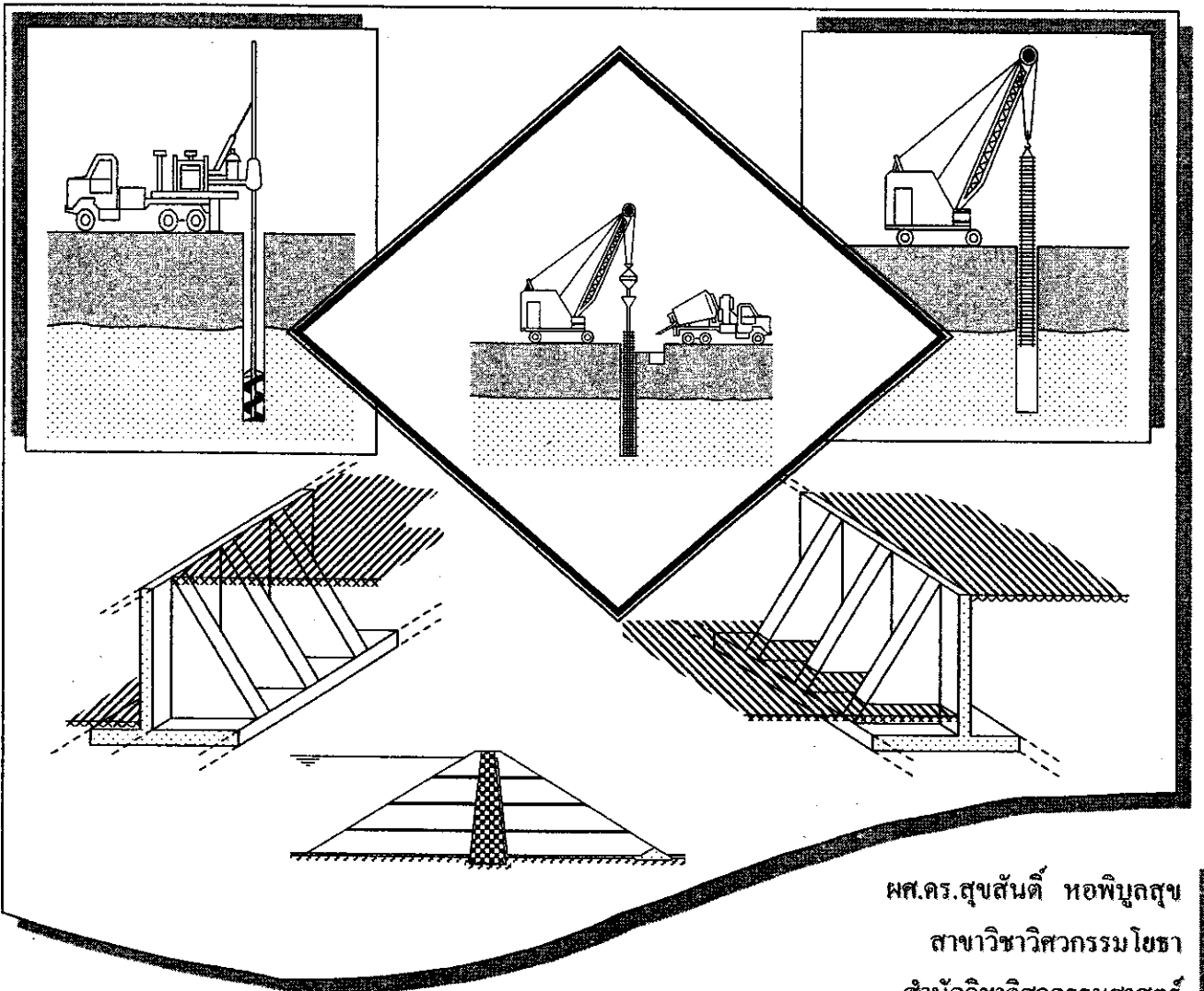


Foundation

ENGINEERING

วิศวกรรมฐานราก



ผศ.ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนำ

เอกสารคำสอนนี้จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการสอนวิชา 410 421 วิศวกรรมฐานราก ซึ่งเป็นวิชาบังคับสำหรับนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ชั้นปีที่ 4 โดยเนื้อหาแบ่งออกเป็น 6 บท ได้แก่ การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม ฐานรากตื้น ฐานรากเสาเข็ม เสถียรภาพทางลาด แรงดันดินด้านข้าง และโครงสร้างกันดิน ในแต่ละบทจะประกอบด้วยเนื้อหา และตัวอย่างการคำนวณเพื่อเพิ่มความเข้าใจให้กับนักศึกษา นอกจากนี้ ผู้เขียนได้ใส่แบบฝึกหัดท้ายบท เพื่อให้นักศึกษาได้ทดสอบความเข้าใจและลองทำแบบฝึกหัดนอกเหนือจากตัวอย่างที่เรียนในชั้นเรียน

เอกสารคำสอนนี้ได้รับการแต่งและเรียบเรียงประสบการณ์การทำงาน และจากตำราต่างประเทศ วารสารระดับนานาชาติ และงานสัมมนาวิชาการระดับนานาชาติ ซึ่งเป็นเอกสารอ้างอิงที่ได้มาตรฐาน เนื้อหาในเอกสารนี้นั้นทฤษฎีพื้นฐาน และวิธีการออกแบบ

สุดท้ายนี้ ผู้เขียนขอขอบคุณ นายลภนต์ มนุสาร และนายวรรัช เกษกัน บัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำหรับความช่วยเหลือในการจัดแต่งรูปวาด

ผศ.ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ธันวาคม 2547

สารบัญ

	หน้า
คำนำ	i
สารบัญ	iii
บทที่ 1 การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม	
1.1 บทนำ	1
1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน	1
1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ	3
1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง	6
1.4.1 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกผ่าซีกมาตรฐาน (Standard Spilt Spoon)	8
1.4.2 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกเปลือกบาง (Thin Wall Tube)	9
1.4.3 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกลูกสูบ (Piston Sampler)	9
1.5 การกระทบกระเทือนของดินตัวอย่าง	11
1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)	11
1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินโดยใช้ใบพัด (Vane Shear Test)	18
1.8 การทดสอบทะลุทะลวงแบบใช้กรวย (Cone Penetration Test)	22
1.9 การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration	26
1.10 Borehole Pressure Test	27
1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน	29
1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)	31
1.12.1 การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)	31
1.12.2 การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)	33
ตัวอย่างการคำนวณ	35
แบบฝึกหัดท้ายบท	35
เอกสารอ้างอิง	38
บทที่ 2 ฐานรากตื้น : ทฤษฎีและการออกแบบ	
2.1 บทนำ	41
2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate Soil-Bearing Capacity) สำหรับฐานรากตื้น	42
2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี	44

2.4	สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน	48
2.5	ผลกระทบของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทาน	53
2.6	ฐานรากตื้นที่รับแรงเฉียงศูนย์หรือโมเมนต์	54
2.7	กำลังรับแรงแบกทานประลัษย์ของฐานรากรับแรงเฉียงศูนย์	57
2.8	กำลังรับแรงแบกทานประลัษย์ของดินหลายชั้น	59
2.8.1	ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายอ่อน	59
2.8.2	ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน	61
2.8.3	ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น	63
2.9	อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)	64
2.10	การหาค่ากำลังรับแรงแบกทานจากสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)	67
2.10.1	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน	67
2.10.2	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากการทดสอบทะลุทะลวงแบบกรวย	68
2.10.3	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากการหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด	69
2.11	การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทรายจากสมการเชิงประสพการณ์	69
2.11.1	วิธีของ Alpan (1964)	70
2.11.2	วิธีของ Schultze and Sherif (1973)	70
2.11.3	วิธี Modified Terzaghi and Peck	70
2.11.4	วิธีของ Schmertmann and Hartman (1978)	72
2.11.5	การประมาณการทรุดตัวจากผลทดสอบเหล็กฐาน (Plate Load Test)	74
	ตัวอย่างการคำนวณ	75
	แบบฝึกหัดท้ายบท	91
	เอกสารอ้างอิง	96
บทที่ 3 ฐานรากลึก : ทฤษฎีและการออกแบบ		
3.1	บทนำ	99
3.2	ประเภทของเสาเข็ม	100
3.3	เสาเข็มตอก	101
3.3.1	ระบบของค้ำน้ำหนักที่ใช้ตอกเสาเข็ม	102
3.4	เสาเข็มเจาะแห้ง	103
3.5	การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดินเกิดการพังทลายของหลุมเจาะ	108
3.6	เสาเข็มกด	111
3.7	การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว	114

4.2 สาเหตุของการวิบัติของทางลาด	177
4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพที่ระยะเวลาอนันต์	178
4.3.1 งานดินขุด	178
4.3.2 งานดินถม	180
4.3.3 งานเขื่อนดิน	180
4.3.3.1 สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง	182
4.3.3.2 สภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ	183
4.4.3.3 สภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว	184
4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)	185
4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งชิ้นส่วน (Method of Slice)	186
4.5.1 วิธีแก้ปัญหของ Fellenius	189
4.5.2 วิธีแก้ปัญหของ Bishop	189
4.6 การวิเคราะห์การลื่นไถลในแนวระนาบ	190
ตัวอย่างการคำนวณ	192
แบบฝึกหัดท้ายบท	199
เอกสารอ้างอิง	200
บทที่ 5 แรงดันดินด้านข้าง	
5.1 บทนำ	203
5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง	204
5.3 Rankine Earth Pressure	206
5.4 ความดันดินของ Coulomb	210
5.5 วิธีกราฟริกของ Culmann	211
ตัวอย่างการคำนวณ	214
แบบฝึกหัดท้ายบท	226
เอกสารอ้างอิง	227
บทที่ 6 โครงสร้างกันดิน	
6.1 บทนำ	229
6.2 กำแพงกันดิน	230
6.3 การวิบัติของกำแพงกันดิน	231
6.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน	232

6.5 เข็มพีค	235
6.5.1 Cantilever Sheet Pile	236
6.5.2 Anchored Sheet Pile Wall	237
6.5.2.1 Free Earth Support Method	238
6.6 แผงเข็มพีคที่มีค้ำยันหลายระดับ (Braced Cuts)	239
6.6.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพีคเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ	239
6.6.1.1 งานตอกแผงเข็มพีคเหล็ก	239
6.6.1.2 การติดตั้ง Wale	242
6.6.1.3 การติดตั้งค้ำยัน	243
6.6.1.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-stress)	244
6.6.2 แรงดันดินด้านข้างใน Braced Cuts	246
6.6.3 Braced Cuts ในชั้นทราย	247
6.6.4 Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง	248
6.6.5 Braced Cuts ในดินเหนียวแข็ง	249
6.6.6 ข้อกำหนดสำหรับการใช้ขอบเขตความดันดินของ Peck	249
6.6.7 การออกแบบส่วนประกอบของ Braced Cuts	249
6.6.7.1 ค้ำยัน (Strut)	249
6.6.7.2 เข็มพีค	251
6.6.7.3 Wales	251
6.6.8 การออกแบบของดินใต้ดินขุดในดินเหนียว	252
6.6.9 เสถียรภาพที่ระดับดินขุดในทราย	254
ตัวอย่างการคำนวณ	258
แบบฝึกหัดท้ายบท	274
เอกสารอ้างอิง	277

บทที่ 1 การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม (SITES INVESTIGATION AND IN-SITU TESTING)

1.1 บทนำ

จากความรู้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ ผู้อ่านได้รู้จักการกำเนิดของดิน คุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน (กำลังต้านทานแรงเฉือน การทรุดตัว และความซึมผ่านได้ของน้ำ) ก่อนที่จะแนะนำผู้อ่านเกี่ยวกับการออกแบบในงานวิศวกรรมปฐพี ผู้อ่านควรทราบและเข้าใจในหลักการและขั้นตอนการเจาะสำรวจ ในทางปฏิบัติ ดินมีคุณสมบัติไม่สม่ำเสมอ และในบางพื้นที่ การตกตะกอนของดินอาจแตกต่างกันภายในบริเวณเพียงแค่ 15 ถึง 30 เมตร ในการออกแบบ วิศวกรจำเป็นต้องทราบลักษณะชั้นดินที่แท้จริง และผลทดสอบดินในห้องปฏิบัติการที่ความลึกต่างๆ สำหรับการก่อสร้างโครงการใหญ่ๆ การสำรวจชั้นดินอย่างเหมาะสมเป็นสิ่งที่จะต้องทำเป็นอย่างมาก จุดมุ่งหมายของการเจาะสำรวจชั้นดินมีดังนี้

1. เพื่อหาลักษณะชั้นดิน
2. เพื่อเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพเพื่อการหาคุณสมบัติเชิงวิศวกรรม และตัวอย่างดินแปรสภาพเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานในห้องปฏิบัติการ
3. เพื่อหาความลึกของชั้นดินแข็ง
4. เพื่อทำการทดสอบในสนาม (In-situ field tests) เช่น การทดสอบการซึมผ่านได้ของน้ำ การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (Vane shear test) และการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test)
5. เพื่อสังเกตสภาพการระบายน้ำของชั้นดิน
6. เพื่อวิเคราะห์ปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นในสนาม โดยการสังเกตจากโครงสร้างที่อยู่ใกล้เคียง

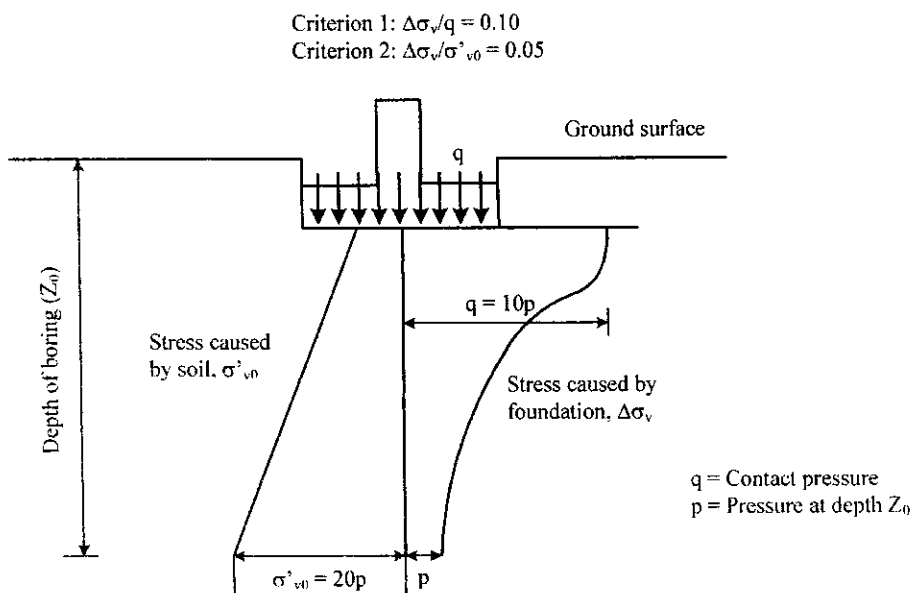
1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

แผนการเจาะและสำรวจสำหรับโครงการก่อสร้างสร้างใดๆ สามารถแบ่งอย่างคร่าวๆ ได้ 4 ขั้นตอน

1. การรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้าง ขบวนการนี้จะทำการรวมข้อมูลที่จำเป็น เช่น ชนิดของโครงสร้างที่จะถูกสร้างและการใช้ประโยชน์ในอนาคต น้ำหนักจากเสาและกำแพง เป็นต้น
2. การรวบรวมข้อมูลสภาพชั้นดินที่มีอยู่ จะเป็นการประหยัดอย่างมาก ถ้าวิศวกรผู้รับผิดชอบโครงการทำการวิเคราะห์ข้อมูลสภาพชั้นดินที่มีอยู่แล้ว ข้อมูลเหล่านี้สามารถหาได้จากแผนที่

สำรวจทางธรณี คู่มือการทดสอบดินของกรมทางหลวง และรายงานข้อมูลดินสำหรับโครงการก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง

3. การสำรวจพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้าง วิศวกรควรทำการสำรวจพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างและพื้นที่ใกล้เคียง ข้อมูลที่ได้รับจากการสำรวจมีคุณค่าอย่างมาก เช่น ชนิดของพืชผักในสนาม อาจะบ่งบอกถึงลักษณะของชั้นดิน การเปิดหน้าดินอาจจะทำให้เราเห็นชั้นดินได้อย่างชัดเจน รอยแตกบนกำแพงของอาคารใกล้เคียงอาจบ่งบอกขนาดของการทรุดตัวของอาคารที่จะทำการก่อสร้าง เป็นต้น
4. การสำรวจพื้นที่อย่างละเอียด ขบวนการนี้ประกอบด้วยการทำหลุมเจาะหลายๆ หลุม และการเก็บตัวอย่างคงสภาพและแปรสภาพจากควมลึกต่างๆ เพื่อการจำแนกด้วยตา และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในการเจาะสำรวจ อย่างน้อยที่สุดควรมีหลุมเจาะที่ทุกมุม และจุดกึ่งกลางของตึก การเจาะสำรวจเพิ่มอาจมีความจำเป็นขึ้นอยู่กับความสม่ำเสมอของชั้นดิน สำหรับการเจาะสำรวจเพื่อก่อสร้างฐานรากตื้น หลุมเจาะควรมีความลึกอย่างน้อย 1.5 ถึง 2.0 เท่าของความกว้างของฐานราก เกณฑ์พื้นฐานในการเจาะสำรวจคือความลึกอย่างน้อยของหลุมเจาะจะเป็นความลึกซึ่งความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักโครงสร้างมีค่าน้อยกว่า 10 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นจากโครงสร้าง หรือความลึกซึ่งความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักโครงสร้างมีค่าน้อยกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักกดทับ (Overburden pressure) ดังแสดงในรูปที่ 1.1 สำหรับงานฐานรากเสาเข็ม หลุมเจาะควรเจาะทะลุชั้นดินแข็ง 5 ถึง 7 เมตร และอย่างน้อย 1 เมตร ในชั้นหิน สำหรับงานดินขุด ความลึกหลุมเจาะควรมีอย่างน้อย 1.5 เท่าของความลึกของงานดินขุด ข้อเสนอแนะในการเลือกความลึกและจำนวนหลุมสำรวจแสดงดังตารางที่ 1.1 และ 1.2



รูปที่ 1.1 การประมาณความลึกของหลุมสำรวจ

ตารางที่ 1.1 ข้อเสนอแนะสำหรับระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (Sower, 1979)

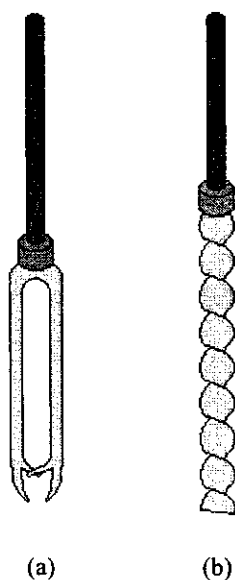
โครงการ	ระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (เมตร)			จำนวนหลุมเจาะอย่างน้อย
	สภาพชั้นดินตามแนวราบ			
	สม่ำเสมอ	ธรรมดา	ไม่แน่นอน	
อาคารหลายชั้น	50	30	15	4
อาคารชั้นเดียวหรือสองชั้น	60	30	15	3
คอมม่อนสะพาน หอสูง		30	7	1-2 สำหรับแต่ละหน่วย
ทางหลวง	300	150	30	
บ่อขี้ม (สำหรับดินถมบดอัด)	300-150	150-60	30-15	

ตารางที่ 1.2 ข้อเสนอแนะสำหรับการกำหนดความลึกหลุมเจาะสำหรับงานฐานรากตื้น (Sower, 1979)

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

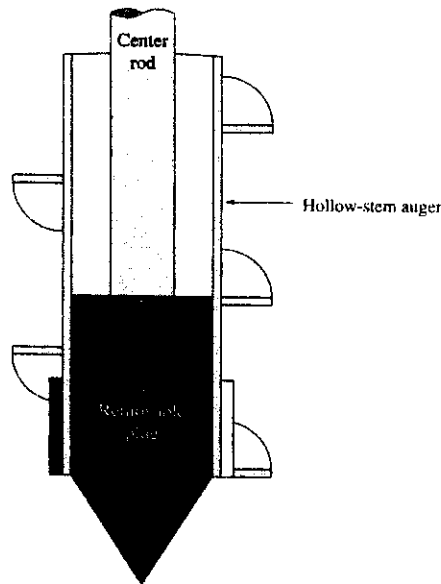
1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

การเจาะหลุมสำรวจสามารถทำได้หลายวิธี วิธีที่ง่ายที่สุดคือการใช้สว่าน รูปที่ 1.2 แสดงสว่านมือสองชนิดซึ่งสามารถใช้ในการสร้างหลุมสำรวจจนถึงความลึกประมาณ 3 ถึง 5 เมตร สว่านมือนี้เหมาะสำหรับงานสร้างอาคารเล็กๆ และงานก่อสร้างถนน ข้อมูลเกี่ยวกับชนิดของดินที่ความลึกต่างๆ สามารถเห็นได้จากดินที่ติดมากับสว่าน ดินตัวอย่างที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีนี้เป็นดินตัวอย่างแปรสภาพ (Disturbed samples) ซึ่งสามารถใช้ในการหาคุณสมบัติพื้นฐาน



รูปที่ 1.2 สว่านมือ (a) สว่าน Iwan (b) สว่าน Slip

เมื่อต้องการทำหลุมสำรวจที่ระดับความลึกมาก วิธีที่นิยมใช้ทั่วไปคือการใช้สว่านต่อเนื่องแบบขั้นบันได (Continuous flight augers) พลังงานสำหรับการเจาะถูกส่งมาจากรถบรรทุก สว่านประเภทนี้มี ความยาวประมาณ 90 ถึง 150 เซนติเมตรต่อ 1 ท่อน ระหว่างทำการเจาะ ท่อนที่สองสามารถต่อกับท่อน ที่หนึ่งได้ ทำให้เกิดความต่อเนื่องในการเจาะ ตัวก้านของสว่านแบบนี้มีสองแบบ คือแบบตัวก้านกลวง (รูปที่ 1.3) และตัวก้านไม้กลวง



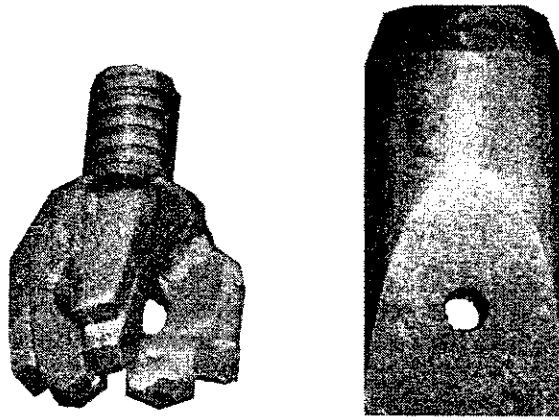
รูปที่ 1.3 รูปแสดงสว่านแบบตัวก้านกลวง

สว่านต่อเนื่องแบบขั้นบันไดนี้นำดินหลวมจากกันหลุมสำรวจมายังผิวดิน ผู้เจาะสำรวจสามารถ ทราบว่ามีการเปลี่ยนแปลงชนิดของดินโดยสังเกตความเร็วของการเจาะ และเสียงที่เปลี่ยนไป ในการ เจาะสำรวจโดยใช้สว่านแบบตัวก้านไม้กลวง ผู้สำรวจต้องทำการถอนสว่านขึ้นทุกระดับความลึกที่ ต้องการเก็บดินตัวอย่างและทำการทดสอบในสนาม เช่น การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test) ถ้าใช้สว่านแบบตัวก้านกลวง ผู้สำรวจสามารถทำการทดสอบการทะลุ ทะลวงมาตรฐานและเก็บตัวอย่างดินโดยไม่จำเป็นต้องถอนสว่าน

วิธีการเจาะแบบเปียก (Wash boring) เป็นวิธีการหนึ่งที่ใช้ในการเจาะหลุมสำรวจโดยตอกปลอก กันดิน (Casing) ยาวประมาณ 2 ถึง 3 เมตร ลงไปในดิน อุปกรณ์เจาะสำรวจประกอบด้วย 1) หัวเจาะ กระแทก (Chopping bit) ซึ่งมีค้ำยันหลายแบบ รูปที่ 1.4 แสดงรูปหัวเจาะกระแทกที่นิยมใช้ และ 2) ก้านเจาะ (Drill rod) ซึ่งจะเป็นท่อกลวงและใช้ประกอบกับหัวเจาะกระแทก ก้านเจาะมีความยาวตั้งแต่ 0.5-3.0 เมตร และต่อกันด้วยข้อต่อเกลียว ดังแสดงในรูปที่ 1.5

ระหว่างเจาะสำรวจ น้ำโคลน (เบนโทไนต์ผสมน้ำ) จะถูกฉีดด้วยความแรงผ่านก้านเจาะและพุ่ง ออกไปยังรูของหัวกระแทก (Chopping bit) ดังแสดงในรูปที่ 1.6 น้ำโคลนและดินที่ถูกกระแทกจนเป็น ชิ้นเล็กชิ้นน้อยจะไหลขึ้นไปตามช่องว่างระหว่างก้านเจาะและผนังของหลุมเจาะ เราสามารถทราบถึง

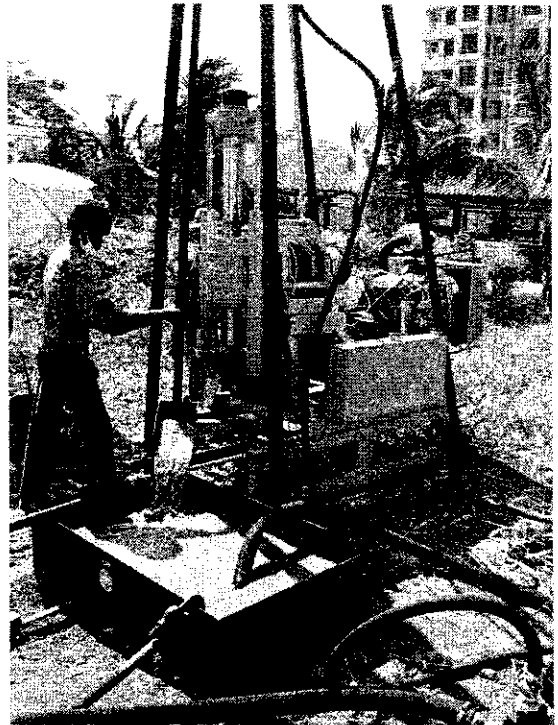
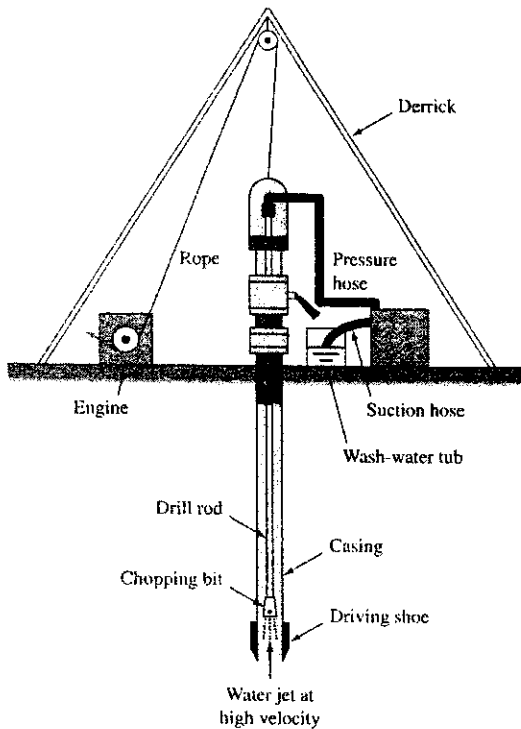
การเปลี่ยนแปลงของชั้นดินจากสีและขนาดของเม็ดดินที่พุ่งขึ้นมาพร้อมน้ำ น้ำโคลนจะช่วยให้เกิดความหนืด ทำให้มีเวลามากพอในการทดสอบในสนาม (In-situ test) ก่อนที่เม็ดดินจะตกกลับไปยังก้นหลุม อุปกรณ์ที่สำคัญอีกตัวหนึ่งในการเจาะสำรวจด้วยวิธีนี้คือปั้มน้ำ ซึ่งต้องมีความแรงเพียงพอในการนำเศษดินที่ระดับความลึกขึ้นมายังผิวดิน



รูปที่ 1.4 หัวเจาะกระแทก



รูปที่ 1.5 ก้านเจาะ



รูปที่ 1.6 รูปแสดงและภาพถ่ายการเจาะแบบเปียก (Wash boring)

วิธีเจาะกระแทก (Percussion drilling) เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ใช้เจาะหลุมทดสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินแข็งหรือหิน วิธีนี้จะคล้ายกับการเจาะแบบเปียก (Wash boring) เพียงแต่ว่าหัวเจาะจะมีขนาดใหญ่กว่า ในบางกรณีอาจไม่จำเป็นต้องใช้ปลอกกันดิน ดินที่ถูกกระแทกจนเป็นชั้นเล็กชั้นน้อยจะพุ่งขึ้นมาด้วยน้ำโคลน ผู้เขียนพบว่าวิธีการเจาะสำรวจด้วยวิธีนี้ไม่เหมาะสมสำหรับดินเม็ดละเอียดที่มีดินเม็ดหยาบปน (ดินตะกอนปนกรวด หรือดินเหนียวปนกรวด) เนื่องจากในการเจาะสำรวจ ดินเม็ดละเอียดจะลอยปนขึ้นมาด้วยน้ำโคลน แต่ดินเม็ดหยาบ (กรวด) ไม่สามารถลอยขึ้นมาได้ เนื่องจากมีขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมาก ดังนั้น ดินเม็ดหยาบนี้จะกองอยู่ก้นหลุมเจาะ ทำให้ไม่สามารถเจาะลงไปได้อีก วิธีที่เหมาะสมสำหรับดินประเภทนี้คือการเจาะด้วย Rotary

Rotary Drilling เป็นวิธีที่ใช้ในการเจาะสำรวจสภาพหิน แต่ก็สามารถนำมาใช้ในการสำรวจดินได้เช่นกัน อุปกรณ์ที่ใช้ในการเจาะหลุม โดยวิธีนี้ประกอบด้วยก้านเจาะแบบกลวง (Hollow drill rod) หลายๆ อันต่อกัน โดยปลายล่างติดกับหัวเจาะ (Bit) ซึ่งอาจจะเป็นหัวตัด (Cut bit) หรือหัวเก็บตัวอย่าง (Coring bit) ในระหว่างที่ทำการเจาะ ก้านเจาะที่ติดหัวเจาะจะหมุนด้วยแรงที่ส่งมาจาก Drill head ซึ่งติดอยู่อีกข้างหนึ่งของก้านเจาะ Drill head จะส่งแรงเพื่อหมุนและกดหัวเจาะในเวลาเดียวกัน ในขณะเดียวกันของเหลว เช่น น้ำหรือน้ำโคลน (Drilling mud) จะถูกปั๊มเข้าไปยังก้านเจาะและออกมาทางรูที่อยู่บนหัวเจาะ ซึ่งเป็นหลักการเดียวกับการเจาะแบบเปียก (Wash boring) ของเหลวเหล่านี้นอกจากจะทำหน้าที่ลดความร้อนที่เกิดขึ้นบนหัวเจาะในขณะทำการเจาะแล้ว ยังช่วยนำเศษดินหรือหินที่แยกตัวออกจากหลุมโดยผ่านขึ้นมาตามช่องว่างระหว่างผนังของหลุมเจาะและตัวก้านเจาะ ของเหลวจำพวกน้ำโคลน (Drilling mud) สามารถใช้ป้องกันดินพังเข้าไปในหลุมสำรวจได้ในกรณีที่ไม่มีปลอกกันดิน แต่อย่างไรก็ตาม ในการเจาะสำรวจในชั้นทรายที่หนามาก เช่น บริเวณริมฝั่งแม่น้ำโขง น้ำโคลนเพียงอย่างเดียวไม่สามารถป้องกันการพังทลายของดินได้ จำเป็นต้องใช้ปลอกเหล็กยาวตลอดความลึกของชั้นทราย โดยปลายของปลอกเหล็กต้องเป็นหัวเจาะที่ทะลุชั้นดินด้วยการ Rotary

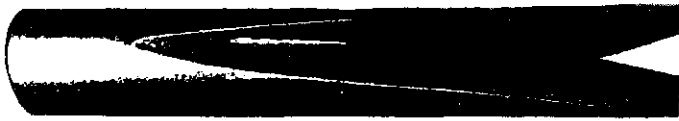
ตัวอย่างของหัวเจาะแบบที่ใช้เจาะหลุมโดยไม่มีการเก็บตัวอย่างซึ่งเป็นแบบ Cutting bit แสดงในรูปที่ 1.7 ส่วนหัวเจาะแบบ Coring bit ซึ่งสามารถเก็บตัวอย่างของดินหรือหิน แสดงดังรูปที่ 1.8 หัวเจาะจะทำจากเพชร และมีรูน้ำเพื่อให้ น้ำไหลผ่านขณะเจาะเก็บตัวอย่าง ซึ่งจะใช้เครื่องปั๊มน้ำจากถังเก็บน้ำผ่านไปยังก้านเจาะและหัวเจาะ ถ้าปราศจากน้ำ จะเกิดความร้อนอย่างมาก และทำให้เกิดความเสียหายกับหัวเจาะ ดังนั้น ในการเจาะสำรวจต้องตรวจสอบว่ามีการลดลงของน้ำในถังน้ำหรือไม่ ถ้าพบว่าการลดลงของน้ำในถังน้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อย แสดงว่าอาจมีปัญหากเกิดขึ้นในเครื่องปั๊ม วิศวกรผู้เจาะสำรวจควรหยุดการเจาะทันที

1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

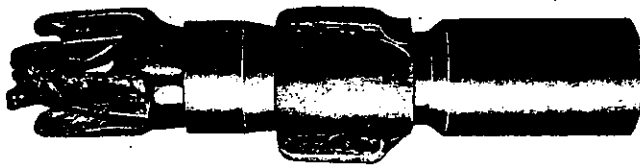
วิธีการเจาะหลุมสำรวจได้อธิบายในหัวข้อที่แล้วอย่างละเอียด ระหว่างการเจาะหลุม เราสามารถที่จะทำการเก็บตัวอย่างดินที่ความลึกต่างๆ ที่ต้องการได้ การเก็บตัวอย่างดินในสนามและขนส่งตัวอย่าง

ดินต้องใช้ความชำนาญและความระมัดระวังอย่างมาก เพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่คงสภาพมากที่สุด โดยทั่วไป เราแบ่งตัวอย่างดินออกเป็น 2 ชนิด คือ

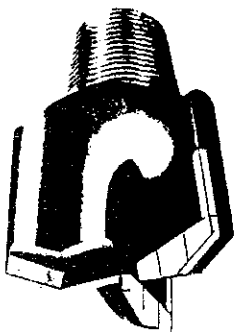
- ตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed samples) คือตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนเนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินหรือการขนส่ง จนทำให้โครงสร้างของเม็ดดินเปลี่ยนไป หรือเกิดการสูญเสียความชื้นในดิน ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บจากการเจาะโดยใช้สว่านมือ หรือจากการเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกลม (Split spoon) ตัวอย่างดินประเภทนี้จะนำไปใช้ทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic/Physical properties) ของดิน ได้แก่ การกระจายขนาดของเม็ดดิน หน่วงน้ำหนัก ปริมาณความชื้น และพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก เป็นต้น
- ตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed sample) คือตัวอย่างดินที่เก็บจากสนามโดยพยายามรักษาองค์ประกอบและโครงสร้างของดินให้เหมือนกับสภาพจริงในสนาม ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บโดยใช้กระบอกลูกสูบ (Thin-walled Tube) หรือกระบอกลูกสูบ (Piston Sampler) เป็นต้น แล้วใช้ขี้ผึ้งหรือกระดาษพอลิเอทิลีนหุ้มไว้ เพื่อป้องกันการระเหยของน้ำในมวลดิน และทำการขนส่งโดยให้ความกระทบกระเทือนน้อยที่สุด ดินตัวอย่างชนิดนี้จะใช้ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน อันได้แก่ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ การทดสอบแรงอัดสามแกน และการทดสอบการซึมผ่านได้ของน้ำ เป็นต้น



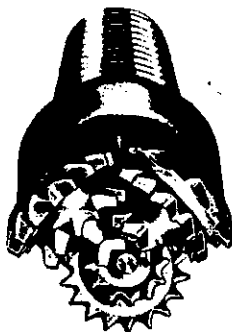
(a)



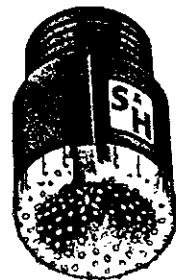
(b)



(c)

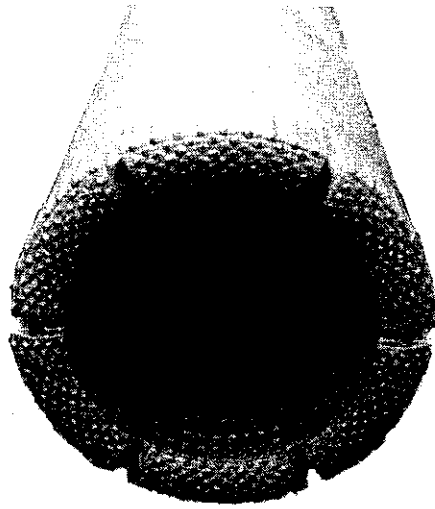


(d)



(e)

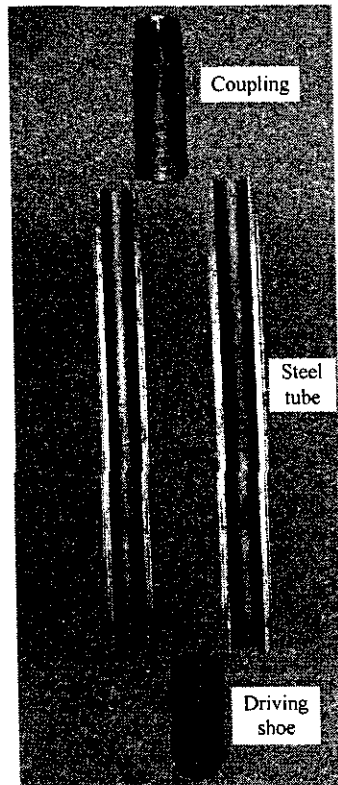
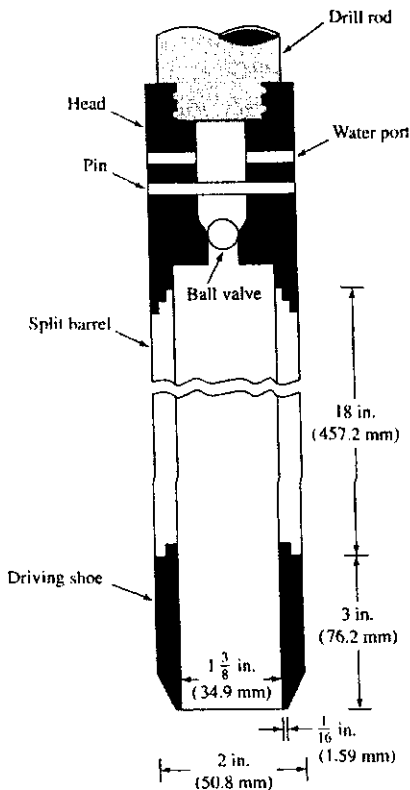
รูปที่ 1.7 หัวตัด (Cutting bits)



รูปที่ 1.8 หัวเก็บตัวอย่าง (Coring bits)

1.4.1 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกล้ำซีคมาตรฐาน (Standard Spilt Spoon)

รูปที่ 1.9 แสดงภาพอธิบายและภาพถ่ายกระบอกล้ำซีค (Spilt spoon) กระบอกล้ำซีคตัวอย่างนี้ประกอบด้วยปลอกนำ (Driving shoe) ที่ส่วนท้าย ท่อเหล็ก (Steel tube) ที่ส่วนกลางซึ่งสามารถเปิดออกได้ตามแนวยาวของท่อ และตัวต่อเชื่อม (Coupling) ที่ส่วนบน กระบอกล้ำซีคมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 34.93 และ 50.8 มิลลิเมตร ตามลำดับ



รูปที่ 1.9 รูปอธิบายและภาพถ่ายกระบอกล้ำซีค (Split spoon)

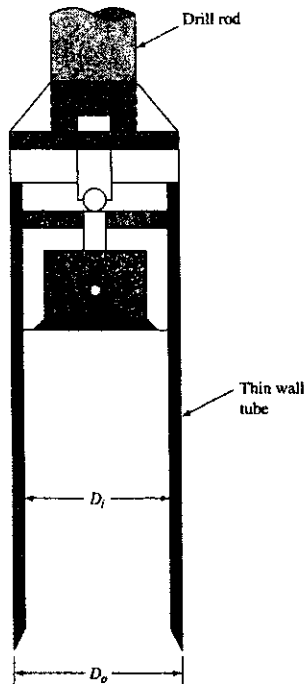
เมื่อหลุมสำรวจถูกเจาะไปจนถึงความลึกที่ต้องการ เครื่องมือเจาะจะถูกถอนออก กระบอกผ่าซีก (Split spoon) ซึ่งติดกับก้านเจาะ (Drilling rod) จะถูกนำลงไปยังหลุมเจาะ กระบอกเก็บตัวอย่างนี้จะถูกตอกลงไปในดินโดยใช้ตุ้มตอกซึ่งมีน้ำหนัก 62.3 กิโลกรัม การตอกแต่ละครั้งจะยกตุ้มตอกสูง 76.2 เซนติเมตร (30 นิ้ว) และทำการตอกทั้งหมดสามครั้ง ในแต่ละครั้ง จะตอกให้กระบอกผ่าซีกเคลื่อนตัวลงไป 15 เซนติเมตร (6 นิ้ว) และทำการบันทึกจำนวนตอก จำนวนตอกในช่วง 15 เซนติเมตรแรก จะไม่นำมาใช้พิจารณาหาตัวแปรกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน เนื่องจากดินบริเวณดังกล่าวถูกรบกวนจากการเจาะสำรวจ ผลรวมของจำนวนตอกสองครั้งสุดท้าย เรียกว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number, N) หรือเรียกโดยทั่วไปว่า Blow count ความสัมพันธ์ระหว่าง Blow count และกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะอธิบายในหัวข้อถัดไป หลังจากสิ้นสุดการตอก เครื่องมือเจาะจะถูกนำขึ้นมาและทำการถอดปลอกนำ (Driving shoe) และตัวเชื่อม (Coupling) ออก ต่อจากนั้น นำดินตัวอย่างไปทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการต่อไป โดยทั่วไป การหาค่าการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) และการเก็บตัวอย่างจะกระทำทุกความลึก 1.5 เมตร

1.4.2 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกเปลือกบาง (Thin Wall Tube)

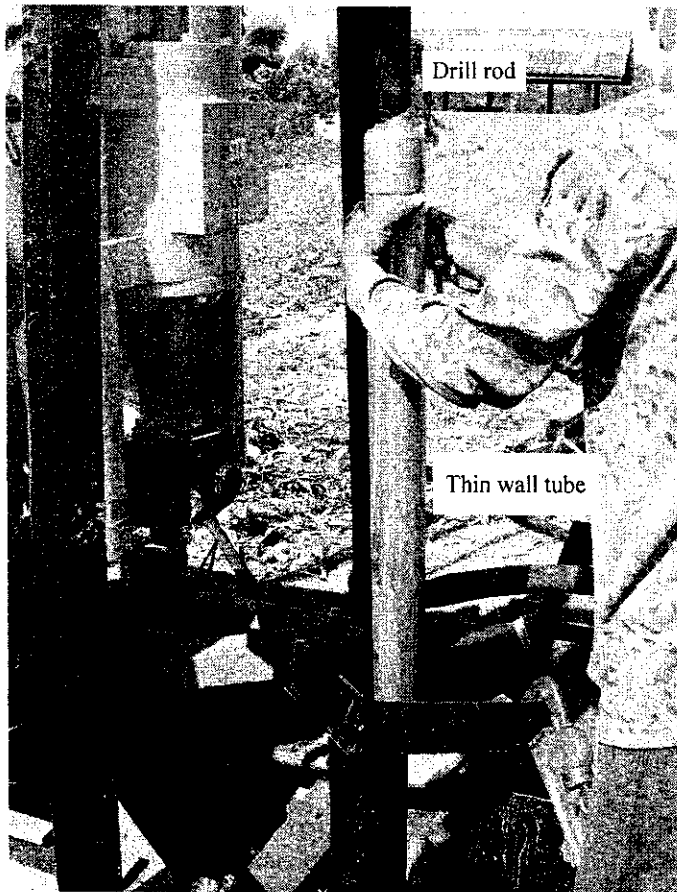
วิธีนี้เป็นวิธีที่ใช้เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนคงสภาพ กระบอกเปลือกบาง (Thin wall tube) ทำมาจากท่อที่บางมากและปราศจากตะเข็บ และมีชื่อเรียกทั่วไปว่า Shelby tube (ดูรูปที่ 1.10) ในการเก็บดินตัวอย่างที่ความลึกใดๆ จะต้องนำเครื่องมือเจาะออกจากหลุมสำรวจก่อน แล้วนำกระบอกเปลือกบางที่ติดกับก้านเจาะ (Drilling rod) หย่อนลงไปหลุมเจาะ ต่อจากนั้น ทำการดันกระบอกเปลือกบางลงไปในดินโดยใช้ไฮดรอลิก ดังแสดงในรูปที่ 1.11 หลังจากที่ดินตัวอย่างเข้ามาในเครื่องมือเก็บตัวอย่างแล้ว ทำการบิดกระบอกเก็บตัวอย่างนี้ เพื่อเฉือนดินที่จุดปลายของกระบอก ดินตัวอย่างที่ได้มาจะถูกห่ออย่างดี และนำส่งห้องปฏิบัติการเพื่อทำการทดสอบต่อไป กระบอกเก็บตัวอย่างแบบนี้โดยทั่วไปจะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกระบอกภายนอกเท่ากับ 2 ถึง 3 นิ้ว

1.4.3 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกลูกสูบ (Piston Sampler)

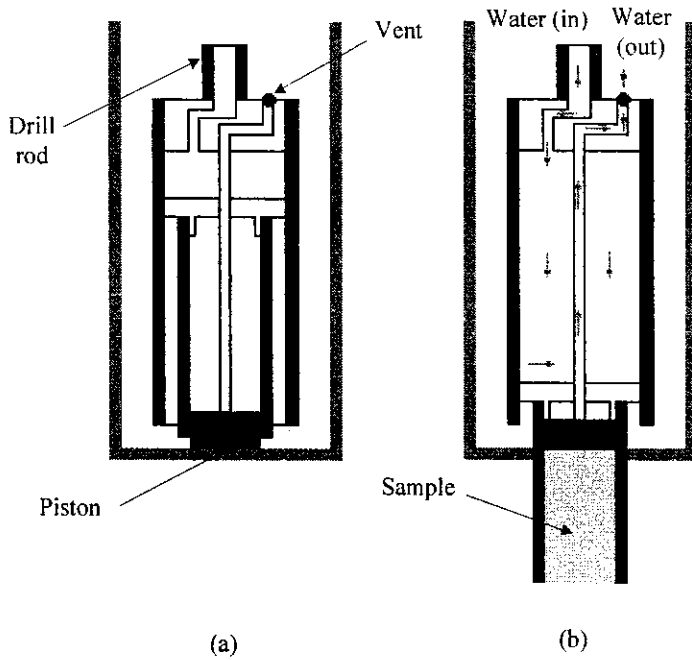
กระบอกลูกสูบ (Piston sampler) เป็นเครื่องมือเก็บตัวอย่างที่ใช้สำหรับการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพที่มีคุณภาพสูง ดังนั้น การเก็บตัวอย่างโดยวิธีนี้ใช้ค่าใช้จ่ายสูงมาก กระบอกเก็บตัวอย่างชนิดนี้มีหลายประเภทด้วยกัน แต่กระบอกเก็บตัวอย่างที่น่าเสนอโดย Osterberg (1952) จัดว่าเป็นเครื่องมือที่มีข้อดีมากที่สุด (ดูรูปที่ 1.12) มันประกอบด้วยกระบอกเปลือกบาง (Thin wall tube) และลูกสูบ (Piston) กระบอกเก็บตัวอย่างนี้จะถูกหย่อนลงไปหลุมสำรวจ แล้วกระบอกเปลือกบางจะถูกดันลงไปในดินโดยผ่านตัวลูกสูบ (Piston) หลังจากนั้น ความดันจะถูกปลดปล่อยผ่านทางรูที่ก้านลูกสูบ (Piston rod) (ดูรูปที่ 1.12b) ลูกสูบทำหน้าที่ป้องกันการเสียรูปของดินตัวอย่าง และป้องกันการไหลเข้าของน้ำ ดังนั้น ดินตัวอย่างที่ถูกเก็บโดยวิธีนี้ได้รับการกระทบกระเทือนน้อยมาก



รูปที่ 1.10 รูปอธิบายเครื่องมือเก็บตัวอย่างเปลือกบาง (Thin wall tube)



รูปที่ 1.11 การเก็บตัวอย่างคงสภาพด้วยกระบอกผนังบาง



รูปที่ 1.12 รูปอธิบายกระบอกรวบตัวอย่างแบบลูกสูบ (Piston sampler)

1.5 การกระทบกระเทือนของดินตัวอย่าง

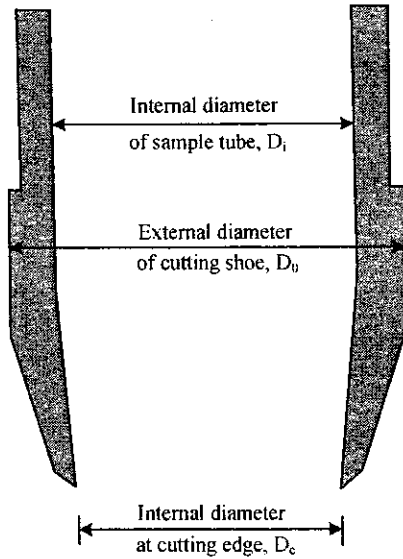
ระดับการกระทบกระเทือนของดินตัวอย่างที่ถูกเก็บ โดยวิธีต่างๆ สามารถอธิบายในรูปของ อัตราส่วนพื้นที่หน้าตัด (Area ratio, A_r) อัตราส่วนช่องว่างภายใน (Inside clearance ratio, C_r) และ อัตราส่วนการเก็บตัวอย่าง (Recovery ratio, L_r) (ดูรูปที่ 1.13)

$$A_r(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad (1.1)$$

$$C_r(\%) = \frac{D_i - D_c}{D_i} \times 100 \quad (1.2)$$

$$L_r(\%) = \frac{L_a}{L_t} \times 100 \quad (1.3)$$

เมื่อ D_o และ D_i คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในของกระบอกรวบตัวอย่าง ตามลำดับ D_c คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่จุดปลายของกระบอกรวบตัวอย่าง L_a คือความยาวของตัวอย่างดินที่เก็บได้จริง และ L_t คือ ความยาวของตัวอย่างดินที่ควรเก็บได้ ดินตัวอย่างจัดว่าเป็นตัวอย่างคงสภาพ ถ้าอัตราส่วนพื้นที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 10% และมีค่าอัตราส่วนช่องว่างภายใน (Inside clearance ratio, C_r) น้อยกว่า 1% อัตราส่วนการเก็บตัวอย่าง (Recovery ratio) บอกลถึงประสิทธิภาพการเก็บตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 1.3



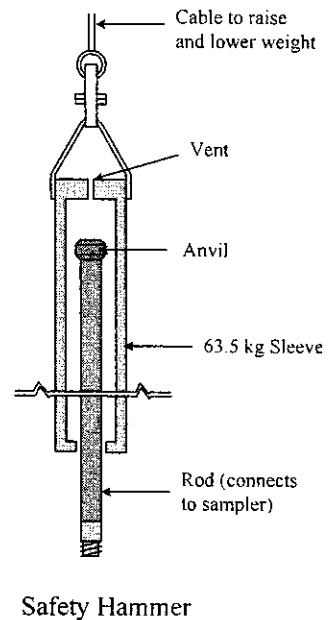
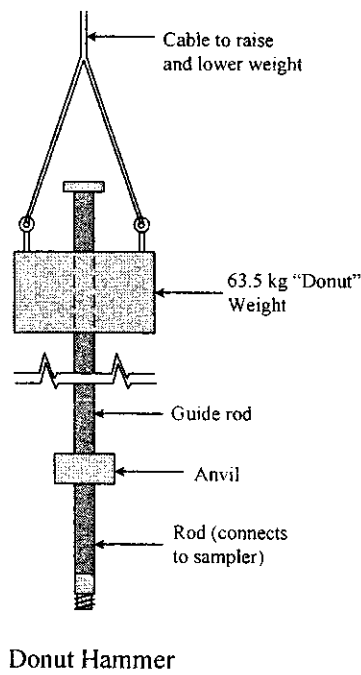
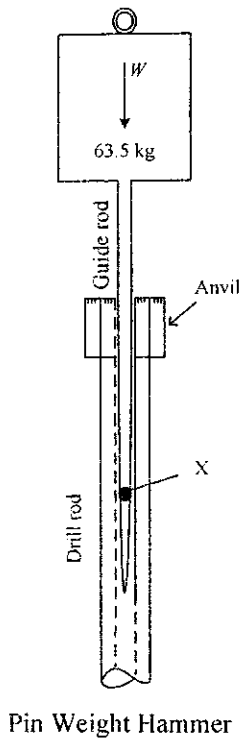
รูปที่ 1.13 ลักษณะของปากกระบอกเก็บตัวอย่าง

ตารางที่ 1.3 อัตราส่วนการเก็บตัวอย่างและประสิทธิภาพการเก็บตัวอย่าง

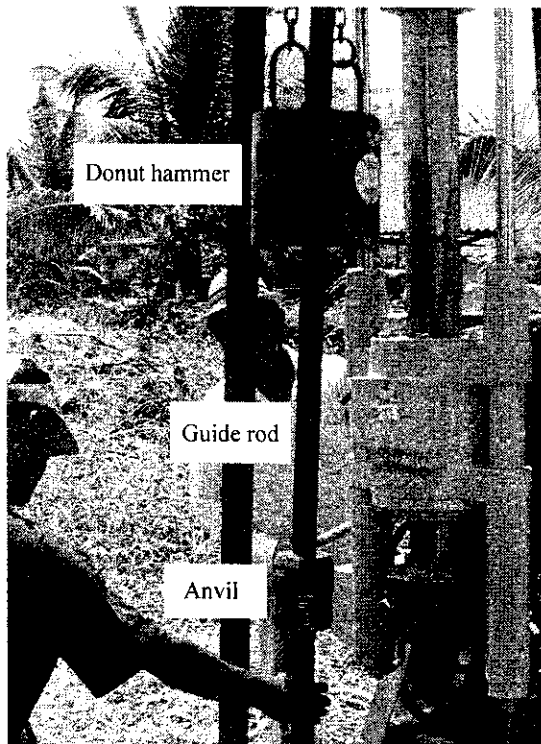
L_r (%)	ประสิทธิภาพ
< 25	แย่มาก
26-50	แย่
51-75	พอใช้
76-90	ดี
>90	ดีเยี่ยม

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานได้ถูกพัฒนาขึ้นในปี ค.ศ. 1927 และได้เป็นที่นิยมใช้ต่อมาจนถึงปัจจุบัน ข้อดีการทดสอบนี้คือ 1) เป็นการทดสอบที่ได้ดินตัวอย่าง ซึ่งสามารถนำมาใช้ในการจำแนกประเภทของดินได้ ในขณะที่ การทดสอบอื่นโดยส่วนใหญ่ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างได้ จึงต้องจำแนกประเภทของดินโดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบและประเภทของดิน 2) เป็นการทดสอบที่กระทำได้อย่างรวดเร็วและมีค่าใช้จ่ายต่ำ เนื่องจากในการสำรวจชั้นดินจำเป็นต้องเจาะหลุมสำรวจอยู่แล้ว ขั้นตอนการทดสอบได้อธิบายไว้แล้วในหัวข้อ 1.3.1 คู่มือพนักงานที่ใช้ในการทดสอบที่นิยมใช้มีด้วยกันสามประเภทคือ Donut hammer และ Safety hammer ดังแสดงในรูปที่ 1.14 ลักษณะการทำงานแสดงให้เห็นในรูปที่ 1.15



รูปที่ 1.14 ชนิดของค้อนน้ำหนัก



รูปที่ 1.15 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานด้วย Donut hammer

ผลทดสอบที่ได้ อาจมีความคลาดเคลื่อนเนื่องจากการทำงานที่ไม่มีประสิทธิภาพของคนงาน ชนิดของค้อน (แบบ Donut หรือ แบบ Safety hammer) รวมถึงปัจจัยอื่นๆ เช่น ขนาดของหลุมเจาะ

วิธีการเจาะสำรวจ จำนวนรอบที่คล้อยผ่านรอกเพื่อยกค้อนน้ำหนัก น้ำหนักของแท่นรับค้อนน้ำหนัก (Anvil) ความตรงของแกนเหล็กเจาะ (Drill rod) และอัตราเร็วของการปล่อยค้อนหนัก เป็นต้น (DeMello, 1971 และ Nixen, 1982) ด้วยเหตุนี้เอง Seed (1985) จึงได้เสนอเกณฑ์หลักในการทดสอบไว้ ดังนี้

1. ใช้วิธีการเจาะเปียก (Wash boring) เพื่อเจาะหลุมสำรวจให้มีขนาด 200 ถึง 250 มิลลิเมตร (4 - 5 นิ้ว)
2. ใช้ระบบค้อนที่มีประสิทธิภาพในการให้พลังงานเท่ากับ 60 เปอร์เซ็นต์
3. ปล่อยค้อนน้ำหนักกระทบแท่นรับค้อนน้ำหนักด้วยอัตราเร็ว 30 ถึง 40 ครั้งต่อนาที

ในบางพื้นที่ ผู้ทดสอบอาจมีความจำเป็นบางประการทำให้ไม่สามารถปฏิบัติตามเกณฑ์หลักข้างต้นได้ ดังนั้นจึงต้องมีการปรับแก้ค่าตัวเลขทะเลวมาตรฐานที่วัดได้จากในสนาม Skempton (1986) ได้เสนอค่าตัวเลขทะเลวมาตรฐานที่ประสิทธิภาพ 60 เปอร์เซ็นต์ (N_{60}) เพื่อใช้ในการปรับแก้ผลทดสอบในสนาม ดังนี้

$$N_{60} = \frac{E_m C_R C_B N}{0.60} \quad (1.4)$$

เมื่อ E_m คือประสิทธิภาพของค้อนน้ำหนัก (Hammer efficient) (จากตารางที่ 1.3)

C_B คือค่าปรับแก้ขนาดของหลุมเจาะ (จากตารางที่ 1.4)

C_R คือค่าปรับแก้ความยาวของแกนเจาะ (Drill rod) (จากตารางที่ 1.4)

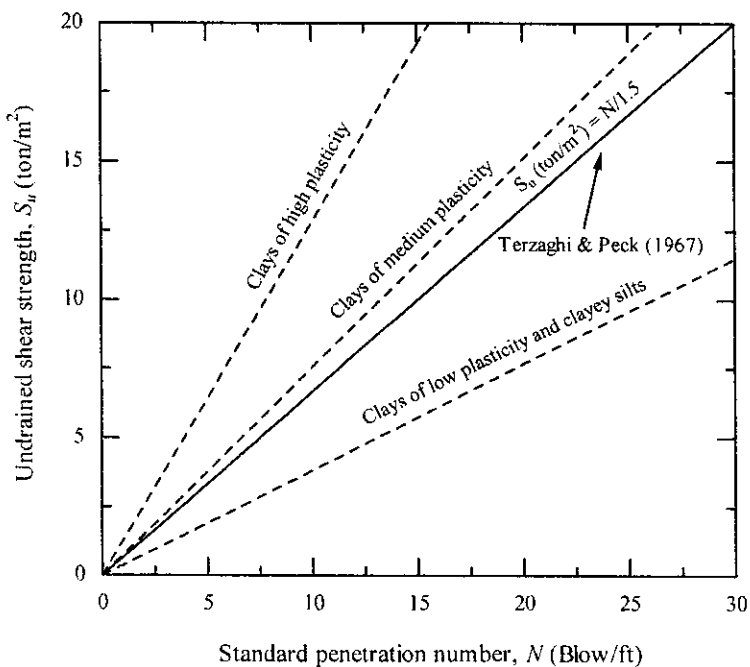
ตารางที่ 1.3 ประสิทธิภาพของค้อน SPT (Clayton, 1990)

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

ตารางที่ 1.4 ค่าปรับแก้

ค่าปรับแก้	ความเปลี่ยนแปลงของอุปกรณ์	ค่า
ขนาดของหลุมเจาะ (C_p)	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

ค่าตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number, N) ก็กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานยิ่งมาก นั่นก็หมายความว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินก็ย่อมต้องสูงตามไปด้วย ในกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำ การตอกกระบอกเก็บตัวอย่างลงในดินจะก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดินในสถานะไม่ระบายน้ำ ดังนั้น ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานจึงมีความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ รูปที่ 1.16 และตารางที่ 1.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (S_u) และตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐานสำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) และ U.S. Navy (1982) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานมีค่าแปรผันตามชนิดของดิน และความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้แค่ในช่วงที่ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานมีค่าต่ำกว่า 30



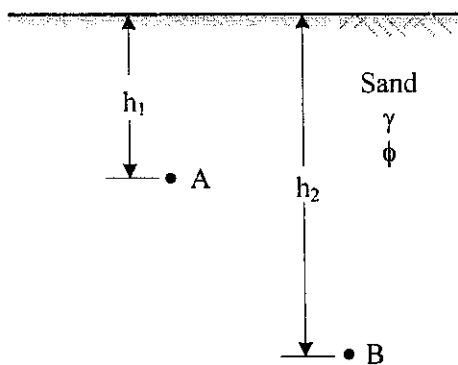
รูปที่ 1.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_{60} และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (U.S. Navy, 1972)

ตารางที่ 1.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_{60} และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว

(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

สำหรับทราย ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) มีค่าแปรผันตามกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับน้ำหนักกดทับประสิทธิผล (σ'_v) ($\tau_f = \sigma'_v \tan \phi'$) เพื่อให้เกิดความเข้าใจมากยิ่งขึ้น พิจารณารูปที่ 1.17 ทรายแห้งที่ระดับความลึก h_1 ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ h_1 และในทำนองเดียวกัน ที่ความลึก h_2 ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ h_2 ซึ่งมีค่ามากกว่าที่ระดับความลึก h_1 ดังนั้น ตัวเลขทะลุทะลวงและกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำที่ระดับความลึก h_2 ต้องมีค่ามากกว่าที่ระดับ h_1 ในขณะที่ ความหนาแน่นสัมพัทธ์และมุมเสียดทานภายในมีค่าคงที่ตลอดความลึก



รูปที่ 1.17 อิทธิพลของน้ำหนักกดทับประสิทธิผลต่อค่าการทะลุทะลวงมาตรฐาน

ถึงแม้ว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำ แต่ก็ไม่มีนักวิจัยท่านใดสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำของทรายกับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน ทั้งนี้เนื่องจากการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมของทรายโดยใช้มุมเสียดทานภายใน (ϕ') มีความสะดวกและเป็นที่ยอมรับมากกว่า ดังนั้นถ้าต้องการแปลงตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (ซึ่งมีค่ามากขึ้นตามความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง) ของทราย เป็นมุมเสียดทานภายใน ต้องปรับแก้ค่าตัวเลขทะลุทะลวงเหล่านั้นให้เป็นค่าเดียวกันโดยพิจารณาอิทธิพลของความ

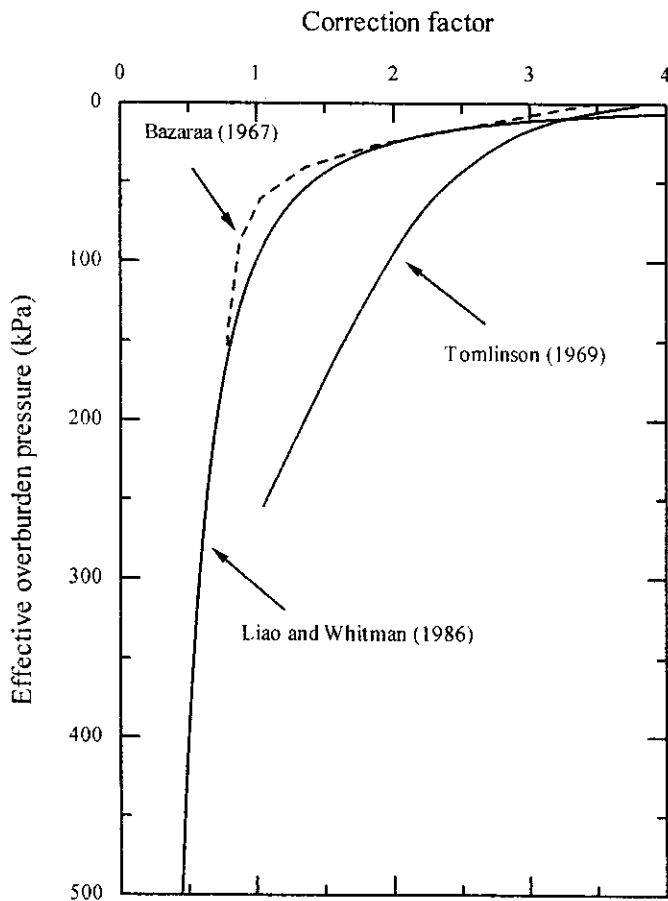
เกินประสิทธิภาพ ซึ่งจะต้องทำให้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานที่ระดับความลึกสูงมีค่าน้อยลง สมการปรับแก้สามารถแสดงได้ดังนี้

$$N' = C_N N_{60} \quad (1.5)$$

เมื่อ N' คือค่าตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) ที่ปรับแก้แล้ว และ C_N คือตัวแปรปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของความเค้นประสิทธิภาพในแนวดิ่ง ซึ่งมีค่าคงแสดงในรูปที่ 1.18 (Bazaraa, 1967; Tomlinson, 1969; Liao and Whitman, 1986) ผู้เขียนมีความเห็นว่า ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Liao and Whitman (1986) เป็นความสัมพันธ์ที่ให้ค่าต่ำที่สุด และง่ายต่อการจดจำและใช้งาน ความสัมพันธ์ดังกล่าวคือ

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \quad (1.6)$$

เมื่อ σ'_v มีหน่วยเป็นกิโลปาสกาล

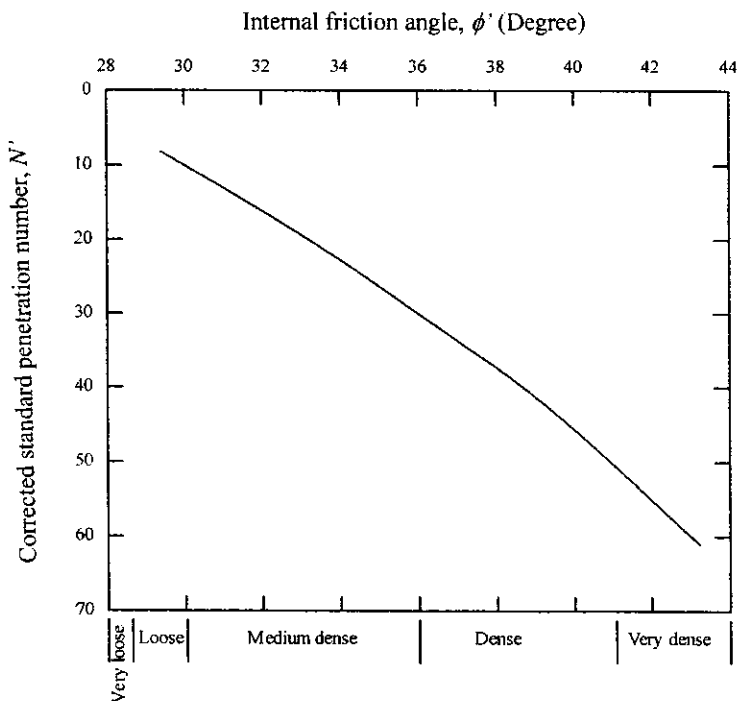


รูปที่ 1.18 ค่าปรับแก้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน

ตารางที่ 1.6 และรูปที่ 1.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง N' ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (D_r) และมุมเสียดทานภายใน (ϕ') ของทราย ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) นี้เป็นข้อมูลที่มีประโยชน์มากในการวิเคราะห์และประเมินสภาพของชั้นดิน พึงตระหนักว่า สมการทุกสมการที่เสนอนั้นเป็นเพียงค่าประมาณ ความแปรปรวนของค่า N' อาจเกิดขึ้นได้ ทั้งนี้เพราะว่าดินตามธรรมชาติมีคุณสมบัติไม่สม่ำเสมอ

ตารางที่ 1.6 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

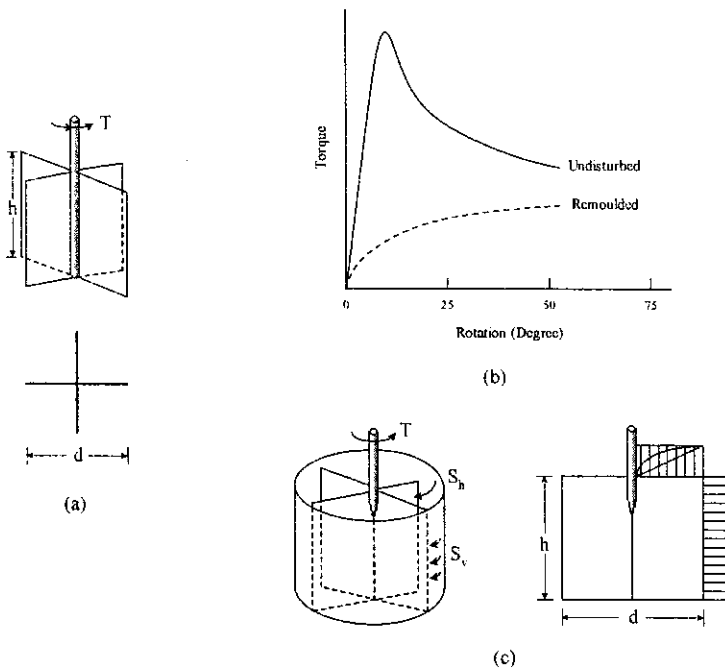


รูปที่ 1.19 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลของดินเม็ดหยาบ (Peck et al., 1974)

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (Vane Shear Test)

เมื่อเราพบดินเหนียวในหลุมเจาะ เราสามารถหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength, S_u) ของดินเหนียวคงสภาพ โดยการทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยวิธีใบพัด (Vane shear test)

ใบพัด (Shear vane) ประกอบด้วยใบพัดที่บางและมีขนาดเท่ากันจำนวน 4 ใบ ดังแสดงในรูปที่ 1.21a เส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของใบพัดที่นิยมใช้กัน ได้แก่ 65 x 130 มิลลิเมตร และ 55 x 110 มิลลิเมตร ในการทดสอบ เริ่มต้นใบพัดนี้จะถูกดันลงไปบนดิน และทำการหมุนด้วยอัตราเร็วคงที่ (โดยทั่วไป 6 องศาต่อวินาที) ที่ก้านหมุน (Torque rod) แท่งดินที่มีความสูง h และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง d จะทำหน้าที่รับแรงบิดจนกระทั่งดินวิบัติ



รูปที่ 1.20 (a) เครื่องมือทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (b) ผลทดสอบในสนาม (c) การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน

รูปที่ 1.21b แสดงผลทดสอบในสนาม จะเห็นได้ว่า แรงบิดของดินเหนียวคงสภาพ (Undisturbed clay) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามมุมหมุนจนถึงค่าแรงบิดสูงสุด (Peak torque) หลังจากนั้น แรงบิดจะมีค่าลดลง การทดสอบด้วยใบพัดนอกจากจะให้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินแล้ว ยังให้ค่าความไวตัวของดิน (Sensitivity) ซึ่งสามารถหาได้จากอัตราส่วนของค่าแรงบิดสูงสุดของดินเหนียวคงสภาพต่อค่าแรงบิดสูงสุดของดินเหนียวปั้นใหม่ โดยที่ แรงบิดสูงสุดสำหรับดินเหนียวปั้นใหม่ (Remolded clay) สามารถหาได้โดยการเริ่มทดสอบอีกครั้งหลังจากดินเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์ ซึ่งในทางปฏิบัติ เราจะทำให้ดินเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์โดยการปั่นดินด้วยใบพัดเป็นจำนวน 15 รอบ

รูปที่ 1.21c แสดงการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน ถ้า T คือค่าแรงบิดที่มากที่สุดที่ทำให้ดินวิบัติพอดี ค่าแรงบิดจะมีค่าเท่ากับผลรวมของโมเมนต์ต้านทานแรงเฉือนตามผิวของดินทรงกระบอก (M_s) และ โมเมนต์ต้านทานที่ผิวบนและผิวล่างของใบพัด (M_v)

$$T = M_x + 2M_e \quad (1.7ก)$$

$$T = (\pi dh) S_h \left(\frac{d}{2} \right) + 2 \left[\frac{\pi}{4} d^2 \left(\beta \times \frac{d}{2} \right) \right] S_h \quad (1.7ข)$$

เมื่อ S_v และ S_h คือกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในแนวตั้งและแนวนอน ตามลำดับ และ β คือค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับการกระจายของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ผิวบนและล่างของใบพัด β มีค่าเท่ากับ 1/2, 3/5 และ 2/3 สำหรับการกระจายแบบสามเหลี่ยม พาราโบลา และสี่เหลี่ยม ตามลำดับ ถ้าสมมติให้ $S_v = S_h$ และ $\beta = 2/3$ จะได้

$$S_{u(\text{vane shear})} = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right]} \quad (1.8)$$

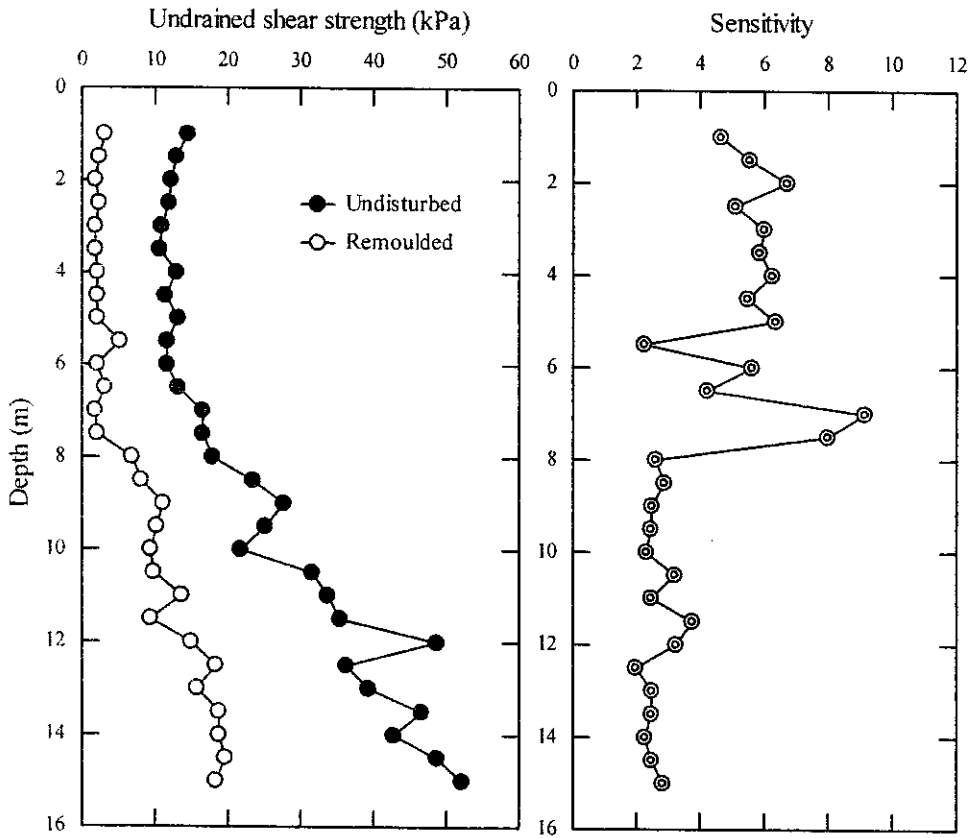
เมื่อ $S_{u(\text{vane shear})}$ คือกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตามแนวของใบพัด

รูปที่ 1.21 แสดงผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด ที่บริเวณก่อสร้างสนามบินสุวรรณภูมิ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะคงสภาพและปั่นใหม่คำนวณได้จากสมการที่ (1.8) จะเห็นว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าเกือบคงที่ในช่วงความลึก 0 – 8 เมตร ซึ่งเป็นบริเวณดินเหนียวอ่อน กำลังต้านทานแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกอย่างเห็นได้ชัด ที่ระดับความลึกต่ำกว่า 8 เมตร ในบริเวณดินอ่อน ค่าความไวตัวของดินมีค่าค่อนข้างสูง อยู่ระหว่าง 4 – 10 ซึ่งจัดว่าเป็นดินที่มีความไวตัวเล็กน้อย (Slightly quick clay) ค่าความไวตัวจะมีค่าลดลงอยู่ระหว่าง 2 – 4 ในชั้นดินเหนียวแข็ง

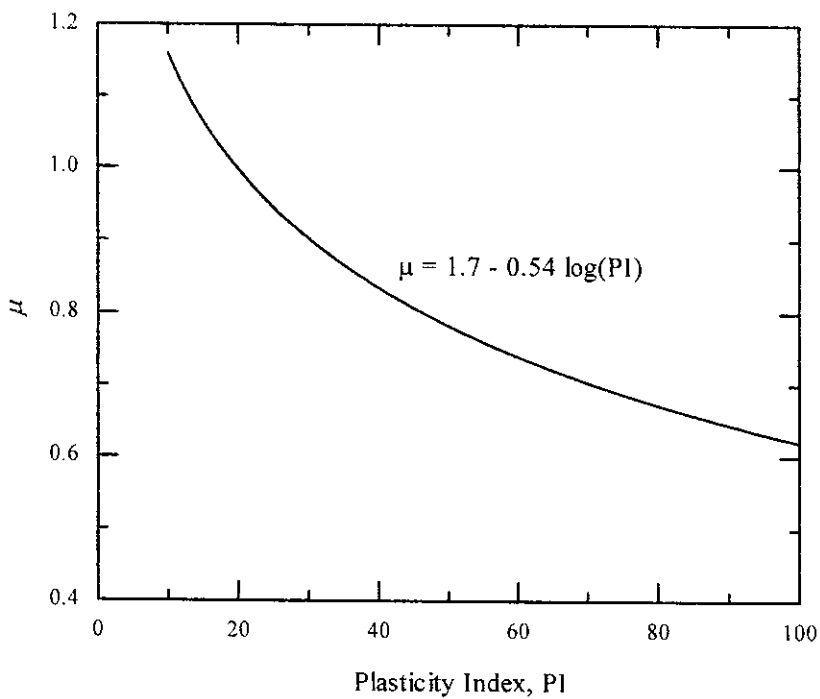
กำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากสมการที่ (1.8) เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนตามแนวของใบพัด ไม่ใช่กำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงบนระนาบวิบัติของดิน Bjerrum (1974) ได้ทำการทดสอบและรวบรวมข้อมูลการวิบัติของดินถม และพบว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากการทดสอบด้วยใบพัดมีค่าแตกต่างจากกำลังต้านทานแรงเฉือนจริงของดิน นอกจากนี้ เขายังพบอีกว่าอัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนจริงของดินต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากการทดสอบด้วยใบพัดแปรผันตามชนิดของดิน เนื่องจากคุณสมบัติที่แตกต่างกันทุกทิศทางของดิน (Anisotropic) และได้เสนอวิธีการปรับแก้กำลังต้านทานแรงเฉือน ซึ่งขึ้นอยู่กับดัชนีสภาพพลาสติก ดังแสดงในสมการที่ 1.9 และรูปที่ 1.22

$$S_u = \mu S_{u(\text{vane shear})} \quad (1.9)$$

เมื่อ μ คือค่าปรับแก้ มีค่าเท่ากับ $1.7 - 0.54 \log(PI)$



รูปที่ 1.21 กำลังต้านทานแรงเฉือนและค่าความไวตัวของดินเหนียวบริเวณก่อสร้างสนามบินสุวรรณภูมิ



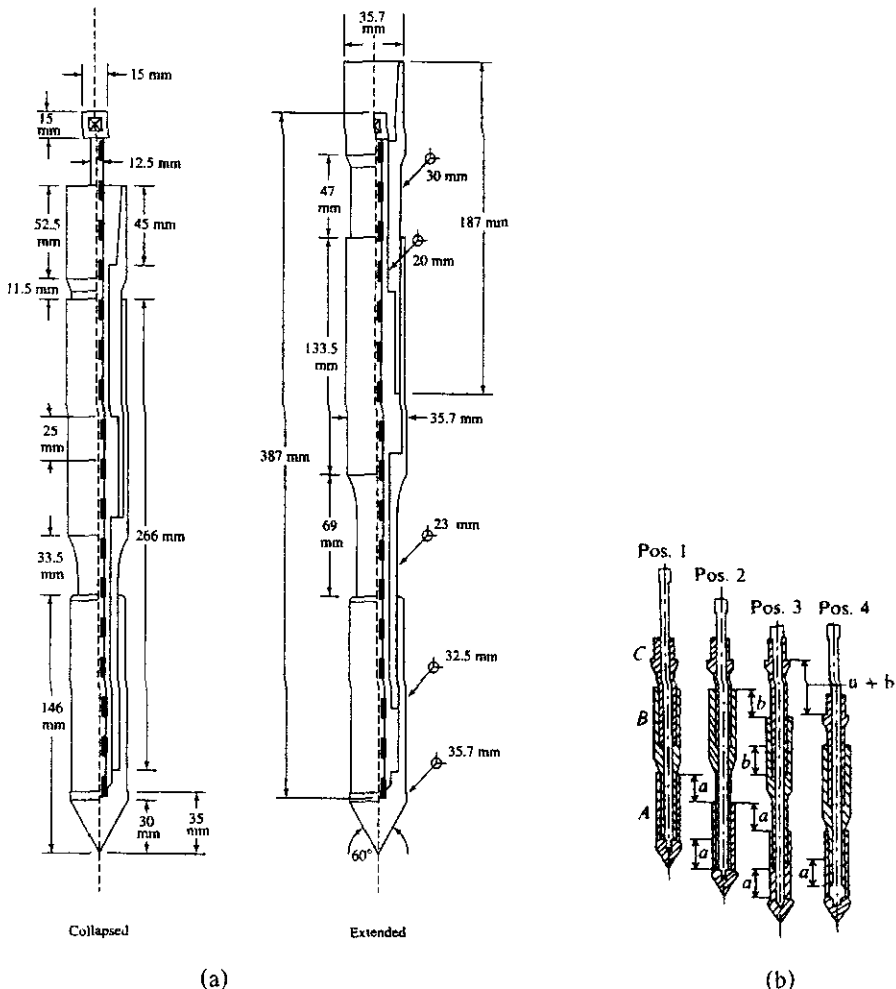
รูปที่ 1.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปรับแก้กำลังที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือน โดยใช้ใบพัดและดัชนีสภาพพลาสติก (Bjerrum, 1974)

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงแบบใช้กรวย (Cone Penetration Test)

หัวทะลุทะลวง (Cone penetration) คือเครื่องมือที่ตัวกรวยทำมุม 60 องศา กับแนวนอน พื้นที่อยู่บนเท่ากับ 10 ตารางเซนติเมตร (ดังแสดงในรูปที่ 1.23 และ 1.24a) เครื่องมือนี้จะถูกค้ำลงในดินด้วยอัตราเร็วประมาณ 20 มิลลิเมตรต่อวินาที พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) หาได้จาก การวัดความต้านทานที่ปลายกรวย (Cone end resistance, q_c) และความเสียดทานระหว่างดินกับปลอกหุ้ม (Cone side friction, f_{sc}) ปลอกหุ้มมีพื้นที่รอบรูปประมาณ 150 ตารางเซนติเมตร ข้อดีของการทดสอบแบบนี้คือการทดสอบสามารถทำได้อย่างรวดเร็ว เนื่องจากเราไม่จำเป็นต้องทำหลุมเจาะสำรวจ เหมือนการทดสอบแบบทะลุทะลวงมาตรฐาน แต่อย่างไรก็ตาม เราไม่สามารถเห็นชนิดของดิน และไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

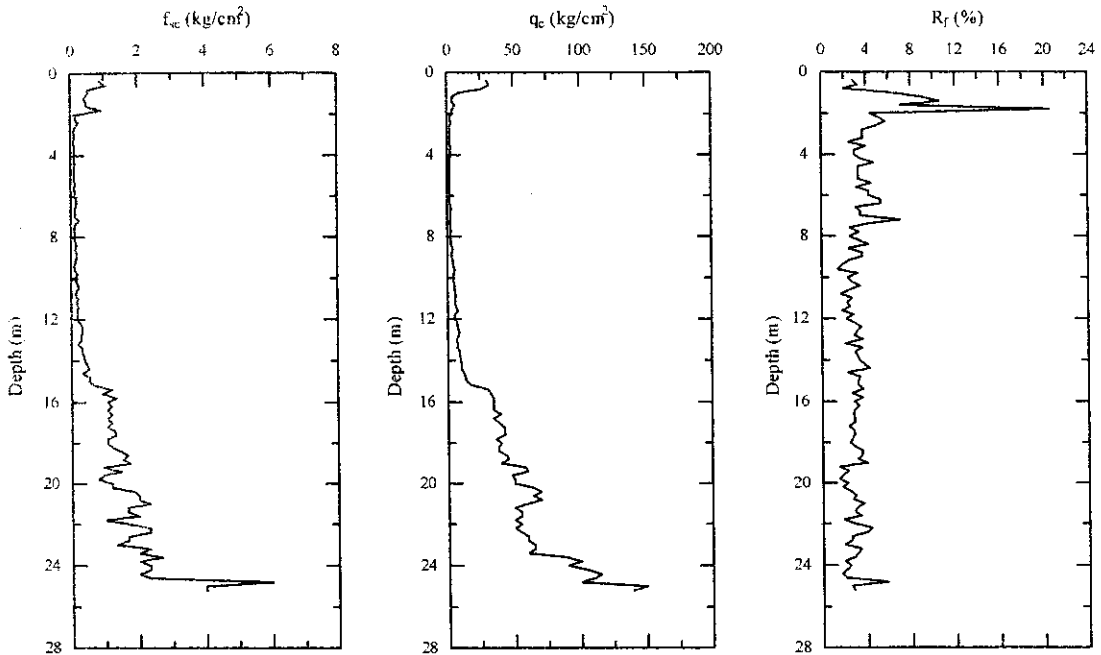


รูปที่ 1.23 ภาพถ่ายหัวทะลุทะลวง (Cone penetration)



รูปที่ 1.24 (a) เครื่องมือการทดสอบการทะลุทะลวงแบบใช้กรวย (b) ขั้นตอนการทะลุทะลวง

ในการทดสอบนี้ เครื่องมือทะลุทะลวงจะทะลุลงไปดิน โดยมีขั้นตอนดังนี้ เริ่มต้นกรวยจะอยู่ในตำแหน่งที่ 1 ซึ่งเป็นตำแหน่งเริ่มต้น ต่อมาหัวโคนทะลุลงไปดินเพื่อวัดค่า q_c และอยู่ในตำแหน่งที่ 2 ขั้นตอนต่อมาคือปลอกหุ้มจะเคลื่อนตัวเพื่อวัดค่า f_{sc} และอยู่ในตำแหน่งที่ 3 ขั้นตอนสุดท้ายคือทั้งกรวยและปลอกหุ้มจะทะลุดินพร้อมกันเพื่อวัดค่า q_t ($q_t = q_c + f_{sc}$) ดังแสดงในรูปที่ 1.24b ผลทดสอบการทดสอบทะลุทะลวงแบบใช้กรวยของชั้นดินกรุงเทพแสดงในรูปที่ 1.25



รูปที่ 1.25 ผลทดสอบของการทดสอบแบบทะลุทะลวงแบบใช้กรวยสำหรับชั้นดินกรุงเทพ

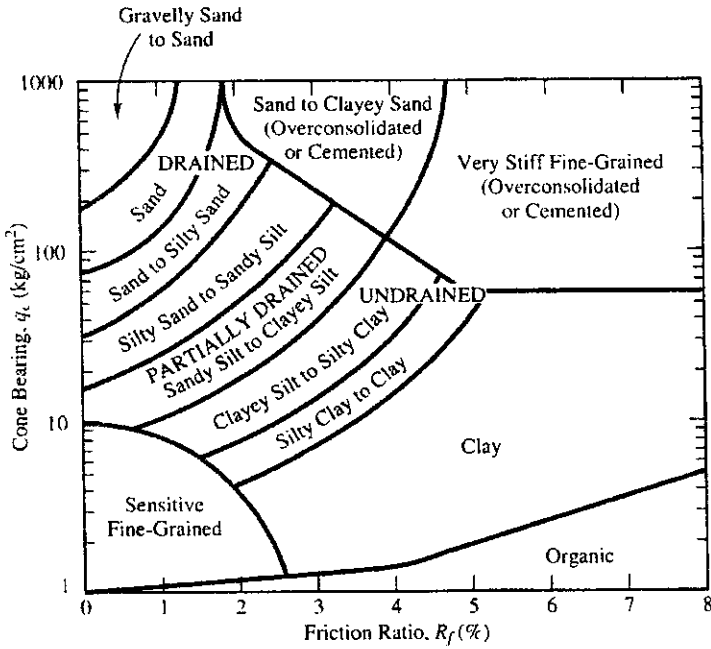
ถึงแม้ว่าการทดสอบแบบนี้ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาได้ แต่การจำแนกดินสามารถกระทำได้โดยอาศัยรูปที่ 1.26 โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานที่ปลายโคน (Cone end resistance, q_c) และอัตราส่วนความฝืด (Friction ratio, R_f) อัตราส่วนความฝืดหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$R_f = \frac{f_{sc}}{q_c} \times 100\% \quad (1.10)$$

โดยทั่วไป ทรายจะมีค่าอัตราส่วนความฝืดน้อยกว่า 1 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากทรายมีค่าแรงยึดเกาะต่ำ เมื่อเทียบกับความสามารถในการรับแรงแบกทาน ส่วนดินเหนียวจะให้ค่า R_f สูงกว่า และ R_f มีค่ามากกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับดินเหนียวที่มีสารอินทรีย์อยู่มาก (Peat)

หลังจากที่เราจำแนกชนิดของดินได้แล้ว เราสามารถหาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินได้ จนถึงปัจจุบัน ได้มีนักวิจัยหลายท่านสร้างความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและค่าความต้านทานที่ปลายโคน (q_c) และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและความเสียดทาน

ระหว่างดินกับปลอกหุ้ม (f_{sc}) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและความเสียดทาน (f_c) ไม่เป็นที่นิยม เนื่องจากค่าความเสียด (f_{sc}) ที่อ่านได้จากการทดสอบมีความละเอียดถูกต้องน้อยกว่าความต้านทานที่ปลายโคน (q_c)



รูปที่ 1.26 การจำแนกชนิดของดินโดยอาศัยผลทดสอบของการทดสอบทะลุทะลวงแบบกรวย (Robertson and Campanella, 1983)

ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายสามารถหาได้จากรูปที่ 1.27 ซึ่งสร้างขึ้นโดย Robertson and Campanella (1983) ความสัมพันธ์ที่สร้างขึ้นนี้ใช้สำหรับทรายที่ไม่มีพันธะเชื่อมประสานและอยู่ในสภาพอัดตัวปกติ สำหรับทรายที่อัดตัวมากกว่าปกติ มุมเสียดทานประสิทธิภาพ (Effective friction angle) หาโดยการลบมุมเสียดทานประสิทธิภาพที่ได้จากรูปที่ 1.27 ออกด้วย $1^\circ - 2^\circ$ ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแสดงได้ในรูปของสมการดังนี้

$$\phi' = 35^\circ + 11.5 \log \left(\frac{q_c}{30\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{เมื่อ } 25^\circ < \phi' < 50^\circ \quad (1.11)$$

สำหรับดินเหนียว จากทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity's theory) จะได้

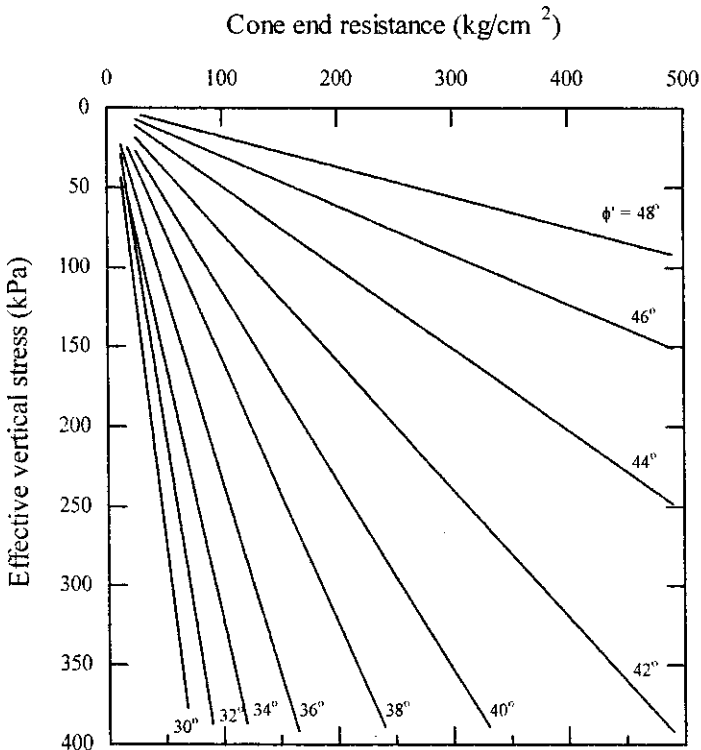
$$q_c = N_k S_u + \sigma_{v0} \quad (1.12ก)$$

ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะไม่ระบายน้ำหาได้ดังนี้

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (1.12\text{ข})$$

เมื่อ σ_{v0} คือความดันกกดทับ (Overburden pressure) ที่ตำแหน่งซึ่งวัดค่าความต้านทานที่ปลายกรวย
 N_k คือตัวแปรของกรวย (Cone factor) ซึ่งมีค่าประมาณ 5 ถึง 75 ขึ้นอยู่กับดัชนีสภาพพลาสติก โดยส่วนใหญ่ค่านี้จะอยู่ประมาณ 10 ถึง 30 และค่าที่มักใช้กันจะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 (Lunne and Eide, 1976) Rashwan et al. (2004) ได้วิเคราะห์การวิบัติของดินได้กรวยปลายแหลมโดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน และสรุปว่า N_k มีค่าแปรผันตามความลึกและความขรุขระของปลายโคน และมีค่าอยู่ระหว่าง 9.3 ถึง 14.5 Budhu, M (2000) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_k และดัชนีสภาพพลาสติกดังนี้

$$N_k = 19 - \frac{PI - 10}{5} \quad \text{เมื่อ } PI > 10 \quad (1.13)$$



รูปที่ 1.27 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานประสิทธิผลและความต้านทานที่ปลายโคน (Robertson and Campanella, 1983)

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

$$E = 3q_c \quad \text{สำหรับทราย} \quad (1.14\text{ก})$$

$$E = 7q_c$$

สำหรับดินเหนียว

$$(1.14\text{ข})$$

1.9 การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration

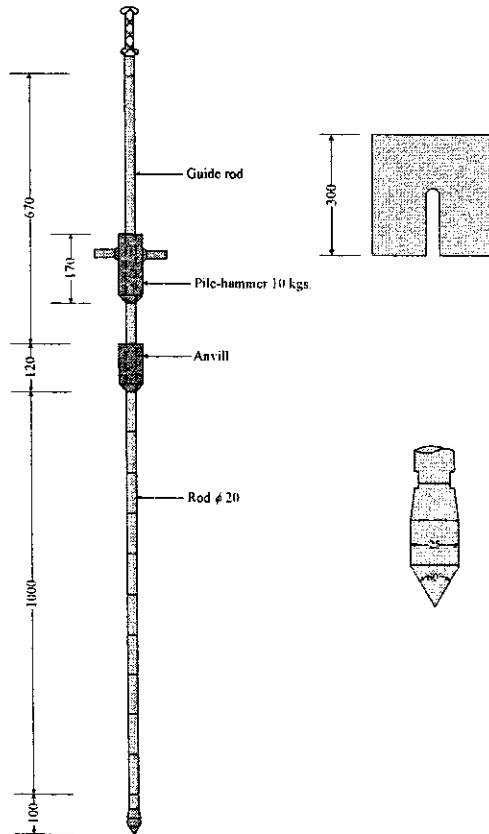
การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration เป็นการหยั่งทดสอบชั้นดินในสนามโดยใช้แรงกระแทกส่งแท่งทดสอบผ่านชั้นดินลงไป โดยไม่เกิดแรงเสียดทานที่ก้านเจาะเนื่องจากหัวเจาะมีขนาดเล็กกว่าก้านเจาะ หัวเจาะรูปกรวยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร ก้านเจาะมีขนาด 20 มิลลิเมตร การทดสอบกระทำโดยการก้านเจาะให้จมลงในดินด้วยค้อนหนัก 10 กิโลกรัม ระยะยก 50 เซนติเมตร และบันทึกจำนวนครั้งของการตอกที่ทำให้ก้านเจาะจม 20 เซนติเมตร อุปกรณ์ทดสอบแสดงในรูปที่ 1.28 จำนวนตอกนี้สามารถนำมาแปลงเป็นตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ได้ดังนี้

$$N'_{60} = 0.539(N_{KPT} + 0.954) \quad (1.15)$$

$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} - 3.57) \quad \text{สำหรับทราย} \quad (1.16)$$

$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} + 0.954) \quad \text{สำหรับดินเหนียว} \quad (1.17)$$

เมื่อ N_{KPT} คือจำนวนตอกด้วยวิธี Kunzelstab penetration และ q_{all} คือกำลังรับแรงแบกทานยอมให้

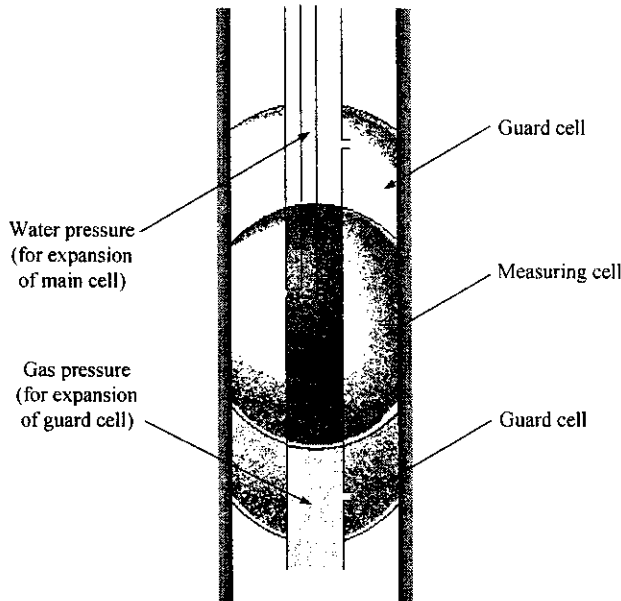


รูปที่ 1.28 อุปกรณ์ทดสอบ Kunzelstab penetration

การทดสอบนี้มีข้อดีที่ว่าอุปกรณ์ทดสอบมีขนาดเล็กและเบา สามารถเคลื่อนย้ายได้ง่าย แต่ก็มีข้อเสียตรงที่ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาดูได้ และไม่มีความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนกับจำนวนตอก

1.10 Borehole Pressuremeter Test

Pressuremeter เป็นเครื่องมือที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย Menard ในปี 1965 เพื่อทดสอบหาโมดูลัสของความเค้น-ความเครียด เครื่องมือนี้ประกอบด้วย Pressure cell และ Guard cell สองอัน ดังแสดงในรูปที่ 1.28 ในการทดสอบ เราจะทำการอัดความดันเพื่อให้ Pressure cell ขยายตัวในหลุมเจาะ แล้วทำการวัดปริมาตรที่เพิ่มขึ้น ทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณคือ Expansion of an Infinitely Thick Cylinder



รูปที่ 1.28 ภาพอธิบายสำหรับ Pressuremeter test

รูปที่ 1.28 แสดงการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Pressure cell กับความดัน ในรูปนี้ โซน I คือส่วนที่ดินถูกผลักด้วยความดันเพื่อให้กลับคืนสู่สภาพเริ่มต้น (สภาพที่ยังไม่มีการเจาะหลุมสำรวจ) โซนนี้เรียกว่า Reloading zone โซน II เรียกว่า Pseudo-elastic zone ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรและความดันค่อนข้างเป็นเส้นตรง โซน III คือ Plastic zone

สำหรับ Pseudo-elastic zone

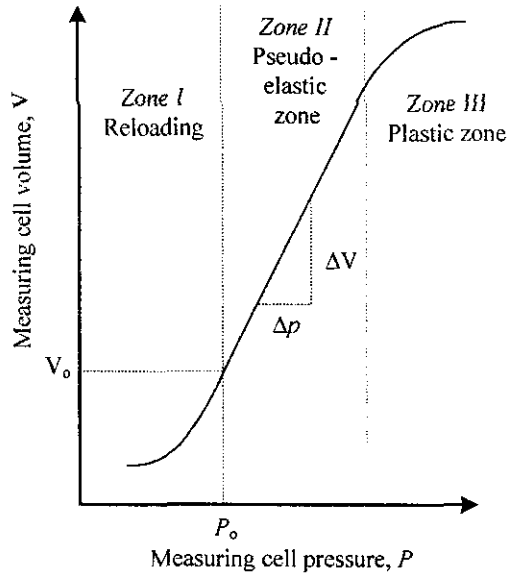
$$E = 2(1 + \nu)V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (1.15)$$

เมื่อ E คือโมดูลัสยืดหยุ่น

ν คืออัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio)

V_0 คือปริมาตรของ cell ที่ความดัน p_0 ซึ่งคือความดันเริ่มต้นของ โซน II

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



รูป 1.29 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันและปริมาตรของ Pressuremeter test

Menard (1965) แนะนำค่าของ ν ที่ใช้ในสมการที่ (1.15) คือ 0.33 ดังนั้น

$$E = 2.66V_0 \frac{\Delta P}{\Delta V} \tag{1.16}$$

จากทฤษฎีความยืดหยุ่น ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและโมดูลัสแรงเฉือนสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$E = 2(1+\nu)G \tag{1.17}$$

เมื่อ G คือโมดูลัสแรงเฉือน (Shear Modulus) ของดิน จากการแทนค่าสมการที่ (1.17) ลงในสมการที่ (1.16) จะได้

$$G = V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V} \tag{1.18}$$

นอกจากนี้ Pressuremeter test ยังสามารถใช้คำนวณหาสัมประสิทธิ์ความดันอยู่ที่ (At-rest earth pressure coefficient, K_0) ได้ คำนี้อาจคำนวณได้ดังนี้

$$K_0 = \frac{P_0}{\sigma'_v} \quad (1.19)$$

เมื่อ P_0 เปรียบเสมือนความดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure) ที่เกิดขึ้นในสนาม

1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน

รายงานการเจาะสำรวจต้องประกอบด้วย โปรแกรมการเจาะสำรวจ และการทดสอบในสนาม รายงานจะต้องแสดงรายชื่อผู้ว่าจ้างหรือเจ้าของงาน นอกจากนี้ จะต้องประกอบด้วยข้อมูลที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือ คำแนะนำ และข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการก่อสร้าง รายงานการเจาะสำรวจต้องประกอบด้วย

- ก. บทนำ ได้แก่ บทสรุปอย่างคร่าวๆ ของโครงการ ขั้นตอนการสำรวจ ตำแหน่งและชื่อของโครงการ
- ข. ลักษณะของตำแหน่งโครงการ ได้แก่ คำบรรยายลักษณะทั่วไปของบริเวณที่เจาะสำรวจ และแผนที่แสดงตำแหน่งของโครงการ พื้นที่ใกล้เคียง และตำแหน่งของหลุมเจาะ
- ค. สภาพชั้นดิน ได้แก่ ลักษณะของชั้นดินอย่างละเอียด ซึ่งแสดงผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ และในสนาม ระดับน้ำใต้ดิน และสภาพการระบายน้ำ
- ง. ข้อเสนอแนะ ได้แก่ คำแนะนำที่จำเป็นและถูกต้องตามหลักวิชาการสำหรับการออกแบบ และก่อสร้าง
- จ. เอกสารอ้างอิง
- ฉ. ภาคผนวก ควรประกอบด้วยข้อมูลที่สำคัญที่ได้จากการเจาะสำรวจ อันได้แก่ Boring log ผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ และผลทดสอบในสนาม เป็นต้น

Boring log เป็นรูปแบบของเอกสารที่แสดงเชิงกราฟของข้อมูลรายละเอียดชั้นดิน และต้องประกอบด้วย ชื่อของบริษัทที่เจาะสำรวจ ชื่อโครงการ สถานที่เจาะสำรวจ วันที่ทำการเจาะสำรวจและวันที่แล้วเสร็จ ระดับน้ำใต้ดิน สภาพชั้นดิน และผลทดสอบในสนาม เช่น ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) กำลังต้านทานแรงเฉือน ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test result) เป็นต้น ตัวอย่างของ Boring log แสดงในรูปที่ 1.34

BORING LOG				BORING NO : BH-1		ELEV. (m) : -										
PROJECT :				DEPTH (m) : 17.00		GWL. (m) : -0.60										
LOCATION :				COORD. N : -		DATE STARTED :										
				E : -		DATE FINISHED :										
SOIL DESCRIPTION	DEPTH (m)	GRAPHIC LOG	METHOD	SAMPLE NO.	RECOVERY (cm)	SPT-N VALUE (blows/ft)				Su (t/sq.m)				TOTAL UNIT WEIGHT (t/cu.m)		
						10	20	30	40	20	40	60	80		1	2
ASPHALT + CONCRETE	0.30		PA													
SAND (FILL)	2.00		ST	-	-											
SOFT CLAY, DARK GREY (CH)	3		PA													
	4		ST	1	50							1.87	3.88	1.65		
	5		WO													
	5		ST	2	50							1.81	2.38	1.56		
	6		WO													
	6		ST	3	50							1.99	2.89	1.58		
	7		WO													
	8		ST	4	40							1.55	5.01	1.57		
	9		WO													
MEDIUM CLAY, DARK GREY (CH)	10		ST	5	50							2.14	4.84	1.52		
	11		WO													
	11		ST	6	50							2.38	3.81	1.53		
	12		WO													
	12		ST	-	-								4.34			
END OF BORING	13		WO													
	14		ST	7	50							4.41	5.27	1.81		
	15		WO													
	15		ST	8	50							3.06	6.63	1.59		
END OF BORING	16		WO													
	16		ST	9	50							4.61	7.11	1.88		
	17		WO													

รูปที่ 1.30 ตัวอย่างการเขียน Boring log

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

จากหัวข้อข้างต้นจะเห็นว่า การขุดหลุมสำรวจหรือการทำหลุมเจาะจะต้องใช้เวลาและมีค่าใช้จ่ายสูง ข้อมูลที่ได้มาจะเป็นข้อมูลเฉพาะหลุมเจาะนั้นๆ ซึ่งเราจะต้องใช้วิธีประมาณและการตัดสินใจเชิงวิศวกรรม (Engineering Judgement) ในการประมาณลักษณะชั้นดินที่จะทำการก่อสร้างทั้งหมดโดยอาศัยข้อมูลหลุมเจาะ ในปัจจุบันได้มีวิธีการสำรวจทางอ้อมหรือวิธีการสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method) ซึ่งการสำรวจแบบนี้จะไม่มีการขุดหลุมเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาดู นอกจากนี้ยังใช้เวลาและค่าใช้จ่ายที่ต่ำโดยข้อมูลที่ได้จะครอบคลุมบริเวณกว้าง แต่ทั้งนี้การแปรข้อมูลจากผลสำรวจมีความสำคัญมากและวิธีนี้ไม่สามารถใช้กับสภาพดินทุกสภาพและมีข้อจำกัด อย่างไรก็ตาม การขุดหลุมเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างมาทดสอบหาคุณสมบัติของดินฐานรากก็ยังคงต้องดำเนินการควบคู่เพื่อให้ได้ผลที่ถูกต้องมากที่สุด

ในที่นี้จะขอกกล่าวถึงการสำรวจธรณีฟิสิกส์ 2 วิธีคือ

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

1.12.1 การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)

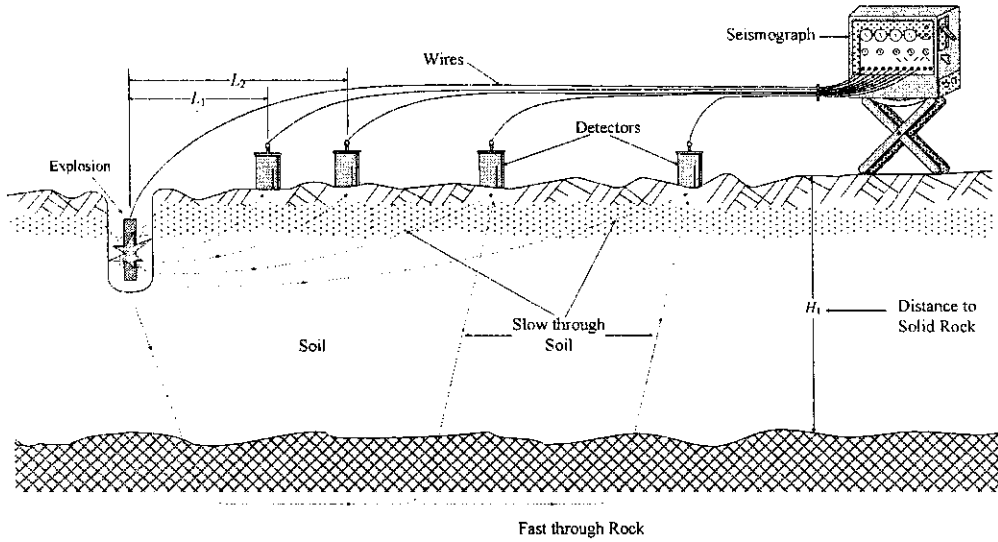
วิธีนี้อาศัยความเร็วของคลื่นการสั่นสะเทือนผ่านชั้นดินและชั้นหิน โดยสัมพันธ์กับความหนาแน่นของวัสดุ วัสดุที่มีความหนาแน่นสูงจะรับความเร็วของการสั่นสะเทือนได้ดีกว่าวัสดุที่มีความหนาแน่นต่ำกว่า วิธีการทดสอบทำโดยใช้ก้อนทุบลงบนแผ่นเหล็กซึ่งวางบนผิวดินให้เกิดการจุดระเบิดหรือจุดกำเนิดคลื่น การกระจายของคลื่นที่เกิดขึ้นมีสองประเภทคือคลื่นที่เคลื่อนที่ในแนวขนานกับผิวดินเข้าสู่ตัวรับสัญญาณทันที คลื่นพวกนี้เรียก Direct Wave และคลื่นที่เคลื่อนที่กระจายหักเหผ่านลงชั้นดินในทิศทางทำมุมต่าง ๆ กัน และเคลื่อนที่ผ่านด้วยความเร็วต่าง ๆ เรียกคลื่นหักเห (Refracted Wave) แล้วสะท้อนกลับขึ้นตัวเครื่องรับสัญญาณ (Geophone) ที่มีวางห่างกันตามระยะ พร้อมมีการจับเวลาจากตัว Seismograph ดังรูปที่ 1.31

การสำรวจเพื่อหาความหนาของชั้นดินสามารถทำได้โดยตั้งตัวรับคลื่นสัญญาณ (Geophone) ในแนวราบ ดังรูป โดยระยะห่างจากจุดกำเนิดถึงตัวรับสัญญาณตัวไกลสุด ประมาณ 3 ถึง 5 เท่าของความลึกที่ต้องการสำรวจ เมื่อทำการให้แรงกระแทกที่จุดกำเนิดให้จับเวลาที่คลื่นลูกแรกวิ่งถึงตัวรับสัญญาณแต่ละตัว จะเห็นว่าระยะทางที่เกิด Direct wave จะสั้นกว่า Refracted wave แต่เวลาที่ใช้จะยาวกว่าทั้งนี้เพราะ Refracted Wave ได้เคลื่อนผ่านชั้นดินที่แข็งกว่าที่มี Seismic velocity ที่สูงกว่า ดังนั้นข้อจำกัดของการสำรวจวิธีนี้คือค่า Seismic velocity ของดินแต่ละชั้นตั้งแต่ชั้นบนสุดลงไปจะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ

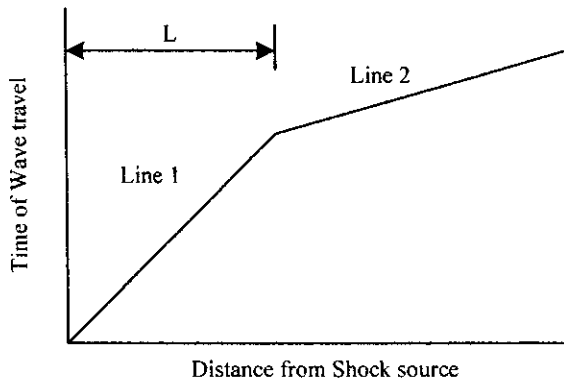
ความเร็วของคลื่นผ่านชั้นดินคำนวณได้จากส่วนกลับของความชันของเส้นตรงที่ 1 (Reciprocal of slope on line 1) ดังสมการต่อไปนี้ (ดูรูปที่ 1.32)

$$v_1 = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} \quad (1.20)$$

เมื่อ L_1 และ L_2 คือระยะทางจากจุดกำเนิดถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ และ t_1 และ t_2 คือเวลาของคลื่นลูกแรกถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ สำหรับความเร็วของคลื่นหักเห, v_2 คือความลาดชันของกราฟเส้นที่ 2 ดังรูป 1.32



รูปที่ 1.31



Note: v_1 = Reciprocal of slope of Line 1
 v_2 = Reciprocal of slope of Line 2

รูปที่ 1.32

สำหรับชั้นดินหลายชั้น ดินชั้นบนมีความหนาสม่ำเสมอ เราสามารถหาความหนาของดินชั้นบนได้จาก

$$H_1 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (1.22)$$

เมื่อ H , คือความหนาของดินชั้นแรก และ L คือความยาวจากกราฟที่เส้นความลาดสองเส้นตัดกันดังรูป 1.32

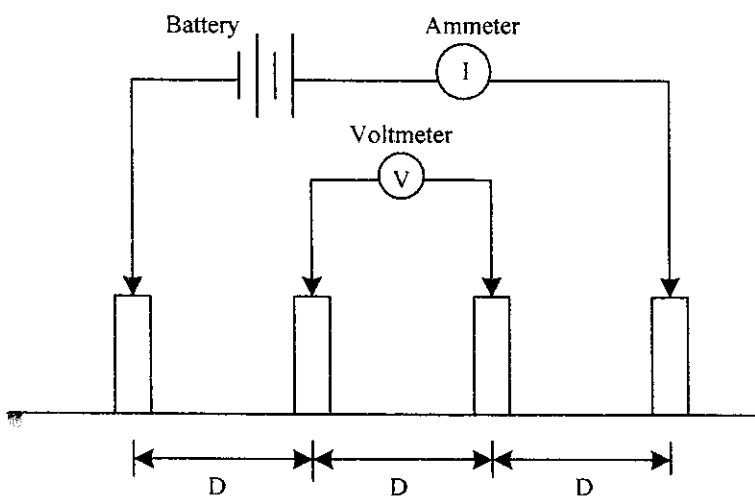
1.10.2 การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)

การสำรวจวิธีนี้อาศัยหลักความต้านทานทางไฟฟ้าของดินต่างชนิดกัน ความต้านทานของดินหนึ่งๆ จะขึ้นกับปริมาณความชื้นในดินและความเข้มข้นของเกลือที่ละลายปนอยู่ในความดัน โพรงของดิน กล่าวคือความต้านทานทางไฟฟ้าของดินจะมีค่ามากขึ้นเมื่อค่าปริมาณความชื้นในดินและความเข้มข้นของเกลือมีค่าลดลง เช่น ดินเหนียวอิมตัว จะมีความคืบน้ำในโพรงมาก ทำให้มีปริมาณไอออนอิสระมากและทำให้ดินมีความต้านทานไฟฟ้าต่ำ หรือในกรณีของดินทรายแห้ง กรวดหรือชั้นหินแข็งจะมีความต้านทานทางไฟฟ้าสูงเพราะมีระดับความอิมตัวต่ำและปราศจากเกลือที่ละลายน้ำ

การสำรวจนี้ทำโดยการใส่อุปกรณ์ความต้านทานไฟฟ้าในดิน (Electrode) จำนวน 4 ตัว วางห่างระยะเท่าๆ กันในแนวเส้นตรงเดียวกัน วิธีการเรียงแบบนี้เรียกว่า Wenner Method ดังรูปที่ 1.33 โดย Electrode สองตัวนอก เรียก Current Electrode เป็นตัวรับกระแสไฟฟ้า (I) ซึ่งได้จากแบตเตอรี่ ส่งผ่านลงในดินทำให้เกิดสนามไฟฟ้าขึ้นและทำการวัดค่าความต่างศักย์ (V) จากขั้วของ Electrode ตัวในสองตัว ซึ่งเรียกว่า Voltage Electrode ค่าความต้านทานของดินที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จาก

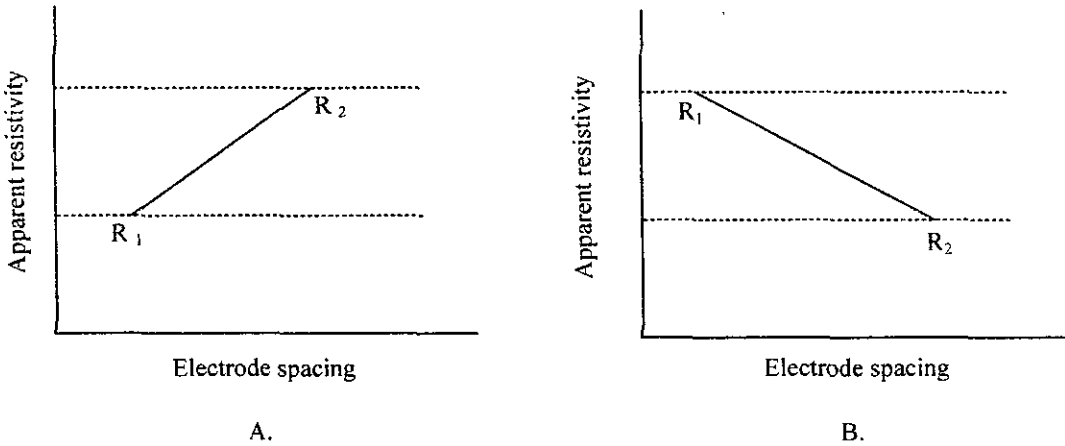
$$\rho = 2\pi D \frac{V}{I} = 2\pi DR \quad (1.23)$$

เมื่อ ρ คือหน่วยต้านทานของดิน (มีหน่วยเป็น ohm-m) D คือระยะห่างระหว่าง Electrode (มีหน่วยเป็นเมตร) R คือความต้านทาน (มีหน่วยเป็น ohms) V คือความต่างศักย์ระหว่าง Electrode สองตัวใน (มีหน่วยเป็น volts) และ I คือกระแสไฟฟ้าผ่าน Electrode สองตัวนอก (มีหน่วยเป็น amperes)



รูปที่ 1.33

ลักษณะทั่วไปของผลทดสอบการเปลี่ยนแปลงชั้นดินจากการสำรวจแสดงดังรูปที่ 1.34 ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้ กรณีชั้นดินชั้นแรกมีความต้านทานต่ำกว่าดินชั้นล่าง ลักษณะการเปลี่ยนแปลงแสดงดังรูป A ในทางตรงข้าม หากชั้นดินชั้นบนมีความต้านทานมากกว่าดินชั้นล่าง ลักษณะการเปลี่ยนแปลงแสดงดังรูป B



รูปที่ 1.34

การสำรวจเพื่อหาลักษณะของชั้นดินโดยวิธีนี้สามารถหาได้ทั้งในแนวราบและแนวลึก ยกตัวอย่างเช่น การหาลักษณะชั้นดินในแนวราบ (Electrical profiling) ในการสำรวจวิธีนี้ตัว Electrode ทั้ง 4 ตัวจะถูกเลื่อนไปตามแนวที่ต้องการจะสำรวจ โดยระยะห่างแต่ละ Electrode จะห่างเท่าๆ กัน ระยะห่างของ Electrode น้อยที่สุดไม่ควรเกินครึ่งหนึ่งของความหนาของดินชั้นแรกและไม่ควรเกิน 1 เมตร สำหรับระยะห่างที่มากที่สุดประมาณ 5 ถึง 10 เท่า ของความลึกที่ต้องการสำรวจ

ค่าความต้านทานปรากฏของดินแต่ละชนิดมีค่าดังในตารางที่ 1.7 ในกรณีที่ดินมีความต้านทานในช่วงคาบเกี่ยวกันจะทำให้ผลทดสอบไม่แน่นอน การทำการทดสอบจึงควรทำความเข้าใจกับการขุดหลุมเจาะสำรวจ

ตารางที่ 1.7 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

- ง. จงยกตัวอย่างการทดสอบในสนาม
 - จ. จงอธิบายค่า Area Ratio, A_r
 - ฉ. การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวยสามารถหาคุณสมบัติดินด้านใด
 - ช. ตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed Sample) ไม่สามารถนำไปทดสอบหาคุณสมบัติด้านใดของดินบ้าง
 - ซ. ดินตัวอย่างที่เก็บจากบ่อทดสอบ (Test Pits) ถือว่าเป็นตัวอย่างดินประเภทใด
2. กระจบอกรับตัวอย่างดินมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 75 มม. ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่ปากกระจบอกรับเท่ากับ 72 มม. จงคำนวณหาค่าอัตราส่วนพื้นที่ (Area Ratio, A_r)
 3. ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) ในชั้นดินเหนียวแสดงในตารางที่ 1.8

ตารางที่ 1.8

ความลึก (เมตร)	T_{max} (นิวตัน-เมตร)
2.0	8.0
2.5	9.0
3.0	10.7
3.5	12.0
4.0	14.5

4. จากข้อมูลต่อไปนี้ กระจบอกรับตัวอย่างใด เหมาะสมต่อการใช้งานมากที่สุด เพราะเหตุใด

กระจบอกรับตัวอย่างดิน	Area Ratio, %
A	18
B	9
C	13

5. อาคารสำนักงานสูงจากผิวดิน 10 ชั้น และมีห้องใต้ดิน 1 ชั้น ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดิน 2.5 เมตร อาคารกว้าง 25 เมตร ยาว 75 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 8 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ต่อชั้น และน้ำหนักจร 2.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ต่อชั้น ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดิน 3.0 เมตร หน่วยน้ำหนักดินเหนือน้ำ เท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และหน่วยน้ำหนักอิ่มตัว เท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลบ.ม. จงประมาณความลึกของหลุมสำรวจและวางผังหลุมเจาะสำรวจ กำหนดให้ใช้เงื่อนไข

$$\Delta\sigma' \leq 0.10\sigma'$$

6. ใบพัดมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 60 มิลลิเมตร และความสูงเท่ากับ 120 มิลลิเมตร ดินเหนียวมีขีดจำกัดเหลวเท่ากับ 110 เปอร์เซ็นต์ และพิกัดพลาสติกเท่ากับ 40 จงคำนวณหา กำลังต้านทานแรง

เดือนในสถานะไม่ระบายน้ำในแต่ละผลการทดสอบ และวาดความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนกับความลึก

7. จงใช้ข้อมูลในตารางตอบคำถาม

Sample Depth, ft	Blow Count, N	Soil Classification
3-3.5	3-4-4	Brown fine to medium sand
7-9.5	7-8-7	Brown fine to medium sand
12-13.5	8-9-10	Brown fine to medium sand in upper part of sample; red-brown clay in lower part of sample
17-18.5	9-12-11	Red-brown clay
22-23.5	9-25-27	Gray fine to coarse sand, silt and clay
27-28.5	29-35-39	Gray fine to coarse sand, silt and clay
31-31.5	100	Refusal

ก. จงหาค่า N- Blow Count ของแต่ละชั้นดิน

ข. จงหาค่าปรับแก้เนื่องจากความลึก (Depth correction, C_d) ทุก ๆ ความลึกที่เก็บตัวอย่าง เมื่อกำหนดว่าดินมีค่าหน่วยน้ำหนักรวมเท่ากับ 110 ปอนด์ต่อลบ.ฟุต

8. การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐานในชั้นทราย ในกรุงเทพมหานครที่ความลึก 18 – 21.5 เมตร ได้ผลทดสอบดังตารางที่ 1.7 จากข้อมูลการเจาะสำรวจพบว่า ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 0.6 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินเหนือชั้นทรายเป็นดินเหนียวอ่อนหนา 13 เมตร จากผิวดิน ถัดลงมาเป็นดินเหนียวแข็งหนา 5 เมตร หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งมีค่าเท่ากับ 15 และ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ จงประมาณพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) ของชั้นดินทรายนี้

ตารางที่ 1.7

ความลึก (เมตร)	ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (N)
18.5	17
20	18
21	15

9. จากผลทดสอบการทะลวงด้วยกรวย (Cone penetration test) ดังแสดงในรูปที่ 1.25 จงแสดงชั้นดิน พร้อมทั้งระบุพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน

เอกสารอ้างอิง

- Bazaraa, A.R.S. (1967), *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand*, Ph.D. Thesis, University of Illinois.
- Bjerrum, L. (1974), "Problem of soil mechanics and construction on soft clays", Norwegian Geotechnical Institute, *Publications*, No 110, Oslo.
- Budhu, M. (2000), *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons, Inc., 586p.
- Clayton, C.R.I. (1990), "SPT energy transmission: theory, measurement and significance", *Ground Engineering*, Vol 23, No 10, pp 35-43.
- Coduto, D.P. (2001), *Foundation Design: Principles and Practice*, Prentice Hall.
- DeMello, V. (1971), "The standard penetration test – a state of art report", *Proceedings of 4th American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 1-86.
- Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. (1957), "Research on determining the density of sand by spoon penetration tests", *Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 35-39, London.
- Hvorlev, M.J. (1949), *Surface Exploration and Sampling of soils for Civil Engineering Purposes*, Waterways Experimental station, Vicksburg, USA.
- Lunne, T. and Eide, O. (1976), "Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 13, No 4, pp. 430-441.
- Liao, S. and Whitman, R.V. (1986), "Overburden correction factor for SPT in sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 112, No 3, pp 373-377.
- Menard, L. (1965), "Rules for calculation of bearing capacity and foundation settlement based on pressuremeter tests" *Proceedings of 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, Vol 2, pp 295-299.
- Osterberg, J.O. (1952), "New piston type sampler", *Engineering News Solutions*, April 24.
- Nixon, Ivan K. (1982), "Standard penetration test - state of art report", *Proceedings of 2nd Symposium on Penetration Testing (ESOPT II)*, Amsterdam, Vol 1, pp 3-24.

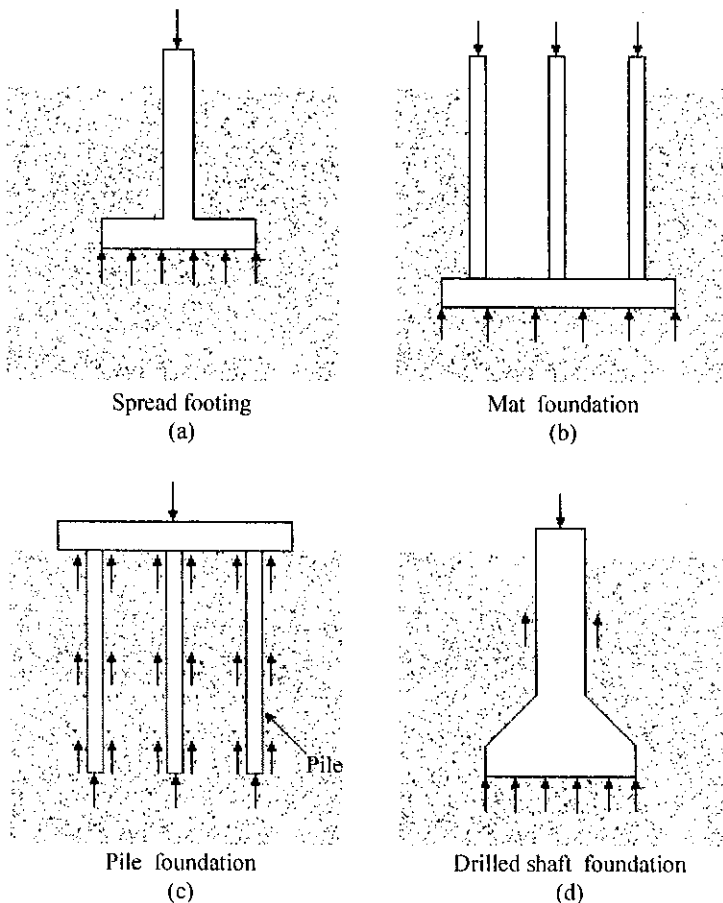
- Peck, R.B., Hansen, W.E. and Thornburn, T.H. (1974), *Foundation Engineering*, John Wiley, New York.
- Rashwan, M.A., Koumoto, T., and Park, J.H. (2004), "On the electronic cone factor, N_{kt} in clay", *Proceedings of International Symposium on Lowland Technology*.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1983), "Interpretation of cone penetration tests: Part 1 and 2", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 20, pp 718-745.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", *Journal of Geotechnical Engineering Journal*, ASCE, Vol 111, No 12, pp 1425-1445.
- Sowers, G.F. (1979), *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*, MacMillan Publishing Company.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley, New York.
- Trofimenkov, J.G. (1974), "General report: Eastern Europe", *Proceedings of European Symposium of Penetration Testing*, Stockholm, Sweden, Vol 2.1, 24-39.
- U.S. Navy (1982), *Soil Mechanics, Design Manual 7.1*, Department of the Navy, Naval Facility Engineering Command (NAVFAC).

บทที่ 2 ฐานรากดิน : ทฤษฎีและการออกแบบ (SHALLOW FOUNDATION : THEORY AND DESIGN)

2.1 บทนำ

ส่วนล่างที่สุดของโครงสร้างก็คือฐานราก ซึ่งมีหน้าที่ถ่ายน้ำหนักทั้งหมดลงสู่พื้นดิน การออกแบบฐานรากที่ดีคือการออกแบบให้ความเค้นที่ถ่ายลงสู่ดินมีค่าไม่เกินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุก (Overstress) จนก่อให้เกิดการทรุดตัวมากเกินไป และการวิบัติของดินเนื่องจากแรงเฉือน

ชนิดของฐานรากที่ควรเลือกใช้จะแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน และลักษณะของโครงสร้าง (Super structure) รูปที่ 2.1 แสดงชนิดของฐานรากแบบต่างๆ ฐานแผ่ (Spread footing) คือฐานรากที่ทำหน้าที่กระจายความเค้นจากเสาหรือกำแพงลงสู่ดิน ฐานรากอาจมีขนาดใหญ่ถ้าดินมีค่ากำลังรับแรงแบกทานต่ำ ในกรณีเช่นนี้ ควรเลือกสร้างฐานรากแบบแพ (Mat foundation) เพื่อความประหยัด



รูปที่ 2.1 ฐานรากแบบต่างๆ

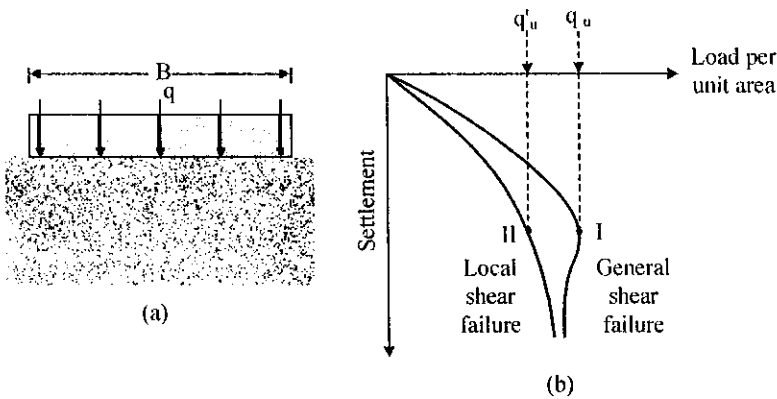
ฐานรากเสาเข็ม (Pile and Drilled shaft foundation) มักใช้รองรับโครงสร้างที่ใหญ่มาก เสาเข็มอาจเป็นวัสดุที่ทำจากไม้ คอนกรีต หรือเหล็ก และทำหน้าที่ถ่ายแรงทั้งหมดจากโครงสร้างลงสู่ชั้นดิน

เราสามารถจำแนกเสาเข็มตามลักษณะการถ่ายน้ำหนักเป็นสองประเภทคือ เสาเข็มเสียดทาน (Friction pile) และเสาเข็มคาล (End-bearing pile) ในกรณีของเสาเข็มเสียดทาน น้ำหนักจากโครงสร้างจะถูกถ่ายโอนโดยความเค้นเฉือนตามแนวผิวของเสาเข็ม ส่วนในกรณีของเสาเข็มคาล น้ำหนักส่วนใหญ่ที่รับโดยเสาเข็มจะถ่ายลงส่งปลายของเสาเข็ม ซึ่งมักตั้งอยู่ในชั้นดินแข็ง

ฐานรากแผ่จัดเป็นฐานรากตื้น และฐานรากเสาเข็มจัดเป็นฐานรากลึก โดยทั่วไป ฐานรากตื้นเป็นฐานรากที่อัตราส่วนของระยะฝังต่อความกว้างของฐานรากน้อยกว่า 4 การออกแบบฐานรากตื้นต้องคำนึงถึง 1) การทรุดตัวของฐานรากต้องไม่มากเกินไปจนก่อให้เกิดความเสียหายของโครงสร้างบนฐานราก และ 2) น้ำหนักบรรทุกบนฐานรากต้องไม่ก่อให้เกิดการวิบัติในดิน

2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate Soil-Bearing Capacity) สำหรับฐานรากตื้น

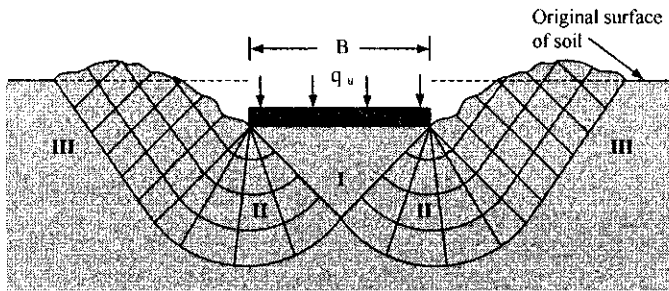
เพื่อความเข้าใจในลักษณะการวิบัติของดินใต้ฐานรากและหลักการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัย พิจารณาฐานแถบ (Strip footing) ที่มีความกว้าง B วางอยู่บนชั้นดินทรายแน่น ดังรูปที่ 2.2 เมื่อมีน้ำหนักกระทำบนฐานรากเท่ากับ q ต่อพื้นที่ 1 หน่วย จะเกิดการทรุดตัวของฐานราก ขณะที่ q เพิ่มขึ้น ฐานรากก็จะทรุดตัวเพิ่มขึ้นด้วย จนกระทั่งเกิดการวิบัติ (Bearing capacity failure) เมื่อ $q = q_u$ การวิบัตินี้จะก่อให้เกิดการทรุดตัวอย่างมากของฐานรากโดยปราศจากการเพิ่มขึ้นของ q ดินด้านเดียวหรือทั้งสองด้านของฐานรากจะเกิดการบวมตัว และแนวการลื่นไถล (Slip surface) จะขยายตัวไปจนถึงผิวดิน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวจะมีลักษณะเหมือน Curve I ในรูปที่ 2.2b ซึ่ง q_u คือกำลังรับแรงแบกทานประลัย



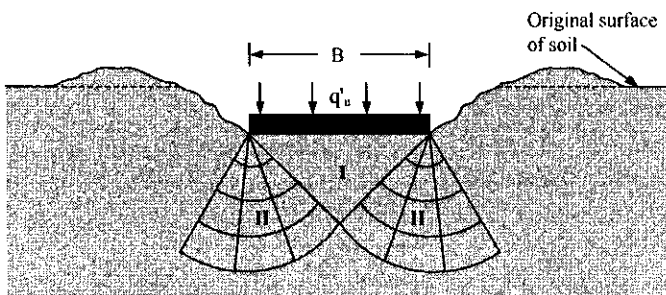
รูปที่ 2.2 กำลังแบกทานประลัยของฐานรากตื้น

การวิบัติของดินดังที่กล่าวข้างต้นเรียกว่า General shear failure และสามารถอธิบายควบคู่กับรูปที่ 2.3a เมื่อฐานรากทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ลิ่มสามเหลี่ยมของดินใต้ฐานราก (โซน I) จะถูกผลักดันไปในดินและดันโซน II และ III ให้เคลื่อนที่ออกข้างและพองขึ้นในที่สุด การวิบัติแบบนี้จะเกิดกับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง และมีความกว้างน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับความยาว

ถ้าฐานรากมีความกว้างและระยะฝังมากขึ้น และตั้งอยู่ในดินที่อัดตัว (Compressible soil) ได้ เช่น ทรายหลวมหรือแน่นปานกลาง ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกับการทรุดตัวจะเป็นแบบ Curve II ในรูปที่ 2.2 หลังจาก $q = q'_u$ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวจะมีความชันและความเป็นเส้นตรงมากขึ้น ในกรณีนี้ q'_u คือกำลังรับแรงแบกทานประลัย ลักษณะการวิบัติของดินแบบนี้เรียกว่า Local shear failure ดังแสดงในรูปที่ 2.3b ลิ่มสามเหลี่ยมใต้ฐานราก (โซน I) เคลื่อนที่ลง เช่นเดียวกับในกรณีของ General shear failure และแนวการลื่นไถล (Slip surface) จะสิ้นสุดที่ใดที่หนึ่งในชั้นดิน การวิบัติแบบนี้แสดงการบวมตัวของผิวดินบ้างเล็กน้อย นอกจากการวิบัติสองแบบที่กล่าวแล้วข้างต้น ยังมีลักษณะการวิบัติอีกแบบที่เรียกว่า Punching shear failure ซึ่งจะเกิดกับฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินที่อ่อนมาก เช่น ดินเหนียวอ่อน การวิบัติแบบนี้จะไม่ปรากฏแนวการลื่นไถลใต้ฐานราก การทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเป็นผลมาจากการทรุดตัวแบบทันทีของดิน ในกรณีเช่นนี้ ดินด้านข้างฐานรากไม่มีส่วนช่วยเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของดิน



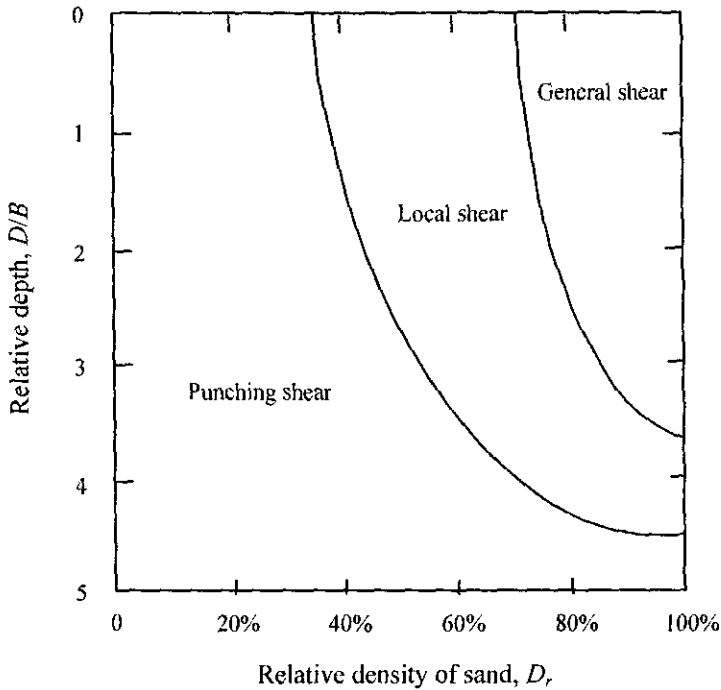
(a) General shear failure of soil



(b) local shear failure of soil

รูปที่ 2.3 ลักษณะการวิบัติของดิน

Vesic (1973) ได้ทำศึกษาลักษณะการวิบัติทั้งสามแบบ โดยการทดสอบฐานรากวงกลมที่ตั้งบนชั้นทราย ผลทดสอบแสดงดังรูปที่ 2.4 ซึ่งบ่งบอกว่าฐานรากดินมีลักษณะการวิบัติสามแบบ ขึ้นอยู่กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) ส่วนฐานรากลึกลงจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Punching shear ฐานรากดินที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและทรายแน่นจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ General shear ฐานรากดินที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายหลวมถึงแน่นปานกลาง ($30\% < D_r < 67\%$) มีโอกาสที่จะวิบัติแบบ Local shear และฐานรากดินที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายหลวม ($D_r < 30\%$) มีแนวโน้มที่จะวิบัติแบบ Punching shear



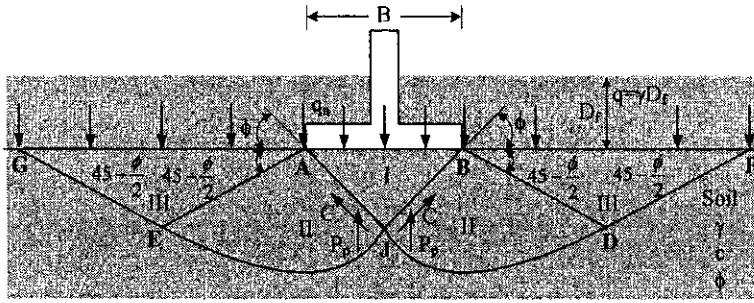
รูปที่ 2.4 ลักษณะการวิบัติของฐานรากวงกลมในชั้นทราย Chattahoochee (Vesic, 1973)

2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี

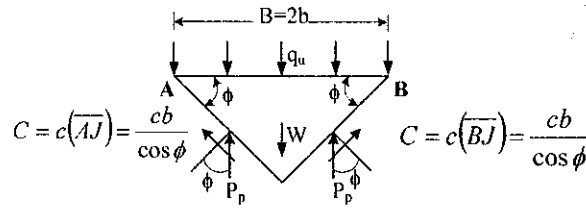
ในปี 1921 Prandtl ได้พิมพ์ผลทดสอบที่เกี่ยวกับการทะลุของวัตถุแข็งพวกโลหะในวัสดุอ่อน Terzaghi (1943) อาศัยทฤษฎีของการวิบัติแบบพลาสติก (Plastic failure theory) ของ Prandtl มาใช้ในการคำนวณหากำลังรับแรงแบกทานประลี่ยของฐานรากแถบ (Strip footing) ที่มีค่าความยาวต่อความกว้างมากกว่า 5 เทอร์ซาคีกกล่าวว่าฐานรากจะถูกพิจารณาว่าเป็นฐานรากตื้น เมื่อระยะฝัง (D_f) มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับความกว้างของฐานราก (B) เขาสมมติว่าน้ำหนักของดินที่อยู่เหนือฐานรากมีค่าเท่ากับ $q = \gamma D_f$

รูปที่ 2.5a แสดงกลไกการวิบัติของดินที่เสนอโดยเทอร์ซาคี สำหรับการหาค่ากำลังรับแรงแบกทานของดินที่เกิดการวิบัติแบบ General shear failure ที่ระยะฝัง (D_f) ล้อม ABJ (โซน I) คือโซนยึดหยุ่น ทั้ง AJ และ BJ ทำมุม ϕ กับแนวนอน โซน II (AJE และ BJD) คือโซนแรงเฉือน และโซน III คือโซนต้านรับของแรนกิน (Rankine passive) เส้นการวิบัติ JD และ JE เป็นส่วนโค้งที่เป็นฟังก์ชันของลือคกาติทิม และเส้น DF และ EG เป็นเส้นตรง AE, BD, EG, และ DF ทำมุม $45 - \phi/2$ องศา กับแนวนอน

ถ้ามีน้ำหนักต่อพื้นที่ 1 หน่วยกระทำต่อฐานรากแล้วเกิดการวิบัติแบบ General shear failure จะมีแรงต้าน (Passive force) กระทำบนแต่ละผิวหน้าของลุ่มดิน ABJ ซึ่งทำมุม δ ต่อเส้นตั้งฉากกับผิวหน้าของลุ่ม และมุม δ นี้ควรมีค่าเท่ากับมุมเสียดทานของดิน ϕ และเพราะว่า AJ และ BJ ทำมุม ϕ กับแนวนอน ดังนั้น P_p จึงวางตัวอยู่ในแนวตั้ง



(a)



(b)

รูปที่ 2.5 การวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี

พิจารณาแผนภาพอิสระของลิ้ม ABJ ได้ฐานรากยาว 1 หน่วย ดังแสดงในรูปที่ 2.5b จะได้สมการสมดุลดังนี้

$$q_u (2b)(1) = -W + 2C \sin \phi + 2P_p \quad (2.1)$$

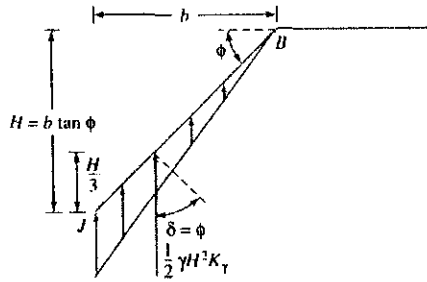
เมื่อ $b = B/2$, W คือน้ำหนักของลิ้ม ABJ $= \gamma b^2 \tan \phi$ และ C คือแรงเหนี่ยวนำที่กระทำตลอดแนวบนแต่ละผิวหน้าของ AJ และ BJ ซึ่งเท่ากับหน่วยแรงเหนี่ยวนำคูณความยาวของแต่ละผิวหน้า $= cb / (\cos \phi)$ ดังนั้น

$$2bq_u = 2P_p + 2bc \tan \phi - \gamma b^2 \tan \phi \quad (2.2)$$

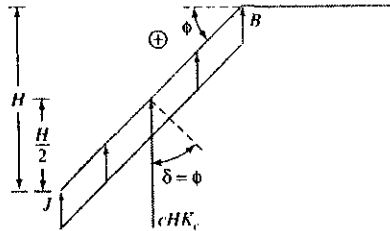
ความดันต้านทานในสมการที่ (2.2) คือผลรวมของผลจากหน่วยน้ำหนักของดิน (γ) หน่วยแรงเหนี่ยวนำ (c) และน้ำหนักกดทับ (Surface, q) รูปที่ 2.6 แสดงการกระจายของความดันต้านทานจากแต่ละส่วนประกอบบนลิ้ม BJ แสดงในรูปที่ 2.6 ดังนั้น

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma (b \tan \phi)^2 K_\gamma + c (b \tan \phi) K_c + q (b \tan \phi) K_q \quad (2.3)$$

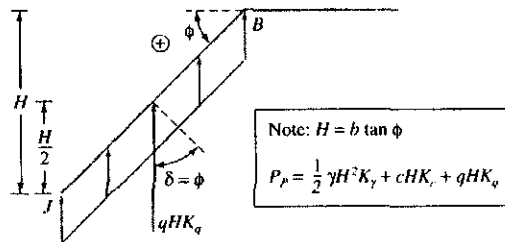
เมื่อ K_γ , K_c และ K_q คือสัมประสิทธิ์ความดันของดิน ซึ่งเป็นฟังก์ชันของมุมเสียดทานภายในของดิน



(a) Contribution of soil weight, γ



(b) Contribution of cohesion, c



(c) Contribution of surcharge, q

รูปที่ 2.6 การกระจายของแรงต้านทานบนผิวของลิ่ม BJ ที่แสดงในรูปที่ 2.5

จากการรวมสมการที่ (2.2) และ (2.3) เข้าด้วยกัน จะได้

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.4)$$

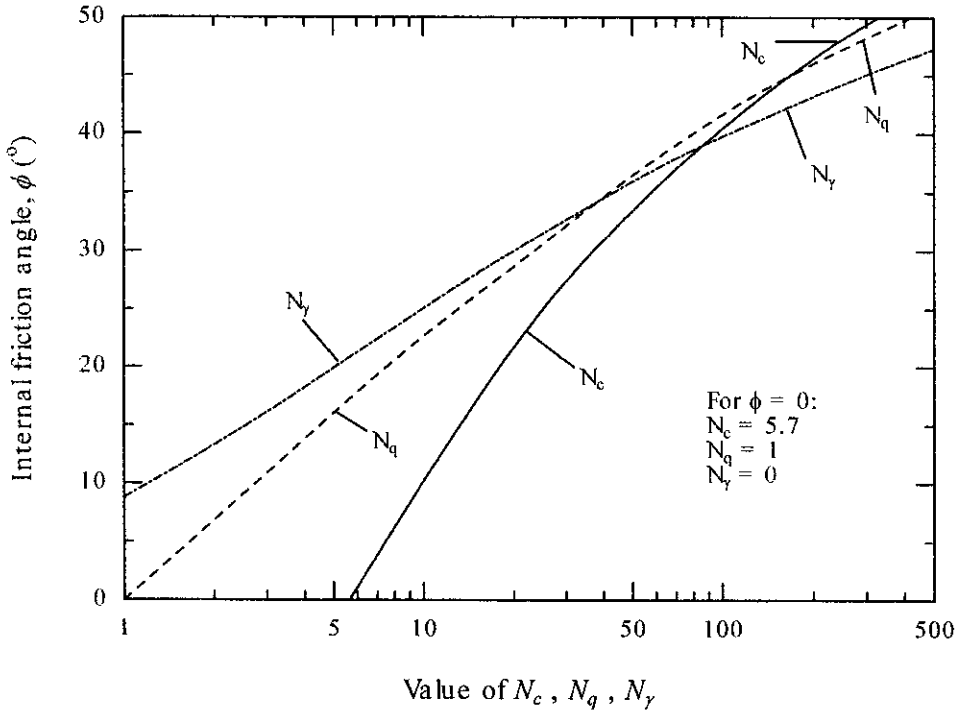
สมการที่ (2.4) เรียกว่าสมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี และ N_c , N_q , N_γ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor) ซึ่งมีค่าดังแสดงในรูปที่ 2.7 และสามารถแสดงในรูปของสมการดังต่อไปนี้

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.5)$$

$$N_q = \frac{e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (2.6)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (2.7)$$

สมการที่ (2.4) แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงแบกทานของดินขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์กำลังด้านทานแรงเฉือน น้ำหนักกดทับ (Overburden pressure) และขนาดของฐานราก



รูปที่ 2.7 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานสำหรับการวิบัติแบบ General shear failure

สมการที่ (2.4) นี้สร้างมาจากพารามิเตอร์กำลังรวม ดังนั้นจึงเป็นสมการที่ใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงแบกทานในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ในกรณีที่ต้องการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในสภาพระบายน้ำ (Drained condition) พารามิเตอร์กำลังที่ใช้จะเป็นพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลสำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติเล็กน้อยที่สภาพระบายน้ำ ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานของดินที่สภาพนี้มักมีค่าสูงกว่าที่สภาพไม่ระบายน้ำเสมอ สำหรับการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทราย ต้องพิจารณาในสภาพระบายน้ำเสมอ สมการกำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากแถบในสภาพระบายน้ำคำนวณ

$$q_u = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2} \gamma'BN_\gamma \quad (2.8)$$

สำหรับฐานรากแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม เทอร์ซาคิแนะนำสมการกำลังรับแรงแบกทาน
ประลัพท์ดังนี้

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส} \quad (2.9)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{สำหรับฐานรากวงกลม} \quad (2.10)$$

$$q_u = \left(1 + 0.3\frac{B}{L}\right)cN_c + qN_q + \left(0.5 - 0.1\frac{B}{L}\right)\gamma BN_\gamma \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.11)$$

เมื่อ B คือความกว้างและเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม ตามลำดับ

ในกรณีการวิบัติของดินแบบ Local shear failure และ Punching shear failure เทอร์ซาคิเสนอให้
ลดค่าของหน่วยแรงเหนี่ยวาน้ำ (Cohesion) ที่ใช้ในสมการกำลังรับแรงแบกทาน และลดค่ามุมเสียดทาน
ภายในเพื่อใช้ในการหาค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน ค่าหน่วยแรงเหนี่ยวาน้ำและมุมเสียดทานสำหรับ
การวิบัติแบบ Local shear failure และ Punching shear failure (c_L , ϕ_L) คือ

$$c_L = \frac{2}{3}c \quad (2.12)$$

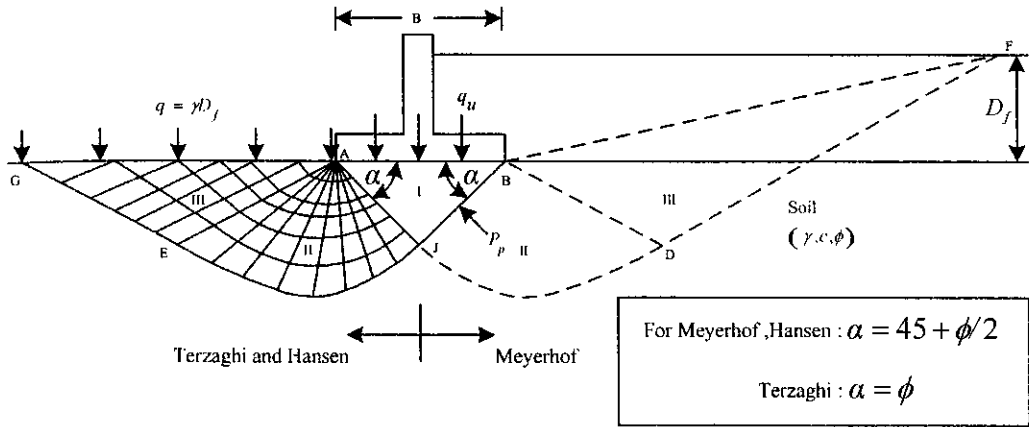
$$\phi_L = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \quad (2.13)$$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

หลังจากเทอร์ซาคิเสนอสมการกำลังรับแรงแบกทาน นักวิจัยอีกท่านได้ทำการพัฒนาสมการนี้
โดยการสมมติรูปร่างของลิ้มใต้ฐานรากแตกต่างกัน จากการเสนอนักวิจัยเหล่านี้ เราพบว่า N_c และ
 N_q มีค่าไม่ได้แตกต่างจากค่าที่เสนอโดยเทอร์ซาคิมากนัก แต่ค่า N_γ เป็นค่าที่มีความแตกต่างมาก

สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคิสร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่า AJ และ BJ ของลิ้ม ABJ
ทำมุม ϕ กับแนวนอน Meyerhof (1963), Hensen (1970) และ DeBeer and Vesic (1958) ได้ทำการ
ทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของฐานราก และพบว่าด้าน AJ และ BJ ของลิ้ม ABJ ทำมุมประมาณ $45 +$
 $\phi/2$ องศา กับแนวนอน กลไกการวิบัติแบบนี้แสดงให้เห็นในรูปที่ 2.8 Meyerhof สมมติว่าลิ้มการวิบัติใน
โซน III ขาวขึ้นมาจนถึงระดับดินเหนือฐานราก ขณะที่ นักวิจัยท่านอื่นพิจารณากระบวนการวิบัติสิ้นสุดที่ระดับ
ฐานราก

จากสมมติฐานที่แตกต่างกัน ทำให้การคำนวณค่าแรงดันดินในภาวะ Passive (P_p) มีค่าแตกต่าง
กัน เป็นผลให้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกัน ตารางที่ 2.1 แสดงตัวแปรกำลังรับแรงแบก
ทานที่เสนอโดยนักวิจัยต่างๆ



รูปที่ 2.8 แบบจำลองกลไกการวิบัติสำหรับการวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทาน

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

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

ในทางปฏิบัติ สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบไม่ใช่การเลือกใช้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานที่ได้จากสมการของเทอร์ซาคิ, Meyerhof, Hansen หรือ Vesic แต่เป็นการเลือกพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ที่ถูกต้องและเหมาะสม เนื่องจากว่ามุมเสียดทาน (Friction angle) ที่แตกต่างกันเพียงเล็กน้อยให้ค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานที่แตกต่างกันอย่างมาก

จะเห็นได้ว่าสมการที่ (2.4) เป็นสมการที่สามารถใช้สำหรับฐานรากแถบที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่านั้น เพื่อทำให้สมการนี้สมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ได้มีนักวิจัยหลายท่านสร้างตัวแปรต่างๆ เพื่อพิจารณาอิทธิพลของรูปร่างฐานราก ความลึก และลักษณะการกระทำของน้ำหนัก เป็นต้น ดังนี้

1. ตัวคูณปรับแก้ความลึก (Depth factor) ใช้พิจารณาความต้านทานที่เพิ่มขึ้นตลอดแนวการวิบัติของดินเนื่องจากผลของระยะฝัง
2. ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง (Shape factor) ใช้พิจารณารูปร่างและขนาดของฐานรากที่ไม่ใช่ฐานแถบ (Strip footing)
3. ตัวคูณปรับแก้ความลาดเอียง (Inclination factor) เพื่อคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากซึ่งมีแนวแรงกระทำในแนวเอียง

นอกจากนี้ ยังมีตัวแปรปรับแก้ อีกหลายตัว ซึ่งนำเสนอในตารางที่ 2.2 ถึง 2.4 ดังนั้น สมการกำลังรับแรงแบกทานของดินสำหรับการวิบัติแบบ General Shear Failure สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$q_u = \zeta_c c N_c + \zeta_q q N_q + \frac{1}{2} \zeta_\gamma \gamma B N_\gamma \quad (2.14)$$

- เมื่อ ζ_c คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยแรงเหนียวน้ำ (Cohesion, c)
 ζ_q คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของความเค้นกดทับ (Overburden pressure, q)
 ζ_γ คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยน้ำหนักดิน (Unit weight, γ)

เนื่องจากค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของแต่ละวิธี (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1953; 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1973; 1975) ได้จากสมมติฐานของแบบจำลองที่แตกต่างกันดังนั้นตัวคูณปรับแก้ของแต่ละวิธีจึงไม่ควรนำมาใช้งานร่วมกัน

ตารางที่ 2.3 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Meyerhof, 1953; 1963)

ตัวคูณปรับแก้		ζ_c	ζ_γ	ζ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	$1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	1.0	1.0	
	$\phi > 10^\circ$	"	$1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	"	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		
ปรับแก้ความลาดเอียงของแรงกระทำ	$\phi = 0^\circ$	ζ_{ci}	$\zeta_{\gamma i}$	ζ_{qi}	
	$\phi > 10^\circ$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	$\left[1 - \frac{\theta}{\phi}\right]^2, \theta \leq \phi$ 0.0, $\theta > \phi$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	$1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	1.0	1.0	
	$\phi > 10^\circ$	"	$1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	$1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	"	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		

- โดยที่ $\zeta_c = \zeta_{cs} \cdot \zeta_{ci} \cdot \zeta_{cd}$
 $\zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \cdot \zeta_{\gamma i} \cdot \zeta_{\gamma d}$
 $\zeta_q = \zeta_{qs} \cdot \zeta_{qi} \cdot \zeta_{qd}$
 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$
 B' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $B - 2e_b$
 L' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $L - 2e_l$
 Q คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง
 T คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวราบ
 R คือแรงลัพธ์ที่กระทำต่อฐานราก เท่ากับ $\sqrt{Q^2 + T^2}$
 θ คือมุมระหว่างแรงลัพธ์กับแนวตั้ง เท่ากับ $\cos^{-1}(Q/R)$ องศา

ตารางที่ 2.3 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Hansen, 1970)

ตัวคูณปรับแก้		ζ_c	ζ_γ	ζ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	ζ_{cs}	$\zeta_{\gamma s}$	ζ_{qs}	
	$\phi > 0$	$0.2 \frac{B'}{L'}$ $1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$	1.0 $1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	1.0 $1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0$	ζ_{ci}	$\zeta_{\gamma i}$	ζ_{qi}	
	$\phi > 0$	$1 - \frac{1 - \left[1 - \frac{T}{A' c_u}\right]^{1.2}}{2}$ $\zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_q - 1}$	$\delta = 0 \left[1 - \frac{0.7T}{Q + A' c_u \cot \phi}\right]^5$ $\delta > 0 \left[1 - \frac{(0.7 - \delta / 450^\circ)H}{V + A' c_u \cot \phi}\right]^5$	$\left[1 - \frac{0.5T}{Q + A' c_u \cot \phi}\right]^5$	
ปรับแก้ความเอียงของดิน	$\phi = 0$	ζ_{cd}	$\zeta_{\gamma d}$	ζ_{qd}	
	$\phi > 0$	0.4k $1 + 0.4k$	1.0	1.0 $1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความเอียงของดินบนฐานราก	$\phi = 0$	$\zeta_{c\beta}$	$\zeta_{\gamma\beta}$	$\zeta_{q\beta}$	
	$\phi > 0$	$1 - \frac{\beta}{147.3^\circ}$ $\zeta_{q\beta} - \frac{1 - \zeta_{q\beta}}{147.3^\circ}$	$(1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$(1 - 0.5 \tan \beta)^5$	
ปรับแก้ความเอียงของฐานราก	$\phi = 0$	ζ_{cd}	$\zeta_{\gamma\delta}$	$\zeta_{q\delta}$	
	$\phi > 0$	$1 - \frac{\delta}{147^\circ}$ $\zeta_{q\delta} - \frac{1 - \zeta_{q\delta}}{147.3^\circ}$	$e^{-0.047\delta \tan \phi}$	$e^{-0.035\delta \tan \phi}$	

- โดยที่ $\zeta_c = \zeta_{cs} \cdot \zeta_{ci} \cdot \zeta_{cd} \cdot \zeta_{c\beta} \cdot \zeta_{c\delta}$
 $\zeta_\gamma = \zeta_{\gamma s} \cdot \zeta_{\gamma i} \cdot \zeta_{\gamma d} \cdot \zeta_{\gamma\beta} \cdot \zeta_{\gamma\delta}$
 $\zeta_q = \zeta_{qs} \cdot \zeta_{qi} \cdot \zeta_{qd} \cdot \zeta_{q\beta} \cdot \zeta_{q\delta}$
 $k = D_f / B$ เมื่อ $D_f / B \leq 1$ และ $k = \tan^{-1}(D_f / B)$ เมื่อ $D_f / B > 1$
 B' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $B - 2e_b$

- L' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $L - 2e$,
- ϕ_u คือมุมเสียดทานระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานราก มีค่าประมาณ ϕ
- c_u คือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินกับฐานราก มีค่าระหว่าง $0.6S_u$ ถึง S_u ,
- δ คือมุมที่ฐานรากเอียงไปจากแนวราบ (องศา)
- β คือมุมเอียงของดินเหนือฐานราก (องศา)
- Q คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง
- T คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวราบ มีค่า $\leq Q \tan \phi + A_u c_u$
- A' คือพื้นที่รับน้ำหนักประสิทธิผล มีค่าเท่ากับ $B' \times L'$

ตารางที่ 2.5 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Vesic, 1973; 1975)

ตัวคูณปรับแก้		ζ_c	ζ_y	ζ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	ζ_{cs} $0.2 \frac{B'}{L'}$	ζ_{ys} 1.0	ζ_{qs} 1.0	
	$\phi > 0$	$1 + \frac{N_c B'}{N_c L'}$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0$	ζ_{ci} $\frac{1 - mH}{A' c_u N_c}$	ζ_{yi} $\left[1 - \frac{T}{Q + A' c_u \cot \phi} \right]^{m+1} > 0$	ζ_{qi} $\left[1 - \frac{T}{Q + A' c_u \cot \phi} \right]^m$	
	$\phi > 0$	ζ_{yi} $\zeta_{yi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_q - 1}$			
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0$	ζ_{cd} $1 + 0.4k$	ζ_{yd} 1.0	ζ_{qd} 1.0	
	$\phi > 0$	$1 + 0.4k$	1.0	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความเอียงของดินเหนือฐานราก	$\phi = 0$	$\zeta_{c\beta}$ $1 - \frac{\beta}{147.3^\circ}$	$\zeta_{y\beta}$ $(1 - \tan \beta)^2$	$\zeta_{q\beta}$ $(1 - \tan \beta)^2$	
	$\phi > 0$	$\zeta_{q\beta}$ $\zeta_{q\beta} - \frac{1 - \zeta_{q\beta}}{147.3^\circ}$			
ปรับแก้ความเอียงของฐานราก	$\phi = 0$	$\zeta_{c\delta}$ $1 - \frac{\delta}{147^\circ}$	$\zeta_{y\delta}$ $(1 - 0.017\delta \tan \phi)^2$	$\zeta_{q\delta}$ $(1 - 0.017\delta \tan \phi)^2$	
	$\phi > 0$	$\zeta_{q\delta}$ $\zeta_{q\delta} - \frac{1 - \zeta_{q\delta}}{147.3^\circ}$			

โดยที่

$$\zeta_c = \zeta_{cs} \cdot \zeta_{ci} \cdot \zeta_{cd} \cdot \zeta_{c\beta} \cdot \zeta_{c\delta}$$

$$\zeta_y = \zeta_{ys} \cdot \zeta_{yi} \cdot \zeta_{yd} \cdot \zeta_{y\beta} \cdot \zeta_{y\delta}$$

$$\zeta_q = \zeta_{qs} \cdot \zeta_{qi} \cdot \zeta_{qd} \cdot \zeta_{q\beta} \cdot \zeta_{q\delta}$$

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

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

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

- B' คือ ความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $B - 2e_b$
- L' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $L - 2e_l$
- ϕ_a คือมุมเสียดทานระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานราก มีค่าประมาณ ϕ
- c_a คือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินกับฐานราก มีค่าระหว่าง $0.6S_u$ ถึง S_u
- δ คือมุมที่ฐานรากเอียงไปจากแนวราบ (องศา)
- β คือมุมเอียงของดินเหนือฐานราก (องศา)
- Q คือน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง
- T คือน้ำหนักบรรทุกในแนวราบ มีค่า $\leq Q \tan \phi + A_u c_a$
- A' คือพื้นที่รับน้ำหนักประสิทธิผล มีค่าเท่ากับ $B' \times L'$

2.5 ผลกระทบของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทาน

จากหัวข้อที่ได้กล่าวมาข้างต้น จะพบว่ากำลังรับแรงแบกทานของดินสามารถคำนวณได้ทั้งในรูปของความเค้นรวมหรือความเค้นประสิทธิผล สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) การคำนวณนิยมนำมาใช้ในรูปของความเค้นรวม หน่วยน้ำหนักของดินใต้ฐานรากและขนาดของฐานรากจะไม่มีบทบาทต่อการเพิ่มหรือลดของพจน์ที่สามของสมการกำลังรับแรงแบกทานเนื่องจาก $N_\gamma = 0$ สำหรับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นทราย การคำนวณจะต้องกระทำในรูปของความเค้นประสิทธิผล และต้องมีการเปลี่ยนแปลงพจน์ที่สองและสามของสมการกำลังรับแรงแบกทาน ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของระดับน้ำใต้ดินดังแสดงในรูปที่ 2.9

กรณีที่ 1 (รูปที่ 2.9a) ถ้าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก D เหนือผิวล่างของฐานราก ค่าของ q' ในพจน์ที่สองคำนวณได้ดังนี้

$$q' = \gamma(D_f - D) + \gamma' D \quad (2.15)$$

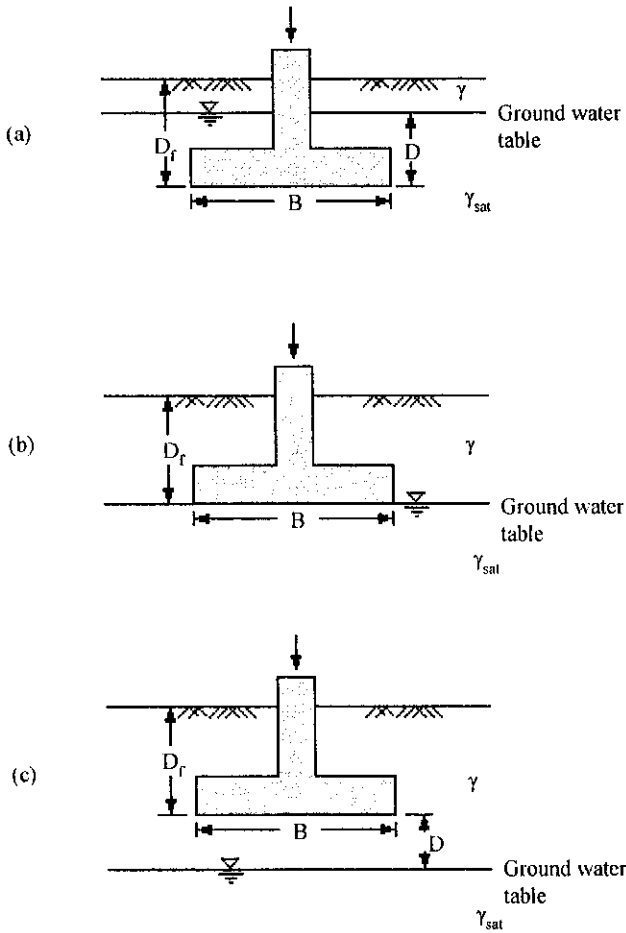
และหน่วยน้ำหนักจมน้ำ (Submerged unit weight) ของดินในพจน์ที่สามจะต้องเป็น γ' ด้วย

กรณีที่ 2 (รูปที่ 2.9b) ถ้าระดับน้ำอยู่ที่ผิวล่างของฐานรากพอดี ขนาดของ q' จะเท่ากับ γD_f แต่หน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ'

กรณีที่ 3 (รูปที่ 2.9c) เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก D จากผิวล่างของฐานราก ค่า q' จะเท่ากับ γD_f และค่าของหน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ_w โดยที่

$$\gamma_{av} = \frac{1}{B} [\gamma D + \gamma' (B - D)] \quad \text{สำหรับ } D \leq B \quad (2.16ก)$$

$$\gamma_{av} = \gamma \quad \text{สำหรับ } D > B \quad (2.16ข)$$



รูปที่ 2.9 ผลของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทานของดิน

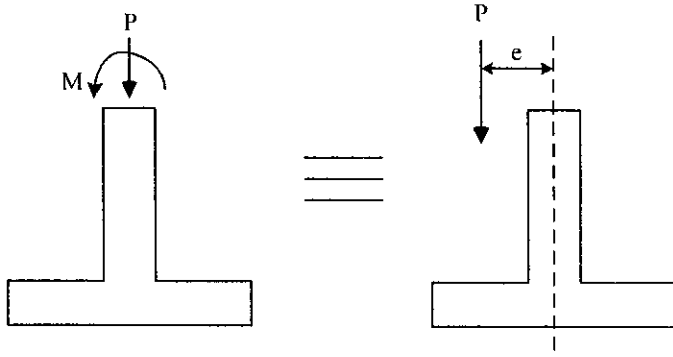
2.6 ฐานรากดินที่รับแรงเยื้องศูนย์หรือโมเมนต์

สำหรับฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์หรือ โมเมนต์ (ดังรูปที่ 2.10) ซึ่งอาจเกิดขึ้นกับฐานรากของ กำแพงกันดิน หรือฐานรากของโครงสร้างที่รับแรงลม เป็นต้น การออกแบบฐานรากประเภทนี้ต้อง พิจารณาถึงความเหมาะสมของขนาดฐานรากภายใต้ความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก และ กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดิน โดยต้องเริ่มจากการหาขนาดฐานรากที่เหมาะสมก่อน แล้วจึง พิจารณาว่าฐานรากที่เลือกนั้นมีกำลังรับแรงแบกทานเพียงพอหรือไม่ ในหัวข้อนี้ จะอธิบายเพียงแต่การ หาขนาดของฐานรากที่เหมาะสม ซึ่งไม่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติของดินใต้ฐานราก การคำนวณกำลังรับ แรงแบกทานจะอธิบายในหัวข้อต่อไป

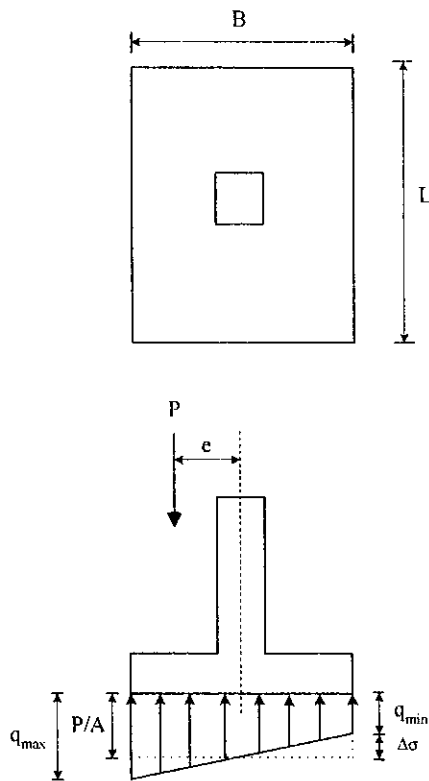
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม ระยะเยื้องศูนย์สามารถคำนวณจาก

$$e = \frac{M}{P} \quad (2.17)$$

เมื่อ e คือระยะเยื้องศูนย์ M คือโมเมนต์ที่กระทำต่อฐานราก และ P คือน้ำหนักบรรทุกบนฐานราก



รูปที่ 2.10 ฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง



รูปที่ 2.11 ความเค้นที่เกิดขึ้นใต้ฐานราก

รูปที่ 2.11 แสดงความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของโมเมนต์ที่กระทำในหนึ่งแกน ($\Delta\sigma$) ความเค้นที่เพิ่มขึ้นสามารถคำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma = \frac{MC}{I} \tag{2.18}$$

เมื่อ C คือระยะจากแกนสะเทิน (Neutral axis) ถึงริมของฐานราก ซึ่งมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความกว้างฐานราก ($B/2$) และ I คือโมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of inertia) รอบแกนสะเทิน ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(LB^3/12)$ ดังนั้น

$$\Delta\sigma = \frac{6Pe}{AB} \quad (2.19)$$

เมื่อ A คือพื้นที่หน้าตัดของฐานราก

ความเค้นรวมที่เกิดขึ้นใต้ฐานรากเป็นผลรวมของความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ จึงก่อให้เกิดความเค้นที่แตกต่างกันที่ริมของฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยที่

$$q_{min} = \frac{P}{A} - \Delta\sigma = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (2.20)$$

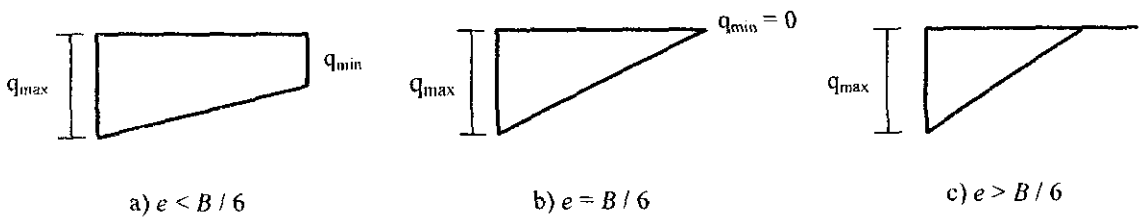
$$q_{max} = \frac{P}{A} + \Delta\sigma = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (2.21)$$

เมื่อ q_{min} และ q_{max} คือความเค้นต่ำสุดและสูงสุดที่กระทำต่อดินใต้ฐานราก

จากสมการที่ (2.21) จะได้ว่า $q_{min} = 0$ เมื่อ $\frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 0$ นั่นคือสถานะที่

$$e = \frac{B}{6} \quad (2.22)$$

จะเห็นได้ว่า ถ้า $e \leq \frac{B}{6}$ ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีค่าเป็นบวกทั้งหมด นั่นหมายความว่าดินทุกตำแหน่งใต้ฐานรากรับความเค้นอัด ในกรณีที่ $e > \frac{B}{6}$ จะเสมือนว่าเกิดแรงดึง (Tension) ระหว่างฐานรากกับดิน ซึ่งเป็นสถานะที่ไม่สามารถเกิดขึ้นได้จริง ดังนั้น จะเกิดการเอียงและทำให้เกิดการทรุดตัวอย่างมากที่ริมของฐานรากด้านที่รับความเค้นสูงสุด (q_{max}) การกระจายความเค้นใต้ฐานรากแสดงดังรูปที่ 2.12c ฉะนั้นในการออกแบบ ต้องกำหนดขนาดของฐานราก ($B \times L$) ให้มีระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kem area) กล่าวคือ $e \leq \frac{B}{6}$ การกระจายความเค้นใต้ฐานรากแสดงดังรูปที่ 2.12a และ 2.12b

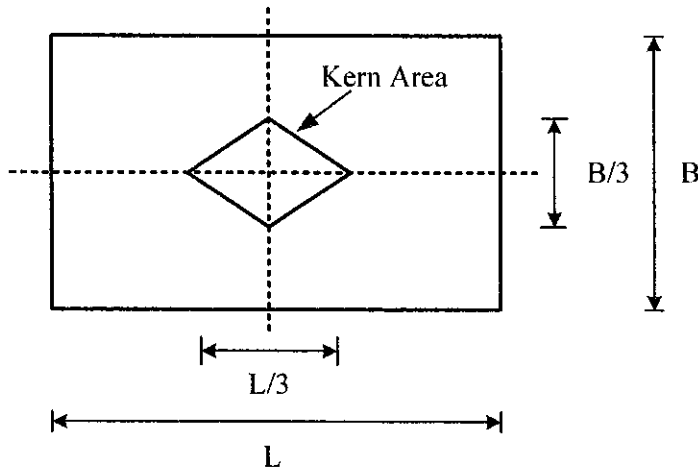


รูปที่ 2.12 ลักษณะการกระจายของความเค้นในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลางต่างๆ

กรณีที่มีโมเมนต์กระทำในสองทิศทางของด้านกว้างและด้านยาวของฐานรากสี่เหลี่ยม ตำแหน่งของระยะเยื้องศูนย์กลางควรอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) (ดังรูปที่ 2.13) เพื่อให้ทุกผิวสัมผัสของฐานรากสามารถรับแรงอัด ระยะเยื้องศูนย์กลางจะอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) ก็ต่อเมื่อ

$$\frac{6e_b}{B} + \frac{6e_l}{L} \leq 1 \quad (2.23)$$

เมื่อ e_b และ e_l คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวความกว้างและความยาว ตามลำดับ



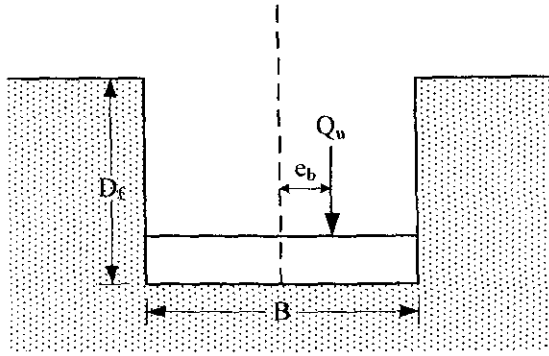
รูปที่ 2.13 พื้นที่เคอร์น (Kern Area) ของฐานรากรับโมเมนต์สองแกน

เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) จะได้ความเค้นที่เกิดขึ้นทั้งสี่มุมของฐานราก (q') เป็นดังนี้

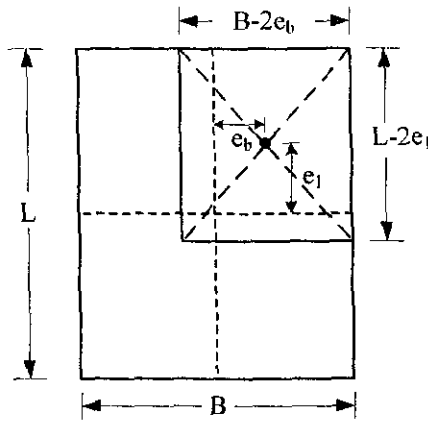
$$q' = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} \pm \frac{6e_l}{L} \right) \quad (2.24)$$

2.7 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

หลังจากได้ขนาดของฐานรากที่ทำให้ระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์นแล้ว เราก็จะเริ่มค้นคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานราก Meyerhof (1953) เสนอวิธีการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานที่เรียกว่าหลักการความกว้างประสิทธิผล (Concept of effective width) ซึ่งเป็นวิธีการลดขนาดความกว้างและความยาวของฐานรากเดิม เพื่อให้ได้พื้นที่หน้าตัดใหม่ซึ่งนำหน้าบรรทุกกระทำที่จุดกึ่งกลางของพอดี หลังจากนั้น เราก็สามารถใช้สมการกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากตรงศูนย์กลางได้ตามปกติ รูปที่ 2.14 แสดงวิธีการหาพื้นที่หน้าตัดใหม่ ที่มีความกว้างเท่ากับ $(B-2e_b)$ และยาวเท่ากับ $(L-2e_l)$ จะเห็นว่าตำแหน่งแรงแบกทานประลัย (Q_u) กระทำอยู่ที่กึ่งกลางของฐานรากใหม่พอดี



(a) Section



(b) Plan

รูปที่ 2.14 น้ำหนักรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากภายใต้น้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง

ความกว้างประสิทธิภาพ (B') และความยาวประสิทธิภาพ (L') ของฐานรากคำนวณได้ดังนี้

$$B' = B - 2e_b \quad (2.25)$$

$$L' = L - 2e_1 \quad (2.26)$$

ดังนั้น พื้นที่ประสิทธิภาพมีค่าเท่ากับผลคูณของความกว้างประสิทธิภาพและความยาวประสิทธิภาพ โดยการใช้หลักการความกว้างประสิทธิภาพ สมการกำลังรับแรงแบกทานของดินแสดงได้ดังนี้

$$q_u = c\zeta_{cs}\zeta_{cd}N_c + q\zeta_{qs}\zeta_{qd}N_q + \frac{1}{2}\gamma\zeta_{rs}\zeta_{rd}B'N_\gamma \quad (2.27)$$

ตระหนักว่า สมการที่ (2.27) เป็นสมการที่แทนค่า B ด้วย B' ดังนั้น ในการคำนวณตัวแปร รูปว่าง ตัวแปรความลึก และตัวแปรความลาดเอียง เราควรจะใช้ค่า B' แทน B และ L' แทน L ถ้า $L - 2e_1$ มีค่าน้อยกว่า $B - 2e_b$ ให้แทนค่า $L - 2e_1 = B'$ และ $B - 2e_b = L'$

หลังจากได้ค่า q_u แล้ว เราสามารถคำนวณน้ำหนักแบกทานประลัยได้ดังนี้

$$Q_u = q_u (B'L') \quad (2.28)$$

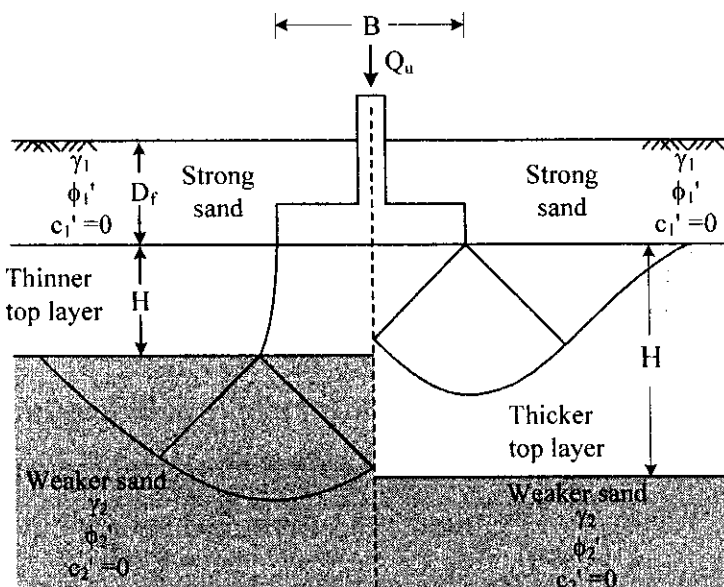
จากสมการที่ (2.27) จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากตื้นรับแรงกระทำเอียงศูนย์ที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายจะมีค่าต่ำกว่าในกรณีของฐานรากรับแรงตรงศูนย์ แต่สำหรับฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวอิมัวด้วยน้ำ ค่านี้มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากเนื่องจากพจน์ที่สามของสมการมีค่าเท่ากับศูนย์เสมอ ($N_\gamma = 0$) ดังนั้นจึงมีเฉพาะการเปลี่ยนแปลงของตัวแปรรูปร่าง ตัวแปรความลึก และตัวแปรความลาดเอียง แต่อย่างไรก็ตาม น้ำหนักแบกทานประลัยจะมีค่าลดลง ดังแสดงในสมการที่ (2.28) ดังนั้น ในการออกแบบ น้ำหนักบรรทุกยอมให้บนฐานราก (Q_{all}) ต้องมีค่าน้อยกว่าน้ำหนักประลัย (Q_u) อย่างน้อยสามเท่า

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในหัวข้อนี้จะแบ่งออกเป็นสามส่วน ส่วนแรกจะเป็นของฐานรากบนทรายแน่นที่วางตัวอยู่เหนือชั้นทรายหลวม ส่วนที่สองเป็นของฐานรากบนทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน และส่วนที่สามเป็นของฐานรากได้ดินเหนียวสองชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

หลักการของทฤษฎีนี้สามารถอธิบายในรูปที่ 2.14 เมื่อทรายชั้นบนมีความหนาแสดงในรูปด้านขวามือ ระยะเวลาการวิบัติจะเกิดขึ้นภายในชั้นทรายแน่น



รูปที่ 2.14 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทราย 2 ชั้น

ในกรณีเช่นนี้ กำลังรับแรงแบกทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.29)$$

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + 0.3 \gamma_1 N_{\gamma(1)} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส} \quad (2.30)$$

$$q_u = q_{u(t)} = \gamma_1 D_f N_{q(1)} + \frac{1}{2} \left[1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad \text{สำหรับสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.31)$$

เมื่อ γ_1 คือหน่วยน้ำหนักของดินชั้นบน $N_{q(1)}$ และ $N_{\gamma(1)}$ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นบน สมการที่ (2.31) ถึง (2.33) เหมือนสมการที่ (2.4) (2.9) และ (2.11) ตามลำดับ เพียงแต่ไม่มีการพิจารณาตัวแปรปรับแก้ความลึก เพื่อให้ผลการคำนวณมีความปลอดภัยมากขึ้น

ถ้าชั้นทรายชั้นบนมีความหนาไม่มากนัก ($H < B$) การวิบัติอาจเป็นแบบการทะลุ (Punching) ในชั้นทรายชั้นบน และเกิดการวิบัติแบบ General shear ในชั้นทรายชั้นล่างที่อ่อนกว่า ดังแสดงในรูปทางซ้ายมือของรูปที่ 2.14 ในกรณีเช่นนี้ กำลังรับแรงแบกทานประลัยหาได้จากสมการที่ (2.32) ถึง (2.34) สำหรับฐานรากแถบ (Strip foundation) ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและฐานรากวงกลม และฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับ

$$q_u = q_{u(b)} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.32)$$

$$q_u = q_{u(b)} + 2\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi'}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.33)$$

$$q_u = q_{u(b)} + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi'}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.34)$$

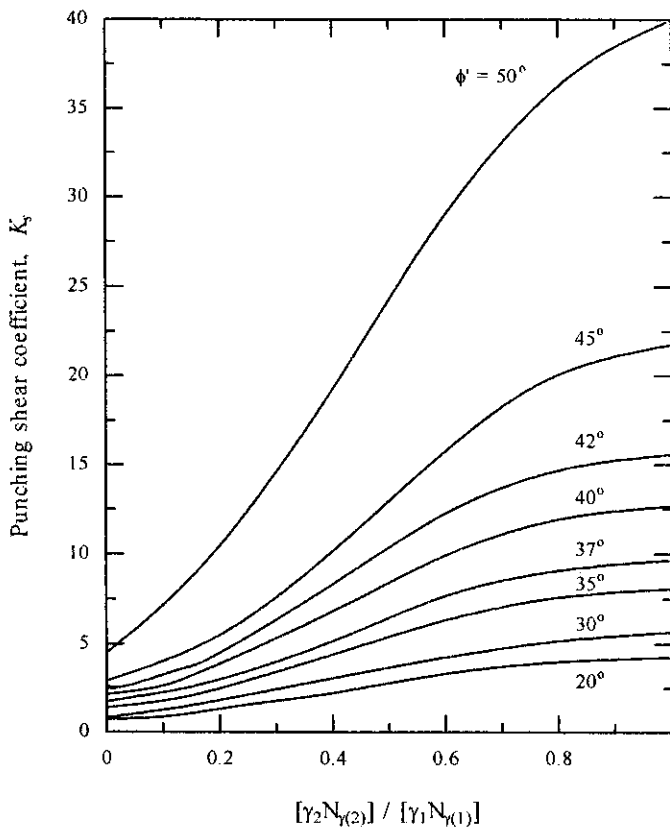
เมื่อ K_s คือสัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ (Punching shear coefficient) λ'_s คือตัวแปรรูปร่าง และ $q_{u(b)}$ คือกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง

ตัวแปรรูปร่างสามารถแทนด้วย 1.0 สัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุเป็นฟังก์ชันของ γ_1 , γ_2 , $N_{\gamma(1)}$ และ $N_{\gamma(2)}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.15 เมื่อ γ_2 คือหน่วยน้ำหนักของดินชั้นล่าง และ $N_{\gamma(2)}$ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง ค่ากำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่างหาได้จาก

$$q_{u(b)} = \gamma_1 (D + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.35)$$

$$q_{u(b)} = \gamma_1 (D + H) N_{q(2)} + 0.3 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม} \quad (2.36)$$

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D+H)N_{q(2)} + \frac{1}{2} \left[1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.37)$$



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_s กับ $(\gamma_2 N_{\gamma(2)}) / (\gamma_1 N_{q(1)})$

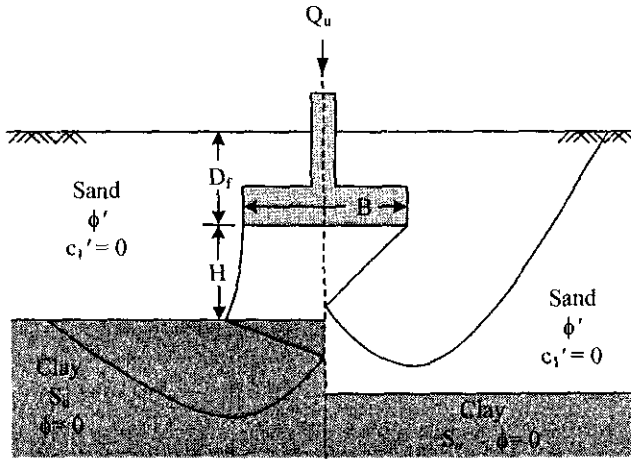
2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

ถ้าชั้นทรายมีความหนาไม่มากนัก แนวการวิบัติอาจขยายไปถึงชั้นดินเหนียวอ่อนได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ทางซ้ายมือ แต่ถ้าชั้นทรายมีความหนามาก (มากกว่าความกว้างของฐานราก) แนวการวิบัติจะเกิดเพียงแคในชั้นทราย ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ทางขวามือ จากการศึกษาของ Meyerhof and Hensen (1978) สำหรับชั้นทรายที่มีความหนาน้อยกว่าความกว้างของฐานราก กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแถบ และสี่เหลี่ยมผืนผ้าคำนวณดังสมการที่ (2.38) และ (2.39) ตามลำดับ

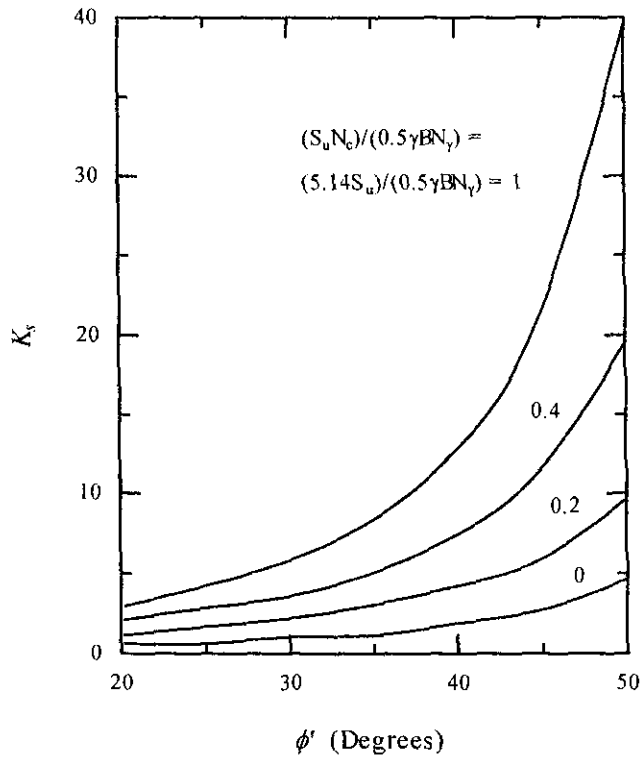
$$q_u = S_u N_c + \gamma H^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \quad (2.38)$$

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) S_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \quad (2.39)$$

เมื่อ ϕ' คือมุมเสียดทานภายในของทราย γ คือหน่วยน้ำหนักของทราย และ K_s คือสัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ แสดงดังรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.16 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียว



รูปที่ 2.17 การเปลี่ยนแปลงของ K_s กับ ϕ'

สำหรับกรณีที่ชั้นทรายมีความหนามากกว่าความกว้างของฐานราก และการวิบัติเกิดในชั้นทรายเป็นกรณีนี้

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_y \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.40)$$

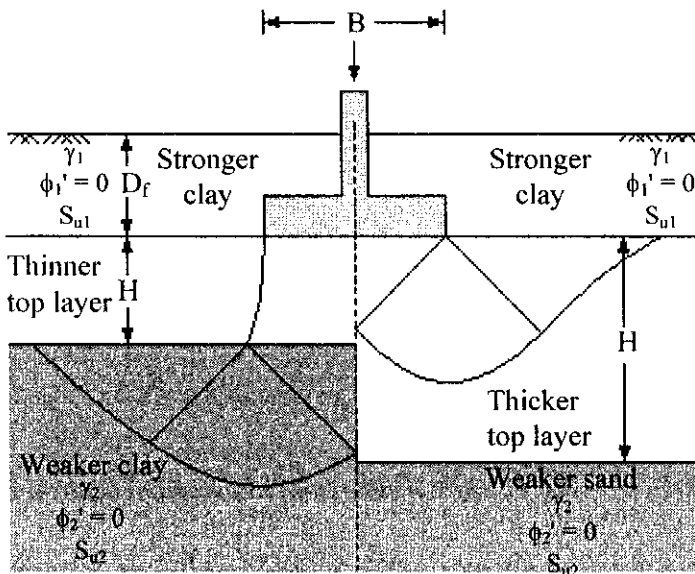
$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_y \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.41)$$

2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

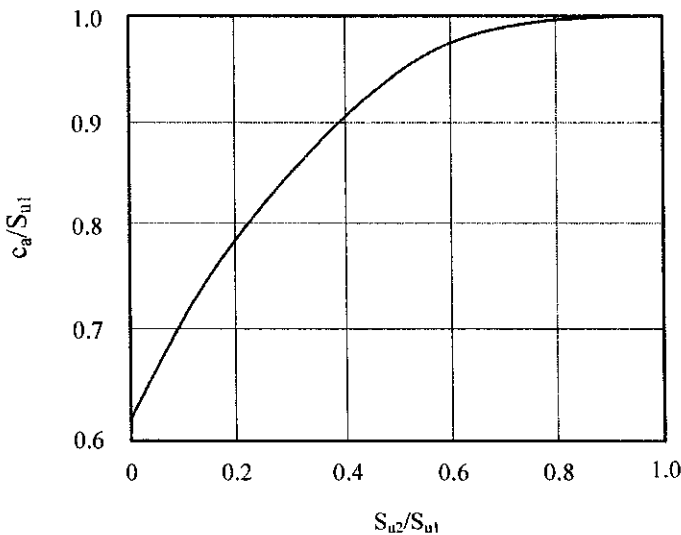
พิจารณารูปที่ 2.18 ด้านซ้ายมือ สำหรับชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนชั้นบนสูงกว่าชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} > 1.0$) และ H/B มีค่าน้อย จนเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนขึ้นในดินเหนียวทั้งสองชั้น สมการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในกรณีเช่นนี้ คือ

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) S_{u1} N_c + \gamma_1 D_f \quad (2.42)$$

เมื่อ c_a คือหน่วยแรงยึดเกาะ (Adhesion) ระหว่างดินชั้นบนและชั้นล่าง มีค่าดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.18 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นดินเหนียว 2 ชั้น



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง c_a/S_{u1} และ S_{u1}/S_{u2}

ถ้าพบว่ากำลังรับแรงแบกทานที่คำนวณได้จากสมการที่ (2.42) มีค่ามากกว่า $\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)S_{u1}N_c + \gamma_1 D_f$ แสดงว่า H/B มีค่ามากจนเกิดแนววิบัติด้วยแรงเฉือนในชั้นบนเท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.18 ทางขวามือ

ในกรณีที่พบว่าดินชั้นบนมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนน้อยกว่าในดินเหนียวชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} < 1$) เราสามารถประมาณกำลังรับแรงแบกทานได้จาก

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{B}\right)^2 \geq q_t \quad (2.43)$$

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)

โดยทั่วไป ผู้ออกแบบมักใช้อัตราส่วนปลอดภัยประมาณ 3 หรือมากกว่า ในการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ (Allowable bearing capacity) อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้นี้มีค่าค่อนข้างสูง เพื่อป้องกันการทรุดตัวมากเกินไป เนื่องจากดินเป็นวัสดุมีค่าโมดูลัสต่ำ ดินจะสามารถรับน้ำหนักประลัยได้ก็ต่อเมื่อเกิดการทรุดตัวอย่างมาก (ประมาณ 10 – 20 เท่าของความกว้างฐานราก)

การหาลงรับแรงแบกทานยอมให้สำหรับฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์ ($e_b = e_t = 0$) สามารถคำนวณได้สามวิธี ซึ่งก็คือกำลังรับแบกแบกทานที่ยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable bearing capacity) กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ (Net allowable bearing capacity) และกำลังรับแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมด (q_{all}) สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \quad (2.44)$$

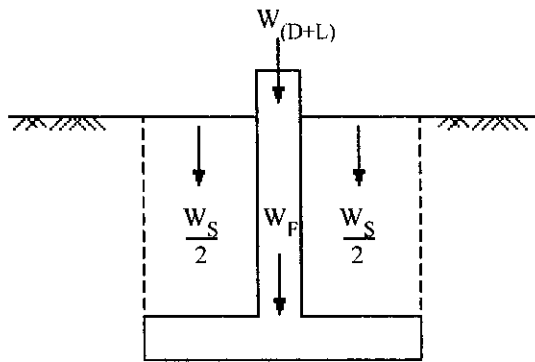
q_{all} ที่หาได้จากสมการที่ (2.43) คือค่าน้ำหนักใช้งานต่อพื้นที่ 1 หน่วย ซึ่งดินได้ฐานรากต้านรับได้โดยปราศจากการวิบัติ ค่านี้ต้องรวมผลของ 1) น้ำหนักตายตัว (Dead load) และน้ำหนักจร (Live load) ที่อยู่เหนือระดับผิวดิน (W_{D+L}) 2) น้ำหนักของฐานราก (W_f) 3) น้ำหนักของดินที่อยู่เหนือฐานราก (W_s) (รูปที่ 2.20) ดังนั้น

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \geq \left[\frac{W_{(D+L)} + W_F + W_S}{A} \right] \quad (2.45)$$

เมื่อ A คือพื้นที่หน้าตัดของฐานราก

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ คือน้ำหนักใช้งานต่อ 1 หน่วยพื้นที่ของฐานราก โดยไม่คำนึงถึงหน่วยน้ำหนักในแนวตั้งที่ระดับฐานรากซึ่งเท่ากับ $q = \gamma D_f$ ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิคือ

$$q_{u(net)} = q_u - q \quad (2.46)$$



รูปที่ 2.20 การคำนวณน้ำหนักรับแรงแบกทานใช้งาน

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิเท่ากับ

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (2.47)$$

จากสมการที่ (2.8) กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ สำหรับฐานรากแถบคำนวณได้ดังนี้

$$q_{u(net)} = cN_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (2.48ก)$$

ถ้าพิจารณาตัวปรับแก้ต่างๆ สมการที่ (2.48ก) จะกลายเป็น

$$q_{u(net)} = \zeta_c c N_c + \zeta_q q (N_q - 1) + \frac{1}{2} \zeta_\gamma \gamma B N_\gamma \quad (2.48ข)$$

ถ้าสมมติว่าหน่วยน้ำหนักของดินและคอนกรีตที่ใช้ทำฐานรากมีค่าใกล้เคียงหรือเท่ากัน จะได้

$$q = \gamma D_f \approx \frac{W_S + W_F}{A} \quad (2.49)$$

ดังนั้น

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} \geq \left[\frac{W_{(D+L)}}{A} \right] \quad (2.50)$$

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้ยังสามารถคำนวณโดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยที่พารามิเตอร์กำลังของดิน วิธีการนี้สามารถกระทำโดยคำนวณค่าหน่วยแรงเหนียวนำยอมให้ (c_d) และมุมเสียดทานภายในยอมให้ (ϕ_d) และนำค่าเหล่านี้มาแทนค่าในสมการกำลังรับแรงแบกทาน ค่าหน่วยแรงเหนียวนำยอมให้ และมุมเสียดทานภายในยอมให้คำนวณได้ดังนี้

$$c_d = \frac{c}{FS} \quad (2.51)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) \quad (2.52)$$

อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสมคือ 3 - 4 สำหรับการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมดและกำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ และอัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากับ 2 - 3 เหมาะสำหรับการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้

สำหรับฐานรากรับแรงเอียงศูนย์ ($e_b \neq 0$ หรือ/และ $e_t \neq 0$) อัตราส่วนปลอดภัยจะคำนวณแตกต่างจากกรณีฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์ อัตราส่วนปลอดภัยต้องคำนวณจากอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกประลัยค่อน้ำหนักบรรทุกจริง (P) ดังนี้

$$FS = \frac{Q_u}{P} \quad (2.53)$$

ปัจจัยที่สำคัญอีกตัวที่ต้องคำนึงในการออกแบบคือการทรุดตัวของฐานราก ตารางที่ 2.5 แสดงค่าการทรุดตัวยอมให้ (δ_u) ซึ่งเป็นค่าที่พิจารณาอัตราส่วนปลอดภัยแล้ว ผู้ออกแบบต้องนำค่าในตารางที่ 2.5 มาเปรียบเทียบกับทรุดตัวทั้งหมดที่ได้อาจเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบนโครงสร้าง (δ) โดยที่ $\delta \leq \delta_u$ เสมอ เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน (Differential settlement) ของ

ฐานรากแต่ละฐาน สุขสันต์และคณะ (2546) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากแผ่ ก่อให้เกิดรอยแตกกว้างอย่างรุนแรง และนำไปสู่การวิบัติของโครงสร้างอาคาร

ตารางที่ 2.5 การทรุดตัวที่ยอมให้ (อ้างอิงจาก 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

2.10 การหาค่ากำลังรับแรงแบกทานจากสมการเชิงประสมการณ์ (Empirical Equations)

นอกจากการประมาณกำลังรับแรงแบกทานประลัยโดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานแล้ว วิธีทั่วไปที่นิยมอีกวิธีการหนึ่งคือ การประมาณโดยใช้สมการเชิงประสมการณ์ (Empirical equations) ร่วมผลจากการทดสอบหะตุหะลวงมาตรฐาน การหะตุหะลวงแบบกรวย และการทดสอบโดยใช้ใบพัด

2.10.1 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลการทดสอบหะตุหะลวงมาตรฐาน

ก) วิธีของ Meyerhof (1956) สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิสำหรับชั้นทรายที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากไม่เกินกว่า 2.5 เซนติเมตร ตามสมการดังนี้

$$q_{a(net)} = 11.98N'_{60} \quad \text{สำหรับ } B \leq 1.22 \text{ เมตร} \quad (2.54ก)$$

$$q_{a(net)} = 7.99N'_{60} \left[\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right]^2 \quad \text{สำหรับ } B > 1.22 \text{ เมตร} \quad (2.54ข)$$

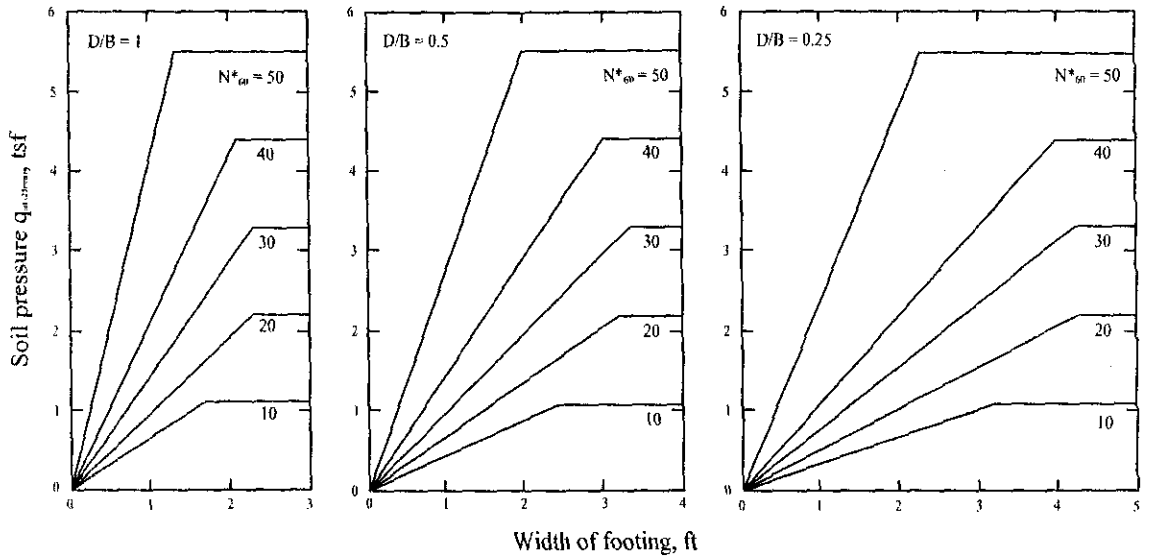
เมื่อ $q_{a(net)}$ คือกำลังรับแรงแบกยอมให้สุทธิที่ทำให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 ซม. (กิโลปาสคาล)

N_{60} คือตัวเลขหะตุหะลวงมาตรฐานที่ประสิทธิภาพ 60 เปอร์เซ็นต์

B คือความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานราก (เมตร)

ต่อมา Meyerhof (1965) พบว่าค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (2.54ก) และ (2.54ข) ให้ค่าต่ำเกินไป เขาจึงแนะนำให้เพิ่มค่าที่ได้ไปอีก 50%

ข) วิธีของ Peck et al. (1974) สามารถหาค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ได้จากรูปที่ 2.21 โดยที่ค่า $q_{all(25mm)}$ ก็คือค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ที่เกิดการทรุดตัวเท่ากับ 25 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า N'_{60} และขนาดของฐานราก



รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ของค่า q_u กับตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (N_{60}^*) และอัตราส่วน D/B (Peck et al., 1974)

ค่า N_{60}^* ประมาณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$N_{60}^* = C_n C_w N_{60} \quad (2.55)$$

โดยที่ C_n คือตัวคูณปรับแก้ความเค้นกดทับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน มีค่าเท่ากับ $\sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$

เมื่อ σ'_v มีหน่วยเป็นกิโลปาสกาล

C_w คือตัวคูณปรับแก้ระดับน้ำใต้ดิน มีค่าเท่ากับ $0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D+B}$

D_w คือระดับน้ำใต้ดินวัดจากท้องฐานราก

D คือระดับท้องฐานรากวัดจากผิวดิน

B คือความกว้างฐานราก

2.10.2 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากการทดสอบทะลุทะลวงแบบกรวย

วิธีของ Schmertmann (1978) สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงแบกทานประลัยสำหรับฐานรากดินที่มีอัตราส่วน $D/B \leq 1.5$ ได้ตามสมการดังนี้

สำหรับดินทราย

$$q_u = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.57ก)$$

$$q_u = 48 - 0.0090(300 - q_c)^{1.5} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม} \quad (2.57ข)$$

สำหรับดินเหนียว

$$q_u = 2 + 0.28q_c \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.58ก)$$

$$q_u = 5 + 0.34q_c \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม} \quad (2.58ข)$$

เมื่อ q_c คือความต้านทานที่ปลายกรวย q_u และ q_c มีหน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

2.10.3 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากการหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด

วิธีนี้เหมาะที่จะใช้กับดินเหนียวเพราะกำลังรับแรงแบกทานจะถูกควบคุมโดยกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบโดยใบพัด

Canadian Geotechnical Society (1985) ได้เสนอสมการประมาณกำลังรับแรงแบกทานประลัยไว้ดังนี้

$$q_u = 5\mu S_{u(vane)} \left[1 + 0.2 \frac{D}{B} \right] \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] + \sigma_{v0} \quad (2.59)$$

เมื่อ μ คือค่าปรับแก้ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด มีค่าเท่ากับ $1.7 - 0.54 \log(PJ)$

$S_{u(vane)}$ คือกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการทดสอบด้วยใบพัด

D คือความลึกของระดับฐานราก

B คือความกว้างของฐานราก

L คือความยาวของฐานราก

σ_{v0} คือความเค้นกดทับรวมที่ระดับฐานราก

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทรายจากสมการเชิงประสพการณ์

การทรุดตัวในทรายปกติมีค่าน้อยและเกิดอย่างรวดเร็วเมื่อเพิ่มน้ำหนักเพียงเล็กน้อย วิธีการคำนวณที่จะเสนอต่อไปนี้ต้องอาศัยข้อมูลจากการทดสอบในสนาม ได้แก่ การทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT) และการทะลุทะลวงแบบใช้กรวย (CPT) สาเหตุที่การคำนวณต้องใช้ข้อมูลจากการทดสอบในสนามนั้นก็เพราะเราไม่สามารถเก็บตัวอย่างคงสภาพของทรายมาทดสอบในห้องทดลองได้ วิธีการคำนวณการทรุดตัวในทรายมีทั้งแบบสมการจากประสพการณ์ (Empirical) และแบบสมการกึ่งประสพการณ์ (Semi-empirical) U.S. Army Corps of Engineers (1992) แนะนำว่าควรคำนวณเปรียบเทียบกันอย่างน้อย 3 วิธี จากวิธีต่างๆ ดังนี้

2.11.1 วิธีของ Alpan (1964)

วิธีนี้ได้จากการพิจารณาความสัมพันธ์จากข้อมูลการทะลุทะลวงมาตรฐานและข้อมูลการทรุดตัวจากการทดสอบการรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก (Plate load test) การทรุดตัวของฐานรากที่กว้าง B คำนวณได้ดังนี้

$$S_i = 2.433m' \left[\frac{6.562B}{1 + 3.281B} \right]^2 \alpha_0 q \quad (\text{เมตร}) \quad (2.60)$$

- เมื่อ m' คือตัวคูณปรับแก้รูปร่างมีค่าเท่ากับ $(L/B)^{0.39}$
 L คือความยาวของฐานราก (เมตร)
 B คือความกว้างของฐานราก (เมตร)
 α_0 คือค่าคงที่ซึ่งสัมพันธ์กับค่า N'_{60} ตามรูปที่ 2.22
 q คือความเค้นสมำเสมอใต้ฐานราก (กิโลปาสกาล)

2.11.2 วิธีของ Schultze and Sherif (1973)

วิธีนี้ใช้ประมาณค่าการทรุดตัวจากข้อมูลการทะลุทะลวงมาตรฐาน ค่าการทรุดตัวสามารถคำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$S_i = \frac{fq\sqrt{B}}{N'_{60(ave)}{}^{0.87} \left(1 + 0.4 \frac{D}{B} \right)} \quad (\text{ฟุต}) \quad (2.61)$$

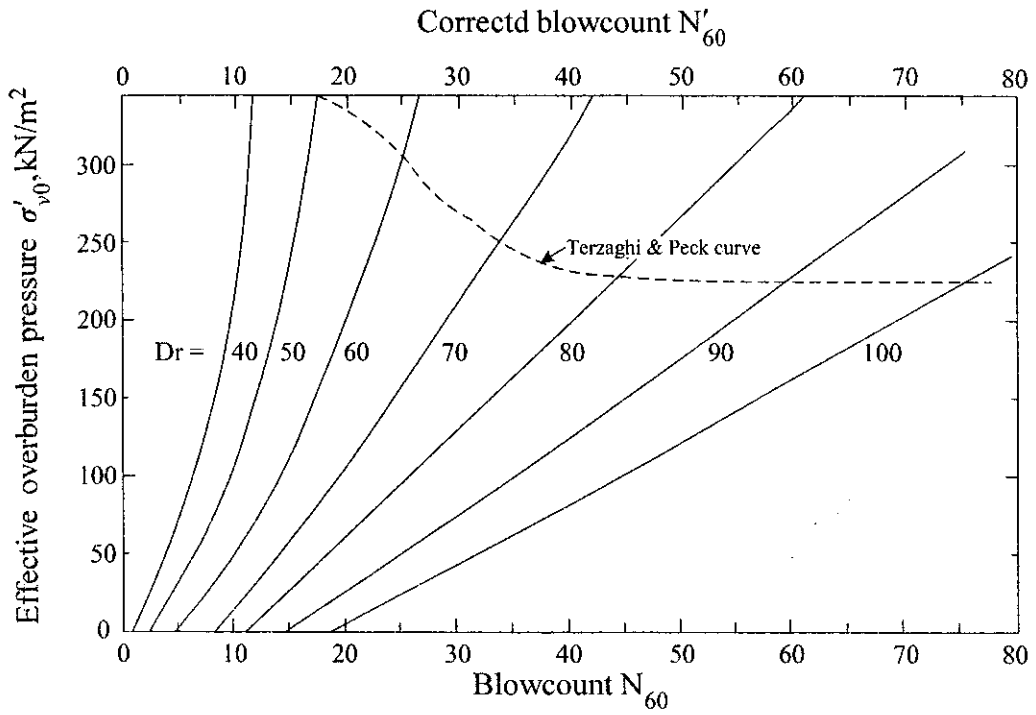
- เมื่อ f คือ ตัวคูณตามทฤษฎียึดหยุ่น หาได้จากรูปที่ 2.23
 H คือ ระดับฐานรากลงไปถึงระดับดินแข็งด้านล่าง (ฟุต)
 D คือ ความลึกของระดับฐานราก (ฟุต)
 $N'_{60(ave)}$ คือ ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้เฉลี่ยที่ระดับดินแข็งด้านล่าง H ซึ่งไม่ควรเกินกว่า $2B$
 q คือความเค้นสมำเสมอใต้ฐานราก (ตันต่อฟุต)

2.11.3 วิธี Modified Terzaghi and Peck

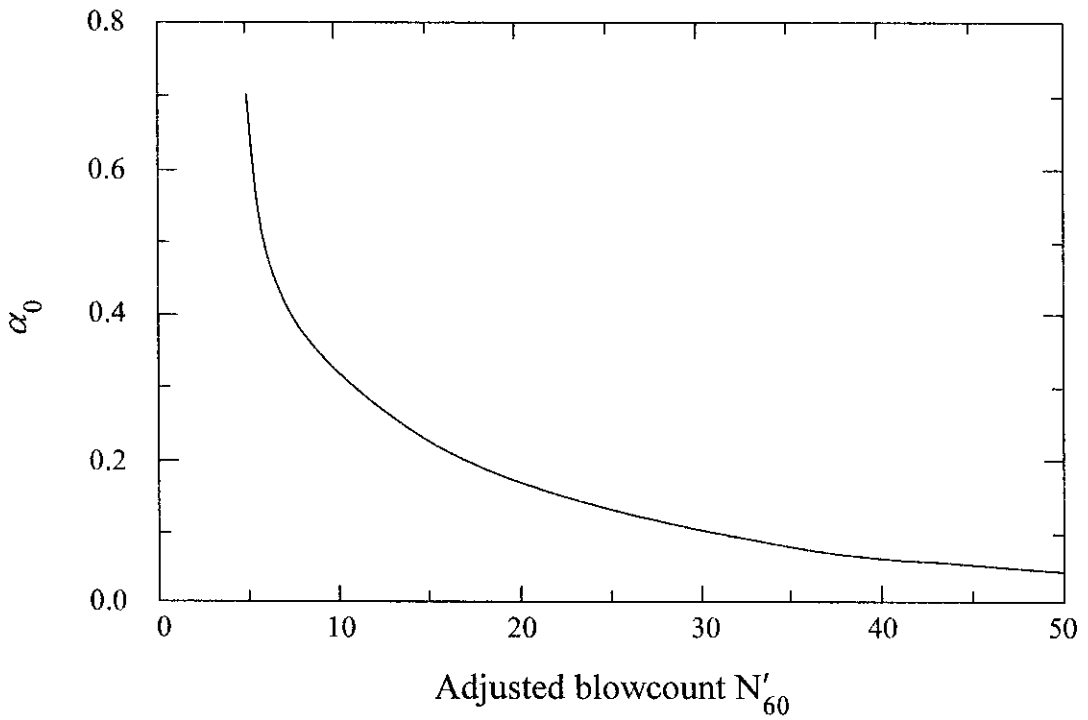
การทรุดตัวสามารถคำนวณได้โดยอาศัยสมการดังต่อไปนี้

$$S_i = \frac{q}{18q_{all(25mm)}} \quad (\text{ฟุต}) \quad (2.62)$$

- เมื่อ q คือความเค้นกระจายสมำเสมอใต้ฐานราก

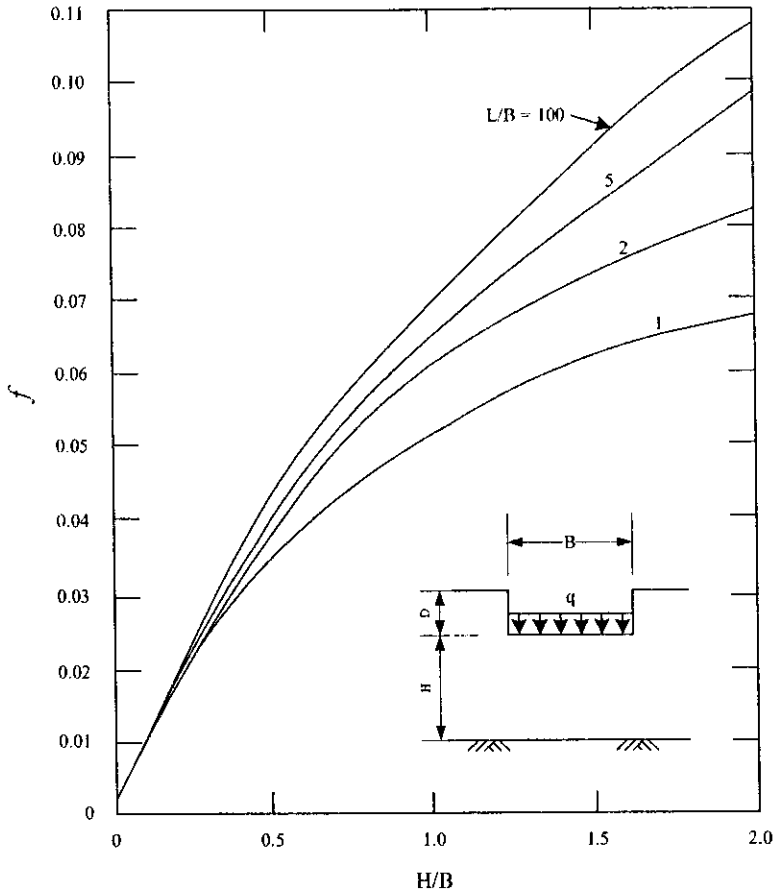


ก. ปรับแก้ค่า N_{60} จากค่า σ'_{v0} และค่า D_r



ข. ค่าคงที่ α_0 จากความสัมพันธ์กับ N'_{60}

รูปที่ 2.22 ตัวแปรสำหรับวิธี Alpan (1964)



รูปที่ 2.23 ตัวคูณตามทฤษฎียึดหยุ่น (Schultze and Sherif, 1973)

2.11.4 วิธีของ Schmertmann and Hartman (1978)

วิธีนี้เป็นวิธีกึ่งประสพการณ์ (Semi empirical) ซึ่งประมาณสัมประสิทธิ์ของความเครียดจากข้อมูลการทดสอบในสนาม สมมติฐานในการวิเคราะห์คือน้ำหนักที่กระทำเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform load) ทำให้เกิดการกระจายความเครียดในแนวดิ่งเป็นไปตามทฤษฎียึดหยุ่น การคำนวณทำได้โดยการประมาณการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสยึดหยุ่นตามความลึกซึ่งได้จากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานหรือการทะลุทะลวงแบบใช้กรวยโดยแบ่งชั้นดินเป็นส่วนย่อยๆ จนถึงระดับ $z = z_2$ การทรุดตัวทั้งหมดคำนวณได้จากผลรวมของการทรุดตัวแบบยึดหยุ่นของแต่ละชั้นดินย่อยๆ ดังนี้

$$S_i = C_1 C_2 (q_{net}) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (2.63)$$

- เมื่อ I_z คือสัมประสิทธิ์ของความเครียดขึ้นอยู่กับความลึกของฐานราก
 C_1 คือตัวคูณปรับแก้สำหรับความลึกของฐานราก ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1 - 0.5 [q / (q_{net})]$
 C_2 คือตัวคูณปรับแก้สำหรับการถাঁ (Creep) ของดิน ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1 + 0.2 \log(t / 0.1)$
 t คือระยะเวลา (ปี)

E_s คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของดินในแต่ละช่วงความลึกจากผลทดสอบ มีค่าเท่ากับ $2.5q_c$ และ $3.5q_c$ สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและฐานรากแถบ ตามลำดับ

Δz คือ ความลึกที่เพิ่มขึ้น

q_{net} คือ ความเค้นสุทธิใต้ฐานราก

ค่าสัมประสิทธิ์ของความเครียดมีค่าขึ้นอยู่กับระดับความลึกจากใต้ฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.24 สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือฐานรากวงกลม ($L/B = 0$) ค่าสัมประสิทธิ์ของความเครียดมีค่าดังนี้

$$I_z = 0.1 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0 \quad (2.64ก)$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = 0.5B \quad (2.64ข)$$

$$I_z = 0 \quad \text{ที่ความลึก } z = z_2 = 2B \quad (2.64ค)$$

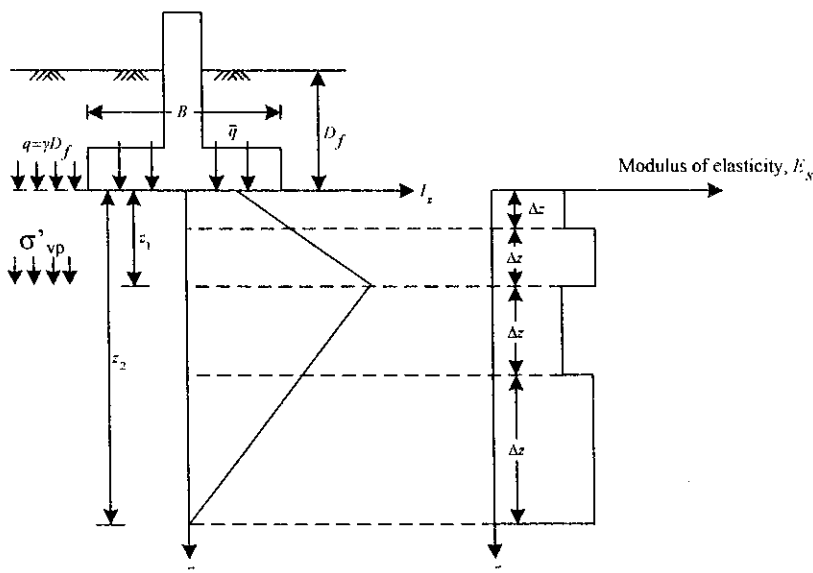
และสำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มี $L/B \geq 10$ ค่าสัมประสิทธิ์ของความเครียดมีค่าดังนี้

$$I_z = 0.2 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0 \quad (2.65ก)$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = B \quad (2.65ข)$$

$$I_z = 0 \quad \text{ที่ความลึก } z = z_2 = 4B \quad (2.65ค)$$

สำหรับสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มี $L/B < 10$ ให้ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของความเครียดจากการ Interpolation ระหว่าง $L/B = 0$ กับ $L/B < 10$



รูปที่ 2.24 การคำนวณการทรุดแบบยืดหยุ่นในดินทรายโดยใช้สัมประสิทธิ์ของความเครียด

2.11.5 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากจากผลทดสอบเหล็กฐาน (Plate Load Test)

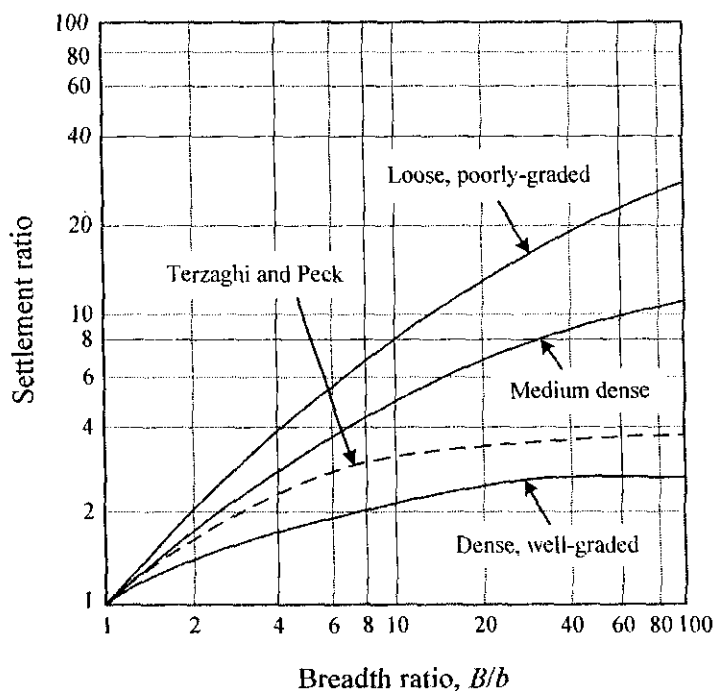
การทดสอบเหล็กฐานจำเป็นต้องกระทำในชั้นดินที่จะถูกกดทับด้วยความเค้นจากฐานรากจริง ดังนั้น เราจึงมักทำการทดสอบที่ระดับความลึกต่างๆ ในหลายๆ บริเวณ ในการทดสอบต้องระมัดระวังการรบกวนดินใต้ฐานแผ่นเหล็กทดสอบ ซึ่งอาจมีผลทำให้ผลทดสอบเกิดความคลาดเคลื่อนได้ และควรทำการทดสอบหลายตัวอย่างเพื่อให้ได้ผลทดสอบที่น่าเชื่อถือ

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

$$\frac{\delta_{\text{footing}}}{\delta_{\text{plate}}} = \left(\frac{2B}{B + 0.3} \right)^2 \tag{2.66}$$

จากสมการข้างต้นจะเห็นได้ว่า อัตราส่วนระหว่างการทรุดตัวของฐานรากและการทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบมีค่าไม่เกิน 4.0 ดังโดยเส้นประในรูปที่ 2.24

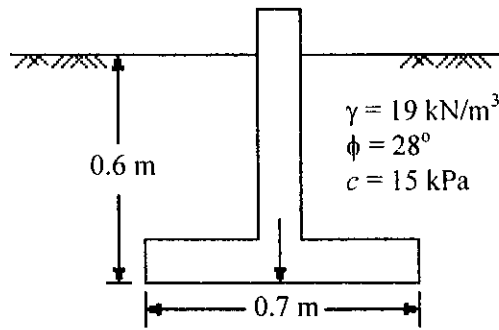
Bjrrum and Eggestad (1963) กล่าวว่าอัตราส่วนดังกล่าวอาจมีค่ามากกว่า 4.0 อย่างมาก พวกเขาแนะนำว่าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าแปรผันตามความหนาแน่นและความคละของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.24 ดินเม็ดหยาบที่มีความคละดีจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวต่ำ ขณะที่ ดินเม็ดละเอียดที่มีความคละสม่ำเสมอจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวสูง



รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการทรุดตัวและอัตราส่วนของขนาดฐานรากต่อขนาดแผ่นเหล็กทดสอบ (Bjrrum and Eggestad, 1963)

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 2.1 ฐานรากแถบค้ำแสดงในรูปที่ 2.25 จงใช้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคีหาค่ากำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable load, q_{all}) ที่ฐานรากสามารถรับได้ โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0



รูปที่ 2.25

วิธีทำ จากสมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี (สมการที่ 2.4)

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

จากรูปที่ 2.7 สำหรับ $\phi = 28^\circ$ จะได้ $N_c = 32$ $N_q = 18$ และ $N_\gamma = 16$

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

$$q_u = 731.6 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$q_u = \frac{731.6}{4} = 182.9 \text{ กิโลปาสกาล}$$

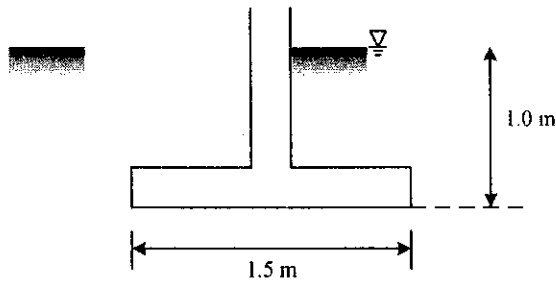
ตัวอย่างที่ 2.2 จงคำนวณหาค่ากำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแถบค้ำรูปที่ 2.26 ในสถานะที่รับน้ำหนักบรรทุกทันที (Short term) และในสถานะที่เกิดการระบายออกของน้ำอย่างสมบูรณ์ (Long term) โดยใช้สมการของเทอร์ซาคี เมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวมีค่าเท่ากับ 70 กิโลปาสกาล และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนมีค่าดังนี้ $c' = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 25^\circ$

วิธีทำ ที่สถานะการรับน้ำหนักบรรทุกทันที (Short term)

$$\phi' = 0^\circ \text{ จะได้ } N_c = 5.7, N_q = 1.0 \text{ และ } N_\gamma = 0.0 \text{ ดังนั้น}$$

$$q_u = cN_c + q$$

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



$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$
 UC Test: $S_u = 70 \text{ kN/m}^3$
 CU Test: $c' = 10 \text{ kPa}, \phi' = 25^\circ$

รูปที่ 2.26

ที่สภาวะระบายน้ำเต็มที่ (Long term)

$$N_q = \frac{e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} = \frac{e^{(0.75\pi - 25 \times \pi/360)\tan 25^\circ}}{2 \cos^2(45^\circ + 25^\circ/2)} = \frac{2.71}{0.14} = 18.82$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.82 - 1) \cos 25^\circ = 16.15$$

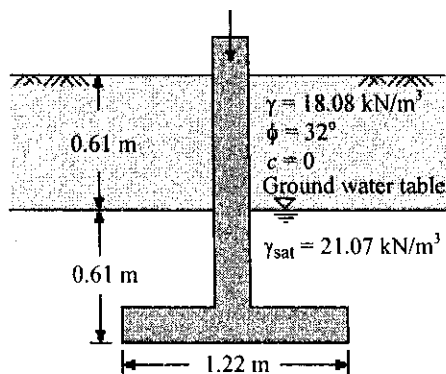
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$$= \frac{1}{2} \tan 25^\circ \left(\frac{2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25^\circ + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 45^\circ} \right) = 10.12$$

$$q_u = [10 \times 16.15] + [(10.2 \times 1.0) \times 18.82] + \left[\frac{1}{2} \times 10.2 \times 1.5 \times 10.12 \right]$$

$$q_u = 161.50 + 191.96 + 77.42 = 430.88 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.3 ฐานรากวงกลมตั้งอยู่ในชั้นทรายดังแสดงในรูปที่ 2.27 จงหาน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยที่ฐานรากสามารถรับได้โดยวิธีของ Vesic และใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0



รูปที่ 2.27

วิธีทำ จากสมการที่ (2.14)

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

จากตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor) มีค่าดังต่อไปนี้

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

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

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

ตัวแปรรูปร่าง (Shape factor) และตัวแปรความลึก (Depth factor) หาได้จากตารางที่ 2.4

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

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

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

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

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

$$\lambda_{cd} = \lambda_{qd} - \frac{1 - \lambda_{qd}}{N_q \tan \phi} = 1.273 - \frac{1 - 1.273}{(23.18)(0.62)} = 1.292$$

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือระดับฐานราก ดังนั้น

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

$$q' = 17.898 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยคือ

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

$$q_u = 980.12 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมรับให้คือ

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

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

น้ำหนักบรรทุกที่ยอมรับให้คือ

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

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

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 ในกรณีนี้

- ระดับน้ำอยู่ที่ระดับฐานของฐานราก
- ระดับน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน
- ระดับน้ำอยู่ที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้น (Upward seepage) ด้วยค่าความลาดเชิงชลศาสตร์ (Hydraulics gradient, i) เท่ากับ 0.4
- ระดับน้ำอยู่ลึกจากฐานเกินกว่าความกว้างของฐานราก

วิธีทำ เนื่องจากฐานรากตั้งอยู่บนชั้นทราย เพราะฉะนั้นกำลังรับแรงแบกทานประลัยต้องคำนวณในรูปของความเค้นประสิทธิผล ดังนั้น

$$q_u = \zeta_{qs} \zeta_{qd} q' N_q + \frac{1}{2} \zeta_{rs} \zeta_{rd} \gamma' B N_\gamma$$

จากตารางที่ 2.1 ที่ $\phi' = 32^\circ$ ได้ค่า $N_c = 35.5$, $N_q = 23.2$, $N_\gamma = 24.9$ และจากตารางที่ 2.4 จะได้ตัวแปรรูปร่าง และตัวแปรความลึก ดังนี้

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

$$\zeta_{rs} = 0.6$$

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

$$\zeta_{rd} = 1$$

- ระดับน้ำอยู่ที่ระดับฐานของฐานราก

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

$$q_u = (1.625 \times 1.131 \times 40 \times 23.2) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81) \times 4.2 \times 24.9 \right)$$

$$q_u = 1705.55 + 319.70 = 2025.25 \text{ กิโลปาสคาล}$$

- ระดับน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$q_u = \zeta_{qs} \zeta_{qd} (\gamma_{sat} - \gamma_w) D_f N_q + \frac{1}{2} \zeta_{rs} \zeta_{rd} (\gamma_{sat} - \gamma_w) B N_\gamma$$

$$q_u = (1.625 \times 1.131 \times (20 - 9.81) \times 2 \times 23.2) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81) \times 4.2 \times 24.9 \right)$$

$$q_u = 868.97 + 319.70 = 1188.67 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ก. ระดับน้ำที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้นด้วยค่าความลาดเชิงขลศาสตร์เท่ากับ 0.4

$$q_u = \zeta_{qs} \zeta_{qd} (\gamma_{sat} - \gamma_w - i\gamma_w) D_f N_q + \frac{1}{2} \zeta_{ys} \zeta_{yd} (\gamma_{sat} - \gamma_w - i\gamma_w) B N_y$$

$$q_u = (1.625 \times 1.131 \times (20 - 9.81 - 0.4 \times 9.81) \times 2 \times 23.2) + \left(\frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times (20 - 9.81 - 0.4 \times 9.81) \times 4.2 \times 24.9 \right)$$

$$q_u = 534.35 + 196.6 = 730.95 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ง. ระดับน้ำอยู่ลึกจากฐาน เกินกว่าความกว้างของฐานราก

$$q_u = \zeta_{qs} \zeta_{qd} q N_q + \frac{1}{2} \zeta_{ys} \zeta_{yd} \gamma B N_y$$

$$q_u = (1.625 \times 1.131 \times (20 \times 2) \times 23.2) + \frac{1}{2} \times 0.6 \times 1 \times 20 \times 4.2 \times 24.9$$

$$q_u = 1705.55 + 627.48 = 2333.03 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.5 ฐานรากแถบ (Strip Footing) ตั้งอยู่บนทรายมีคุณสมบัติดังนี้ $c' = 0$, $\phi' = 38^\circ$, $\gamma_{sat} = 20.4$ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ที่ความลึก 0.9 เมตรจากผิวดิน รั้งน้ำหนักบรรทุก 650 กิโลนิวตันต่อเมตร จงหาขนาดความกว้างของฐานรากตามทฤษฎีของเทอร์ซาคี กำหนดให้ระดับน้ำอยู่ที่ระดับผิวดินและอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3

วิธีทำ ที่ $\phi' = 38^\circ$ จะได้ $N_q = 48.9$, $N_y = 67.4$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ

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

$$q_{u(net)} = ((20.4 - 9.81) \times 0.9 \times (48.9 - 1)) + \frac{1}{2} \times (20.4 - 9.81) \times B \times 67.4$$

$$q_{u(net)} = 456.54 + 356.88B$$

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

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

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

$$B = 1.78 \text{ เมตร} \quad \text{ดังนั้น เลือกฐานรากขนาด 1.80 เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.6 ฐานรากแถบ (Strip Footing) กว้าง 1.50 เมตร รั้งน้ำหนักบรรทุก 40 กิโลกรัมต่อเมตร และโมเมนต์ 8 กิโลกรัม-เมตรต่อเมตร จงตรวจสอบว่าแรงลัพธ์บนฐานรากอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) หรือไม่ พร้อมทั้งหาค่า q_{max} และ q_{min}

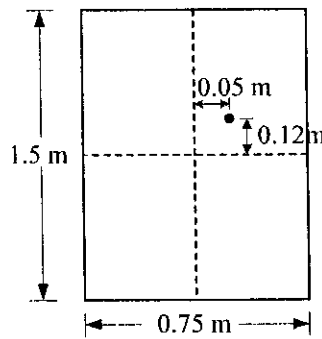
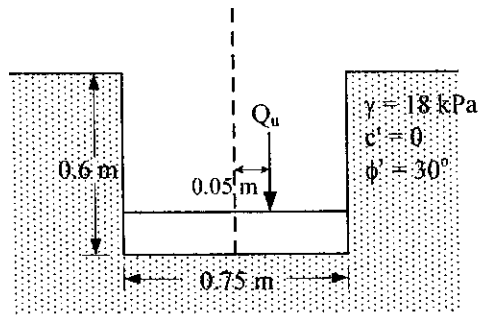
วิธีทำ ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ $e = \frac{M}{P} = \frac{8}{40} = 0.20$ เมตร $< \frac{B}{6} = \frac{1.50}{6} = 0.25$ เมตร ดังนั้น แรงลัพธ์อยู่ที่ภายในพื้นที่เคอร์น

ความเค้นที่กระทำบนได้ฐานรากเท่ากับ

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

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

ตัวอย่างที่ 2.7 ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 1.5 เมตร \times 0.75 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.28 จงหาขนาดของน้ำหนักที่กระทำเยื้องศูนย์กลางที่มากที่สุดที่ดินสามารถรับได้



รูปที่ 2.28

วิธีทำ ความกว้างประสิทธิภาพ $B' = 0.75 - 2(0.05) = 0.65$ เมตร ความยาวประสิทธิภาพ $L' = 1.5 - 2(0.12) = 1.26$ เมตร แทนค่า $c' = 0$ ลงในสมการที่ (2.14) จะได้

$$q_u = q \zeta_{qs} \zeta_{qd} N_q + \frac{1}{2} \zeta_{ys} \zeta_{yd} \gamma B' N_\gamma$$

สำหรับค่า $\phi' = 30^\circ$ จะได้ตัวแปรค่าดังรับแบกทานดังนี้

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

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

อาศัยวิธีของ Vesic จะได้ ตัวแปรรูปร่าง และตัวแปรความลึกมีค่าดังนี้

$$\zeta_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{0.65}{1.26}\right)(0.58) = 1.3$$

$$\zeta_{rs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{0.65}{1.26}\right) = 0.8$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi') \left(\frac{D_f}{B'}\right) = 1 + 2 \tan(30^\circ)(1 - \sin 30^\circ)^2 \left(\frac{0.6}{0.65}\right) = 1.3$$

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

ดังนั้น

$$q_u = (0.6 \times 18)(1.3)(1.3)(18.4) + \frac{1}{2}(0.8)(1)(18)(0.65)(22.4)$$

$$q_u = 335.8 + 104.8 = 440.6 \text{ กิโลปาสกาล}$$

น้ำหนักแบกทานประลัยเท่ากับ

$$Q_u = q_u (B'L') = (440.6)(0.65 \times 1.26) = 360.9 \text{ กิโลกรัม}$$

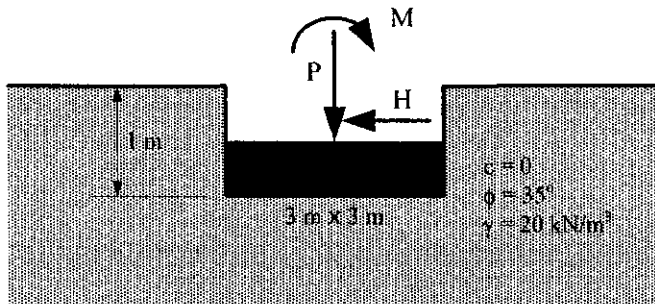
ตัวอย่างที่ 2.8 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการวิบัติแบบกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากดังแสดง

ในรูปที่ 2.29 โดยวิธีของ Meyerhof

เมื่อ $P = 1000$ กิโลนิวตัน

$H = 400$ กิโลนิวตัน

$M = 500$ กิโลนิวตัน-เมตร



รูปที่ 2.29

วิธีทำ ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ

$$e = \frac{M}{P} = \frac{500}{1000} = 0.5 = \frac{B}{6}$$

ดังนั้น ความเค้นที่กระจายได้ฐานรากเท่ากับ

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{1000}{3 \times 3} \left(1 + \frac{6 \times 0.5}{3}\right) = 222.22 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

$$q_{\min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{1000}{3 \times 3} \left(1 - \frac{6 \times 0.5}{3}\right) = 0$$

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

แนวของแรงลัพธ์คือ

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

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

สำหรับ $\phi' = 35^\circ$ จะได้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานโดยวิธีของ Vesic ดังนี้

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

$$N_\gamma = 1.5(33.29 - 1) \tan 35^\circ = 33.89$$

ตัวแปรรูปร่าง ตัวแปรความลึก และตัวแปรความลาดเอียงมีค่าดังนี้

$$\zeta_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{2}{3} \right) \tan 35^\circ = 1.47$$

$$\zeta_{rs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{3} \right) = 0.73$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B'} \right) = 1 + 2 \tan 35^\circ (1 - \sin 35^\circ)^2 \left(\frac{1}{2} \right) = 1.13$$

$$\zeta_{rd} = 1$$

$$\zeta_{qi} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right) = \left(1 - \frac{20^\circ}{90^\circ} \right) = 0.57$$

$$\zeta_{ri} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{20^\circ}{35^\circ} \right)^2 = 0.14$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัพท์มีค่าเท่ากับ

$$q_{u(net)} = (20 \times 1)(1.47)(1.13)(0.57)(33.29 - 1) + \frac{1}{2}(0.73)(1)(0.14)(20)(2)(48.02)$$

$$q_{u(net)} = 611.46 + 69.27 = 680.73 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

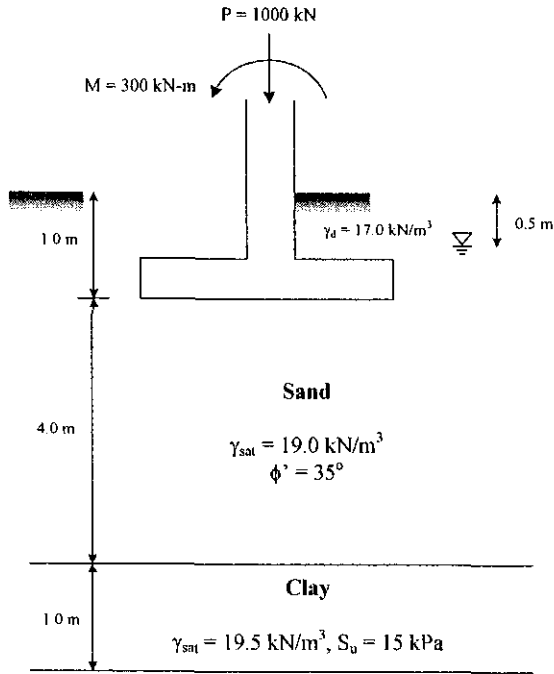
น้ำหนักบรรทุกทุกประลัพท์เท่ากับ

$$Q_{u(net)} = q_{u(net)} (B'L') = 680.73(2 \times 3) = 4084.38 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{Q_{u(net)}}{P} = \frac{4084.38}{1000} = 4.08$$

ตัวอย่างที่ 2.9 จงออกแบบขนาดของฐานรากดินที่ตั้งบนชั้นดินดังรูปที่ 2.30 ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



รูปที่ 2.30

วิธีทำ สมมุติใช้ฐานรากขนาด 2.2×2.2 เมตร

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

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

$$L' = L = 2.2 \text{ เมตร}$$

จากทฤษฎี Meyerhof

$$q_u = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} + qN_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} + 0.5\gamma B' N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

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

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

ตัวคูณปรับแก้

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

$$\zeta_{qs} = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L} = 1 + 0.1 \times 3.69 \times \frac{1.4}{2.2} = 1.26$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B'} = 1 + 0.1\sqrt{3.69} \times \frac{1}{1.6} = 1.12$$

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

$$\zeta_{\gamma d} = \zeta_{\gamma q} = 1.12$$

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_u = 0 + [(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times 33.3 \times 1.26 \times 1.12] + [0.5 \times 9.2 \times 1.6 \times 37.16 \times 1.26 \times 1.12]$$

$$q_u = 615.61 + 385.96 = 1001.57 \text{ กิโลปาสคาล}$$

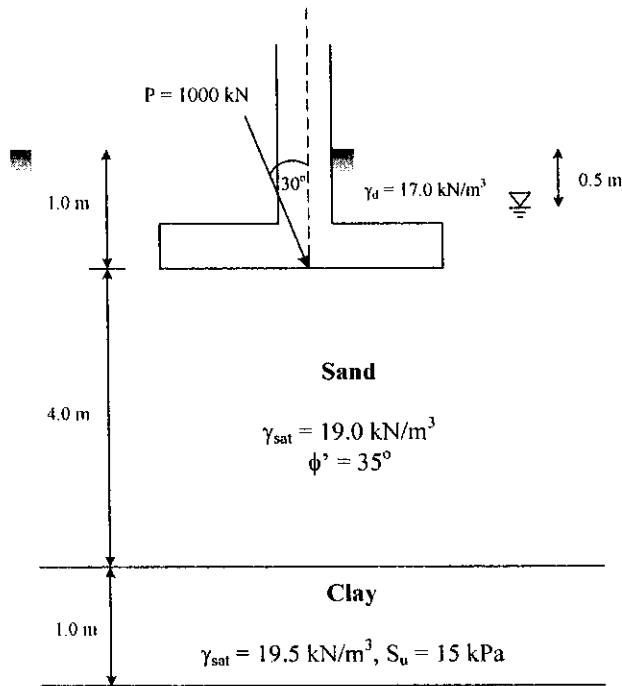
$$Q_{ult} = 1001.57 \times 1.6 \times 2.2 = 3525.53 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัย

$$FS = \frac{3525.53}{1000.00} = 3.52 > 3.0$$

ดังนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 2.2×2.2 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.10 จงออกแบบขนาดของฐานรากตื้นที่ตั้งบนชั้นดินดังรูปที่ 2.31 ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



รูปที่ 2.31

วิธีทำ สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.5×3.5 เมตร

จากทฤษฎี Meyerhof

$$q_u = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} + qN_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} + 0.5\gamma BN_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

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

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

ตัวคูณปรับแก้

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

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

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

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

$$\zeta_{ys} = \zeta_{qs} = 1.37$$

$$\zeta_{yd} = \zeta_{qd} = 1.05$$

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

ดังนั้น กำลังแรงแบกทานของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_u = 0 + \left[(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times 33.3 \times 1.37 \times 1.05 \times 0.44 \right] \\ + \left[0.5 \times 9.2 \times 3.5 \times 37.16 \times 1.37 \times 1.05 \times 0.02 \right]$$

$$q_u = 276.11 + 17.21 = 293.32 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$Q_u = 293.32 \times 3.5 \times 3.5 = 3593.20 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัย

$$FS = \frac{3593.20}{1000.00} = 3.59 > 3.0$$

เพราะฉะนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 3.5×3.5 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.11 จากตัวอย่างที่ 2.31 จงใช้วิธีของ Vesic ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากที่ ออกแบบ

วิธีทำ ตัวคูณปรับแก้

$$k = \frac{D_f}{B} = 0.5, \quad m = \frac{2+1}{1+1} = 1.5$$

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

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan 35^\circ (1 - \sin 35^\circ)^2 0.5 = 1.127$$

$$\zeta_{qi} = \left(1 - \frac{0.5T}{Q + A c_a \cot \phi} \right)^5 = \left(1 - \frac{1000 \sin 30^\circ}{1000 \cos 30^\circ + (2 \times 2)(0) \cot 35^\circ} \right)^{2.5} = 0.116$$

$$\zeta_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - \left(0.4 \times \frac{3.5}{3.5} \right) = 0.60$$

$$\zeta_{yd} = 1$$

$$\zeta_{yi} = \left(1 - \frac{0.7T}{Q + AC_a \cot \phi}\right)^5 = \left(1 - \frac{1000 \sin 30^\circ}{1000 \cos 30^\circ + (2 \times 2)(0) \cot 35^\circ}\right)^{1.5} = 0.275$$

ดังนั้น กำลังแรงแบกทานของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_u = 0 + [(17.0 \times 0.5 + 9.2 \times 0.5) \times 33.3 \times 1.70 \times 1.127 \times 0.116] + [0.5 \times 9.2 \times 3.5 \times 37.16 \times 0.60 \times 1.0 \times 0.275]$$

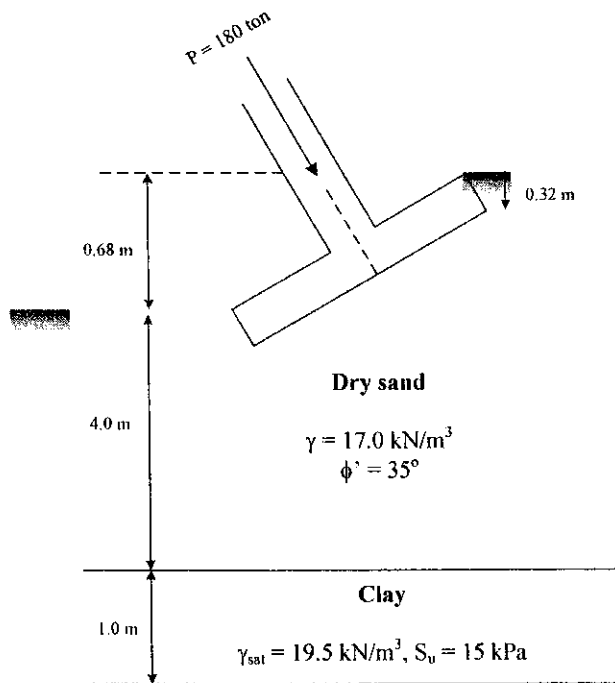
$$q_u = 96.95 + 98.72 = 195.67 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$Q_{ult} = 195.67 \times 3.5 \times 3.5 = 2396.90 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัย

$$FS = \frac{2396.90}{1000.00} = 2.40$$

ตัวอย่างที่ 2.12 จงออกแบบขนาดของฐานรากดินที่ตั้งบนชั้นดินดังรูปที่ 2.32 ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Vesic



รูปที่ 2.32

วิธีทำ สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 2.5×2.5 เมตร

จากทฤษฎี Vesic

$$q_u = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{cd} \zeta_{cd} \zeta_{cd} \zeta_{cd} + qN_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qd} \zeta_{qd} \zeta_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma d}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

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

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

ตัวคูณปรับแก้

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

$$\zeta_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{2.5}{2.5} \tan 35^\circ = 1.700$$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan 35^\circ (1 - \sin 35^\circ)^2 0.13 = 1.255$$

$$\zeta_{cs} = (1 - 0.017 \tan \phi)^2 = (1 - (0.017 \times 20^\circ) \tan 35^\circ)^2 = 0.571$$

$$\zeta_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - \left(0.4 \times \frac{3.5}{3.5}\right) = 0.600$$

$$\zeta_{yd} = 1$$

$$\zeta_{cs} = \zeta_{qd} = 0.571$$

ดังนั้น กำลังแรงแบกทานของดินมีค่าเท่ากับ

$$q_u = 0 + \left[(17.0 \times 0.32) \times 33.3 \times 1.700 \times 1.255 \times 0.571 \right] \\ + \left[\frac{1}{2} \times 17.0 \times 2.5 \times 48.03 \times 0.600 \times 0.571 \right]$$

$$q_u = 220.68 + 349.67 = 570.65 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ตัวอย่างที่ 2.13 ฐานรากแผ่ขนาดกว้าง 1 เมตร ยาว 1.5 เมตร วางที่ความลึก 1 เมตร ในดินทราย ซึ่งมี ความหนา 2.4 เมตร จากผิวดิน มีหน่วยน้ำหนัก 18.4 กิโลปาสกาล มุมเสียดทานภายใน 40 องศา ได้ดิน ทรายเป็นชั้นดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือน (Undrained shear strength) เท่ากับ 19.15 กิโล ปาสกาล จงคำนวณหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากนี้

วิธีทำ คำนวณหาค่า K_s

$$\frac{S_u N_c}{0.5 \gamma B N_y} = \frac{19.15 \times 5.14}{0.5 \times 18.4 \times 1 \times 109.4} = 0.098 \text{ และ } \phi' = 40 \text{ องศา}$$

$$\text{จะได้ } K_s = 2.5$$

กำลังรับแรงแบกทานมีค่าเท่ากับ

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

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

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

ตัวอย่างที่ 2.14 ฐานรากขนาด 1.5×1.0 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินใต้ฐานราก ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวสองชั้น ชั้นแรกหนา 2.0 เมตรจากผิวดิน มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 16.8 กิโลปาสคาล และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 125 กิโลปาสคาล ดินเหนียวชั้นแรกเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีหน่วยน้ำหนัก 16.3 กิโลปาสคาล และกำลังต้านทานแรงเฉือน (Undrained shear strength) เท่ากับ 52 กิโลปาสคาล จงหาน้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานราก กำหนดให้อัตราส่วนปลอดภัย เท่ากับ 4

วิธีทำ อัตราส่วนกำลังต้านทานแรงเฉือนเท่ากับ $\frac{S_{u1}}{S_{u2}} = \frac{125}{52} = 2.40 > 1.0 > 1$ ดังนั้นกำลังรับแรงแบกทานคำนวณได้จาก

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

จากรูปที่ 2.19 สำหรับ $\frac{S_{u2}}{S_{u1}} = 0.42$ จะได้ $\frac{c_u}{S_{u1}} = 0.92$ ดังนั้น $c_u = 115$ กิโลปาสคาล

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

$$q_u = 703.05 \text{ กิโลปาสคาล}$$

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 กำลังรับแรงแบกทานมีค่าเท่ากับ 703.05 กิโลปาสคาล และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ มีค่าเท่ากับ

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

น้ำหนักบรรทุกยอมให้ มีค่าเท่ากับ

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

ตัวอย่างที่ 2.15 จงคำนวณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่รับน้ำหนักบรรทุก ในช่วงเวลา 5 ปี ดังแสดงในรูปที่ 2.33 โดยวิธีของ Schmertmann

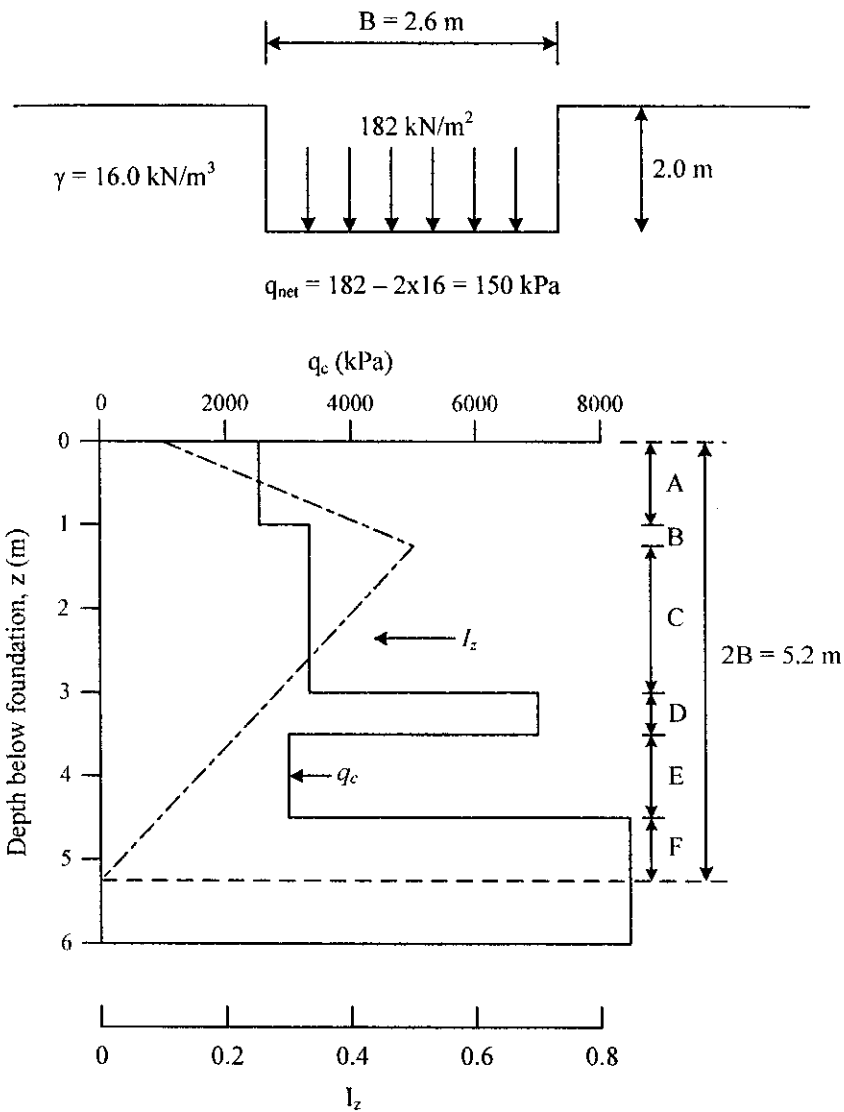
วิธีทำ $q_{net} = 182 - (2 \times 16) = 150$ กิโลปาสคาล

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

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

$$I_z = 0.667I_z(2 - z/B)$$

สำหรับ z อยู่ระหว่าง $B/2$ ถึง B



รูปที่ 2.33

ชั้นดิน	$\Delta z \text{ (มม.)}$	$z \text{ (มม.)}$	$q_c \text{ (กิโลนิวตัน/ตร.ม.)}$	$E_s (= 2q_c)$	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						0.1661

ตัวคูณปรับแก้

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

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

การทรุดตัวในเวลา 5 ปี

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

$$S_t = 0.89 \times 1.34 \times 150 \times 0.1661 = 29.71 \text{ มิลลิเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 2.16 ผลการทดสอบแผ่นฐาน (Plate Bearing Test) รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 305 มิลลิเมตร ที่ระดับฐานแสดงดังต่อไปนี้ การทดสอบในฤดูแล้ง (ดินอยู่ในสภาพแห้ง)

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

จงหาขนาดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ต้องรับน้ำหนักบรรทุกขนาด 980 กิโลปาสกาล โดยเกิดการทรุดตัวไม่เกิน 25 มิลลิเมตร กำหนดให้ใช้สมการของ Terzaghi and Peck ถ้าในฤดูฝนระดับน้ำใต้ดินจะอยู่เหนือระดับฐานราก (พิจารณาในกรณีที่ระยะทรุดเท่ากัน หน่วยแรงแบกทานในฤดูฝนเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงแบกทานในฤดูแล้ง และกรณีที่หน่วยแรงแบกทานเท่ากัน ระยะการทรุดตัวในฤดูฝนเป็นสองเท่าของระยะทรุดในฤดูแล้ง)

วิธีทำ สมมุติดินมีคุณสมบัติเหมือนกันตลอดช่วงความลึก 2 เท่าของความกว้าง จากระดับได้ฐานรากจากผลการทดสอบในฤดูแล้งแปลความเป็นผลการทดสอบแผ่นฐานในฤดูฝนได้ดังนี้

- ก) ที่ระยะทรุดของแผ่นฐานเท่ากัน หน่วยแรงแบกทานในฤดูฝนเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงแบกทานในฤดูแล้ง

น้ำหนักบรรทุก (กน.)	2.5	5	7.5	10	15	20	25
ความต้านกดทับ (กน./ตร.ม)	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

ระยะทรุดตัวของฐานรากสามารถคำนวณได้โดยอาศัยสมการดังนี้

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

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

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 $\frac{980}{3.1^2} = 101.98$ กิโลนิว

ตัน จากการเทียบบัญญัติไตรยางค์ จะได้การทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบและฐานรากมีค่าเท่ากับ

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

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

ดังนั้น เลือกขนาดฐานรากเท่ากับ 3.2×3.2 เมตร

ข) ที่หน่วยแรงแบกทานของแผ่นฐานเท่ากัน ระยะการทรุดตัวในฤดูฝนเป็นสองเท่าของระยะการทรุดตัวในฤดูแล้ง

น้ำหนักบรรทุก (กน.)	5	10	15	20	30	40	50
ความเค้นกดทับ (กน./ตร.ม.)	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

สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.1×3.1 เมตร ความเค้นกดทับเท่ากับ $\frac{980}{3.1^2} = 101.98$ กิโลนิวตัน

จากการเทียบบัญญัติไตรยางค์ จะได้การทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบและฐานรากมีค่าเท่ากับ

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

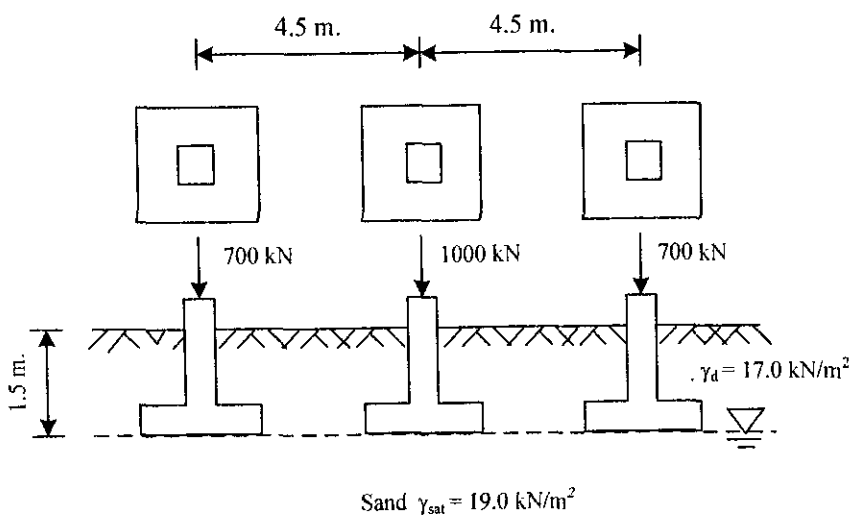
$$\Delta_{footing} = 7.22 \left(\frac{2 \times 3.1}{3.1 + 0.3} \right)^2 = 24.01 \text{ มิลลิเมตร (น้อยกว่า 25 มิลลิเมตร)}$$

ดังนั้น เลือกฐานรากขนาด 3.1×3.1 เมตร

แบบฝึกหัดท้ายบท

1. ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นทรายละเอียดที่ระดับความลึก 1.5 เมตร จากผิวดิน มุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าเท่ากับ 30 องศา อัตราส่วนโพรงและความถ่วงจำเพาะของดิน

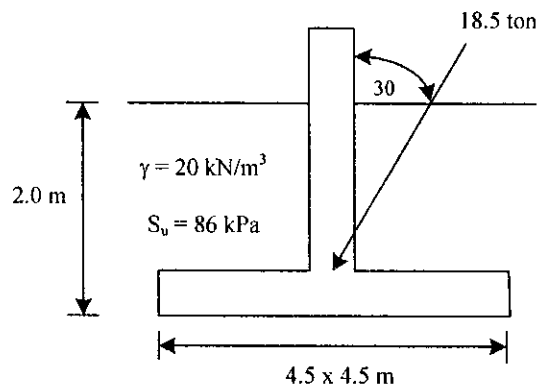
- เท่ากับ 0.60 และ 2.70 ตามลำดับ ฐานรากนี้รับน้ำหนักบรรทุกขนาด 2000 กิโลนิวตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยเมื่อ
- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากมาก
 - ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับฐานราก
 - ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน
 - ระดับน้ำอยู่ใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน และมีความลาดเชิงชลศาสตร์ในทิศทางพุ่งขึ้นเท่ากับ 0.5
- จงใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ในการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานรากกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.52 เมตร ที่ระดับ 1.22 เมตร จากผิวดิน ดินใต้ฐานเป็นชั้นดินแข็งมีคุณสมบัติด้านกำลัง ดังนี้ ค่าความเชื่อมแน่นเท่ากับ 48 กิโลปาสคาล และมุมเสียดทานระหว่างเม็ดดิน 25 องศา และมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมากๆ เมื่อกำหนดอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0 (913 กิโลนิวตัน)
 - ฐานรากแผ่นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสรับน้ำหนักบรรทุก 900 กิโลนิวตัน วางที่ระดับลึก 1.5 เมตร ในทรายร่วนแห้งซึ่งมีหน่วยน้ำหนัก 16.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังด้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนมีค่าดังนี้ ค่าความเชื่อมแน่น (c') เท่ากับ 0 และมุมเสียดทานภายใน (ϕ') เท่ากับ 34 องศา จงออกแบบขนาดฐานรากโดยให้มีอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0
 - จงหาขนาดของฐานแผ่ในชั้นทรายแต่ละฐาน ดังรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.34

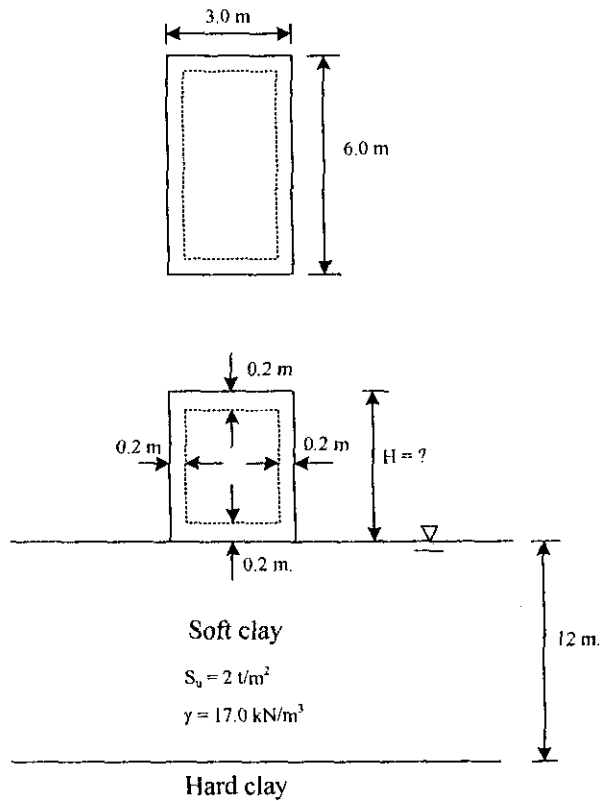
- ฐานรากขนาด 5×5 เมตร วางที่ 2.5 เมตรจากผิวดิน ในชั้นทรายแน่น ดินทรายใต้ฐานมีค่าหน่วยน้ำหนัก 20.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มีค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Number, N_{60}) เท่ากับ 30 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมาก ฐานรากนี้รับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง 135 ตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย

6. ฐานรากคอนกรีตสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3 เมตร และหนา 2 เมตร ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียว ทำการเพิ่มน้ำหนักบนฐานรากนี้อย่างช้าๆ ที่จุดกึ่งกลางของฐานจนกระทั่งดินเกิดการวิบัติ น้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ 3930 กิโลนิวตัน จงคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และขนาดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0 โดยที่หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวและคอนกรีตเท่ากับ 19 และ 22.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ
7. การทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของทรายแห้ง (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากฐานรากมาก) ด้วยฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.5 เมตร ที่ระดับความลึก 1.0 เมตร จากผิวดิน ผิวน้ำด้านข้างของฐานรากเรียบมาก ดังนั้น ความเสียดทานด้านข้างสามารถพิจารณาว่าเป็นศูนย์ การวิบัติในชั้นทรายเกิดขึ้นที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 180 กิโลนิวตัน หน่วยน้ำหนักของทรายในสภาพแห้งและเปียกมีค่าเท่ากับ 15 และ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ จงคำนวณกำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ (Allowable bearing capacity) ของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 5.0 เมตร ที่ระดับความลึก 3 เมตร ในชั้นทรายนี้ โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับพารามิเตอร์กำลังเท่ากับ 1.5 และถ้าต่อมาระดับน้ำใต้ดินเพิ่มขึ้นถึงระดับผิวดินจนทำให้ดินทรายนี้อิ่มตัวด้วยน้ำ ท่านคิดว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ได้อย่างไร
8. ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 4.5×4.5 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกทุก 18.5 ตัน ดังรูป 2.35 จงหาค่าอัตราส่วนปลอดภัย



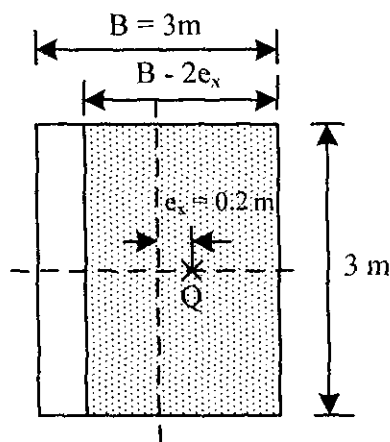
รูปที่ 2.35

9. จากรูปที่ 2.36 จงหา
- กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินฐานราก
 - ความสูงของน้ำในถังเก็บน้ำ ที่ทำให้อัตราส่วนปลอดภัยของดินฐานรากมีค่าเท่ากับ 3.0 ถ้า γ_{concrete} เท่ากับ 2.4 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และ γ_u เท่ากับ 1 ตันต่อลูกบาศก์เมตร



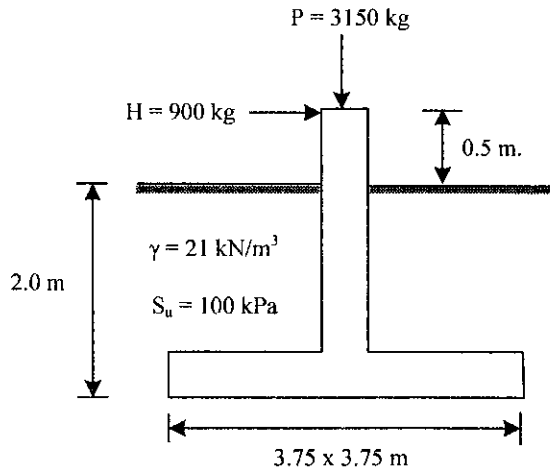
รูปที่ 2.36

8. ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 3×3 เมตร วางที่ความลึก 1.5 เมตรจากผิวดิน ฐานรากนี้รับน้ำหนักจาก โครงสร้าง 40 ตัน กระทำเชิงศูนย์ ดังรูปที่ 2.37 กำหนดให้ดินใต้ฐานมีค่าหน่วยน้ำหนัก 20.8 กิโล นิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดิน 1 เมตร จงหาค่าอัตราส่วนปลอดภัย



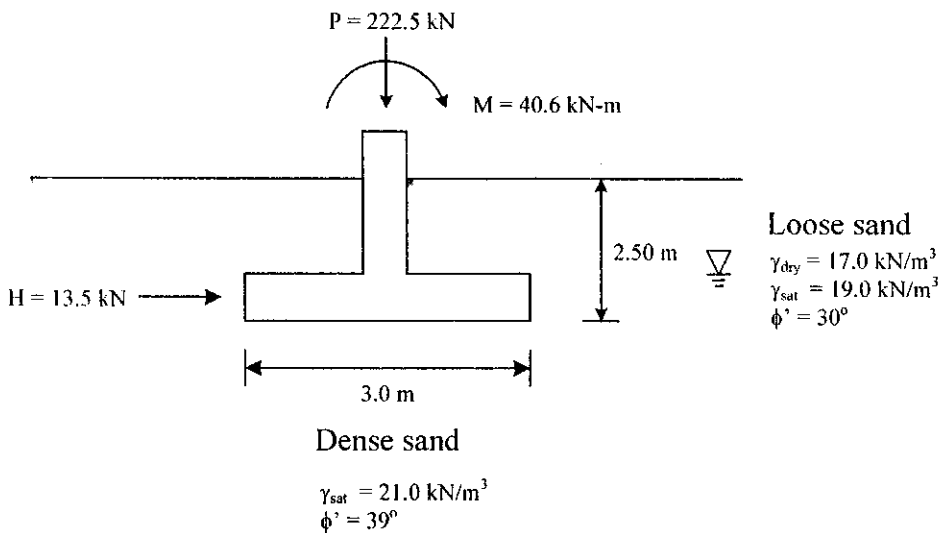
รูปที่ 2.37

9. จากรูปที่ 2.38 จงคำนวณหาค่ารับแรงแบกทานประลัยของดิน



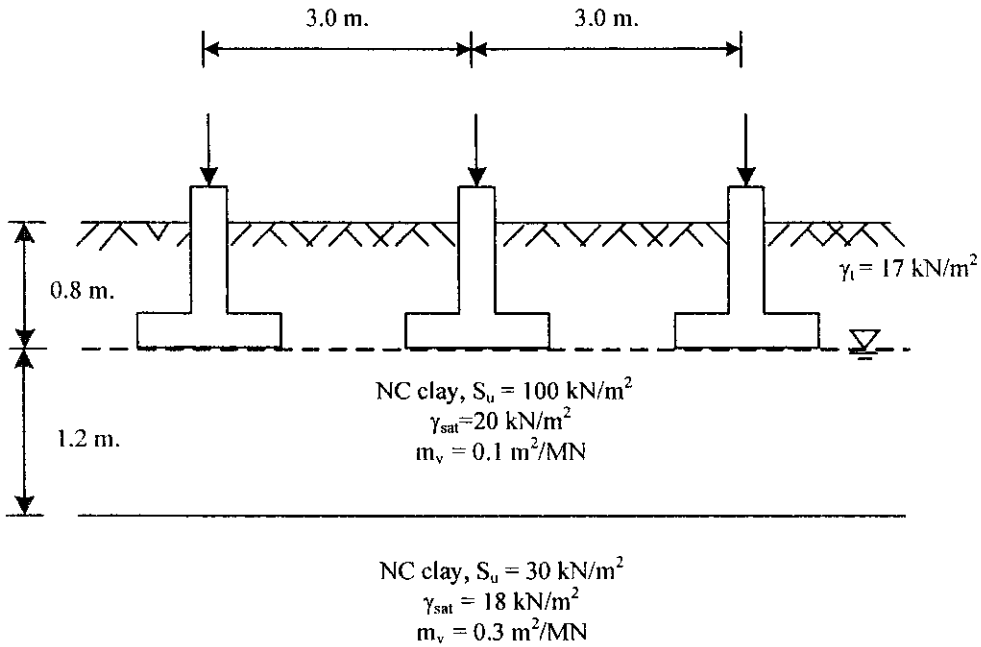
รูปที่ 2.38

10. ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 2.5×3.0 เมตร รับน้ำหนักบรรทุก แรงในแนวนอน และโมเมนต์ ดังแสดงในรูป 2.39 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก 2.0 เมตร จากผิวดิน จงเขียนการกระจายแรงดันดินใต้ฐานราก และหาอัตราส่วนปลอดภัย



รูปที่ 2.39

11. จงหาขนาดของฐานรากแผ่ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 250 กิโลนิวตัน และน้ำหนักบรรทุกใช้งาน 175 กิโลนิวตัน ดังรูป 2.40



รูปที่ 2.40

เอกสารอ้างอิง

สุขสันต์ หอพิบูลสุข รุ่งลาวัลย์ ราชัน และวรรัช เกษกัน (2546). สาเหตุการวิบัติของอาคารหอพักสุรนิเวศ 9. งานสัมมนา วิศวกรรมฐานราก '46. หน้า 203-214.

Alpan , I. (1964), "Estimating the settlement of foundations on sand", *Civil Engineering and Public Works Review*, 59: 1415-1418.

Canadian Geotechnical Society (1985), *Canadian Foundation Engineering Manual*, (2nd edition).

Cudoto, D.P. (2001), *Foundation Design: Principle and Practice*, Prentice Hill, New Jersey.

DeBeer, E.E. (1970), "Experimental determination of shape factor and bearing capacity factors of sand" *Geotechnique*, Vol 20, No 4, 387-411.

DeBeer, E.E. and Vesic, A.S. (1958), "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations directes etablies en surface", *Ann. Trav. Publics Belg.*, Vol 59, No 3.

Hansen, J.B. (1970), "A revised and extended formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute, *Bulletin*, No 28, Copenhagen.

Meyerhof, G.G. (1953), "The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined load", *Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 440-445.

- Meyerhof, G.G.** (1953), "Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 82(1): 1-19.
- Meyerhof, G.G.**, (1963), "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 1, 16-26.
- Meyerhof, G.G.**, and **Henen, A.M.** (1978), "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soil under inclined load", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 15, No 4, pp 565-572.
- Peck, R.B.**, **Hanson, W.E.**, **Thornburn, T.H.** (1974), *Foundation Engineering*, New York, John Wiley.
- Prandtl, L.** (1921), "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden", *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, Basel, Switzerland, Vol 1 No 1 pp15-20.
- Schmertmann, J.H.**, **Hartman, J.P.**, and **Brown, P.R.** (1978), "Improved strain influence factor diagrams", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104: 1131-1135.
- Terzaghi, K.** (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- U.S. Army Corps of Engineers** (1992), Engineering and design bearing capacity of soil, *Engineering Manual 1110-1-1905*.
- Vesic, A.S.** (1973), "Analysis of ultimate loads on shallow foundation", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol 99, No SM1, pp 45-73.
- Vesic, A.S.** (1975), "Bearing capacity of shallow foundations", *Foundation Engineering Handbook*, 121-147.

บทที่ 3 ฐานรากลึก : ทฤษฎีและออกแบบ (DEEP FOUNDATIONS : THEORY AND DESIGN)

3.1 บทนำ

ฐานรากลึก คือฐานรากที่ใช้เสาเข็มทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักหรือแรงผ่านสู่ชั้นดินในลักษณะแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม (Skin Friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) เราสามารถแบ่งประเภทของเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภทหลักๆ ตามลักษณะการรับน้ำหนักได้ดังนี้ เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย (Friction/Floating pile) คือเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ และเสาเข็มคาน คือเสาเข็มที่มีแรงต้านที่ปลายเสาเข็มสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึกอธิบายได้อย่างคร่าวๆ ดังนี้

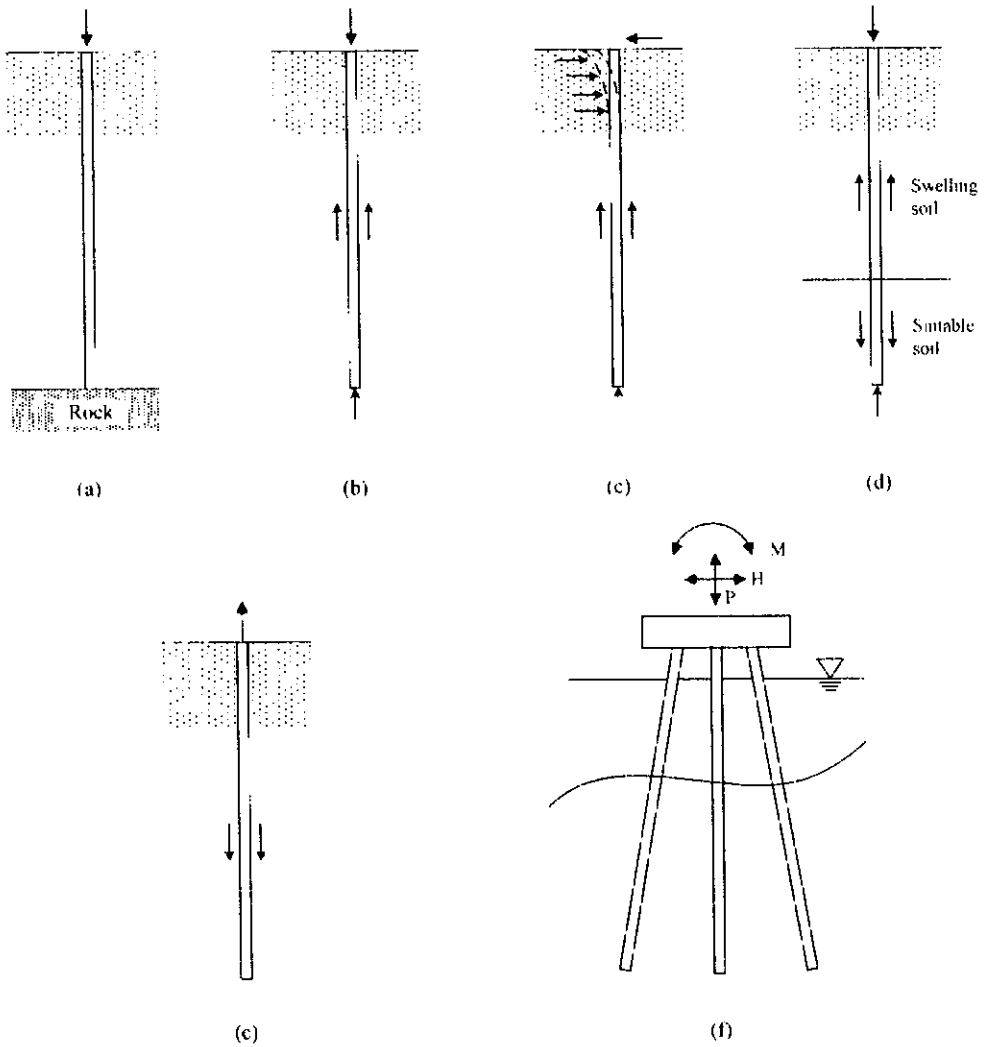
ก) เมื่อดินที่ระดับตื้นมีกำลังรับน้ำหนักไม่พอที่จะรองรับโครงสร้างได้ และ/หรือมีค่าการยุบอัดตัวมาก (High compressibility) และดินที่มีความแข็งแรงเหมาะสมที่จะรองรับโครงสร้างอยู่ในระดับลึก (มากกว่า 5 เมตร) จึงต้องเลือกใช้ฐานรากลึก ซึ่งมีเสาเข็มรับน้ำหนักจากโครงสร้างผ่านชั้นดินที่ไม่เหมาะสมในระดับตื้นลงสู่ชั้นดินระดับลึกที่เหมาะสม รูปที่ 3.1a แสดงชนิดของฐานรากลึกที่มีปลายเสาเข็มหยั่งลงบนชั้นดินแข็ง (เสาเข็มคาน) และรูปที่ 3.1b แสดงชนิดของฐานรากเสาเข็มที่รองรับน้ำหนักของโครงสร้างในรูปของแรงเสียดทานรอบพื้นที่ผิวของเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ (เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย)

ข) เมื่อฐานรากต้องรับแรงในแนวนอน (Horizontal Forces) ควรเลือกฐานรากลึกเพื่อต้านทานโมเมนต์ที่จะเกิดขึ้นในฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 3.1c ยกตัวอย่างเช่น กำแพงกันดิน และโครงสร้างสูงที่รับแรงลม เป็นต้น

ค) เมื่อพบชั้นดินบางช่วงเป็นดินขยายตัว (Expansive soil) ซึ่งเป็นดินที่มีคุณสมบัติบวมตัว (Swelling) เมื่อปริมาณความชื้นในดินมีค่าสูง และหดตัว (Shrinkage) เมื่อสูญเสียความชื้น ควรเลือกฐานรากลึกเพื่อหลีกเลี่ยงการถ่ายน้ำหนักโครงสร้างลงสู่ดินประเภทนี้ ในทำนองเดียวกัน เมื่อพบดินยุบตัว (Collapsible soil) ซึ่งโครงสร้างของดินถูกทำลายได้เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น อันเป็นผลทำให้เกิดการหดตัวในดินอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 3.1d

ง) เมื่อฐานรากต้องรับแรงดึงขึ้น (Tension or uplift force) หรือต้องต้านทานการพลิกคว่ำของอาคาร (Overturning) ควรเลือกเป็นฐานรากลึกเพื่อต้านทานแรงดังกล่าว ดังแสดงในรูปที่ 3.1e

จ) เมื่อตำแหน่งของโครงสร้างอยู่นอกชายฝั่งทะเล (เช่น สะพาน) ต้องเลือกฐานรากเสาเข็มเพื่อถ่ายน้ำหนักโครงสร้าง แรงในแนวนอนเนื่องจากกระแสน้ำและแรงกระแทกของเรือ ผ่านชั้นน้ำลงสู่ดินในระดับล่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.1f ในการออกแบบฐานรากดังกล่าว ต้องพิจารณาการกัดเซาะของดินซึ่งจะทำให้น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวดิ่งและแนวนอนมีค่าลดลง



รูปที่ 3.1 ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึก

3.2 ประเภทของเสาเข็ม

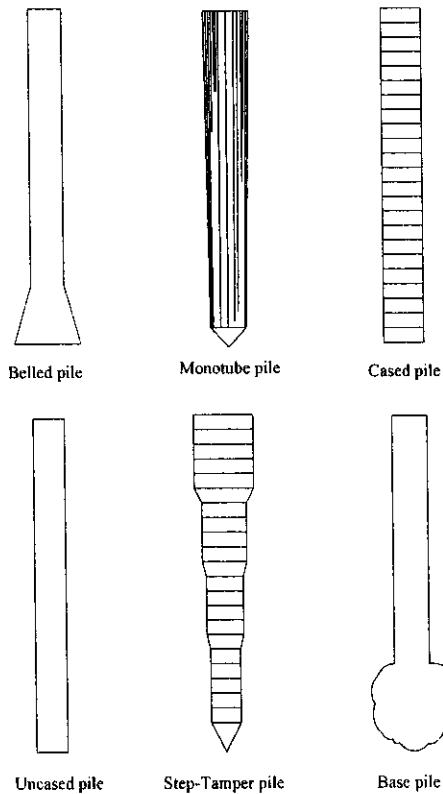
เสาเข็มอาจจำแนกตามชนิดของวัสดุ วิธีการผลิต หรือวิธีการก่อสร้างได้ดังนี้

ก. จำแนกตามชนิดของวัสดุ ได้แก่ เสาเข็มไม้ เสาเข็มคอนกรีต เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กและลวดอัดแรง เสาเข็มเหล็กรูปพรรณ และเสาเข็มประกอบ เช่น เหล็ก รูปพรรณชนิดท่อกลมที่เติม (Filled) ด้วยคอนกรีต หรือเสาเข็มคอนกรีตที่มีแกนเหล็กรูปพรรณ เป็นต้น

ข. จำแนกตามวิธีการผลิต ได้แก่ เสาเข็มหล่อในที่ (Cast-in-situ piles) และเสาเข็มสำเร็จรูป (Precast or Prefabricated piles) ซึ่งอาจเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือเสาเข็มคอนกรีตอัดแรง

ค. จำแนกตามวิธีการก่อสร้าง ได้แก่ เข็มเจาะ (Bored piles) เข็มคอก (Driven piles) เข็มเจาะเสียบ (Pre-auger piles) เสาเข็มเหล็กชนิดหลายท่อน หรือท่อนค่อแบบคดหรือสั่นสะเทือน (Vibrating or Ramming) เป็นต้น ในบางครั้งอาจประยุกต์ใช้วิธีการ และงานโครงสร้างได้ดินมาใช้ทำฐานรากชนิด

พิเศษ เช่น Barrete ซึ่งมีลักษณะเป็นแท่ง หรือผนังที่เหลื่อมคล้าย Diaphragm Wall รูปที่ 3.2 แสดงเสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่จำแนกตามวิธีการก่อสร้าง



รูปที่ 3.2 เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่จำแนกตามวิธีการก่อสร้าง

ง. จำแนกตามการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม ได้แก่ เสาเข็มเคลื่อนตัวมาก (Very large displacement pile) (เสาเข็มตอกปลายปิด) เสาเข็มเคลื่อนตัวน้อย (Small displacement pile) (เสาเข็มตอกปลายเปิดและเสาเข็มตอกรูปตัว H) และเสาเข็มไม่มีการเคลื่อนตัว (No displacement pile) (เสาเข็มเจาะ)

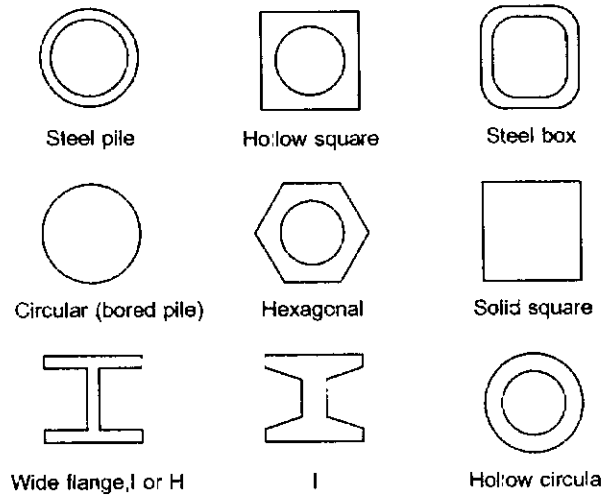
3.3 เสาเข็มตอก

เสาเข็มตอกส่วนใหญ่จะเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete pile) หรือคอนกรีตอัดแรง (Pre-stressed pile) หน้าตัดของเสาเข็มตอกที่นิยมใช้กันในปัจจุบันแสดงดังรูปที่ 3.3 การติดตั้งกระทำโดยใช้ตุ้มน้ำหนัก เสาเข็มตอกเป็นเสาเข็มที่ได้รับความนิยมมาก เนื่องจากการติดตั้งกระทำได้อย่างง่ายดายและมีราคาต่ำ

ข้อดีของเสาเข็มตอกมีดังนี้

- ตรวจสอบคุณภาพของ โครงสร้างในเสาเข็มได้ก่อนตอกเสาเข็ม

- การตอกเสาเข็มจะทำให้ความหนาแน่นของดินเม็ดหยาบเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น
- ไม่มีผลกระทบต่อวิธีการก่อสร้างจากน้ำใต้ดิน



รูปที่ 3.26 รูปหน้าตัดของเสาเข็มชนิดต่างๆ

ข้อเสียของเสาเข็มตอกมีดังนี้

- ทำให้เกิดความสั่นสะเทือน เนื่องมาจากการตอกเสาเข็ม และเป็นผลทำให้เกิดการขุดตื้นสูงขึ้นของผิวดินใกล้เคียง ซึ่งอาจเป็นอันตรายต่อโครงสร้างในบริเวณนั้นได้
- ทำให้เกิดความเสียหายต่อเสาเข็ม ถ้าตอกเสาเข็มแรงเกินไป

3.3.1 ระบายของค้ำน้ำหนักที่ใช้ตอกเสาเข็ม

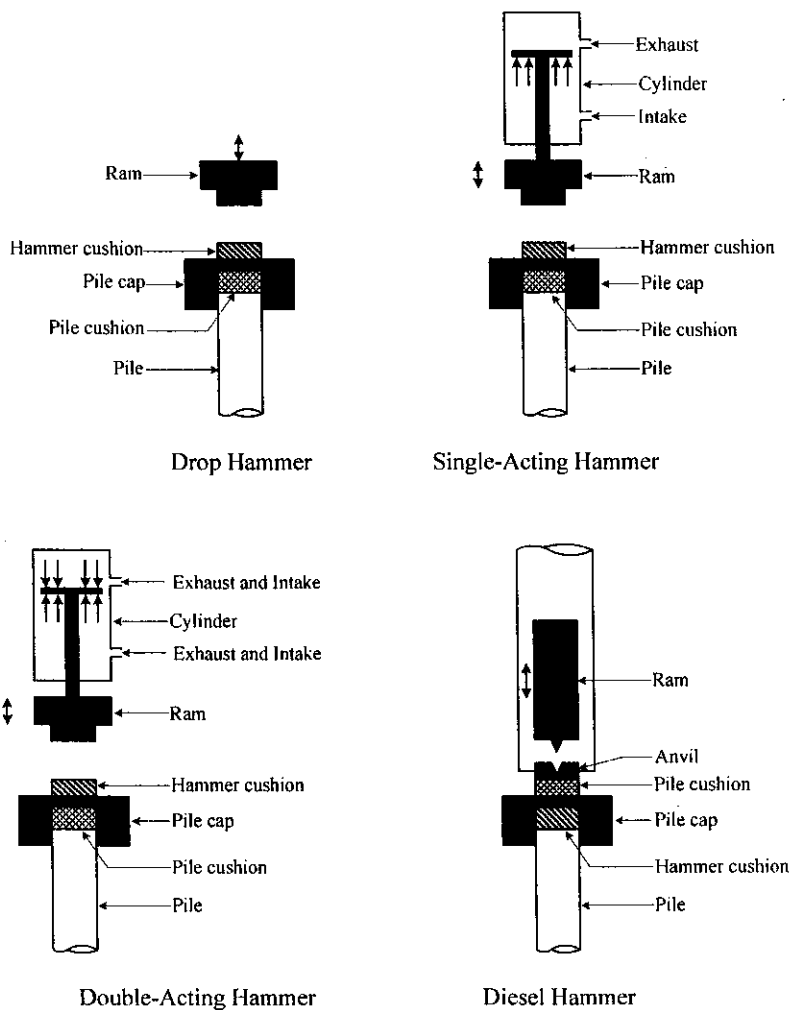
ค้ำน้ำหนักที่ใช้ในการตอกเสาเข็มแบ่งออกได้เป็น 4 ชนิด (ดูรูปที่ 3.4)

ก) Drop Hammer เป็นชนิดที่ได้รับความนิยมต่อเนื่องมาเป็นระยะเวลาอันยาวนานจนถึงปัจจุบัน ประกอบด้วยค้ำน้ำหนัก (ขนาดตั้งแต่ 2.5 - 12 ตัน) โยงยึดกับเครื่องกว้านด้วยสลิงและรอก การตอกที่ได้โดยใช้เครื่องกว้านดึงค้ำน้ำหนักให้ยกตัวสูงขึ้นตามระยะที่ต้องการ แล้วปล่อยให้ตกกระทบบนเสาเข็มอย่างอิสระ (Free drop) ค้ำน้ำหนักประเภทนี้ใช้ตอกเสาเข็มได้ทุกประเภท มีค่าใช้จ่ายต่ำ แต่ประสิทธิภาพในการส่งถ่ายพลังงานไปยังเสาเข็มค่อนข้างต่ำ (เกิดการสูญเสียพลังงานมาก)

ข) Single-Acting Hammer เป็นป็นจันที่ใช้ไอน้ำ (Steam) แรงอัดอากาศ (Air pressure) หรือแรงดันไฮดรอลิก (Hydraulic pressure) ยกค้ำน้ำหนักขึ้นสูงตามต้องการ แล้วปล่อยให้ตกกระทบบนเสาเข็มอย่างอิสระ ป็นจันประเภทนี้มีค้ำน้ำหนัขนาดตั้งแต่ 2.5 - 20 ตัน และใช้ตอกเสาเข็มได้ทุกประเภท มีประสิทธิภาพสูง

ค) Double-Acting Hammer เป็นปั้นจั่นที่ใช้ไอน้ำ แรงอัดอากาศ หรือแรงดันไฮดรอลิก ในการยกตุ้มน้ำหนักขึ้นและเร่งความเร็วในการตอกกระแทก ปั้นจั่นชนิดนี้จึงมีประสิทธิภาพสูงมาก และมีขนาดเล็กกว่า Single-Acting Hammer

ง) Diesel Hammer ทำงานโดยการอัดฉีดน้ำมันเข้าไปในห้องเผาไหม้ในขณะที่ตุ้มน้ำหนักกำลังตอกกระแทกเสาค้ำ ทำให้เกิดการจุดระเบิดส่วนผสมระหว่างอากาศและน้ำมัน คั้นให้ตุ้มน้ำหนักเคลื่อนที่กลับขึ้นไปยังตำแหน่งเดิม ปั้นจั่นประเภทนี้ไม่เหมาะสมกับการตอกเสาค้ำในชั้นดินอ่อนที่หนามาก เนื่องจากการจุดระเบิดเกิดได้อย่างไม่เต็มที่ (เสาค้ำเคลื่อนตัวมาก) ปั้นจั่น Diesel Hammer ที่มีใช้ในประเทศไทย (ขนาด 1.8 - 4.5 ตัน) จึงไม่เหมาะที่จะใช้ในการตอกเสาค้ำขนาดใหญ่



รูปที่ 3.4 ชนิดของตุ้มน้ำหนัก (Hammer type)

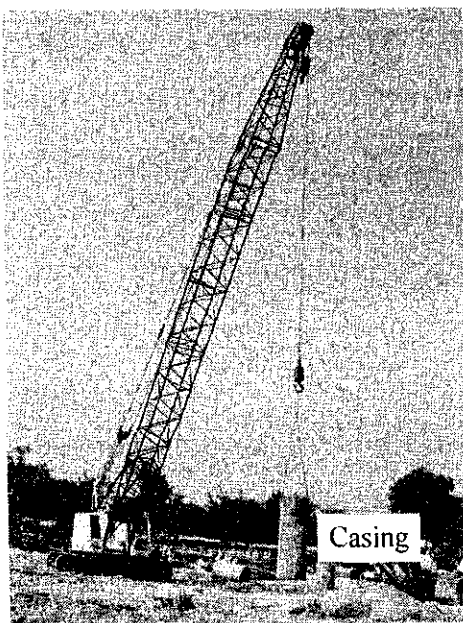
3.4 เสาค้ำเจาะแข็ง

เสาค้ำประเภทนี้เป็นเสาค้ำอีกประเภทที่นิยมอย่างมาก เสาค้ำประเภทนี้มีความแตกต่างจากเสาค้ำตอกตรงที่เสาค้ำประเภทนี้เป็นเสาค้ำที่หล่อในที่ การติดตั้งเสาค้ำประเภทนี้ทำได้กับเฉพาะดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง เหมาะสำหรับบริเวณที่มีระดับน้ำใต้ดินต่ำมาก และเป็นดินที่มีความเชื่อม

แน่น (Cohesion) เช่น ดินเหนียว หรือดินทรายปนดินเหนียว ความเชื่อมแน่นจะป้องกันไม่ให้หลุมเจาะพังทลาย วิธีการนี้เหมาะสำหรับดินในแถบภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ซึ่งมีความแข็งแรงมากและไม่สามารถทำการตอกเสาเข็มให้ได้ความลึกตามต้องการ แต่อย่างไรก็ตาม วิธีการดังกล่าวสามารถประยุกต์ใช้กับดินเหนียวอ่อนในแถบกรุงเทพมหานครและปริมณฑล แต่ต้องระวังมิให้ทำการเจาะลึกจนถึงชั้นดินทราย อันจะเป็นสาเหตุให้เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ เนื่องจากปรากฏการณ์ทรายเดือด (Boiling) ในชั้นทราย ขั้นตอนการทำงานจะอธิบายในหัวข้อถัดไป

ผู้เขียนขอแนะนำเสนอขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะแห้งความยาว 9.0 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลาง 80 และ 100 เซนติเมตร ของอาคารปฏิบัติการปรีคลินิก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเป็นดินตะกอนปนดินเหนียวและระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับปลายเสาเข็มมาก ขั้นตอนการทำงานสามารถสรุปอย่างคร่าวๆ ได้ดังนี้

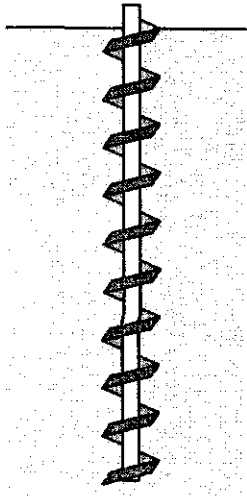
1. ติดตั้งปลอกเหล็กความยาวประมาณ 1 – 2 เมตร เพื่อป้องกันหลุมพัง เนื่องจากดินที่ปากหลุมจะมีความเค้นประสิทธิผลต่ำ ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าค่อนข้างต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 3.5



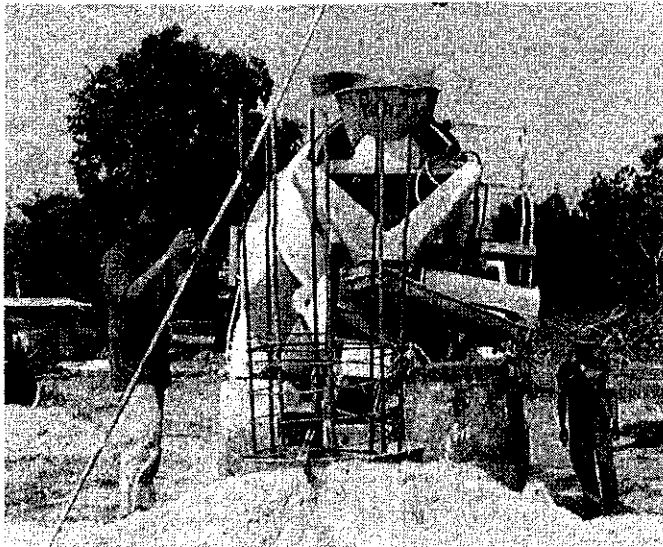
รูปที่ 3.4 การยกและติดตั้งปลอกเหล็ก

2. เจาะหลุมเจาะโดยใช้หัวเจาะ (Drill rig) จนถึงความลึกที่ต้องการ หัวเจาะจะมีลักษณะเป็นเกลียว ในขณะที่เจาะดินจะตักขึ้นมาตามเกลียว ดังนั้นจึงต้องยกหัวเจาะขึ้นเมื่อดินตักเต็มเกลียวเพื่อสกัดดินออก และทำการเจาะต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.6

3. ใส่เหล็กแกน โดยพื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กแกนทั้งหมดต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของหน้าตัดเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.7

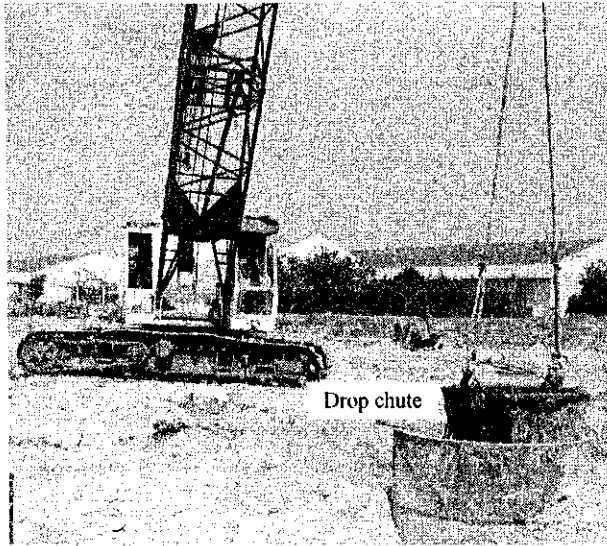


รูปที่ 3.6 การเจาะเสาเข็มเจาะแห้ง

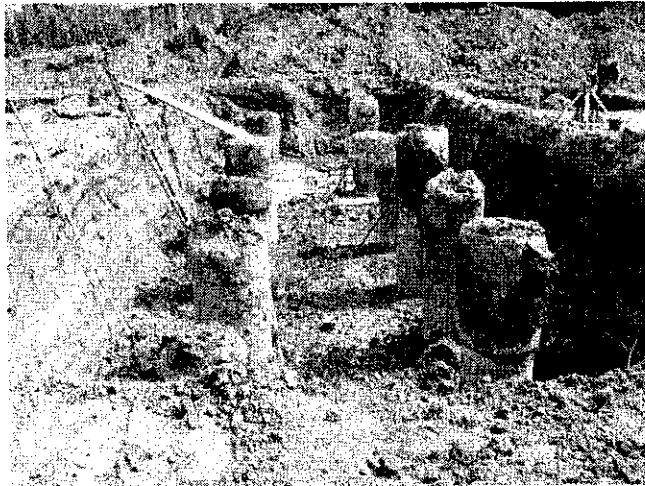


รูปที่ 3.7 การจัดเหล็กแกนเสาเข็ม

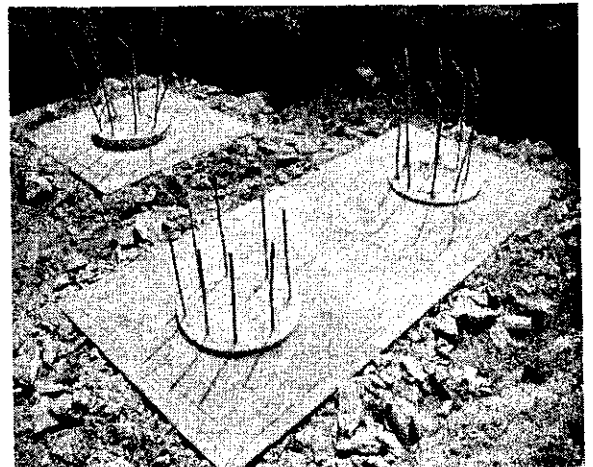
4. เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะโดยใช้ท่อ Drop chute ดังแสดงในรูปที่ 3.8
5. ขุดเปิดหน้าดินจนถึงระดับฐานรากโดยประมาณ ดังแสดงในรูปที่ 3.9
6. เททรายปรับระดับและคอนกรีตหยาบหนาประมาณ 5-10 เซนติเมตร เมื่อคอนกรีตหยาบแข็งตัวประมาณ 2-3 วัน ทำการทุบหัวเสาเข็ม และทำความสะอาด ดังแสดงในรูปที่ 3.10
7. ตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มทุกต้นด้วยวิธีการวัดคลื่น (Seismic test) ดังแสดงในรูปที่ 3.11
8. ประกอบแบบเหล็กและใส่เหล็กเสริม เพื่อเตรียมเทคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.12
9. ใส่เหล็กเสริมเสาตอม่อ และเทคอนกรีต ฐานรากที่หล่อแล้วเสร็จ และพร้อมประกอบเสาตอม่อแสดงดังรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.8 การเทคอนกรีตในหลุมเจาะ



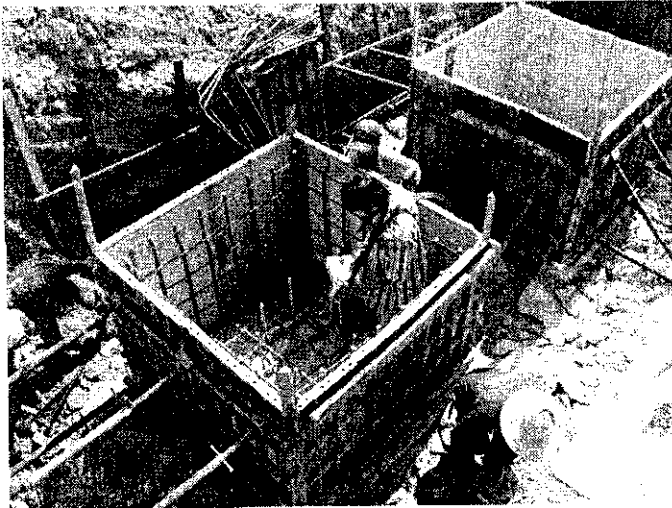
รูปที่ 3.9 การขุดเปิดหน้าดิน



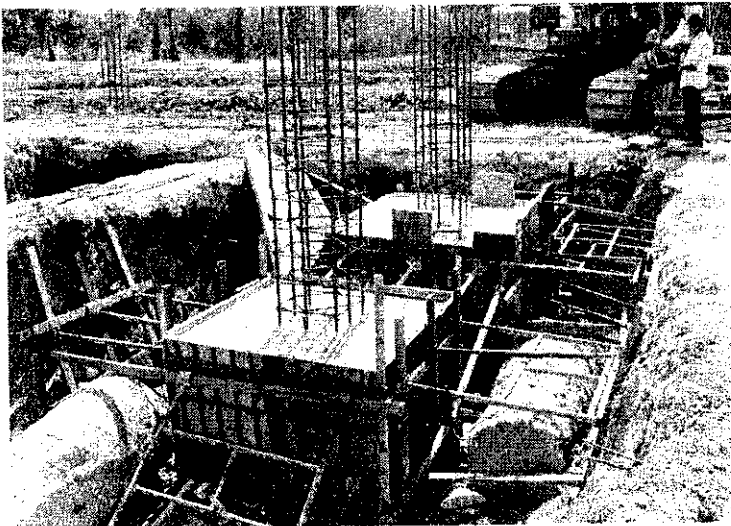
รูปที่ 3.10 การทาบหัวเสาเข็ม



รูปที่ 3.11 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธีการวัดคลื่น



รูปที่ 3.12 การประกอบแบบเหล็กและไม้เหล็กเสริม



รูปที่ 3.12 ฐานรากเสาเข็มพร้อมเหล็กเสาดอมือ

ข้อดีเสาเข็มเจาะแห้ง

1. ขั้นตอนการทำงานไม่ก่อให้เกิดมลพิษทางเสียงและการสั่นสะเทือน แก้อาคารและบ้านเรือนที่อยู่ใกล้เคียงบริเวณก่อสร้าง
2. วิศวกรสามารถสังเกตเห็นลักษณะชั้นดินและการเปลี่ยนแปลงของชั้นดินขณะที่เจาะหลุม
3. ผู้รับจ้างสามารถเปลี่ยนขนาดและความยาวของเสาเข็มเจาะให้สอดคล้องกับสภาพดินในบางพื้นที่ที่มีความแตกต่างจากข้อมูลที่ได้จากหลุมสำรวจ
4. ฐานรากเสาเข็มสามารถเจาะทะลุชั้นกรวดขนาดใหญ่หรือแม้แต่หินได้

ข้อด้อยการเสาเข็มเจาะแห้ง

1. การก่อสร้างและควบคุมงานที่ไม่ดีจะทำให้ได้เสาเข็มที่มีคุณภาพต่ำ และส่งผลให้เสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบได้
2. เสาเข็มเจาะจะมีความเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็มน้อยกว่าเสาเข็มตอก เนื่องจากการตอกเสาเข็มจะทำให้ดินเคลื่อนตัวออกด้านข้าง ส่งผลให้แรงดันดินด้านข้างในดินเพิ่มขึ้น ในขณะที่ การทำเสาเข็มเจาะจำเป็นต้องขุดดินออก ทำให้แรงดันดินด้านข้างมีค่าเท่าเดิมหรือน้อยลง
3. แรงดันทานที่ปลายเสาเข็มของเสาเข็มเจาะจะมีค่าน้อยกว่าเสาเข็มตอก เนื่องจากการตอกเสาเข็มทำให้ดินที่ปลายเข็มแน่นขึ้น

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดินเกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

การทำเสาเข็มเจาะที่มีความยาวเสาเข็มมาก มีความจำเป็นอย่างมากสำหรับอาคารสูง หรือ โครงสร้างที่รับน้ำหนักบรรทุกสูง เนื่องจากการประหยัดอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้เสาเข็มหลายต้น ตัวอย่างเช่น อาคารสูงหลายอาคารในแถบกรุงเทพมหานครใช้เสาเข็มเจาะที่มีความยาวมากถึง 40-60 เมตร แต่อย่างไรก็ตาม ดังได้กล่าวแล้วในหัวข้อ 3.3 ว่าเสาเข็มเจาะแห้งเหมาะสมกับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive soil) ที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง ซึ่งชั้นดินในแถบกรุงเทพมหานครเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน นอกจากนี้แล้ว ยังมีชั้นทรายหนาแทรก ดังนั้น การทำเสาเข็มเจาะแห้งที่มีความยาวทะลุชั้นทรายจึงไม่เหมาะสม ปัญหาที่จะเกิดในชั้นทรายคือการพังทลายของหลุมเจาะ (Caving) ก่อนและขณะเทคอนกรีต และส่วนในชั้นดินเหนียวอ่อนอาจเกิดการปูดบวมขณะเทหรือหลังเทคอนกรีต รูปที่ 3.14 แสดงการเสียรูปของเสาเข็มเจาะในชั้นทราย

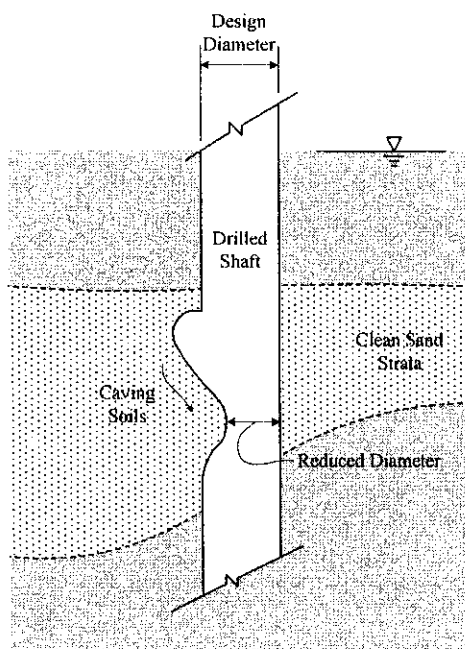
วิธีการแก้ปัญหาการเสียรูปของเสาเข็มสามารถกระทำได้สองแบบ คือการใช้ปลอกเหล็กหรือการใช้ของเหลวสำหรับการเจาะ (Drilling fluid) เช่น สารละลายเบนโทไนด์หรือสารละลายโพลิเมอร์ วิธีการใช้ปลอกเหล็กแสดงดังรูปที่ 3.15 และสามารถอธิบายได้ดังนี้

1. เจาะหลุมจนถึงชั้นดินที่มีปัญหา (ดินเหนียวอ่อนหรือทรายสะอาด)

2. กดปลอกเหล็กลงในหลุมเจาะจนทะลุชั้นดินที่มีปัญหา การกดปลอกเหล็กอาจใช้ระบบต้นเสาเทียม ดังแสดงในรูปที่ 3.8a เส้นผ่านศูนย์กลางของปลอกเหล็กโดยทั่วไปจะประมาณ 50 ถึง 150 มิลลิเมตร

3. ใช้หัวเจาะที่มีขนาดเล็กกว่าปลอกเหล็ก เจาะหลุมผ่านปลอกเหล็กจนถึงระดับความลึกที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.8b

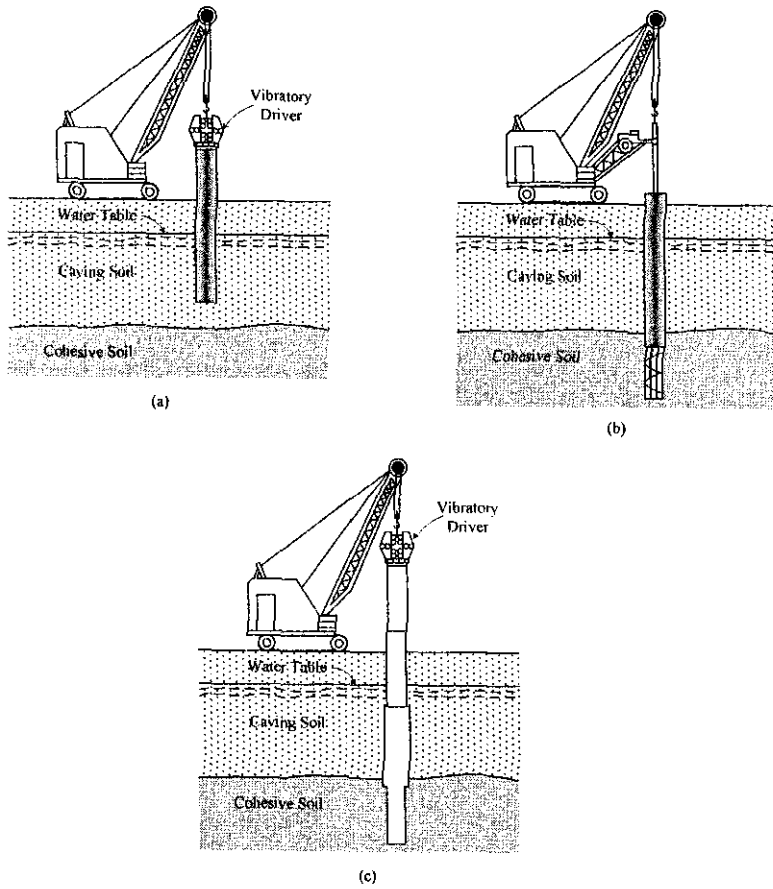
4. ใส่เหล็กเสริมเหล็กเสริมและเทคอนกรีต พร้อมทั้งยกปลอกเหล็กขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.8(c) ชั้นคอนกรีตต้องใช้ความระมัดระวังอย่างมาก เนื่องจากการยกปลอกเหล็กขึ้นเร็วเกินไปอาจทำให้ดินแทรกในเสาเข็มเจาะ



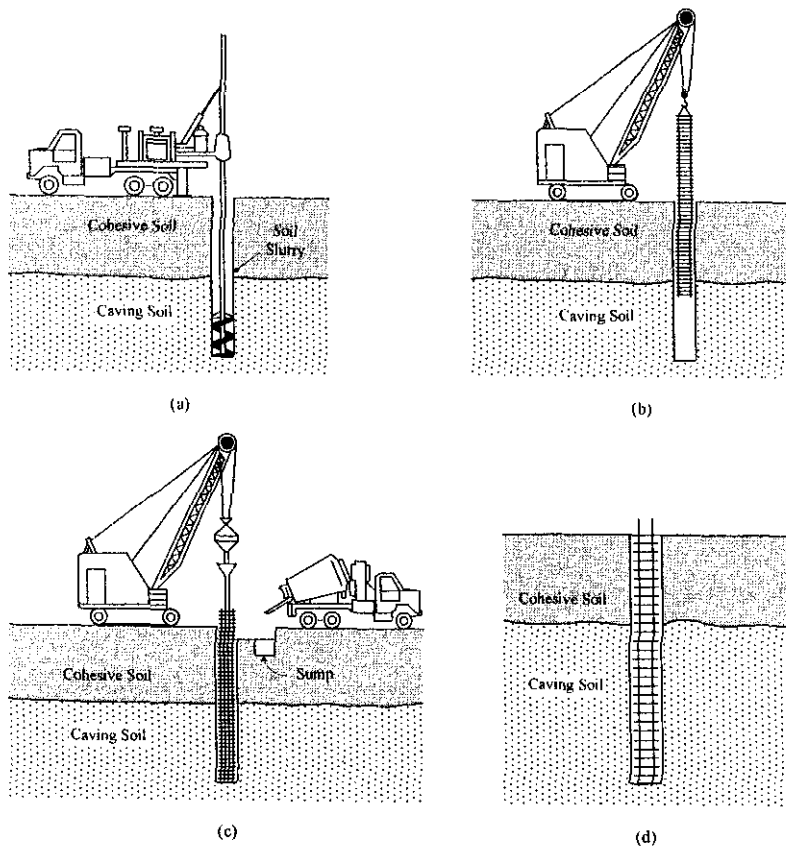
รูปที่ 3.13 ลักษณะการเสีรูปร่างของเสาเข็มในชั้นทราย

วิธีการเจาะเปียก (Slurry method) แสดงดังรูปที่ 3.16 และมีขั้นตอนดังนี้

1. ขุดหลุมเจาะประมาณ 3 เมตร
2. เติมส่วนผสมละลายระหว่างน้ำและเบนโทไนต์สารละลายโพลีเมอร์เพื่อใช้เป็นของเหลวสำหรับเจาะ (Drilling slurry) ของเหลวนี้จะช่วยป้องกันการพังของหลุมเจาะ
3. ให้หัวเจาะเจาะทะลุชั้นดินจนได้ความลึกที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.16a ในขณะที่เจาะต้องใส่ของเหลวสำหรับเจาะเพิ่มตลอดอยู่เสมอ
4. ใส่เหล็กเสริมลงในหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.16b
5. เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะผ่านท่อ Tremie โดยที่ปลายท่ออยู่ที่ก้นหลุม ดังแสดงในรูปที่ 3.15c คอนกรีตจะดันของเหลวสำหรับเจาะขึ้นมาที่ปากหลุมเจาะ



รูปที่ 3.15 ขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะ โดยใช้ปลอกเหล็ก

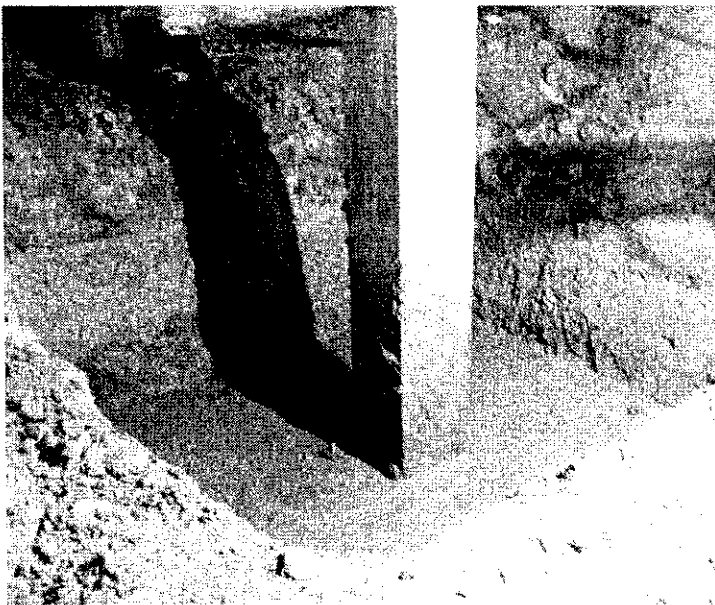


รูปที่ 3.16 ขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะเปียก

3.6 เสาเข็มกด

เสาเข็มกดเป็นเสาเข็มที่ติดตั้งโดยการไฮดรอลิก (Hydraulic jack) กดเสาเข็มให้จมลงในดิน โดยจะเสาเข็มที่ใช้อาจเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเหล็กค่อเป็นท่อนๆ ละประมาณ 1.0 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 10 ถึง 25 เซนติเมตร เสาเข็มประเภทนี้นิยมใช้สำหรับแก้ไขฐานรากที่เกิดการวิบัติ ผู้เขียนขอแนะนำขั้นตอนการเสริมฐานรากอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารี 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential settlement) ของฐานราก ขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มกดในฐานรากที่วิบัติสามารถอธิบายพอสังเขปได้ดังนี้

1. ขุดหลุมให้ถึงระดับฐานราก ดังรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.17 การขุดหลุมให้ถึงระดับฐานราก

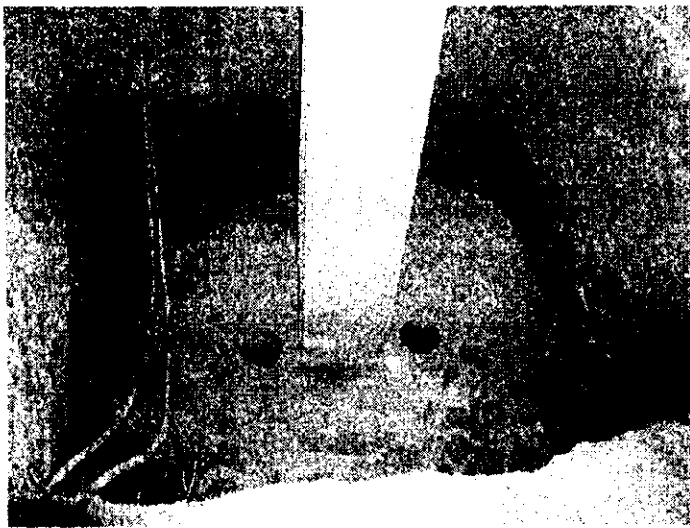
2. เจาะรูที่ฐานรากเดิมด้วยหัวเจาะเพชร ให้มีขนาดใหญ่กว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ใช้ในการเสริมฐานราก ประมาณ 5 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.18 เสาเข็มเหล็กต้องมีความหนาพอที่จะป้องกันการเกิดการกัดกร่อน (Corrosion) เพื่อให้มีอายุการใช้งานนานเท่าที่ต้องการ
3. กดเสาเข็มลงในรูด้วยแม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic jack) สำหรับฐานรากในอาคาร โดยใช้คานต่อม่อเป็นคานรับแรง (Reaction beam)
4. เทมอร์ต้าลงในเสาเข็มเหล็ก เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของเสาเข็ม กะเทาะคอนกรีตหุ้มเสาต่อม่อจนถึงเหล็กเสริมและนำเหล็กรูปตัวซิมมาเชื่อมต่อเข้ากับเหล็กแกน เพื่อเพิ่มแรงยึดเกาะระหว่างเสาต่อม่อกับฐานรากใหม่ เจาะรูที่เสาต่อม่อและร้อยเหล็กเสริมผ่าน และทำการเชื่อมเหล็กเสริมให้เป็นตะแกรงซึ่งมีระยะห่างเพียงพอที่จะต้านทานโมเมนต์ดัด ดังแสดงในรูปที่ 3.20
5. ประกอบไม้แบบและเทคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.21

6. ปรับยกเสาตอม่อบางส่วนที่เกิดการทรุดตัวมากเกินไป โดยการติดตั้งค้ำยันบนฐานรากใหม่ กับคาน และตัดเสาตอม่อโดยใช้ส่วนกะเทาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.22

7. หลังจากกะเทาะเสาตอม่อแล้ว ประกอบแผ่นเหล็กเรียบเข้าที่ผิวบนและผิวล่างของตอม่อส่วนที่ถูกตัดขาด และติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิก

8. ทำการยกปรับระดับเสาตอม่อพร้อมกันทุกต้น โดยการปรับระดับเป็นหลายๆ ชั้น ทุกครั้งที่มีการปรับระดับ ต้องขันตัวค้ำยันตามเสมอ

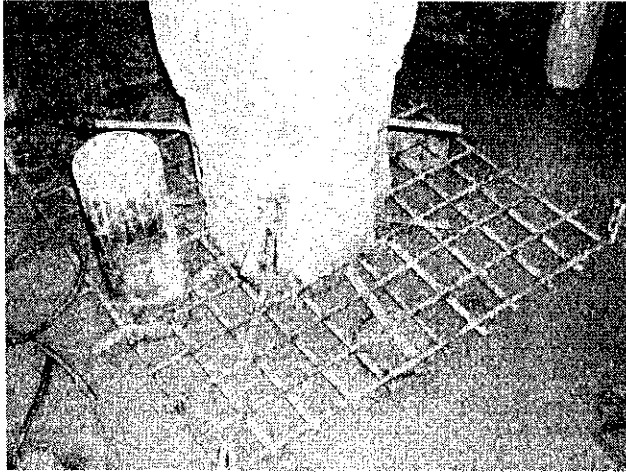
9. หลังจากได้ระดับความสูงตามต้องการแล้ว นำแม่แรงไฮดรอลิกออก และใส่เหล็กตัว T เข้าที่กึ่งกลางของเสาตอม่อ และหล่อเสาตอม่อให้กลับสู่สภาพเดิม ดังแสดงในรูปที่ 3.24



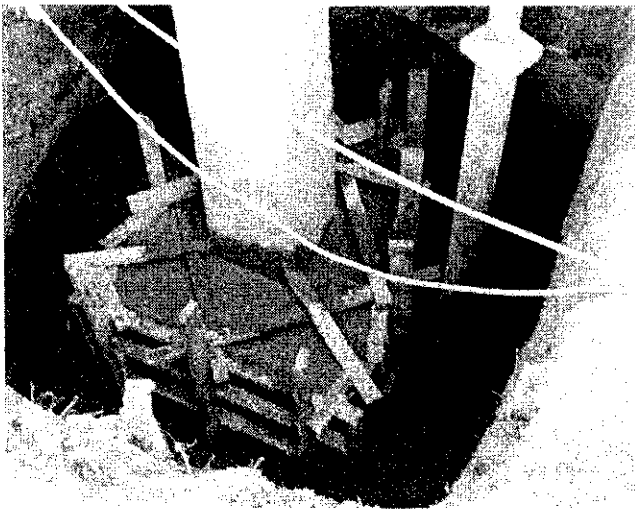
รูปที่ 3.18 รูปที่ฐานรากหลังการเจาะ



รูปที่ 3.19 การกดเสาเข็มลงในฐานเดิมที่เจาะรูไว้



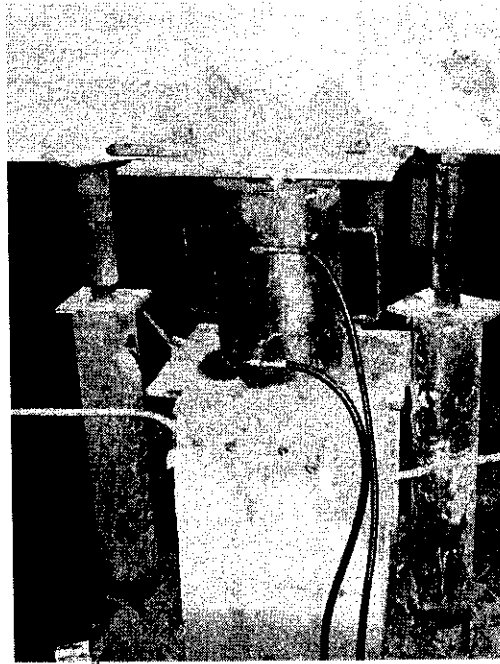
รูปที่ 3.20 การจัดวางเหล็กเสริมสำหรับฐานรากใหม่



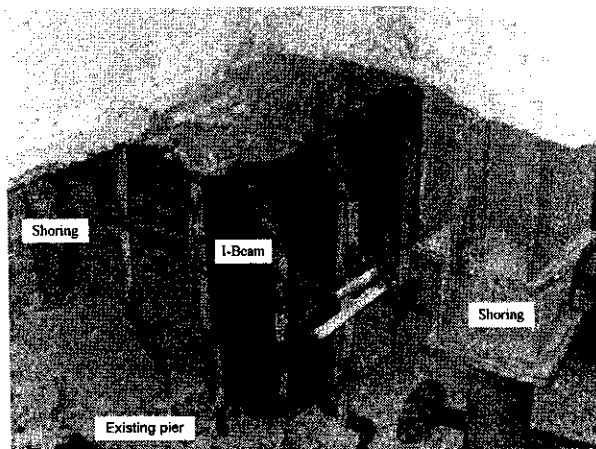
รูปที่ 3.21 ฐานรากใหม่ที่เทคอนกรีตแล้วเสร็จ



รูปที่ 3.22 การใช้ส่วนกะเทาะเสาต่อม่อ



รูปที่ 3.23 การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกสำหรับการยกปรับระดับเสาตอม่อ

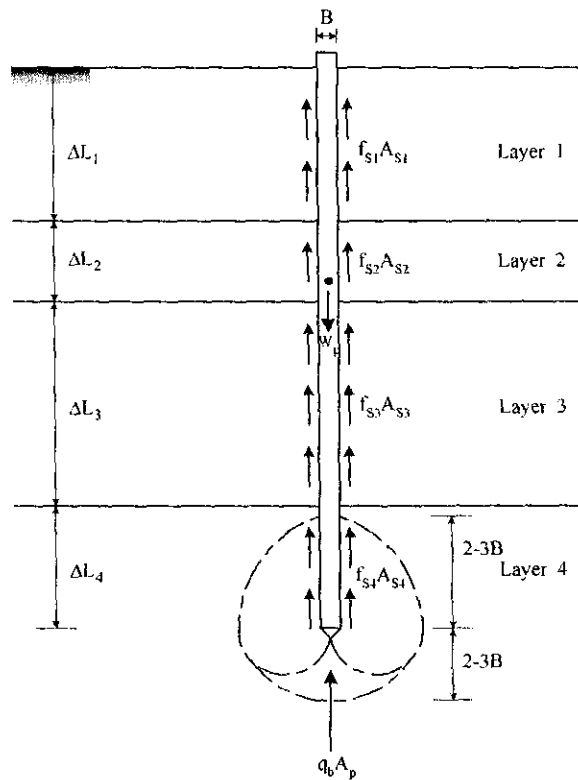


รูปที่ 3.24 การเสริมเหล็กแกนในเสาตอม่อที่ถูกตัดขาด

3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

เสาเข็มเดี่ยวถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างสู่ดินโดยผ่านความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (Skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเข็ม (End bearing) ดังแสดงในรูปที่ 3.25 ความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน คือผลรวมของแรงเสียดทานอันเกิดจากแรงยึดเกาะ (Adhesion) ระหว่างเสาเข็มและดิน ตลอดความยาวเสาเข็ม ส่วนแรงแบกทานที่ปลายเข็ม คือกำลังรับแรงแบกทานของดินที่ปลายเข็ม ซึ่งสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับในกรณีของฐานรากตื้น จากรูปจะเห็นได้ว่า แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเสาเข็มจมอยู่ในชั้นดินแข็งเป็นระยะประมาณ 2 - 3 เท่าของขนาดของเสาเข็ม และดินใต้เสาเข็มส่วนที่รับแรงแบกทานมีความหนาไม่น้อยกว่า 2 - 3 เท่าของขนาดของเสาเข็ม เนื่องจาก

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวแปรผันตามพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน ดังนั้น การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยจึงต้องจำแนกตามชนิดของดิน



รูปที่ 3.25 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

สิ่งสำคัญที่สุดที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบฐานรากลึก คือฐานรากต้องมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจากน้ำหนักของโครงสร้างได้ เราสามารถแบ่งวิธีการประมาณความสามารถในการรับกำลังเสาเข็มได้สามวิธีดังนี้

1. การวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ โดยอาศัยผลทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ หรือในสนาม
2. การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ซึ่งคำนวณกำลังรับน้ำหนักจากการดกเสา หรือจากการส่งผ่านของคลื่น
3. การทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม (Pile load test)

การออกแบบเสาเข็มมีหลักการที่ต้องพิจารณาดังนี้

1. วัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มต้องมีความแข็งแรงพอสำหรับต้านน้ำหนักบรรทุก
2. อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ในการออกแบบต้องมากพอที่จะไม่ก่อให้เกิดการวิบัติของดินเนื่องจากแรงเฉือน
3. การทรุดตัวต้องไม่เกินค่าการทรุดตัวที่ยอมให้

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยเสาเข็มเดี่ยวในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์

เสาเข็มในชั้นดินเหนียวส่วนมากจะเป็นเสาเข็มเสียดทาน ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ เพื่อความสะดวกในการออกแบบ เรามักจะคำนวณน้ำหนักประลัยโดยใช้ข้อมูลกำลังต้านทานแรงเฉือนรวม (Total shear strength analysis) ถึงแม้ว่าการคำนวณโดยใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผลจะให้ความละเอียดถูกต้องมากกว่า

น้ำหนักประลัย (Failure load, Q_f) ของเสาเข็มคำนวณได้จากผลรวมของแรงต้านเนื่องจากแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดินเหนียว (Q_s) และแรงต้านทานที่ปลายเข็ม (Q_b) ดังนี้

$$Q_f = Q_s + Q_b \quad (3.1ก)$$

$$P_f + W_p = c_s A_s + (N_c A_b S_u + q A_b) \quad (3.1ข)$$

เมื่อ P_f คือน้ำหนักบรรทุกประลัย W_p คือน้ำหนักของเสาเข็ม A_s คือพื้นที่โดยรอบของเสาเข็ม A_b คือพื้นที่หน้าตัดที่ปลายเสาเข็ม S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ปลายเสาเข็ม c_s คือหน่วยแรงยึดเกาะเฉลี่ยระหว่างผิวเสาเข็มและดิน N_c คือแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน และ q คือน้ำหนักกดทับ (Overburden pressure)

เนื่องจากน้ำหนักของเสาเข็มมีค่าใกล้เคียงกับ $q A_b$ ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกประลัย P_f มีค่าเท่ากับ

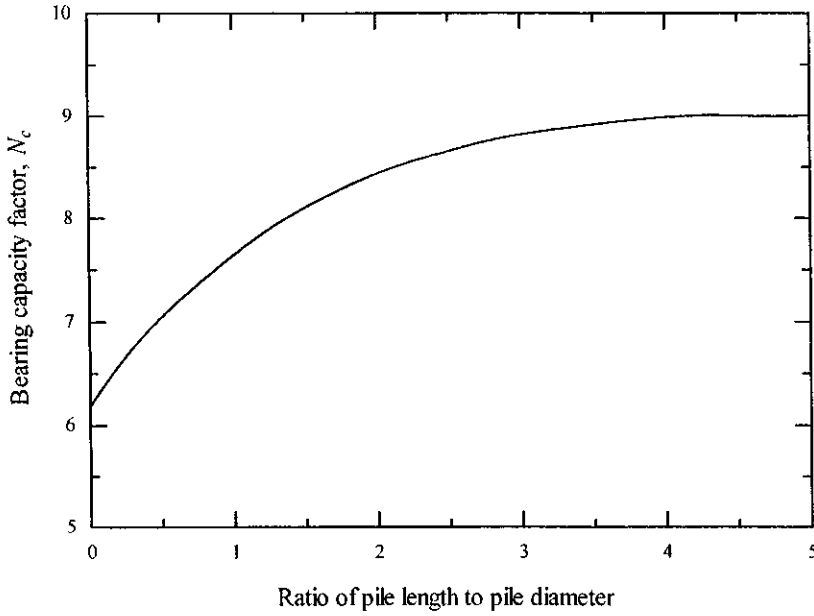
$$P_f = P_s - P_b \quad (3.2)$$

โดยที่

$$P_s = Q_f = c_s A_s = \alpha S_u \quad (3.3ก)$$

$$P_b = N_c S_u A_b \quad (3.3ข)$$

เมื่อ α คือแฟกเตอร์ยึดเกาะ (Adhesion factor) ค่า P_b ในสมการที่ (3.3ข) กำหนดได้ไม่ยาก เนื่องจากค่า N_c สามารถแทนค่าด้วย 9 สำหรับเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 5.0 (สำหรับเสาเข็มที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่ และมีความยาวไม่มากนัก ค่า N_c สามารถประมาณได้จากรูปที่ 3.26) แรงแบกทานที่คำนวณได้นี้มีความสำคัญค่อนข้างน้อย เนื่องจากมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความเสียดทานรอบเสาเข็ม ดังนั้น ตัวแปรหลักของการคำนวณคือแฟกเตอร์ยึดเกาะระหว่างดินและผิวเสาเข็ม ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะนี้จะมีค่าแปรผันตามประเภทของเสาเข็มและชนิดของดินเหนียว ดังจะกล่าวในหัวข้อถัดไป



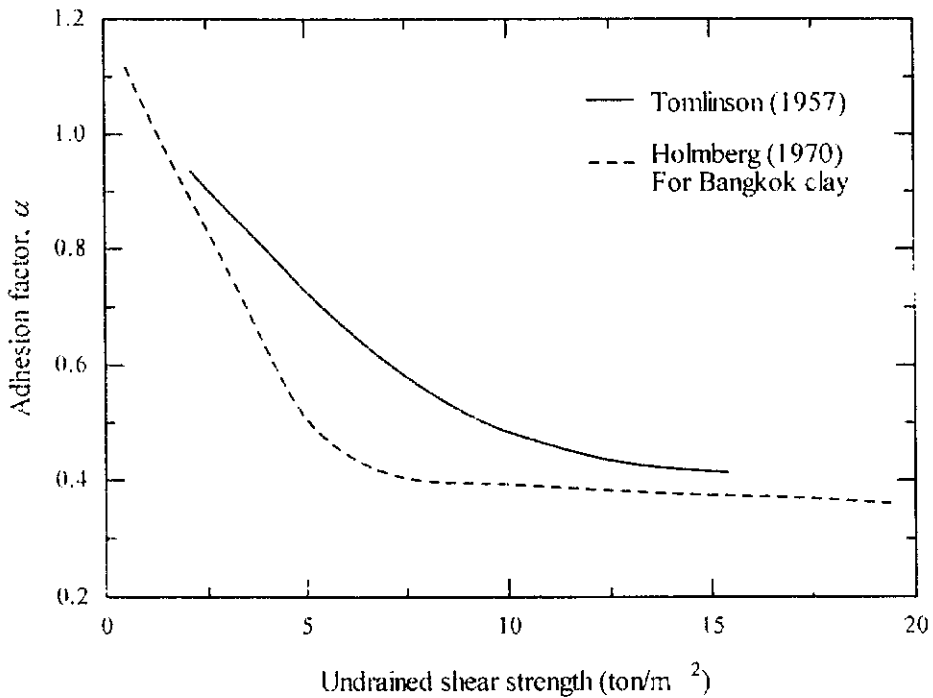
รูปที่ 3.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_c กับอัตราส่วนความยาวต่อขนาดของเสาเข็ม (Skempton, 1951)

3.8.1 แฟกเตอร์ยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำส่วนเกิน อันนำมาซึ่งการเปลี่ยนแปลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน ซึ่งอาจทำให้ดินในสนามกลายสภาพเป็นสภาพปั้นใหม่ (Remolded state) และเกิดการบวมตัวของผิวดิน ปรากฏการณ์นี้มีผลอย่างมากต่อแรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดิน

สำหรับดินเหนียวอ่อน การตอกเสาเข็มจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินที่มีค่าเป็นบวกในมวลดิน ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าลดลง และอาจมีค่าต่ำถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพปั้นใหม่ (Remoulded strength) และจะเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับเวลา (การอัดตัวคายน้ำ) ดังนั้น แรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดินจะมีค่าเพิ่มขึ้นกับเวลา จนกระทั่งสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งจะกินเวลาอย่างน้อย 30 วัน ดินบางชนิดอาจกินเวลาประมาณ 90 วัน ด้วยเหตุนี้เอง ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะจึงมีค่าสูง บางครั้งอาจมีค่ามากกว่า 1.0 ในทางตรงกันข้าม ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะจะมีค่าน้อยลงตามกำลังต้านทานแรงเฉือนหรืออัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio) ของดิน เนื่องจากดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงเป็นดินที่แข็งและเปราะ เมื่อตอกเสาเข็มลงในดินประเภทนี้จะเกิดการรอยแตกในมวลดิน ทำให้ดินและเสาเข็มไม่สามารถยึดเกาะกันได้

การเปลี่ยนแปลงของแฟกเตอร์ยึดเกาะกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ได้มีผู้ศึกษาอย่างมากมาย Tomlinson (1957) ได้แสดงความสัมพันธ์ดังกล่าว ดังรูปที่ 3.27 จะเห็นได้ว่าแฟกเตอร์ยึดเกาะมีค่าลดลงอย่างมาก เมื่อมีการเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือน นอกจากนี้ ในรูปที่ 3.27 ยังได้แสดงความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Holmberg (1970) สำหรับดินเหนียวกรุงเทพ



รูปที่ 3.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง s_u กับ α (Tomlinson, 1957; Holmberg, 1970)

รูปที่ 3.28 แสดงค่าของแฟกเตอร์ยึดเกาะที่ได้จากการทดสอบน้ำหนักบรรทุกเสเข็ม (Static pile load test) ซึ่งเสนอโดยนักวิจัยหลายท่าน จะเห็นได้ว่า ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะมีค่าแปรผันอย่างมากกับ ชนิดของดิน ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย American Petroleum Institute (API) มีความสอดคล้องกับ ผลทดสอบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆ มาก ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงได้ดังนี้

$$\alpha = 1.0 \quad \text{สำหรับ } S_u < 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)} \quad (3.4)$$

$$\alpha = 1 - 0.5 \left(\frac{S_u - 25 \text{ kPa}}{50 \text{ kPa}} \right) \quad \text{สำหรับ } 25 \text{ kPa (500 lb/ft}^2\text{)} < S_u < 75 \text{ kPa (15 lb/ft}^2\text{)} \quad (3.5)$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{สำหรับ } S_u > 75 \text{ kPa (1500 lb/ft}^2\text{)} \quad (3.6)$$

การตอกเสเข็มลงในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) จะก่อให้เกิดช่องว่างที่ส่วนบนเสเข็มโดยรอบ ช่องว่างนี้จะมีผลกระทบอย่างมากต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของเสเข็ม โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับเสเข็มที่มีความยาวน้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ด้วยเหตุนี้ อาจใช้ค่าแฟกเตอร์แรงยึดเกาะเท่ากับ 0.4 สำหรับเสเข็มที่มีความยาวระหว่าง 8 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง สำหรับเสเข็มที่มีความยาวมากกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง

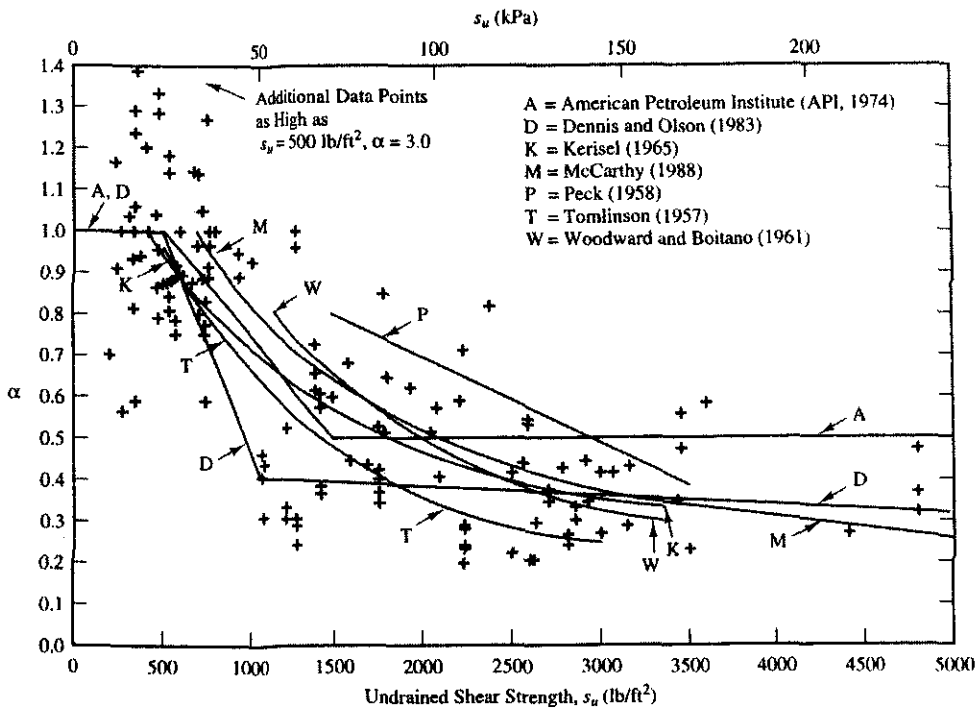
สำหรับเสเข็มเจาะ การทำเสเข็มเจาะก่อให้เกิดการรบกวนดินในหลุมเจาะอย่างมาก นอกจากนี้ การไหลของน้ำในหลุมเจาะยังเป็นการเพิ่มปริมาณน้ำให้กับดินเหนียว ซึ่งนำไปสู่การลดลงของกำลัง

ด้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวรอบเสาเข็มอย่างมาก Skempton (1966) แนะนำวิธีการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยไว้ดังนี้

$$P_s = 0.45 \overline{S_u} A_s \quad (3.7)$$

$$P_b = 9wA_b S_u \quad (3.8)$$

เมื่อ 0.45 คือแฟคเตอร์ยึดเกาะสำหรับเสาเข็มเจาะ และ w คือตัวเลขปรับลดกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.8 และ 0.75 สำหรับเสาเข็มที่มีขนาดเล็กกว่าและใหญ่กว่า 1.0 เมตร ตามลำดับ ตัวแปรลดกำลังนี้มีความสำคัญมากสำหรับการออกแบบเสาเข็มเจาะแบบเปียก ทั้งนี้ เนื่องจากการทำเสาเข็มประเภทนี้อาจมีการตกค้างของเบนโทไนต์ที่ก้นหลุม ทำให้กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเข็มลดลง



รูปที่ 3.28 ค่า α ที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาเข็ม (Visic, 1977)

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

น้ำหนักประลัยของเสาเข็มในชั้นทรายคำนวณในทำนองเดียวกับวิธีการคำนวณของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว และพิจารณาว่าน้ำหนักของเสาเข็มมีค่าประมาณ $0.5 \gamma B N_\gamma$ ดังนั้น

$$P_f = P_s + P_b \quad (3.9)$$

$$P_s = A_s f_s = A_s K \sigma'_{vs} \tan \delta \quad (3.9ก)$$

$$P_t = A_s K \sigma'_{vm} \tan \delta' + A_b \sigma'_{vb} N_q \quad (3.9\text{ข})$$

เมื่อ σ'_{vm} คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม σ'_{vb} คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเฉลี่ยตลอดความยาวเสาเข็ม K คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (ดูตารางที่ 3.1) δ' คือมุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (ดูตารางที่ 3.2) และ N_q คือแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน ซึ่งแปรผันตามค่าของมุมเสียดทานภายใน และลักษณะการวิบัติที่สมมติ

ตารางที่ 3.1 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

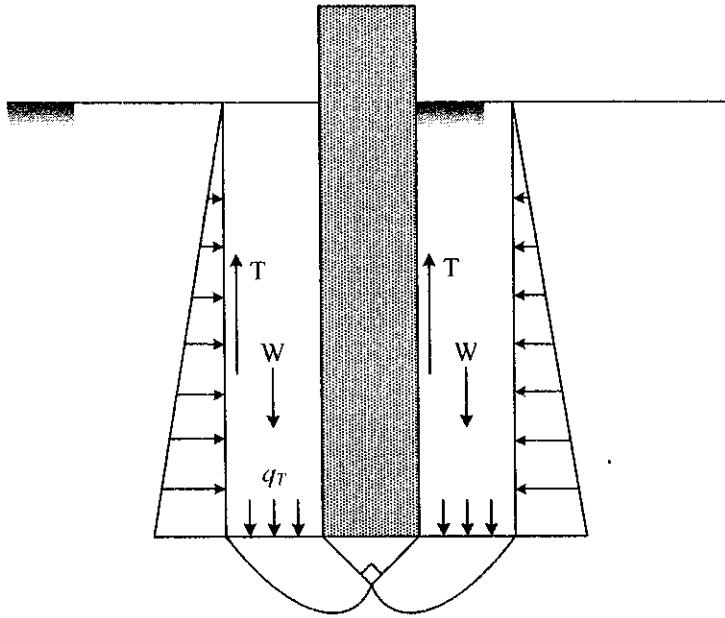
ตารางที่ 3.2 สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (Stas and Kulhawy, 1984)

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

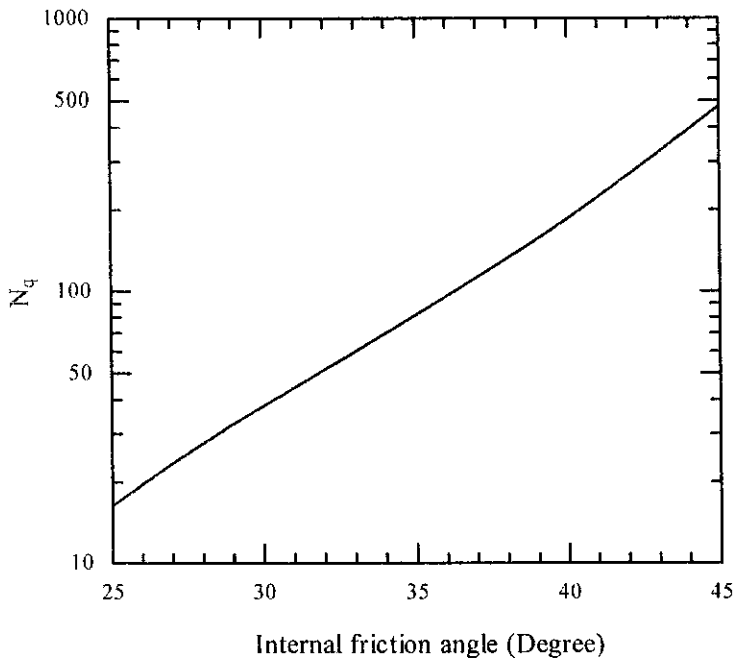
ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทานและมุมเสียดทานภายในได้มีผู้เสนอหลายท่าน Vesic (1967) กล่าวว่าค่าแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทานที่เสนอโดยนักวิจัยแต่ละท่านมีความแตกต่างกันมาก แต่ค่าที่เสนอโดย Berezantzev et al. (1961) มีค่าใกล้เคียงผลทดสอบมากที่สุด และยังเป็นที่ต่ำกว่าค่าที่เสนอโดย Meyerhof (1951) และ Vesic ด้วยเหตุนี้เอง ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Berezantzev et al. (1961) จึงได้รับการยอมรับในวงการวิศวกร

Berezantzev et al. (1961) สมมติว่าลึ้มการวิบัติที่ปลายเสาเข็มมีปลายแหลมทำมุม 90 องศา (ลึ้มการวิบัติที่มุมเอียง 45 องศา กับปลายเสาเข็ม) และสมมติว่าความเค้นกดทับสุทธิที่ระดับปลายเสาเข็ม (q_v) มีค่าเท่ากับผลรวมของน้ำหนักดิน (H) และความเสียดทานเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง (T) ในโซนวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 3.29 จากสมมติฐานดังกล่าว พวกเขาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทานและมุมเสียดทานในเทอมของอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม ต่อมา Poulos (2001) เสนอว่าอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม มี

อิทธิพลต่อความสัมพันธ์ดังกล่าวมีน้อยมาก จึงได้ปรับปรุงและสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟคเตอร์กำลังรับแรงแบกทานและมุมเสียดทานภายใน ดังแสดงในรูปที่ 3.30



รูปที่ 3.29 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็ม โดยทฤษฎีของ Berezantzev et al. (1961)

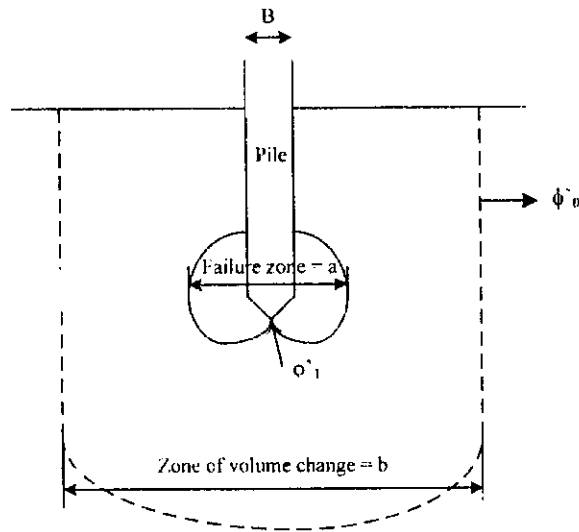


รูปที่ 3.30 การเปลี่ยนแปลงของ N_p กับมุมเสียดทานภายใน (ดัดแปลงจาก Berezantzev et al., 1961)

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ได้จากการคำนวณ โดยวิธีสถิตยศาสตร์มีแค่แปรผันอย่างมากกับมุมเสียดทานภายใน ดังนั้น เพื่อให้ได้มาซึ่งผลคำตอบที่น่าเชื่อถือ จำเป็นต้องพิจารณาอิทธิพลของการติดตั้งเสาเข็มต่อค่ามุมเสียดทานภายใน การตอกเสาเข็มในชั้นทรายหลวมจะทำให้ทรายมีความหนาแน่นสูงขึ้น

ในขณะที่ การติดตั้งเสาเข็มเจาะในชั้นทรายจะก่อให้เกิดการรบกวนดินใต้เสาเข็มอย่างมาก และส่งผลให้ มุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าลดลง

สำหรับเสาเข็มตอก Meyerhof (1959) แสดงให้เห็นว่าความกว้างของโซนที่แน่นขึ้นเนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Zone of volume change, b) มีค่าประมาณ 6 ถึง 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และ ความกว้างของโซนการวิบัติ (Failure zone, a) มีค่าประมาณ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดัง แสดงในรูปที่ 3.31



รูปที่ 3.31 โซนการวิบัติและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากการตอกเสาเข็ม

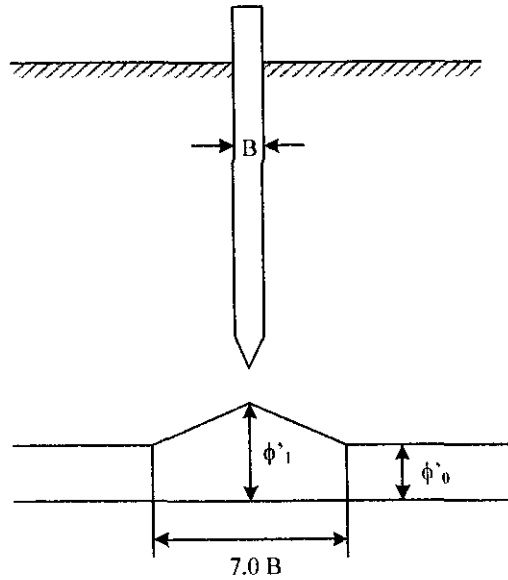
Kishida (1963) สมมุติว่าการเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าลดลงเป็นเส้นตรง ความระยะห่างของเสาเข็ม และมีค่าคงที่เมื่อระยะห่างมีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ดังแสดง ในรูปที่ 3.32 Kishida and Meyerhof (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายในหลังตอก เสาเข็มกับมุมเสียดทานภายในของทรายก่อนตอกเสาเข็มแสดงได้ดังนี้

$$\phi'_1 = \frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \quad (3.10)$$

เมื่อ ϕ'_1 คือมุมเสียดทานภายในหลังตอกเสาเข็ม และ ϕ'_0 คือมุมเสียดทานภายในก่อนตอกเสาเข็ม มุม 40 องศา ในสมการ บ่งบอกว่า การตอกเสาเข็มในทรายที่มีมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา จะไม่ ก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทานและมุมเสียดทานภายในสำหรับการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัษค์ควรมีแตกต่างกัน โนกรณีของเสาเข็มตอกและ เสาเข็มเจาะ เพื่อความสะดวกในการออกแบบ Poulos (2001) เสนอว่าผู้ออกแบบสามารถใช้รูปที่ 3.30

ได้ แต่ต้องมีการปรับแก้ค่าของมุมเสียดทานภายในของทรายก่อนติดตั้งเสาเข็ม โดยที่มุมเสียดทานภายในหาได้จากสมการที่ (3.10) สำหรับเสาเข็มตอก และมีค่าเท่ากับ $(\phi'_0 - 3^\circ)$ องศา สำหรับเสาเข็มเจาะ



รูปที่ 3.31 การเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทราย เนื่องจากการตอกเสาเข็ม

จากการศึกษาของ Vesic (1967) และ Bolton (1987) พบว่ากำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเข็มและความเสียดทานระหว่างทรายกับเสาเข็มของเสาเข็มในชั้นทรายจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก และมีค่าคงที่ที่ระดับความลึกเกินกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากปรากฏการณ์ส่วนโค้ง (Arching effect) เมื่อเสาเข็มในชั้นทรายรับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการโค้งตัวของทรายที่ผิวบน ส่งผลให้ความเค้นกดทับในแนวตั้งและแรงดันดินด้านข้างมีค่าน้อยลง ด้วยเหตุนี้เอง น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวที่คำนวณจากวิธีสถิตยศาสตร์อาจมีค่าสูงกว่าความเป็นจริง API (1984) จึงได้แนะนำค่าขอบเขตของความเค้นที่ปลายเข็ม (q_n) และผิว (f_s) สำหรับการออกแบบเสาเข็มในชั้นทราย ดังแสดงในตารางที่ 3.3 โดยที่ค่า q_n ต้องมีค่าไม่เกิน q_n และ f_s ต้องมีค่าไม่เกิน f_s

ตารางที่ 3.3 ขอบเขตของค่าความเค้นที่ผิวและปลายเสาเข็มที่อยู่ในชั้นทราย (API 1984)

ชนิดของดิน	f_s (ตันต่อตร.ม.)	q_n (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

3.9 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบเสาเข็ม

ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มโดยวิธีสถิตยศาสตร์ เราจำเป็นต้องประมาณแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม และความเสียดทานรอบเสาเข็ม จากค่าพื้นที่หน้าตัด (A_b) และพื้นที่รอบเสาเข็ม (A_s) วิธีการประมาณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบเสาเข็มจะแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับหน้าตัดและรูปร่างของเสาเข็ม ดังจะอธิบายต่อไปนี้

ก. เสาเข็มหน้าตัดปิด (Closed-section pile)

เสาเข็มหน้าตัดปิด คือเสาเข็มซึ่งผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาเข็มเกิดขึ้นตามแนวเส้นรอบรูปของเสาเข็มได้อย่างสมบูรณ์ เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มทุกชนิด ยกเว้นเสาเข็มรูปตัว H (H pile) และเสาเข็มกลวง (Open-end pipe pile) การคำนวณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวของเสาเข็มหน้าตัดปิดกระทำได้อย่างง่ายดาย

ข. เสาเข็มหน้าตัดเปิด (Open-section pile)

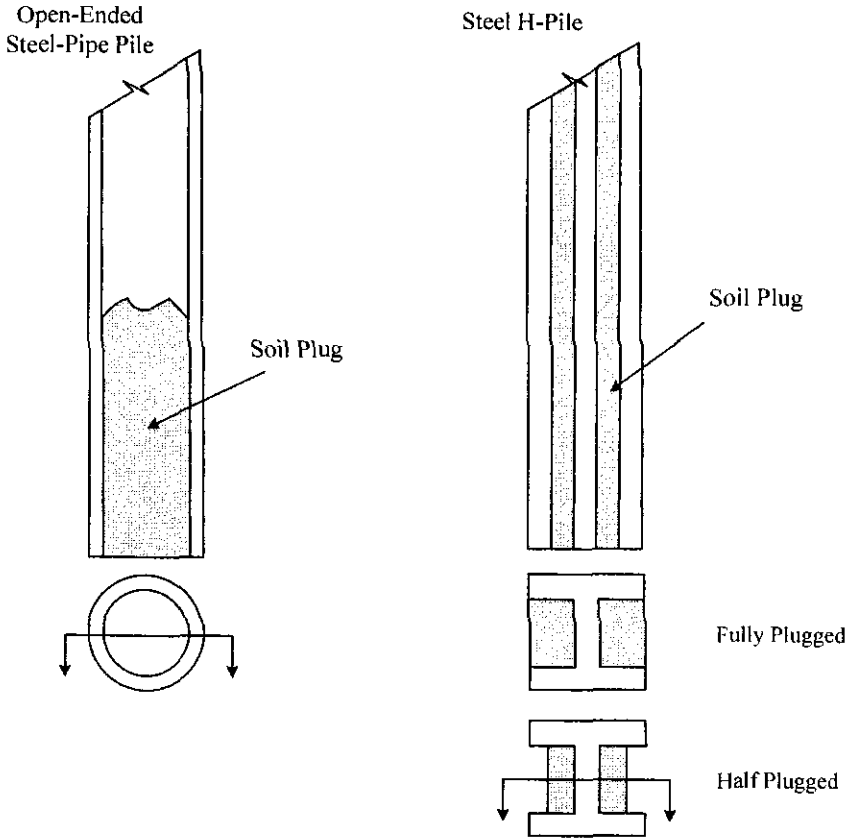
เสาเข็มหน้าตัดเปิด คือเสาเข็มที่มีผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มกลวง และเสาเข็มรูปตัว H พื้นที่สัมผัสที่แน่นก่อให้เกิดความยุ่งยากในการคำนวณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบเสาเข็ม

เมื่อเสาเข็มประเภทนี้ถูกตอกลงในดิน ในช่วงแรกของการตอก เสาเข็มจะตัดดินออกตามรูปของเสาเข็ม และพื้นที่หน้าตัดที่ปลายเข็มมีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม ขณะที่เสาเข็มเคลื่อนตัวลง ดินจะถูกอัดเข้าไปในตัวเสาเข็มจนกระทั่งถึงสถานะหนึ่ง ซึ่งดินในเสาเข็มอัดตัวกันแน่นและเริ่มเคลื่อนที่ลงไปพร้อมกับการเคลื่อนที่ของเสาเข็ม การอัดตัวกันแน่นของดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิดก่อให้เกิดหัวจุกดิน (Soil Plug) ดังแสดงในรูปที่ 3.33 ดังนั้น พื้นที่ปลายเข็มกลายเป็นพื้นที่ของเสาเข็มและหัวจุกดิน หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสาเข็มกลายเป็นเสาเข็มหน้าตัดปิด

จากการศึกษาของนักวิจัยหลายท่านพบว่า ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเกิดหัวจุกดินมีด้วยกันหลายประการ ได้แก่ ชนิดของดิน ความเค้นในสนาม เส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็ม วิธีการตอกเสาเข็ม อัตราการตอก และอื่นๆ (Paikowsky and Whitman, 1990; Miller and Lutenegger, 1997) Paikowsky and Whitman (1990) กล่าวว่าหัวจุกดินจะเกิดก็เมื่ออัตราส่วนระหว่างความยาวเสาเข็มต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มมากกว่า 10 ถึง 20 และ 25 ถึง 35 สำหรับดินเหนียวและทราย ตามลำดับ

สำหรับเสาเข็มรูปตัว H ช่องว่างระหว่างปีกของเสาเข็มรูปตัว H มีน้อยกว่าช่องว่างภายในเสาเข็มมาก ดังนั้น ระยะจมเพียงเล็กน้อยก็ก่อให้เกิดหัวจุกดิน ด้วยเหตุนี้ ในการวิเคราะห์ เรามักจะคำนวณ A_b และ A_s โดยสมมติว่าเกิดหัวจุกดินอย่างสมบูรณ์ ดังแสดงในรูปที่ 3.33

ถ้าเสาเข็มหน้าตัดเปิดถูกตอกลงในชั้นหิน แรงต้านทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นระหว่างหินและหน้าตัดของเสาเข็ม ในกรณีเช่นนี้ ควรคำนวณ A_b และ A_s จากพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวจริงของเสาเข็ม และไม่พิจารณาการเกิดหัวจุกดิน



รูปที่ 3.33 การเกิดหัวจุกดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิด

3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยจากผลทดสอบในสนาม

3.11.1 การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวย

วิธีการนี้ใช้ได้กับเฉพาะเสาเข็มในชั้นทราย แรงแบกทานประลัยที่จุดปลายของเสาเข็มมีค่าประมาณ

$$P_b = A_b q_c \quad (3.11)$$

เมื่อ q_c คือกำลังต้านทานที่ปลายกรวยเฉลี่ยตลอดความลึกจาก $4B$ เหนือปลายเสาเข็ม ถึง $1B$ ต่ำกว่าปลายเสาเข็ม (B คือความกว้างของเสาเข็ม) จากการศึกษพบว่า ถ้าใช้อัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากับ 2.5 ในการออกแบบ การทรุดตัวภายใต้สภาวะการใช้งานจะมีค่าน้อยกว่า 12 มิลลิเมตร แรงเสียดทานที่ผิวสามารถคำนวณได้โดยใช้ทฤษฎีสถิตยศาสตร์ หรือจากผลทดสอบซึ่งจะนำเสนอต่อไปนี้

สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวมาก แรงเสียดทานประลัยรอบเสาเข็มสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{200} \text{ kN/m}^2 \quad (3.12)$$

สำหรับเสาเข็มตอกเคลื่อนตัวน้อย เช่น เสาเข็มรูปตัว H แรงเสียดทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{400} \text{ kN/m}^2 \quad (3.13)$$

เมื่อ $q_{c(av)}$ คือค่ากำลังต้านทานที่ปลายเข็มเฉลี่ยตลอดความยาวเสาเข็ม

3.11.2 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน

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

$$f_s = \alpha(2.8N_{60} + 10) \text{ kN/m}^2 \quad (3.14)$$

$$q_b = K_b(\overline{N}_{60})_b \text{ kN/m}^2 \quad (3.15)$$

เมื่อ N_{60} คือค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานในสนาม (ไม่ต้องปรับแก้ผลเนื่องจากน้ำหนักกดทับและความดันน้ำ) $\alpha = 1$ สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวในดินทุกชนิด และสำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดินเหนียว และ 0.5 - 0.6 สำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดินเม็ดหยาบ $(\overline{N}_{60})_b$ คือค่าเฉลี่ยของตัวเลขทะลุทะลวงในสนามมาตรฐานที่บริเวณปลายเข็ม และ K_b คือแฟคเตอร์ปลายเข็ม ซึ่งมีค่าดังตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 แฟคเตอร์ปลายเข็ม (Decourt, 1995)

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

3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม

ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานพลศาสตร์ (Dynamic resistance) ขณะตอกเสาเข็มและความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มในสถานะสถิตย์ เรียกว่า สมการตอกเสาเข็ม (Pile driving formula) สมการดังกล่าวนี้ใช้ได้กับเฉพาะเสาเข็มที่ตอกในชั้นดินเม็ดหยาบ พวกรวดและทราย ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูง และไม่เหมาะสมกับเสาเข็มที่ตอกในชั้นดินเหนียวที่มีการเปลี่ยนแปลงกำลังต้านทานแรงเฉือนหลังตอกเสาเข็มกับเวลา

ประมาณสองศตวรรษที่แล้ว ได้มีกลุ่มวิศวกรใช้แนวคิดที่ว่า “พลังงานที่ใช้ในการตอกเสาเข็มลงในดินจะต้องแปรผันตามความต้านทานของดิน” ในการสร้างสมการตอกเสาเข็ม สมการเหล่านี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่ากำลังต้านทานการตอกเสาเข็มเท่ากับความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม

สัญลักษณ์ที่ใช้ในสมการตอกเสาเข็มมีดังต่อไปนี้

W คือน้ำหนักของตุ้มน้ำหนัก

W_p คือน้ำหนักของเสาเข็ม

H คือระยะยกของเสาเข็ม

R คือกำลังต้านทานการตอก ซึ่งมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย

s คือระยะจมของเสาเข็มต่อการตอกหนึ่งครั้ง

A คือพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

L คือความยาวของเสาเข็ม

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเสาเข็ม

สมการที่ 1

สมมติฐาน

ก. ตุ้มน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากกระทก (Impinging particle)

ข. ตุ้มน้ำหนักส่งผ่านพลังงานทั้งหมดไปกับการตกกระทก

ค. เมื่อมีการกระทกเกิดขึ้น กำลังต้านทาน R ที่กระทำต่อเสาเข็มเกิดขึ้นอย่างทันที และมีค่าคงที่ตลอดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

พลังงานที่เกิดจากการกระทกมีค่าเท่ากับ WH และพลังงานด้านการเคลื่อนที่มีค่าเท่ากับ Rs

ดังนั้น

$$WH = Rs$$

(3.16)

สมการนี้เป็นสมการเริ่มแรกของการหาค่า R จากค่า W , H และ s

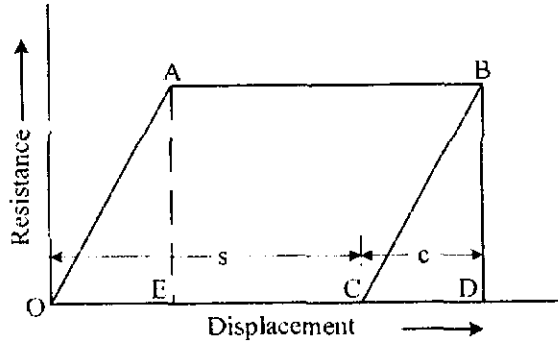
สมการที่ 2

สมมติฐาน

ก. เหมือนกับข้อ ก. ในสมการที่ 1

ข. เหมือนกับข้อ ข. ในสมการที่ 1

- ค. ชั้นที่ที่มีการกระแทกของค้อนน้ำหนัก กำลังต้านทานมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงค่า R โดยมีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น จนกระทั่งได้ระยะจมน้ำหนึ่ง ค่อจากนั้น กำลังต้านทานจะมีค่าลดลงเป็นศูนย์ ขณะที่เสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวกลับ (Rebound)



รูปที่ 3.34 ไคอะแกรมกำลังต้านทานและการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

ลำดับเหตุการณ์แสดงให้เห็นได้จากเส้น OABC ในรูปที่ 3.34 เมื่อเสาเข็มเคลื่อนที่ได้ระยะจนเท่ากับ OD จะเกิดการเคลื่อนตัวกลับเป็นระยะ c (CD) จึงทำให้ระยะจมน้ำสุดท้ายเท่ากับ OC ซึ่งมีค่าเท่ากับ s พลังงานที่ทำให้เสาเข็มเคลื่อนตัวเป็นระยะ OD มีค่าเท่ากับพื้นที่ OABD พื้นที่ BDC คือพลังงานยืดหยุ่นที่ทำให้เสาเข็มเคลื่อนตัวกลับ พลังงานทั้งหมดที่ใช้ในการคกกระทบต้องทำให้เสาเข็มเคลื่อนตัวเป็นระยะ OD แต่เนื่องจากเกิดการสูญเสียพลังงานในการเคลื่อนตัวกลับ พลังงานที่เหลืออยู่จึงมีค่าเท่ากับพื้นที่ OABC ถ้าสมมติว่าเส้นที่แสดงการเคลื่อนตัวเริ่มต้น และการเคลื่อนตัวกลับขนานกัน จะได้ พลังงานทั้งหมดที่ใช้ในการกระแทก = OABD = OABC - BDC ดังนั้น

$$WH = R(s + c/2) \quad (3.17)$$

เมื่อ c คือการเคลื่อนตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็ม

สมการข้างต้นนี้ถูกเผยแพร่โดย A.M. Wellington ในปี ค.ศ. 1888 และถูกเรียกว่าสมการ Engineering News Formula ในสมการนี้ ค่า $c/2$ เป็นค่าที่ได้จากประสบการณ์ (Empirical value) ซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับวิธีการตอกเสาเข็ม และมีหน่วยเป็นนิ้ว ดังนั้น สมการนี้จะต้องแทนค่า s และ H ในหน่วยของนิ้ว

สำหรับ Drop Hammer: $WH = R(s + 1.0)$

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

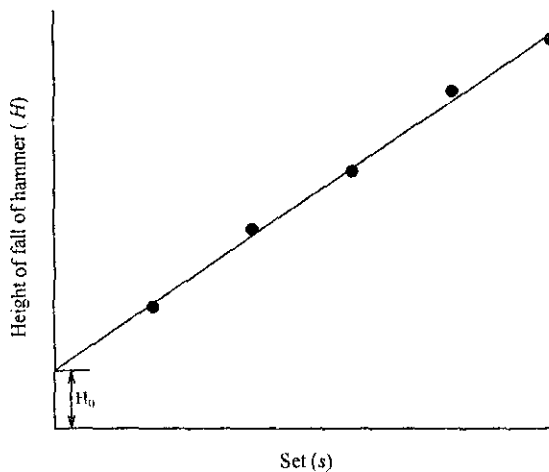
สมการที่ 3

สมมติฐานเช่นเดียวกับสมมติฐานของสมการที่ 2

เป็นที่ทราบกันดีอยู่แล้วว่า ถ้าแรงกระแทกมีค่าน้อยกว่าความต้านทานของการตอกเสาเข็ม ค้อนน้ำหนักระเบิดกลับ และจะไม่มีการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม จากรูปที่ 3.11 เสาเข็มจะเริ่มเคลื่อนตัวเมื่อ ค้อนน้ำหนักระเบิดน้ำหนัเท่ากับพื้นที่ OAE ถ้าพลังงานที่พอดีทำให้เสาเข็มเริ่มเคลื่อนตัวเกิดจากการยกค้อน H_0 พลังงานเนื่องจากค้อนน้ำหนักมีค่าเท่ากับ WH_0 แต่เนื่องจาก $OAE = CBD = Rc/2$ ดังนั้น $\times/2$ และจากสมการที่ 3.17 จะได้

$$+WH_0 \tag{3.18}$$

H_0 เป็นค่าที่ประมาณได้จากการบันทึกผลการตอกเสาเข็ม โดยการสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง ระยะยกค้อนน้ำหนัก (H) และระยะจมของเสาเข็ม (s) ค่า H_0 หาได้จากจุดตัดแกน y ดังแสดงในรูปที่ 3.35



รูปที่ 3.35 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะตกกระทบและระยะจม เพื่อใช้หา H_0

จากสมการของ Morrison ในปี 1868 ค่ากำลังต้านทานของดินสามารถหาได้จากค่าระยะจมสองค่า (s_1 และ s_2) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากระยะตกกระทบเท่ากับ H_1 และ H_2 ตามลำดับ

$$WH_1 = Rs_1 + Rc/2$$

$$WH_2 = Rs_2 + Rc/2$$

ดังนั้น

$$W(H_1 - H_2) = R(s_1 - s_2) \tag{3.19}$$

สมการที่ 4

สมมติฐาน

- ก. ค้อนน้ำหนักระเบิดและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากกระแทก (Impinging particle) ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การฟักพื้น (Coefficient of restitution) เท่ากับ e

จ. สมการพลังงานแสดงดังนี้

$$WH = R_s + U \quad (3.20)$$

เมื่อ U คือพลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็ม

ก. พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็มเกิดเนื่องจากการกระแทกเพียงอย่างเดียว

ตามกฎของนิวตัน พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการกระแทกของวัตถุสองชนิด ซึ่งมีมวล M และ m มี

$$\text{ความเร็ว } V \text{ และ } v \text{ คือ } \frac{(1-e^2)Mm(V-v)^2}{2(M+m)} \text{ โดยการแทนค่า } M = W/g, m = W_p/g, V = (2gH)^{1/2}$$

$$\text{และ } v = 0 \text{ จะได้ } U = \frac{(1-e^2)W_p WH}{(W+W_p)} \text{ และเมื่อแทนค่านี้ลงในสมการที่ 3.20 จะได้}$$

$$\frac{WH(W+e^2W_p)}{(W+W_p)} = R_s \quad (3.21)$$

ถ้าสมมติให้ $e = 0$ จะได้

$$\frac{W^2 H}{(W+W_p)} = R_s \quad (3.22)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Dutch หรือสมการของ Eytwein ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1812

สมการที่ 5

สมมติฐาน

ก. พลังงานที่สูญเสียคำนวณได้จาก $WH = R_s + U$

ข. ขณะที่ตอกเสาเข็ม จะเกิดการอัดตัวแบบยืดหยุ่นในเสาเข็ม ราวกับว่ามีแรง R มากระทำ และพลังงานที่สูญเสียเกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวของเสาเข็ม

การอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็มหาได้จาก RL/AE และพลังงานยืดหยุ่นมีค่าเท่ากับ $R^2L/2AE$

ดังนั้น $U = R^2L/2AE$ และ

$$WH = R_s + \frac{R^2L}{2AE} \quad (3.23)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Weibach ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1850

สมการที่ 6

สมมติฐาน

- ก. พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากความฝืดและการสูญเสียอื่นๆ ขณะตอกเสาเข็มมีค่าเท่ากับ kWH โดยที่ k มีค่าน้อยกว่า 1.0
 - ข. พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการอัดตัวของเสาเข็ม คำนวณได้เช่นเดียวกับในสมการที่ 5
 - ค. พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการกระแทกของวัสดุสองชนิด คำนวณได้เช่นเดียวกับในสมการที่ 4
- ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$\frac{kWH}{(1.5 + 0.3W_p/W)} = \frac{R^2 L}{2AE} + Rs \quad (3.24)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Janbu ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1953 และสามารถเขียนในรูปแบบอย่างง่ายได้ดังนี้

$$R = \frac{WH}{K_u s} \quad (3.25)$$

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

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

$$\lambda = \frac{WHL}{AEs^2}$$

สมการที่ 7

สมมติฐาน

- ก. พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากความฝืดของระบบค้ำน้ำหนักขณะตอกเสาเข็มมีค่าเท่ากับ kWH
 - ข. การอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ $(2kWHL/AE)^{0.5}$
- ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$kWH = Rs + \frac{R}{2} \left(\frac{2kWHL}{AE} \right)^{0.5} \quad (3.26)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Danish ซึ่งถูกสร้างขึ้นโดย Sorensen และ Hansen (1957)

สมการที่ 8

พลังงานที่สูญเสียถูกสมมติว่าเกิดจาก

- ก. ระบบของค้ำน้ำหนัก
- ข. การกระแทก
- ค. การอัดตัวของเบาะยืดหยุ่นของเสาเข็ม (c_p)
- ง. การอัดตัวของหมอนรองหัวเสาเข็ม (c_c)
- จ. การอัดตัวของดิน (c_q)

ถ้า L' , A' , และ E' คือความยาว พื้นที่ และ โมดูลัสยืดหยุ่นเท่าของหมอนรองหัวเสาเข็ม ตามลำดับ ดังนั้น สมการพลังงานสามารถเขียนรูปของสมการได้ดังนี้

$$kWH = R_s + kWHP \frac{(1-e^2)}{(W+W_p)} + \frac{R^2 L}{2AE} + \frac{R^2 L'}{2A'E'} + \frac{Rc_q}{2} \quad (3.27)$$

เมื่อแทนค่า $\frac{RL}{AE} = c_p$ และ $\frac{RL'}{A'E'} = c_c$ ลงในสมการที่ 3.26 จะได้

$$\frac{k(W+e^2P)WH}{(W+W_p)} = R \left[s + \frac{1}{2}(c_p + c_c + c_q) \right] \quad (3.28)$$

สมการนี้เรียกว่า สมการของ Hiley รูปแบบของสมการที่มักพบบ่อยคือ

$$R = \frac{WH\eta}{\left[s + (c_c + c_p + c_q)/2 \right]} \quad (3.29)$$

เมื่อ $\eta = k(W+e^2P)/(W+P)$

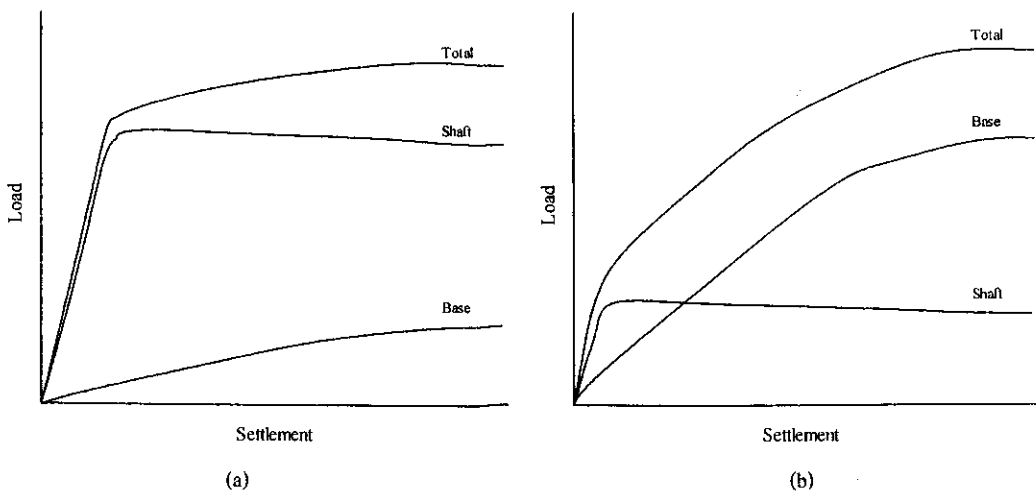
$$c_p = \frac{0.72RL}{A}$$

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

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

3.13 น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยว

Whitaker and Cooke (1966) ศึกษาอิทธิพลของรูปร่างเสาเข็มต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนัก โดยติดตั้งตัววัดแรง (Load cell) ที่ผิวและปลายเสาเข็ม จากผลการทดสอบ สรุปได้ว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำบนเสาเข็ม แรงเสียดทานรอบเสาเข็มจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงกับการเคลื่อนที่ แรงเสียดทานนี้เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ของเสาเข็มเพียงแค่ 0.5 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม ต่อจากนั้น แรงเสียดทานนี้อาจมีค่าคงที่หรือลดลง ตามการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม ในขณะที่ แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการทรุดตัวประมาณ 10 - 20 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางของปลายเข็ม ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว (Total load-settlement curve) ของเสาเข็มเสียดทานที่ผิวและเสาเข็มคาลแสดงดังรูปที่ 3.34



รูปที่ 3.34 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็มเจาะ (a) เสาเข็มแรงเสียดทาน (b) เสาเข็มคาล

เนื่องจากความเสียดทานสามารถเกิดขึ้นได้ด้วยการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย ขณะที่แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดอย่างเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มอย่างมาก เพื่อป้องกันความเสียหายของโครงสร้างอันเกิดจากการทรุดตัวอย่างมากของเสาเข็ม ผู้ออกแบบจำเป็นต้องจำกัดความสามารถในการรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกยอมให้สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$P_a \leq \frac{P_s}{FS_s} + \frac{P_b}{FS_b} \quad (3.30)$$

เมื่อ FS_s คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับความเสียดทาน ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.2 ถึง 1.5

FS_b คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงแบกทานที่ปลายเข็ม ควรมีค่าอยู่ไม่น้อยกว่า 3.0

นอกจากการพิจารณาลักษณะการรับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกันแล้ว ผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงค่าการรับน้ำหนักบรรทุกโดยรวมของเสาเข็มด้วย ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกยอมให้ควรมีค่าเท่ากับ

$$P_a \leq \frac{P_s + P_b}{FS} \quad (3.31)$$

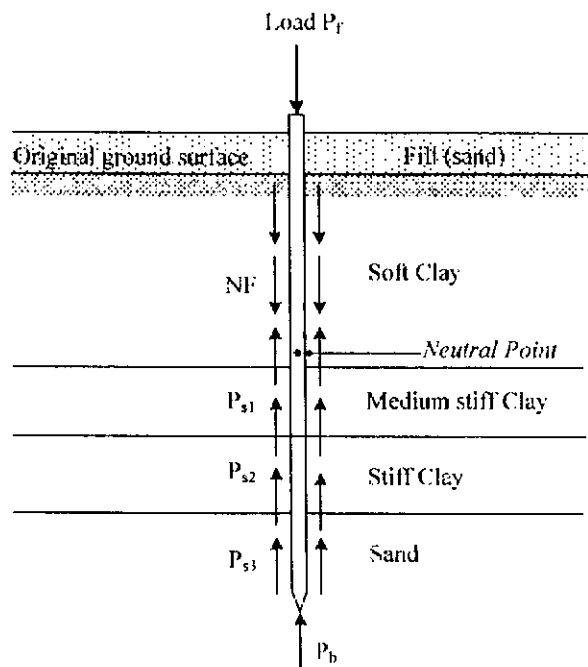
เมื่อ FS คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับความเสียดทาน ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2.0 ถึง 2.5

เนื่องจากประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มมีค่าน้อยกว่า 1.0 ดังนั้น เพื่อให้ได้มาซึ่งอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากไม่น้อยกว่า 1.5 อัตราส่วนปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยวจึงควรมีค่าน้อยกว่า 2.0 โดยผู้ออกแบบควรเลือกใช้อัตราส่วนปลอดภัยรวมไม่น้อยกว่า 2.0 เมื่อมีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม และไม่น้อยกว่า 2.5 เมื่อไม่มีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

3.14 แรงดูดลงของเสาเข็ม (Negative Skin Friction : NF)

แรงดูดลงของเสาเข็ม คือแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างมวลดินกับเสาเข็มบริเวณผิวนอกของเสาเข็ม อันเป็นผลจากการที่ดินบริเวณรอบเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวมากกว่าตัวเสาเข็ม สภาพที่ทำให้เกิดแรงดูดลง คือปลายเสาเข็มวางตัวในชั้นที่มีการทรุดตัวน้อยและมีดินอัดตัวสูง เช่น ดินเหนียวอ่อน (Soft clay) วางตัวอยู่ชั้นบน แรงดูดลงจะเกิดบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งจะเกิดตั้งแต่หัวเสาเข็มมายังจุดสะเทิน (Neutral point) ซึ่งเป็นจุดที่การเคลื่อนตัวของมวลดินกับเสาเข็มประมาณเท่ากัน ดังแสดงในรูปที่ 3.35 กรณีที่ปลายเสาเข็มวางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) จะไม่เกิดแรงดูดลง

จากการศึกษาชั้นดินกรุงเทพฯ พบว่าจุดสะเทินจะอยู่เหนือชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium stiff clay) ขึ้นมาเล็กน้อยแต่ในทางปฏิบัติจะคิดว่าแรงดูดลงเกิดขึ้นตลอดความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 3.35 การเกิดแรงดูดลงเนื่องจากทรุดดิน

3.14.1 สาเหตุของการเกิดแรงดูดลง (Cause of Negative Skin Friction) ในชั้นดินกรุงเทพฯ

การเกิดแรงดูดลงในฐานรากเสาเข็ม เกิดได้ 3 กรณีใหญ่ๆ คือ

1. กรณีที่มีความเค้นมากระทำที่ผิวดิน เช่น การถมดิน (ดังแสดงในรูปที่ 3.35) ในกรณีนี้ จุดสะเทิน (Neutral point) จะอยู่บริเวณเส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวอ่อนกับดินเหนียวแข็ง
2. การสูบน้ำบาดาลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง เนื่องจากการลดลงของความดันน้ำ (Pore pressure)
3. ผลจากการตอกเสาเข็ม เนื่องจากการตอกเสาเข็มเป็นการรบกวนดินรอบข้าง และทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) ซึ่งมีผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวด้วยน้ำหนักของดินเอง กรณีเช่นนี้ มักเกิดกับดินที่มีค่าความไวตัว (Sensitivity) สูง

3.14.2 การวิเคราะห์แรงดูดลง (Negative Skin Friction Analysis)

แรงดูดลงเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นในระยะยาว (Long-term) จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีความเค้นประสิทธิผล แรงดูดลง (Negative skin friction) สามารถหาได้จากสมการที่ 3.28 (Burland, 1973)

$$NF = \beta \sigma'_v \rho \Delta L \quad (3.28)$$

เมื่อ β คือตัวคูณประกอบ มีค่าดังแสดงในตารางที่ 3.5

σ'_v คือความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย เนื่องจากน้ำหนักชั้นดิน (Overburden) และดินถม (Fill)

ρ คือเส้นรอบรูปเสาเข็ม (Perimeter of Pile)

ΔL คือความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน

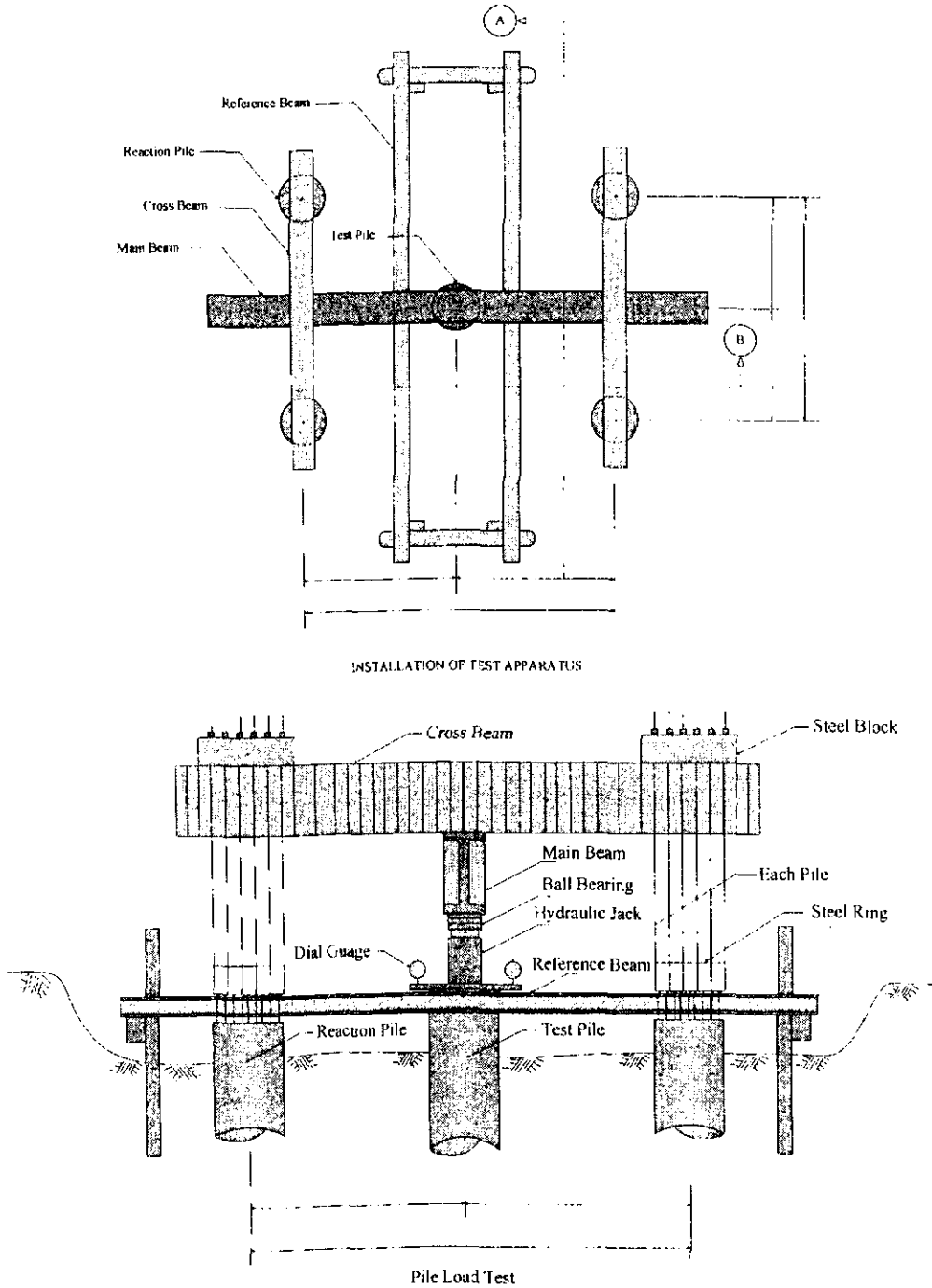
ตารางที่ 3.5 ความสัมพันธ์ของค่า β ชนิดของดิน

ชนิดของดิน	β
ดินเหนียวปนดินตะกอน	0.25
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ	0.20
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกปานกลาง	0.15
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง	0.10

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

สำหรับโครงการที่ใช้เสาเข็มจำนวนมาก การทดสอบเสาเข็มเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็ม จำเป็นจะต้องมีข้อกำหนดในเรื่องของจำนวนเสาเข็มที่ต้องถูกทดสอบเพื่อให้เป็นตัวแทนของเสาเข็มในโครงการได้อย่างเหมาะสม ซึ่งจะต้องไม่มากจนเกินความจำเป็น เสาเข็มที่จะใช้

ทดสอบควรเป็นเสาเข็มที่ติดตั้งขึ้นเฉพาะ (ไม่ใช่เสาเข็มในฐานรากของอาคาร) ลักษณะการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแสดงได้ดังรูปที่ 3.36



รูปที่ 3.36 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว

National Building Code (1991) เสนอว่า ควรทำการทดสอบเสาเข็ม หนึ่งต้น ต่อจำนวนเสาเข็ม 250 ต้น ในกลุ่มเสาเข็มขนาดและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกขอมให้เท่ากัน

Engel (1988) เสนอจำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบตามผลรวมของความยาวของเสาเข็มทั้งโครงการ ดังแสดงในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 ข้อเสนอแนะในการกำหนดจำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบ

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

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

1. Standard Loading Procedure หรือ Slow Maintained Load Test ทำการทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักทีละขั้น ๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ จนกระทั่งถึงน้ำหนักบรรทุกที่ 200 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ ซึ่งหมายความว่าอัตราส่วนปลอดภัยของเสาเข็มมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0
2. Cyclic Load Test ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี Standard Loading Procedure เพียงแต่มีการถอนและขึ้นน้ำหนักใหม่ที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 50, 100 และ 150 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้
3. Loading in Excess of Standard Test Load ภายหลังจากการทดสอบตามวิธี Standard Loading Procedure เสร็จเรียบร้อยแล้ว หากเสาเข็มยังไม่วิบัติ เสาเข็มจะถูกเพิ่มน้ำหนักเป็นขั้น ๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ จนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติ
4. Constant Time Interval Loading ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี Standard Loading Procedure แต่ทั้งเวลาแต่ละช่วงการทดสอบไว้ 1 ชั่วโมง เท่าๆ กัน ตลอดทั้งขั้นตอนการเพิ่มและถอนน้ำหนักบรรทุกทดสอบ
5. Constant Rate of Penetration Method ทำการทดสอบโดยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกด้วยอัตราการเคลื่อนตัวของเสาเข็มคงที่ ประมาณ 0.25 ถึง 0.5 มิลลิเมตรต่อนาที จนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติ
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

ถึงแม้ว่าจะมีวิธีการทดสอบหลายวิธี แต่วิธีที่นิยมที่สุด ได้แก่ Standard Loading Procedure, Cyclic Load Test และ Quick Load Test ขั้นตอนการทดสอบของแต่ละวิธีแสดงในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

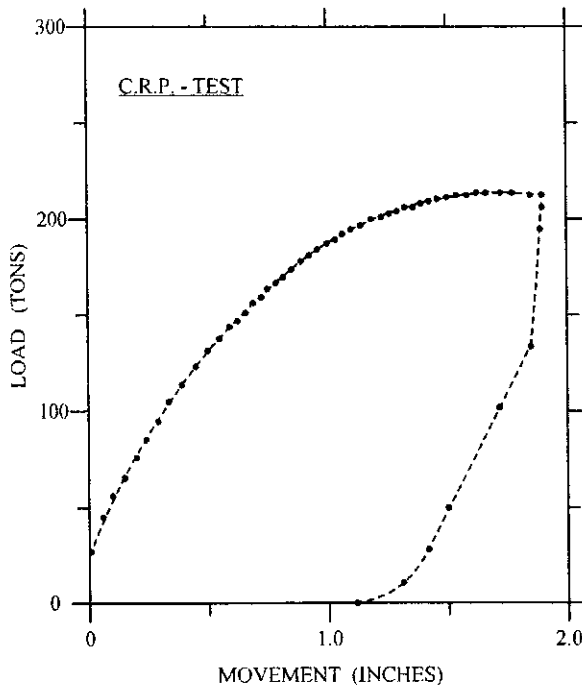
การบรรทุกน้ำหนัก	ข้อพิจารณา
<p>ก. Standard Loading Procedure</p> <p>1. ให้น้ำหนักถึง 200% ของน้ำหนักบรรทุกบรรทุกขอมให้สำหรับเสาเข็มเดี่ยว และ 150% สำหรับเข็มกลุ่ม</p> <p>2. เพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกช่วงละ 25% ของน้ำหนักบรรทุกขอมให้</p> <p>3. ในการถอนน้ำหนักบรรทุกออกลดเป็นช่วงๆ ช่วงละ 25% ของน้ำหนักบรรทุกขอมให้ และทิ้งเวลาในการระหว่างช่วง 1 ชั่วโมง</p>	<p>- คงน้ำหนักแต่ละช่วงจนอัตราการทรุดตัวไม่เกินกว่า 0.25 มม./ชม. แต่ไม่นานเกิน 2 ชั่วโมง</p> <p>- เมื่อถึงช่วงน้ำหนักสูงสุดแล้วหากยังไม่มีการวิบัติ ให้น้ำหนักไว้ 12 ชั่วโมง แล้วจึงถอนน้ำหนักได้ ด้วยการทรุดตัวในชั่วโมงสุดท้ายไม่เกินกว่า 0.25 มม. หากมากกว่าให้น้ำหนักไว้ 24 ชั่วโมง</p> <p>- หากเสาเข็มวิบัติโดยการจมแล้วไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักบรรทุกได้ ให้พยายามคองน้ำหนักไว้จนกระทั่งการทรุดตัวเกิน 15% ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม</p>
<p>ข. Cyclic Loading</p> <p>1. ให้น้ำหนักแต่ละขั้นตามวิธีในข้อ ก.</p> <p>2. เฉพาะช่วง 50, 100 และ 150% ของน้ำหนักบรรทุกขอมให้ในการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว หรือ 50 และ 100% สำหรับเสาเข็มกลุ่ม ให้น้ำหนักไว้ 1 ชั่วโมง แล้วถอนน้ำหนักลงตามช่วงที่ขึ้นน้ำหนัก โดยให้ทิ้งเวลาในระหว่างช่วง 20 นาที</p> <p>3. การขึ้นน้ำหนักในวงรอบถัดไปในส่วนที่น้ำหนักซ้ำเดิม ให้ขึ้นน้ำหนักช่วงละ 50% ของน้ำหนักบรรทุกขอมให้ โดยคองน้ำหนักระหว่างช่วงไว้ 20 นาที</p>	<p>- การถอนน้ำหนักในช่วงบรรทุกสุดท้ายให้ดำเนินการเช่นเดียวกับวิธีในข้อ ก.</p>
<p>ค. Quick Load Test</p> <p>1. ให้น้ำหนักช่วงละ 10 ถึง 15% ของน้ำหนักบรรทุกขอมให้ โดยเวลาในการขึ้นน้ำหนักของแต่ละช่วงประมาณ 2.5 นาที</p> <p>2. หากทำการทดสอบจนถึงจุดวิบัติ ขณะเมื่อเสาเข็มจมลงโดยไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักได้ ให้หยุดการบรรทุกน้ำหนักแล้วรอ 5 นาทีจึงถอนน้ำหนักได้</p>	<p>- เวลาในการขึ้นน้ำหนักในแต่ละช่วงอาจเปลี่ยนแปลงได้โดยมีการตกลงเห็นชอบในระหว่างผู้เกี่ยวข้อง</p> <p>- การถอนน้ำหนักควรดำเนินการเป็นช่วงๆ ไม่น้อยกว่า 4 ช่วงเท่าๆ กัน โดยเว้นระยะเวลาระหว่างช่วงประมาณ 5 นาที เพื่อให้สามารถบันทึกกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการคืบตัวในการถอนน้ำหนักได้</p>

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

วิบัติของเสาเข็มเนื่องจากการวิบัติของดิน คือสภาวะซึ่งเสาเข็มเกิดการทรุดตัวอย่างมากภายใต้การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเพียงเล็กน้อย ในอดีต คำนิยามของน้ำหนักบรรทุกประลัย คือน้ำหนักบรรทุกซึ่งเสาเข็มเกิดการทรุดตัวเกินกว่า 10 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางปลายเสาเข็ม คำนิยามนี้มีได้

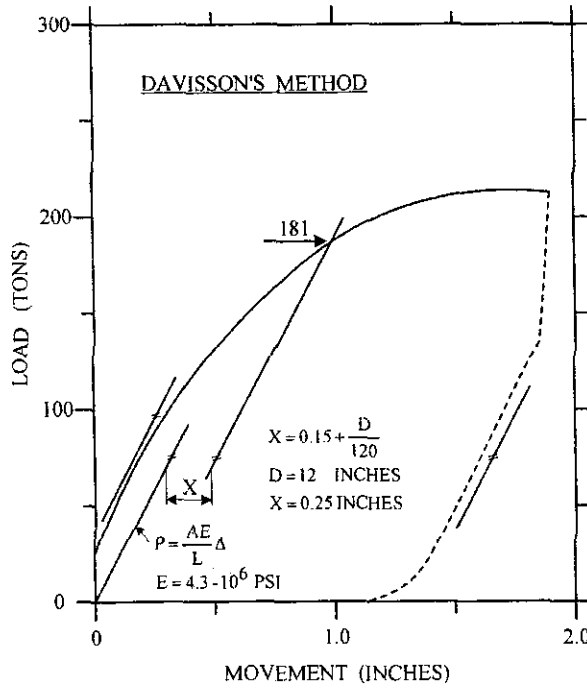
พิจารณาผลของการอัดตัวของเสาเข็ม ซึ่งจะเกิดอย่างมากในเสาเข็มยาว และจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยสำหรับเสาเข็มสั้น บางครั้ง น้ำหนักบรรทุกประลัยถูกนิยามว่าเป็นน้ำหนักบรรทุกที่จุดตัดของเส้นโค้งในส่วนแรกและส่วนท้ายของผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยด้วยวิธีดังกล่าวนี้ขึ้นอยู่กับผู้แปลผลทดสอบและสเกลของกระดาษกราฟอย่างมาก ด้วยเหตุนี้เอง การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยจำเป็นต้องตั้งอยู่บนหลักพื้นฐานทางคณิตศาสตร์ และสามารถที่จะกระทำซ้ำได้ (Repeatable) โดยไม่ขึ้นอยู่กับสเกลของกระดาษกราฟและการแปลความหมายของแต่ละบุคคล

ผลทดสอบแสดงในรูปที่ 3.36 จะถูกใช้ในการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ด้วยวิธีที่แตกต่างกันหกวิธี เสาเข็มที่ใช้เป็นตัวอย่างนี้เป็นเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30.5 เซนติเมตร (12 นิ้ว) ยาว 19.0 เมตร เสาเข็มถูกทดสอบหลังจากการตอกหกอาทิตย์ เพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำของดินรอบข้างเสาเข็มอย่างสมบูรณ์ เสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวอย่างมากที่น้ำหนักบรรทุก 200 ตัน



รูปที่ 3.36 ผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

รูปที่ 3.37 แสดงการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Davission (1972) น้ำหนักบรรทุกประลัยมีนิยามว่าเป็นน้ำหนักซึ่งเสาเข็มเกิดการทรุดตัวเกิดการการอัดตัวแบบยืดหยุ่น (อาศัยทฤษฎียืดหยุ่น) ในที่นี้มีค่าเท่ากับ 0.15 นิ้ว (4 มิลลิเมตร) บวกกับ $D/120$ เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ซึ่งมีหน่วยเป็นนิ้ว สำหรับตัวอย่างนี้ การทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัยคือ $0.15 + D/120$ มีค่าเท่ากับ $(0.15 + 12/120) = 0.25$ นิ้ว (6 มิลลิเมตร)



รูปที่ 3.37 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Davission (1972)

รูปที่ 3.38 แสดงวิธีที่เสนอโดย Chin (1970) วิธีการนี้สมมติว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดมีรูปร่างเป็นแบบไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic shape) ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวสามารถเขียนในรูปของสมการดังนี้

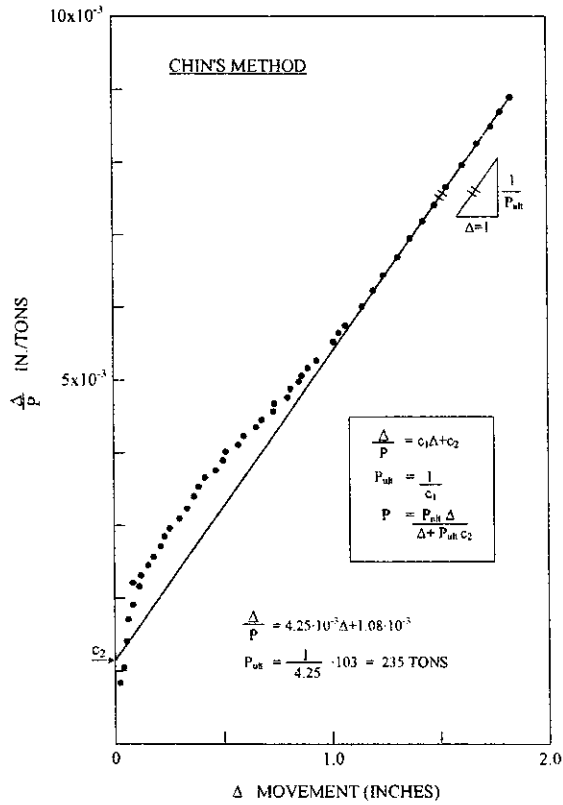
$$P = \frac{\Delta}{c_1 + c_2 \Delta} \quad (3.39ก)$$

$$P = \frac{1}{\frac{c_1}{\Delta} + c_2} \quad (3.39ข)$$

เมื่อ P คือน้ำหนักบรรทุก Δ คือการทรุดตัว c_1 และ c_2 คือค่าคงที่ จากสมการที่ (3.39ข) ค่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (น้ำหนักบรรทุกสูงสุด) คือน้ำหนักบรรทุกซึ่งการทรุดตัวมีค่าอนันต์ ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าเท่ากับ $\frac{1}{c_1}$

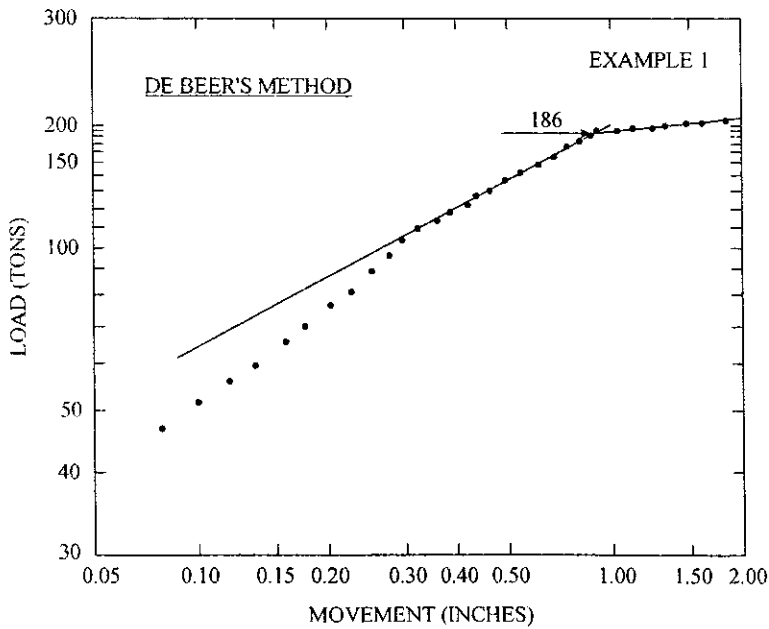
เพื่อความสะดวกในการหาค่าคงที่ c_1 และ c_2 สมการ (3.39ก) สามารถจัดอยู่ในรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นได้ดังสมการที่ (3.39ค) น้ำหนักบรรทุกประลัยสามารถคำนวณได้เท่ากับ 235 ตัน ดังแสดงรูปที่ 3.38

$$\frac{\Delta}{P} = c_1 + c_2 \Delta \quad (3.39ค)$$



รูปที่ 3.38 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Chin

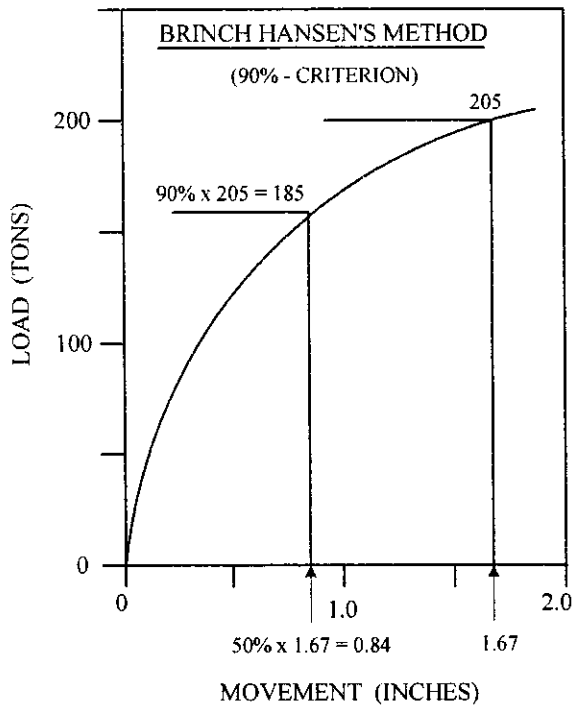
รูปที่ 3.39 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ De Beer ซึ่งเป็นค่าที่จุดตัดของส่วนของเส้นตรงสองเส้น อันเกิดจากความสัมพันธ์ระหว่าง $\log P$ และ $\log \Delta$



Construction of De Beer's yield limit

รูปที่ 3.39 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ De Beer

รูปที่ 3.40 แสดงวิธีที่เสนอโดย Brinch Hansen (1963) เขากล่าวว่าน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยคือน้ำหนักซึ่งการทรุดตัวเกิดขึ้นเป็นสองเท่าของการทรุดตัวที่ 90 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย วิธีการนี้ถูกเรียกว่า มาตรฐาน 90 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้ Brinch Hansen ยังได้เสนอมาตรฐาน 80 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยคือน้ำหนักที่เกิดการทรุดตัวเป็น 4 เท่า ของการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุก 80 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย



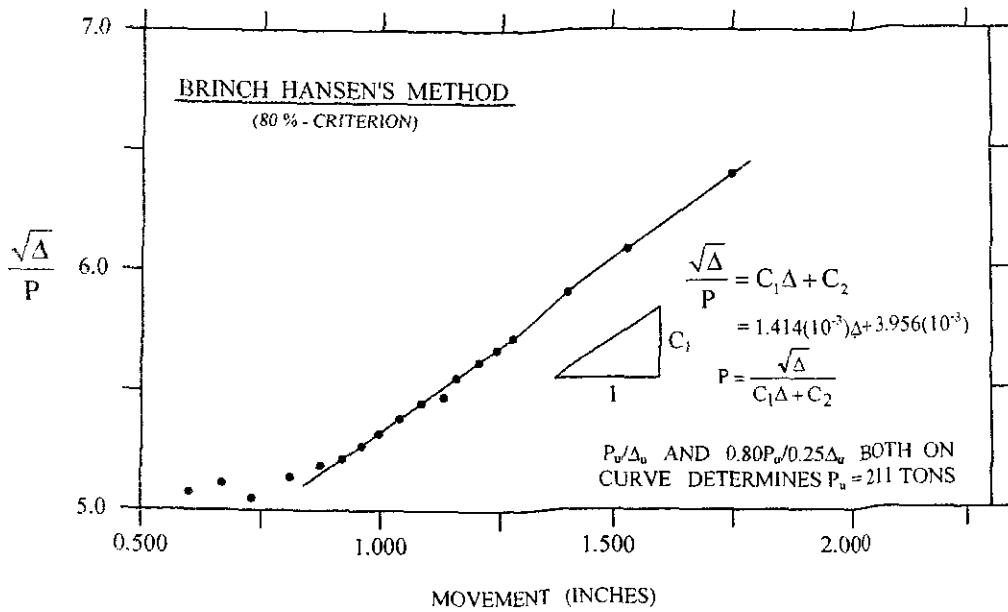
รูปที่ 3.40 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 90% ของ Brinch Hansen

รูปที่ 3.41 แสดงวิธีมาตรฐาน 80 เปอร์เซ็นต์ ของ Brinch Hansen ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง \sqrt{P}/Δ และ Δ น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (P_u) และการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Δ_u) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$P_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \tag{3.40}$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1} \tag{3.41}$$

เมื่อ C_1 คือความชันของกราฟ และ C_2 คือจุดตัดแกน Y

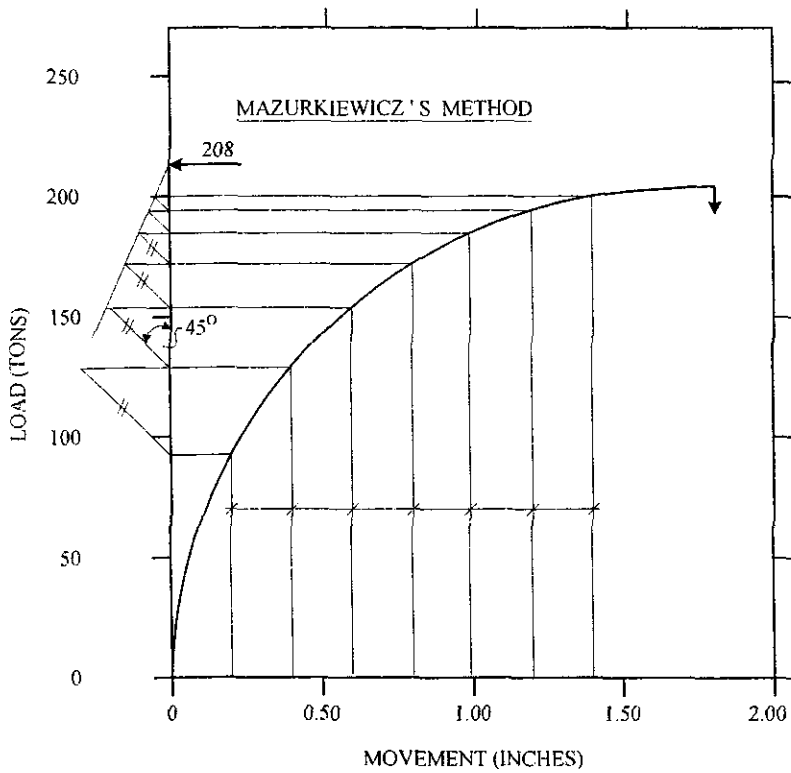


รูปที่ 3.41 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 80% ของ Brinch Hansen

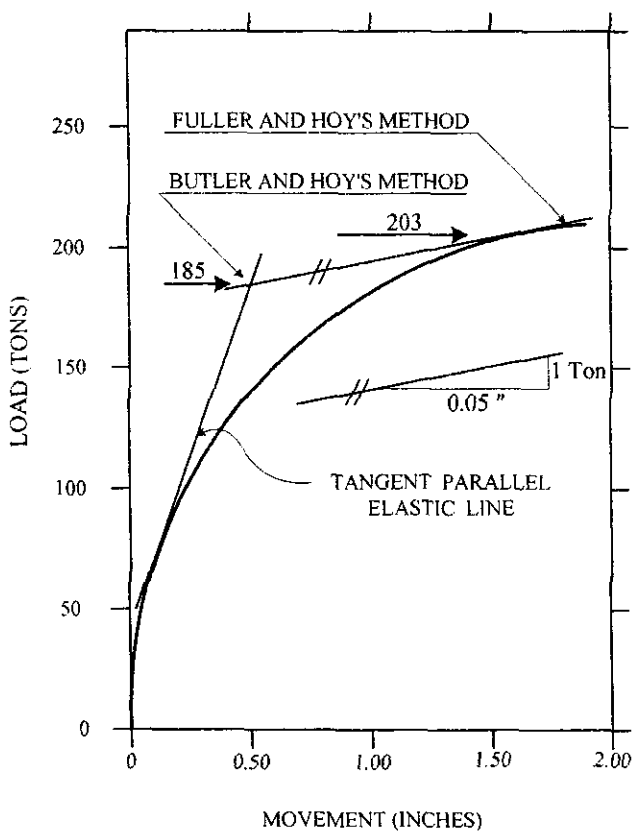
รูปที่ 3.42 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยตามวิธีของ Mazurkiewicz (1972) ซึ่งกระทำโดยการแบ่งค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม (แกน X) ให้เท่ากัน และหาน้ำหนักบรรทุกที่แต่ละการทรุดตัว โดยการลากเส้นในแนวตั้งตัดกับเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว หลังจากนั้น และลากเส้นในแนวนอนของแต่ละน้ำหนักบรรทุกตัดแกน Y และจากจุดตัดบนแกน Y นี้ ลากเส้น 45 องศา เข้าตัดกับน้ำหนักบรรทุกถัดไป ลากเส้นเชื่อมต่อดูจุดตัดที่เกิดขึ้นนี้ Mazurkiewicz (1972) นิยามว่าน้ำหนักบรรทุกประลัย คือค่าตัดแกน Y เนื่องจากวิธีการนี้สมมติว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวมีลักษณะเป็นแบบพาราโบลา ดังนั้น ผลการคำนวณที่ได้จากวิธีนี้จึงมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่หาได้จากวิธีมาตรฐาน 80% ของ Brinch Hansen

รูปที่ 3.43 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Fuller and Hoy (1970) น้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักซึ่งความชันของกราฟน้ำหนักบรรทุกประลัยและการทรุดตัว มีค่าเท่ากับ 0.05 นิ้วต่อตัน (0.14 มิลลิเมตรต่อกิโลนิวตัน)

นอกจากนี้ รูปที่ 3.43 ยังแสดงวิธีของ Butler and Hoy (1977) ซึ่งปรับปรุงวิธีของ Fuller and Hoy (1970) วิธีการนี้นิยามน้ำหนักบรรทุกประลัยว่าเป็นจุดตัดของเส้นตรงที่มีความชัน 0.05 นิ้วต่อตัน กับเส้นสัมผัสของเส้นตรงส่วนแรกของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว ซึ่งเส้นสัมผัสนี้จะมีค่าความชันใกล้เคียงกับเส้นตรงที่เกิดจากการถอนน้ำหนักกลับ (Rebound portion)

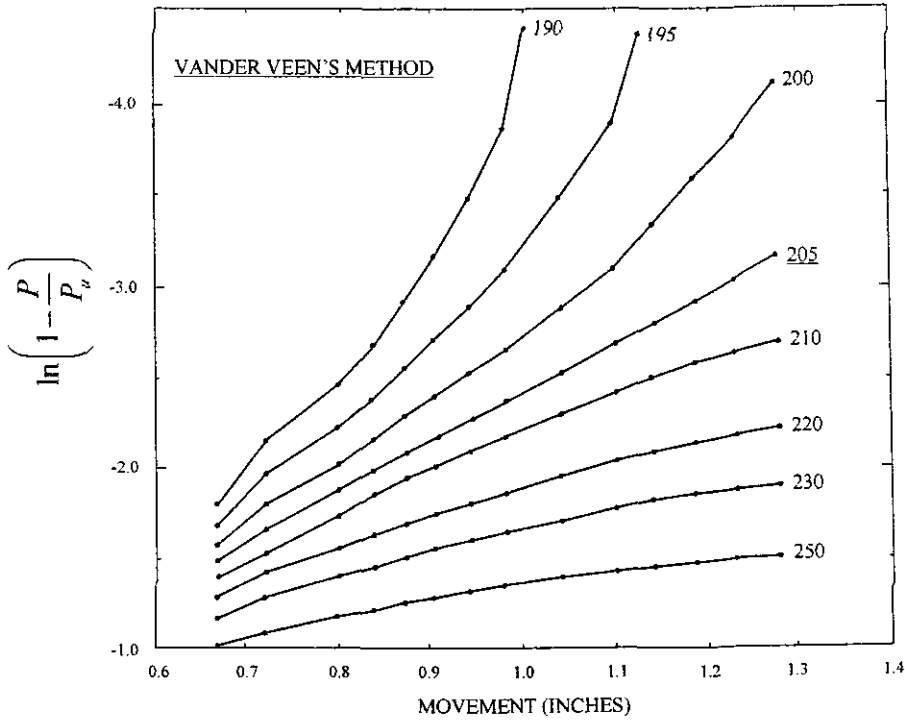


รูปที่ 3.42 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธี Mazurkiewicz (1972)



รูปที่ 3.43 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธี Fuller and Hoy และ Butler and Hoy

รูปที่ 3.44 แสดงการหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธีของ Vander Veen (1953) ซึ่งกระทำโดยการเลือกน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Assumed P_u) และพล็อตความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln(1 - P/\text{Assumed } P_u)$ และการทรุดตัว จนกระทั่งได้ความสัมพันธ์เส้นตรง น้ำหนักบรรทุกที่เลือก (Assumed P_u) ซึ่งทำให้เกิดความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงนี้เองคือน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่แท้จริง (Actual P_u) วิธีการนี้เป็นวิธีที่กินเวลานานมาก



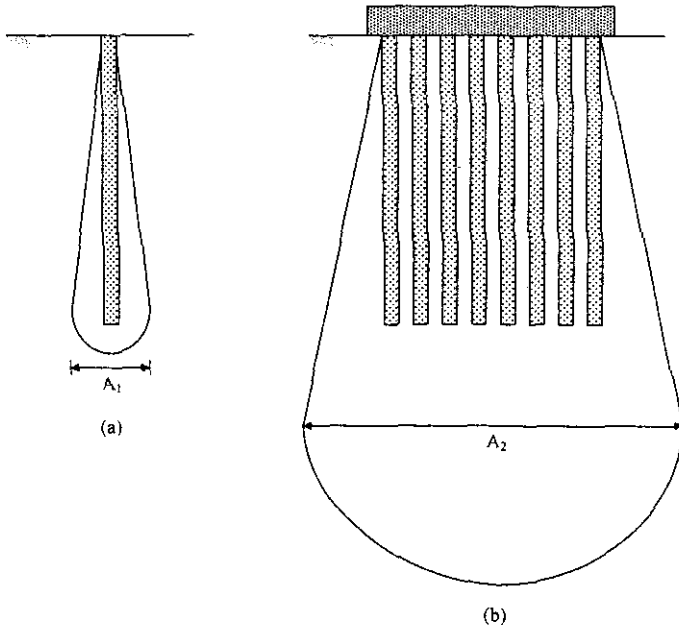
รูปที่ 3.44 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธีของ Vander Veen

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง

ในทางปฏิบัติ ฐานรากลึกจะเป็นกลุ่มของเสาเข็มที่มีแท่นหัวเสาเข็ม (Pile cap) เป็นตัวกระจายน้ำหนักจากโครงสร้าง เราสามารถแบ่งฐานรากลึกออกเป็น 2 ประเภท ตามตำแหน่งของแท่นหัวเสาเข็ม ฐานรากที่มีแท่นหัวเสาเข็มอยู่บนพื้นดิน เรียกว่าฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ส่วนฐานรากที่มีแท่นหัวเสาเข็มลอยอยู่เหนือระดับพื้นดิน เรียกว่าฐานรากกลุ่มเสาเข็มลอยอิสระ (Free standing group of pile)

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของฐานรากเสาเข็มไม่จำเป็นต้องเท่ากับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มแต่ละต้น เนื่องจากกระเปาะความเค้นของเสาเข็มหนึ่งต้นและเสาเข็มกลุ่มมีความแตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.45 กระเปาะความเค้นของเสาเข็มเดี่ยวแสดงดังรูปที่ 3.45a ถ้าเสาเข็มเดี่ยวอยู่รวมกันเป็นกลุ่ม จะเกิดการซ้อนทับของกระเปาะความเค้น และก่อให้เกิดกระเปาะความเค้นขนาดใหญ่ ดังแสดงในรูปที่ 3.45b พื้นที่รับแรง (Loaded area) ของทั้งสองกรณีคือ A_1 และ A_2 ภายใต้ชั้น

ดินฐานรากที่เหมือนกัน พื้นที่รับแรงที่มากจะก่อให้เกิดการทรุดตัวที่สูง ดังนั้น ภายใต้ความเค้นจากโครงสร้างที่เท่ากัน เสาเข็มกลุ่มจึงมีแนวโน้มที่เกิดการทรุดตัวมากกว่าเสาเข็มเดี่ยว



รูปที่ 3.45 กระจาปะความเค้นของเสาเข็มต้นเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม

อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกประลัยเฉลี่ยของเสาเข็มหนึ่งต้น ในกลุ่มเสาเข็มต่อน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว เรียกว่าประสิทธิภาพ (Efficiency, η)

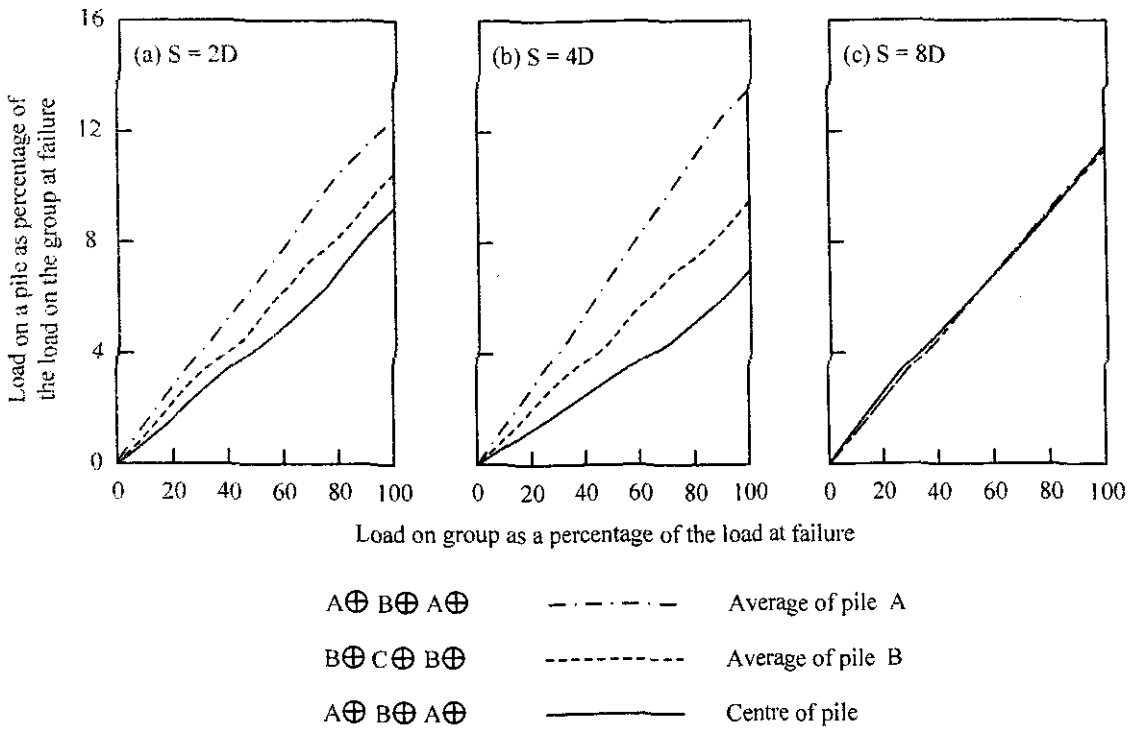
$$\eta = \frac{P_{f(group)}}{n \times P_f} \quad (3.42)$$

เมื่อ n คือจำนวนเสาเข็มในฐานราก และ $P_{f(group)}$ คือน้ำหนักบรรทุกประลัยของกลุ่มเสาเข็ม

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

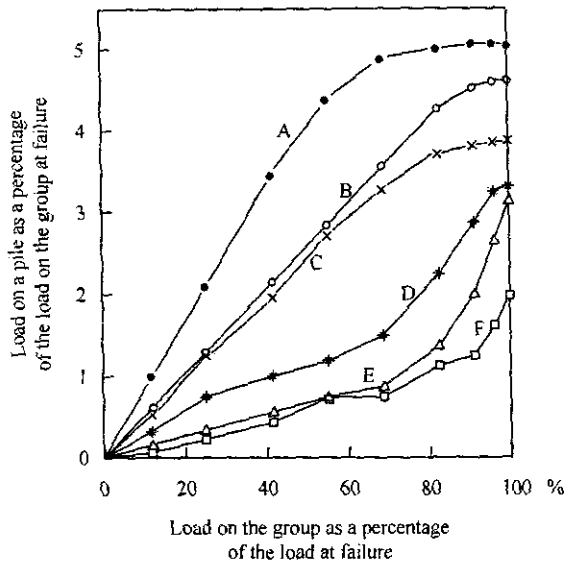
เมื่อฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกตรงศูนย์ เรามักจะสมมติว่าเสาเข็มแต่ละต้นรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากันและเกิดการทรุดตัวในปริมาณเดียวกัน แต่จากผลทดสอบแสดงให้เห็นว่า น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้นมีความแตกต่างกัน Whitaker (1976) อ้างถึงผลทดสอบจากแบบจำลองฐานรากกลุ่มเสาเข็มลอยอิสระ (Free standing group of pile) ในชั้นดินเหนียว และแสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้น ดังแสดงในรูปที่ 3.46 สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับสองและสี่เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง (2D และ 4D) เสาเข็มต้นกลางจะรับน้ำหนักบรรทุกน้อยที่สุด ในขณะที่ เสาเข็มที่ตำแหน่งมุมจะรับน้ำหนักบรรทุกมากที่สุด ความแตกต่างของน้ำหนักบรรทุกที่มุมและกึ่งกลางจะมีค่าน้อยมาก เมื่อระยะห่างระหว่าง

เสาเข็มเท่ากับแปดเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง รูปที่ 3.47 แสดงการกระจายของน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่ม ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 2D จะเห็นว่าน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแปรผันตามระยะห่างจากกึ่งกลางของกลุ่มเสาเข็ม เสาเข็มต้นที่อยู่ไกลจากกึ่งกลางเสาเข็มกลุ่มมากที่สุดจะรับน้ำหนักบรรทุกมากที่สุด



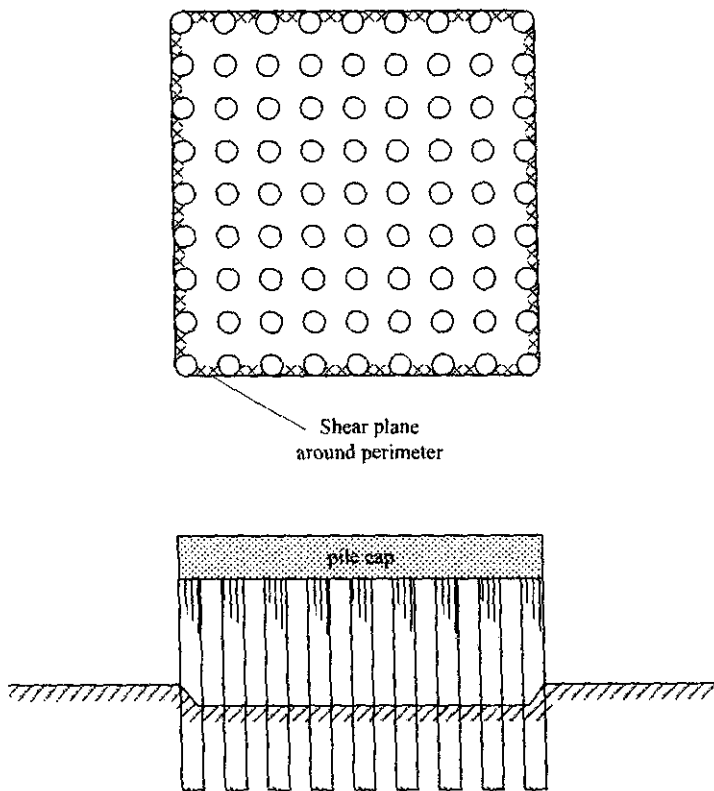
รูปที่ 3.46 การกระจายของน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัส ที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ a) 2D b) 4D และ c) 8D เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

Whitaker (1976) กล่าวว่าพฤติกรรมการวิบัติของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระเกิดขึ้นในสองลักษณะ ตามการจัดเรียงระยะห่างของเสาเข็ม ได้แก่ การวิบัติแบบบล็อก (Block failure) และการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น (Individual failure of piles) ระยะห่างของเสาเข็มที่เป็นตัวแบ่งแยกการลักษณะการวิบัติของเสาเข็มจากการวิบัติแบบบล็อกเป็นการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น เรียกว่า ระยะห่างวิกฤต (Critical spacing) ถ้าระยะห่างระหว่างเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤต กลุ่มเสาเข็มและดินภายในกลุ่มเสาเข็มจะเกิดการวิบัติร่วมกัน เปรียบเสมือนเป็นวัสดุชนิดเดียวกันและเลื่อนทะลุลงไปในพื้นที่ดินด้านล่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.48 สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเกินกว่าระยะห่างวิกฤต การวิบัติจะเป็นแบบการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น รูปที่ 3.49 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพและอัตราส่วนระยะห่างของเสาเข็ม (S/D) ของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ จะเห็นได้ว่ากราฟประกอบด้วยเส้นตรงที่มีความชันแตกต่างกันสองเส้น การเปลี่ยนแปลงของความชันเกิดขึ้นอย่างฉับพลันหลังจากระยะห่างวิกฤต ความชันในช่วงแรกเกิดในช่วงที่ระยะห่างของกลุ่มเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤต สถานะนี้เป็นการวิบัติแบบบล็อก



- | | |
|---------------------|------------------------|
| A ○ B ○ C ○ B ○ A ○ | ● ● Average of piles A |
| B ○ D ○ E ○ D ○ B ○ | ○ ○ Average of piles B |
| C ○ E ○ F ○ E ○ C ○ | × × Average of piles C |
| B ○ D ○ E ○ D ○ B ○ | ✦ ✦ Average of piles D |
| A ○ B ○ C ○ B ○ A ○ | △ △ Average of piles E |
| | □ □ Piles F |

รูปที่ 3.47 การกระจายน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่มที่มี $S = 2D$



รูปที่ 3.48 การวิบัติแบบบดอัด

เมื่อมีการหล่อแทนหัวเข็มที่ระดับผิวดิน ฐานรากเสาเข็มกลุ่มจะกลายเป็นฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) แทนหัวเข็มนี้จะทำหน้าที่ป้องกันการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม แต่อย่างไรก็ตาม ในช่วงที่ระยะห่างของเสาเข็มมีค่าใกล้เคียงกับระยะห่างวิกฤต แทนหัวเข็มมิได้มีส่วนช่วยเพิ่มประสิทธิภาพ (η) ของเสาเข็มแต่อย่างใด แต่แทนหัวเข็มจะมีส่วนช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในกรณีที่ระยะห่างของเสาเข็มที่ค่าเกินกว่าระยะห่างวิกฤต ดังจะเห็นได้จากรูปที่ 3.49

เมื่อเกิดการวิบัติแบบบดอัดในชั้นดินเหนียว แรงที่ต้านการวิบัติจะเกิดจากกำลังต้านทานแรงเฉือนรอบบดอัด และเกิดจากกำลังต้านทานแรงแบกทานที่ฐานของบดอัด ในกรณีของเสาเข็มกลุ่มรูปสี่เหลี่ยมดังแสดงในรูปที่ 3.48 น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากเสาเข็มที่เกิดการวิบัติแบบบดอัดสามารถประมาณได้ดังนี้

$$P_{f(\text{group})} = N_c \overline{S}_u B_g L_g + 2S_u H_g (B_g + L_g) \quad (3.43)$$

เมื่อ N_c คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน ซึ่งหาได้จากรูปที่ 3.26

S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนปลายเสาเข็มกลุ่ม

B_g คือด้านกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม

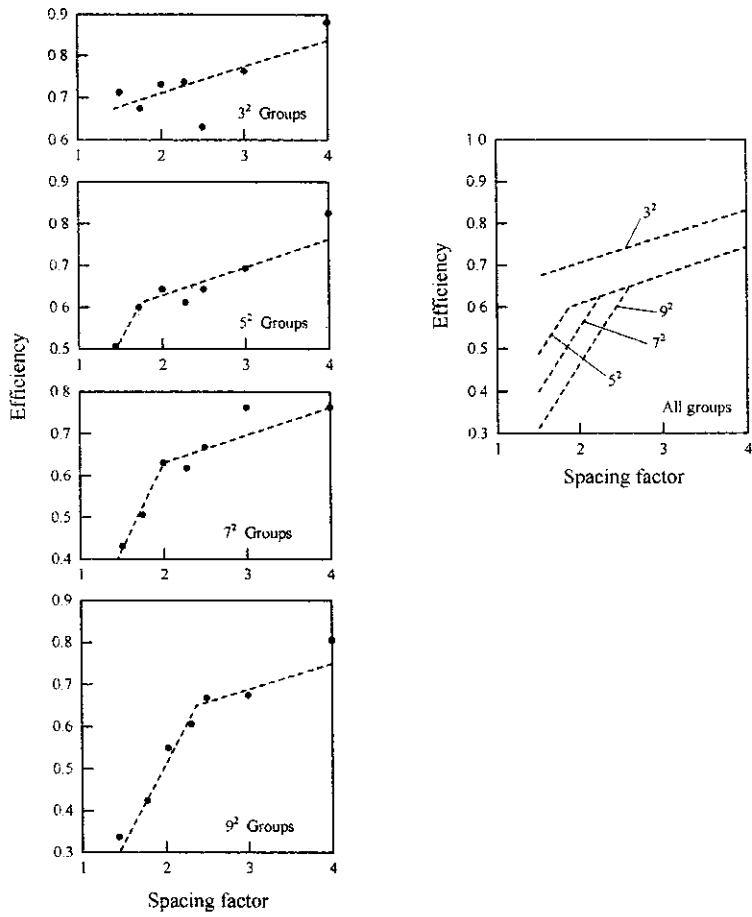
L_g คือความยาวของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม

H_g คือความลึกของกลุ่มเสาเข็ม

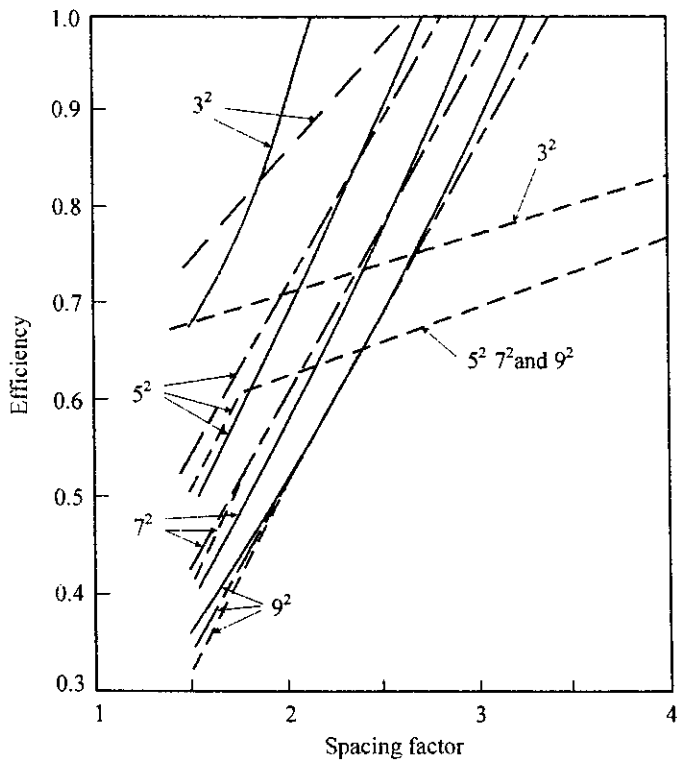
\overline{S}_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ยระหว่างความลึก 0 ถึง H

รูปที่ 3.49 แสดงผลเปรียบเทียบระหว่างค่าประสิทธิภาพที่คำนวณจากสมการที่ (3.30) กับค่าประสิทธิภาพที่ได้จากผลทดสอบ จะเห็นได้ว่า ประสิทธิภาพของฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ที่ได้จากการคำนวณมีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณที่ได้จากสมการที่ (3.30) มาก ขณะที่ ประสิทธิภาพของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการคำนวณ ในช่วงที่ระยะห่างระหว่างเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤต และเมื่อระยะห่างมีค่ามากกว่าระยะห่างวิกฤต ประสิทธิภาพที่ได้จากการคำนวณจะมีค่าสูงเกินความเป็นจริง

ดังนั้นในการออกแบบฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากสามารถประมาณได้จากสมการที่ (3.30) เมื่อประสิทธิภาพต้องมีค่าน้อยกว่า 1.0 แต่เมื่อประสิทธิภาพมีค่าเกินกว่า 1.0 น้ำหนักบรรทุกประลัยจะมีค่าเท่ากับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทุกต้น ในกรณีของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ ระยะห่างของเสาเข็มควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และประสิทธิภาพมีค่าอยู่ระหว่าง 0.6 – 0.7



รูปที่ 3.49 ความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพและอัตราส่วนระยะห่าง (Whitaker, 1976)



รูปที่ 3.50 ค่าประสิทธิภาพที่ได้คำนวณและที่ได้จากผลทดสอบ (Whitaker, 1976)

3.17.2 เสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย

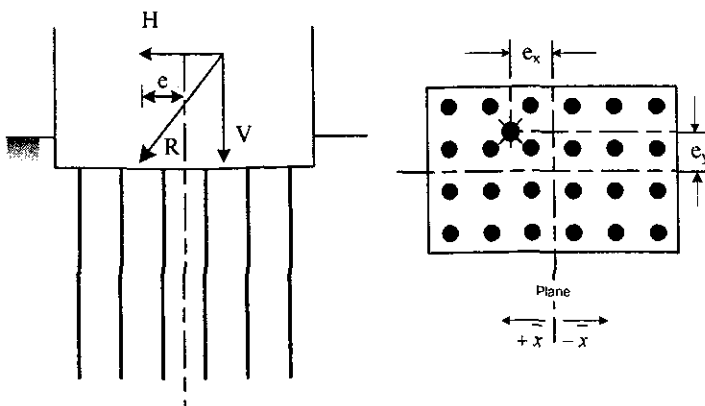
การตอกเสาเข็มในชั้นทรายเป็นการเพิ่มความหนาแน่น ดังนั้น เสาเข็มกลุ่มที่ตอกในชั้นทรายมักมีค่าน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของกลุ่มเสาเข็มมากกว่าผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว แต่อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบอาจสมมติให้ประสิทธิภาพ (η) มีค่าเท่ากับหนึ่ง สำหรับเสาเข็มจะประสิทธิภาพมักมีค่าน้อยกว่าหนึ่ง และมีค่าประมาณ 0.6

3.18 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแนวนอน

ในกรณีของฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ซึ่งบรรทุกน้ำหนักเอียง R ดังแสดงในรูปที่ 3.51 น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นสามารถคำนวณได้จาก

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Ve_x x}{\sum(\bar{x})^2} \pm \frac{Ve_y y}{\sum(\bar{y})^2} \quad (3.44)$$

- เมื่อ V คือแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดบนฐานราก
 n คือจำนวนเสาเข็ม
 e_x และ e_y คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวแกน x และแกน y ตามลำดับ
 x และ y คือระยะที่วัดจากจุดสะเทินของกลุ่มเสาเข็มถึงจุดกึ่งกลางเสาเข็ม ตามแกน x และ y ตามลำดับ
 \bar{x} และ \bar{y} คือผลรวมของระยะจากจุดกึ่งกลางเสาเข็มจนถึงแกนสะเทินของกลุ่มเสาเข็ม ตามแนวแกน x และ y ตามลำดับ



รูปที่ 3.51 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทั้งในแนวตั้งและแนวนอน

การวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวสามารถกระทำได้ไม่ยาก โดยการพิจารณาแยกการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยออกเป็นสองส่วน คือในแนวตั้งและแนวนอน การตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยในแนวตั้ง

สามารถกระทำได้โดยอาศัยหลักการที่นำเสนอในหัวที่ผ่านมา สำหรับการวิเคราะห์อัตราส่วนปลอดภัยในแนวนอน ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็ม ซึ่งจะนำเสนอในส่วนนี้ การคำนวณหาแรงในแนวนอนสามารถกระทำได้โดยอาศัยทฤษฎีของ Broms (1964a, 1964b, และ 1965) ซึ่งจะมีความแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน (ดินเม็ดละเอียดและดินเม็ดหยาบ)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

จากผลทดสอบความต้านทานในแนวนอนของเสาเข็มพบว่า ความต้านทานในแนวนอนที่จุดวิกฤติของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้นจาก $2S_u$ ที่ผิวดิน (S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ) จนถึง 8 ถึง 12 เท่าของ S_u ที่ระดับความลึกประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ($3d$) จากผิวดิน เพื่อความง่ายต่อการคำนวณ Broms (1994a) เสนอวิธีการกระจายความดันดินด้านข้างโดยพิจารณาความดันดินด้านข้างเป็นศูนย์ที่ระยะจากผิวดินถึง 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางให้เท่ากับศูนย์ และมีค่าคงที่เท่ากับ $9S_u$ ตลอดความลึก

3.18.1.1 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติและการกระจายแรงต้านทานของเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มแสดงได้ดังรูปที่ 3.52 สำหรับทั้งเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว เสาเข็มสั้นคือเสาเข็มซึ่งเกิดการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของดินด้านข้าง (เสาเข็มมีความแข็งแรงสูง) ขณะที่ เสาเข็มยาวคือเสาเข็มซึ่งเกิดการวิบัติเนื่องจากวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มมีความต้านทานโมเมนต์คดไม่เพียงพอ น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (Ultimate lateral load, H_u) สามารถประมาณได้โดยใช้หลักสมมูล โดยพิจารณาความยาวประสิทธิผลของเสาเข็มเท่ากับ $L - 1.5d$ และ ระยะเยื้องศูนย์ประสิทธิผลเท่ากับ $e + 1.5d$ จากผลของสมมูล เราสามารถคำนวณหาค่าแรงที่จะเกิดโมเมนต์มากที่สุด ซึ่งเป็นตำแหน่งซึ่งหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ (f ในรูปที่ 3.52) ได้ดังนี้

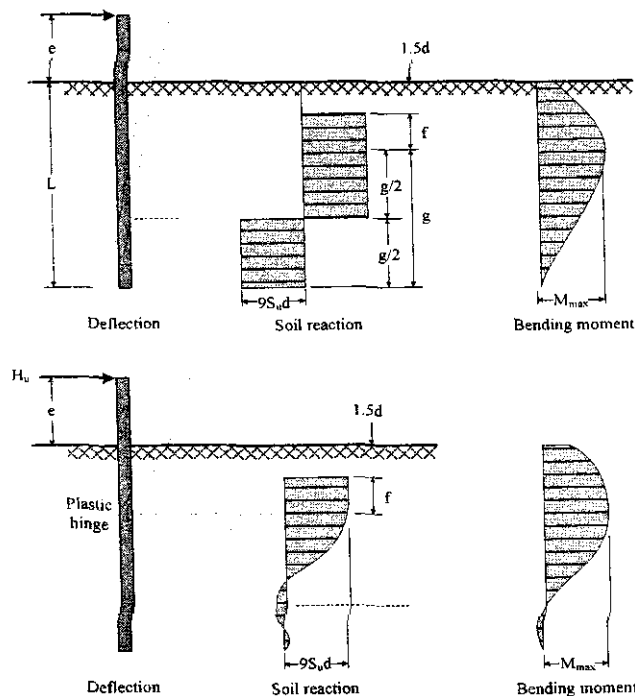
$$f = \frac{H_u}{9S_u d} \quad (3.45)$$

เมื่อพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุดซึ่งเกิดโมเมนต์มากที่สุด จะได้

$$M_{\max} = H_u (e + 1.5d + 0.5f) \quad (3.46a)$$

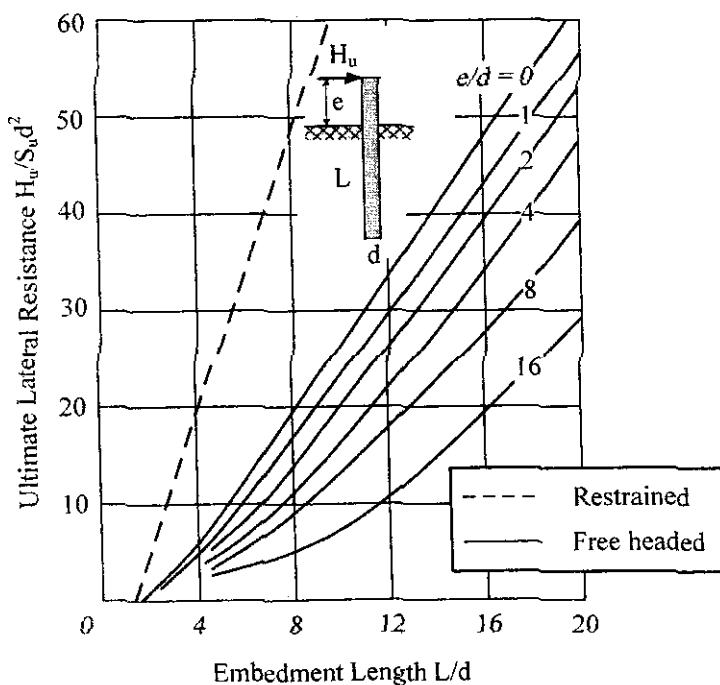
และ

$$M_{\max} = 2.25dg^2 S_u \quad (3.46b)$$



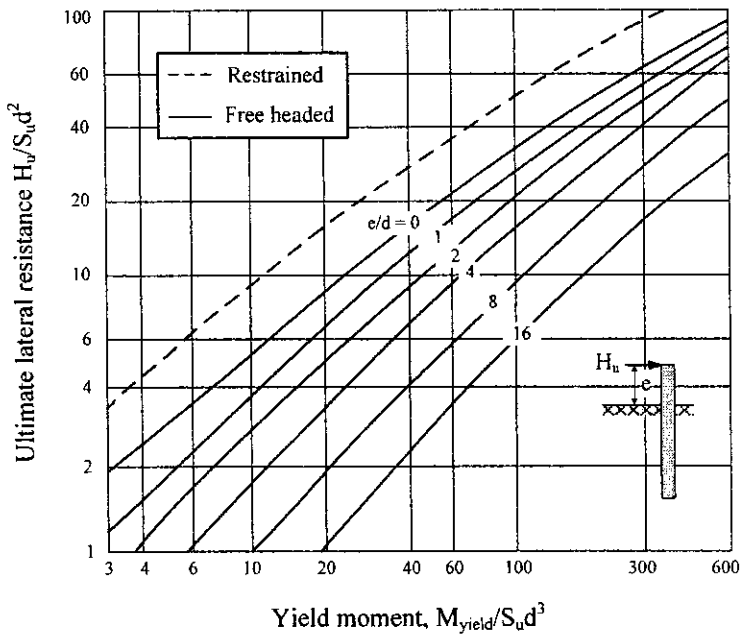
รูปที่ 3.52 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งในดินเหนียว (Broms, 1964a)

เนื่องจาก $L = 1.5d + f + g$ ดังนั้น สมการที่ (3.30) และ (3.31) สามารถใช้ในการคำนวณหา น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวนอนประลัย (H_u) ได้ รูปที่ 3.53 แสดงผลคำตอบของเสาเข็มสั้น ในทอมของตัวแปรไร้มิติ ซึ่งจะใช้ได้ในกรณีที่มีโมเมนต์ครากของหน้าตัด (Yield moment, M_y) มีค่าสูงกว่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม (M_{max})



รูปที่ 3.53 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)

สำหรับเสาเข็มยาว H_u สามารถหาได้จากสมการที่ (3.31ก) และ (3.31ข) โดยการแทนค่า M_{max} เท่ากับ M_y ผลคำตอบแสดงรูปที่ 3.54 ในเทอมของตัวแปรไร้มิติ



รูปที่ 3.54 นำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)

3.18.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายแรงค้ำดิน และโมเมนต์ ของเสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม แสดงได้ดังรูปที่ 3.55 ลักษณะการวิบัติจะแปรผันตามโมเมนต์ครากของหน้าตัด จากการสมมติว่า โมเมนต์ที่มากที่สุดเ็นเสาเข็มมีค่าเท่ากับ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นได้ฐานราก นำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอน และโมเมนต์สูงสุด สำหรับเสาเข็มสั้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

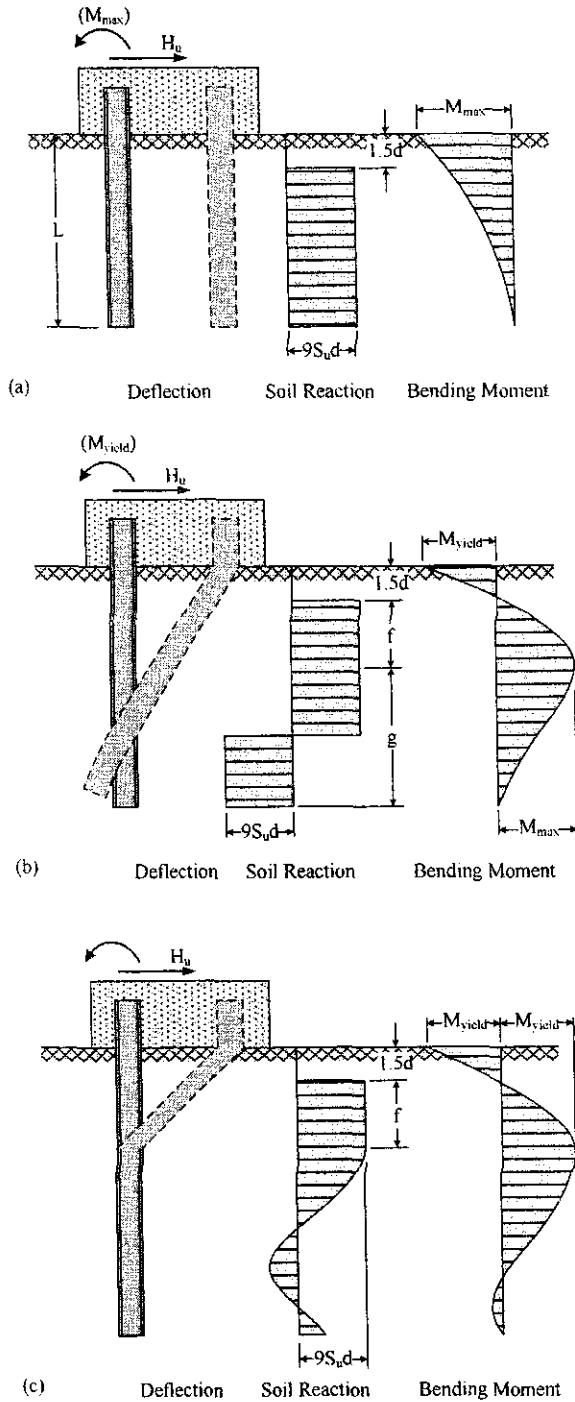
$$H_u = 9S_u d(L - 1.5d) \quad (3.47)$$

$$M_{max} = H_u(0.5L + 0.75d) \quad (3.48)$$

ผลคำตอบในเทอมของตัวแปรไร้มิติแสดงในรูปที่ 3.53

สำหรับเสาเข็มความยาวปานกลาง (จุดครากเกิดที่หัวเสาเข็ม) ดังแสดงในรูปที่ 3.55b อาศัยสมการที่ (3.48) และพิจารณาการสมดุลของการหมุนรอบพิวคิน จะได้

$$M_{yield} = 2.25S_u d g^2 - 9S_u d f(1.5d + 0.5f) \quad (3.49)$$



รูปที่ 3.55 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาในชั้นดินเหนียว (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาวปานกลาง (c) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

โดยการใช้สมการข้างต้นนี้ร่วมกับความสัมพันธ์ $L = 1.5d + f + g$ เราสามารถคำนวณหาค่า H_u ได้ พึงตระหนักว่าหลังจากได้คำตอบแล้ว เราจำเป็นต้องตรวจสอบว่าโมเมนต์ตัดที่ตำแหน่ง $f + 1.5d$ มีค่ามากกว่า M_y หรือไม่ ถ้าพบว่ามีค่ามากกว่า ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบเสาเข็มยาว ดังแสดงในรูปที่ 3.52 ในกรณีเช่นนี้ น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนสามารถคำนวณได้จาก

$$H_u = \frac{2M_{yield}}{(1.5d + 0.5f)} \quad (3.50)$$

ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงในรูปที่ 3.54

3.18.2 น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

Broms (1964b) ได้สร้างสมมติฐานในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนดังนี้

1. ไม่พิจารณาอิทธิพลของความดันดินที่สถานะ Active ด้านหลังของเสาเข็ม
2. การกระจายความดันดินด้านข้างที่สถานะ Passive ด้านหน้าเสาเข็มมีค่าเป็นสามเท่าของความดันดินตามทฤษฎีของ Rankine
3. รูปตัดของเสาเข็มไม่มีผลต่อการกระจายด้านทานในแนวนอนประลัย
4. น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยจะเกิดเมื่อมีการเคลื่อนตัวในแนวนอนของเสาเข็มอย่างมาก

สมมติฐานดังกล่าวนี้ตั้งอยู่บนหลักการเชิงประจักษ์ (Empirical) ซึ่งได้รับการเปรียบเทียบกับผลทดสอบจริง Broms (1964b) รายงานว่าอัตราส่วนของผลคำนวณต่อผลทดสอบจริงมีค่าประมาณสองในสาม ซึ่งหมายความว่าผลการคำนวณโดยเฉลี่ยมีค่าต่ำกว่าค่าจริง นำมาซึ่งการออกแบบที่ปลอดภัย (Conservative)

การกระจายความดันในแนวนอนที่สถานะวิบัติมีค่าเท่ากับ

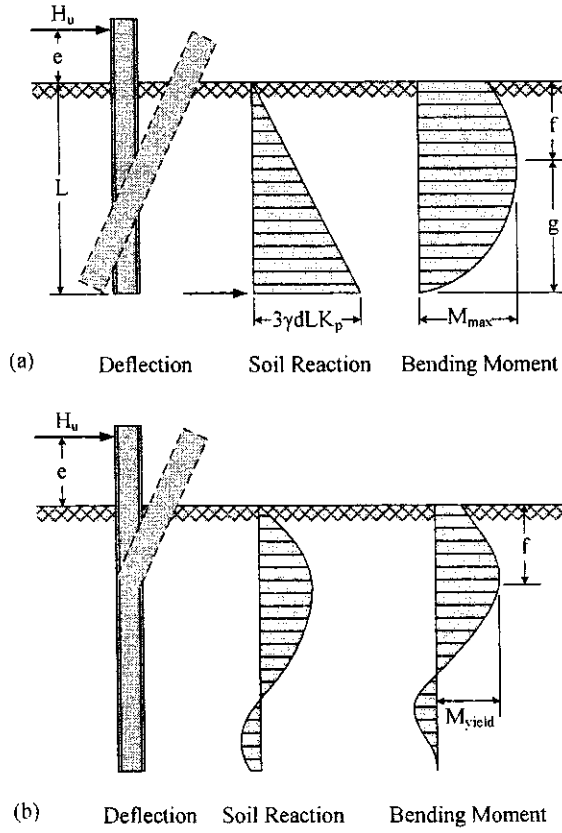
$$\sigma'_h = 3\sigma'_v K_p \quad (3.51)$$

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

3.18.2.1 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติ กระจายแรงด้านทาน และโมเมนต์คัต สำหรับเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว แสดงดังรูปที่ 3.56 (สำหรับกรณีที่หน่วยน้ำหนักจมมีค่าคงที่ตลอดความลึก) ดังได้กล่าวแล้วว่าเสาเข็มจะถูกพิจารณาว่าเป็นเสาเข็มสั้นเมื่อโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์รอกของหน้าตัด จากรูปที่ 3.56a สมมติให้จุดหมุนอยู่ที่จุดปลายของเสาเข็ม และแทนความดันที่กระจายใกล้จุดหมุนด้วยแรงกระทำแบบจุด (Point load) กระทำที่จุดปลายของเสาเข็ม จากสมมูลของการหมุนรอบจุดปลายเสาเข็ม น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$H_u = \frac{0.5\gamma'dL^3K_p}{e + L} \quad (3.37)$$



รูปที่ 3.56 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นทราย (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

ความสัมพันธ์นี้ถูกสร้างขึ้นในรูปของตัวแปรไร้มิติ ดังแสดงในรูปที่ 3.56a โมเมนต์สูงสุดบนเสาเข็มจะเกิดขึ้นที่ระยะ f จากผิวดิน เมื่อนำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

$$H_u = \frac{3}{2} \gamma' d K_p f^2 \quad (3.38ก)$$

ดังนั้น

$$f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_u}{d K_p \gamma'} \right)} \quad (3.38ข)$$

โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

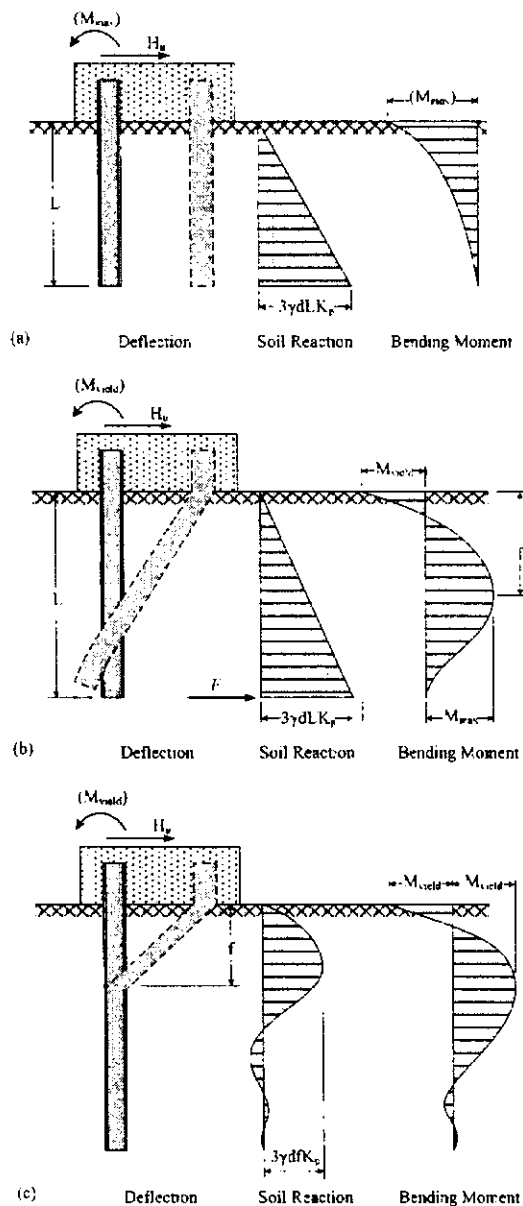
$$M_{\max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (3.39)$$

ถ้าหลังจากคำนวณหา H_u โดยอาศัยสมการ (3.37) แล้วพบว่า M_{max} มีค่ามากกว่า M_{yield} แสดงว่าเสาเข็มนี้เป็นเสาเข็มยาว ดังนั้น H_u ต้องถูกคำนวณใหม่โดยอาศัยสมการ (3.38ข) และ (3.39) โดยการแทนค่า M_{max} เท่ากับ M_{yield} ผลคำตอบแสดงในรูปของตัวแปรไร้มิติ ดังรูปที่ 3.56b

3.18.2.2 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มสั้น เสาเข็มยาวปานกลาง และเสาเข็มยาว แสดงในรูปที่ 3.57 สำหรับเสาเข็มสั้น น้ำหนักบรรทุกแต่ละอันในแนวนอนคำนวณโดยอาศัยสมการสมดุลในแนวนอน

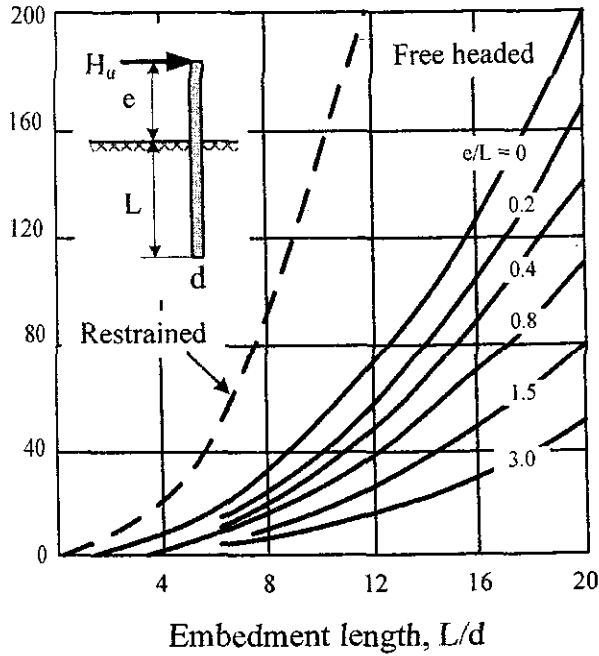
$$H_v = 1.5\gamma' L^2 d K_p \quad (3.41)$$



รูปที่ 3.56 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาในชั้นทราย (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาวปานกลาง (c) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

ผลคำตอบนี้แสดงในรูปของตัวแปรไร้มิติ ดังแสดงในรูปที่ 3.57 โมเมนต์สูงสุดในเสาเข็มสามารถคำนวณได้จาก

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_u L \quad (3.42)$$



รูปที่ 3.57 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นทราย (Broms, 1964b)

ถ้า M_{\max} มีค่าเกินกว่า M_{yield} ลักษณะการวิบัติจะเป็นดังรูปที่ 3.56b จากการสมดุลในแนวนอนจะได้

$$F = \left(\frac{3}{2} \gamma' d L^2 K_p \right) - H_u \quad (3.43)$$

จากสมดุลการหมุนรอบหัวเสาเข็ม จะสามารถคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มยาวปานกลางได้ ดังนี้

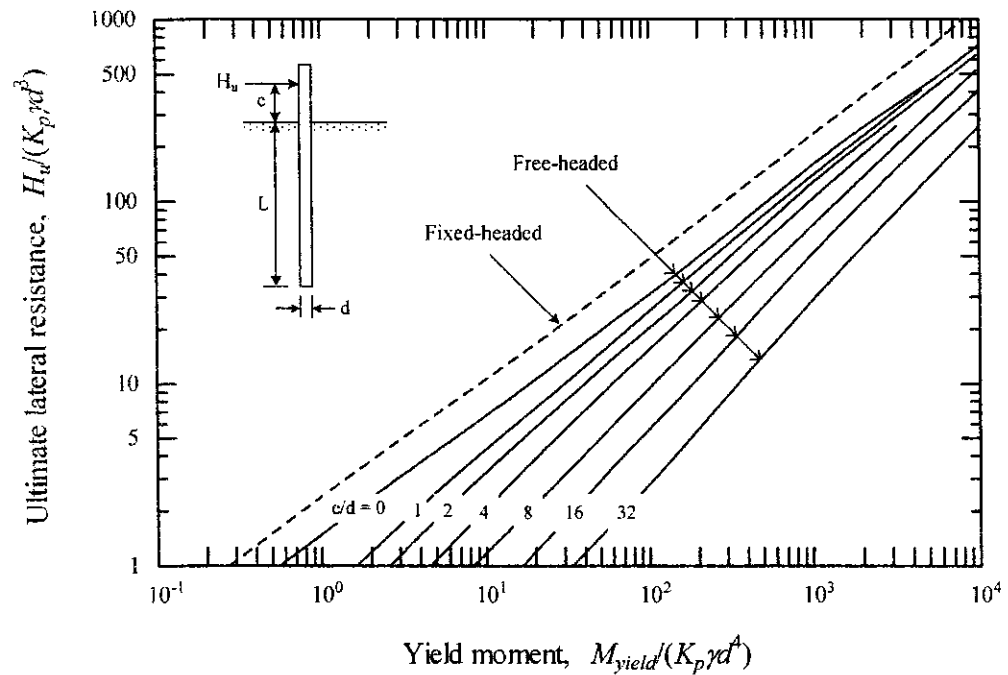
$$H_u = \frac{(0.5 \gamma' d L^3 K_p) - M_{yield}}{L} \quad (3.44)$$

สมการ (3.44) นี้จะใช้ได้ก็ต่อเมื่อโมเมนต์สูงสุดที่ระยะ f จากผิวดินมีค่าน้อยกว่า M_{yield} โดยที่ระยะ f สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3.38(ข)

สำหรับกรณีในรูปที่ 3.56c ซึ่งโมเมนต์ครากเกิดขึ้นสองบริเวณ ในกรณีเช่นนี้ น้ำหนักบรรทุก
 ประลัยในแนวนอนคำนวณได้จาก

$$H_u = \frac{2M_{yield}}{\left(e + \frac{2}{3}f\right)} \quad (3.45)$$

ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงในรูปที่ 3.58



รูปที่ 3.58 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นทราย (Broms, 1964b)

เพื่อความสะดวกในการคำนวณโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ผู้เขียนได้สรุปขั้นตอนการ
 คำนวณสำหรับเสาเข็มแต่ละประเภท ดังแสดงในตารางที่ 3.7 ถึง 3.10

ตารางที่ 3.7 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดครั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

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

ตารางที่ 3.8 เสาค้ำที่ปราศจากการยึดครั้งที่หัวเสาค้ำในชั้นทราย

ลักษณะของเสาค้ำ	สมการ
เสาค้ำสั้น ($L < L_c$)	$H_{us} = \frac{\gamma' d K_p L^3}{2(e+L)}$ $L_c^3 - \frac{2H_{ul}}{\gamma' d K_p} L_c - \frac{2(H_{ul}e)}{\gamma' d K_p} = 0$
เสาค้ำยาว ($L > L_c$)	$H_{ul} = \frac{M_{yield}}{e + \frac{2}{3}f}$ $f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_{ul}}{1.5dK_p\gamma'} \right)}$

ตารางที่ 3.9 เสาค้ำที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาค้ำในชั้นดินเหนียว

ลักษณะของเสาค้ำ	สมการ
เสาค้ำสั้น ($L < L_{cs}$)	$H_u = 9S_u d (L - 1.5d)$ $L_{cs} = 2 \left[\frac{M_{yield}}{18S_u d} + \frac{9}{16} d^2 \right]$
เสาค้ำยาวปานกลาง ($L_{cs} \leq L \leq L_{cl}$)	$H_u = 18S_u d \left[\frac{M_{yield}}{9S_u d} + \frac{L^2}{2} + \frac{9}{8} d^2 \right]^{0.5} - (0.75d + 0.5L)$ $L_{cl} = \left[2.25d^2 + \frac{4}{9} \frac{M_{yield}}{S_u d} \right]^{0.5} + \left[\frac{M_{yield}}{2.25S_u d} \right]^{0.5}$
เสาค้ำยาว ($L > L_{cl}$)	$H_u = 9S_u d \left[\left(2.25d^2 + \frac{4}{9} M_{yield} \right)^{0.5} - 1.5d \right]$

ตารางที่ 3.10 เสาค้ำที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาค้ำในชั้นทราย

ลักษณะของเสาค้ำ	สมการ
เสาค้ำสั้น ($L < L_{cs}$)	$H_u = 1.5\gamma' d K_p L^2$ $L_{cs} = \left[\frac{M_{yield}}{\gamma' d K_p} \right]^{1/3}$
เสาค้ำยาวปานกลาง ($L_{cs} \leq L \leq L_{cl}$)	$H_u = \frac{M_{yield}}{L} + 0.5\gamma' d K_p$ $L_{cl}^3 - \frac{H_{ul}}{0.5\gamma' d K_p} L_{cl} + \frac{M_{yield}}{0.5\gamma' d K_p} = 0$
เสาค้ำยาว ($L > L_{cl}$)	$H_{ul} = \frac{2M_{yield}}{e + \frac{2}{3}f}$ $f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_{ul}}{1.5dK_p\gamma'} \right)}$

3.19 การทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็ม

ความเค้นที่กระจายได้เสาเข็มกลุ่มจะก่อให้เกิดการทรุดตัว การทรุดตัวของดิน โดยทั่วไปสามารถหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (3.31)$$

- เมื่อ S_t คือการทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement)
 S_i คือการทรุดตัวทันที (Immediate settlement)
 S_c คือการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิ (Consolidation settlement)
 S_s คือการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำทุติยภูมิ (Secondary settlement)

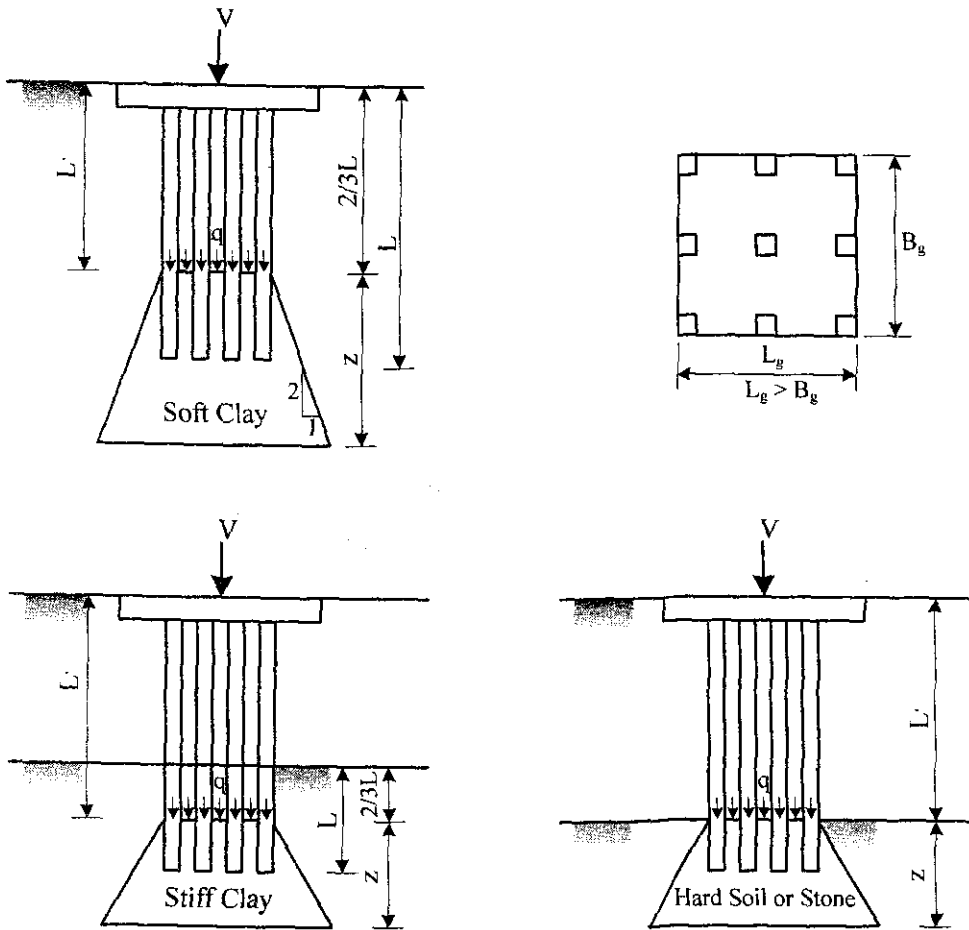
การทรุดตัวทันที (Immediate settlement) จะเกิดขึ้นขณะการก่อสร้างและในระหว่างการก่อสร้างจึงไม่มีผลมากนักต่อโครงสร้างในระยะยาว ส่วนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำทุติยภูมิ (Secondary settlement) ที่เกิดขึ้นมีผลน้อยมาก เมื่อเทียบกับการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิในชั้นดิน (Consolidation settlement) ดังนั้น การทรุดตัวที่มีผลต่อโครงสร้างมากที่สุดคือการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิในชั้นดิน

Terzaghi ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็ม โดยการสมมติตำแหน่งฐานรากเสมือน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ฐานรากเสมือนอยู่ที่ระยะ $2/3$ ของความยาวเข็มจากพื้นผิวดินสำหรับกลุ่มเข็มที่ลอยอยู่บนชั้นดินอ่อน ส่วนกลุ่มเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อนและจมอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ฐานรากเสมือนจะอยู่ต่ำกว่าจุดต่อระหว่างชั้นดินอ่อนและดินแข็งเท่ากับ $2/3$ ของความยาวเสาเข็มส่วนที่จมอยู่ในชั้นดินแข็ง ส่วนกลุ่มเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อน และปลายเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นหินหรือดินแข็งมาก (Hard soil) ฐานรากเสมือนอยู่บนชั้นหินหรือดินแข็งมาก ดังรูปที่ 3.59

ความเค้นในแนวตั้งที่กระทำบนฐานรากเสมือนมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มทั้งหมดหารด้วยพื้นที่รองรับรูปของกลุ่มเข็ม กล่าวคือ

$$q = \frac{V}{B_g \times L_g} \quad (3.32)$$

- เมื่อ q คือความเค้นที่กระทำบนฐานรากเสมือน
 B_g คือด้านกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 L_g คือด้านแคบของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 V คือน้ำหนักที่กระทำลงบนฐานราก



รูปที่ 3.59 การกระจายความเค้นแบบต่างๆ เพื่อหาการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม

ความเค้น q ที่กระทำต่อชั้นดินในแนวดิ่งจะกระจายสู่ชั้นดินที่อยู่ลึกกลงไปเป็นรูปปิรามิดโดยทำมุม 30° กับแนวดิ่ง ทำให้พื้นที่ที่ความลึก z มีขนาดเท่ากับ $(B_g + z)(L_g + z)$ ดังนั้น ความเค้นที่ความลึกจากตำแหน่งความเค้น q ที่มากระทำสามารถหาได้จาก

$$\Delta\sigma_v = \frac{V}{(B_g + z)(L_g + z)} \quad (3.32)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ คือความเค้นที่กระทำต่อดินที่ความลึก z จากระดับฐานรากเสมือน ถ้า $\Delta\sigma_v$ ที่หาได้จะสามารถนำไปประมาณการทรุดตัวของเสาเข็มดังนี้

สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (3.33)$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad \text{เมื่อ } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_p \quad (3.34)$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right] \quad \text{เมื่อ } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p \quad (3.35)$$

เมื่อ H คือความหนาของชั้นดิน และ C_c คือ คำนีการยุบตัว

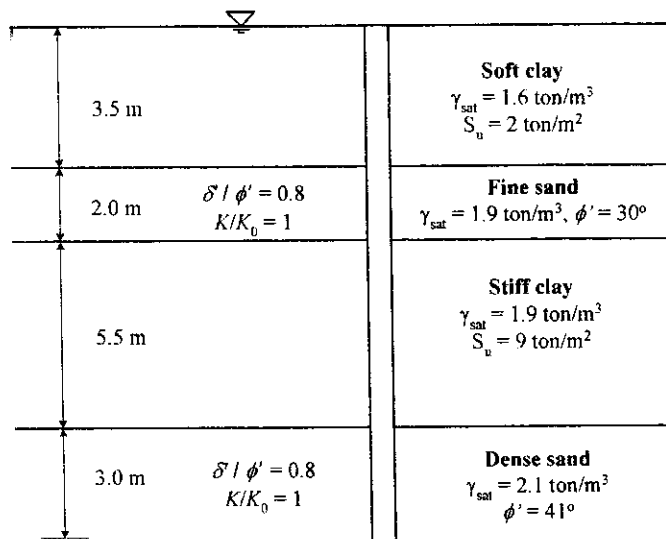
สำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มจะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ซึ่งจะมีค่ามากกว่า 2 ถึง 10 เท่า การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มสามารถประมาณได้จากผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยวโดยอาศัยสมการที่เสนอโดย US. Department of Navy (1982) ดังนี้

$$S = S_0 \sqrt{\frac{B_g}{B}} \quad (3.36)$$

เมื่อ S คือค่าทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม S_0 คือค่าทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว B_g คือความกว้างของกลุ่มเสาเข็ม และ B คือความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเดี่ยว

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 3.1 จงประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มตอก หน้าตัด 0.40 x 0.40 ยาว 14 เมตร ในชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 3.60 เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน และใช้แฟลคเตอร์แรงยึดเกาะของ API



รูปที่ 3.60

วิธีทำ การคำนวณแรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวอ่อน

- แฟกเตอร์ยึดเกาะ

$$\alpha = 1.0 \text{ เมื่อ } S_u < 2.5 \text{ ตันต่อตร.ม.}$$

- แรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวอ่อน

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

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

การคำนวณแรงเสียดทานในชั้นทราย

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

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

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

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

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

$$K_0 = 0.5$$

- หน่วยแรงที่ผิวของเสาเข็ม

$$f_s = K \sigma'_{v0} \tan \delta'$$

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

$$f_s = 0.67 \text{ ตันต่อตร.ม.} < f_{su} (6.7 \text{ ตันต่อตร.ม.})$$

- แรงเสียดทานในชั้นทราย

$$P_s = A_s f_s$$

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

$$P_s = 2.1 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวแข็ง

- แฟกเตอร์ยึดเกาะ

$$\alpha = 0.5 \text{ เมื่อ } S_u > 7.5 \text{ ตันต่อตร.ม.}$$

- แรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวแข็ง

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

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

$$P_s = 39.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงเสียดทานในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

ความลึก 11 เมตร: $\sigma'_{v0} = 3.9 + (1.9 - 1) \times 5.5 = 8.8$ ตันต่อตร.ม.

ความลึก 14 เมตร: $\sigma'_{v0} = 8.8 + (2.1 - 1) \times 3 = 12.1$ ตันต่อตร.ม.

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

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

$$K_0 = 0.34$$

- หน่วยแรงที่ผิวของเสาเข็ม

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

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

$$f_s = 2.3 \text{ ตันต่อตร.ม.} < f_{s'} (9.6 \text{ ตันต่อตร.ม.})$$

- แรงเสียดทานในชั้นทราย

$$P_s = A_s f_s$$

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

$$P_s = 11.1 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงแบกทานในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลที่ปลายเสาเข็ม

$$\sigma'_{vb} = 12.1 \text{ ตันต่อตร.ม.}$$

- หน่วยแรงแบกทานใต้เสาเข็ม

$$q_b = \sigma'_{vb} N_q \quad \text{จากรูปที่ 3.10 เมื่อ } \phi' = \left(\frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \right) = 40.5 \text{ จะได้ } N_q = 200$$

$$q_b = 12.1 \times 200$$

$$q_b = 2420 \text{ ตันต่อตร.ม.} > q_{bl} (960 \text{ ตันต่อตร.ม.}) \text{ ดังนั้นเลือกใช้ } q_b = 960 \text{ ตันต่อตร.ม.}$$

ม.

- แรงแบกทานที่ปลายเข็ม

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

$$P_b = (0.4 \times 0.4)(960)$$

$$P_b = 153.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม

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

$$P_f = \sum (P_s) + P_b$$

$$P_f = 64 + 153.6 = 217.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย

- ใช้ $FS = 2.5$

$$P_a = \frac{217.6}{2.5} = 87.0 \text{ ตัน}$$

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_h = 3.0$

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

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 87 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.2 จงใช้สมการตอกเสาเข็มของ Hiley และ Janbu ในการหาระยะจมสุดท้าย เพื่อให้ได้ น้ำหนักบรรทุกขอยอมให้เท่ากับ 25 ตัน โดยมีอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0 กำหนดให้ คู่ตอกมีน้ำหนัก 3.5 ตัน ยกสูง 60 เซนติเมตร เสาเข็มมีความยาว 21 เมตร และหนัก 2.0 ตัน พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม เท่ากับ 650 ตารางเซนติเมตร และกระสอบรองหัวเสาเข็มมีความหนาเท่ากับ 10

วิธีทำ ก) สมการของ Hiley

$$\eta = \frac{W + W_p e^2}{W + W_p} = \frac{3.5 + 2.0(0.25)^2}{3.5 + 2.0} = 0.659$$

$$c_p = \frac{0.72 \times 25 \times 4 \times 21}{650} = 2.326 \text{ เซนติเมตร}$$

$$c_c = \frac{1.8 \times 25 \times 4 \times 0.10}{650} = 0.028 \text{ เซนติเมตร}$$

$$c_q = \frac{3.6 \times 25 \times 4}{650} = 0.554 \text{ เซนติเมตร}$$

แทนค่า

$$25 \times 4 = \frac{0.659 \times 3.5 \times 60 \times 0.8}{s + \frac{(2.326 + 0.028 + 0.554)}{650}}$$

$s =$ เซนติเมตร

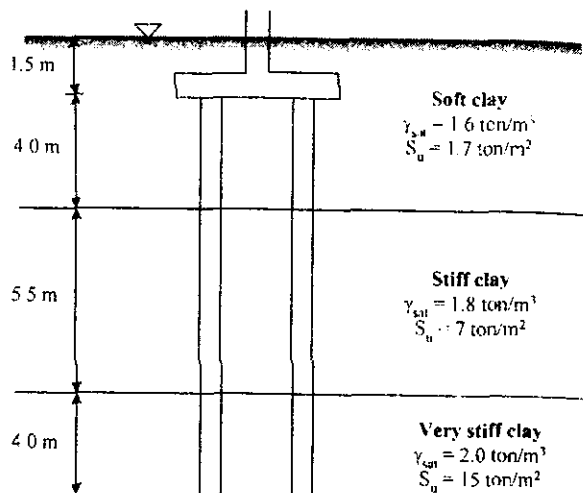
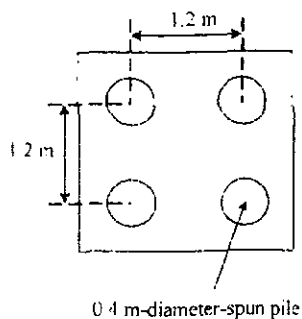
ข) สมการของ Janbu

$$C_d = 0.75 + 0.15 \times 0.15 \times \frac{2.0}{3.5} = 0.84$$

$$25 \times 4 = \frac{3.5 \times 60}{0.84 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{3.5 \times 60 \times 2100}{650 \times 180 \times s^2 \times 0.84}} \right] s}$$

$s =$ เซนติเมตร

ตัวอย่างที่ 3.2 จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.61

วิธีทำ เนื่องจากเสาเข็ม Spun จะเป็นเสาเข็มหน้าตัดเปิด และตอกลงในชั้นดินเหนียวเกินกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ดังนั้น ในการคำนวณสามารถพิจารณาพื้นที่ผิวและพื้นที่ปลายเสาเข็มเสมือนเป็นเสาเข็มหน้าตัดปิด เสาเข็มนี้ตอกลงในชั้นดินเหนียวสามชั้นที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกัน ดังนั้น แฟลคเตอร์รีดเกาจึงมีค่าแตกต่างกัน และสามารถคำนวณได้จากวิธีของ API ดังนี้

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

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

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

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มหนึ่งต้น

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_f = (A, f_s)_{\text{Soft clay}} + (A, f_s)_{\text{Stiff clay}} + (A, f_s)_{\text{Very stiff clay}}$$

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

$$P_f = 8.5 + 26.6 + 37.7$$

$$P_f = 72.8 \text{ ตัน}$$

- แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็ม

$$P_b = 9 S_u A_b$$

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

$$P_b = 135.1 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกประลัย

$$P_f = 72.8 + 135.1$$

$$P_f = 207.9 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มหนึ่งต้น

- ใช้ $FS = 2.5$

$$P_a = \frac{207.9}{2.5} = 83.2 \text{ ตัน}$$

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_b = 3.0$

$$P_a = \frac{72.8}{1.5} + \frac{135.1}{3.0} = 93.6 \text{ ตัน}$$

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยเท่ากับ 83.2 ตัน

น้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม

- น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

$$P_f = N_c \bar{S}_u B_g L_g + 2S_u H_g (B_g + L_g)$$

$$P_f = (9)(15)(1.6)(1.6) + 2(1.6 + 1.6)[(1.7 \times 4) + (7 \times 5.5) + (15 \times 4)]$$

$$P_f = 137.6 + 673.9$$

$$P_f = 811.5 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

$$P_{a(\text{group-block})} = \frac{811.5}{2.5} = 324.6 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติของเสาแต่ละต้น

$$P_{a(\text{group-individual})} = P_a \times N$$

$$P_{a(\text{group-individual})} = 83.2 \times 4 = 332.8 \text{ ตัน}$$

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยเท่ากับ 324.6 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.3 จงวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 3.62

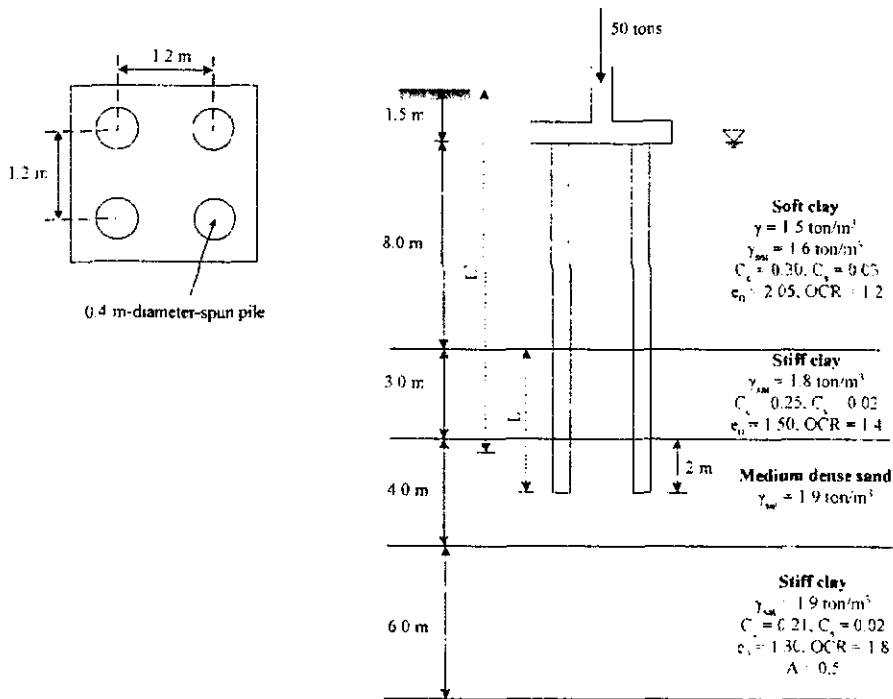
วิธีทำ เนื่องจากช่วงปลายของเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และทรายแน่นปานกลาง (Medium dense sand) ดังนั้น L มีค่าเท่ากับ 5 เมตร และตำแหน่งของฐานรากเสมือน (L') = $(1.5 + 8 + 2 \times 5/3) = 12.8$ เมตร จากผิวดิน

เพื่อให้การคำนวณการทรุดตัวมีความละเอียด จะทำการแบ่งชั้นดินแข็ง (Stiff clay) ได้ชั้นทรายออกเป็น 3 ชั้น โดยความหนาของแต่ละชั้นเท่ากับ 2 เมตร ความเค้นในแนวตั้งสามารถคำนวณได้จากวิธีประมาณ

z (เมตร)	$\Delta\sigma'_v$ (ตันต่อตร.ม.)	σ'_{v0} (ตันต่อตร.ม.)	σ'_p (ตันต่อตร.ม.)	$\sigma'_{v'}$ (ตันต่อตร.ม.)	$S_{c(1-D)}$ (มม.)
4.7	$50 \cdot (1.6+4.7)^2 = 1.26$	$1.5 \times 1.5 + 0.5 \times 8 + 0.8 \times 3 + 0.9 \times 4 + 0.9 \times 1 = 21.25$	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

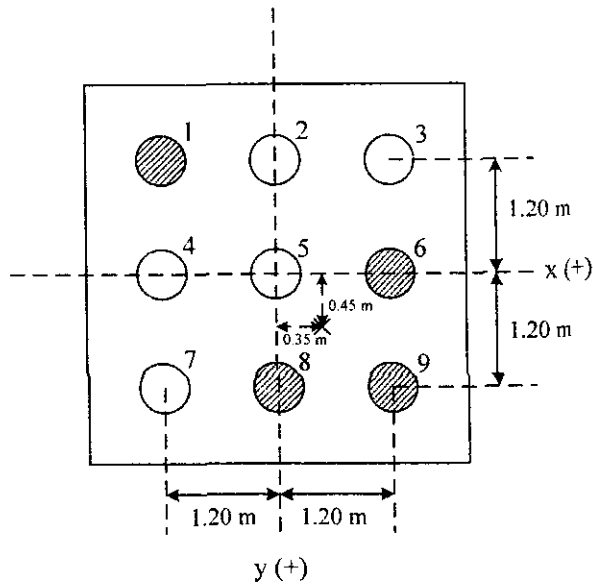
หมายเหตุ $S_{c(1-D)} = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)$

รูปที่ 6.17 ที่ $A = 0.5$ และ $H/B = 6.0/1.6 = 3.75$ จะได้ $\mu_c = 0.64$ ดังนั้น การทรุดตัวเนื่องจากอัดตัวคายน้ำในสามทิศทางเท่ากับ $\mu_c S_{c(1-D)} = 0.64 \times 0.80 = 0.51$ มิลลิเมตร



รูปที่ 3.62

ตัวอย่างที่ 3.4 จากแผนผังของกลุ่มเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.63 จงคำนวณหาหน้าหนักบรรทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1, 6, 8 และ 9 เมื่อมีน้ำหนักรวม 400 ตัน กระทำที่จุด A เสาเข็มแต่ละต้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เซนติเมตร



รูปที่ 3.63

วิธีทำ
$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Ve_y x}{\sum(x)^2} \pm \frac{Ve_x y}{\sum(y)^2}$$

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

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

$$Ve_y = 400 \times 0.45 = 180 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$Ve_x = 400 \times 0.35 = 140 \text{ ตัน-เมตร}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1

$$P_1 = \frac{400}{9} + \frac{140 \times (-1.2)}{8.64} + \frac{180 \times (-1.2)}{8.64} = 0 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 6

$$P_6 = \frac{400}{9} + \frac{140(+1.2)}{8.64} + \frac{180(0)}{8.64} = 63.9 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 8

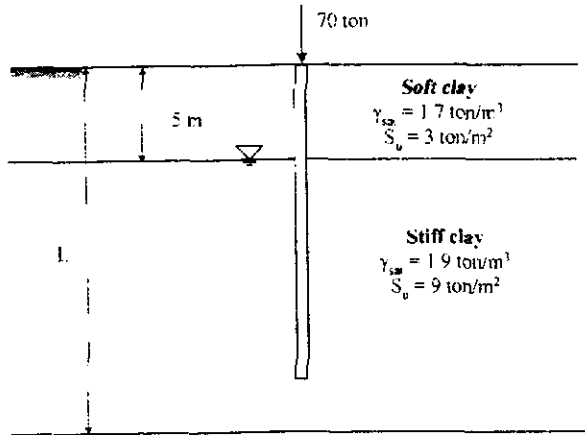
$$P_8 = \frac{400}{9} + \frac{140(0)}{8.64} + \frac{180(+1.2)}{8.64} = 69.4 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 9

$$P_9 = \frac{400}{9} + \frac{140(+1.2)}{8.64} + \frac{180(+1.2)}{8.64} = 88.9 \text{ ตัน}$$

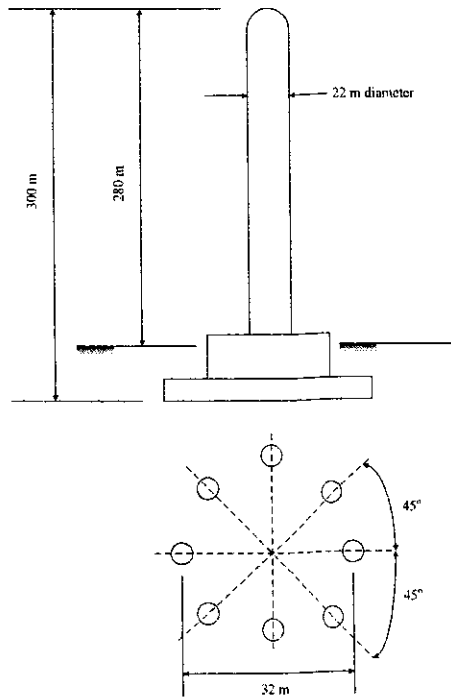
แบบฝึกหัดท้ายบท

1. จงหาความยาวที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกคั้งแสดงในรูปที่ 3.18 เส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเท่ากับ 45 เซนติเมตร กำหนดให้ อัตราส่วนปลอดภัยรวมเท่ากับ 2.5



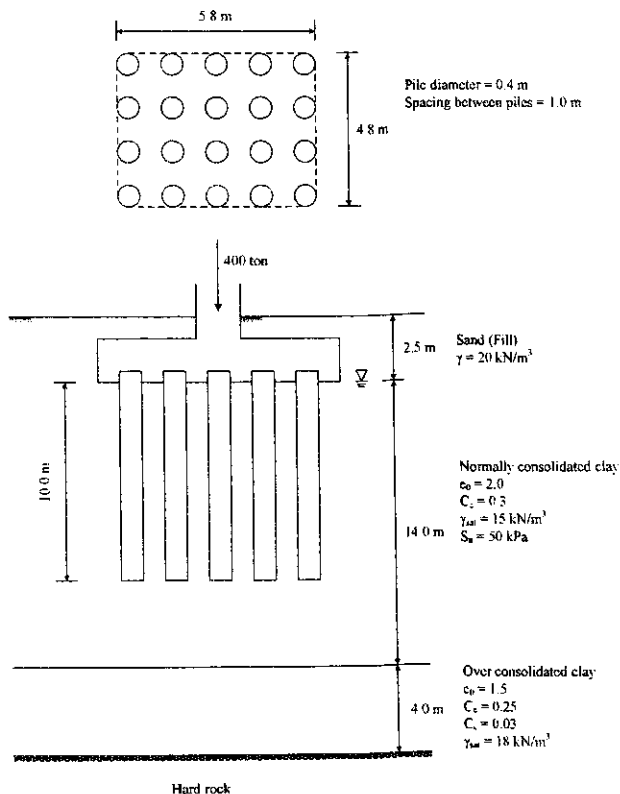
รูปที่ 3.64

2. จงประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยและการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม 9 ต้น (3×3 pile group) เสาเข็มแต่ละต้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.4 เมตร ถูกคอกจนถึงความลึก 15 เมตร ในชั้นดินเหนียวหนา 25 เมตร ได้ชั้นดินเหนียวเป็นชั้นทรายหนามาก ระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 1.0 เมตร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน ชั้นดินเหนียวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ย 5 ตันต่อตารางเมตร หน่วยน้ำหนักเท่ากับ 1.8 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ค่าดัชนีการอัดตัว (Compression index) และดัชนีการบวมตัว (Swelling index) มีค่าเท่ากับ 0.25 และ 0.02 ตามลำดับ อัตราส่วนโพรงเท่ากับ 2.30 และค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio, OCR) เท่ากับ 2.0
3. เสาเข็มกลุ่มจำนวน 9 ต้น ประกอบด้วยเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร ยาว 10 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียว ซึ่งมีกำลังอัดแกนเดียวเท่ากับ 30 ตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2.0 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง จงหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม โดยพิจารณาการวิบัติเนื่องจากเสาเข็มแต่ละต้น (Individual pile failure) และการวิบัติแบบบล็อก (Block failure)
4. ทาวเวอร์คั้งแสดงในรูปที่ 3.65 ถูกแรงลมกระทำด้วยควมแรงเท่ากับ 160 กิโลกรัมต่อตารางเมตร น้ำหนักของทาวเวอร์และฐานรากเท่ากับ 700 ตัน จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่มากที่สุดและน้อยที่สุดที่กระทำบนเสาเข็ม ถ้าเลือกใช้เสาเข็มเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร ชั้นดินได้ฐานรากเป็นชั้นทรายที่มีมุมเสียดทานภายในเฉลี่ยเท่ากับ 38 องศา จงหาความยาวของเสาเข็ม



รูปที่ 3.65

5. กลุ่มเสาเข็มในชั้นดินเหนียวแสดงดังรูปที่ 3.20 รับน้ำหนักบรรทุกทุกขนาด 900 ตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม และการทรุดตัวทั้งหมดที่จะเกิดขึ้น



รูปที่ 3.66

6. งานก่อสร้างอาคารแห่งหนึ่ง ใช้เข็มคอนกรีตหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.40×0.40 เมตร ยาว 24 เมตร ตอกด้วยค้ำหนัก 4.70 ตัน เป็นค้ำปล้อยค้ำยกเว้นที่มีความฝัง ปล้อยจากระยะ 50 เซนติเมตร เหนือกระสอบหุ้มหัวเสาเข็มด้วยกระสอบหนา 20 เซนติเมตร ตอกจนเข็มจมลงไป เมื่อตอก 10 ครั้งสุดท้ายรวมได้ 5 ซม. แต่เนื่องจากผู้รับเหมามีค้ำขนาด 5 ตัน ถ้าใช้ค้ำ 5 ตันนี้แทน ควรกำหนดระยะเข็มจมลงไปเมื่อตอก 10 ครั้งสุดท้ายรวมกันเป็นเท่าไร กำหนดใช้สูตร Hiley ตาม วสท. 2521 ($Q_u = \frac{eWhZ}{S + 0.5C}$)
7. จงประมาณค่าแรงแบกทานปลอดภัยต่อการวิบัติด้วยแรงเฉือนในดินของเสาเข็มตอก โดยใช้สูตรของ สูตร Hiley ตาม วสท. 2521 เมื่อเสาเข็มคอนกรีตหน้าตัด 4 ตัน ขนาด 0.30×0.30 เมตร ยาว 18 เมตร กระสอบหนา 100 มิลลิเมตร ระยะตกกระทบของค้ำจากกระสอบรองหัวเสาเข็มเท่ากับ 0.40 เมตร ค้ำหนัก 4.7 ตัน ปล้อยยกเว้นที่มีความฝัง เมื่อตอก 10 ครั้งสุดท้าย เสาเข็มจมลงไป 115 มิลลิเมตร กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0

เอกสารอ้างอิง

- API (1984), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*, 14th Edn. APIRP2A, American Petroleum Institute, Dallas, TX.
- Bolton, M.D. (1987), "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*. Vol. 37, No. 2, pp. 219-226.
- Berezantzev, V.G., Khristoforov, V. and Golubkov, V. (1961), "Load bearing capacity and deformation of pile foundation", *Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 2, pp. 11-15.
- Broms, B.B. (1964a), "Lateral resistance of piles in cohesive soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, pp. 27-63.
- Broms, B.B. (1964b), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, pp. 123-176.
- Broms, B.B. (1965), "Design of laterally loaded piles". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, pp. 79-99.
- Burland, J.B. (1973), "Shaft friction of piles in clays -- A simple fundamental approach", *Ground Engineering*, Vol. 6, No. 3, pp. 30-42.
- Chin, F.K. (1970). "Estimation of the ultimate load of pile not carried o failure", *Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, 10p.

- Davission. M.T. (1972), "High capacity piles", *Proc. Lect. Series, Innovations in Found. Const ASCE*, Illinois Section, 52p.
- Decourt, L. (1982), "Prediction of bearing capacity of piles based on exclusively on N values of the SPT", *Proc. ESOPT II*, Amsterdam, Vol. 1, pp. 29-34.
- Decourt, L. (1995), "Prediction of load-settlement relationships for foundation on the basis of the SPT-N", *Ciclo de Conferencias Internationales*, Leonardo Zeevaert, UNAM, Mexico, pp. 85-104.
- Holmberg, S. (1970), "Load testing in Bangkok region of piles embedded in clay", *Geotechnical Engineering Journal*, Southeast Asian Society of Soil Engineering, Vol. 1, pp. 61-78.
- Kishida, H. (1963), "Stress distribution by model piles in sand", *Soils and Foundations*, Vol. 4, No. 1, pp. 1-23.
- Kishida, H. and Meyerhof, G.G. (1965), "Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand", *Proceedings of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 270-274.
- Meyerhof, G.G. (1951), "The ultimate bearing capacity of foundation", *Geotechnique*, Vol. 2, pp. 301-332.
- Meyerhof, G.G. (1956), "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 82, No. 1, pp. 1-19.
- Meyerhof, G.G. (1959), "Compaction of sands and bearing capacity of cohesionless soils", *Proceedings of American Society of Civil Engineering*, Vol. 85, No. SM6, pp. 1-29.
- Miller, D.A. and Lutenecker, A.J. (1997), "Influence of pile plugging on skin friction in overconsolidated clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, pp. 525-533.
- Paikowsky, S.G. and Whitman, R.V. (1990), "The effect of plugging on pile performance and design", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, pp. 429-440.
- Poulos, H.G. (2001), Chapter 10: Pile Foundation, *Geotechnical and Geoenvironmental Handbook*, Kluwer Academic Publisher.
- Skempton, A.W. (1951), "The bearing capacity of clays", *Proc. Building Research Congress*, London, Vol. 1, pp. 180-189.
- Stas, C.V., and Kulhawy, F.H. (1984), *Critical Evaluation of Design Methods for Foundations under Axial Uplift and Compression Loading*, EPRI Report EL-3771, Cornell University.
- Tomlinson, M.J. (1957), "The adhesion factor of pile driven in clay soils", *Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 66-71.

- U.S. Department of the Navy (1971), *Design Manual – Soil Mechanics, Foundations and Earth Structure*, NAVFAC DM-7, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
- Vesic, A.S. (1967), “Investigation of bearing capacity of piles in sand”, *Proceedings of North American Conference on Deep Foundations*, Mexico City, Vol. 1, pp. 197-224.
- Vesic, A.S. (1977), *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington.
- Whitaker, T. (1976), *The Design of Piled Foundation*, 2nd Edition, Pergamon Press, Oxford.

ประเภทของการวิบัติทางลาดแสดงในรูปที่ 4.1 ในกรณีของการเลื่อนไหลแบบ Rotational slip รูปร่างของระนาบการวิบัติอาจเป็นส่วนโค้งวงกลม (Circular rotational slip) หรือส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลม (Non-circle) โดยทั่วไป การเลื่อนไหลแบบส่วนโค้งวงกลมมักจะพบในดินที่มีคุณสมบัติเหมือนกันทุกทิศทาง (Homogeneous) และการเลื่อนไหลแบบส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลมจะพบในดินที่มีคุณสมบัติไม่เหมือนกันทุกทิศทาง (Non-homogenous) การเลื่อนไหลแบบ Transitional and compound slip จะเกิดเมื่อระนาบการวิบัติเกิดบนชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน Transitional slip มักเกิดเมื่อชั้นดินแข็งหรือชั้นหินอยู่ที่ระดับต่ำกว่าผิวของทางลาดไม่มากนัก ระนาบการวิบัติมีแนวโน้มที่จะอยู่ในแนวขนานกับชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน Compound slip มักเกิดเมื่อชั้นดินแข็งหรือชั้นหินอยู่ที่ระดับลึก ดังนั้น การเลื่อนไหลจึงเป็นการผสมของส่วนโค้งและระนาบ

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพที่ระยะเวลานานต์

การวิเคราะห์เสถียรภาพทางลาดจะต้องกระทำในสองกรณี คือเสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction) และเสถียรภาพที่ระยะเวลานานต์ (Long term condition) เมื่อมีการก่อสร้างทั้งงานดินขุดหรืองานดินถมจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวม (Total stress) ในดิน ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำ และอัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลงเมื่อความดันน้ำเพิ่มขึ้น และจะถึงจุดต่ำที่สุด (ถึงจุดวิกฤติ) เมื่อความดันน้ำมีค่ามากที่สุด

4.3.1 งานดินขุด (Cutting)

รูปที่ 4.2 แสดงการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมและความดันน้ำที่จุด P ซึ่งเป็นจุดๆ หนึ่งภายในงานดินขุด การลดลงของความเค้นรวมจะทำให้เกิดการลดลงของความดันน้ำ และดินพยายามที่จะขยายตัว ถ้าการขุดดินเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ความดันน้ำส่วนเกินคำนวณได้จาก

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (4.1ก)$$

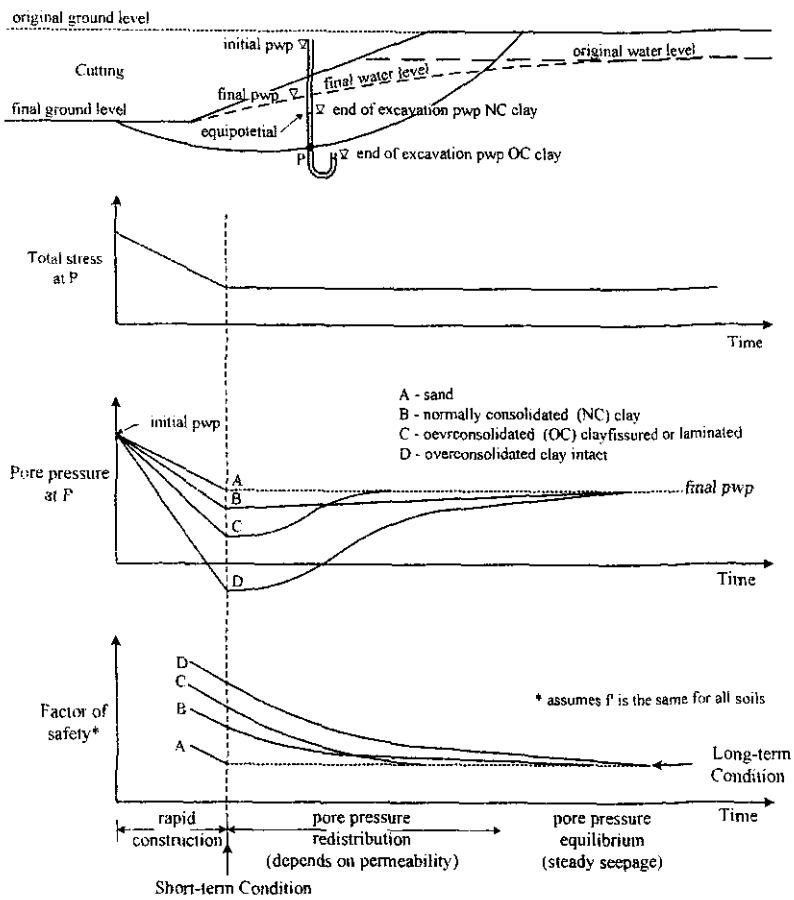
$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B \left[\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} + A \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right] \quad (4.1ข)$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B \left[1 - (1-A) \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right] = \bar{B} \quad (4.1ค)$$

เมื่อ A และ B คือตัวแปรไร้มิติของ Skempton

การลดลงของความดันน้ำจะมากที่สุดเมื่อสิ้นสุดการก่อสร้าง และจะมีค่ามากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของดิน (ขึ้นอยู่กับตัวแปร A) ขณะที่ขุด น้ำจะไหลไปตามไหล่ของทางลาดและเกิดการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) เมื่อสิ้นสุดการขุด ดินจะอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำและสามารถใช้วิธีการวิเคราะห์

โดยความเค้นรวม (Total stress analysis) การวิเคราะห์โดยความเค้นประสิทธิผลก็สามารถใช้ได้โดยการประมาณค่าความดันน้ำซึ่งมีค่าเท่ากับ $(u_0 + \Delta u)$ แต่อย่างไรก็ตาม วิธีการวิเคราะห์โดยความเค้นรวมเป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่า (การหาความดันน้ำส่วนเกินกระทำได้ง่าย) พึงตระหนักว่าอัตราส่วนปลอดภัยเมื่อสิ้นสุดการขุดที่คำนวณจากสองวิธีจะมีค่าแตกต่างกัน ในการวิเคราะห์โดยวิธีความเค้นรวม อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จะเป็นสถานะที่ความดันน้ำมีค่าเท่ากับความดันน้ำเมื่อมวลดินวิบัติพอดี ในขณะที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จากวิธีความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) จะเป็นค่าที่ยังไม่เกิดการวิบัติในมวลดิน สำหรับการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ระยะเวลานาน (Long term condition) (เกิดการระบายของความดันน้ำส่วนเกินเสร็จสมบูรณ์) การวิเคราะห์โดยความเค้นประสิทธิผลจะให้ค่าที่เหมาะสม ในกรณีที่ดินมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านสูง เช่น ทราย การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำส่วนเกินจะสิ้นสุดในเวลาอันสั้น (Drained condition) การวิเคราะห์โดยความเค้นประสิทธิผลจึงเป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุด



รูปที่ 4.2 งานดินขุดที่สถานะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) และระยะเวลานานๆ (Long term condition)

วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องทราบถึงสถานะที่อันตรายที่สุด เพื่อที่จะได้เลือกใช้พารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ที่เหมาะสมในการคำนวณ ในกรณีของการวิเคราะห์เสถียรภาพทางลาดสำหรับดิน

เหนียวอ้อมตัวค้ำยันน้ำในสภาวะอัดตัวปกติ ความดันน้ำส่วนเกิน (Δu) จะมีค่าเป็นลบ และจะสลายตัวตามเวลา จนกระทั่งเข้าสู่สภาวะราบเรียบ (Steady state) ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) จะมีค่าน้อยกว่าค่าเมื่อหลังสิ้นสุดการก่อสร้างจากการศึกษาหลายๆ กรณีของทางลาดในดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ พบว่าการวิบัติเกิดขึ้นหลังจากการสิ้นสุดการสลายตัวของความดันน้ำส่วนเกิน การศึกษาพบว่าความเค้นเฉือนที่จุดวิบัติมีค่าต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) เนื่องจากว่าการทรุดตัวและเคลื่อนตัวที่มาก ส่งผลให้ความเค้นเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นจนถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด กำลังต้านทานแรงเฉือนนี้มีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของความเครียด จนกระทั่งถึงจุดวิกฤติ (Critical state) มันอาจจะเกิดเนื่องจากการปรากฏอยู่ของระนาบการไหลที่มีอยู่เดิมในดิน ในกรณีเช่นนี้ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะมีค่าลดลงเป็นค่าที่ ซึ่งเท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะ Residual state

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดวิกฤติ (Critical state shear strength) ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติสำหรับใช้การวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นค่าที่ประมาณได้ยาก Skempton (1970) แนะนำว่าค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) ของดินเหนียวปั้นใหม่ (Remoulded clay) ในสภาวะที่ถูกอัดตัวปกติสามารถใช้เป็นค่าประมาณของกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติที่สภาวะวิกฤติ

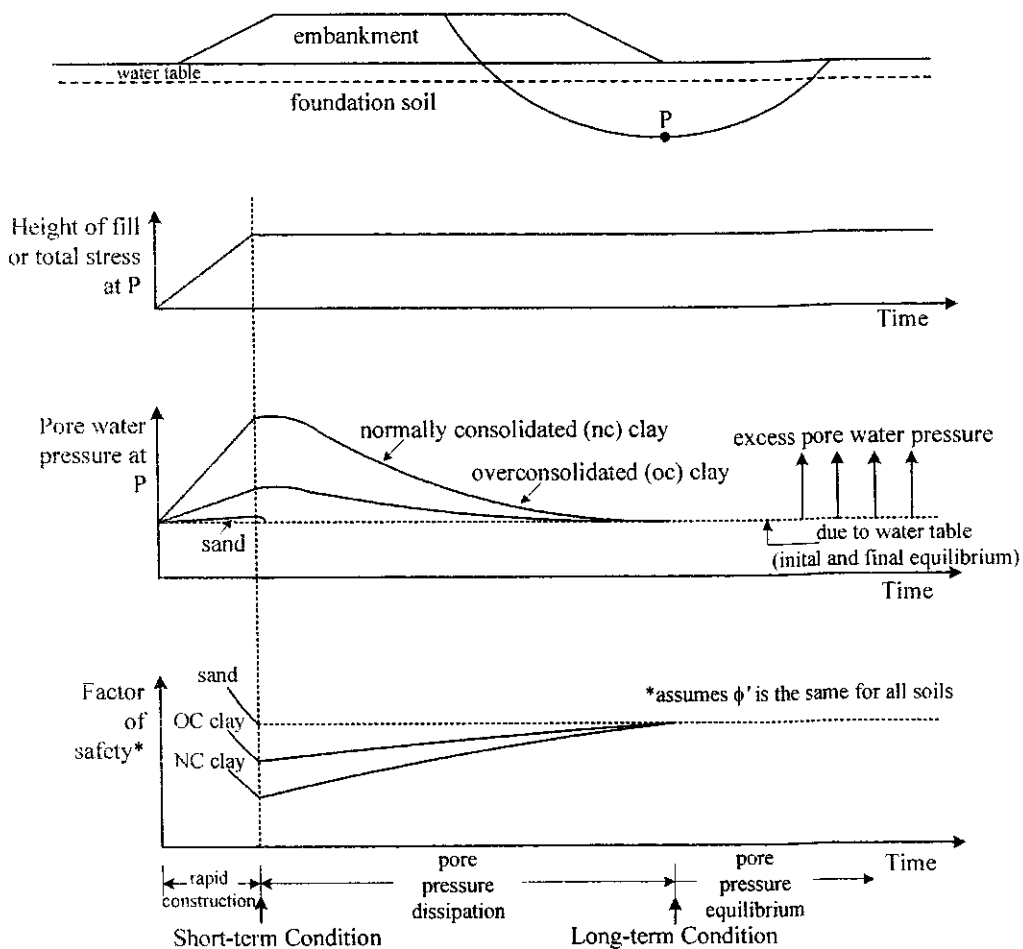
4.3.2 งานดินถม

การก่อสร้างงานดินถมก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความเค้นรวมทั้งภายในตัวดินถมเองและภายในดินฐานราก ซึ่งก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำ (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเป็นบวก) ดังแสดงโดยจุด P ในรูปที่ 4.3 ถ้าการก่อสร้างกระทำในเวลาอันรวดเร็วและค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้มีค่าต่ำ ความดันน้ำส่วนเกินจะมีค่ามากที่สุดหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และจะมีค่าลดลงสู่ค่าสุดท้ายที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) เราสามารถสมมติได้ว่าดินมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) และค่าอัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าน้อยที่สุด ที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) ความดันน้ำส่วนเกินจะเริ่มสลายทั้งในแนวดิ่งและแนวนอนจนกระทั่งเข้าสู่สภาวะสมดุล งานดินชุบดินเหนียวอ่อนอัดตัวปกติมีความเสี่ยงต่อการวิบัติอย่างมาก เนื่องจากความดันน้ำส่วนเกินมีค่าสูงมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง เสถียรภาพของงานดินถมจะเพิ่มขึ้นได้ ถ้าปล่อยให้เกิดการระบายของความดันน้ำส่วนเกินระหว่างการก่อสร้าง โดยการก่อสร้างช้าๆ หรือใช้เทคนิคการเพิ่มความซึมผ่านได้ของดิน เช่น Vertical drain

4.3.3 งานเขื่อนดิน

เขื่อนดินมักสร้างขึ้นเมื่อดินฐานรากไม่เหมาะสมสำหรับการสร้างเขื่อนคอนกรีต และเมื่อมีวัสดุที่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างเขื่อนดินในบริเวณที่ใกล้สถานที่ก่อสร้าง การสำรวจพื้นดินมีความสำคัญ

อย่างมาก และจำเป็นต้องทำการสำรวจอย่างละเอียดก่อนทำการออกแบบ เพื่อให้ทราบสภาพของดินฐานรากและหาแหล่งวัสดุขี้ม ซึ่งจะต้องสำรวจทั้งปริมาณและคุณภาพของวัสดุ ปริมาณความชื้นของดินเหนียวจำเป็นต้องถูกตรวจสอบและเทียบกับปริมาณความชื้นเหมาะสม (Optimum moisture content) สำหรับการบดอัด



รูปที่ 4.3 งานดินถมที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและระยะเวลาต่างๆ

โดยส่วนใหญ่แล้ว เชื้อนดินจะถูกก่อสร้างเป็นส่วนๆ เชื้อนดินจะประกอบด้วยส่วนแกนซึ่งเป็นดินที่มีค่าความซึมผ่านต่ำ และไหลของเชื้อนซึ่งทำจากวัสดุมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง โดยทั่วไป ไหล่เชื้อนด้านเหนือน้ำจะถูกคลุมด้วยก้อนหินที่เรียกว่า Rip-rip เพื่อป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากการกระแทกของคลื่น ไหล่เชื้อนด้านท้ายน้ำโดยทั่วไปจะทำการปลูกหญ้า ระบบการระบายน้ำภายในเชื้อนดินจำเป็นต้องมีการจัดทำขึ้นอย่างดี เพื่อป้องกันผลจากการไหลซึมของน้ำ อาจจะต้องมีการจัดทำระบบระบายน้ำในแนวนอนเพื่อเร่งการสลายตัวของความดันส่วนเกิน มุมของไหล่เชื้อนต้องมีค่ามากพอที่จะป้องกันการวิบัติอันเนื่องมาจาก

- ความไม่เสถียรภาพของทางลาดเหนือน้ำหรือท้ายน้ำ

- การกักเซาะภายในเขื่อนดิน

ระนาบการวิบัติอาจเกิดเฉพาะภายในเขื่อนหรือผ่านตัวเขื่อนลงไปยังดินฐานราก สำหรับไหล่เขื่อนค้ำน้ำเหนือหน้า สภาพที่วิกฤติที่สุดคือหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และช่วงการไหลซึมผ่านแบบราบเรียบเมื่อระดับน้ำเต็มอ่างเก็บน้ำ การกระจายของความดันน้ำส่วนเกินมีอิทธิพลอย่างมากต่ออัตราส่วนปลอดภัยที่ทุกๆ สภาพ ในทางปฏิบัติ จะต้องมีการจัดระบบการติดตั้งตัววัดความดันน้ำ (Piezometer) ที่ดี เพื่อวัดค่าความดันน้ำและเปรียบเทียบกับค่าที่ออกแบบ การปรับปรุงและซ่อมแซมไหล่เขื่อนจะต้องกระทำทันทีที่ตรวจพบว่าอัตราส่วนปลอดภัยมีค่าต่ำ

4.3.3.1 สภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

โดยส่วนใหญ่ การวิบัติของเขื่อนดินเกิดขึ้นในช่วงก่อสร้างและช่วงหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) ขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของวัสดุดินถม และอัตราความเร็วในการก่อสร้าง การก่อสร้างที่รวดเร็วจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินอย่างมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง แต่อย่างไรก็ตาม การก่อสร้างเขื่อนจะใช้เวลานานพอสมควร ส่งผลให้เกิดการสลายของความดันน้ำส่วนเกินในขณะก่อสร้าง ดังนั้นการวิเคราะห์โดยความเค้นรวม (Total stress analysis) จะให้อัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำกว่าความเป็นจริง (Overconservative design) การวิเคราะห์โดยความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) จะให้ค่าเหมาะสมที่สุด

ความดันน้ำที่จุดใดๆ สามารถเขียนได้ดังนี้

$$u = u_0 + \Delta u \quad (4.2)$$

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

$$u = u_0 + \bar{B}\Delta\sigma_1 \quad (4.3)$$

เนื่องจากการคำนวณความดันน้ำส่วนเกินมีความยุ่งยากมาก จึงได้มีการสร้างตัวแปรตัวหนึ่ง เรียกว่าอัตราส่วนความดันน้ำ (Pore pressure ratio, r_u) ซึ่งเป็นตัวแปรไร้มิติ และมีนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความดันน้ำต่อความเค้นเนื่องจากวัสดุถม ณ จุดที่พิจารณาบนระนาบวิบัติ ดังนั้น

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (4.4)$$

$$r_u = \frac{u_0}{\gamma h} + \bar{B} \frac{\Delta\sigma_1}{\gamma h} \quad (4.5)$$

ถ้าสมมติว่าการเพิ่มขึ้นของความเค้นหลักใหญ่รวมเท่ากับความดันของวัสดุตามแนววิบัติ จะได้ว่า

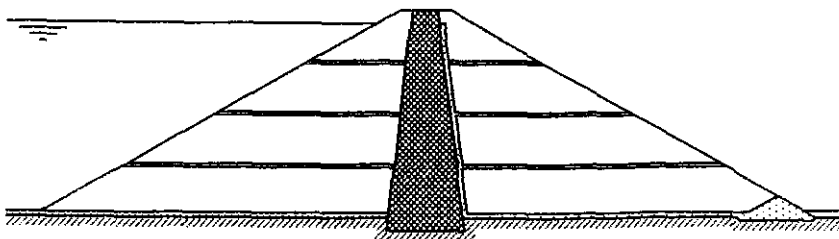
$$r_u = \frac{u_0}{\gamma h} + \bar{B} \quad (4.6)$$

ในการสร้างเขื่อนดิน จำเป็นต้องมีการบดอัดดิน ดังนั้น ดินที่ถูกบดอัดจะอยู่ในสภาพไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (มีปริมาณความชื้นต่ำ) และค่าความดันน้ำเริ่มต้น (u_0) จะมีค่าเป็นลบ ซึ่งมีค่าขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของดิน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่าความดันโพรงยิ่งมีค่าใกล้ศูนย์ ค่า \bar{B} ก็เป็นค่าที่แปรผันตามปริมาณความชื้นเช่นเดียวกัน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่า \bar{B} ก็ยิ่งมากตาม ดังนั้นค่า r_u ที่มากที่สุดคือ

$$r_u = \bar{B} \quad (4.7)$$

ค่า \bar{B} จะต้องสอดคล้องกับระดับความเค้นในเขื่อน สมการที่ (4.6) และ (4.7) เป็นสมการที่สร้างขึ้นโดยสมมติว่าไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากับ 1.3 เป็นค่าที่ยอมรับได้ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

ถ้า r_u มีค่ามาก ระบบการระบายของความดันน้ำส่วนเกินมีความจำเป็นอย่างมาก ซึ่งสามารถทำได้โดยการติดตั้งชั้นระบายน้ำในแนวนอน (Horizontal drainage layers) การระบายน้ำจะเกิดขึ้นในแนวตั้งและพุ่งเข้าสู่ชั้นระบายน้ำในแนวนอน รูปหน้าตัดโดยทั่วไปของเขื่อนดินได้ถูกแสดงในรูปที่ 4.4 ประสิทธิภาพของชั้นระบายน้ำนี้ได้ถูกแสดงให้เห็นโดย Gibson and Shefford (1968) ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้ควรมีค่าอย่างน้อย 10^6 เท่าของดินที่ใช้ทำเขื่อน



รูปที่ 4.4 รูปค้วทั่วไปของเขื่อนดินที่มีชั้นระบายน้ำในแนวนอน

4.3.3.2 สภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady Seepage)

หลังจากเขื่อนดินถูกเติมเต็มด้วยน้ำ น้ำจะไหลผ่านตัวเขื่อนและดินใต้ฐานในสภาวะที่คินอิ่มตัวด้วยน้ำ และเกิดการไหลแบบราบเรียบในที่สุด ในสภาวะนี้ จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี

ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ค่าความดันน้ำส่วนเกินสามารถคำนวณได้จากค่าข่าง การไหล หรืออาจคำนวณโดยใช้อัตราส่วนความดันน้ำ ซึ่งอาจใช้ค่าเท่ากับ 0.45 สำหรับการคำนวณ เขื่อนที่มีคุณสมบัติสมำเสมอ แต่อาจมีค่าต่ำกว่านี้ก็ได้สำหรับเขื่อนดินที่มีชั้นระบายน้ำในแนวดิ่ง อัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าอย่างน้อย 1.5

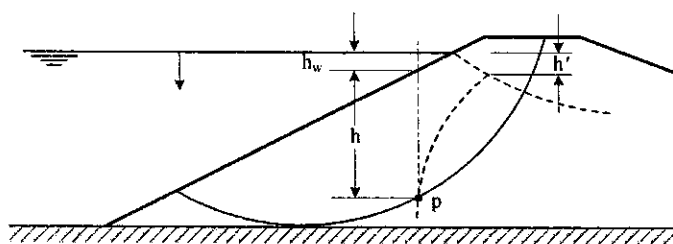
4.3.3.3 สภาพการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)

การลดลงของระดับน้ำในเขื่อนอย่างรวดเร็วจะส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของการกระจาย ความดันน้ำ ถ้าค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้มีค่าต่ำ การลดลงของระดับน้ำจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อ เทียบกับการสลายตัวของความดันน้ำส่วนเกิน ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำสามารถพิจารณาว่า เป็นแบบไม่ระบายน้ำ จากรูปที่ 4.5 ความดันน้ำที่จุดใดๆ (สมมติให้เป็นจุด P) บนระนาบการวิบัติก่อน เกิดการลดระดับของน้ำอย่างรวดเร็วสามารถเขียนได้ดังนี้

$$u_0 = \gamma_w (h + h_w - \Delta h) \quad (4.7)$$

เมื่อ h_w คือระดับน้ำที่ลดลง h คือความสูงของระดับน้ำสุดท้ายหลังสิ้นสุดการลดลงของระดับน้ำโดยวัด จากจุด P และ Δh คือพลังงานที่สูญเสียทั้งหมด (Total head loss) เนื่องจากการไหลซึมของน้ำจากด้าน เหนือน้ำมายังจุด P ถ้าสมมติว่าความเค้นหลักใหญ่รวมที่จุดใดๆ บนระนาบวิบัติมีค่าเท่ากับความเค้น เนื่องจากรวดลง การเปลี่ยนแปลงของความเค้นหลักใหญ่รวมเกิดขึ้นเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำ ดังนั้น

$$\Delta \sigma_1 = -\gamma_w h_w \quad (4.8)$$



รูปที่ 4.5 สภาพการลดลงอย่างรวดเร็วของระดับน้ำ

ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำคือ

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1 = -\bar{B} \gamma_w h_w \quad (4.10)$$

ความดันน้ำที่จุดใดๆ บนระนาบวิบัติหลังการลดลงของระดับของน้ำคือ

$$u = u_0 + \Delta u = \gamma_w \left\{ h + h_w (1 - \bar{B}) - \Delta h \right\} \quad (4.11)$$

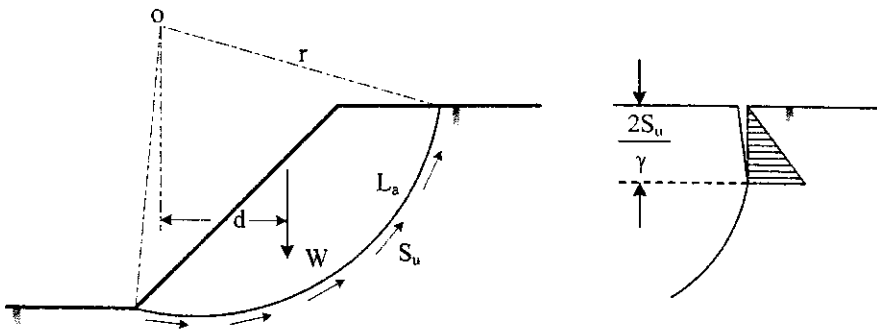
อัตราส่วนความดันน้ำมีค่าเท่ากับ

$$r_u = \frac{u}{\gamma_w h} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}} \left\{ 1 + \frac{h_w}{h} (1 - \bar{B}) - \frac{\Delta h}{h} \right\} \quad (4.12)$$

เมื่อความเค้นรวมลดลง ค่า \bar{B} จะมีค่ามากกว่า 1 เล็กน้อย ดังนั้น ค่า r_u ที่มากที่สุดสามารถหาได้โดยการสมมติค่า $\bar{B} = 1$ และพิจารณาว่า Δh มีค่าน้อยมาก (สมมติว่า $\Delta h = 0$) ค่า r_u สำหรับการวิเคราะห์การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วมีค่าประมาณ 0.3 ถึง 0.4 ในกรณีนี้ อัตราส่วนปลอดภัยต้องมีค่าอย่างน้อย 1.2

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

วิธีการวิเคราะห์แบบนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์ในกรณีของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) ภายใต้สถานะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์อาศัยหลักการเพียงแต่ความสมดุลของการหมุน (Moment equilibrium) ระนาบการวิบัติถูกพิจารณาให้เป็นส่วนโค้งของวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 4.6a



รูปที่ 4.6 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$

แรงที่กระทำให้เกิดการหมุนของทางลาดรอบจุด O เป็นแรงเนื่องจากน้ำหนักทั้งหมดเหนือระนาบการวิบัติ (W ต่อความยาว 1 หน่วย) ที่สถานะสมดุล กำลังต้านทานแรงเฉือน (τ_f) ของดินต้องเท่ากับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนววิบัติ (τ) และสามารถเขียนได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\tau = \frac{\tau_f}{FS} = \frac{S_u}{FS} \quad (4.13)$$

$$Wd = \frac{S_u}{FS} L_a r \quad (4.14)$$

ดังนั้น

$$FS = \frac{S_u L_a r}{Wd} \quad (4.15)$$

ในกรณีที่มีการแตกร้าว (Tension crack) เกิดขึ้นที่ผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.6b ความยาวส่วนโค้ง L_a จะมีค่าน้อยลง และถ้ามีน้ำอยู่เต็มรอยร้าวนี้ จะเกิดแรงดันน้ำ (Hydrostatic force) กระทำตั้งฉากกับแนวของรอยร้าว ซึ่งทำให้อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าลดลง การวิเคราะห์เสถียรภาพทางลาดจะต้องทำหลายๆ ครั้ง โดยการเปลี่ยนจุดหมุน O และแขนของโมเมนต์ (r) เพื่อหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด

โดยอาศัยหลักการของความคล้ายคลึงเชิงเลขาคณิต (Geometric similarity) Taylor (1937) ได้เสนอสัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (Stability coefficient) สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพทางลาดที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ สำหรับทางลาดที่มีความสูงเท่ากับ H สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (N_s) สำหรับระนาบวิถีซึ่งมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดคือ

$$N_s = \frac{S_u}{(FS)\gamma H} \quad (4.16)$$

สำหรับกรณีที่มี $\phi = 0$ ค่าของ N_s สามารถหาได้จากรูปที่ 4.7 ค่า N_s มีค่าขึ้นอยู่กับมุมของทางลาด β และปัจจัยความลึก (Depth factor, D)

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัย FS สามารถหาได้จากสมการดังนี้

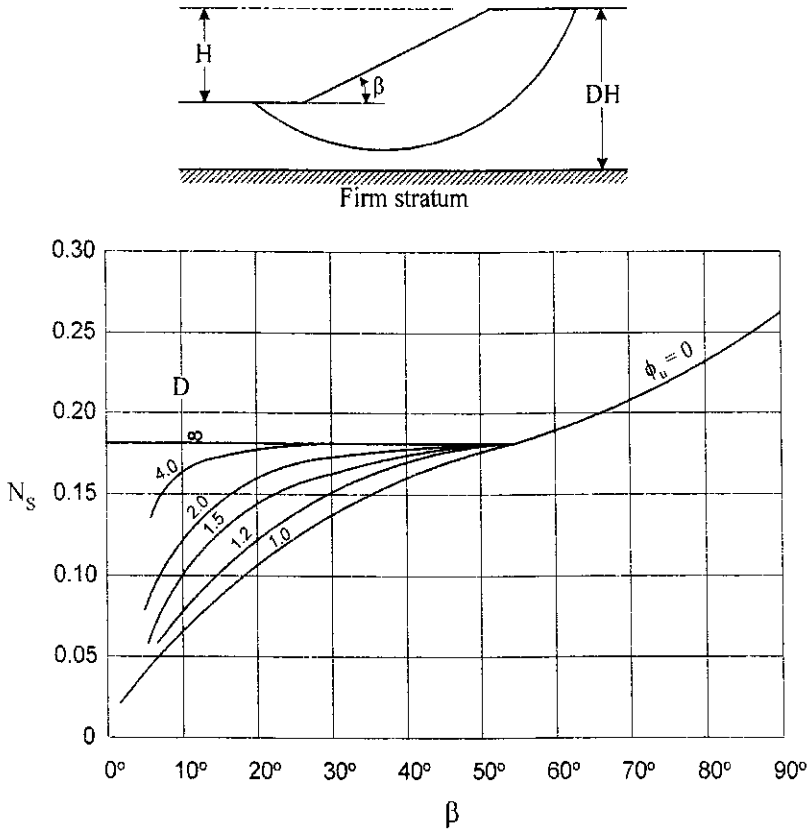
$$FS = \frac{S_u}{N_s \gamma H} \quad (4.17)$$

โดยที่ N_s หาได้จากรูปที่ 4.7 เมื่อทราบค่ามุมที่กระทำต่อแนวนอนของทางลาด (β) และปัจจัยความลึก (D)

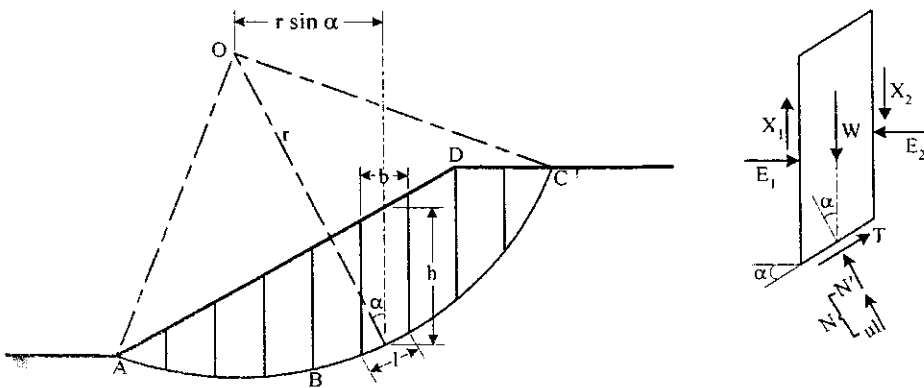
4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชิ้นๆ (Method of Slices)

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้สามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์ทั้งในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) และระบายน้ำ (c', ϕ') ระนาบการวิบัติถูกสมมติให้เป็นส่วนโค้งของวงกลมที่มีจุดศูนย์กลาง O รัศมี r มวลดิน (ABCD) เหนือระนาบการวิบัติ (AC) ถูกแบ่งตามแนวโค้งออกเป็นหลายๆ ชิ้น โดยมีความกว้างของแต่ละ

ละชั้นเท่ากับ b ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ฐานของแต่ละส่วนถูกสมมติให้เป็นเส้นตรงเพื่อง่ายต่อการคำนวณ มุมที่ฐานที่กระทำต่อแนวนอนของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ α และความสูงซึ่งวัดจากจุดศูนย์กลางของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ h อัตราส่วนปลอดภัยถูกนิยามว่าเป็นอัตราส่วนของกำลังต้านทานแรงเฉือนต่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนวการวิบัติ



รูปที่ 4.7 สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi = 0$ (Taylor, 1937)



รูปที่ 4.8 วิธีการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชิ้นๆ

แรงที่กระทำบนแต่ละชั้นคือ

1. น้ำหนักของแต่ละชั้น, $W = \gamma bH$

2. แรงที่กระทำตั้งฉากกับฐาน (N) มีค่าเท่ากับ $\sigma \times l$ ซึ่งประกอบด้วย แรงประสิทธิผล (N') เท่ากับ $\sigma' \times l$) และแรงค้ำน้ำ (U) เท่ากับ $u \times l$ เมื่อ u คือความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐาน และ l คือความยาวของฐาน

3. แรงเฉือนบนฐาน, $T = \tau \times l$

4. แรงกระทำตั้งฉากของแต่ละชั้น ได้แก่ E_1 และ E_2

5. แรงเฉือนบนแต่ละชั้น ได้แก่ X_1 และ X_2

และนอกจากแรงทั้งห้าที่กล่าวแล้วข้างต้น แรงภายนอกที่กระทำต่อแต่ละชั้นต้องถูกพิจารณาในการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย การหาปัจจัยความปลอดภัยนี้เป็นปัญหาแบบ Indeterminate ซึ่งการคำนวณจะต้องมีการกำหนดข้อสมมติฐานต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับแรง E และแรง X เพื่อให้เกิดความง่ายและความสะดวกในการคำนวณ

พิจารณาโมเมนต์รอบจุด O ทางลาดจะเสถียร เมื่อผลรวมของโมเมนต์เนื่องจากแรงเฉือน T บนส่วนโค้งวิบัติ AC เท่ากับ โมเมนต์ของน้ำหนักของก้อนดิน $ABCD$ แขนงของโมเมนต์ของน้ำหนัก W แต่ละชั้นคือ $r \sin \alpha$ ดังนั้น

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha \tag{4.18}$$

เมื่อ

$$T = \tau_r l = \frac{\tau_r}{FS} l \tag{4.19}$$

ดังนั้น

$$\sum \frac{\tau_r l}{FS} = \sum W \sin \alpha \tag{4.20}$$

$$FS = \frac{\sum \tau_r l}{\sum W \sin \alpha} \tag{4.21}$$

สำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)

$$FS = \frac{\sum (c' + \sigma' \tan \phi') \gamma}{\sum W \sin \alpha} \tag{4.22ก}$$

$$FS = \frac{c'L_a + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.22ข)$$

เมื่อ L_a คือความยาวของส่วนโค้ง AC สมการที่ (4.22ข) คือสมการทั่วไปที่ใช้หาอัตราส่วนปลอดภัย ในการแก้สมการจำเป็นต้องทราบค่า N' จนถึงปัจจุบัน ได้มีผู้เสนอวิธีการหาอัตราส่วนปลอดภัยหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีใช้สมการที่ 4.32ข เป็นหลัก มีความแตกต่างกันก็เพียงวิธีการหาค่า N'

4.5.1 วิธีแก้ปัญหของ Fellenius

ข้อสมมติฐานสำหรับการแก้ปัญหโดยวิธีนี้ คือผลลัพธ์ของแรงที่กระทำระหว่างชั้นมีค่าเท่ากับ ศูนย์ ($X_1 = X_2$ และ $E_1 = E_2$) เพราะฉะนั้น

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (4.23)$$

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผลจะเป็น

$$FS = \frac{c'L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.24)$$

ค่า $W \cos \alpha$ และ $W \sin \alpha$ สามารถคำนวณได้โดยวิธีวาดรูป (Graphic) สำหรับแต่ละชั้น ค่าของ α สามารถหาได้ทั้งจากวัดหรือการคำนวณ อัตราส่วนปลอดภัยจะถูกคำนวณหลายๆ ครั้งบนระนาบวิถีที่สมมติขึ้นเพื่อหาค่าที่น้อยที่สุด วิธีการคำนวณโดยวิธีนี้เป็นการวิเคราะห์แบบประเมินต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) ความผิดพลาดที่เกิดจากการคำนวณวิธีนี้ประมาณ 5 ถึง 20%

4.5.2 วิธีการแก้ปัญหของ Bishop

วิธีการแก้ปัญหานี้มีข้อสมมติฐานว่า แรงลัพธ์บนแต่ละชั้นอยู่ในแนวนอน นั่นหมายความว่า

$$X_1 - X_2 = 0 \quad (4.25)$$

ในสภาวะสมดุล แรงเฉือนบนฐานของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ

$$T = \frac{1}{FS} (c'l + N' \tan \phi') \quad (4.26)$$

ดังนั้น ผลลัพธ์ของแรงในแนวตั้งเป็น

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{FS} \sin \alpha + \frac{N'}{FS} \tan \phi' \sin \alpha \quad (4.27)$$

$$N' = \frac{\left(W - \frac{c'l}{FS} \sin \alpha - ul \cos \alpha \right)}{\left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS} \right)} \quad (4.28)$$

แทนค่า $l = b \sec \alpha$ สมการที่ (4.28) จะได้

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\left\{ c'b + (W - ub) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi' / FS)} \right] \quad (4.29)$$

Bishop (1955) แสดงให้เห็นว่าผลของการสมมติว่า $(X_1 - X_2 = 0)$ ให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ใกล้เคียงกันความเป็นจริงมาก ถ้าแทนค่า $r_u = \frac{u}{\gamma h}$ ซึ่งเท่ากับ $\frac{u}{W/b}$ ลงในสมการที่ (4.29) จะได้

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ c'b + W(1 - r_u) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi' / FS)} \quad (4.30)$$

จากสมการที่ (4.30) จะเห็นว่า FS ปรากฏอยู่ที่ทั้งพจน์ทางซ้ายมือและขวามือ ซึ่งทำให้การคำนวณค่อนข้างยากและซับซ้อน วิธีนี้จึงเหมาะกับการคำนวณโดยอาศัยคอมพิวเตอร์

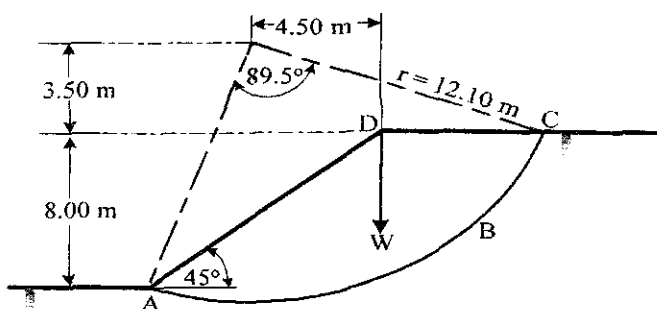
โดยทั่วไป r_u จะเป็นค่าไม่คงที่ตลอดระยะนาบวิบัติ แต่ในทางปฏิบัติค่านี้สามารถสมมติให้เป็นค่าคงที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณโดยวิธีนี้ให้ค่าต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 7 เปอร์เซ็นต์ และโดยส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 2 เปอร์เซ็นต์

4.6 การวิเคราะห์การลื่นไถลในแนวระนาบ

สมมติว่าระนาบการวิบัติอยู่ในแนวขนานกับผิวของทางลาด และมีความลึกน้อยเมื่อเทียบกับความยาวของทางลาด ดังนั้น ทางลาดสามารถพิจารณาว่ามีความยาวไม่จำกัด พิจารณารูปที่ 4.9 ความชันของทางลาดทำมุม β กับแนวนอน และความลึกของระนาบวิบัติเท่ากับ z ระดับน้ำใต้ดินถูกพิจารณาว่ามีทิศทางขนานกับทางลาดและสูงเท่ากับ mz ($0 < m < 1$) เหนือระนาบการวิบัติ การไหลซึมของน้ำถูกสมมติว่าเป็นแบบราบเรียบในทิศทางขนานกับระนาบการวิบัติ แรงที่กระทำบนแต่ละด้านของแต่ละชั้นในแนวตั้งมีค่าเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 4.1 ในงานดินขุดงานหนึ่ง ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึก 8 เมตร และมีมุมลาด 45 องศา งานดินขุดนี้ถูกกระทำในชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังด้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ $S_u = 65$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติทางลาดสำหรับงานดินขุดนี้ที่ระนาบการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 4.10



รูปที่ 4.10

วิธีทำ จากรูปที่ 4.10 พื้นที่หน้าตัดของส่วนโค้งวงกลม ABCD เท่ากับ 70 ตารางเมตร ดังนั้น น้ำหนักของมวลดิน W มีค่าเท่ากับ $70 \times 19 = 1330$ กิโลนิวตันต่อเมตร

จุดศูนย์กลางของน้ำหนัก (Centroid) ของรูป ABCD อยู่ที่ 4.5 วัตจากจุด O มุม AOC คือ 89.5 องศา และรัศมี OC เท่ากับ 12.1 เมตร ดังนั้น ความยาวส่วนโค้ง ABC ถูกคำนวณได้เท่ากับ $\theta r = 18.9$ เมตร อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติทางลาดคือ

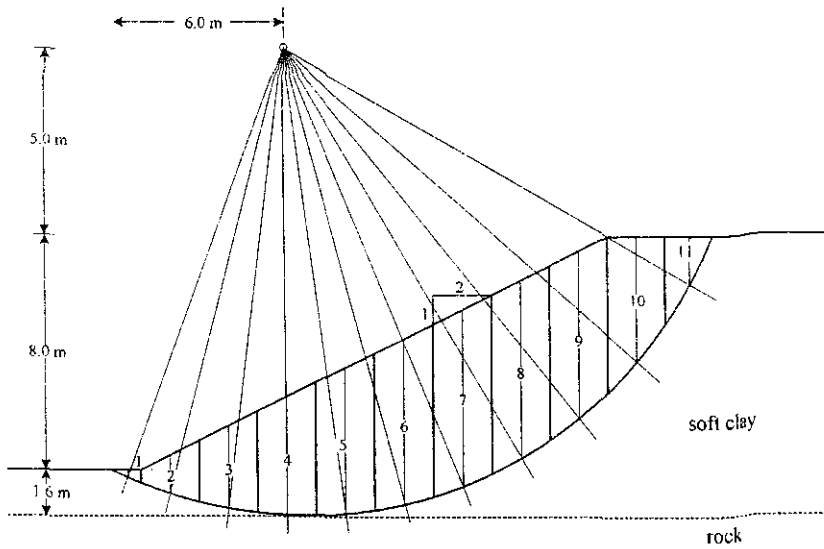
$$FS = \frac{c_u L_\theta r}{Wd} = \frac{65 \times 18.9 \times 12.1}{1330 \times 4.5} = 2.48$$

พึงตระหนักว่า ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้นี้ไม่จำเป็นที่จะต้องเป็นค่าที่น้อยที่สุด ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดสามารถถูกประมาณได้โดยวิธีของ Taylor

จากรูปที่ 4.10 จะได้ว่า $\beta = 45$ องศา และสมมติว่า D มีค่ามาก ดังนั้น ค่า N_β จะมีค่าเท่ากับ 0.18 (จากรูปที่ 4.7) ดังนั้น

$$\begin{aligned} FS &= \frac{S_u}{N_\beta \gamma H} \\ &= \frac{65}{0.18 \times 19 \times 8} \\ &= 2.37 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.2 ทางลาดที่ถูกตัดในชั้นดินเหนียวอ่อนแห่งหนึ่งมีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 30 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ทางลาดนี้มีความสูง 8.0 เมตร และมีอัตราส่วนแนวราบต่อแนวตั้ง 2:1 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยสำหรับส่วนโค้งวงกลมที่แสดงในรูปที่ 4.11



รูปที่ 4.11

วิธีทำ น้ำหนักของแต่ละชั้นหาได้จาก $W = \gamma b h$

ชั้นที่	b	h	W	α (องศา)	$W \sin \alpha$	$L_u = b \sec \alpha$
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

$$FS = \frac{c_u L_u + \tan \phi_u \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

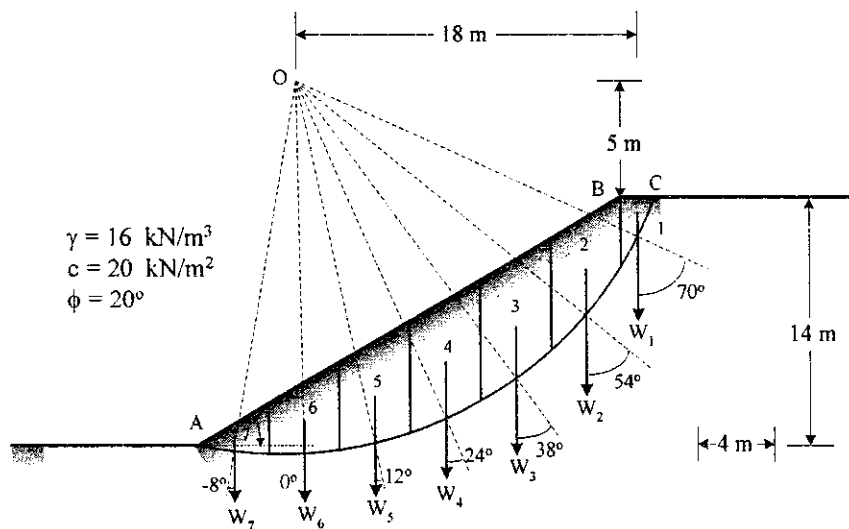
$$FS = \frac{30 \times 24.53}{505.0} = 1.46$$

โดยอาศัยวิธีของ Taylor

ปัจจัยความลึก (Depth factor) = $9.6/8.0 = 1.2$ จากรูปที่ 4.7 จะได้ $N_s = 0.146$ ดังนั้น

$$FS = \frac{30}{0.146 \times 18 \times 8} = 1.43$$

ตัวอย่างที่ 4.3 สำหรับทางลาดที่แสดงในรูปที่ 4.12 จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติทางลาดที่ระนาบการวิบัติ AC (Trial slip surface)



รูปที่ 4.12

วิธีทำ มวลดินถูกแบ่งออกเป็น 7 ชั้น การคำนวณถูกแสดงดังนี้

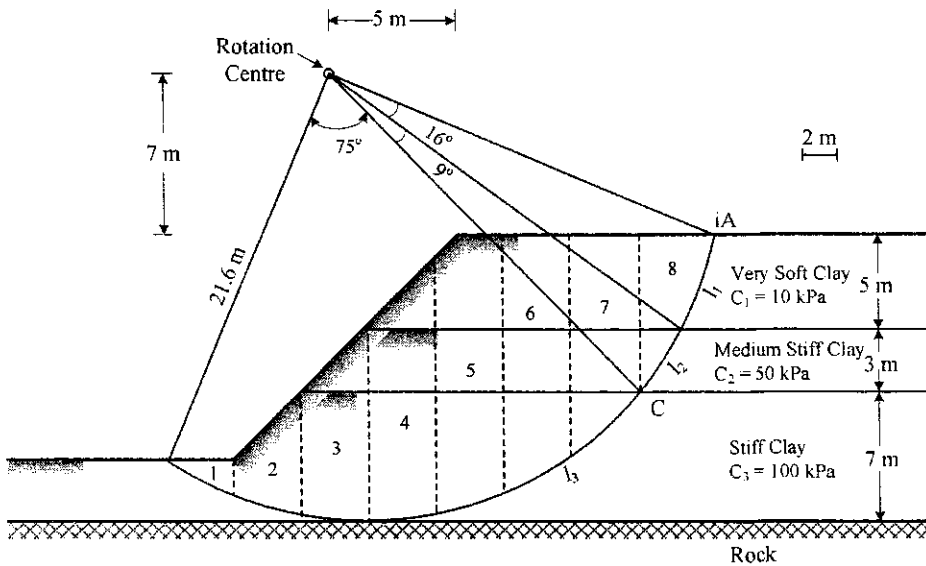
ชั้นที่	W (kN/m)	α (องศา)	$W \sin \alpha$	$W \cos \alpha$	l (เมตร)
1	22.4	70	21.1	6.7	2.924
2	294.4	54	238.5	173.1	6.803
3	435.2	38	268.1	342.9	5.076
4	435.2	24	177.1	397.8	4.376
5	390.4	12	81.2	381.8	4.090
6	268.8	0	0	268.8	4.000
7	66.58	-8	-9.25	65.9	3.232
ผลรวม =			776.75	1638.04	30.501

$$FS = \frac{20 \times 30.501 + (\tan 20^\circ) \times 1638.04}{776.75} = 1.55$$

ตัวอย่างที่ 4.4 งานดินขุดงานหนึ่งมีความลึก 12 เมตรและมุมของทางลาดเท่ากับ 1:1 งานดินขุดนี้ขุดผ่านชั้นดินดังต่อไปนี้

ความลึก (เมตร)	ชนิดของดิน	ความเหนียว (Cohesion) (กิโลปาสกาล)
0 - 5	ดินเหนียวอ่อนมาก	10
5 - 8	ดินเหนียวแข็งปานกลาง	50
8 - 15	ดินเหนียวแข็ง	100
15	หิน	-

สมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินทั้งสามชั้นมีค่าเท่ากันคือ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติทางลาดสำหรับจุดหมุนดังแสดงในรูปที่ 4.13



รูปที่ 4.13

วิธีทำ เพื่อที่จะทำการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย 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

ความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐานของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ $\gamma_w z_c$ เมื่อ z_c คือระยะในแนวตั้งจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงระดับน้ำ วิธีการนี้จะให้ค่ามากเกินไปจริง ค่าความดันน้ำที่แท้จริงต้องเท่ากับ $\gamma_w z_c$ เมื่อ z_c คือระยะในแนวตั้งจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงจุดตัดของระดับน้ำกับเส้นสมมติ (Equipotential line) ที่ผ่านจุดศูนย์กลางของฐาน

ความยาวส่วนโค้งทั้งหมด (L_a) คำนวณได้เท่ากับ 14.35 เมตร

$$\sum W \cos \alpha = 30 \times 17.50 = 525 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum W \sin \alpha = 30 \times 8.45 = 254 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum (W \cos \alpha - ul) = 525 - 132 = 393 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ชั้นที่	$h \cos \alpha$ (เมตร)	$h \sin \alpha$ (เมตร)	u (กิโลปาสกาล)	l (เมตร)	ul (กิโลปาสกาลต่อเมตร)
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

$$FS = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

$$= \frac{(10 \times 14.35) + (0.554 \times 393)}{254} = 1.42$$

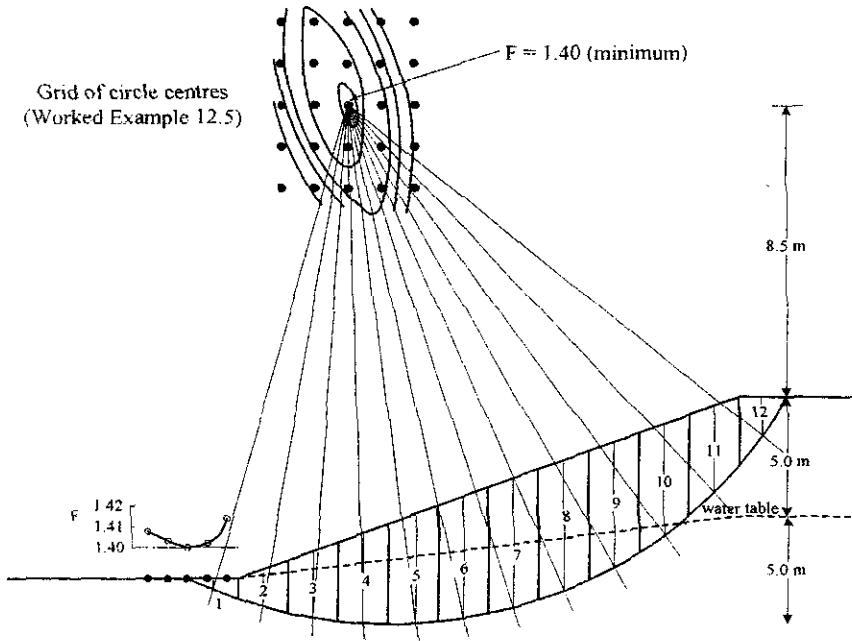
ตัวอย่างที่ 4.6 ทางลาดของงานดินขุดที่มีความชัน 2:1 สูง 1 เมตร ถูกก่อสร้างบนชั้นดินแข็งที่มีพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลคือ $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ และ $\phi' = 30^\circ$ และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จากรูปที่ Ex4.6 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติทางลาดโดยใช้วิธีของ Bishop Simplified method ที่ระยะเวลานาน (Long term condition) หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

วิธีทำ ทำการแบ่งมวลดินออกเป็น 12 ชั้น น้ำหนักของดินแต่ละชั้นหาได้จาก $\gamma_b h$ ความดันโพรงหาได้เช่นเดียวกับในตัวอย่างที่ 4.5 เนื่องจาก FS ปรากฏอยู่ทั้งทางซ้ายและขวาของสมการที่ 4.28 ดังนั้นเราต้องลองสมมติค่าของ FS และแทนเข้าไปยังด้านขวาของสมการ จากการลองใช้ $FS = 1.0$ จะได้ค่าทางซ้ายมือออกมาเป็น 1.31 นำค่านี้แทนในพจน์ทางขวามือของสมการอีกหลายๆ ครั้ง จนกระทั่งความแตกต่างของอัตราส่วนปลอดภัยทางขวามือและทางซ้ายมือนี้น้อยมาก ในข้อนี้ จะได้ FS เท่ากับ 1.394

กำหนดให้

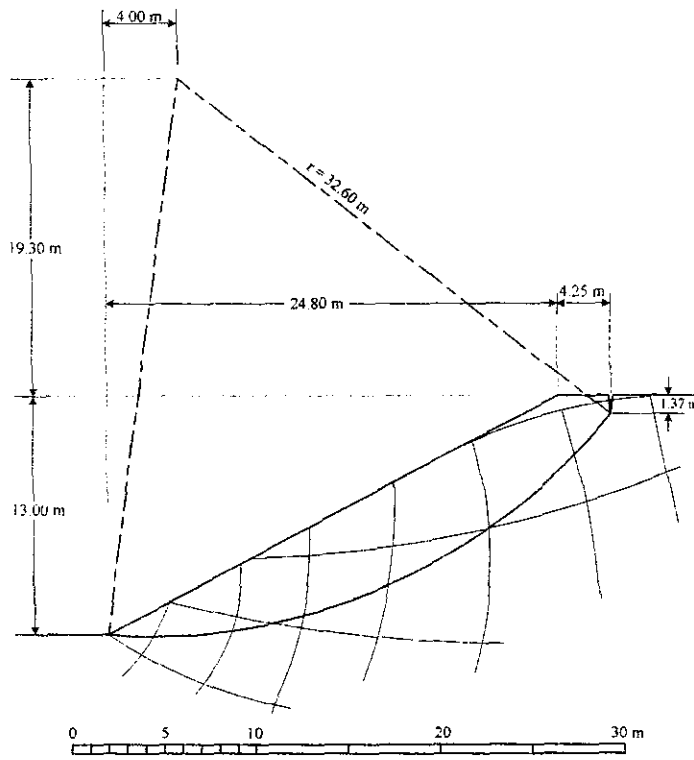
$$A = c'b + (W - ub) \tan \phi' \quad \text{และ}$$

$$B = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{FS}}$$

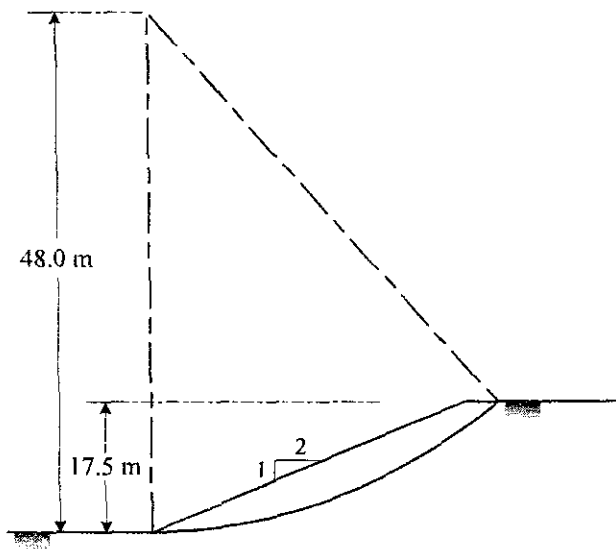


รูปที่ 4.15

ชั้นที่	b	h	W	α	$W \sin \alpha$	u	A	$FS = 1.00$		$FS = 1.40$		
								B	A x B	B	A x 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
								$FS = 843.4/642.4$		$FS = 895.4/642.4$		
								= 1.31		= 1.394		



รูปที่ 4.17



รูปที่ 4.18

เอกสารอ้างอิง

Bishop, A.W. (1955), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, 5(1):

7-17.

- Gibson, R.E. and Shefford, G.C. (1968), "The efficiency of horizontal drainage layers for accelerating consolidation of clay embankments", *Geotechnique*, 18(3): 327-335.
- Skempton A.W. (1970), "First-time slides in overconsolidated clays" Technical note, *Geotechnique*, 20: 320-324.
- Taylor, D.W. (1937), "Stability of earth slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 24(3): 337-386.

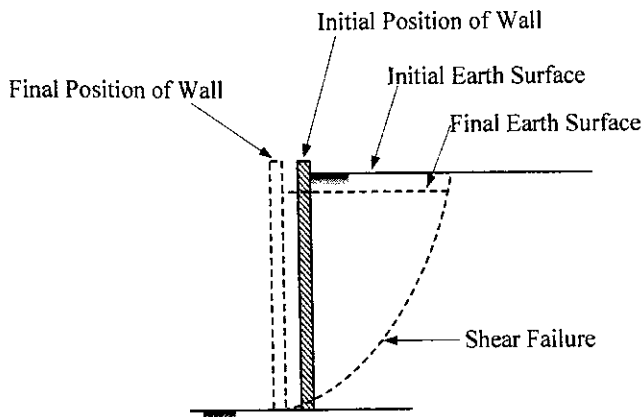
บทที่ 5 แรงดันดินด้านข้าง (LATERAL EARTH PRESSURE)

5.1 บทนำ

การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดินมีความจำเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบกำแพงกันดิน และโครงสร้างกันดินต่างๆ ขนาดและทิศทางของแรงดันด้านข้างต้องถูกรวบรวมเพื่อใช้ในการออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยที่มากเพียงพอ

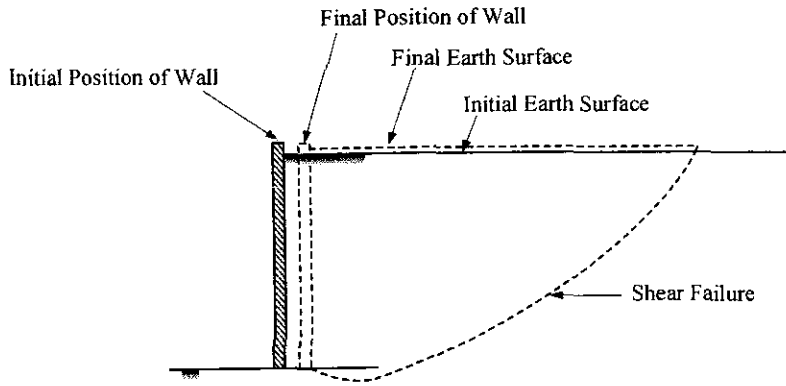
ความดันดินด้านข้างมีอยู่ด้วยกันสามประเภท ได้แก่ ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure) ความดันดินที่สภาวะ Active (Active earth pressure) และความดันดินที่สภาวะ Passive (Passive earth pressure) ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งหมายถึง ความดันด้านข้างที่กระทำต่อผนังโครงสร้างของดิน โดยที่ผนังหรือมวลดินไม่มีการเคลื่อนตัว

ถ้ากำแพงเคลื่อนตัวออกจากดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.1 ระดับผิวดินมีแนวโน้มที่จะลดลง ส่งผลให้ความดันดินด้านข้างลดลง ถ้ากำแพงเคลื่อนออกจากดินต่อไปอีกเรื่อยๆ จะเกิดการวิบัติของดิน ลิ่มการวิบัติของดินจะมีแนวโน้มเคลื่อนตัวลงไปด้านหน้า ความดันดินที่สภาวะการวิบัตินี้เรียกว่าความดันดินในสภาวะ Active



รูปที่ 5.1 ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active

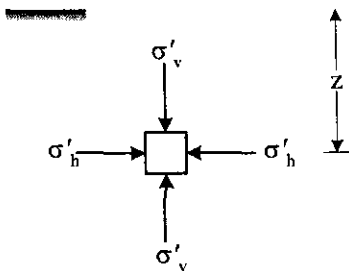
ในทางกลับกัน ถ้ากำแพงเคลื่อนตัวเข้าหาดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.2 ผิวดินมีแนวโน้มที่จะปูดขึ้น และความดันด้านข้างบนผิวกำแพงจะมีค่าเพิ่มขึ้น ถ้ากำแพงเคลื่อนที่มากจะก่อให้เกิดการวิบัติของดิน และลิ่มการวิบัติจะมีทิศทางพุ่งขึ้นไปทางด้านหลังของกำแพง ความดันดินที่สภาวะนี้ เรียกว่าความดันดินที่สภาวะ Passive



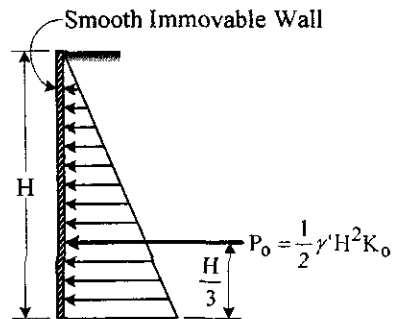
รูปที่ 5.2 ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Passive

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ตามที่ได้อธิบายในหัวข้อที่ 5.1 แล้วว่า ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งหมายถึงความดันด้านข้างที่เกิดจากดินเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความดันดินในกรณีเช่นนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังกำแพงดินที่มีความหนาและเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงน้อยมาก ดินที่สัมผัสกับกำแพงจะไม่เกิดความเครียดด้านข้างและไม่เกิดความต้านทานเนื่องจากแรงเฉือน ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินด้านข้างจะมีขนาดอยู่ระหว่างความดันดินในสภาวะ Active และ Passive



รูปที่ 5.3 ความดันดินที่ความลึก z



รูปที่ 5.4 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินแห้ง

พิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก z (รูปที่ 5.3) ถ้ามวลดินอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะมีการทรุดตัวในแนวตั้งเมื่อมีน้ำหนักกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน สภาพเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลด้านหลังกำแพงกันดินที่หนาและเรียบและไม่มีการเคลื่อนตัว ดังแสดงในรูปที่ 5.4 ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ต่อความยาว 1 หน่วยสำหรับดินสามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (5.1ก)$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H \quad (5.1ข)$$

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H \quad (5.2)$$

เมื่อ σ'_h คือความดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง, P_0 คือแรงลัพท์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สถานะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย K_0 คือสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (Coefficient of earth pressure at rest) γ' คือหน่วยน้ำหนักประสิทธิผล (Submerged unit weight), และ H คือความสูงของกำแพง ความดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) ที่กระทำต่อกำแพงเท่ากับผลรวมของความดันดินด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) และความดันน้ำ (Pore pressure)

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (5.3)$$

เนื่องจากการกระจายความดันน้ำ และความดันดินด้านข้างประสิทธิผลเป็นขนาดเพิ่มขึ้นกับความลึก ดังนั้น การกระจายความเค้นรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะมีขนาดเพิ่มขึ้นกับความลึกเช่นเดียวกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำ

$$P_h = P_0 + P_w \quad (5.4)$$

เมื่อ P_h คือแรงดันดินด้านข้างทั้งหมดที่กระทำต่อกำแพง และ P_w คือแรงดันน้ำ จากรูปที่ 5.3 อัตราส่วนระหว่าง σ'_h ต่อ σ'_v ถูกนิยามว่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (K_0) ซึ่งเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในของดิน (Angle of internal friction, ϕ') ดัชนีสภาพพลาสติก (Plasticity index, PI) และประวัติการรับน้ำหนักของดิน (Stress history) พึงตระหนักว่า ค่า K_0 คืออัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล ไม่ใช่ความเค้นรวม โดยทั่วไป K_0 จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่า K_0 อาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ และสำหรับทราย ค่า K_0 จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่น และ 0.5 สำหรับทรายหลวม

การหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สถานะอยู่นิ่งในสนามกระทำได้ยาก ดังนั้น นักวิจัยหลายท่านได้เสนอสมการเชิงประจักษ์ (Empirical equations) ดังเช่น Jaky (1944) ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า K_0 ในดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินทรายดังนี้

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (5.5)$$

จากผลการทดสอบของ Brooker and Ireland (1965) ค่าของ K_0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติสามารถประมาณได้โดยอาศัยดัชนีสภาพพลาสติก (PI) ดังนี้

$$K_0 = 0.4 + 0.007(PI) \quad \text{สำหรับ } PI \text{ อยู่ระหว่าง } 0 \text{ ถึง } 40 \quad (5.6ก)$$

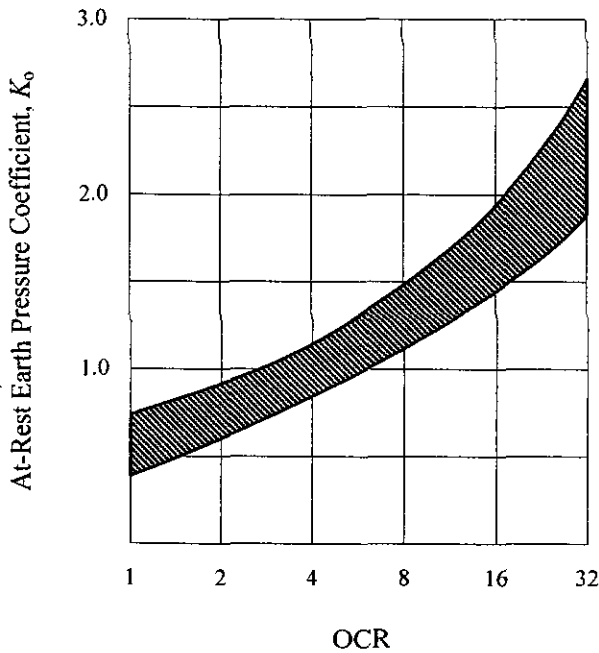
$$K_0 = 0.64 + 0.001(PI) \quad \text{สำหรับ } PI \text{ อยู่ระหว่าง } 40 \text{ ถึง } 80 \quad (5.6ข)$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$K_0 \approx K_{0(\text{Normally consolidated})} \sqrt{OCR} \quad (5.7)$$

เมื่อ OCR คือ อัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated ratio)

Dunn et al. (1980) แสดงความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบเพื่อหา K_0 ในเทอมของอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (OCR) ดังแสดงในรูปที่ 5.5



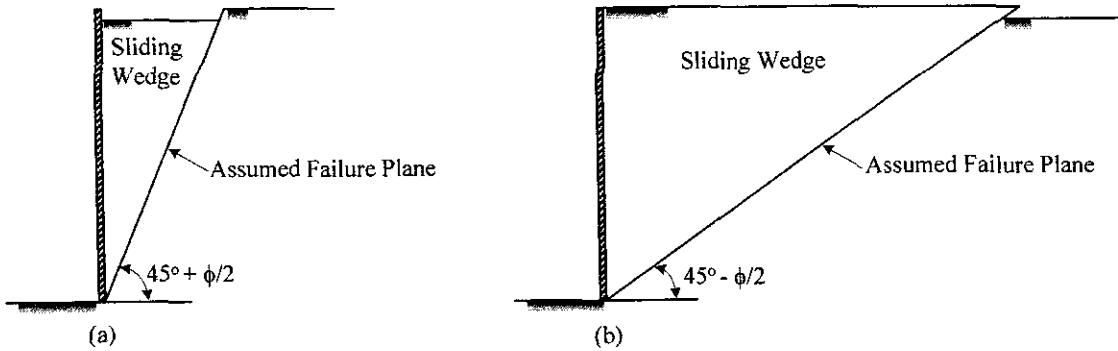
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 และ OCR (Dunn et al. 1980)

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

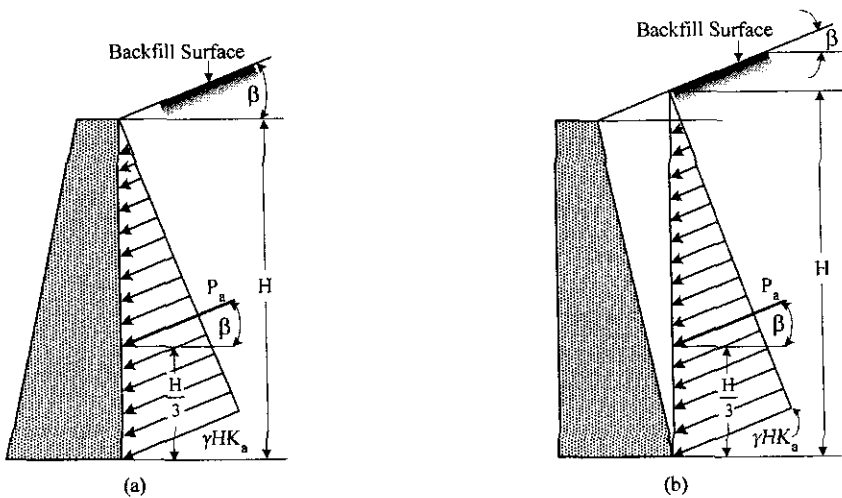
ทฤษฎีของ Rankine สำหรับการหาความดันดินด้านข้างตั้งอยู่บนสมมติฐานหลายประการ ดังนี้

1. ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Adhesion) หรือความเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับผนัง (ผนังเรียบ)
2. ความดันดินด้านข้างที่คำนวณโดยวิธีนี้ใช้ได้เฉพาะสำหรับกำแพงที่ตั้งอยู่ในแนวตั้ง การวิบัติของดินถูกสมมติให้เป็นการไหลของลิ่มตลอดแนวระนาบวิบัติ ซึ่งอยู่ในรูปของมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle, ϕ') ดังแสดงในรูปที่ 5.6

3. ความดันดินด้านข้างมีขนาดเพิ่มขึ้นเป็นฟังก์ชันเส้นตรงกับความลึก ดังแสดงในรูปที่ 5.7 และแรงผลักร์เนื่องจากความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง ซึ่งวัดจากฐานของกำแพงกันดินถึงระดับดินถม และทิศทางของแรงผลักนี้ขนานกับผิวของดินถม



รูปที่ 5.6 ระบายการวิบัติที่ถูกสมมติขึ้นตามทฤษฎีของ Rankine (a) Rankine active state (b) Rankine passive state



รูปที่ 5.7 ความดันดินด้านข้างสำหรับทฤษฎี Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined

ถึงแม้ว่าสมมติฐานพื้นฐานของทฤษฎีนี้จะไม่เป็นความจริง แต่อย่างไรก็ตาม สมการนี้ก็เป็สมการที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากผลการคำนวณที่ได้จากวิธีนี้ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมาก ค่าที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีนี้ให้ค่ามากกว่าความเป็นจริงเล็กน้อย ทำให้กำแพงกันดินที่ออกแบบโดยวิธีนี้มีขนาดใหญ่

เพื่อให้ผู้อ่านเข้าใจได้ง่าย จะขอแสดงวิธีการคำนวณหาความดันดินด้านข้างสำหรับดินในสภาวะแห้งก่อน และการคำนวณสำหรับดินใต้ระดับน้ำใต้ดิน (ดินอิ่มตัวด้วยน้ำ) จะอธิบายในตอนท้ายของหัวข้อนี้ ในสภาวะแห้ง ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) และความเค้นรวม (Total stress) จะเป็นค่าเดียวกัน จากรูปที่ 5.6a ถ้ามีการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินไปทางขวามือเรื่อยๆ วงกลมมอร์จะ

ขยาย และสัมผัสเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) ในที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 5.8a วงกลม c แสดงวงกลมมอร์ที่จุดวิกฤติ โดยมีค่าความดันด้านข้างเท่ากับ σ_3 ค่าความดันนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันที่สถานะ Active ของ Rankine (Rankine active pressure) และระนาบวิกฤติในมวลดินจะทำมุม $45 + \phi/2$ กับแนวนอน ดังแสดงในรูปที่ 5.6a

จากความรู้ที่ได้จากวิชาปฐพีกลศาสตร์ สมการที่เกี่ยวข้องกับความเค้นหลักสำหรับวงกลมมอร์เมื่อสัมผัสขอบเขตความแข็งแรงคือ

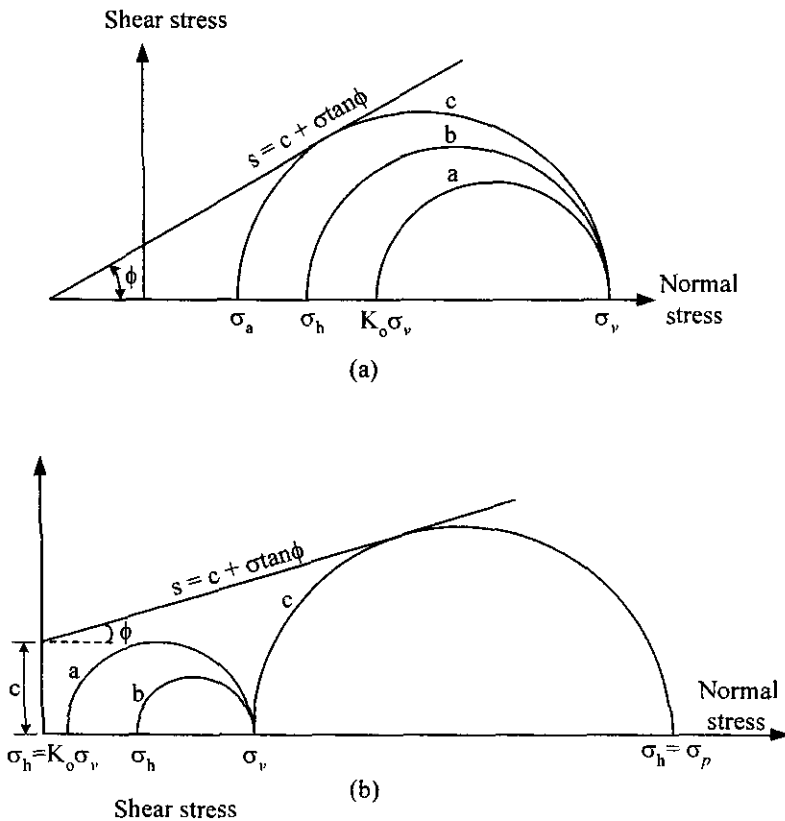
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.8)$$

จากรูปที่ 5.8a ความเค้นหลักใหญ่, $\sigma_1 = \sigma_v$ และความเค้นหลักเล็ก, $\sigma_3 = \sigma_a$ ดังนั้น

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.9ก)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (5.9ข)$$

เมื่อ $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สถานะ Active ของ Rankine



รูปที่ 5.8 (a) Rankine active pressure (b) Rankine passive pressure

ในทางตรงกันข้าม ถ้ากำแพงกันดินเคลื่อนตัวเข้าหามวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.6b มวลดินจะเกิดการอัดตัวและมีค่าความดันในแนวนอนเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเกิดสภาวะพลาสติก (Plastic state) ที่สภาวะนี้ความดันดินด้านข้างจะมีค่ามากที่สุดเท่ากับความดันด้านข้างที่สภาวะ passive (σ_p) ในขณะที่ความดันในแนวดิ่งจะมีค่าคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.8b ดังนั้น

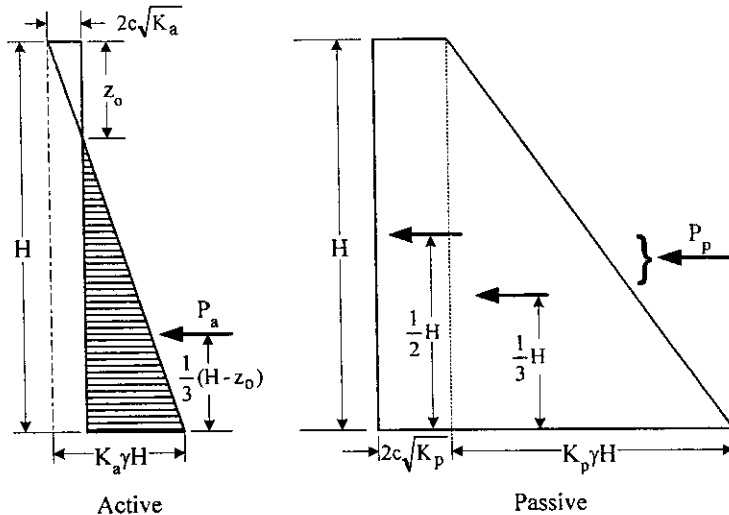
$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (5.10)$$

เมื่อ $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สภาวะ passive ของ Rankine

โดยอาศัยทฤษฎีของ Rankine สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเมื่อผิวของดินถมทำมุม β กับแนวนอนสามารถหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (5.11)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (5.12)$$



รูปที่ 5.9 การกระจายความดันดินในสภาวะ Active และ Passive

จากสมการที่ (5.9ข) และ (5.10) จะเห็นว่าความดันดินที่สภาวะ Active และ Passive มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกในฟังก์ชันเส้นตรง (Linear function) ดังแสดงในรูปที่ 5.9 เมื่อ $c = 0$ การกระจายของความดันดินที่สภาวะ Active จะมีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยม เมื่อ c มีค่ามากกว่า 0 ค่าของ σ_v จะมีค่าเป็นลบที่ผิวบน และมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ความลึก z_0 จากสมการที่ (5.8ข) เมื่อ $\sigma_v = 0$ จะได้ว่า

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (5.13)$$

ระยะจากผิวดินจนถึง z_0 เรียกว่าโซนแรงดึง (Tension zone) ในความเป็นจริง ดินและกำแพงกันดินเป็นวัสดุคนละชนิดและไม่ติดกัน แรงดึงระหว่างวัสดุทั้งสองชนิดนี้จึงไม่อาจเกิดขึ้นได้ ส่งผลให้เกิดเป็นรอยแยก และสามารถพิจารณาว่าความดันที่สถานะ Active ในโซนแรงดึงเป็นศูนย์

สำหรับมวลดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินและอยู่ในสภาวะระบายน้ำได้อย่างเต็มที่ (Drained condition) (สำหรับทรายหรือดินเหนียวอิมตัวด้วยน้ำระยะเวลาอนันต์หลังการก่อสร้าง) จะต้องคำนวณความดันด้านข้างที่สถานะ Active และ Passive โดยใช้พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล (Effective strength parameters, c' และ ϕ') ดังนั้น ความดันดินด้านข้างทั้งหมด (Total lateral earth pressure) ที่กระทำต่อกำแพงกันดินจะเป็นผลรวมของความดันน้ำและความดันดินด้านข้างประสิทธิผล ในทำนองตรงกันข้ามถ้ามวลดินเหนียวนั้นเป็นอิมตัวด้วยน้ำและอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ ความดันดินด้านข้างต้องถูกคำนวณโดยใช้พารามิเตอร์กำลังรวม (Total strength parameters, S_u) และใช้หน่วยน้ำหนักของดินที่สถานะอิมตัวด้วยน้ำ (Saturated unit weight) ในการคำนวณ (พิจารณาน้ำและดินรวมกัน)

5.4 ความดันดินของ Coulomb

ทฤษฎีของ Coulomb สำหรับการหาความดันดินด้านข้างได้ถูกพัฒนาขึ้นก่อนทฤษฎีของ Rankine โดยสมมติว่าการวิบัติเกิดในลักษณะการรวมตัวของลิ่ม และมีความเสียดทานระหว่างดินกับกำแพงกันดิน ระบายการวิบัติเริ่มจากฐานของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.10a ตำแหน่งของแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินที่สถานะ Active หาได้จากการลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ่มขนานกับระนาบวิบัติ จุดตัดของเส้นตรงนี้กับผนังกำแพงกันดินคือตำแหน่งของแรงลัพธ์ ดังแสดงในรูปที่ 5.10 ทิศทางของแรงลัพธ์ทำมุม δ กับเส้นซึ่งตั้งฉากกับด้านหลังของผนัง เมื่อ δ คือมุมเสียดทานระหว่างกำแพงและดิน

สมการสำหรับการคำนวณความดันดินด้านข้างโดยอาศัยทฤษฎีของ Coulomb มีดังต่อไปนี้

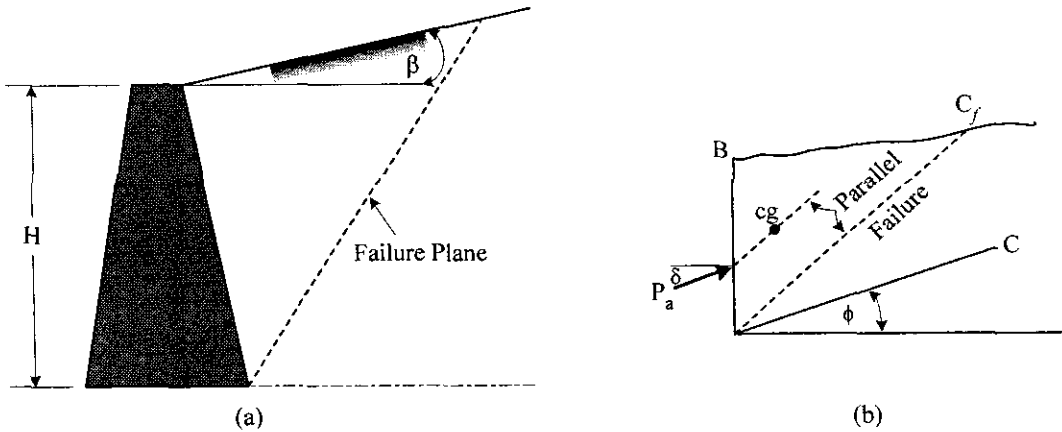
$$P_o = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.13)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \beta) \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right)^2} \quad (5.14)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (5.15)$$

$$K_p = \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (5.16)$$

- เมื่อ α คือมุมระหว่างด้านหลังของผนังกับแนวราบ (ดูรูป 5.10a)
 δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังและกำแพง
 β คือมุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ



รูปที่ 5.10 (a) รูปแสดงระนาบการวิบัติสำหรับทฤษฎีของ Coulomb (b) การหาจุดกระทำของแรงลัพธ์

เนื่องจากทฤษฎีของ Coulomb เป็นวิธีที่ใช้หาความดันดินด้านข้างโดยใช้สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ดังนั้นวิธีการนี้จึงไม่สามารถใช้ได้กับดินถมที่มีน้ำหนักภายนอกมากกระทำ

ทฤษฎีของ Rankine และ Coulomb สมมติว่าระนาบการวิบัติเป็นระนาบ สมมติฐานนี้มิได้เป็นจริงเสมอไป ที่สภาวะ Active ผลคำนวณมีความผิดพลาดน้อย แต่สำหรับสภาวะ Passive ผลคำนวณมีความผิดพลาดค่อนข้างมาก และมีผลให้เกิดความไม่ปลอดภัย เนื่องจากผลคำนวณมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงมาก Terzaghi (1954) พบว่าที่สภาวะ Active ระนาบการวิบัติมีลักษณะเกือบเป็นระนาบ ก็ต่อเมื่อมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกันดิน (δ) มีค่าน้อยกว่า $\phi/3$ แต่อย่างไรก็ตาม ระนาบการวิบัติที่สภาวะ Passive จะมีความแตกต่างจากสมมติฐานของ Rankine และ Coulomb อย่างมาก เมื่อมุม δ มีค่ามากกว่า $\phi/3$

5.5 วิธีกราฟริกของ Culmann

วิธีนี้เป็นวิธีกราฟริกที่ใช้สร้างรูปเหลี่ยมของแรง ซึ่งสามารถใช้ได้กับดินถมที่เป็นดินเหนียวและดินทราย และสำหรับทั้งที่สภาวะ Active และ Passive วิธีการนี้ยังสามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินทุกชนิดและดินถมที่มีแรงภายนอกมากกระทำหรือปราศจากแรงภายนอก เนื่องจากวิธีการนี้ตั้งอยู่บน

พื้นฐานของความดันดินของ Coulomb ดังนั้นจึงไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ในการคำนวณหาความดันดินด้านข้างที่สถานะ Passive ขั้นตอนในการหาความดันดินด้านข้างในสถานะ Active สามารถอธิบายได้ดังนี้

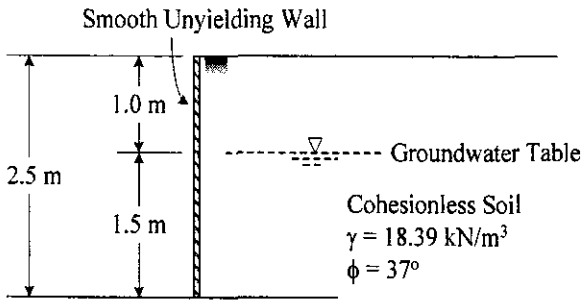
1. วาดกำแพงกันดิน ดินถม และน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 5.11
2. จากจุด A (ที่ฐานของกำแพงกันดิน) ลากเส้นเส้นตรงทำมุม ϕ กับแนวนอน
3. จากจุด A ลากเส้นตรงทำมุม θ กับเส้น AC โดยที่มุม θ เท่ากับผลต่างของมุม α (มุมด้านหลังของกำแพงกันดินกระทำกับแนวนอน) และมุม d (มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดิน) เส้นนี้แสดงในรูปที่ 5.12 ดังเส้นตรง AD
4. ลากลิ้มวิบัติที่เป็นไปได้ เช่น ABC_1 , ABC_2 และ ABC_3 เป็นต้น
5. คำนวณน้ำหนักของแต่ละลิ้ม (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
8. จากเส้นโค้งผ่านจุดตัดที่ได้ในข้อที่ 7 เส้นโค้งนี้เรียกว่าเส้นโค้งของ Culmann
9. ลากเส้นตรงที่ขนานกับเส้น AC ให้สัมผัสกับเส้นโค้งของ Culmann
10. ที่จุดสัมผัส (หาได้จากข้อที่ 9) ลากเส้นตรงขนานกับเส้น AD ตัดกับเส้น AC ความยาวของเส้นนี้วัดเทียบกับสเกลบนเส้น AC คือแรงดันดินที่สถานะ Active และเส้นตรงที่ลากจากจุด A ผ่านจุดสัมผัสนี้คือระนาบการวิบัติ

ตำแหน่งของแรงลัพธ์สามารถหาได้โดยการลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ้มวิบัติ ขนานกับระนาบวิบัติจนกระทั่งตัดกับด้านหลังของกำแพงกันดิน ทิศทางของแรงลัพธ์คือทิศทางซึ่งทำมุม δ (มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดิน) กับเส้นตั้งฉากกับด้านหลังของกำแพงกันดิน

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 5.1 กำแพงกันดินที่เรียบและหนามากรับดินทรายแน่น โดยไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง (ที่สภาวะอยู่นิ่ง) ดังแสดงในรูปที่ 5.11 จงหา

1. การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน
2. แรงดันทั้งหมดที่กระทำต่อกำแพงกันดิน



รูปที่ 5.11

วิธีทำ จากสมการที่ 5.5

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

$$K_0 = 1 - \sin 37^\circ = 0.398$$

1. การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน

- ความดันที่ความลึก 1 เมตร (ที่ระดับน้ำใต้ดิน)

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39)(1.00) = 7.32 \text{ กิโลปาสกาล}$$

- ความดันที่ลึก 2.5 เมตร (ฐานของกำแพงกันดิน)

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39)(1.00) + (0.398)(18.39 - 9.81)(1.5) = 12.44 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$\sigma_h = 12.44 + (9.81)(1.5) = 27.16 \text{ กิโลปาสกาล}$$

การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 5.12

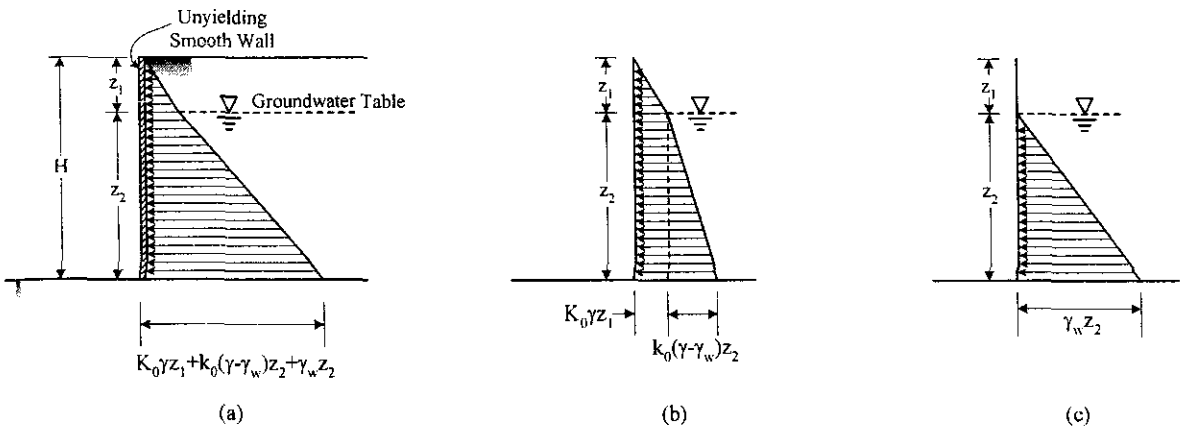
2. แรงดันทั้งหมดที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

$$P_h = P_0 + P_w$$

$$P_h = \frac{\sigma'_{h1} z_1}{2} + \frac{\sigma'_{h1} + \sigma'_{h2}}{2} z_2 + \frac{\gamma_w z_2^2}{2}$$

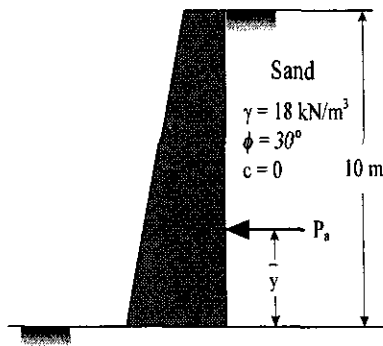
$$P_h = \frac{(7.32)(1.00)}{2} + \frac{7.32 + 27.16}{2}(1.5) + \frac{(9.81)(1.5)}{2}$$

$$P_h = 29.52 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$



รูปที่ 5.12

ตัวอย่างที่ 5.2 จากกำแพงกันดินดังรูปที่ 5.13 จงหาแรงดันดินที่สภาวะ Active ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



รูปที่ 5.13

วิธีทำ จากสมการที่ 5.10

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

ความดันด้านข้างที่ความลึก 30 ฟุตเท่ากับ

$$\sigma'_a = 18 \times 10 \times 0.333 = 59.9 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 59.9 \times 10 = 299.5 \text{ กิโลปาสกาล}$$

แรงลัพธ์กระทำอยู่ที่หนึ่งในสามของความสูงของกำแพงกันดิน (\bar{y}) = $10/3 = 3.33$ เมตร จากฐานของกำแพงกันดิน

ตัวอย่างที่ 5.3 กำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 5.14 จงหาความดันดินในสภาวะ Active ต่อความกว้างของ กำแพงกันดิน และจุดที่แรงลัพธ์กระทำ โดยอาศัยสมการของ Rankine

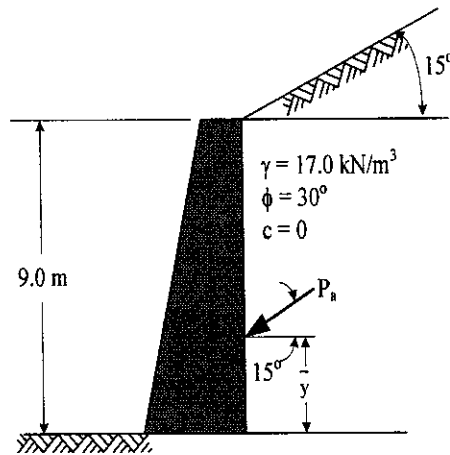
วิธีทำ จากสมการที่ (5.11)

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_a = (\cos 15^\circ) \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}} = 0.373$$

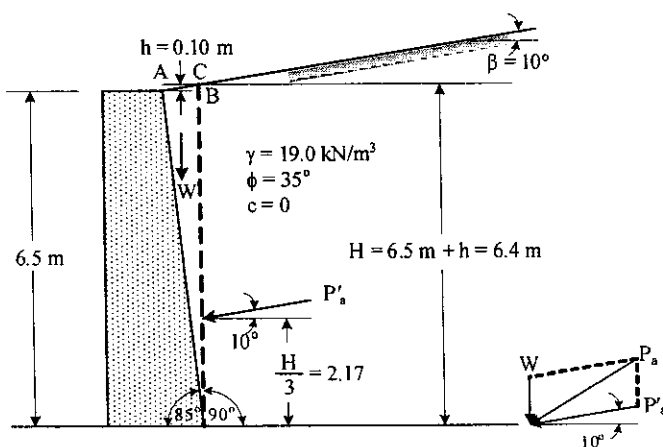
$$P_a = \frac{1}{2} (17.0) (9.0)^2 (0.373) = 257 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\text{ระยะ } \bar{y} = \frac{H}{3} = \frac{9.1}{3} = 3.03 \text{ เมตรจากฐานของกำแพงกันดิน}$$



รูปที่ 5.14

ตัวอย่างที่ 5.4 กำแพงกันดินดังรูปที่ 5.15 จงหาแรงดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) ต่อ ความกว้างของกำแพงกันดิน โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



รูปที่ 5.15

วิธีทำ จากรูปที่ 5.15

$$\tan 5^\circ = \frac{AB}{6.5}$$

$$AB = (6.5) \tan 5^\circ = 0.57 \text{ เมตร}$$

และ $\tan 10^\circ = \frac{BC}{AB} = \frac{h}{0.57}$

$$h = (0.57)(\tan 10^\circ) = 0.10 \text{ เมตร}$$

จากสมการที่ 5.11

$$K_a = \cos 10^\circ \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}} = 0.282$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.6^2 \times 0.282 = 116.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

น้ำหนักของดินมีผลต่อความดันดินด้านข้างดังนี้

$$W = \frac{1}{2} \gamma (AB)(H)$$

$$W = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 0.1 \times 6.6 = 6.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_h = P'_a \cos \beta = 116.7 \cos 10^\circ = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_v = P'_a \sin \beta = 116.7 \sin 10^\circ = 20.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum V = W + P_v = 6.3 + 20.3 = 26.6 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

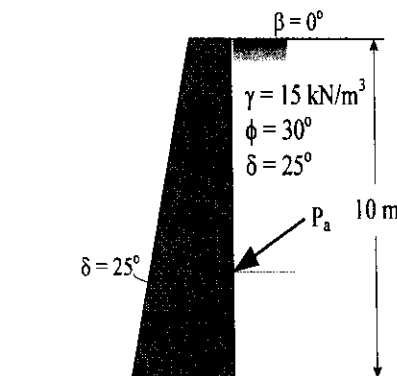
$$\sum H = P_h = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ความดันดินที่สภาวะ Active (P_a) เท่ากับ

$$P_a = \sqrt{(\sum V)^2 + (\sum H)^2}$$

$$P_a = \sqrt{(26.6)^2 + (114.9)^2} = 117.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.5 จากรูปที่ 5.16 มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินถมมีค่าเท่ากับ 25 องศา จงหาความดันดินที่สภาวะ active โดยทฤษฎีของ Coulomb



รูปที่ 5.16

วิธีทำ จากสมการที่ (5.14)

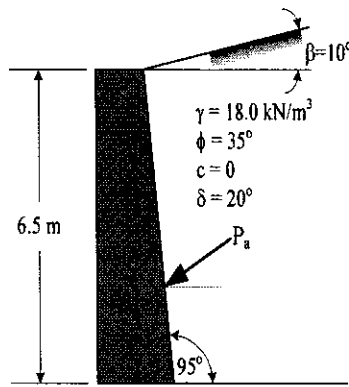
$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{\sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ + 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2} = 0.296$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 15.0 \times 10^2 \times 0.296 = 222.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.6 จากรูปที่ 5.17 มุมเสียดทานระหว่างกำแพงและดินคือ 20 องศา จงหาความดันรวมที่สถานะ active ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน โดยทฤษฎีของ Coulomb



รูปที่ 5.17

วิธีทำ จากสมการที่ (5.14)

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

$$K_a = \frac{\sin^2(85^\circ + 35^\circ)}{\sin^2(85^\circ) \sin(85^\circ - 20^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 20^\circ) \sin(35^\circ - 10^\circ)}{\sin(85^\circ - 20^\circ) \sin(85^\circ + 10^\circ)}} \right]^2} = 0.318$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

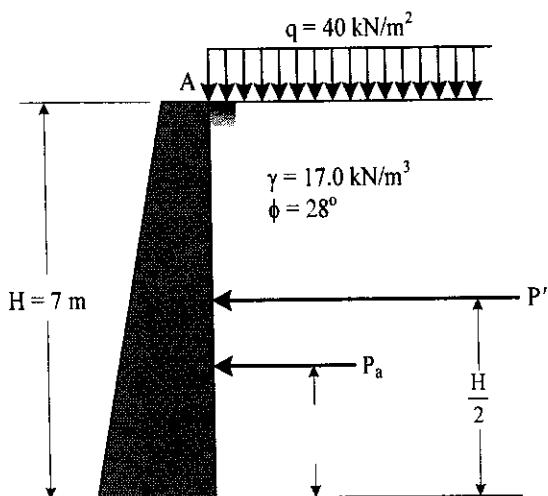
$$P'_a = \frac{1}{2} \times 18.0 \times 6.5^2 \times 0.318 = 120.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.7 ข้อมูล

1. กำแพงกันดินเรียบสูง 7 เมตร และด้านดินถมซึ่งเป็นดินเม็ดหยาบที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 120 ปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต และ $\phi' = 28^\circ$
2. ระดับของดินถมอยู่ที่ระดับเดียวกับด้านบนของกำแพงกันดิน และวางตัวในแนวราบ
3. มีน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอขนาด 40 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร บนดินถม (ดูรูปที่ 5.18)

จงหา

1. ความดันดินที่สภาวะ Active ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน
2. จุดที่แรงลัพธ์กระทำบนกำแพงกันดิน



รูปที่ 5.18

วิธีทำ จากสมการที่ (5.10)

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

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{28^\circ}{2} \right) = 0.361$$

แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ active เนื่องจากดินถมคือ

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 17.0 \times 7.0^2 \times 0.361 = 150.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร กระทำที่ระยะ } (1/3) \text{ ของ}$$

ความสูงของกำแพงกันดิน = 2.23 เมตร จากฐานของกำแพงกันดิน

แรงดันด้านข้างเนื่องจากน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอคือ

$$P = qHK_a$$

$$P = 40.0 \times 7.0 \times 0.361 = 101.1 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร กระทำที่ระยะ } (1/2) \text{ ของความสูง} =$$

3.5 เมตร จากฐานของกำแพงกันดิน

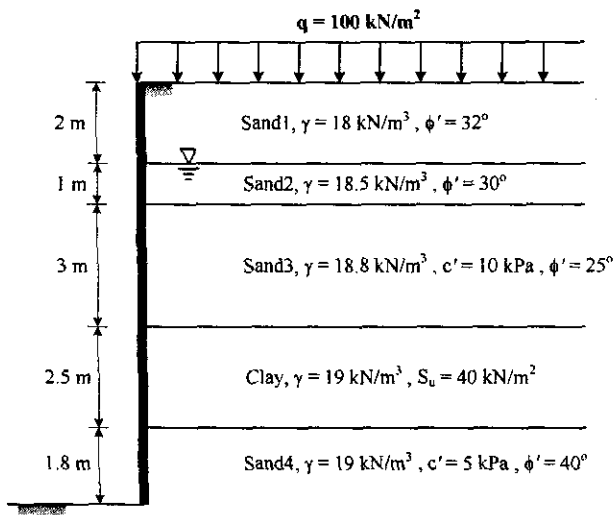
ดังนั้น

1. แรงดันลัพท์ที่กระทำในแนวราบคือ $150.3 + 101.1 = 251.4$ กิโลนิวตันต่อเมตร
2. พิจารณาจุดที่แรงลัพท์กระทำอยู่ที่ระยะ h จากฐานของกำแพงกันดิน ดังนั้น

$$251.4h = 150.3 \times 2.33 + 101.1 \times 3.5$$

$$h = 2.8 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.8 จากรูปที่ 5.19 จงเขียนไดอะแกรมความดันดินในสถานะ Active หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และมีน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ 100 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กระทำทันที



รูปที่ 5.14

วิธีทำ เริ่มต้นด้วยการคำนวณหาสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของดินทุกชนิด

$$\text{ทราย 1} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.307$$

$$\text{ทราย 2} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

$$\text{ทราย 3} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 0.406$$

$$\text{ดินเหนียว} \quad K_a = \tan^2 (45^\circ) = 1.000$$

$$\text{ทราย 4} \quad K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.217$$

การคำนวณความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผลแสดงในตารางที่ 5.1 และรูปที่ 5.15

สำหรับความดันดินที่กระทำต่อกำแพงกันดินในชั้นดินเหนียวต้องคำนวณในเทอมความเค้นรวมที่ระดับความลึก 6.0 เมตร

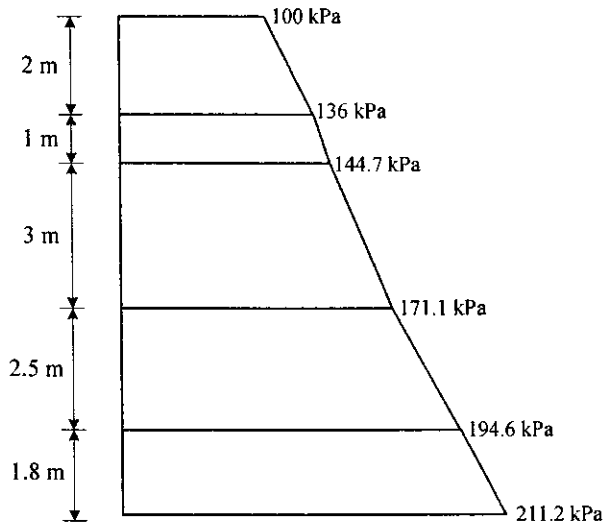
ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $171.7 + 39.2 = 210.9$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $(210.9 \times 1.000) - (2 \times 40 \times 1.000) = 130.9$ กิโลปาสกาล

ที่ระดับความลึก 8.0 เมตร

ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $210.9 + 19.0(2.5) = 258.4$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $(258.4 \times 1.000) - (2 \times 40 \times 1.000) = 178.4$ กิโลปาสกาล

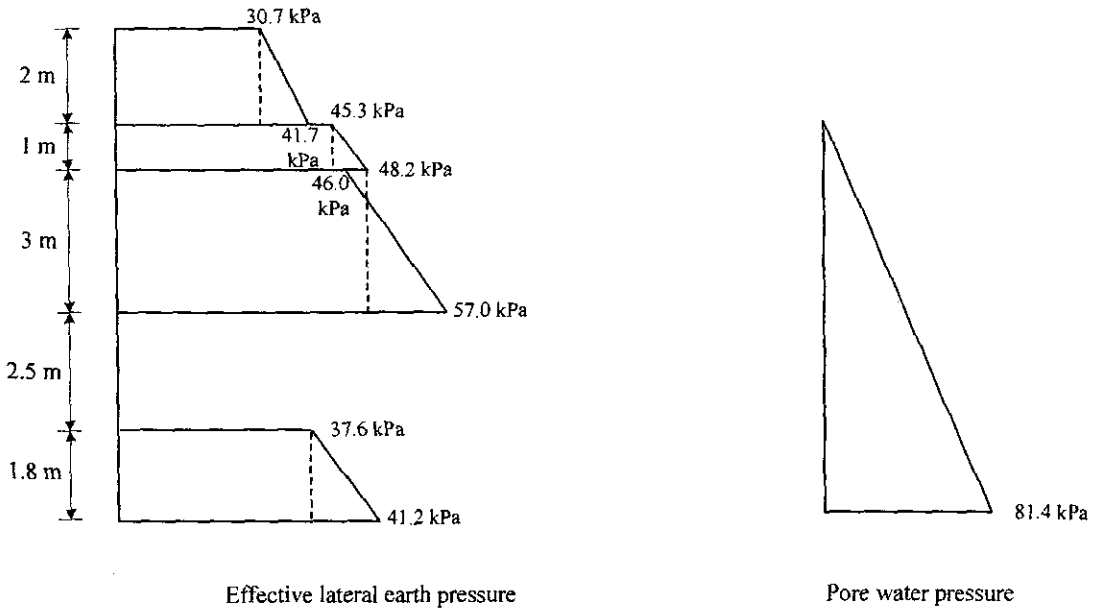


Vertical effective pressure

รูปที่ 5.15 การกระจายความเค้นกกดทับในแนวตั้งรวม

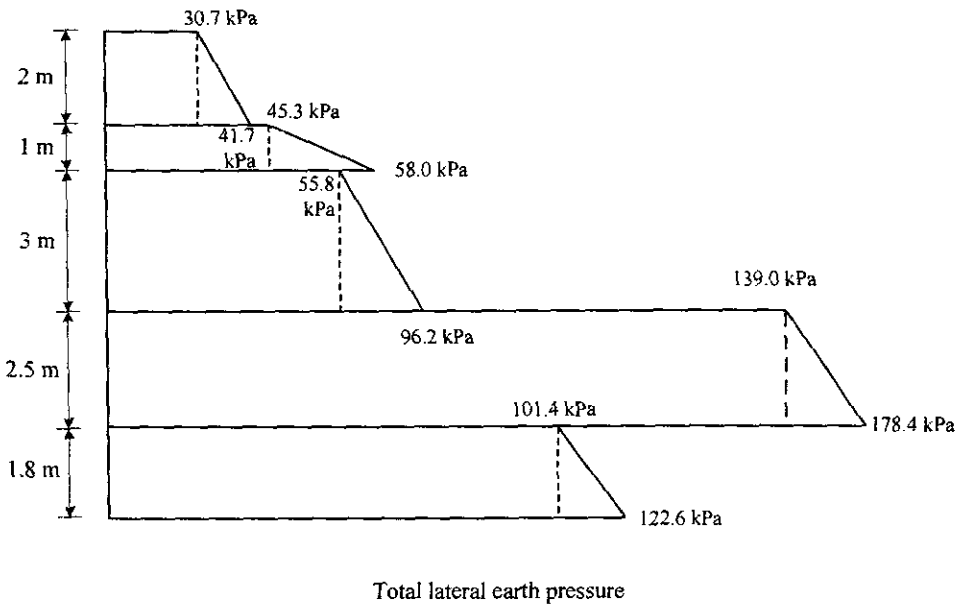
ตารางที่ 5.1 การคำนวณความดันดินในชั้นทราย

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสกาล)	u (กิโลปาสกาล)	K_o	c' (กิโลปาสกาล)	$\sigma'_a = K_o \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_o}$ (กิโลปาสกาล)
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



รูปที่ 5.16 การกระจายความดันดินด้านข้างประสิทธิผลในชั้นทรายและความดันน้ำ

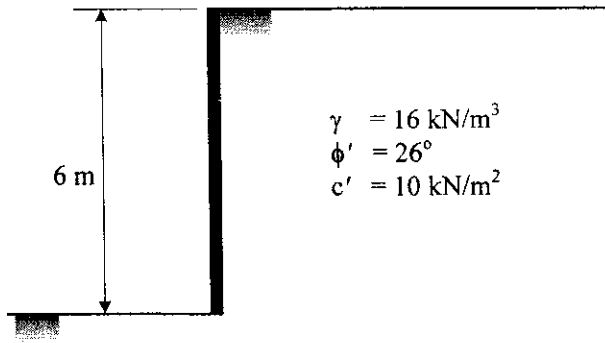
การกระจายความดันดินด้านข้างรวมในชั้นทรายเกิดจากการรวมกันของความดันดินด้านข้างประสิทธิผลและความดันน้ำ ดังรูปที่ 5.17 รวมกับการกระจายความดันดินด้านข้างในชั้นดินเหนียว



รูปที่ 5.17 การกระจายความดันดินด้านข้างรวม

ตัวอย่างที่ 5.9 รูปที่ 5.16 แสดงกำแพงกันดิน ถ้ากำแพงเคลื่อนออกจากดินถม จงหา

- ก) ระยะความลึกของรอยแตกเนื่องจากแรงดึง
- ข) Active Force หลังเกิดรอยแตกเนื่องจากแรงดึง



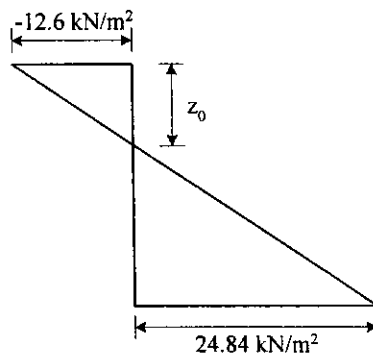
รูปที่ 5.16

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.39$

การกระจายความดันดินด้านข้างแสดงดังตารางที่ 5.2 และรูปที่ 5.17

ตารางที่ 5.2

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



รูปที่ 5.17

ดังนั้น ก) ระยะความลึกของรอยแตกเนื่องจากแรงดึง

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 10}{16 \sqrt{0.39}} = 1.98 \text{ เมตร}$$

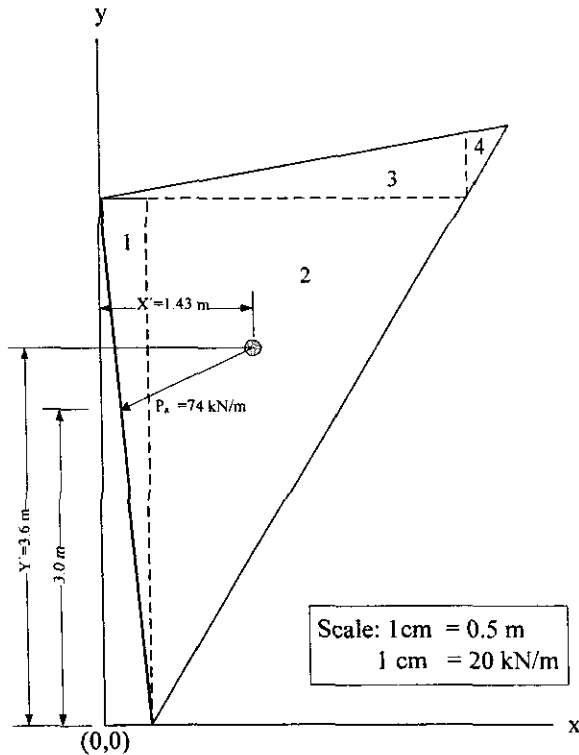
ข) แรงดันดินด้านข้างหลังเกิดรอยแตกเนื่องจากแรงดึง

$$P_a = \frac{1}{2} \times 24.84 \times (6.00 - 1.98) = 49.93 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ตารางที่ 5.3

ลิ่ม	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

จากค่าน้ำหนักในแต่ละลิ่ม ทำให้สามารถวาดเส้นโค้งของ Culmann ได้ และแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินที่สภาวะ Active เท่ากับ 74 กิโลนิวตันต่อเมตร และระนาบวิบัติแสดงดังเส้นประ จุดศูนย์กลางของลิ่มวิบัติคำนวณได้โดยการหาโมเมนต์ของพื้นที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.20 และตารางที่ 5.4



รูปที่ 5.20

$$\bar{x} = \frac{27.95}{19.53} = 1.43 \text{ เมตร}$$

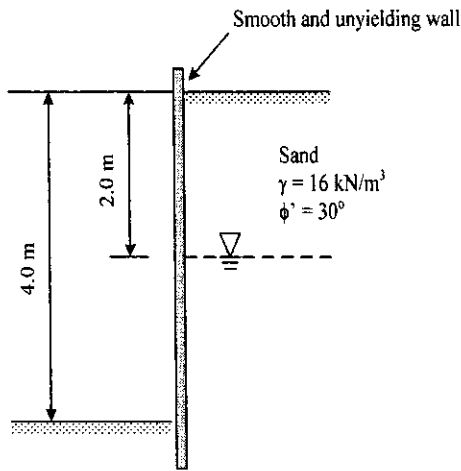
$$\bar{y} = \frac{69.4}{19.53} = 3.55 \text{ เมตร}$$

ตารางที่ 5.4

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

แบบฝึกหัดท้ายบท

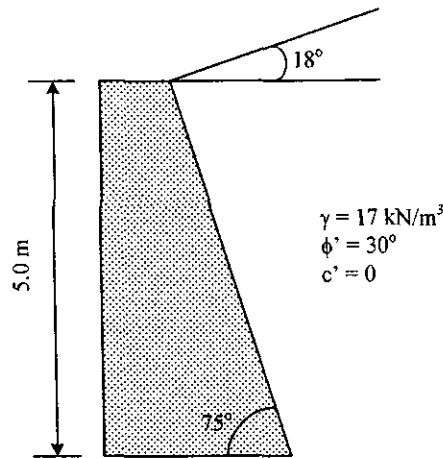
- จากกำแพงกันดินซึ่งด้านการเคลื่อนตัวของทรายหลวม (ดังรูปที่ 5.21) สมมติว่าไม่มีการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน จงวาดการกระจายความดันดินด้านข้าง และคำนวณหาแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก 2 เมตร จากผิวดิน



รูปที่ 5.21

- จงคำนวณหาแรงดันที่สถานะ Active พร้อมทั้งตำแหน่งของแรงลัพธ์ บนกำแพงกันดินสูง 8 เมตร ที่ด้านการเคลื่อนตัวของทรายถม ซึ่งถมทำมุม 12 องศา กับแนวนอน ทรายถมมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มุมเสียดทานภายในเท่ากับ 36 องศา
- จากรูปที่ 5.22 จงหาแรงดันที่สถานะ Active โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine
- จากรูปที่ 5.22 จงใช้ทฤษฎีของ Coulomb ในการคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างที่สถานะ Active เมื่อมุมเสียดทานระหว่างดินถมและกำแพงกันดินเท่ากับ 24 องศา

5. จากรูปที่ 5.20 จงใช้วิธีกราฟริกของ Culmann ในการคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active เมื่อมุมเสียดทานระหว่างดินถมและกำแพงกันดินเท่ากับ 22 องศา



6. กำแพงกันดินผิวเรียบสูง 6.5 เมตร ด้านการเคลื่อนตัวถนัดซึ่งเป็นทรายถม ที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา ถอนนี้ถูกออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกกระจายสม่ำเสมอเท่ากับ 2.0 ตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาแรงลัพธ์และตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินที่สภาวะ Active
7. จากข้อที่ 6 สมมติให้แรงเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดินเท่ากับ 22 องศา จงใช้วิธีกราฟริกของ Culmann ในการคำนวณหาแรงลัพธ์และตำแหน่งของแรงลัพธ์

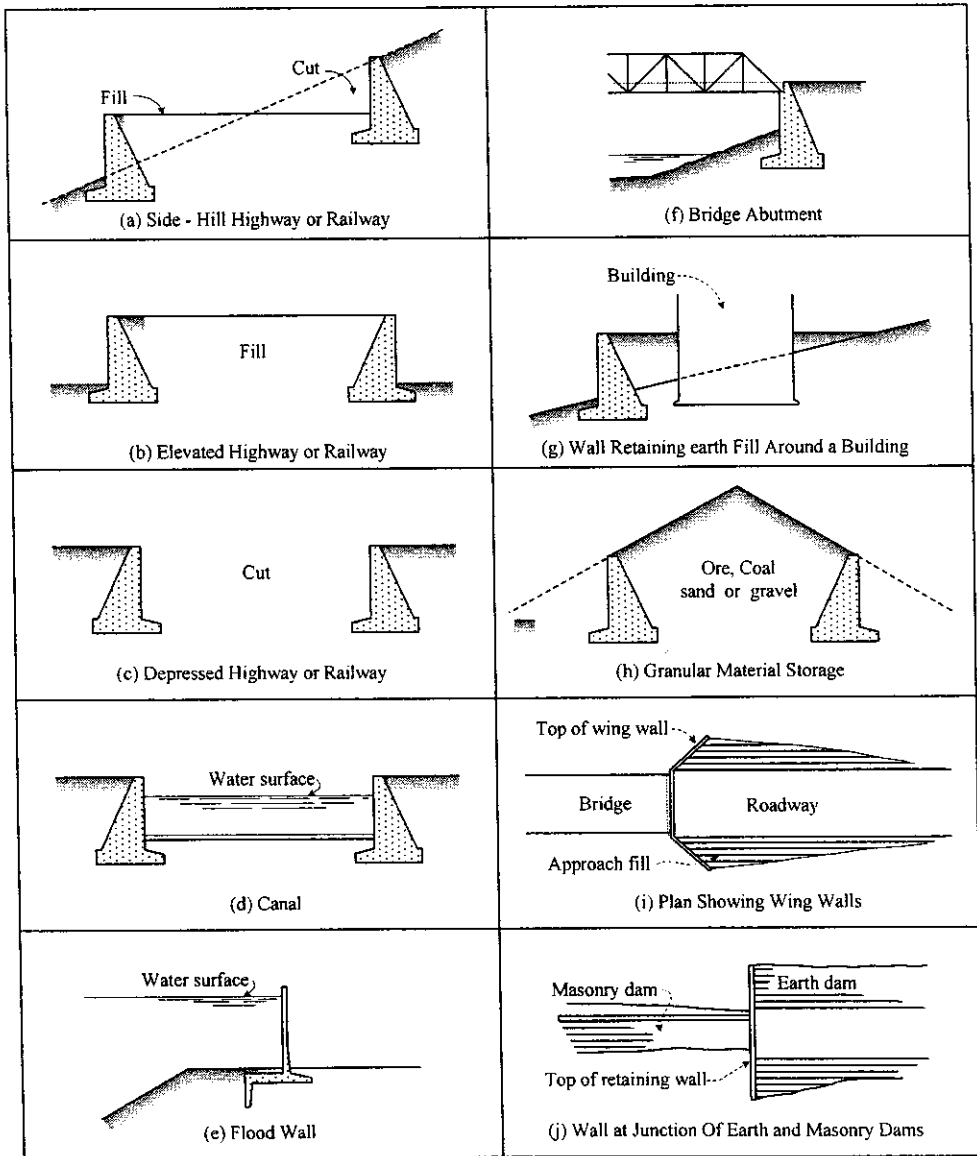
เอกสารอ้างอิง

- Brooker, E.W. and Ireland, H.O. (1965), "Earth pressure at rest related to stress history", *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1): 1-15.
- Dunn, I.S., Anderson, L.R. and Kiefer, F.W. (1980), *Fundamentals of Geotechnical Analysis*, John Wiley & Sons, Inc.
- Jaky, J. (1944), "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal for the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.

บทที่ 6 โครงสร้างกันดิน (RETAINING STRUCTURE)

6.1 บทนำ

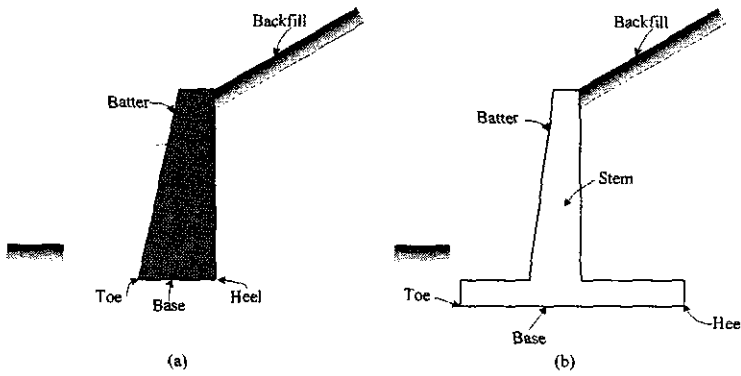
โครงสร้างกันดินถูกสร้างเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดิน การประยุกต์ใช้โครงสร้างกันดินในงานวิศวกรรมมีมากมาย อาทิเช่น งานดินถม งานดินขุด งานสะพาน และโครงสร้างกันน้ำท่วม ดังแสดงในรูปที่ 6.1 โครงสร้างกันดินส่วนมากจะเป็นกำแพงกันดินที่สร้างจากคอนกรีต ซึ่งจะอธิบายรายละเอียดในหัวข้อ 6.2, 6.3 และ 6.4 เสาเข็มพืดและกำแพงกันดินแบบ Braced cut จะถูกอธิบายในส่วนท้ายของบท



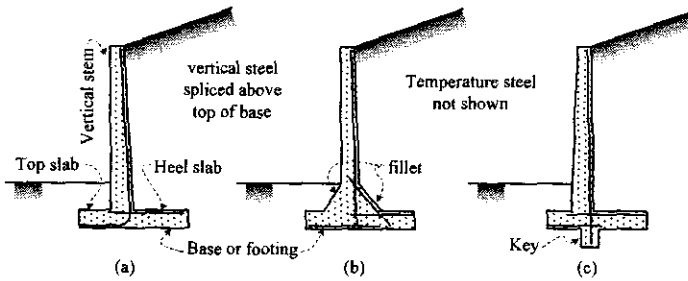
รูปที่ 6.1 ลักษณะการประยุกต์ใช้งานของโครงสร้างกันดิน

6.2 กำแพงกันดิน

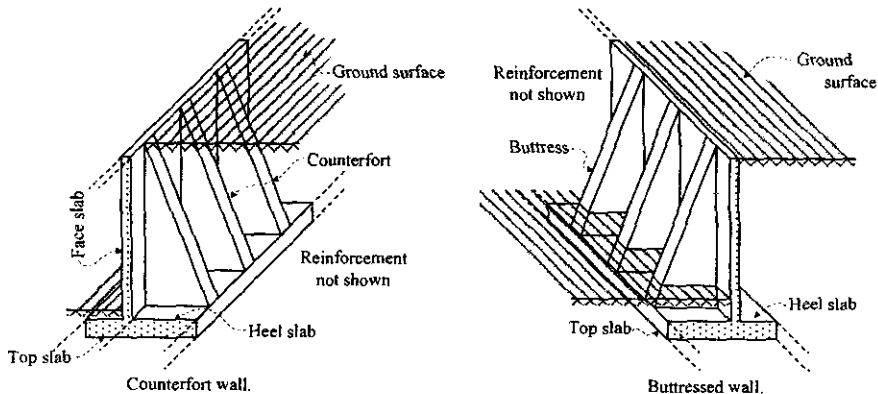
ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 6.1a เสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของตัวเอง ดังนั้น กำแพงกันดินชนิดนี้ถูกเรียกว่า Gravity wall ในกรณีที่กำแพงกันดินมีความสูงมาก แรงดันดินด้านข้างมีแนวโน้มที่จะทำให้กำแพงกันดินพลิกคว่ำ (Overturing) เพื่อความประหยัด อาจเลือกใช้กำแพงกันดินชนิด Cantilever wall ซึ่งมีส่วนฐานที่ยื่นออกมาอยู่ที่ดินถม (รูปที่ 6.2b และ 6.3) น้ำหนักของดินถมที่อยู่เหนือฐานนี้จะช่วยป้องกันการพลิกคว่ำ ในกรณีที่กำแพงกันดินต้องต้านรับน้ำหนักดินถมสูงๆ อาจมีการเสริมความแข็งแรงด้วย Counterfort และ Buttress ดังแสดงในรูปที่ 6.3 ฐานรากของกำแพงกันดินแบบ Cantilever wall อาจเป็นแบบฐานรากต้นหรือฐานรากลึก (ดังแสดงในรูปที่ 6.4) ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของดินฐานราก



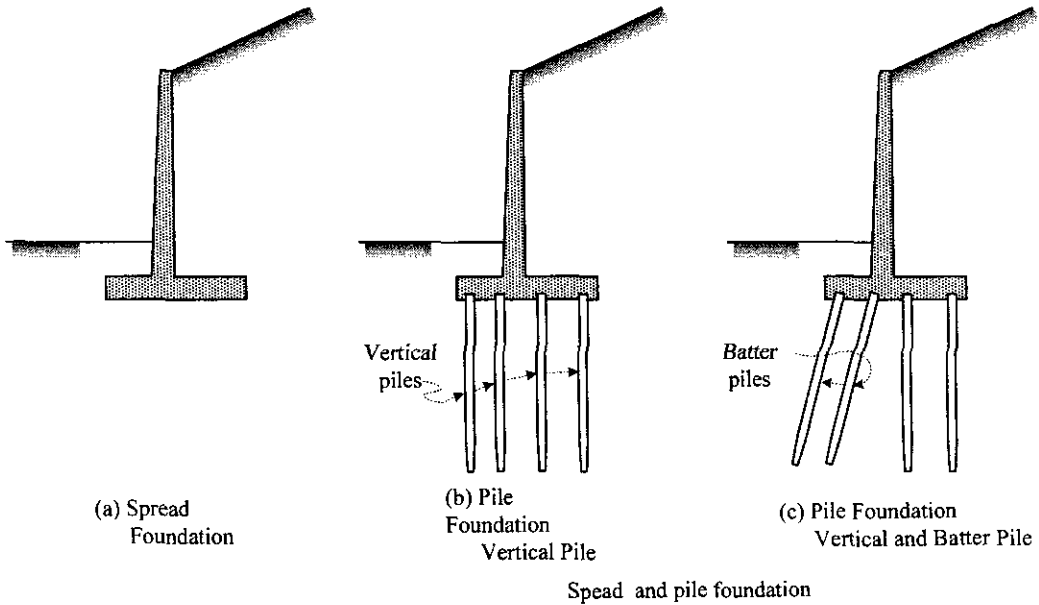
รูปที่ 6.2 (a) Gravity wall (b) Cantilever wall



Types of cantilever wall.



รูปที่ 6.3 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินชนิด Cantilever wall



รูปที่ 6.4 ลักษณะของฐานรากกำแพงกันดิน

Gravity wall ส่วนมากจะสร้างขึ้นจากคอนกรีตและมีขนาดค่อนข้างใหญ่ ขณะที่ Cantilever wall จะมีขนาดเล็กกว่าและจำเป็นต้องมีเหล็กเสริมที่มากเพียงพอ ชนิดของกำแพงกันดินยังมีอีกหลายชนิด แต่ว่าชนิดที่นิยมออกแบบกันมากจะเป็นสองชนิดนี้

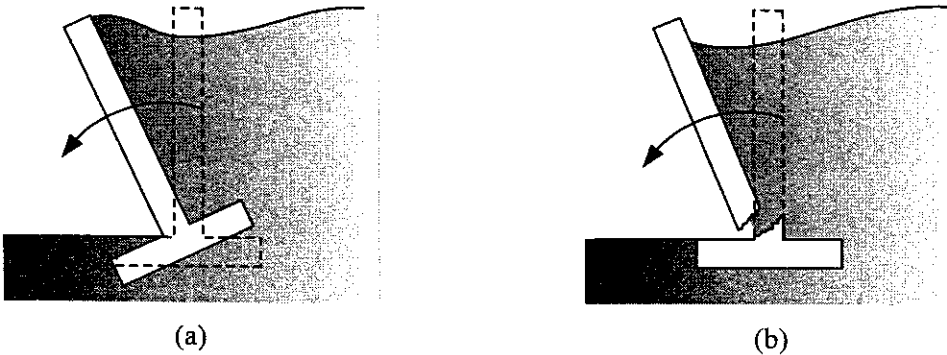
กำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวหลังจากถมดินที่ด้านหลังของมัน เพื่อป้องกันการพลิกคว่ำของกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะถูกสร้างให้มีความชันด้านหน้าเอียงเข้าหาตัวกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 6.2 ความชันนี้เรียกว่า Batter

เราเรียกวัสดุที่ใช้ถมด้านหลังกำแพงกันดินว่า Backfill วัสดุชนิดนี้จะต้องเป็นวัสดุที่มีความชื้นผ่านสูง และเป็นวัสดุเม็ดหยาบ เช่น ทราย กรวด หรือหินบด (Broken stone) ถ้าเป็นไปได้ควรหลีกเลี่ยงดินเม็ดละเอียดพวกดินเหนียวสำหรับใช้เป็น Backfill เนื่องจากดินประเภทนี้ก่อให้เกิดความดันด้านข้างอย่างมากต่อกำแพงกันดิน วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องกำหนดชนิดของวัสดุที่ใช้เป็น Backfill และจะต้องคำนึงถึงการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำใต้ดิน

6.3 การวิบัติของกำแพงกันดิน

การออกแบบกำแพงกันดินต้องคำนึงถึงสิ่งสำคัญสองประการดังนี้คือ (1) กำแพงต้องมีเสถียรภาพภายนอก (External stability) ซึ่งหมายความว่ากำแพงกันดินต้องอยู่ตั้งในตำแหน่งเดิม และ (2) กำแพงกันดินต้องมีความสามารถด้านความเค้นที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างโดยปราศจากการพังทลาย ดังแสดงในรูปที่ 6.5 กำแพงกันดินที่ขาดเสถียรภาพภายนอกจะเกิดการวิบัติในมวลดิน ขณะที่ กำแพงกันดินที่ขาดเสถียรภาพภายใน จะเกิดการวิบัติของโครงสร้าง เสถียรภาพทั้งสองนี้ไม่มีความสัมพันธ์

โดยตรงต่อกัน และต้องถูกพิจารณาแยกกัน ยกตัวอย่างเช่น การใช้เหล็กเสริมมากอาจเป็นการเพิ่มเสถียรภาพภายในได้ แต่มิได้เป็นการเพิ่มเสถียรภาพภายนอกแต่อย่างไร



รูปที่ 6.5 (a) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายนอก (b) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายใน

6.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

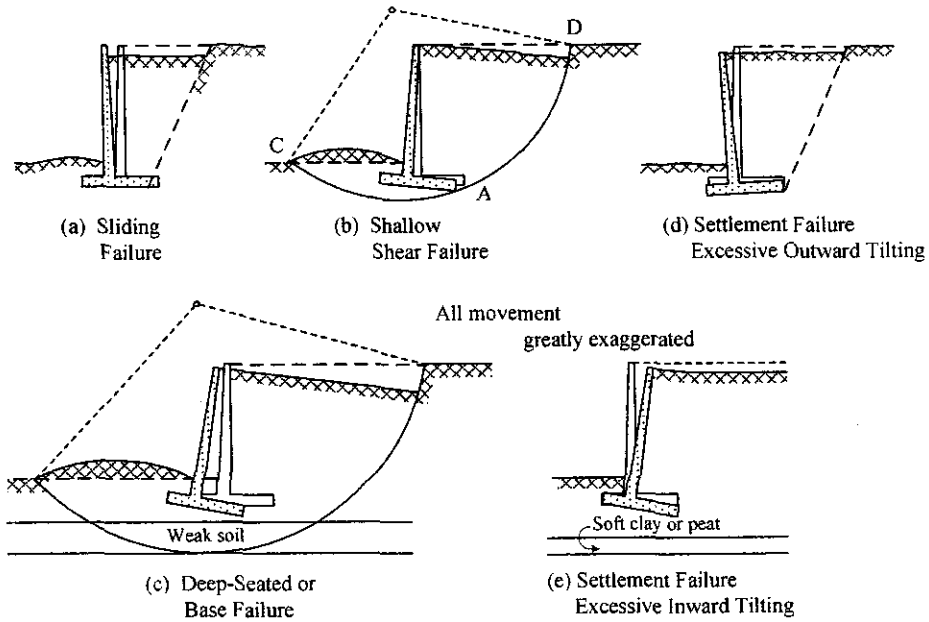
วิธีการออกแบบโดยทั่วไป คือการสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบความเสถียรภาพของกำแพง ถ้าพบว่าเสถียรภาพของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็จำเป็นต้องทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทางอันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินได้ฐานราก) และการพลิกคว่ำ ลักษณะการขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 6.6 การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนที่ในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักการความสถิตย์ (Law of statics) สำหรับการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งนั้นอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory)

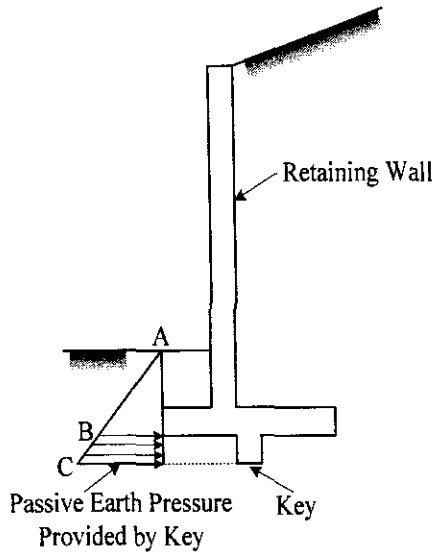
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล คือผลคูณของแรงทั้งหมดในแนวตั้งที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดินในทิศทางพุ่งลงกับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน ส่วนแรงที่กระทำให้เกิดการลื่นไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน Backfill

ถ้าในการออกแบบพบว่ากำแพงกันดินแบบฐานเรียบ (Flat-bottomed wall) มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่เป็นไปตามที่ต้องการ เราอาจจะทำการสร้างตัวต้านทานการลื่นไถลที่เรียกว่า Key ที่ฐานของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.7 ดินด้านหน้าของ Key ทำหน้าที่ต้านทานการลื่นไถลในฐานะของความดันที่สถานะ Passive ดังแสดงโดยโซน BC แต่อย่างไรก็ตาม ดินส่วนนี้มักจะหายไปเนื่องจากการกัดเซาะ

ดังนั้น การต้านทานที่สถานะ Passive มักจะถูกละทิ้งในการออกแบบ ตัว Key นี้จะมีประสิทธิผลอย่างมากถ้าถูกสร้างได้ดินแข็งหรือหิน



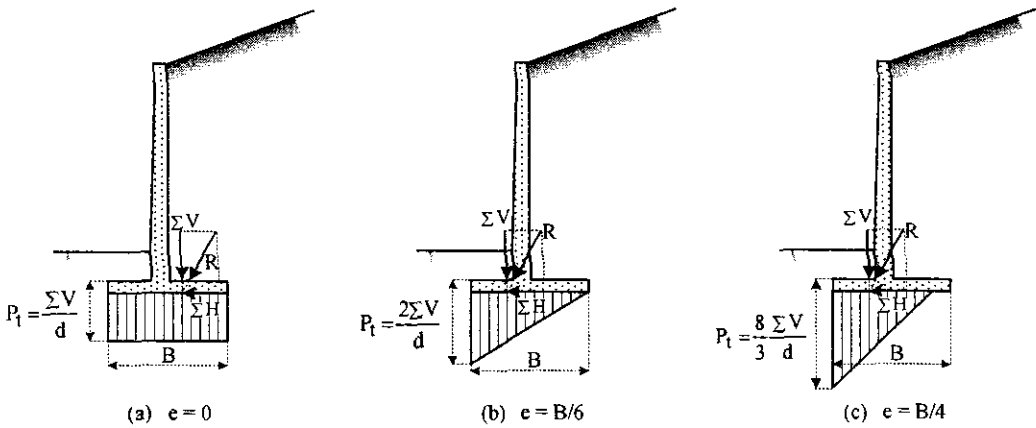
รูปที่ 6.6 ลักษณะการขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน



รูปที่ 6.7 รูปแสดงตัวต้านทานการลื่นไถลที่ฐานของกำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment) ต่อโมเมนต์ทั้งหมดที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment) ที่สถานะสมดุลและเกิดการพลิกคว่ำพอดี คือสถานะที่แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินเกิดที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ที่กระทำให้เกิดการพลิกคว่ำมักจะถูกคำนวณรอบจุด Toe

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องมาจากแรงดันด้านข้างของดิน มักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้ความเค้นในดินใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 6.8 ในกรณีที่ระยะเอียงศูนย์กลางมีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นในดินใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 6.8a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเอียงศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุดและน้อยที่สุด ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเอียงศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก (รูปที่ 6.8b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเอียงศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (ดังแสดงในรูปที่ 6.8c) ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเอียงศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ควรขยายขนาดของฐานราก



รูปที่ 6.8 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

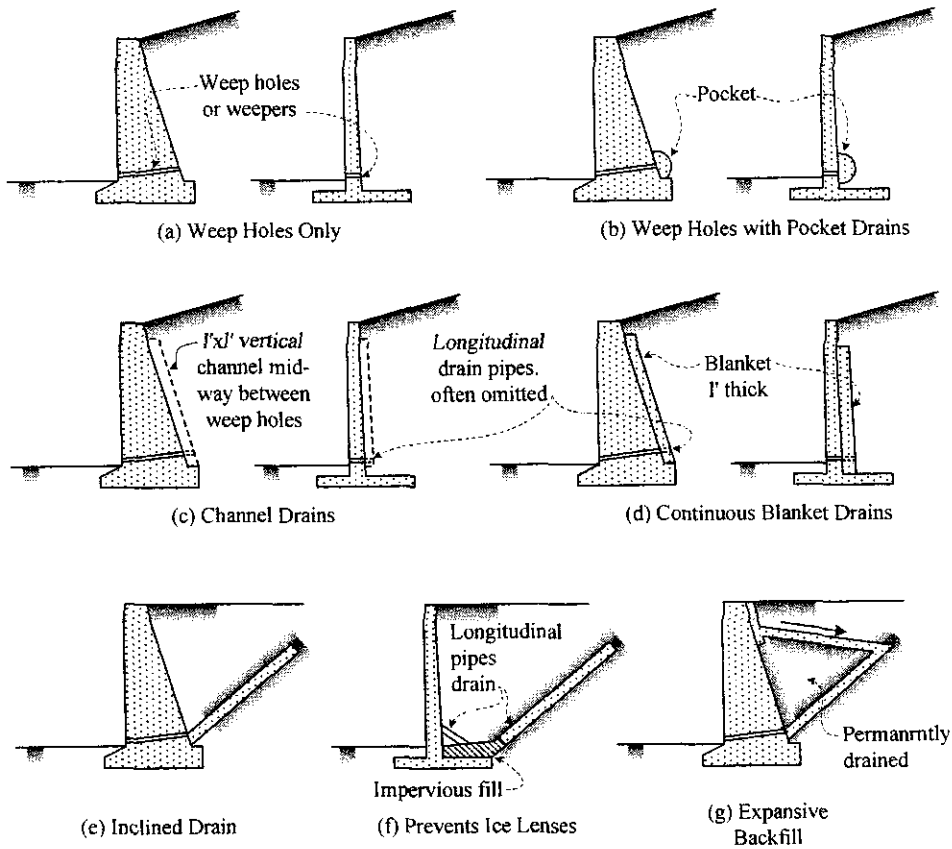
อัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินควรมีค่าดังแสดงในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 อัตราส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินในกรณีต่างๆ

กรณี	อัตราส่วนปลอดภัย	หมายเหตุ	อ้างอิง
การลื่นไถล	1.5	สำหรับกรณีที่ ไม่พิจารณาความเค้นด้านข้างที่สภาวะ Passive ของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)
	2.0	สำหรับกรณีที่ พิจารณาความเค้นด้านข้างที่สภาวะ Passive ของกำแพงกันดิน	Goodman and Karol (1968)

กรณี	อัตราส่วนปลอดภัย	หมายเหตุ	อ้างอิง
การพลิกคว่ำ	1.5	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดหยาบ	
	2.0	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดละเอียด	Teng (1962)
วิธีค้ำแบบกำลังรับแรงเบก	3.0		
ทาน			

เนื่องจากน้ำมักจะเป็ปัญหาที่มีผลอย่างมากต่อเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน ด้วยเหตุนี้เอง วิศวกรผู้ออกแบบส่วนใหญ่จะมีการจัดวางระบบระบายน้ำ เพื่อลดความดันน้ำอันเกิดเนื่งมาจากความดันน้ำส่วนเกินและน้ำท่วม การจัดวางระบบระบายน้ำในกำแพงกันดินในลักษณะต่างๆ แสดงดังรูปที่ 6.9

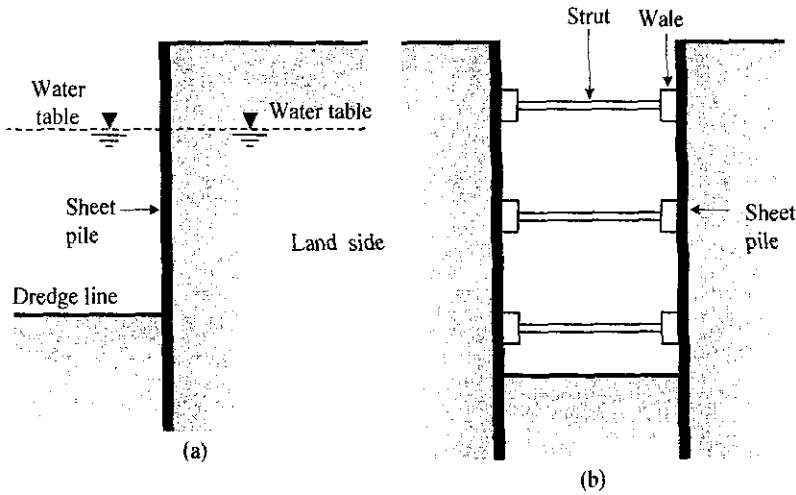


Backfill drains for retaining walls

รูปที่ 6.9 การจัดวางระบบระบายน้ำในกำแพงกันดิน

6.5 เข็มพืด (Sheet pile)

เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กต่อเนื่องเป็นแนวยาวตามแนวดิน โดยทั่วไปมักใช้เป็นโครงสร้างกันน้ำดังแสดงในรูปที่ 6.10a เข็มพืดยังสามารถใช้เป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคาร เช่น Braced cut (รูปที่ 6.10b)

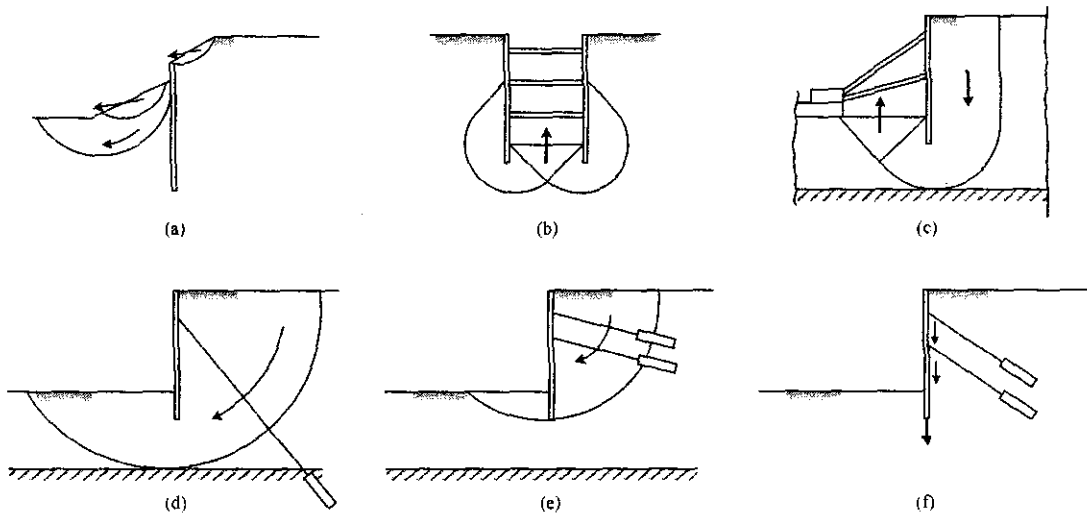


รูปที่ 6.10 ตัวอย่างการใช้กำแพงกันดิน (a) Cantilever sheet pile (b) Braced cut

รูปแบบของเข็มพืดมีด้วยกันหลายแบบ ได้แก่

- Cantilever sheet pile wall
- Anchored sheet pile wall
- Braced cut

ในการออกแบบ เข็มพืดต้องมีเสถียรภาพทั้งภายนอกและภายใน รูปที่ 6.11 แสดงการขาดเสถียรภาพภายนอกของเข็มพืด การตรวจสอบเสถียรภาพภายในและภายนอกจะอธิบายในหัวข้อถัดไป



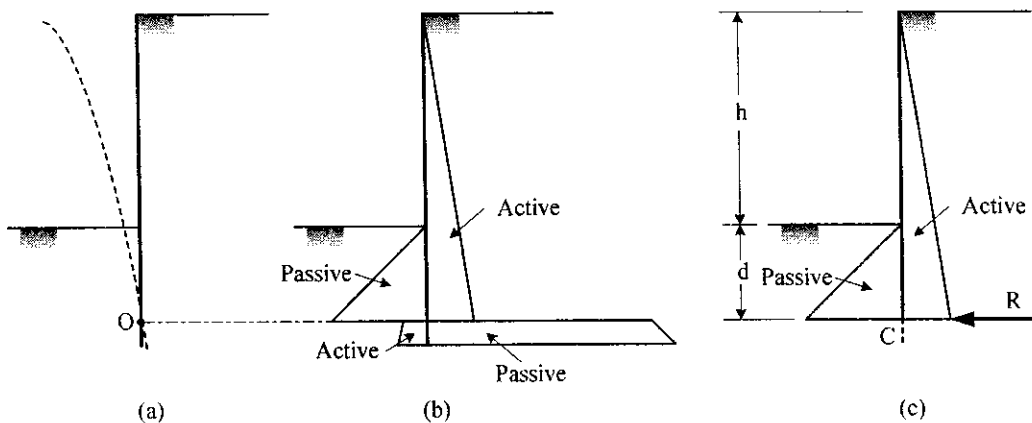
รูปที่ 6.11 การขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

6.5.1 Cantilever Sheet Pile Wall

กำแพงกันดินประเภทนี้มักถูกนำมาใช้เมื่อความสูงของดินด้านหลังเข็มพืดไม่สูงมากนัก เสถียรภาพของเข็มพืดชนิดนี้ขึ้นอยู่กับความต้านทานที่สถานะ Passive ของดินด้านใต้ระดับผิวดิน

(Dredge line) ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุด O โกลัจุดปลายของเข็มพืด ดังแสดงในรูปที่ 6.12a ด้วยสาเหตุนี้เอง คินด้านหน้าเข็มพืดเหนือจุด O และด้านหลังเข็มพืดใต้จุด O จะอยู่ในสภาวะ Passive ดังแสดงในรูปที่ 6.12b แต่อย่างไรก็ตาม การกระจายของความคั่นดินนี้เป็นเพียงแค่จินตนาการเท่านั้น เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความคั่นดินด้านที่สภาวะ Passive อย่างฉับพลันจากด้านหน้าสู่ด้านหลังของเข็มพืดที่จุด O แทบจะเกิดขึ้นไม่ได้เลย

ดังนั้น การออกแบบโดยทั่วไปจะเป็นการออกแบบโดยวิธีที่เรียกว่า Simplification ดังแสดงในรูปที่ 6.12c ซึ่งสมมติแรงลัพธ์ที่สภาวะ Passive ใต้จุด O แทนด้วยแรง R ที่จุด C (อยู่ต่ำกว่าจุด O เล็กน้อย) ซึ่งจุด C นี้อยู่ที่ความลึก d ใต้ระดับดินชุด ความลึก d นี้สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมมูลของโมเมนต์รอบจุด C และใช้ค่าแรงต้านทานด้านหน้าเข็มพืดเท่ากับแรงต้านทานที่สภาวะ Passive (P_p) หารด้วยอัตราส่วนปลอดภัย ต่อจากนั้น เพิ่มค่าของ d อีก 20 เปอร์เซ็นต์ เพื่อใช้เป็นค่าระยะฝัง (Depth of embedment) ของเข็มพืด ส่วนค่าของแรง R สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมมูลในแนวนอน (ผลรวมของแรงในแนวนอนเท่ากับศูนย์)

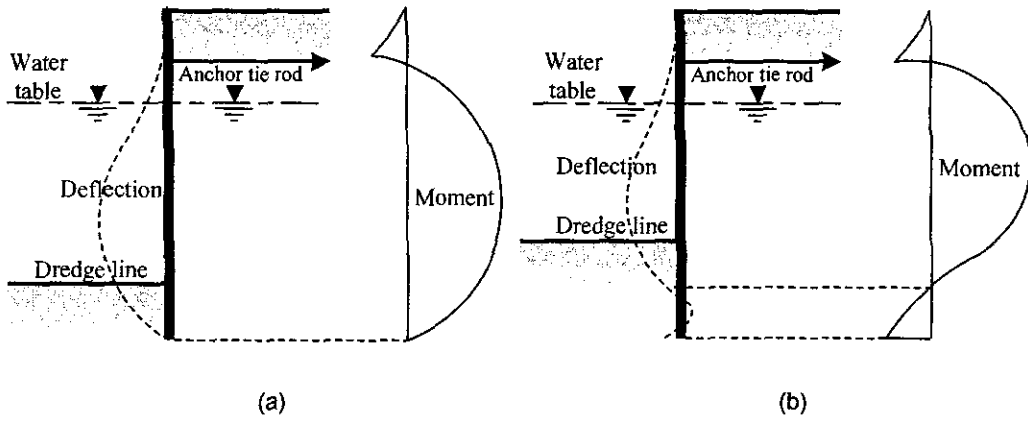


รูปที่ 6.12 ความคั่นดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall

6.5.2 Anchored Sheet Pile Wall

เมื่อความสูงของ Backfill หลังกำแพงเข็มพืดมีความสูงมาก (เกินกว่า 6 เมตร) อาจมีการติดตั้งตัวเพิ่มความมั่นคงซึ่งเรียกว่าตัวค้ำ (Tie-back or Prop) ที่ด้านบนของเข็มพืดเป็นช่วงๆ การทำเช่นนี้จะเป็นการประหยัดกว่าการใช้ Cantilever sheet pile wall กำแพงกันดินระบบนี้เรียกว่า Anchored sheet pile wall โดยทั่วไป ตัวค้ำนี้มักจะทำจากเคเบิลเหล็กที่มีความต้านทานแรงดึงสูง (High tensile steel cable) ตัวค้ำนี้นอกจากจะช่วยลดความลึกของระยะฝังแล้วยังช่วยลดขนาดพื้นที่หน้าตัดและน้ำหนักของเข็มพืด กำแพงกันดินประเภทนี้นิยมใช้กับการก่อสร้างบริเวณริมฝั่งแม่น้ำ หรือสำหรับงานดินชุดที่ลึกมาก (Deep excavation) เสถียรภาพของกำแพงกันดินประเภทนี้ขึ้นอยู่กับแรงต้านทานที่เกิดขึ้นที่ด้านหน้าของเข็มพืด และแรงในตัวค้ำ วิธีการคำนวณหาเสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้มีด้วยกัน 2 วิธีคือ Free earth support method และ Fixed earth support method วิธี Free earth support method จะเป็นวิธีที่หาระยะฝัง

ที่น้อยที่สุดที่ไม่ทำให้เกิดการหมุนในตัวเข็มพืด ดังนั้น จูรรองรับที่ปลายเข็มพืดถูกพิจารณาเป็นแบบ หมุด (Pin) การกระจายโมเมนต์ในเข็มพืดกับความลึกสำหรับการวิเคราะห์โดยทั้งสองวิธีนี้แสดงดังรูปที่ 6.13a และ 6.13b ในที่นี้จะขอนำเสนอเพียงแต่วิธีวิเคราะห์แบบ Free earth support method



รูปที่ 6.13 การกระจายของการเสียรูปและ โมเมนต์ของ Anchored sheet pile wall (a) Free earth support method
(b) Fixed earth support method

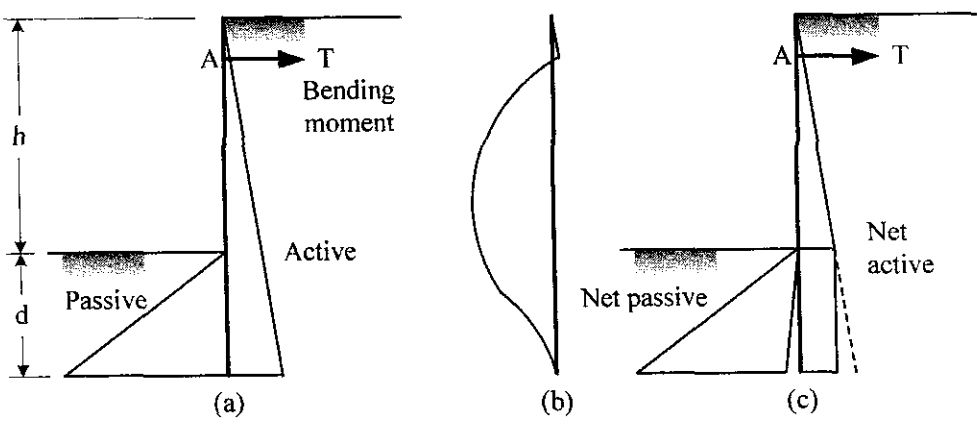
6.5.2.1 Free Earth Support Method

วิธีการนี้จะสมมติว่าความลึกของระยะฝังได้ระดับการขุดออกของดิน (Excavation level or Dredge line) ไม่มากเพียงพอที่จะทำให้เกิดสภาวะอยู่กับที่ (Fixity) ที่จุดปลายของเข็มพืด ดังนั้น เข็มพืดจะอิสระต่อการ หมุนที่จุดปลาย ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุดต่อของตัวค้ำ (Tie) กับเข็มพืดที่จุด A ของรูปที่ 6.14 ดังนั้น สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบคือโมเมนต์ด้านการหมุนรอบจุด A จะต้องมากกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิด การหมุน ระยะฝังที่ต้องการ (d) สามารถหาได้โดยหลักการที่ว่าผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A ต้องเท่ากับศูนย์ การวิเคราะห์ลักษณะนี้จะเกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาของตัวแปรยกกำลังสอง หลังจากได้ค่า d แล้ว แรงที่กระทำ ในตัวค้ำ (Tie or prop) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยหลักสมดุลของแรงในแนวนอน (ผลรวมของแรงทั้งหมดใน แนวนอนต้องเท่ากับศูนย์) สุดท้ายแผนภาพการกระจายโมเมนต์สามารถที่จะถูกวาดขึ้นได้ เพื่อที่จะใช้ในการ ออกแบบหน้าตัดของเข็มพืด ระยะฝังควรเป็นค่าที่เพิ่มขึ้นจากระยะ d อีก 20 เปอร์เซ็นต์ เพื่อทำให้เกิดระยะฝังที่ เพียงพอสำหรับสภาวะอยู่กับที่ (Fixity) ดังนั้น ระยะฝังเท่ากับ $1.2d$

ค่าของ d ที่หาได้โดยวิธีนี้ขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ และการวิเคราะห์การกระจายของ แรงดันด้านข้าง ดังนั้นอัตราส่วนปลอดภัยสามารถหาได้หลายทาง โดยทั่วไป วิศวกรนิยมใช้ค่า อัตราส่วนปลอดภัยกับแรงต้านทานทั้งหมด (Gross passive resistance) ได้ระดับดินขุด อัตราส่วน ปลอดภัยนี้ใช้สัญลักษณ์ว่า FS_p ที่สภาวะสมดุล แรงดันที่สภาวะ Passive ได้ระดับดินขุดหารด้วย FS_p ต้องเท่ากับแรงกระทำที่สภาวะ Active

อัตราส่วนปลอดภัยยังสามารถใช้กับพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) ซึ่งคืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ต้องการเพียงให้ระบบอยู่ใน

สถานะสมดุล อัตราส่วนปลอดภัยอาจเป็นค่าเดียวกันทั้งสำหรับหน่วยแรงหนืด (Cohesion) และมุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle) ดังนั้น พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับการคำนวณแรงดันที่สถานะ Passive คือ c/FS_s และ $\tan^{-1}(\tan\phi/FS_s)$



รูปที่ 6.14 การวิเคราะห์การกระจายความดันดินและเสถียรภาพของ Anchored sheet pile wall โดยวิธี Free earth support method

6.6 แผงเข็มพิคที่มีค้ำยันหลายระดับ (Braced Cuts)

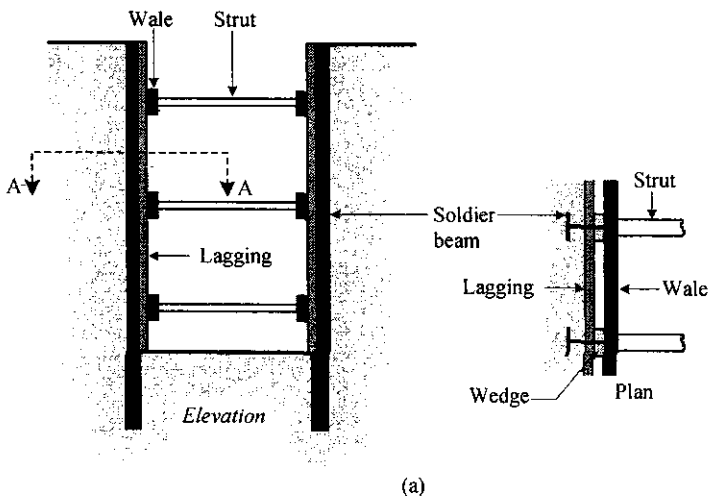
กำแพงกันดินระบบนี้เหมาะกับการขุดที่มีความลึกและแคบ เสถียรภาพของกำแพงกันดินจะขึ้นอยู่กับตัวค้ำยัน (Strut) ที่กระทำตามขวางของดินขุด รูปที่ 6.15 แสดงชนิดของ Braced cut ที่นิยมใช้ในงานก่อสร้าง ซึ่งมีด้วยกัน 2 ชนิด ได้แก่ Soldier beam ดังแสดงในรูปที่ 6.15a เป็นระบบที่ประกอบด้วยการตอก Soldier beam ลงในดินก่อนที่จะทำขุด ต่อจากนั้น ทำการติดตั้ง Lagging (Lagging เป็นไม้ท่อนใหญ่วางในแนวนอน) ระหว่าง Soldier beam ขณะที่ทำการขุด เมื่อถึงความลึกที่ต้องการก็จะติดตั้ง Wale และตัวค้ำยัน (Strut) รูปที่ 6.15b แสดงประเภทของ Braced cut อีกประเภทหนึ่ง ซึ่งเข็มพิคจะถูกตอกลงไปก่อนทำการขุด Wale และตัวค้ำยันจะถูกติดตั้งทันทีหลังจากการขุด

6.6.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพิคเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

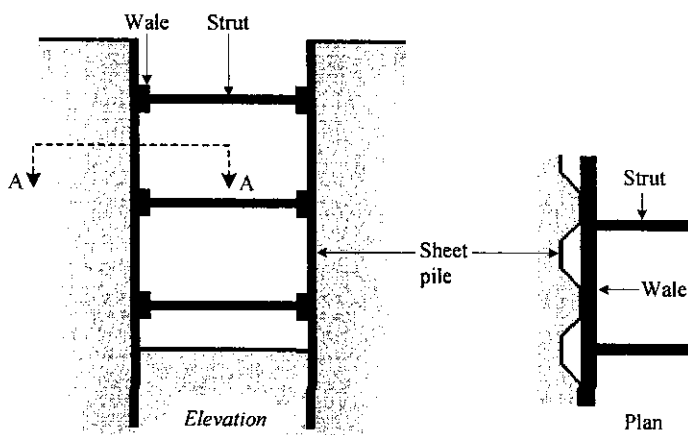
6.6.1.1 งานตอกแผงเข็มพิคเหล็ก แบ่งได้เป็น 2 ขั้นตอนดังนี้

ก) งานปักแผงเข็มพิคเหล็ก

- กำหนดแนวของแผงเข็มพิคเหล็ก โดยศึกษาจากแบบแผนที่โดยสังเขป (Lay Out)
- ทำ Leg Guides ตามแนวที่เกิดขึ้น เพื่อให้แผงเข็มพิคเหล็กอยู่ในแนวที่ถูกต้อง
- ขุดหน้าดินที่ระดับความลึกประมาณ 0.50 - 1.00 เมตร. จากผิวดิน เพื่อช่วยให้ปักแผงเข็มพิคเหล็กลงในดินได้สะดวกขึ้น ดังรูปที่ 6.16
- ใช้ Crane ยกแผงเข็มพิคเหล็กเข้ามาในแนวของ Leg Guides แล้วปล่อยให้แผงเข็มพิคเหล็กเคลื่อนลงดิน ด้วยน้ำหนักของแผงเข็มพิคเหล็กเอง ดังแสดงในรูปที่ 6.17



(a)



(b)

รูปที่ 6.15 ชนิดของ Braced cut (a) การประยุกต์ใช้ของคาน (b) การประยุกต์ใช้ของเข็มพืด



รูปที่ 6.16 การขุดหน้าดินและการจัดทำ Leg Guide



รูปที่ 6.17 แสดงการปักแวงเข็มพืดเหล็ก

- ใช้ Crane ยกแวงเข็มพืดเหล็กแผ่นใหม่ เข้ามาสอดในร่องเขี้ยวของแผ่นแวงเข็มพืดเหล็กที่ได้ปักลงไปแล้ว และปล่อยให้แวงเข็มพืดเหล็กเคลื่อนตัวลงในดิน แล้วทำเช่นนี้ต่อไปเรื่อยๆ ดังแสดงในรูปที่ 6.18

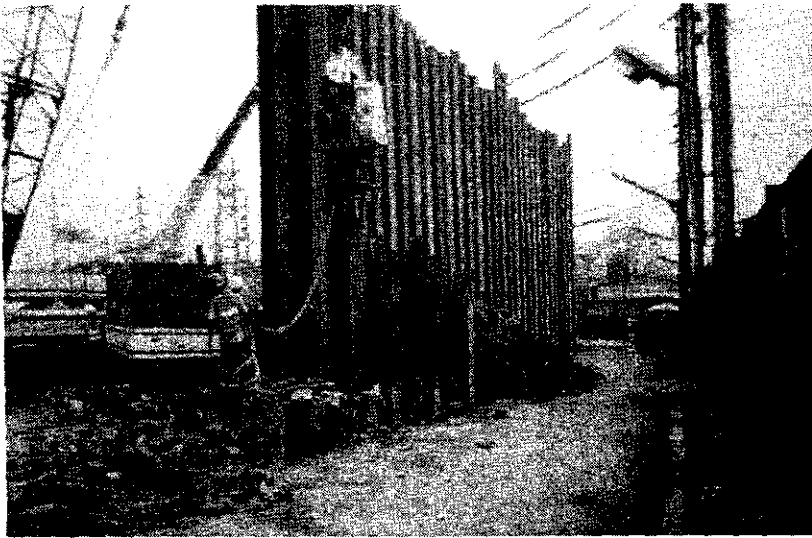


รูปที่ 6.18 การจัดแวงเข็มพืดเหล็กให้ตรงแนวร่อง Interlocking

ข) การตอกแวงเข็มพืดเหล็ก

- ใช้หัวของ Vibro Hammer จับที่ปลายแวงเข็มพืดเหล็กแล้วทำการตอกลงไปในดิน โดยใช้ระบบสั่น

- ตอกเสาเข็มพืดเหล็กตามแนวที่กำหนดดังแสดงในรูปที่ 6.19 และ 6.20



รูปที่ 6.19 การตอกเสาเข็มพืดเหล็กโดยใช้ Vibro Hammer



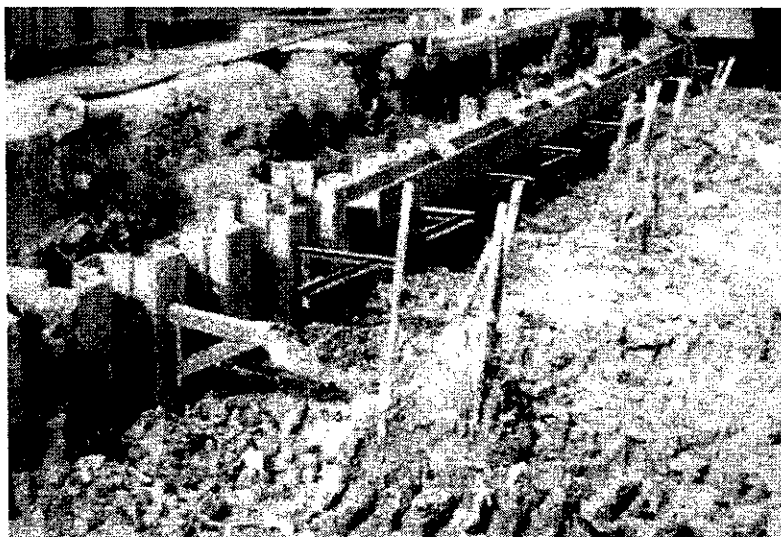
รูปที่ 6.20 แนวเสาเข็มพืดเหล็กหลังจากการตอก

6.6.1.2 การติดตั้ง Wale

เริ่มต้นโดยการกำหนดแนวระดับของ Wale โดยศึกษาจากขั้นตอนการทำงาน (Procedure of construction) ของโครงการ และกำหนดระดับของ Wale โดยแบ่งขั้นตอนการติดตั้งดังนี้

- จุดดินออกจนถึงระดับที่สามารถทำงานได้
- ติดตั้งหูช้าง (Bracket) เพื่อใช้เป็น Support ของ Wale ดังแสดงในรูปที่ 6.21
- ติดตั้ง Wale ห่างจากเสาเข็มพืดเหล็กประมาณ 0.10 เมตร โดยยาวต่อกันเป็นแนวตรง และติดตั้ง Cover plate บริเวณรอยต่อ โดยให้มีระยะไม่น้อยกว่า 0.50 เมตร ดังรูปที่ 6.21

- เมื่อติดตั้งชิ้นส่วนเสร็จแล้ว ให้ทำการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับเสาเข็มพีคเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 6.22



รูปที่ 6.21 การติดตั้ง Bracket และ Wale



รูปที่ 6.22 การเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับเสาเข็มพีคเหล็ก

6.6.1.3 การติดตั้งตัวค้ำยัน (Strut)

Strut จะเป็นค้ำยันซึ่งวางขวางกับ Wale และอยู่ในแนวระดับเดียวกับกับ Wale ซึ่งแสดงได้ดังรูปที่ 6.23 และ 6.24 โดยทั่วไปจะแยกออกเป็น 2 ส่วน คือ Strut ระดับบนสุดซึ่งนอกจากจะรับน้ำหนักในแนวแกนแล้ว ยังต้องรับน้ำหนักจาก Plat form ส่วน Strut ระดับล่างสุดจะรับน้ำหนักในแนวแกนเพียงอย่างเดียว



รูปที่ 6.23 การติดตั้ง Strut เข้ากับ Wale ยึดต่อกับด้วย Angle Reinforcement 60°



รูปที่ 6.24 แนว Strut ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว

6.6.1.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-loading)

การป้องกันการเคลื่อนตัวของเสาเข็มพืดเหล็ก และการเคลื่อนตัวของดินรอบ โครงการ ทำได้โดยใช้ระบบ Pre-load ในตัวค้ำยัน ซึ่งจะช่วยการควบคุมการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างได้ และลดการเสียรูปแบบยืดหยุ่น (Elastic deformation) ของค้ำยัน รวมทั้งลดช่องว่างจากการติดตั้ง Bolt และ Nut ในตัวค้ำยัน โดยค่าการอัดแรงควรอยู่ระหว่าง 40 – 50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักออกแบบ (Design load)

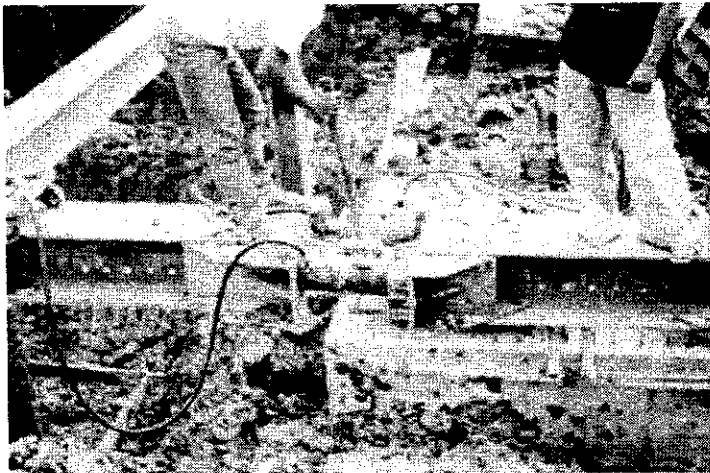
ขั้นตอนการ Pre-load แบ่งได้ดังนี้

- จะต้องทำการ Pre-load Strut ให้ครบทุกๆ Strut โดยการติดตั้งแม่แรง (Kirin jack) ไว้ที่ Strut ดังแสดงในรูปที่ 6.25
- ประกอบ Bracket แล้วยึดติดกับ Strut ด้วย Bolt & Nut เพื่อรองรับกระบอกไฮดรอลิก

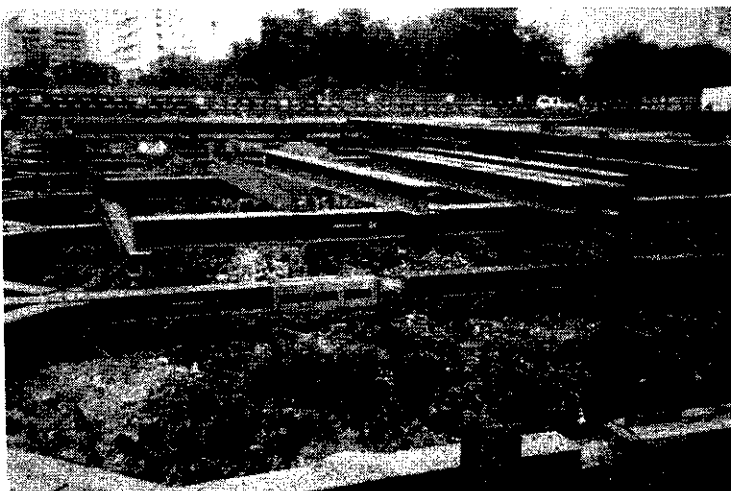


รูปที่ 6.25 แนว Strut ที่จะ Pre-load

- อัดแรงที่กระบอกไฮดรอลิก แล้วถ่ายแรงไปยัง Bracket ที่ยึดติดกับ Strut แรงจะถูกส่งผ่านจาก Strut ไปยัง Wale แต่ละด้าน ดังรูปที่ 6.26 และ 6.27



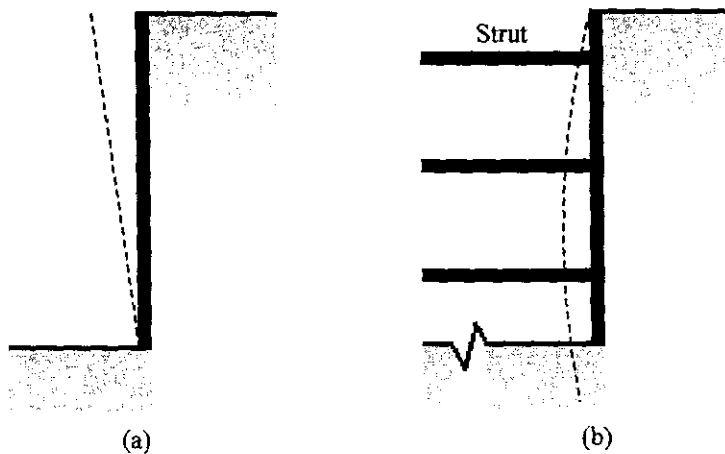
รูปที่ 6.26 การ Pre-load ใน Strut



รูปที่ 6.27 Strut ที่ได้รับการ Pre-load แล้ว

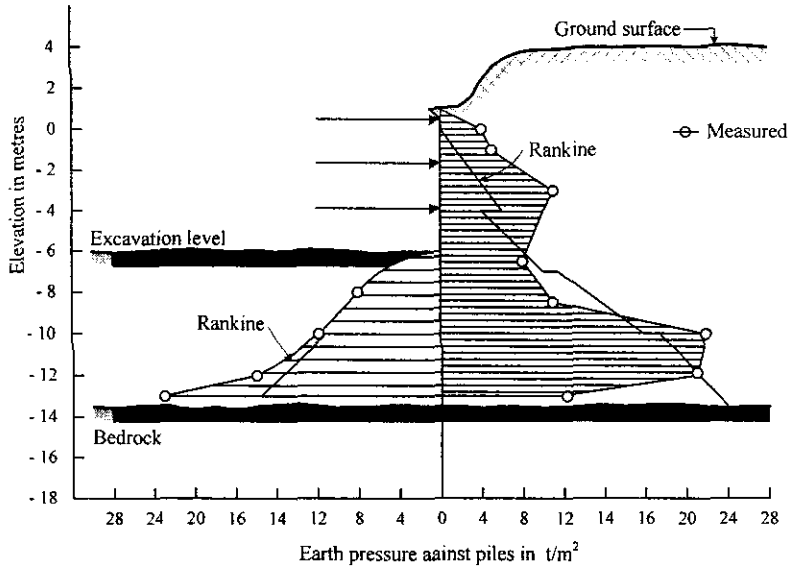
6.6.2 แรงดันดินด้านข้างใน Braced Cuts

ดังได้กล่าวแล้วในการคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างของ Cantilever sheet pile จะพบว่ากำแพงกันดินประเภทนี้มีแนวโน้มที่จะเกิดการหมุนที่ด้านล่าง ดังแสดงในรูปที่ 6.28a และแรงดันดินด้านข้างสามารถประมาณได้โดยอาศัยทฤษฎีของ Rankine หรือ Coulomb ในขณะที่ Braced cuts แสดงลักษณะการกระจายความดันดินด้านข้างที่แตกต่าง ดังแสดงในรูปที่ 6.28b ในกรณีนี้ การเสีรูปร่างของกำแพงกันดินจะเพิ่มขึ้นกับความลึกของระดับดินขุด (Depth of excavation) การกระจายความดันดินด้านข้างจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง ได้แก่ ชนิดของดิน ความลึกของดินที่ขุดออก (Depth of excavation) และความประณีตของการทำงาน แต่อย่างไรก็ตาม ความดันดินด้านข้างที่ด้านบนจะมีค่าใกล้เคียงกันค่าที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest) เนื่องจากเกิดการเคลื่อนตัวที่น้อย ในขณะที่ ด้านล่างของกำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวที่มาก และส่งผลให้ความดันดินด้านข้างมีค่าน้อยกว่าค่าความดันดินด้านข้างของ Rankine active earth pressure ลักษณะเช่นนี้สามารถเห็นได้จากการวัดการกระจายตัวของความดันของทางรถไฟใต้ดิน Oslo ดังแสดงในรูปที่ 6.29 ความดันดินด้านข้างที่สถานะ Active ที่ระดับเหนือระดับดินขุด (Excavation level) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีของ Rankine มาก และเริ่มมีค่าใกล้เคียงกันที่ระดับดินต่ำกว่าระดับดินขุด ในขณะที่ ความดันดินที่สถานะ Passive ที่ได้จากการคำนวณและการวัดมีค่าใกล้เคียงกันมาก

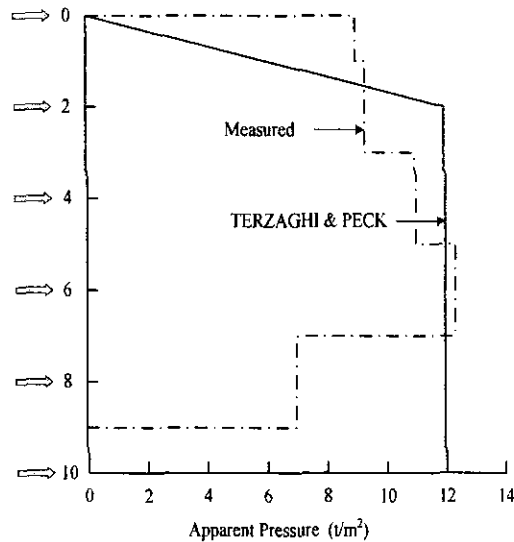


รูปที่ 6.28 ลักษณะการเสีรูปร่างของ (a) กำแพงกันดิน (b) Braced cut

Peck (1969) ได้ทำการทดสอบและบันทึกผลการกระจายความดันดินด้านข้างของดิน และแนะนำเส้นขอบเขตความดันดินสำหรับการออกแบบ (Design pressure envelopes) ของ Braced cuts ในทรายและในดินเหนียว รูปที่ 6.18 แสดงผลการกระจายความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจริง เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดัน จะเห็นได้ว่าความดันดินที่เกิดขึ้นจริงมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดันของ Peck



รูปที่ 6.29 เปรียบเทียบการกระจายของความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ Passive ที่ได้จากการวัดและจากการคำนวณตามทฤษฎีของ Rankine



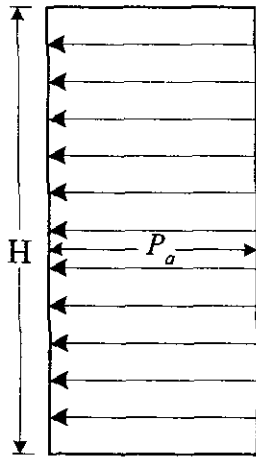
รูปที่ 6.30 การเปรียบเทียบระหว่างความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจริงกับค่าที่คำนวณด้วยขอบเขตความดันดินของ Peck

6.6.3 Braced Cuts ในดินทราย

รูปที่ 6.31 แสดงเส้นขอบเขตความดันดินสำหรับ Braced cuts ในดินทราย ความดัน p_a หาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$p_a = 0.65\gamma HK_a \quad (6.1)$$

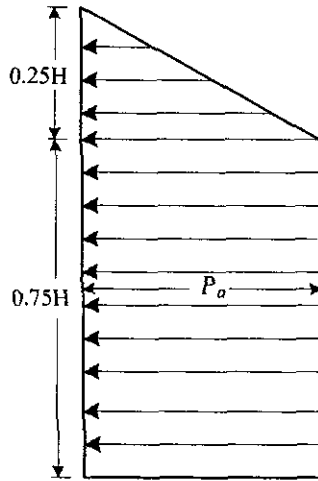
เมื่อ γ คือหน่วยน้ำหนักของดิน H คือความสูงของดินชุด และ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของ Rankine ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45 + \phi/2)$



รูปที่ 6.31 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในทราย

6.6.4 Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

เส้นขอบเขตความดันดินสำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางแสดงในรูปที่ 6.32 ซึ่งเหมาะสำหรับสภาวะที่ $\gamma H / S_u > 4.0$ เมื่อ S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)



รูปที่ 6.32 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

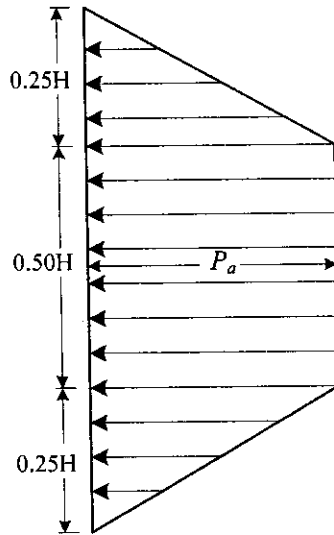
ความดัน p_a จะเป็นค่าที่มากระหว่าง

$$p_a = \gamma H - 4S_u \quad \text{หรือ} \quad (6.2ก)$$

$$p_a = 0.3\gamma H \quad (6.2ข)$$

6.6.5 Braced cut ในดินเหนียวแข็ง

เส้นขอบเขตความดันดินด้านข้างของดินเหนียวแข็งแสดงดังรูปที่ 6.33 ซึ่งเส้นขอบเขตนี้เหมาะสำหรับสภาพที่ $\gamma H / S_u \leq 4$



รูปที่ 6.33 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในดินเหนียวแข็ง

ความดัน p_a คำนวณได้จาก

$$p_a = 0.3\gamma H \quad (6.3)$$

6.6.6 ข้อจำกัดสำหรับการใช้เส้นขอบเขตความดันของ Peck

เมื่อจะใช้เส้นขอบเขตความดันดินนี้ในการคำนวณ วิศวกรพึงตระหนักว่า

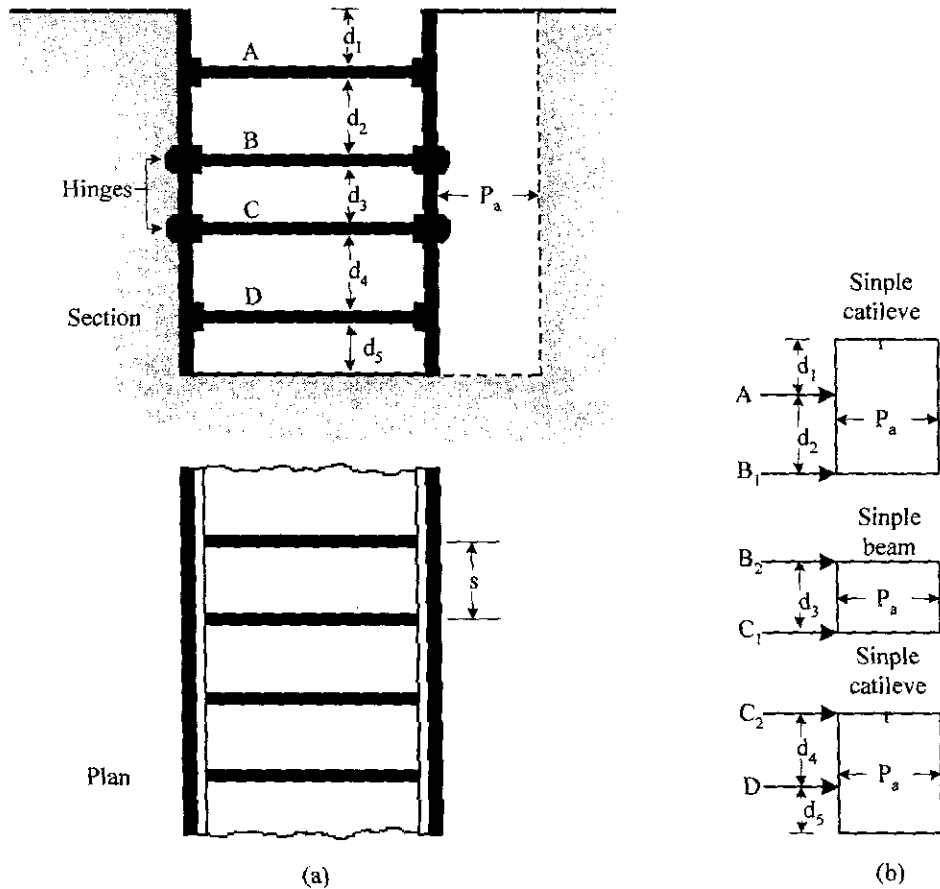
- 1) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้เหมาะสำหรับงานขุดที่มีความลึกมากกว่า 6.0 เมตร
- 2) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้สร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับขุด
- 3) สำหรับกรณีของงานขุดในทราย พิจารณาว่าทรายอยู่ในสภาพระบายน้ำได้ (Drained condition) เพราะฉะนั้น ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) เท่ากับศูนย์
- 4) สำหรับกรณีของงานขุดในดินเหนียว พิจารณาว่าดินเหนียวอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์จะต้องใช้พารามิเตอร์กำลังรวม (Total strength parameters)

6.6.7 การออกแบบส่วนประกอบของ Braced cut

6.6.7.1 ตัวค้ำยัน (Strut)

ในการก่อสร้างทั่วไป ตัวค้ำยันถูกติดตั้งให้มีระยะห่างในแนวดิ่งอย่างน้อย 2.75 เมตร ตัวค้ำยันจะทำหน้าที่เหมือนเสาในแนวนอนที่รับแรงอัด ความสามารถในการรับน้ำหนักจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน

ความชะลูด (Slenderness ratio, l/r) สำหรับการก่อสร้างในดินเหนียว ตัวค้ำยันตัวแรกควรอยู่ที่ระยะต่ำกว่าผิวดินน้อยกว่าความลึกของรอยร้าวเนื่องจากแรงดึง (Depth of tension crack) ซึ่งเท่ากับ $2S_u / \gamma$ เพื่อป้องกันแรงค้ำยันที่อาจจะเพิ่มขึ้นเมื่อมีน้ำขัง ชั้นคอนกรีตออกแบบสามารถกระทำได้ดังนี้ (รูปที่ 6.34)



รูปที่ 6.34 การคำนวณแรงในตัวค้ำยัน (a) รูปตัด (Section) และรูปแปลนของงานขุด (b) วิธีการหาแรงในตัวค้ำยัน

- 1) วาดเส้นขอบเขตความค้ำยันสำหรับ Braced cut (พิจารณารูปที่ 6.31 ถึง 6.33) พร้อมทั้งแสดงตำแหน่งของตัวค้ำยันด้วย
- 2) คำนวณหาแรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อตัวค้ำยัน โดยพิจารณาเป็นแบบคานยื่น (Cantilever beam) สำหรับตัวค้ำยันตัวบนสุดและตัวล่างสุด และพิจารณาเป็นคานธรรมดา (Simple beam) สำหรับตัวค้ำยันระหว่างตัวบนสุดและตัวล่างสุด ดังแสดงในรูปที่ 6.34b แรงปฏิกิริยาเหล่านี้คือ $A_1, B_1, B_2, C_1, C_2,$ และ D
- 3) แรงกระทำในตัวค้ำยันสามารถหาได้ดังนี้

$$F_A = (A)(s)$$

$$F_B = (B_1 + B_2)(s)$$

$$F_C = (C_1 + C_2)(s)$$

$$F_D = (D)(s)$$

เมื่อ F_A, F_B, F_C และ F_D คือแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยันแต่ละตัวที่ระดับ A, B, C, และ D ตามลำดับ s คือระยะห่างในแนวนอนของตัวค้ำยัน

- 4) เมื่อทราบแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยันแต่ละตัวแล้ว ทำการเลือกหน้าตัดของตัวค้ำยันตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

6.6.7.2 เชื่อมพืด

ขั้นตอนต่อไปนี้เป็นขั้นตอนการออกแบบเชื่อมพืด

1. สำหรับแต่ละชิ้นส่วนดังแสดงในรูปที่ 6.34b คำนวณหาค่าโมเมนต์การดัด (Bending moment) ที่มากที่สุด
2. หาค่าโมดูลัสของหน้าตัด (Section modulus, Z) ของเชื่อมพืดที่ต้องการจาก

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

เมื่อ M_{\max} คือโมเมนต์การโก่งที่มากที่สุด (Maximum bending moment) และ σ_{all} คือความเค้นออกแบบของวัสดุที่ใช้ทำเชื่อมพืด

3. เลือกเชื่อมพืดที่มีค่าโมดูลัสของหน้าตัดมากกว่าหรือเท่ากับค่าโมดูลัสของหน้าตัดที่ยอมให้

6.6.7.3 Wales

Wales อาจถูกพิจารณาเป็นชิ้นส่วนที่ต่อเนื่อง ดังแสดงในรูปที่ 6.34a โมเมนต์ที่มากที่สุดที่กระทำต่อ Wales (โดยการสมมติว่า Wales ยึดติดกับตัวค้ำยัน) คือ

$$\text{ที่ระดับ A: } M_{\max} = \frac{(A)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ B: } M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ C: } M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ D: } M_{\max} = \frac{(D)(s)^2}{8}$$

เมื่อได้โมเมนต์มากที่สุดที่กระทำต่อ Wales แต่ละระดับแล้ว ทำการเลือก Wales ที่มีโมดูลัสหน้าตัดใหญ่กว่าหรือเท่ากับ

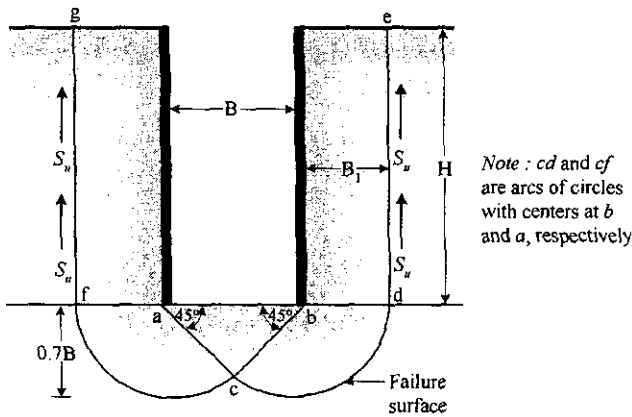
$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

6.6.8 การออกแบบของดินใต้ดินขุดในดินเหนียว

Braced cut อาจจะไม่เสถียรเนื่องจากผลของการออกแบบ (Heave) ของดินใต้ดินขุด (Excavation) Terzaghi (1943) ได้วิเคราะห์อัตราส่วนปลอดภัยของ Braced cut ด้านการออกแบบ ระบายวิธีที่แสดงดังรูปที่ 6.13 น้ำหนักในแนวตั้งต่อความกว้าง 1 หน่วย ที่ฐานของดินขุดตลอดแนว bd และ af คือ

$$Q = \gamma HB_1 - S_u H \tag{6.4}$$

เมื่อ $B_1 = 0.7B$ และ S_u คือแรงยึดเหนียวของดินเหนียว ($\phi = 0$)



รูปที่ 6.35 อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบ

น้ำหนัก Q นี้จะถูกพิจารณาว่าเป็นน้ำหนักต่อความกว้าง 1 หน่วย บนฐานรากที่ยาวต่อเนื่องที่ระดับ bd และ af และมีความกว้างของฐาน (B_1) เท่ากับ $0.7B$ โดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi กำลังรับแรงแบกทานต่อความกว้าง 1 หน่วย ของฐานรากคือ

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1 \tag{6.5}$$

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบของดินใต้ดินขุดคือ

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7 S_u B_1}{\gamma HB_1 - S_u H} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7 S_u}{\gamma - \frac{S_u}{0.7B}} \right) \tag{6.6}$$

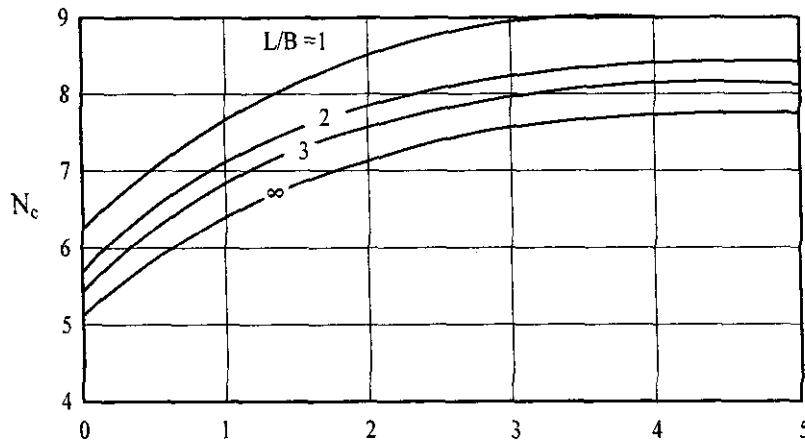
อัตราส่วนปลอดภัยนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าชั้นของดินเหนียวมีความสม่ำเสมอไม่น้อยน้อยกว่า $0.7B$ ใต้ระดับดินขุด ถ้าพบว่ามีชั้นดินแข็งอยู่ที่ความลึก D จากระดับดินขุด โดยที่ระยะ D มีค่าน้อยกว่า $0.7B$ อัตราส่วนปลอดภัยจะกลายเป็น

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7S_u}{\gamma - S_u/D} \right) \quad (6.7)$$

Bjerrum and Eide (1956) ศึกษาปัญหาที่เกี่ยวกับการอุบวมของดินเหนียวใต้ระดับดินชุด พวกเขาเสนออัตราส่วนปลอดภัยดังนี้

$$FS = \frac{S_u N_c}{\gamma H} \quad (6.8)$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor) N_c จะมีค่าแปรผันขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของ H/B และ L/B เมื่อ L คือความยาวของดินชุด (Length of the cut) สำหรับความยาวที่ไม่ขอบเขต ($B/L = 0$) $N_c = 5.14$ ที่ $H/B = 0$ และมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 7.6 ที่ $H/B = 4$ และมีค่าคงที่ ที่ $H/B > 4$ สำหรับดินชุดที่เป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส ($B/L = 1$) $N_c = 6.3$ ที่ $H/B = 0$ และ $N_c = 9$ ที่ $H/B \geq 4$ ค่าการเปลี่ยนแปลงของ N_c กับ L/B และ H/B ถูกแสดงในรูปที่ 6.24



รูปที่ 6.36 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า N_c ที่ L/B และ H/B ต่างๆ

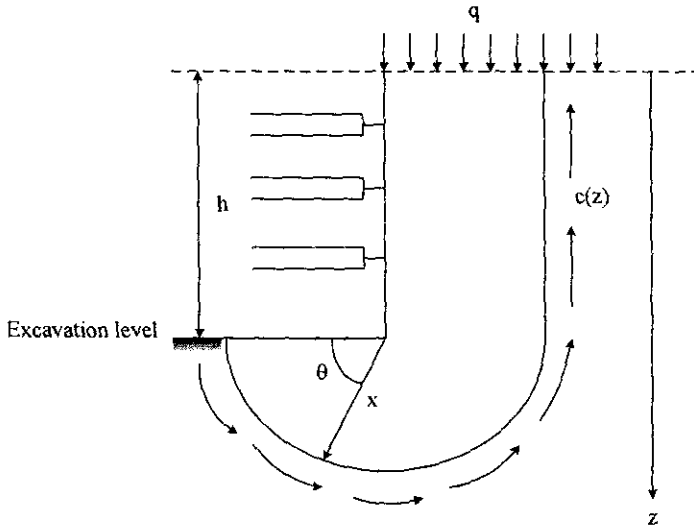
ในระบบ Braced cuts ที่มีกั้นบ่อมีความกว้างมาก ดังเช่นอาคารจอดรถใต้ดิน เป็นต้น การตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมที่ระยะปลายเข็มพืดสามารถคำนวณโดยการสมมติค่า x (รูปที่ 6.25) และหาค่าอัตราส่วนปลอดภัยน้อยที่สุด โดยคำนวณจากสมการต่อไปนี้

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \quad (6.9)$$

$$\text{เมื่อ } M_r = \int_0^x c(z)x^2 d\theta + \int_0^h c(z)x dx$$

$$M_a = \frac{1}{2}(\gamma h + q)x^2$$

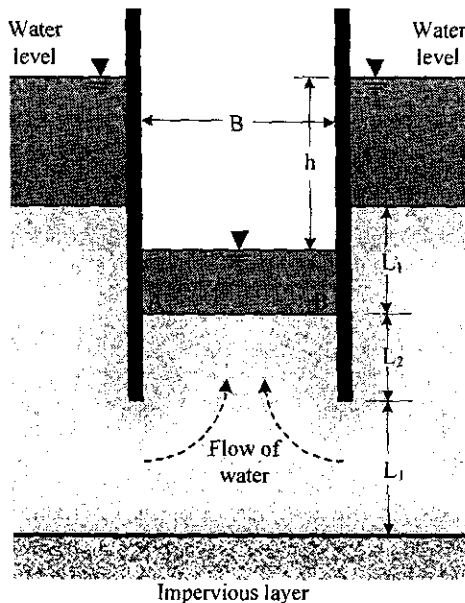
$C(z)$ คือความเชื่อมั่นแน่นที่ระยะ z อัตราส่วนความปลอดภัยกับความมีค่าไม่น้อยกว่า 1.20



รูปที่ 6.37 การคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมกันบ่อที่มีความกว้างมาก

6.6.9 เสถียรภาพที่ระดับดินขุดในทราย

โดยปกติ งานดินขุดในทรายจะมีเสถียรภาพที่ระดับดินขุด (Bottom of excavation) สูง และจะมีเสถียรภาพโดยปราศจากการวิบัติ เมื่อระดับน้ำบริเวณที่ขุดดินออกอยู่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดิน แต่ถ้ามีการสูบน้ำออกจากบริเวณดินขุด (Dewatering) ดังแสดงในรูปที่ 6.26 อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลง และเราจำเป็นต้องตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวง (Piping) หรือทรายเดือด (Boiling) ซึ่งทำโดยการวาดตาข่ายการไหลเพื่อหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์ที่เกิดมากที่สุด ($i_{est(max)}$) ที่จุด A และ B



รูปที่ 6.38 การเกิดท่อกลวง (Piping)

รูปที่ 6.27 แสดงตาข่ายการไหลสำหรับการหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์ที่มากที่สุด

$$i_{ext(max)} = \frac{h}{N_d} = \frac{h}{N_d a} \quad (6.10)$$

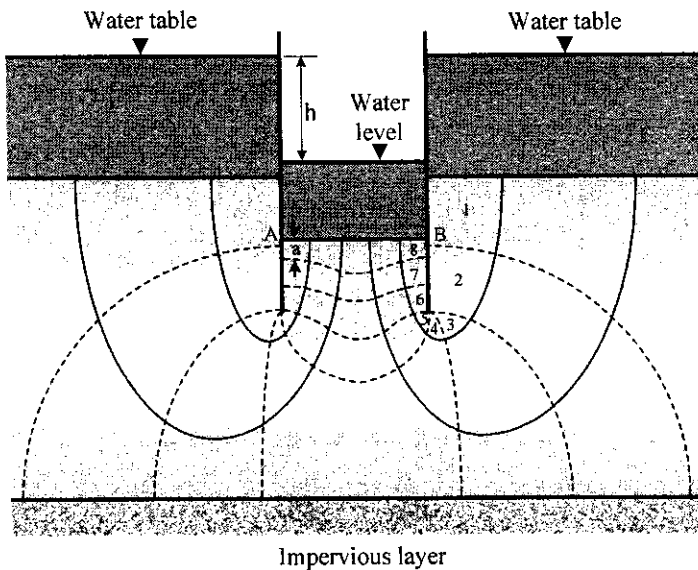
เมื่อ a คือความยาวของชิ้นส่วนการไหล (Flow element) ที่จุด A หรือจุด B

N_d คือจำนวนเส้นสมะศักย์ทั้งหมด

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวงคือ

$$FS = \frac{i_c}{i_{ext(max)}} \quad (6.11)$$

เมื่อ i_c คือความลาดเชิงชลศาสตร์วิกฤติ (Critical hydraulic gradient) ดินส่วนใหญ่จะมีค่า i_c อยู่ระหว่าง 0.8 ถึง 1.1

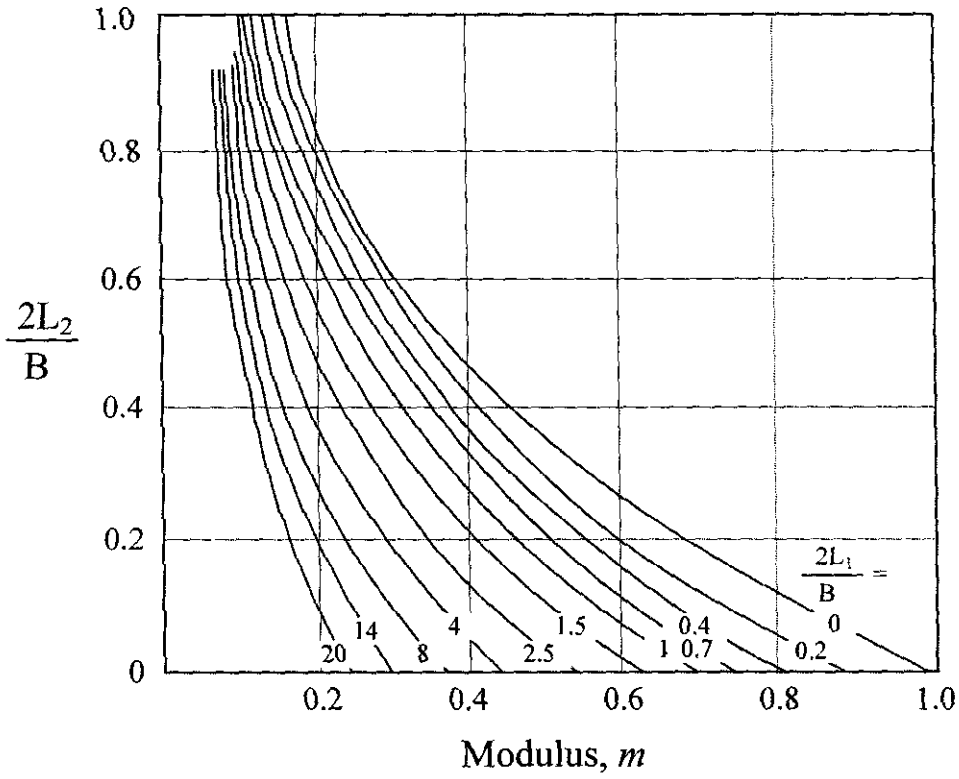


รูปที่ 6.39 การหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวง

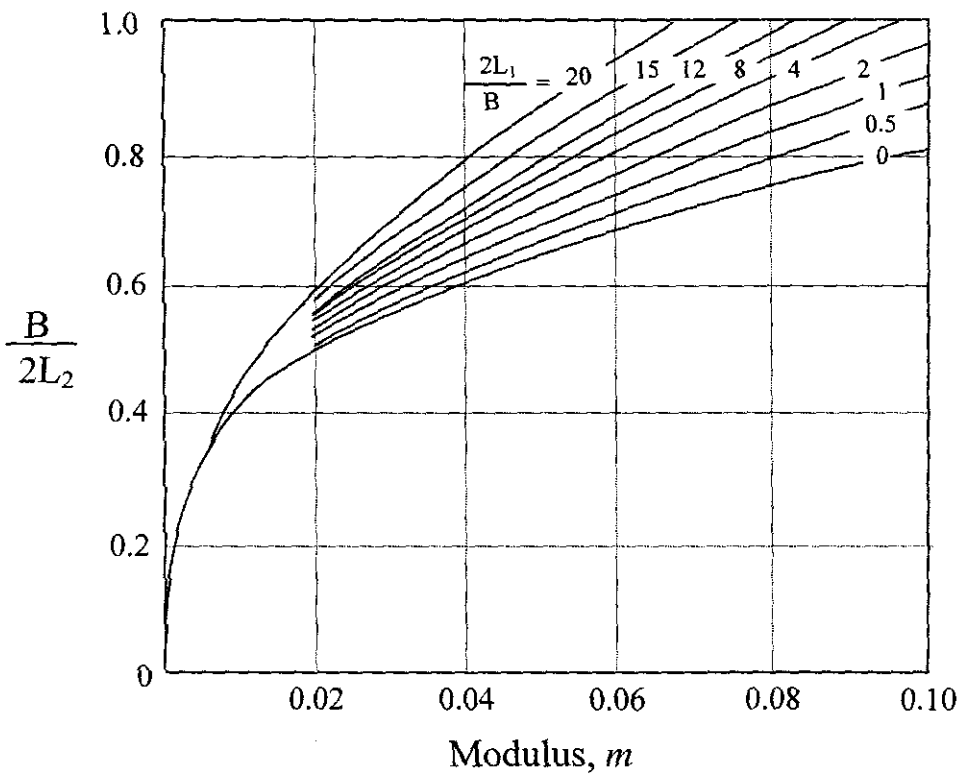
อัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการเกิดท่อกลวงควรมีอย่างน้อย 1.5 ในการคำนวณหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์ที่มากที่สุดสามารถกระทำโดยอาศัยรูปที่ 6.40 และ 6.41 โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. หาค่าโมดูลัส (m) จากค่าของ $2L_2/B$ โดยอาศัยรูปที่ 6.40
2. จากค่าโมดูลัสและ $2L_1/B$ หาค่า $L_2 i_{ext(max)}$ (โดยอาศัยรูปที่ 6.41) และเนื่องจาก L_2 และ h เป็นค่าที่ทราบ ดังนั้น เราสามารถหาค่า $i_{ext(max)}$ ได้

3. คำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยจากสมการที่ 6.11

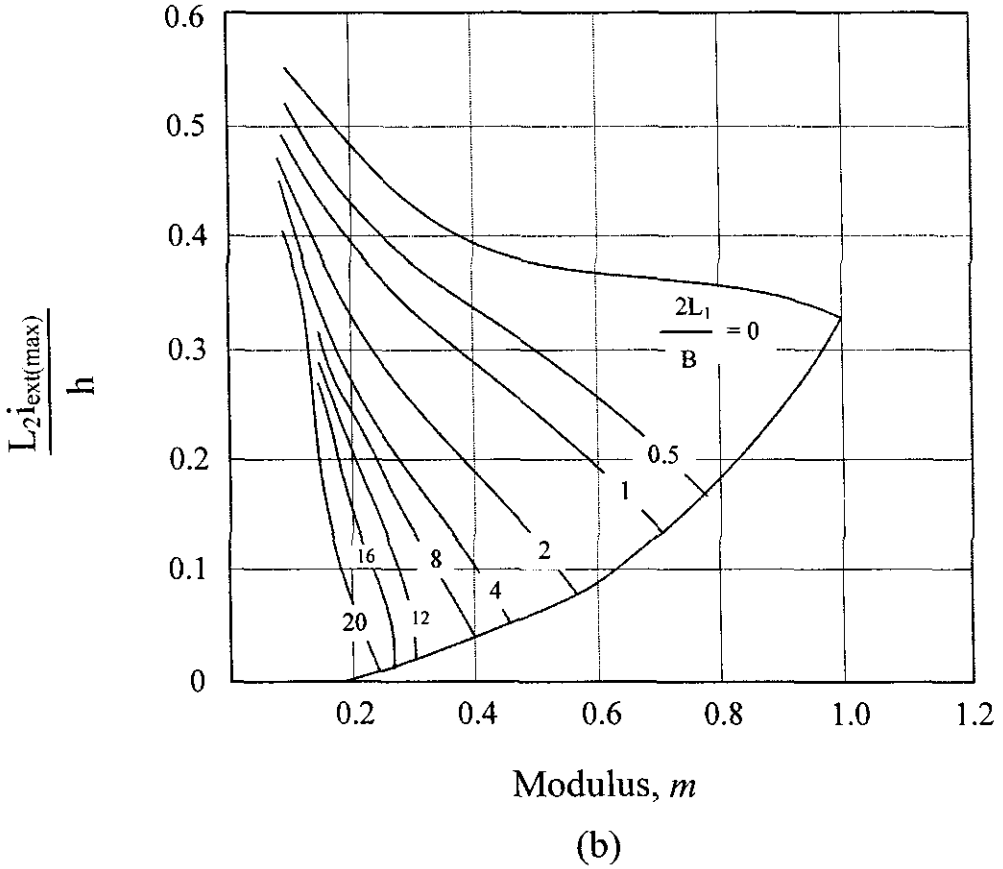
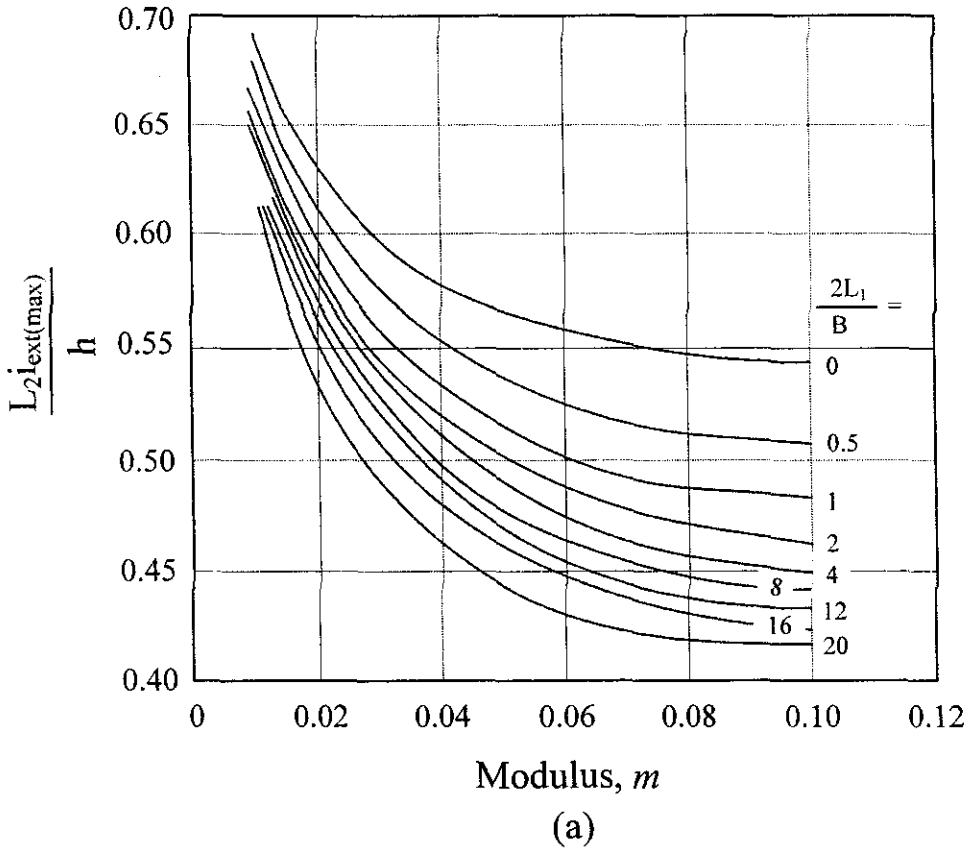


(a)



(b)

รูปที่ 6.40 ค่าของโมดูลัส (Harr, 1962)



รูปที่ 6.41 ความสัมพันธ์ระหว่างความลาดเชิงขลศาสตร์ที่มากที่สุดกับ โมดูลัส (Harr, 1962)

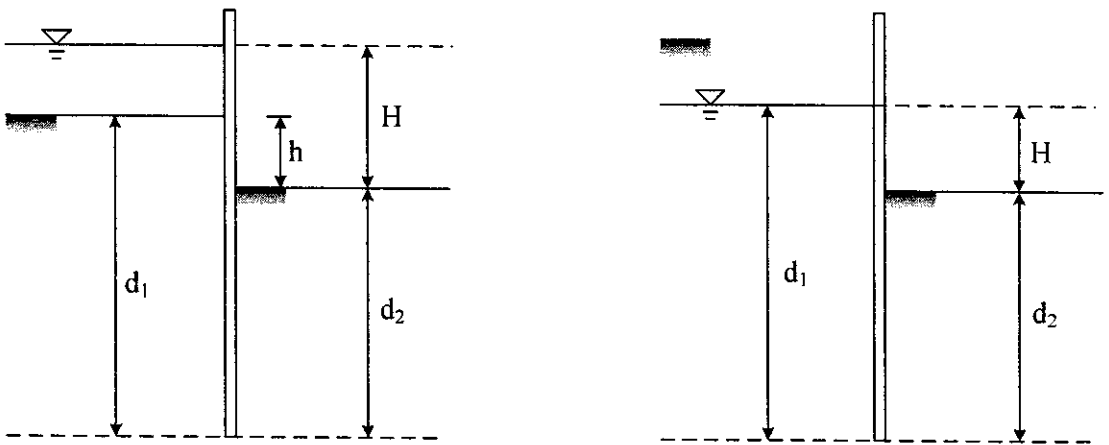
ชัยและคาซุโตะ (2546) เสนอว่า ในทางปฏิบัติ เราอาจหาความยาวของเข็มพืดเหล็กในดินได้จากสมการต่อไปนี้

1. เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน (รูปที่ 6.30) .

$$d_2 \geq \frac{1}{2} \left(\frac{FS \times H}{\gamma'} - h \right) \tag{6.12}$$

2. เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน (รูปที่ 6.30)

$$d_2 \geq \frac{H}{2} \left(\frac{FS}{\gamma'} - 1 \right) \tag{6.12}$$



ก) เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน

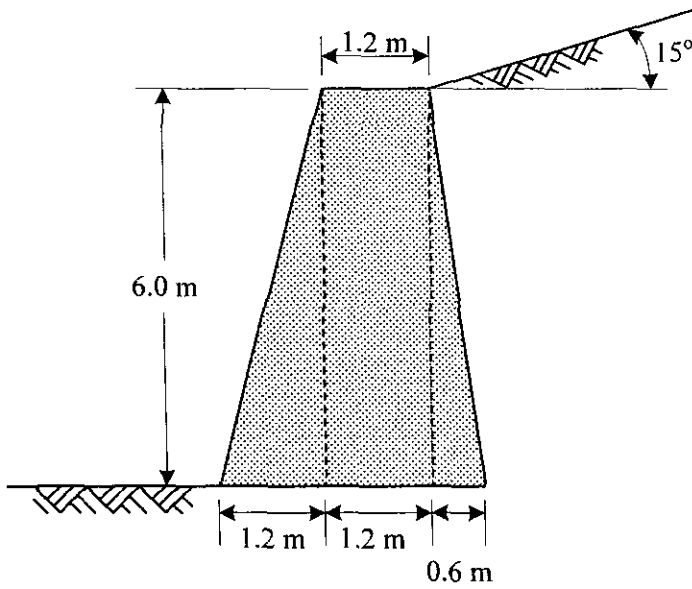
ข) เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน

รูปที่ 6.42 การประมาณระยะฝังเพื่อป้องกันการเกิดทรอยคุด (ชัยและคาซุโตะ)

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 6.1 ข้อมูล

1. กำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.43 ถูกสร้างจากคอนกรีตที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 24 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร
2. กำแพงกันดินถูกสร้างขึ้นเพื่อป้องกันดินเม็ดหยาบที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมีพารามิเตอร์กำลังดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 30^\circ$
3. สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่ฐานของกำแพงคือ 0.55
4. กำแพงรับแรงแบกทานประลัยเท่ากับ 650 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 6.43

จงตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินนี้ โดยพิจารณาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน

1. การลื่นไถล (Sliding)
2. การพลิกคว่ำ (Overturning)
3. การวิบัติเนื่องจากการรับแรงแบกทาน (Bearing capacity failure)

วิธีทำ คำนวณหาความดันด้านข้างที่สถานะ Active ที่ด้านหลังของกำแพงกันดิน โดยทฤษฎีของ Rankine

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

พิจารณารูปที่ 6.43

$$H = \overline{BC} = 6.0 + 0.6 \tan 15^\circ = 6.16 \text{ เมตร}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.16^2 \times \cos 15^\circ \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}} = 134.4 \text{ กิโลนิวตันต่อ}$$

เมตร

แรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้าง

$$P_h = P_a \cos 15^\circ = 134.4 \cos 15^\circ = 129.8 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงในแนวตั้งเนื่องจากแรงดันด้านข้าง

$$P_v = P_a \sin 15^\circ = 134.1 \sin 15^\circ = 34.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

การคำนวณหาแรงคั้นใต้ฐานกำแพงกันดิน

ตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่วัดจากจุด A

$$\bar{x} = \frac{\sum M_A}{\sum V} = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{695.1 - 266.1}{372.3} = 1.15 \text{ เมตร}$$

$$e = \frac{1.2 + 1.2 + 0.6}{2} - 1.15 = 0.35 < \frac{B}{6} \quad (\text{O.K.})$$

คังนั้แรงลัพธ์ R กระทำภายในพื้นที่เคอร์น (Kern area)

ความเค้นที่เกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงกันดินสามารถหาได้โดย

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

เมื่อ R = แรงลัพธ์ในแนวคัง = 372.3 กิโลนิวตัน

A = พื้นที่หน้าตัดของฐานกำแพง = (1)(3) = 3 ตารางเมตร

$$M_x = 0$$

$$M_y = R \times e = (372.3)(0.35) = 130.3 \text{ กิโลนิวตัน-เมตร}$$

$$x = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ เมตร}$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 3^3}{12} = 2.25 \text{ เมตร}^4$$

$$\sigma = \frac{372.3}{3} \pm \frac{130.3 \times 1.5}{2.25}$$

$$\sigma_{\text{left}} = 124.1 + 86.7 = 210.8 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

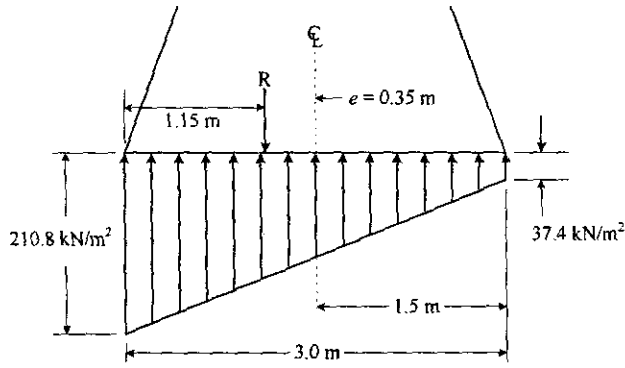
$$\sigma_{\text{right}} = 124.1 - 86.7 = 37.4 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

3. อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติแบบกำลังรับแรงแบกทาน

พิจารณารูปที่ 6.45

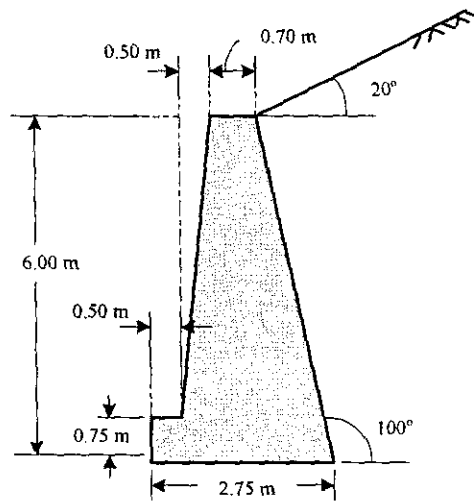
$$FS_b = \frac{\text{Ultimate bearing capacity}}{\text{Maximum contact pressure}}$$

$$FS_b = \frac{650}{210.8} = 3.08 > 3.0 \quad (\text{O.K.})$$



รูปที่ 6.45

ตัวอย่างที่ 6.2 รายละเอียดของกำแพงกันดินถูกแสดงในรูปที่ 6.46 หน่วยน้ำหนักของวัสดุที่ใช้ทำกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 23.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร หน่วยน้ำหนักของดินถมมีค่าเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังประสิทธิภาพมีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 38^\circ$ มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินกับดินถม และระหว่างกำแพงกันดินกับดินใต้กำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 25° จงคำนวณหาความดันที่กระทำใต้ฐานของกำแพงกันดิน และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล



รูปที่ 6.46

วิธีทำ เนื่องจากด้านหลังของกำแพงกันดินและระดับของดินถมทำมุมเอียง K_a จะต้องหาจากทฤษฎีของ Coulomb ดังแสดงในสมการที่ 5.14 โดย $\alpha = 180 - 100 = 80^\circ$, $\phi = 38^\circ$, $\delta = 25^\circ$, และ $\beta = 20^\circ$ ดังนั้น

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

$$K_a = \frac{\sin^2(80^\circ + 38^\circ)}{\sin^2 80^\circ \sin(80^\circ - 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(38^\circ + 25^\circ) \sin(38^\circ - 20^\circ)}{\sin(80^\circ - 25^\circ) \sin(80^\circ + 20^\circ)}} \right]^2} = 0.39$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 18 \times 6^2 = 126 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความ}$$

สูง และทำมุม 25° ตั้งฉากกับผิวของกำแพงกันดิน หรือ 35° กับแนวนอน

พิจารณาโมเมนต์รอบจุดปลายของกำแพงกันดิน

แรงต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน)	แขนของโมเมนต์ (เมตร)	โมเมนต์ต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน-เมตร)
แรงในแนวนอน		
$P_a \cos 35 = 103.2$	2.0	206.4
แรงในแนวตั้ง		
$P_a \sin 35 = 72.3$	0.35	25.3
(1) $0.5 \times 1.05 \times 6 \times 23.5$	= 74.0	51.8
(2) $0.70 \times 6 \times 23.5$	= 98.7	138.2
(3) $0.5 \times 0.5 \times 5.25 \times 23.5$	= 30.8	59.1
(4) $1 \times 0.75 \times 23.5$	= 17.6	39.6
$R_v = 293.4$		$M = 520.4$

ระยะเอียงศูนย์เนื่องจาก โมเมนต์ที่กระทำบนฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ

$$e = \frac{520.4}{293.4} - \frac{2.75}{2} = 0.40 \text{ เมตร}$$

ความดันที่มากที่สุดและน้อยที่สุดที่เกิดได้ฐานของกำแพงกันดิน

$$\sigma = \frac{R_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma = \frac{293.4}{2.75} (1 \pm 0.87)$$

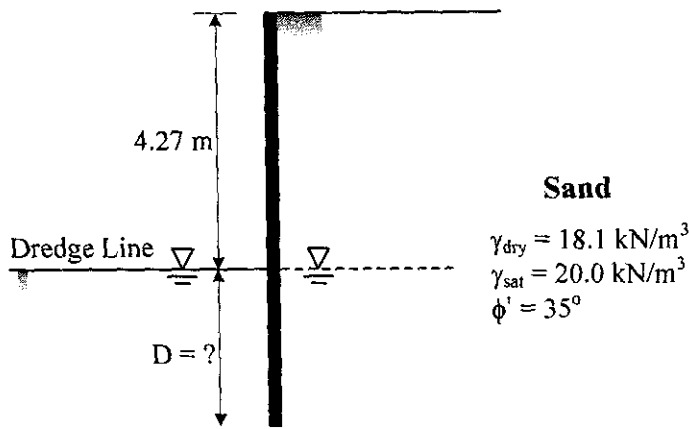
$$\sigma = 200 \text{ และ } 14 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการสั่นไถล

$$FS_s = \frac{R_v \tan \delta}{R_h}$$

$$FS_s = \frac{293.4 \tan 25^\circ}{103.2} = 1.33$$

ตัวอย่างที่ 6.3 จากรูปที่ 6.47 จงคำนวณหาระยะฝังยึด (D) และความยาวของเข็มพืดที่ต้องการ เพื่อให้มีอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0



รูปที่ 6.47

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.271$

$K_p = \frac{1}{0.271} = 3.690$

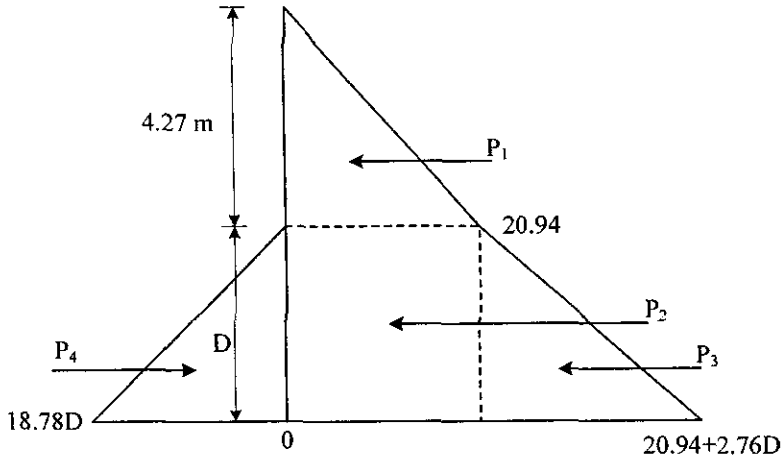
การกระจายของความดันดินด้านข้าง และแรงกระทำต่อเข็มพืดแสดงดังตารางที่ 6.2 และ 6.3 และรูปที่ 6.48 แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุดปลายของเข็มพืดแสดงดังตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.2 การกระจายความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	K_a	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ (กิโลปาสคาล)
0	0	0.271	0
4.27-	18.1×4.27 $= 77.28$	0.271	20.94
4.27+	77.28	0.271	20.94
(4.27 + D)	$77.28 + (20 - 9.81) D$ $= 77.28 + 10.19D$	0.271	$20.94 + 2.76D$

ตารางที่ 6.3 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	$18.8D$



รูปที่ 6.48

ตารางที่ 6.4 แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุด O

แรง (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์รอบจุด O (เมตร)
$P_1 = 0.5 \times 20.94 \times 4.27 = 44.71$	$D + (4.27/3)$
$P_2 = 20.94D$	$D/2$
$P_3 = 0.5 \times 2.76D \times D = 1.38D^2$	$D/3$
$P_4 = 0.5 \times 18.78D \times D = 9.39D^2$	$D/3$

$$\curvearrowright + \Sigma M_o = 0$$

$$\left(44.71 \times \left(D + \frac{4.27}{3} \right) \right) + \left(20.94D \times \frac{D}{2} \right) + \left(1.38D^2 \times \frac{D}{3} \right) - \left(9.39D^2 \times \frac{D}{3} \right) = 0$$

$$-2.67D^3 + 10.47D^2 + 44.71D + 63.64 = 0$$

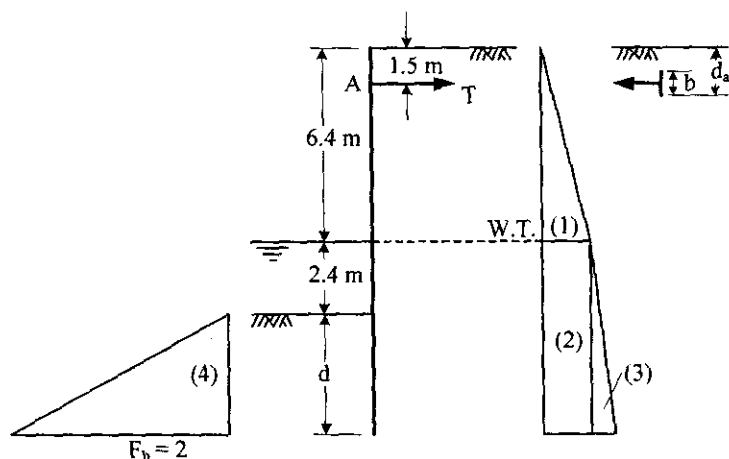
$$D = 6.87 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ระยะฝังที่ต้องการคือ $1.2 \times 6.87 = 8.24$ เมตร

ความยาวเข็มทั้งหมดของเข็มพีคคือ $8.24 + 4.27 = 12.51$ เมตร

เลือกใช้เข็มพีคยาว 12.50 เมตร

ตัวอย่างที่ 6.4 กำแพงกันดินอันหนึ่งถูกสร้างโดยใช้เข็มพีคแบบ Anchored sheet pile ดังแสดงในรูปที่ 6.49 หน่วยน้ำหนักของดินเหนือและใต้ระดับน้ำใต้ดินมีค่าเท่ากับ 17 และ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลมีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 36^\circ$ จงหาความลึกของเข็มพีคเพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงต้านทานที่สภาวะ Passive เท่ากับ 2.0 และหาแรงในเคเบิลถ้าระยะห่างระหว่างเคเบิลเท่ากับ 2 เมตร



รูปที่ 6.49

วิธีทำ สำหรับ $\phi' = 36^\circ$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{36^\circ}{2} \right) = 0.26$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{36^\circ}{2} \right) = 3.85$$

จากรูปการกระจายความดันด้านข้าง (รูปที่ 6.36) การกระจายของความดันน้ำที่ทั้งสองด้านมีค่าเท่ากัน ดังนั้นไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงผลของมัน ขั้นตอนการคำนวณคือพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A เท่ากับ 0 แรงและแขนของโมเมนต์ต่างๆ ถูกแสดงในตารางที่ 6.5

ตารางที่ 6.5

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

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 ความลึกของเข็มพืดที่ฝังควรมีค่าเป็น $1.2d = 6.29$ เมตร

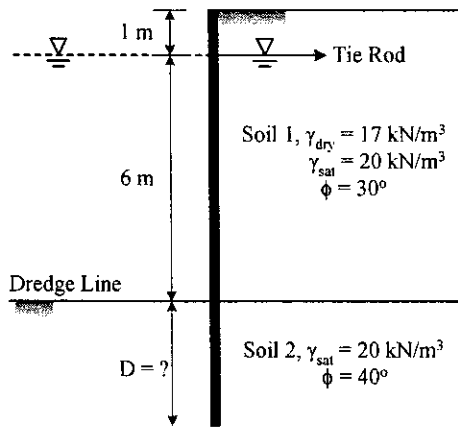
ทำการหาแรงดึงในสายเคเบิลโดยอาศัยผลลัพธ์ของแรงในแนวนอนเท่ากับ 0

$$90.5 + 216.2 + 77.5 - 269.6 - T = 0$$

$$T = 144.6 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น แรงในแต่ละเคเบิลเท่ากับ $2 \times 144.6 = 289$ กิโลนิวตัน

ตัวอย่างที่ 6.5 กำแพงเข็มแบบใช้สมอยึด (Anchored Sheet Pile) ดังรูปที่ 6.5 จงออกแบบความยาวของเข็มพืด กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันที่สภาวะ Passive



รูปที่ 6.50

วิธีทำ ดิน 1 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$

ดิน 2 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.217$

$$K_p = \frac{1}{0.217} = 4.608$$

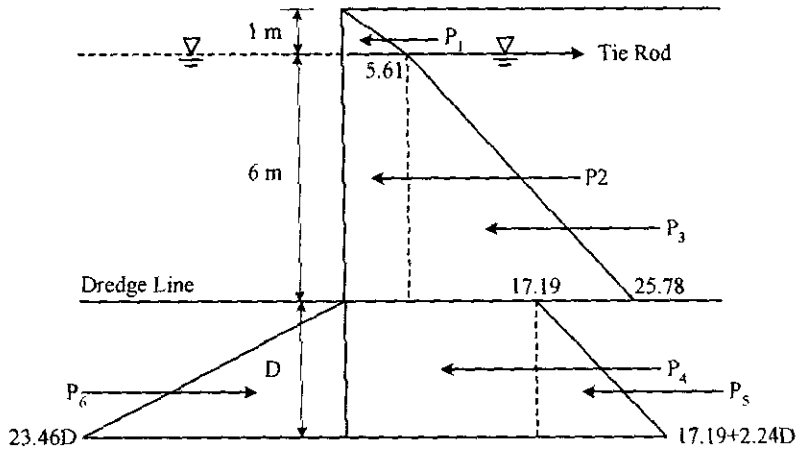
การกระจายของความดันดินด้านข้าง และแรงกระทำต่อเข็มพืดแสดงดังตารางที่ 6.6 และ 6.7

ตารางที่ 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	$17 + (20 \times 6)$ $= 137$	9.81×6 $= 58.9$	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	$17.19 + 2.24D$

ตารางที่ 6.7 การกระจายความดันที่สภาวะ 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



รูปที่ 6.51

จากผลการคำนวณการกระจายความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active และ Passive ลักษณะการกระจายความดันประสิทธิผลด้านหน้าและหลังเข็มพืดสามารถสรุปได้ดังรูปที่ 6.51 เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินทั้งด้านหน้าและด้านหลังเข็มพืดอยู่ที่ระดับเดียวกัน ดังนั้น จึงไม่แสดงการกระจายของความดันน้ำในแผนภาพอิสระ (รูปที่ 6.51)

จากรูปที่ 6.51 แรงที่กระทำต่อเข็มพืด และแขนของโมเมนต์รอบจุด Tie rod สามารถแสดงได้ดังนี้

แรงที่กระทำต่อเข็มพืด (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



$$\Sigma M_{\text{Tic Rod}} = 0$$

$$(-2.81 \times 0.33) + (33.66 \times 3) + (60.49 \times 4) + [17.19D \times (6 + 0.5D)] + [(1.12D^2) \times (6 + 0.67D)] + [(-11.73D^2) \times (6 + 0.67D)] = 0$$

$$-0.93 + 100.98 + 242.4 + 103.2D + 8.6D^2 + 6.72D^2 + 0.75D^3 - 70.38D^2 - 7.86D^3 = 0$$

$$7.11D^3 + 55.06D^2 - 103.2D - 342.45 = 0$$

$$D^3 + 7.74D^2 - 14.51D - 48.17 = 0$$

$$D = 2.91 \text{ เมตร จากระดับดินขุด}$$

$$\text{ดังนั้น ความยาวเข็มพืดที่ต้องการเท่ากับ } = (1.2 \times 2.91) + 7 = 10.5 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.6 รูปที่ 6.52 แสดงระบบ Braced Cut ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ระยะห่างระหว่างค้ำยันเท่ากับ 4.0 เมตร ศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง จงคำนวณหาแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยัน A, B และ C

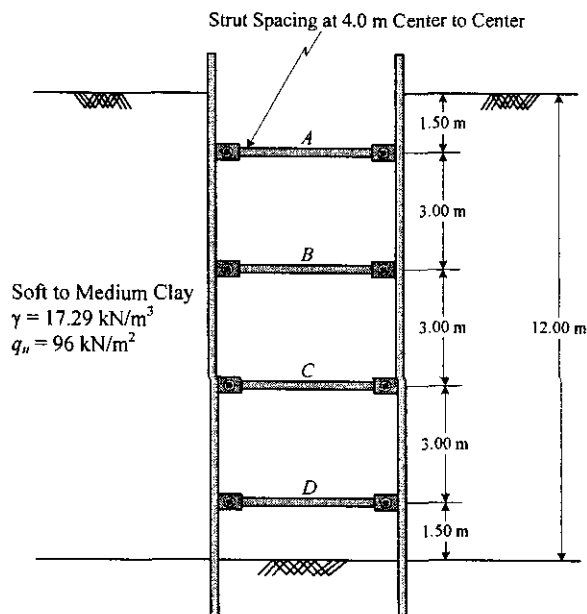
วิธีทำ คำนวณหาแรงกระทำบนเข็มพืด โดยอาศัยขอบเขตความดันดิน

$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{17.29 \times 12}{(96/2)} = 4.32 \geq 4.0 \text{ ดังนั้น คำนวณหา } p_a \text{ จากสมการที่ (6.2ก) หรือ (6.2ข)}$$

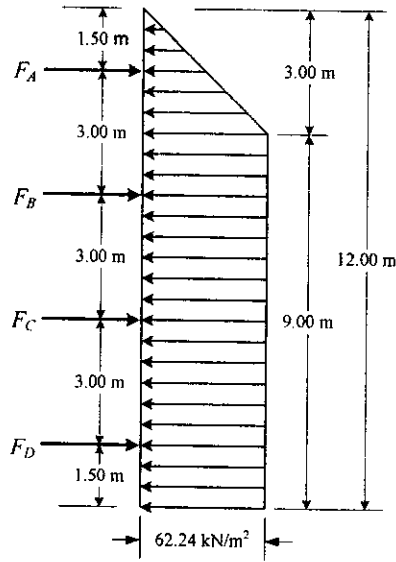
$$p_a = \gamma H - 4S_u = (17.29 \times 12) - 192 = 15.48 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$p_o = 0.3\gamma H = 0.3 \times 17.29 \times 12 = 62.24 \text{ กิโลปาสกาล}$$

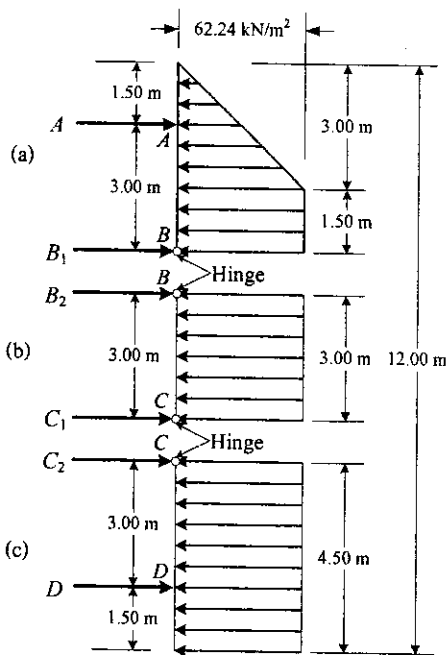
ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพืดคือ 62.24 กิโลปาสกาล การกระจายความดันดินด้านข้างแสดงดังรูปที่ 6.53



รูปที่ 6.52



รูปที่ 6.53



รูปที่ 6.54

เขียนแผนภาพอิสระของชิ้นส่วนในรูปที่ 6.53 โดยพิจารณาข้อต่อที่จุด A, B, C และ D เป็นบานพับ จะได้ดังรูปที่ 6.54

จากรูปที่ 6.54a

$$\sum M_B = 0$$

$$\left[\frac{1}{2} \times 62.24 \times 3 \times \left(1.5 + \frac{3}{3} \right) \right] + \left[1.5 \times 62.24 \times \frac{1.5}{2} \right] - [A \times 3.0] = 0$$

$$A = 101.14 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$B_1 = \left[\frac{1}{2} \times (1.5 + 4.5) \times 62.24 \right] - 101.14$$

$$B_1 = 85.58 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

จากรูปที่ 6.54b

$$B_2 = C_1 = \frac{1}{2} \times 3 \times 62.24 = 93.36 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

จากรูปที่ 6.54c

$$\sum M_C = 0$$

$$[D \times 3] - \left[4.5 \times 62.24 \times \frac{4.5}{2} \right] = 0$$

$$D = 210.06 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$C_2 = [4.5 \times 62.24] - 210.06 = 70.02 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ดังนั้น

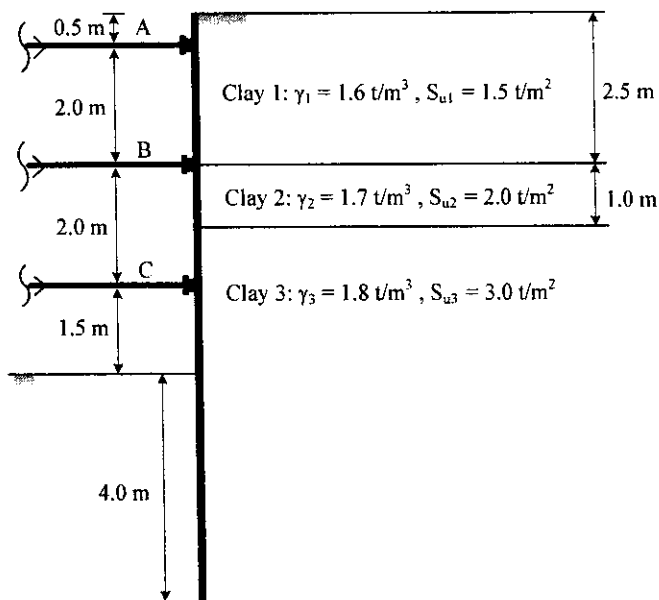
$$F_A = (101.14 \times 4) = 404.56 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_B = (85.58 + 93.36) \times 4 = 715.76 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_C = (93.36 + 70.02) \times 4 = 653.52 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_D = (210.06 \times 4) = 840.24 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ตัวอย่างที่ 6.7 จากรูปที่ 6.55 (ระบบ Braced cuts สำหรับห้องใต้ดิน) จงคำนวณหา



รูปที่ 6.42

- 1) แรงในตัวย้ำยัน A, B และ C เมื่อระยะห่างระหว่างตัวย้ำยันในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร
- 2) โมเมนต์ที่เกิดใน Wale
- 3) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวม

วิธีทำ เนื่องจากชั้นดินเหนียวมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกัน ดังนั้นต้องคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ย และความดันที่กระทำต่อเข็มพืดดังนี้

$$\gamma_{av} = \frac{1}{H} [\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3]$$

$$\gamma_{av} = \frac{1}{6} [(1.6 \times 2.5) + (1.7 \times 1) + (1.8 \times 2.5)] = 1.7 \text{ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$S_{u(av)} = \frac{1}{H} [S_{u1} H_1 + S_{u2} H_2 + S_{u3} H_3]$$

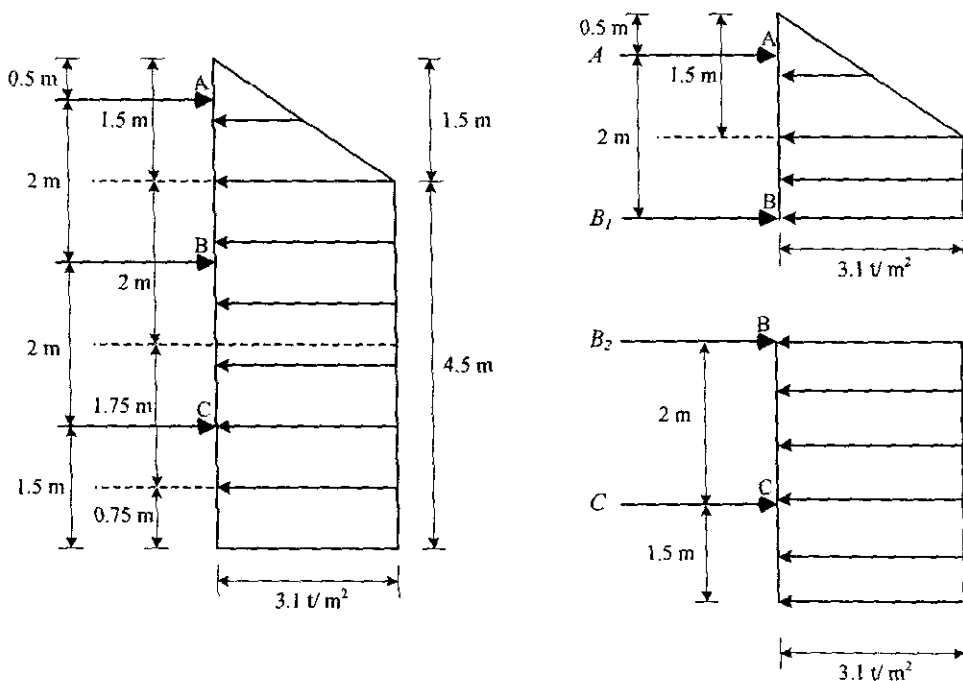
$$S_{u(av)} = \frac{1}{6} [(1.5 \times 2.5) + (2.0 \times 1.0) + (3 \times 2.5)] = 2.2 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{1.7 \times 6.0}{2.2} = 4.6 > 4.0$$

$$p_a = \gamma H \left\{ 1 - \left(\frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right\} = 1.7 \times 6.0 \times \left\{ 1 - \frac{4 \times 2.2}{1.7 \times 6.0} \right\} = 1.4 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

$$p_n = 0.3 \gamma H = 0.3 \times 1.7 \times 6.0 = 3.1 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพืดมีค่าเท่ากับ 3.1 ตันต่อตารางเมตร และการกระจายของความดันดินแสดงดังรูปที่ 6.43



รูปที่ 6.43

1) แรงใน Strut A, B และ C

จากชิ้นส่วนบนของรูปที่ 6.43 ด้านซ้ายมือ

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$A(2) = (3.1 \times 1.0 \times 0.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 1.5 \right)$$

$$A = 2.52 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@A} = 0$$

$$B_1(2) = (3.1 \times 1 \times 1.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 0.5 \right)$$

$$B_1 = 2.91 \text{ ตันต่อเมตร}$$

จากชิ้นส่วนล่างของรูปที่ 6.43 ด้านขวามือ

$$\sum M_{@C} = 0$$

$$B_2(2) = (3.1 \times 3.5 \times 0.25)$$

$$B_2 = 1.36 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$C(2) = (3.1 \times 3.5 \times 1.75)$$

$$C = 9.50 \text{ ตันต่อเมตร}$$

เนื่องจากระยะห่างของ Strut ในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร ดังนั้นแรงใน Strut A, B และ C

$$F_A = 2 \times 2.52 = 5.04 \text{ ตัน}$$

$$F_B = 2(2.91 + 1.36) = 8.54 \text{ ตัน}$$

$$F_C = 2 \times 9.50 = 19.00 \text{ ตัน}$$

2) โมเมนต์ที่เกิดใน Wale

$$M_A = \frac{1}{8} A s^2 = \frac{1}{8} \times 2.52 \times 2^2 = 1.26 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_B = \frac{1}{8} (B_1 + B_2) s^2 = \frac{1}{8} (2.91 + 1.36) \times 2^2 = 2.13 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_C = \frac{1}{8} C s^2 = \frac{1}{8} \times 9.50 \times 2^2 = 4.75 \text{ ตัน-เมตร}$$

3) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกวม

สมมติให้ระยะ x เท่ากับความยาวฝั่งของเข็มพืด จะได้

$$S = C \left(H - \frac{2C}{\gamma} \right) = 2.2 \left(6 - \frac{2 \times 2.2}{1.7} \right) = 7.51$$

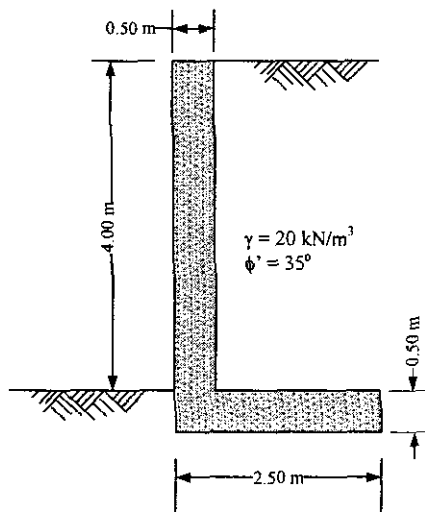
$$FS = \frac{2S + C \pi B_1 + 2CB_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$FS = \frac{(2 \times 7.51) + (3 \times \pi \times 4) + (2 \times 3 \times 4)}{1.7 \times 6 \times 4}$$

$$FS = \frac{76.72}{40.8} = 1.88 > 1.2 \text{ OK}$$

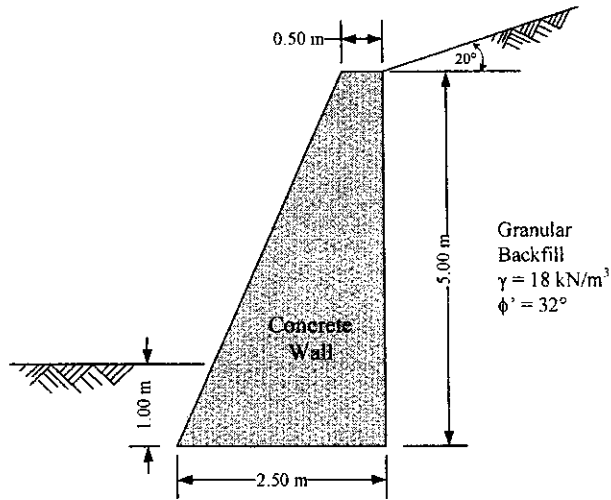
แบบฝึกหัดท้ายบท

1. กำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กตัว L ดังแสดงในรูปที่ 6.44 ดินถมเป็นทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายใน 35 องศา สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างดินและฐานของกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 0.48 จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน (ก) การพลิกคว่ำ (ข) การลื่นไถล และ (ค) การวิบัติของดินฐานราก

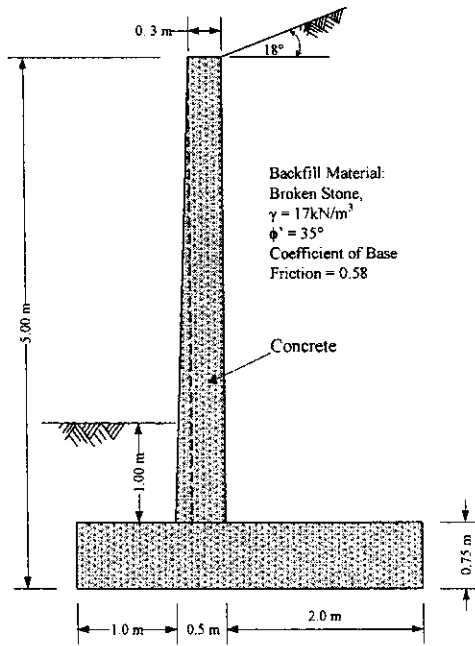


รูปที่ 6.44

2. จงตรวจสอบความปลอดภัยของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.40 เมื่อดินถมมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างดินและฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ 0.50 สมมติมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกันดินเท่ากับศูนย์
3. จากรูปที่ 6.41 จงคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำและการลื่นไถล (คำนวณทั้งในกรณีพิจารณาแรงดันด้านข้างและไม่พิจารณาแรงดันด้านข้าง) พร้อมทั้งคำนวณแรงดันใต้ฐานรากและอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของดินใต้ฐานราก โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine
4. จากรูปที่ 6.47 จงคำนวณระยะฝังเข็มพืดและแรงดึงในสายเคเบิล เมื่อกำหนดให้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0

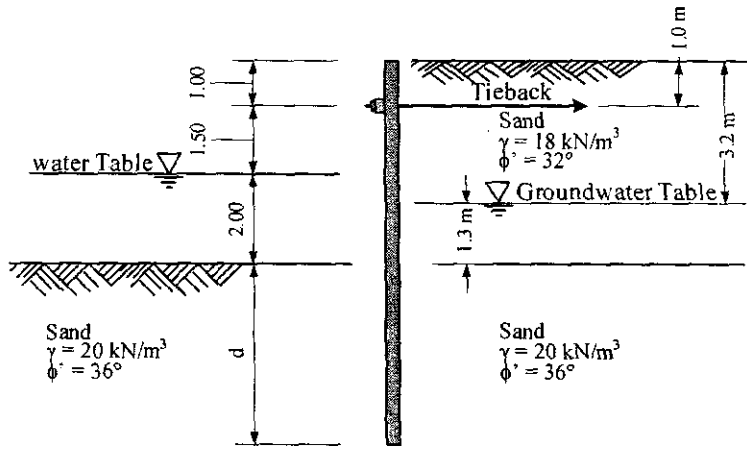


รูปที่ 6.45

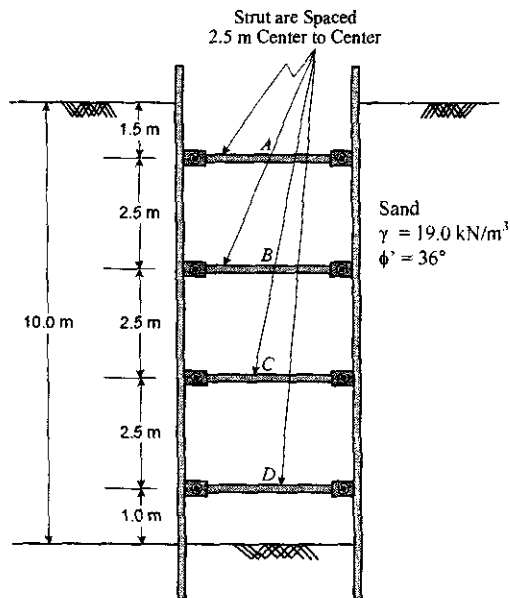


รูปที่ 6.46

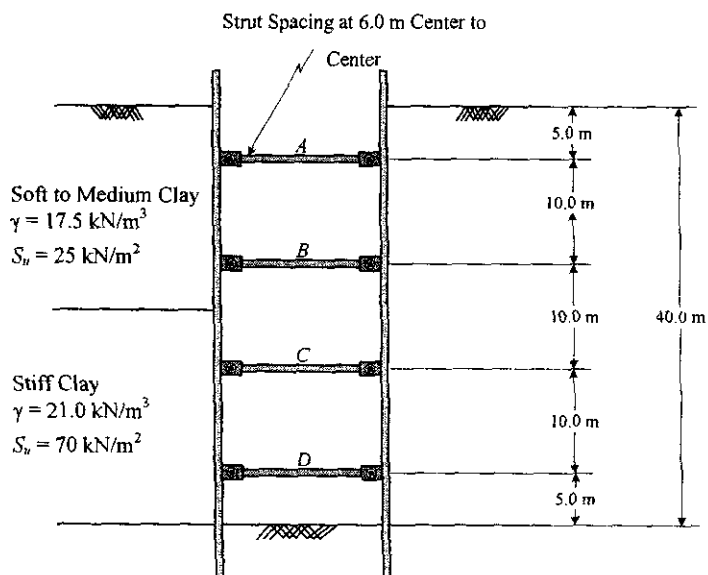
5. จากรูป Braced cut ดังแสดงในรูปที่ 6.48 จงวาดการกระจายของความดันดินด้านข้าง พร้อมทั้งคำนวณแรงที่กระทำต่อค้ำยันทุกตัว และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเช็ดพืด
6. จงคำนวณหาแรงอัดในค้ำยันที่ระดับ A, B และ C เมื่อระยะห่างตามแนวราบของตัวค้ำยันเท่ากับ 6 เมตร ดังรูปที่ 6.47 พร้อมทั้งหาแรงค้ำสูงสุดในส่วนเชื่อมพืด



รูปที่ 6.47



รูปที่ 6.48



รูปที่ 6.49

เอกสารอ้างอิง

- ชัย มุกตพันธุ์ และ คาซุ โตะ นาคาซาวา (2546) *ปฐพีกลศาสตร์และวิศวกรรมฐานราก*, ดวงกลม.
- Bjerrum, L., and Eide, O. (1956), "Stability of strutted excavation in clay", *Geotechnique*, 6(1): 32-47.
- Harr, M.E. (1962), *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill, New York.
- Peck, R.B. (1969), "Deep excavation and tunneling in soft ground", *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, State of the Art Volume, 225-290
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Willey, New York.