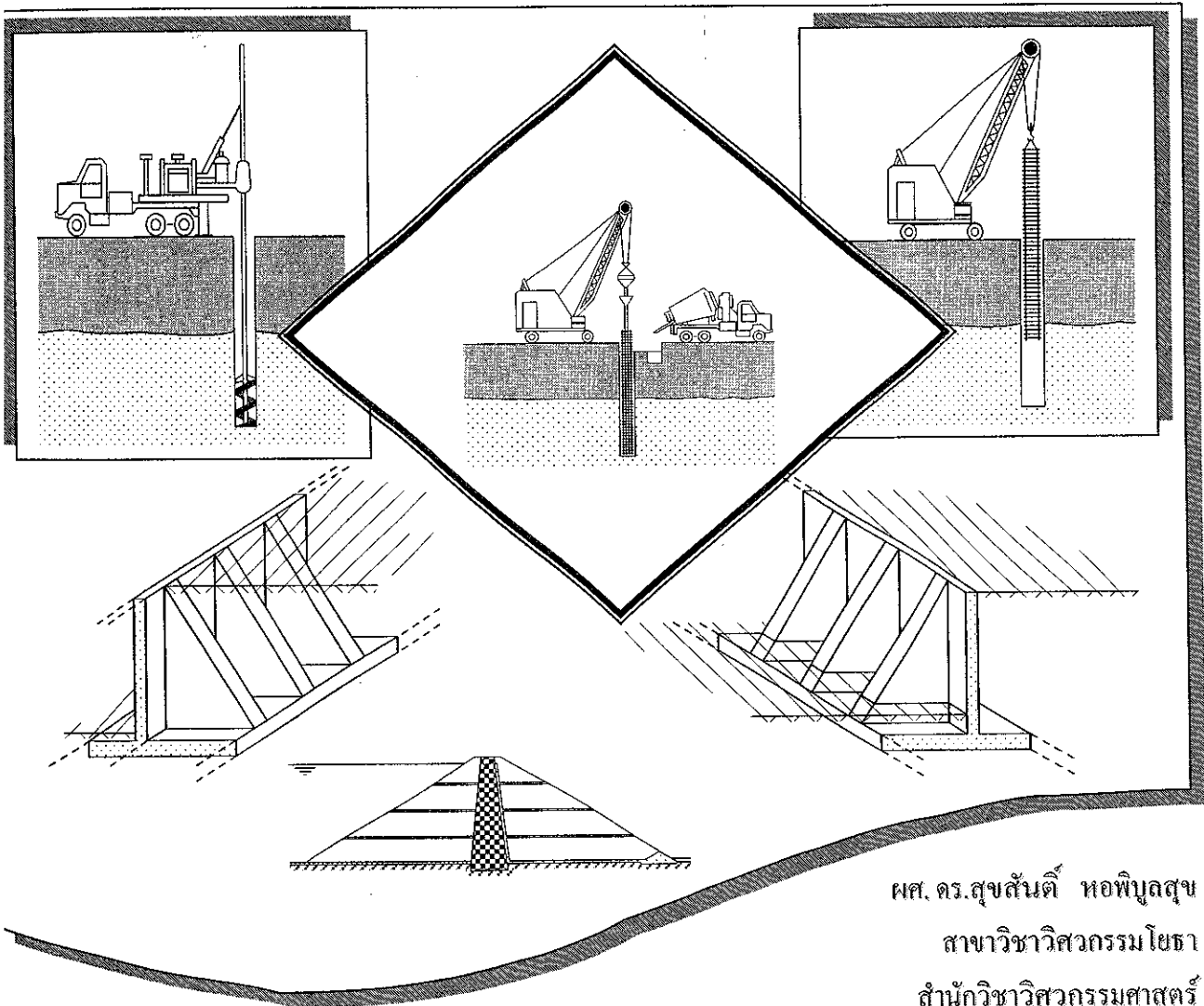


Foundation

ENGINEERING

วิศวกรรมฐานราก



ผศ. ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

คำนำ

เอกสารคำสอนนี้จัดทำขึ้นเพื่อใช้ประกอบการสอนวิชา 430421 วิศวกรรมฐานราก (Foundation Engineering) ซึ่งเป็นวิชาในกลุ่มวิชาชีพวิศวกรรมหลักเฉพาะ สำหรับนักศึกษาชั้นปีที่ 4 สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เนื้อหาแบ่งออกเป็น 7 บท ได้แก่ การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม ฐานรากตื้น ฐานรากลึก เสถียรภาพทางลาด แรงดันดินด้านข้าง โครงสร้างกันดิน และการปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์ ในแต่ละบทจะประกอบด้วยเนื้อหา และตัวอย่างการคำนวณเพื่อเพิ่มความเข้าใจให้กับนักศึกษา นอกจากนี้ ผู้เขียนได้ให้แบบฝึกหัดท้ายบท เพื่อให้ นักศึกษาได้ทดสอบความเข้าใจและลองทำแบบฝึกหัดนอกเหนือจากตัวอย่างที่เรียนในชั้นเรียน

เอกสารคำสอนนี้ได้รับการแต่งและเรียบเรียงเป็นเวลากว่า 5 ปี จากหนังสือต่างประเทศ วารสาร ระดับนานาชาติ และงานสัมมนาวิชาการระดับนานาชาติ ซึ่งเป็นเอกสารที่ได้มาตรฐาน เนื้อหาใน เอกสารนี้เน้นทฤษฎีพื้นฐานและหลักการออกแบบ

ผู้เขียนขอขอบคุณบุคลากรที่ส่งเสริมให้ได้รับการศึกษาที่ดี และขอขอบคุณรัฐบาลไทย รัฐบาล ญี่ปุ่น มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา สำนักงานกองทุน สนับสนุนการวิจัย และองค์กรต่างประเทศที่สนับสนุนให้ทุนการศึกษา ทุนวิจัย ทุนแลกเปลี่ยนบุคคล กร และทุนดูงาน ตลอดจนผู้ที่สนับสนุนทุกท่านที่ให้ความช่วยเหลือจัดทำ ตรวจสอบและแก้ไขเอกสาร คำสอนเล่มนี้ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง อาจารย์รุ่งลาวัลย์ ราชน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร อาจารย์วรรัช เกษกัน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี และนายลภนต์ มนุสาร บัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผศ. ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตุลาคม 2549

สารบัญ

	หน้า
คำนำ	i
สารบัญ	iii
บทที่ 1 การสำรวจชั้นดินและการทดสอบในสนาม	
1.1 บทนำ	1
1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน	1
1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ	3
1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง	7
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 การรบกวนดินตัวอย่าง	11
1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)	12
1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)	19
1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)	22
1.9 การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration	26
1.10 Borehole Pressure Test	28
1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน	30
1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)	32
1.12.1 การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)	32
1.12.2 การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)	34
ตัวอย่างการคำนวณ	36
แบบฝึกหัดท้ายบท	40
บทที่ 2 ฐานรากดิน : ทฤษฎีและการออกแบบ	
2.1 บทนำ	45
2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate Soil-Bearing Capacity) สำหรับฐานรากดิน	46

2.3	สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ	48
2.4	สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน	52
2.5	ผลกระทบของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทาน	57
2.6	ฐานรากตันที่รับแรงเชิงศูนย์กลางหรือโมเมนต์	58
2.7	กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเชิงศูนย์กลาง	61
2.8	กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น	63
2.8.1	ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม	63
2.8.2	ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน	65
2.8.3	ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น	67
2.9	อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)	68
2.10	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)	75
2.10.1	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลการทดสอบตะลุดะลวงมาตรฐาน	75
2.10.2	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบตะลุดะลวงด้วยกรวย	77
2.10.3	การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วย ใบพัด	77
2.11	การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทรายจากสมการเชิงประสพการณ์	78
2.11.1	วิธีของ Alpan (1964)	78
2.11.2	วิธีของ Schultze and Sherif (1973)	78
2.11.3	วิธี Modified Terzaghi and Peck	79
2.11.4	วิธีของ Schmertmann and Hartman (1978)	80
2.11.5	การประมาณการทรุดตัวจากผลทดสอบแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test)	82
	ตัวอย่างการคำนวณ	84
	แบบฝึกหัดท้ายบท	105
บทที่ 3 ฐานรากลึก : ทฤษฎีและการออกแบบ		
3.1	บทนำ	111
3.2	ประเภทของเสาเข็ม	112
3.3	เสาเข็มตอก	113
3.3.1	ระบบของตึมน้ำหนักที่ใช้ตอกเสาเข็ม	114
3.4	เสาเข็มเจาะแห้ง	116
3.5	การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดินที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ	120
3.6	เสาเข็มกด	123

3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว	127
3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิตยศาสตร์	128
3.8.1 แฟกเตอร์ยึดเกาะสำหรับเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ	129
3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์	132
3.10 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รูดของเสาเข็ม	136
3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยจากผลทดสอบในสนาม	138
3.11.1 การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวย	138
3.11.2 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน	138
3.12 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทรายด้วยสมการตอกเสาเข็ม	139
3.13 น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยว	145
3.14 แรงจุลดลงของเสาเข็ม (Negative Skin Friction : NF)	146
3.14.1 สาเหตุของการเกิดแรงจุลดลง (Cause of Negative Skin Friction) ในชั้นดินกรุงเทพฯ	147
3.14.2 การวิเคราะห์แรงจุลดลง (Negative Skin Friction Analysis)	148
3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม	148
3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม	152
3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง	159
3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว	160
3.17.2 เสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย	165
3.18 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแนวนอน	165
3.18.1 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว	166
3.18.1.1 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)	166
3.18.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)	167
3.18.2 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย	170
3.18.2.1 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)	170
3.18.2.2 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)	172
3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก	179
ตัวอย่างการคำนวณ	182
แบบฝึกหัดท้ายบท	193
บทที่ 4 เสถียรภาพของลาดดิน	
4.1 บทนำ	201
4.2 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน	201

4.3 สถิติสภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและสถิติสภาพที่ระยะเวลาอนันต์	202
4.3.1 งานดินขุด	202
4.3.2 งานดินถม	205
4.3.3 งานเขื่อนดิน	206
4.3.3.1 สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง	207
4.3.3.2 สภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady Seepage)	208
4.3.3.3 สภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)	209
4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)	210
4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)	212
4.5.1 วิธีแก้ปัญหของ Fellenius	213
4.5.2 วิธีแก้ปัญหของ Bishop	214
4.6 การวิเคราะห์การเลื่อนไถลในแนวระนาบ	215
ตัวอย่างการคำนวณ	216
แบบฝึกหัดท้ายบท	224
บทที่ 5 แรงดันดินด้านข้าง	
5.1 บทนำ	231
5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง	232
5.3 RANKINE EARTH PREUURE	234
5.4 ความดันดินของ Coulomb	239
5.5 วิธีกราฟฟิกของ Culmann	240
ตัวอย่างการคำนวณ	242
แบบฝึกหัดท้ายบท	254
บทที่ 6 โครงสร้างกันดิน	
6.1 บทนำ	259
6.2 กำแพงกันดิน	260
6.2.1 การวิบัติของกำแพงกันดิน	262
6.2.2 การวิเคราะห์สถิติสภาพภายนอกของกำแพงกันดิน	262
6.3 เข็มพืด	267
6.3.1 Cantilever Sheet Pile Wall	271

6.3.2 Anchored Sheet Pile Wall	272
6.3.2.1 Free Earth Support Method	273
6.4 แผงเข็มพิคที่มีค้ำยันหลายระดับ (Braced Cuts)	274
6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพิคเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ	275
6.4.1.1 งานตอกแผงเข็มพิคเหล็ก	275
6.4.1.2 การติดตั้ง Wale	278
6.4.1.3 การติดตั้งค้ำยัน (Strut)	279
6.4.1.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-stress)	280
6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน Braced Cuts	281
6.4.3 Braced Cuts ในดินทราย	283
6.4.4 Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง	284
6.4.5 Braced Cuts ในดินเหนียวแข็ง	284
6.4.6 ข้อกำหนดสำหรับการใช้ขอบเขตความดันดินของ Peck	285
6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ Braced Cuts	285
6.4.7.1 ตัวค้ำยัน (Strut)	285
6.4.7.2 เข็มพิค	287
6.4.7.3 Wales	287
6.4.8 การอุทวมของดินใต้ดินขุดในดินเหนียว	287
6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินขุดในทราย	291
ตัวอย่างการคำนวณ	295
แบบฝึกหัดท้ายบท	312

บทที่ 7 การปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์

7.1 บทนำ	321
7.2 คุณสมบัติของสารประกอบหลักในปูนซีเมนต์	322
7.3 คุณสมบัติของสารประกอบรองในปูนซีเมนต์	324
7.4 ปฏิกริยาไฮเดรชันระหว่างปูนซีเมนต์และน้ำ	325
7.5 ปฏิกริยาเคมีที่เกิดขึ้นในดินซีเมนต์	327
7.6 โครงสร้างของดินซีเมนต์	328
7.7 พฤติกรรมด้านกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด	332
7.8 ลักษณะทางวัสดุของดินเม็ดหยาบและดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัด	335
7.9 ทฤษฎีกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด	338

7.10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด w/C และอายุบ่ม	348
7.11 การพัฒนากำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดในสนาม	353
7.12 ข้อเสนอแนะในการปรับปรุงถนนที่ชำรุดด้วยเทคนิคการหมุนเวียน วัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่	357
เอกสารอ้างอิง	361

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

1.1 บทนำ

จากความรู้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ ผู้อ่านได้ทราบถึงขบวนการกำเนิดของดิน คุณสมบัติพื้นฐาน และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน (กำลังต้านทานแรงเฉือน การทรุดตัว และความซึมผ่านได้ของน้ำ) ก่อนที่จะกล่าวถึงการออกแบบในงานวิศวกรรมปฐพี ผู้อ่านควรทราบและเข้าใจหลักการและขั้นตอนการเจาะสำรวจ สภาพชั้นดินในสนามอาจมีความไม่สม่ำเสมอ และในบางพื้นที่ การตกตะกอนของดินอาจแตกต่างกันภายในบริเวณเพียงแค่ 15 ถึง 30 เมตร ดังนั้น ก่อนการออกแบบ วิศวกรจำเป็นต้องทราบลักษณะชั้นดินที่แท้จริง และผลทดสอบดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ความลึกต่างๆ สำหรับการก่อสร้างโครงการใหญ่ๆ การสำรวจชั้นดินอย่างเหมาะสมเป็นสิ่งที่จะต้องทำเป็นอย่างมาก จุดมุ่งหมายของการเจาะสำรวจชั้นดินมีดังนี้

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

1.2 แผนการเจาะและสำรวจชั้นดิน

แผนการเจาะและสำรวจสำหรับโครงการก่อสร้างใดๆ สามารถแบ่งอย่างคร่าวๆ ได้ 4 ขั้นตอน

- 1) การรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้าง ขั้นตอนนี้จะทำการรวมข้อมูลที่จำเป็น เช่น ชนิดของโครงสร้างที่จะก่อสร้างและการใช้ประโยชน์ในอนาคต น้ำหนักจากเสาและกำแพง เป็นต้น

7.10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด w/C และอายุบ่ม	348
7.11 การพัฒนากำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดในสนาม	353
7.12 ข้อเสนอแนะในการปรับปรุงถนนที่ชำรุดด้วยเทคนิคการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่	357
เอกสารอ้างอิง	361

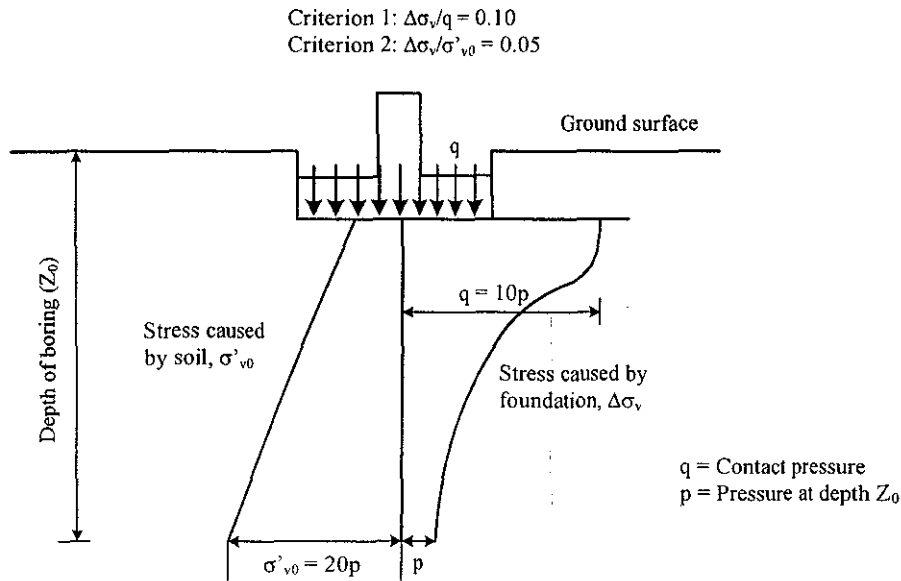
- 2) การรวบรวมข้อมูลสภาพชั้นดินที่มีอยู่ จะเป็นการประหยัดอย่างมาก ถ้าวิศวกรผู้รับผิดชอบโครงการทำการวิเคราะห์ข้อมูลสภาพชั้นดินที่มีอยู่แล้ว ข้อมูลเหล่านี้สามารถหาได้จากแผนที่สำรวจทางธรณี คู่มือการทดสอบดินของกรมทางหลวง และรายงานข้อมูลดินสำหรับโครงการก่อสร้างที่อยู่ใกล้เคียง
- 3) การสำรวจพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้าง วิศวกรควรทำการสำรวจพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างและพื้นที่ใกล้เคียง ข้อมูลที่ได้รับจากการสำรวจมีคุณค่าอย่างมาก เช่น ชนิดของพืชผักในสนาม อาจบ่งบอกถึงลักษณะของชั้นดิน การเปิดหน้าดินอาจจะทำให้เราเห็นชั้นดินได้อย่างชัดเจน รอยแตกบนกำแพงของอาคารใกล้เคียงอาจบ่งบอกขนาดการทรุดตัวของอาคารที่จะทำการก่อสร้าง เป็นต้น
- 4) การสำรวจพื้นที่อย่างละเอียด ขั้นตอนนี้ประกอบด้วยการทำหลุมสำรวจหลายๆ หลุม และการเก็บตัวอย่างคงสภาพและแปรสภาพที่ระดับความลึกต่างๆ เพื่อการจำแนกด้วยตา และการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ในการเจาะสำรวจ อย่างน้อยที่สุดควรมีหลุมเจาะที่ทุกมุมและจุดกึ่งกลางของตึก การเจาะสำรวจเพิ่มอาจมีความจำเป็นขึ้นอยู่กับความแปรปรวนของชั้นดิน สำหรับการเจาะสำรวจเพื่อก่อสร้างฐานรากตื้น หลุมเจาะควรมีความลึกอย่างน้อย 1.5 ถึง 2.0 เท่าของความกว้างของฐานราก เกณฑ์พื้นฐานในการเจาะสำรวจคือความลึกอย่างน้อยของหลุมเจาะควรเป็นความลึกซึ่งความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักโครงสร้างมีค่าน้อยกว่า 10 เปอร์เซ็นต์ของความเค้นจากโครงสร้าง หรือความลึกซึ่งความเค้นที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักโครงสร้างมีค่าน้อยกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักกดทับ (Overburden pressure) ดังแสดงในรูปที่ 1.1 สำหรับงานฐานรากเสาเข็ม หลุมเจาะควรทะลุชั้นดินแข็ง 5 ถึง 7 เมตร และควรทะลุชั้นหินอย่างน้อย 1 เมตร สำหรับงานดินขุด ความลึกหลุมเจาะควรลึกอย่างน้อย 1.5 เท่าของความลึกของงานดินขุด ข้อเสนอแนะในการเลือกความลึกและจำนวนหลุมสำรวจแสดงดังตารางที่ 1.1 และ 1.2

ตารางที่ 1.1 ข้อเสนอแนะสำหรับระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (Sower, 1979)

โครงการ	ระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ (เมตร)			จำนวนหลุมเจาะอย่างน้อย
	สภาพชั้นดินตามแนวราบ			
	สม่ำเสมอ	ธรรมดา	ไม่แน่นอน	
อาคารหลายชั้น	50	30	15	4
อาคารชั้นเดียวหรือสองชั้น	60	30	15	3
ตอม่อสะพาน หอสถู		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}



รูปที่ 1.1 การประมาณความลึกของหลุมสำรวจ

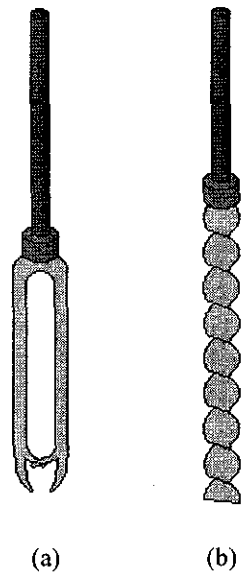
1.3 วิธีการเจาะหลุมสำรวจ

การเจาะหลุมสำรวจสามารถทำได้หลายวิธี วิธีที่ง่ายที่สุดคือการใช้สว่าน รูปที่ 1.2 แสดงสว่านมือสองชนิด ซึ่งสามารถใช้เจาะหลุมสำรวจได้ไม่ลึกมากนัก (ประมาณ 3 ถึง 5 เมตร) สว่านมือนี้เหมาะสำหรับงานสร้างอาคารเล็กๆ และงานก่อสร้างถนน ชนิดและลักษณะของดินที่ระดับความลึกต่างๆ สามารถเห็นได้จากดินที่ติดมากับสว่าน ดินตัวอย่างที่ได้จากการเจาะสำรวจโดยวิธีนี้เป็นดินตัวอย่างแปรสภาพ (Disturbed samples) ซึ่งสามารถใช้ในการหาคุณสมบัติพื้นฐาน

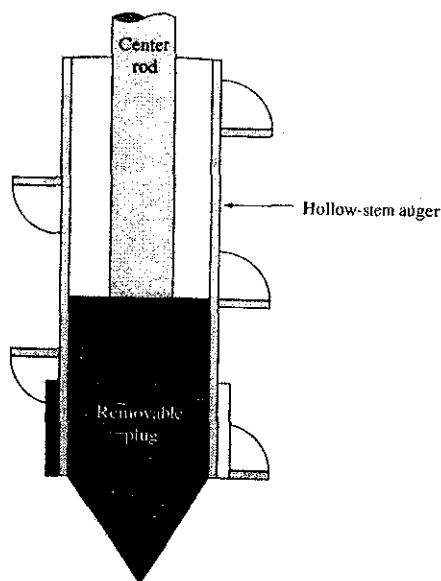
เมื่อต้องการทำหลุมสำรวจที่ระดับความลึกมาก วิธีที่นิยมใช้ทั่วไปคือการใช้สว่านต่อเนื่องแบบขึ้นบันได (Continuous flight augers) สว่านประเภทนี้มีความยาวประมาณ 90 ถึง 150 เซนติเมตร ต่อท่อน ระหว่างทำการเจาะ ท่อนที่สองสามารถต่อกับท่อนที่หนึ่งได้ ทำให้เกิดความต่อเนื่องในการเจาะ ตัวก้านของสว่านแบบนี้มีสองแบบ คือแบบตัวก้านกลวง (รูปที่ 1.3) และตัวก้านตัน

สว่านต่อเนื่องแบบขึ้นบันไดนี้นำดินหลวมจากก้นหลุมสำรวจมายังผิวดิน ผู้เจาะสำรวจสามารถทราบว่าการเปลี่ยนแปลงชนิดของดิน โดยสังเกตความเร็วของการเจาะและเสียงที่เปลี่ยนไป ในการเจาะสำรวจโดยใช้สว่านแบบตัวก้านตัน ผู้สำรวจต้องทำการถอนสว่านขึ้นทุกระดับความลึกที่ต้องการเก็บดินตัวอย่างและทำการทดสอบในสนาม เช่น การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration

test) แต่ถ้าใช้สว่านแบบตัวก้านกลวง ผู้สำรวจสามารถทำการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐานและเก็บตัวอย่างดินโดยไม่จำเป็นต้องถอนสว่าน

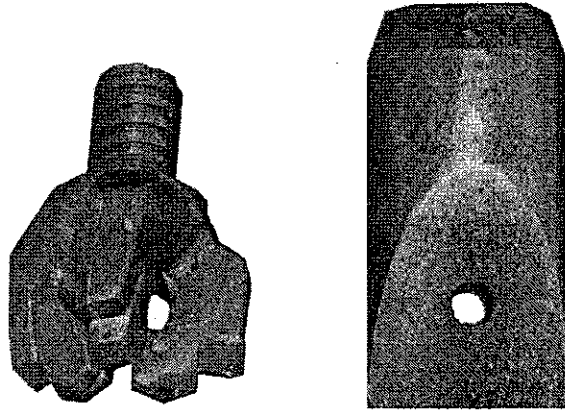


รูปที่ 1.2 สว่านมือ (a) สว่าน Iwan (b) สว่าน Slip



รูปที่ 1.3 รูปแสดงสว่านแบบตัวก้านกลวง

วิธีการเจาะแบบเปียก (Wash boring) เป็นวิธีการหนึ่งที่ใช้ในการเจาะหลุมสำรวจโดยตอกปลอกกันดิน (Casing) ยาวประมาณ 2 ถึง 3 เมตร ลงไปในดิน อุปกรณ์เจาะสำรวจประกอบด้วย 1) หัวเจาะกระแทก (Chopping bit) ซึ่งมีด้วยกันหลายแบบ รูปที่ 1.4 แสดงรูปหัวเจาะกระแทกที่นิยมใช้ และ 2) ก้านเจาะ (Drill rod) ซึ่งจะป็นท่อกลวงและใช้ประกอบกับหัวเจาะกระแทก ก้านเจาะมีความยาวตั้งแต่ 0.5-3.0 เมตร และต่อกันด้วยข้อต่อเกลียว ดังแสดงในรูปที่ 1.5



รูปที่ 1.4 หัวเจาะกระแทก

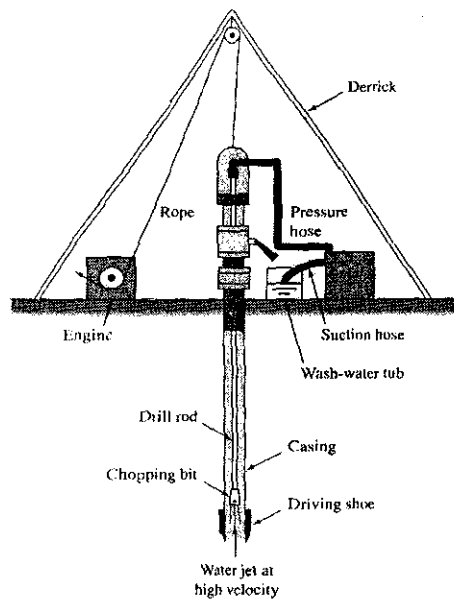


รูปที่ 1.5 ก้านเจาะ

ระหว่างเจาะสำรวจ น้ำโคลน (เบนโทไนต์ผสมน้ำ) จะถูกฉีดด้วยความแรงผ่านก้านเจาะและพุ่งออกไปยังรูของหัวกระแทก (Chopping bit) ดังแสดงในรูปที่ 1.6 น้ำโคลนและดินที่ถูกกระแทกจนเป็นชิ้นเล็กชิ้นน้อยจะพุ่งขึ้นไปตามช่องว่างระหว่างก้านเจาะและผนังของหลุมสำรวจ เราสามารถทราบถึงการเปลี่ยนแปลงของชั้นดินจากสีและขนาดของเม็ดดินที่พุ่งขึ้นมาพร้อมน้ำโคลน น้ำโคลนนอกจากจะช่วยให้เกิดความหนืด ทำให้มีเวลามากพอสำหรับการทดสอบในสนาม (In-situ test) ก่อนที่เม็ดดินจะตกกลับไปยังก้นหลุมแล้ว ยังช่วยป้องกันการพังทลายของผนังหลุมสำรวจ อุปกรณ์ที่สำคัญอีกตัวหนึ่งในการเจาะสำรวจด้วยวิธีนี้คือปั้มน้ำ ซึ่งต้องมีความแรงเพียงพอที่จะนำเศษดินที่ระดับก้นหลุมขึ้นมายังผิวดิน

ผู้เขียนพบว่าวิธีการเจาะสำรวจด้วยวิธีนี้ไม่เหมาะสมสำหรับดินเม็ดละเอียดที่มีดินเม็ดหยาบปน (ดินตะกอนปนกรวด หรือดินเหนียวปนกรวด) เนื่องจากในการเจาะสำรวจ ดินเม็ดละเอียดจะลอยปนขึ้นมาที่น้ำโคลน แต่ดินเม็ดหยาบ (กรวด) ไม่สามารถลอยขึ้นมาได้ เนื่องจากมีขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมาก ดังนั้น ดินเม็ดหยาบนี้จะกองอยู่ก้นหลุมเจาะ ทำให้ไม่สามารถเจาะลงไปได้อีก วิธีที่เหมาะสมสำหรับดินประเภทนี้คือการเจาะด้วย Rotary

วิธีเจาะกระแทก (Percussion Drilling) เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ใช้เจาะหลุมทดสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินแข็งหรือหิน วิธีนี้จะคล้ายกับการเจาะแบบเปียก (Wash boring) เพียงแต่ว่าหัวเจาะจะมีขนาดใหญ่และหนักกว่ามาก ในบางกรณีอาจไม่จำเป็นต้องใช้ปลอกกันดิน ดินและเศษหินที่ถูกกระแทกจนเป็นชิ้นเล็กชิ้นน้อยจะพุ่งขึ้นมาที่น้ำโคลน

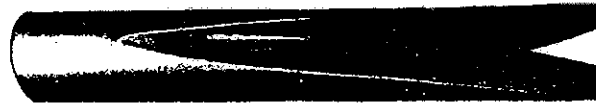


รูปที่ 1.6 รูปแสดงและภาพถ่ายการเจาะแบบเปียก (Wash boring)

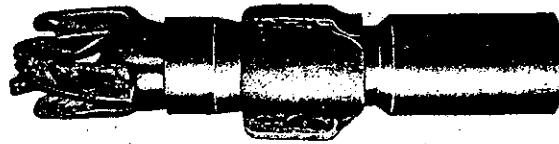
วิธี Rotary Drilling เป็นวิธีที่ใช้ในการเจาะสำรวจสภาพหิน แต่ก็สามารถนำมาใช้ในการสำรวจดินได้เช่นกัน อุปกรณ์ที่ใช้ในการเจาะหลุมโดยวิธีนี้ประกอบด้วยก้านเจาะแบบกลวง (Hollow drill rod) หลายๆ ท่อนต่อกัน โดยปลายล่างติดกับหัวเจาะ (Bit) ซึ่งอาจจะเป็นหัวเจาะตัด (Cutting bit) หรือหัวเจาะเก็บตัวอย่าง (Coring bit) ในระหว่างที่ทำการเจาะ ก้านเจาะที่ติดหัวเจาะจะหมุนด้วยแรงที่ส่งมาจาก Drill head ซึ่งจะหมุนและกดหัวเจาะในเวลาเดียวกัน การทำเช่นนี้นอกจากจะเป็นการกดให้หินหรือดินเม็ดหยาบแตกออกแล้ว ยังเป็นการเบียดเศษหินหรือเศษดินเม็ดหยาบขนาดใหญ่ออกด้านข้างหลุมสำรวจ ในขณะเดียวกัน ของเหลว เช่น น้ำหรือน้ำโคลน (Drilling mud) จะถูกปั๊มเข้าไปยังก้านเจาะและพุ่งออกทางรูที่อยู่บนหัวเจาะ ซึ่งเป็นหลักการเดียวกันกับการเจาะแบบเปียก (Wash boring) ของเหลวเหล่านี้นอกจากจะทำหน้าที่ลดความร้อนที่เกิดขึ้นในหัวเจาะในขณะที่เจาะแล้ว ยังช่วยนำเศษดินหรือหินขนาดเล็กออกจากหลุมโดยผ่านขึ้นมาตามช่องว่างระหว่างผนังของหลุมสำรวจและก้านเจาะ ถึงแม้ว่าของเหลวจำพวกน้ำโคลน (Drilling mud) สามารถใช้ป้องกันดินพังเข้าไปในหลุมสำรวจได้ในกรณีที่ไม่มีปลอกกันดิน แต่อย่างไรก็ตาม ในการเจาะสำรวจในชั้นทรายที่หนามาก เช่น บริเวณริมฝั่งแม่น้ำโขง น้ำโคลนเพียงอย่างเดียวไม่สามารถป้องกันการพังทลายของดินได้ จำเป็นต้องใช้ปลอกเหล็กยาวตลอดความลึกของชั้นทราย โดยปลายของปลอกเหล็กต้องเป็นหัวเจาะที่ทะลุชั้นดินด้วยการหมุน (Rotary)

ตัวอย่างของหัวเจาะตัด (Cutting bit) แสดงในรูปที่ 1.7 ส่วนหัวเจาะเก็บตัวอย่าง (Coring bit) ซึ่งสามารถใช้เก็บตัวอย่างของดินหรือหิน แสดงดังรูปที่ 1.8 หัวเจาะจะทำจากเพชร และมีรูน้ำเพื่อให้ น้ำไหลผ่านขณะเจาะเก็บตัวอย่าง ซึ่งจะใช้เครื่องปั๊มน้ำจากถังเก็บน้ำผ่านไปยังก้านเจาะและหัวเจาะ ถ้าปราศจากน้ำ จะเกิดความร้อนอย่างมาก และทำให้เกิดความเสียหายกับหัวเจาะ ดังนั้น ในการเจาะสำรวจ ผู้เจาะสำรวจต้องหมั่นตรวจสอบดูว่ามีการลดลงของน้ำในถังน้ำหรือไม่ ถ้าพบว่าการลดลงของ

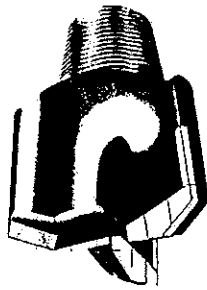
น้ำในถังน้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อย แสดงว่าอาจมีปัญหาเกิดขึ้นกับเครื่องปั้มน้ำ ผู้เจาะสำรวจควรหยุดการเจาะทันที



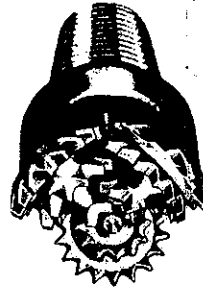
(a)



(b)



(c)

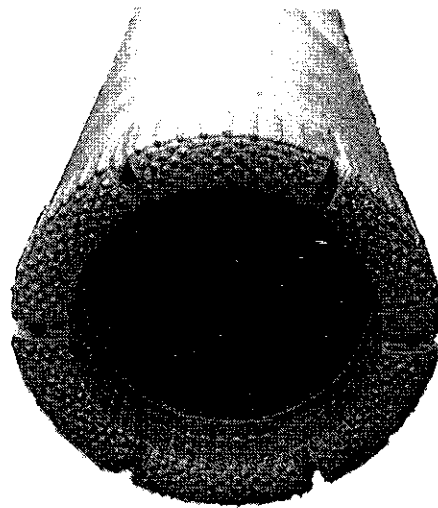


(d)



(e)

รูปที่ 1.7 หัวตัด (Cutting bits)



รูปที่ 1.8 หัวเก็บตัวอย่าง (Coring bits)

1.4 วิธีการเก็บตัวอย่าง

วิธีการเจาะหลุมสำรวจได้อธิบายในหัวข้อที่แล้วอย่างละเอียด ระหว่างการเจาะหลุม เราสามารถที่จะทำการเก็บตัวอย่างดินที่ความลึกต่างๆ ที่ต้องการได้ การเก็บตัวอย่างดินในสนามและขนส่งตัวอย่าง

ดินต้องใช้ความชำนาญและความระมัดระวังอย่างมาก เพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่คงสภาพมากที่สุด โดยทั่วไป เราแบ่งตัวอย่างดินออกเป็น 2 ชนิด คือ

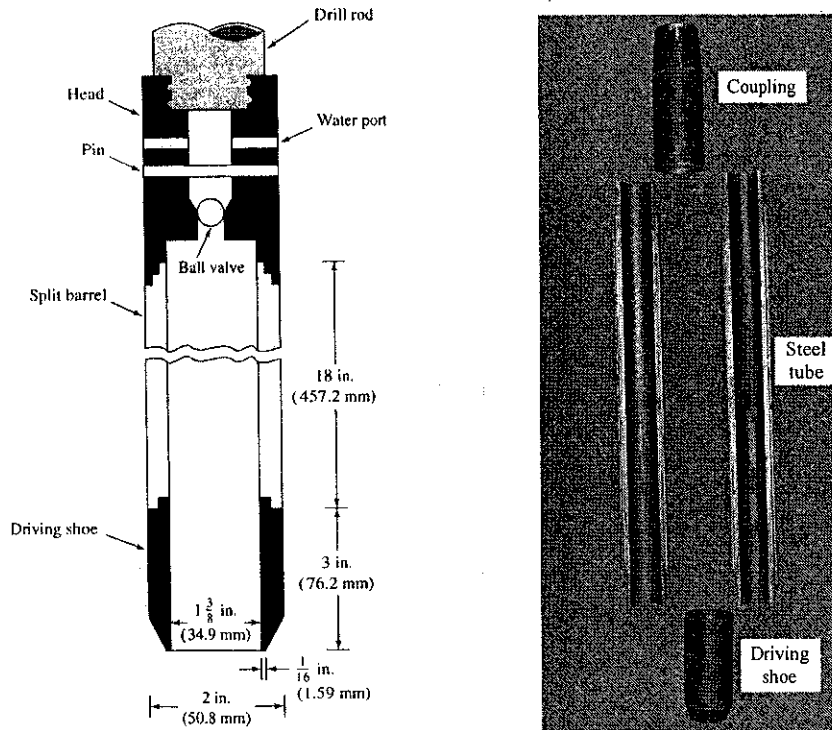
- ตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed samples) คือตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนเนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินหรือการขนส่ง จนทำให้โครงสร้างของเม็ดดินและปริมาณความชื้นเปลี่ยนแปลงไป ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บจากการเจาะโดยใช้สว่านมือ หรือจากการเก็บตัวอย่างด้วยกระบอผ่าซีก (Split spoon) เป็นต้น ตัวอย่างดินประเภทนี้เหมาะสำหรับใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic/Physical properties) ของดิน ได้แก่ การกระจายขนาดของเม็ดดิน หน่วยน้ำหนัก ปริมาณความชื้น และพิกัดอัตราเบอร์ก เป็นต้น
- ตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed sample) คือตัวอย่างดินที่เก็บจากสนามโดยพยายามรักษาองค์ประกอบและโครงสร้างของดินให้เหมือนกับสภาพจริงในสนาม ได้แก่ ตัวอย่างดินที่เก็บโดยใช้กระบอผ่าเปลือกบาง (Thin-walled tube) หรือกระบอกลูกสูบ (Piston sampler) เป็นต้น แล้วใช้ขี้ผึ้งหรือกระดาษพอยล์ปิดหุ้มไว้ เพื่อป้องกันการระเหยของน้ำในมวลดิน และทำการขนส่งอย่างระมัดระวัง (ดินตัวอย่างได้รับการกระทบกระเทือนน้อยที่สุด) ดินตัวอย่างชนิดนี้จะใช้ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน อันได้แก่ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ การทดสอบแรงอัดสามแกน และการทดสอบการซึมผ่านได้ของน้ำ เป็นต้น

1.4.1 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอผ่าซีกมาตรฐาน (Standard Spilt Spoon)

รูปที่ 1.9 แสดงภาพอธิบายและภาพถ่ายกระบอผ่าซีก (Spilt spoon) กระบอเก็บตัวอย่างนี้ประกอบด้วยปลอกนำ (Driving shoe) ที่ส่วนท้าย ท่อเหล็ก (Steel tube) ที่ส่วนกลางซึ่งสามารถเปิดออกได้ตามแนวยาวของท่อ และตัวต่อเชื่อม (Coupling) ที่ส่วนบน กระบอผ่าซีกมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 34.93 และ 50.8 มิลลิเมตร ตามลำดับ

เมื่อเจาะหลุมสำรวจจนถึงความลึกที่ต้องการ ผู้ทดสอบจะถอนเครื่องมือเจาะออก และหย่อนกระบอผ่าซีก (Split spoon) ซึ่งติดกับก้านเจาะ (Drilling rod) ลงไปยังหลุมสำรวจ กระบอเก็บตัวอย่างนี้จะถูกตอกลงไปในดินโดยใช้ตุ้มตอกซึ่งมีน้ำหนัก 62.3 กิโลกรัม การตอกแต่ละครั้งจะยกตุ้มตอกสูง 76.2 เซนติเมตร (30 นิ้ว) และทำการตอกทั้งหมดสามครั้ง ในแต่ละครั้ง จะตอกให้กระบอผ่าซีกเคลื่อนตัวลงไป 15 เซนติเมตร (6 นิ้ว) และทำการบันทึกจำนวนตอก จำนวนตอกในช่วง 15 เซนติเมตรแรก จะไม่นำมาใช้พิจารณาหาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน เนื่องจากดินบริเวณดังกล่าวถูกรบกวนจากการเจาะสำรวจ ผลรวมของจำนวนตอกสองครั้งสุดท้าย เรียกว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number, N) หรือเรียกโดยทั่วไปว่า Blow count ความสัมพันธ์ระหว่าง Blow count และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะอธิบายในหัวข้อถัดไป หลังจากสิ้นสุดการตอก เครื่องมือเจาะจะถูกนำขึ้นมาและทำการถอดปลอกนำ (Driving shoe) และตัวเชื่อมต่อ (Coupling) ออก ดิน

ตัวอย่างในกระบอกผ่าซีกจะถูกนำไปทำการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานในห้องปฏิบัติการต่อไป โดยทั่วไป การหาตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) และการเก็บตัวอย่างจะกระทำทุกความลึก 1.5 เมตร



รูปที่ 1.9 รูปอธิบายและภาพถ่ายกระบอกผ่าซีก (Split spoon)

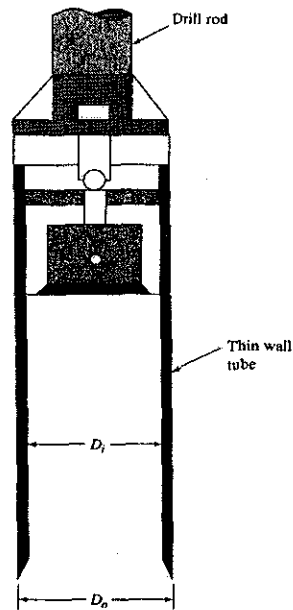
1.4.2 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกเปลือกบาง (Thin Wall Tube)

วิธีนี้เป็นวิธีที่ใช้เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนคงสภาพ กระบอกเปลือกบาง (Thin wall tube) ทำจากท่อที่บางมากและปราศจากตะเข็บ และมีชื่อเรียกทั่วไปว่า Shelby tube (ดูรูปที่ 1.10) ในการเก็บดินตัวอย่างที่ความลึกใดๆ จะต้องนำเครื่องมือเจาะออกจากหลุมสำรวจก่อน แล้วนำกระบอกเปลือกบางที่ติดกับก้านเจาะ (Drilling rod) หย่อนลงไป ในหลุมเจาะ ต่อจากนั้น ทำการดันกระบอกเปลือกบางลงไปในดินโดยใช้ไฮดรอลิก ดังแสดงในรูปที่ 1.11 หลังจากที่ตัวอย่างเข้ามาในกระบอกเก็บตัวอย่างแล้ว ทำการปิดกระบอกเก็บตัวอย่างนี้ เพื่อเจียนดินรอบข้างและที่จุดปลายของกระบอก ดินตัวอย่างที่ได้มาจะถูกห่ออย่างดีและนำส่งห้องปฏิบัติการเพื่อทำการทดสอบต่อไป กระบอกเก็บตัวอย่างแบบนี้โดยทั่วไปจะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางกระบอกภายนอกประมาณ 2 ถึง 3 นิ้ว

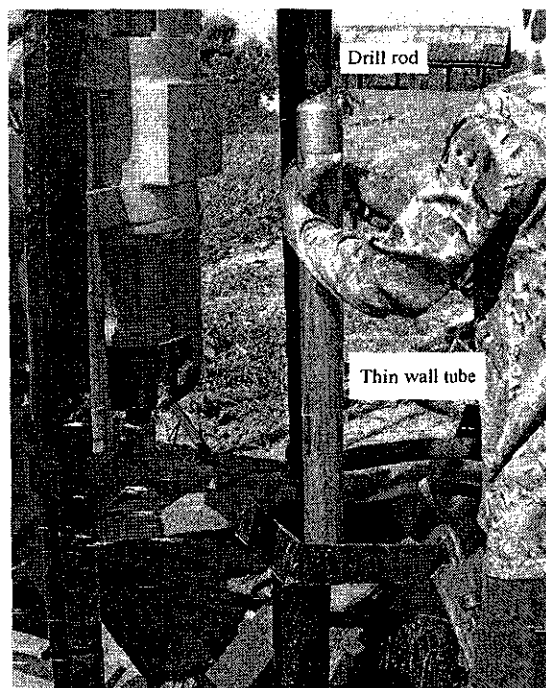
1.4.3 การเก็บตัวอย่างโดยกระบอกลูกสูบ (Piston Sampler)

กระบอกลูกสูบ (Piston sampler) เป็นเครื่องมือเก็บตัวอย่างที่ใช้สำหรับการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพที่มีคุณภาพสูง ดังนั้น การเก็บตัวอย่างโดยวิธีนี้จึงมีค่าใช้จ่ายสูงมาก กระบอกเก็บตัวอย่างชนิดนี้มี

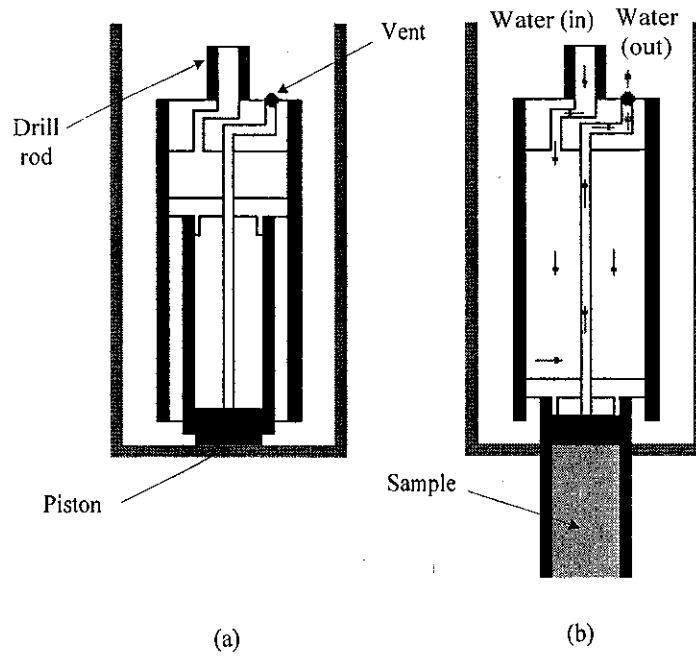
หลายประเภทด้วยกัน แต่กระบอกเก็บตัวอย่างที่นำเสนอโดย Osterberg (1952) จัดว่าเป็นเครื่องมือที่มีชื่อเสียงที่สุด (ดูรูปที่ 1.12) มันประกอบด้วยกระบอกเปลือกบาง (Thin wall tube) และลูกสูบ (Piston) กระบอกเก็บตัวอย่างนี้จะถูกหย่อนลงไปในหลุมสำรวจ และถูกดันลงไปในดินโดยผ่านตัวลูกสูบ (Piston) หลังจากนั้น ความดันจะถูกปล่อยผ่านทางรูที่กั้นลูกสูบ (Piston rod) (ดูรูปที่ 1.12b) ลูกสูบทำหน้าที่ป้องกันการเสียรูปของดินตัวอย่าง และป้องกันการไหลเข้าของน้ำ ดังนั้น ดินตัวอย่างที่ถูกเก็บโดยวิธีนี้ได้รับการกระทบกระเทือนน้อยมาก



รูปที่ 1.10 รูปอธิบายเครื่องมือเก็บตัวอย่างเปลือกบาง (Thin wall tube)



รูปที่ 1.11 การเก็บตัวอย่างคงสภาพด้วยกระบอกผนังบาง



รูปที่ 1.12 รูปอธิบายกระบอกรับตัวอย่างแบบลูกสูบ (Piston sampler)

1.5 การรบกวนดินตัวอย่าง

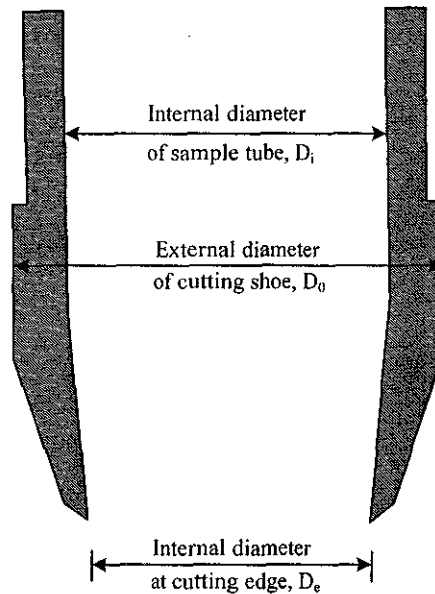
ระดับการรบกวนดินตัวอย่างที่ถูกเก็บโดยวิธีต่างๆ สามารถอธิบายในรูปของอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัด (Area ratio, A_r) อัตราส่วนช่องว่างภายใน (Inside clearance ratio, C_r) และอัตราส่วนการเก็บตัวอย่าง (Recovery ratio, L_r) (ดูรูปที่ 1.13)

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

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

$$L_r(\%) = \frac{L_o}{L_i} \times 100 \quad (1.3)$$

เมื่อ D_o และ D_i คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในของกระบอกรับตัวอย่าง ตามลำดับ D_e คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่จุดปลายของกระบอกรับตัวอย่าง L_o คือความยาวของตัวอย่างดินที่เก็บได้จริง และ L_i คือความยาวของตัวอย่างดินที่ควรเก็บได้ ดินตัวอย่างจัดว่าเป็นตัวอย่างคงสภาพ ก็ต่อเมื่ออัตราส่วนพื้นที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 10% และอัตราส่วนช่องว่างภายใน (Inside clearance ratio, C_r) มีค่าน้อยกว่า 1% อัตราส่วนการเก็บตัวอย่าง (Recovery ratio) บอกลถึงประสิทธิภาพการเก็บตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 1.3



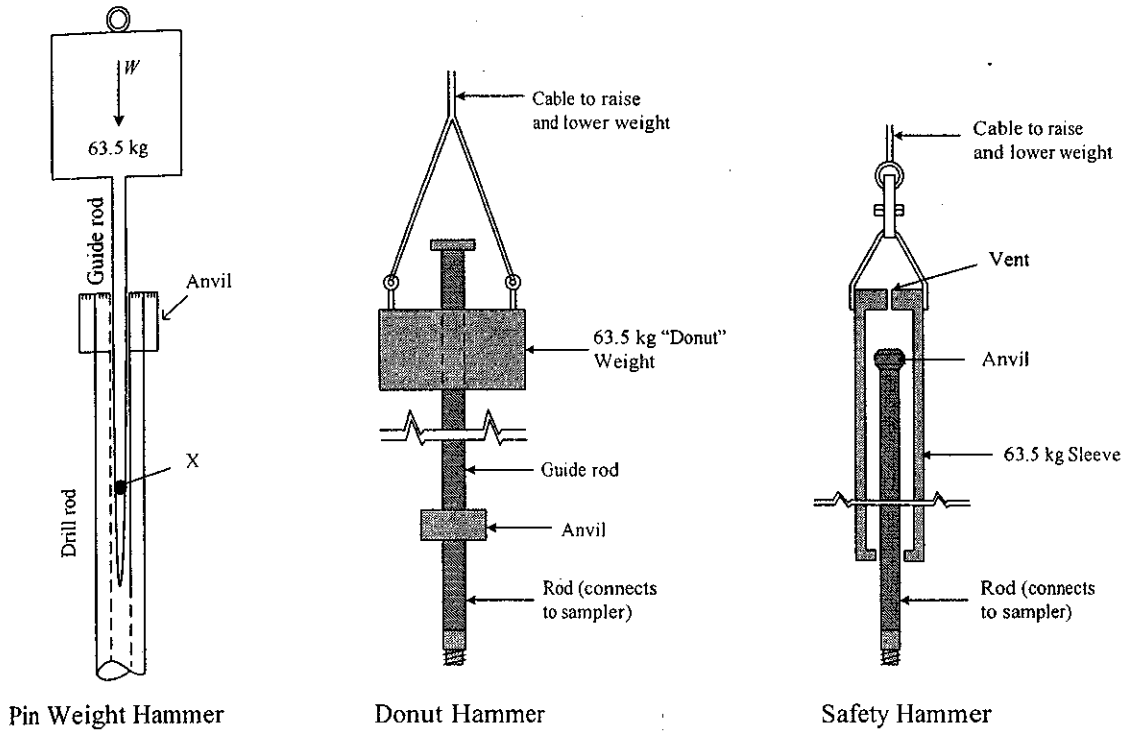
รูปที่ 1.13 ลักษณะของปากกระบอกเก็บตัวอย่าง

ตารางที่ 1.3 อัตราส่วนการเก็บตัวอย่างและประสิทธิภาพการเก็บตัวอย่าง

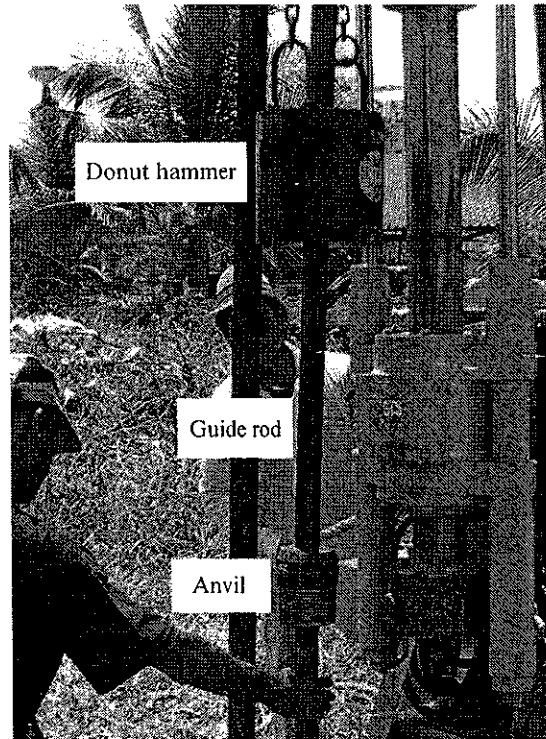
L_r (%)	ประสิทธิภาพ
< 25	แย่มาก
26-50	แย่
51-75	พอใช้
76-90	ดี
>90	ดีเยี่ยม

1.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test)

การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานได้ถูกพัฒนาขึ้นในปี ค.ศ. 1927 และเป็นที่ยอมรับใช้ต่อมาจนถึงปัจจุบัน ข้อดีการทดสอบนี้คือ 1) เป็นการทดสอบที่ได้ดินตัวอย่าง ซึ่งสามารถนำมาใช้ในการจำแนกประเภทของดินได้ ในขณะที่ การทดสอบอื่นโดยส่วนใหญ่ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างได้ จึงต้องจำแนกประเภทของดินโดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบและประเภทของดิน ซึ่งเป็นความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ (Empirical relationship) 2) เป็นการทดสอบที่กระทำได้อย่างรวดเร็วและมีค่าใช้จ่ายต่ำ และ 3) เป็นการทดสอบที่สามารถกระทำใต้น้ำได้ควบคู่กับการเจาะสำรวจชั้นดิน ขั้นตอนการทดสอบได้อธิบายไว้แล้วในหัวข้อ 1.4.1 ดัชนีน้ำหนักที่นิยมใช้ในการทดสอบมีด้วยกันสามประเภทคือ Pin weight hammer, Donut hammer และ Safety hammer ดังแสดงในรูปที่ 1.14 ลักษณะการทำงานแสดงดังรูปที่ 1.15



รูปที่ 1.14 ชนิดของค้อนน้ำหนัก



รูปที่ 1.15 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานด้วย Donut hammer

ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ได้แก่ ประสิทธิภาพการทำงานของคนงาน ชนิดของค้อนน้ำหนัก (แบบ Pin weight หรือ Donut หรือ Safety hammer) และอื่นๆ เช่น ขนาด

ของหลุมเจาะ วิธีการเจาะสำรวจ จำนวนรอบที่คล้องผ่านรอกเพื่อยกค้ำน้ำหนัก น้ำหนักของแท่นรับค้ำน้ำหนัก (Anvil) ความตรงของแกนเหล็กเจาะ (Drill rod) และอัตราเร็วของการปล่อยค้ำน้ำหนัก เป็นต้น (DeMello, 1971 และ Nixen, 1982) ด้วยเหตุนี้เอง Seed (1985) จึงได้เสนอเกณฑ์หลักในการทดสอบไว้ ดังนี้

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

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

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

เมื่อ E_m คือประสิทธิภาพของค้ำน้ำหนัก (Hammer efficient) (จากตารางที่ 1.4)

C_B คือค่าปรับแก้ขนาดของหลุมเจาะ (จากตารางที่ 1.5)

C_R คือค่าปรับแก้ความยาวของก้านเจาะ (Drill rod) (จากตารางที่ 1.5)

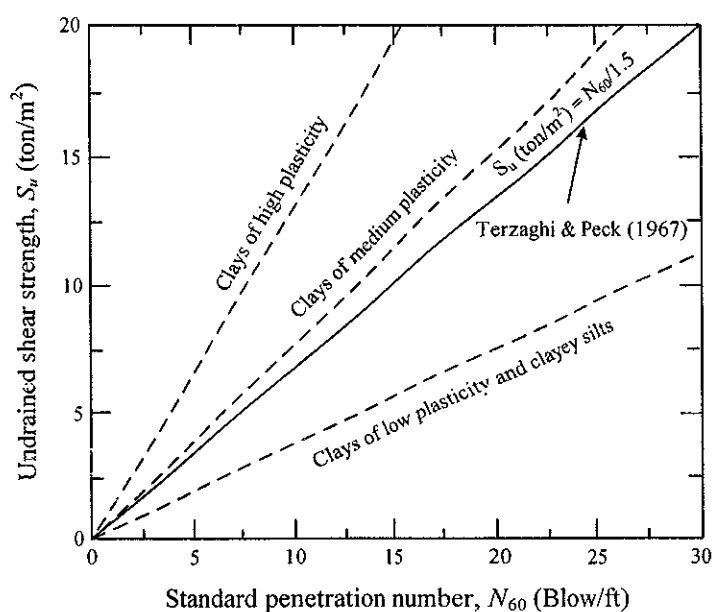
ตารางที่ 1.4 ประสิทธิภาพของค้อน SPT (Clayton, 1990)

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

ตารางที่ 1.5 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

ค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number, N) และกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีความสัมพันธ์โดยตรงต่อกัน ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานยิ่งมากนั้นก็หมายความว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินก็ย่อมต้องสูงตามไปด้วย ในกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำ การตอกกระบอกเก็บตัวอย่างลงในดินจะก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดินในสภาวะไม่ระบายน้ำ ดังนั้น ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานจึงมีความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ รูปที่ 1.16 และตารางที่ 1.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (S_u) และตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (N_{60}) สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) และ U.S. Navy (1982) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานมีค่าแปรผันตามชนิดของดิน ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้แต่ในช่วงที่กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่า 20 ตันต่อตารางเมตร



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

ตารางที่ 1.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_{60} และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว
(Terzaghi and Peck, 1967)

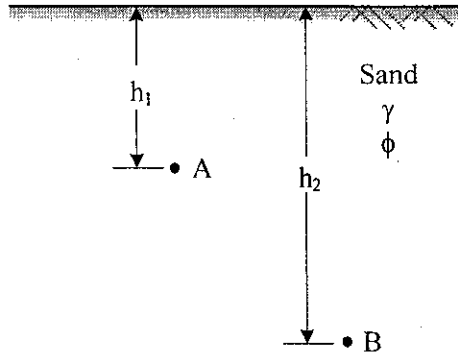
ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน, N_{60}	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน, S_u (ตันต่อตารางเมตร)
0-2	อ่อนมาก	0-1.2
2-5	อ่อน	1.2-2.5
5-10	แข็งปานกลาง	2.5-5.0
10-20	แข็ง	5.0-10.0
20-30	แข็งมาก	10.0-20.0
>30	แข็งมากที่สุด	>20.0

Horpibulsuk and Kumpala (2007) ทำการคำนวณกลับ (Back calculation) ผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มขนาดเล็ก (Micro-pile) ในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งมากถึงแข็งมากที่สุดในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (SUT silty clay) และสรุปว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่า N_{60} แม้ว่า N_{60} จะมีค่ามากกว่า 30 ก็ตาม พวกเขาได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและ N_{60} ดังนี้

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

จะเห็นได้ว่าสมการที่ (1.5) เป็นสมการเดียวกับที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) ซึ่งอยู่ระหว่างความสัมพันธ์ของดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกปานกลาง (Clays of medium plasticity) และดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำ (Clays of low plasticity) ซึ่งเสนอโดย US Navy (1972) ทั้งนี้อาจเนื่องจากดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (SUT silty clay) เป็นดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกปานกลาง (Horpibulsuk and Kumpala, 2007)

สำหรับทราย ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) มีค่าแปรผันตามกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับน้ำหนักกดทับประสิทธิผล (σ') ($\tau_f = \sigma' \tan \phi'$) ดังจะอธิบายได้ดังต่อไปนี้ พิจารณาชั้นดินทรายแห้งที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมสม่ำเสมอ (มีค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์และมุมเสียดทานภายในคงที่) ตลอดความลึก ดังแสดงในรูปที่ 1.17 ที่ระดับความลึก h_1 ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ \mathcal{h}_1 และในทำนองเดียวกัน ที่ความลึก h_2 ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ \mathcal{h}_2 ซึ่งมีค่ามากกว่าที่ระดับความลึก h_1 ดังนั้น ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะระบายน้ำที่ระดับความลึก h_2 จะมีค่ามากกว่าที่ระดับความลึก h_1



รูปที่ 1.17 อิทธิพลของน้ำหนักกดทับประสิทธิผลต่อค่าการทะลุทะลวงมาตรฐาน

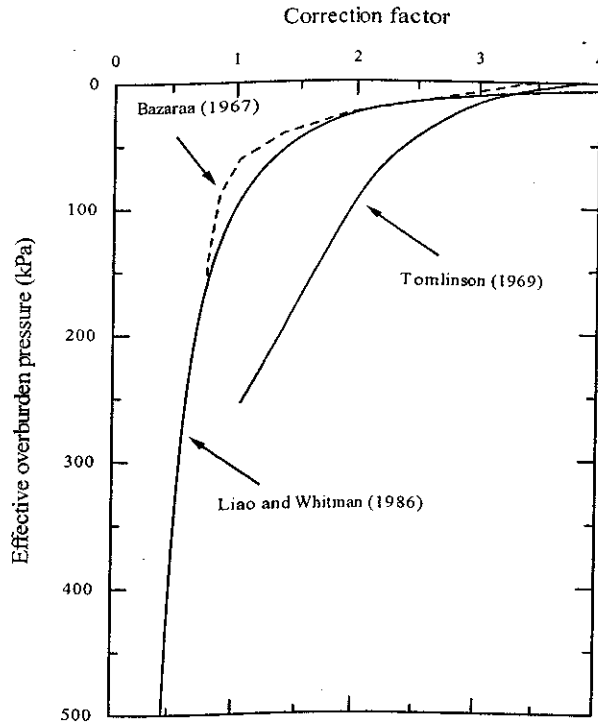
ถึงแม้ว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะระบายน้ำ แต่ก็ไม่มีนักวิจัยในอดีตท่านใดสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะระบายน้ำของทรายกับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน ทั้งนี้เนื่องจากการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมในชั้นทรายโดยใช้มุมเสียดทานภายใน (ϕ') มีความถูกต้องและเป็นที่ยอมรับมากกว่า การแปลงตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (ซึ่งมีค่ามากขึ้นตามความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง) ของทราย เป็นมุมเสียดทานภายในค่าเดียว จำเป็นต้องปรับแก้ค่าตัวเลขทะลุทะลวงของดินทั้งชั้นให้เป็นค่าเดียวกันโดยพิจารณาอิทธิพลของความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง การปรับแก้จะทำให้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานที่ระดับความลึกมากมีค่าน้อยลง และมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ระดับตื้น ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้แสดงได้ดังนี้

$$N' = C_N N_{60} \quad (1.6)$$

เมื่อ N' คือค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) ที่ปรับแก้แล้ว และ C_N คือตัวคูณปรับแก้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานเนื่องจากอิทธิพลของความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งมีค่าดังแสดงในรูปที่ 1.18 (Bazaraa, 1967; Tomlinson, 1969; Liao and Whitman, 1986) ผู้เขียนมีความเห็นว่าความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Liao and Whitman (1986) เป็นความสัมพันธ์ที่ง่ายต่อการจดจำและใช้งาน ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงในพจน์ของความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง ดังนี้

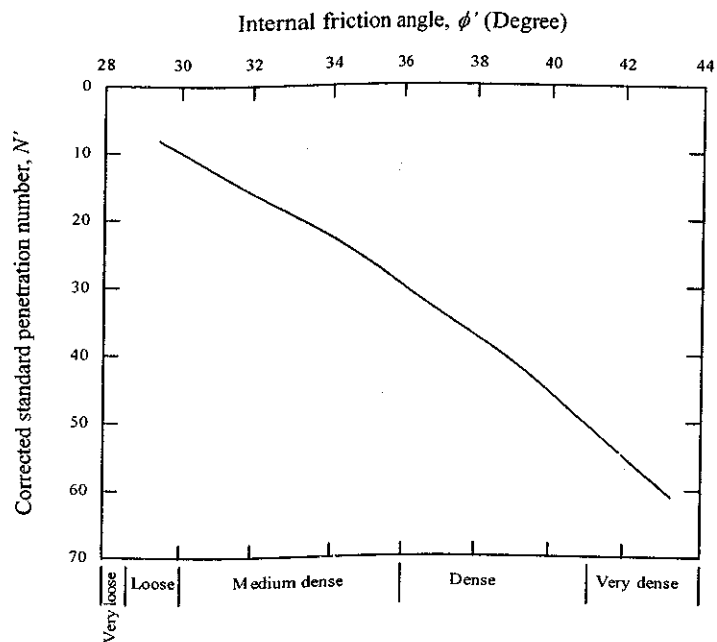
$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \quad (1.7)$$

เมื่อ σ'_v มีหน่วยเป็นกิโลปาสกาล



รูปที่ 1.18 ค่าปรับแก้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน

รูปที่ 1.19 และตารางที่ 1.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้ (N') ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (D_r) และมุมเสียดทานภายใน (ϕ') ของทราย ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานนี้เป็นข้อมูลที่มีประโยชน์มากในการวิเคราะห์และประเมินสภาพของชั้นดินทราย ซึ่งเป็นดินที่ไม่มีความเหนียว (Cohesionless) และทำการเก็บตัวอย่างในสนามได้ยากมาก



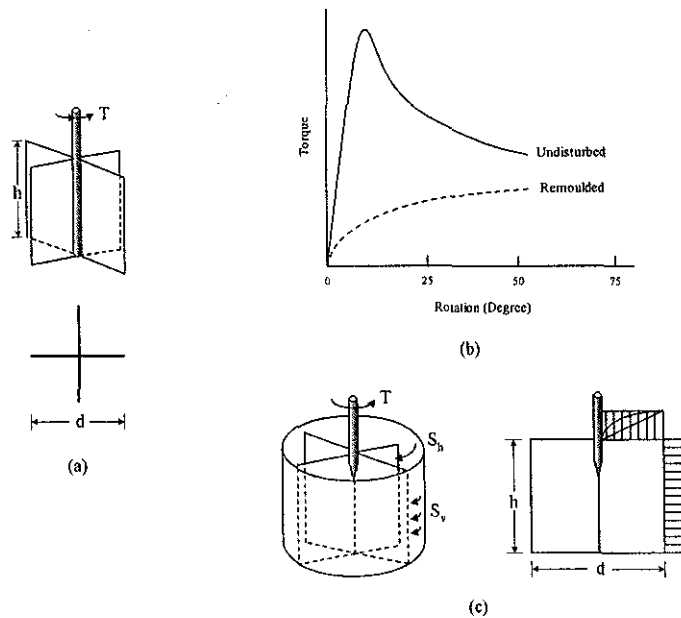
รูปที่ 1.19 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลของดินเม็ดหยาบ (Peck et al., 1974)

ตารางที่ 1.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง N' หน่วยน้ำหนัก และความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดินเม็ดหยาบ (Peck et al., 1974)

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

1.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)

เมื่อเราพบดินเหนียวในหลุมเจาะ เราสามารถหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength, S_u) ของดินเหนียวคงสภาพ จากผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบอาจมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริงเล็กน้อย เนื่องจากการกดใบพัดลงในดินเหนียวก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน ส่งผลให้เกิดการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน แต่อย่างไรก็ตาม ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบนี้ส่วนใหญ่จะมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบกำลังอัดแกนเดียว ซึ่งดินตัวอย่างทดสอบมักได้รับการกระทบกระเทือนจากการเก็บตัวอย่าง การขนส่ง และการตัดแต่งตัวอย่างเพื่อการทดสอบ



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

ใบพัด (Shear vane) ประกอบด้วยใบพัดที่บางและมีขนาดเท่ากันจำนวน 4 ใบ ดังแสดงในรูปที่ 1.20a เส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของใบพัดที่นิยมใช้กัน ได้แก่ 65×130 มิลลิเมตร และ 55×110

มิลลิเมตร ในการทดสอบ เริ่มต้นใบพัดนี้จะถูกดันลงไปดิน และทำการหมุนด้วยอัตราเร็วคงที่ (โดยทั่วไป 6 องศาต่อวินาที) ที่ก้านหมุน (Torque rod) แท่งดินที่มีความสูง h และมีเส้นผ่านศูนย์กลาง d จะทำหน้าที่ต้านทานแรงบิดจนกระทั่งดินวิบัติ

รูปที่ 1.20b แสดงผลทดสอบในสนาม จะเห็นได้ว่า แรงบิดของดินเหนียวคงสภาพ (Undisturbed clay) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามมุมหมุนจนถึงค่าแรงบิดสูงสุด (Peak torque) หลังจากนั้น แรงบิดจะมีค่าลดลง การทดสอบด้วยใบพัดนอกจากจะได้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินแล้ว ยังได้ค่าความไวตัวของดิน (Sensitivity) ซึ่งสามารถหาได้จากอัตราส่วนของค่าแรงบิดสูงสุดของดินเหนียวคงสภาพต่อค่าแรงบิดสูงสุดของดินเหนียวปั้นใหม่ โดยที่ แรงบิดสูงสุดของดินเหนียวปั้นใหม่ (Remolded clay) สามารถหาได้โดยการเริ่มทดสอบอีกครั้งหลังจากดินเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์ ซึ่งในทางปฏิบัติ เราพิจารณาว่าดินเกิดการวิบัติอย่างสมบูรณ์เมื่อถูกปั่นด้วยใบพัดเป็นจำนวนอย่างน้อย 15 รอบ

รูปที่ 1.20c แสดงการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน ถ้า T คือค่าแรงบิดที่มากที่สุดที่ทำให้ดินวิบัติพอดี ค่าแรงบิดจะมีค่าเท่ากับผลรวมของโมเมนต์ต้านทานแรงเฉือนตามผิวของดินทรงกระบอก (M_v) และ โมเมนต์ต้านทานที่ผิวบนและผิวล่างของใบพัด (M_p)

$$T = M_v + 2M_p \quad (1.8ก)$$

$$T = (\pi dh) S_v \left(\frac{d}{2} \right) + 2 \left[\frac{\pi}{4} d^2 \left(\beta \times \frac{d}{2} \right) \right] S_h \quad (1.8ข)$$

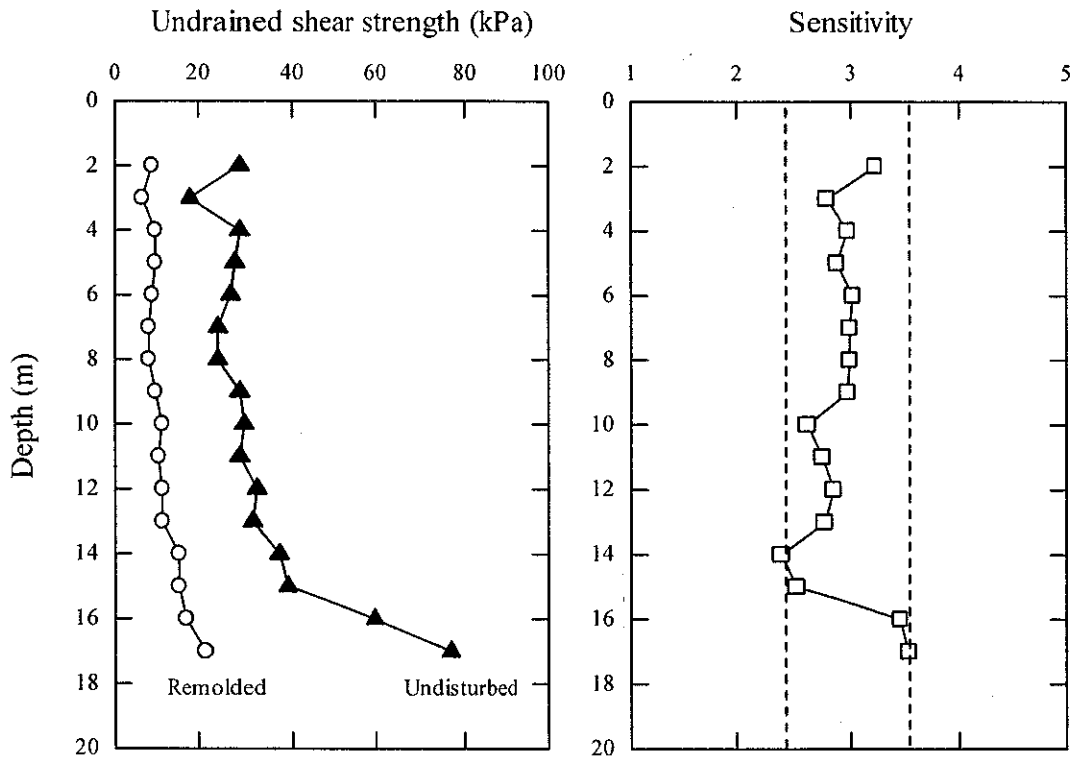
เมื่อ S_v และ S_h คือกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในแนวตั้งและแนวนอน ตามลำดับ และ β คือค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับการกระจายของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ผิวบนและล่างของใบพัด β มีค่าเท่ากับ 1/2, 3/5, และ 2/3 สำหรับการกระจายแบบสามเหลี่ยม พาราโบลา และสี่เหลี่ยม ตามลำดับ ถ้าสมมติให้ $S_v = S_h$ และ $\beta = 2/3$ จะได้

$$S_{u(\text{vane shear})} = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right]} \quad (1.9)$$

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

รูปที่ 1.21 แสดงตัวอย่างผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด ที่อำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะคงสภาพและปั้นใหม่คำนวณได้จากสมการที่ (1.9) จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าเกือบคงที่ในช่วงความลึก 0-15 เมตร ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน กำลังต้านทานแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกอย่างเห็นได้ชัด ที่ระดับความลึกต่ำกว่า

15 เมตร ค่าความไวตัวของดินมีค่าต่ำ อยู่ระหว่าง 2.4-3.7 ซึ่งจัดว่าเป็นดินที่ไม่มีควมไวตัว ทั้งนี้ เนื่องจากบริเวณดังกล่าวมีความเข้มข้นของ Na+ สูง (Horpibulsuk et al., 2007)

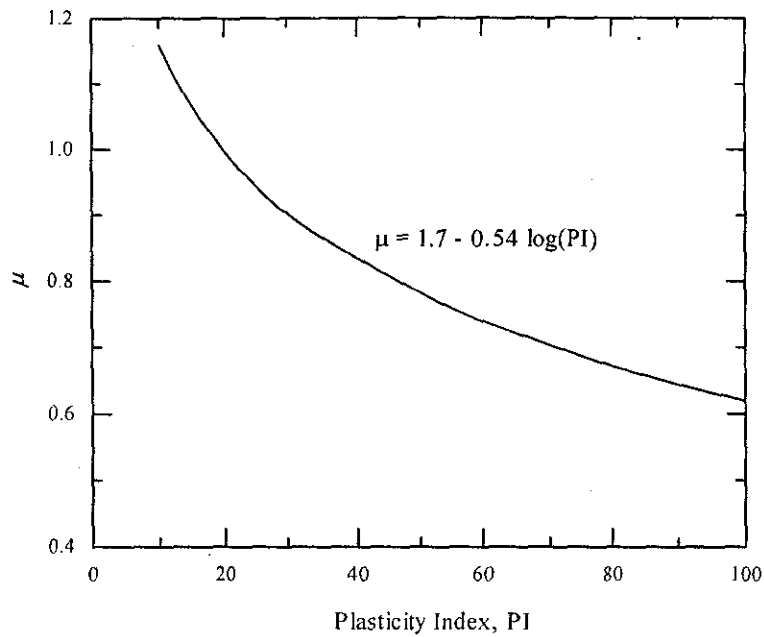


รูปที่ 1.21 กำลังต้านทานแรงเฉือนและค่าความไวตัวของดินเหนียวอำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ (Horpibulsuk et al., 2007)

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากสมการที่ (1.9) เป็นกำลังต้านทานแรงเฉือนตามแนวของใบพัด ไม่ใช่กำลังต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงบนระนาบวิบัติของดิน จึงต้องมีการปรับแก้กำลังต้านทานแรงเฉือนที่คำนวณได้จากสมการที่ (1.9) Bjerrum (1974) ได้ทำการทดสอบและรวบรวมข้อมูลการวิบัติของดินถม และพบว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากการทดสอบด้วยใบพัดมีค่าแตกต่างจากกำลังต้านทานแรงเฉือนจริงของดิน นอกจากนี้ เขายังพบอีกว่าอัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนจริงของดินต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนที่หาได้จากการทดสอบด้วยใบพัดมีความแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน เนื่องจากคุณสมบัติที่แตกต่างกันทุกทิศทางของดิน (Anisotropic) และได้เสนอวิธีการปรับแก้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน ซึ่งแปรผันตามชนิดของดิน (ดัชนีสภาพพลาสติก) ดังแสดงในสมการที่ (1.10) และรูปที่ 1.22

$$S_{u(cor. vane)} = \mu S_{u(vane\ shear)} \quad (1.10)$$

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



รูปที่ 1.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปรับแก้กำลังที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด และดัชนีสภาพพลาสติก (Bjerrum, 1974)

1.8 การทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone Penetration Test)

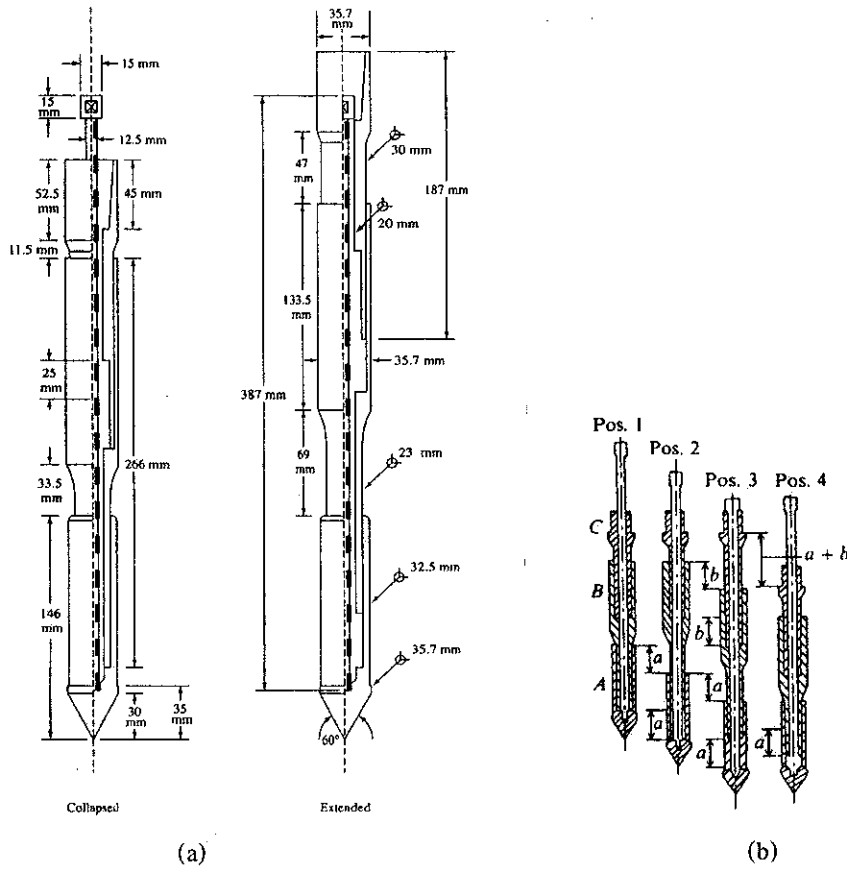
อุปกรณ์ทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone penetration) ประกอบด้วยชุดทดสอบที่มีหัวทะลุทะลวงเป็นกรวยทำมุม 60 องศา กับแนวนอน และมีพื้นที่ฐานเท่ากับ 10 ตารางเซนติเมตร (ดังแสดงในรูปที่ 1.23 และ 1.24a) หัวทะลุทะลวงนี้จะถูกดันลงไปในดินด้วยอัตราเร็วประมาณ 20 มิลลิเมตรต่อวินาที พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) หาได้จากการวัดความต้านทานที่ปลายกรวย (Cone end resistance, q_c) และความเสียดทานระหว่างดินกับปลอกหุ้ม (Cone side friction, f_{sc}) ปลอกหุ้มมีพื้นที่รอบรูปประมาณ 150 ตารางเซนติเมตร ข้อดีของการทดสอบแบบนี้คือการทดสอบสามารถทำได้อย่างรวดเร็ว เนื่องจากผู้ทดสอบไม่จำเป็นต้องทำหลุมเจาะสำรวจเหมือนการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ผู้ทดสอบจะไม่เห็นชนิดของดิน และไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้



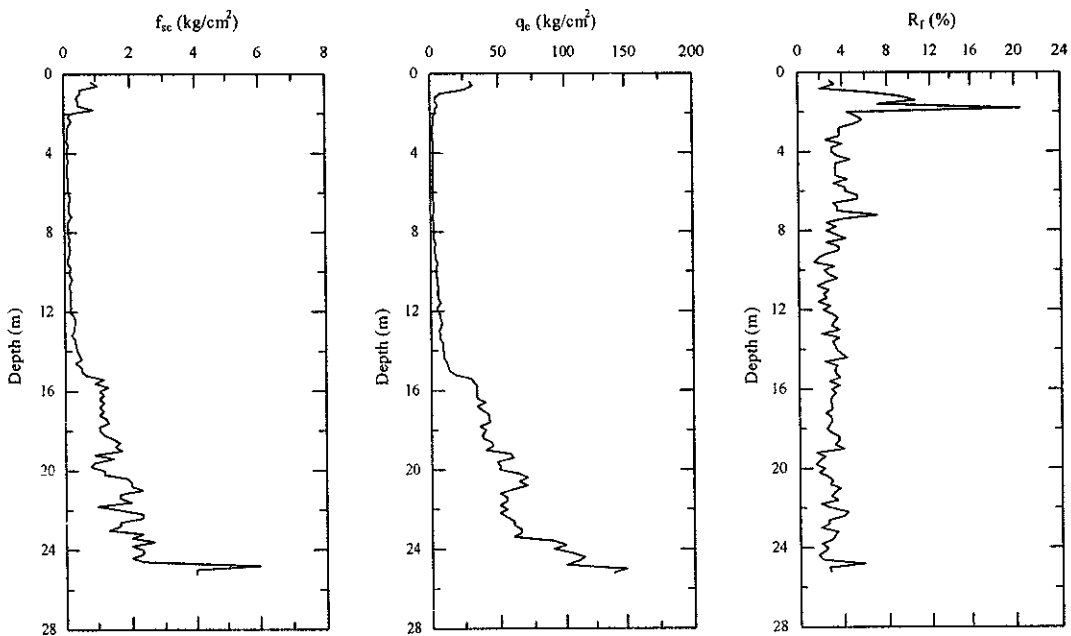
รูปที่ 1.23 ภาพถ่ายอุปกรณ์ทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone penetration)

ในการทดสอบนี้ ชุดทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวยจะทะลุลงไปในดิน โดยมีขั้นตอนดังนี้ เริ่มต้นกรวยจะอยู่ในตำแหน่งที่ 1 ซึ่งเป็นตำแหน่งเริ่มต้น ต่อมาหัวกรวยจะทะลุลงไปในดินเพื่อวัดค่า q_c และอยู่

ในตำแหน่งที่ 2 ชั้นตอนต่อมาคือปลอกหุ้มจะเคลื่อนตัวเพื่อวัดค่า f_{sc} และอยู่ในตำแหน่งที่ 3 ชั้นตอนสุดท้ายคือทั้งกรวยและปลอกหุ้มจะทะลุลงในดินพร้อมกันเพื่อวัดค่า q_t ($q_t = q_c + f_{sc}$) ดังแสดงในรูปที่ 1.24b ผลทดสอบการทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวยในชั้นดินกรุงเทพฯแสดงดังรูปที่ 1.25



รูปที่ 1.24 (a) เครื่องมือการทดสอบการทะลุทะลวงแบบใช้กรวย (b) ชั้นตอนการทะลุทะลวง



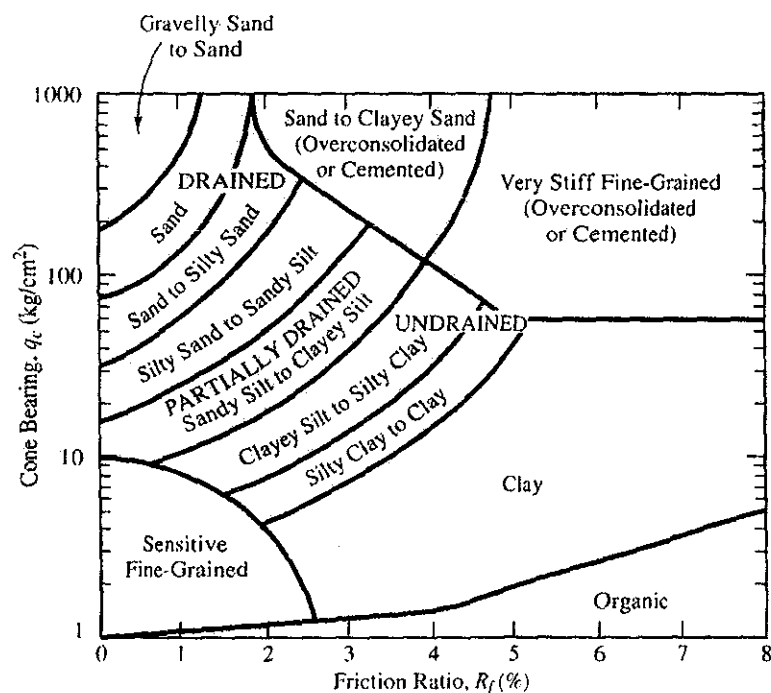
รูปที่ 1.25 ผลทดสอบของการทดสอบแบบทะลุทะลวงด้วยกรวยสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ (ข้อมูลของผู้เขียน)

ถึงแม้ว่าการทดสอบแบบนี้ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาได้ แต่การจำแนกดินสามารถกระทำได้โดยอาศัยรูปที่ 1.26 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ (Empirical relationship) ระหว่างความต้านทานที่ปลายกรวย (Cone end resistance, q_c) และอัตราส่วนความเสียดทาน (Friction ratio, R_f) อัตราส่วนความเสียดทานหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$R_f = \frac{f_{sc}}{q_c} \times 100\% \quad (1.11)$$

โดยทั่วไป ทราบจะมีค่าอัตราส่วนความเสียดทานน้อยกว่า 1 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากทราบมีค่าแรงเสียดทานต่ำ เมื่อเทียบกับความสามารถในการรับแรงแบกทาน ส่วนดินเหนียวจะให้ค่า R_f สูงกว่า และ R_f มีค่ามากกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ สำหรับดินเหนียวที่มีสารอินทรีย์อยู่มาก (Peat)

หลังจากที่เราจำแนกชนิดของดินได้แล้ว เราสามารถหาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินได้ จนถึงปัจจุบัน ได้มีนักวิจัยหลายท่านสร้างความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและค่าความต้านทานที่ปลายกรวย (q_c) และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและความเสียดทานระหว่างดินกับปลอกหุ้ม (f_{sc}) แต่ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนและความเสียดทาน (f_{sc}) ไม่เป็นที่นิยม เนื่องจากค่าความเสียดทาน (f_{sc}) มีค่าค่อนข้างต่ำ ดังนั้น การบันทึกค่าความเสียดทานที่ถูกต้องจำเป็นต้องใช้มาตรวัดที่มีความละเอียดสูง

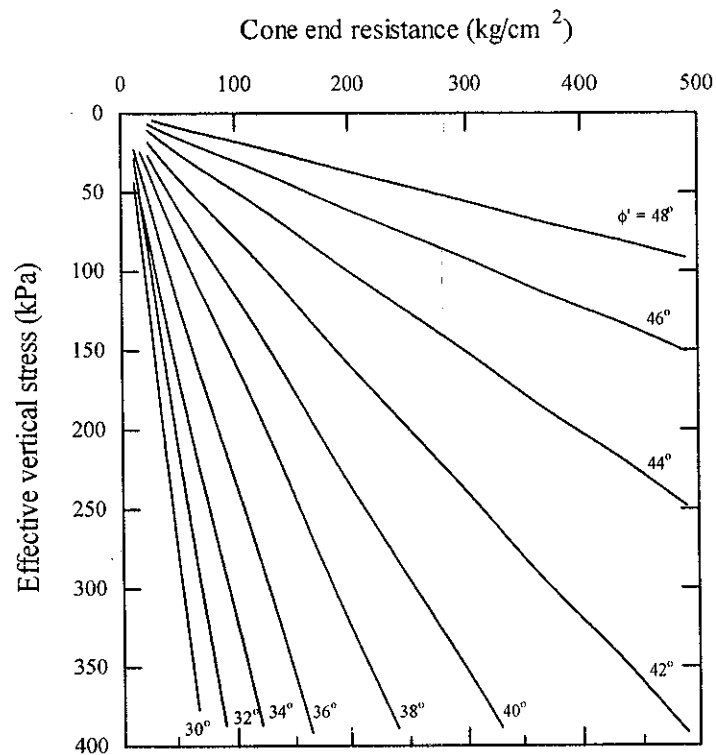


รูปที่ 1.26 การจำแนกชนิดของดินโดยอาศัยผลทดสอบการทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย

(Robertson and Campanella, 1983)

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

$$\phi' = 35^\circ + 11.5 \log \left(\frac{q_c}{30\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{เมื่อ } 25^\circ < \phi' < 50^\circ \quad (1.12)$$



รูปที่ 1.27 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานประสิทธิผลและความต้านทานที่ปลายโคน (Robertson and Campanella, 1983)

สำหรับดินเหนียว จากทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity's theory) จะได้

$$q_c = N_k S_u + \sigma_{v0} \quad (1.13ก)$$

ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะไม่ระบายน้ำหาได้ดังนี้

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (1.13ข)$$

เมื่อ σ_v คือความดันกดทับ (Overburden pressure) ที่ตำแหน่งซึ่งวัดค่าความต้านทานที่ปลายกรวย N_k คือตัวแปรของกรวย (Cone factor) ซึ่งมีค่าประมาณ 5 ถึง 75 ขึ้นอยู่กับดัชนีสภาพพลาสติก โดยส่วนใหญ่ค่านี้จะอยู่ประมาณ 10 ถึง 30 และค่าที่นิยมใช้กันจะอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 (Lunne and Eide, 1976) Rashwan et al. (2004) ได้วิเคราะห์การวิบัติของดินใต้กรวยปลายแหลมโดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทาน และสรุปว่า N_k มีค่าแปรผันตามความลึกและความขรุขระของปลายกรวย และมีค่าอยู่ระหว่าง 9.3 ถึง 14.5 Budhu (2000) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_k และดัชนีสภาพพลาสติกดังนี้

$$N_k = 19 - \frac{PI - 10}{5} \quad \text{เมื่อ } PI > 10 \quad (1.14)$$

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

$$E = 3q_c \quad \text{สำหรับทราย} \quad (1.15ก)$$

$$E = 7q_c \quad \text{สำหรับดินเหนียว} \quad (1.15ข)$$

1.9 การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration

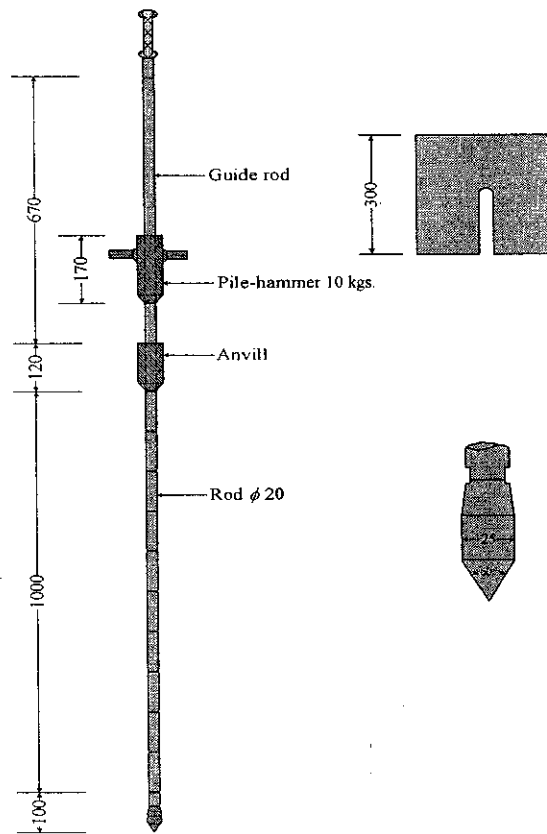
การทดสอบด้วยวิธี Kunzelstab Penetration เป็นการหยั่งทดสอบชั้นดินในสนาม โดยใช้แรงกระแทกส่งแท่งทดสอบผ่านชั้นดินลงไป โดยเกิดแรงเสียดทานรอบก้านเจาะน้อยมาก เนื่องจากหัวเจาะมีขนาดใหญ่กว่าก้านเจาะ หัวเจาะรูปกรวยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร ก้านเจาะมีขนาด 20 มิลลิเมตร การทดสอบกระทำโดยการตอกก้านเจาะให้จมลงในดินด้วยค้อนน้ำหนักขนาด 10 กิโลกรัม ระยะยก 50 เซนติเมตร และบันทึกจำนวนครั้งของการตอกที่ทำให้ก้านเจาะจม 20 เซนติเมตร อุปกรณ์ทดสอบแสดงในรูปที่ 1.28 ตัวอย่างผลทดสอบ Kunzelstab Penetration แสดงดังรูปที่ 1.29 ซึ่งเป็นผลทดสอบของชั้นดินบริเวณอาคารสุรนิเวศ 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จำนวนตอกนี้สามารถนำมาแปลงเป็นตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ได้ดังนี้

$$N' = 0.539(N_{KPT} + 0.954) \quad (1.16)$$

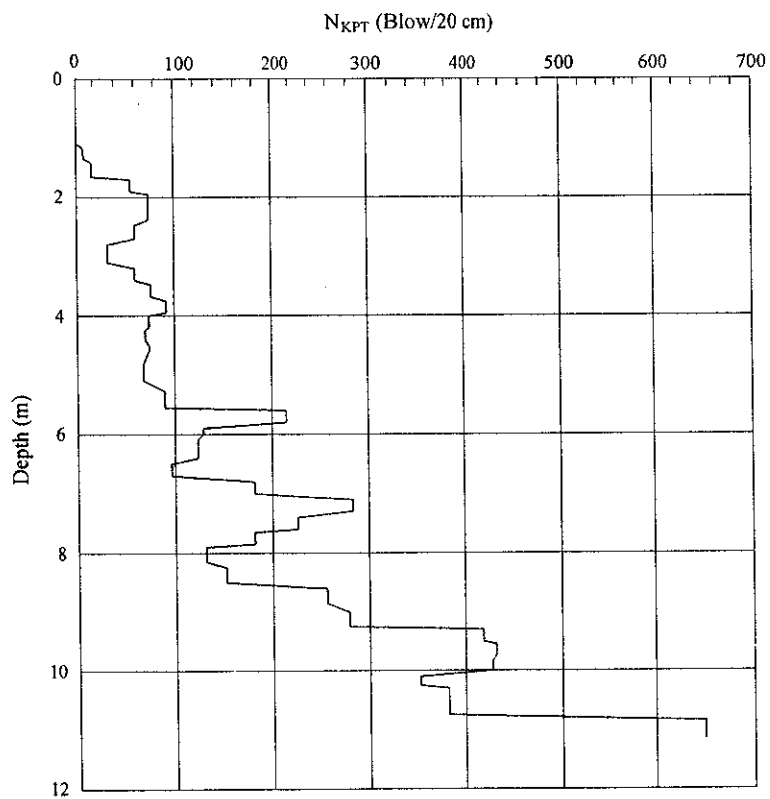
$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} - 3.57) \quad \text{สำหรับทราย} \quad (1.17)$$

$$q_a(\text{ksc}) = 0.64(N_{KPT} + 0.954) \quad \text{สำหรับดินเหนียว} \quad (1.18)$$

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



รูปที่ 1.28 อุปกรณ์ทดสอบ Kunzelstab penetration



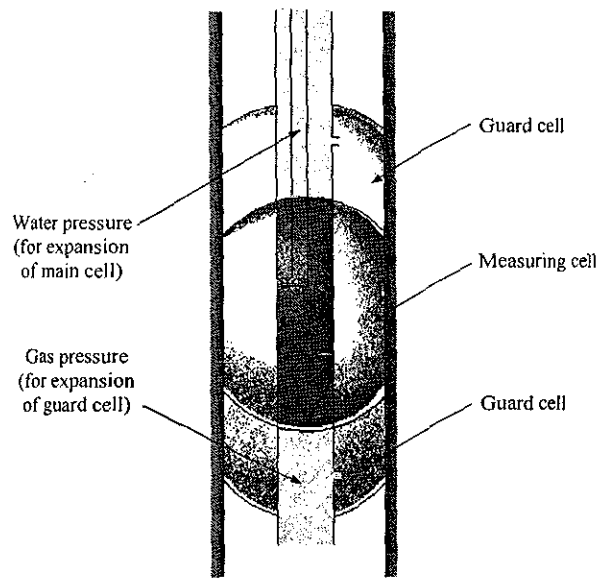
รูปที่ 1.29 ผลทดสอบ Kunzelstab Penetration ของชั้นดินบริเวณอาคารสุรนิวศ 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (ข้อมูลของผู้เขียน)

การทดสอบนี้มีข้อดีที่ว่าอุปกรณ์ทดสอบมีขนาดเล็กและเบา สามารถเคลื่อนย้ายได้ง่าย แต่ก็มีข้อเสียตรงที่ไม่สามารถเก็บดินตัวอย่างขึ้นมาดูได้ และไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงระหว่างพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนกับจำนวนตอก

1.10 Borehole Pressuremeter Test

Pressuremeter เป็นเครื่องมือที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย Menard ในปี 1965 เพื่อทดสอบหาโมดูลัสของความเค้น-ความเครียด เครื่องมือนี้ประกอบด้วย Pressure cell และ Guard cell สองอัน ดังแสดงในรูปที่ 1.30 ในการทดสอบ เราจะทำการอัดความดันเพื่อให้ Pressure cell ขยายตัวในหลุมเจาะ แล้วทำการวัดปริมาตรที่เพิ่มขึ้น ทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณคือ Expansion of an Infinitely Thick Cylinder

รูปที่ 1.31 แสดงการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Pressure cell กับความดัน ในรูปนี้ โซน I คือส่วนที่ดินถูกผลักด้วยความดันเพื่อให้กลับคืนสู่สภาพเริ่มต้น (สภาพที่ยังไม่มีการเจาะหลุมสำรวจ) โซนนี้เรียกว่า Reloading zone โซน II เรียกว่า Pseudo-elastic zone ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรและความดันค่อนข้างเป็นเส้นตรง โซน III คือ Plastic zone



รูปที่ 1.30 ภาพอธิบายสำหรับ Pressuremeter test

สำหรับ Pseudo-elastic zone

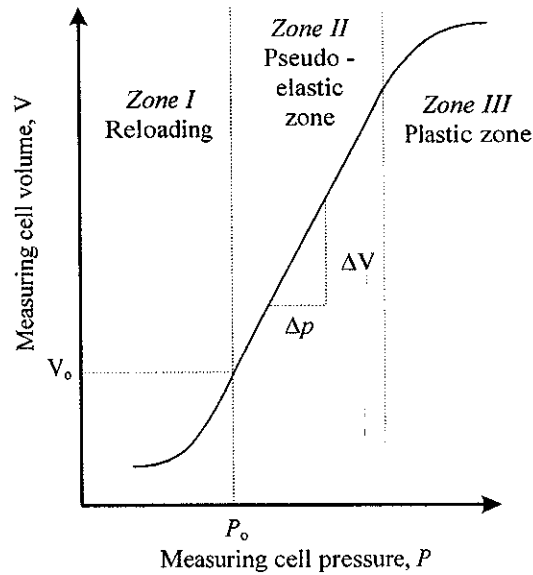
$$E = 2(1+\nu)V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (1.19)$$

เมื่อ E คือโมดูลัสยืดหยุ่น

ν คืออัตราส่วนโพซอง (Poisson's ratio)

V_0 คือปริมาตรของ cell ที่ความดัน p_0 ซึ่งคือความดันเริ่มต้นของโซน II

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



รูป 1.31 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันและปริมาตรของ Pressuremeter test

Menard (1965) แนะนำให้แทนค่า ν ในสมการที่ (1.19) ด้วย 0.33 จะได้

$$E = 2.66V_0 \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (1.19)$$

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

$$E = 2(1+\nu)G \quad (1.20)$$

เมื่อ G คือโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) ของดิน จากการแทนค่าสมการที่ (1.20) ลงในสมการที่ (1.19) จะได้

$$G = V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (1.20)$$

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

$$K_0 = \frac{p_0}{\sigma'_{v0}} \quad (1.21)$$

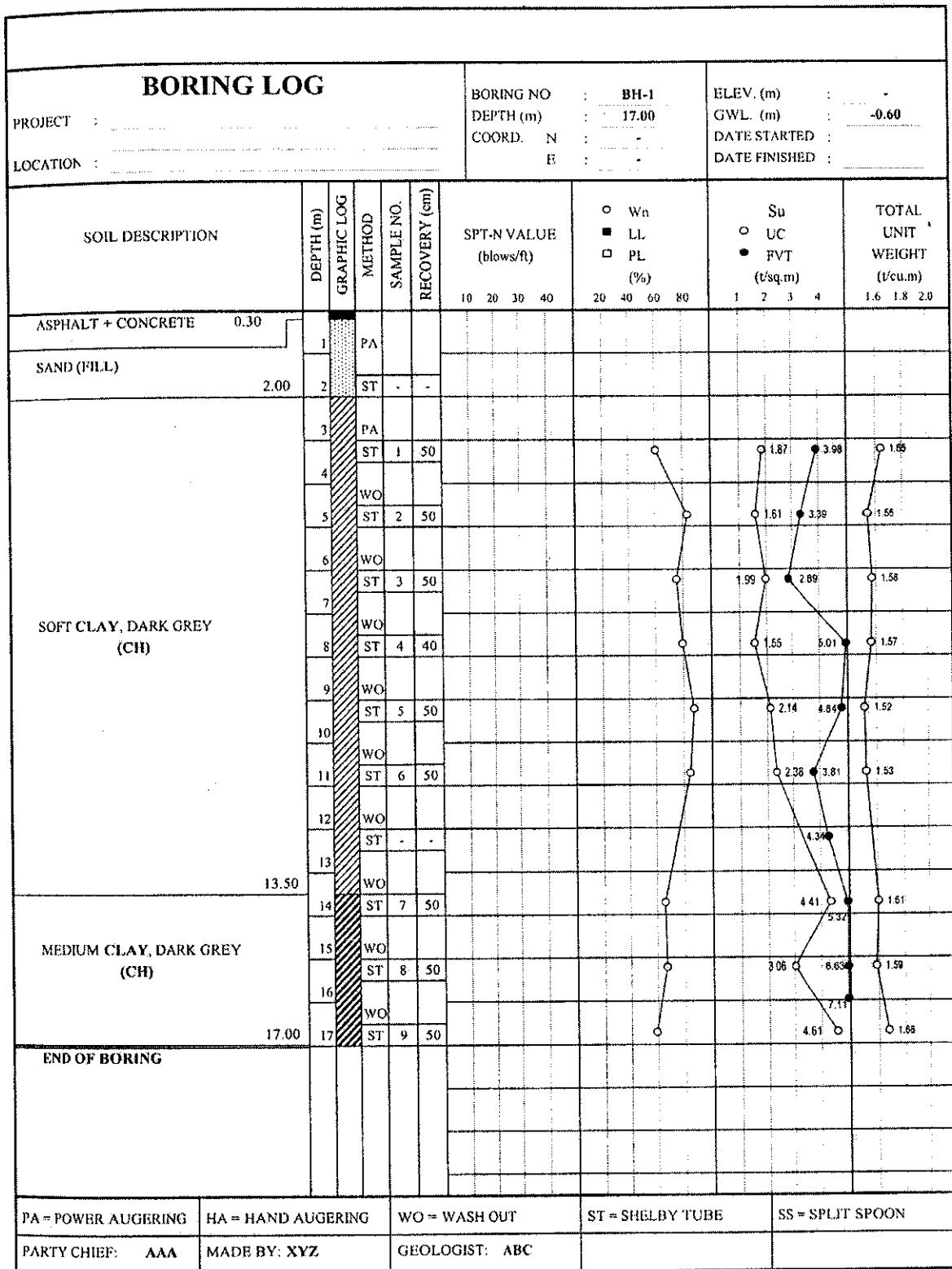
เมื่อ p_0 เปรียบเสมือนความดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure) ที่เกิดขึ้นในสนาม และ σ'_{v0} คือความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล ซึ่งคำนวณได้จากผลคูณของหน่วยน้ำหนักจมน้ำ (Submerged unit weight) และความลึก ณ จุดที่พิจารณา

1.11 รายงานการเจาะสำรวจชั้นดิน

รายงานการเจาะสำรวจควรแสดงโปรแกรมการเจาะสำรวจและวิธีการทดสอบในสนาม และรายชื่อผู้ว่าจ้างหรือเจ้าของงาน นอกจากนี้ จะต้องประกอบด้วยข้อมูลที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือ คำแนะนำ และข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการก่อสร้าง หัวข้อที่จำเป็นต้องมีในรายงานการเจาะสำรวจ ได้แก่

- 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 คำแนะนำที่จำเป็นและถูกต้องตามหลักวิชาการสำหรับการออกแบบและก่อสร้าง
- 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) และผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test result) เป็นต้น ตัวอย่างของ Boring log แสดงในรูปที่ 1.32



รูปที่ 1.32 ตัวอย่างการเขียน Boring log

1.12 การสำรวจโดยวิธีธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method)

จากหัวข้อที่แล้วจะเห็นว่า การเจาะหลุมสำรวจจะต้องใช้เวลาและมีค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง ข้อมูลที่ได้มาจะเป็นข้อมูลเฉพาะหลุมสำรวจนั้นๆ ซึ่งเราจะต้องใช้วิธีประมาณและการตัดสินใจเชิงวิศวกรรม (Engineering Judgement) ในการคาดคะเนความเป็นไปได้ของลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้างทั้งหมด ในปัจจุบันได้มีวิธีการสำรวจทางอ้อมหรือวิธีการสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Method) ซึ่งการสำรวจแบบนี้จะไม่มีการเจาะหลุมสำรวจเพื่อเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ นอกจากนี้ยังใช้เวลาและค่าใช้จ่ายต่ำ ข้อมูลที่ได้สามารถครอบคลุมบริเวณกว้าง แต่อย่างไรก็ตาม การเจาะหลุมสำรวจเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินฐานรากก็ยังคงต้องดำเนินการควบคู่เพื่อให้ได้ผลทดสอบที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือ

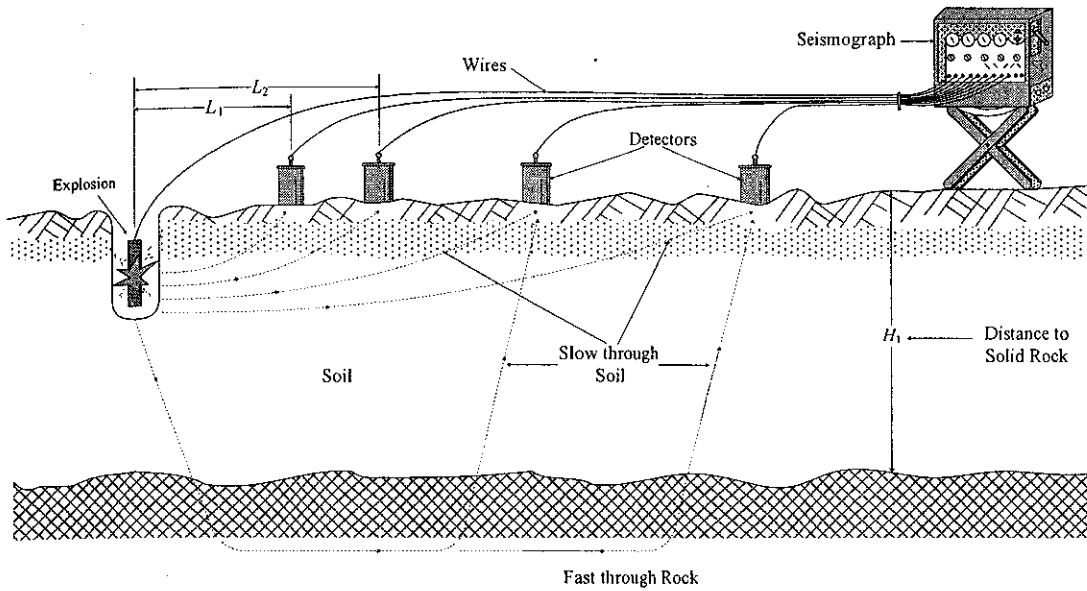
ในที่นี้จะกล่าวถึงการสำรวจธรณีฟิสิกส์ 2 วิธีคือ

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

1.12.1 การสำรวจโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน (Seismic Refraction Method)

วิธีนี้พิจารณาว่าความเร็วของคลื่นการสั่นสะเทือนผ่านชั้นดินและชั้นหินมีความสัมพันธ์กับความหนาแน่นของวัสดุ วัสดุที่มีความหนาแน่นสูงจะรับความเร็วของการสั่นสะเทือนได้ดีกว่าวัสดุที่มีความหนาแน่นต่ำ วิธีการทดสอบทำโดยใช้ก้อนทุบลงบนแผ่นเหล็กซึ่งวางบนผิวดินให้เกิดการจู่ระเบิดหรือจุดกำเนิดคลื่นแล้วสะท้อนกลับขึ้นตัวเครื่องรับสัญญาณ (Geophone) ที่วางห่างกัน พร้อมมีการจับเวลาจากตัว Seismograph ดังรูปที่ 1.33 การกระจายของคลื่นที่เกิดขึ้นมีสองประเภทคือคลื่นที่เคลื่อนที่ในแนวขนานกับผิวดินเข้าสู่ตัวรับสัญญาณทันที คลื่นพวกนี้เรียกว่า Direct Wave และคลื่นที่เคลื่อนที่กระจายหักเหผ่านลงชั้นดินในทิศทางทำมุมต่างๆ กัน และเคลื่อนที่ผ่านด้วยความเร็วต่างๆ คลื่นประเภทนี้เรียกว่า Refracted Wave

การสำรวจเพื่อหาความหนาแน่นของชั้นดินสามารถทำได้โดยตั้งตัวรับคลื่นสัญญาณ (Geophone) ในแนวราบ ดังรูปที่ 1.33 โดยระยะห่างจากจุดกำเนิดถึงตัวรับสัญญาณตัวไกลสุด ประมาณ 3 ถึง 5 เท่าของความลึกที่ต้องการสำรวจ เมื่อให้แรงกระแทกที่จุดกำเนิดทำการจับเวลาที่คลื่นลูกแรกวิ่งถึงตัวรับสัญญาณแต่ละตัว จะเห็นว่าระยะทางที่เกิด Direct wave จะสั้นกว่า Refracted wave แต่เวลาที่ใช้จะยาวกว่าทั้งนี้เพราะ Refracted Wave จะเคลื่อนที่ผ่านชั้นดินที่แข็งกว่า (มี Seismic velocity ที่สูงกว่า) ดังนั้น ข้อจำกัดของการสำรวจวิธีนี้คือค่า Seismic velocity ของดินแต่ละชั้นตั้งแต่ชั้นบนสุดลงไปจะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ

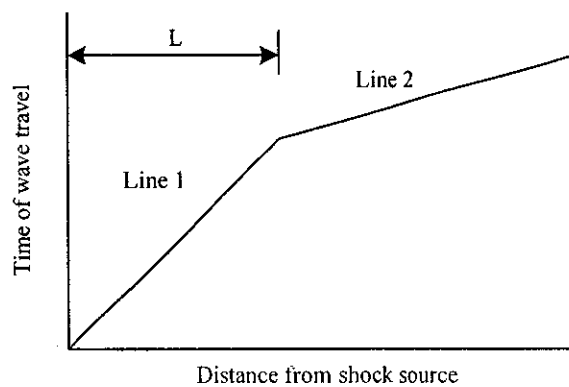


รูปที่ 1.33 ภาพอธิบายการสำรวจชั้นดินโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน

ความเร็วของคลื่นผ่านชั้นดินคำนวณได้จากส่วนกลับของความชันของเส้นตรงที่ 1 ในรูปที่ 1.34 (Reciprocal of slope on line 1) ดังสมการต่อไปนี้

$$v_1 = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} \quad (1.22)$$

เมื่อ L_1 และ L_2 คือระยะทางจากจุดกำเนิดถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ และ t_1 และ t_2 คือเวลาของคลื่นลูกแรกถึงตัวรับสัญญาณที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ในทำนองเดียวกัน v_2 สามารถคำนวณได้จากความลาดชันของกราฟเส้นที่ 2 ในรูป 1.34



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

รูปที่ 1.34 ลักษณะผลทดสอบการสำรวจชั้นดินโดยอาศัยคลื่นการสั่นสะเทือน

สำหรับชั้นดินหลายชั้น ซึ่งความหนาของชั้นดินชั้นบนมีความสม่ำเสมอ เราสามารถประมาณความหนาของดินชั้นบนได้จาก

$$H_1 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (1.23)$$

เมื่อ H_1 คือความหนาของดินชั้นแรก และ L คือความยาวจากกราฟที่เส้นความลาดสองเส้นตัดกัน ดังรูป 1.34

1.12.2 การสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)

การสำรวจด้วยวิธีนี้อาศัยหลักการที่ว่าความต้านทานทางไฟฟ้าของดินต่างชนิดกันมีความต่างกัน ความต้านทานของดินหนึ่งๆ จะขึ้นกับปริมาณความชื้นในดินและความเข้มข้นของเกลือที่ละลายปนอยู่ในของเหลวในโพรง (Pore fluid) กล่าวคือความต้านทานทางไฟฟ้าของดินจะมีค่ามากขึ้นเมื่อค่าปริมาณความชื้นในดินและความเข้มข้นของเกลือมีค่าลดลง เช่น ดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำจะมีปริมาณความชื้นสูง ทำให้มีปริมาณไอออนอิสระมากและส่งผลให้ดินมีความต้านทานไฟฟ้าต่ำ หรือในกรณีของดินทรายแห้ง กรวดหรือหินแข็งจะมีความต้านทานทางไฟฟ้าสูงเพราะมีระดับความอิ่มตัวต่ำและมีความเข้มข้นของเกลือต่ำ

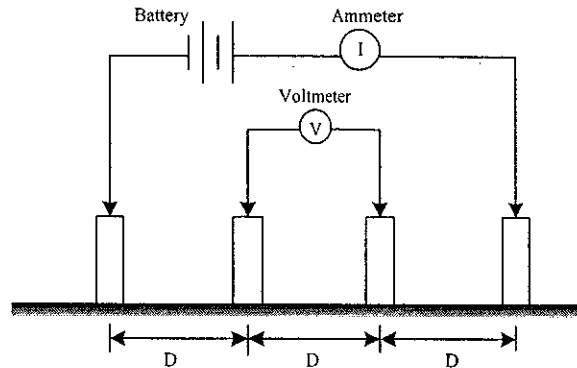
การสำรวจนี้ทำโดยการใส่อุปกรณ์ความต้านทานไฟฟ้า (Electrode) ลงในดิน จำนวน 4 ตัว ให้มีระยะห่างในแนวเส้นตรงเดียวกันเท่ากัน วิธีการเรียงแบบนี้เรียกว่า Wenner Method ดังรูปที่ 1.35 โดย Electrode สองตัวนอกเรียกว่า Current Electrode เป็นตัวรับกระแสไฟฟ้า (I) ซึ่งได้จากแบตเตอรี่ ส่งผ่านลงดินทำให้เกิดสนามไฟฟ้าขึ้น ค่าความต่างศักย์ (V) ถูกวัดโดยขั้วของ Electrode สองตัวในซึ่งเรียกว่า Voltage Electrode ค่าความต้านทานของดินที่เกิดขึ้นสามารถหาได้จาก

$$\rho = 2\pi D \frac{V}{I} = 2\pi DR \quad (1.24)$$

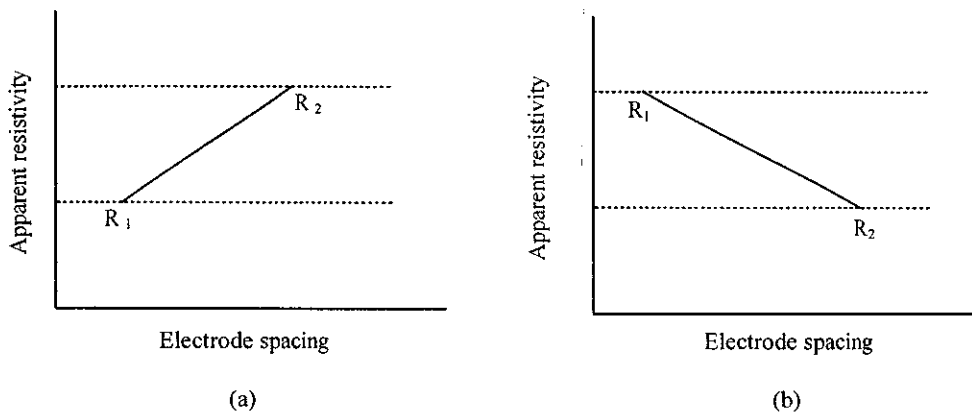
เมื่อ ρ คือหน่วยต้านทานของดิน (มีหน่วยเป็น ohm-m) D คือระยะห่างระหว่าง Electrode (มีหน่วยเป็นเมตร) R คือความต้านทาน (มีหน่วยเป็น ohms) V คือความต่างศักย์ระหว่าง Electrode สองตัว (มีหน่วยเป็น volts) และ I คือกระแสไฟฟ้าผ่าน Electrode สองตัวนอก (มีหน่วยเป็น amperes)

ลักษณะทั่วไปของผลทดสอบการเปลี่ยนแปลงชั้นดินจากการสำรวจแสดงดังรูปที่ 1.36 ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้ กรณีชั้นดินชั้นแรกมีความต้านทานต่ำกว่าดินชั้นล่าง ลักษณะการเปลี่ยนแปลง

แสดงดังรูป 1.36a ในทางตรงข้าม หากชั้นดินชั้นบนมีความต้านทานมากกว่าดินชั้นล่าง ลักษณะการเปลี่ยนแปลงแสดงดังรูป 1.36b



รูปที่ 1.35 การจัดเรียงอุปกรณ์วัดความต้านทานไฟฟ้าแบบ Wenner method



รูปที่ 1.36 ผลทดสอบการเปลี่ยนแปลงชั้นดินจากการสำรวจโดยอาศัยความต้านทานทางไฟฟ้า

ตารางที่ 1.8 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

การสำรวจเพื่อหาลักษณะของชั้นดิน โดยวิธีนี้สามารถหาได้ทั้งในแนวราบและแนวลึก การหา ลักษณะชั้นดินในแนวราบ (Electrical profiling) ทำโดยจัดวางตัว Electrode ทั้ง 4 ตัวตามแนวที่ต้องการสำรวจ โดยระยะห่างระหว่าง Electrode จะเท่ากับ ระยะห่างของ Electrode ที่น้อยที่สุดไม่ควรเกิน ครึ่งหนึ่งของความหนาของดินชั้นแรกและไม่ควรเกิน 1 เมตร และระยะห่างที่มากที่สุดควรมีค่าประมาณ

5 ถึง 10 เท่า ของความลึกที่ต้องการสำรวจ ความต้านทานของดินแต่ละชนิดมีค่าดังแสดงในตารางที่ 1.8 ในกรณีที่ดินมีความต้านทานในช่วงคาบเกี่ยวกัน ผลทดสอบที่ได้จะมีความไม่แน่นอน การทดสอบนี้จึงควรทำควบคู่กับการเจาะสำรวจชั้นดิน

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 1.1 จากผลการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ที่ความลึก 15 เมตร ในชั้นดินทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 18.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ได้ค่า N_{60} เท่ากับ 35 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 1.0 เมตร จงหาค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานปรับแก้

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

ความเค้นประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ $\sigma'_v = (18.0 \times 1) + (8.2 \times 14) = 132.8$ กิโลปาสกาล

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

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

ตัวอย่างที่ 1.2 จากผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) ในชั้นดินเหนียว ที่ระดับความลึกหนึ่ง ได้ค่าแรงบิดสูงสุดเท่ากับ 250 กิโลกรัม-เซนติเมตร ใบพัดที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด 55 × 110 มิลลิเมตร จงคำนวณหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน เมื่อดินเหนียวมีค่าดัชนีสภาพพลาสติกเท่ากับ 65 เปอร์เซ็นต์

วิธีทำ $S_{u(Vaneshear)} = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right]}$

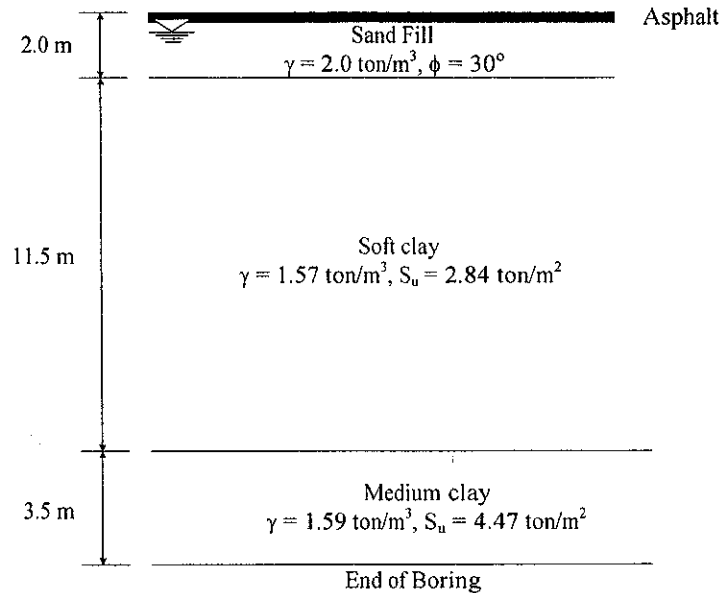
$S_{u(Vaneshear)} = \frac{250 \times 10}{\pi \left[\frac{5.5^2 \times 11}{2} + \frac{5.5^3}{6} \right]} = 4.1$ ดันต่อตารางเมตร

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

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

ตัวอย่างที่ 1.3 จาก Boring log ดังแสดงในรูปที่ 1.32 จงแสดงชั้นดินเพื่อการออกแบบ

วิธีทำ เราสามารถแบ่งชั้นดินเพื่อการออกแบบออกเป็น 3 ชั้น ได้แก่ ทราย ดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งปานกลาง โดยที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก 0.6 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินเพื่อใช้ในการออกแบบแสดงดังรูปที่ 1.37 ในที่นี้ เราไม่มีข้อมูลคุณสมบัติของดินในชั้นทราย จึงประมาณให้หน่วยน้ำหนักของทรายเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 30 องศา



รูปที่ 1.37

หน่วยน้ำหนักในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางคำนวณได้จากค่าเฉลี่ยตลอดความลึก ดังนี้

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

$$\gamma_{\text{medium clay}} = \frac{1.61 + 1.59 + 1.58}{3} = 1.59 \text{ ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางคำนวณได้จากทั้งผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวและผลทดสอบด้วยใบพัด เนื่องจากโจทย์ไม่ได้กำหนดดัชนีสภาพพลาสติก จึงสมมติให้ดัชนีสภาพพลาสติกมีค่าคงที่ตลอดความลึกประมาณเท่ากับ 70 เปอร์เซ็นต์

ชั้นดินเหนียวอ่อน

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

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

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

ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง

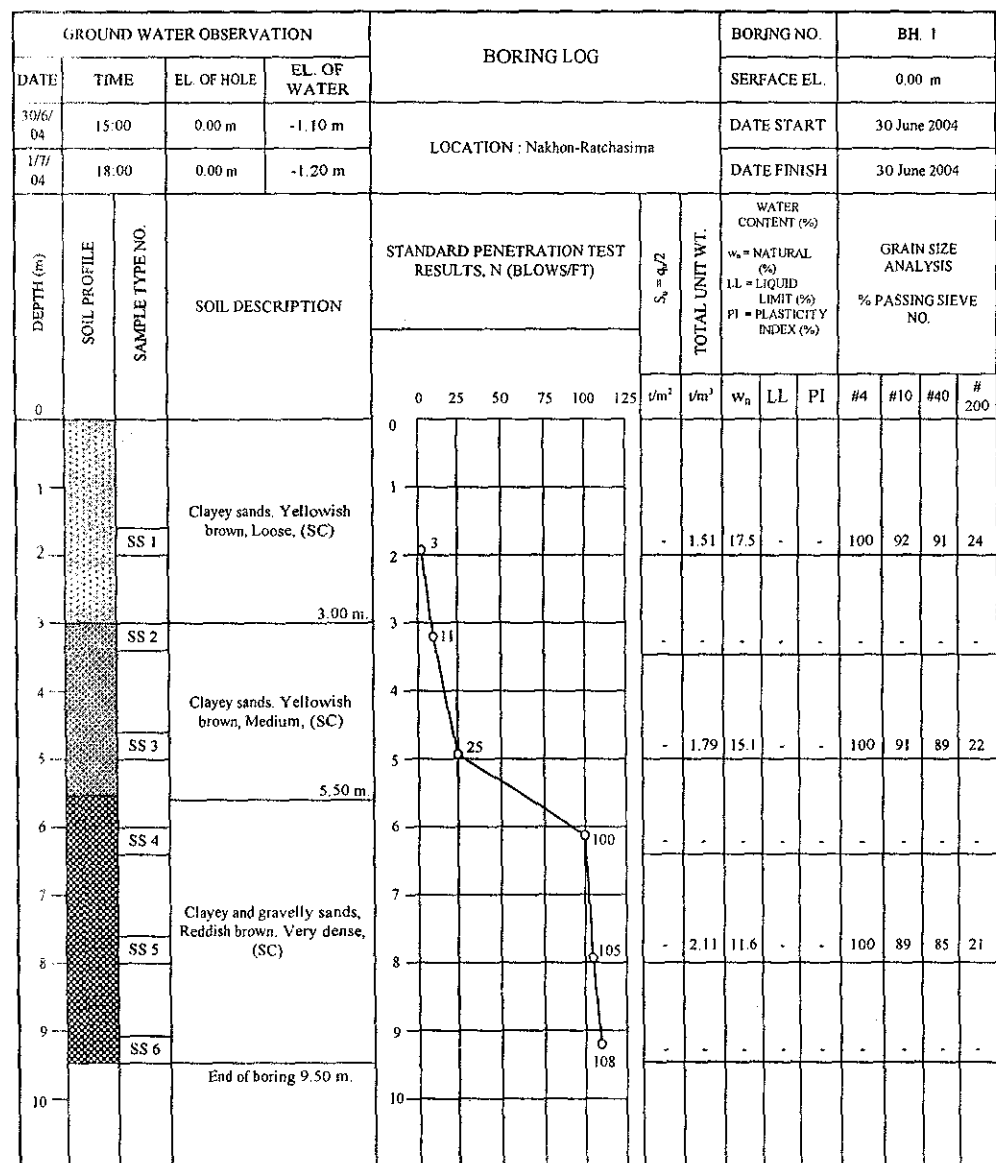
$$S_{u(UC\ test)} = \frac{4.41 + 3.06 + 4.61}{3} = 4.03 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

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

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

จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบด้วยใบพัดให้ค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงอัดแกนเดียว เนื่องจากดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางได้รับการกระทบกระเทือนจากการเจาะสำรวจและการขนส่งดินตัวอย่างไปยังห้องปฏิบัติการ จึงทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่าค่าจริงในสนาม

ตัวอย่างที่ 1.4 รูปที่ 1.38 แสดง Boring log สำหรับงานก่อสร้างอาคารหอพักแห่งหนึ่งในจังหวัดนครราชสีมา จังหวัดชั้นดินพร้อมทั้งแสดงพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับการออกแบบเสาเข็มตอก



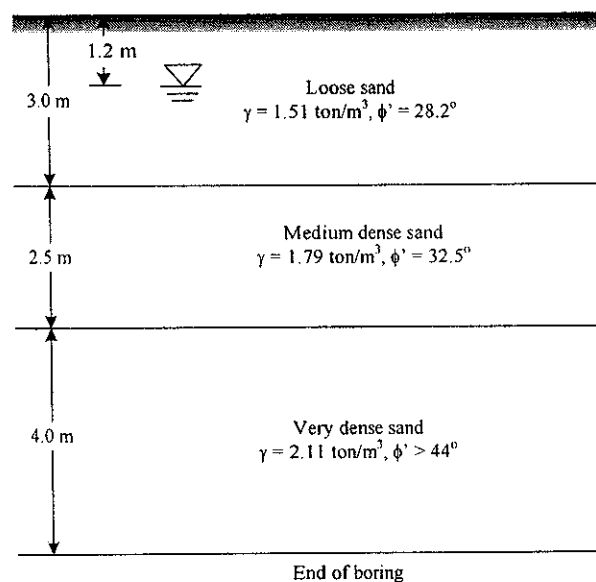
รูปที่ 1.38 Boring log ของชั้นดินแห่งหนึ่งในจังหวัดนครราชสีมา (ข้อมูลของผู้เขียน)

วิธีทำ เนื่องจากชั้นดินดังกล่าวเป็นชั้นทราย ต้องมีการปรับแก้ค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานเนื่องจากอิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผล ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก 1.20 เมตร จากผิวดิน เพื่อความสะดวกในการคำนวณ ผู้เขียนสมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินมีค่าคงที่ตลอดความลึก โดยเป็นค่าเฉลี่ยของหน่วยน้ำหนักที่แสดงใน Boring log ซึ่งเท่ากับ 1.80 ตันต่อลูกบาศก์เมตร

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

จากการปรับแก้ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน เราสามารถแบ่งชั้นดินออกเป็นสามชั้น ดังแสดงในรูปที่ 1.39 ข้อมูลสำหรับประมาณค่ามุลเสียทานภายในของดินแต่ละชั้นแสดงได้ดังนี้

- ความลึก 0.0-3.0 เมตร ทรายหลวม $N' = 6$
- ความลึก 3.0-5.5 เมตร ทรายแน่นปานกลาง $N' = (18+35)/2 = 22$
- ความลึก 5.0-9.5 เมตร ทรายแน่นมาก $N' = (127+121+116)/3 = 121$



รูปที่ 1.39

แบบฝึกหัดท้ายบท

- 1) จงอธิบายและตอบคำถามต่อไปนี้
 - ก) จุดประสงค์ของการเจาะสำรวจดินมีอะไรบ้าง
 - ข) ระบุข้อบกพร่องเกี่ยวกับตัวอย่างประเภทใดที่ใช้เก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ
 - ค) ค่า Recovery Ratio, L_r คืออะไร
 - ง) จงยกตัวอย่างการทดสอบในสนาม
 - จ) Area Ratio, A_r คืออะไร
 - ฉ) จงอธิบายหลักการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว จากทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย
 - ช) ดินตัวอย่างที่เก็บจากบ่อทดสอบ (Test Pits) ถือว่าเป็นตัวอย่างดินประเภทใด
 - ซ) จงอธิบายการหาค่า At rest earth pressure (K_0) จากผลทดสอบ Borehole pressuremeter
 - ฌ) ทำไมต้องมีการปรับแก้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวที่คำนวณได้จากผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test)
 - ญ) ทำไมในการหาค่ามุมเสียดทานภายในของทราย ต้องมีการปรับแก้ค่า N_{60} ในขณะที่ การหากำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำไม่จำเป็นต้องปรับแก้
- 2) ระบุข้อบกพร่องเกี่ยวกับตัวอย่างดินมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 75 มิลลิเมตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในที่ปากกระบอก เท่ากับ 72 มิลลิเมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนพื้นที่ (Area Ratio, A_r)
- 3) จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร และสูง 200 มิลลิเมตร ได้ค่าแรงบิด (Torque) สูงสุดเท่ากับ 35 นิวตัน-เมตร จงหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวนี้ เมื่อดินมีค่าดัชนีสภาพพลาสติกเท่ากับ 40 เปอร์เซนต์
- 4) ผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane shear test) ในชั้นดินเหนียวแสดงในตารางที่ 1.9

ตารางที่ 1.9

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

ใบพัดมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 60 มิลลิเมตร และความสูงเท่ากับ 120 มิลลิเมตร ดินเหนียวมีขีดจำกัดเหลวเท่ากับ 110 เปอร์เซนต์ และพิกัดพลาสติกเท่ากับ 40 จงคำนวณหากำลังต้านทาน

แรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำในแต่ละระดับความลึก และวาดความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนกับความลึก

- 5) จากข้อมูลต่อไปนี้ ระบุบอกเก็บตัวอย่างใดเหมาะสมต่อการเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนมากที่สุด เพราะเหตุใด

ระบุบอกเก็บตัวอย่างดิน	อัตราส่วนพื้นที่ (%)
A	18
B	9
C	13

- 6) อาคารสำนักงานสูงจากผิวดิน 10 ชั้น และมีห้องใต้ดิน 1 ชั้น ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดิน 2.5 เมตร อาคารกว้าง 25 เมตร ยาว 75 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นที่ 8.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ต่อชั้น และน้ำหนักจร 2.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ต่อชั้น ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดิน 3.0 เมตร หน่วยน้ำหนักดินเหนือน้ำเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงประมาณความลึกของหลุมสำรวจและวางผังหลุมเจาะสำรวจ กำหนดให้ใช้เงื่อนไข $\Delta\sigma' \leq 0.10\sigma'$

- 7) จงใช้ข้อมูลผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานในตารางที่ 1.10 ตอบคำถามข้างล่างนี้

ตารางที่ 1.10

ความลึก (เมตร)	จำนวนตอก	คำบรรยายชนิดของดิน
1.0-1.5	3-4-4	ทรายละเอียดสีน้ำตาล
2.0-2.5	7-8-7	ทรายละเอียดสีน้ำตาล
3.5-4.0	8-9-10	ทรายละเอียดสีน้ำตาล
5.0-5.5	9-12-11	ดินเหนียวสีน้ำตาลแดง
6.5-7.0	9-25-27	ดินเหนียวปนทรายสีเทา
8.0-8.5	29-35-39	ดินเหนียวปนทรายสีเทา
9.0-9.5	100	Refusal

- ก) จงหาค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานของแต่ละชั้นดิน
- ข) จงหาค่าปรับแก้เนื่องจากอิทธิพลของความเค้นในแนวดิ่งประสิทธิผล (Depth correction, C_d) และค่า N' ใดๆ ความลึกที่เก็บตัวอย่าง เมื่อกำหนดให้ดินมีค่าหน่วยน้ำหนักรวมเท่ากับ 19.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 1.0 เมตร

- 8) การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานในชั้นทราย ที่ความลึก 18 – 21.5 เมตร ได้ผลทดสอบดังตารางที่ 1.11 จากข้อมูลการเจาะสำรวจพบว่า ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ 0.6 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินเหนียวชั้นทรายเป็นดินเหนียวอ่อนหนา 13 เมตร จากผิวดิน ถัดลงมาเป็นดินเหนียวแข็งหนา 5 เมตร หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งมีค่าเท่ากับ 15 และ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ จงประมาณพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) ของชั้นดินทรายนี้

ตารางที่ 1.11

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

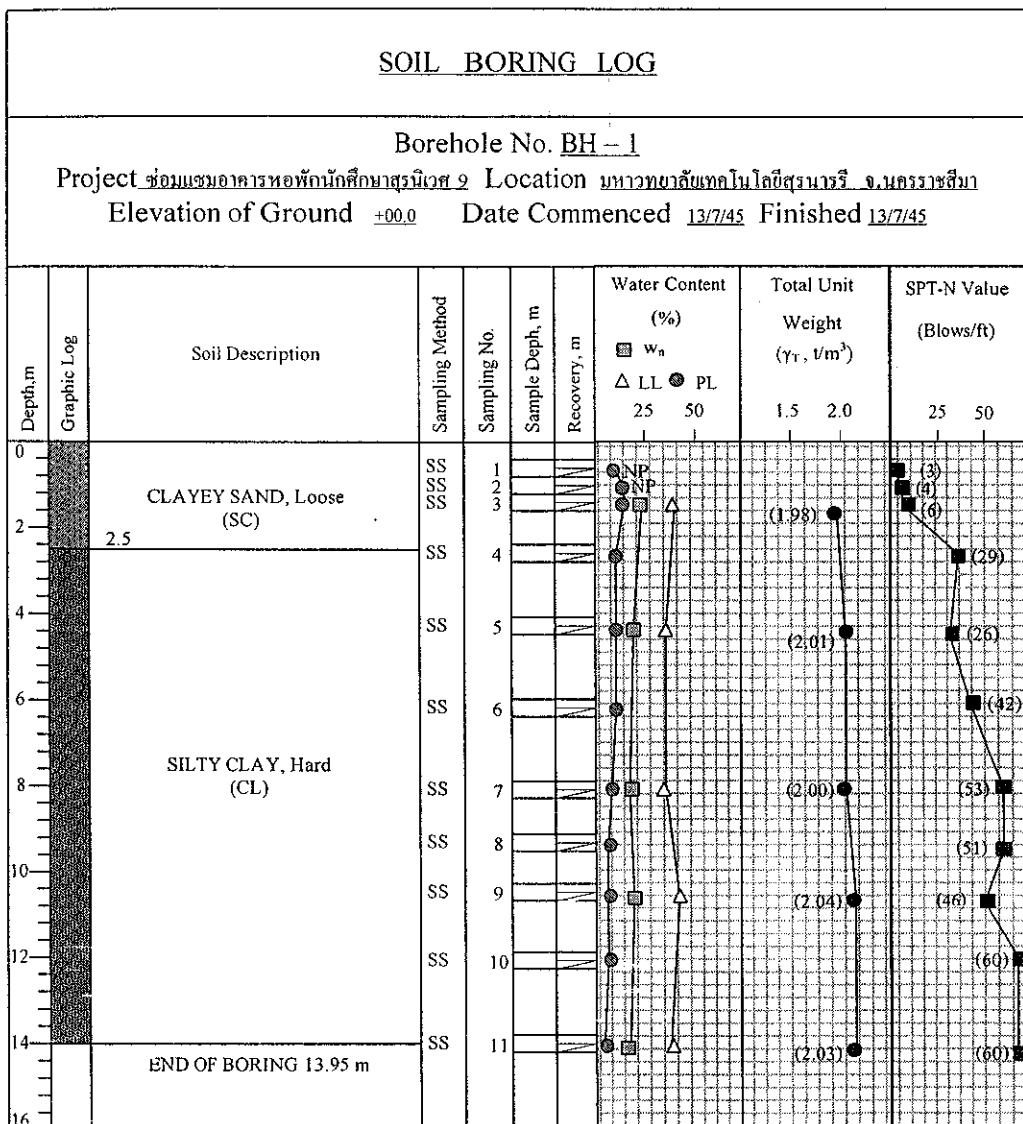
- 9) จากผลทดสอบทะลุทะลวงด้วยกรวย (Cone penetration test) ดังแสดงในรูปที่ 1.25 จงแสดงชั้นดิน พร้อมทั้งระบุพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน
- 10) จาก Boring log ดังแสดงในรูปที่ 1.40 จงวาดชั้นดินพร้อมทั้งแสดงพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับการออกแบบเสาเข็มตอก เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับก้นหลุมสำรวจมาก
- 11) จากผลทดสอบ Seismic refraction ดังตารางที่ 1.12 จงประมาณความหนาและชนิดของดินชั้นแรก และชั้นที่สอง
- 12) จากผลทดสอบ Electrical Resistivity method ดังตารางที่ 1.13 จงประมาณความหนาและชนิดของดินชั้นแรกและชั้นที่สอง

ตารางที่ 1.12

ระยะทาง (เมตร)	เวลา (นาฬิกา)
5	21
10	41
15	62
20	84
25	86.5
30	88.75
35	89.5
40	90.75
45	93

ตารางที่ 1.13

ระยะห่างของ Electrode (เมตร)	ค่าความต้านทานทางไฟฟ้า (ohms)
3	12.5
6	2.78
9	1.43
12	1.20
15	1.04
18	0.86
21	1.22
24	1.00
27	0.97



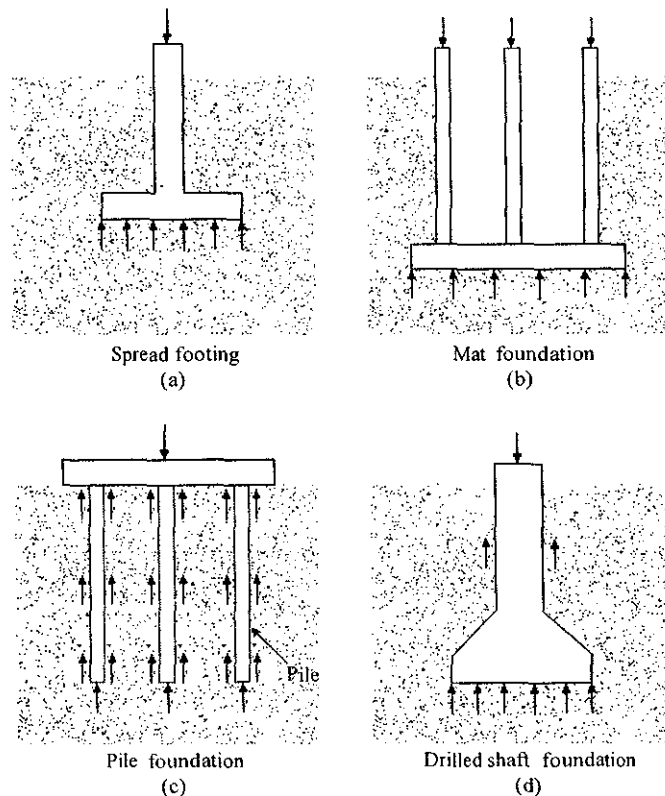
รูปที่ 1.40 (ข้อมูลของผู้เขียน)

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

2.1 บทนำ

ส่วนล่างสุดของโครงสร้างคือฐานราก ซึ่งมีหน้าที่ถ่ายน้ำหนักทั้งหมดจากโครงสร้างลงสู่พื้นดิน การออกแบบฐานรากที่ดีคือการออกแบบให้ความเค้นที่ถ่ายลงสู่ดินมีค่าไม่เกินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุก (Overstress) จนก่อให้เกิดการทรุดตัวมากเกินไป และการวิบัติของดินเนื่องจากแรงเฉือน

ชนิดของฐานรากที่เหมาะสมจะแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน และลักษณะของโครงสร้าง (Super structure) รูปที่ 2.1 แสดงชนิดของฐานรากแบบต่างๆ ฐานแผ่ (Spread footing) คือฐานรากที่ทำหน้าที่กระจายความเค้นจากเสาหรือกำแพงลงสู่ดิน ถ้าดินมีกำลังรับแรงแบกทานต่ำ วิศวกรอาจเลือกใช้ฐานรากแบบแพ (Mat foundation) แทนเพื่อความประหยัด



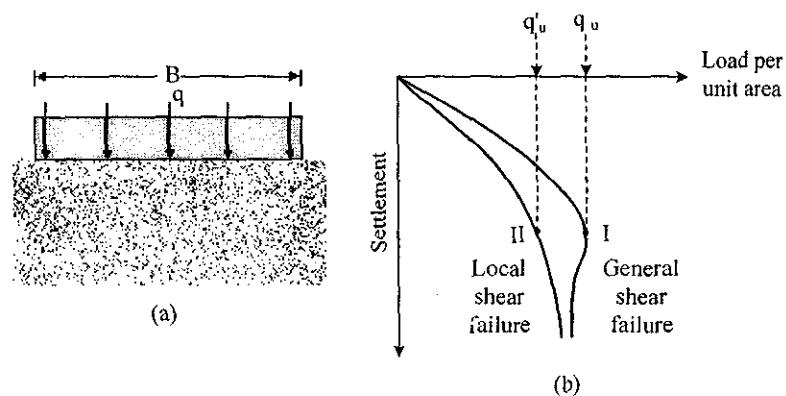
รูปที่ 2.1 ฐานรากแบบต่างๆ

ฐานรากเสาเข็ม (Pile and Drilled shaft foundation) (รูปที่ 2.1c และ d) มักใช้รองรับ โครงสร้างที่ ใหญ่่มาก เสาเข็มอาจเป็นวัสดุที่ทำจากไม้ คอนกรีต หรือเหล็ก และทำหน้าที่ถ่ายแรงทั้งหมดจาก โครงสร้างลงส่งชั้นดิน เราสามารถจำแนกเสาเข็มตามลักษณะการถ่ายน้ำหนักเป็นสองประเภทคือ เสาเข็มเสียดทาน (Friction pile) และเสาเข็มคาน (End-bearing pile) ในกรณีของเสาเข็มเสียดทาน น้ำหนักจากโครงสร้างจะถูกต้านทานโดยความเค้นเฉือนตามแนวผิวของเสาเข็ม ส่วนในกรณีของเสาเข็ม คาน น้ำหนักส่วนใหญ่ที่รับโดยเสาเข็มจะถ่ายลงสู่ปลายเสาเข็ม ซึ่งมักตั้งอยู่ในชั้นดินแข็ง

ฐานรากแผ่จัดเป็นฐานรากตื้น และฐานรากเสาเข็มจัดเป็นฐานรากลึก โดยทั่วไป ฐานรากตื้น เป็นฐานรากที่อัตราส่วนของระยะฝังต่อความกว้างของฐานรากน้อยกว่า 4 การออกแบบฐานรากตื้นต้อง คำนึงถึง 1) การทรุดตัวของฐานรากต้องไม่มากเกินไปจนก่อให้เกิดความเสียหายของโครงสร้างบนฐาน ราก และ 2) น้ำหนักบรรทุกบนฐานรากต้องไม่ก่อให้เกิดการวิบัติในดิน

2.2 กำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate Soil-Bearing Capacity) สำหรับฐานรากตื้น

เพื่อความเข้าใจในลักษณะการวิบัติของดินใต้ฐานรากและหลักการคำนวณหา กำลังรับแรงแบก ทานประลัย พิจารณาฐานแถบ (Strip footing) ที่มีความกว้าง B วางอยู่บนชั้นดินทรายแน่น ดังรูปที่ 2.2 เมื่อมีน้ำหนักกระทำบนฐานรากเท่ากับ q ต่อพื้นที่ 1 หน่วย จะเกิดการทรุดตัวของฐานราก ขณะที่ q เพิ่มขึ้น ฐานรากก็จะทรุดตัวเพิ่มขึ้นด้วย จนกระทั่งเกิดการวิบัติ (Bearing capacity failure) เมื่อ $q = q_u$ การวิบัตินี้จะก่อให้เกิดการทรุดตัวอย่างมากของฐานรากพร้อมๆ กับการลดลงของ q ดินด้านเดียวหรือทั้ง สองด้านของฐานรากจะเกิดการบวมตัว และแนวการถื่นไถล (Slip surface) จะขยายตัวไปจนถึงผิวดิน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวจะมีลักษณะเหมือน Curve I ในรูปที่ 2.2b ซึ่ง q_u คือกำลัง รับแรงแบกทานประลัย

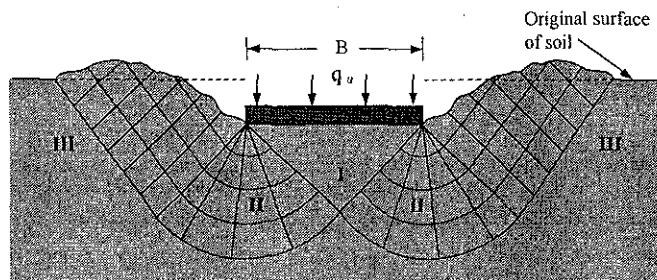


รูปที่ 2.2 กำลังแบกทานประลัยของฐานรากตื้น

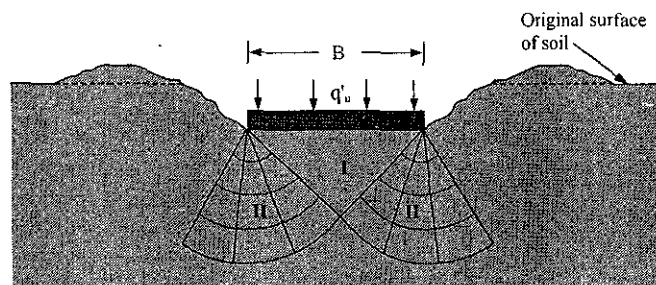
การวิบัติของดินดังกล่าวข้างต้นนี้เรียกว่า General shear failure และสามารถอธิบายควบคู่กับรูป ที่ 2.3a เมื่อฐานรากทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ลิ่มสามเหลี่ยมของดินใต้ฐานราก (โซน I) จะถูก

ผลตกลงไปในดินและคัน โชน II และ III ให้เคลื่อนที่ออกข้างและพุ่งขึ้นในที่สุด 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 การวิบัติแบบนี้แสดงการบวมตัวของผิวดินข้างเล็กน้อย นอกจากการวิบัติสองแบบที่กล่าวแล้วข้างต้น ยังมีลักษณะการวิบัติอีกแบบที่เรียกว่า Punching shear failure ซึ่งจะเกิดกับฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินที่อ่อนมาก เช่น ดินเหนียวอ่อน การวิบัติแบบนี้จะไม่ปรากฏแนวการลื่นไถลใต้ฐานราก การทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเป็นผลมาจากการทรุดตัวทันที (Immediate settlement) ของดิน ในกรณีเช่นนี้ ดินด้านข้างฐานรากไม่มีส่วนช่วยเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานของดิน



(a) General shear failure of soil

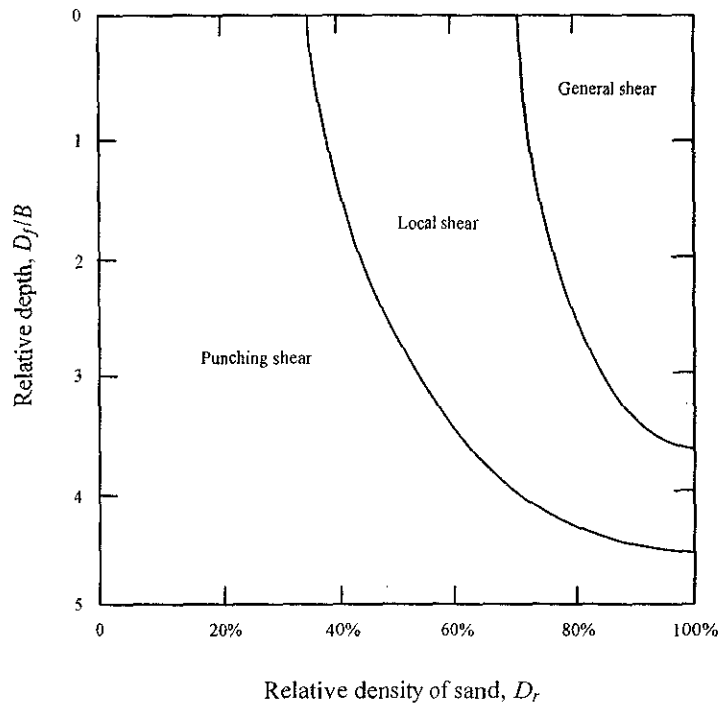


(b) local shear failure of soil

รูปที่ 2.3 ลักษณะการวิบัติของดิน

Vesic (1973) ได้ศึกษาลักษณะการวิบัติทั้งสามแบบจากผลทดสอบการรับน้ำหนักของฐานรากวงกลมที่ตั้งบนชั้นทราย ดังแสดงในรูปที่ 2.4 และกล่าวว่าลักษณะการวิบัติของฐานรากขึ้นอยู่กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density) ฐานรากลึกลงจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ Punching shear ฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและทรายแน่นจะมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบ General shear ฐานรากตื้นที่

ตั้งอยู่บนชั้นทรายหวมถึงแน่นปานกลาง ($30\% < D_r < 67\%$) มีโอกาสที่จะวิบัติแบบ Local shear และฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายหวม ($D_r < 30\%$) มีแนวโน้มที่จะวิบัติแบบ Punching shear



รูปที่ 2.4 ลักษณะการวิบัติของฐานรากวงกลมในชั้นทราย Chattahoochee (Vesic, 1973)

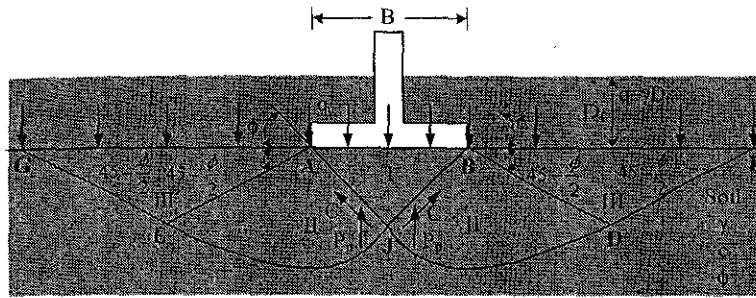
2.3 สมการกำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซาคี

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

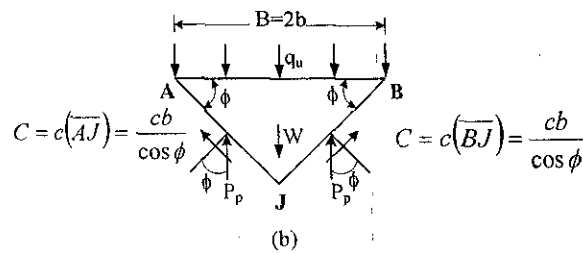
รูปที่ 2.5a แสดงกลไกการวิบัติของดินที่เสนอโดย Terzaghi สำหรับการหาลำดับรับแรงแบกทานของดินที่เกิดการวิบัติแบบ General shear failure ที่ระยะฝัง (D_f) ล้อม ABJ (โซน I) คือ โซนยึดหยุ่น ทั้ง AJ และ BJ ทำมุม ϕ กับแนวนอน โซน II (AJE และ BJD) คือ โซนแรงเฉือน และ โซน III คือ โซนต้านรับของแรนกิน (Rankine passive) เส้นการวิบัติ JD และ JE เป็นส่วนโค้งที่เป็นฟังก์ชันของลอคการิทึม และเส้น DF และ EG เป็นเส้นตรง AE, BD, EG, และ DF ทำมุม $45 - \phi/2$ องศา กับแนวนอน

ถ้ามีน้ำหนักต่อพื้นที่ 1 หน่วยกระทำบนฐานรากแล้วเกิดการวิบัติในดินแบบ General shear failure จะมีแรงต้าน (Passive force) กระทำบนแต่ละผิวหน้าของลิ่มดิน ABJ ซึ่งทำมุม δ ต่อเส้นตั้งฉาก

กับผิวหน้าของลิ่ม และมุม δ นี้ควรจะมีค่าเท่ากับมุมเสียดทานของดิน ϕ และเพราะว่า AJ และ BJ ทำมุม ϕ กับแนวนอน ดังนั้น P_p จึงวางตัวอยู่ในแนวตั้ง



(a)



(b)

รูปที่ 2.5 การวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทานของเทอร์ซากิ

พิจารณาแผนภาพอิสระของลิ่ม ABJ ได้ฐานรากยาว 1 หน่วย ดังแสดงในรูปที่ 2.5b จะได้สมการสมดุลดังนี้

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

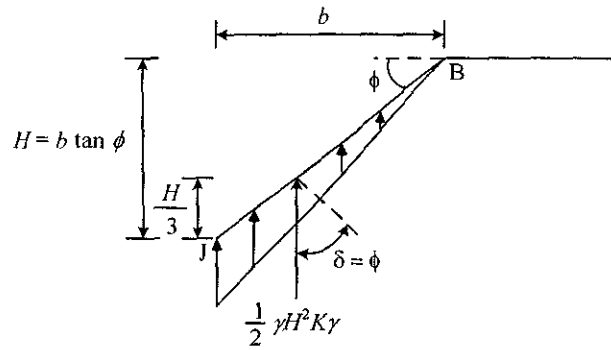
เมื่อ $b = B/2$, W คือน้ำหนักของลิ่ม $ABJ = \gamma b^2 \tan \phi$ และ C คือแรงเหนี่ยวนำ (Cohesion) ที่กระทำตลอดแนวนอนแต่ละผิวหน้าของ AJ และ BJ ซึ่งเท่ากับหน่วยแรงเหนี่ยวนำ (c) คูณความยาวของแต่ละผิวหน้า $= cb / (\cos \phi)$ ดังนั้น

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

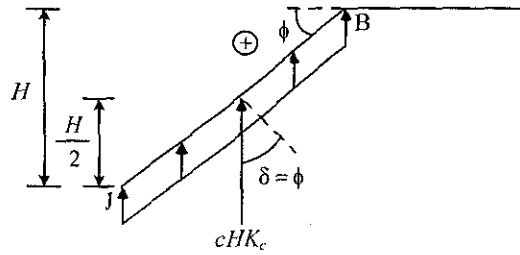
ความดันต้านทานในสมการที่ (2.2) คือผลรวมเนื่องจากอิทธิพลของหน่วยน้ำหนักของดิน (γ) หน่วยแรงเหนี่ยวนำ (c) และน้ำหนักกดทับ (Surface, q) จากรูปที่ 2.6 ซึ่งแสดงการกระจายของความดันต้านทานจากแต่ละส่วนประกอบบนลิ่ม BJ จะได้

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

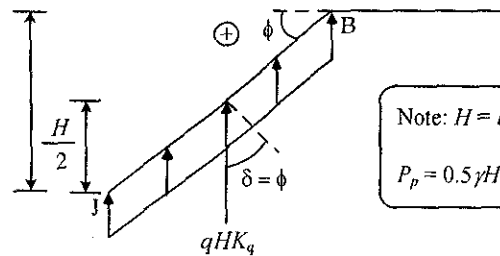
เมื่อ K_γ , K_c และ K_q คือสัมประสิทธิ์ความดันของดิน ซึ่งเป็นฟังก์ชันของมุมเสียดทานภายในของดิน



(a) Contribution of soil weight, γ



(b) Contribution of cohesion, c



(b) Contribution of surcharge, q

Note: $H = b \tan \phi$
 $P_p = 0.5 \gamma H^2 K_\gamma + cHK_c + qHK_q$

รูปที่ 2.6 การกระจายของแรงต้านทานบนผิวของลิ้ม BJ ที่แสดงในรูปที่ 2.5

จากการรวมสมการที่ (2.2) และ (2.3) เข้าด้วยกัน จะได้

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

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

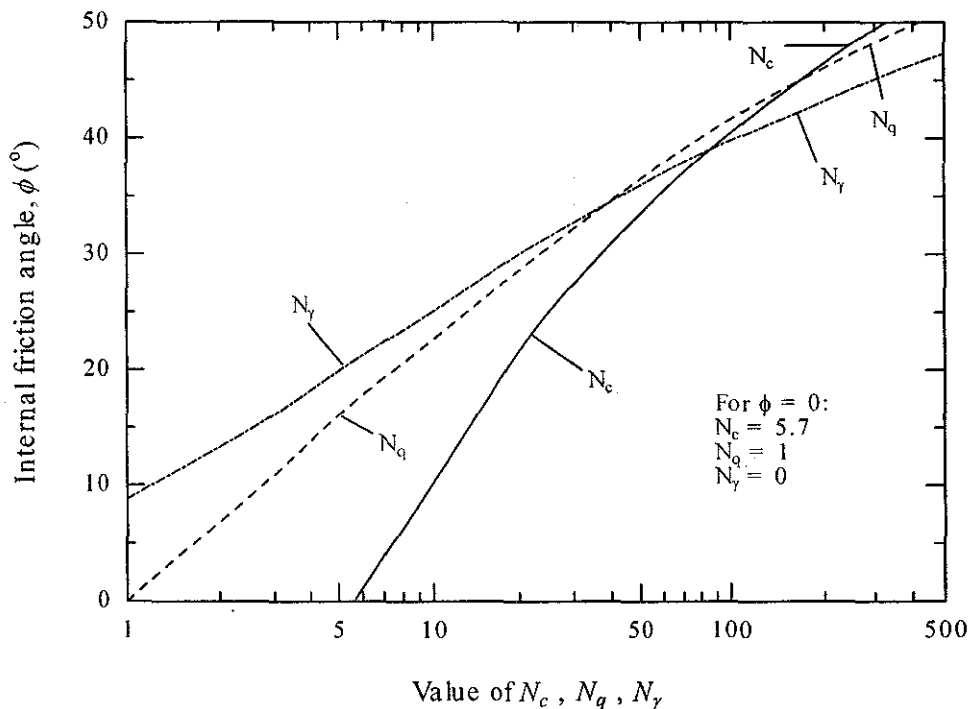
$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.5)$$

$$N_q = \frac{e^{\frac{270-\phi}{180}\pi \tan \phi}}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (2.6)$$

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

เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินซึ่งมีหน่วยเป็นองศา

สมการที่ (2.4) แสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงแบกทานของดินขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน น้ำหนักกดทับ (Overburden pressure) และขนาดของฐานราก



รูปที่ 2.7 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานสำหรับการวิบัติแบบ General shear failure

สมการที่ (2.4) นี้สร้างมาจากพารามิเตอร์กำลังรวม ดังนั้นจึงเป็นสมการที่ใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงแบกทานในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ในกรณีที่ต้องการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในสถานะระบายน้ำ (Drained condition) พารามิเตอร์กำลังที่ใช้จะเป็นพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติเล็กน้อย กำลังรับแรงแบกทานของดินในสถานะระบายน้ำมักมีค่าสูงกว่าในสถานะไม่ระบายน้ำ การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายต้องพิจารณาในสถานะระบายน้ำเสมอ เนื่องจากทรายมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูง สมการกำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากแถบในสถานะระบายน้ำคำนวณได้ดังนี้

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

สำหรับฐานรากแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม Terzaghi แนะนำสมการกำลังรับแรงแบกทาน
 ประลัยดังนี้

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

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

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

เมื่อ B คือความกว้างและเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม ตามลำดับ

ในกรณีการวิบัติของดินแบบ Local shear failure และ Punching shear failure Terzaghi เสนอให้
 ลดค่าของหน่วยแรงเหนี่ยวหน้า (Cohesion) ที่ใช้ในสมการกำลังรับแรงแบกทาน และลดค่ามุมเสียดทาน
 ภายในที่ใช้ในการหาค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (สมการที่ (2.5) ถึง (2.7)) ค่าหน่วยแรงเหนี่ยวหน้า
 และมุมเสียดทานสำหรับการวิบัติแบบ Local shear failure และ Punching shear failure (c_L , ϕ_L) คือ

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

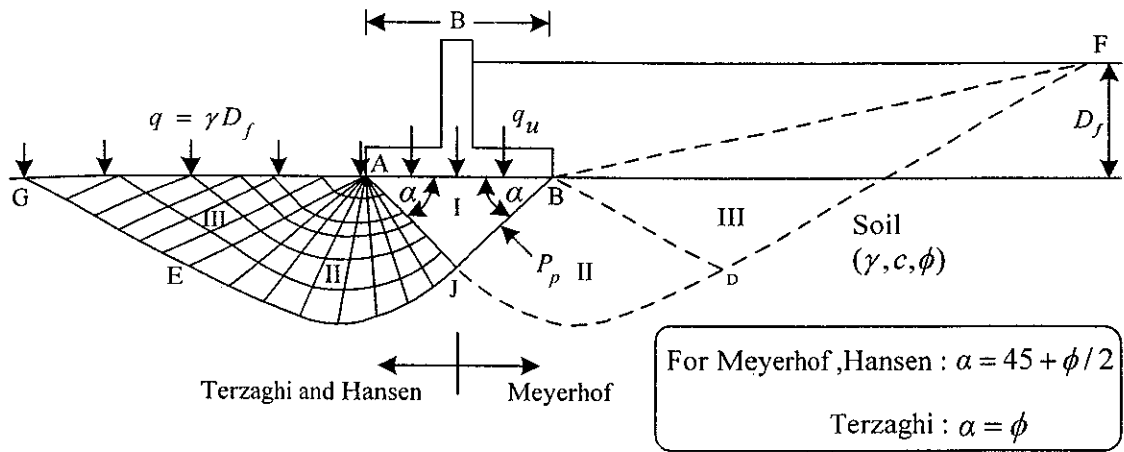
$$\phi_L = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \quad (2.13)$$

2.4 สมการทั่วไปสำหรับกำลังรับแรงแบกทาน

หลังจาก Terzaghi เสนอสมการกำลังรับแรงแบกทาน นักวิจัยอีกหลายท่านได้ทำการพัฒนา
 สมการนี้ โดยการสมมติรูปร่างของลิ้มใต้ฐานรากแตกต่างกัน จากการเสนอของนักวิจัยเหล่านี้ เราพบว่า
 N_c และ N_q มีค่าไม่ได้แตกต่างจากค่าที่เสนอโดย Terzaghi มากนัก แต่ค่า N_γ มีความแตกต่างมาก

สมการกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi สร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่า AJ และ BJ ของลิ้ม ABJ
 ทำมุม ϕ กับแนวนอน Meyerhof (1963), Hensen (1970) และ DeBeer and Vesic (1958) ได้ทำการ
 ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก และพบว่าด้าน AJ และ BJ ของลิ้ม ABJ ทำมุมประมาณ 45°
 $+ \phi/2$ องศา กับแนวนอน กลไกการวิบัติแบบนี้แสดงให้เห็นในรูปที่ 2.8 Meyerhof สมมติว่าลิ้มการ
 วิบัติในโซน III ยาวขึ้นมาจากระดับดินเหนือฐานราก ขณะที่ นักวิจัยท่านอื่นพิจารณากระบวนการวิบัติ
 สิ้นสุดที่ระดับฐานราก

จากสมมติฐานที่ต่างกัน ทำให้ผลคำนวณค่าแรงดันดินในสภาวะ Passive (P_p) มีค่าแตกต่างกัน เป็นผลให้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าแตกต่างกัน ตารางที่ 2.1 แสดงตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานที่เสนอโดยนักวิจัยต่างๆ



รูปที่ 2.8 แบบจำลองกลไกการวิบัติสำหรับวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทาน

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor)		
Meyerhof (1963)	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_q = 1.0$
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$\phi = 0^\circ$ ใช้ $N_c = 5.14$
	$N_y = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$	$\phi = 0^\circ$ 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 มุมเอียงของน้ำหนักรรทุกจากแนวดิ่ง

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

จะเห็นได้ว่าสมการที่ (2.4) ใช้ได้กับฐานรากแถบที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งเท่านั้น เพื่อให้สมการนี้สมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ได้มีนักวิจัยหลายท่านสร้างตัวคูณปรับแก้อิทธิพลของรูปร่างฐานราก ความลึก และลักษณะการกระทำของน้ำหนัก เป็นต้น ดังนี้

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

นอกจากนี้ ยังมีตัวคูณปรับแก้อีกหลายตัว ซึ่งนำเสนอในตารางที่ 2.2 ถึง 2.4 ดังนั้น สมการกำลังรับแรงแบกทานของดินสำหรับการวิบัติแบบ General Shear Failure สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$q_u = \lambda_c c N_c + \lambda_q q N_q + \frac{1}{2} \lambda_\gamma \gamma B N_\gamma \quad (2.14)$$

- เมื่อ
- λ_c คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยแรงเหนียว (Cohesion, c)
 - λ_q คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของความเค้นกดทับ (Overburden pressure, q)
 - λ_γ คือตัวคูณปรับแก้สำหรับพจน์ของหน่วยน้ำหนักดิน (Unit weight, γ)

ตารางที่ 2.2 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Meyerhof, 1953; 1963)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_γ	λ_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 $\phi = 10^\circ$		
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0^\circ$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]$	1.0	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]$	
	$\phi > 10^\circ$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	$\left[1 - \frac{\theta}{\phi}\right]^2, \theta \leq \phi$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	
			0.0, $\theta > \phi$		
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	$1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	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 $\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd}$
 $\lambda_y = \lambda_{ys} \cdot \lambda_{yi} \cdot \lambda_{yd}$
 $\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd}$
 $K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
 B' คือความกว้างประสิทธิภาพเท่ากับ $B - 2e_b$
 L' คือความยาวประสิทธิภาพเท่ากับ $L - 2e_l$
 Q คือน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง
 T คือน้ำหนักบรรทุกในแนวราบ
 R คือแรงลัพธ์ที่กระทำต่อฐานรากเท่ากับ $\sqrt{(Q^2 + T^2)}$
 θ คือมุมระหว่างแรงลัพธ์กับแนวตั้ง เท่ากับ $\cos^{-1}(Q/R)$ องศา

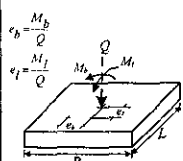
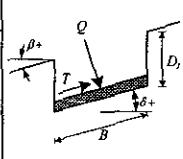
ตารางที่ 2.3 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Hansen, 1970)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_y	λ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	$0.2 \frac{B'}{L'}$	1.0	1.0	
	$\phi > 0$	$1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกเชิง	$\phi = 0$	$\frac{\lambda_{ci}}{2} \left[1 - \frac{T}{A' c_a} \right]^{1/2}$	$\lambda_{yi} \left[1 - \frac{0.7T}{Q + A' c_a \cot \phi} \right]^5$	$\lambda_{qi} \left[1 - \frac{0.5T}{Q + A' c_a \cot \phi} \right]^5$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{yi} \frac{1 - \lambda_{yi}}{N_q - 1}$	$\delta > 0 \left[1 - \frac{(0.7 - \delta / 450^\circ) H}{V + A' c_a \cot \phi} \right]^5$		
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0$	0.4k	1.0	1.0	
	$\phi > 0$	$1 + 0.4k$	1.0	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความชันของดินเหนือฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\lambda_{ci}}{147.3^\circ} \beta$	$\lambda_{yi} (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$\lambda_{qi} (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	<p>$\beta + \delta \leq 90^\circ$ $\beta < \phi$</p>
	$\phi > 0$	$\lambda_{yi} \frac{1 - \lambda_{yi}}{147.3^\circ}$			
ปรับแก้ความชันของฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\lambda_{cs}}{147^\circ} \delta$	$\lambda_{ys} e^{-0.047 \delta \tan \phi}$	$\lambda_{qs} e^{-0.035 \delta \tan \phi}$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{ys} \frac{1 - \lambda_{ys}}{147.3^\circ}$			

- โดยที่ $\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd} \cdot \lambda_{cb} \cdot \lambda_{c\delta}$
 $\lambda_y = \lambda_{ys} \cdot \lambda_{yi} \cdot \lambda_{yd} \cdot \lambda_{yb} \cdot \lambda_{y\delta}$
 $\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd} \cdot \lambda_{qb} \cdot \lambda_{q\delta}$
 $k = D_f / B$ เมื่อ $D_f / B \leq 1$ และ $k = \tan^{-1}(D_f / B)$ เมื่อ $D_f / B > 1$
 B' คือความกว้างประสิทธิภาพเท่ากับ $B - 2e_b$

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

ตารางที่ 2.4 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงเบกทาน (Vesic, 1973; 1975)

ตัวคูณปรับแก้		λ_c	λ_γ	λ_q	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0$	$0.2 \frac{B'}{L'}$	1.0	1.0	
	$\phi > 0$	$1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกทุกเอียง	$\phi = 0$	$\frac{1 - \frac{mH}{A' c_o N_c}}{2}$	λ_{qT}	λ_{qT}	
	$\phi > 0$	$\lambda_{qT} \frac{1 - \lambda_{qT}}{N_q - 1}$	$\left[1 - \frac{T}{Q + A' c_o \cot \phi} \right]^{m+1} > 0$	$\left[1 - \frac{T}{Q + A' c_o \cot \phi} \right]^m$	
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0$	$1 + 0.4k$	1.0	1.0	
	$\phi > 0$	$1 + 0.4k$	1.0	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	
ปรับแก้ความเอียงของดินเหนือฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\beta}{147.3^\circ}$	$\lambda_{q\beta}$	$\lambda_{q\beta}$	
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\beta} \frac{1 - \lambda_{q\beta}}{147.3^\circ}$	$(1 - \tan \beta)^2$	$(1 - \tan \beta)^2$	
ปรับแก้ความเอียงของฐานราก	$\phi = 0$	$1 - \frac{\delta}{147^\circ}$	$\lambda_{q\delta}$	$\lambda_{q\delta}$	$\beta + \delta \leq 90^\circ$ $\beta < \phi$
	$\phi > 0$	$\lambda_{q\delta} \frac{1 - \lambda_{q\delta}}{147.3^\circ}$	$(1 - 0.017 \delta \tan \phi)^2$	$(1 - 0.017 \delta \tan \phi)^2$	

โดยที่

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

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

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

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

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

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

- B' คือ ความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $B - 2e_s$
- L' คือความกว้างประสิทธิผล เท่ากับ $L - 2e_s$
- ϕ_s คือมุมเสียดทานระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานราก มีค่าประมาณ ϕ
- c_s คือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินกับฐานราก มีค่าระหว่าง $0.6S_u$ ถึง S_u
- δ คือมุมที่ฐานรากเอียงไปจากแนวราบ (องศา) ซึ่งมีค่าเป็นบวกเมื่อมีทิศทางพุ่งขึ้น (Upward)
- β คือมุมเอียงของดินเหนือฐานราก (องศา) ซึ่งมีค่าเป็นบวกเมื่อมีทิศทางพุ่งลง (Downward)
- Q คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง
- T คือน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวราบ มีค่า $\leq Q \tan \phi + A_s c_s$
- A' คือพื้นที่รับน้ำหนักประสิทธิผล มีค่าเท่ากับ $B' \times L'$

เนื่องจากค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของแต่ละวิธี (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1953; 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1973; 1975) ได้จากสมมติฐานของแบบจำลองที่แตกต่างกัน ดังนั้น ตัวคูณปรับแก้ของแต่ละวิธีจึงไม่ควรนำมาใช้งานร่วมกัน

2.5 ผลกระทบของระดับน้ำใต้ดินต่อกำลังรับแรงแบกทาน

จากหัวข้อที่แล้ว จะพบว่ากำลังรับแรงแบกทานของดินสามารถคำนวณได้ทั้งในพจน์ของความเค้นรวมและความเค้นประสิทธิผล สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) การคำนวณนิยมนำมาใช้ในพจน์ของความเค้นรวม หน่วยน้ำหนักของดินใต้ฐานรากและขนาดของฐานรากจะไม่มีอิทธิพลต่อการเพิ่มหรือลดของพจน์ที่สามของสมการกำลังรับแรงแบกทาน เนื่องจาก N_γ มีค่าเท่ากับศูนย์ สำหรับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นทราย (การคำนวณจะต้องกระทำในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล) การเปลี่ยนแปลงพจน์ที่สองและสามของสมการกำลังรับแรงแบกทานจะขึ้นอยู่กับตำแหน่งของระดับน้ำใต้ดินดังแสดงในรูปที่ 2.9

กรณีที่ 1 (รูปที่ 2.9a) เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก D เหนือท้อง (ผิวล่าง) ฐานราก ค่าของ q' ในพจน์ที่สองคำนวณได้ดังนี้

$$q' = \gamma(D_f - D) + \gamma'D \tag{2.15}$$

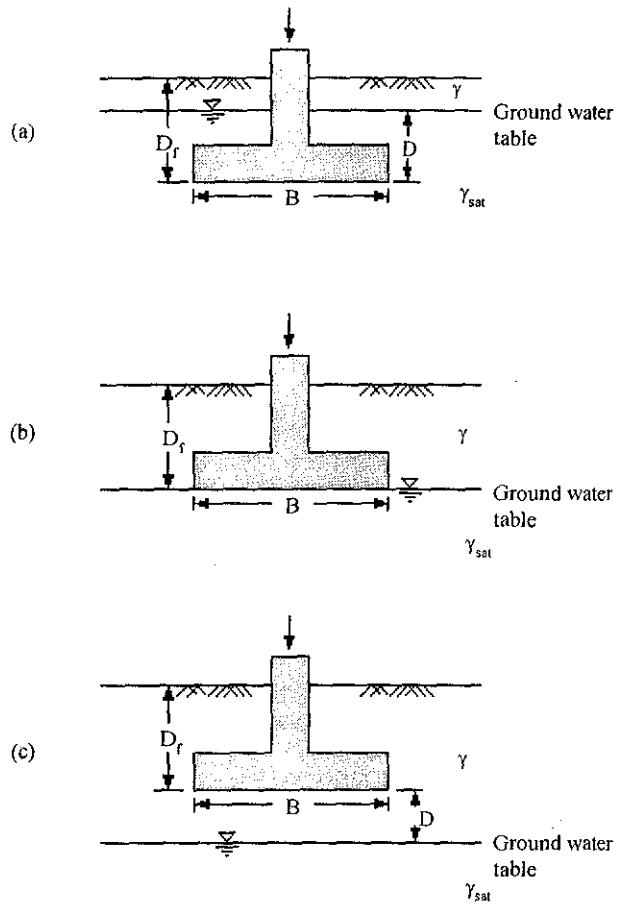
และหน่วยน้ำหนักจมมน้ำ (Submerged unit weight) ของดินในพจน์ที่สามจะเป็น γ'

กรณีที่ 2 (รูปที่ 2.9b) เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ท้องฐานรากพอดี ขนาดของ q' จะเท่ากับ γD_f แต่หน่วยน้ำหนักจมมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ'

กรณีที่ 3 (รูปที่ 2.9c) เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก D จากท้องฐานราก ค่า q' จะเท่ากับ γD_f และค่าของหน่วยน้ำหนักจมมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย γ_{sat} 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

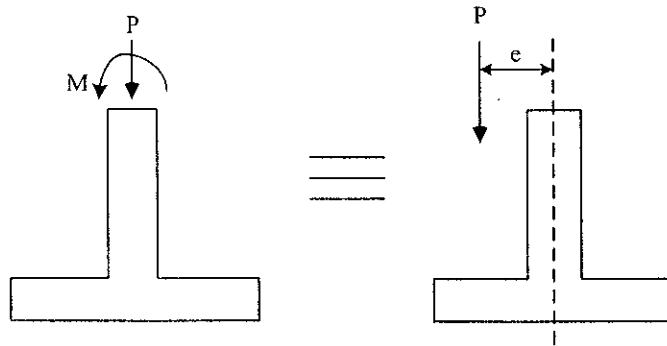
2.6 ฐานรากค้ำที่รับแรงเยื้องศูนย์หรือโมเมนต์

การออกแบบฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์หรือ โมเมนต์ (ดังรูปที่ 2.10) เช่นฐานรากของกำแพงกันดิน หรือฐานรากของโครงสร้างที่รับแรงลม เป็นต้น ต้องพิจารณาถึงความเหมาะสมของขนาดฐานราก และกำลังรับแรงแบกทานประลักษ์ของดิน โดยต้องเริ่มจากการหาขนาดฐานรากที่เหมาะสมก่อน แล้วจึงพิจารณาว่าฐานรากที่เลือกนั้นมีกำลังรับแรงแบกทานเพียงพอหรือไม่ ในหัวข้อนี้ จะอธิบายเพียงแต่ ลักษณะการกระจายความเค้นใต้ฐานรากและการหาขนาดของฐานรากที่เหมาะสม โดยพิจารณาฐานรากเป็นวัสดุแข็งเกร็ง (Rigid foundation) การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานจะอธิบายในหัวข้อต่อไป

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม ระยะเยื้องศูนย์สามารถคำนวณจาก

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

เมื่อ e คือระยะเยื้องศูนย์กลาง M คือโมเมนต์ที่กระทำต่อฐานราก และ P คือน้ำหนักบรรทุกบนฐานราก



รูปที่ 2.10 ฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

รูปที่ 2.11 แสดงการกระจายความเค้นใต้ฐานรากเนื่องจากการกระทำของแรงเยื้องศูนย์กลางในหนึ่งแกน ความเค้นเนื่องจากโมเมนต์ ($\Delta\sigma$) สามารถคำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma = \frac{MC}{I} \quad (2.18)$$

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

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

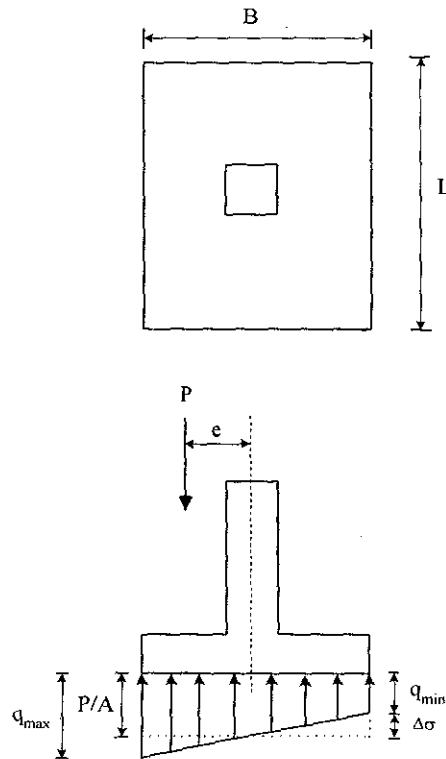
เมื่อ A คือพื้นที่หน้าตัดของฐานราก

ความเค้นรวมที่เกิดขึ้นใต้ฐานรากซึ่งเป็นผลรวมของความเค้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ จะก่อให้เกิดความเค้นที่แตกต่างกันที่ริมของฐานราก 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 ตามลำดับ



รูปที่ 2.11 ความเค้นที่เกิดขึ้นใต้ฐานราก

จากสมการที่ (2.20) จะเห็นได้ว่า $q_{min} = 0$ เมื่อ $\frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 0$ นั่นคือสถานะที่

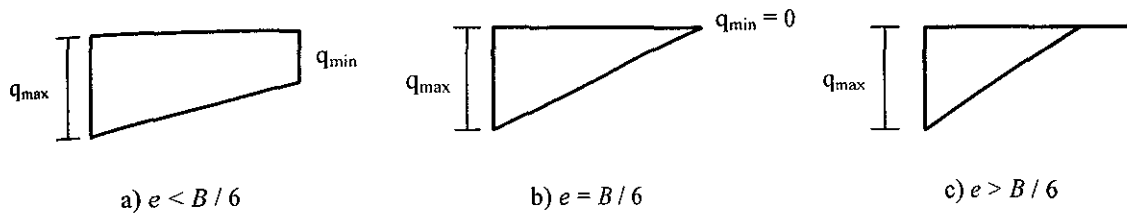
$$e = \frac{B}{6} \tag{2.22}$$

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

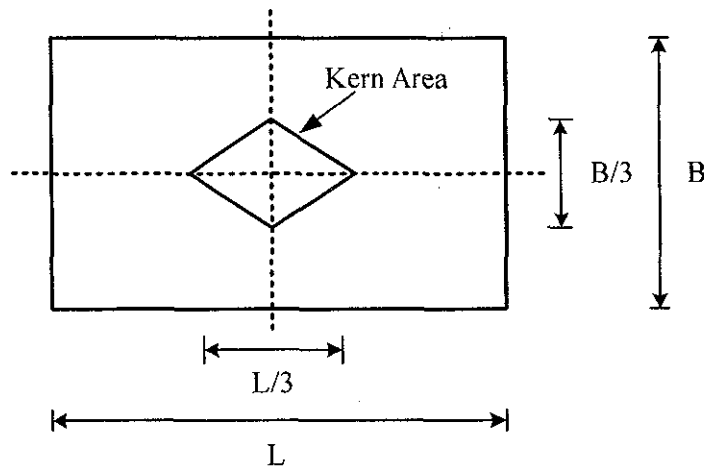
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมรับ โมเมนต์ในสองทิศทาง (ด้านกว้างและด้านยาว) ตำแหน่งของระยะเอียงศูนย์กลางต้องอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) (ดังรูปที่ 2.13) เพื่อให้ทุกผิวสัมผัสใต้ฐานรากรับความเค้นอัด ระยะเอียงศูนย์กลางจะอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) ก็ต่อเมื่อ

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

เมื่อ e_b และ e_l คือระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวความกว้างและความยาว ตามลำดับ



รูปที่ 2.12 ลักษณะการกระจายของความเค้นเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าต่างๆ



รูปที่ 2.13 พื้นที่เคอร์น (Kern Area) ของฐานรากรับ โมเมนต์สองแกน

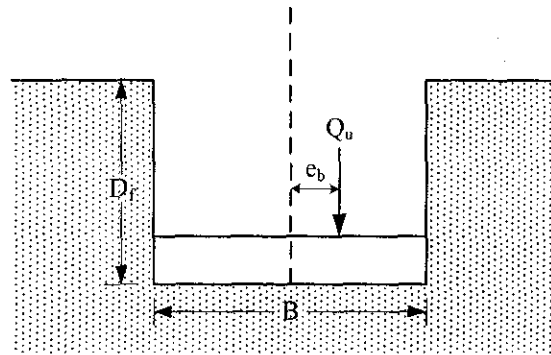
เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์น (Kern area) ความเค้นที่เกิดขึ้นที่มุมทั้งสี่ของฐานราก (q') มีค่าเท่ากับ

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

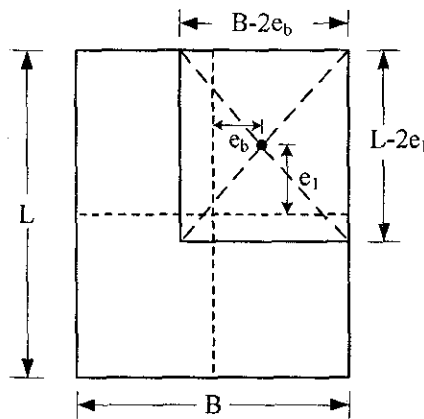
2.7 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรับแรงเยื้องศูนย์กลาง

หลังจากได้ฐานรากที่มีระยะเยื้องศูนย์กลางอยู่ในพื้นที่เคอร์นแล้ว เราก็จะเริ่มค้นคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานราก Meyerhof (1953) เสนอวิธีการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานที่เรียกว่าหลักการความกว้างประสิทธิผล (Concept of effective width) ซึ่งเป็นวิธีการลดขนาดความกว้างและความยาวของฐานรากเดิม เพื่อให้ได้พื้นที่หน้าตัดใหม่ซึ่งน้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุดกึ่งกลางพอดี หลังจากนั้น เราก็สามารถใช้สมการกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากรับแรงตรงศูนย์กลางได้ตามปกติ รูปที่ 2.14 แสดง

วิธีการหาพื้นที่หน้าตัดใหม่ ที่มีความกว้างประสิทธิผลเท่ากับ B' และความยาวประสิทธิผลเท่ากับ L' จะเห็นว่าตำแหน่งแรงแบกทานประลัย (Q_u) กระทำอยู่ที่กึ่งกลางของฐานรากใหม่พอดี



(a) Section



(b) Plan

รูปที่ 2.14 นำหน้ากรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากภายใต้หน้าหนักเอียงศูนย์

ความกว้างประสิทธิผล (B') และความยาวประสิทธิผล (L') ของฐานรากคำนวณได้ดังนี้

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

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

ดังนั้น พื้นที่ประสิทธิผลมีค่าเท่ากับผลคูณของความกว้างประสิทธิผลและความยาวประสิทธิผล สมการกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากรับแรงเอียงศูนย์คำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

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

ตระหนักว่า สมการที่ (2.27) เป็นสมการที่แทนค่า B ด้วย B' แต่ถ้าพบว่า $L - 2e_t$ มีค่าน้อยกว่า $B - 2e_t$ ให้แทนค่า $L - 2e_t = B'$ และ $B - 2e_t = L'$

หลังจากได้ค่า q_u แล้ว เราสามารถคำนวณน้ำหนักแบกทานประลัยได้ดังนี้

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

จากสมการที่ (2.27) จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากที่รับแรงกระทำเอียง ศูนย์ที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายจะมีค่าต่ำกว่าฐานรากรับแรงตรงศูนย์ แต่สำหรับฐานรากที่บนชั้นดินเหนียว อิมตัวด้วยน้ำ ค่านี้มีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากเนื่องจากพจน์ที่สามของสมการมีค่าเท่ากับศูนย์เสมอ ($N_{\gamma} = 0$) ดังนั้นจึงมีเฉพาะการเปลี่ยนแปลงของตัวคูณปรับแก้ แต่อย่างไรก็ตาม น้ำหนักแบกทานประลัยจะมีค่าลดลง ดังแสดงในสมการที่ (2.28) ดังนั้น ในการออกแบบ น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานราก (Q_{all}) ต้องมีค่าน้อยกว่าน้ำหนักประลัย (Q_u) อย่างน้อยสามเท่า

2.8 กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหลายชั้น

การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในหัวข้อนี้จะแบ่งออกเป็นสามส่วน ส่วนแรกเป็นฐานรากบนทรายแน่นที่วางตัวอยู่เหนือชั้นทรายหลวม ส่วนที่สองเป็นฐานรากบนทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน และส่วนที่สามเป็นฐานรากได้ดินเหนียวสองชั้น

2.8.1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม

หลักการของทฤษฎีนี้สามารถอธิบายโดยรูปที่ 2.15 เมื่อทรายชั้นบนมีความหนาแน่นมากดังแสดงในรูปด้านขวามือ ระนาบการวิบัติจะเกิดขึ้นภายในชั้นทรายแน่น

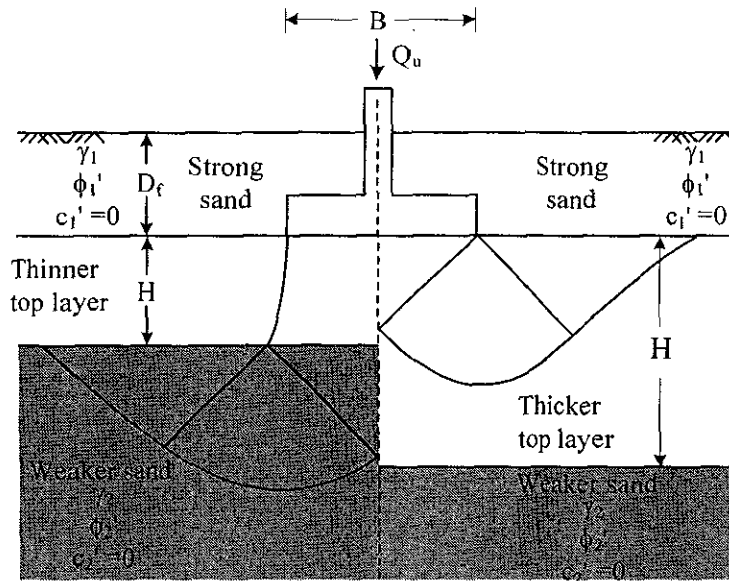
ในกรณีเช่นนี้ กำลังรับแรงแบกทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

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

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

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

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



รูปที่ 2.15 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทราย 2 ชั้น

สมการที่ (2.29) ถึง (2.31) เหมือนกับสมการที่ (2.4) (2.9) และ (2.11) ตามลำดับ เพียงแต่ไม่ได้พิจารณาตัวคูณปรับแก้ความลึก เพื่อให้ผลการคำนวณมีความปลอดภัยมากขึ้น

ถ้าชั้นทรายชั้นบนมีความหนาไม่มากนัก ($H < B$) การวิบัติอาจเป็นแบบการทะลุ (Punching) ในชั้นทรายชั้นบน และเกิดการวิบัติแบบ General shear ในชั้นทรายชั้นล่างที่อ่อนกว่า ดังแสดงในรูปทางซ้ายมือของรูปที่ 2.15 ในกรณีเช่นนี้ กำลังรับแรงแบกทานประลัยหาได้จากสมการที่ (2.32) ถึง (2.34) สำหรับฐานรากแถบ (Strip foundation) ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและฐานรากวงกลม และฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับ

$$q_u = q_{u(b)} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi_1'}{B} - \gamma_1 H \leq q_{u(l)} \quad (2.32)$$

$$q_u = q_{u(b)} + 2\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1'}{B} \right) \lambda_s' - \gamma_1 H \leq q_{u(l)} \quad (2.33)$$

$$q_u = q_{u(b)} + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1'}{B} \right) \lambda_s' - \gamma_1 H \leq q_{u(l)} \quad (2.34)$$

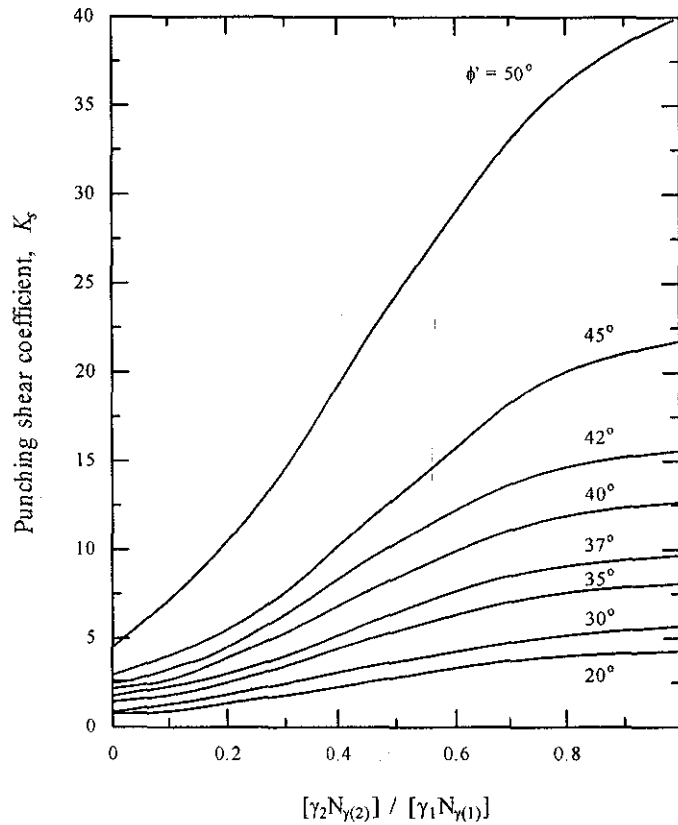
เมื่อ K_s คือสัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ (Punching shear coefficient) λ_s' คือตัวแปรรูปร่าง และ $q_{u(b)}$ คือกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง

ตัวแปรรูปร่างสามารถแทนด้วย 1.0 สัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุเป็นฟังก์ชันของ γ_1 , γ_2 , $N_{\gamma(1)}$ และ $N_{\gamma(2)}$ ดังแสดงในรูปที่ 2.16 เมื่อ γ_2 คือหน่วยน้ำหนักของดินชั้นล่าง และ $N_{\gamma(2)}$ คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง ค่ากำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่างหาได้จาก

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2BN_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.35)$$

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + 0.3\gamma_2BN_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและวงกลม} \quad (2.36)$$

$$q_{u(b)} = \gamma_1(D_f + H)N_{q(2)} + \frac{1}{2}\left[1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)\right]\gamma_2BN_{\gamma(2)} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.37)$$



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_s กับ $(\gamma_2 N_{\gamma(2)})/(\gamma_1 N_{\gamma(1)})$ (Das, 2004)

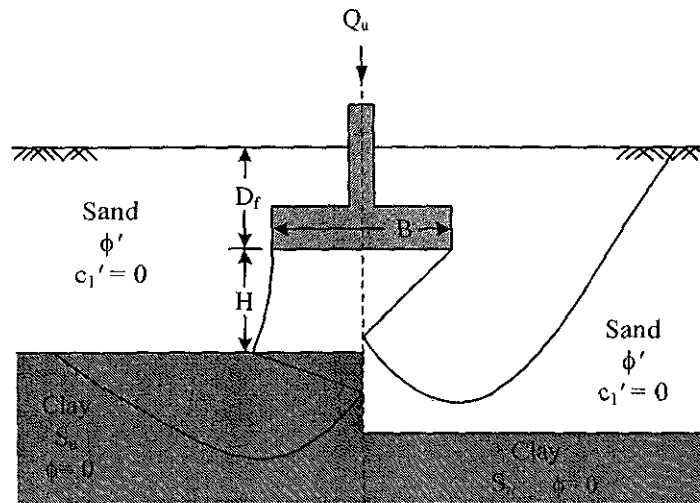
2.8.2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อน

ถ้าชั้นทรายมีความหนาไม่มากนัก แนวการวิบัติอาจขยายไปถึงชั้นดินเหนียวอ่อนได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ทางซ้ายมือ แต่ถ้าชั้นทรายมีความหนามาก (มากกว่าความกว้างของฐานราก) แนวการวิบัติจะเกิดเพียงแต่ในชั้นทราย ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ทางขวามือ จากการศึกษาค้นคว้าของ Meyerhof and Hensen (1978) สำหรับชั้นทรายที่มีความหนาน้อยกว่าความกว้างของฐานราก กำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากแถบ และสี่เหลี่ยมผืนผ้าคำนวณได้ดังสมการที่ (2.38) และ (2.39) ตามลำดับ

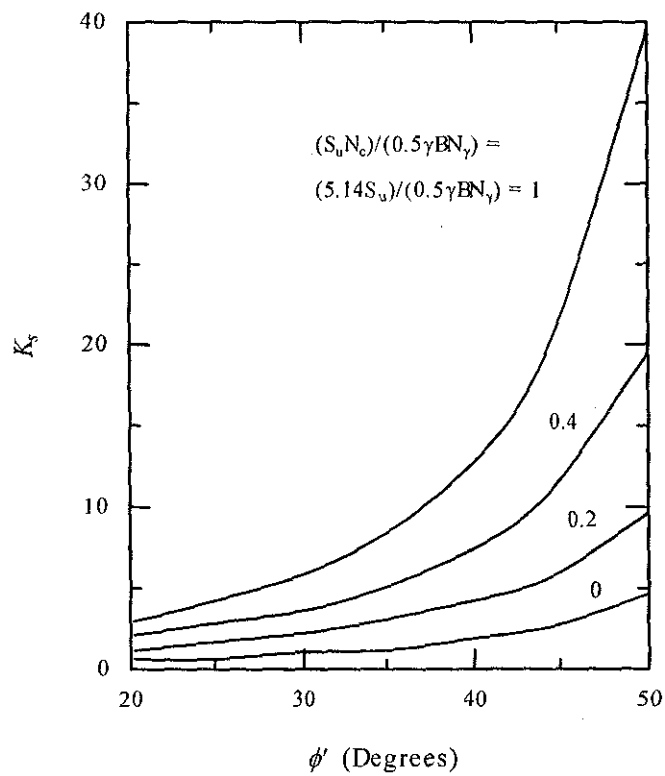
$$q_u = S_u N_c + \gamma H^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \quad (2.38)$$

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

เมื่อ ϕ' คือมุมเสียดทานภายในของทราย γ คือหน่วยน้ำหนักของทราย และ K_r คือสัมประสิทธิ์การเลื่อนตะลุม ความสัมพันธ์ระหว่าง K_r และ ϕ' แสดงดังรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.17 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียว



รูปที่ 2.18 การเปลี่ยนแปลงของ K_r กับ ϕ' (Meyerhof and Hensen, 1978)

สำหรับกรณีที่ชั้นทรายมีความหนาแน่นมากกว่าความกว้างของฐานราก และการวิบัติเกิดในชั้นทราย กำลังรับแรงแบกทานคำนวณได้ดังนี้

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

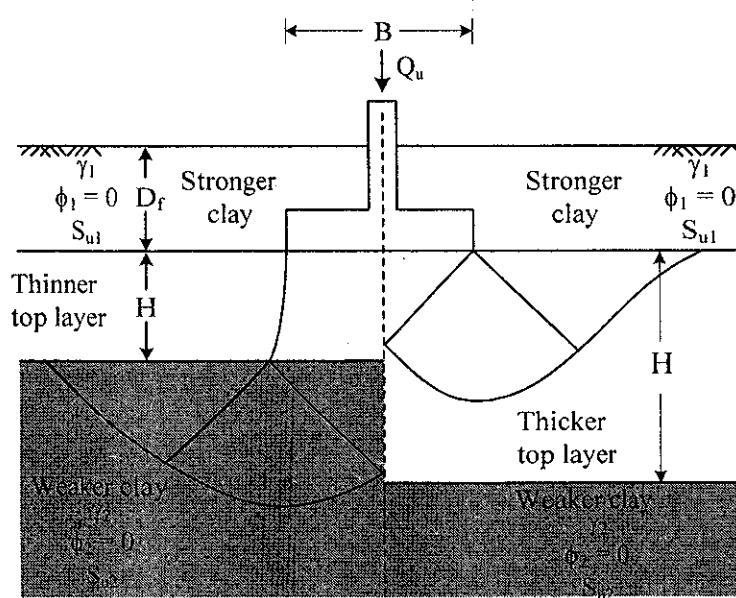
$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า} \quad (2.41)$$

2.8.3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้น

พิจารณารูปที่ 2.19 ด้านซ้ายมือ สำหรับฐานรากบนชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนชั้นบนสูงกว่าชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} > 1.0$) และ H/B มีค่าน้อย จนเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในดินเหนียวทั้งสองชั้น สมการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยในกรณีเช่นนี้ 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 2.20



รูปที่ 2.19 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นดินเหนียว 2 ชั้น

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 2.19 ทางขวามือ

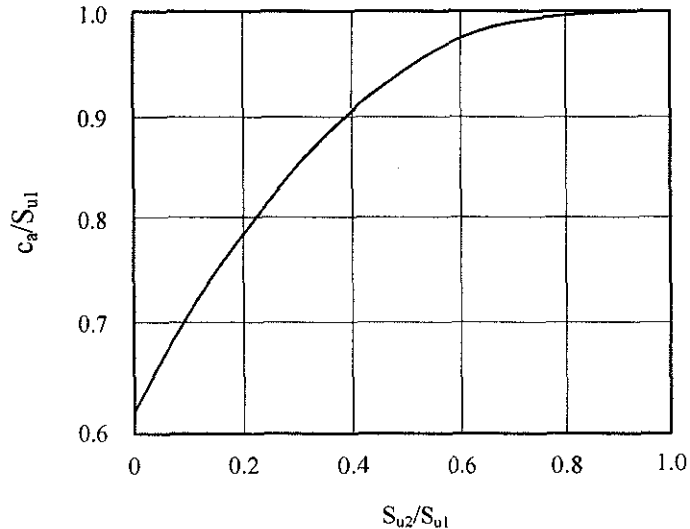
ในกรณีที่พบว่าดินเหนียวชั้นบนมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนน้อยกว่าดินเหนียวชั้นล่าง ($S_{u1}/S_{u2} < 1$) เราสามารถประมาณกำลังรับแรงแบกทานประลัยได้จาก

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

เมื่อ

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

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



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง c_u/S_{u1} และ S_{u2}/S_{u1} (Das, 2004)

2.9 อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

การหาค่าล้รับแรงแบกทานยอมให้สำหรับฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์ ($e_b = e_l = 0$) สามารถคำนวณได้สามวิธี ได้แก่ ค่าล้รับแบกแบกทานยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable bearing capacity) ค่าล้รับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ (Net allowable bearing capacity) และค่าล้รับแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์ค่าล้ยอมให้

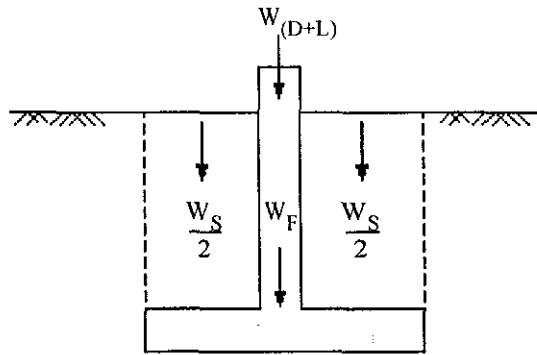
ค่าล้รับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมด (q_{all}) สามารถคำนวณได้ดังนี้

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

q_{all} ที่หาได้จากสมการที่ (2.44) คือค่าน้ำหนักใช้งานต่อพื้นที่ 1 หน่วย ซึ่งดินได้ฐานรากด้านรับได้โดยปราศจากการวิบัติ ค่านี้ต้องรวมผลของ 1) น้ำหนักคงที่ (Dead load) และน้ำหนักจร (Live load) ที่อยู่เหนือระดับผิวดิน ($W_{(D+L)}$) 2) น้ำหนักของฐานราก (W_f) และ 3) น้ำหนักของดินที่อยู่เหนือฐานราก (W_s) (รูปที่ 2.21) 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



รูปที่ 2.21 การคำนวณน้ำหนักรับแรงแบกทานใช้งาน

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

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

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิเท่ากับ

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

จากสมการที่ (2.8) กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ สำหรับฐานรากแถบคำนวณได้ดังนี้

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

ถ้าพิจารณาตัวคูณปรับแก้ต่างๆ สมการที่ (2.48ก) จะกลายเป็น

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

ถ้าสมมติว่าหน่วยน้ำหนักของดินและฐานรากมีค่าใกล้เคียงกันหรือเท่ากัน 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 วิธีการนี้สามารถกระทำโดยคำนวณค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำยอมให้ (c_d) และมุมเสียดทานภายในยอมให้ (ϕ_d) และนำค่าเหล่านี้มาแทนค่าในสมการกำลังรับแรงแบกทาน ค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำยอมให้และมุมเสียดทานภายในยอมให้คำนวณได้ดังนี้

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

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

ดินเป็นวัสดุมีค่าโมดูลัสต่ำ ซึ่งจะสามารถรับน้ำหนักประลัยได้ก็ต่อเมื่อเกิดการทรุดตัวอย่างมาก (ประมาณ 10 – 20 เท่าของความกว้างฐานราก) ดังนั้น เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่อาจเกิดอย่างมากเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก อัตราส่วนปลอดภัยควรมีค่าประมาณ 3 - 4 สำหรับการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมดและกำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิ และ 2 - 3 สำหรับการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานยอมให้โดยใช้พารามิเตอร์กำลังยอมให้ U.S. Army (1992) เสนอให้ใช้ค่าอัตราส่วนยอมให้สำหรับงานก่อสร้างประเภทต่างๆ ดังตารางที่ 2.5

สำหรับฐานรากรับแรงเอียงศูนย์ ($e_b \neq 0$ หรือ/และ $e_l \neq 0$) อัตราส่วนปลอดภัยจะคำนวณแตกต่างจากกรณีฐานรากรับน้ำหนักตรงศูนย์ อัตราส่วนปลอดภัยต้องคำนวณจากอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกประลัยต่อน้ำหนักบรรทุกจริง (P) ดังนี้

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

ตารางที่ 2.5 อัตราส่วนปลอดภัยที่เสนอโดย U.S. Army (1992)

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

ปัจจัยที่สำคัญอีกตัวที่ต้องคำนึงในการออกแบบคือการทรุดตัวของฐานราก ตารางที่ 2.6 แสดงค่าการทรุดตัวยอมให้ (δ) ซึ่งเป็นค่าที่พิจารณาอัตราส่วนปลอดภัยแล้ว ผู้ออกแบบต้องนำค่าในตารางที่ 2.6 มาเปรียบเทียบกับทรุดตัวทั้งหมดที่ได้อาจเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบนโครงสร้าง (δ) โดยที่ $\delta \leq \delta_u$ เสมอ เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential settlement) ของฐานรากแต่ละฐาน สุขสันต์และคณะ (2546ก - ค) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากแผ่ก่อให้เกิดรอยแตกร้าวอย่างรุนแรง และนำไปสู่การวิบัติของโครงสร้างอาคาร

ตารางที่ 2.6 การทรุดตัวที่ยอมให้ (อ้างอิงจาก Coduto, 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

โดยทั่วไป ฐานรากมักถูกออกแบบให้มีค่าการทรุดตัวเท่ากันทุกฐาน ดังนั้น ในทางทฤษฎีจึงไม่เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก แต่อย่างไรก็ตาม ในความเป็นจริงการทรุดตัวที่แตกต่างของฐานรากปรากฏให้เห็นอยู่บ่อยครั้ง Coduto (2001) ได้สรุปปัจจัยหลักที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากดังนี้

1) ความแปรปรวนของชั้นดิน ฐานรากอาคารบางฐานอาจตั้งอยู่บนชั้นดินเดิมที่แข็ง บางฐานอาจตั้งบนชั้นดินถมที่หลวมและไม่ได้รับการบดอัดที่เหมาะสม อาคารนี้อาจเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันอย่างมากเนื่องจากพฤติกรรมการอัดตัวที่แตกต่างกันของดิน การวิบัติด้วยสาเหตุนี้มักพบในพื้นที่ที่มีการความแปรปรวนของระดับดินและลักษณะทางวิศวกรรมอย่างมาก ดังเช่นในบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งพบปัญหาดังกล่าวนี้กับหลายอาคาร (สุขสันต์และคณะ 2546ก-ค และ 2547ก และ ข)

2) ความแปรปรวนของน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง ฐานรากที่มีขนาดแตกต่างกันมักถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกที่ต่างกัน โดยทั่วไปแล้ว ฐานรากแต่ละฐานต้องถูกออกแบบให้เกิดการทรุดตัวเท่ากันภายใต้ น้ำหนักบรรทุกที่ต่างกัน ดังนั้น ในทางทฤษฎี ค่าการทรุดตัวที่ต่างกัน จะมีค่าเท่ากับศูนย์ แต่อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบ อาจเกิดความผิดพลาดจนทำให้อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจริงต่อน้ำหนักบรรทุกที่ออกแบบของแต่ละฐานมีความแตกต่างกัน ฐานรากที่มีค่าอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกสูงจะมีโอกาสทรุดตัวมากกว่า

3) การออกแบบโดยควบคุมเพียงแต่กำลังรับแรงแบกทาน การออกแบบฐานรากบางครั้งอาจมีการควบคุมเพียงแต่กำลังรับแรงแบกทาน โดยปราศจากการพิจารณาการทรุดตัว

4) การก่อสร้างที่ไม่เหมาะสม ขนาดของฐานรากที่ก่อสร้างจริงอาจมีความแตกต่างจากขนาดฐานรากที่ออกแบบ จึงก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน

Bjerrum (1963) ได้เปรียบเทียบการทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากแผ่บนชั้นดินเหนียวและชั้นทราย ดังแสดงในรูปที่ 2.22 และ 2.23 ซึ่งเป็นข้อมูลที่รวบรวมจากบริเวณก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อนในประเทศสแกนดิเนเวีย รูปทั้งสองนี้สามารถช่วยในการประมาณการทรุดตัวที่แตกต่างกัน เมื่อทราบค่าการทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement) จากการคำนวณ ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่ายอมให้ ดังแสดงในตารางที่ 2.7

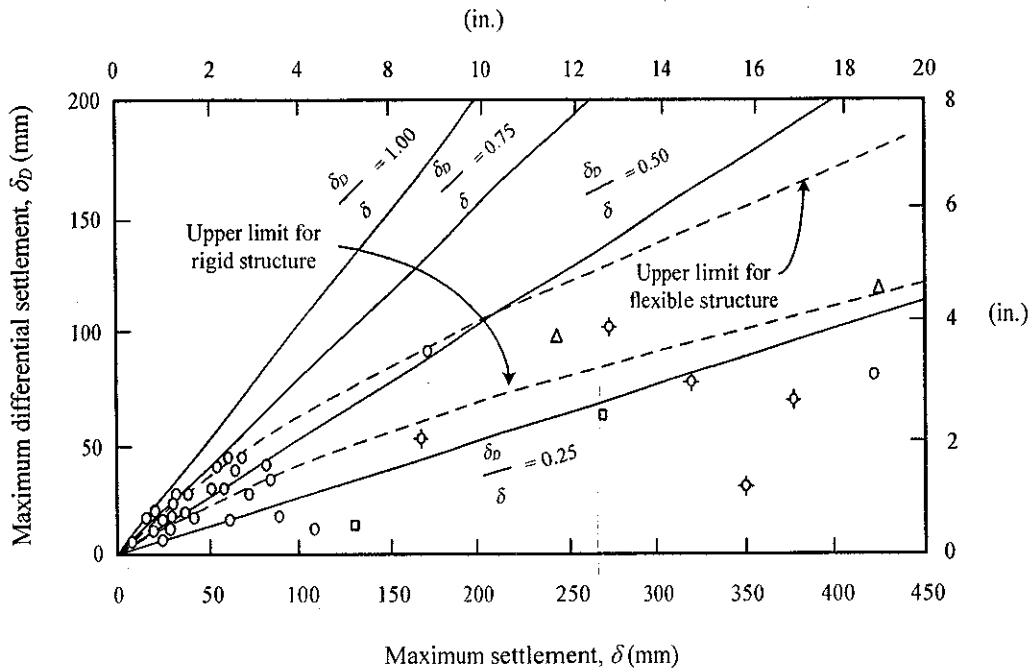
ตารางที่ 2.7 ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันยอมให้ (Skempton and MacDonald, 1956)

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

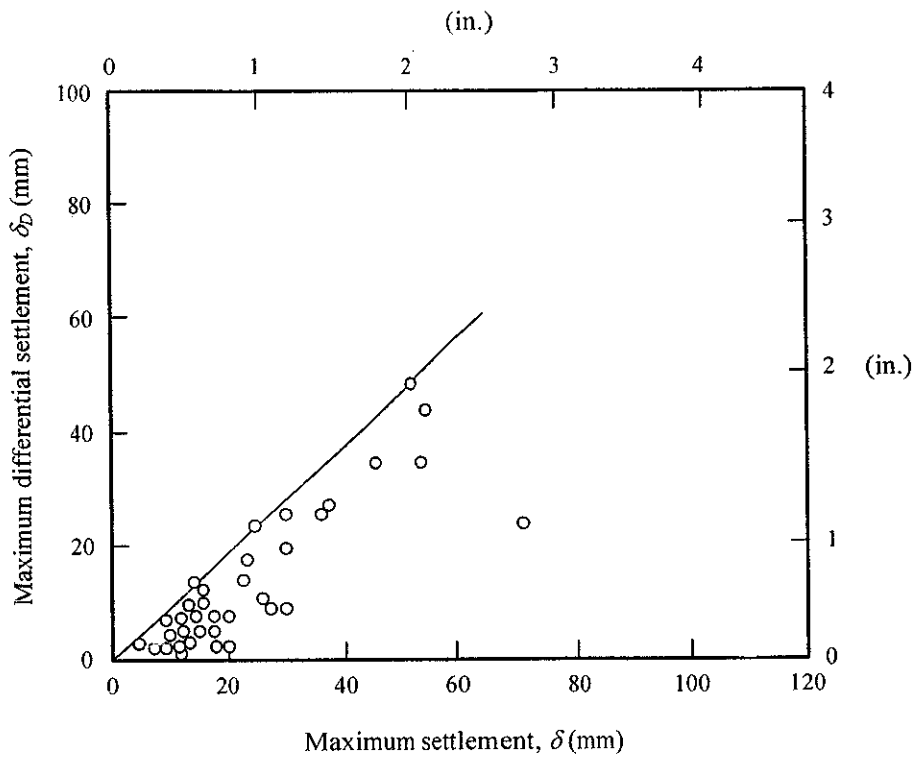
หมายเหตุ L คือความยาวของคานช่วงที่พิจารณา

สุขสันต์และคณะ (2546ข) ได้สรุปว่าอาคารที่เกิดความเสียหายเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากจะมีลักษณะความเสียหายของผนัง พื้น และคาน ดังนี้

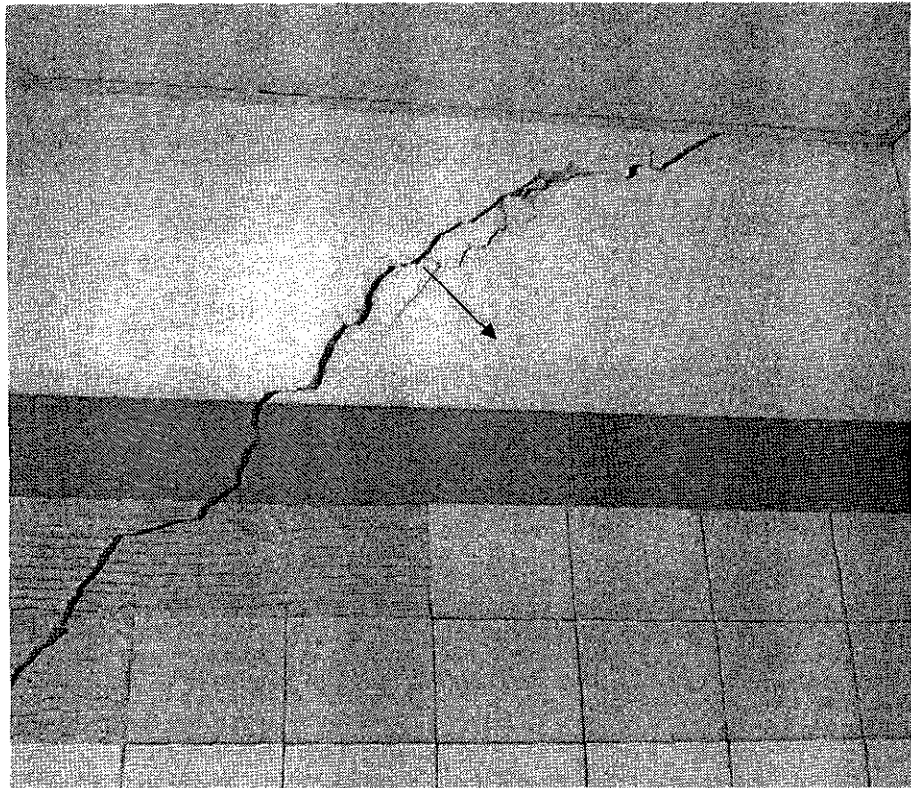
- 1) รอยแตกร้าวของผนังห้องจะทำมุมประมาณ 45 องศา ดังแสดงในรูปที่ 2.24 ฐานรากดินที่เกิดการทรุดตัวมากกว่าจะดึงให้ผนังถึกขาด และการทรุดตัวของผนังจะเกิดในแนวตั้งฉากกับรอยแตก ดังแสดงโดยลูกศร



รูปที่ 2.22 การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากบนดินเหนียว (Bjerrum, 1963)

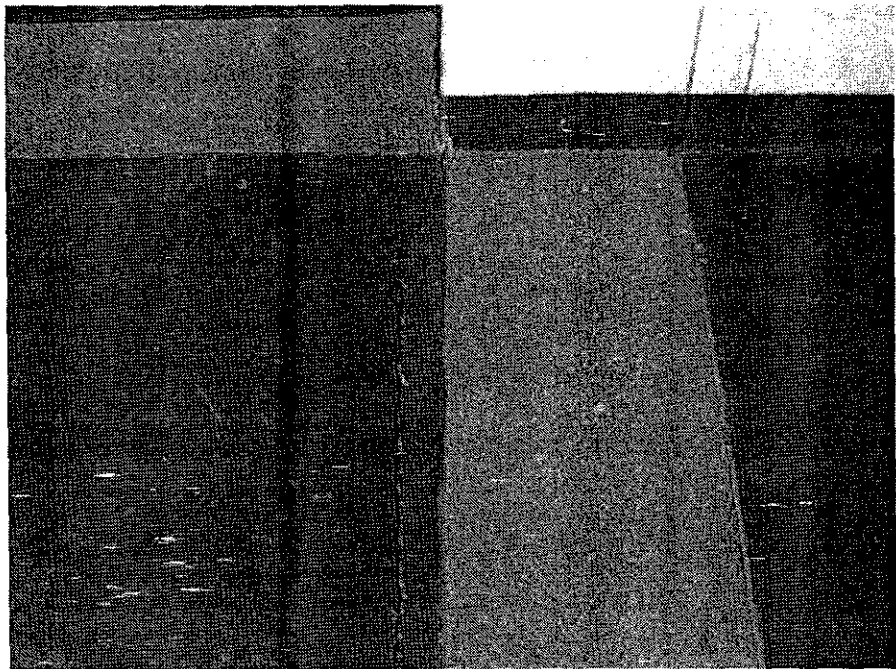


รูปที่ 2.23 การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากบนทราย (Bjerrum, 1963)



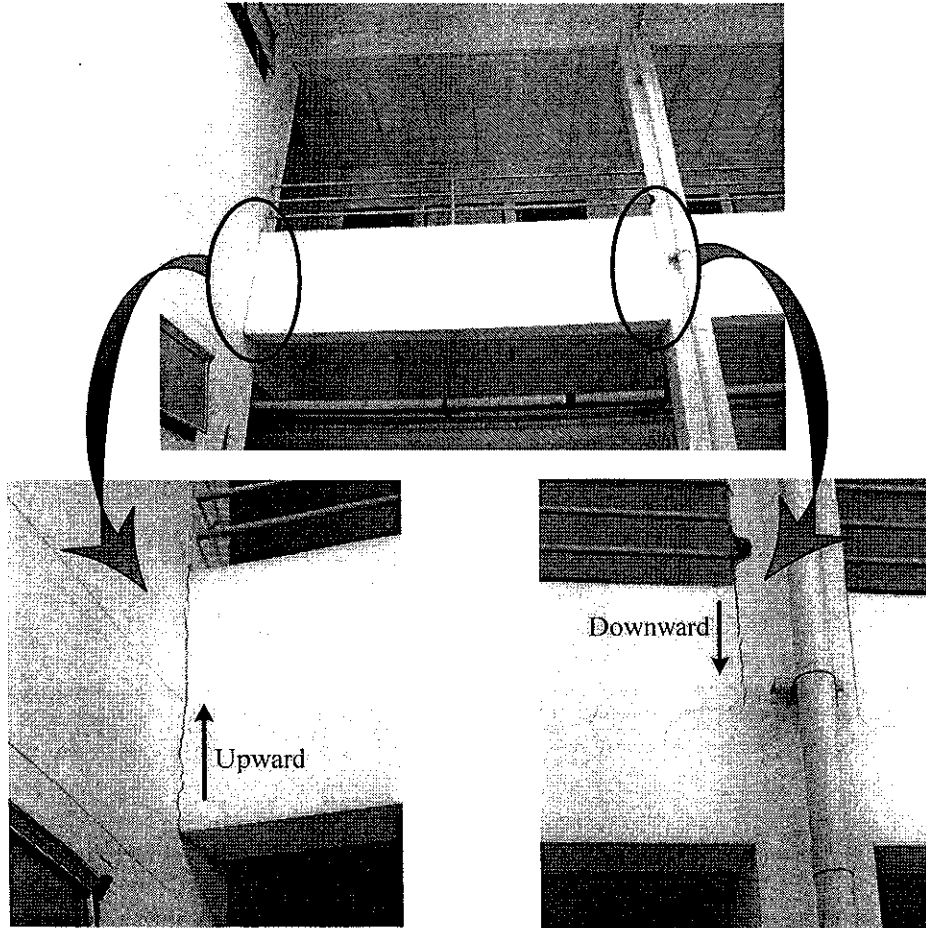
รูปที่ 2.24 ลักษณะการแตกร้าวของผนังที่เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก
(สุขสันต์และคณะ 2546ข)

2) รอยแตกของพื้นจะเกิดขึ้นตามแนวคาน ดังแสดงในรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.25 ลักษณะการแตกร้าวของพื้นตามแนวคานที่เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก
(สุขสันต์และคณะ 2546ข)

- 3) รอยแตกร้าวระหว่างจุดต่อคานกับเสาสองต้นจะเกิดในทิศทางตรงกันข้าม ดังแสดงในรูปที่ 2.26 ซึ่งรอยแตกร้าวเกิดในทิศทางจากล่างขึ้นบนที่ปลายคานด้านซ้าย และเกิดในทิศทางจากบนลงล่างที่ปลายคานด้านขวา



รูปที่ 2.26 รอยแตกร้าวระหว่างจุดต่อคาน-เสาที่เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก (สุขสันต์และคณะ 2546๗)

2.10 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากสมการเชิงประสพการณ์ (Empirical Equations)

นอกจากการประมาณกำลังรับแรงแบกทานประลัยโดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานแล้ววิธีทั่วไปที่นิยมอีกวิธีการหนึ่งคือ การประมาณโดยใช้สมการเชิงประสพการณ์ (Empirical equations) ร่วมกับผลการทดสอบทะเละหวงมาตรฐาน การทะเละหวงด้วยกรวย และการทดสอบด้วยใบพัด

2.10.1 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบทะเละหวงมาตรฐาน

ก) วิธีของ Meyerhof (1956) สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้สุทธิสำหรับชั้นทรายที่ทำให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากไม่เกิน 2.5 เซนติเมตร ตามสมการดังนี้

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

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

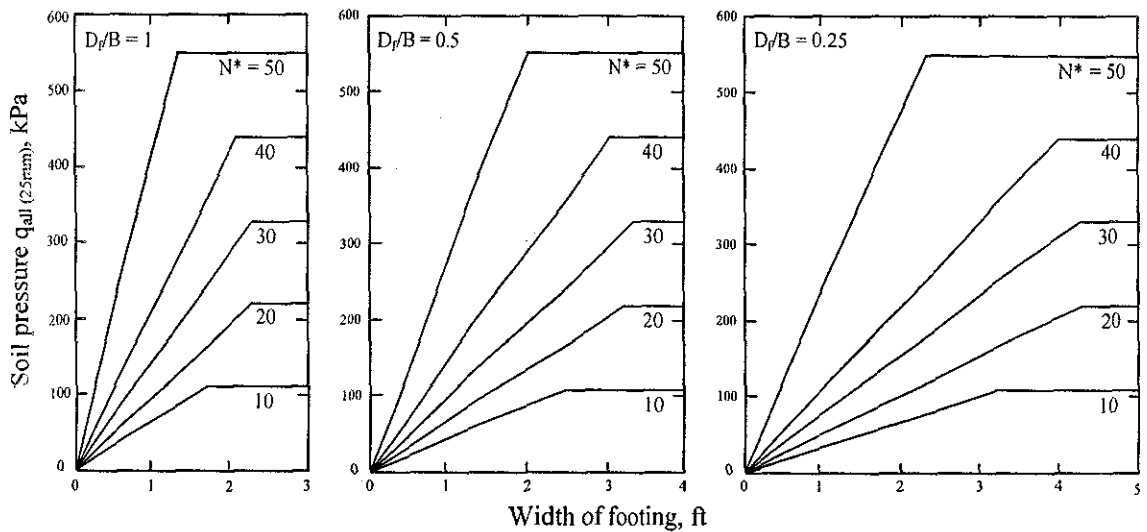
เมื่อ $q_{a(net)}$ คือกำลังรับแรงแบกยอมให้สุทธิที่ทำให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 ซม. (กิโปลาสคาล)

N' คือตัวเลขหะตุหะลวงมาตรฐานปรับแก้

B คือความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานราก (เมตร)

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

ข) วิธีของ Peck et al. (1974) สามารถหาลังรับแรงแบกทานยอมให้ได้จากรูปที่ 2.27 โดยที่ค่า $q_{all(25mm)}$ ก็คือค่ากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ที่เกิดการทรุดตัวเท่ากับ 25 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า N^* และขนาดของฐานราก



รูปที่ 2.27 ความสัมพันธ์ของค่า $q_{all(25mm)}$ กับตัวเลขการหะตุหะลวงมาตรฐาน (N^*) และอัตราส่วน D_f/B (Peck et al., 1974)

ค่า N^* ประมาณได้จากสมการดังต่อไปนี้

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

เมื่อ C_N คือตัวคูณปรับแก้ตัวเลขหะตุหะลวงมาตรฐานเนื่องจากความเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง มี

ค่าเท่ากับ $\sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$ เมื่อ σ'_v มีหน่วยเป็นกิโปลาสคาล

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

D_w คือระดับน้ำใต้ดินวัดจากห้องฐานราก

D_f คือระดับห้องฐานรากวัดจากผิวดิน

B คือความกว้างฐานราก

2.10.2 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบตะกั่วลงด้วยกรวย

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

สำหรับดินทราย

$$q_u = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.56ก)$$

$$q_u = 48 - 0.0090(300 - q_c)^{1.5} \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม} \quad (2.56ข)$$

สำหรับดินเหนียว

$$q_u = 2 + 0.28q_c \quad \text{สำหรับฐานรากแถบ} \quad (2.57ก)$$

$$q_u = 5 + 0.34q_c \quad \text{สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม} \quad (2.57ข)$$

เมื่อ q_c คือความต้านทานที่ปลายกรวย โดยที่ q_u และ q_c มีหน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

2.10.3 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานจากผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด

วิธีนี้เหมาะที่จะใช้กับดินเหนียวเพราะกำลังรับแรงแบกทานถูกควบคุมโดยกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำซึ่งสามารถประมาณได้จากการทดสอบด้วยใบพัด

Canadian Geotechnical Society (1985) ได้เสนอสมการประมาณกำลังรับแรงแบกทานประลัยไว้ดังนี้

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

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

$S_{u(vane)}$ คือกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตามแนวใบพัด

D_f คือระดับห้องฐานรากวัดจากผิวดิน

- B คือความกว้างของฐานราก
- L คือความยาวของฐานราก
- σ_{v0} คือความเค้นกดทับรวมที่ระดับฐานราก

2.11 การประมาณการทรุดตัวของฐานรากบนชั้นดินทรายจากสมการเชิงประสพการณ์

การทรุดตัวในทรายปกติมักมีค่าน้อยและเกิดอย่างรวดเร็วเมื่อเพิ่มน้ำหนักเพียงเล็กน้อย วิธีการคำนวณที่จะเสนอต่อไปนี้ต้องอาศัยข้อมูลจากการทดสอบในสนาม ได้แก่ การทะลุทะลวงมาตรฐาน (SPT) และการทะลุทะลวงด้วยกรวย (CPT) สาเหตุที่การคำนวณค่าการทรุดตัวจากการทดสอบในสนามได้รับความนิยมนั้นก็เพราะการเก็บตัวอย่างคงสภาพของทรายมาทดสอบในห้องปฏิบัติการมีความยุ่งยากมากและแทบจะทำได้ วิธีการคำนวณการทรุดตัวในทรายมีทั้งจากสมการประสพการณ์ (Empirical) และจากสมการกึ่งประสพการณ์ (Semi-empirical) U.S. Army Corps of Engineers (1992) แนะนำว่าควรคำนวณเปรียบเทียบกันอย่างน้อย 3 วิธี จากวิธีต่างๆ ดังนี้

2.11.1 วิธีของ Alpan (1964)

วิธีนี้สร้างขึ้นโดยอาศัยผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานและข้อมูลการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก (Plate load test) การทรุดตัวของฐานรากที่มีความกว้าง B สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$S_r = 2.433m' \left[\frac{6.562B}{1 + 3.281B} \right]^2 \alpha_0 q_{net} \quad (\text{เมตร}) \quad (2.59)$$

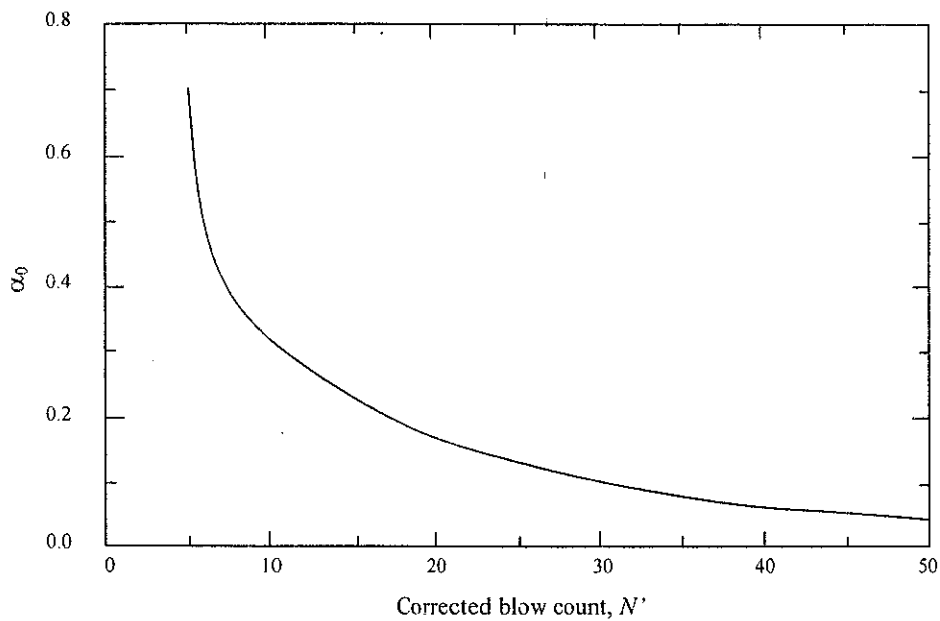
- เมื่อ m' คือตัวคูณปรับแก้รูปร่างมีค่าเท่ากับ $(L/B)^{0.39}$
- L คือความยาวของฐานราก (เมตร)
- B คือความกว้างของฐานราก (เมตร)
- α_0 คือค่าคงที่ซึ่งสัมพันธ์กับค่า N' ตามรูปที่ 2.28
- q_{net} คือความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก (กิโลปาสกาล)

2.11.2 วิธีของ Schultze and Sherif (1973)

วิธีนี้ใช้ประมาณค่าการทรุดตัวจากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ค่าการทรุดตัวสามารถประมาณได้ตามสมการดังนี้

$$S_f = \frac{fq_{net} \sqrt{B}}{N'_{(ave)} \left(1 + 0.4 \frac{D}{B}\right)} \quad (\text{ฟุต}) \quad (2.61)$$

- เมื่อ f คือตัวคูณตามทฤษฎียึดหยุ่น หาได้จากรูปที่ 2.29
 H คือความลึกจากระดับท้องฐานรากลงไปถึงระดับดินแข็งด้านล่าง (ฟุต)
 D_f คือระดับท้องฐานรากวัดจากผิวดิน (ฟุต)
 $N'_{(ave)}$ คือตัวเลขหาคะลุมวลมาตรฐานปรับแก้เฉลี่ยในช่วงความหนา H (ความหนาของชั้นดินอัดตัวได้) แต่มีค่าเกินกว่าสองเท่าของความกว้างฐานราก
 q_{net} คือความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก (ตันต่อฟุต)



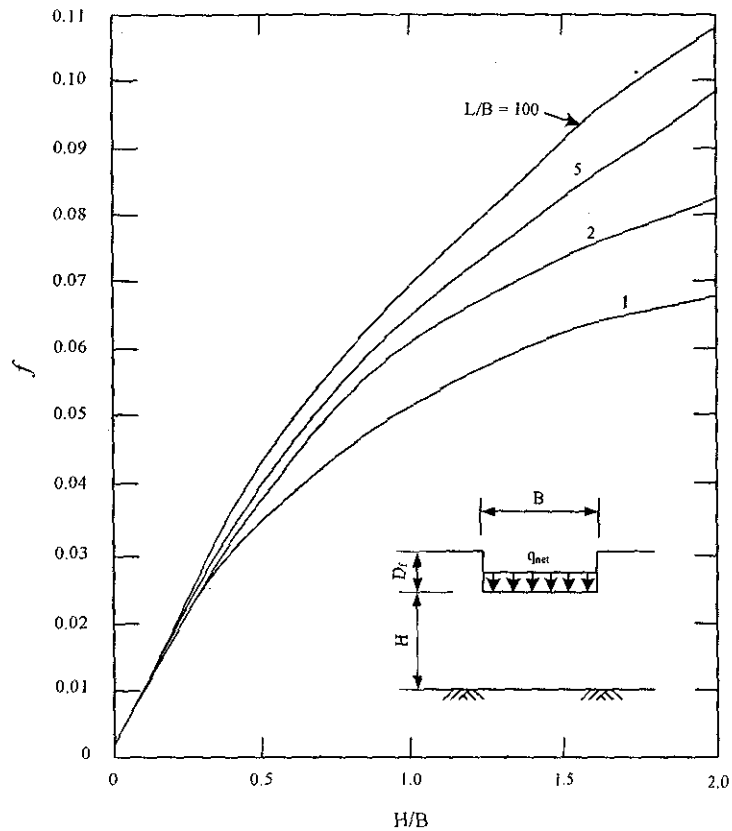
รูปที่ 2.28 ตัวแปร α_0 สำหรับวิธี Alpan (1964)

2.11.3 วิธี Modified Terzaghi and Peck

การทรุดตัวสามารถประมาณได้โดยอาศัยสมการดังต่อไปนี้

$$S_f = \frac{q_{net}}{18q_{all(25mm)}} \quad (\text{ฟุต}) \quad (2.61)$$

เมื่อ q_{net} คือความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก



รูปที่ 2.29 ตัวคูณตามทฤษฎียึดหยุ่น (Schultze and Sherif, 1973)

2.11.4 วิธีของ Schmertmann and Hartman (1978)

วิธีนี้เป็นวิธีกึ่งประสพการณ์ (Semi empirical) ซึ่งประมาณสัมประสิทธิ์ความเครียดจากผลทดสอบในสนาม สมมติฐานในการวิเคราะห์คือน้ำหนักที่กระทำเป็นแบบสม่ำเสมอ (Uniform load) ทำให้เกิดการกระจายความเครียดในแนวดิ่งเป็นไปตามทฤษฎียึดหยุ่น การคำนวณทำได้โดยการประมาณการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสยึดหยุ่นตามความลึก ซึ่งได้จากผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานหรือทะลุทะลวงด้วยกรวยโดยแบ่งชั้นดินเป็นส่วนย่อยๆ จนถึงระดับ $z = z_2$ การทรุดตัวทั้งหมดคำนวณได้จากผลรวมของการทรุดตัวแบบยึดหยุ่นของแต่ละชั้นดินย่อยๆ ดังนี้

$$S_i = C_1 C_2 (q_{net}) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (2.62)$$

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

E_s คือโมดูลัสยืดหยุ่นของดินในแต่ละช่วงความลึก ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2.5q_c$ และ $3.5q_c$ สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสและฐานรากแถบ ตามลำดับ

Δz คือความหนาของชั้นดินแต่ละชั้น

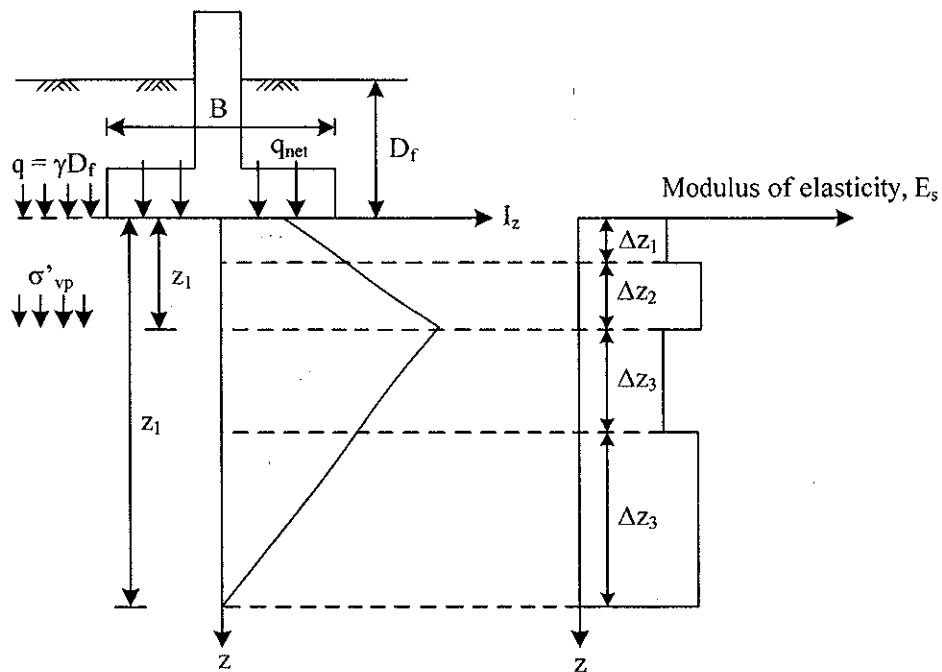
q_{net} คือความเค้นสุทธิที่ระดับท้องฐานราก

ค่าสัมประสิทธิ์ความเครียดมีค่าขึ้นอยู่กับระดับความลึกใต้ฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.30 สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือฐานรากวงกลม ($L/B = 1$) ค่าสัมประสิทธิ์ความเครียดมีค่าดังนี้

$$I_z = 0.1 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0 \quad (2.63ก)$$

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = 0.5B \quad (2.63ข)$$

$$I_z = 0 \quad \text{ที่ความลึก } z = z_2 = 2B \quad (2.63ค)$$



รูปที่ 2.30 การคำนวณการทรุดตัวแบบยืดหยุ่นในดินทราย โดยใช้สัมประสิทธิ์ความเครียด

สำหรับฐานรากแถบที่มีค่า $L/B \geq 10$ ค่าสัมประสิทธิ์ความเครียดมีค่าดังนี้

$$I_z = 0.2 \quad \text{ที่ความลึก } z = 0 \quad (2.64ก)$$

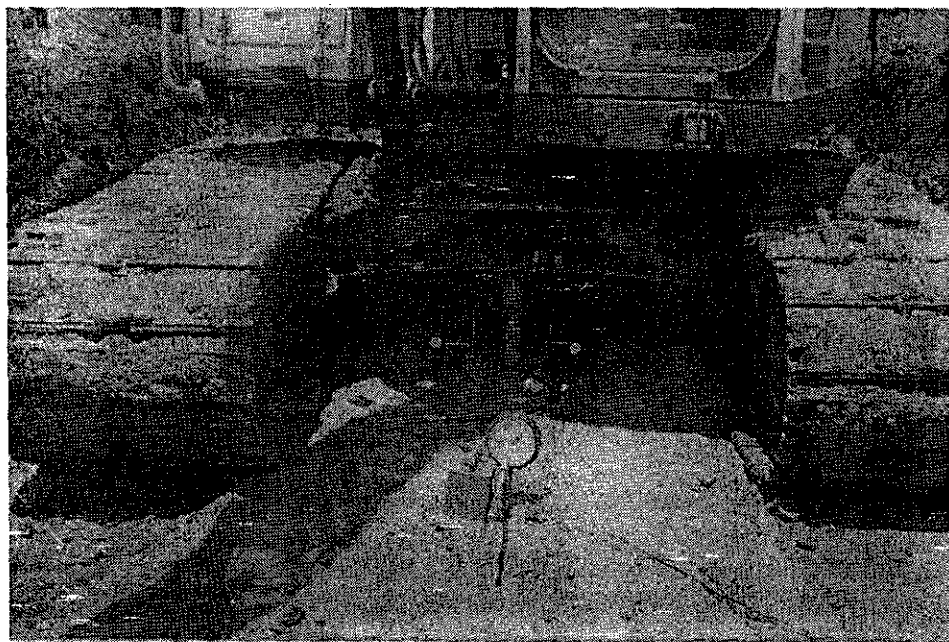
$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}}} \quad \text{ที่ความลึก } z = z_1 = B \quad (2.64ข)$$

$$I_z = 0 \quad \text{ที่ความลึก } z = z_2 = 4B \quad (2.64ค)$$

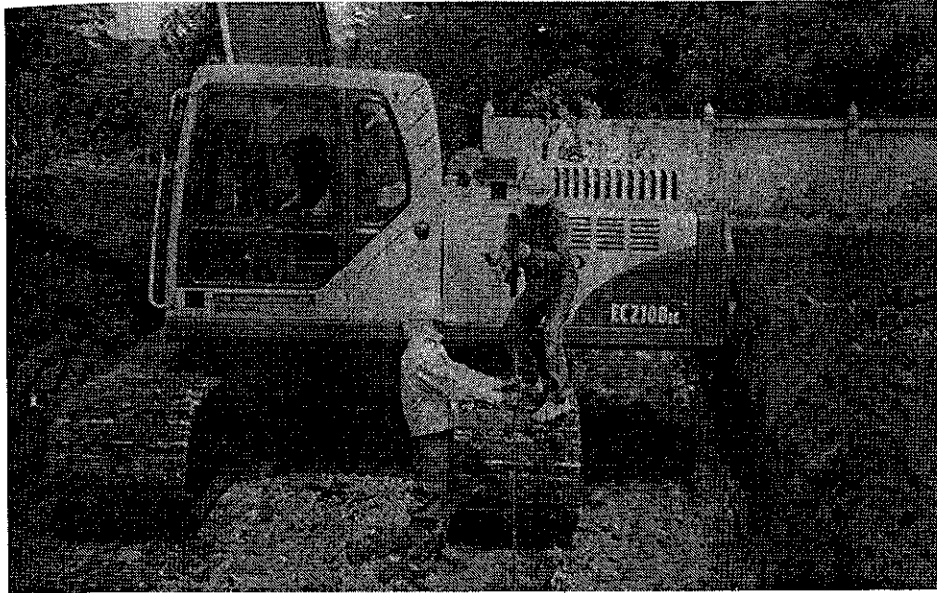
สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีค่า $L/B < 10$ ให้ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความเครียดจากการ Interpolation ระหว่าง $L/B=1$ กับ $L/B=10$

2.11.5 การประมาณการทรุดตัวจากผลทดสอบแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test)

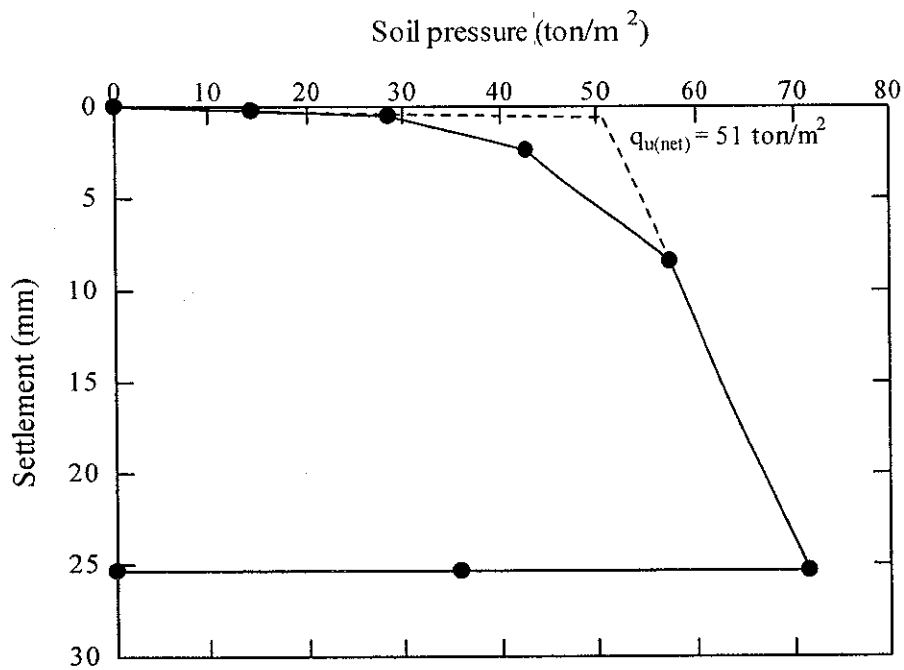
การทดสอบแผ่นเหล็กเป็นการทดสอบโดยการให้น้ำหนักบรรทุกกับแผ่นเหล็กมาตรฐานสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือวงกลมขนาด 30 เซนติเมตร ด้วยแม่แรงไฮดรอลิก ดังแสดงในรูปที่ 2.31 เนื่องจากแผ่นเหล็กทดสอบมีขนาดแตกต่างจากฐานรากจริงมาก ส่งผลให้ความเค้นที่กระจายได้แผ่นเหล็กมีลักษณะแตกต่างจากฐานรากจริง ดังนั้น ผู้ทดสอบควรทำการทดสอบที่ระดับความลึกต่างๆ (ในช่วงประมาณ 2 เท่าของความกว้างฐานรากจริง) นอกจากนี้ ผู้ทดสอบควรทำการตอกหยั่ง (Sounding test) เพื่อตรวจสอบความแข็งแรงของดินฐานรากและประมาณความลึกของชั้นดินแข็งอย่างคร่าวๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.32 บริเวณทดสอบ (ดินใต้แผ่นเหล็กทดสอบ) ต้องได้รับการรบกวนน้อยที่สุด การรบกวนดินใต้แผ่นเหล็กทดสอบอาจมีผลทำให้ผลทดสอบเกิดความคลาดเคลื่อนได้ การทดสอบควรกระทำหลายตำแหน่งเพื่อให้ได้ผลทดสอบที่น่าเชื่อถือ ลักษณะของผลทดสอบแสดงดังรูปที่ 2.33 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวและความดันดิน กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ ($q_{u(net)}$) สามารถประมาณได้โดยการลากเส้นสัมผัสระหว่างส่วนของเส้นตรงช่วงแรกและช่วงท้ายของผลทดสอบ จุดตัดระหว่างเส้นสัมผัสทั้งสองนี้คือกำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิ



รูปที่ 2.31 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแผ่นเหล็ก



รูปที่ 2.32 การตอกหยั่งเพื่อตรวจสอบความแข็งแรงของดินฐานราก



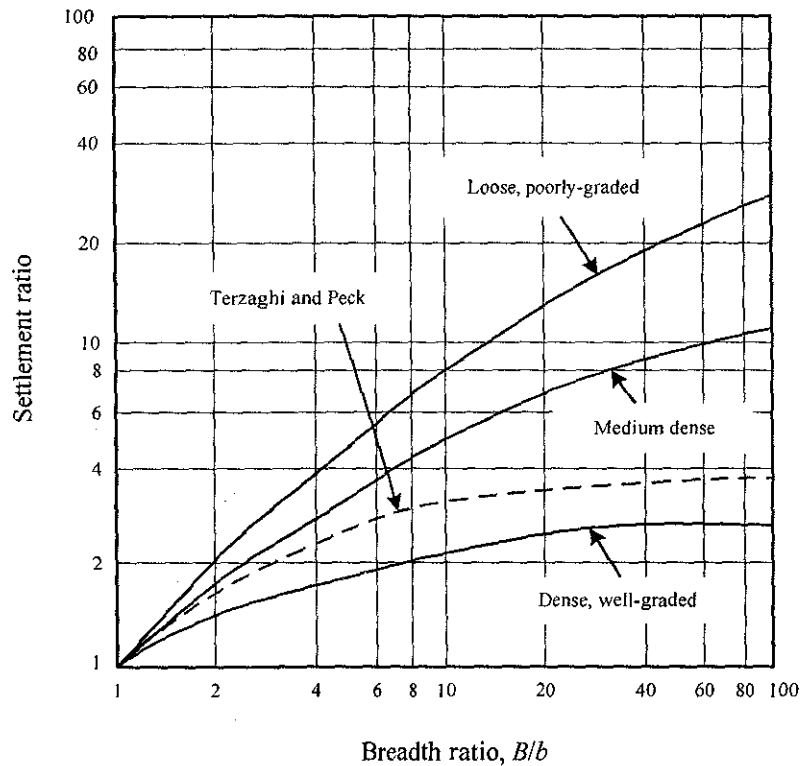
รูปที่ 2.33 ผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินโดยวิธี Plate bearing ที่ระดับความลึก 4 เมตร โครงการก่อสร้างอาคารเฉลิมพระเกียรติ 72 พรรษา มหาราชาินี โรงพยาบาลค่ายสุรนารี (ข้อมูลของผู้เขียน)

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

$$\frac{\delta_{\text{footing}}}{\delta_{\text{plate}}} = \left(\frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \quad (2.65)$$

จากสมการข้างต้นจะเห็นได้ว่า อัตราส่วนระหว่างการทรุดตัวของฐานรากและการทรุดตัวของแผ่นเหล็กทดสอบมีค่าไม่เกิน 4.0 ดังแสดงโดยเส้นประในรูปที่ 2.34

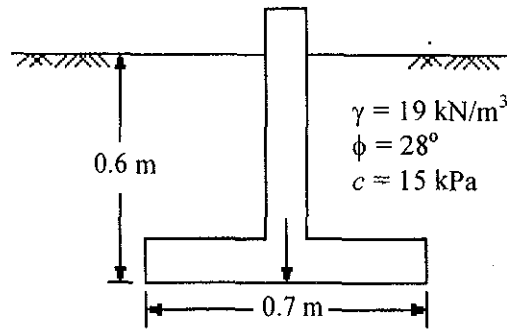
Bjrrum and Eggestad (1963) กล่าวว่าอัตราส่วนดังกล่าวอาจมีค่ามากกว่า 4.0 โดยมีค่าแปรผันตามความหนาแน่นและความละเอียดของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.34 ดินเม็ดหยาบที่มีความละเอียดดีจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวต่ำ ขณะที่ ดินเม็ดละเอียดที่มีความละเอียดสม่ำเสมอจะมีค่าอัตราส่วนการทรุดตัวสูง



รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการทรุดตัวและอัตราส่วนขนาดฐานราก (Bjerrum and Eggestad, 1963)

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 2.1 จงใช้ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi หากำลังรับแรงแบกทานยอมให้ทั้งหมด (Gross allowable load, q_{all}) ของฐานรากแถบดังแสดงในรูปที่ 2.35 โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0



รูปที่ 2.35

วิธีทำ จากสมการกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi (สมการที่ 2.4)

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

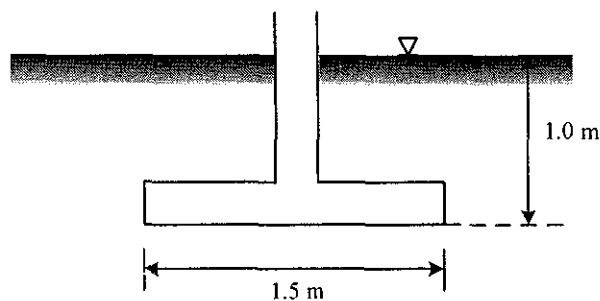
จากรูปที่ 2.7 สำหรับ $\phi = 28^\circ$ จะได้ $N_c = 32$ $N_q = 18$ และ $N_\gamma = 16$ ดังนั้น

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

$$q_u = 791.6 \text{ กิโลปาสกาล}$$

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

ตัวอย่างที่ 2.2 จงคำนวณหาค่ากำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแฉับดังรูปที่ 2.36 ในสภาวะที่รับน้ำหนักบรรทุกทันที (Short term) และในสภาวะที่เกิดการระบายออกของน้ำอย่างสมบูรณ์ (Long term) โดยใช้สมการของ Terzaghi เมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวมีค่าเท่ากับ 70 กิโลปาสกาล และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนมีค่าดังนี้ $c' = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 25^\circ$



$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{UC Test: } S_u &= 70 \text{ kN/m}^2 \\ \text{CU Test: } c' &= 10 \text{ kPa, } \phi' = 25^\circ \end{aligned}$$

รูปที่ 2.36

วิธีทำ ที่สภาวะการรับน้ำหนักบรรทุกทันที (Short term)

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

$$q_u = cN_c + q$$

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

ที่สภาวะระบายน้ำเต็มที่ (Long term)

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

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

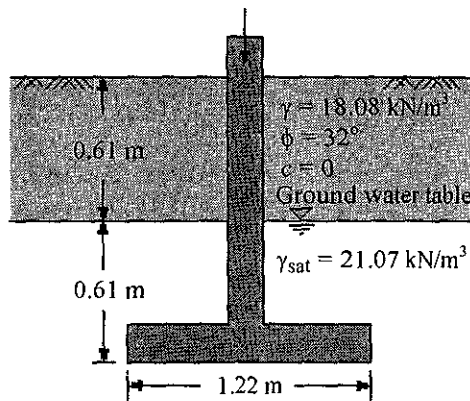
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

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

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

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

ตัวอย่างที่ 2.3 จงหาน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากวงกลมดังแสดงในรูปที่ 2.37 โดยวิธีของ Vesic และใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0



รูปที่ 2.37

วิธีทำ จากสมการที่ (2.14)

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

จากตารางที่ 2.1 ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor) มีค่าดังต่อไปนี้

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

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

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

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

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

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

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง และตัวคูณปรับแก้ความลึก หาได้จากตารางที่ 2.4

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

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

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

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

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

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

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่เหนือระดับฐานราก ดังนั้น

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

$$q' = 17.898 \text{ กิโลปาสกาล}$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเท่ากับ

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

$$q_u = 980.12 \text{ กิโลปาสกาล}$$

กำลังรับแรงแบกทานยอมให้เท่ากับ

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

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

น้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ

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

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

ตัวอย่างที่ 2.4 ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 4.20 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นทรายที่ระดับความลึก 2 เมตร จากผิวดิน คุณสมบัติของทรายเป็นดังนี้คือ $c' = 0$, $\phi' = 32^\circ$ และ $\gamma_{sat} = 20$ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัย โดยวิธีของ Vesic ในกรณีนี้ที่

- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับท้องฐานราก
- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน
- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้น (Upward seepage) ด้วยค่าความลาดเชิงชลศาสตร์ (Hydraulics gradient, i) เท่ากับ 0.4
- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากท้องฐานรากเกินกว่าความกว้างของฐานราก

วิธีทำ เนื่องจากฐานรากตั้งอยู่บนชั้นทราย เพราะฉะนั้นกำลังรับแรงแบกทานประลัยต้องคำนวณในรูปของความเค้นประสิทธิผล ดังนั้น

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

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

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

$$\lambda_{ys} = 0.6$$

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

$$\lambda_{yd} = 1$$

ก) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับท้องฐานราก

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

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

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

ข) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน

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

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

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

ค) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินและเกิดการไหลขึ้นด้วยค่าความลาดเชิงชลศาสตร์เท่ากับ 0.4

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

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

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

ง) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากท้องฐานรากเกินกว่าความกว้างของฐานราก

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

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

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

ตัวอย่างที่ 2.5 จงออกแบบความกว้างของฐานรากแถบ (Strip footing) ซึ่งตั้งอยู่บนทรายมีคุณสมบัติดังนี้ $c' = 0$, $\phi' = 38^\circ$ และ $\gamma_{sat} = 20.4$ กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ที่ความลึก 0.9 เมตรจากผิวดิน รั้งน้ำหนักบรรทุก 650 กิโลนิวตันต่อเมตร โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi กำหนดให้ระดับน้ำอยู่ที่ระดับผิวดินและอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3

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

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ

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

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

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

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

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

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

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

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

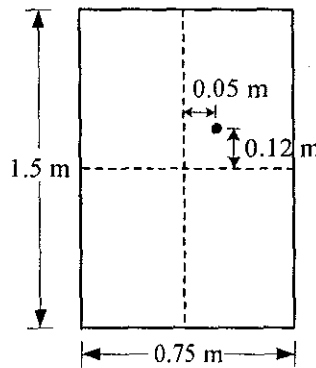
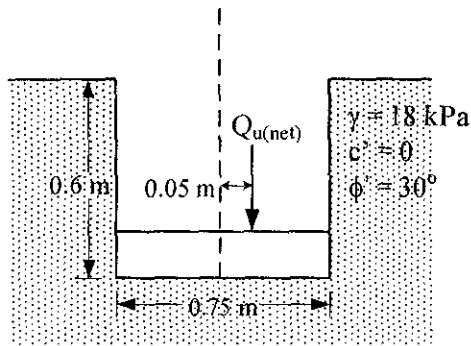
วิธีทำ ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ $e = \frac{M}{P} = \frac{8}{40} = 0.20 \text{ เมตร} < \frac{B}{6} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ เมตร}$ ดังนั้น แรงลัพธ์อยู่ในพื้นที่เคอร์น

ความเค้นสูงสุดและต่ำสุดที่กระทำใต้ฐานรากเท่ากับ

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

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

ตัวอย่างที่ 2.7 ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 1.5 เมตร \times 0.75 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.38 จงหาขนาดของน้ำหนักสุทธิที่กระทำเชิงศูนย์ที่มากที่สุดที่ทำให้ดินเกิดการวิบัติพอดี



รูปที่ 2.38

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 (2.27) จะได้

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

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

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

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

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง และตัวคูณปรับแก้ความลึกมีค่าดังนี้

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

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

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

$$\lambda_{yd} = 1$$

ดังนั้น

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

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

น้ำหนักแบกทานประลัยสุทธิเท่ากับ

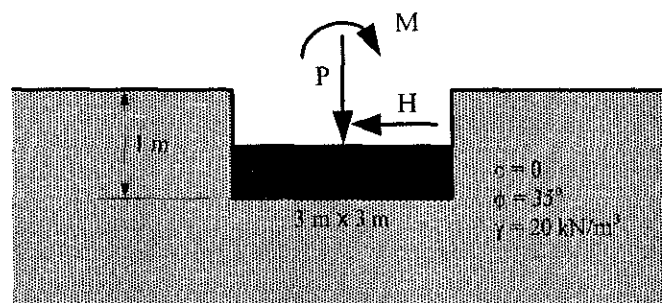
$$Q_{u(net)} = q_{u(net)} (B'L') = (404.0)(0.65 \times 1.26) = 330.9 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ตัวอย่างที่ 2.8 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการวิบัติของดินใต้ฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.39 โดยวิธีของ Meyerhof

เมื่อ $P = 1000$ กิโลนิวตัน

$H = 400$ กิโลนิวตัน

$M = 500$ กิโลนิวตัน-เมตร



รูปที่ 2.39

วิธีทำ ระยะเยื้องศูนย์กลางเท่ากับ

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

ความเค้นสูงสุดและต่ำสุดที่กระจายใต้ฐานรากเท่ากับ

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

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

ความกว้างประสิทธิผล (B') = $3 - (2 \times 0.5) = 2$ เมตร และความยาวประสิทธิผล (L') = 3 เมตร

แนวของแรงลัพธ์คือ

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

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

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

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

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

ตัวคูณปรับแก้รูปร่าง ความลึก และความลาดเอียงมีค่าดังนี้

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

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

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

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

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

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

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ

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

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

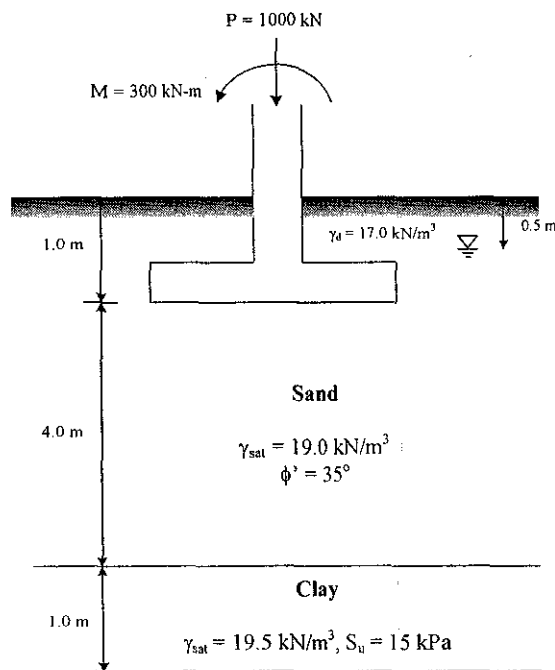
น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิเท่ากับ

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

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

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

ตัวอย่างที่ 2.9 จงออกแบบขนาดของฐานรากตื้นที่ตั้งบนชั้นดินดังรูปที่ 2.40 ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



รูปที่ 2.40

วิธีทำ สมมุติขนาดฐานรากเท่ากับ 2.2×2.2 เมตร

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

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

$$L' = L = 2.2 \text{ เมตร}$$

จากทฤษฎีของ Meyerhof

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

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

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

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

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

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

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

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

$$\lambda_{\gamma_s} = \lambda_{q_s} = 1.26$$

$$\lambda_{\gamma_d} = \lambda_{\gamma_q} = 1.12$$

กำลังแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

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

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

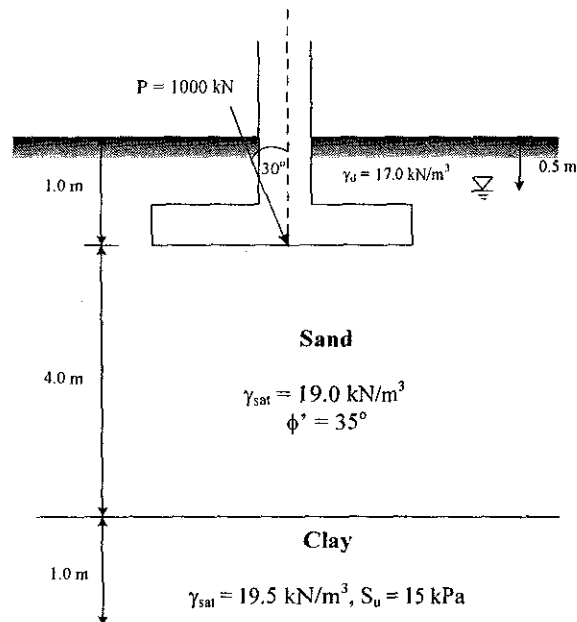
$$Q_{u(net)} = 983.08 \times 1.6 \times 2.2 = 3460.44 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

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

ดังนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 2.2×2.2 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.10 จงออกแบบขนาดของฐานรากที่ตั่งบนชั้นดินดังรูปที่ 2.41 ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 โดยใช้ทฤษฎีของ Meyerhof



รูปที่ 2.41

วิธีทำ สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.5×3.5 เมตร

จากทฤษฎีของ Meyerhof

$$q_{u(net)} = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q(N_q - 1) \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma_s} \lambda_{\gamma_d} \lambda_{\gamma_i}$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

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

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

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

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

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

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

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

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

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

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

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

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

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

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

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

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

เพราะฉะนั้น เลือกใช้ฐานรากขนาด 3.5×3.5 เมตร

ตัวอย่างที่ 2.11 จากตัวอย่างที่ 2.10 จงใช้วิธีของ Hensen ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากที่
ออกแบบ

วิธีทำ ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

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

$$N_y = 1.5(N_q - 1) \tan(\phi) = 2(33.3 - 1) \tan 35^\circ = 45.2$$

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

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

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

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

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

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

$$\lambda_{yd} = 1$$

$$\lambda_{ys} = \left(1 - \frac{0.7T}{Q + AC_a \cot \phi}\right)^5 = \left(1 - \frac{0.7 \times 1000 \sin 30^\circ}{1000 \cos 30^\circ + (3.5 \times 3.5)(0) \cot 35^\circ}\right)^5 = 0.075$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

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

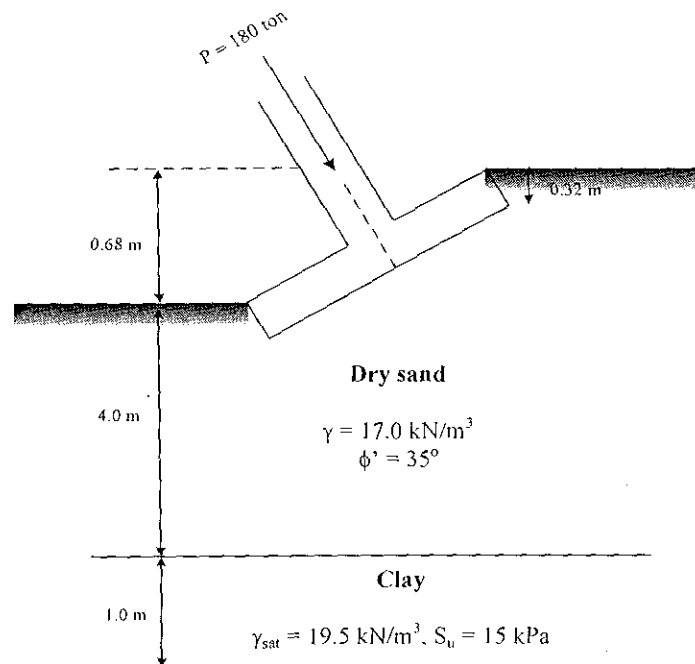
$$q_{u(net)} = 209.07 + 32.74 = 241.82 \text{ กิโลปาสกาล}$$

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

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

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

ตัวอย่างที่ 2.12 จงใช้ทฤษฎีของ Vesic คำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของของฐานรากค้ำที่ที่ตั้งบนชั้นดินซึ่งมีขนาด 2.5×2.5 เมตร ดังรูปที่ 2.42



รูปที่ 2.42

วิธีทำ จากทฤษฎี Vesic

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

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานมีค่าดังนี้

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

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

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

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

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

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

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

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

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

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

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินมีค่าเท่ากับ

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

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

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

อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าเท่ากับ

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

ตัวอย่างที่ 2.13 ฐานรากแผ่ขนาดกว้าง 1 เมตร ยาว 1.5 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1 เมตร ในดินทราย ซึ่งมีความหนา 2.4 เมตร มีหน่วยน้ำหนัก 18.4 กิโลปาสกาล มุมเสียดทานภายใน 40 องศา ได้ดินทรายเป็นชั้นดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 19.15 กิโลปาสกาล จงคำนวณหากำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากนี้

วิธีทำ ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhof มีค่าดังนี้

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

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

จากรูปที่ 2.18 ค่า K_s สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{S_u N_c}{0.5 \gamma B N_y} = \frac{19.15 \times 5.14}{0.5 \times 18.4 \times 1 \times 93.67} = 0.11 \text{ และ } \phi' = 40 \text{ องศา}$$

$$\text{จะได้ } K_s = 2.5$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเนื่องจากการวิบัติในชั้นทรายมีค่าเท่ากับ

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

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

กำลังรับแรงแบกทานประลัยเนื่องจากการวิบัติทั้งในชั้นทรายและดินเหนียวมีค่าเท่ากับ

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

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

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

ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานประลัยมีค่าเท่ากับ 436.18 กิโลปาสกาล

ตัวอย่างที่ 2.14 ฐานรากขนาด 1.5×1.0 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1 เมตร จากผิวดิน ชั้นดินฐานรากประกอบด้วยชั้นดินเหนียวสองชั้น ชั้นแรกหนา 2.0 เมตร มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 16.8 กิโลปาสกาล และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 125 กิโลปาสกาล ได้ดินเหนียวชั้นแรกเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีหน่วยน้ำหนัก 16.3 กิโลปาสกาล และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 52 กิโลปาสกาล จงหาหน่วยน้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานราก กำหนดให้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4

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

คำนวณได้จาก

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

จากรูปที่ 2.20 สำหรับ $\frac{S_{u2}}{S_{u1}} = 0.42$ จะได้ $\frac{c_u}{S_{u1}} = 0.92$ ดังนั้น $c_u = 115$ กิโลปาสกาล

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

$$q_u = 703.05 \text{ กิโลปาสกาล}$$

และ

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

$$q_u = 744.96 \text{ กิโลปาสกาล}$$

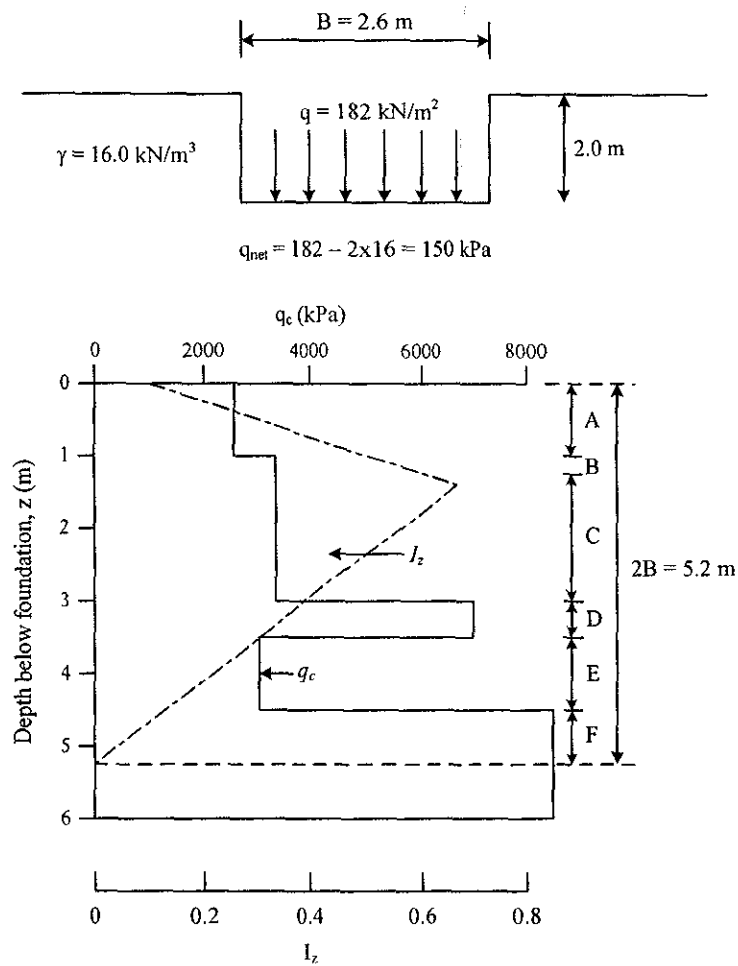
ดังนั้น กำลังรับแรงแบกทานประลัยมีค่าเท่ากับ 703.05 กิโลปาสกาล และกำลังรับแรงแบกทานยอมให้มีค่าเท่ากับ

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

น้ำหนักบรรทุกยอมให้มีค่าเท่ากับ

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

ตัวอย่างที่ 2.15 จงคำนวณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่รับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 2.43 ในช่วงเวลา 5 ปี โดยวิธีของ Schmertmann



รูปที่ 2.43

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

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

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

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

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

ตัวคูณปรับแก้มีค่าดังนี้

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

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

การทรุดตัวในเวลา 5 ปี มีค่าเท่ากับ

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

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

ตัวอย่างที่ 2.16 จากผลทดสอบแผ่นเหล็กบริเวณอำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมา ดังแสดงในตารางที่ 2.9 การเพิ่มน้ำหนักในแต่ละช่วงจะกระทำหลังจากที่น้ำหนักก่อนหน้า 15 นาที จงประมาณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 1.0×1.0 เมตร ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium dense sand) หนา 1 เมตร และรับน้ำหนักบรรทุก 10 ตัน โดยใช้ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Bjerrum and Eggstad (1963)

ตารางที่ 2.9 ผลทดสอบแผ่นเหล็กขนาด 0.3 เมตร (ข้อมูลของผู้เขียน)

Load increment No.	Load		Time	Elapsed time (min)	Settlement (mm)		
	Force (kg)	Soil pressure (ton/m ²)			Dial. 1	Dial. 2	Average
1	400	5.71	15:00	0	0.330	0.508	0.419
			15:01	1	0.330	0.508	0.419
			15:02	2	0.330	0.508	0.419
			15:04	4	0.356	0.533	0.445
			15:08	8	0.356	0.533	0.445
			15:15	15	0.356	0.533	0.445
2	800	11.43	15:15	0	1.270	1.524	1.397
			15:16	1	1.270	1.524	1.397
			15:17	2	1.270	1.524	1.397
			15:19	4	1.295	1.549	1.422
			15:23	8	1.295	1.549	1.422
			15:30	15	1.295	1.549	1.422
3	1,200	17.14	15:30	0	2.210	2.489	2.350
			15:31	1	2.210	2.489	2.350
			15:32	2	2.210	2.489	2.350
			15:34	4	2.235	2.515	2.375
			15:38	8	2.235	2.515	2.375
			15:45	15	2.261	2.565	2.413
4	1,600	22.86	15:45	0	3.734	4.242	3.988
			15:46	1	3.734	4.242	3.988
			15:47	2	3.734	4.242	3.988
			15:49	4	3.759	4.267	4.013
			15:53	8	3.759	4.267	4.013
			16:00	15	3.785	4.293	4.039

5	2,000	28.57	16:00	0	5.283	5.613	5.448
			16:01	1	5.309	5.639	5.474
			16:02	2	5.309	5.664	5.486
			16:04	4	5.334	5.664	5.499
			16:08	8	5.334	5.664	5.499
			16:15	15	5.359	5.690	5.525
6	1,000 (Rebound)	14.29	16:15	0	5.131	5.461	5.296
			16:16	1	5.131	5.461	5.296
			16:17	2	5.131	5.461	5.296
			16:19	4	5.080	5.436	5.258
			16:23	8	5.080	5.436	5.258
			16:30	15	5.055	5.410	5.232
7	0 (Rebound)	0.00	16:30	0	4.674	4.801	4.737
			16:31	1	4.648	4.750	4.699
			16:32	2	4.623	4.724	4.674
			16:34	4	4.623	4.724	4.674
			16:38	8	4.597	4.699	4.648
			16:45	15	4.597	4.699	4.648

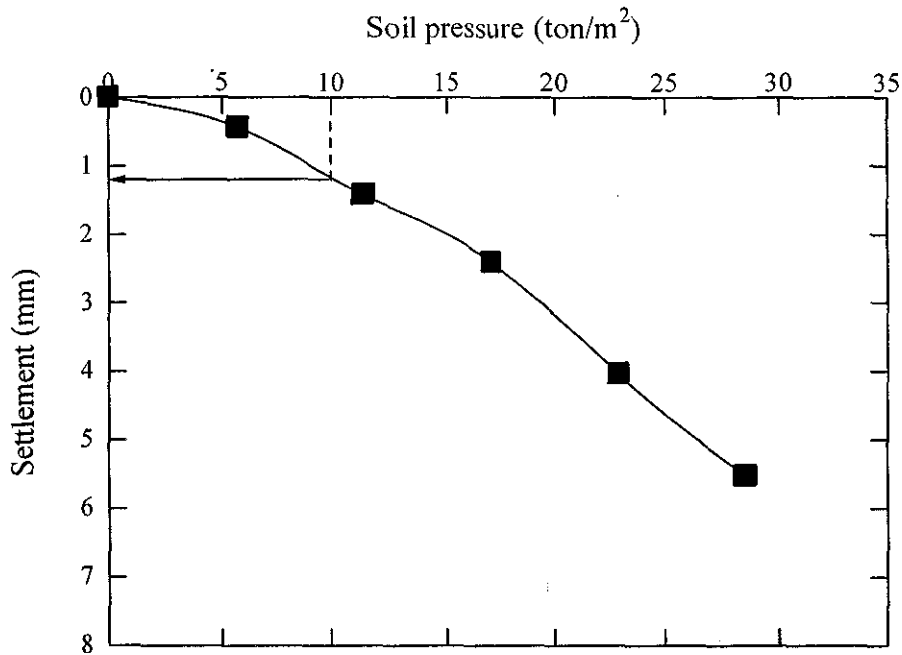
วิธีทำ จากตารางที่ 2.9 ทำการวาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันดิน (Soil pressure) และการทรุดตัวของแผ่นเหล็ก (รูปที่ 2.44) การทรุดตัวที่นำมาวาดกราฟเป็นค่าการทรุดตัวที่ 15 นาที .

ความดันดินที่กระทำบนฐานรากขนาด 1.0×1.0 เมตร เท่ากับ

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

จากรูปที่ 2.44 การทรุดตัวที่ความเค้นเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร ของแผ่นเหล็กทดสอบมีค่าเท่ากับ 1.3 มิลลิเมตร

อัตราส่วนการทรุดตัว ที่ $\frac{B}{b} = \frac{1.0}{0.3} = 3.33$ สำหรับทรายแน่นปานกลาง (รูปที่ 2.31) มีค่าเท่ากับ 2.2 ดังนั้น การทรุดตัวของฐานรากขนาด 1.0×1.0 เมตร มีค่าเท่ากับ $2.2 \times 1.3 = 2.86$ มิลลิเมตร



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันดินและการทรุดตัว

ตัวอย่างที่ 2.17 ผลการทดสอบแผ่นเหล็ก (Plate bearing test) ในฤดูแล้ง (ดินอยู่ในสภาพแห้ง) ของแผ่นเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 305 มิลลิเมตร ที่ระดับท้องฐานรากแสดงดังต่อไปนี้

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

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

วิธีทำ สมมติดินใต้ฐานรากมีคุณสมบัติสม่ำเสมอตลอดช่วงความลึก 2 เท่าของความกว้างฐานราก ผลการทดสอบแผ่นเหล็กในฤดูแล้งแปลความเป็นผลการทดสอบในฤดูฝนได้ดังนี้

- ก) ที่การทรุดตัวของแผ่นฐานเท่ากัน หน่วยแรงแบกทานในฤดูฝนเป็นครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงแบกทานในฤดูแล้ง ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกดทับและการทรุดตัวแสดงได้ดังนี้

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

การทรุดตัวของฐานรากสามารถคำนวณได้โดยอาศัยสมการดังนี้

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

สมมติขนาดฐานรากเท่ากับ 3.0×3.0 เมตร ความเค้นกดทับเท่ากับ $\frac{980}{3^2} = 108.89$ กิโลปาสกาล
จากการเทียบบัญชีไทรยางค์ 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 $\frac{980}{3.1^2} = 101.98$ กิโลปาสกาล
จากการเทียบบัญชีไทรยางค์ 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 3.1×3.1 เมตร

ข) ที่หน่วยแรงแบกทานของแผ่นฐานเท่ากัน การทรุดตัวในฤดูฝนเป็นสองเท่าของการทรุดตัว
ในฤดูแล้ง ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกดทับและการทรุดตัวแสดงได้ดังนี้

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

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

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

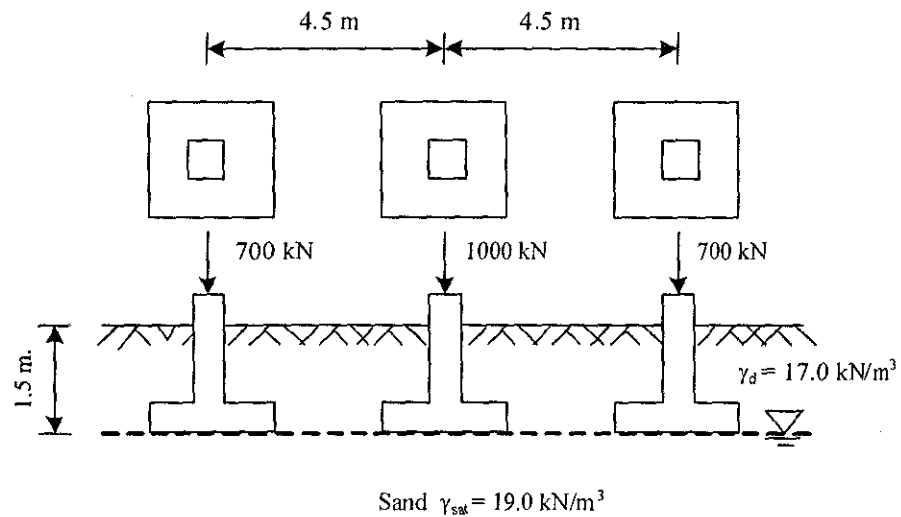
$$\Delta_{footing} = 7.22 \left(\frac{2 \times 3.1}{3.1 + 0.3} \right)^2 = 24.01 \text{ มิลลิเมตร (น้อยกว่า 25 มิลลิเมตร)}$$

ดังนั้น เลือกรูปร่างขนาด 3.1×3.1 เมตร

แบบฝึกหัดท้ายบท

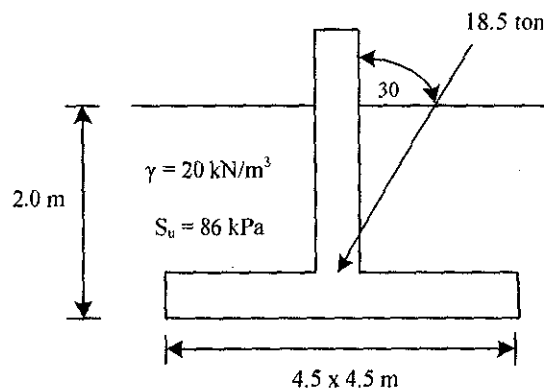
- 1) ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นทรายละเอียดที่ระดับความลึก 1.5 เมตร จากผิวดิน มุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าเท่ากับ 30 องศา อัตราส่วนโพรงและความถ่วงจำเพาะของดิน เท่ากับ 0.60 และ 2.70 ตามลำดับ ฐานรากนี้รับน้ำหนักบรรทุกทุกขนาด 2000 กิโลนิวตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยเมื่อ
 - ก) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากมาก
 - ข) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับที่องฐานราก
 - ค) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน
 - ง) ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดิน และมีความลาดเชิงชลศาสตร์ในทิศทางพุ่งขึ้นเท่ากับ 0.5
- 2) จงใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ในการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกยอมให้ของฐานรากกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.52 เมตร ที่ระดับ 1.22 เมตร จากผิวดิน ดินใต้ฐานเป็นชั้นดินแข็งที่มีคุณสมบัติด้านกำลังดึงนี้ ค่าความเชื่อมแน่นเท่ากับ 48 กิโลปาสคาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 25 องศา และมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมากๆ กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0 (913 กิโลนิวตัน)
- 3) ฐานรากแปดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสรับน้ำหนักบรรทุก 900 กิโลนิวตัน วางที่ระดับลึก 1.5 เมตร ในทรายร่วนแห้งซึ่งมีหน่วยน้ำหนัก 16.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนมีค่าดังนี้ ค่าความเชื่อมแน่น (c') เท่ากับ 0 และมุมเสียดทานภายใน (ϕ') เท่ากับ 34 องศา จงออกแบบขนาดฐานรากที่มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0
- 4) ฐานรากขนาด 5×5 เมตร ตั้งอยู่ที่ระดับความลึก 2.5 เมตรจากผิวดิน ในชั้นทรายแน่น ดินทรายใต้ฐานมีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มีค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Number, N_{60}) เท่ากับ 30 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมาก ฐานรากนี้รับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างเท่ากับ 135 ตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย
- 5) ฐานรากคอนกรีตรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3 เมตร และหนา 2 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียว ถ้าทำการเพิ่มน้ำหนักบนฐานรากนี้อย่างช้าๆ ที่จุดกึ่งกลางของฐานจนกระทั่งดินเกิดการวิบัติ น้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิมีค่าเท่ากับ 3930 กิโลนิวตัน จงคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และออกแบบขนาดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ 3000 กิโลนิวตัน โดยมีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 3.0 กำหนดให้หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวและคอนกรีต เท่ากับ 19.0 และ 22.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ

- 6) จงออกแบบขนาดของฐานแผ่ในชั้นทรายแต่ละฐาน ดังรูปที่ 2.45



รูปที่ 2.45

- 7) การทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของทรายแห้ง (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกจากฐานรากมาก) ด้วยฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.5 เมตร ที่ระดับความลึก 1.0 เมตร จากผิวดิน ผิวด้านข้างของฐานรากเรียบมาก (ความเสียดทานด้านข้างสามารถพิจารณาว่าเป็นศูนย์) การวัดดินในชั้นทรายเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 180 กิโลนิวตัน หน่วยน้ำหนักของทรายในสภาพแห้งและเปียกมีค่าเท่ากับ 15 และ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ จงคำนวณกำลังรับแรงแบกทานยอมให้ (Allowable bearing capacity) ของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 5.0 เมตร ที่ระดับความลึก 3 เมตร ในชั้นทรายนี้ โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับพารามิเตอร์กำลังเท่ากับ 1.5 และถ้าต่อมาระดับน้ำใต้ดินเพิ่มขึ้นถึงระดับผิวดินจนทำให้ดินทรายนี้อิ่มตัวด้วยน้ำ ท่านคิดว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับแรงแบกทานยอมให้อย่างไร
- 8) ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 4.5×4.5 เมตร รับน้ำหนักบรรทุก 18.5 ตัน ดังรูป 2.46 จงหาอัตราส่วนปลอดภัย

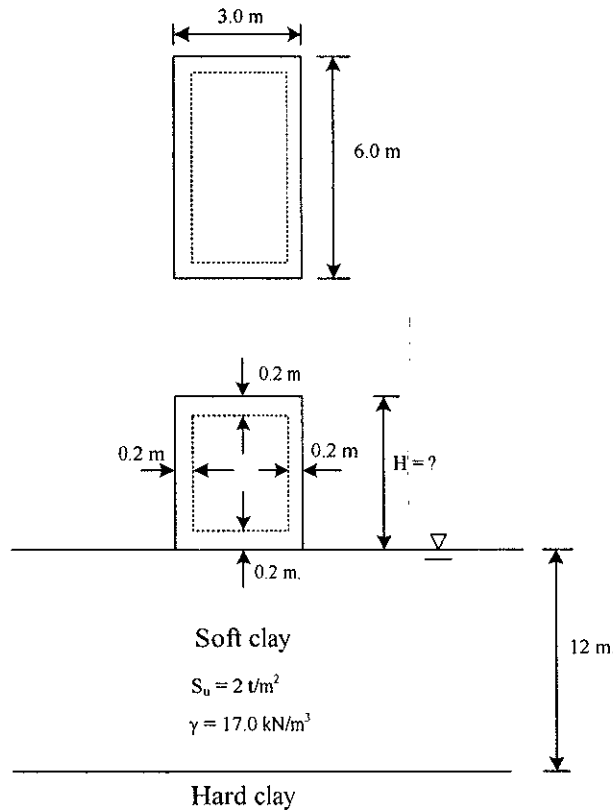


รูปที่ 2.46

9) จากรูปที่ 2.47 จงหา

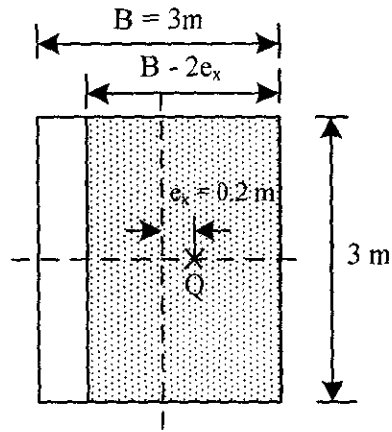
ก) กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินฐานราก

ข) ความสูงของน้ำในถังเก็บน้ำ ที่ทำให้อัตราส่วนปลอดภัยของดินฐานรากมีค่าเท่ากับ 3.0 ถ้า γ_{concrete} เท่ากับ 2.4 ตันต่อลูกบาศก์เมตร และ γ_w เท่ากับ 1 ตันต่อลูกบาศก์เมตร

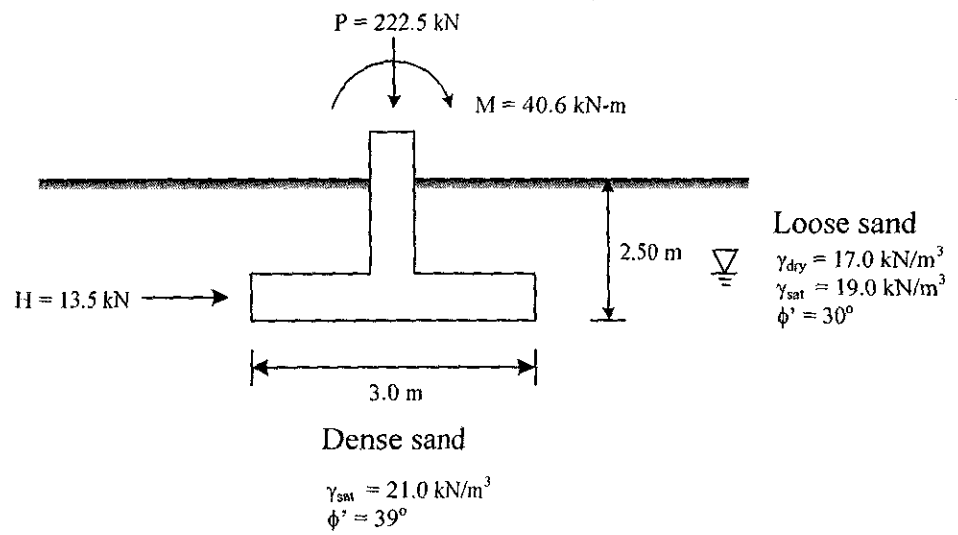


รูปที่ 2.47

- 10) ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 3×4 เมตร ตั้งอยู่ที่ความลึก 1.5 เมตรจากผิวดิน ฐานรากนี้รับน้ำหนักจากโครงสร้าง 45 ตัน และโมเมนต์เท่ากับ 10 และ 15 ตัน-เมตร รอบด้านกว้างและด้านยาว ตามลำดับ กำหนดให้ดินใต้ฐานมีค่าหน่วยน้ำหนัก 20.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 35 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดิน 1 เมตร จงหาอัตราส่วนปลอดภัย
- 11) ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 3×3 เมตร วางที่ความลึก 1.5 เมตรจากผิวดิน ฐานรากนี้รับน้ำหนักจากโครงสร้าง 40 ตัน กระทำเยื้องศูนย์ ดังรูปที่ 2.48 ถ้าดินใต้ฐานมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดิน 1 เมตร จงหาอัตราส่วนปลอดภัย
- 12) ฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 2.5×3.0 เมตร รับน้ำหนักบรรทุก แรงในแนวนอน และโมเมนต์ ดังแสดงในรูป 2.49 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับความลึก 2.0 เมตร จากผิวดิน จงเขียนการกระจายแรงดันดินใต้ฐานราก และหาอัตราส่วนปลอดภัย

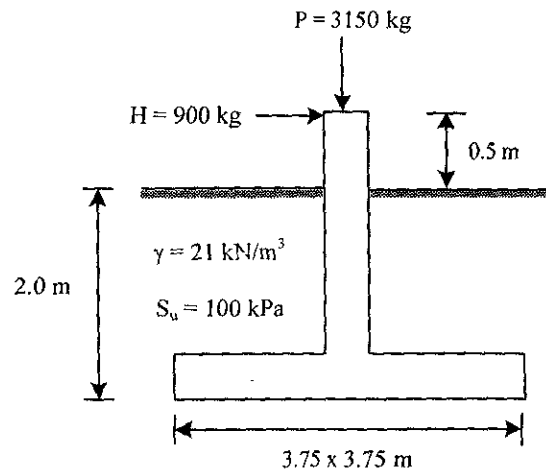


รูปที่ 2.48



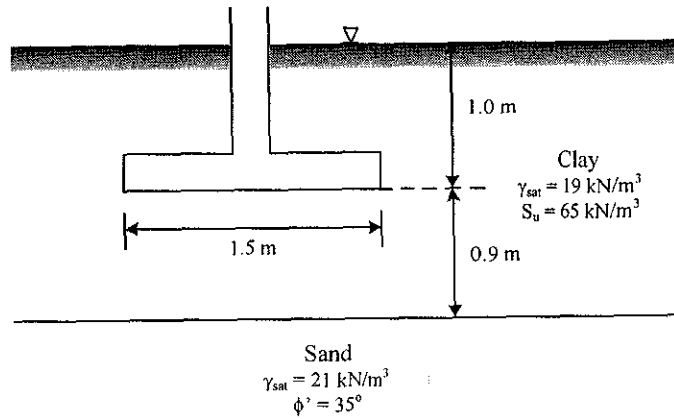
รูปที่ 2.49

13) จากรูปที่ 2.50 จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย

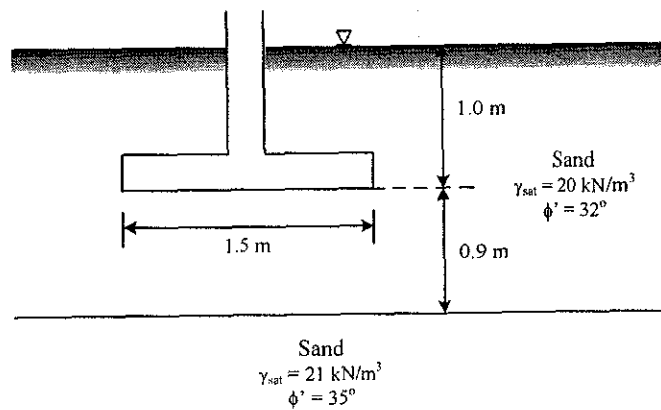


รูปที่ 2.50

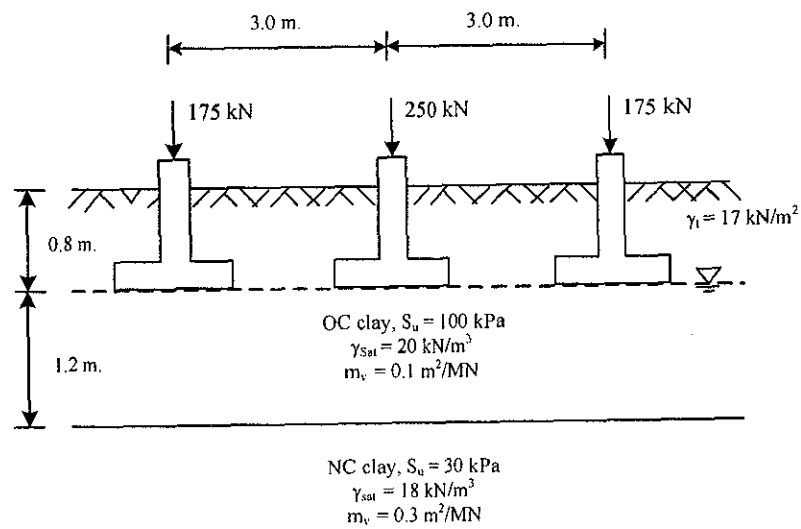
- 14) จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.51
- 15) จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.52
- 16) จงออกแบบขนาดของฐานรากแผ่ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 2.53



รูปที่ 2.51



รูปที่ 2.52



รูปที่ 2.53

- 17) จากข้อมูลในตารางที่ 2.9 จงประมาณการทรุดตัวของฐานรากสี่เหลี่ยมขนาด 1.5×1.5 เมตร ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นทรายหลวม (Loose sand) หนานมาก รับน้ำหนักบรรทุก 34 ตัน โดยใช้ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Bjerrum and Eggestad (1963)

บทที่ 3 ฐานรากลึก : ทฤษฎีและการออกแบบ (DEEP FOUNDATION : THEORY AND DESIGN)

3.1 บทนำ

ฐานรากลึก คือฐานรากที่ใช้เสาเข็มทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักหรือแรงสู่ชั้นดินในลักษณะแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม (Skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End bearing) เราสามารถแบ่งประเภทของเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภทหลักๆ ตามลักษณะการรับน้ำหนักได้ดังนี้ เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย (Friction/Floating pile) คือเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ และเสาเข็มคาล (End bearing pile) คือเสาเข็มที่มีแรงต้านที่ปลายเสาเข็มสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึกอธิบายได้อย่างคร่าวๆ ดังนี้

ก) เมื่อดินที่ระดับตื้นมีกำลังรับแรงแบกทานต่ำ และ/หรืออาจมีการอัดตัวมาก (High compressibility) และดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงอยู่ที่ระดับลึก (มากกว่า 5 เมตร) เสาเข็มจะทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักจาก โครงสร้างผ่านชั้นดินที่ไม่เหมาะสมในระดับตื้นลงสู่ชั้นดินที่เหมาะสมในระดับลึก รูปที่ 3.1a แสดงชนิดของฐานรากลึกที่มีปลายเสาเข็มหยั่งลงบนชั้นดินแข็ง (เสาเข็มคาล) และรูปที่ 3.1b แสดงชนิดของฐานรากลึกที่รองรับน้ำหนักของ โครงสร้างในรูปของแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ (เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย)

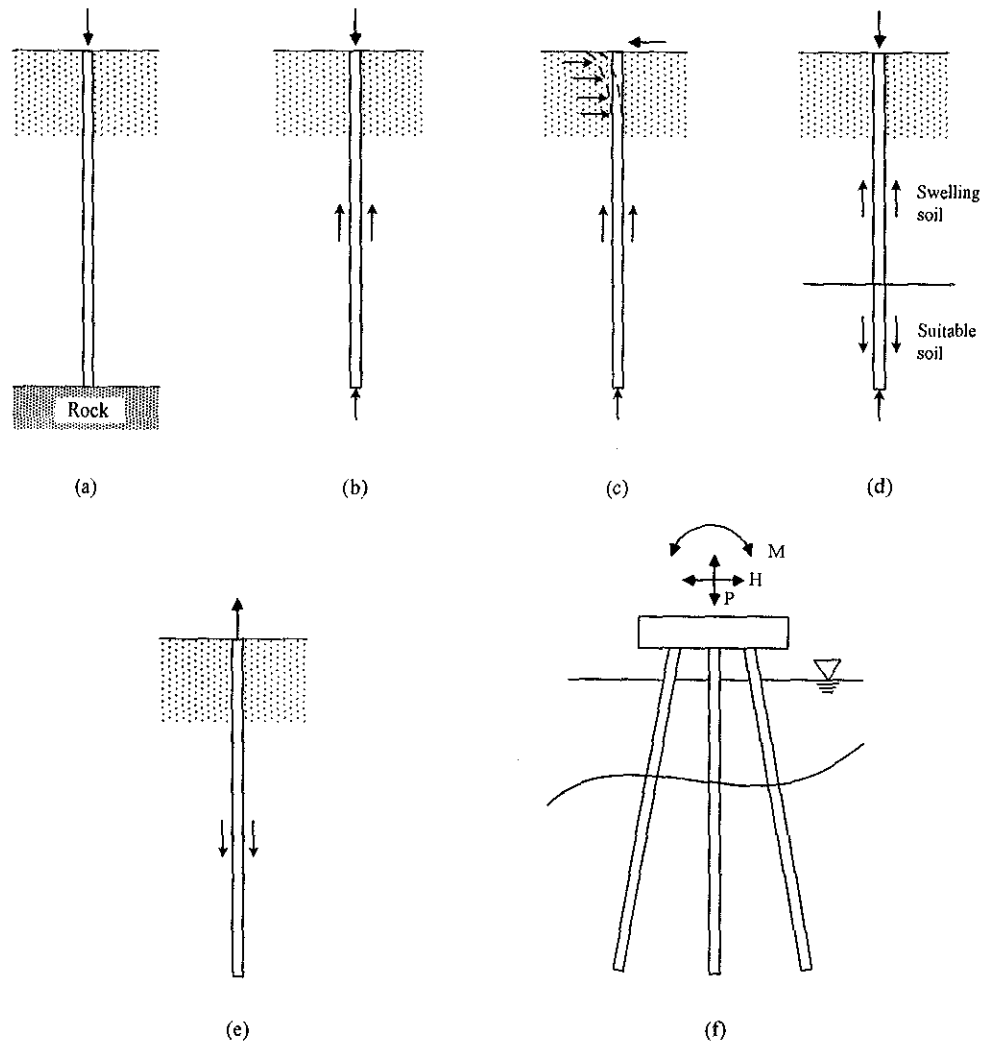
ข) เมื่อฐานรากต้องรับแรงในแนวนอน (Horizontal forces) เช่น กำแพงกันดินและโครงสร้างสูงที่รับแรงลม เป็นต้น เสาเข็มจะทำหน้าที่ต้านทานแรงในแนวนอนและโมเมนต์ที่จะเกิดขึ้นในฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 3.1c

ค) เมื่อพบชั้นดินขยายตัว (Expansive soil) ซึ่งเป็นดินที่มีคุณสมบัติบวมตัว (Swelling) เมื่อปริมาณความชื้นในดินสูง และหดตัว (Shrinkage) เมื่อสูญเสียความชื้น เสาเข็มจะช่วยลดการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างลงสู่ดินประเภทนี้ (รูปที่ 3.1d) ในทำนองเดียวกัน เมื่อพบดินยุบตัว (Collapsible soil) ซึ่ง โครงสร้างของดินถูกทำลายได้เมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้น อันเป็นผลทำให้เกิดการหดตัวในดินอย่างมาก

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

จ) เมื่อตำแหน่งของโครงสร้างอยู่นอกชายฝั่งทะเล (เช่น สะพาน) ฐานรากลึกจะช่วยถ่ายน้ำหนักในแนวตั้งจากโครงสร้าง แรงในแนวนอนเนื่องจากกระแสน้ำ และแรงกระแทกของเรือ ผ่านชั้น

น้ำลงสู่ดินในระดับล่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.1f ในการออกแบบฐานรากดังกล่าว ต้องพิจารณาการกัดเซาะของดิน ซึ่งจะทำให้น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวดิ่งและแนวนอนมีค่าลดลง



รูปที่ 3.1 ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึก

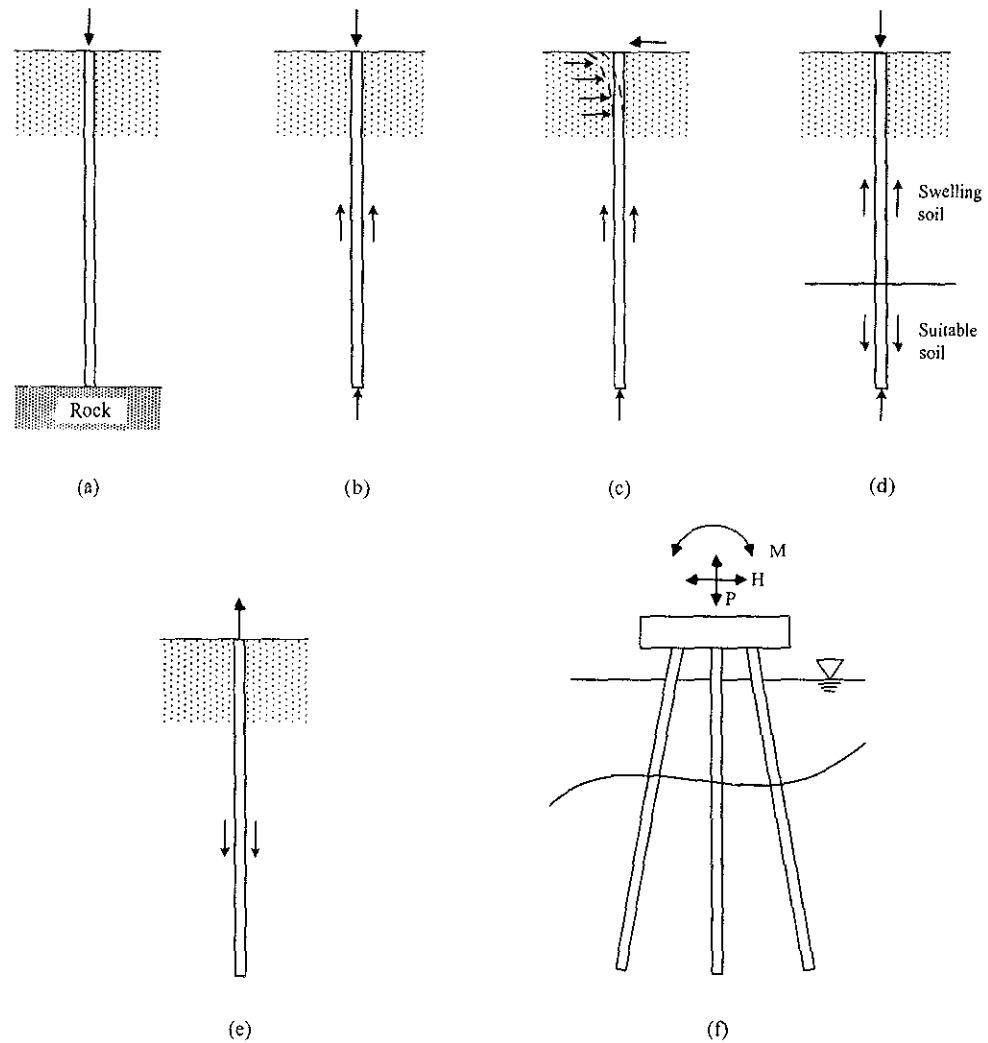
3.2 ประเภทของเสาเข็ม

เสาเข็มอาจจำแนกตามชนิดของวัสดุ วิธีการผลิต หรือวิธีการก่อสร้างได้ดังนี้

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

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

น้ำลงสู่ดินในระดับล่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.1f ในการออกแบบฐานรากดังกล่าว ต้องพิจารณาการกั้ดเซาะของดิน ซึ่งจะให้น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวตั้งและแนวนอนมีค่าลดลง



รูปที่ 3.1 ลักษณะงานที่ต้องใช้ฐานรากลึก

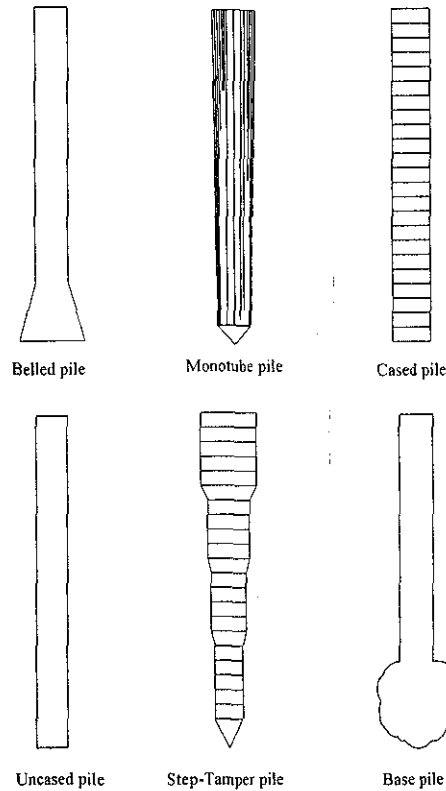
3.2 ประเภทของเสาเข็ม

เสาเข็มอาจจำแนกตามชนิดของวัสดุ วิธีการผลิต หรือวิธีการก่อสร้างได้ดังนี้

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

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

ค) จำแนกตามวิธีการก่อสร้าง ได้แก่ เสาเข็มเจาะ (Bored piles) เสาเข็มนอก (Driven piles) เสาเข็มเจาะเสียบ (Pre-auger piles) และเสาเข็มเหล็กชนิดหลายท่อนต่อติดตั้ง โดยการกดหรือสั่นสะเทือน (Vibrating or Ramming) เป็นต้น นอกจากนี้ยังมีเสาเข็มหล่อในที่ที่ใช้เป็นฐานรากของกำแพงกันดินแบบ Diaphragm wall ที่เรียกว่า Barrete ซึ่งมีลักษณะเป็นแท่งหรือผนังสี่เหลี่ยม รูปที่ 3.2 แสดงลักษณะของเสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่ (เสาเข็มเจาะ)

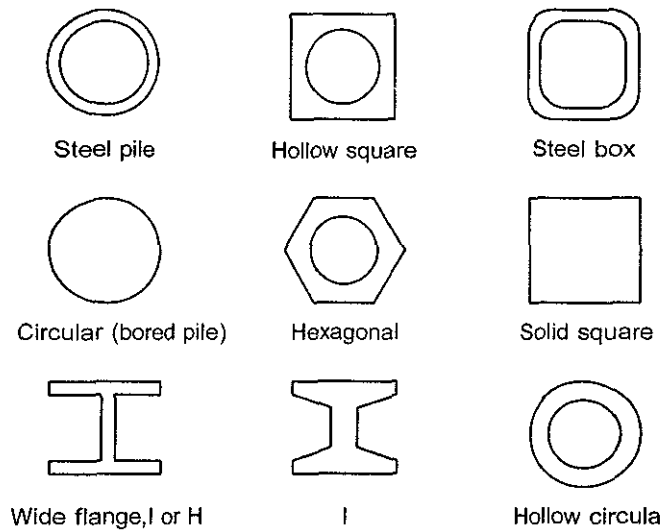


รูปที่ 3.2 เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่

ง) จำแนกตามการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการติดตั้งเสาเข็ม ได้แก่ เสาเข็มเคลื่อนตัวมาก (Very large displacement pile) (เสาเข็มนอกปลายปิด) เสาเข็มเคลื่อนตัวน้อย (Small displacement pile) (เสาเข็มนอกปลายเปิดและเสาเข็มนอกรูปตัว H) และเสาเข็มไม่มีการเคลื่อนตัว (No displacement pile) (เสาเข็มเจาะ)

3.3 เสาเข็มนอก

เสาเข็มนอกส่วนใหญ่จะเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete pile) หรือคอนกรีตอัดแรง (Pre-stressed pile) หน้าตัดของเสาเข็มนอกที่นิยมใช้กันในปัจจุบันแสดงดังรูปที่ 3.3 การติดตั้งกระทำโดยใช้ค้อนน้ำหนักรวม เสาเข็มนอกเป็นเสาเข็มที่ได้รับความนิยมมาก เนื่องจากการติดตั้งกระทำได้อย่างง่ายดายและมีราคาต่ำ



รูปที่ 3.3 รูปหน้าตัดของเสาเข็มชนิดต่างๆ

ข้อดีของเสาเข็มตอกมีดังนี้

- ตรวจสอบคุณภาพของโครงสร้างในเสาเข็มได้ก่อนตอกเสาเข็ม
- การตอกเสาเข็มจะทำให้ความหนาแน่นของดินเม็ดหยาบเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น
- ระดับน้ำใต้ดินไม่มีผลกระทบต่อ การติดตั้ง (ตอก) เสาเข็ม

ข้อเสียของเสาเข็มตอกมีดังนี้

- ทำให้เกิดความสั่นสะเทือนในขณะที่ตอกเสาเข็ม และเป็นผลทำให้เกิดการยกตัวสูงขึ้นของผิวดินใกล้เคียง ซึ่งอาจเป็นอันตรายต่อโครงสร้างในบริเวณนั้นได้
- ทำให้เสาเข็มเกิดความเสียหาย ถ้าตอกเสาเข็มแรงเกินไป

3.3.1 ระบบของค้อนน้ำหนักรที่ใช้ตอกเสาเข็ม

ค้อนน้ำหนักรที่ใช้ในการตอกเสาเข็มแบ่งออกได้เป็น 4 ชนิด (ดูรูปที่ 3.4)

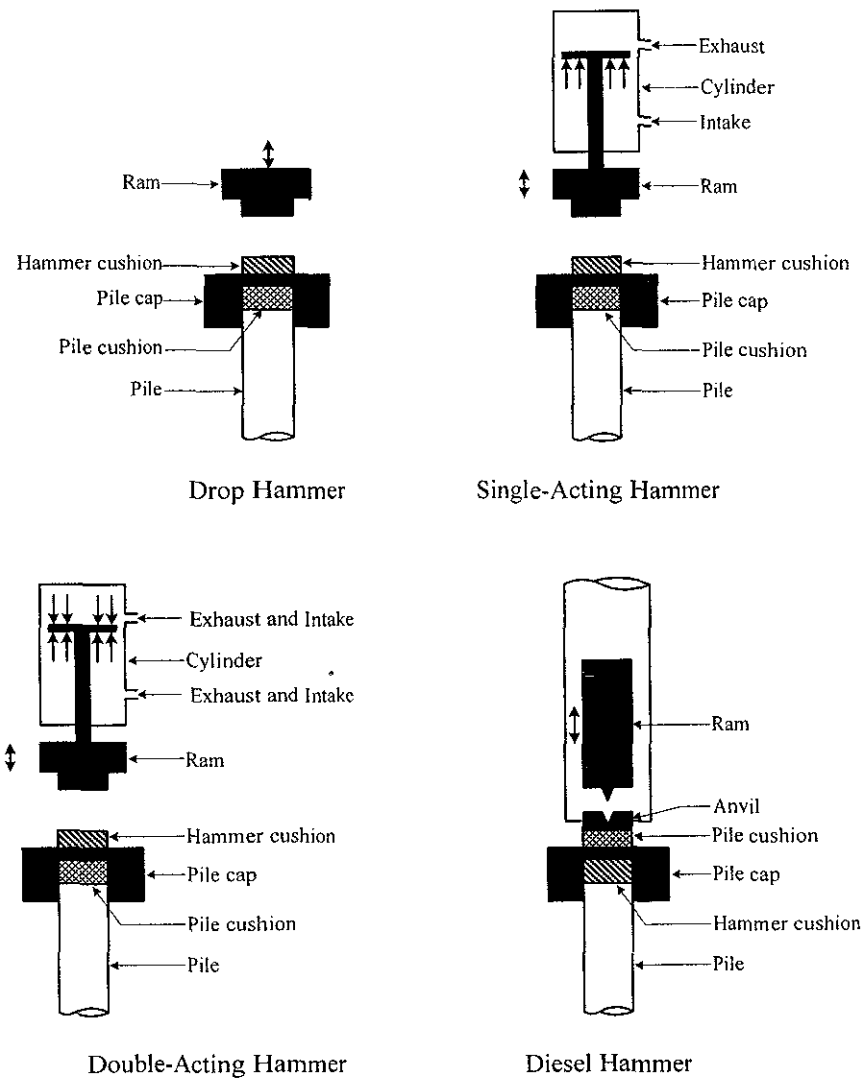
ก) Drop Hammer เป็นชนิดที่ได้รับความนิยมต่อเนื่องมาเป็นระยะเวลานานจนถึงปัจจุบัน ประกอบด้วยค้อนน้ำหนักร (ขนาดตั้งแต่ 2.5 - 12 ตัน) โยงยึดกับเครื่องกว้านด้วยสลิงและรอก การตอกทำได้โดยใช้เครื่องกว้านดึงค้อนน้ำหนักรให้ยกตัวสูงขึ้นตามระยะที่ต้องการ แล้วปล่อยให้ตกกระทบบนเสาเข็มอย่างอิสระ (Free drop) ค้อนน้ำหนักรประเภทนี้ใช้ตอกเสาเข็มได้ทุกประเภท มีค่าใช้จ่ายต่ำ แต่มีประสิทธิภาพในการส่งถ่ายพลังงานไปยังเสาเข็มค่อนข้างต่ำ (เกิดการสูญเสียพลังงานมาก)

ข) Single-Acting Hammer เป็นป็นชนิดที่ใช้ไอน้ำ (Steam) แรงอัดอากาศ (Air pressure) หรือแรงดันไฮดรอลิก (Hydraulic pressure) ยกค้อนน้ำหนักรขึ้นสูงตามต้องการ แล้วปล่อยให้ตกกระทบบนเสาเข็ม

เสาเข็มอย่างอิสระ ปั่นจั่นประเภทนี้มีตุ้มน้ำหนักขนาดตั้งแต่ 2.5 - 20 ตัน และใช้ตอกเสาเข็มได้ทุกประเภท มีประสิทธิภาพสูง

ค) Double-Acting Hammer เป็นปั่นจั่นที่ใช้ไอน้ำ แรงอัดอากาศ หรือแรงดันไฮดรอลิก ในการยกตุ้มน้ำหนักขึ้นและเร่งความเร็วในการตอกกระแทก ปั่นจั่นชนิดนี้จึงมีประสิทธิภาพสูงมาก และมีขนาดเล็กกว่า Single-Acting Hammer

ง) Diesel Hammer ทำงานโดยการอัดฉีดน้ำมันเข้าไปในห้องเผาไหม้ในขณะที่ตุ้มน้ำหนักกำลังตอกกระแทกเสาเข็ม ทำให้เกิดการจุดระเบิดส่วนผสมระหว่างอากาศและน้ำมัน ดันให้ตุ้มน้ำหนักเคลื่อนที่กลับขึ้นไปยังตำแหน่งเดิม ปั่นจั่นประเภทนี้ไม่เหมาะสมกับการตอกเสาเข็มในชั้นดินอ่อนที่หนามาก เนื่องจากการจุดระเบิดเกิดได้อย่างไม่เต็มที่ (เสาเข็มเคลื่อนตัวมาก) ปั่นจั่น Diesel Hammer ที่มีใช้ในประเทศไทย (ขนาด 1.8 - 4.5 ตัน) จึงไม่เหมาะที่จะใช้ในการตอกเสาเข็มขนาดใหญ่



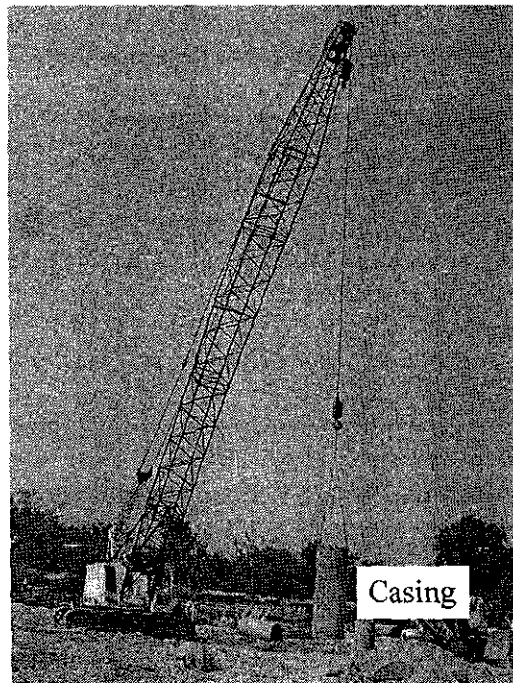
รูปที่ 3.4 ชนิดของตุ้มน้ำหนัก (Hammer type)

3.4 เสาเข็มเจาะแห้ง

เสาเข็มเจาะแห้งเป็นเสาเข็มอีกประเภทที่นิยมอย่างมาก เสาเข็มประเภทนี้มีความแตกต่างจากเสาเข็มตอกตรงที่เสาเข็มประเภทนี้เป็นเสาเข็มที่หล่อในที่ เสาเข็มเจาะแห้งเหมาะสำหรับชั้นดินที่มีระดับน้ำใต้ดินต่ำมาก และเป็นดินเชื่อมแน่น (Cohesive soils) ที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงปานกลาง เช่น ดินเหนียว หรือดินเหนียวปนทราย ความเชื่อมแน่นจะป้องกันไม่ให้อลูมิเนียมเจือปนพังทลาย เสาเข็มประเภทนี้เหมาะสำหรับดินในแถบภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ซึ่งมีความแข็งมากและไม่สามารถทำการตอกเสาเข็มให้ได้ความลึกตามต้องการ เสาเข็มเจาะแห้งสามารถประยุกต์ใช้กับดินเหนียวอ่อนในแถบกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้เช่นกัน แต่ต้องระวังมิให้ทำการเจาะหลุมเจาะจนถึงชั้นทราย อันจะเป็นสาเหตุให้เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ เนื่องจากปรากฏการณ์ทรายเดือด (Boiling)

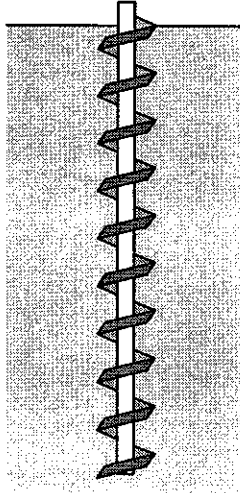
ผู้เขียนขอนำเสนอขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะแห้งความยาว 9.0 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลาง 80 และ 100 เซนติเมตร ของอาคารปฏิบัติการปรีดคลินิก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเป็นดินตะกอนปนดินเหนียวและระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับปลายเสาเข็มมาก ขั้นตอนการทำงานสามารถสรุปอย่างคร่าวๆ ได้ดังนี้

- 1) ติดตั้งปลอกเหล็กความยาวประมาณ 1 - 2 เมตร เพื่อป้องกันการพังทลายของปากหลุมเจาะ (ดินบริเวณปากหลุมจะมีความเค้นประสิทธิผลต่ำ ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าค่อนข้างต่ำ) ดังแสดงในรูปที่ 3.5



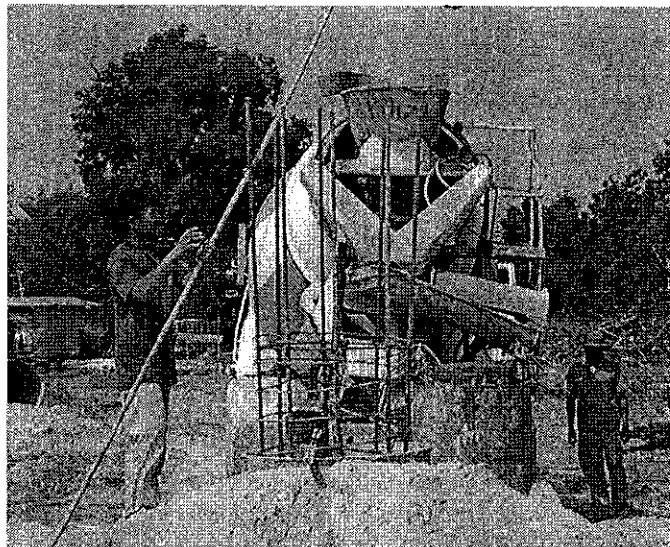
รูปที่ 3.5 การยกและติดตั้งปลอกเหล็ก

2) เจาะหลุมเจาะผ่านปลอกเหล็กโดยใช้หัวเจาะ (Drill rig) จนถึงความลึกที่ต้องการ หัวเจาะจะมีลักษณะเป็นเกลียว ในขณะที่เจาะดินจะตูดขึ้นมาตามเกลียว ดังนั้นจึงต้องยกหัวเจาะขึ้นเมื่อดินตูดเต็มเกลียวเพื่อสับดินออก และทำการเจาะต่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.6



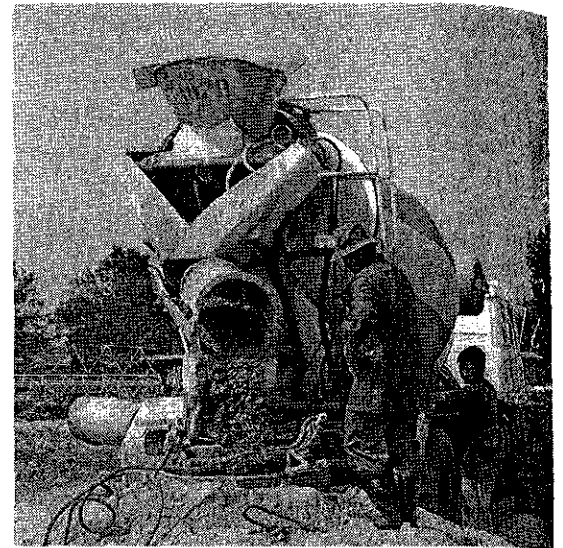
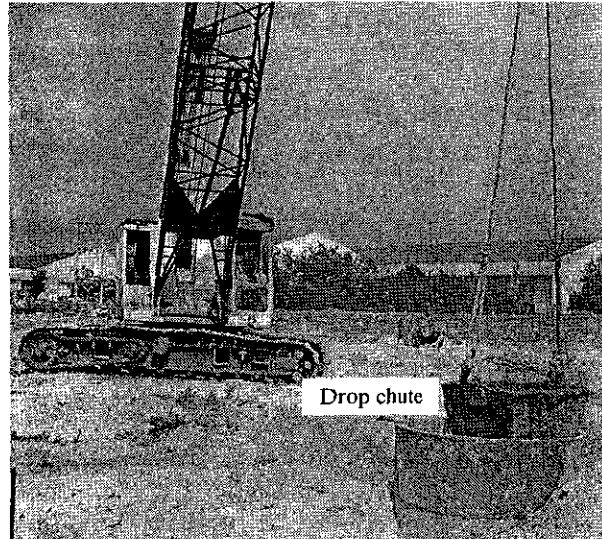
รูปที่ 3.6 การเจาะเสาเข็มเจาะแห้ง

3) ใส่เหล็กแกน โดยพื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กแกนต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของหน้าตัดเสาเข็ม (ตามมาตรฐาน วสท.) ดังแสดงในรูปที่ 3.7

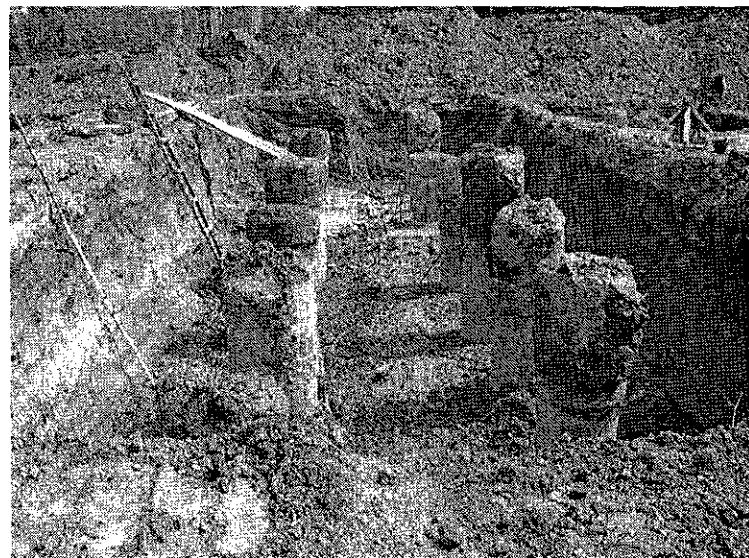


รูปที่ 3.7 การจัดเหล็กแกนเสาเข็ม

- 4) เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะ โดยใช้ท่อ Drop chute ดังแสดงในรูปที่ 3.8
- 5) ขุดเปิดหน้าดินจนถึงระดับฐานรากโดยประมาณ ดังแสดงในรูปที่ 3.9

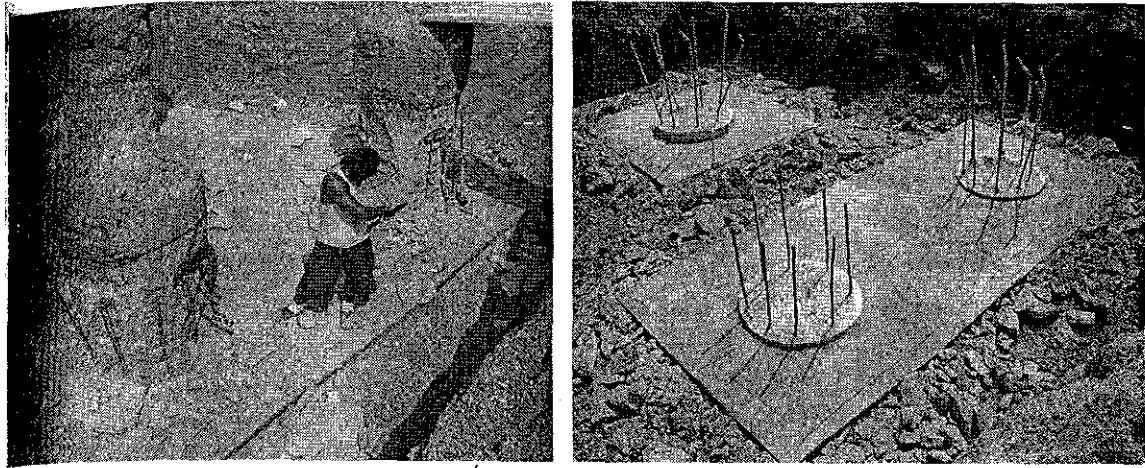


รูปที่ 3.8 การเทคอนกรีตในหลุมเจาะ

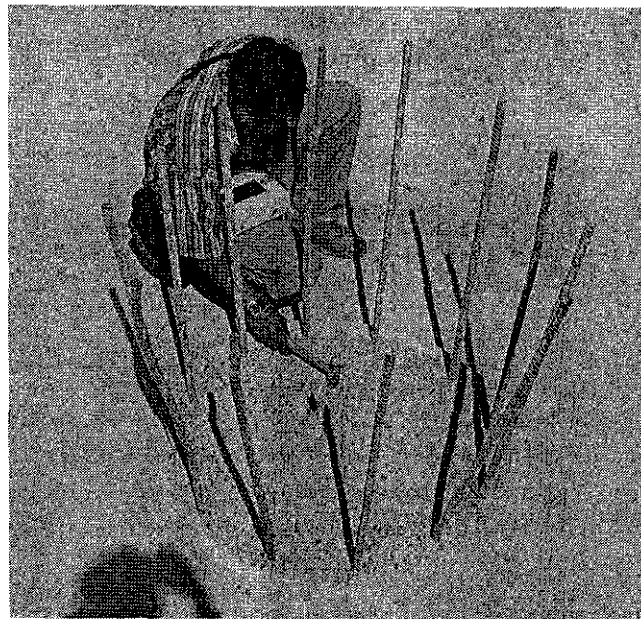


รูปที่ 3.9 การขุดเปิดหน้าดิน

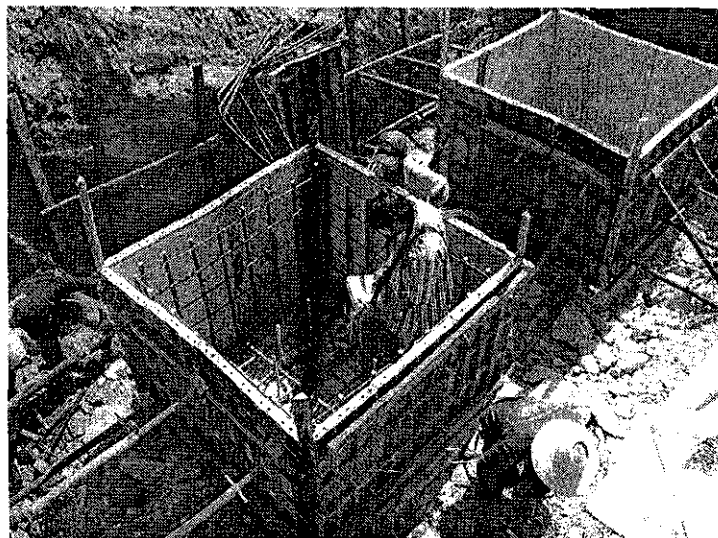
- 6) เททรายปรับระดับและคอนกรีตหยาบหนาประมาณ 5-10 เซนติเมตร เมื่อคอนกรีตหยาบแข็งตัวประมาณ 2-3 วัน ทำการทุบหัวเสาเข็ม และทำความสะอาด ดังแสดงในรูปที่ 3.10
- 7) ตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มทุกต้นด้วยวิธีการวัดคลื่น (Seismic test) ดังแสดงในรูปที่ 3.11
- 8) ประกอบแบบเหล็กและใส่เหล็กเสริม เพื่อเตรียมเทคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.12
- 9) ใส่เหล็กเสริมเสาตอม่อ และเทคอนกรีต ฐานรากที่หล่อแล้วเสร็จและพร้อมประกอบเสาตอม่อแสดงดังรูปที่ 3.13



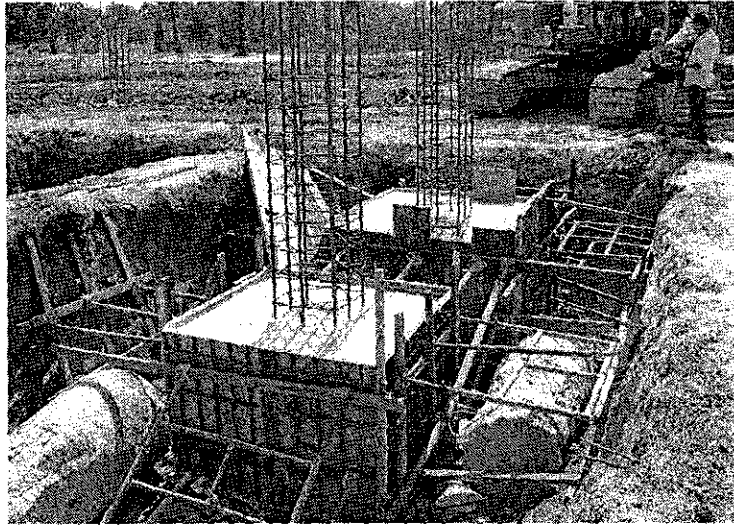
รูปที่ 3.10 การทูนหัวเสาเข็ม



รูปที่ 3.11 การตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธีการวัดคลื่น



รูปที่ 3.12 การประกอบแบบเหล็กและไม้เหล็กเสริม



รูปที่ 3.13 ฐานรากเสาเข็มพร้อมเหล็กเสาดอม่อ

ข้อดีของเสาเข็มเจาะแห้ง

- 1) ขั้นตอนการทำงานไม่ก่อให้เกิดมลพิษทางเสียงและการสั่นสะเทือนแก่อาคารและบ้านเรือนที่อยู่ใกล้เคียงบริเวณก่อสร้าง
- 2) วิศวกรสามารถสังเกตเห็นลักษณะชั้นดินและการเปลี่ยนแปลงของชั้นดินขณะที่เจาะหลุม
- 3) ผู้รับจ้างสามารถเปลี่ยนขนาดและความยาวของเสาเข็มเจาะให้สอดคล้องกับสภาพดินในบางพื้นที่ที่มีความแตกต่างจากข้อมูลที่ได้จากหลุมสำรวจ
- 4) ฐานรากเสาเข็มสามารถเจาะทะลุชั้นกรวดขนาดใหญ่หรือแม้แต่หินได้

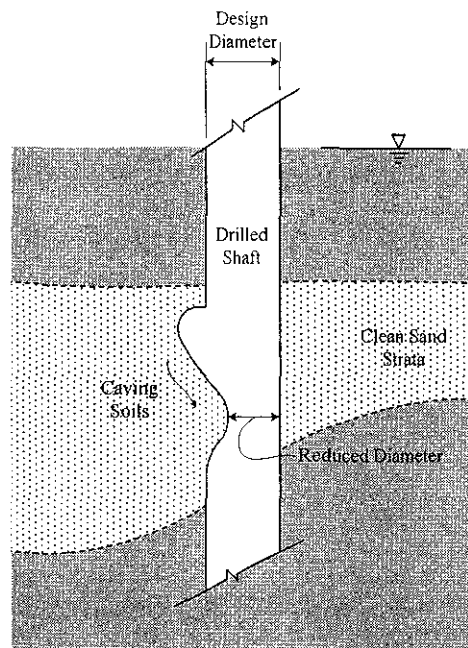
ข้อด้อยของเสาเข็มเจาะแห้ง

- 1) การก่อสร้างและควบคุมงานที่ไม่ดีจะทำให้ได้เสาเข็มที่มีคุณภาพต่ำ และส่งผลให้เสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ
- 2) เสาเข็มเจาะจะมีความเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็มน้อยกว่าเสาเข็มตอก เนื่องจากการตอกเสาเข็มจะทำให้ดินเคลื่อนตัวออกด้านข้าง ส่งผลให้แรงดันดินด้านข้างเพิ่มขึ้น ในขณะที่ การทำเสาเข็มเจาะจำเป็นต้องขุดดินออก ทำให้แรงดันดินด้านข้างมีค่าเท่าเดิมหรือน้อยลง
- 3) แรงต้านทานที่ปลายเสาเข็มของเสาเข็มเจาะจะมีค่าน้อยกว่าเสาเข็มตอก เนื่องจากการตอกเสาเข็มทำให้ดินที่ปลายเข็มแน่นขึ้น

3.5 การทำเสาเข็มเจาะในชั้นดินที่เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ

การทำเสาเข็มเจาะที่มีความยาวเสาเข็มมากมีความจำเป็นอย่างมากสำหรับอาคารสูง หรือ โครงสร้างที่รับน้ำหนักบรรทุกสูง เนื่องจากการประหยัคอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้เสาเข็มหลายต้น ตัวอย่างเช่น อาคารสูงหลายอาคารในแถบกรุงเทพมหานครใช้เสาเข็มเจาะที่มีความยาวมากถึง

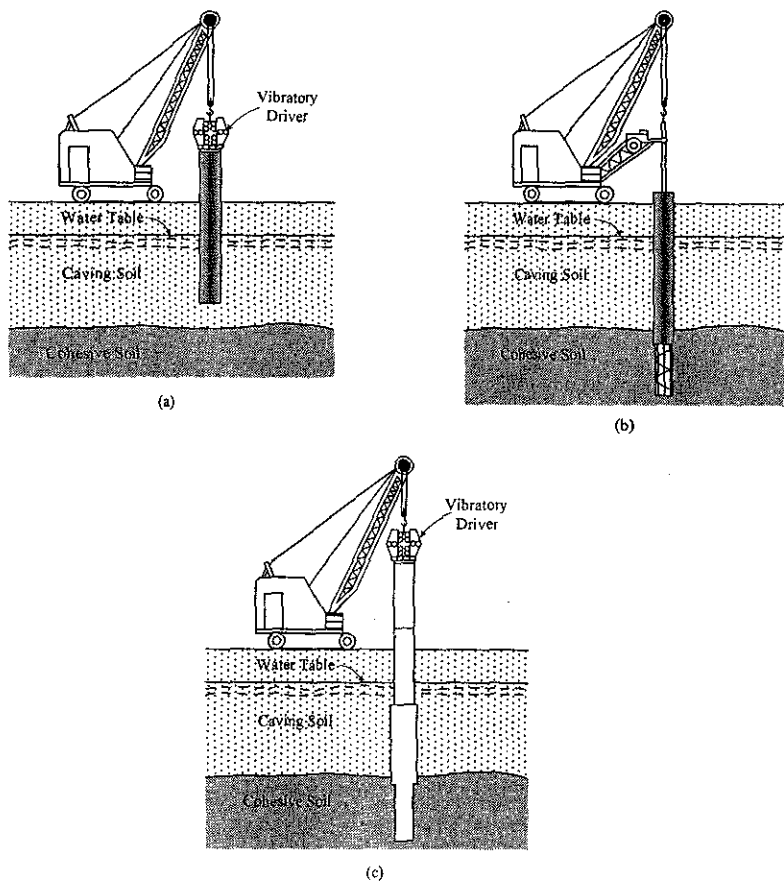
40-60 เมตร ซึ่งมีการเจาะผ่านชั้นดินเหนียวกรุงเทพและทะลุชั้นทรายชั้นที่ 1 ลงไปติดตั้งในชั้นดินเหนียวแข็งหรือในชั้นทรายชั้นที่ 2 การทำเสาเข็มเจาะแห้งความยาวมากจึงไม่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวในแถบกรุงเทพมหานคร เพราะอาจทำให้เกิดการพังทลายของหลุมเจาะ (Caving) ในชั้นทรายก่อนและขณะเทคอนกรีต นอกจากนี้ ชั้นดินเหนียวอ่อนอาจเกิดการยุบตัวของหลุมเจาะหรือหลังเทคอนกรีต รูปที่ 3.14 แสดงการเสียรูปของเสาเข็มเจาะในชั้นทราย



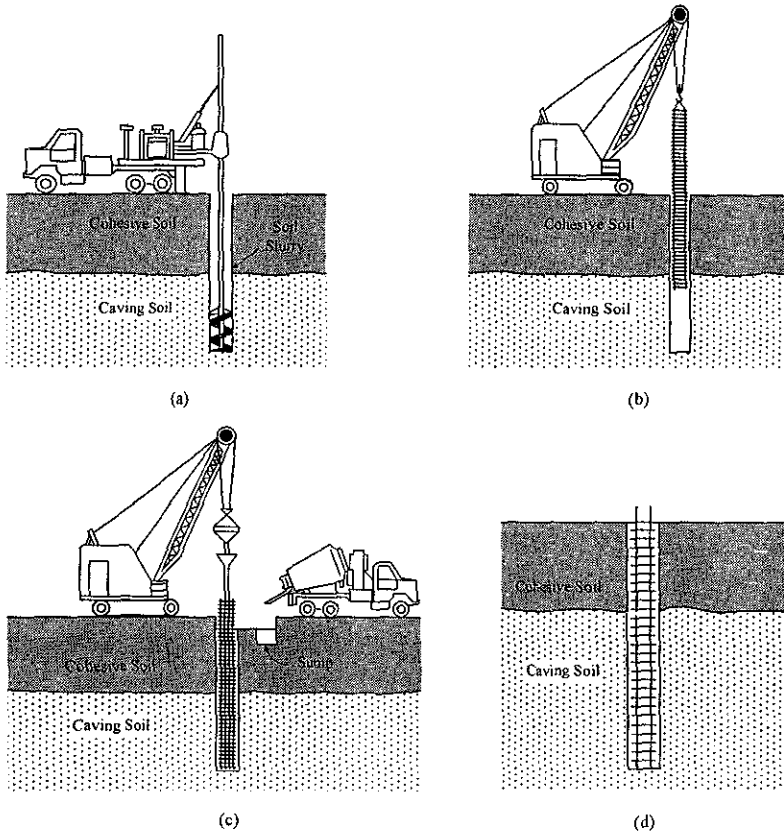
รูปที่ 3.14 ลักษณะการเสียรูปของเสาเข็มในชั้นทราย

วิธีการแก้ปัญหาการเสียรูปของเสาเข็มสามารถกระทำได้สองแบบ คือ 1) การใช้ปลอกเหล็ก และ 2) การเจาะเปียกโดยการใช้ของเหลวสำหรับการเจาะ (Drilling fluid) เช่น สารละลายเบนโทไนต์ หรือสารละลายโพลีเมอร์ วิธีการใช้ปลอกเหล็กแสดงดังรูปที่ 3.15 และสามารถอธิบายได้ดังนี้

- 1) เจาะหลุมจนถึงชั้นดินที่มีปัญหา (ดินเหนียวอ่อนหรือทรายสะอาด)
- 2) กดรปลอกเหล็กลงในหลุมเจาะจนทะลุชั้นดินที่มีปัญหา การกดรปลอกเหล็กอาจใช้ระบบสั้นสะท้อน ดังแสดงในรูปที่ 3.15a เส้นผ่านศูนย์กลางของปลอกเหล็กโดยทั่วไปจะประมาณ 50 ถึง 150 เซนติเมตร
- 3) ใช้หัวเจาะที่มีขนาดเล็กกว่าปลอกเหล็ก เจาะหลุมผ่านปลอกเหล็กจนถึงระดับความลึกที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.15b
- 4) ใส่เหล็กเสริมและเทคอนกรีต พร้อมทั้งยกปลอกเหล็กขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 3.15(c) ขั้นตอนนี้ต้องใช้ความระมัดระวังอย่างมาก เนื่องจากการยกปลอกเหล็กขึ้นเร็วเกินไปอาจทำให้ดินแทรกในเสาเข็มเจาะ



รูปที่ 3.15 ขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะ โดยใช้ปลอกเหล็ก



รูปที่ 3.16 ขั้นตอนการทำเสาเข็มเจาะเปียก

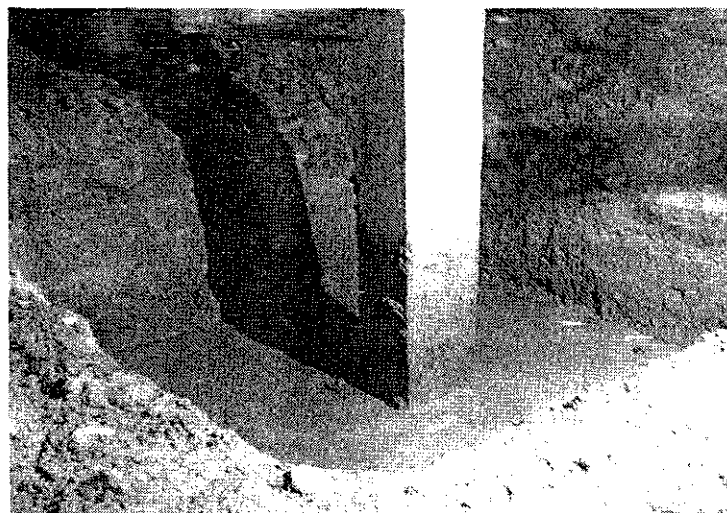
วิธีการเจาะเปียก (Slurry method) แสดงดังรูปที่ 3.16 และมีขั้นตอนดังนี้

- 1) ขุดหลุมเจาะประมาณ 3 เมตร
- 2) เติมส่วนผสมละลายระหว่างน้ำและเบนโทไนต์/สารละลายโพลีเมอร์เพื่อใช้เป็นของเหลวสำหรับเจาะ (Drilling slurry) ของเหลวนี้จะช่วยป้องกันการพังของหลุมเจาะ
- 3) ใช้หัวเจาะเจาะทะลุชั้นดินจนได้ความลึกที่ต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 3.16a ในขณะที่เจาะต้องใส่ของเหลวสำหรับเจาะเพิ่มอยู่เสมอ
- 4) ใส่เหล็กเสริมลงในหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.16b
- 5) เทคอนกรีตลงในหลุมเจาะผ่านท่อ Tremie โดยที่ปลายท่ออยู่ที่ก้นหลุม ดังแสดงในรูปที่ 3.16c คอนกรีตจะดันของเหลวสำหรับเจาะขึ้นมาที่ปากหลุมเจาะ

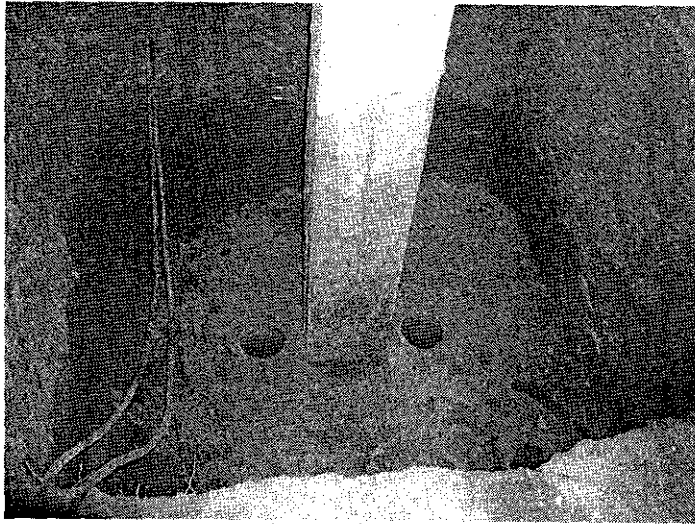
3.6 เสาเข็มกด

เสาเข็มกดเป็นเสาเข็มที่ติดตั้งโดยการใช้แม่แรง (Hydraulic jack) กดเสาเข็มให้จมลงในดิน เสาเข็มที่ใช้อาจเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กหรือท่อเหล็กต่อเป็นท่อนๆ ละประมาณ 1.0 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 10 ถึง 20 เซนติเมตร เสาเข็มประเภทนี้นิยมใช้สำหรับเสริมกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากเดิม ผู้เขียนขอแนะนำเสนอขั้นตอนการเสริมฐานรากอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารี 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential settlement) ของฐานราก (Horpibulsuk et al., 2004) ขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มกดในฐานรากสามารถอธิบายพอสังเขปได้ดังนี้

- 1) ขุดหลุมจนถึงระดับฐานราก ดังรูปที่ 3.17
- 2) เจาะรูที่ฐานรากเดิมด้วยหัวเจาะเพชร ให้มีขนาดใหญ่กว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ใช้ในการเสริมฐานราก ประมาณ 5-10 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.18 เสาเข็มเหล็กต้องมีความหนาพอที่จะป้องกันการกัดกร่อน (Corrosion) เพื่อให้มีอายุการใช้งานนานเท่าที่ต้องการ

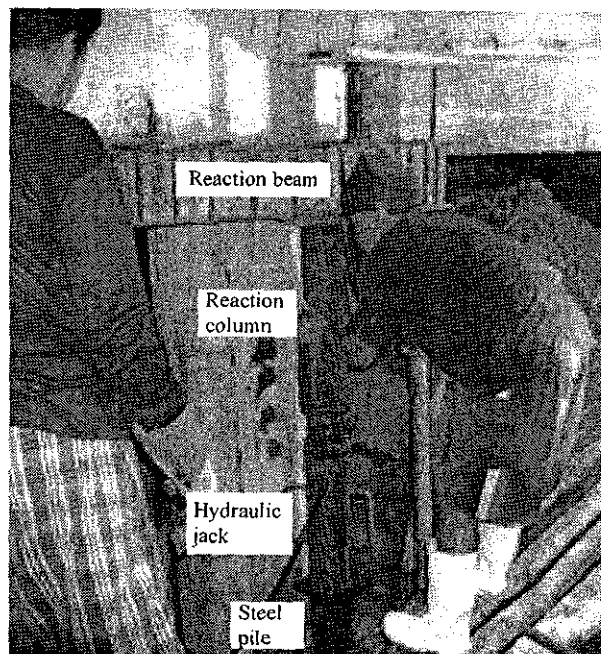


รูปที่ 3.17 การขุดหลุมให้ถึงระดับฐานราก



รูปที่ 3.18 รูปที่ฐานรากหลังการเจาะ

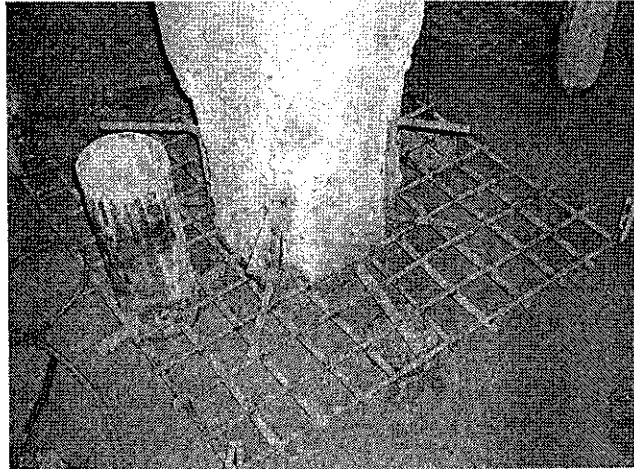
3) กดเสาเข็มลงในรูด้วยแม่แรง (Hydraulic jack) โดยใช้คานคอดินเป็นคานรับแรง (Reaction beam) ดังแสดงในรูปที่ 3.19



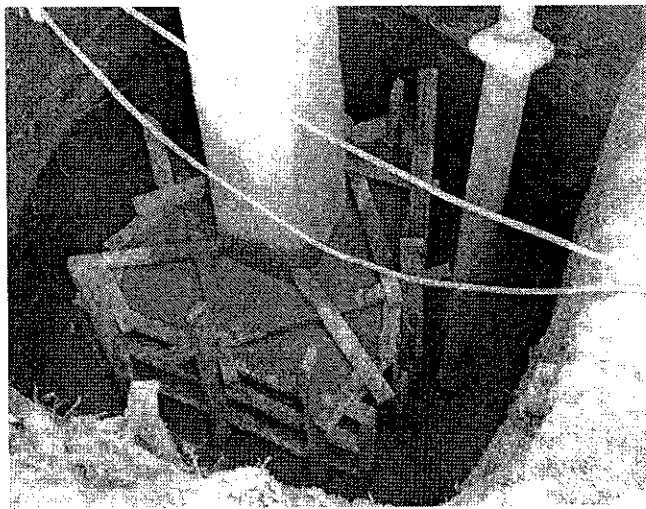
รูปที่ 3.19 การกดเสาเข็มลงในฐานเดิมที่เจาะรูไว้

4) เทมอร์ต่ำลงในเสาเข็มเหล็ก เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของเสาเข็ม กะเทาะคอนกรีตหุ้มเสาตอม่อจนถึงเหล็กเสริมและนำเหล็กรูปตัวซีมาเชื่อมต่อเข้ากับเหล็กแกน เพื่อเพิ่มแรงยึดเกาะระหว่างเสาตอม่อกับฐานรากใหม่ เจาะรูที่เสาตอม่อและร้อยเหล็กเสริมผ่าน และทำการเชื่อมเหล็กเสริมให้เป็นตะแกรงให้มีระยะห่างเพียงพอที่จะต้านทานโมเมนต์ดัด ดังแสดงในรูปที่ 3.20

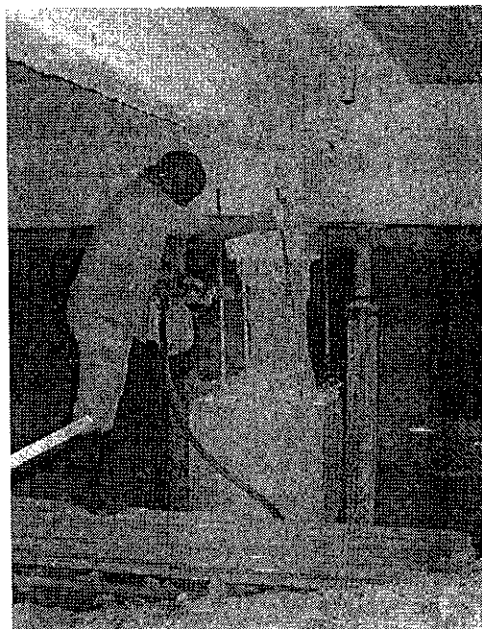
5) ประกอบไม้แบบและเทคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 3.21



รูปที่ 3.20 การจัดวางเหล็กเสริมสำหรับฐานรากใหม่



รูปที่ 3.21 ฐานรากใหม่ที่เทคอนกรีตแล้วเสร็จ



รูปที่ 3.22 การใช้สว่านกะเทาะเสาตอม่อ

6) ปรับยกเสาตอม่อบางต้นที่เกิดการทรุดตัวมากเกินไป โดยการติดตั้งค้ำยันบนฐานรากใหม่กับคาน และตัดเสาตอม่อโดยใช้สว่าน ดังแสดงในรูปที่ 3.22

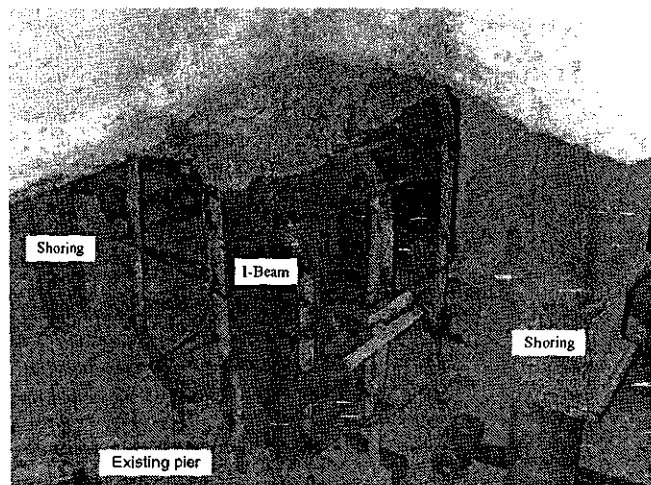
7) หลังจากตัดเสาตอม่อแล้ว ประกอบแผ่นเหล็กเรียบเข้าที่ผิวบนและผิวล่างของตอม่อ และติดตั้งแม่แรง ดังแสดงในรูปที่ 3.23

8) ทำการยกปรับระดับเสาตอม่อพร้อมกันทุกต้น โดยการยกปรับระดับเป็นขั้นๆ ทุกครั้งที่มีการปรับระดับ ต้องขันตัวค้ำยัน (Shoring) ตามเสมอ

9) หลังจากได้ระดับความสูงตามต้องการแล้ว นำแม่แรงออก และใส่เหล็กตัว I เข้าที่กึ่งกลางของเสาตอม่อ และหล่อเสาตอม่อให้กลับสู่สภาพเดิม ดังแสดงในรูปที่ 3.24



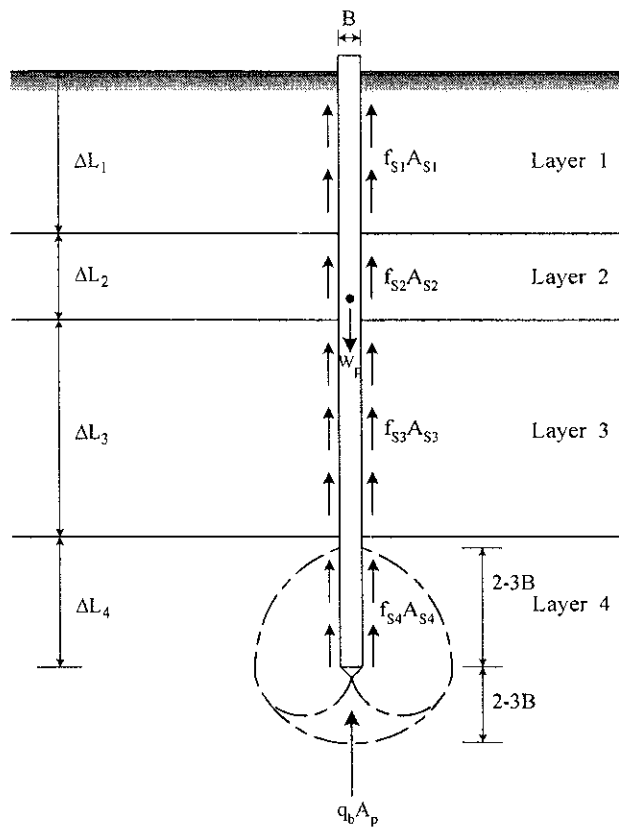
รูปที่ 3.23 การติดตั้งแม่แรงสำหรับการยกปรับระดับเสาตอม่อ



รูปที่ 3.24 การเสริมเหล็กแกนในเสาตอม่อที่ถูกตัดขาด

3.7 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

เสาเข็มเดี่ยวถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างสู่ดิน โดยผ่านความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (Skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเข็ม (End bearing) ดังแสดงในรูปที่ 3.25 ความเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน คือผลรวมของแรงเสียดทานอันเกิดจากแรงยึดเกาะ (Adhesion) ระหว่างเสาเข็มและดิน ตลอดความยาวเสาเข็ม ส่วนแรงแบกทานที่ปลายเข็ม คือกำลังรับแรงแบกทานของดินที่ปลายเข็ม ซึ่งสามารถคำนวณได้เช่นเดียวกับในกรณีของฐานรากตื้น จากรูปจะเห็นได้ว่า แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเสาเข็มจมอยู่ในชั้นดินแข็งเป็นระยะประมาณ 2 - 3 เท่าของขนาดของเสาเข็ม เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกจนถึงจุดวิบัติ ระบายวิบัติของดินใต้เสาเข็มจะเกิดในช่วง 2 - 3 เท่าของขนาดของเสาเข็ม เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวแปรผันตามพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน ดังนั้น วิธีการประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยจึงต้องจำแนกตามชนิดของดิน ซึ่งจะอธิบายในหัวข้อถัดไป



รูปที่ 3.25 การถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยว

สิ่งสำคัญที่สุดที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบฐานรากตื้น คือฐานรากต้องมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกจากน้ำหนักของโครงสร้างได้อย่างปลอดภัย เราสามารถแบ่งวิธีการประมาณความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวได้สามวิธีดังนี้

- 1) การวิเคราะห์แบบสถิติศาสตร์ โดยอาศัยผลทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ หรือในสนาม
- 2) การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ซึ่งคำนวณกำลังรับน้ำหนักจากการตอกเสาเข็ม หรือจากการส่งผ่านของคลื่น
- 3) การทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม (Pile load test) การออกแบบเสาเข็มมีหลักการที่ต้องพิจารณาดังนี้
 - 1) วัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มต้องมีความแข็งแรงพอสำหรับต้านน้ำหนักบรรทุก
 - 2) เมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุก ดินรอบข้างและใต้เสาเข็มต้องไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure)
 - 3) การทรุดตัวของเสาเข็มต้องไม่เกินค่าการทรุดด้วยอมให้

3.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นดินเหนียวโดยวิธีสถิติศาสตร์

เสาเข็มในชั้นดินเหนียวส่วนมากจะเป็นเสาเข็มเสียดทาน ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่ เพื่อความสะดวกในการออกแบบ (ไม่ต้องพิจารณาความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นขณะรับน้ำหนักบรรทุก) เรามักจะคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยจากกำลังต้านทานแรงเฉือนรวม (Total shear strength analysis) ถึงแม้ว่าการคำนวณโดยใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผลจะให้ความละเอียดถูกต้องมากกว่า

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

$$Q_f = Q_s + Q_b \quad (3.1ก)$$

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

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

เนื่องจากน้ำหนักของเสาเข็ม (W_p) มีค่าใกล้เคียงกับ $q A_b$ ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิ (P_f) มีค่าเท่ากับ

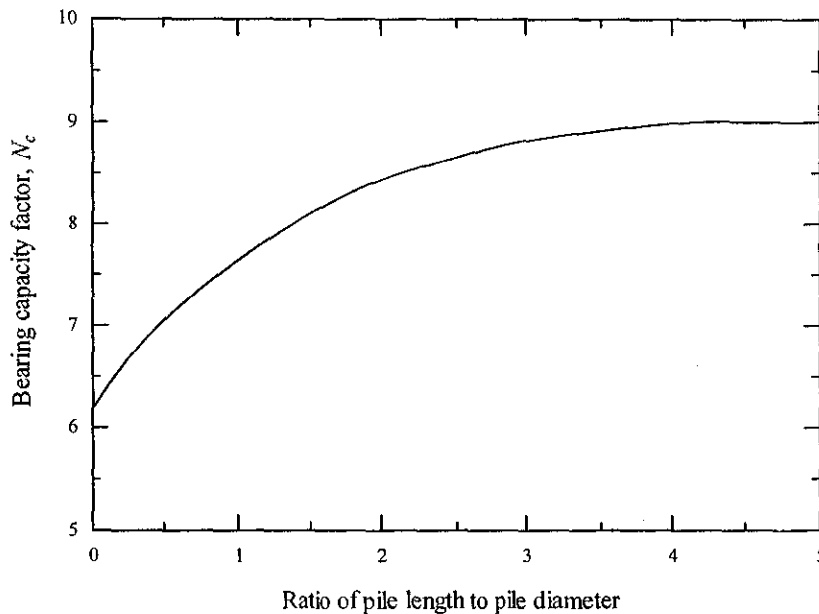
$$P_f = P_s + P_b \quad (3.2)$$

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) คำนวณได้โดยการแทนค่า N_c ด้วย 9.0 สำหรับเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 5.0 ค่า N_c ของเสาเข็มที่มีอัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 5.0 สามารถประมาณได้จากรูปที่ 3.26 แรงแบกทานที่คำนวณได้นี้มีความสำคัญค่อนข้างน้อย เนื่องจากมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความเสียดทานรอบเสาเข็ม ตัวแปรหลักของการคำนวณคือแฟกเตอร์ยึดเกาะระหว่างดินและเสาเข็ม ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะนี้จะมีค่าแปรผันตามประเภทของเสาเข็มและชนิดของดินเหนียว ดังจะกล่าวในหัวข้อถัดไป



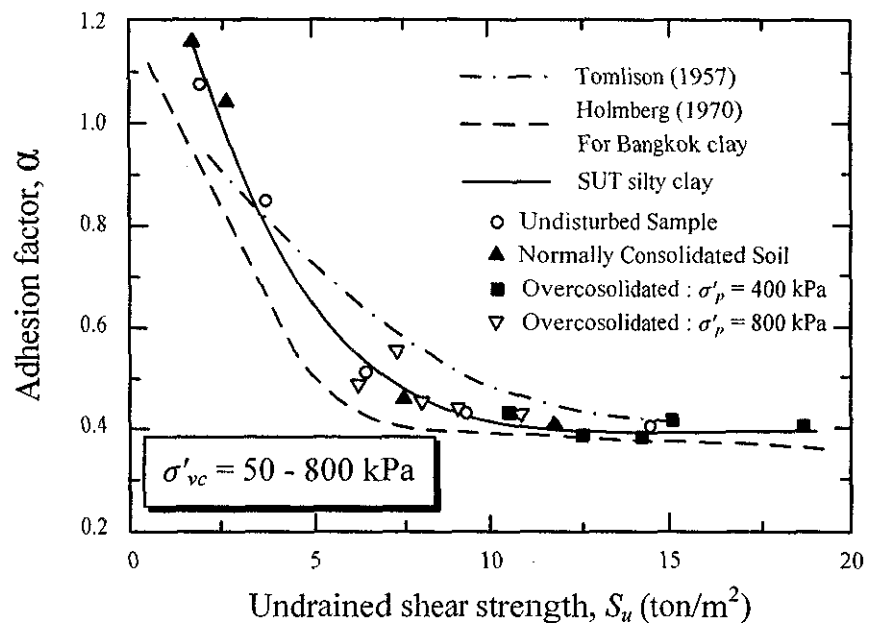
รูปที่ 3.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_c กับอัตราส่วนความยาวต่อขนาดของเสาเข็ม (Skempton, 1951)

3.8.1 แฟกเตอร์ยึดเกาะสำหรับเสาเข็มคอกและเสาเข็มเจาะ

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน อันนำมาซึ่งการเปลี่ยนแปลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน และอาจทำให้ดินในสนามกลายสภาพเป็นสภาพปั้นใหม่ (Remolded state) และเกิดการบวมตัวของผิวดิน ปรัชญาการนี้ก็มีผลอย่างมากต่อแรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดิน

สำหรับดินเหนียวอ่อน การตอกเสาเข็มจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินที่มีค่าเป็นบวกในมวลดิน ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าลดลง และอาจมีค่าต่ำถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะปั่นใหม่ (Remolded strength) ทันทีหลังจากการตอกเสาเข็มแล้วเสร็จจะเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินกับเวลา (การอัดตัวคายน้ำ) ทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินและแรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดินมีค่าเพิ่มขึ้นกับเวลา จนกระทั่งสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งจะกินเวลาอย่างน้อย 30 วัน ดินบางชนิดอาจกินเวลาประมาณ 90 วัน ด้วยเหตุนี้เอง ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะของดินเหนียวอ่อนจึงมีค่าสูง และอาจมีค่ามากกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอ่อนมาก ในทางตรงกันข้าม ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะจะมีค่าน้อยลงตามกำลังต้านทานแรงเฉือนหรืออัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio) ของดิน เนื่องจากดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงเป็นดินที่แข็งและเปราะ เมื่อตอกเสาเข็มลงในดินประเภทนี้จะเกิดรอยแตกในมวลดิน ทำให้ดินและเสาเข็มไม่สามารถยึดเกาะกันได้ดี

การเปลี่ยนแปลงของแฟกเตอร์ยึดเกาะกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ได้มีผู้ศึกษาอย่างมากมาย Tomlinson (1957) ได้แสดงความสัมพันธ์ดังกล่าว ดังรูปที่ 3.27 จะเห็นได้ว่าแฟกเตอร์ยึดเกาะมีค่าลดลงอย่างมาก เมื่อมีการเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือน นอกจากนี้ รูปที่ 3.27 ยังได้แสดงความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Holmberg (1970) สำหรับดินเหนียวกรุงเทพ และโดย Horpibulsuk and Kampala (2007) สำหรับดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (SUT silty clay)



รูปที่ 3.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ α (Horpibulsuk and Kampala, 2007)

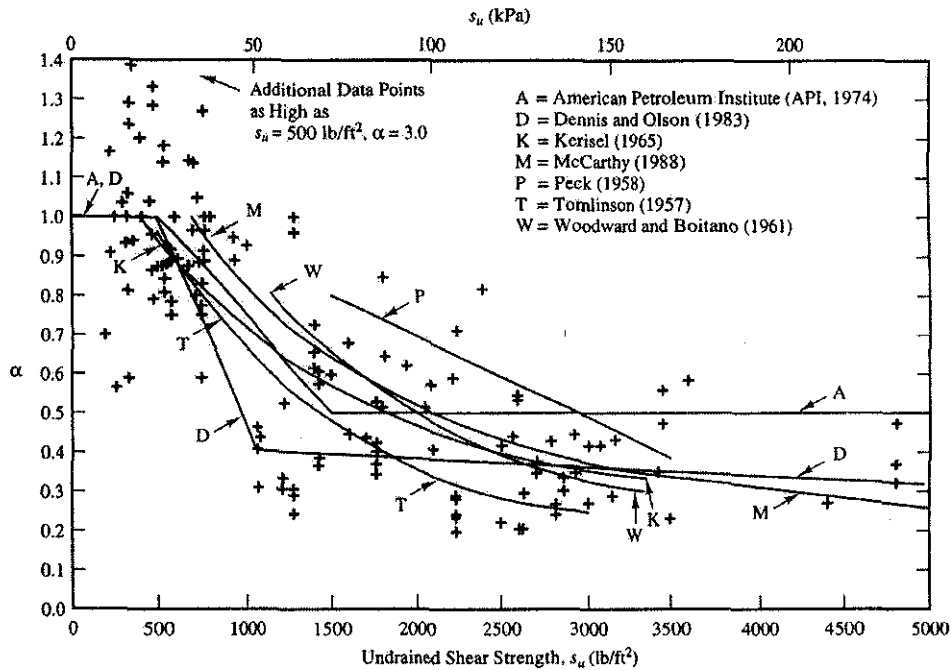
รูปที่ 3.28 แสดงค่าของแฟกเตอร์ยึดเกาะที่ได้จากการทดสอบน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม (Static pile load test) ซึ่งเสนอโดยนักวิจัยหลายท่าน จะเห็นได้ว่า ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะมีค่าแปรผันอย่างมากกับ

ชนิดของดิน ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย American Petroleum Institute (API) มีความสอดคล้องกับผลทดสอบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นๆ มาก ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงได้ดังนี้

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

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

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



รูปที่ 3.28 ค่า α ที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาค้ำ (Visic, 1977)

การตอกเสาค้ำลงในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to very stiff clay) จะก่อให้เกิดช่องว่างที่ส่วนบนเสาค้ำโดยรอบ ช่องว่างนี้จะมีผลกระทบอย่างมากต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาค้ำ โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับเสาค้ำที่มีความยาวน้อยกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ด้วยเหตุนี้ผู้ออกแบบอาจใช้ค่าแฟกเตอร์แรงยึดเกาะเท่ากับ 0.4 สำหรับเสาค้ำที่มีความยาวระหว่าง 8 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และใช้สมการที่ (3.4) ถึง (3.6) สำหรับเสาค้ำที่มีความยาวมากกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง

สำหรับเสาค้ำเจาะ การทำเสาค้ำเจาะก่อให้เกิดการรบกวนดินในหลุมเจาะอย่างมาก นอกจากนี้การเทคอนกรีตลงในหลุมเจาะยังเป็นการเพิ่มปริมาณน้ำให้กับดินเหนียว ซึ่งทำให้เกิดการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวรอบเสาค้ำอย่างมาก Skempton (1966) แนะนำให้ใช้ค่า $\alpha = 0.45$ และเสนอสมการคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลายไว้ดังนี้

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

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

เมื่อ w คือตัวคูณปรับลดกำลัง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.8 และ 0.75 สำหรับเสาเข็มที่มีขนาดเล็กกว่าและใหญ่กว่า 1.0 เมตร ตามลำดับ ตัวคูณปรับลดกำลังนี้มีความสำคัญมากสำหรับการออกแบบเสาเข็มเจาะแบบเปียก ทั้งนี้ เนื่องจากการทำเสาเข็มประเภทนี้ อาจมีการตักข้างของเบนโทไนต์ที่กั้นหลุม ทำให้กำลังรับแรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็มลดลง

3.9 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นทรายโดยวิธีสถิตยศาสตร์

น้ำหนักประลัยสุทธิของเสาเข็มในชั้นทรายคำนวณได้เช่นเดียวกับวิธีการคำนวณของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว เมื่อพิจารณาว่าน้ำหนักของเสาเข็ม (W) มีค่าประมาณ $0.5 \gamma B N_f$ จะได้

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

$$P_s = A_s f_s = A_s K \sigma'_{vs} \tan \delta \quad (3.10ก)$$

$$P_b = A_b q_b = A_b \sigma'_{vb} N_q \quad (3.10ข)$$

เมื่อ σ'_{vb} คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม σ'_{vs} 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

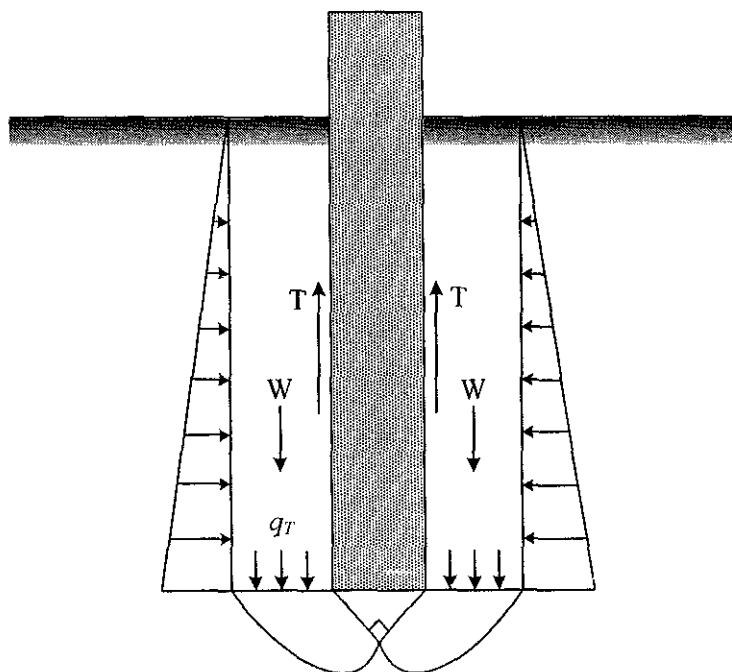
ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานภายในได้มีผู้เสนอหลายท่าน Vesic (1967) กล่าวว่าค่าแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทานที่เสนอโดยนักวิจัยแต่ละท่านมีความแตกต่างกันมาก แต่ค่าที่เสนอโดย Berezantzev et al. (1961) มีค่าใกล้เคียงผลทดสอบมากที่สุด และยัง

เป็นค่าที่ต่ำกว่าค่าที่เสนอโดย Meyerhof (1951) และ Vesic (1967) ด้วยเหตุนี้เอง ความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Berezantzev et al. (1961) จึงได้รับการยอมรับในหมู่วิศวกร

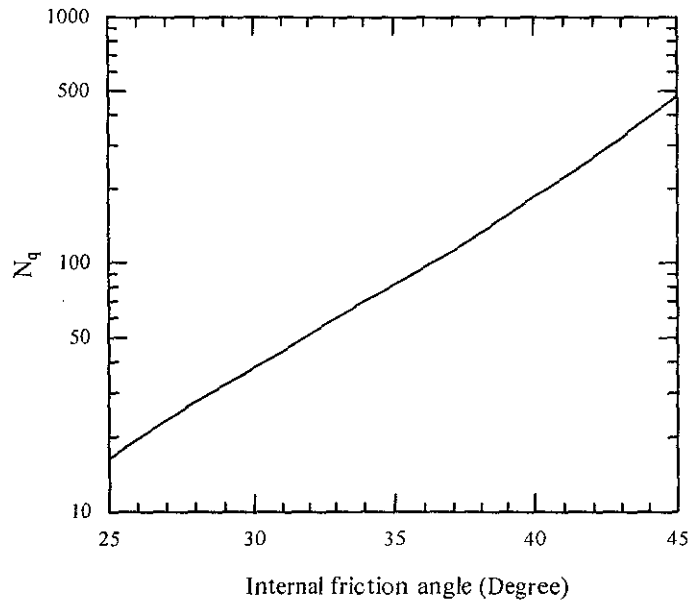
ตารางที่ 3.2 สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (Stas and Kulhawy, 1984)

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

Berezantzev et al. (1961) สมมติว่าลิ้มการวิบัติที่ปลายเสาเข็มมีปลายแหลมทำมุม 90 องศา (ลิ้มการวิบัติทำมุมเอียง 45 องศา กับแนวนอน) และสมมติว่าที่จุดวิบัติ ความเค้นกดทับสุทธิที่ปลายเสาเข็ม (q_p) มีค่าเท่ากับผลรวมของน้ำหนักดิน (W) และความเสียดทานเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง (T) ดังแสดงในรูปที่ 3.29 จากสมมติฐานดังกล่าว พวกเขาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานในพจน์ของอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม ต่อมา Poulos (2001) กล่าวว่าอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม มีอิทธิพลต่อความสัมพันธ์ดังกล่าวน้อยมาก จึงได้ปรับปรุงและสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานภายใน ดังแสดงในรูปที่ 3.30



รูปที่ 3.29 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มโดยทฤษฎีของ Berezantzev et al. (1961)



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

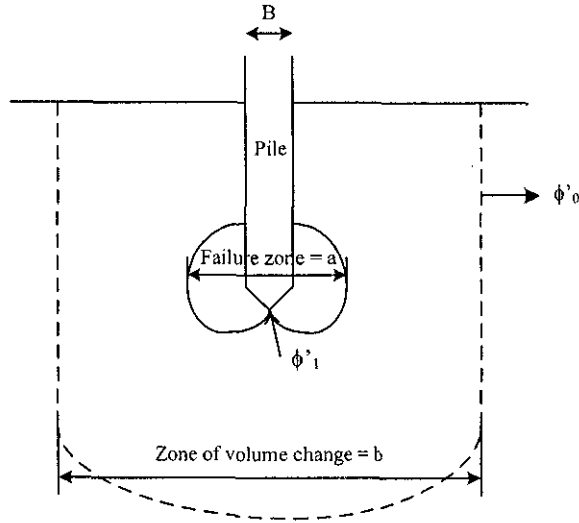
จากรูปที่ 3.30 จะเห็นได้ว่า N_q แปรผันอย่างมากกับมุมเสียดทานภายใน (การเปลี่ยนแปลงของมุมเสียดทานภายในเพียงเล็กน้อย ให้ค่า N_q ที่แตกต่างกันอย่างมาก) ดังนั้น ผู้ออกแบบจำเป็นต้องทราบถึงอิทธิพลของการติดตั้งเสาเข็มต่อการเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายใน การตอกเสาเข็มในชั้นทรายหลวมจะทำให้ทรายมีความหนาแน่นและมุมเสียดทานภายในสูงขึ้น ในขณะที่ การติดตั้งเสาเข็มเจาะในชั้นทรายจะก่อให้เกิดการรบกวนดินใต้เสาเข็มอย่างมาก และส่งผลให้มุมเสียดทานภายในมีค่าลดลง

สำหรับเสาเข็มตอก Meyerhof (1959) แสดงให้เห็นว่าความกว้างของโซนที่แน่นขึ้นเนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Zone of volume change, b) มีค่าประมาณ 6 ถึง 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และความกว้างของโซนการวิบัติ (Failure zone, a) มีค่าประมาณ 4 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.31

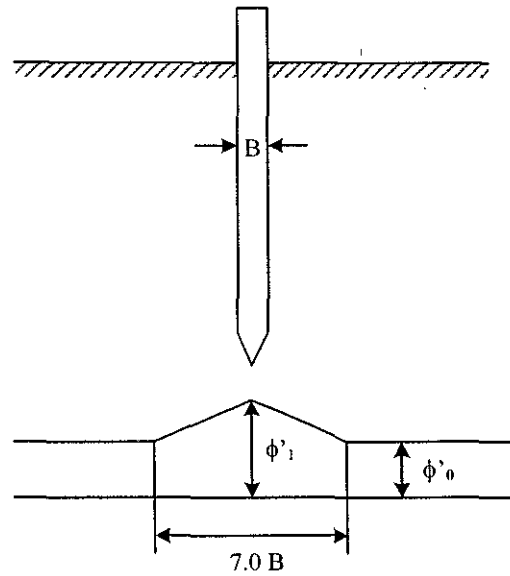
Kishida (1963) สมมติว่าการเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทรายมีค่าลดลงเป็นเส้นตรงตามระยะห่างของเสาเข็ม และมีค่าคงที่เมื่อระยะห่างมีค่าเท่ากับ 3.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง ดังแสดงในรูปที่ 3.32 Kishida and Meyerhof (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายในหลังตอกเสาเข็มกับมุมเสียดทานภายในของทรายเป็นก่อนตอกเสาเข็มดังนี้

$$\phi'_1 = \frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \quad (3.11)$$

เมื่อ ϕ'_1 คือมุมเสียดทานภายในหลังตอกเสาเข็ม และ ϕ'_0 คือมุมเสียดทานภายในก่อนตอกเสาเข็ม มุม 40 องศา ในสมการ บ่งบอกว่าการตอกเสาเข็มในทรายที่มีมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา จะไม่ก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร



รูปที่ 3.31 โซนการวิบัติและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Meyerhof, 1959)



รูปที่ 3.32 การเปลี่ยนแปลงมุมเสียดทานภายในของทราย เนื่องจากการตอกเสาเข็ม (Kishida, 1963)

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) และมุมเสียดทานภายในสำหรับการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยควรมีค่าแตกต่างกันตามแต่วิธีการติดตั้ง (เสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ) เพื่อความสะดวกในการออกแบบ Poulos (2001) แนะนำว่าผู้ออกแบบสามารถใช้รูปที่ 3.30 ในการประมาณค่า N_q ได้ทั้งกับเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ แต่ต้องมีการปรับแก้ค่าของมุมเสียดทานภายในก่อน โดยที่มุมเสียดทานภายในปรับแก้หาได้จากสมการที่ (3.11) สำหรับเสาเข็มตอก และมีค่าเท่ากับ $(\phi'_0 - 3^\circ)$ องศา สำหรับเสาเข็มเจาะ

จากการศึกษาของ Vesic (1967) และ Bolton (1987) พบว่ากำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเข็มและแรงเสียดทานระหว่างทรายกับเสาเข็มจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก และมีค่าคงที่ที่ระดับความลึกเกินกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากปรากฏการณ์ส่วนโค้ง (Arching effect) เมื่อเสาเข็มในชั้นทรายรับน้ำหนักบรรทุกประลัยจะเกิดการโค้งตัวของทรายที่ผิวบน ส่งผลให้ความเค้นกดทับในแนวตั้งและแรงดันดินด้านข้างมีค่าน้อยลง ด้วยเหตุนี้เอง น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวที่คำนวณจากวิธีสถิตยศาสตร์จึงอาจมีค่าสูงกว่าความเป็นจริง API (1984) ได้แนะนำค่าขอบเขตของความเค้นที่ปลายเข็ม (q_{bl}) และผิว (f_{st}) สำหรับการออกแบบเสาเข็มในชั้นทราย ดังแสดงในตารางที่ 3.3 ในการออกแบบ ค่า q_b ต้องมีค่าไม่เกิน q_{bl} และ f_s ต้องมีค่าไม่เกิน f_{st}

ตารางที่ 3.3 ขอบเขตของค่าความเค้นที่ผิวและปลายเสาเข็มในชั้นทราย (API 1984)

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

3.10 พื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปของเสาเข็ม

ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มโดยวิธีสถิตยศาสตร์ เราจำเป็นต้องประมาณแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม และแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม จากค่าพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม (A_p) และพื้นที่รอบรูปเสาเข็ม (A_s) วิธีการประมาณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปจะแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับหน้าตัดและรูปร่างของเสาเข็ม ดังจะอธิบายต่อไปนี้

ก) เสาเข็มหน้าตัดปิด (Closed-section pile)

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

ข) เสาเข็มหน้าตัดเปิด (Open-section pile)

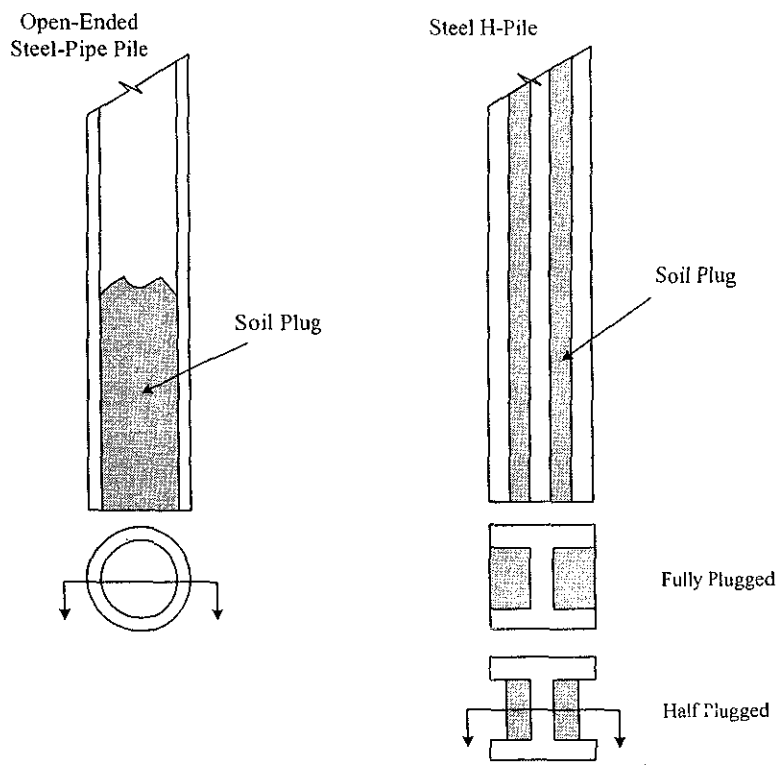
เสาเข็มหน้าตัดเปิด คือเสาเข็มที่มีผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาไม่ค้อยดี เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มกลวง และเสาเข็มรูปตัว H พื้นที่สัมผัสที่ไม่ดีนี้ก่อให้เกิดความยุ่งยากในการคำนวณพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็มและพื้นที่รอบรูปเสาเข็ม

เมื่อเสาเข็มประเภทนี้ถูกตอกลงในดิน ในช่วงแรกของการตอก เสาเข็มจะตัดดินออกตามรูปของเสาเข็ม และพื้นที่หน้าตัดปลายเข็มมีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม ขณะที่เสาเข็มเคลื่อนตัวลง ดินจะถูกอัดเข้าไปในตัวเสาเข็มจนกระทั่งถึงสถานะหนึ่ง ซึ่งดินในเสาเข็มอัดตัวกันแน่นและเริ่มเคลื่อนที่ลงไปพร้อมกับการเคลื่อนที่ของเสาเข็ม การอัดตัวกันแน่นของดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิดก่อให้เกิดหัวจุกดิน (Soil plug) ดังแสดงในรูปที่ 3.33 ดังนั้น พื้นที่หน้าตัดปลายเข็มจะกลายเป็นพื้นที่รวมของเสาเข็มและหัวจุกดิน หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสาเข็มกลายเป็นเสาเข็มหน้าตัดปิด

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

สำหรับเสาเข็มรูปตัว H ช่องว่างระหว่างปีกของเสาเข็มรูปตัว H มีน้อยกว่าช่องว่างภายในเสาเข็มมาก ดังนั้น ระยะเวลาเพียงเล็กน้อยก็ก่อให้เกิดหัวจุกดิน ด้วยเหตุนี้ ในการวิเคราะห์ เรามักจะคำนวณ A_p และ A_s โดยสมมติว่าหัวจุกดินเกิดได้อย่างสมบูรณ์ ดังแสดงในรูปที่ 3.33

ถ้าเสาเข็มหน้าตัดเปิดถูกตอกลงในชั้นหิน แรงต้านทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นระหว่างหินและหน้าตัดของเสาเข็ม ในกรณีเช่นนี้ ควรคำนวณ A_p และ A_s จากพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบรูปจริงของเสาเข็ม และไม่พิจารณาการเกิดหัวจุกดิน



รูปที่ 3.33 การเกิดหัวจุกดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิด

3.11 การประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยจากผลทดสอบในสนาม

3.11.1 การทดสอบการทะลุทะลวงด้วยกรวย

วิธีการนี้ใช้ได้กับเฉพาะเสาเข็มในชั้นทราย แรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็มมีค่าประมาณ

$$P_b = A_b q_c \quad (3.12)$$

เมื่อ q_c คือกำลังต้านทานที่ปลายกรวยเฉลี่ยตลอดความลึกจาก $4B$ เหนือปลายเสาเข็ม ถึง $1B$ ต่ำกว่าปลายเสาเข็ม (B คือความกว้างของเสาเข็ม) จากการศึกษาพบว่า ถ้าใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5 ในการออกแบบ การทรุดตัวภายใต้สภาวะการใช้งานจะมีค่าไม่เกิน 12 มิลลิเมตร แรงเสียดทานรอบเสาเข็มสามารถคำนวณได้โดยใช้ทฤษฎีสถิติศาสตร์ หรือจากผลทดสอบในสนามดังจะแสดงต่อไปนี้ สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวมาก แรงเสียดทานประลัยรอบเสาเข็มสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{200} \text{ kN/m}^2 \quad (3.13)$$

สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวน้อย เช่น เสาเข็มรูปตัว H แรงเสียดทานประลัยคำนวณได้ดังนี้

$$f_s = \frac{q_{c(av)}}{400} \text{ kN/m}^2 \quad (3.14)$$

เมื่อ $q_{c(av)}$ คือค่ากำลังต้านทานที่ปลายกรวยเฉลี่ยตลอดความยาวเสาเข็ม

3.11.2 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน

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

$$f_s = \alpha(2.8N_{60} + 10) \text{ kN/m}^2 \quad (3.15)$$

$$q_b = K_b(\bar{N}_{60})_b \text{ kN/m}^2 \quad (3.16)$$

เมื่อ N_{60} คือค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานในสนาม (ไม่ต้องปรับแก้ผลเนื่องจากน้ำหนักกดทับและความดันน้ำ) α เท่ากับ 1 สำหรับเสาเข็มเคลื่อนตัวในดินทุกชนิด และสำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดิน

เหนียว และเท่ากับ 0.5 - 0.6 สำหรับเสาเข็มไม่เคลื่อนตัวในดินเม็ดหยาบ $(\bar{N}_{60})_b$ คือค่าเฉลี่ยของตัวเลข ทะลุทะลวงมาตรฐานที่บริเวณปลายเข็ม และ K_b คือแฟกเตอร์ปลายเข็ม ซึ่งมีค่าดังตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 แฟกเตอร์ปลายเข็ม (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) สมการดังกล่าวนี้ใช้ได้กับเฉพาะเสาเข็มตอกในชั้นดินเม็ดหยาบ พวกรวดและทราย ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูง และไม่เหมาะสมกับเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวซึ่งกำลังต้านทานแรงเฉือนเกิดการเปลี่ยนแปลงกับเวลาหลังการตอกเสาเข็ม

ประมาณสองศตวรรษที่ผ่านมา ได้มีกลุ่มวิศวกรใช้แนวคิดที่ว่า “พลังงานที่ใช้ในการตอกเสาเข็มลงในดินจะต้องแปรผันตามความต้านทานของดิน” ในการสร้างสมการตอกเสาเข็ม สมการเหล่านี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่ากำลังต้านทานการตอกเสาเข็มเท่ากับความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาเข็ม

สัญลักษณ์ที่ใช้ในสมการตอกเสาเข็มมีดังต่อไปนี้

W_h คือน้ำหนักของค้อนน้ำหนัก

W_p คือน้ำหนักของเสาเข็ม

Y คือระยะยกของค้อนน้ำหนัก

R คือกำลังต้านทานการตอก ซึ่งมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกประลัย

s คือระยะจมของเสาเข็มต่อการตอกหนึ่งครั้ง

A คือพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

L คือความยาวของเสาเข็ม

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเสาเข็ม

สูตรที่ 1

สมมติฐาน

ก) ค้อนน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากการกระทบ (Impinging particle)

- ข) คຸ່ມน้ำหนັกส่งผ่านพลังงานทั้งหมดไปกับการตกระแทก
- ค) เมื่อมีการกระแทกเกิดขึ้น กำลังต้านทาน R ที่กระทำต่อเสาเข็มเกิดขึ้นทันที และมีค่าคงที่ตลอดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม
- พลังงานที่เกิดจากการกระแทกมีค่าเท่ากับ $W_p Y$ และพลังงานด้านการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ R_s ดังนั้น

$$W_p Y = R_s \quad (3.17)$$

สมการนี้เป็นสมการเริ่มแรกของการหาค่า R จากค่า W_p, Y และ s

สูตรที่ 2

สมมติฐาน

- ก) เหมือนกับข้อ ก) ในสูตรที่ 1
- ข) เหมือนกับข้อ ข) ในสูตรที่ 1
- ค) ทันทีที่มีการกระแทกของคຸ່มน้ำหนັก กำลังต้านทานมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงค่า R โดยมีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น หลังจากนั้น เสาเข็มจะเคลื่อนตัวต่อไปด้วยกำลังต้านทานที่คงที่ จนกระทั่งได้ระยะจมค่าหนึ่ง เสาเข็มก็จะเกิดการเคลื่อนตัวกลับ (Rebound) และกำลังต้านทานจะมีค่าลดลงจนกระทั่งเป็นศูนย์

ลำดับเหตุการณ์แสดงให้เห็นได้จากเส้น $OABC$ ในรูปที่ 3.34 เมื่อเสาเข็มเคลื่อนตัวได้ระยะจมเท่ากับ OD จะเกิดการเคลื่อนตัวกลับเป็นระยะ c (CD) จึงทำให้ระยะจมสุดท้ายเท่ากับ OC ซึ่งมีค่าเท่ากับ s พลังงานที่ทำให้เสาเข็มเคลื่อนตัวเป็นระยะ OD มีค่าเท่ากับพื้นที่ $OABD$ พื้นที่ BDC คือพลังงานยืดหยุ่นที่สูญเสียเนื่องจากการเคลื่อนตัวกลับของเสาเข็ม ดังนั้น พลังงานที่เหลืออยู่จึงมีค่าเท่ากับพื้นที่ $OABC$ ถ้าสมมติว่าเส้นที่แสดงการเคลื่อนตัวเริ่มต้นและการเคลื่อนตัวกลับขนานกัน จะได้พลังงานทั้งหมดที่ใช้ในการกระแทก = $OABD = OABC + BDC$ ดังนั้น

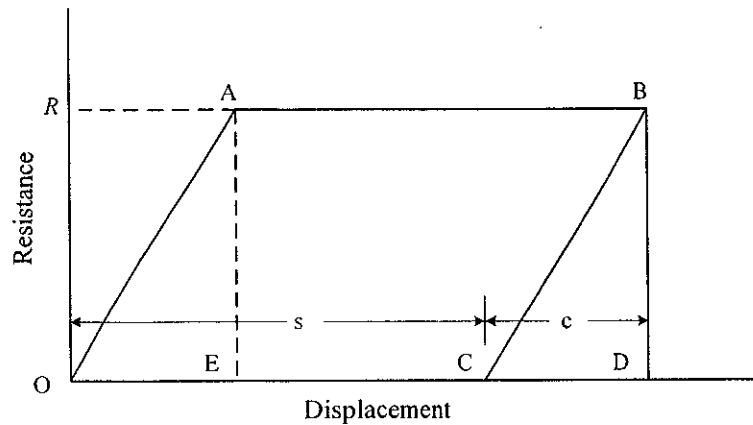
$$W_p Y = R(s + c/2) \quad (3.18)$$

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_p ในหน่วยของนิ้ว

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

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



รูปที่ 3.34 ไคอะแกรมกำลังต้านทานและการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม

สูตรที่ 3

สมมติฐานเช่นเดียวกับสมมติฐานของสูตรที่ 2

เป็นที่ทราบกันดีอยู่แล้วว่า ถ้าแรงกระแทกมีค่าน้อยกว่าความต้านทานของดิน ตั้มน้ำหนักจะกระเด็นกลับ และจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม จากรูปที่ 3.34 เสาเข็มจะเริ่มเคลื่อนตัวเมื่อตั้มน้ำหนักส่งถ่ายน้ำหนักเท่ากับพื้นที่ OAE ถ้าพลังงานที่พอดีทำให้เสาเข็มเริ่มเคลื่อนตัวเกิดจากการยกตั้มน้ำหนักสูง Y_0 พลังงานเนื่องจากตั้มน้ำหนักมีค่าเท่ากับ $W_h Y_0$ แต่เนื่องจาก $OAE = CBD = Rc/2$ ดังนั้น $W_h Y_0 = Rc/2$ และจากสมการที่ (3.18) จะได้

$$W_h Y = Rs + W_h Y_0 \quad (3.19)$$

Y_0 เป็นค่าที่ประมาณได้จากการบันทึกผลการตอกเสาเข็ม โดยการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างระยะยกตั้มน้ำหนัก (Y) และระยะจมของเสาเข็ม (s) ค่า Y_0 หาได้จากจุดตัดแกน y ดังแสดงในรูปที่ 3.35

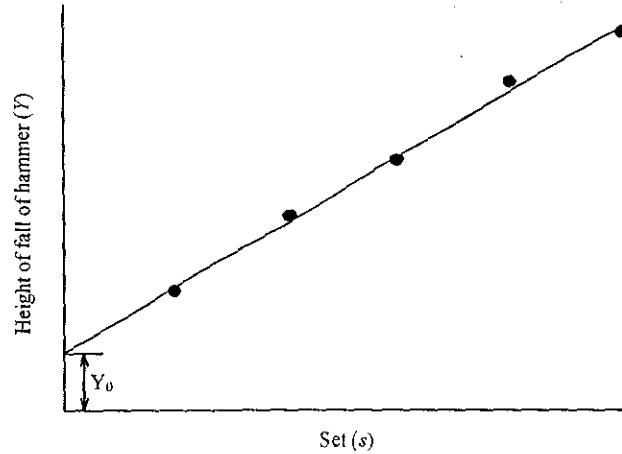
จากสมการของ Morrison ในปี 1868 ค่ากำลังต้านทานของดินสามารถหาได้จากค่าระยะจมสองค่า (s_1 และ s_2) ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากระยะตกกระทบเท่ากับ Y_1 และ Y_2 ตามลำดับ

$$W_h Y_1 = Rs_1 + Rc/2$$

$$W_h Y_2 = Rs_2 + Rc/2$$

ดังนั้น

$$W_h (Y_1 - Y_2) = R(s_1 - s_2) \quad (3.20)$$



รูปที่ 3.35 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะตกกระทบและระยะจม เพื่อใช้หา Y_0

สูตรที่ 4

สมมติฐาน

- ก) ตุ่มน้ำหนักและเสาเข็มเป็นวัสดุที่รับพลังงานเนื่องจากการกระทบ (Impinging particle) ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การฟักฟื้น (Coefficient of restitution) เท่ากับ e_r
- ข) สมการพลังงานแสดงดังนี้

$$W_h Y = R s + U \quad (3.21)$$

เมื่อ U คือพลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็ม

- ค) พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็มเกิดเนื่องจากการกระทบเพียงอย่างเดียว

ตามกฎของนิวตัน พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการกระทบของวัสดุสองชนิด ซึ่งมีมวล M และ m มี

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

และ $v = 0$ จะได้ $U = \frac{(1-e_r^2)W_p W_h Y}{(W_h + W_p)}$ และเมื่อแทนค่านี้ลงในสมการที่ (3.21) จะได้

$$\frac{W_h Y (W_h + e_r^2 W_p)}{(W_h + W_p)} = R s \quad (3.22)$$

ถ้าสมมติให้ $e_r = 0$ จะได้

$$\frac{W_h^2 Y}{(W_h + W_p)} = R s \quad (3.23)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Dutch หรือสมการของ Eytwein ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1812

สูตรที่ 5

สมมติฐาน

ก) พลังงานที่สูญเสียเนื่องจากการตอกเสาเข็มคำนวณได้จาก $WY = Rs + U$

ข) ขณะที่ตอกเสาเข็ม จะเกิดการสูญเสียพลังงานเนื่องจากการอัดตัวแบบยืดหยุ่นในเสาเข็ม รวกับว่ามีแรง R มากระทำ

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

$$W_h Y = Rs + \frac{R^2 L}{2AE} \quad (3.24)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Weibach ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1850

สูตรที่ 6

สมมติฐาน

ก) พลังงานที่กระแทกเสาเข็ม มีค่าเท่ากับ $kW_h Y$ โดยที่ k คือประสิทธิภาพของชุดตอกเสาเข็ม ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1.0 เนื่องจากการสูญเสียอันเกิดจากความฝืดและการสูญเสียอื่นๆ ขณะตอกเสาเข็ม

ข) พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการอัดตัวของเสาเข็ม คำนวณได้เช่นเดียวกับในสูตรที่ 5

ค) พลังงานที่สูญเสียเกิดเนื่องจากการกระแทกของวัสดุสองชนิด คำนวณได้เช่นเดียวกับในสูตรที่ 4

ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$\frac{kW_h Y}{(1.5 + 0.3W_p / W_h)} = \frac{R^2 L}{2AE} + Rs \quad (3.25)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Janbu ซึ่งเผยแพร่ในปี ค.ศ. 1953 และสามารถเขียนในรูปแบบอย่างง่ายได้ดังนี้

$$R = \frac{W_h Y}{K_u s} \quad (3.26)$$

เมื่อ

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

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

$$\lambda = \frac{W_h YL}{AEs^2}$$

สูตรที่ 7

สมมติฐาน

ก) พลังงานที่กระแทกเสาเข็มมีค่าเท่ากับ $kW_h Y$

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

ดังนั้น สมการพลังงานคือ

$$kW_h Y = Rs + \frac{R}{2} \left(\frac{2kW_h YL}{AE} \right)^{0.5} \quad (3.27)$$

สมการนี้เรียกว่าสมการของ Danish ซึ่งถูกสร้างขึ้นโดย Sorensen และ Hansen (1957)

สูตรที่ 8

พลังงานที่สูญเสียถูกสมมติว่าเกิดจาก

ก) ระบบของค้ำน้ำหนัก

ข) การกระแทก

ค) การอัดตัวแบบยืดหยุ่นของเสาเข็ม (c_p)

ง) การอัดตัวของหมอนรองหัวเสาเข็ม (c_c)

จ) การอัดตัวของดิน (c_q)

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

$$kW_h Y = Rs + kW_h YW_p \frac{(1-e^2)}{(W_h + W_p)} + \frac{R^2 L}{2AE} + \frac{R^2 L'}{2A'E'} + \frac{Rc_q}{2} \quad (3.28)$$

เมื่อแทนค่า $\frac{RL}{AE} = c_p$ และ $\frac{RL'}{A'E'} = c_c$ ลงในสมการที่ (3.28) จะได้

$$\frac{k(W_h + e^2 W_p) W_h Y}{(W_h + W_p)} = R \left[s + \frac{1}{2} (c_p + c_c + c_q) \right] \quad (3.29)$$

สมการนี้เรียกว่า สมการของ Hiley รูปแบบของสมการที่มักพบบ่อยคือ

$$R = \frac{W_h Y \eta}{\left[s + (c_c + c_p + c_q) / 2 \right]} \quad (3.30)$$

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

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

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

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

โดยที่ R, L และ A มีหน่วยเป็นตัน เมตร และตารางเซนติเมตร ตามลำดับ

3.13 น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยว

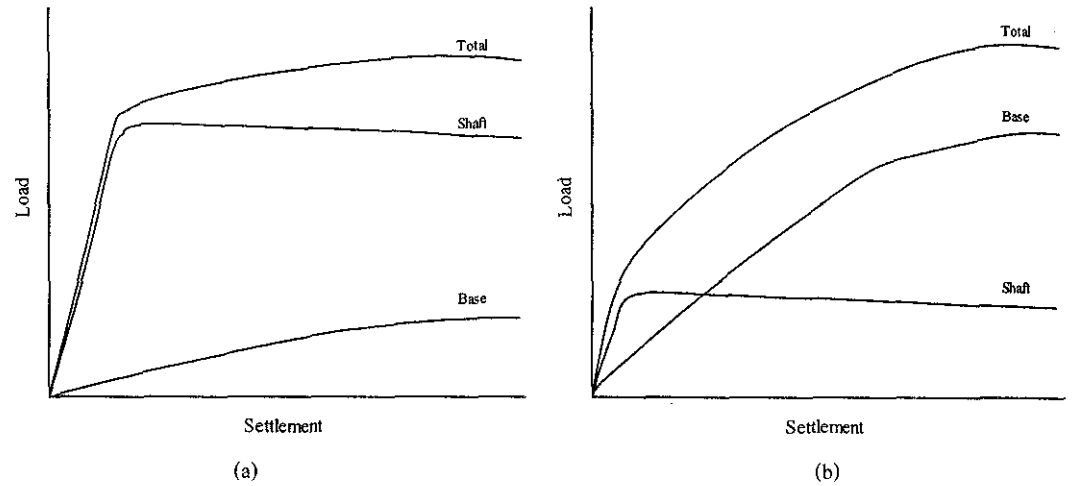
Whitaker and Cooke (1966) ศึกษาอิทธิพลของรูปร่างเสาเข็มต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนัก โดยติดตั้งมาตรวัดแรง (Load cell) ที่ผิวและปลายเสาเข็ม ผลทดสอบแสดงให้เห็นว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำบนเสาเข็ม แรงเสียดทานรอบเสาเข็มจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงกับการเคลื่อนตัว แรงเสียดทานนี้เกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มเพียงแค่ 0.5 เปอร์เซ็นต์ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ต่อจากนั้น แรงเสียดทานนี้อาจมีค่าคงที่หรือลดลง ตามการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม ในขณะที่ แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการทรุดตัวประมาณ 10 - 20 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางที่ปลายเข็ม ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว (Total load-settlement curve) ของเสาเข็มเสียดทานและเสาเข็มคาลแสดงดังรูปที่ 3.36

เนื่องจากความเสียดทานสามารถเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย ขณะที่ แรงแบกทานที่ปลายเข็มจะเกิดได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของเสาเข็มอย่างมาก เพื่อป้องกันความเสียหายของโครงสร้างอันเกิดจากการทรุดตัวอย่างมากของเสาเข็ม ผู้ออกแบบจำเป็นต้องจำกัดความสามารถในการรับแรงแบกทานยอมให้ที่ปลายเสาเข็ม ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกยอมให้สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$P_u \leq \frac{P_s}{FS_s} + \frac{P_b}{FS_b} \quad (3.31)$$

เมื่อ FS_s คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงเสียดทาน ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.2 ถึง 1.5

FS_b คืออัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงแบกทานที่ปลายเข็ม ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3.0



รูปที่ 3.36 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็มเจาะ (a) เสาเข็มแรงเสียดทาน (b) เสาเข็มคาล

นอกจากการพิจารณาลักษณะการรับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกันแล้ว ผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงอัตราส่วนปลอดภัยโดยรวมของเสาเข็มด้วย น้ำหนักบรรทุกยอมให้ควรมีค่าเท่ากับ

$$P_a \leq \frac{P_s + P_b}{FS} \quad (3.32)$$

เมื่อ FS คืออัตราส่วนปลอดภัยรวม ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2.0 ถึง 2.5

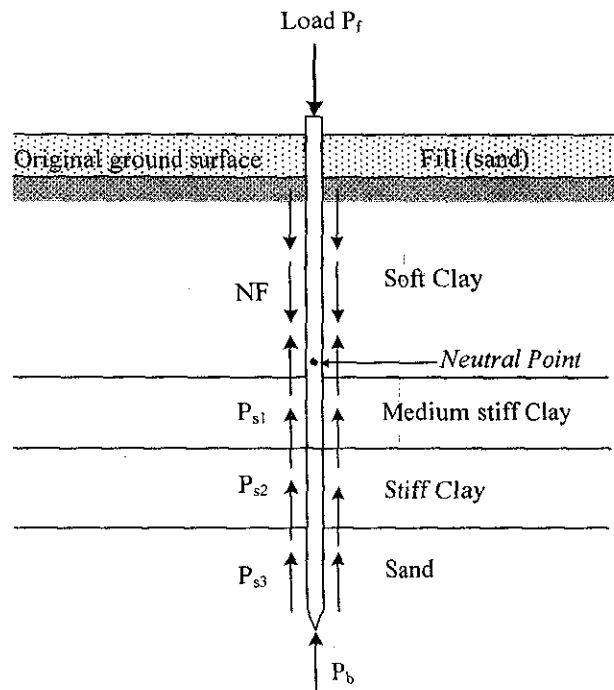
เนื่องจากประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มมีค่าน้อยกว่า 1.0 ดังนั้น เพื่อให้อัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากเสาเข็มกลุ่มมีค่าน้อยกว่า 1.5 อัตราส่วนปลอดภัยรวมของเสาเข็มเดี่ยวแต่ละต้นในฐานรากควรมีค่าน้อยกว่า 2.0 ผู้ออกแบบควรเลือกให้อัตราส่วนปลอดภัยรวมไม่น้อยกว่า 2.0 เมื่อมีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม (Pile load test) และไม่น้อยกว่า 2.5 เมื่อไม่มีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยวคือน้ำหนักบรรทุกยอมให้ที่น้อยที่สุดที่คำนวณได้จากสมการที่ (3.31) และ (3.32)

3.14 แรงดูดลงของเสาเข็ม (Negative Skin Friction : NF)

แรงดูดลงของเสาเข็ม คือแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างมวลดินกับเสาเข็ม อันเป็นผลจากการที่ดินบริเวณรอบเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวมากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็ม สภาพที่ทำให้เกิดแรงดูดลง คือ ปลายเสาเข็มวางตัวในชั้นที่มีการทรุดตัวน้อยและมีชั้นดินอัดตัวสูง (Highly compressive soil) เช่น ดิน

เหนียวอ่อน วางตัวอยู่ด้านบน แรงกดลงจะเกิดในชั้นดินเหนียวอ่อน ตั้งแต่หัวเสาเข็มจนถึงจุดสะเทิน (Neutral point) ซึ่งเป็นจุดที่การเคลื่อนตัวของมวลดินกับเสาเข็มประมาณเท่ากัน ดังแสดงในรูปที่ 3.37

จากการศึกษาชั้นดินกรุงเทพฯ พบว่าจุดสะเทินจะอยู่เหนือชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium stiff clay) ขึ้นมาเล็กน้อย ในทางปฏิบัติอาจพิจารณาว่าแรงกดลงเกิดขึ้นตลอดความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 3.37 การเกิดแรงกดลงเนื่องจากการถมดิน

3.14.1 สาเหตุของการเกิดแรงกดลง (Cause of Negative Skin Friction) ในชั้นดินกรุงเทพฯ

การเกิดแรงกดลงในฐานรากเสาเข็ม เกิดจาก 3 กรณีหลักๆ คือ

1) ผลของการอัดตัวคายน้ำปฐมภูมิอันเนื่องมาจากความเค้นที่กระทำบนผิวดิน เช่น การถมดิน (ดังแสดงในรูปที่ 3.37) ทำให้เสาเข็มจมลง ในกรณีนี้ จุดสะเทิน (Neutral point) จะอยู่บริเวณเส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวอ่อนกับดินเหนียวแข็งปานกลาง

2) การสูบน้ำบาดาลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง 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 (3.33) (Burland, 1973)

$$NF = \beta \sigma'_{v(av)} \rho \Delta L \quad (3.33)$$

- เมื่อ β คือตัวคูณประกอบ มีค่าดังแสดงในตารางที่ 3.5
 $\sigma'_{v(av)}$ คือความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย เนื่องจากน้ำหนักชั้นดิน (Overburden) และดินถม (Fill)
 ρ คือเส้นรอบรูปเสาเข็ม (Perimeter of pile)
 ΔL คือความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดแรงดูดลง

ตารางที่ 3.5 ความสัมพันธ์ของค่า β ชนิดของดิน (Burland, 1973)

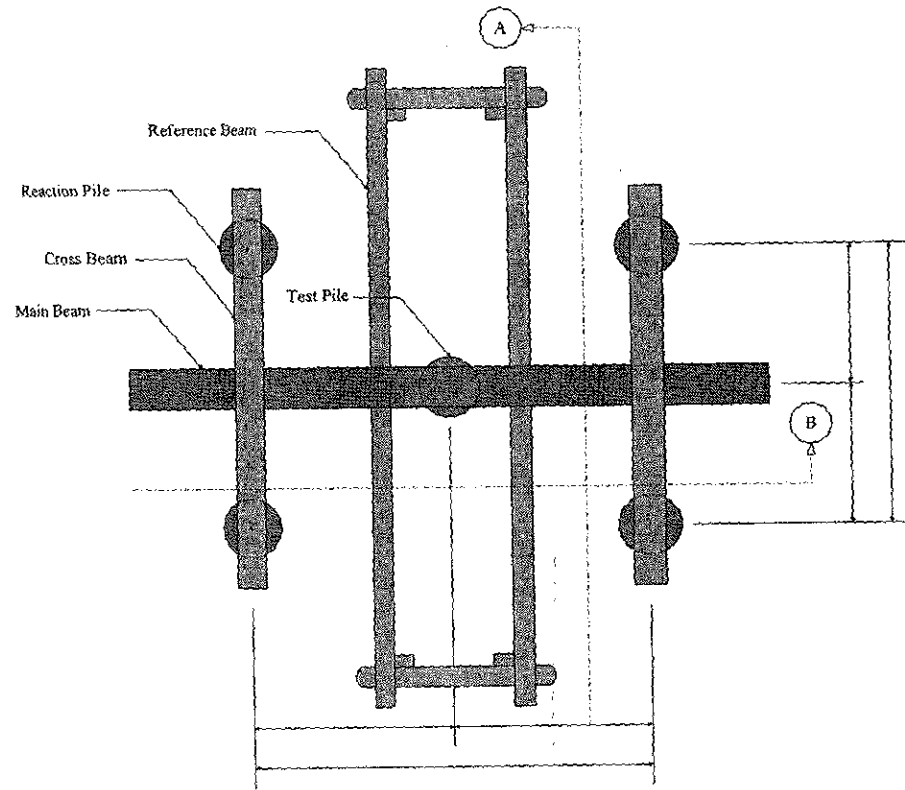
ชนิดของดิน	β
ดินเหนียวปนดินตะกอน	0.25
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ	0.20
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกปานกลาง	0.15
ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง	0.10

3.15 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

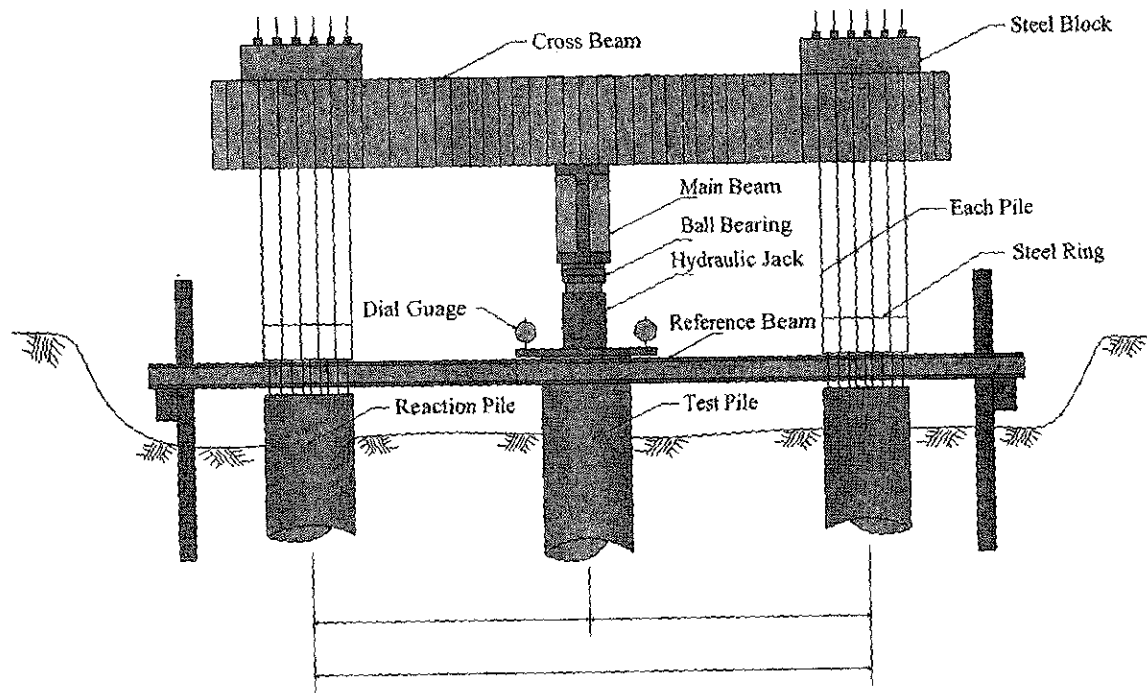
สำหรับโครงการที่ใช้เสาเข็มจำนวนมาก การทดสอบเสาเข็มเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็ม จำเป็นต้องมีข้อกำหนดในเรื่องของจำนวนเสาเข็มที่ต้องถูกทดสอบเพื่อให้เป็นตัวแทนของเสาเข็มทั้งหมดในโครงการได้อย่างเหมาะสม ซึ่งจะต้องไม่มากหรือน้อยจนเกินความจำเป็น เสาเข็มที่จะใช้ทดสอบควรเป็นเสาเข็มที่ติดตั้งขึ้นเฉพาะ (ไม่ใช่เสาเข็มในฐานรากของอาคาร) ลักษณะการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแสดงได้ดังรูปที่ 3.38 ภาพถ่ายการติดตั้งโครงเหล็กรับน้ำหนักบรรทุกด้าน (Counter weight) และการติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกสำหรับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์แสดงดังรูปที่ 3.39

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

Engel (1988) เสนอจำนวนเสาเข็มที่ควรทดสอบตามผลรวมของความยาวของเสาเข็มทั้งโครงการ ดังแสดงในตารางที่ 3.6



INSTALLATION OF TEST APPARATUS

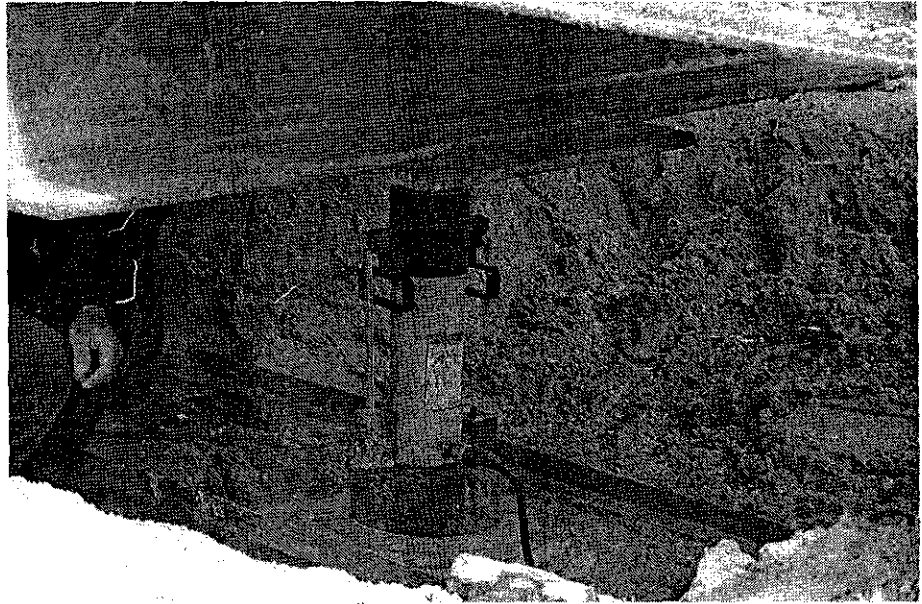


Pile Load Test

รูปที่ 3.38 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเดี่ยว



ก) การวางน้ำหนักบรรทุกบนโครงเหล็ก



ข) การติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกบนหัวเสาเข็มทดสอบ

รูปที่ 3.39 การทดสอบกำลังน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มดินซีเมนต์

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

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

1) Standard Loading Procedure หรือ Slow Maintained Load Test ทำการทดสอบโดยการเพิ่มน้ำหนักทีละขั้นๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ จนกระทั่งถึงน้ำหนักบรรทุกที่ 200 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ ซึ่งหมายความว่าอัตราส่วนปลอดภัยของเสาเข็มมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0

2) Cyclic Load Test ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี Standard Loading Procedure เพียงแต่มีการถอนและขึ้นน้ำหนักใหม่ที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 50, 100 และ 150 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้

3) Loading in Excess of Standard Test Load ภายหลังจากการทดสอบตามวิธี Standard Loading Procedure เสร็จเรียบร้อยแล้ว หากเสาเข็มยังไม่วิบัติ เสาเข็มจะถูกเพิ่มน้ำหนักเป็นขั้นๆ ละ 25 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ จนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติ

4) Constant Time Interval Loading ทำการทดสอบเช่นเดียวกับวิธี Standard Loading Procedure 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 3.7

ตารางที่ 3.7 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

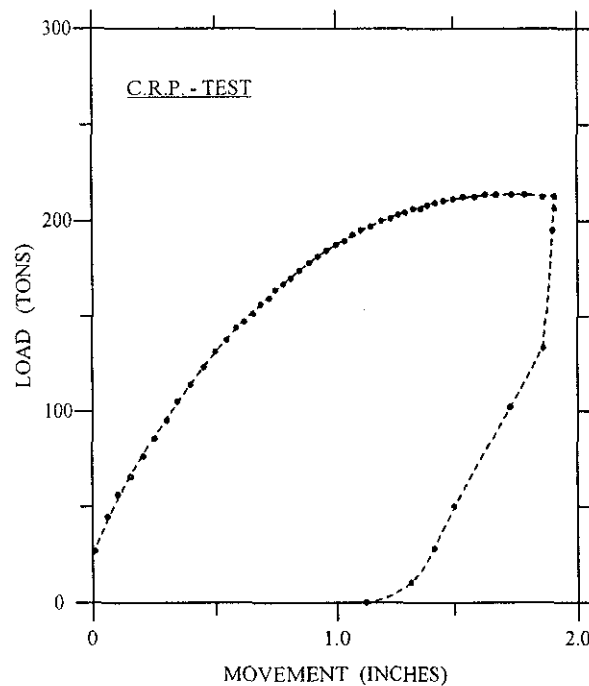
การบรรทุกน้ำหนัก	ข้อพิจารณา
<p>ก) Standard Loading Procedure</p> <p>1) ให้น้ำหนักถึง 200% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้สำหรับเสาเข็มเดี่ยว และ 150% สำหรับเข็มกลุ่ม</p> <p>2) เพิ่มน้ำหนักบรรทุกอีกช่วงละ 25% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้</p> <p>3) ในการถอนน้ำหนักบรรทุกออก ให้ลดเป็นช่วงๆ ช่วงละ 25% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ และทิ้งเวลาระหว่างช่วง 1 ชั่วโมง</p>	<p>- คงน้ำหนักแต่ละช่วงจนอัตราการทรุดตัวไม่เกินกว่า 0.25 มม./ชม. แต่ไม่นานเกิน 2 ชั่วโมง</p> <p>- เมื่อถึงช่วงน้ำหนักสูงสุดแล้วหากยังไม่มีการวิบัติ ให้น้ำหนักไว้ 12 ชั่วโมง แล้วจึงถอนน้ำหนักได้ ถ้าการทรุดตัวในชั่วโมงสุดท้ายไม่เกินกว่า 0.25 มม. หากเกินกว่าให้น้ำหนักไว้ 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% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ในการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว หรือ 50 และ 100% สำหรับเสาเข็มกลุ่ม ให้น้ำหนักไว้ 1 ชั่วโมง แล้วถอนน้ำหนักลงตามช่วงที่ขึ้นน้ำหนัก โดยให้ทิ้งเวลาระหว่างช่วง 20 นาที</p> <p>3) การขึ้นน้ำหนักในวงรอบถัดไปในส่วนที่น้ำหนักซ้ำเดิม ให้ขึ้นน้ำหนักช่วงละ 50% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ โดยคองน้ำหนักระหว่างช่วงไว้ 20 นาที</p>	<p>- การถอนน้ำหนักในช่วงบรรทุกสุดท้ายให้ดำเนินการเช่นเดียวกับวิธีในข้อ ก)</p>
<p>ค) Quick Load Test</p> <p>1) ให้น้ำหนักช่วงละ 10 ถึง 15% ของน้ำหนักบรรทุกยอมให้ โดยเวลาในการขึ้นน้ำหนักของแต่ละช่วงประมาณ 2.5 นาที</p> <p>2) หากทำการทดสอบจนถึงจุดวิบัติ ขณะเมื่อเสาเข็มจมลงโดยไม่สามารถเพิ่มน้ำหนักได้ ให้หยุดการบรรทุกน้ำหนักแล้วรอ 5 นาทีจึงถอนน้ำหนักได้</p>	<p>- เวลาในการขึ้นน้ำหนักในแต่ละช่วงอาจเปลี่ยนแปลงได้โดยมีการตกลงเห็นชอบระหว่างผู้เกี่ยวข้อง</p> <p>- การถอนน้ำหนักควรดำเนินการเป็นช่วงๆ ไม่น้อยกว่า 4 ช่วงเท่าๆ กัน โดยเว้นระยะเวลาระหว่างช่วงประมาณ 5 นาที เพื่อให้สามารถบันทึกกราฟความสัมพันธ์ของน้ำหนักและการคืนตัวในการถอนน้ำหนักได้</p>

3.16 การแปลผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

การวิบัติของเสาเข็มเนื่องจากการวิบัติของดิน คือสภาวะซึ่งเสาเข็มเกิดการทรุดตัวอย่างมากภายใต้การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกเพียงเล็กน้อย ในอดีต คำนิยามของน้ำหนักบรรทุกประลัย คือน้ำหนัก

บรรทุกซึ่งเสาเข็มเกิดการทรุดตัวเกินกว่า 10 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางปลายเสาเข็ม คำนิยามนี้ มิได้พิจารณาผลของการอัดตัวของเสาเข็ม ซึ่งจะเกิดอย่างมากในเสาเข็มยาว และจะเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย สำหรับเสาเข็มสั้น บางครั้ง น้ำหนักบรรทุกประลัยถูกนิยามว่าเป็นน้ำหนักบรรทุกที่จุดตัดของเส้นโค้ง ในส่วนแรกและส่วนท้ายของผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยด้วยวิธี ดังกล่าวนี้ขึ้นอยู่กับผู้แปลผลทดสอบและสเกลของกระดาษกราฟอย่างมาก ด้วยเหตุนี้เอง การหาน้ำหนัก บรรทุกประลัยจำเป็นต้องตั้งอยู่บนหลักพื้นฐานทางคณิตศาสตร์ และสามารถที่จะกระทำซ้ำได้ (Repeatable) โดยไม่ขึ้นอยู่กับสเกลของกระดาษกราฟและการแปลความหมายของแต่ละบุคคล

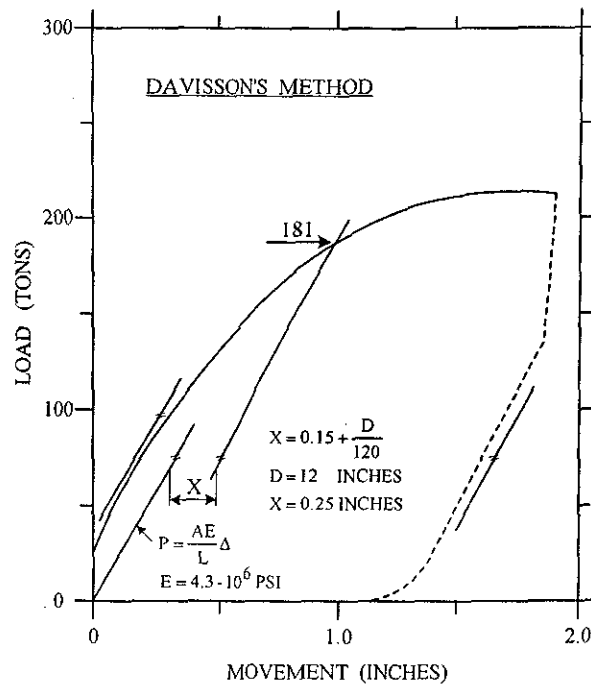
ผลทดสอบแสดงในรูปที่ 3.40 ถูกนำมาใช้ในการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ด้วยวิธีที่ แตกต่างกันหกวิธี เสาเข็มที่ใช้เป็นตัวอย่างเป็นเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30.5 เซนติเมตร (12 นิ้ว) ยาว 19.0 เมตร เสาเข็มถูกทดสอบหลังจากการตอกหกสัปดาห์ เพื่อให้เกิดการอัดตัว คายน้ำของดินรอบข้างเสาเข็มอย่างสมบูรณ์ เสาเข็มเริ่มเกิดการเคลื่อนตัวอย่างมากที่น้ำหนักบรรทุก 200 ตัน



รูปที่ 3.40 ผลทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

รูปที่ 3.41 แสดงการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Davission (1972) น้ำหนักบรรทุก ประลัยมีนิยามว่าเป็นน้ำหนักซึ่งทำให้การทรุดตัวในเสาเข็มเกิดจากผลรวมของการอัดตัวแบบยืดหยุ่น ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวมของ 0.15 นิ้ว (4 มิลลิเมตร) และ $D/120$ เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ซึ่งมี หน่วยเป็นนิ้ว การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยทำได้โดยการลากเส้นตรงที่มีความชันเท่ากับ AE/L ผ่าน จุดเริ่มต้น (Origin) และลากเส้นขนาน ซึ่งมีระยะห่างจากเส้นตรงเส้นแรกเท่ากับ $0.15 + D/120$ (สำหรับ

ตัวอย่างนี้ มีค่าเท่ากับ $0.15 + 12/120 = 0.25$ นิ้ว) จุดตัดระหว่างเส้นขนานนี้กับความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวของเสาเข็ม คือน้ำหนักบรรทุกประลัย



รูปที่ 3.41 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Davission (1972)

รูปที่ 3.42 แสดงวิธีที่เสนอ โดย Chin (1970) วิธีการนี้สมมติว่ากราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดมีรูปร่างเป็นแบบไฮเปอร์โบลิก (Hyperbolic shape) ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวสามารถเขียนในรูปของสมการดังนี้

$$P = \frac{\Delta}{c_1 \Delta + c_2} \quad (3.34ก)$$

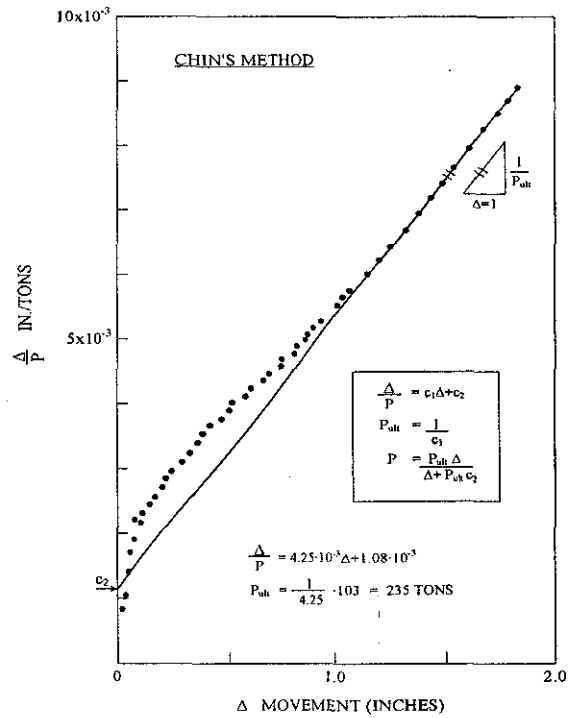
$$P = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{\Delta}} \quad (3.34ข)$$

เมื่อ P คือน้ำหนักบรรทุก Δ คือการทรุดตัว c_1 และ c_2 คือค่าคงที่ จากสมการที่ (3.34ข) ค่าน้ำหนักบรรทุกประลัย (น้ำหนักบรรทุกสูงสุด) คือน้ำหนักบรรทุกซึ่งการทรุดตัวมีค่าอนันต์ ($\Delta = \infty$) ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าเท่ากับ $\frac{1}{c_1}$

เพื่อความสะดวกในการหาค่าคงที่ c_1 และ c_2 สมการ (3.34ก) สามารถจัดอยู่ในรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นได้ดังสมการที่ (3.34ค) น้ำหนักบรรทุกประลัยสามารถคำนวณได้เท่ากับ 235 ตัน ดังแสดงในรูปที่ 3.42

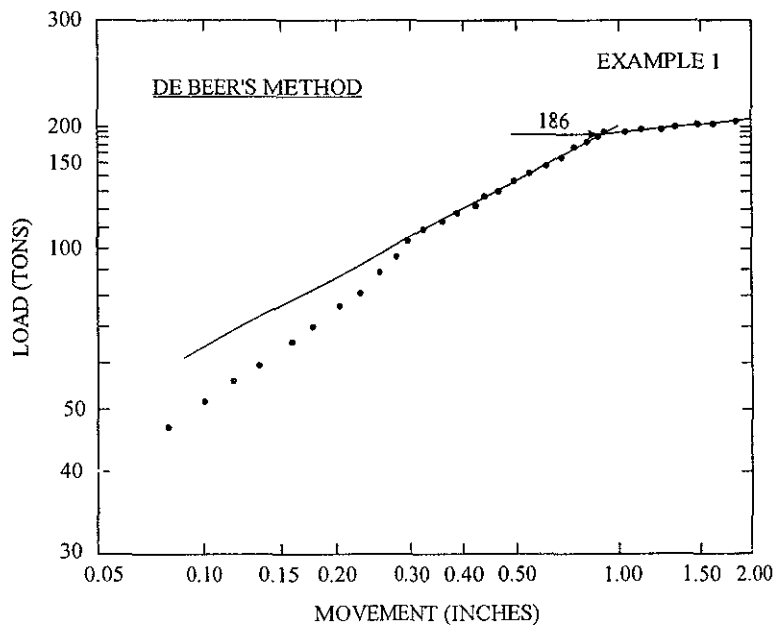
$$\frac{\Delta}{P} = c_1 \Delta + c_2$$

(3.34ค)



รูปที่ 3.42 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Chin

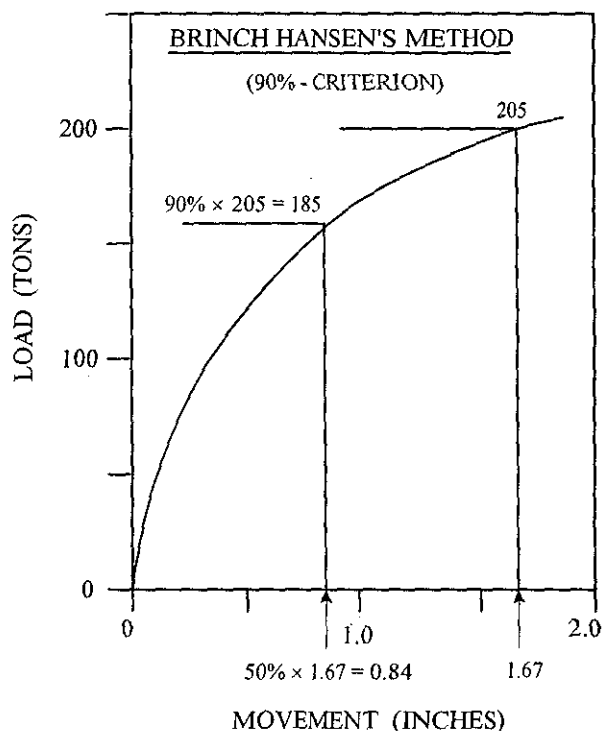
รูปที่ 3.43 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ De Beer ซึ่งเป็นค่าที่จุดตัดของส่วนของเส้นตรงสองเส้น อันเกิดจากความสัมพันธ์ระหว่าง $\log P$ และ $\log \Delta$



Construction of De Beer's yield limit

รูปที่ 3.43 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ De Beer

รูปที่ 3.44 แสดงวิธีที่เสนอโดย Brinch Hansen (1963) ซึ่งกล่าวว่าน้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักบรรทุกที่เกิดการทรุดตัวเป็นสองเท่าของการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุก 90 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกประลัย การคำนวณกระทำได้โดยการลองผิดลองถูก (Trial and error) วิธีการนี้เรียกว่ามาตรฐาน 90 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้ Brinch Hansen ยังได้เสนอมาตรฐาน 80 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งน้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักที่เกิดการทรุดตัวเป็น 4 เท่า ของการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุก 80 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกประลัย



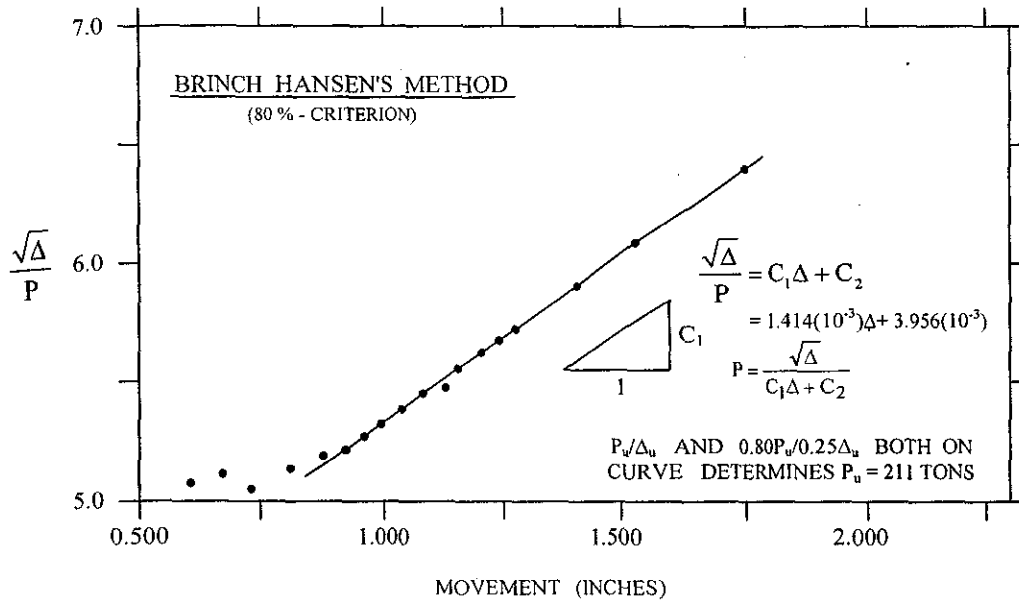
รูปที่ 3.44 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 90% ของ Brinch Hansen

รูปที่ 3.45 แสดงวิธีมาตรฐาน 80 เปอร์เซ็นต์ ของ Brinch Hansen ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่าง $\sqrt{P/\Delta}$ และ Δ น้ำหนักบรรทุกประลัย (P_u) และการทรุดตัวที่น้ำหนักบรรทุกประลัย (Δ_u) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$P_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (3.35)$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (3.36)$$

เมื่อ C_1 คือความชันของกราฟ และ C_2 คือจุดตัดแกน Y

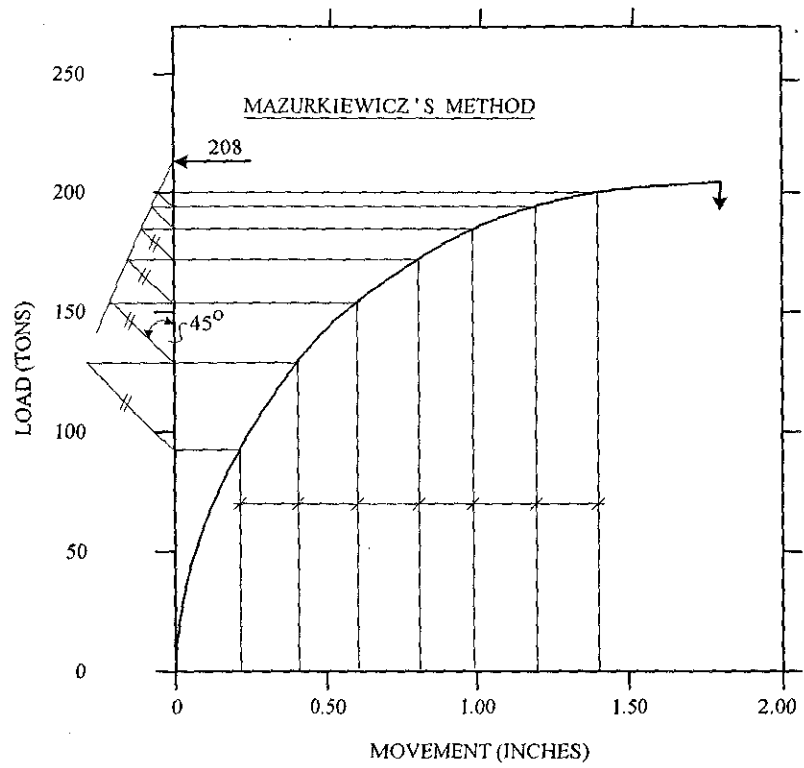


รูปที่ 3.45 การหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีมาตรฐาน 80% ของ Brinch Hansen

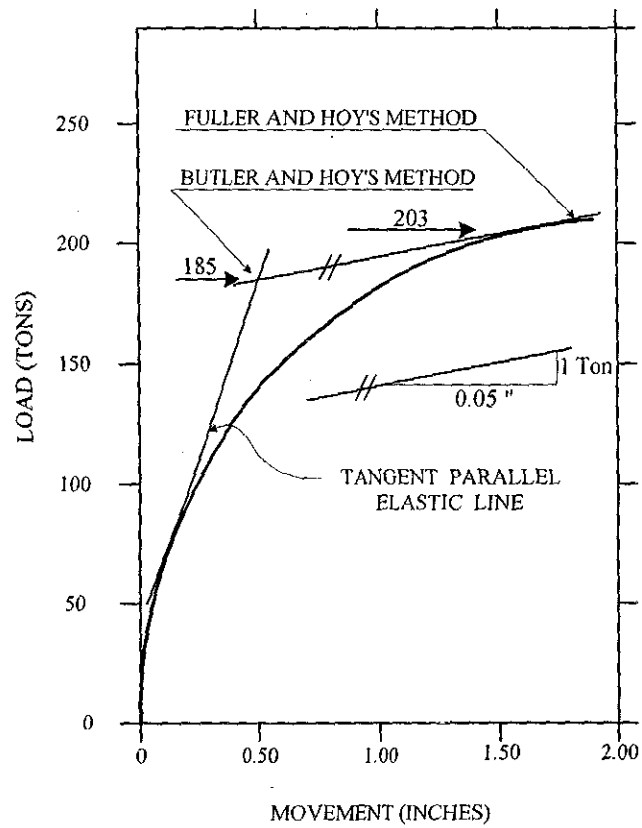
รูปที่ 3.46 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยตามวิธีของ Mazurkiewicz (1972) ซึ่งกระทำโดยการแบ่งค่าการทรุดตัวของเสาเข็ม (แกน X) ให้เท่ากัน และหาน้ำหนักบรรทุกที่แต่ละการทรุดตัว โดยการลากเส้นในแนวตั้งตัดกับเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว หลังจากนั้น ลากเส้นขนานแนวนอนของแต่ละน้ำหนักบรรทุกตัดแกน Y จากจุดตัดบนแกน Y นี้ ลากเส้น 45 องศา เข้าตัดกับเส้นขนานแนวนอนของน้ำหนักบรรทุกถัดไป และลากเส้นเชื่อมต่อดูจุดตัดที่เกิดขึ้นทั้งหมด ค่าตัดแกน Y คือค่าน้ำหนักบรรทุกประลัย เนื่องจากวิธีการนี้สมมติว่าความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวมีลักษณะเป็นแบบพาราโบลา ดังนั้น ผลการคำนวณที่ได้จากวิธีนี้จึงมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่หาได้จากวิธีมาตรฐาน 80% ของ Brinch Hansen

รูปที่ 3.47 แสดงวิธีการหาน้ำหนักบรรทุกประลัยโดยวิธีของ Fuller and Hoy (1970) น้ำหนักบรรทุกประลัยคือน้ำหนักซึ่งความชันของกราฟน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว มีค่าเท่ากับ 0.05 นิ้วต่อตัน (0.14 มิลลิเมตรต่อกิโลนิวตัน)

นอกจากนี้ รูปที่ 3.47 ยังแสดงวิธีของ Butler and Hoy (1977) ซึ่งปรับปรุงวิธีของ Fuller and Hoy (1970) วิธีการนี้นิยามน้ำหนักบรรทุกประลัยว่าเป็นจุดตัดของเส้นตรงที่มีความชัน 0.05 นิ้วต่อตัน กับเส้นสัมผัสของเส้นตรงส่วนแรกของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว ซึ่งเส้นสัมผัสนี้มีความชันใกล้เคียงกับเส้นตรงที่เกิดจากการถอนน้ำหนักกลับ (Rebound portion)

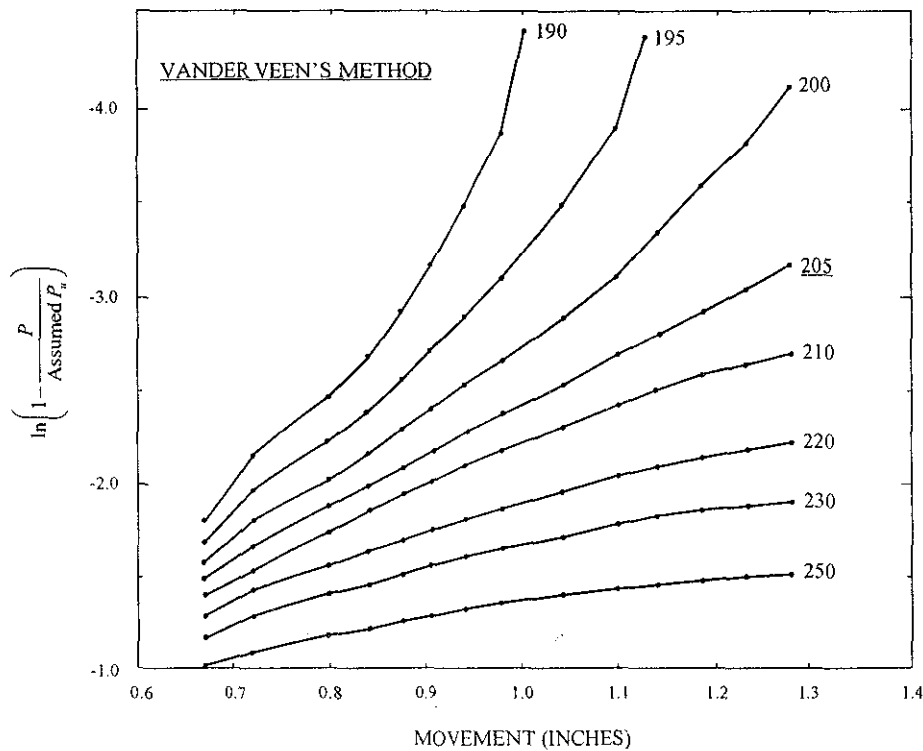


รูปที่ 3.46 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธี Mazurkiewicz (1972)



รูปที่ 3.47 การหาน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยโดยวิธี Fuller and Hoy และ Butler and Hoy

รูปที่ 3.48 แสดงการหาน้ำหนักบรรทุกปลายโดยวิธีของ Vander Veen (1953) ซึ่งกระทำโดยการเลือกน้ำหนักบรรทุกปลาย (Assumed P_u) และพล็อตความสัมพันธ์ระหว่าง $\ln(1 - P/\text{Assumed } P_u)$ และการทรุดตัว จนกระทั่งได้ความสัมพันธ์เส้นตรง น้ำหนักบรรทุกที่เลือก (Assumed P_u) ซึ่งทำให้เกิดความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงนี้เองคือน้ำหนักบรรทุกปลายที่แท้จริง (Actual P_u) วิธีการนี้เป็นวิธีที่กินเวลานานมาก



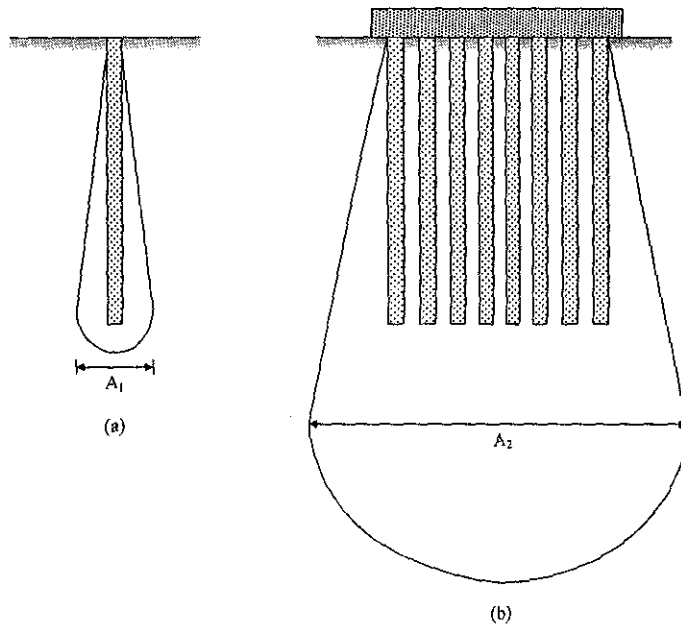
รูปที่ 3.48 การหาน้ำหนักบรรทุกปลายโดยวิธีของ Vander Veen

3.17 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง

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

น้ำหนักบรรทุกปลายของฐานรากเสาเข็มไม่จำเป็นต้องเท่ากับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มแต่ละต้นเสมอไป เนื่องจากกระเปาะความเค้นของเสาเข็มหนึ่งต้นและเสาเข็มกลุ่มมีความแตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.49 กระเปาะความเค้นของเสาเข็มเดี่ยวแสดงดังรูปที่ 3.49a ถ้าเสาเข็มเดี่ยวอยู่รวมกันเป็นกลุ่ม จะเกิดการซ้อนทับของกระเปาะความเค้น และก่อให้เกิดกระเปาะความเค้นขนาดใหญ่ ดังแสดงในรูปที่ 3.49b พื้นที่รับแรง (Loaded area) ของทั้งสองกรณีคือ A_1 และ A_2

ตามลำดับ ภายใต้ชั้นดินฐานรากที่เหมือนกัน พื้นที่รับแรงที่มากจะก่อให้เกิดการทรุดตัวที่สูง ดังนั้น ภายใต้ความเค้นจากโครงสร้างที่เท่ากัน เสาเข็มกลุ่มจึงมีแนวโน้มที่จะเกิดการทรุดตัวมากกว่าเสาเข็มเดี่ยว



รูปที่ 3.49 กระจาปะความเค้นของเสาเข็มต้นเดี่ยวและเสาเข็มกลุ่ม

อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักบรรทุกประลัยเฉลี่ยของเสาเข็มในฐานรากต่อน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว เรียกว่าประสิทธิภาพ (Efficiency, η)

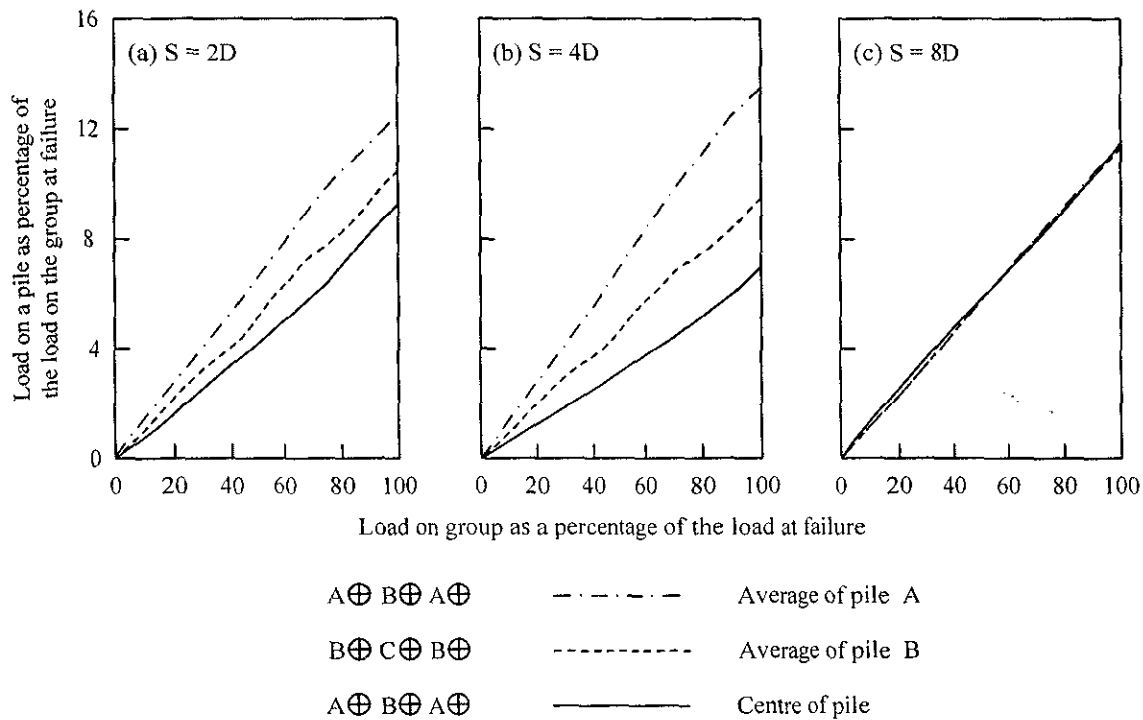
$$\eta = \frac{P_{f(group)}}{n \times P_f} \quad (3.37)$$

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

3.17.1 เสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว

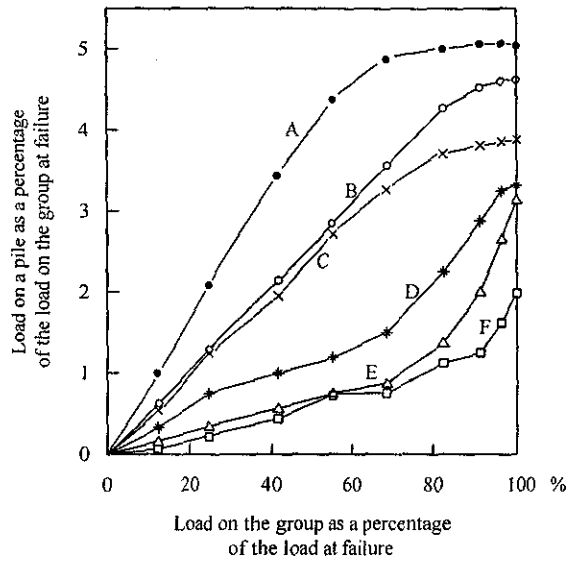
เมื่อฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกตรงศูนย์กลาง เรามักจะสมมติว่าเสาเข็มแต่ละต้นรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากันและเกิดการทรุดตัวในปริมาณเดียวกัน แต่ผลทดสอบแบบจำลองฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ (Free standing group of pile) ของ Whitaker (1976) แสดงให้เห็นว่า น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้นมีความแตกต่างกัน Whitaker แสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มต่อน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้น ดังแสดงในรูปที่ 3.50 สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับสองและสี่เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง (2D และ 4D) เสาเข็มต้นกลางจะรับน้ำหนักบรรทุกน้อยที่สุดในขณะที่ เสาเข็มที่ตำแหน่งมุมจะรับน้ำหนักบรรทุกมากที่สุด ความแตกต่างของน้ำหนักบรรทุกที่มุม

และกึ่งกลางจะมีค่าน้อยมาก เมื่อระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับแปดเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง รูปที่ 3.51 แสดงการกระจายของน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่ม ซึ่งมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 2D จะเห็นได้ว่าน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแปรผันตามระยะห่างจากกึ่งกลางของกลุ่มเสาเข็ม เสาเข็มต้นที่อยู่ไกลจากกึ่งกลางเสาเข็มกลุ่มมากที่สุด จะรับน้ำหนักบรรทุกมากที่สุด



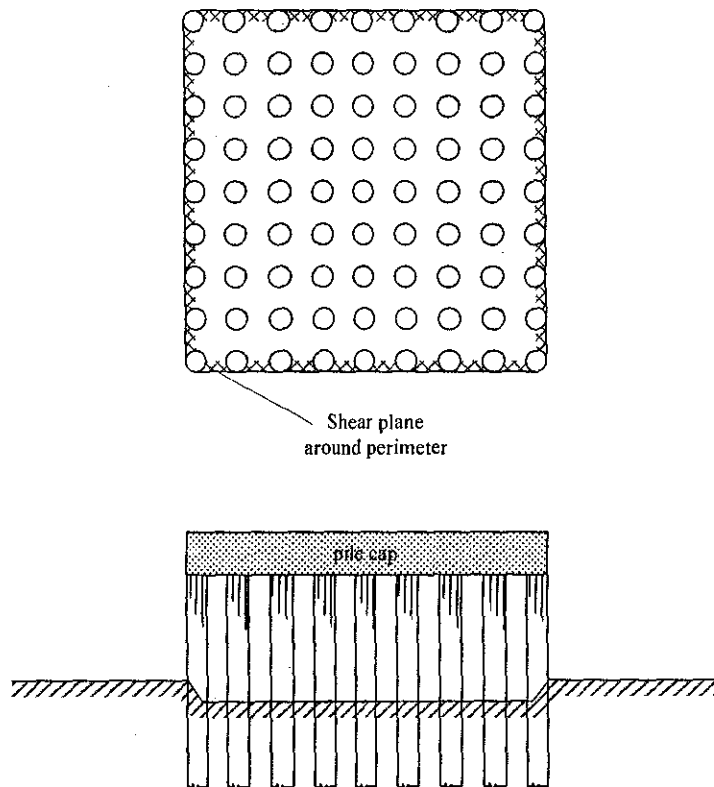
รูปที่ 3.50 การกระจายของน้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัส ที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ a) 2D b) 4D และ c) 8D เมื่อ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

Whitaker (1976) กล่าวว่า การวิบัติของฐานรากกลุ่มเสาเข็มลอยอิสระเกิดขึ้นในสองลักษณะ ตามการจัดเรียงระยะห่างของเสาเข็ม ได้แก่ การวิบัติแบบบล็อก (Block failure) และการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น (Individual failure of piles) ระยะห่างของเสาเข็มที่เป็นตัวแบ่งแยกลักษณะการวิบัติ (การวิบัติแบบบล็อกและการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น) เรียกว่า ระยะห่างวิกฤติ (Critical spacing) ถ้าระยะห่างระหว่างเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤติ กลุ่มเสาเข็มและดินภายในกลุ่มเสาเข็มจะเกิดการวิบัติร่วมกัน เปรียบเสมือนเป็นวัสดุชนิดเดียวกันและเลื่อนทะลุลงไป ในชั้นดินด้านล่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.52 สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มเกินกว่าระยะห่างวิกฤติ การวิบัติจะเป็นแบบการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น รูปที่ 3.53 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพและอัตราส่วนระยะห่างของเสาเข็ม (S/D) ของฐานรากกลุ่มเสาเข็มลอยอิสระ จะเห็นได้ว่ากราฟประกอบด้วยเส้นตรงที่มีความชันแตกต่างกันสองเส้น การเปลี่ยนแปลงความชันเกิดขึ้นอย่างฉับพลันหลังจากระยะห่างวิกฤติ ความชันในช่วงแรกเกิดในช่วงที่ระยะห่างของกลุ่มเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤติ สภาวะนี้เป็นสภาวะที่เกิดการวิบัติแบบบล็อก



- | | |
|---------------------|------------------------|
| 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 3.51 การกระจายน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแต่ละต้นในเสาเข็มกลุ่มที่มี $S = 2D$



รูปที่ 3.52 การวิบัติแบบบดอัด

เมื่อมีการหล่อแทนหัวเข็มที่ระดับผิวดิน ฐานรากเสาเข็มกลุ่มจะกลายเป็นฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ดินส่วนที่อยู่ใต้แทนหัวเข็มจะช่วยเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและช่วยด้านการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม จากการศึกษพบว่า ในช่วงที่ระยะห่างของเสาเข็มมีค่าใกล้เคียงกับระยะห่างวิกฤติ แทนหัวเข็มมิได้มีส่วนช่วยเพิ่มประสิทธิภาพ (η) ของกลุ่มเสาเข็มแต่อย่างใด แทนหัวเข็มจะมีส่วนช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในกรณีที่ระยะห่างของเสาเข็มที่ค่าเกินกว่าระยะห่างวิกฤติ ดังจะเห็นได้จากรูปที่ 3.54

เมื่อเกิดการวิบัติแบบบล็อกในชั้นดินเหนียว แรงที่ต้านการวิบัติจะเกิดจากกำลังต้านทานแรงเฉือนรอบบล็อก และเกิดจากกำลังรับแรงแบกทานที่ฐานของบล็อก ในกรณีของเสาเข็มกลุ่มรูปสี่เหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 3.52 น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากเสาเข็มที่เกิดการวิบัติแบบบล็อกสามารถประมาณได้ดังนี้

$$P_{f(\text{group-block})} = N_c S_{ub} B_g L_g + 2 \overline{S_u} H_g (B_g + L_g) < n P_f \quad (3.38)$$

เมื่อ N_c คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน ซึ่งหาได้จากรูปที่ 3.26

S_{ub} คือกำลังต้านทานแรงเฉือนปลายเสาเข็มกลุ่ม

B_g คือด้านกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม

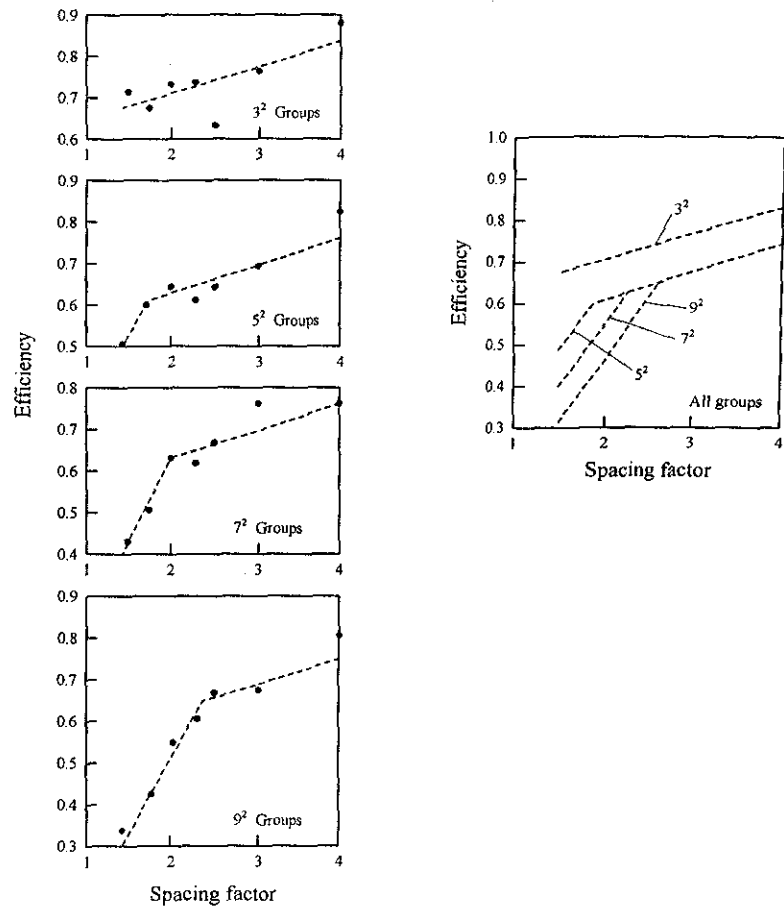
L_g คือความยาวของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม

H_g คือความลึกของกลุ่มเสาเข็ม

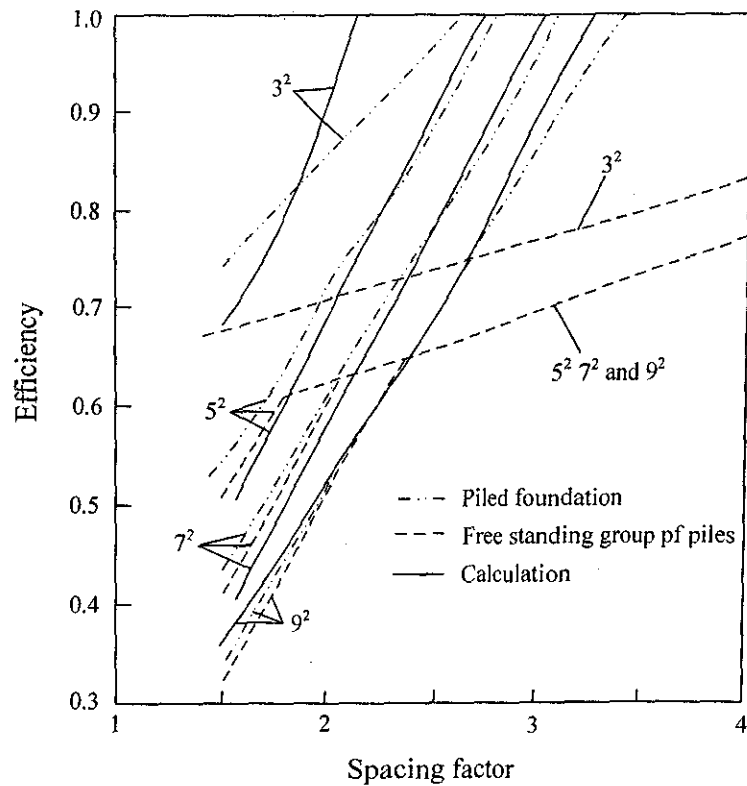
$\overline{S_u}$ คือกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ยตลอดความลึก 0 ถึง H

รูปที่ 3.54 แสดงผลเปรียบเทียบระหว่างค่าประสิทธิภาพที่ได้จากการคำนวณ ($P_{f(\text{group})}$) จำนวนได้จากสมการที่ (3.38) กับค่าประสิทธิภาพที่ได้จากผลทดสอบ จะเห็นได้ว่า ประสิทธิภาพของฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ที่ได้จากการทดสอบมีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณที่ได้จากสมการที่ (3.38) มาก (เส้นทึบ) ขณะที่ ประสิทธิภาพของฐานรากกลุ่มเสาเข็มลอยอิสระ (เส้นประ) จะมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการคำนวณ ในช่วงที่ระยะห่างระหว่างเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าระยะห่างวิกฤติ และเมื่อระยะห่างมีค่ามากกว่าระยะห่างวิกฤติ ประสิทธิภาพที่ได้จากการคำนวณจะมีค่าสูงเกินความเป็นจริง

ดังนั้นในการออกแบบฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ในชั้นดินเหนียว น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากสามารถประมาณได้จากสมการที่ (3.38) เมื่อประสิทธิภาพมีค่าน้อยกว่า 1.0 แต่เมื่อประสิทธิภาพมีค่าเกินกว่า 1.0 น้ำหนักบรรทุกประลัยจะมีค่าเท่ากับผลรวมของน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทุกต้น หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า น้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากเสาเข็มคือค่าที่น้อยที่สุดระหว่างค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (3.38) และผลรวมของน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทุกต้น สำหรับฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ ระยะห่างของเสาเข็มควรมีค่าไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และประสิทธิภาพมีค่าอยู่ระหว่าง 0.6 – 0.7



รูปที่ 3.53 ความสัมพันธ์ระหว่างประสิทธิภาพและอัตราส่วนระยะห่างของฐานรากเสาเข็มลอยอิสระ (Whitaker, 1976)



รูปที่ 3.54 ค่าประสิทธิภาพที่ได้คำนวณและที่ได้จากผลทดสอบ (Whitaker, 1976)

3.17.2 เสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย

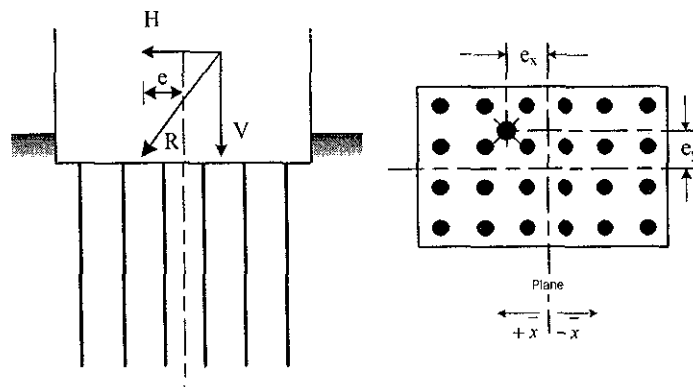
การตอกเสาเข็มในชั้นทรายทำให้ความหนาแน่นของทรายรอบเสาเข็มและปลายเสาเข็มเพิ่มขึ้น ดังนั้น เสาเข็มกลุ่มที่ตอกในชั้นทรายมักมีค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยของกลุ่มเสาเข็มมากกว่าผลรวมของน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว แต่อย่างไรก็ตาม ในการออกแบบ อาจสมมติให้ประสิทธิภาพ (η) มีค่าเท่ากับหนึ่ง สำหรับเสาเข็มตอก และมีค่าประมาณ 0.6 ถึง 1.0 สำหรับเสาเข็มเจาะ

3.18 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแนวนอน

ในกรณีของฐานรากเสาเข็ม (Piled foundation) ซึ่งบรรทุกน้ำหนักเชิง R ดังแสดงในรูปที่ 3.55 น้ำหนักบรรทุกบนเสาเข็มแต่ละต้นสามารถคำนวณได้จาก

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Ve_x x}{\sum (\bar{x})^2} \pm \frac{Ve_y y}{\sum (\bar{y})^2} \quad (3.39)$$

- เมื่อ V คือแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดบนฐานราก
 n คือจำนวนเสาเข็ม
 e_x และ e_y คือระยะเชิงศูนย์กลางตามแนวแกน x และแกน y ตามลำดับ
 x และ y คือระยะที่วัดจากแกนสะเทินของกลุ่มเสาเข็มถึงจุดกึ่งกลางเสาเข็มต้นที่พิจารณา ตามแกน x และ y ตามลำดับ
 \bar{x} และ \bar{y} คือระยะที่วัดจากแกนสะเทินของกลุ่มเสาเข็มจนถึงจุดกึ่งกลางเสาเข็มทุกต้น ตามแกน x และ y ตามลำดับ



รูปที่ 3.55 เสาเข็มกลุ่มที่รับน้ำหนักบรรทุกทั้งในแนวตั้งและแนวนอน

การวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวสามารถกระทำได้ไม่ยาก โดยแยกตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัย ออกเป็นสองส่วน คือในแนวตั้งและแนวนอน การตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยในแนวตั้งสามารถ

กระทำได้โดยอาศัยหลักการที่นำเสนอในหัวที่ผ่านมา สำหรับการวิเคราะห์อัตราส่วนปลอดภัยในแนวนอน ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็ม ซึ่งจะนำเสนอในส่วนนี้ การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนสามารถกระทำได้โดยอาศัยทฤษฎีของ Broms (1964a, 1964b, และ 1965) ซึ่งจะมีความแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน (ดินเม็ดละเอียดและดินเม็ดหยาบ) Prakash (1962) กล่าวว่าประสิทธิภาพของเสาเข็มในแนวนอนจะเท่ากับ 1.0 เมื่อระยะห่างของเสาเข็มในทิศทางตั้งฉากกับน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม และระยะห่างของเสาเข็มในทิศทางขนานกับน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากกว่า 6 ถึง 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ฐานรากเสาเข็มที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็มน้อยมากอาจพิจารณาเป็นเสาเข็มขนาดใหญ่หนึ่งต้น (การวิบัติเป็นแบบบล็อก)

3.18.1 น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

จากผลทดสอบความต้านทานในแนวนอนของเสาเข็มพบว่า ความต้านทานในแนวนอนที่จุดวิบัติของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้นจาก $2S_u$ ที่ผิวดิน (S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ) จนถึง 8 ถึง 12 เท่าของ S_u ที่ระดับความลึกประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ($3D$) จากผิวดิน เพื่อความง่ายต่อการคำนวณ Broms (1994a) เสนอวิธีการกระจายความดันดินด้านข้างโดยพิจารณาความดันดินด้านข้างที่ระยะจากผิวดินถึง 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางให้เท่ากับศูนย์ การกระจายความดันดินด้านข้างที่ความลึกต่ำกว่า $1.5D$ จะแปรผันตามลักษณะการยึดรั้งหัวเสาเข็มและความยาวเสาเข็ม ดังอธิบายต่อไปนี้

3.18.1.1 เสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free-Head Piles)

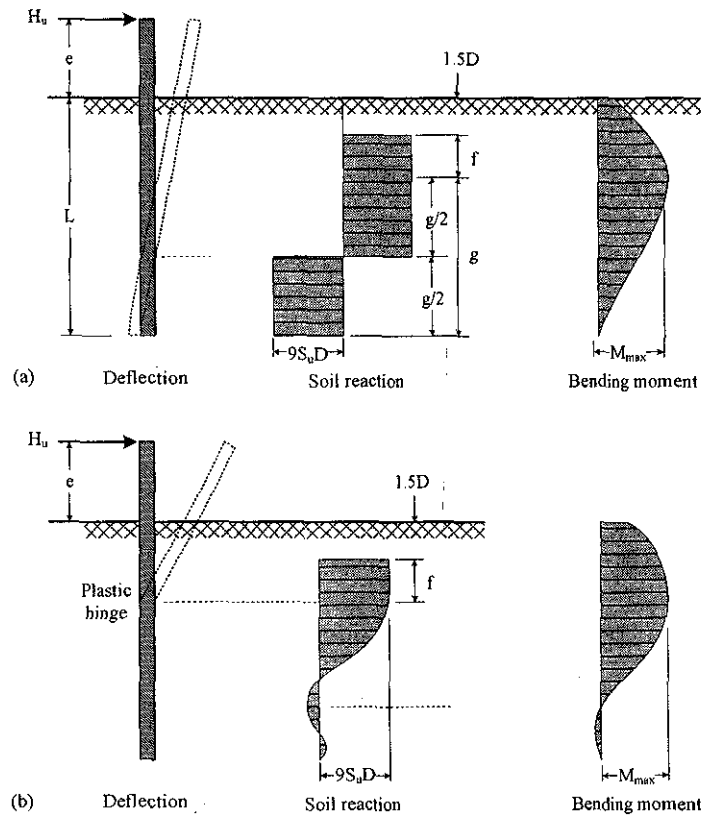
ลักษณะการวิบัติและการกระจายแรงต้านทานของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็มแสดงดังรูปที่ 3.56 สำหรับทั้งเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว เสาเข็มสั้นคือเสาเข็มซึ่งการวิบัติเกิดเนื่องจากการวิบัติของดินด้านข้าง (เสาเข็มมีความแข็งแรงสูง) ขณะที่ เสาเข็มยาวคือเสาเข็มซึ่งการวิบัติเกิดเนื่องจากวัสดุที่ใช้ทำเสาเข็มมีความต้านทานโมเมนต์ดัดไม่เพียงพอ น้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate lateral load, H_u) สามารถประมาณได้โดยใช้หลักสมมูล โดยพิจารณาความยาวประสิทธิผลของเสาเข็มเท่ากับ $L - 1.5D$ และ ระยะเอียงศูนย์ประสิทธิผลเท่ากับ $e + 1.5D$ จากหลักสมมูล เราสามารถคำนวณหาตำแหน่งที่จะเกิดโมเมนต์มากที่สุด ซึ่งเป็นตำแหน่งซึ่งหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ (V ในรูปที่ 3.56) ได้ดังนี้

$$f = \frac{H_u}{9S_u D} \quad (3.40)$$

เมื่อพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุดซึ่งเกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด จะได้

$$C = H_u (e + 1.5D + 0.5f) \quad (3.41ก)$$

$$C = 2.25Dg^2 S_u \quad (3.41ข)$$



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

โดยการแทนค่า $L = 1.5D + f + g$ เราสามารถคำนวณหา H_u ได้จากสมการที่ (3.40) และ (3.41) รูปที่ 3.57 แสดงผลคำตอบของเสาเข็มสั้น ในพจน์ของตัวแปรไร้มิติ ซึ่งจะใช้ได้ในกรณีที่โมเมนต์ครากของหน้าตัด (Yield moment, M_{yield}) มีค่าสูงกว่าโมเมนต์คัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม (M_{max})

สำหรับเสาเข็มยาว H_u สามารถหาได้จากสมการที่ (3.41ก) และ (3.41ข) โดยการแทนค่า M_{max} เท่ากับ M_{yield} ผลคำตอบแสดงดังรูปที่ 3.58 ในพจน์ของตัวแปรไร้มิติ

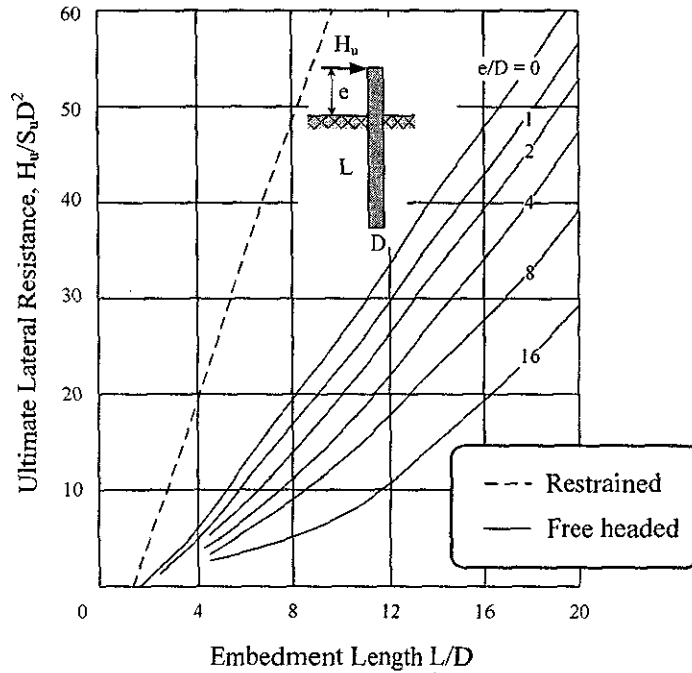
3.18.1.2 เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายแรงดันดิน และโมเมนต์คัด ของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม แสดงได้ดังรูปที่ 3.59 ลักษณะการวิบัติจะแปรผันตามโมเมนต์ครากของหน้าตัด จากการสมมติว่าโมเมนต์คัดสูงสุดในเสาเข็มเกิดขึ้นบริเวณหัวเสาเข็ม นำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอน และโมเมนต์คัดสูงสุด สำหรับเสาเข็มสั้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

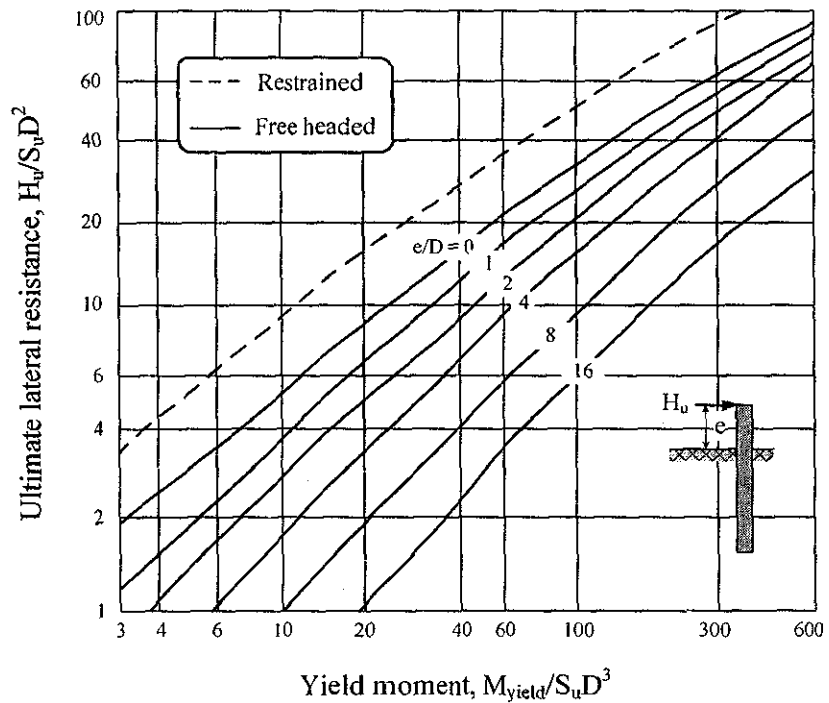
$$H_u = 9S_u D(L - 1.5D) \quad (3.41)$$

$$M_{\max} = H_u (0.5L + 0.75D) \quad (3.42)$$

ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงดังเส้นประในรูปที่ 3.57



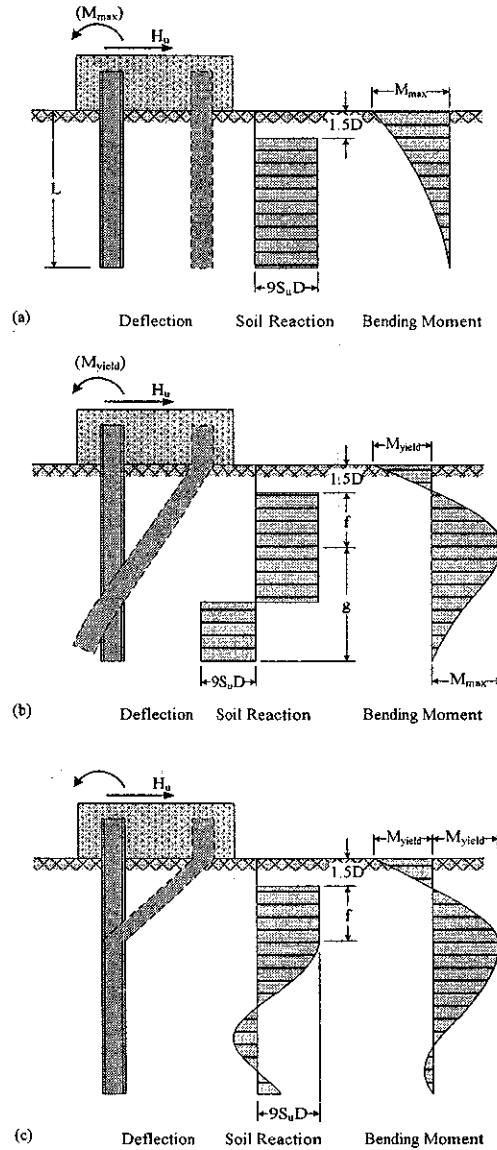
รูปที่ 3.57 นำหนักบรรทุกทุกประดัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)



รูปที่ 3.58 นำหนักบรรทุกทุกประดัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นดินเหนียว (Broms, 1964a)

สำหรับเสาเข็มยาวปานกลาง (จุดรากเกิดที่หัวเสาเข็ม) ดังแสดงในรูปที่ 3.59b อาศัยสมการที่ (3.43) และหลักการสมดุลของการหมุนรอบพิวคิน จะได้

$$M_{yield} = 2.25S_u Dg^2 - 9S_u Df(1.5D + 0.5f) \quad (3.44)$$



รูปที่ 3.59 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นดินเหนียว

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

โดยการใช้สมการข้างต้นนี้ร่วมกับความสัมพันธ์ $L = 1.5D + f + g$ เราสามารถคำนวณหาค่า H_u ได้ ฟังก์ชันเหล่านี้หลังจากได้คำตอบแล้ว เราจำเป็นต้องตรวจสอบว่าโมเมนต์คัตที่ตำแหน่ง $f + 1.5D$ มีค่ามากกว่า M_{yield} หรือไม่ ถ้าพบว่ามีค่ามากกว่า ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบเสาเข็มยาว ดังแสดงในรูปที่ 3.59c ในกรณีเช่นนี้ นักวิศวกรทุกประเภทยในแขนงอนสามารถคำนวณได้จาก

$$H_u = \frac{2M_{yield}}{(1.5D + 0.5f)} \quad (3.44)$$

ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงด้วยเส้นประในรูปที่ 3.58

3.18.2 นำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มในชั้นทราย

Broms (1964b) ได้สร้างสมมติฐานในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนดังนี้

- 1) ไม่พิจารณาอิทธิพลของความดันดินที่สภาวะ Active ด้านหลังของเสาเข็ม
- 2) การกระจายความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ด้านหน้าเสาเข็มมีค่าเป็นสามเท่าของความดันดินตามทฤษฎีของ Rankine
- 3) รูปตัดของเสาเข็ม ไม่มีผลต่อการกระจายความต้านทานในแนวนอนประลัย
- 4) น้ำหนักบรรทุกประลัยจะเกิดเมื่อเสาเข็มเคลื่อนตัวในแนวนอนอย่างมาก

สมมติฐานดังกล่าวนี้ตั้งอยู่บนหลักการเชิงประสบการณ์ (Empirical) ซึ่งได้รับการเปรียบเทียบกับผลทดสอบจริง Broms (1964b) รายงานว่าอัตราส่วนของผลคำนวณต่อผลทดสอบจริงมีค่าประมาณสองในสาม ซึ่งหมายความว่าผลการคำนวณโดยเฉลี่ยมีค่าต่ำกว่าค่าจริง และการออกแบบโดยวิธีนี้มีความปลอดภัย (Conservative)

Broms เสนอให้คำนวณการกระจายความดันในแนวนอนที่สภาวะวิบัติเท่ากับ

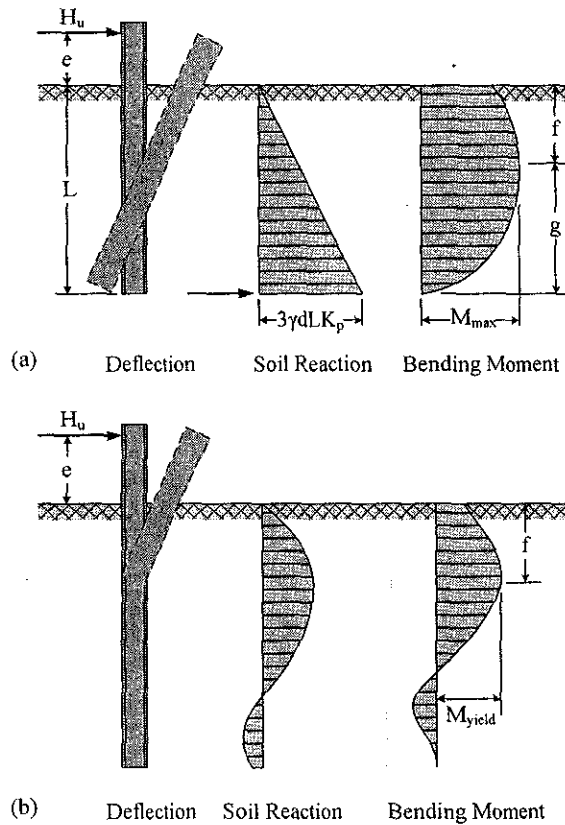
$$\sigma'_h = 3\sigma'_v K_p \quad (3.46)$$

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 กระจายแรงต้านทาน และโมเมนต์คด สำหรับเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว แสดงด้วยรูปที่ 3.60 (สำหรับกรณีที่หน่วยน้ำหนักจมน้ำมีค่าคงที่ตลอดความลึก) ดังได้กล่าวแล้วว่าเสาเข็มจะถูกพิจารณาว่าเป็นเสาเข็มสั้นเมื่อโมเมนต์คดสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์ครากของหน้าตัด จากรูปที่ 3.60a สมมติให้จุดหมุนอยู่ที่จุดปลายของเสาเข็ม และแทนความดันที่กระจายใกล้จุดหมุนด้วยแรงกระทำแบบจุด (Point load) กระทำที่จุดปลายของเสาเข็ม จากสมดุลของจุดหมุนรอบจุดปลายเสาเข็ม น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$H_u = \frac{0.5y'DL^3K_p}{e+L} \quad (3.47)$$



รูปที่ 3.60 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่ปราศจากการยึดครั้งที่หัวเสาในชั้นทราย
 (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

ความสัมพันธ์นี้ถูกสร้างขึ้นในพจน์ของตัวแปรไร้มิติ ดังแสดงในรูปที่ 3.61 สำหรับเสาเข็มยาว โมเมนต์คัตสูงสุดที่เสาเข็มจะเกิดขึ้นที่ระยะ f จากผิวดิน เมื่อนำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

$$H_u = \frac{3}{2} \gamma' DK_p f^2 \quad (3.48ก)$$

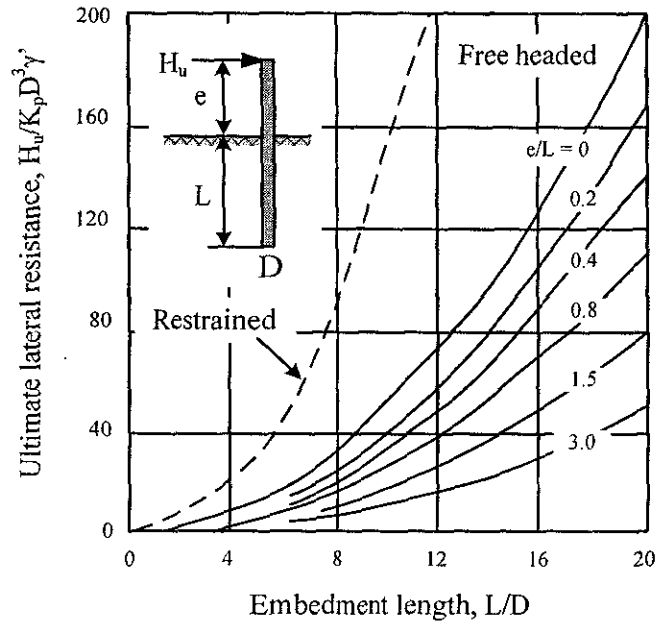
ดังนั้น

$$f = 0.82 \sqrt{\left(\frac{H_u}{DK_p \gamma'} \right)} \quad (3.48ข)$$

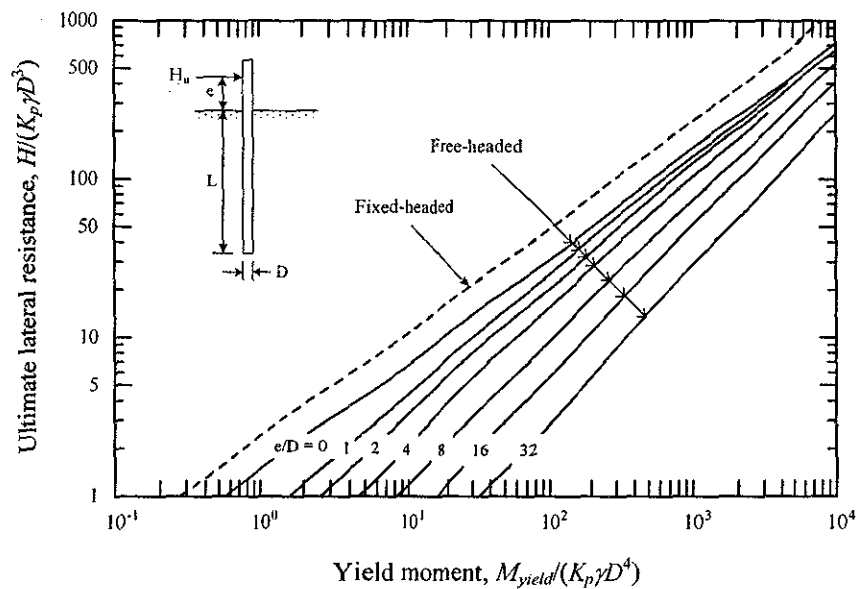
โมเมนต์คัตสูงสุดที่เกิดขึ้นในเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$M_{\max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (3.49)$$

ถ้าหลังจากคำนวณหา H_u โดยอาศัยสมการที่ (3.47) แล้วพบว่า M_{max} มีค่ามากกว่า M_{yield} แสดงว่าเสาเข็มนี้เป็นเสาเข็มยาว ดังนั้น H_u ต้องถูกคำนวณใหม่โดยอาศัยสมการ (3.48ข) และ (3.49) โดยการแทนค่า M_{max} เท่ากับ M_{yield} ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงดังรูปที่ 3.62



รูปที่ 3.61 นำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มสั้นในชั้นทราย (Broms, 1964b)



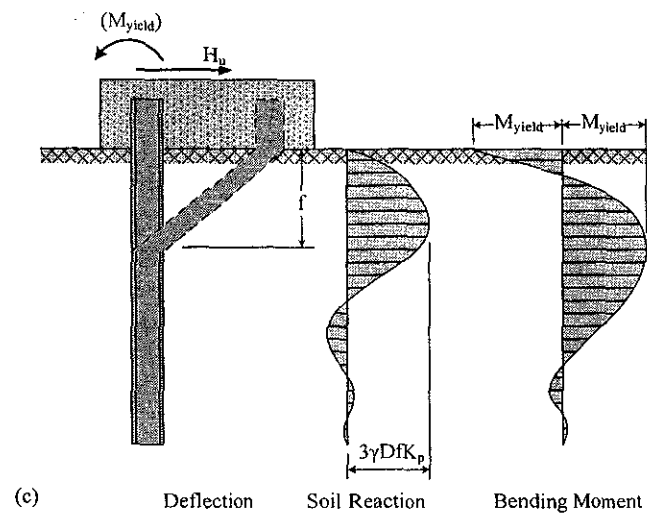
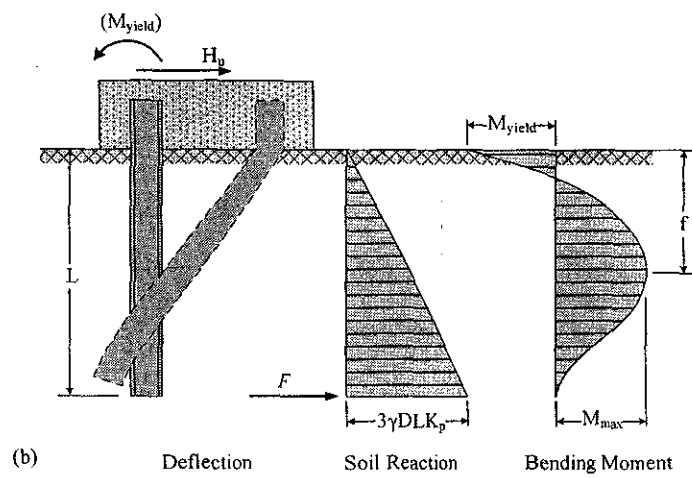
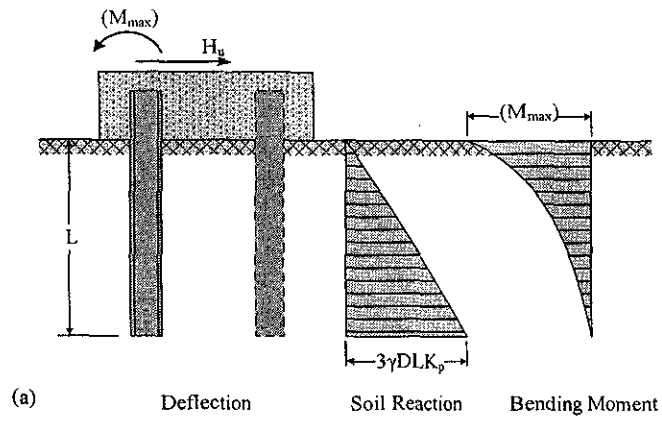
รูปที่ 3.62 นำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มยาวในชั้นทราย (Broms, 1964b)

3.18.2.2 เสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Fixed-Head Piles)

ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มสั้น เสาเข็มยาวปานกลาง และเสาเข็มยาว แสดงในรูปที่ 3.63 สำหรับเสาเข็มสั้น นำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนคำนวณโดยอาศัยสมการสมดุลในแนวนอน

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

(3.50)



รูปที่ 3.63 กลไกการวิบัติของเสาเข็มที่มีการยึดรั้งที่หัวเสาในชั้นทราย (a) เสาเข็มสั้น (b) เสาเข็มยาวปานกลาง (c) เสาเข็มยาว (Broms, 1964b)

ผลคำนวณนี้แสดงในพจน์ของตัวแปรไร้มิติได้ดังโดยเส้นประในรูปที่ 3.61 โมเมนต์ดัดสูงสุดในเสาเข็มที่ผิวดินสามารถคำนวณได้จาก

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_u L \quad (3.51)$$

ถ้า M_{\max} ที่ผิวดินมีค่าเกินกว่า M_{yield} ลักษณะการวิบัติจะเป็นดังรูปที่ 3.63b จากหลักการสมดุลในแนวนอน จะได้

$$F = \left(\frac{3}{2} \gamma' DL^2 K_p \right) - H_u \quad (3.52)$$

จากสมดุลการหมุนรอบหัวเสาเข็ม จะสามารถคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มยาวปานกลางได้ ดังนี้

$$H_u = \frac{(0.5\gamma' DL^3 K_p) - M_{yield}}{L} \quad (3.53)$$

สมการที่ (3.53) นี้จะใช้ได้ก็ต่อเมื่อโมเมนต์คัตสูงสุดที่ระยะ f จากผิวดินมีค่าน้อยกว่า M_{yield} โดยที่ระยะ f สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.48)

สำหรับกรณีในรูปที่ 3.63c ซึ่งโมเมนต์ครากเกิดขึ้นสองบริเวณ ในกรณีเช่นนี้ น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนคำนวณได้จาก

$$H_u = \frac{2M_{yield}}{\left(e + \frac{2}{3} f \right)} \quad (3.54)$$

ผลคำตอบในพจน์ของตัวแปรไร้มิติแสดงดังรูปที่ 3.62

เพื่อความสะดวกในการคำนวณ โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ผู้เขียนได้สรุปขั้นตอนการคำนวณสำหรับเสาเข็มแต่ละประเภท ดังแสดงในตารางที่ 3.8 ถึง 3.11

ตารางที่ 3.8 เสาเข็มที่ปราศจากการบีบครั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

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

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

ตารางที่ 3.9 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

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

ตารางที่ 3.11 เสาเข็มที่มีการยึดครั้งที่หัวเสาเข็มในชั้นทราย

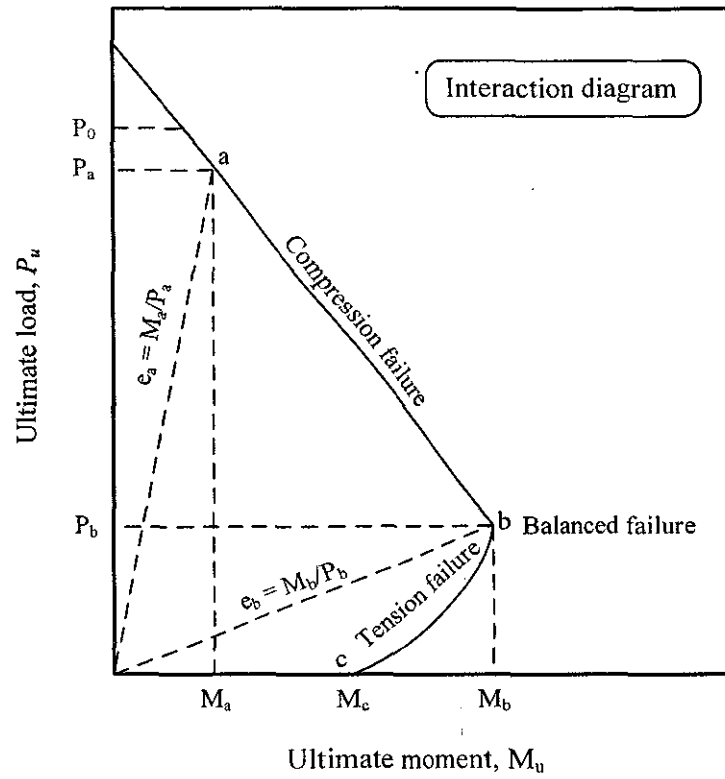
ลักษณะของเสาเข็ม	สมการ
เสาเข็มสั้น ($L < L_{cs}$)	$H_u = 1.5\gamma' DK_p L^2$ $L_{cs} = \left[\frac{M_{yield}}{\gamma' DK_p} \right]^{1/3}$
เสาเข็มยาวปานกลาง ($L_{cs} \leq L \leq L_{cl}$)	$H_u = \frac{M_{yield}}{L} + 0.5\gamma' DK_p$ $L_{cl}^3 - \frac{H_{ul}}{0.5\gamma' DK_p} L_{cl} + \frac{M_{yield}}{0.5\gamma'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

หน่วยของตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในตารางที่ 3.8 ถึง 3.11	
D	= เส้นผ่านศูนย์กลางหรือความกว้างของเสาเข็ม (ฟุต)
S_u	= กำลังต้านทานแรงเฉือน (กิโลปอนด์ต่อตารางฟุต)
e	= ความยาวของเสาเข็มเหนือระดับดิน (ฟุต)
f	= ระยะจากผิวดินถึงตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์คดสูงสุด (ฟุต)
L	= ความยาวของเสาเข็มที่ฝังในดิน (ฟุต)
L_c	= ความยาววิกฤติระหว่างเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาว (ฟุต)
L_{cs}	= ความยาววิกฤติระหว่างเสาเข็มสั้นและเสาเข็มยาวปานกลาง (ฟุต)
L_{cl}	= ความยาววิกฤติระหว่างเสาเข็มยาวปานกลางและเสาเข็มยาว (ฟุต)
M_{yield}	= โมเมนต์คดประลัยของเสาเข็ม (กิโลปอนด์-ฟุต)
H_u	= น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอน (กิโลปอนด์)
γ	= หน่วยน้ำหนักของดิน (กิโลปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต)

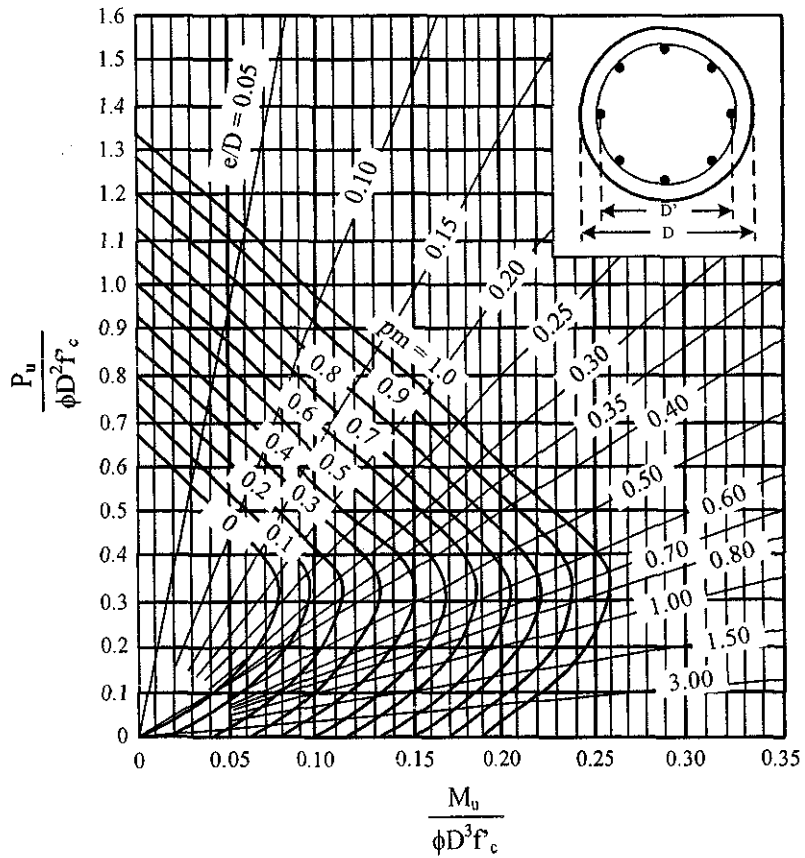
ในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในแนวนอนจำเป็นต้องทราบค่าโมเมนต์ครากของหน้าตัดเสาเข็ม สำหรับเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก การวิบัติของเสาเข็มแบ่งออกเป็นสามประเภท ดังนี้ การวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension failure) การวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก (Compression failure) และการวิบัติแบบพอดี (Balanced failure) ดังแสดงในรูปที่ 3.64 แผนภาพนี้ เรียกว่า Interaction diagram

จากแผนภาพจะเห็นได้ว่า เมื่อเสารับแรงอัดอย่างเดียว เสาจะมีความสามารถรับแรงอัดได้สูงสุดถึง P_0 แต่เมื่อต้องรับโมเมนต์คดด้วย (ระหว่าง P_0 -a-b) ความสามารถในการรับแรงอัดจะมีค่าน้อยลง ขณะที่ความสามารถในการรับโมเมนต์คดจะมีมากขึ้น จนกระทั่งถึงจุด b หน้าตัดจะรับแรงอัดประลัยได้เท่ากับ P_b และโมเมนต์คดประลัยได้เท่ากับ M_b ซึ่งเป็นสภาวะที่หน้าตัดรับโมเมนต์คดได้สูงสุด หากเลยสภาวะนี้ไป ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก (Tension failure)

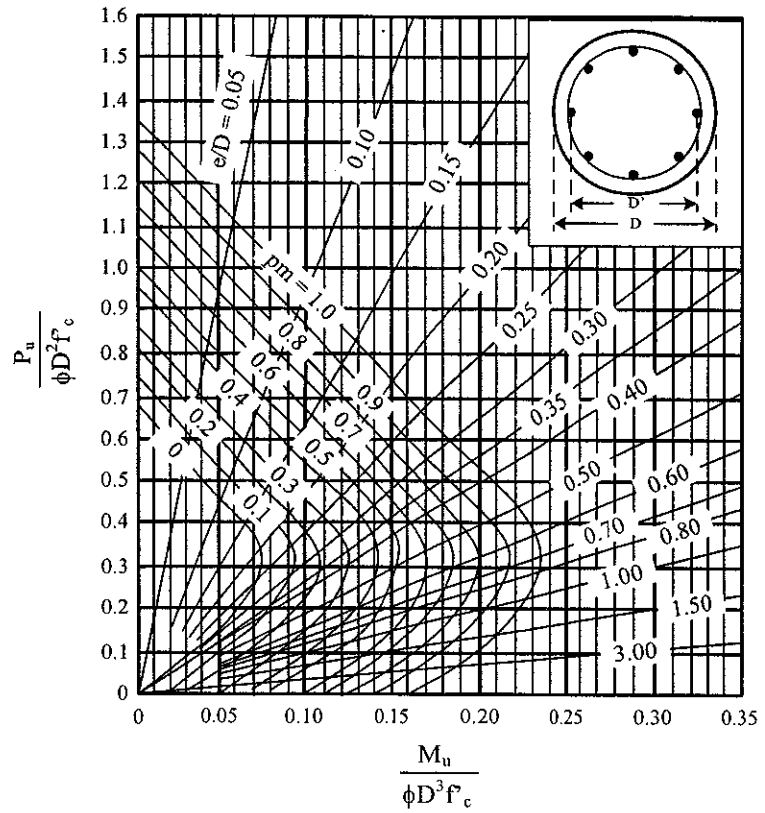
เพื่อความสะดวกในการคำนวณ โมเมนต์ประลัยของหน้าตัดเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก ผู้เขียนได้รวบรวมแผนภาพ Interaction diagram ในพจน์ไร้มิติ (Non-dimensional diagram) ของเสาหน้าตัดวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 3.65 ถึง 3.68 ซึ่งเป็นแผนภาพสำหรับ $D'/D = 0.90$ ถึง 0.60 เมื่อ D' คือระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม และ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม แผนภาพดังกล่าวแสดงเส้นกราฟที่ pm ต่างๆ โดยที่ p คืออัตราส่วนหน้าตัดของเหล็กเสริมต่อหน้าตัดเสาเข็ม และ m คือ $f_y/0.85f'_c$ (f_y คือกำลังครากของเหล็กเสริม และ f'_c คือกำลังอัดประลัยของคอนกรีต) จากแผนภาพ เราสามารถประมาณโมเมนต์คดครากของหน้าตัด (M_{yield}) ได้ทันที เมื่อทราบค่าแรงอัดในแนวตั้ง และคุณสมบัติของหน้าตัดอันได้แก่ เส้นผ่านศูนย์กลาง ปริมาณเหล็กเสริม กำลังอัดประลัยของคอนกรีต และกำลังครากของเหล็กเสริม



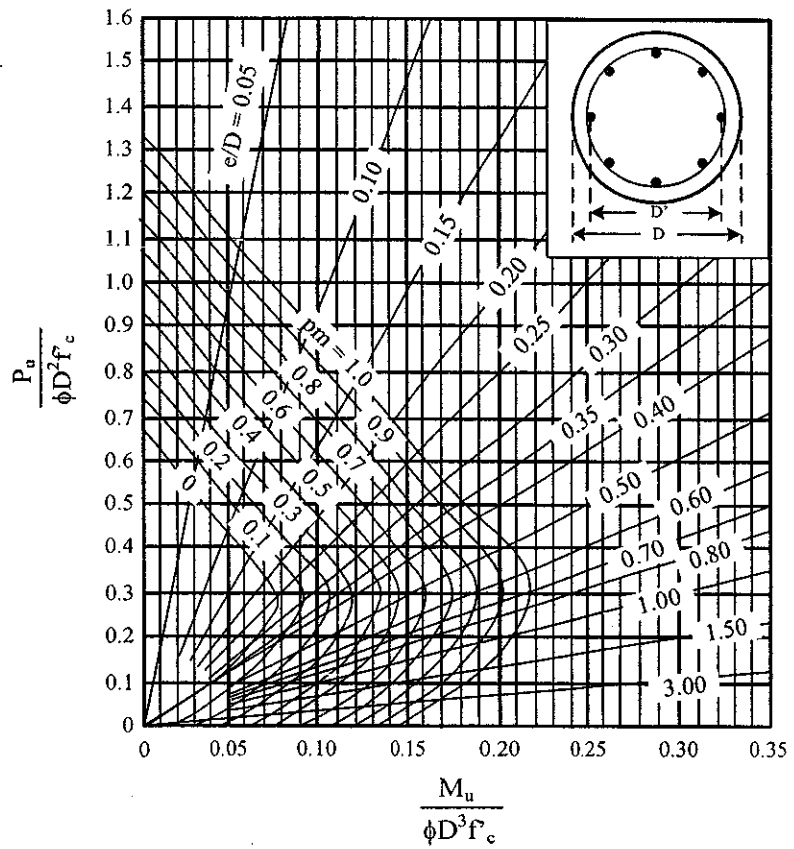
รูปที่ 3.64 Interaction diagram ของเสาเข็ม



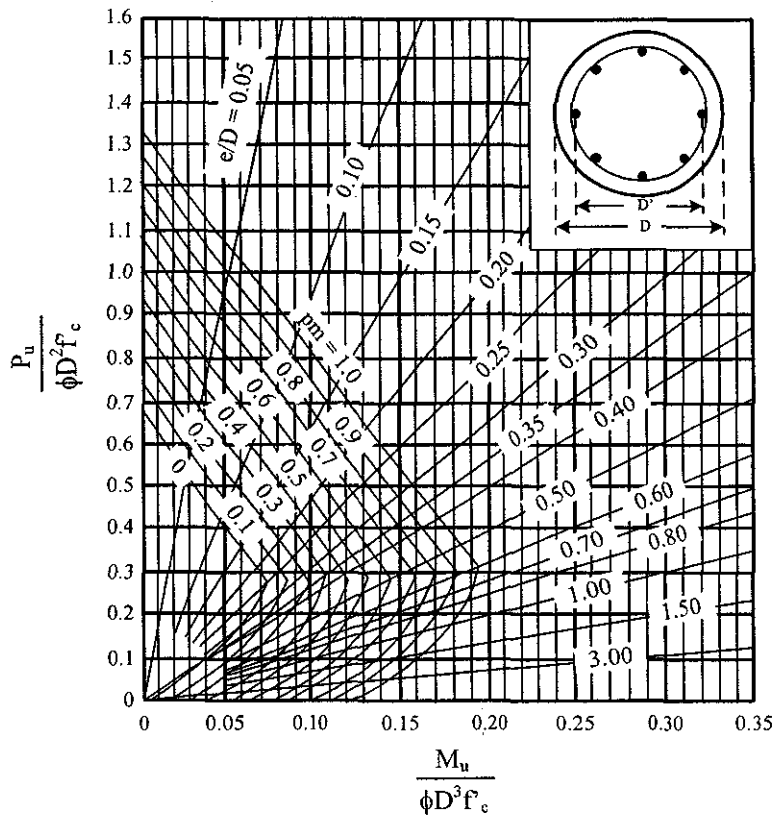
รูปที่ 3.65 Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.90$



รูปที่ 3.66 Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.80$



รูปที่ 3.67 Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.70$



รูปที่ 3.68 Interaction diagram ของเสาเข็มวงกลม ที่มี $D'/D = 0.60$

3.19 การทรุดตัวของฐานรากลึก

ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากลึกจะก่อให้เกิดการทรุดตัว ซึ่งสามารถประมาณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (3.55)$$

- เมื่อ
- S_t คือการทรุดตัวทั้งหมด (Total settlement)
 - S_i คือการทรุดตัวทันที (Immediate settlement)
 - S_c คือการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าปฐมภูมิ (Consolidation settlement)
 - S_s คือการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าทุติยภูมิ (Secondary settlement)

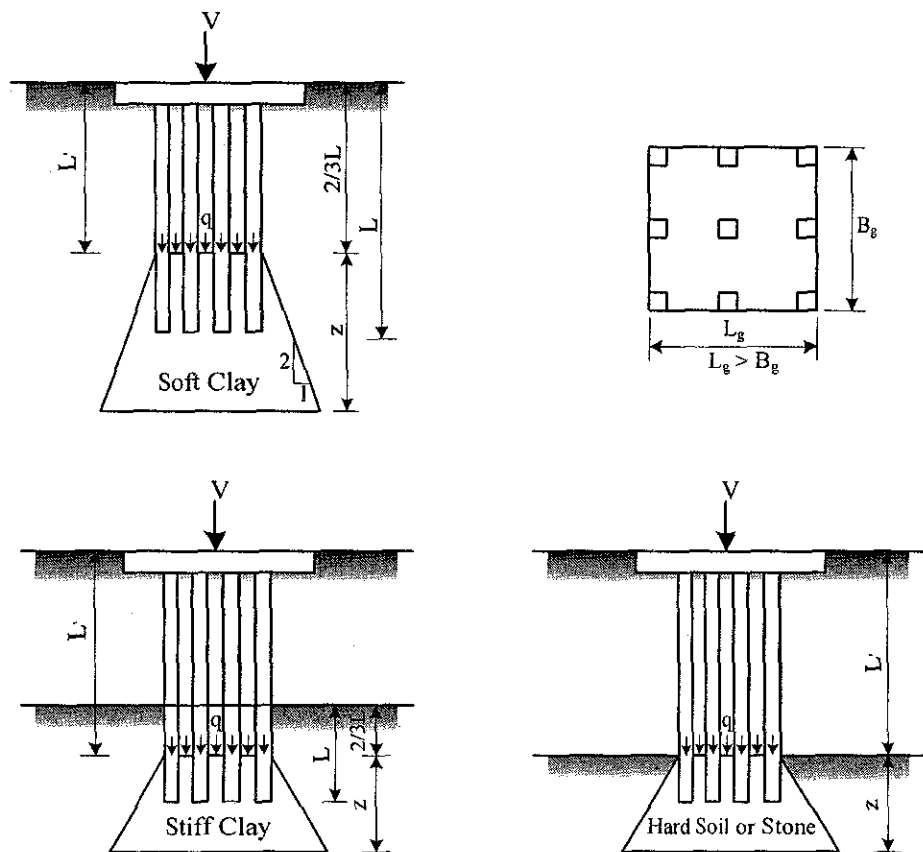
การทรุดตัวทันที (Immediate settlement) จะเกิดขึ้นขณะก่อสร้างและระหว่างการก่อสร้าง จึงไม่มีผลมากนักต่อโครงสร้างในระยะยาว ส่วนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าทุติยภูมิ (Secondary settlement) ที่เกิดขึ้นมีผลน้อยมาก เมื่อเทียบกับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าปฐมภูมิในชั้นดิน (Consolidation settlement) ดังนั้น การทรุดตัวที่มีผลต่อโครงสร้างมากที่สุดคือการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าปฐมภูมิในชั้นดิน

Terzaghi ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็ม โดยการสมมติตำแหน่งฐานรากเสมือน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ฐานรากเสมือนอยู่ที่ระยะ $2/3$ ของความยาวเสาเข็มจากผิวดิน สำหรับกลุ่มเสาเข็มที่อยู่ในชั้นดินอ่อน ส่วนกลุ่มเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อนและจมอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ฐานรากเสมือนจะอยู่ต่ำกว่าจุดต่อระหว่างชั้นดินอ่อนและดินแข็งเท่ากับ $2/3$ ของความยาวเสาเข็มส่วนที่จมอยู่ในชั้นดินแข็ง ส่วนกลุ่มเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินอ่อน และปลายเสาเข็มตั้งอยู่ในชั้นหินหรือดินแข็งมาก (Hard soil) ฐานรากเสมือนอยู่บนชั้นหินหรือดินแข็งมาก ดังรูปที่ 3.69

ความเค้นในแนวตั้งที่กระทำบนฐานรากเสมือนมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มทั้งหมดหารด้วยพื้นที่รอบรูปของกลุ่มเสาเข็ม กล่าวคือ

$$q = \frac{V}{B_g \times L_g} \quad (3.55)$$

- เมื่อ q คือความเค้นที่กระทำบนฐานรากเสมือน
 B_g คือความกว้างของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 L_g คือความยาวของพื้นที่หน้าตัดรอบกลุ่มเสาเข็ม
 V คือน้ำหนักที่กระทำลงบนฐานราก



รูปที่ 3.69 การกระจายความเค้นแบบต่างๆ เพื่อหาการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม

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

$$\Delta\sigma_v = \frac{V}{(B_g + z)(L_g + z)} \quad (3.57)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ คือความเค้นที่กระทำต่อชั้นดินที่ความลึก z วัดจากระดับฐานรากเสมือน ค่า $\Delta\sigma_v$ ที่หาได้นี้จะสามารถนำไปประมาณการทรุดตัวของฐานรากได้ดังนี้

สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (3.58)$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad \text{เมื่อ } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_p \quad (3.59)$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right] \quad \text{เมื่อ } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p \quad (3.60)$$

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

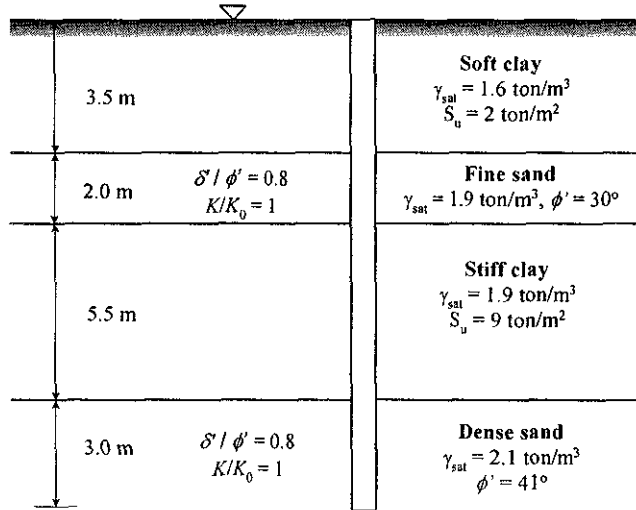
สำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นทราย การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มจะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวประมาณ 2 ถึง 10 เท่า การทรุดตัวของฐานรากลึก (S_t) สามารถประมาณได้จากผลทดสอบเสาเข็มเดี่ยวโดยอาศัยสมการที่เสนอโดย US. Department of Navy (1982) ดังนี้

$$S_t = S_0 \sqrt{\frac{B_g}{B}} \quad (3.61)$$

เมื่อ S_0 คือค่าทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว B_g คือความกว้างของกลุ่มเสาเข็ม และ B คือความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเดี่ยว

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 3.1 จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มตอก หน้าตัด 0.40×0.40 ยาว 14 เมตร ในชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 3.70 เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน และใช้แฟกเตอร์แรงยึดเกาะของ API



รูปที่ 3.70

วิธีทำ การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นดินเหนียวอ่อน

- แฟกเตอร์ยึดเกาะ

$$\alpha = 1.0 \text{ เมื่อ } S_u < 2.5 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

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

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

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นทราย

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

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

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

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

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

$$K_0 = 0.5$$

- หน่วยแรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

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

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

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

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = A_s f_s$$

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

$$P_s = 2.1 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นดินเหนียวแข็ง

- แพลกเตอร์ยึดเกาะ

$$\alpha = 0.5 \text{ เมื่อ } S_u > 7.5 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

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

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

$$P_s = 39.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงเสียดทานประลัยในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

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

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

- สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง

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

$$K_0 = 0.34$$

- หน่วยแรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

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

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

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

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

$$P_s = A_s f_s$$

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

$$P_s = 11.1 \text{ ตัน}$$

การคำนวณแรงแบกทานประลัยในชั้นทรายแน่น

- ความเค้นประสิทธิผลที่ปลายเสาเข็ม

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

- หน่วยแรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม

$$q_b = \sigma'_{vb} N_q \quad \text{จากรูปที่ 3.30 เมื่อ } \phi' = \left(\frac{\phi'_0 + 40^\circ}{2} \right) = 40.5 \quad \text{จะได้ } N_q = 200$$

$$q_b = 12.1 \times 200$$

$$q_b = 2420 \text{ ตันต่อตารางเมตร} > q_{bi} (960 \text{ ตันต่อตารางเมตร})$$

ดังนั้นเลือกใช้ $q_b = 960$ ตันต่อตารางเมตร

- แรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็ม

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

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

$$P_b = 153.6 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม

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

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

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

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย

- ใช้ $FS = 2.5$

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

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_b = 3.0$

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

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 87 ตัน

ตัวอย่างที่ 3.2 จงออกแบบเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงสำหรับโครงสร้างท่าเรือที่ต้องรับทั้งแรงกดและแรงดึง โดยที่แรงกดมากที่สุดมีค่าเท่ากับ 400 กิโลนิวตัน และแรงดึงมากที่สุดมีค่า 250 กิโลนิวตัน ดินฐานรากเป็นดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ยเท่ากับ 100 กิโลปาสคาล

วิธีทำ เลือกเสาเข็มสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40×40 เซนติเมตร แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็มมีค่าเท่ากับ

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

แรงเสียดทานประลัยมีค่าเท่ากับ

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

ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงกด

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

$$L = 6.60 \text{ เมตร}$$

หรือ

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

$$L = 10.7 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงกดเท่ากับ 10.7 เมตร

ความยาวเสาเข็มที่ต้องการสำหรับรับแรงดึงเท่ากับ

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

$$L = 7.81 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น เสาเข็มที่ต้องการควรมีความยาวไม่น้อยกว่า 10.7 เมตร

ตัวอย่างที่ 3.3 จงใช้สมการตอกเสาเข็มของ Hiley และ Janbu ในการหาระยะจมสุดท้าย เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกยอมให้เท่ากับ 20 ตัน โดยมีอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0 กำหนดให้ ดั้มตอกมีน้ำหนัก 4.5 ตัน ยกสูง 60 เซนติเมตร เสาเข็มมีความยาว 21 เมตร และหนัก 3.4 ตัน พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มเท่ากับ 676 ตารางเซนติเมตร (ขนาด 26×26 เซนติเมตร) และกระสอบรองหัวเสาเข็มมีความหนาเท่ากับ 10 เซนติเมตร กำหนดให้ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ประสิทธิภาพของเครื่องมือเท่ากับ 80 เปอร์เซ็นต์ และ e_r เท่ากับ 0.25

วิธีทำ ก) สมการของ Hiley

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

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

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

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

แทนค่า

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

$$s = 0.50 \text{ เซนติเมตร}$$

ข) สมการของ Janbu

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

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

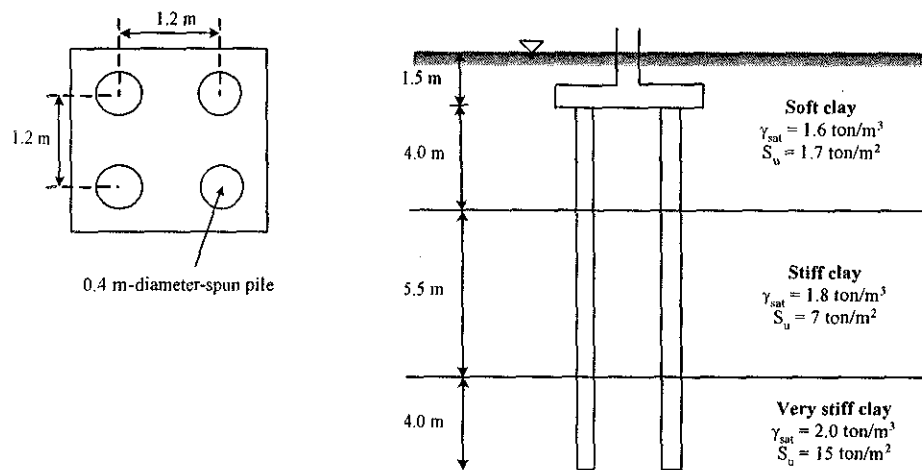
$$C_u = 0.75 + \left(0.15 \times \frac{3.4}{4.5}\right) = 0.86$$

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

$$s = 0.84 \text{ เซนติเมตร}$$

ดังนั้น ระยะจมน้ำ 10 ครั้งสุดท้ายของการตอกเสาเข็มเท่ากับ 5.0 และ 8.4 เซนติเมตร สำหรับวิธีของ Hiley และ Janbu ตามลำดับ

ตัวอย่างที่ 3.4 จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.71



รูปที่ 3.71

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

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

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

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

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว

- แรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน

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

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

$$P_s = 8.5 + 26.6 + 37.7$$

$$P_s = 72.8 \text{ ตัน}$$

- แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็ม

$$P_b = 9S_u A_b$$

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

$$P_b = 17.0 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยว

$$P_f = 72.8 + 17.0$$

$$P_f = 89.8 \text{ ตัน}$$

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว

- ใช้ $FS = 2.5$

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

- ใช้ $FS_s = 1.5$ และ $FS_b = 3.0$

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

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยวเท่ากับ 35.9 ตัน

การคำนวณน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม

- น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

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

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

$$P_{f(\text{group-block})} = 137.6 + 673.9$$

$$P_{f(\text{group-block})} = 811.5 \text{ ตัน}$$

- น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก

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

- น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการวิบัติของเสาแต่ละต้น

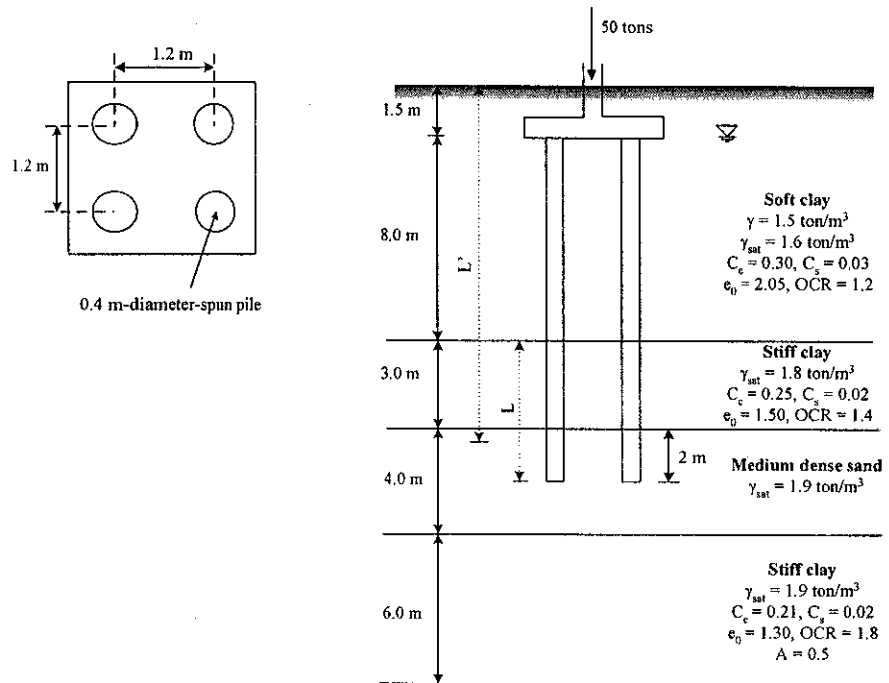
$$P_{all(\text{group-individual})} = P_a \times n$$

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

เพราะฉะนั้น น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากเท่ากับ 143.6 ตัน

ข้อสังเกต น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวในชั้นดินเหนียวจะมีค่าใกล้เคียงกับแรงเสียดทานประลัยระหว่างเสาเข็มและดิน (P_u) โดยที่แรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็มมีค่าน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกประลัย ดังนั้น ถ้าต้องการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว จึงควรเพิ่มความยาวเสาเข็ม แทนที่จะเพิ่มพื้นที่หน้าตัด

ตัวอย่างที่ 3.5 จงประมาณค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของฐานรากเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.72 กำหนดให้ ที่ $A = 0.5$ และ $H/B = 6.0/1.6 = 3.75$ จะได้ $\mu_c = 0.64$ (จากวิชาปฐพีกลศาสตร์)



รูปที่ 3.72

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

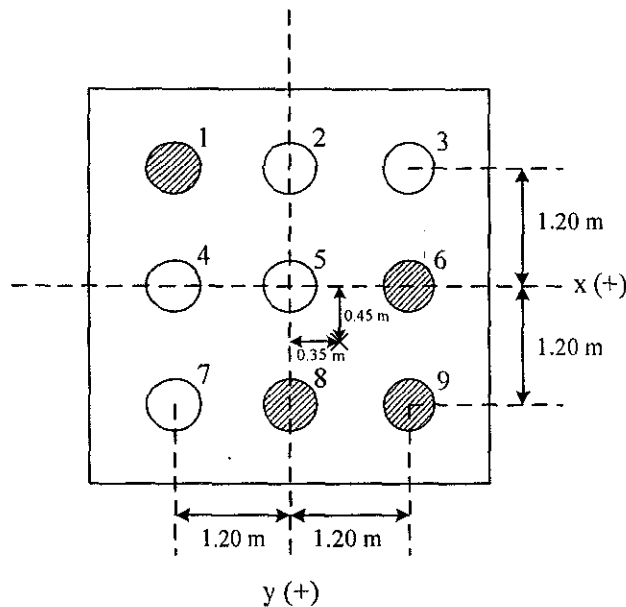
เพื่อให้การคำนวณการทรุดตัวมีความละเอียด จะทำการแบ่งชั้นดินแข็ง (Stiff clay) ให้ชั้นทรายออกเป็น 3 ชั้น โดยความหนาของแต่ละชั้นเท่ากับ 2 เมตร ความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้ง ($\Delta\sigma_v$) สามารถคำนวณได้จากวิธีประมาณ

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

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

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

ตัวอย่างที่ 3.6 จากแผนผังของกลุ่มเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 3.73 จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1, 6, 8 และ 9 เมื่อมีน้ำหนักขนาด 250 ตัน กระทำที่จุด A เสาเข็มแต่ละต้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เซนติเมตร และถ้าจากการสำรวจชั้นดินได้ฐานรากได้ Boring log ดังแสดงในรูปที่ 1.38 จงคำนวณหาความลึกของเสาเข็มที่น้อยที่สุดสำหรับฐานรากเสาเข็ม เมื่อเสาเข็มที่ใช้เป็นเสาเข็มตอกประเภทคอนกรีตอัดแรง



รูปที่ 3.73

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

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

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

$$V e_y = 250 \times 0.45 = 112.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$V e_x = 250 \times 0.35 = 87.5 \text{ ตัน-เมตร}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 1

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

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 6

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

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 8

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

น้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 9

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

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกบนเสาเข็มต้นที่ 9 มีค่าสูงที่สุด ดังนั้น ในการออกแบบต้องใช้น้ำหนักนี้เป็นตัวกำหนดความยาวของเสาเข็ม จากรูปที่ 3.73 จะเห็นว่าระยะห่างระหว่างกลุ่มเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม อีกทั้งเสาเข็มยังตั้งอยู่ในชั้นทราย ดังนั้น เราสามารถใช้ค่าประสิทธิภาพเท่ากับ 1.0

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

ที่ระดับความลึก 1.5-3.0 เมตร

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

ที่ระดับความลึก 3.0-5.5 เมตร

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

ที่ระดับความลึก 5.5-7.0 เมตร

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

ที่ระดับความลึก 7.0 เมตร (ปลายเสาเข็ม)

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

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

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

น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย

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

น้ำหนักบรรทุกทุกยอมให้เท่ากับ

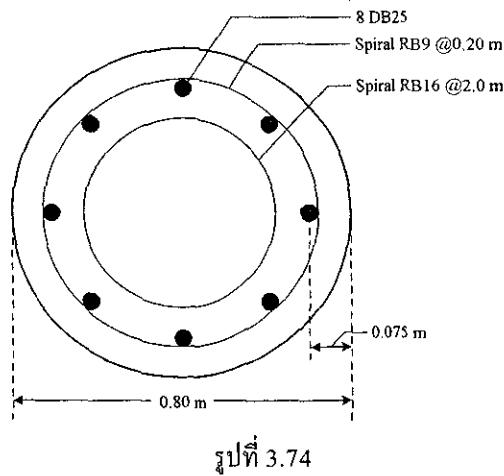
$$P_{all} = \frac{161.0}{2.5} = 64.4 \text{ ตัน}$$

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

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกขอมให้มีค่าเท่ากับ 57.1 ตัน ซึ่งมากกว่าน้ำหนักบรรทุกบนหัวเสาเข็ม ดังนั้น จึงเลือกเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 เซนติเมตร ยาว 7 เมตร

ข้อสังเกต จากตัวอย่างนี้จะเห็นได้ว่า น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มในชั้นทรายจะมีค่าใกล้เคียงกับแรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็ม (P_u) โดยที่แรงเสียดทานประลัยมีค่าน้อยกว่าแรงแบกทานประลัยที่ปลายเข็มหลายเท่าตัว ดังนั้น ถ้าต้องการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในชั้นทราย จึงควรเพิ่มขนาดหน้าตัด แทนที่จะเพิ่มความยาวเสาเข็ม

ตัวอย่างที่ 3.7 จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกในแนวนอนประลัยของเสาเข็มเจาะในชั้นดินเหนียวซึ่งมีกำลังต้านทานเฉื่อยเท่ากับ 40 กิโลปาสกาล เสาเข็มมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และยาว 9 เมตร หน้าตัดเสาเข็มและการจัดวางเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 3.74 เสาเข็มนี้เป็นเสาเข็มที่ปราศจากการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม (Free head pile) และปราศจากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน (f'_c) มีค่าเท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และกำลังครากของเหล็ก (f_y) มีค่าเท่ากับ 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



วิธีทำ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมเท่ากับ

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

ว.ส.ท. มีข้อกำหนดว่าปริมาณเหล็กเสริมในเสาเข็มเจาะต้องไม่น้อยกว่า 0.5% ของหน้าตัด

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

คุณสมบัติของหน้าตัดเสาเข็มแสดงได้ดังนี้

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

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

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

จากรูปที่ 3.65 ถึง 3.68 เมื่อ $D'/D = 0.65/0.80 = 0.815$, $pm = 0.13$ และ $P_u = 0$ จะได้

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

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

$$M_{yield} = 25.1 \text{ ตัน-เมตร}$$

ความยาววิกฤติ (L_c) มีค่าเท่ากับ

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

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

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

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

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

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

ดังนั้น เสาเข็มนี้จัดเป็นเสาเข็มยาว (Long pile)

น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

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

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

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

$$H_u = 200.25 \text{ กิโลปอนด์}$$

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

ตัวอย่างที่ 3.8 จากตัวอย่างที่ 3.6 ถ้าฐานรากดังกล่าวรับแรงกระทำในแนวนอนในทิศทางของ x เท่ากับ 100 ตัน อยากทราบว่าฐานรากดังกล่าวยังมีความปลอดภัยเพียงพอหรือไม่ ถ้าสมมติให้ M_{yield} ของเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากับ 12 ตัน-เมตร

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

เสาเข็มแต่ละต้นรับแรงในแนวนอนเฉลี่ยเท่ากับ

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

เนื่องจากเสาเข็มมีการยึดรั้งที่หัวเสาเข็ม ดังนั้น ความยาววิกฤติมีค่าเท่ากับ

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

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

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

$$\gamma' = 0.80 \text{ ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

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

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

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

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

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

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

น้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอนมีค่าเท่ากับ

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

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

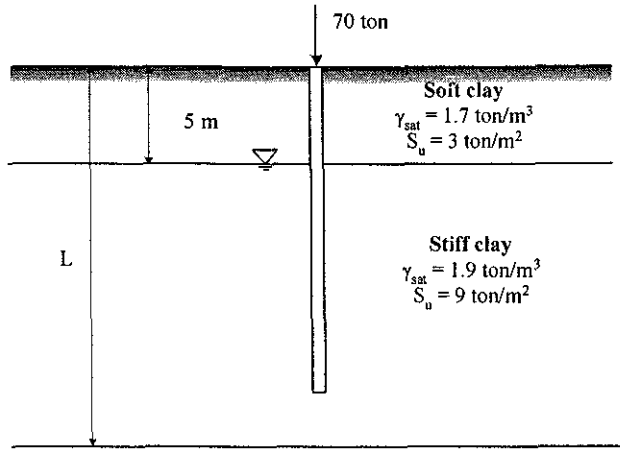
$$H_u = \frac{116.2}{2.2} = 52.8 \text{ ตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากเสาเข็มในแนวนอนเท่ากับ

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

แบบฝึกหัดท้ายบท

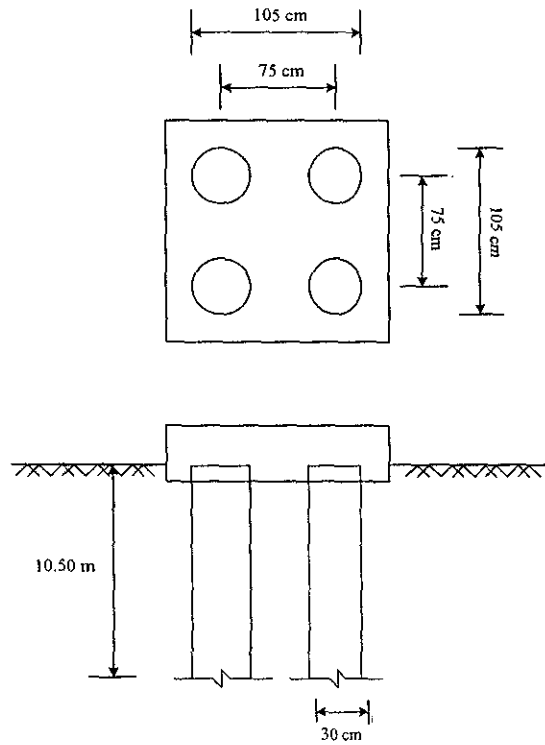
- 1) จงหาความยาวของเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 45 เซนติเมตร ที่รับน้ำหนักบรรทุกทุก 70 ตัน ในชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 3.75 กำหนดให้ อัตราส่วนปลอดภัยรวมเท่ากับ 2.5



รูปที่ 3.75

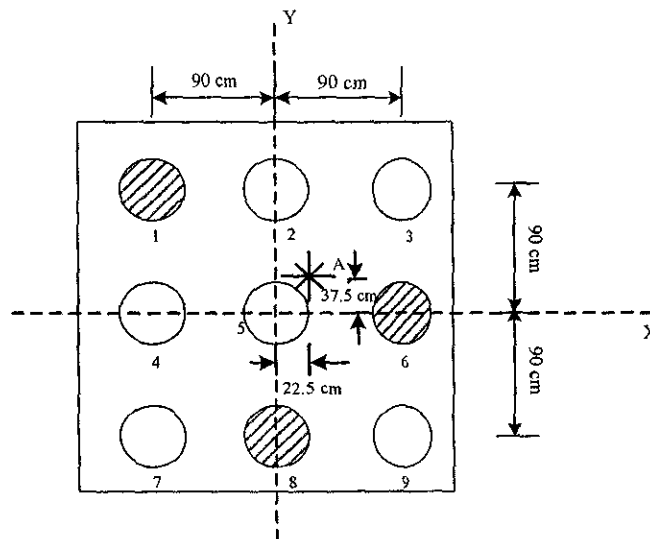
- 2) จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยและการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม 9 ต้น (3×3 pile group) เสาเข็มแต่ละต้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.4 เมตร ถูกตอกจนถึงความลึก 15 เมตร ในชั้นดินเหนียวหนา 25 เมตร ได้ชั้นดินเหนียวเป็นชั้นทรายหนามากระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 1.0 เมตร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน 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) ฐานรากเสาเข็มประกอบด้วยเสาเข็มจำนวน 9 ต้น เสาเข็มแต่ละต้นมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร และยาว 10 เมตร ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียว ที่มีกำลังอัดแกนเดียวเท่ากับ 15 ตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 2.0 ตันต่อลูกบาศก์เมตร ระยะห่างระหว่างเสาเข็มเท่ากับ 2.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง จงหาน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มกลุ่ม โดยพิจารณาการวิบัติเนื่องจากเสาเข็มแต่ละต้น (Individual pile failure) และการวิบัติแบบบล็อก (Block failure)
- 4) ฐานรากเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 3.76 มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มและระยะห่างระหว่างเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากับ 30 เซนติเมตร และ 75 เซนติเมตร ตามลำดับ จงหา
 - ก) น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มกลุ่ม เนื่องจากการวิบัติแบบบล็อก กำหนดอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3.0
 - ข) น้ำหนักยอมให้ของเสาเข็มกลุ่ม เนื่องจากการวิบัติของเสาเข็มแต่ละต้น กำหนดให้หาประสิทธิภาพกลุ่มเข็มตามวิธี Converse-Labarre และใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0

$$(E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}, \text{ เมื่อ } \theta = \arctan \frac{d}{s})$$
 - ค) น้ำหนักบรรทุกยอมให้ของเสาเข็มกลุ่ม



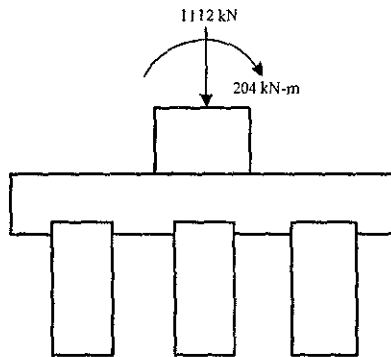
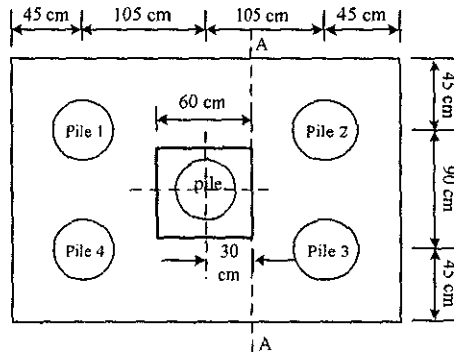
รูปที่ 3.76

- 5) ฐานรากเสาเข็มประกอบด้วยเสาเข็ม 9 ต้น ดังรูปที่ 3.77 รับน้ำหนักในแนวตั้งเท่ากับ 2000 กิโลนิวตัน ที่ตำแหน่งจุด A จงหาน้ำหนักที่เกิดขึ้นในเสาเข็มต้นที่ 1 ต้นที่ 6 และต้นที่ 8



รูปที่ 3.77

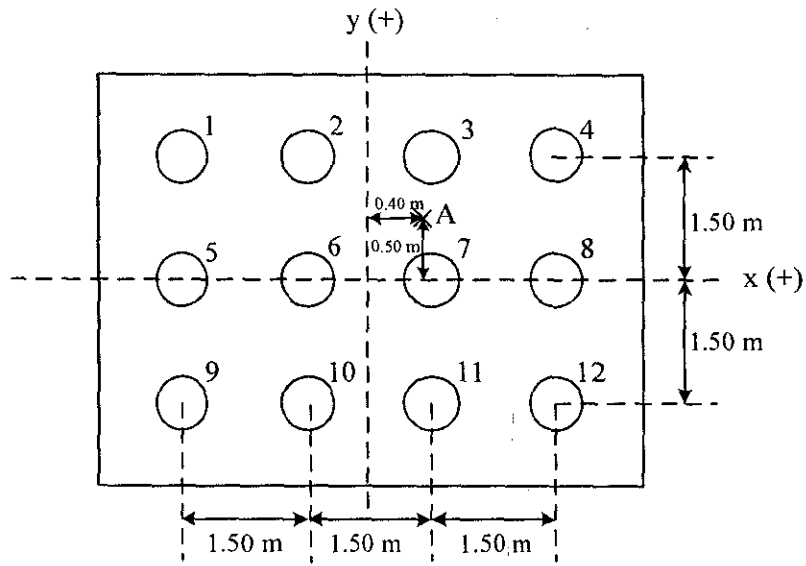
- 6) จากรูปที่ 3.78 ฐานรากเสาเข็มรับน้ำหนักในแนวตั้งเท่ากับ 1112 กิโลนิวตัน และรับโมเมนต์รอบแกน y เท่ากับ 204 กิโลนิวตัน-เมตร จงหาแรงเฉือนและโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นที่หน้าตัด A-A



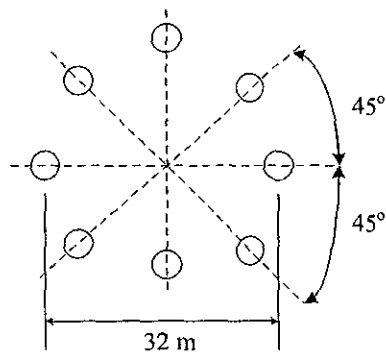
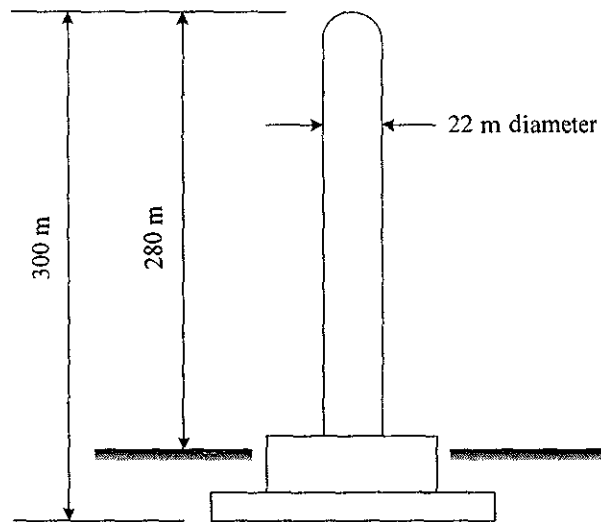
รูปที่ 3.78

- 7) ฐานรากเสาเข็มประกอบด้วยเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ต้น ดังแสดงในรูปที่ 3.79 รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งที่ตำแหน่ง A ขนาด 300 ตัน และแรงกระทำในแนวนอนตามแนวแกน x ขนาด 150 ตัน เสาเข็มมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 เซนติเมตร และมีเหล็กเสริมขนาด 15 มิลลิเมตร (DB15) จำนวน 8 เส้น ระยะหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 7.5 เซนติเมตร กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ความเค้นครากของเหล็กเสริมเท่ากับ 4000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาความยาวเสาเข็มที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและแนวนอนได้อย่างปลอดภัย โดยมีอัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 2.5 ดินใต้ฐานรากเป็นดินทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 19.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเฉลี่ยเท่ากับ 38 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 2.0 เมตร
- 8) ทาวเวอร์ดังแสดงในรูปที่ 3.80 ถูกกระทำด้วยแรงลมขนาด 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร น้ำหนักของทาวเวอร์และฐานรากเท่ากับ 700 ตัน จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่มากที่สุดและน้อยที่สุดที่กระทำบนเสาเข็ม ถ้าเลือกใช้เสาเข็มเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 200 เซนติเมตร ชั้นดินใต้ฐานรากเป็นชั้นทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 20.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเฉลี่ยเท่ากับ 38 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 2.0 เมตร จงหาความยาวของเสาเข็มและปริมาณเหล็กเสริมเพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยไม่น้อยกว่า 2.0 ในการคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกประลัยในแนวนอน

ของเสาเข็มเดี่ยว พื้นที่หน้าตัดของเหล็กแกนทั้งหมดต้องไม่น้อยกว่า 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของหน้าตัดเสาเข็ม (มาตรฐานการก่อสร้างเสาเข็มเจาะของ ว.ส.ท.)

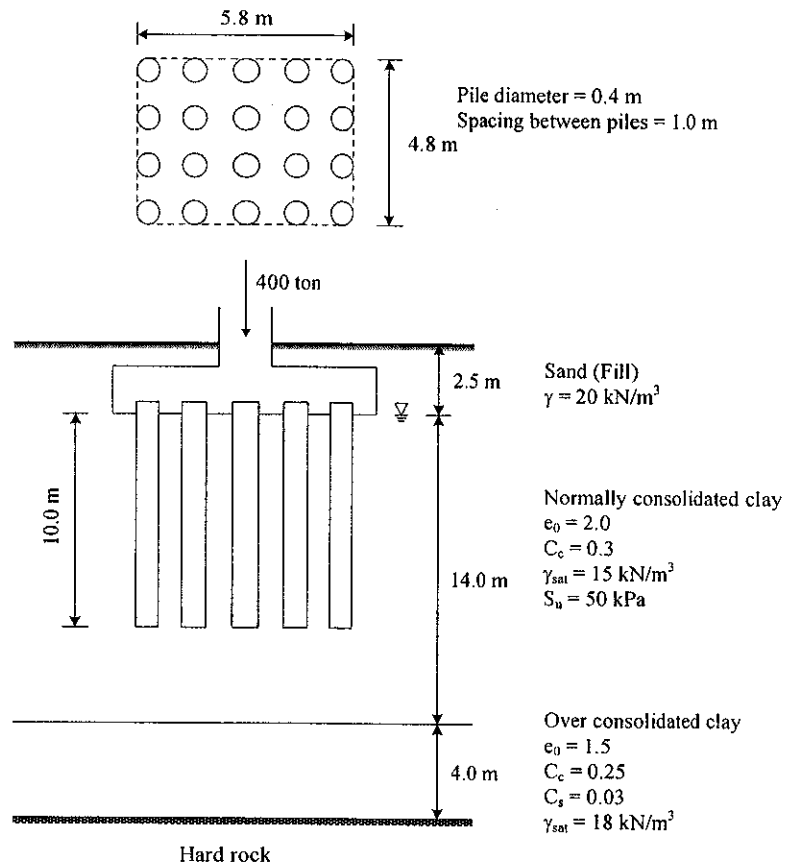


รูปที่ 3.79



รูปที่ 3.80

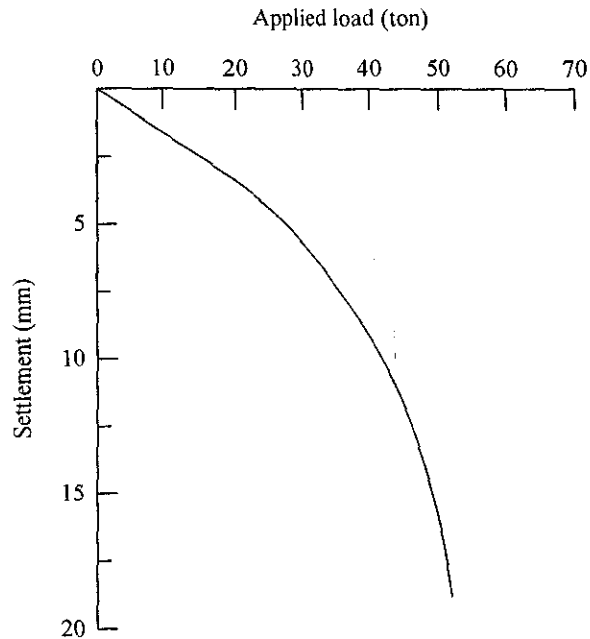
- 9) ฐานรากลึกในชั้นดินเหนียวดังแสดงในรูปที่ 3.81 รับน้ำหนักบรรทุกขนาด 900 ตัน จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของฐานราก และการทรุดตัวทั้งหมดที่จะเกิดขึ้น



รูปที่ 3.81

- 10) งานก่อสร้างอาคารแห่งหนึ่ง ใช้เสาเข็มคอนกรีตหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 0.40×0.40 เมตร ยาว 24 เมตร เพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุกประลัยที่ต้องการ เสาเข็มนี้ต้องถูกตอกด้วยค้อนน้ำหนักขนาด 4.50 ตัน ซึ่งเป็นค้อนปลอกด้วยคว้านที่มีความเร็ว (ประสิทธิภาพของระบบค้อนเท่ากับ 0.80) ด้วยระยะยก 50 เซนติเมตร เหนือกระสอบหุ้มหัวเสาเข็มหนา 20 เซนติเมตร จนได้ระยะจม 10 ครั้งสุดท้ายของการตอกเท่ากับ 5 เซนติเมตร แต่ถ้าผู้รับเหมาต้องการเปลี่ยนขนาดของค้อนเป็น 5 ตัน จงคำนวณหา ระยะจม 10 ครั้งสุดท้ายของการตอกโดยใช้สูตรของ Hiley
- 11) จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มตอก โดยใช้สูตรของ Hiley และ Janbu สำหรับ เสาเข็มคอนกรีตหน้าตัด 4 ตัน ขนาด 0.30×0.30 เมตร ยาว 18 เมตร กระสอบหนา 100 มิลลิเมตร ระยะตกกระทบของค้อนถึงกระสอบรองหัวเสาเข็มเท่ากับ 0.40 เมตร ค้อนหนัก 4.7 ตัน ระยะจม 10 ครั้งสุดท้ายของการตอกเท่ากับ 115 มิลลิเมตร กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 4.0 และ ประสิทธิภาพของระบบค้อนเท่ากับ 0.80

- 12) จงคำนวณระยะจมสุดท้ายโดยวิธีต่างๆ สำหรับเสาเสาเข็มตอกขนาด 0.2×0.2 เมตร และความยาวเข็มเท่ากับ 13.5 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่ากับ 20 ตัน โดยใช้ตุ้มหนัก 4.5 ตัน กระทบหนา 100 มิลลิเมตร และระยะกระทบ 50 เซนติเมตร
- 13) จากผลทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 22 เซนติเมตร และความยาว 10 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.82 จงประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็ม กำหนดให้กำลังอัดปลายของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



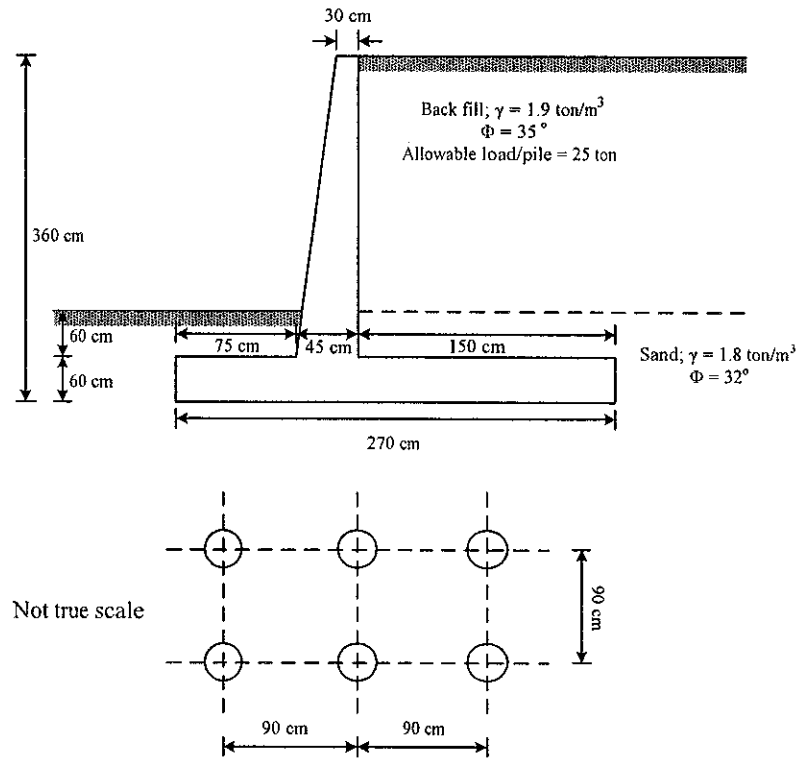
รูปที่ 3.82

- 14) ตารางที่ 3.12 แสดงทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก (Pile load test) ของเสาเข็มคอนกรีตที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.25 เมตร และความยาว 21.0 เมตร จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกยอมให้

ตารางที่ 3.12

น้ำหนัก (กิโลนิวตัน)	การทรุดตัว (มิลลิเมตร)
250	5
500	9.2
750	12.5
1000	16.3
1250	20
1500	32
1750	48
2000	67.5

15) จงออกแบบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็มรองรับกำแพงกันดินกว้าง 1.5 เมตร ดังรูปที่ 3.83 เมื่อดินใต้ฐานรากเป็นดินทรายที่มี $\phi' = 33$ องศา



รูปที่ 3.83

บทที่ 4 เสถียรภาพของลาดดิน

(SLOPE STABILITY)

4.1 บทนำ

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

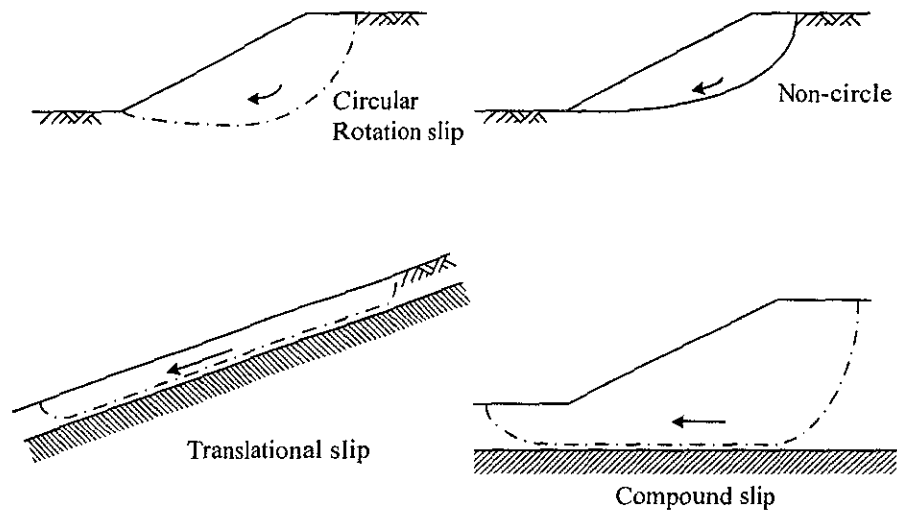
4.2 สาเหตุของการวิบัติของลาดดิน

การวิบัติของลาดดินอาจเกิดจากปัจจัยภายนอกและภายใน ปัจจัยภายนอกได้แก่สาเหตุทั้งหมดที่ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเฉือนในขณะที่กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุคงเดิม การวิบัติอาจเกิดเนื่องจากการเพิ่มความชันของลาดดิน และแผ่นดินไหว เป็นต้น

ปัจจัยภายในได้แก่สาเหตุทั้งหมดที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินโดยปราศจากการเปลี่ยนแปลงความชันและหน่วยแรงเฉือนในวัสดุลาดดิน สาเหตุนี้เกิดเนื่องมาจากการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนซึ่งอาจเกิดจากการเพิ่มขึ้นของความดันโพรง การชะล้างของเกลือ (Leaching of salt) การแตกสลายของพันธะเชื่อมประสานธรรมชาติ (Breakage of cementation bonds) และการแลกเปลี่ยนประจุ (Ion exchange) เป็นต้น นอกจากนี้ปัจจัยหลักทั้งสองแล้วยังมีปัจจัยอื่นๆ อีก ได้แก่ การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid drawdown) และการสั่นไหวของผิวดิน เป็นต้น

ลักษณะการวิบัติของลาดดินมีด้วยกันสามลักษณะใหญ่ๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 ได้แก่ 1) การเลื่อนไหลแบบ Rotational slip ซึ่งระนาบวิบัติอาจเป็นส่วนโค้งวงกลม (Circular rotational slip) หรือส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลม (Non-circle) โดยทั่วไป การเลื่อนไหลแบบส่วนโค้งวงกลมมักพบในดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ (Homogeneous) และการเลื่อนไหลแบบส่วนโค้งที่ไม่เป็นวงกลมมักพบในดินที่มีคุณสมบัติไม่

สม่ำเสมอ (Non-homogenous) 2) การดินไหลแบบ Transitional slip และ 3) การดินไหลแบบ Compound slip การดินไหลทั้งสองลักษณะนี้มักเกิดกับชั้นดินอ่อนที่วางตัวอยู่เหนือชั้นดินแข็งหรือหิน ระบายวิธีที่จะเกิดระหว่างรอยต่อของชั้นดินทั้งสอง Transitional slip มักเกิดเมื่อชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน อยู่ที่ระดับต่ำกว่าผิวของลาดดินไม่มากนัก ระบายการวิธีมีแนวโน้มที่จะอยู่ในแนวขนานกับชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน ส่วน Compound slip มักเกิดเมื่อชั้นดินแข็งหรือชั้นหินอยู่ที่ระดับลึก ดังนั้น การดินไหลจึงเป็นการผสมของส่วน โคนและระบาย



รูปที่ 4.1 ลักษณะการวิบัติของลาดดิน

4.3 เสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและเสถียรภาพที่ระยะเวลาอนันต์

การวิเคราะห์เสถียรของลาดดินจะต้องกระทำในสองกรณี คือเสถียรภาพหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction) และเสถียรภาพที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) เมื่อมีการก่อสร้างทั้งงานดินขุดหรืองานดินถมจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวม (Total stress) ในมวลดิน ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลงเมื่อความดันน้ำเพิ่มขึ้น จนกระทั่งถึงจุดต่ำที่สุด (จุดวิกฤติ) เมื่อความดันน้ำมีค่ามากที่สุด

4.3.1 งานดินขุด (Cutting)

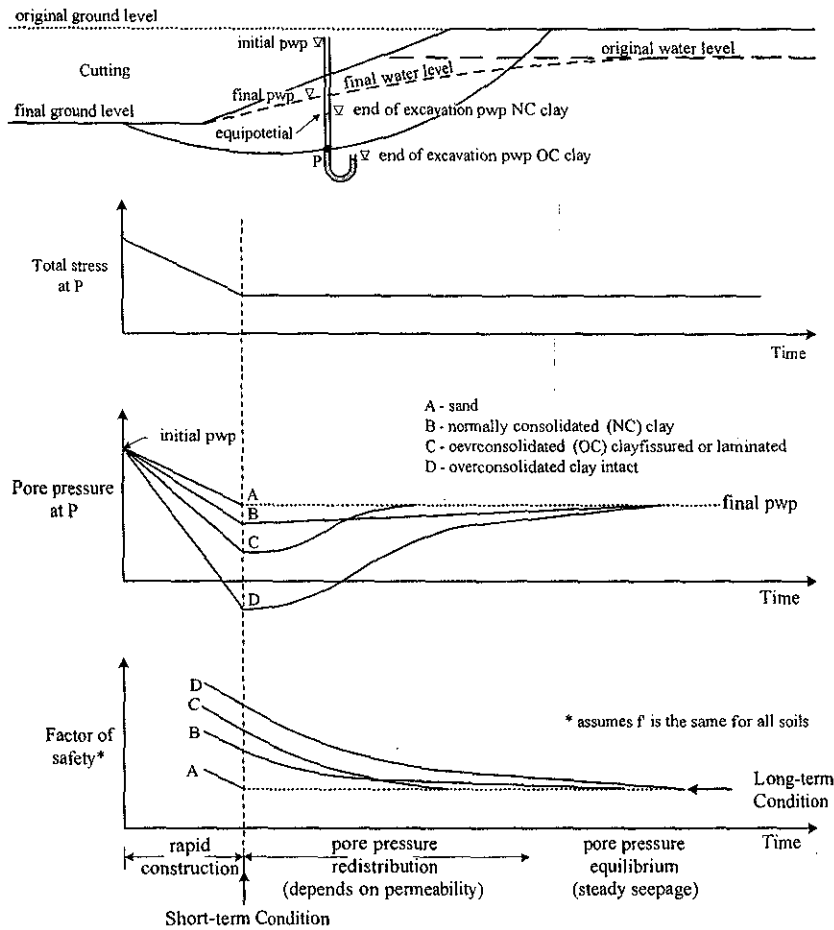
รูปที่ 4.2 แสดงการเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมและความดันน้ำที่จุด P ซึ่งเป็นจุดๆ หนึ่งบน ระบายวิธีในชั้นดินขุด การลดลงของความเค้นรวมจะทำให้เกิดการลดลงของความดันน้ำ และดิน พยายามที่จะขยายตัว ถ้าการขุดดินเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ความดันน้ำส่วนเกินคำนวณได้จาก

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

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

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

เมื่อ A และ B คือตัวแปรไร้หน่วยของ Skempton



รูปที่ 4.2 งานดินขุดที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) และระยะเวลานาน (Long term condition)

ความดันน้ำจะมีค่าลดลงอย่างมากหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งจะมีค่ามากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของดิน (ขึ้นอยู่กับตัวแปร A) ขณะที่ขุด น้ำจะไหลไปตามไหล่ของทางลาดและเกิดการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) หลังสิ้นสุดการขุดทันที ดินจะอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำและการวิเคราะห์เสถียรภาพที่สภาวะนี้สามารถทำได้โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ก็สามารทำได้เช่นกัน แต่ต้องทราบค่าความดันน้ำ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $(u_0 + \Delta u)$ ดังนั้น วิธีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมจึงเป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่า (ไม่จำเป็นต้องทราบค่าความดันน้ำส่วนเกิน) พึงตระหนักว่า อัตราส่วนปลอดภัยหลังสิ้นสุดการขุด

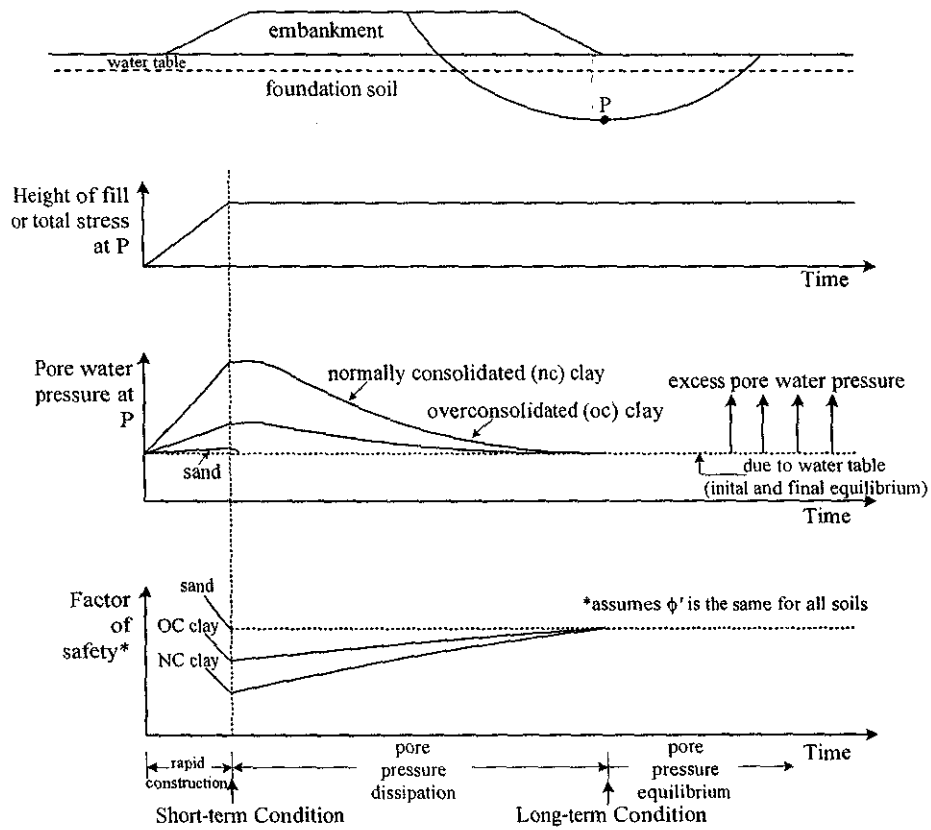
ที่ได้จากการคำนวณทั้งสองวิธีจะมีค่าแตกต่างกัน ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จะเป็นสถานะที่ความดันน้ำมีค่าเท่ากับความดันน้ำเมื่อมวลดินวิบัติพอดี (เนื่องจากใช้ค่า s_u ในการวิเคราะห์) ในขณะที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จากวิธีความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ความดันน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นความดันน้ำที่แท้จริงที่เกิดขึ้นหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งมวลดินยังไม่เกิดการวิบัติ สำหรับการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเท่ากับศูนย์) การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผลจะให้ค่าเหมาะสมที่สุด ในกรณีที่ดินมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านสูง เช่น ทรายและกรวด ความดันน้ำส่วนเกินจะสลาย (Dissipation) ได้ในเวลาอันสั้น (Drained condition) ซึ่งอาจสลายหมดทันทีหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ ดังนั้น การวิเคราะห์อัตราส่วนปลอดภัยแบบความเค้นประสิทธิผลและพิจารณา ($\Delta u = 0$) จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุด

วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องทราบถึงสถานะที่อันตรายที่สุด (สภาวะวิกฤติ) เพื่อจะได้เลือกใช้พารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ให้เหมาะสมกับการคำนวณ ในกรณีของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในสภาวะอัดตัวปกติ ความดันน้ำส่วนเกิน (Δu) จะมีค่าเป็นลบ และจะสลายตัวตามเวลา จนกระทั่งเข้าสู่สภาวะราบเรียบ (Steady state) ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) จะมีค่าน้อยกว่าหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (ระยะเวลาอนันต์เป็นสภาวะวิกฤติ) การวิบัติของลาดดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติก็มักเกิดขึ้นที่ระยะเวลาอนันต์เช่นเดียวกัน ความเค้นเฉือนที่จุดวิบัติมักมีค่าต่ำกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) เนื่องจากการทรุดตัวและเคลื่อนตัวที่มากตามแนวรอยแตกร้าวที่มีอยู่เดิมในมวลดิน ส่งผลให้ความเค้นเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือน จนกระทั่งถึงจุดวิกฤติ (Critical state) ในกรณีเช่นนี้ กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดวิบัติของดินจะมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ Residual state

กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดวิกฤติ (Critical state shear strength) ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นค่าที่ประมาณได้ยาก Skempton (1970) แนะนำว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่สภาวะวิกฤตินี้อาจประมาณได้จากค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) ของดินเหนียวปั้นใหม่ (Remolded clay) นอกจากปัญหาที่เกี่ยวข้องกับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำแล้ว วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องคำนึงถึงเสถียรภาพของดินชุดในชั้นดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งกำลังต้านทานแรงเฉือนจะมีค่าสูงมากในสภาพแห้ง แต่เมื่อปริมาณความชื้นในมวลดินเพิ่มขึ้น (อาจเนื่องจากน้ำฝนหรือน้ำที่เดิมเข้าในอ่างเก็บน้ำ) กำลังต้านทานแรงเฉือนจะลดลงอย่างฉับพลัน และเกิดการวิบัติในที่สุด ดังปรากฏกับงานก่อสร้างอ่างเก็บน้ำในชั้นดินเหนียวไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ดังแสดงในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 การวัดตัวของลาดดินจุดอ่างเก็บน้ำภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (ถ่ายเมื่อเดือนพฤษภาคม 2548)



รูปที่ 4.4 งานดินถมที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้างและระยะเวลาอนันต์

4.3.2 งานดินถม

การก่อสร้างงานดินถมก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความเค้นรวมทั้งภายในตัวดินถมเองและภายในดินฐานราก ซึ่งก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำ (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเป็นบวก) ดังแสดงโดย

จุด P ในรูปที่ 4.4 ถ้าการก่อสร้างกระทำในเวลาอันรวดเร็วบนชั้นดินที่มีสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ำ ความดันน้ำส่วนเกินจะมีค่ามากที่สุดหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และจะมีค่าลดลงสู่ค่าสุดท้ายที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) ที่สภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (Short term condition) เราสามารถสมมติว่าดินมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained condition) ที่สภาวะนี้ อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าน้อยที่สุด ที่ระยะเวลาอนันต์ (Long term condition) ความดันน้ำส่วนเกินจะเริ่มสลายทั้งในแนวตั้งและแนวนอนจนกระทั่งเข้าสู่สภาวะสมดุล ดังนั้น งานดินถมบนดินเหนียวอ่อนอัดตัวปกติมีความเสี่ยงต่อการวิบัติในสภาวะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าสูงที่สุด) การเพิ่มเสถียรภาพของงานดินถมอาจทำได้โดยการก่อสร้างซ้ำๆ หรือใช้เทคนิคการเพิ่มความซึมผ่านน้ำในดิน เช่น การใช้เทคนิค Vertical drain

4.3.3 งานเขื่อนดิน

เขื่อนดินมักสร้างขึ้นเมื่อดินฐานรากไม่เหมาะสมสำหรับการสร้างเขื่อนคอนกรีต และเมื่อมีวัสดุที่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างเขื่อนดินในบริเวณที่ใกล้สถานที่ก่อสร้าง การสำรวจชั้นดินและแหล่งดินอย่างละเอียดมีความจำเป็นอย่างยิ่งก่อนทำการออกแบบ เพื่อให้ทราบสภาพของดินฐานรากและแหล่งวัสดุขี้มที่เหมาะสม ปริมาณความชื้นของดินเหนียวและปริมาณความชื้นเหมาะสม (Optimum moisture content) เป็นค่าที่จำเป็น สำหรับงานบดอัด

โดยส่วนใหญ่แล้ว เขื่อนดินจะถูกก่อสร้างเป็นส่วนใหญ่ เขื่อนดินจะประกอบด้วยส่วนแกนซึ่งเป็นดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ และไหล่เขื่อนซึ่งทำจากวัสดุมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูง โดยทั่วไป ไหล่เขื่อนด้านเหนือน้ำจะถูกคลุมด้วยก้อนหินที่เรียกว่า Rip-rap เพื่อป้องกันการกัดเซาะเนื่องจากการกระแทกของคลื่น ไหล่เขื่อนด้านท้ายน้ำโดยทั่วไปมักจะทำเป็นสวนสาธารณะเพื่อใช้เป็นที่พักผ่อนหย่อนใจ ระบบระบายน้ำภายในเขื่อนดินจำเป็นต้องมีการจัดทำขึ้นอย่างดี เพื่อป้องกันการผลจากการไหลซึมของน้ำ โดยอาจมีการจัดทำระบบระบายน้ำในแนวนอนเพื่อเร่งการสลายตัวของความดันน้ำส่วนเกิน มุมของไหล่เขื่อนต้องมีค่ามากพอที่จะป้องกันการวิบัติอันเนื่องมาจาก

- ความไม่เสถียรภาพของลาดดินเหนือน้ำหรือท้ายน้ำ
- การกัดเซาะภายในเขื่อนดิน

ระนาบวิบัติอาจเกิดเฉพาะภายในเขื่อนหรือผ่านตัวเขื่อนลงไปยังดินฐานราก สำหรับไหล่เขื่อนด้านเหนือน้ำ สภาวะที่วิกฤติที่สุดคือหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และช่วงการไหลซึมผ่านแบบราบเรียบเมื่อระดับน้ำเต็มอ่างเก็บน้ำ การกระจายของความดันน้ำส่วนเกินมีอิทธิพลอย่างมากต่ออัตราส่วนปลอดภัยทุกๆ สภาวะ ในทางปฏิบัติ จะต้องมีการติดตั้งระบบมาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer) ที่ดี เพื่อวัดการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำและเปรียบเทียบกับค่าที่ออกแบบ การปรับปรุงและซ่อมแซมไหล่เขื่อนจะต้องกระทำทันทีที่ตรวจพบว่าอัตราส่วนปลอดภัยมีค่าต่ำ

4.3.3.1 สถานะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง

โดยส่วนใหญ่ การวิบัติของเขื่อนดินเกิดขึ้นในช่วงก่อสร้างและหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) ขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของวัสดุดินถม และอัตราเร็วของการก่อสร้าง การก่อสร้างที่รวดเร็วจะทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินอย่างมาก ในทางปฏิบัติ การก่อสร้างที่เร็วจะใช้เวลานานพอสมควร ส่งผลให้เกิดการสลายของความดันน้ำส่วนเกินในขณะก่อสร้าง ดังนั้น การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) จะให้อัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำกว่าความเป็นจริง (Overconservative design) การวิเคราะห์ที่ถูกต้องที่สุดคือการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ซึ่งจำเป็นต้องทราบค่าความดันน้ำในมวลดิน การประมาณค่าความดันน้ำสามารถกระทำได้ดังนี้

ความดันน้ำที่จุดใดๆ สามารถเขียนได้ดังนี้

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

เมื่อ u_0 คือความดันน้ำเริ่มต้น และ Δu คือความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นภายใต้สถานะไม่ระบายน้ำพิจารณาในพจน์ของการเปลี่ยนแปลงความเค้นหลักใหญ่รวม (Total major principal stress)

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

เนื่องจากการคำนวณความดันน้ำส่วนเกินมีความยุ่งยากมาก จึงได้มีการสร้างตัวแปรตัวหนึ่งเรียกว่าอัตราส่วนความดันน้ำ (Pore pressure ratio, r_u) ซึ่งเป็นตัวแปรไร้มิติ และมีนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความดันน้ำต่อความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวดิ่งเนื่องจากวัสดุถม ณ จุดที่พิจารณาบนระนาบวิบัติ ($\Delta \sigma_v = \gamma H$ เมื่อ H คือความสูงของดินถม) ดังนี้

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

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

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

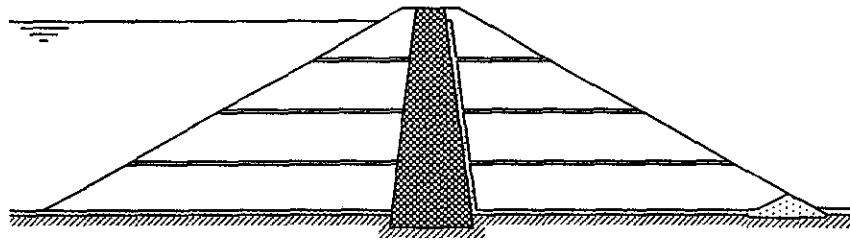
$$r_u = \frac{u_0}{\gamma H} + \bar{B} \quad (4.6)$$

การสร้างเขื่อนดินจำเป็นต้องทำการบดอัดดิน ดินบดอัดจะอยู่ในสภาพไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (มีปริมาณความชื้นต่ำ) ซึ่งมีค่าความดันน้ำเริ่มต้น (u_0) เป็นลบ และมีค่าขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นของดิน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่าความดันน้ำยังมีค่าใกล้ศูนย์ ค่า \bar{B} ก็เป็นค่าที่แปรผันตามปริมาณความชื้น เช่นเดียวกัน ปริมาณความชื้นยิ่งมาก ค่า \bar{B} ก็ยิ่งมากตาม ดังนั้น ค่า r_u ที่มากที่สุดคือ

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

สมการที่ (4.6) และ (4.7) เป็นสมการที่สร้างขึ้นโดยสมมติว่าไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากับ 1.3 เป็นค่าที่เพียงพอและยอมรับได้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่สถานะนี้ (หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง)

ถ้า r_u มีค่ามาก ระบบระบายของความดันน้ำส่วนเกินมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ซึ่งสามารถทำได้โดยการติดตั้งชั้นระบายน้ำในแนวนอน (Horizontal drainage layers) การระบายน้ำจะเกิดขึ้นในแนวดิ่งและพุ่งเข้าสู่ชั้นระบายน้ำในแนวนอน รูปหน้าตัดโดยทั่วไปของเขื่อนดินแสดงในรูปที่ 4.5 Gibson and Shefford (1968) กล่าวว่าค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านน้ำของชั้นระบายน้ำในแนวนอนควรมีค่าอย่างน้อย 10^6 เท่าของดินที่ใช้ทำเขื่อน



รูปที่ 4.5 รูปตัวทั่วไปของเขื่อนดินที่มีชั้นระบายน้ำในแนวนอน

4.3.3.2 สถานะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady Seepage)

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

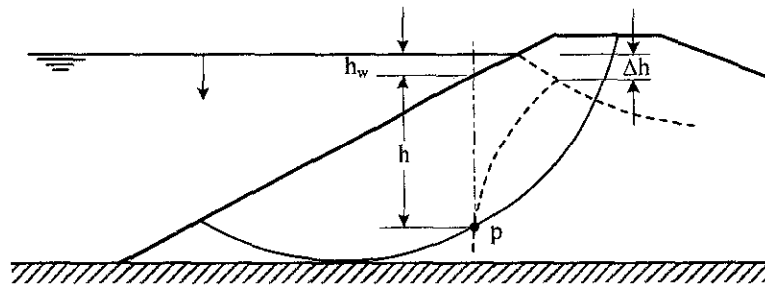
4.3.3.3 สถานะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)

การลดลงของระดับน้ำในเขื่อนอย่างรวดเร็วจะส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของการกระจายความดันน้ำ สำหรับดินที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านต่ำ การวิเคราะห์อาจพิจารณาว่าการลดลงของระดับน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจนทำให้ความดันน้ำส่วนเกินไม่สามารถระบายออกได้ทัน ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำสามารถพิจารณาว่าเป็นแบบไม่ระบายน้ำ จากรูปที่ 4.6 ความดันน้ำที่จุดใดๆ (สมมติให้เป็นจุด P) บนระนาบการวิบัติก่อนเกิดการลดระดับของน้ำอย่างรวดเร็วสามารถเขียนได้ดังนี้

$$u_0 = \gamma_w (h + h_w - \Delta h) \quad (4.8)$$

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

$$\Delta \sigma_1 = -\gamma_w h_w \quad (4.9)$$



รูปที่ 4.6 สภาพการลดลงอย่างรวดเร็วของระดับน้ำ

ความดันน้ำส่วนเกินสามารถคำนวณได้จาก

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

ความดันน้ำที่จุดใดๆ บนระนาบวิบัติหลังการลดลงของระดับของน้ำคือ

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

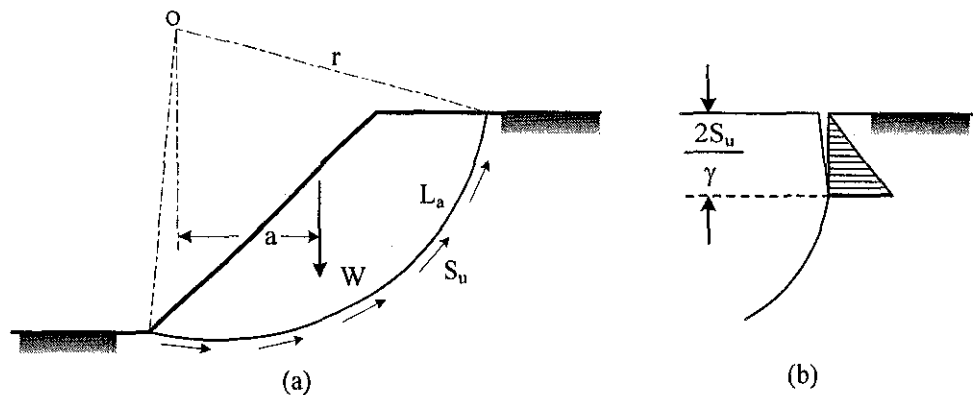
อัตราส่วนความดันน้ำมีค่าเท่ากับ

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

เมื่อความเค้นรวมลดลง ค่า \bar{B} จะมีค่ามากกว่า 1.0 เล็กน้อย ดังนั้น ค่า r_u ที่มากที่สุดสามารถหาได้โดยการสมมติค่า $\bar{B} = 1$ และพิจารณาว่า Δh มีค่าน้อยมาก (สมมติว่า $\Delta h = 0$) ค่า r_u สำหรับการวิเคราะห์การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วจึงมีค่าประมาณ 0.3 ถึง 0.4 ในกรณีนี้ อัตราส่วนปลอดภัยต้องมีค่าน้อย 1.2

4.4 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ (วิธีความเค้นรวม)

วิธีการวิเคราะห์แบบนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) ภายใต้สภาวะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์อาศัยหลักการเพียงแต่ความสมดุลของการหมุน (Moment equilibrium) ระยะเวลาการวิบัติถูกพิจารณาให้เป็นส่วนโค้งของวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 4.7a



รูปที่ 4.7 การวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$

แรงที่ทำให้เกิดการหมุนของลาดดินรอบจุด O เป็นแรงเนื่องจากน้ำหนักทั้งหมดเหนือระนาบการวิบัติ (W ต่อความยาว 1 หน่วย) ที่สภาวะสมดุล กำลังต้านทานแรงเฉือน (τ) ของดินต้องเท่ากับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนววิบัติ (τ) และสามารถเขียนได้ดังสมการต่อไปนี้

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

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

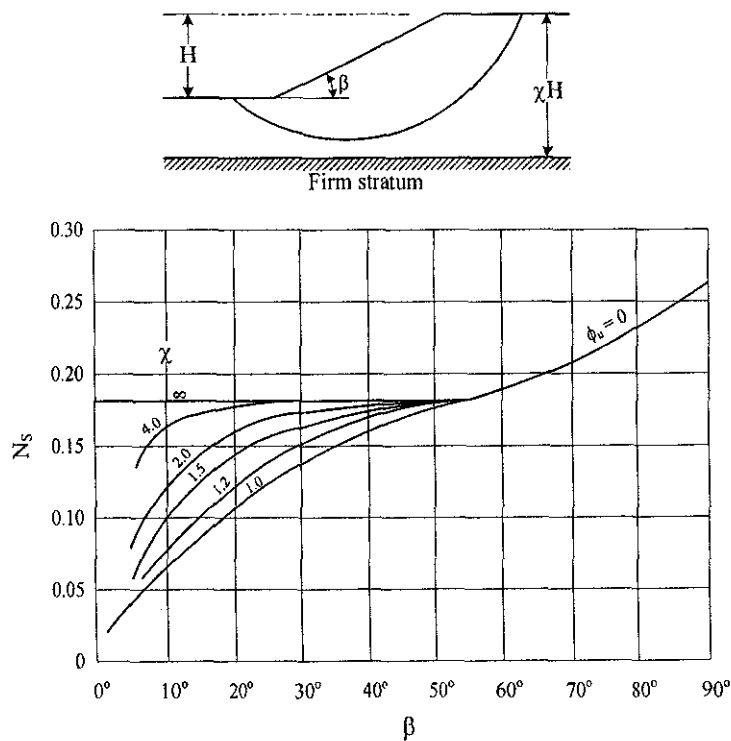
ดังนั้น

$$FS = \frac{S_u L_o r}{W a} \quad (4.15)$$

การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินจะต้องทำหลายๆ ครั้ง โดยการเปลี่ยนจุดหมุน O และแขนของโมเมนต์ (r) เพื่อหาอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด ในกรณีที่มีรอยแตก (Tension crack) เกิดขึ้นที่ผิวดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.7b ความยาวส่วนโค้ง L_o จะมีค่าน้อยลง และถ้ามีน้ำอยู่เต็มรอยร้าวนี้ จะเกิดแรงดันน้ำ (Hydrostatic force) กระทำตั้งฉากกับแนวของรอยร้าว ซึ่งทำให้อัตราส่วนปลอดภัยมีค่าลดลง

โดยอาศัยหลักการความคล้ายคลึงเชิงเลขาคณิต (Geometric similarity) Taylor (1937) ได้เสนอสัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (Stability coefficient) สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ และมีความสูงเท่ากับ H สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพ (N_s) สำหรับระนาบวิบัติซึ่งมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดคือ

$$N_s = \frac{S_u}{(FS)\gamma H} \quad (4.16)$$



รูปที่ 4.8 สัมประสิทธิ์ความเสถียรภาพของ Taylor สำหรับกรณี $\phi = 0$ (Taylor, 1937)

N_s มีค่าขึ้นอยู่กับความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (Depth factor, χ) ซึ่งหาได้จากรูปที่ 4.8 อัตราส่วนปลอดภัย (FS) สามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$FS = \frac{S_u}{N_s \gamma H} \quad (4.17)$$

โดยที่ N_s หาได้จากรูปที่ 4.8 เมื่อทราบค่าความชันของลาดดิน (β) และปัจจัยความลึก (χ)

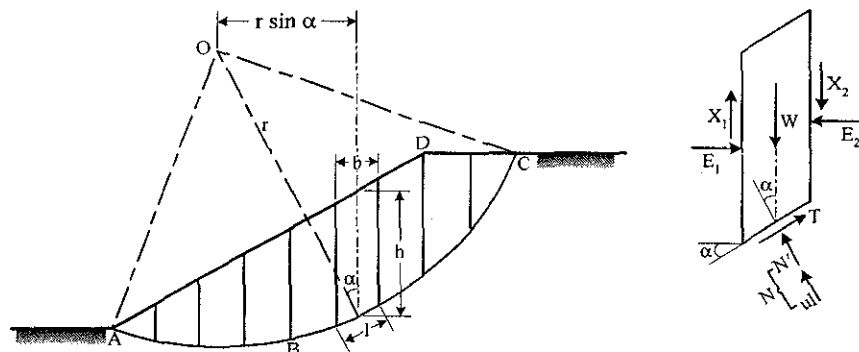
4.5 การวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of Slices)

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้สามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์ทั้งแบบความเค้นรวม ($\phi = 0$) และแบบความเค้นประสิทธิภาพ (c', ϕ') ระบายวิธีตัดถูกสมมติให้เป็นส่วนโค้งของวงกลมที่มีจุดศูนย์กลาง O รัศมี r มวลดิน (ABCD) เหนือระบายวิธีตัด (AC) ถูกแบ่งตามแนวตั้งออกเป็นหลายๆ ชั้น โดยมีความกว้างของแต่ละชั้นเท่ากับ b ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ฐานของแต่ละส่วนถูกสมมติให้เป็นเส้นตรงเพื่อความสะดวกในการคำนวณ มุมที่ฐานที่กระทำต่อแนวนอนของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ α และความสูงซึ่งวัดจากจุดศูนย์กลางของแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับ h อัตราส่วนปลอดภัยถูกนิยามว่าเป็นอัตราส่วนของกำลังต้านทานแรงเฉือนต่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามแนวการวิบัติ

แรงที่กระทำบนแต่ละชั้นคือ

- 1) น้ำหนักของแต่ละชั้น, $W = \gamma bH$
- 2) แรงที่กระทำตั้งฉากกับฐาน (N) มีค่าเท่ากับ $\sigma \times l$ ซึ่งคือผลรวมของแรงประสิทธิภาพ (N') เท่ากับ $\sigma' \times l$ และแรงดันน้ำ (U) เท่ากับ $u \times l$ เมื่อ u คือความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐาน และ l คือความยาวของฐาน
- 3) แรงเฉือนบนฐาน, $T = \tau \times l$
- 4) แรงกระทำตั้งฉากในแนวนอนของแต่ละชั้น ได้แก่ E_1 และ E_2
- 5) แรงเฉือนในแนวตั้งของแต่ละชั้น ได้แก่ X_1 และ X_2

นอกจากแรงทั้งห้าที่กล่าวแล้วข้างต้น อาจมีแรงภายนอกอื่นที่กระทำต่อแต่ละชั้นซึ่งต้องนำพิจารณาในการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้วย



รูปที่ 4.9 วิธีการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ

พิจารณาสมดุลของการหมุนรอบจุด O ลาดคินจะเสถียร เมื่อผลรวมของโมเมนต์เนื่องจากแรงเฉือน T บนส่วนโค้งวิถี AC เท่ากับโมเมนต์ของน้ำหนักของก้อนดิน ABCD แขนงของโมเมนต์ของน้ำหนัก W แต่ละชั้นคือ $r \sin \alpha$ ดังนั้น

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha \quad (4.18)$$

เมื่อ

$$T = \tau l = \frac{\tau_f}{FS} l \quad (4.19)$$

ดังนั้น

$$\sum \frac{\tau_f l}{FS} = \sum W \sin \alpha \quad (4.20)$$

$$FS = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.21)$$

สำหรับการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)

$$FS = \frac{\sum (c' + \sigma'_n \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.22ก)$$

$$FS = \frac{c' L_a + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.22ข)$$

เมื่อ L_a คือความยาวของส่วนโค้ง AC สมการที่ (4.22ข) คือสมการทั่วไปที่ใช้หาอัตราส่วนปลอดภัย ในการแก้สมการจำเป็นต้องทราบค่า N' ซึ่งสามารถหาได้จากการแก้สมการสมดุลแบบ Indeterminate เพื่อความสะดวกในการคำนวณ ได้มีนักวิจัยหลายท่าน (Fellenius, Bishop และ Janbu เป็นต้น) เสนอสมมติฐานในการประมาณค่า X และ E เพื่อให้ปัญหาดังกล่าวกลายเป็นแบบ Determinate

4.5.1 วิธีแก้ปัญหของ Fellenius

ข้อสมมติฐานสำหรับการแก้ปัญหโดยวิธีนี้ คือผลลัพธ์ของแรงที่กระทำระหว่างชั้นมีค่าเท่ากับศูนย์ ($X_1 = X_2$ 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) ของซึ้น (Slide) แต่ละซึ้นค่าของ α สามารถหาได้ทั้งจากวัดหรือการคำนวณ ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินต้องสมมติระนาบวิบัติที่เป็นไปได้หลายๆ ระนาบ เพื่อหาอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Fellenius นี้ให้ผลคำตอบที่ต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) ความผิดพลาดที่เกิดจากการคำนวณด้วยวิธีนี้ประมาณ 5 ถึง 20%

4.5.2 วิธีการแก้ปัญหาของ Bishop

วิธีการแก้ปัญหานี้มีข้อสมมติฐานว่า ผลลัพธ์ของแรงเฉือนในแนวตั้งที่กระทำระหว่างซึ้น (Slide) มีค่าเท่ากับศูนย์ นั่นหมายความว่า

$$X_1 - X_2 = 0 \quad (4.25)$$

ที่สภาวะสมดุล แรงเฉือนบนฐานของแต่ละซึ้นมีค่าเท่ากับ

$$T = \frac{1}{FS} (c'l + N' \tan \phi') \quad (4.26)$$

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 $l = b \sec \alpha$ ลงในสมการที่ (4.28) จะได้

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\{c'b + (W - ub) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi' / FS)} \right] \quad (4.29)$$

Bishop (1955) ได้แสดงให้เห็นว่าการสมมติว่า $(X_1 - X_2 = 0)$ ให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ใกล้เคียงกันความเป็นจริงมาก ถ้าแทนค่า $r_u = \frac{u}{\gamma h}$ ซึ่งเท่ากับ $\frac{u}{W/b}$ ลงในสมการที่ (4.29) จะได้

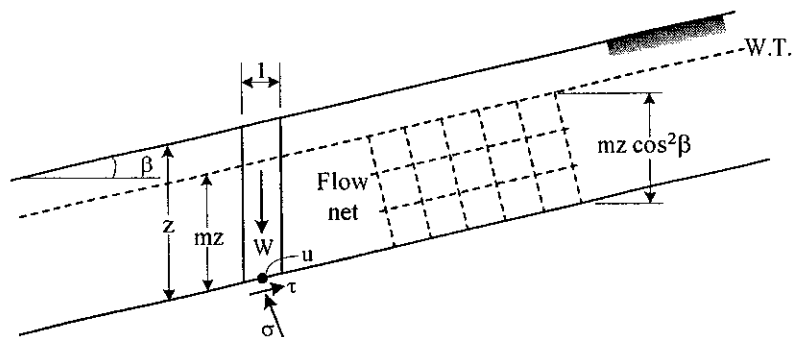
$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \{c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi' / FS)} \quad (4.30)$$

จากสมการที่ (4.30) จะเห็นว่า FS ปรากฏอยู่ที่ทั้งพจน์ทางซ้ายมือและขวามือ ซึ่งทำให้การคำนวณค่อนข้างยุ่งยากและซับซ้อน วิธีนี้จึงเหมาะกับการคำนวณโดยอักษคอมพิวเตอร์

โดยทั่วไป r_u จะเป็นค่าไม่คงที่ตลอดระนาบวิบัติ แต่ในทางปฏิบัติค่านี้สามารถสมมติให้เป็นค่าคงที่ อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณโดยวิธีนี้ให้ค่าต่ำกว่าความเป็นจริง (Underestimation) โดยมีค่าความผิดพลาดไม่เกิน 7 เปอร์เซ็นต์ และโดยส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่า 2 เปอร์เซ็นต์

4.6 การวิเคราะห์การลื่นไถลในแนวระนาบ

ถ้าระนาบวิบัติอยู่ในแนวขนานกับผิวของลาดดิน และลาดดินมีความลึกน้อยมากเมื่อเทียบกับความยาว เราอาจพิจารณาว่าลาดดินมีความยาวไม่จำกัด พิจารณารูปที่ 4.10 ความชันของลาดดินทำมุม β กับแนวนอน และความลึกของระนาบวิบัติเท่ากับ z ระดับน้ำใต้ดินถูกพิจารณาว่ามีทิศทางขนานกับความชันของลาดดินและสูงเท่ากับ mz ($0 < m < 1$) เหนือระนาบวิบัติ การไหลซึมของน้ำถูกสมมติว่าเป็นแบบราบเรียบในทิศทางขนานกับระนาบวิบัติ แรงที่กระทำบนแต่ละด้านของแต่ละชั้นในแนวตั้งมีค่าเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม



รูปที่ 4.10 การวิบัติแบบระนาบ

โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตลอดระยะนาบวิบัติคือ

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.31)$$

เมื่อ

$$\sigma = \{(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}\} z \cos^2 \beta \quad (4.32)$$

$$\tau = \{(1 - m)\gamma + m\gamma_{sat}\} z \sin \beta \cos \beta \quad (4.33)$$

$$u = mzy_w \cos^2 \beta \quad (4.34)$$

ถ้า $c' = 0$ และ $m = 0$ (มวลดินและระยะนาบวิบัติไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ) จะได้

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (4.35)$$

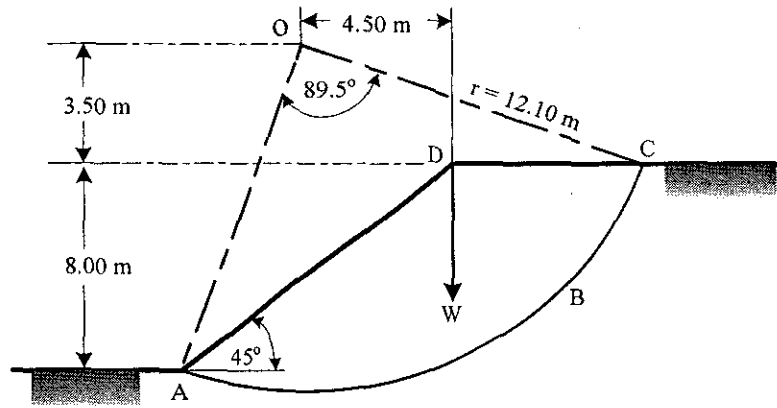
ถ้า $c' = 0$ และ $m = 1$ (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวของลาดดิน) จะได้

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma \tan \beta} \quad (4.36)$$

จะเห็นได้ว่า เมื่อ $c' = 0$ อัตราส่วนปลอดภัยไม่ขึ้นอยู่กับความลึก z

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 4.1 ในงานดินชุดงานหนึ่ง ทำการขุดดินจนถึงระดับความลึก 8 เมตร โดยมีมุมเอียง 45 องศา งานดินชุดนี้ถูกกระทำในชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ $S_u = 65$ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของลาดดินที่ระยะนาบวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดยวิธีการวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$



รูปที่ 4.11

วิธีทำ จากรูปที่ 4.11 พื้นที่หน้าตัดของส่วนโค้งวงกลม ABCD เท่ากับ 70 ตารางเมตร ดังนั้น น้ำหนักของมวลดิน W มีค่าเท่ากับ $70 \times 19 = 1330$ กิโลนิวตันต่อเมตร

จุดศูนย์กลางของน้ำหนัก (Centroid) ของรูป ABCD อยู่ที่ระยะ 4.5 เมตร วัดจากจุด O มุม AOC เท่ากับ 89.5 องศา และรัศมี OC เท่ากับ 12.1 เมตร ดังนั้น ความยาวส่วนโค้ง ABC เท่ากับ $\theta r = 18.9$ เมตร อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของลาดดินคือ

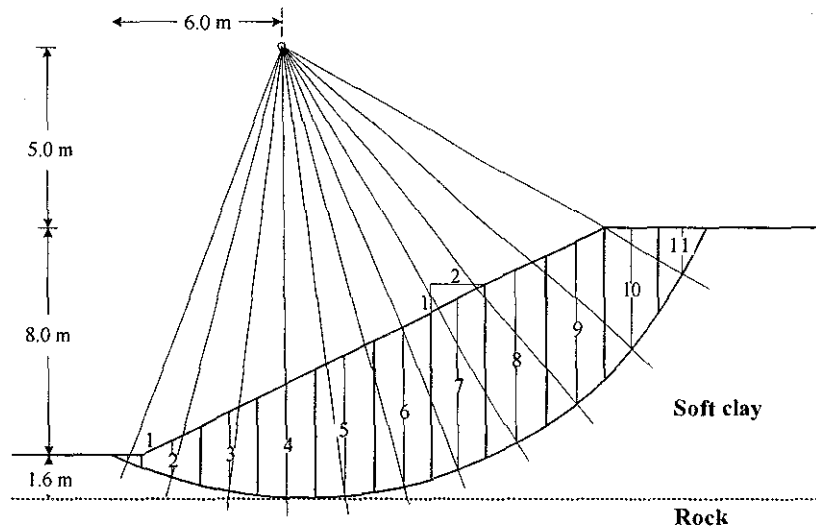
$$FS = \frac{S_u L_a r}{Wd} = \frac{65 \times 18.9 \times 12.1}{1330 \times 4.5} = 2.48$$

พึงตระหนักว่า ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้นี้ไม่จำเป็นว่าจะต้องเป็นค่าที่ต่ำที่สุด ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดสามารถประมาณได้โดยวิธีของ Taylor

จากรูปที่ 4.11 จะได้ว่า $\beta = 45$ องศา และจากการสมมติว่า D มีค่ามาก จะได้ N_s เท่ากับ 0.18 (จากรูปที่ 4.8) ดังนั้น

$$\begin{aligned} FS &= \frac{S_u}{N_s \gamma H} \\ &= \frac{65}{0.18 \times 19 \times 8} \\ &= 2.37 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.2 ลาดดินที่ถูกตัดในชั้นดินเหนียวอ่อนแห่งหนึ่งมีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) เท่ากับ 30 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ลาดดินนี้มีความสูง 8.0 เมตร และมีอัตราส่วนแนวราบต่อแนวตั้ง 2:1 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยบนระนาบส่วนโค้งวงกลมที่แสดงในรูปที่ 4.12 โดยการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชิ้นๆ (Method of slices) ของ Fellenius



รูปที่ 4.12

วิธีทำ น้ำหนักของแต่ละชั้นหาได้จาก $W = \gamma bh$

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

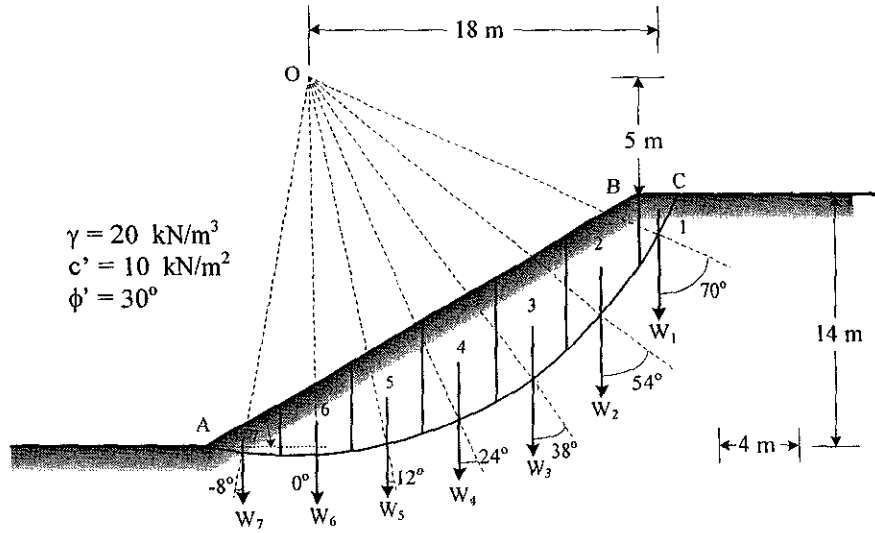
$$FS = \frac{c_u L_u + \tan \phi_u \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{30 \times 24.53}{505.0} = 1.46$$

โดยอาศัยวิธีของ Taylor ปัจจัยความลึก (Depth factor) = $9.6/8.0 = 1.2$ จากรูปที่ 4.8 จะได้ $N_s = 0.146$ ดังนั้น

$$FS = \frac{30}{0.146 \times 18 \times 8} = 1.43$$

ตัวอย่างที่ 4.3 สำหรับลาดดินขุดในชั้นทรายปนดินเหนียว ซึ่งระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมาก ดังแสดงในรูปที่ 4.13 จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติบนระนาบวิบัติสมมติ AC (Trial slip surface) โดยวิธีของ Fellinus



รูปที่ 4.13

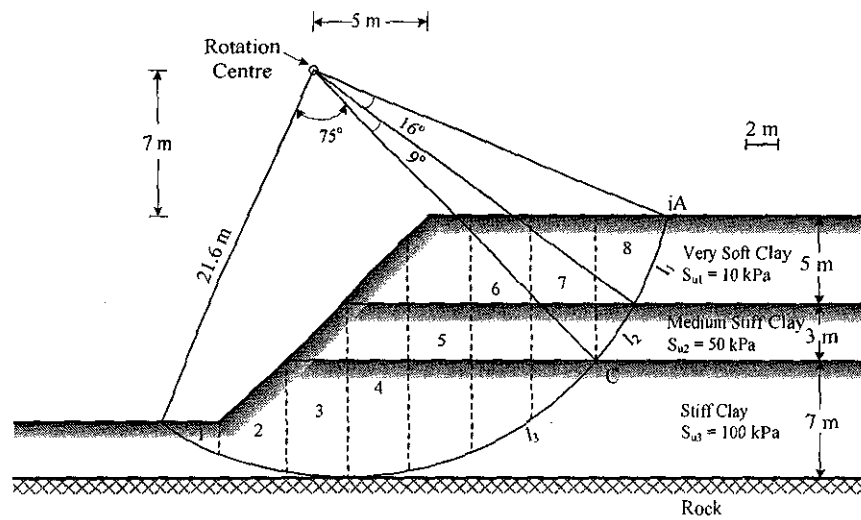
วิธีทำ มวลดินถูกแบ่งออกเป็น 7 ชั้น การคำนวณแสดงดังนี้

ชั้นที่	W (kN/m)	α (องศา)	$W \sin \alpha$	$W \cos \alpha$	l (เมตร)
1	28.0	70	26.3	8.4	2.924
2	368.0	54	298.1	216.4	6.803
3	544.0	38	335.1	428.6	5.076
4	544.0	24	221.4	497.2	4.376
5	488.0	12	101.5	477.2	4.090
6	336.0	0	0	336.0	4.000
7	83.2	-8	-9.25	82.7	3.232
ผลรวม =			973.2	2046.5	30.501

$$FS = \frac{10 \times 30.501 + (\tan 30^\circ) \times 2046.5}{973.2} = 1.53$$

ตัวอย่างที่ 4.4 งานดินขุดงานหนึ่งมีความลึก 12 เมตร และความชันของลาดดินเท่ากับ 1:1 งานดินขุดนี้ ขุดผ่านชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 4.14 ข้อมูลดินสำหรับดินแต่ละชั้นแสดงดังต่อไปนี้

ความลึก (เมตร)	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน (กิโลปาสคาล)
0 - 5	ดินเหนียวอ่อนมาก	10
5 - 8	ดินเหนียวแข็งปานกลาง	50
8 - 15	ดินเหนียวแข็ง	100
15	หิน	-



รูปที่ 4.14

สมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินทั้งสามชั้นมีค่าเท่ากันคือ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติในสถานะหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of construction) โดยการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม สำหรับจุดหมุนดังแสดงในรูปที่ 4.14

วิธีทำ เพื่อการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย ทำการแบ่งมวลดินออกเป็น 8 ชั้น

ชั้นที่	W (kN/m)	$r \sin \alpha$	$Wr \sin \alpha$
1	63.45	-8.2	-520.3
2	303.04	-5.0	-1515.2
3	627.65	-1.0	-627.7
4	896.36	3.0	2689.1
5	966.97	7.0	6768.8
6	833.60	11.0	9169.6
7	621.76	15.0	9326.5
8	234.39	18.4	4312.7
ผลรวม =			29603.5

โมเมนต์ต้านการหมุนคือ $rS_u L_a = r(S_{u1} \times l_1 + S_{u2} \times l_2 + S_{u3} \times l_3)$

$$l_1 = r\theta_1 = 21.6 \times 16 \times \frac{\pi}{180} = 6.03 \text{ เมตร}$$

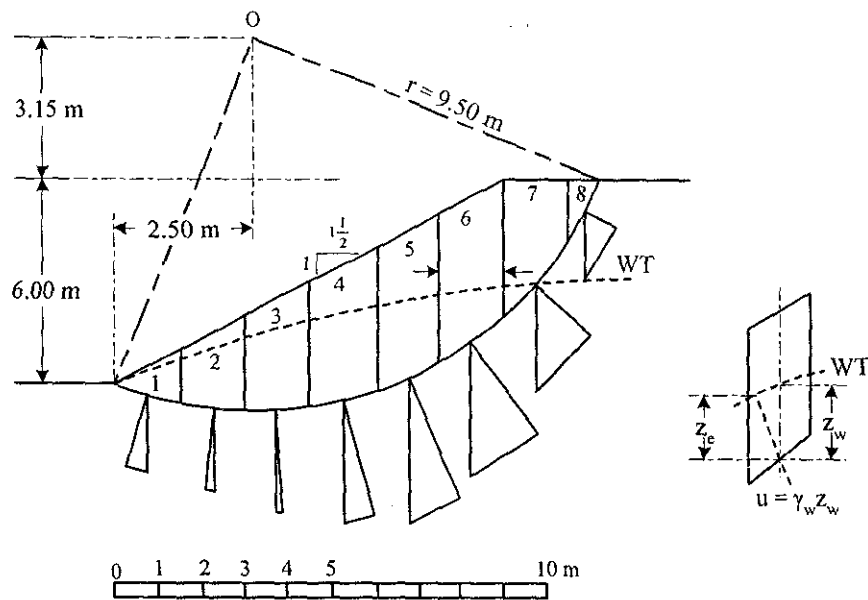
$$l_2 = r\theta_2 = 21.6 \times 9 \times \frac{\pi}{180} = 3.39 \text{ เมตร}$$

$$l_3 = r\theta_3 = 21.6 \times 75 \times \frac{\pi}{180} = 28.27 \text{ เมตร}$$

$$rS_u L_a = 21.6(10 \times 6.03 + 50 \times 3.39 + 100 \times 28.27) = 66026.88 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$FS = \frac{rS_u L_a}{\sum W r \sin \alpha} = \frac{66026.88}{29603.5} = 2.23$$

ตัวอย่างที่ 4.5 จงใช้วิธีของ Fellenius หาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ของลาดดินที่มีสภาวะการไหลของน้ำแบบราบเรียบ (Steady state) ดังแสดงในรูปที่ 4.15 หน่วยน้ำหนักของดินทั้งด้านบนและด้านล่างของระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลคือ $c' = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 29^\circ$



รูปที่ 4.15

วิธีทำ มวลดินถูกแบ่งออกเป็นชั้นเล็กที่มีความกว้าง 1.5 เมตร น้ำหนักของแต่ละชั้นหาได้จาก

$$W = \gamma b h = 20 \times 1.5 \times h = 30h \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

โดยที่ h , $h \cos \alpha$ และ $h \sin \alpha$ หาได้จากการวัด ดังนั้น

$$W \sin \alpha = 30h \sin \alpha \quad \text{และ}$$

$$W \cos \alpha = 30h \cos \alpha$$

ความดันน้ำที่จุดกึ่งกลางของฐานที่แต่ละชั้นสามารถประมาณได้เท่ากับ $\gamma_w z_w$ เมื่อ z_w คือระยะในแนวตั้งจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงระดับน้ำ วิธีการนี้จะให้ค่ามากเกินไปเนื่องจาก ค่าความดันน้ำที่แท้จริงต้องเท่ากับ $\gamma_w z_e$ เมื่อ z_e คือระยะในแนวตั้งวัดจากจุดศูนย์กลางของฐานจนถึงจุดตัดของระดับน้ำกับเส้นสมศักย์ (Equipotential line) ดังนั้น ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้จะมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง (Conservative)

ความยาวส่วนโค้งทั้งหมด (L_u) คำนวณได้เท่ากับ 14.35 เมตร

$$\sum W \cos \alpha = 30 \times 17.50 = 525 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum W \sin \alpha = 30 \times 8.45 = 254 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum (W \cos \alpha - ul) = 525 - 132 = 393 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$FS = \frac{c'L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

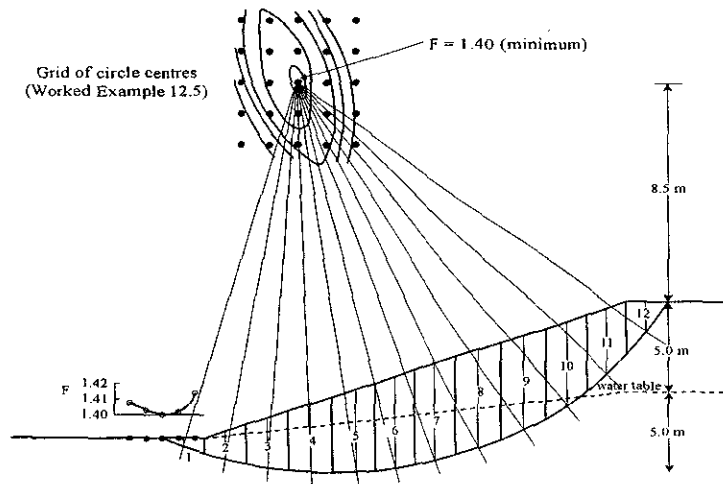
$$= \frac{(10 \times 14.35) + (0.554 \times 393)}{254} = 1.42$$

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

ตัวอย่างที่ 4.6 ลาดดินขุดคังแสดงในรูปที่ 4.16 มีความชัน 2:1 และสูง 1 เมตร ถูกก่อสร้างบนชั้นดินแข็งที่มีพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลคือ $c' = 5$ กิโลปาสกาล และ $\phi' = 30$ องศา และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของลาดดิน โดยใช้วิธีของ Bishop Simplified method ที่ระยะเวลายาวนาน (Long term condition)

วิธีทำ ทำการแบ่งมวลดินออกเป็น 12 ชั้น น้ำหนักของมวลดินแต่ละชั้นหาได้จาก $\gamma b h$ ความดันน้ำหาได้เช่นเดียวกับในตัวอย่างที่ 4.5 เนื่องจาก FS ปรากฏอยู่ทั้งทางด้านซ้ายและขวาของสมการที่ (4.30) ดังนั้น เราต้องลองสมมติค่าของ FS และแทนเข้าไปยังด้านขวาของสมการ จากการลองใช้ $FS = 1.0$ จะได้ค่าทางซ้ายมือออกมาเป็น 1.31 นำค่านี้แทนในพจน์ทางขวามือของสมการอีก ทำเช่นนี้หลายๆ ครั้ง

จนกระทั่งความแตกต่างของอัตราส่วนปลอดภัยทางขวมือและทางซ้ายมือมีค่าน้อยมาก ในข้อนี้ จะได้ FS เท่ากับ 1.394



รูปที่ 4.16

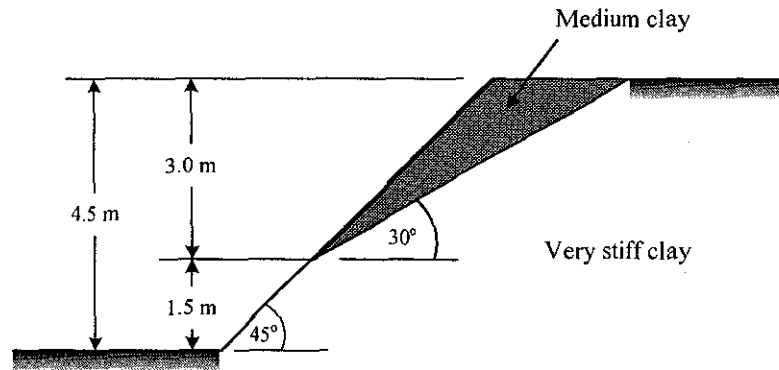
กำหนดให้

$$A = c'b + (W - ub) \tan \phi' \quad \text{และ}$$

$$B = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{FS}}$$

จำนวนที่	b	h	W	α	$W \sin \alpha$	u	A	FS = 1.00		FS = 1.40	
								B	A × B	B	A × 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	

ตัวอย่างที่ 4.7 รูปที่ 4.17 แสดงลาดดินชุดที่ผ่านชั้นดินสองชนิด ดินชั้นล่างเป็นดินเหนียวแข็งมาก (Very stiff clay) และดินชั้นบนเป็นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium clay) พารามิเตอร์ความยึดเกาะระหว่างดินทั้งสองชั้นมีค่าดังนี้ $c_u = 10$ กิโลปาสกาล และ $\phi_u = 24$ องศา หน่วยน้ำหนักของดินชั้นบนเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดินนี้



รูปที่ 4.17

วิธีทำ ความยาวของระนาบวิบัติเท่ากับ

$$L = \frac{3.0}{\sin 30^\circ} = 6.0 \text{ เมตร}$$

น้ำหนักของลิ่มวิบัติเท่ากับ

$$W = \frac{17.0 \times 6.0 \times \left(\frac{3.0}{\sin 45^\circ} \sin(45^\circ - 30^\circ) \right)}{2} = 560.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ

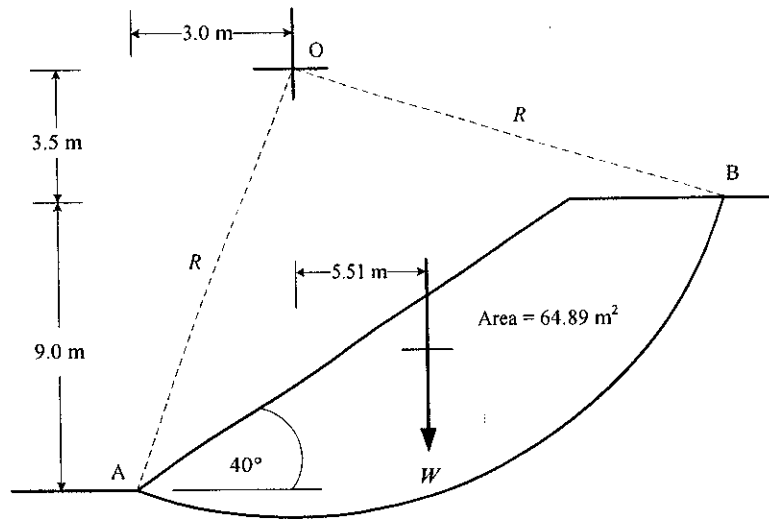
$$FS = \frac{c_u L + W \cos \alpha \tan \phi_u}{W \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{(10.0 \times 6.0) + (560.0 \times \cos 30^\circ \times \tan 24^\circ)}{(560.0 \times \sin 30^\circ)} = 0.98$$

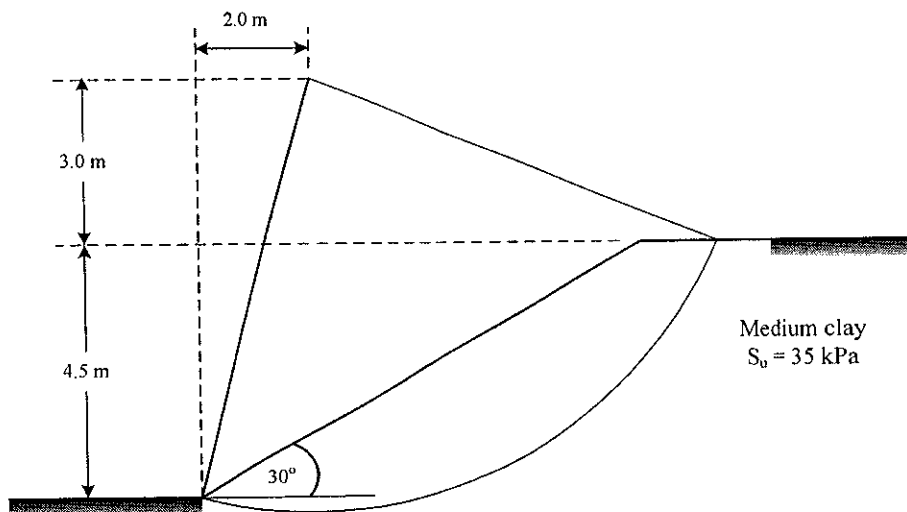
แบบฝึกหัดท้ายบท

- รูปที่ 4.18 แสดงหน้าตัดของลาดดินชุดในชั้นดินเหนียวที่มีความสม่ำเสมอ กำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำมีค่าเท่ากับ 40 กิโลปาสกาล และหน่วยน้ำหนักมีค่าเท่ากับ 18.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดินบนระนาบ AB เมื่อ (ก) ไม่พิจารณารอยแยก (Tension crack) (ข) พิจารณารอยแยกที่ปราศจากน้ำ และ (ค) พิจารณารอยแยกที่มีน้ำอยู่เต็ม

- 2) จงหาอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ด้วยวิธีการวิเคราะห์สำหรับกรณี $\phi = 0$ และการวิเคราะห์แบบแบ่งเป็นชั้นๆ (Method of slices)



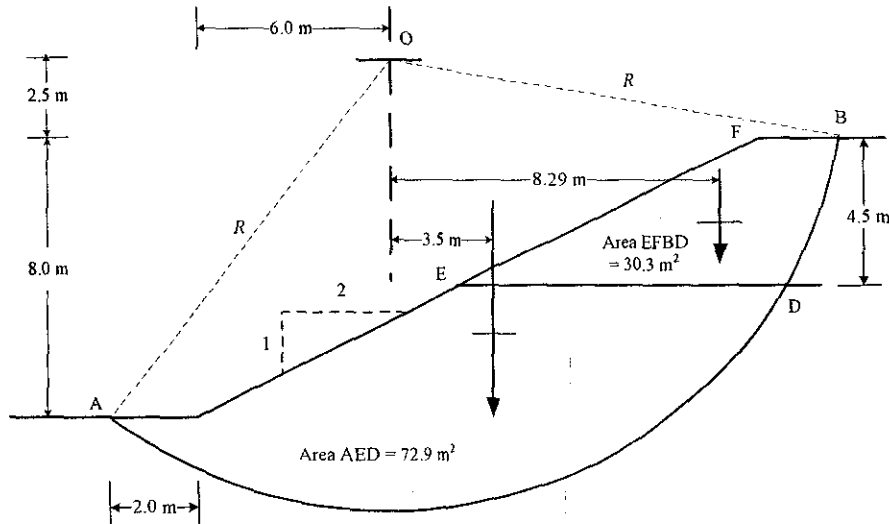
รูปที่ 4.18



รูปที่ 4.19

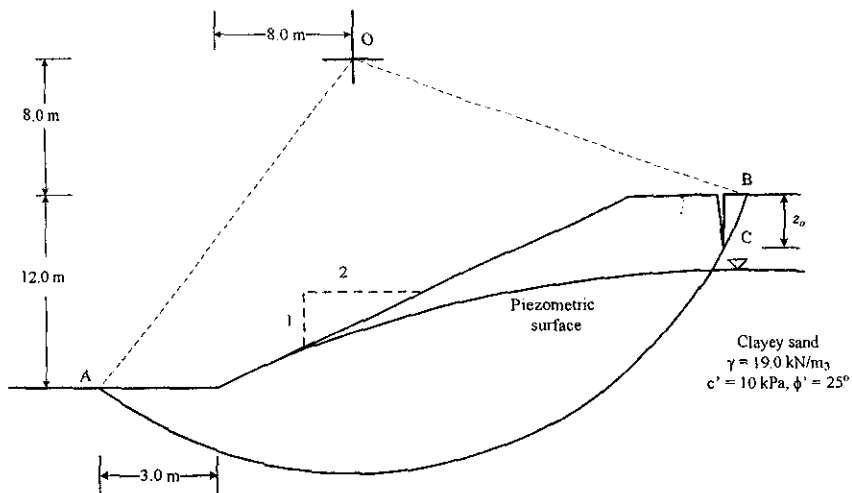
- 3) รูปที่ 4.20 แสดงหน้าตัดของลาดดินขุดในชั้นดินเหนียว ซึ่งเกิดการวิบัติเป็นแบบส่วนโค้งของวงกลมตามระนาบ ACB หลังสิ้นสุดการขุด หน่วยน้ำหนักของดินมีค่าเท่ากับ 17.5 กิโลปาสกาล จงคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว โดยการสมมติว่ารอยแยกเนื่องจากแรงดึงมีความสูงเท่ากับ 2.0 เมตร
- 4) สำหรับระนาบวิบัติสมมติ ดังแสดงในรูปที่ 4.21 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม หน่วยน้ำหนักของดินทั้งสองมีค่าเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ดิน 1 (Soil 1) มีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (s_u) เท่ากับ 20 กิโลปาสกาล ดิน 2 (Soil 2) มี

น้ำหนักของดินเหนียวชั้นบนและชั้นล่างมีค่าเท่ากับ 18.0 และ 19.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยบนระนาบ AB ในกรณี (ก) ไม่พิจารณารอยแยก (ข) พิจารณารอยแยกที่ปราศจากน้ำขัง และ (ค) พิจารณารอยแยกที่มีน้ำขัง



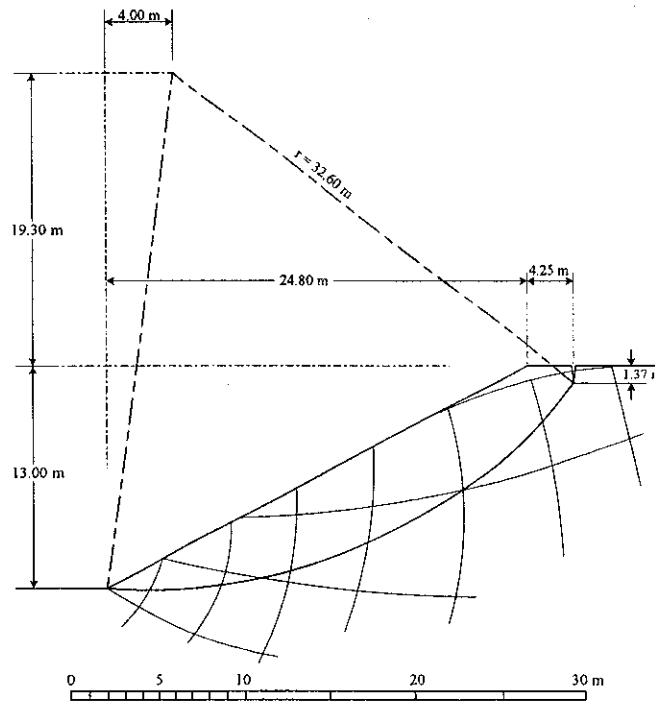
รูปที่ 4.22

จงใช้วิธีของ Fellenius เพื่อหาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิภาพบนระนาบส่วนโค้ง ABC ของลาดดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.23 เมื่อการไหลของน้ำอยู่ในสภาวะราบเรียบ (Steady state)



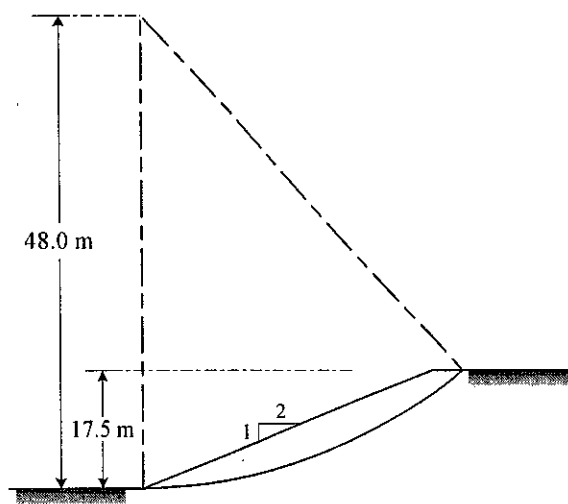
รูปที่ 4.23

- จากรูปที่ 4.24 และระนาบวิบัติสมมติ จงหาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิภาพ โดยใช้วิธีของ Fellenius หน่วยน้ำหนักของดินมีค่าเท่ากับ 21 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังประสิทธิภาพมีค่าดังนี้ $c' = 8$ กิโลปาสคาล และ $\phi' = 32^\circ$



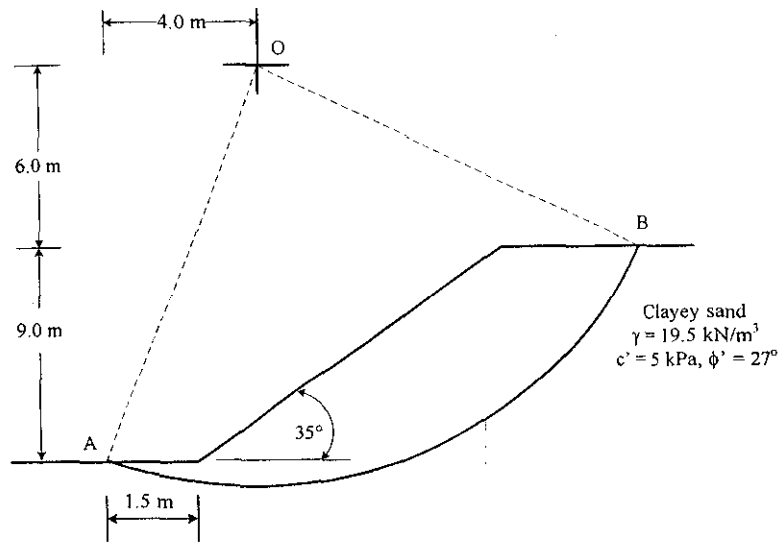
รูปที่ 4.24

- 9) จากโจทย์ข้อที่ 8) จงหาอัตราส่วนปลอดภัยโดยวิธีของ Bishop
- 10) จงใช้วิธีของ Bishop หาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผลสำหรับลาดดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.25 บนระนาบวิบัติสมมติ เมื่อ r_u มีค่าเท่ากับ 0.45 และหน่วยน้ำหนักของของดินมีค่าเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลมีค่าดังนี้ $c' = 16$ กิโลปาสคาล และ $\phi' = 32^\circ$



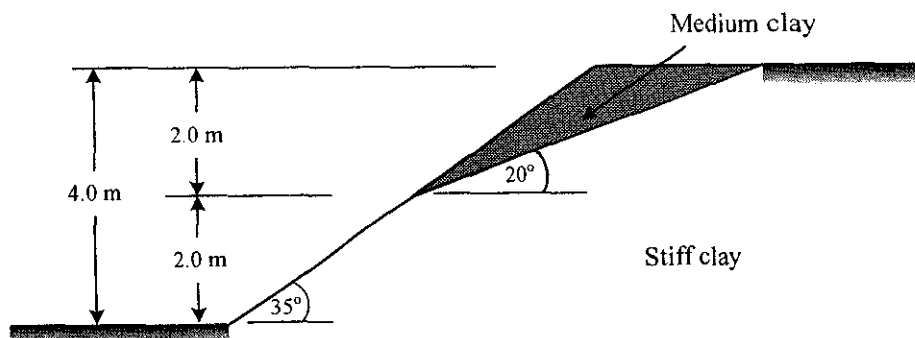
รูปที่ 4.25

- 11) จงใช้วิธีของ Bishop หาอัตราส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผลสำหรับลาดดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.26 บนระนาบวิบัติสมมติ เมื่อ r_u มีค่าเท่ากับ 0.30



รูปที่ 4.26

- 12) รูปที่ 4.27 แสดงลาดดินชุดในชั้นดินสองชนิด ชั้นล่างเป็นดินเหนียวแข็ง พารามิเตอร์ยึดเกาะระหว่างดินสองชนิดคือ $c_u = 20$ กิโลปาสกาล และ $\phi_u = 15$ องศา หน่วยน้ำหนักของดินชั้นบนเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดินนี้



รูปที่ 4.27

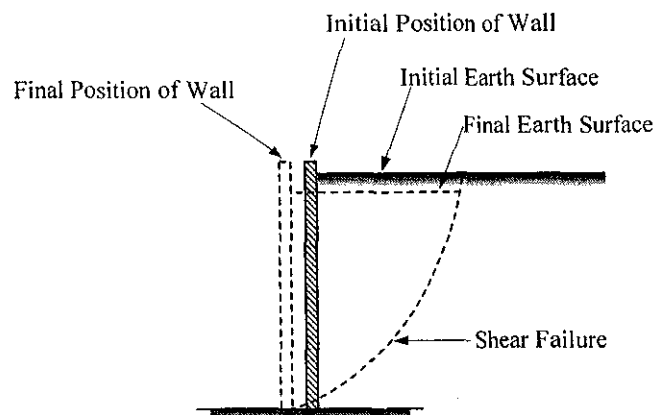
บทที่ 5 แรงดันดินด้านข้าง (LATERAL EARTH PRESSURE)

5.1 บทนำ

การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดินเป็นสิ่งจำเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินและโครงสร้างกันดินต่างๆ ขนาดและทิศทางของแรงดันด้านข้างเป็นข้อมูลที่สำคัญสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยเพียงพอ

ความดันดินด้านข้างมีอยู่ด้วยกันสามประเภท ได้แก่ ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest earth pressure) ความดันดินที่สภาวะ Active (Active earth pressure) และความดันดินที่สภาวะ Passive (Passive earth pressure) ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง หมายถึงความดันด้านข้างที่กระทำต่อผนังโครงสร้างของดิน โดยที่ผนังและมวลดินไม่มีการเคลื่อนตัว

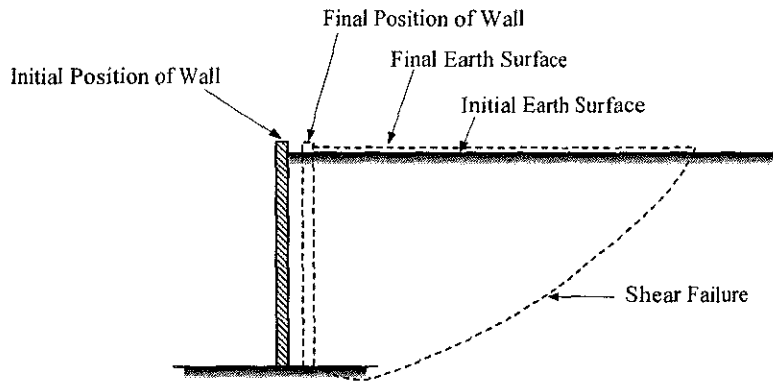
ถ้ากำแพงเคลื่อนตัวออกจากดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.1 ระดับผิวดินมีแนวโน้มที่จะลดลง ส่งผลให้ความดันดินด้านข้างลดลง ถ้ากำแพงเคลื่อนออกจากดินต่อไปอีกเรื่อยๆ จนกระทั่งเกิดการวิบัติของดิน ลิ่มการวิบัติของดินจะเป็นแนวซึ่งเคลื่อนตัวลงไปด้านหน้า ความดันดินที่สภาวะการวิบัตินี้ เรียกว่าความดันดินที่สภาวะ Active



รูปที่ 5.1 ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active

ในทางกลับกัน ถ้ากำแพงเคลื่อนตัวเข้าหาดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.2 ผิวดินมีแนวโน้มที่จะปูดขึ้น และความดันด้านข้างบนผิวกำแพงจะมีค่าเพิ่มขึ้น ถ้ากำแพงเคลื่อนตัวมากจนกระทั่งเกิดการวิบัติของดิน

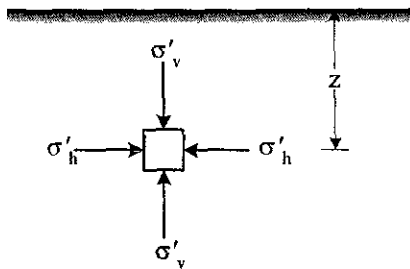
จะเกิดล้มการวิบัติที่มีทิศทางพุ่งขึ้นไปทางด้านหลังของกำแพง ความดันดินที่สภาวะนี้ เรียกว่าความดันดินที่สภาวะ Passive



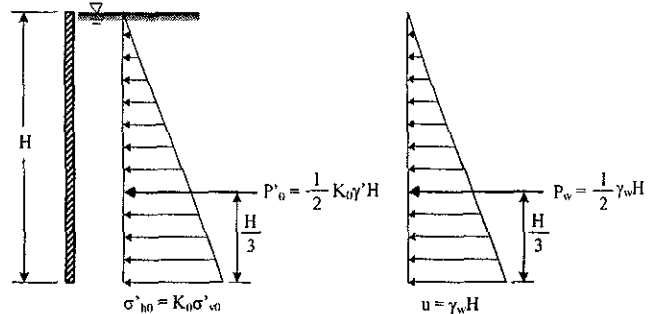
รูปที่ 5.2 ความดันดินด้านข้างในสภาวะ Passive

5.2 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง

ตามที่ได้อธิบายในหัวข้อที่ 5.1 แล้วว่า ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งหมายถึงความดันด้านข้างที่เกิดขึ้นในมวลดินที่ปราศจากการเคลื่อนตัวด้านข้าง ความดันดินในกรณีเช่นนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังกำแพงดินที่มีความหนาและแทบจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ดินที่สัมผัสกับกำแพงจะไม่เกิดความเครียดด้านข้าง ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินด้านข้างจะมีขนาดอยู่ระหว่างความดันดินที่สภาวะ Active และ Passive



รูปที่ 5.3 ความดันดินที่ความลึก z



รูปที่ 5.4 การกระจายความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและความดันน้ำ

พิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก z (รูปที่ 5.3) ถ้ามวลดินอยู่ที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะเกิดการทรุดตัวในแนวดิ่งเมื่อน้ำหนักกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน สภาพเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลด้านหลังกำแพงกันดินที่หนาและเรียบ และไม่มีการเคลื่อนตัว ดังแสดงในรูปที่ 5.4 ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ประสิทธิผลต่อความยาว 1 หน่วย สามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (5.1ก)$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H \quad (5.1ข)$$

$$P'_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H \quad (5.2)$$

เมื่อ σ'_h คือความดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง P_0 คือแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สถานะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย K_0 คือสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (Coefficient of earth pressure at rest) γ' คือหน่วยน้ำหนักประสิทธิผล (Submerged unit weight) และ H คือความสูงของกำแพง ความดันดินด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure, σ_h) ที่กระทำต่อกำแพงเท่ากับผลรวมของความดันดินด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure, σ'_h) และความดันน้ำ (Pore pressure, u)

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (5.3)$$

เนื่องจากทั้งความดันน้ำและความดันดินด้านข้างประสิทธิผลมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังนั้นความเค้นรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำ

$$P_h = P'_0 + P_w \quad (5.4)$$

เมื่อ P_h คือแรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง และ P_w คือแรงดันน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (K_0) คืออัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล (ไม่ใช่ความเค้นรวม) โดยทั่วไป K_0 จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่า K_0 อาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0 สำหรับทราย K_0 จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่น และ 0.5 สำหรับทรายหลวม

เนื่องจากการหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สถานะอยู่นิ่งในสนามกระทำได้ยาก นักวิจัยหลายท่านจึงได้เสนอสมการเชิงประจักษ์ (Empirical equations) สำหรับประมาณค่า K_0 ในพจน์ของมุมเสียดทานภายในของดิน (Angle of internal friction, ϕ') ดัชนีสภาพพลาสติก (Plasticity index, PI) และประวัติการรับน้ำหนักของดิน (Stress history) Jaky (1944) ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า K_0 ในดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินทรายดังนี้

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (5.5)$$

จากผลการทดสอบของ Brooker and Ireland (1965) ค่าของ K_0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ สามารถประมาณได้โดยอาศัยดัชนีสภาพพลาสติก (PI) ดังนี้

$$K_0 = 0.4 + 0.007(PI) \quad \text{สำหรับ } PI \text{ อยู่ระหว่าง 0 ถึง 40} \quad (5.6ก)$$

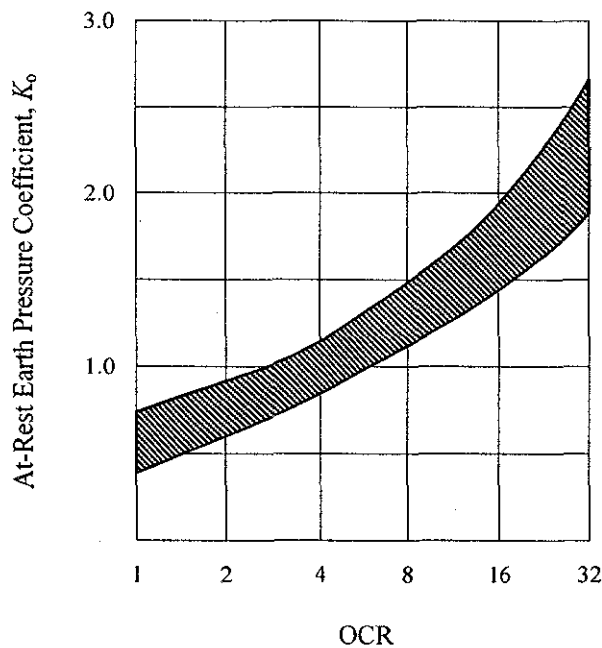
$$K_0 = 0.64 + 0.001(PI) \quad \text{สำหรับ } PI \text{ อยู่ระหว่าง 40 ถึง 80} \quad (5.6ข)$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$K_0 \approx K_{0(\text{Normally consolidated})} \sqrt{OCR} \quad (5.7)$$

เมื่อ OCR คืออัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated ratio)

Dunn et al. (1980) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 และอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (OCR) ดังรูปที่ 5.5



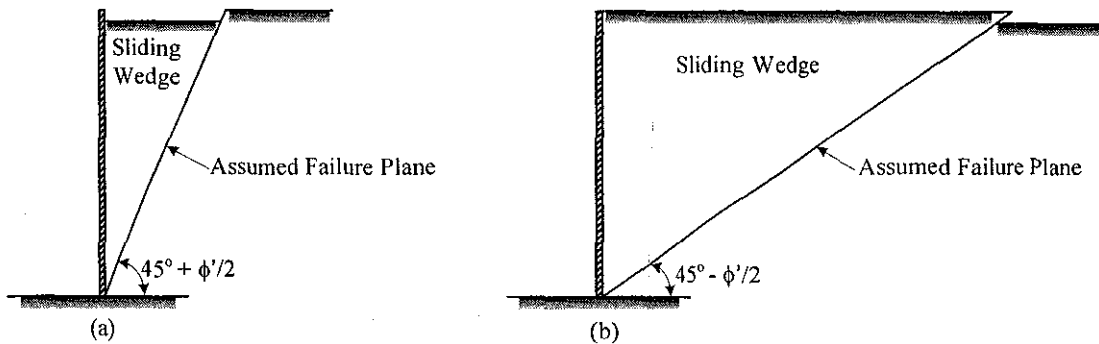
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 และ OCR (Dunn et al. 1980)

5.3 RANKINE EARTH PRESSURE

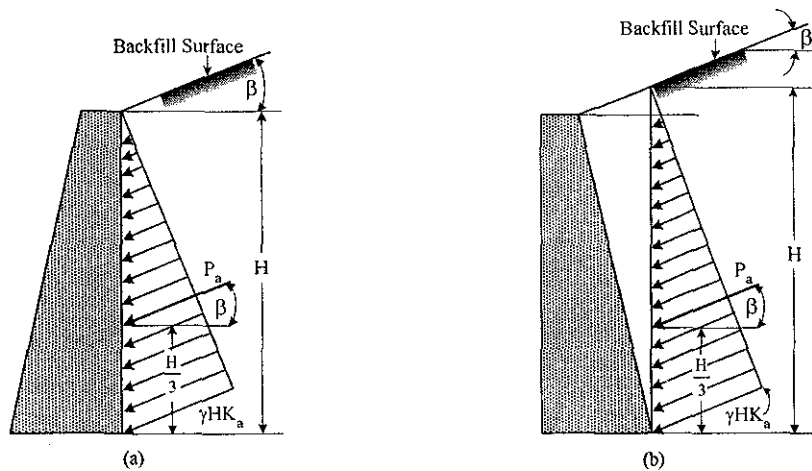
ทฤษฎีของ Rankine สำหรับหาความดันดินด้านข้างตั้งอยู่บนสมมติฐานหลักสามข้อ ดังนี้

- 1) ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Adhesion) หรือความเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับผนัง (ผนังเรียบ)

- 2) ความดันดินด้านข้างที่คำนวณโดยวิธีนี้ใช้ได้เฉพาะกับกำแพงที่ตั้งอยู่ในแนวดิ่ง การวิบัติของดินถูกสมมติให้เป็นการไหลของลิ่มตลอดแนวระนาบวิบัติ ซึ่งอยู่ในรูปของมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle, ϕ') ดังแสดงในรูปที่ 5.6
- 3) ความดันดินด้านข้างมีขนาดเพิ่มขึ้นเป็นฟังก์ชันเส้นตรงกับความลึก ดังแสดงในรูปที่ 5.7 และแรงผลักร์เนื่องจากความดันดินด้านข้างถูกสมมติให้กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง ซึ่งวัดจากฐานของกำแพงกันดินถึงระดับดินถม และทิศทางของแรงผลักนี้ขนานกับผิวของดินถม



รูปที่ 5.6 ระบายการวิบัติที่ถูสมมติขึ้นตามทฤษฎีของ Rankine (a) Rankine active state (b) Rankine passive state



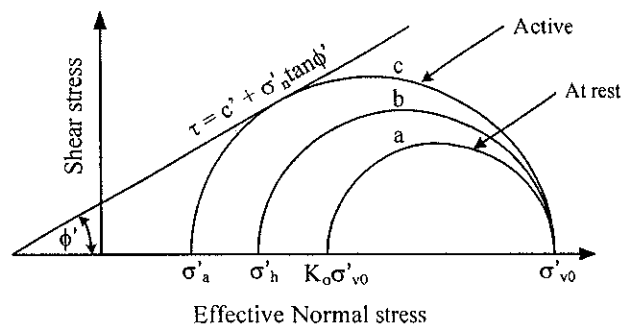
รูปที่ 5.7 ความดันดินด้านข้างสำหรับทฤษฎี Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined

ถึงแม้ว่าสมมติฐานพื้นฐานของทฤษฎีนี้จะไม่เป็นความจริง แต่อย่างไรก็ตาม สมการนี้ได้รับการยอมรับและใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากผลการคำนวณที่ได้จากวิธีนี้ให้ค่าใกล้เคียงกับความเป็นจริงมาก ค่าที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีนี้ให้ค่ามากกว่าความเป็นจริงเล็กน้อย ทำให้กำแพงกันดินที่ออกแบบโดยวิธีนี้มีขนาดใหญ่

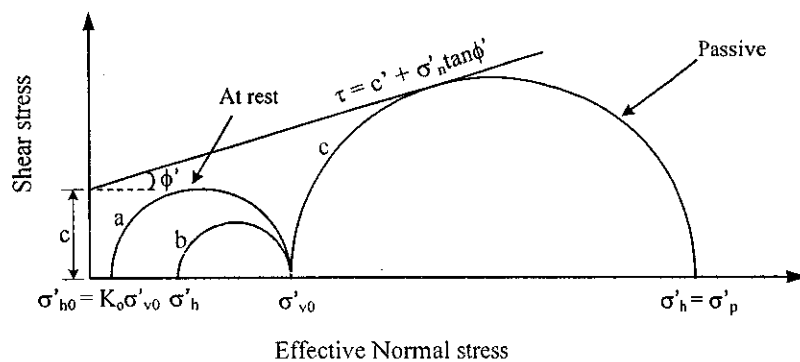
ต่อไปนี้ผู้เขียนจะนำเสนอวิธีการคำนวณความดันรอบข้างรวม ซึ่งเท่ากับผลรวมของความดันดินประสิทธิผลและความดันน้ำ ในกรณีของดินเม็ดหยาบและดินเหนียวในสภาวะอนันต์ (Long term)

ความดันน้ำสามารถคำนวณได้อย่างง่ายดาย ซึ่งเท่ากับความดัน Hydrostatic (ความดันน้ำส่วนเกินมีค่าเท่ากับศูนย์) แต่ในกรณีของดินเหนียวในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained/Short term) ความดันน้ำในมวลดินที่จุดใดๆ จะมีค่าเท่ากับผลรวมของความดัน Hydrostatic และความดันน้ำส่วนเกิน ซึ่งการคำนวณหาความดันน้ำส่วนเกินนี้มีความยุ่งยากมาก ด้วยเหตุนี้เอง ในการคำนวณความดันดินด้านข้างรวมของดินเหนียวอ้อมตัวด้วยน้ำในสภาวะไม่ระบายน้ำ เรามักจะสมมติให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าคงที่ตลอดความลึก และทำการคำนวณโดยใช้พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนรวม (S_u)

สำหรับดินเม็ดหยาบด้านหลังกำแพงกันดิน สมการความดันดินด้านข้างประสิทธิผลสามารถสร้างได้ดังนี้ จากรูปที่ 5.6a ที่สภาวะเริ่มต้น (ไม่มีการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน) ดินจะอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) สถานะของความเค้นประสิทธิผลแสดงได้ดังวงกลม a (รูปที่ 5.8a) เมื่อกำแพงกันดินเริ่มเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน (ไปทางซ้ายมือของรูปที่ 5.6a) ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนจะมีค่าน้อยลง เนื่องจากมีการปลดปล่อยพลังงาน ในขณะที่ ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าประมาณคงที่ ทำให้วงกลมมอร์มีขนาดใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ ตามการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน และสัมผัสเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) ในที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 5.8a วงกลม c แสดงวงกลมมอร์ประสิทธิผลที่จุดวิกฤติ โดยมีค่าความดันดินด้านข้างประสิทธิผลเท่ากับ σ'_a ค่าความดันนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active ของ Rankine (Rankine effective active pressure) ระนาบวิกฤติที่เกิดขึ้นในมวลดินจะทำมุม $45 + \phi'/2$ องศา กับแนวนอน ดังแสดงในรูปที่ 5.6a



(a)



(b)

รูปที่ 5.8 (a) Rankine active pressure (b) Rankine passive pressure

จากความรู้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักใหญ่และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผลที่จุดวิกฤตคือ

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.8)$$

จากรูปที่ 5.8a ความเค้นหลักใหญ่ประสิทธิผล (σ'_1) เท่ากับ σ'_v และความเค้นหลักเล็กประสิทธิผล (σ'_3) เท่ากับ σ'_a ดังนั้น

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.9ก)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (5.9ข)$$

เมื่อ $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi' / 2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สถานะ Active ของ Rankine

ในทางตรงกันข้าม ถ้ากำแพงกันดินเคลื่อนที่เข้าหามวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.6b มวลดินจะเกิดการอัดตัวและมีค่าความดันในแนวนอนเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเกิดสถานะพลาสติก (Plastic state) ที่สถานะนี้ความดันดินด้านข้างประสิทธิผลจะมีค่ามากที่สุดซึ่งเท่ากับความดันด้านข้างประสิทธิผลที่สถานะ Passive (σ'_p) ในขณะที่ ความดันในแนวดิ่งจะมีค่าประมาณคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.8b ดังนั้น

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (5.10)$$

เมื่อ $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi' / 2)$ เรียกว่าสัมประสิทธิ์ความดันดินประสิทธิผลที่สถานะ Passive ของ Rankine

สำหรับกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวในสถานะไม่ระบายน้ำ ความดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยขอบเขตความแข็งแรงรวม ซึ่งมุมเสียดทานภายในมีค่าเท่ากับศูนย์ ($\phi_u = 0$) ดังนั้น ความดันดินด้านข้างรวมที่สถานะ Active และ Passive สามารถคำนวณได้จาก

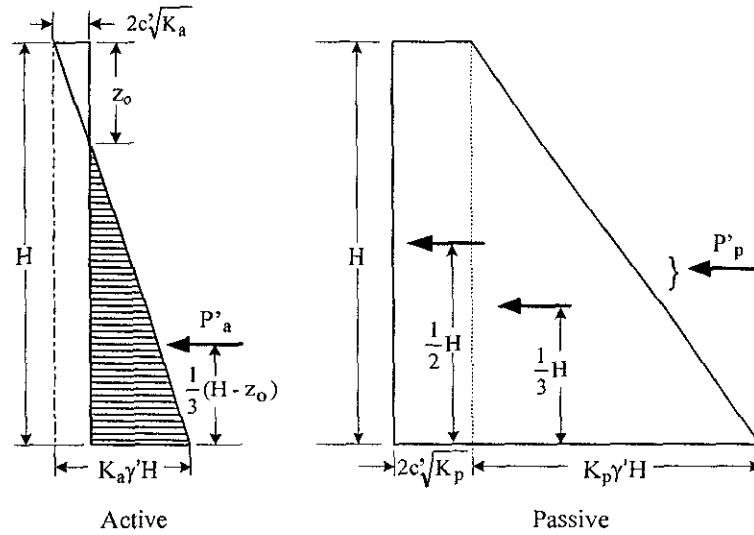
$$\sigma'_a = \sigma'_v - 2S_u \quad (5.11)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_v + 2S_u \quad (5.12)$$

จากสมการที่ (5.9ข) และ (5.10) จะเห็นว่าความดันดินประสิทธิผลที่สถานะ Active และ Passive มีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกในฟังก์ชันเส้นตรง (Linear function) ดังแสดงในรูปที่ 5.9 ถ้า $c' = 0$ การกระจายของความดันดินที่สถานะ Active จะมีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยมที่มีจุดยอด ($\sigma'_a = 0$) อยู่ที่ผิวดิน แต่

เมื่อ c' มีค่ามากกว่า 0 ค่าของ σ'_a จะมีค่าเป็นลบที่ผิวบน และมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเป็นศูนย์ที่ความลึกระยะจากผิวดินจนถึง z_0 เรียกว่าโซนแรงดึง (Tension zone) จากสมการที่ (5.9ข) เมื่อ $\sigma'_a = 0$ จะได้

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} \quad (5.13)$$



รูปที่ 5.9 การกระจายความดันดินประสิทธิผลในสภาวะ Active และ Passive

เนื่องจากดินและกำแพงกันดินเป็นวัสดุคนละชนิดและไม่ติดกัน แรงดึงระหว่างวัสดุทั้งสองชนิดนี้จึงไม่อาจเกิดขึ้นได้ ส่งผลให้เกิดเป็นรอยแยก (Tension crack) ความดันที่สภาวะ Active ในโซนแรงดึงจึงมีค่าเป็นศูนย์ สำหรับดินถมที่เป็นดินเหนียวในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) โซนแรงดึงสามารถเขียนในรูปของพารามิเตอร์กำลังรวมได้ดังนี้

$$z_0 = \frac{2S_u}{\gamma} \quad (5.14)$$

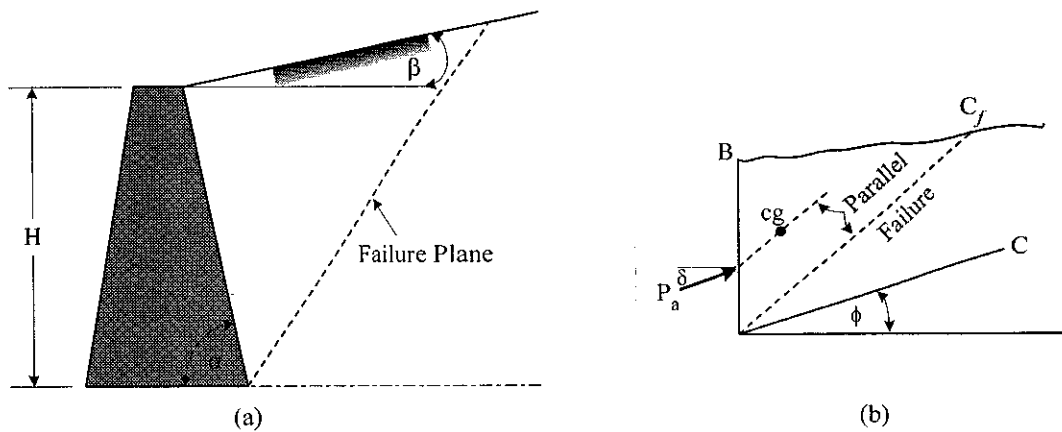
โดยอาศัยทฤษฎีของ Rankine สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างเมื่อผิวของดินถมทำมุม β กับแนวนอนสามารถหาได้ดังสมการต่อไปนี้

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (5.15)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (5.16)$$

5.4 ความดันดินของ Coulomb

ทฤษฎีของ Coulomb สำหรับการหาความดันดินด้านข้างได้ถูกพัฒนาขึ้นก่อนทฤษฎีของ Rankine ซึ่งสามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินที่มีความเสียดทาน ระบายการวิบัติเริ่มจากฐานของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.10a ตำแหน่งของแรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินที่สภาวะ Active หาได้จากกราฟลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ้มขนานกับระนาบวิบัติ จุดตัดของเส้นตรงนี้กับผนังกำแพงกันดินคือตำแหน่งของแรงลัพธ์ ดังแสดงในรูปที่ 5.10 ทิศทางของแรงลัพธ์ทำมุม δ กับเส้นซึ่งตั้งฉากกับด้านหลังของผนัง เมื่อ δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน



รูปที่ 5.10 (a) รูปแสดงระนาบการวิบัติสำหรับทฤษฎีของ Coulomb (b) การหาจุดกระทำของแรงลัพธ์

สมการสำหรับการคำนวณความดันดินด้านข้างประสิทธิผลของ Coulomb มีดังต่อไปนี้

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.17)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \beta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (5.18)$$

$$P'_p = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_p \quad (5.19)$$

$$K_p = \frac{\sin(\alpha - \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (5.20)$$

เมื่อ α คือมุมด้านหลังกำแพงกันดินที่กระทำกับแนวราบ (ดูรูป 5.10a)

δ คือมุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน

β คือมุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ

เนื่องจากทฤษฎีของ Coulomb เป็นวิธีที่ใช้หาความดันดินด้านข้างโดยใช้สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง ดังนั้น วิธีการนี้จึงไม่สามารถใช้กับดินถมที่มีน้ำหนักภายนอกกระทำ

ทฤษฎีของ Rankine และ Coulomb สมมติว่าระนาบวิบัติเป็นแนวเส้นตรง สมมติฐานนี้มีได้เป็นจริงเสมอไป ที่สภาวะ Active ความดันดินที่คำนวณมีความแตกต่างจากความเป็นจริงไม่มากนัก แต่ที่สภาวะ Passive ผลคำนวณมีความแตกต่างค่อนข้างสูง และให้ผลคำตอบที่ไม่ปลอดภัย (ผลคำนวณมีค่าสูงกว่าความเป็นจริงมาก) Terzaghi (1954) พบว่าที่สภาวะ Active ระนาบวิบัติมีลักษณะเกือบเป็นแนวเส้นตรง ก็ต่อเมื่อมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกันดิน (δ) มีค่าน้อยกว่า $\phi/3$ แต่อย่างไรก็ตาม ระนาบวิบัติที่สภาวะ Passive จะมีความแตกต่างจากสมมติฐานของ Rankine และ Coulomb อย่างมาก เมื่อมุม δ มีค่ามากกว่า $\phi/3$

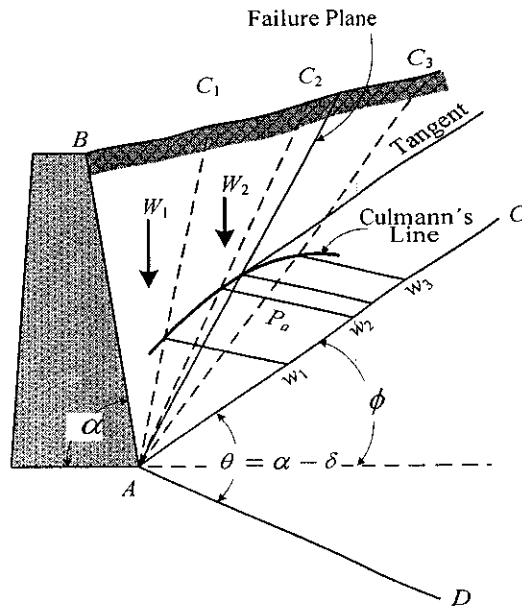
5.5 วิธีกราฟฟิกของ Culmann

วิธีของ Culmann เป็นวิธีกราฟฟิกที่ใช้สร้างรูปเหลี่ยมของแรง ซึ่งสามารถใช้ได้กับดินถมที่เป็นดินเหนียวและดินทราย ทั้งที่สภาวะ Active และ Passive วิธีนี้สามารถใช้ได้กับกำแพงกันดินทุกชนิดที่ด้านดินถมที่ถูกกระทำด้วยแรงภายนอกและปราศจากแรงภายนอก เนื่องจากวิธีการนี้ตั้งอยู่บนพื้นฐานของทฤษฎีความดันดินของ Coulomb ดังนั้นจึงไม่เหมาะที่จะนำมาใช้ในการคำนวณหาความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Passive ขั้นตอนในการหาความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active สามารถอธิบายได้ดังนี้

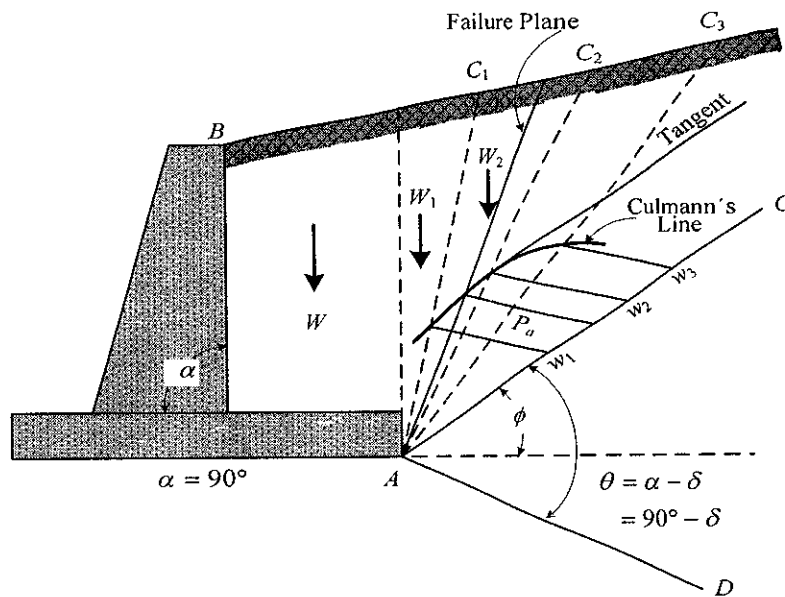
- 1) วาดกำแพงกันดิน ดินถม และน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 5.11
- 2) จากจุด A (ที่ฐานของกำแพงกันดิน) ลากเส้นตรงทำมุม θ กับแนวนอน
- 3) จากจุด A ลากเส้นตรงทำมุม θ กับเส้น AC โดยที่มุม θ เท่ากับผลต่างของมุม α (มุมด้านหลังของกำแพงกันดินกระทำกับแนวนอน) และมุม δ (มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน) เส้นนี้แสดงได้ตั้งเส้น AD ในรูปที่ 5.11
- 4) ลากลิ้มวิบัติที่เป็นไปได้ เช่น ABC_1 , ABC_2 และ ABC_3 เป็นต้น
- 5) คำนวณหาน้ำหนักของแต่ละลิ้ม (W_1 , W_2 , และ W_3 เป็นต้น)
- 6) สร้างสเกลบนเส้น AC กำหนดจุด w_1 , w_2 และ w_3 สำหรับลิ้มที่หนัก W_1 , W_2 และ W_3 ตามลำดับ
- 7) จากจุด w_1 , w_2 และ w_3 ลากเส้นตรงขนานกับเส้น AD ตัดกับเส้นตรง AC_1 , AC_2 และ AC_3 ตามลำดับ
- 8) ลากเส้นโค้งต่อจุดตัดที่ได้จากขั้นตอนที่ 7) เส้นโค้งนี้เรียกว่าเส้นโค้งของ Culmann
- 9) ลากเส้นตรงขนานกับเส้น AC สัมผัสกับเส้นโค้งของ Culmann

10) ที่จุดสัมผัส (หาได้จากขั้นตอนที่ 9) ถลากเส้นตรงขนานกับเส้น AD ตัดกับเส้น AC ความยาวของเส้นนี้วัดเทียบกับสเกลบนเส้น AC คือแรงดันดินที่สภาวะ Active และเส้นตรงที่ลากจากจุด A ผ่านจุดสัมผัสนี้คือระนาบวิบัติ

ตำแหน่งของแรงลัพธ์สามารถหาได้โดยการลากเส้นตรงจากจุดศูนย์กลางมวลของลิ่มวิบัติ ขนานกับระนาบวิบัติจนกระทั่งตัดกับด้านหลังของกำแพงกันดิน ทิศทางของแรงลัพธ์คือทิศทางซึ่งทำมุม δ (มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงและดิน) กับเส้นตั้งฉากกับด้านหลังของกำแพงกันดิน



(a)



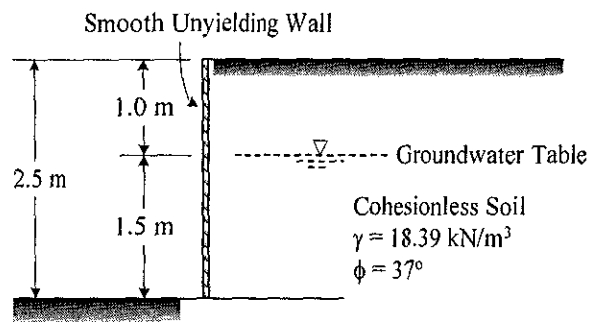
(b)

รูปที่ 5.11 วิธีการพีคของ Culmann

ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 5.1 กำแพงกันดินที่เรียบและหนาмаกรับดินทรายแน่นโดยไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง (ที่สถานะอยู่นิ่ง) ดังแสดงในรูปที่ 5.12 จงหา

- การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน
- แรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงกันดิน



รูปที่ 5.12

วิธีทำ จากสมการที่ (5.5)

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

$$K_0 = 1 - \sin 37^\circ = 0.398$$

ก) การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดิน

- ความดันที่ความลึก 1 เมตร (ที่ระดับน้ำใต้ดิน)

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39 \times 1.00) = 7.32 \text{ กิโลปาสกาล}$$

- ความดันที่ลึก 2.5 เมตร (ฐานของกำแพงกันดิน)

$$\sigma'_h = (0.398)(18.39 \times 1.00) + (0.398)(18.39 - 9.81)(1.5) = 12.44 \text{ กิโลปาสกาล}$$

$$\sigma_h = 12.44 + (9.81 \times 1.5) = 27.16 \text{ กิโลปาสกาล}$$

การกระจายความดันด้านข้างบนกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 5.13

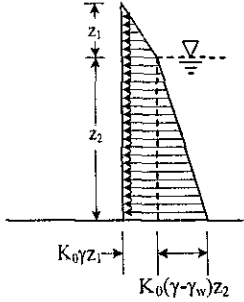
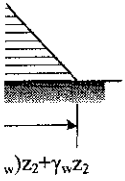
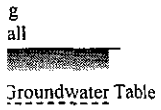
ข) แรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

$$P_h = P'_0 + P_w$$

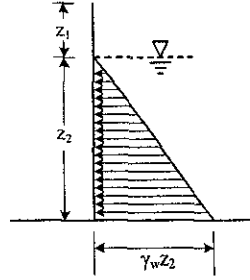
$$P_h = \frac{\sigma'_{h1} z_1}{2} + \frac{\sigma'_{h1} + \sigma'_{h2}}{2} z_2 + \frac{\gamma_w z_2}{2}$$

$$P_h = \frac{(7.32)(1.00)}{2} + \frac{7.32 + 27.16}{2}(1.5) + \frac{(9.81)(1.5)}{2}$$

29.52 กิโลนิวตันต่อเมตร



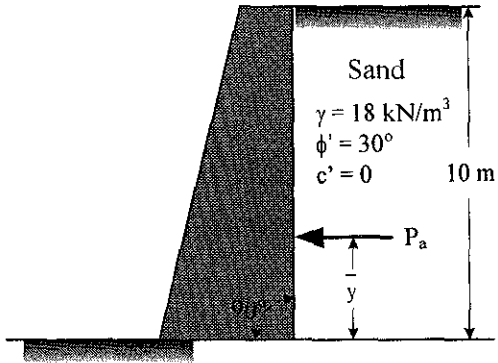
(b)



(c)

รูปที่ 5.13

แรงดันดินที่สภาวะ Active ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน ดังรูปที่ 5.14 โดยใช้



รูปที่ 5.14

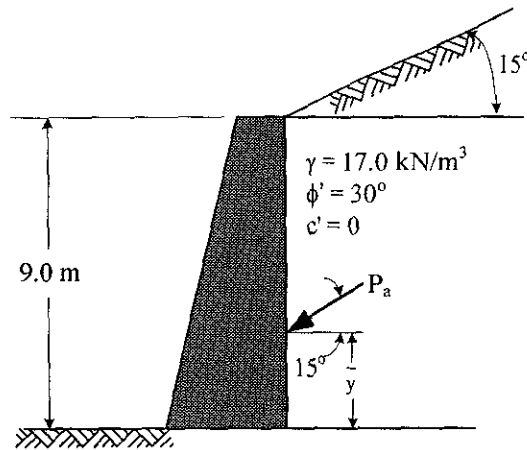
(5.9a)

$$= \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

แรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลที่ความลึก 10 เมตร เท่ากับ

ตัวอย่างที่ 5.3 จงหาความดันดินที่สภาวะ Active ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.15 และจุดที่แรงลัพธ์กระทำ โดยอาศัยสมการของ Rankine



รูปที่ 5.15

วิธีทำ จากสมการที่ (5.15)

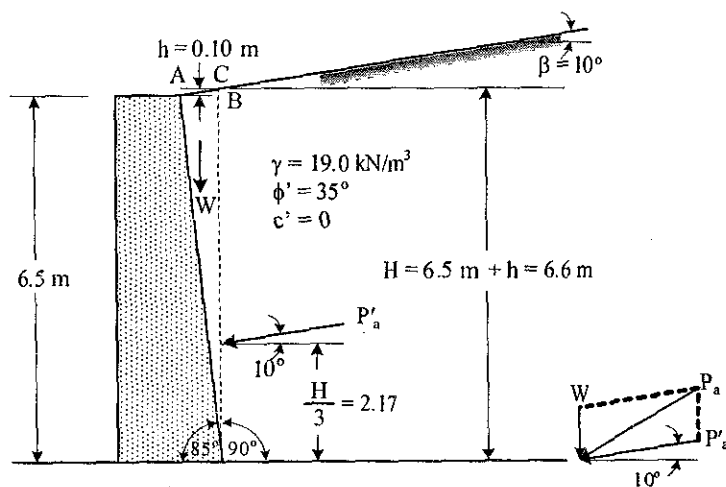
$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

$$K_a = (\cos 15^\circ) \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}} = 0.373$$

$$P'_a = P_a = \frac{1}{2} (17.0) (9.0)^2 (0.373) = 257 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\text{ระยะ } \bar{y} = \frac{H}{3} = \frac{9.0}{3} = 3.03 \text{ เมตรจากฐานของกำแพงกันดิน}$$

ตัวอย่างที่ 5.4 จงหาแรงดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) ต่อความกว้างของกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 5.16 โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



รูปที่ 5.16

วิธีทำ จากรูปที่ 5.16

$$\tan 5^\circ = \frac{AB}{6.5}$$

$$AB = (6.5) \tan 5^\circ = 0.57 \text{ เมตร}$$

และ $\tan 10^\circ = \frac{BC}{AB} = \frac{h}{0.57}$

$$h = (0.57)(\tan 10^\circ) = 0.10 \text{ เมตร}$$

จากสมการที่ (5.15)

$$K_a = \cos 10^\circ \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}} = 0.282$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.6^2 \times 0.282 = 116.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

น้ำหนักของดินและแรงในแนวตั้งและแนวนอนมีค่าดังนี้

$$W = \frac{1}{2} \gamma (AB)(H)$$

$$W = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 0.57 \times 6.6 = 35.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_h = P'_a \cos \beta = 116.7 \cos 10^\circ = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$P_v = P'_a \sin \beta = 116.7 \sin 10^\circ = 20.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum V = W + P_v = 35.7 + 20.3 = 56.1 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

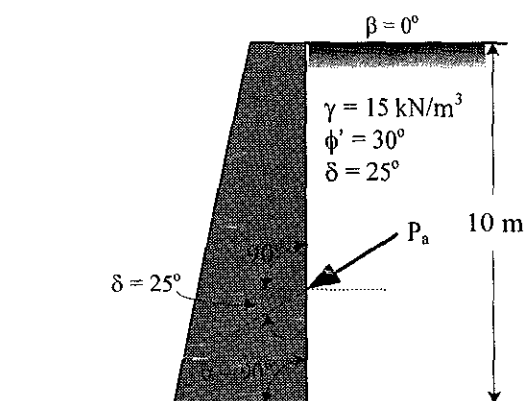
$$\sum H = P_h = 114.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงดันดินที่สภาวะ Active (P_a) เท่ากับ

$$P_a = \sqrt{(\sum V)^2 + (\sum H)^2}$$

$$P_a = \sqrt{(56.1)^2 + (114.9)^2} = 127.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.5 จากรูปที่ 5.17 มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดินถมมีค่าเท่ากับ 25 องศา จงหาความดันดินที่สภาวะ Active โดยทฤษฎีของ Coulomb



รูปที่ 5.17

วิธีทำ จากสมการที่ (5.18)

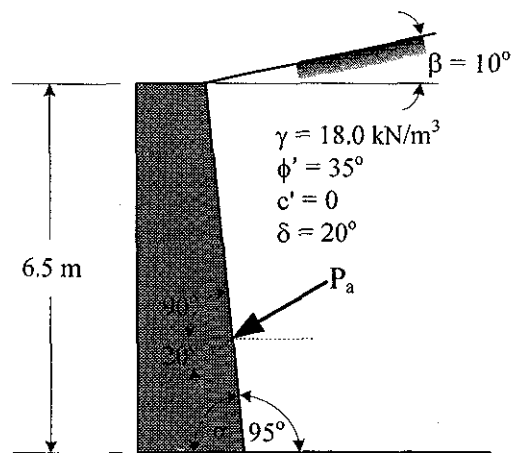
$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi')}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{\sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 25^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 25^\circ) \sin(30^\circ + 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2} = 0.296$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$P'_a = \frac{1}{2} (15.0)(10^2)(0.296) = 222.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.6 จากรูปที่ 5.18 มุมเสียดทานระหว่างกำแพงและดินถมเท่ากับ 20 องศา จงหาความดันรวมที่สถานะ Active ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน โดยทฤษฎีของ Coulomb



รูปที่ 5.18

วิธีทำ จากสมการที่ (5.18)

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

$$K_a = \frac{\sin^2(85^\circ + 35^\circ)}{\sin^2(85^\circ) \sin(85^\circ - 20^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 20^\circ) \sin(35^\circ - 10^\circ)}{\sin(85^\circ - 20^\circ) \sin(85^\circ + 10^\circ)}} \right]^2} = 0.318$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

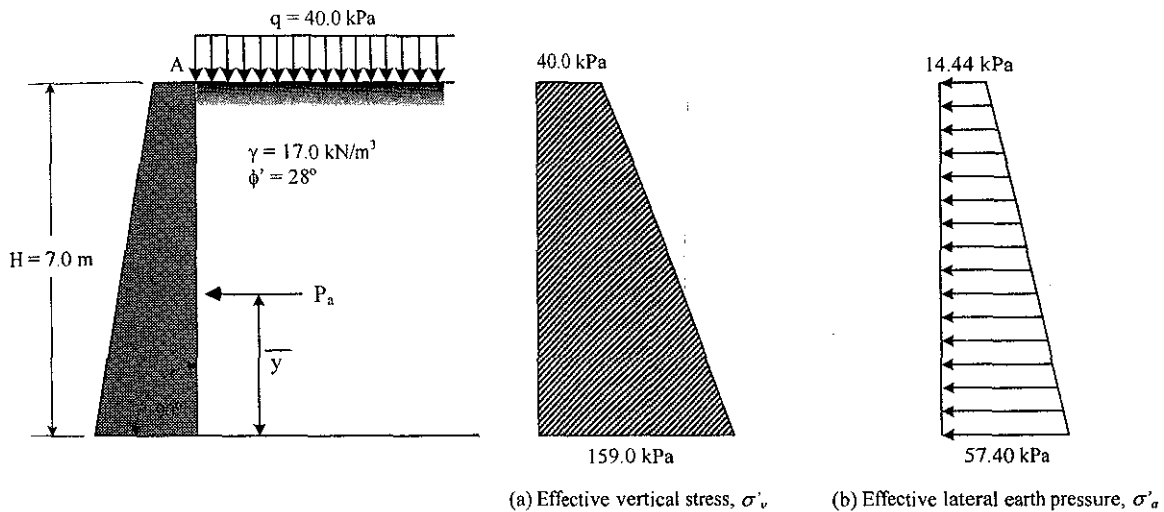
$$P'_a = P_a = \frac{1}{2} (18.0)(6.5^2)(0.318) = 120.9 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.7 ข้อมูล

- ก) กำแพงกันดินเรียบสูง 7 เมตร ด้านดินถมซึ่งเป็นดินเม็ดหยาบที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 17.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และ $\phi' = 28^\circ$
- ข) ระดับของดินถมอยู่ที่ระดับเดียวกับด้านบนของกำแพงกันดิน และวางตัวในแนวราบ
- ค) มีน้ำหนักระบายสม่ำเสมอขนาด 40 กิโลปาสคาล บนดินถม (ดูรูปที่ 5.19)

จงหา

- ก) ความดันดินที่สภาวะ Active ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน
- ข) จุดที่แรงลัพธ์กระทำบนกำแพงกันดิน



รูปที่ 5.19

วิธีทำ สัมประสิทธิ์ความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active ของ Rankine มีค่าเท่ากับ

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

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{28^\circ}{2} \right) = 0.361$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ผิวดินเท่ากับ

$$\sigma'_v = q = 40.0 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ระดับความลึก 7 เมตร จากผิวดิน เท่ากับ

$$\sigma'_v = 40 + (17.0 \times 7.0) = 159.0 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ดังนั้น การกระจายความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งแสดงได้ดังรูปที่ 5.19a

ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนที่ผิวดินเท่ากับ

$$\sigma'_a = 40.0 \times 0.361 = 14.44 \text{ กิโลปาสคาล}$$

ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนที่ระดับความลึก 7 เมตรจากผิวดิน เท่ากับ

$$\sigma'_a = 159.0 \times 0.361 = 57.40 \text{ กิโลปาสกาล}$$

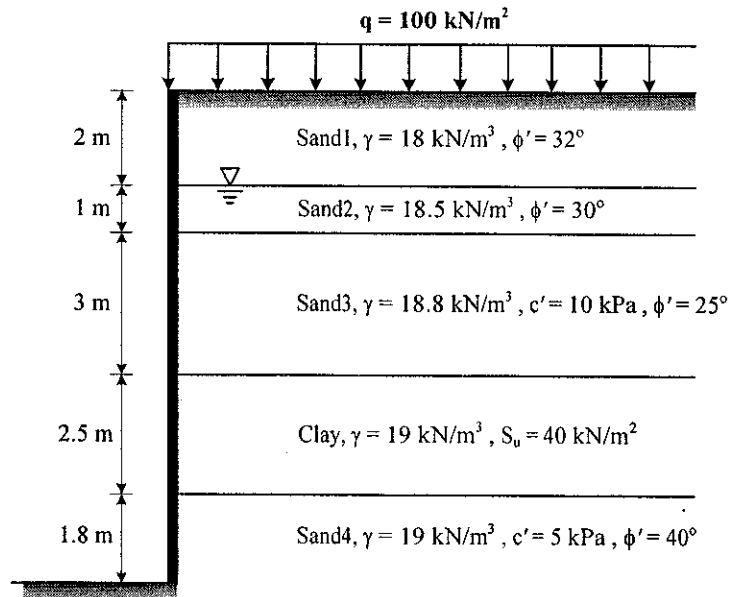
ดังนั้น การกระจายความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนแสดงได้ดังรูปที่ 5.19b
แรงดันด้านข้างรวมเท่ากับ

$$P_a = P'_a = \frac{1}{2} \times (14.44 + 57.40) \times 7.0 = 251.44 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ตำแหน่งของแรงลัพธ์เท่ากับ

$$\bar{y} = \frac{(14.44 \times 7 \times 3.5) + \left(\frac{1}{2} \times (57.40 + 14.44) \times 7.0 \times \frac{7}{3} \right)}{251.44} = 2.80 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 5.8 จากรูปที่ 5.20 จงเขียนไดอะแกรมความดันดินที่สภาวะ Active หลังสิ้นสุดการก่อสร้าง และมีน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ 100 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กระทำทันที



รูปที่ 5.20

วิธีทำ เริ่มต้นด้วยการคำนวณหาสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของดินทุกชนิด

ทราย 1 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.307$

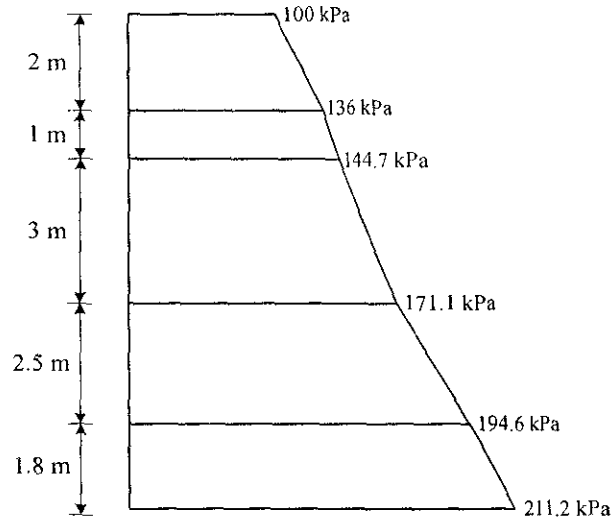
ทราย 2 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$

ทราย 3 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 0.406$

ดินเหนียว $K_a = \tan^2 (45^\circ) = 1.000$

ทราย 4 $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.217$

รูปที่ 5.21 และ 5.22 แสดงการกระจายความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งและความดันด้านข้างประสิทธิผล ตามลำดับ ขั้นตอนการคำนวณการกระจายความดันด้านข้างประสิทธิผลแสดงดังตารางที่ 5.1

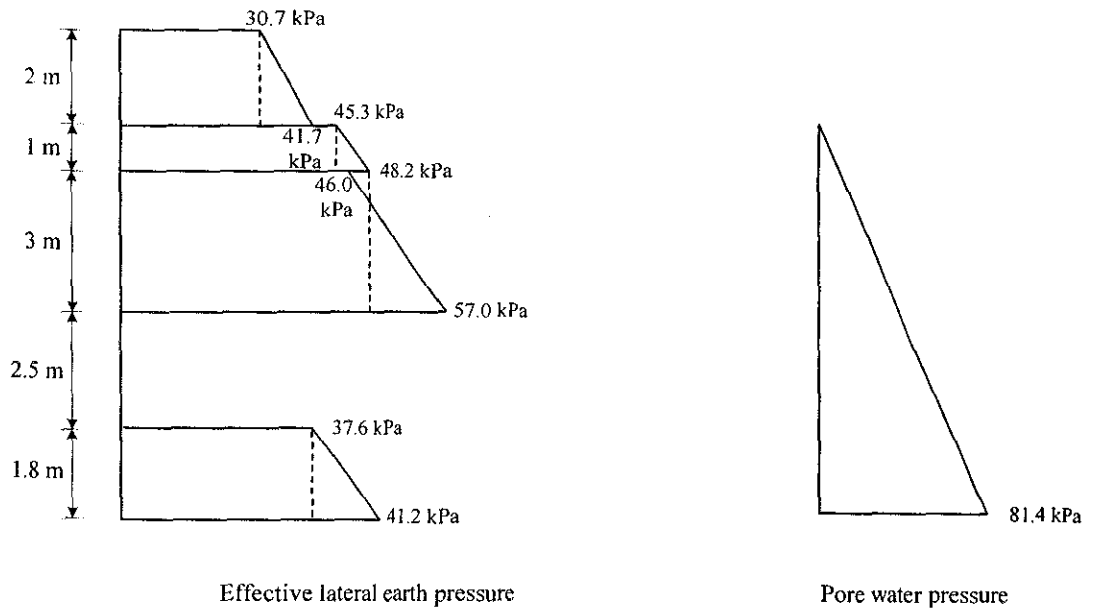


Vertical effective pressure

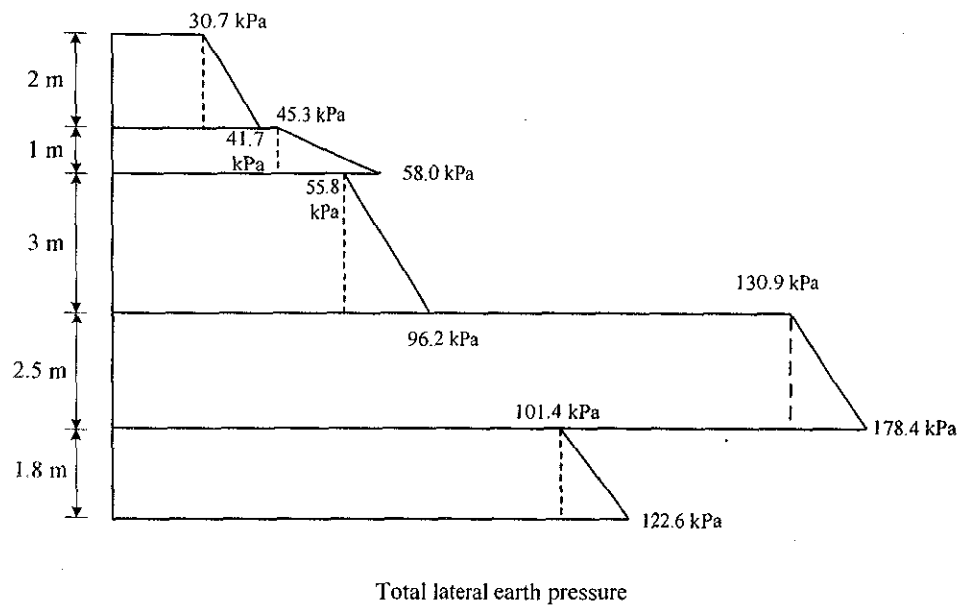
รูปที่ 5.21 การกระจายความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

ตารางที่ 5.1 การคำนวณความดันดินในชั้นทราย

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสคาล)	u (กิโลปาสคาล)	K_u	c' (กิโลปาสคาล)	$\sigma'_a = K_o \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_o}$ (กิโลปาสคาล)
0	100	0	0.307	0	30.7
2-	$100 + (18 \times 2) = 136$	0	0.307	0	41.7
2+	136	0	0.333	0	45.3
3-	$136 + (18.5 - 9.81) \times 1$ $= 144.7$	9.8	0.333	0	48.2
3+	144.7	9.8	0.406	10.0	46.0
6-	$144.69 + (18.8 - 9.81) \times 3$ $= 171.7$	39.2	0.406	10.0	57.0
6+	171.7				
8.5-	$171.66 + (19 - 9.81) \times 2.5$ $= 194.6$				
8.5+	194.6	63.8	0.217	5.0	37.6
10.3	$194.63 + (19 - 9.81) \times 1.8$ $= 211.2$	81.4	0.217	5.0	41.2



รูปที่ 5.22 การกระจายความดันดินด้านข้างประสิทธิผลในชั้นทรายและความดันน้ำ



รูปที่ 5.23 การกระจายความดันด้านข้างรวม

สำหรับความดันดินที่กระทำต่อกำแพงกันดินในชั้นดินเหนียวต้องคำนวณในพจน์ของความดันรวม ดังนี้

ที่ระดับความลึก 6.0 เมตร

ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $171.7 + 39.2 = 210.9$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $210.9 - (2 \times 40) = 130.9$ กิโลปาสกาล

ที่ระดับความลึก 8.0 เมตร

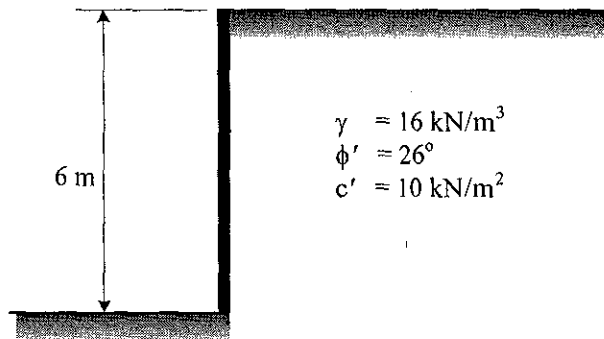
ความเค้นในแนวตั้งรวมเท่ากับ $210.9 + 19.0(2.5) = 258.4$ กิโลปาสกาล

ความดันดินด้านข้างรวมเท่ากับ $258.4 - (2 \times 40) = 178.4$ กิโลปาสกาล

การกระจายความดันดินด้านข้างรวมในชั้นทราย (รูปที่ 5.23) เกิดจากการรวมกันของความดันดินด้านข้างประสิทธิภาพและความดันน้ำ ดังรูปที่ 5.22 ส่วนการกระจายความดันดินด้านข้างรวมในชั้นดินเหนียวคำนวณได้โดยตรงในพจน์ของความเค้นรวม

ตัวอย่างที่ 5.9 ถ้ากำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 5.24 เคลื่อนตัวออกจากดินถม จงหา

- ก) โชนแรงดึง (z_0)
- ข) แรงดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ Active หลังเกิดรอยแยกเนื่องจากแรงดึง



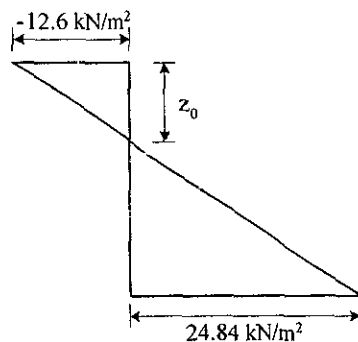
รูปที่ 5.24

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.39$

การกระจายความดันดินด้านข้างประสิทธิภาพแสดงดังตารางที่ 5.2 และรูปที่ 5.25

ตารางที่ 5.2

ความลึก (เมตร)	σ_v' (กิโลปาสกาล)	u (กิโลปาสกาล)	K_a	c' (กิโลปาสกาล)	$\sigma_a' = K_a \sigma_v' - 2c' \sqrt{K_a}$ (กิโลปาสกาล)
0	0	0	0.39	10	-12.6
6	$16 \times 6 = 96$	0	0.39	10	24.84



รูปที่ 5.25

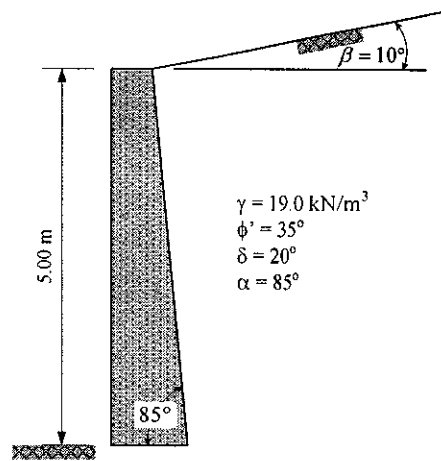
ดังนั้น ก) โชนแรงดึงเท่ากับ

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 10}{16 \sqrt{0.39}} = 1.98 \text{ เมตร}$$

ข) แรงดันดินด้านข้างรวมทั้งสถานะ Active หลังเกิดรอยแยกเนื่องจากแรงดึงเท่ากับ

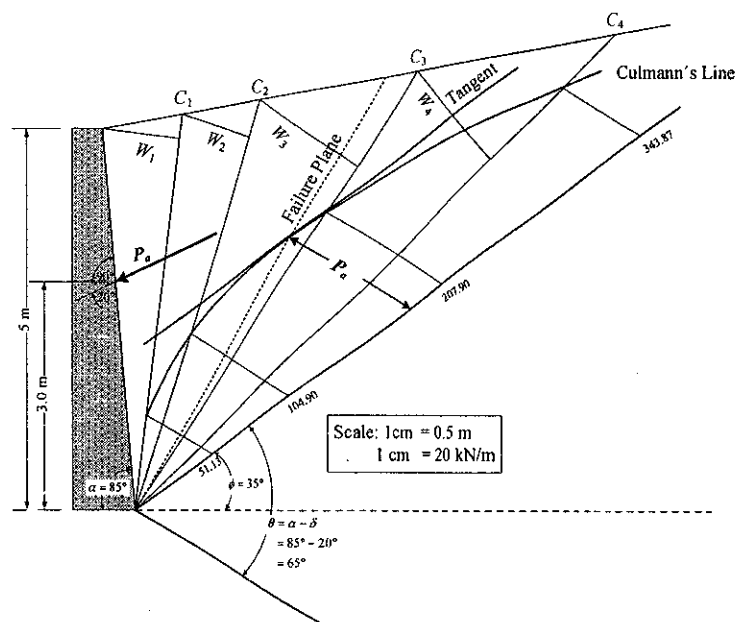
$$P_a = P'_a = \frac{1}{2} \times 24.84 \times (6.00 - 1.98) = 49.93 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ตัวอย่างที่ 5.10 จากรูปที่ 5.26 จงใช้วิธีกราฟฟิกของ Culmann ในการคำนวณหาแรงดันดินที่สถานะ Active พร้อมทั้งหาดำแหน่งของแรงลัพธ์



รูปที่ 5.26

วิธีทำ ทำตามขั้นตอนที่อธิบายในหัวข้อ 5.5 เริ่มต้นด้วยการสมมติระนาบการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 5.27



รูปที่ 5.27 ระนาบการวิบัติที่สมมติขึ้น (รูปมีขนาดย่อส่วนลง 35 เปอร์เซ็นต์)

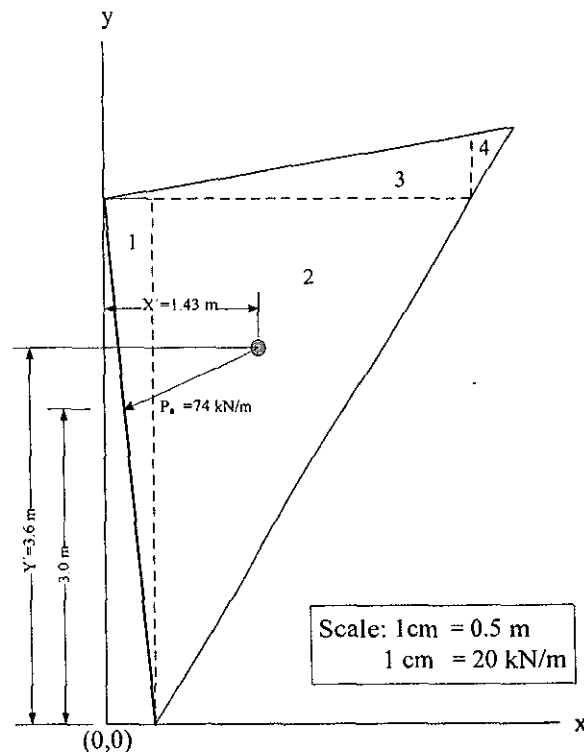
น้ำหนักของแต่ละลิ่มคำนวณได้ดังตารางที่ 5.3

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

จากค่าน้ำหนักของแต่ละลิ่ม วาดเส้นโค้งของ Culmann แรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินที่สถานะ Active มีค่าเท่ากับ 74 กิโลนิวตันต่อเมตร และระนาบวิบัติแสดงดังเส้นประ

จุดศูนย์กลางของลิ่มวิบัติคำนวณได้โดยการหาโมเมนต์ของพื้นที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.28 และตารางที่ 5.4



รูปที่ 5.28

$$\bar{x} = \frac{27.95}{19.53} = 1.43 \text{ เมตร}$$

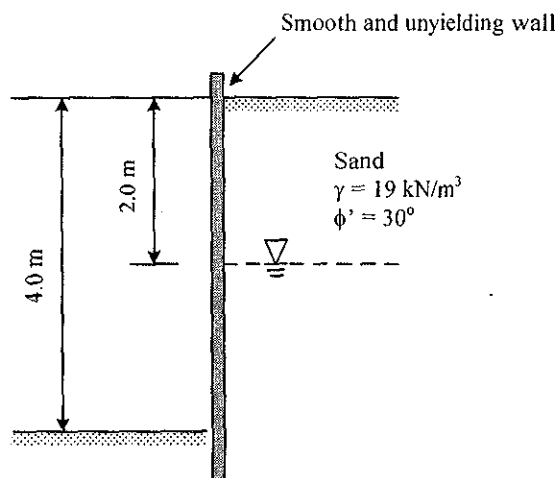
$$\bar{y} = \frac{69.4}{19.53} = 3.55 \text{ เมตร}$$

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

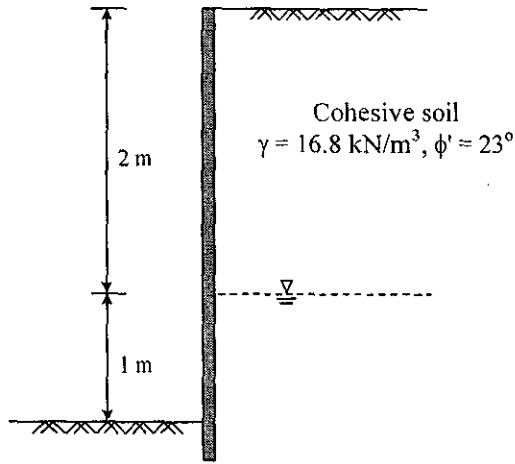
แบบฝึกหัดท้ายบท

- 1) จงวาดการกระจายความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินซึ่งด้านการเคลื่อนตัวของทรายเป็นหลวม ดังแสดงในรูปที่ 5.29 และคำนวณหาแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดิน เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก 2 เมตร จากผิวดิน และสมมติว่าไม่มีการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน



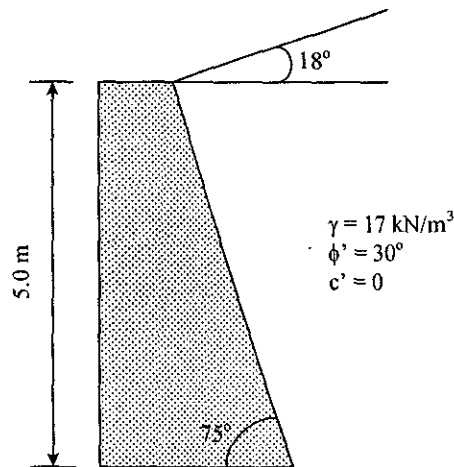
รูปที่ 5.29

- 2) จากรูปที่ 5.30 สมมติว่ากำแพงไม่มีการเคลื่อนที่ (ดินอยู่ที่สภาวะอยู่นิ่ง) จงเขียนรูปการกระจายความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพง เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับลึก 2 เมตร จากผิวดิน ในกรณีที่มีแรงกระทำสม่ำเสมอที่ผิวดิน 1.5 ตันต่อตารางเมตร และไม่มีแรงกระทำ
- 3) จงคำนวณหาแรงดันที่สภาวะ Active พร้อมทั้งตำแหน่งของแรงลัพธ์ บนกำแพงกันดินสูง 8 เมตร ที่ด้านการเคลื่อนตัวของทรายเป็นหลวม ซึ่งทำมุม 12 องศา กับแนวนอน ทรายเป็นมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร มุมเสียดทานภายในเท่ากับ 36 องศา



รูปที่ 5.30

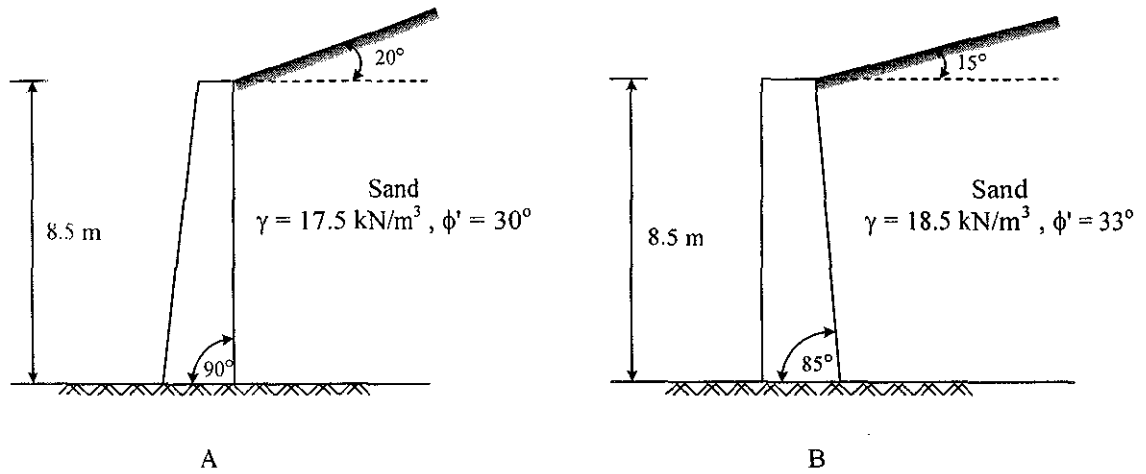
- 4) จากรูปที่ 5.31 จงหาแรงดันที่สถานะ Active โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine
- 5) จากรูปที่ 5.31 จงใช้ทฤษฎีของ Coulomb ในการคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างที่สถานะ Active เมื่อมุมเสียดทานระหว่างดินถมและกำแพงกันดินเท่ากับ 24 องศา
- 6) จากรูปที่ 5.31 จงใช้วิธีการกราฟฟิกของ Culmann ในการคำนวณหาแรงดันดินด้านข้างที่สถานะ Active เมื่อมุมเสียดทานระหว่างดินถมและกำแพงกันดินเท่ากับ 22 องศา



รูปที่ 5.31

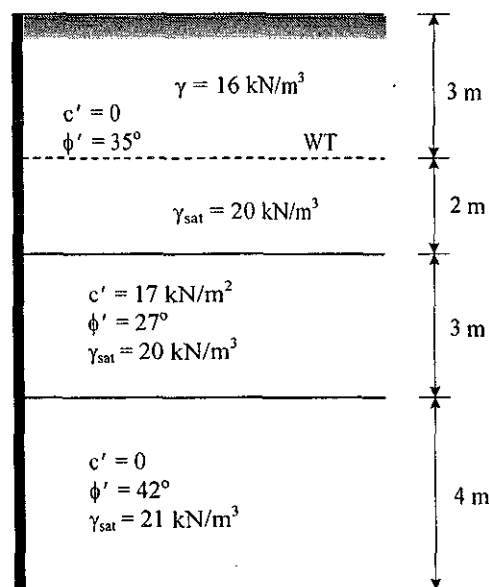
- 7) กำแพงกันดินผิวเรียบสูง 6.5 เมตร ด้านการเคลื่อนตัวของถนนซึ่งเป็นทรายถม ที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา ถนนนี้ถูกออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกจร ซึ่งเป็นน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร จงคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินที่สถานะ Active

- 8) จากข้อที่ 7) สมมติให้แรงเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินและดินเท่ากับ 22 องศา จงใช้วิธีกราฟฟิกของ Culmann ในการคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์
- 9) จงเขียนรูปการกระจายความดันดินรวมต่อความยาว (Total active earth pressure per meter of wall) ของกำแพงกันดินดังรูปที่ 5.32 พร้อมทั้งหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



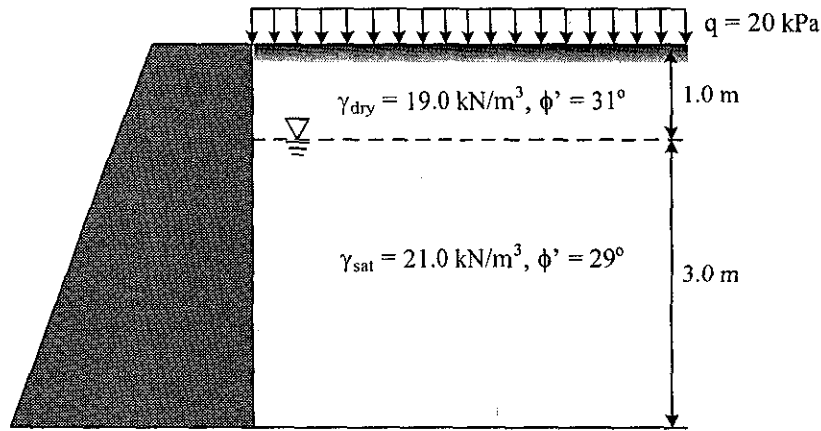
รูปที่ 5.32

- 10) จงวาดการกระจายความดันดินด้านข้างรวมทั้งสถานะ Active พร้อมทั้งคำนวณขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินดังรูปที่ 5.33



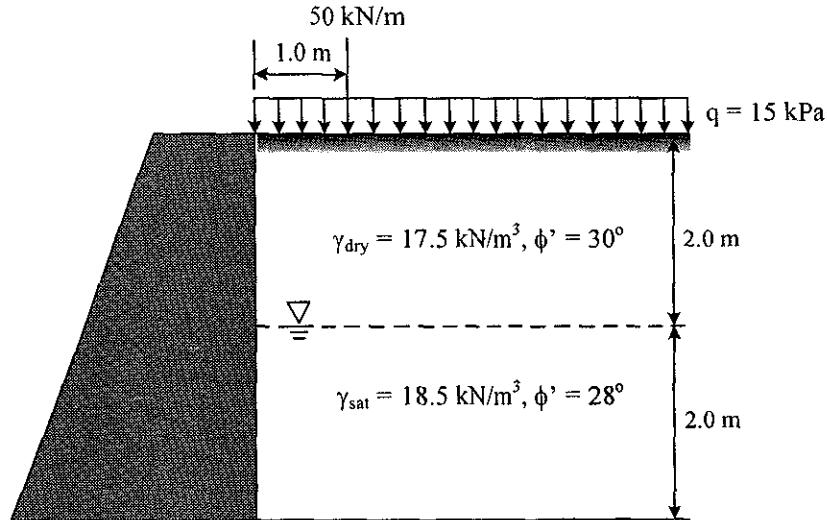
รูปที่ 5.33

- 11) จงวาดการกระจายความดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ Active พร้อมทั้งคำนวณแรงลัพธ์และตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อกำแพงกันดินดังรูปที่ 5.34



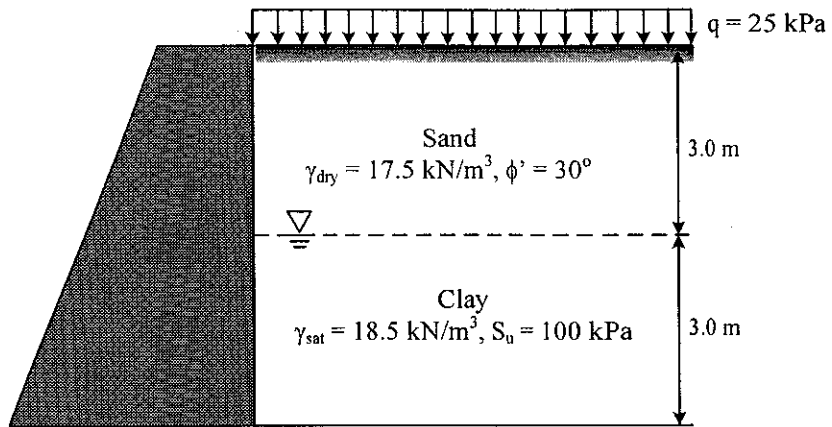
รูปที่ 5.34

- 12) จากรูปที่ 5.35 สมมติว่ากำแพงกันดินมีความหนาและใหญ่มาก จงคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest)
- 13) จากรูปที่ 5.35 จงคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่สภาวะ Active

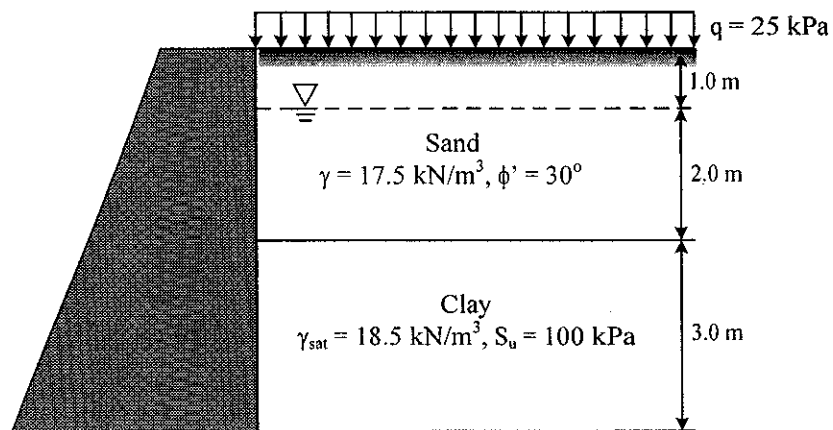


รูปที่ 5.35

- 14) จากรูปที่ 5.36 จงคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่สภาวะ Active
- 15) จากรูปที่ 5.37 จงคำนวณหาขนาดและตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่สภาวะ Active



รูปที่ 5.36

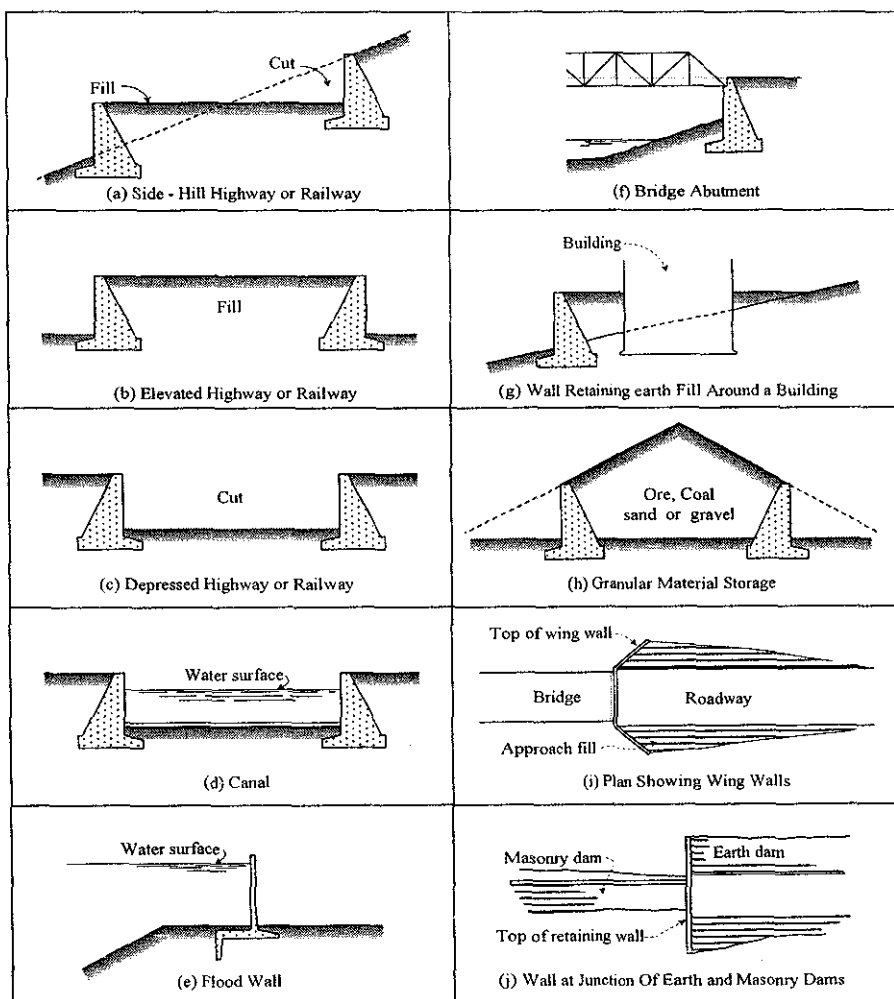


รูปที่ 5.37

บทที่ 6 โครงสร้างกันดิน (RETAINING STRUCTURE)

6.1 บทนำ

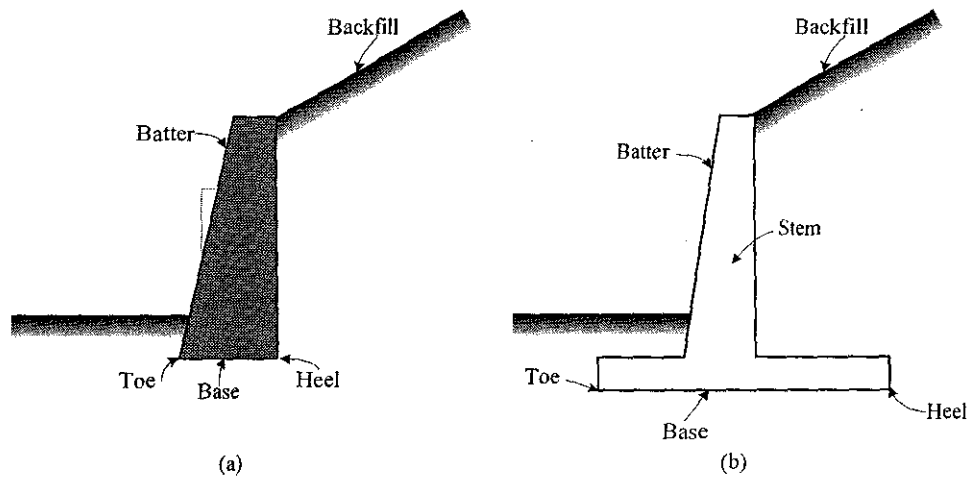
โครงสร้างกันดินถูกสร้างเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดิน การประยุกต์ใช้โครงสร้างกันดินในงานวิศวกรรมมีมากมาย อาทิเช่น งานดินถม งานดินขุด งานสะพาน และโครงสร้างกันน้ำท่วม ดังแสดงในรูปที่ 6.1 โครงสร้างกันดินส่วนมากจะเป็นกำแพงกันดินที่สร้างจากคอนกรีต ซึ่งรายละเอียดทั่วไปและวิธีการออกแบบจะอธิบายในหัวข้อ 6.2 เสาเข็มพืดและกำแพงกันดินแบบ Braced cut จะอธิบายในหัวข้อ 6.3 และ 6.4 ตามลำดับ



รูปที่ 6.1 ลักษณะการประยุกต์ใช้งานของโครงสร้างกันดิน

6.2 กำแพงกันดิน

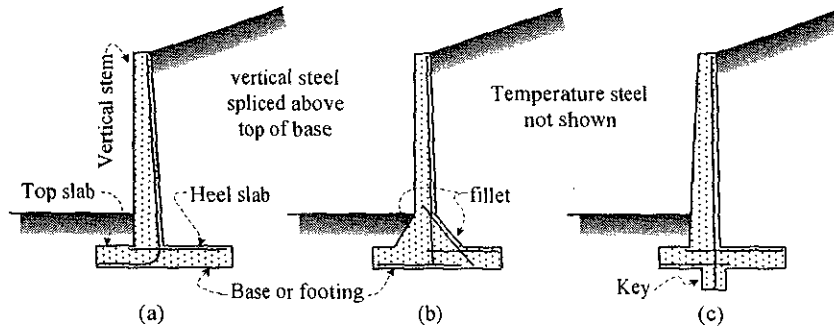
ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินแสดงดังรูปที่ 6.2a เสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของตัวเอง ดังนั้น กำแพงกันดินชนิดนี้จึงถูกเรียกว่า Gravity wall ในกรณีที่กำแพงกันดินมีความสูงมาก แรงดันดินด้านข้างมีแนวโน้มที่จะทำให้กำแพงกันดินพลิกคว่ำ (Overturning) เพื่อความปลอดภัย อาจเลือกใช้กำแพงกันดินชนิด Cantilever wall ซึ่งมีส่วนฐานยื่นออกมาอยู่ใต้ดินถม (รูปที่ 6.2b และ 6.3) น้ำหนักของดินถมที่อยู่เหนือฐานนี้จะช่วยป้องกันการพลิกคว่ำ ในกรณีที่กำแพงกันดินต้องต้านรับดินถมสูงๆ อาจมีการเสริมความแข็งแรงด้วย Counterfort และ Buttress ดังแสดงในรูปที่ 6.3 ฐานรากของกำแพงกันดินแบบ Cantilever wall อาจเป็นแบบฐานรากตื้นหรือฐานรากลึก (ดังแสดงในรูปที่ 6.4) ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของดินฐานราก



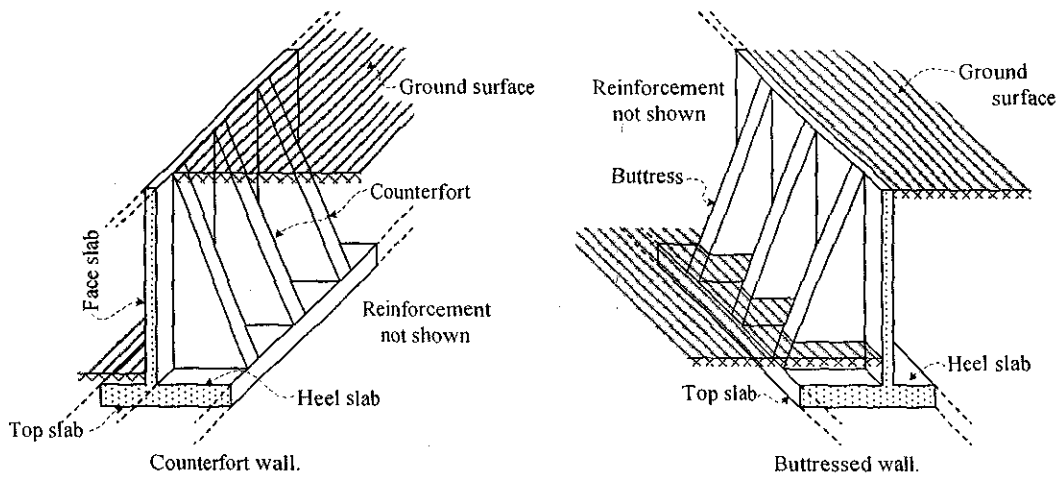
รูปที่ 6.2 (a) Gravity wall (b) Cantilever wall

Gravity wall ส่วนมากจะสร้างขึ้นจากคอนกรีตและมีขนาดค่อนข้างใหญ่ ขณะที่ Cantilever wall จะมีขนาดเล็กกว่าและจำเป็นต้องมีเหล็กเสริมที่มากเพียงพอ ชนิดของกำแพงกันดินยังมีอีกหลายชนิด แต่ชนิดที่นิยมออกแบบกันมากจะเป็นสองชนิดนี้ เมื่อมีการถมดินด้านหลังกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัว เพื่อป้องกันการพลิกคว่ำของกำแพงกันดิน กำแพงกันดินจะถูกสร้างให้มีความชันเอียงด้านหน้า ดังแสดงในรูปที่ 6.2 ความชันนี้เรียกว่า Batter

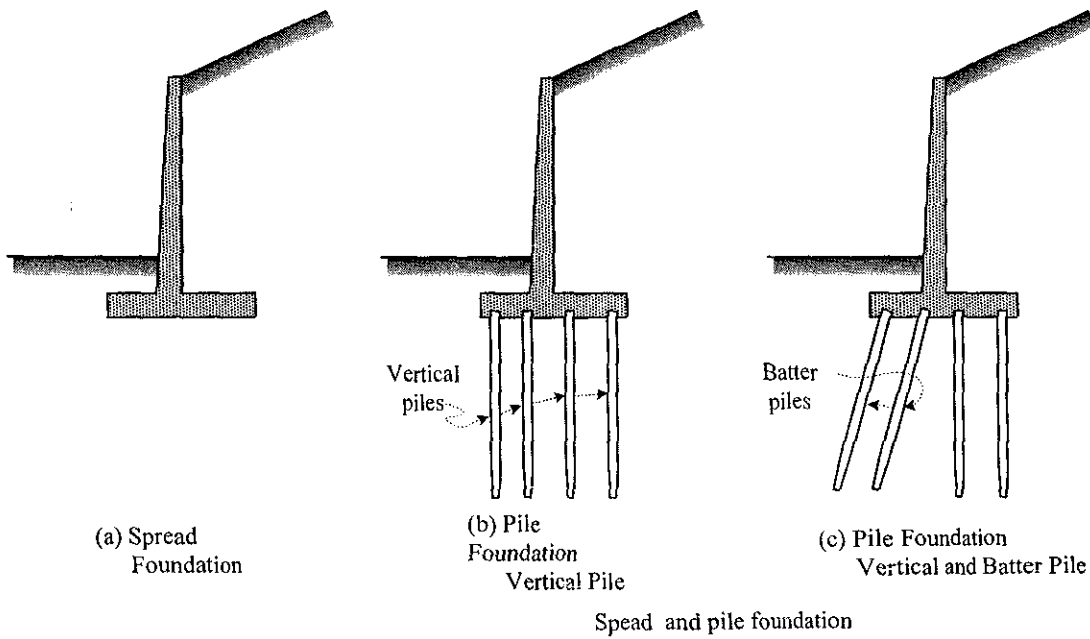
วัสดุที่ใช้ถมด้านหลังกำแพงกันดินเรียกว่า Backfill จะต้องเป็นวัสดุเม็ดหยาบที่มีความชื้นผ่านสูง เช่น ทราย กรวด หรือหินบด (Broken stone) ถ้าเป็นไปได้ควรหลีกเลี่ยงการใช้ดินเม็ดละเอียดพวกดินเหนียวเป็น Backfill เนื่องจากดินประเภทนี้ก่อให้เกิดความดันด้านข้างอย่างมากต่อกำแพงกันดิน วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องเลือกวัสดุที่ใช้เป็น Backfill ให้เหมาะสม และจะต้องคำนึงถึงการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งจะเป็นตัวเพิ่มความดันด้านข้างต่อกำแพงกันดิน



Types of cantilever wall.



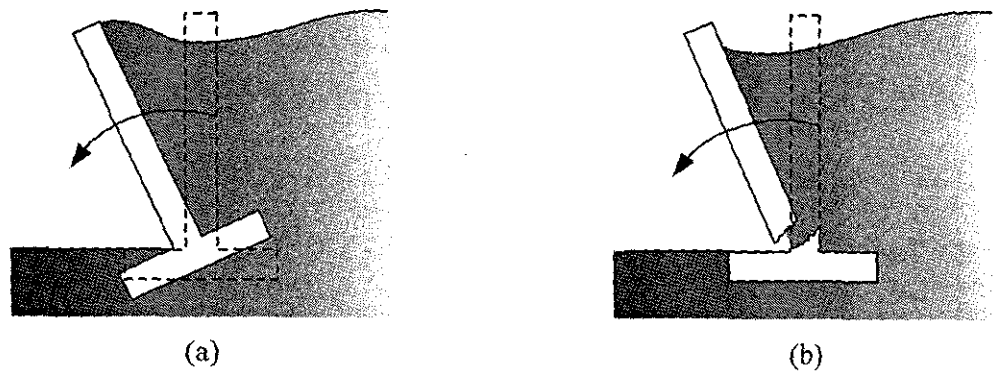
รูปที่ 6.3 ลักษณะทั่วไปของกำแพงกันดินชนิด Cantilever wall



รูปที่ 6.4 ลักษณะของฐานรากกำแพงกันดิน

6.2.1 การวิบัติของกำแพงกันดิน

การออกแบบกำแพงกันดินต้องคำนึงถึงสิ่งสำคัญสองประการดังนี้คือ (1) กำแพงต้องมีเสถียรภาพภายนอก (External stability) ซึ่งหมายความว่ากำแพงกันดินต้องตั้งตั้งในตำแหน่งเดิม และ (2) กำแพงกันดินต้องมีเสถียรภาพภายใน โดยต้องความสามารถด้านความเค้นที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้าง โดยปราศจากการพังทลาย ดังแสดงในรูปที่ 6.5 กำแพงกันดินที่ขาดเสถียรภาพภายนอกก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดิน ขณะที่ กำแพงกันดินที่ขาดเสถียรภาพภายในจะก่อให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างเสถียรภาพทั้งสองนี้ไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงต่อกัน และต้องถูกพิจารณาแยกกัน ยกตัวอย่างเช่น การใช้เหล็กเสริมมากอาจเป็นการเพิ่มเสถียรภาพภายในได้ แต่มิได้เป็นการเพิ่มเสถียรภาพภายนอกอย่างไร



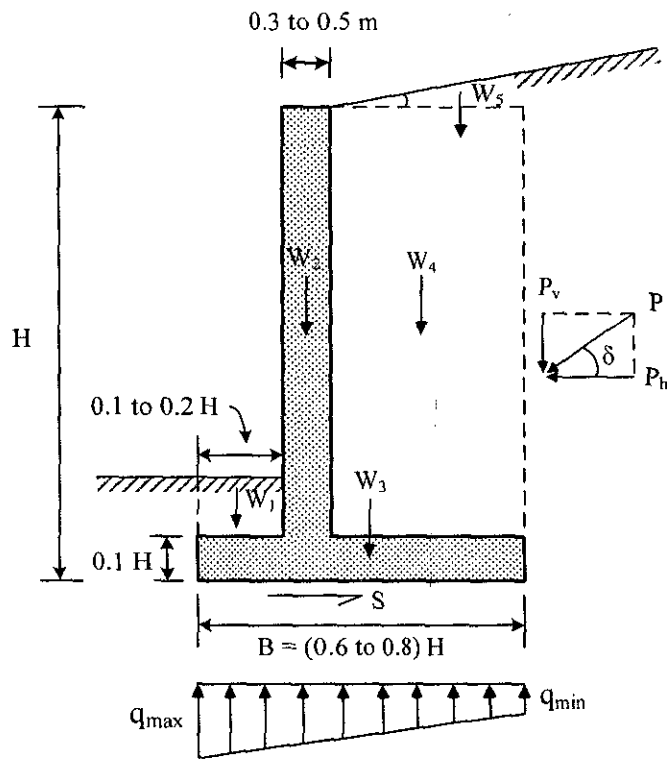
รูปที่ 6.5 (a) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายนอก (b) กำแพงกันดินขาดเสถียรภาพภายใน

6.2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

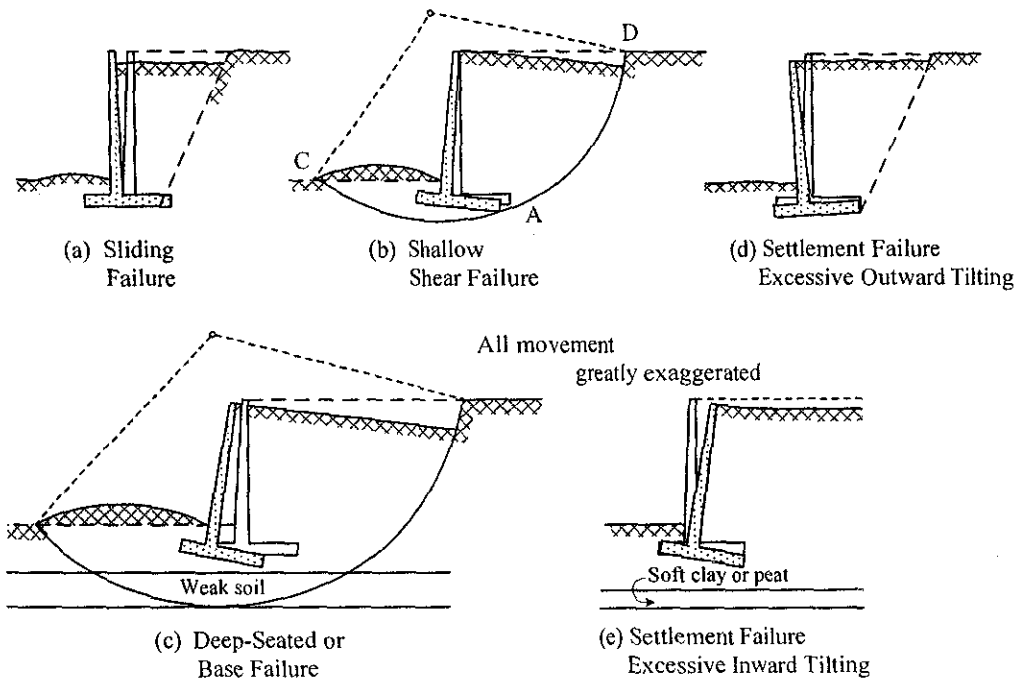
วิธีการออกแบบกำแพงกันดินด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป คือการสมมติขนาดและของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพง ถ้าพบว่าเสถียรภาพของกำแพงกันดินหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่ และทำการตรวจสอบอีกครั้ง ซึ่งจะถูกทำซ้ำๆ จนกระทั่งพบว่ากำแพงกันดินที่ออกแบบมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน เพื่อให้คำนวณมีความง่ายขึ้น ผู้เขียนขอเสนอขนาดของฐานรากเริ่มแรกที่ดีควรสมมติเพื่อตรวจสอบเสถียรภาพดังรูปที่ 6.6

กำแพงกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อกำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสัณฐานได้แก่ ในแนวนอน (การเลื่อนไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติแนวแกนของดินใต้ฐานราก) และการพลิกคว่ำ ลักษณะการขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงแสดงดังรูปที่ 6.7 การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสัณฐานเพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิก

หลักการความสถิตย (Law of statics) สำหรับการตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวตั้งนั้นอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory)



รูปที่ 6.6 ขนาดของกำแพงกันดินที่ควรสมมติในการสู่วิเคราะห์เสถียรภาพ



รูปที่ 6.7 ลักษณะการขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน

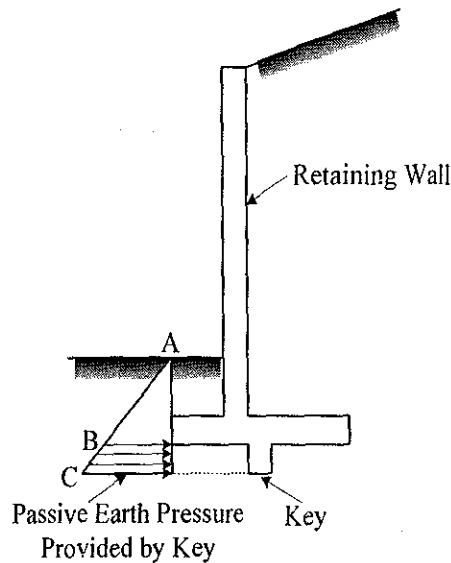
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการเลื่อนไถล (Sliding resistance force) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการเลื่อนไถล คือผลคูณของแรงลัพธ์ในแนวตั้งที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน ($\sum V$) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน ส่วนแรงที่กระทำให้เกิดการเลื่อนไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน Backfill อ้างอิงจากรูปที่ 6.6 แรงต้านทานการเลื่อนไถล (S) สามารถคำนวณได้จาก

$$S = \sum V \tan(0.67\phi') \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นทราย} \quad (6.1)$$

$$S = \frac{2}{3} S_u B \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเหนียว} \quad (6.2)$$

เมื่อ $\sum V = W_1 + W_2 + \dots + W_5 + P_v$

ถ้าในการออกแบบพบว่กำแพงกันดินแบบฐานเรียบ (Flat-bottomed wall) มีอัตราส่วนปลอดภัยไม่เป็นไปตามที่ต้องการ เราอาจจะทำการสร้างตัวต้านทานการเลื่อนไถลที่เรียกว่า Key ที่ฐานของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.8 ดินด้านหน้าของ Key ทำหน้าที่ต้านทานการเลื่อนไถลในสถานะของความดันที่สถานะ Passive ดังแสดงโดยโซน BC แต่อย่างไรก็ตาม ดินด้านหน้าของ Key อาจจะหายไปเนื่องจากการกัดเซาะ ดังนั้น ตัว Key นี้จะมีประสิทธิภาพอย่างมากถ้าถูกสร้างได้ดินแข็งหรือหิน



รูปที่ 6.8 รูปแสดงตัวต้านทานการเลื่อนไถลที่ด้านฐานของกำแพงกันดิน

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment, $\sum M_r$) ต่อ โมเมนต์ทั้งหมดที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ (Total overturning moment, M_o) ที่สถานะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะ

อยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) เรา นิยามอัตราส่วนปลอดภัยที่สภาวะนี้ พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 6.6) โมเมนต์ที่ ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำทั้งหมดสามารถคำนวณได้จาก

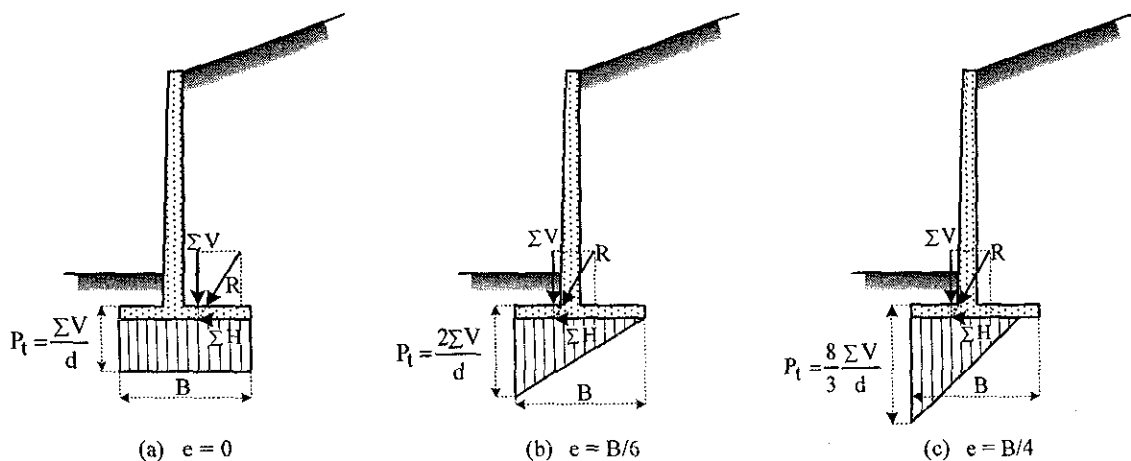
$$M_o = P_h \times \frac{H}{3} \quad (6.3)$$

$$\sum M_r = M_{r1} + M_{r2} + \dots + M_{r5} + (P_v \times B) \quad (6.4)$$

เมื่อ $M_{ri} = W_i x_i$

x_i คือระยะในแนวนอนที่วัดจากจุด Toe จนถึง W_i

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่าง กำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของ กำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน มักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้ความเค้นในดินใต้ฐานรากไม่ สม่าเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 6.9 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นในดินใต้ฐานราก จะกระจายสม่าเสมอ (รูปที่ 6.9a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลาง มีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุดและน้อยที่สุด ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็น ศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก (รูปที่ 6.9b) วิศวกรผู้ออกแบบ ไม่ ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก เนื่องจากจะเกิดการทรุด ตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 6.9c) ดังนั้น ถ้าพบว่าระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากเกินไป ควรขยายขนาดของฐานราก



รูปที่ 6.9 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

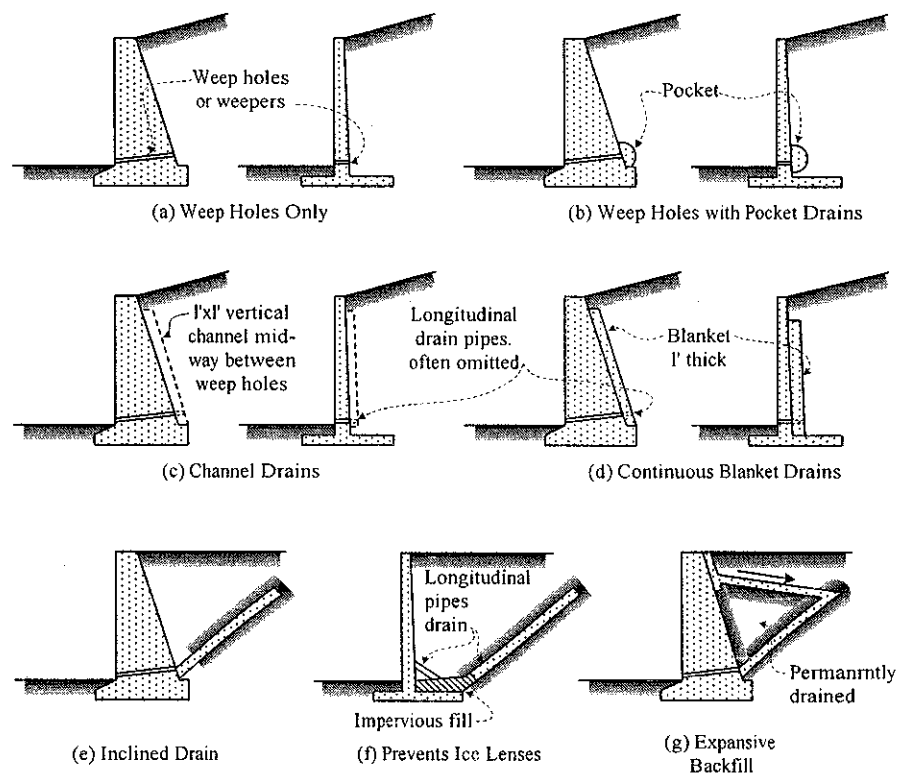
ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 6.9) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (6.5) ถึง (6.7) จากประสบการณ์การออกแบบ ผู้เขียนพบว่าควรทำการตรวจสอบการเสถียรภาพเนื่องจากการวิบัติของดินฐานรากและระยะเยื้องศูนย์กลางก่อนการตรวจสอบเสถียรภาพด้านอื่น เนื่องจากเสถียรภาพด้านนี้จะเป็นตัววิกฤติที่สุด

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum M_r - M_o}{\sum V} \right) < \frac{B}{6} \quad (6.5)$$

$$q_{\max} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < q_{all} \quad (6.6)$$

$$q_{\min} = \left(\frac{\sum V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 \quad (6.7)$$

อัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินควรไม่น้อยกว่าค่าที่แสดงในตารางที่ 6.1 เนื่องจากน้ำมักจะเป็นตัวปัญหาอย่างมากต่อเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดิน วิศวกรผู้ออกแบบส่วนใหญ่จึงมักจะจัดวางระบบระบายน้ำ เพื่อลดความดันน้ำอันเกิดเนื่องมาจากความดันน้ำส่วนเกินและน้ำท่วม การจัดวางระบบระบายน้ำในกำแพงกันดินในลักษณะต่างๆ แสดงดังรูปที่ 6.10



Backfill drains for retaining walls

รูปที่ 6.10 การจัดวางระบบระบายน้ำในกำแพงกันดิน

ตารางที่ 6.1 อัตราส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินในกรณีต่างๆ

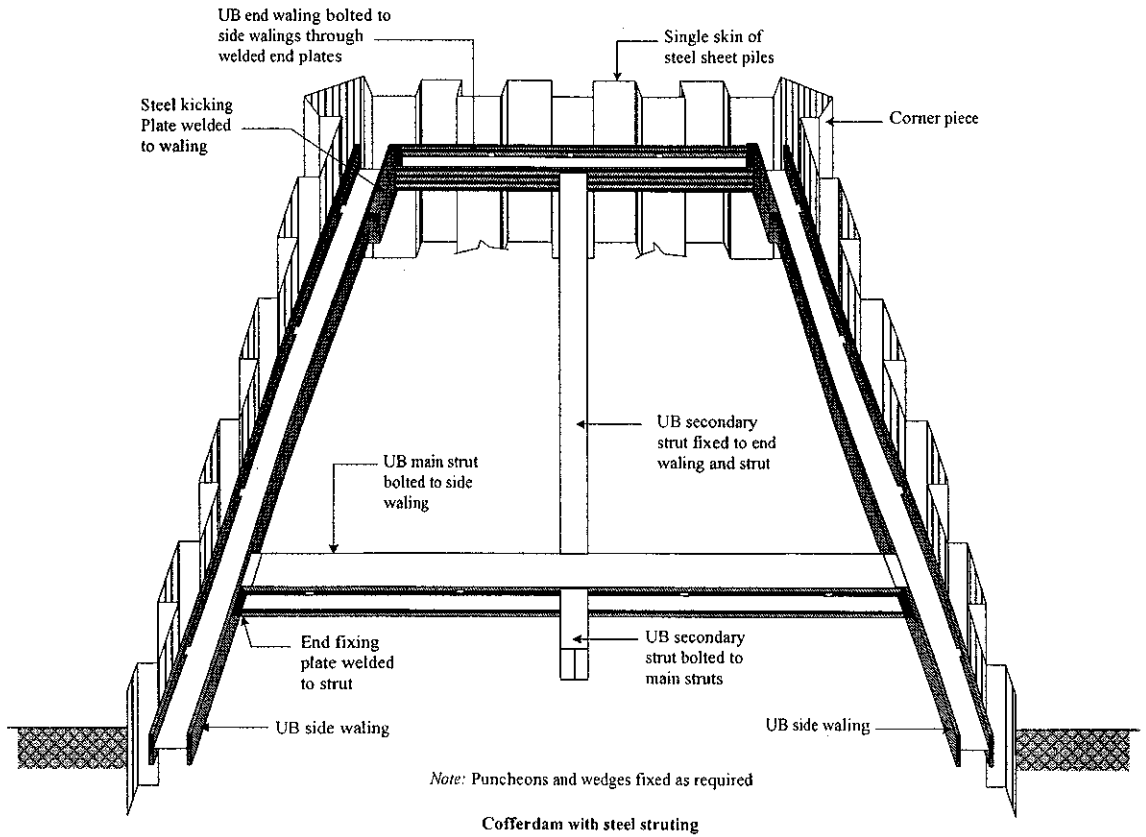
กรณี	อัตราส่วนปลอดภัย	หมายเหตุ	อ้างอิง
การลื่นไถล	1.5	สำหรับกรณีที่ไม่พิจารณาความดิน	Goodman and Karol (1968)
		ด้านข้างที่สถานะ Passive ที่ด้านหน้า	
การพลิกคว่ำ	1.5	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดหยาบ	Teng (1962)
	2.0	สำหรับ Backfill ที่เป็นดินเม็ดละเอียด	
วิธีแบบกำลังรับแรงแบก	3.0		
ทาน			

6.3 เข็มพืด (Sheet pile)

เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กยาวที่มีความกว้างประมาณ 30 ถึง 50 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 6.11 เข็มพืดจะถูกนำมาต่อกันเป็นแนวยาวตามแนวดินเพื่อใช้เป็นโครงสร้างกันดินและน้ำ รูปที่ 6.12a แสดงการประยุกต์ใช้เข็มพืดเป็นโครงสร้างกันน้ำ เข็มพืดยังสามารถใช้ร่วมกับระบบค้ำยัน (ซึ่งอาจเป็นไม้หรือเหล็ก) เป็นโครงสร้างชั่วคราวสำหรับงานก่อสร้างใต้ดิน เช่น งานวางท่อน้ำ (รูปที่ 6.12b) โครงสร้างกันดิน (รูปที่ 6.13) และงานโครงสร้างใต้ดิน (รูปที่ 6.14 และ 6.15) แต่ถึงแม้ว่าระบบค้ำยันจะมีความแข็งแรงเพียงใดก็ตาม ผู้อ่านพึงตระหนักว่าเข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กที่มีความหนาไม่มาก หากใช้เป็นโครงสร้างกันดินในงานดินขุดที่มีความลึกมาก หรือใช้เป็นโครงสร้างกันการเคลื่อนตัวของอาคารข้างเคียงที่มีขนาดใหญ่ อาจก่อให้เกิดการเสียรูปของเข็มพืดและส่งผลให้เกิดเคลื่อนตัวของดินอย่างมาก เพื่อหลีกเลี่ยงการเคลื่อนตัวที่มาก เราอาจใช้เสาเข็มเจาะหรือเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นโครงสร้างกันดินได้ ดินด้านหลังเสาเข็มจะถูกขุดออกเมื่อเสาเข็มมีอายุขัยตามต้องการ ดังแสดงในรูปที่ 6.16 การจัดวางเสาเข็มเจาะอาจทำเป็นสองตอนโดยเส้นผ่านศูนย์กลางเหลื่อมกัน เพื่อป้องกันการทะลักของดินระหว่างเสาเข็ม บทนี้จะกล่าวเพียงแก่การประยุกต์ใช้เข็มพืดในงานโครงสร้างกันดินเท่านั้น รูปแบบการใช้งานของเข็มพืดมีด้วยกันหลายลักษณะ ได้แก่

- Cantilever sheet pile wall
- Anchored sheet pile wall
- Braced cut

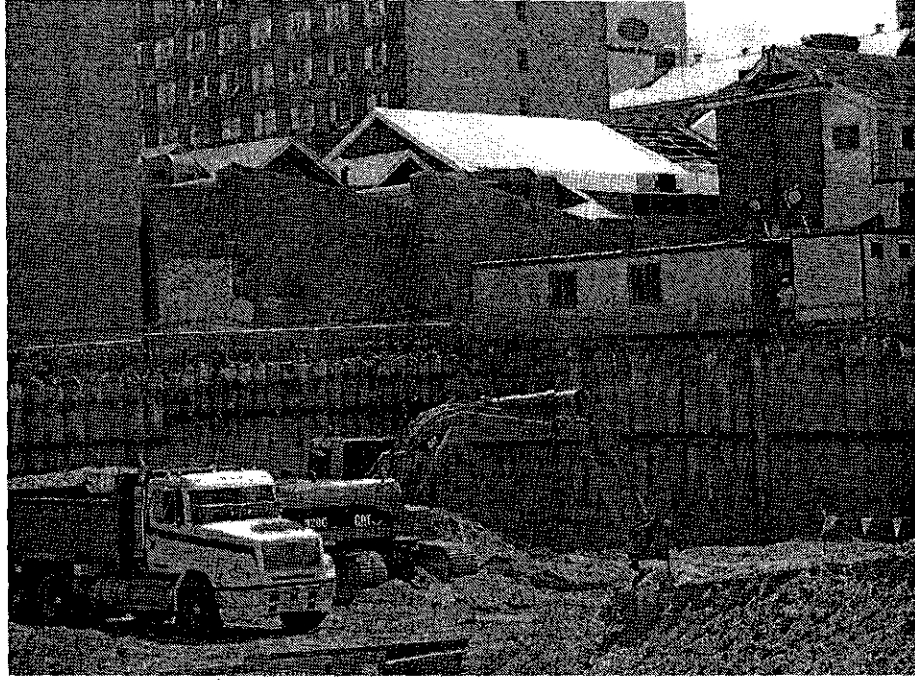
ในการออกแบบ เข็มพืดต้องมีเสถียรภาพทั้งภายนอกและภายใน รูปที่ 6.17 แสดงการขาดเสถียรภาพภายนอกของเข็มพืด การตรวจสอบเสถียรภาพภายในและภายนอกจะอธิบายในหัวข้อถัดไป



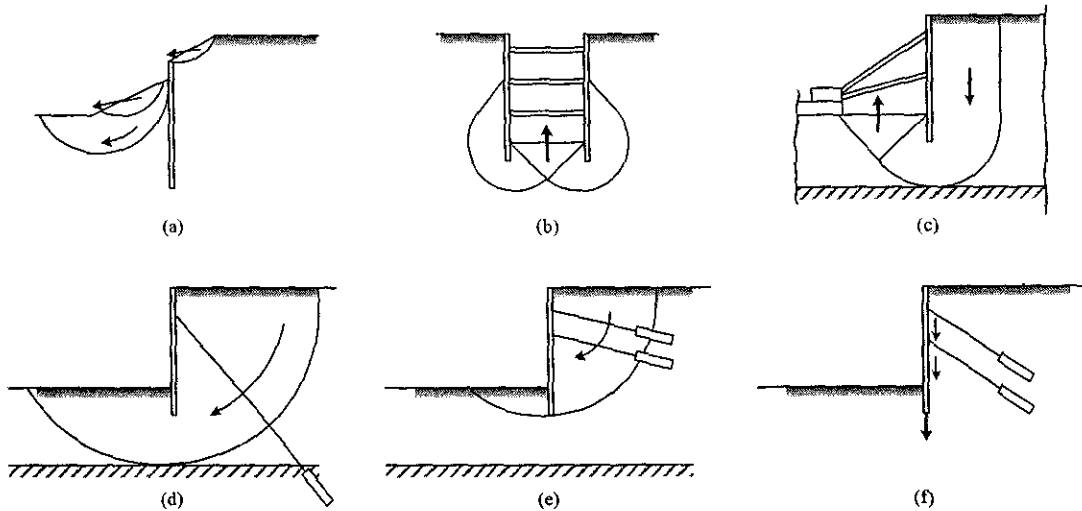
รูปที่ 6.14 การประยุกต์ใช้เข็มพีคร่วมกับค้ำยันสำหรับงานห้องใต้ดิน



รูปที่ 6.15 ระบบ Braced cuts ในการก่อสร้างบริเวณสถานีรถไฟ มาน้ำ ประเทศจีน (ถ่ายเมื่อวันที่ 20 พฤศจิกายน 2546)



รูปที่ 6.16 การประยุกต์ใช้เสาเข็มเจาะเป็น โครงสร้างกันดิน
โครงการก่อสร้างศาลสูง เมืองเพิร์ท ประเทศออสเตรเลีย (ถ่ายเมื่อ 20 กันยายน 2548)

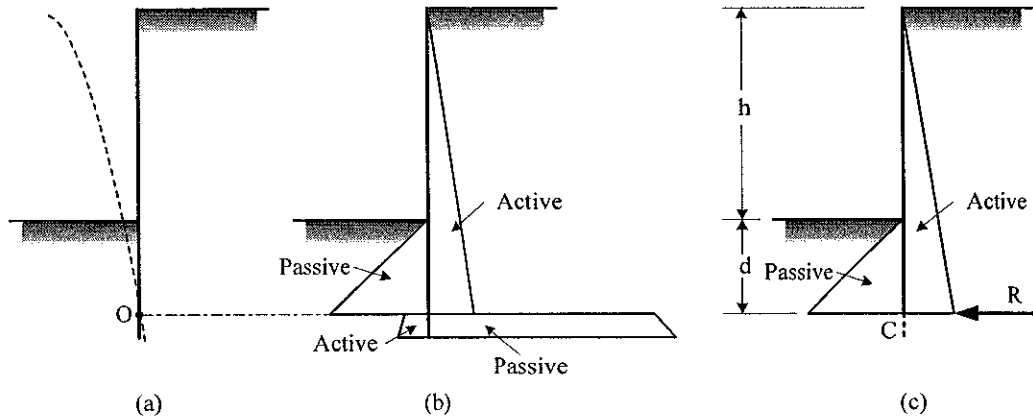


รูปที่ 6.17 การขาดเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

6.3.1 Cantilever Sheet Pile Wall

กำแพงกันดินประเภทนี้มักถูกนำมาใช้เมื่อดินถมด้านหลังเข็มพืดมีความสูงไม่มากนัก เสถียรภาพของเข็มพืดชนิดนี้ขึ้นอยู่กับความต้านทานที่สภาวะ Passive ของดินใต้ระดับผิวดิน (Dredge line) ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุด O ใกล้จุดปลายของเข็มพืด ดังแสดงในรูปที่ 6.18a ด้วย

สาเหตุนี้เอง ดินด้านหน้าเข็มพืดเหนือจุด O และด้านหลังเข็มพืดใต้จุด O จะอยู่ที่สภาวะ Passive ดังแสดงในรูปที่ 6.18b แต่อย่างไรก็ตาม การกระจายของความดันดินนี้เป็นเพียงแค่จินตนาการเท่านั้น เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความดันด้านทานที่สภาวะ Passive อย่างฉับพลันจากด้านหน้าสู่ด้านหลังของเข็มพืดที่จุด O แทบจะเกิดขึ้นไม่ได้เลย



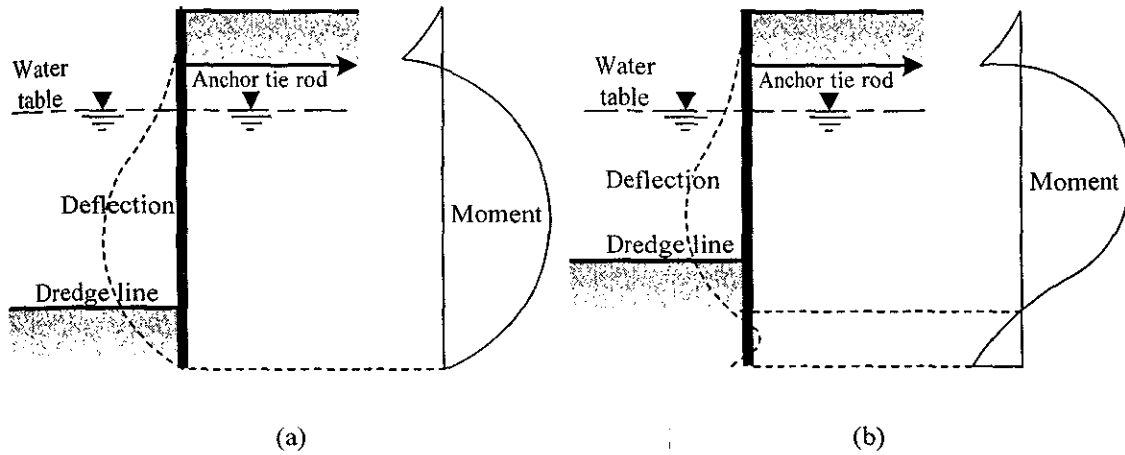
รูปที่ 6.18 ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall

การออกแบบเข็มพืดโดยทั่วไปมักจะทำโดยวิธีที่เรียกว่า Simplification ดังแสดงในรูปที่ 6.18c ซึ่งแทนแรงลัพธ์ที่สภาวะ Passive ใต้จุด O ด้วยแรง R กระทำที่จุด C (อยู่ต่ำกว่าจุด O เล็กน้อย) ซึ่งจุด C นี้อยู่ที่ความลึก d ใต้ระดับดินขุด ความลึก d นี้สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมดุลของโมเมนต์รอบจุด C โดยพิจารณาค่าแรงต้านทานด้านหน้าเข็มพืดเท่ากับแรงต้านทานที่สภาวะ Passive (P_p) หากด้วยอัตราส่วนปลอดภัย ค่า d ที่คำนวณได้เป็นค่าจากผิวดินถึงจุดหมุน (ยังขาดความลึกที่อยู่ใต้จุด C) ดังนั้น ค่าระยะฝัง (Depth of embedment) ของเข็มพืดที่ต้องการจึงควรมีค่าไม่น้อยกว่า $1.2d$ แรง R สามารถหาได้โดยอาศัยหลักสมดุลในแนวนอน (ผลรวมของแรงในแนวนอนเท่ากับศูนย์)

6.3.2 Anchored Sheet Pile Wall

เมื่อ Backfill หลังกำแพงเข็มพืดมีความสูงมาก (เกินกว่า 6 เมตร) อาจมีการติดตั้งตัวเพิ่มความมั่นคงซึ่งเรียกว่าตัวค้ำ (Tie-back or Prop) ที่ด้านบนของเข็มพืดเป็นช่วงๆ (ในแนวนอน) การทำเช่นนี้จะเป็นการประหยัดกว่าการใช้ Cantilever sheet pile wall กำแพงกันดินระบบนี้เรียกว่า Anchored sheet pile wall โดยทั่วไป ตัวค้ำนี้มักจะทำจากเคเบิลเหล็กที่มีความต้านทานแรงดึงสูง (High tensile steel cable) ตัวค้ำนี้นอกจากจะช่วยลดความลึกของระยะฝังแล้วยังช่วยลดขนาดพื้นที่หน้าตัดและน้ำหนักของเข็มพืด กำแพงกันดินประเภทนี้นิยมใช้กับการก่อสร้างบริเวณริมฝั่งแม่น้ำ หรืองานดินขุดที่ลึกมาก (Deep excavation) เสถียรภาพของกำแพงกันดินประเภทนี้ขึ้นอยู่กับแรงต้านทานที่เกิดขึ้นด้านหน้าของเข็มพืดและแรงในตัวค้ำ วิธีการคำนวณหาเสถียรภาพของกำแพงกันดินชนิดนี้มีด้วยกัน 2 วิธีคือ Free

earth support method และ Fixed earth support method วิธี Free earth support method จะเป็นวิธีที่หา
 ระยะฝังที่น้อยที่สุดที่ไม่ทำให้เกิดการหมุนในตัวเข็มพืด ดังนั้น จุดรองรับที่ปลายเข็มพืดถูกพิจารณาเป็น
 แบบหมุด (Pin) การกระจายโมเมนต์ในเข็มพืดกับความลึกสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งสองนี้แสดงดัง
 รูปที่ 6.19a และ 6.19b ในที่นี้จะขอนำเสนอเพียงแค่วิธีวิเคราะห์แบบ Free earth support method



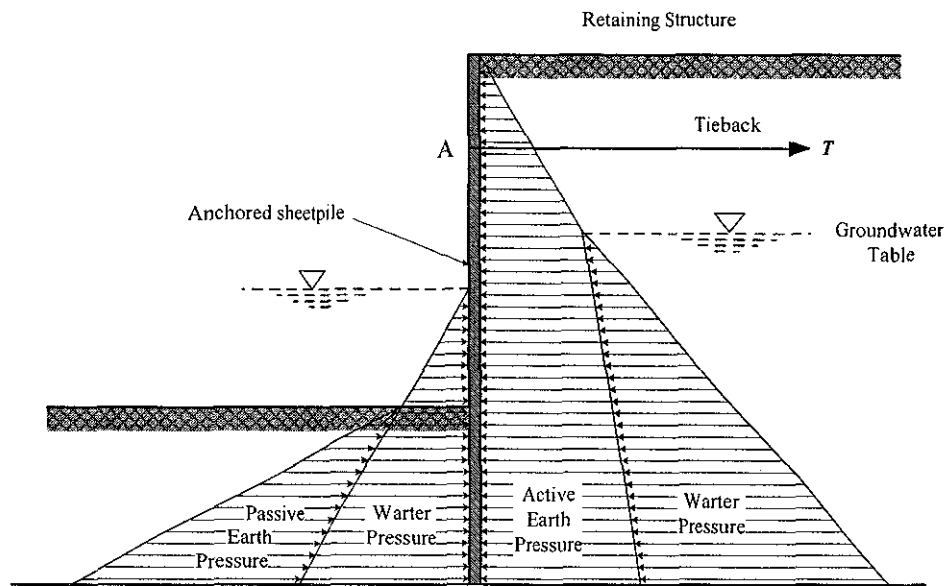
รูปที่ 6.19 การกระจายของการเสีรูปร่างและ โมเมนต์ของ Anchored sheet pile wall (a) Free earth support method
 (b) Fixed earth support method

6.3.2.1 Free Earth Support Method

วิธีการนี้จะสมมติว่าความลึกของระยะฝังได้ระดับการขุดออกของดิน (Excavation level or Dredge line) ไม่มากเพียงพอที่จะทำให้เกิดสถานะอยู่กับที่ (Fixity) ที่จุดปลายของเข็มพืด ดังนั้น เข็มพืดจะอิสระต่อการหมุนที่จุดปลาย ลักษณะการวิบัติจะเป็นการหมุนรอบจุดต่อของตัวก้ำ (Tie) กับเข็มพืดที่จุด A ของรูปที่ 6.20 ดังนั้น สิ่งที่สำคัญที่สุดในการออกแบบคือ โมเมนต์ด้านการหมุนรอบจุด A จะต้องมากกว่าโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการหมุน ระยะฝังที่ต้องการ (d) สามารถหาได้โดยหลักการที่ว่าผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A ต้องเท่ากับศูนย์ การวิเคราะห์ลักษณะนี้จะเกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาของตัวแปรยกกำลังสอง หลังจากได้ค่า d แล้ว แรงที่กระทำในตัวก้ำ (T) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยหลักสมดุลของแรงในแนวนอน (ผลรวมของแรงทั้งหมดในแนวนอนต้องเท่ากับศูนย์) และท้ายสุดการออกแบบหน้าตัดของเข็มพืดสามารถกระทำได้โดยอาศัยแผนภาพการกระจายโมเมนต์ ซึ่งวาดขึ้นได้เมื่อทราบค่า d และ T ระยะฝังควรเป็นค่าที่เพิ่มขึ้นจากระยะ d อีก 20 เปอร์เซ็นต์ เพื่อให้ได้ระยะฝังที่เพียงพอสำหรับสถานะอยู่กับที่ (Fixity) ระยะฝังควรมีค่าไม่น้อยกว่า $1.2d$

ค่าของ d ที่หาได้โดยวิธีนี้ขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ใช้และการวิเคราะห์การกระจายของแรงดันด้านข้าง ในทางปฏิบัติ ผู้ออกแบบอาจใช้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยกับแรงด้านทานทั้งหมด (Gross

passive resistance) ได้ระดับดินขุด อัตราส่วนปลอดภัยนี้ใช้สัญลักษณ์ว่า FS_p ในการหาค่า d แรงดันที่สถานะ Passive ได้ระดับดินขุดหารด้วย FS_p ต้องสมดุลกับแรงกระทำที่สถานะ Active

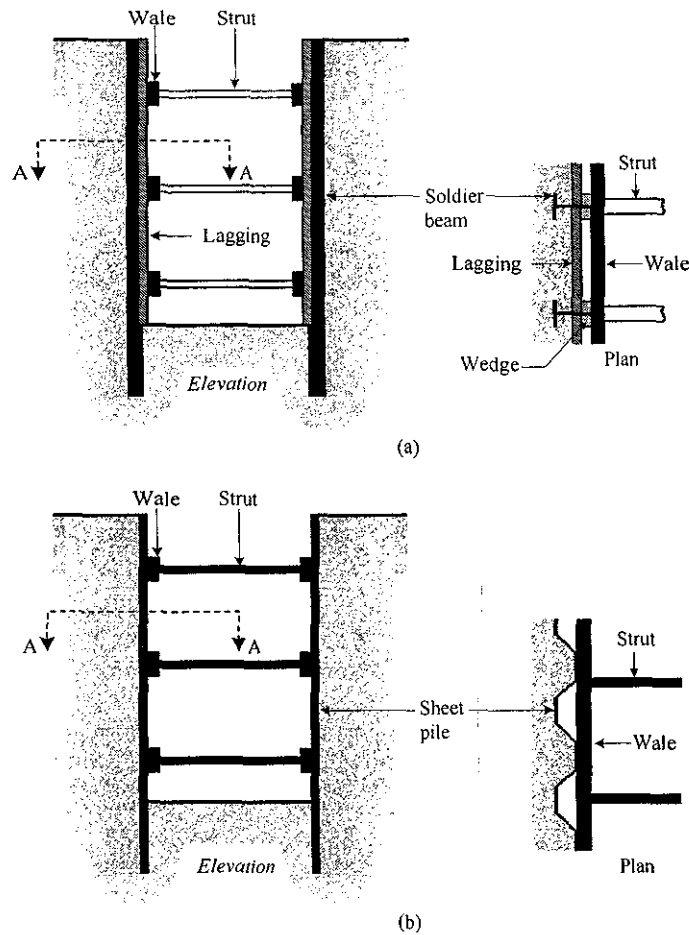


รูปที่ 6.20 การวิเคราะห์การกระจายความดันดินและเสถียรภาพของ Anchored sheet pile wall โดยวิธี Free earth support method

นอกจากวิธีดังกล่าวแล้ว ผู้ออกแบบยังสามารถใช้อัตราส่วนปลอดภัยกับพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Strength parameters) ซึ่งคืออัตราส่วนระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ต้องการเพียงให้ระบบอยู่ในสถานะสมดุล อัตราส่วนปลอดภัยอาจเป็นค่าเดียวกันทั้งสำหรับหน่วยแรงเหนียว (Cohesion) และมุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle) ดังนั้นพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับการคำนวณแรงดันที่สถานะ Passive คือ c/FS และ $\tan^{-1}(\tan\phi/FS)$

6.4 แผงเข็มที่ค้ำยันหลายระดับ (Braced Cuts)

กำแพงกันดินระบบนี้เหมาะกับงานขุดที่มีความลึกมาก เสถียรภาพของกำแพงกันดินจะขึ้นอยู่กับตัวค้ำยัน (Strut) ที่กระทำตามขวางของดินขุด รูปที่ 6.21 แสดงชนิดของ Braced cut ที่นิยมใช้ในงานก่อสร้าง ซึ่งมีด้วยกัน 2 ชนิด ได้แก่ Soldier beam (รูปที่ 6.21a) เป็นระบบที่ประกอบด้วยการตอก Soldier beam ลงในดินก่อนที่จะทำการขุด ต่อจากนั้น ทำการติดตั้ง Lagging (Lagging เป็นไม้ท่อนใหญ่วางในแนวนอน) ระหว่าง Soldier beam ขณะที่ทำการขุด เมื่อถึงความลึกที่ต้องการก็จะติดตั้ง Wale และตัวค้ำยัน (Strut) รูปที่ 6.21b แสดงระบบ Braced cut อีกประเภทหนึ่ง ซึ่งเข็มที่ค้ำยันจะถูกตอกลงไปก่อนทำการขุด Wale และตัวค้ำยันจะถูกติดตั้งทันทีหลังจากการขุด



รูปที่ 6.21 ชนิดของ Braced cut (a) การประยุกต์ใช้ของคาน (b) การประยุกต์ใช้ของเข็มพืด

6.4.1 ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับ

ขั้นตอนการติดตั้งแผงเข็มพืดเหล็กที่มีค้ำยันหลายระดับสำหรับงานก่อสร้างชั้นใต้ดินในแถบกรุงเทพมหานครแสดงได้ดังนี้

6.4.1.1 งานตอกแผงเข็มพืดเหล็ก แบ่งได้เป็น 2 ขั้นตอนดังนี้

ก) งานปักแผงเข็มพืดเหล็ก

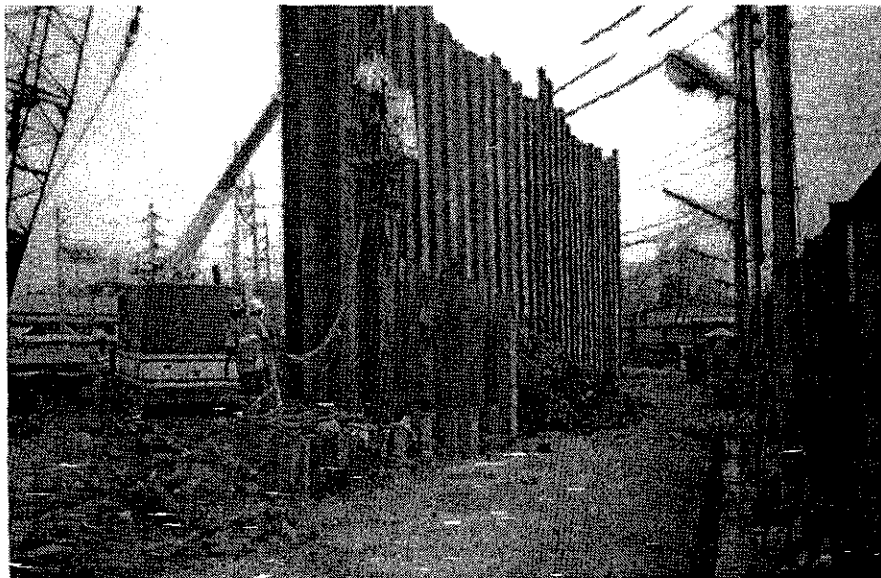
- กำหนดแนวของแผงเข็มพืดเหล็ก โดยศึกษาจากแบบแผนที่โดยสังเขป (Lay Out)
- ทำ Leg Guides ตามแนวที่เกิดขึ้น เพื่อให้แผงเข็มพืดเหล็กอยู่ในแนวที่ถูกต้อง
- ขุดหน้าดินจนถึงระดับความลึกประมาณ 0.50 - 1.00 เมตร จากผิวดิน เพื่อช่วยให้การปักแผงเข็มพืดเหล็กลงในดินทำได้สะดวกขึ้น ดังรูปที่ 6.22
- ใช้ Crane ยกแผงเข็มพืดเหล็กเข้ามาในแนวของ Leg Guides แล้วปล่อยให้แผงเข็มพืดเหล็กจมลงดิน ด้วยน้ำหนักของแผงเข็มพืดเหล็กเอง ดังแสดงในรูปที่ 6.23



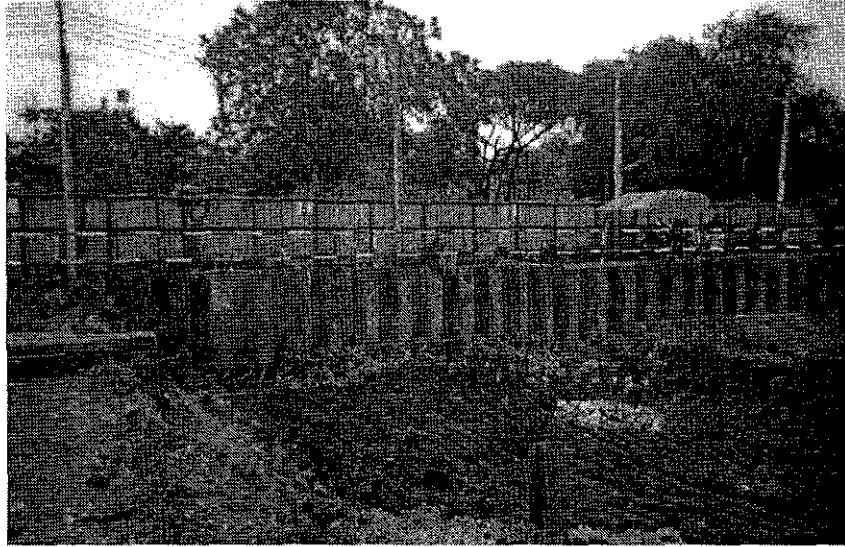
รูปที่ 6.24 การจัดวางเข็มพืดเหล็กให้ตรงแนวร่อง Interlocking

ข) การตอกแผงเข็มพืดเหล็ก

- ใช้หัวของ Vibro Hammer จับที่ปลายแผงเข็มพืดเหล็กแล้วทำการตอกลงไปในดิน ด้วยระบบสั่น
- ตอกเสาเข็มพืดเหล็กตามแนวที่กำหนดดังแสดงในรูปที่ 6.25 และ 6.26



รูปที่ 6.25 การตอกเสาเข็มพืดเหล็กโดยใช้ Vibro Hammer

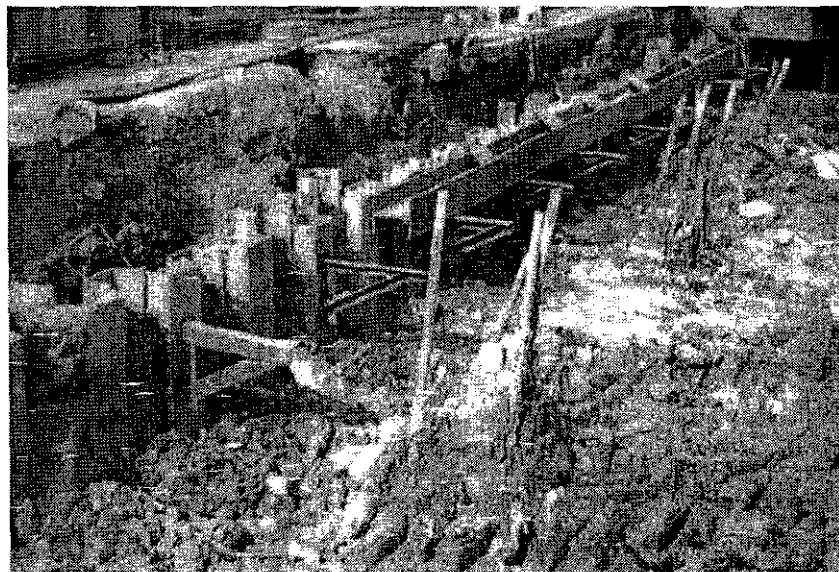


รูปที่ 6.26 แนวเสาเข็มที่ติดตั้งหลังจากการตอก

6.4.1.2 การติดตั้ง Wale

เริ่มต้นโดยการกำหนดแนวระดับของ Wale โดยศึกษาจากขั้นตอนการทำงาน (Procedure of construction) ของโครงการ และกำหนดระดับของ Wale โดยแบ่งขั้นตอนการติดตั้งดังนี้

- ขุดดินออกจนถึงระดับที่สามารถทำงานได้
- ติดตั้งหูช้าง (Bracket) เพื่อใช้เป็น Support ของ Wale ดังแสดงในรูปที่ 6.27
- ติดตั้ง Wale ห่างจากเสาเข็มที่ตอกประมาณ 0.10 เมตร โดยยาวต่อกันเป็นแนวตรง และติดตั้ง Cover plate บริเวณรอยต่อ โดยให้มีระยะไม่น้อยกว่า 0.50 เมตร ดังรูปที่ 6.28
- เมื่อติดตั้งชิ้นส่วนเสร็จแล้ว ให้ทำการเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับเสาเข็มที่ตอก ดังแสดงในรูปที่ 6.29



รูปที่ 6.27 การติดตั้ง Bracket และ Wale



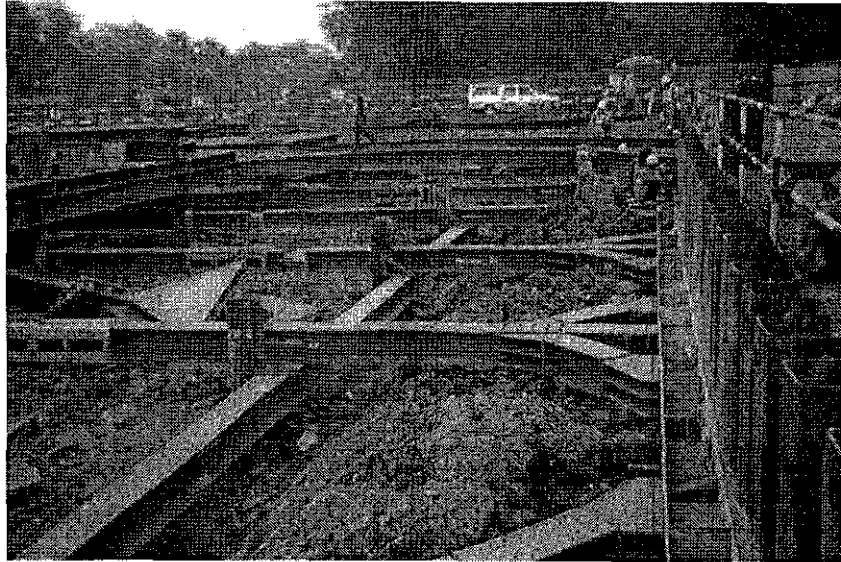
รูปที่ 6.28 การเทคอนกรีตบริเวณช่องว่างระหว่าง Wale กับแผงเข็มพืดเหล็ก

6.6.1.3 การติดตั้งตัวค้ำยัน (Strut)

Strut จะเป็นค้ำยันซึ่งวางขวางกับ Wale และอยู่ในแนวระดับเดียวกันกับ Wale ดังแสดงในรูปที่ 6.29 และ 6.30 โดยทั่วไป Strut ตัวบนสุดจะรับน้ำหนักในแนวแกนและน้ำหนักจาก Plat form ส่วน Strut ตัวล่างสุดจะรับน้ำหนักตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว



รูปที่ 6.29 การติดตั้ง Strut เข้ากับ Wale เชื่อมต่อกันด้วย Angle Reinforcement 60°

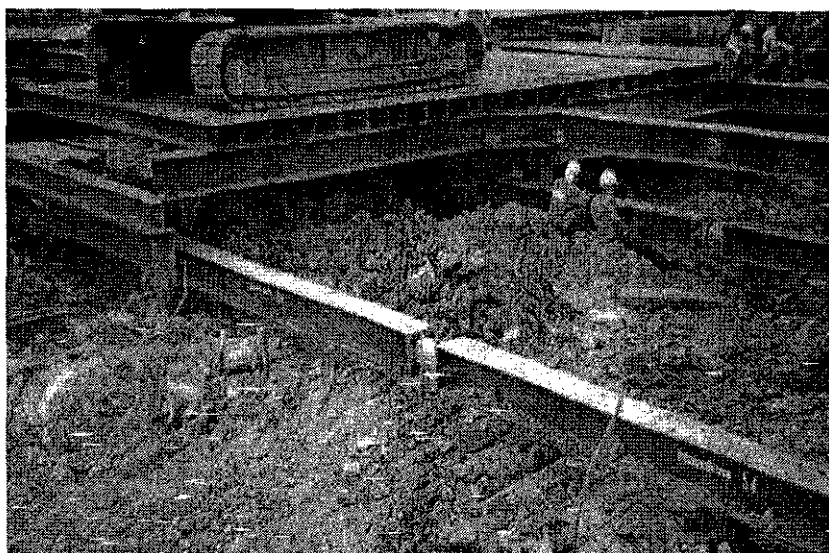


รูปที่ 6.30 แนว Strut ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว

6.4.1.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Pre-loading)

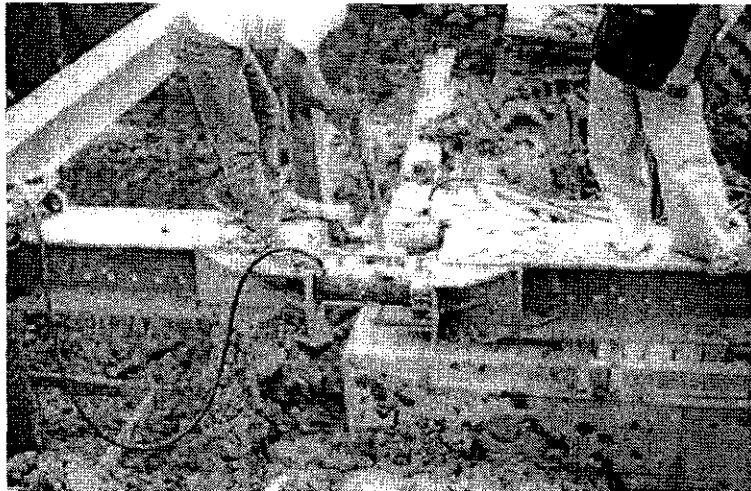
การทำ Pre-loading ในตัวค้ำยันจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างและลดการเสียรูปแบบยืดหยุ่น (Elastic deformation) ของค้ำยันได้ รวมทั้งยังช่วยลดช่องว่างจากการติดตั้ง Bolt และ Nut ในตัวค้ำยัน ค่าการอัดแรงควรอยู่ระหว่าง 40 – 50 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักออกแบบ (Design load) ขั้นตอนการ Pre-loading แบ่งได้ดังนี้

- จะต้องทำการอัดแรงตัวค้ำยันให้ครบทุกตัว โดยการติดตั้งแม่แรง (Kirin jack) ไว้ที่ตัวค้ำยัน ดังแสดงในรูปที่ 6.31
- ประกอบ Bracket เข้ากับตัวค้ำยันด้วย Bolt & Nut เพื่อรองรับกระบอกไฮดรอลิก

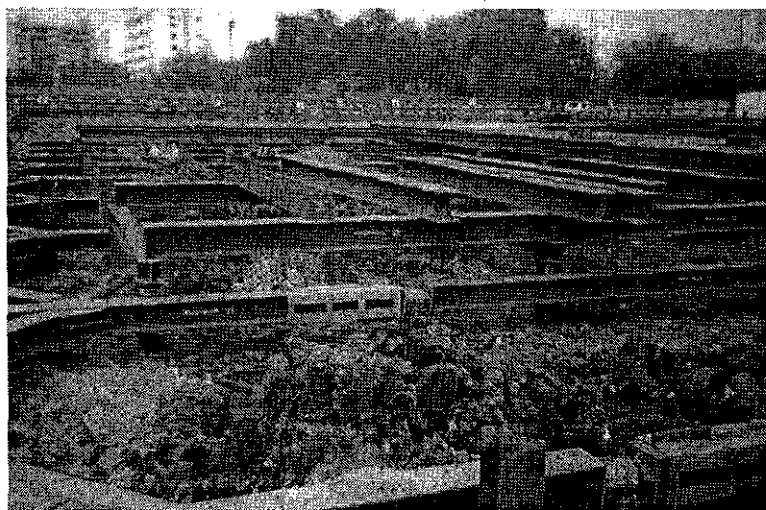


รูปที่ 6.31 แนวตัวค้ำยันที่จะถูกอัดแรง

- อัดแรงที่ระบอบไฮดรอลิก แล้วถ่ายแรงไปยัง Bracket ที่ยึดติดกับ Strut แรงจะถูกส่งผ่านจากตัวค้ำยันไปยัง Wale แต่ละด้าน ดังรูปที่ 6.32 และ 6.33



รูปที่ 6.32 การ Pre-load ใน Strut

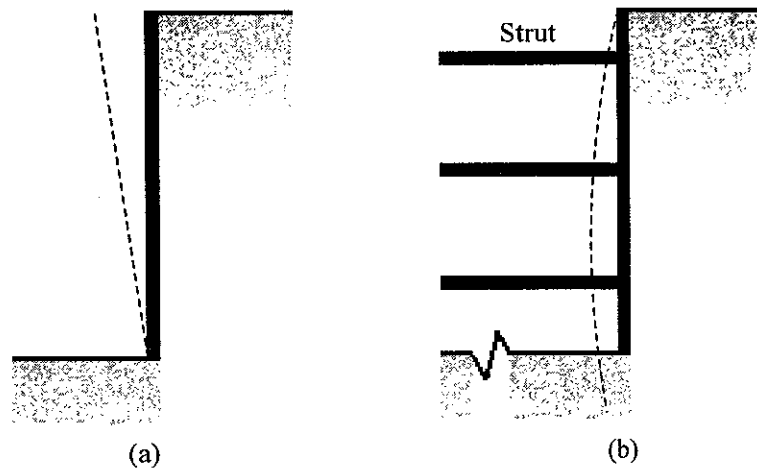


รูปที่ 6.33 ตัวค้ำยันที่ได้รับการอัดแรงแล้ว

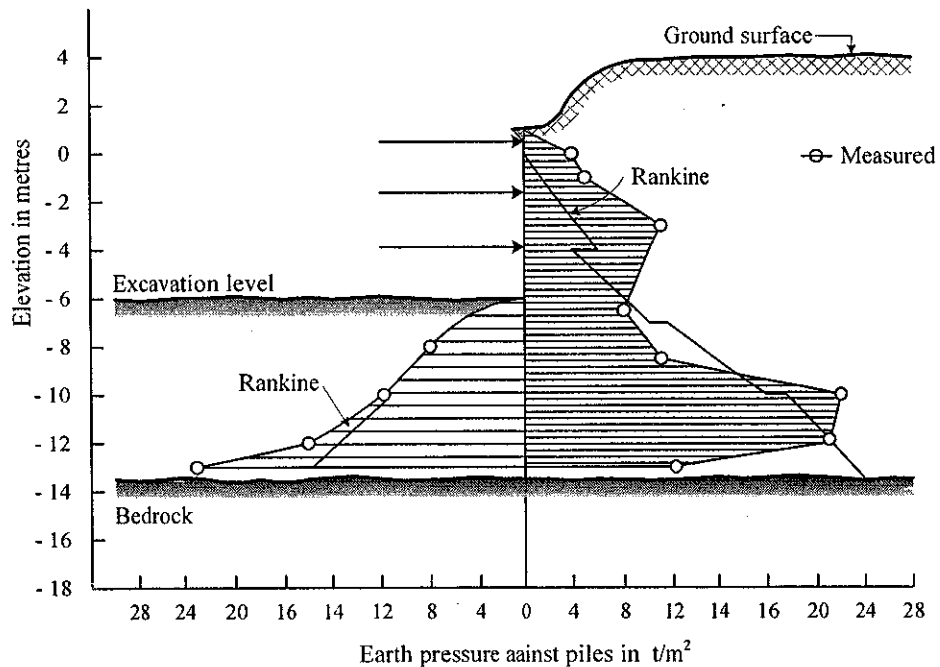
6.4.2 แรงดันดินด้านข้างใน Braced Cuts

ดังได้กล่าวในหัวข้อที่แล้วว่ากำแพงกันดินแบบ Cantilever sheet pile มีแนวโน้มที่จะเกิดการหมุนที่ปลายของเข็มพืดเมื่อด้านรับดินถม ดังแสดงในรูปที่ 6.34a และแรงดันด้านข้างสามารถประมาณได้โดยอาศัยทฤษฎีของ Rankine หรือ Coulomb ลักษณะการกระจายความดันด้านข้างของ Cantilever sheet pile ไม่สามารถนำมาใช้กับ Braced cuts ได้ เนื่องจากลักษณะการเสียรูปที่ความแตกต่าง การเสียรูปของกำแพงกันดินระบบ Braced cuts จะเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 6.34b การกระจายความดันดินด้านข้างขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง ได้แก่ ชนิดของดิน ความลึกของดินที่ขุดออก (Depth of excavation) และความประณีตของการทำงาน ความดันดินด้านข้างที่ด้านบนจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่

สถานะอยู่นิ่ง (At rest) เนื่องจากเกิดการเคลื่อนตัวน้อย ในขณะที่ ด้านล่างของกำแพงกันดินจะเกิดการเคลื่อนตัวมาก และส่งผลให้ความดันดินด้านข้างมีค่าใกล้เคียงกับค่าความดันด้านข้างของ Rankine active earth pressure ลักษณะเช่นนี้สามารถเห็นได้จากผลการวัดการกระจายความดันดินของทางรถไฟใต้ดิน Oslo ดังแสดงในรูปที่ 6.35 ความดันดินด้านข้างที่สถานะ Active ที่ระดับเหนือระดับดินขุด (Excavation level) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณได้จากทฤษฎีของ Rankine มาก และเริ่มมีค่าใกล้เคียงกันที่ระดับดินต่ำกว่าระดับดินขุด ในขณะที่ ความดันดินที่สถานะ Passive ที่ได้จากการคำนวณและการวัดมีค่าใกล้เคียงกันมาก

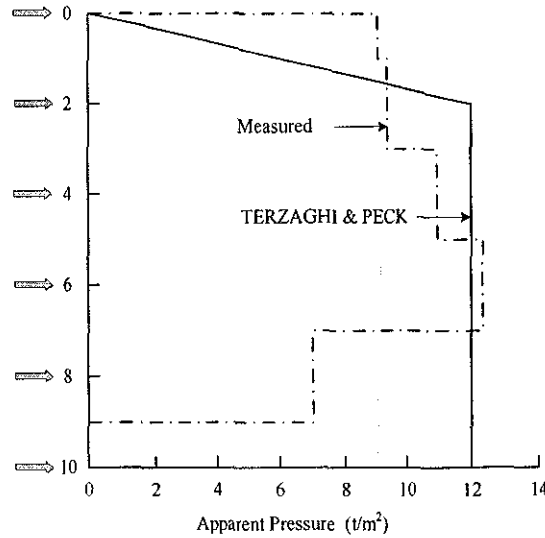


รูปที่ 6.34 ลักษณะการเสียบรูปของ (a) กำแพงกันดิน (b) Braced cut



รูปที่ 6.35 การกระจายของความดันดินด้านข้างที่สถานะ Active และ Passive ที่ได้จากการวัดและการคำนวณตามทฤษฎีของ Rankine (Balasubramaniam, 1996)

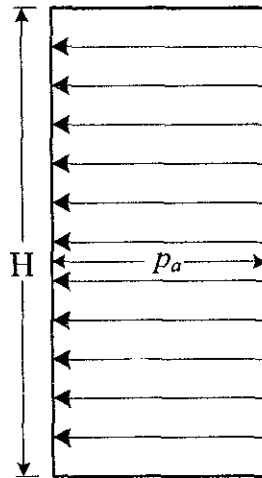
Peck (1969) ได้ทำการทดสอบและบันทึกผลการกระจายความดันดินด้านข้าง และแนะนำเส้นขอบเขตความดันดิน (Design pressure envelopes) สำหรับการออกแบบ Braced cuts ในทรายและในดินเหนียว รูปที่ 6.36 แสดงผลการกระจายความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจริง เปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดันดิน จะเห็นได้ว่าความดันดินที่เกิดขึ้นจริงมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณได้จากเส้นขอบเขตความดันของ Peck



รูปที่ 6.36 การเปรียบเทียบระหว่างความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจริงกับค่าที่คำนวณจากขอบเขตความดันดินของ Peck (Balasubramaniam, 1996)

6.4.3 Braced Cuts ในดินทราย

รูปที่ 6.37 แสดงเส้นขอบเขตความดันดินสำหรับ Braced cuts ในดินทราย ความดัน p_a หาได้จากสมการดังต่อไปนี้



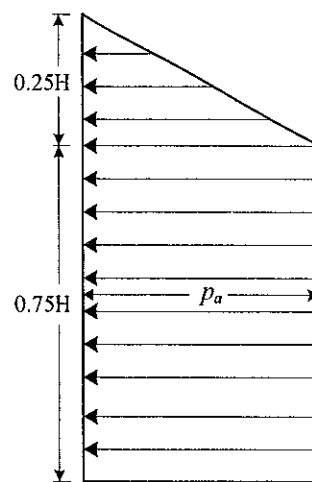
รูปที่ 6.37 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในทราย

$$p_a = 0.65\gamma HK_a \quad (6.8)$$

เมื่อ γ คือหน่วยน้ำหนักของดิน H คือความสูงของดินขุด และ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างของ Rankine ซึ่งเท่ากับ $\tan^2(45^\circ + \phi'/2)$

6.6.4 Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

เส้นขอบเขตความดันดินสำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลางแสดงในรูปที่ 6.38 ซึ่งเหมาะสำหรับสถานะที่ $\gamma H/S_u > 4.0$ เมื่อ S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)



รูปที่ 6.38 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

ความดัน p_a จะเป็นค่าที่มากระหว่าง

$$p_a = \gamma H - 4S_u \quad \text{และ} \quad (6.9ก)$$

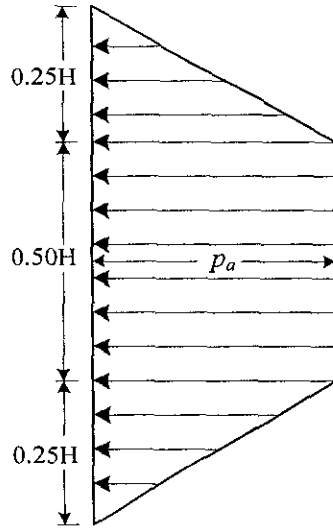
$$p_a = 0.3\gamma H \quad (6.9ข)$$

6.4.5 Braced cuts ในดินเหนียวแข็ง

เส้นขอบเขตความดันดินด้านข้างของดินเหนียวแข็งแสดงดังรูปที่ 6.39 ซึ่งเส้นขอบเขตนี้เหมาะสำหรับสภาพที่ $\gamma H/S_u \leq 4.0$

ความดัน p_a คำนวณได้จาก

$$p_a = 0.3\gamma H \quad (6.10)$$



รูปที่ 6.39 เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck สำหรับงานขุดในดินเหนียวแข็ง

6.4.6 ข้อจำกัดสำหรับการใช้เส้นขอบเขตความดันดินของ Peck

เมื่อจะใช้เส้นขอบเขตความดันดินนี้ในการคำนวณ วิศวกรพึงตระหนักว่า

- 1) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้เหมาะสำหรับงานขุดที่มีความลึกมากกว่า 6.0 เมตร
- 2) เส้นขอบเขตความดันดินเหล่านี้สร้างขึ้นจากสมมติฐานที่ว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับขุด
- 3) สำหรับกรณีของงานขุดในทราย พิจารณาว่าทรายอยู่ในสภาวะระบายน้ำได้ (Drained condition) เพราะฉะนั้น ความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) เท่ากับศูนย์
- 4) สำหรับกรณีของงานขุดในดินเหนียว พิจารณาว่าดินเหนียวอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์จะต้องใช้พารามิเตอร์กำลังรวม (Total strength parameters)

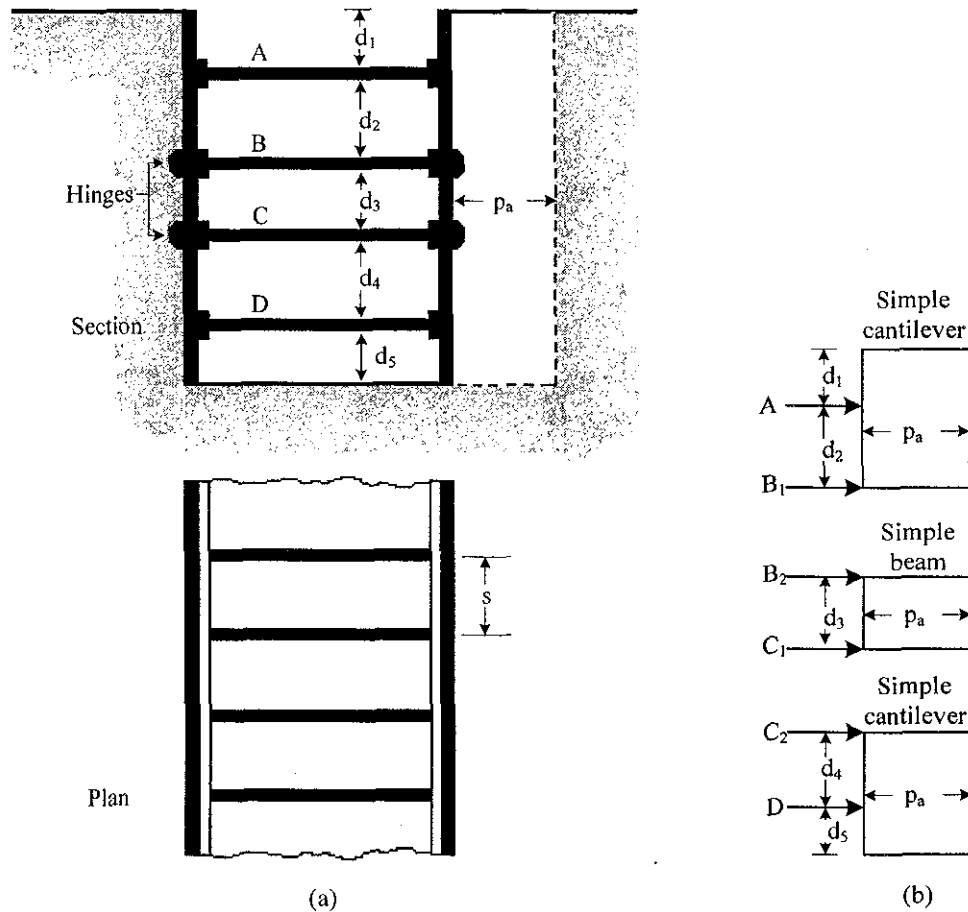
6.4.7 การออกแบบส่วนประกอบของ Braced cuts

6.4.7.1 ตัวค้ำยัน (Strut)

ในการก่อสร้างทั่วไป ตัวค้ำยันถูกติดตั้งให้มีระยะห่างในแนวดิ่งอย่างน้อย 2.75 เมตร ตัวค้ำยันจะทำหน้าที่เหมือนเสาในแนวนอนที่รับแรงอัด ความสามารถในการรับน้ำหนักจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนความชะลูด (Slenderness ratio, l/r) สำหรับการก่อสร้างในดินเหนียว ตัวค้ำยันตัวแรกควรอยู่ที่ระยะต่ำกว่าผิวดินน้อยกว่า โชนแรงดึง (Tension crack, z_p) ซึ่งเท่ากับ $2S_u / \gamma$ เพื่อป้องกันแรงดันน้ำที่อาจจะเพิ่มขึ้นเมื่อมีน้ำขัง ขั้นตอนการออกแบบสามารถกระทำดังนี้ (รูปที่ 6.40)

- 1) วาดเส้นขอบเขตความดันดินสำหรับ Braced cut (พิจารณารูปที่ 6.37 ถึง 6.39) พร้อมทั้งแสดงตำแหน่งของตัวค้ำยัน

- 2) คำนวณหาแรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อตัวค้ำยัน โดยพิจารณาเป็นแบบคานยื่น (Cantilever beam) สำหรับตัวค้ำยันตัวบนสุดและตัวล่างสุด และพิจารณาเป็นคานธรรมดา (Simple beam) สำหรับตัวค้ำยันระหว่างตัวบนสุดและตัวล่างสุด ดังแสดงในรูปที่ 6.40b แรงปฏิกิริยาเหล่านี้ คือ $A_1, B_1, B_2, C_1, C_2,$ และ D



รูปที่ 6.40 การคำนวณแรงในตัวค้ำยัน (a) รูปตัด (Section) และรูปแปลนของงานชุด (b) วิธีการหาแรงในตัวค้ำยัน

- 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 และ s คือระยะห่างในแนวนอนของตัวค้ำยัน

- 4) เมื่อทราบแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยันแต่ละตัวแล้ว ทำการเลือกหน้าตัดของตัวค้ำยันตามมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

6.4.7.2 เข็มพืด

ขั้นตอนต่อไปนี้จะเป็ขั้นตอนการออกแบบเข็มพืด

- 1) สำหรับแต่ละชั้นส่วนดังแสดงในรูปที่ 6.40b คำนวณหาค่าโมเมนต์ดัด (Bending moment) สูงสุด
- 2) หาค่าโมดูลัสหน้าตัดยอมให้ (Allowable section modulus, Z) ของเข็มพืดที่ต้องการจาก

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

เมื่อ M_{\max} คือโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum bending moment) และ σ_{all} คือความเค้นยอมให้ของวัสดุที่ใช้ทำเข็มพืด

- 3) เลือกเข็มพืดที่มีค่าโมดูลัสหน้าตัดมากกว่าหรือเท่ากับค่าโมดูลัสหน้าตัดยอมให้

6.4.7.3 Wales

Wales อาจถูกพิจารณาเป็นชั้นส่วนที่ต่อเนื่อง ดังแสดงในรูปที่ 6.40a โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำต่อ Wales (โดยการสมมติว่า Wales ยึดติดกับตัวค้ำยัน) คือ

$$\text{ที่ระดับ A: } M_{\max} = \frac{(A)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ B: } M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ C: } M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ D: } M_{\max} = \frac{(D)(s)^2}{8}$$

เมื่อได้โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำต่อ Wales แต่ละระดับแล้ว ทำการเลือก Wales ที่มีโมดูลัสหน้าตัดใหญ่กว่าหรือเท่ากับ

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$$

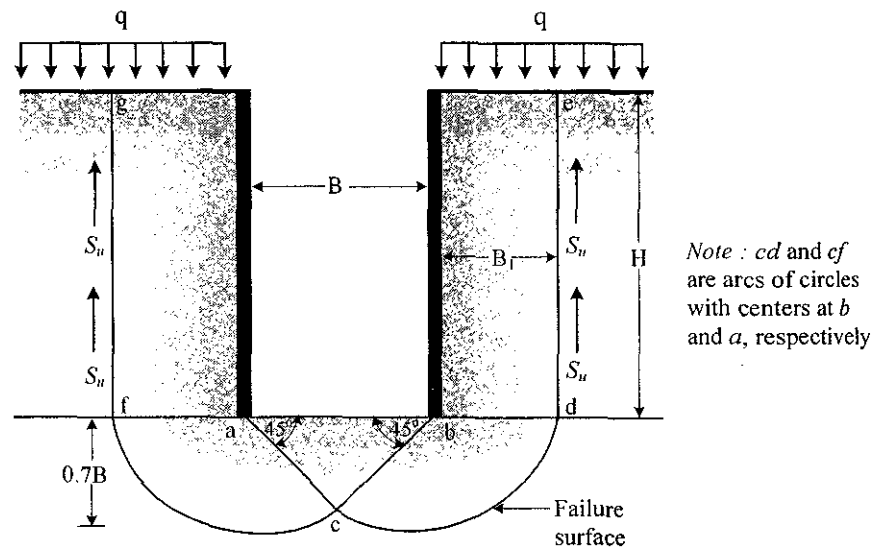
6.4.8 การออกแบบของดินใต้ดินชุดในดินเหนียว

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบ (Heave) ที่ระดับดินชุด (Excavation) ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 1.20 สำหรับระบบ Braced cut ที่มีความลึกก้นบ่อมากเมื่อเปรียบเทียบกับความกว้างก้นบ่อ Terzaghi

(1943) ได้วิเคราะห์ลักษณะการอุทกบวมของดินใต้ระดับดินซุก โดยสมมติระนาบวิบัติดังแสดงในรูปที่ 6.41 น้ำหนักในแนวตั้งต่อความกว้าง 1 หน่วย ที่ฐานของดินซุกตลอดแนว bd และ af คือ

$$Q = qB_1 + \gamma HB_1 - S_u H \quad (6.11)$$

เมื่อ $B_1 = 0.7B$ และ S_u คือกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว ($\phi = 0$)



รูปที่ 6.41 อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกบวม

น้ำหนัก Q นี้จะถูกพิจารณาว่าเป็นน้ำหนักต่อความกว้าง 1 หน่วย บนฐานรากที่ยาวต่อเนื่องที่ระดับ bd และ af และมีความกว้างของฐาน (B_1) เท่ากับ $0.7B$ โดยอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi กำลังรับแรงแบกทานต่อความกว้าง 1 หน่วย ของฐานรากคือ

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1 \quad (6.12)$$

ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกบวมของดินใต้ระดับดินซุกคือ

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7 S_u B_1}{qB_1 + \gamma HB_1 - S_u H} = \frac{4.0 S_u B}{0.7qB + 0.7\gamma HB - S_u H} \quad (6.13)$$

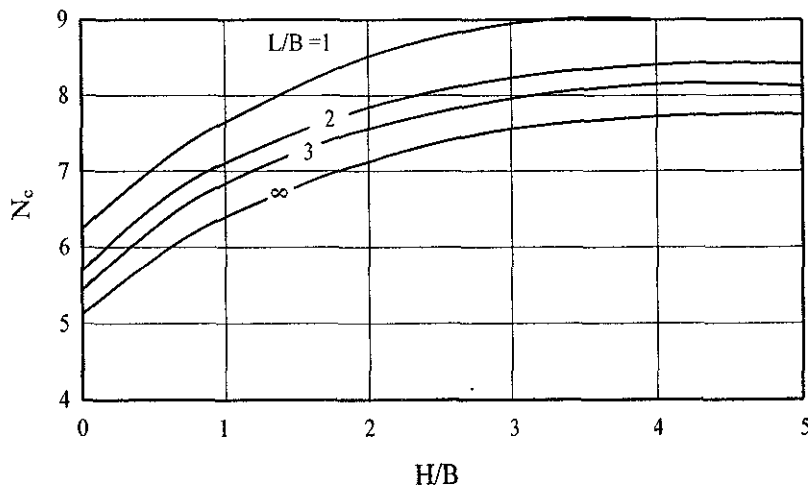
อัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้นี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าชั้นดินเหนียวมีความสม่ำเสมอตลอดช่วง $0.7B$ ใต้ระดับดินซุก ถ้าพบชั้นดินแข็งที่ระดับความลึก D จากระดับดินซุก โดยที่ระยะ D มีค่าน้อยกว่า $0.7B$ อัตราส่วนปลอดภัยจะกลายเป็น

$$FS = \frac{5.7S_u D}{qD + \gamma HD - S_u H} \quad (6.14)$$

Bjerrum and Eide (1956) ได้ศึกษาปัญหาการอุบวมของดินเหนียวใต้ระดับดินซุด และเสนออัตราส่วนปลอดภัยดังนี้

$$FS = \frac{S_u N_c}{\gamma H + q} \quad (6.15)$$

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity factor, N_c) จะมีค่าแปรผันตามอัตราส่วนของ H/B และ L/B เมื่อ L คือความยาวของดินซุด (Length of the cut) สำหรับความยาวอนันต์ ($B/L = 0$) $N_c = 5.14$ ที่ $H/B = 0$ และมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น 7.6 ที่ $H/B = 4$ และมีค่าคงที่ ที่ $H/B > 4$ สำหรับชั้นดินซุดที่เป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส ($B/L = 1$) $N_c = 6.3$ ที่ $H/B = 0$ และ $N_c = 9$ ที่ $H/B \geq 4$ ค่าการเปลี่ยนแปลงของ N_c กับ L/B และ H/B แสดงดังรูปที่ 6.42



รูปที่ 6.42 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า N_c ที่ L/B และ H/B ต่างๆ

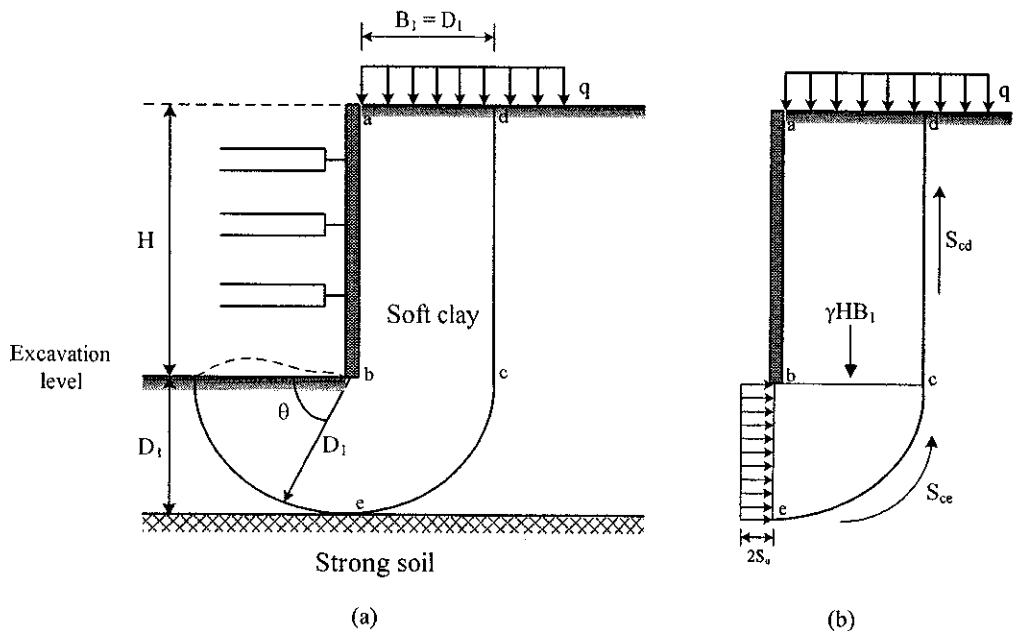
ในระบบ Braced cuts ที่กั้นบ่อมีความกว้างมาก ดังเช่น อาคารจอดรถใต้ดิน การตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมที่ระยะปลายเข็มพืดสามารถคำนวณโดยการสมมติระนาบการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 6.43 น้ำหนักของดินในส่วน $abcd$ จะเป็นแรงที่ทำให้เกิดการอุบวม ในขณะที่ แรงด้านทาน S จะพัฒนาขึ้นเพื่อต้านการเคลื่อนตัว

พิจารณาแผนภาพอิสระ ดังแสดงในรูปที่ 6.43b น้ำหนักดินภายในพื้นที่ $abcd$ และน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge, q) จะถูกต้านรับโดยแรงด้านทาน S ตามระนาบ cd และ ce (S_{cd} และ S_{ce}) และแรงด้านทานที่สภาวะ Passive บนระนาบ be

แรงต้านทานบนระนาบ cd และ ce คำนวณได้ดังนี้

$$S = S_u H + \frac{\pi S_u B_1}{2} - S_u z_0 \quad (6.16)$$

เมื่อ z_0 คือโซนแรงดึง ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2S_u/\gamma$



รูปที่ 6.43 การคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกวมกันบ่อที่มีความกว้างมาก

ความต้านทานรวมที่สภาวะ Passive (Total passive earth pressure) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (5.12) ในที่นี้จะพบว่า σ_v มีค่าเท่ากับศูนย์ เนื่องจากไม่มีน้ำหนักกดทับในบ่อเหนือระดับปลายเข็มพีค ดังนั้น

$$\sigma_p = 2S_u \quad (6.17)$$

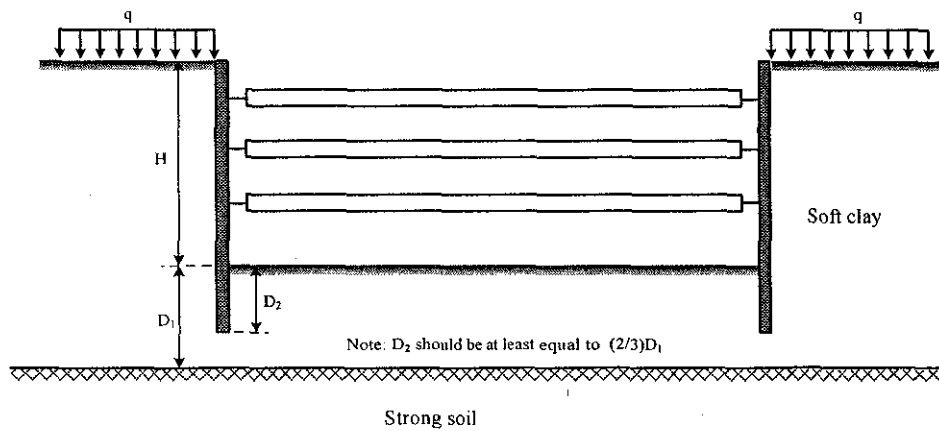
อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกวมสามารถคำนวณได้โดยการพิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด b

$$FS = \frac{2S_u B_1 + 2S_u (H - 2S_u / \gamma) + \pi S_u B_1}{(\gamma H + q) B_1} \quad (6.18)$$

ถ้าคำนวณแล้วพบว่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุทกวมมีค่าต่ำกว่า 1.20 วิศวกรผู้ออกแบบควรทำการฝังเข็มพีคให้ลึกลงอีก โดยระยะฝัง (D_2) ควรมีค่าไม่น้อยกว่า $(2/3)D_1$ ดังแสดงในรูปที่ 6.44

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุคบบวมของระบบ Braced cuts ในชั้นดินที่มีหลายชั้นสามารถคำนวณได้ เช่นเดียวกับสมการที่ (6.18) เพียงแต่ความดันดินที่สภาวะ Passive ภายในป้อขุดบนระนาบ be จะมีค่าเพิ่มขึ้นเป็น $2S_u + \gamma D_2$ ดังนั้น อัตราส่วนปลอดภัยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$FS = \frac{2S_u (D_1 - D_2) + 2S_u (H + D_2 - 2S_u / \gamma) + \pi S_u (D_1 - D_2)}{(\gamma H + q)(D_1 - D_2)} \quad (6.19)$$



รูปที่ 6.44 ระยะฝังเข็มพืดอย่างน้อยที่สุด

นอกจากการอุคบบวมของดินแล้ว ผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงการเสีรูปร่างของเข็มพืดได้ระดับดินขุดด้วย เข็มพืดต้องมี Stiffness เพียงพอต้านแรงดันดินเนื่องจากการไหลของดินเข้าสู่กันบ่อ

6.4.9 เสถียรภาพที่ระดับดินขุดในทราย

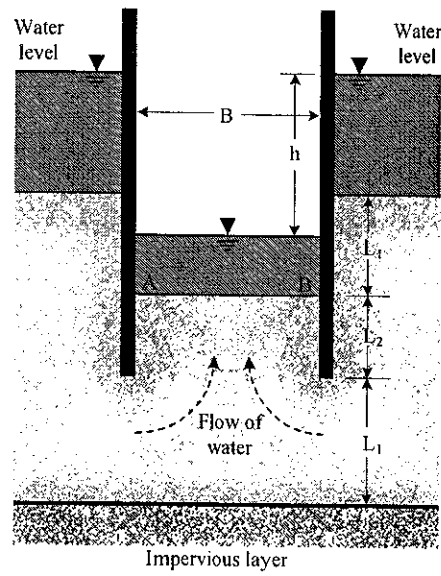
โดยปกติ งานดินขุดในชั้นทรายมีเสถียรภาพที่ระดับดินขุด (Bottom of excavation) สูง เมื่อระดับน้ำด้านดินขุดอยู่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดิน แต่ถ้ามีการสูบน้ำออกจากบริเวณดินขุด (Dewatering) ดังแสดงในรูปที่ 6.45 อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลง และเราจำเป็นต้องตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวง (Piping) หรือทรายเดือด (Boiling) ซึ่งทำโดยการวาดตาข่ายการไหลเพื่อหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์สูงสุด ($i_{ext(max)}$) ที่เกิดขึ้นที่จุด A และ B

รูปที่ 6.46 แสดงตาข่ายการไหลสำหรับการหาค่าความลาดเชิงชลศาสตร์สูงสุด ซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$i_{ext(max)} = \frac{h}{\frac{N_d}{a}} = \frac{h}{N_d a} \quad (6.20)$$

เมื่อ a คือความยาวของชิ้นส่วนการไหล (Flow element) ที่จุด A หรือจุด B

N_d คือจำนวนเส้นสมมติทั้งหมด

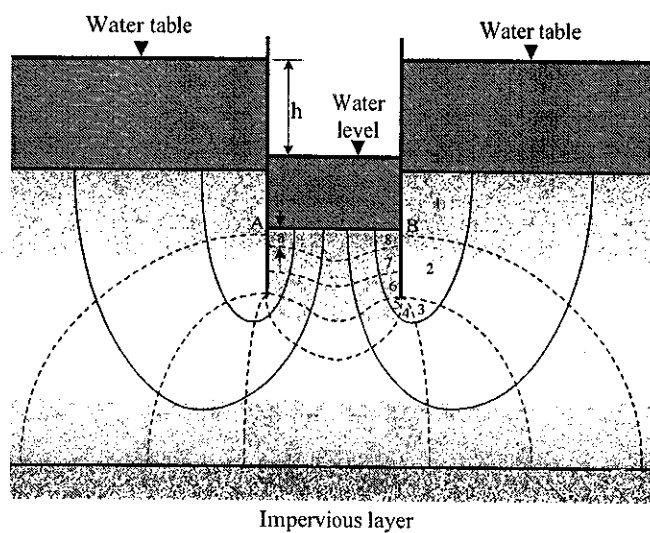


รูปที่ 6.45 การเกิดท่อกลวง (Piping)

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวงคือ

$$FS = \frac{i_c}{i_{ext(max)}} \quad (6.21)$$

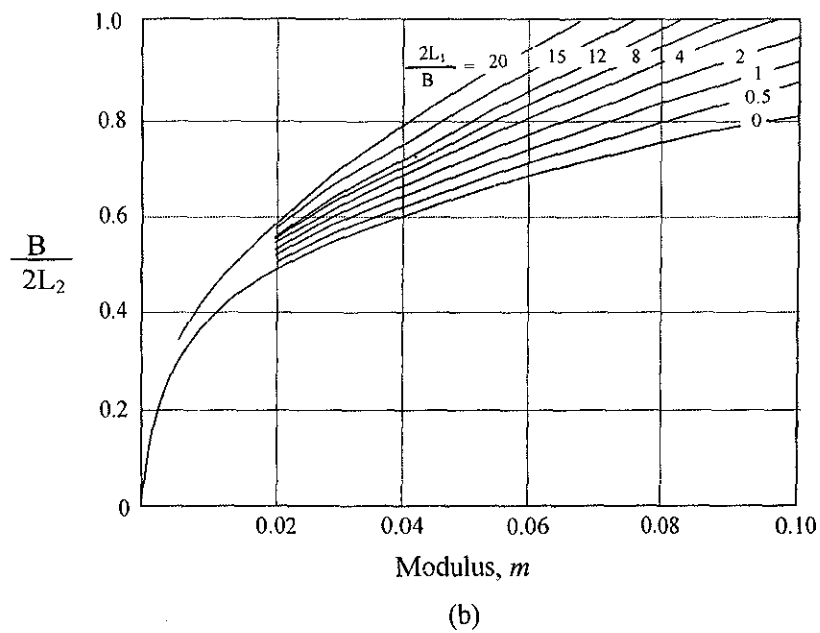
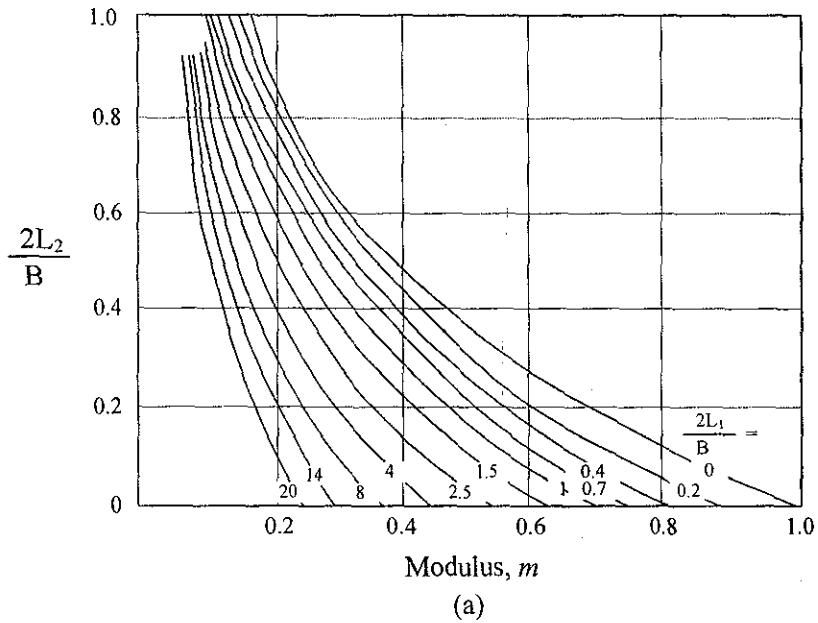
เมื่อ i_c คือความลาดเชิงชลศาสตร์วิกฤติ (Critical hydraulic gradient) ซึ่งดินส่วนใหญ่จะมีค่า i_c อยู่ระหว่าง 0.8 ถึง 1.1



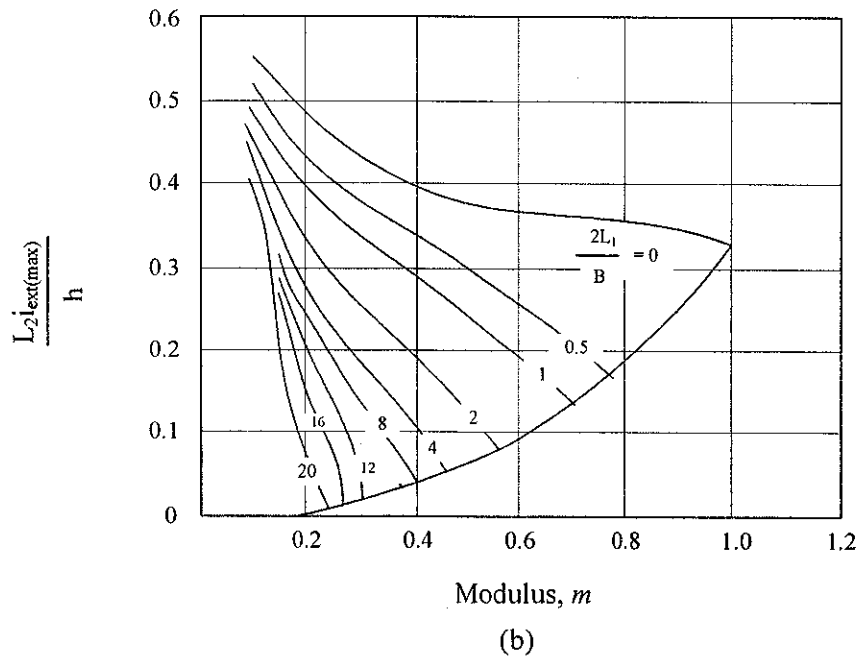
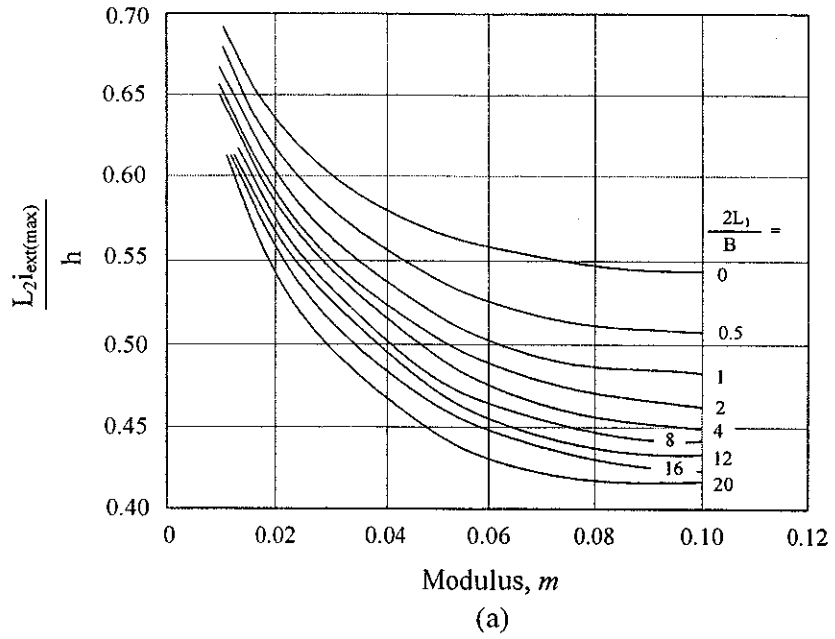
รูปที่ 6.46 การหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเกิดท่อกลวง

อัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการเกิดท่อลวงควรมีอย่างน้อย 1.5 ค่าความลาดเชิงศาสตรสูงสุดสามารถหาได้โดยอาศัยรูปที่ 6.47 และ 6.48 โดยมีขั้นตอนดังนี้

- 1) หาค่าโมดูลัส (m) จากค่าของ $2L_2/B$ โดยอาศัยรูปที่ 6.47
- 2) จากค่าโมดูลัสและ $2L_1/B$ หาค่า $(L_2 i_{ext(max)})/h$ (โดยอาศัยรูปที่ 6.48)
- 3) จากค่า L_2 และ h ที่ทราบ หาค่า $i_{ext(max)}$
- 4) คำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยจากสมการที่ (6.21)



รูปที่ 6.47 ค่าของ โมดูลัส (Harr, 1962)



รูปที่ 6.48 ความสัมพันธ์ระหว่างความลาดเชิงขลศาสตร์ที่มากที่สุดกับ โมดูลัส (Harr, 1962)

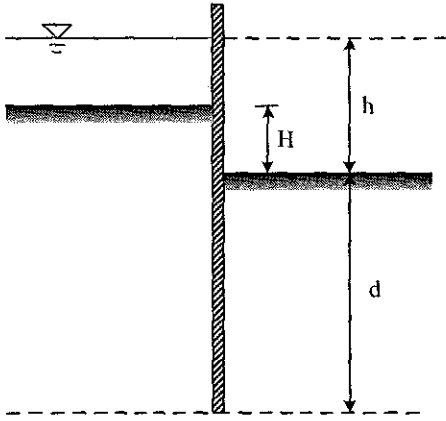
ชัยและคาซูโตะ (2546) เสนอว่า ในทางปฏิบัติ เราอาจประมาณระยะฝังของเข็มพืดเหล็กในดินได้จากสมการต่อไปนี้

- 1) เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน (รูปที่ 6.49)

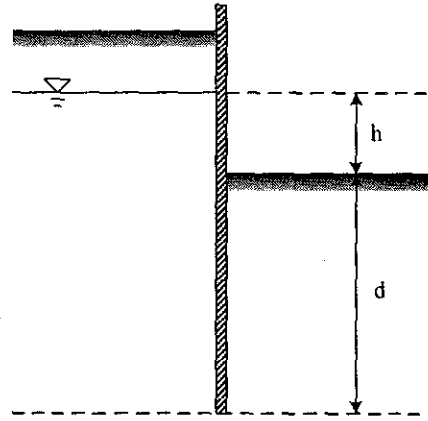
$$d \geq \frac{1}{2} \left(\frac{FS \times h}{\gamma'} - H \right) \quad (6.22)$$

2) เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน (รูปที่ 6.49)

$$d \geq \frac{h}{2} \left(\frac{FS}{\gamma'} - 1 \right) \quad (6.23)$$



ก) เมื่อระดับน้ำใต้ดินสูงกว่าระดับพื้นดิน



ข) เมื่อระดับน้ำใต้ดินต่ำกว่าระดับพื้นดิน

รูปที่ 6.49 การประมาณระยะฝังเพื่อป้องกันการเกิดทรอยคูด (ซัยและคาซูโตะ)

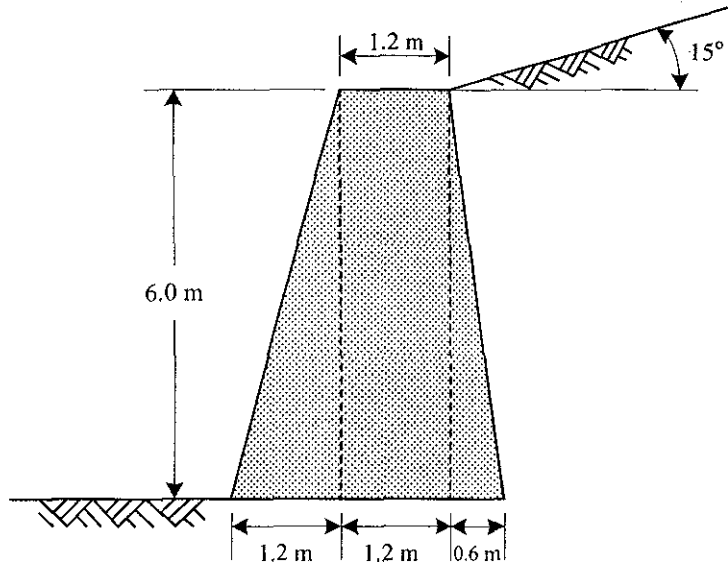
ตัวอย่างการคำนวณ

ตัวอย่างที่ 6.1 ข้อมูล

- 1) กำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.50 ถูกสร้างจากคอนกรีตที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 24 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร
- 2) ดินเมื่อดขยาลงหลังกำแพงกันดินมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 30^\circ$
- 3) สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินกับดินใต้ฐานรากเท่ากับ 0.55
- 4) ดินใต้ฐานรากเป็นดินทรายที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 35 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำมาก

จงตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินนี้ โดยพิจารณาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน

- ก) การเลื่อนไถล (Sliding)
- ข) การพลิกคว่ำ (Overturning)
- ค) การวิบัติเนื่องจากการรับแรงแบกทาน (Bearing capacity failure) พร้อมทั้งคำนวณการกระจายความดันดินใต้ฐานกำแพงกันดิน

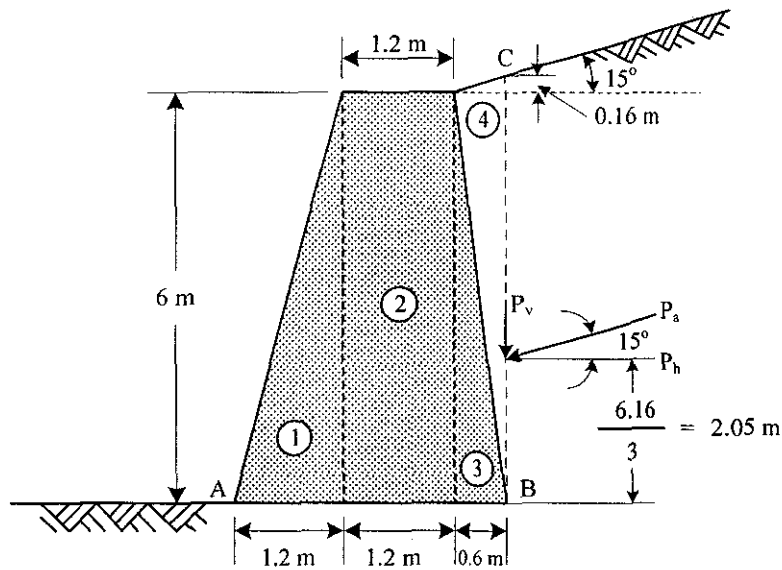


รูปที่ 6.50

วิธีทำ ความดันด้านข้างที่สภาวะ Active ด้านหลังของกำแพงกันดิน คำนวณได้ดังนี้

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

พิจารณารูปที่ 6.51



รูปที่ 6.51

$$H = \overline{BC} = 6.0 + 0.6 \tan 15^\circ = 6.16 \text{ เมตร}$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \times 19.0 \times 6.16^2 \times \cos 15^\circ \frac{\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}{\cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ}}$$

$$P_a = P'_a = 134.4 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงในแนวนอนเนื่องจากแรงค้ำด้านข้างรวม

$$P_h = P_o \cos 15^\circ = 134.4 \cos 15^\circ = 129.8 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงในแนวตั้งเนื่องจากแรงค้ำด้านข้าง

$$P_v = P_o \sin 15^\circ = 134.1 \sin 15^\circ = 34.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำรอบจุด Toe (จุด A) สามารถคำนวณได้ดังนี้ (รูปที่ 6.51)

ส่วนประกอบ ของแรง	น้ำหนักของส่วนประกอบของ แรง (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์วัดจากจุด A (เมตร)	โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำ (กิโลนิวตัน- เมตร/เมตร)
1	$(24)(0.5)(1.2)(6) = 86.4$	$(2/3)(1.2) = 0.8$	69.1
2	$(24)(1.2)(6) = 172.8$	$1.2 + 1.2/2 = 1.8$	311.0
3	$(24)(0.5)(0.6)(6) = 43.2$	$1.2 + 1.2 + (1/3)(0.6) = 2.6$	112.3
4	$(19)(0.5)(6.16)(0.6) = 35.1$	$1.2 + 1.2 + (2/3)(0.6) = 2.8$	98.3
P_v	34.7	$1.2 + 1.2 + 0.6 = 3.0$	104.4
	372.3		695.1

โมเมนต์ที่กระทำให้เกิดการพลิกคว่ำ (M_o) = $(129.8)(2.05) = 266.1$ กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร

ก) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล

$$FS_s = \frac{\text{Sliding resistance}}{\text{Sliding force}}$$

$$FS_s = \frac{\mu \sum V}{P_h} = \frac{0.55 \times 372.3}{129.8} = 1.57 > 1.50 \quad (\text{O.K.})$$

ข) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ

$$FS_o = \frac{\text{Resisting moment}}{\text{Overturing moment}}$$

$$FS_o = \frac{695.1}{266.1} = 2.61 > 1.50 \quad (\text{O.K.})$$

ค) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing capacity failure)

และการกระจายความดันดินได้ฐานกำแพงกันดิน

ตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่วัดจากจุด A

$$\bar{x} = \frac{\sum M_A}{\sum V} = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{695.1 - 266.1}{372.3} = 1.15 \text{ เมตร}$$

$$e = \frac{1.2 + 1.2 + 0.6}{2} - 1.15 = 0.35 < \frac{B}{6} (= 0.5) \quad (\text{O.K.})$$

ดังนั้น แรงลัพธ์ R กระทำภายในพื้นที่เคอร์น (Kern area)

ความเค้นที่เกิดขึ้นที่ฐานของกำแพงกันดินสามารถหาได้ดังนี้ (รูปที่ 6.52)

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

เมื่อ R = แรงลัพธ์ในแนวตั้ง = 372.3 กิโลนิวตัน

A = พื้นที่หน้าตัดของฐานกำแพง = (1)(3) = 3 ตารางเมตร

$$M_x = 0$$

$M_y = R \times e = (372.3)(0.35) = 130.3$ กิโลนิวตัน-เมตร

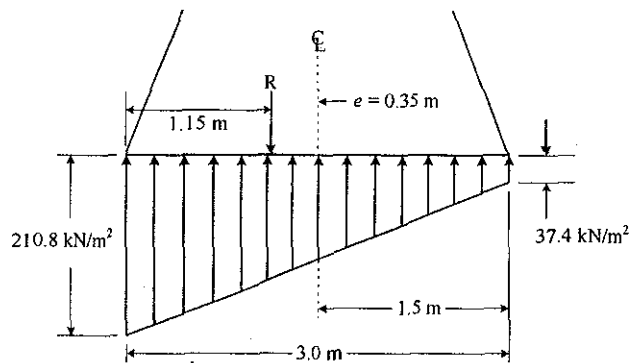
$$x = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ เมตร}$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 3^3}{12} = 2.25 \text{ เมตร}^4$$

$$\sigma = \frac{372.3}{3} \pm \frac{130.3 \times 1.5}{2.25}$$

$$\sigma_{left} = 124.1 + 86.7 = 210.8 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

$$\sigma_{right} = 124.1 - 86.7 = 37.4 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$



รูปที่ 6.52

ความกว้างประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ $3.0 - 2(0.35) = 2.3$ เมตร

ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของ Vesic

$$N_q = e^{\pi \tan(35^\circ)} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 33.30$$

$$N_\gamma = 2(33.30 + 1) \tan 35^\circ = 48.03$$

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของดินฐานรากเท่ากับ

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

$$q_{u(net)} = \frac{1}{2} \times 20.0 \times 2.3 \times 48.03 = 1104.7 \text{ กิโลปาสกาล}$$

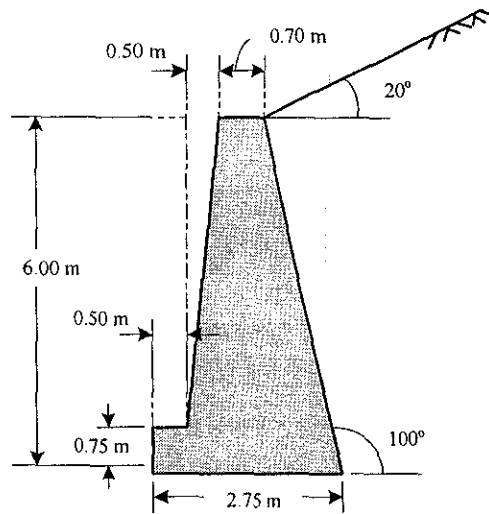
แรงแบกทานประลัยสุทธิเท่ากับ

$$Q_u = 1104.7 \times 2.3 = 2540.7 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทานมีค่าเท่ากับ

$$FS = \frac{2540.7}{372.0} = 6.82 > 3.0 \quad \text{OK.}$$

ตัวอย่างที่ 6.2 จากรูปที่ 6.53 จงคำนวณหาความดันที่กระทำใต้ฐานของกำแพงกันดิน อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการเลื่อนไถล เมื่อหน่วยน้ำหนักของวัสดุที่ใช้ทำกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 23.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร หน่วยน้ำหนักของดินถมมีค่าเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลมีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 38^\circ$ มุมเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินกับดินถม และระหว่างกำแพงกันดินกับดินใต้กำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 25°



รูปที่ 6.53

วิธีทำ เนื่องจากด้านหลังของกำแพงกันดินและระดับของดินถมทำมุมเอียง K_a จะต้องหาจากทฤษฎีของ Coulomb ดังแสดงในสมการที่ (5.18) โดย $\alpha = 180^\circ - 100^\circ = 80^\circ$, $\phi = 38^\circ$, $\delta = 25^\circ$, และ $\beta = 20^\circ$ ดังนั้น

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

$$K_a = \frac{\sin^2(80^\circ + 38^\circ)}{\sin^2 80^\circ \sin(80^\circ - 25^\circ) \left[1 + \frac{\sin(38^\circ + 25^\circ) \sin(38^\circ - 20^\circ)}{\sin(80^\circ - 25^\circ) \sin(80^\circ + 20^\circ)} \right]^2} = 0.39$$

$P_a = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 18 \times 6^2 = 126$ กิโลนิวตันต่อเมตร กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง และทำมุม 25° ตั้งฉากกับผิวของกำแพงกันดิน หรือ 35° กับแนวนอน

พิจารณาโมเมนต์รอบจุด Toe ของกำแพงกันดิน

แรงต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน)	แขนของโมเมนต์ (เมตร)	โมเมนต์ต่อความกว้าง 1 เมตร (กิโลนิวตัน-เมตร)
แรงในแนวนอน		
$P_u \cos 35^\circ = 103.2$	2.0	$M_o = 206.4$
แรงในแนวตั้ง		
$P_u \sin 35^\circ = 72.3$	2.40	173.5
(1) $(0.5)(1.05)(6)(23.5) = 74.0$	2.05	151.7
(2) $(0.70)(6.0)(23.5) = 98.7$	1.35	133.2
(3) $(0.5)(0.5)(5.25)(23.5) = 30.8$	0.83	25.6
(4) $(1)(0.75)(23.5) = 17.6$	0.50	8.8
$\sum V = 293.4$		$\sum M_r = 492.8$

ระยะเบี่ยงศูนย์เนื่องจากโมเมนต์ที่กระทำบนฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ

$$e = \frac{2.75}{2} - \frac{492.8 - 206.4}{293.4} = 0.40 \text{ เมตร} < \frac{B}{6} = \frac{2.75}{6} = 0.46 \text{ เมตร} \quad \text{O.K.}$$

ความดันที่มากที่สุดและน้อยที่สุดที่เกิดใต้ฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q = \frac{293.4}{2.75} (1 \pm 0.87)$$

$$q = 200 \text{ และ } 14 \text{ กิโลนิวตันต่อตารางเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$FS_o = \frac{\sum M_r}{M_o}$$

$$FS_o = \frac{492.8}{206.4}$$

$$FS_o = 2.39$$

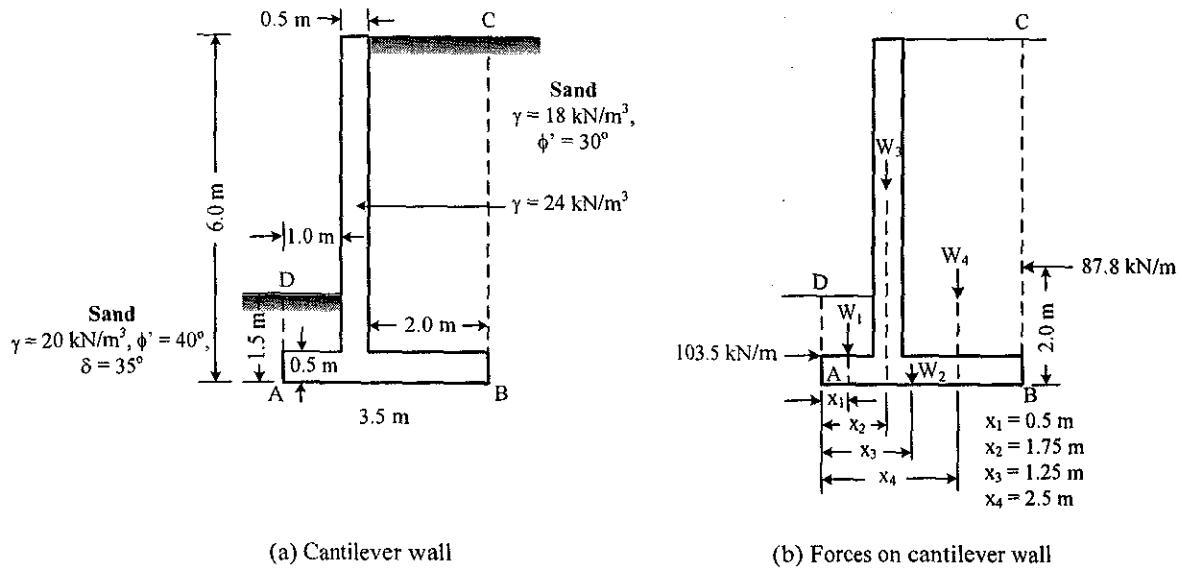
อัตราส่วนปลอดภัยด้านทานการลื่นไถลเท่ากับ

$$FS_s = \frac{\sum V \tan \delta}{P_h}$$

$$FS_s = \frac{293.4 \tan 25^\circ}{103.2}$$

$$FS_s = 1.33$$

ตัวอย่างที่ 6.3 จงตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.54 ด้าน (ก) การลื่นไถล และ (ข) การพลิกคว่ำ โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine



รูปที่ 6.54

วิธีทำ สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Active บนระนาบ BC มีค่าเท่ากับ

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.271$$

แรงดันดินที่สภาวะ Active เท่ากับ

$$P_a = \frac{1}{2} (0.271) (18.0) (6.0)^2 = 87.8 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

กระทำที่ระยะเท่ากับ $6/3 = 2$ เมตร จากฐานกำแพงกันดิน

สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Passive บนระนาบ DA มีค่าเท่ากับ

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 4.599$$

แรงดันดินที่สภาวะ Passive เท่ากับ

$$P_p = \frac{1}{2} (4.599) (20.0) (1.5)^2 = 103.5 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

กระทำที่ระยะเท่ากับ $1.5/3 = 0.5$ เมตร จากฐานกำแพงกันดิน

ก) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการล้มไถล

น้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำบนฐานรากมีค่าดังนี้

$$W_1 = 1.0 \times 1.0 \times 20.0 = 20.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_2 = 0.5 \times 3.5 \times 24.0 = 42.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_3 = 0.5 \times 5.5 \times 24.0 = 66.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$W_4 = 2.0 \times 5.5 \times 18.0 = 198.0 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

แรงเสียดทานได้ฐานรากเท่ากับ

$$S = (20.0 + 42.0 + 66.0 + 198.0) \times \tan 35^\circ = 228.3 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลเท่ากับ

$$FS_s = \frac{228.3}{87.8} = 2.60 > 1.5 \quad \text{OK.}$$

ข) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ

โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$M_o = P_a \times \frac{H}{3} = 87.8 \times \frac{6}{3} = 175.6 \text{ กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร}$$

โมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$M_r = W_1x_1 + W_2x_2 + W_3x_3 + W_4x_4 + P_p \times \frac{AD}{3}$$

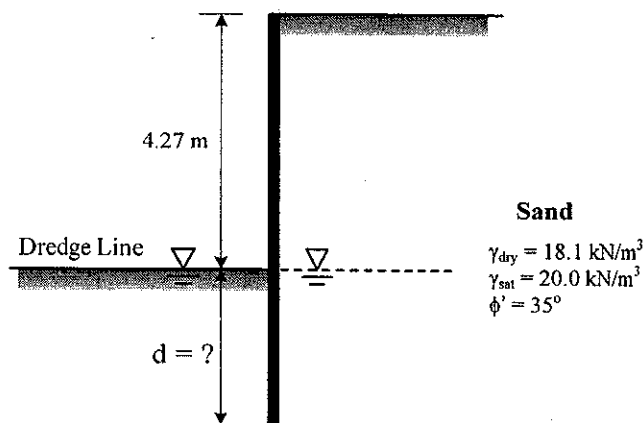
$$M_r = (20.0 \times 0.5) + (42.0 \times 1.75) + (66.0 \times 1.25) + (198.0 \times 2.5) + (103.5 \times 0.5)$$

$$M_r = 862.7 \text{ กิโลนิวตัน-เมตรต่อเมตร}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำเท่ากับ

$$FS_o = \frac{862.7}{175.6} = 4.91 > 1.5 \quad \text{OK.}$$

ตัวอย่างที่ 6.4 จากรูปที่ 6.55. จงคำนวณหาระยะฝังยึด (d) และความยาวของเข็มพืดที่ต้องการ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0



รูปที่ 6.55

วิธีทำ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.271$

$$K_p = \frac{1}{0.271} = 3.690$$

การกระจายของความดันดินด้านข้างประสิทธิผลแสดงดังตารางที่ 6.2 และ 6.3 และรูปที่ 6.56 เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินที่ด้านหน้าและหลังเข็มพีคอยู่ที่ระดับเดียวกัน จึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาแรงดันน้ำในการคำนวณสมมูลรอบจุด O แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุดปลายของเข็มพีคแสดงดังตารางที่

6.4

ตารางที่ 6.2 การกระจายความดันดินด้านข้างในสภาวะ Active

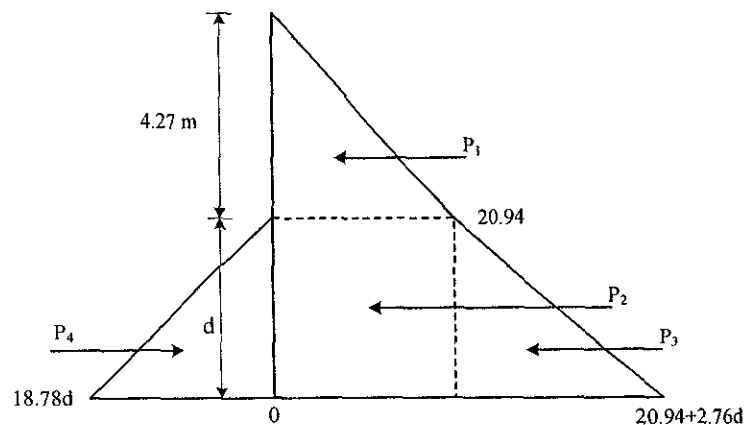
ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสกาล)	K_a	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ (กิโลปาสกาล)
0	0	0.271	0
4.27	$18.1 \times 4.27 = 77.28$	0.271	20.94
$(4.27 + d)$	$77.28 + (20 - 9.81) d$ $= 77.28 + 10.19d$	0.271	$20.94 + 2.76d$

ตารางที่ 6.3 การกระจายความดันดินด้านข้างในสภาวะ Passive

ความลึก (เมตร)	σ'_v (กิโลปาสกาล)	K_p	$\sigma'_p = K_p \sigma'_v$ (กิโลปาสกาล)
4.27	0	3.69	0
$(4.27 + d)$	$(20 - 9.81)d/2 = 5.09d$	3.69	$18.8d$

ตารางที่ 6.4 แรงและแขนของโมเมนต์รอบจุด O

แรง (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์รอบจุด O (เมตร)
$P_1 = 0.5 \times 20.94 \times 4.27 = 44.71$	$d + (4.27/3)$
$P_2 = 20.94d$	$d/2$
$P_3 = 0.5 \times 2.76d \times d = 1.38d^2$	$d/3$
$P_4 = 0.5 \times 18.78d \times d = 9.39d^2$	$d/3$



รูปที่ 6.56

$$\curvearrowleft + \Sigma M_o = 0$$

$$\left(44.71 \times \left(d + \frac{4.27}{3}\right)\right) + \left(20.94d \times \frac{d}{2}\right) + \left(1.38d^2 \times \frac{d}{3}\right) - \left(9.39d^2 \times \frac{d}{3}\right) = 0$$

$$-2.67d^3 + 10.47d^2 + 44.71d + 63.64 = 0$$

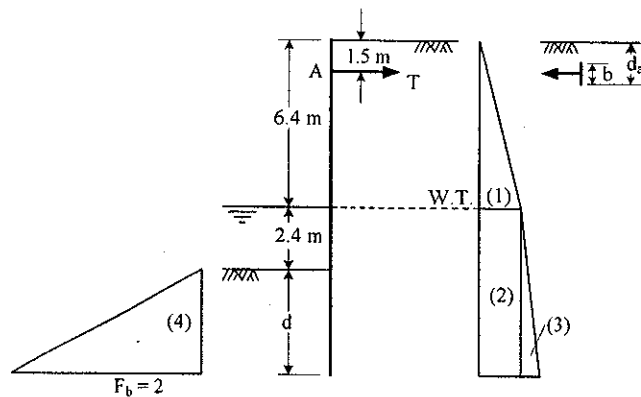
$$d = 6.87 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ระยะฝังที่ต้องการคือ $1.2 \times 6.87 = 8.24$ เมตร

ความยาวทั้งหมดของเข็มพืดคือ $8.24 + 4.27 = 12.51$ เมตร

เลือกใช้เข็มพืดยาว 12.50 เมตร

ตัวอย่างที่ 6.5 กำแพงกันดินตัวหนึ่งถูกสร้างโดยใช้เข็มพืดแบบ Anchored sheet pile ดังแสดงในรูปที่ 6.57 หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวและใต้ระดับน้ำใต้ดินมีค่าเท่ากับ 17 และ 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผลมีค่าดังนี้ $c' = 0$ และ $\phi' = 36^\circ$ จงหาระยะฝังของเข็มพืดเพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับแรงต้านทานที่สภาวะ Passive เท่ากับ 2.0 และหาแรงในเคเบิล ถ้าระยะห่างระหว่างเคเบิลในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร



รูปที่ 6.57

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 6.57) เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินทางด้านหน้าและหลังเข็มพืดอยู่ที่ระดับเดียวกัน ดังนั้นไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงผลของระดับน้ำใต้ดิน ขั้นตอนการคำนวณคือพิจารณาผลรวมของโมเมนต์รอบจุด A เท่ากับ 0 แรงและแขนของโมเมนต์ต่างๆ แสดงในตารางที่ 6.5

โดยการพิจารณาผลรวมโมเมนต์รอบจุด A เท่ากับ 0 จะได้

$$-5.66d^3 - 44.7d^2 + 253.0d + 714.2 = 0$$

$$d^3 + 7.9d^2 - 44.7d = 126.3$$

$$d = 5.24 \text{ เมตร}$$

ดังนั้น ระยะฝังที่ต้องการคือ $1.2d = 6.29$ เมตร

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

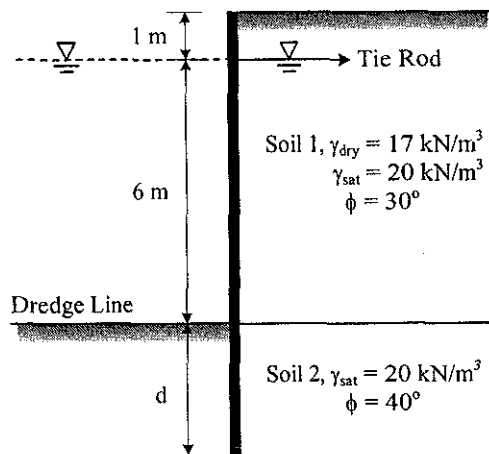
แรงดึงในสายเคเบิลคำนวณหาโดยใช้หลักการสมดุลของแรงลัพธ์ในแนวนอน ดังนี้

$$90.5 + 216.2 + 77.5 - 269.6 - T = 0$$

$$T = 144.6 \text{ กิโลนิวตัน}$$

ดังนั้น แรงในแต่ละเคเบิลเท่ากับ $2 \times 144.6 = 289$ กิโลนิวตัน

ตัวอย่างที่ 6.6 จงออกแบบความยาวของเข็มที่ค้ำสำหรับกำแพงเข็มแบบสมอยึด (Anchored Sheet Pile) ดังรูปที่ 6.58 กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันที่สถานะ Passive



รูปที่ 6.58

วิธีทำ ดิน 1 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0.333$

ดิน 2 $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2}\right) = 0.217$

$$K_p = \frac{1}{0.217} = 4.608$$

การกระจายความดันดินด้านข้างประสิทธิผลแสดงดังตารางที่ 6.6 และ 6.7

ตารางที่ 6.6 การกระจายความดันดินที่สภาวะ Active

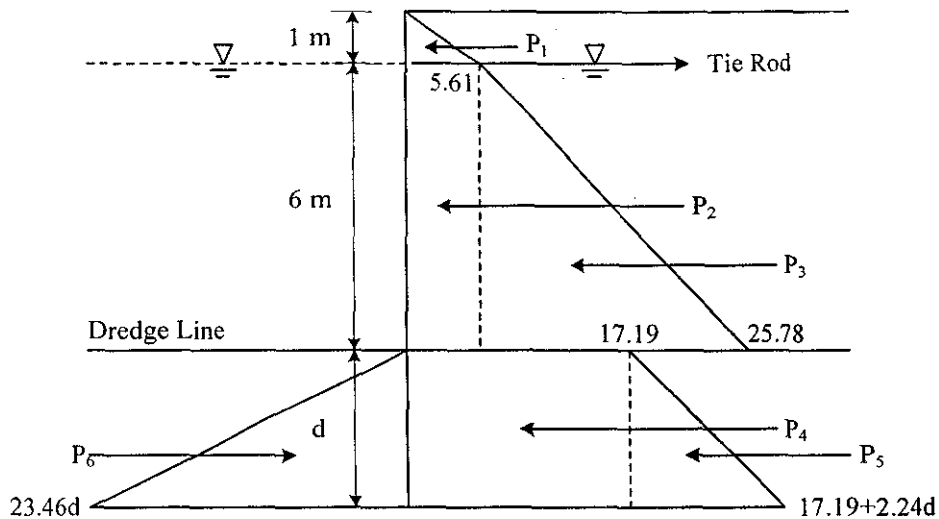
ความลึก (เมตร)	σ_v (กิโลปาสกาล)	u (กิโลปาสกาล)	σ'_v (กิโลปาสกาล)	K_a	$\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ (กิโลปาสกาล)
0	0	0	0	0.33	0
-1	17	0	17	0.33	5.61
-7	$17 + (20 \times 6) = 137$	$9.81 \times 6 = 58.9$	78.1	0.33	25.78
+7	137	58.9	78.1	0.22	17.19
$-(7+d)$	$137 + 20d$	$9.81 \times (6+d)$ $= 58.9 + 9.81d$	$78.1 + 10.19d$	0.22	$17.19 + 2.24d$

ตารางที่ 6.7 การกระจายความดันดินที่สภาวะ Passive

ความลึก (เมตร)	σ_v (กิโลปาสกาล)	u (กิโลปาสกาล)	σ'_v (กิโลปาสกาล)	K_p	$\sigma'_p = K_p \sigma'_v$ (กิโลปาสกาล)
d	$20d + (9.81 \times 6)$ $= 20d + 58.86$	$9.81 \times (6+d)$ $= 9.81d + 58.86$	$10.19d$	4.6/FS $= 4.6/2 = 2.3$	$23.46d$

จากผลการคำนวณการกระจายความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active และ Passive ลักษณะการกระจายความดันประสิทธิผลด้านหน้าและหลังเข็มพืดสามารถสรุปได้ดังรูปที่ 6.59 เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินทั้งด้านหน้าและด้านหลังเข็มพืดอยู่ที่ระดับเดียวกัน ดังนั้น จึงไม่แสดงการกระจายของความดันน้ำในแผนภาพอิสระ แรงที่กระทำต่อเข็มพืด และแขนของโมเมนต์รัดจากระดับ Tie rod สามารถแสดงได้ดังนี้

แรงที่กระทำต่อเข็มพืด (กิโลนิวตันต่อเมตร)	แขนของโมเมนต์รัดจากระดับ 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



รูปที่ 6.59



$$\sum M_{\text{Tie Rod}} = 0$$

$$(-2.81 \times 0.33) + (33.66 \times 3) + (60.49 \times 4) + [17.19d \times (6 + 0.5d)] + [(1.12d^2) \times (6 + 0.67d)] + [(-11.73d^2) \times (6 + 0.67d)] = 0$$

$$-0.93 + 100.98 + 242.4 + 103.2d + 8.6d^2 + 6.72d^2 + 0.75d^3 - 70.38d^2 - 7.86d^3 = 0$$

$$7.11d^3 + 55.06d^2 - 103.2d - 342.45 = 0$$

$$d^3 + 7.74d^2 - 14.51d - 48.17 = 0$$

$$d = 2.91 \text{ เมตร จากระดับดินขุด}$$

$$\text{ดังนั้น ความยาวเข็มพีคที่ต้องการเท่ากับ } = (1.2 \times 2.91) + 7 = 10.5 \text{ เมตร}$$

ตัวอย่างที่ 6.7 รูปที่ 6.60 แสดงระบบ Braced Cuts ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ระยะห่างระหว่างค้ำยันเท่ากับ 4.0 เมตร ศูนย์กลางถึงศูนย์กลาง จงคำนวณหาแรงที่กระทำต่อตัวค้ำยัน A, B และ C และอัตราส่วนปลอดภัยด้านการรูดบวม เมื่อความยาวของค้ำยันมีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับความลึกของระดับดินขุด

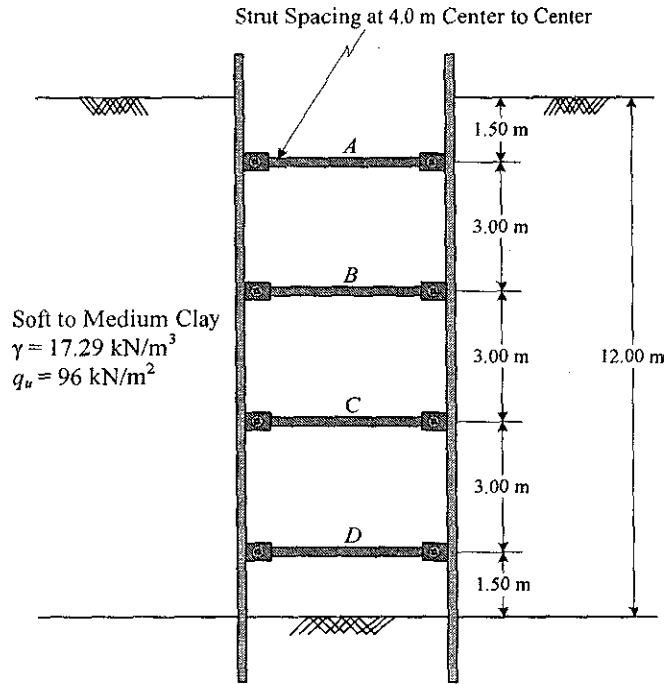
วิธีทำ โดยอาศัยเส้นขอบเขตความดันดิน ความดันดินที่กระทำบนเข็มพีคคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{17.29 \times 12}{(96/2)} = 4.32 \geq 4.0 \text{ ดังนั้น คำนวณหา } p_a \text{ จากสมการที่ (6.9ก) หรือ (6.9ข)}$$

$$p_a = \gamma H - 4S_u = (17.29 \times 12) - 192 = 15.48 \text{ กิโลปาสกาล}$$

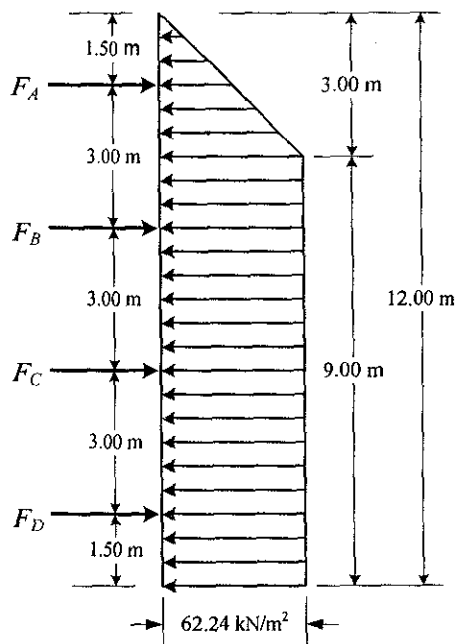
$$p_a = 0.3\gamma H = 0.3 \times 17.29 \times 12 = 62.24 \text{ กิโลปาสกาล}$$

ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพีคคือ 62.24 กิโลปาสกาล

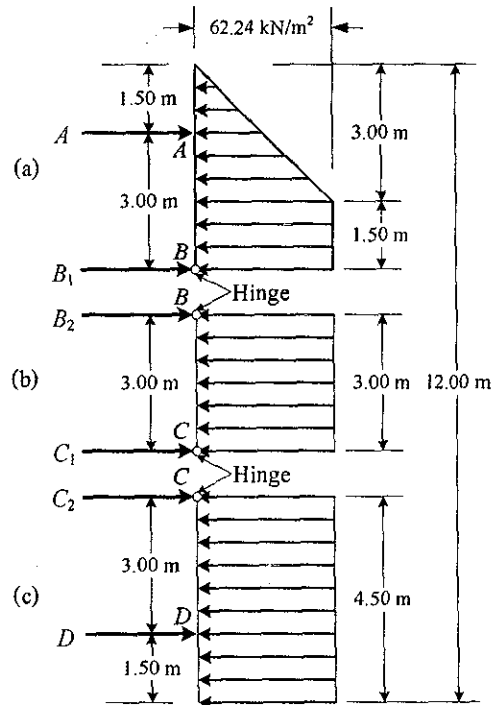


รูปที่ 6.60

การกระจายความดันดินด้านข้างแสดงดังรูปที่ 6.61 จากการพิจารณาข้อต่อที่จุด A, B, C และ D เป็นบานพับ จะได้แผนภาพอิสรระของชิ้นส่วนต่างๆ ดังรูปที่ 6.62



รูปที่ 6.61



รูปที่ 6.62

จากรูปที่ 6.62a

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$\left[\frac{1}{2} \times 62.24 \times 3 \times \left(1.5 + \frac{3}{3} \right) \right] + \left[1.5 \times 62.24 \times \frac{1.5}{2} \right] - [A \times 3.0] = 0$$

$$A = 101.14 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$B_1 = \left[\frac{1}{2} \times (1.5 + 4.5) \times 62.24 \right] - 101.14$$

$$B_1 = 85.58 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

จากรูปที่ 6.62b

$$\sum F_x = 0$$

$$B_2 = C_1 = \frac{1}{2} \times 3 \times 62.24 = 93.36 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

จากรูปที่ 6.62c

$$\sum M_{@C} = 0$$

$$[D \times 3] - \left[4.5 \times 62.24 \times \frac{4.5}{2} \right] = 0$$

$$D = 210.06 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$C_2 = [4.5 \times 62.24] - 210.06 = 70.02 \text{ กิโลนิวตันต่อเมตร}$$

ดังนั้น

$$F_A = (101.14 \times 4) = 404.56 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_B = (85.58 + 93.36) \times 4 = 715.76 \text{ กิโลนิวตัน}$$

$$F_C = (93.36 + 70.02) \times 4 = 653.52 \text{ กิโลนิวตัน}$$

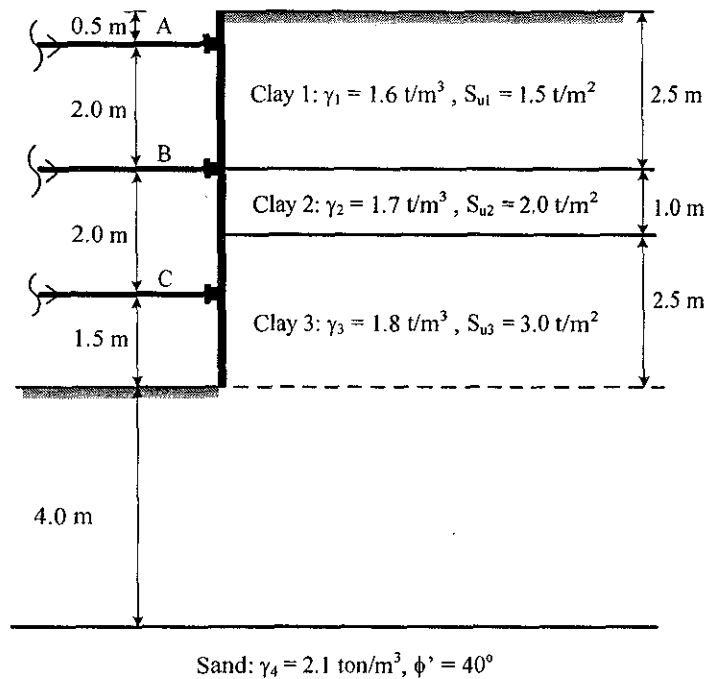
$$F_D = (210.06 \times 4) = 840.24 \text{ กิโลนิวตัน}$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบคำนวณได้โดยอาศัยสมการของ Bjerrum and Eide (1956) และไม่พิจารณาระยะฝังของเข็มพีคใต้ดินจุด (ค่าที่ได้จะต่ำกว่าความเป็นจริง) ดังนั้น

$$FS = \frac{48.0 \times 5.14}{17.29 \times 12} = 1.19 \text{ ใกล้เคียง } 1.20 \text{ OK.}$$

ตัวอย่างที่ 6.8 จากรูปที่ 6.63 (ระบบ Braced cuts สำหรับห้องใต้ดิน) จงคำนวณหา

- แรงในตัวค้ำยัน A, B และ C เมื่อระยะห่างระหว่างค้ำยันในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร
- โมเมนต์ที่เกิดใน Wales
- อัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบ



รูปที่ 6.63

วิธีทำ เนื่องจากชั้นดินเหนียวมีค่าหน่วยน้ำหนักและกำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกัน ดังนั้นต้อง
คำนวณหาค่าหน่วยน้ำหนักและกำลังต้านทานแรงเฉือนเฉลี่ย ซึ่งมีค่าดังนี้

$$\gamma_{av} = \frac{1}{H} [\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3]$$

$$\gamma_{av} = \frac{1}{6} [(1.6 \times 2.5) + (1.7 \times 1) + (1.8 \times 2.5)] = 1.7 \text{ ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$S_{u(av)} = \frac{1}{H} [S_{u1} H_1 + S_{u2} H_2 + S_{u3} H_3]$$

$$S_{u(av)} = \frac{1}{6} [(1.5 \times 2.5) + (2.0 \times 1.0) + (3.0 \times 2.5)] = 2.2 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

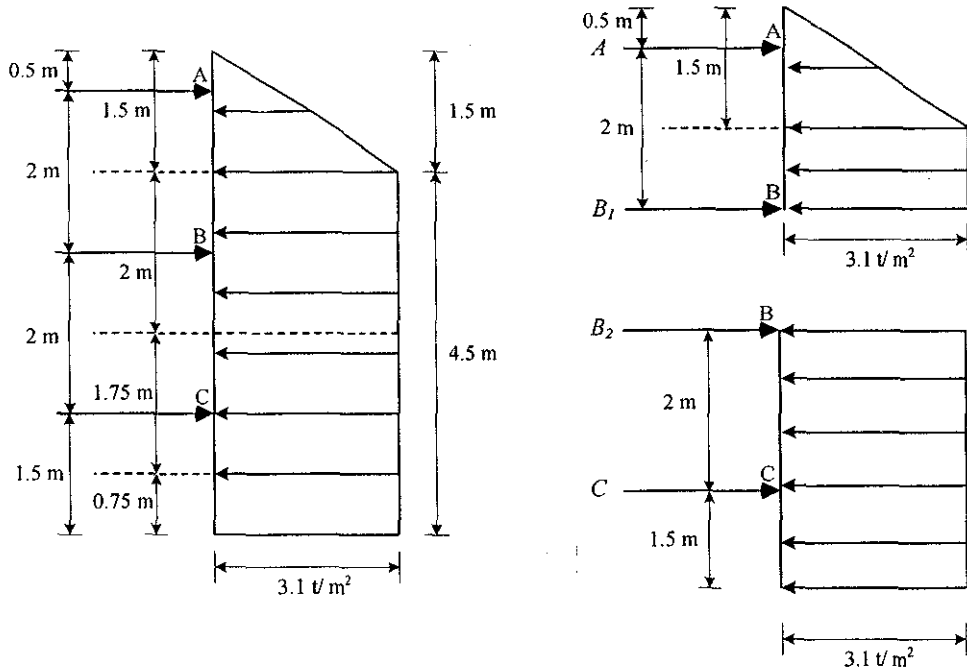
$$\frac{\gamma H}{S_u} = \frac{1.7 \times 6.0}{2.2} = 4.6 > 4.0$$

ความดันดินที่กระทำต่อเข็มพืดคำนวณได้ดังนี้

$$p_a = \gamma H \left\{ 1 - \left(\frac{4S_u}{\gamma H} \right) \right\} = 1.7 \times 6.0 \times \left\{ 1 - \frac{4 \times 2.2}{1.7 \times 6.0} \right\} = 1.4 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

$$p_a = 0.3 \gamma H = 0.3 \times 1.7 \times 6.0 = 3.1 \text{ ตันต่อตารางเมตร}$$

ดังนั้น ความดันที่กระทำต่อเข็มพืดมีค่าเท่ากับ 3.1 ตันต่อตารางเมตร และการกระจายความดัน
ดินแสดงดังรูปที่ 6.64



รูปที่ 6.64

ก) แรงในตัวยึด A, B และ C คำนวณได้ดังนี้

จากแผนภาพอิสระส่วนบนของรูปที่ 6.64 ด้านขวามือ

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$A(2) = (3.1 \times 1.0 \times 0.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 1.5 \right)$$

$$A = 2.52 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@A} = 0$$

$$B_1(2) = (3.1 \times 1 \times 1.5) + \left(\frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.1 \times 0.5 \right)$$

$$B_1 = 2.91 \text{ ตันต่อเมตร}$$

จากแผนภาพอิสระส่วนล่างของรูปที่ 6.64 ด้านขวามือ

$$\sum M_{@C} = 0$$

$$B_2(2) = (3.1 \times 3.5 \times 0.25)$$

$$B_2 = 1.36 \text{ ตันต่อเมตร}$$

$$\sum M_{@B} = 0$$

$$C(2) = (3.1 \times 3.5 \times 1.75)$$

$$C = 9.50 \text{ ตันต่อเมตร}$$

เนื่องจากระยะห่างของตัวค้ำยันในแนวนอนเท่ากับ 2 เมตร ดังนั้น แรงในตัวค้ำยัน A, B และ C มีค่าดังนี้

$$F_A = 2 \times 2.52 = 5.04 \text{ ตัน}$$

$$F_B = 2(2.91 + 1.36) = 8.54 \text{ ตัน}$$

$$F_C = 2 \times 9.50 = 19.00 \text{ ตัน}$$

ข) โมเมนต์ที่เกิดใน Wales เท่ากับ

$$M_A = \frac{1}{8} A s^2 = \frac{1}{8} \times 2.52 \times 2^2 = 1.26 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_B = \frac{1}{8} (B_1 + B_2) s^2 = \frac{1}{8} (2.91 + 1.36) \times 2^2 = 2.13 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$M_C = \frac{1}{8} C s^2 = \frac{1}{8} \times 9.50 \times 2^2 = 4.75 \text{ ตัน-เมตร}$$

ค) อัตราส่วนปลอดภัยด้านการอุบวมเท่ากับ

$$FS = \frac{2S_u B_1 + 2S_u (H - 2S_u / \gamma) + \pi S_u B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$FS = \frac{(2 \times 2.2 \times 4.0) + (2 \times 2.2)(6 - (2 \times 2.2 / 1.7)) + (\pi \times 2.2 \times 4.0)}{(1.7 \times 6 \times 4)}$$

$$FS = \frac{60.3}{40.8} = 1.47 > 1.20 \quad \text{OK.}$$

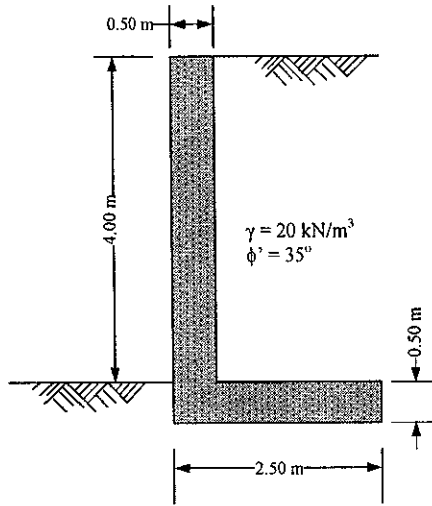
แบบฝึกหัดท้ายบท

- 1) กำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กตัว L ดังแสดงในรูปที่ 6.65 ด้านดินถมซึ่งเป็นทรายที่มีหน่วยน้ำหนัก 20 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายใน 35 องศา สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างดินและฐานของกำแพงกันดินมีค่าเท่ากับ 0.48 จงคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน (ก) การพลิกคว่ำ (ข) การลื่นไถล และ (ค) การวิบัติของดินฐานราก
- 2) จงตรวจสอบความปลอดภัยของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 6.66 เมื่อดินถมมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 32 องศา สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างดินและฐานของกำแพงกันดินเท่ากับ 0.50 สมมติมุมเสียดทานภายในระหว่างดินและกำแพงกันดินเท่ากับศูนย์
- 3) จากกำแพงกันดินดังรูปที่ 6.67 จงหาอัตราส่วนปลอดภัยด้าน
 - ก) การพลิกคว่ำ

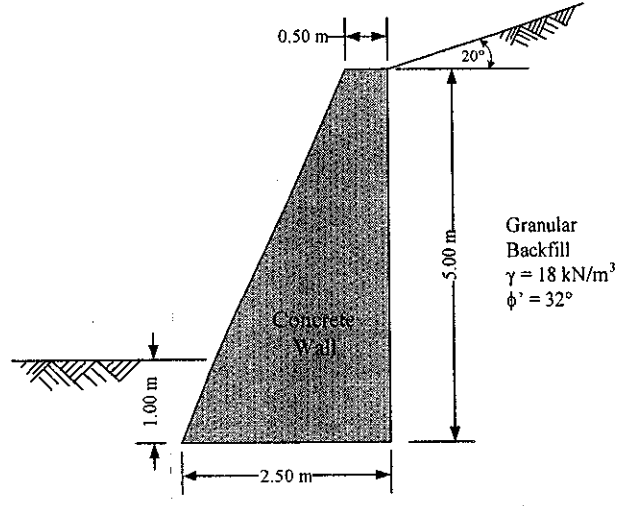
ข) การสิ้นไถล

ค) การวิบัติจากกำลังแบกทาน

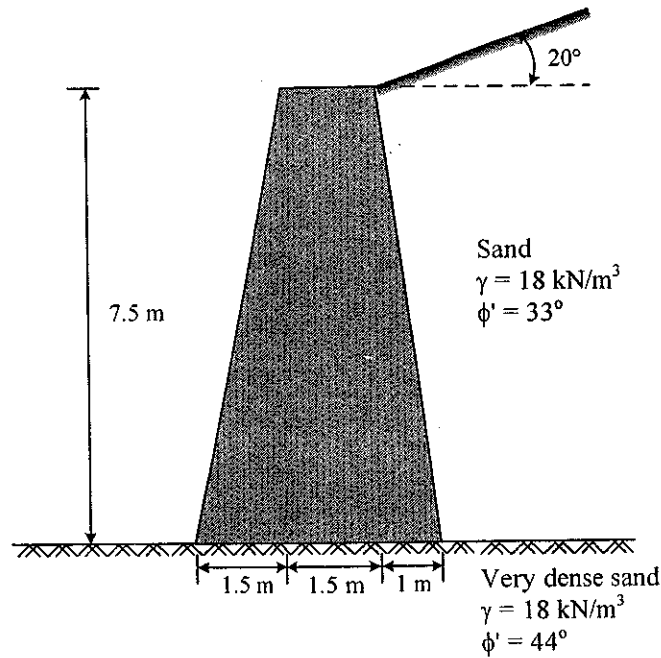
เมื่อกำหนด หน่วยน้ำหนักดินถมหลังกำแพงเท่ากับ 18.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร
หน่วยน้ำหนักคอนกรีตเท่ากับ 24.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 6.65



รูปที่ 6.66

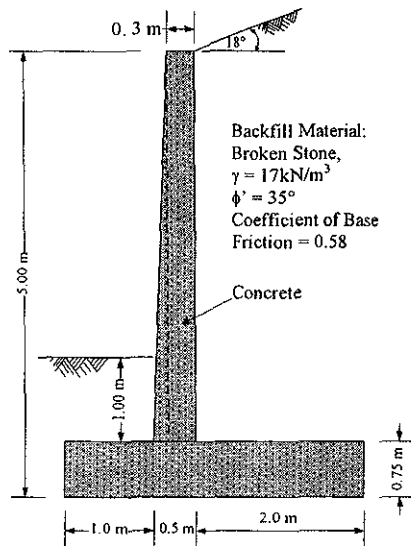


รูปที่ 6.67

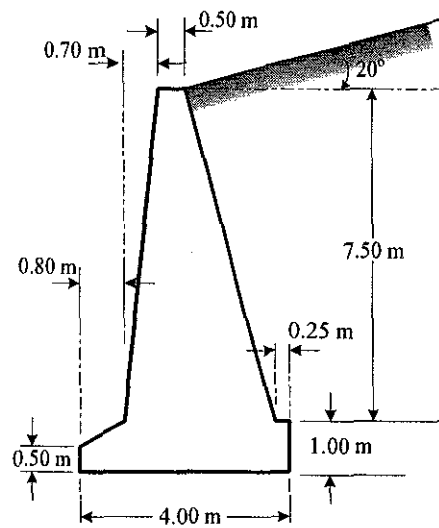
- 4) จากรูปที่ 6.68 จงคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำและการสิ้นไถล (คำนวณทั้งในกรณีที่พิจารณาแรงดันด้านข้างและไม่พิจารณาแรงดันด้านข้างที่ด้านหน้าของกำแพงกันดิน) พร้อมทั้งวาด

การกระจายความดันใต้ฐานรากและคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติของดินใต้ฐานราก โดยใช้ทฤษฎีความดันดินของ Rankine

- 5) จากรูปที่ 6.69 จงคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ การลื่นไถล และการวิบัติของดินใต้ฐานราก พร้อมทั้งวาดการกระจายความดันใต้ฐานราก เมื่อดินถมและดินฐานรากเป็นทราย ที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 18 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลเท่ากับ 30 องศา

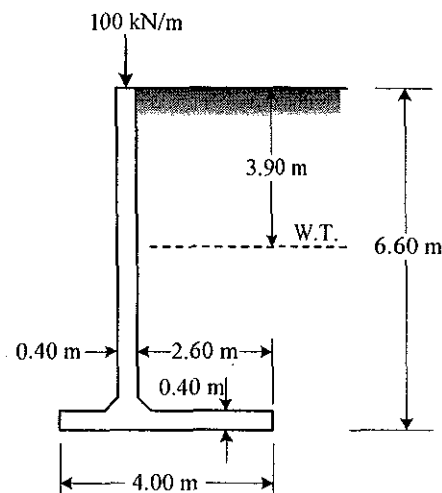


รูปที่ 6.68



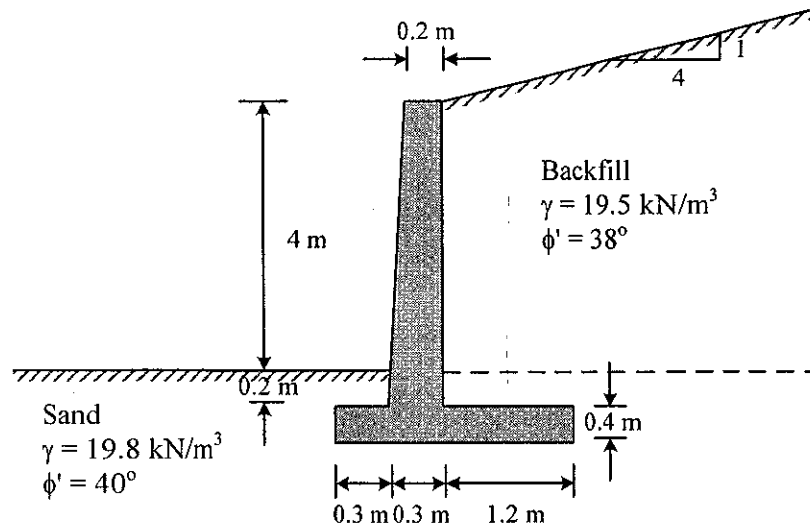
รูปที่ 6.69

- 6) จากรูปที่ 6.70 จงคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ การลื่นไถล และการวิบัติของดินใต้ฐานราก พร้อมทั้งวาดการกระจายความดันใต้ฐานราก เมื่อดินถมและดินฐานรากเป็นทราย ที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 33 องศา



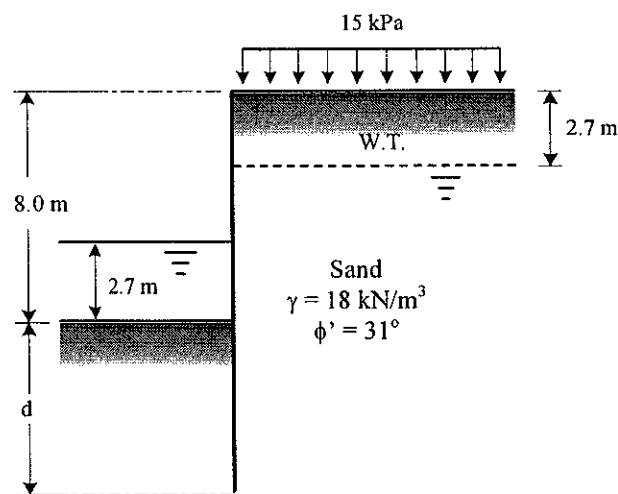
รูปที่ 6.70

- 7) กำแพงกันดินสูง 4.0 เมตร ดังรูปที่ 6.71 ด้านดินถมที่มีความลาด 1:4 ดินถมเป็นทรายหยาบที่มีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลเท่ากับ 38 องศา ดินใต้ฐานรากเป็นทรายที่มีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 19.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลเท่ากับ 40 องศา จงตรวจสอบการออกแบบของกำแพงกันดินดังกล่าว ทั้งจากการเลื่อนไถล การพลิกคว่ำ และแรงแบกทานที่ฐาน และถ้าพบว่าไม่ปลอดภัย จะมีวิธีการแก้ไขอย่างไร



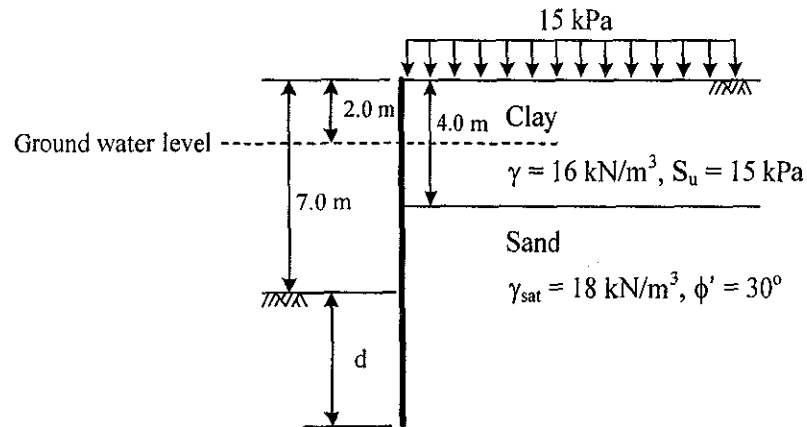
รูปที่ 6.71

- 8) จงคำนวณหาระยะฝัง (d) สำหรับเข็มพืด ดังแสดงในรูปที่ 6.72 กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันที่สภาวะ Passive



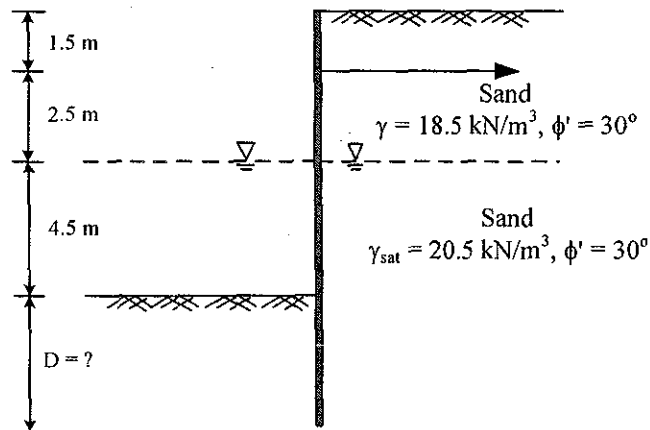
รูปที่ 6.72

- 9) จงคำนวณหาระยะฝัง (d) สำหรับเข็มพืด ดังแสดงในรูปที่ 6.73 กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันที่สภาวะ Passive



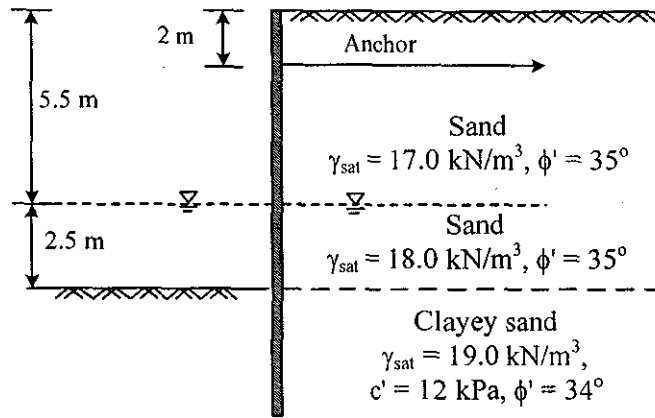
รูปที่ 6.73

- 10) จากรูปที่ 6.74 จงออกแบบระยะฝังของเข็มพืด โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันดินที่สภาวะ Passive และหาแรงในสมอยึด ซึ่งอยู่ห่างกันตามแนวราบเท่ากับ 2.5 เมตร

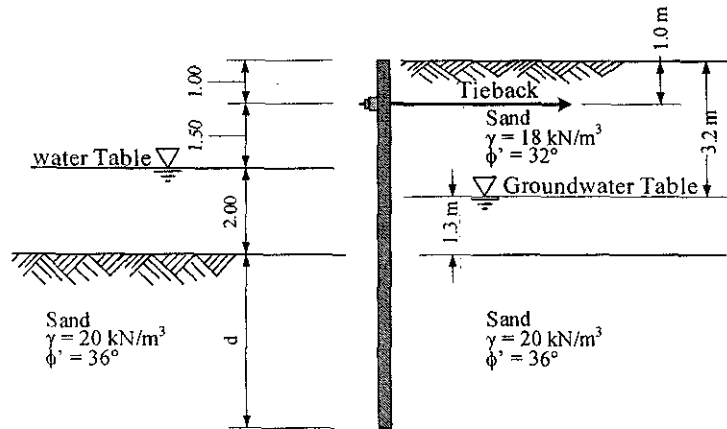


รูปที่ 6.74

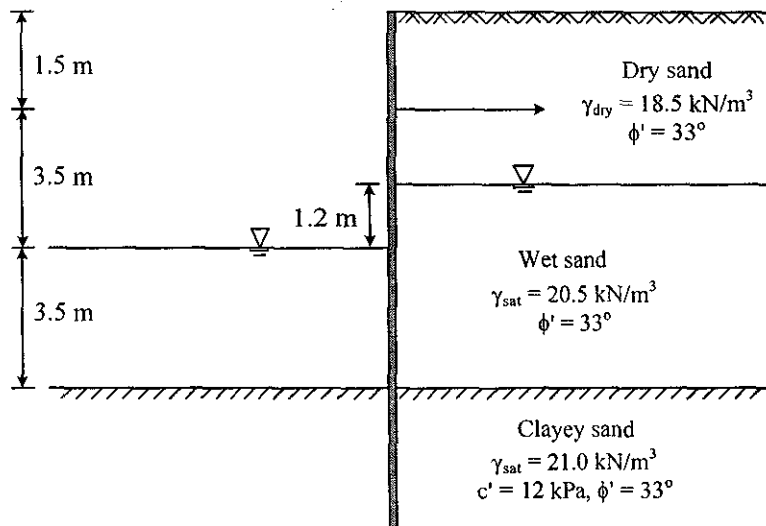
- 11) จากรูปที่ 6.75 จงออกแบบระยะฝังของเข็มพืด โดยใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 1.5 สำหรับความดันดินที่สภาวะ Passive และหาแรงในสมอยึด ซึ่งอยู่ห่างกันตามแนวราบเท่ากับ 2.0 เมตร
- 12) จากรูปที่ 6.76 จงคำนวณระยะฝังเข็มพืดและแรงดึงในสายเคเบิล เมื่อกำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 สำหรับความดันดินที่สภาวะ Passive
- 13) จากรูปที่ 6.77 จงออกแบบระยะฝังของเข็มพืด พร้อมทั้งแสดงการกระจายความดันดินด้านข้าง และหาแรงดึงในสมอยึด กำหนดให้ใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 1.5 สำหรับความดันดินที่สภาวะ Passive เมื่อระยะห่างระหว่างสมอแต่ละตัวเท่ากับ 2.5 เมตร



รูปที่ 6.75

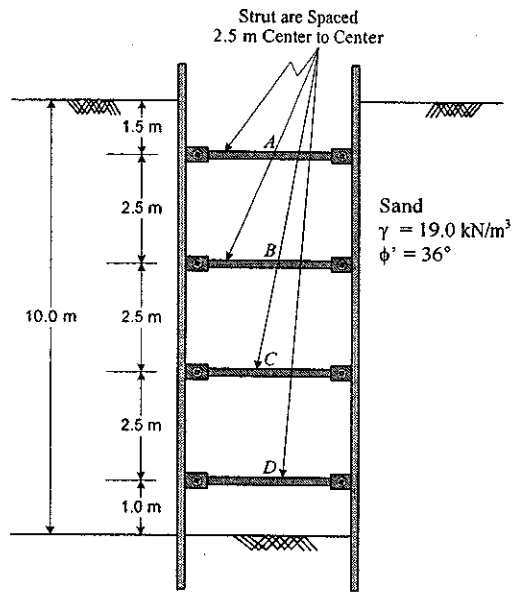


รูปที่ 6.76



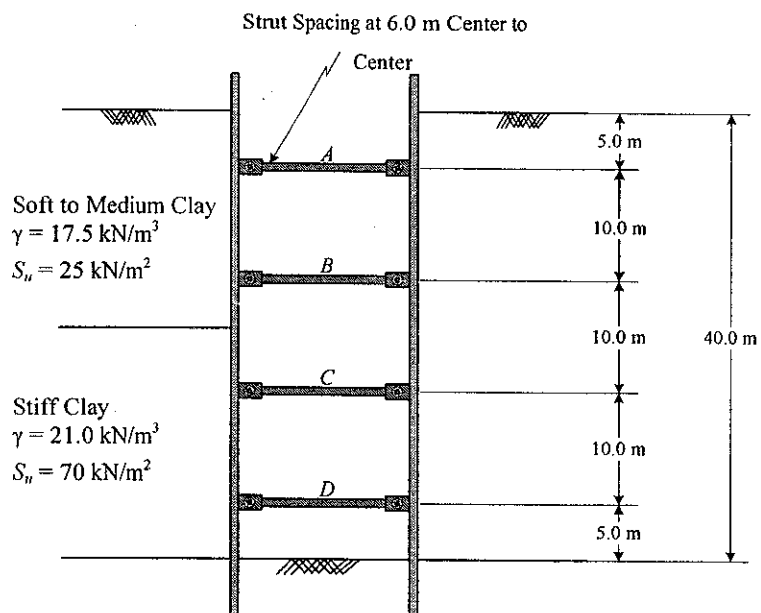
รูปที่ 6.77

14) จากรูป Braced cuts (รูปที่ 6.78) จงวาดการกระจายของความดันดินด้านข้าง และคำนวณแรงที่กระทำต่อค้ำยันทุกตัวและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเข็มพืด พร้อมทั้งตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบ



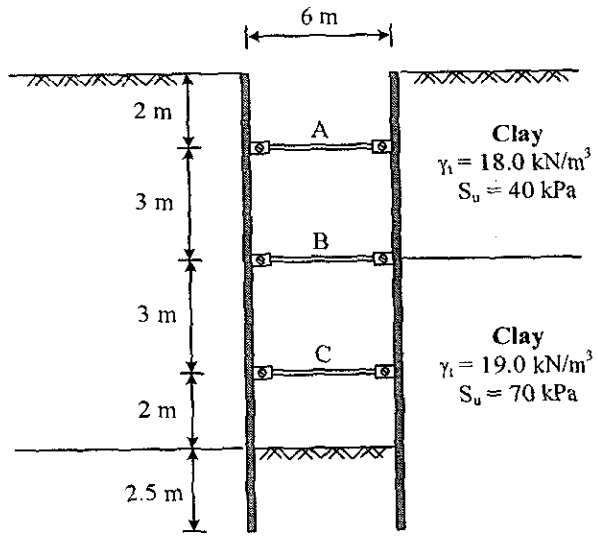
รูปที่ 6.78

- 15) จงคำนวณหาแรงอัดในค้ำยันที่ระดับ A, B และ C เมื่อระยะห่างตามแนวราบของตัวค้ำยันเท่ากับ 6 เมตร ดังรูปที่ 6.79 และคำนวณหาโมเมนต์ค้ำยันสูงสุดในเข็มพีค พร้อมทั้งตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการออกแบบ



รูปที่ 6.79

- 16) จากรูปที่ 6.80 จงคำนวณหาแรงอัดในค้ำยันที่ระดับ A, B และ C และโมเมนต์ค้ำยันสูงสุดในเข็มพีค เมื่อระยะห่างระหว่างตัวค้ำยันเท่ากับ 6 เมตร



รูปที่ 6.80

บทที่ 7 การปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์

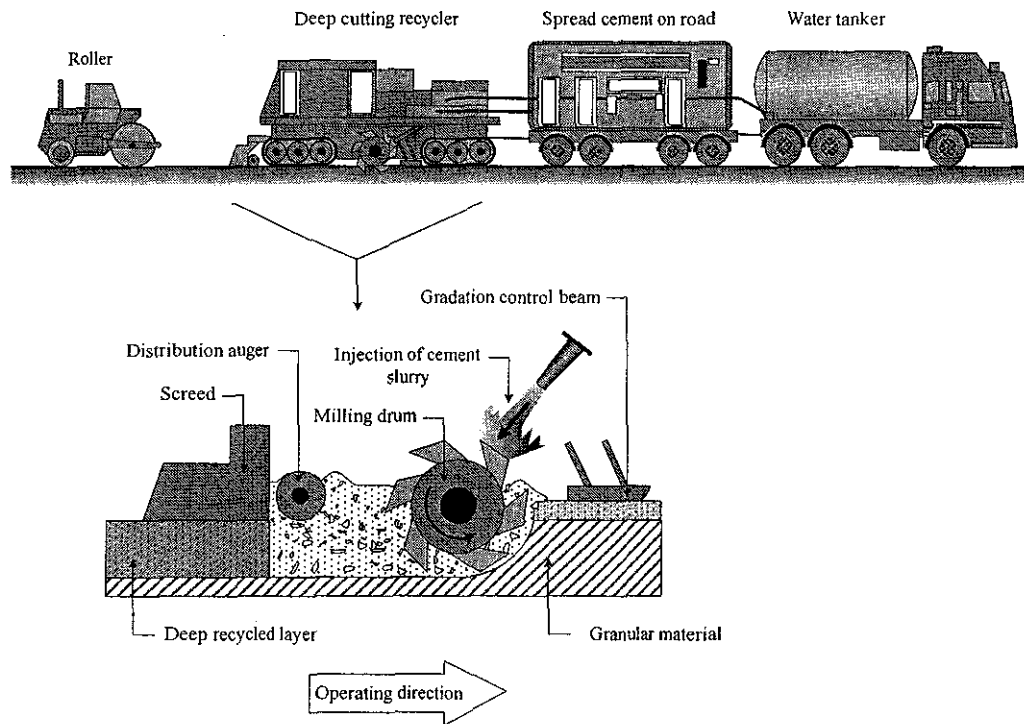
CEMENT STABILIZATION

7.1 บทนำ

ดินเป็นวัสดุธรรมชาติซึ่งมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมแตกต่างกันตามแหล่งกำเนิดและสภาพแวดล้อม การจะนำดินมาใช้ประโยชน์ในทางวิศวกรรมบางครั้งจำเป็นต้องมีการปรับปรุงคุณสมบัติให้มีความเหมาะสม เทคนิคการปรับปรุงดินที่ได้รับความนิยมและใช้กันอย่างแพร่หลายทั้งในและต่างประเทศเทคนิคหนึ่งคือการปรับปรุงดินด้วยสารเชื่อมประสาน (ปูนซีเมนต์และปูนขาว เป็นต้น) เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินถูกปรับปรุงให้ดีขึ้นได้ภายในระยะเวลาอันสั้น การปรับปรุงด้วยวิธีนี้สามารถแยกออกเป็น 2 ประเภท (Miura et al., 2001) ได้แก่ การผสมลึก (Deep mixing) และการผสมตื้น (Shallow mixing) การผสมลึกเป็นเทคนิคที่ใช้ในการปรับปรุงชั้นดินเหนียวอ่อนหนาที่มีปริมาณความชื้นใกล้เคียงหรือสูงกว่าขีดจำกัดเหลว โดยการผสมสารเชื่อมประสานเข้ากับดินด้วยใบพัดหรือความดัน มวลดินที่มีปริมาณความชื้นสูงจะประกอบด้วยกลุ่มเม็ดดินและน้ำที่แทรกอยู่ตามช่องว่างระหว่างกลุ่มเม็ดดิน เมื่อผสมซีเมนต์ลงไป ในดิน ซีเมนต์จะทำปฏิกิริยาไฮเดรชันกับน้ำและเกิดผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน (พันธะเชื่อมประสาน) เชื่อมประสานกลุ่มของเม็ดดินเข้าด้วยกัน ทำให้ดินมีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงขึ้น

การผสมตื้นส่วนใหญ่เป็นการประยุกต์ใช้กับงานถนน ซึ่งมีชั้นดินแข็งอยู่ไม่ลึกมากนัก และชั้นดินชั้นบนเป็นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมกรรมไม่ดี ดินชั้นบนส่วนใหญ่จะเป็นดินเม็ดละเอียดหรือดินเม็ดหยาบที่มีปริมาณความชื้นต่ำ (ใกล้เคียงพิกัดพลาสติก) ที่สภาวะนี้ มวลดินจะมีโพรงอากาศปนอยู่ การผสมซีเมนต์ลงไป ในดินประเภทนี้จะทำให้เกิดกลุ่มของเม็ดดินซีเมนต์ซึ่งไม่รวมเป็นเนื้อเดียวกัน การที่จะทำให้กลุ่มของเม็ดดินซีเมนต์รวมเป็นเนื้อเดียวกันและกลายเป็นวัสดุทางวิศวกรรมได้จำเป็นต้องใช้พลังงานบดอัด (สุขสันต์และคณะ 2548)

กรมทางหลวงได้ใช้ปูนซีเมนต์ในการปรับปรุงคุณสมบัติเชิงวิศวกรรมของถนนที่ชำรุดและไม่สามารถใช้งานได้ โดยทำการขุดหรือผิวทางเดิมที่ชำรุดขึ้นมาผสมกับซีเมนต์และบดอัดด้วยรถบดอัดจนได้ความแน่นตามมาตรฐาน ดังแสดงในรูปที่ 7.1 วิธีการนี้เรียกว่า “การหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ (Pavement recycling)” รายละเอียดเพิ่มเติมสามารถอ้างอิงได้จากมาตรฐานที่ ทล.-ม 213/2543 ข้อดีของวิธีการนี้คือประหยัดและรวดเร็วเมื่อเทียบกับการปรับปรุงและซ่อมแซมถนนโดยวิธีอื่น นอกจากนี้ซีเมนต์ยังเป็นวัสดุที่หาได้ง่ายในประเทศไทย ซึ่งเป็นการใช้ทรัพยากรให้เกิดประโยชน์



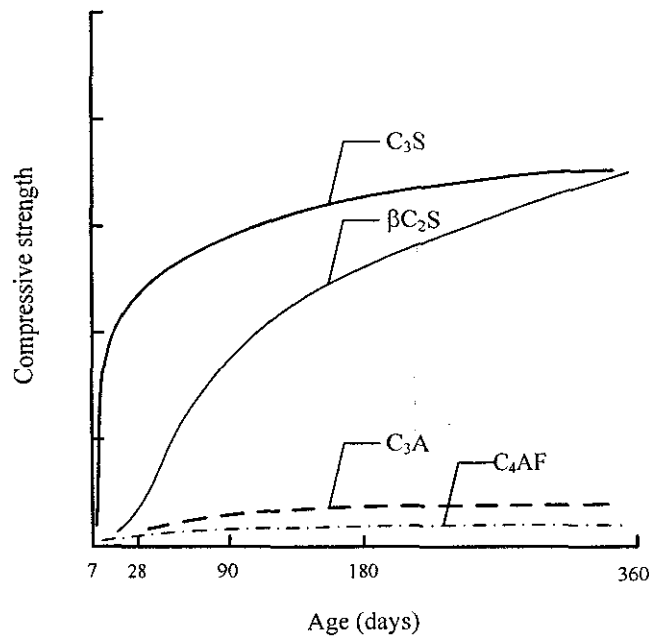
รูปที่ 7.1 ขั้นตอนการปรับปรุงถนนที่ชำรุดด้วยเทคนิคการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่
(Horpibulsuk et al., 2006b)

จากการศึกษาด้านกำลังอัดของดินซีเมนต์ทั้งปริมาณความชื้นสูงและต่ำ (Horpibulsuk, 2005; Horpibulsuk et al., 2003, 2004a, 2004b, และ 2006b) พบว่ากำลังอัดแปรผันตามโครงสร้างของดินซีเมนต์ (แพบริกและพันธะเชื่อมประสาน) ตัวแปรที่ควบคุมกำลังอัดของดินซีเมนต์คืออัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ (Soil-water/cement ratio, w/C) อิทธิพลของโครงสร้างดินและอัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ รวมทั้งการประยุกต์ใช้อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ในการสร้างสมการทำนายกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม จะถูกนำเสนอในบทนี้ ซึ่งจะเน้นเฉพาะการปรับปรุงดินโดยการผสมดินเท่านั้น

7.2 คุณสมบัติของสารประกอบหลักในปูนซีเมนต์

ก่อนที่จะอธิบายลักษณะโครงสร้างและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินซีเมนต์ ผู้อ่านจำเป็นต้องเข้าใจถึงคุณสมบัติพื้นฐานของปูนซีเมนต์เสียก่อน สารประกอบหลักในเม็ดปูน ได้แก่ ไตรซิลิเกต (Tricalcium Silicate, C_3S) ไดคัลซิลิเกต (Dicalcium Silicate, C_2S) ไตรอัลูมิเนต (Tricalcium Aluminate, C_3A) และเตตระคัลเซียมอัลูมิโนเฟอร์ไรต์ (Tetracalcium Aluminoferrite, C_4AF) คุณสมบัติของสารประกอบทั้ง 4 ชนิดนี้แสดงดังตารางที่ 7.1 และมีผลต่อคุณสมบัติของปูนซีเมนต์ ดังนี้

- 1) ไตรแคลเซียมซิลิเกต (C_3S หรือ Alite) เป็นสารประกอบที่มีรูปร่างเป็นผลึก 6 เหลี่ยม มีสีอ่อนกว่า C_2S เมื่อผสมกับน้ำจะเกิดการก่อตัวและแข็งตัวภายใน 2-3 ชั่วโมง การเกิดปฏิกิริยากับน้ำจะทำให้เกิดความร้อนประมาณ 500 จูลต่อกรัม และจะมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นอย่างมากในช่วง 7 วัน ดังรูปที่ 7.2 กำลังอัดในช่วงแรกของปูนซีเมนต์จะมีค่าเพิ่มขึ้น ตามปริมาณของ C_3S ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะมีปริมาณของ C_3S อยู่ประมาณ 50-70 เปอร์เซ็นต์



รูปที่ 7.2 การพัฒนากำลังอัดของสารประกอบหลักในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

- 2) ไดแคลเซียมซิลิเกต (C_2S หรือ Belite) เป็นสารประกอบที่มีรูปร่างกลม เมื่อผสมกับน้ำจะเกิดการแข็งตัวและเกิดความร้อนประมาณ 250 จูลต่อกรัม เมื่อแข็งตัวแล้วจะพัฒนากำลังอัดอย่างช้าๆ ในช่วงแรก กำลังอัดจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อมีอายุเกินกว่า 7 วัน แต่ในระยะเวลายาวจะได้กำลังอัดใกล้เคียงกับ C_3S ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะมี C_2S อยู่ประมาณ 15-30 เปอร์เซ็นต์
- 3) ไตรแคลเซียมอลูมิเนต (C_3A) เป็นสารประกอบที่มีรูปร่างเป็นเหลี่ยมมุม จะทำปฏิกิริยากับน้ำและก่อให้เกิดการก่อตัวทันที (Flash set) และเกิดความร้อนสูงในช่วงแรก ประมาณ 850 จูลต่อกรัม การป้องกันการก่อตัวทันที (Flash set) ทำได้โดยการเติมยิปซัมลงไปในช่วงขั้นตอนการบดปูนซีเมนต์ เพื่อทำหน้าที่หน่วงการก่อตัวเนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาของ C_3A ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะมี C_3A อยู่ประมาณ 5-10 เปอร์เซ็นต์ ปูนซีเมนต์ที่มี C_3A ต่ำ จะมีความสามารถทนต่อซัลเฟตสูง
- 4) เตตระแคลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรต์ (C_4AF หรือ Celite) เป็นสารประกอบที่ได้จากการใช้วัตถุดิบที่มีสารประกอบแร่เหล็กและอลูมิเนียม เพื่อลดอุณหภูมิของปูนเม็ดระหว่าง

กระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ โดยทำให้ปูนซีเมนต์มีสีเทา C_4AF มีคุณสมบัติทำปฏิกิริยากับน้ำอย่างรวดเร็ว และก่อตัวภายในเวลาไม่กี่นาที ความร้อนที่เกิดขึ้นประมาณ 420 จูลต่อกรัม ค่ากำลังอัดของ C_4AF มีค่าต่ำและไม่แน่นอน ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะมี C_4AF อยู่ประมาณ 5-15 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 7.1 สรุปคุณสมบัติของสารประกอบหลักในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

คุณสมบัติ	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
1. อัตราการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน	เร็ว (ชั่วโมง)	ช้า (วัน)	ทันทีทันใด	เร็วมาก (นาที)
2. การพัฒนากำลังอัด	เร็ว (วัน)	ช้า (สัปดาห์)	เร็วมาก (วันเดียว)	เร็วมาก (วันเดียว)
3. กำลังอัดประลัย	สูง	ค่อนข้างสูง	ต่ำ	ต่ำ
4. ความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน	ปานกลาง (500 จูลต่อกรัม)	น้อย (200 จูลต่อกรัม)	สูงมาก (850 จูลต่อกรัม)	ปานกลาง (420 จูลต่อกรัม)
5. คุณสมบัติอื่นๆ	คุณสมบัติ เหมือนปอร์ต แลนด์ซีเมนต์	-	ไม่เสถียรในน้ำ และถูกซัลเฟต ทำลายได้ง่าย	ทำให้ปูนซีเมนต์มี สีเทา

7.3 คุณสมบัติของสารประกอบรองในปูนซีเมนต์

สารประกอบรองในเม็ดปูน ได้แก่ ยิปซั่ม (Gypsum หรือ Calcium Sulphate Dihydrate หรือ $CaSO_4 \cdot 2H_2O$) Lime อิสระ (Free lime, CaO) แมกนีเซียมออกไซด์หรือแมกนีเซีย (Magnesium Oxide หรือ Magnesia หรือ MgO) และอัลคาไลออกไซด์ (Alkali Oxides หรือ Na_2O , K_2O) คุณสมบัติของสารประกอบทั้ง 4 ชนิดนี้มีผลต่อคุณสมบัติของปูนซีเมนต์ ดังนี้

- 1) ยิปซั่ม (Gypsum หรือ Calcium Sulphate Dihydrate หรือ $CaSO_4 \cdot 2H_2O$) ในระหว่างการบดปูนซีเมนต์ จะมีการเติมยิปซั่ม เพื่อหน่วงการทำปฏิกิริยาไฮเดรชันของ C_3A หรือเป็นการควบคุมระยะเวลาการก่อตัวของปูนซีเมนต์ ผลของปฏิกิริยาจะเกิดเป็น Ettringite (Calcium Trisulphoaluminate) ถ้าไม่มีการเติมยิปซั่ม ปูนซีเมนต์จะเกิดการก่อตัวอย่างรวดเร็ว ปริมาณยิปซั่มที่ใส่ต้องมีความเหมาะสม เพื่อให้ปูนซีเมนต์เกิดกำลังอัดสูงสุด และเกิดการหดตัวน้อยที่สุด ปริมาณยิปซั่มที่มากเกินไปจะทำให้เกิด Ettringite ในปริมาณที่สูง และจะส่งผลให้เกิดการแตกร้าวของปูนซีเมนต์
- 2) Free Lime (CaO) สามารถเกิดได้ 2 กรณี ได้แก่ 1) เมื่อวัตถุดิบมีปริมาณ CaO มากเกินไป ทำให้ไม่สามารถทำปฏิกิริยากับ SiO_2 , Al_2O_3 และ Fe_2O_3 ได้หมด และ 2) เมื่อวัตถุดิบมีปริมาณ CaO มากเกินไป แต่ทำปฏิกิริยากับออกไซด์ต่างๆ ไม่สมบูรณ์ Free Lime จะทำปฏิกิริยากับน้ำอย่างช้าๆ หลังจากที่ปูนซีเมนต์แข็งตัวแล้ว ทำให้เกิดการขยายปริมาตร และ

อาจส่งผลให้เกิดการแตกร้าวและเสียหายได้ ปรากฏการณ์นี้เรียกว่า “ความไม่อยู่ตัว เนื่องจาก Lime (Unsoundness due to lime)

- 3) แมกนีเซียมออกไซด์ หรือ แมกนีเซียม วัตถุประสงค์ในการผลิตปูนซีเมนต์โดยมากจะมี $MgCO_3$ เมื่อเผาจะเกิดการแยกตัวเป็น MgO และ CO_2 แมกนีเซียมออกไซด์บางส่วนจะหลอมเป็นปูนเม็ด ที่เหลือจะอยู่ในรูป Periclase (MgO) ซึ่งเมื่อเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน จะเหมือนกับ CaO คือทำให้ปริมาตรเพิ่มขึ้น ก่อให้เกิดความไม่อยู่ตัว (Unsoundness) และอาจส่งผลให้เกิดการแตกร้าวได้
- 4) อัลคาไลออกไซด์ (Alkali Oxides หรือ Na_2O , K_2O) ที่อยู่ในปูนซีเมนต์จะส่งผลเสีย ในกรณีที่ใช้มวลรวมบางประเภทที่ทำปฏิกิริยากับอัลคาไลหรือต่างในปูนซีเมนต์ จะทำให้เกิด “ปฏิกิริยาระหว่างต่างกับมวลรวม (Alkali-Aggregate Reaction หรือ ARR)” ผลจากปฏิกิริยาจะก่อให้เกิดการขยายตัวดันให้คอนกรีตแตกร้าวเสียหาย ยากต่อการแก้ไข ในกรณีที่ต้องใช้มวลรวมที่ทำปฏิกิริยากับอัลคาไลได้ ควรเลือกใช้ปูนซีเมนต์ที่มีอัลคาไลต่ำ

7.4 ปฏิกิริยาไฮเดรชันระหว่างปูนซีเมนต์และน้ำ

การก่อตัวและการแข็งตัวของปูนซีเมนต์เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชันขององค์ประกอบของปูนซีเมนต์ โดยปฏิกิริยาเกิดขึ้นในสองลักษณะ

- 1) อาศัยสารละลาย ปูนซีเมนต์จะละลายในน้ำ ก่อให้เกิด Ions ในสารละลาย และ Ions นี้จะผสมกันทำให้เกิดสารประกอบใหม่ขึ้น
- 2) การเกิดปฏิกิริยาระหว่างของแข็ง ปฏิกิริยาเกิดขึ้นโดยตรงที่ผิวของของแข็ง โดยไม่จำเป็นต้องใช้สารละลาย ปฏิกิริยานี้เรียกว่า “Solid State Reaction”

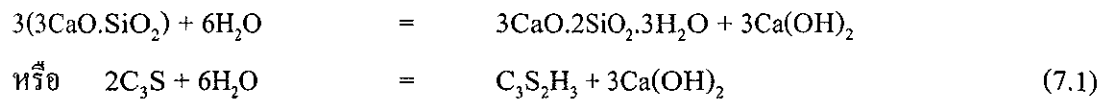
ปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์จะเกิดขึ้นทั้ง 2 ลักษณะ โดยในช่วงแรกจะอาศัยสารละลาย และในช่วงต่อไปจะเกิดปฏิกิริยาระหว่างของแข็ง

ปูนซีเมนต์ประกอบด้วยสารประกอบหลายชนิด เมื่อเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ผลิตภัณฑ์ที่ได้ อาจเกิดปฏิกิริยาต่อไป ทำให้แตกต่างจากผลิตภัณฑ์ที่ได้ครั้งแรก ดังนั้นในที่นี้เราจะแยกพิจารณาปฏิกิริยาไฮเดรชันของสารประกอบหลักแต่ละชนิดของปูนซีเมนต์

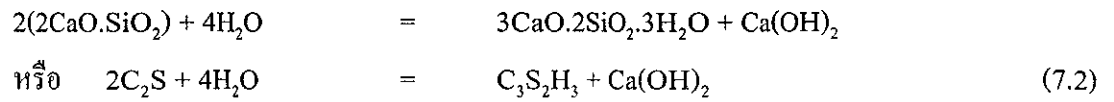
- ปฏิกิริยาไฮเดรชันของซิลิเกตซีเมนต์ (C_3S และ C_2S)

ซิลิเกตซีเมนต์ จะทำปฏิกิริยากับน้ำ ก่อให้เกิด “ซิลิเกตไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$)” ประมาณ 15-25 เปอร์เซ็นต์ และสารประกอบ “ซิลิเกตไฮเดรต (Calcium Silicate Hydrate หรือ $3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O$ หรือ $C_3S_2H_3$ หรือ CSH)” ที่ทำหน้าที่เป็นตัวเชื่อมประสาน และให้ความแข็งแรง ดังสมการต่อไปนี้

สมการของ C_3S



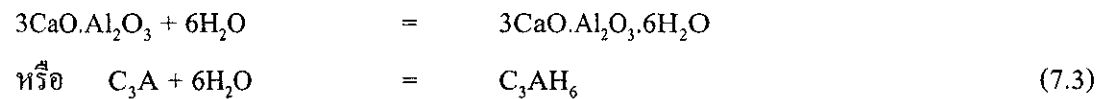
สมการของ C_2S



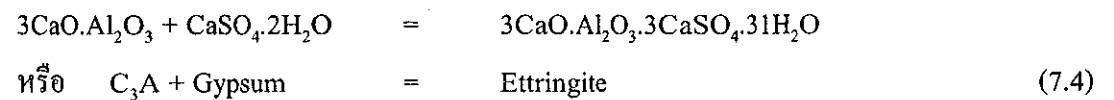
ผลของปฏิกิริยาไฮเดรชันนี้ จะได้ Gel ซึ่งเมื่อแข็งตัวจะกลายเป็นโครงสร้างที่ไม่สม่ำเสมอและมีรูพรุน (CSH) โดยองค์ประกอบทางเคมีของ CSH จะขึ้นอยู่กับอายุ อุณหภูมิ และอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ $Ca(OH)_2$ ที่ได้จากปฏิกิริยาไฮเดรชันทำให้ซีเมนต์เพสต์มีคุณสมบัติเป็นต่างมาก (pH ประมาณ 12.5)

- ปฏิกิริยาไฮเดรชันของไตรแคลเซียมอลูมิเนต (C_3A)

ปฏิกิริยาไฮเดรชันของ C_3A เกิดทันทีทันใด และก่อให้เกิดการแข็งตัวอย่างรวดเร็วของซีเมนต์เพสต์ดังสมการต่อไปนี้



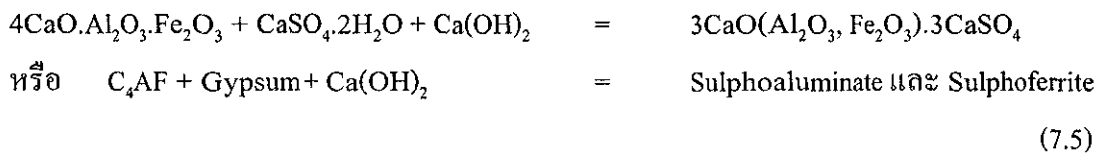
ในกระบวนการบดปูนซีเมนต์ จะมีการใส่ยิปซัมเข้าไป เพื่อหน่วงการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของ C_3A ไม่ให้เกิดเร็วเกินไป โดย Ions ของซัลเฟตจากยิปซัมที่ใส่จะทำปฏิกิริยากับ C_3A ทำให้เกิดชั้นของ Ettringite บนผิวของอนุภาค C_3A ดังสมการต่อไปนี้



ชั้นของ Ettringite ก่อให้เกิดการหน่วงการก่อตัวของ C_3A และทำให้การก่อตัวในช่วงแรกนี้ขึ้นอยู่กับปฏิกิริยาไฮเดรชันของ C_3S และ C_2S เป็นส่วนใหญ่ แต่ชั้นของ Ettringite ไม่ได้หยุดการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน กล่าวคือ เมื่อเกิด Ettringite จะเกิดแรงดันที่มาจากการเพิ่มปริมาตรของของแข็ง แรงดันนี้จะทำให้ชั้นของ Ettringite แตกออก และเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของ C_3A แต่เมื่อเกิดการแตกตัวของชั้น Ettringite ก็เกิด Ettringite ใหม่เข้าแทนที่เป็นการหน่วงปฏิกิริยาไฮเดรชันอีกครั้งหนึ่ง ชั้นตอนจะเป็นเช่นนี้จนกระทั่ง Ions ของซัลเฟตมีปริมาณไม่เพียงพอที่จะก่อให้เกิด Ettringite เมื่อ Ions ของซัลเฟตทำปฏิกิริยากับ C_3A หมดแล้ว C_3A จะทำปฏิกิริยากับ Ettringite และเปลี่ยนเป็นแคลเซียมโมโนซัลโฟลูมิเนต (Calcium Monosulfoaluminate, $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$) แคลเซียมโมโนซัลโฟลูมิเนตสามารถเปลี่ยนกลับเป็น Ettringite เมื่อได้ Ions ของซัลเฟตอีก ซึ่งเป็นเหตุผลหลักที่ทำให้คอนกรีต/ดินซีเมนต์ถูกกัดกร่อนด้วยสารซัลเฟต

- ปฏิกริยาไฮเดรชันของเตตระคัลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรต์ (C₄AF)

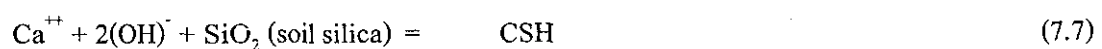
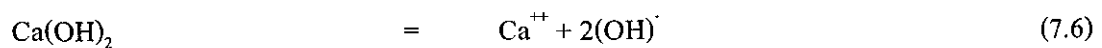
ปฏิกริยาไฮเดรชันของ C₄AF นี้จะเกิดในช่วงต้น โดย C₄AF จะทำปฏิกริยากับยิปซัม และ Ca(OH)₂ ก่อให้เกิดอนุภาคที่มีรูปร่างเหมือนเข็มของ Sulphoaluminate และ Sulphoferrite ดังสมการต่อไปนี้



7.5 ปฏิกริยาเคมีที่เกิดขึ้นในดินซีเมนต์

ดังได้กล่าวแล้วในหัวข้อที่ 7.4 ปูนซีเมนต์ประกอบด้วยสารประกอบหลักสี่ตัว คือ ไตรคัลเซียมซิลิเกต ไคคัลเซียมซิลิเกต ไตรคัลเซียมอลูมิเนต และเตตระคัลเซียมอลูมิโนเฟอร์ไรต์ สารประกอบทั้งสี่นี้เป็นองค์ประกอบหลักที่ทำให้กำลังอัดกับดินซีเมนต์ เมื่อน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Pore water) สัมผัสกับปูนซีเมนต์ ปฏิกริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์จะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ผลิตภัณฑ์ไฮเดรชันหลัก (ผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานปฐมภูมิ (Primary cementitious products)) ที่เกิดขึ้น ได้แก่ คัลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (C₃S₂H₃) คัลเซียมอลูมิเนต (C₃AH₆) และคัลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)₂) ผลิตภัณฑ์ไฮเดรชันสองตัวแรกเป็นผลิตภัณฑ์เชื่อมประสาน (Cementitious products) หลัก คัลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)₂) มีลักษณะเป็นผลึกแข็งฝังตัวอยู่ในดิน ผงปูนซีเมนต์ (Cement particles) จะเชื่อมเม็ดปูนซีเมนต์ (Cement grains) ที่อยู่ติดกันเข้าด้วยกันระหว่างการเกิดปฏิกริยาไฮเดรชันและก่อตัวเป็นโครงแข็ง (Hardening skeleton matrix) ล้อมรอบเม็ดดิน (Soil particles) ปฏิกริยาไฮเดรชันจะทำให้ pH ของน้ำในช่องว่างระหว่างดินมีค่าสูงขึ้น เนื่องจากการแตกตัวของคัลเซียมไฮดรอกไซด์ ความเป็นด่างที่สูงนี้จะทำปฏิกริยาหลอมละลายกับซิลิกาและอลูมินาในดิน (ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นกรดตามธรรมชาติ) ปฏิกริยานี้มีลักษณะเช่นเดียวกับปฏิกริยาระหว่างกรดอ่อนกับด่างเข้มข้น ซิลิกาและอลูมินาที่ถูกหลอมละลายจะทำปฏิกริยาอย่างช้ากับไอออนของแคลเซียมอิสระที่เกิดจากการสลายตัว (Hydrolysis) ของปูนซีเมนต์ ทำให้เกิดการแข็งตัวของดินซีเมนต์ตามอายุบ่ม ปฏิกริยาทุติยภูมินี้เรียกว่าปฏิกริยาปอซซาลาน (Pozzolanic reaction)

ปฏิกริยาที่เกิดขึ้นในดินซีเมนต์สามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้ ปฏิกริยาที่จะแสดงต่อไปนี้ เป็นเพียงปฏิกริยาของคัลเซียมซิลิเกต (C₃S) ซึ่งเป็นสารประกอบหลักในปูนซีเมนต์ เริ่มต้นเมื่อคัลเซียมซิลิเกตสัมผัสกับน้ำจะเกิดปฏิกริยาดังสมการที่ (7.1) ต่อจากนั้นคัลเซียมไฮดรอกไซด์จะทำปฏิกริยากับซิลิกาและอลูมินาในดิน ดังสมการต่อไปนี้



(Secondary cementitious product)



(Secondary cementitious product)

การเพิ่มขึ้นของพันธะเชื่อมประสานในดินซีเมนต์จะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อมีการละลายของซิลิกาและอลูมินาในดินเหนียว การละลายนี้จะแปรผันตามความบริสุทธิ์ของดินเหนียว ความเป็นผลึกของซิลิกาและอลูมินา และขนาดของเม็ดดิน เป็นต้น พันธะเชื่อมประสานของผลิตภัณฑ์ปฐมภูมิมีความแข็งแรงกว่าพันธะเชื่อมประสานของผลิตภัณฑ์ทุติยภูมิอย่างมาก pH จะมีค่าลดลงขณะที่เกิดปฏิกิริยาปอซซาลาน (เกิดการลดลงของ $\text{Ca}(\text{OH})_2$) และการลดลงของ pH จะส่งผลให้เกิดการสลายตัวของสารประกอบ $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$ เป็น CSH ดังสมการที่ (7.9) ปฏิกิริยาไฮเดรชันและปอซซาลานจะกินเวลานานหลายเดือนหรือแม้กระทั่งเป็นปี ดังนั้น กำลังอัดของดินซีเมนต์จึงมีค่าเพิ่มขึ้นตามอายุบ่ม

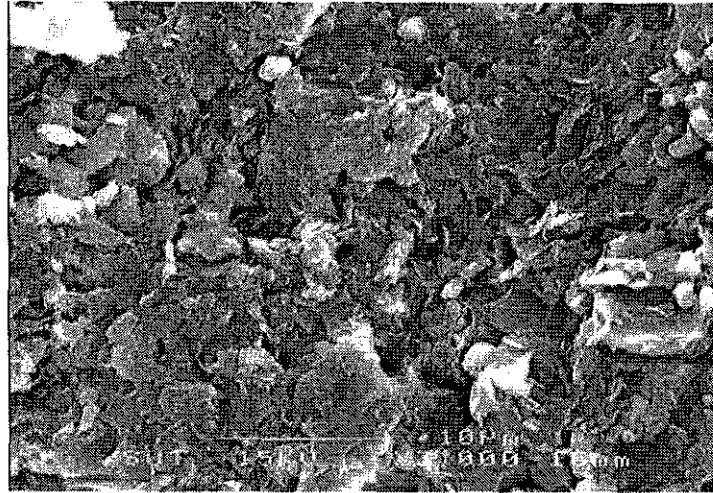
เราอาจสรุปได้ว่าปฏิกิริยาไฮเดรชันและปอซซาลานจะเกิดขึ้นกับดินที่มีปริมาณดินเม็ดละเอียดอยู่มาก ผลิตภัณฑ์ปฐมภูมิจะเพิ่มกำลังอัดให้กับดินซีเมนต์ กระบวนการทุติยภูมิ (Secondary process) จะเพิ่มกำลังและความคงทนให้กับดินซีเมนต์โดยการผลิตสารเชื่อมประสานเพิ่มเติม ซึ่งช่วยเพิ่มความแข็งแรงของพันธะเชื่อมประสานระหว่างเม็ดดิน

7.6 โครงสร้างของดินซีเมนต์

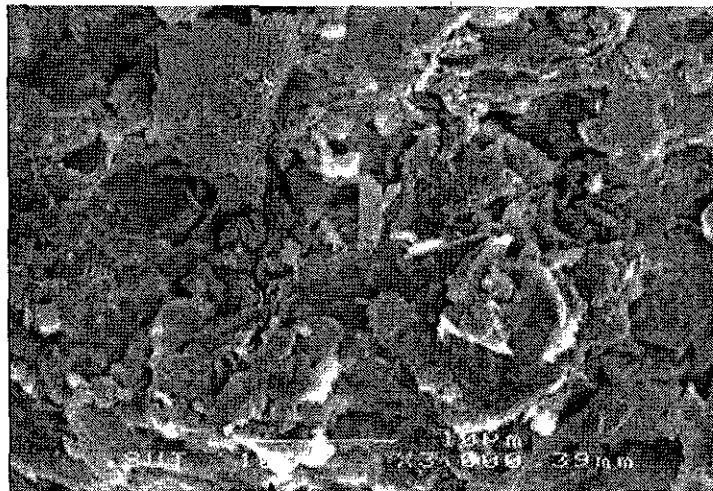
การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างจุลภาคของดินซีเมนต์บดอัด แสดงให้เห็นโดยรูปถ่ายโครงสร้างจุลภาคที่อายุบ่มต่างๆ เปรียบเทียบกับดินบดอัด ดังแสดงในรูปที่ 7.3 ถึง 7.6 รูปที่ 7.3 แสดงภาพถ่ายโครงสร้างจุลภาคของดินบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม จะเห็นได้ว่าลักษณะการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเป็นแบบกระจุกกระจายเป็นกลุ่มก้อน (Flocculated structure) เนื่องจากอิทธิพลของพลังงานการบดอัด เมื่อผสมดินเข้ากับซีเมนต์ Ca^{2+} จะละลายออกมากับน้ำและทำให้ระยะห่างระหว่างแผ่นดินเหนียวลดลง (ลด Diffusion double layers) ทำให้เม็ดดินจัดตัวกันเป็นกลุ่มก้อน (Cluster) มากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 7.4 (อายุบ่ม 7 วัน) เมื่ออายุบ่มเพิ่มขึ้น เราสามารถเห็นชั้นของ Ettringite ในช่องว่างระหว่างก้อนดินได้อย่างชัดเจน (รูปที่ 7.5) ชั้นของ Ettringite นี้จะเป็นตัวหน่วงการก่อตัวของไตรแคลเซียมอลูมิเนต (C_3A) และทำให้การก่อตัวในช่วงแรกนี้ขึ้นอยู่กับปฏิกิริยาไฮเดรชันของแคลเซียมซิลิเกต (C_3S และ C_2S) เป็นส่วนใหญ่ ปริมาณของ Ettringite ที่ลดลงตามอายุบ่มสังเกตได้จากรูปที่ 7.5 และ 7.6 เมื่อเปรียบเทียบรูปที่ 7.3 และ 7.6 จะเห็นได้ชัดว่าระยะห่างระหว่างก้อนดินลดลงตามอายุบ่ม และก้อนดินมีขนาดใหญ่ขึ้น เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน (CSH) ภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินและรอบเม็ดดิน

นอกจากภาพถ่ายจุลภาคแล้ว การเพิ่มขึ้นของผลิตภัณฑ์ไฮเดรชันสามารถอธิบายโดยอาศัยลักษณะของ XRD (X-ray diffraction pattern) และผลทดสอบการกระจายช่องว่าง รูปที่ 7.7 และ 7.8 แสดงลักษณะของ XRD ของดินซีเมนต์ที่บดอัดที่พลังงานการบดอัด 2693.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ที่อายุบ่ม 7 และ 28 วัน ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า Ettringite และ SiO_2 มีปริมาณลดลงตามอายุบ่ม ขณะที่

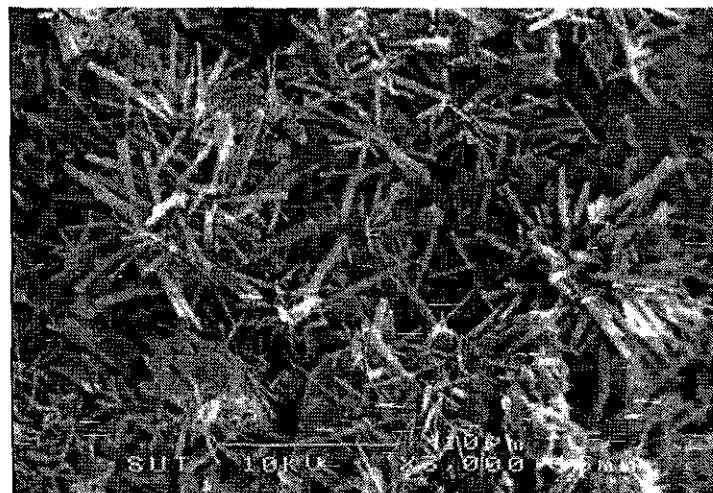
Ca(OH)_2 มีปริมาณเพิ่มขึ้น การเพิ่มขึ้นของ Ca(OH)_2 แสดงถึงการเพิ่มขึ้นของ CSH เนื่องจากธาตุทั้งสองเป็นผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน การเพิ่มขึ้นของ CSH นี้ทำให้กำลังอัดของดินซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นตามอายุบ่ม SiO_2 มีปริมาณลดลงตามอายุบ่มเนื่องจากซิลิกา (Si) เป็นธาตุที่จำเป็นสำหรับปฏิกิริยาปอซซอลาน



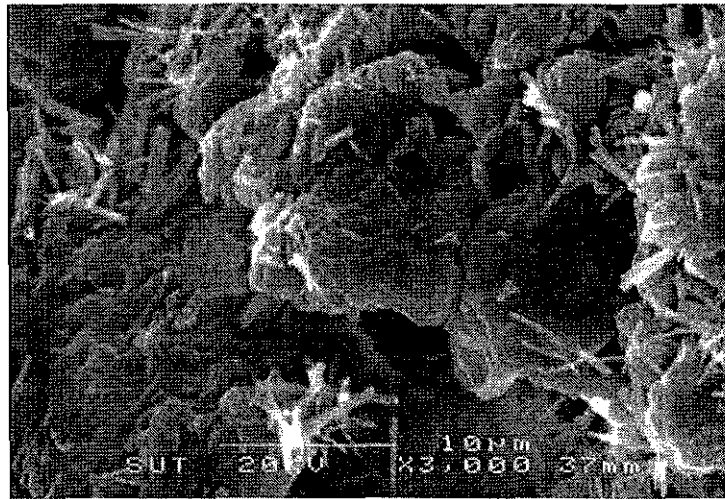
รูปที่ 7.3 ภาพถ่ายจุลภาคของดินบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม (Horpibulsuk et al., 2006c)



รูปที่ 7.4 ภาพถ่ายจุลภาคของดินซีเมนต์บดอัดที่อายุบ่ม 7 วัน (Horpibulsuk et al., 2006c)

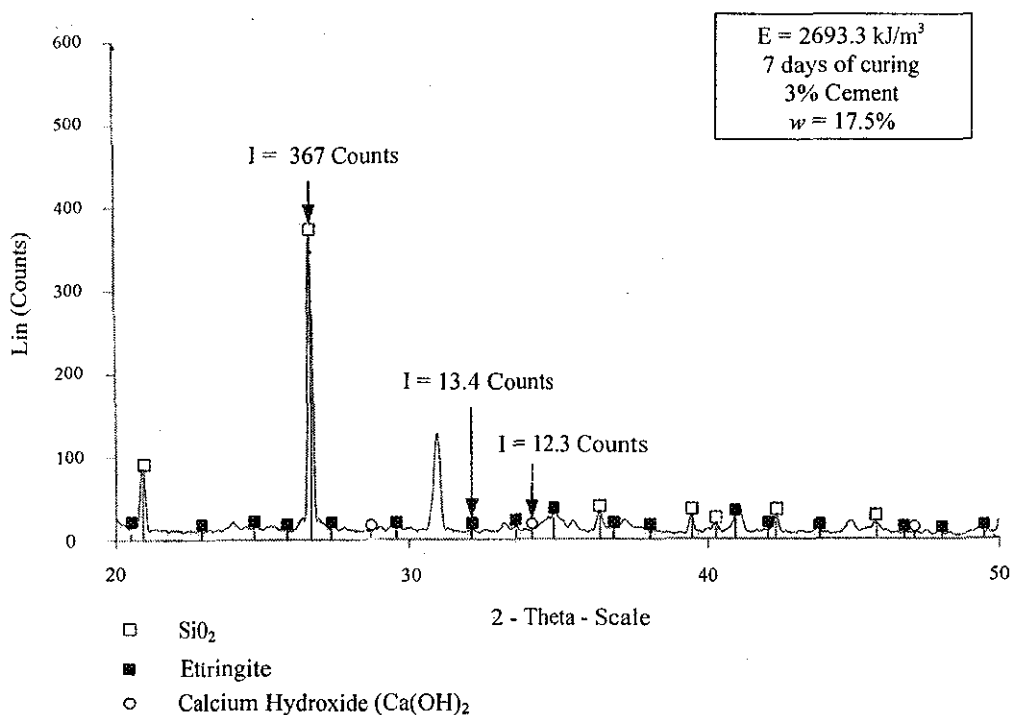


รูปที่ 7.5 ภาพถ่ายจุลภาคของดินซีเมนต์บดอัดที่อายุบ่ม 28 วัน (Horpibulsuk et al., 2006c)

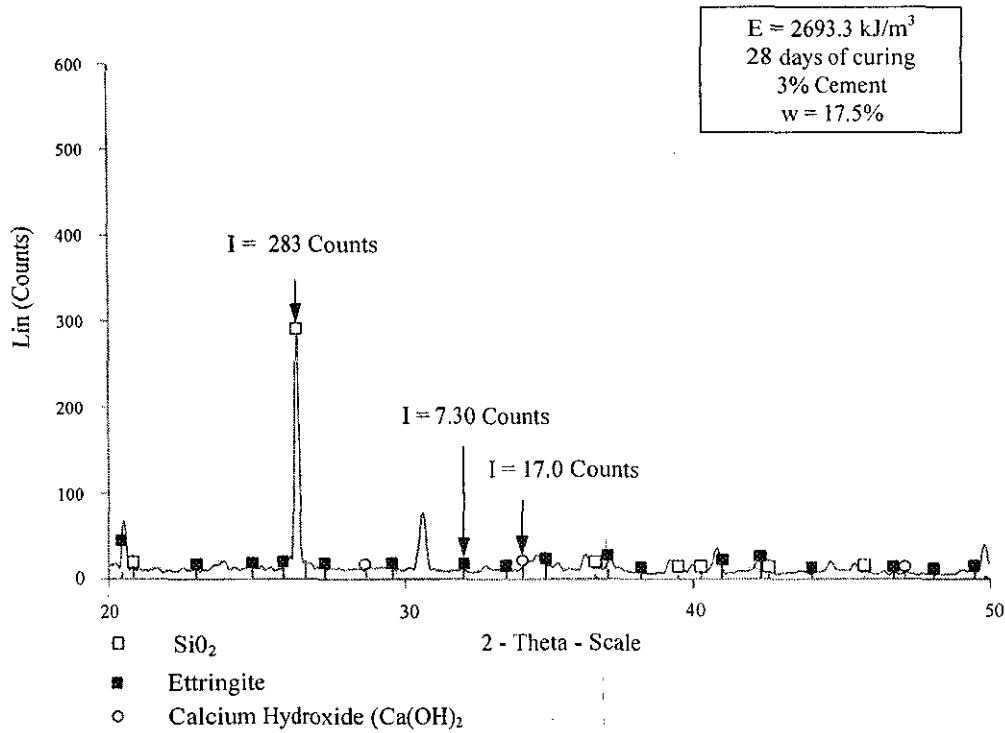


รูปที่ 7.6 ภาพถ่ายจุลภาคของดินซีเมนต์บดอัดที่อายุบ่ม 90 วัน (Horpibulsuk et al., 2006c)

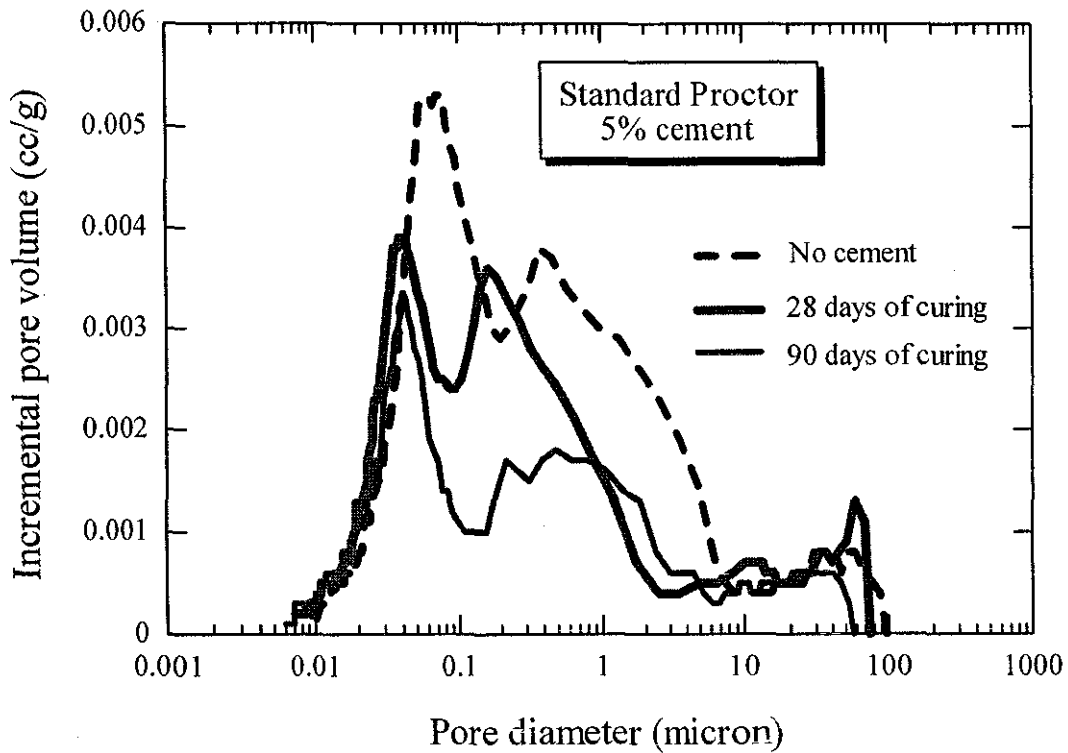
ผลของปฏิกิริยาไฮเดรชันต่อการลดลงของขนาดช่องว่างในดินซีเมนต์แสดงให้เห็นอย่างชัดเจน ดังรูปที่ 7.9 ช่องว่างที่มีขนาดระหว่าง 10 ถึง 0.01 ไมครอน มีปริมาณลดลงอย่างเห็นได้ชัดหลังจากผสมปูนซีเมนต์เข้ากับดิน ช่องว่างที่มีขนาดเล็กกว่า 0.01 ไมครอน และใหญ่กว่า 10 ไมครอน แทบจะไม่ได้รับอิทธิพลจากผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน เมื่ออายุบ่มเพิ่มขึ้น ช่องว่างที่มีขนาดระหว่าง 10 ถึง 0.1 ไมครอน ลดลงอย่างเห็นได้ชัด จากผลทดสอบนี้ เราสามารถสรุปว่าผลิตภัณฑ์ไฮเดรชันมีอิทธิพลอย่างมากต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังอัด โดยทำหน้าที่เพิ่มพันธะเชื่อมประสานระหว่างกลุ่มของเม็ดดินและลดขนาดของช่องว่างระหว่างกลุ่มของเม็ดดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งช่องว่างที่มีขนาดระหว่าง 10 ถึง 0.1 ไมครอน



รูปที่ 7.7 ลักษณะ XRD ของดินซีเมนต์บดอัดที่อายุบ่ม 7 วัน (Horpibulsuk et al., 2006c)



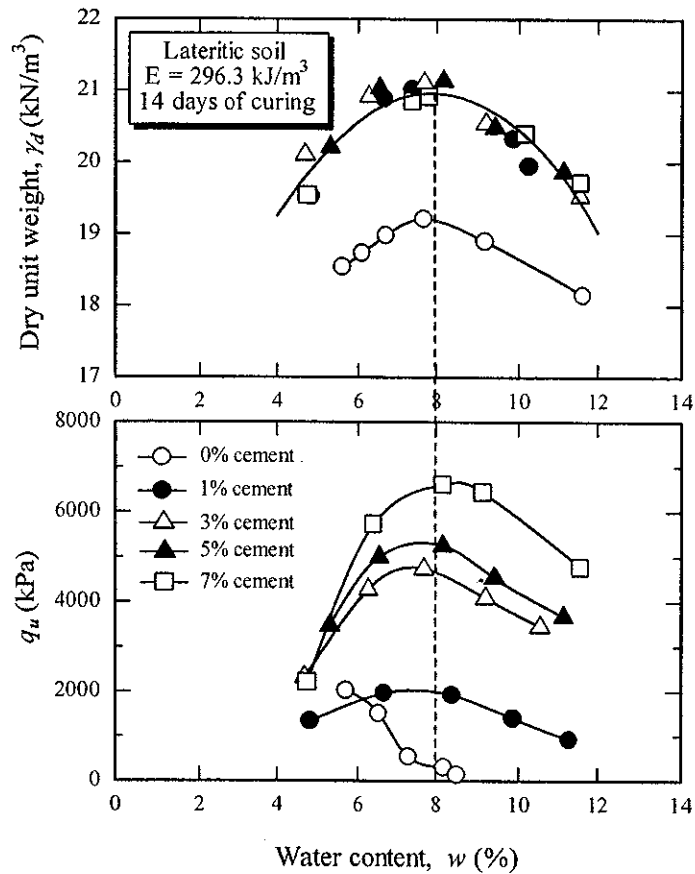
รูปที่ 7.8 ลักษณะ XRD ของดินซีเมนต์บดอัดที่อายุบ่ม 28 วัน (Horpibulsuk et al., 2006c)



รูปที่ 7.9 การกระจายขนาดช่องว่างในดินซีเมนต์ที่อายุบ่มต่างๆ (Horpibulsuk et al., 2006b)

7.7 พฤติกรรมด้านกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด

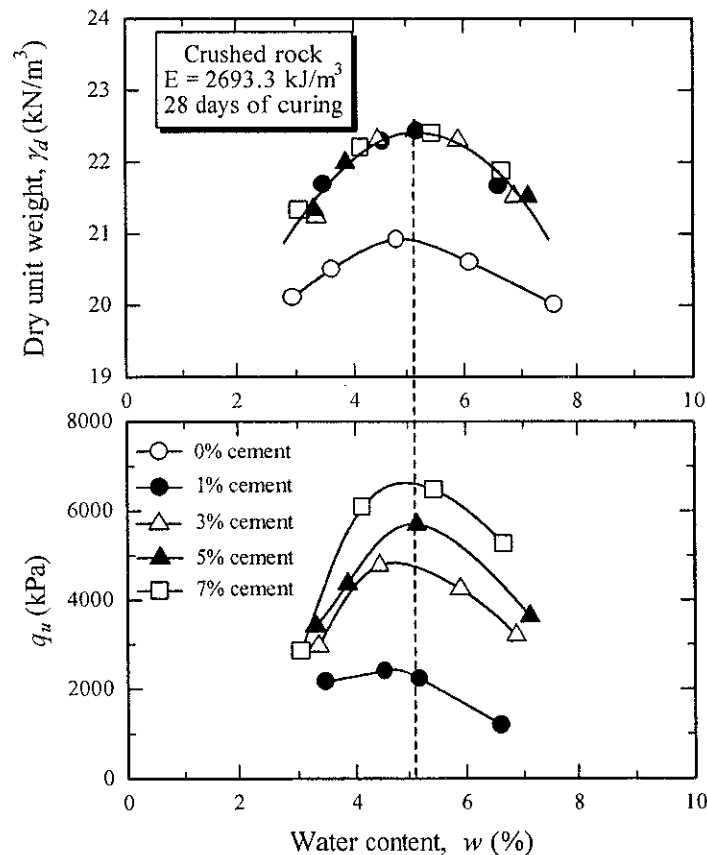
ลักษณะทั่วไปของกราฟการบดอัดหลังการบดอัดทันทีและกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์ แสดงดังรูปที่ 7.10 และ 7.11 ซึ่งเป็นผลทดสอบของดินลูกรังและหินคลุก ตามลำดับ ที่ได้รับการบดอัด ด้วยพลังงานการบดอัดเท่ากับ 293.3 และ 2963.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 7.10 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณชื้น-ความหนาแน่นแห้ง-กำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรัง ที่อายุบ่ม 14 วัน ภายใต้พลังงานการบดอัดครั้งหนึ่งของพลังงานการบดอัดแบบมาตรฐาน (Horpiulsuk et al., 2006b)

จะเห็นได้ว่าปริมาณซีเมนต์มีอิทธิพลต่อกราฟการบดอัดอย่างมาก ดังจะเห็นได้ว่า ในช่วงปริมาณซีเมนต์ระหว่าง 1 ถึง 7 เปอร์เซ็นต์ กราฟการบดอัดของดินซีเมนต์มีลักษณะเหมือนกัน และความหนาแน่นแห้งสูงสุดของดินซีเมนต์มีค่าเท่ากันและสูงกว่าของดินบดอัด แต่ปริมาณความชื้นเหมาะสมมีค่าประมาณคงที่ กราฟการบดอัดสามารถแสดงได้โดยอาศัยฟังก์ชันพาราโบลา ซึ่งมีความสมมาตรรอบปริมาณความชื้นเหมาะสม ในขณะที่ ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นและกำลังอัดแกนเดียว จะมีความสมมาตรจนกระทั่งถึงปริมาณความชื้นค่าหนึ่งเท่านั้น ซึ่งมีค่าประมาณ 80 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม ที่ปริมาณความชื้น 60 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม กำลังอัดมีค่าประมาณเท่ากันสำหรับทุกปริมาณซีเมนต์ และมีค่าใกล้เคียงกับกำลังอัดของดินบดอัด (ดูรูปที่ 7.10)

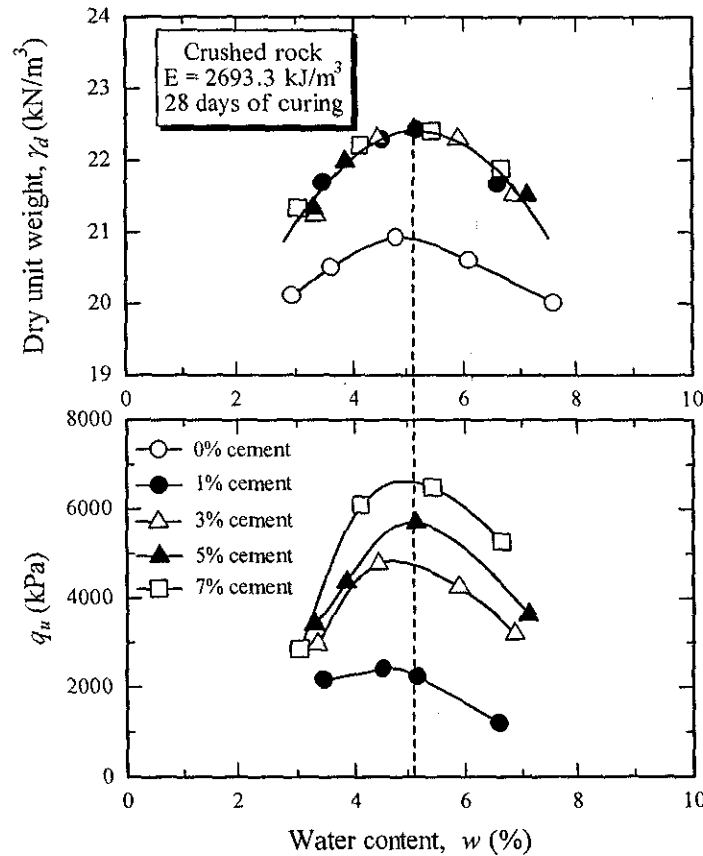
จึงไม่มีประโยชน์ในการผสมซีเมนต์ในช่วงปริมาณความชื้นดังกล่าว ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมในการปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์ จึงควรมีค่าประมาณ 80 ถึง 140 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นที่เหมาะสม Horpibulsuk et al. (2006b) สรุปว่า ในทางปฏิบัติ ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและปริมาณความชื้นที่ด้านแห้งมีความสมมาตรกับด้านเปียก ในช่วงที่ปริมาณความชื้นมีค่าอยู่ระหว่าง 80 ถึง 100 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม และปริมาณความชื้นที่ให้กำลังอัดและหน่วยน้ำหนักแห้งของดินซีเมนต์มีค่าสูงสุด คือปริมาณความชื้นเหมาะสม



รูปที่ 7.11 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้น-ความหนาแน่นแห้ง-กำลังอัดแกนเดียวของหินคลุกที่อายุบ่ม 28 วัน ภายใต้พลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Horpibulsuk et al., 2006b)

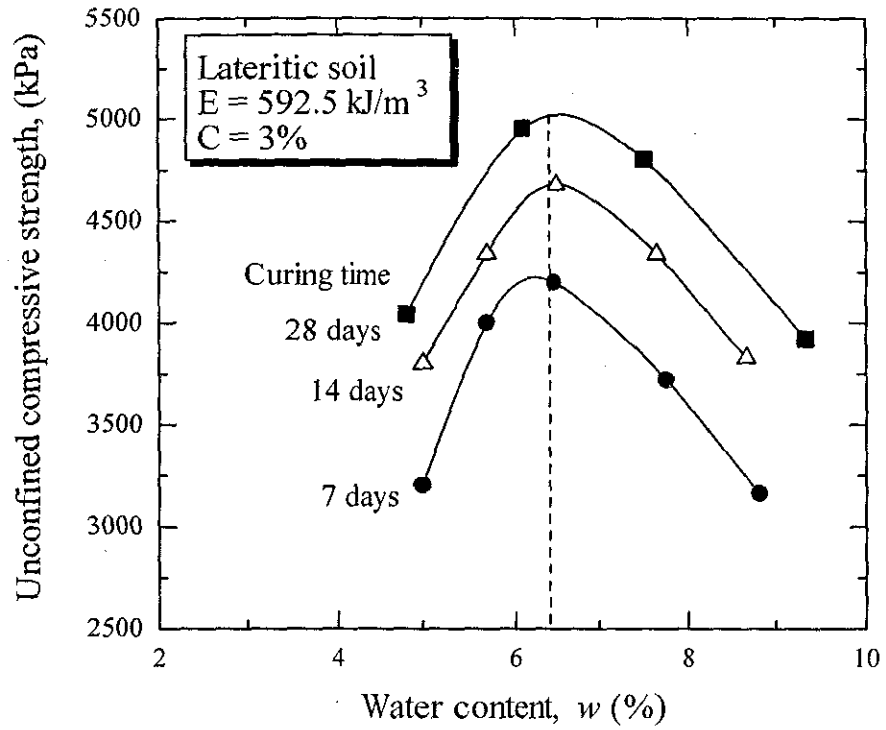
อิทธิพลของอายุบ่มต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดแสดงดังรูปที่ 7.12 ซึ่งเป็นผลทดสอบของดินลูกรังที่มีปริมาณความชื้น 80 ถึง 140 เปอร์เซ็นต์ ผสมกับซีเมนต์ปริมาณ 3 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม ภายใต้พลังงานการบดอัดแบบมาตรฐาน และอายุบ่ม 7, 14 และ 28 วัน จะเห็นได้ชัดว่าอายุบ่มมีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังอัดแกนเดียว ปริมาณความชื้นที่ให้กำลังอัดสูงสุดจะมีค่าไม่เปลี่ยนแปลงตามอายุบ่ม และมีค่าเท่ากับปริมาณความชื้นเหมาะสมของดินบดอัด

จึงไม่มีประโยชน์ในการผสมซีเมนต์ในช่วงปริมาณความชื้นดังกล่าว ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมในการปรับปรุงดินด้วยซีเมนต์ จึงควรมีค่าประมาณ 80 ถึง 140 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม Horpibulsuk et al. (2006b) สรุปว่า ในทางปฏิบัติ ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและปริมาณความชื้นที่ด้านหนึ่งมีความสมมาตรกับด้านเปียก ในช่วงที่ปริมาณความชื้นมีค่าอยู่ระหว่าง 80 ถึง 100 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม และปริมาณความชื้นที่ให้กำลังอัดและหน่วยน้ำหนักแห้งของดินซีเมนต์มีค่าสูงสุด คือปริมาณความชื้นเหมาะสม

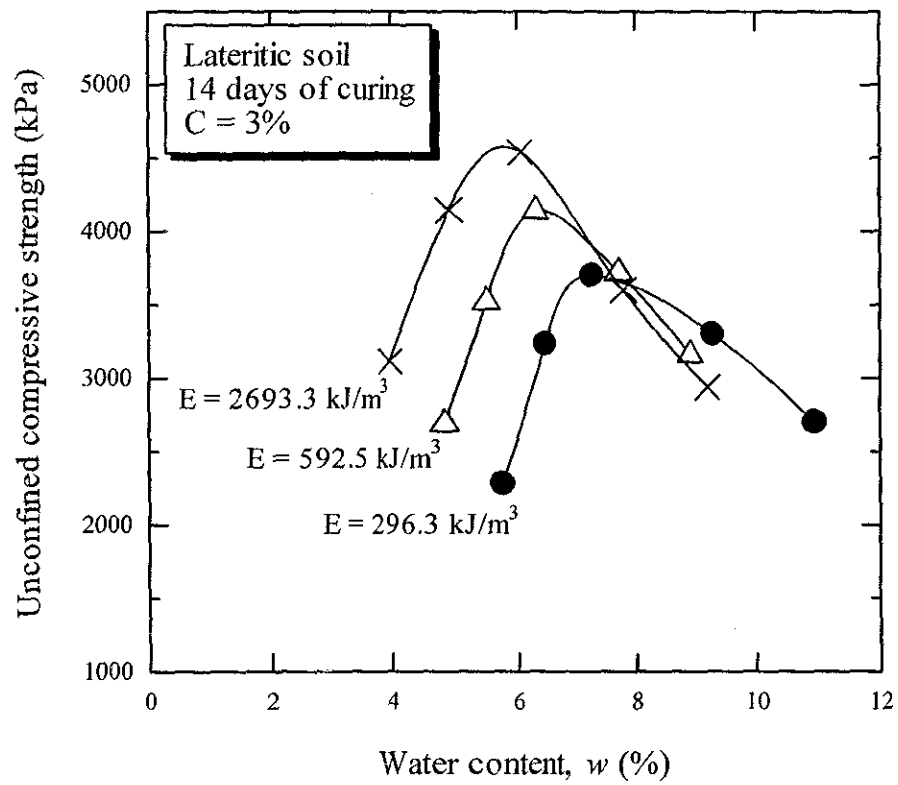


รูปที่ 7.11 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้น-ความหนาแน่นแห้ง-กำลังอัดแกนเดียวของหินคลุกที่อายุบ่ม 28 วัน ภายใต้พลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Horpibulsuk et al., 2006b)

อิทธิพลของอายุบ่มต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดแสดงดังรูปที่ 7.12 ซึ่งเป็นผลทดสอบของดินลูกรังที่มีปริมาณความชื้น 80 ถึง 140 เปอร์เซ็นต์ ผสมกับซีเมนต์ปริมาณ 3 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม ภายใต้พลังงานการบดอัดแบบมาตรฐาน และอายุบ่ม 7, 14 และ 28 วัน จะเห็นได้ชัดว่าอายุบ่มมีอิทธิพลอย่างมากต่อกำลังอัดแกนเดียว ปริมาณความชื้นที่ให้กำลังอัดสูงสุดจะมีค่าไม่เปลี่ยนแปลงตามอายุบ่ม และมีค่าเท่ากับปริมาณความชื้นเหมาะสมของดินบดอัด



รูปที่ 7.12 ผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ที่อายุบ่มต่างๆ ภายใต้พลังงานการบดอัดแบบมาตรฐาน (Horpibulsuk et al., 2006b)

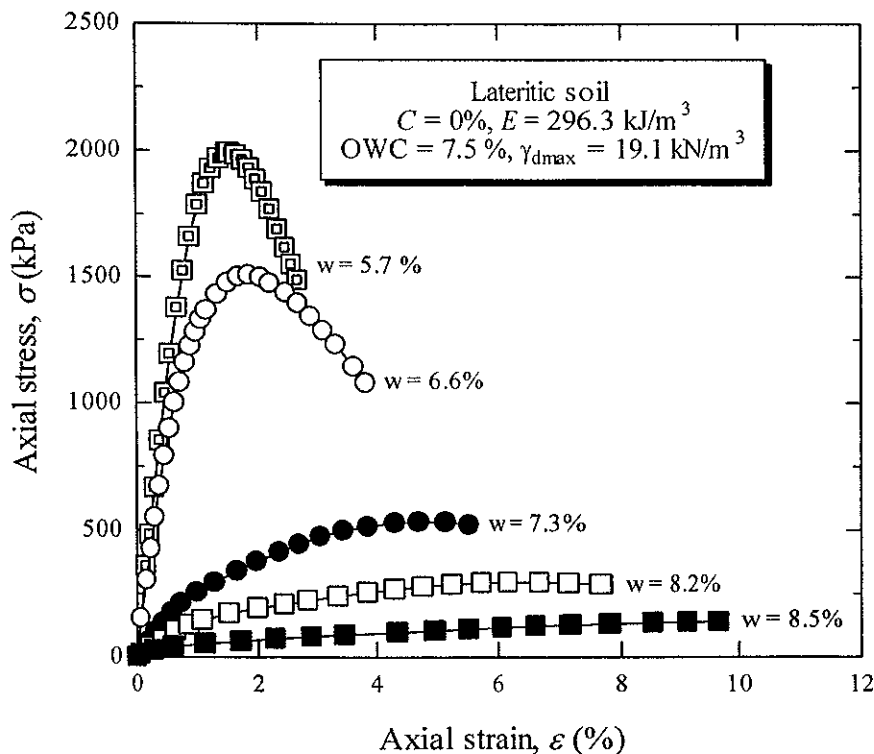


รูปที่ 7.13 อิทธิพลของพลังงานการบดอัดต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์ (Horpibulsuk et al., 2006b)

ของพลังงานการบดอัดต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์แสดงให้เห็นดังรูปที่ 7.13 พลังงานการบดอัดมีอิทธิพลต่อกำลังอัดทางด้านแข็ง (ในช่วง 0.8 ถึง 1.0 เท่าของ OWC) อย่างเห็นได้ชัด ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียก ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและปริมาณความชื้นมีค่าใกล้เคียงกัน และสามารถประมาณเป็นความสัมพันธ์เส้นเดียวกันได้สำหรับทุกพลังงานการบดอัด สิ่งนี้แสดงให้เห็นว่า กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมด้วยปริมาณความชื้นพอเพียง จะแปรผันตามปริมาณความชื้นและปริมาณซีเมนต์ พลังงานการบดอัดเพียงมีส่วนช่วยให้ปริมาณความชื้นที่พอเพียงสำหรับการผสมมีค่าลดลง อันนำมาซึ่งความสามารถในการลดปริมาณซีเมนต์

7.8 ลักษณะทางวัสดุของดินเม็ดหยาบและดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัด

ในดินเม็ดหยาบ แรงระยะสั้นเป็นตัวแปรหลักควบคุมกำลังอัดและการเสียรูป ความเสียหายที่จุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินและ Matric suction เป็นตัวต้านทานการเลื่อนไถลของมวลดิน ด้วยเหตุนี้เอง เมื่อปริมาณความชื้นของดินบดอัดเพิ่มขึ้น กำลังต้านทานแรงเฉือนและความสามารถในการต้านทานการเสียรูปจึงมีค่าลดลง เนื่องจากการลดลงของ Matric suction ดังจะเห็นได้จากผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังบดอัด (รูปที่ 7.14)



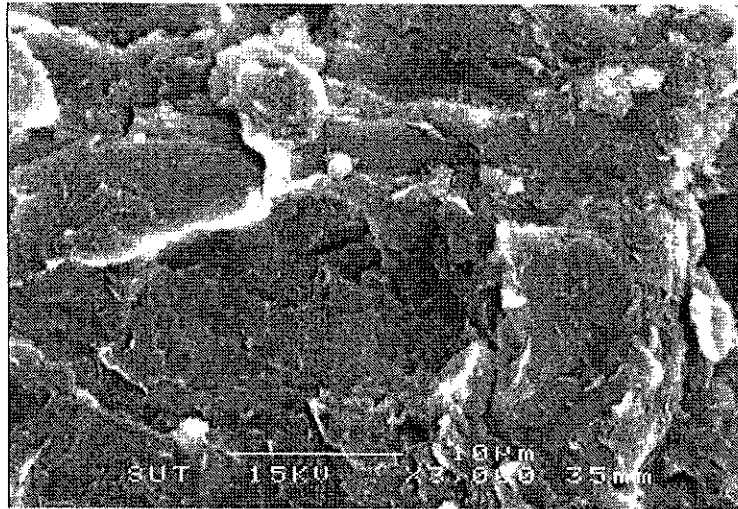
รูปที่ 7.14 ผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ที่บดอัดด้วยพลังงาน 296.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006b)

เมื่อดินเม็ดหยาบผสมกับซีเมนต์และน้ำ ซีเมนต์ซึ่งเป็นวัสดุที่ทำปฏิกิริยากับน้ำ จะก่อให้เกิดพันธะเชื่อมประสาน (Cementation bonds) และทำให้โครงสร้างเกิดความต่อเนื่องและแข็งแรง ด้วยเหตุนี้เอง ปริมาณความชื้นในดินเม็ดหยาบจึงเป็นตัวแปรสำคัญที่ควบคุมกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด อิทธิพลของปริมาณความชื้นต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังอัดแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนโดยรูปถ่ายโครงสร้างจุลภาคของดินซีเมนต์บดอัดที่ด้านข้าง (60 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณความชื้นเหมาะสม) และที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม เปรียบเทียบกับโครงสร้างจุลภาคของดินบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 7.15 (รูปถ่ายทั้งสามมีกำลังขยาย 3000 เท่า)

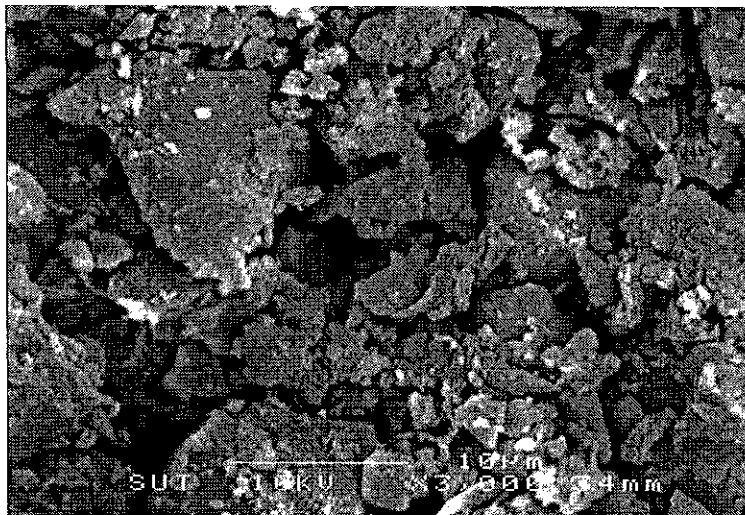
รูปที่ 7.15c แสดง Ettringite (ผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน) ที่เกิดขึ้นระหว่างช่องว่างของกลุ่มของเม็ดดิน (Pore space) อย่างชัดเจน ซึ่งมีลักษณะเหมือนใบมีด ในขณะที่ ไม่ปรากฏร่องรอยของ Ettringite ในดินซีเมนต์บดอัดที่ปริมาณความชื้นต่ำ (ดูรูปที่ 7.15b) ทั้งนี้อาจเนื่องจากปริมาณความชื้นที่ต่ำเกินไปทำให้ไม่สามารถบดอัดได้ดีและเกิดช่องว่างระหว่างเม็ดดินสูง อีกทั้งปริมาณความชื้นดังกล่าวอาจไม่เพียงพอต่อการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ได้สมบูรณ์ อนุภาคของดินซีเมนต์บดอัดมีขนาดใหญ่กว่าดินบดอัดที่ไม่ผสมซีเมนต์ (เปรียบเทียบกับรูปที่ 7.15a และ 7.15b) ทั้งนี้อาจเนื่องจากการลดลงของ Diffusion double layer อันเป็นผลจากอิทธิพลของ Ca^{2+} ที่เกิดจากการละลายของปูนซีเมนต์กับน้ำ

อิทธิพลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์สามารถอธิบายได้ดังนี้ ที่ปริมาณความชื้นค่าหนึ่ง กำลังต้านทานแรงเฉือนและความสามารถในการต้านทานการเสีรูปร่างจะมีค่าแปรผันตามความแข็งแรงของพันธะเชื่อมประสานที่จุดสัมผัสระหว่างเม็ดดิน ซึ่งเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์และอายุบ่ม พันธะเชื่อมประสานจะช่วยเพิ่มหน่วยแรงตั้งฉาก ดังอธิบายได้โดยรูปที่ 7.16 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินซีเมนต์มีค่าเท่ากับผลคูณของมุมเสียดทานภายในและแรงตั้งฉากอันเนื่องมาจากแรงภายนอก (External load) และพันธะเชื่อมประสาน (Cementation bonds)

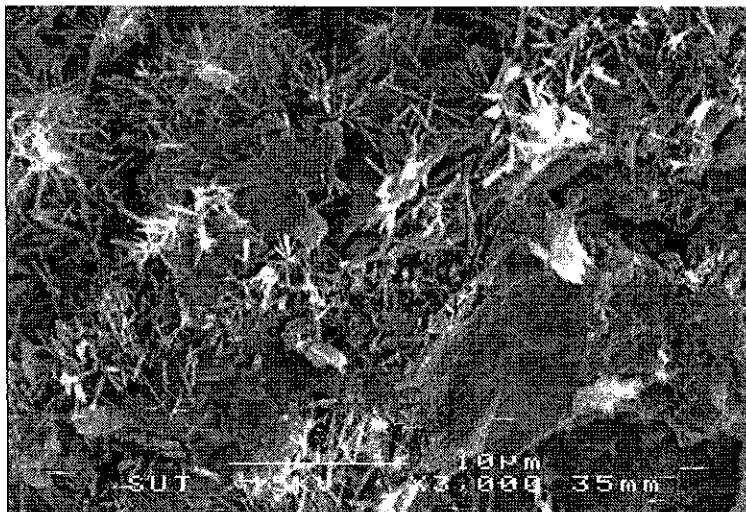
อิทธิพลของปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมแสดงได้ดังรูปที่ 7.17 (ผลทดสอบของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม พลังงานการบดอัด 296.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร และอายุบ่ม 7 วัน) จะเห็นได้ว่า โชนการปรับปรุงดินถูกแบ่งออกเป็นสามโชน ในโชนที่หนึ่ง เมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น ปริมาณซีเมนต์ต่อจุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินจะเพิ่มขึ้นด้วย การแข็งตัวของซีเมนต์เพสจะก่อให้เกิดพันธะเชื่อมประสานระหว่างจุดสัมผัสระหว่างเม็ดดิน โชนนี้เรียกว่า Soil-cement interaction แต่อย่างไรก็ตาม ความแข็งแรงของพันธะเชื่อมประสานที่จุดสัมผัสจะถูกจำกัด แม้ว่าจะมีการเพิ่มขึ้นของปริมาณซีเมนต์ก็ตาม ที่สภาวะนี้ จะเกิดความต่อเนื่องของโครงสร้างดินเม็ดหยาบ แต่ปราศจากความต่อเนื่องที่สมบูรณ์ของโครงสร้างซีเมนต์เพส จนกระทั่งปริมาณซีเมนต์มีมากพอ จนทำให้เกิดความต่อเนื่องของซีเมนต์เพส โชนนี้เรียกว่า Cement-soil interaction โชนระหว่างโชนที่หนึ่งและสามเรียกว่า โชน Transitional ซึ่งเป็นโชนที่กำลังอัดมีการเปลี่ยนแปลงมีน้อยมาก และปริมาณซีเมนต์มิได้มีส่วนช่วยเพิ่มความแข็งแรงระหว่างจุดสัมผัส



a) ดินลูกรังบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม

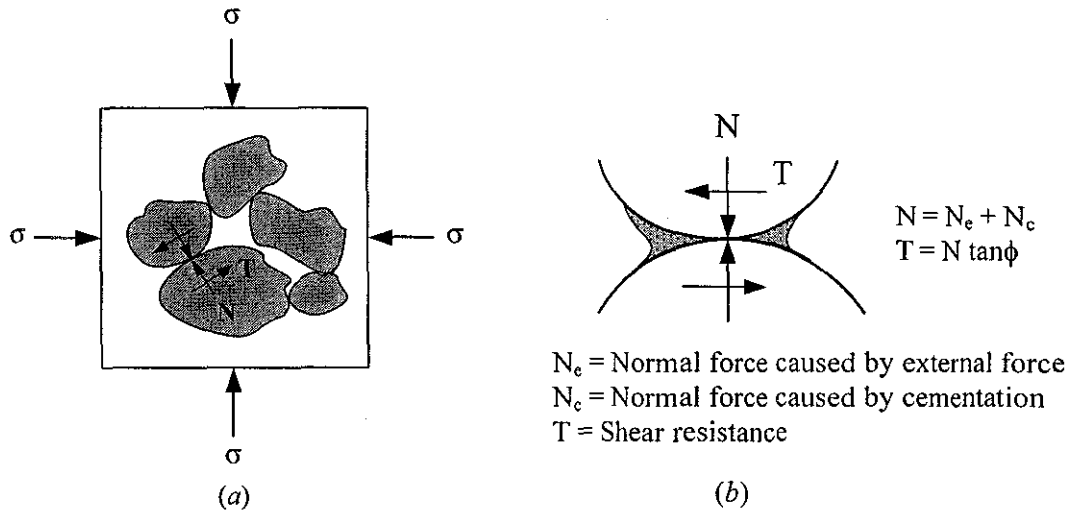


b) ดินลูกรังซีเมนต์ (5% ซีเมนต์) บดอัดที่ปริมาณความชื้น 60% ของปริมาณความชื้นเหมาะสม

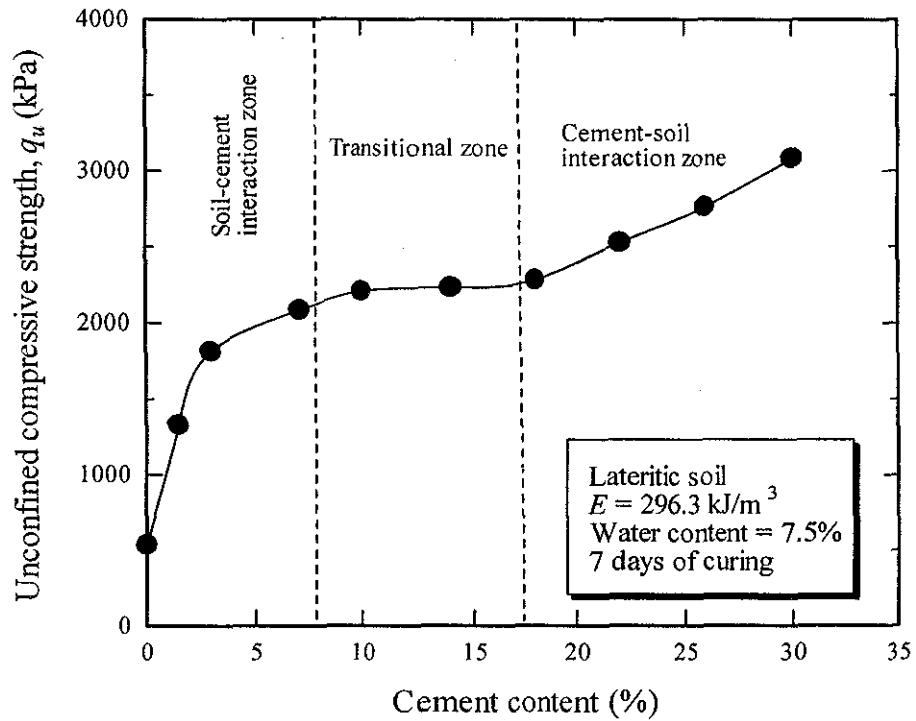


c) ดินลูกรังซีเมนต์ (5% ซีเมนต์) บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม

รูปที่ 7.15 ภาพถ่ายโครงสร้างจุลภาคของดินลูกรังบดอัดและดินลูกรังซีเมนต์บดอัด (อายุบ่ม 7 วัน) ภายใต้อุณหภูมิการบดอัดที่ 293.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006b)



รูปที่ 7.16 (a) แบบจำลอง โครงสร้างดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัด
 (b) แรงที่เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดินหลังผสมซีเมนต์



รูปที่ 7.17 โซนการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์บดอัด (Horpibulsuk et al., 2006b)

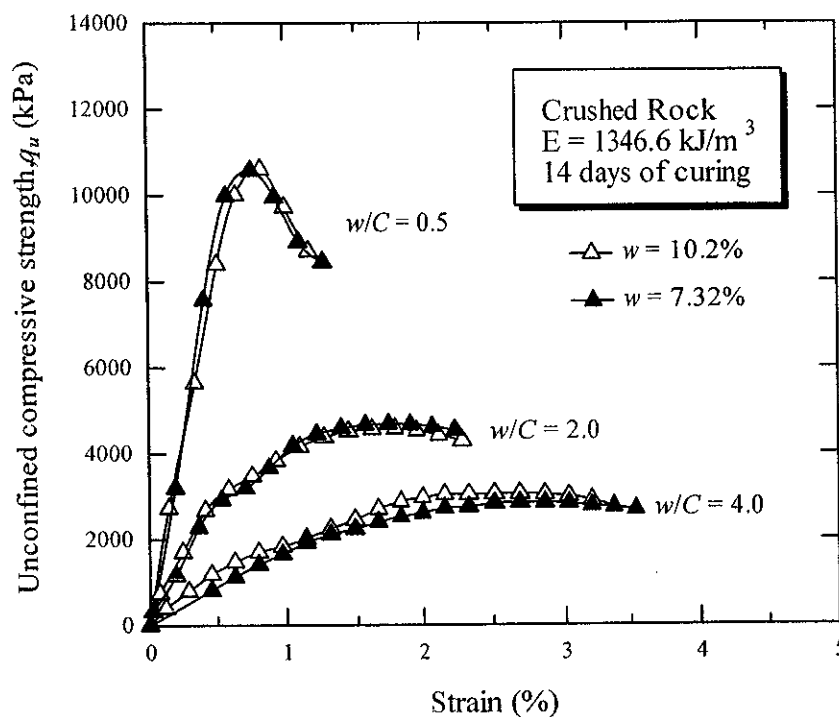
7.9 ทฤษฎีกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด

งานวิจัยล่าสุดที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาการพัฒนา กำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด (Horpibulsuk et al., 2006) กล่าวว่า “ที่อายุบ่มค่าหนึ่ง กำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดที่บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม และทางด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม แปรผันตามปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์

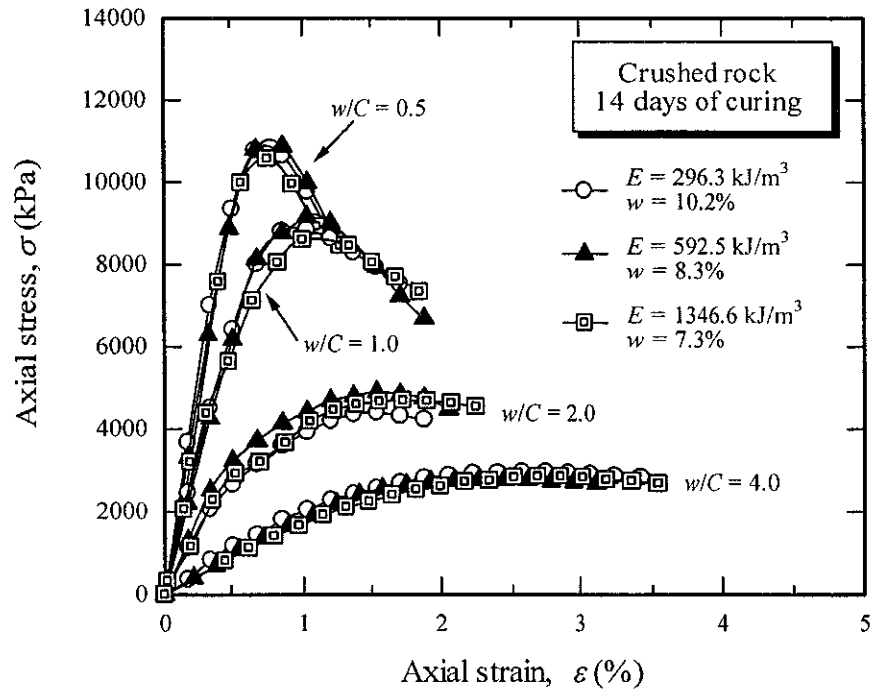
(Soil-water/cement ratio, w/C) เพียงอย่างเดียว” อิทธิพลของตัวแปร w/C ต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัด แสดงให้เห็นได้ดังรูปที่ 7.18 และ 7.19 ซึ่งเป็นผลทดสอบของหินคลุกผสมซีเมนต์ ที่บดอัดด้วยพลังงานการบดอัดสามค่า ได้แก่ 296.3, 592.5, และ 1346.6 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ที่ปริมาณความชื้นสามค่า ได้แก่ 10.2, 8.3 และ 7.3 เปอร์เซ็นต์ ด้วยปริมาณซีเมนต์ที่ต่างกัน เพื่อให้ได้ค่า w/C สี่ค่า คือ 0.5, 1.0, 2.0 และ 4.0

รูปที่ 7.18 แสดงผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของหินคลุกที่ปริมาณความชื้นสองค่าคือ 7.3 และ 10.2 เปอร์เซ็นต์ ตัวอย่างทั้งสองนี้ถูกบดอัดด้วยพลังงานการบดอัดเท่ากันคือ 1346.6 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ที่อายุบ่ม 14 วัน และ w/C สามค่า คือ 0.5, 2.0, และ 4.0 จะเห็นได้ว่า ถึงแม้ว่าดินตัวอย่างจะถูกผสมด้วยปริมาณความชื้นและปริมาณซีเมนต์ที่ต่างกัน แต่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดตามแนวแกนของดินตัวอย่างมีลักษณะเหมือนกันและมีค่ากำลังอัดเท่ากัน トラบใดที่ w/C เท่ากัน

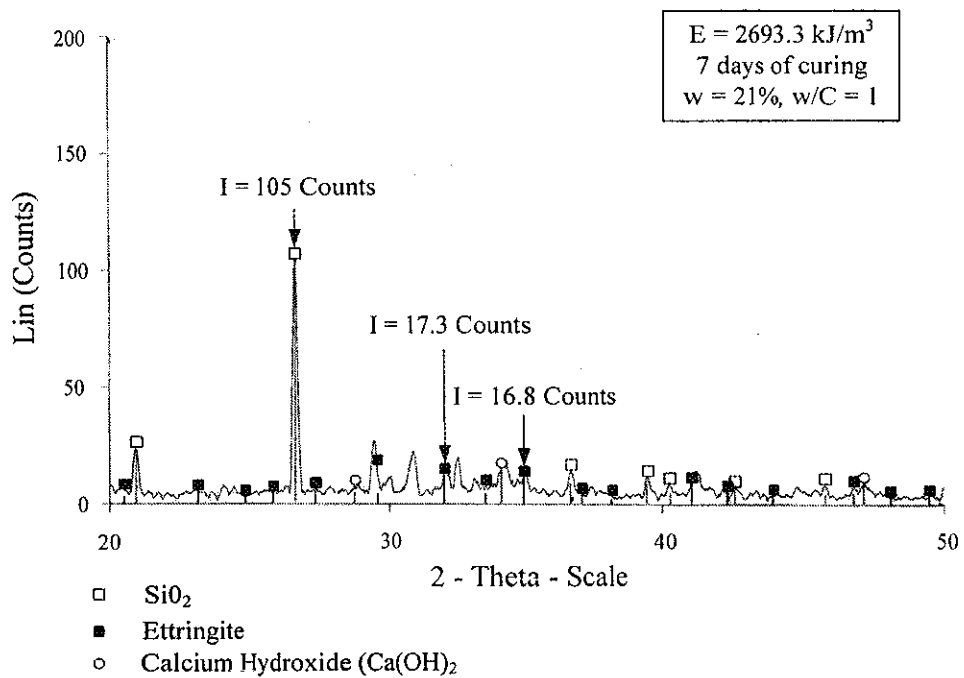
รูปที่ 7.19 แสดงผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของหินคลุกซีเมนต์ที่ได้รับการบดอัดทางด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม ที่อายุบ่ม 14 วัน ด้วยพลังงานการบดอัดสามค่า ได้แก่ 296.3, 592.5 และ 1346.6 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ที่ปริมาณความชื้นเท่ากับ 10.2, 8.3, และ 7.3 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ จะเห็นได้ว่ากำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดแปรผันตาม w/C เท่านั้น w/C ยิ่งน้อย กำลังอัดแกนเดียวยิ่งมีค่ามาก



รูปที่ 7.18 ผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของหินคลุกผสมซีเมนต์บดอัด ที่ค่า w/C ต่างกันสามค่า คือ 0.5, 2.0 และ 4.0 ภายใต้พลังงานการบดอัดที่ 1346.6 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006b)

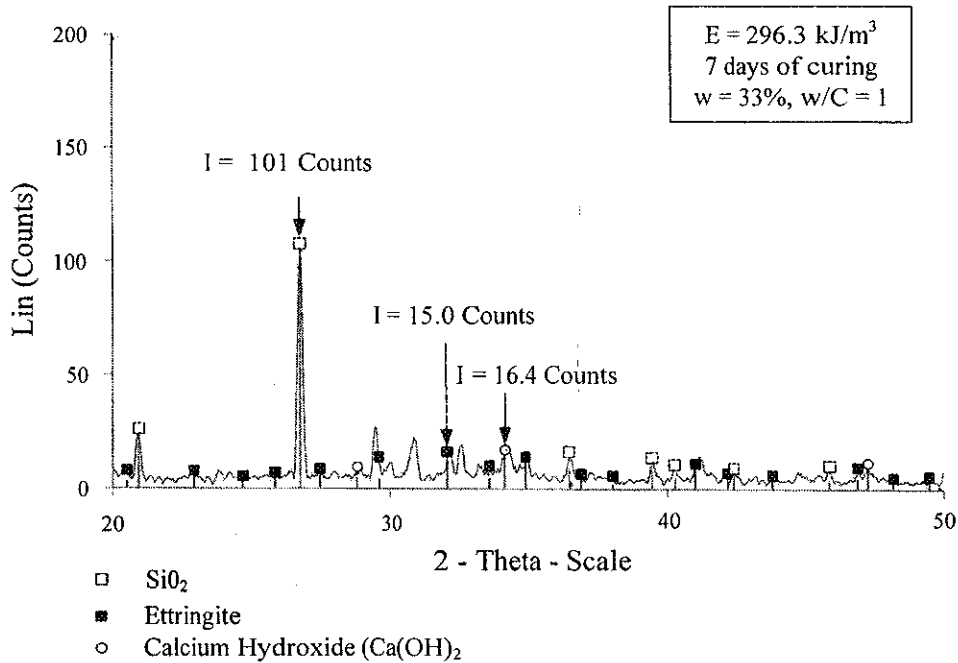


รูปที่ 7.19 ผลทดสอบแรงอัดแกนเดียวของหินคลุกผสมซีเมนต์บดอัด ที่ค่า w/C เท่ากัน แต่พลังงานการบดอัดและปริมาณความชื้นต่างกัน ที่อายุบ่ม 14 วัน (Horpibulsuk et al., 2006b)



รูปที่ 7.20 XRD pattern ของคินซีเมนต์ที่ปริมาณความชื้น 21%, $w/C = 1.0$ อายุบ่ม 7 วัน ภายใต้พลังงานการบดอัดเท่ากับ 2693.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006c)

Horpibulsuk et al. (2006c) ได้ทำการศึกษาเชิงจุลภาค เพื่ออธิบายอิทธิพลของตัวแปร w/C ต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์ พวกเขาแสดงให้เห็นว่าดินซีเมนต์ที่บดอัดทางด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสมจะมีความเข้มข้นของ SiO_2 , Ettringite และ $Ca(OH)_2$ ใกล้เคียงกัน เมื่อ w/C มีค่าเท่ากัน แม้ว่าจะมีปริมาณความชื้น ปริมาณซีเมนต์ และพลังงานการบดอัดต่างกัน (รูปที่ 7.20 และ 7.21) ดังนั้น จึงอาจกล่าวได้ว่า w/C เป็นตัวแปรที่ควบคุมผลิตภัณฑ์ไฮเดรชัน ส่งผลให้กำลังอัดของดินซีเมนต์มีค่าใกล้เคียงกัน เมื่อ w/C มีค่าเท่ากัน



รูปที่ 7.21 XRD pattern ของดินซีเมนต์ที่ปริมาณความชื้น 33%, $w/C = 1.0$ อายุบ่ม 7 วัน ภายใต้พลังงานการบดอัดเท่ากับ 296.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006c)

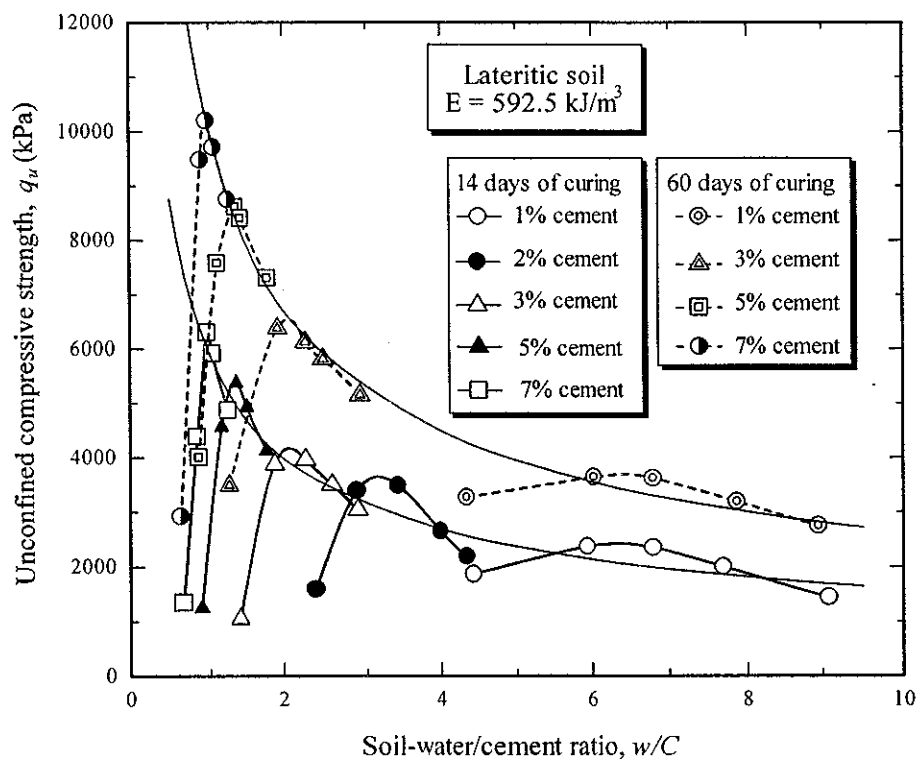
จากผลการศึกษาข้างต้น เราสามารถสรุปได้ว่ากำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดด้านเปียกแปรผันตามอัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์เท่านั้น เพื่อให้ได้กำลังอัดสูง เราต้องผสมดินและซีเมนต์ที่อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ต่ำ ซึ่งสามารถกระทำได้โดยการใส่ปูนซีเมนต์ในปริมาณสูง หรือลดปริมาณความชื้นในดิน แต่อย่างไรก็ตาม ที่พลังงานการบดอัดค่าหนึ่ง ปริมาณความชื้นที่น้อยที่สุดให้ค่ากำลังอัดสูงสุดคือปริมาณความชื้นเหมาะสม ดังนั้น ถ้าต้องการลดปริมาณความชื้นให้น้อยลงจำเป็นต้องเพิ่มพลังงานการบดอัดให้สูงขึ้น ด้วยเหตุนี้เอง เราอาจกล่าวได้ว่าพลังงานการบดอัดมิได้มีผลโดยตรงต่อกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดด้านเปียก แต่เป็นเพียงตัวแปรที่ช่วยลดปริมาณความชื้นในดินให้สามารถบดอัดได้เท่านั้น เพื่อให้ได้กำลังอัดเท่ากัน เราอาจใช้พลังงานการบดอัดที่สูง ด้วยปริมาณซีเมนต์ที่ต่ำ หรือใช้พลังงานการบดอัดที่ต่ำ ด้วยปริมาณซีเมนต์ที่มาก จาก

ผลงานวิจัยของ Horpibulsuk et al. (2006a) เราสามารถประมาณค่าปริมาณความชื้นเหมาะสมที่พลังงานการบดอัดใดๆ ได้ เมื่อมีผลทดสอบการบดอัดที่พลังงานการบดอัดค่าใดค่าหนึ่ง ดังนี้

$$\frac{OWC}{OWC_{st}} = 2.22 - 0.44 \log E \quad (7.9)$$

เมื่อ OWC_{st} คือปริมาณความชื้นเหมาะสมที่พลังงานการบดอัดมาตรฐาน (592.5 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร) และ E คือพลังงานการบดอัด (มีหน่วยเป็นกิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร)

รูปที่ 7.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q_u และ w/C ของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ที่พลังงานการบดอัด 296.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ที่อายุบ่ม 14 และ 60 วัน เมื่อลากเส้นเชื่อมต่อดูความสัมพันธ์ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียก จะได้ความสัมพันธ์ที่เป็นเอกภาพ (Unique) สำหรับอายุบ่มหนึ่งๆ สิ่งนี้เป็นการยืนยันความเป็นไปได้ในการวิเคราะห์กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียกด้วยพารามิเตอร์ w/C



รูปที่ 7.22 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและ w/C ของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ที่อายุบ่ม 14 และ 60 วัน (Horpibulsuk et al., 2006b)

รูปที่ 7.23 และ 7.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียวกับอัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ ที่พลังงานการบดอัดตั้งแต่ 296.3 ถึง 2963.3 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร ของดิน

ถูกรังและหินคลุกผสมซีเมนต์บดอัด ตามลำดับ ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถแสดงได้ในฟังก์ชันกำลัง (Power Function) ดังต่อไปนี้

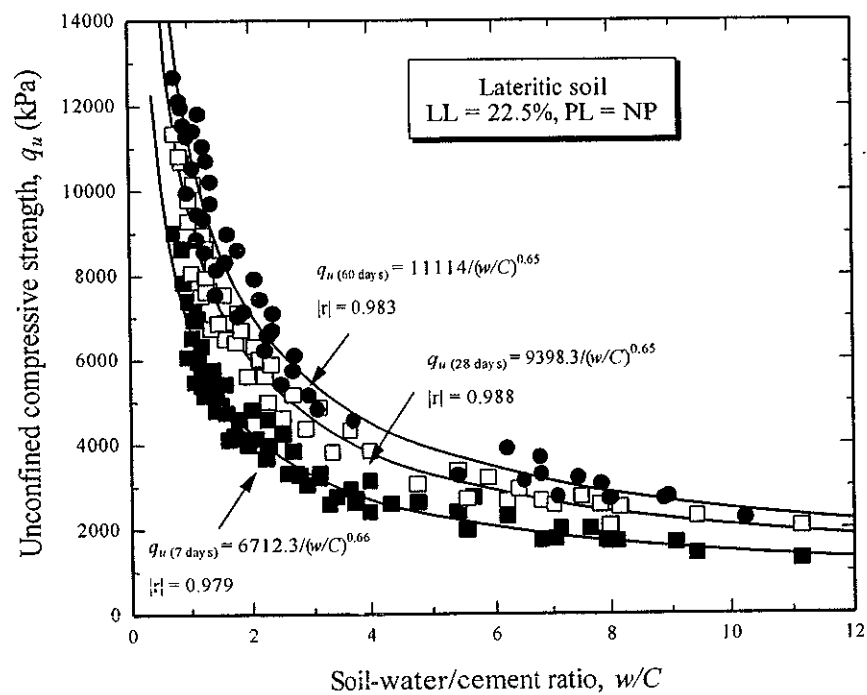
$$q_u = \frac{A}{(w/C)^B} \quad (7.10)$$

เมื่อ A และ B เป็นค่าคงที่ ซึ่งแปรผันตามชนิดของดิน

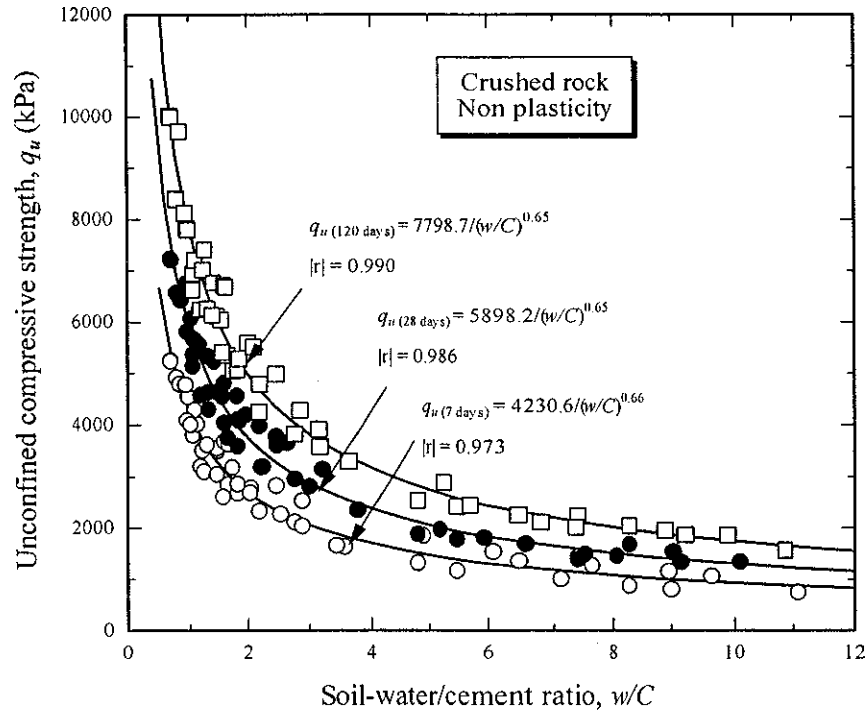
จากรูปที่ 7.23 และ 7.24 B มีค่าประมาณคงที่สำหรับทุกอายุบ่ม ด้วยเหตุนี้เอง อัตราส่วนกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียก ที่ระยะบ่มค่าหนึ่งสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\left\{ \frac{q_{(w/C)_1}}{q_{(w/C)_2}} \right\} = \left[\frac{A / (w/C)_1^B}{A / (w/C)_2^B} \right] = \left[\frac{(w/C)_2}{(w/C)_1} \right]^B \quad (7.11)$$

เมื่อ $q_{(w/C)_1}$ คือกำลังอัดแกนเดียวที่ต้องการทราบค่าที่อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์เท่ากับ $(w/C)_1$ และ $q_{(w/C)_2}$ คือกำลังอัดแกนเดียวที่ทราบค่าที่อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์เท่ากับ $(w/C)_2$



รูปที่ 7.23 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียวและ w/C ของดินลูกรังซีเมนต์บดอัด (Horpibulsuk et al., 2006b)



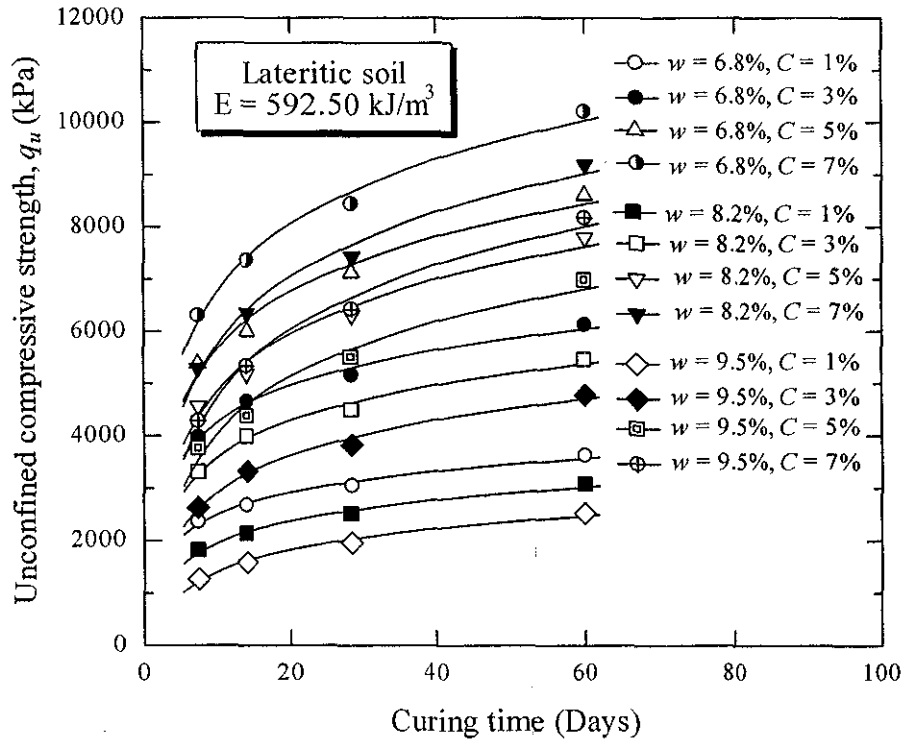
รูปที่ 7.24 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียวและ w/C ของดินหินคลุกซีเมนต์บดอัด (Horpibulsuk et al., 2006b)

ความสัมพันธ์ดังกล่าวข้างต้นสามารถใช้ทำนายกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่อายุบ่มค่าหนึ่ง ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียก ที่พลังงานและอัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ใดๆ ได้ เมื่อทราบกราฟการบดอัดของดินที่พลังงานการบดอัดต่างๆ และค่ากำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์บดอัดทางด้านเปียกของปริมาณความชื้นเหมาะสม ที่ผสมด้วย (w/C) ค่าหนึ่ง กราฟการบดอัดสามารถประมาณได้อย่างง่าย โดยอาศัยแบบจำลองจากการสังเกตที่เสนอโดย Horpibulsuk et al. (2006a) และ Horpibulsuk and Katkan (2006)

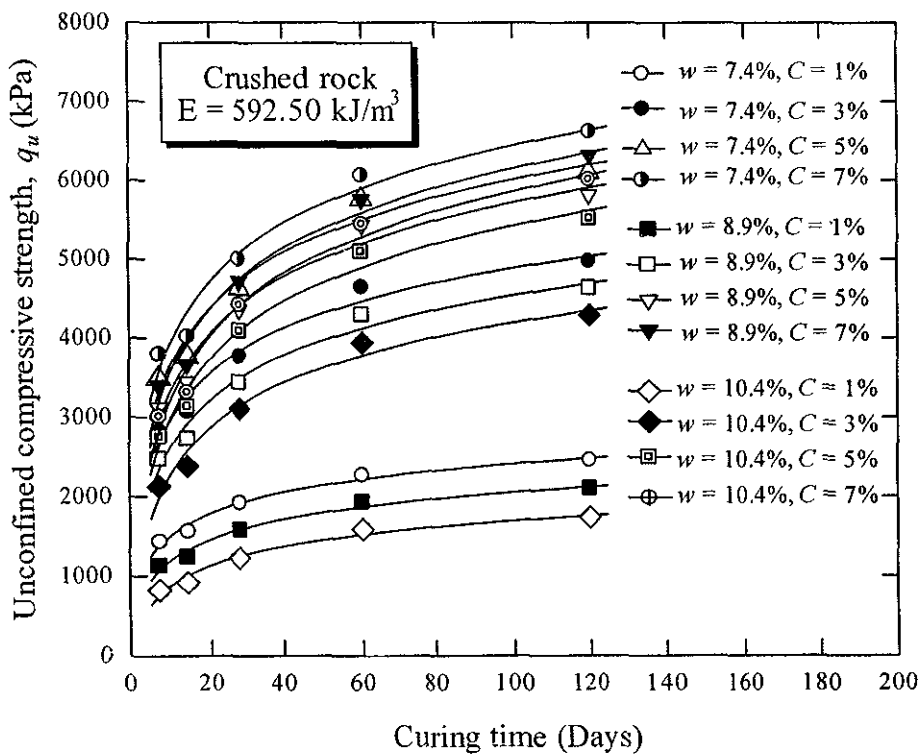
กำลังอัดของดินซีเมนต์จะเพิ่มขึ้นตามอายุบ่ม (ในช่วง 7 ถึง 120 วัน) เป็นฟังก์ชันลอการิทึม ดังแสดงในรูปที่ 7.25 และ 7.26 จะเห็นได้ว่า ที่ค่า w/C ค่าหนึ่ง การเพิ่มขึ้นของกำลังอัดแกนเดียวถูกควบคุมด้วยตัวแปร A เนื่องจากตัวแปร B มีค่าประมาณคงที่ สำหรับทุกอายุบ่ม ด้วยเหตุนี้เอง ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างการพัฒนา กำลังและอายุบ่มสามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{q_{D1}}{q_{D2}} = \frac{A_{D1}}{A_{D2}} \tag{7.12}$$

เมื่อ q_{D1} คือกำลังอัดแกนเดียวที่ต้องการทราบค่าที่อายุบ่ม D_1 วัน q_{D2} คือกำลังอัดแกนเดียวที่ทราบค่าที่อายุบ่ม D_2 วัน และ A_{D1} และ A_{D2} คือค่าของ A ที่สอดคล้องกับ D_1 และ D_2 ตามลำดับ

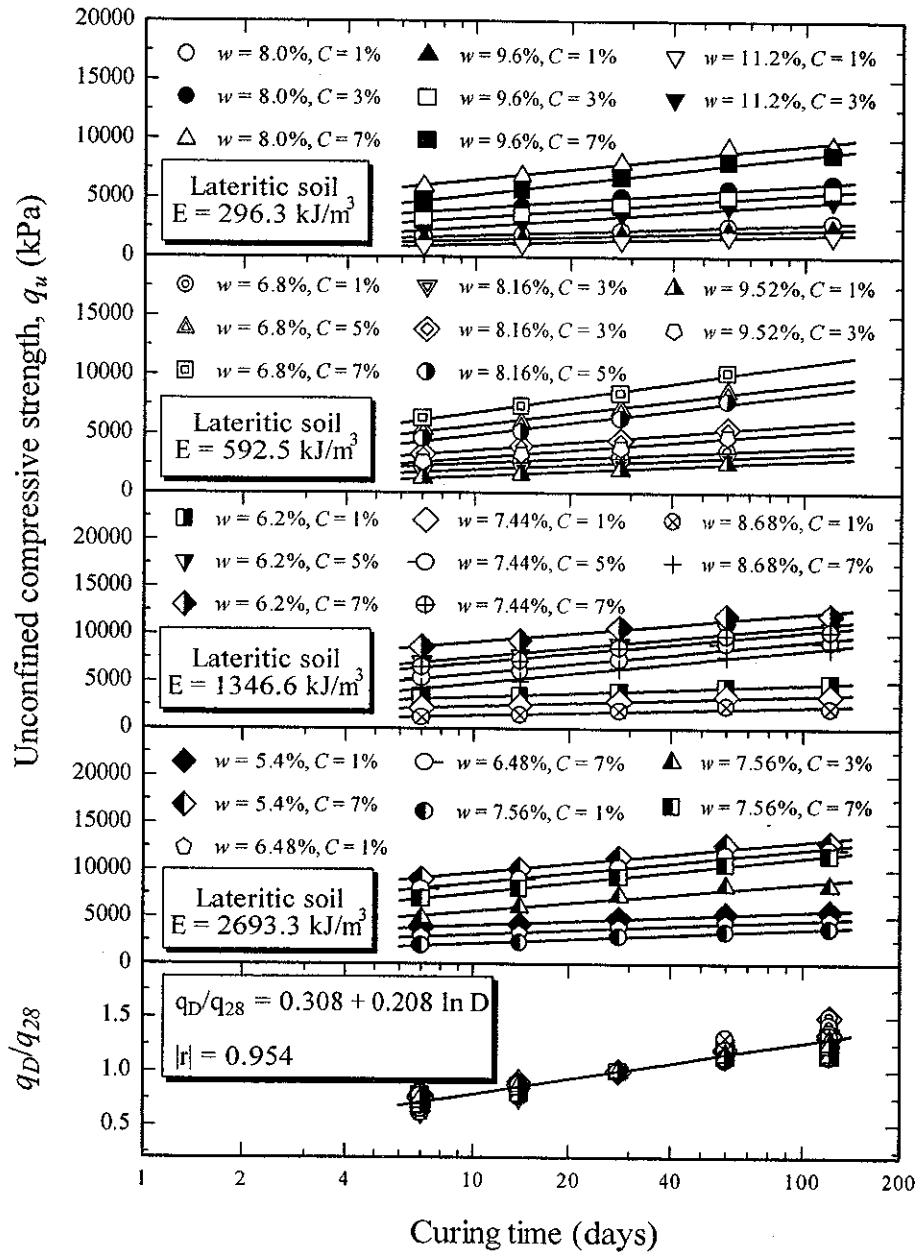


รูปที่ 7.25 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียวและอายุบ่มของดินลูกรังซีเมนต์บดอัดด้านเปียก ที่พลังงานการบดอัดเท่ากับ 592.5 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006b)

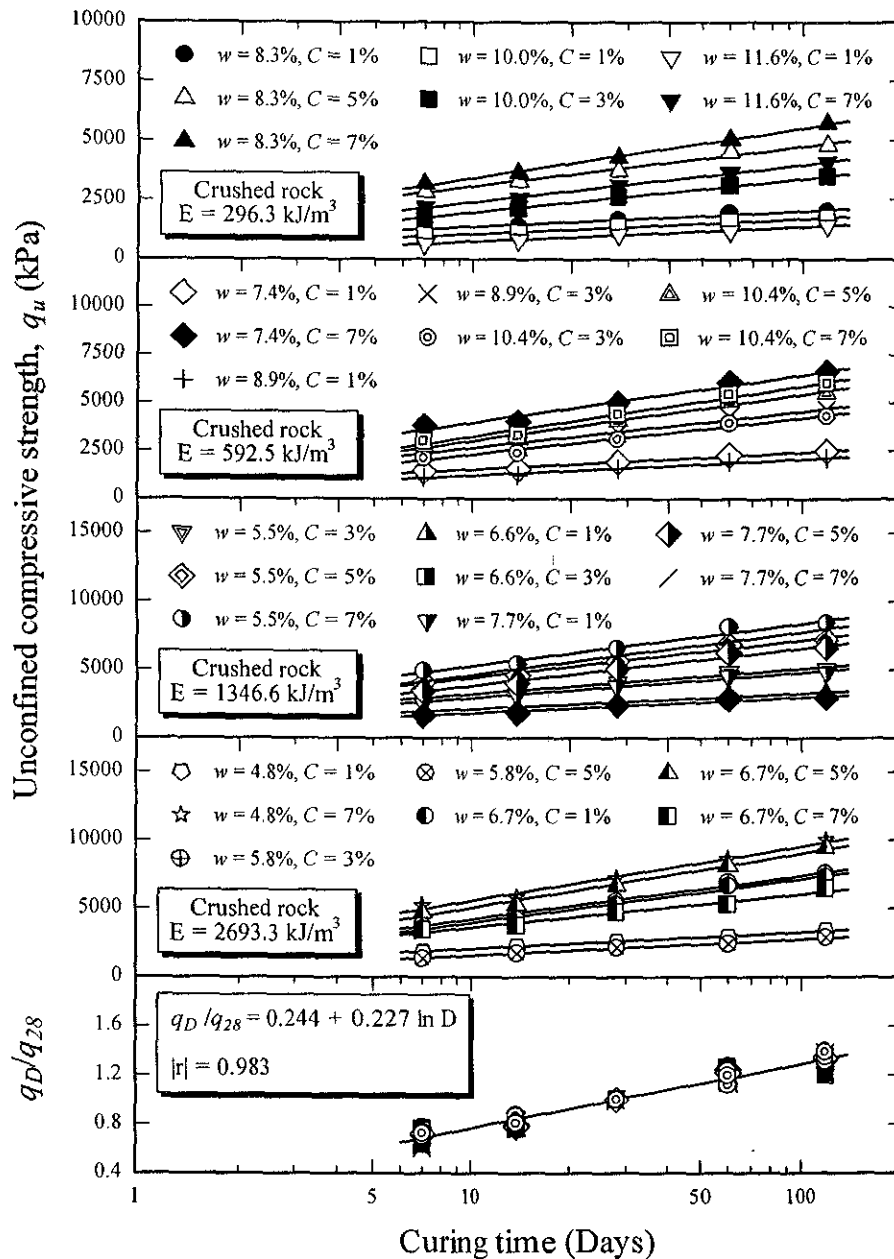


รูปที่ 7.26 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียวและอายุบ่มของหินคลุกซีเมนต์บดอัดด้านเปียก ที่พลังงานการบดอัดเท่ากับ 592.5 กิโลจูลต่อลูกบาศก์เมตร (Horpibulsuk et al., 2006b)

วารราชัย (2548) และ Horpibulsuk et al. (2006b) สรุปว่าค่าของ A จะมีความแตกต่างกันตามแต่ชนิดของดิน และอายุบ่ม แต่อย่างไรก็ตาม อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัดต่อเวลาควรมีค่าใกล้เคียงกันสำหรับดินซีเมนต์บดอัดทุกชนิด เนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชันเป็นตัวแปรหลักในการควบคุมอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัด ด้วยเหตุนี้เอง สมการดังกล่าวข้างต้นจึงเป็นสมการเอกภาพสำหรับดินซีเมนต์บดอัดทุกชนิด



รูปที่ 7.27 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแกนเดียวและอายุบ่มของดินลูกรังซีเมนต์บดอัดที่พลังงานการบดอัดต่างๆ และการ Normalization (Horpibulsuk et al., 2006b)



รูปที่ 7.28 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแกนเดียวและอายุบ่มของหินคลุกซีเมนต์บดอัดที่พลังงานการบดอัดต่างๆ และการ Normalization (Horpibulsuk et al., 2006b)

ในทางปฏิบัติ จะเป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ถ้าเราสามารถประมาณกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์บดอัดใดๆ ที่เวลาใดๆ ในพจน์ของอายุบ่มเพียงอย่างเดียว ความพยายามดังกล่าวได้รับการจัดทำขึ้นโดยอาศัยสมมติฐานข้างต้น ดังแสดงในรูปที่ 7.27 และ 7.28 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและถือการริซึมของอายุบ่ม ของดินลูกรังและหินคลุกผสมซีเมนต์บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียก ถึงแม้ว่าความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงที่ได้จะมีความชันแตกต่างกัน ตามแต่พลังงานการบดอัด ปริมาณความชื้น ปริมาณซีเมนต์ อายุบ่ม และชนิดของดิน โดยอาศัยการ Normalization อิทธิพลของ

ตัวแปรดังกล่าวจะได้รับการพิจารณาและสามารถแสดงโดยสมการเส้นตรงเพียงเส้นเดียว ดังสมการต่อไปนี

$$\frac{q_D}{q_{28}} = a + b \ln D \quad (7.13)$$

เมื่อ q_D คือกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์ที่ระยะบ่ม D วันใดๆ q_{28} คือกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์ที่ระยะบ่ม 28 วัน และ a และ b เป็นค่าคงที่ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.308 และ 0.208 ตามลำดับ สำหรับดินลูกรังซีเมนต์ และ 0.244 และ 0.277 ตามลำดับ สำหรับหินคลุกซีเมนต์ จากการทำ Linear regression ของผลทดสอบทั้งหมด (Horpibulsuk et al., 2006b) เราจะได้สมการอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัดดังต่อไปนี้

$$\frac{q_D}{q_{28}} = 0.270 + 0.219 \ln D \quad (7.14)$$

โดยมีค่า Coefficient of correlation เท่ากับ 0.969

7.10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด w/C และอายุบ่ม

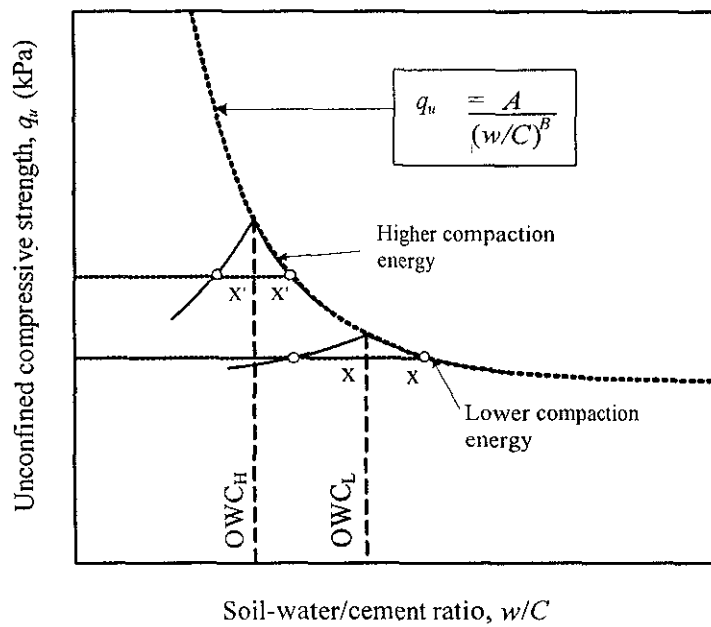
Horpibulsuk et al. (2006b) และวรรณชัย (2548) พบว่า B มีค่าประมาณ 0.65 สำหรับดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์ ด้วยเหตุนี้เอง ทำให้เราได้สมการอัตราส่วนกำลังอัดที่อายุบ่มใดๆ ซึ่งค่าของ A จะถูกตัดทอนออกไป จากการรวมสมการดังกล่าวนี้กับสมการอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัด ซึ่งแปรผันตามอายุบ่มเท่านั้น เราจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียว อัตราส่วนปริมาณความชื้นในดินต่อปริมาณซีเมนต์ และอายุบ่ม ในช่วงที่ w/C มีค่าระหว่าง 0.5 ถึง 10 ดังนี้

$$\left\{ \frac{q_{(w/C)_D}}{q_{(w/C)_{28}}} \right\} = \left[\frac{(w/C)_{28}}{(w/C)_D} \right]^{0.65} (0.270 + 0.219 \ln D) \quad (7.15)$$

เมื่อ $q_{(w/C)_D}$ คือกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์ที่ต้องการทราบ ที่ w/C หลังจากอายุบ่ม D วัน และ $q_{(w/C)_{28}}$ คือกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์ที่ทราบค่า ที่ระยะบ่ม 28 วัน

สมการข้างต้นนี้ใช้ได้เฉพาะกับดินซีเมนต์บดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียกเท่านั้น ถึงแม้ว่าสมการนี้จะไม่ได้แสดงตัวแปรพลังงาน แต่อิทธิพลของพลังงานการบดอัดแฝงอยู่ใน

สมการนี้ เนื่องจากพลังงานจะทำให้ปริมาณความชื้นเหมาะสมของดินลดลง ก่อนที่จะใช้สมการดังกล่าว ต้องตรวจสอบให้แน่ใจเสียก่อนว่า กำลังอัดที่ต้องการทราบค่าที่ปริมาณความชื้นใดๆ ต้องเป็นปริมาณความชื้นที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและด้านเปียกเท่านั้น กำลังอัดของดินซีเมนต์ด้านแห้งของปริมาณความชื้นเหมาะสม ในช่วง 0.8 ถึง 1.0 เท่าของปริมาณความชื้นเหมาะสม สามารถประมาณได้โดยอาศัยสมมติฐานที่ได้จากการสังเกต ที่ว่า ในช่วงปริมาณความชื้นดังกล่าว กำลังอัดของดินซีเมนต์ด้านแห้งและด้านเปียกมีความสมมาตรรอบปริมาณความชื้นเหมาะสม แบบจำลองจากการสังเกต (Phenomenological model) แสดงดังรูปที่ 7.29



รูปที่ 7.29 แบบจำลองกำลังอัดแกนเดียวของดินซีเมนต์บดอัด (Horpibulsuk et al., 2006b)

ผลการทำนายกำลังอัดของดินซีเมนต์โดยอาศัยแบบจำลองในรูปที่ 7.29 และสมการที่ (7.15) แสดงในตารางที่ 7.2 ถึง 7.4 สำหรับดินลูกรังซีเมนต์บดอัด (ผลทดสอบจากธรรมชาติและสมบัติกระแส 2544) กรวดปนดินเหนียวผสมซีเมนต์บดอัด และทรายปนดินเหนียวผสมซีเมนต์บดอัด ดินลูกรังมีขีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติกเท่ากับ 36 และ 16 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ กรวดปนดินเหนียวมีขีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติกเท่ากับ 29.4 และ 12.1 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และทรายปนดินเหนียวมีขีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติกเท่ากับ 28.1 และ 10.4 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าผลการทำนายมีการใกล้เคียงกับผลทดสอบอย่างมาก โดยที่ q_{ul}/q_{ul} มีค่าระหว่าง 0.75 ถึง 1.30 ดังแสดงในรูปที่ 7.30

ตารางที่ 7.2 การทำนายกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์บดอัด ($LL = 36\%$, $PL = 16\%$)

(ข้อมูลจากวิธีหาค่าและสมบัติกระแส, 2544)

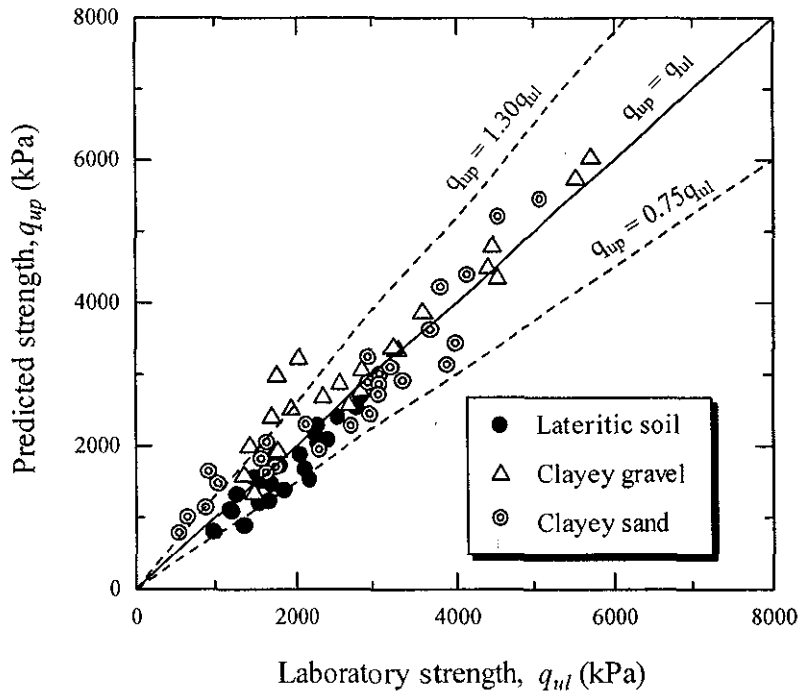
Compaction Energy, E (kJ/m ³)	Optimum water content, OWC (%)	Curing time, D (days)	Cement content, C (%)	Water content, w (%)	Water cement ratio, w/C	Laboratory strength, q_{ul} (kPa)	Predicted strength, q_{up} (kPa)
296.3	13.5	3	3	13.5	4.5	986	791
296.3	13.5	3	5	13.5	2.7	1185	1102
296.3	13.5	3	7	13.5	1.9	1843	1372
296.3	13.5	7	3	13.5	4.5	1200	1079
296.3	13.5	7	5	13.5	2.7	1562	1504
296.3	13.5	7	7	13.5	1.9	2048	1871
296.3	13.5	14	3	13.5	4.5	1265	1314
296.3	13.5	14	5	13.5	2.7	1718	1832
296.3	13.5	14	7	13.5	1.9	2279	2280
296.3	13.5	28	3	13.5	4.5	1479	1550
296.3	13.5	28	5	13.5	2.7	2248	2160
296.3	13.5	28	7	13.5	1.9	2868	2688
592.5	11.5	3	3	11.5	3.8	1354	878
592.5	11.5	3	5	11.5	2.3	1651	1223
592.5	11.5	3	7	11.5	1.6	2169	1522
592.5	11.5	7	3	11.5	3.8	1536	1197
592.5	11.5	7	5	11.5	2.3	2107	1669
592.5	11.5	7	7	11.5	1.6	2415	2077
592.5	11.5	14	3	11.5	3.8	1682	1459
592.5	11.5	14	5	11.5	2.3	2281	2033
592.5	11.5	14	7	11.5	1.6	2807	2530
592.5	11.5	28	3	11.5	3.8	1786	1720
592.5	11.5	28	5	11.5	2.3	2551	2397
592.5	11.5	28	7	11.5	1.6	3039	Reference

ตารางที่ 7.3 การทำนายกำลังอัดแกนเดียวของกรวดปนดินเหนียวผสมซีเมนต์บดอัด

Energy (kJ/m ³)	OWC (%)	Water content, w (%)	Curing Time, D (days)	Cement content, C (%)	w/C	Laboratory strength, q _{ul} (kPa)	Predicted strength, q _{ub} (kPa)
2693.3	8.0	8.4	7	3	2.80	1761	1921
2693.3	8.0	7.6	7	5	1.68	2350	2678
2693.3	8.0	9.3	7	5	1.86	1930	2507
2693.3	8.0	7.5	7	7	1.20	3312	3333
2693.3	8.0	10.6	7	7	1.51	2578	2865
2693.3	8.0	8.1	14	3	2.70	1688	2397
2693.3	8.0	10.8	14	3	3.60	1419	1988
2693.3	8.0	8.6	14	5	1.72	2034	3213
2693.3	8.0	9.7	14	5	1.94	1755	2972
2693.3	8.0	7.0	14	7	1.30	3600	3855
2693.3	8.0	9.1	14	7	1.30	3599	3855
2693.3	8.0	11.2	14	7	1.60	3261	3368
2693.3	8.0	8.6	28	1	8.60	1470	1331
2693.3	8.0	7.5	28	3	2.80	2860	2761
2693.3	8.0	9.4	28	3	3.13	2703	2566
2693.3	8.0	8.6	28	5	1.72	3822.7	Reference
2693.3	8.0	7.5	28	7	1.20	4450	4788
2693.3	8.0	9.3	28	7	1.33	4390	4482
2693.3	8.0	9.7	100	1	9.70	1346	1575
2693.3	8.0	10.5	100	3	3.50	2878	3054
2693.3	8.0	10.2	100	5	2.04	4513	4338
2693.3	8.0	7.4	100	7	1.23	5720	6027
2693.3	8.0	9.3	100	7	1.33	5541	5733

ตารางที่ 7.4 การทำนายกำลังอัดแกนเดี่ยวของทรายปนดินเหนียวผสมซีเมนต์บดอัด

Energy (kJ/m ³)	OWC (%)	Water content, w (%)	Curing time, D (days)	Cement content, C (%)	w/C	Laboratory strength, q _u (kPa)	Predicted strength, q _{up} (kPa)
2693.3	7.2	8.9	7	1	8.90	558	776
2693.3	7.2	6.4	7	3	2.66	1740	1701
2693.3	7.2	8.6	7	3	2.87	1622	1620
2693.3	7.2	10.0	7	3	3.33	1040	1469
2693.3	7.2	8.4	7	5	1.68	2128	2293
2693.3	7.2	10.0	7	5	2.00	1632	2047
2693.3	7.2	6.6	7	7	1.11	3110	3001
2693.3	7.2	8.3	7	7	1.19	2961	2875
2693.3	7.2	8.2	14	1	8.20	668	997
2693.3	7.2	8.8	14	3	2.93	2301	1944
2693.3	7.2	9.8	14	3	3.27	1563	1813
2693.3	7.2	6.3	14	5	1.62	3100	2860
2693.3	7.2	7.9	14	5	1.58	3381	2907
2693.3	7.2	7.9	14	7	1.13	3692	3618
2693.3	7.2	9.4	14	7	1.34	2962	3231
2693.3	7.2	8.7	28	1	8.70	891	1131
2693.3	7.2	6.4	28	3	2.67	2980	2437
2693.3	7.2	8.9	28	3	2.97	2734	2276
2693.3	7.2	6.5	28	5	1.58	3990	3428
2693.3	7.2	9.1	28	5	1.82	3894	3127
2693.3	7.2	7.5	28	7	1.07	4343.4	Reference
2693.3	7.2	7.2	100	1	7.20	929	1636
2693.3	7.2	6.3	100	3	2.70	3240	3095
2693.3	7.2	9.9	100	3	3.30	3090	2717
2693.3	7.2	6.5	100	5	1.58	4133	4385
2693.3	7.2	8.4	100	5	1.68	3812	4213
2693.3	7.2	6.4	100	7	1.13	5089	5452
2693.3	7.2	8.5	100	7	1.21	4519	5203



รูปที่ 7.30 ผลเปรียบเทียบระหว่างกำลังอัดที่ได้จากการทำนายและจากการทดสอบ

7.11 การพัฒนากำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดในสนาม

เป็นที่ทราบกันดีว่า กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม (Field roller-compacted strength, q_{ur}) มักมีค่าต่ำกว่ากำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในห้องปฏิบัติการ (Laboratory strength, q_{ul}) เนื่องจากปัจจัยในสนามหลายประการ ความแตกต่างของกำลังอัดทั้งสองนี้เป็นตัวแปรที่สำคัญสำหรับการออกแบบอัตราส่วนปูนซีเมนต์ในสนาม Horpibulsuk et al. (2006b) ได้ศึกษาการพัฒนา กำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดในสนาม ที่บดอัดตามมาตรฐานกรมทางหลวง (ปริมาณความชื้นในสนามมีค่าระหว่าง $OWC \pm 2$ และหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดมีค่ามากกว่า 95% ของหน่วยน้ำหนักแห้งในห้องปฏิบัติการ) จากถนน 4 เส้น (ได้แก่ เพชรบูรณ์ 1, เพชรบูรณ์ 2, เพชรบูรณ์ 3 และอุตรดิตถ์) ปริมาณซีเมนต์ที่ใช้สำหรับปรับปรุงถนนทดสอบเป็นปริมาณซีเมนต์ที่ให้กำลังอัดในห้องปฏิบัติการเท่ากับ 2,750 กิโลปาสกาล สำหรับเพชรบูรณ์ 1, เพชรบูรณ์ 3 และอุตรดิตถ์ และเท่ากับ 3,500 กิโลปาสกาล สำหรับเพชรบูรณ์ 2 ตารางที่ 7.5 แสดงผลการทำนายปริมาณปูนซีเมนต์ในห้องปฏิบัติการ โดยการลองผิดลองถูก

รูปที่ 7.31 แสดงกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ (Field hand-compacted strength, q_{uh}) และกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม (Field roller-compacted strength, q_{ur}) เปรียบเทียบกับกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่เตรียมในห้องปฏิบัติการ (Laboratory strength, q_{ul}) จะเห็นได้ว่ากำลังอัดที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการมีค่าระหว่าง 0.75 ถึง 1.2

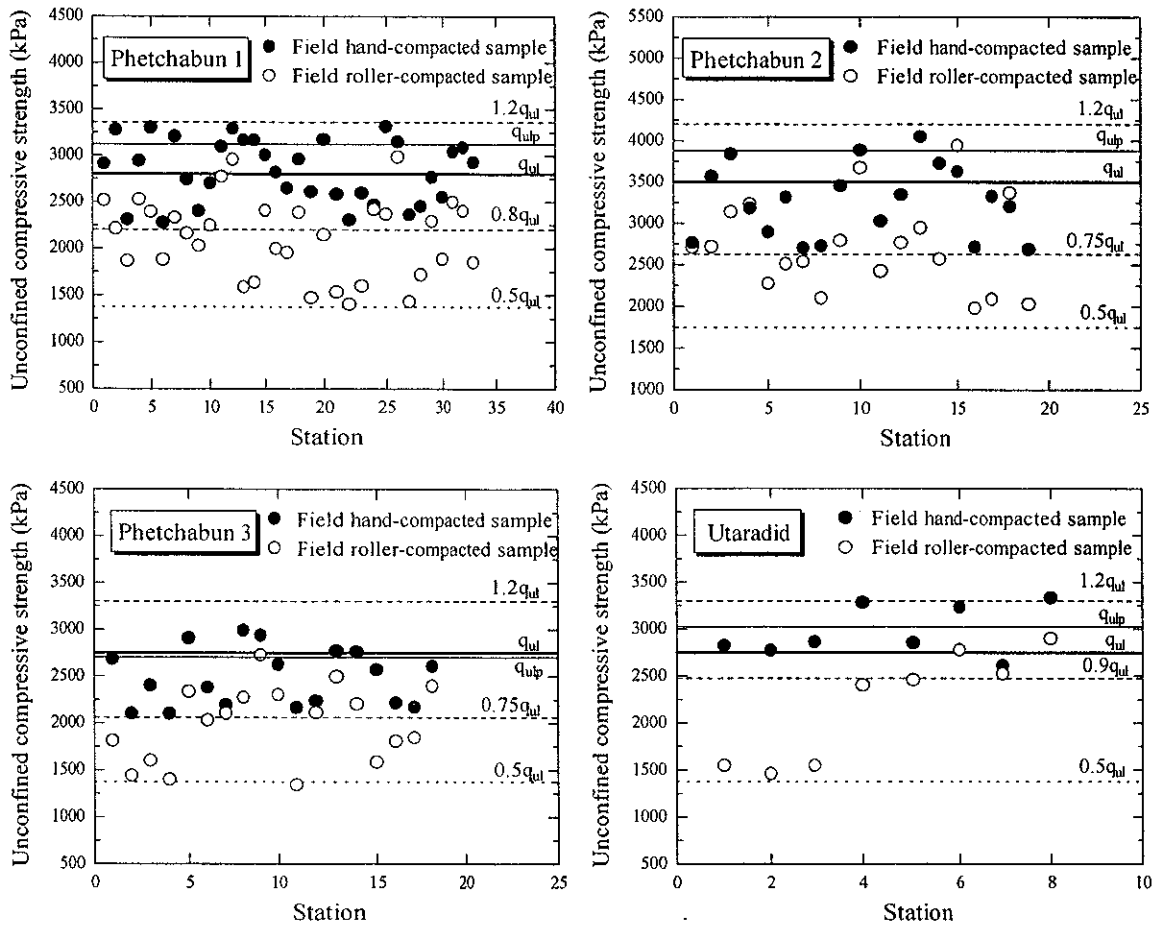
เท่าของกำลังอัดที่ได้เตรียมในห้องปฏิบัติการ ภายใต้พลังงานการบดอัดที่เท่ากัน ความแตกต่างนี้อาจเกิดเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอในการผสมดินเข้ากับซีเมนต์ ในแต่ละสถานีทดสอบ (ระยะห่างระหว่างสถานีทดสอบเท่ากับ 150 เมตร) อัตราส่วนกำลังอัดนี้มีค่าใกล้เคียงกับอัตราส่วนระหว่างกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ได้จากการทำนายและที่ได้จากห้องปฏิบัติการ (q_u/q_{up})

ตารางที่ 7.5 การประมาณปริมาณซีเมนต์จากการลองผิดลองถูก

Tested site	OWC (%)	C (%)	q_u (kPa)	Fitting curve	Designed C (%)
Phetchabun 1	6.4	1	1700	$q_u = 835.57C + 796.33$ $R^2 = 0.994$	2.3
	6.4	2	2355		
	6.4	3	3300		
	6.4	4	4100		
	6.4	5	5170		
	6.4	6	5700		
Phetchabun 2	6.3	1	1650	$q_u = 884.86C + 809.33$ $R^2 = 0.987$	3.0
	6.3	2	2400		
	6.3	3	3700		
	6.3	4	4375		
	6.3	5	5410		
	6.3	6	5903		
Phetchabun 3	5.7	1	1742	$q_u = 612.46C + 1260.40$ $R^2 = 0.991$	2.4
	5.7	2	2538		
	5.7	3	3145		
	5.7	4	3846		
	5.7	5	4353		
	5.7	6	4800		
Utaradid	5.9	1	1730	$q_u = 754.57C + 1044.00$ $R^2 = 0.989$	2.3
	5.9	2	2480		
	5.9	3	3500		
	5.9	4	4000		
	5.9	5	5000		
	5.9	6	5400		

รูปที่ 7.31 ยังแสดงกำลังอัดของดินซีเมนต์บดอัดที่ได้จากห้องปฏิบัติการ (q_u) และจากการทำนาย (q_{up}) การทำนายกระทำโดยใช้กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในห้องปฏิบัติการที่ปริมาณซีเมนต์ 5 เปอร์เซ็นต์ เป็นค่าอ้างอิง จะเห็นได้ว่าผลการทำนายมีค่าแตกต่างจากผลจากห้องปฏิบัติการ

เล็กน้อยและมีค่าอยู่ระหว่างขอบเขตของกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม (q_{up}) สิ่งนี้เป็นการยืนยันให้เห็นว่าในทางปฏิบัติ เราสามารถใช้สมการทำนายกำลังอัดที่นำเสนอข้างต้นในการประมาณกำลังอัดของดินซีเมนต์ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ โดยมีความผิดพลาดที่ยอมรับได้

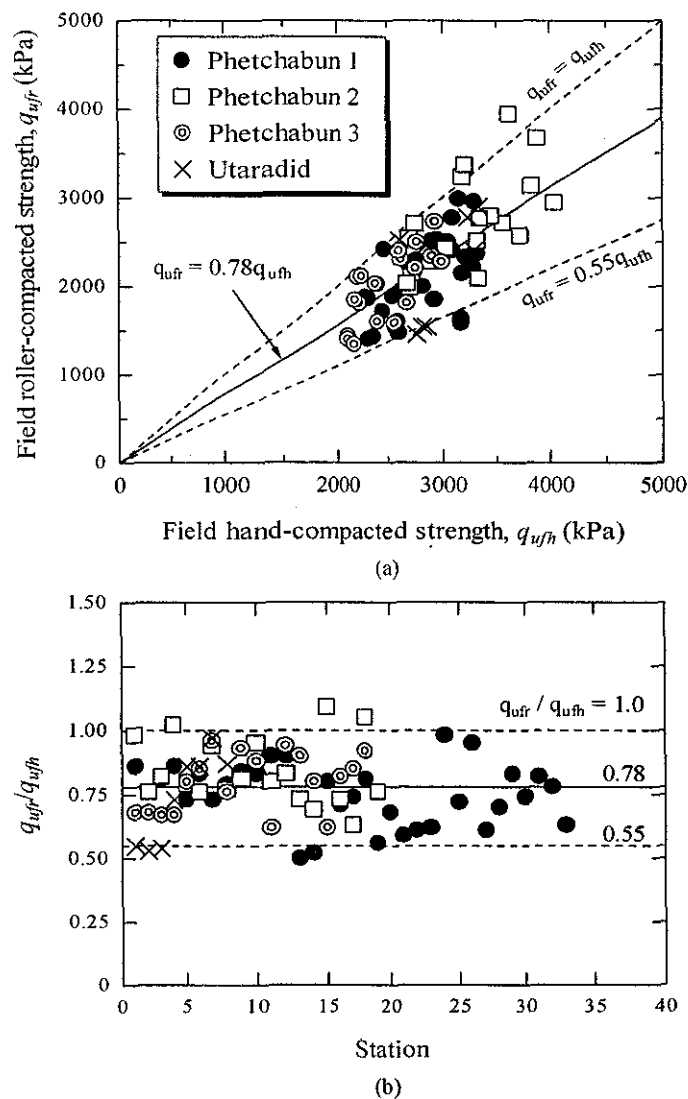


รูปที่ 7.31 กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม และดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการที่อายุบ่ม 7 วัน (Horpibulsuk et al., 2006b)

ถึงแม้ว่าประสิทธิภาพการบดอัดดินในสนามมีค่าสูงพอสมควรในทางปฏิบัติ ($\gamma_{df}/\gamma_{dfn} > 95\%$) แต่ผลทดสอบ (รูปที่ 7.31) แสดงให้เห็นถึงความแตกต่างของกำลังอัดของดินซีเมนต์ผสมและบดอัดในสนามและดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ ได้อย่างชัดเจน กำลังอัดของดินตัวอย่างผสมและบดอัดในสนาม (q_{up}) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.55 ถึง 1.0 เท่าของกำลังอัดที่เตรียมในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงในรูปที่ 7.32

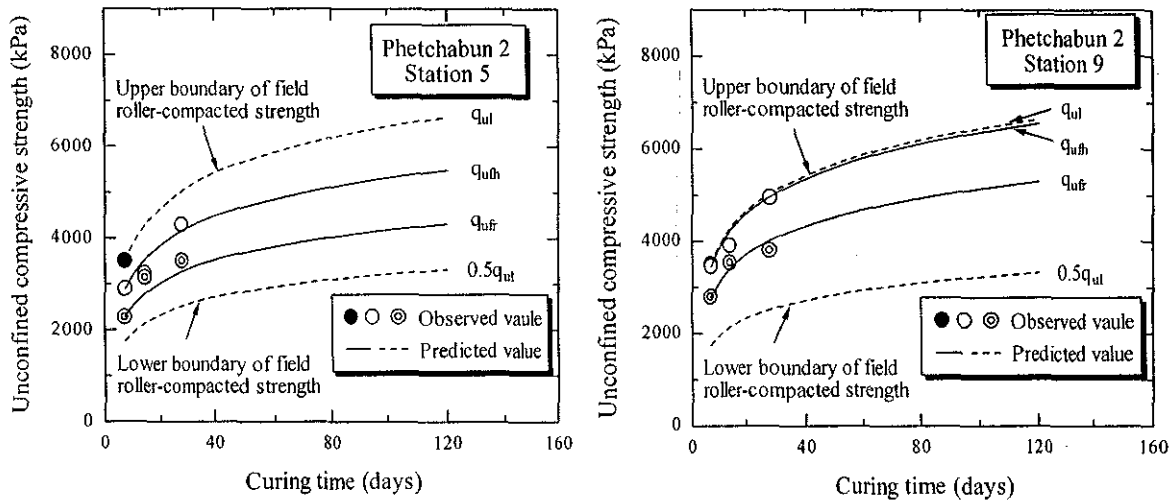
ตัวอย่างดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการเก็บจากเครื่องผสมดินในส่วนท้ายของเครื่องจักร ซึ่งเป็นตำแหน่งเดียวกับที่เจาะเก็บตัวอย่างดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม

ดังนั้น ดินตัวอย่างที่ได้จะมีปริมาณความชื้นและปริมาณซีเมนต์เท่ากัน และมีหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดใกล้เคียงกัน ($95\% < \gamma_{dfr}/\gamma_{dth} < 105\%$) แต่มีวิธีการบดอัดและสภาพการบ่มที่ความแตกต่างกัน ลักษณะการบดอัดที่ต่างกันทำให้ได้ลักษณะของ แฟบริค (Fabric) ที่แตกต่างกัน ดังได้อธิบายโดย Day and Daniel (1985) และ Prapaharan et al. (1991) การบ่มในสนามจะเกิดการสูญเสียน้ำมากกว่าในห้องปฏิบัติการเนื่องจากสภาพที่ร้อนชื้นของประเทศไทย ปัจจัยทั้งสองนี้ทำให้กำลังอัดของดินตัวอย่างที่เก็บจากถนนดินซีเมนต์มีค่าน้อยกว่ากำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น เราสามารถสรุปได้ว่า การลดลงของกำลังอัดในสนามเกิดเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอในการผสมดินเข้ากับซีเมนต์ และความแตกต่างของการบดอัดและสภาพการบ่มของดินตัวอย่างในห้องปฏิบัติการและในสนาม เนื่องจากปัจจัยเหล่านี้ อัตราส่วนกำลังอัด q_{ufr}/q_{ut} มีค่าระหว่าง 50 ถึง 100% ดังแสดงในรูปที่ 7.32



รูปที่ 7.32 ผลเปรียบเทียบกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนามกับกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ ที่อายุบ่ม 7 วัน (Horpiulsuk et al., 2006b)

โดยการสมมติว่า การพัฒนากำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม (q_{uf}) และของดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ (q_{ub}) กับอายุบ่มมีลักษณะเช่นเดียวกับดินซีเมนต์ที่เตรียมในห้องปฏิบัติการ กำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม และกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ สามารถประมาณได้โดยอาศัยสมการที่ (7.13) ดังแสดงในรูปที่ 7.33 ในการประมาณนี้ กำลังอัดที่อายุบ่ม 7 วัน ถูกใช้เป็นค่าอ้างอิง และจากความรู้ที่ได้จากการทดสอบในสนาม ($q_{uf} = 50-100\%q_{ub}$) ค่าสูงสุดและต่ำสุดของกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม (q_{uf}) จะมีค่าดังแสดงโดยเส้นประ ซึ่งสามารถประมาณได้จากกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในห้องปฏิบัติการ (q_{ub})



รูปที่ 7.33 การทำนายกำลังอัดของดินซีเมนต์ที่ผสมและบดอัดในสนาม
ที่ถนนทดสอบเพชรบูรณ์ 2 สถานีที่ 5 และ 9 (Horpibulsuk et al., 2006b)

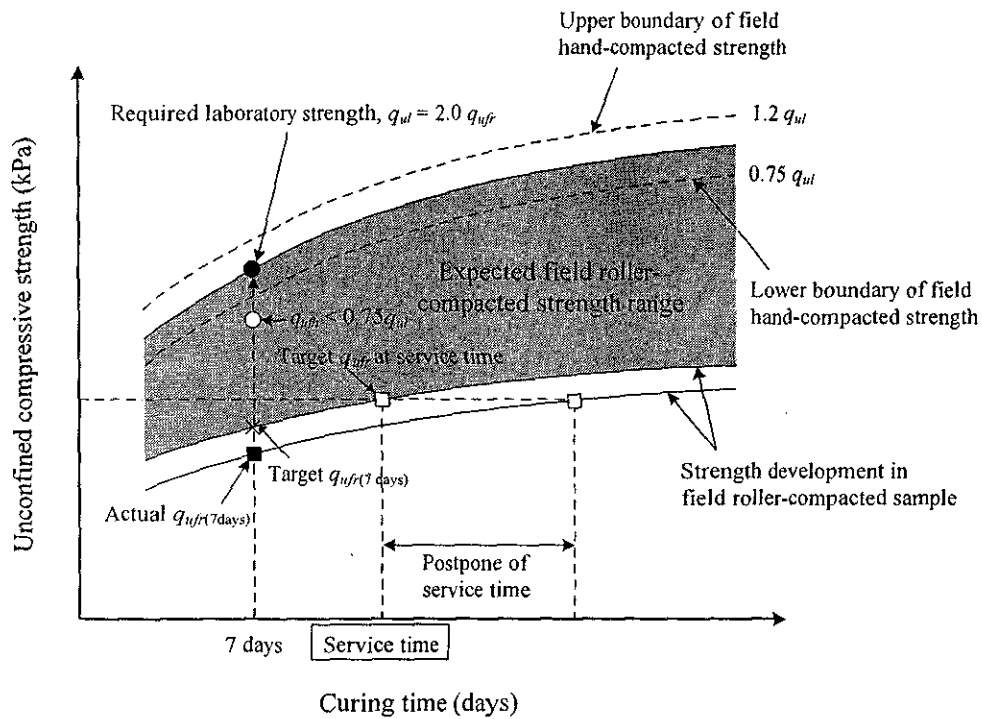
7.12 ข้อเสนอแนะในการปรับปรุงถนนที่ชำรุดด้วยเทคนิคการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่

จากผลทดสอบกำลังอัดของดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัดทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม Horpibulsuk et al. (2006b) ได้เสนอขั้นตอนการทำงานและตรวจสอบคุณสมบัติของถนนที่ได้รับปรับปรุงด้วยเทคนิคหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่ เมื่อทราบค่ากำลังอัดที่ต้องการสำหรับวันเปิดใช้ถนน (Service time) ได้ต่อไปนี้ (ดูรูปที่ 7.34)

การประมาณปริมาณซีเมนต์เพื่อชดเชยปัจจัยการลดลงของกำลังอัดในสนาม

- 1) จากกำลังอัดที่ต้องการสำหรับวันเปิดใช้ถนน (สัญลักษณ์สี่เหลี่ยมเปิด) ประมาณกำลังอัดที่ต้องการในสนามที่อายุบ่ม 7 วัน (Target $q_{uf(7days)}$) ซึ่งอาจหาจากการทดสอบหรือการประมาณจากสมการที่ (7.14)

- 2) ประมาณกำลังอัดที่ต้องการในห้องปฏิบัติการที่อายุบ่ม 7 วัน ($q_{uf(7days)}$) โดยใช้อัตราส่วนการลดกำลังในสนาม (Field strength reduction) เท่ากับ 2.0 ($q_{uf}/q_{ul} = 0.5$) (สัญลักษณ์วงกลมทึบ)
- 3) หาปริมาณซีเมนต์ที่ให้กำลังอัดที่ต้องการตามขั้นตอนที่ 2) ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมและพลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน



รูปที่ 7.34 สรุปขั้นตอนการทำงานการปรับปรุงถนนด้วยเทคนิคหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้ใหม่

(Horpibulsuk et al., 2006b)

การปรับปรุงและการตรวจสอบกำลังอัดของดินซีเมนต์ในสนาม

- 4) นำตัวอย่างที่ได้จากการผสมในสนามมาทำการบดอัดในห้องปฏิบัติการ (ดินตัวอย่างที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ) ด้วยพลังงานการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ปริมาณความชื้นของดินตัวอย่างที่ผสมในสนามต้องถูกควบคุมให้มีค่าอยู่ระหว่าง 2% ของ *OWC*
- 5) ทำการบดอัดดินในสนามจนได้อัตราส่วนหน่วยน้ำหนักแห้งไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์
- 6) หากำลังอัดแกนเดียวของดินตัวอย่างที่ผสมในสนามและบดอัดในห้องปฏิบัติการ ($q_{uf(7days)}$) ที่จัดเตรียมในขั้นตอนที่ 4) ที่อายุบ่ม 7 วัน
- 7) ถ้า $q_{uf(7days)}$ มีค่ามากกว่า $0.75q_{ul(7days)}$ เราสามารถสรุปได้ว่าถนนที่สถานีนี้มีความแข็งแรงตามเกณฑ์

- 8) ถ้า $q_{uf(7days)}$ มีค่าน้อยกว่า $0.75q_{ul(7days)}$ ต้องทำการเก็บตัวอย่างจากถนน เพื่อหาค่า $q_{uf(7days)}$
- 8.1 ถ้า $q_{uf(7days)}$ มีค่ามากกว่า Target $q_{uf(7days)}$ แสดงว่าถนนมีความแข็งแรงตามเกณฑ์
- 8.2 ถ้า $q_{uf(7days)}$ มีค่าต่ำกว่า Target $q_{uf(7days)}$ ไม่มากนัก อาจเลื่อนเวลาการเปิดใช้ถนนในช่วงสถานที่ที่มีปัญหาออกไปอีก ดังแสดงในรูปที่ 7.34
- 8.3 ถ้า $q_{uf(7days)}$ มีค่าต่ำกว่า Target $q_{uf(7days)}$ มาก ทำการปรับปรุงถนนเฉพาะสถานที่นี้

เอกสารอ้างอิง

- ชัย มุกตพันธุ์ และ คาซุโตะ นาคาฮาวา (2546) *ปฏิพิภคศาสตร์และวิศวกรรมฐานราก*, ดวงกลม.
- ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และสมบัติกระแส จรัสกร (2544) *กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ที่มีความหนาแน่นแตกต่างกัน*. รายงานวิจัยฉบับที่ วพ. 188 ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง. 170 หน้า.
- วรรษชัย เกษกัน (2548) *กำลังอัดแกนเดียวของดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัด*. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. 95 หน้า.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข (2548) *ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังของดินซีเมนต์บดอัดสำหรับงานถนน*. รายงานวิจัย รหัสโครงการ SUT7-721-47-12-04. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. 75 หน้า.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ก). *รายงานการศึกษาและแนวทางแก้ไขการแตกร้าวของอาคารสำนักงานบริการหอพักนักศึกษาสุรนารีเวศ 7-8*. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ข). *รายงานการศึกษาดูและแนวทางแก้ไขการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารีเวศ 9*. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข รุ่งลาวัลย์ ราชนัน และวรรษชัย เกษกัน. (2546ค). *สาเหตุของการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารีเวศ 9*. *วิศวกรรมฐานราก '46 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์*. กรุงเทพฯ. หน้า 203 – 214.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข อภิชาติ คำภาห้ำ และวรรษชัย เกษกัน. (2547). *แนวทางการแก้ไขการชำรุดของอาคารด้วยการเสริมฐานราก*. *วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 9*. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. กรุงเทพฯ. หน้า GTE 34-GTE 36.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2547). *รายงานการศึกษาดูและแนวทางแก้ไขการวิบัติของอาคารเครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี 6/1*. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข วรรษชัย เกษกัน และรุ่งลาวัลย์ ราชนัน (2548). *แบบจำลองกำลังอัดแกนเดียวของดินเม็ดหยาบผสมซีเมนต์บดอัด*. การประชุมวิชาการทางวิศวกรรมศาสตร์ ครั้งที่ 4 มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.
- Alpan , I. (1964), "Estimating the settlement of foundations on sand", *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol.59, pp.1415-1418.
- API (1984), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*, 14th Edn. APIRP2A, American Petroleum Institute, Dallas, TX.
- Balasubramaniam, A.S. (1996), *Lecture Materials and Hand-Outs – Foundation Engineering*, Asian Institute of Technology.

- 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.
- 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.
- Bishop, A.W. (1955), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, Vol.5, No.1, pp.7-17.
- Bjerrum, L. (1963), "Allowable settlement of structures", *Proc. 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation*, Vol.2, pp.135-137.
- Bjerrum, L. (1974), "Problem of soil mechanics and construction on soft clays", Norwegian Geotechnical Institute, *Publications*, No.110, Oslo.
- Bjerrum, L., and Eide, O. (1956), "Stability of strutted excavation in clay", *Geotechnique*, Vol.6, No.1, pp.32-47.
- Bolton, M.D. (1987), "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, Vol.37, No.2, pp.219-226.
- Bowles, J.W. (1988), *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw Hill.
- 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.
- Brooker, E.W. and Ireland, H.O. (1965), "Earth pressure at rest related to stress history", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.2, No.1, pp.1-15.
- Budhu, M. (2000), *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons, Inc., 586p.
- Burland, J.B. (1973), "Shaft friction of piles in clays – A simple fundamental approach", *Ground Engineering*, Vol.6, No.3, pp.30-42.
- Canadian Geotechnical Society (1985), *Canadian Foundation Engineering Manual*, (2nd edition).
- 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.
- Clancy, P., and Randolph, M.F. (1993), "Analysis and design of piled raft foundation", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

- 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, New Jersey.
- Das, B.M. (2004), *Principles of Foundation Engineering*, Thomson/Brooks/Cole.
- Day, S.R. and Daniel, D.E. (1985), "Hydraulic conductivity of two prototype clay liners", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE., Vol. 111, No.8, pp.957-970.
- Davission, M.T. (1972), "High capacity piles", *Proc. Lect. Series*, Innovations in Found. Const ASCE, Illinois Section, 52p.
- DeBeer, E.E. (1970), "Experimental determination of shape factor and bearing capacity factors of sand" *Geotechnique*, Vol.20, No.4, pp.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.
- 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.
- 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.
- Dunn, I.S., Anderson, L.R. and Kiefer, F.W. (1980), *Fundamentals of Geotechnical Analysis*, John Wiley & Sons, Inc.
- 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.
- Gibson, R.E. and Shefford, G.C. (1968), "The efficiency of horizontal drainage layers for accelerating consolidation of clay embankments", *Geotechnique*, Vol.18, No.3, pp.327-335.
- Hansen, J.B. (1970), "A revised and extended formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute, *Bulletin*, No.28, Copenhagen.
- Harr, M.E. (1962), *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill, New York.
- Hetyenyi. (1946), *Beams on Elastic Foundations*, University of Michigan Press.
- 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.

- Horpibulsuk, S. (2005), "Mechanism controlling undrained shear characteristics of induced cemented clays", *Lowland Technology International*. Vol.7, No.2, pp.9-18.
- Horpibulsuk, S. and Kumpala, A. (2007), "Empirical Strength Equations for SUT Silty Clay", *Research and Development Journal*.
- Horpibulsuk, S. and Katkan, W. (2006), "Prediction of compaction curves of fine-grained soils at various compaction energies using a one point test", Proceedings of 6th International Symposium on Soil/Ground Improvement and Geosynthetics.
- Horpibulsuk, S., Miura, N., and Nagaraj, T.S. (2003), "Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis", *Geotechnique*, Vol.53, No.4, pp.439-444.
- Horpibulsuk, S., Miura, N., and Bergado, D.T. (2004a), "Undrained shear behavior of cement admixed clay at high water content", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.10, pp.1096-1105.
- Horpibulsuk, S., Miura, N., Nagaraj, T.S. (2004b), "Clay-water/cement ratio identity of cement admixed soft clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.2, pp.187-192.
- Horpibulsuk, S., Katkan, W., Rachan, R., and Nagaraj, T.S. (2004c), "Underpinning technique for repairing cracked building in northeast Thailand", *Proc. International Symposium on Lowland Technology*.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R. and Katkan, W. (2006a), "Prediction of compaction curve at various compaction energies using one point test", *Proc. International Symposium on Lowland Technology*.
- Horpibulsuk, S., Katkan, W., Sirilerdwattana, W., and Rachan, R. (2006b), "Strength development in cement stabilized low plasticity and coarse grained soils : Laboratory and field study", *Soils and Foundations*, Vol.6, No.3, pp.351-366.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., Papattanotai, S., Nagaraj, T.S. (2006c), "Analysis of strength development of cement stabilized clay from microstructural considerations", *Proc. International Symposium on Lowland Technology*.
- Horpibulsuk, S., Shibuya, S., Fuenkajorn, K. and Katkan, W. (2007), "Assessment of Engineering Properties of Bangkok clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.44.
- Hvorlev, M.J. (1949), *Surface Exploration and Sampling of soils for Civil Engineering Purposes*, Waterways Experimental station, Vicksburg, USA.

- 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 pp.15-20.
- Prapaharan, S., White, D.M., and Altschaeffl, A.G. (1991), "Fabric of field- and laboratory- compacted clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol.117, No.12, pp.1934-1940.
- Randolph, M.F. (1983), *Design of Pile Foundations*, Cambridge Univ. Eng. Dept., Res. Rep. Soils TR143.
- 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*.
- Reese, L. and Wang, S. (1989), *Documentation of Computer Program SHAFTI Version 1.1: Drilled Shafts Under Axial Loading*. Ensoft, Inc.
- Reese, L., Cox, W., and Koop, F. (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", *Proceedings of 6th Offshore Technology Conf, OTC 2080*, Houston, Vol.2, pp.473-483.
- Reese, L., Cox, W., and Koop, F. (1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", *Proceedings of 7th Offshore Technology Conf, OTC 2312*, Houston, Vol.2, pp.671-690.
- 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.
- Schmertmann, J.H., Hartman, J.P., and Brown, P.R. (1978), "Improved strain influence factor diagrams", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.104, pp.1131-1135.
- 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.
- Sinha, J. (1997), *Piled Raft Foundation Subjected to Swelling and Shrinking Soil*. Ph.D Thesis, University of Sydney, Australia.
- Skempton, A.W. (1951), "The bearing capacity of clays", *Proc. Building Research Congress*, London, Vol.1, pp.180-189.
- Skempton, A.W. (1966), "Summing-up", *Proceedings of Symposium on Large Bored Piles*, ICE, London, pp.155-157.
- Skempton A.W. (1970), "First-time slides in overconsolidated clays", Technical note, *Geotechnique*, Vol.20, pp.320-324.
- Skempton, A.W., and MacDonald, D.H. (1956), "The allowable settlement of building", *Proceeding Institute for Civil Engineering*. Part III, pp. 727-768.

- 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.
- Meyerhof, G.G., (1963), "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, pp.16-26.
- Meyerhof, G.G., and Hensen, A.M. (1978), "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soil under inclined load", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.4, pp.565-572.
- Miller, D.A. and Lutenegger, 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.
- Miura, N., Horpibulsuk, S., and Nagaraj, T.S. (2001) "Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content", *Soils and Foundations*, Japan Geotechnical Society (JGS), Vol.41, No.5, pp.33-45.
- 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.
- Osterberg, J.O. (1952), "New piston type sampler", *Engineering News Solutions*, April 24.
- 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.
- 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, pp.225-290.
- Peck, R.B., Hansen, W.E. and Thornburn, T.H. (1974), *Foundation Engineering*, John Wiley, New York.
- Poulos, H.G. (1994), "An approximate numerical analysis of pile-raft interaction" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.18, pp.73 – 92.
- Poulos, H.G. (2000). "Pile Raft Foundation – Design and Application" *1st Athenian Geotechnical Lecture*, Athen. Hellenic Geotechnical Society.
- Poulos, H.G. (2001), Chapter 10: Pile Foundation, *Geotechnical and Geoenvironmental Handbook*, Kluwer Academic Publisher.
- Poulos, H.G., and Davis E.H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, New York: Wiley.
- Prakash, S. (1962), *Behaviour of pile groups subjected to lateral loads*, Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois.

- Sowers, G.F. (1979), *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*, MacMillan Publishing Company.
- 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.
- Taylor, D.W. (1937), "Stability of earth slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol.24, No.3, pp.337-386.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley, New York.
- 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.
- Trofimenkov, J.G. (1974), "General report: Eastern Europe", *Proceedings of European Symposium of Penetration Testing*, Stockholm, Sweden, Vol.2.1, pp.24-39.
- Van Impe, W.F., and Clerq (1995), "A pile raft interaction model" *Geotechnica*, Vol.73, pp.1-23.
- U.S. Army Corps of Engineers (1992), Engineering and design bearing capacity of soil, *Engineering Manual 1110-1-1905*.
- U.S. Navy (1982), *Soil Mechanics, Design Manual 7.1*, Department of the Navy, Naval Facility Engineering Command (NAVFAC).
- U.S. 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. (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*, pp.121-147.
- 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.
- Winkler, E. (1876), *Die Lehre von der Elastizitat und Festigkeit*. Verlag.
- Whitaker, T. (1976), *The Design of Piled Foundation*, 2nd Edition, Pergamon Press, Oxford.

Whitaker, T. and Cooke, R.W. (1966). "An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London clay", *Proceedings of Conference on Large Bored Piles*, ICE, London, pp.7-49.