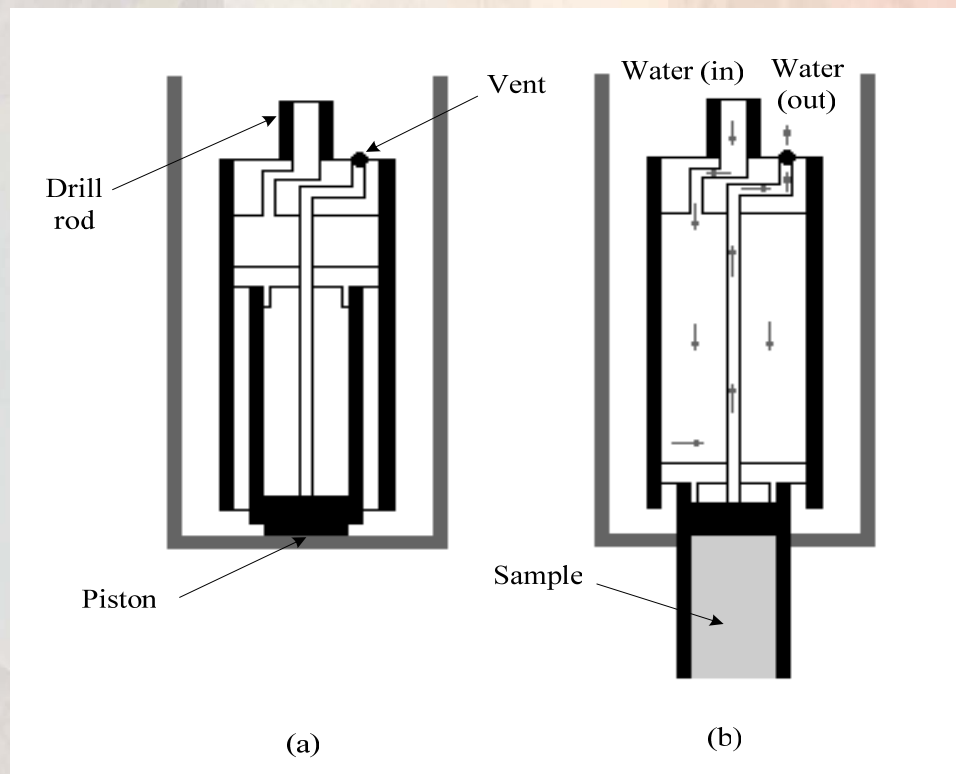
1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

1.4.2 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกเป็ลือกบาง (Thin Wall Tube)



1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

1.4.3 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกลูกสูบ (Piston Sampler)

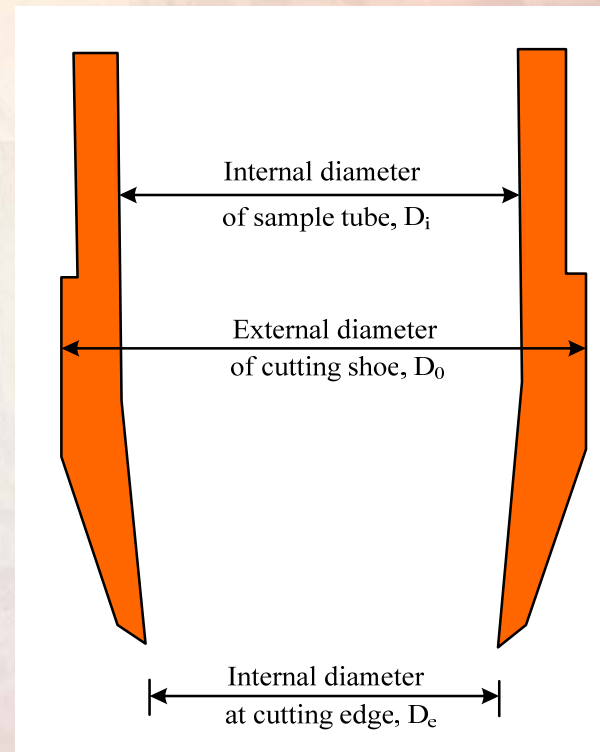


1.5 การรบกวนดินตัวอย่าง

อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัด (Area ratio, A_r) และอัตราส่วนช่องว่างภายใน (Inside clearance ratio, C_r)

$$A_r(\%) = \frac{D_0^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

$$C_r(\%) = \frac{D_i - D_e}{D_i} \times 100$$



ตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed sample) $\Rightarrow A_r \leq 10\%$ และ $C_r \leq 1\%$

1.5 การรบกวนดินตัวอย่าง

$$L_r(\%) = \frac{L_a}{L_i} \times 100$$

L_r คือ อัตราส่วนการเก็บตัวอย่าง (Recovery ratio)

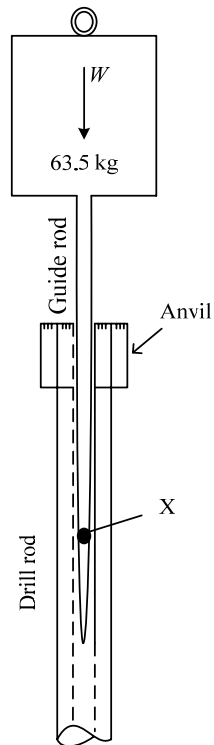
L_a คือ ความยาวของตัวอย่างดินที่เก็บได้จริง

L_i คือ ความยาวของตัวอย่างดินที่ควรเก็บได้

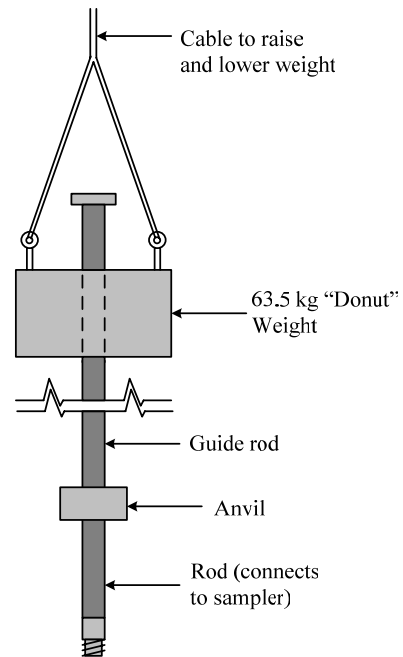
อัตราส่วนการเก็บตัวอย่างและประสิทธิภาพการเก็บตัวอย่าง

L_r (%)	ประสิทธิภาพ
< 25	แย่มาก
26-50	แย่
51-75	พอใช้
76-90	ดี
>90	ดีเยี่ยม

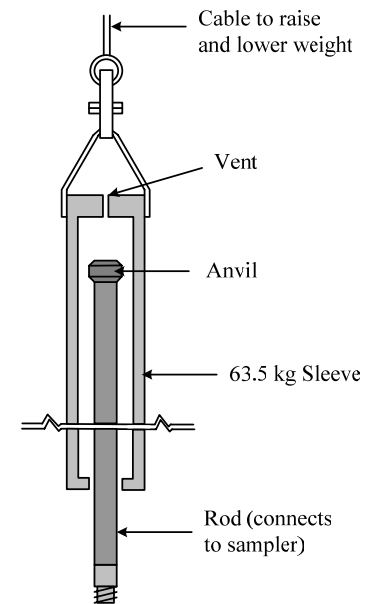
1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)



Pin Weight Hammer



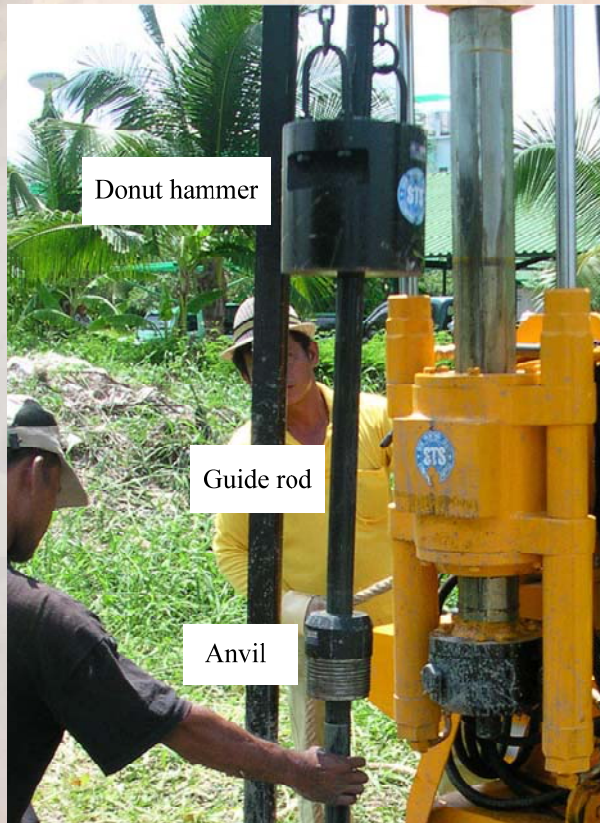
Donut Hammer



Safety Hammer

ชนิดของตัมน้ำหนัก

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (*Standard Penetration Test*)



การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานด้วย *Donut hammer*

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (*Standard Penetration Test*)

Seed (1985) จึงได้เสนอเกณฑ์หลักในการทดสอบไว้ดังนี้

1. ใช้วิธีการเจาะเปียก (Wash boring) เพื่อเจาะหลุมสำรวจให้มีขนาด 200 ถึง 250 มม. (4-5 นิ้ว)
2. ใช้ระบบต้อน้ำหนักที่มีประสิทธิภาพในการให้พลังงานเท่ากับ 60 เปอร์เซ็นต์
3. ปลอยต้อน้ำหนักกระทบแทนรับต้อน้ำหนักด้วยอัตราเร็ว 30 ถึง 40 ครั้งต่อนาที

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

Skempton (1986) ได้เสนอค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานที่ประสิทธิภาพ 60 เปอร์เซ็นต์ (N_{60}) เพื่อใช้ในการปรับแก้ผลทดสอบในสนาม ดังนี้

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_R N}{0.60}$$

E_m คือ ประสิทธิภาพของตัมน้ำหนัก (Hammer efficient)

C_B คือ ค่าปรับแก้ขนาดของหลุมเจาะ

C_R คือ ค่าปรับแก้ความยาวของก้านเจาะ (Drill rod)

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

ประสิทธิภาพของค้อน SPT (Clayton, 1990)

ประเทศ	ชนิดของตุ้มน้ำหนัก	กลไกการปล่อยตุ้มน้ำหนัก	ประสิทธิภาพ (E_m)
อาร์เจนตินา	Donut	เชือกคล้องผ่านรอก	0.45
บราซิล	Pin weight	ตกอย่างรวดเร็ว	0.72
จีน	อัตรโนมัติ	ตกอิสระ	
	Donut	ตกอิสระ	0.55
	Donut	เชือกคล้องผ่านรอก	0.50
กัมพูชา	Donut	เชือกคล้องผ่านรอก	0.50
ญี่ปุ่น	Donut	ระบบนกสับ (Trigger)	0.78-0.85
	Donut	คล้องผ่านรอก 2 รอบ + การปล่อยตกแบบพิเศษ	0.65-0.67
สหราชอาณาจักร	อัตรโนมัติ	ตกอย่างรวดเร็ว	0.73
สหรัฐอเมริกา	Safety	คล้องผ่านรอก 2 รอบ	0.55-0.60
	Donut	คล้องผ่านรอก 2 รอบ	0.45

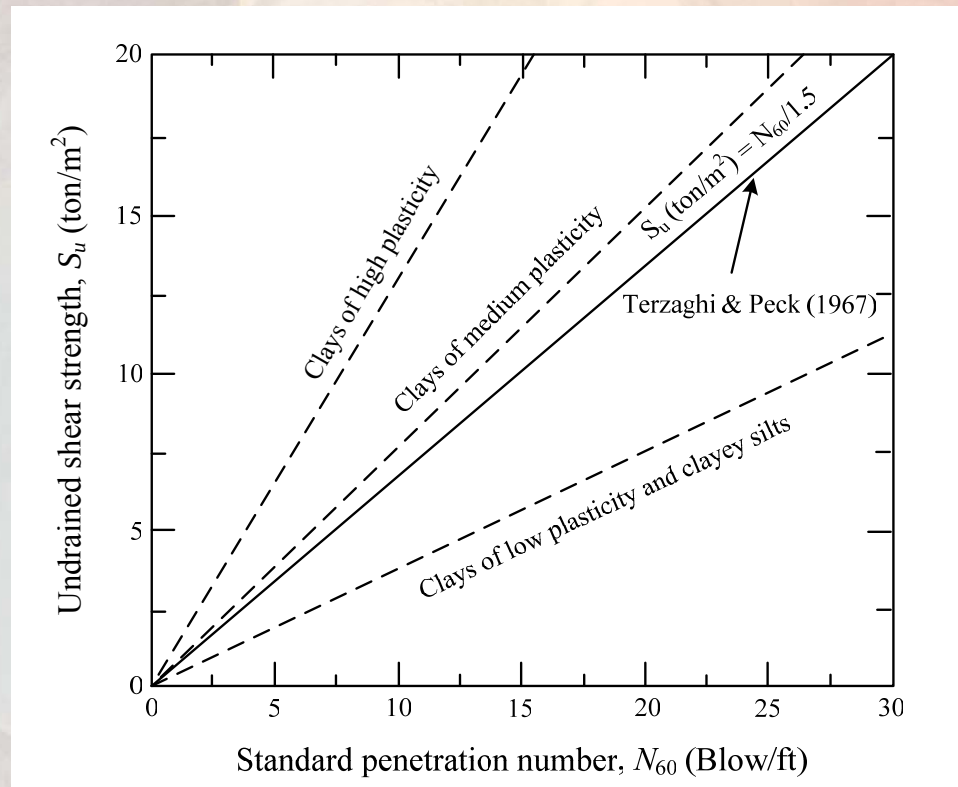
1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

ค่าปรับแก้

ค่าปรับแก้	ความเปลี่ยนแปลงของอุปกรณ์	ค่า
ขนาดของหลุมเจาะ (C_B)	6.5-115 มม. (2.5-4.5 นิ้ว)	1.00
	150 มม. (6 นิ้ว)	1.05
	200 มม. (8 นิ้ว)	1.15
ความยาวของก้านเจาะ (C_R)	3-4 ม. (10-13 ฟุต)	0.75
	4-6 ม. (13-20 ฟุต)	0.85
	6-10 ม. (20-30 ฟุต)	0.95
	>10 ม. (> 30 ฟุต)	1.00

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

สำหรับดินเหนียว



ความสัมพันธ์ระหว่าง N_{60} และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (U.S. Navy, 1972)

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

ความสัมพันธ์ระหว่าง N_{60} และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว
(Terzaghi and Peck, 1967)

ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน , N_{60}	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน, S_u (ตันต่อตารางเมตร)
0-2	อ่อนมาก	0-1.2
2-5	อ่อน	1.2-2.5
5-10	แข็งปานกลาง	2.5-5.0
10-20	แข็ง	5.0-10.0
20-30	แข็งมาก	10.0-20.0
>30	แข็งมากที่สุด	>20.0

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

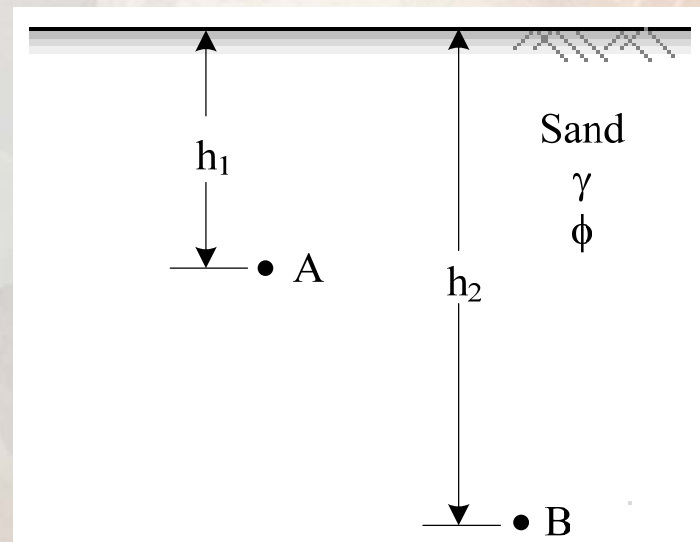
Horpibulsuk et al. (2008) ทำการคำนวณกลับ (Back calculation) ผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มขนาดเล็ก (Micro-pile) ในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งมากถึงแข็งมากที่สุดในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (SUT silty clay) และสรุปว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่า N_{60} แม้ว่า N_{60} จะมีค่ามากกว่า 30 ก็ตาม และได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและ N_{60} ดังนี้

$$S_u = \frac{N_{60}}{1.5} \quad \text{เมื่อ } 29 < N_{60} < 68$$

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

สำหรับทราย

ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน มีค่าแปรผันตามกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำของดิน ขึ้นอยู่กับ
น้ำหนักกดทับประสิทธิผล (σ'_v) ($\tau_f = \sigma' \tan \phi'$)



อิทธิพลของน้ำหนักกดทับประสิทธิผลต่อค่าการทะลุทะลวงมาตรฐาน

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

สำหรับทราย

ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้ แสดงได้ดังนี้

$$N' = C_N N_{60}$$

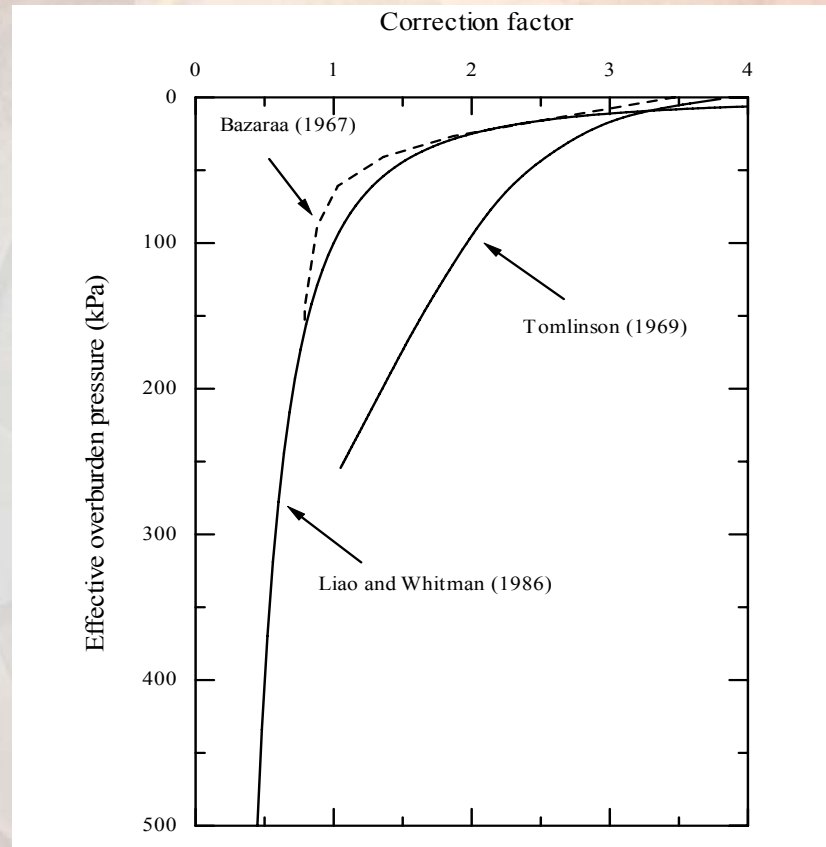
$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$$

N' คือ ค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานที่ปรับแก้แล้ว

C_N คือ ตัวคูณปรับแก้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน

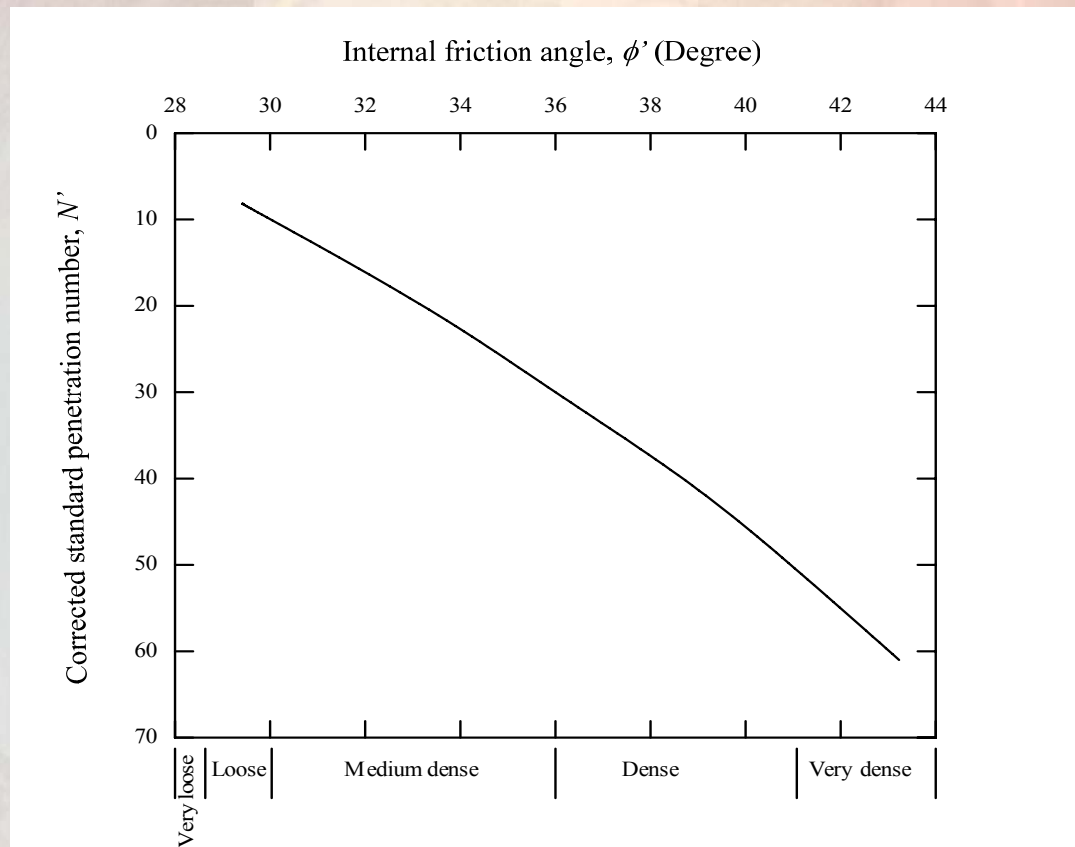
σ'_v คือ ความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง มีหน่วยเป็นกิโลปาสคาล

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)



อิทธิพลของน้ำหนักกดทับประสิทธิผลต่อค่าการทะลุทะลวงมาตรฐาน

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)



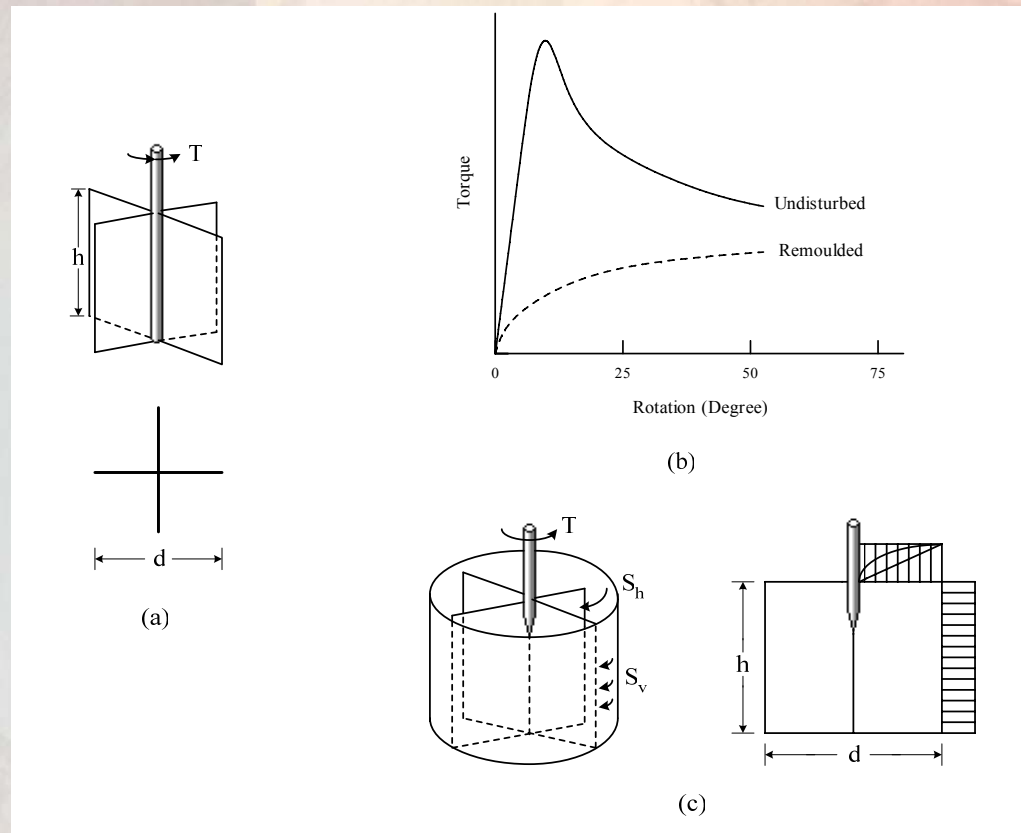
ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผล
ของดินเม็ดหยาบ (Peck et al., 1974)

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

ความสัมพันธ์ระหว่าง N' หน่วยน้ำหนัก และความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดินเม็ดหยาบ
(Peck et al., 1974)

N'	คำบรรยาย	หน่วยน้ำหนัก (กน.ต่อลบ.ม.)	ความหนาแน่นสัมพัทธ์
0-5	หลวมมาก	11-13	0-15
6-10	หลวม	14-16	16-35
11-30	ปานกลาง	14-19	36-65
31-50	แน่น	20-21	66-85
>50	แน่นมาก	>21	>86

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)



(a) เครื่องมือทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (b) ผลทดสอบในสนาม
(c) การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)

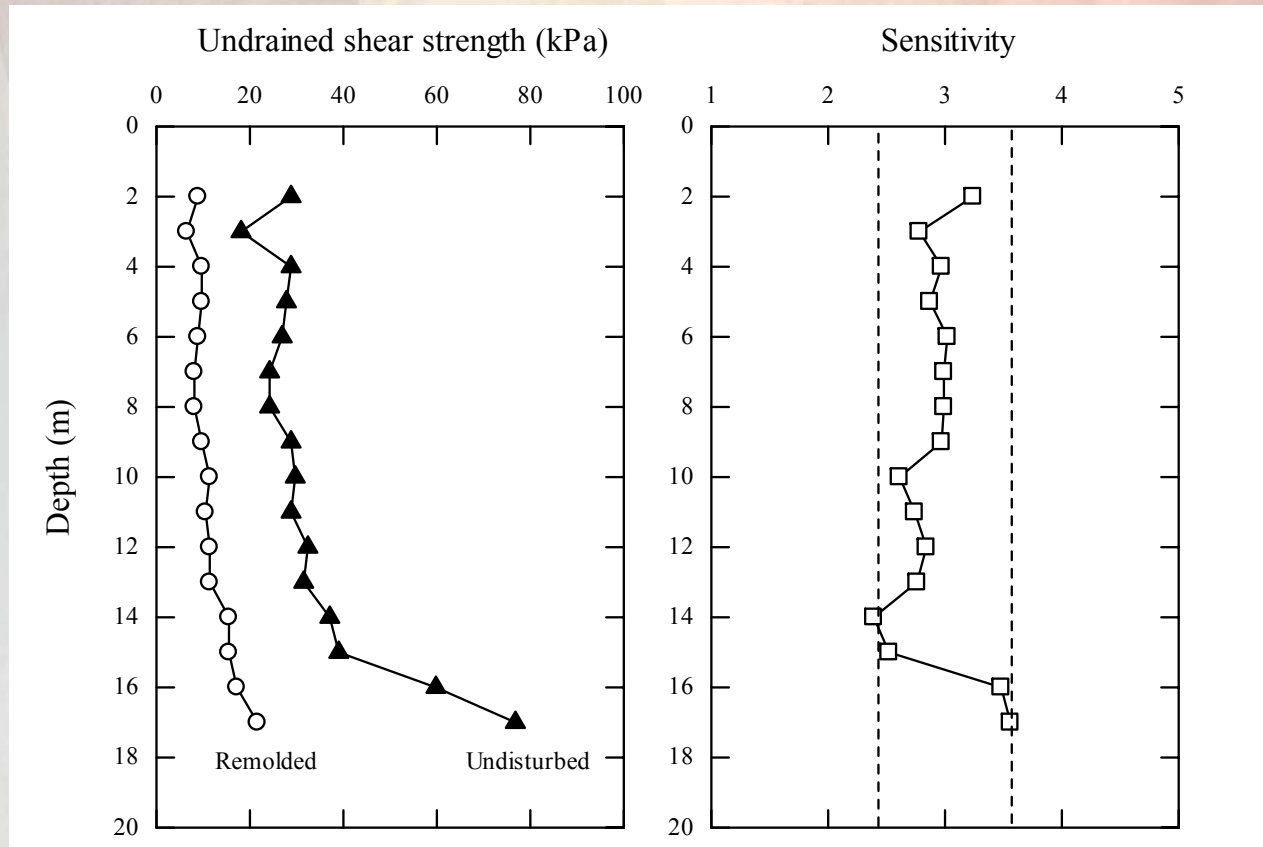
การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน ค่าแรงบิด (T) จะมีค่าเท่ากับผลรวมของโมเมนต์ต้านทานแรงเฉือนตามผิวของดินทรงกระบอก (M_s) และโมเมนต์ต้านทานที่ผิวบนและผิวล่างของใบพัด (M_e)

$$T = M_s + 2M_e = \left(\pi dh \right) S_v \left(\frac{d}{2} \right) + 2 \left[\frac{\pi}{4} d^2 \left(\beta \times \frac{d}{2} \right) \right] S_h$$

S_v, S_h คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในแนวตั้งและแนวนอน ตามลำดับ

β คือ ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับการกระจายของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ผิวบนและล่างของใบพัด $\beta = 1/2, 3/5$, และ $2/3$ สำหรับการกระจายแบบสามเหลี่ยม พาราโบลา และสี่เหลี่ยม ตามลำดับ

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)



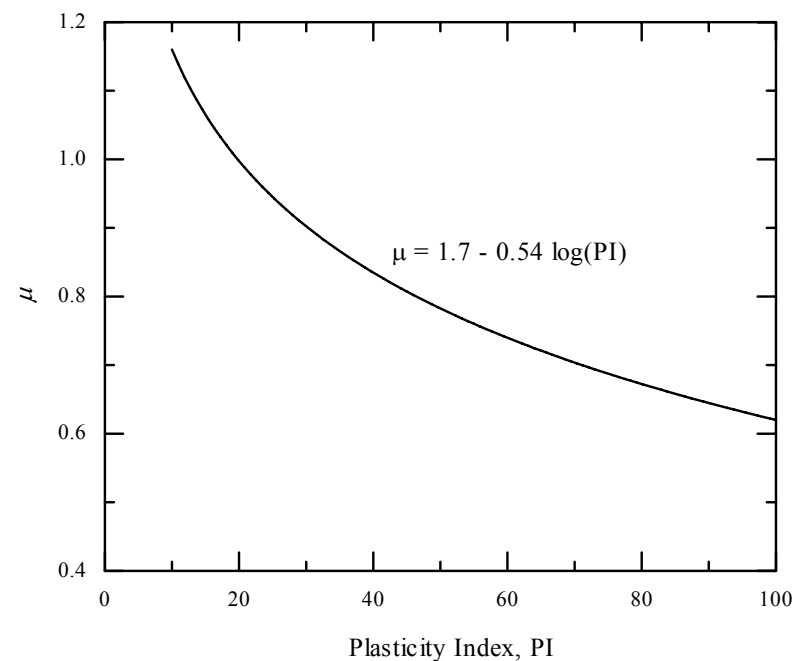
กำลังต้านทานแรงเฉือนและค่าความไวตัวของดินเหนียวอำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ
(Horpibulsuk et al., 2007)

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)

Bjerrum (1974) ได้เสนอวิธีการปรับแก้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน ซึ่งแปรผันตามชนิดของดิน (ดัชนีสภาพพลาสติก)

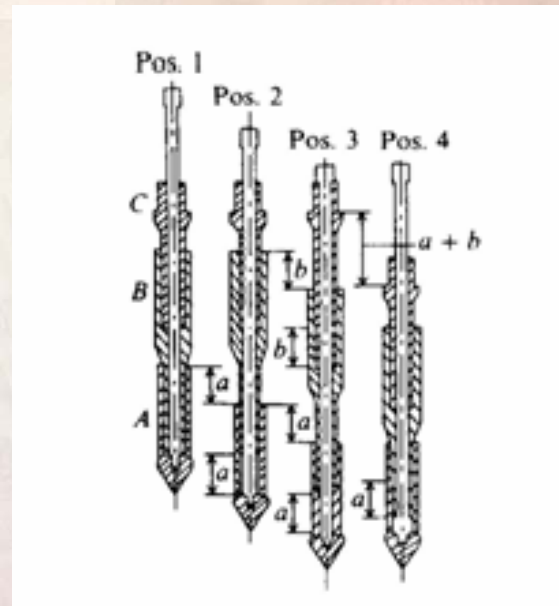
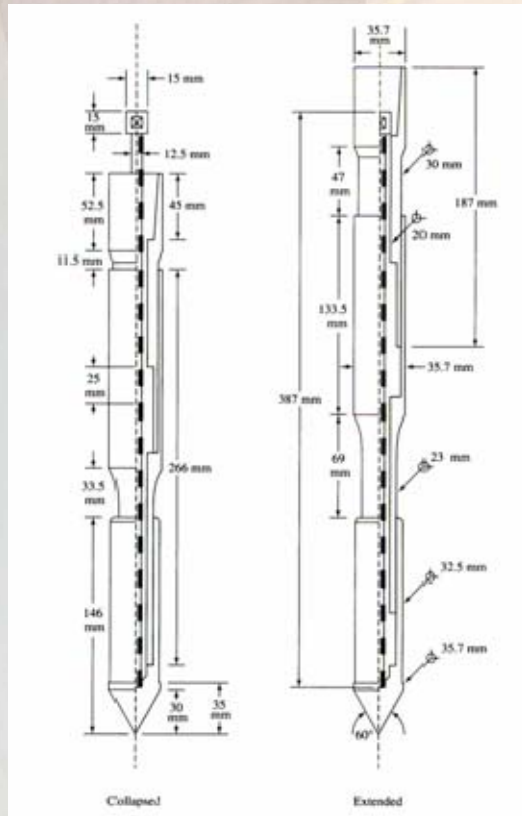
$$S_{u(\text{cor.vane})} = \mu S_{u(\text{vane shear})}$$

μ คือตัวคูณปรับแก้ = $1.7 - 0.54 \log(PI)$



ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปรับแก้กำลังที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด และดัชนีสภาพพลาสติก

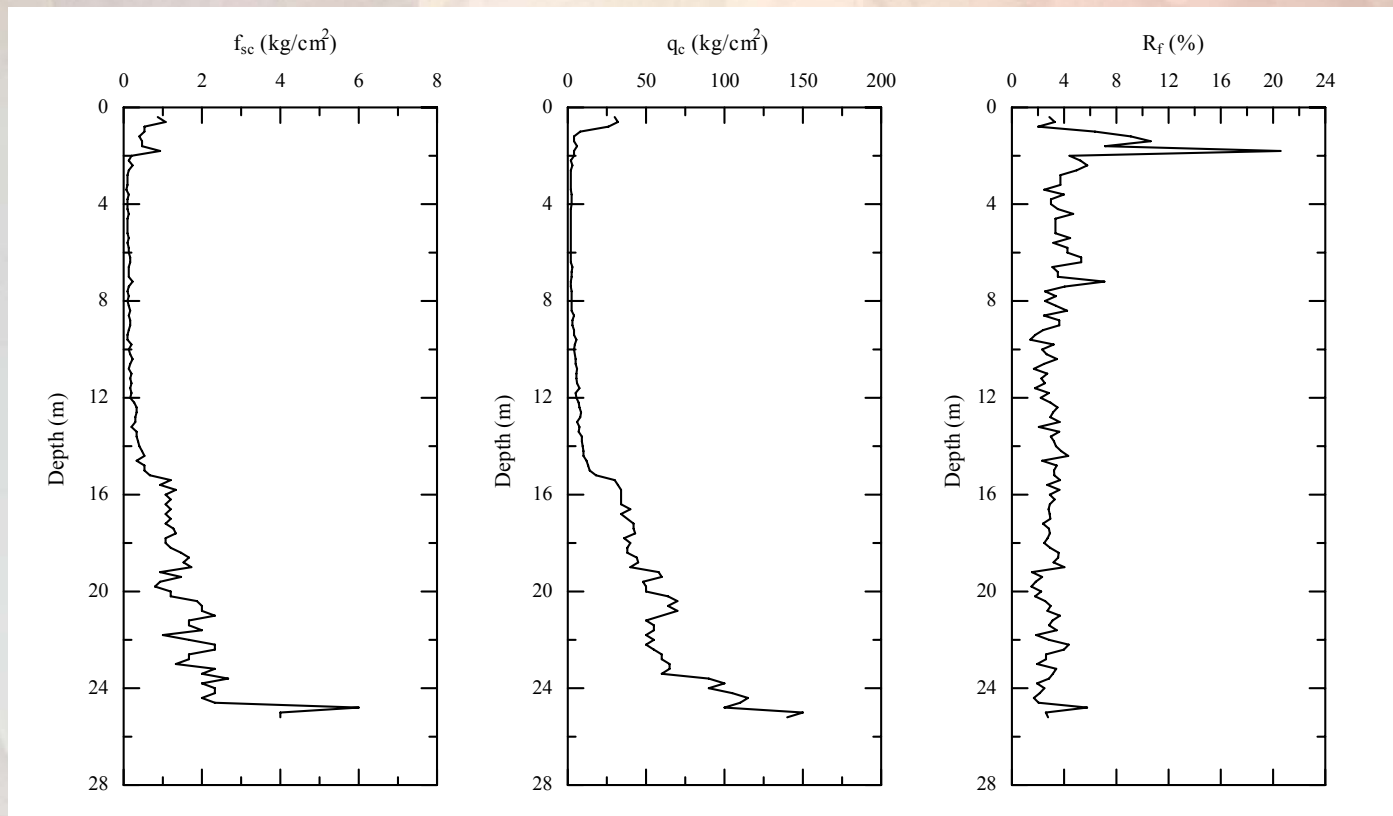
1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)



เครื่องมือการทดสอบการทะลุทะลวงแบบใช้กรวย

ขั้นตอนการทะลุทะลวง

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)



ผลทดสอบของการทดสอบแบบทะลุทะลวงด้วยกรวยสำหรับชั้นดินกรุงเทพ

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

การทดสอบแบบนี้ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาได้ แต่การจำแนกดินสามารถกระทำได้โดยอาศัยความสัมพันธ์เชิงประสพการณ์ (Empirical relationship) ระหว่างความต้านทานที่ปลายกรวย (Cone end resistance, q_c) และอัตราส่วนความเสียดทาน (Friction ratio, R_f) อัตราส่วนความเสียดทานหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$R_f = \frac{f_{sc}}{q_c} \times 100\%$$

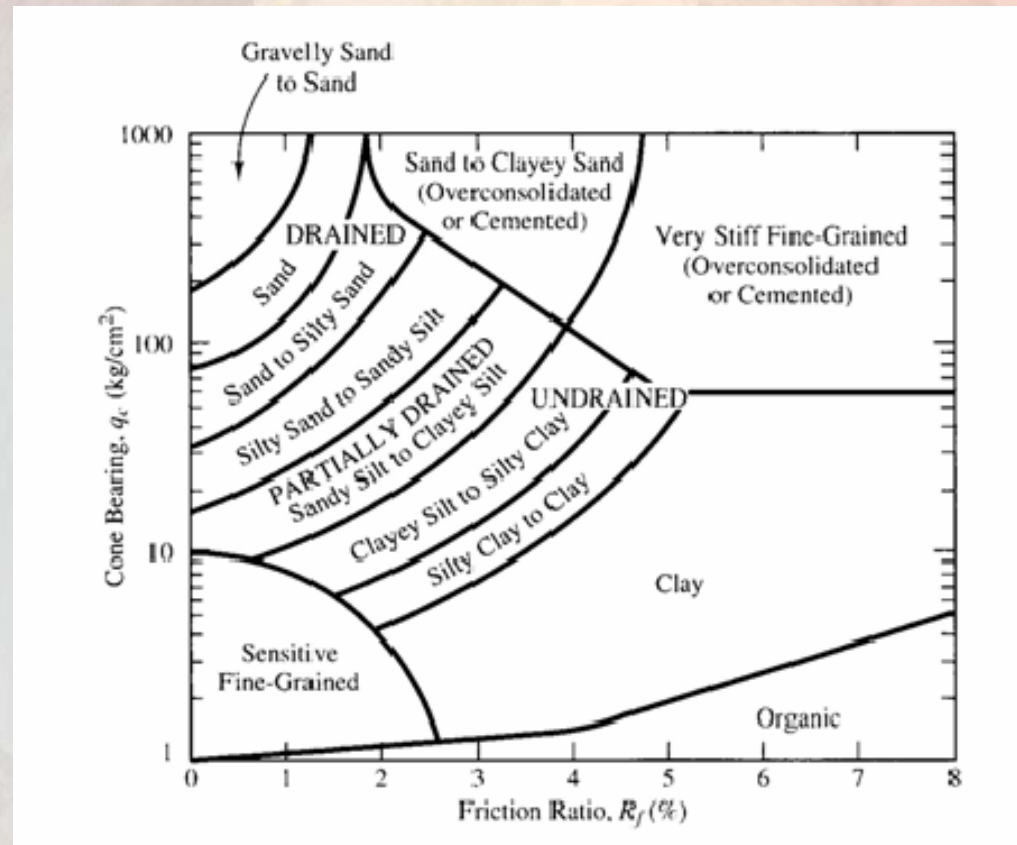
f_{sc} คือ ความเสียดทานระหว่างดินกับปลอกหุ้ม (Cone side friction)

ทราย จะมีค่า R_f น้อยกว่า 1 เปอร์เซ็นต์

ดินเหนียว จะให้ค่า R_f สูงกว่า 1 เปอร์เซ็นต์

ดินเหนียวที่มีสารอินทรีย์อยู่มาก (Peat) ค่า R_f มีค่ามากกว่า 5 เปอร์เซ็นต์

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)



การจำแนกชนิดของดินโดยอาศัยผลทดสอบการทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย

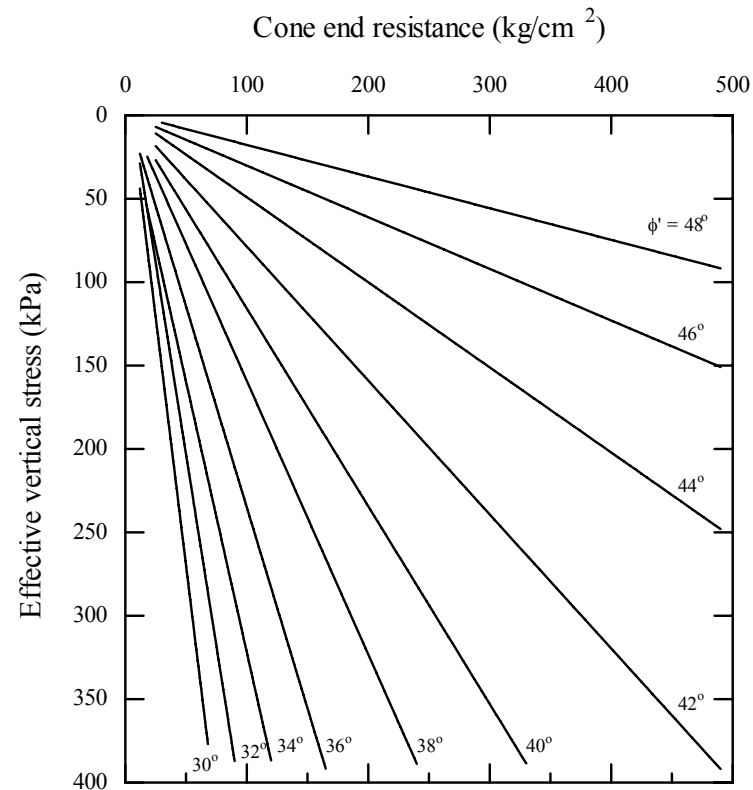
(Robertson and Campanella, 1983)

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

Robertson and Campanella (1983) ได้เสนอความสัมพันธ์สำหรับทรายที่ไม่มีพันธะเชื่อมประสาน และอยู่ในสภาพอัดตัวปกติ สำหรับทรายที่อัดตัวมากกว่าปกติ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective internal friction angle) หาโดยการลบมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลออกด้วย $1^\circ - 2^\circ$ ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแสดงได้ในรูปของสมการดังนี้

$$\phi' = 35^\circ + 11.5 \log \left(\frac{q_c}{30\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{เมื่อ} \quad 25^\circ < \phi' < 50^\circ$$

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)



ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานประสิทธิผลและความต้านทานที่ปลายโคน
(Robertson and Campanella, 1983)

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

สำหรับดินเหนียว จากทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity's theory) จะได้

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สภาวะไม่ระบายน้ำหาได้ดังนี้

$$q_c = N_k S_u + \sigma_{v0}$$

σ_{v0} คือ ความดันกดทับ (Overburden pressure) ที่ตำแหน่งซึ่งวัดค่าความต้านทานที่ปลายกรวย

N_k คือ ตัวแปรของกรวย (Cone factor) ซึ่งมีค่าประมาณ 5 ถึง 75 ขึ้นอยู่กับดัชนีสภาพพลาสติก
ค่าที่นิยมใช้กันจะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 (Lunne and Eide, 1976)

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

Rashwan et al. (2004) ได้วิเคราะห์การวิบัติของดินใต้กรวยปลายแหลมโดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน และสรุปว่า N_k มีค่าแปรผันตามความลึกและความขรุขระของปลายกรวย และมีค่าอยู่ระหว่าง 9.3 ถึง 14.5

Budhu (2000) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_k และดัชนีสภาพพลาสติกดังนี้

$$N_k = 19 - \frac{PI - 10}{5} \quad \text{เมื่อ } PI > 10$$

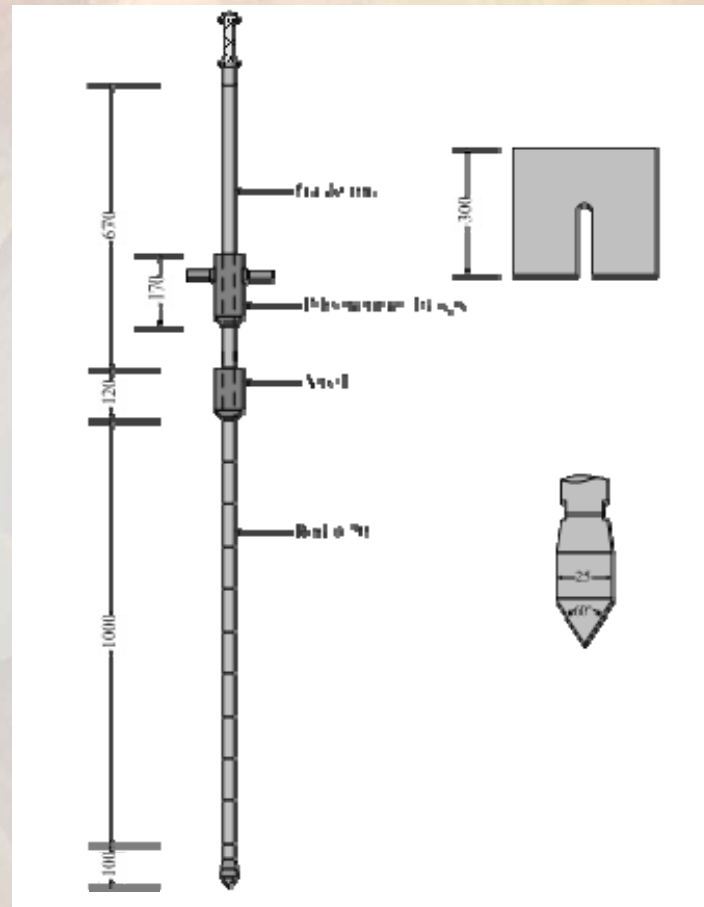
1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

Trofimekov (1974) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัส (E) และความต้านทานที่ปลายกรวย (q_c) สำหรับทรายและดินเหนียวดังนี้

$$E = 3q_c \quad \text{สำหรับทราย}$$

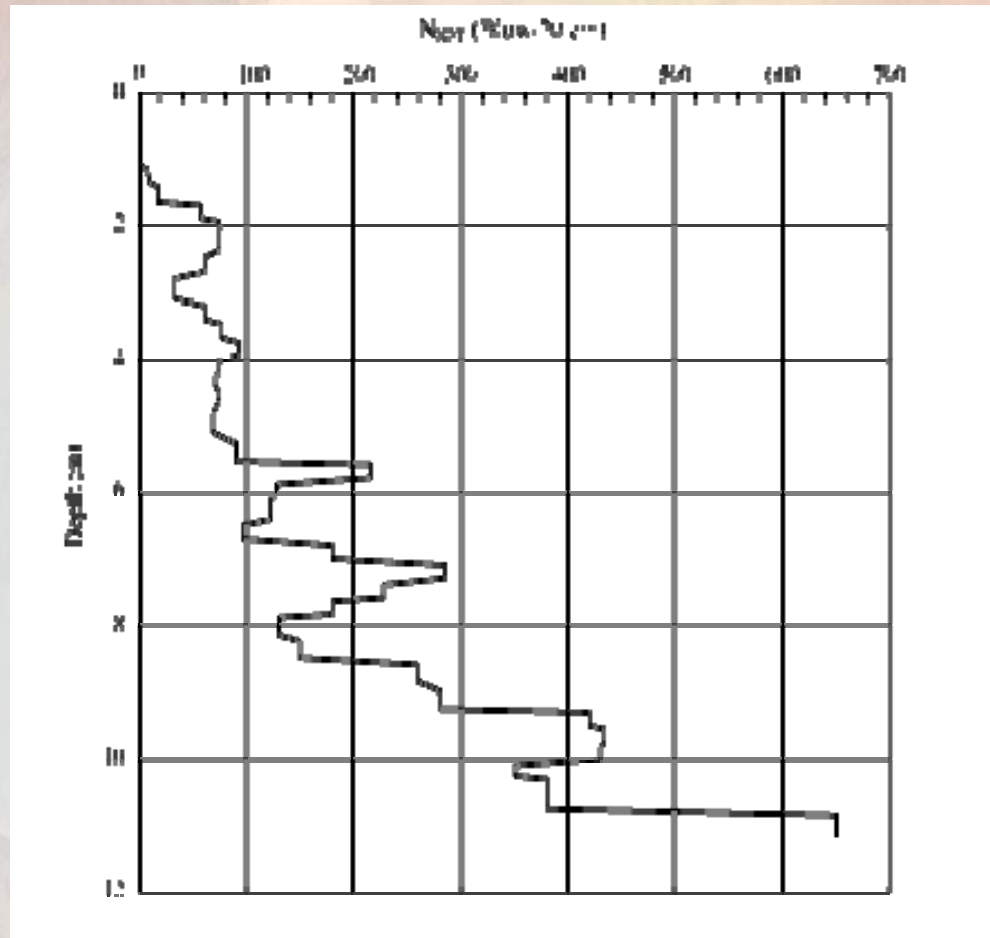
$$E = 7q_c \quad \text{สำหรับดินเหนียว}$$

1.9 การทดสอบด้วยวิธี *Kunzelstab Penetration*



อุปกรณ์ทดสอบ *Kunzelstab penetration*

1.9 การทดสอบด้วยวิธี *Kunzelstab Penetration*



ผลทดสอบ *Kunzelstab Penetration* ของชั้นดินบริเวณอาคารสุรนีเวศ 9
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

1.9 การทดสอบด้วยวิธี *Kunzelstab Penetration*

ตัวเลขหตุหะลวงมาตรฐาน และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ หาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้

$$N' = 0.539(N_{KPT} + 0.954)$$

$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} - 3.57) \quad \text{สำหรับทราย}$$

$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} + 0.954) \quad \text{สำหรับดินเหนียว}$$

N_{KPT} คือ จำนวนตอกด้วยวิธี **Kunzelstab penetration**

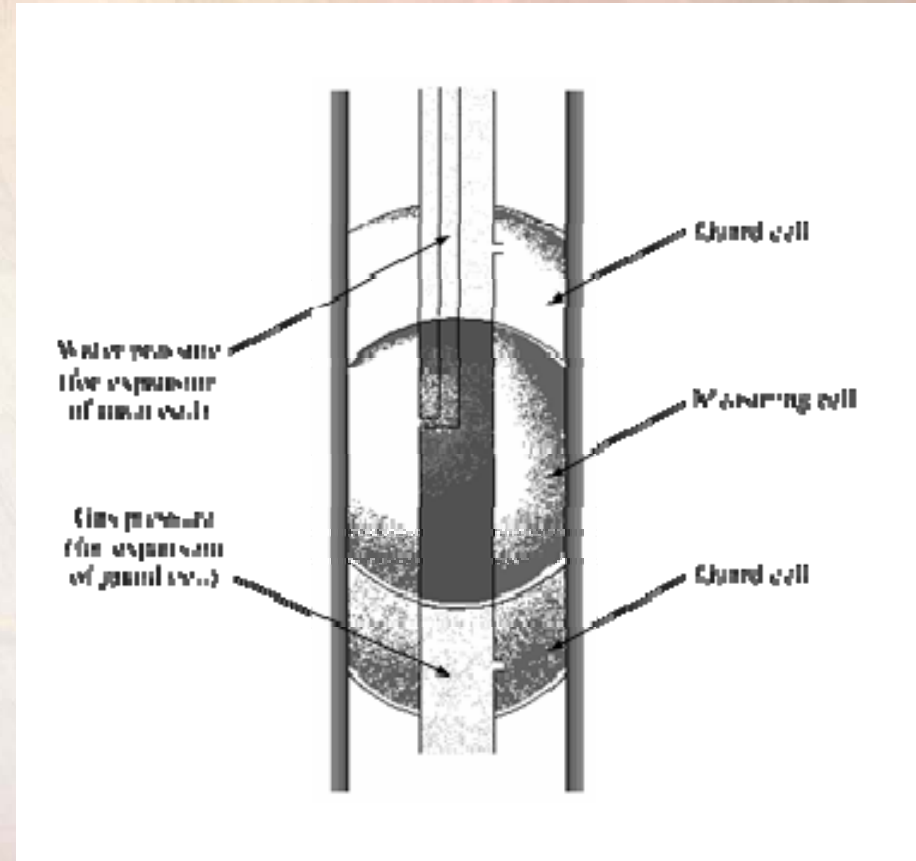
q_a คือ กำลังรับแรงแบกทานยอมให้

1.10 Borehole Pressuremeter Test

Pressuremeter เป็นเครื่องมือที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย Menard ในปี 1965 เพื่อทดสอบหาโมดูลัสของความเค้น-ความเครียด

ในการทดสอบ จะทำการอัดความดันเพื่อให้ Pressure cell ขยายตัวในหลุมเจาะ แล้วทำการวัดปริมาตรที่เพิ่มขึ้น

ทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณคือ Expansion of an Infinitely Thick Cylinder



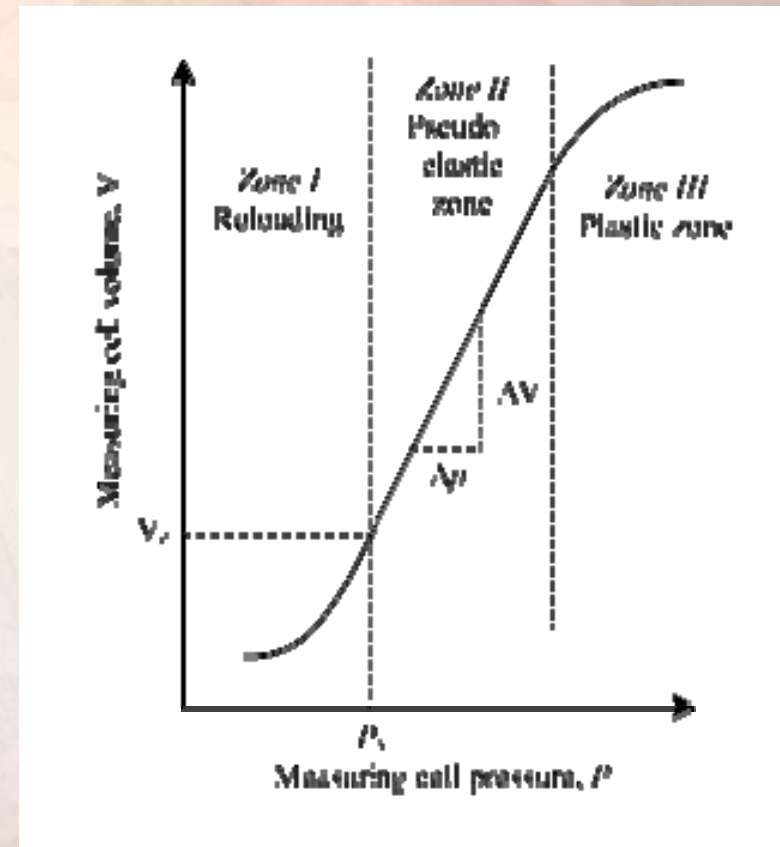
Pressuremeter test

1.10 Borehole Pressuremeter Test

โซน I คือ ส่วนที่ดินถูกผลักดันด้วยความดันเพื่อให้กลับคืนสู่สภาพเริ่มต้น (สภาพที่ยังไม่มีการเจาะหลุมสำรวจ) โซนนี้เรียกว่า **Reloading zone**

โซน II เรียกว่า **Pseudo-elastic zone** ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรและความดันค่อนข้างเป็นเส้นตรง

โซน III คือ **Plastic zone**



การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ **Pressure cell** กับความดัน

1.10 Borehole Pressuremeter Test

สำหรับ Pseudo-elastic zone

$$E = 2(1 + \nu)V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่น

ν คือ อัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio)

V_0 คือ ปริมาตรของ cell ที่ความดัน p_0 ซึ่งคือความดันเริ่มต้นของโซน II

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = \frac{1}{\text{slope of straight line of zone II}}$$

1.10 Borehole Pressuremeter Test

Menard (1965) แนะนำให้แทนค่า ν ในสมการ $E = 2(1+\nu)V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V}$ ด้วย 0.33 จะได้

$$E = 2.66V_0 \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

จากทฤษฎียืดหยุ่น (Elastic theory) ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus, E) และโมดูลัสเฉือนสามารถแสดงได้ดังนี้

$$E = 2(1+\nu)G$$

$$G = V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

1.10 Borehole Pressuremeter Test

นอกจากนี้ Pressuremeter test ยังสามารถใช้คำนวณหาสัมประสิทธิ์ความดันที่สภาวะอยู่นิ่ง (At-rest earth pressure coefficient, K_0) ได้ดังนี้

$$K_0 = \frac{p_0}{\sigma'_{v0}}$$

p_0 คือ ความดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure) ที่เกิดขึ้นในสนาม

σ'_{v0} คือ ความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล ซึ่งคำนวณได้จากผลคูณของหน่วยน้ำหนักจมน้ำ (Submerged unit weight) และความลึก ณ จุดที่พิจารณา

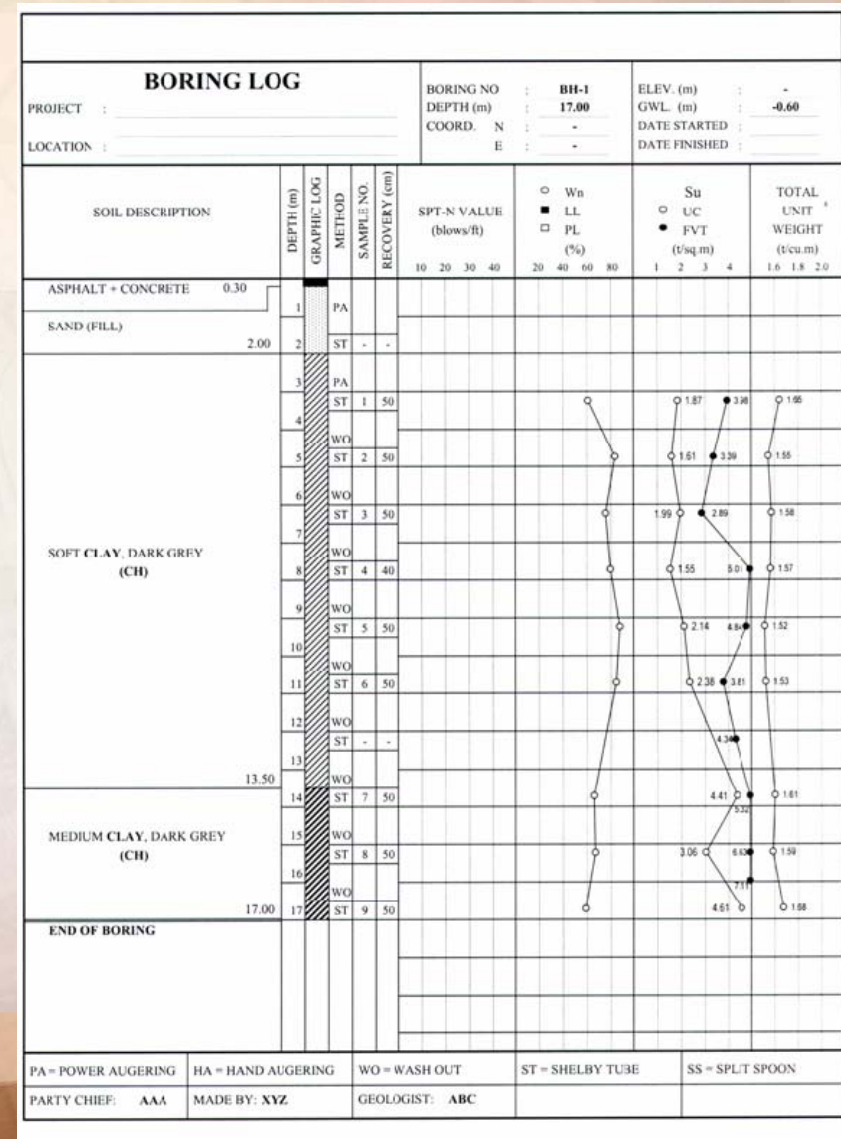
1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน

หัวข้อที่จำเป็นต้องมีในรายงานการเจาะสำรวจได้แก่

1. บทนำ ได้แก่ บทสรุปอย่างคร่าวๆ ของโครงการ ขั้นตอนการสำรวจ ตำแหน่งและชื่อของโครงการ
2. ลักษณะของตำแหน่งโครงการ ได้แก่ คำบรรยายลักษณะทั่วไปของบริเวณที่เจาะสำรวจ และแผนที่แสดงตำแหน่งของโครงการ พื้นที่ใกล้เคียง และตำแหน่งของหลุมเจาะ
3. สภาพชั้นดิน ได้แก่ ลักษณะของชั้นดินอย่างละเอียด ซึ่งแสดงผลทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม ระดับน้ำใต้ดิน และสภาพการระบายน้ำ
4. ข้อเสนอแนะ ได้แก่ คำแนะนำที่จำเป็นและถูกต้องตามหลักวิชาการสำหรับการออกแบบและก่อสร้าง
5. เอกสารอ้างอิง
6. ภาคผนวก ควรประกอบด้วยข้อมูลที่สำคัญที่ได้จากการเจาะสำรวจ อันได้แก่ Boring log ผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ และผลทดสอบในสนาม เป็นต้น

1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน

Boring log เป็นรูปแบบของเอกสารที่แสดงเชิงกราฟของข้อมูลรายละเอียดชั้นดิน และต้องประกอบด้วย ชื่อของบริษัทที่เจาะสำรวจ ชื่อโครงการ สถานที่เจาะสำรวจ วันที่ทำการเจาะสำรวจและวันที่แล้วเสร็จ ระดับน้ำใต้ดิน สภาพชั้นดิน และผลทดสอบในสนาม



1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

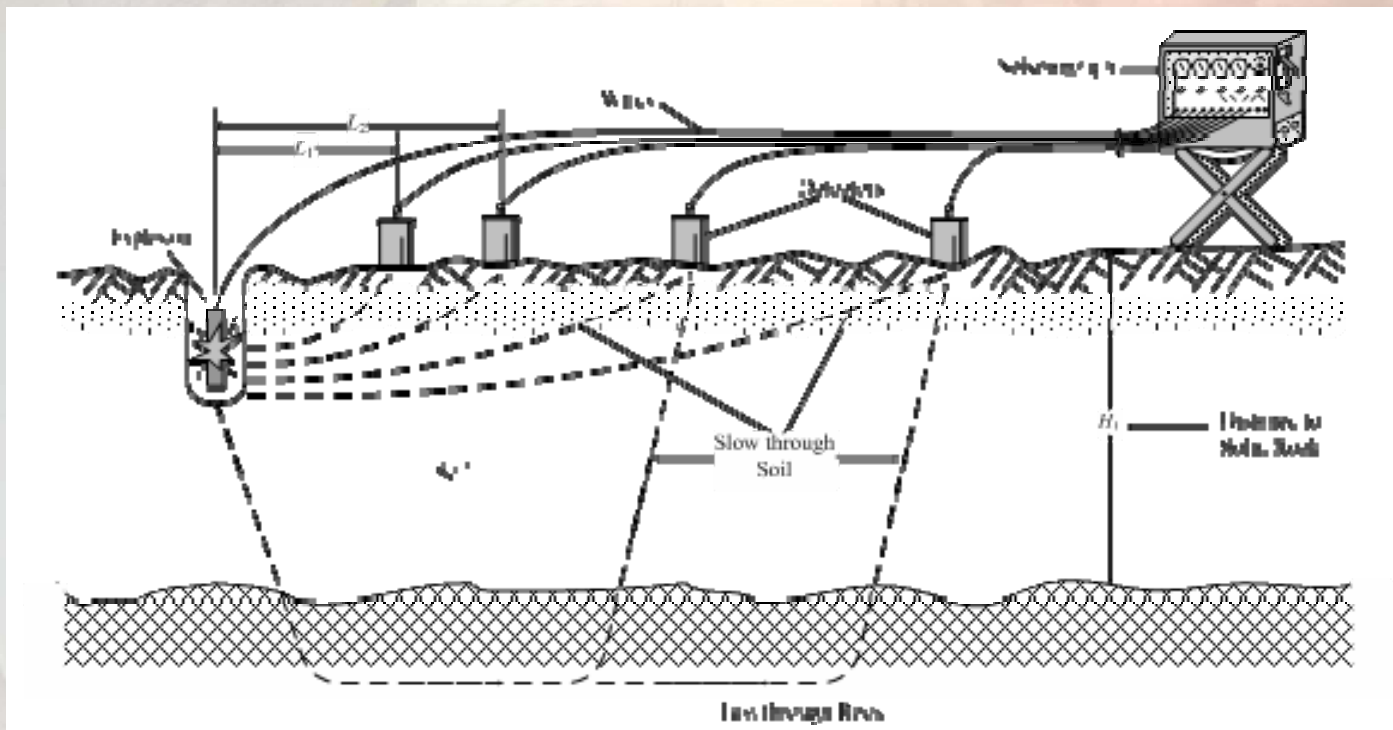
การสำรวจจะไม่มีภาระหลุมสำรวจเพื่อเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติ นอกจากนี้ยังใช้เวลาและค่าใช้จ่ายต่ำ ข้อมูลที่ได้สามารถครอบคลุมบริเวณกว้าง อย่างไรก็ตาม การเจาะหลุมสำรวจเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินฐานรากก็ยังคงต้องดำเนินการควบคู่เพื่อให้ได้ผลทดสอบที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือ

ในที่นี้จะขอกล่าวถึงการสำรวจธรณีฟิสิกส์ 2 วิธีคือ

1. การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)
2. การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)



ลักษณะผลทดสอบการสำรวจชั้นดินโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

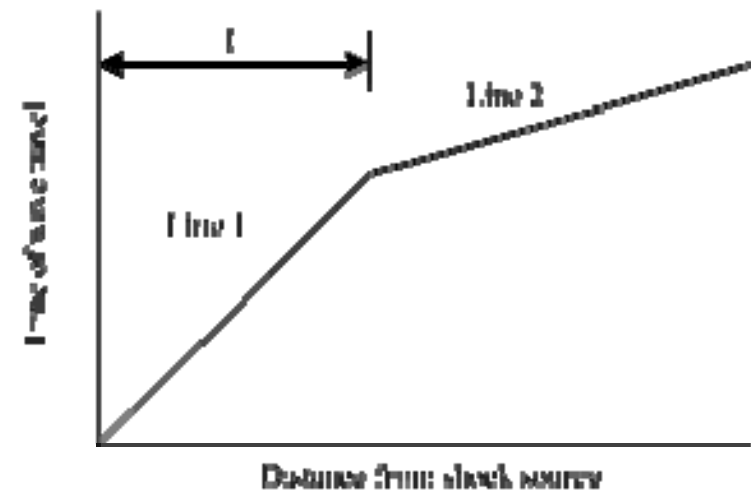
การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)

ความเร็วของคลื่นผ่านชั้นดินคำนวณได้จากส่วนกลับของความชันของเส้นตรงที่ 1 ดังสมการ

$$v_1 = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1}$$

L_1 และ L_2 คือ ระยะทางจากจุดกำเนิดถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

t_1 และ t_2 คือ เวลาของคลื่นลูกแรกถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ



Note: 1. Reciprocal of slope of Line 1:
2. Reciprocal of slope of Line 2

ผลทดสอบการสำรวจชั้นดินโดยอาศัย
คลื่นการสั่นสะเทือน

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)

สำหรับชั้นดินหลายชั้น ซึ่งความหนาของชั้นดินชั้นบนมีความสม่ำเสมอ เราสามารถประมาณความหนาของดินชั้นบนได้จาก

$$H_1 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

H_1 คือ ความหนาของดินชั้นแรก

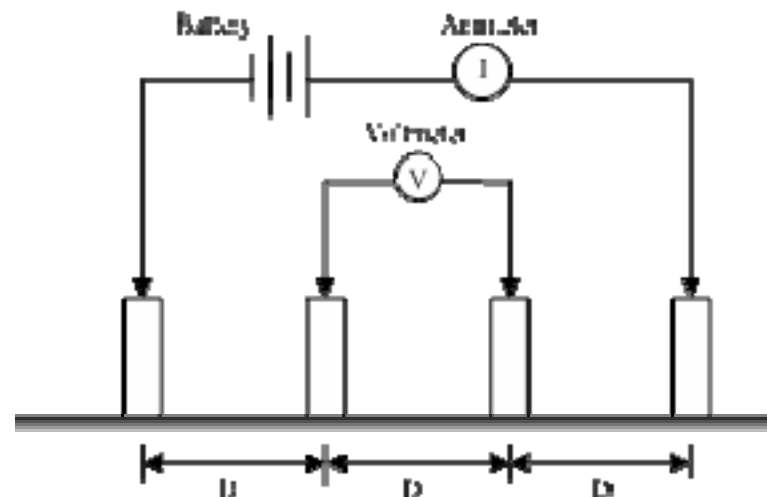
L คือ ความยาวจากกราฟที่เส้นความลาดสองเส้นตัดกัน

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)

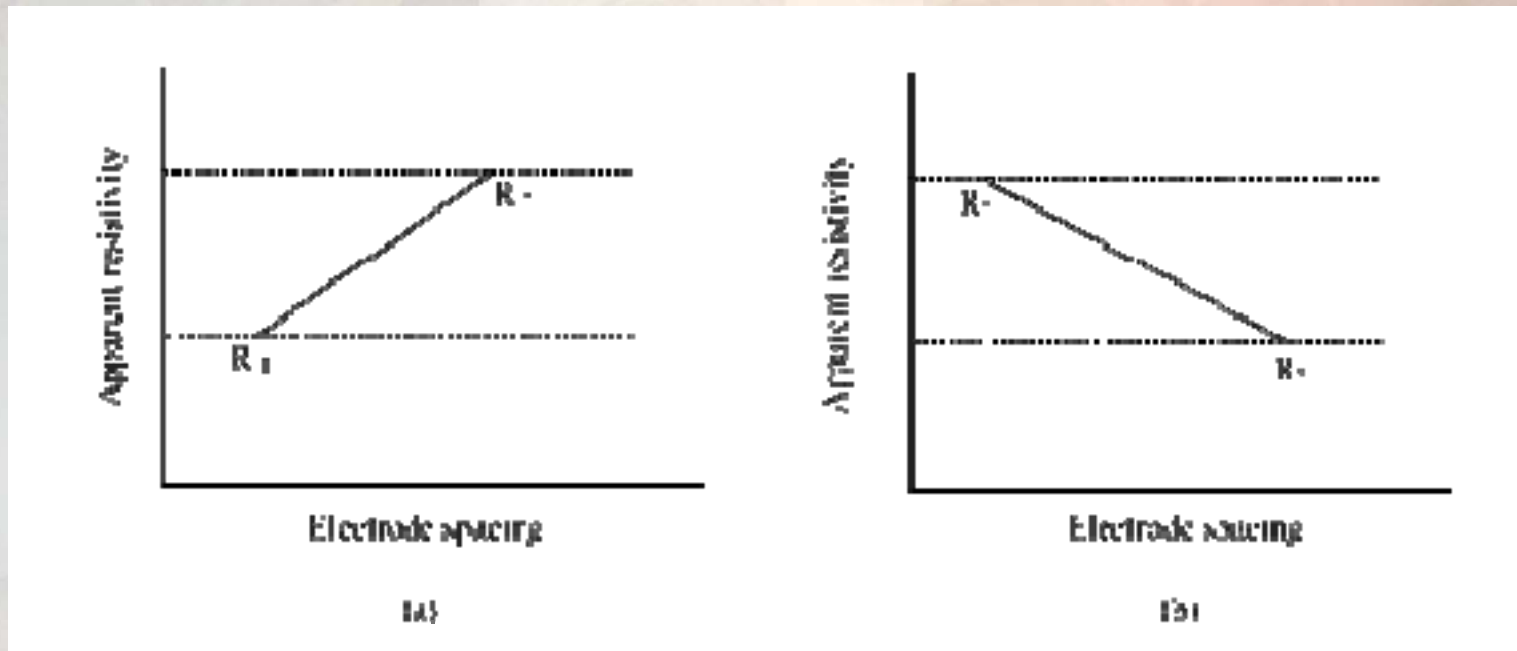
การสำรวจเพื่อหาลักษณะของชั้นดินโดยวิธีนี้สามารถหาได้ทั้งในแนวราบและแนวลึก การหาลักษณะชั้นดินในแนวราบ (Electrical profiling) ทำโดยจัดวางตัว Electrode ทั้ง 4 ตัวตามแนวที่ต้องการสำรวจ โดยระยะห่างระหว่าง Electrode จะเท่ากัน ระยะห่างของ Electrode ที่น้อยที่สุดไม่ควรเกินครึ่งหนึ่งของความหนาของดินชั้นแรกและไม่ควรเกิน 1 เมตร และระยะห่างที่มากที่สุดควรมีค่าประมาณ 5 ถึง 10 เท่า ของความลึกที่ต้องการสำรวจ

การจัดเรียงอุปกรณ์ความต้านทานไฟฟ้า
แบบ *Wenner method*



1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)



ผลทดสอบการเปลี่ยนแปลงชั้นดินจากการสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

ค่าความต้านทานของดินและหินต่าง ๆ (Sowers, G.B., and Sowers, G.F., 1970)

Material	Resistivity (ohm-centimeters)
Saturated organic clay or silt	500-2,000
Saturated inorganic clay or silt	1,000-5,000
Hard partially saturated clays and silts; saturated sands and gravels	5,000-15,000
Shales, dry clays and silts	10,000-50,000
Sandstone, dry sands and gravels	20,000-100,000
Sound crystalline rocks	100,000-1,000,000

ตัวอย่างที่ 1.1

จากผลการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ที่ความลึก 15 เมตร ในชั้นดินทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 18.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ได้ค่า N_{60} เท่ากับ 35 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 1.0 เมตร จงหาค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้

วิธีทำ จากความสัมพันธ์ $C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$

ความเค้นประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ $\sigma'_{vo} = (18.0 \times 1) + (8.2 \times 14) = 132.8$ กิโลปาสคาล

ดังนั้น $C_N = \sqrt{\frac{100}{132.8}} = 0.87$

เพราะฉะนั้น $N' = 35 \times 0.87 = 30$

ตัวอย่างที่ 1.2

จากผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) ในชั้นดินเหนียว ที่ระดับความลึกหนึ่ง ได้ค่าแรงบิดสูงสุดเท่ากับ 250 กิโลกรัม-เซนติเมตร ใบพัดที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด 55 x 110 มิลลิเมตร จงคำนวณหา กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน เมื่อดินเหนียวมีค่าดัชนีสภาพพลาสติกเท่ากับ 65 เปอร์เซ็นต์

วิธีทำ

$$S_{u(\text{Vaneshear})} = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right]}$$
$$S_{u(\text{Vaneshear})} = \frac{250 \times 10}{\pi \left[\frac{5.5^2 \times 11}{2} + \frac{5.5^3}{6} \right]} = 4.1 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

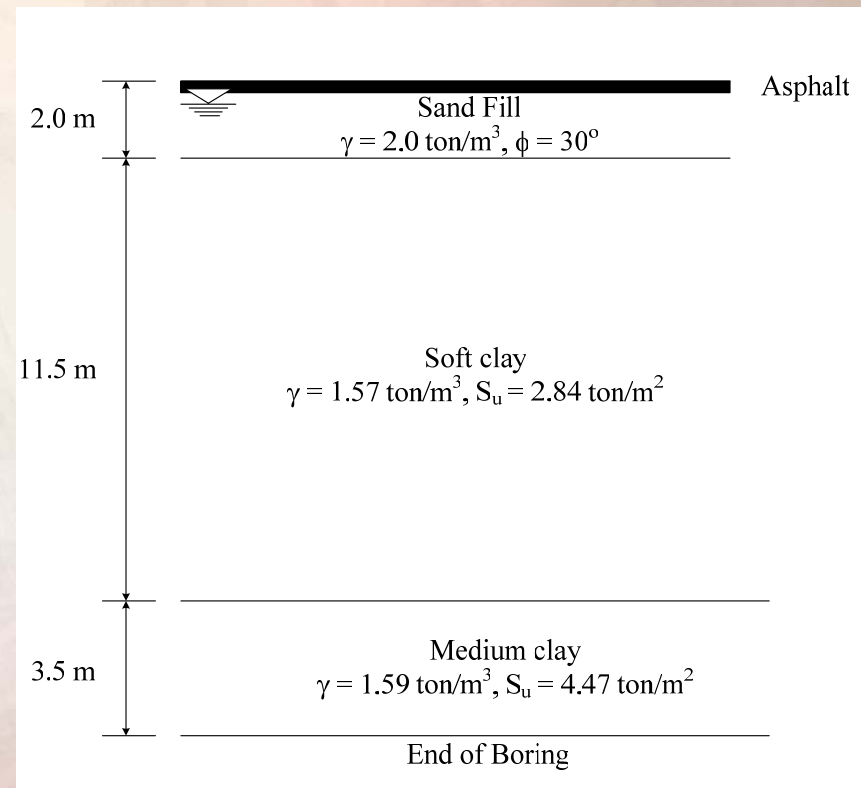
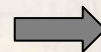
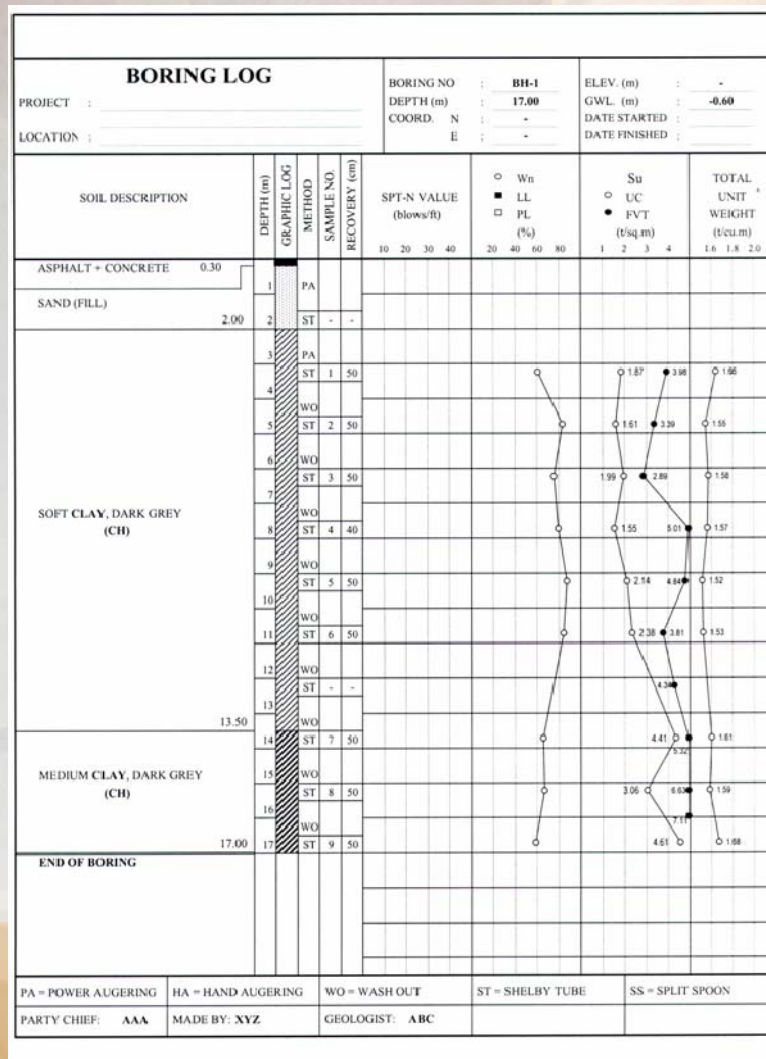
$$\mu = 1.7 - 0.54 \log(PI) = 1.7 - 0.54 \log(65) = 0.72$$

ดังนั้น

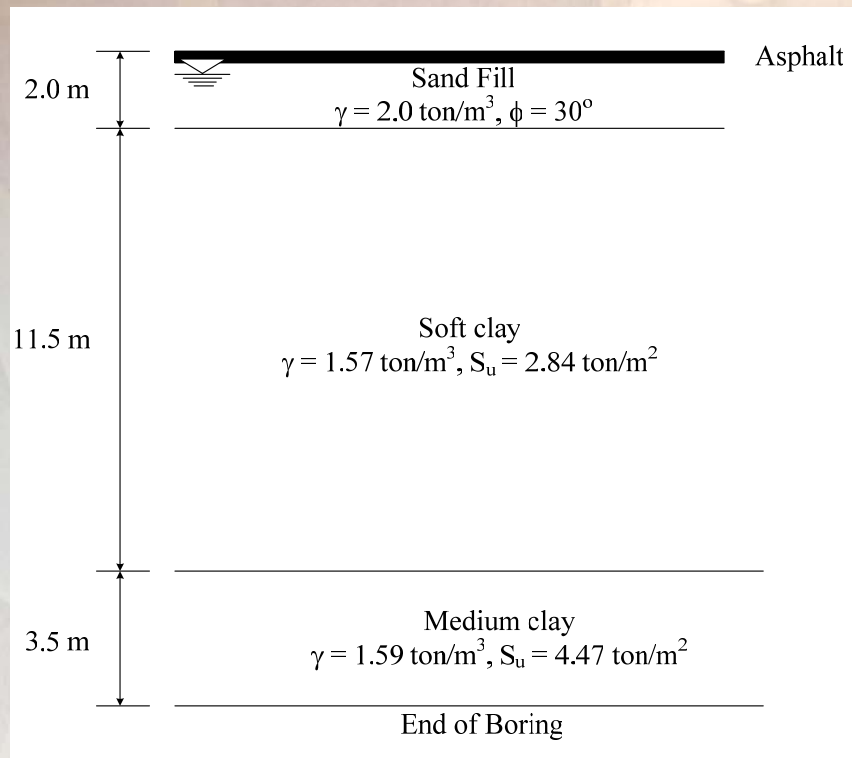
$$S_{u(\text{cor.vane})} = 0.72 \times 4.1 = 3.0 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 1.3

จาก Boring log ดังแสดงในรูป จงแสดงชั้นดินเพื่อการออกแบบ



ตัวอย่างที่ 1.3



วิธีทำ

หน่วยน้ำหนักในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง
ปานกลางคำนวณได้จากค่าเฉลี่ยตลอดความลึก ดังนี้

$$\gamma_{\text{softclay}} = \frac{1.65 + 1.59 + 1.58 + 1.57 + 1.52 + 1.53}{6} = 1.57 \quad \text{ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$\gamma_{\text{mediumclay}} = \frac{1.61 + 1.59 + 1.58}{3} = 1.59 \quad \text{ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 1.3

กำลังต้านทานแรงเฉือนในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางคำนวณได้จากทั้งผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวและผลทดสอบด้วยใบพัด เนื่องจากโจทย์ไม่ได้กำหนดดัชนีสภาพพลาสติก จึงสมมติให้ดัชนีสภาพพลาสติกมีค่าคงที่ตลอดความลึกประมาณเท่ากับ 70 เปอร์เซ็นต์

ชั้นดินเหนียวอ่อน

$$S_{u(UCtest)} = \frac{1.87 + 1.61 + 1.99 + 1.55 + 2.14 + 2.38}{6} = 1.92 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

$$S_{u(vaneshear)} = \frac{3.98 + 3.39 + 2.89 + 5.01 + 4.84 + 3.81 + 4.34}{7} = 4.04 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

$$S_{u(cor.vane)} = \left[1.7 - 0.54 \log(70) \right] \times 4.04 = 2.84 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 1.3

ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง

$$S_{u(UCtest)} = \frac{4.41 + 3.06 + 4.61}{3} = 4.03 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

$$S_{u(vaneshear)} = \frac{5.32 + 6.63 + 7.11}{3} = 6.35 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

$$S_{u(cor.vane)} = \left[1.7 - 0.54 \log(70) \right] \times 6.35 = 4.47 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบด้วยใบพัดให้ค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงอัดแกนเดียว เนื่องจากดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางได้รับการกระทบกระเทือนจากการเจาะสำรวจและการขนส่งดิน จึงทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่าค่าจริงในสนาม



GROUND WATER OBSERVATION				BORING LOG		BORING NO.	BH. 1	
DATE	TIME	EL. OF HOLE	EL. OF WATER			SURFACE EL.	0.00 m	
30/6/04	15:00	0.00 m	-1.10 m	LOCATION : Nakhon-Ratchasima		DATE START	30 June 2004	
1/7/04	18:00	0.00 m	-1.20 m			DATE FINISH	30 June 2004	
DEPTH (m)	SOIL PROFILE	SAMPLE TYPE NO.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST RESULTS, N (BLOWS/FT)	$S_u = q_u/2$	TOTAL UNIT WT.	WATER CONTENT (%) w _n - NATURAL (%) LL - LIQUID LIMIT (%) PI - PLASTICITY INDEX (%)	GRAIN SIZE ANALYSIS % PASSING SIEVE NO.
0					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
0					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
1					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
1					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
2					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
2					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
3					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
3					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
4					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
4					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
5					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
5					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
6					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
6					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
7					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
7					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
8					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
8					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
9					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
9					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
10					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
10					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
11					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
11					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
12					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		
12					$\frac{N}{60}$	$\frac{N}{60}$		



๘๘
วิธีทำ

เนื่องจากชั้นดินดังกล่าวเป็นชั้นทราย ต้องมีการ
ปรับแก้ค่าตัวเลขทะเลลุ่มลงมาตรฐานเนื่องจาก
อิทธิพลของความเค็มในแนวตั้งประสิทธิผล

ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก 1.20 เมตร
จากผิวดิน

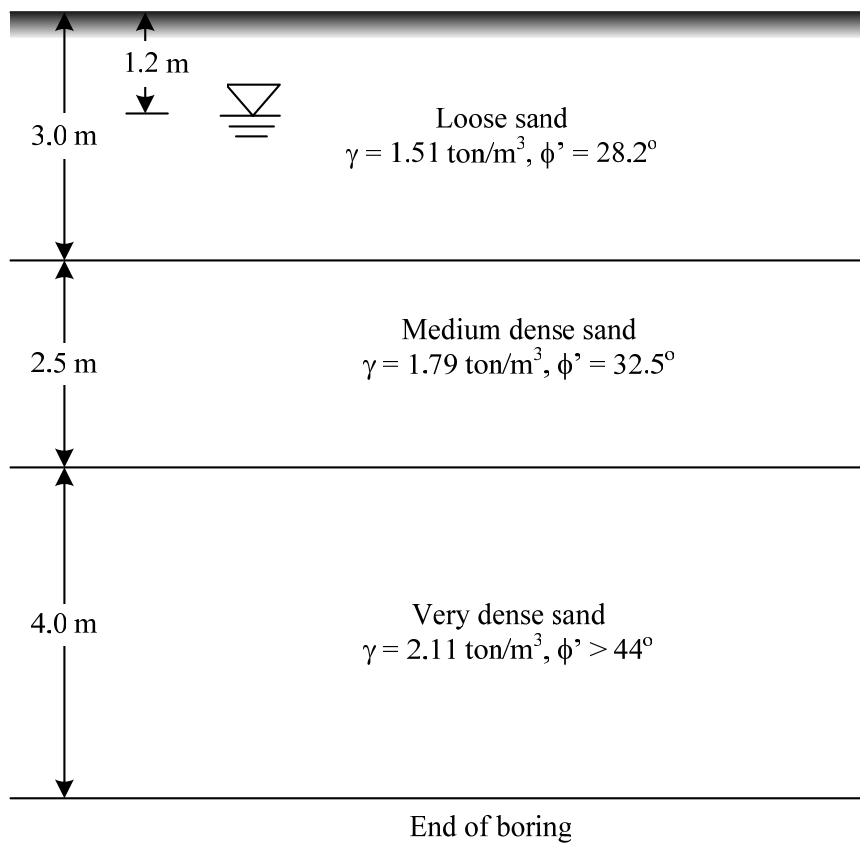
สมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินมีค่าคงที่โดยเป็น
ค่าเฉลี่ยของหน่วยน้ำหนักซึ่งเท่ากับ 1.80 ตัน
ต่อลูกบาศก์เมตร

ตัวอย่างที่ 1.4

Depth (m)	σ'_v (kPa)	N_{60}	C_N	N'
1.9	$(1.20 \times 18.0) + (0.70 \times 8.0) = 27.2$	3	$\sqrt{\frac{100}{27.2}} = 1.92$	$1.92 \times 3 = 6$
3.2	$27.2 + (1.3 \times 8.0) = 37.6$	11	$\sqrt{\frac{100}{37.6}} = 1.63$	$1.63 \times 11 = 18$
4.9	$37.6 + (1.7 \times 8.0) = 51.2$	25	$\sqrt{\frac{100}{51.2}} = 1.40$	$1.40 \times 25 = 35$
6.2	$51.2 + (1.3 \times 8.0) = 61.6$	100	$\sqrt{\frac{100}{61.6}} = 1.27$	$1.27 \times 100 = 127$
7.9	$61.6 + (1.7 \times 8.0) = 75.2$	105	$\sqrt{\frac{100}{75.2}} = 1.15$	$1.15 \times 105 = 121$
9.3	$75.2 + (1.4 \times 8.0) = 86.4$	108	$\sqrt{\frac{100}{86.4}} = 1.07$	$1.07 \times 108 = 116$

ตัวอย่างที่ 1.4

จากการปรับแก้ตัวเลขหุลหะลงมาตรฐาน สามารถแบ่งชั้นดินออกเป็นสามชั้น



ความลึก 0.0-3.0 เมตร - ทรายหลวม

$$N' = 6$$

ความลึก 3.0-5.5 เมตร - ทรายแน่นปานกลาง

$$N' = (18+35)/2 = 22$$

ความลึก 5.5-9.5 เมตร - ทรายแน่นมาก

$$N' = (127+121+116)/3 = 121$$

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

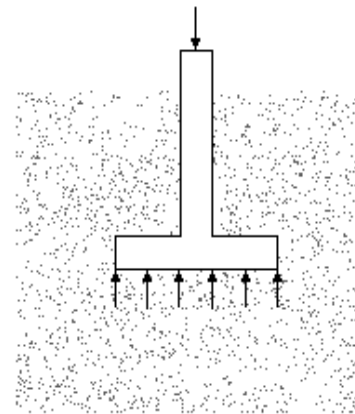
2

ฐานรากตื้น : ทฤษฎีและการออกแบบ

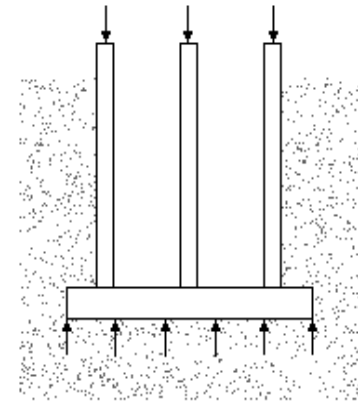
(SHALLOW FOUNDATION : THEORY AND DESIGN)

2.1 บทนำ

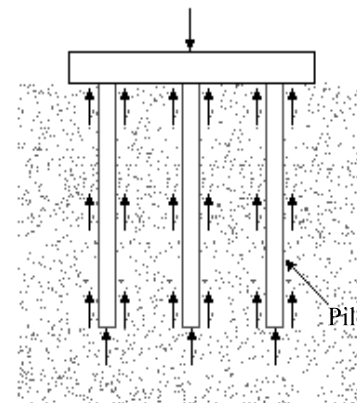
ฐานราก คือ ส่วนล่างสุดของโครงสร้าง ซึ่งมีหน้าที่ถ่ายน้ำหนักทั้งหมดจากโครงสร้างลงสู่พื้นดิน การออกแบบฐานรากที่ดีคือการออกแบบให้ความเค้นที่ถ่ายลงสู่ดินมีค่าไม่เกินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุก (**Overstress**) จนก่อให้เกิดการทรุดตัวมากเกินไป และการวิบัติของดินเนื่องจากแรงเฉือน



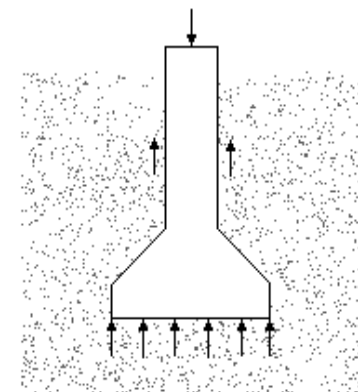
Spread footing
(a)



Mat foundation
(b)



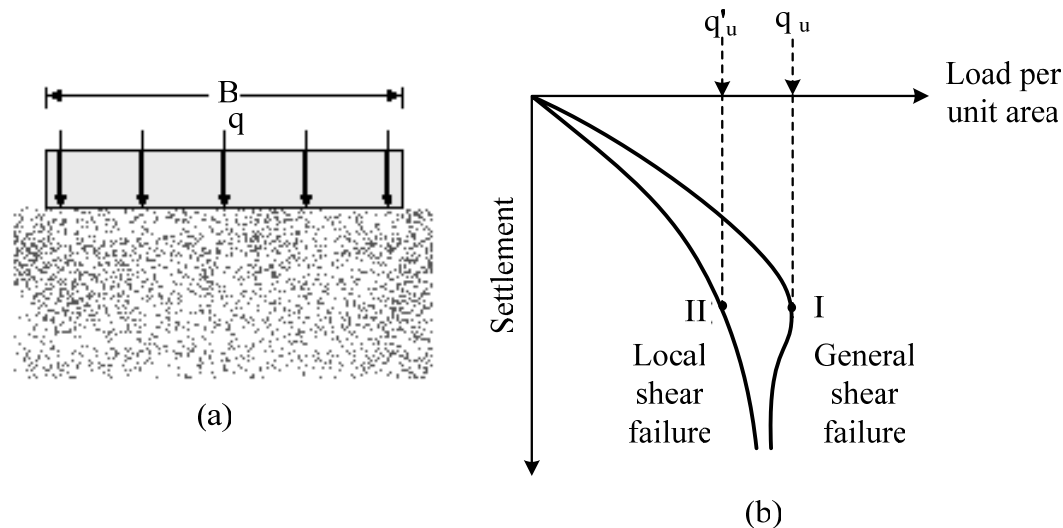
Pile foundation
(c)



Drilled shaft foundation
(d)

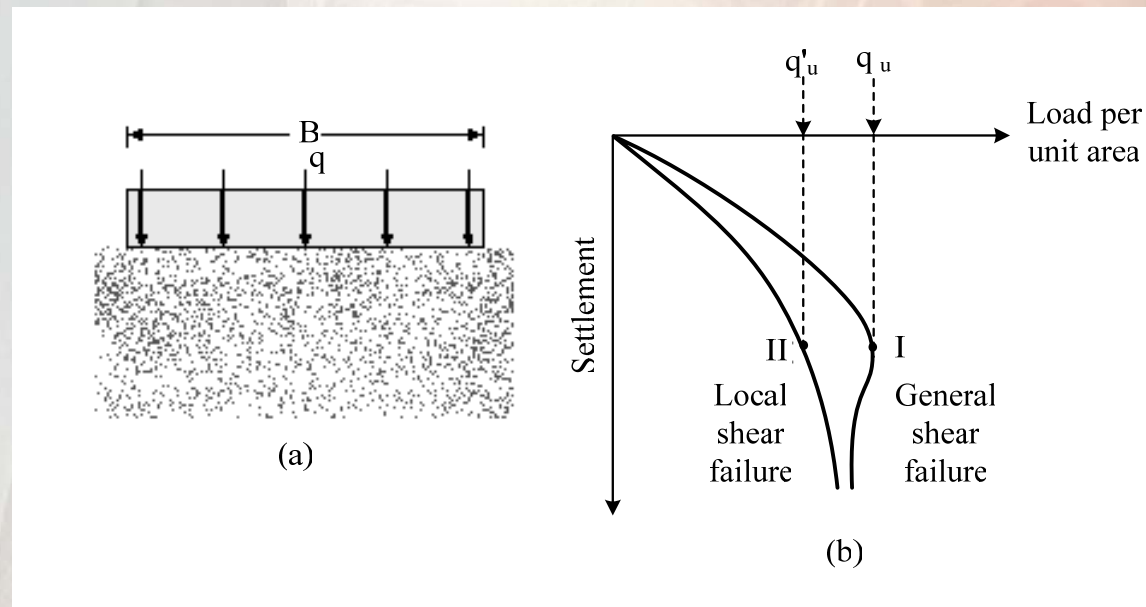
2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัษย์สำหรับฐานรากตื้น

พิจารณาฐานแถบ (Strip footing) ที่มีความกว้าง B วางอยู่บนชั้นดินทรายแน่น เมื่อมีน้ำหนักกระทำบนฐานรากเท่ากับ q ต่อพื้นที่ 1 หน่วย จะเกิดการทรุดตัวของฐานราก ขณะที่ q เพิ่มขึ้น ฐานรากก็จะทรุดตัวเพิ่มขึ้นด้วย จนกระทั่งเกิดการวิบัติ (Bearing capacity failure) เมื่อ $q = q_u$ จะก่อให้เกิดการทรุดตัวอย่างมากของฐานราก ดินด้านเดียวหรือทั้งสองด้านของฐานรากจะเกิดการบวมตัว และแนวการลื่นไถล (Slip surface) จะขยายตัวไปจนถึงผิวดิน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวจะมีลักษณะเหมือน Curve I ในรูป b เรียกว่า *General shear failure*

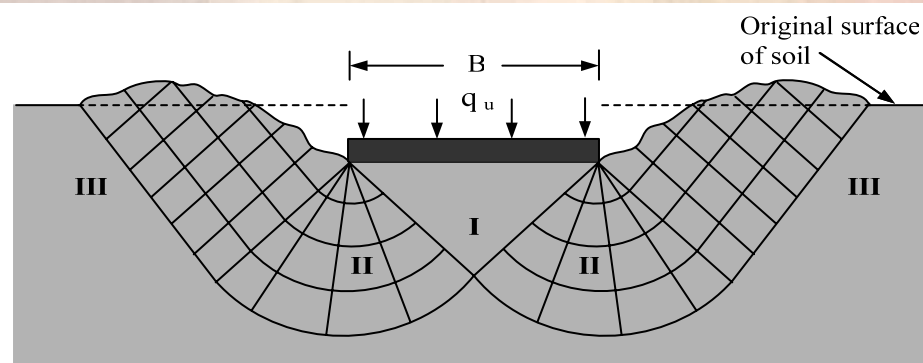


2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากตื้น

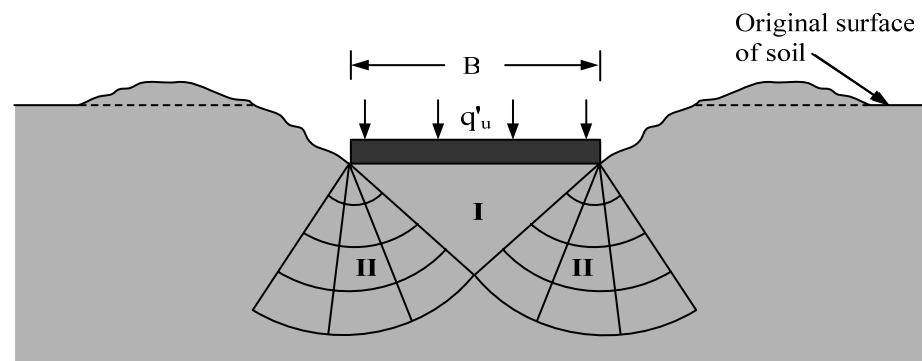
ถ้าฐานรากมีความกว้างและระยะฝังมากขึ้น และตั้งอยู่ในดินที่อัดตัว (Compressible soil) ได้ เช่น ทรายหลวมหรือแน่นปานกลาง ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับการทรุดตัวจะเป็นแบบ Curve II ในรูป b หลังจาก $q = q'_u$ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวจะมีความชันและความเป็นเส้นตรงมากขึ้น ลักษณะการวิบัติของดินแบบนี้เรียกว่า **Local shear failure**



2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากตื้น



(a) General shear failure of soil



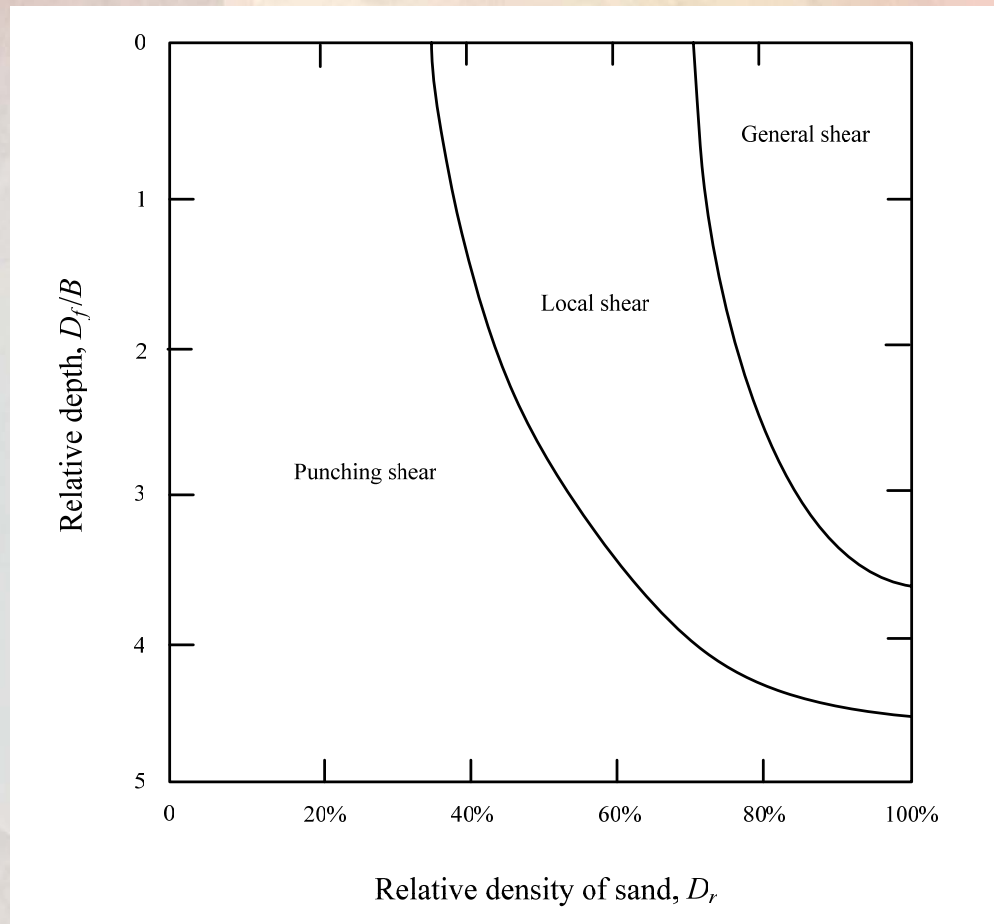
(b) local shear failure of soil

กำลังแบกทานประลัยของฐานรากตื้น

2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัษสำหรับฐานรากตื้น

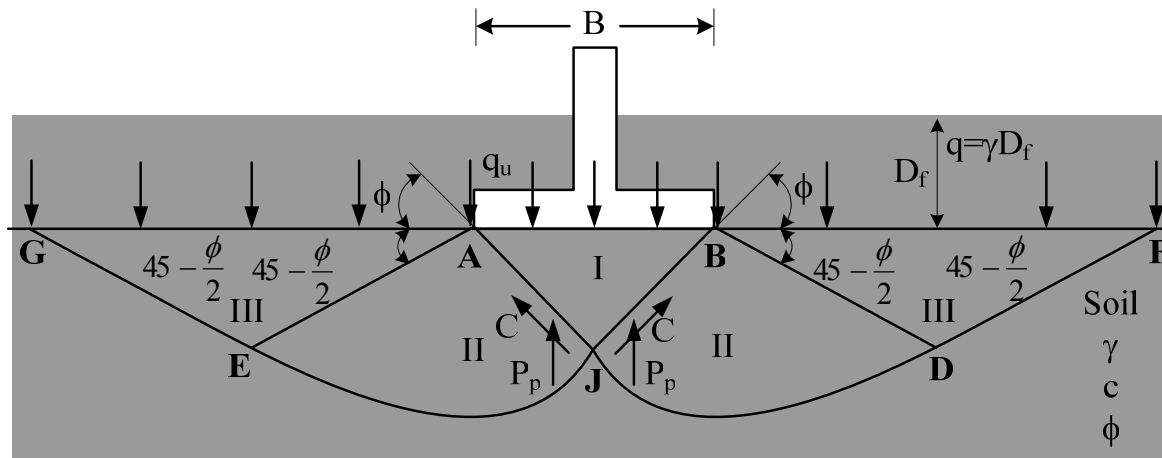
Vesic (1973) ได้ศึกษาลักษณะการวิบัติทั้งสามแบบจากผลทดสอบการรับน้ำหนักของฐานรากวงกลมที่ตั้งบนชั้นทราย พบว่า ลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้นขึ้นอยู่กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) ฐานรากลึกจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ **Punching shear** ฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและทรายแน่นจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ **General shear** ฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายหลวมถึงแน่นปานกลาง ($30\% < D_r < 67\%$) มีโอกาสที่จะวิบัติแบบ **Local shear** และฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายหลวม ($D_r < 30\%$) มีแนวโน้มที่จะวิบัติแบบ **Punching shear**

2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากตื้น

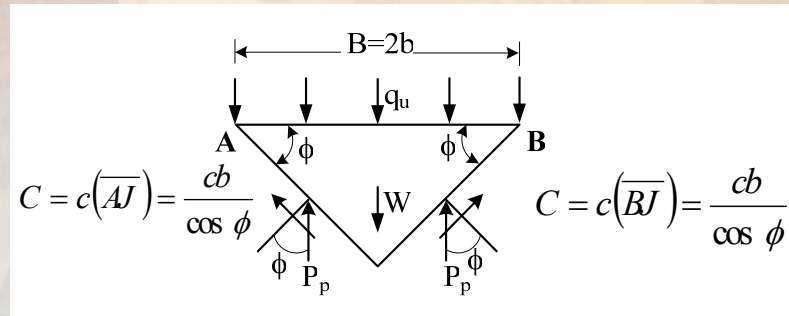


ลักษณะการวิบัติของฐานรากวงกลมในชั้นทราย *Chattahoochee* (Vesic, 1973)

กลไกการวิบัติของดินที่เสนอโดย Terzaghi สำหรับการหาค่าลึงรับแรงแบกทานของดินที่เกิดการวิบัติแบบ **General shear failure** ที่ระยะฝัง (D_f) ลิม ABJ (โซน I) คือโซนยึดหยุ่น ทั้ง AJ และ BJ ทำมุม ϕ กับแนวนอน โซน II (AJE และ BJD) คือโซนแรงเฉือน และ โซน III คือโซนต้านรับของแรนกิน (Rankine passive) เส้นการวิบัติ JD และ JE เป็นส่วนโค้งที่เป็นฟังก์ชันของล้อยคการทิ่ม และเส้น DF และ EG เป็นเส้นตรง AE, BD, EG, และ DF ทำมุม $45 - \phi/2$ องศา กับแนวนอน



2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี



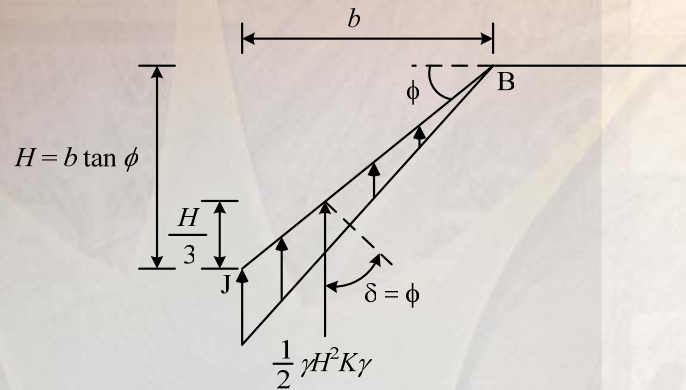
พิจารณาแผนภาพอิสระของลิ้ม **ABJ** ใต้ฐานรากยาว 1 หน่วย จะได้สมการสมดุลดังนี้

$$q_u(2b)(1) = -W + 2C \sin \phi + 2P_p$$

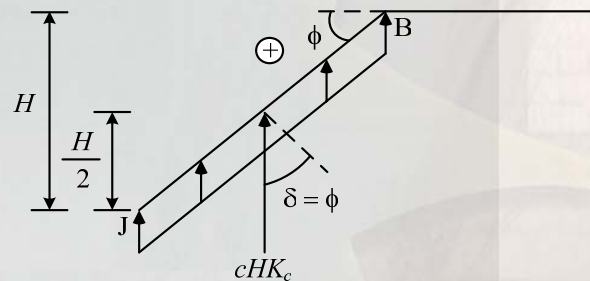
เมื่อ $b = B/2$, W คือน้ำหนักของลิ้ม **ABJ** $= \gamma b^2 \tan \phi$ และ C คือแรงเหนี่ยวแน่น (Cohesion) ที่กระทำตลอดแนวบนแต่ละผิวหน้าของ **AJ** และ **BJ** ซึ่งเท่ากับหน่วยแรงเหนี่ยวแน่น (c) คูณความยาวของแต่ละผิวหน้า $= cb / (\cos \phi)$ ดังนั้น

$$2bq_u = 2P_p + 2bc \tan \phi - \gamma b^2 \tan \phi$$

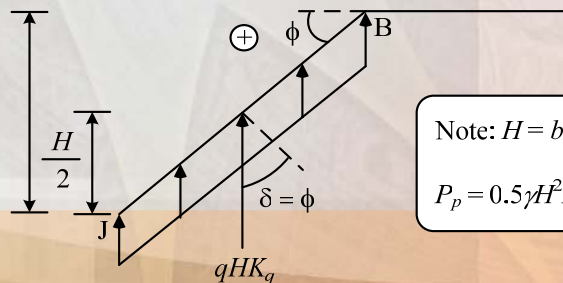
2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี



(a) Contribution of soil weight, γ



(b) Contribution of cohesion, c



(b) Contribution of surcharge, q

แสดงการกระจายของความดันต้านทานจากแต่ละส่วนประกอบบนลิ้ม BJ จะได้

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma (b \tan \phi)^2 K_\gamma + c (b \tan \phi) K_c + q (b \tan \phi) K_q$$

เมื่อ K_γ , K_c และ K_q คือสัมประสิทธิ์ความดันของดิน ซึ่งเป็นฟังก์ชันของมุมเสียดทานภายในของดิน

Note: $H = b \tan \phi$

$$P_p = 0.5 \gamma H^2 K_\gamma + c H K_c + q H K_q$$

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ

จากการรวมสมการ 2 สมการเข้าด้วยกัน จะได้

$$2bq_u = 2P_p + 2bc \tan \phi - \gamma b^2 \tan \phi + P_p = \frac{1}{2} \gamma (b \tan \phi)^2 K_\gamma + c (b \tan \phi) K_c + q (b \tan \phi) K_q$$



$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

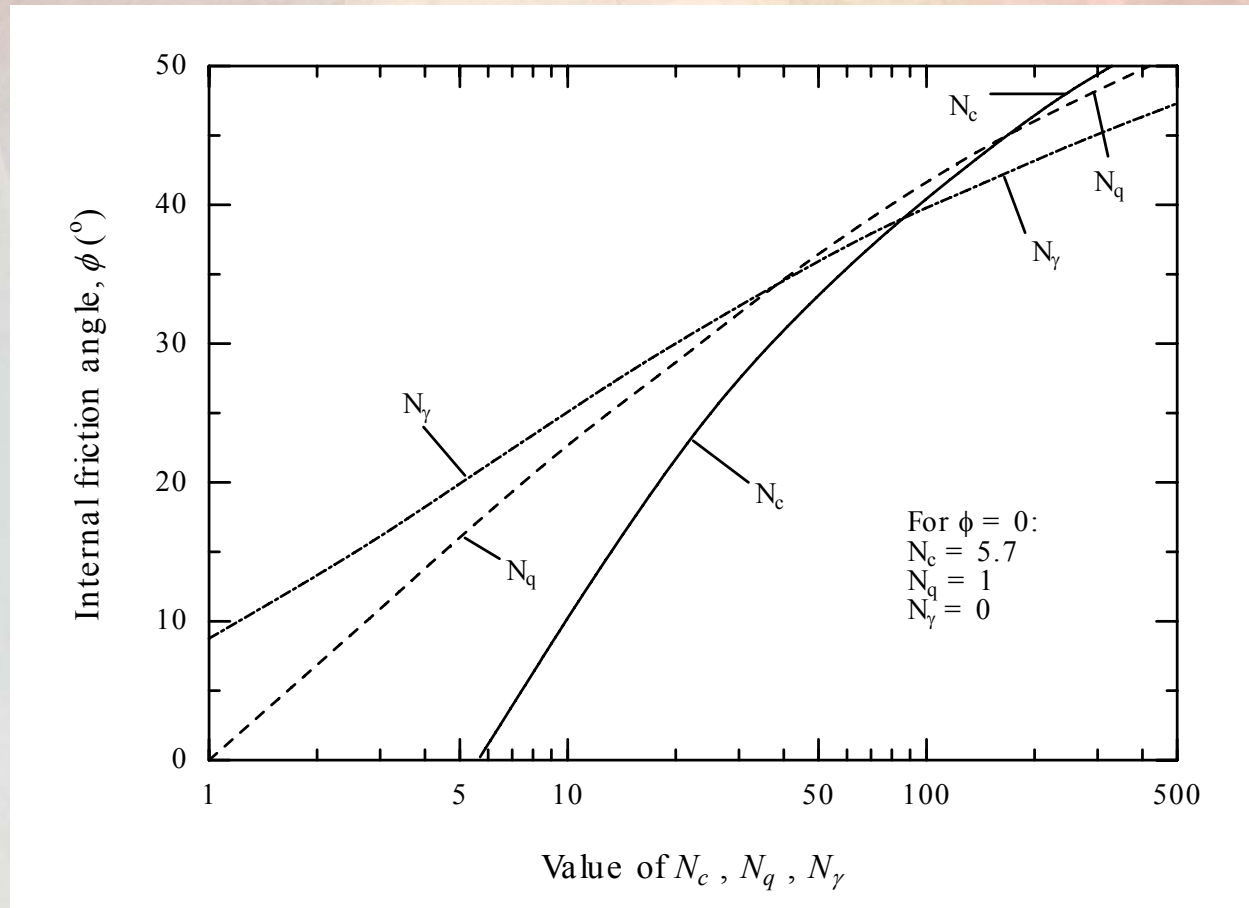
สมการกำลังรับแรงแบกทานของ **Terzaghi**

โดยที่

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = \frac{e^{\frac{270 - \phi}{180} \pi \tan \phi}}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left[\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 \phi} - 1 \right]$$

เมื่อ ϕ คือ มุมเสียดทานภายในของดินซึ่งมีหน่วยเป็นองศา

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ



ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานสำหรับการวิบัติแบบ **General shear failure**

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี

สมการ $q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$ สร้างมาจากพารามิเตอร์กำลังรวม ดังนั้นจึงเป็นสมการที่ใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงแบกทานในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ในกรณีที่ต้องการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในสภาวะระบายน้ำ (Drained condition) พารามิเตอร์กำลังที่ใช้จะเป็นพารามิเตอร์กำลังประสิทธิภาพ สมการกำลังรับแรงแบกทานประสิทธิภาพของฐานรากแถบในสภาวะระบายน้ำ คำนวณได้ดังนี้

$$q_u = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma$$

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ

สำหรับฐานรากแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม Terzaghi แนะนำสมการกำลังรับแรงแบกทานประลัย
ดังนี้

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

สำหรับฐานรากวงกลม

$$q_u = \left(1 + 0.3\frac{B}{L}\right)cN_c + qN_q + \left(0.5 - 0.1\frac{B}{L}\right)\gamma BN_\gamma$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เมื่อ B คือความกว้างและเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม ตามลำดับ

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ

ในกรณีการวิบัติของดินแบบ Local shear failure และ Punching shear failure Terzaghi เสนอให้ลดค่าของหน่วยแรงเหนียวน้ำ (Cohesion) ที่ใช้ในสมการกำลังรับแรงแบกทาน และลดค่ามุมเสียดทานภายในที่ใช้ในการหาค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน ค่าหน่วยแรงเหนียวน้ำและมุมเสียดทานสำหรับการวิบัติแบบ Local shear failure และ Punching shear failure (c_L , ϕ_L) คือ

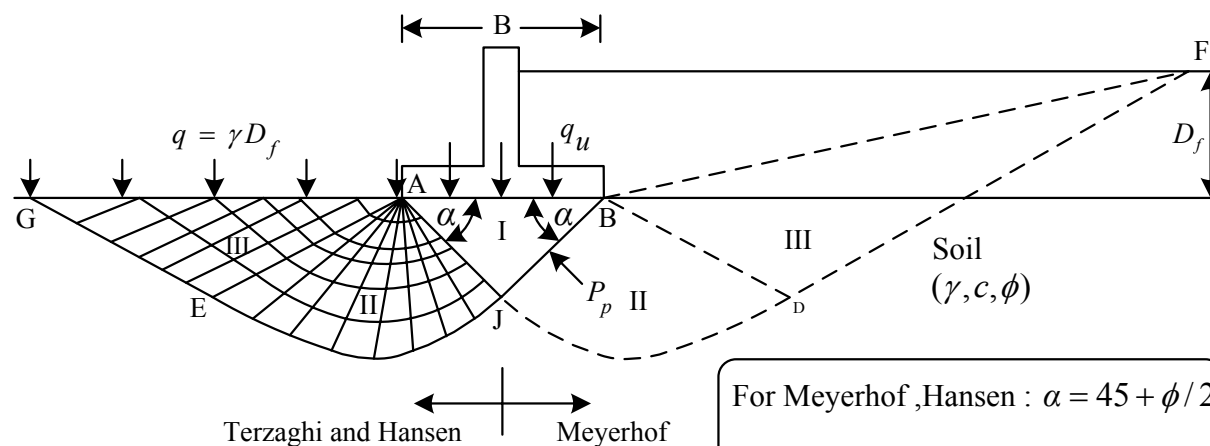
$$c_L = \frac{2}{3}c$$

$$\phi_L = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

สมการกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi สร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่า **AJ** และ **BJ** ของลิ้ม **ABJ** ทำมุม ϕ กับแนวนอน

Meyerhof (1963), Hensen (1970) และ DeBeer and Vesic (1958) ได้ทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานราก พบว่าด้าน AJ และ BJ ของลิ้ม ABJ ทำมุมประมาณ $45 + \phi/2$ องศา กับแนวนอน กลไกการวิบัติแบบนี้แสดงให้เห็นในรูปด้านล่าง



For Meyerhof ,Hansen : $\alpha = 45 + \phi / 2$

Terzaghi : $\alpha = \phi$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor)		
Meyerhof (1963)	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_q = 1.0$
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_c = 5.14$
	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_\gamma = 0.0$
Hansen (1970)	N_q เหมือนกับ Meyerhof	
	N_c เหมือนกับ Meyerhof	
	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_\gamma = 0.0$
Vesic (1973 ;1975)	N_q เหมือนกับ Meyerhof	
	N_c เหมือนกับ Meyerhof	
	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_\gamma = 0.0$
	และใช้ $N_\gamma = -2 \sin \theta$ เมื่อ $\theta > 0$	
	โดยที่ θ คือ มุมเอียงของน้ำหนักรรทุกจากแนวดิ่ง	

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

ในทางปฏิบัติ สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบไม่ใช่การเลือกใช้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานที่ได้จากสมการของ Terzaghi, Meyerhof, Hansen หรือ Vesic แต่เป็นการเลือกพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ที่ถูกต้องและเหมาะสม เนื่องจากมุมเสียดทาน (Friction angle) ที่แตกต่างกันเพียงเล็กน้อย ให้ค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานที่แตกต่างกันอย่างมาก

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

สมการ $q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$ ใช้ได้กับฐานรากแถบที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งเท่านั้น เพื่อให้สมการนี้สมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ได้มีนักวิจัยหลายท่านสร้างตัวคูณปรับแก้อิทธิพลของรูปร่างฐานราก ความลึก และลักษณะการกระทำของน้ำหนัก ดังนี้

- 1) ตัวคูณปรับแก้ความลึก (Depth factor) ใช้พิจารณาความต้านทานที่เพิ่มขึ้นตลอดแนวการวิบัติของดินเนื่องจากอิทธิพลของระยะฝัง
- 2) ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง (Shape factor) ใช้พิจารณารูปร่างและขนาดของฐานรากที่ไม่ใช่ฐานแถบ (Strip footing)
- 3) ตัวคูณปรับแก้ความลาดเอียง (Inclination factor) เพื่อคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากซึ่งมีแรงกระทำในแนวเอียง

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

สมการกำลังรับแรงแบกทานของดินสำหรับการวิบัติแบบ **General Shear Failure** สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$q_u = \lambda_c c N_c + \lambda_q q N_q + \frac{1}{2} \lambda_\gamma \gamma B N_\gamma$$

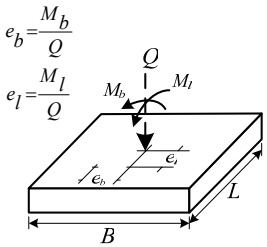
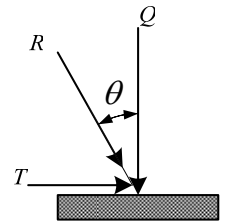
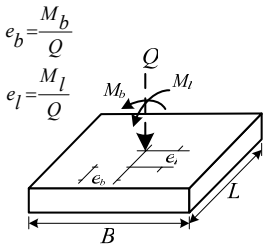
λ_c คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยแรงเหนียวน้ำ (Cohesion, c)

λ_q คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของความเค้นกดทับ (Overburden pressure, q)

λ_γ คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยน้ำหนักดิน (Unit weight, g)

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Meyerhof, 1953; 1963)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_γ	λ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	λ_{cs}	$\lambda_{\gamma s}$	λ_{qs}	
	$\phi > 10^\circ$	”	$1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	”	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		
ปรับแก้หน้าหนักบรรทุกเฉียง	$\phi = 0^\circ$	λ_{ci}	$\lambda_{\gamma i}$	λ_{qi}	
	$\phi > 10^\circ$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	$\left[1 - \frac{\theta}{\phi}\right]^2, \theta \leq \phi$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	
			0.0, $\theta > \phi$		
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	λ_{cd}	$\lambda_{\gamma d}$	λ_{qd}	
	$\phi > 10^\circ$	”	$1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	$1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	”	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		

$$\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd}$$

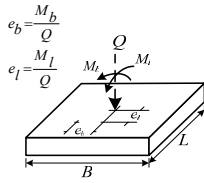
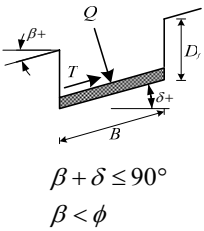
$$\lambda_\gamma = \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma i} \cdot \lambda_{\gamma d}$$

$$\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd}$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Hansen, 1970)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_γ	λ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	λ_{cs}	$\lambda_{\gamma s}$	λ_{qs}	
	$\phi > 0$	$0.2 \frac{B'}{L'}$ $1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'}$	1.0 $1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	1.0 $1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้หน้าหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0$	λ_{ci} $1 - \left[1 - \frac{T}{A'c_a} \right]^{1/2}$	λ_{qi} $\delta = 0 \left[1 - \frac{0.7T}{Q + A'c_a \cot \phi} \right]^5$	λ_{qi} $\left[1 - \frac{0.5T}{Q + A'c_a \cot \phi} \right]^5$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{qi} - \frac{1 - \lambda_{qi}}{N_q - 1}$	$\delta > 0 \left[1 - \frac{(0.7 - \delta / 450^\circ)H}{V + A'c_a \cot \phi} \right]^5$		
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0$	λ_{cd}	$\lambda_{\gamma d}$	λ_{qd}	
	$\phi > 0$	0.4k $1 + 0.4k$	1.0 1.0	1.0 $1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความเอียงของดินเหนือฐานราก	$\phi = 0$	$\lambda_{c\beta}$ $1 - \frac{\beta}{147.3^\circ}$	$\lambda_{\gamma\beta}$ $(1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$\lambda_{q\beta}$ $(1 - 0.5 \tan \beta)^5$	 $\beta + \delta \leq 90^\circ$ $\beta < \phi$
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\beta} - \frac{1 - \lambda_{q\beta}}{147.3^\circ}$			
ปรับแก้ความเอียงของฐานราก	$\phi = 0$	$\lambda_{c\delta}$ $1 - \frac{\delta}{147^\circ}$	$\lambda_{\gamma\delta}$ $e^{-0.047\delta \tan \phi}$	$\lambda_{q\delta}$ $e^{-0.035\delta \tan \phi}$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\delta} - \frac{1 - \lambda_{q\delta}}{147.3^\circ}$			

$$\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd} \cdot \lambda_{c\beta} \cdot \lambda_{c\delta}$$

$$\lambda_\gamma = \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma i} \cdot \lambda_{\gamma d} \cdot \lambda_{\gamma\beta} \cdot \lambda_{\gamma\delta}$$

$$\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd} \cdot \lambda_{q\beta} \cdot \lambda_{q\delta}$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$k = D_f / B \quad \text{เมื่อ} \quad D_f / B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1}(D_f / B) \quad \text{เมื่อ} \quad D_f / B > 1$$

B' คือความกว้างประสิทธิภาพ

$$\text{เท่ากับ } B - 2e_b$$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Vesic, 1973; 1975)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_γ	λ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	λ_{cs}	$\lambda_{\gamma s}$	λ_{qs}	
	$\phi > 0$	$1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'}$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้หน้าหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0$	$1 - \frac{mH}{A'c_a N_c}$	λ_{qi}	λ_{qi}	
	$\phi > 0$	$\lambda_{qi} - \frac{1 - \lambda_{qi}}{N_q - 1}$	$\left[1 - \frac{T}{Q + A'c_a \cot \phi} \right]^{m+1} > 0$	$\left[1 - \frac{T}{Q + A'c_a \cot \phi} \right]^m$	
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0$	λ_{cd}	$\lambda_{\gamma d}$	λ_{qd}	
	$\phi > 0$	$1 + 0.4k$	1.0	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความเอียงของดินเหนือฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\lambda_{c\beta}}{147.3^\circ}$	$\lambda_{\gamma\beta}$	$\lambda_{q\beta}$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\beta} - \frac{1 - \lambda_{q\beta}}{147.3^\circ}$	$(1 - \tan \beta)^2$	$(1 - \tan \beta)^2$	
ปรับแก้ความเอียงของฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\delta}{147^\circ}$	$\lambda_{\gamma\delta}$	$\lambda_{q\delta}$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\delta} - \frac{1 - \lambda_{q\delta}}{147.3^\circ}$	$(1 - 0.017\delta \tan \phi)^2$	$(1 - 0.017\delta \tan \phi)^2$	

$$\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd} \cdot \lambda_{c\beta} \cdot \lambda_{c\delta}$$

$$\lambda_\gamma = \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma i} \cdot \lambda_{\gamma d} \cdot \lambda_{\gamma\beta} \cdot \lambda_{\gamma\delta}$$

$$\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd} \cdot \lambda_{q\beta} \cdot \lambda_{q\delta}$$

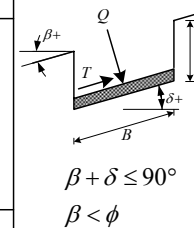
$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$k = D_f / B \quad \text{เมื่อ} \quad D_f / B \leq 1$$

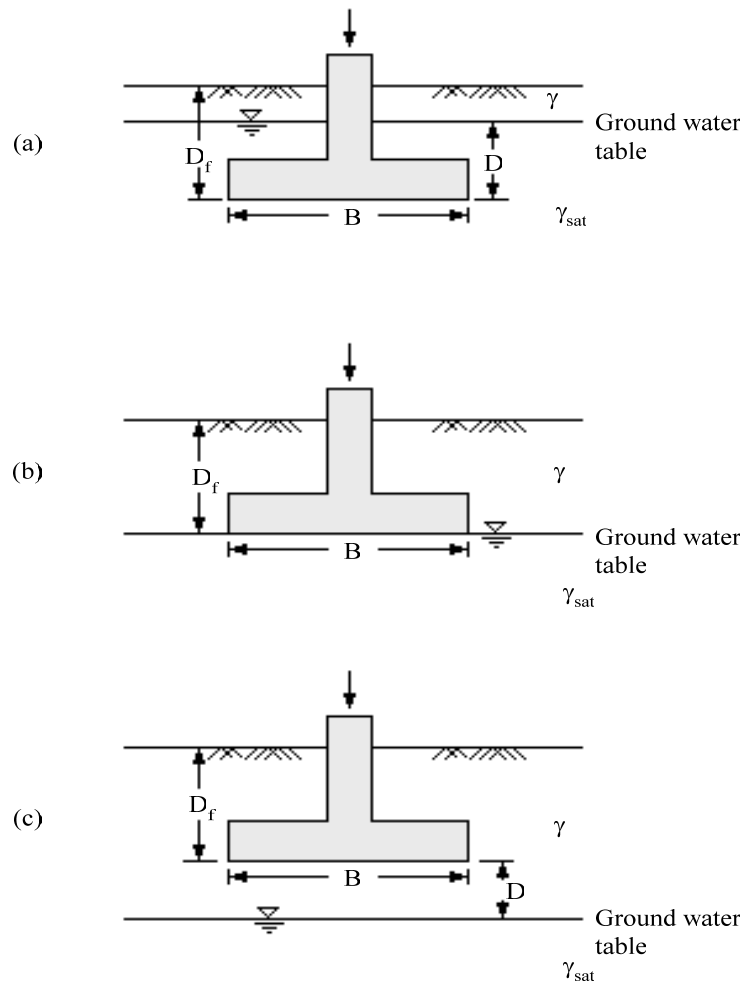
$$k = \tan^{-1}(D_f / B) \quad \text{เมื่อ} \quad D_f / B > 1$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + L/B} \quad \text{เมื่อ} \quad T // B$$

$$m = \frac{2 + L/B}{1 + B/L} \quad \text{เมื่อ} \quad T // L$$



2.5 ผลกระทบของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทาน



กรณีที่ 1 เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก D เหนือท้องฐานราก ค่าของ q' ในพจน์ที่สองคำนวณได้ดังนี้

$$q' = \gamma(D_f - D) + \gamma' D$$

กรณีที่ 2 เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ท้องฐานรากพอดี ขนาดของ q' จะเท่ากับ γD_f แต่หน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ'

กรณีที่ 3 เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก D จากท้องฐานราก ค่า q' จะเท่ากับ γD_f และค่าของหน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ_{av} โดยที่

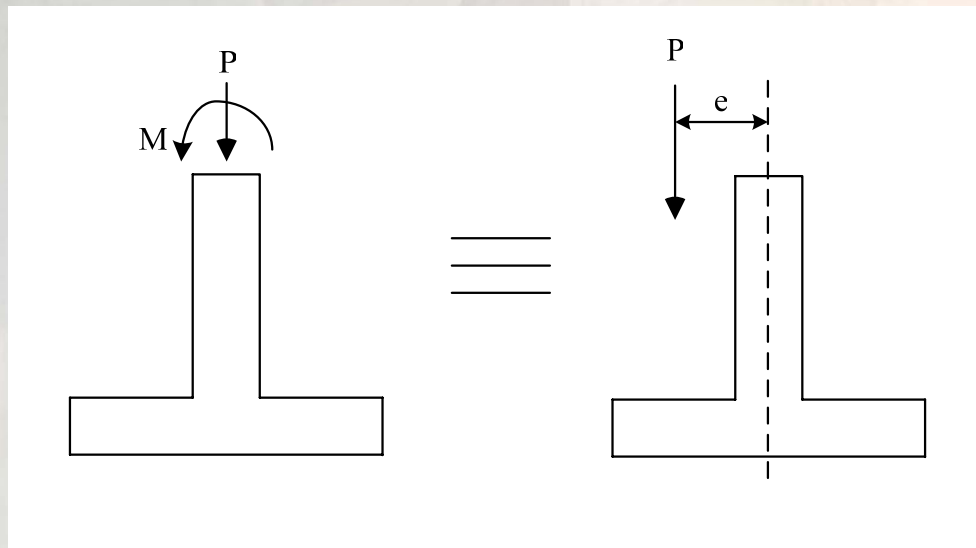
$$\gamma_{av} = \frac{1}{B} \left[\gamma D + \gamma' (B - D) \right] \quad \text{สำหรับ } D \leq B$$

$$\gamma_{av} = \gamma$$

$$\text{สำหรับ } D > B$$

2.6 ฐานรากที่รับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์

การออกแบบฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์ ต้องพิจารณาถึงความเหมาะสมของขนาดฐานราก และกำลังรับแรงแบกทานประลัยของดิน



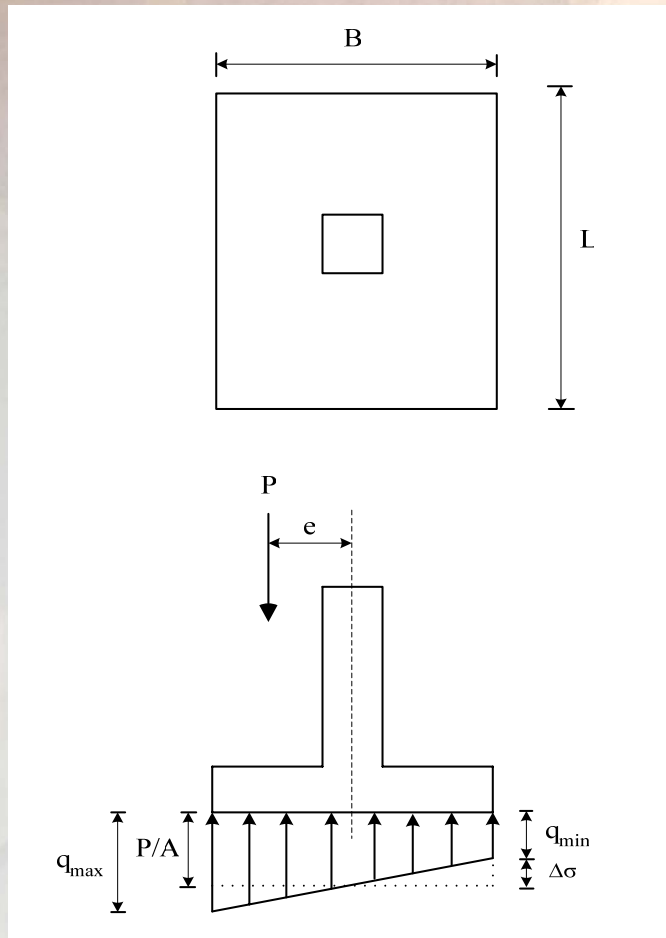
ฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม ระยะเยื้องศูนย์กลาง
สามารถคำนวณจาก

$$e = \frac{M}{P}$$

เมื่อ e คือระยะเยื้องศูนย์กลาง
 M คือโมเมนต์ที่กระทำต่อฐานราก
 P คือน้ำหนักบรรทุกบนฐานราก

2.6 ฐานรากดัดที่รับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์



ความเค้นที่เกิดขึ้นใต้ฐานราก

ความเค้นเนื่องจากโมเมนต์ ($\Delta\sigma$) สามารถคำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma = \frac{MC}{I}$$

C คือระยะจากแกนสะเทิน (Neutral axis) ถึงริมของฐานราก

I คือโมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia)

$$\Delta\sigma = \frac{6Pe}{AB}$$

A คือพื้นที่หน้าตัดของฐานราก

2.6 ฐานรากตื้นที่รับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์

ความเค้นรวมที่เกิดขึ้นใต้ฐานรากซึ่งเป็นผลรวมของความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ จะก่อให้เกิดความเค้นที่แตกต่างกันที่ริมของฐานราก โดยที่

$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \Delta\sigma = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \Delta\sigma = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

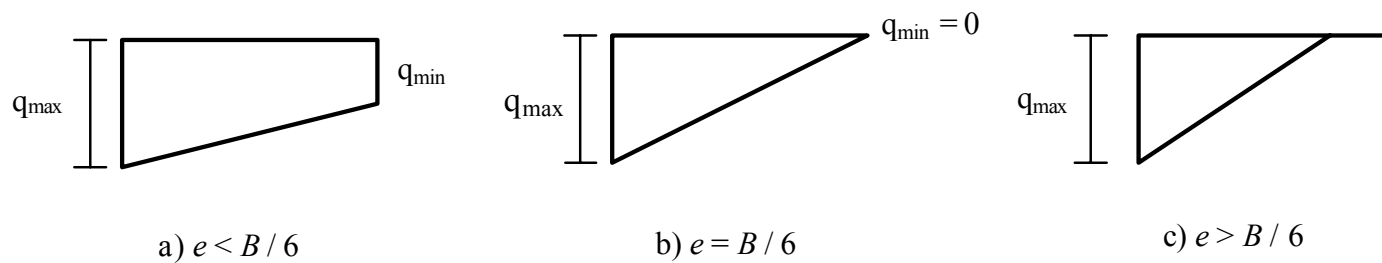
เมื่อ $q_{\min}$ และ $q_{\max}$ คือความเค้นต่ำสุดและสูงสุดที่กระทำต่อดินใต้ฐานราก ตามลำดับ

จะเห็นได้ว่า $q_{\min} = 0$ เมื่อ $\frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 0$ นั่นคือสถานะที่

$$e = \frac{B}{6}$$

2.6 ฐานรากดินที่รับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์

ในการออกแบบ ต้องกำหนดขนาดของฐานราก ($B \times L$) ให้มีระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ภายในพื้นที่เคอร์น (Kern area) กล่าวคือ การกระจายความเค้นใต้ฐานรากที่สภาวะนี้มีลักษณะดังแสดงในรูป

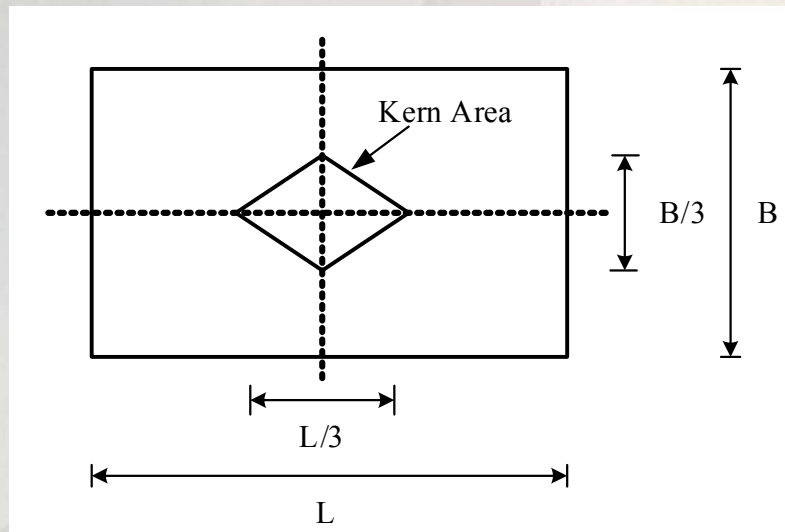


ลักษณะการกระจายของความเค้นเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าต่างๆ

2.6 ฐานรากดินที่รับแรงเยื้องศูนย์กลางหรือโมเมนต์

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมรับโมเมนต์ในสองทิศทาง ตำแหน่งของระยะเยื้องศูนย์กลางต้องอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) เพื่อให้ทุกผิวสัมผัสได้ฐานรากรับความเค้นอัด โดยที่ ระยะเยื้องศูนย์กลางจะอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) ก็ต่อเมื่อ

$$\frac{6e_b}{B} + \frac{6e_l}{L} \leq 1$$



เมื่อ e_b และ e_l คือ ระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวความกว้าง และความยาว ตามลำดับ

ระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) ความเค้นที่เกิดขึ้นที่มุมทั้งสี่ของฐานราก (q') มีค่าเท่ากับ

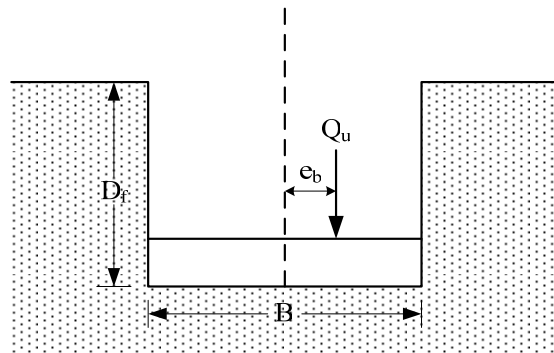
$$q' = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} \pm \frac{6e_l}{L} \right)$$

พื้นที่เคอร์น (Kern Area) ของฐานรากรับโมเมนต์สองแกน

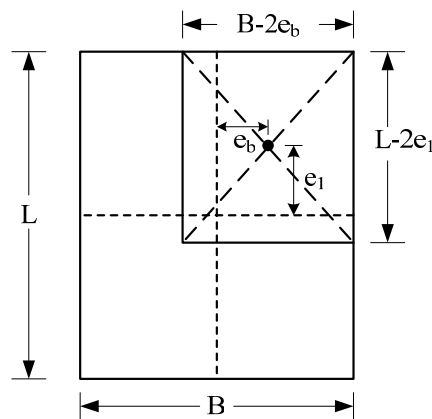
2.7 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์

Meyerhof (1953) เสนอวิธีการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานที่เรียกว่าหลักการความกว้างประสิทธิผล (Concept of effective width) ซึ่งเป็นวิธีการลดขนาดความกว้างและความยาวของฐานรากเดิม เพื่อให้ได้พื้นที่หน้าตัดใหม่ซึ่งน้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุดกึ่งกลางพอดี หลังจากนั้น เราก็สามารถใช้สมการกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากรับแรงตรงศูนย์ได้ตามปกติ

2.7 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง



(a) Section



(b) Plan

วิธีการหาพื้นที่หน้าตัดใหม่ ที่มีความกว้างประสิทธิภาพ
เท่ากับ B' และความยาวประสิทธิภาพเท่ากับ L'

คำนวณได้ดังนี้

$$B' = B - 2e_b$$

$$L' = L - 2e_l$$

น้ำหนักรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากภายใต้น้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง

2.7 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

พื้นที่ประสิทธิผลมีค่าเท่ากับผลคูณของความกว้างประสิทธิผลและความยาวประสิทธิผล สมการกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลางคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$q_u = c\lambda_{cs}\lambda_{cd}N_c + q\lambda_{qs}\lambda_{qd}N_q + \frac{1}{2}\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}B'N_\gamma$$

น้ำหนักแบกทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$Q_u = q_u(B'L')$$

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

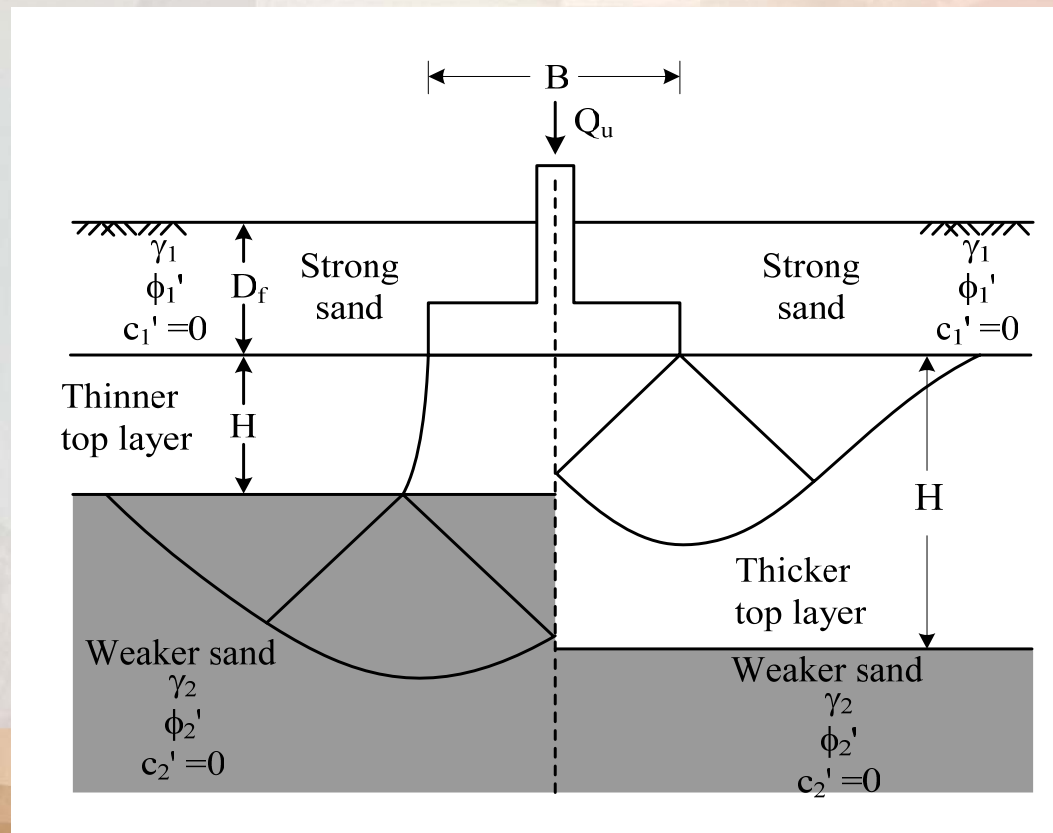
การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในหัวข้อนี้จะแบ่งออกเป็นสามส่วน

- 1) ฐานรากบนทรายแน่นที่วางตัวอยู่เหนือชั้นทรายหลวม
- 2) ฐานรากบนทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน
- 3) ฐานรากใต้ดินเหนียวสองชั้น

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

เมื่อ ทรายชั้นบนมีความหนามาก ดังแสดงในรูปด้านขวามือ ระยะเวลาการวิบัติจะเกิดขึ้นภายในชั้นทรายแน่น



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

กำลังรับแรงแบกทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

สำหรับฐานรากแถบ

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + 0.3 \gamma_1 N_{\gamma(1)}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + \frac{1}{2} \left[1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

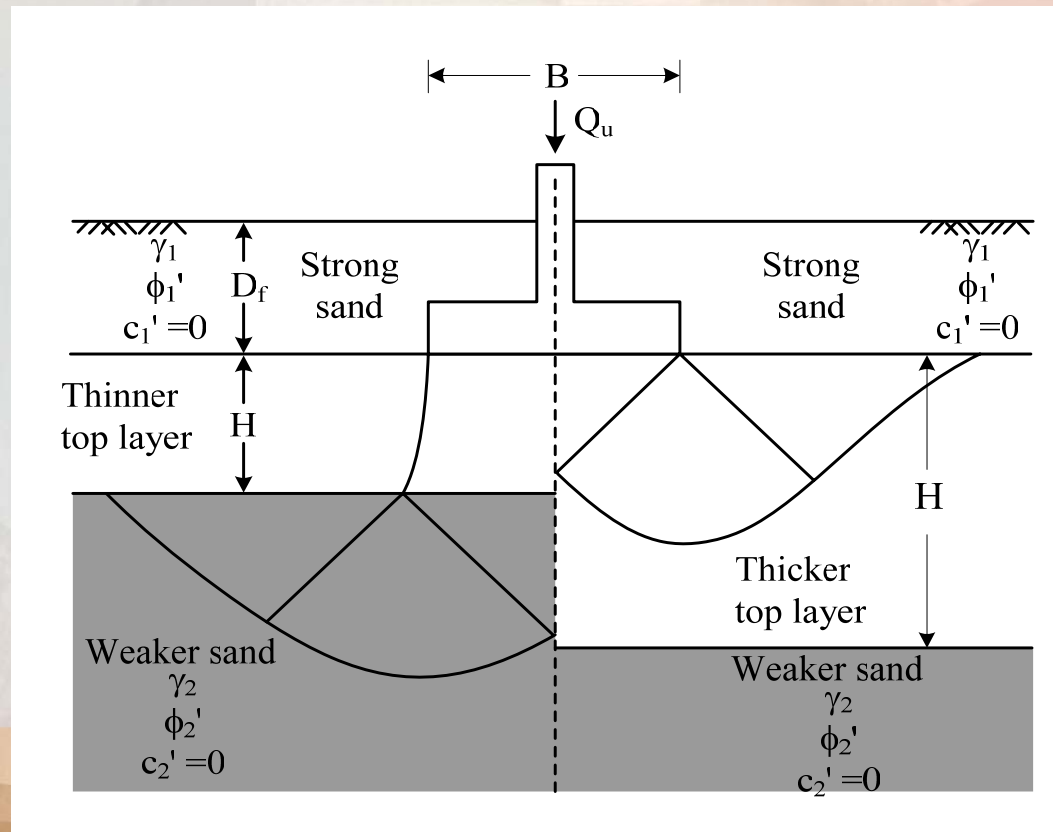
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เมื่อ γ_1 คือหน่วยน้ำหนักของดินชั้นบน $N_{q(1)}$ และ $N_{\gamma(1)}$ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นบน

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

เมื่อ ชั้นทรายชั้นบนมีความหนาไม่มากนัก ($H < B$) การวิบัติอาจเป็นแบบการทะลุ (Punching) ในชั้นทรายชั้นบน และเกิดการวิบัติแบบ **General shear** ในชั้นทรายชั้นล่างที่อ่อนกว่า ดังแสดงในรูปทางซ้ายมือ



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

กำลังรับแรงแบกทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = q_{u(b)} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_{u(t)}$$

สำหรับฐานรากแถบ

$$q_u = q_{u(b)} + 2\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส
และวงกลม

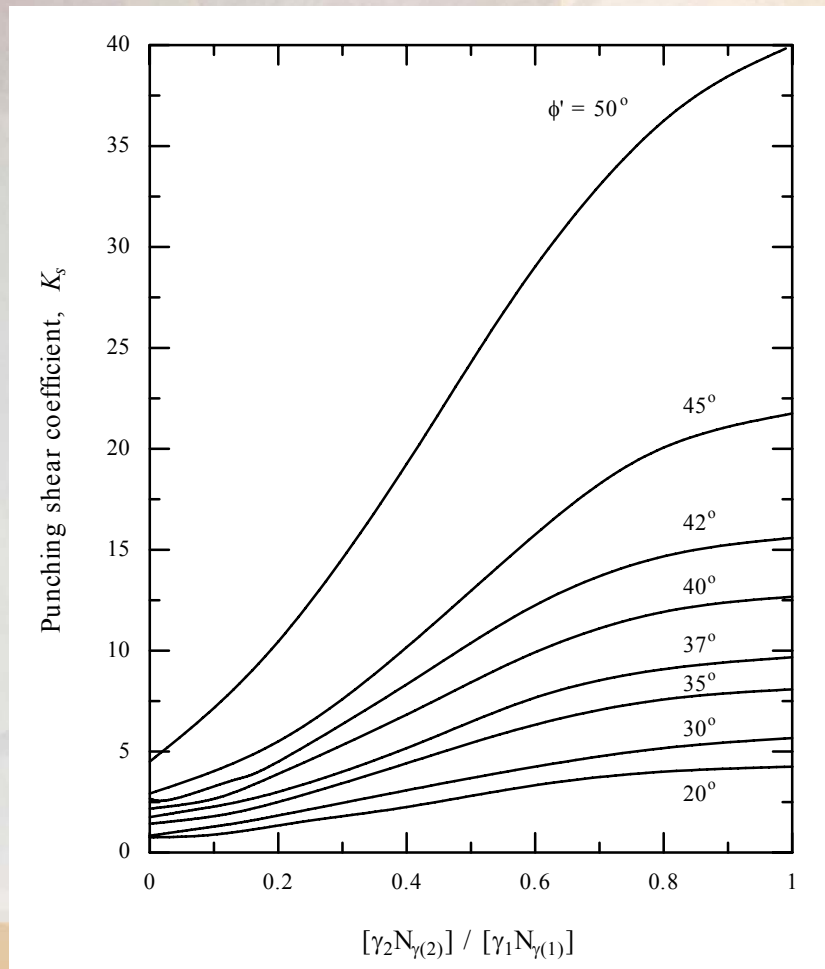
$$q_u = q_{u(b)} + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เมื่อ K_s คือสัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ (Punching shear coefficient) λ'_s คือตัวแปรรูปร่าง
และ $q_{u(b)}$ คือกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม



ตัวแปรรูปร่างสามารถแทนด้วย 1.0

สัมประสิทธิ์การเฉือนทะเลลู่เป็นฟังก์ชันของ γ_1 , γ_2 ,

$N_{\gamma(1)}$ และ $N_{\gamma(2)}$ ดังแสดงในรูป

เมื่อ γ_2 คือหน่วยน้ำหนักของดินชั้นล่าง

และ $N_{\gamma(2)}$ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง

ความสัมพันธ์ระหว่าง K_s กับ $\left(\gamma_2 N_{\gamma(2)} \right) / \left(\gamma_1 N_{\gamma(1)} \right)$ (Das, 2004)

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

กำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง ($q_{u(b)}$) หาได้จาก

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2BN_{\gamma(2)}$$

สำหรับฐานรากแถบ

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + 0.3\gamma_2BN_{\gamma(2)}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส
และวงกลม

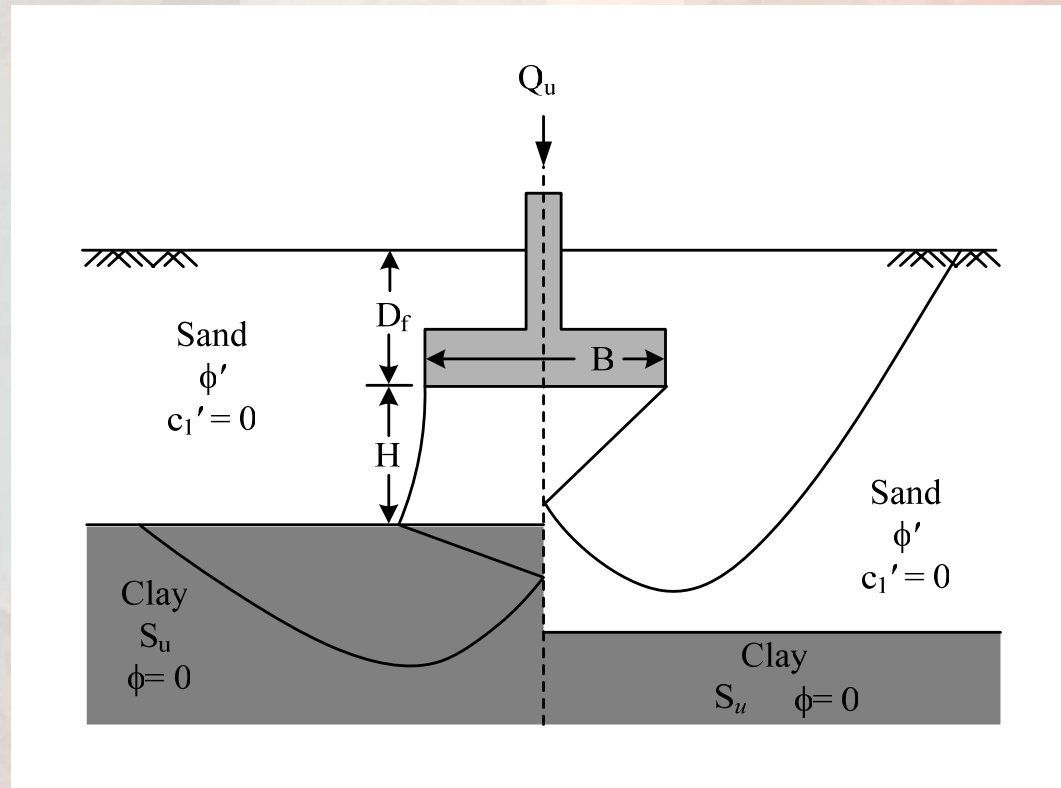
$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + \frac{1}{2}\left[1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)\right]\gamma_2BN_{\gamma(2)}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

เมื่อ ชั้นทรายมีความหนาไม่มากนัก แนวการวิบัติอาจขยายไปถึงชั้นดินเหนียวอ่อนได้ ดังแสดงในรูปทางซ้ายมือ



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

จากการศึกษาของ Meyerhof and Hensen (1978) สำหรับชั้นทรายที่มีความหนาน้อยกว่าความกว้างของฐานราก กำลังรับแรงแบกทานประลัยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = S_u N_c + \gamma H^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f$$

สำหรับฐานรากแถบ

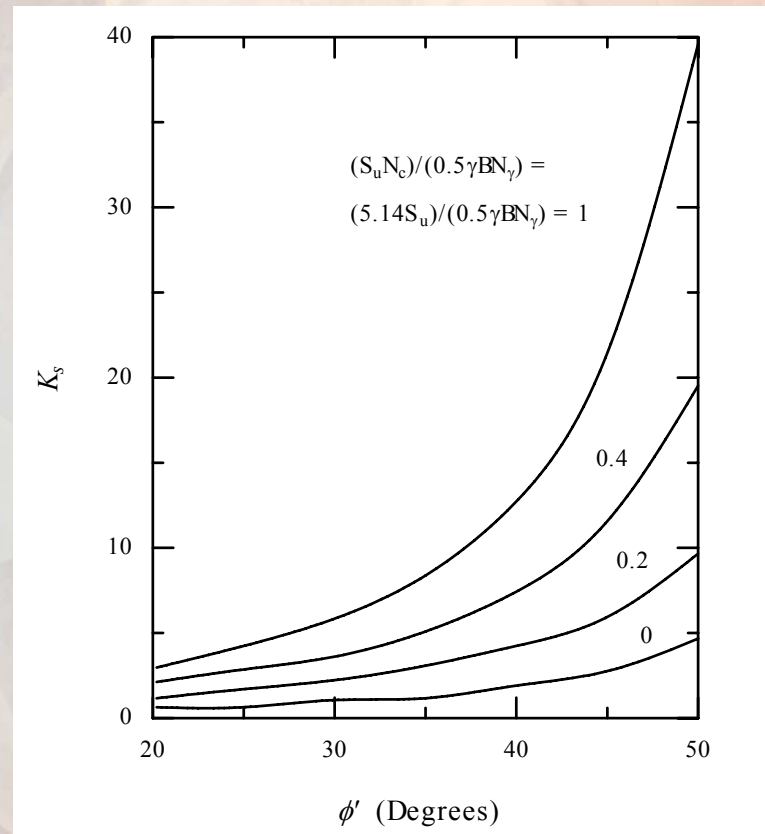
$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) S_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เมื่อ ϕ' คือ มุมเสียดทานภายในของทราย γ คือ หน่วยน้ำหนักของทราย และ K_s คือสัมประสิทธิ์การเฉือนทะเล

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

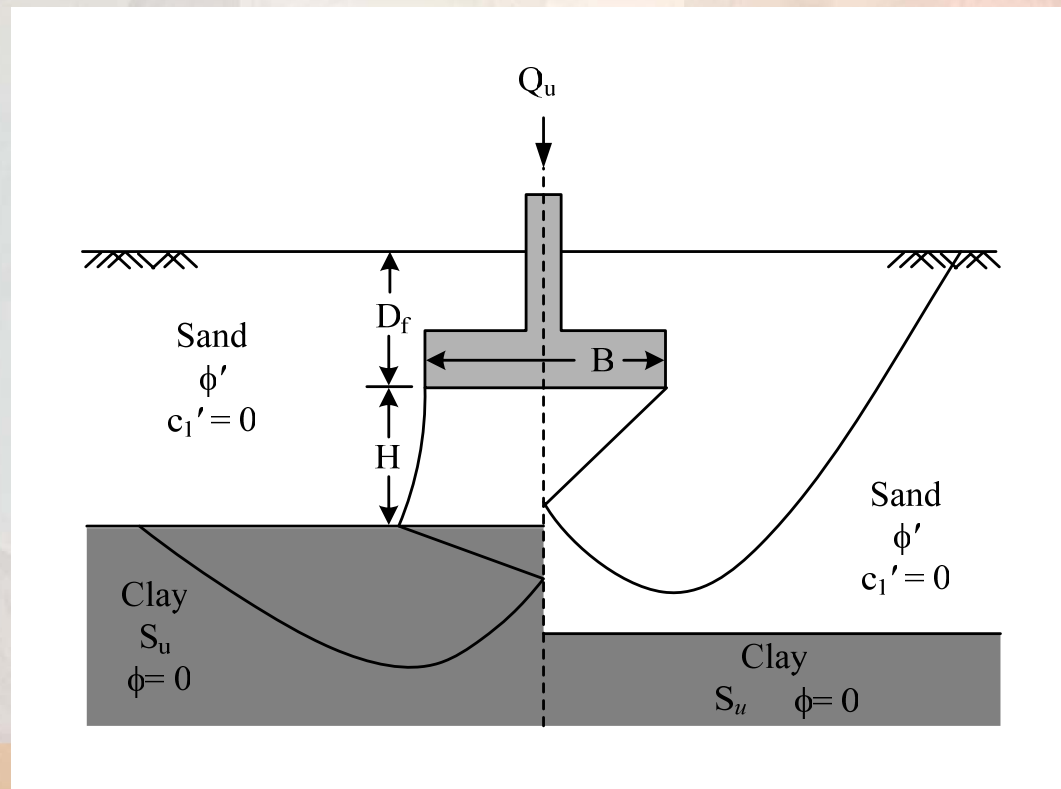


การเปลี่ยนแปลงของ K_s กับ ϕ' (Meyerhof and Hensen, 1978)

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

เมื่อ ชั้นทรายมีความหนามาก (มากกว่าความกว้างของฐานราก) แนวการวิบัติจะเกิดเพียงแค่นั้น
ทราย ดังแสดงในรูปด้านขวามือ



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

สำหรับกรณีนี้ที่ชั้นทรายมีความหนามากกว่าความกว้างของฐานราก และการวิบัติเกิดในชั้นทราย

กำลังรับแรงแบกทานคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

สำหรับฐานรากแถบ

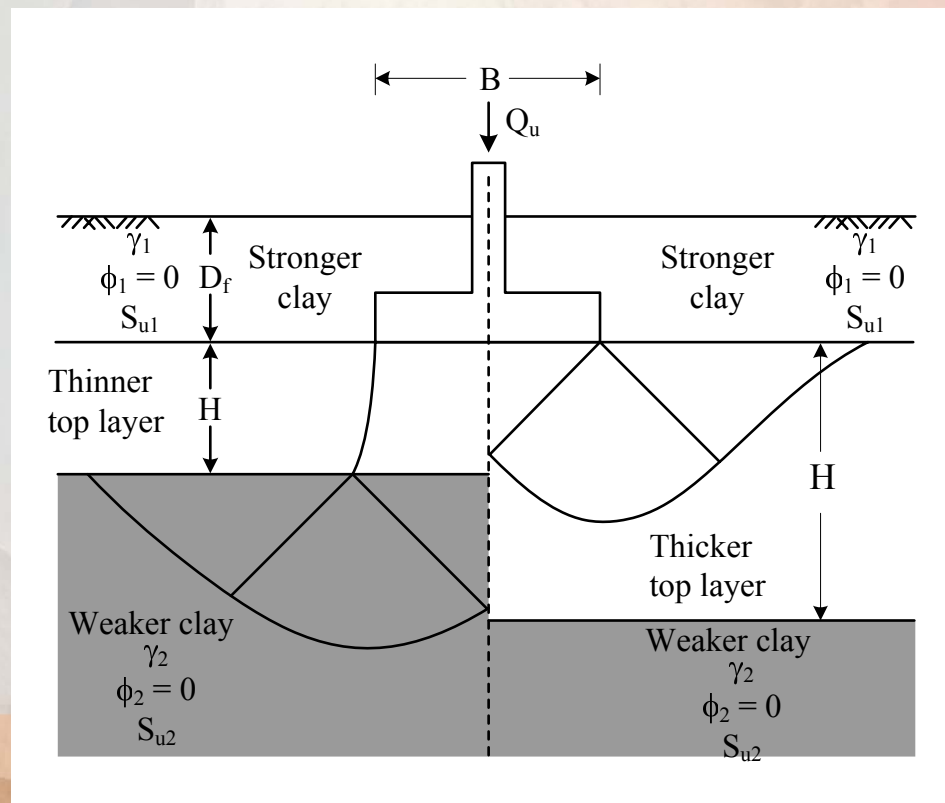
$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_\gamma$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

พิจารณารูปด้านซ้ายมือ สำหรับฐานรากบนชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนชั้นบนสูงกว่าชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} > 1.0$) และ H/B มีค่าน้อย จนเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในดินเหนียวทั้งสองชั้น



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

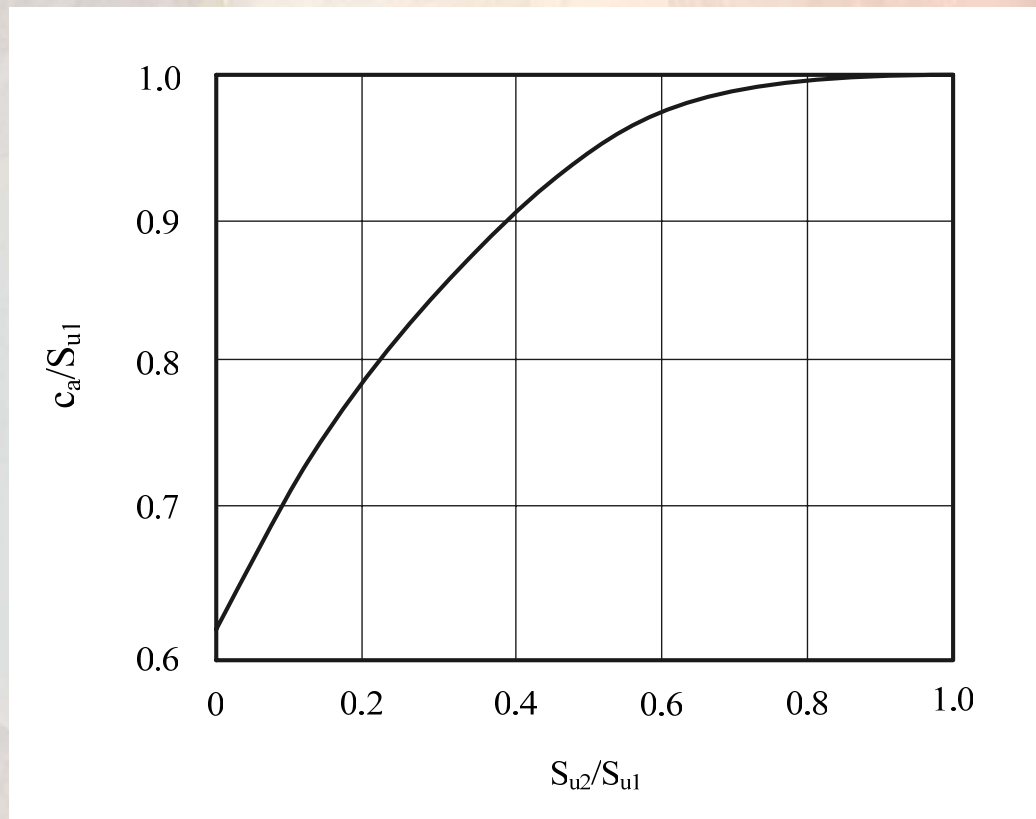
สมการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในกรณี สำหรับฐานรากบนชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนชั้นบนสูงกว่าชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} > 1.0$) และ H/B มีค่าน้อย

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$$

เมื่อ c_a คือหน่วยแรงยึดเกาะ (Adhesion) ระหว่างดินชั้นบนและชั้นล่าง

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

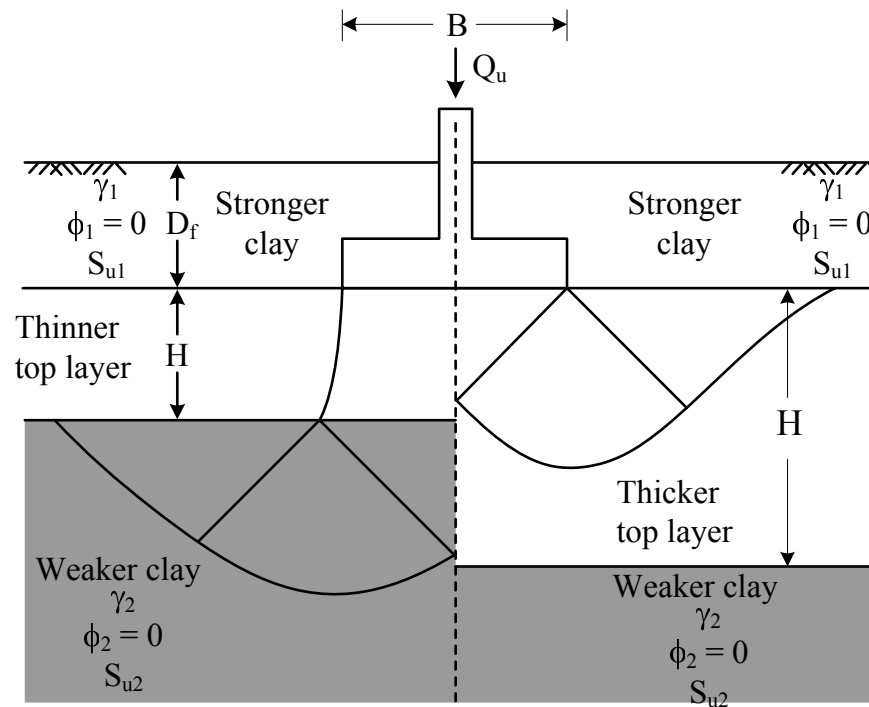
2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น



ความสัมพันธ์ระหว่าง c_u/S_{u1} และ S_{u2}/S_{u1} (Das, 2004)

2.8.3 จานรากับบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

$(S_{u1}/S_{u2} < 1)$ และ H/B มีค่ามากจนเกิดแนววิบัติด้วยแรงเฉือนในชั้นบนเท่านั้น



2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

สมการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในกรณี สำหรับฐานรากบนชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนน้อยกว่าดินเหนียวชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} < 1$) และ H/B มีค่ามาก

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{B}\right)^2 \geq q_t$$

เมื่อ

$$q_t = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u1} + \gamma_1 D_f$$
$$q_b = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u2} + \gamma_2 D_f$$

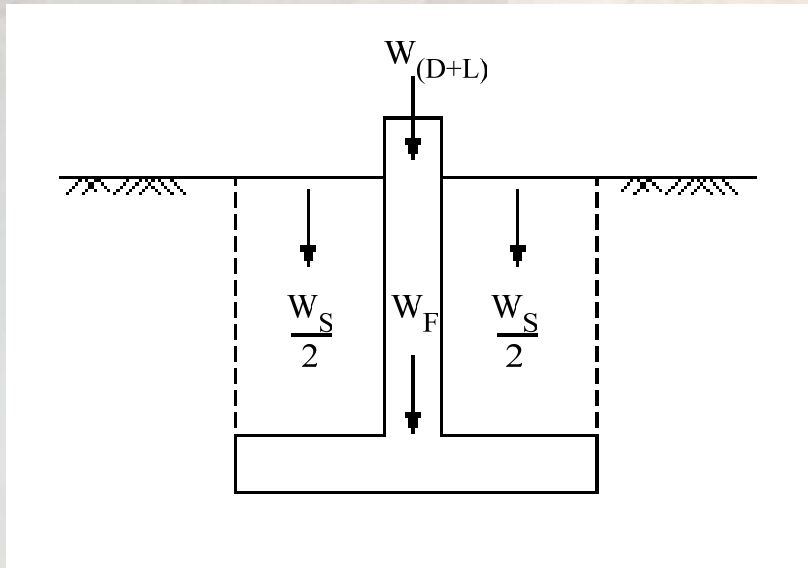
2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

การหากำลังรับแรงแบกทานยอมให้สำหรับฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์กลาง ($e_b = e_l = 0$) สามารถคำนวณได้สามวิธี ได้แก่

- 1) กำลังรับแบกแบกทานยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable bearing capacity)
- 2) กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ (Net allowable bearing capacity)
- 3) กำลังรับแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

กำลังรับแบกแบบทานยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable bearing capacity)



$$q_{all} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \geq \left[\frac{W_{(D+L)} + W_F + W_S}{A} \right]$$

A คือ พื้นที่หน้าตัดของฐานราก

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ (Net allowable bearing capacity) คือ น้ำหนักบรรทุกประลัยต่อ 1 หน่วยพื้นที่ของฐานราก โดยไม่คำนึงถึงหน่วยน้ำหนักในแนวตั้งที่ระดับฐานรากซึ่งเท่ากับ $q = \gamma D_f$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ

$$q_{u(net)} = q_u - q$$

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = \frac{q_u - q}{FS}$$

สมมติว่าหน่วยน้ำหนักของดินและฐานรากมีค่าใกล้เคียงกันหรือเท่ากัน $q = \gamma D_f \approx \frac{W_S + W_F}{A}$

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} \geq \left[\frac{W_{(D+L)}}{A} \right]$$

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

กำลังรับแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้ วิธีการนี้กระทำโดยคำนวณค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำยอมให้ (c_d) และมุมเสียดทานภายในยอมให้ (ϕ_d) และนำค่าเหล่านี้มาแทนค่าในสมการกำลังรับแรงแบกทาน

ค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำยอมให้ และมุมเสียดทานภายในยอมให้คำนวณได้ดังนี้

$$c_d = \frac{c}{FS}$$

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$$

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

ดินเป็นวัสดุมีค่าโมดูลัสต่ำ ซึ่งสามารถรับน้ำหนักประลัยได้ ก็ต่อเมื่อเกิดการทรุดตัวอย่างมาก (ประมาณ 10 – 20 เท่าของความกว้างฐานราก) ดังนั้น เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่อาจเกิดอย่างมากเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก

สำหรับการคำนวณ กำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมดและกำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ อัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าประมาณ 3 - 4

สำหรับการคำนวณ กำลังรับแรงแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้ อัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าประมาณ 2 - 3

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

อัตราส่วนปลอดภัยที่เสนอโดย U.S. Army (1992)

ลักษณะของโครงสร้าง	อัตราส่วนปลอดภัย
กำแพงกันดิน	3.0
งานดินขุด	3.0
งานสะพาน	4.0
ถนนทางหลวง	3.5
อาคารไซโล	2.5
โกดัง คลังสินค้า	2.5
อาคารสำนักงาน	3.0
อาคารสาธารณะ	3.5
งานฐานรากตื้น	3.0
งานฐานรากแพ	3.0
งานฐานรากลึกที่มีผลทดสอบน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม	2.0
งานฐานรากลึกที่มีผลทดสอบการสะท้อนของคลื่น	2.5
งานฐานรากลึกที่มีผลทดสอบน้ำหนักบรรทุกโดยวิธีพลศาสตร์	3.0

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

สำหรับฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง ($e_b \neq 0$ หรือ/และ $e_l \neq 0$) อัตราส่วนปลอดภัยจะคำนวณแตกต่างจากกรณีฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์กลาง

อัตราส่วนปลอดภัยต้องคำนวณจากอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยต่อน้ำหนักบรรทุกจริง (P)
ดังนี้

$$FS = \frac{Q_u}{P}$$

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

ปัจจัยที่สำคัญอีกตัวที่ต้องคำนึงในการออกแบบคือการทรุดตัวของฐานราก ผู้ออกแบบต้องนำค่าการทรุดตัวยอมให้ (δ_u) มาเปรียบเทียบกับทรุดตัวทั้งหมดที่ได้อาจเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบนโครงสร้าง (δ)

โดยที่ $\delta \leq \delta_u$ เสมอ เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential settlement) ของฐานรากแต่ละฐาน

การทรุดตัวที่ยอมให้ (Cudoto, 2001)

ลักษณะของโครงสร้าง	การทรุดตัวที่ยอมให้	
	(นิ้ว)	(มิลลิเมตร)
อาคารสำนักงาน	0.5 - 2.0 (1.0 เป็นค่าที่นิยมใช้)	12 - 50 (25 เป็นค่าที่นิยมใช้)
อาคารโรงงานขนาดใหญ่	1.0 - 3.0	25 - 75
สะพาน	2.0	50

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

Coduto (2001) ได้สรุปปัจจัยหลักที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก

- 1) ความแปรปรวนของชั้นดิน ฐานรากอาคารบางฐานอาจตั้งอยู่บนชั้นดินเดิมที่แข็ง บางฐานอาจตั้งบนชั้นดินถมที่หลวมและไม่ได้รับการบดอัดที่เหมาะสม อาคารนี้อาจเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันอย่างมากเนื่องจากพฤติกรรมการอัดตัวที่แตกต่างกันของดิน
- 2) ความแปรปรวนของน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง ฐานรากที่มีขนาดแตกต่างกันมักถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกัน
- 3) การออกแบบโดยควบคุมเพียงแต่กำลังรับแรงแบกทาน การออกแบบฐานรากบางครั้งอาจมีการควบคุมเพียงแต่กำลังรับแรงแบกทาน โดยปราศจากการพิจารณาการทรุดตัว
- 4) การก่อสร้างที่ไม่เหมาะสม ขนาดของฐานรากที่ก่อสร้างจริงอาจมีความแตกต่างจากขนาดฐานรากที่ออกแบบ จึงก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)

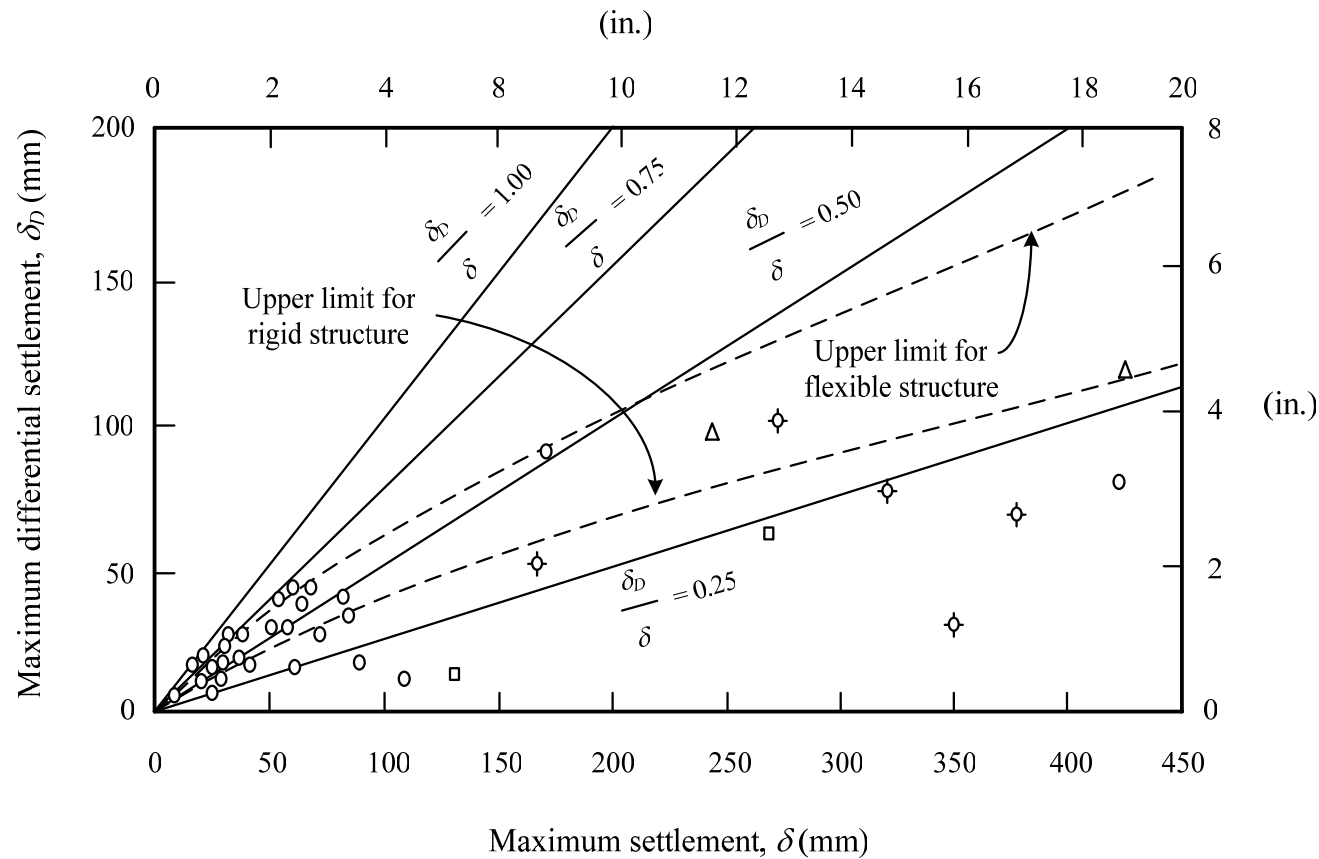
Bjerrum (1963) ได้เปรียบเทียบการทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากแผ่นบนชั้นดินเหนียวและชั้นทราย รูปทั้งสองนี้สามารถช่วยในการประมาณการทรุดตัวที่แตกต่างกัน เมื่อทราบค่าการทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement) จากการคำนวณ

โดยที่ ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่ายอมให้

ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันยอมให้ (*Skempton and MacDonald, 1956*)

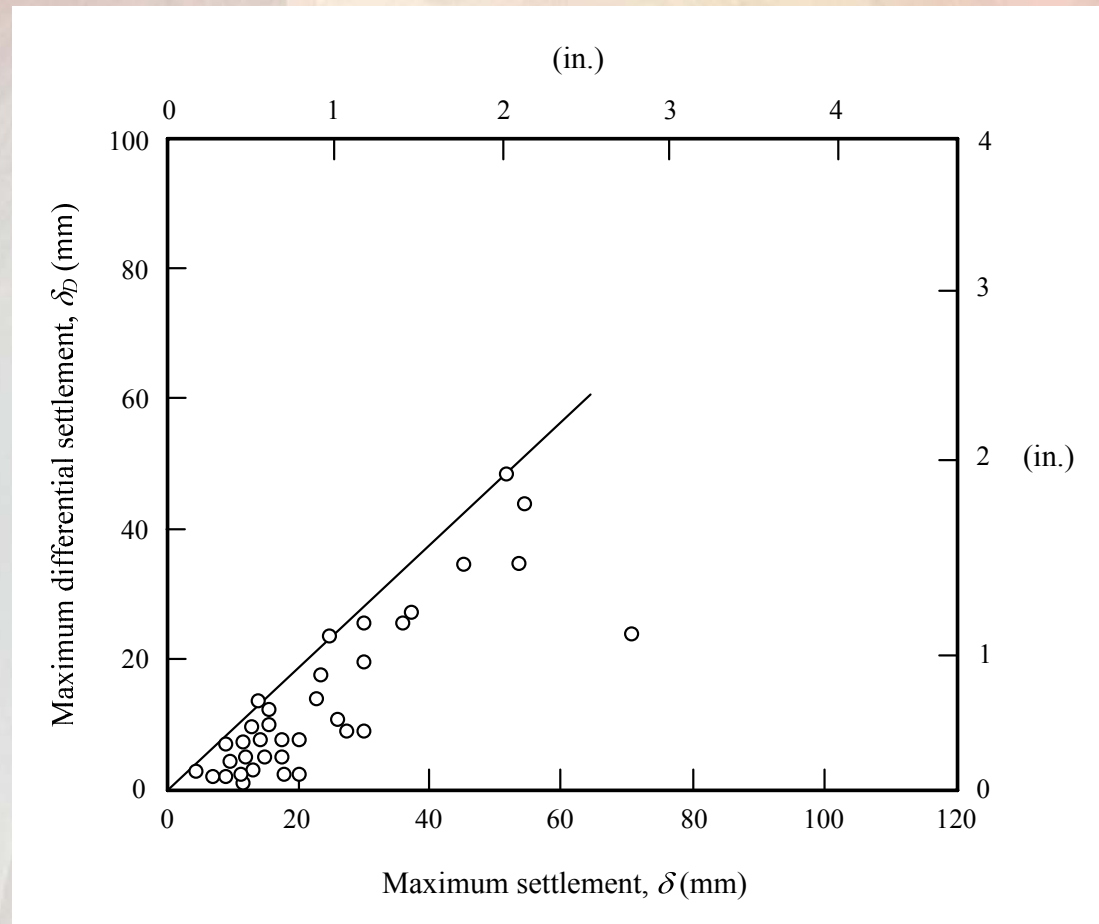
ลักษณะของอาคาร	ค่าการทรุดตัวแตกต่างกันยอมให้ (หน่วยตามความยาว)
งานสถาปัตยกรรม เช่น ผนัง	$L/300$
โครงสร้างหลัก เช่น คาน เสา	$L/150$

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)



การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากบนดินเหนียว (Bjerrum, 1963)

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)



การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากบนทราย (Bjerrum, 1963)

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

สุขสันต์และคณะ (2546) ได้สรุปว่าอาคารที่เกิดความเสียหายเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากจะมีลักษณะความเสียหายของผนัง พื้น และคาน ดังนี้



ลักษณะการแตกร้าวของผนังที่เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก
(สุขสันต์และคณะ 2546)

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)



ลักษณะการแตกร้าวของพื้นตามแนวคานที่เกิดจากการหดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก
(สุขสันต์และคณะ 2546)

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (*Factor of Safety*)



รอยแตกร้าวระหว่างจุดต่อคาน-เสาที่เกิดจากการหดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก
(สุขสันต์และคณะ 2546)

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจาก สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

2.10.1 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน

ก) วิธีของ Meyerhof (1956) สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิตามสำหรับชั้นทรายที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากไม่เกิน 2.5 เซนติเมตร ตามสมการดังนี้

$$q_{a(net)} = 11.98 N'$$

สำหรับ $B \leq 1.22$ เมตร

$$q_{a(net)} = 7.99 N' \left[\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right]^2$$

สำหรับ $B > 1.22$ เมตร

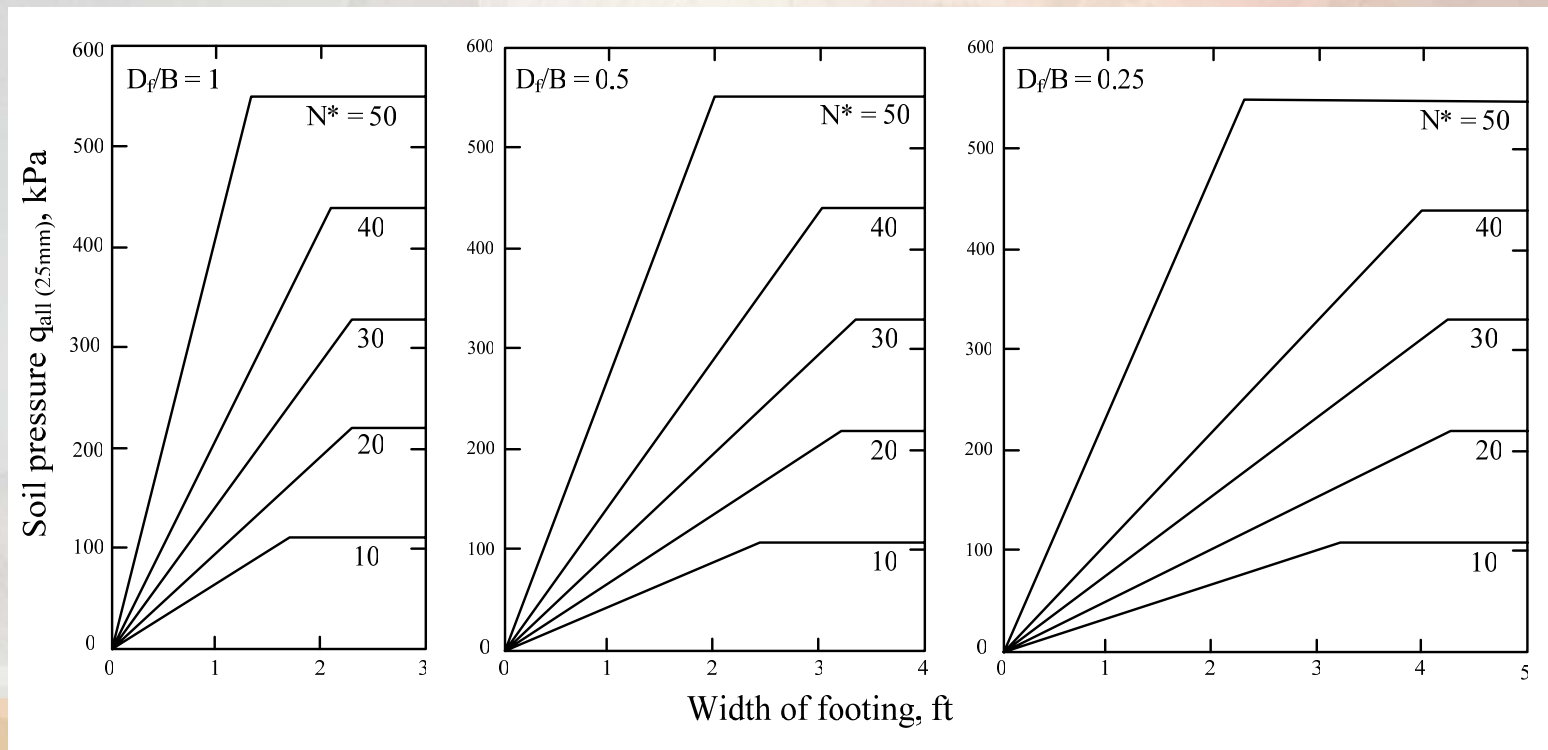
$q_{a(net)}$ คือ กำลังรับแรงแบกยอมให้สุทธิที่ทำให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 ซม. (กิโลปาสคาล)

N' คือ ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้

B คือ ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานราก (เมตร)

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจาก สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

ข) วิธีของ Peck et al. (1974) สามารถหาลังรับแรงแบกทานยอมให้ โดยที่ค่า $q_{all(25mm)}$ ก็คือค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ที่เกิดการทรุดตัวเท่ากับ 25 มิลลิเมตร (ฟังก์ชันของค่า N^* และขนาดของฐานราก)



ความสัมพันธ์ของค่า $q_{all(25mm)}$ กับตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (N^*) และอัตราส่วน D_f / B

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจาก สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

ค่า N^* ประมาณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$N^* = C_N C_w N_{60}$$

- C_N คือ ตัวคูณปรับแก้ตัวเลขหะลู่หะลงมาตรฐานเนื่องจากความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง
มีค่าเท่ากับ $\sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$ เมื่อ σ'_v มีหน่วยเป็นกิโลปาสคาล
- C_w คือ ตัวคูณปรับแก้ระดับน้ำใต้ดิน มีค่าเท่ากับ $0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B}$
- D_w คือ ระดับน้ำใต้ดินวัดจากท้องฐานราก
- D_f คือ ระดับท้องฐานรากวัดจากผิวดิน
- B คือ ความกว้างฐานราก

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจาก สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

2.10.2 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย

วิธีของ Schmertmann (1978) สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากตื้นที่มีอัตราส่วน $D_f/B \leq 1.5$ ได้ดังสมการต่อไปนี้

สำหรับดินทราย

$$q_u = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5}$$

สำหรับฐานรากแถบ

$$q_u = 48 - 0.0090(300 - q_c)^{1.5}$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม

สำหรับดินเหนียว

$$q_u = 2 + 0.28q_c$$

สำหรับฐานรากแถบ

$$q_u = 5 + 0.34q_c$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจาก สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

2.10.3 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด
Canadian Geotechnical Society (1985) ได้เสนอสมการประมาณกำลังรับแรงแบกทาน
ประลัยไว้ดังนี้

$$q_u = 5\mu S_{u(vane)} \left[1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right] \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] + \sigma_{v0}$$

- μ คือ ตัวคูณปรับแก้ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด มีค่าเท่ากับ $1.7 - 0.54 \log(PI)$
- $S_{u(vane)}$ คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตามแนวใบพัด
- D_f คือ ระดับท้องฐานรากวัดจากผิวดิน
- B คือ ความกว้างฐานราก
- L คือ ความยาวของฐานราก
- σ_{v0} คือ ความเค้นกดทับรวมที่ระดับฐานราก

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

การทรุดตัวในทรายปกติมักมีค่าน้อยและเกิดอย่างรวดเร็วเมื่อน้ำหนักเพียงเล็กน้อย วิธีการคำนวณต้องอาศัยข้อมูลจากการทดสอบในสนาม ได้แก่ การทะลุดะลองมาตรฐาน (SPT) และการทะลุดะลองด้วยกรวย (CPT) สาเหตุที่การคำนวณค่าการทรุดตัวจากการทดสอบในสนามได้รับความนิยมนั้นก็เพราะการเก็บตัวอย่างคงสภาพของทรายมาทดสอบในห้องปฏิบัติการมีความยุ่งยากมาก

วิธีการคำนวณการทรุดตัวในทรายมีทั้งจากสมการประสพการณ์ (Empirical) และจากสมการกึ่งประสพการณ์ (Semi-empirical) U.S. Army Corps of Engineers (1992) แนะนำว่าควรคำนวณเปรียบเทียบกับอย่างน้อย 3 วิธี จากวิธีต่างๆ

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

2.11.1 วิธีของ Alpan (1964)

วิธีนี้อาศัยผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานและข้อมูลการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก (Plate load test) การทรุดตัวของฐานรากที่มีความกว้าง B คำนวณได้ดังนี้

$$S_i = 2.433m' \left[\frac{6.562B}{1+3.281B} \right]^2 \alpha_0 q_{net} \quad (\text{เมตร})$$

m' คือ ตัวคูณปรับแก้รูปร่างมีค่าเท่ากับ $(L/B)^{0.39}$

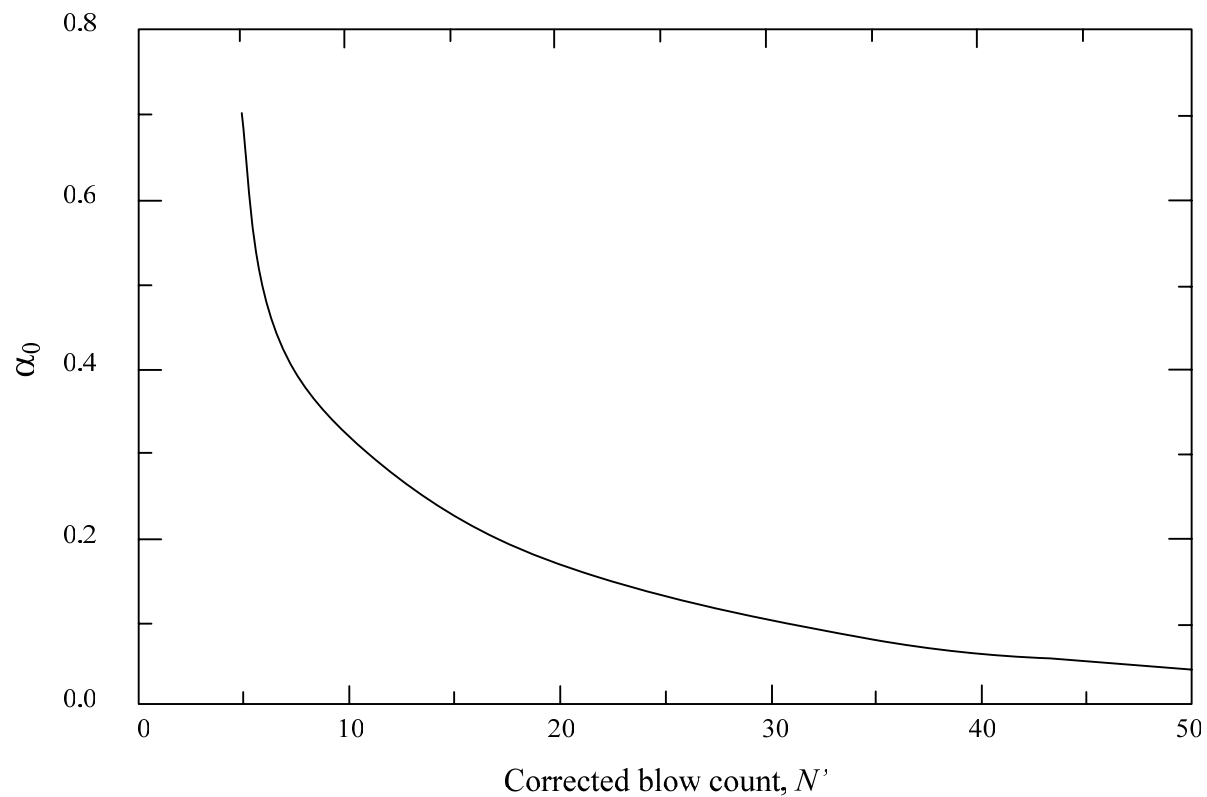
L คือ ความยาวของฐานราก (เมตร)

B คือ ความกว้างของฐานราก (เมตร)

α_0 คือ ค่าคงที่ซึ่งสัมพันธ์กับค่า N'

q_{net} คือ ความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก (กิโลปาสกาล)

2.11 การประมาณการหดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



ตัวแปร α_0 สำหรับวิธี *Alpan (1964)*

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

2.11.2 วิธีของ Schultze and Sherif (1973)

วิธีนี้ใช้ประมาณค่าการทรุดตัวจากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ค่าการทรุดตัวสามารถประมาณได้ตามสมการดังนี้

$$S_i = \frac{fq_{net}\sqrt{B}}{N'_{(ave)}{}^{0.87}\left(1+0.4\frac{D}{B}\right)} \quad (\text{ฟุต})$$

f คือ ตัวคูณตามทฤษฎียืดหยุ่น

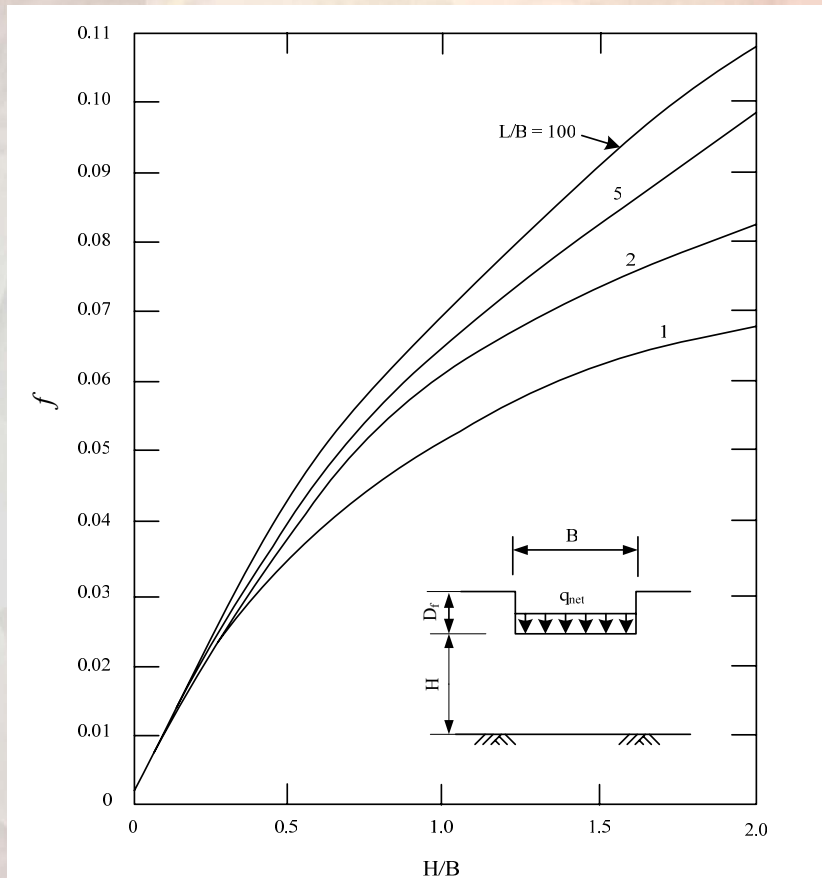
H คือ ความลึกจากระดับท้องฐานรากลงไปถึงระดับดินแข็งด้านล่าง (ฟุต)

D_f คือ ระดับท้องฐานรากวัดจากผิวดิน (ฟุต)

$N'_{(ave)}$ คือ ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้เฉลี่ยในช่วงความหนา H (ความหนาของชั้นดินอัดตัวได้) แต่มีค่าเกินกว่าสองเท่าของความกว้างฐานราก

q_{net} คือ ความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก (ตันต่อฟุต)

2.11 การประมาณการหดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



ตัวคูณตามทฤษฎียึดหยุ่น (Schultze and Sherif, 1973)

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสบการณ์

2.11.3 วิธี Modified Terzaghi and Peck

การทรุดตัวสามารถประมาณได้โดยอาศัยสมการดังต่อไปนี้

$$S_i = \frac{q_{net}}{18q_{all(25mm)}} \quad (\text{ฟุต})$$

q_{net} คือ ความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก

2.11 การประมาณการหดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

2.11.4 วิธีของ Schmertmann and Hartman (1978)

วิธีนี้เป็นวิธีกึ่งประสพการณ์ (Semi empirical) ซึ่งประมาณสัมประสิทธิ์ความเครียดจากผลทดสอบในสนาม สมมติฐานในการวิเคราะห์คือน้ำหนักที่กระทำเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform load) ทำให้เกิดการกระจายความเครียดในแนวตั้งเป็นไปตามทฤษฎียืดหยุ่น การคำนวณทำได้โดยการประมาณการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสยืดหยุ่นตามความลึก ซึ่งได้จากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานหรือทะลุทะลวงด้วยกรวย

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

การทรุดตัวทั้งหมดคำนวณได้จากผลรวมของการทรุดตัวแบบยืดหยุ่นของแต่ละชั้นดินย่อยๆ ดังนี้

$$S_i = C_1 C_2 (q_{net}) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

I_z คือ สัมประสิทธิ์ความเครียด ซึ่งขึ้นอยู่กับความลึกของฐานราก

C_1 คือ ตัวคูณปรับแก้สำหรับความลึกของฐานราก ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1 - 0.5 \left[q / (q_{net}) \right]$

C_2 คือ ตัวคูณปรับแก้สำหรับความล้า (Creep) ของดิน ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1 + 0.2 \log(t/0.1)$

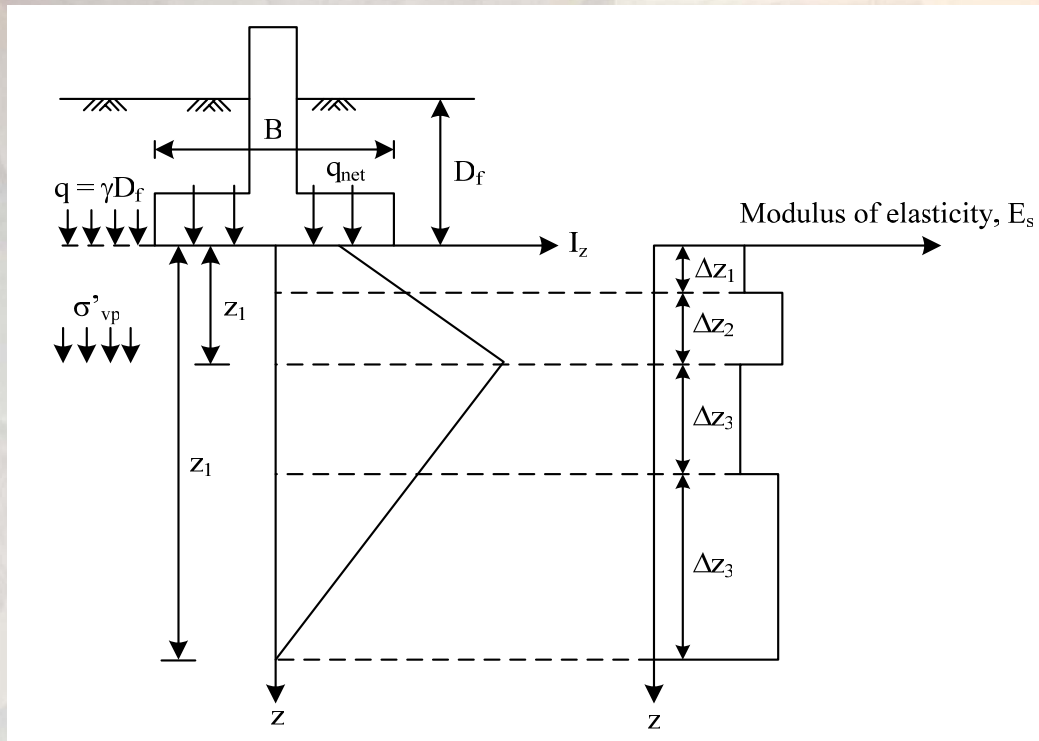
t คือ ระยะเวลา (ปี)

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของดินในแต่ละช่วงความลึก ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2.5q_c$ และ $3.5q_c$
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและฐานรากแถบ ตามลำดับ

Δz คือ ความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น

q_{net} คือ ความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก

2.11 การประมาณการหดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือฐาน
รากวงกลม ($L/B=1$)

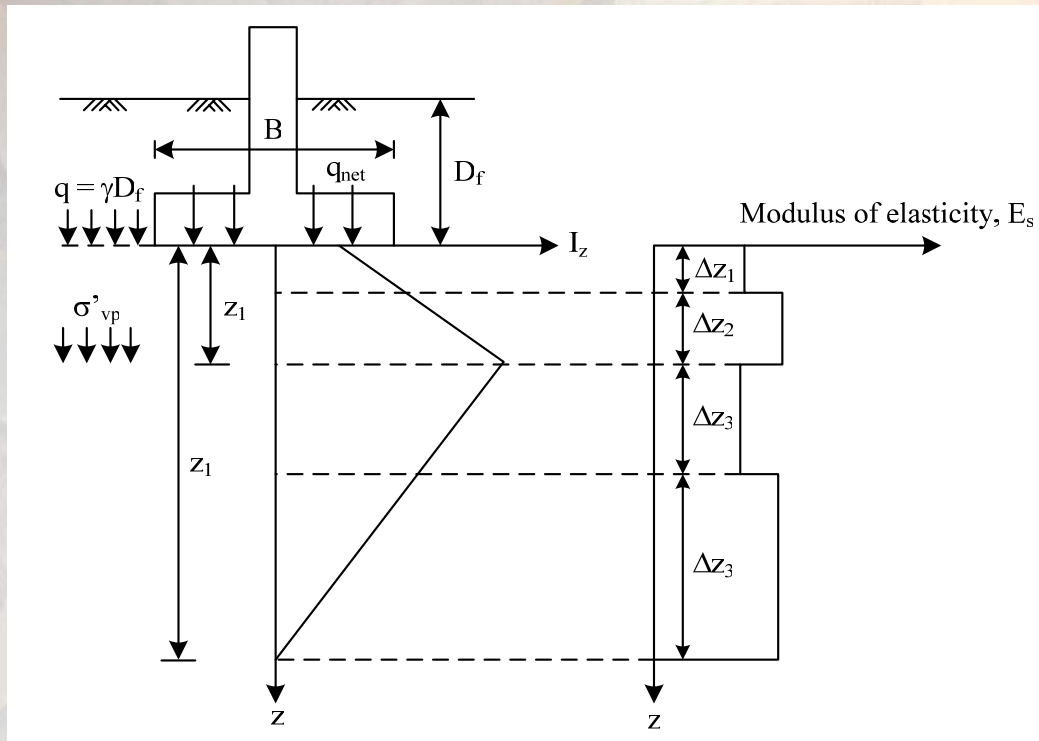
$$I_z = 0.1 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = 0.5B$$

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

การคำนวณการหดตัวแบบยึดหยุ่นในดินทรายโดยใช้สัมประสิทธิ์ความเครียด

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



สำหรับฐานรากแถบที่มีค่า $(L/B > 10)$

$$I_z = 0.2 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = B$$

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

การคำนวณการทรุดตัวแบบยืดหยุ่นในดินทรายโดยใช้สัมประสิทธิ์ความเครียด

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

2.11.5 การประมาณการทรุดตัวจากผลทดสอบแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test)



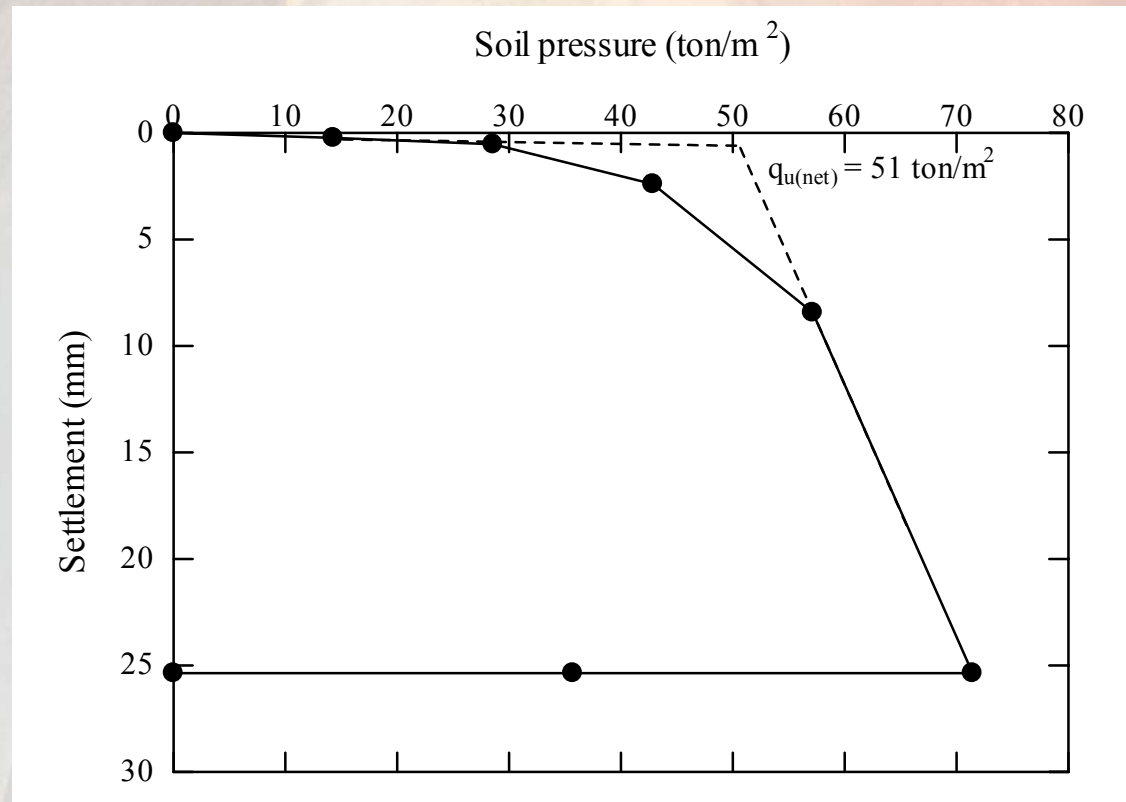
การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแผ่นเหล็ก

2.11 การประมาณการหดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



การตอกหยั่งเพื่อตรวจสอบความแข็งแรงของดินฐานราก

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากผลการเชิงประสพการณ์



ผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของดินโดยวิธี *Plate bearing* ที่ระดับความลึก 4 เมตร
โครงการก่อสร้างอาคารเฉลิมพระเกียรติ 72 พรรษามหาราชนี โรงพยาบาลค่ายสุรนารี

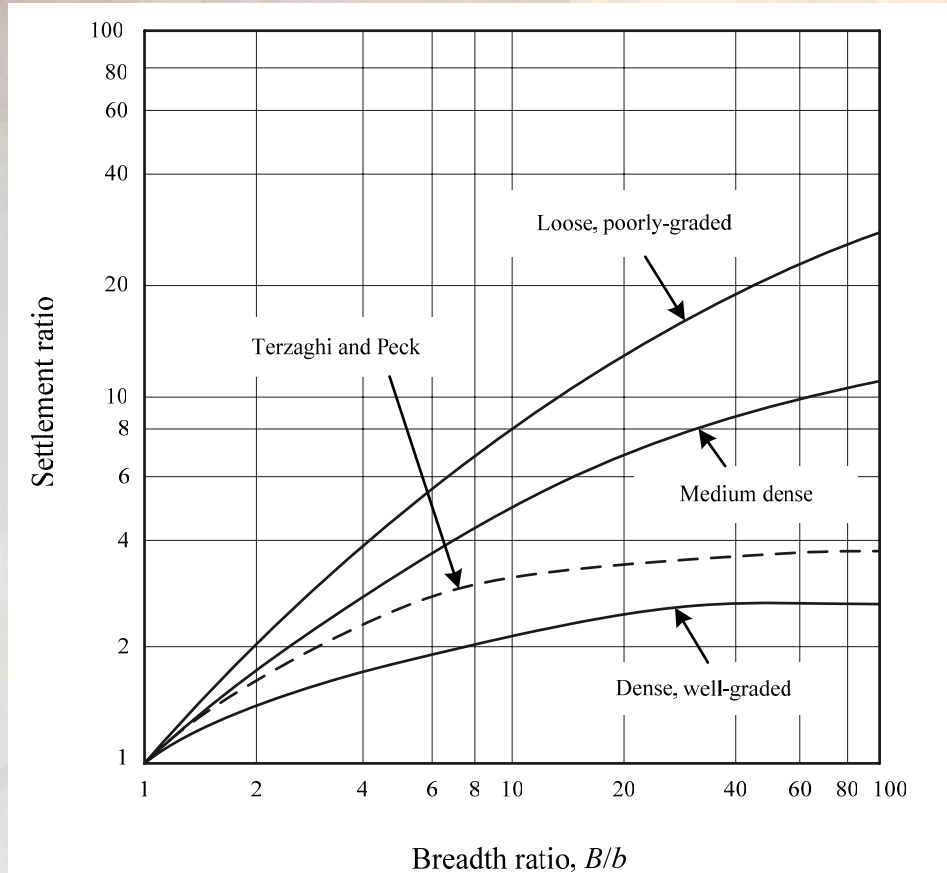
2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์

Terzaghi and Peck (1948) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของฐานรากที่มีความกว้าง B (เมตร) และการทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.3 เมตร ที่ความเค้นกดทับเท่ากัน ดังนี้

$$\frac{\delta_{footing}}{\delta_{plate}} = \left(\frac{2B}{B+0.3} \right)^2$$

จากสมการข้างต้นจะเห็นได้ว่า อัตราส่วนระหว่างการทรุดตัวของฐานรากและการทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบมีค่าไม่เกิน 4.0

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทราย จากสมการเชิงประสพการณ์



Bjrrum and Eggstad (1963) กล่าวว่า อัตราส่วนดังกล่าวอาจมีค่ามากกว่า 4.0 โดยมีค่าแปรผันตามความหนาแน่นและความคละของดิน โดยที่ ดินเม็ดหยาบที่มีความคละดีจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวต่ำ ขณะที่ดินเม็ดละเอียดที่มีความคละสม่ำเสมอจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวสูง

ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการทรุดตัวและอัตราส่วนขนาดฐานราก

ตัวอย่างที่ 2.1

จงใช้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi หากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable load, q_{all}) ของฐานรากแถบดังแสดงในรูป โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0

วิธีทำ จากสมการกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi

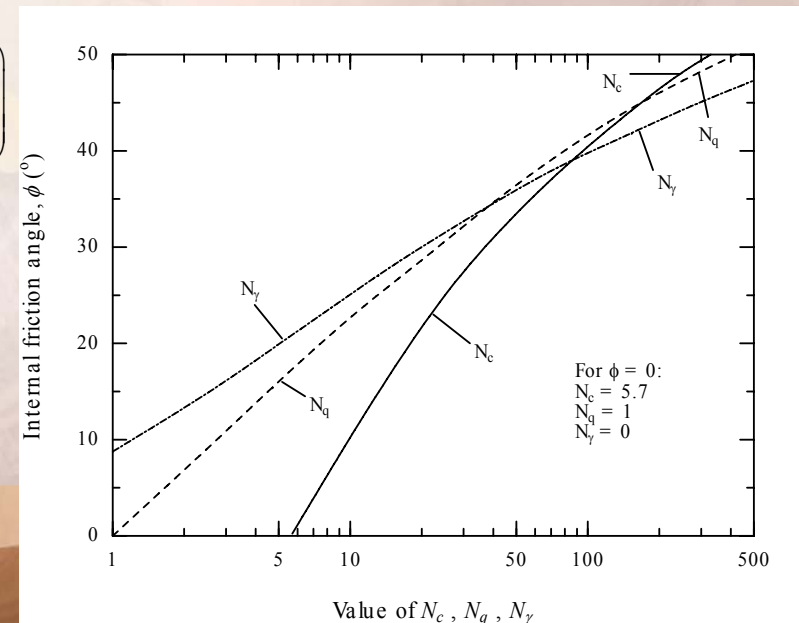
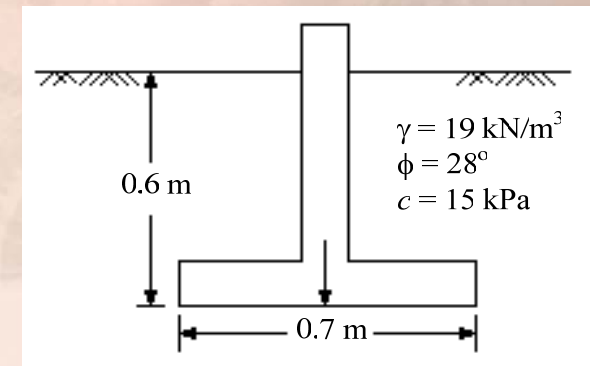
$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

สำหรับ $\phi = 28^\circ$ จะได้ $N_c = 32$ $N_q = 18$ $N_\gamma = 16$

$$q_u = (15 \times 32) + (19 \times 0.6 \times 18) + \left(\frac{1}{2} \times 19 \times 0.7 \times 16 \right)$$

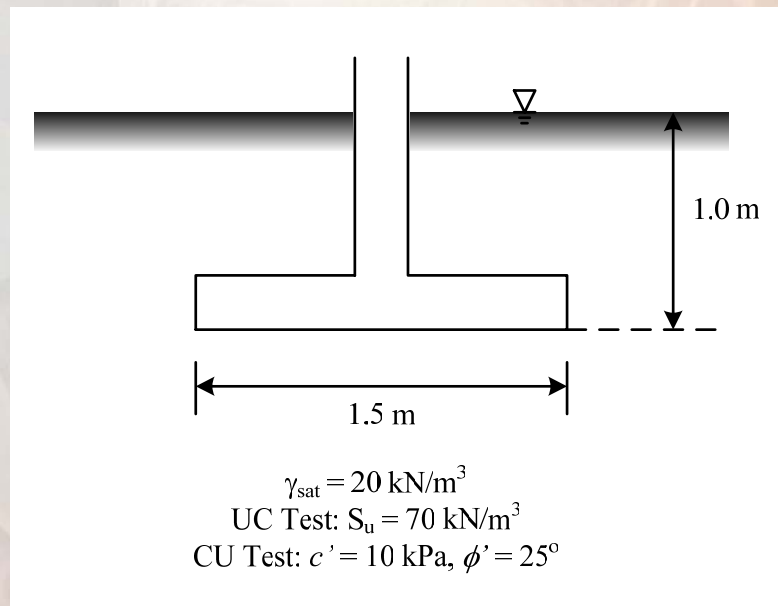
$$q_u = 791.6 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$q_{all} = \frac{791.6}{4} = 197.9 \text{ กิโลปาสคาล}$$

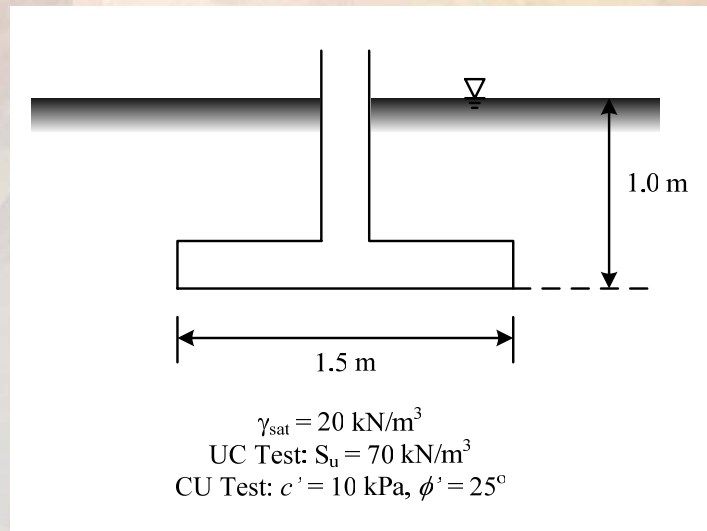


ตัวอย่างที่ 2.2

จงคำนวณหากำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแถบดังรูป ในสภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกทันที (Short term) และในสภาวะที่เกิดการระบายออกของน้ำอย่างสมบูรณ์ (Long term) โดยใช้สมการของ Terzaghi เมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวมีค่าเท่ากับ 70 กิโลปาสคาล และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนมีค่าดังนี้ $c' = 10$ กิโลปาสคาล และ $\phi' = 25^\circ$



ตัวอย่างที่ 2.2



วิธีทำ ที่สภาวะการรับน้ำหนักบรรทุกทันที (Short term)

สำหรับ $\phi = 0^\circ$ จะได้ $N_c = 5.7$ $N_q = 1.0$ $N_\gamma = 0.0$

$$q_u = cN_c + q$$

$$q_u = (70 \times 5.7) + (20 \times 1.0) = 419 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.2

ที่สภาวะระบายน้ำเต็มที่ (Long term)

$$N_q = \frac{e^{\frac{270-\phi}{180}\pi \tan \phi}}{2\cos^2\left(45^\circ + \phi/2\right)} = \frac{e^{\frac{270^\circ-25^\circ}{180^\circ}\pi \tan 25^\circ}}{2\cos^2\left(45^\circ + 25^\circ/2\right)} = \frac{7.34}{0.58} = 12.67$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (12.67 - 1) \cot 25^\circ = 25.02$$

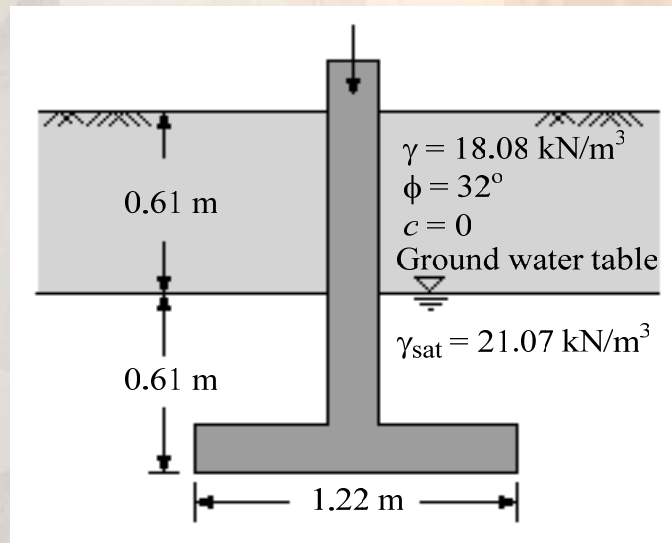
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left[\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 \phi} - 1 \right] = \frac{1}{2} \tan 25^\circ \left[\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 25^\circ} - 1 \right] = 10.12$$

$$q_u = [10 \times 25.02] + [(10.2 \times 1.0) \times 12.67] + \left[\frac{1}{2} \times 10.2 \times 1.5 \times 10.12 \right]$$

$$q_u = 250.20 + 129.23 + 77.42 = 456.85 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.3

จงหาน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของฐานรากวงกลมดังแสดงในรูป โดยวิธีของ Vesic และใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0



วิธีทำ
$$q_u = c' \lambda_{cs} \lambda_{cd} N_c + q' \lambda_{qs} \lambda_{qd} N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \gamma' B N_\gamma$$

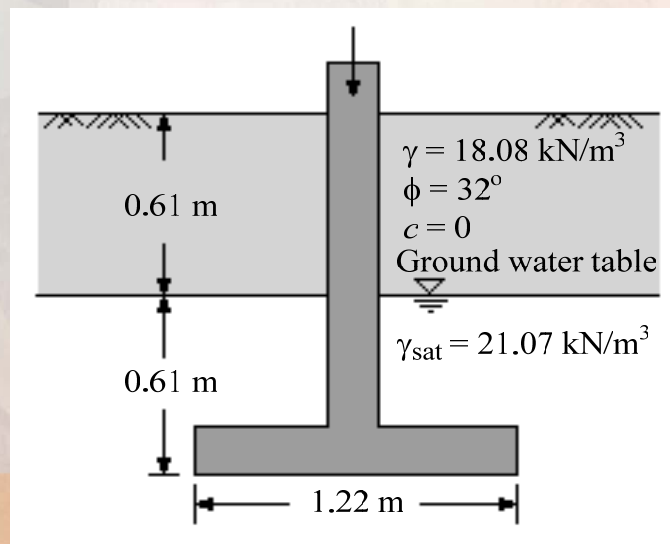
ตัวอย่างที่ 2.3

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor) มีค่าดังต่อไปนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 32^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = 23.18$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (23.18 - 1) \cot 32^\circ = 35.49$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(23.18 + 1) \tan 32^\circ = 30.22$$



ตัวอย่างที่ 2.3

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง และตัวคูณปรับแก้ความลึก

$$\lambda_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} = 1 + \frac{23.18}{35.49} = 1.65$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + 0.62 = 1.62$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + (2)(0.62)(0.22)(1) = 1.273$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4k = 1 + \left(0.4 \times \frac{1.22}{1.22} \right) = 1.40$$

ตัวอย่างที่ 2.3

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือระดับฐานราก ดังนั้น

$$q' = 0.61(18.08) + 0.61(21.07 - 9.81) = 11.029 + 6.869$$

$$q' = 17.898 \text{ กิโลปาสคาล}$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเท่ากับ

$$q_u = (17.898)(1.62)(1.273)(23.18) + \frac{1}{2}(0.6)(1)(21.07 - 9.81)(1.22)(30.22)$$

$$q_u = 980.12 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.3

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้เท่ากับ

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{980.12}{3}$$

$$q_{all} = 326.71 \text{ กิโลปาสคาล}$$

น้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ

$$Q_{all} = q_{all} \frac{\pi}{4} B^2 = 326.71 \left(\frac{\pi}{4} \right) (1.22)^2$$

$$Q_{all} = 381.9 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ตัวอย่างที่ 2.4

ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 4.20 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นทรายที่ระดับความลึก 2 เมตร จากผิวดิน คุณสมบัติของทรายเป็นดังนี้คือ $C'=0, \phi'=32^\circ$ และ $\gamma_{sat}=20$ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัย โดยวิธีของ Vesic ในกรณีนี้ที่

- ก) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับท้องฐานราก
- ข) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน
- ค) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้น (Upward seepage) ด้วยค่าความลาดเชิงศาสตร์ (Hydraulics gradient, i) เท่ากับ 0.4
- ง) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากท้องฐานรากเกินกว่าความกว้างของฐานราก

ตัวอย่างที่ 2.4

วิธีทำ เนื่องจากฐานรากตั้งอยู่บนชั้นทราย เพราะฉะนั้นกำลังรับแรงแบกทานประลัยต้องคำนวณในรูปของความเค้นประสิทธิผล ดังนั้น

$$q_u = \lambda_{qs} \lambda_{qd} q' N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \gamma' B N_\gamma$$

สำหรับ $\phi' = 32^\circ$ จะได้ $N_c = 35.5$ $N_q = 23.2$ $N_\gamma = 30.2$

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง และตัวคูณปรับแก้ความลึก ดังนี้

$$\lambda_{qs} = 1 + \tan 32^\circ = 1.625$$

$$\lambda_{\gamma s} = 0.6$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan 32^\circ (1 - \sin 32^\circ)^2 \left(\frac{2}{4.2} \right) = 1.131$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

ตัวอย่างที่ 2.4

วิธีทำ ก) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับท้องฐานราก

$$q' = 20 \times 2 = 40 \quad \text{กิโลปาสคาล}$$

$$q_u = \left(1.625 \times 1.131 \times 40 \times 23.2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81) \times 4.2 \times 30.2 \right)$$

$$q_u = 1705.5 + 387.7 = 2093.2 \quad \text{กิโลปาสคาล}$$

ข) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$q_u = \lambda_{qs} \lambda_{qd} (\gamma_{sat} - \gamma_w) D_f N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} (\gamma_{sat} - \gamma_w) B N_\gamma$$

$$q_u = \left(1.625 \times 1.131 \times (20 - 9.81) \times 2 \times 23.2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81) \times 4.2 \times 30.2 \right)$$

$$q_u = 869.0 + 387.7 = 1256.7 \quad \text{กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.4

วิธีทำ ค) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้นด้วยค่าความลาดเชิงชลศาสตร์เท่ากับ 0.4

$$q_u = \lambda_{qs} \lambda_{qd} (\gamma_{sat} - \gamma_w - i\gamma_w) D_f N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} (\gamma_{sat} - \gamma_w - i\gamma_w) B N_\gamma$$

$$q_u = \left(1.625 \times 1.131 \times (20 - 9.81 - 0.4 \times 9.81) \times 2 \times 23.2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81 - 0.4 \times 9.81) \times 4.2 \times 30.2 \right)$$

$$q_u = 534.3 + 238.4 = 772.7 \quad \text{กิโลปาสคาล}$$

ง) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากท้องฐานรากเกินกว่าความกว้างของฐานราก

$$q_u = \lambda_{qs} \lambda_{qd} q N_q + \frac{1}{2} \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = \left(1.625 \times 1.131 \times (20 \times 2) \times 23.2 \right) + \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times 20 \times 4.2 \times 30.2$$

$$q_u = 1705.5 + 761.0 = 2466.5 \quad \text{กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.5

จงออกแบบความกว้างของฐานรากแถบ (Strip footing) ซึ่งตั้งอยู่บนทรายมีคุณสมบัติดังนี้ $C'=0, \phi'=38^\circ$ และ $\gamma_{sat}=20.4$ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ที่ความลึก 0.9 เมตรจากผิวดิน รับน้ำหนักบรรทุก 650 กิโลนิวตันต่อเมตร โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi กำหนดให้ระดับน้ำอยู่ที่ระดับผิวดินและอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3

วิธีทำ สำหรับ $\phi'=38^\circ$ จะได้ $N_q=48.9$ $N_\gamma=67.4$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ $q_{u(net)} = c'N_c + q'(N_q - 1) + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma$

$$q_{u(net)} = \left[(20.4 - 9.81) \times 0.9 \times (48.9 - 1) \right] + \frac{1}{2} \times (20.4 - 9.81) \times B \times 67.4 = 456.54 + 356.88B$$

$$q_{u(net)} = \frac{Q(FS)}{B}$$

$$(456.54 + 356.88B) = \frac{650 \times 3}{B}$$

$$356.88B^2 + 456.54B - 1950 = 0$$

$\therefore B = 1.78$ เมตร ดังนั้น เลือกฐานรากขนาด 1.80 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.6

ฐานรากแถบ (Strip footing) กว้าง 1.50 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกทุก 40 กิโลกรัมต่อเมตร และโมเมนต์ 8 กิโลกรัม-เมตรต่อเมตร จงตรวจสอบว่าแรงลัพธ์บนฐานรากอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) หรือไม่ พร้อมทั้งหาค่า $q_{\max}$ และ $q_{\min}$

วิธีทำ ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ $e = \frac{M}{P} = \frac{8}{40} = 0.20$ เมตร $< \frac{B}{6} = \frac{1.50}{6} = 0.25$ เมตร

ดังนั้น แรงลัพธ์อยู่ในพื้นที่เคอร์น

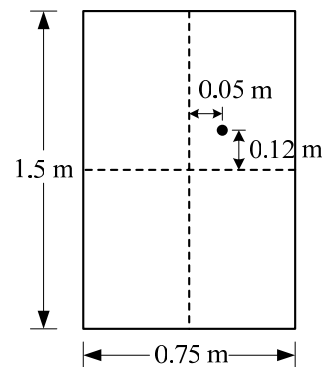
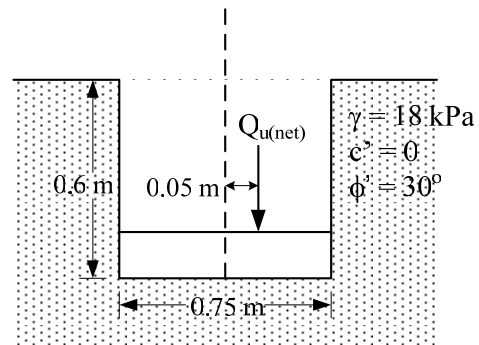
ความเค้นสูงสุดและต่ำสุดที่กระทำใต้ฐานรากเท่ากับ

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{40}{1.50} \left(1 + \frac{6 \times 0.20}{1.50} \right) = 48 \quad \text{กิโลกรัมต่อตารางเมตรต่อเมตร}$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{40}{1.50} \left(1 - \frac{6 \times 0.20}{1.50} \right) = 5.33 \quad \text{กิโลกรัมต่อตารางเมตรต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.7

ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 1.5 เมตร x 0.75 เมตร ดังแสดงในรูป จงหาขนาดของน้ำหนักสุทธิที่กระทำ
เยื้องศูนย์กลางที่สุดที่ทำให้ดินเกิดการวิบัติพอดี



ตัวอย่างที่ 2.7

วิธีทำ ความกว้างประสิทธิผล (B') = $0.75 - 2(0.05) = 0.65$ เมตร

ความยาวประสิทธิผล (L') = $1.5 - 2(0.12) = 1.26$ เมตร

$$q_{u(net)} = q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\left(N_q - 1\right) + \frac{1}{2}\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\gamma B'N_\gamma$$

โดยอาศัยวิธีของ **Vesic** จะได้ตัวแปรกำลังรับแบกทาน สำหรับ $\phi' = 30^\circ$ ดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2 \left(45 + \frac{30^\circ}{2} \right) = 18.4$$

$$N_\gamma = 2(18.4 + 1) \tan 30^\circ = 22.4$$

ตัวอย่างที่ 2.7

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง และตัวคูณปรับแก้ความลึกมีค่าดังนี้

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{0.65}{1.26} \right) (0.58) = 1.30$$

$$\lambda_{rs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{0.65}{1.26} \right) = 0.79$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 2 \tan (30^\circ) (1 - \sin 30^\circ)^2 \left(\frac{0.6}{0.75} \right) = 1.23$$

$$\lambda_{rd} = 1$$

ตัวอย่างที่ 2.7

ดังนั้น
$$q_{u(net)} = (0.6 \times 18)(1.30)(1.23)(18.4 - 1) + \frac{1}{2}(0.79)(1)(18)(0.65)(22.4)$$

$$q_{u(net)} = 300.5 + 103.5 = 404.0 \text{ กิโลปาสคาล}$$

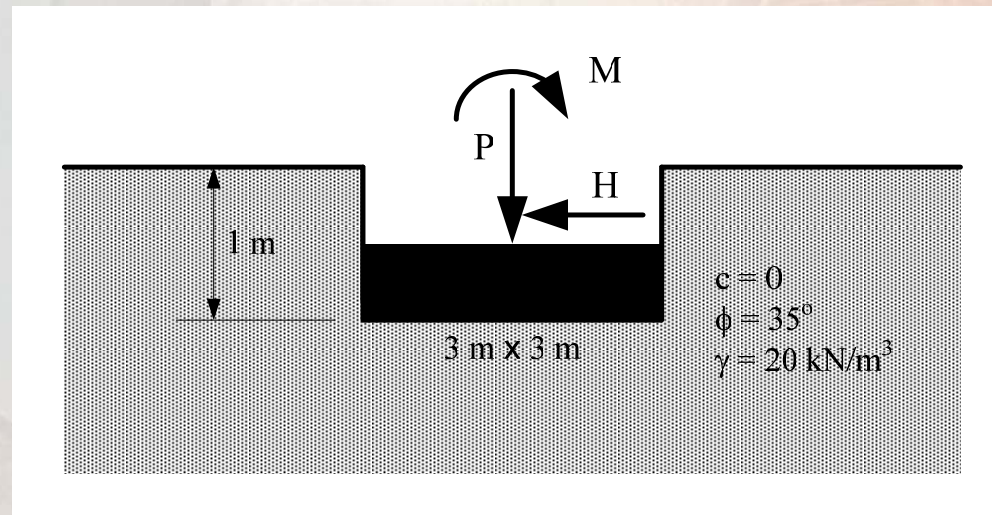
น้ำหนักแบกทานประลัยสุทธิเท่ากับ

$$Q_{u(net)} = q_{u(net)}(B'L') = (404.0)(0.65 \times 1.26) = 330.9 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.8

จงหาอัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการวิบัติของดินใต้ฐานราก ดังแสดงในรูปโดยวิธีของ Meyerhof

เมื่อ $P = 1000$ กิโลนิวตัน
 $H = 400$ กิโลนิวตัน
 $M = 500$ กิโลนิวตัน-เมตร



ตัวอย่างที่ 2.8

วิธีทำ ความกว้างประสิทธิภาพ (B') = $3 - (2 \times 0.5) = 2$ เมตร

ความยาวประสิทธิภาพ (L') = 3 เมตร

แนวของแรงลัพธ์คือ

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right) \quad \text{กระทำต่อแนวตั้ง}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{400}{1000}\right) = 22^\circ$$

สำหรับ $\phi' = 35^\circ$ จะได้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhof ดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2\left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2}\right) = 33.29$$

$$N_\gamma = (33.29 - 1) \tan(1.4 \times 35^\circ) = 37.14$$

ตัวอย่างที่ 2.8

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง ความลึก และความลาดเอียงมีค่าดังนี้

$$\lambda_{qs} = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'} = 1 + \left[0.1 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \times \frac{2}{3} \right] = 1.25$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'} = 1 + \left[0.1 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \times \frac{2}{3} \right] = 1.25$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} = 1 + \left[0.1 \times \tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \times \frac{1}{3} \right] = 1.06$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1 + \left[0.1 \times \tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \times \frac{1}{3} \right] = 1.06$$

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{22^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.57$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{22^\circ}{35^\circ} \right)^2 = 0.14$$

ตัวอย่างที่ 2.8

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = (20 \times 1)(1.25)(1.06)(0.57)(33.29 - 1) + \frac{1}{2}(1.25)(1.06)(0.14)(20)(2)(37.14)$$

$$q_{u(net)} = 487.74 + 137.79 = 625.53 \text{ กิโลปาสคาล}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิเท่ากับ

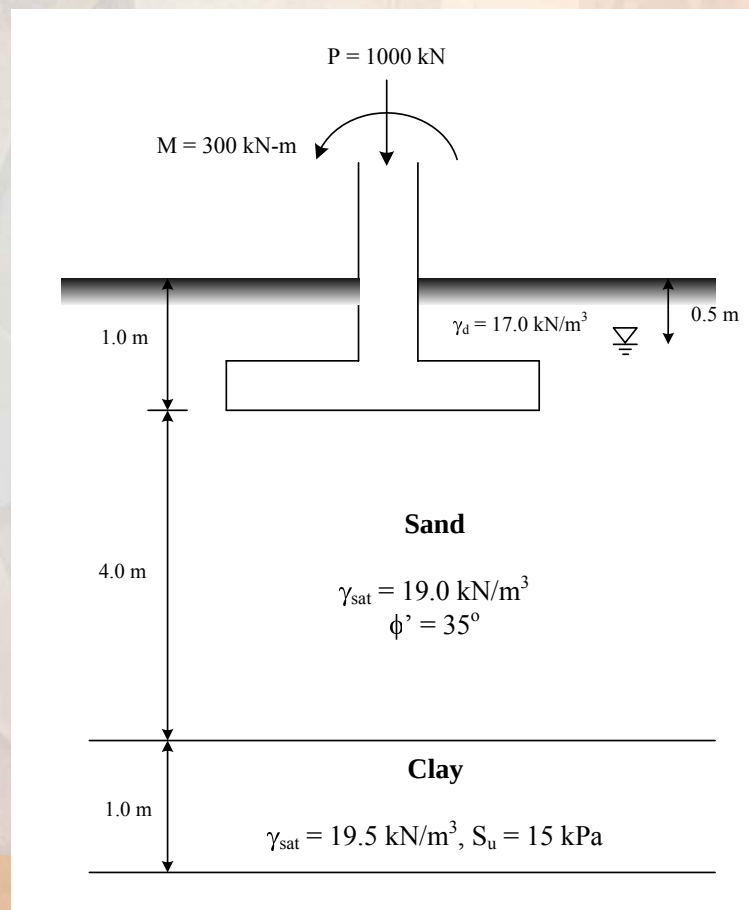
$$Q_{u(net)} = q_{u(net)}(B'L') = 625.53(2 \times 3) = 3753.18 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{Q_{u(net)}}{P} = \frac{3753.18}{1000} = 3.75$$

ตัวอย่างที่ 2.9

จงออกแบบขนาดของฐานรากตื้นที่ตั้งบนชั้นดินดังรูป ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



ตัวอย่างที่ 2.9

วิธีทำ สมมุติขนาดฐานรากเท่ากับ 2.2 x 2.2 เมตร

$$e = \frac{M}{P} = \frac{300}{1000} = 0.3 \text{ เมตร} < \frac{2.2}{6} = 0.37 \text{ OK. ดังนั้น}$$

$$B' = 2.2 - (2 \times 0.3) = 1.6 \text{ เมตร}$$

$$L' = L = 2.2 \text{ เมตร}$$

จากทฤษฎีของ **Meyerhof**

$$q_{u(net)} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + q(N_q - 1)\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma B'N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.3$$

$$N_\gamma = (N - 1) \tan(1.4\phi) = (33.3 - 1) \tan(1.4 \times 35^\circ) = 37.16$$

ตัวอย่างที่ 2.9

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.69$$

$$\lambda_{qs} = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L} = 1 + \left[0.1 \times 3.69 \times \frac{1.4}{2.2} \right] = 1.26$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B'} = 1 + \left[0.1 \sqrt{3.69} \times \frac{1}{1.6} \right] = 1.12$$

$$\lambda_{\gamma s} = \lambda_{qs} = 1.26$$

$$\lambda_{\gamma d} = \lambda_{qd} = 1.12$$

ตัวอย่างที่ 2.9

กำลังแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = 0 + \left[(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times (33.3 - 1) \times 1.26 \times 1.12 \right] \\ + \left[0.5 \times 9.2 \times 1.6 \times 37.16 \times 1.26 \times 1.12 \right]$$

$$q_{u(net)} = 597.12 + 385.96 = 983.08 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$Q_{u(net)} = 983.08 \times 1.6 \times 2.2 = 3460.44 \text{ กิโลนิวตัน}$$

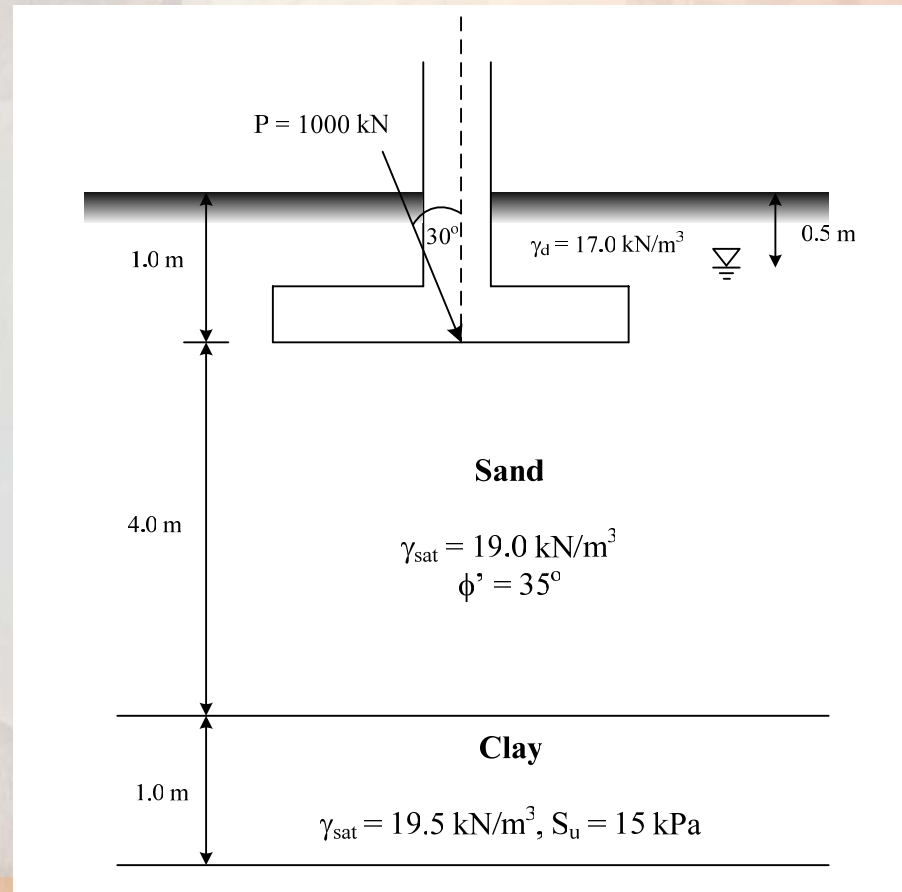
อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{3460.44}{1000.00} = 3.46 > 3.0$$

ดังนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 2.2 x 2.2 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.10

จงออกแบบขนาดของฐานรากตื้นที่ตั้งบนชั้นดินดังรูป ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



ตัวอย่างที่ 2.10

วิธีทำ สมมุติขนาดฐานรากเท่ากับ 2.2 x 2.2 เมตร

จากทฤษฎีของ **Meyerhof**

$$q_{u(net)} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci} + q(N_q - 1)\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.3$$

$$N_\gamma = (N - 1) \tan(1.4\phi) = (33.3 - 1) \tan(1.4 \times 35^\circ) = 37.16$$

ตัวอย่างที่ 2.10

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.69$$

$$\lambda_{qs} = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} = 1 + 0.1 \times 3.69 \times \frac{3.5}{3.5} = 1.37$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} = 1 + 0.1 \sqrt{3.69} \times \frac{1}{3.5} = 1.05$$

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{30^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0.44$$

$$\lambda_{\gamma s} = \lambda_{qs} = 1.37$$

$$\lambda_{\gamma d} = \lambda_{\gamma q} = 1.05$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{30^\circ}{35^\circ} \right)^2 = 0.02$$

ตัวอย่างที่ 2.10

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = 0 + \left[(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times (33.3 - 1) \times 1.37 \times 1.05 \times 0.44 \right] \\ + \left[0.5 \times 9.2 \times 3.5 \times 37.16 \times 1.37 \times 1.05 \times 0.02 \right]$$

$$q_{u(net)} = 267.81 + 17.21 = 285.02 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$Q_{u(net)} = 285.02 \times 3.5 \times 3.5 = 3491.57 \text{ กิโลนิวตัน}$$

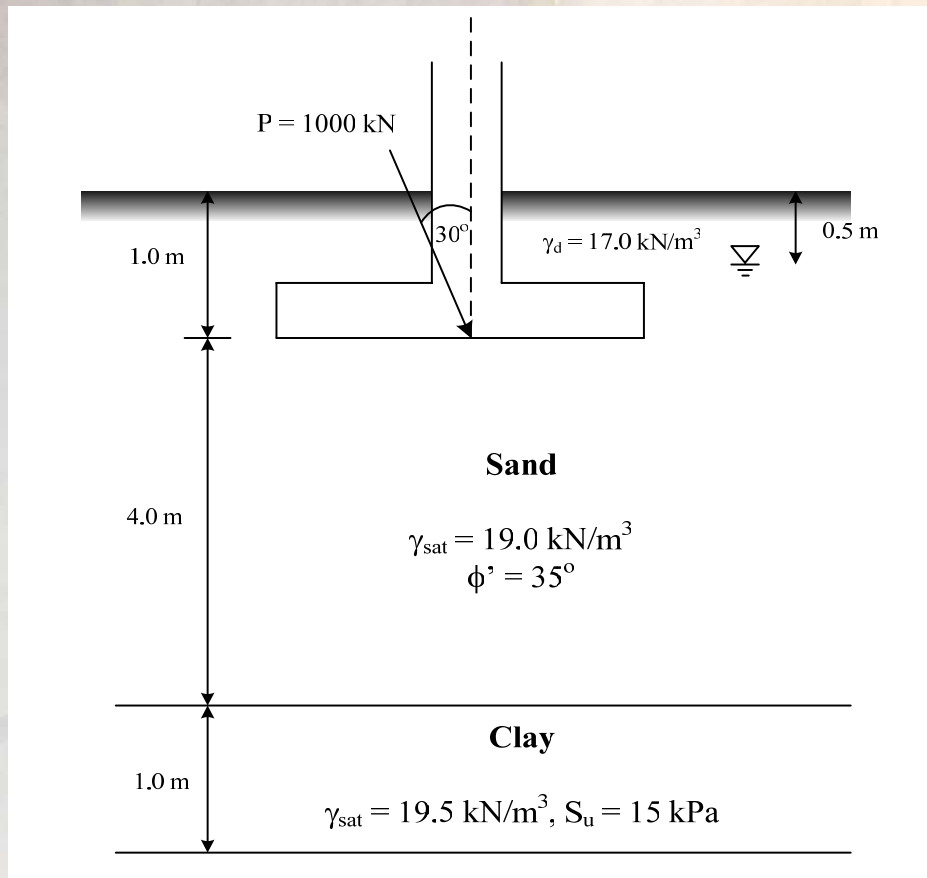
อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{3491.57}{1000.00} = 3.49 > 3.0$$

เพราะฉะนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 3.5 x 3.5 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.11

จงใช้วิธีของ Hensen ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากที่ออกแบบ



วิธีทำ

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.3$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan(\phi)$$

$$= 2 (33.3 - 1) \tan 35^\circ = 45.2$$

ตัวอย่างที่ 2.11

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

$$k = \frac{D_f}{B} = \frac{1}{3.5} = 0.286$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + \frac{3.5}{3.5} \tan 35^\circ = 1.70$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan 35^\circ (1 - \sin 35^\circ)^2 0.286 = 1.597$$

$$\lambda_{qi} = \left[1 - \frac{0.5T}{Q + A c_a \cot \phi} \right]^5 = \left[1 - \frac{0.5 \times 1000 \sin 30^\circ}{1000 \cos 30^\circ + (3.5 \times 3.5)(0) \cot 35^\circ} \right]^5 = 0.182$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - \left(0.4 \times \frac{3.5}{3.5} \right) = 0.60$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left[1 - \frac{0.7T}{Q + A C_a \cot \phi} \right]^5 = \left[1 - \frac{0.7 \times 1000 \sin 30^\circ}{1000 \cos 30^\circ + (3.5 \times 3.5)(0) \cot 35^\circ} \right]^5 = 0.075$$

ตัวอย่างที่ 2.11

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = 0 + \left[(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times (33.3 - 1) \times 1.70 \times 1.597 \times 0.182 \right] \\ + \left[0.5 \times 9.2 \times 3.5 \times 45.2 \times 0.60 \times 1.0 \times 0.075 \right]$$

$$q_{u(net)} = 209.07 + 32.74 = 241.82 \text{ กิโลปาสคาล}$$

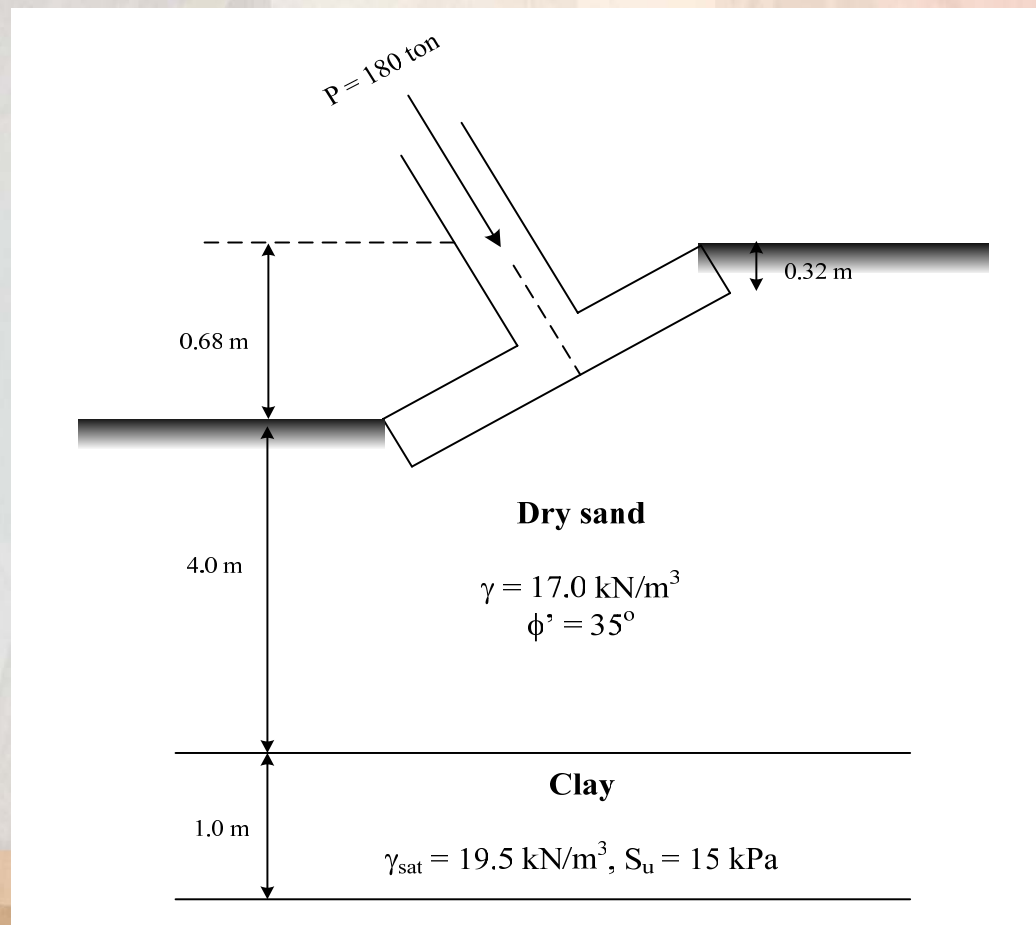
$$Q_{ult} = 241.82 \times 3.5 \times 3.5 = 2962.26 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{2962.26}{1000.00} = 2.96$$

ตัวอย่างที่ 2.12

จงใช้ทฤษฎีของ Vesic คำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของของฐานรากตื้นที่ตั้งบนชั้นดิน
ซึ่งมีขนาด 2.5×2.5 เมตร



ตัวอย่างที่ 2.12

วิธีทำ จากทฤษฎี Vesic

$$q_{u(net)} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci}\lambda_{c\delta} + q(N_q - 1)\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi}\lambda_{q\delta} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}\lambda_{\gamma \delta}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.3$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) = 2(33.3 + 1) \tan 35^\circ = 48.03$$

ตัวอย่างที่ 2.12

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

$$k = \frac{D_f}{B} = \frac{0.32}{2.5} = 0.13$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + \frac{2.5}{2.5} \tan 35^\circ = 1.70$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + \left[2 \tan 35^\circ (1 - \sin 35^\circ)^2 \times 0.13 \right] = 1.03$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - \left(0.4 \times \frac{3.5}{3.5} \right) = 0.60$$

$$\lambda_{q\delta} = \left(1 - 0.017 \delta \tan \phi \right)^2 = \left[1 - \left(0.017 \times 20^\circ \times \tan 35^\circ \right) \right]^2 = 0.58$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{\gamma\delta} = \lambda_{q\delta} = 0.58$$

ตัวอย่างที่ 2.12

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = 0 + \left[(17.0 \times 0.32) \times (33.3 - 1) \times 1.70 \times 1.03 \times 0.58 \right] \\ + \left[\frac{1}{2} \times 17.0 \times 2.5 \times 48.03 \times 0.60 \times 0.58 \times 1.00 \right]$$

$$q_{u(net)} = 178.45 + 355.18 = 533.63 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$Q_{u(net)} = 533.63 \times 2.5 \times 2.5 = 3335.20 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{3335.20}{1800.00} = 1.85$$

ตัวอย่างที่ 2.13

ฐานรากแผ่ขนาดกว้าง 1 เมตร ยาว 1.5 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1 เมตร ในดินทราย ซึ่งมีความหนา 2.4 เมตร มีหน่วยน้ำหนัก 18.4 กิโลปาสคาล มุมเสียดทานภายใน 40 องศา ได้ดินทรายเป็นชั้นดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 19.15 กิโลปาสคาล จงคำนวณหา กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากนี้

วิธีทำ ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhof มีค่าดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 40^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 64.18$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4\phi = (64.18 - 1) \tan (1.4 \times 40^\circ) = 93.67$$

ค่า K_s สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{S_u N_c}{0.5 \gamma B N_\gamma} = \frac{19.15 \times 5.14}{0.5 \times 18.4 \times 1 \times 93.67} = 0.11 \quad \text{และ} \quad \phi' = 40^\circ$$

$$\text{จะได้ } K_s = 2.5$$

ตัวอย่างที่ 2.13

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเนื่องจากการวิบัติในชั้นทรายมีค่าเท่ากับ

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (18.4 \times 64.18) + \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \times \frac{1}{1.5} \right) \times 18.4 \times 1.0 \times 93.67 = 1812.9 \text{ กิโลปาสคาล}$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเนื่องจากการวิบัติทั้งในชั้นทรายและดินเหนียวมีค่าเท่ากับ

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] S_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f$$

$$q_u = \left[\left(1 + 0.2 \times \frac{1}{1.5} \right) 19.15 \times 5.14 \right] + \left[\left(1 + \frac{1.0}{1.5} \right) \times 18.4 \times 1.4^2 \left(1 + \frac{2 \times 1.0}{1.4} \right) 2.5 \times \frac{\tan 40^\circ}{1.0} \right] + [18.4 \times 1.0]$$

$$q_u = 111.56 + 306.22 + 18.4 = 436.18 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.14

ฐานรากขนาด 1.5×1.0 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินฐานรากประกอบด้วยชั้นดินเหนียวสองชั้น ชั้นแรกหนา 2.0 เมตร มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 16.8 กิโลปาสคาล และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 125 กิโลปาสคาล ใต้ดินเหนียวชั้นแรกเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีหน่วยน้ำหนัก 16.3 กิโลปาสคาล และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 52 กิโลปาสคาล จงหาน้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานราก กำหนดให้อัตราส่วนปลอดภัย เท่ากับ 4

วิธีทำ อัตราส่วนกำลังต้านทานแรงเฉือนเท่ากับ $\frac{S_{u1}}{S_{u2}} = \frac{125}{52} = 2.40 > 1.0$

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานคำนวณได้จาก $q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L}\right] S_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f$

สำหรับ $\frac{S_{u2}}{S_{u1}} = 0.42$ จะได้ $\frac{c_a}{S_{u1}} = 0.92$

ดังนั้น $c_a = 115$ กิโลปาสคาล

ตัวอย่างที่ 2.14

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{1}{1.5} \right] 52 \times 5.14 + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{2 \times 115 \times 1}{1} \right) + (16.8 \times 1)$$

$$q_u = 703.05 \text{ กิโลปาสคาล}$$

และ $q_u = \left[1 + 0.2 \frac{1}{1.5} \right] 125 \times 5.14 + (16.8 \times 1)$

$$q_u = 744.96 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานประลัยมีค่าเท่ากับ **703.05** กิโลปาสคาล และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้มีค่าเท่ากับ

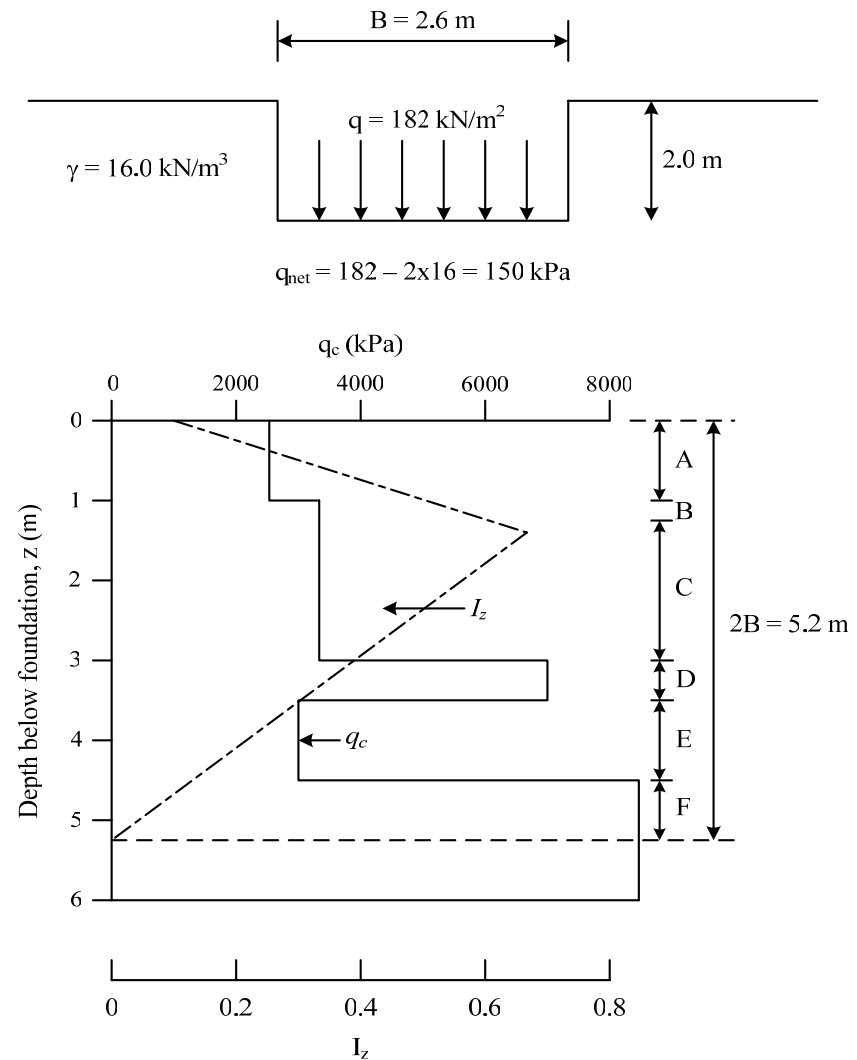
$$q_{all} = \frac{703.05}{4.0} = 175.76 \text{ กิโลปาสคาล}$$

น้ำหนักบรรทุกยอมให้มีค่าเท่ากับ

$$Q_{all} = 175.76 \times 1.0 \times 1.5 = 263.64 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ตัวอย่างที่ 2.15

จงคำนวณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยม
จัตุรัสที่รับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูป
ในช่วงเวลา 5 ปี
โดยวิธีของ Schmertmann



ตัวอย่างที่ 2.15

วิธีทำ

$$q_{net} = 182 - (2 \times 16) = 150 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{150}{16 \times 3.3}} = 0.67 \quad \text{จากการ Interpolation จะได้}$$

$$I_z = 0.1 + \left(z/B \right) (2I_{zp} - 0.2) \quad \text{สำหรับ } z \text{ อยู่ระหว่าง } 0 \text{ ถึง } B/2$$

$$I_z = 0.667 I_{zp} (2 - z/B) \quad \text{สำหรับ } z \text{ อยู่ระหว่าง } B/2 \text{ ถึง } 2B$$

ตัวอย่างที่ 2.15

ชั้นดิน	Δz (มม.)	z (มม.)	q_c (กิโลนิวตัน)	$E_s (= 2.5q_c)$	I_z	$\frac{I_z \Delta z}{E_s}$
A	1000	500	2500	6250	0.32	0.0512
B	300	1150	3500	8750	0.60	0.0206
C	1700	2150	3500	8750	0.52	0.1010
D	500	3250	7000	17500	0.33	0.0094
E	1000	4000	3000	7500	0.21	0.0280
F	700	4850	8500	21250	0.06	0.0020
					Sum	0.2122

ตัวอย่างที่ 2.15

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{q_{net}} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{32}{150} \right) = 0.89$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) = 1 + 0.2 \log \left(\frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$

การทรุดตัวในเวลา 5 ปี มีค่าเท่ากับ

$$S_i = C_1 C_2 q_{net} \sum \frac{I_z \Delta z}{E_s}$$

$$S_i = 0.89 \times 1.34 \times 150 \times 0.2122 = 37.96 \text{ มิลลิเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.16

จากผลทดสอบแผ่นเหล็กบริเวณอำเภopakช่อง จังหวัดนครราชสีมา ดังแสดงในตาราง การเพิ่มน้ำหนักในแต่ละช่วงจะกระทำหลังจากที่น้ำหนักก่อนหน้า 15 นาที จงประมาณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 1.0 x 1.0 เมตร ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium dense sand) หนา 1 เมตร และรับน้ำหนักบรรทุกทุก 10 ตัน โดยใช้ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Bjerrum and Eggstad (1963)

Load increment No.	Load		Time	Elapsed time (min)	Settlement (mm)		
	Force (kg)	Soil pressure (ton/m ²)			Dial. 1	Dial. 2	Average
1	400	5.71	15:00	0	0.330	0.508	0.419
			15:01	1	0.330	0.508	0.419
			15:02	2	0.330	0.508	0.419
			15:04	4	0.356	0.533	0.445
			15:08	8	0.356	0.533	0.445
			15:15	15	0.356	0.533	0.445
2	800	11.43	15:15	0	1.270	1.524	1.397
			15:16	1	1.270	1.524	1.397
			15:17	2	1.270	1.524	1.397
			15:19	4	1.295	1.549	1.422
			15:23	8	1.295	1.549	1.422
			15:30	15	1.295	1.549	1.422

ตัวอย่างที่ 2.16

Load increment No.	Load		Time	Elapsed time (min)	Settlement (mm)		
	Force (kg)	Soil pressure (ton/m ²)			Dial. 1	Dial. 2	Average
3	1,200	17.14	15:30	0	2.210	2.489	2.350
			15:31	1	2.210	2.489	2.350
			15:32	2	2.210	2.489	2.350
			15:34	4	2.235	2.515	2.375
			15:38	8	2.235	2.515	2.375
			15:45	15	2.261	2.565	2.413
4	1,600	22.86	15:45	0	3.734	4.242	3.988
			15:46	1	3.734	4.242	3.988
			15:47	2	3.734	4.242	3.988
			15:49	4	3.759	4.267	4.013
			15:53	8	3.759	4.267	4.013
			16:00	15	3.785	4.293	4.039
5	2,000	28.57	16:00	0	5.283	5.613	5.448
			16:01	1	5.309	5.639	5.474
			16:02	2	5.309	5.664	5.486
			16:04	4	5.334	5.664	5.499
			16:08	8	5.334	5.664	5.499
			16:15	15	5.359	5.690	5.525

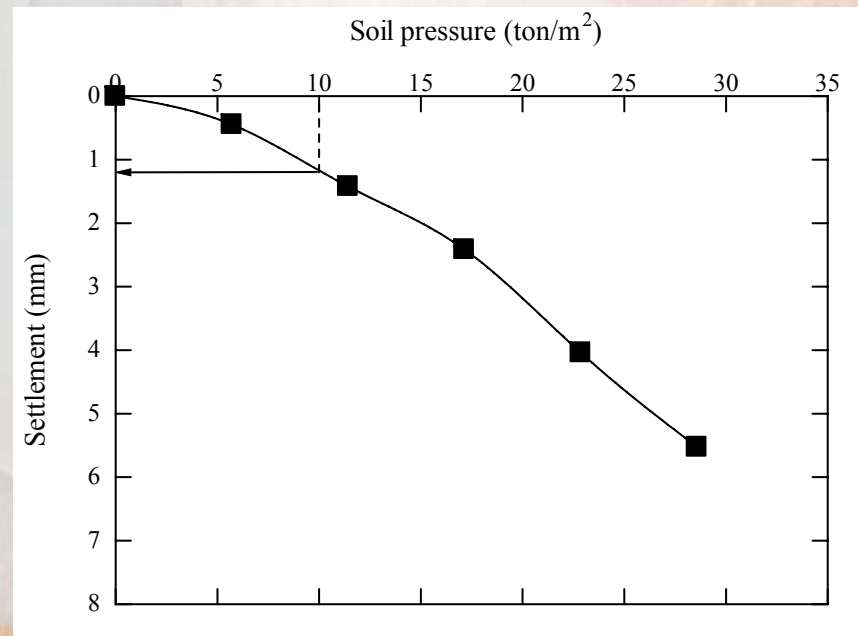
ตัวอย่างที่ 2.16

Load increment No.	Load		Time	Elapsed time (min)	Settlement (mm)		
	Force (kg)	Soil pressure (ton/m ²)			Dial. 1	Dial. 2	Average
6	1,000 (Rebound)	14.29	16:15	0	5.131	5.461	5.296
			16:16	1	5.131	5.461	5.296
			16:17	2	5.131	5.461	5.296
			16:19	4	5.080	5.436	5.258
			16:23	8	5.080	5.436	5.258
			16:30	15	5.055	5.410	5.232
7	0 (Rebound)	0.00	16:30	0	4.674	4.801	4.737
			16:31	1	4.648	4.750	4.699
			16:32	2	4.623	4.724	4.674
			16:34	4	4.623	4.724	4.674
			16:38	8	4.597	4.699	4.648
			16:45	15	4.597	4.699	4.648

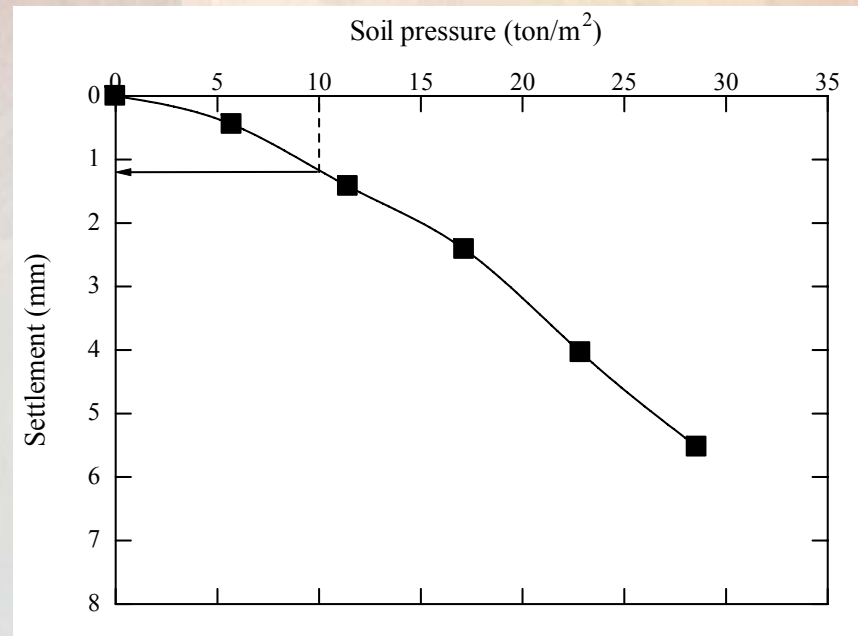
ตัวอย่างที่ 2.16

วิธีทำ จากตาราง ทำการวาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันดิน (Soil pressure) และการทรุดตัวของแผ่นเหล็ก การทรุดตัวที่นำมาวาดกราฟเป็นค่าการทรุดตัวที่ 15 นาที ความดันดินที่กระทำบนฐานรากขนาด 1.0×1.0 เมตร เท่ากับ

$$\sigma = \frac{10}{1 \times 1} = 10 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$



ตัวอย่างที่ 2.16



จากรูป การทรุดตัวที่ความเค้นเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร ของแผ่นเหล็กทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.3 มิลลิเมตร

อัตราส่วนการทรุดตัว ที่ $\frac{B}{b} = \frac{1.0}{0.3} = 3.33$ สำหรับทรายแน่นปานกลาง มีค่าเท่ากับ 2.2

ดังนั้น การทรุดตัวของฐานรากขนาด 1.0×1.0 เมตร มีค่าเท่ากับ $2.2 \times 1.3 = 2.86$ มิลลิเมตร

ตัวอย่างที่ 2.17

ผลการทดสอบแผ่นเหล็ก (Plate bearing test) ในฤดูแล้ง (ดินอยู่ในสภาพแห้ง) ของแผ่นเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 305 มิลลิเมตร ที่ระดับท้องฐานรากแสดงดังต่อไปนี้

น้ำหนักบรรทุก (กน.)	5	10	15	20	30	40	50
ระยะทรุด (มม.)	1.79	3.82	5.50	7.88	19.10	52.50	152.4

จงออกแบบขนาดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกขนาด 980 กิโลนิวตัน ในฤดูฝน (ระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือฐานราก) โดยเกิดการทรุดตัวไม่เกิน 25 มิลลิเมตร กำหนดให้ใช้สมการของ Terzaghi and Peck และพิจารณาว่าในกรณีที่การทรุดตัวเท่ากัน หน่วยแรงแบกทานในฤดูฝนเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงแบกทานในฤดูแล้ง และในกรณีที่หน่วยแรงแบกทานเท่ากัน การทรุดตัวในฤดูฝนเป็นสองเท่าของระยะทรุดในฤดูแล้ง

ตัวอย่างที่ 2.17

วิธีทำ สมมติดินใต้ฐานรากมีคุณสมบัติสม่ำเสมอตลอดช่วงความลึก 2 เท่าของความกว้างฐานราก ผลการทดสอบแผ่นเหล็กในฤดูแล้งแปลความเป็นผลการทดสอบในฤดูฝนได้ดังนี้

ก) ที่การทรุดตัวของแผ่นฐานเท่ากัน หน่วยแรงแบกทานในฤดูฝนเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงแบกทานในฤดูแล้ง ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกดทับและการทรุดตัวแสดงได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุก (กน.)	2.5	5	7.5	10	15	20	25
ความเค้นกดทับ (กป.)	26.87	53.75	80.62	107.50	161.25	214.99	268.74
ระยะทรุด (มม.)	1.79	3.82	5.50	7.88	19.10	52.50	152.4

การทรุดตัวของฐานรากสามารถคำนวณได้โดยอาศัยสมการดังนี้

$$\Delta_{footing} = \Delta_{plate} \left(\frac{2B}{B+0.3} \right)^2$$

ตัวอย่างที่ 2.17

สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.0×3.0 เมตร ความเค้นกดทับเท่ากับ $\frac{980}{3^2} = 108.89$ กิโลปาสคาล
จากการเทียบบัญญัติไตรยางค์ จะได้การทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบและฐานรากมีค่าเท่ากับ

$$\Delta_{plate} = 7.88 + \frac{(19.10 - 7.88)}{(161.25 - 107.50)} (108.89 - 107.50) = 8.17 \text{ มิลลิเมตร}$$

$$\Delta_{footing} = 8.17 \left(\frac{2 \times 3.0}{3.0 + 0.3} \right)^2 = 27.0 \text{ มิลลิเมตร (มากกว่า 25 มิลลิเมตร)}$$

ดังนั้นเพิ่มขนาดของฐานรากเป็น 3.1×3.1 เมตร ความเค้นกดทับเท่ากับ $\frac{980}{3.1^2} = 101.98$ กิโลปาสคาล
จะได้การทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบและฐานรากมีค่าเท่ากับ

$$\Delta_{plate} = 5.50 + \frac{(7.88 - 5.50)}{(107.50 - 80.62)} (101.98 - 80.62) = 7.39 \text{ มิลลิเมตร}$$

$$\Delta_{footing} = 7.39 \left(\frac{2 \times 3.1}{3.1 + 0.3} \right)^2 = 24.57 \text{ มิลลิเมตร (มากกว่า 25 มิลลิเมตร)}$$

ดังนั้น เลือกขนาดฐานรากเท่ากับ 3.1×3.1 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.17

ข) ที่หน่วยแรงแบกทานของแผ่นฐานเท่ากัน การทรุดตัวในฤดูฝนเป็นสองเท่าของการทรุดตัวในฤดูแล้ง ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกดทับและการทรุดตัวแสดงได้ดังนี้

น้ำหนักบรรทุก (กน.)	5	10	15	20	30	40	50
ความเค้นกดทับ (กป.)	53.75	107.50	161.25	214.99	322.49	429.99	537.49
ระยะทรุด (มม.)	3.58	7.64	11.00	15.76	38.20	105	304.8

ตัวอย่างที่ 2.17

สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.1×3.1 เมตร ความเค้นกดทับเท่ากับ $\frac{980}{3.1^2} = 101.98$ กิโลปาสคาล จะได้
การทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบและฐานรากมีค่าเท่ากับ

$$\Delta_{plate} = 3.58 + \frac{(7.64 - 3.58)}{(107.50 - 53.75)} (101.98 - 53.75) = 7.22 \text{ มิลลิเมตร}$$

$$\Delta_{footing} = 7.22 \left(\frac{2 \times 3.1}{3.1 + 0.3} \right)^2 = 24.01 \text{ มิลลิเมตร (มากกว่า 25 มิลลิเมตร)}$$

ดังนั้น เลือกขนาดฐานรากเท่ากับ 3.1×3.1 เมตร

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



ฐานรากลึก : ทฤษฎีและการออกแบบ

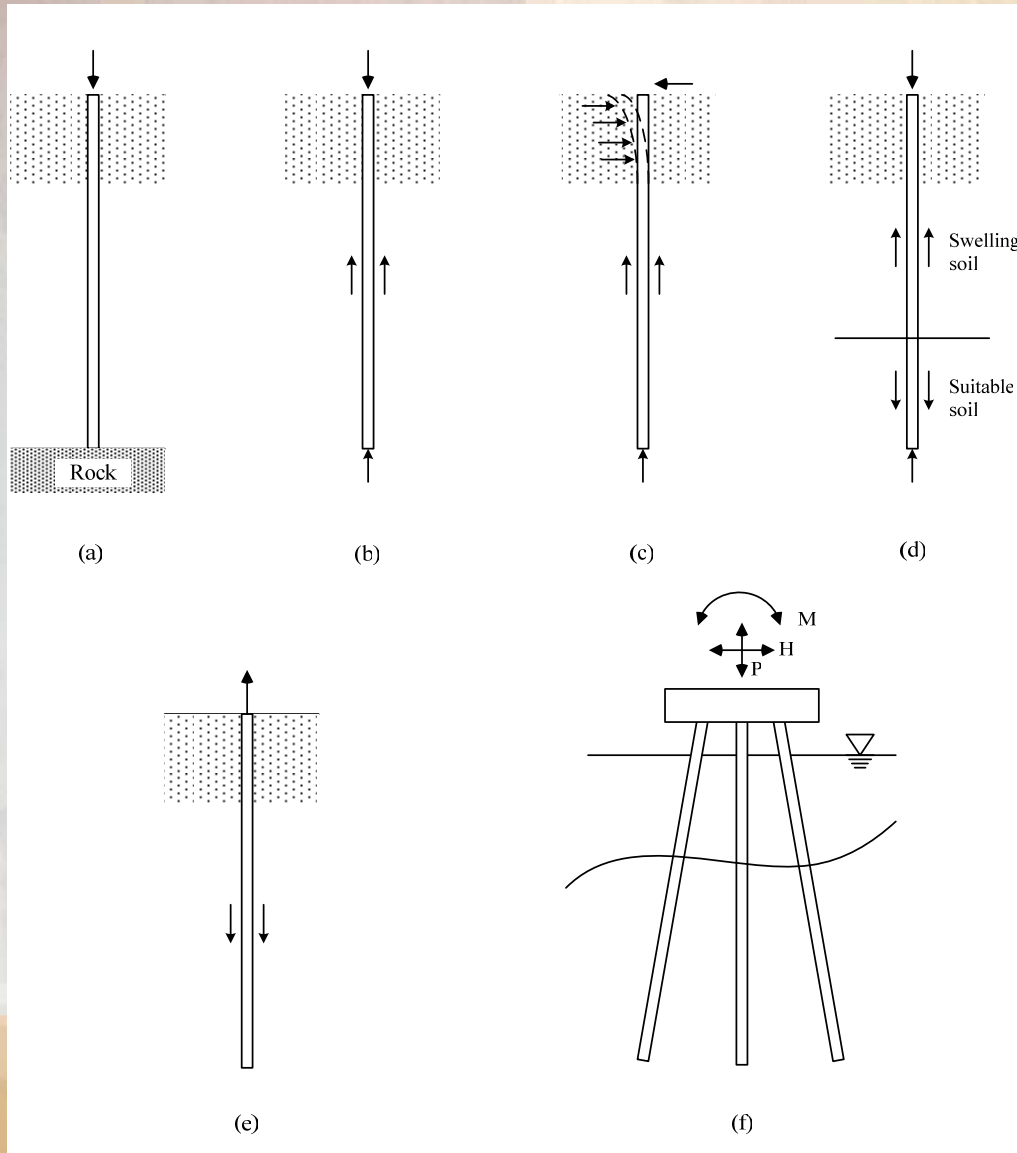
(DEEP FOUNDATION : THEORY AND DESIGN)

3.1 บทนำ

ฐานรากลึก คือ ฐานรากที่ใช้เสาเข็มทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักหรือแรงสู่ชั้นดินในลักษณะแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม (Skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End bearing) สามารถแบ่งประเภทของเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภท ตามลักษณะการรับน้ำหนัก

- 1) เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย (Friction/Floating pile) คือเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่
- 2) เสาเข็มดาล (End bearing pile) คือเสาเข็มที่มีแรงต้านที่ปลายเสาเข็มสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม

3.1 บทนำ



ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึก

3.2 ประเภทของเสาเข็ม

เสาเข็มอาจจำแนกตามชนิดของวัสดุ วิธีการผลิต หรือวิธีการก่อสร้างได้ดังนี้

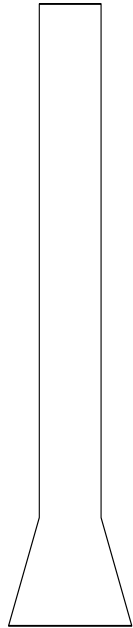
- ก) จำแนกตามชนิดของวัสดุ ได้แก่ เสาเข็มไม้ เสาเข็มคอนกรีต เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กและลวดอัดแรง เสาเข็มเหล็กรูปพรรณ และเสาเข็มประกอบ เช่น เหล็กรูปพรรณชนิดท่อกลมที่เต็ม (Filled) ด้วยคอนกรีต หรือเสาเข็มคอนกรีตที่มีแกนเหล็กรูปพรรณ เป็นต้น
- ข) จำแนกตามวิธีการผลิต ได้แก่ เสาเข็มหล่อในที่ (Cast-in-situ piles) และเสาเข็มสำเร็จรูป (Precast or Prefabricated piles) ซึ่งอาจเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือเสาเข็มคอนกรีตอัดแรง

3.2 ประเภทของเสาเข็ม

เสาเข็มอาจจำแนกตามชนิดของวัสดุ วิธีการผลิต หรือวิธีการก่อสร้างได้ดังนี้

- ค) จำแนกตามวิธีการก่อสร้าง ได้แก่ เสาเข็มเจาะ (Bored piles) เสาเข็มตอก (Driven piles) เสาเข็มเจาะเสียบ (Pre-auger piles) และเสาเข็มเหล็กชนิดหลายท่อนต่อติดตั้งโดยการกดหรือสั่นสะเทือน (Vibrating or Ramming) เป็นต้น
- ง) จำแนกตามการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม ได้แก่ เสาเข็มเคลื่อนตัวมาก (Very large displacement pile) (เสาเข็มตอกปลายปิด) เสาเข็มเคลื่อนตัวน้อย (Small displacement pile) (เสาเข็มตอกปลายเปิดและเสาเข็มตอกรูปตัว H) และเสาเข็มไม่มีการเคลื่อนตัว (No displacement pile) (เสาเข็มเจาะ)

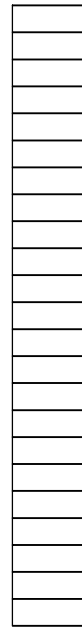
3.2 ประเภทของเสาเข็ม



Belled pile



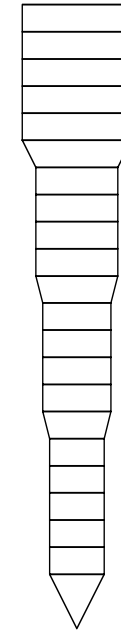
Monotube pile



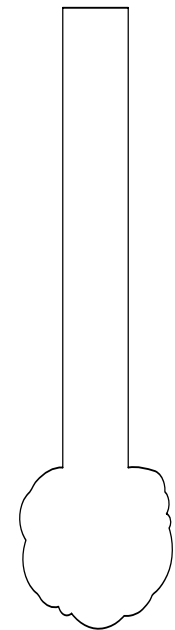
Cased pile



Uncased pile



Step-Tamper pile

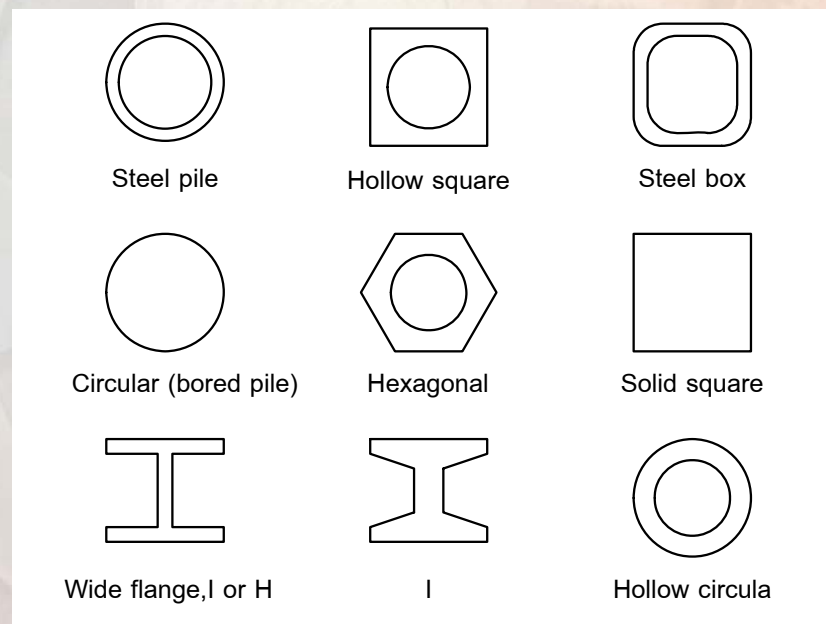


Base pile

เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่

3.3 เสาเข็มตอก

เสาเข็มตอกส่วนใหญ่จะเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete pile) หรือ คอนกรีตอัดแรง (Pre-stressed pile) การติดตั้งกระทำโดยใช้ตัมน้ำหนัก เสาเข็มตอกเป็นเสาเข็มที่ได้รับความนิยมมาก เนื่องจากการติดตั้งกระทำได้อย่างง่ายดายและมีราคาต่ำ



รูปหน้าตัดของเสาเข็มชนิดต่างๆ

3.3 เสาเข็มตอก

ข้อดีของเสาเข็มตอก

- ตรวจสอบคุณภาพของโครงสร้างในเสาเข็มได้ก่อนตอกเสาเข็ม
- การตอกเสาเข็มจะทำให้ความหนาแน่นของดินเม็ดหยาบเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น
- ระดับน้ำใต้ดินไม่มีผลกระทบต่อการติดตั้ง (ตอก) เสาเข็ม

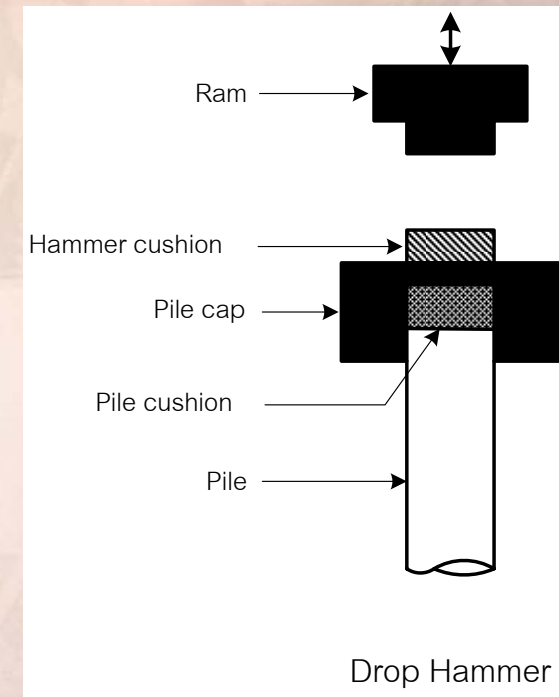
ข้อเสียของเสาเข็มตอก

- ทำให้เกิดความสั่นสะเทือนในขณะตอกเสาเข็ม และเป็นผลทำให้เกิดการยกตัวสูงขึ้นของผิวดินใกล้เคียง ซึ่งอาจเป็นอันตรายต่อโครงสร้างในบริเวณนั้นได้
- ทำให้เสาเข็มเกิดความเสียหาย ถ้าตอกเสาเข็มแรงเกินไป

3.3 เสาเข็มตอก

3.3.1 ระบบของตึ่มน้ำหนัที่ไ้ตอกเสาเข็ม

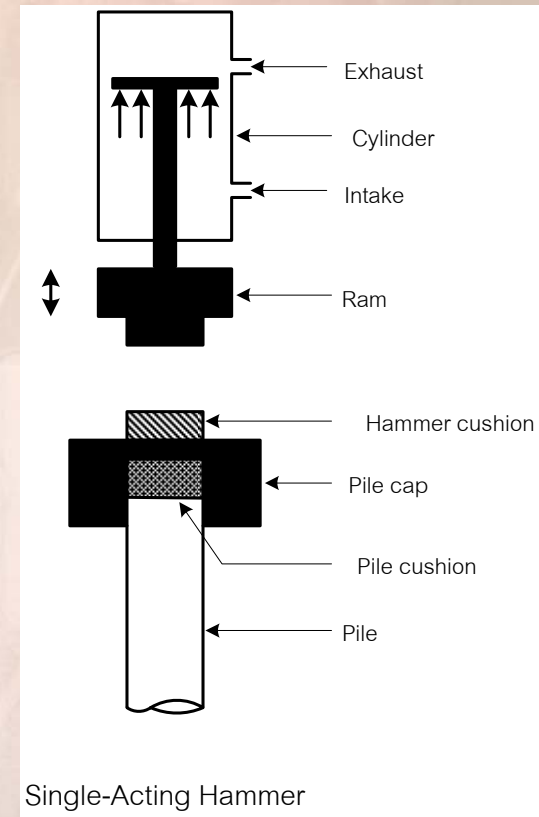
Drop Hammer เป็นชนิดที่ได้รับความนิยมต่อเนื่องมาเป็นระยะเวลานานจนถึงปัจจุบัน ประกอบด้วยตึ่มน้ำหนั (ขนาดตั้งแต่ 2.5 - 12 ตัน) โยงยิดกับเครื่องกว้านด้วยสลิงและรอก การตอกทำได้โดยใช้เครื่องกว้านดึงตึ่มน้ำหนัให้ยกตัวสูงขึ้นตามระยะที่ต้องการ แล้วปล่อยให้ตกกระแทกเสาเข็มอย่างอิสระ (**Free drop**) ตึ่มน้ำหนัประเภทนี้ใช้ตอกเสาเข็มได้ทุกประเภท มีค่าใช้จ่ายต่ำ แต่มีประสิทธิผลในการส่งถ่ายพลังงานไปยังเสาเข็มค่อนข้างต่ำ (เกิดการสูญเสียพลังงานมาก)



3.3 เส้าเข็มตอก

3.3.1 ระบบของตัมน้ำหนัที่ใช้ตอกเส้าเข็ม

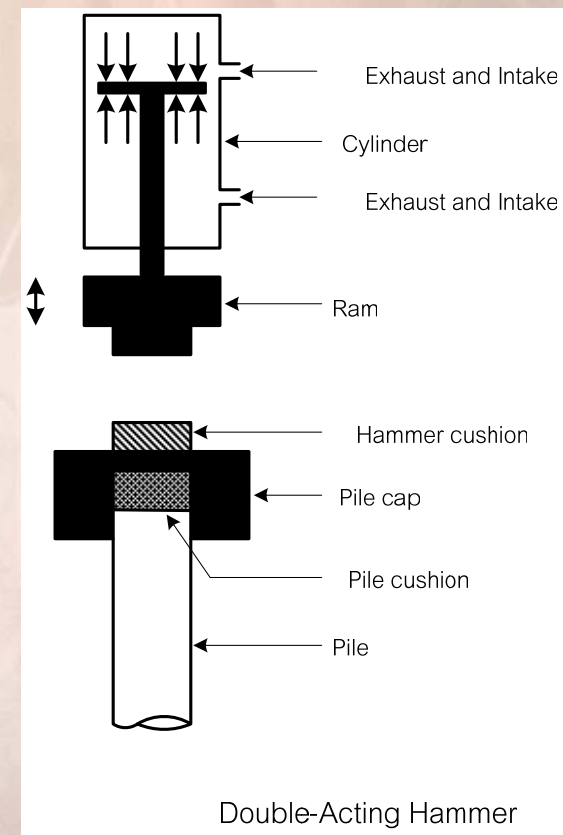
Single-Acting Hammer เป็นปั้นจั่นที่ใช้ไอน้ำ (Steam) แรงอัดอากาศ (Air pressure) หรือแรงดันไฮดรอลิค (Hydraulic pressure) ยกตัมน้ำหนักขึ้นสูงตามต้องการ แล้วปล่อยให้ตก กระแทกเส้าเข็มอย่างอิสระ ปั้นจั่นประเภทนี้มีตัมน้ำหนักขนาดตั้งแต่ 2.5 - 20 ตัน และใช้ตอกเส้าเข็มได้ทุกประเภท มีประสิทธิภาพสูง



3.3 เส้าเข็มตอก

3.3.1 ระบบของตัมน้ำหนัที่ใช้ตอกเส้าเข็ม

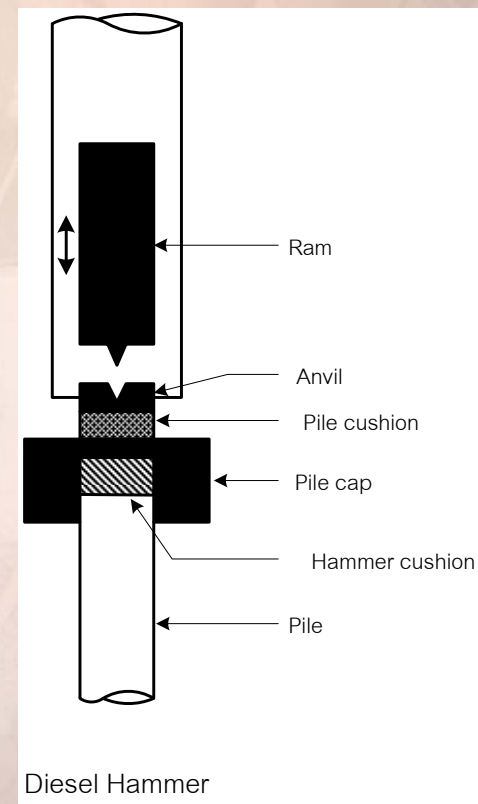
Double-Acting Hammer เป็นปั๊มจั่นที่ใช้ไอน้ำ แรงอัดอากาศ หรือแรงดันไฮดรอลิก ในการยกตัมน้ำหนักขึ้นและเร่งความเร็วในการตกกระแทก ปั๊มจั่นชนิดนี้จึงมีประสิทธิภาพสูงมาก และมีขนาดเล็กกว่า **Single-Acting Hammer**



3.3 เสาเข็มตอก

3.3.1 ระบบของตัมน้ำหนัที่ใช้ตอกเสาเข็ม

Diesel Hammer ทำงานโดยการอัดฉีดน้ำมันเข้าไปในห้องเผาไหม้ในขณะที่ตัมน้ำหนักกำลังตกกระแทกเสาเข็ม ทำให้เกิดการจุดระเบิดส่วนผสมระหว่างอากาศและน้ำมัน ดันให้ตัมน้ำหนักเคลื่อนที่กลับขึ้นไปยังตำแหน่งเดิม ปั่นจั่นประเภทนี้ไม่เหมาะสมกับการตอกเสาเข็มในชั้นดินอ่อนที่หนามาก เนื่องจากการจุดระเบิดเกิดได้อย่างไม่เต็มที่ (เสาเข็มเคลื่อนตัวมาก) ปั่นจั่น **Diesel Hammer** ที่มีใช้ในประเทศไทย (ขนาด 1.8 - 4.5 ตัน) จึงไม่เหมาะที่จะใช้ในการตอกเสาเข็มขนาดใหญ่



3.4 เส้าเข็มเจาะแข็ง

เส้าเข็มเจาะแข็ง มีความแตกต่างจากเส้าเข็มตอกตรงที่เส้าเข็มประเภทนี้เป็นเส้าเข็มที่หล่อในที่ เส้าเข็มเจาะแข็งเหมาะสำหรับชั้นดินที่มีระดับน้ำใต้ดินต่ำมาก และเป็นดินเชื่อมแน่น (Cohesive soils) ที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงปานกลาง เช่น ดินเหนียว หรือดินเหนียวปนทราย ความเชื่อมแน่นจะป้องกันไม่ให้เกิดหลุมเจาะพังทลาย

เส้าเข็มประเภทนี้เหมาะสำหรับดินในแถบภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ซึ่งมีความแข็งมากและไม่สามารถทำการตอกเส้าเข็มให้ได้ความลึกตามต้องการ และสามารถประยุกต์ใช้กับดินเหนียวอ่อนในแถบกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้ แต่ต้องระวังมิให้ทำการเจาะหลุมเจาะจนถึงชั้นทราย อันจะเป็นสาเหตุให้เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ เนื่องจากปรากฏการณ์ทรายเดือด (Boiling)

3.4 เสาเข็มเจาะแห้ง

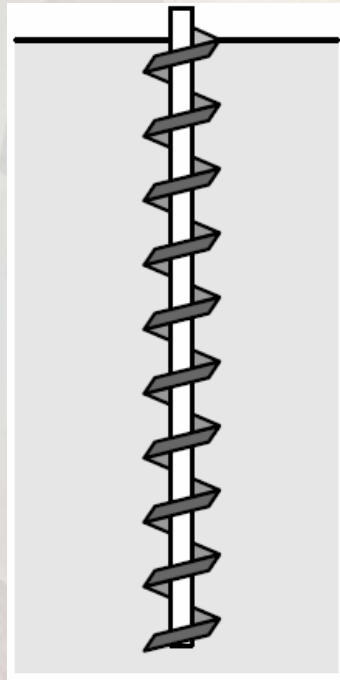
ขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะแห้งสามารถสรุปอย่างคร่าวๆ ได้ดังนี้

- 1) ติดตั้งปลอกเหล็กความยาวประมาณ 1 - 2 เมตร เพื่อป้องกันการพังทลายของปากหลุมเจาะ (ดินบริเวณปากหลุมจะมีความเค้นประสิทธิผลต่ำ ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าค่อนข้างต่ำ)



3.4 เส้าเข็มเจาะแห้ง

2) เจาะหลุมเจาะผ่านปลอกเหล็กโดยใช้หัวเจาะ (Drill rig) จนถึงความลึกที่ต้องการ หัวเจาะจะมีลักษณะเป็นเกลียว ในขณะที่เจาะดินจะตูดขึ้นตามเกลียว ดังนั้นจึงต้องยกหัวเจาะขึ้นเมื่อดินตูดเต็มเกลียว เพื่อสับดินออก และทำการเจาะต่อ



3.4 เส้าเข็มเจาะแห้ง

3) ใส่เหล็กแกน โดยพื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กแกนต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของหน้าตัด
เส้าเข็ม (ตามมาตรฐาน วสท.)



3.4 เส้าเข็มเจาะแห้ง

4) เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะโดยใช้ท่อ Drop chute



3.4 เสาค้ำเข็มเจาะแห้ง

5) ขุดเปิดหน้าดินจนถึงระดับฐานรากโดยประมาณ



การขุดเปิดหน้าดิน

3.4 เสาเข็มเจาะแห้ง

6) เททรายปรับระดับและคอนกรีตหยาบหนาประมาณ 5-10 เซนติเมตร เมื่อคอนกรีตหยาบแข็งตัวประมาณ 2-3 วัน ทำการทุบหัวเสาเข็ม และทำความสะอาด



3.4 เส้าเข็มเจาะแห้ง

7) ตรวจสอบความสมบูรณ์ของเส้าเข็มทุกต้นด้วยวิธีการวัดคลื่น (Seismic test)



3.4 เสาค้ำเข็มเจาะแห้ง

8) ประกอบแบบเหล็กและใส่เหล็กเสริม เพื่อเตรียมเทคอนกรีต



3.4 เสาเข็มเจาะแห้ง

9) ใส่เหล็กเสริมเสาตอม่อ และเทคอนกรีต ฐานรากที่หล่อแล้วเสร็จและพร้อมประกอบเสาตอม่อ



ฐานรากเสาเข็มพร้อมเหล็กเสาตอม่อ

3.4 เสาเข็มเจาะแห้ง

ข้อดีของเสาเข็มเจาะแห้ง

- ขั้นตอนการทำงานไม่ก่อให้เกิดมลพิษทางเสียงและการสั่นสะเทือนแก่อาคารและบ้านเรือนที่อยู่ใกล้เคียงบริเวณก่อสร้าง
- วิศวกรสามารถสังเกตเห็นลักษณะชั้นดินและการเปลี่ยนแปลงของชั้นดินขณะที่เจาะหลุม
- ผู้รับจ้างสามารถเปลี่ยนขนาดและความยาวของเสาเข็มเจาะให้สอดคล้องกับสภาพดินในบางพื้นที่ที่มีความแตกต่างจากข้อมูลที่ได้จากหลุมสำรวจ
- ฐานรากเสาเข็มสามารถเจาะทะลุชั้นกรวดขนาดใหญ่หรือแม้แต่หินได้

3.4 เส้าเข็มเจาะแห้ง

ข้อเสียของเส้าเข็มเจาะแห้ง

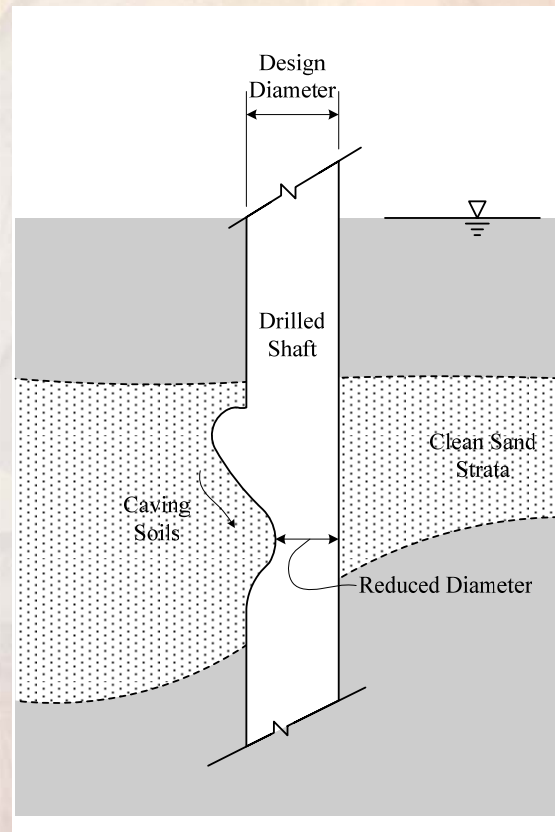
- การก่อสร้างและควบคุมงานที่ไม่ดีจะทำให้ได้เส้าเข็มที่มีคุณภาพต่ำ และส่งผลให้เส้าเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ
- เส้าเข็มเจาะจะมีความเสียหายระหว่างดินและเส้าเข็มน้อยกว่าเส้าเข็มตอก เนื่องจากการตอกเส้าเข็มจะทำให้ดินเคลื่อนตัวออกด้านข้าง ส่งผลให้แรงดันดินด้านข้างเพิ่มขึ้น ในขณะที่ การทำเส้าเข็มเจาะจำเป็นต้องขุดดินออก ทำให้แรงดันดินด้านข้างมีค่าเท่าเดิมหรือน้อยลง
- แรงต้านทานที่ปลายเส้าเข็มของเส้าเข็มเจาะจะมีค่าน้อยกว่าเส้าเข็มตอก เนื่องจากการตอกเส้าเข็มทำให้ดินที่ปลายเข็มแน่นขึ้น

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

การทำเสาเข็มเจาะที่มีความยาวเสาเข็มมากมีความจำเป็นอย่างมากสำหรับอาคารสูง เนื่องจากเป็นการประหยัดอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้เสาเข็มหลายต้น ตัวอย่างเช่น อาคารสูงหลายอาคารในแถบกรุงเทพมหานครใช้เสาเข็มเจาะที่มีความยาวมากถึง 40-60 เมตร ซึ่งมีการเจาะผ่านชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ และทะลุชั้นทรายชั้นที่ 1 ลงไปติดตั้งในชั้นดินเหนียวแข็งหรือในชั้นทรายชั้นที่ 2

การทำเสาเข็มเจาะแห่งความยาวมากจึงไม่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวในแถบกรุงเทพมหานคร เพราะอาจทำให้เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ (Caving) ในชั้นทรายก่อนและขณะเทคอนกรีต นอกจากนี้ชั้นดินเหนียวอ่อนอาจเกิดการยุบวมขณะเทหรือหลังเทคอนกรีต

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ



ลักษณะการเสียรูปของเสาเข็มในชั้นทราย

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

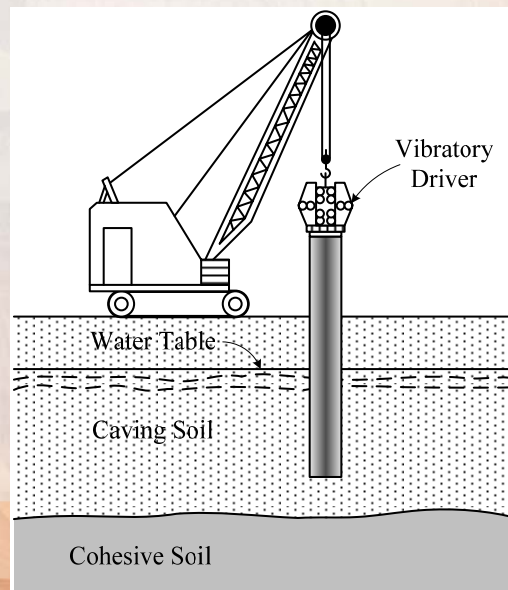
วิธีการแก้ปัญหาค่าการเสียรูปของเสาเข็มสามารถทำได้สองแบบ คือ

- 1) การใช้ปลอกเหล็ก
- 2) การเจาะเปียกโดยใช้ของเหลวสำหรับการเจาะ (Drilling fluid) เช่น สารละลายเบนโทไนต์หรือสารละลายโพลีเมอร์

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

วิธีการใช้ปลอกเหล็ก

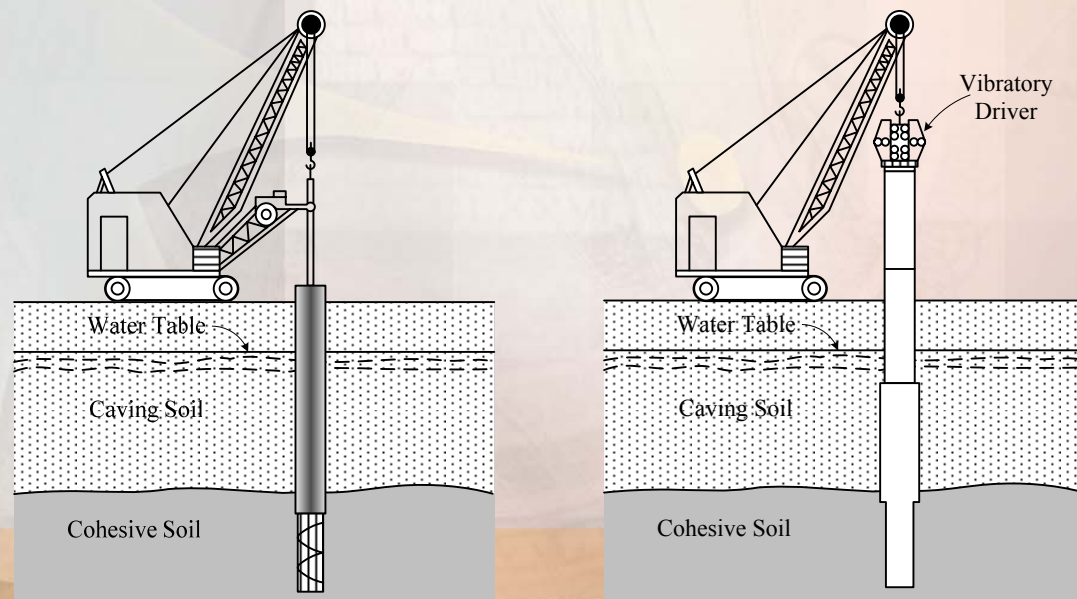
- 1) เจาะหลุมจนถึงชั้นดินที่มีปัญหา (ดินเหนียวอ่อนหรือทรายสะอาด)
- 2) กัดปลอกเหล็กลงในหลุมเจาะจนทะลุชั้นดินที่มีปัญหา การกัดปลอกเหล็กอาจใช้ระบบ
ลั่นสะเทือน เส้นผ่านศูนย์กลางของปลอกเหล็กโดยทั่วไปจะประมาณ 50-150 เซนติเมตร



3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

3) ใช้หัวเจาะที่มีขนาดเล็กกว่าปลอกเหล็ก เจาะหลุมผ่านปลอกเหล็กจนถึงระดับความลึกที่ต้องการ

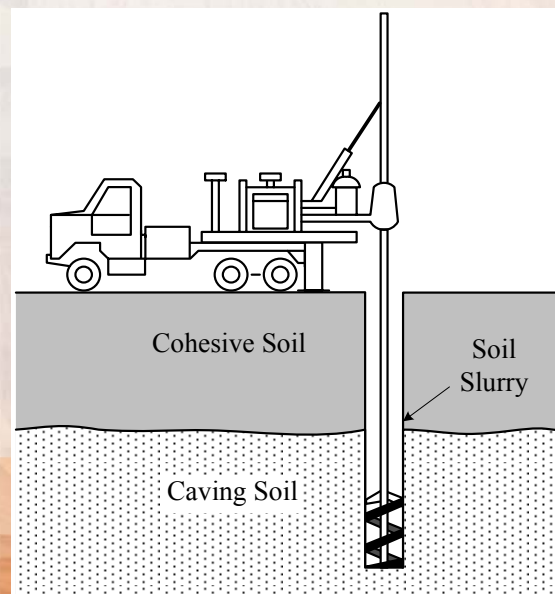
4) ใส่เหล็กเสริมและเทคอนกรีต พร้อมทั้งยกปลอกเหล็กขึ้น ขั้นตอนนี้ต้องใช้ความระมัดระวังอย่างมาก เนื่องจากการยกปลอกเหล็กขึ้นเร็วเกินไปอาจทำให้ดินแทรกในเสาเข็มเจาะ



3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

วิธีการเจาะเปียก (Slurry method)

- 1) ขุดหลุมเจาะประมาณ 3 เมตร
- 2) เติมส่วนผสมสารละลายระหว่างน้ำและเบนโทไนต์/สารละลายโพลีเมอร์เพื่อใช้เป็นของเหลวสำหรับเจาะ (Drilling slurry) ของเหลวนี้จะช่วยป้องกันการพังของหลุมเจาะ
- 3) ใช้หัวเจาะเจาะทะลุชั้นดินจนได้ความลึกที่ต้องการ ในขณะที่เจาะต้องใส่ของเหลวสำหรับเจาะเพิ่มอยู่เสมอ

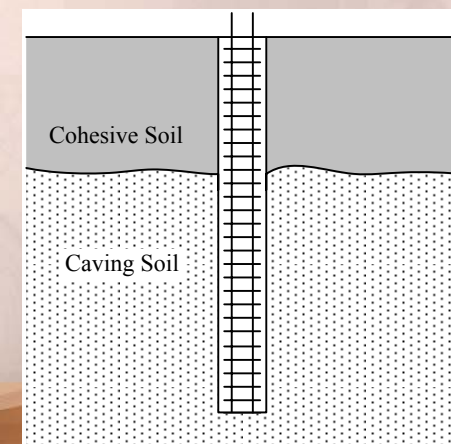
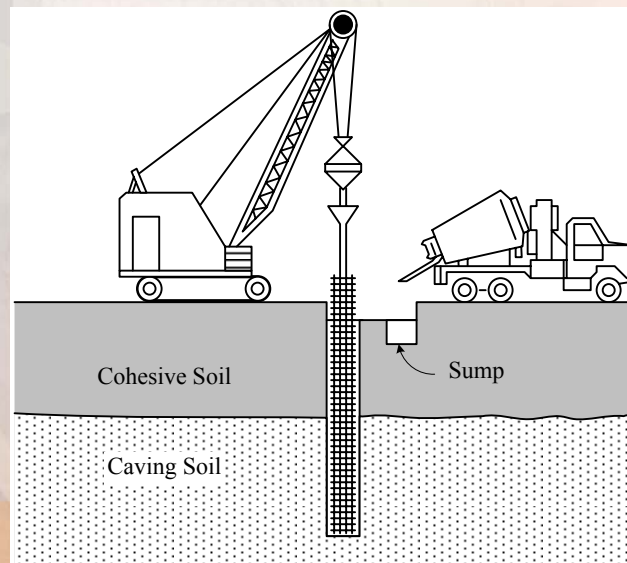
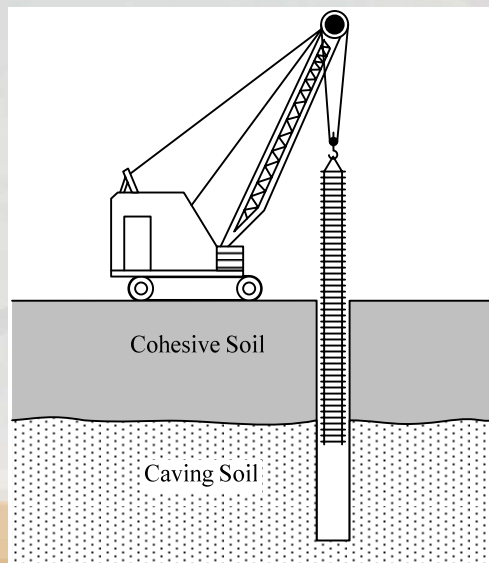


3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดิน ที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

วิธีการเจาะเปียก (Slurry method)

4) ใส่เหล็กเสริมลงในหลุมเจาะ

5) เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะผ่านท่อ Tremie โดยที่ปลายท่ออยู่ที่ก้นหลุม คอนกรีตจะดันของเหลวสำหรับเจาะขึ้นมาที่ปากหลุมเจาะ



3.6 เส้าเข็มกด

เส้าเข็มกด เป็นเส้าเข็มที่ติดตั้งโดยใช้แม่แรง (Hydraulic jack) กดเส้าเข็มให้จมลงในดิน เส้าเข็มที่ใช้อาจเป็นเส้าเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กหรือท่อเหล็กต่อเป็นท่อนๆ ละประมาณ 1.0 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 10-20 เซนติเมตร เส้าเข็มประเภทนี้นิยมใช้สำหรับเสริมกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากเดิม

3.6 เส้าเข็มกด

ขั้นตอนการติดตั้งเส้าเข็มกดในฐานราก สามารถสรุปอย่างคร่าวๆ ได้ดังนี้

1) ขุดหลุมจนถึงระดับฐานราก



3.6 เส้าเข็มกด

2) เจาะรูที่ฐานรากเดิมด้วยหัวเจาะเพชร ให้มีขนาดใหญ่กว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเส้าเข็มที่ใช้ในการเสริมฐานราก ประมาณ 5-10 เซนติเมตร เส้าเข็มเหล็กต้องมีความหนาพอที่จะป้องกันการกัดกร่อน (Corrosion) เพื่อให้มีอายุการใช้งานนานเท่าที่ต้องการ



3.6 เส้าเข็มกด

3) กดเส้าเข็มลงในรูด้วยแม่แรง (Hydraulic jack) โดยใช้คานคอดินเป็นคานรับแรง (Reaction beam)



3.6 เสาเข็มกด

4) เทมอร์ต่ำลงในเสาเข็มเหล็ก เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของเสาเข็ม กะเทาะคอนกรีตหุ้มเสาตอม่อจนถึงเหล็กเสริมและนำเหล็กรูปตัวซีมาเชื่อมต่อเข้ากับเหล็กแกน เพื่อเพิ่มแรงยึดเกาะระหว่างเสาตอม่อกับฐานรากใหม่ เจาะรูที่เสาตอม่อและร้อยเหล็กเสริมผ่าน และทำการเชื่อมเหล็กเสริมให้เป็นตะแกรงให้มีระยะห่างเพียงพอที่จะต้านทานโมเมนต์ดัด



3.6 เส้าเข็มกด

5) ประกอบไม้แบบและเทคอนกรีต



3.6 เสาค้ำเข็มกด

6) ปรับยกเสาตอม่อบางต้นที่เกิดการทรุดตัวมากเกินไป โดยการติดตั้งค้ำยันบนฐานรากใหม่กับคาน และตัดเสาตอม่อโดยใช้สว่าน



3.6 เส้าเข็มกด

7) หลังจากตัดเส้าตอม่อแล้ว ประกบแผ่นเหล็กเรียบเข้าที่ผิวบนและผิวล่างของตอม่อ และติดตั้งแม่

แรง



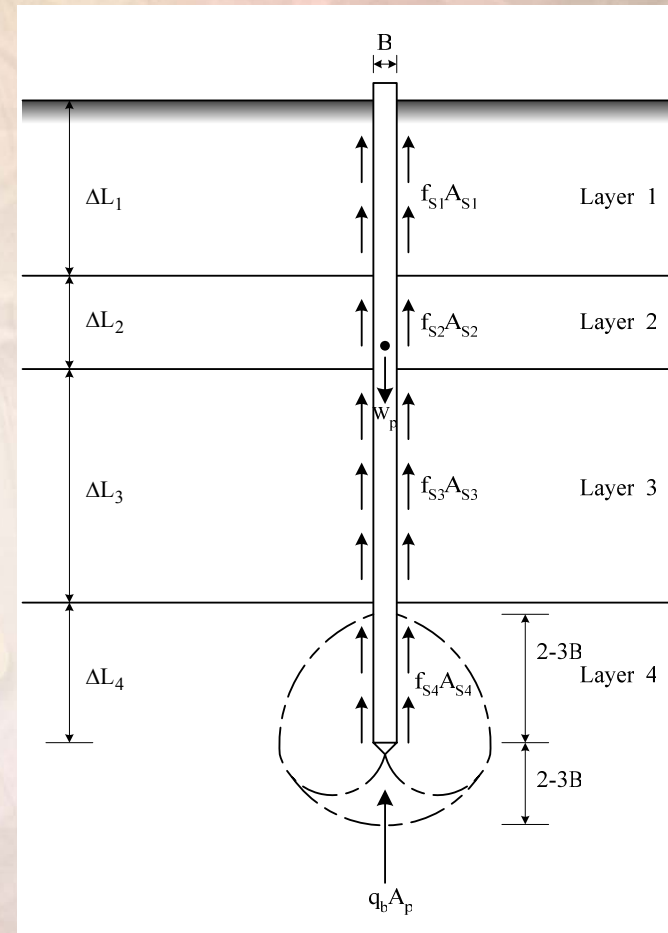
3.6 เสาเข็มกด

- 8) ทำการยกปรับระดับเสาตอม่อพร้อมกันทุกต้น โดยการยกปรับระดับเป็นชั้นๆ ทุกครั้งที่มีการปรับระดับ ต้องขันตัวค้ำยัน (Shoring) ตามเสมอ
- 9) หลังจากได้ระดับความสูงตามต้องการแล้ว นำแม่แรงออก และใส่เหล็กตัว I เข้าที่กึ่งกลางของเสาตอม่อ และหล่อเสาตอม่อให้กลับสู่สภาพเดิม



3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

เสาเข็มเดี่ยวถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างสู่ดินโดยผ่าน
ความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (Skin friction) และ
แรงแบกทานที่ปลายเข็ม (End bearing) ความเสียดทาน
ระหว่างเสาเข็มและดิน คือผลรวมของแรงเสียดทานอันเกิด
จากแรงยึดเกาะ (Adhesion) ระหว่างเสาเข็มและดินตลอด
ความยาวเสาเข็ม ส่วนแรงแบกทานที่ปลายเข็ม คือกำลังรับ
แรงแบกทานของดินที่ปลายเข็ม



3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

วิธีการประมาณความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว สามารถแบ่งได้สามวิธี ดังนี้

- 1) การวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ โดยอาศัยผลทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ หรือในสนาม
- 2) การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ซึ่งคำนวณกำลังรับน้ำหนักจากการตอกเสาเข็ม หรือจากการสั่นของคลื่น
- 3) การทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มในสนาม (Pile load test)

3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

การออกแบบเสาเข็ม มีหลักการที่ต้องพิจารณาดังนี้

- 1) วัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มต้องมีความแข็งแรงพอสำหรับต้านน้ำหนักบรรทุก
- 2) เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุก ดินรอบข้างและใต้เสาเข็มต้องไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure)
- 3) การทรุดตัวของเสาเข็มต้องไม่เกินค่าการทรุดตัวยอมให้

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

เสาเข็มในชั้นดินเหนียวส่วนมากจะเป็นเสาเข็มเสียดทาน ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ เพื่อความสะดวกในการออกแบบ (ไม่ต้องพิจารณาความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นขณะรับน้ำหนักบรรทุก) ซึ่งมักจะคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยจากกำลังต้านทานแรงเฉือนรวม (Total shear strength analysis) แม้ว่าการคำนวณโดยใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผลจะให้ความละเอียดถูกต้องมากกว่า

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

พิจารณาเสาเข็มมีความแข็งแรงสูงมาก และไม่เกิดการวิบัติของเสาเข็มขณะรับน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Failure load, Q_f) ของเสาเข็มคำนวณได้จากผลรวมของแรงต้านเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดินเหนียว (Q_s) และแรงต้านทานที่ปลายเข็ม (Q_b)

$$Q_f = Q_s + Q_b$$

$$P_f + W_p = c_s A_s + (N_c A_b S_u + q A_b)$$

เมื่อ P_f คือน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิ W_p คือน้ำหนักของเสาเข็ม A_s คือพื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม A_b คือพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ปลายเสาเข็ม c_s คือหน่วยแรงยึดเกาะเฉลี่ยระหว่างผิวเสาเข็มและดิน N_c คือแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน และ q คือน้ำหนักกดทับ (Overburden pressure)

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

เนื่องจากน้ำหนักของเสาเข็ม (W_p) มีค่าใกล้เคียงกับ qA_b ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิ (P_f) มีค่าเท่ากับ

$$P_f = P_s + P_b$$

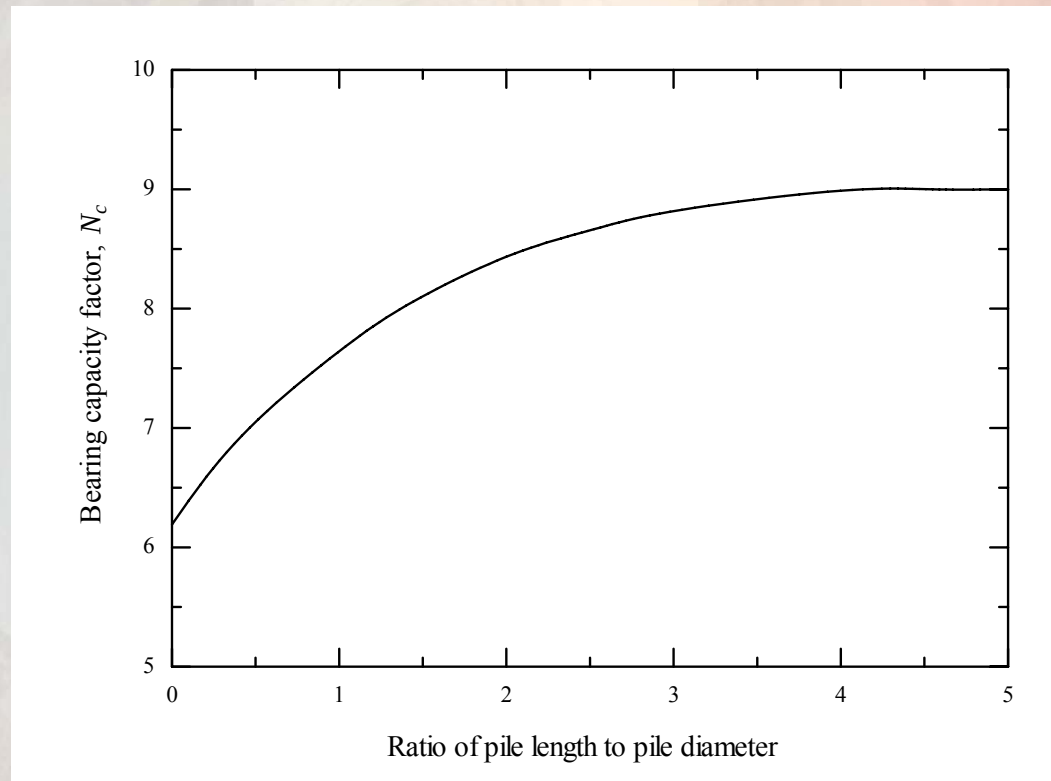
โดยที่ $P_s = Q_f = c_s A_s = \alpha S_u$

$$P_b = N_c S_u A_b$$

เมื่อ α คือแฟคเตอร์ยึดเกาะ (Adhesion factor) ค่า P_b คำนวณได้โดยการแทนค่า N_c ด้วย 9.0 สำหรับเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 5.0 ค่า N_c ของเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 5.0

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

ค่า N_c ของเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 5.0



ความสัมพันธ์ระหว่าง N_c กับอัตราส่วนความยาวต่อขนาดของเสาเข็ม (Skempton, 1951)

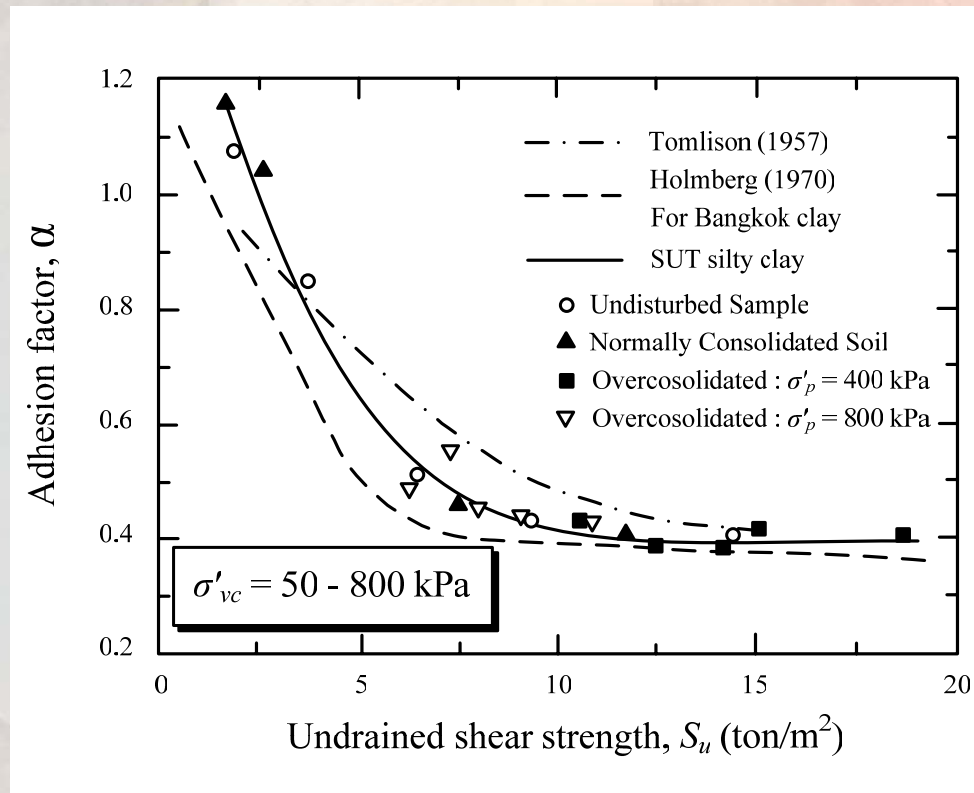
3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

แฟกเตอร์ยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน นำมาซึ่งการเปลี่ยนแปลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน และทำให้ดินในสนามกลายสภาพเป็นสภาพป็นใหม่ (Remolded state) และเกิดการบวมตัวของผิวดิน ปรากฏการณ์นี้มีผลอย่างมากต่อแรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดิน

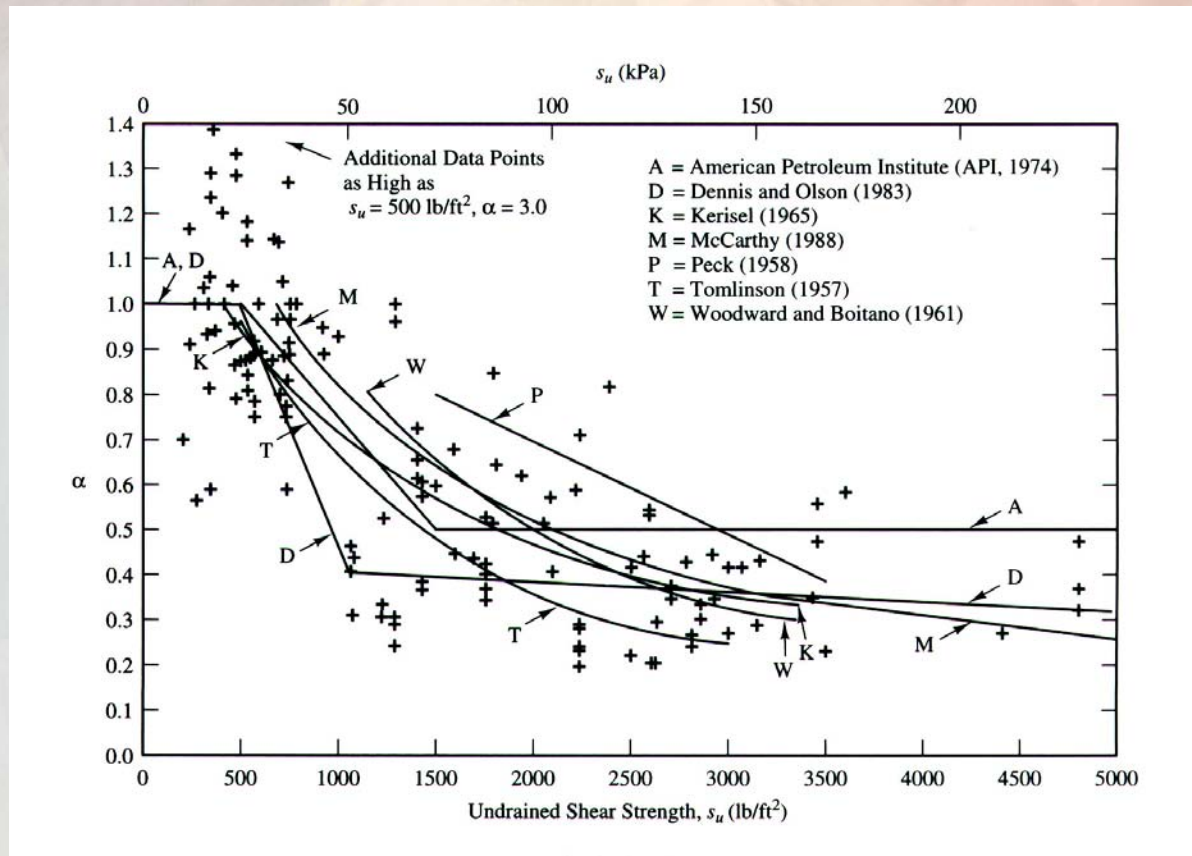
ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะของดินเหนียวอ่อนจึงมีค่าสูง และอาจมีค่ามากกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอ่อนมาก ในทางตรงกันข้าม ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะจะมีค่าน้อยลงตามกำลังต้านทานแรงเฉือนหรืออัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio) ของดิน

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์



ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ α (Horpibulsuk and Kampala, 2007)

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์



ค่า α ที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาเข็ม (Visic, 1977)

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

ค่าแฟคเตอร์ยึดเกาะมีค่าแปรผันอย่างมากกับชนิดของดิน ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย **American Petroleum Institute (API)** มีความสอดคล้องกับผลทดสอบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆ มาก ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงได้ดังนี้

$$\alpha = 1.0$$

$$\text{สำหรับ } S_u < 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 - 0.5 \left(\frac{S_u - 25 \text{ kPa}}{50 \text{ kPa}} \right)$$

$$\text{สำหรับ } 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)} < S_u < 75 \text{ kPa (1500 lb/ft}^2\text{)}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\text{สำหรับ } S_u > 75 \text{ kPa (1500 lb/ft}^2\text{)}$$

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) ก่อให้เกิดช่องว่างที่
ส่วนบนเสาเข็มโดยรอบ และมีผลกระทบอย่างมากต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม โดยเฉพาะ
อย่างยิ่งสำหรับเสาเข็มที่มีความยาวน้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ผู้ออกแบบอาจใช้ค่าแฟคเตอร์แรง
ยึดเกาะเท่ากับ 0.4 สำหรับเสาเข็มที่มีความยาวระหว่าง 8 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และใช้สมการ
ด้านล่าง สำหรับเสาเข็มที่มีความยาวมากกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง

$$\alpha = 1.0$$

$$\text{สำหรับ } S_u < 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)}$$

$$\alpha = 1 - 0.5 \left(\frac{S_u - 25 \text{ kPa}}{50 \text{ kPa}} \right)$$

$$\text{สำหรับ } 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)} < S_u < 75 \text{ kPa (1500 lb/ft}^2\text{)}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\text{สำหรับ } S_u > 75 \text{ kPa (1500 lb/ft}^2\text{)}$$

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

สำหรับเสาเข็มเจาะ Skempton (1966) แนะนำให้ใช้ค่า $\alpha = 0.45$ และเสนอสมการคำนวณน้ำหนัก
บรรทุกประลัยไว้ดังนี้

$$P_s = 0.45 \bar{S}_u A_s$$

$$P_b = 9wA_b S_u$$

เมื่อ w คือตัวคูณปรับลดกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.8 และ 0.75 สำหรับเสาเข็มที่มีขนาดเล็กกว่าและใหญ่กว่า
1.0 เมตร ตามลำดับ

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

น้ำหนักประลัยสุทธิของเสาเข็มในชั้นทรายคำนวณได้เช่นเดียวกับวิธีการคำนวณของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว เมื่อพิจารณาว่าน้ำหนักของเสาเข็ม (W_p) มีค่าประมาณ $0.5 \gamma B N_\gamma$ จะได้

$$P_f = P_s + P_b$$

โดยที่ $P_s = A_s f_s = A_s K \sigma'_{vs} \tan \delta$

$$P_b = A_b q_b = A_b \sigma'_{vb} N_q$$

เมื่อ σ'_{vb} คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม σ'_{vs} คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเฉลี่ยตลอดความยาวเสาเข็ม K คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง δ' คือมุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย และ N_q คือแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (Stas and Kulhawy, 1984)

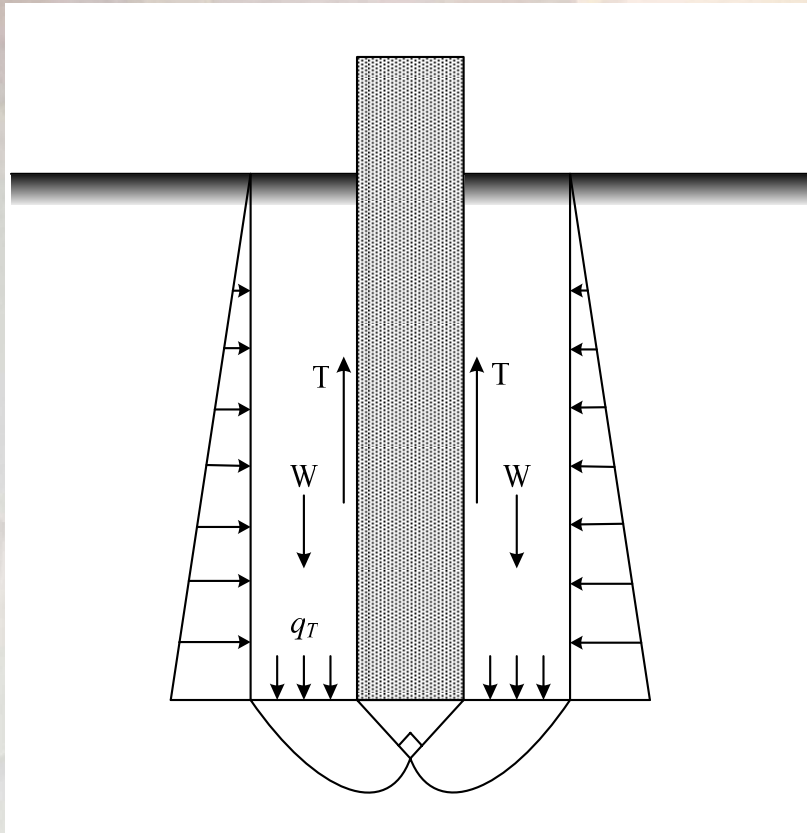
ผิวสัมผัส	δ' / ϕ'
ทราย/คอนกรีตผิวหยาบ	1.0
ทราย/คอนกรีตผิวเรียบ	0.8 - 1.0
ทราย/เหล็กผิวหยาบ	0.7 - 0.9
ทราย/เหล็กผิวเรียบ	0.5 - 0.7
ทราย/ไม้	0.8 - 0.9

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (Stas and Kulhawy, 1984)

ชนิดของเสาเข็มและวิธีการติดตั้ง	K/K_0
เสาเข็มฉีดน้ำ (Jetted pile)	0.5 - 0.67
เสาเข็มหล่อในที่ (Cast-in-situ)	0.67 - 1.0
เสาเข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวน้อย	0.75 - 1.25
เสาเข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวมาก	1 - 2

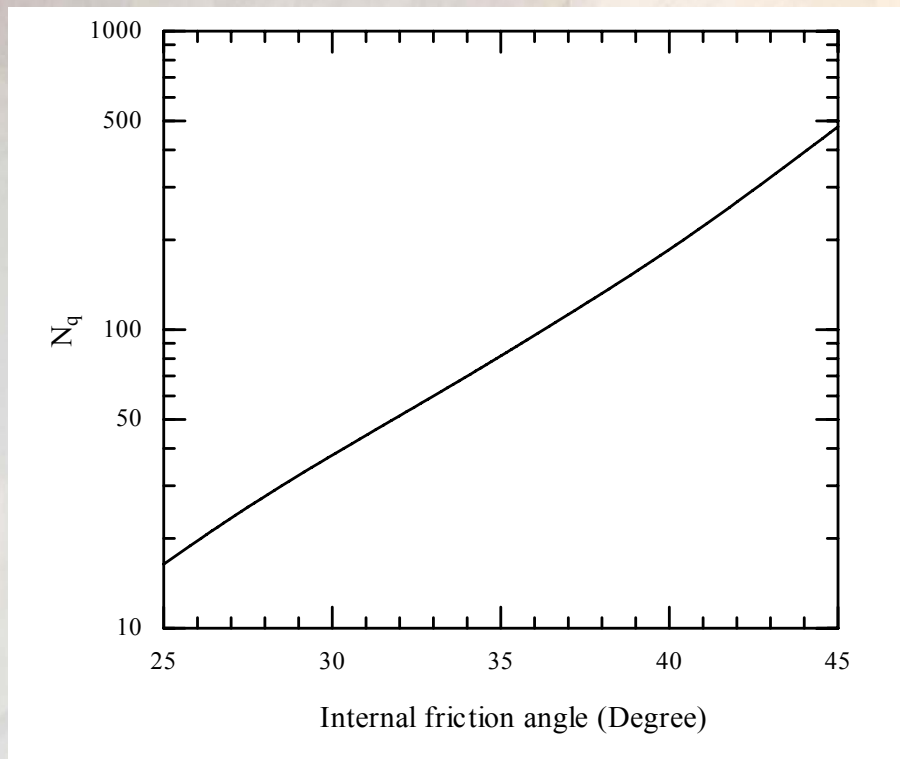
3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์



Berezantzev et al. (1961) สมมติว่าลิ้มการวิบัติที่ปลายเสาเข็มมีปลายแหลมทำมุม 90 องศา (ลิ้มการวิบัติทำมุมเอียง 45 องศา กับแนวนอน) และสมมติว่าที่จุดวิบัติ ความเค้นกดทับสุทธิที่ปลายเสาเข็ม (q_T) มีค่าเท่ากับผลรวมของน้ำหนักดิน (W) และความเสียดทานเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง (T)

ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มโดยทฤษฎีของ Berezantzev et al. (1961)

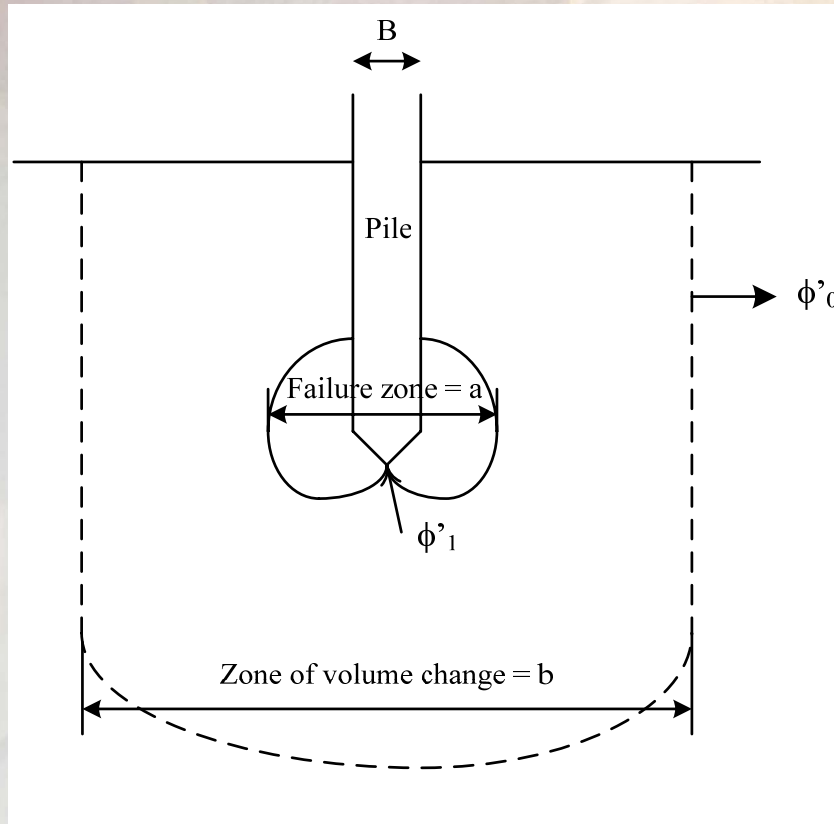
3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์



Poulos (2001) กล่าวว่า อัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม มีอิทธิพลต่อความสัมพันธ์ดังกล่าวอย่างมาก จึงได้ปรับปรุงและสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟคเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานภายใน

การเปลี่ยนแปลงของ N_q กับมุมเสียดทานภายใน (ดัดแปลงจาก Berezantzev et al., 1961)

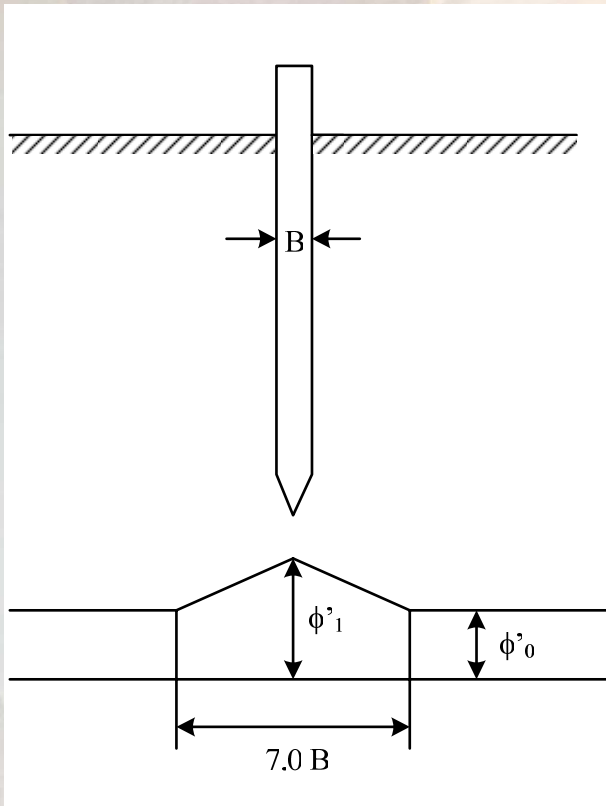
3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์



Meyerhof (1959) แสดงให้เห็นว่าความกว้างของ
โซนที่แน่นขึ้นเนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Zone of
volume change, b) มีค่าประมาณ 6 ถึง 8 เท่า
ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และความกว้างของ
โซนการวิบัติ (Failure zone, a) มีค่าประมาณ 4
เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

โซนการวิบัติและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Meyerhof, 1959)

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์



Kishida (1963) สมมติว่าการเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงตามระยะห่างของเสาเข็ม และมีค่าคงที่เมื่อระยะห่างมีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง

การเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทราย เนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Kishida, 1963)

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

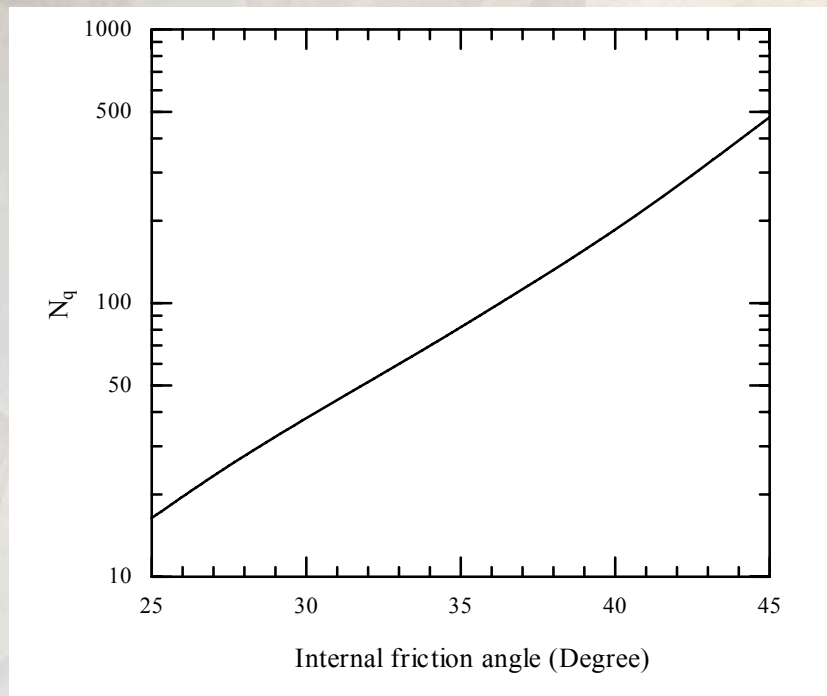
Kishida and Meyerhof (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายในหลังตอกเสาเข็ม
กับมุมเสียดทานภายในของทรายก่อนตอกเสาเข็มดังนี้

$$\phi'_1 = \frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2}$$

เมื่อ ϕ'_1 คือมุมเสียดทานภายในหลังตอกเสาเข็ม และ ϕ'_0 คือมุมเสียดทานภายในก่อนตอกเสาเข็ม

มุม 40 องศา ในสมการ บ่งบอกว่าการตอกเสาเข็มในทรายที่มีมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา จะไม่
ก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์



Poulos (2001) แนะนำว่า ผู้ออกแบบสามารถใช้รูปด้าน
ซ้ายมือ ประมาณค่า N_q ได้ทั้งกับเสาเข็มตอกและเสาเข็ม
เจาะ แต่ต้องมีการปรับแก้ค่าของมุมเสียดทานภายในก่อน
โดยที่มุมเสียดทานภายในปรับแก้หาได้จาก

สำหรับเสาเข็มตอก มีค่าเท่ากับ $\phi'_1 = \frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2}$ องศา

สำหรับเสาเข็มเจาะ มีค่าเท่ากับ $(\phi'_0 - 3^\circ)$ องศา

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

API (1984) ได้แนะนำค่าขอบเขตของความเค้นที่ปลายเข็ม (q_{bl}) และผิว (f_{sl}) สำหรับการออกแบบ
เสาเข็มในชั้นทราย ค่า q_b ต้องมีค่าไม่เกิน q_{bl} และ f_s ต้องมีค่าไม่เกิน f_{sl}

ขอบเขตของค่าความเค้นที่ผิวและปลายเสาเข็มในชั้นทราย (API 1984)

ชนิดของดิน	f_{sl} (ตันต่อตร.ม.)	q_{bl} (ตันต่อตร.ม.)
ทรายหลวมถึงหลวมมาก และดินตะกอนหลวม	4.8	190
ดินตะกอนแน่น ทรายหลวม ทราย/ดินตะกอนแน่นปานกลาง	6.7	290
ดินตะกอนแน่น ทรายแน่นปานกลาง ทราย/ดินตะกอนแน่น	8.0	480
ทรายแน่น ทราย/ดินตะกอนแน่นมาก	9.6	960
กรวดแน่น ทรายแน่นมาก	11.5	1200

3.10 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม

เสาเข็มหน้าตัดปิด (Closed-section pile) คือ เสาเข็มซึ่งผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาเข็มเกิดขึ้นตามแนวเส้นรอบรูปของเสาเข็มได้อย่างสมบูรณ์ เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มทุกชนิด ยกเว้นเสาเข็มรูปตัว H (H pile) และเสาเข็มกลวง (Open-end pipe pile) การคำนวณพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็มและพื้นที่รอบรูปเสาเข็มของเสาเข็มหน้าตัดปิดกระทำได้อย่างง่ายดาย

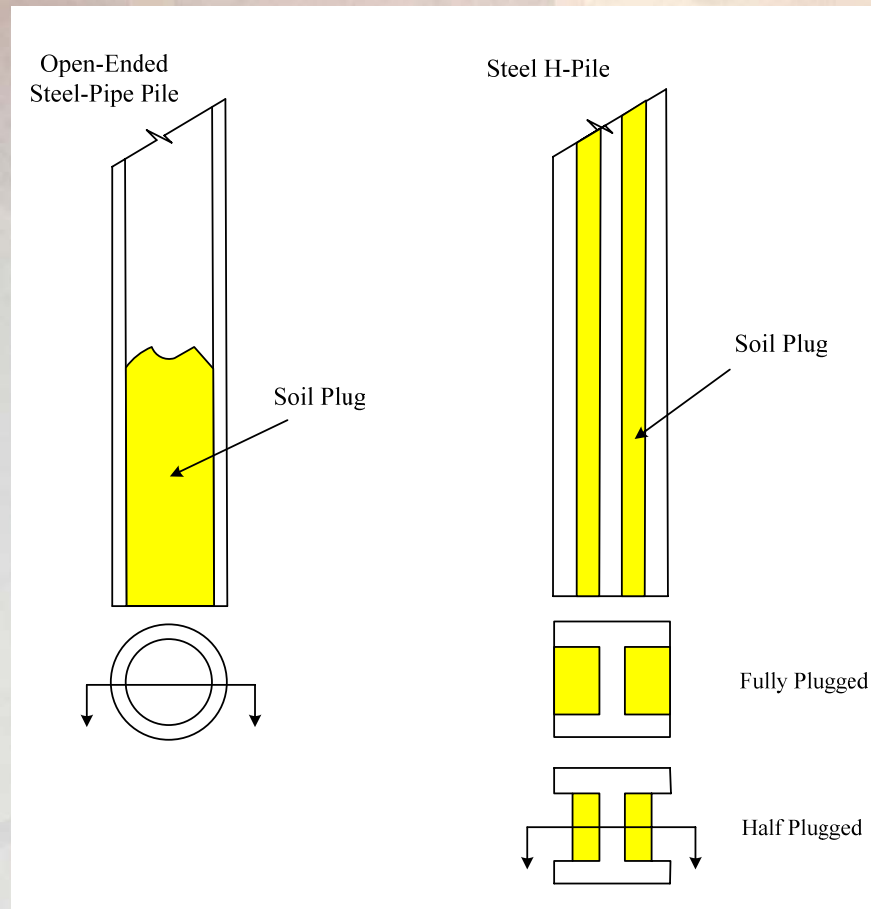
เสาเข็มหน้าตัดเปิด (Open-section pile) คือ เสาเข็มที่มีผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาไม่ค่อยดี เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่ เสาเข็มกลวง และเสาเข็มรูปตัว H พื้นที่สัมผัสที่ไม่ดีนี้ก่อให้เกิดความยุ่งยากในการคำนวณพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็มและพื้นที่รอบรูปเสาเข็ม

3.10 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม

Paikowsky and Whitman (1990) ; Miller and Lutenege (1997) พบว่า ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเกิดหัวจุกดินมีด้วยกันหลายประการ ได้แก่ ชนิดของดิน ความเค้นในสนาม เส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็ม วิธีการตอกเสาเข็ม อัตราการตอก และอื่นๆ

Paikowsky and Whitman (1990) กล่าวว่า หัวจุกดินจะเกิดก็เมื่ออัตราส่วนระหว่างความยาวเสาเข็มต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มมากกว่า 10 ถึง 20 และ 25 ถึง 35 สำหรับดินเหนียวและทรายตามลำดับ

3.10 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม



สำหรับเสาเข็มรูปตัว H ช่องว่างระหว่างปีกของ
เสาเข็มรูปตัว H มีน้อยกว่าช่องว่างภายใน
เสาเข็มมาก ดังนั้นระยะจมเพียงเล็กน้อยก็
ก่อให้เกิดหัวจุกดิน ดังนั้นในการวิเคราะห์
คำนวณ A_b และ A_s โดยสมมติว่าหัวจุกดินเกิด
ได้อย่างสมบูรณ์

การเกิดหัวจุกดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิด

3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย จากผลทดสอบในสนาม

3.11.1 การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวย

วิธีการนี้ใช้ได้กับเฉพาะเสาเข็มในชั้นทราย แรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็มมีค่าประมาณ

$$P_b = A_b q_c$$

เมื่อ q_c คือกำลังต้านทานที่ปลายกรวยเฉลี่ยตลอดความลึกจาก $4B$ เหนือปลายเสาเข็มถึง $1B$ ต่ำกว่าปลายเสาเข็ม (B คือความกว้างของเสาเข็ม) จากการศึกษพบว่า ถ้าใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5 ในการออกแบบ การทรุดตัวภายใต้สภาวะการใช้งานจะมีค่าไม่เกิน 12 มิลลิเมตร

3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย จากผลทดสอบในสนาม

3.11.1 การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวย

แรงเสียดทานรอบเสาเข็มสามารถคำนวณได้โดยใช้ทฤษฎีสถิตยศาสตร์ หรือจากผลทดสอบในสนาม
ดังจะแสดงต่อไปนี้

สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวมาก แรงเสียดทานประลัยรอบเสาเข็มสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{200} \text{ kN/m}^2$$

สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวน้อย เช่น เสาเข็มรูปตัว H แรงเสียดทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{400} \text{ kN/m}^2$$

3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย จากผลทดสอบในสนาม

3.11.2 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน

Meyerhof (1956) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างแรงเสียดทานประลัยรอบเสาเข็ม (f_s) และกำลังต้านทานที่ปลายเข็ม (q_b) กับค่า SPT ซึ่งสามารถใช้ได้กับทั้งเสาเข็มในชั้นดินเหนียวและทราย ต่อมา Decourt (1982 และ 1995) ได้พัฒนาความสัมพันธ์ดังกล่าวในรูปของสมการดังต่อไปนี้

$$f_s = \alpha(2.8N_{60} + 10) \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = K_b (\bar{N}_{60})_b \text{ kN/m}^2$$

เมื่อ N_{60} คือค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานในสนาม α เท่ากับ 1 สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวในดินทุกชนิด และสำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดินเหนียว และเท่ากับ 0.5 - 0.6 สำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดินเม็ดหยาบ $(\bar{N}_{60})_b$ คือค่าเฉลี่ยของตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานที่บริเวณปลายเข็ม และ K_b คือแฟกเตอร์ปลายเข็ม

3.11 การประมาณน้ำหนักรทุกประลัย จากผลทดสอบในสนาม

3.11.2 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน

แฟคเตอร์ปลายเข็ม (Decourt, 1995)

ชนิดของดิน	เสาเข็มเคลื่อนตัว	เสาเข็มไม่เคลื่อนตัว
ทราย	325	165
ดินตะกอนปนทราย	205	115
ดินตะกอนปนดินเหนียว	165	100
ดินเหนียว	100	80

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สัญลักษณ์ที่ใช้ในสมการตอกเสาเข็มมีดังต่อไปนี้

W_h	คือน้ำหนักของตุ้มน้ำหนัก
W_p	คือน้ำหนักของเสาเข็ม
Y	คือระยะยกของตุ้มน้ำหนัก
R	คือกำลังต้านทานการตอก ซึ่งมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกประลัย
s	คือระยะจมของเสาเข็มต่อการตอกหนึ่งครั้ง
A	คือพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม
L	คือความยาวของเสาเข็ม
E	คือโมดูลัสยืดหยุ่นของเสาเข็ม

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการดอกเสาเข็ม

สูตรที่ 1

สมมติฐาน

- ก) ตั้มน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากการกระทบ (Impinging particle)
- ข) ตั้มน้ำหนักส่งผ่านพลังงานทั้งหมดไปกับการตกกระทบ
- ค) เมื่อมีการกระทบเกิดขึ้น กำลังต้านทาน R ที่กระทำต่อเสาเข็มเกิดขึ้นทันที และมีค่าคงที่ตลอดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

พลังงานที่เกิดจากการกระทบมีค่าเท่ากับ $W_h Y$ และพลังงานต้านการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ Rs ดังนั้น

$$W_h Y = Rs$$

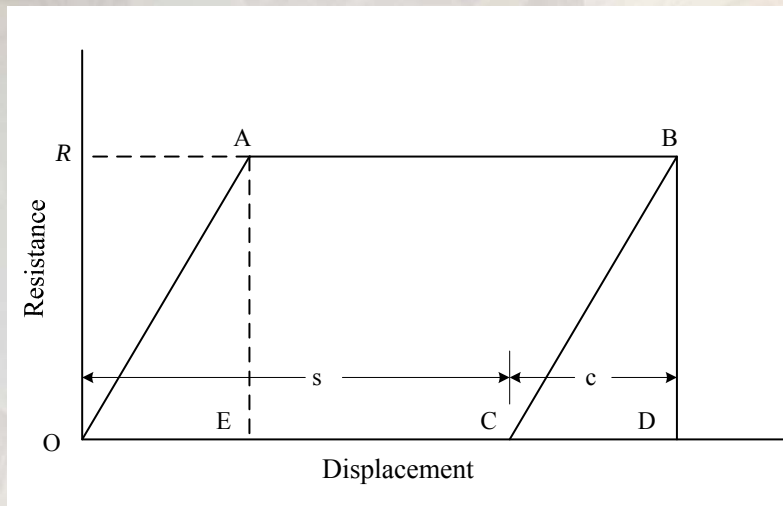
3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สูตรที่ 2

สมมติฐาน

- ก) ตั้มน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากการกระทบ (Impinging particle)
- ข) ตั้มน้ำหนักส่งผ่านพลังงานทั้งหมดไปกับการตกกระทบ
- ค) ทันทีที่มีการกระทบของตั้มน้ำหนัก กำลังต้านทานมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงค่า R โดยมีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น หลังจากนั้น เสาเข็มจะเคลื่อนตัวต่อไปด้วยกำลังต้านทานที่คงที่ จนกระทั่งได้ระยะจมค่าหนึ่ง เสาเข็มก็จะเกิดการเคลื่อนตัวกลับ (Rebound) และกำลังต้านทานจะมีค่าลดลงจนกระทั่งเป็นศูนย์

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการดอกเสาเข็ม



ไดอะแกรมกำลังต้านทานและการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

พลังงานทั้งหมดที่ใช้ในการกระแทก = OABD

= OABC + BDC

$$W_h Y = R(s + c/2)$$

เมื่อ c คือการเคลื่อนตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็ม

สำหรับ Drop Hammer: $W_h Y = R(s + 1.0)$

สำหรับ Single Acting-Hammer: $W_h Y = R(s + 0.1)$

3.12 การประมาณน้ำหนักรบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สูตรที่ 3

สมมติฐาน

สมมติฐานเช่นเดียวกับสมมติฐานของสูตรที่ 2

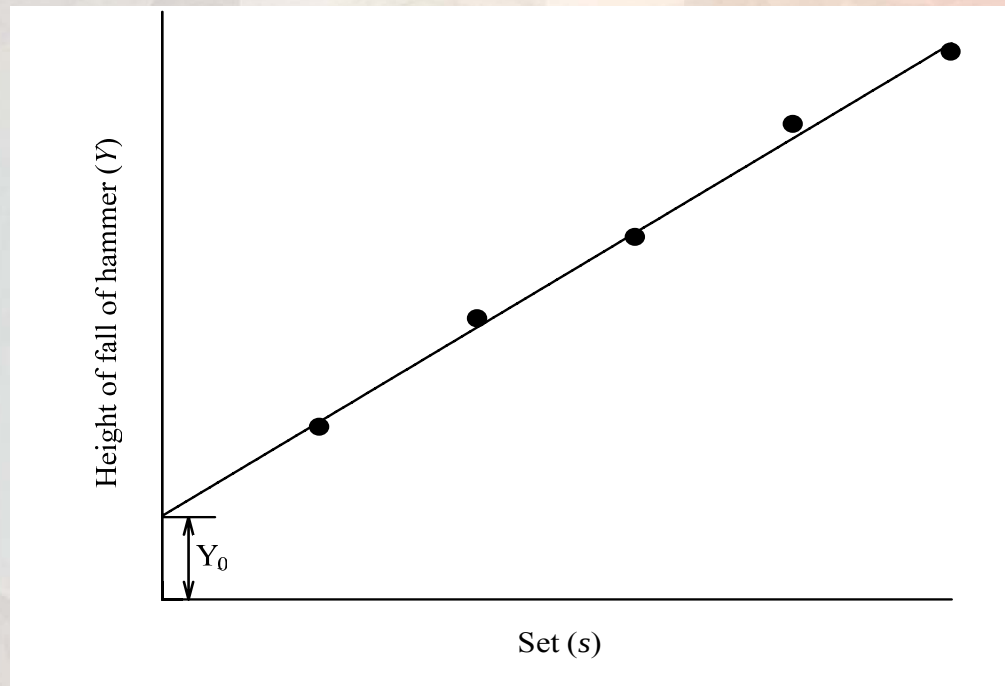
ถ้าแรงกระทำมีค่าน้อยกว่าความต้านทานของดิน ตั้มน้ำหนักจะกระเด็นกลับ และจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม เสาเข็มจะเริ่มเคลื่อนตัวเมื่อตั้มน้ำหนักส่งถ่ายน้ำหนักเท่ากับพื้นที่ OAE ถ้าพลังงานที่พอดีทำให้เสาเข็มเริ่มเคลื่อนตัวเกิดจากการยกตั้มน้ำหนักสูง Y_0 พลังงานเนื่องจากตั้มน้ำหนักมีค่าเท่ากับ $W_h Y_0$ แต่เนื่องจาก $OAE = CBD = Rc/2$ ดังนั้น $W_h Y_0 = Rc/2$ และจากสมการที่ $W_h Y = R(s + c/2)$ จะได้

$$W_h Y = Rs + W_h Y_0$$

เมื่อ Y_0 เป็นค่าที่ประมาณได้จากการบันทึกผลการตอกเสาเข็ม โดยการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างระยะยกตั้มน้ำหนัก (Y) และระยะจมของเสาเข็ม (s)

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดียว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

ค่า Y_0 หาได้จากจุดตัดแกน y



ความสัมพันธ์ระหว่างระยะตกกระทบและระยะจม เพื่อใช้หา Y_0

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

Morrison (1868) พบว่า ค่ากำลังต้านทานของดินสามารถหาได้จากค่าระยะจมสองค่า (s_1 และ s_2) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากระยะตกกระทบเท่ากับ Y_1 และ Y_2 ตามลำดับ

$$W_h Y_1 = R s_1 + R c / 2$$

$$W_h Y_2 = R s_2 + R c / 2$$

ดังนั้น

$$W_h (Y_1 - Y_2) = R (s_1 - s_2)$$

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สูตรที่ 4

สมมติฐาน

- ก) ตั้มน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากการกระทบ (Impinging particle) ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การพักพื้น (Coefficient of restitution) เท่ากับ e_r
- ข) สมการพลังงานแสดงดังนี้

$$W_h Y = R_s + U$$

เมื่อ U คือพลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็ม

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

ค) พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็มเกิดเนื่องจากการกระแทกเพียงอย่างเดียว

ตามกฎของนิวตัน พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการกระแทกของวัสดุสองชนิด ซึ่งมีมวล M และ m มีความเร็ว V

และ v คือ $\frac{(1-e_r^2)Mm(V-v)^2}{2(M+m)}$ โดยการแทนค่า $M = W_h/g$, $m = W_p/g$, $V = (2gY)^{0.5}$ และ

$v = 0$ จะได้ $U = \frac{(1-e_r^2)W_pW_hY}{(W_h+W_p)}$ และเมื่อแทนค่านี้ลงในสมการ $W_hY = Rs + U$ จะได้

$$\frac{W_hY(W_h + e_r^2W_p)}{(W_h + W_p)} = Rs$$

ถ้าสมมติให้ $e_r = 0$ จะได้

$$\frac{W_h^2Y}{(W_h + W_p)} = Rs$$

สมการของ Dutch หรือสมการของ Eytewein

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สูตรที่ 5

สมมติฐาน

ก) พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็มคำนวณได้จาก $WY = R_s + U$

ข) ขณะที่ตอกเสาเข็ม จะเกิดการสูญเสียพลังงานเนื่องจากการอัดตัวแบบยืดหยุ่นในเสาเข็ม ราวกับว่ามีแรง R มากกระทำ

การอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็มหาได้จาก RL/AE และพลังงานยืดหยุ่นมีค่าเท่ากับ $R^2L/2AE$ ดังนั้น $U = R^2L/2AE$ และ

$$W_h Y = R_s + \frac{R^2 L}{2AE}$$

สมการของ Weibach (1850)

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สูตรที่ 6

สมมติฐาน

- ก) พลังงานที่กระทบเสาเข็ม มีค่าเท่ากับ $kW_h Y$ โดยที่ k คือประสิทธิภาพของชุดตอกเสาเข็ม ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1.0 เนื่องจากการสูญเสียอันเกิดจากความผิดและการสูญเสียอื่นๆ ขณะตอกเสาเข็ม
- ข) พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการอัดตัวของเสาเข็ม คำนวณได้เช่นเดียวกับในสูตรที่ 5
- ค) พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการกระทบของวัสดุสองชนิด คำนวณได้เช่นเดียวกับในสูตรที่ 4

ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$\frac{kW_h Y}{(1.5 + 0.3W_p/W_h)} = \frac{R^2 L}{2AE} + R_s$$

สมการของ Janbu (1953)

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

สามารถเขียนในรูปแบบอย่างง่ายได้ดังนี้

$$R = \frac{W_h Y}{K_u S}$$

เมื่อ

$$C_d = 0.75 + 0.15 \frac{W_p}{W_h}$$

$$K_u = C_d \left[1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right]$$

$$\lambda = \frac{W_h Y L}{A E S^2}$$

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการดอกเสาเข็ม

สูตรที่ 7

สมมติฐาน

ก) พลังงานที่กระแทกเสาเข็มมีค่าเท่ากับ $kW_h Y$

ข) พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ $(2kW_h YL/AE)^{0.5}$

ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$kW_h Y = R_s + \frac{R}{2} \left(\frac{2kW_h YL}{AE} \right)^{0.5}$$

สมการของ Danish

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการดอกเสาเข็ม

สูตรที่ 8

พลังงานที่สูญเสียถูกสมมติว่าเกิดจาก

- ก) ระบบของตุ้มน้ำหนัก
- ข) การกระแทก
- ค) การอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็ม (c_p)
- ง) การอัดตัวของหมอนรองหัวเสาเข็ม (c_c)
- จ) การอัดตัวของดิน (c_q)

ถ้า L' , A' , และ E' คือความยาว พื้นที่ และโมดูลัสเทียบเท่าของหมอนรองหัวเสาเข็ม ตามลำดับ สมการพลังงานสามารถแสดงได้ดังนี้

$$kW_h Y = R_s + kW_h Y W_p \frac{(1-e^2)}{(W_h + W_p)} + \frac{R^2 L}{2AE} + \frac{R^2 L'}{2A'E'} + \frac{Rc_q}{2}$$

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการดอกเสาเข็ม

$$kW_h Y = Rs + kW_h Y W_p \frac{(1-e^2)}{(W_h + W_p)} + \frac{R^2 L}{2AE} + \frac{R^2 L'}{2A'E'} + \frac{Rc_q}{2}$$

เมื่อแทนค่า $\frac{RL}{AE} = c_p$ และ $\frac{RL'}{A'E'} = c_c$ ลงในสมการด้านบน จะได้

$$\frac{k(W_h + e^2 W_p) W_h Y}{(W_h + W_p)} = R \left[s + \frac{1}{2} (c_p + c_c + c_q) \right]$$

สมการนี้เรียกว่า สมการของ **Hiley**

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว ในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

รูปแบบของสมการ Hiley ที่พบบ่อย คือ

$$R = \frac{W_h Y \eta}{\left[s + (c_c + c_p + c_q) / 2 \right]}$$

เมื่อ $\eta = k(W_h + e_r^2 W_p) / (W_h + W_p)$

$$c_p = \frac{0.72RL}{A}$$

$$c_c = \frac{1.8RL_2}{A} \quad \text{โดยที่ } L_2 \text{ คือความหนาของกระสอบรองหัวเสาเข็ม (เมตร)}$$

$$c_q = 3.60 \frac{R}{A}$$

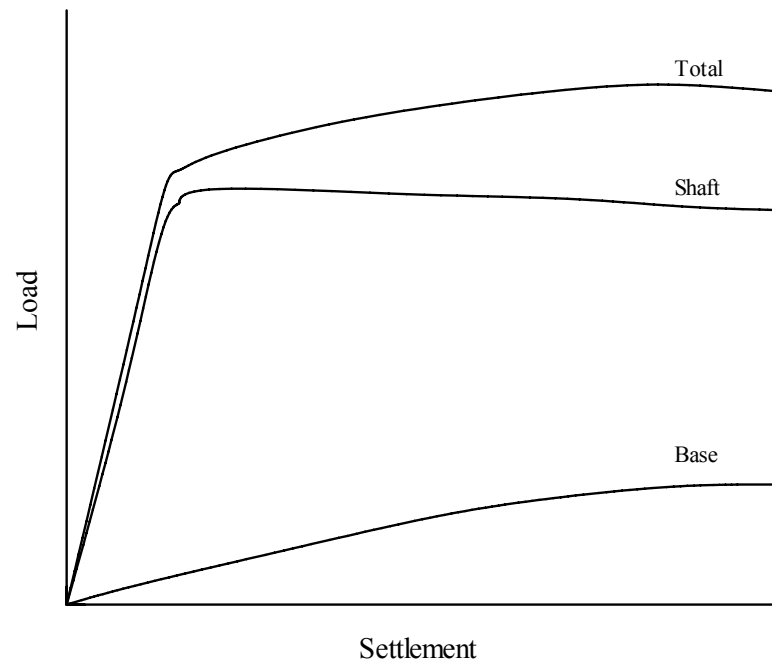
โดยที่ R , L และ A มีหน่วยเป็นตัน เมตร และตารางเซนติเมตร ตามลำดับ

3.13 น้ำหนักบรรทุกยกมาให้ของเสาเข็มเดียว

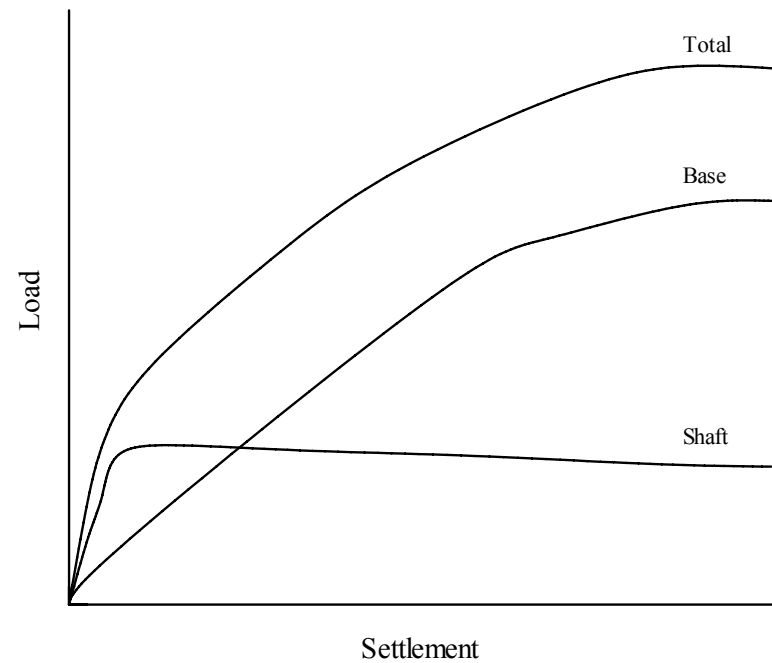
Whitaker and Cooke (1966) ศึกษาอิทธิพลของรูปร่างเสาเข็มต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนัก โดยติดตั้งมาตรวัดแรง (Load cell) ที่ผิวและปลายเสาเข็ม

ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำบนเสาเข็ม แรงเสียดทานรอบเสาเข็มจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงกับการเคลื่อนตัว แรงเสียดทานนี้เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเพียงแค่ 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ต่อจากนั้น แรงเสียดทานนี้อาจมีค่าคงที่หรือลดลง ตามการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม ในขณะที่ แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการทรุดตัวประมาณ 10 - 20 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางที่ปลายเข็ม

3.13 น้ำหนักบรรทุกยกมาให้ของเสาเข็มเดี่ยว



(a) เสาเข็มแรงเสียดทาน



(b) เสาเข็มดาด

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็มเจาะ

3.13 น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มเดียว

น้ำหนักบรรทุกยอมให้ สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$P_a \leq \frac{P_s}{FS_s} + \frac{P_b}{FS_b}$$

เมื่อ FS_s คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงเสียดทาน ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.2 ถึง 1.5

FS_b คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงแบกทานที่ปลายเข็ม ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3.0

ผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงอัตราส่วนปลอดภัยโดยรวมของเสาเข็มด้วย น้ำหนักบรรทุกยอมให้ควรมีค่าเท่ากับ

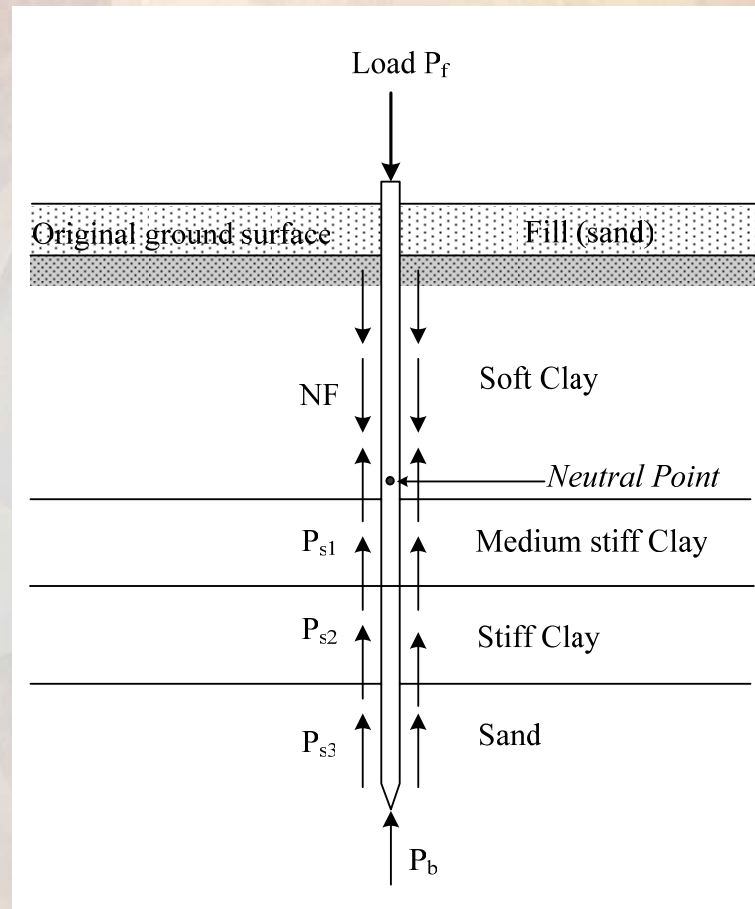
$$P_a \leq \frac{P_s + P_b}{FS}$$

เมื่อ FS คืออัตราส่วนปลอดภัยรวม ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2.0 ถึง 2.5

3.14 แรงจุดลงของเสาเข็ม (*Negative Skin Friction : NF*)

แรงจุดลงของเสาเข็ม คือแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างมวลดินกับเสาเข็ม อันเป็นผลจากการที่ดินบริเวณรอบเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวมากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็ม สภาพที่ทำให้เกิดแรงจุดลง คือปลายเสาเข็มวางตัวในชั้นที่มีการทรุดตัวน้อยและมีชั้นดินอัดตัวสูง (**Highly compressive soil**) เช่น ดินเหนียวอ่อน วางตัวอยู่ด้านบน แรงจุดลงจะเกิดในชั้นดินเหนียวอ่อน ตั้งแต่หัวเสาเข็มจนถึงจุดสะเทิน (**Neutral point**) ซึ่งเป็นจุดที่การเคลื่อนตัวของมวลดินกับเสาเข็มประมาณเท่ากัน

3.14 แรงกดลงของเสาเข็ม (*Negative Skin Friction : NF*)



การเกิดแรงกดลงเนื่องจากการถมดิน

3.14 แรงจุดลงของเสาเข็ม (*Negative Skin Friction : NF*)

3.14.1 สาเหตุของการเกิดแรงจุดลง (Cause of Negative Skin Friction) ในชั้นดินกรุงเทพ

- 1) ผลของการอัดตัวคายนํ้าปฐมภูมิอันเนื่องมาจากความเค้นที่กระทำบนผิวดิน เช่น การถมดิน จุดให้เสาเข็มจมลง ในกรณีนี้ จุดสะเทิน (Neutral point) จะอยู่บริเวณเส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวอ่อนกับดินเหนียวแข็งปานกลาง
- 2) การสูบน้ำบาดาลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง เนื่องจากการลดลงของความดันนํ้า (Pore pressure)
- 3) ผลจากการตอกเสาเข็ม เนื่องจากการตอกเสาเข็มเป็นการรบกวนดินรอบข้าง และทำให้เกิดความดันนํ้าส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) ซึ่งมีผลทำให้ดินเกิดการหลุดตัวด้วยนํ้าหนักของดินเอง กรณีเช่นนี้ มักเกิดกับดินที่มีค่าความไวตัว (Sensitivity) สูง

3.14 แรงดูดลงของเสาเข็ม (*Negative Skin Friction : NF*)

3.14.2 การวิเคราะห์แรงดูดลง (Negative Skin Friction Analysis)

แรงดูดลงเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นในระยะยาว (Long-term) จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีความเค้น
ประสิทธิผล แรงดูดลง (Negative skin friction) (Burland, 1973)

$$NF = \beta \sigma'_{v(av)} \rho \Delta L$$

เมื่อ β คือตัวประกอบ

$\sigma'_{v(av)}$ คือความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย เนื่องจากน้ำหนักชั้นดิน (Overburden) และดินถม (Fill)

ρ คือเส้นรอบรูปเสาเข็ม (Perimeter of pile)

ΔL คือความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดแรงดูดลง

3.14 แรงดูดลงของเสาเข็ม (*Negative Skin Friction : NF*)

3.14.2 การวิเคราะห์แรงดูดลง (Negative Skin Friction Analysis)

ความสัมพันธ์ของค่า β ชนิดของดิน (Burland, 1973)

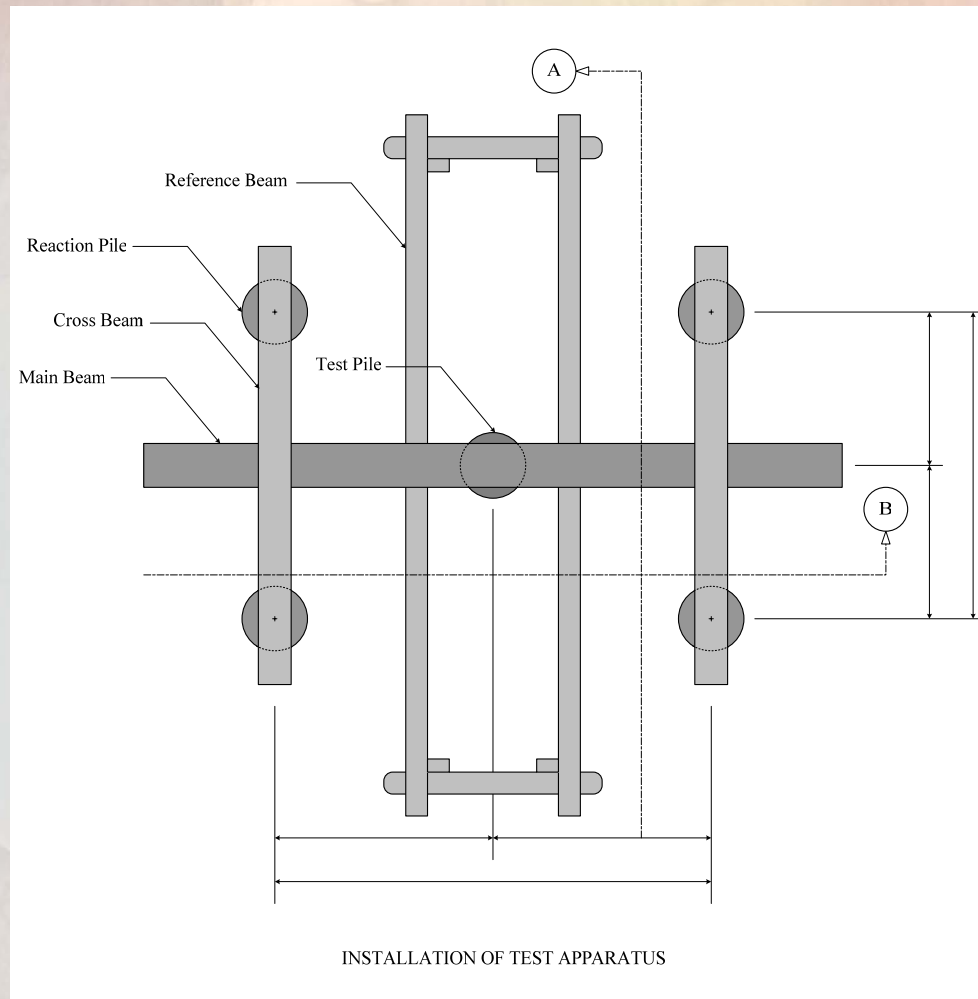
ชนิดของดิน	β
ดินเหนียวปนดินตะกอน	0.25
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ	0.20
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกปานกลาง	0.15
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง	0.10

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

สำหรับโครงการที่ใช้เสาเข็มจำนวนมาก การทดสอบเสาเข็มเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็ม จำเป็นต้องมีข้อกำหนดในเรื่องของจำนวนเสาเข็มที่ต้องถูกทดสอบเพื่อให้เป็นตัวแทนของเสาเข็มทั้งหมดในโครงการได้อย่างเหมาะสม ซึ่งจะต้องไม่มากหรือน้อยจนเกินความจำเป็น เสาเข็มที่จะใช้ทดสอบควรเป็นเสาเข็มที่ติดตั้งขึ้นเฉพาะ (ไม่ใช่เสาเข็มในฐานรากของอาคาร)

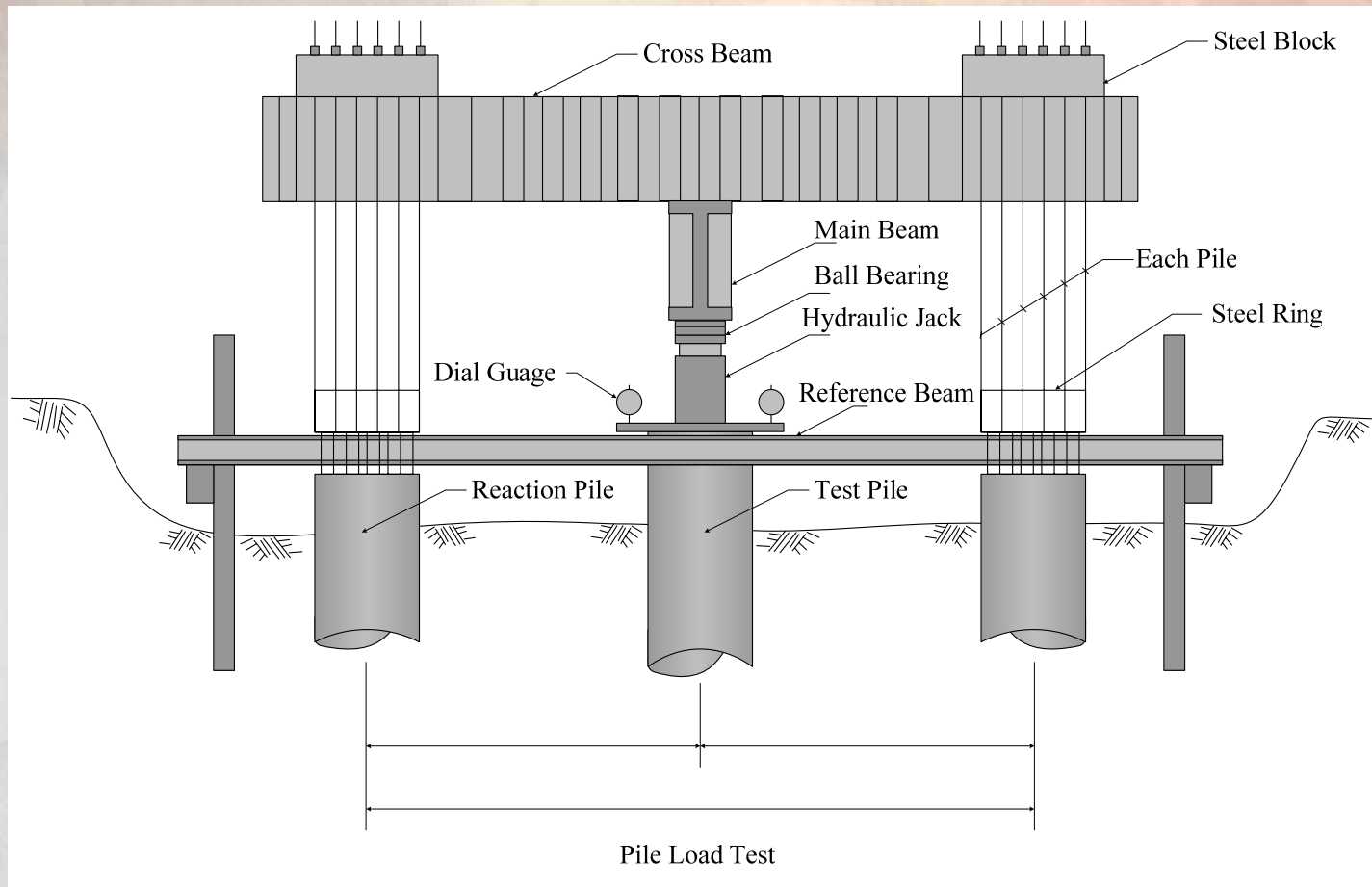
National Building Code (1991) เสนอว่า ควรทำการทดสอบเสาเข็มหนึ่งต้น ต่อจำนวนเสาเข็ม 250 ต้น ในกลุ่มเสาเข็มขนาดและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากัน

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม



การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเดี่ยว

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม



การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเดี่ยว

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์



การวางน้ำหนักบรรทุกบนโครงเหล็ก

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์



การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกบนหัวเสาเข็มทดสอบ

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

Engel (1988) เสนอจำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบตามผลรวมของความยาวของเสาเข็มทั้งโครงการ

ข้อแนะนำในการกำหนดจำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบ

ผลรวมของความยาวเสาเข็มทุกต้นในโครงการ (เมตร)	จำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบ (ต้น)
0 – 1,800	0
1,800 – 3,000	1
3,000 – 6,000	2
6,000 – 9,000	3
9,000 – 12,000	4

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนามควรกระทำหลังจากเสร็จสิ้นการติดตั้งเสาเข็มเป็นเวลาไม่น้อยกว่า 30 ถึง 90 วัน เพื่อให้ดินรอบข้างซึ่งถูกรบกวนขณะติดตั้งเสาเข็มสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ มาตรฐาน ASTM D-1143 ได้เสนอวิธีการทดสอบเสาเข็มไว้ 7 วิธี ดังนี้

- 1) **Standard Loading Procedure หรือ Slow Maintained Load Test** ทำการทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักทีละขั้นๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ จนกระทั่งถึงน้ำหนักบรรทุกที่ 200 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ ซึ่งหมายความว่าอัตราส่วนปลอดภัยของเสาเข็มมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0
- 2) **Cyclic Load Test** ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี Standard Loading Procedure เพียงแต่มีการถอนและขึ้นน้ำหนักใหม่ที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 50, 100 และ 150 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

- 3) **Loading in Excess of Standard Test Load** ภายหลังจากการทดสอบตามวิธี **Standard Loading Procedure** เสร็จเรียบร้อยแล้ว หากเสาเข็มยังไม่วิบัติ เสาเข็มจะถูกเพิ่มน้ำหนักเป็นขั้นๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ จนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติ
- 4) **Constant Time Interval Loading** ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี **Standard Loading Procedure** แต่ใช้เวลาแต่ละช่วงการทดสอบไว้ 1 ชั่วโมง เท่าๆ กัน ตลอดทั้งขั้นตอนการเพิ่มและถอนน้ำหนักบรรทุกทดสอบ
- 5) **Constant Rate of Penetration Method** ทำการทดสอบโดยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกด้วยอัตราการเคลื่อนตัวของเสาเข็มคงที่ ประมาณ 0.25 ถึง 0.5 มิลลิเมตรต่อนาที จนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติ

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

- 6) **Quick Load Test** เป็นการทดสอบที่ใช้เวลาสั้น ทำการทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งเสาเข็มวิบัติ โดยปกติจะใช้เวลาประมาณ 4 ถึง 6 ชั่วโมง
- 7) **Constant Settlement Increment Loading Method** เป็นการทดสอบที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุกเป็นขั้นๆ โดยแต่ละขั้นจะเกิดการทรุดตัวเท่ากัน (ในแต่ละครั้ง น้ำหนักบรรทุกไม่จำเป็นต้องเท่ากัน) โดยกำหนดช่วงการทรุดตัวประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

แม้ว่าจะมีวิธีการทดสอบหลายวิธี แต่วิธีที่นิยมที่สุด ได้แก่ *Standard Loading Procedure, Cyclic Load Test* และ *Quick Load Test*

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การบรรทุกน้ำหนัก	ข้อพิจารณา
ก) Standard Loading Procedure 1) ให้น้ำหนักถึง 200 % ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้สำหรับเสาเข็มเดี่ยว และ 150% สำหรับเข็มกลุ่ม 2) เพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกช่วงละ 25 % ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ 3) ในการถอนน้ำหนักบรรทุกออก ให้ลดเป็นช่วงๆ ช่วงละ 25% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ และทิ้งเวลา ระหว่างช่วง 1 ชั่วโมง	- คงน้ำหนักแต่ละช่วงจนอัตราการทรุดตัวไม่เกินกว่า 0.25 มม./ชม. แต่ไม่นานเกิน 2 ชั่วโมง - เมื่อถึงช่วงน้ำหนักสูงสุดแล้วหากยังไม่มี การวิบัติ ให้น้ำหนักไว้ 12 ชั่วโมง แล้วจึงถอนน้ำหนักได้ ถ้าการทรุดตัวในชั่วโมงสุดท้ายไม่เกินกว่า 0.25 มม. หากเกินกว่าให้น้ำหนักไว้ 24 ชั่วโมง - หากเสาเข็มวิบัติโดยการจมแล้วไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักบรรทุกได้ ให้พยายามค้ำน้ำหนักไว้จนกระทั่งการทรุดตัวเกิน 15% ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

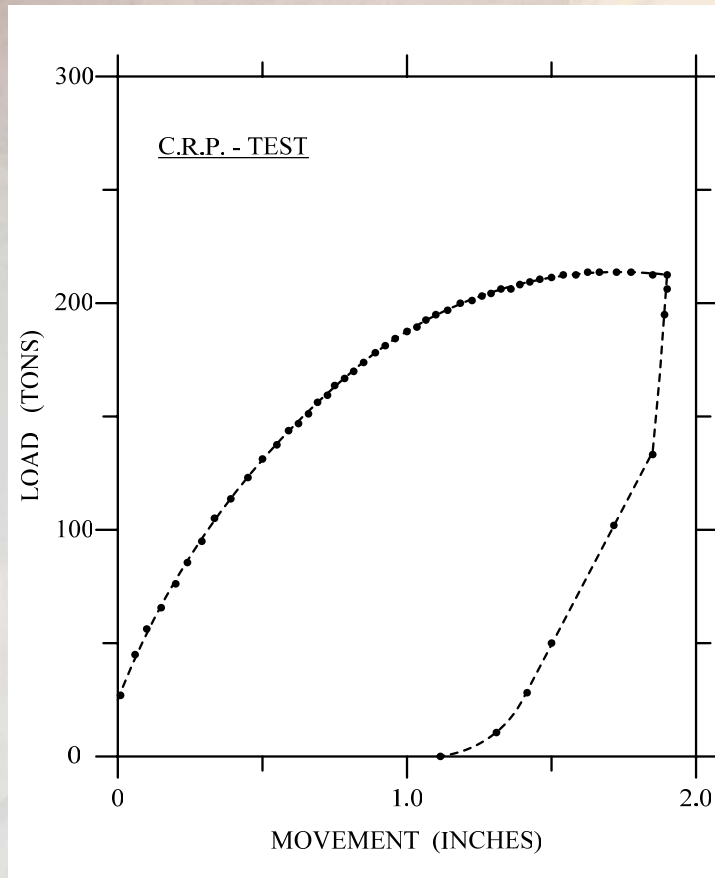
การบรรทุกน้ำหนัก	ข้อพิจารณา
ข) Cyclic Loading 1) ให้น้ำหนักแต่ละขั้นตามวิธีในข้อ ก. 2) เฉพาะช่วง 50 , 100 และ 150% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ในการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว หรือ 50 และ 100% สำหรับเสาเข็มกลุ่ม ให้น้ำหนักไว้ 1 ชั่วโมง แล้วถอนน้ำหนักลงตามช่วงที่ขึ้นน้ำหนัก โดยให้ทิ้งเวลาระหว่างช่วง 20 นาที 3) การขึ้นน้ำหนักในวงรอบถัดไปในส่วนที่น้ำหนักซ้ำเดิม ให้ขึ้นน้ำหนักช่วงละ 50 % ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ โดยค้ำน้ำหนักระหว่างช่วงไว้ 20 นาที	- การถอนน้ำหนักในช่วงบรรทุกสุดท้ายให้ดำเนินการเช่นเดียวกับวิธีในข้อ ก)

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

การบรรทุกน้ำหนัก	ข้อพิจารณา
ค) Quick Load Test 1) ให้น้ำหนักช่วงละ 10 ถึง 15 % ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ โดยเวลาในการขึ้นน้ำหนักของแต่ละช่วงประมาณ 2.5 นาที 2) หากทำการทดสอบจนถึงจุดวิกฤติ ขณะเมื่อเสาเข็มจมลงโดยไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักได้ ให้หยุดการบรรทุกน้ำหนักแล้วรอ 5 นาทีจึงถอนน้ำหนักได้	- เวลาในการขึ้นน้ำหนักในแต่ละช่วงอาจเปลี่ยนแปลงได้โดยมีการตกลงเห็นชอบระหว่างผู้เกี่ยวข้อง - การถอนน้ำหนักควรดำเนินการเป็นช่วงๆ ไม่น้อยกว่า 4 ช่วงเท่าๆ กัน โดยเว้นระยะเวลาระหว่างช่วงประมาณ 5 นาที เพื่อให้สามารถบันทึกกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการคืบตัวในการถอนน้ำหนักได้

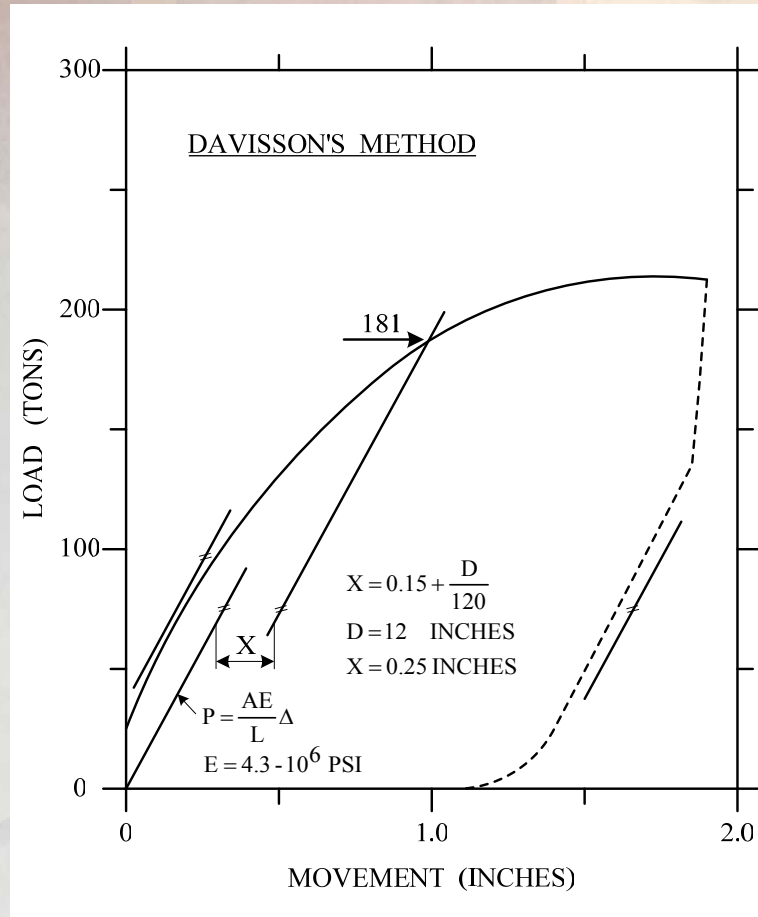
3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม



ผลทดสอบแสดงในรูปนี้ ถูกนำมาใช้ในการหา
น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ด้วยวิธีที่แตกต่างกันหกวิธี
เสาเข็มที่ใช้เป็นเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงที่มีขนาดเส้นผ่าน
ศูนย์กลาง 30.5 เซนติเมตร ยาว 19.0 เมตร เสาเข็มถูก
ทดสอบหลังจากการตอกหกสัปดาห์ เพื่อให้เกิดการอัดตัวคาย
น้ำของดินรอบข้างเสาเข็มอย่างสมบูรณ์ เสาเข็มเริ่มเกิดการ
เคลื่อนตัวอย่างมากที่น้ำหนักบรรทุก 200 ตัน

ผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

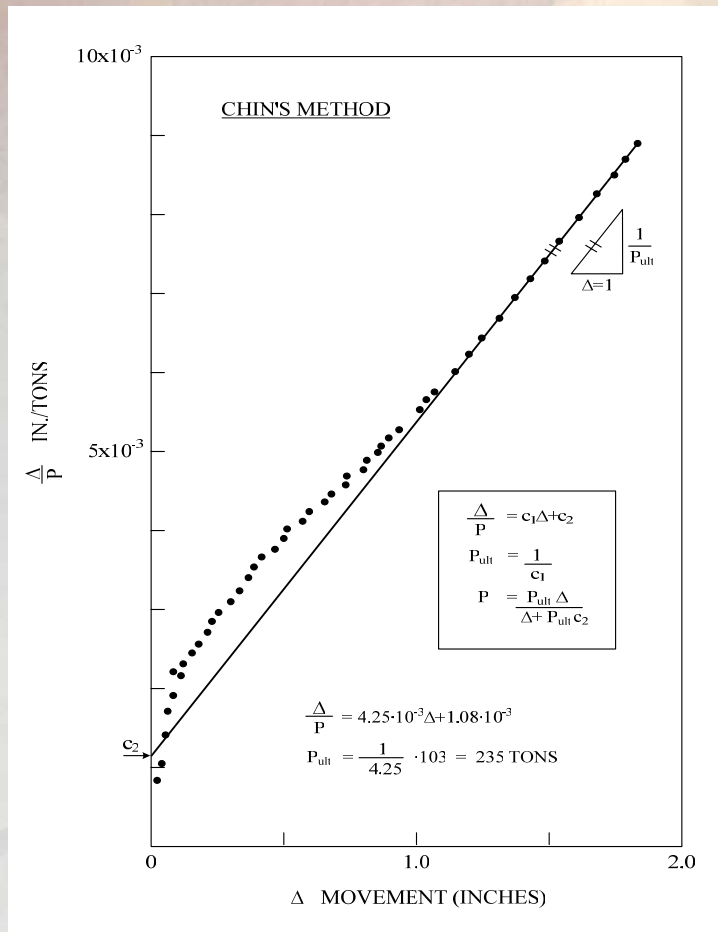
3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม



น้ำหนักบรรทุกประลัยมีนิยามว่าเป็นน้ำหนัก
ซึ่งทำให้การทรุดตัวในเสาเข็มเกิดจากผลรวมของการ
อัดตัวแบบยืดหยุ่น ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวมของ 0.15
นิ้ว (4 มิลลิเมตร) และ $D/120$ เมื่อ D คือเส้นผ่าน
ศูนย์กลางเสาเข็ม ซึ่งมีหน่วยเป็นนิ้ว

การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Davission (1972)

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม



การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Chin

วิธีการนี้สมมติว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดมีรูปร่างเป็นแบบไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic shape) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวสามารถเขียนในรูปของสมการดังนี้

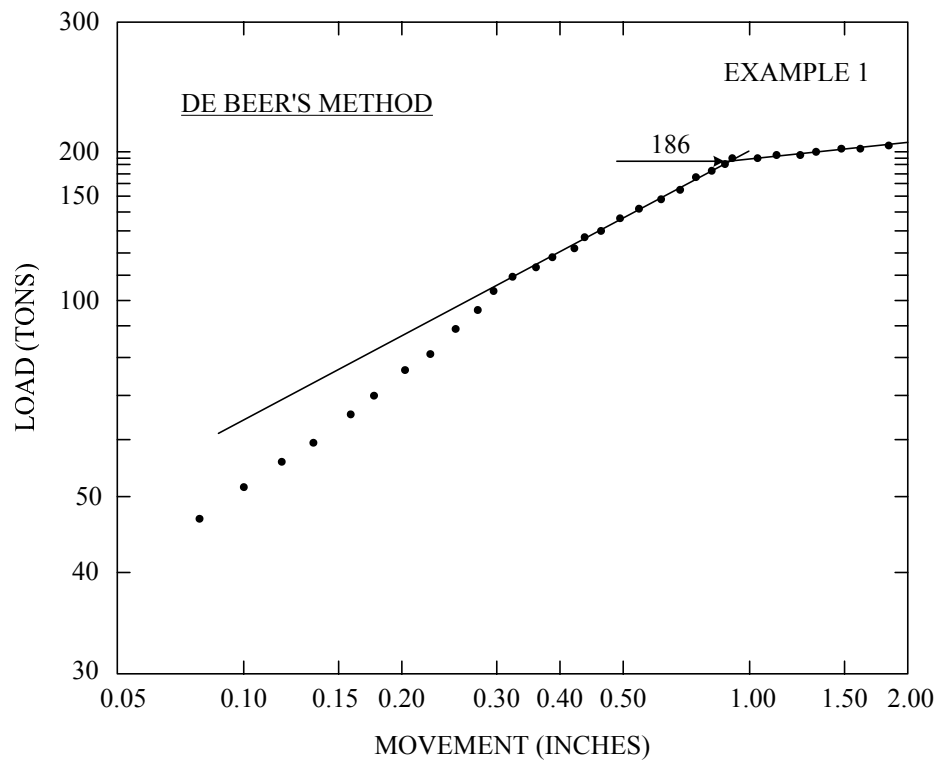
$$P = \frac{\Delta}{c_1 \Delta + c_2}$$

$$P = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{\Delta}}$$

เมื่อ P คือน้ำหนักบรรทุก Δ คือการทรุดตัว

c_1 และ c_2 คือค่าคงที่

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

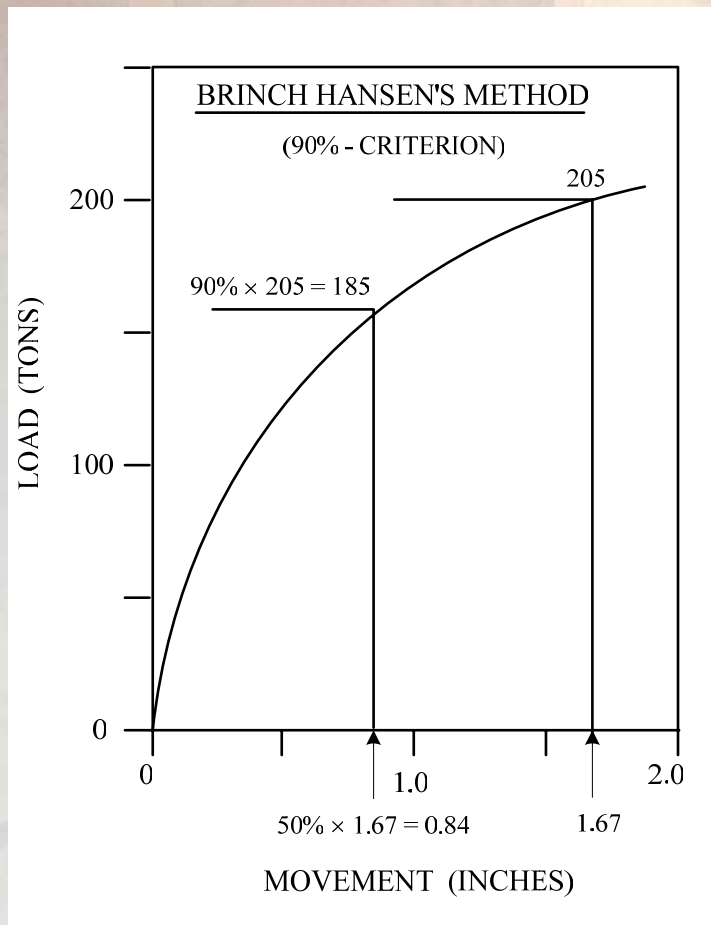


Construction of De Beer's yield limit

วิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัย
โดยวิธีของ De Beer ซึ่งเป็นค่าที่จุดตัด
ของส่วนของเส้นตรงสองเส้น อันเกิดจาก
ความสัมพันธ์ระหว่าง $\log P$ และ $\log \Delta$

การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ De Beer

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

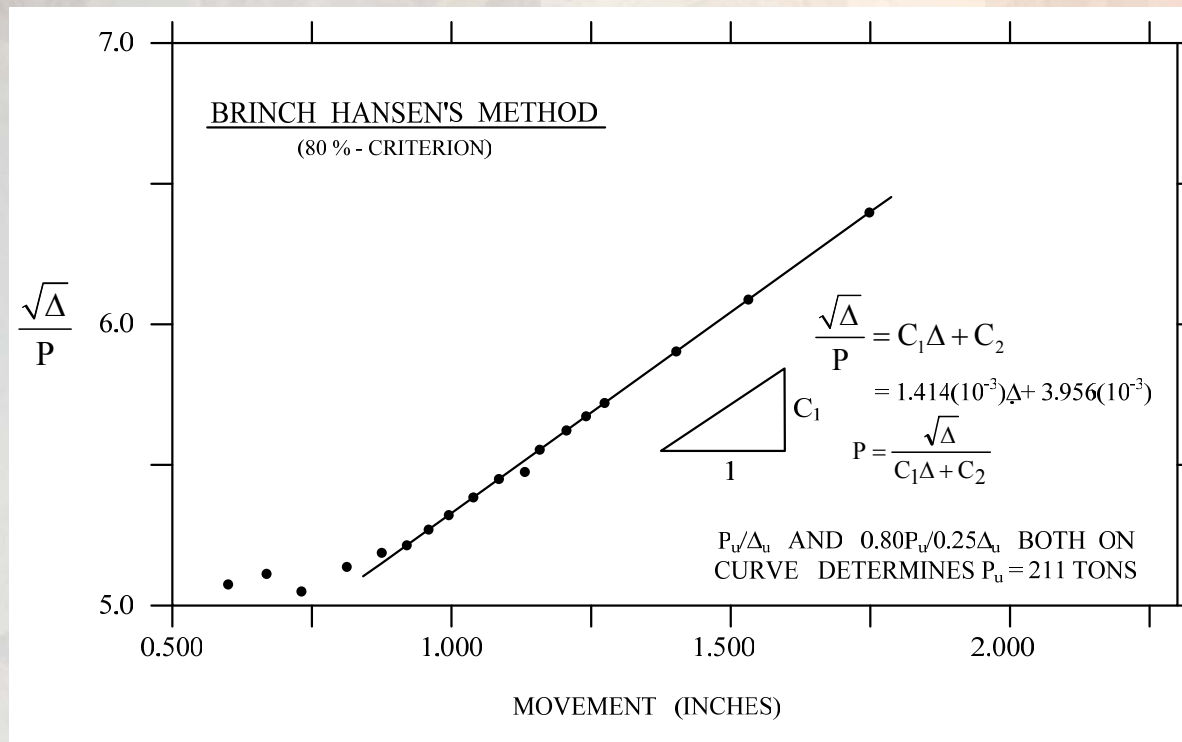


วิธีที่เสนอโดย Brinch Hansen (1963) ซึ่ง
กล่าวว่าน้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักบรรทุกที่เกิดการ
ทรุดตัวเป็นสองเท่าของการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุก 90
เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกประลัย การคำนวณกระทำ
ได้โดยการลองผิดลองถูก (Trial and error)

การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 90% ของ Brinch Hansen

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

วิธีมาตรฐาน 80 เปอร์เซ็นต์ ของ Brinch Hansen ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง Δ น้ำหนักบรรทุกประลัย (P_u) และการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย (Δ_u) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

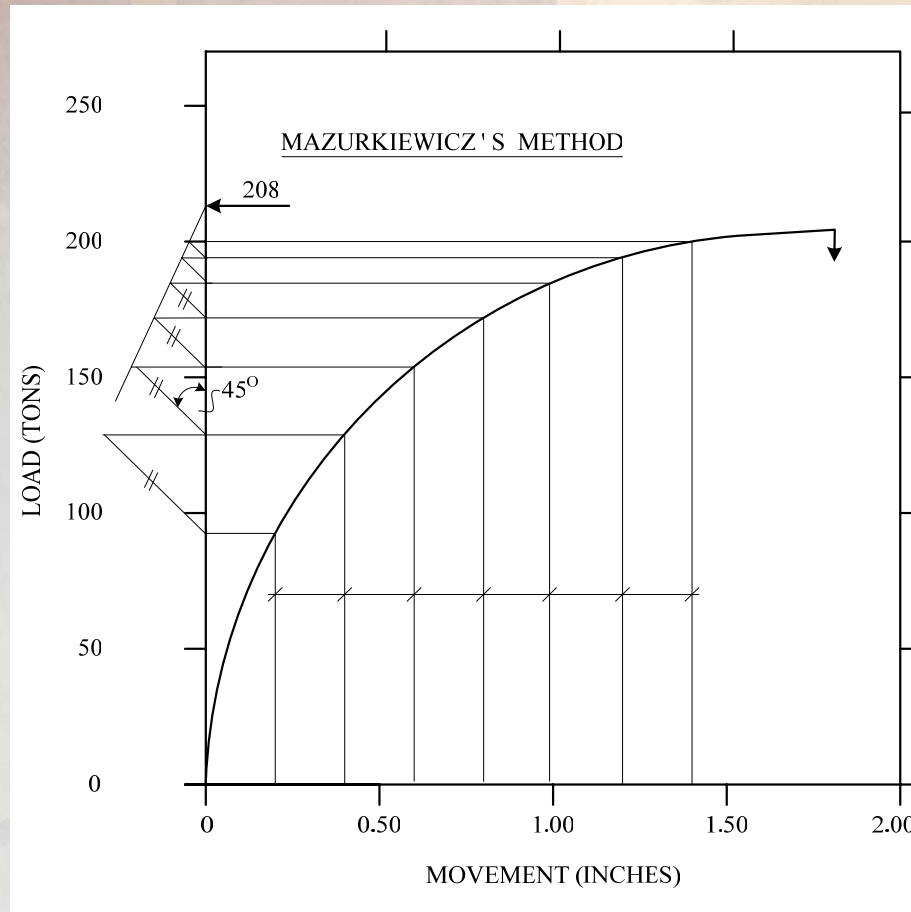


$$P_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}}$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1}$$

การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 80% ของ Brinch Hansen

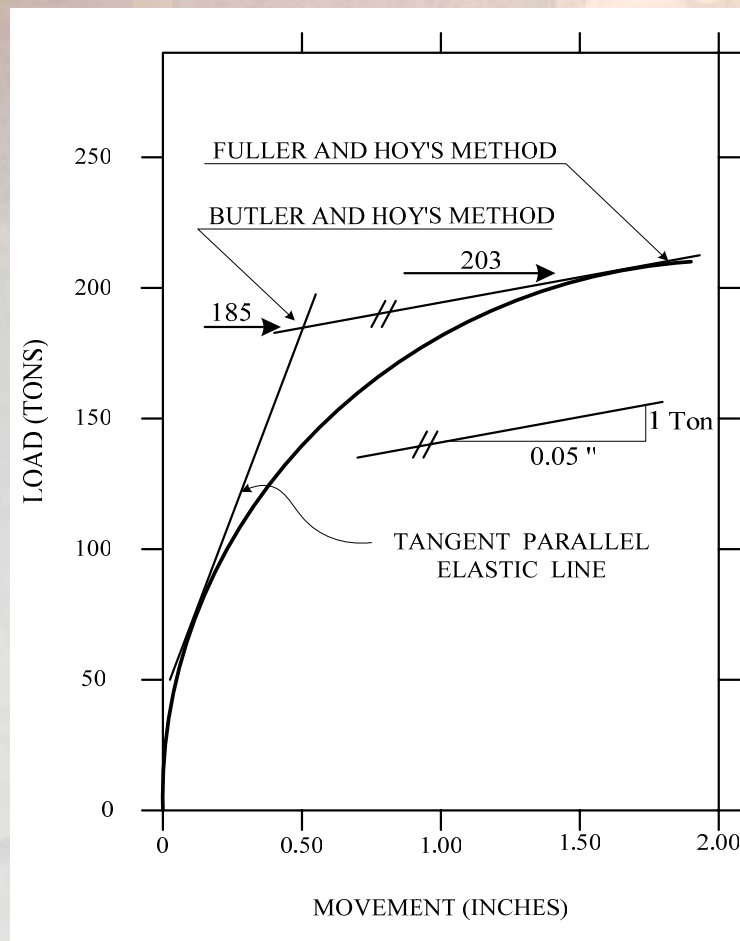
3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม



วิธีการหาน้ำหนักบรรทุกพละลัตามวิธีของ Mazurkiewicz (1972) ซึ่งกระทำโดยการแบ่งค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม (แกน X) ให้เท่ากัน และหาน้ำหนักบรรทุกที่แต่ละการทรุดตัว

การหาน้ำหนักบรรทุกพละลัโดยวิธี Mazurkiewicz (1972)

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

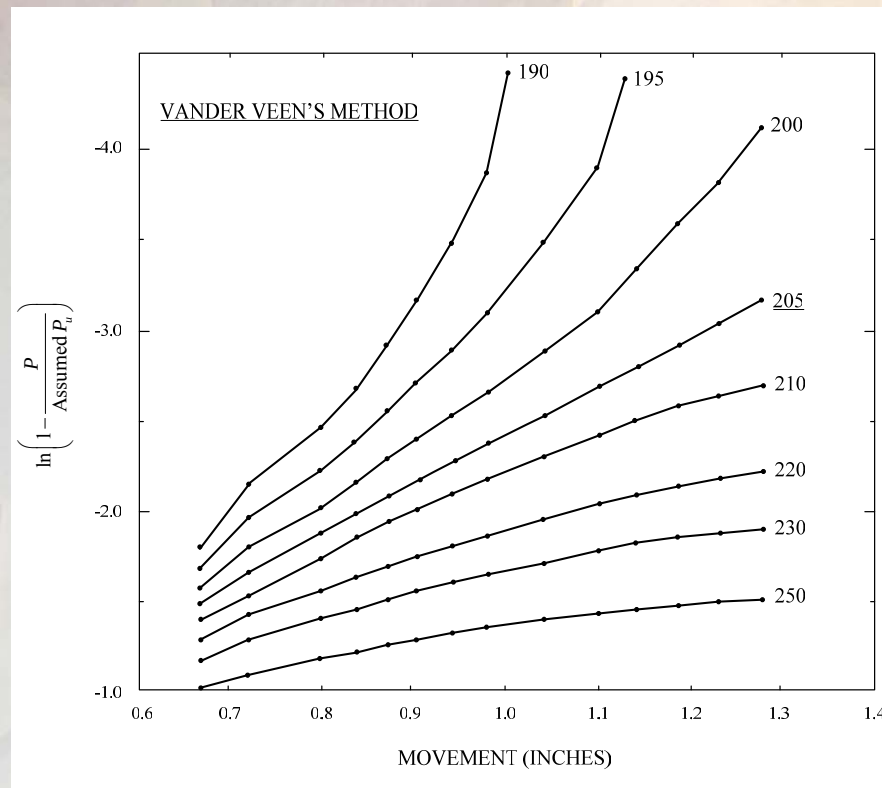


วิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Fuller and Hoy (1970) น้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักซึ่งความชันของกราฟน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว มีค่าเท่ากับ 0.05 นิ้วต่อตัน (0.14 มิลลิเมตรต่อกิโลนิวตัน)

วิธีของ Butler and Hoy (1977) ซึ่งปรับปรุงวิธีของ Fuller and Hoy (1970) วิธีการนี้นิยามน้ำหนักบรรทุกประลัยว่าเป็นจุดตัดของเส้นตรงที่มีความชัน 0.05 นิ้วต่อตัน กับเส้นสัมผัสของเส้นตรงส่วนแรกของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว

การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธี Fuller and Hoy และ Butler and Hoy

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม



การหาน้ำหนักบรรทุกพ้อยโดยวิธีของ Vander Veen (1953) ซึ่งกระทำโดยการเลือกน้ำหนักบรรทุกพ้อย (Assumed P_u) และพล็อตความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln(1 - P/\text{Assumed } P_u)$ และการทรุดตัว

การหาน้ำหนักบรรทุกพ้อยโดยวิธีของ Vander Veen

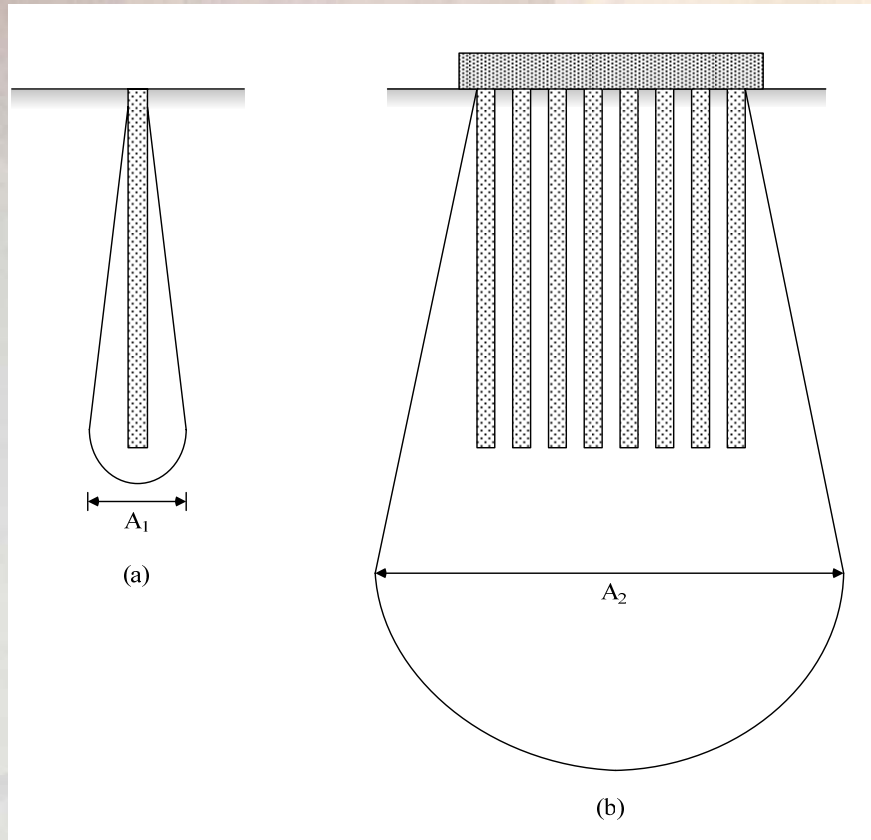
3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

ในทางปฏิบัติ ฐานรากถือเป็นกลุ่มของเสาเข็มที่มีแท่นหัวเสาเข็ม (Pile cap) เป็นตัวกระจายน้ำหนักจากโครงสร้าง เราสามารถแบ่งฐานรากออกเป็น 2 ประเภท ตามตำแหน่งของแท่นหัวเสาเข็ม

ฐานรากที่มีแท่นหัวเสาเข็มอยู่บนพื้นดิน เรียกว่าฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation)

ฐานรากที่มีแท่นหัวเสาเข็มลอยอยู่เหนือระดับพื้นดิน เรียกว่าฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ (Free standing group of pile)

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง



น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากเสาเข็ม
ไม่จำเป็นต้องเท่ากับผลรวมของน้ำหนักบรรทุก
ประลัยของเสาเข็มแต่ละต้นเสมอไป เนื่องจาก
กระเปาะความเค้นของเสาเข็มหนึ่งต้นและ
เสาเข็มกลุ่มมีความแตกต่างกัน

กระเปาะความเค้นของเสาเข็มต้นเดียวและเสาเข็มกลุ่ม

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกเฉลี่ยเฉลี่ยของเสาเข็มในฐานรากต่อน้ำหนักบรรทุกเฉลี่ยของเสาเข็มเดี่ยว เรียกว่าประสิทธิภาพ (Efficiency, η)

$$\eta = \frac{P_{f(group)}}{n \times P_f}$$

เมื่อ n คือ จำนวนเสาเข็มในฐานราก

$P_{f(group)}$ คือ น้ำหนักบรรทุกเฉลี่ยของฐานรากเสาเข็ม

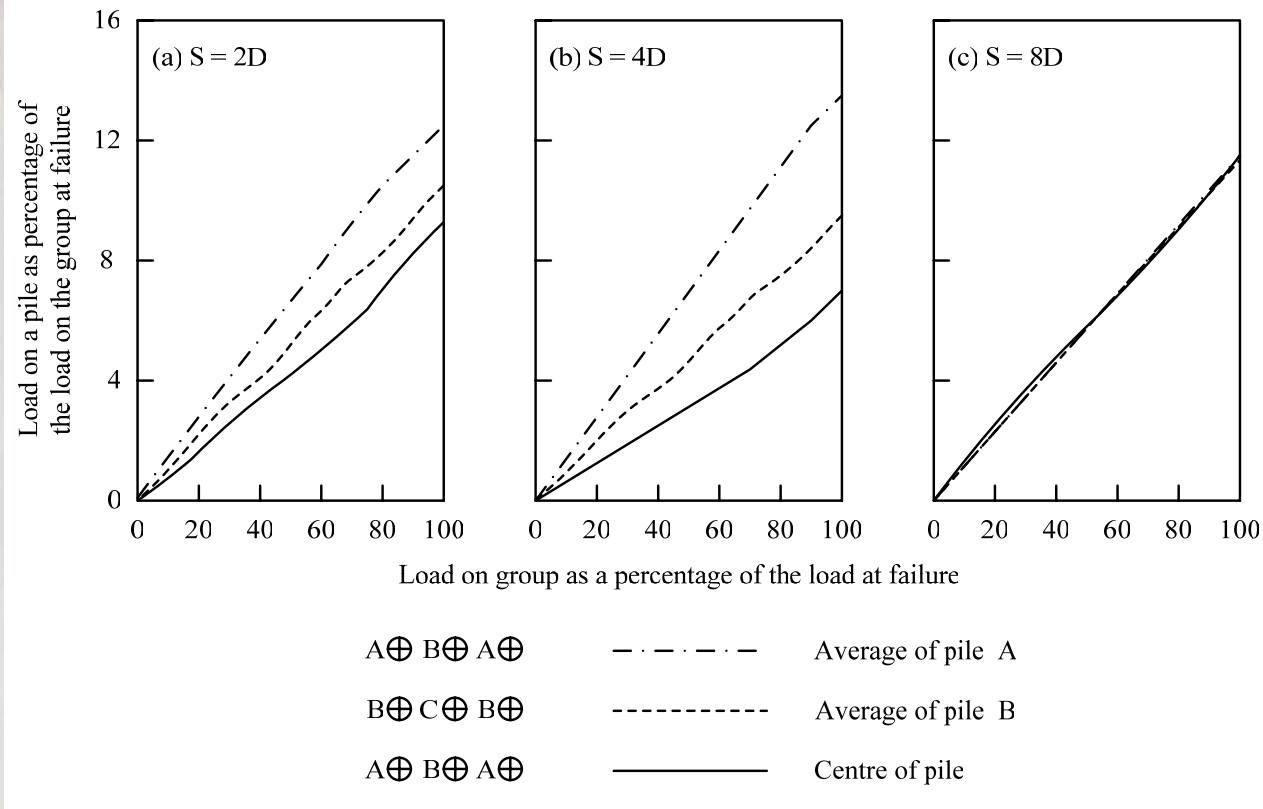
3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

เมื่อฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกตรงศูนย์กลาง มักจะสมมติว่าเสาเข็มแต่ละต้นรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากันและเกิดการทรุดตัวในปริมาณเดียวกัน แต่ผลทดสอบแบบจำลองฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ (Free standing group of pile) ของ Whitaker (1976) แสดงให้เห็นว่า น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้นมีความแตกต่างกัน Whitaker แสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้น

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

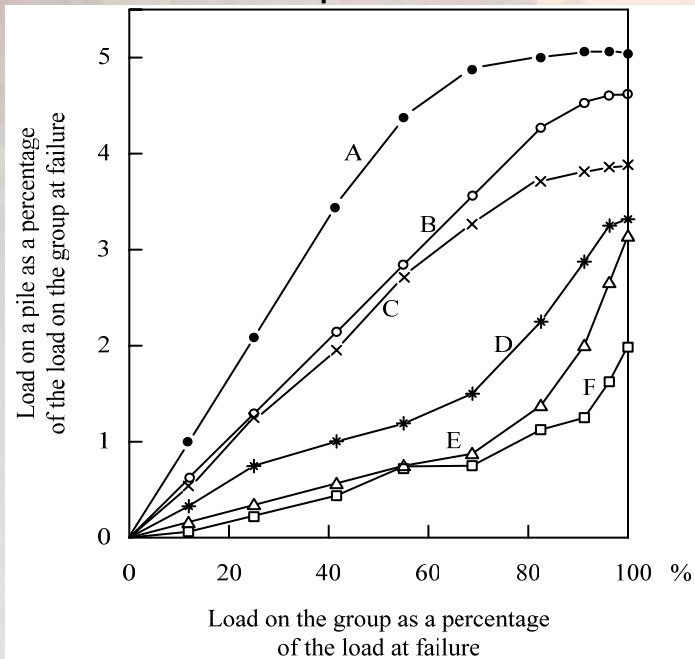
3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว



กระเปาะความเค้นของเสาเข็มต้นเดียวและเสาเข็มกลุ่ม

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว



A ○ B ○ C ○ B ○ A ○
 B ○ D ○ E ○ D ○ B ○
 C ○ E ○ F ○ E ○ C ○
 B ○ D ○ E ○ D ○ B ○
 A ○ B ○ C ○ B ○ A ○

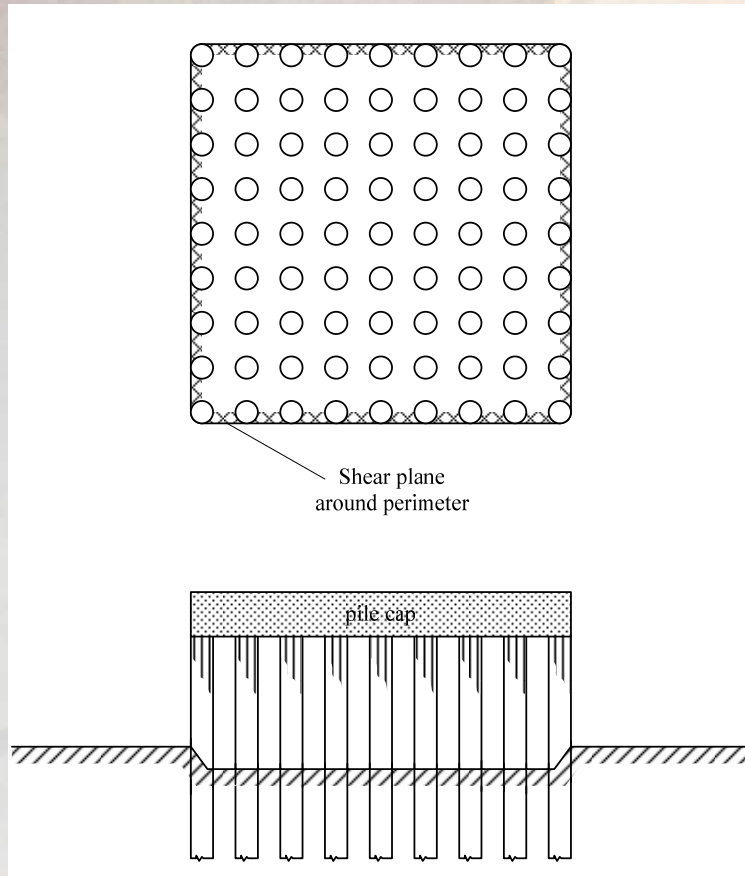
● ● Average of piles A
 ○ ○ Average of piles B
 × × Average of piles C
 * * Average of piles D
 △ △ Average of piles E
 □ □ Piles F

จะเห็นได้ว่าน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแปรผันตามระยะห่างจากกึ่งกลางของกลุ่มเสาเข็ม เสาเข็มต้นที่อยู่ไกลจากกึ่งกลางเสาเข็มกลุ่มมากที่สุด จะรับน้ำหนักบรรทุกมากที่สุด

การกระจายน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่มที่มี $S = 2D$

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว



Whitaker (1976) กล่าวว่าพฤติกรรมการรับน้ำหนักของฐานรากกลุ่มเสาเข็มลดยิธีเกิดขึ้นในสองลักษณะ ตามการจัดเรียงระยะห่างของเสาเข็ม ได้แก่ การวิบัติแบบบล็อก (Block failure) และการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น (Individual failure of piles) ระยะห่างของเสาเข็มที่เป็นตัวแบ่งแยกลักษณะการวิบัติ เรียกว่า ระยะห่างวิกฤติ (Critical spacing)

การวิบัติแบบบล็อก

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

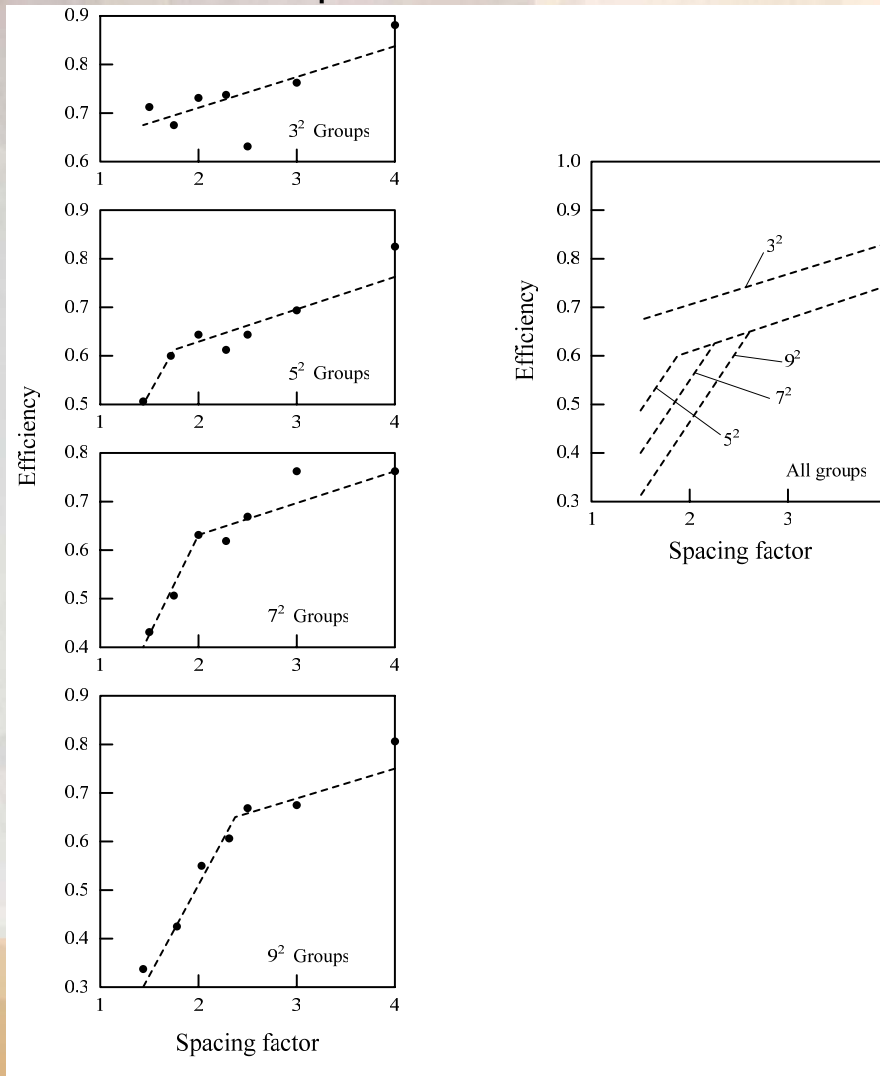
การวิบัติแบบบล็อกในชั้นดินเหนียว แรงที่ต้านการวิบัติจะเกิดจากกำลังต้านทานแรงเฉือนรอบบล็อก และเกิดจากกำลังรับแรงแบกทานที่ฐานของบล็อก ในกรณีของเสาเข็มกลุ่มรูปสี่เหลี่ยม น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากเสาเข็มที่เกิดการวิบัติแบบบล็อกสามารถประมาณได้ดังนี้

$$P_{f(\text{group-block})} = N_c S_{ub} B_g L_g + 2 \bar{S}_u H_g (B_g + L_g) < n P_f$$

เมื่อ	N_c	คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน
	S_{ub}	คือกำลังต้านทานแรงเฉือนปลายเสาเข็มกลุ่ม
	B_g	คือด้านกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
	L_g	คือความยาวของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
	H_g	คือความลึกของกลุ่มเสาเข็ม
	$\bar{S}_u$	คือกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ยตลอดความลึก 0 ถึง H

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

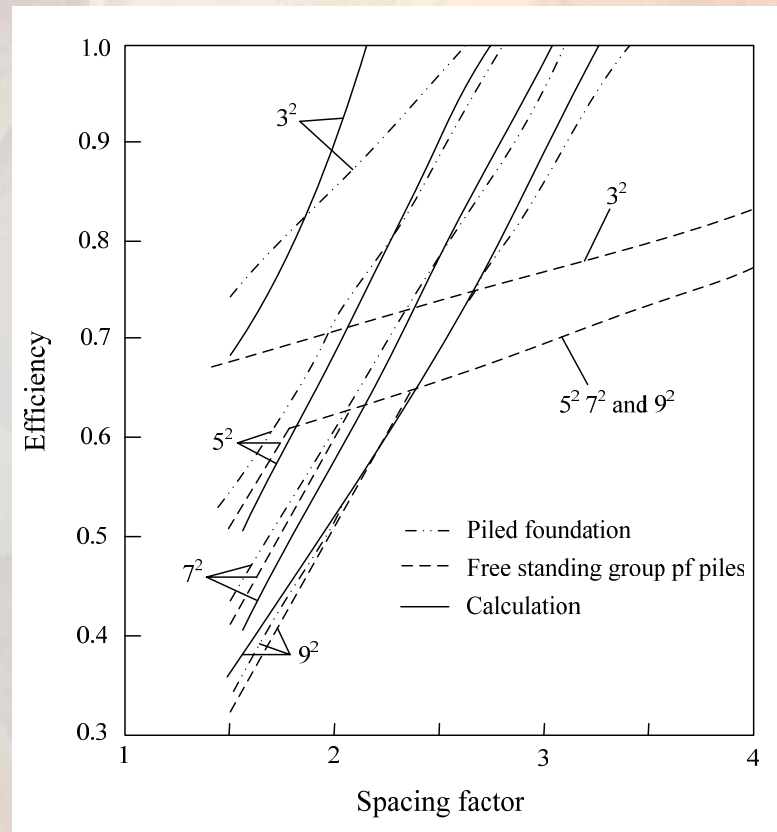


สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างระหว่าง
เสาเข็มเกินกว่าระยะห่างวิกฤติ การวิบัติจะเป็น
แบบการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น

ความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพและอัตราส่วน
ระยะห่างของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ
(Whitaker, 1976)

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว



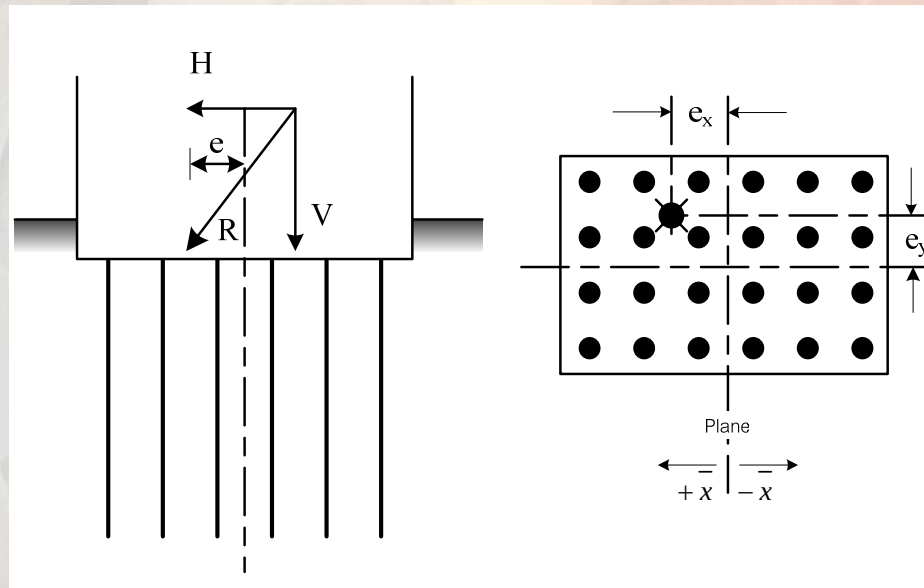
ค่าประสิทธิภาพที่ได้คำนวณและที่ได้จากผลทดสอบ (Whitaker, 1976)

3.17 เส้าเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

3.17.2 เส้าเข็มกลุ่มในชั้นทราย

การตอกเส้าเข็มในชั้นทรายทำให้ความหนาแน่นของทรายรอบเส้าเข็มและปลายเส้าเข็มเพิ่มขึ้น ดังนั้น เส้าเข็มกลุ่มที่ตอกในชั้นทรายมักมีค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยของกลุ่มเส้าเข็มมากกว่าผลรวมของน้ำหนักบรรทุกประลัยของเส้าเข็มเดี่ยว แต่อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบ อาจสมมติให้ประสิทธิภาพ (η) มีค่าเท่ากับหนึ่ง สำหรับเส้าเข็มตอก และมีค่าประมาณ 0.6 ถึง 1.0 สำหรับเส้าเข็มเจาะ

3.18 เสาคีมกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแนวนอน



เสาคีมกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน

3.18 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแนวนอน

ในกรณีของฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ซึ่งบรรทุกน้ำหนักเอียง R น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นสามารถคำนวณได้จาก

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{V e_x x}{\sum (\bar{x})^2} \pm \frac{V e_y y}{\sum (\bar{y})^2}$$

เมื่อ V คือแรงกระทำในแนวดิ่งทั้งหมดบนฐานราก

n คือจำนวนเสาเข็ม

e_x และ e_y คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวแกน x และแกน y ตามลำดับ

x และ y คือระยะที่วัดจากแกนสะเทินของกลุ่มเสาเข็มถึงจุดกึ่งกลางเสาเข็มต้นที่พิจารณาตามแกน x และ y ตามลำดับ

$\bar{x}$ และ $\bar{y}$ คือระยะที่วัดจากแกนสะเทินของกลุ่มเสาเข็มจนถึงจุดกึ่งกลางเสาเข็มทุกต้น ตามแนวแกน x และ y ตามลำดับ

3.18 เส้าเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแนวนอน

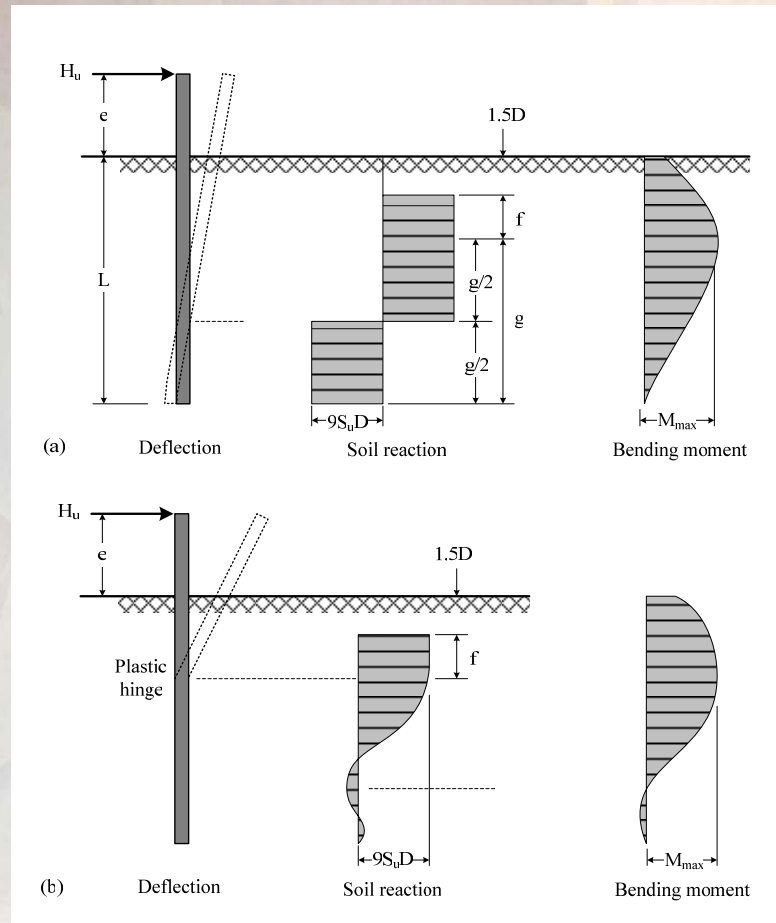
3.18.1 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเส้าเข็มในชั้นดินเหนียว

จากผลทดสอบความต้านทานในแนวนอนของเส้าเข็มพบว่า ความต้านทานในแนวนอนที่จุดวิบัติของเส้าเข็มในชั้นดินเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้นจาก $2S_u$ ที่ผิวดิน (S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ) จนถึง 8 ถึง 12 เท่าของ S_u ที่ระดับความลึกประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเส้าเข็ม ($3D$) จากผิวดิน เพื่อความง่ายต่อการคำนวณ

Broms (1994a) เสนอวิธีการกระจายความดันดินด้านข้าง โดยพิจารณาความดันดินด้านข้างที่ระยะจากผิวดินถึง 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางให้เท่ากับศูนย์ การกระจายความดันดินด้านข้างที่ความลึกต่ำกว่า $1.5D$ จะแปรผันตามลักษณะการยึดรั้งหัวเส้าเข็มและความยาวเส้าเข็ม

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)



สำหรับทั้งเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว เสาเข็มสั้นคือเสาเข็มซึ่งการวิบัติเกิดเนื่องจากการวิบัติของดินด้านข้าง (เสาเข็มมีความแข็งแรงสูง) ขณะที่ เสาเข็มยาวคือ เสาเข็มซึ่งการวิบัติเกิดเนื่องจากวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มมีความต้านทานโมเมนต์ดัดไม่เพียงพอ

กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งในดินเหนียว (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาว (Broms, 1964a)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Ultimate lateral load, H_u) สามารถประมาณได้โดยใช้หลักสมดุล โดยพิจารณาความยาวประสิทธิผลของเสาเข็มเท่ากับ $L - 1.5D$ และระยะเยื้องศูนย์กลางประสิทธิผลเท่ากับ $e + 1.5D$ จากหลักสมดุล สามารถคำนวณหาตำแหน่งที่จะเกิดโมเมนต์มากที่สุด ซึ่งเป็นตำแหน่งซึ่งหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์

$$f = \frac{H_u}{9S_u D}$$

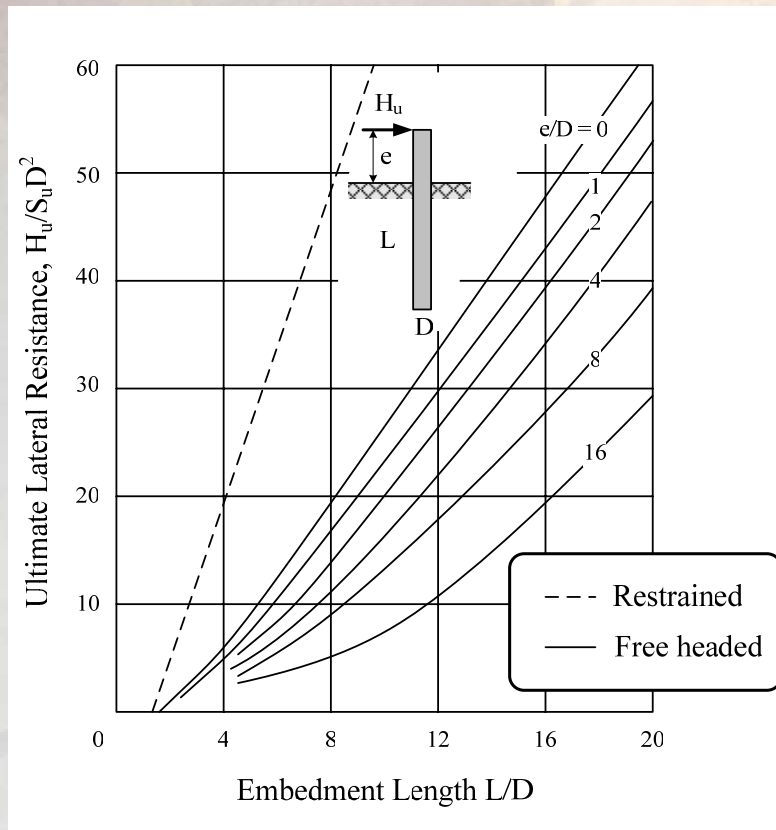
เมื่อพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุดซึ่งเกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด จะได้

$$M_{\max} = H_u (e + 1.5D + 0.5f)$$

$$M_{\max} = 2.25Dg^2S_u$$

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

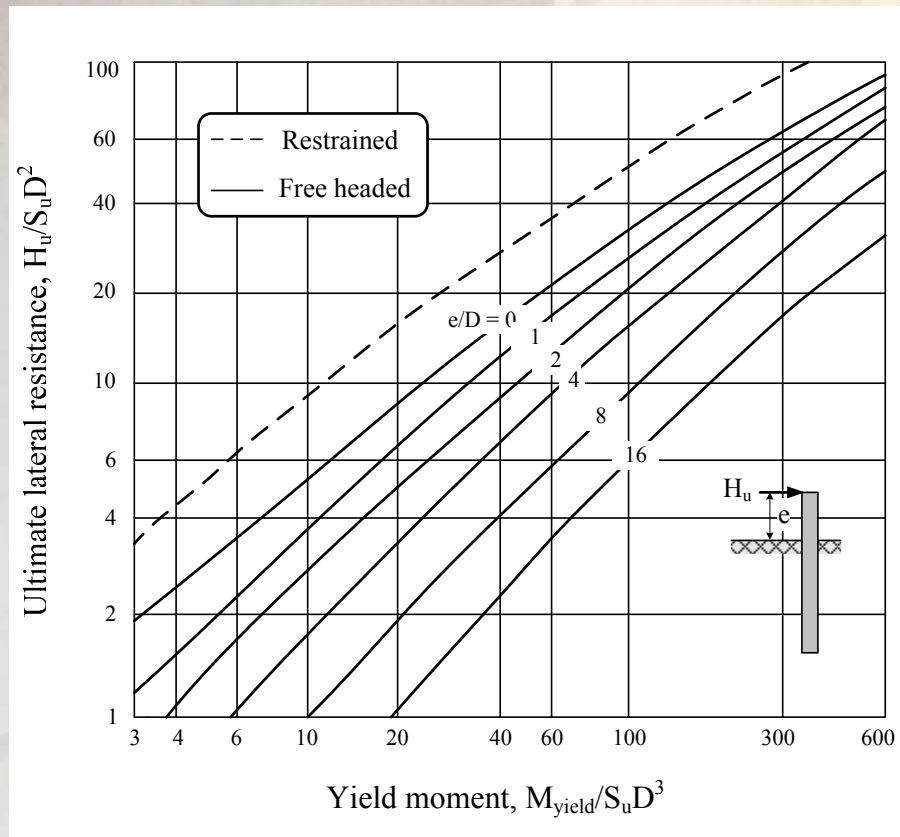


รูปแสดงผลคำตอบของเสาเข็มสั้น ในพจน์ของตัวแปรไร้มิติ ซึ่งจะใช้ได้ในกรณีที่โมเมนต์ครากของหน้าตัด (Yield moment, M_{yield}) มีค่าสูงกว่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม (M_{max})

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)



สำหรับเสาเข็มยาว H_u สามารถหาได้โดย
การแทนค่า M_{max} เท่ากับ M_{yield} ผลคำตอบ
แสดงดังรูป ในพจน์ของตัวแปรไร้มิติ

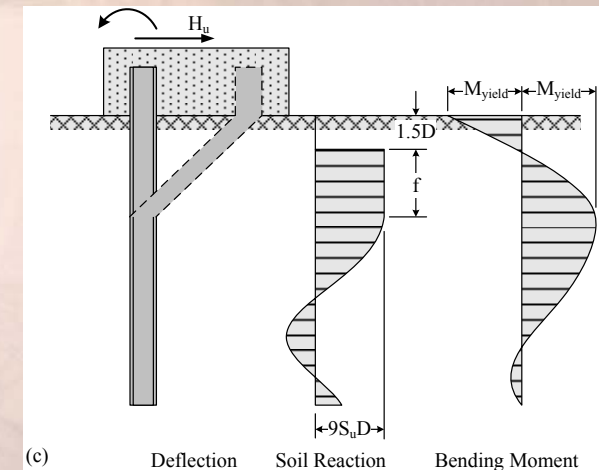
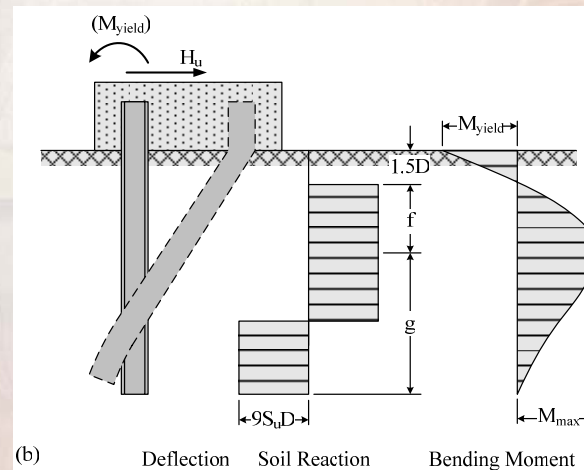
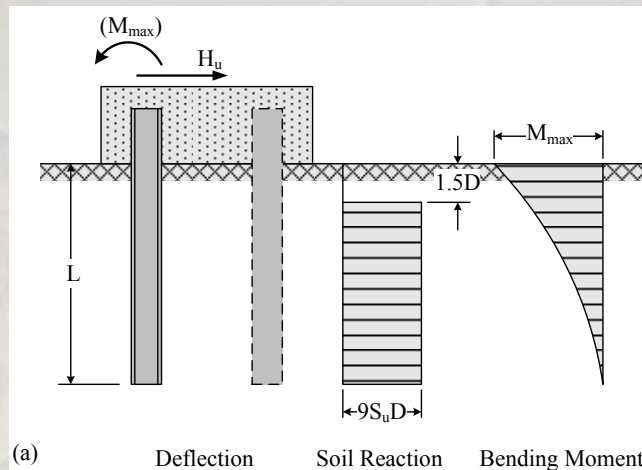
น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายแรงดันดิน และโมเมนต์ดัด ของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม

ลักษณะการวิบัติจะแปรผันตามโมเมนต์ครากของหน้าตัด จากการสมมติว่าโมเมนต์ดัดสูงสุดในเสาเข็มเกิดขึ้นบริเวณหัวเสาเข็ม น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอน และโมเมนต์ดัดสูงสุด



กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นดินเหนียว

(a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาวปานกลาง (c) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

สำหรับเสาเข็มสั้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$H_u = 9S_u D (L - 1.5D)$$

$$M_{\max} = H_u (0.5L + 0.75D)$$

สำหรับเสาเข็มยาวปานกลาง (จุดครากเกิดที่หัวเสาเข็ม)

$$M_{\text{yield}} = 2.25S_u D g^2 - 9S_u D f (1.5D + 0.5f)$$

สำหรับเสาเข็มยาว

$$H_u = \frac{2M_{\text{yield}}}{(1.5D + 0.5f)}$$

3.18 เสาค้ำกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแนวนอน

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

Broms (1964b) ได้สร้างสมมติฐานในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอน ดังนี้

- 1) ไม่พิจารณาอิทธิพลของความดันดินที่สภาวะ **Active** ด้านหลังของเสาเข็ม
- 2) การกระจายความดันดินด้านข้างที่สภาวะ **Passive** ด้านหน้าเสาเข็มมีค่าเป็นสามเท่าของความดันดินตามทฤษฎีของ Rankine
- 3) รูปตัดของเสาเข็มไม่มีผลต่อการกระจายความต้านทานในแนวนอนประลัย
- 4) น้ำหนักบรรทุกประลัยจะเกิดเมื่อเสาเข็มเคลื่อนตัวในแนวนอนอย่างมาก

3.18 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแนวนอน

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

Broms (1964b) รายงานว่าอัตราส่วนของผลคำนวณต่อผลทดสอบจริงมีค่าประมาณสองในสาม ซึ่งหมายความว่าผลการคำนวณโดยเฉลี่ยมีค่าต่ำกว่าค่าจริง และการออกแบบโดยวิธีนี้มีความปลอดภัย (Conservative)

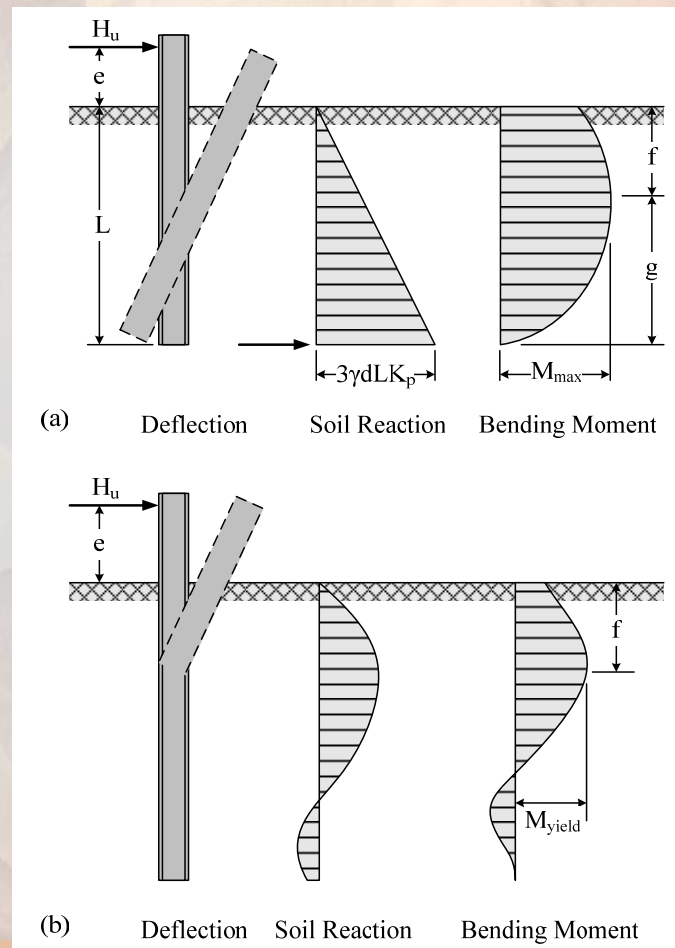
Broms เสนอให้คำนวณการกระจายความดันในแนวนอนที่สภาวะวิบัติเท่ากับ

$$\sigma'_h = 3\sigma'_v K_p$$

เมื่อ σ'_v คือความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง และ K_p มีค่าเท่ากับ $\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)



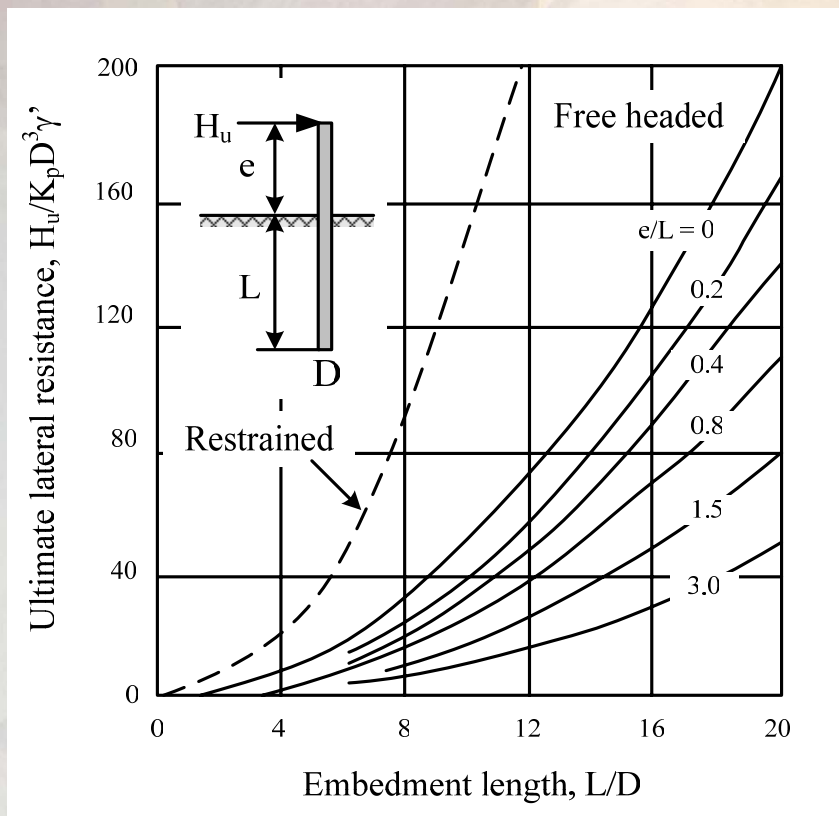
(a) เสาเข็มสั้น

(b) เสาเข็มยาว

กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นทราย (Broms, 1964b)

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)



สำหรับเสาเข็มสั้น น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$H_u = \frac{0.5 \gamma' D L^3 K_p}{e + L}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นทราย (Broms, 1964b)

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

สำหรับเสาเข็มยาว น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

$$H_u = \frac{3}{2} \gamma' D K_p f^2$$



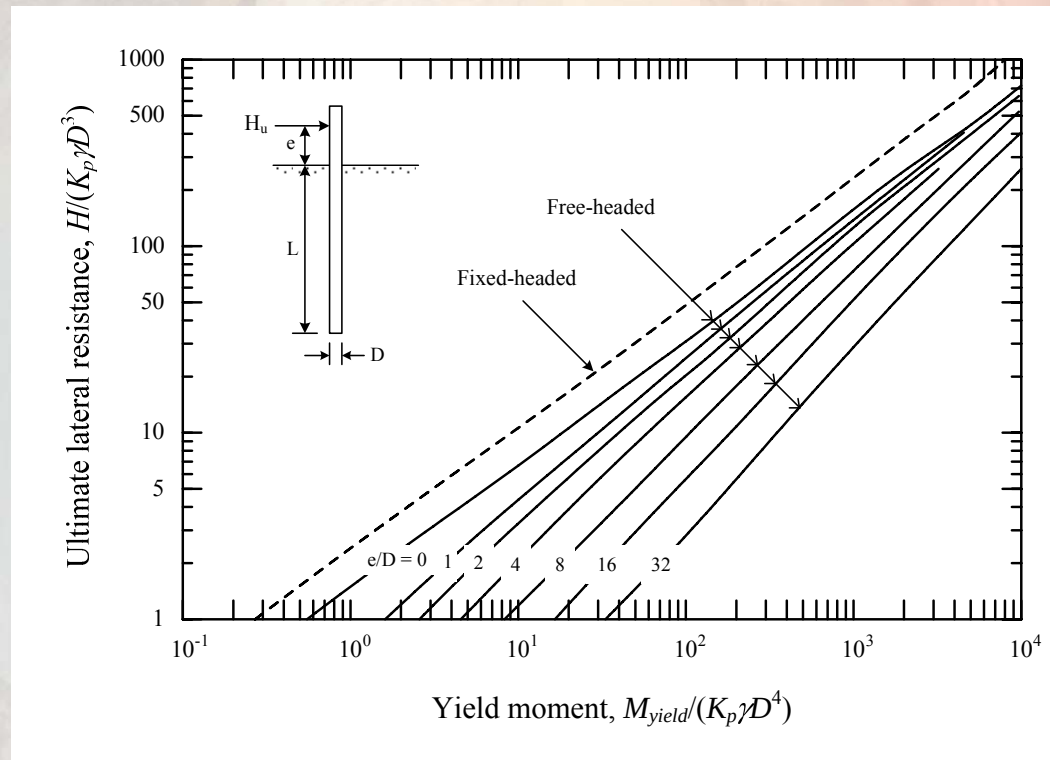
$$f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{D K_p \gamma'}}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$M_{\max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right)$$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

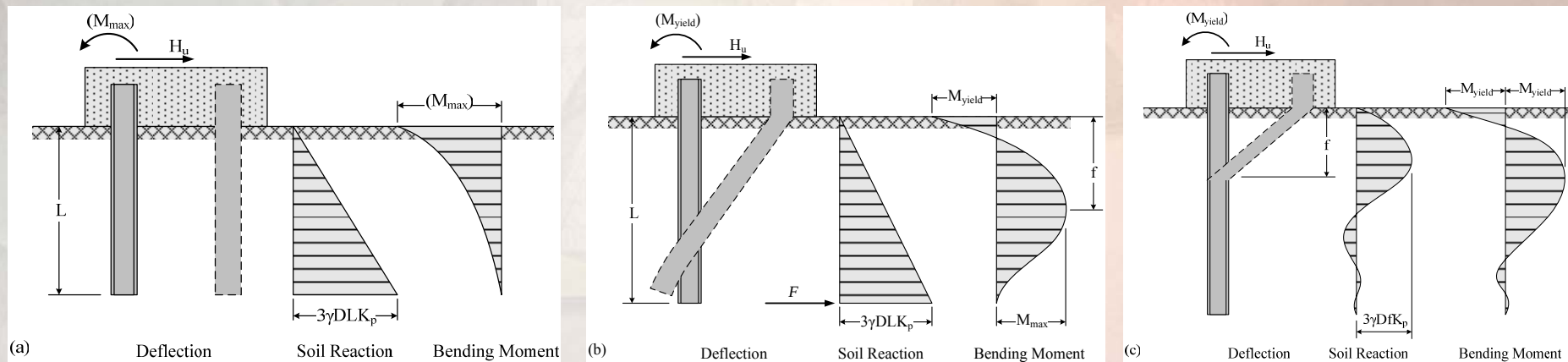
1) เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)



น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นทราย (Broms, 1964b)

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)



กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นทราย

(a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาวปานกลาง (c) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

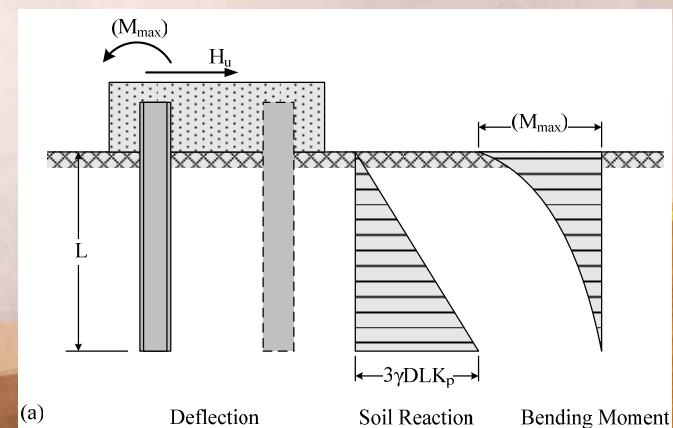
สำหรับเสาเข็มสั้น

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนคำนวณโดยอาศัยสมการสมดุลในแนวนอน

$$H_u = 1.5\gamma' L^2 d K_p$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดในเสาเข็มที่ผิวดินสามารถคำนวณได้จาก

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_u L$$



3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

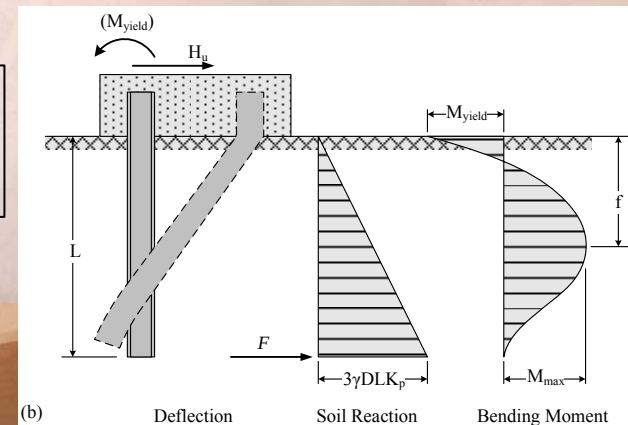
สำหรับเสาเข็มยาวปานกลาง

ถ้า M_{max} ที่ผิวดินมีค่าเกินกว่า M_{yield} จากหลักการสมดุลในแนวนอน จะได้

$$F = \left(\frac{3}{2} \gamma' D L^2 K_p \right) - H_u$$

จากสมดุลการหมุนรอบหัวเสาเข็ม สามารถคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มยาวปานกลางได้ ดังนี้

$$H_u = \frac{(0.5 \gamma' D L^3 K_p) - M_{yield}}{L}$$

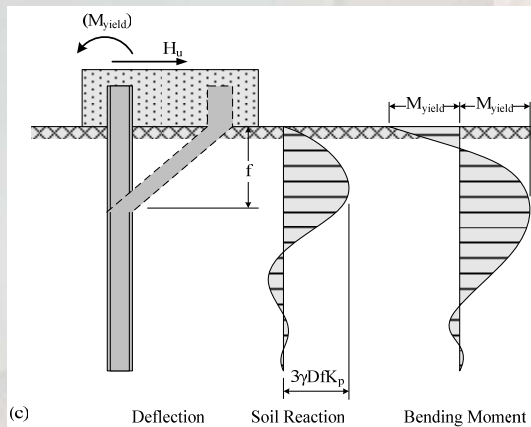


3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

สำหรับเสาเข็มยาว

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนคำนวณได้จาก



$$H_u = \frac{2M_{yield}}{\left(e + \frac{2}{3}f\right)}$$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

ลักษณะของเสาเข็ม	สมการ
เสาเข็มสั้น ($L < L_c$)	$H_u = 18S_u D \left[(e^2 + 1.5De + eL + 0.5L^2 + 1.125D^2) - (e + 0.75D + 0.5L) \right]$ $L_c = 1.5D + \frac{9}{S_u D} + \left[\frac{M_{yield}}{2.25S_u D} \right]^{0.5}$
เสาเข็มยาว ($L > L_c$)	$H_u = 9S_u D \left[\left((e + 1.5D)^2 + \frac{2M_{yield}}{9S_u D} \right)^{0.5} - e - 1.5D \right]$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นทราย

ลักษณะของเสาเข็ม	สมการ
เสาเข็มสั้น ($L < L_c$)	$H_u = \frac{\gamma' DK_p L^3}{2(e + L)}$ $L_c^3 - \frac{2H_{ul}}{\gamma' DK_p} L_c - \frac{2(H_{ul}e)}{\gamma' DK_p} = 0$
เสาเข็มยาว ($L > L_c$)	$H_{ul} = \frac{M_{yield}}{e + \frac{2}{3}f}$ $f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_{ul}}{1.5 DK_p \gamma'} \right)}$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

ลักษณะของเสาเข็ม	สมการ
เสาเข็มสั้น ($L < L_{cs}$)	$H_u = 9S_u D (L - 1.5D)$ $L_{cs} = 2 \left[\frac{M_{yield}}{18S_u D} + \frac{9}{16} D^2 \right]$
เสาเข็มยาวปานกลาง ($L_{cs} \leq L \leq L_{cl}$)	$H_u = 18S_u D \left[\frac{M_{yield}}{9S_u D} + \frac{L^2}{2} + \frac{9}{8} D^2 \right]^{0.5} - (0.75D + 0.5L)$ $L_{cl} = \left[2.25D^2 + \frac{4}{9} \frac{M_{yield}}{S_u D} \right]^{0.5} + \left[\frac{M_{yield}}{2.25S_u D} \right]^{0.5}$
เสาเข็มยาว ($L > L_{cl}$)	$H_u = 9S_u D \left[\left(2.25D^2 + \frac{4}{9} M_{yield} \right)^{0.5} - 1.5D \right]$

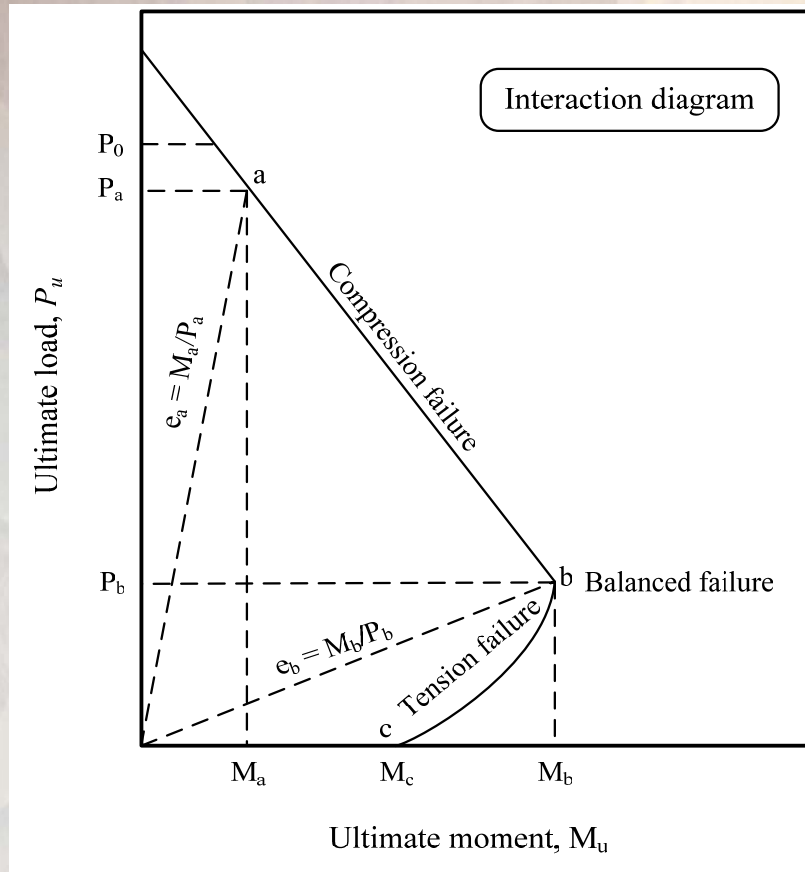
3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

2) เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นทราย

ลักษณะของเสาเข็ม	สมการ
เสาเข็มสั้น ($L < L_{cs}$)	$H_u = 1.5\gamma' DK_p L^2$ $L_{cs} = \left[\frac{M_{yield}}{\gamma' DK_p} \right]^{1/3}$
เสาเข็มยาวปานกลาง ($L_{cs} \leq L \leq L_{cl}$)	$H_u = \frac{M_{yield}}{L} + 0.5\gamma' DK_p$ $L_{cl}^3 - \frac{H_{ul}}{0.5\gamma' DK_p} L_{cl} + \frac{M_{yield}}{0.5\gamma' DK_p} = 0$
เสาเข็มยาว ($L > L_{cl}$)	$H_{ul} = \frac{2M_{yield}}{e + \frac{2}{3}f}$ $f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_{ul}}{1.5DK_p\gamma'} \right)}$

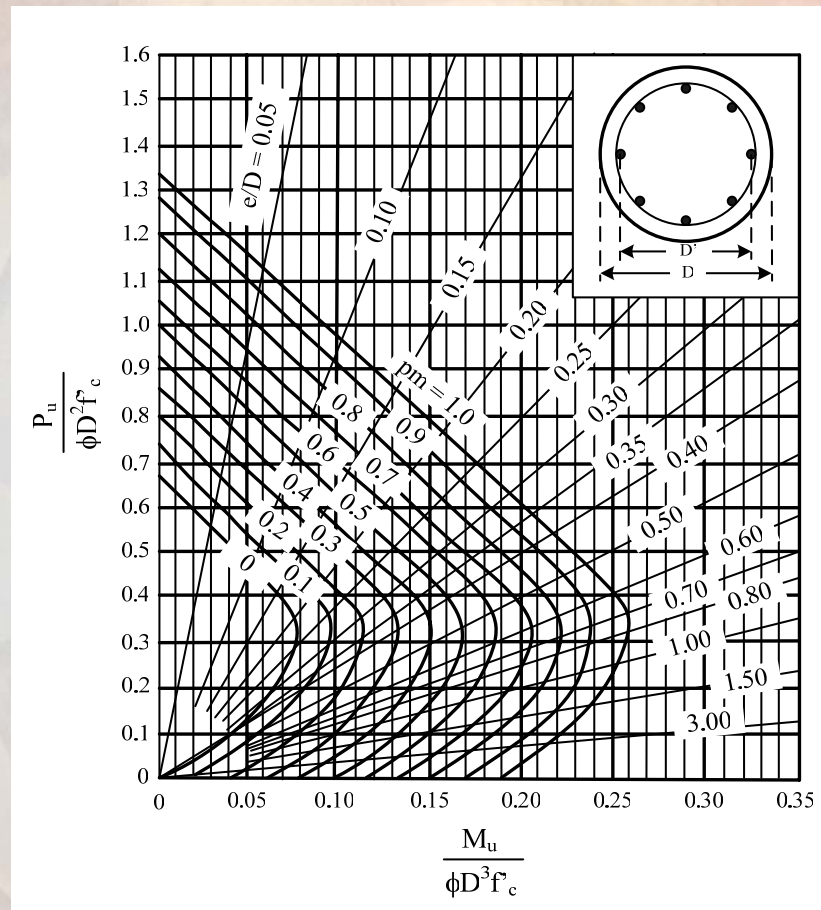
3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย



สำหรับเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก การวิบัติของ
เสาเข็มแบ่งออกเป็นสามประเภท ดังนี้

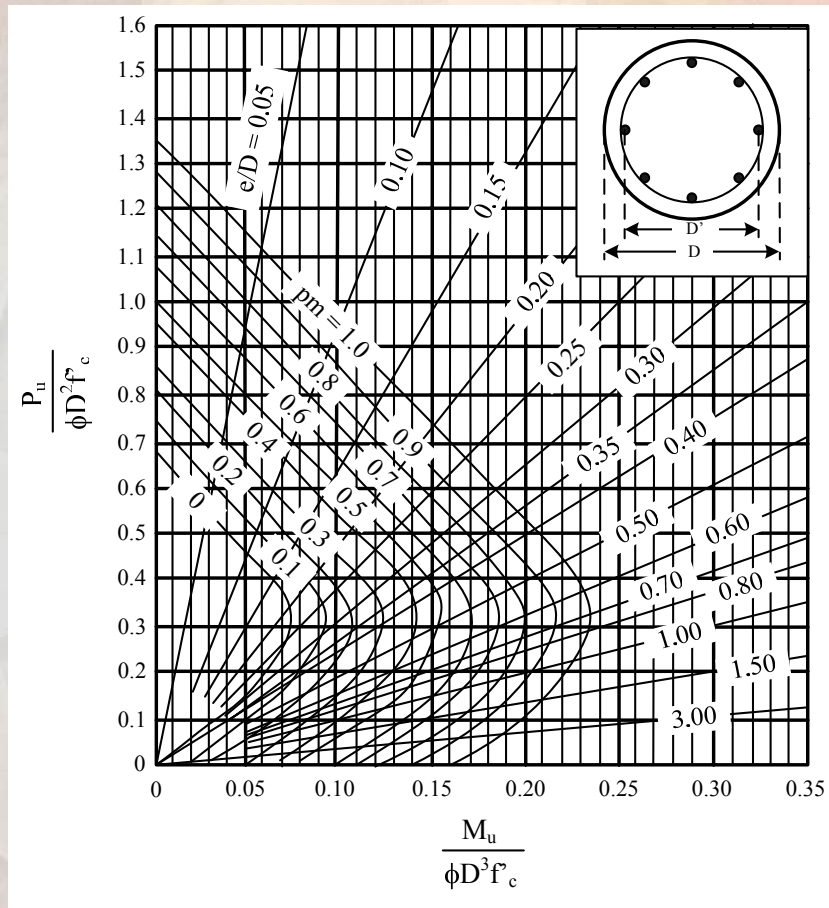
- 1) การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension failure)
- 2) การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (Compression failure)
- 3) และการวิบัติแบบพอดี (Balanced failure)

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย



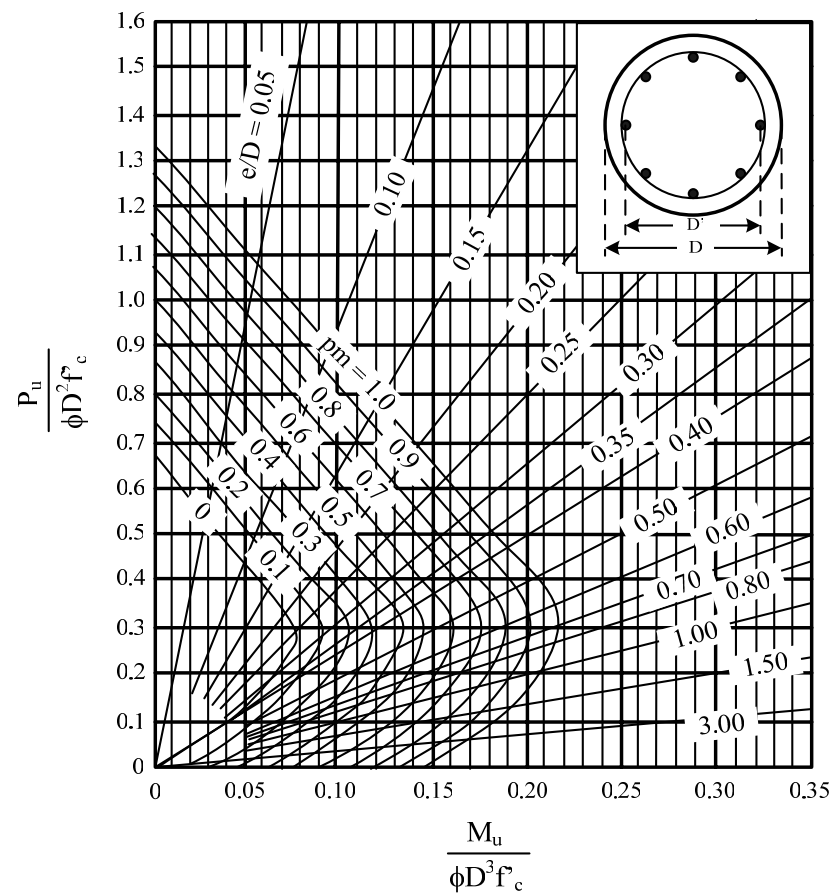
Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.90$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย



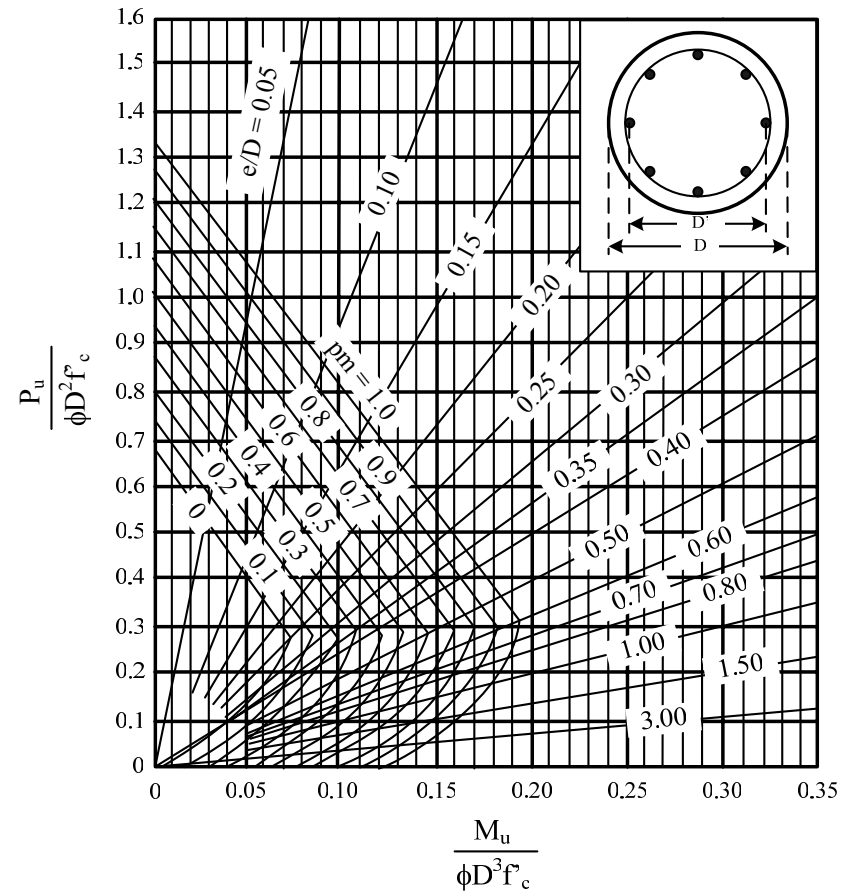
Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.80$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย



Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.70$

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย



Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.60$

3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก

ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากลึกจะก่อให้เกิดการทรุดตัว ซึ่งสามารถประมาณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

- เมื่อ
- S_t คือ การทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement)
 - S_i คือ การทรุดตัวทันที (Immediate settlement)
 - S_c คือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าปฐมภูมิ (Consolidation settlement)
 - S_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าทุติยภูมิ (Secondary settlement)

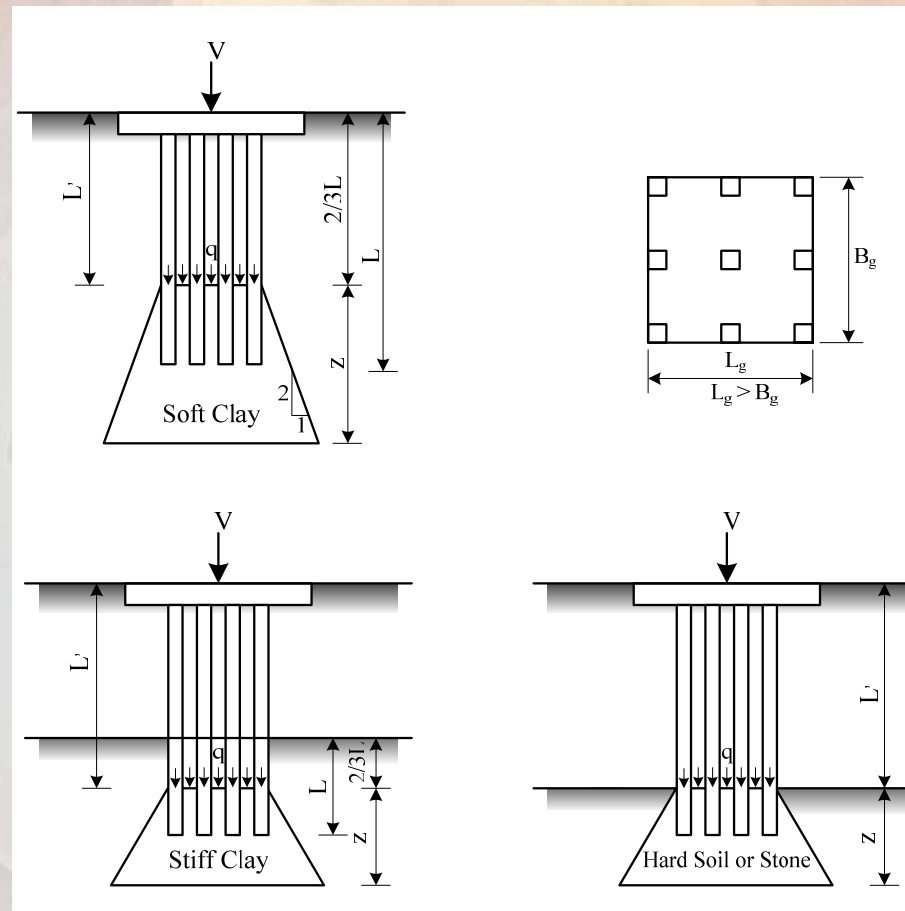
3.19 การหลุดตัวของฐานรากลึก

การหลุดตัวทันที (Immediate settlement) จะเกิดขึ้นขณะก่อสร้างและระหว่างการก่อสร้าง จึงไม่มีผลมากนักต่อโครงสร้างในระยะยาว ส่วนการหลุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำทุติยภูมิ (Secondary settlement) ที่เกิดขึ้นมีผลน้อยมาก เมื่อเทียบกับการหลุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำปฐมภูมิในชั้นดิน (Consolidation settlement) ดังนั้น การหลุดตัวที่มีผลต่อโครงสร้างมากที่สุดคือการหลุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำปฐมภูมิในชั้นดิน

3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก

Terzaghi ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็ม โดยการสมมติตำแหน่งฐานรากเสมือน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ฐานรากเสมือนอยู่ที่ระยะ $2/3$ ของความยาวเสาเข็มจากผิวดิน สำหรับกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ในชั้นดินอ่อน ส่วนกลุ่มเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อนและจมอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ฐานรากเสมือนจะอยู่ต่ำกว่าจุดต่อระหว่างชั้นดินอ่อนและดินแข็งเท่ากับ $2/3$ ของความยาวเสาเข็มส่วนที่จมอยู่ในชั้นดินแข็ง ส่วนกลุ่มเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อน และปลายเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นหินหรือดินแข็งมาก (Hard soil) ฐานรากเสมือนอยู่บนชั้นหินหรือดินแข็งมาก

3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก



การกระจายความเค้นแบบต่างๆ เพื่อหาการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม

3.19 การหดตัวของฐานรากลึก

ความเค้นในแนวตั้งที่กระทำบนฐานรากเสมือนมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มทั้งหมดหารด้วยพื้นที่รอบรูปของกลุ่มเสาเข็ม กล่าวคือ

$$q = \frac{V}{B_g \times L_g}$$

- เมื่อ
- q คือ ความเค้นที่กระทำบนฐานรากเสมือน
 - B_g คือ ความกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 - L_g คือ ความยาวของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 - V คือ น้ำหนักที่กระทำลงบนฐานราก

3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก

ความเค้น q ที่กระทำต่อชั้นดินในแนวดิ่งจะกระจายสู่ชั้นดินที่อยู่ลึกลงไปเป็นรูปปิรามิดโดยทำมุม 30° กับแนวดิ่ง ทำให้พื้นที่ที่ความลึก z มีขนาดเท่ากับ $(B_g + z)(L_g + z)$ ดังนั้น ความเค้นที่ระดับความลึกใดๆ ใต้ฐานรากเสมือนสามารถประมาณได้จาก

$$\Delta\sigma_v = \frac{V}{(B_g + z)(L_g + z)}$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ คือความเค้นที่กระทำต่อชั้นดินที่ความลึก z วัดจากระดับฐานรากเสมือน

3.19 การหดตัวของฐานรากลึก

สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right]$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

เมื่อ $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_p$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right]$$

เมื่อ $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

เมื่อ H คือความหนาของชั้นดิน C_c คือความชันของกราฟ $e - \log \sigma'_v$ ในช่วงหลังความเค้นคราก (σ'_p) และเรียกว่าดัชนีการอัดตัว (Compression index) และ C_s คือความชันของกราฟ $e - \log \sigma'_v$ ในช่วงก่อนความเค้นคราก และเรียกว่าดัชนีการพองตัว (Swell index) $\Delta\sigma_v$ คือความเค้นที่เพิ่มขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะของน้ำหนักรบรรทุก

3.19 การหลุดตัวของฐานรากลึก

สำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย การหลุดตัวของฐานรากเสาเข็มจะมีค่ามากกว่าการหลุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวประมาณ 2 ถึง 10 เท่า การหลุดตัวของฐานรากลึก (S_t) สามารถประมาณได้จากผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยวโดยอาศัยสมการที่เสนอโดย US. Department of Navy (1982) ดังนี้

$$S_t = S_0 \sqrt{\frac{B_g}{B}}$$

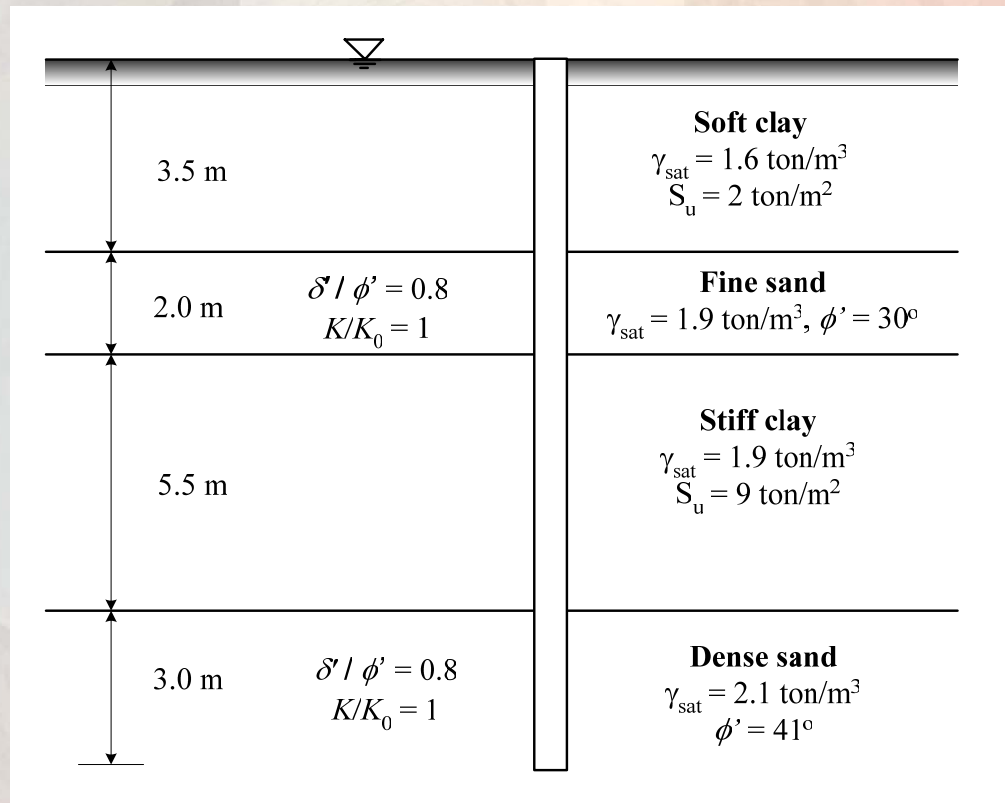
เมื่อ S_0 คือ ค่าหลุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว

B_g คือ ความกว้างของกลุ่มเสาเข็ม

B คือ ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเดี่ยว

ตัวอย่างที่ 3.1

จงประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกพลอดภัยของเสาเข็มตอก หน้าตัด 0.40×0.40 ยาว 14 เมตร ในชั้นดินดัง
แสดงในรูป เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน และใช้แฟคเตอร์แรงยึดเกาะของ API



ตัวอย่างที่ 3.1

วิธีทำ

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นดินเหนียวอ่อน

- แฟคเตอร์ยึดเกาะ

$\alpha = 1.0$ เมื่อ $S_u < 2.5$ ตันต่อตารางเมตร

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = \alpha \bar{S}_u A_s$$

$$P_s = (1)(2)(0.4 \times 4 \times 3.5) = 11.2 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นทราย

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง

ความลึก 3.5 เมตร: $\sigma'_{v0} = (1.6 - 1) \times 3.5 = 2.1$ ตันต่อตารางเมตร

ความลึก 5.5 เมตร: $\sigma'_{v0} = 2.1 + (1.9 - 1) \times 2 = 3.9$ ตันต่อตารางเมตร

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30^\circ$$

$$K_0 = 0.5$$

ตัวอย่างที่ 3.1

- หน่วยแรงเสียดทานประลัระหว่างเสาเข็มและดิน

$$f_s = K \sigma'_{vs} \tan \delta'$$

$$f_s = (0.5 \times 1) \left(\frac{2.1 + 3.9}{2} \right) \tan(0.8 \times 30^\circ)$$

$$f_s = 0.67 \text{ ตันต่อตารางเมตร} < f_{sl} (6.7 \text{ ตันต่อตารางเมตร})$$

- แรงเสียดทานประลัระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = A_s f_s$$

$$P_s = (0.4 \times 4 \times 2)(0.67)$$

$$P_s = 2.1 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นดินเหนียวแข็ง

- แฟคเตอร์ยึดเกาะ

$\alpha = 0.5$ เมื่อ $S_u > 7.5$ ตันต่อตารางเมตร

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = \alpha \bar{S}_u A_s$$

$$P_s = (0.5)(9)(0.4 \times 4 \times 5.5)$$

$$P_s = 39.6 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

ความลึก 11 เมตร: $\sigma'_{v0} = 3.9 + [(1.9 - 1) \times 5.5] = 8.8$ ตันต่อตารางเมตร

ความลึก 14 เมตร: $\sigma'_{v0} = 8.8 + [(2.1 - 1) \times 3] = 12.1$ ตันต่อตารางเมตร

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 41^\circ$$

$$K_0 = 0.34$$

ตัวอย่างที่ 3.1

- หน่วยแรงเสียดทานประลัระหว่างเสาเข็มและดิน

$$f_s = K \sigma'_{vs} \tan \delta'$$

$$f_s = (0.34 \times 1) \left(\frac{8.8 + 12.1}{2} \right) \tan(0.8 \times 41)$$

$$f_s = 2.3 \text{ ตันต่อตารางเมตร} < f_{sI} (9.6 \text{ ตันต่อตารางเมตร})$$

- แรงเสียดทานประลัระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = A_s f_s$$

$$P_s = (0.4 \times 4 \times 3)(2.3)$$

$$P_s = 11.1 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

การคำนวณแรงแบกทานประลัยในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลที่ปลายเสาเข็ม

$$\sigma'_{vb} = 12.1 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

- หน่วยแรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม

$$q_b = \sigma'_{vb} N_q \quad \text{เมื่อ} \quad \phi' = \left(\frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \right) = 40.5 \quad \text{จะได้} \quad N_q = 200$$

$$q_b = 12.1 \times 200 = 2420 \text{ ตันต่อตารางเมตร} > q_{b1} (960 \text{ ตันต่อตารางเมตร})$$

ดังนั้นเลือกใช้ $q_b = 960$ ตันต่อตารางเมตร

- แรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม

$$P_b = A_b \sigma'_{vb}$$

$$P_b = (0.4 \times 0.4)(960) = 153.6 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.1

การคำนวณแรงแบกทานประลัยในชั้นทรายแน่น

$$\sum P_s = 11.2 + 2.1 + 39.6 + 11.1 = 64 \text{ ตัน}$$

$$P_f = \sum (P_s) + P_b = 64 + 153.6 = 217.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย

- ใช้ $FS = 2.5$

$$P_{all} = \frac{217.6}{2.5} = 87.0$$

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_b = 3.0$

$$P_{all} = \frac{64}{1.5} + \frac{153.6}{3} = 93.9$$

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 87 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.2

จงออกแบบเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงสำหรับโครงสร้างท่าเรือที่ต้องรับทั้งแรงกดและแรงดึง โดยที่แรงกดมากที่สุดมีค่าเท่ากับ 400 กิโลนิวตัน และแรงดึงมากที่สุดมีค่า 250 กิโลนิวตัน ดินฐานรากเป็นดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ยเท่ากับ 100 กิโลปาสคาล

วิธีทำ เลือกเสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40 x 40 เซนติเมตร
แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็มมีค่าเท่ากับ

$$P_b = 9S_u A_b = 9 \times 100 \times 0.4^2 = 144 \text{ กิโลนิวตัน}$$

แรงเสียดทานประลัยมีค่าเท่ากับ

$$P_s = \alpha S_u A_s = 0.5 \times 100 \times 4 \times 0.4 \times L = 80L \text{ กิโลนิวตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.2

ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงกด

$$400 = \frac{80L + 144}{2.5}$$

$$L = 6.60 \text{ เมตร}$$

หรือ $400 = \frac{80L}{1.5} + \frac{144}{3}$

$$L = 10.7 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงกดเท่ากับ 10.7 เมตร

ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงดึงเท่ากับ

$$250 = \frac{80L}{2.5}$$

$$L = 7.81 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น เสาเข็มที่ต้องการควรมีความยาวไม่น้อยกว่า 10.7 เมตร

ตัวอย่างที่ 3.3

จงใช้สมการตอกเสาเข็มของ Hiley และ Janbu ในการหาระยะจมสุดท้าย เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ 20 ตัน โดยมีอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0 กำหนดให้ ตั้มตอกมีน้ำหนัก 4.5 ตัน ยกสูง 60 เซนติเมตร เสาเข็มมีความยาว 21 เมตร และหนัก 3.4 ตัน พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มเท่ากับ 676 ตารางเซนติเมตร (ขนาด 26 x 26 เซนติเมตร) และกระสอบรองหัวเสาเข็มมีความหนาเท่ากับ 10 เซนติเมตร กำหนดให้ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ประสิทธิภาพของเครื่องมือเท่ากับ 80 เปอร์เซ็นต์ และ e_r เท่ากับ 0.25

ตัวอย่างที่ 3.3

วิธีทำ

ก) สมการของ Hiley

$$\eta = \frac{k(W_h + W_p e_r^2)}{W_h + W_p} = \frac{0.80 \times (4.5 + 3.4 \times 0.25^2)}{4.5 + 3.4} = 0.48$$

$$c_p = \frac{0.72 \times 20 \times 4 \times 21}{676} = 1.79 \text{ เซนติเมตร}$$

$$c_c = \frac{1.8 \times 20 \times 4 \times 0.10}{676} = 0.02 \text{ เซนติเมตร}$$

$$c_q = \frac{3.6 \times 20 \times 4}{676} = 0.43 \text{ เซนติเมตร}$$

$$\text{แทนค่า } 20 \times 4 = \frac{0.48 \times 4.5 \times 60}{s + \frac{(1.79 + 0.02 + 0.43)}{2}}$$

$$s = 0.50 \text{ เซนติเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 3.3

ข) สมการของ Janbu

$$E = 2.323^{1.5} \times 4270 \sqrt{350} = 282836.67 \text{ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$E = 282.8 \text{ ตันต่อตารางเซนติเมตร}$$

$$C_d = 0.75 + \left(0.15 \times \frac{3.4}{4.5} \right) = 0.86$$

$$20 \times 4 = \frac{4.5 \times 60}{0.86 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4.5 \times 60 \times 2100}{676 \times 282.8 \times s^2 \times 0.86}} \right] s}$$

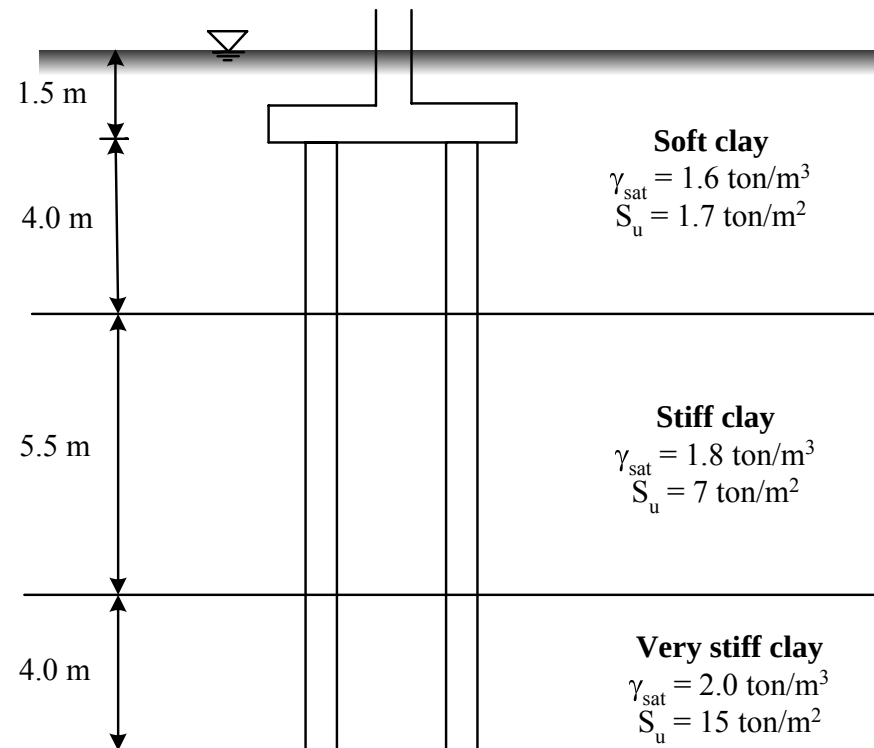
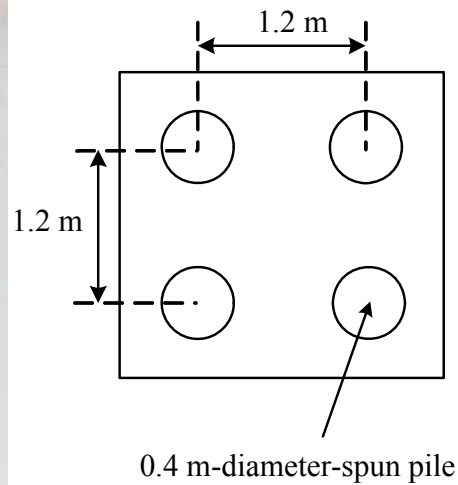
$$s = 0.84 \text{ เซนติเมตร}$$

ดังนั้น ระยะจมน้ำ 10 ครั้งสุดท้ายของการตอกเสาเข็มเท่ากับ 5.0 และ 8.4 เซนติเมตร

สำหรับวิธีของ Hiley และ Janbu ตามลำดับ

ตัวอย่างที่ 3.4

จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากเสาเข็ม ดังแสดงในรูป



ตัวอย่างที่ 3.4

วิธีทำ

เนื่องจากเสาเข็ม Spun (เสาเข็มหน้าตัดเปิด) ถูกตอกลงในชั้นดินเหนียวเกินกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ดังนั้น ในการคำนวณสามารถพิจารณาพื้นที่ผิวและพื้นที่ปลายเสาเข็มเสมือนเป็นเสาเข็มหน้าตัดปิด เสาเข็มนี้ตอกลงในชั้นดินเหนียวสามชั้นที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกัน ดังนั้น แฟคเตอร์ยึดเกาะจึงมีค่าแตกต่างกัน และสามารถคำนวณได้จากวิธีของ API ดังนี้

$$\alpha_{\text{Soft clay}} = 1.0$$

$$\alpha_{\text{Stiff clay}} = 1 - 0.5 \left(\frac{70 - 25}{50} \right) = 0.55$$

$$\alpha_{\text{Very stiff clay}} = 0.5$$

ตัวอย่างที่ 3.4

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = (A_s f_s)_{\text{Soft clay}} + (A_s f_s)_{\text{Stiff clay}} + (A_s f_s)_{\text{Very stiff clay}}$$

$$P_s = (\pi \times 0.4 \times 4)(1 \times 1.7) + (\pi \times 0.4 \times 5.5)(0.55 \times 7) + (\pi \times 0.4 \times 4)(0.5 \times 15)$$

$$P_s = 8.5 + 26.6 + 37.7 = 72.8 \text{ ตัน}$$

- แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็ม

$$P_b = 9S_u A_b$$

$$P_b = (9)(15) \left(\frac{\pi}{4} \times 0.4^2 \right) = 17.0 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว

$$P_f = 72.8 + 17.0$$

$$P_f = 89.8 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.4

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว

- ใช้ $FS = 2.5$

$$P_{all} = \frac{89.8}{2.5} = 35.9 \text{ ตัน}$$

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_b = 3.0$

$$P_{all} = \frac{72.8}{1.5} + \frac{17.0}{3.0} = 54.2 \text{ ตัน}$$

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยวเท่ากับ 35.9 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.4

การคำนวณน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม

- น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

$$P_{f(group-block)} = N_c S_u B_g L_g + 2(B_g + L_g) \sum_{i=1}^n \overline{S_{u,i}} \Delta H_i$$

$$P_{f(group-block)} = (9)(15)(1.6)(1.6) + 2(1.6 + 1.6) [(1.7 \times 4) + (7 \times 5.5) + (15 \times 4)]$$

$$P_{f(group-block)} = 345.6 + 673.9 = 1019.5 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

$$P_{all(group-block)} = \frac{1019.5}{2.5} = 407.8 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติของเสาแต่ละต้น

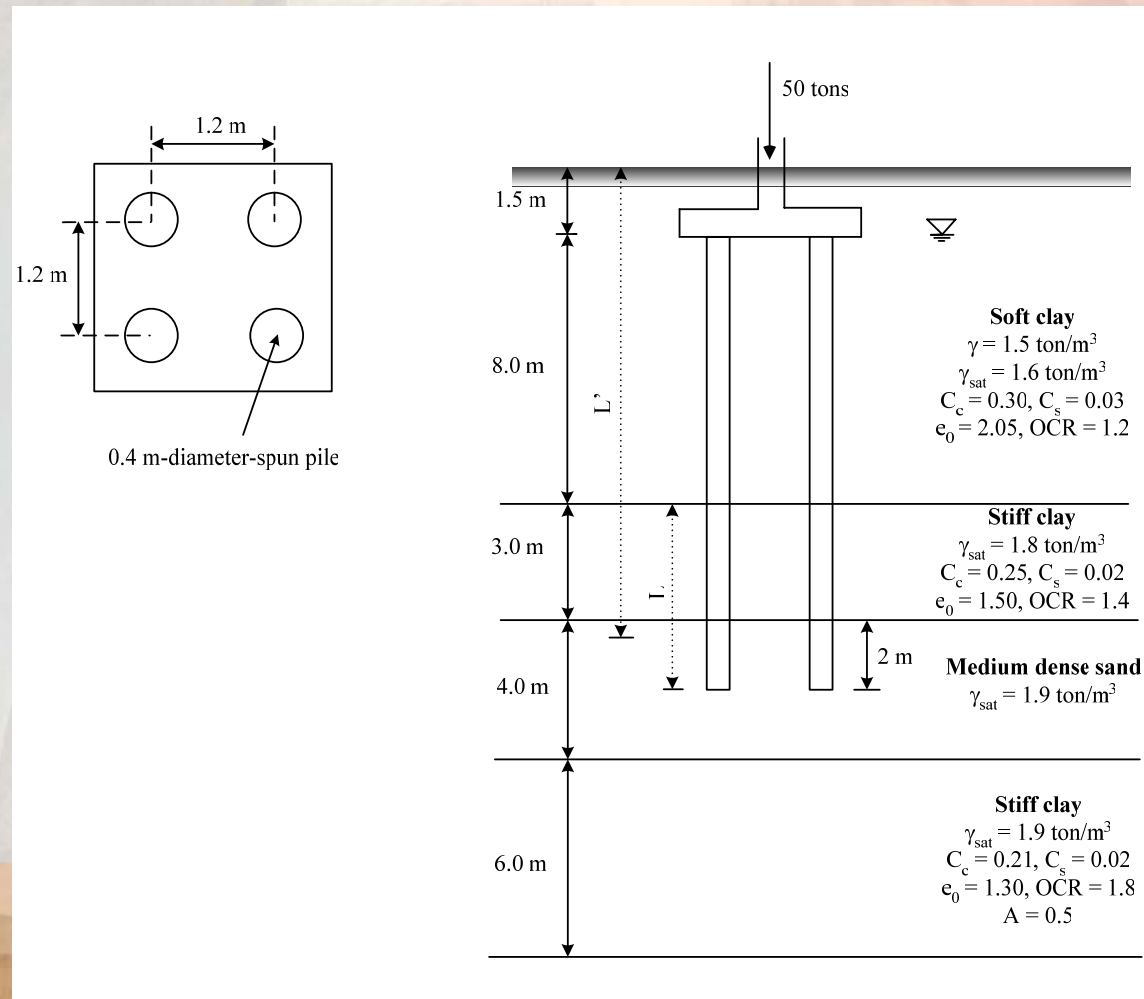
$$P_{all(group-individual)} = P_a \times n$$

$$P_{all(group-individual)} = 35.9 \times 4 = 143.6 \text{ ตัน}$$

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของฐานรากเท่ากับ 143.6 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.5

จงประมาณค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของฐานรากเสาเข็ม ดังแสดงในรูป กำหนดให้ ที่ $A = 0.5$ และ $H/B = 6.0/1.6 = 3.75$ จะได้ $\mu_c = 0.64$ (จากวิชาปฐพีกลศาสตร์)



ตัวอย่างที่ 3.5

วิธีทำ

เนื่องจากช่วงปลายของเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และทรายแน่นปานกลาง (Medium dense sand) ดังนั้น L มีค่าเท่ากับ 5 เมตร และตำแหน่งของฐานรากเสมือน $(L') = (1.5 + 8 + 2 \times 5/3) = 12.8$ เมตร จากผิวดิน

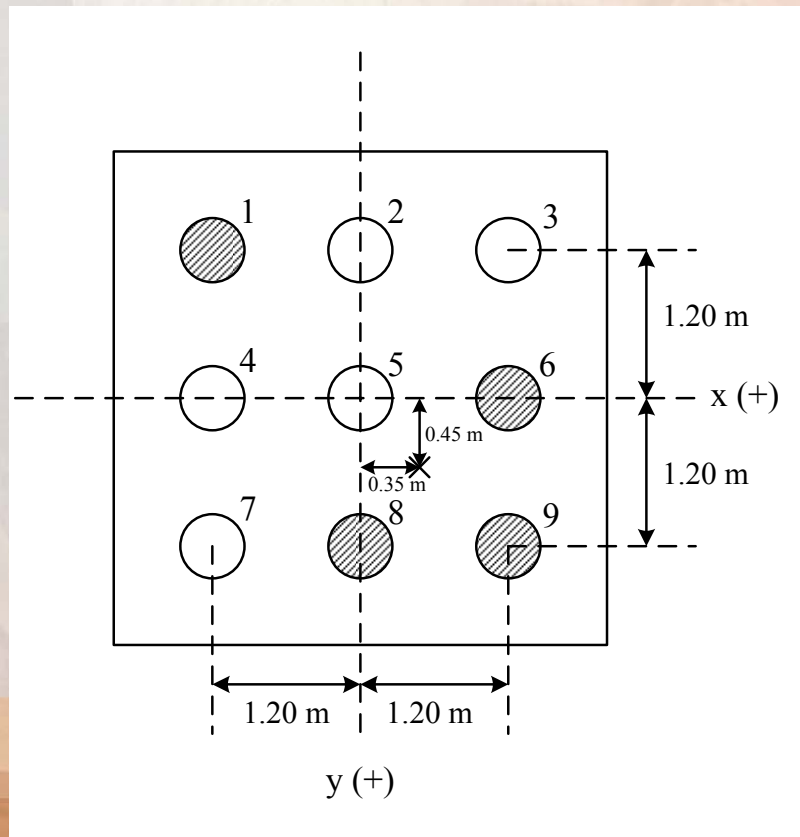
$$S_{c(1-D)} = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right)$$

z (เมตร)	$\Delta\sigma_v$ (ตันต่อตร.ม.)	σ'_{v0} (ตันต่อตร.ม.)	σ'_p (ตันต่อตร.ม.)	σ'_{vf} (ตันต่อตร.ม.)	$S_{c(1-D)}$ (มม.)
4.7	$50/(1.6 + 4.7)^2 = 1.26$	$(1.5 \times 1.5) + (0.5 \times 8) + (0.8 \times 3) + (0.9 \times 4) + (0.9 \times 1) = 21.25$	38.25	22.51	0.43
6.7	0.72	$21.25 + (0.9 \times 2) = 23.05$	41.49	23.77	0.23
8.7	0.47	$23.05 + (0.9 \times 2) = 24.85$	44.73	25.32	0.14
					0.80

การทรุดตัวเนื่องจากอัดตัวคายน้ำในสามทิศทางเท่ากับ $\mu_c S_{c(1-D)} = 0.64 \times 0.80 = 0.51$ มิลลิเมตร

ตัวอย่างที่ 3.6

จากแผนผังของกลุ่มเสาเข็ม ดังแสดงในรูป จงคำนวณหาหน้าทับบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1, 6, 8 และ 9 เมื่อมีน้ำหนักขนาด 250 ตัน กระทำที่จุด A เสาเข็มแต่ละต้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เซนติเมตร และถ้าจากการสำรวจชั้นดินได้ฐานรากได้ Boring log ดังแสดงในรูป จงคำนวณหาความลึกของเสาเข็มที่น้อยที่สุดสำหรับฐานรากเสาเข็ม เมื่อเสาเข็มที่ใช้เป็นเสาเข็มตอกประเภทคอนกรีตอัดแรง



ตัวอย่างที่ 3.6

วิธีทำ

เนื่องจากช่วงปลายของเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และทรายแน่นปานกลาง (Medium dense sand) ดังนั้น L มีค่าเท่ากับ 5 เมตร และตำแหน่งของฐานรากเสมือน $(L') = (1.5 + 8 + 2 \times 5/3) = 12.8$ เมตร จากผิวดิน

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{V_{ey}y}{\sum(\bar{y})^2} \pm \frac{V_{ex}x}{\sum(\bar{x})^2}$$

$$\sum(\bar{x})^2 = (6)(1.2)^2 = 8.64 \text{ ตารางเมตร}$$

$$\sum(\bar{y})^2 = (6)(1.2)^2 = 8.64 \text{ ตารางเมตร}$$

$$V_{ey} = 250 \times 0.45 = 112.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$V_{ex} = 250 \times 0.35 = 87.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 3.6

น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1

$$P_1 = \frac{250}{9} + \frac{112.5 \times (-1.2)}{8.64} + \frac{87.5 \times (-1.2)}{8.64} = 0 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 6

$$P_6 = \frac{250}{9} + \frac{87.5(+1.2)}{8.64} + \frac{112.5(0)}{8.64} = 39.9 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 8

$$P_8 = \frac{250}{9} + \frac{87.5(0)}{8.64} + \frac{112.5(+1.2)}{8.64} = 43.4 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 9

$$P_9 = \frac{250}{9} + \frac{87.5(+1.2)}{8.64} + \frac{112.5(+1.2)}{8.64} = 55.6 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.6

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 9 มีค่าสูงสุด ดังนั้น ในการออกแบบต้องใช้น้ำหนักนี้เป็นตัวกำหนดความยาวของเสาเข็ม จากรูป จะเห็นว่าระยะห่างระหว่างกลุ่มเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม อีกทั้งเสาเข็มยังตั้งอยู่ในชั้นทราย ดังนั้น สามารถใช้ค่าประสิทธิภาพเท่ากับ 1.0

การออกแบบเริ่มต้นโดยการสมมติความยาวเสาเข็ม และตรวจสอบน้ำหนักบรรทุกยอมให้ (ต้องมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 55.6 ตัน) ในที่นี้ จะสมมติให้ความยาวของเสาเข็มอยู่ที่ระดับความลึก 7 เมตร เพื่อให้ได้ระยะฝังของเสาเข็มในชั้นทรายแน่นเกินกว่าสามเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และสมมติว่าระดับฐานรากอยู่ที่ความลึก 1.5 เมตร จากผิวดิน ดังนั้น

ตัวอย่างที่ 3.6

ที่ระดับความลึก 1.5-3.0 เมตร

$$P_s = \frac{1}{2}(1.96 + 2.73) \times (1 - \sin 28.2^\circ) \times (\tan 28.2^\circ) \times (\pi \times 0.40 \times 1.50) = 1.2 \text{ ตัน}$$

ที่ระดับความลึก 3.0-5.5 เมตร

$$P_s = \frac{1}{2}(2.73 + 4.70) \times (1 - \sin 32.5^\circ) \times (\tan 32.5^\circ) \times (\pi \times 0.40 \times 2.50) = 3.4 \text{ ตัน}$$

ที่ระดับความลึก 5.5-7.0 เมตร

$$P_s = \frac{1}{2}(4.70 + 7.47) \times (1 - \sin 44^\circ) \times (\tan 44^\circ) \times (\pi \times 0.40 \times 2.50) = 5.6 \text{ ตัน}$$

ที่ระดับความลึก 7.0 เมตร (ปลายเสาเข็ม)

$$\phi'_1 = \frac{44^\circ + 40^\circ}{2} = 42^\circ$$

$$\sigma'_v N_q = 7.47 \times 300 = 2241 \text{ ตันต่อตารางเมตร} > q_{bl} (= 1200 \text{ ตันต่อตารางเมตร})$$

$$P_b = 1200 \times \frac{\pi}{4} \times 0.4^2 = 150.8 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.6

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย

$$P_f = 1.2 + 3.4 + 5.6 + 150.8 = 161.0 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ

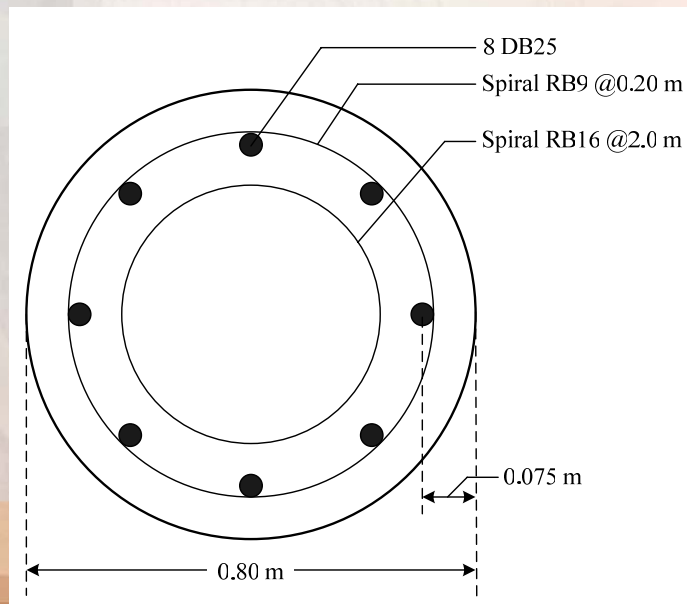
$$P_{all} = \left(\frac{1.2 + 3.4 + 5.6}{1.5} \right) + \frac{150.8}{3.0} = 57.1 \text{ ตัน}$$

$$P_{all} = \frac{161.0}{2.5} = 64.4$$

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกยอมให้มีค่าเท่ากับ 57.1 ตัน ซึ่งมากกว่าน้ำหนักบรรทุกบนหัวเสาเข็ม ดังนั้น จึงเลือกเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เซนติเมตร ยาว 7 เมตร

ตัวอย่างที่ 3.7

จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวนอนประลัยของเสาเข็มเจาะในชั้นดินเหนียวซึ่งมีกำลังต้านทานเฉลี่ยเท่ากับ 40 กิโลปาสคาล เสาเข็มมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และยาว 9 เมตร หน้าตัดเสาเข็มและการจัดวางเหล็กเสริมแสดงดังในรูป เสาเข็มนี้เป็นเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free head pile) และปราศจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุป่ม 28 วัน (f'_c) มีค่าเท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และกำลังครากของเหล็ก (f_y) มีค่าเท่ากับ 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



ตัวอย่างที่ 3.7

วิธีทำ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมเท่ากับ

$$A_{st} = 8 \times \frac{\pi}{4} \times 2.5^2 = 39.3 \text{ ตารางเซนติเมตร}$$

ว.ส.ท. มีข้อกำหนดว่าปริมาณเหล็กเสริมในเสาเข็มจะต้องไม่น้อยกว่า 0.5% ของหน้าตัด

$$A_{stmin} = \frac{0.5}{100} \times \frac{\pi}{4} \times 80^2 = 25.13 \text{ ตารางเซนติเมตร} < A_{st} \quad \text{OK.}$$

คุณสมบัติของหน้าตัดเสาเข็มแสดงได้ดังนี้

$$p = \frac{4A_{st}}{\pi D^2} = \frac{4 \times 39.3}{\pi \times 80^2} = 7.82 \times 10^{-3}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4000}{0.85 \times 280} = 16.81$$

$$pm = 7.82 \times 10^{-3} \times 16.81 = 0.13$$

ตัวอย่างที่ 3.7

เมื่อ $D'/D = 0.65/0.80 = 0.815$, $pm = 0.13$ และ $P_u = 0$ จะได้

$$\frac{M_u}{\phi D^3 f'_c} = 0.025 \quad \text{ดังนั้น}$$

$$M_{yield} = 0.025 \times 80^3 \times 280 \times 0.7 = 2,508,800 \quad \text{กิโลกรัม-เซนติเมตร}$$

$$M_{yield} = 25.1 \quad \text{ตัน-เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 3.7

ความยาววิกฤติ (L_c) มีค่าเท่ากับ

$$L_c (ft) = 1.5D + \frac{9}{S_u D} + \left[\frac{M_{yield}}{2.25 S_u D} \right]^{0.5}$$

เมื่อ $D = 0.80 \times \frac{100}{30} = 2.67$ ฟุต

$$S_u = 4 \times 2.2 \times \left(\frac{30}{100} \right)^2 = 0.79 \text{ กิโลปอนด์ต่อตารางฟุต}$$

$$M_{yield} = 25.1 \times 2.2 \times \frac{100}{30} = 1857.4 \text{ กิโลปอนด์-ฟุต}$$

$$L_c = \left(1.5 \times 0.79 \right) + \frac{9}{\left(0.79 \times 2.67 \right)} + \left[\frac{1857.4}{2.25 \times 0.79 \times 2.67} \right]^{0.5} = 25.23 \text{ ฟุต}$$

$$L_c = 25.23 \times \frac{30}{100} = 7.57 \text{ เมตร} < 9.0 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น เสาเข็มนี้จัดเป็นเสาเข็มยาว (Long pile)

ตัวอย่างที่ 3.7

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$H_u = 9S_u D \left[\left((e + 1.5D)^2 + \frac{2M_{yield}}{9S_u D} \right)^{0.5} - e - 1.5D \right]$$

$$H_u = 9 \times 0.79 \times 2.67 \left[\left((0 + 1.5 \times 2.67)^2 + \frac{2 \times 1857.4}{9 \times 0.79 \times 2.67} \right)^{0.5} - 0 - (1.5 \times 2.67) \right]$$

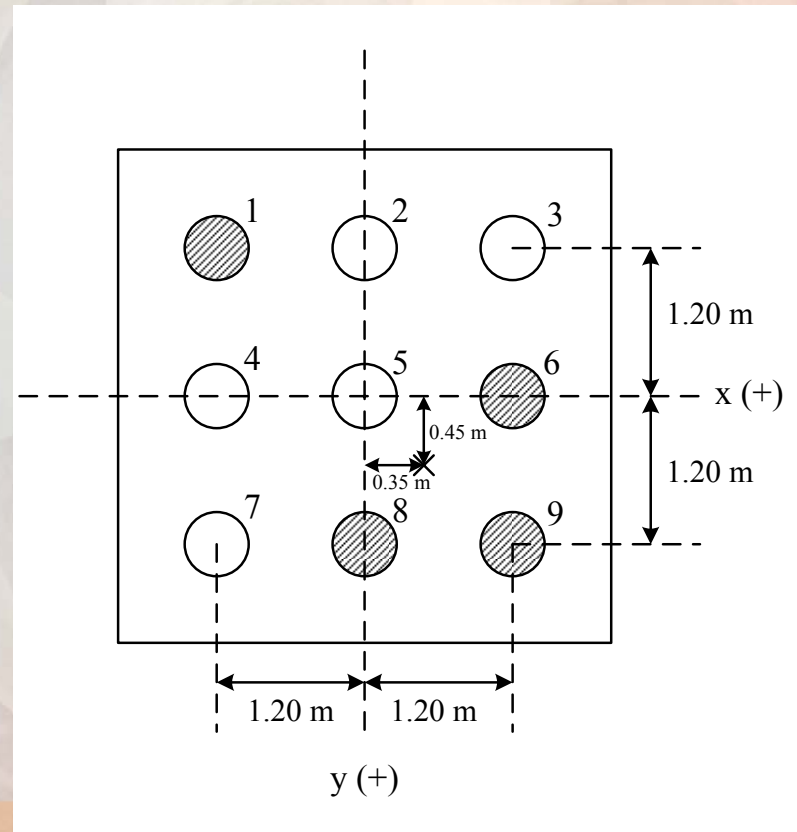
$$H_u = 18.98 \left[(16.04 + 195.68)^{0.5} - 4.00 \right]$$

$$H_u = 200.25 \text{ กิโลปอนด์}$$

$$H_u = \frac{200.25}{2.2} = 91.02 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 3.8

จากตัวอย่างที่ 3.6 ถ้าฐานรากดังกล่าวรับแรงกระทำในแนวนอนในทิศทางของ x เท่ากับ 100 ตัน อยากทราบว่าฐานรากดังกล่าวยังมีความปลอดภัยเพียงพอหรือไม่ ถ้าสมมติให้ M_{yield} ของเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากับ 12 ตัน-เมตร



ตัวอย่างที่ 3.8

วิธีทำ

เนื่องจากระยะห่างระหว่างเสาเข็มในทิศทางของ x (ขนานกับน้ำหนักรรทุก) มีค่าน้อยกว่า 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ดังนั้น ประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็มจึงมีค่าน้อยกว่า 1.0 ในที่นี้สมมติให้ประสิทธิภาพของกลุ่มเสาเข็มเท่ากับ 0.7

เสาเข็มแต่ละต้นรับแรงในแนวนอนเฉลี่ยเท่ากับ

$$H = \frac{100}{9} = 14.3 \text{ ตัน}$$

เนื่องจากเสาเข็มมีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม ดังนั้น ความยาววิกฤติมีค่าเท่ากับ

$$L_{cs} = \left[\frac{M_{yield}}{\gamma' DK_p} \right]^{1/3}$$

ตัวอย่างที่ 3.8

$$M_{yield} = 12 \times 2.2 \times \frac{100}{30} = 88 \text{ กิโลปอนด์-ฟุต}$$

$$\gamma' = \frac{(0.51 \times 1.5) + (0.79 \times 2.5) + (1.11 \times 1.5)}{5.5} = 0.80 \text{ ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$\gamma' = 0.80 \times 2.2 \times \left(\frac{30}{100}\right)^3 = 0.048 \text{ กิโลปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต}$$

$$D = 0.40 \times \frac{100}{30} = 1.33 \text{ ฟุต}$$

$$\phi' = \frac{(28.2^\circ \times 1.5) + (32.5^\circ \times 2.5) + (44^\circ \times 1.5)}{5.5} = 34.5^\circ$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{34.5^\circ}{2} \right) = 3.61$$

$$L_{cs} = \left[\frac{88}{0.048 \times 1.33 \times 3.61} \right] = 381.84 \text{ ฟุต}$$

$$L_{cs} = 381.84 \times \frac{30}{100} = 114.55 \text{ เมตร} > L \text{ ดังนั้น เสาค้ำนี้จัดเป็นเสาค้ำสั้น}$$

ตัวอย่างที่ 3.8

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

$$H_u = 1.5\gamma' DK_p L^2$$

$$H_u = 1.5 \times 0.048 \times 1.33 \times 3.61 \times \left(5.5 \times \frac{100}{30} \right)^2 = 116.2 \text{ กิโลปอนด์}$$

$$H_u = \frac{116.2}{2.2} = 52.8 \text{ ตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากเสาเข็มในแนวนอนเท่ากับ

$$FS = \frac{52.8 \times 0.7}{14.3} = 2.58$$

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



เสถียรภาพของลาดดิน

(SLOPE STABILITY)

4.1 บทนำ

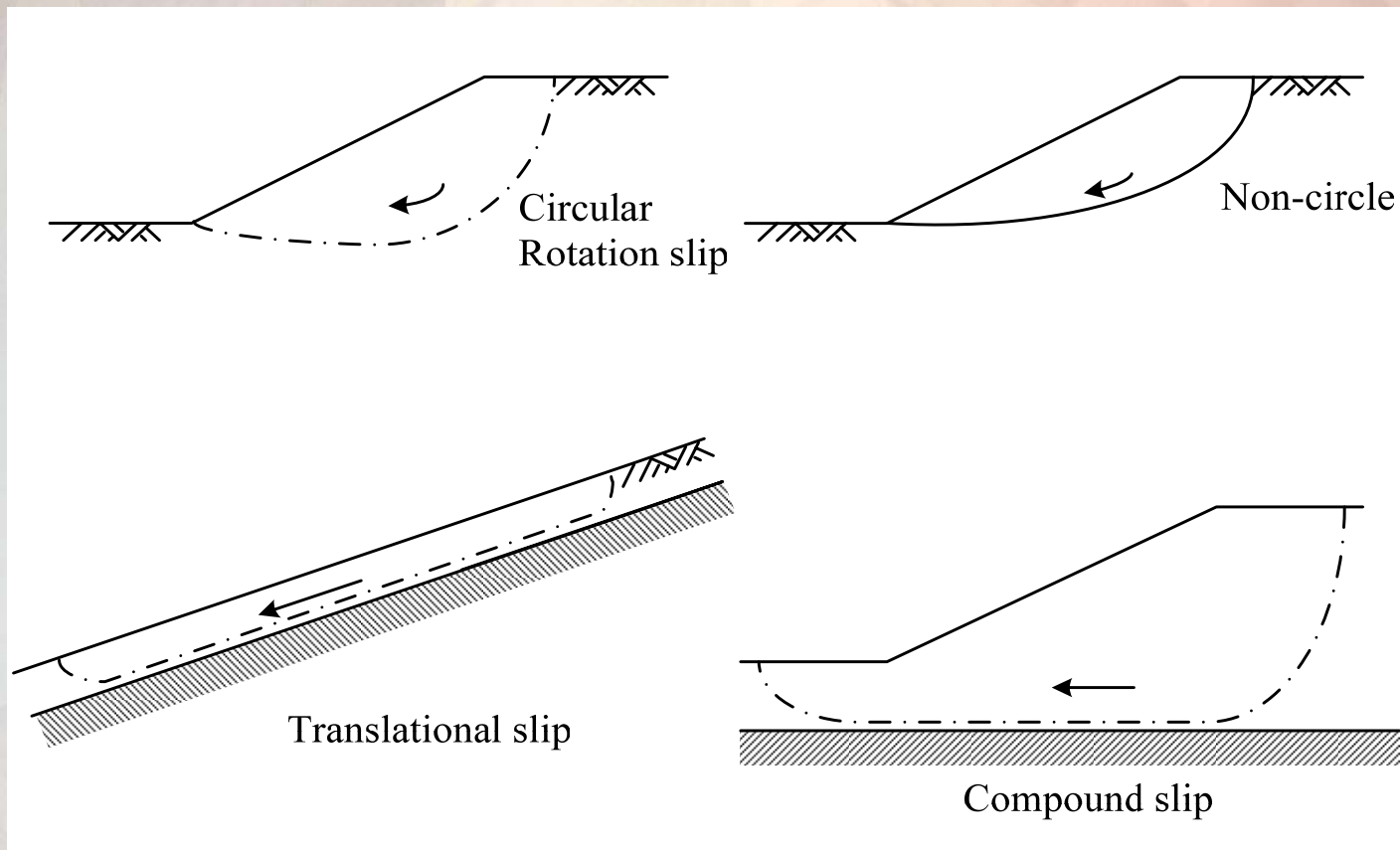
การถล่มของดิน (Landslide) ตามธรรมชาติเกิดจากการเคลื่อนตัวขึ้นหรือลงของวัสดุลาดดิน (Slope material) เนื่องจากการสูญเสียกำลังต้านทานแรงเฉือน การถล่มของแผ่นดินตามธรรมชาติอาจสังเกตได้จากภาพถ่ายทางอากาศหรือการสำรวจทางธรณี นอกจากการถล่มของดินตามธรรมชาติแล้ว การถล่มของดินยังเกิดขึ้นกับโครงสร้างที่ถูกสร้างขึ้นโดยมนุษย์ เช่น เขื่อนดิน วิศวกรจะต้องให้ความสำคัญกับการเลือกใช้วัสดุและขั้นตอนการก่อสร้างเพื่อหลีกเลี่ยงการวิบัติของลาดดินระหว่างและหลังการก่อสร้าง การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินจะเกี่ยวข้องกับการหาค่าอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of safety) ด้านการวิบัติของลาดดิน

4.2 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน

ปัจจัยภายนอก ได้แก่ การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเฉือนในขณะที่กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุคงเดิม การวิบัติอาจเกิดเนื่องจากการเพิ่มความชันของลาดดิน และแผ่นดินไหว เป็นต้น

ปัจจัยภายใน ได้แก่ สาเหตุทั้งหมดที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินโดยปราศจากการเปลี่ยนแปลงความชันและหน่วยแรงเฉือนในวัสดุลาดดิน เกิดเนื่องมาจากการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนซึ่งอาจเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดันโพรง การชะล้างของเกลือ (Leaching of salt) การแตกสลายของพันธะเชื่อมประสานธรรมชาติ (Breakage of cementation bonds) และการแลกเปลี่ยนประจุ (Ion exchange) เป็นต้น

4.2 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน



ลักษณะการวิบัติของลาดดิน

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานานันต์

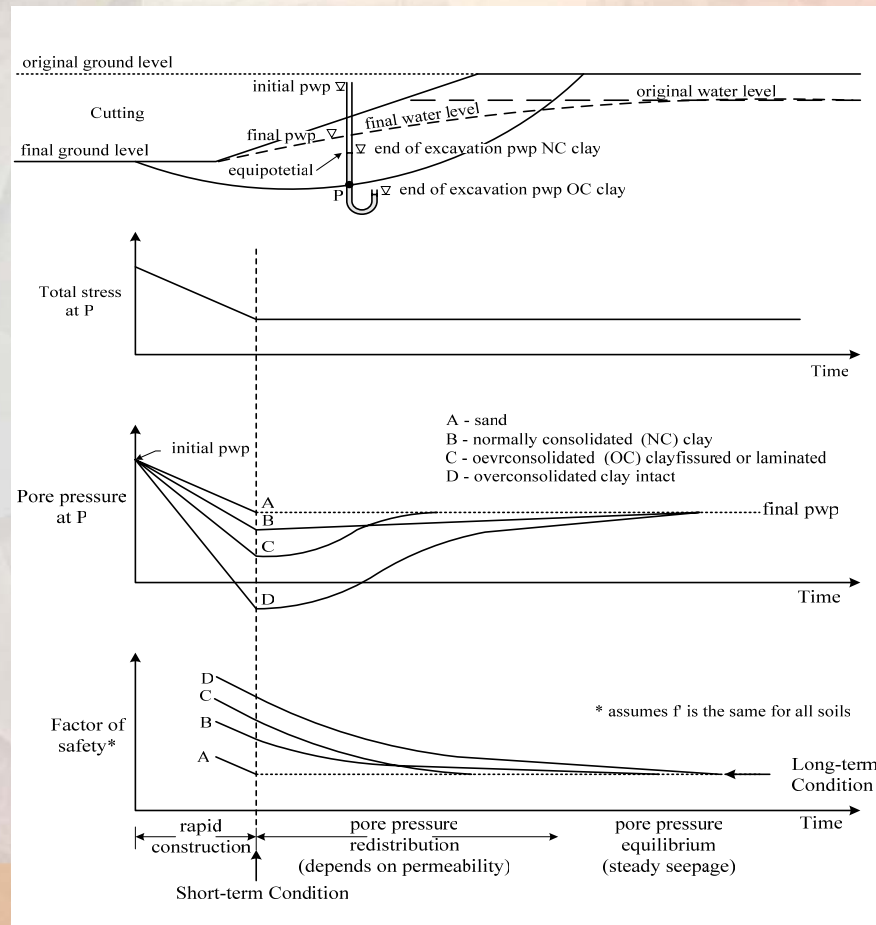
การวิเคราะห์เสถียรของลาดดินจะต้องกระทำในสองกรณี

- 1) เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction)
- 2) เสถียรภาพที่ระยะเวลานานันต์ (Long term condition)

เมื่อมีการก่อสร้างทั้งงานดินขุดหรืองานดินถมจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวม (Total stress) ในมวลดิน ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลงเมื่อความดันน้ำเพิ่มขึ้น จนกระทั่งถึงจุดต่ำที่สุด (จุดวิกฤติ) เมื่อความดันน้ำมีค่ามากที่สุด

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้นต์

4.3.1 งานดินขุด (Cutting)



งานดินขุดที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และระยะเวลานั้นต์

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

การลดลงของความเค้นรวมจะทำให้เกิดการลดลงของความดันน้ำ และดินพยายามที่จะขยายตัว ถ้าการ
ขุดดินเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ความดันน้ำส่วนเกินคำนวณได้จาก

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

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B \left[\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} + A \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right]$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B \left[1 - (1-A) \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right] = \bar{B}$$

เมื่อ A และ B คือตัวแปรไร้หน่วยของ Skempton

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

ความดันน้ำจะมีค่าลดลงอย่างมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งมีค่ามากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ขณะที่ขุด น้ำจะไหลไปตามไหล่ของทางลาดและเกิดการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) หลังสิ้นสุดการขุดทันที ดินจะอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำและการวิเคราะห์เสถียรภาพที่สภาวะนี้สามารถทำได้โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) แต่ต้องทราบค่าความดันน้ำ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(u_0 + \Delta u)$ ดังนั้น วิธีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมจึงเป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่า (ไม่จำเป็นต้องทราบค่าความดันน้ำส่วนเกิน)

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จะเป็นสถานะที่ความดันน้ำมีค่าเท่ากับความดันน้ำเมื่อมวลดินวิบัติพอดี (เนื่องจากใช้ค่า S_u ในการวิเคราะห์) ในขณะที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จากวิธีความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ความดันน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นความดันน้ำที่แท้จริงที่เกิดขึ้นหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งมวลดินยังไม่เกิดการวิบัติ สำหรับการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ระยะเวลานั้น (Long term condition) (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเท่ากับศูนย์) ดังนั้น การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผลจะให้ค่าเหมาะสมที่สุด

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดวิกฤติ (Critical state shear strength) ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นค่าที่ประมาณได้ยาก

Skempton (1970) แนะนำว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่สภาวะวิกฤตินี้อาจประมาณได้จากค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) ของดินเหนียวปั้นใหม่ (Remolded clay)

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลาอนันต์

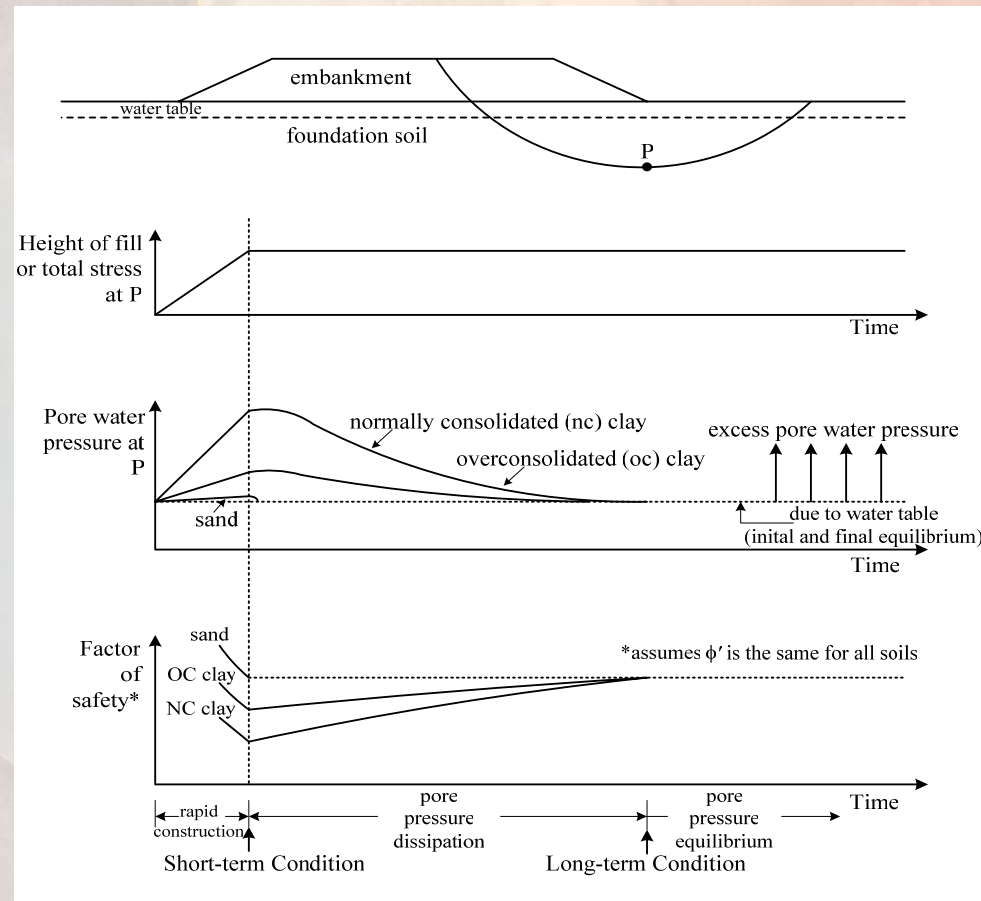
เมื่อปริมาณความชื้นในมวลดินเพิ่มขึ้น (อาจเนื่องจากน้ำฝนหรือน้ำที่เติมเข้าในอ่างเก็บน้ำ) กำลัง
ต้านทานแรงเฉือนจะลดลงอย่างฉับพลัน และเกิดการวิบัติในที่สุด



การวิบัติของลาดดินชุดอ่างเก็บน้ำภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

4.3.2 งานดินถม



งานดินถมที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและระยะเวลานั้น

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้นต์

การก่อสร้างกระทำในเวลาอันรวดเร็วบนชั้นดินที่มีสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ำ ความดันน้ำส่วนเกินจะมีค่ามากที่สุดหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และจะมีค่าลดลงสู่ค่าสุดท้ายที่ระยะเวลานั้นต์ (Long term condition)

ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) สามารถสมมติว่าดินมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ที่สภาวะนี้ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าน้อยที่สุด ที่ระยะเวลานั้นต์ (Long term condition) ความดันน้ำส่วนเกินจะเริ่มสลายทั้งในแนวตั้งและแนวนอน จนกระทั่งเข้าสู่สภาวะสมดุล

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลาอนันต์

4.3.3 งานเชื่อมดิน

โดยส่วนใหญ่แล้ว เชื่อมดินจะถูกก่อสร้างเป็นส่วนๆ เชื่อมดินจะประกอบด้วยส่วนแกนซึ่งเป็นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ และไหลเชื่อมซึ่งทำจากวัสดุมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง โดยทั่วไป ไหลเชื่อมด้านเหนือน้ำจะถูกคลุมด้วยก้อนหินที่เรียกว่า **Rip-rip** เพื่อป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากการกระแทกของคลื่น ไหลเชื่อมด้านท้ายน้ำโดยทั่วไปมักจะทำเป็นสวนสาธารณะเพื่อใช้เป็นที่พักผ่อนหย่อนใจ ระบบระบายน้ำภายในเชื่อมดินจำเป็นต้องมีการจัดทำขึ้นอย่างดี เพื่อป้องกันผลจากการไหลซึมของน้ำ โดยอาจมีการจัดทำระบบระบายน้ำในแนวนอนเพื่อเร่งการสลายตัวของความดันน้ำส่วนเกิน และมุมของไหลเชื่อมต้องมีค่ามากพอที่จะป้องกันการวิบัติ

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลาอนันต์

สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

โดยส่วนใหญ่ การวิบัติของเขื่อนดินเกิดขึ้นในช่วงก่อสร้างและหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) ขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของวัสดุดินถม และอัตราเร็วของการก่อสร้าง การก่อสร้างที่รวดเร็วจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินอย่างมาก การวิเคราะห์ที่ถูกต้องที่สุดคือการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ซึ่งจำเป็นต้องทราบค่าความดันน้ำในมวลดิน

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานับนต

การประมาณค่าความดันน้ำสามารถกระทำได้ดังนี้

ความดันน้ำที่จุดใดๆ สามารถเขียนได้ดังนี้

$$u = u_0 + \Delta u$$

เมื่อ u_0 คือความดันน้ำเริ่มต้น และ Δu คือความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นภายใต้สภาวะไม่ระบายน้ำ
พิจารณาในพจน์ของการเปลี่ยนแปลงความเค้นหลักใหญ่รวม (Total major principal stress)

$$u = u_0 + \bar{B} \Delta \sigma_1$$

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

เนื่องจากการคำนวณความดันน้ำส่วนเกินมีความยุ่งยาก จึงสร้างตัวแปรตัวหนึ่งเรียกว่า อัตราส่วนความดันน้ำ (Pore pressure ratio, r_u) และมีนิยามเป็นอัตราส่วนระหว่างความดันน้ำต่อความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้งเนื่องจากวัสดุถม ณ จุดที่พิจารณาบนระนาบวิบัติ ($\Delta\sigma_v = \gamma H$ เมื่อ H คือความสูงของดินถม)

$$r_u = \frac{u}{\gamma H}$$

$$r_u = \frac{u_0}{\gamma H} + \bar{B} \frac{\Delta\sigma_1}{\gamma H}$$

ถ้าสมมติว่าความเค้นหลักใหญ่รวมที่เพิ่มขึ้น ($\Delta\sigma_1$) เท่ากับความเค้นในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากวัสดุถม ($\Delta\sigma_v$) ตามแนววิบัติ จะได้ว่า

$$r_u = \frac{u_0}{\gamma H} + \bar{B}$$

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

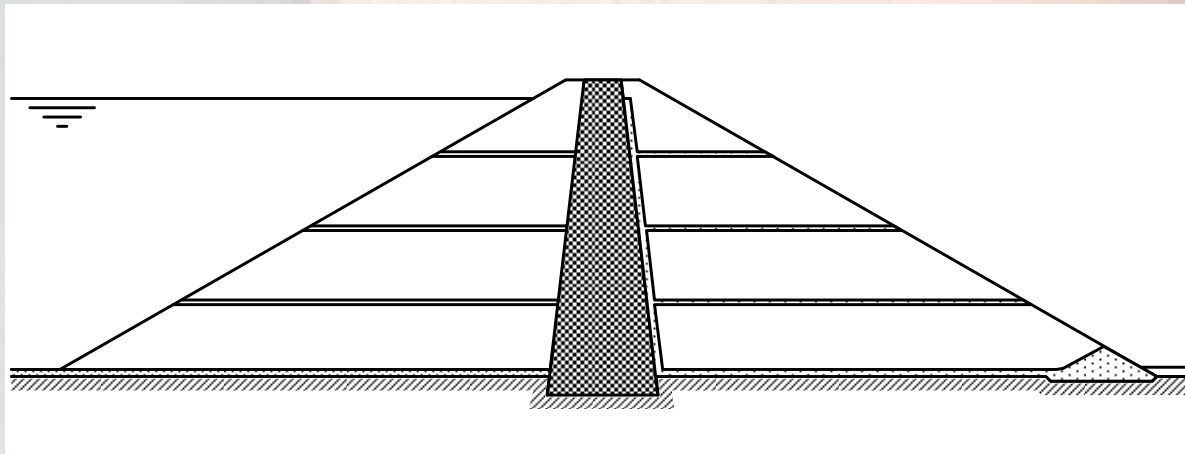
การสร้างเขื่อนดินจำเป็นต้องทำการบดอัดดิน ดินบดอัดจะอยู่ในสภาพไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (มีปริมาณความชื้นต่ำ) ซึ่งมีค่าความดันน้ำเริ่มต้น (u_0) เป็นลบ และมีค่าขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของดิน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่าความดันน้ำยิ่งมีค่าใกล้ศูนย์ ค่า $\bar{B}$ ก็เป็นค่าที่แปรผันตามปริมาณความชื้นเช่นเดียวกัน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่า $\bar{B}$ ก็ยิ่งมากตาม ดังนั้น ค่า r_u ที่มากที่สุดคือ

$$r_u = \bar{B}$$

สมการดังกล่าวสร้างขึ้นโดยสมมติว่าไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากับ 1.3 เป็นค่าที่เพียงพอและยอมรับได้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่สภาวะนี้ (หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง)

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

ถ้า r_u มีค่ามาก ระบบระบายของความดันน้ำส่วนเกินมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ซึ่งสามารถทำได้โดยการติดตั้งชั้นระบายน้ำในแนวนอน (Horizontal drainage layers) การระบายน้ำจะเกิดขึ้นในแนวดิ่งและพุ่งเข้าสู่ชั้นระบายน้ำในแนวนอน Gibson and Shefford (1968) กล่าวว่าค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านน้ำของชั้นระบายน้ำในแนวนอนควรมีค่าอย่างน้อย 10^6 เท่าของดินที่ใช้ทำเขื่อน



4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานับ

สภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady Seepage)

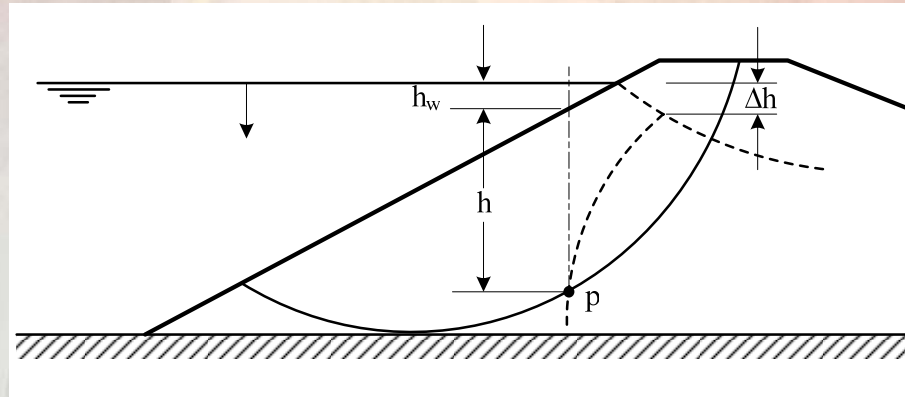
หลังจากเขื่อนดินถูกเติมเต็มด้วยน้ำ น้ำจะไหลผ่านตัวเขื่อนและดินใต้ฐานจนทำให้ดินอิ่มตัวด้วยน้ำ และเกิดการไหลแบบราบเรียบในที่สุด ที่สภาวะนี้ จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ค่าความดันน้ำส่วนเกินสามารถคำนวณได้จากตาข่ายการไหล หรืออาจคำนวณโดยใช้อัตราส่วนความดันน้ำ ซึ่งอาจใช้ค่าเท่ากับ 0.45 สำหรับการคำนวณเขื่อนที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ แต่อาจมีค่าต่ำกว่านี้ก็ได้สำหรับเขื่อนดินที่มีชั้นระบายน้ำในแนวดิ่ง อัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าอย่างน้อย 1.5

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลาอนันต์

สภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)

การลดลงของระดับน้ำในเขื่อนอย่างรวดเร็วจะส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของการกระจายความดันน้ำ สำหรับดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ำ การวิเคราะห์อาจพิจารณาว่าการลดลงของระดับน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจนทำให้ความดันน้ำส่วนเกินไม่สามารถระบายออกได้ทัน ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำสามารถพิจารณาว่าเป็นแบบไม่ระบายน้ำ

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานับ



จากรูป ความดันน้ำที่จุดใดๆ (สมมติให้เป็นจุด P) บนระนาบการวิบัติก่อนเกิดการลดระดับของน้ำอย่างรวดเร็วสามารถเขียนได้ดังนี้

$$u_0 = \gamma_w (h + h_w - \Delta h)$$

เมื่อ h_w คือระดับน้ำที่ลดลง h คือความสูงของระดับน้ำสุดท้ายหลังสิ้นสุดการลดลงของระดับน้ำโดยวัดจากจุด P และ Δh คือพลังงานที่สูญเสียทั้งหมด (Total head loss) เนื่องจากการไหลซึมของน้ำจากด้านเหนือน้ำมายังจุด P

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานั้น

สมมติว่าความเค้นหลักใหญ่รวมบนระนาบวิบัติมีค่าเท่ากับความเค้นในแนวตั้งเนื่องจากวัสดุถม และความเค้นหลักใหญ่รวมที่ลดลงมีค่าเท่ากับความเค้นที่ลดลงเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำ ดังนั้น

$$\Delta\sigma_1 = -\gamma_w h_w$$

ความดันน้ำส่วนเกินสามารถคำนวณได้จาก

$$\Delta u = \bar{B}\Delta\sigma_1 = -\bar{B}\gamma_w h_w$$

ความดันน้ำที่จุดใดๆ บนระนาบวิบัติหลังการลดลงของระดับของน้ำคือ

$$u = u_0 + \Delta u = \gamma_w \left\{ h + h_w (1 - \bar{B}) - \Delta h \right\}$$

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพ ที่ระยะเวลานับ

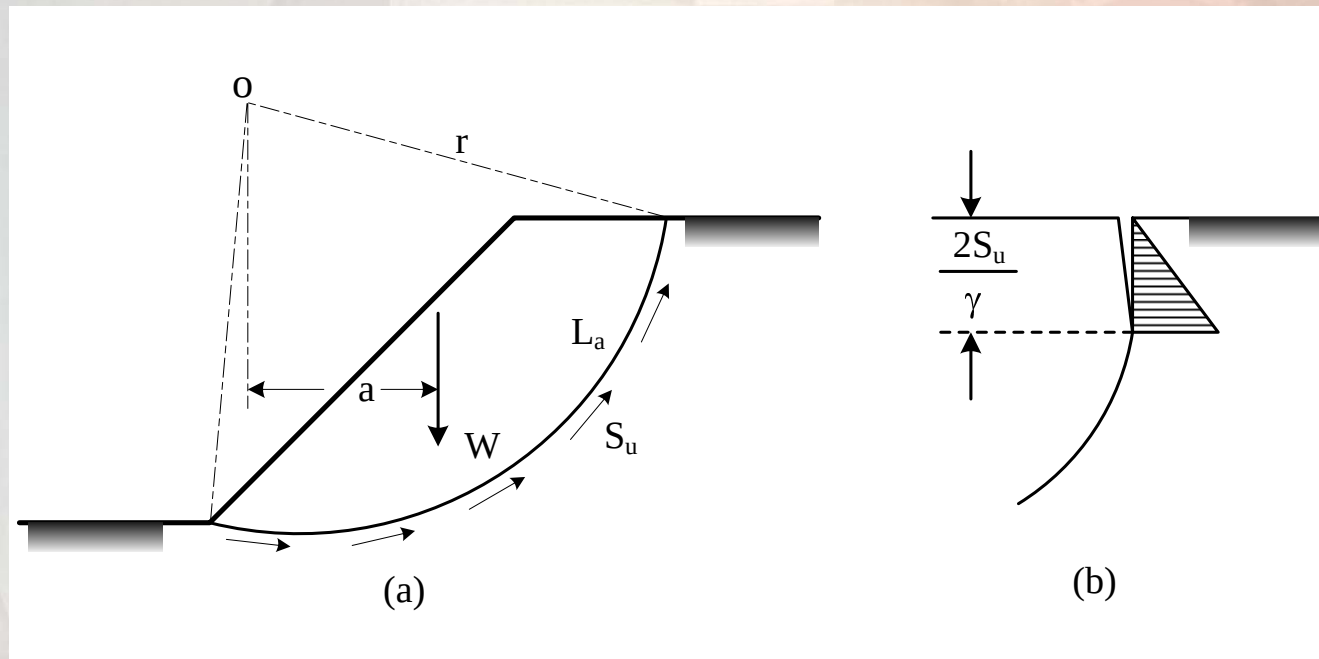
อัตราส่วนความดันน้ำมีค่าเท่ากับ

$$r_u = \frac{u}{\gamma_w h} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}} \left\{ 1 + \frac{h_w}{h} (1 - \bar{B}) - \frac{\Delta h}{h} \right\}$$

เมื่อความเค้นรวมลดลง ค่า $\bar{B}$ จะมีค่ามากกว่า 1.0 เล็กน้อย ดังนั้น ค่า r_u ที่มากที่สุดสามารถหาได้โดยการสมมติค่า $\bar{B} = 1$ และพิจารณาว่า Δh มีค่าน้อยมาก (สมมติว่า $\Delta h = 0$) ค่า r_u สำหรับการวิเคราะห์การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วจึงมีค่าประมาณ 0.3 ถึง 0.4 ในกรณีนี้ อัตราส่วนปลอดภัยต้องมีอย่างน้อย 1.2

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

วิธีการวิเคราะห์แบบนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) ภายใต้สภาวะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์อาศัยหลักการเพียงแค่ความสมดุลของการหมุน (Moment equilibrium) ระบุการวิบัติถูกพิจารณาให้เป็นส่วนโค้งของวงกลม



การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

แรงที่ทำให้เกิดการหมุนของลาดดินรอบจุด O เป็นแรงเนื่องจากน้ำหนักทั้งหมดเหนือระนาบการวิบัติ (W ต่อความยาว 1 หน่วย) ที่สภาวะสมดุล กำลังต้านทานแรงเฉือน (τ_f) ของดินต้องเท่ากับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนววิบัติ (τ) และสามารถเขียนได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\tau = \frac{\tau_f}{FS} = \frac{S_u}{FS}$$

$$Wa = \frac{S_u}{FS} L_a r$$

ดังนั้น

$$FS = \frac{S_u L_a r}{Wa}$$

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

จากหลักการความคล้ายคลึงเชิงเลขาคณิต (Geometric similarity) Taylor (1937) ได้เสนอสัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (Stability coefficient) สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ และมีความสูงเท่ากับ H สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (N_s) สำหรับระนาบวิบัติซึ่งมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดคือ

$$N_s = \frac{S_u}{(FS)\gamma H}$$

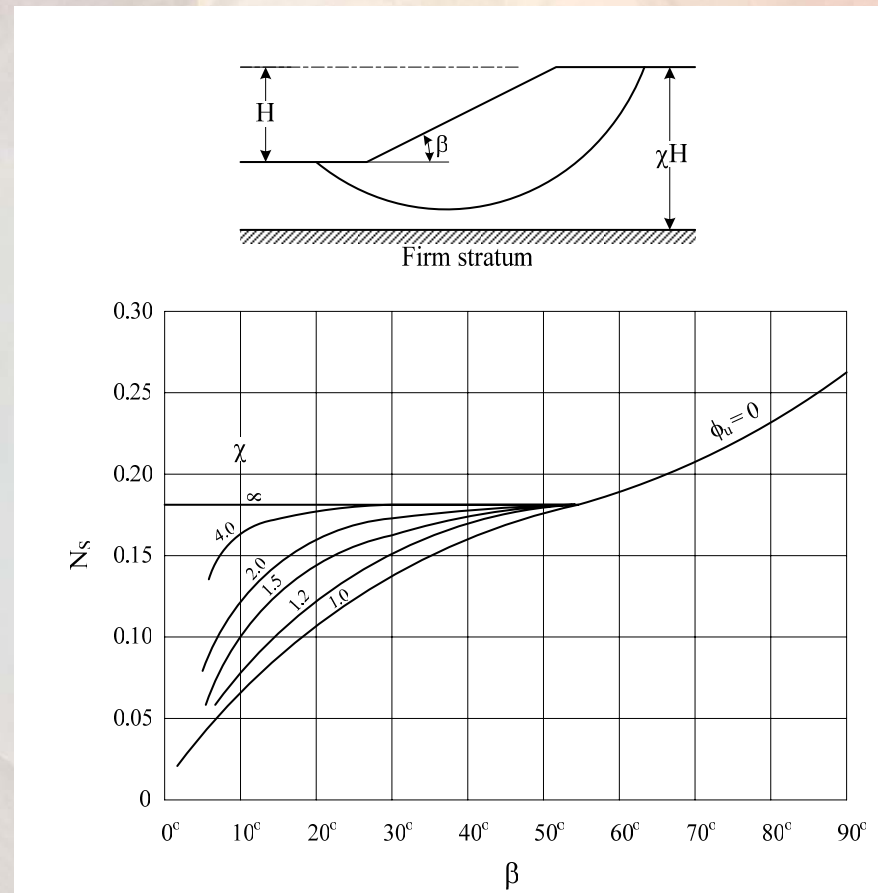
อัตราส่วนปลอดภัย (FS) สามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$FS = \frac{S_u}{N_s \gamma H}$$

ค่า N_s มีค่าขึ้นอยู่กับความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (χ)

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

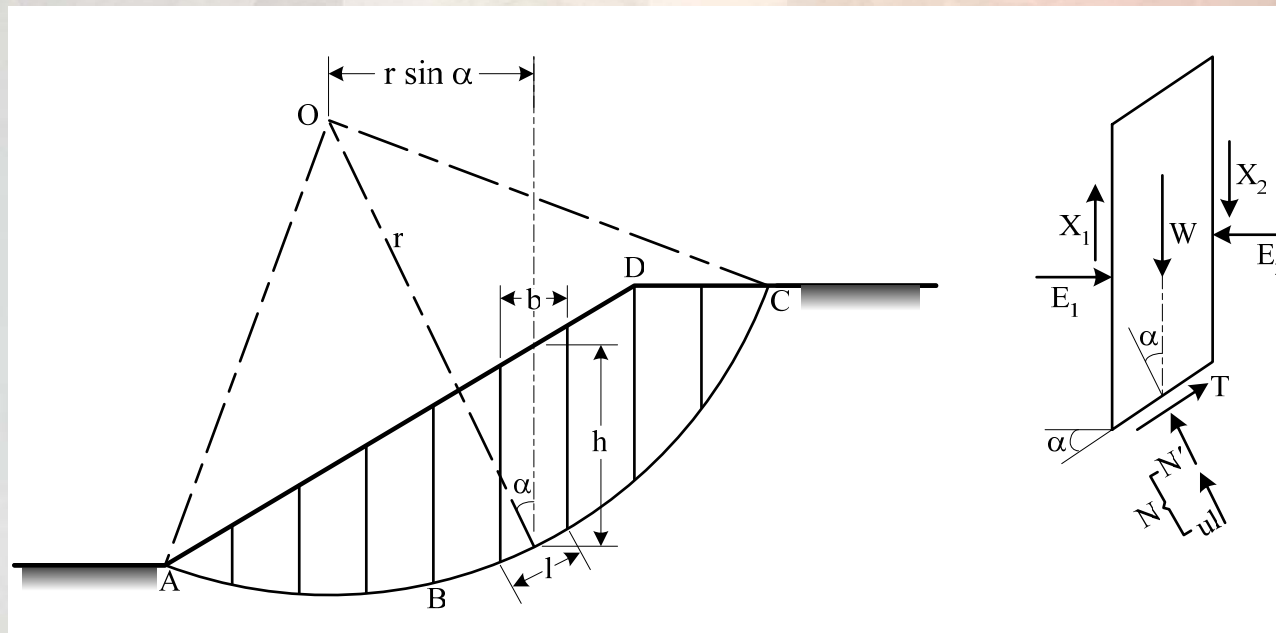
ค่า N_s หาได้ เมื่อทราบค่าความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (χ)



สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi = 0$ (Taylor, 1937)

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้สามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์ทั้งแบบความเค้นรวม($\phi=0$) และแบบความเค้น
ประสิทธิผล (c',ϕ')



วิธีการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

แรงที่กระทำบนแต่ละชั้นคือ

- 1) น้ำหนักของแต่ละชั้น , $W = \gamma bH$
- 2) แรงที่กระทำตั้งฉากกับฐาน (N) มีค่าเท่ากับ $\sigma \times l$ ซึ่งคือผลรวมของแรงประสิทธิผล (N') เท่ากับ $\sigma' \times l$ และแรงดันน้ำ (U) เท่ากับ $u \times l$ เมื่อ u คือความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐาน และ l คือความยาวของฐาน
- 3) แรงเฉือนบนฐาน, $T = \tau \times l$
- 4) แรงกระทำตั้งฉากในแนวนอนของแต่ละชั้น ได้แก่ E_1 และ E_2
- 5) แรงเฉือนในแนวตั้งของแต่ละชั้น ได้แก่ X_1 และ X_2

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

พิจารณาสมดุลของการหมุนรอบจุด O ลาดดินจะเสถียร เมื่อผลรวมของโมเมนต์เนื่องจากแรงเฉือน T บนส่วนโค้งวิบัติ AC เท่ากับโมเมนต์ของน้ำหนักของก้อนดิน ABCD แชนของโมเมนต์ของน้ำหนัก W แต่ละชั้นคือ $r \sin \alpha$ ดังนั้น

$$\sum Tr = \sum W r \sin \alpha$$

เมื่อ

$$T = \tau l = \frac{\tau_f}{FS} l$$

ดังนั้น

$$\sum \frac{\tau_f l}{FS} = \sum W \sin \alpha$$

$$FS = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha}$$

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

สำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิภาพ (Effective stress analysis)

$$FS = \frac{\sum (c' + \sigma'_n \tan \phi') l}{\sum W \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha}$$

เมื่อ L_a คือความยาวของส่วนโค้ง AC ในการแก้สมการจำเป็นต้องทราบค่า N' ซึ่งสามารถหาได้จากการแก้สมการสมดุลแบบ Indeterminate เพื่อความสะดวกในการคำนวณ ได้มีนักวิจัยหลายท่าน (Fellinus, Bishop และ Janbu เป็นต้น) เสนอสมมติฐานในการประมาณค่า X และ E เพื่อให้ปัญหาดังกล่าวกลายเป็นแบบ Determinate

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

4.5.1 วิธีแก้ปัญหของ Fellenius

ข้อสมมติฐาน คือ ผลลัพธ์ของแรงที่กระทำระหว่างชั้นมีค่าเท่ากับศูนย์ ($X_1 = X_2$ และ $E_1 = E_2$)

$$N' = W \cos \alpha - ul$$

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล

$$FS = \frac{c'L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

ค่า $W \cos \alpha$ และ $W \sin \alpha$ สามารถคำนวณได้โดยวิธีวาดรูป (Graphic) ของชั้นแต่ละชั้น ค่าของ α สามารถหาได้ทั้งจากวัดหรือการคำนวณ การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Fellenius นี้ให้ผลคำตอบที่ต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) ความผิดพลาดที่เกิดจากการคำนวณด้วยวิธีนี้ประมาณ 5 - 20%

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

4.5.2 วิธีแก้ปัญหของ Bishop

สมมติฐานว่า ผลลัพธ์ของแรงเฉือนในแนวตั้งที่กระทำระหว่างชั้น มีค่าเท่ากับศูนย์

$$X_1 - X_2 = 0$$

ที่สภาวะสมดุล แรงเฉือนบนฐานของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ

$$T = \frac{1}{FS} (c'l + N' \tan \phi')$$

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

ดังนั้น ผลลัพธ์ของแรงในแนวดิ่งเป็น

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{FS} \sin \alpha + \frac{N'}{FS} \tan \phi' \sin \alpha$$

$$N' = \frac{\left(W - \frac{c'l}{FS} \sin \alpha - ul \cos \alpha \right)}{\left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS} \right)}$$

แทนค่า $l = b \sec \alpha$ ลงในสมการด้านบน

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\left\{ c'b + (W - ub) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \left(\tan \alpha \tan \phi' / FS \right)} \right]$$

4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

Bishop (1955) ได้แสดงให้เห็นว่าการสมมติว่า $(X_1 - X_2 = 0)$ ให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ใกล้เคียงกันความเป็นจริงมาก

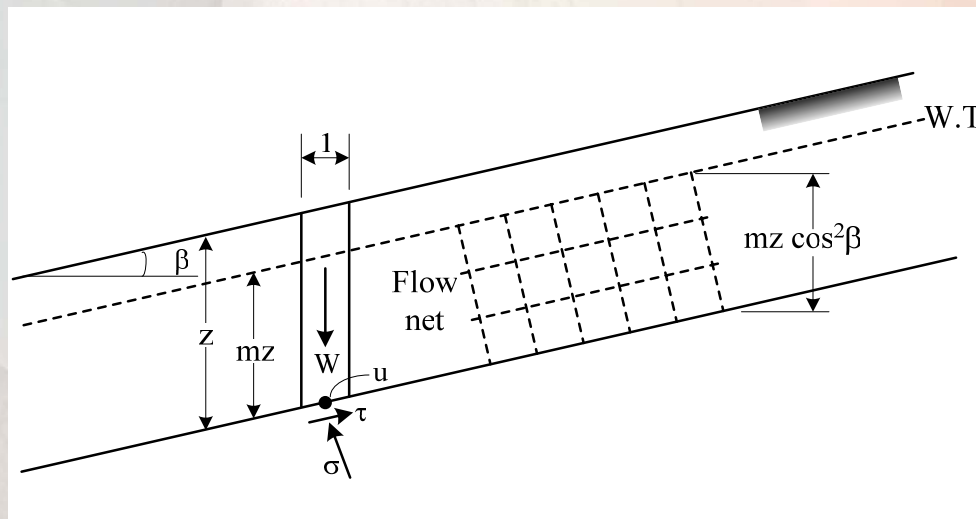
$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ c'b + W(1 - r_u) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \left(\tan \alpha \tan \phi' / FS \right)}$$

จะเห็นว่า FS ปรากฏอยู่ทั้งพจน์ทางซ้ายมือและขวามือ ซึ่งทำให้การคำนวณค่อนข้างยุ่งยากและซับซ้อน วิธีนี้เหมาะกับการคำนวณโดยอาศัยคอมพิวเตอร์

โดยทั่วไป r_u จะเป็นค่าไม่คงที่ตลอดระยะนาบิบัติ แต่ในทางปฏิบัติค่านี้สามารถสมมติให้เป็นค่าคงที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณโดยวิธีนี้ให้ค่าต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 7 เปอร์เซ็นต์ และโดยส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 2 เปอร์เซ็นต์

4.6 การวิเคราะห์การเคลื่อนไหลในแนวระนาบ

ถ้าระนาบวิบัติอยู่ในแนวขนานกับผิวของลาดดิน และลาดดินมีความลึกน้อยมากเมื่อเทียบกับความยาว อาจพิจารณาว่าลาดดินมีความยาวไม่จำกัด พิจารณารูป ความชันของลาดดินทำมุม β กับแนวนอน และความลึกของระนาบวิบัติเท่ากับ z ระดับน้ำใต้ดินถูกพิจารณาว่ามีทิศทางขนานกับความชันของลาดดินและสูงเท่ากับ mz ($0 < m < 1$) เหนือระนาบวิบัติ การไหลซึมของน้ำถูกสมมติว่าเป็นแบบราบเรียบในทิศทางขนานกับระนาบวิบัติ แรงที่กระทำบนแต่ละด้านของแต่ละชิ้นในแนวดิ่งมีค่าเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม



การวิบัติแบบระนาบ

4.6 การวิเคราะห์การเลื่อนไถลในแนวระนาบ

โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) กำลังต้านทานแรง
เฉือนของดินตลอดระยะนาบวิบัติคือ

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

เมื่อ

$$\sigma = \left\{ (1-m) \gamma + m \gamma_{sat} \right\} z \cos^2 \beta$$

$$\tau = \left\{ (1-m) \gamma + m \gamma_{sat} \right\} z \sin \beta \cos \beta$$

$$u = m z \gamma_w \cos^2 \beta$$

4.6 การวิเคราะห์การสั่นไหวในแนวระนาบ

ถ้า $c' = 0$ และ $m = 0$ (มวลดินและระนาบวิบัติไม่ยึดติดด้วยน้ำ) จะได้

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

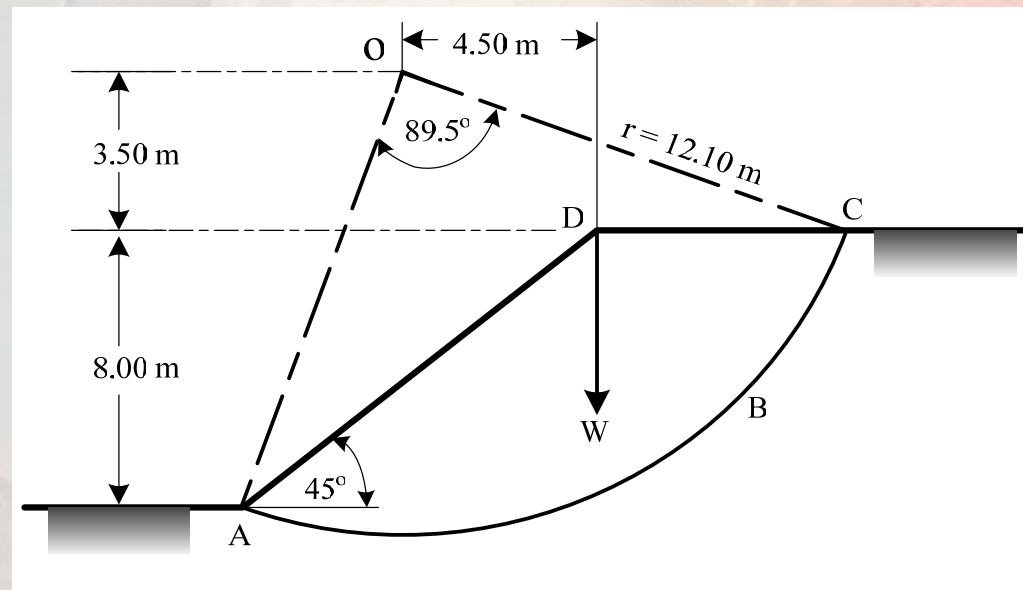
ถ้า $c' = 0$ และ $m = 1$ (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวของลาดดิน) จะได้

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma \tan \beta}$$

จะเห็นได้ว่า เมื่อ $c' = 0$ อัตราส่วนปลอดภัยไม่ขึ้นอยู่กับความลึก z

ตัวอย่างที่ 4.1

ในงานดินขุดงานหนึ่ง ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึก 8 เมตร โดยมีมุมเอียง 45 องศา งานดินขุดนี้ถูกกระทำในชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ $S_u = 65$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยต้านการวิบัติของลาดดินที่ระนาบวิบัติ โดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$



ตัวอย่างที่ 4.1

วิธีทำ จากรูป พื้นที่หน้าตัดของส่วนโค้งวงกลม ABCD เท่ากับ 70 ตารางเมตร ดังนั้น น้ำหนักของมวลดิน W มีค่าเท่ากับ $70 \times 19 = 1330$ กิโลนิวตันต่อเมตร

จุดศูนย์กลางรวมของน้ำหนัก (Centroid) ของรูป ABCD อยู่ที่ระยะ 4.5 เมตร วัดจากจุด O มุม AOC เท่ากับ 89.5 องศา และรัศมี OC เท่ากับ 12.1 เมตร

ดังนั้น ความยาวส่วนโค้ง ABC เท่ากับ $\theta_r = 18.9$ เมตร อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของลาดดิน คือ

$$FS = \frac{S_u L_a r}{Wd} = \frac{65 \times 18.9 \times 12.1}{1330 \times 4.5} = 2.48$$

ตัวอย่างที่ 4.1

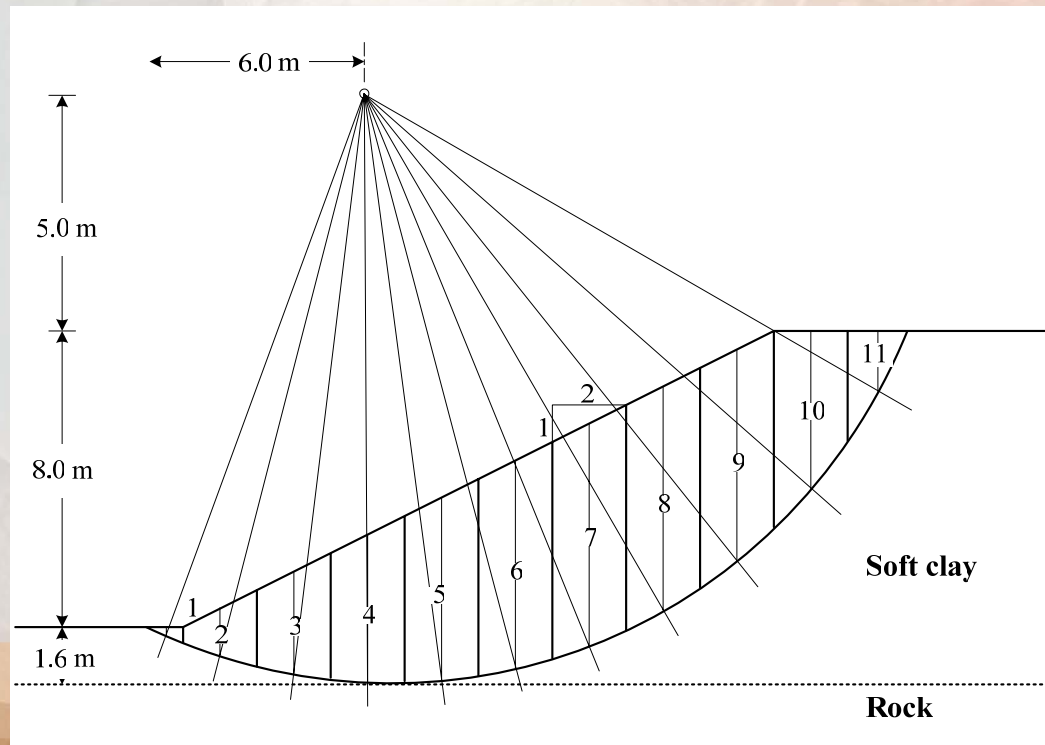
ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้นี้ไม่จำเป็นที่จะต้องเป็นค่าที่ต่ำที่สุด ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดสามารถประมาณได้โดยวิธีของ Taylor

จากรูป จะได้ว่า $\beta = 45$ องศา และจากการสมมติว่า D มีค่ามาก จะได้ N_s เท่ากับ 0.18 (จากรูปสัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi = 0$) ดังนั้น

$$\begin{aligned} FS &= \frac{S_u}{N_s \gamma H} \\ &= \frac{65}{0.18 \times 19 \times 8} \\ &= 2.37 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.2

ลาดดินที่ถูกตัดในชั้นดินเหนียวอ่อนแห่งหนึ่งมีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 30 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ลาดดินนี้มีความสูง 8.0 เมตร และมีอัตราส่วนแนวราบต่อแนวตั้ง 2:1 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยบนระนาบส่วนโค้งวงกลมที่แสดงในรูป โดยการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชิ้นๆ (Method of slices) ของ Fellenius



ตัวอย่างที่ 4.2

วิธีทำ น้ำหนักของแต่ละชั้นหาได้จาก $W = \gamma b h$

ชั้นที่	b	h	W	α (องศา)	$W \sin \alpha$	$L_a = b \sec \alpha$
1	0.65	0.15	1.8	-25.7	-0.8	0.72
2	2.0	1.23	43.2	-20.0	-14.8	2.13
3	2.0	2.82	100.8	-1.8	-20.6	2.04
4	2.0	4.06	146.2	-3.9	-9.9	2.01
5	2.0	5.08	182.9	3.9	12.4	2.01
6	2.0	5.82	209.5	11.8	42.8	2.04
7	2.0	6.26	225.4	20.0	77.1	2.13
8	2.0	6.36	229.0	28.6	109.6	2.28
9	2.0	6.02	216.7	38.0	133.0	2.54
10	2.0	0.60	165.6	48.9	124.8	3.04
11	1.7	1.94	58.4	61.7	51.4	3.59
ผลรวม =					505.0	24.53

ตัวอย่างที่ 4.2

$$FS = \frac{c_u L_a + \tan \phi_u \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{30 \times 24.53}{505.0} = 1.46$$

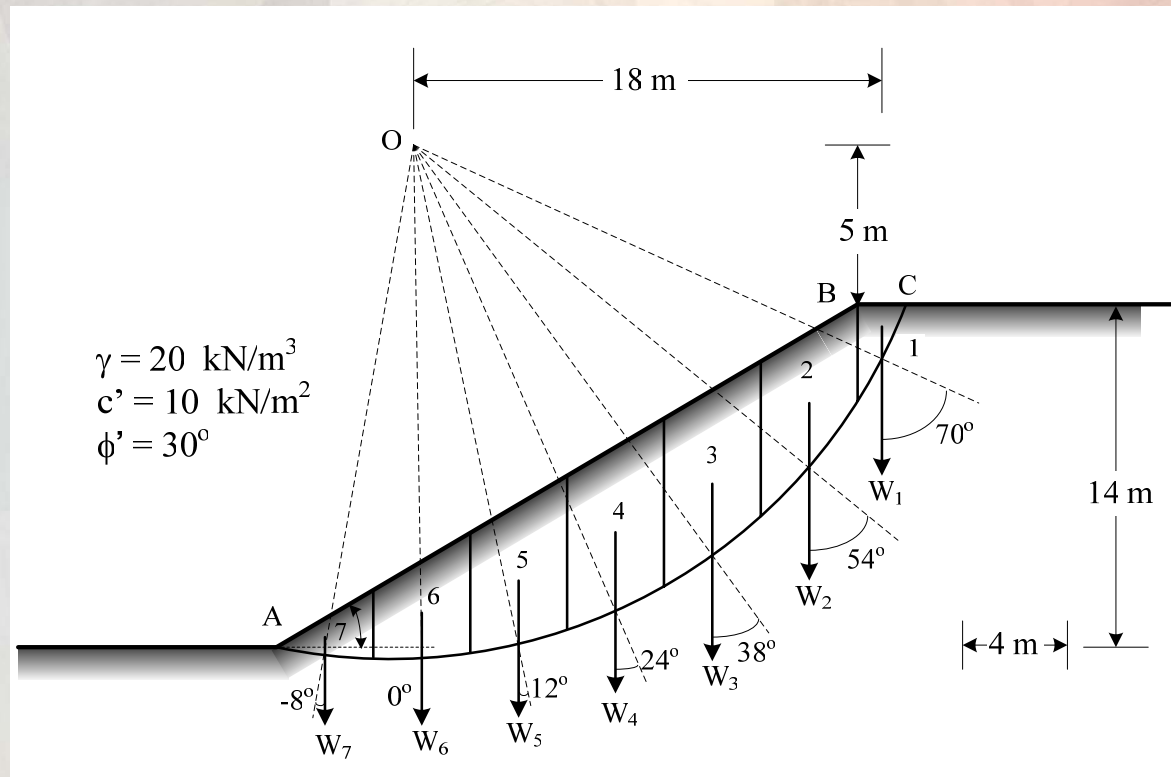
โดยอาศัยวิธีของ Taylor ปัจจัยความลึก (Depth factor) = $9.6/8.0 = 1.2$

จากรูปสัมพันธ์ประสิทธิภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi = 0$ จะได้ $N_s = 0.146$ ดังนั้น

$$FS = \frac{30}{0.146 \times 18 \times 8} = 1.43$$

ตัวอย่างที่ 4.3

สำหรับลาดดินชุดในชั้นทรายปนดินเหนียว ซึ่งระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมาก ดังแสดงในรูป จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติบนระนาบวิบัติสมมติ AC (Trial slip surface) โดยวิธีของ Fellinus



ตัวอย่างที่ 4.3

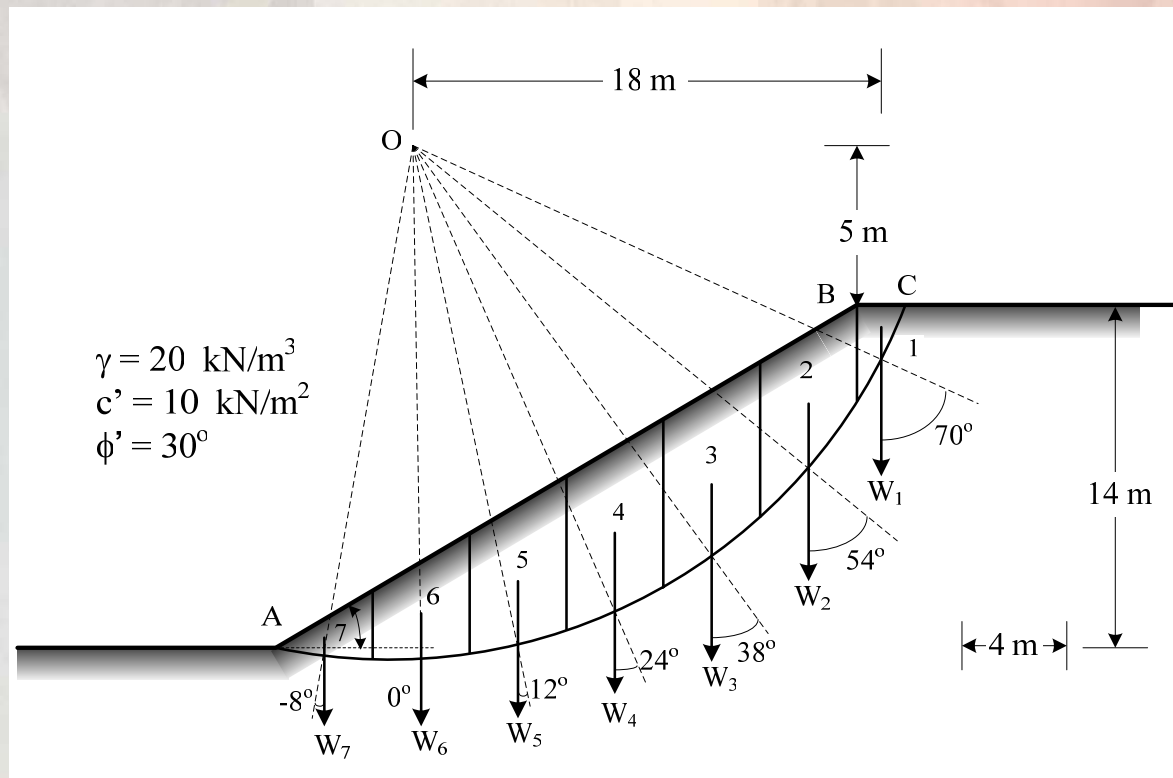
วิธีทำ มวลดินถูกแบ่งออกเป็น 7 ชั้น การคำนวณแสดงดังนี้

ชั้นที่	W (kN/m)	α (องศา)	$W \sin \alpha$	$W \cos \alpha$	l (เมตร)
1	28.0	70	26.3	8.4	2.924
2	368.0	54	298.1	216.4	6.803
3	544.0	38	335.1	428.6	5.076
4	544.0	24	221.4	497.2	4.376
5	488.0	12	101.5	477.2	4.090
6	336.0	0	0	336.0	4.000
7	83.2	-8	-9.25	82.7	3.232
ผลรวม =			973.2	2046.5	30.501

$$FS = \frac{10 \times 30.501 + (\tan 30^\circ) \times 2046.5}{973.2} = 1.53$$

ตัวอย่างที่ 4.4

งานดินขุดงานหนึ่งมีความลึก 12 เมตร และความชันของลาดดินเท่ากับ 1:1 งานดินขุดนี้ขุดผ่านชั้นดินดังแสดงในรูป



ตัวอย่างที่ 4.4

ข้อมูลดินสำหรับดินแต่ละชั้นแสดงดังต่อไปนี้ สมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินทั้งสามชั้นมีค่าเท่ากันคือ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยต้านการวิบัติในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction) โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม สำหรับจุดหมุดดังแสดงในรูป

ความลึก (เมตร)	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน (กิโลปาสคาล)
0 – 5	ดินเหนียวอ่อนมาก	10
5 – 8	ดินเหนียวแข็งปานกลาง	50
8 - 15	ดินเหนียวแข็ง	100
15	หิน	-

ตัวอย่างที่ 4.4

วิธีทำ เพื่อการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย ทำการแบ่งมวลดินออกเป็น 8 ชั้น

ชั้นที่	W (kN/m)	$r \sin \alpha$	$Wr \sin \alpha$
1	63.45	-8.2	-520.3
2	303.04	-5.0	-1515.2
3	627.65	-1.0	-627.7
4	896.36	3.0	2689.1
5	966.97	7.0	6768.8
6	833.60	11.0	9169.6
7	621.76	15.0	9326.5
8	234.39	18.4	4312.7
ผลรวม =			29603.5

ตัวอย่างที่ 4.4

โมเมนต์ต้านการหมุนคือ $rS_u L_a = r(S_{u1} \times I_1 + S_{u2} \times I_2 + S_{u3} \times I_3)$

$$l_1 = r\theta_1 = 21.6 \times 16 \times \frac{\pi}{180} = 6.03 \text{ เมตร}$$

$$l_2 = r\theta_2 = 21.6 \times 9 \times \frac{\pi}{180} = 3.39 \text{ เมตร}$$

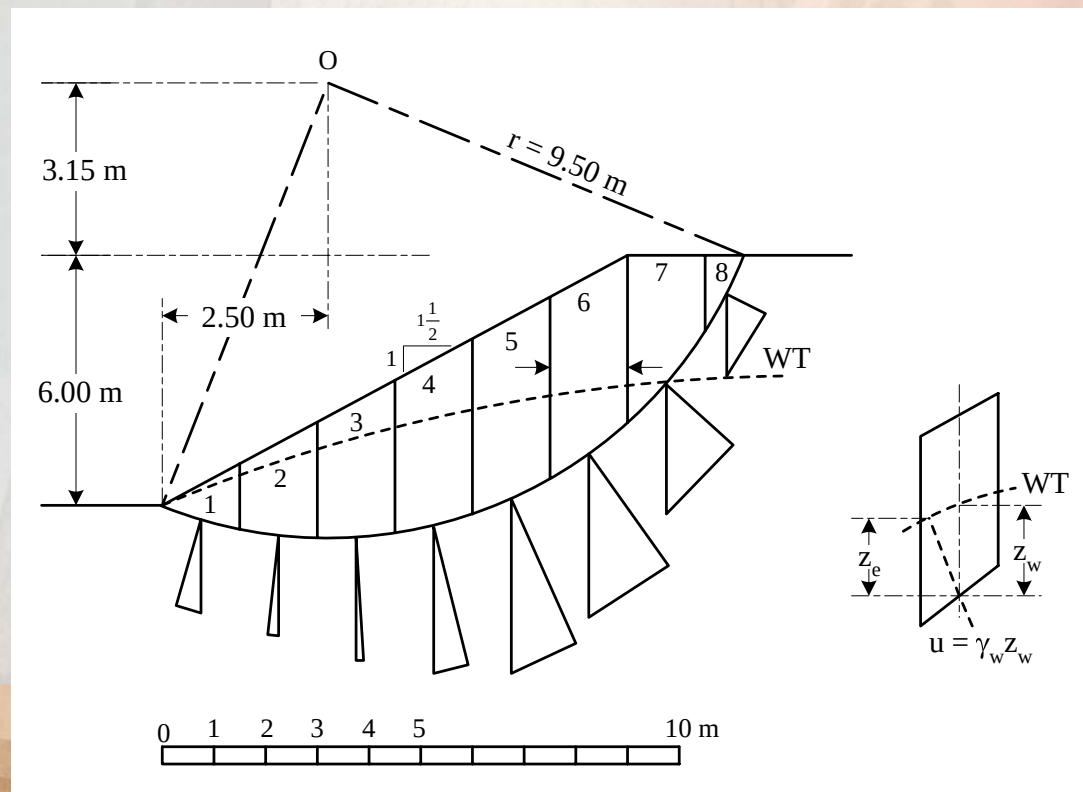
$$l_3 = r\theta_3 = 21.6 \times 75 \times \frac{\pi}{180} = 28.27 \text{ เมตร}$$

$$rS_u L_a = 21.6(10 \times 6.03 + 50 \times 3.39 + 100 \times 28.27) = 66026.88 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$FS = \frac{rS_u L_a}{\sum W r \sin \alpha} = \frac{66026.88}{29603.5} = 2.23$$

ตัวอย่างที่ 4.5

จงใช้วิธีของ Fellenius หาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ของลาดดินที่มีสภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady state) ดังแสดงในรูป หน่วยน้ำหนักของดินทั้งด้านบนและด้านล่างของระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลคือ $c' = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 29^\circ$



ตัวอย่างที่ 4.5

วิธีทำ มวลดินถูกแบ่งออกเป็นชั้นเล็กที่มีความกว้าง 1.5 เมตร น้ำหนักของแต่ละชั้นหาได้จาก

$$W = \gamma b h = 20 \times 1.5 \times h = 30h \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

โดยที่ h , $h \cos \alpha$ และ $h \sin \alpha$ หาได้จากการวัด ดังนั้น

$$W \sin \alpha = 30h \sin \alpha \quad \text{และ}$$

$$W \cos \alpha = 30h \cos \alpha$$

ตัวอย่างที่ 4.5

ความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐานที่แต่ละชั้นสามารถประมาณได้เท่ากับ $\gamma_w z_w$ เมื่อ z_w คือระยะในแนวตั้งจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงระดับน้ำ วิธีการนี้จะให้ค่ามากเกินไปจริงเนื่องจาก ค่าความดันน้ำที่แท้จริงต้องเท่ากับ $\gamma_w z_e$ เมื่อ z_e คือระยะในแนวตั้งวัดจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงจุดตัดของระดับน้ำกับเส้นสมศักย์ (Equipotential line) ดังนั้น ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จะมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง (Conservative)

ตัวอย่างที่ 4.5

ความยาวส่วนโค้งทั้งหมด (L_a) คำนวณได้เท่ากับ 14.35 เมตร

$$\sum W \cos \alpha = 30 \times 17.50 = 525 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum W \sin \alpha = 30 \times 8.45 = 254 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum (W \cos \alpha - ul) = 525 - 132 = 393 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

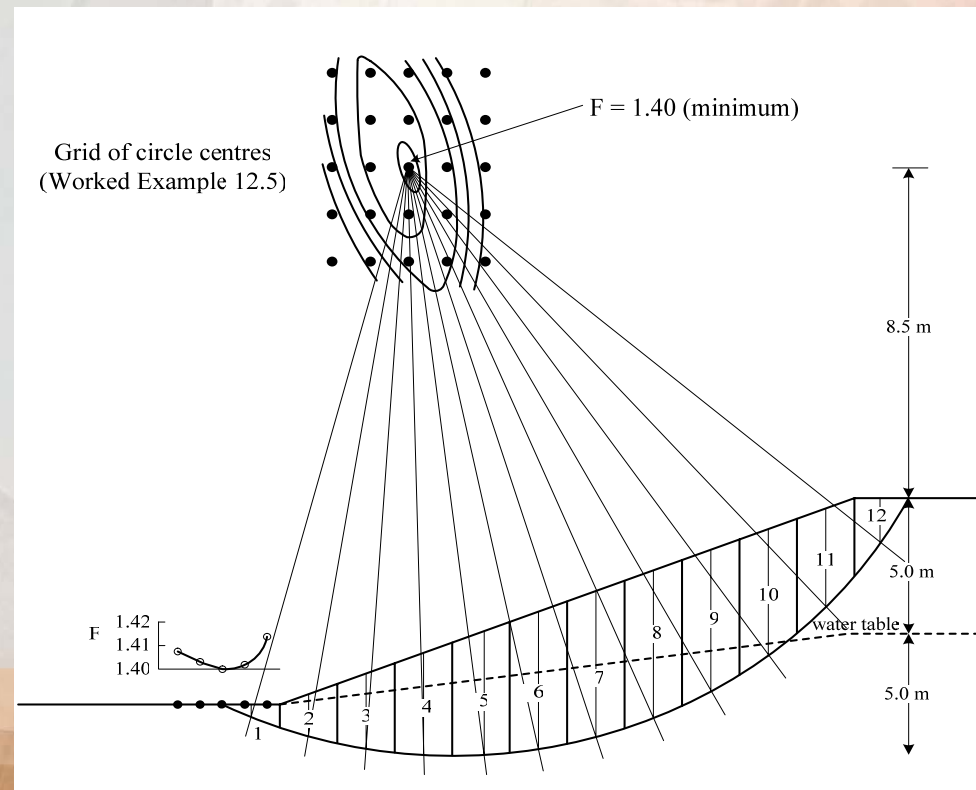
$$\begin{aligned} FS &= \frac{c'L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} \\ &= \frac{(10 \times 14.35) + (0.554 \times 393)}{254} = 1.42 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.5

ชั้นที่	$h \cos \alpha$ (เมตร)	$h \sin \alpha$ (เมตร)	u (กิโลпасคาล)	l (เมตร)	ul (กิโลпасคาลต่อเมตร)
1	0.75	-0.15	5.9	1.55	9.1
2	1.80	-0.10	11.8	1.50	17.7
3	2.70	0.40	16.2	1.55	25.1
4	3.25	1.00	18.1	1.60	29.0
5	3.45	1.75	17.1	1.70	29.1
6	3.10	2.35	11.3	1.95	22.0
7	1.90	2.25	0	2.35	0
8	0.55	0.95	0	2.15	0
	17.50	8.45		14.35	132.0

ตัวอย่างที่ 4.6

ลาดดินชุดดังแสดงในรูป มีความชัน 2:1 และสูง 1 เมตร ถูกก่อสร้างบนชั้นดินแข็งที่มีพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลคือ $c' = 5$ กิโลปาสคาล และ $\phi' = 30$ องศา และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของลาดดินโดยใช้วิธีของ Bishop Simplified method ที่ระยะเวลานั้นต์ (Long term condition)



ตัวอย่างที่ 4.6

วิธีทำ ทำการแบ่งมวลดินออกเป็น 12 ชั้น น้ำหนักของมวลดินแต่ละชั้นหาได้จาก $\gamma b h$ ความดันน้ำหาได้เช่นเดียวกับในตัวอย่างที่ 4.5 เนื่องจาก FS ปรากฏอยู่ทั้งทางด้านซ้ายและขวาของสมการ

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ c'b + W(1 - r_u) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi' / FS)}$$

ดังนั้น ลองสมมติค่าของ FS และแทนเข้าไปยังด้านขวาของสมการ จากการลองใช้ $FS = 1.0$ จะได้ค่าทางซ้ายมือออกมาเป็น 1.31 นำค่านี้แทนในพจน์ทางขวามือของสมการอีก ทำเช่นนี้หลายๆ ครั้ง จนกระทั่งความแตกต่างของอัตราส่วนปลอดภัยทางขวามือและทางซ้ายมือมีค่าน้อยมาก

กำหนดให้

$$A = c'b + (W - ub) \tan \phi' \quad \text{และ} \quad B = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{FS}}$$

ตัวอย่างที่ 4.6

							$FS = 1.00$			$FS = 1.40$	
ชั้นที่	b	h	W	a	$W \sin \alpha$	u	A	B	$A \times B$	B	$A \times B$
1	2.50	0.40	20.00	-15.6	-5.4	3.9	18.4	1.24	22.8	1.17	21.5
2	2.00	1.38	55.2	-8.8	-8.4	11.1	29.1	1.11	32.3	1.01	29.4
3	2.00	2.58	103.2	-2.9	-5.2	18.0	48.8	1.03	50.3	1.00	48.8
4	2.00	3.58	143.2	2.9	7.2	22.9	66.2	0.97	64.2	0.98	64.9
5	2.00	4.40	176.0	8.8	26.9	26.0	81.6	0.93	75.9	1.01	82.4
6	2.00	5.02	200.8	14.8	51.3	27.2	94.5	0.90	85.1	0.93	87.9
7	2.00	5.40	216.0	20.9	77.1	26.0	104.7	0.88	92.1	0.92	96.3
8	2.00	5.48	219.2	27.3	100.5	21.9	111.3	0.87	96.8	0.93	103.5
9	2.00	5.26	210.4	34.1	118.0	14.8	114.4	0.87	99.5	0.94	107.5
10	2.00	4.68	187.2	41.5	124.0	4.2	113.2	0.88	99.6	0.98	110.9
11	2.00	3.64	145.6	49.9	111.4	0	94.1	0.92	86.6	1.04	97.9
12	1.67	1.57	52.4	59.1	45.0	0	38.6	0.99	38.2	1.15	44.4
ผลรวม					642.4				843.4		895.4

$$FS = 843.4/642.4$$

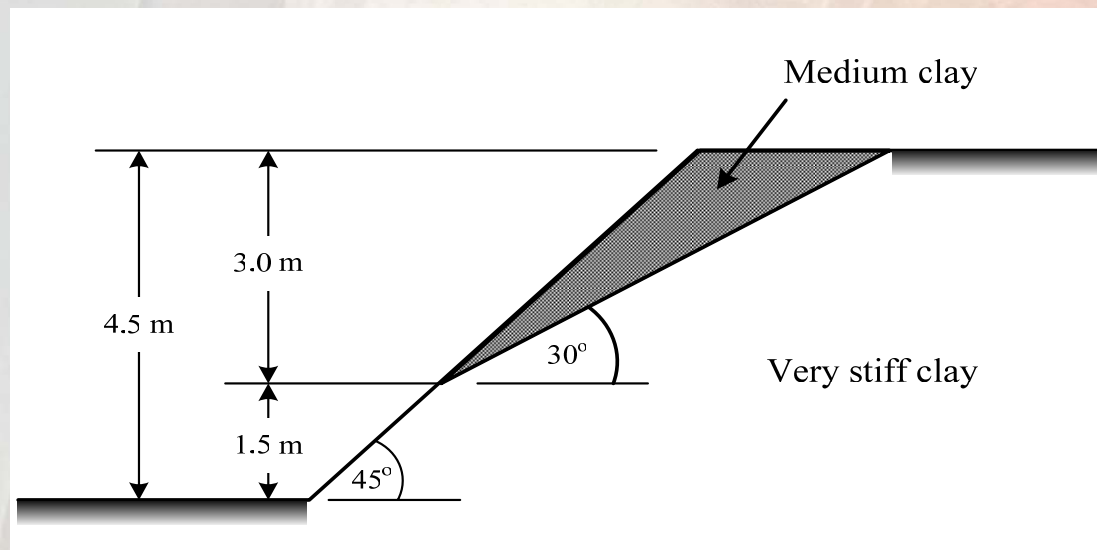
$$= 1.31$$

$$FS = 895.4/642.4$$

$$= 1.394$$

ตัวอย่างที่ 4.7

รูปแสดงลาดดินชุดที่ผ่านชั้นดินสองชนิด ดินชั้นล่างเป็นดินเหนียวแข็งมาก (Very stiff clay) และดินชั้นบนเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium clay) พารามิเตอร์ความยึดเกาะระหว่างดินทั้งสองชั้นมีค่าดังนี้ $c_u = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi_u = 24$ องศา หน่วยน้ำหนักของดินชั้นบนเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดินนี้



ตัวอย่างที่ 4.7

วิธีทำ ความยาวของระนาบวิบัติเท่ากับ

$$L = \frac{3.0}{\sin 30^\circ} = 6.0 \text{ เมตร}$$

น้ำหนักของลิ่มวิบัติเท่ากับ

$$W = \frac{17.0 \times 6.0 \times \left(\frac{3.0}{\sin 45^\circ} \sin(45^\circ - 30^\circ) \right)}{2} = 560.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ

$$FS = \frac{c_a L + W \cos \alpha \tan \phi_a}{W \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{(10.0 \times 6.0) + (560.0 \times \cos 30^\circ \times \tan 24^\circ)}{(560.0 \times \sin 30^\circ)} = 0.98$$

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



แรงดันดินด้านข้าง

(LATERAL EARTH PRESSURE)

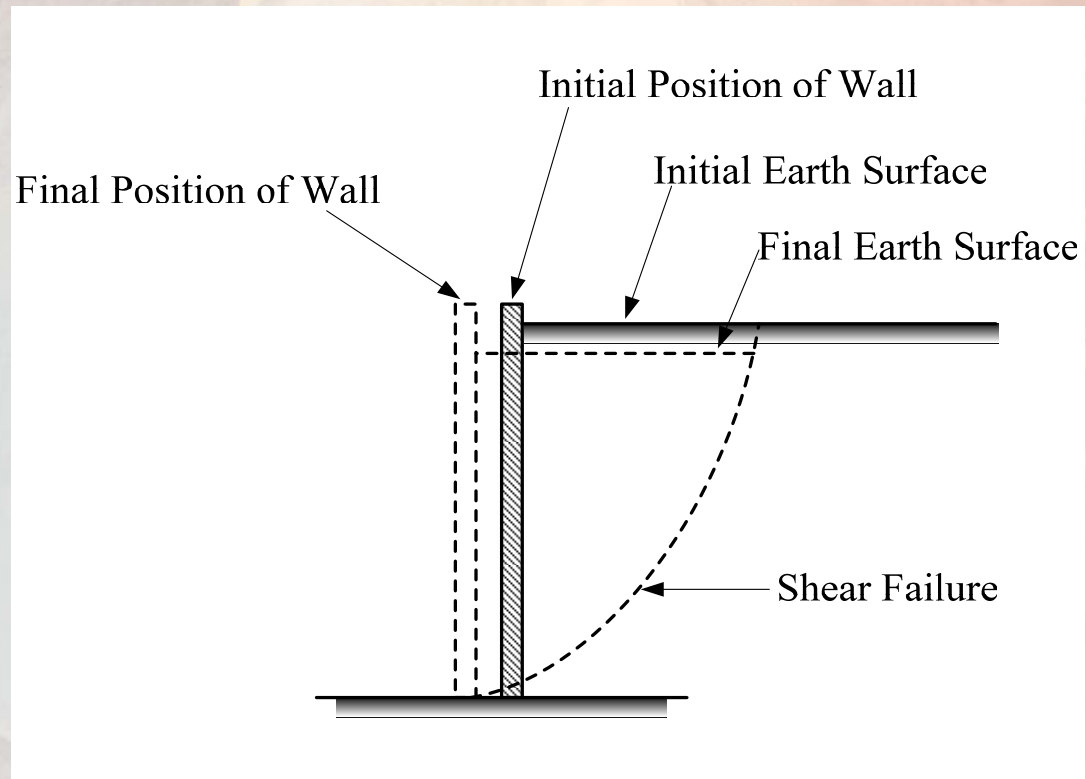
5.1 บทนำ

การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดินเป็นสิ่งจำเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินและโครงสร้างกันดินต่างๆ ขนาดและทิศทางของแรงดันด้านข้างเป็นข้อมูลที่สำคัญสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยมากเพียงพอ

ความดันดินด้านข้างมี 3 ประเภท

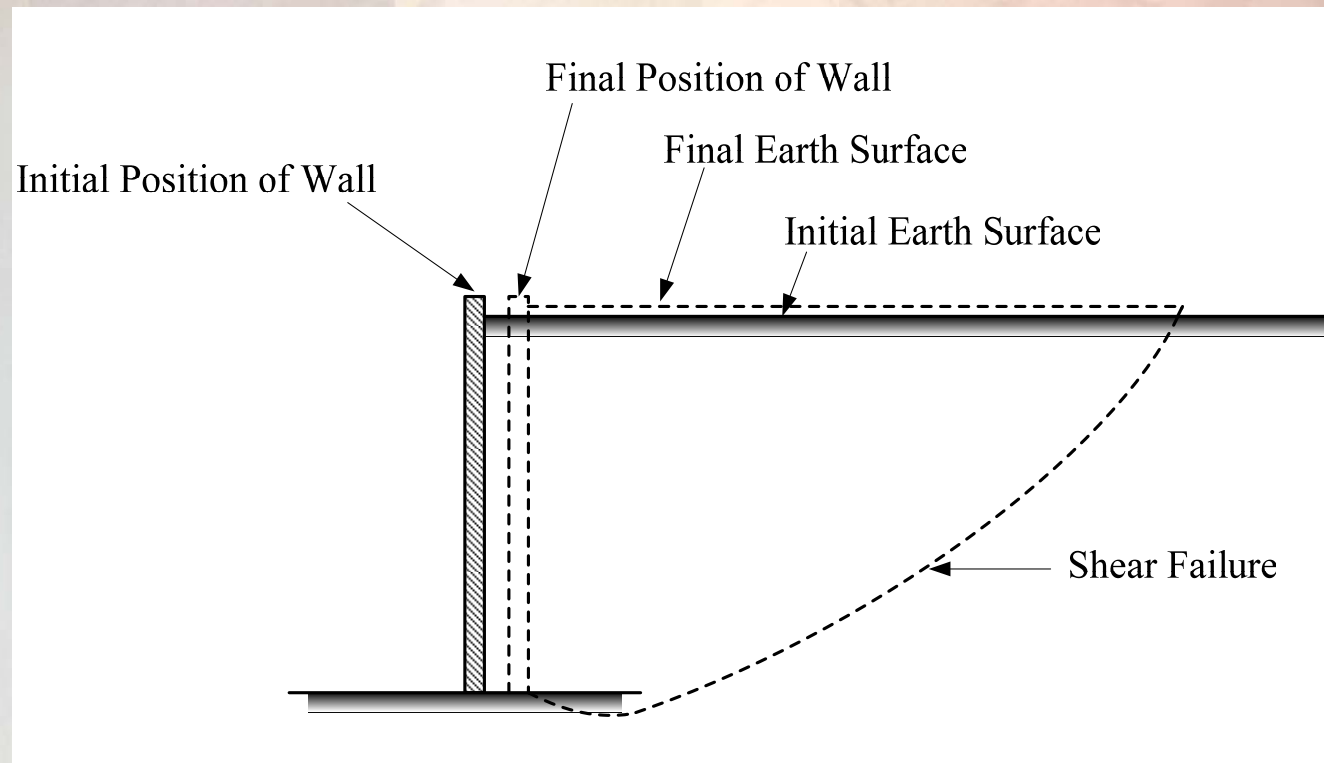
- 1) ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (**At rest earth pressure**)
- 2) ความดันดินที่สภาวะ **Active** (**Active earth pressure**)
- 3) ความดันดินที่สภาวะ **Passive** (**Passive earth pressure**)

5.1 บทนำ



ความดันดินด้านข้างในสถานะ **Active**

5.1 บทนำ

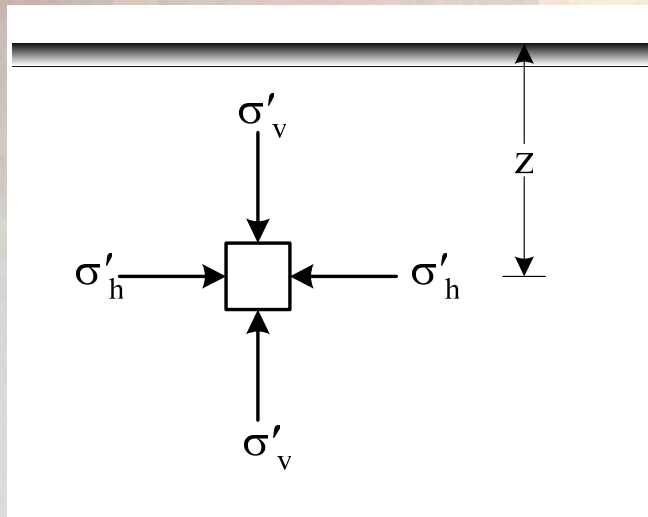


ความดันดินด้านข้างในสภาวะ *Passive*

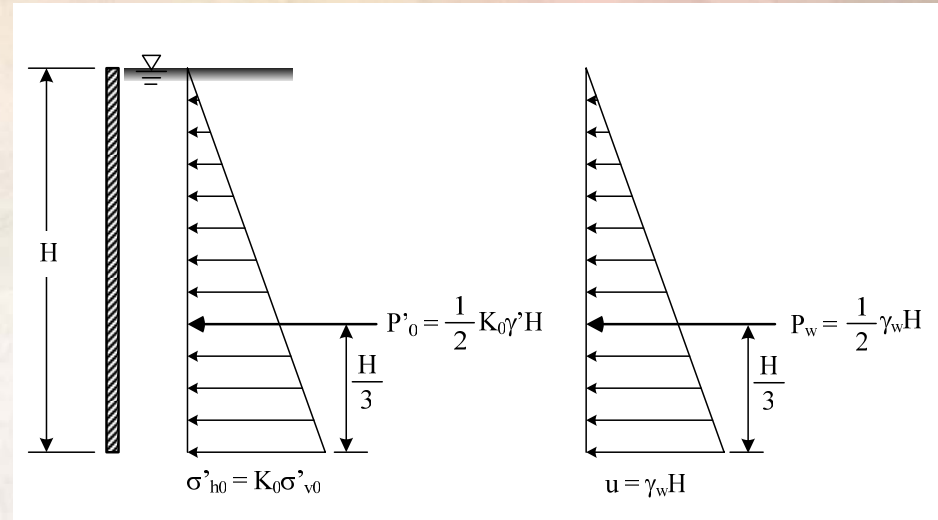
5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง หมายถึง ความดันด้านข้างที่กระทำต่อผนังโครงสร้างของดิน โดยที่ผนังและมวลดินไม่มีการเคลื่อนตัว ความดันดินในกรณีเช่นนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังกำแพงดินที่มีความหนาและแทบจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ดินที่สัมผัสกับกำแพงจะไม่เกิดความเครียดด้านข้าง ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินด้านข้างจะมีขนาดอยู่ระหว่างความดันดินที่สภาวะ **Active** และ **Passive**

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง



ความดันดินที่ความลึก z



การกระจายความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและความดันน้ำ

พิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก z ถ้ามวลดินอยู่ที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะเกิดการทรุดตัวในแนวดิ่งเมื่อมีน้ำหนักกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน สภาพเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลด้านหลังกำแพงกันดินที่หนาและเรียบและไม่มีการเคลื่อนตัว

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ประสิทธิผลต่อความยาว 1 หน่วย สามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H$$

$$P'_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H$$

เมื่อ σ'_h คือความดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง P'_0 คือแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย K_0 คือสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of earth pressure at rest) γ' คือหน่วยน้ำหนักประสิทธิผล (Submerged unit weight) และ H คือความสูงของกำแพง

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ความดันดินด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure, σ_h) ที่กระทำต่อกำแพงเท่ากับผลรวมของความดันดินด้านข้างประสิทธิภาพ (Effective lateral earth pressure, σ'_h) และความดันน้ำ (Pore pressure, u)

$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

ความเค้นรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิภาพและแรงดันน้ำ

$$P_h = P'_0 + P_w$$

เมื่อ P_h คือแรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง และ P_w คือแรงดันน้ำ

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (K_0) คืออัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล โดยทั่วไป K_0 จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่า K_0 อาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0 สำหรับทราย K_0 จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่น และ 0.5 สำหรับทรายหลวม

การหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่งในสนามกระทำได้ยาก *Jaky (1944)* ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า K_0 ในดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินทรายดังนี้

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

จากผลการทดสอบของ *Brooker and Ireland (1965)* ค่าของ K_0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ สามารถประมาณได้โดยอาศัยดัชนีสภาพพลาสติก (PI) ดังนี้

$$K_0 = 0.4 + 0.007(PI)$$

$$K_0 = 0.64 + 0.001(PI)$$

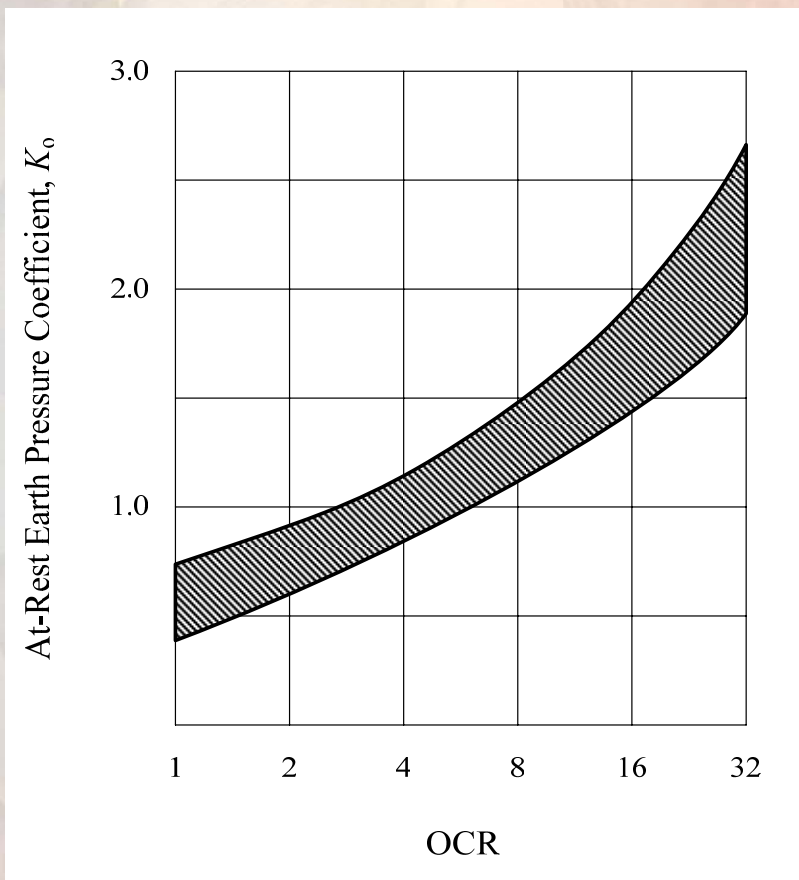
สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$K_0 \approx K_{0 \text{ (Normally consolidated)}}^{\sqrt{OCR}}$$

เมื่อ OCR คืออัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (**Overconsolidated ratio**)

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

Dunn et al. (1980) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 และอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (OCR)

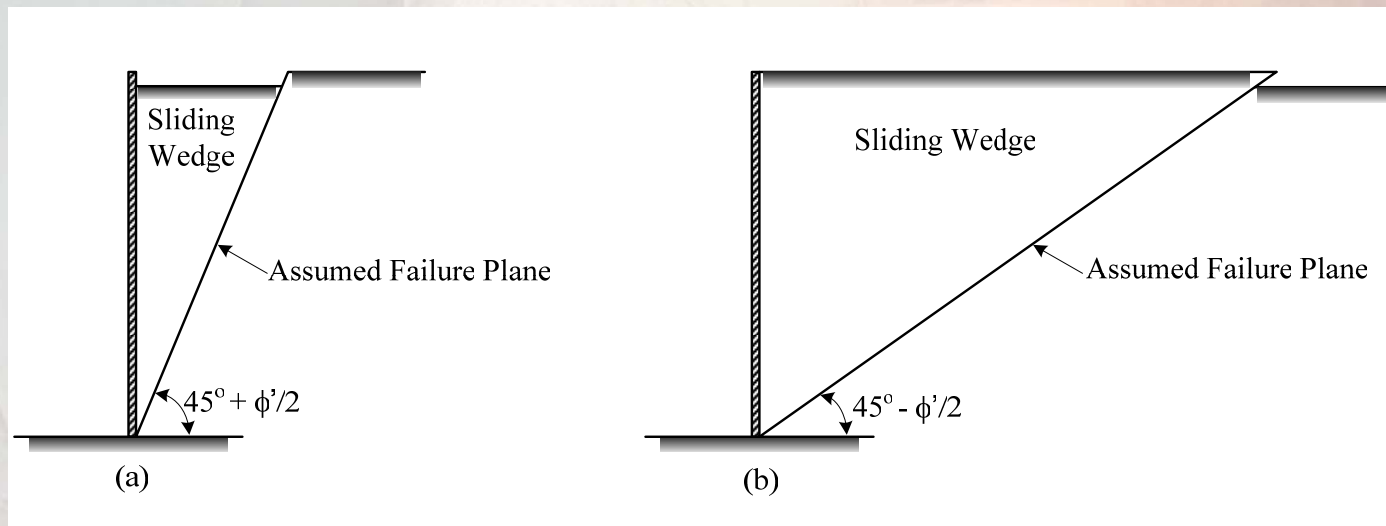


ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 และ OCR

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

ทฤษฎีของ Rankine สำหรับหาความดันดินด้านข้างตั้งอยู่บนสมมติฐานหลักสามข้อ ดังนี้

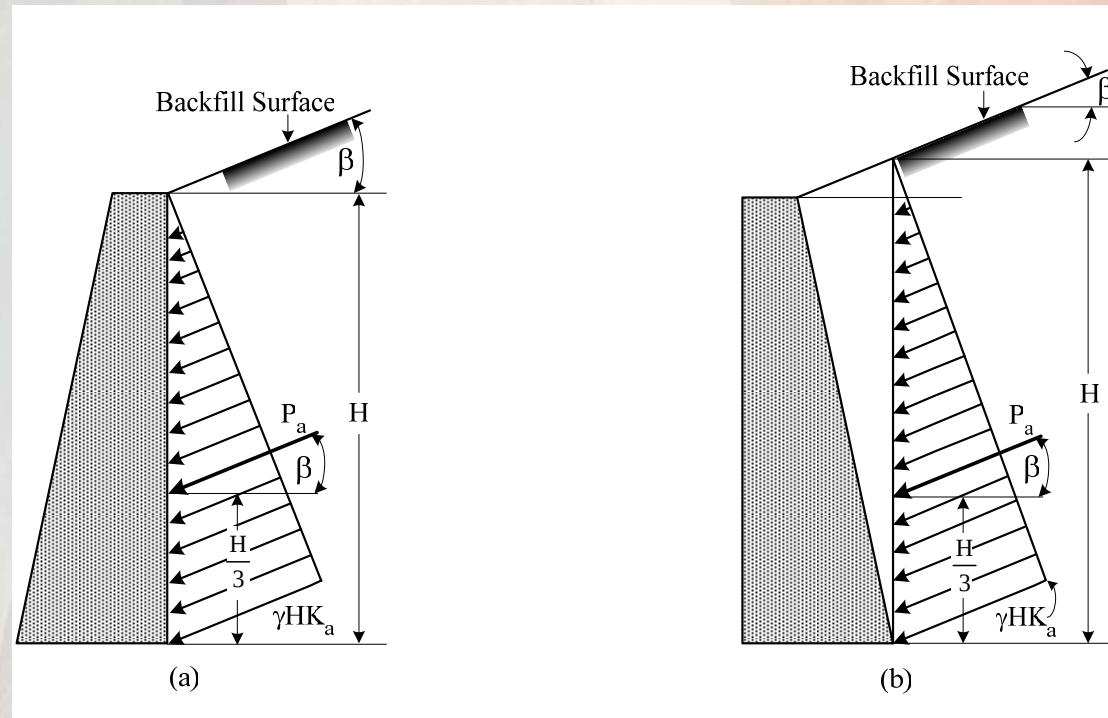
- 1) ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Adhesion) หรือความเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับผนัง (ผนังเรียบ)
- 2) ความดันดินด้านข้าง ใช้ได้เฉพาะกับกำแพงที่ตั้งอยู่ในแนวตั้ง การวิบัติของดินถูกสมมติให้เป็นการไหลของลิ่มตลอดแนวระนาบวิบัติ ซึ่งอยู่ในรูปของมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle, ϕ')



ระนาบการวิบัติที่ถูกสมมติขึ้นตามทฤษฎีของ Rankine
(a) Rankine active state (b) Rankine passive state

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

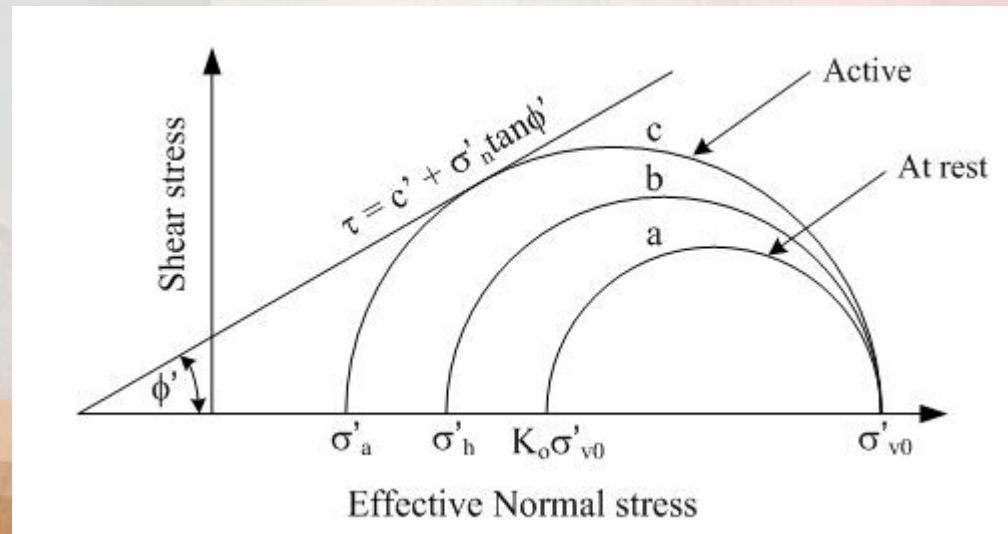
- 3) ความดันดินด้านข้างมีขนาดเพิ่มขึ้นเป็นฟังก์ชันเส้นตรงกับความลึก และแรงผลลัพธ์เนื่องจากความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง ซึ่งวัดจากฐานของกำแพงกันดินถึงระดับดินถม และทิศทางของแรงลัพธ์นี้ขนานกับผิวของดินถม



ความดันดินด้านข้างสำหรับทฤษฎี Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

สำหรับดินเม็ดหยาบด้านหลังกำแพงกันดิน ที่สภาวะเริ่มต้น ดินจะอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) สถานะของความเค้นประสิทธิผลแสดงได้ดังวงกลม a เมื่อกำแพงกันดินเริ่มเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนจะมีค่าน้อยลง ขณะที่ ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าประมาณคงที่ ทำให้วงกลมมอร์มีขนาดใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ ตามการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน และสัมผัสเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) โดยมีค่าความดันดินด้านข้างประสิทธิผลเท่ากับ σ'_a ค่าความดันนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active ของ Rankine (Rankine effective active pressure) ระบายวิถีที่เกิดขึ้นในมวลดินจะทำมุม $45 + \phi' / 2$ องศา กับแนวนอน



5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักใหญ่และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผลที่จุดใดจุดหนึ่งคือ

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

ความเค้นหลักใหญ่ประสิทธิผล (σ'_1) เท่ากับ σ'_v และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผล (σ'_3) เท่ากับ σ'_a

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

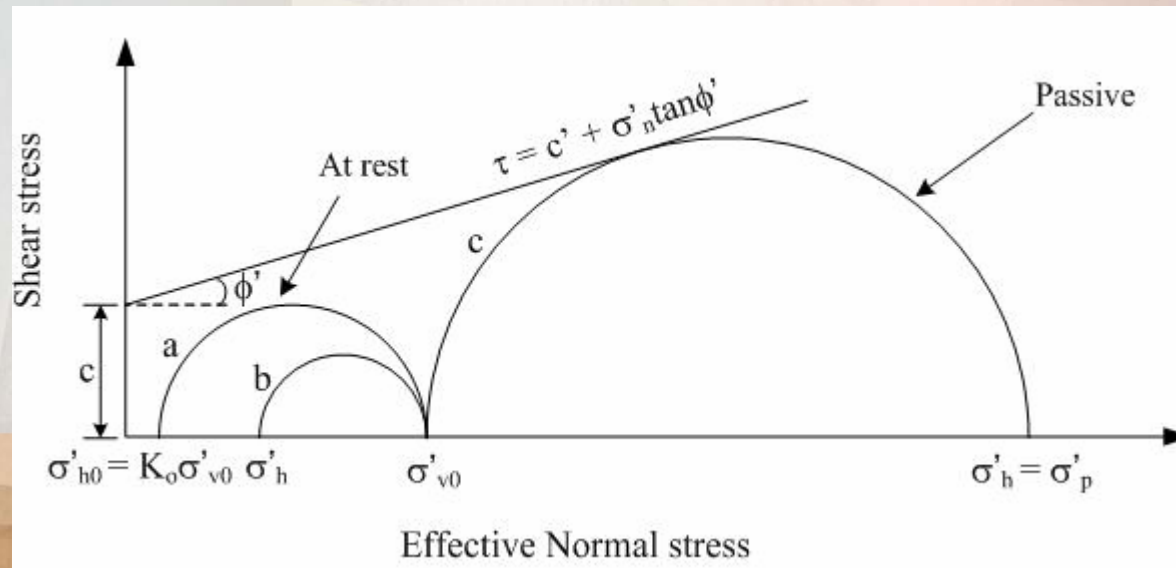
เมื่อ $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi' / 2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ **Active** ของ Rankine

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

ถ้ากำแพงกันดินเคลื่อนที่เข้าหามวลดิน มวลดินจะเกิดการอัดตัวและมีค่าความดันในแนวนอนเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเกิดสภาวะพลาสติก (Plastic state) ที่สภาวะนี้ความดันดินด้านข้างประสิทธิผลจะมีค่ามากที่สุดซึ่งเท่ากับความดันด้านข้างประสิทธิผลที่สภาวะ Passive (σ'_p) ในขณะที่ ความดันในแนวดิ่งจะมีค่าประมาณคงที่

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

เมื่อ $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi' / 2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ Passive ของ Rankine



5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

สำหรับกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวในสภาวะไม่ระบายน้ำ ความดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยขอบเขตความแข็งแรงรวม ซึ่งมุมเสียดทานภายในมีค่าเท่ากับ ศูนย์ ($\phi_u = 0$) ดังนั้น ความดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ **Active** และ **Passive** สามารถคำนวณได้จาก

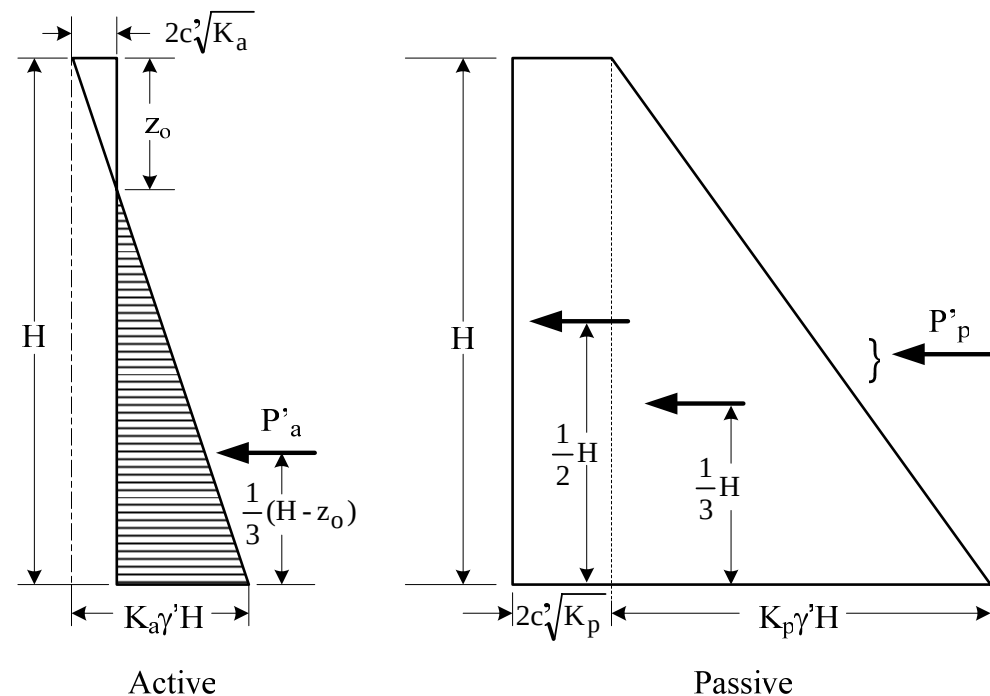
$$\sigma'_a = \sigma'_v - 2S_u$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v + 2S_u$$

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

เห็นว่าความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ **Active** และ **Passive** มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกในฟังก์ชันเส้นตรง (Linear function) ถ้า $c' = 0$ การกระจายของความดันดินที่สภาวะ **Active** จะมีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยมที่มีจุดยอด ($\sigma'_a = 0$) อยู่ที่ผิวดิน แต่เมื่อ c' มีค่ามากกว่า 0 ค่าของ σ'_a จะมีค่าเป็นลบที่ผิวดิน และมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ความลึก z_0 ระยะจากผิวดินจนถึง z_0 เรียกว่าโซนแรงดึง (Tension zone) เมื่อ $\sigma'_a = 0$ จะได้

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}}$$



5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

สำหรับดินถมที่เป็นดินเหนียวในสถานะไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) โซนแรงดึงสามารถเขียนในรูปของพารามิเตอร์กำลังรวมได้ดังนี้

$$z_0 = \frac{2S_u}{\gamma}$$

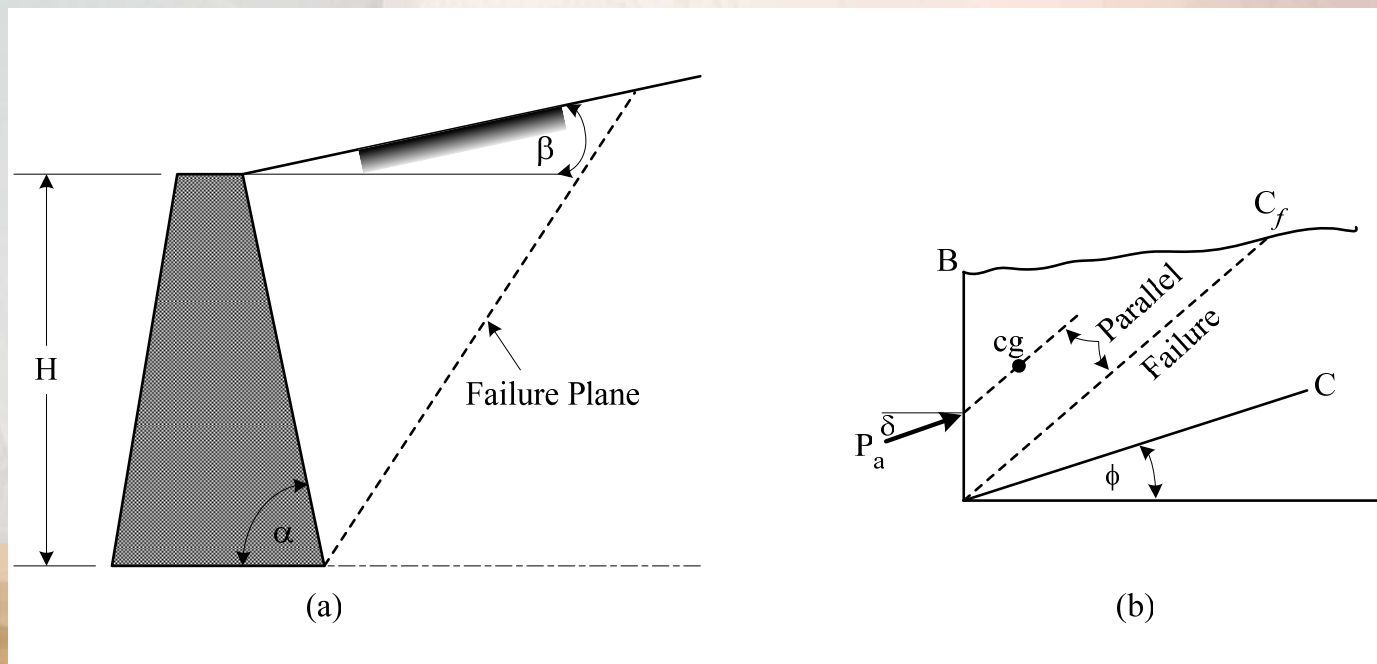
สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเมื่อผิวของดินถมทำมุม β กับแนวนอนสามารถหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

5.4 ความดันดินของ Coulomb

ทฤษฎีของ Coulomb สำหรับการหาความดันดินด้านข้างได้ถูกพัฒนาขึ้นก่อนทฤษฎีของ Rankine ซึ่งสามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินที่มีความเสียดทาน ระบายการวิบัติเริ่มจากฐานของกำแพงกันดิน ตำแหน่งของแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินที่สภาวะ Active หาได้จากการลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ้มขนานกับระนาบวิบัติ จุดตัดของเส้นตรงนี้กับผนังกำแพงกันดินคือตำแหน่งของแรงลัพธ์ ทิศทางของแรงลัพธ์ทำมุม δ กับเส้นซึ่งตั้งฉากกับด้านหลังของผนัง เมื่อ δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน



5.4 ความดันดินของ Coulomb

สมการสำหรับการคำนวณความดันดินด้านข้างประสิทธิผลของ Coulomb มีดังต่อไปนี้

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

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

เมื่อ α คือมุมด้านหลังกำแพงกันดินที่กระทำกับแนวราบ δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน และ β คือมุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ

5.4 ความดันดินของ Coulomb

$$P'_p = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_p$$

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

เนื่องจากทฤษฎีของ Coulomb เป็นวิธีที่ใช้หาความดันดินด้านข้างโดยใช้สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ดังนั้น วิธีการนี้จึงไม่สามารถใช้กับดินถมที่มีน้ำหนักภายนอกกระทำ

5.4 ความดันดินของ Coulomb

ทฤษฎีของ Rankine และ Coulomb สมมติว่าระนาบวิบัติเป็นแนวเส้นตรง สมมติฐานนี้มีได้เป็นจริงเสมอไป ที่สภาวะ **Active** ความดันดินที่คำนวณมีความแตกต่างจากความเป็นจริงไม่มากนัก แต่ที่สภาวะ **Passive** ผลคำนวณมีความแตกต่างค่อนข้างสูง และให้ผลคำตอบที่ไม่ปลอดภัย (ผลคำนวณมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงมาก)

Terzaghi (1954) พบว่าที่สภาวะ **Active** ระนาบวิบัติมีลักษณะเกือบเป็นแนวเส้นตรง ก็ต่อเมื่อมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกันดิน (δ) มีค่าน้อยกว่า $\phi'/3$ แต่อย่างไรก็ตาม ระนาบวิบัติที่สภาวะ **Passive** จะมีความแตกต่างจากสมมติฐานของ Rankine และ Coulomb อย่างมาก เมื่อมุม δ มีค่ามากกว่า $\phi'/3$

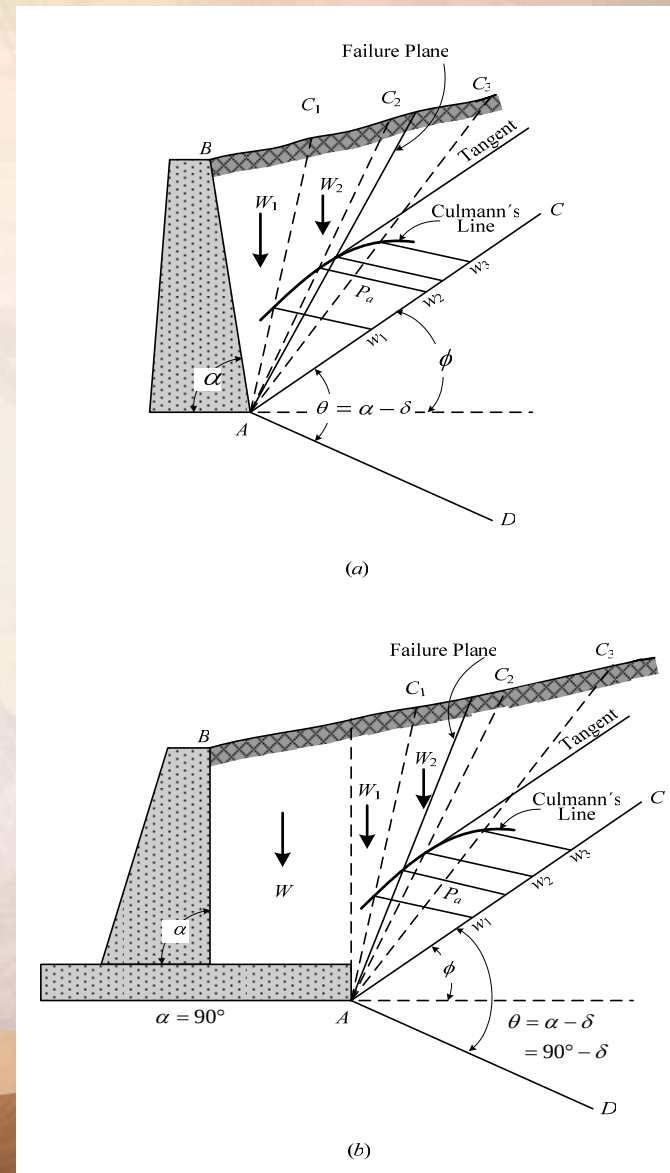
5.5 วิธีการฟิสิกของ Culmann

วิธีของ Culmann เป็นวิธีการฟิสิกที่ใช้สร้างรูปเหลี่ยมของแรง ซึ่งสามารถใช้ได้กับดินถมที่เป็นดินเหนียวและดินทราย ทั้งที่สภาวะ **Active** และ **Passive** วิธีนี้สามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินทุกชนิดที่ต้านดินถมที่ถูกกระทำด้วยแรงภายนอกและปฏิกิริยาจากแรงภายนอก เนื่องจากวิธีการนี้ตั้งอยู่บนพื้นฐานของทฤษฎีความดันดินของ **Coulomb** ดังนั้นจึงไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ในการคำนวณหาความดันดินด้านข้างที่สภาวะ **Passive**

5.5 วิธีการฝึกของ Culmann

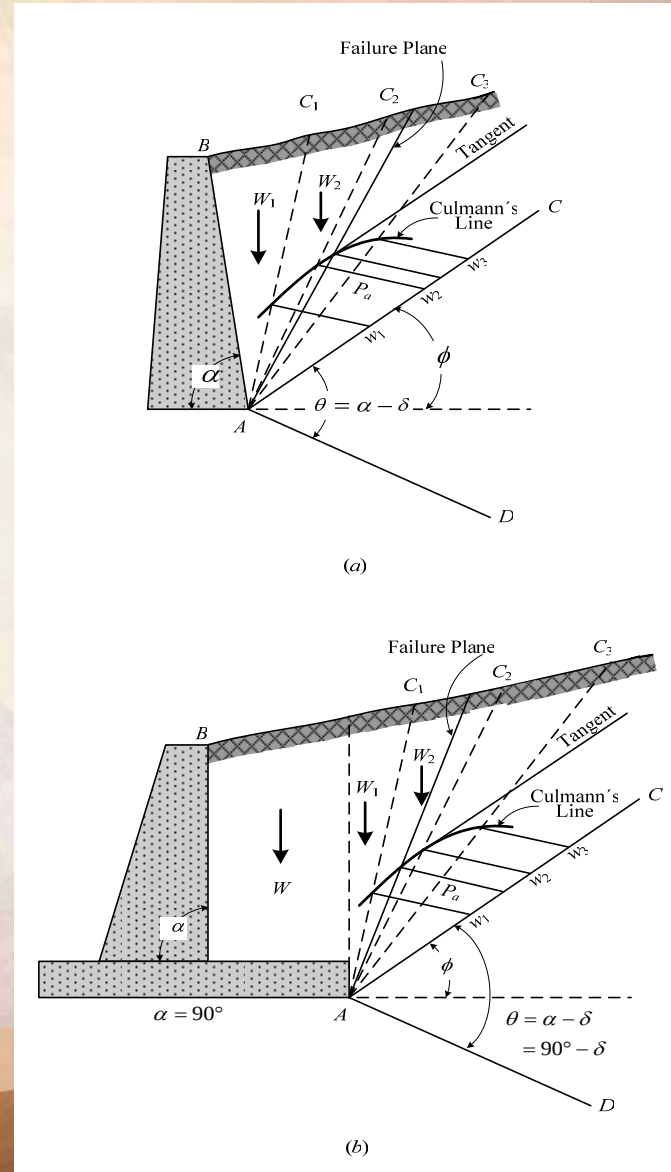
ขั้นตอนในการหาความดินด้านข้างในสถานะ **Active**

- 1) วาดกำแพงกันดิน ดินถม และน้ำหนักรรทุก
- 2) จากจุด A (ที่ฐานของกำแพงกันดิน) ลากเส้นตรงทำมุม ϕ กับแนวนอน
- 3) จากจุด A ลากเส้นตรงทำมุม θ กับเส้น AC โดยที่มุม θ เท่ากับผลต่างของมุม α (มุมด้านหลังของกำแพงกันดินกระทำกับแนวนอน) และมุม δ (มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน) เส้นนี้แสดงได้ดังเส้น AD



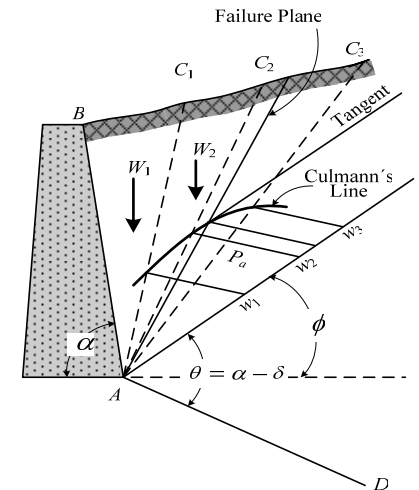
5.5 วิธีกราฟฟิคของ Culmann

- 4) ลากลิ้มวิบัติที่เป็นไปได้ เช่น ABC_1 , ABC_2 และ ABC_3 เป็นต้น
- 5) คำนวณหาน้ำหนักของแต่ละลิ้ม (W_1 , W_2 , และ W_3 เป็นต้น)
- 6) สร้างสเกลบนเส้น AC กำหนดจุด w_1 , w_2 และ w_3 สำหรับลิ้มที่หนัก W_1 , W_2 และ W_3 ตามลำดับ
- 7) จากจุด w_1 , w_2 และ w_3 ลากเส้นตรงขนานกับเส้น AD ตัดกับเส้นตรง AC_1 , AC_2 และ AC_3 ตามลำดับ

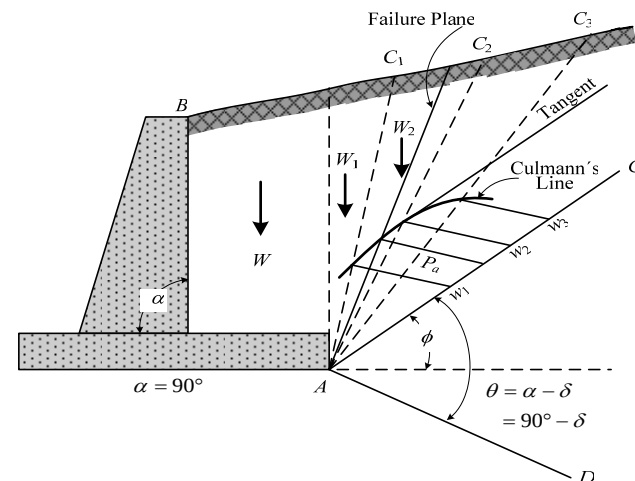


5.5 วิธีกราฟฟิคของ Culmann

- 8) ลากเส้นโค้งต่อจุดตัดที่ได้จากขั้นตอนที่ 7) เส้นโค้งนี้เรียกว่าเส้นโค้งของ **Culmann**
- 9) ลากเส้นตรงขนานกับเส้น **AC** สัมผัสกับเส้นโค้งของ **Culmann**
- 10) ที่จุดสัมผัส (หาได้จากขั้นตอนที่ 9) ลากเส้นตรงขนานกับเส้น **AD** ตัดกับเส้น **AC** ความยาวของเส้นนี้วัดเทียบกับสเกลบนเส้น **AC** คือแรงดันดินที่สภาวะ **Active** และเส้นตรงที่ลากจากจุด **A** ผ่านจุดสัมผัสนี้คือระนาบวิบัติ



(a)

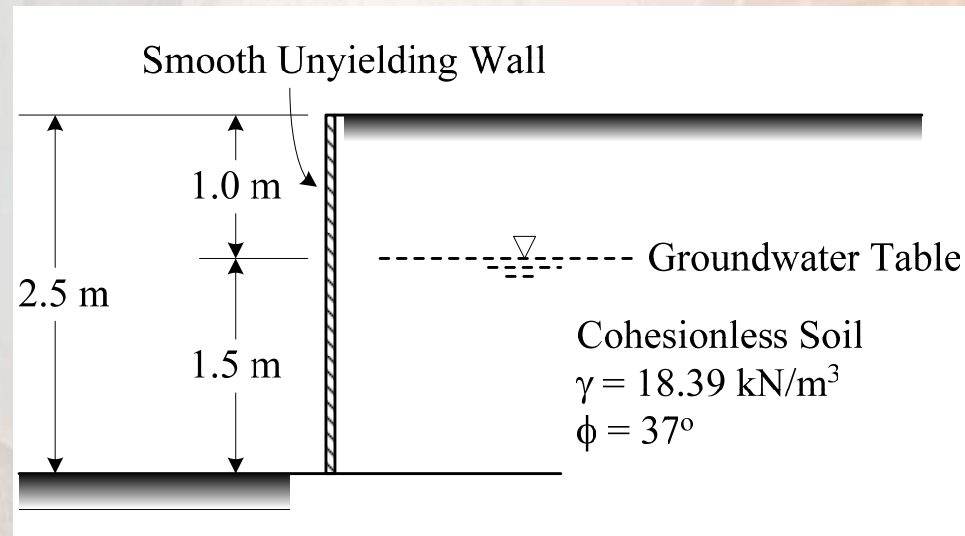


(b)

ตัวอย่างที่ 5.1

กำแพงกันดินที่เรียบและหนาмаกรับดินทรายแน่นโดยไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง (ที่สภาวะอยู่นิ่ง) ดังแสดงในรูป จงหา

- ก) การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน
- ข) แรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงกันดิน



ตัวอย่างที่ 5.1

วิธีทำ จากสมการ $K_0 = 1 - \sin \phi'$

$$K_0 = 1 - \sin 37^\circ = 0.398$$

ก) การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน

- ความดันที่ความลึก 1 เมตร (ที่ระดับน้ำใต้ดิน)

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39 \times 1.00) = 7.32 \text{ กิโลปาสคาล}$$

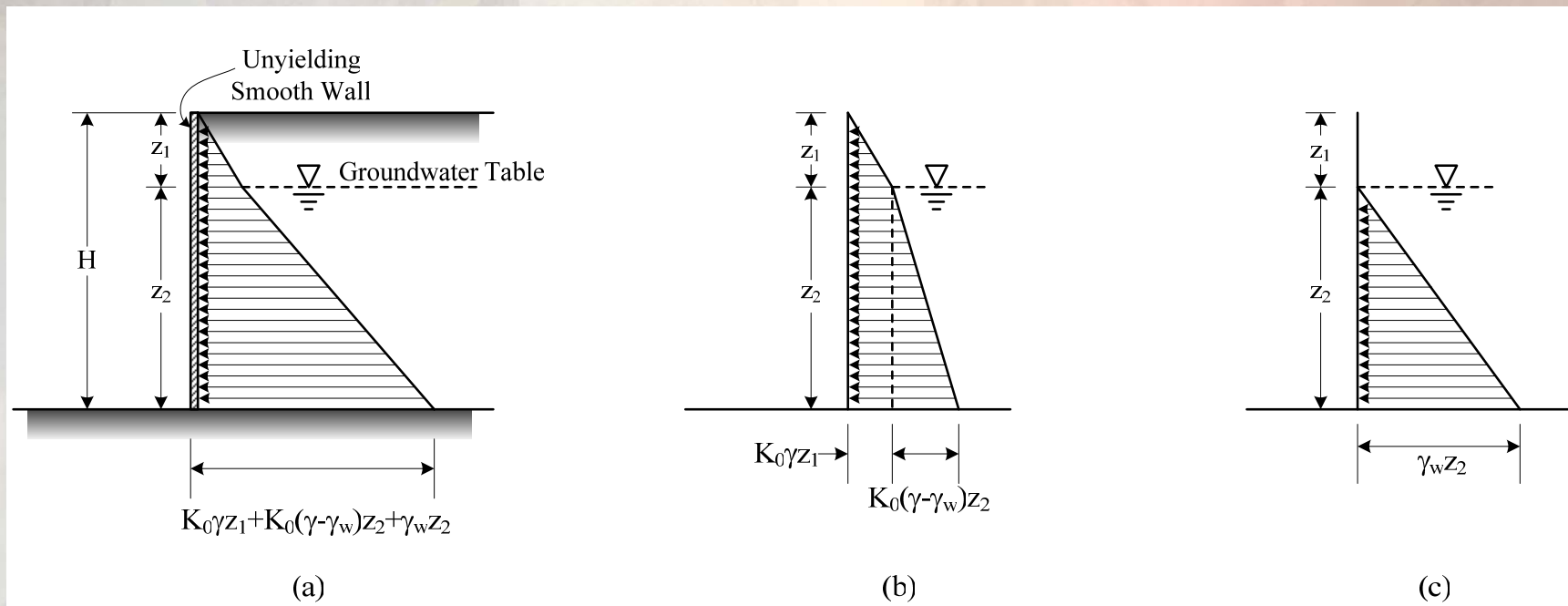
- ความดันที่ลึก 2.5 เมตร (ฐานของกำแพงกันดิน)

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39 \times 1.00) + (0.398)(18.39 - 9.81)(1.5) = 12.44 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$\sigma_h = 12.44 + (9.81 \times 1.5) = 27.16 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 5.1

การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดินแสดงดังรูป



ตัวอย่างที่ 5.1

ข) แรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

$$P_h = P'_0 + P_w$$

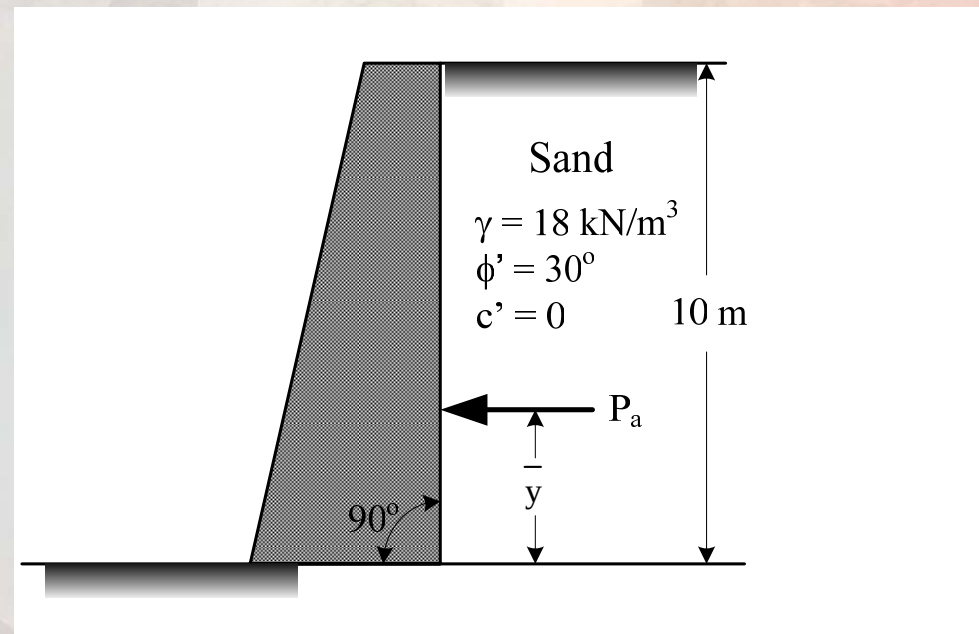
$$P_h = \frac{\sigma'_{h1} z_1}{2} + \frac{\sigma'_{h1} + \sigma'_{h2}}{2} z_2 + \frac{\gamma_w z_2}{2}$$

$$P_h = \frac{(7.32)(1.00)}{2} + \frac{7.32 + 27.16}{2} (1.5) + \frac{(9.81)(1.5)}{2}$$

$$P_h = 29.52 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.2

จงหาแรงดันดินที่สภาวะ **Active** ต่อความกว้างของกำแพงกันดินดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



ตัวอย่างที่ 5.2

วิธีทำ จากสมการ $\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c'\sqrt{K_a}$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

ความดันและแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลที่ความลึก 10 เมตร เท่ากับ

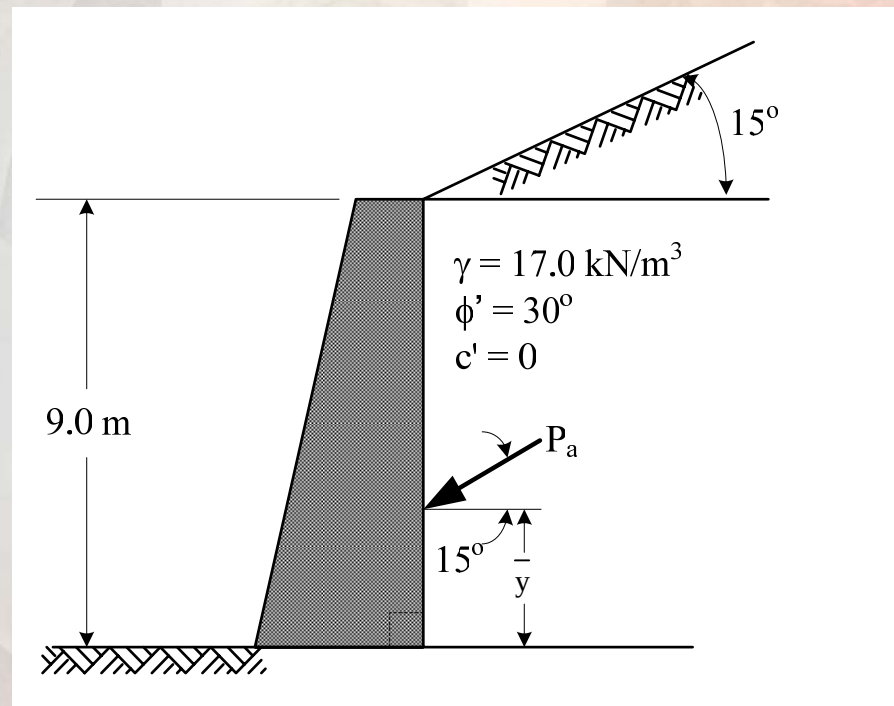
$$\sigma'_a = 18 \times 10 \times 0.333 = 59.9 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 59.9 \times 10 = 299.5 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำมาก แรงดันด้านข้างประสิทธิผลมีค่าเท่ากับแรงดันด้านข้างรวม และ
กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูงของกำแพงกันดิน ($\bar{y}$) = $10/3 = 3.33$ เมตร จากฐานของ
กำแพงกันดิน

ตัวอย่างที่ 5.3

จงหาความดันดินที่สภาวะ **Active** ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูป และจุดที่แรงลัพธ์กระทำ โดยอาศัยสมการของ Rankine



ตัวอย่างที่ 5.3

วิธีทำ จากสมการ

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

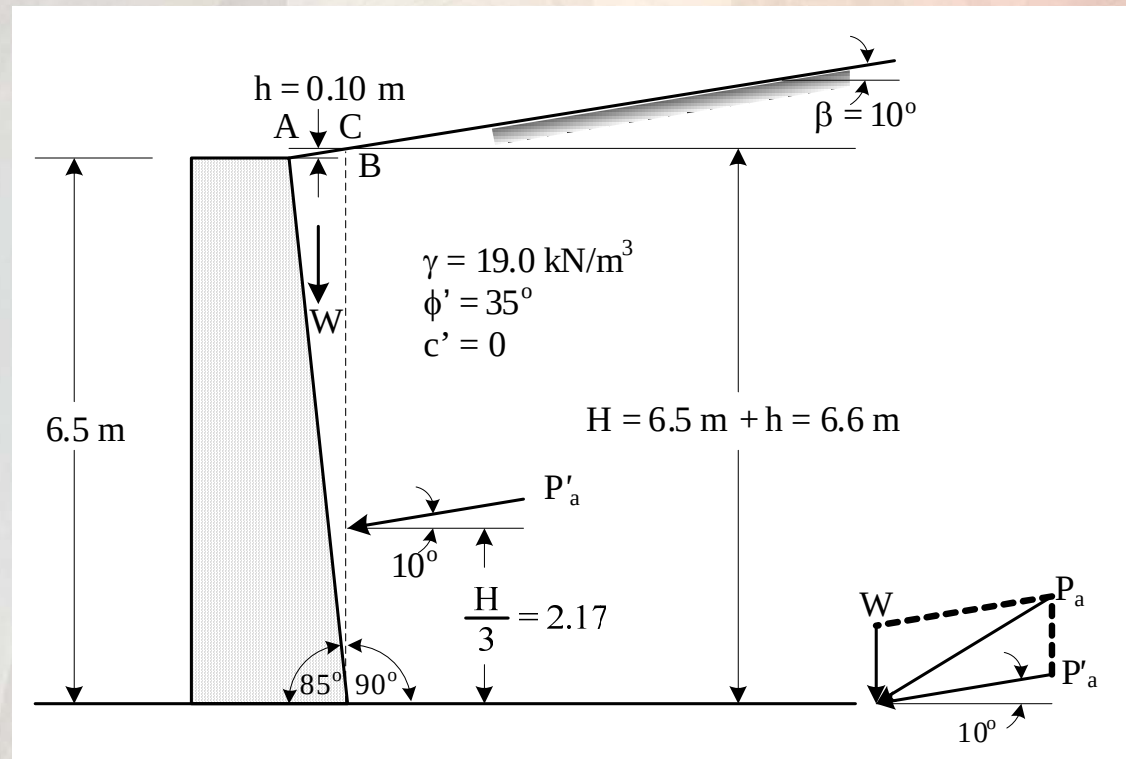
$$K_a = (\cos 15^\circ) \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}} = 0.373$$

$$P'_a = P_a = \frac{1}{2} (17.0) (9.0)^2 (0.373) = 257 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ระยะ $\bar{y} = \frac{H}{3} = \frac{9.1}{3} = 3.03$ เมตรจากฐานของกำแพงกันดิน

ตัวอย่างที่ 5.4

จงหาแรงดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



ตัวอย่างที่ 5.4

วิธีทำ

จากรูป

$$\tan 5^\circ = \frac{AB}{6.5}$$

$$AB = (6.5) \tan 5^\circ = 0.57 \text{ เมตร}$$

และ

$$\tan 10^\circ = \frac{BC}{AB} = \frac{h}{0.57}$$

$$h = (0.57) (\tan 10^\circ) = 0.10 \text{ เมตร}$$

จากสมการ

$$K_a = \cos 10^\circ \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}} = 0.282$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.6^2 \times 0.282 = 116.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.4

วิธีทำ น้ำหนักของดินและแรงในแนวดิ่งและแนวนอนมีค่าดังนี้

$$W = \frac{1}{2} \gamma (AB) (H) = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 0.57 \times 6.6 = 35.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_h = P_d' \cos \beta = 116.7 \cos 10^\circ = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_v = P_d' \sin \beta = 116.7 \sin 10^\circ = 20.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum V = W + P_v = 35.7 + 20.3 = 56.1 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

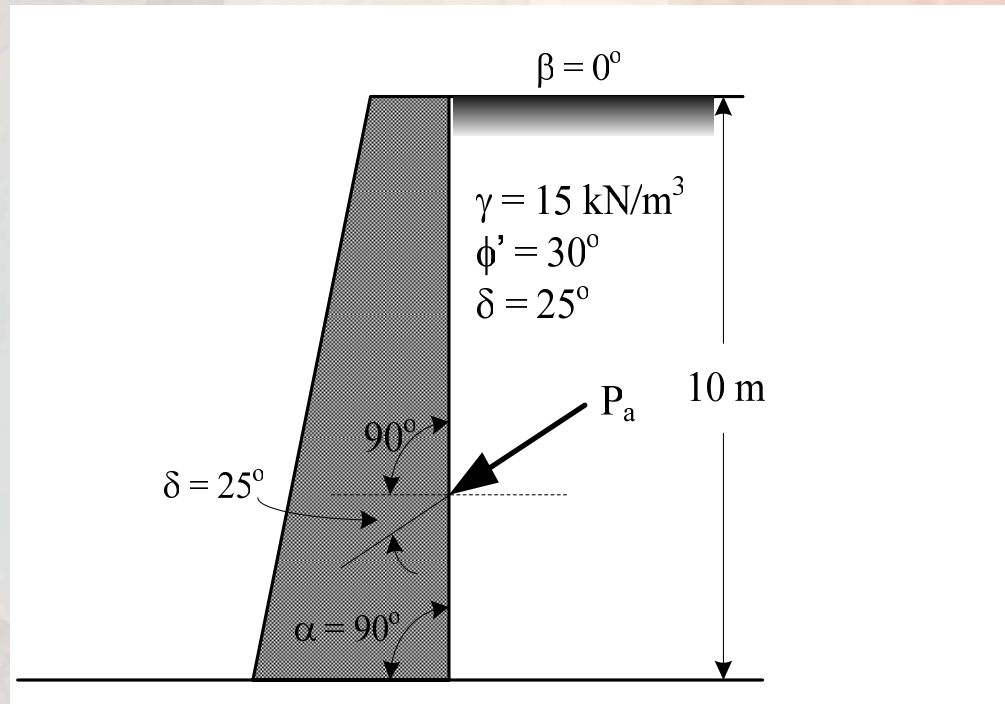
$$\sum H = P_h = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงดันดินที่สภาวะ **Active** (P_a) เท่ากับ

$$P_a = \sqrt{(\sum V)^2 + (\sum H)^2} = \sqrt{(56.1)^2 + (114.9)^2} = 127.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.5

จากรูป มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดินถมมีค่าเท่ากับ 25 องศา จงหาความดันดินที่สภาวะ **Active** โดยทฤษฎีของ **Coulomb**



ตัวอย่างที่ 5.5

วิธีทำ

จากสมการ

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

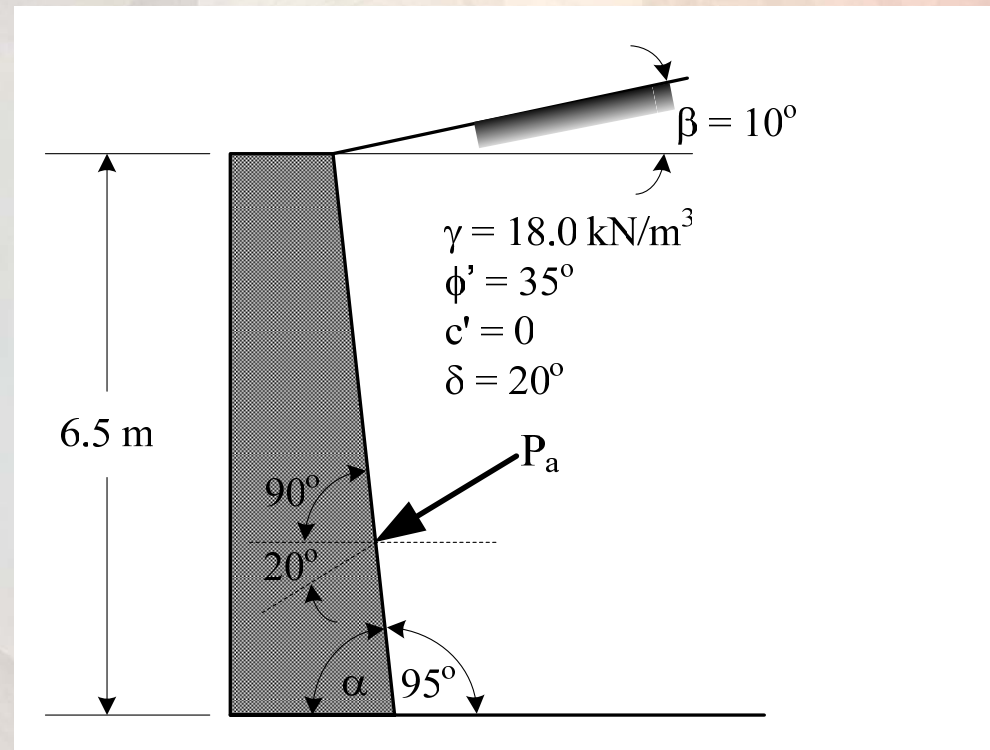
$$K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{\sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 25^\circ) \left[1 + \frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ + 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)} \right]^2} = 0.296$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$P'_a = \frac{1}{2} (15.0) (10^2) (0.296) = 222.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.6

จากรูป มุมเสียดทานระหว่างกำแพงและดินถมเท่ากับ 20 องศา จงหาความดันรวมที่สภาวะ **Active** ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน โดยทฤษฎีของ **Coulomb**



ตัวอย่างที่ 5.6

วิธีทำ

จากสมการ

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

$$K_a = \frac{\sin^2(85^\circ + 35^\circ)}{\sin^2(85^\circ) \sin(85^\circ - 20^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 20^\circ) \sin(35^\circ - 10^\circ)}{\sin(85^\circ - 20^\circ) \sin(85^\circ + 10^\circ)}} \right]^2} = 0.318$$

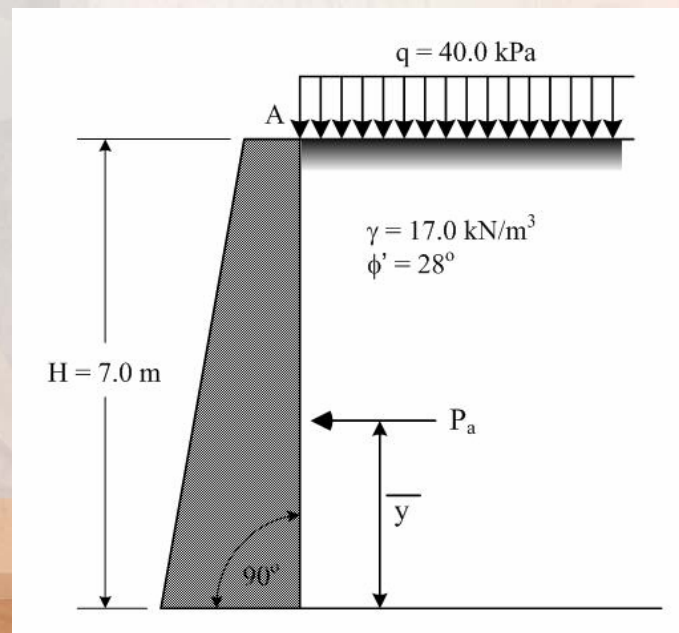
$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$P'_a = P_a = \frac{1}{2} (18.0) (6.5^2) (0.318) = 120.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.7

จากรูป มุมเสียดทานระหว่างกำแพงและดินถมเท่ากับ 20 องศา จงหาความดันรวมที่สภาวะ **Active** ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน โดยทฤษฎีของ **Coulomb**

- ก) กำแพงกันดินเรียบสูง 7 เมตร ด้านดินถมซึ่งเป็นดินเม็ดหยาบที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 17.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และ $\phi' = 28^\circ$
- ข) ระดับของดินถมอยู่ที่ระดับเดียวกับด้านบนของกำแพงกันดิน และวางตัวในแนวราบ
- ค) มีน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอขนาด 40 กิโลปาสคาล บนดินถม



ตัวอย่างที่ 5.7

- จงหา
- ก) ความดันดินที่สภาวะ **Active** ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน
 - ข) จุดที่แรงลัพท์กระทำบนกำแพงกันดิน

วิธีทำ สัมประสิทธิ์ความดันประสิทธิผลที่สภาวะ **Active** ของ Rankine มีค่าเท่ากับ

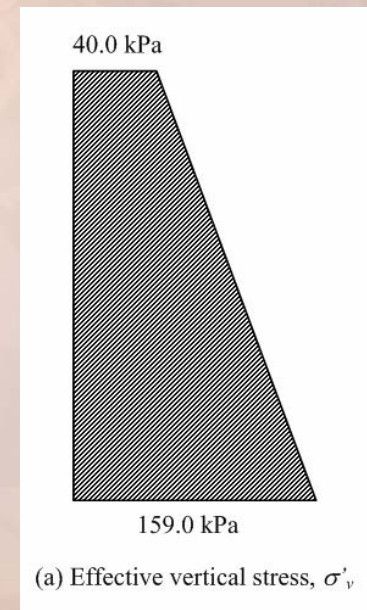
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{28^\circ}{2} \right) = 0.361$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ผิวดินเท่ากับ

$$\sigma'_v = q = 40.0 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ระดับความลึก 7 เมตร จากผิวดิน เท่ากับ

$$\sigma'_v = 40 + (17.0 \times 7.0) = 159.0 \text{ กิโลปาสคาล}$$



ตัวอย่างที่ 5.7

ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนที่ผิวดินเท่ากับ

$$\sigma'_a = 40.0 \times 0.361 = 14.44 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนที่ระดับความลึก 7 เมตรจากผิวดิน เท่ากับ

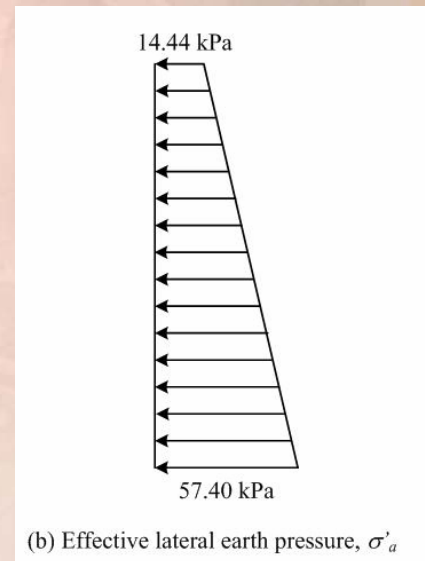
$$\sigma'_a = 159.0 \times 0.361 = 57.40 \text{ กิโลปาสกาล}$$

แรงดันด้านข้างรวมเท่ากับ

$$P_a = P'_a = \frac{1}{2} \times (14.44 + 57.40) \times 7.0 = 251.44 \text{ กิโลปาสกาล}$$

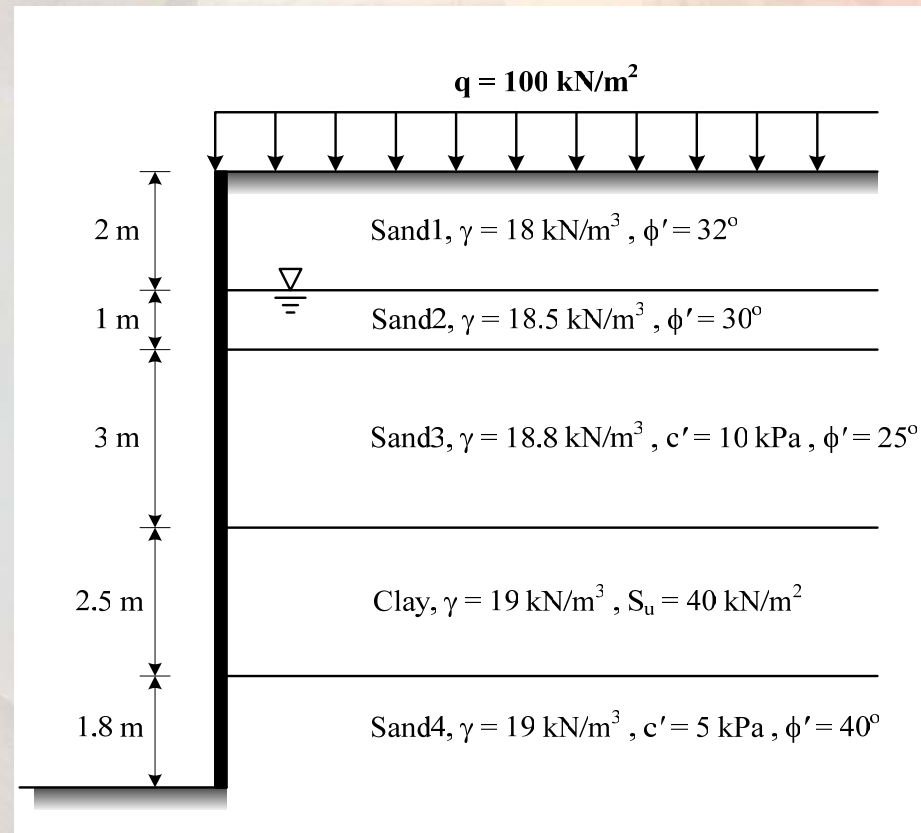
ตำแหน่งของแรงลัพธ์เท่ากับ

$$\bar{y} = \frac{(14.44 \times 7 \times 3.5) + \left(\frac{1}{2} \times (57.40 + 14.44) \times 7.0 \times \frac{7}{3} \right)}{251.44} = 2.80 \text{ เมตร}$$



ตัวอย่างที่ 5.8

จากรูป จงเขียนไดอะแกรมความดันดินที่สภาวะ **Active** หลังสิ้นสุดการก่อสร้างและมีน้ำหนักระจาย
สม่ำเสมอ 100 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กระทำทันที



ตัวอย่างที่ 5.8

วิธีทำ เริ่มต้นด้วยการคำนวณหาสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของดินทุกชนิด

ทราย 1 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.307$

ทราย 2 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$

ทราย 3 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 0.406$

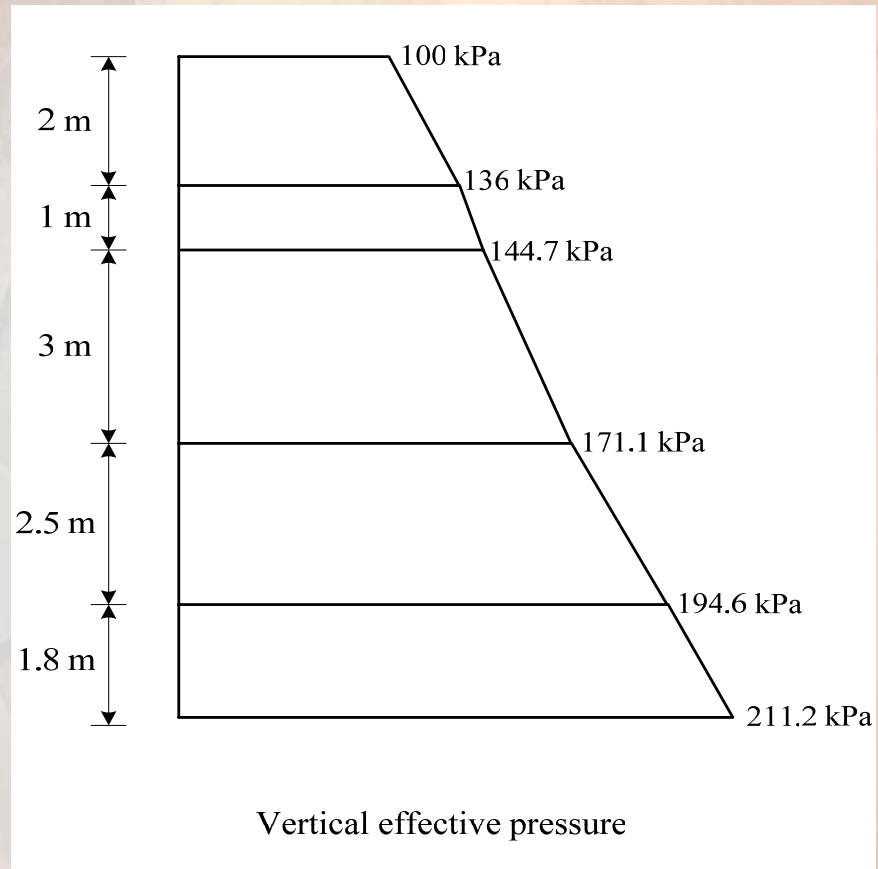
ดินเหนียว $K_a = \tan^2 (45^\circ) = 1.000$

ทราย 4 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.217$

ตัวอย่างที่ 5.8

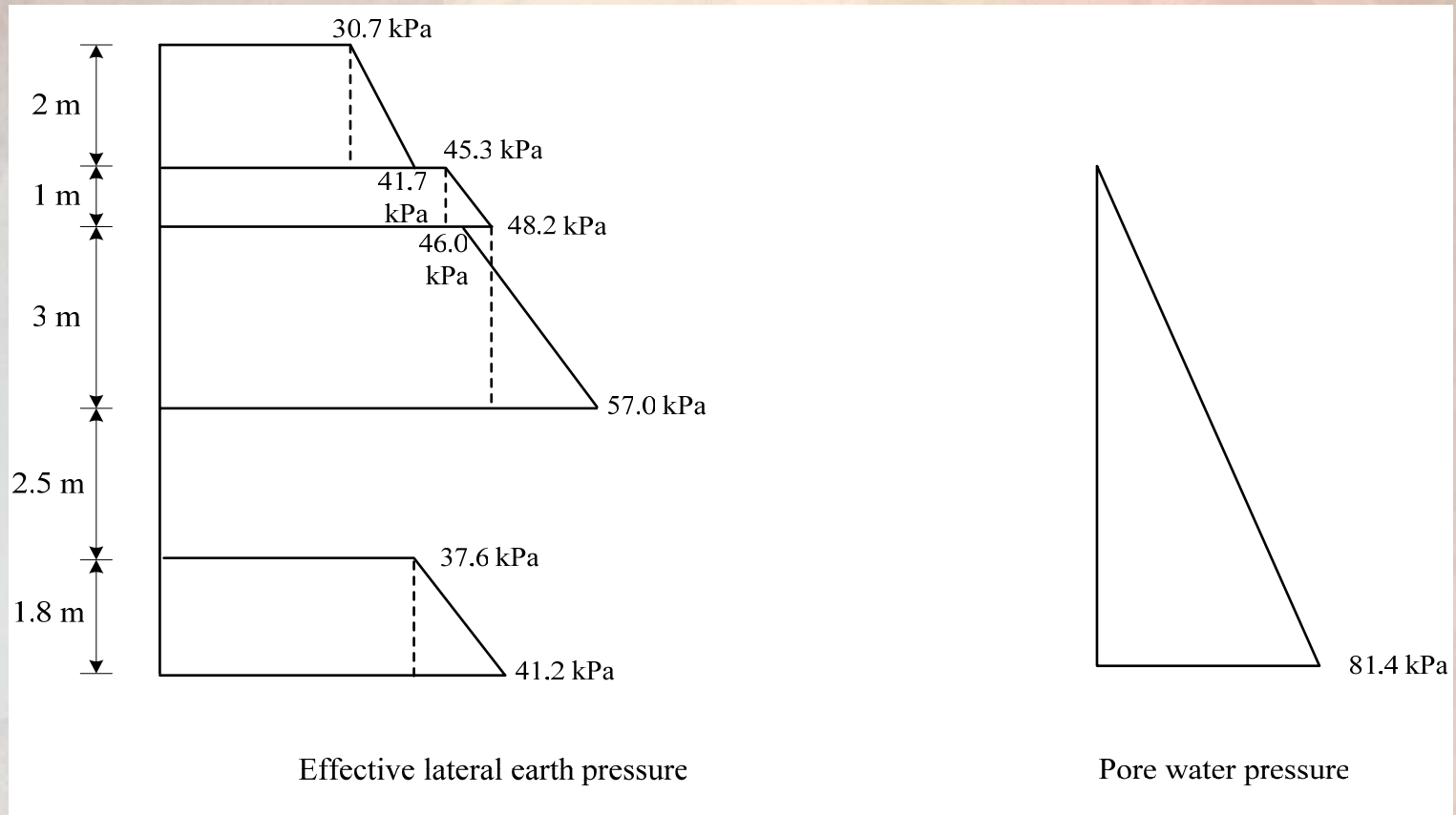
ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	u (กิโลปาสคาล)	K_a	c' (กิโลปาสคาล)	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$ (กิโลปาสคาล)
0	100	0	0.307	0	30.7
2-	$100 + (18 \times 2) = 136$	0	0.307	0	41.7
2+	136	0	0.333	0	45.3
3-	$136 + (18.5 - 9.81) \times 1$ $= 144.7$	9.8	0.333	0	48.2
3+	144.7	9.8	0.406	10.0	46.0
6-	$144.69 + (18.8 - 9.81) \times 3$ $= 171.7$	39.2	0.406	10.0	57.0
6+	171.7				
8.5-	$171.66 + (19 - 9.81) \times 2.5$ $= 194.6$				
8.5+	194.6	63.8	0.217	5.0	37.6
10.3	$194.63 + (19 - 9.81) \times 1.8$ $= 211.2$	81.4	0.217	5.0	41.2

ตัวอย่างที่ 5.8



การกระจายความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง

ตัวอย่างที่ 5.8



การกระจายความดันดินด้านข้างประสิทธิผลในชั้นทรายและความดันน้ำ

ตัวอย่างที่ 5.8

สำหรับความดันดินที่กระทำต่อกำแพงกันดินในชั้นดินเหนียวต้องคำนวณในพจน์ของความเค้นรวม ดังนี้

ที่ระดับความลึก 6.0 เมตร

ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $171.7 + 39.2 = 210.9$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $210.9 - (2 \times 40) = 130.9$ กิโลปาสกาล

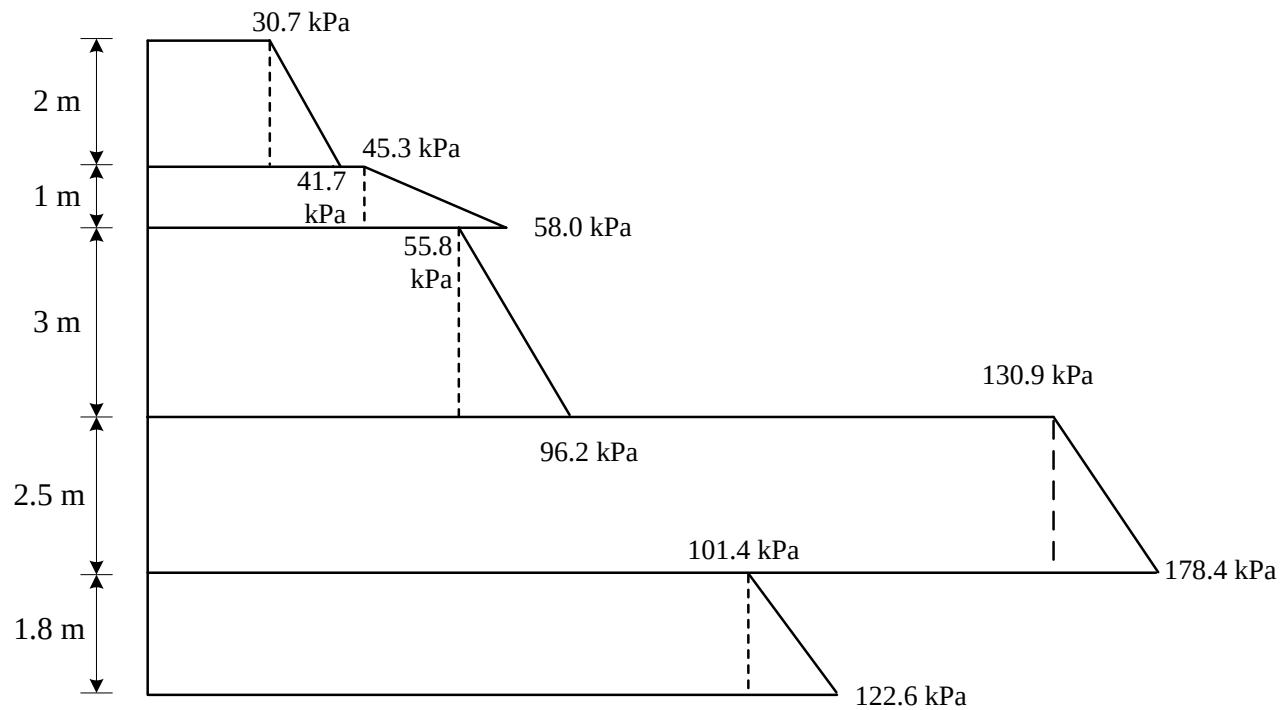
ที่ระดับความลึก 8.0 เมตร

ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $210.9 + 19.0(2.5) = 258.4$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $258.4 - (2 \times 40) = 178.4$ กิโลปาสกาล

การกระจายความดันดินด้านข้างรวมในชั้นทราย เกิดจากการรวมกันของความดันดินด้านข้างประสิทธิผล และความดันน้ำ ส่วนการกระจายความดันดินด้านข้างรวมในชั้นดินเหนียวคำนวณได้โดยตรงในพจน์ของความเค้นรวม

ตัวอย่างที่ 5.8



Total lateral earth pressure

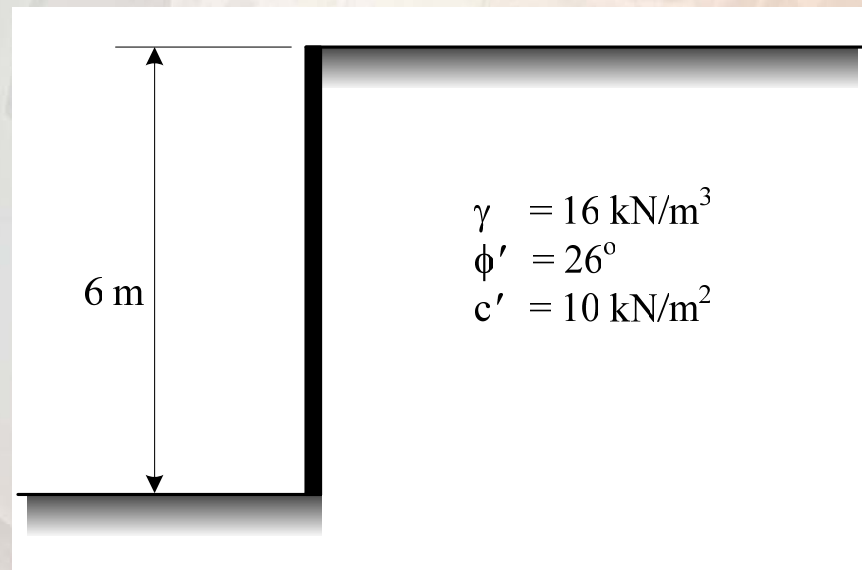
การกระจายความดันด้านข้างรวม

ตัวอย่างที่ 5.9

ถ้ากำแพงกันดินดังแสดงในรูป เคลื่อนตัวออกจากดินถม จงหา

ก) โซนแรงดึง (z_0)

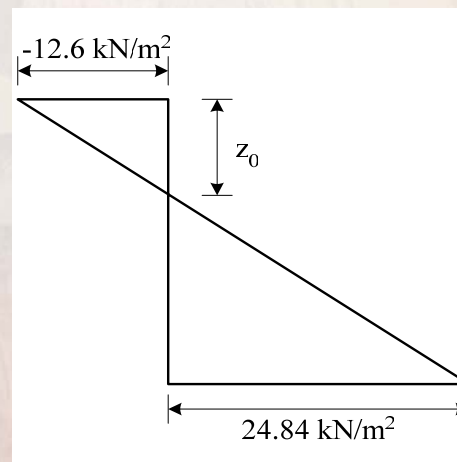
ข) แรงดันดินด้านข้างรวมทั้งสถานะ **Active** หลังเกิดรอยแยกเนื่องจากแรงดึง



ตัวอย่างที่ 5.9

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.39$

ความลึก (เมตร)	σ_v' (กิโลปาสคาล)	u (กิโลปาสคาล)	K_a	c' (กิโลปาสคาล)	$\sigma_a' = K_a \sigma_v' - 2c' \sqrt{K_a}$ (กิโลปาสคาล)
0	0	0	0.39	10	-12.6
6	$16 \times 6 = 96$	0	0.39	10	24.84



ตัวอย่างที่ 5.9

ก) โซนแรงดึง (z_0)

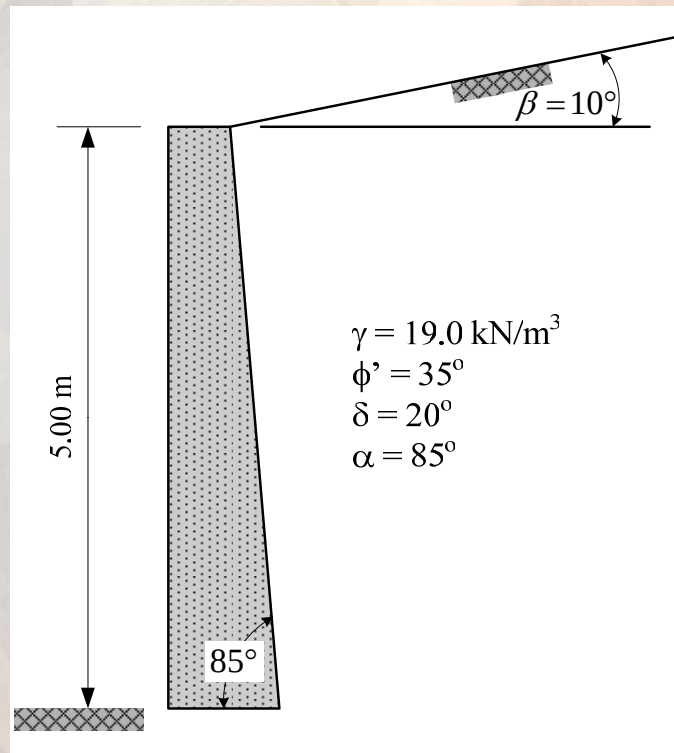
$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 10}{16 \sqrt{0.39}} = 1.98 \text{ เมตร}$$

ข) แรงดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ **Active** หลังเกิดรอยแยกเนื่องจากแรงดึง

$$P_a = P'_a = \frac{1}{2} \times 24.84 \times (6.00 - 1.98) = 49.93 \text{ กิโลปาสคาล}$$

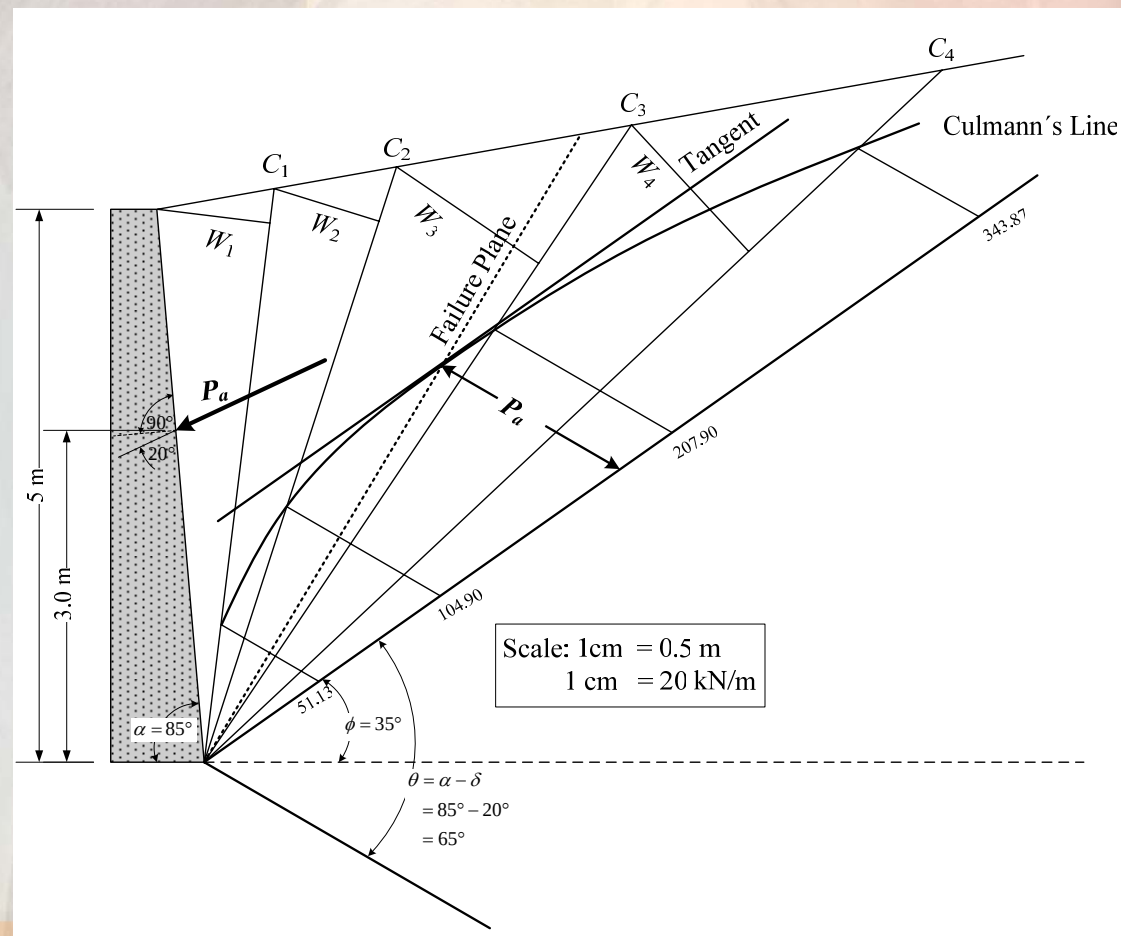
ตัวอย่างที่ 5.10

จากรูป จงใช้วิธีกราฟฟิกของ Culmann ในการคำนวณหาแรงดันดินที่สภาวะ Active พร้อมทั้งหาตำแหน่งของแรงลัพธ์



ตัวอย่างที่ 5.10

วิธีทำ เริ่มต้นด้วยการสมมติระนาบการวิบัติ ดังแสดงในรูป



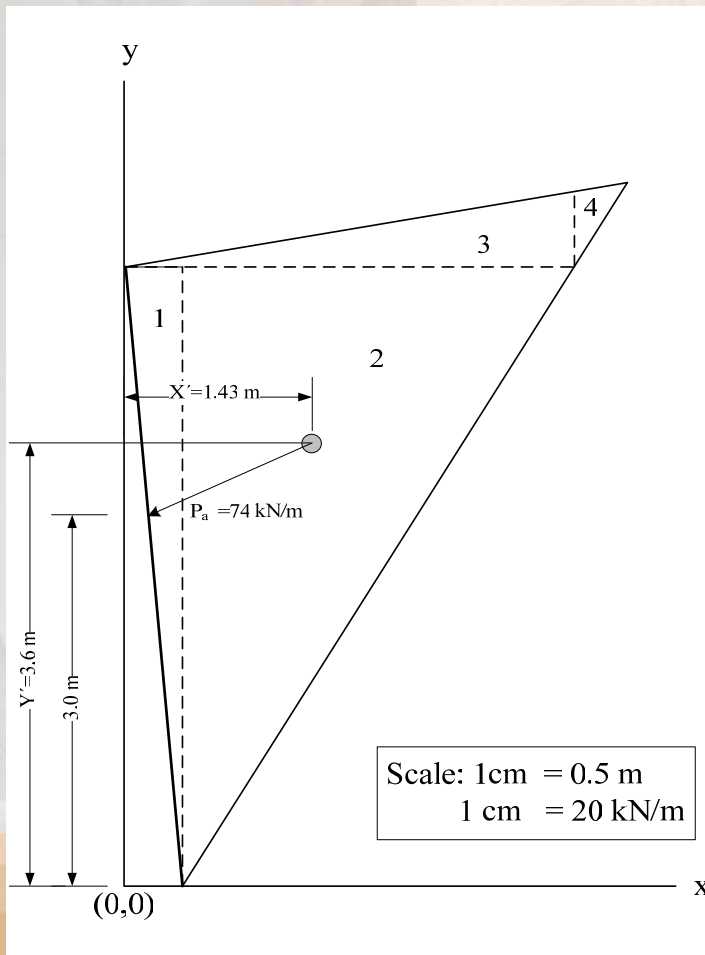
ตัวอย่างที่ 5.10

น้ำหนักของแต่ละลิ้ม

ลิ้ม	ความยาวฐาน (เมตร)	ความสูงตั้งฉาก (เมตร)	หน่วยน้ำหนักของดิน (กน. ต่อ ลบ.ม.)	น้ำหนัก (กน. ต่อ ม.)
1	1.03	5.225	19.0	51.13
2	1.00	5.660	19.0	53.77
3	1.56	6.950	19.0	103.00
4	1.56	9.175	19.0	135.97

ตัวอย่างที่ 5.10

จากค่าน้ำหนักของแต่ละลิ้ม วาดเส้นโค้งของ **Culmann** แรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินที่สภาวะ **Active** มีค่าเท่ากับ **74 กิโลนิวตันต่อเมตร** และระนาบวิบัติแสดงดังเส้นประ



$$\bar{x} = \frac{27.95}{19.53} = 1.43 \quad \text{เมตร}$$

$$\bar{y} = \frac{69.4}{19.53} = 3.55 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.10

รูปที่	$\bar{x}$ (เมตร)	$\bar{y}$ (เมตร)	พื้นที่ (A) (เมตร ²)	$\bar{x} A$ (เมตร ³)	$\bar{y} A$ (เมตร ³)
1	0.30	3.33	2.25	0.68	7.50
2	1.45	3.33	15.00	21.75	50.00
3	2.30	5.20	2.07	4.77	10.80
4	3.57	5.40	0.21	0.75	1.10
		รวม	19.53	27.95	69.4

Foundation Engineering

วิศวกรรมฐานราก



รองศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



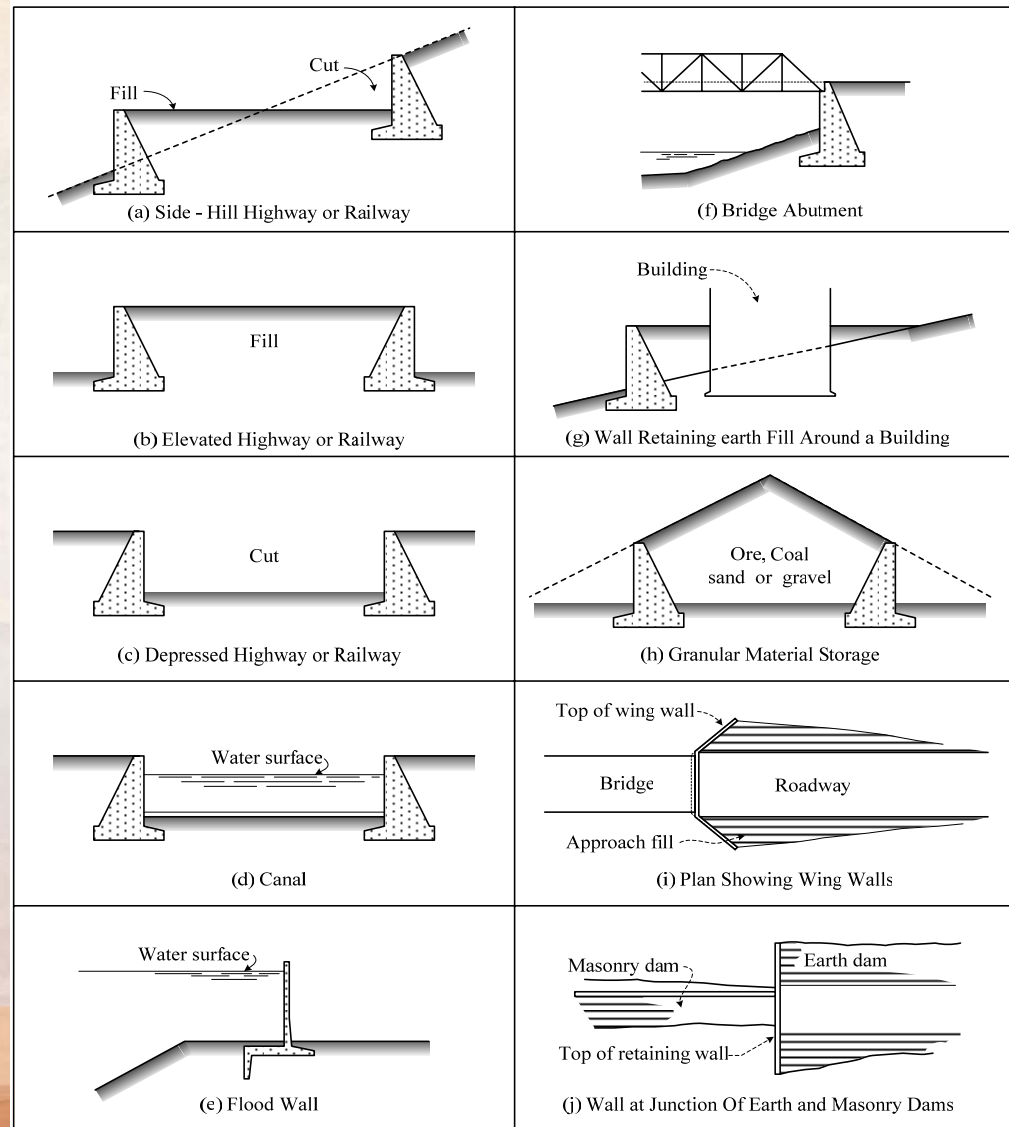
โครงสร้างกันดิน

(RETAINING STRUCTURE)

6.1 บทนำ

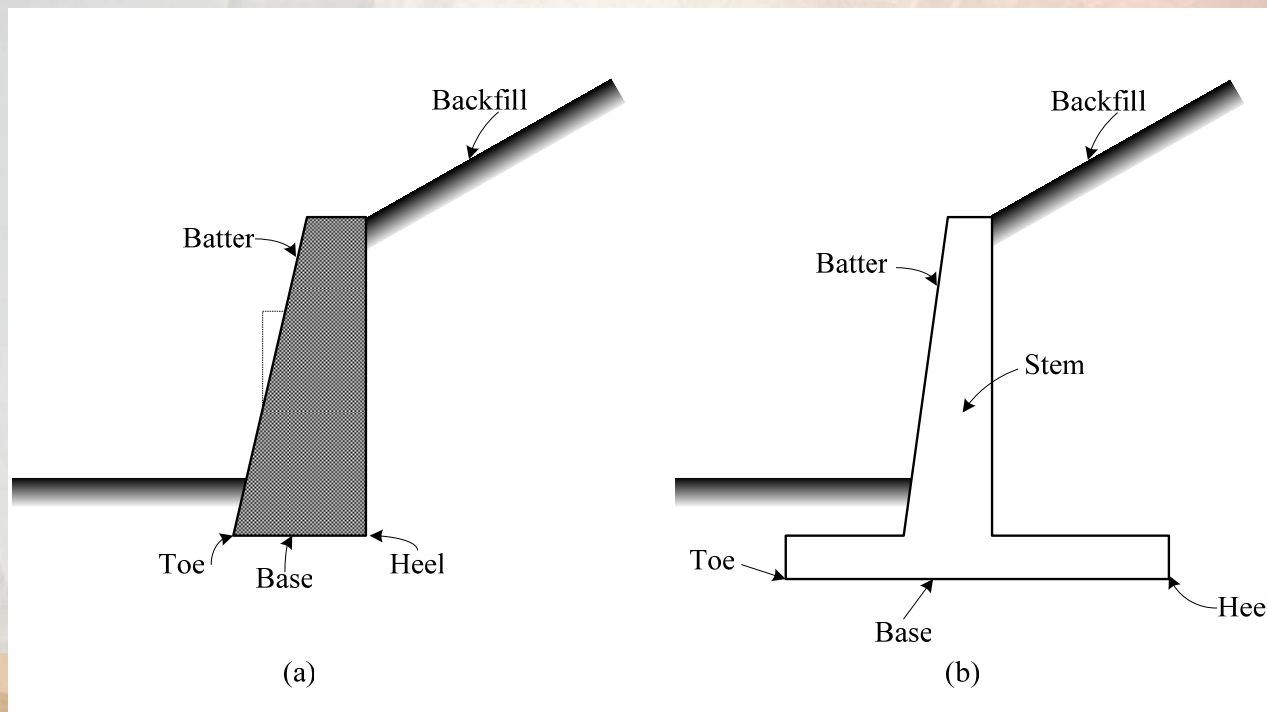
โครงสร้างกันดินถูกสร้างเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดิน การประยุกต์ใช้โครงสร้างกันดินในงานวิศวกรรมมีมากมาย อาทิเช่น งานดินถม งานดินขุด งานสะพาน และโครงสร้างกั้นน้ำท่วม

โครงสร้างกันดินส่วนมากจะเป็นกำแพงกันดินที่สร้างจากคอนกรีต



6.2 กำแพงกันดิน

เสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของตัวมันเอง กำแพงกันดินชนิดนี้จึงถูกเรียกว่า **Gravity wall** ในกรณีที่กำแพงกันดินมีความสูงมาก แรงดันดินด้านข้างมีแนวโน้มที่จะทำให้กำแพงกันดินพลิกคว่ำ (**Overturning**) เพื่อความประหยัด อาจเลือกใช้กำแพงกันดินชนิด **Cantilever wall** ซึ่งมีส่วนฐานยื่นออกมาอยู่ใต้ดินถม น้ำหนักของดินถมที่อยู่เหนือฐานนี้จะช่วยป้องกันการพลิกคว่ำ



(a) Gravity wall

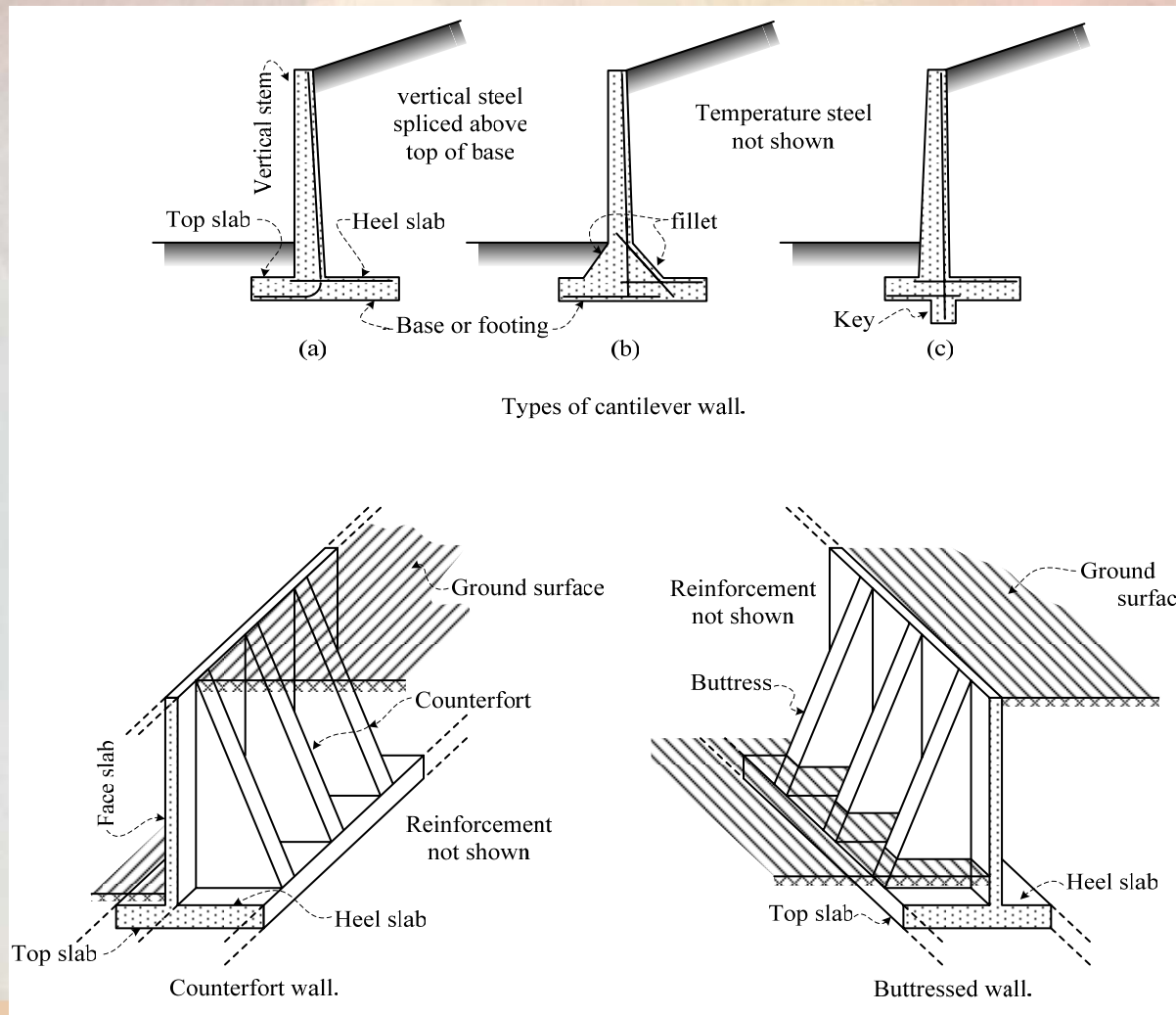
(b) Cantilever wall

6.2 กำแพงกันดิน

เมื่อมีการถมดินด้านหลังกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัว เพื่อป้องกันการพลิกคว่ำของกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะถูกสร้างให้มีความชันเอียงด้านหน้า ความชันนี้เรียกว่า **Batter**

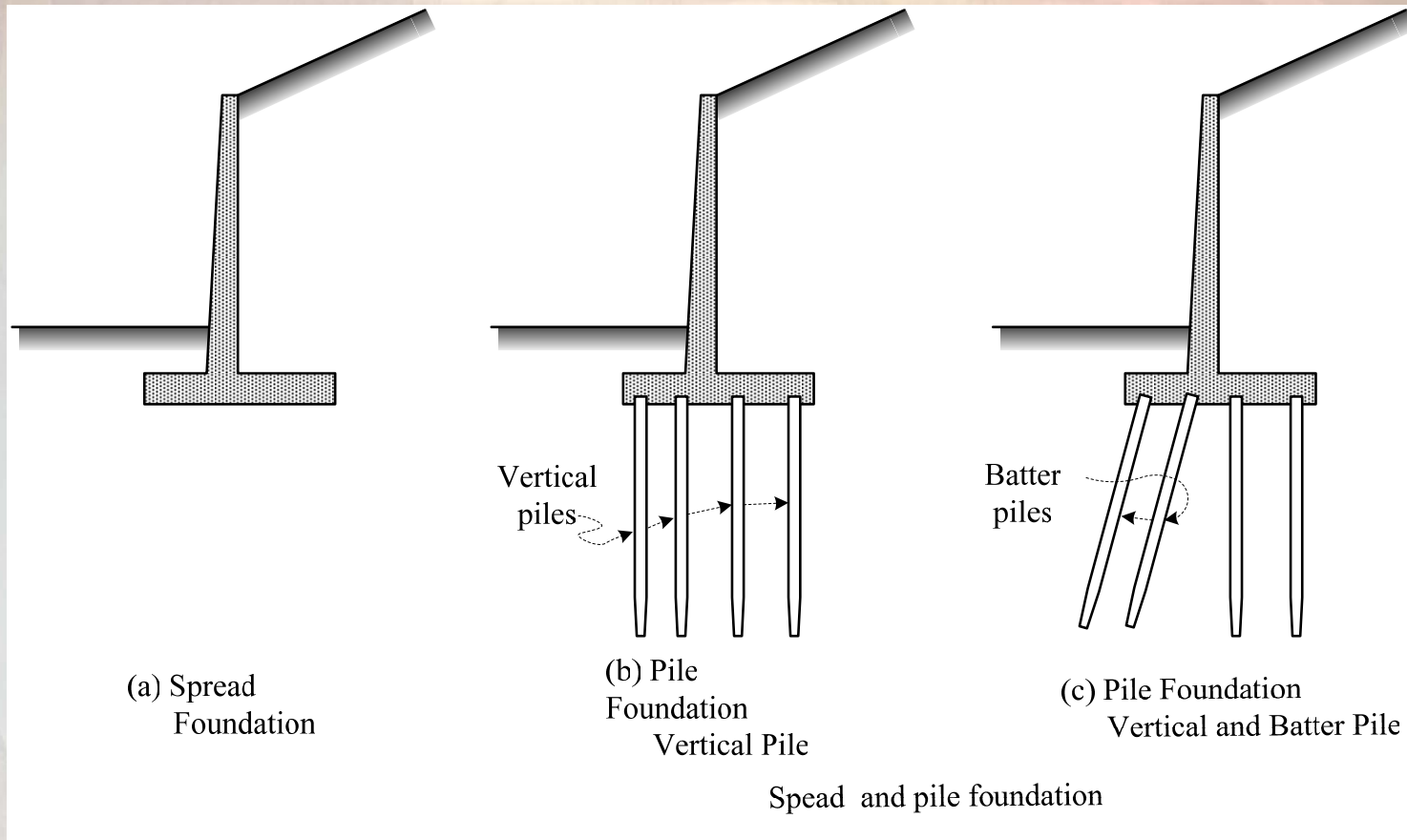
วัสดุที่ใช้ถมด้านหลังกำแพงกันดินเรียกว่า **Backfill** จะต้องเป็นวัสดุเม็ดหยาบที่มีความซึมผ่านสูง เช่น ทราย กรวด หรือหินบด (**Broken stone**) ถ้าเป็นไปได้ควรหลีกเลี่ยงการใช้ดินเม็ดละเอียดพวกดินเหนียวเป็น **Backfill** เนื่องจากดินประเภทนี้ก่อให้เกิดความดันด้านข้างอย่างมากต่อกำแพงกันดิน วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องอย่างยิ่งที่จะต้องเลือกวัสดุที่ใช้เป็น **Backfill** ให้เหมาะสม และจะต้องคำนึงถึงการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งจะเป็นตัวเพิ่มความดันด้านข้างต่อกำแพงกันดิน

6.2 กำแพงกันดิน



ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินชนิด **Cantilever wall**

6.2 กำแพงกันดิน



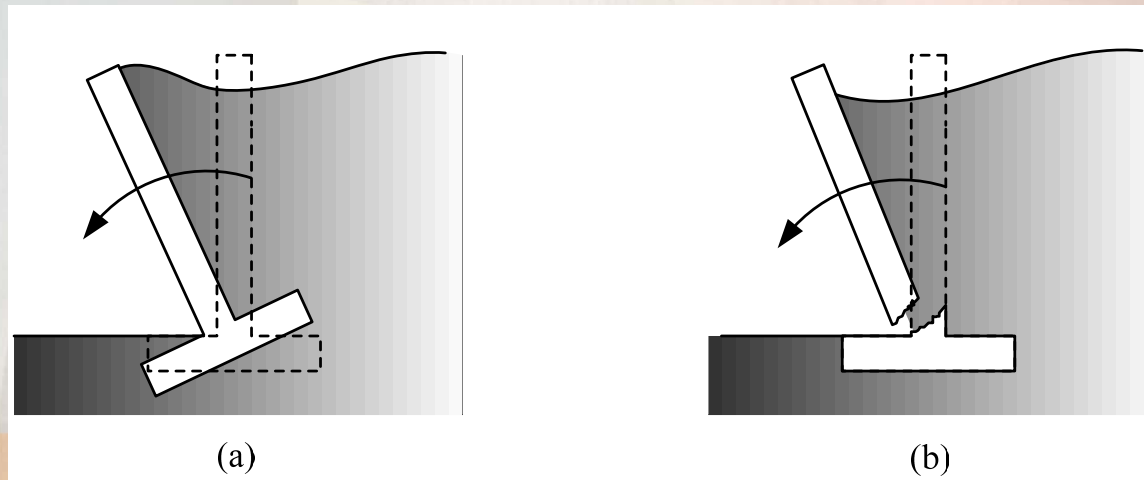
ลักษณะของฐานรากกำแพงกันดิน

6.2 กำแพงกันดิน

6.2.1 การวิบัติของกำแพงกันดิน

การออกแบบกำแพงกันดินต้องคำนึงถึงสิ่งสำคัญสองประการดังนี้

- 1) กำแพงต้องมีเสถียรภาพภายนอก (External stability) ซึ่งหมายความว่ากำแพงกันดินต้องตั้ง
ดิ้งในตำแหน่งเดิม
- 2) กำแพงกันดินต้องมีเสถียรภาพภายใน โดยต้องความสามารถต้านความเค้นที่เกิดขึ้นภายใน
โครงสร้างโดยปราศจากการพังทลาย

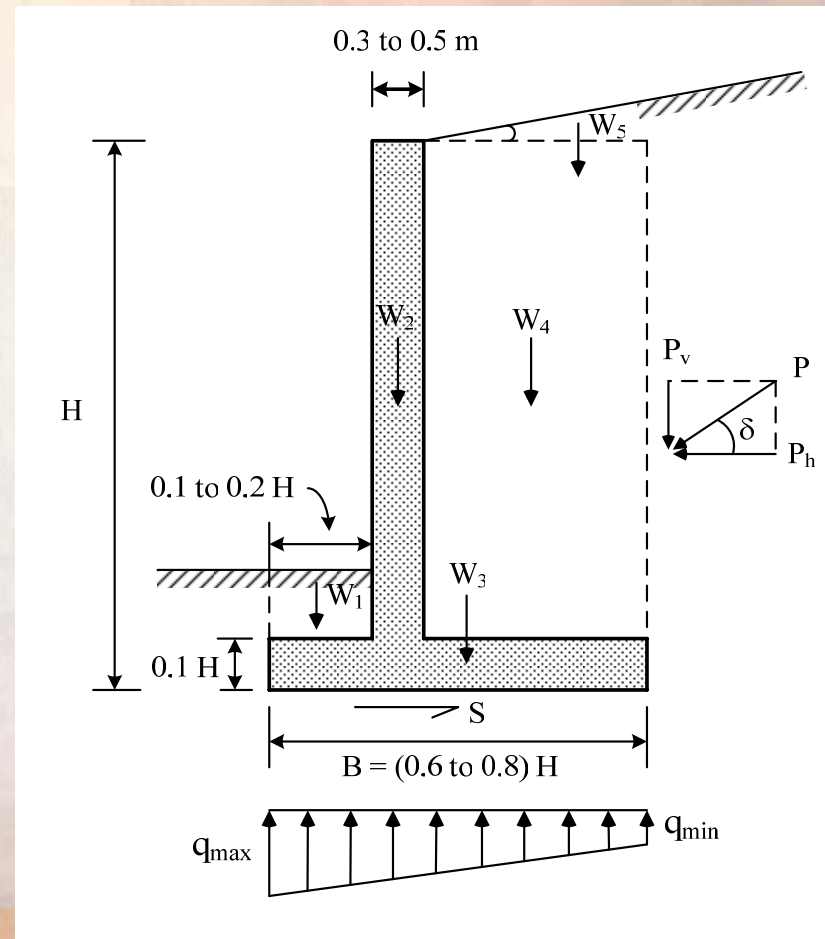


(a) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายนอก (b) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายใน

6.2 กำแพงกันดิน

6.2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินด้านการวิบัติภายนอก คือ การสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพง ถ้าพบว่าเสถียรภาพของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน



6.2 กำแพงกันดิน

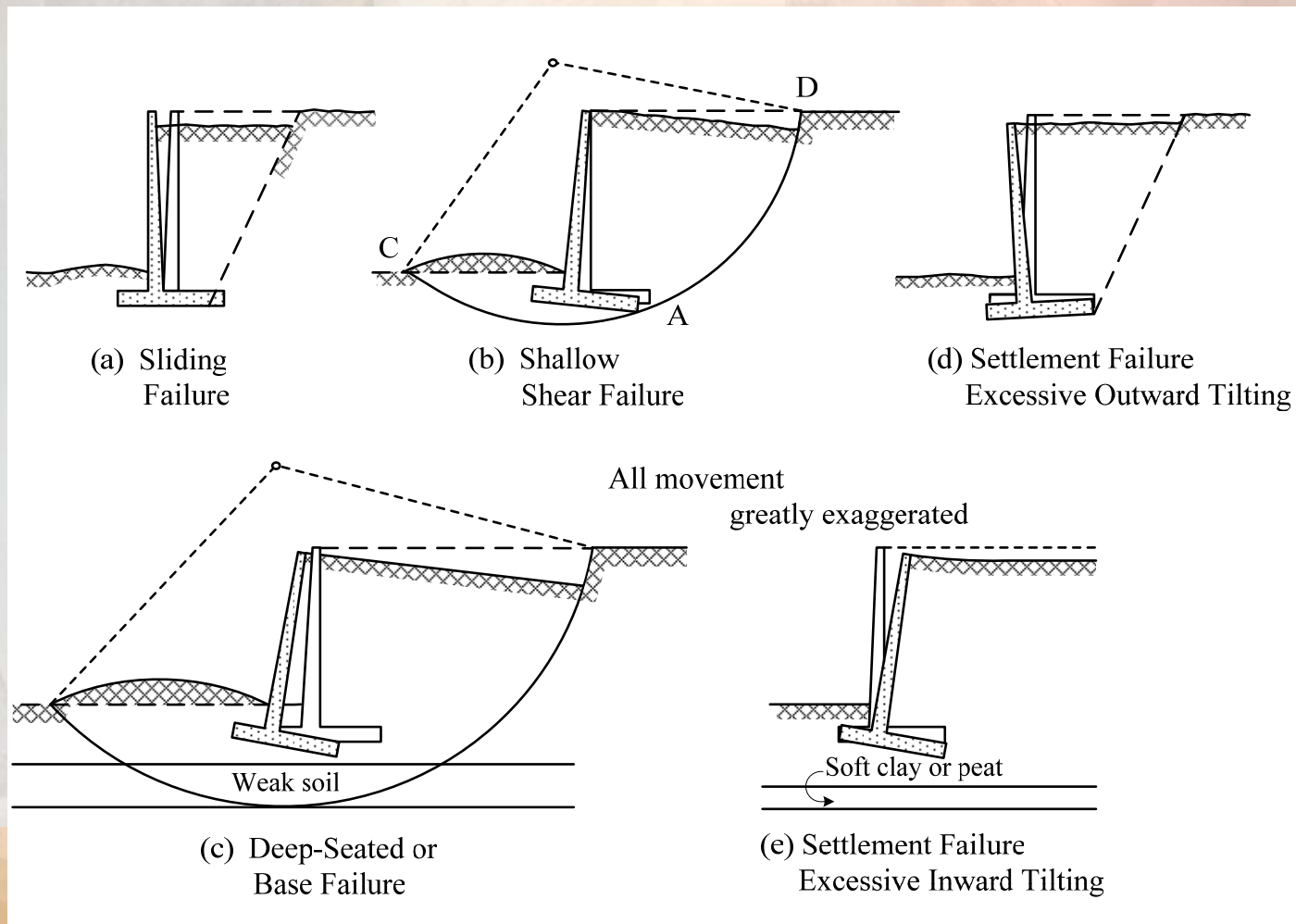
6.2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก เมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทาง อันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน ใต้ฐานราก) และการพลิกคว่ำ

การออกแบบเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักการความสถิตย (Law of statics) สำหรับการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งนั้นอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ ดิน (Bearing capacity theory)

6.2 กำแพงกันดิน

6.2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน



6.2 กำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการเลื่อนไถล (Sliding resistance force) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการเลื่อนไถล คือผลคูณของแรงลัพธ์ในแนวตั้งที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดินกับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน ส่วนแรงที่กระทำให้เกิดการเลื่อนไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน **Backfill** แรงต้านทานการเลื่อนไถล (S) สามารถคำนวณได้จาก

สำหรับฐานรากที่เป็นทราย

$$S = \sum V \tan(0.67\phi')$$

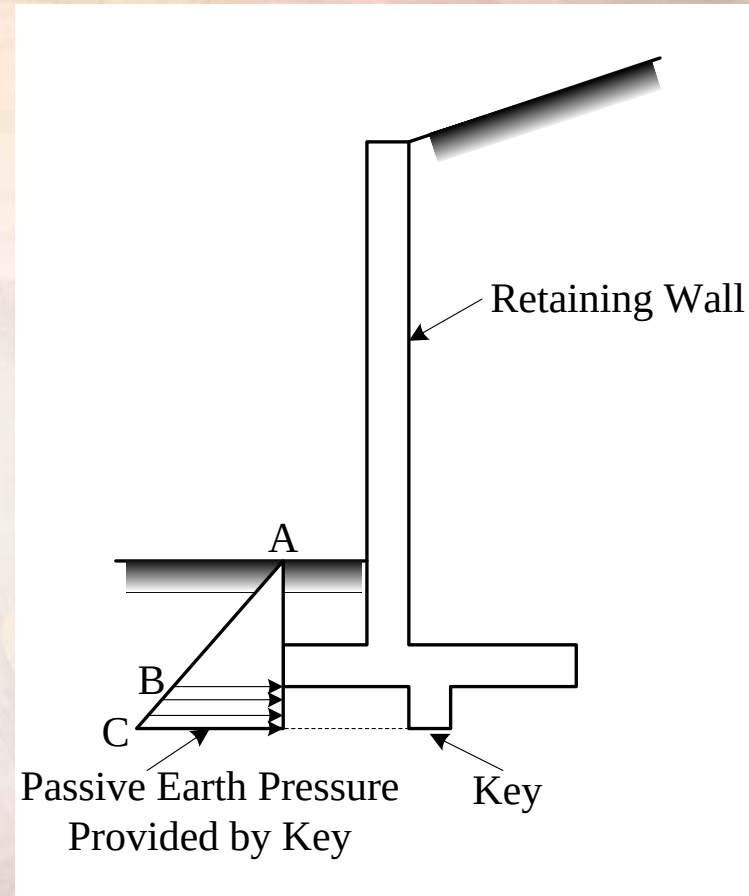
สำหรับฐานรากที่เป็นดินเหนียว

$$S = \frac{2}{3} S_u B$$

เมื่อ
$$\sum V = W_1 + W_2 + \dots + W_5 + P_v$$

6.2 กำแพงกันดิน

ถ้าในการออกแบบพบว่ากำแพงกันดินแบบฐานเรียบ (Flat-bottomed wall) มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่เพียงพอตามที่ต้องการ อาจทำการสร้างตัวต้านทานการเลื่อนไถลที่เรียกว่า **Key** ที่ฐานของกำแพงกันดิน ดินด้านหน้าของ **Key** ทำหน้าที่ต้านทานการเลื่อนไถลในฐานของความดันที่สภาวะ **Passive** ดังแสดงโดยโซน **BC** แต่อย่างไรก็ตาม ดินด้านหน้าของ **Key** อาจจะหายไปเนื่องจากการกัดเซาะ ดังนั้น ตัว **Key** นี้จะมีประสิทธิภาพอย่างมากถ้าถูกสร้างได้ดินแข็งหรือหิน



6.2 กำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment, $\sum M_r$) ต่อโมเมนต์ทั้งหมดที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมดสามารถคำนวณได้จาก

$$M_o = P_h \times \frac{H}{3}$$

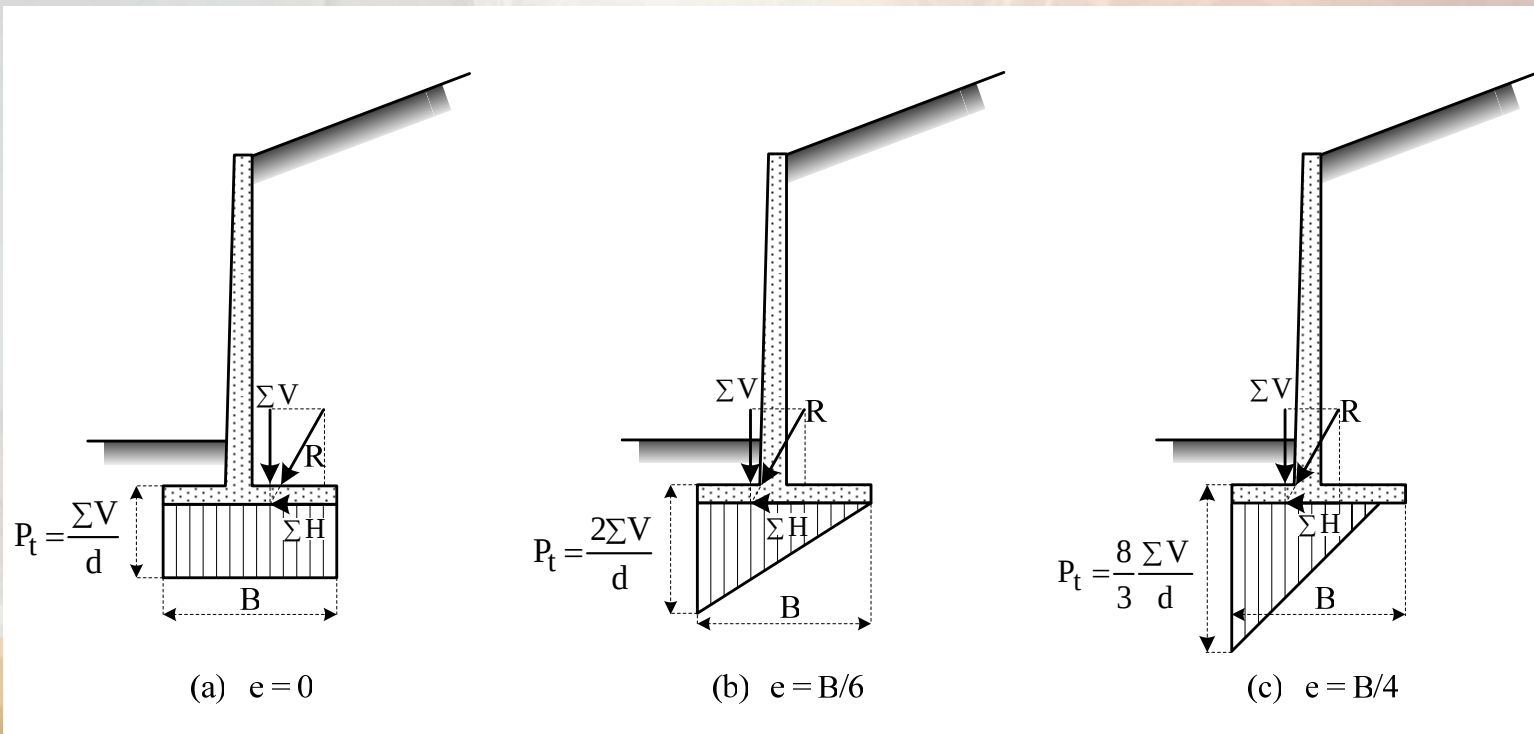
$$\sum M_r = M_{r1} + M_{r2} + \dots + M_{r5} + (P_v \times B)$$

เมื่อ $M_{ri} = W_i x_i$

x_i คือระยะในแนวนอนที่วัดจากจุด Toe จนถึง W_i

6.2 กำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้ความเค้นในดินใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ



6.2 กำแพงกันดิน

ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก สามารถคำนวณได้จากสมการด้านล่าง จากประสบการณ์การออกแบบ ควรทำการตรวจสอบการเสถียรภาพเนื่องจากการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้จะเป็นตัววิกฤติที่สุด

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6}$$

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

$$q_{\min} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0$$

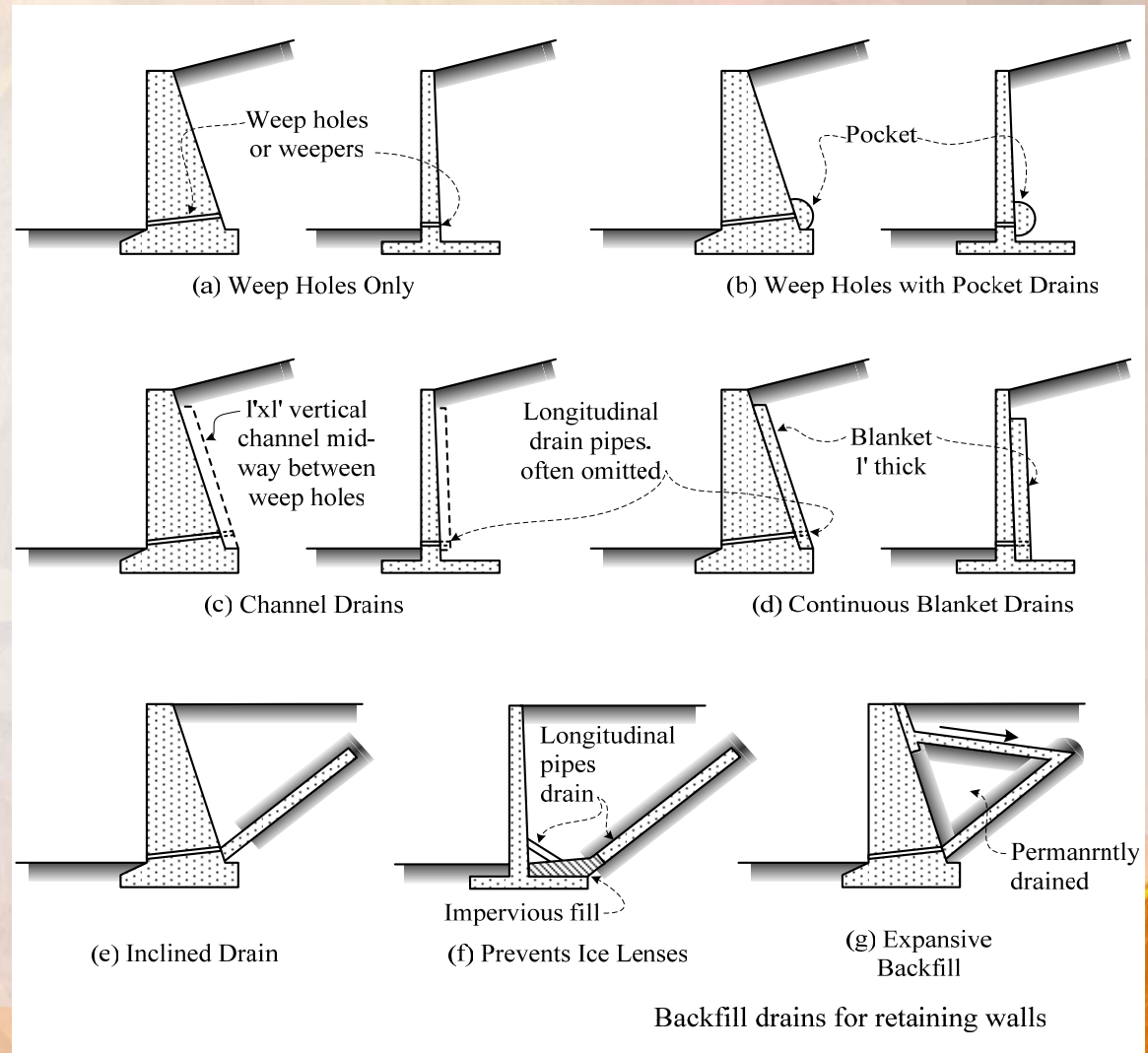
6.2 กำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินควรไม่น้อยกว่าค่าที่แสดง

กรณี	อัตราส่วนปลอดภัย	หมายเหตุ	อ้างอิง
การเลื่อนไถล	1.5	สำหรับกรณีที่ไม่พิจารณาความดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ที่ด้านหน้าของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)
	2.0	สำหรับกรณีที่พิจารณาความดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ที่ด้านหน้าของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)
การพลิกคว่ำ	1.5	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดหยาบ	Teng (1962)
	2.0	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดละเอียด	
วิธีดินแบบกำลังรับแรงแบกทาน	3.0		

6.2 กำแพงกันดิน

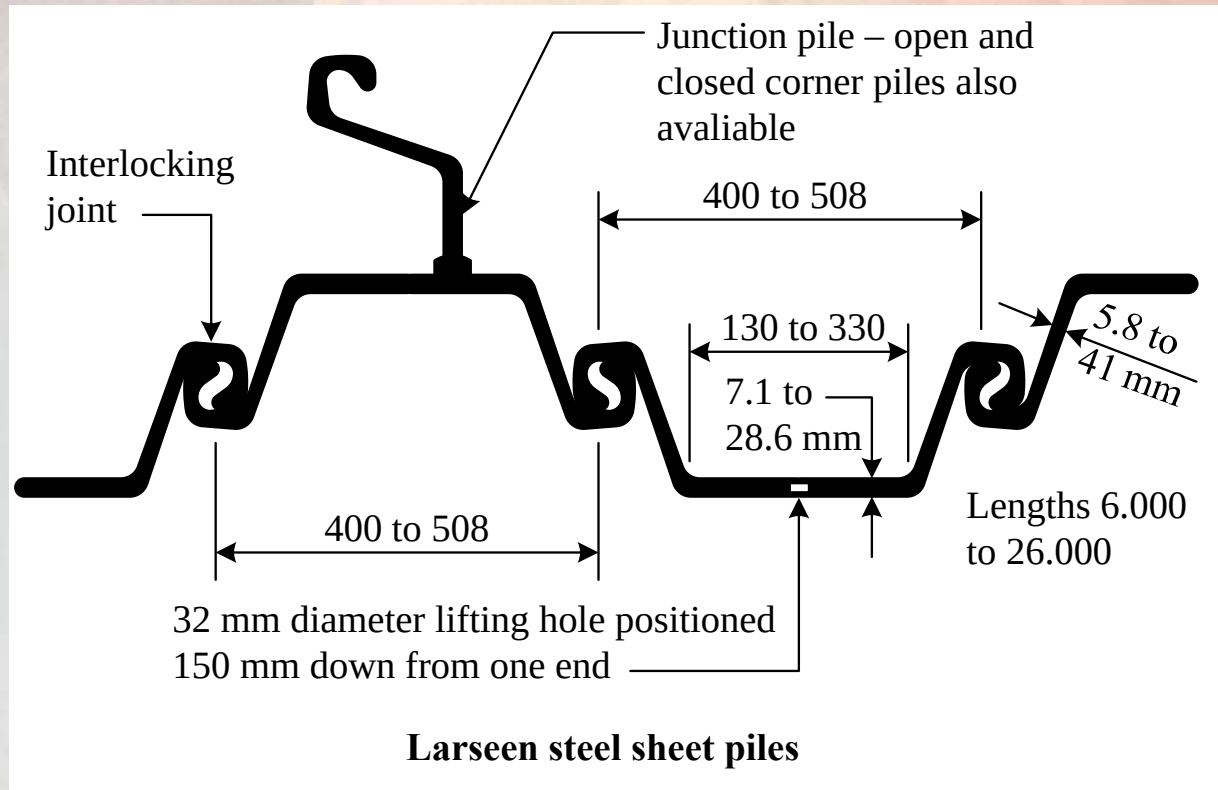
เนื่องจากน้ำมักเป็นตัว
ปัญหาอย่างมากต่อเสถียรภาพ
ภายนอกของกำแพงกันดิน
ผู้ออกแบบส่วนใหญ่จึงมักจัดวาง
ระบบระบายน้ำ เพื่อลดความดัน
น้ำอันเกิดเนื่องมาจากความดันน้ำ
ส่วนเกินและน้ำท่วม



6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

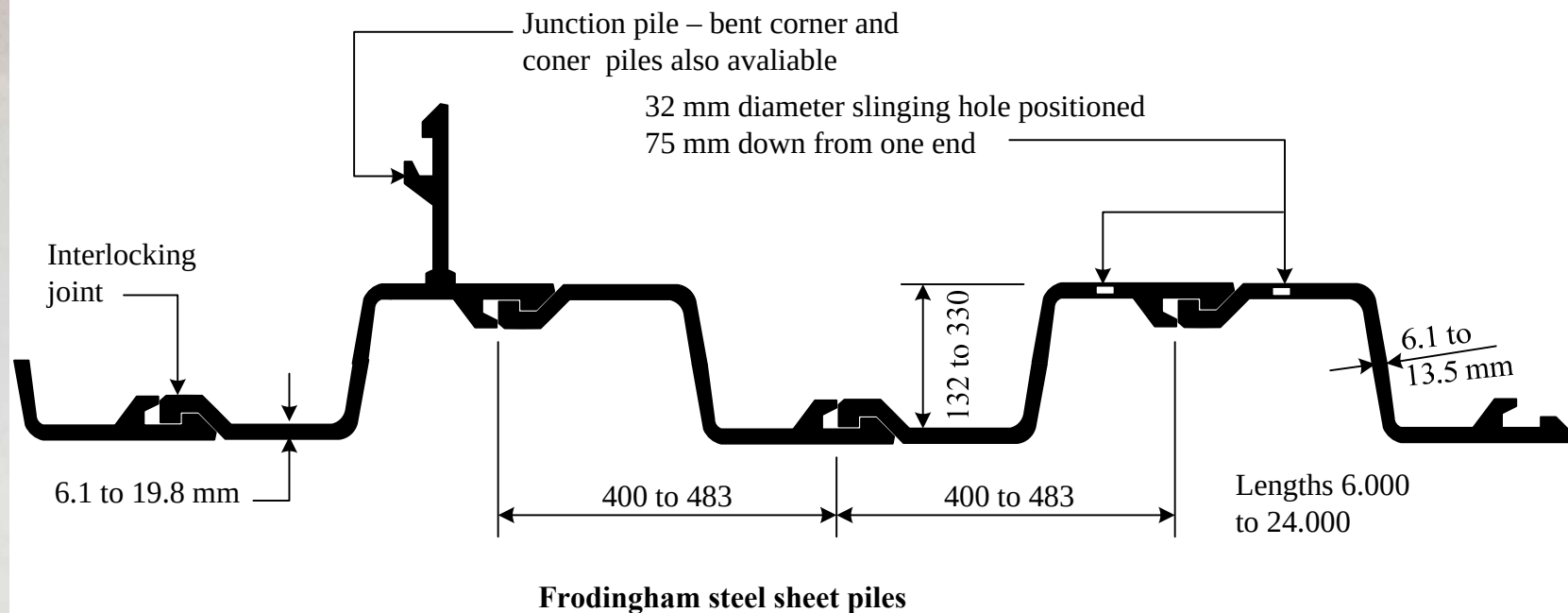
เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กยาวที่มีความกว้างประมาณ 30 ถึง 50 เซนติเมตร เข็มพืดจะถูกนำมาต่อกันเป็นแนวยาวตามแนวดินเพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดินและน้ำ เข็มพืดยังสามารถใช้ร่วมกับระบบค้ำยัน (ซึ่งอาจเป็นไม้หรือเหล็ก) เป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างใต้ดิน เช่น งานวางท่อ น้ำ โครงสร้างกันดิน และงานโครงสร้างใต้ดิน แต่ถึงแม้ว่าระบบค้ำยันจะมีความแข็งแรงเพียงใดก็ตาม เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กที่มีความหนาไม่มาก หากใช้เป็นโครงสร้างกันดินในงานดินขุดที่มีความลึกมาก หรือใช้เป็นโครงสร้างกันการเคลื่อนตัวของอาคารข้างเคียงที่มีขนาดใหญ่ อาจก่อให้เกิดการเสียรูปของเข็มพืดและส่งผลให้เกิดเคลื่อนตัวของดินอย่างมาก เพื่อหลีกเลี่ยงการเคลื่อนตัวที่มาก เราอาจใช้เสาเข็มเจาะหรือเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นโครงสร้างกันดินได้

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)



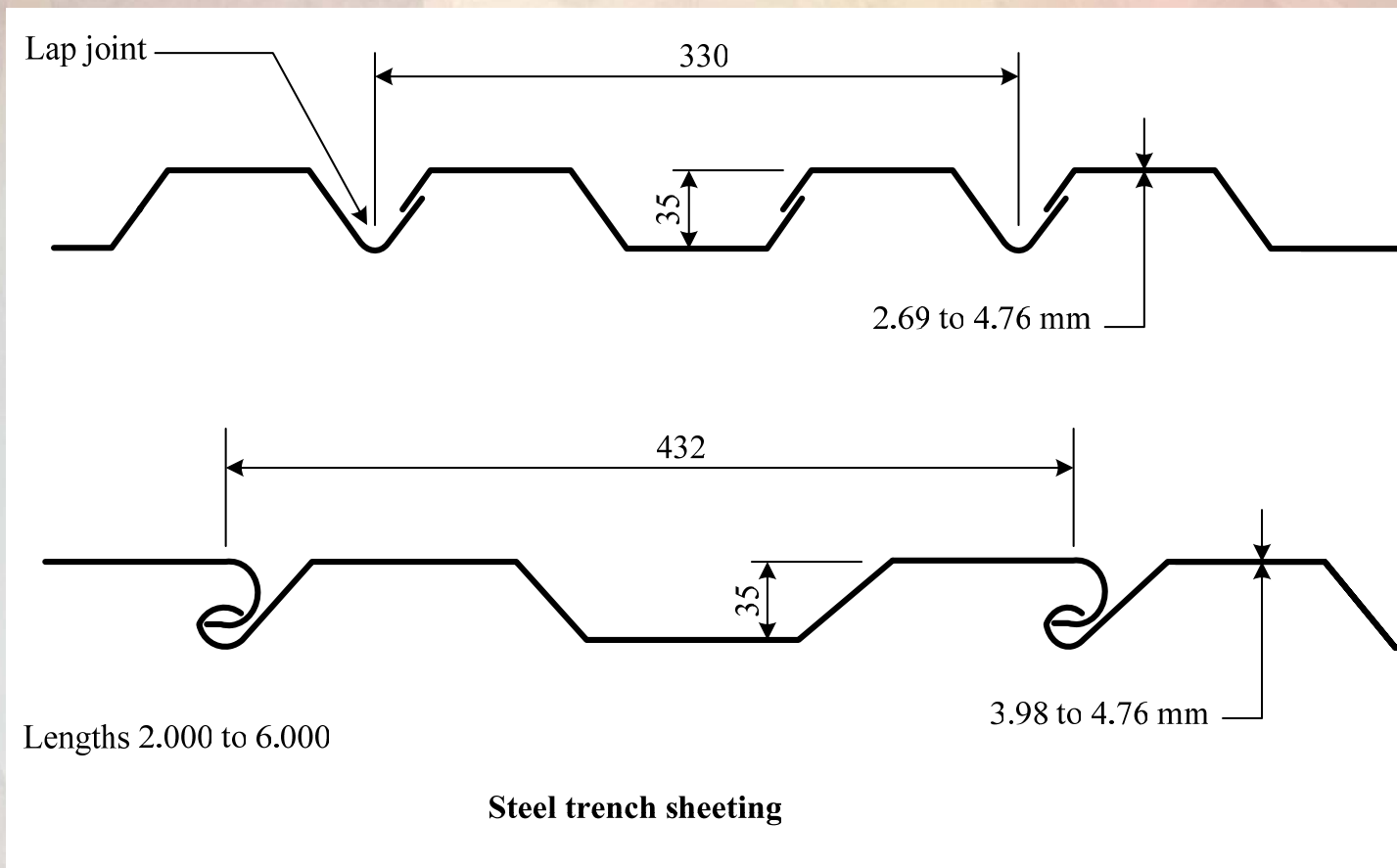
ตัวอย่างเข็มพืดแบบต่างๆ และการต่อเข็มพืด

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)



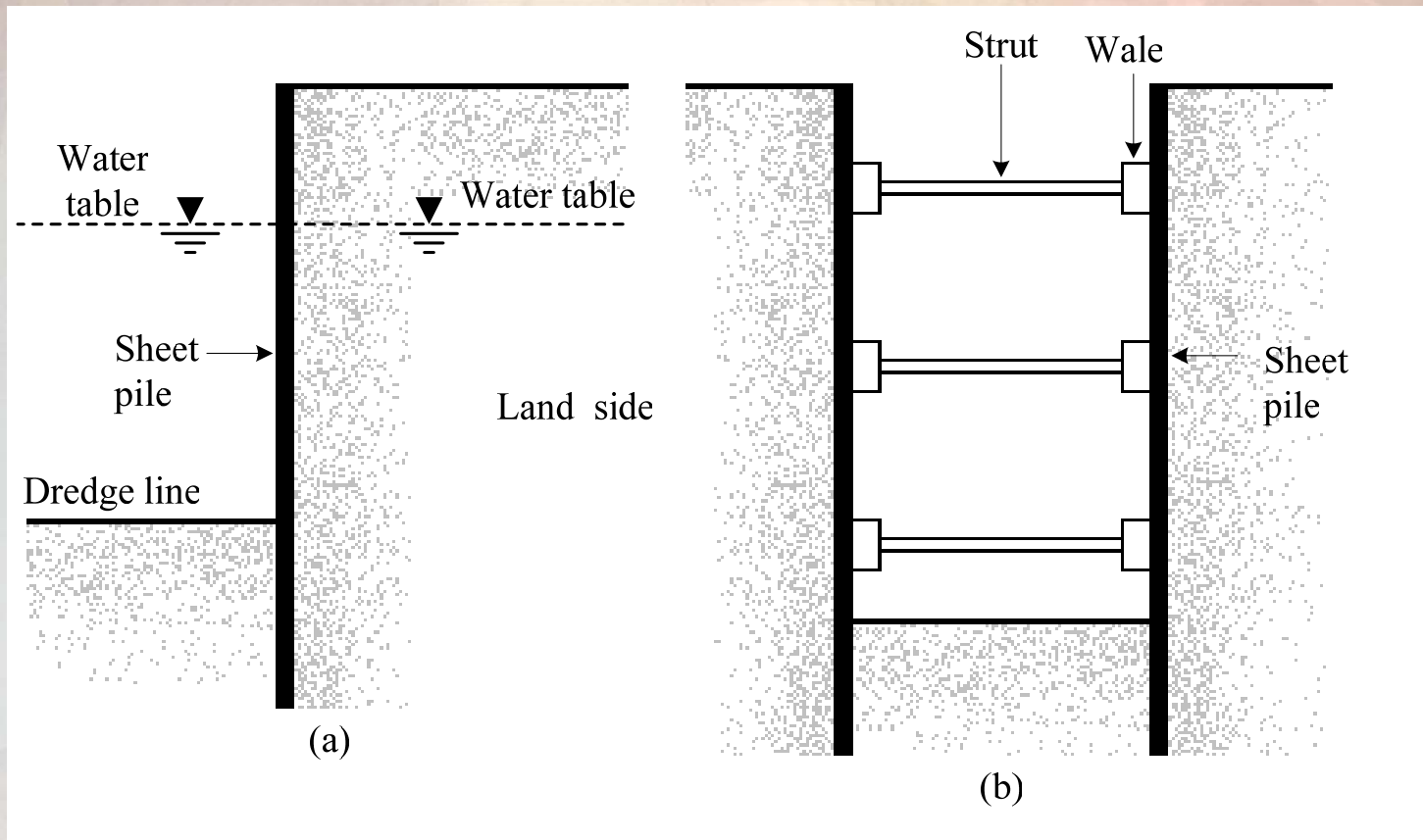
ตัวอย่างเข็มพืดแบบต่างๆ และการต่อเข็มพืด

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)



ตัวอย่างเข็มพืดแบบต่างๆ และการต่อเข็มพืด

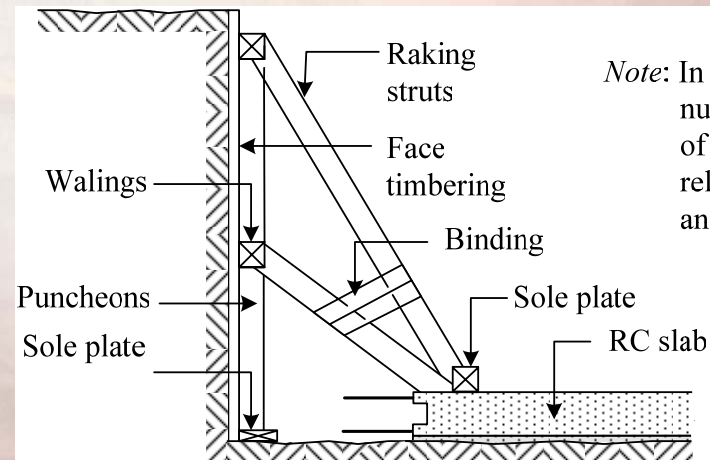
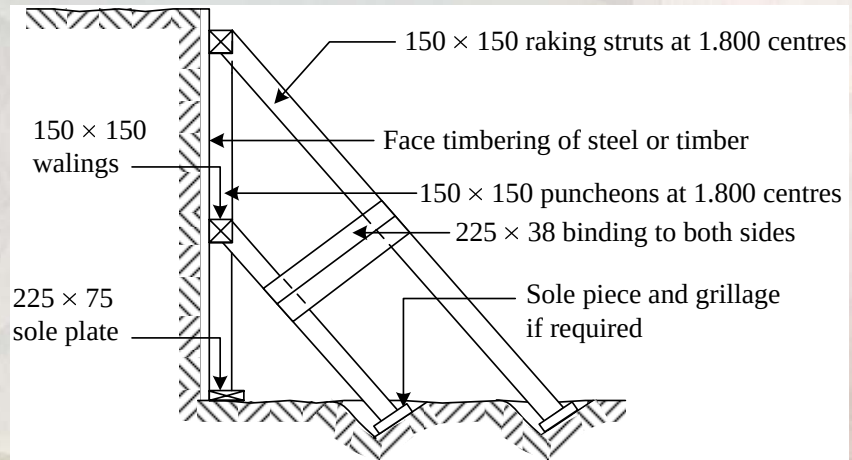
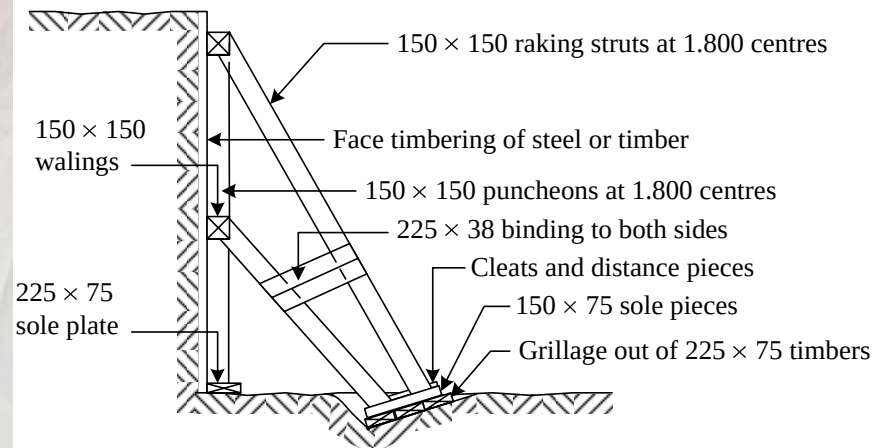
6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)



ตัวอย่างการใช้กำแพงกันดิน (a) *Cantilever sheet pile* (b) *Braced cut*

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)

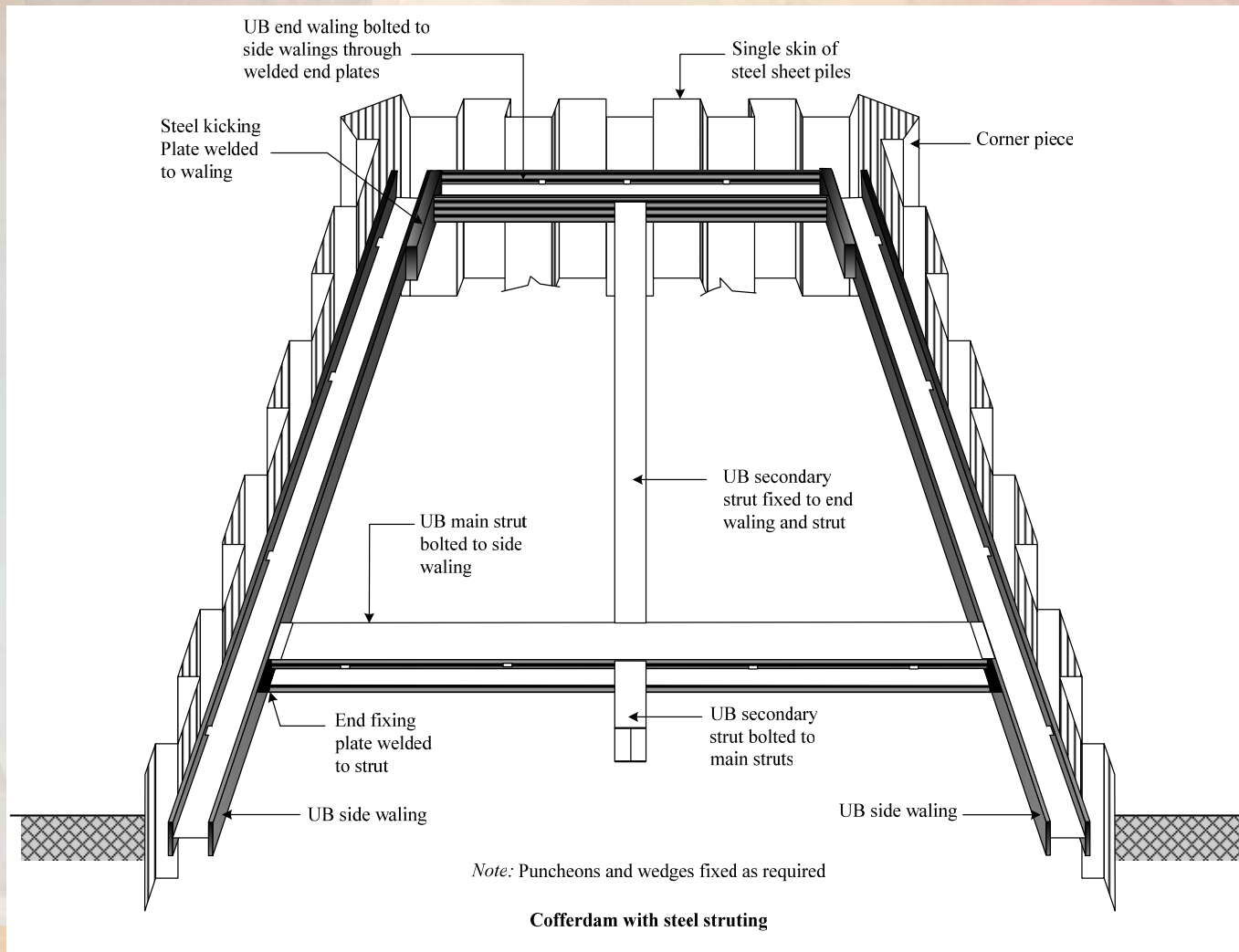
Provide edge safety barriers as required



Note: In all case size, number and positions of members to be related to type of soil and anticipated pressures

การใช้เข็มพืดร่วมกับค้ำยันเพื่อทำงานก่อสร้างใต้ดิน

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)



การประยุกต์ใช้เข็มพืดร่วมกับค้ำยันสำหรับงานห้องใต้ดิน

6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)



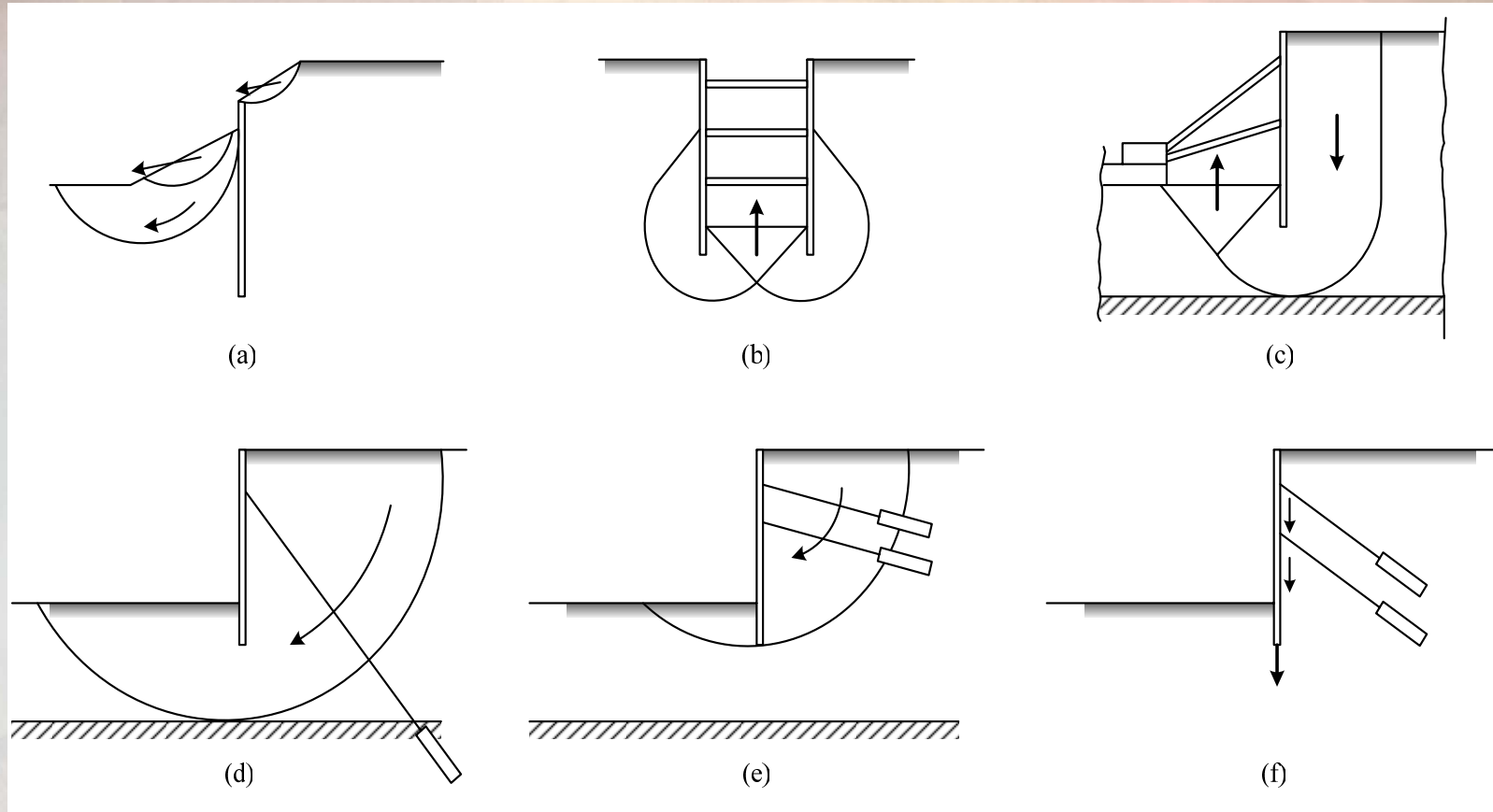
ระบบ *Braced cuts* ในการก่อสร้างบริเวณสถานีรถไฟ มาเก๊า ประเทศจีน

6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)



การประยุกต์ใช้เสาเข็มเจาะเป็นโครงสร้างกันดิน

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)

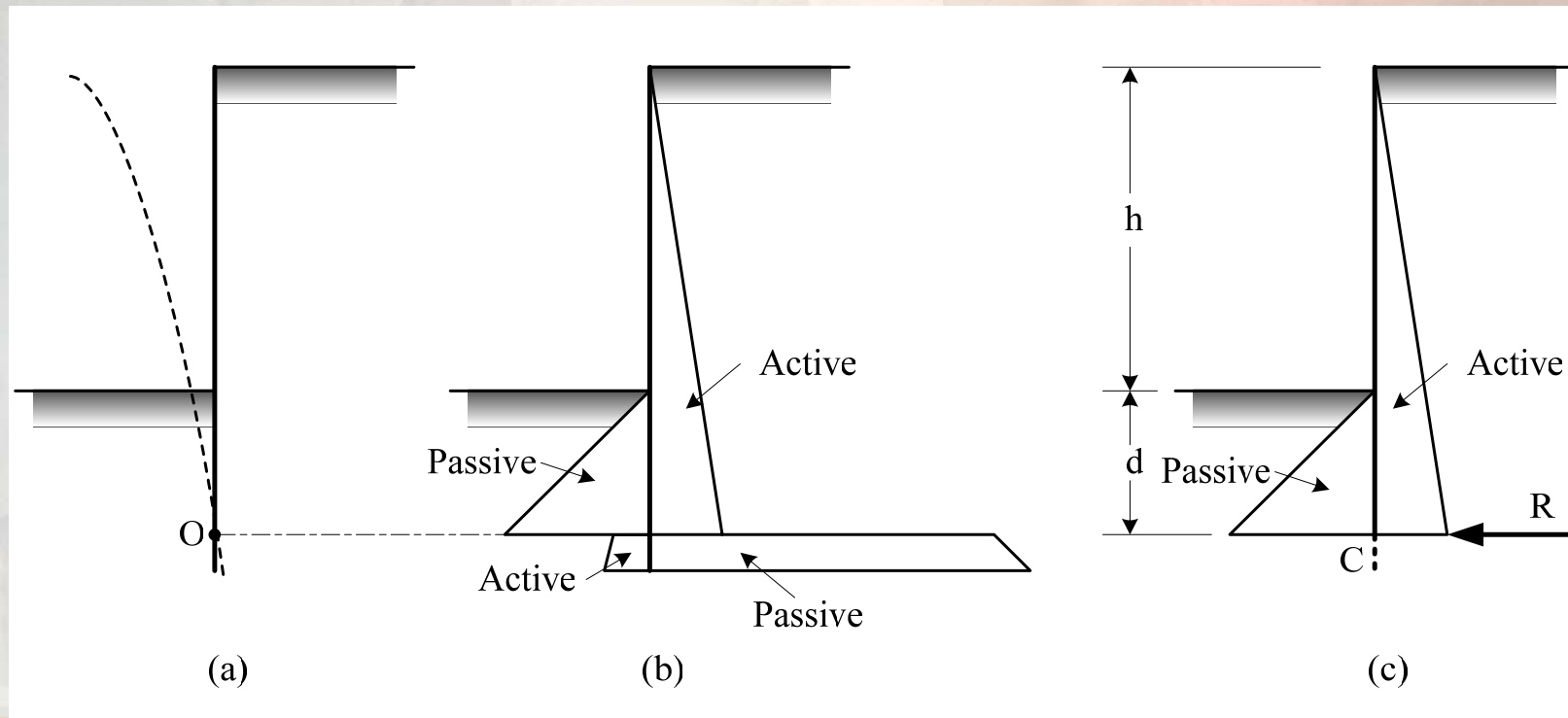


การขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

6.3.1 Cantilever Sheet Pile Wall

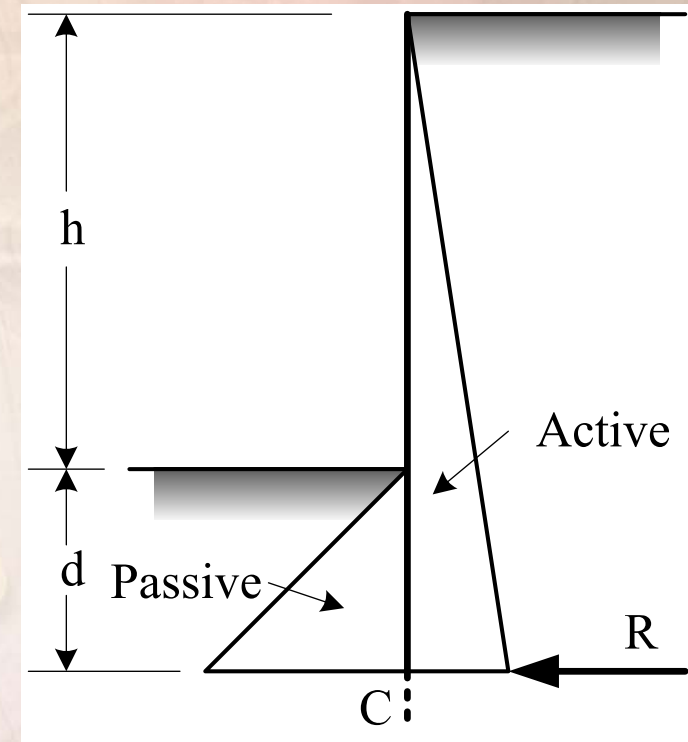
กำแพงกันดินประเภทนี้มักถูกนำมาใช้เมื่อดินถมด้านหลังเข็มพืดมีความสูงไม่มากนัก เสถียรภาพของเข็มพืดชนิดนี้ขึ้นอยู่กับความต้านทานที่สภาวะ **Passive** ของดินใต้ระดับผิวดิน (**Dredge line**)



ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ *Cantilever sheet pile wall*

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)

การออกแบบเข็มพืดโดยทั่วไปมักทำโดยวิธีที่เรียกว่า **Simplification** ซึ่งแทนแรงลัพธ์ที่สภาวะ **Passive** ใต้จุด **O** ด้วยแรง **R** กระทำที่จุด **C** (อยู่ต่ำกว่าจุด **O** เล็กน้อย) ซึ่งจุด **C** นี้อยู่ที่ความลึก **d** ใต้ระดับดินขุด ความลึก **d** สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมดุลของโมเมนต์รอบจุด **C** โดยพิจารณาค่าแรงต้านทานด้านหน้าเข็มพืดเท่ากับแรงต้านทานที่สภาวะ **Passive** (P_p) หาด้วยอัตราส่วนปลอดภัย ดังนั้นค่าระยะฝัง (Depth of embedment) ของเข็มพืดที่ต้องการจึงควรมีค่าไม่น้อยกว่า $1.2d$ แรง **R** สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมดุลในแนวนอน



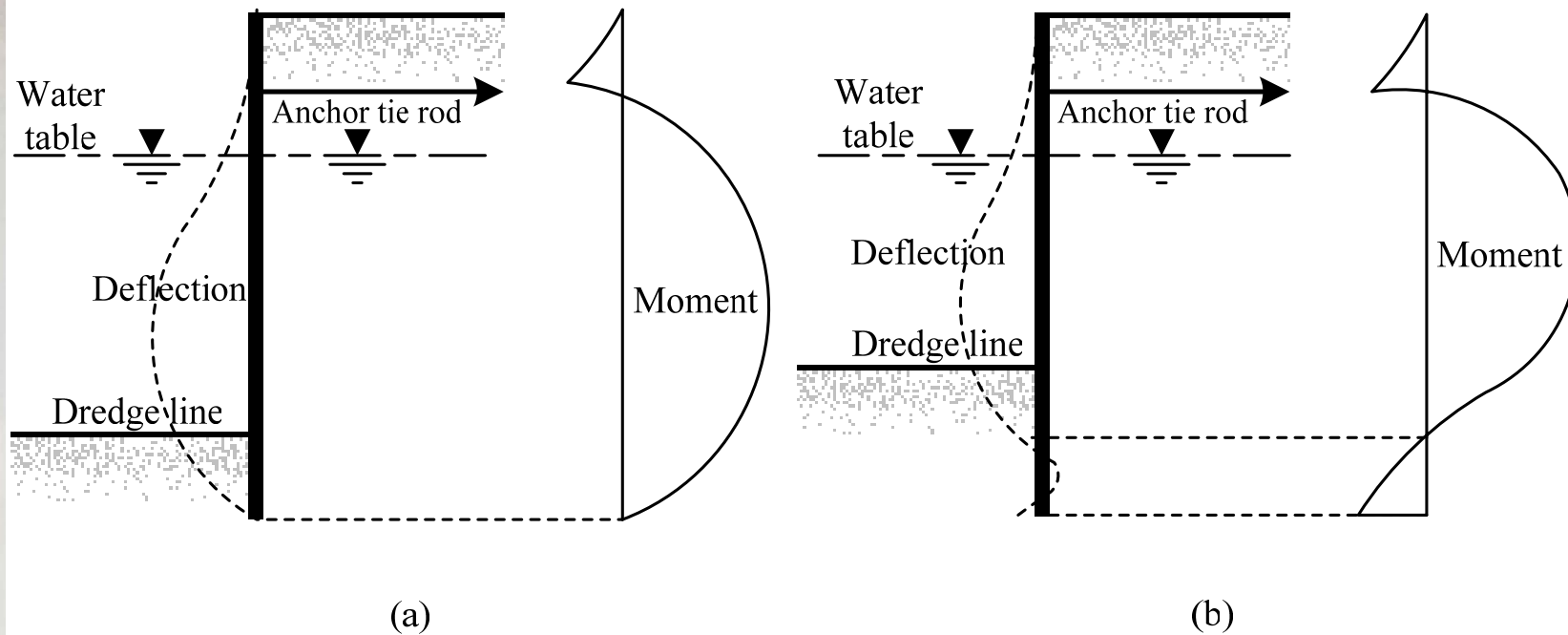
6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

6.3.2 Anchored Sheet Pile Wall

เมื่อ **Backfill** หลังกำแพงเข็มพืดมีความสูงมาก (เกินกว่า 6 เมตร) อาจมีการติดตั้งตัวเพิ่มความมั่นคง ซึ่งเรียกว่าตัวค้ำ (**Tie-back or Prop**) ที่ด้านบนของเข็มพืดเป็นช่วงๆ การทำเช่นนี้จะเป็นการประหยัดกว่าการใช้ **Cantilever sheet pile wall** กำแพงกันดินระบบนี้เรียกว่า **Anchored sheet pile wall**

วิธีการคำนวณหาเสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้มีด้วยกัน 2 วิธีคือ **Free earth support method** และ **Fixed earth support method** วิธี **Free earth support method** จะเป็นวิธีที่หา ระยะฝังที่น้อยที่สุดที่ไม่ทำให้เกิดการหมุนในตัวเข็มพืด ดังนั้น จุดรองรับที่ปลายเข็มพืดถูกพิจารณาเป็นแบบ หมุด (**Pin**)

6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

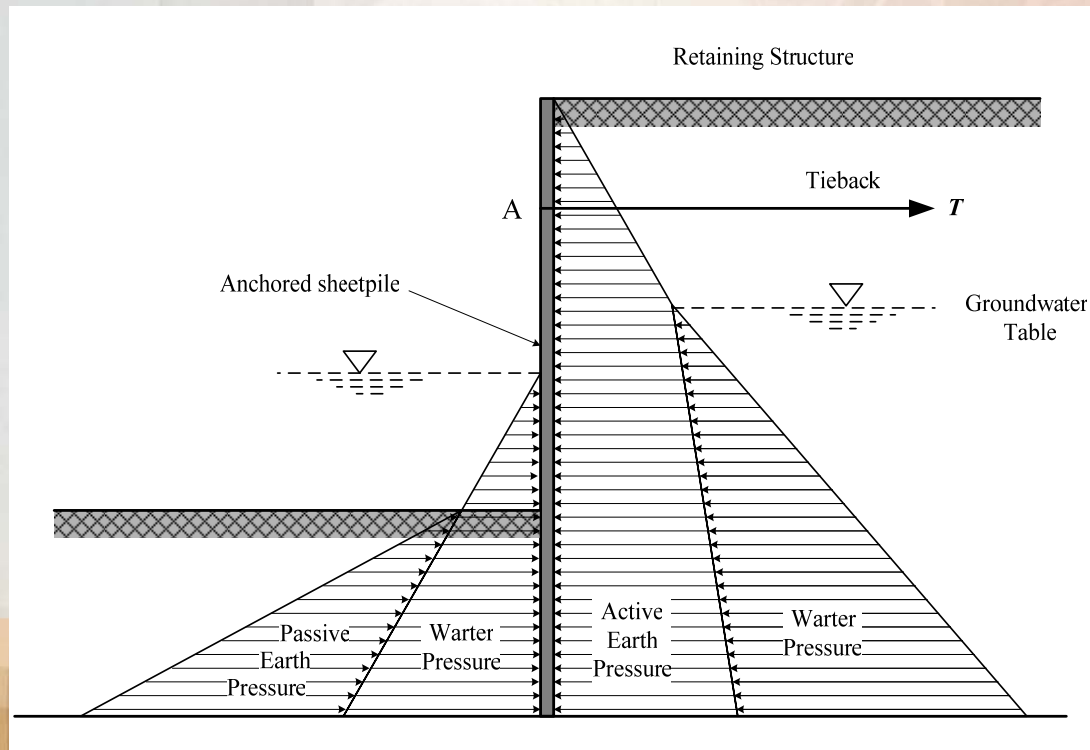


การกระจายของการเสียรูปและโมเมนต์ของ *Anchored sheet pile wall*
(a) *Free earth support method* (b) *Fixed earth support method*

6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

Free Earth Support Method

วิธีการนี้จะสมมติว่าความลึกของระยะฝังใต้ระดับการขุดออกของดิน (Excavation level or Dredge line) ไม่มากเพียงพอที่จะทำให้เกิดสถานะอยู่กับที่ (Fixity) ที่จุดปลายของเข็มพืด ดังนั้น เข็มพืดจะอิสระต่อการหมุนที่จุดปลาย ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุดต่อของตัวค้ำ (Tie) กับเข็มพืดที่จุด A



6.3 เข็มพืด (*Sheet pile*)

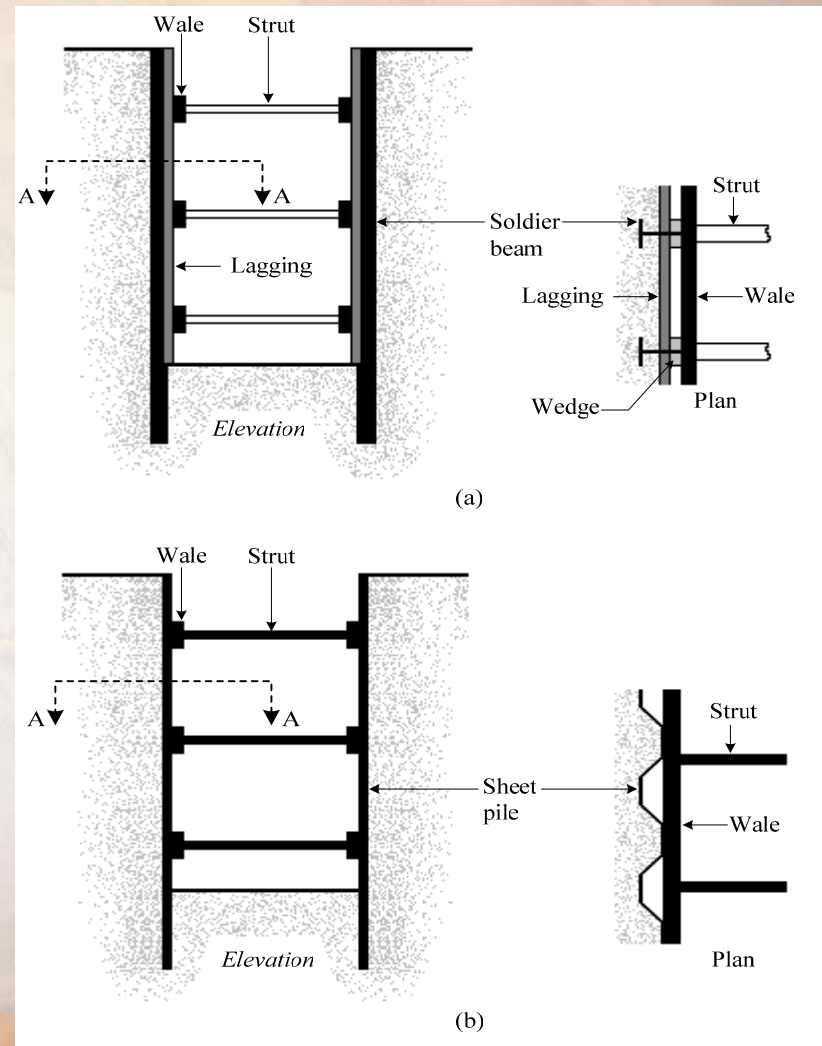
Free Earth Support Method

สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบคือโมเมนต์ต้านการหมุนรอบจุด A ต้องมากกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการหมุน ระยะฝังที่ต้องการ (d) สามารถหาได้โดยหลักการที่ว่าผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A ต้องเท่ากับศูนย์ การวิเคราะห์ลักษณะนี้จะเกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาของตัวแปรยกกำลังสอง หลังจากได้ค่า d แรงที่กระทำในตัวค้ำ (T) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยหลักสมดุลของแรงในแนวนอน (ผลรวมของแรงทั้งหมดในแนวนอนต้องเท่ากับศูนย์) และท้ายสุดการออกแบบหน้าตัดของเข็มพืดสามารถทำได้โดยอาศัยแผนภาพการกระจายโมเมนต์

ระยะฝังควรเป็นค่าที่เพิ่มขึ้นจากระยะ d อีก 20 เปอร์เซ็นต์ เพื่อให้ได้ระยะฝังที่เพียงพอสำหรับสภาวะอยู่กับที่ (Fixity) ระยะฝังควรมีค่าไม่น้อยกว่า $1.2d$

6.4 แผงเข็มพืดที่มีค้ำยันหลายระดับ (Braced Cuts)

กำแพงกันดินระบบนี้เหมาะกับการงานขุด
ที่มีความลึกมาก เสถียรภาพของกำแพงกัน
ดินจะขึ้นอยู่กับตัวค้ำยัน (Strut) ที่กระทำ
ตามขวางของดินขุด



ชนิดของ Braced cut (a) การประยุกต์ใช้ของคาน (b) การประยุกต์ใช้ของเข็มพืด

6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

1) งานตอกแผงเข็มพืดเหล็ก

ก) งานปักแผงเข็มพืดเหล็ก

- กำหนดแนวของแผงเข็มพืดเหล็ก โดยศึกษาจากแบบแผนที่โดยสังเขป (Lay Out)
- ทำ Leg Guides ตามแนวที่เกิดขึ้น เพื่อให้แผงเข็มพืดเหล็กอยู่ในแนวที่ถูกต้อง
- ขุดหน้าดินจนถึงระดับความลึกประมาณ 0.50 - 1.00 เมตร จากผิวดิน เพื่อช่วยให้การปักแผงเข็มพืดเหล็กลงในดินทำได้สะดวกขึ้น



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ใช้ Crane ยกแผงเข็มพืดเหล็กเข้ามาในแนวของ Leg Guides แล้วปล่อยให้แผงเข็มพืดเหล็กจมลงดิน ด้วยน้ำหนักของแผงเข็มพืดเหล็กเอง



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ใช้ Crane ยกแผงเข็มพืดเหล็กแผ่นใหม่เข้ามาสอดในร่องเขี้ยวของแผ่นแผงเข็มพืดเหล็กที่ได้ปักลงไปแล้ว และปล่อยให้แผงเข็มพืดเหล็กเคลื่อนตัวลงในดิน แล้วทำเช่นนี้ต่อไปเรื่อยๆ



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

1) งานตอกแผงเข็มพืดเหล็ก

ข) การตอกแผงเข็มพืดเหล็ก

- ใช้หัวของ Vibro Hammer จับที่ปลายแผงเข็มพืดเหล็กแล้วทำการตอกลงไปในดิน ด้วยระบบสั่น



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ตอกเสาเข็มพืดเหล็กตามแนวที่กำหนด



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

2) การติดตั้ง *Wale*

เริ่มต้นโดยการกำหนดแนวระดับของ **Wale** โดยศึกษาจากขั้นตอนการทำงานของโครงการ และกำหนดระดับของ **Wale** โดยแบ่งขั้นตอนการติดตั้งดังนี้

- ขุดดินออกจนถึงระดับที่สามารถทำงานได้
- ติดตั้งหูช้าง (Bracket) เพื่อใช้เป็น Support ของ **Wale**



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ติดตั้ง **Wale** ห่างจากเสาเข็มพืดเหล็กประมาณ 0.10 เมตร โดยยาวต่อกันเป็นแนวตรง และติดตั้ง **Cover plate** บริเวณรอยต่อ โดยให้มีระยะไม่น้อยกว่า 0.50 เมตร
- เมื่อติดตั้งชิ้นส่วนเสร็จแล้ว ให้ทำการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง **Wale** กับเสาเข็มพืดเหล็ก



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

3) การติดตั้งตัวค้ำยัน (Strut)

Strut จะเป็นค้ำยันซึ่งวางขวางกับ Wale และอยู่ในแนวระดับเดียวกันกับ Wale โดยทั่วไป Strut ตัวบนสุดจะรับน้ำหนักในแนวแกนและน้ำหนักจาก Plat form ส่วน Strut ตัวล่างสุดจะรับน้ำหนักตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ



6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

4) การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-loading)

การทำ Pre-loading ในตัวค้ำยันจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างและลดการเสียรูปแบบยืดหยุ่น (Elastic deformation) ของค้ำยันได้ รวมทั้งยังช่วยลดช่องว่างจากการติดตั้ง Bolt และ Nut ในตัวค้ำยัน ค่าการอัดแรงควรอยู่ระหว่าง 40 – 50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักออกแบบ (Design load) ขั้นตอนการ Pre-loading แบ่งได้ดังนี้

6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ต้องทำการอัดแรงตัวค้ำยันให้ครบทุกตัว โดยการติดตั้งแม่แรง (Kirin jack) ไว้ที่ตัวค้ำยัน



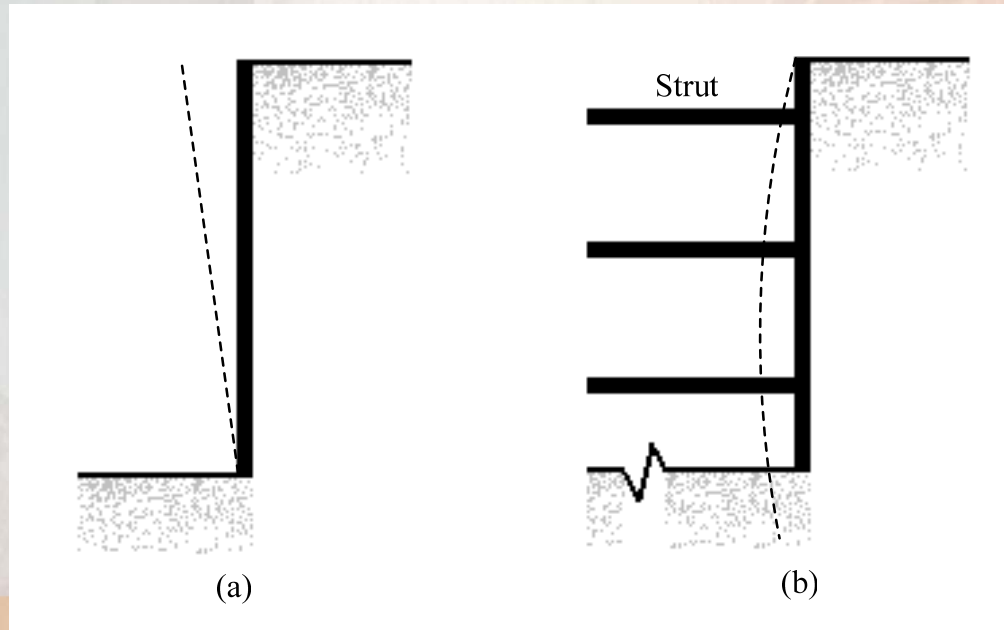
6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

- ประกอบ Bracket เข้ากับตัวค้ำยันด้วย Bolt & Nut เพื่อรองรับกระบอกไฮดรอลิค
- อัดแรงที่กระบอกไฮดรอลิค แล้วถ่ายแรงไปยัง Bracket ที่ยึดติดกับ Strut แรงจะถูกส่งผ่านจากตัวค้ำยันไปยัง Wale แต่ละด้าน



6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน *Braced Cuts*

กำแพงกันดินแบบ **Cantilever sheet pile** มีแนวโน้มที่จะเกิดการหมุนที่ปลายของเข็มพืดเมื่อต้านรับดินถม และแรงดันด้านข้างสามารถประมาณได้โดยอาศัยทฤษฎีของ **Rankine** หรือ **Coulomb** ลักษณะการกระจายความดันด้านข้างของ **Cantilever sheet pile** ไม่สามารถนำมาใช้กับ **Braced cuts** ได้ เนื่องจากลักษณะการเสียรูปที่ความแตกต่าง การเสียรูปของกำแพงกันดินระบบ **Braced cuts** จะเพิ่มขึ้นตามความลึก



(a) กำแพงกันดิน

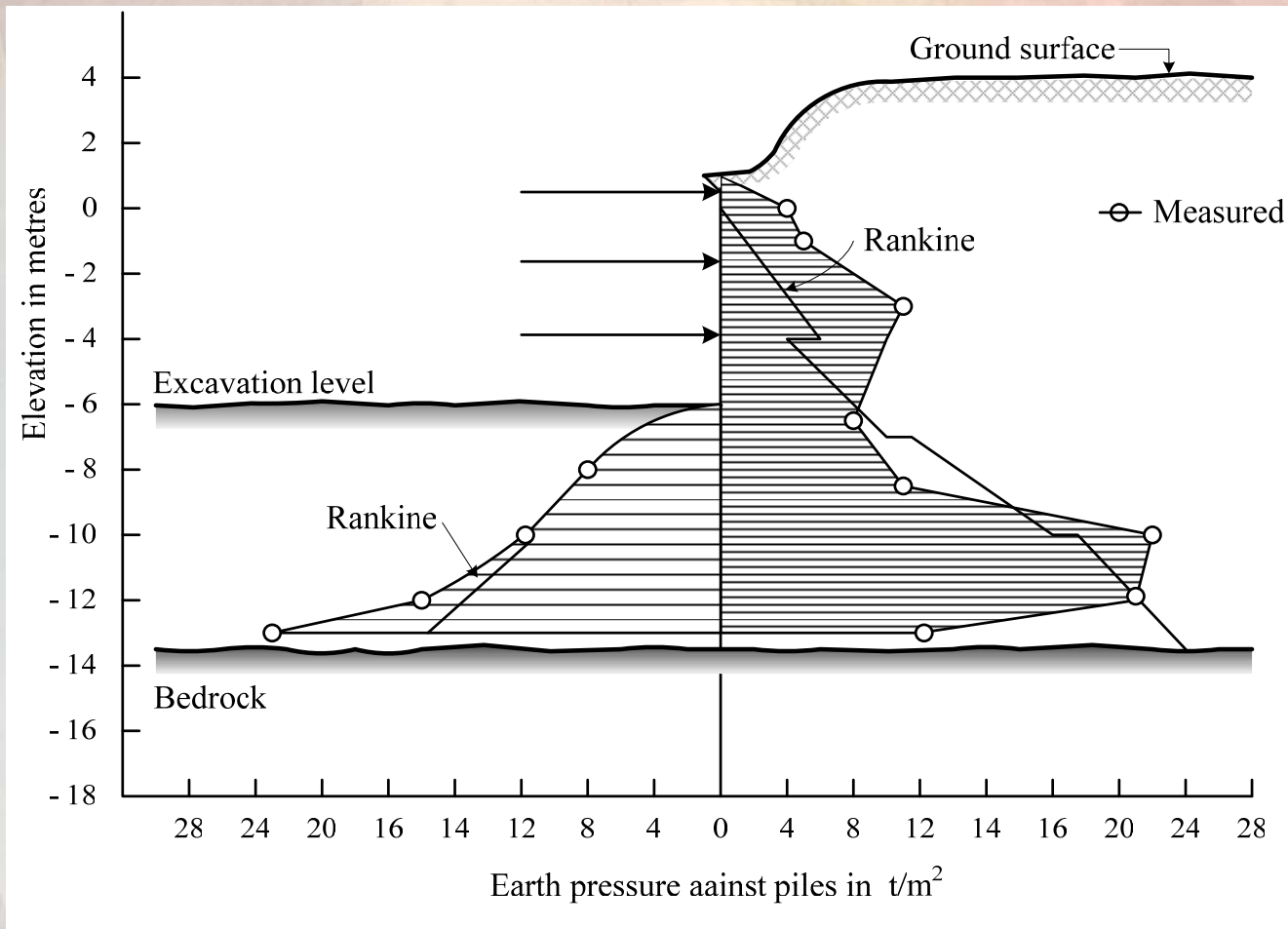
(b) *Braced cut*

6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน *Braced Cuts*

ความดันดินด้านข้างที่ด้านบนจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่สภาวะอยู่นิ่ง (*At rest*) เนื่องจากเกิดการเคลื่อนตัวน้อย ในขณะที่ ด้านล่างของกำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวมาก และส่งผลให้ความดันดินด้านข้างมีค่าใกล้เคียงกับค่าความดันด้านข้างของ **Rankine active earth pressure**

ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ **Active** ที่ระดับเหนือระดับดินขุด (*Excavation level*) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีของ **Rankine** มาก และเริ่มมีค่าใกล้เคียงกันที่ระดับดินต่ำกว่าระดับดินขุด ในขณะที่ความดันดินที่สภาวะ **Passive** ที่ได้จากการคำนวณและการวัดมีค่าใกล้เคียงกันมาก

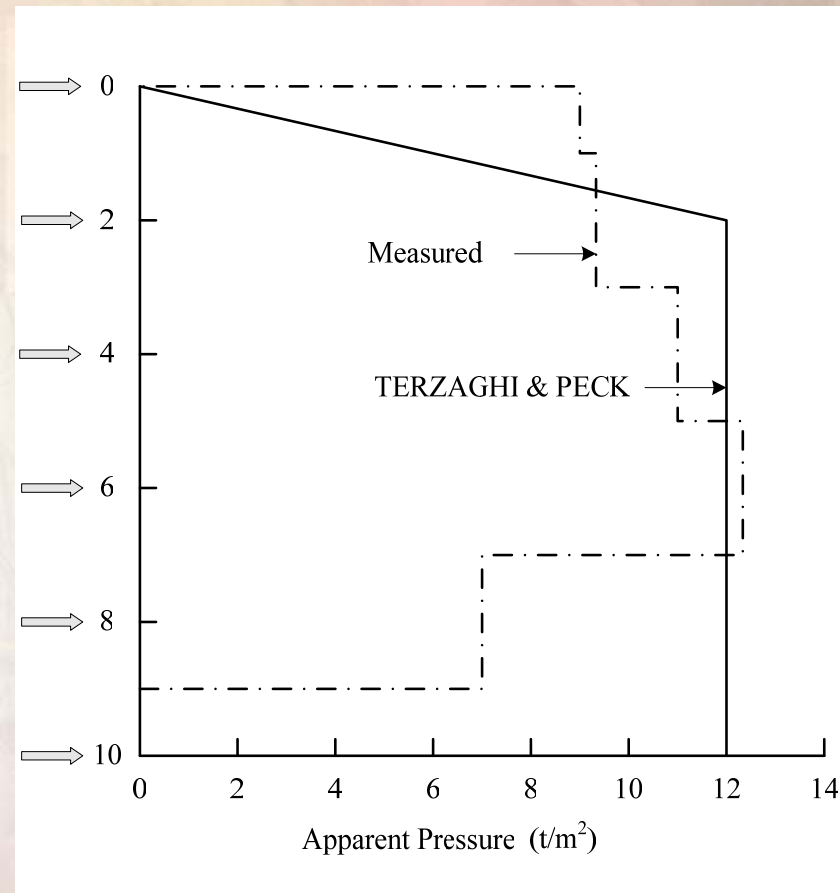
6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน *Braced Cuts*



การกระจายของความดันดินด้านข้างที่สภาวะ *Active* และ *Passive*
ที่ได้จากการวัดและการคำนวณตามทฤษฎีของ Rankine (Balasubramaniam, 1996)

6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน *Braced Cuts*

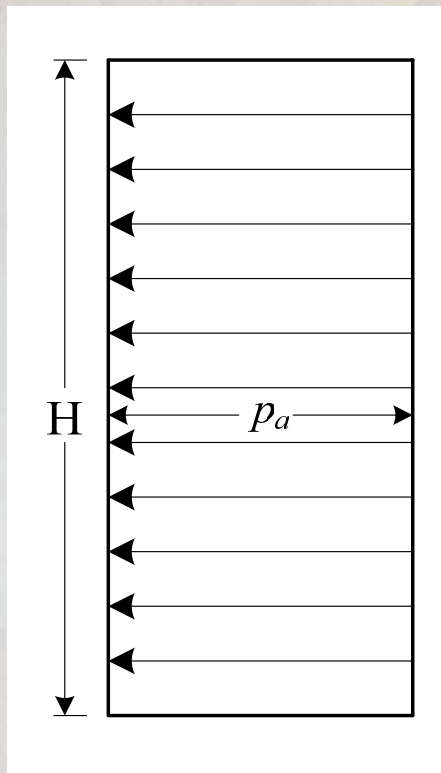
Peck (1969) ได้ทำการทดสอบและบันทึกผลการกระจายความดันดินด้านข้าง และแนะนำเส้นขอบเขตความดันดิน (**Design pressure envelopes**) สำหรับการออกแบบ **Braced cuts** ในทรายและในดินเหนียว แสดงผลการกระจายความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจริง เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดันดิน จะเห็นว่าความดันดินที่เกิดขึ้นจริงมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดันของ Peck



6.4.3 Braced Cuts ในดินทราย

เส้นขอบเขตความดันดินสำหรับ Braced cuts ในดินทราย ความดัน p_a หาได้จากสมการดังต่อไปนี้

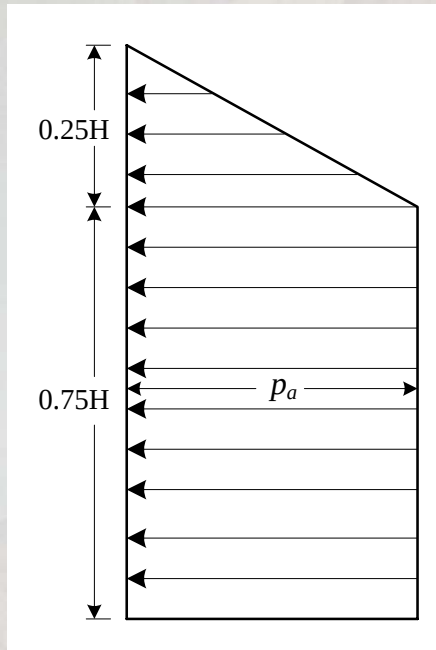
$$p_a = 0.65\gamma HK_a$$



เมื่อ γ คือหน่วยน้ำหนักของดิน H คือความสูงของดินขุด และ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของ Rankine ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45^\circ - \phi' / 2)$

6.4.4 Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

เส้นขอบเขตความดันดินสำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง ซึ่งเหมาะสำหรับสถานะที่เมื่อ S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)



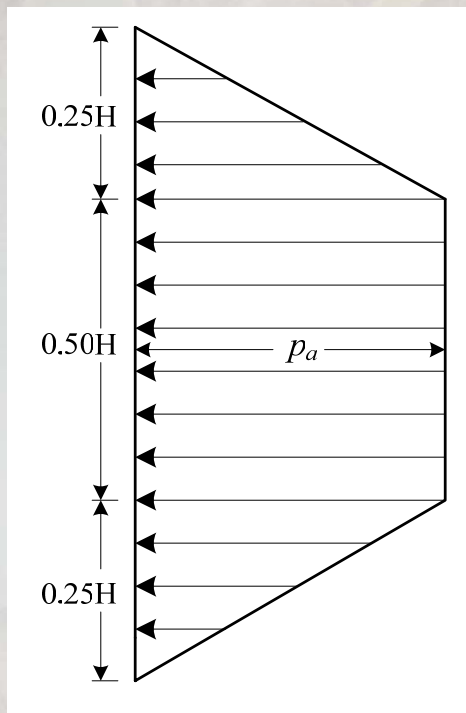
ความดัน p_a จะเป็นค่าที่มากกว่าระหว่าง

$$p_a = \gamma H - 4S_u$$

$$p_a = 0.3\gamma H$$

6.4.5 Braced cuts ในดินเหนียวแข็ง

เส้นขอบเขตความดันดินด้านข้างของดินเหนียวแข็ง ซึ่งเส้นขอบเขตนี้เหมาะสำหรับสภาพที่ $\gamma H / S_u \leq 4.0$



ความดัน p_a คำนวณได้จาก

$$p_a = 0.3\gamma H$$

6.4.6 ข้อจำกัดสำหรับการใช้เส้นขอบเขตความดันดินของ *Peck*

เมื่อจะใช้เส้นขอบเขตความดันดินนี้ในการคำนวณ ควรพึงตระหนักว่า

- 1) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้เหมาะสำหรับงานชุดที่มีความลึกมากกว่า 6.0 เมตร
- 2) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้สร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับชุด
- 3) สำหรับกรณีของงานชุดในทราย พิจารณาว่าทรายอยู่ในสภาวะระบายน้ำได้ (Drained condition) เพราะฉะนั้น ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) เท่ากับศูนย์
- 4) สำหรับกรณีของงานชุดในดินเหนียว พิจารณาว่าดินเหนียวอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์จะต้องใช้พารามิเตอร์กำลังรวม (Total strength parameters)

6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

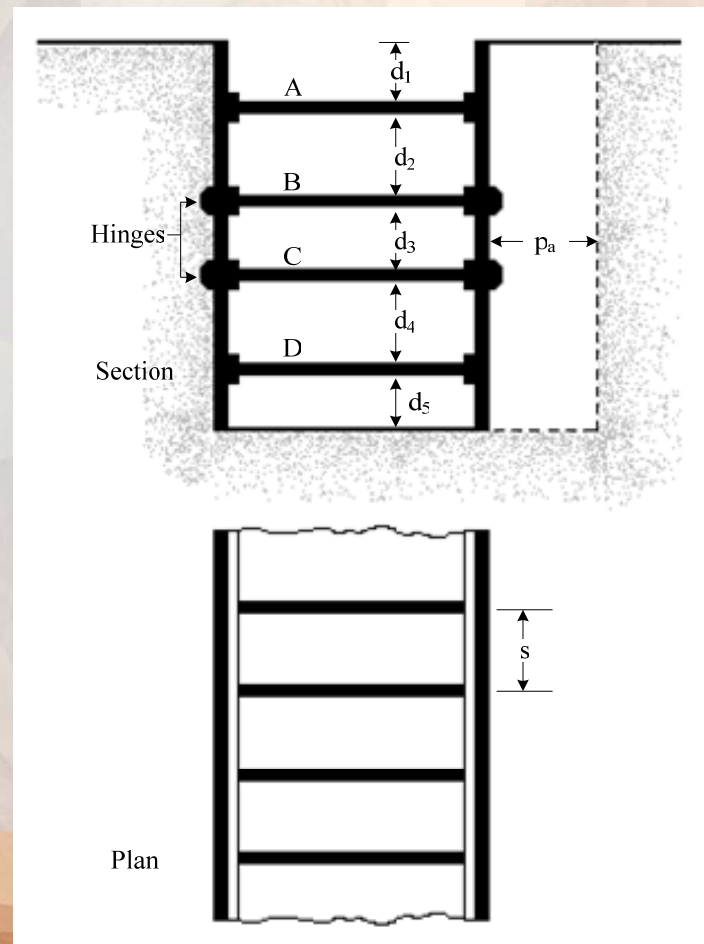
1) ตัวค้ำยัน (*Strut*)

ในการก่อสร้างทั่วไป ตัวค้ำยันถูกติดตั้งให้มีระยะห่างในแนวดิ่งอย่างน้อย 2.75 เมตร ตัวค้ำยันจะทำหน้าที่เหมือนเสาในแนวนอนที่รับแรงอัด ความสามารถในการรับน้ำหนักจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความชะลูด (*Slenderness ratio, l/r*) สำหรับการก่อสร้างในดินเหนียว ตัวค้ำยันตัวแรกควรอยู่ที่ระยะต่ำกว่าผิวดินน้อยกว่าโซนแรงดึง (*Tension crack, z_0*) ซึ่งเท่ากับ $2S_u / \gamma$ เพื่อป้องกันแรงดันน้ำที่อาจจะเพิ่มขึ้นเมื่อมีน้ำขัง

6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

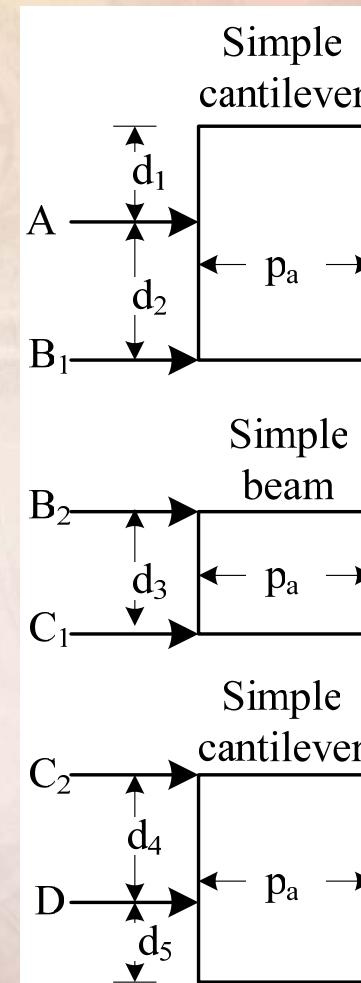
ขั้นตอนการออกแบบตัวค้ำยัน (Strut) สามารถกระทำดังนี้

- 1) วาดเส้นขอบเขตความดันดินสำหรับ **Braced cut** พร้อมทั้งแสดงตำแหน่งของตัวค้ำยัน



6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

- 2) คำนวณหาแรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อตัวค้ำยัน โดยพิจารณาเป็นแบบคานยื่น (Cantilever beam) สำหรับตัวค้ำยันตัวบนสุดและตัวล่างสุด และพิจารณาเป็นคานธรรมดา (Simple beam) สำหรับตัวค้ำยันระหว่างตัวบนสุดและตัวล่างสุด แรงปฏิกิริยาเหล่านี้คือ A_1 , B_1 , B_2 , C_1 , C_2 และ D



6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

3) แรงกระทำในตัวยึดสามารถหาได้ดังนี้

$$F_A = (A)(s)$$

$$F_B = (B_1 + B_2)(s)$$

$$F_C = (C_1 + C_2)(s)$$

$$F_D = (D)(s)$$

เมื่อ F_A , F_B , F_C , และ F_D คือแรงที่กระทำต่อตัวยึดแต่ละตัวที่ระดับ A, B, C, และ D ตามลำดับ และ s คือระยะห่างในแนวนอนของตัวยึด

4) เมื่อทราบแรงที่กระทำต่อตัวยึดแต่ละตัวแล้ว ทำการเลือกหน้าตัดของตัวยึดตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

2) เข็มพืด

ขั้นตอนต่อไปนี้เป็นขั้นตอนการออกแบบเข็มพืด

- 1) สำหรับแต่ละชั้นส่วนคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัด (Bending moment) สูงสุด
- 2) หาค่าโมดูลัสหน้าตัดยอมให้ (Allowable section modulus, Z) ของเข็มพืดที่ต้องการจาก

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

เมื่อ $M_{\max}$ คือโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum bending moment) และ σ_{all} คือความเค้นยอมให้ของวัสดุที่ใช้ทำเข็มพืด

- 3) เลือกเข็มพืดที่มีค่าโมดูลัสหน้าตัดมากกว่าหรือเท่ากับค่าโมดูลัสหน้าตัดยอมให้

6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

3) *Wales*

Wales อาจถูกพิจารณาเป็นชิ้นส่วนที่ต่อเนื่อง โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำต่อ **Wales** (โดยการสมมติว่า **Wales** ยึดติดกับตัวค้ำยัน) คือ

$$\text{ที่ระดับ A: } M_{\max} = \frac{(A)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ B: } M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ C: } M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ D: } M_{\max} = \frac{(D)(s)^2}{8}$$

เมื่อได้โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำต่อ **Wales** แต่ละระดับแล้ว ทำการเลือก **Wales** ที่มีโมดูลัสหน้าตัดใหญ่กว่าหรือเท่ากับ

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

[illegible]

เมื่อ $B_1 = 0.7B$ และ S_u คือกำลังต้านทาน
แรงเฉือนของดินเหนียว ($\phi = 0$)

6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

น้ำหนัก Q อาจถูกพิจารณาว่าเป็นน้ำหนักต่อความกว้าง 1 หน่วย บนฐานรากที่ยาวต่อเนื่องที่ระดับ bd และ af และมีความกว้างของฐาน (B_1) เท่ากับ $0.7B$ โดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi กำลังรับแรงแบกทานต่อความกว้าง 1 หน่วย ของฐานรากคือ

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1$$

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมของดินใต้ระดับดินชุดคือ

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7 S_u B_1}{q B_1 + \gamma H B_1 - S_u H} = \frac{4.0 S_u B}{0.7 q B + 0.7 \gamma H B - S_u H}$$

6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้นี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าชั้นดินเหนียวมีความสม่ำเสมอตลอดช่วง $0.7B$ ใต้ระดับดินชุด ถ้าพบชั้นดินแข็งที่ระดับความลึก D จากระดับดินชุด โดยที่ระยะ D มีค่าน้อยกว่า $0.7B$ อัตราส่วนปลอดภัยจะกลายเป็น

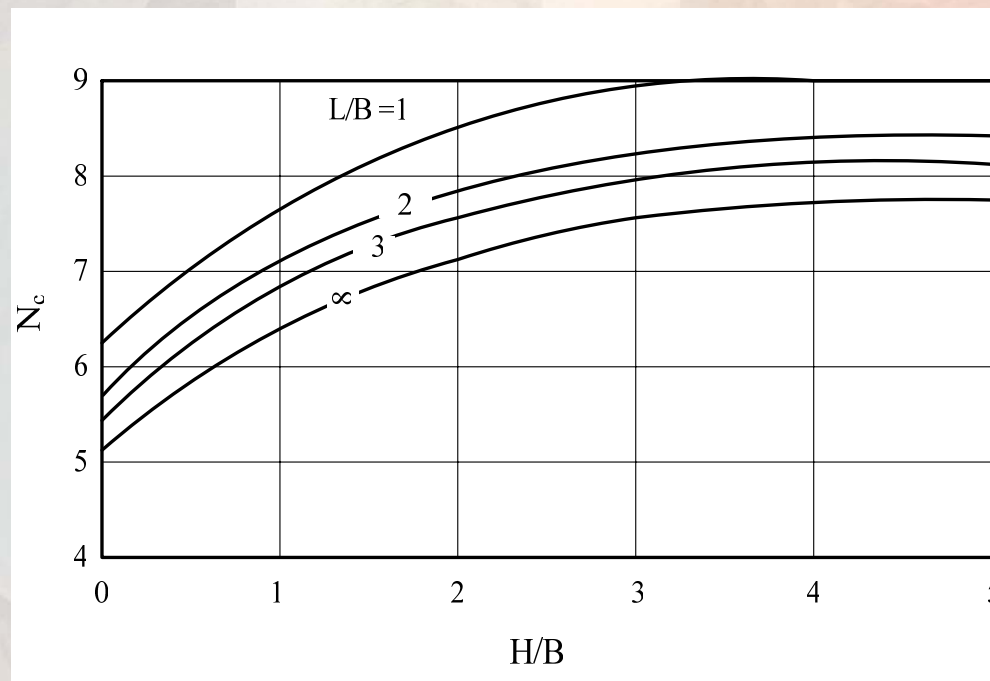
$$FS = \frac{5.7S_u D}{qD + \gamma H D - S_u H}$$

Bjerrum and Eide (1956) ได้ศึกษาปัญหาการอุบวมของดินเหนียวใต้ระดับดินชุด และเสนออัตราส่วนปลอดภัยดังนี้

$$FS = \frac{S_u N_c}{\gamma H + q}$$

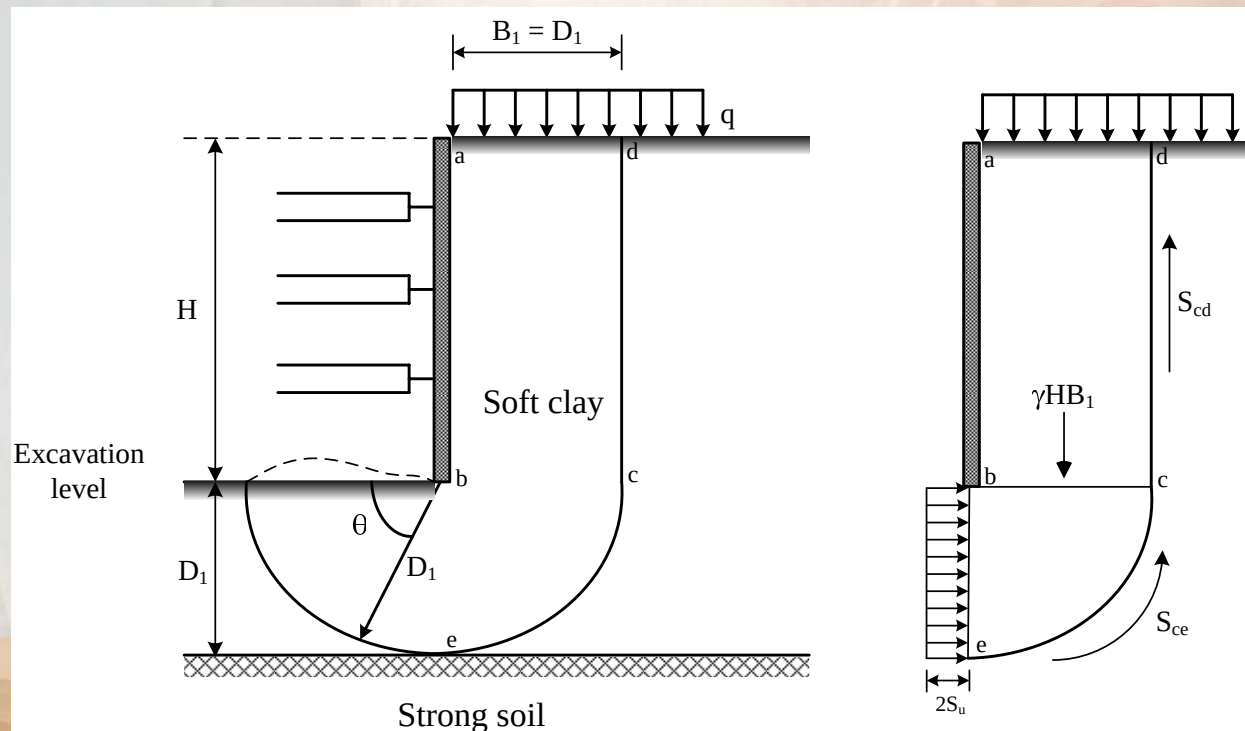
6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor, N_c) จะมีค่าแปรผันตามอัตราส่วนของ H/B และ L/B เมื่อ L คือความยาวของดินชุด (Length of the cut)

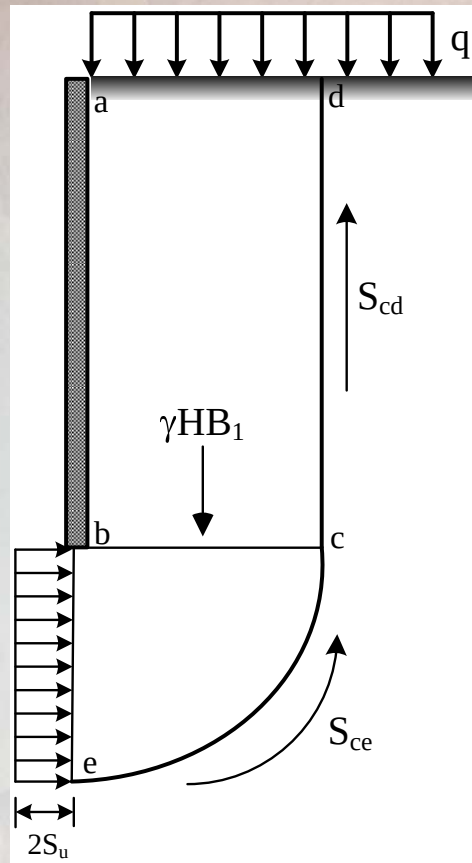


6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

ในระบบ *Braced cuts* ที่กั้นป้อมีความกว้างมาก ดังเช่น อาคารจอดรถใต้ดิน การตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกบวมที่ระยะปลายเข็มพืดสามารถคำนวณโดยการสมมติระนาบการวิบัติดังแสดงในรูป น้ำหนักของดินในส่วน *abcd* จะเป็นแรงที่ทำให้เกิดการอุทกบวม ในขณะที่ แรงต้านทาน *S* จะพัฒนาขึ้นเพื่อต้านการเคลื่อนตัว



6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*



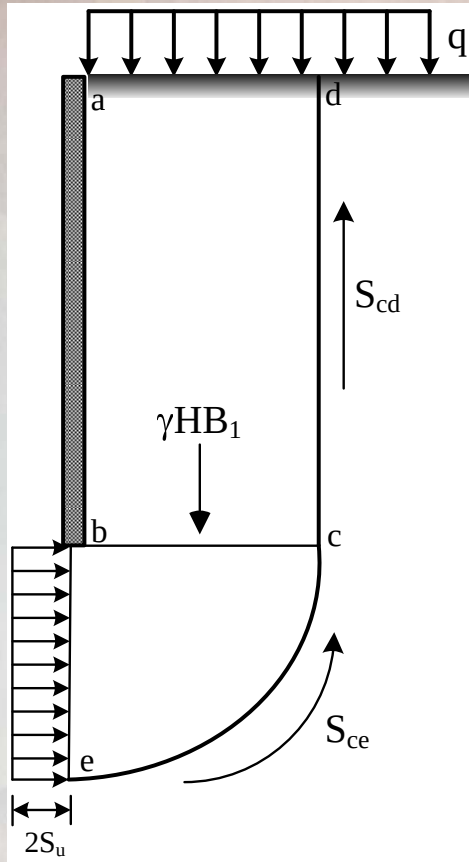
พิจารณาแผนภาพอิสระ น้ำหนักดินภายในพื้นที่ *abcd* และ น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge, q) ถูกต้านรับโดยแรงต้านทาน S ตามระนาบ *cd* และ *ce* (S_{cd} และ S_{ce}) และแรงต้านทานที่สภาวะ **Passive** บนระนาบ *be*

แรงต้านทานบนระนาบ *cd* และ *ce* คำนวณได้ดังนี้

$$S = S_u H + \frac{\pi S_u B_1}{2} - S_u z_0$$

เมื่อ z_0 คือโซนแรงดึง ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2S_u/\gamma$

6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*



ในที่นี้จะพบว่า σ_v มีค่าเท่ากับศูนย์ เนื่องจากไม่มีน้ำหนักกดทับ
 ในป่อเหนือระดับปลายเข็มพืด ความต้านทานรวมที่สภาวะ **Passive**
 (Total passive earth pressure) สามารถคำนวณได้จาก

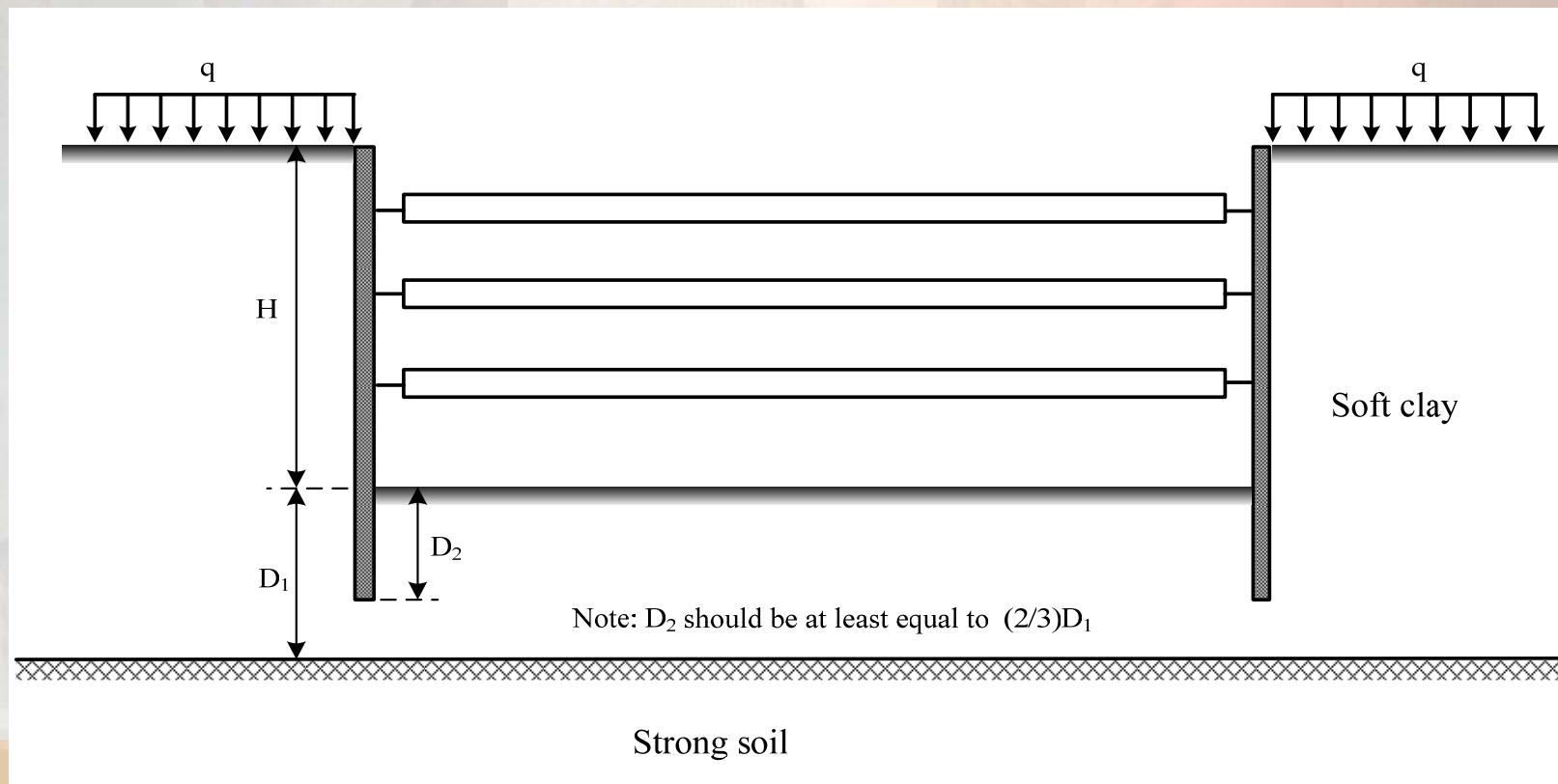
$$\sigma_p = 2S_u$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการรูดบวมสามารถคำนวณได้โดยการ
 พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด b

$$FS = \frac{2S_u B_1 + 2S_u \left(H - 2S_u / \gamma \right) + \pi S_u B_1}{\left(\gamma H + q \right) B_1}$$

6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

ถ้าคำนวณแล้วพบว่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกบวมมีค่าต่ำกว่า 1.20 ผู้ออกแบบควรทำการฝังเข็มพืดให้ลึกลงอีก โดยระยะฝัง (D_2) ควรมีค่าไม่น้อยกว่า $(2/3)D_1$ ดังแสดงในรูป



6.4.8 การออกแบบส่วนประกอบของ *Braced cuts*

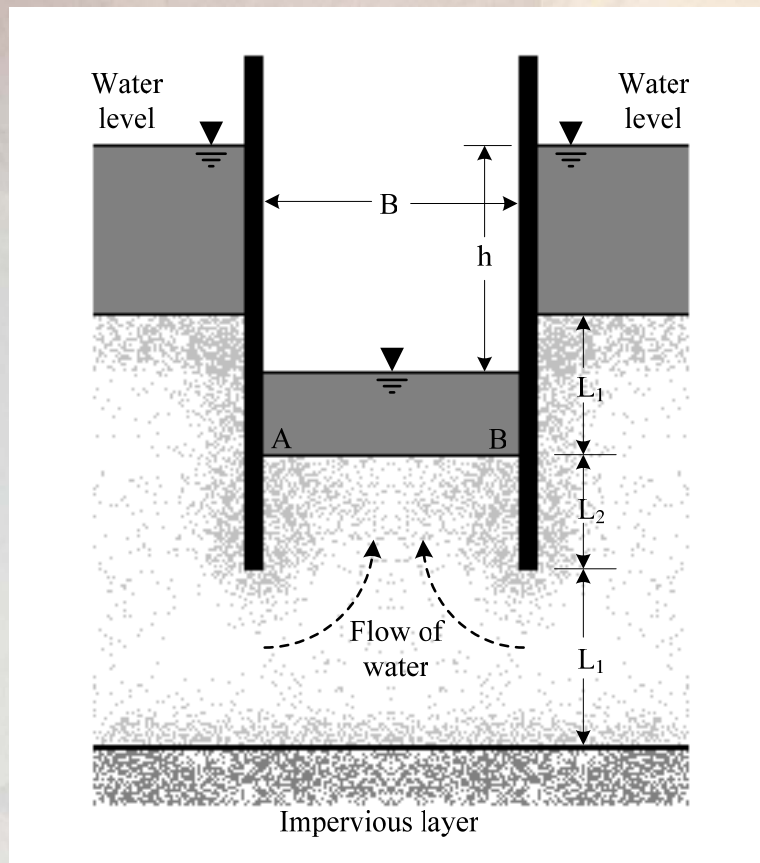
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบของระบบ **Braced cuts** ในชั้นดินที่มีหลายชั้นสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับสมการ

$$FS = \frac{2S_u B_1 + 2S_u (H - 2S_u / \gamma) + \pi S_u B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

เพียงแต่ความดันดินที่สถานะ **Passive** ภายในช่องขุดบนระยะ b จะมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น $2S_u + \gamma D_2$ ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS = \frac{2S_u (D_1 - D_2) + 2S_u (H + D_2 - 2S_u / \gamma) + \pi S_u (D_1 - D_2)}{(\gamma H + q) (D_1 - D_2)}$$

6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินขุดในทราย



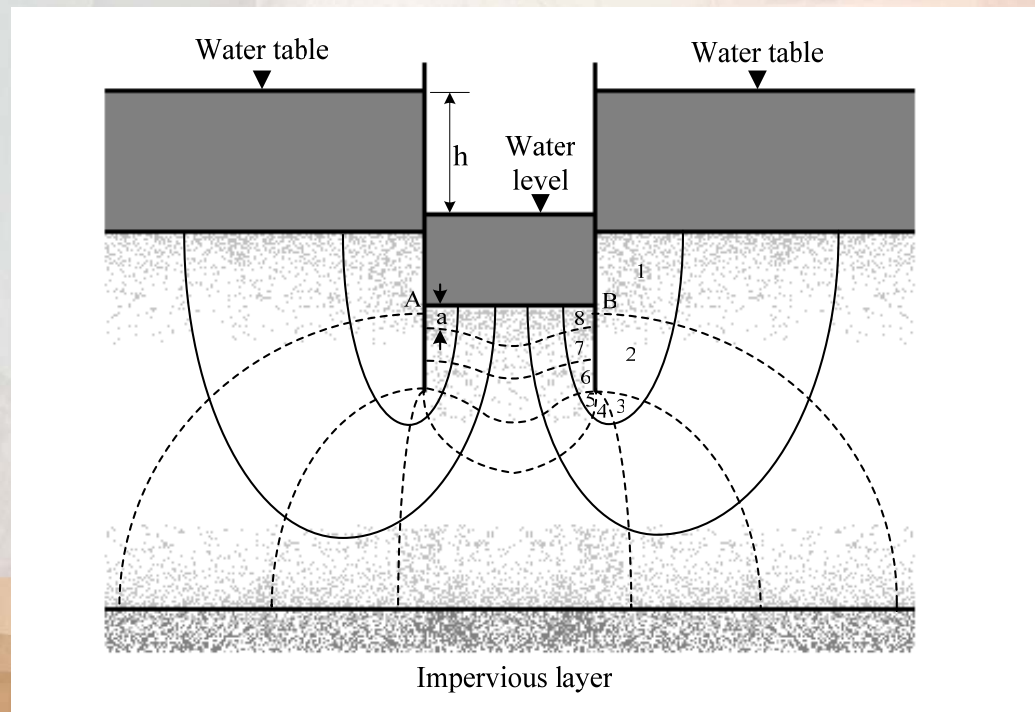
งานดินขุดในชั้นทรายมีเสถียรภาพที่ระดับดินขุด (Bottom of excavation) สูง เมื่อระดับน้ำด้านดินขุดอยู่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดิน แต่ถ้ามีการสูบน้ำออกจากบริเวณดินขุด (Dewatering) อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลง และจำเป็นต้องตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวง (Piping) หรือทรายเดือด (Boiling) ซึ่งทำโดยการวาดตาข่ายการไหลเพื่อหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์สูงสุด ($i_{ext(max)}$) ที่เกิดขึ้นที่จุด A และ B

6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินชุดในทราย

การหาค่าความลาดเชิงศาสตร์สูงสุด มีค่าเท่ากับ

$$i_{ext(max)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{h}{N_d a}$$

เมื่อ a คือความยาวของชิ้นส่วนการไหล (Flow element) ที่จุด A หรือจุด B และ N_d คือจำนวนเส้นสมมุติทั้งหมด



6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินชุดในทราย

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวงคือ

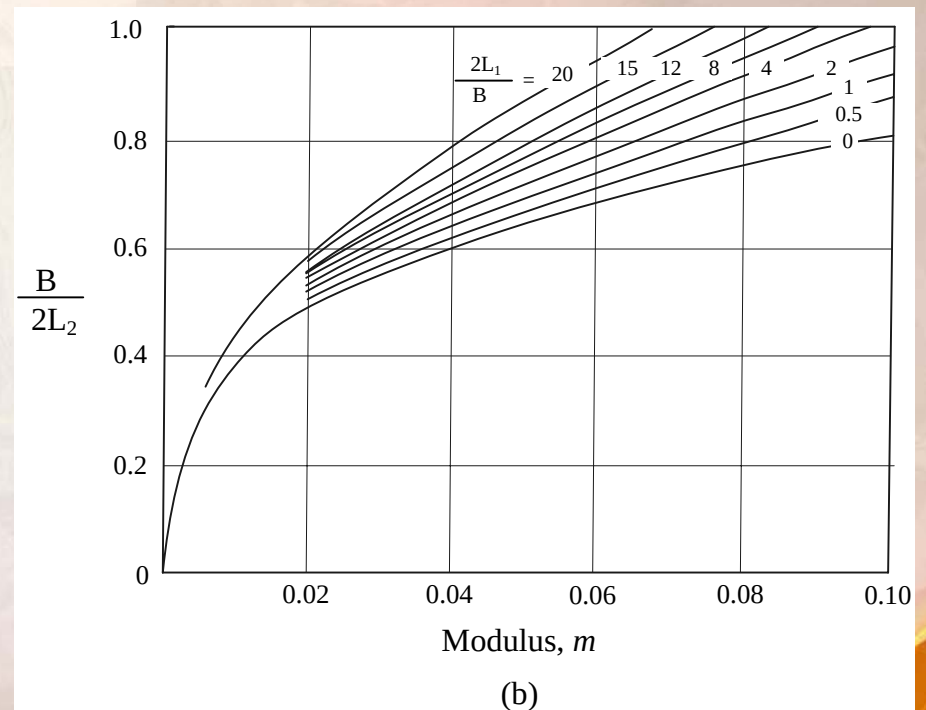
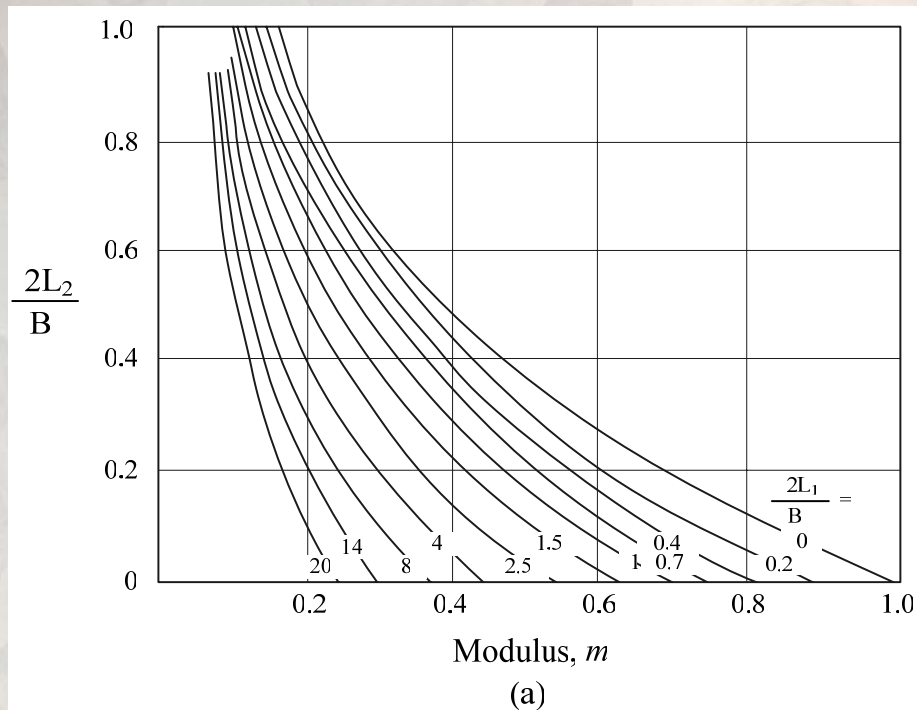
$$FS = \frac{i_c}{i_{ext(max)}}$$

เมื่อ i_c คือความลาดเชิงชลศาสตร์วิกฤติ (Critical hydraulic gradient) ซึ่งดินส่วนใหญ่มีค่า i_c อยู่ระหว่าง 0.8 ถึง 1.1

6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินชุดในทราย

อัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการเกิดท่อลงควรมีค่าอย่างน้อย 1.5 โดยมีขั้นตอนดังนี้

1) หาค่าโมดูลัส (m) จากค่าของ $2L_2/B$



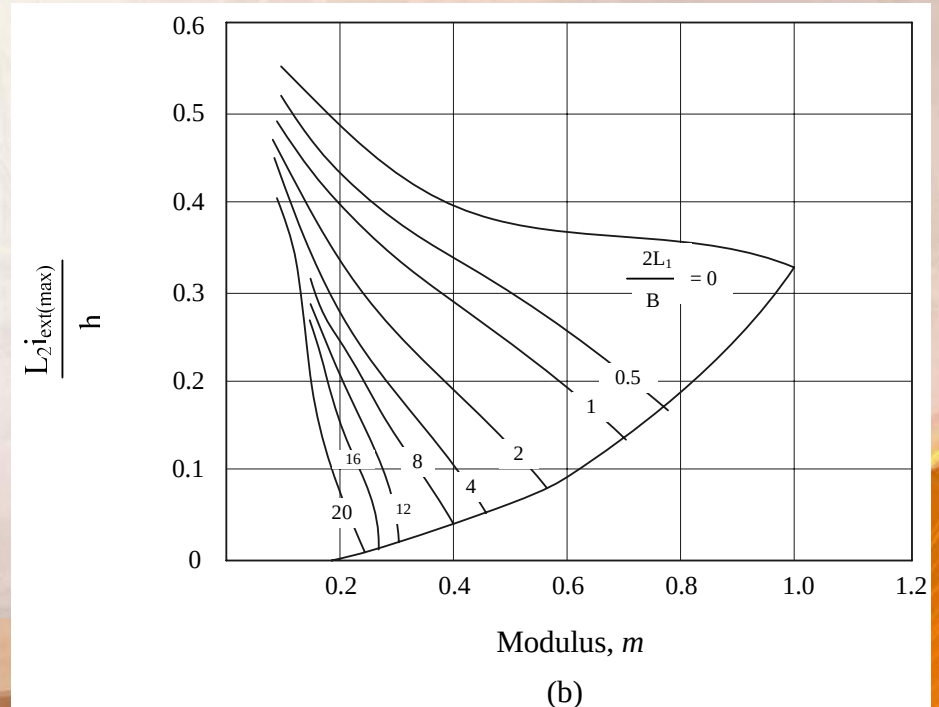
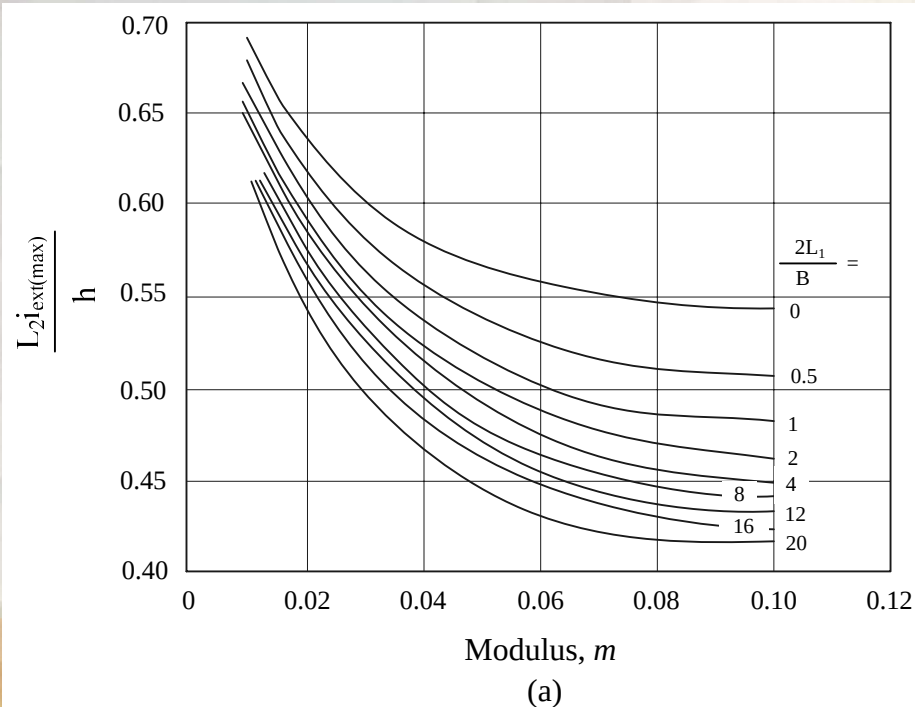
6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินชุดในทราย

2) จากค่าโมดูลัสและ $2L_1/B$ หาค่า $(L_2 i_{\text{ext(max)}})/h$

3) จากค่า L_2 และ h ที่ทราบ หาค่า $i_{\text{ext(max)}}$

4) คำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยจากสมการ

$$FS = \frac{i_c}{i_{\text{ext(max)}}}$$



6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินชุดในทราย

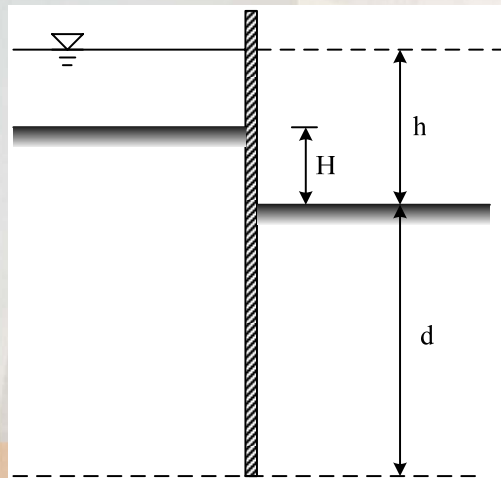
ชัยและคาซูโตะ (2546) เสนอว่า ในทางปฏิบัติ อาจประมาณระยะฝังของเข็มพืดเหล็กในดินได้จากสมการต่อไปนี้

1) เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน

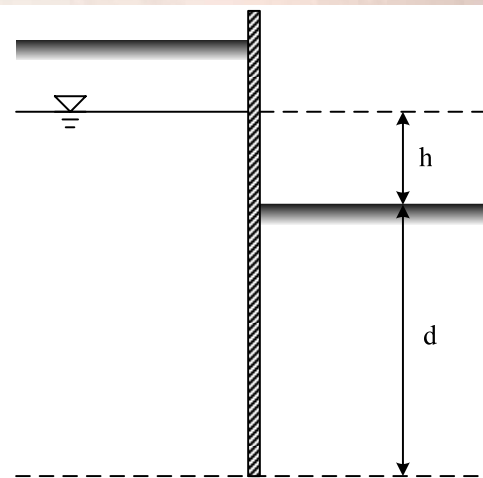
$$d \geq \frac{1}{2} \left(\frac{FS \times h}{\gamma'} - H \right)$$

2) เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน

$$d \geq \frac{h}{2} \left(\frac{FS}{\gamma'} - 1 \right)$$



ก) เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน

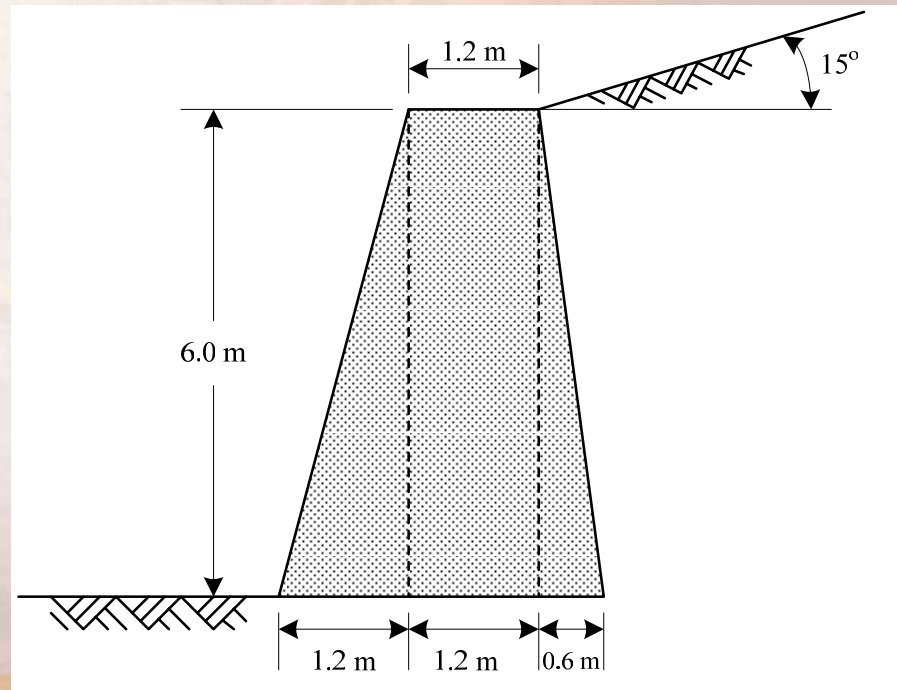


ข) เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน

ตัวอย่างที่ 6.1

ข้อมูล

- 1) กำแพงกันดินดังแสดงในรูป ถูกสร้างจากคอนกรีตที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 24 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร
- 2) ดินเม็ดหยาบหลังกำแพงกันดินมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 30^\circ$
- 3) สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินกับดินใต้ฐานรากเท่ากับ 0.55
- 4) ดินใต้ฐานรากเป็นดินทรายที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 35° ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำมาก



ตัวอย่างที่ 6.1

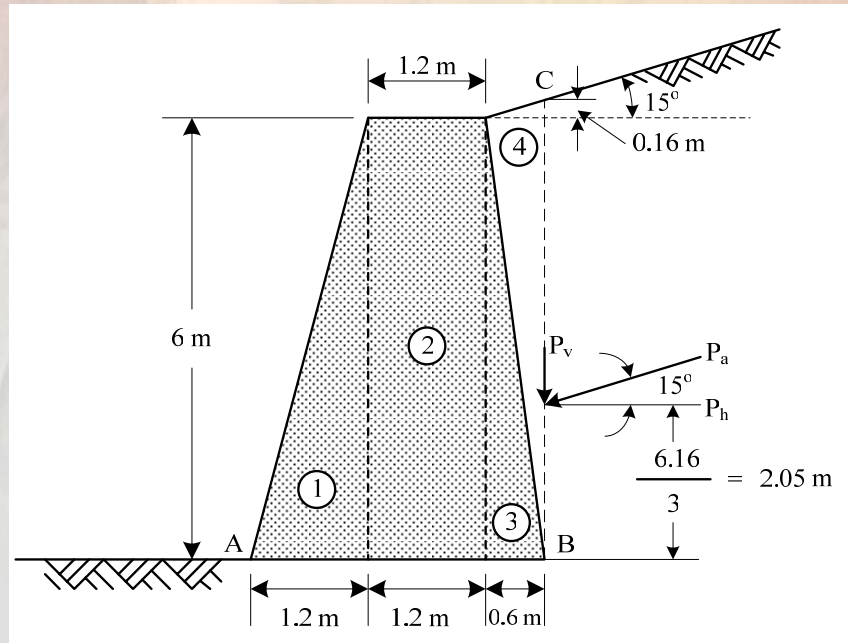
จงตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินนี้ โดยพิจารณาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน

- ก) การเลื่อนไถล (Sliding)
- ข) การพลิกคว่ำ (Overturning)
- ค) การวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity failure) พร้อมทั้งคำนวณการกระจายความดันดินใต้ฐานกำแพงกันดิน

วิธีทำ ความดันด้านข้างที่สภาวะ **Active** ด้านหลังของกำแพงกันดิน คำนวณได้ดังนี้

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

ตัวอย่างที่ 6.1



$$H = \overline{BC} = 6.0 + 0.6 \tan 15^\circ = 6.16 \text{ เมตร}$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.16^2 \times \frac{\cos 15^\circ \cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}$$

$$P_a = P'_a = 134.4 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.1

แรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างรวม

$$P_h = P_a \cos 15^\circ = 134.4 \cos 15^\circ = 129.8 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงในแนวตั้งเนื่องจากแรงดันด้านข้าง

$$P_v = P_a \sin 15^\circ = 134.1 \sin 15^\circ = 34.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ส่วนประกอบ ของแรง	น้ำหนักของส่วนประกอบของแรง (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์วัดจากจุด A (เมตร)	โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ (กิโลนิวตัน- เมตร/เมตร)
1	$(24)(0.5)(1.2)(6) = 86.4$	$(2/3)(1.2) = 0.8$	69.1
2	$(24)(1.2)(6) = 172.8$	$1.2 + 1.2/2 = 1.8$	311.0
3	$(24)(0.5)(0.6)(6) = 43.2$	$1.2 + 1.2 + (1/3)(0.6) = 2.6$	112.3
4	$(19)(0.5)(6.16)(0.6) = 35.1$	$1.2 + 1.2 + (2/3)(0.6) = 2.8$	98.3
P_v	34.7	$1.2 + 1.2 + 0.6 = 3.0$	104.4
	372.3		695.1

โมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกคว่ำ (M_o) = $(129.8)(2.05) = 266.1$ กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร

ตัวอย่างที่ 6.1

ก) อัตราส่วนปลอดภัยต้านการลื่นไถล

$$FS_s = \frac{\text{Sliding resistance}}{\text{Sliding force}}$$

$$FS_s = \frac{\mu \sum V}{P_h} = \frac{0.55 \times 372.3}{129.8} = 1.57 > 1.50 \quad (\text{O.K.})$$

ข) อัตราส่วนปลอดภัยต้านการพลิกคว่ำ

$$FS_o = \frac{\text{Resisting moment}}{\text{Overturing moment}}$$

$$FS_o = \frac{695.1}{266.1} = 2.61 > 1.50 \quad (\text{O.K.})$$

ตัวอย่างที่ 6.1

ค) อัตราส่วนปลอดภัยต้านการวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity failure) และการกระจายความดันดินใต้ฐานกำแพงกันดิน

ตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่วัดจากจุด A

$$\bar{x} = \frac{\sum M_A}{\sum V} = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{695.1 - 266.1}{372.3} = 1.15$$

$$e = \frac{1.2 + 1.2 + 0.6}{2} - 1.15 = 0.35 < \frac{B}{6} (=0.5) \quad (\text{O.K.})$$

ตัวอย่างที่ 6.1

ความเค้นที่เกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงกันดินสามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

เมื่อ

R = แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง = 372.3 กิโลนิวตัน

A = พื้นที่หน้าตัดของฐานกำแพง = (1)(3) = 3 ตารางเมตร

$M_x = 0$

$M_y = R \times e = (372.3)(0.35) = 130.3$ กิโลนิวตัน-เมตร

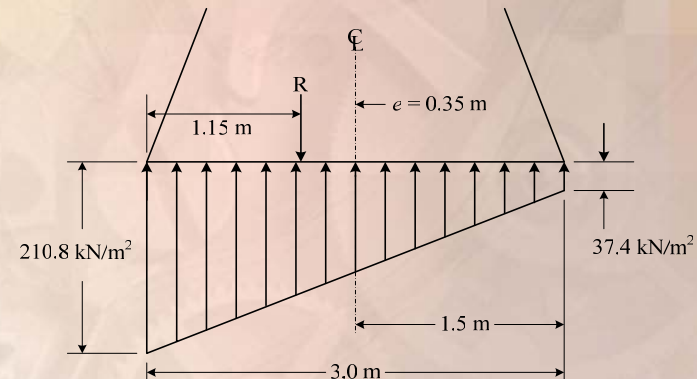
$x = \frac{3}{2} = 1.5$ เมตร

$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 3^3}{12} = 2.25$ เมตร⁴

$$\sigma = \frac{372.3}{3} \pm \frac{130.3 \times 1.5}{2.25}$$

$\sigma_{left} = 124.1 + 86.7 = 210.8$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

$\sigma_{right} = 124.1 - 86.7 = 37.4$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



ตัวอย่างที่ 6.1

ความกว้างประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับ $3.0 - 2(0.35) = 2.3$ เมตร

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Vesic

$$N_q = e^{\pi \tan(35^\circ)} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.30$$

$$N_\gamma = 2(33.30 + 1) \tan 35^\circ = 48.03$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุดของดินฐานรากเท่ากับ

$$q_{u(net)} = q' (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma$$

$$q_{u(net)} = \frac{1}{2} \times 20.0 \times 2.3 \times 48.03 = 1104.7 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตัวอย่างที่ 6.1

แรงแบกทานประลัยสุทธิเท่ากับ

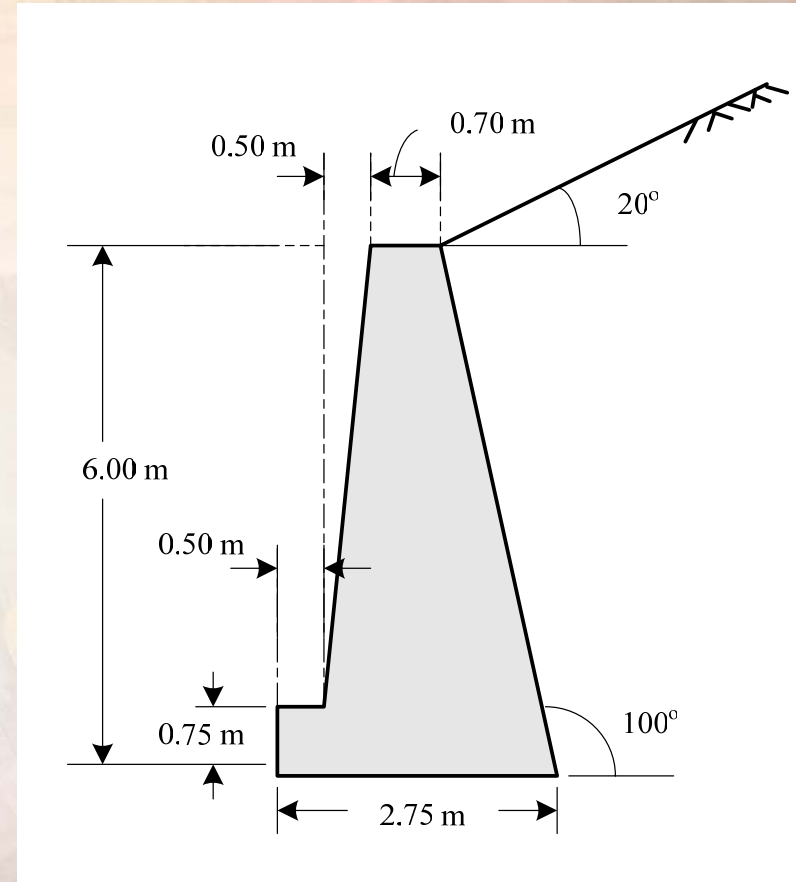
$$Q_u = 1104.7 \times 2.3 = 2540.7 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทานมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{2540.7}{372.0} = 6.82 > 3.0 \text{ (O.K.)}$$

ตัวอย่างที่ 6.2

จากรูป จงคำนวณหาความดันที่กระทำใต้ฐานของกำแพง
กันดิน อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ และ
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถล เมื่อหน่วยน้ำหนักของ
วัสดุที่ใช้ทำกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 23.5 กิโลนิวตันต่อ
ลูกบาศก์เมตร หน่วยน้ำหนักของดินถมมีค่าเท่ากับ 18
กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังประสิทธิภาพ
มีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 38^\circ$ มุมเสียดทานระหว่าง
กำแพงกันดินกับดินถม และระหว่างกำแพงกันดินกับดิน
ใต้กำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 25°



ตัวอย่างที่ 6.2

วิธีทำ

เนื่องจากด้านหลังของกำแพงกันดินและระดับของดินถมทำมุมเอียง K_a จะต้องหาจากทฤษฎีของ Coulomb โดย $\alpha = 180^\circ - 100^\circ = 80^\circ$, $\phi = 38^\circ$, $\delta = 25^\circ$, และ $\beta = 20^\circ$ ดังนั้น

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

$$K_a = \frac{\sin^2(80^\circ + 38^\circ)}{\sin^2 80^\circ \sin(80^\circ - 25^\circ) \left[1 + \frac{\sin(38^\circ + 25^\circ) \sin(38^\circ - 20^\circ)}{\sin(80^\circ - 25^\circ) \sin(80^\circ + 20^\circ)} \right]^2} = 0.39$$

$P_a = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 18 \times 6^2 = 126$ กิโลนิวตันต่อเมตร กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของ
ความสูง และทำมุม 25° ตั้งฉากกับผิวของกำแพงกันดิน หรือ 35° กับแนวนอน

ตัวอย่างที่ 6.2

พิจารณาโมเมนต์รอบจุด Toe ของกำแพงกันดิน

แรงต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน)	แขนของโมเมนต์ (เมตร)	โมเมนต์ต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน-เมตร)
แรงในแนวนอน		
$P_a \cos 35^\circ = 103.2$	2.0	$M_0 = 206.4$
แรงในแนวตั้ง		
$P_a \sin 35^\circ$	= 72.3	2.40
(1) (0.5)(1.05)(6)(23.5)	= 74.0	2.05
(2) (0.70)(6.0)(23.5)	= 98.7	1.35
(3) (0.5)(0.5)(5.25)(23.5)	= 30.8	0.83
(4) (1)(0.75)(23.5)	= 17.6	0.50
$\Sigma V = 293.4$		$\Sigma M_r = 492.8$

ตัวอย่างที่ 6.2

ระยะเยื้องศูนย์กลางเนื่องจากโมเมนต์ที่กระทำบนฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ

$$e = \frac{2.75}{2} - \frac{492.8 - 206.4}{293.4} = 0.40 \text{ เมตร} < \frac{B}{6} = \frac{2.75}{6} = 0.46 \text{ เมตร (O.K.)}$$

ความดันที่มากที่สุดและน้อยที่สุดที่เกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q = \frac{293.4}{2.75} (1 \pm 0.87)$$

$$q = 200 \text{ และ } 14 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.2

อัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$FS_o = \frac{\sum M_r}{M_o}$$

$$FS_o = \frac{492.8}{206.4}$$

$$FS_o = 2.39$$

อัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการลื่นไถลเท่ากับ

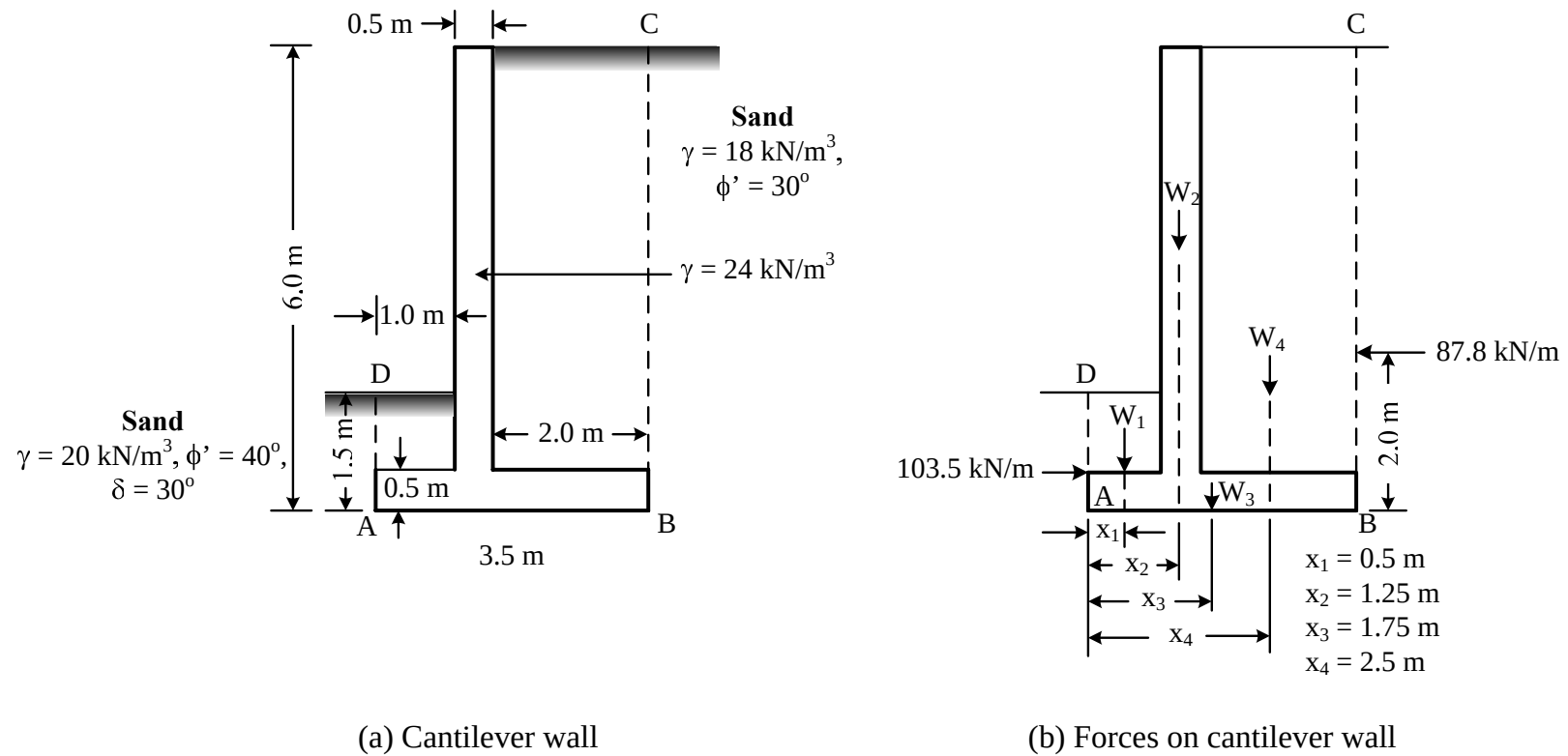
$$FS_s = \frac{\sum V \tan \delta}{P_h}$$

$$FS_s = \frac{293.4 \tan 25^\circ}{103.2}$$

$$FS_s = 1.33$$

ตัวอย่างที่ 6.3

จงตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินดังแสดงในรูป ด้าน (ก) การเลื่อนไถล และ (ข) การพลิกคว่ำ โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



ตัวอย่างที่ 6.3

วิธีทำ ล้มประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ **Active** บนระนาบ **BC** มีค่าเท่ากับ

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

แรงดันดินที่สภาวะ **Active** เท่ากับ

$$P_a = \frac{1}{2} (0.333) (18.0) (6.0)^2 = 107.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

กระทำที่ระยะเท่ากับ $6/3 = 2$ เมตร จากฐานกำแพงกันดิน

ล้มประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ **Passive** บนระนาบ **DA** มีค่าเท่ากับ

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 4.599$$

แรงดันดินที่สภาวะ **Passive** เท่ากับ

$$P_p = \frac{1}{2} (4.599) (20.0) (1.5)^2 = 103.5 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

กระทำที่ระยะเท่ากับ $1.5/3 = 0.5$ เมตร จากฐานกำแพงกันดิน

ตัวอย่างที่ 6.3

ก) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถล

น้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำบนฐานรากมีค่าดังนี้

$$W_1 = 1.0 \times 1.0 \times 20.0 = 20.0 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_2 = 0.5 \times 5.5 \times 24.0 = 66.0 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_3 = 0.5 \times 3.5 \times 24.0 = 42.0 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_4 = 2.0 \times 5.5 \times 18.0 = 198.0 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงเสียดทานใต้ฐานรากเท่ากับ

$$S = (20.0 + 42.0 + 66.0 + 198.0) \times \tan 35^\circ = 228.3 \quad \text{กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถลเท่ากับ

$$FS_S = \frac{228.3}{87.8} = 2.60 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

ตัวอย่างที่ 6.3

ข) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ

โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$M_0 = P_a \times \frac{H}{3} = 87.8 \times \frac{6}{3} = 175.6 \quad \text{กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร}$$

โมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$M_r = W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 + W_4 x_4 + P_p \times \frac{AD}{3}$$

$$M_r = (20.0 \times 0.5) + (66.0 \times 1.25) + (42.0 \times 1.75) + (198.0 \times 2.5) + (103.5 \times 0.5)$$

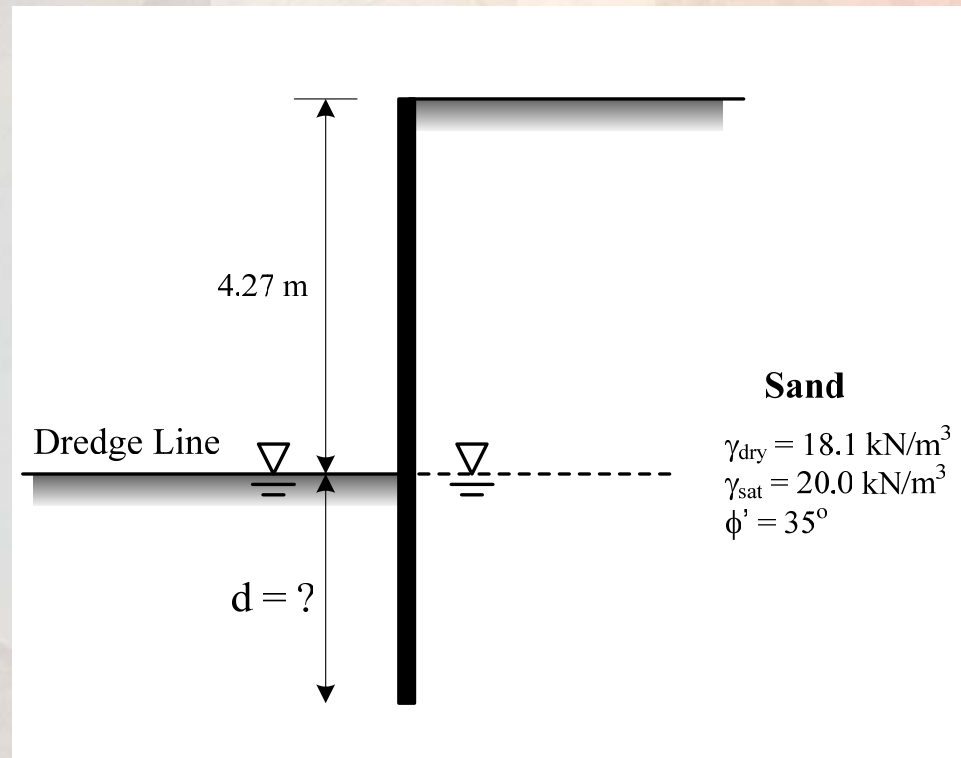
$$M_r = 862.7 \quad \text{กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$FS_O = \frac{862.7}{175.6} = 4.91 > 1.5 \quad (\text{O.K.})$$

ตัวอย่างที่ 6.4

จากรูป จงคำนวณหาระยะฝังยัด (d) และความยาวของเข็มพืดที่ต้องการ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0



ตัวอย่างที่ 6.4

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.271$ $K_p = \frac{1}{0.271} = 3.690$

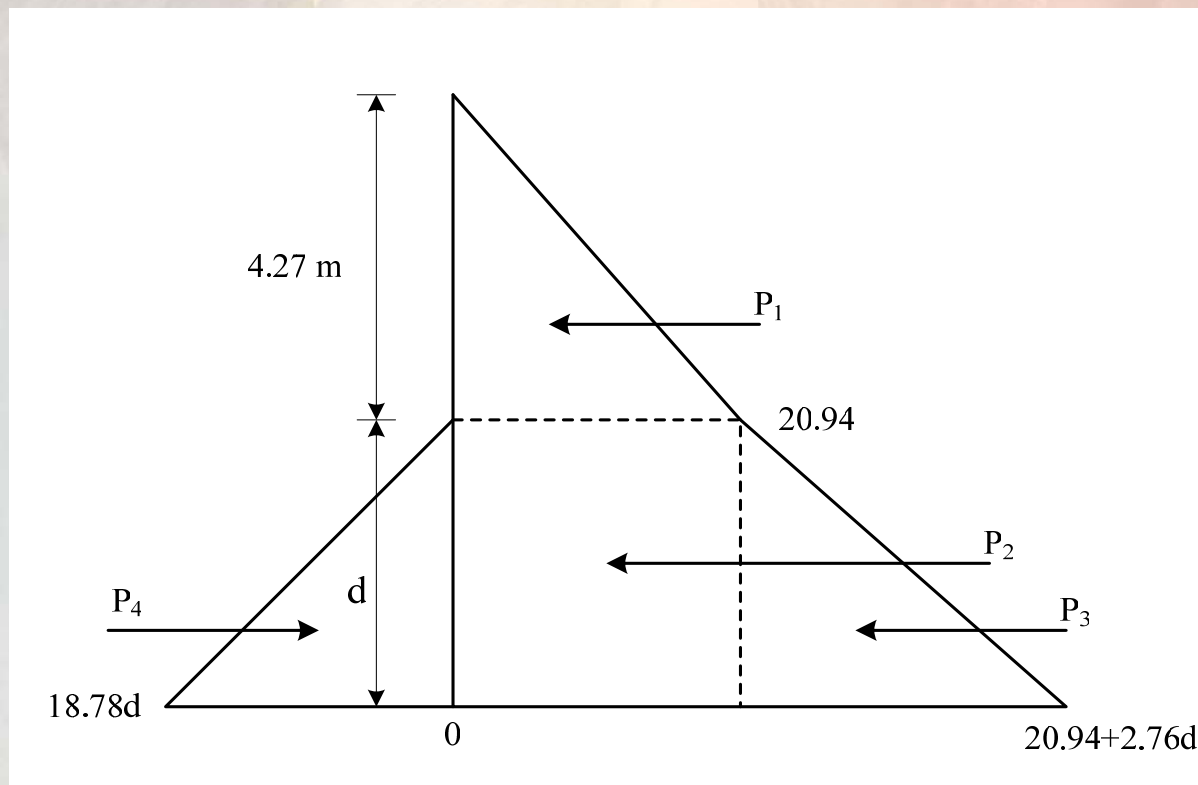
การกระจายความดันดินด้านข้างในสภาวะ **Active**

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	K_a	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ (กิโลปาสคาล)
0	0	0.271	0
4.27	$18.1 \times 4.27 = 77.28$	0.271	20.94
$(4.27 + d)$	$77.28 + (20 - 9.81) d$ $= 77.28 + 10.19d$	0.271	$20.94 + 2.76d$

การกระจายความดันดินด้านข้างในสภาวะ **Passive**

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	K_p	$\sigma'_p = K_p \sigma'_v$ (กิโลปาสคาล)
4.27	0	3.69	0
$(4.27 + d)$	$(20 - 9.81)d/2 = 5.09d$	3.69	$18.8d$

ตัวอย่างที่ 6.4



ตัวอย่างที่ 6.4

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินที่ด้านหน้าและหลังเข้มน้ำอยู่ที่ระดับเดียวกัน จึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาแรงดันน้ำในการคำนวณสมดุลรอบจุด O แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุดปลายของเข้มน้ำแสดงดังตาราง

แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุด O

แรง (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์รอบจุด O (เมตร)
$P_1 = 0.5 \times 20.94 \times 4.27 = 44.71$	$d + (4.27/3)$
$P_2 = 20.94d$	$d/2$
$P_3 = 0.5 \times 2.76d \times d = 1.38d^2$	$d/3$
$P_4 = 0.5 \times 18.78d \times d = 9.39d^2$	$d/3$

ตัวอย่างที่ 6.4

$$\curvearrowright + \Sigma M_o = 0$$

$$\left(44.71 \times \left(d + \frac{4.27}{3} \right) \right) + \left(20.94d \times \frac{d}{2} \right) + \left(1.38d^2 \times \frac{d}{3} \right) - \left(9.39d^2 \times \frac{d}{3} \right) = 0$$

$$-2.67d^3 + 10.47d^2 + 44.71d + 63.64 = 0$$

$$d = 6.87 \text{ เมตร}$$

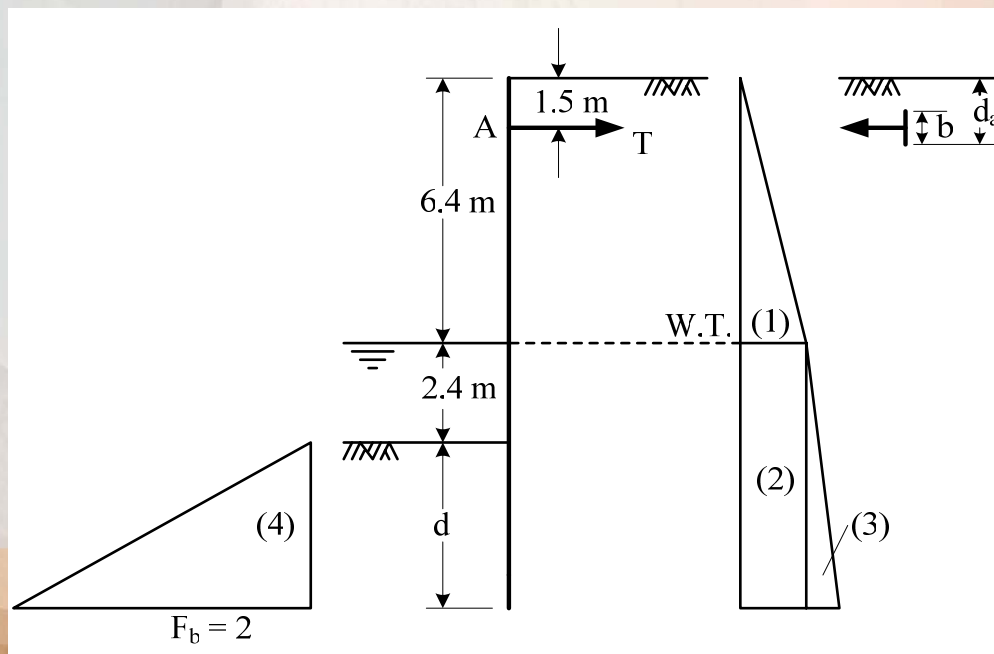
ดังนั้น ระยะฝั่งที่ต้องการคือ $1.2 \times 6.87 = 8.24$ เมตร

ความยาวทั้งหมดของเข็มพืด คือ $8.24 + 4.27 = 12.51$ เมตร

เลือกใช้เข็มพืดยาว **12.50** เมตร

ตัวอย่างที่ 6.5

กำแพงกันดินตัวหนึ่งถูกสร้างโดยใช้เข็มพืดแบบ **Anchored sheet pile** ดังแสดงในรูป หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวและใต้ระดับน้ำใต้ดินมีค่าเท่ากับ 17 และ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลมีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 36^\circ$ จงหาระยะฝังของเข็มพืดเพื่อให้ได้ อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงต้านทานที่สภาวะ **Passive** เท่ากับ 2.0 และหาแรงในเคเบิล ถ้าระยะห่างระหว่างเคเบิลในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร



ตัวอย่างที่ 6.5

วิธีทำ สำหรับ $\phi' = 36^\circ$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{36^\circ}{2} \right) = 0.26 \quad K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{36^\circ}{2} \right) = 3.85$$

จากรูปการกระจายความดันด้านข้าง เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินทางด้านหน้าและหลังเข็มพืดอยู่ที่ระดับเดียวกัน ดังนั้นไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงผลของระดับน้ำใต้ดิน ขั้นตอนการคำนวณคือพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A เท่ากับ 0 แรงและแขนของโมเมนต์ต่างๆ แสดงในตาราง

แรงต่อความยาว 1 เมตร (กิโลนิวตัน)		แขนของโมเมนต์ (เมตร)
(1) $0.5 \times 0.26 \times 17 \times 6.4^2$	= 90.5	2.77
(2) $0.26 \times 17 \times 6.4 \times (d + 2.4)$	= $28.3d + 67.9$	$d/2 + 6.1$
(3) $0.5 \times 0.26 \times 10.2 \times (d + 2.4)^2$	= $1.33d^2 + 6.36d + 7.64$	$2d/3 + 6.5$
(4) $(-0.5 \times 3.85 \times 10.2 \times d^2)/FS$	= $-9.82d^2$	$2d/3 + 7.3$
Tie	= - T	0

ตัวอย่างที่ 6.5

โดยการพิจารณาผลรวมโมเมนต์รอบจุด A เท่ากับ 0 จะได้

$$-5.66d^3 - 44.7d^2 + 253.0d + 714.2 = 0$$

$$d^3 + 7.9d^2 - 44.7d = 126.3$$

$$d = 5.24 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ระยะฝั่งที่ต้องการคือ $1.2d = 6.29$ เมตร

แรงดึงในสายเคเบิลคำนวณหาโดยใช้หลักการสมดุลของแรงลัพธ์ในแนวนอน ดังนี้

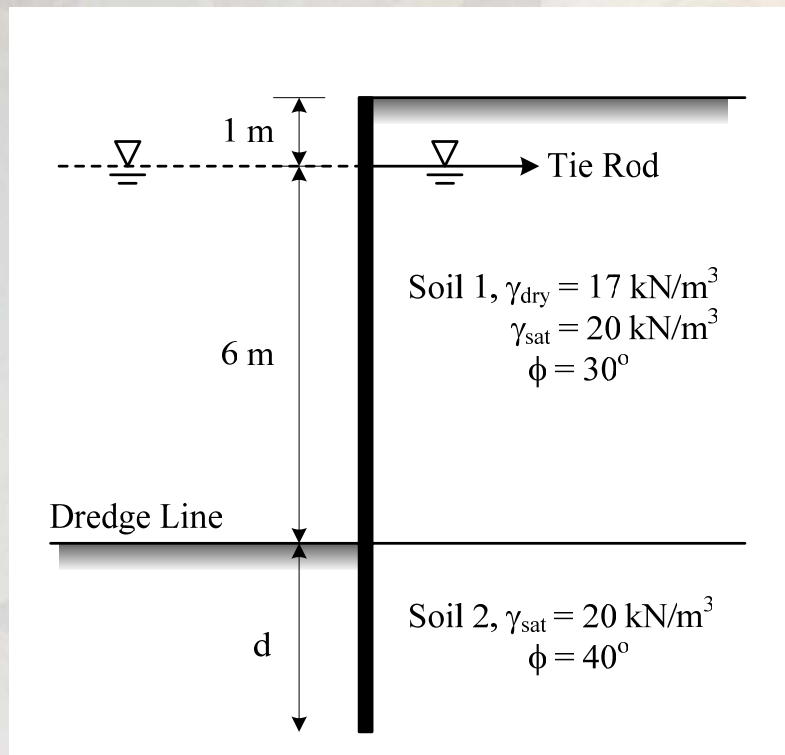
$$90.5 + 216.2 + 77.5 - 269.6 - T = 0$$

$$T = 144.6 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น แรงในแต่ละเคเบิลเท่ากับ $2 \times 144.6 = 289$ กิโลนิวตัน

ตัวอย่างที่ 6.6

จงออกแบบความยาวของเข็มพืดสำหรับกำแพงเข็มแบบสมอยึด (Anchored Sheet Pile) ดังรูป กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันที่สภาวะ Passive



วิธีทำ

ดิน 1 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$

ดิน 2 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.217$

$$K_p = \frac{1}{0.217} = 4.608$$

ตัวอย่างที่ 6.6

การกระจายความดันดินที่สภาวะ Active

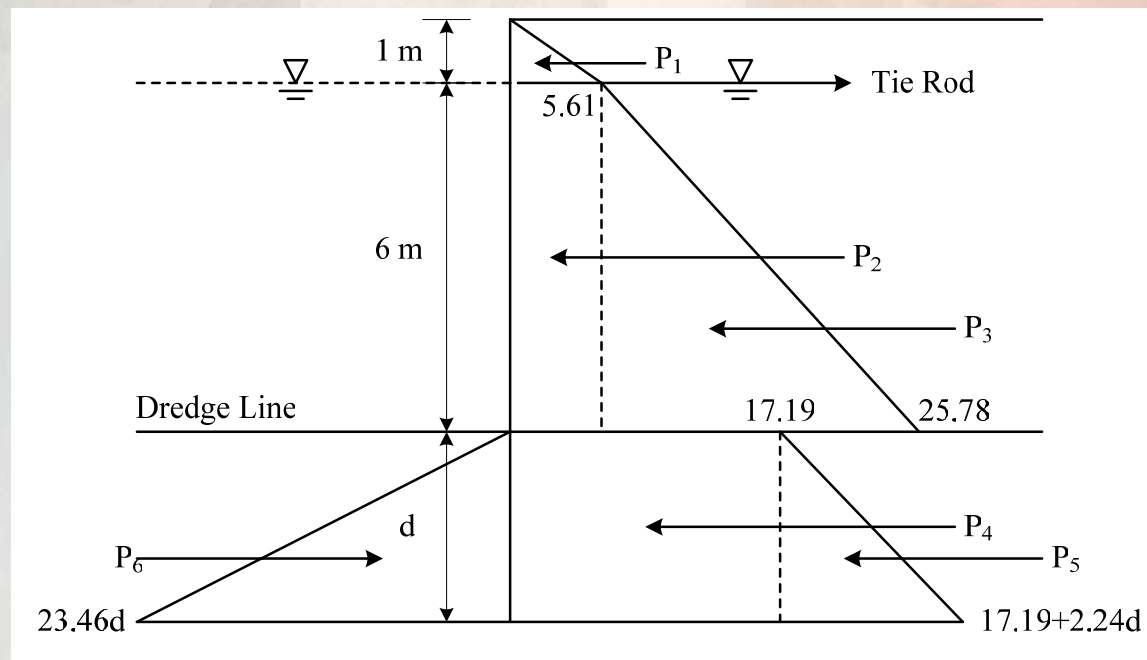
ความลึก (เมตร)	σ_v (กิโลปาสคาล)	u (กิโลปาสคาล)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	K_a	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ (กิโลปาสคาล)
0	0	0	0	0.33	0
-1	17	0	17	0.33	5.61
-7	$17 + (20 \times 6) = 137$	$9.81 \times 6 = 58.9$	78.1	0.33	25.78
+7	137	58.9	78.1	0.22	17.19
$-(7 + d)$	$137 + 20d$	$9.81 \times (6 + d)$ $= 58.9 + 9.81d$	$78.1 + 10.19d$	0.22	$17.19 + 2.24d$

การกระจายความดันดินที่สภาวะ Passive

ความลึก (เมตร)	σ_v (กิโลปาสคาล)	u (กิโลปาสคาล)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	K_p	$\sigma'_p = K_p \sigma'_v$ (กิโลปาสคาล)
d	$20d + (9.81 \times 6)$ $= 20d + 58.86$	$9.81 \times (6 + d)$ $= 9.81d + 58.86$	$10.19d$	$4.6/FS$ $= 4.6/2 = 2.3$	$23.46d$

ตัวอย่างที่ 6.6

จากผลการคำนวณการกระจายความดันประสิทธิผลที่สภาวะ **Active** และ **Passive** ลักษณะการกระจายความดันประสิทธิผลด้านหน้าและหลังเข็มพืดสามารถสรุปได้ดังรูป



ตัวอย่างที่ 6.6

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินทั้งด้านหน้าและด้านหลังเข้มน้ำอยู่ที่ระดับเดียวกัน ดังนั้น จึงไม่แสดงการกระจายของความดันน้ำในแผนภาพอิสระ แรงที่กระทำต่อเข้มน้ำ และแขนของโมเมนต์รอบจุด Tie rod สามารถแสดงได้ดังนี้

แรงที่กระทำต่อเข้มน้ำ (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์วัดจากระดับ Tie Rod (เมตร)
$P_1 = 0.5 \times 5.61 \times 1 = 2.81$	-0.33
$P_2 = 5.61 \times 6 = 33.66$	3
$P_3 = 0.5 \times (25.78 - 5.61) \times 6 = 60.49$	$(2/3) \times 6 = 4$
$P_4 = 17.19d$	$6 + d/2 = 6 + 0.5d$
$P_5 = 0.5 \times (17.2 + 2.24d - 17.2) \times d = 1.12d^2$	$6 + 2d/3 = 6 + 0.67d$
$P_6 = -0.5 \times 23.46d \times d = -11.73d^2$	$6 + 2d/3 = 6 + 0.67d$
Tie Rod = -T	0

ตัวอย่างที่ 6.6

$$\curvearrowright + \Sigma M_o = 0$$

$$\begin{aligned} & (-2.81 \times 0.33) + (33.66 \times 3) + (60.49 \times 4) + [17.19d \times (6 + 0.5d)] + [(1.12d^2) \times (6 + 0.67d)] \\ & + [(-11.73d^2) \times (6 + 0.67d)] = 0 \end{aligned}$$

$$-0.93 + 100.98 + 242.4 + 103.2d + 8.6d^2 + 6.72d^2 + 0.75d^3 - 70.38d^2 - 7.86d^3 = 0$$

$$7.11d^3 + 55.06d^2 - 103.2d - 342.45 = 0$$

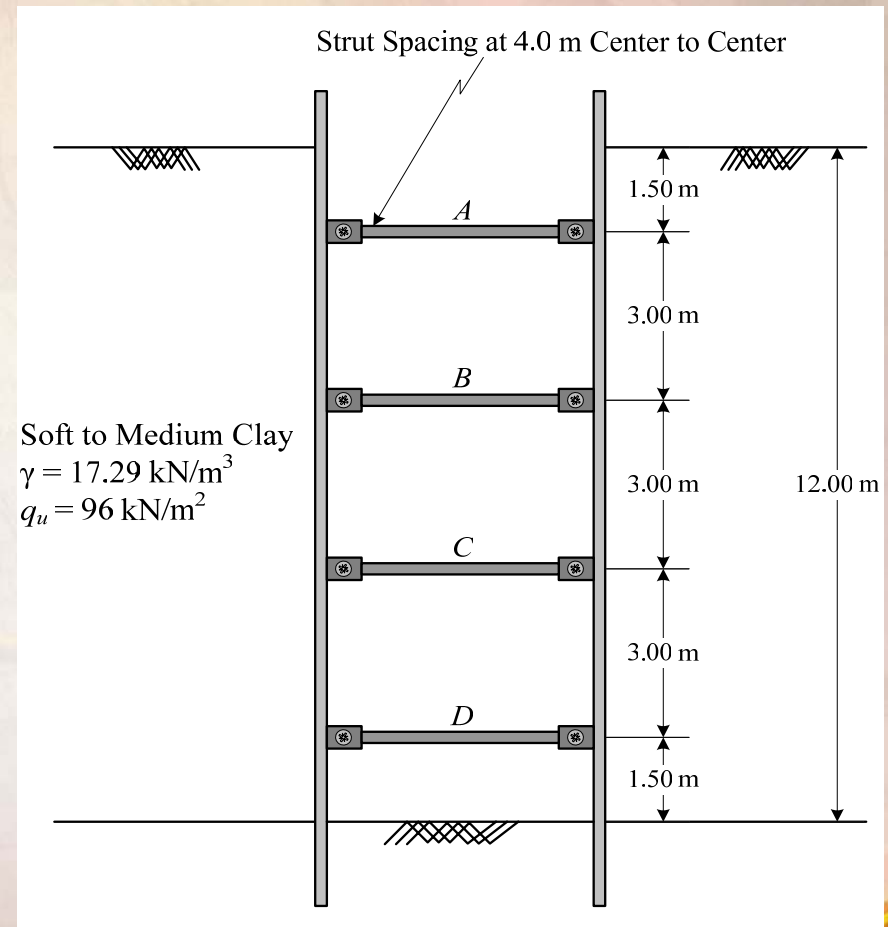
$$d^3 + 7.74d^2 - 14.51d - 48.17 = 0$$

$$d = 2.91 \text{ เมตร จากระดับดินขุด}$$

$$\text{ดังนั้น ความยาวเข็มพืดที่ต้องการเท่ากับ } = (1.2 \times 2.91) + 7 = 10.5 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7

ระบบ Braced Cuts ในรูป เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ระยะห่างระหว่างค้ำยันเท่ากับ 4.0 เมตร ศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง จงคำนวณหาแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยัน A, B และ C และอัตราส่วนปลอดภัยต้านการอู๋ดบวม เมื่อความยาวของค้ำยันมีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับความลึกของระดับดินขุด



ตัวอย่างที่ 6.7

วิธีทำ โดยอาศัยเส้นขอบเขตความดันดิน ความดันดินที่กระทำบนเข็มพืดคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{17.29 \times 12}{(96/2)} = 4.32 \geq 4.0$$

ดังนั้น คำนวณหา p_a

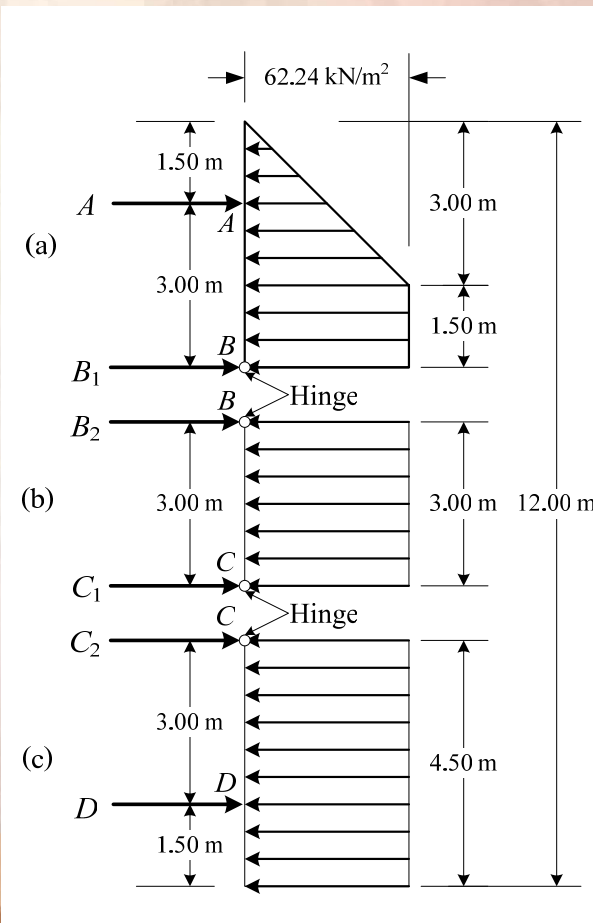
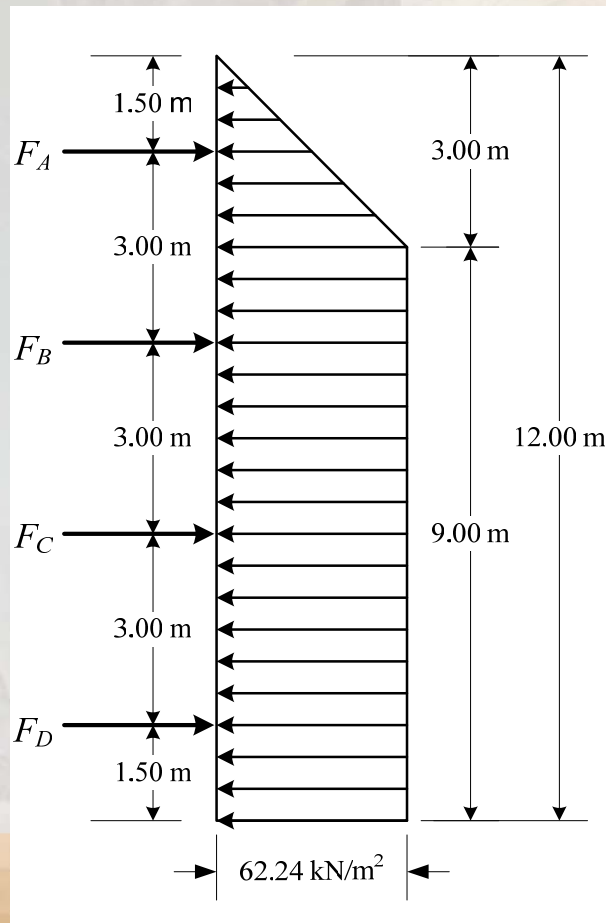
$$p_a = \gamma H - 4S_u = (17.29 \times 12) - 192 = 15.48 \text{ กิโลปาสคาล}$$

$$p_a = 0.3\gamma H = 0.3 \times 17.29 \times 12 = 62.24 \text{ กิโลปาสคาล}$$

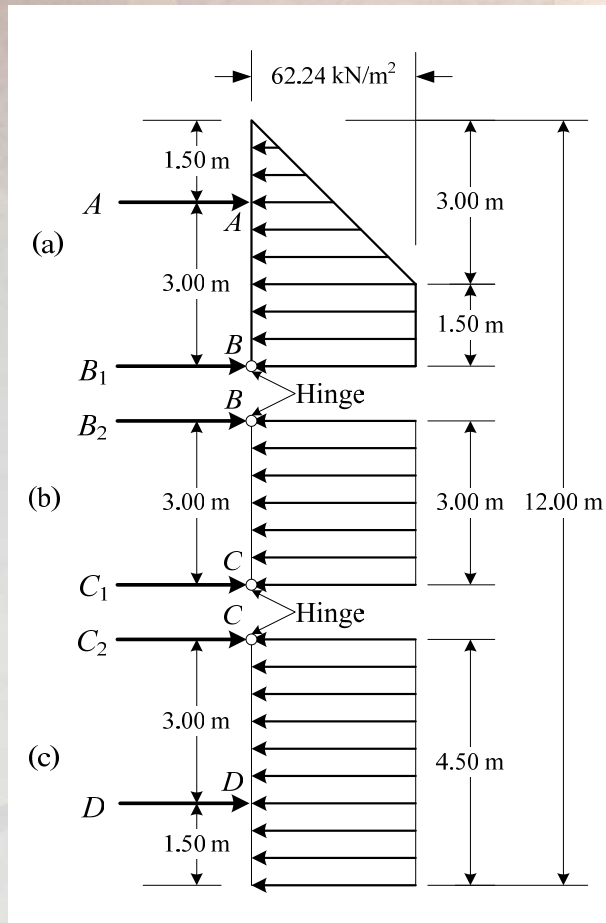
ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพืดคือ **62.24** กิโลปาสคาล

ตัวอย่างที่ 6.7

การกระจายความดันดินด้านข้างแสดงดังรูป จากการพิจารณาข้อต่อที่จุด A, B, C และ D เป็นบานพับ
จะได้แผนภาพอิสระของชิ้นส่วนต่างๆ



ตัวอย่างที่ 6.7



จากรูป (a)

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$\left[\frac{1}{2} \times 62.24 \times 3 \times \left(1.5 + \frac{3}{3} \right) \right] + \left[1.5 \times 62.24 \times \frac{1.5}{2} \right] - [A \times 3.0] = 0$$

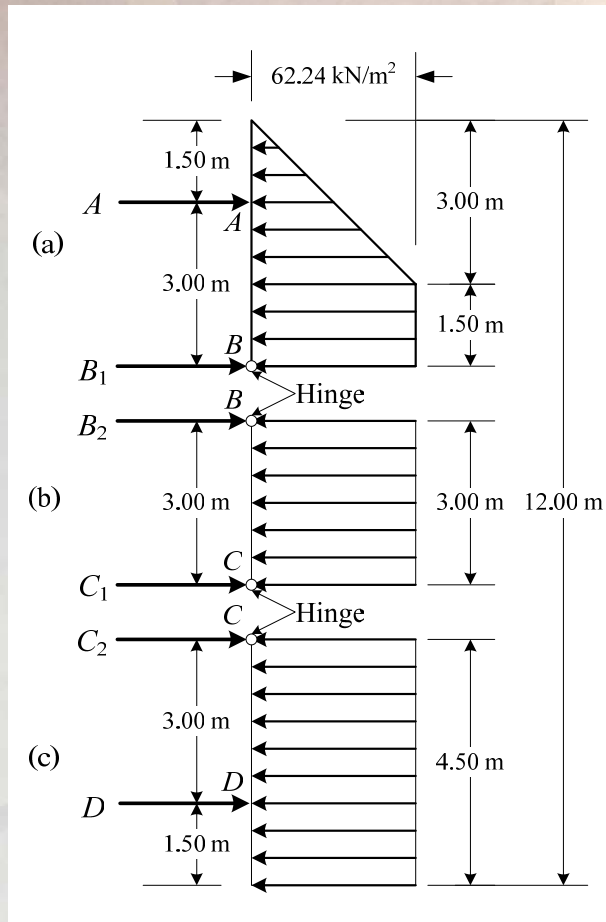
$$A = 101.14 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$B_1 = \left[\frac{1}{2} \times (1.5 + 4.5) \times 62.24 \right] - 101.14$$

$$B_1 = 85.58 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7



จากรูป (b)

$$\sum F_x = 0$$

$$B_2 = C_1 = \frac{1}{2} \times 3 \times 62.24 = 93.36 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

จากรูป (c)

$$\sum M_{@C} = 0$$

$$[D \times 3] - \left[4.5 \times 62.24 \times \frac{4.5}{2} \right] = 0$$

$$D = 210.06 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$C_2 = [4.5 \times 62.24] - 210.06 = 70.02 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7

ดังนั้น

$$F_A = (101.14 \times 4) = 404.56 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_B = (85.58 + 93.36) \times 4 = 715.76 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_C = (93.36 + 70.02) \times 4 = 653.52 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_D = (210.06 \times 4) = 840.24 \text{ กิโลนิวตัน}$$

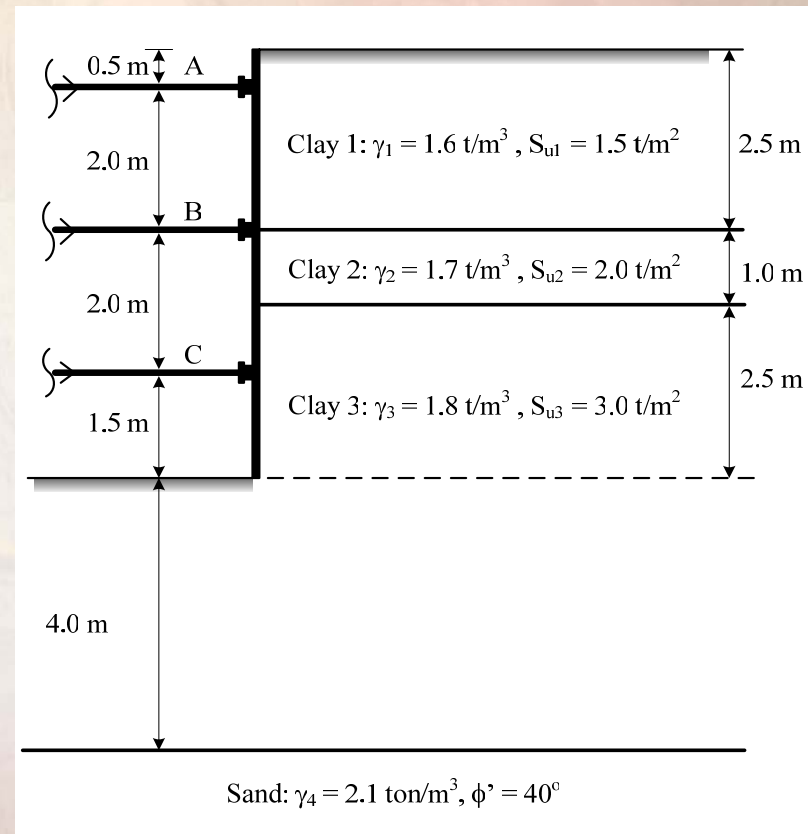
อัตราส่วนปลอดภัยต้านการครูดบวมคำนวณได้โดยอาศัยสมการของ Bjerrum and Eide (1956) และไม่พิจารณาระยะฝั่งของเข็มพืดใต้ดินชุด (ค่าที่ได้จะต่ำกว่าความเป็นจริง) ดังนั้น

$$FS = \frac{48.0 \times 5.14}{17.29 \times 12} = 1.19 \text{ ใกล้เคียง } 1.20 \quad \text{OK.}$$

ตัวอย่างที่ 6.8

จากรูป (ระบบ Braced cuts สำหรับห้องใต้ดิน) จงคำนวณหา

- ก) แรงในตัวค้ำยัน A, B และ C เมื่อระยะห่างระหว่างค้ำยันในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร
- ข) โมเมนต์ที่เกิดใน Wales
- ค) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการรูดบวม



ตัวอย่างที่ 6.8

วิธีทำ เนื่องจากชั้นดินเหนียวมีค่าหน่วยน้ำหนักและกำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกัน ดังนั้นต้องคำนวณหาค่าหน่วยน้ำหนักและกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ย ซึ่งมีค่าดังนี้

$$\gamma_{av} = \frac{1}{H} [\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3]$$

$$\gamma_{av} = \frac{1}{6} [(1.6 \times 2.5) + (1.7 \times 1) + (1.8 \times 2.5)] = 1.7 \quad \text{ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$S_{u(av)} = \frac{1}{H} [S_{u1} H_1 + S_{u2} H_2 + S_{u3} H_3]$$

$$S_{u(av)} = \frac{1}{6} [(1.5 \times 2.5) + (2.0 \times 1.0) + (3 \times 2.5)] = 2.2 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{1.7 \times 6.0}{2.2} = 4.6 > 4.0$$

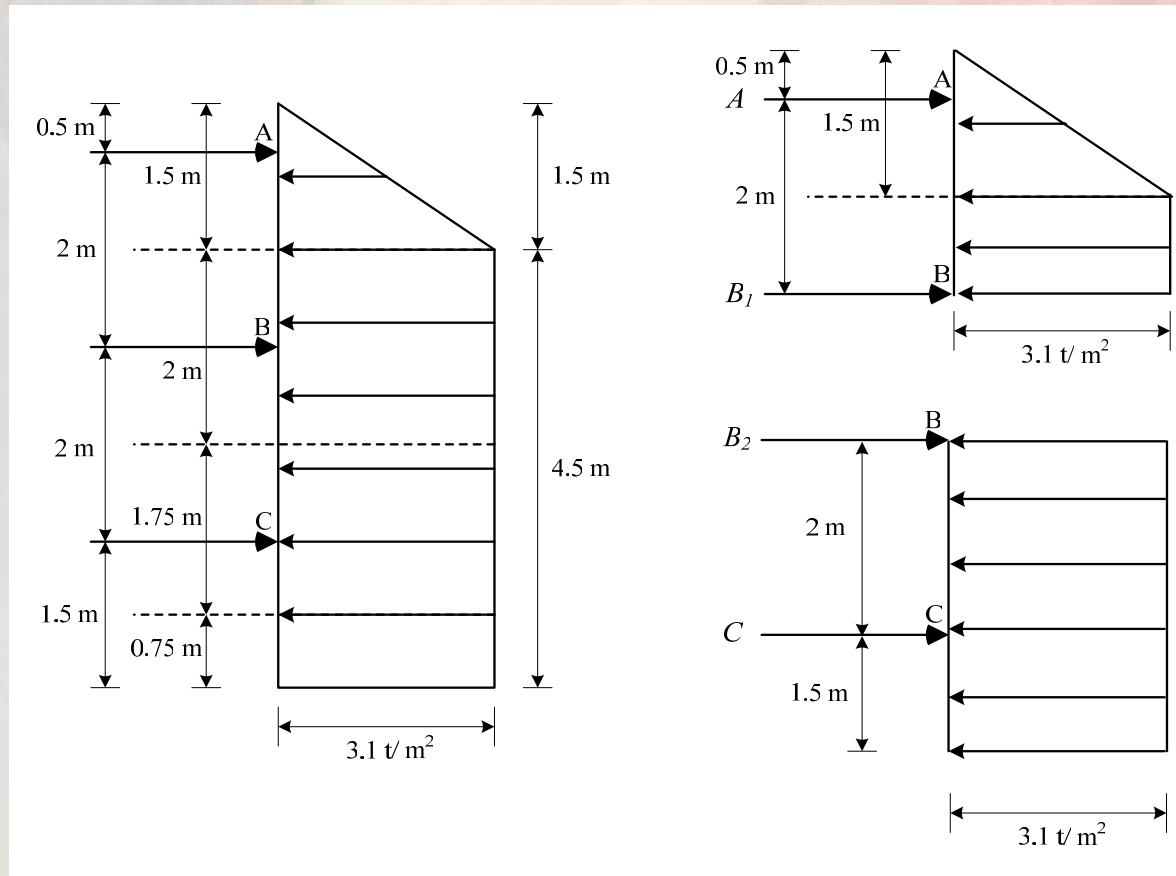
ความดันดินที่กระทำต่อเข็มพืดคำนวณได้ดังนี้

$$p_a = \gamma H \left\{ 1 - \left(\frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right\} = 1.7 \times 6.0 \times \left\{ 1 - \frac{4 \times 2.2}{1.7 \times 6.0} \right\} = 1.4 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

$$p_a = 0.3 \gamma H = 0.3 \times 1.7 \times 6.0 = 3.1 \quad \text{ตันต่อตารางเมตร}$$

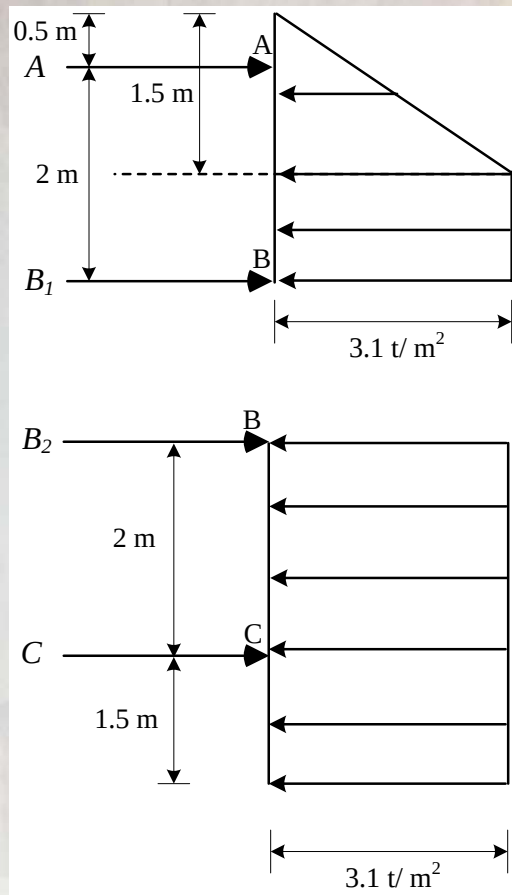
ตัวอย่างที่ 6.8

ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพืดมีค่าเท่ากับ 3.1 ตันต่อตารางเมตร และการกระจายความดันดิน
แสดงดังรูป



ตัวอย่างที่ 6.8

ก) แรงในตัวยึด A, B และ C คำนวณได้ดังนี้



จากแผนภาพอิสระส่วนบนของรูป

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$A(2) = (3.1 \times 1.0 \times 0.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 1.5 \right)$$

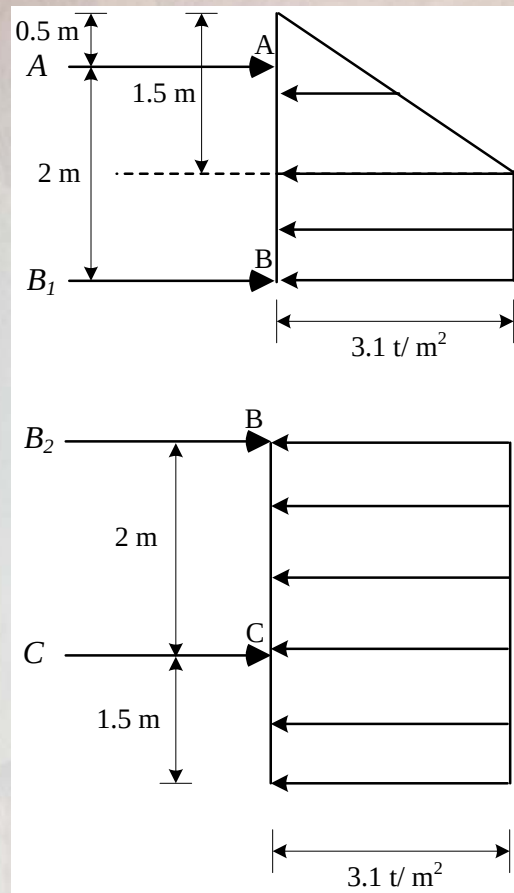
$$A = 2.52 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@A} = 0$$

$$B_1(2) = (3.1 \times 1 \times 1.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 0.5 \right)$$

$$B_1 = 2.91 \text{ ตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.8



จากแผนภาพอิสรส่วนล่างของรูป

$$\sum M_{@C} = 0$$

$$B_2(2) = (3.1 \times 3.5 \times 0.25)$$

$$B_2 = 1.36 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$C(2) = (3.1 \times 3.5 \times 1.75)$$

$$C = 9.50 \text{ ตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7

เนื่องจากระยะห่างของตัวค้ำยันในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร ดังนั้น แรงในตัวค้ำยัน A, B และ C มีค่าดังนี้

$$F_A = 2 \times 2.52 = 5.04 \text{ ตัน}$$

$$F_B = 2(2.91 + 1.36) = 8.54 \text{ ตัน}$$

$$F_C = 2 \times 9.50 = 19.00 \text{ ตัน}$$

ข) โมเมนต์ที่เกิดใน **Wales** เท่ากับ

$$M_A = \frac{1}{8} A s^2 = \frac{1}{8} \times 2.52 \times 2^2 = 1.26 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_B = \frac{1}{8} (B_1 + B_2) s^2 = \frac{1}{8} (2.91 + 1.36) \times 2^2 = 2.13 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_C = \frac{1}{8} C s^2 = \frac{1}{8} \times 9.50 \times 2^2 = 4.75 \text{ ตัน-เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7

ค) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมเท่ากับ

$$FS = \frac{2S_u B_1 + 2S_u \left(H - 2S_u / \gamma \right) + \pi S_u B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$FS = \frac{(2 \times 2.2 \times 4.0) + (2 \times 2.2) \left(6 - (2 \times 2.2 / 1.7) \right) + (\pi \times 2.2 \times 4.0)}{(1.7 \times 6 \times 4)}$$

$$FS = \frac{60.3}{40.8} = 1.47 > 1.20 \quad \text{OK.}$$