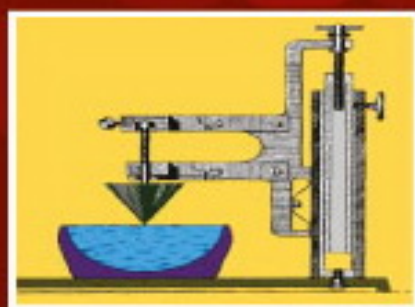


# ปฐพีกลศาสตร์

## SOIL MECHANICS

รวบรวมโดย ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ



» » » สำหรับนิสิตนักศึกษา

ทางด้านปฐพีกลศาสตร์ ชั้นดิน

การจำแนกแ่งกษณ์ดินของดิน

การทดสอบคุณสมบัติของดิน

การทรุดตัว การซึม การบดอัด

และเนื้อหาอื่น ๆ ด้านงานดิน ฯลฯ



### LECTURE

+

### WORKSHOP

# คู่มือปฐพีกลศาสตร์ ( Soil Mechanics )

โดย ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ

สงวนลิขสิทธิ์

พิมพ์ครั้งที่ 5

มิถุนายน 2561

ผู้จัดทำ : ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ

พิสูจน์อักษร : ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ

ผู้ออกแบบปก : นายอิพัชร์ ศรีเกตุ

พิมพ์ที่ : ห้างหุ้นส่วนจำกัด เอ็ม แอนด์ เอ็ม เลเซอร์พริ้นต์

ควบคุมการพิมพ์โดย : ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ และ TumCivil.com Training Center

ข้อมูลทางบรรณานุกรมของหอสมุดแห่งชาติ

ISBN : 978-616-7019-28-4

จัดพิมพ์โดย

สถาบันฝึกอบรมทางวิศวกรรมและก่อสร้าง TumCivil.com Training Center / [www.tumcivil.com](http://www.tumcivil.com)

บรรณาธิการ

ผศ.ปิยะ รัตนสุวรรณ

---

## คำนำ

---

วิชา ปรุพีกลศาสตร์ ( Soil Mechanics ) หรือบางครั้งเรียกว่า วิชากลศาสตร์ของดิน เป็นวิชาพื้นฐานของแขนงวิชาวิศวกรรมปรุพีซึ่งอยู่ในสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา วิชานี้ เป็นการนำวิชากลศาสตร์วิศวกรรม และวิชา ชลศาสตร์ มาประยุกต์ เพื่อวิเคราะห์ และทดสอบหาคุณสมบัติ พื้นฐานทางทฤษฎีตลอดจนศึกษาถึงกลไก การวิบัติของดิน ข้อมูลที่ได้จะนำไปใช้ออกแบบสำหรับ ดิน ทั้งที่เป็นวัสดุก่อสร้างหรือเป็นตัวถ่ายเทน้ำหนักของโครงสร้าง ลงสู่ชั้นดินเบื้องล่าง ที่อยู่ลึกลงไป นอกจากนี้ยังนำความรู้ไปเรียนในวิชาวิศวกรรมฐานราก ( Foundation Engineering) ต่อไป ความเข้าใจอย่างถ่องแท้ ในวิชาปรุพีกลศาสตร์ จะช่วยให้การคำนวณออกแบบงานทางด้านวิศวกรรมปรุพีได้ถูกต้อง ประหยัด และปลอดภัย ซึ่งรวมถึงการแก้ไข ซ่อมแซม และบำรุงรักษาโครงสร้าง ในอนาคต นอกจากนี้ ขอขอบคุณ Tumcivil.com ที่เป็นผู้ ออกแบบหน้าปกเอกสารประกอบการสอนเล่มนี้

สุดท้าย เอกสารประกอบการสอนวิชา ปรุพีกลศาสตร์ เล่มนี้ ยังมีข้อบกพร่องอยู่บ้างไม่มากก็น้อย ซึ่งเกิดขึ้นโดยมิได้ตั้งใจ ฉะนั้น หากพบข้อบกพร่องประการใด กรุณาแจ้งให้ผู้เขียนทราบด้วย จักเป็นพระคุณยิ่ง

ปิยะ รัตนสุวรรณ

- พิมพ์ ครั้งที่ 1 มิถุนายน 2552
- พิมพ์ ครั้งที่ 2 มิถุนายน 2553
- พิมพ์ ครั้งที่ 3 มิถุนายน 2554
- พิมพ์ ครั้งที่ 4 มิถุนายน 2555
- พิมพ์ ครั้งที่ 5 มิถุนายน 2561

ราคา 300 บาท

## สารบัญ

เรื่อง	หน้า
<b>บทที่ 1 ความรู้เบื้องต้นของวิชาปฐพีกลศาสตร์ (Introduction to Geotechnical) .....</b>	<b>1</b>
1.1 ประวัติความเป็นมา.....	1
1.2 ความสำคัญของวิชาปฐพีกลศาสตร์.....	1
1.3 เนื้อหาวิชาปฐพีกลศาสตร์ ( Soil mechanics).....	1
1.4 หน่วยที่ใช้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ .....	2
1.5 ความหนาแน่นและหน่วยน้ำหนัก.....	3
1.6 Unit weight of water ( $\gamma_w$ ).....	3
<b>บทที่ 2 ธรณีวิทยา, ลักษณะของการเกิดดิน และระดับน้ำใต้ดิน(Geologic Properties Formations of Natural Soil Deposits and groundwater).....</b>	<b>4</b>
2.1 นิยามของดิน และ หิน .....	4
2.2 โลกและส่วนประกอบของโลก ( The Earth ).....	4
2.3 วัฏจักรของหิน และดิน(The rock and soil cycle).....	5
2.4 ดินสถิตและดินจรหรือดินตะกอน.....	7
2.5 แร่ประกอบในดิน.....	8
2.6 รูปร่างของเม็ดดิน(particle shape).....	9
2.7 น้ำใต้ดิน (Ground Water).....	9
<b>บทที่ 3 คุณสมบัติของดินทางกายภาพ (Soil Properties-Physical and Index).....</b>	<b>11</b>
3.1 คำนำ( Introduction ).....	11
3.2 องค์ประกอบของดิน(Soil Composition and Terms) .....	11
3.3 Basic Definitions and Mass – Volume Relationships .....	12
3.4 Unit weight of Soil.( $\gamma$ ) หน่วยน้ำหนักของมวลดิน .....	16
3.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง $e$ , $w$ , $G_s$ , $s$ .....	19
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง $w$ , $\gamma_{dry}$ , $\gamma_m$ .....	19
3.7 ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density, R.D. หรือ Dr) .....	22
3.8 Non - cohesive and cohesive soil .....	23
3.9 สถานะสภาพความเหลวของดินเม็ดละเอียดหรือ พลาสติกซืด(Plasticity) .....	23
3.10 ความสัมพันธ์ของ Atterberg's Limit .....	27
3.11 Specific Surface (พื้นผิวจำเพาะ) .....	28
3.12 Grain Size (ขนาดของเม็ดดิน) .....	28
3.13 Total Vertical Pressure (ความดันในแนวตั้งทั้งหมด, $\sigma$ ) .....	32
3.14 Effective or Intergranular Pressure ( $\sigma'$ , ความดันประสิทธิผล, หน่วยแรงประสิทธิผล) .....	33
<b>บทที่ 4 ระบบการจำแนกประเภทของดิน (Soil Classification and common system ) .....</b>	<b>39</b>
4.1 คำนำ.....	39
4.2 Fall Cone Test .....	40
4.3 การวิเคราะห์ผลการทดลอง Sieve Analysis .....	41



<b>สารบัญ(ต่อ)</b>	
เรื่อง	หน้า
4.4 The Unified Soil Classification System .....	43
4.5 The AASHTO soil classification system + General Description of AASHTO soil classification subgroups .....	49
4.6 The AASHTO Group Index(ดัชนีของกลุ่มของระบบ AASHTO) .....	51
4.7 The FAA Soil Classification System .....	54
4.8 การจำแนกประเภทของดินในสนาม .....	58
<b>บทที่ 5 การเจาะและเก็บตัวอย่างดิน ( Soil Exploration and Sampling. ).....</b>	<b>61</b>
5.1 คำนำ .....	61
5.2 Site Investigation (การสำรวจดินในสนาม) .....	61
5.3 การเจาะสำรวจดินวิศวกรจะวางแผนเป็น 3 ขั้นตอน .....	61
5.4 Determining Subsurface Conditions(กำหนดเงื่อนไขในการเจาะดิน) .....	62
5.5 Location, Spacing and Depth of Borings (ตำแหน่ง, ระยะห่าง และความลึกของหลุมเจาะ) .....	69
5.6 การเก็บและชนิดตัวอย่างดิน( Sampling) .....	72
5.7 การทดสอบดินในสนาม.....	79
5.8 Boring Logs ( Log of Boring) .....	85
5.9 ลักษณะของชั้นดินบริเวณกรุงเทพมหานคร.....	86
<b>บทที่ 6 การบดอัดดิน ( Soil Compaction ).....</b>	<b>87</b>
6.1 คำนำ.....	87
6.2 General Concept of Soil Stabilization ( การปรับปรุงคุณภาพดินโดยทั่วไป).....	88
6.3 Soil stabilization .....	88
6.4 Soil Compaction .....	88
6.5 Theory of Compaction .....	89
6.6 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการแบบ Impact ASTM D 698-70 ASTM D 1557-70...	90
6.7 Compaction of Cohesionless soils ( การบดอัดดินทราย) .....	94
6.8 Structure and Properties of compaction cohesive soil .....	94
6.9 การขุดดินและการบดอัดดิน ( Excavation and Compaction Equipment ).....	98
6.10 Compaction Specification .....	100
6.11 การทดสอบความแน่นของดินในสนาม ( Field Density Test ) .....	101
6.12 แคลิฟอร์เนีย แบร์ริงเรโซ ( California Bearing Ratio : CBR ).....	105
6.13 การปรับปรุงเพิ่มเสถียรภาพของดิน ( Soil Stabilization ).....	109
<b>บทที่ 7 การไหลซึมของน้ำในดิน ( Soil Hydraulic , Permeability ).....</b>	<b>111</b>
7.1 คำนำ .....	111
7.2 การไหลซึมของน้ำในดิน .....	112
7.3 ความสำคัญของการไหลซึมของน้ำในดิน.....	112
7.4 กฎพลังงานของการไหล .....	112

## สารบัญ(ต่อ)

เรื่อง	หน้า
7.5 กฎของดาร์ซี “ Darcy’s Law ” .....	114
7.6 ความเร็วของน้ำที่ไหลซึมผ่านในดิน.....	115
7.7 Determination of the Coefficient of Permeability ( k ).....	116
7.8 ค่า สปส.ของการไหลซึม ของดิน (k) .....	117
7.9 การหาค่า สัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดิน(K) มีด้วยกันหลายวิธีทั้งในสนามและใน ห้องทดลอง .....	118
7.10 การเปรียบเทียบค่า k เมื่ออัตราส่วนช่องว่างต่างกันของดินชนิดเดียวกัน .....	121
7.11 ข้อจำกัดในการพิจารณาหาค่า k ในห้องทดลอง .....	121
7.12 การหาค่า สปส.การไหลซึมของดินเป็นชั้นๆ .....	122
7.13 Capillarity and Capillary Effect in Soil .....	125
7.14 การหาค่า สปส.ความซึมได้ในสนาม .....	127
7.15 Seepage force and quick condition .....	129
7.16 Quick condition in Sands.(ทรายคูตหรือทรายเดือด) .....	131
7.17 Seepage Uplift pressure on clay strata(แรงดันขึ้นของน้ำในชั้นดินเหนียว).....	133
<b>บทที่ 8 การไหลซึมของน้ำและตาข่ายการไหลซึม Seepage and Flow net Theory.....</b>	<b>136</b>
8.1 คำนำ.....	136
8.2 Seepage Flow Through soil .....	136
8.3 Flow Nets (ตาข่ายการไหล).....	139
8.4 ตาข่ายการไหลสำหรับ Sheet pile,Cut-off Wall.....	141
8.5 FLOW NET FOR EARTH DAMS ( ตาข่ายการไหลในงานเขื่อนดิน).....	143
8.6 Methods for obtaining the Phreatic Line for Earth dams.....	146
8.7 DIRECT COMPUTATION OF SEEPAGE QUANTITY.....	151
8.8 THE FLOW NET WHEN $k_x \neq k_y$ .....	152
8.9 CONTROL OF SEEPAGE THROUGH DAMS( การควบคุมปริมาณน้ำที่ไหล ผ่านเขื่อนดิน).....	153
8.10 Sudden drawdown and seepage forces.....	154
8.11 Piping and control of piping.....	155
<b>บทที่ 9 การยุบอัดตัวและทรุดตัวของดิน Consolidation and Settlement .....</b>	<b>157</b>
9.1 คำนำ.....	157
9.2 ขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำของดิน.....	157
9.3 การทดสอบการยุบอัดตัวของดิน (Consolidation Test)หรือ การทดสอบการอัดคาย น้ำ.....	160
9.4 Soil Consolidation.....	162
9.5 ค่าต่างๆที่ได้จากทฤษฎีของการยุบอัดตัวของดิน.....	162
9.6 การหาค่าสัมประสิทธิ์ของการยุบตัวของดิน ( $C_v$ ).....	170
9.7 การหาแรงกดอัดสูงสุดในอดีต (Maximum Effective Past Pressure, $p_m, \sigma'_{vm}$ ).....	172
9.8 การทรุดตัวของฐานราก.....	175

## สารบัญ(ต่อ)

เรื่อง	หน้า
9.9 อัตราความเร็วของการทรุดตัว (Rate of Settlement).....	177
<b>บทที่ 10 หน่วยแรงในมวลดิน ( Stress in Soil Mass ).....</b>	<b>180</b>
10.1 คำนำ.....	180
10.2 หลักการของหน่วยแรงในมวลดิน.....	180
10.3 หน่วยแรงกระทำที่เกิดจากน้ำหนักของมวลดินเอง( ในแนวตั้ง แกน z , $\sigma_{vo}$ และในแนวราบ แกน x , $\sigma_{ho}$ ).....	182
10.4 หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงกระทำภายนอก : ทฤษฎีของบูส์ซิเนสก์.....	184
10.5 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากแรงภายนอก.....	202
10.6 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสกับฐานราก.....	203
<b>บทที่ 11 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน Shear Strength of Soil.....</b>	<b>205</b>
11.1 คำนำ .....	205
11.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน : ทฤษฎีของการวิบัติ.....	205
11.3 กฎของคูลอมบ์ ( Coulomb ' s Law ).....	206
11.4 ทฤษฎีของมอร์ ( Mohr ' s Theory ).....	207
11.5 ระนาบวิบัติแรงเฉือน ( Shear Failure Plane ).....	209
11.6 กำลังต้านแรงเฉือนประสิทธิผลของดิน.....	214
11.7 วิธีและลักษณะการทดสอบหากำลังต้านแรงเฉือนของดิน.....	214
11.8 การทดสอบแบบเฉือนโดยตรง ( Direct Shear Test.).....	215
11.9 การทดสอบแบบมีแรงอัดสามแกน ( Confined Compression Test หรือ Triaxial Compression Test. ....	219
11.10 ค่า deviator stress.....	222
11.11 พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำส่วนเกิน ( excess pore pressure parameter ).....	222
11.12 การทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง (Unconfined Compression Test : $q_u$ Test )	228
11.13 ความไวของดินเหนียว(Sensitivity of cohesive Soils).....	231
11.14 การทดสอบโดยใช้ใบมีดมาตรฐาน ( Vane Test ).....	232
11.15 การทดสอบการทะลวงในสนาม ( Penetration Test ).....	236
<b>บทที่ 12 แรงดันทางข้างของดิน Lateral Earth Pressure.....</b>	<b>243</b>
12.1 คำนำ.....	243
12.2 แรงดันทางข้างของดิน (Lateral Earth Pressure).....	243
12.3 แรงดันทางข้างในสภาวะอยู่กับที่ ( Lateral Earth pressure at rest).....	244
12.4 แรงดันดินแบบแอคทีฟ (Active Lateral earth pressure: $P_a$ ).....	244
12.5 แรงดันดินแบบพาสซีฟ (Passive Lateral earth pressure : $P_p$ ) .....	245
12.6 Soil stress at a point $K_0$ conditions( at rest , แรงดันดินแบบอยู่กับที่) .....	246
12.7 การหาแรงดันทางข้างของดินในสภาวะแอคทีฟและพาสซีฟ.....	248
12.8 ทฤษฎีของ แรงค์คีน (Rankine's Theory ) .....	248
12.9 Tension crack (รอยแตกแยกเนื่องจากดินรับแรงดึง).....	263

## สารบัญ(ต่อ)

เรื่อง	หน้า
12.10 ทฤษฎีลิ้มของคูลอมบ์ (Coulomb's Wedge Theory).....	265
12.11 มุมเสียดทานระหว่างดินกับกำแพงกันดิน ( Angle of Wall friction).....	267
12.12 การหาแรงดันด้านข้างของดิน โดย วิธีของ Rebhann.....	268
12.13 การหาแรงดันด้านข้างของดิน โดย วิธีของ Culmann.....	269
12.14 เข็มพืด (Sheet Pile Walls).....	270
<b>บทที่ 13 เสถียรภาพความลาดของดิน Stability of Slopes.....</b>	<b>274</b>
13.1 คำนำ.....	274
13.2 เสถียรภาพของความลาดที่ไม่มีขอบเขตจำกัด ( Stability of infinite slopes ) .....	274
13.3 การเลื่อนไถลของมวลดินที่ตั้งอยู่บนระนาบเอียง.....	278
13.4 ลักษณะวิบัติของมวลดินที่เอียงลาดและมีขอบเขตจำกัด .....	279
13.5 ตำแหน่งจุดศูนย์กลางของโค้งวิกฤต ( Center of Critical Slip Circle).....	280
13.6 วิธีของ Culmann.....	281
13.7 การขุดตัดในแนวตั้ง ( vertical cut ).....	282
13.8 Circular Arc Method .....	283
13.9 ผลของรอยแยกเนื่องจากแรงดึง( Tension Crack).....	285
13.10 $\phi$ - Circle Method.....	288
13.11 Slice Method .....	289
13.12 Bishop's Simplified Method of Slices.....	292
13.13 Stability Number.....	295
13.14 วิธีเพิ่มเสถียรภาพของความลาด .....	299
<b>บทที่ 14 กำลังต้านแรงกดของดิน Bearing Capacity of soil.....</b>	<b>300</b>
14.1 คำนำ.....	300
14.2 ลักษณะวิบัติของดินที่รับแรงกดหรือแรงแบกทาน.....	300
14.3 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินตามทฤษฎีของแรงคั้น ( Rankine's Earth Pressure Theory ).....	301
14.4 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินโดยวิธี Slip Circle .....	304
14.5 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินโดยวิธีของ Prandtl ( Prandtl ' s Throry ).....	305
14.6 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินตามวิธีของเทอร์ซากิ ( Terzaghi,s Analysis).....	306
14.7 ผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน.....	312
14.8 ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์กลาง.....	313
14.9 กำลังต้านแรงกดปลอดภัยของดิน( Allowable bearing capacity ).....	314
14.10 สมการทั่วไปสำหรับหาค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดิน.....	315
14.11 การหาค่ากำลังต้านแรงกดของดินโดยการทดสอบในสนาม.....	317
<b>เอกสารอ้างอิง.....</b>	<b>321</b>





## บทที่ 1

## ความรู้เบื้องต้นของวิชาปฐพีกลศาสตร์

## (Introduction to Geotechnical)

วิชาปฐพีกลศาสตร์ หรือบางครั้งเรียกว่า วิชากลศาสตร์ของดิน เป็นวิชาพื้นฐานของแขนงวิชาวิศวกรรมปฐพี อยู่ในสาขาวิศวกรรมโยธา

## 1.1 ประวัติความเป็นมา

การศึกษาเกี่ยวกับวิชาปฐพีกลศาสตร์ หรือกลศาสตร์ของดิน หรือในชื่อสมัยใหม่ว่า “ วิศวกรรมปฐพี ” เป็นการนำวิชากลศาสตร์ และวิชาชลศาสตร์ มาร่วมใช้วิเคราะห์หาคุณสมบัติและพฤติกรรมของดิน โดยเริ่มต้นตั้งแต่ศตวรรษที่ 20 เป็นต้นมา คือมีนักวิทยาศาสตร์หลายท่าน เช่น นาย **Atterberg** ชาวสวีเดน ดร. **Krey** ชาวเยอรมัน ได้ศึกษาและกำลังต้านแรงเฉือนของดิน ต่อมาในปี ค.ศ. 1923 ดร. **Terzaghi** ชาวออสเตรีย ได้ใช้วิชาคณิตศาสตร์ ค้นคว้าเกี่ยวกับการทรุดและอัดตัวของดินเหนียว ซึ่งพบว่าได้ผลสอดคล้องกับการทดลอง

ดร. Terzaghi ได้แต่งตำราเกี่ยวกับวิศวกรรมของดินในปี ค.ศ. 1952 เป็นภาษาเยอรมัน ว่า “ Eedbaumechanik ” ซึ่งตรงกับภาษาอังกฤษว่า “ **Soil Meahnic** ” ตำรานี้เป็นที่แพร่หลายไปทั่วโลก และในปีนั้นเอง ดร. Terzaghi ได้เดินทางไปประเทศสหรัฐอเมริกาและทำงานวิจัยร่วมกับ U.S.Bureau of Public Roads นับแต่นั้นเป็นต้นมา ศาสตร์เกี่ยวกับวิชานี้ได้เจริญรุดหน้าไปยังประเทศต่างๆทั่วโลก

## 1.2 ความสำคัญของวิชาปฐพีกลศาสตร์

ปัจจุบันวิชาปฐพีกลศาสตร์ หรือกลศาสตร์ของดิน นับว่าเป็นวิชาที่สำคัญวิชาหนึ่ง ทางด้านวิศวกรรมโยธา เพราะโครงสร้างส่วนใหญ่ทั้งหมดต้องก่อสร้างบนดิน หรือลึกลงไปในดินแทบทั้งสิ้น ดินมาใช้รองรับฐานรากของโครงสร้างต่างๆ เช่น งานสะพาน อาคาร เป็นต้น การนำดินมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้างอีกด้วย เช่นการก่อสร้างเขื่อนดิน ถนน ลานบิน สิ่งก่อสร้างต่างๆเหล่านี้ล้วนเป็นปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีที่ต้องพิจารณา เช่น

- ก ตั้งแต่จะใช้มวลดินนั้นรองรับน้ำหนักโครงสร้างได้หรือไม่
- ข จะเกิดการทรุดตัวมากน้อยเพียงใด
- ค ถ้ามีน้ำไหลซึมผ่านมวลดินในขณะที่ก่อสร้างจะแก้ไขปัญหายังไง

การวิเคราะห์ข้อมูลที่ต้องการจะช่วยขจัดปัญหาดังกล่าว ทำให้ช่วยประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างและการแก้ไขปัญหาในภายหลัง ฉะนั้นวิศวกรผู้ออกแบบจึงจำเป็นต้องทราบถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างๆของดิน ทั้งที่อยู่บนพื้นผิวระดับและส่วนที่อยู่ลึกลงจากพื้นผิวระดับดิน เช่น สัมประสิทธิ์การซึม อัตรการยุบตัว กำลังต้านแรงเฉือน และ กำลังต้านแรงกดของมวลดินนั้น

## 1.3 เนื้อหารายวิชาปฐพีกลศาสตร์ ( Soil Mechanics)

เนื้อหาในวิชาปฐพีกลศาสตร์ ประกอบด้วย

- กำเนิดดิน นิยามของดินและหิน วัฏจักรของหินและดิน กำเนิดดิน ดินสกิดและดินจรหรือดินตะกอน
- คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน ส่วนประกอบและคุณสมบัติของดิน ความสัมพันธ์ที่เกี่ยวข้องกันในส่วนประกอบของดิน
- การจำแนกประเภทของดิน การกระจายขนาดของเม็ดดิน สถานะสภาพความเหลวของดินเม็ดละเอียด แผนภูมิความเหนียวของดิน การจำแนกประเภทของดินตามมาตรฐาน UNIFIED AASHTO
- การเจาะสำรวจชั้นดิน วิธีการเจาะสำรวจชั้นดิน การเก็บตัวอย่างดิน การเลือกวิธีการเจาะสำรวจชั้นดินที่เหมาะสม

- การบดอัดดิน ทฤษฎีการบดอัดดิน การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ พลังงานที่ใช้ในการบดอัดดิน การบดอัดดินในสนามและการควบคุม เปอร์เซ็นต์การบดอัด
- การซึมของน้ำผ่านดิน การหาค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมในห้องปฏิบัติการ การหาค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมในสนาม ค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมผ่านของดินหลายชั้น
- การไหลซึม ตาข่ายการไหลของน้ำ การสร้างตาข่ายการไหลของน้ำ การใช้ตาข่ายการไหลของน้ำ
- การยุบอัดตัวและการทรุดตัวของดิน ขบวนการยุบอัดตัวคายนํ้าของดิน การทดสอบหาคุณสมบัติการยุบอัดตัวคายนํ้าของดิน หน่วยแรงกดอัดเต็มในอดีต คุณสมบัติการยุบอัดตัวของดิน
- หน่วยแรงในมวลดิน หลักการของหน่วยแรงในมวลดิน หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักของมวลดินตามธรรมชาติ หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงกระทำภายนอกตามทฤษฎีต่างๆ
- กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ทฤษฎีของการวิบัติ วิธีและลักษณะการทดสอบหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน การทดสอบแรงเฉือนแบบต่างๆ
- แรงดันทางข้างของดิน แรงดันทางข้างของดินเมื่อมวลดินอยู่กับที่ การหาแรงดันทางข้างของดินในสภาวะแอกทีฟและพาสซีฟ ทฤษฎีของแรงคั้น
- เสถียรภาพความลาดของดิน เสถียรภาพของความลาดที่ไม่มีของเขตจำกัด ลักษณะวิบัติของมวลดินที่เอียงลาดและมีขอบเขตจำกัด การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีต่างๆ
- กำลังต้านแรงกดของดิน ลักษณะวิบัติของดินเมื่อรับแรงกดหรือแรงแบกทาน กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินตามทฤษฎีต่างๆ ผลกระทบจากน้ำใต้ดิน สมการทั่วไป สำหรับการหากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดิน

#### 1.4 หน่วยที่ใช้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์

หน่วยที่ใช้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ มีด้วยกัน 3 ระบบ คือ ระบบเมตริก ระบบอังกฤษ และระบบ S.I.

ปริมาณ	ระบบ S.I	ระบบเมตริก	ระบบอังกฤษ
ความยาว (Length)	metre or meter, m	m , cm , mm	ft , inch
มวล ( Mass )	kilogram , kg	kilogram , kg , g	lb , kip
น้ำหนัก ( Weight )	N , kN , mN	kilogram , kg, g	lb , kip
Pressure , stress	Pa , kPa , MPa	kg/m <sup>2</sup> , g/cm <sup>2</sup>	lb/ft <sup>2</sup> lb/inch <sup>2</sup>

#### ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยต่างๆ

ปริมาณ	ตัวแปลง	ตัวแปลง
ความยาว	1 ft = 0.3048 m	1 m = 3.28084 ft
มวล	1 lb = 0.4536 kg	1 kg = 2.204 lb
น้ำหนัก	1 kg = 9.80665 N 1 ton = 9.80665 kN	1 N = 0.224809 lb
ความดัน	1 kPa = 0.010197 kg/cm <sup>2</sup> 1MPa = 145.038 lb/in <sup>2</sup>	1kPa=0.10197ton/m <sup>2</sup>

## 1.5 ความหนาแน่นและหน่วยน้ำหนัก

$$\text{ความหนาแน่น} = \frac{\text{มวล}}{\text{ปริมาตร}} = \rho = \frac{m}{v} = \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \dots\dots 1.1$$

$$\text{หน่วยน้ำหนัก} = \frac{\text{น้ำหนัก}}{\text{ปริมาตร}} = \gamma = \frac{W}{v} = \frac{N}{\text{m}^3} \quad \dots\dots 1.2$$

ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นและหน่วยน้ำหนัก

$$\gamma = \rho g \times 10^{-3} \text{ kN/m}^3 \quad \dots\dots 1.3$$

$$\gamma = \text{หน่วยน้ำหนัก } N/m^3$$

$$\rho = \text{ความหนาแน่น } \text{kg/m}^3$$

$$g = \text{อัตราเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก} = 9.807 \text{ m/sec}^2$$

1.6 Unit weight of water ( $\gamma_w$ )

$$\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 62.4 \text{ lb / ft}^3$$

$$\gamma_w = 1,000 \text{ kg / m}^3 = 1 \text{ gm/cm}^3 = 1 \text{ ton/m}^3$$



## บทที่ 2

## ธรณีวิทยา, ลักษณะของการเกิดดิน และระดับน้ำใต้ดิน

## (Geologic Properties Formations of Natural Soil Deposits and Groundwater)

## 2.1 นิยามของ ดิน และหิน

“ ดิน (Soil) ” ในทางวิศวกรรมหมายถึง “ The unconsolidated Material above solid rock ” ดังนั้น ดินในทางวิศวกรรม หมายถึงคือวัสดุที่ประกอบด้วยเม็ดแร่ธาตุ คือ ดินเหนียว(Clay) ดินทรายเม็ดละเอียด, ทรายแป้ง (Silt) ดินทราย(Sand) และ กรวด(Gravel)ไม่จับกันแน่น และอยู่เหนือชั้นหิน สามารถแยกออกจากกันได้ง่าย เช่นบี ทูบ หรือนำไปละลายน้ำเป็นต้น

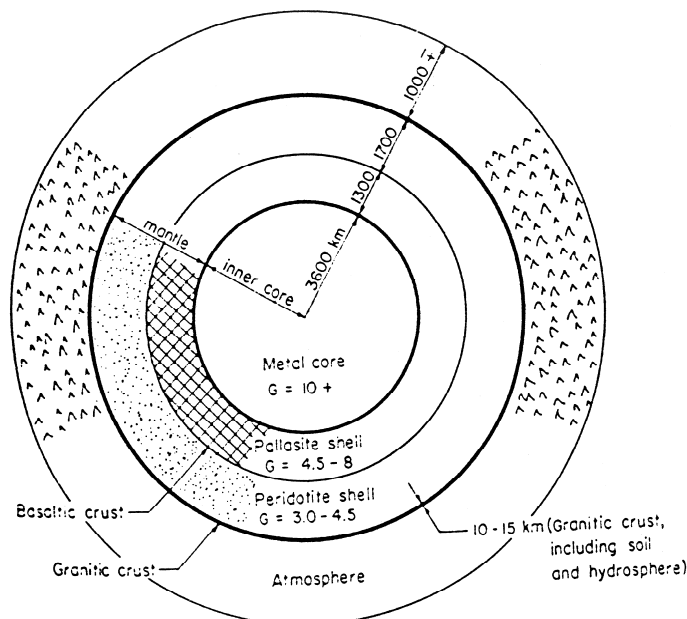
หิน หมายถึงการรวมตัวของเม็ดแร่ธาตุต่างๆ ตั้งแต่หนึ่งชนิดขึ้นไป โดยมีแรงเกาะยึดกันแน่นและถาวรมากจนไม่สามารถแยกออกจากกันได้โดยวิธีง่ายๆเหมือนกับ ดิน

## 2.2 โลกและส่วนประกอบของโลก (The Earth)

จากการระเบิดของภูเขาไฟในปัจจุบัน ทำให้ทราบว่า ส่วนที่ลึกลงไปจากผิวหรือเปลือกโลกยังคงมีสภาพเป็นของเหลว ความจริงข้อนี้ได้ใช้เป็นข้อยืนยันเกี่ยวกับกำเนิดของโลกข้อหนึ่งว่า โลกมีกำเนิดมาจากดวงอาทิตย์ หมุนรอบตัวเองและ หมุนรอบดวงอาทิตย์ ส่วนผิวเปลือกนอกของโลกจะเย็นตัวและแข็งตัวเนื่องจากโลกได้กำเนิดมาช้านานแล้ว ปัจจุบันนี้ นักวิทยาศาสตร์ทั้งหลายยังได้พยายามศึกษาและค้นคว้าเกี่ยวกับระยะเวลาการกำเนิดของโลก เช่นมีการเก็บหินจากดวงจันทร์ เพื่อนำมาประกอบการพิจารณา แต่ยังไม่ได้ข้อยุติ

## โลกประกอบด้วยส่วนต่าง ๆ ดังนี้

- แกนโลก ( inner core ) รัศมี ประมาณ 3600 กม
- ชั้นรองเปลือกโลก ( mantle ) ห่อหุ้มแกนโลกรัศมี ประมาณ 3000 กม
- ชั้นบรรยากาศ ( Atmosphere ) ห่อหุ้มโลก รัศมีประมาณ 1000 กม
- ผิวโลกหรือเปลือกโลก ส่วนที่เป็นน้ำ ( Hydrosphere )และส่วนที่เป็นพื้นดิน ( Lithosphere ) ความหนา 10 – 15 km. หรือมากกว่า



รูปที่ 2.1 The earth including atmosphere , with approximate dimensions.

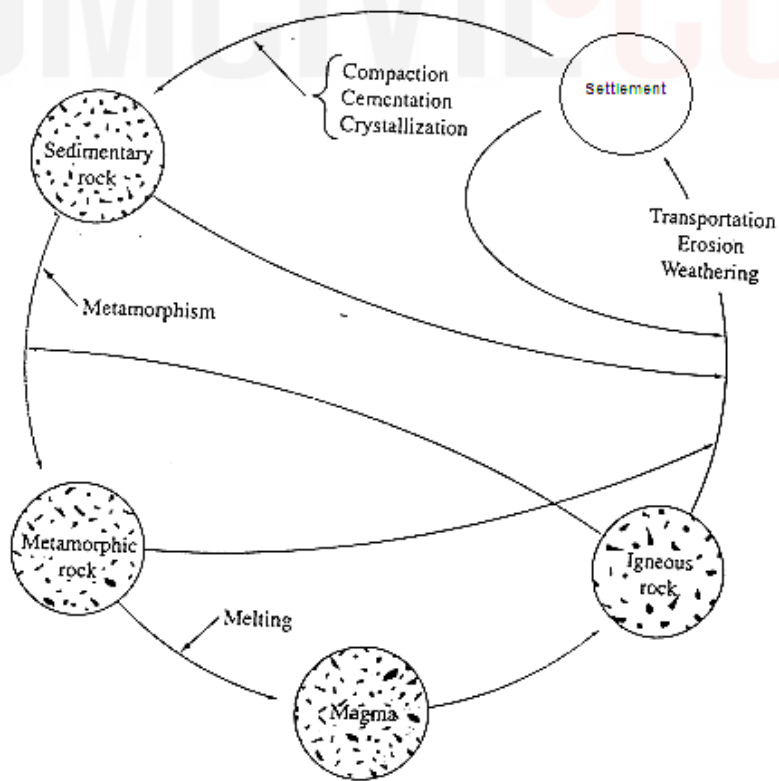
ส่วนประกอบแร่ธาตุผิวโลก

<u>Element</u>	<u>Symbol</u>	<u>Percent by weight</u>	<u>Percent by volume</u>
Oxygen	O	46.6	93.8
Silicon	Si	27.7	0.9
Aluminum	Al	8.1	0.5
Iron	Fe	5.0	0.4
Magnesium	Mg	2.1	0.3
Calcium	Ca	3.6	1.0
Sodium	Na	2.8	1.3
Potassium	K	2.6	1.8

คุณสมบัติทางกายภาพของแร่ธาตุต่าง ๆ (Physical Properties of Materials)

Hardness (ความแข็ง) Colour (สี) Streak (สีลวดลาย) Luster (ความมัน , ความวาว) Specific Gravity (ความถ่วงจำเพาะ) Cleavage (รอยแตกกะเทาะของหิน) Fracture (รอยแตก หัก)

2.3 วัฏจักรของหิน และดิน(The rock and soil cycle)



รูปที่ 2.2 วัฏจักรของหินและดิน

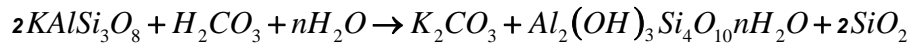
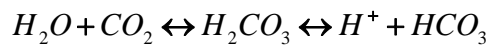
จากรูปที่ 2.2 แสดงถึงวัฏจักรของหินและดิน โดยเริ่มพิจารณาจาก

- 1 หลังจากภูเขาไฟระเบิดหรือปะทุ ซึ่งจะพ่นหินละลายร้อนแรงออกมาที่เรียกว่า แมกมา (magma) หรือ ลาวา (lava) หรือ หินหนืด
- 2 ครั้นเมื่อแมกมาเย็นตัวลง แร่ธาตุต่างๆที่มีอยู่ในแมกมา ก็จะรวมตัวกันตกผลึกเป็นก้อนแข็ง (crystallization) กลายเป็นหินอัคนี (igneous rock) แร่ธาตุประกอบที่สำคัญของหินอัคนีได้แก่ ควอทซ์ (Quartz) คัลเซียม โซเดียม เฟลสปาร์  
ลักษณะของเนื้อหินอัคนีจะแตกต่างกันออกไปขึ้นอยู่กับอัตราการเย็นตัวหรือแข็งตัวของแมกมา  
เย็นตัวช้าอยู่ลึกจากผิวโลกมีลักษณะเนื้อหยาบเช่น หินแกรนิต (granite) ไดออไรท์ (diomite) แกบโบร์ (gabbro) ซีไนต์ (syenite)  
เย็นตัวเร็วมีลักษณะเนื้อละเอียด เช่น หินบะซอลท์ (basalt) ไรโอไลท์ (rhyolite) หินแทรพ (traprock) เย็นตัวเร็วที่ผิวโลกมีลักษณะเนื้อละเอียดใสมากคล้ายกระจกเช่น หินออบซิเดียน (obsidian)
- 3 เมื่อหินอัคนี ถูกอิทธิพลดินฟ้าอากาศตามกระบวนการธรรมชาติ (weathering) จะผุพังสลายแตกออกเป็นก้อนเล็ก ก้อนน้อย กลายเป็นหินและดิน (ซึ่งรวมของ sand, silts, clay, gravel) ก้อนหิน กรวด ทรายและก้อนดินที่มีขนาดใหญ่จะตกตะกอนบริเวณใกล้ภูเขา แต่สำหรับทรายแป้งหรือ silt และดินเหนียว ซึ่งเป็นมวลขนาดเล็กและละเอียดกว่า จะถูกน้ำหรือพัดพาโดยกระแส น้ำ คลื่น ลม ตลอดจนแรงโน้มถ่วงไปตกตะกอนสะสม (sediments) ในที่ต่างๆ ซึ่งห่างออกไปจากต้นกำเนิดแต่ในระหว่างขบวนการพัดพาจะเกิดการขุดสีและสึกกร่อน (erosion) ดังนั้นมวลดินที่ตกตะกอนสะสมจึงมีขนาดเล็กลงกว่าเดิม
- 4 หินและดินที่ตกตะกอนทับถมกันเป็นชั้นๆตามกาลเวลา จะอัดตัวแน่นและมีการเชื่อมประสาน (lithification) กลายเป็นหินชั้น หรือหินตะกอน (sedimentary rocks) ซึ่งได้แก่ หินปูน (lime stone) โดโลไมต์ (dolomite) หินทราย (sandstone) หินดินดาน (shale) เป็นต้น โดยมีแร่ประกอบที่สำคัญคือ แร่แคลไซต์ ควอทซ์ เฟลสปาร์ และไมก้า
- 5 แต่จากความร้อน ความดัน และการเปลี่ยนแปลงทางเคมีของแร่ที่ประกอบในหินและดินจะทำให้หินชั้น หรือหินตะกอนดังกล่าวข้างต้นเกิดการแปรสภาพ (metamorphism) กลายเป็นหินแปร (metamorphic rocks) ซึ่งมีแร่ที่สำคัญคือ แร่ควอทซ์ เฟลสปาร์ และไมก้า
- 6 ครั้นเมื่อหินแปรในระดับลึกถูกความร้อนและเกิดการหลอมเหลว (melting) จนกระทั่งละลายจะถูกเปลี่ยนสภาพกลับมาเป็นแมกมา หรือ ลาวา ใต้ใหม่ ใญ่ไรก็ดี วัฏจักรดังกล่าวไม่จำเป็นต้องครบวงจรเสมอไป เพราะหินแปรอาจถูกทำลาย เกิดการผุพัง ย่อยสลายและกลายเป็นหินชั้นหรือหินตะกอนก็ได้ และหรือจากหินชั้นหรือหินตะกอนอาจจะกลายเป็นหินอัคนีก็ได้ภายใต้ความดันและความร้อนที่สูงมากจนเกิดการหลอมเหลว

ขบวนการตามธรรมชาติ (weathering) เป็นขบวนการทำลายให้ก้อนหินสลายตัว ผุกร่อน แตกตัวออกเป็นก้อนเล็ก ก้อนน้อย ในสภาพบรรยากาศผิวโลก ขบวนการนี้ประกอบด้วย

ก. การย่อยสลายทางกล (mechanical disintegration) เกิดจากอิทธิพลของอุณหภูมิ กระแส น้ำ คลื่น และแรงโน้มถ่วง แต่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงแร่ธาตุเดิมที่ประกอบในหินแต่อย่างใด เช่น ผลจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิจะทำให้หินเกิดการยืดและหดตัวสลับกัน จนกระทั่งเกิดรอยร้าว ดังนั้นเมื่อน้ำซึมเข้าไปในรอยร้าวและน้ำกลายเป็นน้ำแข็งที่จุดเยือกแข็ง ปริมาตรของน้ำจะเพิ่มขึ้นและไปดันให้ก้อนหินแตกออกเป็นชิ้นเล็กชิ้นน้อยได้ เป็นเม็ดหินย่อยและดินเม็ดหยาบ นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงความร้อนอย่างฉับพลันหรือจากรากพืช สัตว์ ไฟป่า ก็เป็นอีกสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการย่อยสลายทางกลได้เช่นกัน

ข การเปลี่ยนแปลงทางเคมี (chemical change หรือ decomposition) เกิดจากปฏิกิริยาทางเคมีระหว่างแร่ธาตุ เดิมที่ประกอบในหินกับก๊าซออกซิเจน คาร์บอนไดออกไซด์ หรือ น้ำ ซึ่งทำให้หินเกิดการสลายหรือแตกตัวออกไปเป็นแร่ธาตุใหม่ที่มีขนาดเล็กลงเช่น ปฏิกิริยาระหว่างน้ำกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศจะได้กรดคาร์บอนิก (carbonic acid, H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) ซึ่งจะทำปฏิกิริยาต่อไปกับแร่ธาตุที่ประกอบในหินเช่นทำปฏิกิริยากับแร่โปตัสเซียม-เฟลสปาร์ ได้เป็นแร่ดินเหนียว ดังสมการ



**K** – feldspar

carbonate

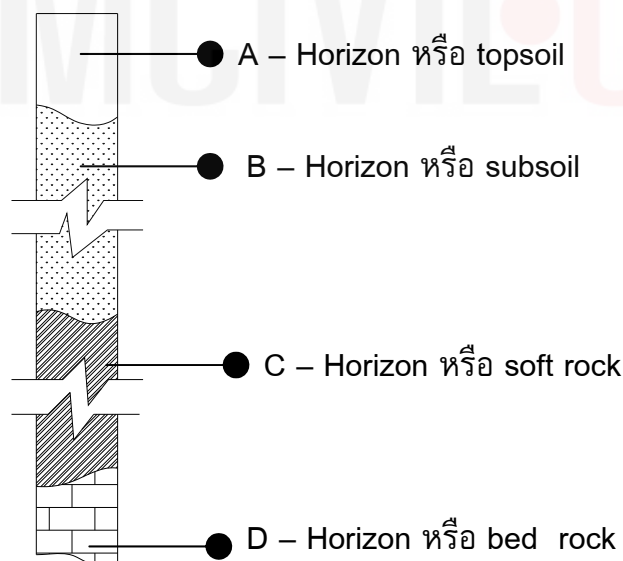
Kaolinite : clay mineral

silica

สารละลายของเกลือที่ได้นี้เป็นสารที่ละลายน้ำได้ ดังนั้นจะถูกชะล้าง ( leaching ) ออกไป เหลือแต่แร่ธาตุดินเหนียวอย่างเดียว เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงทางธรณีวิทยาเกิดขึ้นตลอดเวลา เม็ดแร่และหินต่างๆข้างต้น จะสลายตัวและผุกร่อนไม่มีวันสิ้นสุด ทำให้ชั้นดินแต่ละชั้นมีคุณสมบัติแตกต่างกันออกไป โดอนที่มวลดินชั้นล่างๆ จะเป็นดินแข็ง เม็ดใหญ่ และมีความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักมากกว่าดินชั้นบนถัดขึ้นมา เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงทางธรณีวิทยาเกิดขึ้นตลอดเวลา เม็ดแร่และหินต่างๆข้างต้น จะสลายตัวและผุกร่อนไม่มีวันสิ้นสุด ทำให้ชั้นดินแต่ละชั้นมีคุณสมบัติแตกต่างกันออกไป โดอนที่มวลดินชั้นล่างๆ จะเป็นดินแข็ง เม็ดใหญ่ และมีความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักมากกว่าดินชั้นบนถัดขึ้นมา

#### 2.4 ดินสถิตและดินจรหรือดินตะกอน

ภายใต้ขอบเขตการก่อกำเนิดของดินดังกล่าว จะได้ดิน 2 ชนิด ดินสถิต (residual soil ) และดินจร ( transported soil ) หรือดินตะกอน ( sedimented soil )



รูปที่ 2.3 ลักษณะชั้นดินสถิต

#### ดินสถิต “ Residual Soil”

ดินที่เกิดจากการผุกร่อนของหิน และไม่มีการเคลื่อนย้าย อยู่เหนือหินแม่ ( parent rock ) หรืออยู่ไม่ห่างจากแหล่งกำเนิด ลักษณะของชั้นดิน(soil profile) จะขึ้นอยู่กับชนิดของหินแม่ ปกติจะแบ่งชั้น (horizon) 4 ชั้น



**A-horizon หรือ top soil ดินชั้นบน** ดินอ่อนมีซากพืช ซากสัตว์ ปนอยู่มากความหนาประมาณ 0.01- 0.50 ม. จากผิวดิน ดินชนิดนี้มีอินทรีย์สารปนอยู่ ใช้สำหรับปลูกพืช ไม่นำมาใช้ในการรับน้ำหนักของโครงสร้าง ดินชั้นนี้ใช้มากใน Agricultural Engineer

**B-horizon หรือ subsoil ดินชั้นล่าง** ดินที่มีสารประกอบของเหล็ก เศษหิน สีเข้มเป็นสีแดงหรือเหลือง ใช้รองรับฐานรากได้

**C-horizon หรือ soft rock ชั้นหินร่วน** เป็นชั้นหินที่หินแม่ถูกทำลายโดยขบวนการธรรมชาติเพียงเล็กน้อย มีเม็ดหินขนาดใหญ่โดยบางส่วนมีดินปนบ้าง

**D-horizon หรือ bed rock ชั้นหินดาน** เป็นชั้นหินแม่ที่มีแร่ ซึ่งทนทานต่อการผุพังและการสลายตัวและยังไม่ถูกทำลาย

#### ดินจรหรือดินตะกอน “ Transpoted Soil or Sedimented Soil ”

ดินที่เกิดจากการสลายตัว ผุพังของหินตามขบวนการธรรมชาติ มีขนาดเล็ก ดังนั้นจึงถูกพัดพาของน้ำ ธารน้ำแข็ง ลม ดินตะกอนมีชื่อเรียกต่าง ๆ ตามรูปแบบของการพัดพา

**ดินทะเลสาบ ( Lacustine )** พัดพาโดยน้ำ ธารน้ำแข็ง และตกตะกอนในทะเลสาบที่เป็นน้ำนิ่ง

**ดินแม่น้ำ ( Alluvial )** พัดพาโดยน้ำท่วม ธารน้ำแข็ง และตกตะกอนบริเวณปากแม่น้ำ หรือตีนเขา

**ดินสมุทร ( Marine )** พัดพาโดยน้ำ ธารน้ำแข็ง และตกตะกอนในน้ำทะเล

**ดินธารน้ำแข็ง ( Moraine )** พัดพาโดยธารน้ำแข็งและตกตะกอนเมื่อน้ำแข็งละลาย

**ดินลม ( Aeolian )** พัดพาโดยลมและตกตะกอนในทะเลทราย

**ดินชายเลน ( Estuarine )** เป็นดินตะกอน Alluvial และ Marine ที่ตกตะกอนบริเวณใกล้ปากน้ำ ที่น้ำทะเลขึ้นถึง

ดินตะกอนทุกชนิดข้างต้น เมื่อน้ำใต้ดินพาออกไซด์ของเหล็ก แมงกานีส มาตกตะกอนภายในช่องว่างของเม็ดดิน ดินจะมีเม็ดหยาบมากขึ้น เรียกดินนี้ว่า **ดินลูกรัง หรือศิลาแดง ( Lateritic soil )**

**ดินตะกอนบริเวณเชิงเขา ( Colluvial )** เป็นดินที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของมวลดินจากที่สูงลงมาด้วยแรงโน้มถ่วง ( หรือที่เรียกว่า Land slide )

**ดินเหนียวอินทรีย์ ( Organic clay )** เป็นดินที่เกิดจากพืชหรือซากสัตว์ ที่ล้มตายทับถมกันเป็นเวลานาน มีน้ำหนักเบา ไม่เหมาะใช้รองรับฐานรากเพราะจะเกิดการทรุดตัวมาก

#### 2.5 แร่ประกอบในดิน

มวลดินตามธรรมชาติในเชิงวิศวกรรมปฐพี จะประกอบด้วย 3 ส่วนที่สำคัญ

- ส่วนของเนื้อดินหรือเม็ดดิน ที่ได้จากแร่ธาตุต่าง ๆ ในหินตามขบวนการย่อยสลายตามธรรมชาติและการเปลี่ยนแปลงทางเคมี ซึ่งส่วนใหญ่เป็น อินทรีย์สาร(Inorganic matter) แต่อาจมีบางส่วนที่เป็นอินทรีย์สาร (Organic matter)
- น้ำ แทรกอยู่ระหว่างช่องว่างของเม็ดดิน ( Void )
- อากาศ ( ออกซิเจน คาร์บอนไดออกไซด์ ไนโตรเจน )

แร่ประกอบในเนื้อดินหรือเม็ดดินที่มักพบเสมอ ได้แก่

- แร่ควอตซ์(Quartz) เป็นอนุภาคของกรวด ทราย ตะกอนทราย มีความคงทนต่อการผุพังและสลายตัวมาก
- แร่เฟลสปาร์ (Feldspar) ซึ่งมักเกิดขึ้นร่วมกับแร่ควอตซ์ในหินอัคนี มีความคงทนน้อยกว่าแร่ควอตซ์ จึงมักจะสลายตัวและเปลี่ยนแปลงไปเป็นแร่ดินเหนียว
- แร่ไมก้า (Mica)ซึ่งพบในหินแกรนิตและหินแปร แต่จะสลายตัวและแปรสภาพไปเป็นแร่ดินเหนียวเช่นเดียวกับแร่เฟลสปาร์

- ง) แร่ดินเหนียว (Clay Mineral) มีขนาดอนุภาคเล็กมาก จัดเป็นสารคอลลอยด์ที่สามารถดูดไอออนและแลกเปลี่ยนไอออนได้ดีมาก
- แร่ดินเหนียวส่วนใหญ่จะเป็นแร่ประกอบจากธาตุ ซิลิกอน อลูมิเนียม ธาตุเหล็ก แคลเซียม โซเดียม โปแตสเซียม แมกนีเซียม

## 2.6 รูปร่างของเม็ดดิน (particle shape)

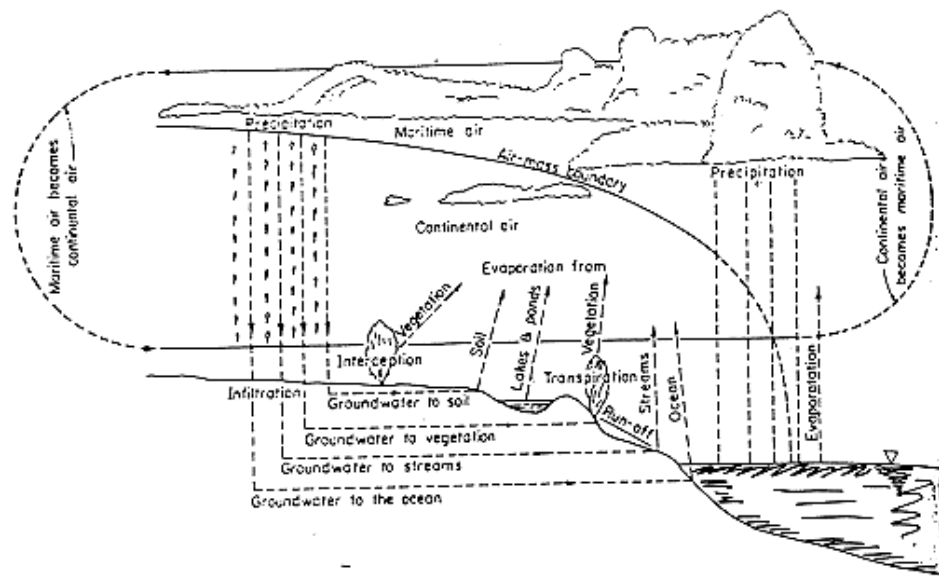
รูปร่างของเม็ดดินมีลักษณะต่าง ๆ กันดังนี้

- เป็นก้อนเป็นเม็ด (bulk grains) โดยมีเหลี่ยมคม เหลี่ยมมุม ขนาดโตพอที่จะสามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า เช่น ก้อนหิน (aggregate) กรวด (gravel) ทราย (sand)
- เป็นแผ่นแบนบาง (flaky grains) คล้ายใบไม้ เนื้อไม่ละเอียดนัก เช่น ทรายแป้ง (silt)
- รูปร่างยาวคล้ายรูปเข็ม (needle - shaped grains) มีเนื้อละเอียดเช่นแร่ดินเหนียว (clay minerals)

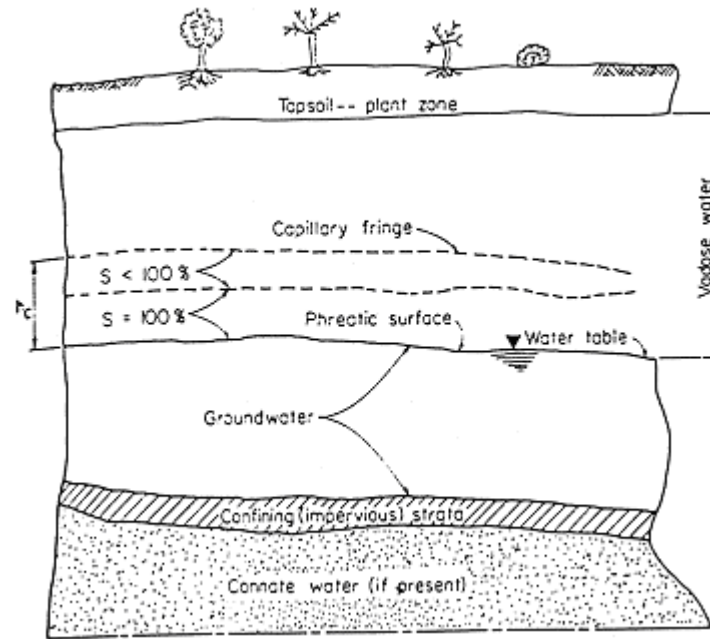
## 2.7 น้ำใต้ดิน (Ground Water)

ปริมาณฝนที่ตกลงมาสู่พื้นดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.4

- ระเหยกลับกลายเป็นไอน้ำสู่บรรยากาศ ( $\approx 70\%$  ของปริมาณน้ำฝนที่ตกลงมาทั้งหมด)
- ไหลลงสู่แม่น้ำ ลำคลอง และไหลลงสู่ทะเลสาบ, ทะเล และมหาสมุทร
- ไหลลงสู่แม่น้ำ ลำคลอง และไหลลงสู่ทะเลสาบ, ทะเล และมหาสมุทร
- ไหลซึมลงสู่พื้นดิน ( $< 20\%$  ของน้ำที่ไหลบนพื้นดิน)



รูปที่ 2.4 The hydrologic Cycle ( After USDA.)



รูปที่ 2.5 Soil - Water profile in the upper mantle of the earth.

ระดับน้ำใต้ดิน (Ground water level) โดยทั่วๆ ไปมีแนวขนานกับแนวระดับผิวดิน (Ground level) ระดับน้ำใต้ดินจะอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน

- สำหรับดินบริเวณกรุงเทพมหานคร ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าแนวระดับผิวดินประมาณ 1.50 เมตร
- ระดับน้ำใต้ดินจะลดต่ำจากระดับเดิมเมื่อ
  - มีการสูบน้ำใต้ดินออกในบริเวณใกล้เคียง
  - อยู่ใต้อาคาร
  - มีโพรง ช่องว่างอยู่ใต้ดิน

น้ำใต้ดินมีความสำคัญมากต่องานทางด้านวิศวกรรม ตัวอย่างเช่น

- เป็นตัวกำหนดความลึกของหัวเสาเข็มไม้
- เป็นตัวกำหนดราคางานในการขุดดิน, ฐานราก, ทำแบบหล่อ หรือในการป้องกันแรงดันของน้ำ
- มีผลต่อการทรุดตัวของดินบางชนิด เช่น ดินเหนียว ดินทรายละเอียด เป็นต้น
- มีผลต่อการทรุดตัวของดินบางชนิด เช่น ดินเหนียว ดินทรายละเอียด เป็นต้น

## บทที่ 3

## คุณสมบัติของดินทางกายภาพ

## (Soil Properties-Physical and Index)

## 3.1 คำนำ( Introduction )

คุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพ เป็นอัตราส่วนของค่าต่าง ๆ ของดิน สามารถบ่งบอกถึงคุณสมบัติอื่น ๆ ทางวิศวกรรมคุณสมบัติของดินเช่น การไหลซึมของน้ำ กำลังต้านทานต่อแรงเฉือน การทรุดตัว เป็นต้น คุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพ จะอยู่ในรูปของสูตร และสมการต่าง ๆ

## 3.2 องค์ประกอบของดิน(Soil Composition and Terms)

ดินประกอบด้วยขนาดต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

- Boulder เป็นหินขนาดใหญ่ ปกติจะมีขนาดมากกว่า 250 -300 มม. แต่ถ้ามีขนาดระหว่าง 150 - 250 มม. เรียกว่า "Cobbles" หรือ "Pebbles"
- Gravel กรวด เป็นหินขนาดตั้งแต่ 5 มม. ถึง 150 มม.
- Sand ทราย เป็นเม็ดหินที่มีขนาดตั้งแต่ 0.074 - 5 มม. จะมีลักษณะหยาบ (Coarse) 3-5 มม. จนกระทั่งถึงทรายละเอียด (fine < 1 มม.)
- Silt ทรายเม็ดละเอียด หรือทรายแป้งเป็นเม็ดหินที่มีขนาดตั้งแต่ 0.002-0.074 มม. จะพบมากในดินที่ตกตะกอนในทะเลสาบ ตามตลิ่งของแม่น้ำ
- Clay เป็นเม็ดแร่ธาตุที่มีขนาดเล็กกว่า 0.002 มม. ขนาดเม็ดดินจะยึดจับกันแน่น (Cohesion) เรียกว่า Cohesive Soil
- Colloids สารแขวนที่มีขนาดเล็กกว่า 0.001 มม.

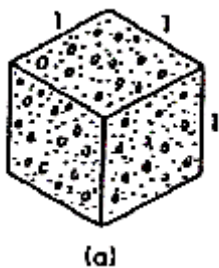
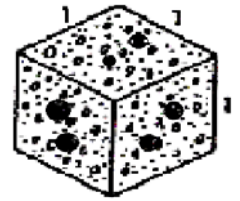
ตารางที่ 3.1 Particle – Size Classifications.

Name	Grain Size (mm)			
	Gravel.	Sand.	Silt.	Clay.
Massachusetts Institute of Technology(MIT)	>2	2 to 0.06	0.06 to 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 to 0.05	0.05 to 0.002	< 0.002
American Association of State Highway and Transportation Officials. ( AASHTO )	76.2 to 2	2 to 0.075	0.075 to 0.002	< 0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers , U.S. Bureau of Reclamation American Society for Testing and Materials.	76.2 to 4.75	4.75 to 0.075	Fines i.e.,silt and clay <0.075	

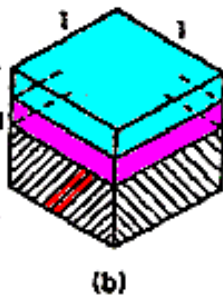
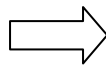
**3.3 Basic Definitions and Mass – Volume Relationships**

ดินจะประกอบด้วย

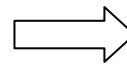
1. ช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Void) ซึ่งช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะมีอากาศและน้ำปนอยู่ หรือจะมีอากาศและน้ำอย่างใดอย่างหนึ่งก็ได้
2. เม็ดดิน (Soil grains) คือส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid) บางครั้งเม็ดดินมีขนาดเล็กมากจนไม่สามารถมองเห็นได้ด้วยตาเปล่า ต้องมองด้วยกล้องจุลทรรศน์



a. Soil Mass

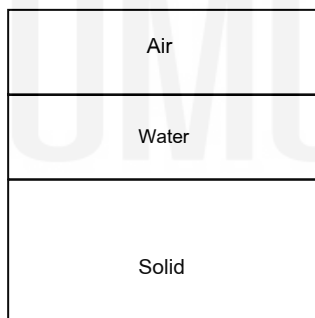


b. Imagine Soil Mass



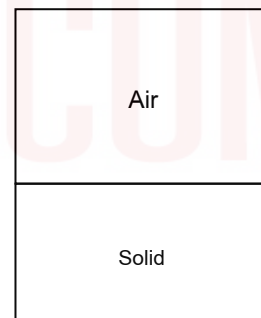
c. Phase diagram

สภาพของดินโดยทั่วไป มีด้วยกัน 3 สภาพ



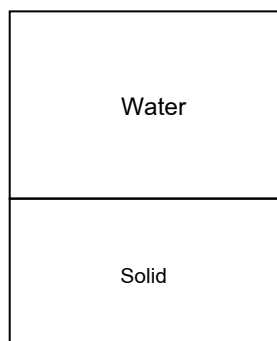
ดินชื้นหรือดินเปียก

Partially Saturated soil or Moist Soil or Wet Soil)



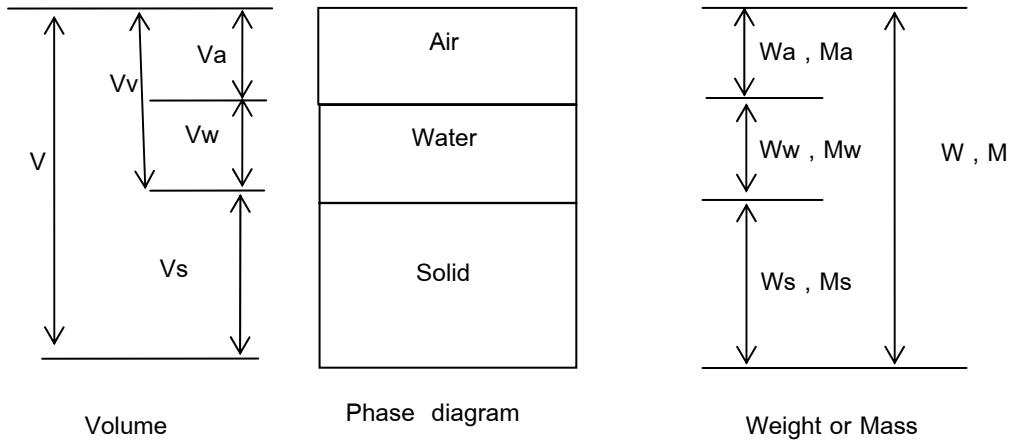
ดินแห้ง

(Dry soil )



ดินอิ่มตัว

(Saturated soil )



จาก Phase diagram

$$W = W_a + W_w + W_s = W_w + W_s$$

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

**3.3.1 Void Ratio, e (อัตราส่วนช่องว่าง)** หมายถึง อัตราส่วนระหว่างปริมาตรของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ต่อ ปริมาตรของเม็ดดิน

$$e = \frac{\text{Volume of Void.}}{\text{Volume of Solid.}}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s} \dots\dots 3.1$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \times 100 \% \dots 3.1$$

หมายเหตุ e จะแสดงในรูปของจุดทศนิยม หรือร้อยละก็ได้

e จะไม่มีหน่วย มีค่าระหว่าง  $0 < e < \infty$

**3.3.2 Porosity, n (ความพรุน)** หมายถึงอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ต่อปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน

$$n = \frac{\text{Volume of Void.}}{\text{Volume of Soil.}}$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_a + V_w}{V_s + V_w + V_a} \dots\dots 3.2$$

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \% \dots 3.2$$

หมายเหตุ n จะแสดงในรูปของจุดทศนิยม หรือร้อยละก็ได้

n จะไม่มีหน่วย มีค่าระหว่าง  $0 < n < 1$



3.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  และ  $n$ 

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \dots\dots 3.1$$

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \dots\dots 3.2$$

$$\frac{e}{n} = \frac{V_v}{V_s} \cdot \frac{V}{V_v} = \frac{V}{V_s} = \frac{V_v + V_s}{V_s} = \frac{V_v}{V_s} + \frac{V_s}{V_s} = e + 1$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \dots\dots 3.3$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \dots\dots 3.4$$

3.3.4 **Moisture content** หรือ **Water content**,  $w$  (ความชื้นหรือปริมาณน้ำในมวลดิน) หมายถึงอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของน้ำที่มีในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ต่อน้ำหนักของเม็ดดินในมวลดินนั้น

$$w = \frac{\text{Weight of Water.}}{\text{Weight of Solid.}}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{W}{W_s} - 1 \quad \dots\dots 3.5$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \% \quad \dots\dots 3.5$$

หมายเหตุ  $w$  จะแสดงในรูปของจุดทศนิยม หรือร้อยละก็ได้  
 $w$  จะไม่มีหน่วย มีค่าระหว่าง  $0 < w$

3.3.5 **Degree of Saturation**,  $s$  (ดีกรีของความอิ่มตัว) หมายถึงอัตราส่วนระหว่างปริมาตรของน้ำที่มีอยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ต่อปริมาตรของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

$$s = \frac{\text{Volume of Water.}}{\text{Volume of Void.}}$$

$$s = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_a + V_w} \quad \dots\dots 3.6$$

$$s = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \% \quad \dots\dots 3.6$$

หมายเหตุ  $s$  จะแสดงในรูปของจุดทศนิยม หรือร้อยละก็ได้  
 $s$  จะไม่มีหน่วย มีค่าระหว่าง  $0 < s < 1$   
กรณีดินแห้ง  $s = 0 = 0\%$ , กรณีดินอิ่มตัว  $s = 1 = 100\%$

### 3.3.6 Specific Gravity of Soil ,Gs ( ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน )

ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน หมายถึงอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของเม็ดดินต่อน้ำหนักของน้ำที่อุณหภูมิ 4๐C ซึ่งมีปริมาตรเท่ากับปริมาตรของเม็ดดิน เนื่องจากมวลดินมีขนาดใหญ่และขนาดเล็ก ปนกันอยู่ ดังนั้นความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินที่ได้ข้างต้น จึงถือว่าเป็นค่าความถ่วงจำเพาะเฉลี่ยของมวลดินนั้น

$$\text{Specific Gravity of Soil} = \frac{\text{wt. of Solid.}}{\text{wt. of Water that volume equal of Solid.}}$$

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} \quad \dots\dots 3.7$$

- ถพ. ของทรายที่ได้จากแร่ควอตซ์(quartz) มีค่าประมาณ 2.65 – 2.70
- ถพ. ของดินเหนียวที่ได้จากอนินทรีย์สาร ( inorganic clay ) มีค่าประมาณ 2.70 – 2.80
- ถพ. ของดินเหนียวที่ผสมกับแร่ไมก้าหรือแร่เหล็ก มีค่า ประมาณ 2.75 – 3.00
- ถพ. ของดินที่ได้จากอินทรีย์สาร (organic soil ) มีค่า เฉลี่ย ต่ำกว่า 2.00

#### การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินในห้องปฏิบัติการ

- นำมวลดินอบแห้งจำนวนหนึ่งหนัก เท่ากับ  $W_s$  ซึ่งมีปริมาตร  $V_s$  ใส่ลงในขวด pycnometer แล้วเติมน้ำกลั่นจนเต็มถึงระดับหนึ่ง พยายามไล่อากาศออกให้หมด (โดยการต้มหรือใช้เครื่องดูดอากาศ) และรักษาให้อุณหภูมิคงที่เท่ากับอุณหภูมิของห้อง ซึ่งสมมุติว่าอุณหภูมิ  $t^\circ\text{C}$



#### ขวด pycnometer

- สมมุติ  $W_1 =$  น้ำหนักของขวดแก้ว + น้ำกลั่น + น้ำหนักของเม็ดดิน ที่อุณหภูมิ  $t^\circ\text{C}$
- $W_2 =$  น้ำหนักของขวดแก้ว+น้ำกลั่นซึ่งเติมเต็มที่ระดับเดียวกันที่อุณหภูมิ  $t^\circ\text{C}$
- ดังนั้น น้ำหนักของเม็ดดินที่จมน้ำ =  $W_1 - W_2$
- น้ำหนักของน้ำที่มีปริมาตรเท่ากับปริมาตรของเม็ดดินแห้ง( $V_s$ ) ที่อุณหภูมิ  $t^\circ\text{C} =$  น้ำหนักของเม็ดดินแห้ง( $W_s$ ) – น้ำหนักของเม็ดดินที่จมน้ำ( $W_1 - W_2$ ) =  $W_s - (W_1 - W_2)$
- ดังนั้น ถ้า  $\gamma_t =$  หน่วยน้ำหนักของน้ำเม็ดดินที่อุณหภูมิ  $t^\circ\text{C}$
- จะได้  $W_s - (W_1 - W_2) = V_s \cdot \gamma_t$  หรือปริมาตรของเม็ดดิน( $V_s$ )

$$V_s = \frac{W_s - (W_1 - W_2)}{\gamma_t}$$

$$\text{from } G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_{w(4^\circ C)}}$$

$$\text{So that } G_s = \frac{W_s}{W_s - (W_1 - W_2)} \left( \frac{\gamma_t}{\gamma_{w(4^\circ C)}} \right)$$

$$G_s = \frac{W_s}{W_s - (W_1 - W_2)} (G_t)$$

โดยที่  $G_t = \frac{\gamma_t}{\gamma_{w(4^\circ C)}}$  = ความถ่วงจำเพาะของน้ำที่อุณหภูมิขณะทดสอบ (C)

อ่านค่าได้จากตารางแสดงค่าความถ่วงจำเพาะของน้ำที่อุณหภูมิต่างๆ เช่น

= 0.9957 เมื่ออุณหภูมิ t = 30 °C

= 0.9941 เมื่ออุณหภูมิ t = 35 °C

= 0.9922 เมื่ออุณหภูมิ t = 40 °C เป็นต้น

ตารางที่ 3.2 ความถ่วงจำเพาะของน้ำที่อุณหภูมิต่าง ๆ

องศา c	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9993	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9928
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9745	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9625	0.9598	0.9597

### 3.4 Unit weight of Soil. (γ) หน่วยน้ำหนักของมวลดิน

หน่วยน้ำหนักของมวลดิน หมายถึง อัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของมวลดินต่อปริมาตรของมวลดิน มีตัวกั้นหลายชนิดขึ้นอยู่กับสถานะภาพของดิน

$$\gamma_{soil} = \frac{\text{Weight of Soil}}{\text{Volume of Soil}}$$

$$\gamma_{soil} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$$

**3.4.1 Moist or Wet Unit weight of Soil. ( $\gamma_m$ )** หน่วยน้ำหนักของดินชื้นหรือดินเปียก

Air
Water
Solid

$$\gamma_{soil} = \frac{\text{Weight of Soil}}{\text{Volume of Soil}}$$

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot V_s \cdot \gamma_w + V_v \cdot \gamma_w}{V_s + V_v}$$

$$\gamma_m = \frac{\frac{G_s \cdot V_s \cdot \gamma_w}{V_s} + \frac{s \cdot V_v \cdot \gamma_w}{V_s}}{\frac{V_s + V_v}{V_s}}$$

$$\gamma_m = \frac{(G_s + s \cdot e) \gamma_w}{1 + e} \dots\dots 3.8$$

Unit Weight of Water,  $\gamma_w$  (หน่วยน้ำหนักของน้ำ)

$\gamma_w = 1 \text{ gm / cm}^3 = 1000 \text{ kg / m}^3 = 1 \text{ ton / m}^3$  ระบบเมตริก

$\gamma_w = 62.4 \text{ lb/ft}^3$  ระบบอังกฤษ

$\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$  ระบบ SI

**3.4.2 Saturated Unit weight of Soil. ( $\gamma_{sat}$ )** หน่วยน้ำหนักของมวลดินอิ่มตัว หมายถึงหน่วยน้ำหนักทั้งหมดของมวลดินเมื่อมีน้ำแทรกอยู่เต็มช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

Water
Solid

$$\gamma_m = \frac{(G_s + s \cdot e) \gamma_w}{1 + e}$$

กรณี ดินอิ่มตัว  $s = 1 = 100 \%$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \dots\dots 3.9$$

**3.4.3 Dry Unit weight of Soil. ( $\gamma_{dry}$ )** หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง หมายถึงหน่วยน้ำหนักทั้งหมดของเม็ดดินอย่างเดียว ( ไม่รวมน้ำหนักของน้ำ ) ต่อปริมาตรทั้งหมดของ มวลดิน

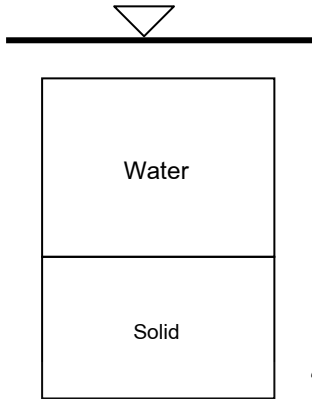
Air
Solid

$$\gamma_m = \frac{(G_s + s \cdot e) \gamma_w}{1 + e}$$

กรณี ดินแห้ง  $s = 0 = 0 \%$

$$\gamma_{dry} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e} \dots\dots\dots 3.10$$

**3.4.4 Submerged Unit weight of Soil ( $\gamma_{sub}$ )** หน่วยน้ำหนักของมวลดินที่จมอยู่ใต้น้ำ หมายถึงอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของเม็ดดินที่จมอยู่ในน้ำต่อปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน เมื่อมวลดินจมน้ำ จะหาน้ำหนักของเม็ดดินที่จมอยู่ในน้ำ ( $W_{s,sub}$ ) ได้จากหลักการของ อาคีมีดีส (Archimedes's principle) คือ



น้ำหนักของเม็ดดินที่อยู่ในน้ำ

$$= \text{น้ำหนักของเม็ดดินแห้ง} - \text{น้ำหนักของน้ำที่มีปริมาตรเท่ากับเม็ดดินแห้ง}$$

$$= W_s - V_s \cdot \gamma_w$$

$$= V_s \cdot \gamma_w \left( \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} - 1 \right) = V_s \cdot \gamma_w (G_s - 1)$$

ให้ดินมี  $V_s = 1, V_v = e$

น้ำหนักของดินใต้น้ำ =  $\gamma_w (G_s - 1)$

$$\gamma_{sub} = \frac{W}{V} = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1 + e}$$

$$\gamma_{sub} = \frac{G_s \cdot \gamma_w + e \cdot \gamma_w - \gamma_w - e \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{sub} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} - \frac{(1 + e) \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \dots\dots\dots 3.11$$

ในทำนองเดียวกันสามารถหาความหนาแน่นของดิน ( Density of Soil ,  $\rho$  ) ได้ดังนี้

$$\rho_m = \frac{(G_s + s \cdot e) \rho_w}{1 + e}$$

$$\rho_{dry} = \frac{G_s \cdot \rho_w}{1 + e}$$

$$\rho_{dry} = \frac{G_s \cdot \rho_w}{1 + e}$$

$$\rho_{sub} = \frac{(G_s - 1) \rho_w}{1 + e}$$

$$\rho_{sub} = \rho_{sat} - \rho_w$$

3.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e, w, G_s, s$ 

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{V_w \cdot \gamma_w}{V_s \cdot \gamma_w \cdot G_s} = \frac{V_w \cdot \gamma_w}{V_s \cdot G_s}$$

$$w = \frac{e \cdot s}{G_s}$$

$$s \cdot e = w \cdot G_s \quad \dots\dots 3.12$$

กรณีดินอิ่มตัว  $s = 1$ 

$$e = w \cdot G_s$$

3.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $w, \gamma_{dry}, \gamma_m$ 

$$\text{from} \quad \gamma_m = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_s}{V}$$

$$\text{and} \quad \gamma_{dry} = \frac{W_s}{V} \quad \text{and} \quad w = \frac{W_w}{W_s} \quad W_w = w \cdot W_s$$

$$\gamma_m = \frac{w \cdot W_s + W_s}{V} = \frac{W_s}{V} (1 + w) = \gamma_{dry} (1 + w)$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_m}{(1 + w)} \quad \dots\dots 3.13$$

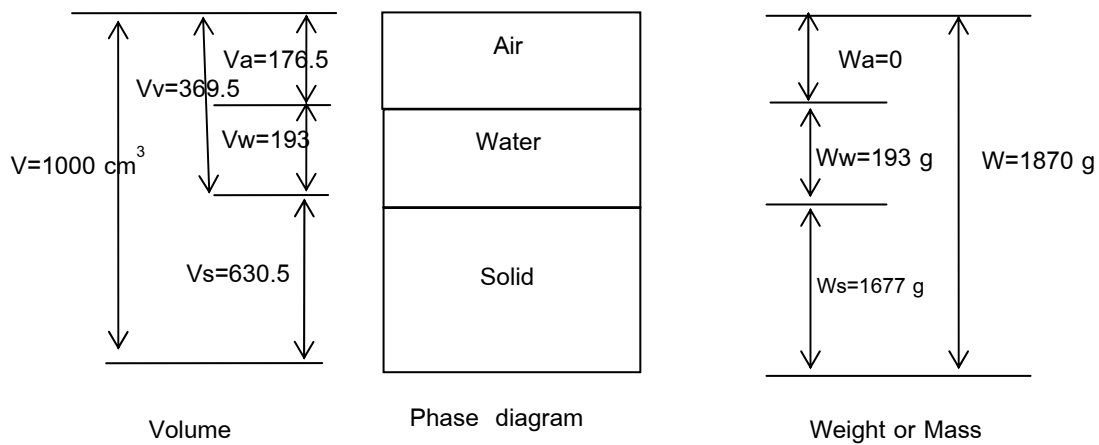
ในทำนองเดียวกัน

$$\rho_{dry} = \frac{\rho_m}{(1 + w)}$$

**Example 3.1** Given : 1870 g of wet soil compacted into a mold with a volume of 1000 cm<sup>3</sup>. The soil is put into the oven and dried to a constant weight of 1677 g. The specific gravity  $G_s$ , is assumed to be 2.66

REQUIRED Complete the following quantities:

- Water content
- Dry unit weight
- Porosity
- Degree of saturation
- Saturated unit weight

**SOLUTION**

$$W_w = 1870 - 1677 = 193 \text{ g}$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{1677}{2.66(1)} = 630.5 \text{ cm}^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{193}{1} = 193 \text{ cm}^3$$

$$V_v = 1000 - 630.5 = 369.5 \text{ cm}^3$$

$$V_a = 369.5 - 193 = 176.5 \text{ cm}^3$$

**(a) Water content**

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100\% = \frac{193}{1677} \times 100 = 11.5\% \quad \triangleleft$$

**(b) Dry unit weight**

$$\gamma_{\text{dry}} = \frac{W_s}{V} \frac{\gamma_w}{\gamma_w} = \frac{1677}{1000} \times \frac{9.807}{1} = 16.45 \text{ kN/m}^3 \quad \triangleleft$$

**(c) Porosity**

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% = \frac{369.5}{1000} \times 100 = 36.95\% \quad \triangleleft$$

**(d) Degree of saturation**

$$s = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% = \frac{193}{369.5} = 52.2\% \quad \triangleleft$$



**(e) Saturated unit weight**

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s \cdot + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.66 + \frac{369.5}{630.5})(1)}{1 + \frac{369.5}{630.5}} \times 9.807 = 20.07 \text{ kN/m}^3 \quad \triangleleft$$

**Example 3.2**

A Redo Example 3-1 using fps units

B Ex 3.2 Given : 1870 g of wet soil compacted into a mold with a volume of 1000 cm<sup>3</sup>. The soil is put into the oven and dried to a constant weight of 1677 g. The specific gravity G<sub>s</sub> is assumed to be 2.66

**SOLUTION**

Step 1 
$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100\% = \frac{193}{1677} \times 100 = 11.5\% \quad \triangleleft$$

water content is independent of units

Step 2 Compute the dry unit weight (  $\gamma_{dry}$  )

$$\gamma_{wet} = \frac{W}{V} = \frac{1870}{1000} = 1.87 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1 + W} = \frac{1.87}{1 + 0.115} \times 62.4 = 104.7 \text{ lb/ft}^3 \quad \triangleleft$$

Step 3 The porosity would be computed as in Ex 3.1

Step 4 The degree of saturated would be computed as in Ex 3.1

Step 5 Compute the saturated unit weight (  $\gamma_{sat}$  )

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s \cdot + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.66 + \frac{369.5}{630.5})(1)}{1 + \frac{369.5}{630.5}} \times 62.4 = 127.7 \text{ lb/ft}^3 \quad \triangleleft$$

**คำถาม**

- มีดิน 2 ชนิด ชนิดที่ 1 มีค่า  $e = 0.45$  ชนิดที่ 2 มีค่า  $e = 0.56$  ในทางวิศวกรรม ดิน ชนิดไหนจะดีกว่ากัน เพราะอะไร อธิบาย
- ในทางวิศวกรรม ดินชนิดเดียวกัน Unit Weight สภาวะไหนมีค่ามากที่สุด?
- ถ้าจะเปรียบเทียบว่าดินชนิดใด มี Unit weight มากน้อยกว่ากัน จะต้องทำอย่างไร?

**3.7 ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density, R.D. หรือ Dr)**

ความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน (Relative density : Dr หรือ Density Index ) ใช้บอกสภาวะความแน่นของดินเม็ดหยาบที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น ทราย ทรายแป้ง ที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ ซึ่งการหาหน่วยน้ำหนักหรือความหนาแน่นของมวลดินนี้ในสภาพธรรมชาติทำได้ยาก ดังนั้นจึงอาศัยวิธีเปรียบเทียบระหว่าง ผลต่างของอัตราส่วนช่องว่างในสภาพหลวมที่สุดกับในสภาพแน่นที่สุด ดังสมการที่ 3.14 และเทียบหาหน่วยน้ำหนักจากตารางที่ 3.2

$$R.D. \text{ หรือ } D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \dots\dots 3.14$$

$e_{max}$  = อัตราส่วนช่องว่างของดินในสภาพหลวมที่สุด (Loosest state)

$e_{min}$  = อัตราส่วนช่องว่างของดินในสภาพแน่นที่สุด (Densest state)

$e$  = อัตราส่วนช่องว่างของดินตามธรรมชาติ (Natural state)

- **หมายเหตุ:**

ดินจะอยู่ในสภาพที่แน่นที่สุด เมื่อ R.D. = 1 หรือ 100% ( $e = e_{min}$ )

ดินจะอยู่ในสภาพที่หลวมที่สุด เมื่อ R.D. = 0 ( $e = e_{max}$ )

ถ้า R.D. น้อยกว่า 35% ดินนั้นจะเรียกว่ามี สภาพหลวม (Loose)

ถ้า R.D. อยู่ระหว่าง 35-65 % ดินนั้นจะเรียกว่ามี สภาพปานกลาง (Medium)

ถ้า R.D. มากกว่า 65 % ดินนั้นจะเรียกว่ามี สภาพแน่น (Dense)

อนึ่ง ค่าสภาวะความแน่นของดินเม็ดหยาบอาจพิจารณาได้จากการทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test , SPT ) ประกอบกับผลของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

ตารางที่ 3.3 ตาราง เทียบหน่วยน้ำหนัก

ดินเม็ดหยาบ			ดินเม็ดละเอียด	
Dr ( % )	$\gamma$ (gm / cm <sup>3</sup> )	สภาพดิน	$\gamma_{sat}$ (gm / cm <sup>3</sup> )	สภาพดิน
0 - 15	1.12 – 1.60	หลวมมาก	1.60 – 1.92	อ่อน
15 - 35	1.44 – 1.84	หลวม	1.76 – 4.08	ปานกลาง
35 - 65	1.76 – 2.08	ปานกลาง	1.92 – 2.24	แข็ง
65 - 85	1.76 – 2.24	แน่น		
85 – 100	2.08 – 2.40	แน่นมาก		

**ตัวอย่าง 3.3** ดินปนทรายตัวอย่างหนึ่งมีความชื้น 25 % ความถ่วงจำเพาะ 2.70 และหน่วยน้ำหนัก 1.9 กรัม / ลบ.ซม. จากผลการทดลองของดินปนทรายตัวอย่างนี้พบว่า อัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดินในสภาพหลวมที่สุดและแน่นที่สุดเป็น 0.90 และ 0.50 ตามลำดับจงหาดีกรีความอิ่มตัวและความหนาแน่นสัมพัทธ์หรือดัชนีความหนาแน่นของดินตัวอย่างนี้

**วิธีทำ** จาก หน่วยน้ำหนักของดิน ( $\gamma$ )

$$\gamma = \frac{G_s + s.e}{1+e} \gamma_w = \frac{G_s + w.G_s}{1+e} \gamma_w = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \gamma_w$$

$$\text{แทนค่า} \quad 1.9 = \frac{2.70(1+0.25)}{1+e} (1)$$

$$\text{จะได้} \quad e = 0.776$$

$$\text{ดีกรีของความอิ่มตัว} \quad s = \frac{w.G_s}{e} = \frac{0.25 \times 2.70}{0.776} = 0.87 < 1$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น ความหนาแน่นสัมพัทธ์} \quad D_r &= \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \\ &= \frac{0.9 - 0.776}{0.9 - 0.5} = 0.31 \text{ or } 31\% < 1 \end{aligned}$$

แสดงว่าดินอยู่ใน สภาพหลวม ( loose )

### 3.8 Non - cohesive and cohesive soil

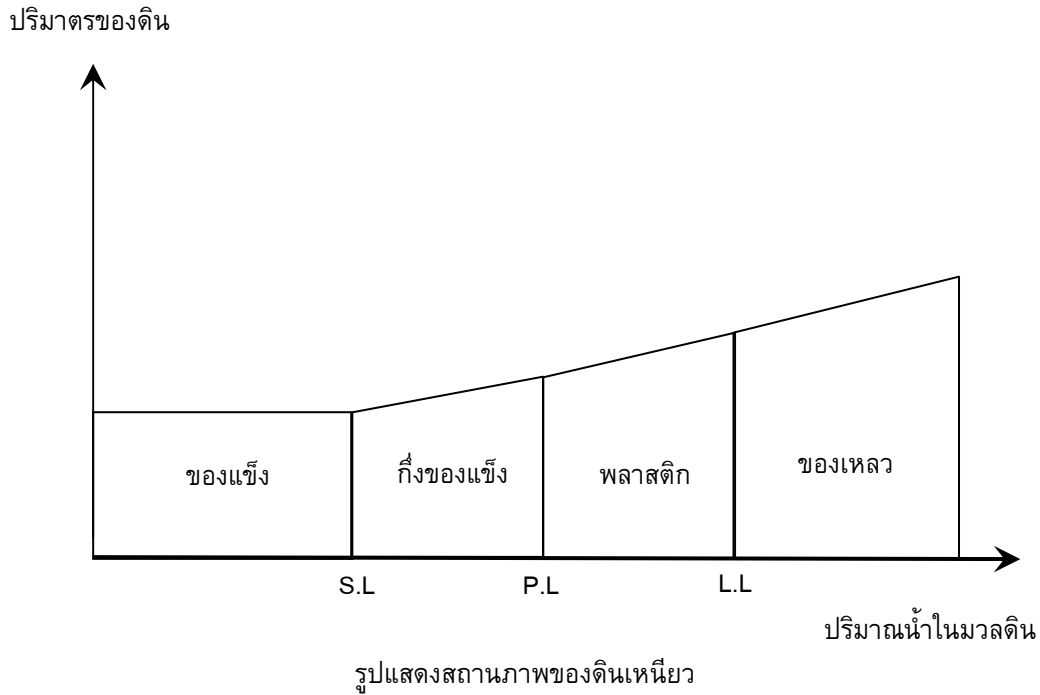
- **Non cohesive Soil** – หมายถึงดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินกับเม็ดดิน และในขณะที่อยู่ในสภาพดินแห้งจะเห็นว่าเม็ดดินจะกระจายออก เรียกดินชนิดนี้ว่า “ Cohesionless Soil ” ตัวอย่างเช่นดินทราย
- **Cohesive Soil** – หมายถึงดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินกับเม็ดดิน ตัวอย่างเช่นดินเหนียว

### 3.9 สถานะภาพความเหลวของดินเม็ดละเอียดหรือ พลาสติกซืด (Plasticity)

คุณสมบัติพื้นฐานที่สำคัญของมวลดินเม็ดละเอียด เช่นดินเหนียว จะพิจารณาได้จากสถานะภาพความเหลวของดิน ซึ่งชาวสวีเดนชื่อ แอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg) ค้นพบ

#### Atterberg Limits (or Consistency Limits พิกัดความชื้นเหลว)

A. Atterberg (1911) นักวิทยาศาสตร์ชาวสวีเดน ได้ทำการทดลองและพบว่า ดินพวกเม็ดละเอียดโดยเฉพาะดินเหนียว จะมีคุณสมบัติเปลี่ยนแปลงไปตามปริมาณน้ำที่มีอยู่ในดิน และปริมาณน้ำนี้จะมีผลต่อสถานะภาพของดิน ทำให้ดินอยู่ในสถานะภาพต่าง ๆ กัน



**ของแข็ง (Solid State)** มีลักษณะแข็ง มีปริมาณน้ำน้อยมากหรือไม่มีเลย

**กึ่งของแข็ง (Semi – solid State)** มีลักษณะเพราะปั้นเป็นรูปต่าง ๆ ได้ยากมักจะมียรอยแตกร้าวที่ผิว

**พลาสติก (Plastic state)** มีลักษณะเหนียวสามารถปั้นเป็นรูปต่าง ๆ ได้ง่าย ไม่มีรอยแตกร้าว

**ของเหลว (Liquid State)** เมื่อน้ำในดินมีปริมาณมากจนกระทั่งเนื้อดินมีลักษณะคล้ายของเหลว จนไม่สามารถทรงรูปอยู่ได้

ปริมาณน้ำในดินที่เป็นจุดแบ่งสถานภาพต่าง ๆ ของดินเรียก “Atterberg’s Limit” หรือ “Consistency Limit”

มีดังนี้

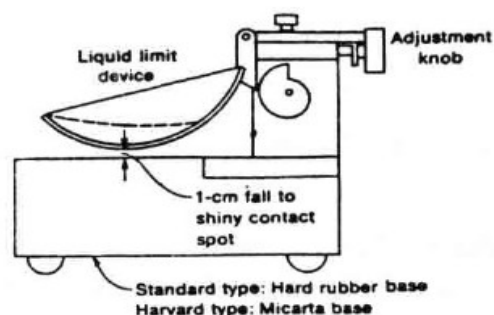
**1. ค่าพิกัดเหลว Liquid Limit, WL, L.L.**

คือปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเปลี่ยนสถานภาพของเหลวเป็นพลาสติก หรือ หมายถึง ปริมาณน้ำที่น้อยสุดที่ดินสามารถไหลไปด้วยน้ำหนักของดินเอง (หาได้โดยเครื่องมือของ Arthur Casagrande เรียกว่า Liquid Limit apparatus)

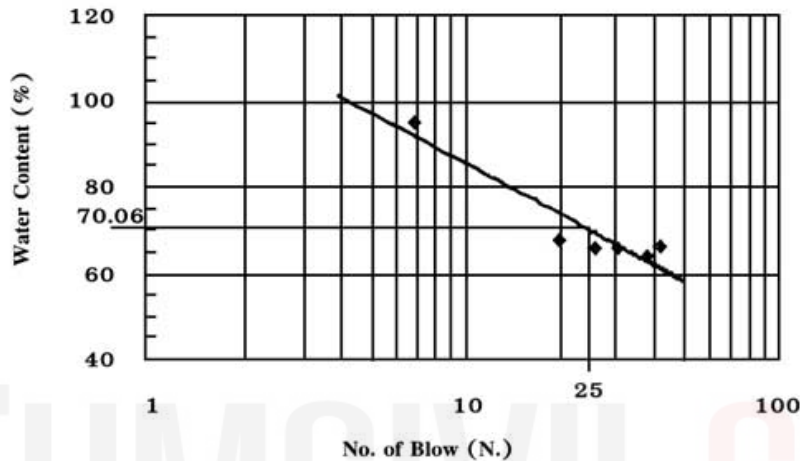
**การทดสอบหาค่า Liquid Limit ,L.L.ในห้องปฏิบัติการ**

1. เมื่อใส่ดินเปียกลงในถ้วยทองเหลือง ให้ปาดผิวหน้าให้เรียบ แล้วแบ่งดินให้เป็นร่องมาตรฐานโดยใช้ grooving tool
2. ให้หมุนมือจับเพื่อยกถ้วยทองเหลืองขึ้นสูง 1 ซม. และตกกระแทกลงมาด้วยอัตราความเร็ว 2 ครั้งต่อนาที

รูปภาพแสดงเครื่องมือของ Arthur Casagrande



3. ค่าพิกัดเหลว (L.L.) คือปริมาณหรือความชื้นที่ทำให้มวลดินที่อยู่ระหว่างร่องมาตรฐาน (Standard groove) ทั้งสองข้างไหลมาบรรจบกันเป็นระยะทางครึ่งนิ้วพอดี หลังจากที่ยกมวลดินนั้นสูง 1 ซม. แล้วตกลงมากระแทกลงมาเป็นจำนวน 25 ครั้ง
4. ในการทดลองทำได้ยากจึงใช้วิธีเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดินและจดบันทึกจำนวนครั้งของการตกกระแทกไปเรื่อยๆ
5. เขียนกราฟระหว่างจำนวนครั้งของการตกกระแทกกับเปอร์เซ็นต์ความชื้นบนกระดาษ เซมิ-ล็อก ซึ่งจะให้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง
6. แล้วหาค่าเปอร์เซ็นต์ ความชื้นเมื่อจำนวนครั้งของการตกกระแทกเท่ากับ 25 ครั้ง ค่าที่ได้นี้คือ พิกัดความชื้นเหลว (Liquid Limit, L.L.)



การหาค่า Liquid Limit (L.L.)

7. หนึ่งค่าความชันของกราฟนี้จะเรียกว่า ดัชนีการไหล (Flow index: F.I.) ซึ่งใช้บอกความไวในการเปลี่ยนสถานะภาพความเหลวของดิน ดินที่มีความไวตัวมากเส้นกราฟจะชันมาก
8. การทดสอบหาพิกัดเหลวของดินอาจทำได้เพียงครั้งเดียว (one point method) ตาม ASTM D - 4318 ซึ่งได้มาจากการวิจัยของ U.S. Corps of Engineers (1949) กล่าวคือ จะหาค่าพิกัดเหลวของดินได้จากสูตรสำเร็จต่อไปนี้ เมื่อจำนวนครั้ง (N) ของการตกกระแทกซึ่งทำให้มวลดินที่อยู่ระหว่างร่องมาตรฐานทั้งสองข้างไหลมาบรรจบกันมีค่าอยู่ระหว่าง 20 - 30 ครั้ง

$$L.L. = W_N \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

9. เมื่อ  $W_N$  เป็นเปอร์เซ็นต์ความชื้นในมวลดินเมื่อจำนวนครั้งที่ตกกระแทกเท่ากับ N
10. คาซากรานเด (1932) พบว่าที่พิกัดเหลวของดินเหนียวที่ถูกรบกวน (disturbed) จะมีค่าแรงเฉือนประมาณ 0.25 ตันต่อตารางเมตร หรือ 25 กรัมต่อตารางเซนติเมตร นั่นคือ การตกกระแทกแต่ละครั้งจะเปรียบเสมือนว่าดินมีกำลังต้านทานแรงเฉือนเท่ากับ 1 กรัมต่อตารางเซนติเมตร

## 2. ค่าพิกัดพลาสติก Plastic Limit, $w_p$ , P.L.

คือปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเปลี่ยนสถานะจากพลาสติกเป็นวัสดุแข็งของแข็ง หรือ หมายถึง ปริมาณน้ำที่น้อยที่สุดที่ดินสามารถถูกคลึง เป็นเส้นกลม มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มม. (1/8 นิ้ว) ได้โดยไม่เกิดรอยแตกที่ผิว การทดสอบหาค่า พิกัดพลาสติก Plastic Limit ,P.L.ในห้องปฏิบัติการ

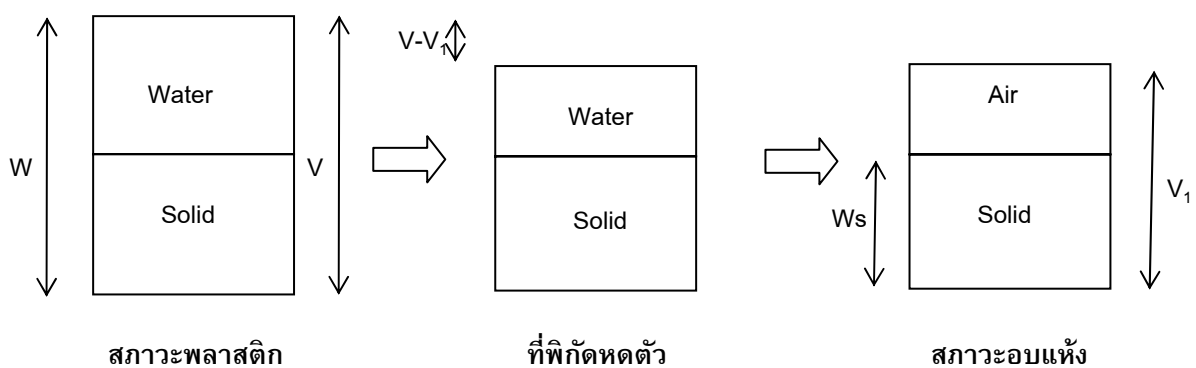
1. ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D – 424
2. โดยคลึงมวลดินด้วยมือบนแผ่นกระจกให้เป็นเส้นกลม ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 มม. ( 1/8 นิ้ว หรือ 1 หุน )
3. ปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินที่ทำให้เริ่มมีรอยแตกที่ผิวพอดี คือ พิกัดพลาสติก



การหาค่า Plastic Limit ( P.L)

## 3. ค่าพิกัดหดตัว Shrinkage limit ( $w_s$ , S.L)

คือปริมาณน้ำในดินที่จุดซึ่งดินเริ่มเปลี่ยนสถานะจากวัสดุแข็งของแข็งเป็นของแข็ง หรือคือ ปริมาณน้ำในดินที่มากที่สุด ถึงแม้ว่าจะมีการสูญเสียน้ำอีกต่อไป ก็ไม่ทำให้ดินเหนียวนั้นหดตัวหรือลดปริมาตรลง



การทดสอบหาค่า พิกัดหดตัว Shrinkage Limit ,S.L.ในห้องปฏิบัติการ

- ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D – 427
- นำดินแห้งมาผสมกับน้ำจนมีสภาพเป็นพลาสติก แล้วทำเป็นแท่งปริซึมซึ่งสมมุติว่ามีน้ำหนักเท่ากับ  $W$  และปริมาตรเท่ากับ  $V$  ( วัดในปรอท )

- นำไปอบแห้งที่อุณหภูมิ 105 °C เป็นเวลา 48 ชั่วโมง สมมุติน้ำหนักและปริมาตรของดินอบแห้งตัวอย่างเท่ากับ  $W_s$  และ  $V_s$  ตามลำดับ แล้วหาค่าพิกัตหดตัวจากสมการ 3.15

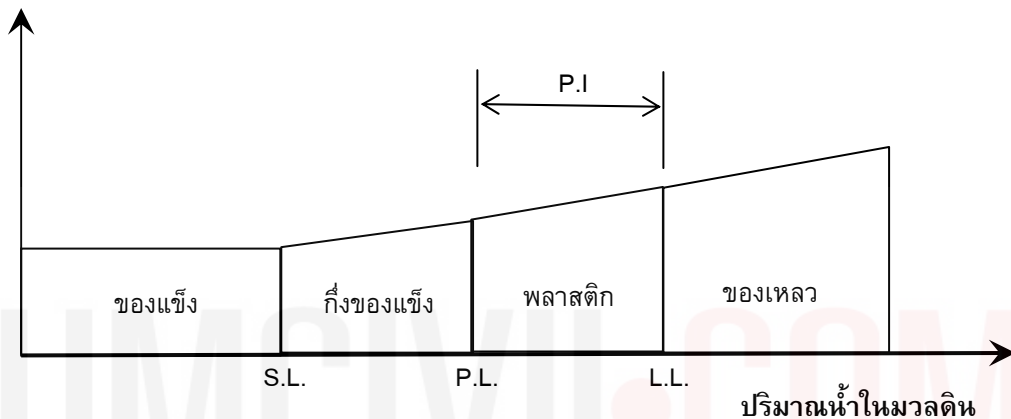
$$S.L. = \frac{W_w}{W_s} = \frac{(W - W_s) - (V - V_1)\gamma_w}{W_s} \dots 3.15$$

### 3.10 ความสัมพันธ์ของ Atterberg's Limit

#### ก. ดัชนีพลาสติกซิตีหรือดัชนีความเหนียวเหนืด Plasticity Index or Plastic Index ( Ip, P.I )

หมายถึง ผลต่างระหว่าง ของ L.L กับ P.L หรือช่วงปริมาณน้ำในดิน ที่ดินอยู่ในสถานะเป็นพลาสติก ( มีค่าเป็นลบไม่ได้)

ปริมาณของดิน



$$P.I. = L.L. - P.L.$$

- สำหรับดินทราย (sandy soil) ที่ไม่สามารถหาค่าพิกัตพลาสติก จะรายงานค่าดัชนีหรือดัชนีความเหนียวเหนืด Plasticity Index or Plastic Index ( Ip, P.I ) ว่าเป็น NP ซึ่งหมายความว่าไม่มีความเหนียวเหนืด (non-plastic)
- มวลดินที่มีดัชนีพลาสติกซิตีสูง แสดงว่าเป็นดินเหนียวหรือเป็นดินที่มีแร่ธาตุดินเหนียวมาก ซึ่งมีการทรุดตัวตามกาลเวลาจะค่อนข้างสูง

#### ข. ดัชนีความเหลว Liquidity Index (IL, L.I) คืออัตราส่วนคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ระหว่างผลต่างของปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติกับพิกัตพลาสติกต่อดัชนีพลาสติกซิตี

$$L.I = \frac{w_n - P.L.}{L.L. - P.L.} = \frac{w_n - P.L.}{P.I.}$$

- ดัชนีความเหลวเป็นตัวบ่งบอกถึงปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติมีค่าใกล้เคียงกับพิกัตเหลวเพียงใด
- ถ้าความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติมีค่ามากกว่าพิกัตเหลวจะได้ว่า  $L.I > 1$  แสดงว่า ถ้ามวลดินนี้ถูกรบกวนหรือกระทบกระเทือน (remolded) มวลดินจะอยู่ในสภาพเหลวและจะไหลได้เหมือนโคลน (sensitive clay หรือ quick clay )
- ส่วนดินแข็งหรือดินตะกอนค่าความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติมีค่าน้อยกว่าดัชนีพลาสติกซิตี นั่นคือ  $L.I < 0$



- ค. **Index of Consistency, Ic (ดัชนีความชื้นเหลว)** คืออัตราส่วนระหว่างผลต่างของพิกต์เหลวกับปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติต่อดัชนีพลาสติกซิตี

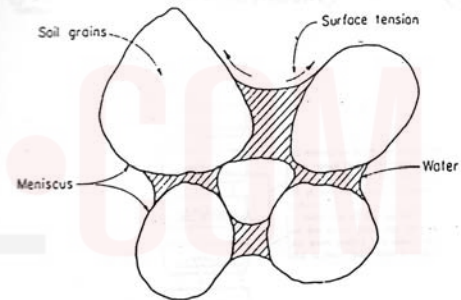
$$I_c = \frac{L.L. - w_n}{L.L. - P.L.} = \frac{L.L. - w_n}{P.I.}$$

- ค่าดัชนีความชื้นเหลวเป็นตัวบ่งบอกถึงปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติอีกรูปแบบหนึ่ง
- ถ้าค่าดัชนีความชื้นเหลวมีค่ามากกว่า 1 แสดงว่ามวลดินตามธรรมชาติอยู่ในสภาวะกึ่งของแข็ง
- ถ้าค่าดัชนีความชื้นเหลวมีค่าติดลบ จะแสดงว่ามวลดินตามธรรมชาติอยู่ในสภาวะเหลวโดยมีปริมาณน้ำหรือความชื้นในมวลดินมากกว่าที่พิกต์เหลว

### 3.11 Specific Surface (พื้นที่ผิวจำเพาะ) หมายถึงอัตราส่วนระหว่างพื้นที่ผิวทั้งหมดของเม็ดดิน ต่อปริมาตรของเม็ดดิน

$$\text{พื้นที่ผิวจำเพาะของดิน} = \frac{\text{พื้นที่ผิวทั้งหมดของดิน}}{\text{ปริมาตรของดิน}}$$

- ดินมีเม็ดขนาดใหญ่ จะมีพื้นที่ผิวจำเพาะน้อย
- ดินมีเม็ดขนาดเล็ก จะมีพื้นที่ผิวจำเพาะมาก
- ดินที่ใช้น้ำเคลือบที่ผิว
- พท.ผิวจำเพาะน้อย น้ำน้อย มีแรงยึดเหนี่ยวน้อย (ดินทราย)
- พท.ผิวจำเพาะมาก น้ำมากน้อย มีแรงยึดเหนี่ยวมาก (ดินเหนียว)



### 3.12 Grain Size (ขนาดของเม็ดดิน)

การวิเคราะห์หาขนาดของเม็ดดินเพื่อนำไปหาการกระจายขนาดของเม็ดดินแบ่งออกเป็น 2 วิธี

- วิเคราะห์ด้วยการร่อนผ่านตะแกรง มาตรฐาน ( Sieve analysis )
- วิเคราะห์ด้วยการวัดอัตราการตกตะกอนในน้ำ (Sedimentation) ซึ่งใช้สำหรับมวลดินเม็ดละเอียดที่เม็ดดินมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่า 0.075 มม. หรือลอดผ่านตะแกรงมาตรฐาน เบอร์ 200

#### วิธีการวิเคราะห์มวลดินเม็ดหยาบโดยการร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐาน

- ตะแกรงร่อนมาตรฐานเป็นตะแกรงร่อนมาตรฐานของสหรัฐ ( U.S. Standard Sieve ) เส้นผ่านศูนย์กลาง 8 นิ้ว
- โดยมีทั้งตะแกรงหยาบ เช่น ขนาด 4 นิ้ว , 3 นิ้ว , 2 นิ้ว และ 1 นิ้ว เป็นต้น
- ตะแกรงละเอียดซึ่งจะบอกเป็นเบอร์ เช่น เบอร์ 4 , 20 , 40 เป็นต้น
- ตัวเลขเบอร์ที่บอกหมายถึงจำนวนตาของตะแกรงต่อความยาว 1 นิ้ว ( เช่น ตะแกรงเบอร์ 20 หมายถึงในความยาว 1 นิ้ว จะมี 20 ช่อง ฉะนั้น ใน 1 ตารางนิ้ว จะมีจำนวนตาทั้งสิ้น 400 ตา เป็นต้น)
- นำตะแกรงเหล่านี้มาวางซ้อนกันเป็นชุด โดยให้ตะแกรงเบอร์ 200 ซึ่งละเอียดที่สุดอยู่ด้านล่างแล้วเรียงขึ้นไปตามลำดับ เช่นตั้งแต่ เบอร์ 100 , 60 , 40 , 20 , 10 , 4 , 1 นิ้ว , 3 นิ้ว
- นำดินตัวอย่างซึ่งอบแห้งแล้ว ( ประมาณ 250 กรัม) ใส่ในตะแกรงชั้นบนสุดแล้วทำการร่อนด้วยเครื่องภายในระยะเวลาที่กำหนด ( ประมาณ 10-15 นาที)

- ผลจากการวิเคราะห์ จะได้น้ำหนักของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด , ค่าร้อยละของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด , ค่าร้อยละสะสมของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด ( % coarser ) และ ค่าร้อยละสะสมที่ลอดผ่านตะแกรงแต่ละขนาด ( % finer or % passing )

$$\text{ค่าร้อยละของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด} = \frac{\text{น้ำหนักของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด}}{\text{น้ำหนักทั้งหมดของดิน}} \times 100\%$$

$$\text{ค่าร้อยละสะสมของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด} = \text{ผลรวมสะสมของค่าร้อยละของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด}$$

$$\text{ค่าร้อยละสะสมของดินที่ลอดผ่านตะแกรงแต่ละขนาด} = 100 - \text{ค่าร้อยละสะสมของดินที่ค้างบนตะแกรงแต่ละขนาด}$$

เบอร์ตะแกรง	ขนาดตาตะแกรง (มม)
4	4.76
8	2.38
10	2.00
20	0.841
40	0.420
60	0.250
100	0.149
200	0.074



- ผลจากการวิเคราะห์ ทำให้ทราบถึงค่าต่างๆ ดังนี้
- ขนาดและจำนวนของเม็ดดินตัวอย่าง ดินจำพวกเม็ดหยาบ หรือละเอียด
- ลักษณะการกระจายตัวและการคละของเม็ดดินมีมากน้อยเพียงไร
- ในงานวิศวกรรม
  - คุณสมบัติในการระบายน้ำ
  - คุณสมบัติในการดึงดูดของน้ำในเม็ดดิน (Capillary rise)
  - คุณสมบัติในการใช้กรวด เป็นวัสดุผสมในคอนกรีต, แอสฟัลท์
  - คุณสมบัติในการใช้เป็นวัสดุกรองน้ำ
  - คุณสมบัติในการใช้ดินทำเป็นเขื่อนดิน, ทำนบดิน

วิธีวิเคราะห์ด้วยการวัดอัตราการตกตะกอนในน้ำ

- Hydrometer Analysis (ASTM D 422)วิธีนี้เหมาะสำหรับดินพวกเม็ดละเอียด ซึ่งมีขนาดเล็กกว่า 0.075 มม.(ผ่านตะแกรงเบอร์ 200)
- นำดินที่ต้องการหาขนาดมาละลายน้ำแล้วใส่ไปในหลอดแก้ว ให้เม็ดดิน(ตะกอน) กระจัดกระจายตัวและแขวนอยู่ในน้ำ
- ใช้ Hydrometer วัดอัตราการตกตะกอน หรือวัดความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินที่ละลายแขวนลอยอยู่ในน้ำที่ความลึก h ในช่วงเวลาต่าง ๆ เช่น ¼ , ½ , 1 , 2 ,4,8,15, .... นาที
- จากหลักของสโตค (Stoke's Law)ความหนาแน่นของเม็ดดิน ความหนาแน่นของของเหลว ความหนืดของของเหลว และ ขนาดของเม็ดดิน
- หาขนาดของเม็ดดินจากสมการ

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} \cdot D^2 \dots\dots\dots(1)$$

$\gamma_s$  = หน่วยน้ำหนักจำเพาะของเม็ดดิน

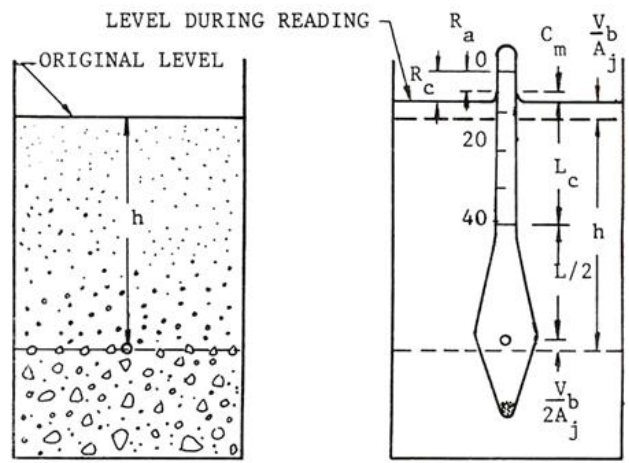
$\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักจำเพาะของน้ำ

$\mu$  = ความหนืดสัมบูรณ์ของน้ำ

$D$  = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเม็ดดิน

แต่ 
$$V = \frac{h}{t}$$

$$\therefore D = \sqrt{\frac{18\mu}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{h}{t}} \dots\dots\dots(2)$$



จากรูป เมื่อเวลาผ่านไป t เม็ดดินที่ตกตะกอนลงมาอยู่ที่ความลึก h จะมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง ดังในสมการที่ 2 เหนือระยะ h ขึ้นไป

- เม็ดดินที่มีขนาดเล็กกว่า D ในสมการ 2 ทั้งหมด เพราะเม็ดใหญ่กว่านี้ได้ตกตะกอนลงมาข้างล่างหมดแล้ว ฉะนั้นที่ระยะ h นี้ความเข้มข้นหรืออัตราส่วนของเม็ดเล็กกว่า D ในสารผสมจะยังไม่เปลี่ยนแปลง คงเหมือนกับที่จุดใด ๆ เมื่อเริ่มการตกตะกอน ดังนั้นเปอร์เซ็นต์ของเม็ดดินที่มีขนาดเล็กกว่า D จะเท่ากับ

ตารางที่ 3.4 ความหนืดของน้ำที่อุณหภูมิต่าง ๆ (หน่วยเป็น mill poises = 1 Dyne – sec/sq.cm.)

C°	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.16	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.21	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.08	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.49	5.40	5.32	5.24	5.15	5.07	4.99	4.92	4.84	4.77
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

$$\% F = \frac{\text{น้ำหนักของเม็ดดินต่อลบ.ชม. ที่ความลึก } h, t}{\text{น้ำหนักของเม็ดดินต่อลบ.ชม. ที่ส่วนผสมเริ่มต้น}} \times 100\% \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\% F = \frac{W_d}{W_{SOIL1}} \times 100\% \quad \dots\dots\dots(3)$$

- เมื่อจุ่ม Hydrometer ลงในน้ำที่ผสมดินค่าที่อ่านได้ คือค่าความถ่วงจำเพาะของสารละลายนั้น

$$\text{ถ.พ.สารละลาย} = 1 + \frac{R_C}{1000} = 1 + \text{นน.ของเม็ดดินที่ซั่งในน้ำ/ลบ.ชม}$$

$$\text{ถ.พ.สารละลาย} = 1 + \frac{R_C}{1000} = 1 + W_d \left[ \frac{G_s - 1}{G_s} \right]$$

$$W_d = \frac{R_C}{1000} \left[ \frac{G_s}{G_s - 1} \right] \quad \dots\dots\dots(4)$$

$R_c$  = ค่าที่อ่านได้จากไฮโดรมิเตอร์ (ส่วนที่เกิน 1 เป็นจำนวนเต็ม)

แทนค่า  $W_d$  จาก (4) ลงใน (3)

$$\% F = \frac{1}{10} \frac{R_c}{W_{SOIL\ 1}} \left[ \frac{G_s}{G_s - 1} \right] \dots \dots (5)$$

ในกรณีใช้กระบอกตักตะกอนขนาด 1000 ลบ.ซม.

$$\% F = 100 \frac{R_c}{W_{SOIL\ 1}} \left[ \frac{G_s}{G_s - 1} \right] \dots \dots (6)$$

$W_{SOIL\ 1}$  = น้ำหนักดินแห้งในส่วนผสม

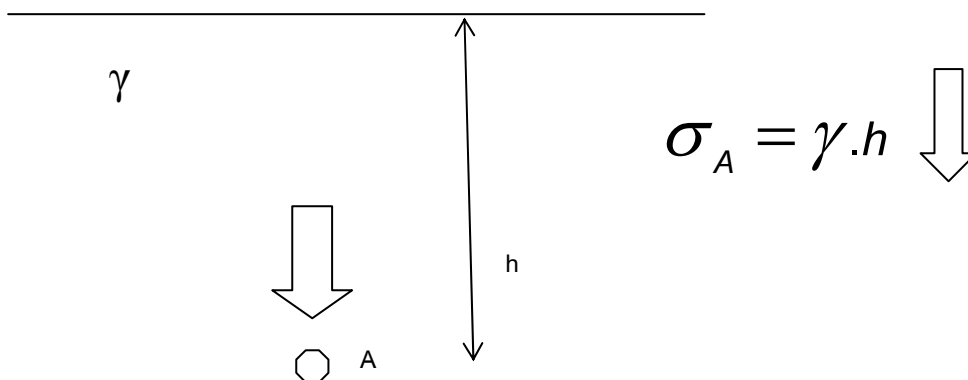
$G_s$  = ถ.พ. เม็ดดิน

ข้อควรระมัดระวัง

- การทดสอบนี้มีค่าตัวแปรที่สำคัญคือ
- อุณหภูมิของน้ำ
- การปรับและการอ่านค่าจากไฮโดรมิเตอร์

**3.13 Total Vertical Pressure (ความดันในแนวตั้งทั้งหมด,  $\sigma$ )**

- เมื่อผิวดินอยู่ในระนาบแนวนอนและการตกตะกอนของดินเป็นบริเวณกว้างมากเมื่อเทียบกับความหนาของชั้นดิน ฉะนั้นน้ำหนักของมวลดินเองจะทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวหรือทรุดตัวในแนวตั้งเป็นส่วนใหญ่
- โดยถือว่าไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (สมมติว่าหน่วยแรงในแนวนอนมีผลกระทบค่อนข้างน้อย)
- ดังนั้นจึงมักพิจารณาหาหน่วยแรงรวมทั้งหมด หรือหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักของมวลดินเฉพาะในแนวตั้งหรือแนวตั้ง (vertical stress) เท่านั้น ที่จะทำให้มวลดินเคลื่อนตัวหรือทรุดตัวเพียงหนึ่งมิติ
- เมื่อไม่มีน้ำใต้ดิน การหาความดันในแนวตั้งรวมทั้งหมดจะเท่ากับความดันหรือหน่วยแรงประสิทธิผลของดิน
- จากรูปพิจารณาที่จุด A ซึ่งอยู่ลึกจากผิวดิน h ดินมีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากับ  $\gamma$  ฉะนั้น ความดันหรือหน่วยแรงในแนวตั้งที่จุด A ( $\sigma_A$ ) =  $\gamma \cdot h$

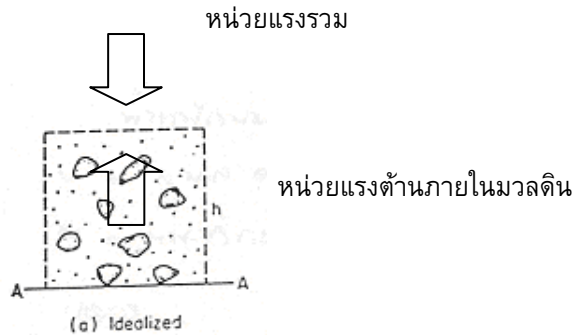


**3.14 Effective or Intergranular Pressure ( $\sigma'$ , ความดันประสิทธิผล, หน่วยแรงประสิทธิผล)**

- ใช้หาค่าความดันในแนวตั้งที่ความลึกใดๆ
- ใช้กับดินในกรณีมีน้ำใต้ดิน หรือใช้กับดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน
- เนื่องมาจากมีแรงดันของน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง

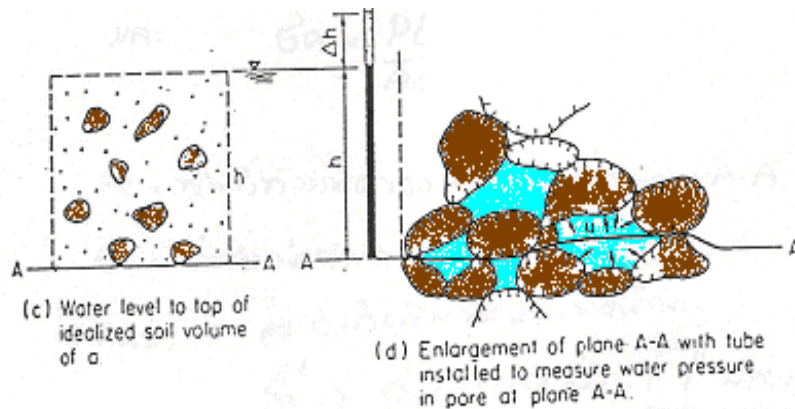
Terzaghi ( 1925 , 1936) ได้เสนอหลักการของความดันประสิทธิผลเพื่อใช้พิจารณาเกี่ยวกับยุบตัวของดิน กำลังต้านแรงเฉือนของดินและอื่นๆ ของงานวิศวกรรมปฐพี ดังนี้คือ

- หน่วยแรงต้านภายในมวลดิน จะอยู่ในทิศทางตรงข้ามกับหน่วยแรงรวมที่กระทำ ( $\sigma$ )



• หน่วยแรงต้านภายในมวลดินประกอบด้วย

1. ความดันประสิทธิผล , หน่วยแรงประสิทธิผล ( Effective stress :  $\sigma'$ )ที่ได้จากเม็ดดิน โดยอาจเป็นหน่วยแรงตรงผิวสัมผัสกับเม็ดดิน ( intergranular pressure ) สำหรับมวลดินหยาบ หรืออาจเป็นหน่วยแรงที่เกิดจากประจุไฟฟ้าตลอดจนปฏิกิริยาทางเคมีของธาตุดินเหนียว สำหรับมวลดินละเอียด
2. หน่วยแรงจากความดันของน้ำและอากาศที่อยู่ในโพรงหรือช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ซึ่งจะเรียกว่า ความดันของน้ำในช่องว่างหรือในโพรง ( Pore water pressure :  $u$ )



$$F = V.N$$

$F =$  Friction Resistance Force.

$V =$  Coefficient of Friction.

$N =$  Vertical Pressure.

กำหนดให้

$\sigma'$  = Effective Vertical stress at section A-A

$\sigma'_a$  = Actual Vertical stress at section A-A

$\sigma_t$  = Total stress at section A-A

$u$  = pore water pressure =  $\gamma_w \cdot h = 9.807 h$

$A_w$  = Cross Section Area of water at A-A

$A_c$  = Actual Area of soil at section A-A

$A$  = Total Area at section A-A =  $A_c + A_w$

At section A-A

$$\sigma' = \frac{\text{Total Vertical Force of Soil}}{A} \dots\dots(a)$$

$$\sigma'_a = \frac{\text{Total Vertical Force of Soil}}{A_c} \dots\dots(b)$$

So that  $\sigma'_a > \sigma'$

but Total Vertical Force

= Total Vertical Force ( Soil + Water) .....(c)

$$\text{Total Vertical Force} = \sigma' \cdot A + u \cdot A_w \dots\dots(d)$$

$$\frac{\text{Total Vertical Force}}{A} = \sigma' + u \cdot \frac{A_w}{A} \dots\dots(e)$$

$$\sigma_t = \sigma' + u \cdot \frac{A_w}{A}$$

$$\sigma' = \sigma_t - u \cdot \frac{A_w}{A} \dots\dots(f)$$

but  $A = A_w + A_c$  ,  $A_w = A - A_c$

$$\sigma' = \sigma_t - u \cdot \left( \frac{A - A_c}{A} \right)$$

$$\sigma' = \sigma_t - u \cdot \left( 1 - \frac{A_c}{A} \right)$$

$A_c$  is very small  $\approx 0$

$$\boxed{\sigma' = \sigma_t - u \dots\dots 3.20}$$



$$\sigma_t = \text{ความดันทั้งหมดในแนวตั้ง ที่จุดที่พิจารณา}$$

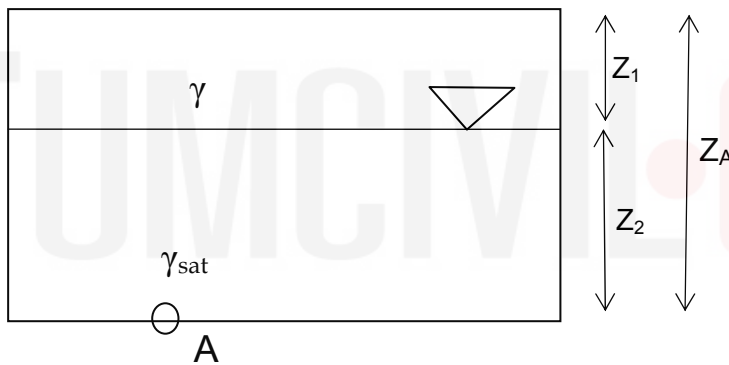
$$= \frac{\text{แรงเนื่องจากน้ำหนักของดินเหนือจุดพิจารณา}}{\text{พื้นที่บริเวณที่พิจารณา}}$$

$\sigma'$  = Effective vertical Stress = ความดันประสิทธิผล  
 = ความดันที่ถ่ายทอดผ่านพื้นที่หน้าตัดเฉพาะเม็ดดิน เท่านั้นบางครั้งเรียกว่า Intergranular pressure ทั้งนี้จะทำให้คุณสมบัติทางกลของดินเปลี่ยนไป

$u$  = ความดันของน้ำที่อยู่ช่องว่างระหว่างเม็ดดินที่จุดพิจารณา บางครั้งเรียกว่า Neutral Pressure or Pore Water Pressure.

$$\sigma' = \sigma_t - u \dots\dots 3.16$$

ความดันประสิทธิผล(Effective vertical Stress,  $\sigma'$ ) หาได้ดังนี้



$$\sigma'_A = ?$$

Total vertical stress at A

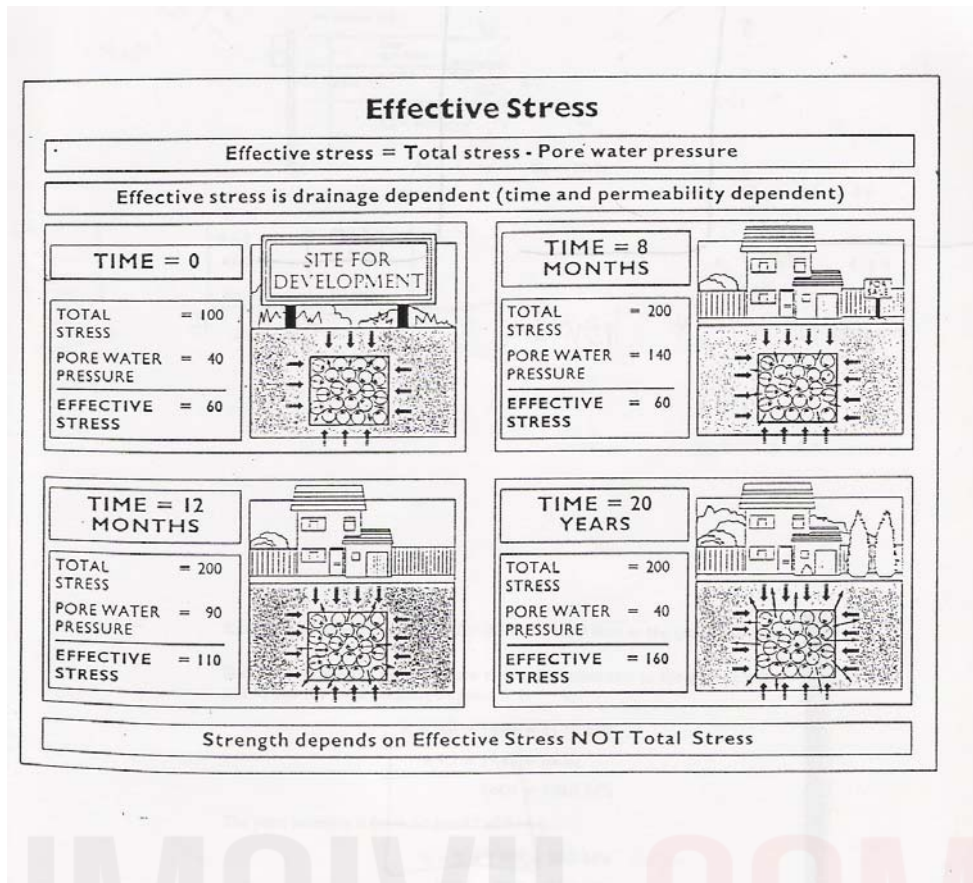
$$\sigma_A = \gamma \cdot Z_1 + \gamma_{sat} \cdot Z_2$$

Pore Water pressure at A

$$u_A = \gamma_w \cdot Z_2$$

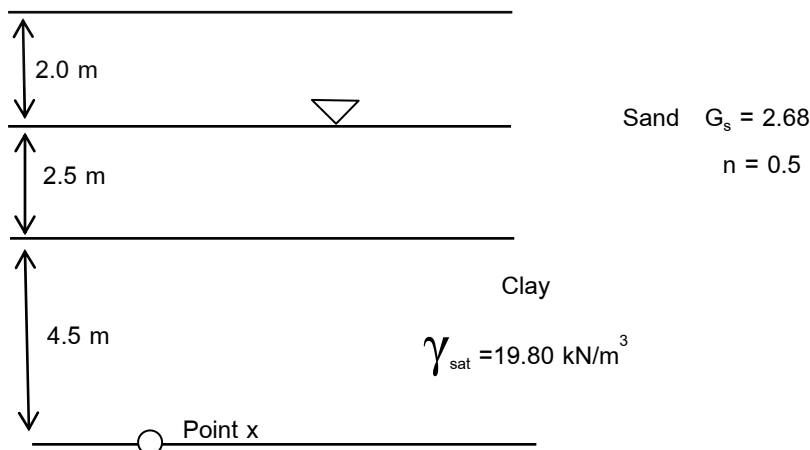
Effective vertical stress at A

$$\begin{aligned} \sigma'_A &= \sigma_A - u_A = \gamma \cdot Z_1 + \gamma_{sat} \cdot Z_2 - \gamma_w \cdot Z_2 \\ &= \gamma \cdot Z_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot Z_2 \\ &= \gamma \cdot Z_1 + \gamma_{sub} \cdot Z_2 \end{aligned}$$



**Example 3.4** Given the soil profile show in fig.

Required: What are the total and effective pressure at point X? Display results on a pressure profile.



- Solution
- 1 Find  $\gamma$  of sand above water level
  - 2 Find  $\gamma$  of sand below water level
  - 3 Find  $\sigma$ ,  $u$  and  $\sigma'$  at x
  - 4 Display results on a pressure profile.

1 Find  $\gamma$  of sand above water level ( $\gamma_{dry}$ )

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.5}{1-0.5} = 1$$

$$\gamma_{dry} = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w = \frac{2.68}{1+1} \times 9.807 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{dry} = 13.141 \text{ kN/m}^3$$

2 Find  $\gamma$  of sand below water level ( $\gamma_{sat}$ )

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w = \frac{2.68+1}{1+1} \times 9.807 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 18.044 \text{ kN/m}^3$$

3 Find  $\sigma$ ,  $u$  and  $\sigma'$  at  $x$

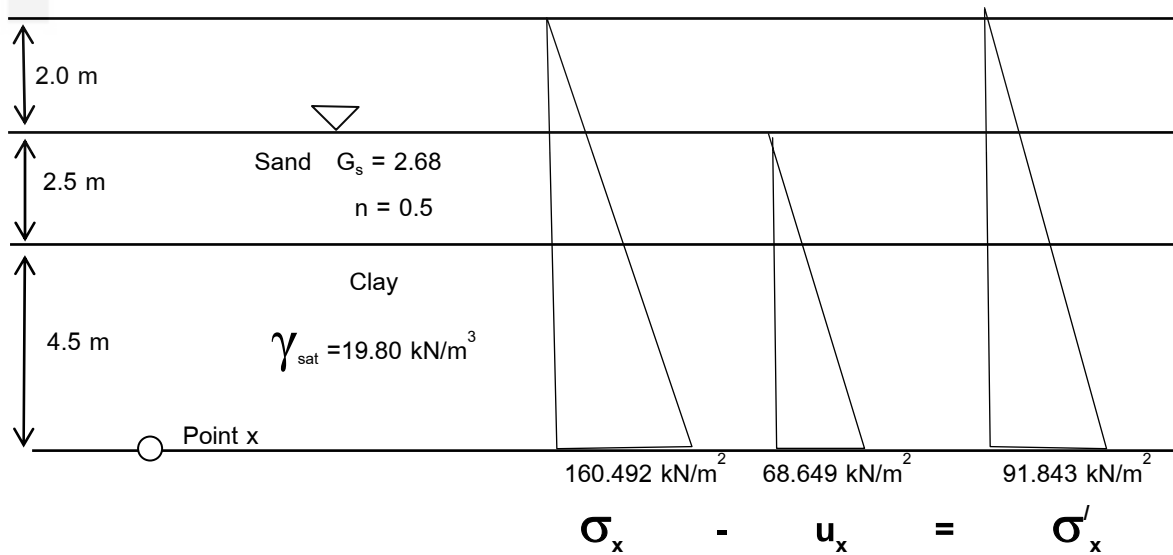
$$\sigma_x = (13.141 \times 2.0) + (18.044 \times 2.5) + (19.80 \times 4.5) \text{ kN/m}^2$$

$$= 160.492 \text{ kN/m}^2$$

$$U_x = (9.807 \times 7.0) = 68.649 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' \text{ at } x = 160.492 - 68.649 = 91.843 \text{ kN/m}^2$$

4 Display results on a pressure profile



## แบบฝึกหัด

- 1 ดินตัวอย่างมีความชื้น 32% ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินเท่ากับ 2.70 และหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 1.52 กรัม / ลบ.ซม. จงหา อัตราส่วนช่องว่าง ความพรุน และดีกรีความอิ่มตัวของดินตัวอย่างนี้ ( ตอบ  $e = 1.348$  ,  $n = 0.574$  ,  $s = 0.642$  )
- 2 จงหาดีกรีความอิ่มตัวของดินตัวอย่างซึ่งมีหน่วยน้ำหนัก  $\gamma$  เท่ากับ 2.1 กรัม / ลบ.ซม. ความชื้น  $w$  เท่ากับ 15% และความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินเท่ากับ 2.65 (ตอบ  $s = 0.882$ )
- 3 ดินเหนียวตัวอย่างตามธรรมชาติหนักเท่ากับ 28.68 กรัม ภายหลังจากอบแห้งแล้วซึ่งได้น้ำหนักเท่ากับ 22.43 กรัม แต่ก่อนที่จะนำเข้าเตาอบได้นำดินตัวอย่างนี้ไปจุ่มลงในปรอท ปริมาตรของปรอทที่ถูกแทนที่เท่ากับ 23.85 ลบ.ซม. ถ้าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินมีค่าเท่ากับ 2.68 จงหาความชื้น อัตราส่วนช่องว่าง และดีกรีของความอิ่มตัว ( ตอบ  $w=27.8\%$  ,  $e = 1.845$  ,  $s = 0.404$  )
- 4 จงหาอัตราส่วนช่องว่าง ความพรุน ความชื้นและดีกรีความอิ่มตัว ของดินตัวอย่างจากข้อมูลต่อไปนี้
- |                          |        |        |
|--------------------------|--------|--------|
| ปริมาตรของดินตามธรรมชาติ | = 483  | ลบ.ซม. |
| น้ำหนักของดินตามธรรมชาติ | = 820  | กรัม   |
| น้ำหนักของดินอบแห้ง      | = 758  | กรัม   |
| ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน | = 2.70 |        |
- ( ตอบ  $e = 0.75$  ,  $n = 41.8\%$  ,  $s = 30.75\%$  )
- 5 ดินเหนียวอิ่มตัวหนักเท่ากับ 152 กรัม มีปริมาตร = 86 ลบ.ซม. จงหา อัตราส่วนช่องว่าง ความพรุน ปริมาณน้ำในมวลดิน หน่วยน้ำหนักแห้ง และความหนาแน่นของมวลดินนี้ ถ้าสมมุติความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินเท่ากับ 2.72 ( ตอบ  $e = 1.24$  ,  $n = 55.4\%$  ,  $w = 45.2\%$  ,  $\gamma_s = 1.214$  กรัม/ลบ.ซม.  $\gamma_m = 1.768$  กรัม/ลบ.ซม )
- 6 มวลดินอิ่มตัวมีปริมาณน้ำในมวลดินเท่ากับ 40.2 % หน่วยน้ำหนักเท่ากับ 1.8 กรัม / ลบ.ซม. จงหาอัตราส่วนช่องว่าง ความพรุน ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน ( ตอบ  $e = 1.063$  ,  $n = 0.561$   $G_s = 2.65$  )
- 7 ดินเหนียวตัวอย่างมีอัตราส่วนช่องว่างในสภาวะแห้งเท่ากับ 0.53 ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.70 จงหาค่า ของ shrinkage limit ( ตอบ  $S.L = 19.6\%$  )

บทที่ 4

ระบบการจำแนกประเภทของดิน  
(Soil Classification and common system )

4.1 คำนำ

1. วัตถุประสงค์ของการจำแนกประเภทของดิน
  - เพื่อต้องการจัดประเภทของดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมเป็นหมวดหมู่ หรือเป็นกลุ่ม
  - ดินที่จัดอยู่ในกลุ่มเดียวกัน จะมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมเหมือนกัน
  - เพื่อใช้ในการออกแบบทางวิศวกรรม
  - เพื่อใช้ในการก่อสร้างทางวิศวกรรม
2. มีระบบการจำแนกประเภทของดิน มีด้วยกันหลายระบบ ขึ้นอยู่กับลักษณะของงานประเภทต่างๆ
  - แต่ละระบบจำแนกประเภทของดิน คล้าย ๆ กัน แตกต่างกันเล็กน้อย

ระบบการจำแนกประเภทของดิน

- USBR = United State Bureau of Reclamation.
- ASTM = American Society for Testing and Materials.
- JIS = Japanese Industrial Standard.
- AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials.
- FAA = Federal Aviation Administration.
- USCS = Unified Soil Classification System.

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบการจำแนกประเภทของดินระบบต่างๆ

Sieve number:		4	10	40	200	270	400			
Unified	Cobbles	Gravel		Sand		Silt				Clay
AASHTO	Boulders	Gravel		Sand		Silt				Clay Colloids
ASTM		Gravel		Sand		Silt				Clay Colloids
FAA		Gravel		Sand		Silt				Clay
USDA	Cobbles	Gravel		Sand			Silt			Clay
MIT		Gravel		Sand			Silt			Clay
Size, mm		76.1	ϕ	4	0.42	0.1	0.05	0.01	0.005	0.001
			4	2		0.074				0.002

ASTM = American Society for Testing and Materials  
 USDA = U.S. Department of Agriculture  
 MIT = Massachusetts Institute of Technology

ระบบการจำแนกประเภทของดิน(วิศวกรรมโยธา)

- AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials. ใช้ในงานก่อสร้างถนน ด้านการขนส่งทางบก
- FAA = Federal Aviation Administration. ใช้ในงานก่อสร้างสนามบิน
- USCS = Unified Soil Classification System. ใช้ในงานวิศวกรรมฐานราก เขื่อน คลองส่งน้ำ

ลักษณะของการจำแนกประเภทของดิน

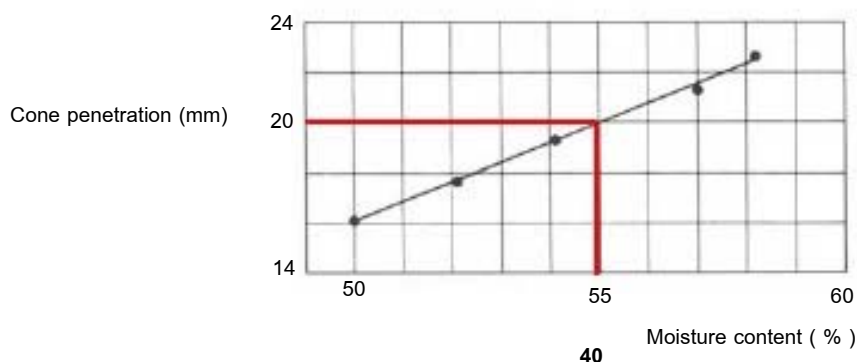
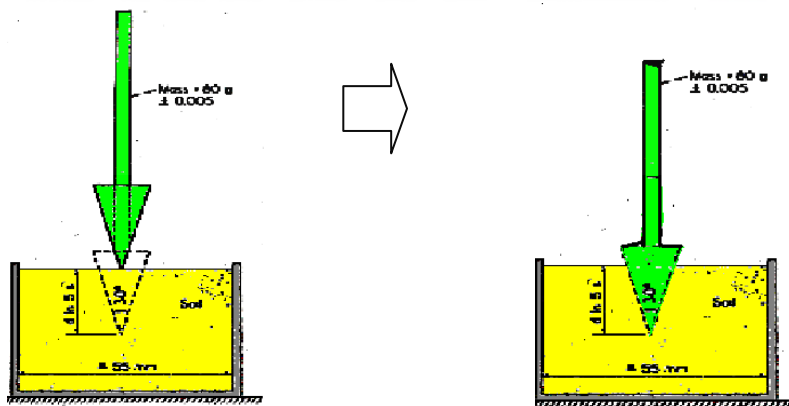
- ตามลักษณะความเหนียว
- ตามลักษณะขนาดของเม็ดดิน

ก่อนที่จะทำการจำแนกประเภทของดินต้องนำตัวอย่างดินมาทำการทดสอบดังนี้

- ดินเม็ดละเอียด
  - หาค่า L.L. และ P.L.
    - การทดสอบ Atterberg,s Limit
    - การทดสอบ Fall Cone Test
  - ทดสอบ Hydrometer Analysis
- ดินเม็ดหยาบ
  - ทดสอบ Sieve Analysis

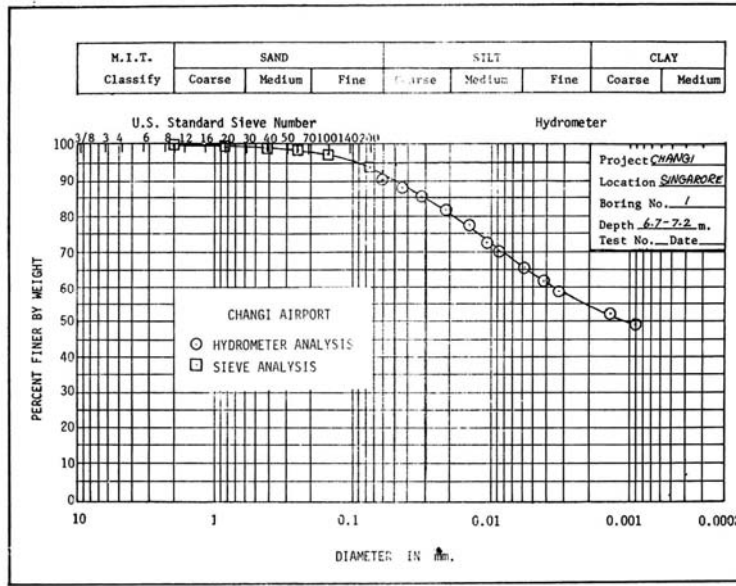
4.2 Fall Cone Test

- ใช้ค่า L.L. สำหรับงานก่อสร้างขนาดเล็ก นิยมใช้กันในทวีปยุโรป
- ดินที่ใช้ทดสอบผ่านตะแกรงเบอร์ 40 ไส้ลงไปในถ้วย และนำปลายทางของกรวย 30° (Cone)มวล 80กรัม ± 0.005กรัม มาสัมผัสกับดิน เริ่มจับเวลา
- เริ่มปล่อย Cone เป็นอิสระ (Free - Fall) และวัดระยะเวลาการจมของ Cone ใน 5 วินาที
- ระยะเวลาการจมของ Cone = 20 มม./ 5 วินาที จะได้ปริมาณน้ำในดินที่ L.L.
- นำค่าระยะเวลาการจม (Penetration) กับปริมาณของน้ำในดิน (Water Content) มาเขียนกราฟ Semi - log scale



**4.3 การวิเคราะห์ผลการทดลอง Sieve Analysis**

จากกราฟการทดลอง Sieve Analysis

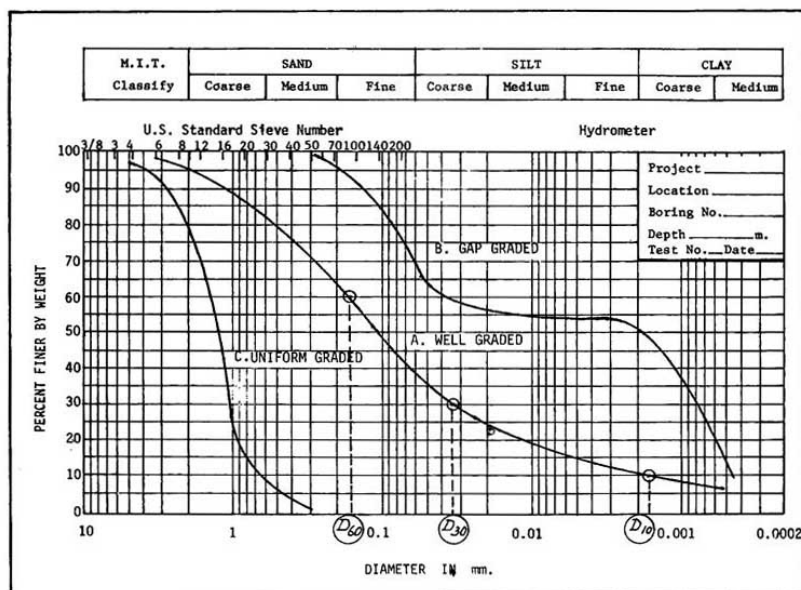


การกระจายของเม็ดดินแบ่งออกเป็นดังนี้

1. ดินที่มีขนาดคละกันดี (Well Graded Soil)

หมายถึง ดินที่มีขนาดต่างๆ คละกันอย่างเหมาะสม ตั้งแต่ขนาดใหญ่ไปจนถึงขนาดเล็ก เส้นกราฟจะแผ่กว้างอย่างราบเรียบสม่ำเสมอ จากด้านหนึ่งไปยังอีกด้านหนึ่ง ลักษณะของดินที่คละกันดีจะมีลักษณะดังตาราง

ชนิดของดิน	$C_u$	$C_c$
กรวด	มากกว่า 4	1 - 3
ทราย	มากกว่า 6	1 - 3





$C_u$  (Coefficient of uniformity)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- $D_{60}$  = ขนาดของเม็ดดิน ที่ดินจะมีขนาดเล็กกว่าขนาดนี้ จำนวน 60%
- $D_{10}$  = ขนาดของเม็ดดิน ที่ดินจะมีขนาดเล็กกว่าขนาดนี้ จำนวน 10%
- = หรือขนาดประสิทธิภาพ "Effective size"

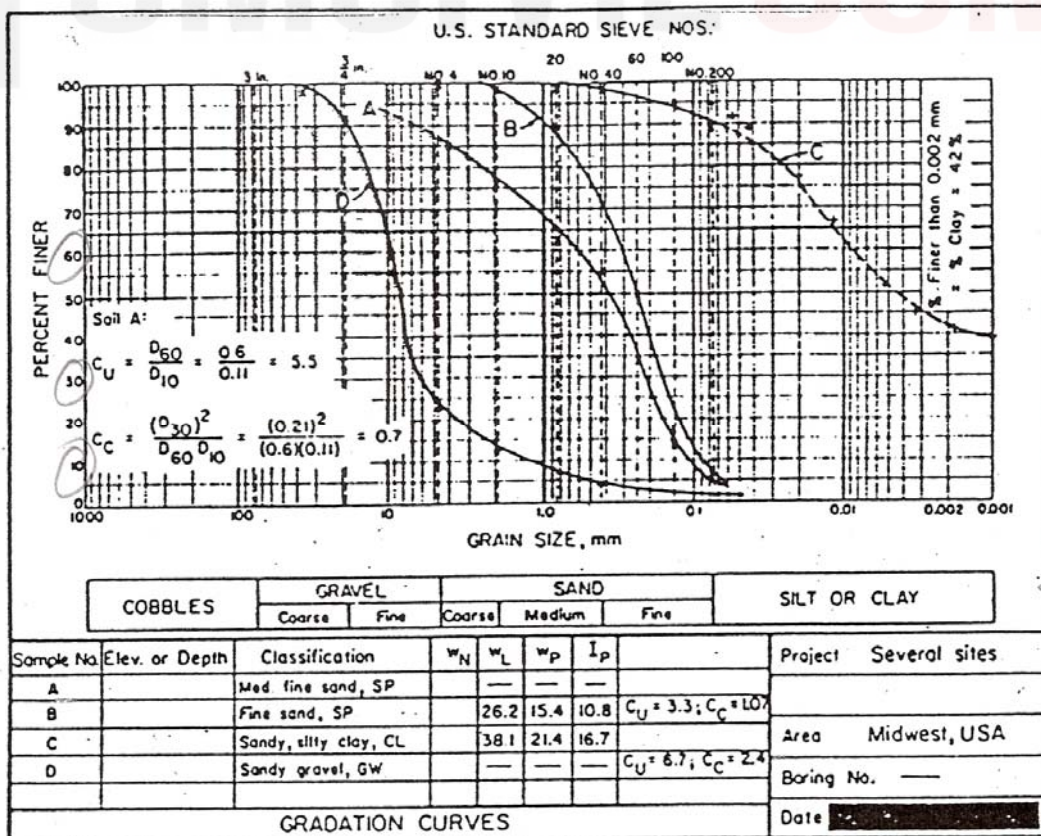
$C_c$  (Coefficient of concavity)

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

$D_{30}$  = ขนาดของเม็ดดิน ที่ดินจะมีขนาดเล็กกว่าขนาดนี้ จำนวน 30%

2. ดินที่มีขนาดคละกันไม่ดี (Poorly Graded Soil)

- ก. ดินที่มีขนาดเม็ดสม่ำเสมอ (Uniform Graded) คือ เม็ดดินจะมีขนาดเดียวกันเป็นส่วนใหญ่ เส้นกราฟจะมีลักษณะเกือบเป็นเส้นโค้ง
- ข. ดินที่มีขนาดเม็ดขาดช่วง (Skip หรือ Gap Graded) คือ ดินที่มีขนาดใหญ่ และขนาดเล็ก ขาดขนาดปานกลางไป หรือ ขาดขนาดใดขนาดหนึ่ง เส้นกราฟจะมีลักษณะเป็นเส้นราบในช่วงที่มีขนาดเม็ดดินขาดหายไป ค่าของ  $C_u$  และ  $C_c$  จะไม่เป็นไปตามตารางข้างบน





#### 4.4 The Unified Soil Classification System

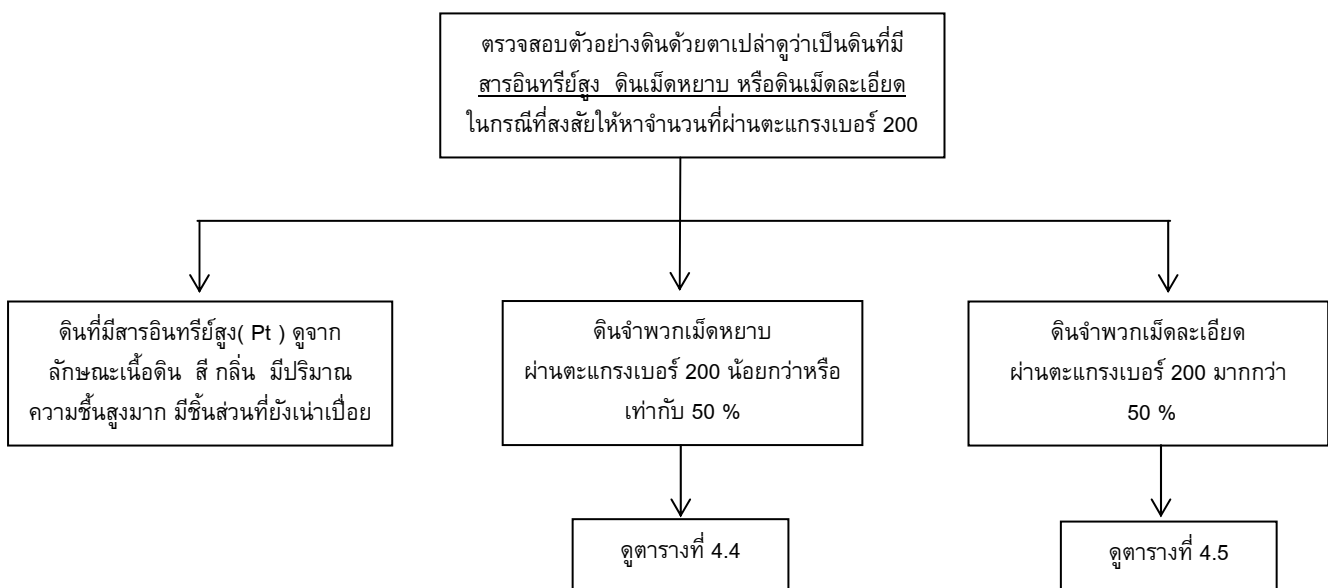
- ระบบนี้แบ่งดินออกเป็นกลุ่ม ๆ ใช้ภาษาอังกฤษเป็นสัญลักษณ์ แทนชื่อกลุ่มของดิน แต่ละกลุ่มจะมีอักษรอย่างน้อย 2 ตัว
- อักษรตัวแรกเป็นกลุ่มหลัก (Prefix)
- อักษรตัวที่สองเป็นกลุ่มย่อย (Suffix)

ตารางที่ 4.2 สัญลักษณ์ที่ใช้ในการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified

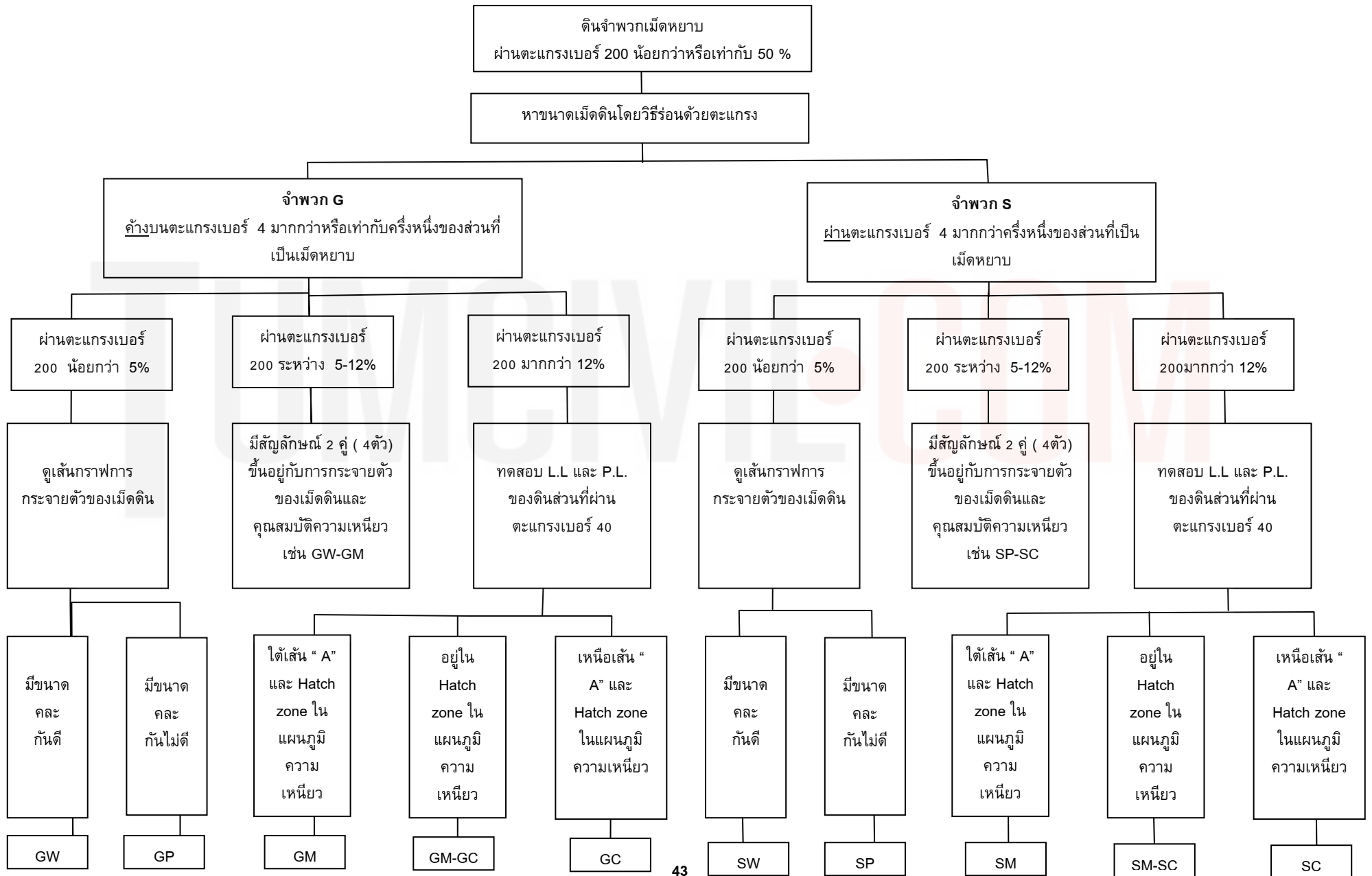
สัญลักษณ์	ลักษณะดิน	ย่อมาจาก
G	ดินจำพวก กรวด	Gravel
S	ดินจำพวก ทราย	Sand
M	ดินจำพวก ตะกอนทราย หรือทรายแป้ง	Mo = Silt
C	ดินจำพวก ดินเหนียว	Clay
O	ดินจำพวก สารอินทรีย์	Organic
Pt	ดินมีสารอินทรีย์สูง	Peat
W	ดินมีขนาดคละกันดี	Well graded
P	ดินมีขนาดคละกันไม่ดี	Poorly grade
L	ดินมี L.L. น้อยกว่า 50 %	Low Liquid Limit
H	ดินมี L.L. มากกว่า 50 %	High Liquid Limit

การจำแนกประเภทของดินโดยใช้แผนภูมิดังนี้

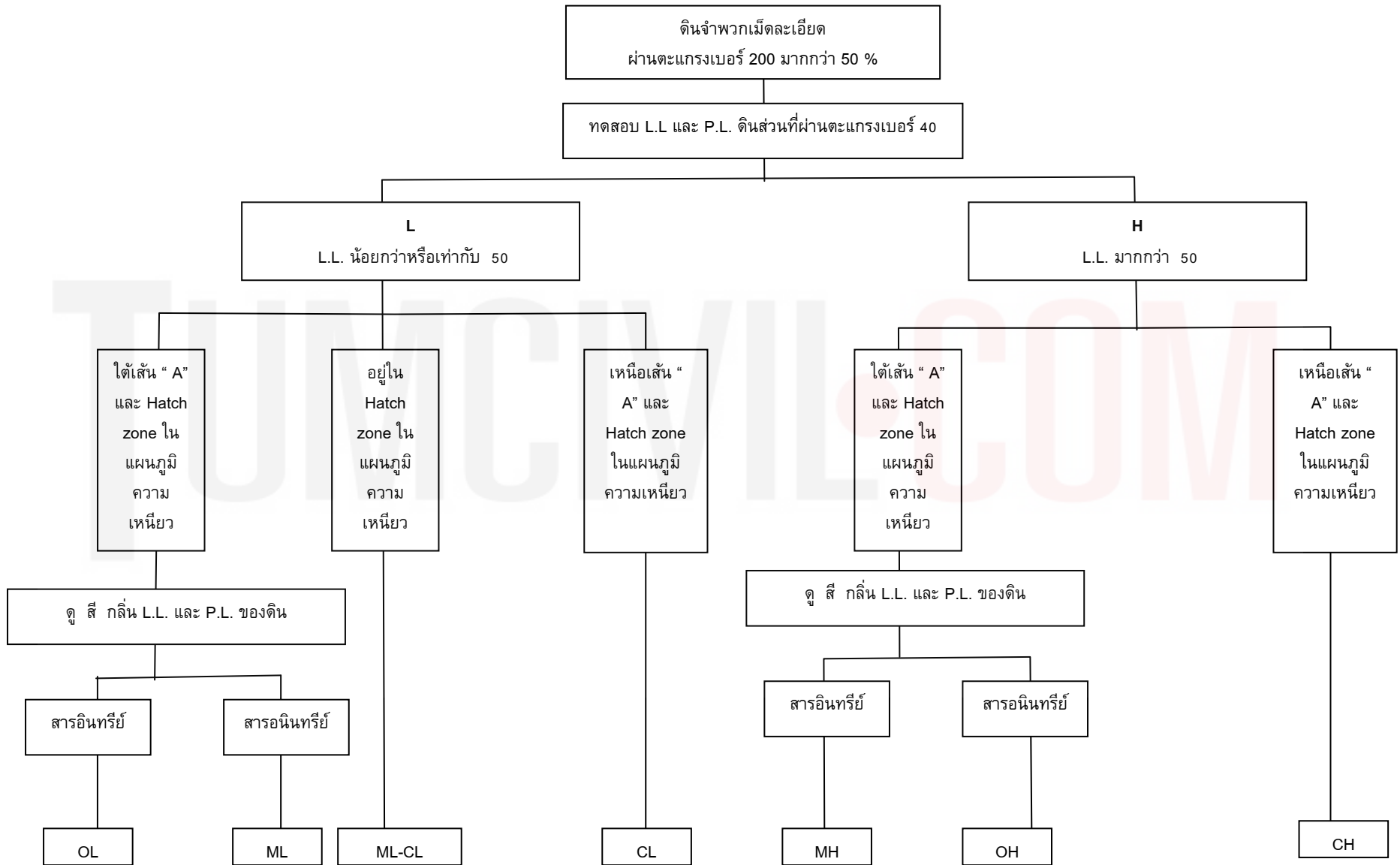
ตารางที่ 4.3 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified



ตารางที่ 4.4 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified



ตารางที่ 4.5 แผนภูมิแสดงขั้นตอนการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified

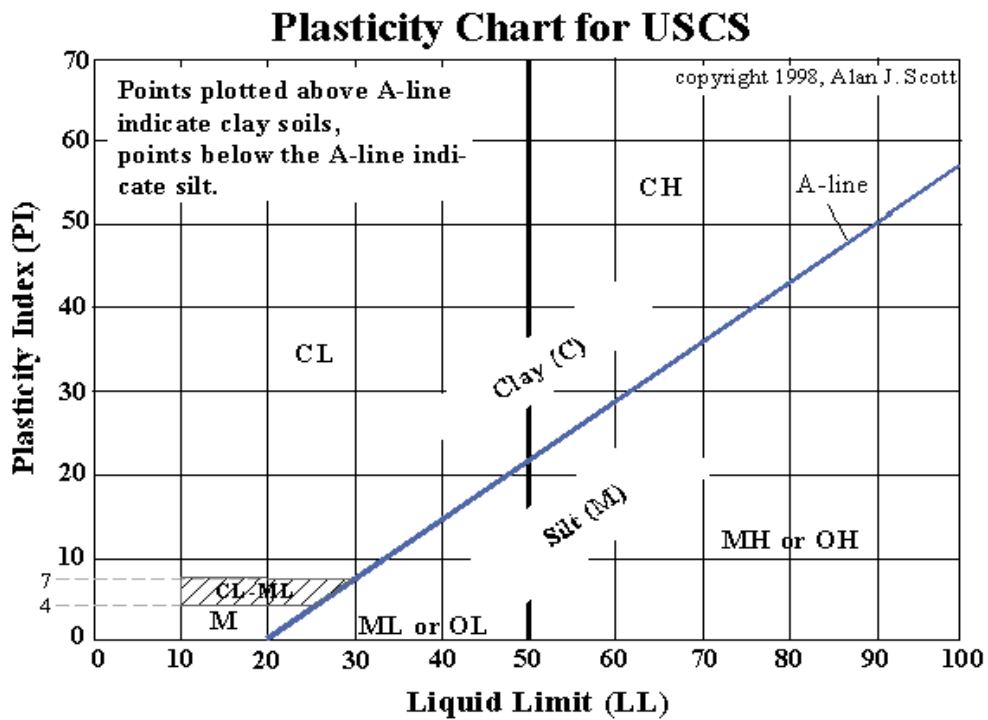


ตารางที่ 4.6 รายละเอียดการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified

การจำแนกประเภททั่วไป		สัญลักษณ์กลุ่ม	ชื่อกลุ่มดิน	เกณฑ์การจำแนกประเภท				
ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 น้อยกว่าหรือเท่ากับ 50 %	กรวด ค้ำบนตะแกรงเบอร์ 4 มากกว่าหรือเท่ากับครึ่งหนึ่งของส่วนที่เป็นเม็ดหยาบ	กรวดสะอาด ( มีเม็ดละเอียดปนอยู่บ้างหรือไม่เลย )	GW	กรวดมีขนาดคละกัณฑ์ กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่เลย	$c_u = \frac{D_{30}}{D_{10}} \text{ มากกว่า } 4, c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \text{ ระหว่าง } 1-3$			
			GP	กรวดมีขนาดคละกัณฑ์ไม่ดี กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่เลย				
		กรวดมีเม็ดละเอียดปน	GM	กรวดมีตะกอนทรายปน กรวด - ทราย - ตะกอนทรายผสมกัน		ไม่เข้าเกณฑ์ ประเภท GW  Atterberg Limits อยู่ใต้เส้น "A" หรือ P.I. น้อยกว่า 4 Atterberg Limits อยู่เหนือเส้น "A" และ P.I. มากกว่า 7		
			GC	กรวดมีดินเหนียวปน กรวด - ทราย - ดินเหนียว ผสมกัน				
		ทราย ผ่านบนตะแกรงเบอร์ 4 มากกว่าหรือเท่ากับครึ่งหนึ่งของส่วนที่เป็นเม็ดหยาบ	ทรายสะอาด ( มีเม็ดละเอียดปนอยู่บ้างหรือไม่เลย )	SW		ทรายมีขนาดคละกัณฑ์ ทรายปนกรวด มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่เลย	$c_u = \frac{D_{30}}{D_{10}} \text{ มากกว่า } 6, c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \text{ ระหว่าง } 1-3$	
				SP		ทรายมีขนาดคละกัณฑ์ไม่ดี ทรายปนกรวด มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่เลย		
	ทรายมีเม็ดละเอียดปน		SM	ทรายมีตะกอนทรายปน ทราย - ตะกอนทราย ผสมกัน	ไม่เข้าเกณฑ์ ประเภท SW  Atterberg Limits อยู่ใต้เส้น "A" หรือ P.I. น้อยกว่า 4 Atterberg Limits อยู่เหนือเส้น "A" และ P.I. มากกว่า 7			
			SC	ทรายมีดินเหนียวปน ทราย - ดินเหนียว ผสมกัน				
	การจำแนกประเภทโดยอาศัย เปอร์เซ็นต์ของดินเม็ดละเอียด ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 น้อยกว่า 5 % = GW , GP , SW , SP ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 12 % = GM , GC , SM , SC ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ระหว่าง 5 - 12 % ตามเกี่ยวกับที่ใช้สัญลักษณ์ 2 คู่ ( 4 ตัว )							

ตารางที่ 4.6 รายละเอียดการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ Unified ( ต่อ )

การจำแนกประเภททั่วไป		สัญลักษณ์กลุ่ม	ชื่อกลุ่มดิน	เกณฑ์การจำแนกประเภท	
ดินเม็ดละเอียด ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 50 %	ตะกอนทรายและดินเหนียว L.L. น้อยกว่าหรือเท่ากับ 50 %	ML	ตะกอนทรายอินทรีย์และทรายละเอียดมาก หินฝุ่น ทรายละเอียดปนตะกอนทรายหรือดินเหนียวที่มีความเหนียวเล็กน้อย	<p>แผนภูมิตรรกษณ์ความเหนียว</p>	
		CL	ดินเหนียวอินทรีย์ที่มีความเหนียวต่ำถึงปานกลาง ดินเหนียวปนกรวด ดินเหนียวปนทราย ดินเหนียวล้วน		
		OL	ตะกอนทรายอินทรีย์ และดินเหนียวปนตะกอนทรายอินทรีย์ มีความเหนียวต่ำ		
	ตะกอนทรายและดินเหนียว L.L. มากกว่า 50 %	MH	ตะกอนทรายอินทรีย์ ทรายละเอียดหรือตะกอนทราย ปนไมก้า หรือดินเบา ตะกอนทรายที่ยืดหยุ่น		
		CH	ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวสูง ดินเหนียวมีความหนืดสูง		
		OH	ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวปานกลางถึงสูง ตะกอนทรายอินทรีย์		
	ดินพวกสารอินทรีย์สูง	PT	โคลนสีดำ และอินทรีย์สูงอื่นๆ		แยกได้โดย สี กลิ่นการสัมผัสและลักษณะเนื้อ



**Example 4-1**

Given the classification data for the following three soils , classify the soils using the Unified Soil Classification System.

Percent passing	Soil		
	A	B	C
No 4	42	72	95
10	33	55	90
40	20	48	83
100	18	42	71
200	14	38	55
L.L.	35	39	55
P.L.	22	27	24
Visual observation	Dark tan ,very gravel	Grayish brown some oder	Blue gray traces of gravel

solution (a) For soil A:

(1) Less than 50 percent (14%) passes the No. 200 sieve.

- ค้างบนตะแกรง เบอร์ 4 ( ผ่าน 42 % , ค้าง 58 % ) มากกว่าครึ่งหนึ่งของส่วนที่เป็นเม็ดหยาบ  $(100 - 14)/2 = 43 \%$
- ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 = 14 % > 12 %

(2) Considering the location of the L.L = 35 P.L. =22 percent and P.I. = 13 (computed) on the A chart, we find a CL

(3) From the preceding two observations and the visual description of this soil,soil A is:Dark tan,clayey gravel, GC

- Clayey Gravels , Gravel – Clay- Sand mixtures.
- กรวดมีดินเหนียวปน กรวด ทราย ดินเหนียว ผสมกัน

(b) For soil B:

(1) Less than 50 percent (38%) passes the NO.200 sieve; therefore, the soil is coarse-grained(either sand or gravel).

(2) Compute the percent passing the No.4 sieve and retained on the No.200 sieve as

$$72 - 38 = 34 \text{ percent sand}$$

$$100 - 72 = 28 \text{ percent gravel}$$

Therefore,of the coarse fraction more than half is sand

- ผ่านตะแกรงเบอร์ 4=72% มากกว่าครึ่งหนึ่งของส่วนที่เป็นเม็ดหยาบ (62/2=31%)

(3) More than 12 percent passes the No.200 sieve, and from the Atterberg limits,the soil plots below the A line (WL = 39 and IP = 12);thus, the (-) No.40 fraction is an ML.Noting that the percentage of sand and gravel are nearly equal, soil B is grayish-brown, very gravelly,silty sand with trace of organic material,SM.

- ทรายมีตะกอนทรายปน ทราย-ตะกอนทรายผสมกัน

(c) For soil C:

(1) With 55 percent passing the No.200 sieve, the soil is fine-grained.

(2) Using WL = 55 percent and IP = 31, the soil plots above the A line and also above the line of WL > 50; therefore, soil C is blue-gray, sandy clay with a traces of gravel.CH.

- ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวสูง มีความหนืดสูง

#### แบบฝึกหัด

จำแนกดินตามระบบ Unified จากการทดลองตัวอย่างดิน ตัวอย่างได้ผลดังนี้

Percent passing	Soil		
	1	2	3
No 4	48	72	100
10	30	55	93
40	16	48	81
100	10	42	70
200	2	35	60
L.L.	N.P.	39	39
P.L.	N.P.	27	23

**4.5 The AASHTO soil classification system + General Description of AASHTO soil classification subgroups**

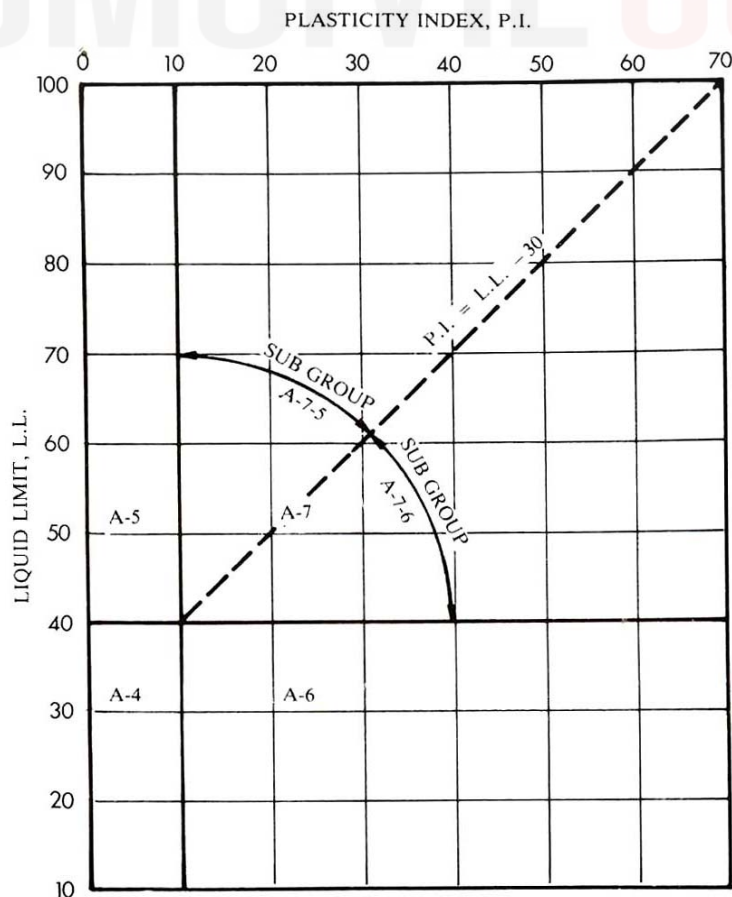
- การจำแนกประเภทของดินในระบบนี้ จุดประสงค์ก็เพื่อจะพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุที่จะนำมาใช้เป็นดินคั่นทาง (Subgrade) ในงานก่อสร้างถนน โดยแบ่งดินออกเป็น 8 กลุ่มคือ

A-1 , A-2 , A-3 ดินเม็ดหยาบ  
 A-4 , A-5 , A-6 , A-7 ดินเม็ดละเอียด  
 A-8 ดินพวกที่มีสารอินทรีย์ปะปนอยู่

\*A-4 ถึง A-7 สามารถจำแนกประเภทได้เลยจากค่า L.L และ P.I โดยอาศัยแผนภูมิความเหนียวรูป 4.7

- A-1 ดินกรวดและทรายที่มีขนาดคละกันดี "จะดีที่สุด" แบ่งออกเป็น A-1-a , A-1-b
- A-2 ดินพวกกรวดและทรายที่มีดินพวกเม็ดละเอียด เช่นตะกอนทรายหรือดินเหนียวปะปนอยู่ แบ่งออกเป็นกลุ่มย่อย A-2-4,A-2-5,A-2-6 และ A-2-7
- A-3 ดินพวกทรายที่มีขนาดคละกันไม่ดี
- A-4 , A-5 ดินพวกตะกอนทราย
- A-6 ดินพวกดินเหนียว
- A-7 ดินพวกดินเหนียว แบ่งออกเป็นกลุ่มย่อย A-7-5 และ A-7-6 "จะแย่มากที่สุด"
- A-8 ดินพวกที่มีสารอินทรีย์ปะปนอยู่ เช่นพวก Peat และ Muck ซึ่งไม่สามารถนำมาใช้ในทางวิศวกรรมได้ และสามารถจำแนกประเภทได้ด้วยตาเปล่า ไม่ได้แสดงไว้ในตาราง

ตารางที่ 4.7 แผนภูมิความเหนียวการจำแนกประเภทของดินโดยระบบ AASHTO





ตารางที่ 4.8 รายละเอียดการจำแนกดินระบบ AASHTO Classification

General classification	Granular Materials ( 35 % Less Passing No 200 )							Silt – Clay Materials ( more than 35 % Passing No 200 )			
Group classification	A – 1		A – 3	A – 2				A - 4	A - 5	A- 6	A - 7
	A – 1 - a	A – 1 - b		A – 2 - 4	A – 2 - 5	A – 2 - 6	A - 2 -7				A -7-5 , A-7 -6
<b>Sieve analysis % passing</b>											
No 10	50 max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No 40	30 max	50 max	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
No 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
<b>Characteristics of fraction passing No 40</b>											
Liquid Limit	-		-	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity Index	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
<b>Usual types of significant constituent materials</b>	Stone fragments , gravel and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty Soils		Clayey Soils	
<b>General rating as subgrade</b>	Excellent to good							Fair to poor			
<b>Remark</b>	Plasticity index of A -7 - 5 subgroup is equal to or less than L.L. minus 30										
	Plasticity index of A -7 - 6 subgroup is grater than L.L. minus 30										

**4.6 The AASHTO Group Index(ดัชนีของกลุ่มของระบบ AASHTO)**

- ดัชนีของกลุ่ม จะเขียนกำกับไว้ในวงเล็บ ทำยี่ห้อกลุ่มเป็นเลขจำนวนเต็มเช่น A-1a (0), A-4(6), A-7-6(12) เป็นต้น
- ตัวเลข 0,6 และ 12 คือค่าดัชนีของกลุ่ม ซึ่งจะบอกลักษณะของดินว่าดีหรือไม่ดี เหมาะสมต่อการนำมาใช้เป็นดินคันทางหรือไม่ กล่าวคือ
- “ถ้าค่าดัชนีของกลุ่มต่ำ ดินก็จะดี เหมาะสมต่อการใช้งาน ถ้าดัชนีของกลุ่มสูง ดินนั้นก็ไม่น่าดี ไม่เหมาะสมในการใช้งาน”

ค่าดัชนีของกลุ่มนี้สามารถหาได้จากแผนภูมิที่ 4.9 หรือจากสมการ

$$GI = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

เมื่อ  $GI =$  ดัชนีของกลุ่ม (จำนวนเต็มบวก, ค่าลบให้ใช้ = 0)

$a =$  ส่วนที่ผ่านตะแกรง No.200 มากกว่า 35 % แต่ไม่เกิน 75 % (ใช้เลขจำนวนเต็ม 0-40)

$b =$  ส่วนที่ผ่านตะแกรง No.200 มากกว่า 15 % แต่ไม่เกิน 55 % (ใช้เลขจำนวนเต็ม 0-40)

$c =$  ส่วนของค่า L.L. ที่มากกว่า 40, แต่ไม่เกิน 60 (ใช้เลขจำนวนเต็ม 0-20)

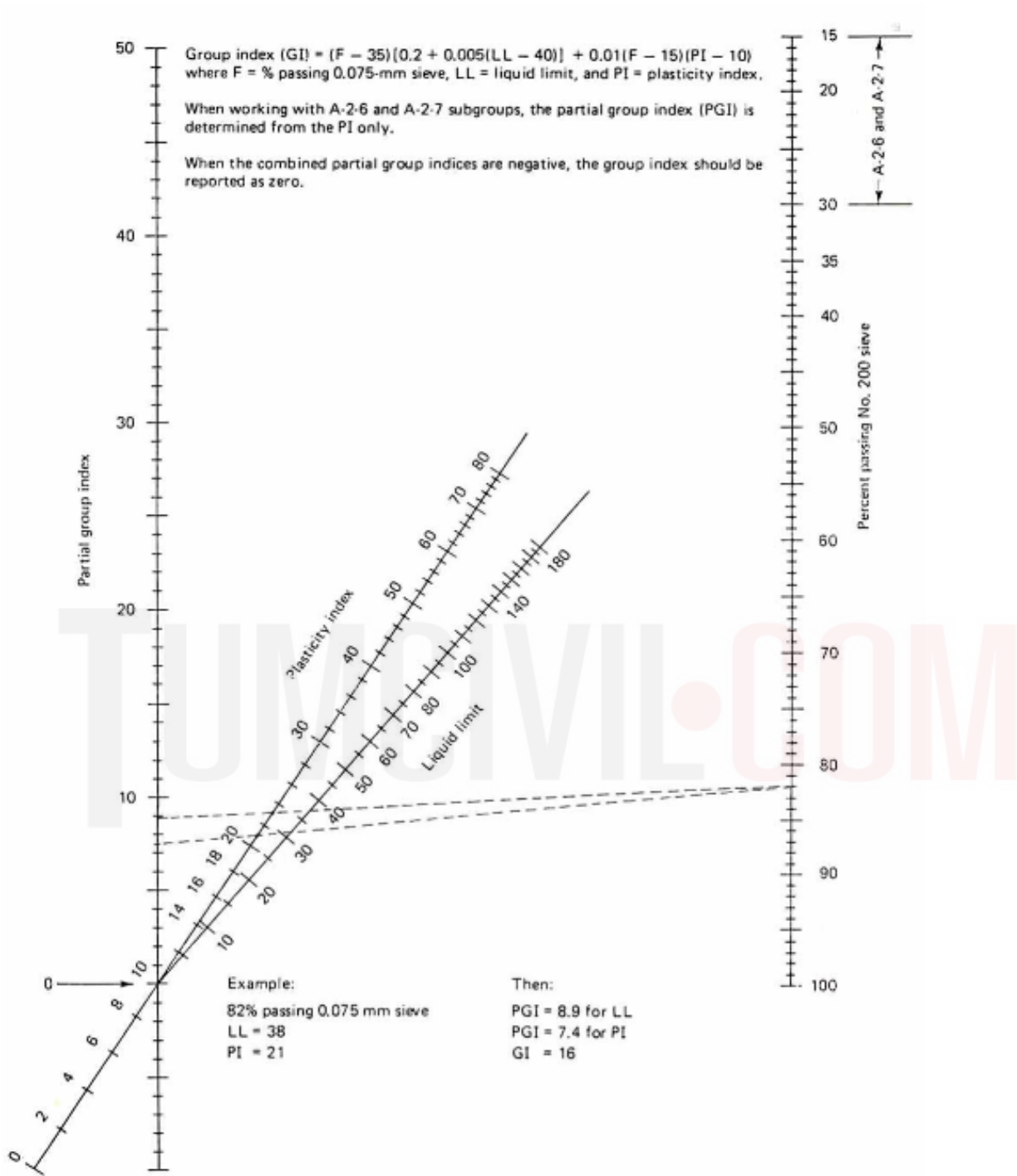
$d =$  ส่วนของค่า P.I. ที่มากกว่า 10 แต่ไม่เกิน 30 (ใช้เลขจำนวนเต็ม 0 -20 )

หรือจะหาจากสมการ

$$\text{Group Index ; } GI = (F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(PI-10)$$

$$F = \% \text{ passing no } 200$$

แผนภูมิที่ 4.9 สำหรับหาตราชนีของกลุ่ม



**Group Index ;**

$$\begin{aligned}
 GI &= (F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(PI-10) \\
 &= (82-35)[0.2+0.005(38-40)]+0.01(82-15)(21-10) \\
 &= 16.0
 \end{aligned}$$

**Example 4-2** Given the same soil classification data as in Example 4-1

REQUIRED Classify the three soils using the AASHTO classification system.

Percent passing	Soil		
	A	B	C
No 4	42	72	95
10	33	55	90
40	20	48	83
100	18	42	71
200	14	38	55
L.L.	35	39	55
P.L.	22	27	24

Visual observation      Dark tan ,very gravel      Grayish brown some oder      Blue gray traces of gravel

### SOLUTION

Classifying soil A:

(1) Proceeding from left to right in Table 4-8,the soil will be either an A-1,A-3 or A-2,since only 14 percent passes the No.200 sieve.

(2) Based on  $IP = 13$  (computed),we eliminate A-1 and A-3.

(3) With  $WL = 35$  percent and  $IP = 13$ , the soil fits the A-2-6 classification

(4) The group index can be computed as

$$GI = 0.2(0) + 0.005(0)(0) + 0.01(0)(3) = 0$$

The group index is more conveniently obtained as the sum of the values from Fig.4-6a and b:

$$\text{Fig.} \approx 0$$

$$\text{Fig.} \approx 0$$

$$GI = 0$$

(5) From inspection of the sieve analysis data and the classification data, soil A is dark tan,silty or clayey sandy gravel, **A-2-6(0)**,

**Group Index ; soil A  $F=14\%$  ,  $LL = 35\%$ , $PI=13\%$**

$$\begin{aligned} GI &= (F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(PI-10) \\ &= (14-35)[0.2+0.005(35-40)]+0.01(14-15)(13-10) \\ &= -3.6-0.04 = -3.64 \text{ say } = 0 \end{aligned}$$

(b) Soil B:

(1) Proceeding from left to right in Table 4-4,the soil can only be an A-4,A-5,A-6, or A-7 since 38 percent passes the No.200 sieve.

(2) Based on  $IP = 12$ ,the soil can only be an A-6 orA-7

(3) With  $WL = 39$  percent,the soil is an A-6.

(4) The group index is

$$\text{Fig.} = 0.5$$

$$\text{Fig.} = 0.4$$

$$GI = 0.9 = 1.0$$

(5)From inspection of the sieve,analysis data(31 percent gravel,33 percent sand)and data just obtained,soil B is a

grayish brown,very gravelly sandy silt or clay with trace of organic material ,**A-6(1)**

**Group Index ; soil B F=38% , LL = 39%,PI=12%**

$$\begin{aligned} GI &= (F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(PI-10) \\ &= (38-35)[0.2+0.005(39-40)]+0.01(38-15)(12-10) \\ &= .045+ 0.46 = +0.505 , \text{ say } = 1 \end{aligned}$$

(c) Soil C:

(1) With 55 percent passing the No.200 sieve, the soil is an A-4,A-5,A-6 or A-7

(2) With WL = 55 percent and IP = 31, the soil is an A-7-6 since IP > WL -30(also from Fig.4-5)

(3) The group index is

$$\text{Fig.} = 8$$

$$\text{Fig.} = 5.8$$

$$GI = 13.8 \text{ say } 14$$

(4) Soil C is a blue-gray sandy clay with trace of gravel, **A-7-6(14)**

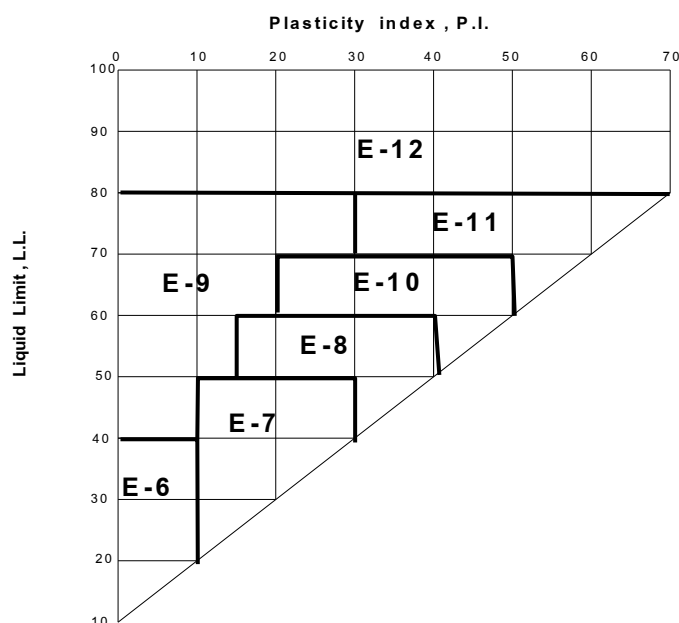
**Group Index ; soil C F=55% , LL = 55%,PI=31%**

$$\begin{aligned} GI &= (F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(PI-10) \\ &= (55-35)[0.2+0.005(55-40)]+0.01(55-15)(31-10) \\ &= +1.9+8.4 = 10.3 , \text{ say } = 10 \end{aligned}$$

#### 4.7 The FAA Soil Classification System

- การจำแนกประเภทของดินในระบบนี้ วัตถุประสงค์ก็เพื่อจะพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุที่จะนำมาใช้ในงานก่อสร้างสนามบิน โดยแบ่งดินออกเป็น 13 กลุ่ม คือ “ E-1 ถึง E-13 ” ตามการกระจายตัวของเม็ดดินและค่า Atterberg's Limit ดินกลุ่ม E-1 จะดีที่สุดใน , ดินกลุ่ม E- 13 แย่ที่สุดใน , ดินกลุ่ม E-1 ถึง E-5 ดินจำพวกเม็ดหยาบ ดินกลุ่ม E-6 ถึง E-12 ดินจำพวกเม็ดละเอียด ดินกลุ่ม E-13 เป็นดินพวกสารอินทรีย์ ไม่สามารถนำมาใช้งานได้ ดินกลุ่ม E-1 ถึง E-12 จำแนกตามตารางที่ 4.10 ดินกลุ่ม E-6 ถึง E-12 จำแนกตามตารางที่ 4.11 ได้

ตารางที่ 4.10 แผนภูมิการจำแนกประเภทของดินพวกเม็ดละเอียดโดยระบบของ FAA



ตารางที่ 4.11 รายละเอียดการจำแนกประเภทของดินโดยระบบของ FAA

กลุ่มดิน	ร่อนด้วยตะแกรง				L.L.	P.I.
	ค้ำบน ตะแกรงเบอร์ 10 * เปอร์เซ็นต์	วัสดุที่เล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 10				
		ทรายหายาบ ผ่านตะแกรง เบอร์ 10 ค้ำ บนตะแกรง เบอร์ 60 เปอร์เซ็นต์	ทรายละเอียด ผ่านตะแกรง เบอร์ 60 ค้ำ บนตะแกรง เบอร์ 270 เปอร์เซ็นต์	ตะกอนทราย และดินเหนียว ปนกัน ผ่าน ตะแกรงเบอร์ 270 เปอร์เซ็นต์		
E - 1	0 - 45	40 +	60 -	15 -	25 -	5 -
E - 2	0 - 45	15 +	85 -	25 -	25 -	6 -
E - 3	0 - 45	-	-	25 -	25 -	6 -
E - 4	0 - 45	-	-	35 -	35 -	10 -
E - 5	0 - 45	-	-	45 -	40 -	15 -
E - 6	0 - 55	-	-	45 +	40 -	10 -
E - 7	0 - 55	-	-	45 +	50 -	10 - 30
E - 8	0 - 55	-	-	45 +	60 -	15 - 40
E - 9	0 - 55	-	-	45 +	40 +	30 -
E - 10	0 - 55	-	-	45 +	70 -	20 - 50
E - 11	0 - 55	-	-	45 +	80 -	30 +
E - 12	0 - 55	-	-	45 +	80 +	-
E - 13	สารอินทรีย์พวก Muck และ Peat - ตรวจสอบในสนาม					
หมายเหตุ + หมายถึง มากกว่า - หมายถึงน้อยกว่า						
* หมายถึง ถ้าตัวอย่างดินมีวัสดุที่หายากกว่าตะแกรงเบอร์ 10 เท่ากับหรือมากกว่าค่าสูงสุดที่กำหนดไว้ในตาราง อาจจะเลื่อนกลุ่มดินขึ้นไป 1 กลุ่มได้ เนื่องจากวัสดุที่หายากกว่า ทำให้ดินมีขนาดคละกันดีขึ้น						

นอกจากนี้ยังมีตารางแสดงการเปรียบเทียบการจำแนกประเภทของดินระหว่างระบบต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าการจำแนกโดยระบบของ Unified ให้ประโยชน์มากกว่าเพราะจำแนกได้แน่นอนกว่า ทั้งนี้ เพราะระบบ AASHTO และ ระบบ FAA จะนำมาใช้กับงานถนนและสนามบินเท่านั้น ดังแสดงในตารางที่ 4.12

ตารางที่ 4.13 เป็นตารางแสดงความเหมาะสมของดินที่จะนำไปใช้งานด้านวิศวกรรมตามวิธีการจำแนกประเภทของดินในระบบ Unified

ตารางที่ 4.12 เปรียบเทียบกลุ่มดินซึ่งจำแนกประเภทโดยระบบของ Unified , AASHTO และ FAA

กลุ่มดิน โดยระบบ Unified	กลุ่มดินที่เป็นไปได้	
	โดยระบบ AASHTO	โดยระบบ FAA
GW	A - 1 - a	E - 1
GP	A - 1 - a , A - 1 - b	E - 1 , E - 2
GM	A - 1 - b , A - 2 - 4 , A - 2 - 5 , A - 2 - 6 , A - 2 - 7	E - 2 , E - 4 , E - 5
GC	A - 2 - 6 , A - 2 - 7	E - 5
SW	A - 1 - a , A - 1 - b	E - 1 , E - 2
SP	A - 1 - b , A - 3	E - 2 , E - 3
SM	A - 1 - b , A - 2 - 4 , A - 2 - 5 , A - 2 - 6 , A - 2 - 7	E - 2 , E - 4 , E - 5
SC	A - 2 - 6 , A - 2 - 7	E - 5
ML	A - 4 , A - 5	E - 6 , E - 7 , E - 9
CL	A - 6 , A - 7 - 6	E - 6 , E - 7 , E - 8
OL	A - 4 , A - 5	E - 6 , E - 7 , E - 9
MH	A - 5 , A - 7 - 5	E - 8 , E - 9 , E - 10 E - 11 , E - 12
CH	A - 7 - 6	E - 8 , E - 10 E - 11 , E - 12
OH	A - 5 , A - 7 - 5	E - 8 , E - 9 , E - 10 E - 11 , E - 12
Pt	A - 8	E - 13

Comparison of Soil Groups in USC and AASHTO System

Soil Group in USC System	Comparable Soil Groups in AASHTO System		
	Most Probable	Possible	Possible but Improbable
GW	A-1-a	—	A-2-4, A-2-5 A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4 A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	—
CL	A-6, A-7-6	A-4	—
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	—
MH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	—
OH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
Pt	—	—	—

Source: Liu, 1967.

ตารางที่ 4.13 ความเหมาะสมของดินที่จะนำไปใช้งาน

การจำแนกประเภท		การใช้งานเชื่อม	การใช้งานฐานรากรับแรงแบกทาน	การใช้งานป้องกันน้ำซึม	การใช้งานถนนทำชั้นรองพื้นใต้ผิวลาดยาง
กลุ่มดิน	คำอธิบาย				
GW	กรวดมีขนาดคละกันดี กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย	เสถียรมาก ใช้ทำเขื่อนหรือทำนบตรงส่วนที่ให้น้ำซึมผ่านได้	ดี	ทำแกนลด ความเร็วของน้ำซึม	ดี
GP	กรวดมีขนาดคละกันไม่ดี กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย	เสถียรมาก ใช้ทำตัวเขื่อนหรือทำนบตรงส่วนที่ให้น้ำซึมผ่านได้	ดี	ทำแกนลด ความเร็วของน้ำซึม	เลวหรือดี
GM	กรวดมีตะกอนทรายปน กรวด - ทราย - ตะกอนทรายผสมกัน	เสถียรมาก ไม่ค่อยเหมาะกับส่วนที่น้ำซึมได้ ใช้ทำแกนกันน้ำซึมหรือคลุมดิน	ดี	ทำแกนลด ความเร็วของน้ำซึม	พอใช้หรือดี
GC	กรวดมีดินเหนียวปน กรวด - ทราย - ดินเหนียว ผสมกัน	ค่อนข้างเสถียร ใช้ทำแกนกันน้ำซึม	ดี	ไม่จำเป็น	ไม่ดี
SW	ทรายมีขนาดคละกันดี ทรายปนกรวด มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย	เสถียรมาก ใช้ทำส่วนที่ให้น้ำซึมผ่านได้ แต่จะต้องป้องกันความลาดของเขื่อน	ดี	ใช้คลุมดินปลายเขื่อนด้านเหนือน้ำและปลายลาดเขื่อนด้านใต้น้ำ	ไม่ดีหรือไม่เหมาะสม
SP	ทรายมีขนาดคละกันไม่ดี ทรายปนกรวด มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย	เสถียรมาก ใช้สำหรับเขื่อนที่มีความลาดไม่มาก	ดี ไม่ขึ้นกับความหนาแน่น	ใช้คลุมดินปลายเขื่อนด้านเหนือน้ำและปลายลาดเขื่อนด้านใต้น้ำ	ไม่ดี
SM	ทรายมีตะกอนทรายปน ทราย - ตะกอนทราย ผสมกัน	ค่อนข้างเสถียร มาค่อยเหมาะกับส่วนที่น้ำซึมได้ ใช้ทำแกนกันน้ำซึม	ดี ไม่ขึ้นกับความหนาแน่น	ใช้คลุมดินปลายเขื่อนด้านเหนือน้ำและปลายลาดเขื่อนด้านใต้น้ำ	ไม่เหมาะสม
SC	ทรายมีดินเหนียวปน ทราย - ดินเหนียว ผสมกัน	ค่อนข้างเสถียร ใช้ทำแกนสำหรับเขื่อนกันน้ำท่วม	อาจดีหรือเลว	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
ML	ตะกอนทรายอินทรีย์และทรายละเอียดมาก หินฝุ่น ทรายละเอียดปนตะกอนทราย หรือดินเหนียวมีความเหนียวเล็กน้อย	เสถียรภาพไม่ดี ใช้เป็นดินถมถ้าปรับได้ถูกต้อง	เลวมากอาจเกิดการเลื่อนตัว	ใช้สำหรับปลายลาดเขื่อนด้านใต้น้ำ บางครั้งก็ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
CL	ดินเหนียวอินทรีย์มีความเหนียวต่ำถึงปานกลาง ดินเหนียวปนกรวด ดินเหนียวปนทราย ดินเหนียวปนตะกอนทราย ดินเหนียวล้วน	เสถียร เหมาะสำหรับทำแกนกันน้ำซึม	อาจดีหรือเลว	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
OL	ตะกอนทรายอินทรีย์ และดินเหนียวปน ตะกอนทรายอินทรีย์ มีความเหนียวต่ำ	ไม่เหมาะสมสำหรับใช้เป็นดินถม	อาจดีหรือเลว อาจเกิดการทรุดตัวมาก	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
MH	ตะกอนทรายอินทรีย์ ทรายละเอียดหรือตะกอนทราย ปนไมก้า หรือดินเบา ตะกอนทรายที่ยืดหยุ่น	ไม่เสถียร ใช้ทำแกนโดยวิธีชลศาสตร์ ไม่เหมาะที่จะใช้รกดบด	ต่ำ	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
CH	ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวสูง ดินเหนียวมีความหนืดสูง	ค่อนข้างเสถียร สำหรับความลาดไม่มาก ใช้ทำแกนเขื่อน	อาจดีหรือเลว	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
OH	ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวปานกลางถึงสูง ตะกอนทรายอินทรีย์	ไม่เหมาะสมที่จะใช้เป็นดินถม	ต่ำมาก	ไม่จำเป็น	ไม่เหมาะสม
Pt	โคลนสีดำ และอินทรีย์สูงอื่นๆ	ไม่ใช้ในงานก่อสร้าง	เอาออกจากดินฐานรากและไม่นำมาใช้		ไม่เหมาะสม



#### 4.8 การจำแนกประเภทของดินในสนาม

- การจำแนกประเภทของดินออกเป็นกลุ่มๆ โดยระบบต่าง ๆ เช่น AASHTO, FAA และ Unified ดังกล่าวมาแล้วในข้อ 4.5 ถึง 4.7 นั้น จะต้องอาศัยผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ 2 อย่าง
- การทดสอบหาขนาดของเม็ดดิน (Sieve analysis หรือ Mechanical analysis)
- การทดสอบหาค่า L.L. และ P.L. (Atterberg's Limits)

แต่การจำแนกประเภทของดินในสนามโดยอาศัยระบบของ Unified นี้ไม่ต้องอาศัยผลการทดสอบดังกล่าวสามารถกระทำได้โดยดูด้วยตาเปล่าสำหรับดินพวกเม็ดใหญ่ และทำการทดสอบง่าย ๆ บางอย่างสำหรับดินพวกเม็ดละเอียด ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. เมื่อได้ตัวอย่างดินมาแล้ว นำมาแผ่กระจายกับพื้น เพื่อตรวจสอบว่าเป็นดินพวกเม็ดหยาบ หรือดินพวกเม็ดละเอียด โดยประมาณว่าพวกไหนมีจำนวนมากกว่า ก็ถือพวกที่มากกว่าเป็นหลักในการตรวจขั้นต่อไป
2. ถ้าดินพวกเม็ดหยาบมีมากกว่า ตรวจสอบเฉพาะส่วนที่เป็นเม็ดหยาบว่า กรวดมีมากกว่าทราย หรือ ทรายมีมากกว่ากรวด
3. ถ้ามีกรวดมากกว่าทรายถือว่าดินนั้นเป็นกรวด ใช้อักษรย่อตัวนำหน้าว่า "G" แล้วตรวจต่อไปว่าดินตัวอย่างนั้นสะอาดหรือสกปรก การดูว่าสะอาดหรือสกปรกนี้ ดูโดยถือจำนวนดินเม็ดละเอียดที่มีอยู่ในดินตัวอย่างนั้นเป็นเกณฑ์ ถ้ามีดินเม็ดละเอียดมากก็ถือว่า ค่อนข้างสกปรกหรือสกปรก ทั้งนี้แล้วแต่จำนวนดินเม็ดละเอียดจะมากน้อยแค่ไหน
4. ถ้าเป็นกรวดสะอาด (คือมีดินเม็ดละเอียดปนอยู่น้อยมาก หรือไม่มีเลย) การตรวจขั้นสุดท้ายก็คือดูลักษณะการกระจายตัวของเม็ดดินว่าเป็นอย่างไร

ถ้ามีขนาดต่างๆ คละกันอย่างเหมาะสม ถือว่ามีขนาดคละกันดี ใช้อักษรย่อ "W" ต่อท้าย "G" ดังนั้นสัญลักษณ์ของกลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "GW" หมายถึง กรวดมีขนาดคละกันไม่ดี กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปน บ้างหรือไม่มีเลย

ถ้ามีขนาดเดียวกัน หรือขนาดขาดช่วง ซึ่งถือว่ามีขนาดคละกันไม่ดี ใช้อักษรย่อ "P" ต่อท้าย "G" ดังนั้นสัญลักษณ์ของกลุ่มตัวอย่างดินนี้จะเป็น "GP" หมายถึง กรวดมีขนาดคละกันไม่ดี กรวดผสมทราย มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย

5. ถ้าเป็นกรวดสกปรก (คือมีดินเม็ดละเอียดปนอยู่มาก) การตรวจขั้นสุดท้ายก็คือ ดูว่าดินเม็ดละเอียดที่ปนอยู่นั้นมีคุณสมบัติเป็นตะกอนทราย หรือดินเหนียว

ถ้าดินเม็ดละเอียดที่ปนอยู่มีคุณสมบัติเป็นตะกอนทราย ใช้อักษรย่อ "M" ต่อท้าย "G" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "GM" หมายถึง กรวดมีตะกอนทรายเป็น กรวด-ทราย-ตะกอนทราย ขนาดคละกันไม่ดีผสมกัน

ถ้าดินเม็ดละเอียดที่ปนอยู่มีคุณสมบัติเป็นดินเหนียว ใช้อักษรย่อ "C" ต่อท้าย "G" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "GC" หมายถึง กรวดมีดินเหนียวปน กรวด-ทราย-ดินเหนียว ขนาดคละกันไม่ดีผสมกัน

6. จากการตรวจในข้อ 2 ถ้าปรากฏว่ามีทรายมากกว่ากรวด ก็ถือว่าดินนั้นเป็นทราย ใช้อักษรย่อตัวนำหน้าว่า "S" การตรวจขั้นต่อไป กระทำเช่นเดียวกับการตรวจกรวด และจะสามารถแบ่งได้เป็น 4 ชนิดเช่นเดียวกับ กรวด (ข้อ 3 ถึง 5) ดังนี้

จากการตรวจในข้อ 2 ถ้าปรากฏว่ามีทรายมากกว่ากรวด ก็ถือว่าดินนั้นเป็นทราย ใช้อักษรย่อตัวนำหน้าว่า "S" การตรวจขั้นต่อไป กระทำเช่นเดียวกับการตรวจกรวด และจะสามารถแบ่งได้เป็น 4 ชนิดเช่นเดียวกับ กรวด (ข้อ 3 ถึง 5) ดังนี้

ถ้ามีขนาดคละกันไม่ดี ใช้อักษรย่อ "P" ต่อท้าย "S" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "SP" หมายถึง ทรายมีขนาดคละกันไม่ดี ทรายเป็นกรวด มีเม็ดละเอียดปนบ้างหรือไม่มีเลย

ถ้าเป็นทรายเป็นสกปรก ก็แบ่งได้ 2 ชนิด คือ

ถ้าดินเม็ดละเอียดที่ปนอยู่ มีคุณสมบัติเป็นตะกอนทราย ใช้อักษรย่อ "M" ต่อท้าย "S" ดังนั้นสัญลักษณ์ของกลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "SM" หมายถึง ทรายมีตะกอนปนทรายเป็น ทรายเป็นตะกอนทรายขนาดคละกันไม่ดีผสมกัน

ถ้าดินเม็ดละเอียดที่ปนอยู่ มีคุณสมบัติเป็นดินเหนียว ใช้อักษรย่อ "C" ต่อท้าย "S" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "SC" หมายถึง ทรายมีดินเหนียวปน ทราย-ดินเหนียว ขนาดคละกันไม่ดีผสมกัน

- 7 จากการตรวจในข้อ 1 ถ้าพบว่าดินตัวอย่างนั้นส่วนมากเป็นดินพวกเม็ดละเอียด ก็นำดินพวกเม็ดละเอียดนั้นมาตรวจดูว่ามีคุณสมบัติอย่างไร
8. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นตะกอนทราย ชนิด Liquid Limit ต่ำ และความสามารถในการยุบอัดตัว (Compressibility) ต่ำ ก็ใช้อักษรย่อ "L" ต่อท้าย "M" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "ML" หมายถึง ตะกอนทรายอินทรีย์ และทรายละเอียดมาก หินฝุ่น ทรายละเอียดปนตะกอนทรายหรือดินเหนียวมีความเหนียวเล็กน้อย
9. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นดินเหนียว ชนิดความสามารถในการยุบอัดตัวต่ำ และความเหนียว (Plasticity) ต่ำ ก็ใช้อักษรย่อ "L" ต่อท้าย "C" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "CL" หมายถึง ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวต่ำ ถึงปานกลาง ดินเหนียวปนรวด ดินเหนียวปนทราย ดินเหนียวปนตะกอนทราย ดินเหนียวล้วน
10. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นสารอินทรีย์ ชนิดความเหนียวต่ำ ก็ใช้อักษรย่อ "L" ต่อท้าย "O" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "OL" หมายถึง ตะกอนทรายอินทรีย์ และดินเหนียวปนตะกอนทรายอินทรีย์ มีความเหนียวต่ำ
11. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นตะกอนทราย ชนิด Liquid Limit สูง และความสามารถในการยุบอัดตัวสูงก็ใช้อักษรย่อ "H" ต่อท้าย "M" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "MH" หมายถึง ตะกอนทรายอินทรีย์ ทรายละเอียด หรือตะกอนทรายปนไมก้า หรือดินเบา ตะกอนทรายที่ยืดหยุ่น
12. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นดินเหนียว ชนิดความสามารถในการยุบอัดตัวสูง และความเหนียวสูง ก็ใช้อักษรย่อ "H" ต่อท้าย "C" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "CH" หมายถึง ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวสูง ดินเหนียวมีความเหนียวสูง
13. ถ้ามีคุณสมบัติเป็นสารอินทรีย์ ชนิดความเหนียวสูง ก็ใช้อักษรย่อ "H" ต่อท้าย "O" ดังนั้นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้จะเป็น "OH" หมายถึง ดินเหนียวอินทรีย์ มีความเหนียวปานกลางถึงสูง
14. ถ้าเป็นสารอินทรีย์ชนิดที่สลายตัวยังไม่หมด และเห็นเป็นรูปร่างหรือชิ้นส่วนของพืชเหลืออยู่ ใช้อักษรย่อ Pt เป็นสัญลักษณ์กลุ่มของดินตัวอย่างนี้ หมายถึง พีช โคลนสีดำ และดินอินทรีย์สูงอื่น ๆ

การพิจารณาคูณสมบัติของดินพวกเม็ดละเอียดว่าจะเป็นตะกอนทราย หรือดินเหนียวนั้น สามารถกระทำได้จาก การทดสอบง่าย ๆ จากตัวอย่างดินส่วนที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 40 (0.425 มม.) ดังต่อไปนี้

#### 1 Dry Strength (ความต้านทานต่อแรงบีบ)

นำตัวอย่างดินส่วนที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 40 (โดยการหยิบเม็ดดินที่ใหญ่กว่าออก ไม่จำเป็นต้องร่อนด้วยตะแกรง) มาจำนวนหนึ่ง ผสมน้ำจนปั้นเป็นก้อนได้ แล้วทำให้แห้งโดยการอบหรือตากแดด หรือปล่อยให้แห้งในอากาศ หรืออาจจะใช้ก้อนดินแห้งในธรรมชาติก็ได้ นำก้อนดินแห้งมาบีบให้แตก แล้วบีบให้เป็นผงด้วยนิ้วมือ โดยสังเกตดูว่าดินแห้งก้อนนั้นจะแตกและเป็นผงด้วยแรงบีบมากน้อยเพียงใด

- ก. มี Dry Strength น้อยมาก ก้อนดินแห้งนั้นสามารถบีบให้แตกเป็นผงได้ง่าย แสดงว่า ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน มีดินเหนียวปนอยู่น้อยมากหรือไม่มี ส่วนใหญ่จะเป็นพวกตะกอนทราย
- ข. มี Dry Strength ปานกลาง ต้องออกแรงบีบจึงจะแตกเป็นผง แสดงว่ามีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน และความเหนียวบ้างพอสมควร มีดินเหนียวปนอยู่บ้าง
- ค. มี Dry Strength สูง ไม่สามารถบีบให้เป็นผงได้ทั้งหมด แสดงว่ามีความเหนียวมาก หรือมีวัสดุเชื่อมแน่นมาก นั่นคือมีดินเหนียวปนอยู่มาก

#### 2. Dilatancy (ปฏิกิริยาต่อการเขย่า)

นำตัวอย่างดินที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 40 มาจำนวนหนึ่ง ผสมน้ำให้ทั่ว แล้วปั้นเป็นก้อนขนาด 1-3 ซม. ใส่ในอุ้งมือ เขย่าไปมาในแนวราบ จนเห็นว่ามีน้ำออกมาเยิ้มที่ผิวดิน แล้วใช้นิ้วมือบีบก้อนดินนั้นสังเกตดูน้ำที่เยิ้มที่ผิวดินนั้นจะถูกดูดเข้าไปในก้อนดินหรือไม่ ทำเช่นนี้หลาย ๆ ครั้ง แล้วสังเกตดูปฏิกิริยาที่น้ำเยิ้มออกมา และถูกดูดเข้าไปว่ารวดเร็วหรือช้าอย่างไร ปฏิกิริยานี้เรียกว่า Reaction

- ก. มีปฏิกริยาเร็ว แสดงว่าดินนั้นไม่ทึบ โปร่ง มีความชื้นได้สูง ไม่มีความเหนียว มีดินเหนียวปนอยู่น้อยมากหรือไม่ มีเลย ส่วนใหญ่จะเป็นตะกอนทราย ถ้าเป็นทรายละเอียดจะมีปฏิกริยาเร็วมาก
- ข. มีปฏิกริยาปานกลางถึงช้า แสดงว่าดินนั้นมีความชื้นได้ปานกลาง มีความเหนียวบ้าง มีดินเหนียวปนอยู่บ้าง พอสมควร และมีตะกอนทรายมาก
- ค. ไม่มีปฏิกริยา แสดงว่าดินนั้นทึบ มีความชื้นได้ต่ำมาก มีความเหนียวสูง มีดินเหนียวปนอยู่มาก

### 3. Toughness (สถานะภาพใกล้จุด P.L.)

นำตัวอย่างดินส่วนที่มีขนาดเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 40 มาจำนวนหนึ่ง ผสมน้ำและคลุกเคล้าจนเข้ากันดี (ถ้าแห้งไปก็เติมน้ำ ถ้าเปียกไปก็ปล่อยให้แห้ง) แล้วนำมาประมาณ 1 ลบ.ซม. คลึงด้วยฝ่ามือหรือคลึงบนพื้นราบจนเป็นเส้นด้ายขนาด 3.2 มม. และมีรอยร้าวเกิดขึ้น (ถ้ายังไม่มียรอยร้าว พับแล้วคลึงใหม่ น้ำจะค่อย ๆ หายไปจนกระทั่งได้ตามต้องการ) ปริมาณความชื้นที่จุดนี้เรียกว่า P.L. นำดินเส้นด้ายที่ได้นี้มารวมกันเป็นก้อน แล้วกดดูจนกระทั่งแตก และเอามาคลึงใหม่ (แรงต้านทานต่อการคลึงที่จุด P.L. นี้เรียกว่า Toughness)

- ก. มี Toughness สูง ยังไม่สามารถคลึงเป็นเส้นด้ายขนาด 3.2 มม. ได้ แม้ว่าปริมาณความชื้นจะน้อยกว่า P.L. แสดงว่าดินมีความเหนียวสูง มีดินเหนียวปนอยู่มาก
- ข. มี Toughness ปานกลาง คลึงเป็นเส้นด้ายได้เมื่อมีปริมาณความชื้นเท่ากับ P.L. เท่านั้น แสดงว่าดินมีความเหนียวปานกลาง มีดินเหนียวปนอยู่บ้าง
- ค. มี Toughness น้อยมาก ไม่สามารถคลึงเป็นเส้นด้ายได้ที่ปริมาณความชื้นน้อยกว่า P.L. ดินจะแตกร่วน และไม่สามารถนำมารวมกันเป็นก้อนได้ แสดงว่าดินมีความเหนียวน้อยมากหรือไม่เลย มีดินเหนียวปนอยู่น้อยมากหรือไม่ มีส่วนใหญ่เป็นตะกอนทราย
- ง. ไม่มี Toughness ไม่สามารถคลึงเป็นเส้นได้

## บทที่ 5

### การเจาะและเก็บตัวอย่างดิน

#### Soil Exploration and Sampling.

##### 5.1 คำนำ

- การเจาะสำรวจดินบริเวณสถานที่ที่ก่อสร้าง นับว่าเป็นงานที่สำคัญของการพิจารณาออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรม เพื่อให้เกิดความปลอดภัย และประหยัด ในการเลือกใช้วัสดุก่อสร้าง และสามารถเลือกใช้วิธีดำเนินการก่อสร้างที่เหมาะสม
- ในช่วง พศ 2531-2540
- การก่อสร้างในประเทศไทยได้เจริญเติบโตอย่างต่อเนื่องมาตลอด เช่น อาคารที่พักอาศัย อาคารโรงงาน อาคารสูง และอาคารสาธารณูปโภค
- อาคารที่ตั้งมั่นอยู่ได้ต้องมีฐานรากที่แข็งแรงและตั้งอยู่บนชั้นดินที่แข็งแรงเพียงพอ
- อาคารที่ฐานรากตั้งอยู่บนชั้นดินที่ผิวดินอาจเกิดวิบัติได้
- ดังนั้นเพื่อความไม่ประมาทจึงให้มีการตรวจสอบสภาพชั้นดิน ควบคู่กับการออกแบบอาคารหรือสิ่งก่อสร้างอย่างละเอียดรอบคอบ

##### 5.2 Site Investigation (การสำรวจดินในสนาม)

- การสำรวจดินบริเวณที่ทำการก่อสร้าง โดยการศึกษาแผนที่ทางธรณีวิทยา แผนที่ลักษณะภูมิประเทศ (Topographic Map) หรือแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศ (Aerial Photographs)

การสำรวจดินบริเวณที่ทำการก่อสร้าง เพื่อต้องการหาข้อมูลทางวิศวกรรม ดังต่อไปนี้

1. ต้องการทราบชนิด และลักษณะของดินตามธรรมชาติ
2. ต้องการทราบความลึกของดิน (Depth), ความหนาของชั้นดิน (Thickness), การทดสอบหาค่าต่างๆ
3. ต้องการทราบความลึกของชั้นหิน (Bedrock)
4. ต้องการทราบตำแหน่ง และการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน
5. ต้องการตัวอย่างดิน เพื่อใช้ในการทดสอบหาค่าคุณสมบัติของดินทางวิศวกรรม (Engineering Properties for Design)

##### 5.3 การเจาะสำรวจดินวิศวกรจะวางแผนเป็น 3 ขั้นตอน

- 1 Initial Reconnaissance คือ การสำรวจเบื้องต้น บริเวณที่ทำการก่อสร้าง โดยข้อมูลที่ได้จากแผนที่ต่างๆ หรือข้อมูลอื่นๆเท่าที่มี สำรวจหาเฉพาะข้อมูลพื้นฐานทางธรณีวิทยา เพื่อทราบลำดับและความหนาของดินแต่ละชั้น พร้อมทั้งคุณสมบัติพื้นฐานทั่วไปของดินเหล่านั้น
- 2 Preliminary Boring คือ การเจาะดินเบื้องต้น ไม่ลึกนัก เพื่อดูลักษณะของชั้นดินต่างๆ เบื้องต้น นำข้อมูลการสำรวจเบื้องต้นที่ได้มาศึกษาเปรียบเทียบกับน้ำหนักและรูปร่างของโครงสร้างในผังบริเวณที่กำหนดการก่อสร้าง โดยอาจใช้ข้อมูลที่ได้จากโครงการอื่นซึ่งอยู่ใกล้เคียงกันมาประกอบ เพื่อกำหนดรายละเอียดสำหรับการเก็บตัวอย่างพิเศษ การทดสอบวิเคราะห์ที่ควรมีเพิ่มเติมและการกำหนดความลึกที่เหมาะสมในหลุมเจาะสำรวจต่อไป
- 3 Detailed program with additional boring  
ทำการเจาะพร้อมเก็บตัวอย่างดินมาทดสอบเพื่อหาค่าต่างๆทางวิศวกรรม อย่างละเอียด

สำหรับโครงการเล็กๆ อาจจะมี 2 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนที่ 1 + 2

**ค่าใช้จ่ายในการตรวจสอบชั้นดิน**

ค่าใช้จ่ายในการเจาะ และเก็บตัวอย่างดิน จะรวมทั้งการทดสอบในห้องทดลองของดินตัวอย่าง ตลอดจนการจัดทำรายงานสรุปผลทั้งหมด ค่าใช้จ่ายในการเจาะและเก็บตัวอย่างดิน จะอยู่ระหว่าง 0.1 – 0.3 % ของราคาก่อสร้างทั้งหมด (ยกเว้นงานก่อสร้าง สะพาน (Bridge) และงานเขื่อน ( Dam ) ซึ่งค่าใช้จ่ายส่วนใหญ่จะมากกว่า 1%)

**วิธีการตรวจสอบสภาพชั้นดิน**

1. การเจาะสำรวจดิน
2. การเก็บตัวอย่างดิน
3. การทดสอบตัวอย่างดิน
4. การแปรผลวิเคราะห์ผลการตรวจสอบสภาพชั้นดิน

**5.4 Determining Subsurface Conditions(กำหนดเงื่อนไขในการเจาะดิน)**

1. สํารวจชั้นดินโดยไม่มีกรเก็บตัวอย่างดิน (Sample are not taken)
2. สํารวจชั้นดินโดยมีการเก็บตัวอย่างดิน (Sample are recovered)

\*\*การสำรวจชั้นดินทางวิศวกรรม ส่วนใหญ่จะเป็นการสำรวจชั้นดินโดยมีการเก็บตัวอย่างดิน

**การสำรวจชั้นดินโดยไม่มีกรเก็บตัวอย่างดิน(Sample are not taken)**

การหยั่งสำรวจด้วยวิธีการตอก ( Probing or Sounding)

- การหยั่งสำรวจด้วยวิธีการตอกก้านเหล็กหรือท่อเหล็กซึ่งมีหัวตอกติดที่ปลายล่าง
- ใช้ทดสอบกับดินทราย/ดินเหนียวแข็ง

**การตอกหยั่งแบบคูนเซลสแตป (Kunzelstab)**

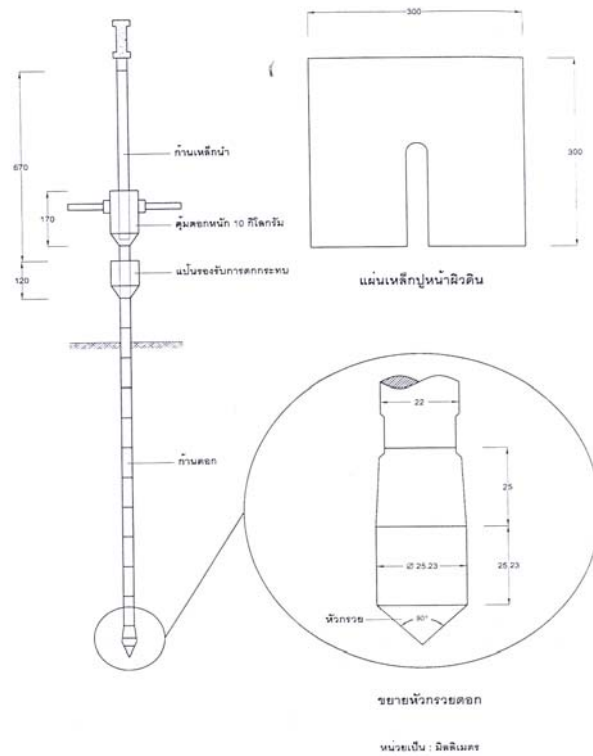
การหยั่งสำรวจด้วยวิธีการตอกได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้กับดินประเภทไร้ความเหนียวหรือดินทราย กรวด การวัดผลการตอกหยั่งแสดงในรูปจำนวนครั้งของการตอกตัมน้ำหนักที่ทำให้หัวตอกจมลงไปดินเป็นระยะทางที่กำหนด ในระยะหลังมีผู้พยายามนำผลที่ได้จากการตอกหยั่งสำรวจมาแปลความหมายเป็นคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินโดยตรง ( ไม่ได้เก็บตัวอย่าง ) แต่ก็ยังได้รับการยอมรับอยู่ในวงจำกัด

ลักษณะเครื่องมือตามรูปที่ 5.1 และวิธีการ

- ก) หัวตอกรูปกรวยเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 มม. ทำมุม 60 องศาที่ปลาย
- ข) ก้านเหล็กสำหรับตอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 22 มม. ยาวท่อนละ 1 ม
- ค) หัวกรวยจะถูกตอกให้จมลงในดินครั้งละ 0.20 ม.ด้วยตุ้มขนาดหนัก 10 กก. ยกสูง 0.50 ม. อัตราการตอก 15 – 30 ครั้ง ต่อนาที
- ง) บันทึกจำนวนครั้งของการตอกที่หัวกรวยจมลงไปทุกระยะ 0.20 ม.

**การแปรผลและข้อดี - ข้อเสีย**

- I. จะบอกถึงความแข็งแรงของชั้นดินเหนียวดินในเชิงเปรียบเทียบ
- II. จะบอกถึงความหนาแน่นของดินทราย-กรวด เชิงความหนาแน่นสัมพัทธ์
- III. เครื่องมือมีน้ำหนักเบา เล็กกะทัดรัด ถอด-ประกอบง่าย แรงงานคน 1-2 คน



รูปที่ 5.1 เครื่องมือตอกหยั่งแบบคุนเซลสแตป ( Kunzelstab )

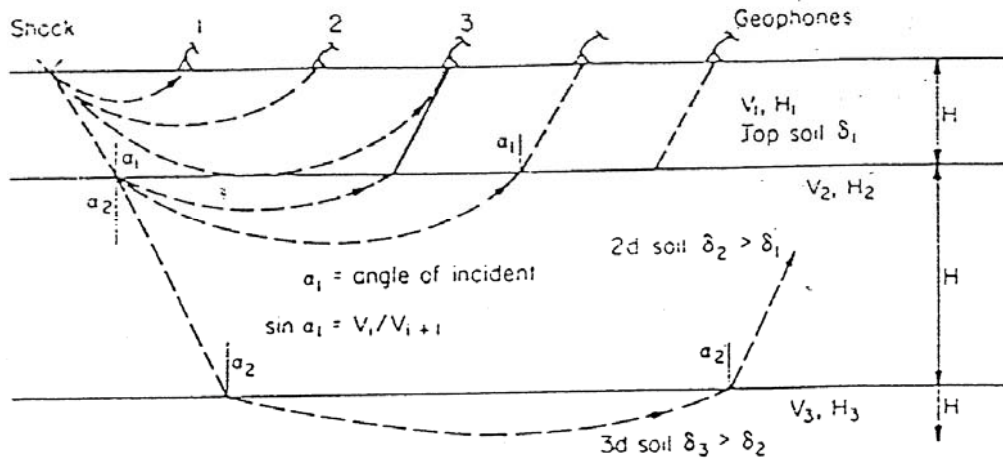
**2 วิธีการสำรวจแบบธรณีฟิสิกส์ ( Geophysical Method**

1. มีด้วยกันหลายวิธีขึ้นอยู่กับแหล่งกำเนิดพลังงานทางฟิสิกส์เช่นการใช้คลื่นสั่นสะเทือนหรือการใช้กระแสไฟฟ้า
2. การสำรวจชั้นดินอาศัยหลักการที่ว่า “ รูปทรงของคลื่นหรือพลังงานที่ผ่านสสารแต่ละชนิดมีความแตกต่างกัน”
3. คลื่นหรือพลังงาน อาจมีอยู่ตามธรรมชาติหรือสร้างขึ้นใหม่
4. การหาขอบเขตของดิน 2 ชนิด โดยการส่งคลื่นหรือพลังงานที่เหมาะสมลงสู่ดิน แล้วตรวจดูรูปทรงของคลื่นเปรียบเทียบกับรูปทรงของคลื่นหรือพลังงานตามทฤษฎี

**2.1วิธีการใช้คลื่นสั่นสะเทือน (Seismic Method)**

ตามรูปที่ 5.2

- อาศัยหลักการ “ การแผ่กระจายของคลื่นผ่านตัวกลางที่มีคุณสมบัติการยืดหยุ่น(Elastic) แตกต่างกัน คลื่นบางส่วนจะสะท้อนกลับและบางส่วนจะเกิดการหักเห ”
- การหาขอบเขตระหว่างวัสดุ 2 ชนิด โดยการวัดเวลาเดินทางทั้งของคลื่นที่สะท้อนและของคลื่นหักเห จากจุดกำเนิดคลื่นไปยังจุดรับคลื่น ซึ่งวางอยู่ห่างออกไปจากจุดกำเนิดตามระยะทางที่กำหนด



รูปที่ 5.2 วิธีการใช้คลื่นสั่นสะเทือน

**ข้อดี - ข้อเสของหะ**

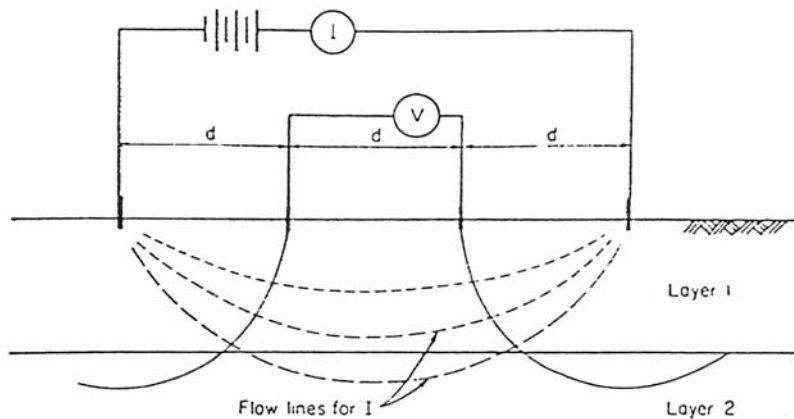
- สามารถสำรวจในพื้นที่กว้าง กระทำได้อย่างรวดเร็วและประหยัด
- ควรมีการตรวจสอบโดยการเจาะสำรวจดินและเก็บตัวอย่างเป็นระยะๆ เพื่อตรวจสอบเทียบกับผลจากการสำรวจด้วยวิธีทางธรณีฟิสิกส์

**ข้อจำกัดของวิธีการใช้คลื่นสั่นสะเทือน (Seismic Method)**

- ผลการทดสอบใช้ได้ดี ในกรณีที่ชั้นดินเหนือชั้นหินนั้นมีความหนาไม่มาก
- สามารถใช้หารอยต่อระหว่างชั้นดินอ่อนและชั้นดินแข็ง
- คลื่นสั่นสะเทือนสามารถเดินทางไปในดินอิ่มตัว (Saturated Soil) ได้ดีกว่าดินแห้งหรือดินชื้น (Un-saturated Soil)
- สามารถนำไปใช้หาระดับน้ำใต้ดินได้
- ไม่สามารถใช้หารอยต่อของชั้นดินแข็งที่อยู่บนชั้นดินอ่อนได้
- ไม่สามารถจำแนกความแตกต่างระหว่างขอบเขตของน้ำใต้ดินกับชั้นหินได้

**2.2 วิธีการใช้กระแสไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method) ตามรูปที่ 5.3**

- ใช้วัดความต้านทานไฟฟ้าเมื่อปล่อยกระแสไฟฟ้าลงดินผ่านไปที่ขั้วไฟฟ้าที่ฝังอยู่ในดิน



รูปที่ 5.3 วิธีการใช้กระแสไฟฟ้า

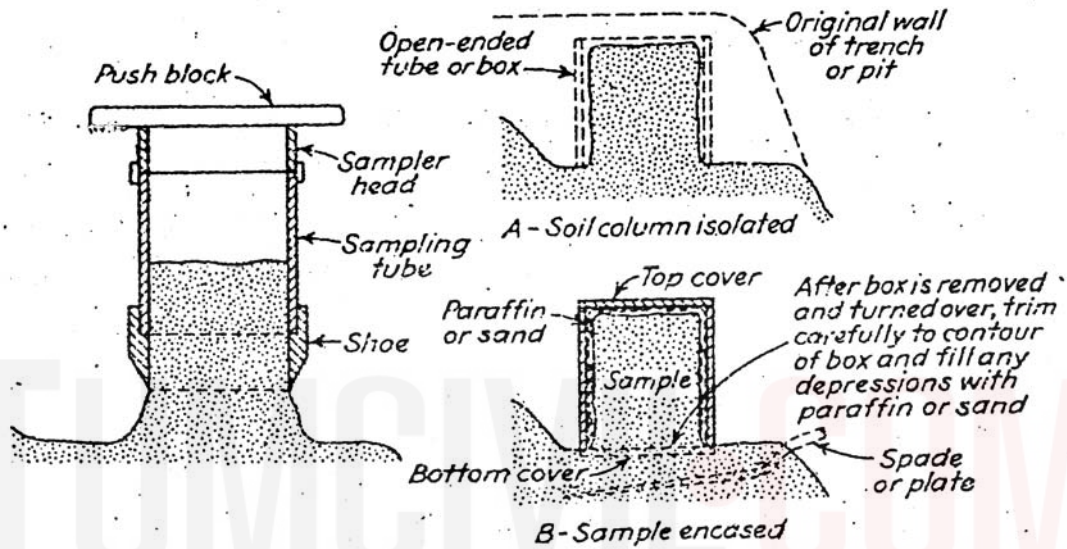


**ข้อจำกัดของวิธีการใช้วิธีการใช้กระแสไฟฟ้า (Electrical Resistivity Method)**

- ใช้ได้ดีในการหารอยต่อระหว่างชั้นดินที่มีความต้านทานไฟฟ้าแตกต่างกันมาก เช่น
- ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวปนสารอินทรีย์ จะมีความต้านทานไฟฟ้าต่ำ
  - ชั้นทราย กรวดและชั้นหิน จะมีความต้านทานไฟฟ้าสูง
  - ในชั้นทรายหลวมและชั้นหินทรายจะหาขอบเขตรอยต่อได้ยาก เพราะองค์ประกอบโครงสร้างใกล้เคียงกัน ความต้านทานไฟฟ้าไม่แตกต่างกันมากนัก

**สำรวจชั้นดินโดยมีการเก็บตัวอย่างดิน (Sample are recovered) มีวิธีการเจาะสำรวจ**

- 1) การเปิดบ่อทดสอบ ( Test Pit. or trial pit ) ตามรูปที่ 5.4



รูปที่ 5.4 การเก็บตัวอย่างดินแบบเปิดบ่อทดสอบ ( Trial pit )

เป็นวิธีที่ง่ายเหมาะสำหรับมวลดินทุกชนิดและยังได้ข้อมูลของชั้นดินที่นำเชื่อถือ เนื่องจากสามารถมองเห็นลักษณะธรรมชาติของชั้นดินและสามารถสัมผัสมวลดินนั้นได้ในระหว่างการขุดบ่อทดสอบ แต่วิธีนี้ใช้ได้เฉพาะตัวอย่างดินที่อยู่ตื้นๆ เท่านั้น หากลึกมากต้องทำค้ำยัน

หลักการของวิธีนี้คือ ขุดดินลึกลงไปโดยใช้แรงคนหรือเครื่องจักร และทำเป็นบ่อรอบก้อนดินที่ต้องการเก็บจากบ่อทั้งนี้บ่อทดสอบที่จะขุดต้องมีความลาดเอียงมากพอหรือขุดเป็นชั้นบันไดเพื่อป้องกันดินถล่มและต้องให้มีความกว้างมากพอที่จะให้คนลงไปเก็บตัวอย่างดินได้ หรือทำการทดสอบหากำลังของดินในสนามได้ ข้อสำคัญในระหว่างการขุดดิน คืออย่ากองดินที่ขุดขึ้นมาไว้ที่ปากหลุมเพราะจะเป็นเหตุให้ดินพังถล่มลงมาได้ แต่หากจำเป็นให้กองดินที่ขุดขึ้นมาห่างจากปากหลุมอย่างน้อย 1 เมตร

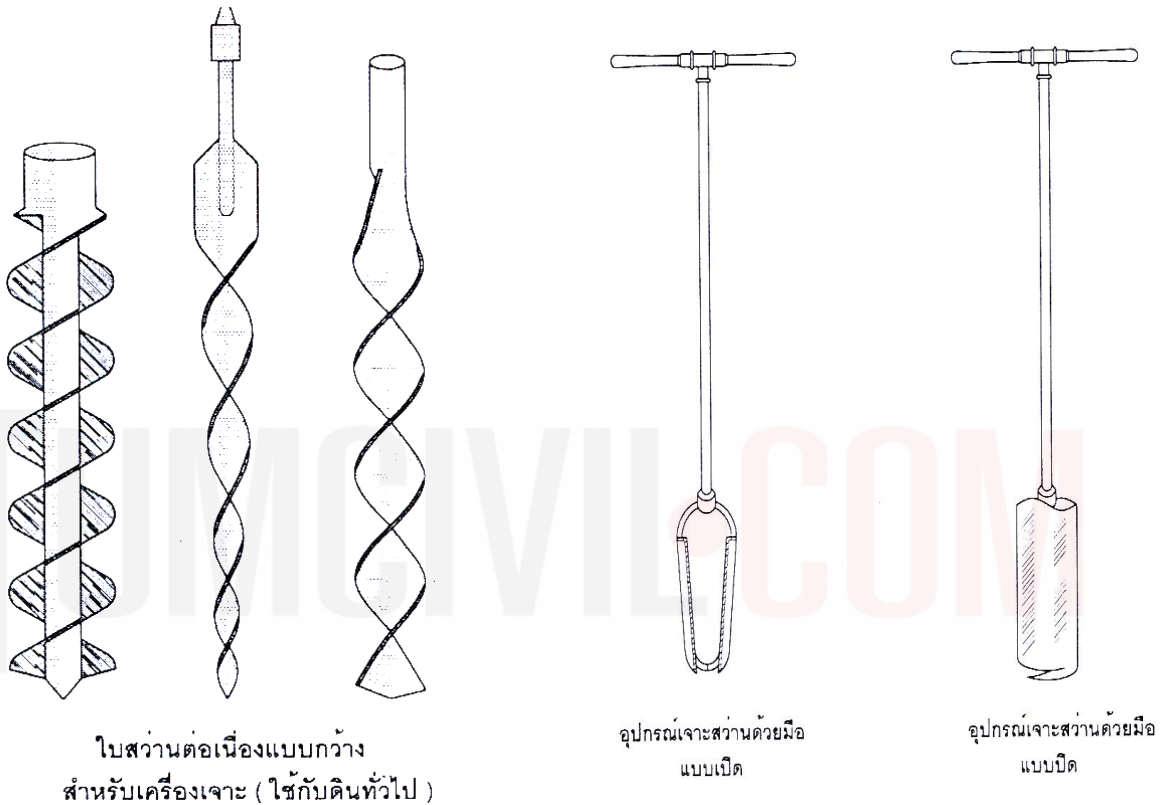
การเก็บตัวอย่าง ทำโดยแต่งก้อนดินให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ขนาด 20 ถึง 30 ซม. ตามที่ต้องการแล้วใช้มีดตัดก้อนดินที่ต้องการนั้น จากนั้นให้รับน้ำหนักมาเคลือบด้วยขี้ผึ้งพาราฟิน(paraffin) หนาประมาณ 2.5 – 3.0 มม. เพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น จัดการนำส่งไปที่ห้องทดสอบที่อยู่ใกล้ในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง แต่ในกรณีที่ต้องการขนส่งต่อไปไกลมากต้องระมัดระวังมิให้ดินได้รับความกระเทือนหรือถ้าจะมีกัพพยายามให้น้อยที่สุด โดยให้บรรจุดินตัวอย่างลงในกล่องไม้ที่มีขนาดโตกว่าและตั้งมวลดินให้อยู่ตามสภาพธรรมชาติ ของดินแล้วจึงกรอกพาราฟินลงในช่องว่างนี้่อีกที



การเปิดบ่อทดสอบ ( Test Pit. or trial pit ) มีข้อจำกัดดังนี้

- ใช้กับดินเหนียวหรือชั้นทรายที่อยู่ระดับน้ำใต้ดิน
- การเปิดบ่อซึ่งลึก 2-4 เมตร กระทำได้โดยการขุดเปิดด้วย แรงคนหรือรถขุดตัก
- การตรวจสอบชนิดของดินกระทำได้ด้วยการสัมผัสและตรวจสอบด้วยตาเปล่าโดยตรง
- การเก็บตัวอย่าง การถ่ายภาพ ลักษณะชั้นดินได้จากผนังบ่อขุด หรืออาจทดสอบในที่ได้ตามต้องการ
- เก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ( Undisturbed Sample) และเก็บได้เป็นปริมาณมาก

2) การเจาะหลุมสำรวจแบบการเจาะสว่าน ( Auger Boring )ตามรูปที่ 5.5

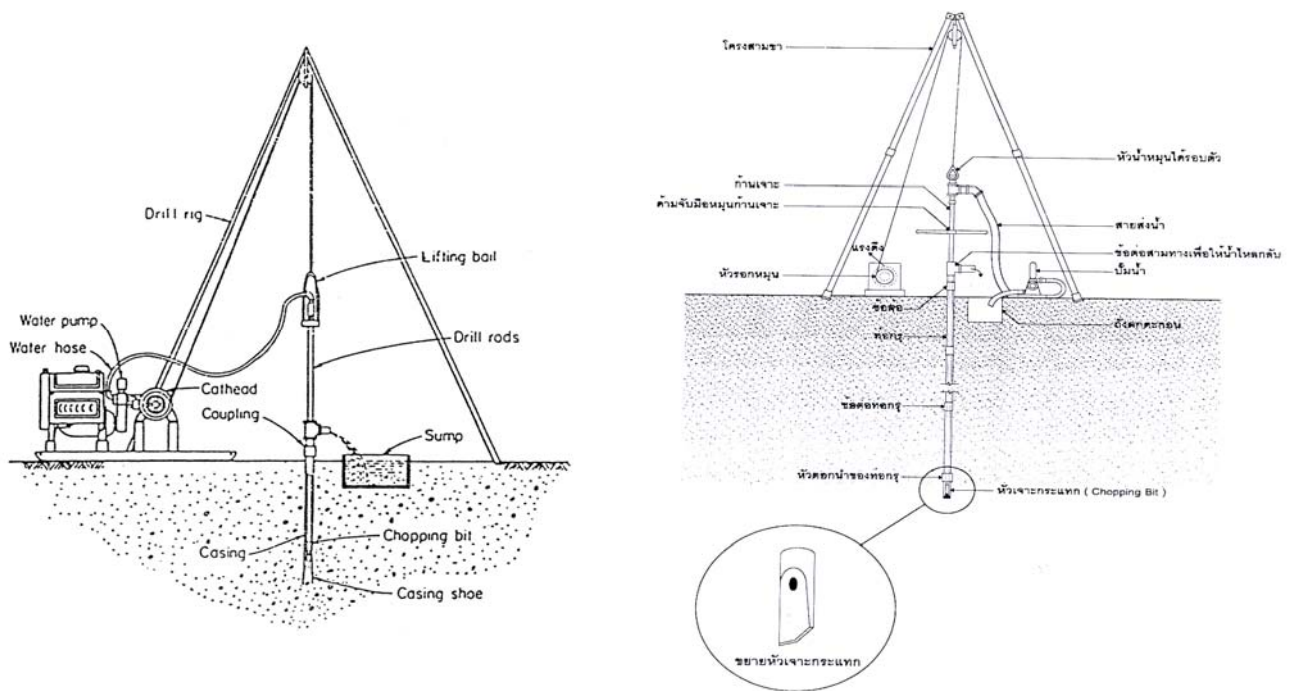


รูปที่ 5.5 สว่านมือ ( Hand Auger )

**การเจาะหลุมสำรวจแบบการเจาะสว่าน ( Auger Boring )**

- วิธีนี้ใช้กันมานานแล้วเนื่องจากง่ายและสะดวก
  - เหมาะสำหรับดินอ่อนหรือดินที่มีความชื้นแน่นมาก
  - หัวเจาะสามารถต่อกับก้านเจาะที่ประกอบด้วยท่อนเหล็กหลายๆท่อนยาวท่อนละ 1 ถึง 1.50 ม
  - ตัวอย่างดินที่เก็บจากดินที่ติดมากับปลายสว่านจะเป็นตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนแล้ว( Disturbed Sample) ซึ่งนำมาใช้เพื่อจำแนกประเภทของดินหรือใช้ทดสอบการบดอัดเท่านั้น
  - สว่านมือที่เจาะด้วยแรงคน สามารถเจาะดินได้ลึกประมาณ 4-6 เมตร ขึ้นอยู่กับความแข็งของชั้นดินและระดับน้ำใต้ดิน
- ข้อจำกัดของวิธีนี้**
- ก) ไม่สามารถเจาะดินชั้นกรวดได้
  - ข) ตัวอย่างดินที่เก็บจากดินที่เกาะติดอยู่รอบใบสว่านเป็นแบบตัวอย่างดินที่เปลี่ยนสภาพ ( Disturbed Sample)
  - ค) ปริมาณความชื้นในตัวอย่างดินมักจะให้ค่าสูงกว่าความเป็นจริงตามธรรมชาติ

### 3) การเจาะหลุมสำรวจแบบการเจาะล้าง ( Wash Boring ) ดังแสดงในรูปที่ 5.6



รูปที่ 5.6 การเจาะแบบเจาะล้าง ( Wash Boring )

#### ประกอบด้วย

- ก) ท่อกรู ( Casing ) เส้นผ่าศูนย์กลางกลาง 75-100 มม ยาวท่อนละ 1.0-1.5 ม
- ข) โครงสามขาเพื่อยกน้ำหนักและตอกท่อกรู ( Tri pod )
- ค) ก้านเจาะ ( Drill rods ) เส้นผ่าศูนย์กลางกลาง 50 มม ยาวท่อนละ 1.5-3.0 ม
- ง) หัวเจาะกระแทก ( Chopping Bit )
- จ) ป้อนน้ำ ( Water pump )
- ฉ) หัวรอกหมุน ( Cathead )

วิธีนี้สามารถใช้ได้กับดินเกือบทุกชนิด ปกติจะตอกปลอกเหล็ก ( casing ) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้วหรือ 2.5 นิ้ว ยาวท่อนละ 1.50 เมตร ลงไปก่อนด้วยแรงคนหรือเครื่องจักรเพื่อป้องกันมิให้ดินพัง มวลดินที่อยู่ภายในปลอกเหล็กนี้อาจถูกกระแทกหรือถูกหมุนตัดเป็นชิ้นเล็กๆ ด้วยหัวเจาะ ( Auger bit หรือ Chopping bit ) ในขณะที่เดียวกันจะป้อนน้ำลงไปตามก้านเจาะ ( Drill rod ) ซึ่งน้ำจะถูกฉีดออกทางรูเล็กๆ ที่อยู่ตรงหัวเจาะ ทำให้ส่วนผสมของน้ำกับเศษหิน เศษดิน ( Wash sample ) ไหลเวียนย้อนกลับขึ้นมาข้างบนทางช่องว่างก้านเจาะกับปลอกเหล็กและถูกกักไว้ในถังพักเพื่อให้เศษหิน เศษดินจากหลุมตกตะกอน

#### วิธีการเจาะ

- ก) ตั้งโครงสามขาตอกท่อกรูยาว 1.00 ม → ติดหัวเจาะกระแทกที่ปลายก้านเจาะ
- ข) ตั้งถังน้ำ → ป้อนน้ำ → ผ่านสายส่งน้ำ → ดำลงในก้านเจาะ → ออกที่ปลายหัวเจาะกระแทกไหลขึ้นมา ระหว่างก้านเจาะกับท่อกรู (พาเอาเศษดินที่ก้นหลุมขึ้นมาด้วย) → ลงสู่ถังตกตะกอน
- ค) การเก็บตัวอย่างทุกความลึก 1.50 ม
- ง) วิธีนี้ใช้ได้กับดินเกือบทุกชนิด

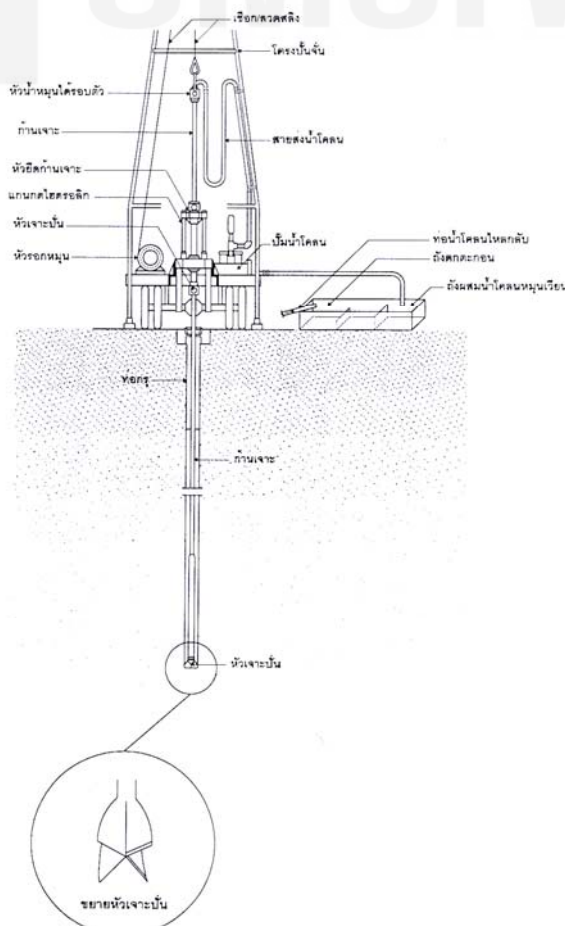
- จ) ปกติจะตอกปลอกเหล็ก(casing) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว หรือ 2.5 นิ้ว ยาวท่อนละ 1.50 ลงไปก่อนดาวน์แรงคนหรือเครื่องจักร เพื่อป้องกันมิให้ดินพัง
- ฉ) มวลดินที่อยู่ภายในปลอกเหล็กนี้อาจถูกกระแทกหรือถูกหมุนตัดเป็นชั้นเล็กๆด้วยหัวเจาะ
- ช) ในขณะที่เดียวกันจะปมน้ำลงไปตามก้านเจาะ
- ซ) น้ำจะถูกฉีดออกทางรูเล็กๆที่อยู่ตรงหัวเจาะทำให้ส่วนผสมของน้ำกับเศษหิน เศษดิน ไหลเวียนย้อนกลับขึ้นมาข้างบนทางช่องว่างระหว่างก้านเจาะกับปลอกเหล็ก
- ฌ) และถูกพักไว้ในถังพักเพื่อให้เศษหิน เศษดินจากกันหลวมตกตะกอน
- ญ) เมื่อได้ความลึกและต้องการเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ ( Undisturbed Sample) ให้หยุดการเจาะดินไว้ก่อนและยกหัวเจาะนั้นขึ้นมา แล้วเปลี่ยนหัวเจาะเป็นกระบอกเก็บตัวอย่าง กระบอกบาง ( Thin wall tube)

**ข้อเด่นกับวิธีการเจาะแบบนี้**

- ก. สามารถทำได้ง่าย อุปกรณ์เครื่องเจาะไม่ซับซ้อน ไม่จำเป็นต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญ
- ข เครื่องจักรมีขนาดเบา สะดวกต่อการขนย้าย สามารถถอดและประกอบได้ง่าย เข้าถึงทุกพื้นที่ที่มีอุปสรรค

**4) การเจาะหลุมสำรวจแบบการเจาะปั่น ( Rotary Drilling ) ตามรูปที่ 5.7**

- ก) คล้ายคลึงกับการเจาะล้าง
- ข) ต่างกันใช้กำลังจากเครื่องจักรหมุนหัวเจาะด้วยความเร็วรอบที่กำหนด
- ค) การเพิ่มความลึกของหลุมเจาะจะใช้แรงกดจากไฮดรอลิกหรือจากเครื่องจักร
- ง) เมื่อได้ความลึกที่ต้องการเปลี่ยนหัวเจาะเป็นหัวเก็บตัวอย่าง
- จ) เพื่อให้ได้หลุมเจาะที่มีคุณภาพ น้ำหมุนเวียนควรเป็นน้ำโคลนผสมเบนโทไนท์(ช่วยในการไม่ให้ผนังของหลุมเจาะพังทลาย)



รูปที่ 5.7 เครื่องมือการทำหลุมเจาะปั่น( Rotary Drilling)

**คุณสมบัติของสารละลายเบนโทไนท์**

- ✓ เป็นแผ่นวัสดุเหนียวชั้นบาง ๆ เกาะอยู่บนผนังของหลุมเจาะช่วยป้องกันการพังหรือการถล่มของชั้นทรายที่เจาะผ่านไปแล้ว
- ✓ พาเสดิน - หิน ที่ลอยอยู่ในหลุมเจาะให้ขึ้นมาปากหลุมได้มากขึ้น
- ✓ มีคุณสมบัติจับยึดตัวทำให้หลุมเจาะสะอาดปราศจากเศษหิน - ดิน
- ✓ ความเข้มข้นของสารละลายปกติมีการควบคุมให้มีความหนาแน่น 1.09-1.15 กรัมต่อลบ.ซม.
- ✓ ส่วนใหญ่นำเข้าจากต่างประเทศ ทำให้ต้นทุนในการเจาะสูง (ผลิตในประเทศคุณภาพไม่ยอมรับ/ราคาสูงถ้ามีคุณภาพ)
- ✓ การซึมของน้ำในหลุมเจาะยากขึ้นการวัดค่าระดับน้ำใต้ดินจะไม่ถูกต้อง

**ข้อจำกัดของการเจาะหลุมสำรวจแบบการเจาะปั่น ( Rotary Drilling )**

- ราคาเจาะสำรวจมีราคาสูง
- ไม่ให้ความรู้สึกสัมผัสผิวดินตรงจากมือจากก้านเจาะ
- เก็บตัวอย่างที่คงสภาพได้เป็นอย่างดี

การเจาะสำรวจดินในแต่ละวิธีตามที่กล่าวมาแล้วนั้นแต่ละวิธีก็มีทั้งข้อดีข้อเสีย ข้อจำกัด ค่าใช้จ่าย ดังนั้นในการเลือกวิธีการเจาะสำรวจ ให้มีความเหมาะสม ซึ่งขึ้นอยู่กับ ลักษณะของงาน ลักษณะของชั้นดิน โดยจัดทำเป็นตารางเปรียบเทียบ ดังแสดงในตารางที่ 5.8

**5.5 Location, Spacing and Depth of Borings (ตำแหน่ง, ระยะห่าง และความลึกของหลุมเจาะ)**

- ขึ้นอยู่กับ
  1. การนำผลของการเจาะสำรวจดินไปใช้ประโยชน์ ตัวอย่างเช่นขนาดของอาคาร, น้ำหนักของอาคาร, ลักษณะของอาคาร
  2. ข้อมูลการเจาะสำรวจดินที่มีความจำเป็นต้องใช้
  3. ข้อมูลการเจาะสำรวจดินมีข้อมูลเดิมอยู่แล้ว แต่ไม่เพียงพอ จำเป็นต้องเจาะเพิ่มเติม
  4. ประสบการณ์ของวิศวกรที่ปรึกษา

**การกำหนดระยะห่างระหว่างหลุมเจาะ**

- ไม่กำหนดกฎเกณฑ์ตายตัวเช่นเดียวกับความลึกของหลุมเจาะ

สิ่งที่เคยปฏิบัติกันเป็นประจำ

- ในงานอาคาร ถ้าพบว่าชั้นดินมีสภาพสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก
  1. หลุมเจาะแต่ละหลุมห่างกัน 40 – 60 เมตร
  2. หลุมเจาะ 1 หลุม จะเป็นตัวแทนของพื้นที่ 40 x 60 ตารางเมตร ถึง 60 x 60 ตารางเมตร
- ในงานถนน
  1. หลุมเจาะแต่ละหลุมห่างกัน 250 - 300 เมตร ตามแนวถนน
- งานสะพาน
  1. อย่างน้อย 1 หลุมเจาะ

ตารางที่ 5.8 การเปรียบเทียบวิธีการเจาะสำรวจแต่ละลักษณะ

ชื่อ	วิธีการ	การสังเกตชั้นดินเปลี่ยนแปลงขณะเจาะ	การขนย้าย	ค่าใช้จ่าย	คุณภาพของหลุมเจาะ	ข้อจำกัด
การเจาะล้าง	ใช้น้ำฉีดล้างขณะยกหัวเจาะกระแทกชั้น-ลงพร้อมกับปิดการเจาะ	สังเกตจากสีของน้ำล้นที่ขึ้นมาปากหลุมและใช้การสัมผัสจากการเจาะรวมทั้งอัตราการลงของเครื่องจักร	สะดวกปานกลาง (อุปกรณ์ไม่ซับซ้อนมาก)	ไม่สูงมาก	พอใช้ (เนื่องจากดินบางส่วนถูกรบกวน)	ไม่สามารถเจาะผ่านชั้นกรวดใหญ่ ลูกกรังแข็ง หินผุหรือตาน
การเจาะปั่น	ใช้เครื่องมือปั่นขณะที่กดหัวเจาะลงพร้อมกับฉีดน้ำออกจากรูด้านข้างหัวเจาะ	สังเกตจากสีของน้ำที่ล้นขึ้นมาปากหลุมและสังเกตจากแรงกดรวมทั้งอัตราการลงของหัวเจาะ	ยุ่งยาก ( อุปกรณ์มีน้ำหนักมากและซับซ้อน )	สูง	ดีมาก ( หลุมเจาะสะอาดและดินถูกรบกวนน้อย )	ใช้ได้กับชั้นดินชั้นหินทุกชนิด
การเจาะสว่าน	ใช้การหมุนใบสว่านเพื่อนำดินขึ้นมา	สัมผัสจำแนกได้โดยตรงจากดินที่ติดขึ้นมากับใบสว่าน (ในหลุมเจาะแห้ง )	สะดวก ( อุปกรณ์มีน้ำหนักไม่มาก)	ไม่สูง	ดี( เมื่อเป็นหลุมเจาะแห้งอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน )	มักมีอุปสรรคในการเจาะผ่านชั้นทรายกรวด หรือการเจาะที่ระดับต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน
การเปิดบ่อทดสอบ	ขุดเปิดบ่อด้วยแรงคนหรือเครื่องจักร	ตรวจสอบสัมผัสได้โดยตรงและบันทึกหรือถ่ายภาพการเรียงตัวของชั้นดินได้ชัดเจน	สะดวก	ปานกลาง	ดีมาก	ความลึกมักไม่เกิน 2 – 3 เมตร

การกำหนดจำนวนของหลุมเจาะ

- มีหลักในการพิจารณาคือ
- หลุมเจาะที่มีความจำเป็น( Do what is necessary)
- ข้อมูลเพียงพอต่อการออกแบบ(to be sure )
- กำหนดหลุมเจาะให้ตรงตำแหน่งผังอาคารหรือโครงสร้างจะถูกต่องที่สุด
- ผังอาคารต้องไม่เปลี่ยนแปลง ถ้ามีการเปลี่ยนแปลง พิจารณาว่าจะเพิ่มจำนวนหลุมเจาะหรือไม่
- ถ้าเป็นอาคารโครงสร้างหนัก/อาคารสูง หลุมเจาะควรอยู่ที่แกนลิฟต์ / ผนังรับแรงเฉือน(Shear Wall)
- โดยทั่วไปความลึกของหลุมเจาะอาจลึกประมาณ 2 -2.5 เท่าความกว้างด้านสั้นขององค์อาคารนั้น
- กำหนดความลึกต้องครอบคลุมให้อาคารมั่นคง แข็งแรงโดยเฉพาะการทรุดตัวของอาคารที่จะเกิดขึ้นในอนาคต
- บางครั้งถ้ากำหนดให้ถึงชั้นหินอาจทำไม่ได้ เช่นในบริเวณ กทม. ชั้นหิน อยู่ความลึก 600 – 800 ม.

การกำหนดความลึกของหลุมเจาะ

ความลึกของหลุมเจาะมักจะกำหนดขึ้นจากประสบการณ์เจาะสำรวจดินที่สะสมมากกว่า 50 ปี จากข้อมูลที่มีอยู่และจากข้อมูลสำรวจดินของโครงการที่เปิดใช้งานได้ดีแล้วในละแวกใกล้เคียง ทั้งนี้ได้คำนึงถึงความยาวของเสาเข็มที่มีผู้นิยมและผลิตกันอยู่อย่างกว้างขวาง สำหรับพื้นที่ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา เช่นในกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.9

ตารางที่ 5.9 ความลึกของหลุมเจาะที่ใช้เป็นแนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในเขต กทม. และปริมณฑล

โครงสร้าง	ประมาณความลึกของปลายเสาเข็มที่จะใช้ ( เมตร )	ความลึกของหลุมเจาะ ( เมตร )
อาคารปกติสูงไม่เกิน 5 ชั้น หรือโรงงานขนาดเล็ก	21 - 23	30
อาคารปกติสูงไม่เกิน 10 ชั้น หรือโรงงานขนาดหนัก	22 - 25	35 - 40
อาคารสูงไม่เกิน 15 ชั้น	25 - 30	40 - 45
อาคารสูงไม่เกิน 20 ชั้น	25 - 45	50 -60
อาคารสูงไม่เกิน 24 ชั้น	45 - 55	60 - 70
อาคารสูงไม่เกิน 28 ชั้น	50 - 60	70 -80
อาคารสูง 30 ชั้น ขึ้นไป	-	80 - 120

ข้อมูลในตารางที่ 5.9 ในบริเวณ กทม. ยกเว้นที่ชั้นดินผิดแปลกจากสภาพปกติทั่วไป เช่น

- บริเวณบางรัก ( สันนิษฐานว่าเป็นแนวแม่น้ำเก่า ) ซึ่งมีชั้นดินเลนอ่อนมากที่สุดกระจายอยู่ในช่วงชั้นความลึก 38 – 50 เมตร
- ในช่วงบางพลี ดินอ่อนช่วงบนมีความหนาแน่นมาก บางพื้นที่ลึกถึง 26 เมตร จากระดับผิวดินซึ่งครอบคลุมบริเวณพื้นที่ประมาณ กม. 28 ของถนนบางนา – บางพลี – บางปะกง
- บริเวณฝั่งธนบุรี มักมีชั้นทรายซีเบ็ด หรือตะเข็บของทรายแป้ง ( silt seam ) กระจายอยู่ทั่วไป โดยมักแทรกอยู่ในชั้นดินอ่อนช่วงบน ความลึก 0 – 15 เมตร

สำหรับพื้นที่ต่างจังหวัด ซึ่งได้ตรวจสอบสภาพการก่อกำเนิดและการกำเนิดขึ้นของชั้นดินทางธรณีวิทยาแล้ว มีความเสี่ยงน้อยต่อการทรุดตัวเนื่องจากมีกระเปาะดินเหลวอ่อนแทรกตัวอยู่ จากชั้นดินที่เป็นโพรงช่องว่าง ดังแสดงไว้ในตารางที่ 5.10

ตารางที่ 5.10 ความลึกของหลุมเจาะที่ใช้เป็นแนวทางสำหรับการเจาะสำรวจในพื้นที่ต่างจังหวัด

โครงสร้าง	ความลึกประมาณการ สูงสุด ( เมตร )	เกณฑ์สังเกตควบคุมก่อน สิ้นสุดการเจาะสำรวจดิน
อาคารสูง 1 – 2 ชั้น หรืออาคาร โครงสร้างชั่วคราว ขนาดเบา	25	SPT , N Value > 35 หนา ต่อเนื่องกันไม่ต่ำกว่า 3 เมตร
อาคารสูง 3 – 4 ชั้น หรือโรงงาน , โกดัง ขนาดเบา	25	N > 35 หนา 4 – 5 เมตร หรือ N > 40 หนา 3 เมตร
อาคารสูง 5 – 6 ชั้น หรือโรงงาน , โกดัง ขนาดปานกลาง	30	N > 40 หนา 4 – 5 เมตร หรือ N > 45 หนา 3 เมตร
อาคารสูง 6 – 9 ชั้น หรือโรงงาน , โกดัง ขนาดหนัก	30	N > 45 หนา 4 – 5 เมตร หรือ N > 50 หนา 3 เมตร
อาคารหนักมากหรือสูงประมาณ 10 – 15 ชั้น ขนาดหนักมาก	35 -40	N > 45 หนา 6 เมตร และความลึกหลุมเจาะต้องไม่ น้อยกว่า 15 เมตร หรือ N > 50 หนา 4 -5 เมตร และความลึกหลุมเจาะต้องไม่ น้อยกว่า 15 เมตร
อาคารหนักพิเศษ เช่นหอประชุม โรง ภาพยนตร์ ห้างสรรพสินค้า อาคารที่มี ขนาดช่วงเสาห่างกันมาก หรืออาคารสูง 16 – 18 ชั้น	40 -50	N >50 หนา 6- 8 เมตร และความลึกหลุมเจาะต้องไม่ น้อยกว่า 20 เมตร

ยกเว้นจังหวัดที่มักพบสิ่งแปรปรวนหรือการก่อกำเนิดทางธรณีวิทยาที่ไม่สม่ำเสมอ เช่น ภูเก็ต สุราษฎร์ธานี สงขลา ปราชินบุรี ( มีชั้นดินอ่อนอยู่ใต้ชั้นดินแข็ง ) จันทบุรี และ ระชบุรี บางพื้นที่

### 5.6 การเก็บและชนิดตัวอย่างดิน( Sampling)

ดินตัวอย่างที่เก็บได้อาจเป็น ตัวอย่างดินที่เปลี่ยนแปลงสภาพ ( Disturbed sample ) หรือคงสภาพ ( Undisturbed sample ) ขึ้นกับวิธีการเจาะและวิธีเก็บตัวอย่างดินจากการใช้กระบอกเก็บดิน ว่าในขณะที่เก็บตัวอย่างดินใช้การตอกกระแทกหรือกดกระบอกเก็บดิน ลงไปในดิน ถ้ากดกระบอกเก็บดินลงไปในดินด้วยแรงคนหรือด้วยแม่แรง ที่ใช้อัตราเร่งสม่ำเสมอ ดินจะถูกรบกวนและกระทบกระเทือนน้อยกว่า การตอกกระแทกลงไป นอกจากนี้ ความกระทบกระเทือนที่ดินได้รับยังขึ้นกับผนังของตัวกระบอกเก็บดินด้วยว่าเป็นแบบผิวหนา ( Thick Wall Sampler ) หรือเป็นแบบผิวบาง ( Thin Wall Sampler ) มีปลายจุ่มมากน้อยเท่าไร และคมหรือไม่

- การเก็บตัวอย่างดินที่เก็บได้จากการเจาะสำรวจ
- ค่าใช้จ่าย/เวลาที่ใช้ จะมากขึ้นจะแปรผันตรงกับความต้องการให้ได้ตัวอย่างดิน
- และจะแปรผันตามขนาดที่ใหญ่ขึ้นของเส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างดิน

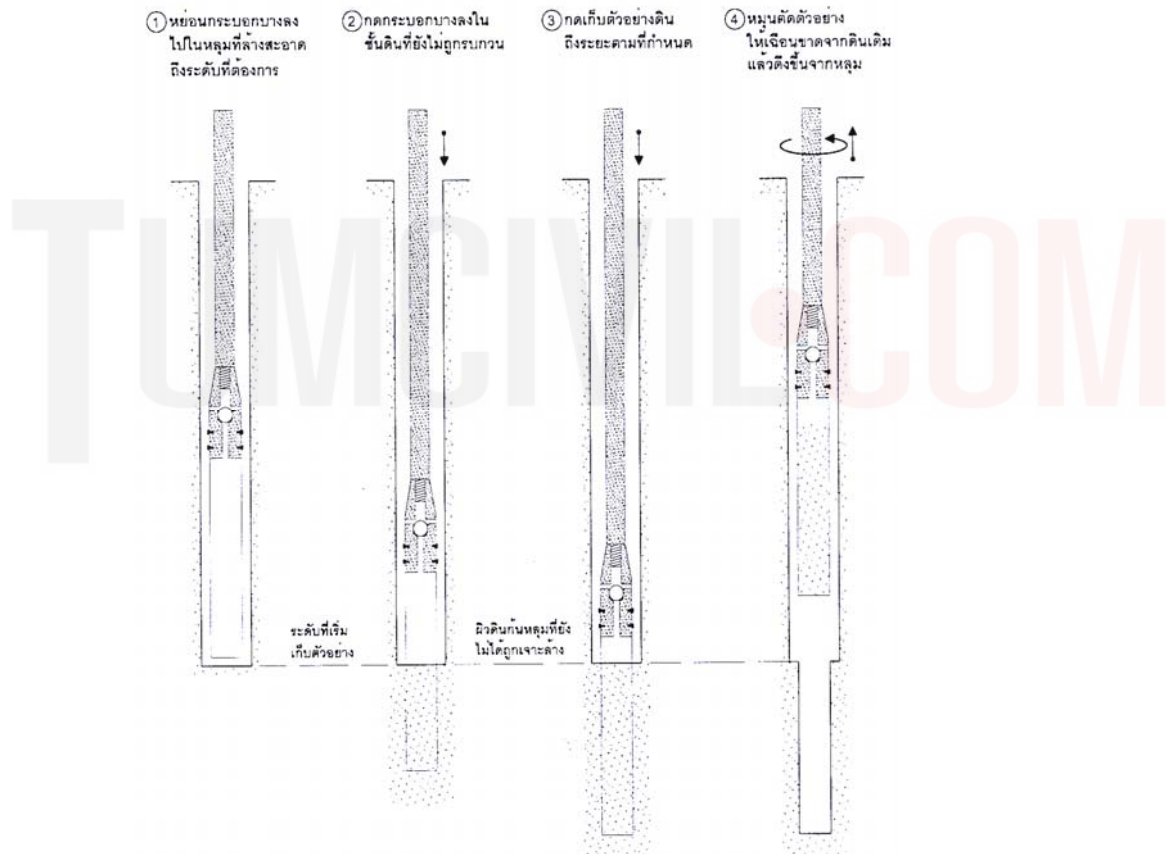


### 5.6.1 การเก็บตัวอย่างดิน

- การเก็บตัวอย่างกระบอกบาง (Thin Wall Samplers)
- การเก็บตัวอย่างกระบอกสูบ-ชัก (Stationary Piston Samplers)
- การเก็บตัวอย่างกระบอกผ่า (Split Spoon)
- การเก็บตัวอย่างแท่งแกน (Core Sample)
- การเก็บตัวอย่างกล่อง (Block Sample)

#### การเก็บตัวอย่างกระบอกบาง (Thin Wall Samplers) ตามรูปที่ 5.11

- กระบอกบางเป็นเหล็กหรือเหล็กไร้สนิม
- ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 50 - 63.5 มม.
- ความหนากระบอก 1.5 - 2.0 มม.
- ความยาวกระบอก 500 - 600 มม.



รูปที่ 5.11 ขั้นตอนการเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอกบาง

1. การกดกระบอกบางต้องกดด้วยความเร็วสม่ำเสมอ
2. คุณภาพตัวอย่างดินที่คงสภาพขึ้นอยู่กับความหนาและเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของกระบอก



$$A_r = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \dots\dots\dots 5.1$$

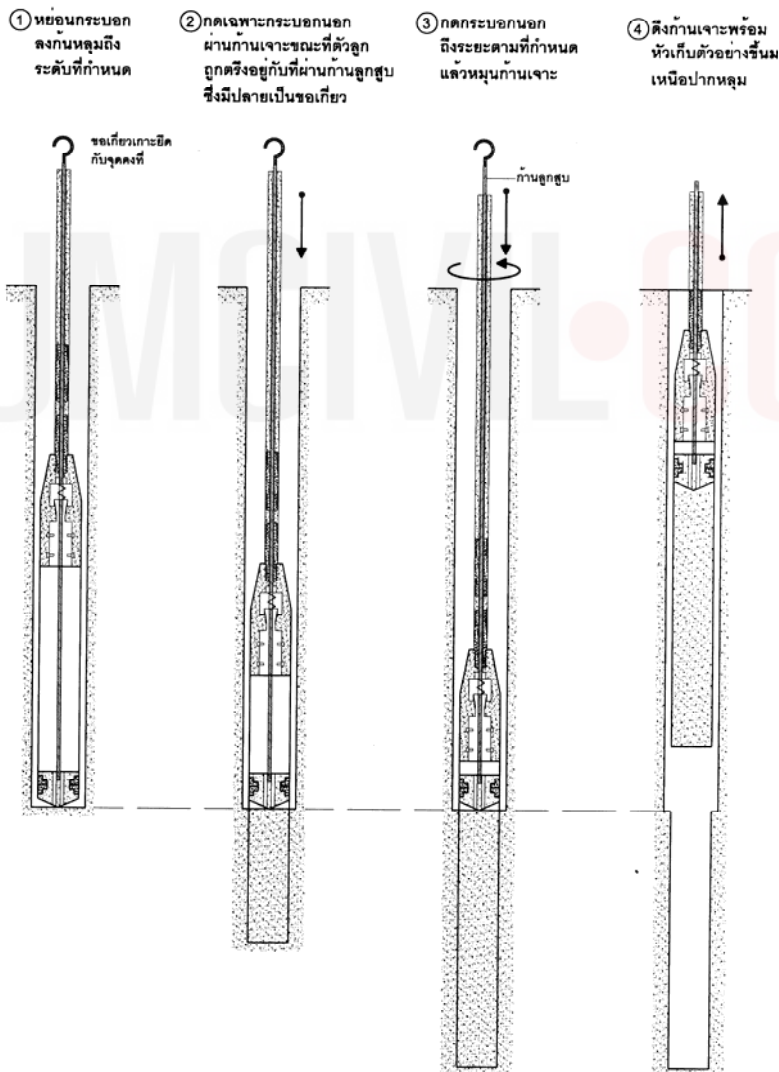
$A_r = \text{Area Ratio} = 0.10 - 0.15$  ไม่ควรเกิน 0.25 หรือ 25 %

$D_o, D_i =$  เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก, ใน กระบอกบางตามลำดับดินที่มีความไวตัว  $A_r$  ประมาณ 0.10 ( Das 1995)

$A_r$  เกินกว่า 0.10 ถึง 0.20 จะถือว่าเป็นกระบอกเก็บดินที่มีผิวหนา

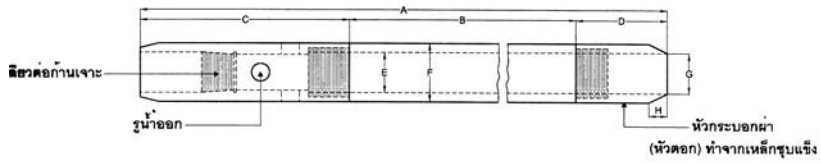
**การเก็บตัวอย่างกระบอกสูบ-ชัก(Stationary Piston Samplers)** ตามรูปที่ 5.12

การเก็บตัวอย่างดินที่คงสภาพมีคุณภาพดีขึ้น ขณะที่หย่อนจะปิดปากปลายกระบอกด้านหนึ่งไว้ สามารถเก็บตัวอย่างชั้นดินเหนียวอ่อนมากได้



รูปที่ 5.12 ขั้นตอนการเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอกสูบชัก ( Stationary Piston Samplers )

**การเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอผ่า(Split Spoon) ตามรูปที่ 5.13**

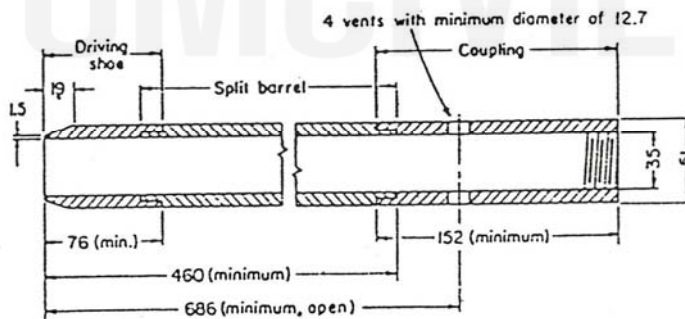


มิต	มิลลิเมตร	มิต	มิลลิเมตร
A	864	E	34.9
B	610	F	50.8
C	178	G	38.1
D	76	H	19.0

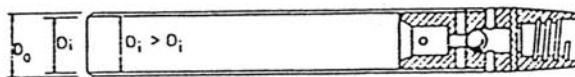
ขยายมิติกระบอผ่าเก็บตัวอย่างขนาด 2 นิ้ว และใช้เป็นกระบอสำหรับทดสอบฝั่งจมมาตรฐาน



(a) Split spoon assembled



(b) Dimensions (all in mm)



(c) Typical thin walled cylinder



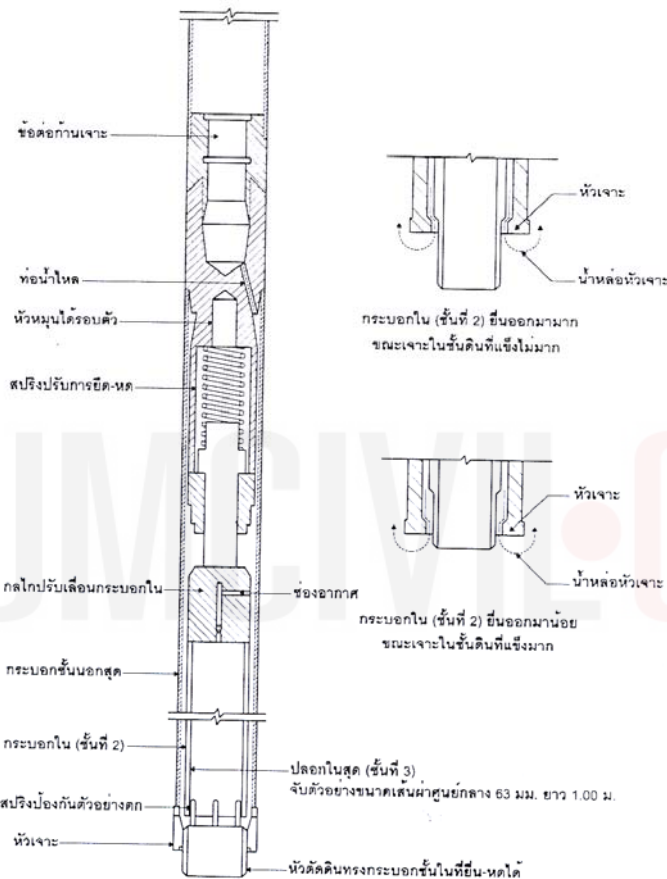
รูปที่ 5.13กระบอผ่าเก็บตัวอย่างดิน (สามารถเปิดแยกออกได้เป็น 2 ซีก)

กระบอกผ่าจะถูกติดตั้งแทนหัวเจาะเมื่อถึงความลึกที่ต้องการเก็บตัวอย่าง

- ตอกกระบอกผ่าให้จมลงไปในดินด้วยลูกตุ้มมาตรฐานผ่านก้านเจาะ(การทดสอบ SPT)
- ตัวอย่างดินจะเคลื่อนเข้าไปในกระบอกผ่า

**การเก็บตัวอย่างแท่งแกน (Core Sample) ตามรูปที่ 5.14**

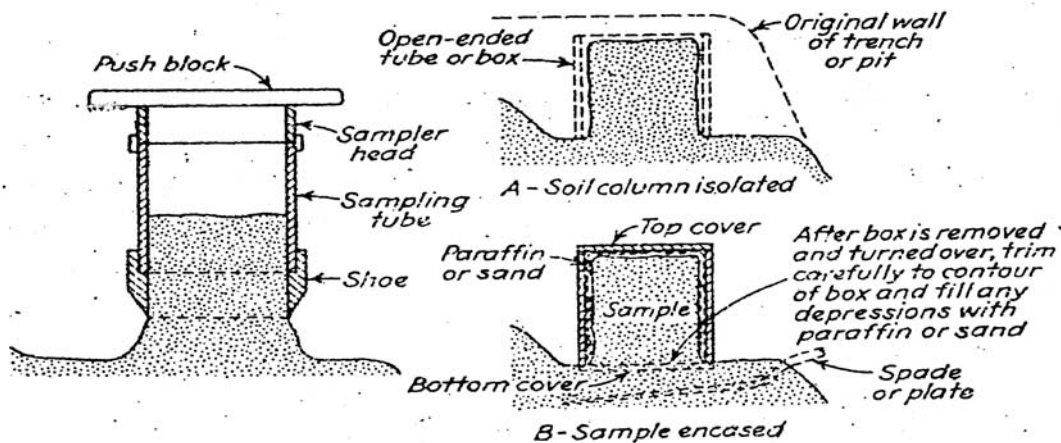
- การใช้กระบอกบางและใช้กระบอกสูบ-ชัก ไม่ได้ผล เนื่องจากดินแข็งหรือแข็งมาก
- วิธีนี้พัฒนามาจากการเก็บตัวอย่างในชั้นหินกับกระบอกบางเข้าด้วยกัน
- หัวเก็บกระบอก 3 ชั้น แบบปลายยึด หดได้



รูปที่ 5.14 การเก็บตัวอย่างแบบแท่งแกน

- หัวเจาะที่อยู่ปลายกระบอกจะหมุนเจาะชั้นดินรอบนอกตัวอย่าง
- กระบอกเหล็กชั้นที่ 2 จะอยู่กับที่แนบกับตัวอย่างดิน
- กระบอกเหล็กชั้นในจะอยู่กับที่เก็บตัวอย่างดิน

### การเก็บตัวอย่างกล่อง (Block Sample) ดังรูปที่ 5.15



รูปที่ 5.15 การเก็บตัวอย่างดินแบบกล่อง (Block Sample)

- โดยใช้กล่องไม้ขนาด 0.30 x 0.30 ม. ไม่มีฝา
- หรือกระบอกลโลหะขอบเรียบกลางตลอดไม่มีฝา
- ได้จากการเจาะแบบเปิดบ่อทดสอบ (Test Pit)

#### 5.6.2 ตัวอย่างดินที่เก็บได้จากการเจาะสำรวจจะมี 2 ลักษณะ

- ตัวอย่างดินที่เปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample)
- ตัวอย่างดินที่คงสภาพ (Undisturbed Sample)

#### ตัวอย่างดินที่เปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample)

- ตัวอย่างดินที่ถูกกระทบกระเทือนจากการเจาะสำรวจดินทำให้โครงสร้างของเม็ดดินเปลี่ยนไป
- อย่างไรก็ตามส่วนประกอบของดินยังคงเดิม
- ได้จากการเจาะสำรวจแบบสว่านเจาะ การทดสอบโดยใช้กระบอกล (SPT)
- สามารถนำมาทดสอบหาคุณสมบัติได้บ้างค่า เช่น ปริมาณน้ำในมวลดิน ดัชนีความชื้นเหลว ถพ. เป็นต้น

#### ตัวอย่างดินที่คงสภาพ (Undisturbed Sample)

- ตัวอย่างดินที่ถูกกระทบกระเทือนจากการเจาะสำรวจดินน้อยที่สุดหรือไม่มีเลย ทำให้โครงสร้างของเม็ดดินคงเดิมไม่เปลี่ยนแปลง
- ได้จากการเจาะสำรวจแบบเปิดบ่อทดสอบ (Test pit) จากกระบอกลบาง (Thin Wall Samplers) กระบอกลสูบชัก (Stationary Piston Samplers)
- สามารถทดสอบตัวอย่างดินได้ทุกการทดลอง

การเก็บตัวอย่างดินโดยใช้กระบอกลเก็บตัวอย่างดินแต่ละชนิดได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.16

ตารางที่ 5.16. การเปรียบเทียบวิธีการเก็บตัวอย่างดินแต่ละลักษณะ

ชื่อ	วิธีการ	อุปกรณ์	ขนาด ( มม )	ค่าใช้จ่าย	ชนิดดิน	การรบกวนดิน	คุณภาพ	ข้อจำกัด
กระบอกบาง	เจาะหลุมถึงระดับแล้ว กดเก็บโดยตรง	กระบอกบางเปิด	φ 50 – 75	ปานกลาง	ดินเหนียว	น้อย	ดี	การเก็บในชั้นดินเหนียวแข็งมาก กระบอกอาจชำรุดหรือเก็บได้ไม่มาก
กระบอกสูบ - ซัก	เจาะหลุมถึงระดับแล้ว กดเก็บหรือ กดถึงระดับแล้ว จึงเปิดปลายเพื่อเก็บตัวอย่าง	กระบอกบางมี ลูกสูบจับยึด ตัวอย่างอยู่ภายใน	φ 50 – 75	สูง	ดินเหนียวอ่อน	น้อยมาก	ดีมาก	ระบบซับซ้อนและใช้เวลามากจึงเน้นเก็บในดินอ่อนหรือดินที่มีความไวต่อการสูญเสียกำลังสูง
กระบอกผ้า	เจาะหลุมถึงระดับแล้วตอก	กระบอกหนาผ้า 2 ซีกประกบกัน	φ 50.8	ปานกลาง	ทุกชนิด	ปานกลาง(แต่ยังคงรูปทางกายภาพเหมือนเดิม)	ปานกลาง	ตัวอย่างดินถูกรบกวนจึงทดสอบได้เฉพาะคุณสมบัติทางกายภาพหรือดัชนีจำแนกดินทั่วไป
ตัวอย่างแท่งแกน	เจาะหลุมถึงระดับแล้วเจาะปั่น	กระบอก 3 ชั้น มีปลายยึดหดได้	φ 51 – 61	สูงมาก	ดินเหนียวแข็งมาก หรือ หินผุ	น้อย	ดี	อุปกรณ์มีราคาสูงมากและอาจต้องลงท่อกรุตาม หากไม่มั่นใจในเสถียรภาพของผนังหลุมเจาะ
ตัวอย่างกล่อง	ขุดเปิดบ่อแล้วใช้มือตัดแต่ง	กล่องพร้อมมีดบางหรือเกรียงตัดดิน	□ 300 x 300 x 300	ปานกลาง	ดินเหนียว	น้อยมาก	ดีมาก	ความลึกไม่เกิน 2 – 3 เมตร

**การเก็บรักษาดินตัวอย่าง**

ตัวอย่างดินที่ได้จากการใช้กระบอกเก็บดินซึ่งอุดหัวท้ายด้วยซีเมนต์พาราฟิน จะต้องนำเข้าเครื่องเพื่อดันดินออกมา แล้วตัดเป็นท่อนตามต้องการ จากนั้นให้เคลือบผิวด้วยซีเมนต์พาราฟิน สิ่งหนึ่งที่ลืมไม่ได้ คือต้องทำป้ายหรือ ฉลากดิน( **Sample Label**) ติดไว้กับก้อนดินที่เก็บมาได้ เพราะเป็นการบ่งบอกถึงสิ่งต่างๆ ของการเก็บตัวอย่างดิน ในป้ายหรือฉลากดิน ควรประกอบด้วยรายการต่าง ดังนี้

- ติดกับตัวอย่างดินก่อนที่ทำการทดสอบ เป็นตัวบ่งบอกถึงลักษณะต่างๆของตัวอย่างดิน ในฉลากควรมี รายละเอียดดังนี้
- ชื่อโครงการ สถานที่ หลุมเจาะ หมายเลขตัวอย่าง ความลึก ลักษณะของตัวอย่าง วันที่ที่เก็บ ผู้เก็บตัวอย่างดิน ระดับน้ำใต้ดินวันที่เก็บตัวอย่าง เป็นต้น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 5.17

<b>Top of Sample</b>	
Project .....	
Location .....	
Boring no .....	Sample no .....
Depth (m).....	Date.....
Description of soil .....	
Remark .....	

รูปที่ 5.17 แสดงตัวอย่างป้ายหรือฉลากดิน

**การทดสอบตัวอย่างดิน**

- การทดสอบดินในสนาม
- การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

**5.7 การทดสอบดินในสนาม****5.7.1 การทดสอบ Standard Penetration Test. ( SPT) การทดสอบฝังจุ่มมาตรฐาน หรือ การทะลวงมาตรฐาน**

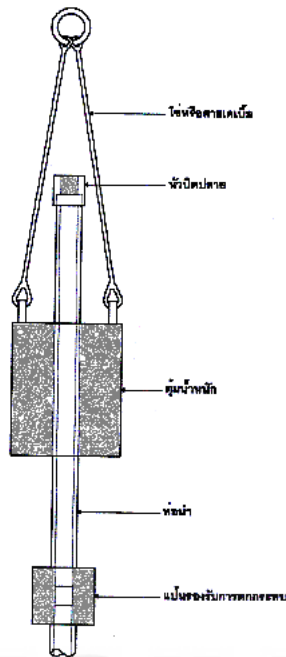
กำลังต้านหรือคุณสมบัติของดินตามมาตรฐาน ASTM D 1586 จะอธิบายโดยละเอียดในบทกำลังรับแรงเฉือนของดินอีกครั้งหนึ่ง วัตถุประสงค์เพื่อหาค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ ในชั้นของดินทราย กรวด หรือ หาค่าความแข็ง – อ่อน ในชั้นของดินเหนียว

**การทดสอบมีดังนี้**

- 1) ตอกตุ้มน้ำหนัก(น้ำหนัก 140 ปอนด์ , 63.5 กก ) ยกสูง 30 นิ้ว ส่งถ่ายแรงไปสู่กระบอกผ่าผ่านก้านเจาะเพื่อส่งกระบอกผ่าฝังจมลงไปในพื้นที่ดิน
- 2) นับจำนวนครั้งของการตอกจมทุกๆ 6 นิ้ว จำนวน 3 ช่วง ( รวม 18 นิ้ว)
- 3) จำนวนครั้งของการตอก ใน 2 ช่วงสุดท้าย เรียกว่า Standard Penetration Number ( N , N – Value ) มี หน่วยเป็น ครั้งต่อฟุต ( Blows per ft)

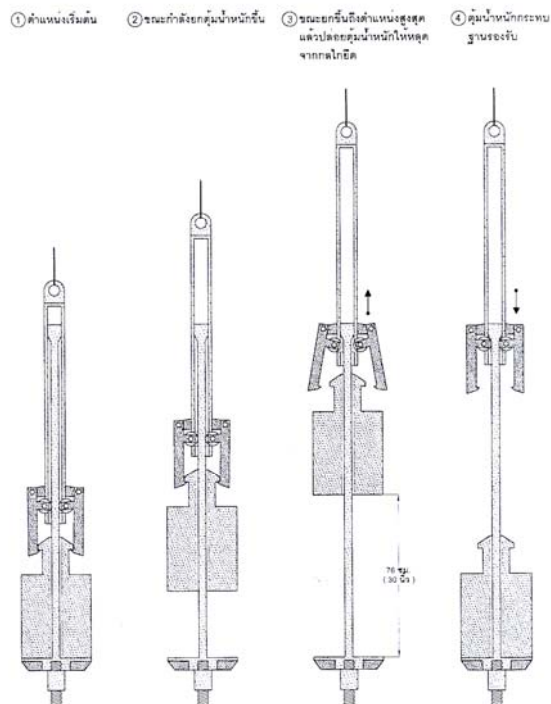
ลักษณะของตุ้มน้ำหนักมีดังนี้

- แบบลักษณะโดหนัท( มีรูตรงกลาง ) ดังรูปที่ 5.18
- มีการสูญเสียพลังงานในการตอกของตุ้มมากที่สุด เนื่องจากใช้โช้คล่องเพื่อยกตุ้มขึ้น



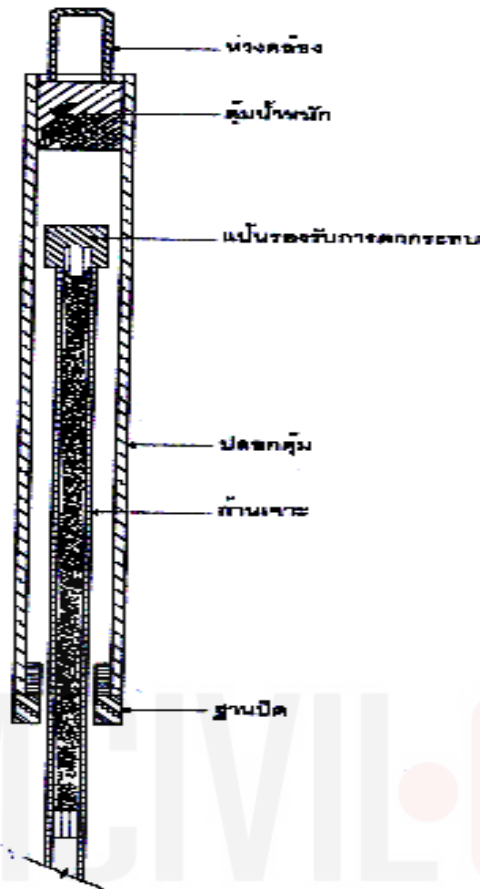
รูปที่ 5.18 แสดงลูกตุ้มน้ำหนักแบบโดหนัท

- แบบลักษณะทรงกระบอกแท่งยาวชนิดปลอดภัย ( Safety ) รูปที่ 5.19



รูปที่ 5.19 ลูกตุ้มแบบแบบลักษณะทรงกระบอกแท่งยาวชนิดปลอดภัย ( Safety )

- แบบลักษณะมีกลไกปล่อยตุ้มให้ตกลงอัตโนมัติ รูปที่ 5.20
- ตุ้มจะสูญเสียพลังงานในการตอกน้อยที่สุด



รูปที่ 5.20 ลูกตุ้มแบบลักษณะมีกลไกปล่อยตุ้มให้ตกลงอัตโนมัติ

#### ข้อควรระวังเพิ่มเติมในการทดสอบฝังจมมาตรฐาน

ปัจจัยที่มีผลกระทบทำให้จำนวนนับของการตอกตุ้ม(N-Value) ผิดพลาดได้

- การล้างกันหลุมไม่สะอาด ทำให้ไม่สามารถหย่อนกระบอกลงไปนั่งสนิทอยู่บนชั้นดินเดิมตามธรรมชาติ
- การขาดน้ำโคลนหรือสารละลายเบนโทไนท์เติมในหลุมเจาะเพื่อรักษาความสมดุลย์ของระดับน้ำในหลุมเจาะ จะทำให้ผลทำให้ชั้นกรวดหรือชั้นทรายธรรมชาติที่มีสภาพแน่นเปลี่ยนแปลงไปเป็นสภาพที่หลวมหรือร่วน
- สภาพของหัวกระบอกลำหรือปลายหัวกระบอบิ้น ไม่อยู่ในสภาพตามมาตรฐานกำหนด
- ระยะยกของตุ้มตอกไม่ได้ 30 นิ้วพอดี หรือขาดความระมัดระวังเอาใจใส่ในการนับเพื่อบันทึกของการตอกตุ้ม และระยะความลึกฝังจมของกระบอกลำที่ถูกต้อง
- การใช้เชือกพันรอบแกนรอกจุด ไม่ได้ทำตามวิธีมาตรฐาน จึงเกิดแรงเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือลดลงกว่ามาตรฐาน



**5.7.2 SPT. Correlations. (การเทียบค่า SPT)**

ในการทดสอบ SPT จะได้ค่า N ( penetration number ) ไปเปรียบเทียบกับกำลังต้านหรือคุณสมบัติของดิน จากข้อมูลที่เคยศึกษา และรวบรวมไว้ ดังแสดงในตารางที่ 5.21 สำหรับดินทราย ( cohesionless soil ) โดยจะต้องปรับแก้ค่าของ N เนื่องจาก ผลกระทบของระดับความลึกต่ำจากผิวดิน ระดับน้ำใต้ดิน ดังจะได้กล่าวละเอียดในบทกำลังรับแรงเฉือนของดิน สำหรับตารางที่ 5.22 สำหรับดินเหนียว ( cohesive soil )

ตารางที่ 5.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT กับคุณสมบัติของดินทราย

ทรายแห้ง			
SPT , N ( blow / ft )	$\phi$ ( degree)	ความหนาแน่นสัมพัทธ์ ( %)	สภาพดิน
0 - 4	< 28.5	0 - 20	หลวมมาก
4 - 10	28.5 – 32.0	20 - 40	หลวม
10 - 30	32.0 – 36.0	40 - 60	ปานกลาง
30 - 50	36.0 – 41.0	60 - 80	แน่น
> 50	> 41	80 - 100	แน่นมาก

ตารางที่ 5.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT กับคุณสมบัติของดินเหนียว

ดินเหนียว		
SPT , N (blow / ft)	$q_u$ (กก/ ซม <sup>2</sup> )	สภาพดิน
< 2	< 0.25	อ่อนมาก
2- 4	0.25 – 0.5	อ่อน
4 - 8	0.5 – 1.0	ปานกลาง
8 - 15	1.0 – 2.0	แข็ง
15 - 30	2.0 – 4.0	แข็งมาก
> 30	> 4.0	แข็งที่สุด

หมายเหตุ  $q_u$  คือการทดสอบหน่วยแรงกดแบบไม่มีแรงดันด้านข้าง ( Unconfined compression test )

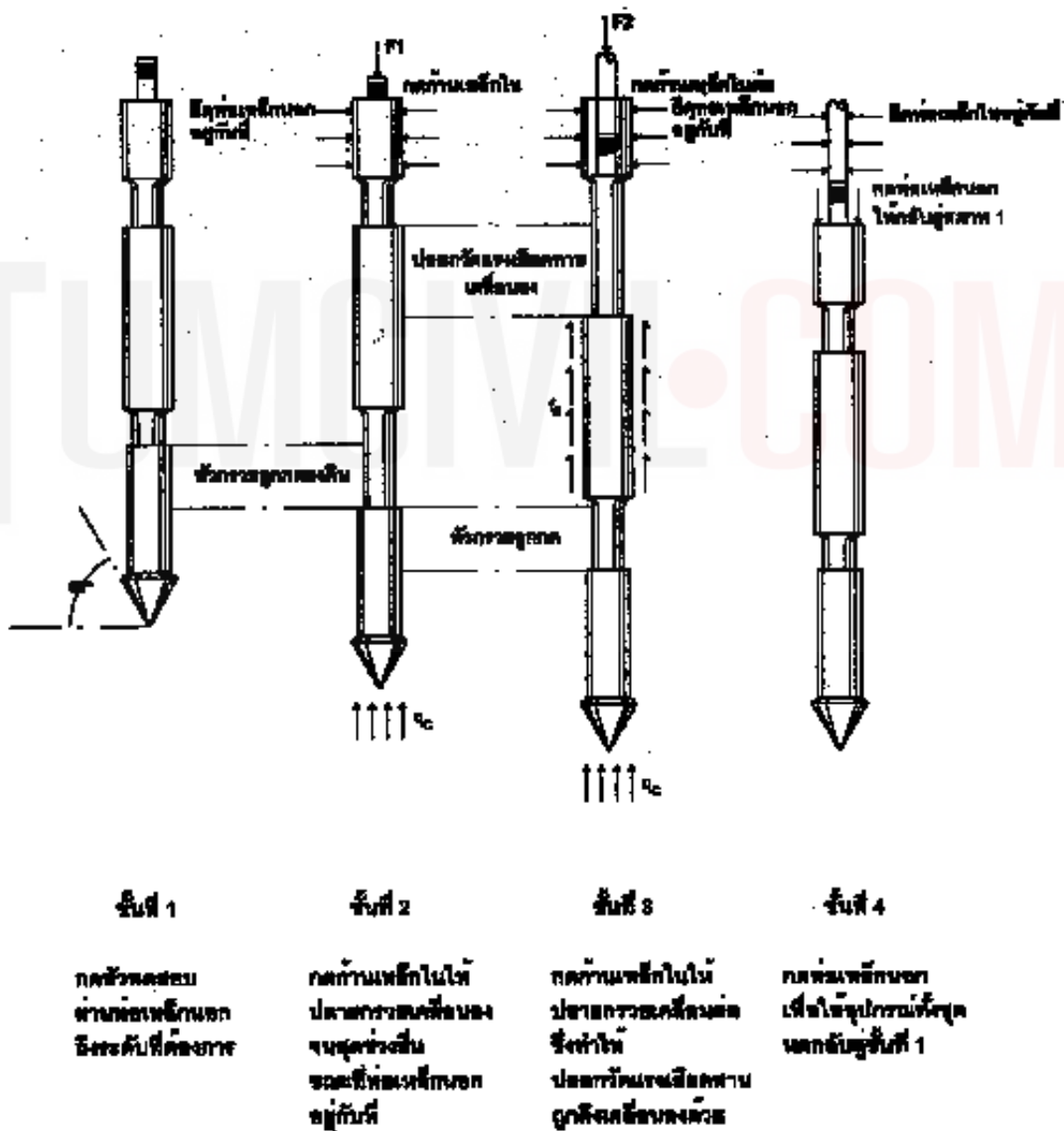
**5.7.3 Cone Penetration Test.( CPT ) หรือ การทะลวงแบบใช้กรวยคู้ของดัตช์**

วิธีทดสอบนี้ใช้ได้กับมวลดินทุกชนิดที่อาจมีชั้นบาง ๆ ทำโดยใช้แม่แรงกดท่อกรวยคู้ของดัตช์ จากระดับผิวดินลงไปเลย จนถึงระดับที่ต้องการจะทดสอบโดยไม่ต้องเจาะดินก่อน จึงเป็นวิธีที่สะดวก รวดเร็วและมวลดินไม่ถูกรบกวน แต่วิธีนี้ไม่สามารถเก็บตัวอย่างดินได้

- ASTM D3441
- การหยั่งสำรวจ วิธีหนึ่ง
- เป็นที่นิยมและการพัฒนาจากกลุ่มประเทศสแกนดิเนเวีย ส่วนมากเรียกว่า ดัตช์โคน ( Dutch Cone )
- สำรวจชั้นดินเหนียวอ่อน หรือ ชั้นทรายหลวม

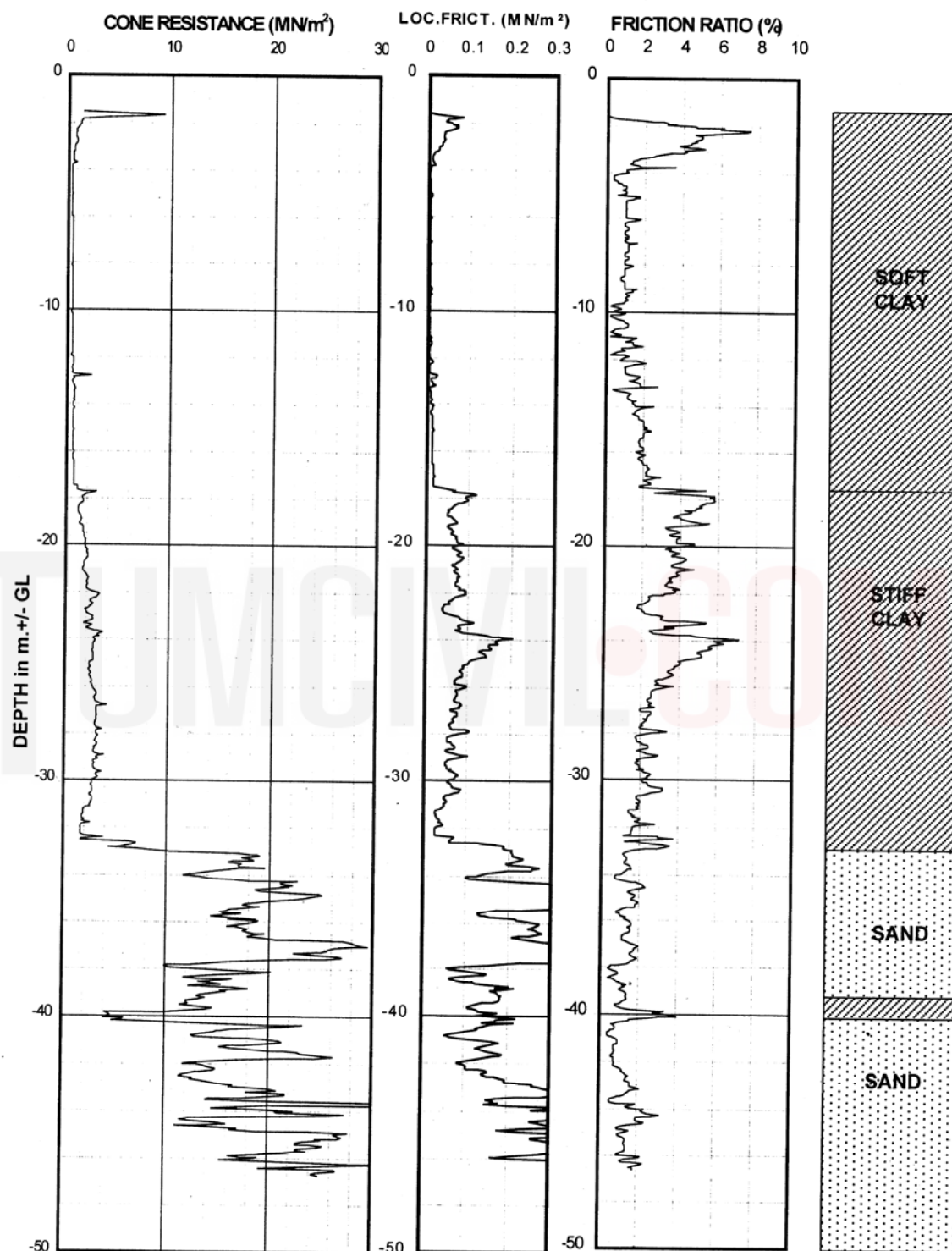
วิธีการทดลอง ลักษณะของเครื่องมือ ดังแสดงในรูปที่ 5.23

- กตกรวย(Cone) ทำมุม 60 องศา มีพื้นที่ตัดขวาง 1000 ตร.มม. ให้จมลงไปดิน ด้วย อัตรา 15 – 20 มม. ต่อ วินาที อ่านแรงกดอัดที่อยู่ด้านบน
- บันทึกค่าแรงกดในรูปของกราฟ กับค่าของความลึก



รูปที่ 5.23 แสดงการทดสอบแบบกรวยคู้ของดัตช์

ผลที่ได้จากการทดลองเช่น ค่า  $q_c$  ( cone penetration resistance ) จะนำมาเขียนแสดงตามระดับความลึกของชั้นดินและจำแนกประเภทของดิน ซึ่งสามารถนำไปใช้ประเมินค่าการทรุดตัวของฐานรากและใช้หากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มต่อไปได้ ดังแสดงในรูปที่ 5.24



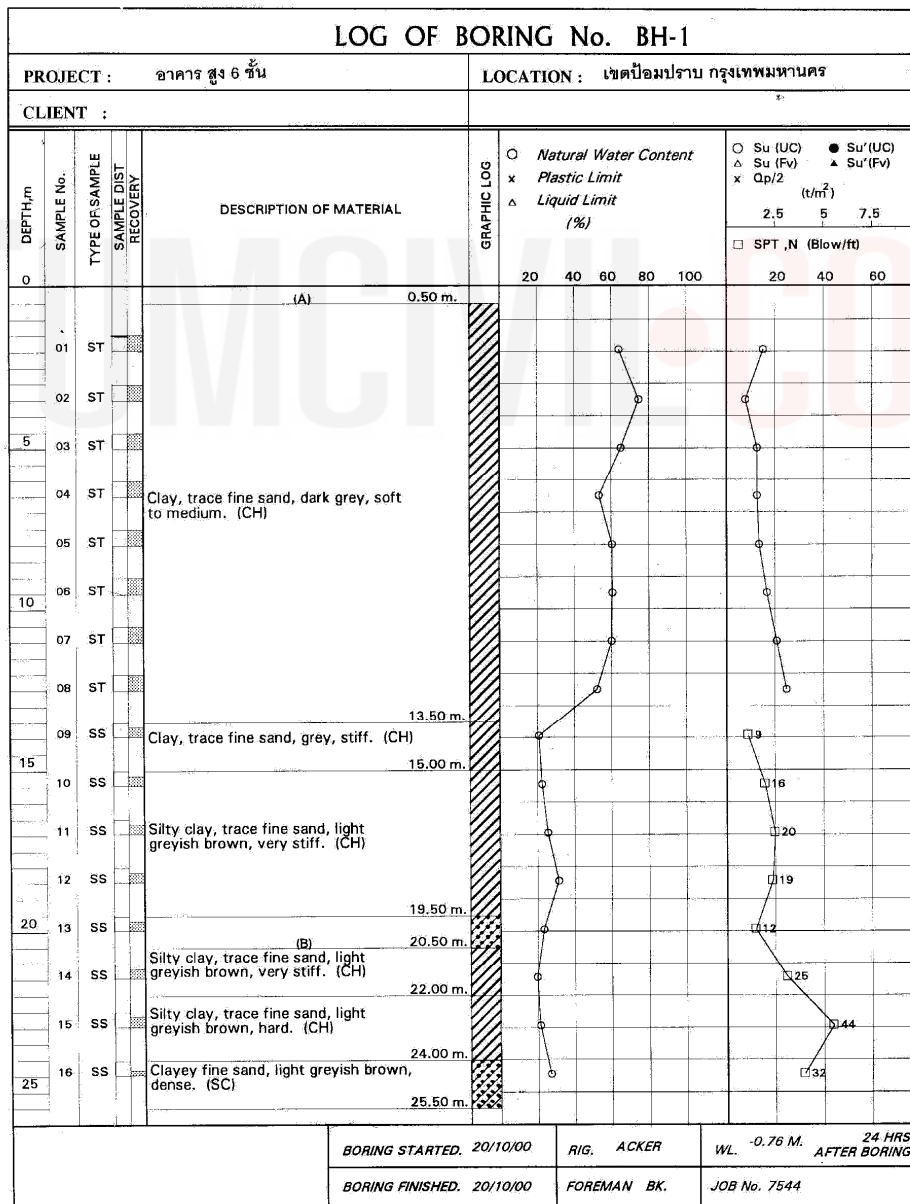
รูปที่ 5.24 ตัวอย่างผลการทดสอบ CPT และการแปลผลชนิดดิน โดยวิธี CPT

**5.8 Boring Logs ( Log of Boring)**

ในการบันทึกข้อมูลและรายงาน ควรประกอบด้วย ชื่อโครงการ ลักษณะงาน สถานที่ หรือตำแหน่งที่เจาะสำรวจ เบอร์หลุมเจาะ วันที่หลุมเจาะ ขนาดหลุมเจาะ อุปกรณ์ การบันทึกข้อมูลในสนามและสรุปข้อมูลซึ่งแสดงรูปตัดของชั้นดินและกำลังต้านของดิน รวมถึงผลการทดสอบที่ได้จากห้องปฏิบัติการ ( Boring Log ) ดังแสดง ในรูปที่ 5.25 ตารางบันทึกคุณสมบัติต่างๆของชั้นดินตามค่าของความลึกของดิน

ประกอบด้วย

- ความลึก( Depth )
- ลำดับตัวอย่างดิน ( Sample No.)
- ชนิดของตัวอย่างที่ได้ ( Type of Sample ) เช่น ST( Shelby Tube ) , SS (Split Spoon)
- ความลึกของตัวอย่าง ( Sample Distance )
- ความยาวของตัวอย่าง ( Recovery)
- ลักษณะของตัวอย่างดิน( Description of Materials )
- ปริมาณความชื้นในมวลดิน , ค่า SPT , ค่า  $S_u$  ( Undrained Shear Strength ) , ระดับน้ำใต้ดิน



รูปที่ 5.25 ตัวอย่างผลการเจาะสำรวจและการทดสอบชั้นดินในกรุงเทพมหานคร

### 5.9 ลักษณะชั้นดินบริเวณกรุงเทพมหานคร

ผลการสำรวจชั้นดินบริเวณกรุงเทพมหานคร พบว่าชั้นดินส่วนบน (top layer) มีความลึก จากระดับพื้นผิวดินอยู่ระหว่าง 21 – 30 เมตร ถัดจากชั้นดินชั้นนี้ลงไปจะเป็นชั้นดินส่วนกลาง (intermediate layer) ซึ่งเป็นชั้นของดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายปนกรวดไปจนถึงความลึกกว่า 160 เมตร และเท่าที่มีการเจาะสำรวจดินลึกลงไป ถึง 250 เมตร ยังไม่พบชั้นหินดาน (weathered bedrock) แต่จากผลการสำรวจทางธรณีฟิสิกส์ คาดว่าชั้นหินดานนี้จะอยู่ลึกลงไปถึง 1000 เมตร

TUMCIVIL.COM

## บทที่ 6

### การบดอัดดิน

#### Soil Compaction

#### 6.1 คำนำ

ในสมัยก่อนเมื่อการก่อสร้างยังไม่ได้พัฒนามาก การประดิษฐ์เครื่องมือหรืออุปกรณ์ที่ใช้ในการบดอัดดินยังมีไม่มาก งานก่อสร้างที่เกี่ยวกับงานดินเช่น ถนน ทางรถไฟ หลังจากการขุดถมแล้วก็ต้องปล่อยทิ้งไว้ 3 ถึง 5 ปี เพื่อรอให้มีการทรุดตัวแน่นก่อนที่จะมีการวางไม้หมอนรางรถไฟ หรือลงผิวจราจร



- ดินเป็นวัสดุก่อสร้างที่ใช้กันมาก
  - งานเขื่อนดิน
  - งานคลองส่งน้ำ
  - งานถนน
  - งานทางรถไฟ
  - งานทำนบดิน
- ถ้าเลือกใช้ดินที่มีคุณภาพให้เหมาะสมน่าจะมีผลต่อค่าก่อสร้างเป็นอย่างมาก
- การบดอัดดิน(Compaction) เป็นงานหนึ่งที่สำคัญโดยเฉพาะในงานก่อสร้างถนน สนามบิน หรือเขื่อนดิน ซึ่งใช้ดินเป็นวัสดุก่อสร้าง
- มวลดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพดินโดยบดอัดแล้ว
  - ดินแน่นขึ้นหรือมีหน่วยน้ำหนักสูงขึ้น
  - ความแข็งแรงของดินหรือกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงขึ้น
  - กำลังแบกทานหรือรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น
  - ลดอัตราการทรุดตัวของมวลดินเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก
  - ลดการซึมของน้ำให้น้อยลง
  - ลดการกระจายตัวของเม็ดดิน
- ความแตกต่างระหว่างการบดอัดดินกับการยุบอัดตัวของดิน (Consolidation)
  - การยุบอัดตัวของดิน(Consolidation)จะเป็นขบวนการตามธรรมชาติที่ปริมาณน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินถูกขับให้ระบายออกไป ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่ของมวลดินที่อยู่ชั้นกว่า หรือจากการใช้ดินถมบดทับ มวลดินนั้นจึงมีปริมาตรลดลงและแน่นขึ้น
  - ขบวนการยุบอัดตัวของดินต้องใช้เวลาานมากกว่าวิธีการบดอัดดิน

## 6.2 General Concept of Soil Stabilization (การปรับปรุงคุณภาพดินโดยทั่วไป)

การปรับปรุงคุณภาพดิน จะกระทำเมื่อพบว่าดินที่ใช้เป็นวัสดุก่อสร้างมีคุณสมบัติไม่ดีพอในการก่อสร้าง เช่นในกรณีดังต่อไปนี้

- 1) ดินอยู่ในสภาพหลวมหรือมีความยุบตัวมาก( Loose or highly compressible )
- 2) น้ำสามารถซึมผ่านดินได้มีปริมาณมาก( Too highly permeability )
- 3) ดินมีสถานะภาพที่ไม่เหมาะสม( Unsuitable consistency indices )

หลังการปรับปรุงคุณภาพดิน ( Soil Stabilization)จะทำให้ดินมีคุณภาพดีขึ้น เช่น

- 1) เพิ่มความหนาแน่นของดิน( Increasing the soil density)
- 2) เพิ่มความแข็งแรงให้กับดิน คือเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน( Apparent cohesive) และมุมเสียดทานภายใน( Friction resistance)
- 3) ดินมีคุณสมบัติเปลี่ยนไปโดยการเพิ่มสารบางชนิด
- 4) ลดระดับน้ำใต้ดิน
- 5) ขนย้ายดินที่คุณภาพไม่ดีออกไป

## 6.3 Soil stabilization(การปรับปรุงคุณภาพดิน)

การปรับปรุงคุณภาพดินมีด้วยกันหลายวิธีบางครั้งในดินชนิดเดียวกันอาจจะปรับปรุงคุณภาพวิธีเดียว หรือหลายวิธีรวมกันก็ได้ วิธีการปรับปรุงคุณภาพมีดังนี้

### 6.3.1 Mechanical โดยการใช้เครื่องจักรกลซึ่งมีด้วยกันหลายแบบ

- การบดอัด( Compaction)
- การกดทับ( Static pressure)
- การใช้ความร้อน (Heating)

### 6.3.2 Additives โดยการเพิ่มสารบางชนิดลงไปดิน หรือเพิ่มดินชนิดหนึ่งให้กับดินอีกชนิดหนึ่ง

- Portland Cement ( Soil Cement )
- ซีเมนต์ลอย (Fly ash)
- ปูนขาว ( Lime )
- Sodium and Calcium
- Bentonite
- Grouting

## 6.4 Soil Compaction(การบดอัดดิน)

การบดอัดดินพลังงานที่ใช้ในการบดอัดดินส่วนใหญ่ใช้เครื่องจักรกล ( Mechanical Energy)

- การบดอัดดินในสนาม ใช้พลังงานจากเครื่องจักรกล เช่น รถบดล้อเหล็ก (smooth – wheel roller) รถบดล้อยาง ( rubber-tired roller) หรือรถบดแบบสั่นสะเทือน ( Vibratory roller )
- การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ ใช้พลังงานจาก Impact ( หรือ Dynamic)

### 6.5 Theory of Compaction

R.R. Proctor ขณะที่มีการก่อสร้างเขื่อนในมลรัฐ Los Angeles ปี ค.ศ. 1920 ดังนั้นในการทดสอบการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการที่เป็นมาตรฐาน(Standard Laboratory) จึงมีชื่อเรียกว่า "Proctor test"

Proctor พบว่าการบดอัดดินมีองค์ประกอบ คือ พลังงานที่ใช้ในการบดอัด ขนาดของเม็ดดิน เช่น Gradation , Cohesive , Cohesiveless , Particle size เป็นต้น นอกจากนี้ ยังขึ้นอยู่กับ ปริมาณน้ำในมวลดิน ( water content or moisture content ) และหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง ( Dry unit weight , Proctor ใช้ค่าของ Void ratio )

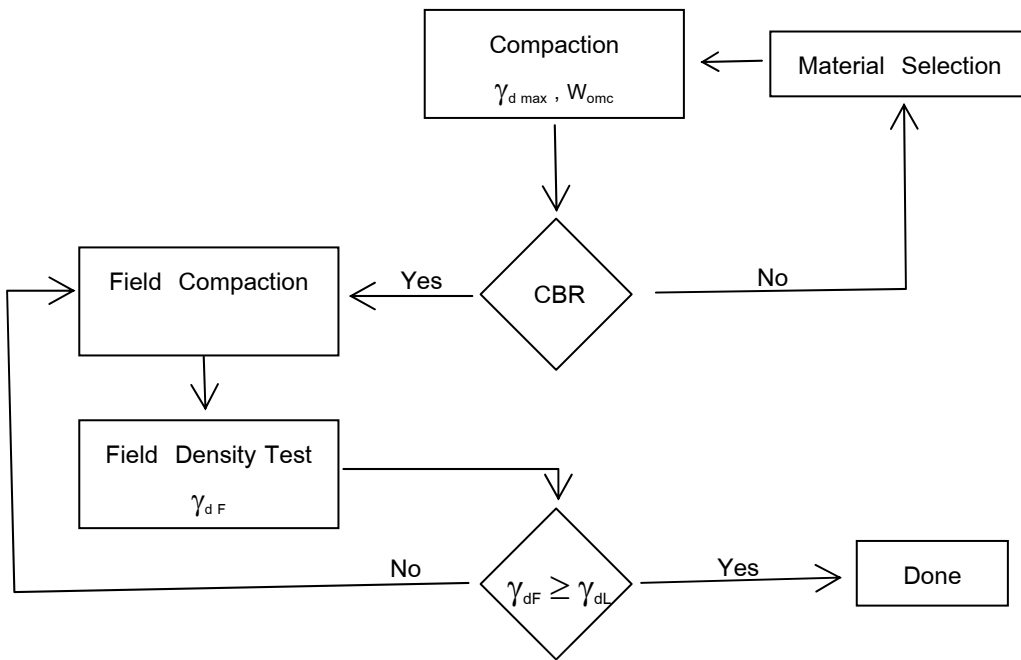
โดยการบดอัดดินเพิ่มปริมาณความชื้น และใช้พลังงานกล ( mechanical energy ) เพื่อขับไล่ปริมาณอากาศออกไปจากช่องว่างในมวลดิน ซึ่งเม็ดดินจะเคลื่อนตัว ( slip ) เข้าหากัน และเรียงตัวกันแน่น ทำให้ความหนาแน่นของหน่วยน้ำหนักมวลดินแห้ง มีค่าสูงขึ้น แต่ปริมาณน้ำที่ใช้ในตอนแรกๆ ยังน้อยไป จึงสามารถคลุกเคล้ารวมกับเม็ดดินให้เป็นเนื้อเดียวกันได้ มวลดินในขณะนั้นจึงยังคงมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินอยู่มาก ซึ่งเป็นเหตุให้หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งยังมีค่าไม่มากที่สุด ( โครงสร้างของดินขณะนั้นโดยเฉพาะดินเหนียว จะเป็นโครงสร้างแบบเกาะกลุ่มหรือแบบระกระกะ , flocculated ) แต่ครั้งใช้ปริมาณน้ำมากเกินไปกว่าค่าของปริมาณน้ำที่เหมาะสม ( Optimum Moisture Content , OMC ) น้ำก็จะไปดินให้เม็ดดินที่เคยอยู่ แยกตัวห่างจากกัน เพราะไม่มีช่องว่างระหว่างเม็ดดินให้น้ำแทรกเข้าไปได้แล้ว นั่นคือที่สภาวะนี้มวลดินมีน้ำอยู่เยอะ มีเนื้อดินจริงๆ อยู่น้อย จึงเป็นเหตุให้หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง ลดลง ( โครงสร้างของดินเหนียวขณะนั้นจะเป็นโครงสร้างแบบเรียบ หรือ แบบกระจาย , dispersed ) ฉะนั้นปริมาณน้ำหรือความชื้นที่จะใช้สำหรับมวลดินหนึ่ง ต้องมีปริมาณพอเหมาะพอดีเพื่อที่ได้ไปแทรกและประสานให้เม็ดดินรวมตัวเป็นเนื้อเดียวกัน จึงจะทำให้หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งมีค่าสูงสุด

#### พลังงานที่ใช้ในการบดอัดดิน

- พลังงานที่ใช้ในการบดอัดในห้องสนาม สามารถเปรียบเทียบกับเครื่องจักรกล
  - นับจำนวนเที่ยวในการบดอัด
  - นับจำนวนครั้งที่กระแทก
- พลังงานที่ใช้ในการบดอัดในห้องปฏิบัติการ
  - Impact
  - Kneading
  - Static Compression
- การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการแบบ Impact
  - สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่น
    - Standard Proctor Test สำหรับงานทั่ว ๆ ไป
    - Modified Proctor Test สำหรับงานที่ต้องรับน้ำหนักบรรทุกมาก ๆ เช่น งานก่อสร้างถนนและสนามบิน เป็นต้น
  - สำหรับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น
    - Relative Density Test (ความหนาแน่นสัมพัทธ์)

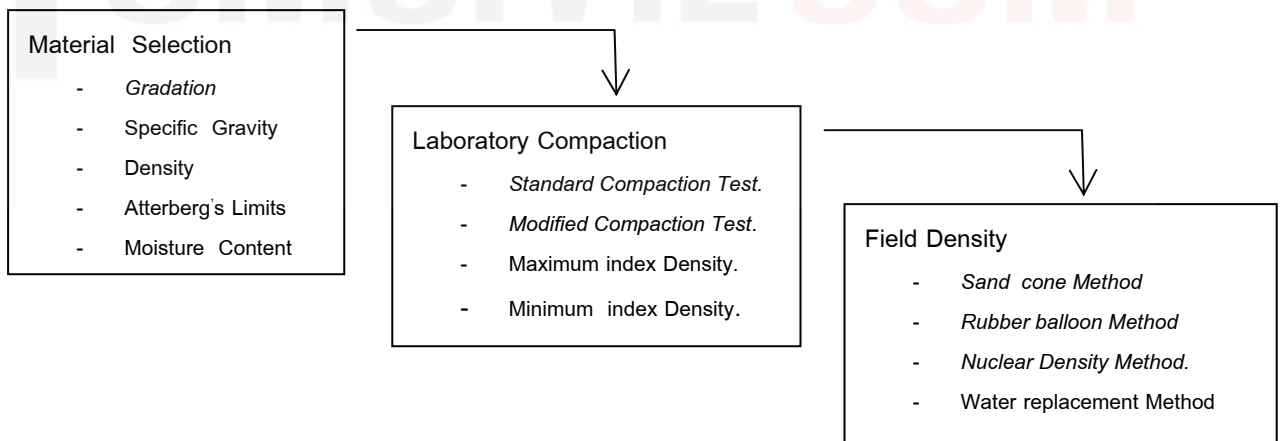


ความสัมพันธ์ระหว่างการบดอัดดินในห้องปฏิบัติการและในสนามสำหรับงานก่อสร้างทำนบดิน (embankment) ดังแสดงในแผนภูมิที่ 6.1



แผนภูมิ ที่ 6.1 แสดงการบดอัดดินในการก่อสร้างทำนบดิน

สำหรับในแผนภูมิที่ 6.2 แสดงการทดสอบดินตัวอย่างในการก่อสร้างทำนบดินว่าในแต่ละขั้นตอนมีการทดสอบอะไรบ้าง

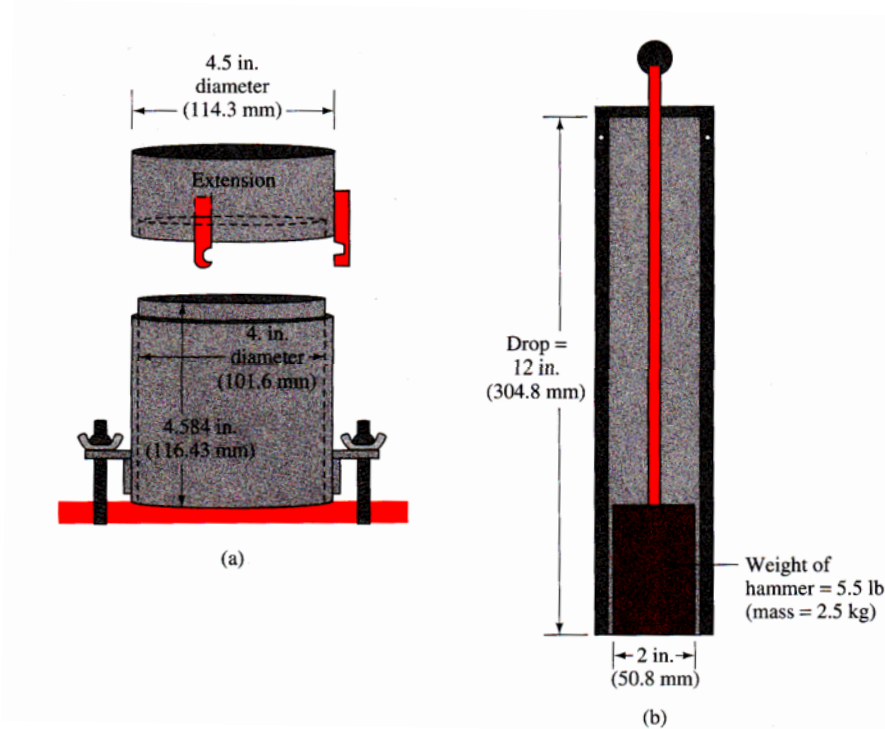


แผนภูมิที่ 6.2 แสดงการทดสอบดินตัวอย่างในการก่อสร้างทำนบดิน

**6.6 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการแบบ Impact ASTM D 698 - 70 ASTM D 1557 - 70**

- สำหรับดินที่มีความชื้นแน่น
  - Standard Proctor Test สำหรับงานทั่ว ๆ ไป
  - Modified Proctor Test สำหรับงานที่ต้องรับน้ำหนักบรรทุกมาก ๆ เช่น งานก่อสร้างถนนและสนามบินเป็นต้น
  - ลักษณะของเครื่องมือดังแสดงในรูปที่ 6.3

- ผลที่ได้  $\gamma_{dry\ max}$  , Optimum moisture content (OMC)



รูปที่ 6.3 ลักษณะของเครื่องมือการบดอัดแบบ Standard Proctor test (a) mold (b) hammer

- พลังงานที่ใช้ในการบดอัดดิน ( **Compactive Energy , C.E** )

พลังงานที่ใช้ในการบดอัดดิน คือ “ พลังงานทั้งหมดที่ดินได้รับต่อหน่วยปริมาตร.” สามารถคำนวณหาได้จากสมการที่ 6.1 ดังนี้

$$C.E = \frac{\text{นน. Rammer} \times \text{ระยะยก} \times \text{จำนวนครั้งที่กระทบ} \times \text{จำนวนชั้น}}{\text{ปริมาตร Mold}} \dots\dots 6.1$$

- จากตารางที่ 6.4 จะเห็นได้ว่า  
พลังงานในการบดอัด แบบ Standard compaction Test = 12,400 ft-lb / ft<sup>3</sup>
- พลังงานในการบดอัด แบบ Modified compaction Test = 56,000 ft-lb / ft<sup>3</sup> ซึ่งมีค่าประมาณ 4.5 เท่าของการบดอัดแบบ Standard compaction Test

ตารางที่ 6.4 แสดงการเปรียบเทียบอุปกรณ์และพลังงานที่ใช้ทดสอบ Standard Proctor และ Modified Proctor

Test	Mold size	Wt. of hammer( lb )	No of Layer	Height of drop ( in )	No. of blow per layer	Energy / vol. ft – lb / ft <sup>3</sup>
Standard Proctor	φ 4.0 “ x 4.6 “	5.5	3	12	25	12,400
	φ 6.0 “ x 5.0 “	5.5	3	12	56	12,400
Modified Proctor	φ 6.0 “ x 5.0 “	10	5	18	56	56,000
	φ 4.0 “ x 4.6 “	10	5	18	25	56,300

- การคำนวณหา หน่วยน้ำหนักของมวลดินชื้น , Wet unit weight (  $\gamma_{wet}$  ) สามารถหาได้จากสมการ

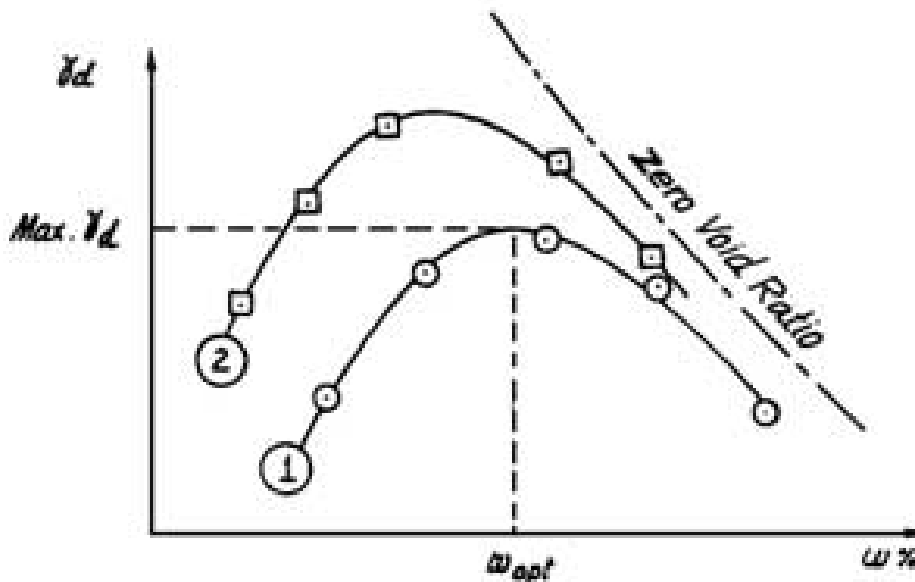
$$\gamma_{wet} = \frac{\text{Weight of wet soil in mold}}{\text{Volume of mold}} \dots\dots 6.2$$

- การคำนวณหาหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง , Dry unit weight (  $\gamma_{dry}$  ) หาได้จากสมการ

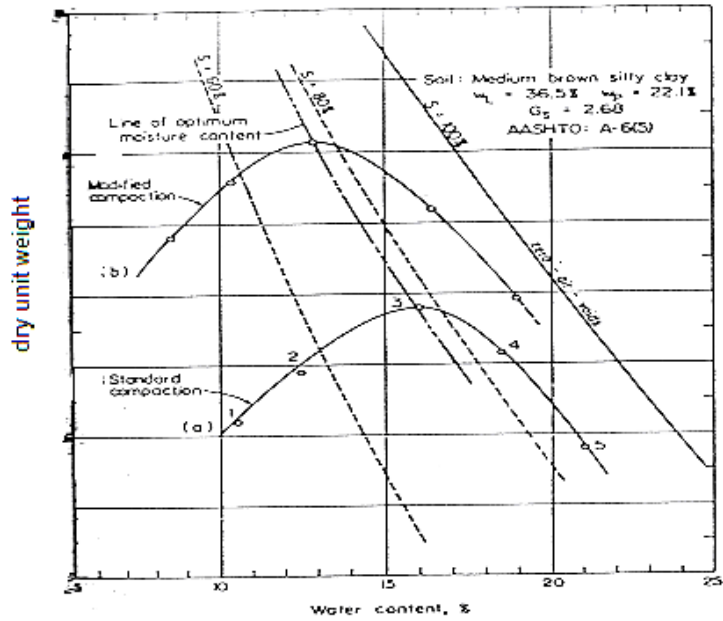
$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1 + w} \dots\dots 6.3$$

w = ปริมาณความชื้นในมวลดิน ( water content )

- เมื่อนำค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง ,  $\gamma_{dry}$  และปริมาณน้ำในมวลดิน , w มาหาความสัมพันธ์โดยการเขียนกราฟ เรียกความสัมพันธ์นี้ว่า กราฟของการบดอัด ( compaction curve ) จะได้ดังรูปที่ 6.5



(ก)



( ข )

รูปที่ 6.5 แสดงกราฟของการบดอัด ( compaction curve )

จากเส้นกราฟของการบดอัด หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งในตอนแรกจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามเปอร์เซ็นต์ความชื้นในมวลดินที่เพิ่มขึ้นเป็นลำดับแต่ไม่เป็นสัดส่วนกันโดยตรง จนถึงจุดๆหนึ่งที่ทำให้ ค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งสูงสุด ( Maximum dry unit weight ,  $\gamma_{dry\ max}$  ) เรียกเปอร์เซ็นต์ปริมาณความชื้นที่จุดนี้ว่า ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม ( Optimum moisture content , OMC ) จากจุดนี้ต่อไปทางด้านขวามือ ซึ่งเปอร์เซ็นต์ความชื้นมีค่ามากขึ้น จะเห็นว่าค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งจะลดลงตามลำดับ แต่ไม่ได้เป็นสัดส่วนกันโดยตรง

- จากกราฟพอจะสรุปได้ว่า
  - ก. พลังงานที่ใช้บดอัดดินเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่ง และความชื้นที่เหมาะสมที่สุด(OMC)
  - ข. หากใช้พลังงานบดอัดมากขึ้น หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งจะสูงขึ้น ในขณะที่ค่าความชื้นที่เหมาะสมจะลดลง
  - ค. หน่วยน้ำหนักของมวลดินที่เพิ่มขึ้น หรือค่าความชื้นที่เหมาะสมที่ลดลงนี้ มีได้เป็นสัดส่วนกันโดยตรง
  - ง. การใช้พลังงานบดอัดดิน ต้องคำนึงถึงปริมาณความชื้นในมวลดิน ( water content ) กล่าวคือ จากรูปที่ 6.5 ( ข ) ดินมีปริมาณน้ำในมวลดินที่เหมาะสม ( OMC ) ที่ 16 % ที่การบดอัดดินแบบ Standard compaction แต่หากใช้พลังงานบดอัดเพิ่มขึ้นที่ความชื้นนี้ โดยบดอัดดินแบบ Modified compaction จะเห็นว่าได้ค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งเพิ่มขึ้นก็จริง แต่ค่าที่ได้นั้นมิใช่ค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งสูงสุด และถ้าหากเพิ่มปริมาณน้ำขึ้นไปอีก ก็จะไม่มีโอกาสที่จะได้หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่งสูงสุด มีแต่จะลดลงเรื่อยๆ

- เส้นกราฟ ZAV (Zero air Voids) เส้นปริมาณอากาศเป็นศูนย์ หรือ เส้นดินอิ่มตัว ( Saturation line, s=100%) ในทางทฤษฎี ถ้าสมมติว่า ภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีแต่น้ำเพียงอย่างเดียวหลังจากมวลดินถูกบดอัดแล้ว นั่นคืออากาศถูกขับออกไปหมด ซึ่งจะได้มวลดินอิ่มตัวเต็มทีเดียวน้ำ ( saturated soil ) ความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์ปริมาณความชื้นกับหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห่ง ที่ s = 1 หรือ 100 % สามารถหาได้จากสมการ 6.4

$$\gamma_{dry} = \gamma_{zav} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + w \cdot G_s} \dots\dots\dots 6.4$$

เมื่อ  $G_s$  = ความถ่วงจะเพาะของเม็ดดิน และ  $w$  = ปริมาณความชื้นในมวลดิน

โดยปกติการบดอัดดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามดินจะไม่อิ่มตัว 100% จะมีอากาศเหลืออยู่บ้าง ปริมาณอากาศในดินจะเห็นได้ง่าย ถ้าเขียนเส้นแสดงปริมาณอากาศที่ 5% ( $s = 95\%$ ) และ 10% ( $s = 90\%$ ) ลงไปใน Compaction curve ด้วย โดยใช้สมการ ที่ 6.5

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w (1 - A_v)}{1 + w \cdot (G_s)} \dots\dots\dots 6.5$$

ทราบ  $G_s$  ,  $w$  ,  $A_v$  ( Air Void เช่น  $s = 90\%$ ,  $A_v = 0.1$ )

จากรูปจะเห็นได้ว่า เส้นดินอิ่มตัวด้วยน้ำหรือเส้นที่ช่องอากาศเป็นศูนย์จะอยู่ก่อนไปทางด้านขวามือของ เส้นกราฟของการบดอัด ( compaction curve ) โดยที่เส้นกราฟของการบดอัด จะไม่มีโอกาสที่จะสัมผัส กับ เส้นดินอิ่มตัว เลย เพราะในทางปฏิบัติจริง ทั้งในห้องปฏิบัติการหรือในสนาม จะไม่สามารถทำให้เกิดสภาวะนี้ได้ แม้ว่าจะเพิ่มพลังงานกดอัดให้มากขึ้น

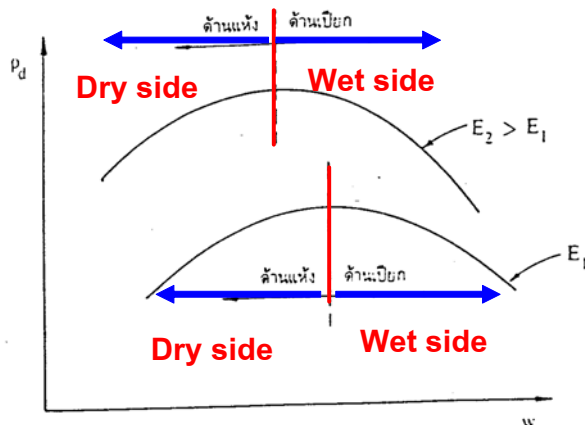
**6.7 Compaction of Cohesionless soils(การบดอัด ดินทราย)**

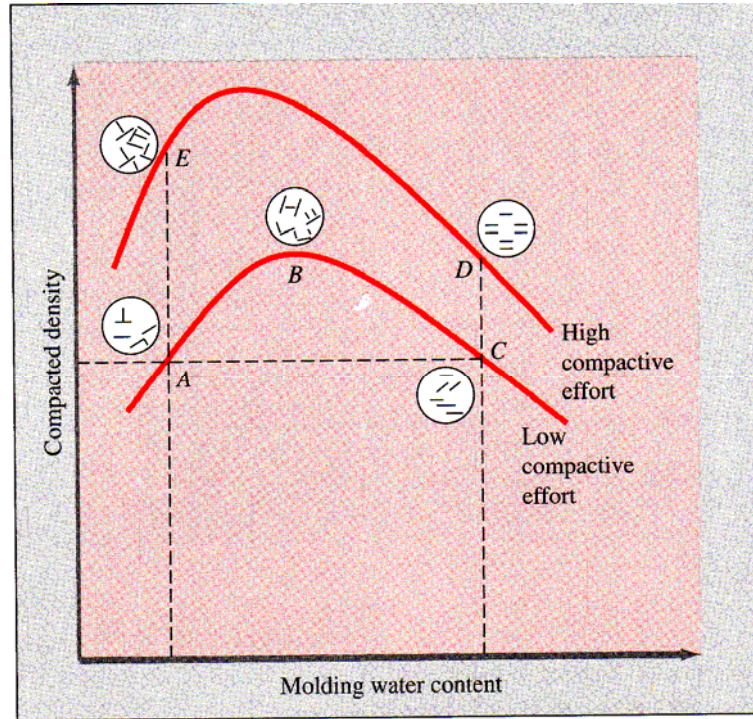
- การบดอัดดินทรายในสนามใช้เครื่องจักรกลที่เหมาะสม เช่น รถบดล้อยาง เป็นต้น
- สำหรับในห้องปฏิบัติการ
  - ในการใช้ Impact ทำได้ยากเพราะจะเกิดการกระเด็นของเม็ดทราย
  - การทดลองใช้น้ำหนักกดในช่วงระยะเวลาที่กำหนด
  - ใช้ทดสอบ Relative density

$$R.D, D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

- R. D = Relative Density.
- e = อัตราส่วนช่องว่างที่พิจารณา
- $e_{max}$  = อัตราส่วนช่องว่างมากที่สุดที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- $e_{min}$  = อัตราส่วนช่องว่างน้อยที่สุดที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

**6.8 Structure and Properties of compaction cohesive soil** โครงสร้างของดินเหนียวเมื่อถูกบดอัดตามปริมาณความชื้นตามรูปที่ 6.6





รูปที่ 6.6 ลักษณะโครงสร้างของเม็ดดินเหนียวเมื่อถูกบดอัดตามปริมาณความชื้น

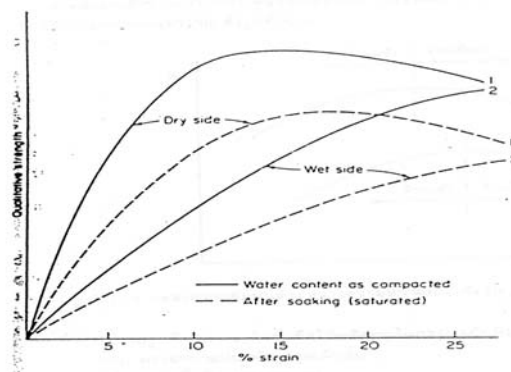
การบดอัดทางด้านซ้ายมือของปริมาณน้ำที่เหมาะสม เรียกว่าการบดอัดทางด้านแห้ง (dry side of optimum) ส่วนการบดอัดทางด้านขวามือของปริมาณน้ำที่เหมาะสม เรียกว่า การบดอัดทางด้านเปียก (wet side of optimum) ซึ่งจะทำให้โครงสร้างของดินเหนียวเปลี่ยนไป นอกจากนี้การบดอัดทางด้านแห้งและด้านเปียกจะมีผลต่อกำลัง การยุบอัดตัว และการซึมผ่านของน้ำ

• **Lambe (1958)**

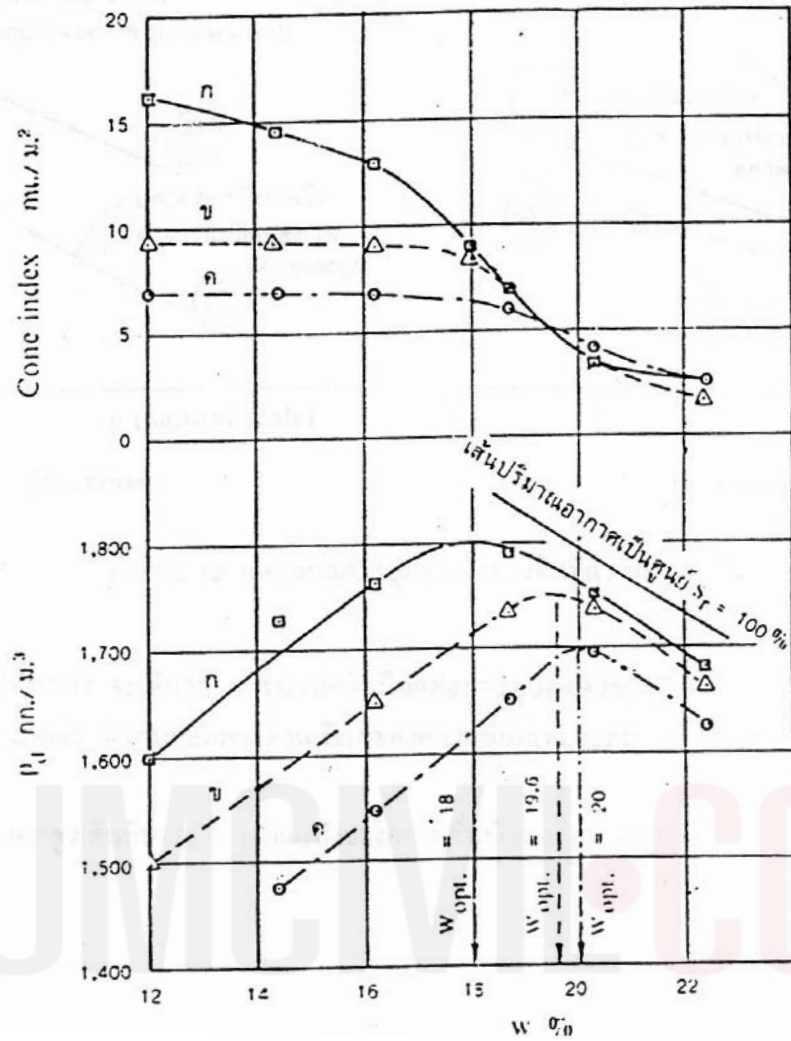
- การเรียงตัวของอนุภาคของเม็ดดินด้านแห้ง (Dry side) จะเป็นแบบระเกะระกะ (Flocculate structure or Cardhouse)
- การเรียงตัวของอนุภาคของเม็ดดินด้านเปียก (Wet side) จะเป็นแบบระเบียบ (Dispersed structure)
- ดังนั้นการที่มีหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งเท่ากัน แต่อยู่คนละด้านของ OMC จะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงทางคุณสมบัติของดิน

• **ผลทางด้านความแข็งแรง**

การบดอัดดินทาง Dry side จะให้ค่าของ Strength สูงกว่าการบดอัดดินทาง Wet side ถ้า  $\gamma_{dry}$  เท่ากัน ดังรูปที่ 6.7







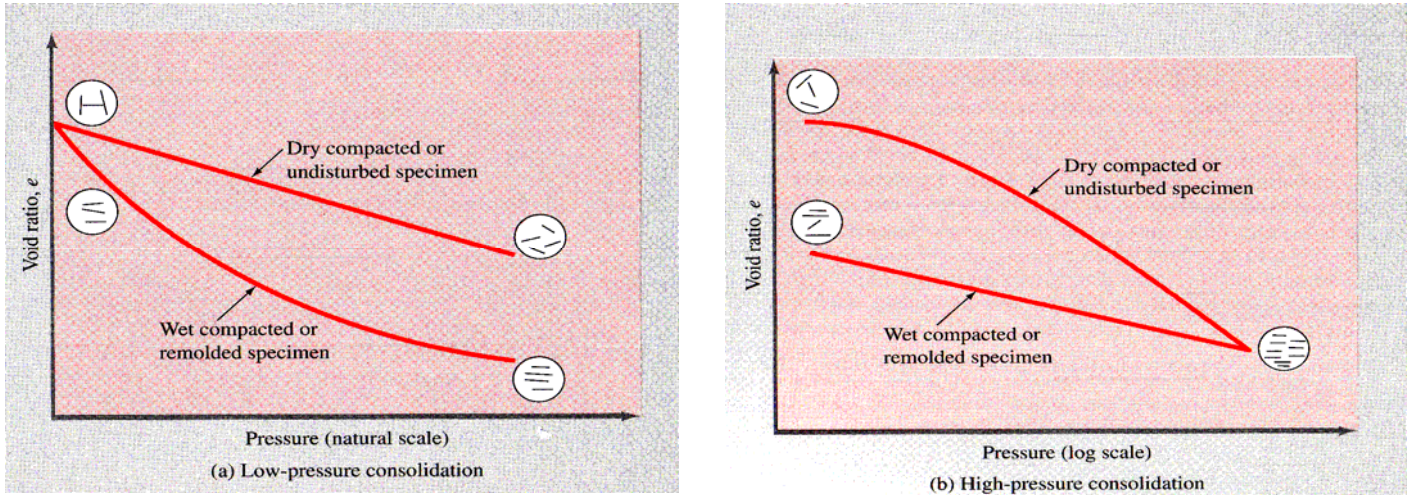
รูปที่ 6.7 แสดงความแข็งแรงของดินที่มีผลต่อการบดอัด

• ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง ปริมาณน้ำ และพลังงาน

เมื่อใช้พลังงานในการบดอัดเพิ่มขึ้นดังรูปที่ 6.5 จะได้

1. ความหนาแน่นแห้งสูงสุดเพิ่มขึ้น
2. ความชื้นที่เหมาะสมลดลง
3. ความหนาแน่นแห้งจะเพิ่มมากในด้านแห้ง (Dry side)
4. ความหนาแน่นแห้งจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในด้านเปียก (Wet side)

- ผลของการบดอัดที่มีต่อการยุบอัดตัวของดิน ดังรูปที่ 6.8



รูปที่ 6.8 แสดงผลของการบดอัดที่มีต่อการยุบอัดตัวของดิน

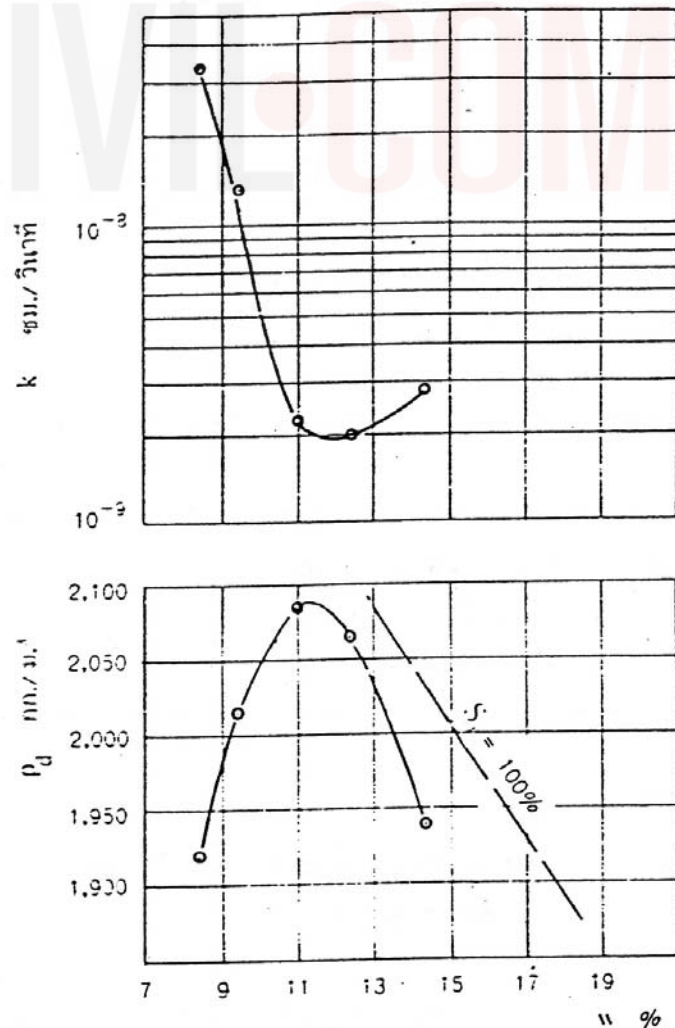
1. ที่แรงกดต่ำ ดินที่บดอัดทางด้านเปียกของความชื้นที่เหมาะสม จะยุบอัดตัวมากกว่าดินที่บดอัดทางด้านแห้ง
2. ที่แรงกดสูง ดินที่บดอัดทางด้านแห้งของความชื้นที่เหมาะสม จะยุบอัดตัวมากกว่าดินที่บดอัดทางด้านเปียก

- ผลต่อการซึมได้ของน้ำในดิน

ตามรูปที่ 6.9

1. การบดอัดดินในด้านแห้ง  
ค่าความซึมได้จะลดลง  
ถ้าเพิ่มปริมาณน้ำในขณะบดอัดขึ้น
2. ค่าความซึมได้จะต่ำสุดที่จุด OMC  
หรือมากกว่าเล็กน้อย
3. การบดอัดดินทางด้านเปียก  
จะให้ค่าความซึมได้น้อยกว่า  
การบดอัดดินทางด้านแห้ง

รูปที่ 6.9 แสดงผลต่อการซึมได้ของน้ำในดิน





ดังนั้นสามารถสรุปผลในการบดอัดดินทางด้านแข็งและด้านเปียกในรูปของตารางที่ 6.10 ดังนี้

ตารางที่ 6.10 สรุปผลในการบดอัดดินทางด้านแข็งและด้านเปียกด้านต่างๆ

คุณสมบัติของดิน	ผลที่ได้
<b>1. โครงสร้าง</b>	
ก. การจัดเรียงตัวของเม็ดดิน	ด้านแข็งจะระกระระกะมากกว่า
ข. การขาดน้ำ	ด้านแข็งจะขาดน้ำมากกว่า จะดูดน้ำมากกว่า บวมตัวมากกว่า มีแรงดันน้ำต่ำกว่า
ค. ความถาวร	ด้านแข็ง โครงสร้างจะมีความไวต่อการเปลี่ยนแปลง
<b>2. กำลัง</b>	
2.1 ขณะบดอัด	
ก. แบบ Undrained	ด้านแข็งจะสูงกว่ามาก
ข. แบบ Drained	ด้านแข็งจะสูงกว่าเล็กน้อย
2.2 ภายหลังอิ่มตัว	
ก. แบบ Undrained	ด้านแข็งจะสูงกว่าเล็กน้อย ถ้าป้องกันการบวมตัว
ข. แบบ Drained	ด้านแข็งจะเท่ากันโดยประมาณหรือมากกว่าเล็กน้อย
<b>3. การยุบอัดตัว</b>	
ก. ขนาด	ด้านเปียกจะยุบอัดตัวมากกว่าในช่วงแรงดันต่ำ ด้านแข็งจะยุบอัดตัวมากกว่าในช่วงแรงดันสูง
ข. อัตรา	ด้านแข็งจะยุบอัดตัวเร็วกว่า
<b>4. ความซึมได้</b>	
ก. ขนาด	ด้านแข็งจะยอมให้น้ำซึมผ่านได้มากกว่า
ข. ความถาวร	ด้านแข็งความซึมได้จะลดลงมากโดยการแผ่กระจาย

#### 6.9 การขุดดินและการบดอัดดิน ( Excavation and Compaction Equipment)

- การขุดดินจากแหล่งดิน (Borrow area) หรือบ่อยืม (Borrow pit) มาถมในบริเวณก่อสร้าง
  - เป็นดินอัดแน่น (Compacted fill) ในการคำนวณหาปริมาณของแหล่งดินว่าต้องใช้เป็นจำนวนเท่าใด
- การขุดดินจากบ่อยืม ทำให้ดินมีปริมาตรเพิ่มขึ้น**
- ดินกรวด ปริมาตร จะเพิ่ม  $\approx 15\%$
  - ดินเหนียว ปริมาตร จะเพิ่ม  $\approx 40\%$

- หิน ปริมาตร จะเพิ่ม  $\approx 60 - 65\%$

เมื่อดินดังกล่าวมาบดอัด และจะมีค่าของ Void Ratio ใหม่( $e_f$ )

ตามปกติดินทั่วไป  $e_f < e_i$

ถ้ากรณีเป็นหิน  $e_f > e_i$

- ในการคำนวณปริมาณดินที่นำมาใช้งาน

มีหลักการคำนวณดังนี้

ค่า ปริมาตร ( $V$ ),  $V_v$ ,  $e$ ,  $W$  เปลี่ยนแปลง

ค่า  $G_s$ ,  $V_s$ ,  $W_s$  ไม่เปลี่ยนแปลง

**Ex 6-1** Given : 2,000 m<sup>3</sup> of fill is placed to  $e_f = 0.353$  The borrow source has  $e_i = 0.60$

REQUIRED Number of cum of borrow to produce the fill

SOLUTION

Let : compacted soil  $V_s = 1.0$

Therefore,

$$e = \frac{V_v}{V_s} = V_v = 0.353$$

Also let total weight of solids in 2,000 m<sup>3</sup> of fill =  $W'_s$ . By proportion

$$\frac{W_s}{1+e} = \frac{W'_s}{2000}$$

From which  $W'_s = \frac{2000W_s}{1+e} = \frac{2000(G_s \gamma_w)}{1.353}$  .....(a)

For the initial conditions and using  $X$  m<sup>3</sup> as the quantity of borrow, we obtain similiary

$$W''_s = \frac{X.W_s}{1+e} = \frac{X(G_s \gamma_w)}{1.60}$$
 .....(b)

Since  $W'_s = W''_s$

(weight in place is same as weight removed from borrow pit) we equate (a) and (b) to obtain

$$\frac{X(G_s \gamma_w)}{1.6} = \frac{2000(G_s \gamma_w)}{1.353}$$

Canceling terms, this borrow volume is

$$X = 2,365 \text{ m}^3$$

**6.10 Compaction Specification**

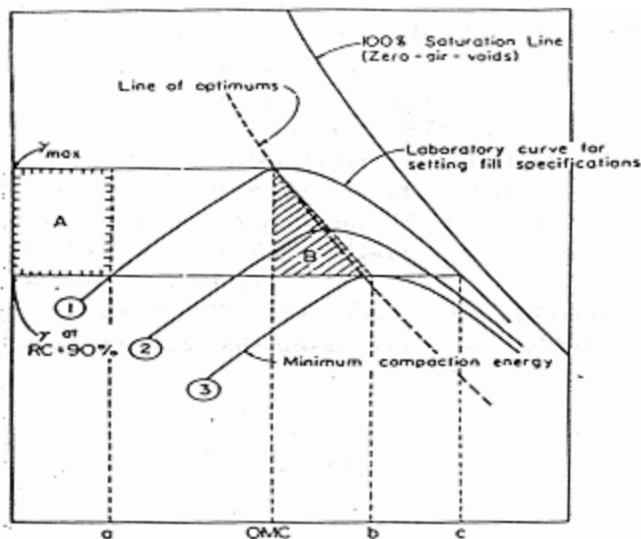
ข้อกำหนดในการบดอัดดินหรือคุณลักษณะในการบดอัดดินจะแสดงในรูปของ เปอร์เซ็นต์ของการบดอัดดิน ( degree of compaction หรือ relative compaction , R.C. เป็นค่าเปรียบเทียบระหว่างค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งที่ได้ในสนามกับค่าหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งในห้องปฏิบัติการ ดังสมการที่ 6.6 แต่ทราบดีว่าการบดอัดดินในสนามไม่สามารถทำให้ดินแน่นได้ตามค่าความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักของดินแห้งในห้องปฏิบัติการ ฉะนั้นในข้อกำหนดของการบดอัดดินในสนามจึงมักบอกเป็นเปอร์เซ็นต์ ที่ต้องการเมื่อเปรียบเทียบกับค่าหน่วยน้ำหนักของดินแห้งสูงสุดที่ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ

- ในการออกแบบคุณลักษณะ (Specification) ในการบดอัดดินว่าดินที่ใช้ในการก่อสร้างบดอัดดีหรือไม่เพียงไร
- ตัวอย่างเช่น “การบดอัดดินในสนาม ต้องบดอัดไม่น้อยกว่า 95% ของ ของการทดสอบ “Standard Compaction Test”
- ค่าของ 95% เรียกว่า Relative Compaction (R.C.)
- ในงานถนนอาจกำหนดว่าต้องการเปอร์เซ็นต์ของการบดอัดดินเท่ากับ 90 – 100 % ของค่าหน่วยน้ำหนักแห้งที่ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการตามวิธี Modified Proctor Test
- ในงานเขื่อน กำหนดว่าต้องการเปอร์เซ็นต์ของการบดอัดดินเท่ากับ 85 – 100 % ของค่าหน่วยน้ำหนักแห้งที่ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการตามวิธี Standard Proctor Test
- ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวิศวกรผู้ออกแบบ

**Relative Compaction (R.C.)**

$$RC = \frac{\text{field dry unit weight}}{\text{maximum dry unit weight from Laboratory Test}} \times 100\% \dots\dots 6.6$$

ในการทำงานจะกำหนด R.C.ไม่เท่ากัน ตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 6.11 งานที่ไม่รับน้ำหนักมาก ทดสอบแบบ Standard, R.C. ≤ 80% งานที่รับน้ำหนักมาก ทดสอบแบบ Modified, R.C. ≤ 90 - 95%

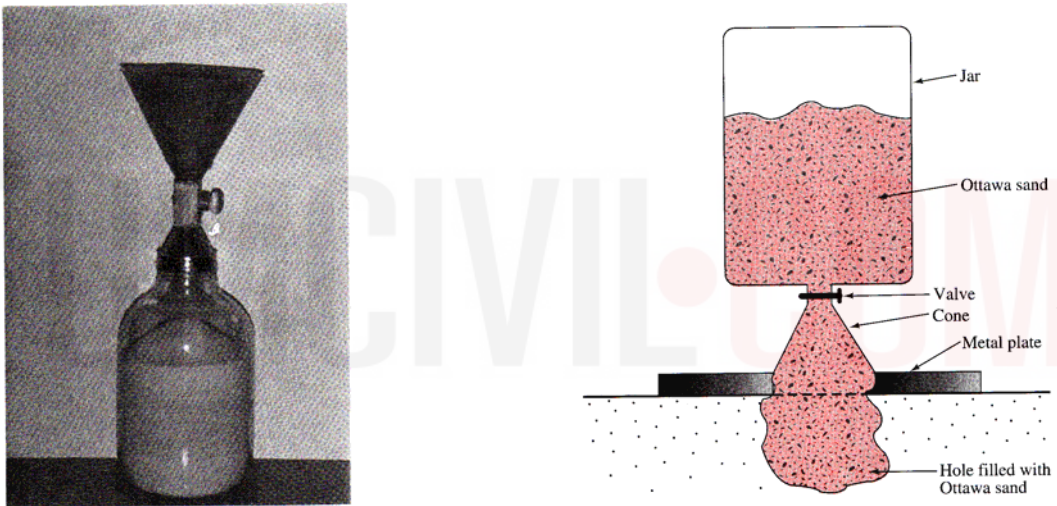


รูปที่ 6.11 แสดงการกำหนดเปอร์เซ็นต์ของการบดอัดดิน

**6.11 การทดสอบความแน่นของดินในสนาม (Field Density Test)**

การควบคุมและตรวจสอบการบดอัดดินในสนามเพื่อให้ได้ผลตามต้องการควรกระทำอย่างสม่ำเสมอซึ่งประกอบด้วย การตรวจสอบปริมาณความชื้นในมวลดิน และหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้ง หลังจากที่ได้ทำการบดอัดแล้ว การตรวจสอบและควบคุมในขณะที่กำลังปฏิบัติงานควรใช้วิธีตรวจสอบที่ให้ผลรวดเร็วและสะดวกต่อการปฏิบัติงาน สำหรับการตรวจสอบหาหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งหรือความหนาแน่นแห้ง ในสนามสำหรับมวลดินหลังจากบดอัดแล้ว มักนิยมใช้วิธีการแทนที่ด้วยทราย ( sand cone method ) ตามมาตรฐาน ASTM D 1556 และ AASHTO T 191 หรือใช้วิธีการแทนที่ด้วยน้ำหรืออากาศ ( Rubber – Balloon Method ) ตามมาตรฐาน ASTM D 2167 และ AASHTO T 205 เพื่อวัดหาปริมาณของมวลดินที่ได้ขุดขึ้นมา

- ในงานก่อสร้างเกี่ยวกับงานดิน เมื่อได้ทำการบดอัดดินที่ใช้ในการก่อสร้างเสร็จแล้ว จะต้องทำการทดสอบผลการบดอัดดินว่าได้ความหนาแน่นตามต้องการหรือข้อกำหนดที่วางไว้หรือไม่
- การทดสอบความหนาแน่นของดิน คือ ขุดดินบริเวณที่บดอัดเสร็จแล้ว ชั่งหาน้ำหนักของมวลดินที่ขุดออกมา แล้วหารด้วยปริมาตรของดินที่ขุดออกมา ซึ่งก็คือปริมาตรของหลุมที่ขุดดินออกมานั้นเอง
- การหาปริมาตรของหลุมดังกล่าวนี้ หาได้โดยใช้ทรายมาตรฐาน(Sand cone method) หรือ(Balloon method)



รูปที่ 6.12 ลักษณะของเครื่องมือการทดสอบแบบ sand cone

การทดสอบโดยวิธี Sand cone method ดังแสดงในรูปที่ 6.12 สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.7

$$\gamma_F = \frac{\text{หน.ของดินในหลุมทดสอบ}}{\text{ปริมาตรของหลุมทดสอบ}} \dots\dots 6.7$$

- ทรายที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 20 แต่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 30 หรือใช้ทราย Ottawa ใช้ หาปริมาตรของหลุมทดสอบ

สำหรับมวลดินที่จำแนกตามระบบ Unified คุณลักษณะเมื่อทำการบดอัดและการใช้เครื่องมือบดอัด หน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งสูงสุดและปริมาณความชื้นที่เหมาะสมของมวลดินเมื่อบดอัดตามวิธีของ Standard Proctor Test ได้สรุปแสดงในตารางที่ 6.13 แล้ว

ตารางที่ 6.13 แสดงการบดอัดดิน

ชนิดดิน	กลุ่มดิน	การบดอัด / เครื่องจักร	$\gamma_{dry}$ (t/m <sup>3</sup> )	OMC%	ค่า CBR ในสนาม
ดินเม็ดหยาบกรวดและ ดินปนทราย	GW	ดี, รถแทรกเตอร์, รถล้อยาง, รถบดล้อเหล็ก	2.00 – 2.16	11-18	60-80
	GP	ดี, รถแทรกเตอร์, รถล้อยาง, รถบดล้อเหล็ก	1.84 – 2.00	14-11	25-60
	GM	ดี, ต้องคุมงานอย่างเข้มงวด, รถล้อยาง, รถบดตีนแกะ	1.92 – 2.16	12-8	20-80
	GC	ดี, รถล้อยาง, รถบดล้อเหล็ก	1.84 – 2.08	14-9	20-40
ดินเม็ดหยาบทรายและ ดินปนทราย	SW	ดี, รถแทรกเตอร์	1.76 – 2.08	16-19	20-40
	SP	ดี, รถแทรกเตอร์	1.60 – 1.92	21-12	10-25
	SM	ดี, ต้องคุมงานอย่างเข้มงวด, รถล้อยาง, รถบดตีนแกะ	1.76 – 2.00	16-12	10-40
	SC	ดี, รถล้อยาง, รถบดตีนแกะ	1.68 – 2.00	19-11	10-20
ดินเม็ดละเอียด ทรายแป้งและดินเหนียว LL < 50	ML	ดีหรือเลว, การควบคุมงานเป็น ที่สำคัญมาก, รถบดล้อยาง, รถ บดตีนแกะ	1.52-1.92	24-12	5-15
	CL	ดีหรือไม่ดีนัก, รถบดตีนแกะ, รถล้อยาง	1.52-1.92	24-12	5-15
	OL	ดีหรือไม่ดีนัก, รถบดตีนแกะ	1.28 – 1.60	33 - 21	4-8
ดินเม็ดละเอียด ทรายแป้งและดินเหนียว LL > 50	MH	เลวหรือไม่เหมาะสม, รถบดตีน แกะ	1.12-1.52	40 - 24	4-8
	CH	ดีหรือไม่ดีนัก, รถบดตีนแกะ	1.20-1.68	36 -19	3-5
	OH	เลวหรือไม่เหมาะสม, รถบดตีน แกะ	1.04-1.60	45 - 21	3-5
ดินที่มีสารอินทรีย์สูง	Pt	ไม่เหมาะที่จะใช้ในการบดอัด	-	-	-

ตัวอย่าง 6.2 จากการทดสอบความแน่นแบบมาตรฐานของตัวอย่างดินเหนียวปนทราย ตัวอย่างหนึ่ง ได้ผลการทดสอบดังนี้

ความหนาแน่นเปียก กก./ม <sup>3</sup>	ปริมาณความชื้น %
2058	12.9
2125	14.3
2152	15.7
2159	16.9
2140	17.9

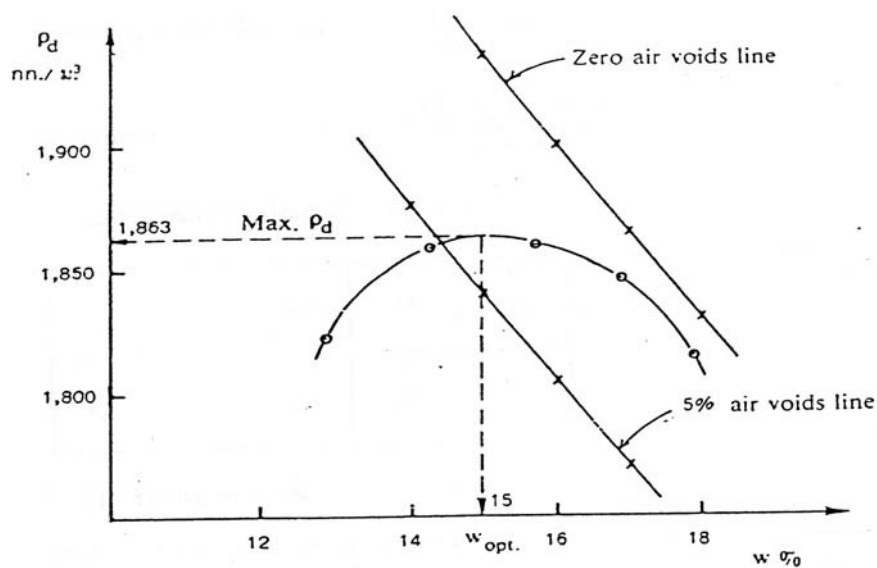
- เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง และปริมาณความชื้น พร้อมทั้งหาค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด และความชื้นที่เหมาะสม
- คำนวณหาปริมาณความชื้นซึ่งทำให้ดินอัดตัว ที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุดนี้ ถ้าความถ่วงจำเพาะ ของเม็ดดินเท่ากับ 2.73
- เขียนเส้น “ปริมาณอากาศเป็นศูนย์” และ “เส้นปริมาณอากาศ 5%”

### วิธีทำ

(ก) จากสมการ

$$\rho_d = \frac{\rho_{wet}}{1+w}$$

W(%)	12.9	14.3	15.7	16.9	17.9
$\rho_{wet}$ (กก./ม. <sup>3</sup> )	1058	2125	2152	2159	2140
$\rho_d$ (กก./ม. <sup>3</sup> )	1823	1859	1860	1847	1815



จากกราฟจะได้ค่า

ความหนาแน่นสูงสุด =  $\frac{1863 \text{ กก./ม.}^3}{}$

ความชื้นที่เหมาะสม =  $\frac{15\%}{}$

(ข) ที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด 1863 กก./ม.<sup>3</sup>

สมมุติตัวอย่างดินมีปริมาตร 1ม.<sup>3</sup> มวลดินแห้ง Ms = 1863 กก.

$$G_s = \frac{M_s}{V_s \cdot \rho_w}$$

$$V_s = \frac{M_s}{G_s \cdot \rho_w} = \frac{1863}{2.73 \times 1000} = 0.682 \text{ m}^3$$

ปริมาณน้ำสำหรับดินอิ่มตัว Vw = 1 - 0.682 = 0.318 ม.<sup>3</sup>

มวลของน้ำ Mw = 0.318 x 1000 = 318 กก.

- ปริมาณความชื้นที่ทำให้ดินอิ่มตัว =  $\frac{318}{1863} \times 100 = 17.1\%$

(ค) จากสมการ

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w (1 - A_v)}{1 + w \cdot G_s}$$

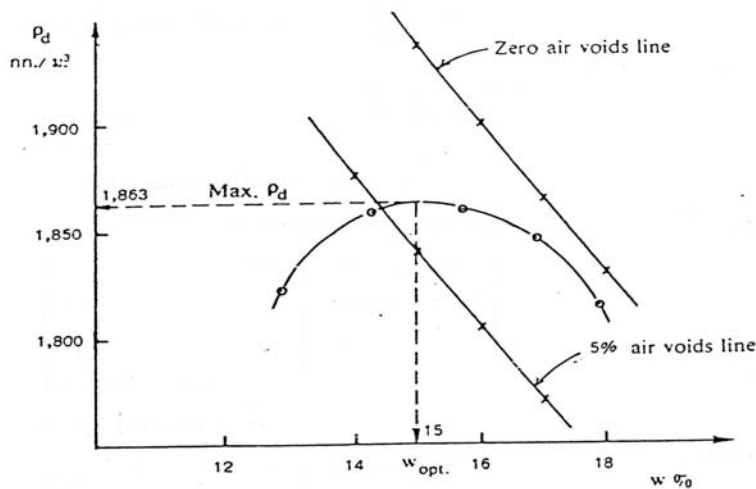
สำหรับปริมาณอากาศเป็นศูนย์ Av = 0

W(%)	14	15	16	17	18
$\rho_d$ (กก./ม. <sup>3</sup> )	1975	1937	1900	1865	1830

สำหรับปริมาณอากาศ 5% . Av = 0.05

W(%)	14	15	16	17	18
$\rho_d$ (กก./ม. <sup>3</sup> )	1876	1840	1805	1771	1739

นำค่า w และ  $\rho_d$  ไปเขียนเส้นปริมาณอากาศเป็นศูนย์ และ 5% ได้ดังรูปที่



### 6.12 แคลิฟอร์เนีย แบร์ริงเรโซ (California Bearing Ratio : CBR)

ในปี ค.ศ.1929 กรมทางหลวงของมลรัฐแคลิฟอร์เนีย (California, s Department of Transportation :CALITRANS) ประเทศสหรัฐอเมริกา เสนอวิธีทดสอบหาค่ากำลังต้านทานแรงกด(bearing capacity ) ของมวลดินที่บดอัดแน่นซึ่งเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับกำลังต้านแรงกดมาตรฐานของหินคลุก ( crush stone ) ที่บดอัดแน่น จะได้ค่าที่เรียกว่า แคลิฟอร์เนีย แบร์ริงเรโซ(California Bearing Ratio : CBR) เพื่อประโยชน์ในการเลือกวัสดุที่เหมาะสม นำมาใช้เป็นวัสดุพื้นทาง (base) หรือใช้รองพื้นทาง ( subbase) ของงานก่อสร้างถนน สนามบิน หรือเขื่อนดิน

- การทดสอบหาค่า CBR สามารถกระทำได้ที่ทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม โดยมีหลักการดังนี้
  - ใช้ท่อนเหล็กกลมตัน(plunger)ซึ่งมีพื้นที่หน้าตัด3ตารางนิ้ว กดลงบนดินตัวอย่างที่บดอัดแน่น(ใช้ปริมาณน้ำที่ OMC)ด้วยอัตรา 0.05 นิ้วต่อนาที โดยให้มีระยะจมลง(penetration)ระยะหนึ่ง
  - นำค่าหน่วยแรงกดที่ได้นั้น(test unit stress) ไปเปรียบเทียบกับหน่วยแรงกดมาตรฐาน(standard unit stress ) ที่ได้จากการใช้ท่อนเหล็กกลมตันขนาดเดียวกันกดลงบนหินคลุกที่บดอัดแน่นเมื่อมีระยะจมลงเท่ากัน แล้วคูณอัตราส่วนนั้นด้วย 100 ดังสมการที่ 6.8

$$\text{ค่า CBR} = \frac{\text{test unit stress}}{\text{standard unit stress}} \times 100 \dots\dots 6.8$$

Standard unit stress คือหน่วยแรงกดมาตรฐานบนหินคลุกที่ได้จากการใช้ท่อนเหล็กกลมตัน(plunger)ขนาดเนื้อที่หน้าตัด3 ตารางนิ้ว เมื่อมีค่าระยะจม(penetration) ต่างๆกัน สามารถหาได้จากตาราง ที่ 6.14 ดังนี้

ตารางที่ 6.14 หน่วยแรงกดมาตรฐานของหินคลุก

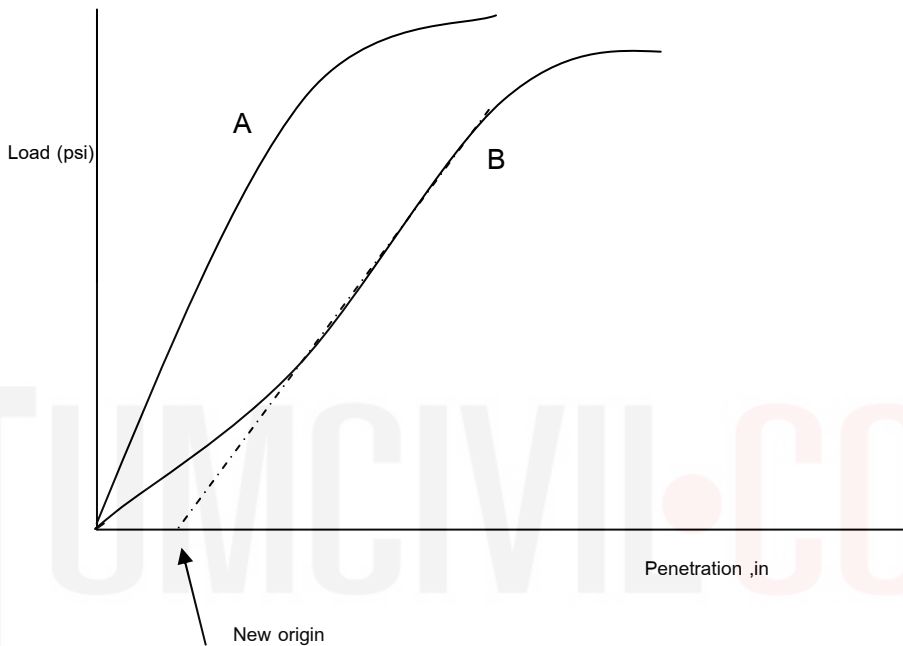
ตาราง หน่วยแรงกดมาตรฐาน	
Penetration (in)	Standard Unit Stress (psi)
0.1	1000
0.2	1500
0.3	1900
0.4	2300
0.5	2600

- ตัวอย่างดินมวลดินที่นำมาทดสอบจะเป็นมวลดินแห้งที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ ¼ นิ้ว แต่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 4
- การบดอัดแน่นใช้ปริมาณน้ำที่ OMC ตามวิธีการแบบ Standard Proctor Test หรือ Modified Proctor Test
- ในการทดสอบ CBR ให้เตรียมตัวอย่างครั้งละ 2 ตัวอย่าง
- ตัวอย่างแรกจะนำไปทดสอบ CBR ทันที โดยให้มีแผ่นน้ำหนัก(surcharge)กดทับอย่างน้อย 10 ปอนด์ หรือเท่ากับ น้ำหนักพื้นทางและผิวจราจร เรียกตัวอย่างนี้ว่า unsoaked sample
- ตัวอย่างที่สองนำไปแช่น้ำก่อนที่จะทำการทดสอบCBR เรียกว่า soaked sample test โดยให้ดินตัวอย่างอยู่ในสภาพเปียกโชกเป็นเวลา4 วัน แต่ให้มีแผ่นน้ำหนัก (surcharge) กดทับอย่างน้อย 10 ปอนด์ หรือเท่ากับน้ำหนักพื้นทางและผิวจราจร ซึ่งเป็นการจำลองให้เหมือนกับสภาพใช้งานจริงเมื่อเกิดสภาวะน้ำท่วมขังบนถนน เรียกตัวอย่างนี้ว่า soaked



sample ให้ทำการวัดค่าบวมตัวของดินตลอดเวลาทั้ง 4 วัน แล้วจึงนำมาทดสอบ CBR ค่า CBR ที่ได้ควรมีค่าน้อยกว่าตัวอย่างแรก

- นำค่าแรงกดและระยะจมที่วัดได้ด้วยเกจ ไปเขียนกราฟ หาความสัมพันธ์ ระหว่างระยะจมกับหน่วยแรงกดอัด
- กราฟที่ได้ควรผ่านจุดเริ่มต้น(origin) แต่หากกราฟที่ได้ไม่ผ่านจุดเริ่มต้นจะต้องปรับแก้ โดยลากเส้นสัมผัสกับส่วนที่เป็นเส้นตรงมากที่สุดและต่อลงมาตัดแกนนอน และให้ถือว่าจุดตัดนี้คือจุดเริ่มต้น(ใหม่) ที่ระยะจมเป็นศูนย์ ฉะนั้นจะวัดระยะจมจากจุดเริ่มต้น(ใหม่)นี้ ดังรูปที่ 6.15

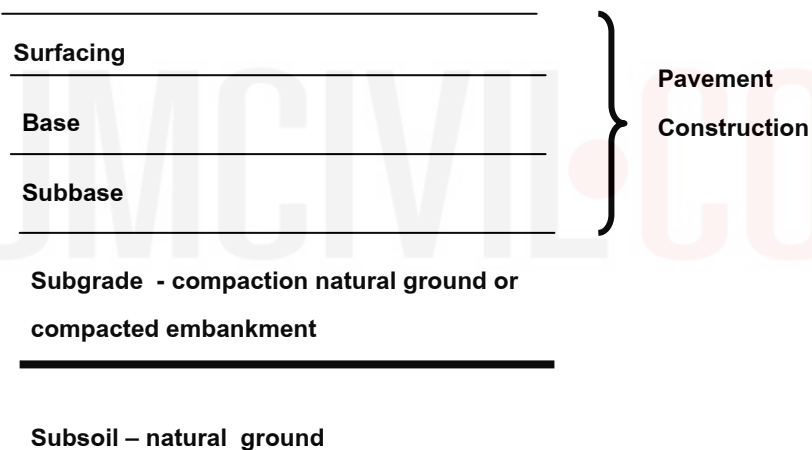


รูปที่ 6.15 แสดงกราฟของการทดสอบ CBR

- ปกติจะคิดค่า CBR เมื่อมีระยะจมเท่ากับ 0.1 นิ้ว (CBR<sub>0.1</sub>) ซึ่งเป็นค่ามากที่สุด แต่บางครั้งอาจพบว่าค่า CBR ที่ระยะจม 0.2 นิ้ว (CBR<sub>0.2</sub>) อาจมีค่ามากกว่าค่า CBR ที่ระยะจม 0.1 นิ้ว ในกรณีเช่นนี้ให้ทำการทดสอบใหม่
- และหากยังได้ค่า CBR ที่ระยะจม 0.2 นิ้ว มีค่ามากกว่าค่า CBR ที่ระยะจม 0.1 นิ้ว ให้พิจารณาใช้ค่า CBR ที่ระยะจม 0.2 นิ้ว
- จากค่า CBR ที่ได้จะนำมาพิจารณาว่าดินนั้นเหมาะสมที่จะนำมาใช้เป็นวัสดุสำหรับงานถนนหรือสนามบินหรือไม่และควรใช้ในชั้นใดของงาน ดังแสดงในตารางที่ 6.16

ตารางที่ 6.16 ค่าCBRที่เหมาะสมต่อการใช้งานชั้นทางต่างๆ

CBR	ระดับความเหมาะสม	การใช้งาน
0 - 3	ใช้ไม่ได้ (very poor)	วัสดุชั้นคั่นทาง(Subgrade)
3 - 7	ไม่ดี ถึงพอใช้ ( poor to fair)	วัสดุชั้นคั่นทาง(Subgrade)
7 - 20	พอใช้ (fair)	วัสดุชั้นรองพื้นทาง(Subbase)
20 - 50	ดี (good )	วัสดุชั้นรองพื้นทาง, ชั้นพื้นทาง
50 - 80	ดีมาก (very good )	วัสดุชั้นพื้นทาง(Base)
> 80	ดีที่สุด (excellent)	วัสดุชั้นพื้นทาง(Base)

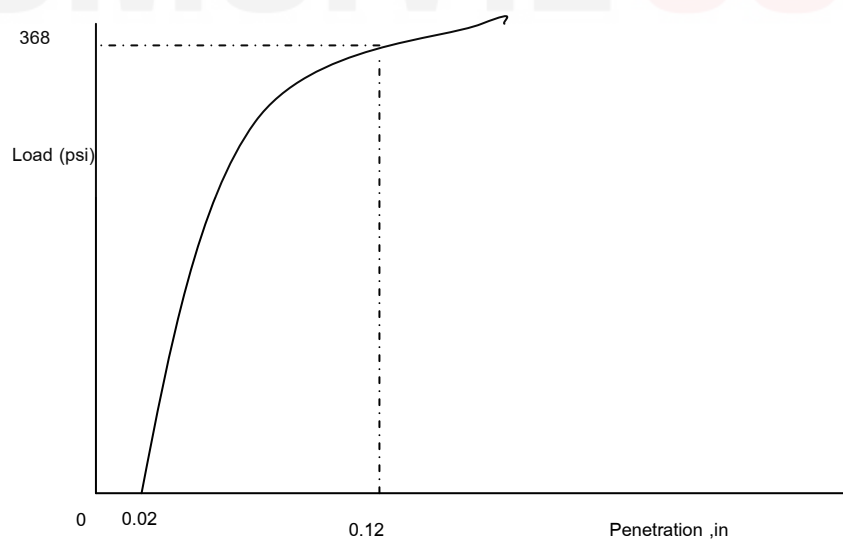


รูป ชั้นทางของงานถนน

ตัวอย่าง 6.3 จากข้อมูลต่อไปนี้ที่ได้จากการกดอัดดินด้วยท่อนเหล็กกลมตันที่มีเนื้อที่หน้าตัด 3 ตารางนิ้ว จงหาค่า CBR ของดินตัวอย่าง

ระยะจม(penetration), นิ้ว	หน่วยแรงกดอัด (test unit load), ปอนด์ ต่อ ตารางนิ้ว
0.025	20
0.500	130
0.750	230
0.100	320
0.125	350
0.150	470
0.175	530
0.200	600
0.250	700
0.300	830

วิธีทำ เขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะจมกับหน่วยแรงกดอัด ดังรูป



- หาหน่วยแรงกดอัดเมื่อระยะจมเท่ากับ 0.1 นิ้ว แต่เนื่องจากกราฟไม่ผ่านจุดเริ่มต้น ดังนั้นจึงปรับแก้ ซึ่งจะอ่านค่าหน่วยแรงกดอัดเมื่อระยะจมเท่ากับ 0.1 นิ้ว ได้จากระยะจมเดิมคือ 0.12 นิ้ว ซึ่งให้ค่าเท่ากับ 368 ปอนด์ ต่อตารางนิ้ว
- ดังนั้น ค่า CBR 0.1 =  $(368/1000) \times 100 = 36.8$
- แต่พบว่า ค่า CBR 0.2 =  $(645/1500) \times 100 = 43.0$  ซึ่งมากกว่าค่า CBR 0.1 ดังนั้นจะต้องทำการทดลองซ้ำอีก

### 6.13 การปรับปรุงเพิ่มเสถียรภาพของดิน(Soil Stabilization)

- หมายถึงการจะทำให้มวลดินในที่ที่ก่อสร้างนั้น มีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมดีมากขึ้นได้อย่างไร
- อาจกระทำได้ที่บริเวณชั้นดินตื้นๆ หรือที่ชั้นดินลึก
- วิธีต่างๆไป ได้แก่การบดอัดดิน นอกจากนี้ อาจกระทำได้โดย
- การนำน้ำหนักบรรทุกมากระทำต่อมวลดินนั้นก่อน(precompression หรือ preloading )
- การใช้พลังงานหรือเครื่องจักรกล ( mechanical stabilization )
- การใช้สารเคมี (chemical stabilization )
- การใช้แผ่นสังเคราะห์ (geosynthetic)

#### 6.13.1 การนำน้ำหนักบรรทุกมากระทำต่อมวลดินนั้นก่อน(precompression หรือ preloading )

- หลักการคือ นำมวลดินที่มีหน่วยน้ำหนักมากกว่ามาถมทับมวลดินตามธรรมชาติ เช่น ใช้ทรายหนาประมาณ 2-5 เมตร มาถมหรือกดทับบนดินเดิมตามธรรมชาติ ชนิดที่มี ทรายแป้งหรือดินเหนียวปนอยู่มาก ช่วงระยะเวลาหนึ่ง
- เพื่อให้มวลดินตามธรรมชาตินั้นเกิดการทรุดตัวก่อน มีกำลังต้านแรงกดมากขึ้น ก่อนที่จะดำเนินการก่อสร้าง เช่น ถนน หรือโครงสร้างใดๆ การทรุดตัวภายหลังการก่อสร้างน้อยลง
- แต่วิธีการข้างต้นที่กล่าวต้องอาศัยเวลาค่อนข้างนานเพื่อให้มวลดินตามธรรมชาติทรุดตัวก่อน
- อาจเร่งให้มวลดินตามธรรมชาติทรุดตัวก่อนเร็วขึ้นได้โดยทำท่อระบายน้ำในแนวตั้ง ( vertical drain) ควบคู่กันไปในขณะที่ต้องรับน้ำหนักบรรทุกกดทับ เช่น ทำท่อทราย ( sand หรือ gravel drain ) หรือ ผังแผ่นพลาสติก ( prefabricated vertical drain , PVD )ลงไปในดิน
- โดยให้มีระยะห่างที่เหมาะสม ทั้งนี้เพื่อลดระยะเวลาการระบายออกของน้ำในดิน (drain path)
- ท่อทรายที่กล่าวนี้ได้จากการตอกกระบอกเหล็กปลายปิดลงไปในดินจนถึงระดับที่ต้องการ แล้วถอนกระบอกออกและกรอกทรายลงไปจนเต็ม
- หรืออาจทำอีกแบบหนึ่งคือ เมื่อตอกกระบอกเหล็กลงไปแล้วให้ฉีดน้ำใส่ดินออก แล้วจึงกรอกทรายลงไปจนเต็ม

#### 6.13.2 การใช้พลังงานหรือเครื่องจักรกล( mechanical stabilization)

- ถ้ามวลดินตามธรรมชาติมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่ดีพอ เช่นเป็นดินอ่อน หรือมีการกระจายขนาดของมวลดินไม่เหมาะสม ดังนั้น อาจจำเป็นต้องขุดมวลดินชั้นนั้นออกไปทั้งหมดหรือเพียงบางส่วน แล้วนำมวลดินจากแหล่งอื่น ที่เรียกว่า บ่อยืม ( borrow pit) ซึ่งมีหิน กรวด หรือทราย ที่มีการกระจายขนาดคละดีกว่า มาถมและผสมรวมกับมวลดินเดิม แล้วทำการบดอัดด้วยเครื่องจักรกล
- สำหรับการอัดชั้นทรายร่วนให้แน่นขึ้น มักใช้วิธีสั่นสะเทือนโดยใช้เครื่องสั่นสะเทือนขนาดใหญ่วางบนผิวดิน หรือใช้ดินปืนวางเป็นตาราง ซึ่งเมื่อจุดระเบิดดินปืน จะทำให้ทรายร่วนเกิดการอัดแน่นตัวขึ้น
- อาจใช้เครื่องสั่นสะเทือน(vibroflot) รูปทรงกระบอกใส่ลงไปในดินทรายทั้งที่ฉีดน้ำซึ่งทรายจะไหลเข้ามาในช่องว่าง เดิม ทรายหรือกรวดลงไปช่องว่างก็จะทำให้ทรายแน่นขึ้น

#### 6.13.3 การใช้สารเคมี (chemical stabilization )

- สารเคมี(chemical materials) ที่นิยมมาใช้ช่วยปรับปรุงคุณภาพของชั้นดินตื้น ได้แก่ ปูนซีเมนต์ ปูนขาว โดยนำมาผสมกับดิน เดิมน้ำให้พอเพียงต่อการทำปฏิกิริยาทางเคมีกับปูนซีเมนต์ หรือปูนขาว แล้วทำการบดอัดและบ่ม
- จะทำให้อนุภาคของเม็ดดินยึดกันแน่นขึ้น เพิ่มความแข็งแรงและลดการไหลซึมของน้ำ
- ตัวอย่างเช่น ถนนที่ทำด้วยดินซีเมนต์ (soil cement) สามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้น มีความแข็งแรงและคงทนมากขึ้น

- โซเดียมคลอไรด์ และแคลเซียมคลอไรด์ ซึ่งมีคุณสมบัติอุ้มน้ำ หรือลดการระเหยของน้ำจะนำมาโรยลงบนดินแล้วปล่อยให้ไหลซึมลงไป จะช่วยลดปัญหาเรื่องฝุ่นของถนนดินในชนบทได้
- การอัดฉีด (grouting) น้ำปูนหรือสารเคมีบางอย่างลงไปในพื้นที่ดินเหนียวหรือใส่ปูนดิบลงไปในรูเจาะ จะทำให้ดินเหนียวกลายเป็นวัสดุแข็ง มีความแข็งแรงมากขึ้นและลดการทรุดตัว

### แบบฝึกหัด

1 จากการทดสอบการบดอัดดินแบบ Proctor ได้ข้อมูลดังต่อไปนี้

หน่วยน้ำหนักดินขึ้น (กรัม/ลบ.ซม.)	1.77	1.92	2.038	2.10	2.055
ปริมาณน้ำในมวลดิน %	9.7	11.52	13.42	16.12	18.50

ถ้าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินเท่ากับ 2.65 จงเขียนเส้น Zero air void และหา OMC กับ  $\gamma_{dry\ max}$  ( OMC = 15.1 % ,  $\gamma_{dry\ max} = 1.81$  กรัม / ลบ.ซม.)

2 พบว่าเมื่อขุดตักมวลดินจากบ่อยืม(borrow pit ) ซึ่งมีอัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดิน  $e = 0.70$  แล้วนำไปถมบดอัดรวมกับมวลดินเดิม จะได้ค่าอัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดินที่บดอัดแล้วเท่ากับ 0.428 จงหาว่าต้องขุดดินจากบ่อยืมเป็นจำนวนเท่าใดเพื่อนำไปถมและบดอัดรวมกับมวลดินเดิมให้มีปริมาตรเท่ากับ 10,000 ลบ.ม. (11,905 ลบ.ม.)

TUMCIVIL.COM

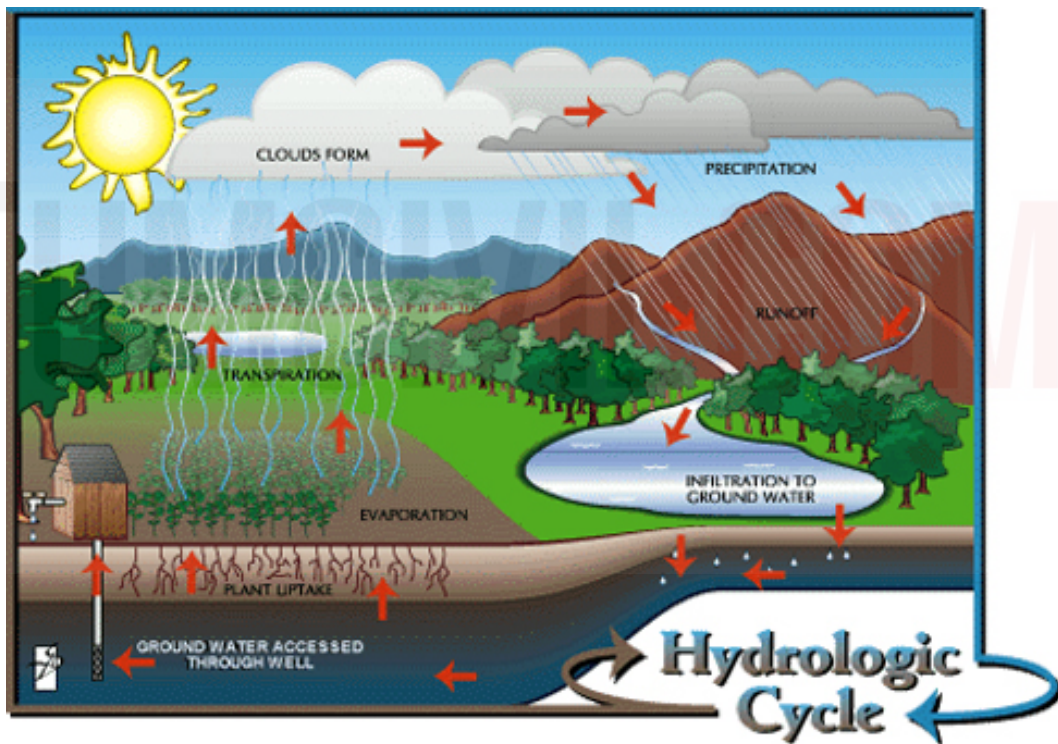
บทที่ 7  
การไหลซึมของน้ำในดิน  
Soil Hydraulic, Permeability.

### 7.1 คำนำ

เนื่องจากดินเกิดจากการผุ่ร่อนของหินและตกตะกอนทับถมกันมาเป็นเวลานาน ในขณะที่เดียวกันก็มีระดับน้ำใต้ดินอยู่ การที่ดินมีน้ำเข้ามาเกี่ยวข้องทำให้คุณสมบัติทางวิศวกรรมเปลี่ยนแปลงไป น้ำที่อยู่ในดินจะไหลซึมผ่านช่องว่างที่อยู่ในมวลดินทำให้เกิดปัญหาต่างๆมากมาย เช่น ค่าการไหลซึมผ่านของดินมีประโยชน์อย่างไร จะทราบได้อย่างไรว่าดินแต่ละชนิด มีการไหลซึมผ่านเป็นอย่างไร ดินทรายกับดินเหนียว ดินชนิดไหนซึมน้ำได้มากกว่ากัน เพราะเหตุใดจึงเป็นเช่นนั้น หรือในดินชนิดเดียวกัน ค่าการไหลซึมผ่านจะเท่ากันหรือไม่ เพราะเหตุใด ถ้าใช้น้ำในการซึมผ่าน กับน้ำมันในการไหลซึมผ่าน เป็นต้น

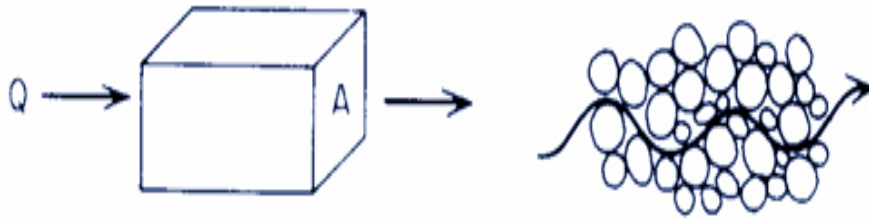
ดังนั้นน้ำจึงมีความสำคัญในวิชา ธรณีวิทยา ธรณีกลศาสตร์ เนื่องจากน้ำมีการไหลเวียนเป็นวัฏจักรในพื้นโลก ดังแสดงในรูปที่

7.1



รูปที่ 7.1 แสดงวัฏจักรของน้ำ

คุณสมบัติของดินทางวิศวกรรมที่มีการเปลี่ยนแปลงไปเมื่อมีน้ำใต้ดินเข้ามาเกี่ยวข้อง เช่น สถานภาพของดินเปลี่ยนไป เช่นสถานะภาพเป็นของแข็ง ของเหลว พลาสติก การรับน้ำหนักของดิน การทรุดตัวของดิน เป็นต้น ปกติทั่วไประดับของน้ำใต้ดิน ( Ground water Table) จะอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน ( Ground Level) และมีแนวขนานกับแนวระดับผิวดิน การเคลื่อนที่หรือไหลซึมของน้ำในมวลดินมีได้ทั้งในแนวนอนและแนวตั้ง ซึ่งการเคลื่อนที่หรือการไหลของน้ำในแนวนอนของมวลดินเกิดจากความต่างระดับของความดันของน้ำ โดยในลักษณะธรรมชาติ น้ำจะไหลจากที่ซึ่งมีความดันสูงกว่า ไปยังจุดที่มีความดันต่ำเสมอ น้ำจะไหลผ่านช่องว่างระหว่างเม็ดดินซึ่งเรียงตัวคดเคี้ยวไปมาต่อเนื่องกัน ดังแสดงในรูปที่ 7.2 การเคลื่อนที่ของน้ำในแนวตั้งหรือแนวตั้ง เช่นจากน้ำฝน หรือสภาวะน้ำท่วมขัง หรือเกิดการสูบน้ำใต้ดินออก



รูปที่ 7.2 แสดงการไหลซึมของน้ำผ่านมวลดิน

## 7.2 การไหลซึมของน้ำในดิน

ดินเป็นวัสดุก่อสร้างอันหนึ่งซึ่งมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินเปรียบเสมือนรูพรุนเล็ก ๆ เช่นเดียวกับวัสดุก่อสร้างชนิดอื่น ๆ เช่น หิน คอนกรีต ไม้ เป็นต้น วัสดุใด ที่มีช่องว่างมาก น้ำก็ไหลซึมผ่านได้มาก ดังนั้นจะเห็นได้ว่า น้ำจะไหลซึมผ่านในชั้นดินได้มากกว่า หิน คอนกรีตและไม้ สำหรับในดินด้วยกันเอง น้ำก็จะไหลซึมผ่านได้มากน้อย แตกต่างกันไป ทั้งนี้เกี่ยวกับคุณสมบัติของดินแต่ละชนิด หรือค่าของอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) และความพรุน (Porosity) เช่นดินทรายมีค่าอัตราส่วนช่องว่างมาก ดังนั้น น้ำสามารถไหลซึมผ่านได้เร็ว ในขณะที่ดินเหนียว มีอัตราส่วนช่องว่างน้อย น้ำไหลซึมผ่านได้ยากหรือไม่ได้เลย การที่น้ำไหลซึมผ่านดินเรียกว่า **ความซึมได้ (permeability)**

## 7.3 ความสำคัญของการไหลซึมของน้ำในดิน

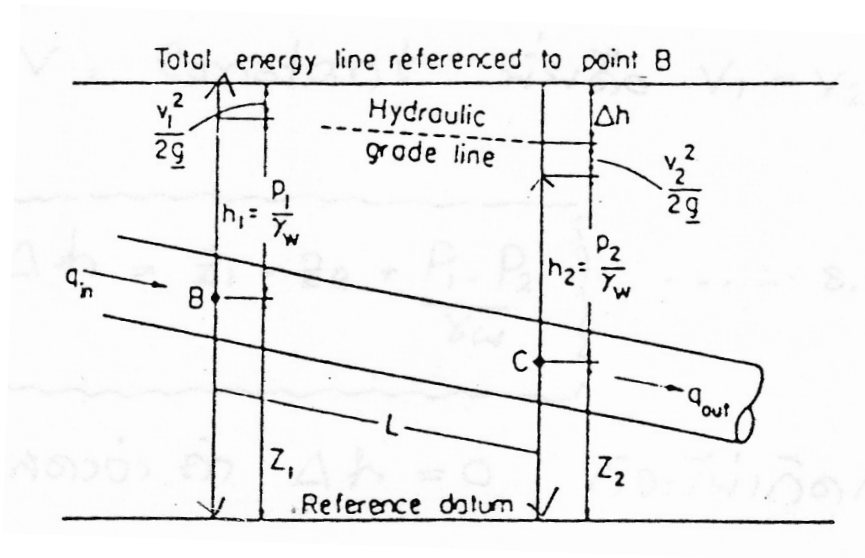
การไหลซึมของน้ำในดิน นับว่ามีความสำคัญทางวิศวกรรมโยธา ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับงานเขื่อน หรืออ่างเก็บน้ำ การระบายน้ำใต้ดิน การรับน้ำหนักของดินต่อโครงสร้าง การทรุดตัวของดิน ดังนั้นวิศวกรโยธา จึงต้องศึกษาและนำไปใช้ เช่น การหาปริมาณน้ำที่ไหลผ่านชั้นดิน หรือเขื่อนดิน การหาแรงดันขึ้นของน้ำ (Uplift Pressure) หรือแรงดันของน้ำต้านข้าง ที่กระทำกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน การควบคุมความเร็วของน้ำในดิน ทั้งนี้โดยให้ความเร็วของน้ำ ไม่แรงพอที่จะพัดพาเอาดินเม็ดละเอียดออกมาได้ซึ่งเรียกว่า Piping ค่านวนหาค่าการซึมของน้ำจากบ่อกำจัดน้ำเสีย เพื่อไม่ให้มีผลเสียต่อระบบสุขาภิบาล และสิ่งแวดล้อม เป็นต้น

การไหลซึมของน้ำในดิน(สภาพ 1 มิติ) ความซึมได้ (permeability) เป็นคุณสมบัติหนึ่งของมวลดินที่ยอมให้น้ำไหลซึมผ่านไปไ้ระหว่างช่องว่างของเม็ดดิน ค่าที่ใช้บอกถึงความซึมได้ของมวลดิน คือ **ค่าสัมประสิทธิ์ของการซึม (coefficient of permeability หรือ hydraulic conductivity)** มวลดินจำพวกดินเหนียวและทรายแป้ง มีค่าอัตราส่วนช่องว่างน้อย ทำให้ ค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมต่ำ น้ำสามารถไหลซึมผ่านได้ช้า เรียกมวลดินนี้ว่า impervious soil ส่วนดินจำพวก ดินทราย และกรวด น้ำซึมผ่านได้ง่าย เรียกมวลดินนี้ว่า pervious soil

## 7.4 กฎพลังงานของการไหล

น้ำจะไหลซึมจากที่สูงกว่าหรือที่มีพลังงานมากกว่าไปยังที่ต่ำกว่าหรือที่มีพลังงานน้อยกว่า ทั้งนี้ พลังงานที่จุดใดจุดหนึ่งในมวลดินประกอบด้วย พลังงานจากความดันน้ำ พลังงานจลน์จากความเร็วของการไหล พลังงานศักย์จากความต่างระดับของมวลดิน ตามสมการพลังงานของเบอร์นูลลี (Bernoulli's Energy Equation) ซึ่งจะพิจารณาพลังงานเหล่านี้ในรูปแบบ

ของระดับความสูงหรือเรียกกันทั่วไปว่า Head คือพลังงานจากความดันน้ำ ( Pressure Head ) พลังงานจลน์จากความเร็วของการไหล ( Velocity Head ) และพลังงานศักย์จากความต่างระดับของมวลดิน ( Elevation Head ) ดังแสดงในรูปที่ 7.3



รูปที่ 7.3 แสดงพลังงานในรูปของความสูง ( head ) ทั้งหมด กำหนดให้

- u = เป็นความดันของน้ำ
- $\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำ
- v = ความเร็วที่น้ำไหลผ่าน
- g = อัตราเร่งเนื่องจากแรงดึงดูดของโลก
- z = ความสูงที่วัดเทียบกับระดับอ้างอิง ( datum )

ดังนั้น Head รวมทั้งหมด ( Total Head , h ) ที่จุดใดจุดจะประกอบด้วย head ความดัน ของน้ำ ( pressure

head =  $\frac{u}{\gamma_w}$  ) head ความเร็ว ( velocity head =  $\frac{v^2}{2g}$  ) และ head ความต่างระดับ ( elevation head = z ) ดังสมการที่ 7.1

Total Energy = Pressure Head + Velocity Head + Elevation Head

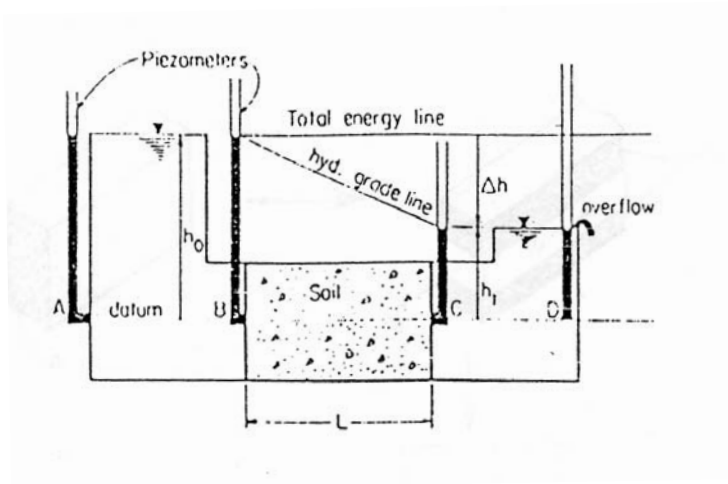
$$\text{total } h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \dots\dots\dots 7.1$$

**การไหลของน้ำในดิน**

ความเร็วของน้ำในดินที่อึดตัวจะไหลช้ามาก ถือว่าเป็นการไหลแบบเอื้อย ( laminar flow ) ไม่รุนแรง มีความเร็วของการไหลค่อนข้างคงที่ ไม่เปลี่ยนแปลงตามเวลา ( steady flow ) ดังนั้น ค่า  $v^2/2g$  มีค่าน้อยมากสามารถตัดทิ้งได้

Pressure Head ได้จากการวัด ใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Pizometer มีลักษณะเป็นหลอดแก้ว ดังแสดงในรูปที่ 7.4





รูปที่ 7.4 แสดงการวัด head ของน้ำโดยใช้ pizometer เมื่อน้ำไหลผ่านมวลดิน

สมมติดินมีคุณสมบัติ Homogeneous และ Isotropic แสดงถึงน้ำไหลผ่านมวลดินถ้าติดตั้ง Piezometer ที่จุด A,B,C,D Piezometer เป็นหลอดแก้วที่วางตั้งในการอ่านค่าจะไม่คิดค่า Capillary และ  $v^2/2g$  มีค่าน้อยมากสามารถตัดทิ้งได้ ซึ่งจะได้

$$\text{total } h = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

### 7.5 กฎของดาร์ซี “ Darcy’s Law ”



**Darcy (1856)**

ได้นำมาใช้คำนวณหาค่า สปส. ของการซึม ( coefficient of permeability ) ของมวลดินแต่ละชนิด พบว่าใช้ได้ดีกับดินเม็ดหยาบ ดินเม็ดละเอียดจะให้ค่าผิดไปบ้างเนื่องผลของประจุไฟฟ้าที่มีในแร่ดินเหนียว

**Henry Darcy**

“ Darcy’s Law ” กล่าวว่า ความเร็ว (เฉลี่ย) ของการไหลซึมของน้ำหรืออัตราการไหลซึมต่อพื้นที่ภาคตัดขวาง เป็นสัดส่วนโดยตรงกับความชันทางชลศาสตร์ ( hydraulic gradient :  $i = \Delta h/L$ )

- กำหนดให้
- $v$  = ความเร็ว (เฉลี่ย) ของการไหลซึมของน้ำ
  - $q$  = อัตราการไหลซึมของน้ำต่อพื้นที่ภาคตัดขวาง ( flow rate )
  - $A$  = พื้นที่ตัดขวางที่น้ำไหลซึมผ่านจากจุดหนึ่งไปอีกจุดหนึ่ง
  - $i$  = ความชันทางชลศาสตร์ ( hydraulic gradient )

$$\text{from Darcy's Law } v = \frac{q}{A} \alpha i$$

$$\text{or } v = \frac{q}{A} = ki$$

โดยที่  $k$  = เป็นสัมประสิทธิ์ของการซึม (coefficient of permeability) มีหน่วยเป็น ความเร็ว เช่น ซม. / วินาที หรือ ม / วัน หรือ ฟุต / วัน

ถ้าให้  $Q$  = ปริมาณของน้ำที่ไหลซึม (quantity of flow) ภายในเวลา  $t$

$$\text{อัตราการไหลซึม } q = \frac{Q}{t}$$

เมื่อ แทนค่าลงในสมการจะได้ว่า

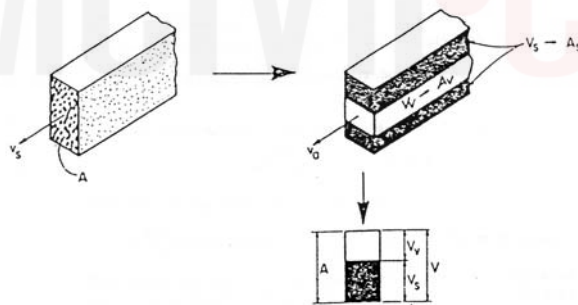
$$Q = kiAt \dots\dots\dots 7.2$$

โดยที่  $v$  = ความเร็วเฉลี่ย ในสมการของ Darcy เป็นค่าต่อพื้นที่ หน้าตัดของมวลดิน ซึ่งรวมทั้งส่วนของเนื้อดิน (solid soil material) และช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (void)

แต่การไหลซึมของน้ำจะผ่านช่องว่างเพียงอย่างเดียว ดังนั้นความเร็วที่แท้จริง (actual) ของการไหลซึมของน้ำจะต้องพิจารณาถึงความพรุน (porosity:  $n$ ) ของมวลดินด้วย

**7.6 ความเร็วของน้ำที่ไหลซึมผ่านในดิน**

ความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านชั้นดินสามารถคำนวณได้ โดยมีสมมุติฐานที่ว่า ในพื้นที่ตัดขวางของดิน น้ำสามารถซึมผ่านไป ได้ทั้งหมด ดังนั้นความเร็วของน้ำที่ไหลผ่านดินจากการคำนวณได้ จะมีค่าน้อยกว่าที่ควรจะเป็น กล่าวคือ ส่วนที่เป็นเม็ดดิน หรือ solid น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้ น้ำจะซึมผ่านเฉพาะส่วนที่เป็นช่องว่างระหว่างเม็ดดินเท่านั้น ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดที่ น้ำซึมผ่านได้ จะน้อยกว่าที่เป็นจริง ดังแสดงในรูปที่ 7.5 และสามารถคำนวณความเร็วของน้ำที่ไหลซึมผ่านดินตามที่เป็นจริง ได้ดังนี้



รูปที่ 7.5 พื้นที่หน้าตัดของมวลดิน ( phrase diagram )

กำหนดให้  $v$  = ความเร็วเฉลี่ยของน้ำที่คำนวณได้ตามทฤษฎี

$v_a = v_{\text{actual}}$  = ความเร็วของน้ำที่เป็นจริง

$$q = v \cdot A = A_a \cdot v_a$$

$$q = v \cdot (A_a + A_s) = A_a \cdot v_a$$

$$v_a = \frac{v \cdot (A_a + A_s)}{A_a} = \frac{v \cdot (A_a + A_s)L}{A_a \cdot L} = \frac{v \cdot (V_a + V_s)}{V_a}$$

$$v_a = \frac{v}{n} \quad , \quad \frac{V_s}{V_a} = n \quad \text{แต่ } n = \frac{e}{1+e}$$

$$\text{ดังนั้น } v_a = \frac{v(1+e)}{e} \dots\dots\dots 7.3$$

**ตัวอย่างที่ 7-1** Given; a permeability test using a loose, coarse sand.  $Q = 1,650 \text{ cm}^3$  in a time of 15 minutes; void ratio  $e = 0.65$ ; area of sample =  $45.4 \text{ cm}^2$

**REQUIRED** What is the actual water velocity through the sand in centimeters per second?

**SOLUTION** The nominal discharge velocity,  $v$  is

$$v = \frac{1650}{45.4(15)(60)} = 0.0404 \text{ cm/s}$$

Using Eq. (7.4), the actual velocity is approximately

$$v_a = \frac{1 + 0.650}{0.650} (0.0404) = 0.102 \text{ cm/s} <$$

(more than double the nominal value)

**7.7 Determination of the Coefficient of Permeability(k)**

- ค่า สปส.ของการซึม ของดินจะมีค่ามากหรือน้อยขึ้นอยู่กับอิทธิพลดังต่อไปนี้
  - ขนาดของเม็ดดิน
  - คุณสมบัติของน้ำในดิน(อุณหภูมิจ)
  - อัตราส่วนช่องว่างของดิน
  - รูปร่างและการจัดเรียงตัวของช่องว่าง
  - ระดับความอิ่มตัว

ค่า  $k$  สามารถหาค่าได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการหรือในสนาม อย่างไรก็ตาม ใ้มีผู้เสนอสมการดังนี้

**Taylor** ได้ทำการวิเคราะห์และเสนอสมการหาค่า  $k$  สำหรับดินที่มีเนื้อเดียวกันและอิ่มตัว

$$k = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} C \dots\dots\dots 7.4$$

เมื่อ  $D_s$  = เส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่าของเม็ดดินซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างปริมาตรต่อพื้นที่ผิวของมวลดินทุกเม็ดรวมกัน

$\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำที่ไหลผ่าน

$\mu$  = ความหนืด (viscosity) ของน้ำที่ไหลผ่าน

$e$  = อัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

$C$  = ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับรูปร่างของเม็ดดิน (composite shape factor)

**Terzaghi และ Peck** เสนอ ค่า  $k$  ของดินชนิดต่างๆ ในรูปของตาราง

ชนิดของดิน	สปส.ของการซึม(k) ซม./วินาที	ดีกรีหรือระดับของการซึม
------------	--------------------------------	-------------------------

กรวด	> 1	สูง
ทราย	1 - 1x10 <sup>-3</sup>	ปานกลาง
ทรายเม็ดละเอียด	1x10 <sup>-3</sup> - 1x10 <sup>-5</sup>	ต่ำ
ตะกอนทราย ทรายเม็ดป่น	1x10 <sup>-5</sup> - 1x 10 <sup>-7</sup>	ต่ำมาก
ดินเหนียว	น้อยกว่า 1x 10 <sup>-7</sup>	ซึมผ่านได้ยาก

**Hazen** ได้หาความสัมพันธ์ของค่า สปส. ความซึมได้ กรณีดินกรวดและทรายสม่ำเสมอในสภาพหลวม กับค่าขนาดของเม็ดดิน ดังนี้

$$k = C(D_{10})^2 \quad \text{ซม. / วินาที} \quad \dots\dots 7.5$$

$D_{10}$  = ขนาดประสิทธิภาพผลของดิน (effective size) มม

$C$  = ค่าคงที่ ประมาณ 1.0 - 1.50

**Sheraard , Dunnigan และ Talbot** ให้สมการสำหรับมวลดินเม็ดหยาบที่บดอัดแน่น ดังนี้

$$k = 0.35(D_{15})^2 \quad \text{ซม. / วินาที} \quad \dots\dots 7.6$$

$D_{15}$  = ขนาดของเม็ดดินที่ลอดผ่านตะแกรงได้มากกว่า 15% , มม

### 7.8 ค่า สปส.ของการไหลซึม ของดิน (k)

ขึ้นอยู่กับความหนืด(viscosity) ของน้ำ ซึ่งจะเปลี่ยนแปลงไปตามอุณหภูมิ

- อุณหภูมิสูงขึ้น ความหนืดจะลดลง น้ำซึมผ่านได้ง่าย
- อุณหภูมิมาตรฐาน ที่ใช้บอกค่า k คือ 20<sup>o</sup> C
- ดังนั้นในการทดลองหาค่า k ในห้องปฏิบัติการจำเป็นต้องวัดอุณหภูมิของน้ำด้วย ค่า k ที่ได้จะเป็นที่อุณหภูมิของน้ำที่วัดได้
- แปลงค่า k ไปที่อุณหภูมิมาตรฐาน(20<sup>o</sup> C)

การเปลี่ยนค่า k ไปที่อุณหภูมิมาตรฐาน

$$k_{20^{\circ}C} = k_{T^{\circ}C} \frac{\eta_{T^{\circ}C}}{\eta_{20^{\circ}C}} \quad \dots\dots 7.7$$

$k_{20^{\circ}C}, k_{T^{\circ}C}$  = ค่าสปส.ความซึมได้ของดินที่อุณหภูมิ 20 และ T องศา C ตามลำดับ

$\eta_{20^{\circ}C}, \eta_{T^{\circ}C}$  = ค่าความหนืดของน้ำที่อุณหภูมิ 20 และ T องศา C ตามลำดับ

ตารางค่าความหนืดของน้ำที่อุณหภูมิต่าง ๆ (หน่วยเป็น Millipoises)

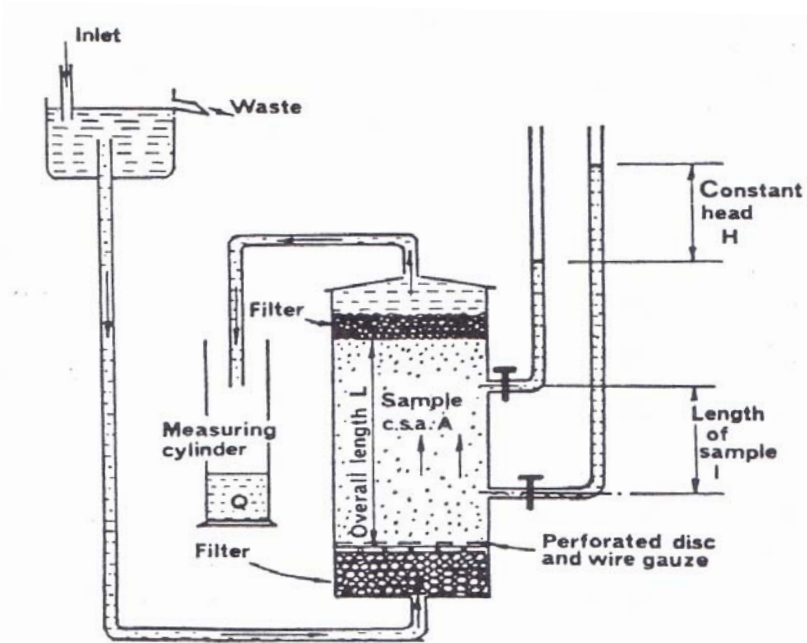
อุณหภูมิ องศา ซ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	17.94	17.32	16.74	16.19	15.68	15.19	14.73	14.29	13.87	13.48
10	13.10	12.74	12.39	12.06	11.75	11.45	11.16	10.88	10.60	10.34
20	10.09	9.84	9.61	9.38	9.15	8.95	8.75	8.55	8.36	8.18
30	8.00	7.83	7.67	7.51	7.36	7.31	7.06	6.92	6.79	6.66
40	6.54	6.42	6.30	6.18	6.05	5.97	5.87	5.77	5.68	5.58
50	5.49	5.40	5.32	5.24	5.15	5.07	4.99	4.92	4.84	4.77
60	4.70	4.63	4.56	4.50	4.43	4.37	4.31	4.24	4.19	4.13
70	4.07	4.02	3.96	3.91	3.86	3.81	3.76	3.71	3.66	3.62
80	3.57	3.53	3.48	3.44	3.40	3.36	3.32	3.28	3.24	3.20
90	3.17	3.13	3.10	3.06	3.03	2.99	2.96	2.93	2.90	2.87
100	2.84	2.82	2.79	2.76	2.73	2.70	2.67	2.64	2.62	2.59

1 dyne sec / cm<sup>2</sup> = 1 poise , 1 gram sec / cm<sup>2</sup> = 980.7 poises , 1 poise = 1,000 millipoises

### 7.9 การหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดิน(K) มีด้วยกันหลายวิธีทั้งในสนามและในห้องทดลอง

- ในห้องทดลองมี 2 แบบ คือ
  - Constant Head (ความดันคงที่)
  - Falling Head หรือ Variable Head (ความดันเปลี่ยนแปลง)
- ในสนามมี 2 วิธีคือ
  - การหาจากหลุมเจาะ (Borehole techniques)
  - การหาจากบ่อทดสอบ (Well point techniques)

#### Constant Head (ความดันคงที่)



วิธีการทดลอง

1. ปล่อน้ำที่มีความดันให้ไหลผ่านตัวอย่างดินที่อยู่ในหลอดใส่ตัวอย่างดินพื้นที่หน้าตัดA ตลอดเวลา
2. วัดปริมาณน้ำ Q ที่ไหลผ่านตัวอย่างดินในช่วงเวลา t ซึ่งรองรับไว้ในถ้วยตวง
3. อ่านค่าการสูญเสียความดันหรือระดับน้ำHในช่วงความยาวของการไหลซึม จาก Manometer ที่ติดตั้งอยู่ด้านข้าง
4. สามารถคำนวณหาค่า สปส.การไหลซึมของดินตัวอย่างได้จากสมการ

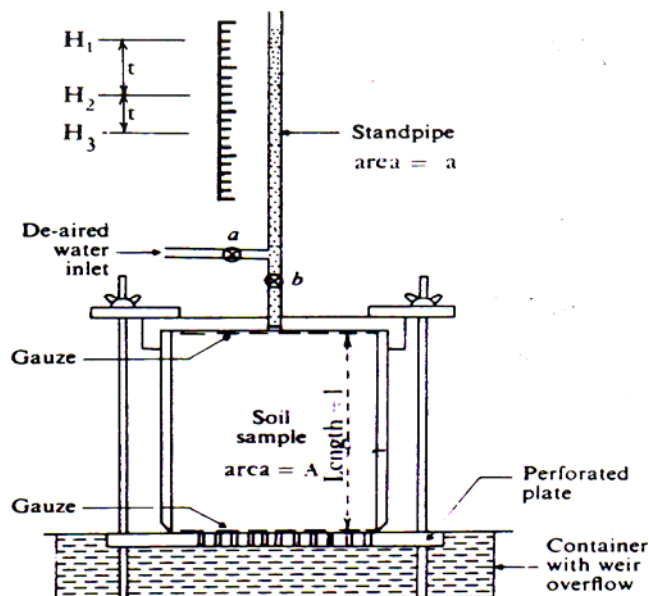
$$Q = Avt = Akit$$

$$k = \frac{QL}{hAt} \text{ cm/s .....7.8}$$

- Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านมวลดินในระยะเวลา t วินาที,  $cm^3$
- A = พื้นที่หน้าตัดของมวลดิน,  $cm^2$
- h = ผลต่างระหว่างระดับน้ำ, cm
- L = ความยาวของตัวอย่างดิน, cm
- t = ระยะเวลาที่วัด Q, sec

**Variable Head (ความดันเปลี่ยนแปลง)**

ใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Variable head หรือ Falling head permeameter ดังรูป ใช้ทดสอบสำหรับดินเม็ดละเอียด เช่น ดินตะกอนทราย ดินเหนียว



วิธีการทดลอง

- ปล่อน้ำให้น้ำไหลผ่านดินตัวอย่างระดับน้ำในหลอดแก้ว(Stand pipe)จะลดลง
- อ่านระดับน้ำ  $h_1$  และ  $h_2$  ในช่วงเวลา

- สามารถคำนวณหาค่า  $k$  ได้ดังนี้

กำหนดให้

$a$  = พื้นที่หน้าตัดของหลอดแก้ว (Stand pile), ได้จากการวัด

$A, L$  = พื้นที่หน้าตัดและความสูงของตัวอย่างดิน, ได้จากการวัด

ในช่วงเวลา  $dt$  ระดับน้ำในหลอดแก้วจะลดลง  $-dh$

ปริมาณน้ำที่ไหลซึมผ่านดิน =  $-a \cdot dh$

**Darcy's Law**

$$Q = Avt = Akit$$

$$-a \cdot dh = Ak \frac{h}{L} dt$$

$$dt = -\frac{a \cdot L}{A \cdot k} \frac{dh}{h}$$

$$\int_0^t dt = \int_{h_1}^{h_2} -\frac{a \cdot L}{A \cdot k} \frac{dh}{h} = -\frac{a \cdot L}{A \cdot k} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}$$

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \log \frac{h_1}{h_2} \text{ cm/s} \dots\dots 7.9$$

**ข้อสังเกต**

1. ควรจะอ่านค่าระดับน้ำในหลอดแก้ว  $h$  จำนวน 3 ค่า  $h_1, h_2, h_3$
2. โดยให้ช่วงเวลาที่ระดับน้ำลดลงจาก  $h_1$  มา  $h_2$  เท่ากับในช่วงเวลาที่ระดับน้ำลดลงจาก  $h_2$  มา  $h_3$  จากสมการ 7.9 ค่า  $k, a, A, i$  คงที่ และ  $t$  ก็ถูกทำให้คงที่ ดังนั้น

$$\ln \frac{h_1}{h_2} = \ln \frac{h_2}{h_3}$$

$$h_2 = \sqrt{h_1 \cdot h_3} \dots\dots 7.10$$

ในการทดสอบควรตรวจสอบสมการนี้ด้วยเพื่อแน่ใจว่าสภาพการไหลซึมเป็นไปอย่างสม่ำเสมอ

บางครั้งค่าสปส. การไหลซึมของดิน ในดินเหนียวไม่อาจหาได้โดยตรงจากการทดลองดังกล่าว แต่สามารถหาได้โดย

ทางอ้อม โดยการคำนวณจากผลการยุบตัวของดิน (Consolidation)

**Ex 7-2** A Laboratory falling-head permeability test is performed on a light grey, Gravelly, well-graded sand with the following test data obtained:

$$a = 0.96 \text{ cm}^2 \quad A = 45.4 \text{ cm}^2 \quad L = 20.0 \text{ cm}$$

$$h_1 = 160.2 \text{ cm} \quad h_2 = 43 \text{ cm}$$

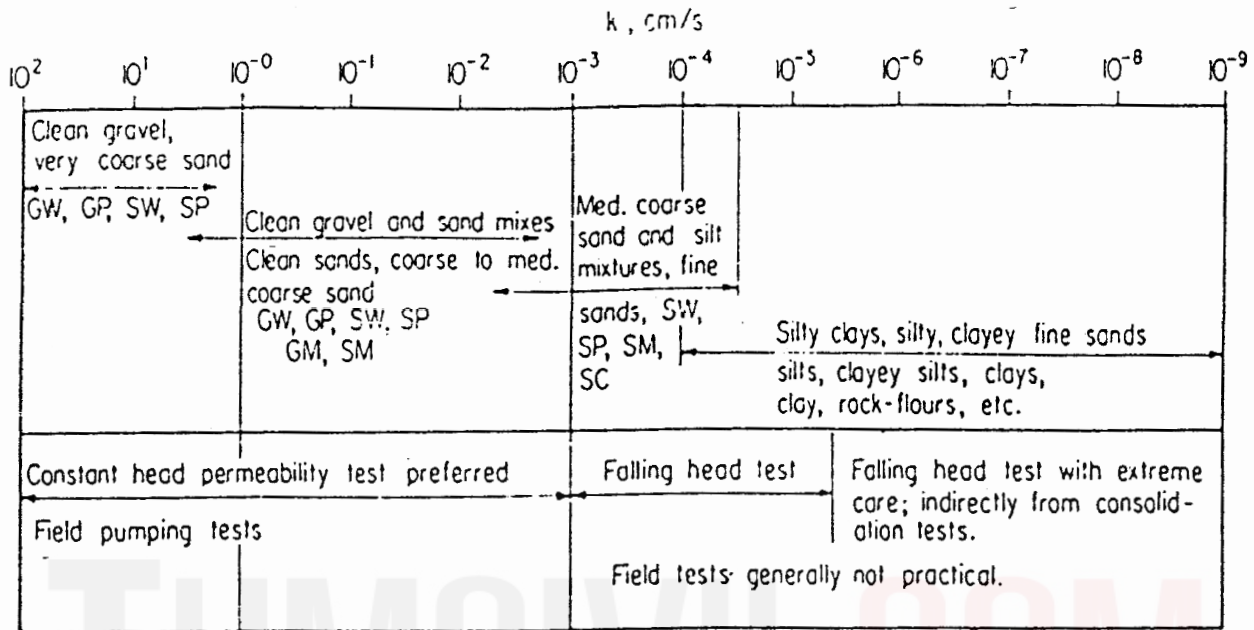
$$t = 65 \text{ s for head to fall from } h_1 \text{ to } h_2$$

$$\text{Water temperature of test} = 20^\circ\text{C}$$

**REQUIRED** Compute K.

**SOLUTION** Make a direct substitution into Eq.(7.9) to obtain

การกำหนดวิธีการทดลอง ให้เหมาะสมกับลักษณะของดินแต่ละชนิด  $k = \frac{0.96(20.0)}{45.4(65)} \frac{160.2}{43.0} = 0.0085 \text{ cm/s} <$



**7.10 การเปรียบเทียบค่า k เมื่ออัตราส่วนช่องว่างต่างกันของดินชนิดเดียวกัน**

$$k_2 = k_1 \left( \frac{e_2}{e_1} \right)^2 \dots\dots\dots 7.11$$

$k_1, k_2 =$  สปส. ความซึมได้ที่ได้จากการทดลองและที่ต้องการ ตามลำดับ

$e_1, e_2 =$  อัตราส่วนช่องว่างของดินที่ได้จากการทดลองและที่ต้องการ ตามลำดับ

**7.11 ข้อจำกัดในการพิจารณาหาค่า k ในห้องทดลอง**

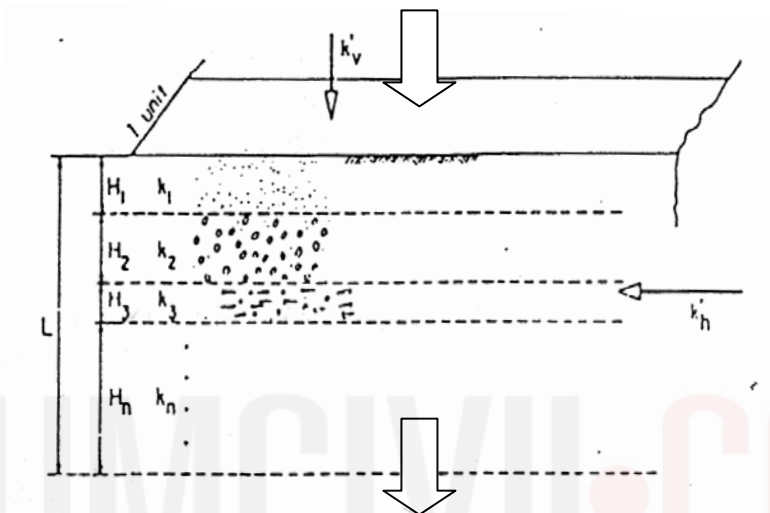
1. ดินในสภาพตามธรรมชาติ จะมีลักษณะเป็นชั้น ๆ และเป็นการยากที่จะทำตัวอย่างดินในห้องทดลอง ให้เหมือนกับสภาพตามธรรมชาติปกติ จะต้องการหา  $k$  ในแนวราบ ( $k_h$ ) แต่ในการทดลองจะได้ค่า  $k$  ในแนวตั้ง ( $k_v$ )
2. กรณีของดินทรายค่าของ  $k_v$  และ  $k_h$  จะแตกต่างกันมาก  $k_h = 10k_v - 1000k_v$  ทั้งนี้เนื่องจากผลการตกตะกอนของดินทรายทรายในสภาพตามธรรมชาติไม่สามารถนำมาทดสอบในห้องทดลองได้เพราะในห้องทดลองตัวอย่างทรายเป็นแบบ disturbed sample ถึงแม้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงค่า  $k$  ให้เหมือนกับสภาพตามธรรมชาติก็ตาม
3. ดินตัวอย่างมีขนาดเล็กในห้องทดลองจะมีผลต่อสภาพอะของดินตามธรรมชาติ ตัวอย่างเช่น ด้านข้างของดินตัวอย่างที่ทดลองสัมผัสกับผิวด้านในของกระบอก, ฟองอากาศในน้ำที่ไหลในดิน, แผ่นหินพรุน ซึ่งปิดตัวอย่างในดิน สิ่งต่างๆ เหล่านี้จะมีผลต่อการไหลของน้ำ
4. ไม่มีวิธีอื่นใดในการทดสอบหาค่า  $k$  ต้องทำให้ตัวอย่างดินมีสภาพเป็นดินอิ่มตัวเสียก่อน แต่ในสภาพดินตามธรรมชาติที่ไหลในดินเกิดขึ้นได้โดยที่ดินอิ่มตัวบางส่วนโดยเฉพาะเมื่อค่า  $k$  มีค่าน้อยสำหรับดินเหนียวหาได้ยาก



**7.12 การหาค่า สปส.การไหลซึมของดินเป็นชั้น ๆ**

ในสภาพดินตามธรรมชาติดินจะไม่เป็นเนื้อเดียวกัน(Homogeneous) จะมีลักษณะเป็นชั้น ๆ ทำให้ค่า สปส.ของดินในทิศทางขนานและในแนวตั้งฉากของชั้นดินเปลี่ยนไป จึงจำเป็นต้องหาค่า สปส.เฉลี่ยของดินในแนวขนานกับในแนวตั้งฉากกับชั้นดิน

การหาค่า สปส.การไหลซึมได้แนวตั้งฉากกับชั้นดิน( $k'_v$ )



กำหนดให้  $H_1, H_2, H_3, \dots, H_n$  = ความหนาของดินชั้นที่ 1, 2, 3, ..., n

$k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  = สปส.การไหลซึมของดินชั้นที่ 1, 2, 3, ..., n

$k'_v$  = สปส.การไหลซึมเฉลี่ยของดินในแนวตั้งฉากชั้นดิน

$L$  = ความหนาของชั้นดินทั้งหมด

from  $q_{in} = q_{out}$

$$v = \text{constant} \quad , \quad v = k'_v \cdot i = k'_v \cdot \frac{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n}{L}$$

$$v = k_1 \frac{h_1}{H_1} = k_2 \frac{h_2}{H_2} = k_3 \frac{h_3}{H_3} = \dots = k_n \frac{h_n}{H_n}$$

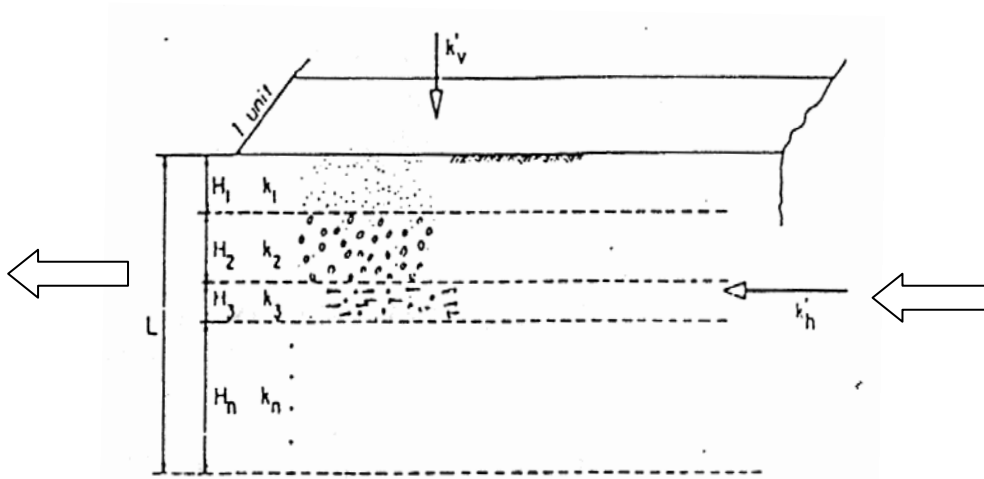
OR  $\frac{H_1}{k_1} = \frac{h_1}{v} \quad , \quad \frac{H_2}{k_2} = \frac{h_2}{v} \quad , \quad \frac{H_3}{k_3} = \frac{h_3}{v} \quad , \dots \quad , \quad \frac{H_n}{k_n} = \frac{h_n}{v}$

$$\frac{(h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n)}{v} = \frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n}$$

$$\frac{L}{k'_v} = \frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n}$$

$$k'_v = \frac{L}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n}} \quad \dots \dots \dots 7.12$$

การหาค่า สปส.การไหลซึมแนวขนานกับชั้นดิน( $k'_n$ )



กำหนดให้  $H_1, H_2, H_3, \dots, H_n$  = ความหนาของดินชั้นที่ 1, 2, 3, ..., n

$k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  = สปส.การไหลซึมของดินชั้นที่ 1, 2, 3, ..., n

$k'_n$  = สปส.การไหลซึมเฉลี่ยของดินในแนวขนานกับชั้นดิน

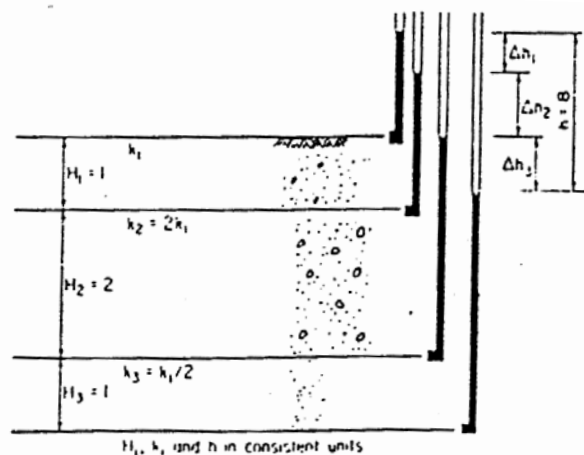
$L$  = ความหนาของชั้นดินทั้งหมด

$$i = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$$

for 1 unit  $A = L, A_1 = H_1, A_2 = H_2, A_3 = H_3, \dots, A_n = H_n$

$$k'_n = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2 + k_3 H_3 + \dots + k_n H_n}{L} \dots\dots\dots 7.13$$

Ex 7-3 Given the stratified soil system shown in Fig



**REQUIRED** What is the head drop across each stratum, and what is the corresponding flow through a unit area of soil? For the flow computation, use both basic concepts and Eq.

**SOLUTION** From Fig.

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 = h = 8 \text{ units } \dots\dots\dots(a)$$

From continuity of  $q_{in} = q_{out}$  through any stratum we have

$$q_1 = \frac{k_1 \Delta h_1}{H_1} = \frac{k_2 \Delta h_2}{H_2} = \frac{k_3 \Delta h_3}{H_3}$$

$$q_1 = \frac{k_1 \Delta h_1}{1} = \frac{2k_1 \Delta h_2}{2} = \frac{k_1 \Delta h_3}{2}$$

Now find  $\Delta h_1$  and  $\Delta h_3$  in terms of  $\Delta h_2$  (canceling  $k_1$ )

$$\Delta h_1 = \Delta h_2 ; \Delta h_3 = 2\Delta h_2$$

Substituting these values into Eq.(a) above, we obtain

$$\Delta h_2 + \Delta h_2 + 2\Delta h_2 = 8$$

$$\Delta h_2 = 8/4 = 2$$

From which  $\Delta h_1 = 2$ ;  $\Delta h_3 = 2 \times 2 = 4$

The flow quantities are:

$$q_1 = \frac{k_1 (2)}{1} = 2 k_1$$

$$q_2 = \frac{2 k_1 (2)}{2} = 2 k_1$$

$$q_3 = \frac{k_1 (4)}{2 \cdot 1} = 2 k_1$$

Thus the flow in each stratum is the same as required from continuity. By Eq. the equivalent

$$k'_v = \frac{4}{1/k_1 + 2/2k_1 + (1/k_1)/2}$$

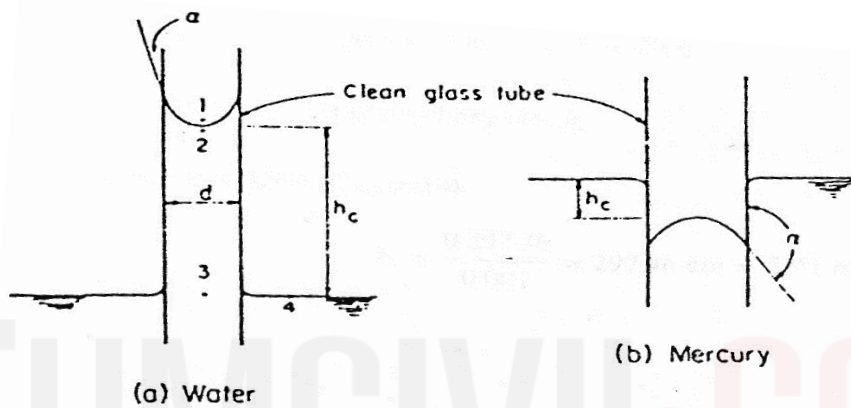
$$k'_v = \frac{4k_1}{1+1+2} = k_1$$

$$k'_v h / L = k_1 (8) / 4 = 2k_1$$

(as by direct computation above)

**7.13 Capillarity and Capillary Effect in Soil**

- เมื่อน้ำในมวลดินไม่มีการเคลื่อนไหว
- การที่ดินมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินทำให้น้ำใต้ดินสามารถซึมขึ้นไปได้
- โดยอาศัยแรงตึงผิวที่เรียกว่า Capillarity ดังแสดงในรูป
- ช่องว่างระหว่างเม็ดดินยิ่งเล็ก น้ำก็สามารถซึมขึ้นไปได้สูง



**Height of Water Rise in Capillary Tubes**

- สมมุติว่าน้ำถูกดูดขึ้นไปเป็นระยะทาง  $h_c$  ซึ่งเรียกว่า capillary head
- สังเกตว่าผิวหน้าในหลอดแก้วจะเป็นเส้นโค้ง ซึ่งเรียกว่า curve meniscus
- ความโค้งจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของเหลว
- สมมุติเส้นสัมผัสกับโค้ง meniscus ทำมุม  $\alpha$  กับแนวตั้งของหลอดแก้ว
- การดึงดูดของอนุตามเส้น (Capillary action)
- สามารถทดลองได้โดยใช้หลอดแก้วคาปิลลารี (capillary tube) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในเท่ากับ  $d$
- จะเห็นว่า น้ำถูกดูดขึ้นไปจนถึงระดับหนึ่งเหนือระดับของน้ำที่อยู่ในภาชนะ ทั้งนี้เพราะผลจากแรงตึงผิว ( surface tension :  $T$  มีหน่วยเป็นแรงต่อความยาว )

พิจารณาสมดุลของแรงในแนวตั้ง

$$\text{น้ำหนักของน้ำในหลอดแก้วสูง } h_c = \frac{\pi d^2}{4} h_c \gamma_w$$

$$\text{แรงตึงผิวรอบหลอดแก้วที่กระทำในแนวตั้ง} = \pi \cdot d \cdot T \cdot \cos \alpha$$

$$\text{ดังนั้นจะได้ว่า } \frac{\pi d^2}{4} h_c \gamma_w = \pi \cdot d \cdot T \cdot \cos \alpha$$

$$h_c = \frac{4T \cos \alpha}{\gamma_w \cdot d}$$

ถ้าให้  $u_w$  เป็นความดันของน้ำที่ระดับนี้ ดังนั้นแรงรวมในแนวตั้ง

$$\frac{\pi d^2}{4} u_w + \pi \cdot d \cdot T \cos \alpha = 0$$

แสดงว่าความดันของน้ำที่ระดับนี้มีค่าต่ำกว่าความดันบรรยากาศที่ระดับนี้ด้วยค่า  $\frac{4T \cos \alpha}{d}$  เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ลึกลงไปจนกระทั่งมีค่าเป็นศูนย์ที่ระดับผิวน้ำในภาชนะซึ่งมีความดันเท่ากับบรรยากาศ

ถ้าหลอดแก้วสะอาดและน้ำบริสุทธิ์ (pure water) โค้งmeniscus จะเป็นเส้นโค้งครึ่งวงกลม ซึ่งมีมุม  $\alpha = 0$  ดังนั้นจะได้

$$(h_c)_{max} = \frac{4T}{\gamma_w \cdot d}$$

สังเกตว่า ค่าของ capillary head :  $h_c$  เป็นสัดส่วนโดยตรงกับกับแรงดึงผิวและเป็นปฏิภาคผกผันกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง  $d$  ของหลอดแก้วคาปิลลารี

จากการทดลองพบว่าค่าแรงดึงผิวระหว่างน้ำกับหลอดแก้วที่สะอาดมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.076 กรัม/ ซม. ( หรือเท่ากับ 76 ไดน์ต่อ ซม. ) ที่อุณหภูมิ 15 °c

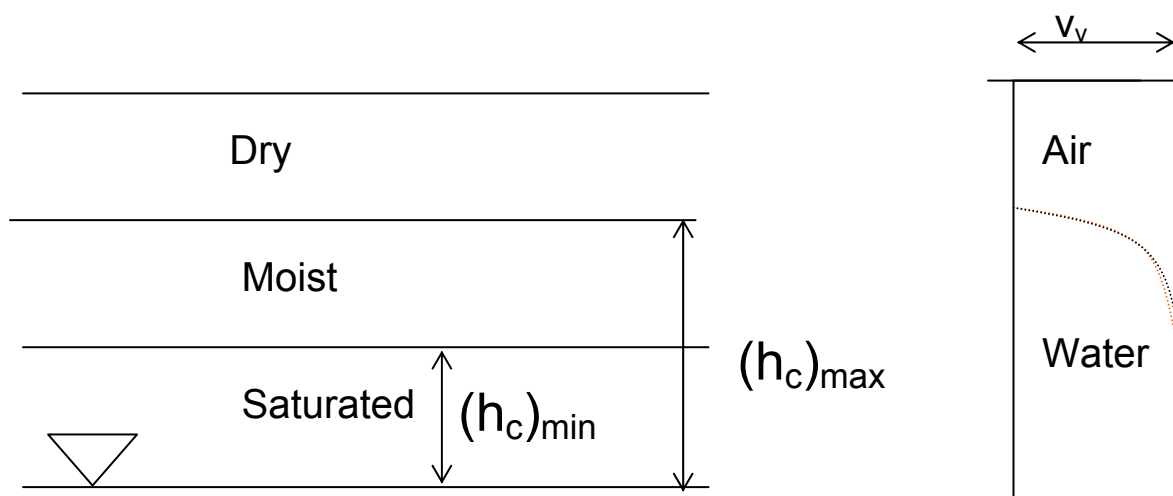
ดังนั้นถ้าหลอดแก้วมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง  $d$  ซม. และหน่วยน้ำหนักของน้ำ 1 กรัม /ลบ.ซม. จะได้ว่า

$$\therefore (h_c)_{max} = \frac{4(76 \text{ dynes/cm})}{1 \text{ gm/cm}^3 (10^3 \text{ dynes/gm})(d \text{ cm})}$$

$$(h_c)_{max} = \frac{0.304}{d} \text{ cm.}$$

### Capillarity in Soils

- มวลดินเม็ดละเอียดมีอัตราส่วนช่องว่างน้อยจะสามารถดูดน้ำขึ้นไปได้สูงกว่ามวลดินเม็ดหยาบ
- แต่เนื่องจากช่องว่างในมวลดินธรรมชาติมีขนาดโตไม่เท่ากันดังนั้นระดับของน้ำที่ถูกดึงดูดขึ้นไปจากระดับน้ำใต้ดินจึงไม่เท่ากัน



มวลดินอึดตัว มวลดินชั้น มวลดินแห้ง เหนือระดับน้ำใต้ดิน

การแปรเปลี่ยนความดันน้ำ

$$d \cong \frac{1}{5} \cdot D_{10} \text{ mm} \dots 7.14$$

Hazen(1930)ได้เสนอสมการเพื่อประมาณค่าของ capillary head , $h_c$

$$h_c = \frac{C}{e \cdot D_{10}} \quad \text{cm}$$

$C$  = ค่าคงที่ประมาณ 0.1 - 0.5  $\text{cm}^2$

$D_{10}$  = ขนาดประสิทธิผลของเม็ดดิน , ซม.

$e$  = อัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดิน

ตารางแสดงค่าประมาณของ capillary head ดินชนิดต่าง ๆ

ชนิดของดิน	Capillary Head : $h_c$ (m)
Coarse Sand	0.12 – 0.18
Fine Sand	0.3 – 1.2
Silt	0.76 – 7.6
Clay	7.6 - 23

#### 7.14 การหาค่า สปส.ความซึมได้ในสนาม

##### 1. การหาจากหลุมเจาะ(Borehole techniques)

- ทำการเจาะฝังท่อลงไปในดิน
- ถ้าชั้นดินที่ต้องการหาค่า  $k$  อยู่สูงกว่าระดับน้ำใต้ดินให้ใช้วิธีสูบน้ำเข้าลงไปหลุมเจาะ
- ถ้าชั้นดินที่ต้องการหาค่า  $k$  อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินให้ใช้วิธีสูบน้ำเข้าหรือออกจากในหลุมเจาะก็ได้
- วัดอัตราการไหลของน้ำที่จะรักษาความดันคงที่

ค่า สปส. ของการไหลซึมของน้ำสามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$k = \frac{q}{5.5rh}$$

$k$  = สปส.การไหลซึม

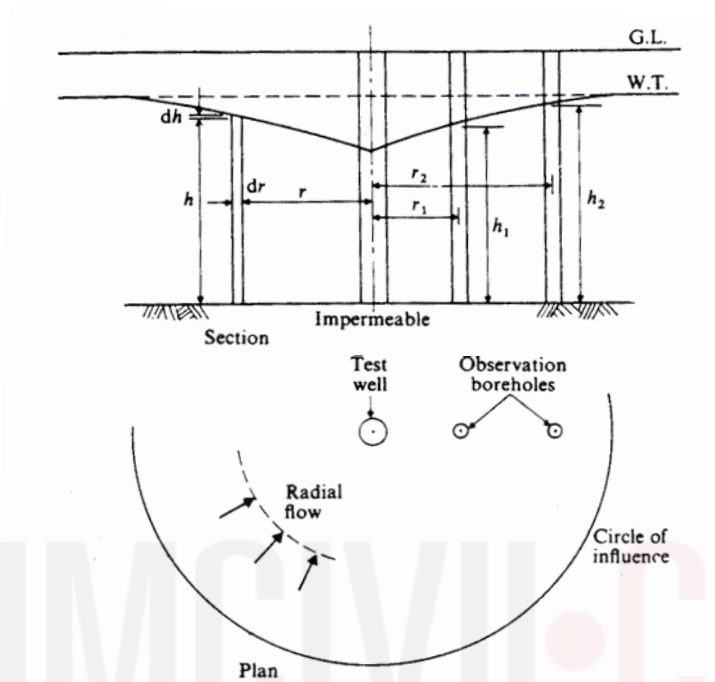
$q$  = อัตราการไหลของน้ำลงไปในหลุมเจาะ

เพื่อที่จะรักษาระดับความดันใต้คงที่เหนือระดับน้ำใต้ดิน

$r$  = รัศมีของกระบอกเจาะ

$h$  = ระดับน้ำที่รักษาไว้ซึ่งมีระดับน้ำใต้ดิน

2 หาจาก Well point (Well- point techniques)



- ทำการเจาะฝังท่อลงไปในดินแล้วสูบน้ำออกจากwell- point ( Pumping Test)
- เมื่อสูบน้ำออกระดับน้ำใต้ดินจะลดลงเป็นรูปกรวย(cone)
- เจาะหลุมสังเกต(Observation bore hole)ขึ้นอีก 2 หลุมซึ่งอยู่ห่างจากwell-point ออกไปเป็นระยะ  $r_1$  และ  $r_2$
- จะได้ระดับน้ำเหนือชั้นดินที่ไม่ยอมให้น้ำไหลซึมผ่านเป็น  $h_1$  และ  $h_2$  ตามลำดับ

พิจารณาการไหลของน้ำในแนวราบที่ระยะ  $r$  ห่างจาก well-point

$$\text{พื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน } A = 2\pi rh$$

$$\text{ความชันทางชลศาสตร์ } i = dh/dr$$

Darcy ,s Law

$$Q = A.k.i.t$$

$$\frac{Q}{t} = 2\pi rh.k.\frac{dh}{dr}$$

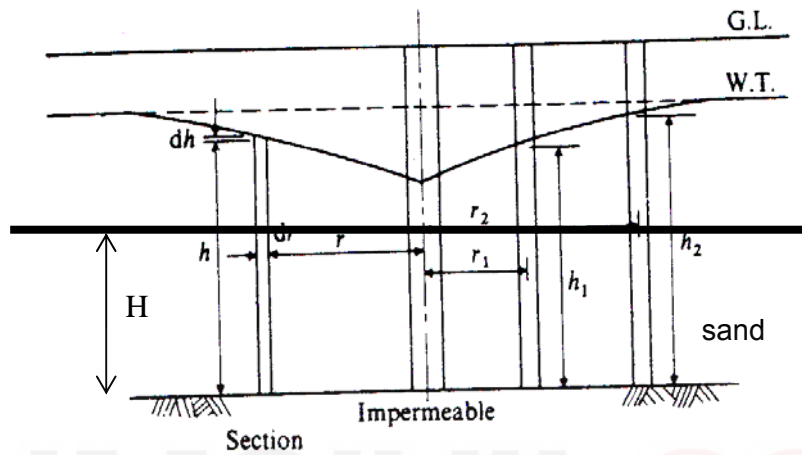
$$\frac{dr}{r} = k.\frac{2\pi}{Q}hdh$$

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} k.\frac{2\pi}{Q}hdh$$

$$\ln \frac{r_2}{r_1} = k.\frac{2\pi}{Q} \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{2}$$

$Q \cdot \ln \frac{r_2}{r_1}$	$Q \text{ Log } \frac{r_2}{r_1}$
-------------------------------	----------------------------------

ในกรณีนี้ที่ชั้นดินที่ต้องการทราบ k อยู่ระหว่างชั้นดินที่น้ำซึมผ่านได้ยาก

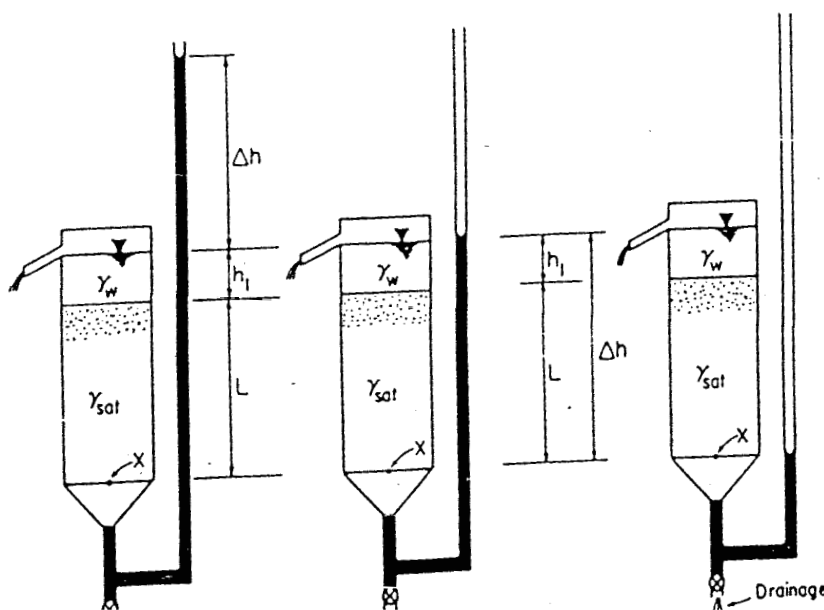


$$k = \frac{Q \cdot \ln \frac{r_2}{r_1}}{2\pi \cdot H \cdot t (h_2 - h_1)} = 2.3 \frac{Q \text{ Log } \frac{r_2}{r_1}}{2\pi \cdot H \cdot t (h_2 - h_1)} \dots\dots 7.16$$

H = ความหนาของชั้นที่ต้องการหาค่า k

**7.15 Seepage force and quick condition**

- การเปลี่ยนจากสภาวะสมดุลย์ใดๆจะทำให้ น้ำไหลผ่านดินและจะทำให้แรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำเปลี่ยนด้วย
- เมื่อน้ำไหลผ่านดิน จะเกิดแรงเสียดทานบนเม็ดดินขึ้น แรงนี้ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรเรียกว่า ความดันของการไหลซึม (Seepage Pressure)





**พิจารณารูป (a)**กรณีน้ำไหลขึ้นผ่านดิน พิจารณาที่จุด x จะได้ว่า

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}$$

$$u = L \cdot \gamma_w + (h_1 + \Delta h) \gamma_w$$

$$\therefore \sigma' = [h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}] - [L \cdot \gamma_w + (h_1 + \Delta h) \cdot \gamma_w]$$

$$\boxed{\sigma' = L \cdot \gamma_{sub} - \Delta h \cdot \gamma_w \dots\dots(a)}$$

จากสมการ (a) ในกรณีที่น้ำไหลขึ้นผ่านดิน จะทำให้แรงดันประสิทธิผลมีค่าลดลงเท่ากับ

$$\boxed{\Delta h \cdot \gamma_w = \text{ความดันของการไหลซึม (seepage pressure) } \dots\dots(b)}$$

**พิจารณารูป (b)**กรณีน้ำไม่ไหลผ่านดิน พิจารณาที่จุด x จะได้ว่า

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}$$

$$u = L \cdot \gamma_w + (h_1) \gamma_w$$

$$\therefore \sigma' = [h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}] - [L \cdot \gamma_w + (h_1) \cdot \gamma_w]$$

$$\boxed{\sigma' = L \cdot \gamma_{sub} \dots\dots(c)}$$

**พิจารณารูป (c)**กรณีน้ำไหลลงผ่านดิน พิจารณาที่จุด x จะได้ว่า

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma = h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}$$

$$u = 0$$

$$\therefore \sigma' = [h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}] - 0$$

$$\therefore \sigma' = [h_1 \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}] - 0$$

$$\boxed{\sigma' = L \cdot \gamma_{sub} + (L + h_1) \gamma_w}$$

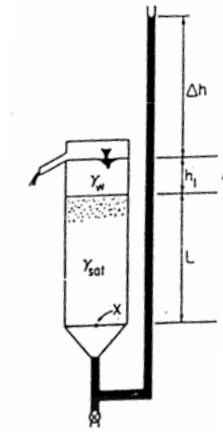
จะเห็นว่าเมื่อน้ำไหลลงผ่านชั้นดินจะทำให้ค่าแรงดันประสิทธิผลเพิ่มขึ้นเท่ากับ

$$(L + h_1)\gamma_w = \text{ความดันของการไหลซึม (Seepage pressure)}$$

**7.16 Quick condition in Sands. (ทรายดูดหรือทรายเดือด)**

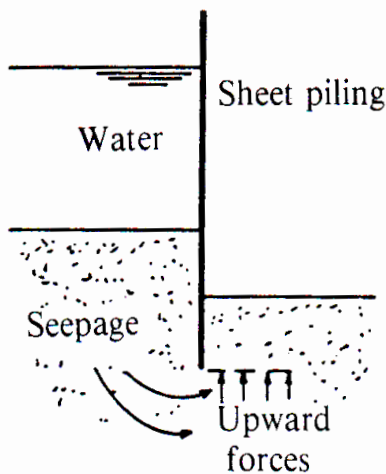
กรณีน้ำไหลขึ้นผ่านดิน

$$\sigma' = L\gamma_{sub} - \Delta h\gamma_w \dots\dots(a)$$

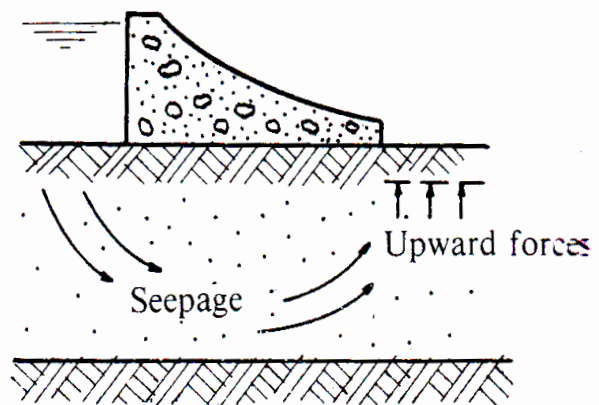


(a) Δh = as shown

- ทรายดูดจะเกิดขึ้นมาได้เนื่องมาจากค่าความดันประสิทธิผลของทราย ( $\sigma'$ ) จะมีค่าเท่ากับ ศูนย์
- เมื่อ  $\sigma' = 0$  นั้นจะดินมวลดินให้ลอยขึ้นมาข้างบน ดินจะไม่มีน้ำหนักต้านทานใดๆ ลักษณะเช่นนี้ถือว่ามวลดินอยู่ในสภาวะที่ไร้เสถียรภาพ (unstable) มีช่องว่างระหว่างมวลดินมากขึ้น เมื่อมีวัตถุตกลงไปในดินที่อยู่ในสภาวะเช่นนั้นวัตถุจะจมลงทันที ดูเสมือนว่าดินถูกดูดให้จมลง ดินนี้ถูกเรียกว่าอยู่ในสภาวะดูด (quick)
- ดินนี้เกิดจากสภาวะดูดได้ ต้องเป็นดินที่มีลักษณะเม็ดกลมละเอียด เช่นทรายเม็ดละเอียด ดังนั้นจึงเรียกว่า “ ทรายดูดหรือทรายเดือด ”



(ก) Cofferdam



(ข) Downstream end of a dam

รูปตัวอย่างที่สามารถจะเกิดสภาวะดูดขึ้นได้ในงานทางวิศวกรรม

- ดินพวกที่มีค่าสัมประสิทธิ์ได้สูง เช่น พวกกรวด ทรายหยาบ สามารถเกิดสภาวะดูดได้ แต่ต้องการปริมาณน้ำจำนวนมาก เพื่อให้คงสภาพของวิกฤตความชันทางชลศาสตร์ ( $i_c$ ,  $i_{critical}$ ) เกิดขึ้นตลอดเวลา
- ดังนั้นทรายดูดปกติ ส่วนมากจะเกิดขึ้นกับทรายเม็ดละเอียดเท่านั้น
- ทรายดูดสามารถเกิดขึ้นได้ตามธรรมชาติ ขึ้นอยู่กับขนาดของเม็ด ทรายความหนาของชั้นดิน และความลาดเอียงพอที่จะทำให้เกิดสภาพของ  $i_c$
- นอกจากนี้ทรายดูดอาจเกิดขึ้นได้ในงานก่อสร้างวิศวกรรมเมื่อการไหลของน้ำสู่เบื้องบน เช่นด้านหลังเขื่อนและบริเวณด้านล่างของการจุดที่อยู่ตามแนวของแม่น้ำ เป็นต้น

เมื่อเกิด “ทรายดูด” จากสมการ (a)

$$\sigma' = L \cdot \gamma_{sub} - \Delta h \cdot \gamma_w \dots\dots(a)$$

$$\Delta h \cdot \gamma_w = \text{ความดันของการไหลซึม(seepage pressure).....(b)}$$

จะเห็นว่าเมื่อระดับน้ำเพิ่มขึ้น ค่าของ  $\Delta h \cdot \gamma_w$  เพิ่มขึ้นจนกระทั่งเกิด quick sand

$$0 = L \cdot \gamma_{sub} - \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$L \cdot \gamma_{sub} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$\frac{\Delta h}{L} = i = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w}$$

เมื่อเกิด quick Sand ,  $i = i_{critical} = i_c$

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{Gs + e}{1 + e} \frac{\gamma_w - \gamma_w}{\gamma_w}$$

$$i_c = \frac{Gs - 1}{1 + e} \dots\dots 7.17$$

$i_c =$  วิกฤตความชันทางชลศาสตร์  
= Critical Hydraulic Gradient

เมื่อ  $\sigma' = 0$

ดินก็จะมีเสถียรภาพ น้ำก็จะดันดินให้ขึ้นมาข้างบนและดูเหมือนว่าดินจะเดือดปุดๆ (Boil) ถ้าน้ำและดินไหลหนีไปได้ก็จะเกิดรูโพรง (Pipe) ในดิน ปรากฏการณ์เช่นนี้เรียกว่า “Piping” ซึ่งเป็นอันตรายมากที่สุด

**Ex 7-8** Given void ratios of  $e = 0.5$ ,  $0.8$  and  $1.0$  for a sand with  $G_s = 2.67$  REQUIRED What is the critical hydraulic gradient,  $i$  for these void ratios ?

**SOLUTION** Noting from the just completed discussion that a quick condition is a flow condition the critical

hydraulic gradient will be taken as that hydraulic gradient causing a quick condition.

$$\sigma_t = u$$

For any tail water  $h_i$  and differential head  $\Delta h$  sufficiently large to produce  $i_c$ , we have

$$L \cdot \gamma_{sat} + h_i \gamma_w = (L + h_i + \Delta h) \gamma_w$$

Now from the critical hydraulic gradient is

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

and for this example

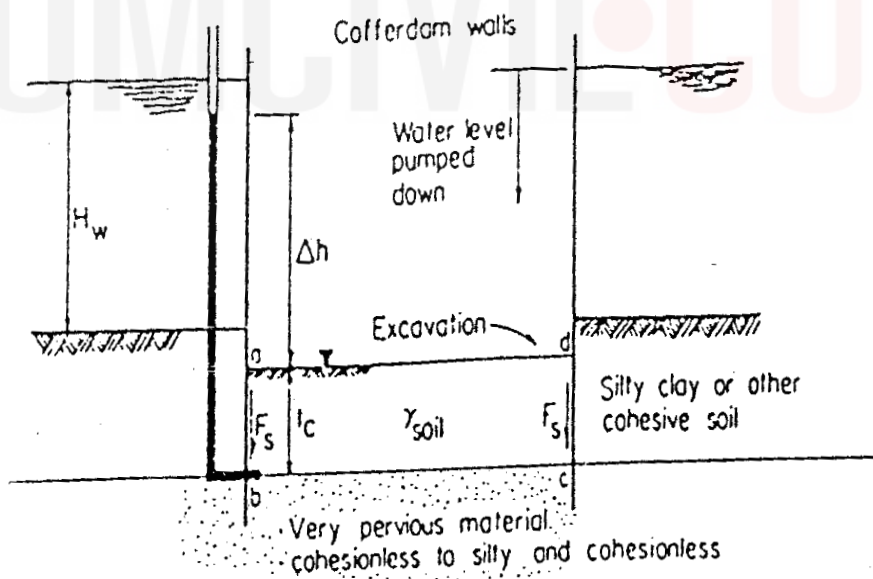
$$e = 0.5 : i_c = \frac{2.67 - 1}{1 + 0.5} = 1.11$$

$$e = 0.8 : i_c = 0.93$$

$$e = 1.0 : i_c = 0.835$$

The Maximum range of  $i_c$  for any sand is 1.3 - 0.76

**7.17 Seepage Uplift pressure on clay strata (แรงดันขึ้นของน้ำในชั้นดินเหนียว)**



- ตามรูป
- ไม่คิดแรงความเสียดทาน ระหว่างดินกับกำแพง
  - $\sum F_v = 0$  เมื่อ  $t_c$  = ความหนาวิกฤต (**Critical thickness**)  $F.S = 1$
  - ไม่คิดแรงเนื่องจากการไหลของน้ำ

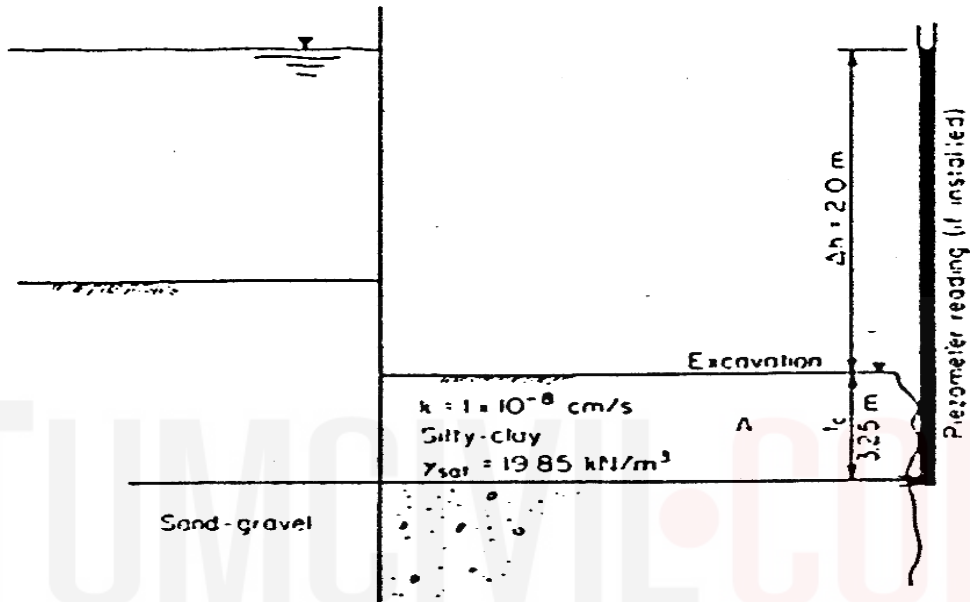
$$\sum F_v = 0 \quad t_c \cdot \gamma_{soil} = (\Delta h + t_c) \gamma_w$$

$$t_c (\gamma_{soil} - \gamma_w) = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$t_c = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w}{\gamma_{soil} - \gamma_w}, F.S = 1 \dots\dots\dots 7.18$$

$t > t_c$   $F.S > 1$  ,  $\gamma_{soil}$  ในบางครั้งใช้  $\gamma_{sat}$  แต่ไม่เสมอไป

**Example 7-9** Given the sheet pile conditions shown in Fig.



**REQUIRED**

- (a) What is the safety factor F against the soil in zone A rising under the seepage force from the unbalanced head  $\Delta h$ ?
- (b) What thickness of the silty clay  $t_c$  is required to maintain an  $F = 1.10$ ?

**SOLUTIONS**

(a) The current safety factor F. The seepage force/unit area is (including position of piezometer tip)

$$F_s = (2 + 3.25) \cdot 9.807(1) = 51.48 \text{ kN}$$

The weight of the block resisting this force and neglecting side friction since adjacent block are subject to same uplift, is

$$W_r = t_c \cdot \gamma_{sat(1)} = 3.25(19.85) = 64.51 \text{ kN}$$

The safety factor is defined as the ratio of the resisting forces to the driving forces: thus

$$F = \frac{W_r}{F_s} = \frac{64.51}{51.48} = 1.25$$

(b) Finding  $t_c$  which reduces  $F$  to 1.10 From the equation for  $F$  above rearrange to obtain

$$Wr = F (Fs)$$

$$t_c(19.85) = 1.1(51.48)$$

$$t_c = 2.85 \text{ m}$$

### แบบฝึกหัด

- 1 ในการเจาะฝังท่อลงไปในพื้นที่ทรายแล้วสูบน้ำออก ชั้นทรายนี้หนา 50 ฟุต จากนั้นจะเป็นชั้นดินเหนียวที่น้ำซึมผ่านยาก ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน จากการเจาะและทำการสังเกต ณ ที่อีกสองแห่งซึ่งห่างออกไปจากที่เดิมเป็นระยะ 10 และ 20 ฟุต ตามลำดับ พบว่า ระดับน้ำใต้ดินของท่อด้านนอกและด้านในลดลงไปเป็นระยะ 0.5 และ 1.5 ฟุต ตามลำดับ ถ้าใช้อัตราการสูบน้ำเท่ากับ 1.2 ลบ.ฟุต / วินาที จงหาค่า สปส.ของการซึมของทรายนี้ ( $k = 0.002645$  ฟุต / วินาที)
- 2 มวลดินประกอบด้วยทราย 3 ชั้น หนาเท่ากันทุกชั้น ค่า  $k$  ของชั้นบนสุดและชั้นล่างสุดเท่ากับ  $1 \times 10^{-4}$  ซม./วินาที และของชั้นกลางเท่ากับ  $1 \times 10^{-2}$  ซม./วินาที จงหาอัตราส่วนของค่า สปส.เฉลี่ยของการไหลซึม ทางแนวราบต่อการไหลซึมทางแนวตั้ง ( 22.8 : 1 )
- 3 ในการทดสอบ Permeability Test ในห้องปฏิบัติการแบบ Constant Head มีข้อมูล จากการทดสอบดังนี้ คือ  $L = 250$  mm. ,  $A = 105$  cm<sup>2</sup> ,  $k = 0.014$  cm/sec และอัตราการไหล 360 cm<sup>3</sup>/min ค่า Head Difference(h) จะต้องมีค่าเท่ากับเท่าใด เพื่อรักษาอัตราการไหลในการทดลองดังกล่าว
- 4 ปัจจัยที่มีผลทำให้ค่า สปส. การไหลซึมของน้ำมีค่าแตกต่างกันคืออะไรบ้าง
- 5 การทดสอบหาค่า สปส. การไหลซึมของดินเหนียวที่บ้น้ำในห้องปฏิบัติการควรรใช้วิธีใด

-----

## บทที่ 8

## การไหลซึมของน้ำและตาข่ายการไหลซึม

## Seepage and Flow net Theory

## 8.1 คำนำ

การคำนวณหาปริมาณน้ำที่ไหลผ่านดิน นับว่าเป็นความสำคัญในงานวิศวกรรมโยธา ตัวอย่างเช่น

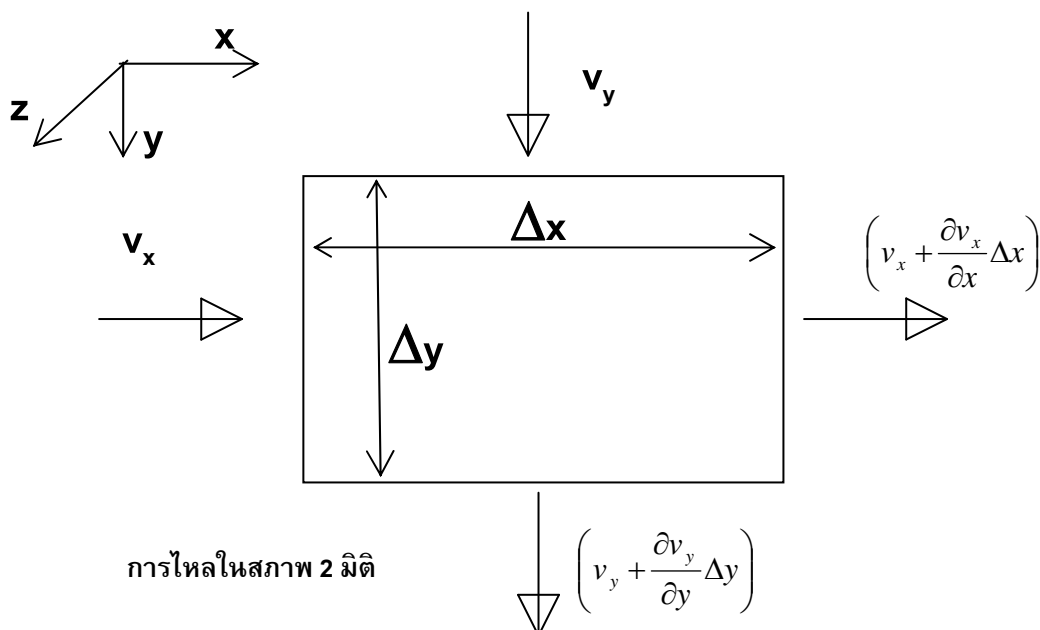
1. งานก่อสร้างเขื่อน ยกเว้นเขื่อนที่มีฐานรากเชื่อมต่อกันไปจนถึง ชั้นหินที่น้ำซึมผ่านไม่ได้ ย่อมต้องมีการไหลของน้ำภายใต้ตัวเขื่อน
  2. งานก่อสร้างที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน ต้องคำนวณหาปริมาณน้ำที่ซึมเพื่อหาขนาดของปั้มน้ำ
- การไหลซึมของน้ำผ่านมวลดินที่กล่าวในบทที่ 7 เป็นการพิจารณาในสภาพที่สมมุติว่ามีการไหลเพียงมิติเดียวเท่านั้น โดยนำกฎพลังงานการไหล และกฎของดาร์ซี มาพิจารณา
  - แต่ปัญหาทางวิศวกรรมการไหลซึมของน้ำมากกว่า 2 มิติ เช่นการไหลซึม หรือรั่วซึมของน้ำใต้เขื่อนหรืออ่างเก็บน้ำ การไหลของน้ำลอดใต้เข้มน้ำ (Sheet pile) เป็นต้น
  - การหาปริมาณของน้ำที่ไหลลอดผ่านมวลดินอิมัวต์ตลอดจนการกระจายความดันของน้ำในสภาพสองมิติ จะได้เป็นสมการของลาปลาซ ( Laplace's Equation) ดังนี้

## 8.2 Seepage Flow Through soil

## The Laplace's Equation

การคำนวณปริมาณน้ำที่ไหลผ่านดิน จะเป็นค่าประมาณซึ่งใกล้เคียงความจริง และถือว่าดินที่น้ำไหลผ่าน มีลักษณะอิมัวต์ (Fully Saturated) และมีสมมุติฐานดังนี้

1. น้ำที่ไหลผ่านดินถือว่าเป็น Steady State flow
2. ค่าของความลาดชันทางชลศาสตร์คงที่ (Pressure Gradient) ไม่เปลี่ยนแปลง
3. มวลดินมีปริมาตรคงที่
4. อัตราการไหลในดินมีค่าคงที่
5. การคำนวณปริมาณน้ำคิดใน 2 มิติ (Two dimension)
6. ปกติถือว่ามวลดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันตลอด (Homogeneous) แต่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic) นั่นคือ  $k_x$  จะไม่เท่ากับ  $k_y$



- พิจารณาพหุคูณดิฟเฟอเรนเชียลอันดับหนึ่งขนาดกว้าง  $\Delta x$  ยาว  $\Delta y$  และความหนาในทิศทางแกน  $z =$  หนึ่งหน่วย
- ให้  $v_x$  และ  $v_y$  เป็นความเร็วของน้ำที่ไหลเข้าตามแกน  $x$  และแกน  $y$
- ฉะนั้น ความเร็วของน้ำที่ไหลออกตามแนวแกนทั้งสองคือ

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \quad \text{และ} \quad v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y$$

ถ้าปริมาณของน้ำที่ไหลเข้าเท่ากับปริมาณที่น้ำไหลออก

$$v_x(\Delta y \cdot 1) + v_y(\Delta x \cdot 1) = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \right) (\Delta y \cdot 1) + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y \right) (\Delta x \cdot 1)$$

ฉะนั้น สมการของการไหลต่อเนื่อง

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

จากกฎของ Darcy

$$v_x = k_x \cdot i_x = k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{และ} \quad v_y = k_y \cdot i_y = k_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y}$$

โดยที่  $h$  = การสูญเสียเฮด ( head loss) ที่ทำให้เกิดการไหลซึม

$k_x$  และ  $k_y$  = สปส. การไหลซึม ในทิศทาง  $x$  และ  $y$

ดังนั้นได้สมการ

$$\frac{\partial^2 (k_x \cdot h)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (k_y \cdot h)}{\partial y^2} = 0$$

ถ้าพิจารณาว่าดินมีคุณสมบัติทางด้านการซึมเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic soil) นั่นคือ สมมุติให้  $k_x = k_y = k$  จะได้

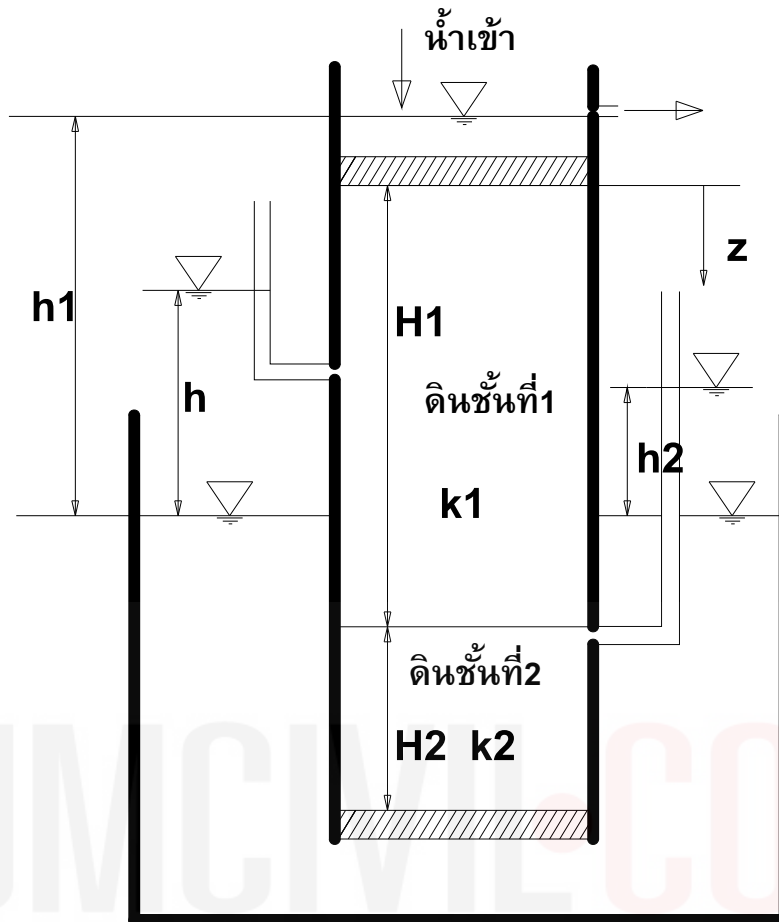
$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \dots\dots 8.1}$$

ซึ่งเป็นสมการของ Laplace ที่ใช้ควบคุมและหาพฤติกรรมของการไหลของน้ำในสภาพ 2 มิติ (สมการการไหลต่อเนื่อง) หากสามารถวิเคราะห์หาค่าการสูญเสีย เฮด  $h$  ได้ ก็สามารถหาค่าต่อไปนี้ได้

- ความดันของน้ำในช่องว่าง
- ความชันทางชลศาสตร์ที่จุดต่างๆในมวลดิน
- ปริมาณการไหลซึมของน้ำ



- การนำสมการการไหลต่อเนื่องมาแก้ปัญหาในการไหลในสภาพ 1 มิติ



การไหลซึมผ่านมวลดินสองชั้นในสภาพ 1 มิติ

- พิจารณาการไหลซึมดังรูป น้ำไหลจากข้างบนลงข้างล่าง โดยให้ระดับน้ำคงที่เสมอ
- ผลต่างของเฮดระหว่างผิวด้านบนของดินชั้นที่1 กับด้านล่างของดินชั้นที่2 มีค่าเท่ากับ  $h_1$
- เนื่องจากการไหลซึมทางแกน z อย่างเดียว ดังนั้นสมการการไหล คือ

$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0} \quad \text{จะได้ว่า} \quad \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

ซึ่งแก้สมการจะได้  $h = c_1 \cdot z + c_2$

หาค่าตัวคงที่  $c_1$  และ  $c_2$  จากเงื่อนไขต่าง ๆ ต่อไปนี้

(1) ที่  $z = 0 : h = h_1$  ซึ่งจะได้  $c_2 = h_1$

(2) ที่  $z = H_1 : h = h_2$  ซึ่งจะได้  $c_1 = -\left(\frac{h_1 - h_2}{H_1}\right)$

ดังนั้น จะได้

$$h = -\left(\frac{h_1 - h_2}{H_1}\right)z + h_1 \quad (\text{เมื่อ } 0 \leq z \leq H_1) \dots (1)$$

ทำนองเดียวกันเมื่อมีการไหลซึมผ่านชั้นดินที่ 2

(1) ที่  $z = H_1$ :  $h=h_2$  และ (2) ที่  $z=H_1+H_2$ :  $h=0$

ดังนั้นจะได้ว่า

$$h = -\left(\frac{h_2}{H_1}\right)z + \left(1 + \frac{H_1}{H_2}\right)h_2 \quad (\text{เมื่อ } H_1 \leq z \leq H_1 + H_2) \dots (2)$$

แต่เนื่องจากอัตราการไหลซึมผ่านดินชั้นที่ 1 และผ่านดินชั้นที่ 2 ต้องเท่ากัน นั่นคือ

$$q = k_1 \left(\frac{h_1 - h_2}{H_1}\right)A = k_2 \left(\frac{h_2 - 0}{H_2}\right)A$$

$$h_2 = \frac{h_1 \cdot k_1}{H_1 \left(\frac{k_1}{H_1} + \frac{k_2}{H_2}\right)} \dots \dots \dots (3)$$

โดยที่  $A$  = เป็นพื้นที่หน้าตัดของดิน

$k_1$  และ  $k_2$  เป็น สปส. การไหลซึมของดินชั้นที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

เมื่อแทนค่า  $h_2$  จากสมการ (3) ลงในสมการ (1) จะได้

$$h = h_1 \left(1 - \frac{k_2 \cdot z}{k_1 \cdot H_2 + k_2 \cdot H_1}\right) \quad (\text{เมื่อ } 0 \leq z \leq H_1) \dots \dots \dots (4)$$

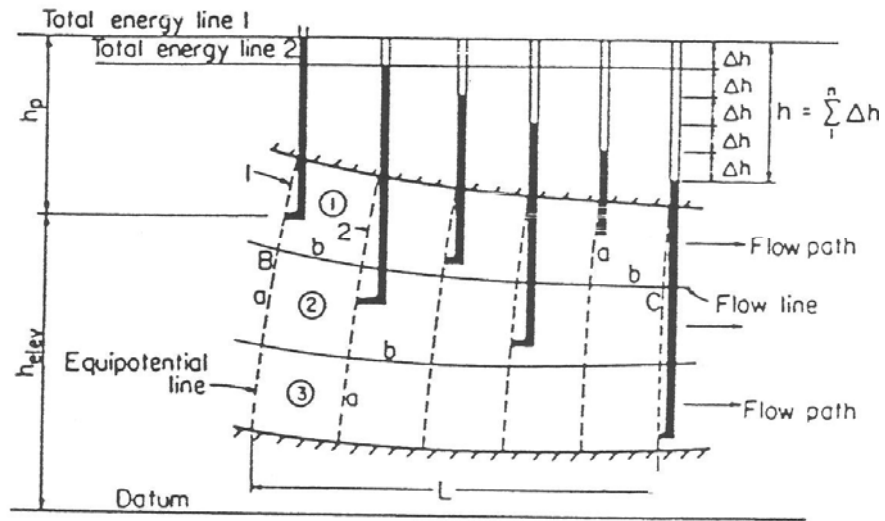
และเมื่อแทนค่า  $h_2$  จากสมการ (3) ลงในสมการ (2) จะได้

$$h = h_1 \left[ \left(\frac{k_1}{k_1 \cdot H_2 + k_2 \cdot H_1}\right)(H_1 + H_2 - z) \right] \quad (\text{เมื่อ } H_1 \leq z \leq H_1 + H_2) \dots \dots \dots (5)$$

สำหรับกรณีที่ไม่สามารถเขียนเงื่อนไขขอบเขตการไหล ( boundary condition ) ให้เป็นสมการทางคณิตศาสตร์ได้ จะทำให้หาค่าการสูญเสียเฮดได้ยาก ดังนั้นจึงจำเป็นต้องหาค่า การสูญเสียเฮดโดยวิธีอื่น เช่น การเขียนตาข่ายการไหลของน้ำ ( flow net ) หรือการคำนวณเชิงตัวเลข ( numerical analysis ) หรือใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ ( hydraulic model )

### 8.3 Flow Nets (ตาข่ายการไหล)

- การเขียนตาข่ายการไหลเป็นวิธีกราฟฟิก ที่เสนอโดย Forchheimer ( 1930)
- เพื่อสำหรับใช้แก้สมการของลาปลาซ ของน้ำที่ไหลซึมผ่านมวลดินซึ่งสมมุติว่า ดินมี สปส. การไหลซึมเท่ากันทุกทิศทาง แต่มีปัญหาในการแก้สมการทางคณิตศาสตร์เพราะไม่สามารถเขียนเงื่อนไขขอบเขตของการไหลได้ ให้เป็นสมการทางคณิตศาสตร์ได้
- ต่อมา A. Casagrande (1973) ได้ปรับปรุงการเขียนตาข่ายการไหลให้ง่ายขึ้นโดยเฉพาะเขื่อนดินทั้งที่มีและไม่มี การระบายน้ำ
- จากสมการของลาปลาซ พบว่าจะประกอบด้วยกลุ่มเส้นการสูญเสียเฮดเท่ากัน เรียกว่า เส้นสมศักย์(Equipotential Line ) กับกลุ่มของเส้นแนวการไหลของน้ำ (Flow Line)
- เส้นทั้งสองต้องตั้งฉากซึ่งกันและกัน



รูปแสดง ตาข่ายของการไหล (บางส่วน)

พิจารณาตามรูป แสดงชั้นของดินที่มีความกว้าง 1 หน่วย ถูกจำกัดโดยชั้นดินที่บั้นน้ำ หรือ แผ่นที่บั้นน้ำ (Impervious plate)

- แบ่งดินออกเป็นส่วนๆ ในรูปของ Flow Line และ Equipotential Line เส้นทั้งสองจะต้องตั้งฉากซึ่งกันและกัน
- ช่วงระหว่าง Flow Line 2 เส้นเรียกว่า Flow path
- บนเส้น Equipotential Line ค่าของ Total head จะลดลงเท่าๆกัน =  $\Delta h$
- การคิด Total Head Loss ระหว่างจุด 2 จุดคือ B กับ C

$$h = \sum_i^n \Delta h$$

- คิดพื้นที่หน้าตัดของชั้นส่วนเล็กๆ 1 ชั้นส่วนที่น้ำไหลผ่าน

$$A = a(1)$$

- พื้นที่ทั้งหมดของดินที่น้ำไหลผ่าน

$$A(\text{total}) = n_f \cdot (a)$$

$n_f$  = number of flow path จะอยู่ในรูปของจำนวนเต็ม หรือทศนิยมก็ได้ เช่น 3, 7, 9, 9.2, 10.7 เป็นต้น  
 ในรูป ค่าของ  $n_f = 3$

- ให้  $L =$  ระยะทางที่น้ำไหลผ่าน =  $n_d (b)$   
 $n_d$  = number of Equipotential Drop (จำนวนช่วงไม่ใช่จำนวนเส้น) ระหว่างจุด 2 จุด แต่ละช่วงจะมีค่าคงที่ ( $\Delta h = \text{constant}$ ) ค่าของ  $n_d$  จะมีค่าเป็น จำนวนเต็มเสมอ

- ค่าของปริมาณที่น้ำไหลสามารถคำนวณได้ต่อหนึ่งหน่วยความกว้าง

จาก  $Q = kiA$  จะได้  $Q = k \frac{h}{L} A$  และ  $Q = k \cdot h \cdot \frac{n_f \cdot a}{n_d \cdot b}$

□ ในกรณีเขียนรูปสี่เหลี่ยมเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส  $a = b$  (isotropic  $k_x = k_y$ )

$$Q = k \cdot h \cdot \frac{n_f}{n_d} \dots\dots\dots 8.2$$

สรุปการสร้าง Flow net มีหลักเกณฑ์ดังนี้

• **Flow Line**

เส้นทางเดินของน้ำผ่านตัวกลาง ซึ่งมีจำนวนไม่จำกัด และจะไม่ตัดกัน

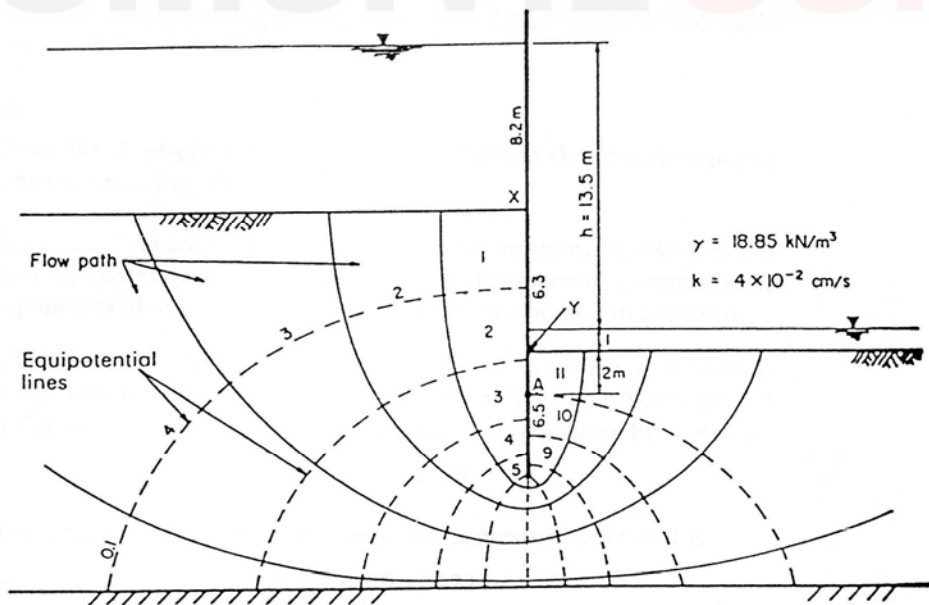
- ✓ จะทำมุมตั้งฉากกับผิวทางเข้าและทางออก
- ✓ แต่ละเส้นจะไม่ตัดกัน
- ✓ แต่ละเส้นจะขนานกับเส้นที่ผ่านมาโดยประมาณ
- ✓ เส้นขอบเขตการไหลที่น้ำซึมผ่านไม่ได้ถือว่าเป็น เส้น Flow lines

• **Equipotential Lines**

เส้นที่มีแรงดันระดับ ( Pressure head ) บนเส้น Equipotential lines เท่ากัน ซึ่งมีจำนวนไม่จำกัด

- ✓ จะตัดเส้น Flow lines เป็นมุมฉาก
- ✓ จะตั้งฉากกับผิวที่น้ำไม่สามารถซึมผ่านได้
- ✓ เขียน Equipotential lines เพื่อให้ได้ รูปตาข่ายเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยประมาณ
- ✓ เส้นขอบเขตที่น้ำไหลเข้าและไหลออก ถือเป็น เส้น Equipotential lines

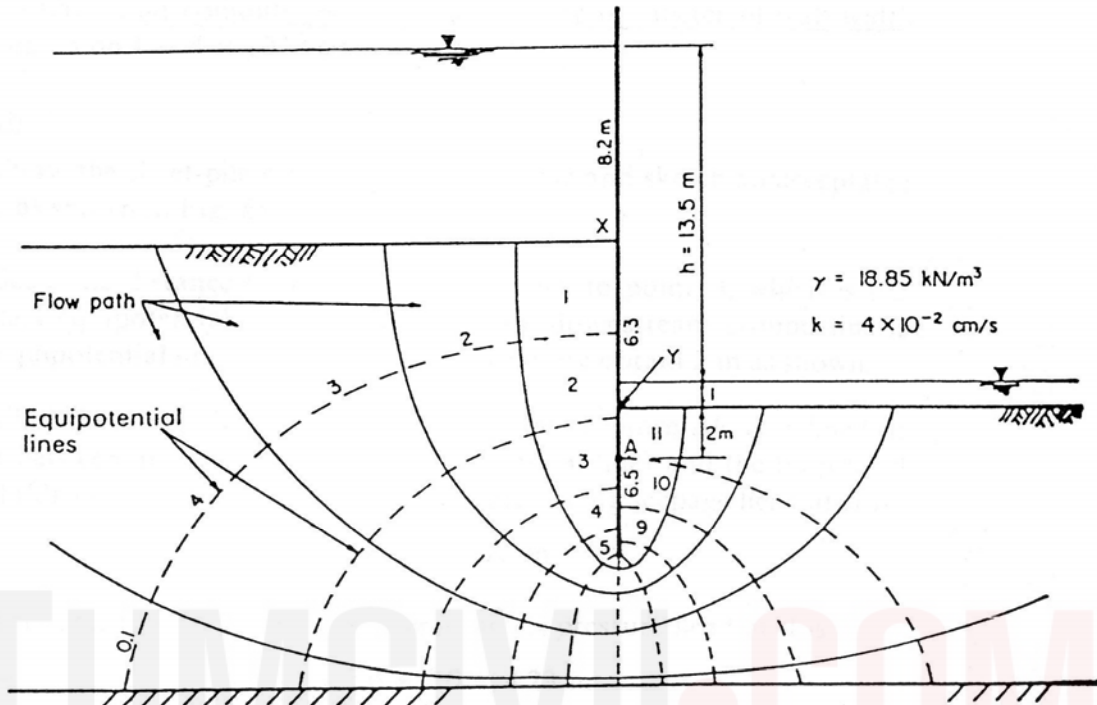
8.4 ตาข่ายการไหลสำหรับ Sheet pile, Cut-off Wall



พิจารณาจากรูป ให้  $L$  = ระยะทางที่น้ำไหลที่ไกลที่สุด จาก  $x \rightarrow y$   
 ค่าของ Head drop แต่ละเส้น =  $\Delta h$  ,  $\sum \Delta h = h$   
 แบ่งตาข่ายออกเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ( $k_x = k_y$ )  
 Flow Line ตั้งฉากกับ Equipotential Line

Terzaghi ( 1922 ) เสนอแนะการเกิดสภาวะทรายเดือด ที่ทำให้น้ำของเซิมพิต จะเกิดเป็นบริเวณกว้างประมาณครึ่งหนึ่งของความลึกของเซิมพิตที่ตกลงไป( soil prism liable to failure )

**Example 8-1** Given the flow net shown for a sheet-pile cutoff wall. Assume the sheet-pile cutoff is impervious (although in practice it seldom is).



**REQUIRED** Find the effective pressure at point A (2m below the downstream ground surface) and compute the seepage quantity per meter of wall width per day based on  $k = 4 \times 10^{-2}$  cm/ s

- **effective pressure at point A seepage quantity per meter of wall**

**Step 1** Draw the sheet-pile wall-soil system to scale and sketch an acceptable flow net, as shown in Fig.

**Step 2** Scale the distance from the ground surface to point A, which is the next-to-last equipotential line downstream. The downstream ground line is the last equipotential line. For the scale of this plot we obtain 2 m as shown.

**Step 3** Find the remaining seepage head at point A. Since  $\Delta h_i$  is defined as constant between any two consecutive equipotential lines and the total head loss for 11 drops is 13.5 m, by proportion the remaining seepage head at A is

$$\Delta h = \frac{1}{11} (13.5) = 1.23 \text{ m}$$

**Step 4** The total static (as shown by a piezometer) pressure head at A is

$$h = 1.23 + 1.0 + 2.0 = 4.23 \text{ m}$$

$$\sigma_{total} = 1.0(9.807) + 18.85(2)$$

$$\sigma_{total} = 47.51 \text{ kPa}$$

Step 5 Compute the effective pressure as

$$\sigma' = \sigma_{total} - u$$

$$\sigma' = 47.51 - 4.23(9.807) = 6.03 \text{ kPa} <$$

$$\sigma' > 0, \text{ point A is not "quick"}$$

Step 6 Compute the seepage quantity. Use Eq.(8.2) and count  $n_f = 4.1$ ,  $n_d = 11$ ; 1 day = 86400 s , and

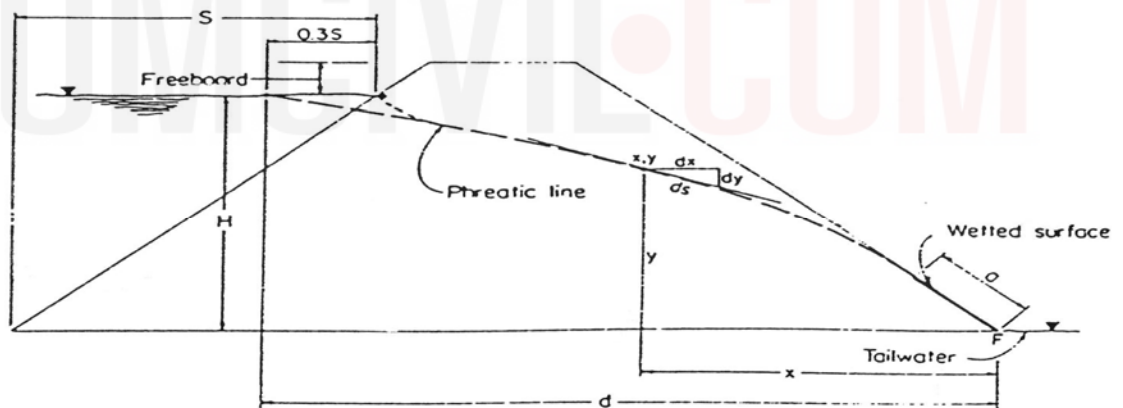
$$1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$Q = k \cdot h \cdot \frac{n_f}{n_d} \times \text{width}$$

$$Q = (14 \times 10^{-2}) (13.5) \frac{4.1 \cdot 86,400}{11 \cdot 100}$$

$$Q = 172.9 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m of wall width} <$$

**8.5 FLOW NET FOR EARTH DAMS (ตาข่ายการไหลในงานเขื่อนดิน)**



ในการเขียนตาข่ายของการไหลของน้ำในงานเขื่อนดินต้องหาขอบเขตการไหลน้ำเสียก่อน (เส้น the phreatic line )  
**a phreatic or saturation line** representing the upper flow boundary. A wet capillary zone exists above the phreatic line

ในบางครั้งเขื่อนดินมีแกนดินเหนียว ( Clay core)

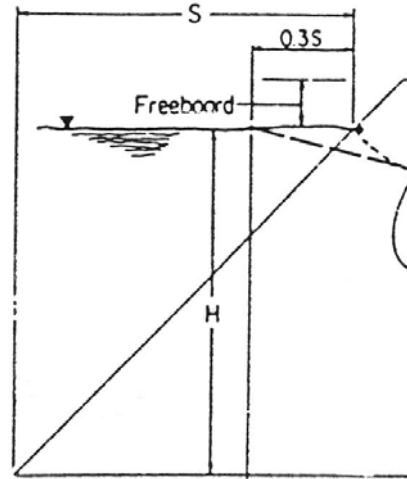
$$\frac{k_{shell}}{k_{core}} > 100$$

ขอบเขตของการไหลและ Phreatic line จะมีการลดลง ในชั้น Shell ซึ่งถือว่าเล็กน้อยมาก เมื่อเปรียบเทียบกับแกนดินเหนียว

• **Phreatic Line Entrance Geometry (กำหนดจุดเริ่มต้นของเส้นอิ่มตัว)**

กำหนดด้านหน้าของเขื่อนที่ระดับน้ำระยะทาง 0.3S

S = ขึ้นอยู่กับความชันของดินด้านหน้าเขื่อน

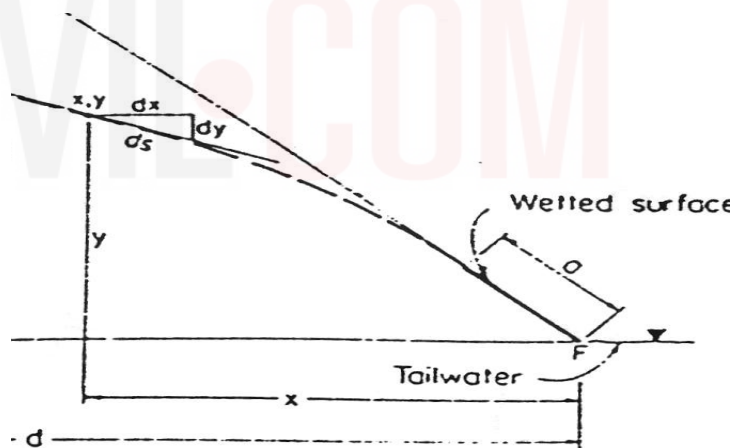


**The Phreatic Line (Saturation Line) การเขียนเส้นอิ่มตัว**

พิจารณาจุดที่มีพิกัด x, y ซึ่งวัดจากด้านท้ายเขื่อน

จาก  $i = \frac{dy}{ds}$  และ  $v = ki = k \cdot \frac{dy}{ds}$

และ  $A = y \cdot \text{width}$



ในกรณี  $\beta$  มีค่าน้อยมาก (ปกติ  $\beta < 30^\circ$ ) จะได้  $\frac{dy}{ds} \cong \frac{dy}{dx}$

จาก  $q = A \cdot v = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot y(1) \dots\dots\dots(a)$

$q \int_0^x dx = \int_0^y k \cdot y \cdot dy \quad (k_x = k_y)$

$q \cdot x = k \frac{y^2}{2} + c \dots\dots\dots(b)$

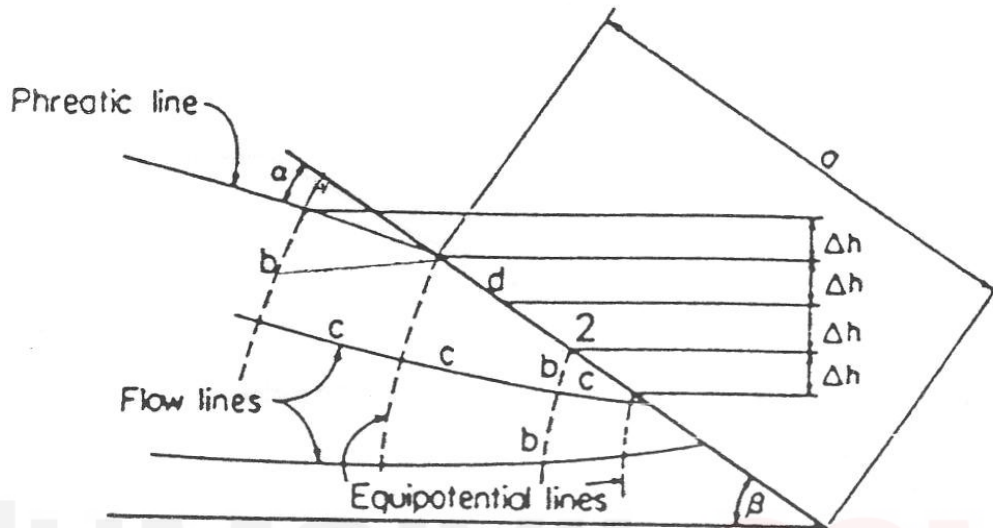
ใช้ boundary condition ที่  $x = d, y = H$  ดังนั้นจะได้  $C = q(d) - k \cdot \frac{H^2}{2}$

แทนค่า c ใน (b)

$$q(x-d) = \frac{k}{2} \cdot (y^2 - H^2) \dots\dots\dots 8.3$$

สมการนี้คือ สมการของ Phreatic line เป็น สมการของ parabola และมีลักษณะไม่ต่อเนื่องที่ Wetted surface, wetted zone สมการนี้ ทราบ  $d, H, k, q$ , สมมติค่า  $x$  ก็หาค่า  $y$  ได้

**Angle of Exit of the Phreatic Line at "a" กำหนดจุดออกของเส้นอิ่มตัวที่ ระยะ a**



พิจารณาจากรูป ที่จุด 1 ด้านท้ายเขื่อน (downstream)

$$\frac{\Delta h}{c} = \sin(\beta - \alpha) \dots\dots(c)$$

กรณีเป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส  $b = c$

$$\Delta h = b \cdot \sin(\beta - \alpha) \dots\dots(d)$$

จากรูป  $\frac{\Delta h}{d} = \sin \beta \dots\dots(e)$  และ  $\frac{c}{d} = \cos \beta \dots\dots(f)$

$$(e)/(f) \quad \frac{\Delta h}{c} = \frac{\sin \beta}{\cos \beta} \dots\dots(g)$$

แทนค่า  $\Delta h/c$  ใน (c)  $\sin(\beta - \alpha) = \frac{\sin \beta}{\cos \alpha} \dots\dots(h)$

สมการจะเป็นจริงเมื่อ  $\alpha = 0 \quad \sin \beta = \sin \beta$

นั่นคือ มุมตรงจุดออกของ Phreatic Line จะขนานกับ Slope ด้านท้ายเขื่อนเหนือจุด a ด้าน wet zone





- 5) Plot กราฟ และเขียนกราฟที่ x และ y ใดๆ
- 6) เส้น Phreatic Line ก็จะเป็นเส้น Flow Line

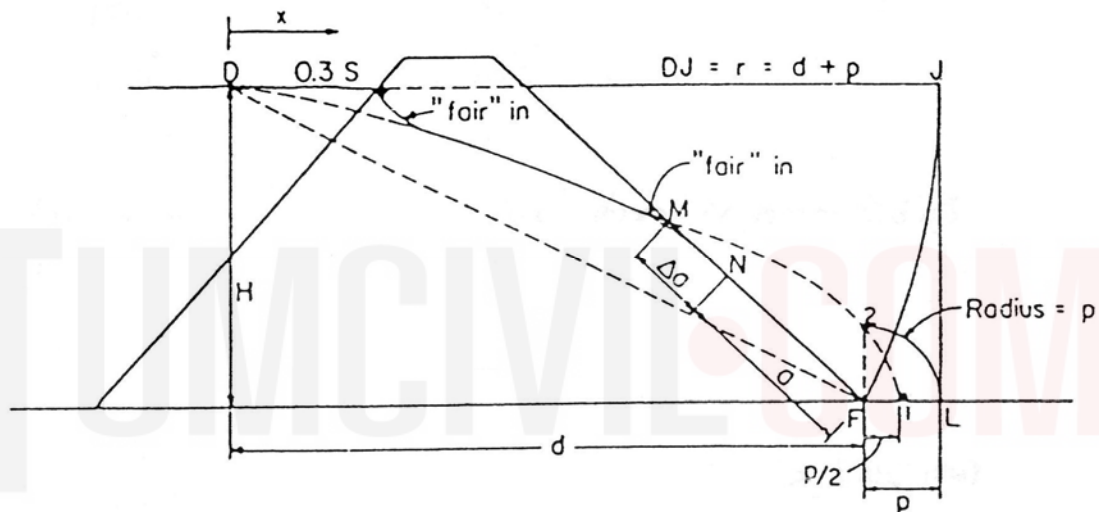
**กรณีที่ 2:  $\beta > 30^\circ$**  ในกรณี  $\beta > 30^\circ$   $dy/ds$  จะไม่เท่า  $dy/dx$

กำหนดให้

$p$  = half - parameter of any parabola

$F$  = Focus of the parabola

จากรูป จะได้ว่า  $p = \sqrt{H^2 + d^2} - d$  .....(8.6 )



ขั้นตอนในการเขียนมีดังนี้

- 1) คำนวณหาค่า  $p$  จากสมการที่ 8.6 เมื่อทราบค่า  $H, d$
- 2) คำนวณหาค่า  $d$  โดยวัด  $0.3S$  ได้จุด  $D$
- 3) เขียนวงกลมใช้จุด  $D$  เป็นจุดศูนย์กลาง รัศมี  $DF$  ถึงจุด  $J$   $DJ =$  อยู่ในแนวราบ ลากเส้นตั้งฉาก  $JL$  รัศมี  $p$
- 4) เขียนวงกลมรัศมี  $p$  จุด  $F$  จุดศูนย์กลางได้จุด  $2$  และ จุด  $1$  ที่รัศมี  $p/2$
- 5) เขียนสมการ Phreatic Line จากจุด  $D \rightarrow M \rightarrow 1$
- 6) วัดระยะ  $FM = a + \Delta a$
- 7) คำนวณหาค่า  $\Delta a$  โดยการใช้  $\Psi$  จากตารางตามค่าของ  $\beta$

$$\Delta a = \text{ระยะ } FM(\Psi)$$

$\beta$	$\Psi$
$30^\circ$	0.375
$60^\circ$	0.320

90°	0.260
120°	0.185
150°	0.105
180°	0.000

8) กำหนดจุด N เมื่อทราบ  $\Delta a$  ค่าของ N สามารถใช้ได้ทั้ง  $\beta \leq 90^\circ$  และ  $\beta > 90^\circ$

**Other Cases when  $\beta > 30^\circ$**

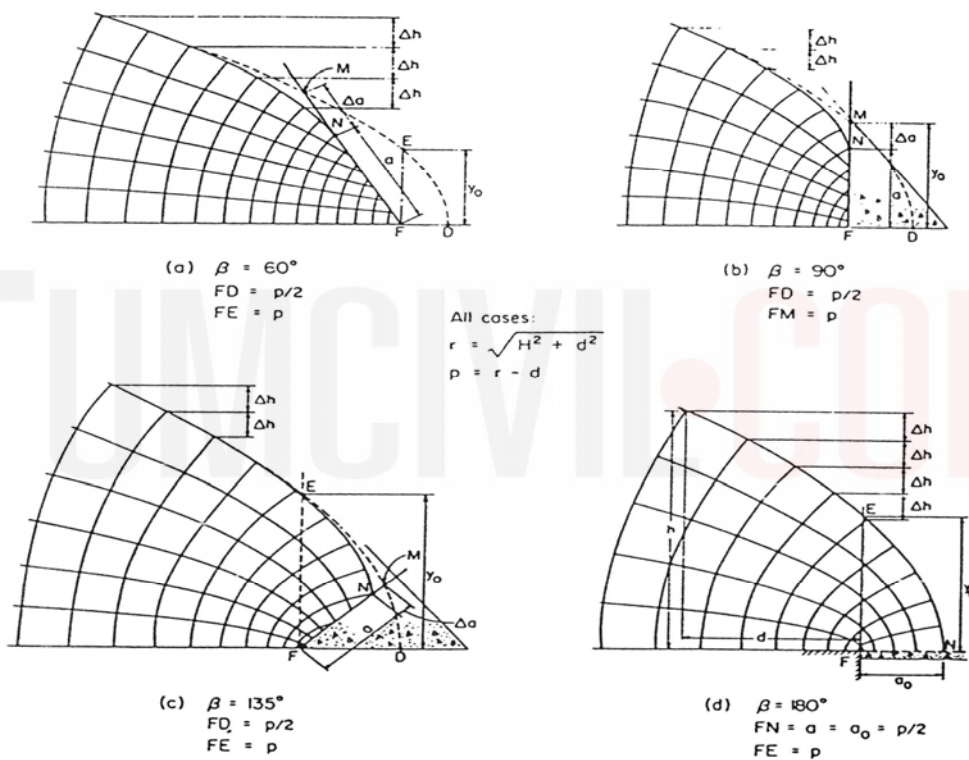


Figure Downstream exit faces. In all these cases. The exit is into granular (or rock toe or underdrain) material with  $k_2 \gg k_{dam}$  (Casagrande, 1937.)

**Flow net Construction**

หลักการเขียน Flow net ขึ้นอยู่กับลักษณะของเขื่อน และขอบเขตของการไหล (Boundary Condition) มีหลักดังนี้

1. เส้น Flow net กับเส้น Equipotential Line จะต้องทำมุมฉากซึ่งกันละกัน ยกเว้นที่กรณี Singular point ที่ซึ่ง  $V = 0$  หรือ  $V = \infty$  เช่นที่มุมหรือปลายของ impervious cutoff wall
2.  $\Delta h$  จะต้องมามีค่าเท่าๆกันของ Equipotential Line
3. The pressure head ที่จุดตัดระหว่าง Phreatic Line กับทุกๆเส้นของ Equipotential Line = 0
4. Flow path จะต้องต่อเนื่อง ได้ว่า  $q_{in} = q_{out}$

ตัวอย่างการเขียน Flow Net.

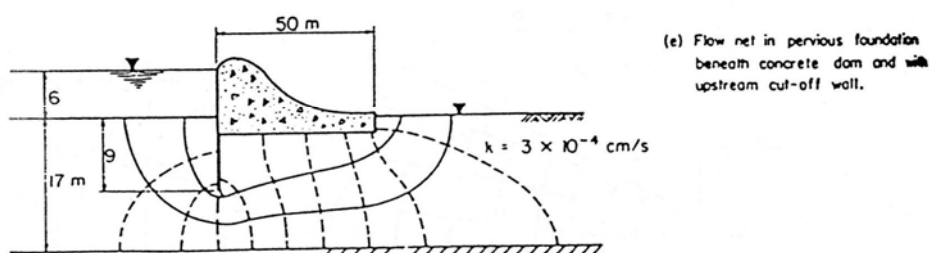
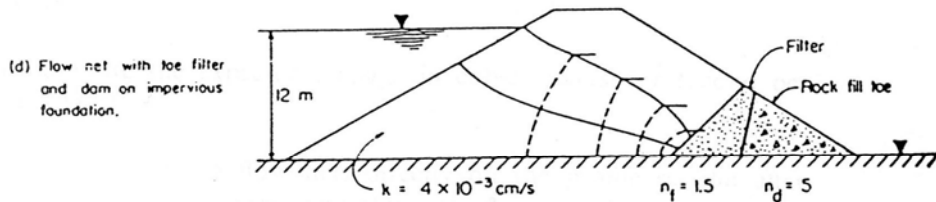
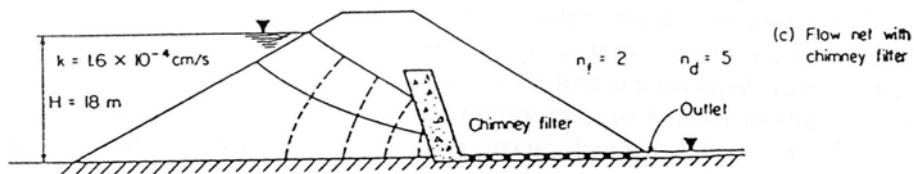
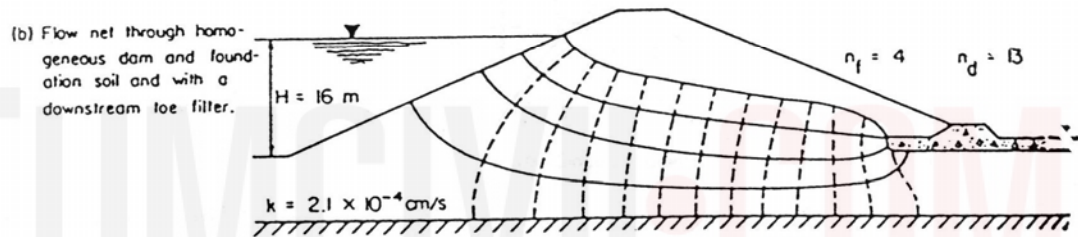
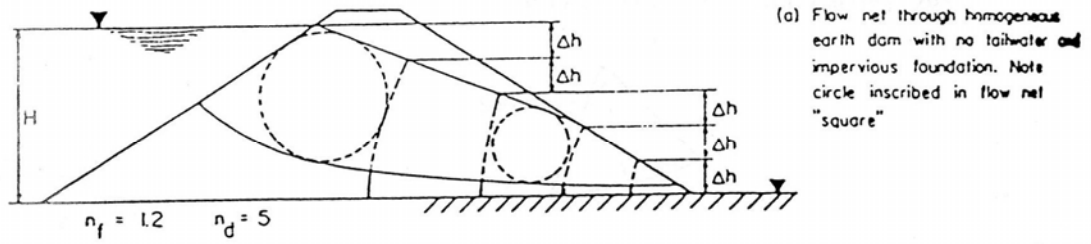
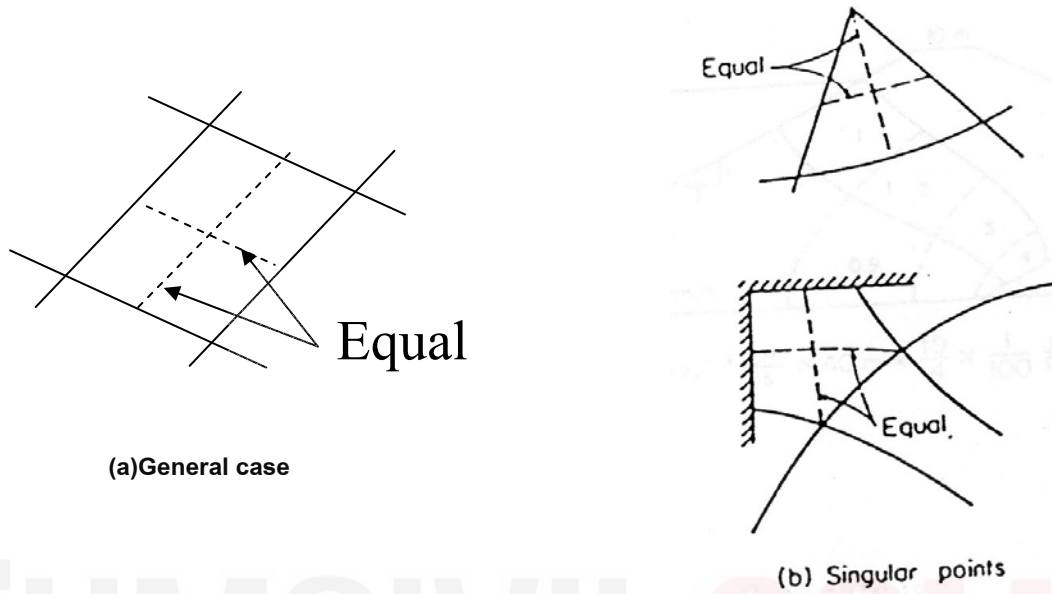
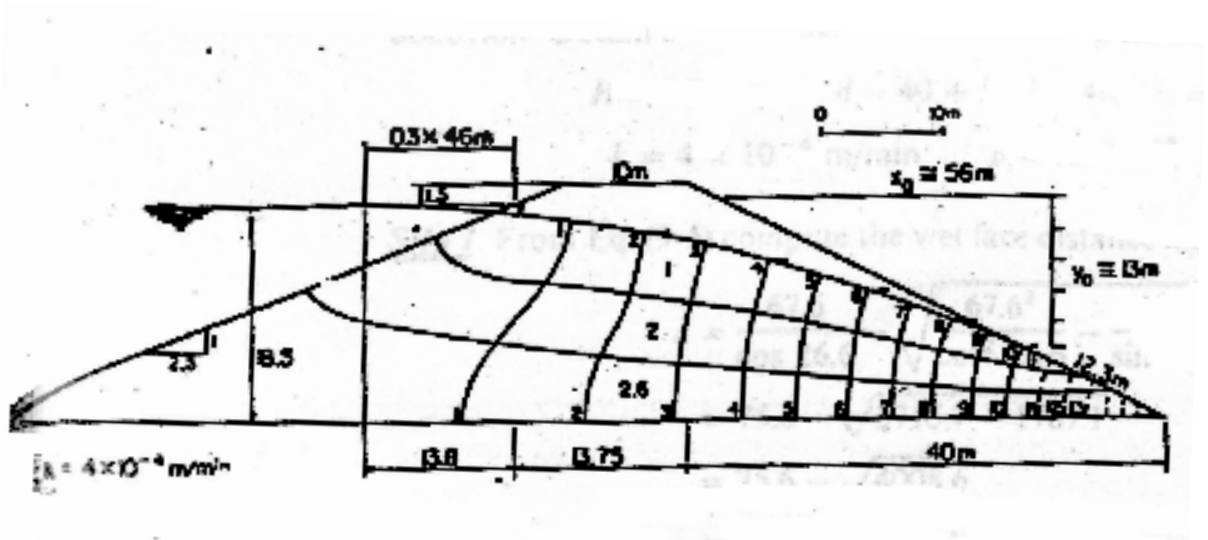


Figure 9-10 Typical flow nets for conditions shown.



**Example 8.2** Given the earth dam cross sections shown in Fig The dam section of Fig has a toe filter so that the phreatic line is entirely inside the dam



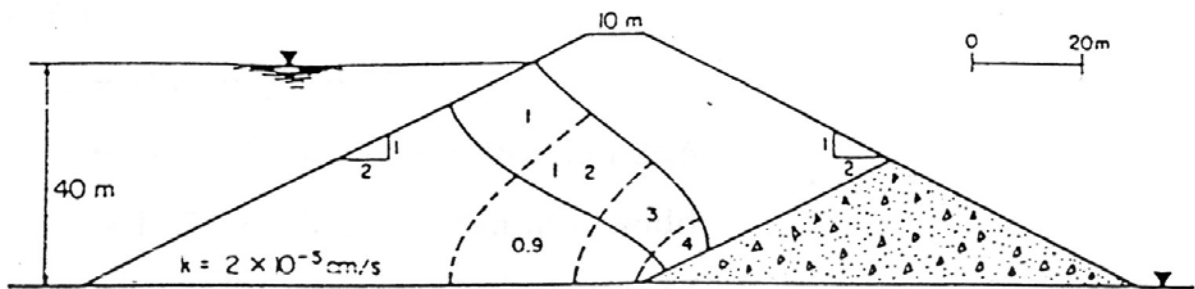
**REQUIRED** Compute the expected seepage in cubic meters per second per meter of dam width

**SOLUTION** Superimpose the flow nets directly on the profile section after drawing to scale to save text space and obtain the flow nets shown

$$q = (4 \times 10^{-4}) (18.5) (1) \left( \frac{2.6}{15} \right) = 12.8 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{min} / \text{m of width}$$

The number of drops, 15, is averaged from the 2.6 flow paths. Alternatively, each flow path in turn could be computed and the results summed to obtain the total flow rate  $q$ .

ตัวอย่างการคำนวณ หาค่า  $q$



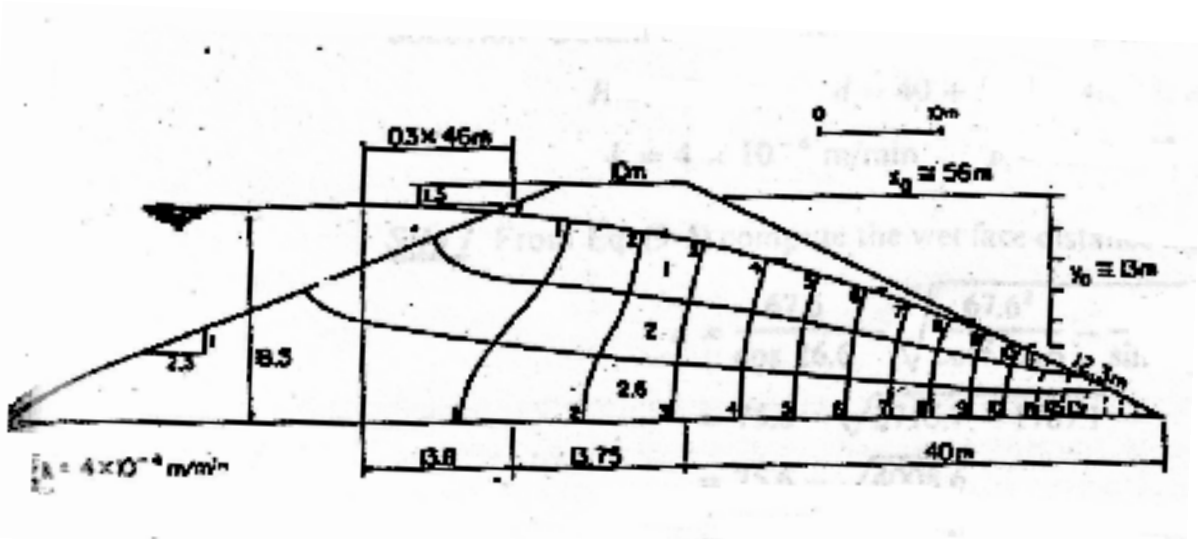
$$q = kh \frac{n_f}{n_d} = 2 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{s}} \times 40 \text{ m} \times \frac{1.9}{4} \times \frac{1}{100} \frac{\text{m}}{\text{cm}} \times 1 \text{ m} = 3.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

### 8.7 DIRECT COMPUTATION OF SEEPAGE QUANTITY

สมการ ที่ 8.4 สามารถใช้คำนวณหาค่า  $q$  เมื่อ  $\beta \leq 30^\circ$  และเมื่อ  $\beta > 30^\circ$  สมการที่ 8.4 จะใช้ประมาณค่า  $q$  เท่านั้น

$$q = k \cdot a \cdot \sin \beta \cdot \tan \beta \dots\dots\dots 8.4$$

Example 8-3 Compute the estimated seepage quantity for the dam shown Example 8-2



SOLUTION Obtain dimensions and data from Fig. as follows:

$$H = 18.5 \text{ m}$$

$$d = 40 + 13.8 + 46(0.3) = 67.6 \text{ m}$$

$$k = 4 \times 10^{-4} \text{ m / min} \quad \beta = \tan^{-1} 20/40 = 26.6^\circ$$

Step 1 From Eq.(8-5) compute the wet face distance "a" as

$$a = \frac{d}{\cos \beta} \cdot \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \quad (\beta \leq 30^\circ) \dots\dots 8.5$$

$$a = \frac{67.6}{\cos 26.6} \cdot \sqrt{\frac{67.6^2}{\cos^2 26.6} - \frac{18.5^2}{\sin^2 26.6}} \quad (\beta \leq 30^\circ)$$

$$a = 75.6 - 63.3 = 12.3 \text{ m}$$

Step 2 From Eq.(8-4)

$$q = k \cdot a \cdot \sin \beta \cdot \tan \beta \quad \dots\dots 8.4$$

$$q = (4 \times 10^{-4}) (12.3) (\sin 26.6) (\tan 26.6)$$

$$q = 11.03 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{min} / \text{m of width}$$

This value compares very well to  $12.8 \times 10^{-4}$  obtained from using flow nets in Example 8-2

### 8.8 THE FLOW NET WHEN $k_x \neq k_y$

ในกรณีที่ดินมีค่า  $k_x$  และ  $k_y$  มีค่าไม่เท่ากัน มีวิธีคำนวณดังนี้

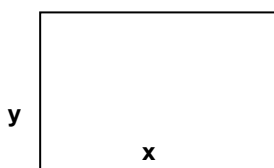
- 1) ใช้วิธีการเปลี่ยนแปลงระยะของเขื่อนดินที่เรียกว่า transformed dimension
- 2) กำหนดให้

$$u^2 = \frac{k_x}{k_y}, \quad u = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}}$$

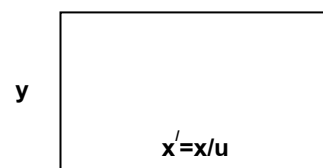
- 3) หาค่า  $x'$  จาก

$$x' = \frac{x}{u}$$

- 4) เขียนหน้าตัดเขื่อนโดยใช้ระยะ  $x$  เป็น  $x'$  ส่วน  $y$  เหมือนเดิม เขียน Flow net เป็นสี่เหลี่ยมจัตุรัส



- หน้าตัดเดิม



- หน้าตัดใหม่  
(Transformed dimension)

**Computation of Seepage Quantity when  $k_x \neq k_y$**

เมื่อเขียน Flow net บนหน้าตัดที่เปลี่ยนแปลงระยะเสร็จแล้ว โดย Flow net เป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส สามารถคำนวณหาปริมาณน้ำที่ไหลซึมได้ดังนี้

$$q = k' (h) \frac{n_f}{n_d}$$

โดย  $k' = \sqrt{k_x \cdot k_y}$  .....8.6

**8.9 CONTROL OF SEEPAGE THROUGH DAMS( การควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลผ่านเขื่อนดิน)**

ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านเขื่อนดินจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับองค์ประกอบดังนี้

- The coefficient of permeability,  $k$
- The differential head  $h$  across the flow path
- The length of the flow path (or number of drops,  $n_d$ )
- Number of flow paths (or area)

วิธีการควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลซึมให้น้อยลง

ใช้การ Grout หรือนำดินที่มีค่า  $k$  ต่ำมาทำเป็นแกน (core)หรือทำ cut of wall ดังรูป

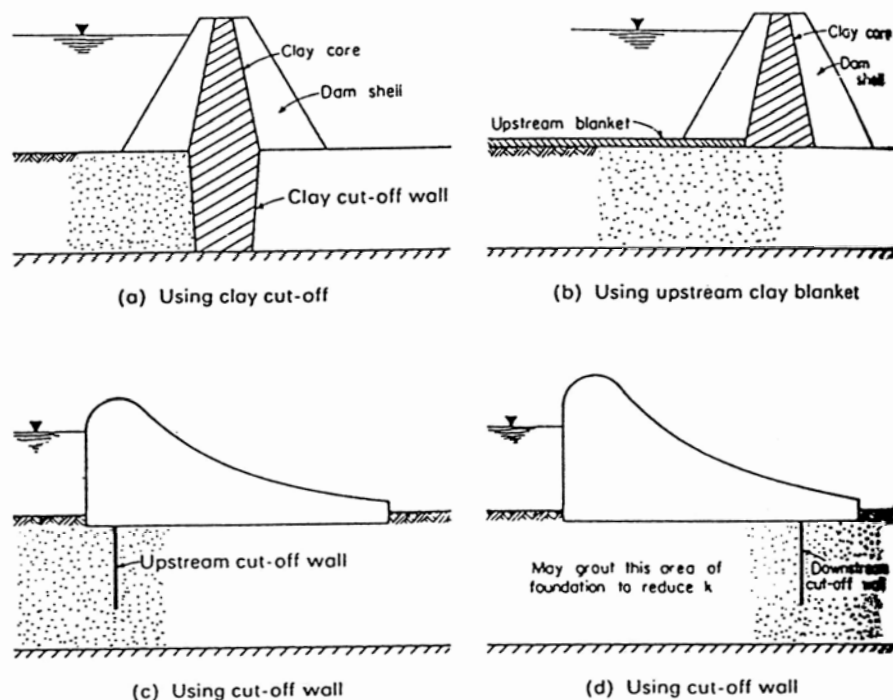
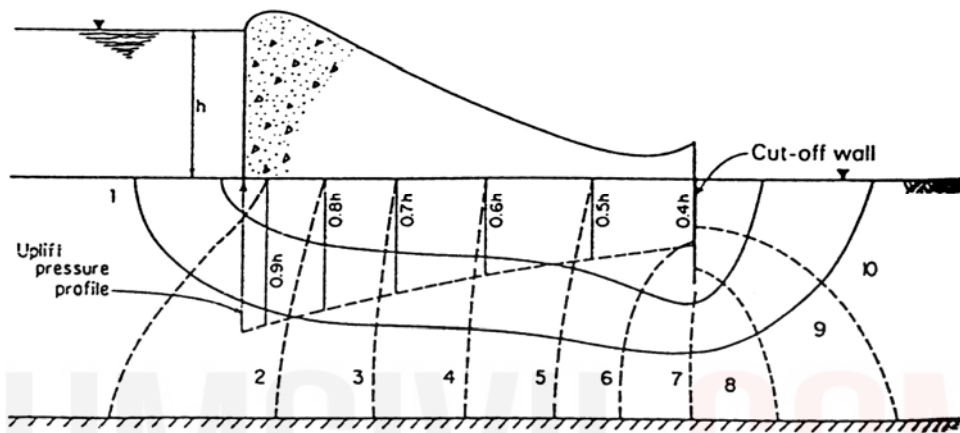


Figure 9-13 Several methods of controlling seepage. Note that foundation grouting may be used parts b to d. Foundation grouting may be used in lieu of the cut-off walls shown in parts c and d.

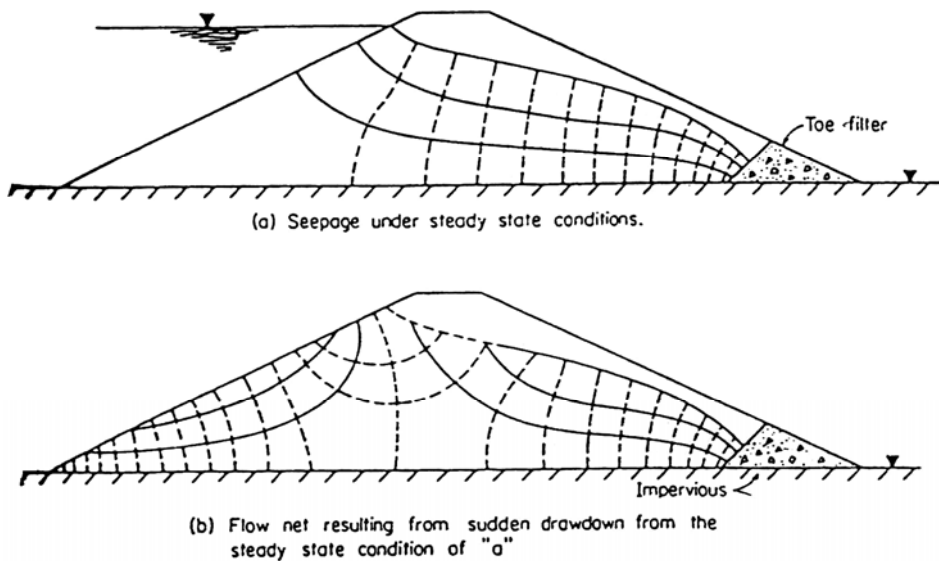




รูปแสดง การคำนวณหาค่า Uplift pressure ของน้ำใต้เขื่อน

**8.10 Sudden drawdown and seepage forces**

ในสภาวะน้ำด้านหน้าเขื่อนลดลงอย่างรวดเร็ว การเขียน Flownet จะเปลี่ยนแปลงไป



**Figure 9-15** Flow net resulting from a sudden drawdown.

- ในลักษณะเช่นนี้จะเกิดอันตรายด้านหน้าของเขื่อน เนื่องจากการออกแบบไม่ได้ป้องกันการไหลซึมของน้ำออกจากด้านหน้าเขื่อน
- ดังนั้นในทางปฏิบัติจะค่อยๆลดระดับหน้าเขื่อนเป็นระยะๆ ไม่ลดลงทันทีทันใด

**8.11 Piping and control of piping**

คือการที่น้ำไหลซึมและมีแรงดันของน้ำมากพอที่จะพาเอาเม็ดดินออกมาด้วยเรียกว่าเกิด "Piping" ในกรณีเขื่อนจะเกิดขึ้นเมื่อเพิ่มค่า Hydraulic gradient เช่นในการเกิดอุทกภัยด้านหน้าเขื่อนหรือมีการขุดด้านท้ายเขื่อน

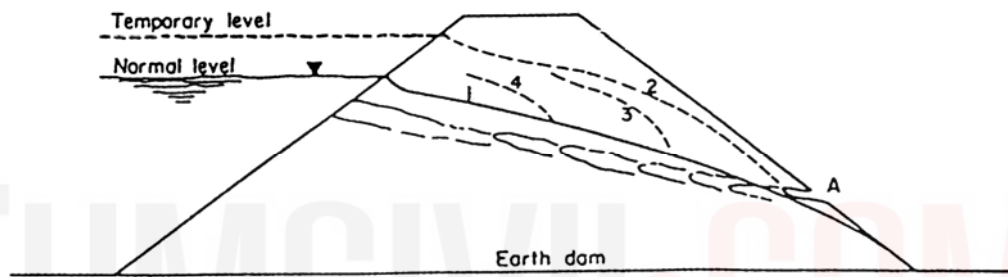


Figure 9-16 Formation of a "piping" condition.

**The U.S. Corps of Engineers**

ได้แนะนำว่าอัตราส่วนระหว่าง  $D_{50}$  ของ filter กับ Protected Soil ดังนี้

$$\frac{D_{15}(\text{filter})}{D_{50}(\text{protected soil})} \leq 25 \dots\dots 8.7$$

การป้องกันการเกิด Piping สามารถป้องกันได้ในเขื่อนดินโดยใช้ filter หรือ graded filter ตรงบริเวณทางออก เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำไหลและนำเอาเม็ดดินออกมาได้

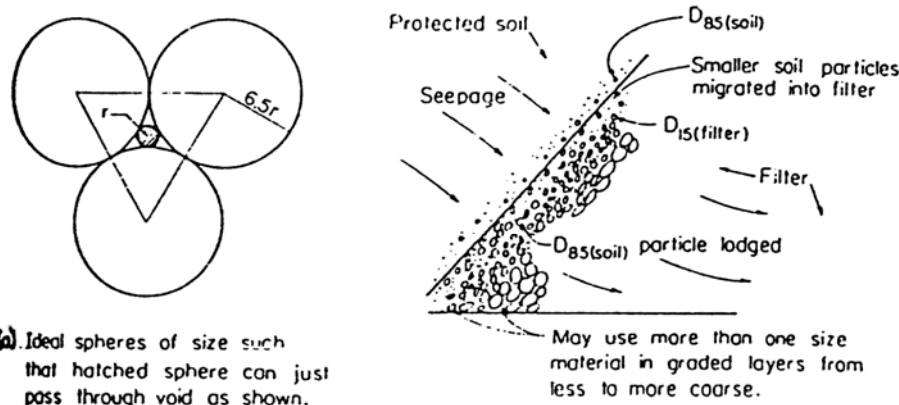


Figure 9-17 Soil-filter concept: (a) relative diameters of ideal spheres so that a particle can just pass through filter spheres; (b) interface of exit face and filter.

**Bertram(1940)** ได้ทำการทดลองและพบว่าลักษณะของ filter ดังนี้

$$\frac{D_{15}(\text{filter})}{D_{85}(\text{protected soil})} < 4 \text{ to } 5 \quad \dots\dots 8.8$$

นั่นคืออัตราส่วนของ Piping หมายถึง  $D_{15}$  ของ filter จะมีค่าไม่มากกว่า 4 - 5 เท่าของ  $D_{85}$  ของ Protected Soil หรือหมายถึง

$$\frac{D_{15}(\text{filter})}{D_{15}(\text{protected soil})} > 4 \text{ to } 5 \quad \dots\dots 8.9$$

#### แบบฝึกหัด

- จงเขียนตาข่ายการไหลของน้ำและหาปริมาณน้ำที่ไหลผ่านใต้ sheet pile ที่ตอกลงไปลึก 5.3 เมตร จากระดับดิน ของชั้นดินหนา 14 เมตร ใต้ชั้นดินนี้จะเป็นชั้นดินที่น้ำซึมผ่านยาก สมมุติว่า sheet pile ต่อกันน้ำสูงจากระดับดินเดิมเท่ากับ 4 เมตร กำหนดให้ค่า สปส.การไหลซึมในทุกทิศทาง เท่ากับ  $3.5 \times 10^{-3}$  ซม./ วินาที

## บทที่ 9

## การยวบอัดตัวและทรุดตัวของดิน

## Consolidation and Settlement

## 9.1 คำนำ

- มวลดินในสภาพธรรมชาติที่อยู่ลึกลงไปต่ำจากระดับผิวดินต้องรับหน่วยแรงกดอัด อันเนื่องมาจากน้ำหนักของมวลดินเอง ที่ตกตะกอนทับถมซึ่งอยู่เหนือชั้นกว่า
- มวลดินนั้นจะยวบอัดตัวและเกิดการทรุดตัวตามปกติธรรมชาติ
- หากมีหน่วยแรงจากภายนอกมากระทำเพิ่ม เช่นการถมดิน หรือจากการถ่ายน้ำหนักของฐานรากโครงสร้าง หรือแม้แต่ การลด-เพิ่ม ของระดับน้ำใต้ดิน
- มวลดินในชั้นต่างๆ เหล่านี้จะยวบอัดตัวและมีการทรุดตัวเพิ่มขึ้น
- น้ำหนักของชั้นดินทับถมซึ่งอยู่เหนือชั้นกว่า หรือหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำเพิ่มนี้จะทำให้ความดันน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีค่าลดลง เพราะน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะถูกขับให้ไหลซึมหรือระบายออกไป

$$\sigma' = \sigma - u$$

- เป็นผลให้หน่วยแรงประสิทธิผลในเม็ดดินมีค่าเพิ่มมากขึ้น เม็ดดินจึงเคลื่อนตัวเข้าหากัน ปริมาตรของดินจึงลดลง ซึ่งเป็นสาเหตุให้มวลดินเกิดการทรุดตัว
- การศึกษาเกี่ยวกับการยวบอัดตัวของดิน ( compressibility) มักพิจารณาเฉพาะมวลดินเม็ดละเอียด เช่นพวก Silt หรือ Clay เพราะมวลดินจำพวกนี้ ยอมให้น้ำไหลซึมเข้าออกได้ช้า ๆ เนื่องจากมีค่า สปส.การไหลซึม ต่ำ
- ฉะนั้น ดิน Silt หรือ Clay จะมีอัตราการยวบอัดตัวรวมทั้งการทรุดตัวของมวลดินจึงเป็นไปอย่างช้า ๆ
- ดินจำพวกกรวด หรือ หิน จะยวบอัดตัวและทรุดตัวภายในระยะเวลาอันสั้น เพราะมวลดิน พวกนี้ มีค่า สปส.การไหลซึม สูง น้ำซึมเข้า ออกได้ง่าย
- ในบทนี้จะกล่าวขบวนการยวบอัดตัวของดิน ความสามารถต้านทานการยวบอัดตัวคายน้ำของดิน ( compressibility ) ซึ่งจะพบว่า เป็นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดอัด (compressive stress ) กับหน่วยการยวบอัดตัว ที่ มักเรียกว่า ความเครียด (strain)
- ดัชนีคุณสมบัติการทรุดตัวจะนำไปใช้คาดคะเนการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวของดิน

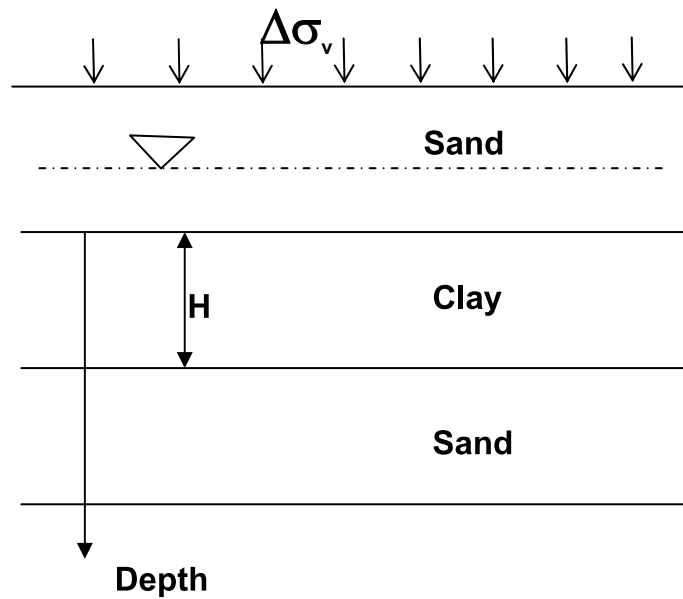
## 9.2 ขบวนการยวบอัดตัวคายน้ำของดิน

พิจารณาดินเหนียวอิมิตัวด้วยน้ำหนักหนา H ซึ่งอยู่ระหว่างชั้นทรายแน่นทั้งด้านบนและด้านล่าง ดังรูป

- สมมุติว่ามีหน่วยแรง  $\Delta\sigma_v$  กระทำเพิ่มและตั้งฉากกับพื้นผิวดิน เช่น จากน้ำหนักของดินถมหรือจากแรงภายนอก ( หน่วยแรงกระทำ)
- มวลดินในชั้นดินเหนียวที่พิจารณาจะต้องรับหน่วยแรงกดอัดที่กระทำนี้โดยได้จากความดันของน้ำในช่องว่างของเม็ดดินที่เพิ่มขึ้นอันเนื่องมาจากหน่วยแรงภายนอกหรือเรียกว่าความดันน้ำส่วนที่เกิน ( excess pore water pressure ,  $\Delta u$  ) และจากหน่วยแรงประสิทธิผลในเม็ดดิน ( $\Delta\sigma'_v$  ) ตามสมการ(หน่วยแรงต้าน)

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + \Delta u \quad \dots\dots\dots 9.1$$

- ในตอนแรกที่มีมวลดินเริ่มรับน้ำหนัก ( t = 0 ) น้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน จะรับหน่วยแรงที่กระทำทั้งหมด



จากสมการ 
$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + \Delta u \quad \dots\dots\dots 9.1$$

at  $t=0$  หน่วยแรงที่กระทำ =  $\Delta\sigma_v$

หน่วยแรงต้าน =  $\Delta\sigma'_v + \Delta u = 0 + \Delta u = 0 + \Delta\sigma_v$

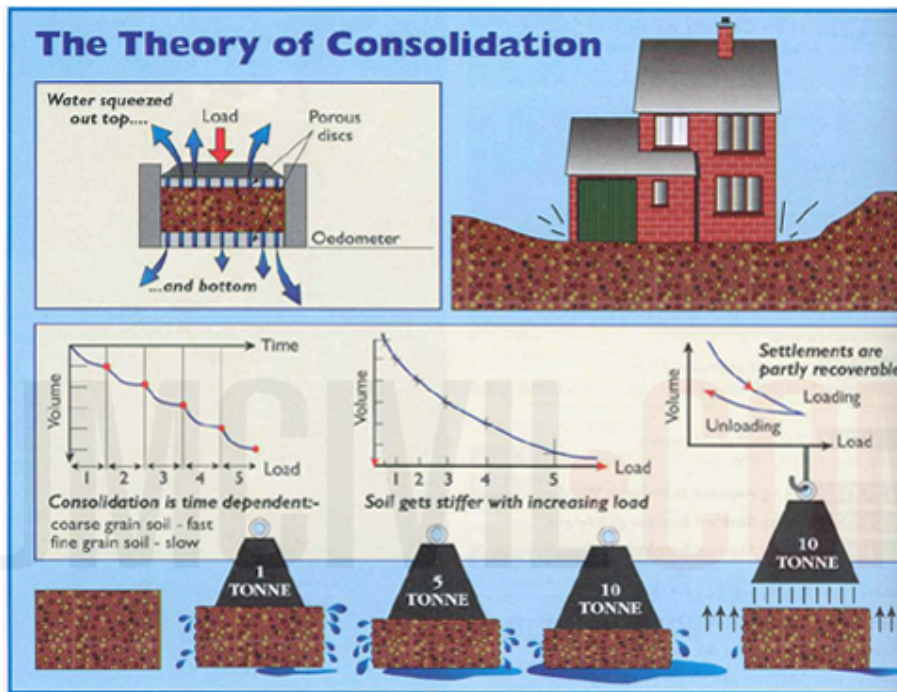
- ครั้นเวลาผ่านไป ( $0 < t < \infty$ ) โดยที่ยังคงมีหน่วยแรงกดอัด  $\Delta\sigma_v$  กระทำคงที่
- น้ำที่อยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะระบายออกไปสู่ชั้นทรายทั้งสองด้าน เนื่องจากน้ำเป็นวัสดุที่ไม่สามารถกดอัดได้ (incompressible)
- ฉะนั้นความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้น ณ ตำแหน่งต่างๆในชั้นดินเหนียวก็จะมีค่าลดลงเรื่อยๆ คือ  $\Delta u < \Delta\sigma_v$
- โดยหน่วยแรงกดอัดที่กระทำจะถูกถ่ายไปให้กับเม็ดดินหรือเนื้อดิน ณ ตำแหน่งต่างๆในชั้นดินเหนียว นั่นคือ

$$\text{at } 0 < t < \infty \quad \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \Delta u > 0$$

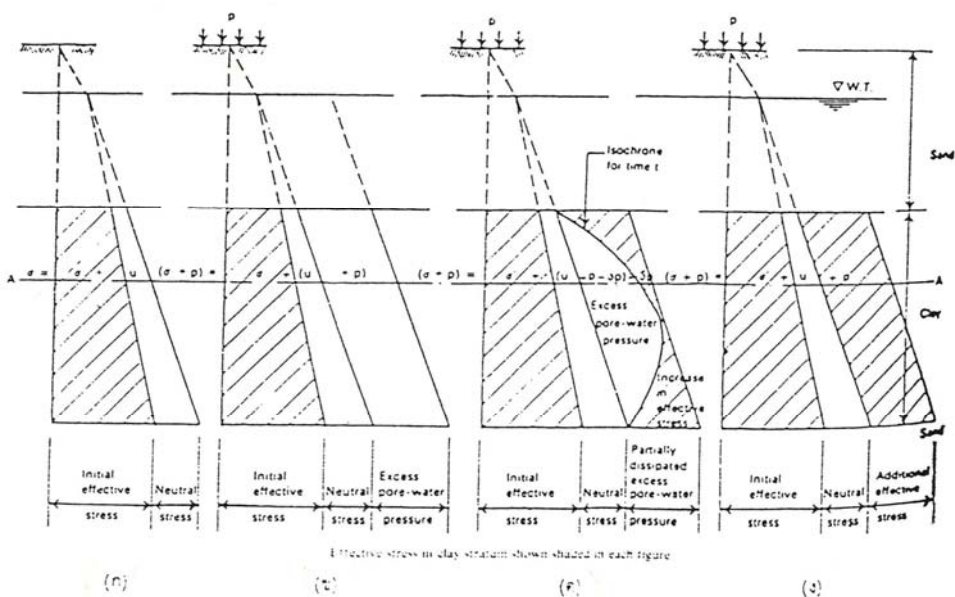
- ค่าของ  $\Delta\sigma'_v$  และ  $\Delta u$  ที่ตำแหน่งหรือระยะลึกต่างๆในชั้นดินเหนียวสำหรับเวลาหนึ่งที่ผ่านมาจะไม่เท่ากัน โดยขึ้นกับ
  1. เวลา
  2. ระยะทางที่น้ำสามารถระบายออกไป (drainage path) สู่ชั้นทราย
  3. ค่า สปส.การอัดตัวคายน้ำของมวลดิน (coefficient of consolidation,  $c_v$ )
- นั่นคือ ตรงชั้นของดินเหนียวที่อยู่ติดกับชั้นทราย น้ำจะระบายออกไปได้ทันที ดังนั้น ค่า  $\Delta u = 0$  ตรงส่วนนี้
- ส่วนที่ระยะความลึกต่างๆในชั้นดินเหนียวยังคงมีค่าของ  $\Delta u$  อยู่ ซึ่งมักจะสมมุติให้การกระจายตัวของความดันน้ำส่วนเกิน  $\Delta u$  เป็นรูปโค้งพาราโบลา
- ด้วยขบวนการเช่นนี้เม็ดดินจึงขยับเข้าหากันและทำให้ปริมาตรของมวลดินเริ่มลดลง ตลอดจนเกิดการทรุดตัวเรื่อยๆไป ไม่สิ้นสุด
- ในทางทฤษฎีเมื่อเวลาผ่านไปนานมาก คือที่เวลา  $t = \infty$  จะถือว่าความดันน้ำส่วนเกิน ณ ตำแหน่งต่างๆในชั้นดินเหนียว = 0

$$\begin{aligned} \text{at } t = \infty \quad \Delta\sigma'_v &= \Delta\sigma_v - \Delta u = \Delta\sigma_v - 0 \\ &= \Delta\sigma_v \end{aligned}$$

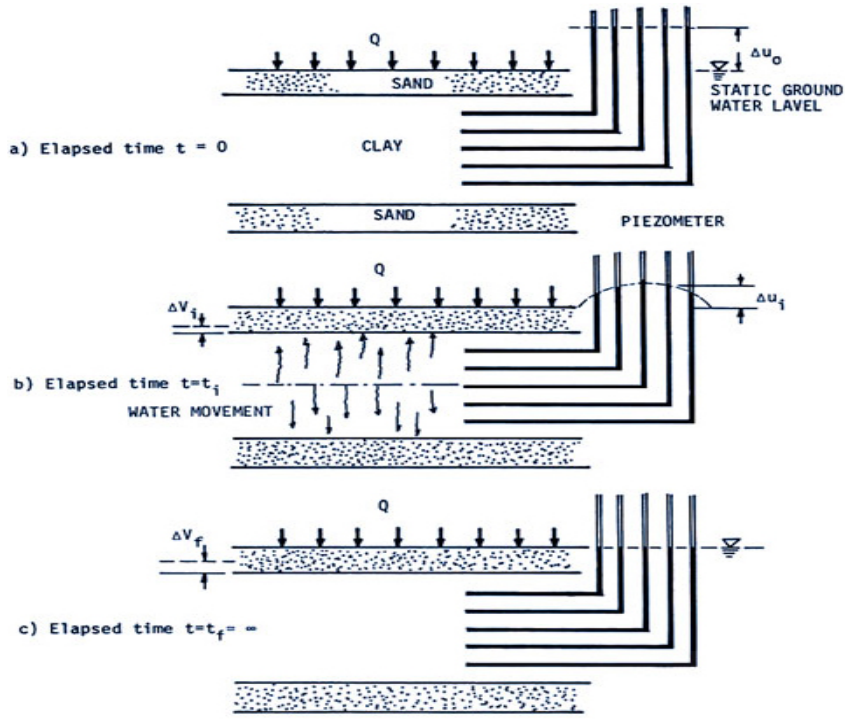
- ดังนั้นจะเห็นได้ว่า ขบวนการของการยุบอัดตัวในมวลดินภายใต้การกระทำของหน่วยแรงกดอัดที่เพิ่มขึ้นคงที่ค่าหนึ่ง จะทำให้ปริมาตรของมวลดินลดลงไปอย่างช้าๆ ตามกาลเวลา เพราะมีการคายน้ำออกไปจากมวลดินอย่างช้าๆ นั่นเอง และทำให้เม็ดดินรับหน่วยแรงกดอัดมากขึ้นเป็นลำดับจนกระทั่งมีค่าเท่ากับหน่วยแรงกดอัดที่กระทำนั้น สามารถ แสดงด้วยภาพต่างๆ ดังนี้



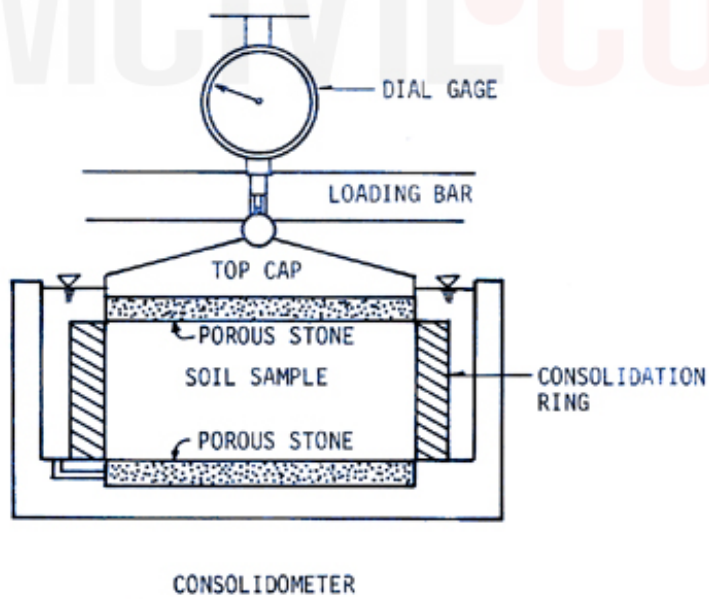
การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน



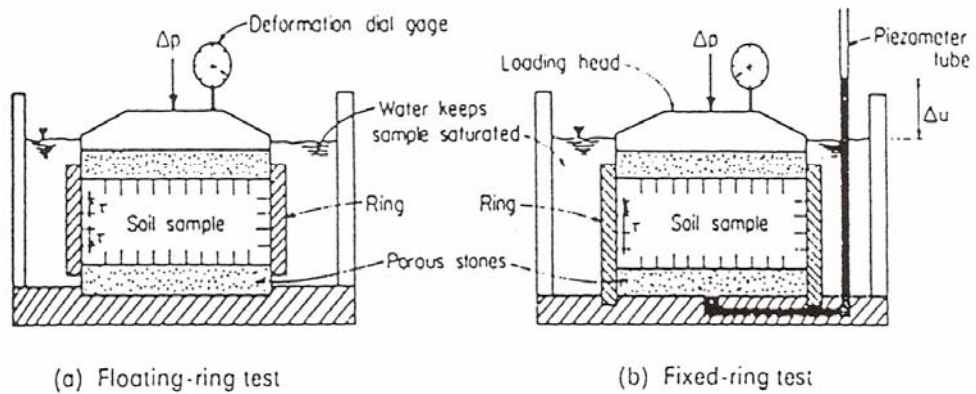




9.3 การทดสอบการยุบอัดตัวของดิน (Consolidation Test) หรือ การทดสอบการอัดคายน้ำ ลักษณะเครื่องมือดังรูป

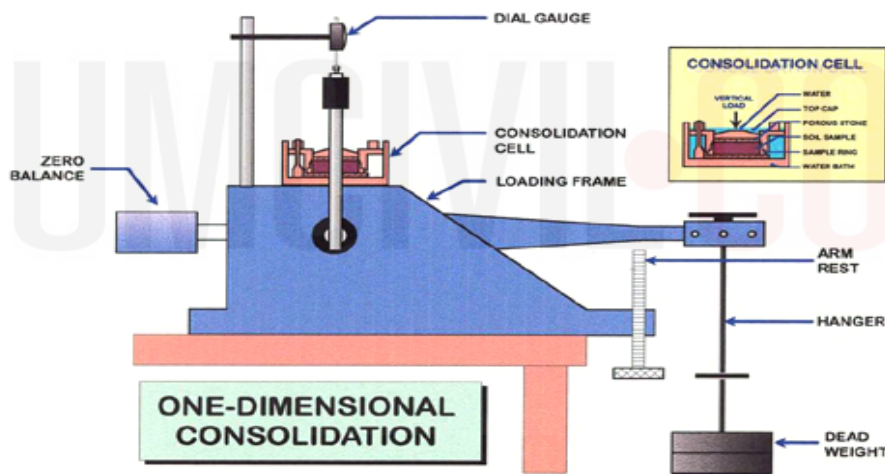


รูปแสดง Consolidation Apparatus



Floating ring test ,the sample can drain both top and bottom porous stone, the compression takes place from both faces of the soil sample .

Fixed ring test ,the sample can drain only through the top porous stone, as the ring fits tightly to the base .



**วิธีทดสอบ**

- 1.บรรจุตัวอย่างดินลงในแหวนเตรียมตัวอย่าง (Cutting Ring) เพื่อบังคับไม่ให้ดิน หนีออกจากด้านข้าง แล้วนำไปไว้ระหว่างหินพรุน (Porous stone) ที่ยอมให้น้ำซึมผ่านได้ง่าย 2 อัน ภายในภาชนะ (Cell) ซึ่งบรรจุน้ำ โดยให้ดินตัวอย่างอยู่ในสภาพอิ่มตัวตลอดเวลา
- 2.ใส่น้ำหนักกลงไปจำนวนหนึ่ง แล้ววัดการยุบอัดตัวในช่วงเวลาต่าง ๆ จากมาตรวัด(Dial Gauge) จนกระทั่งการยุบตัวจะมีค่าคงที่สำหรับน้ำหนักกดนั้น ๆหรือใช้เวลาประมาณ 24 ชั่วโมง
3. เพิ่มน้ำหนักกดขึ้นอีกจำนวนหนึ่ง เป็น 2 เท่าของน้ำหนักกดที่กระทำอยู่ก่อนแล้ว วัดการยุบอัดตัว เช่นเดียวกัน ทำเช่นนั้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งได้น้ำหนักกดครอบคลุม ถึงน้ำหนักกระทำที่ต้องการ ( ประมาณ 16 กก/ซม<sup>2</sup>)
4. ลดน้ำหนักกดลงจำนวนหนึ่ง วัดการขยายตัวหรือบวมตัวของดินต่อไปลดน้ำหนักกดลงอีก แล้วอัดเช่นเดิม จนกระทั่งดินไม่บวมตัวอีก
- 5 นำตัวอย่างดินออก ชั่งหาน้ำหนัก และปริมาณน้ำในดิน แล้วนำผลการทดสอบไปเขียนกราฟคำนวณหาค่าต่าง ๆ ได้



เนื่องจากตัวอย่างดินอิมัตว์ ดังนั้นจึงสามารถคำนวณหาอัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดินสุดท้าย  $e_f$  ได้จากสมการ

$$e_f = w_f \cdot G_s$$

- $e_f$  = อัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดินสุดท้าย
- $w_f$  = ปริมาณน้ำในมวลดินสุดท้าย
- $G_s$  = ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน

**9.4 Soil Consolidation**

ในการทดสอบ Consolidation , Terzaghi ได้ตั้งสมมติฐานว่า

- ✓ ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบ ต้องอยู่ในสภาพดินอิมัตว์ (S=100%)
- ✓ ปริมาณน้ำและขนาดของเม็ดดิน ถือว่าไม่สามารถยุบตัวอัดได้ (Incompressible)
- ✓ อัตราส่วนความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับน้ำหนักที่กด ( $\Delta e / \Delta P$ ) ถือว่าเป็นเส้นตรง
- ✓ ค่าสัมประสิทธิ์ของการไหลซึมของดิน (k) มีค่าคงที่
- ✓ Darcy's Law ใช้ได้เฉพาะกับดินเม็ดละเอียด
- ✓ อุณหภูมิที่ใช้ในการทดลองคงที่
- ✓ การยุบอัดตัวของดิน คิดในแนวดิ่ง (Vertical) และ One-dimension
- ✓ ตัวอย่างดินที่ใช้ทดสอบแบบคงสภาพ (Undisturbed)

เนื่องจากพฤติกรรมของดินในธรรมชาติ จะไม่เป็นไปตามข้อสมมติฐานเหล่านี้ทั้งหมด ดังนั้นจึงไม่สามารถที่จะคาดคะเนค่าการยุบอัดตัวของดินได้ถูกต้องแน่นอน ซึ่งจะต้องคำนึงถึงเสมอในการประมาณค่าของการทรุดตัว

**9.5 ค่าต่างๆที่ได้จากทฤษฎีของการยุบอัดตัวของดิน**

**9.5.1 สัมประสิทธิ์ของความสามารถในการยุบตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility,  $m_v$ )**

หมายถึง การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินต่อหน่วยปริมาตรเดิมเนื่องจากน้ำหนักหรือหน่วยแรงกดอัดที่เพิ่มขึ้น

$$m_v = \frac{\Delta v}{v_0} \frac{1}{\Delta p} = \frac{1}{v_0} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta p} \quad \dots\dots\dots 9.2$$

$v_0$  = ปริมาตรเดิมของดิน

$\Delta v$  = ปริมาตรของดินที่เปลี่ยนไป

$\Delta p$  = น้ำหนักหรือแรงกดอัดที่เพิ่ม

จะเห็นว่า ค่า  $m_v$  นี้เกี่ยวข้องกับการเปลี่ยนแปลงปริมาตร “ดังนั้นจึงใช้ในการคำนวณหาขนาดของการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน และจะแปรไปตามน้ำหนักหรือแรงกดที่กระทำ”

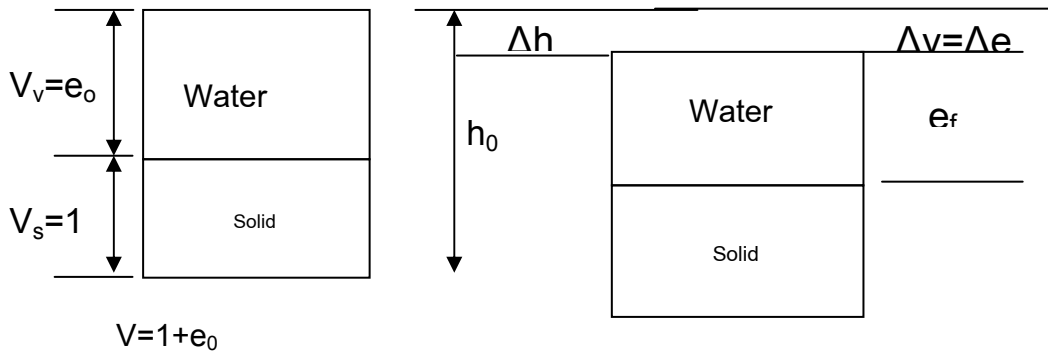
ค่าของ  $m_v$  สามารถหาได้จากการทดลองการยุบอัดตัวของดิน

ค่าของ  $m_v$  เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$m_v = \frac{\Delta v}{v_0} \frac{1}{\Delta p} = \frac{1}{v_0} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta p} = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \frac{1}{\Delta \sigma'_v} \quad \dots\dots 9.3$$

การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความสามารถในการยุบตัวเชิงปริมาตร ( $m_v$ )

ในการทดลองการยุบอัดตัวของดิน



จากสมการที่ 9.2 ค่าสัมประสิทธิ์ของความสามารถในการยุบตัวเชิงปริมาตร ( $m_v$ )

$$m_v = \frac{\Delta v}{v_o} \cdot \frac{1}{\Delta p} = \frac{1}{v_o} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta p} \dots\dots(a)$$

เนื่องจากดินถูกสมมติว่าไม่ขยายตัวทางด้านข้าง นั่นคือพื้นที่หน้าตัดคงที่ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรสามารถเขียนในเทอมของความหนาชั้นดิน  $h$  ได้

$$m_v = \frac{1}{v_o} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta p} = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta p} \dots\dots(b)$$

$h_o$  = ความหนาของชั้นดินเริ่มต้น

$\Delta h$  = ความหนาของชั้นดินที่เปลี่ยนไป

และเนื้อดินถูกสมมติว่า ไม่สามารถยุบอัดตัวลงได้ ดังนั้นในสมการการเปลี่ยนแปลงปริมาตรใดๆของดิน ก็คือการเปลี่ยนแปลงช่องว่างนั่นเอง

$$m_v = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta p} = \frac{1}{1 + e_o} \cdot \frac{\Delta e}{\Delta p} \dots\dots(c)$$

ดังนั้นถ้าเอาผลจากการทดสอบการยุบอัดตัวของดิน มาเขียนเส้นสัมพันธ์ของความหนา  $h$  (แต่ละช่วงแรงดัน หรือภายหลัง 24 ชม.) กับหน่วยแรงกดอัด  $p$  จะได้

$$\text{Slope ของเส้นสัมพันธ์ จะได้} = \frac{\Delta h}{\Delta p}$$

แทนค่า  $\Delta h / \Delta p$  ก็จะสามารถหา  $m_v$  จากสมการ (b) ได้

โดยปกติจะนิยมหาค่า  $m_v$  จากสมการ (c) มากกว่า โดยเขียนเส้นสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่าง  $e$  กับ หน่วยแรงกด  $p$  จะทำได้ดังนี้

จากผลการทดลองการยุบอัดตัวของดิน สามารถหาอัตราส่วนช่องว่างสุดท้าย  $e_f$  และความหนาสุดท้าย  $h_f$  จะได้

$$e_o = e_f + \Delta e \dots\dots(d)$$

$$\text{จากรูป} \quad \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{\Delta h}{h_o}$$

$$\frac{\Delta e}{\Delta h} = \frac{1 + e_o}{h_o} = \frac{1 + e_f + \Delta e}{h_o} \dots\dots\dots(e)$$

$$\Delta h \text{ สุดท้าย} = h_o - h_f$$

สามารถหาค่า  $\Delta e$  สุดท้ายได้จากสมการ (e) เมื่อทราบ  $h_o$ ,  $\Delta h$ ,  $e_f$  (s.e=w.Gs) และหาค่า  $e_o$  จากสมการ (d) จากสมการ (e)

$$\frac{\Delta e}{\Delta h} = \frac{1 + e_o}{h_o}$$

$$\Delta e = \frac{1 + e_o}{h_o} \cdot \Delta h \dots\dots\dots(f)$$

$$e = e_o - \Delta e \dots\dots\dots(g)$$

$$\frac{1 + e_o}{h_o} = \text{constant} \quad , \quad \Delta h \text{ ได้จากการทดลอง}$$

$\Delta e$ ,  $e$  ได้จากสมการ (f), (g) ตามลำดับ

เขียนเส้นสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  และ  $p$  จะได้เส้นโค้งของการยุบตัว

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

นั่นคือ  $m_v$  = slope ของเส้นโค้งของการยุบตัวหารด้วยปริมาณเดิมของตัวอย่าง  
หมายเหตุ หาค่า  $e_o$ ,  $\Delta e$ ,  $\Delta p$  เขียนกราฟ

สรุปการหาค่า  $m_v$  จากการทดลอง Consolidation

1 หาค่า  $e_f$  จาก  $e_f = w_f \cdot G_s$

2 หาค่า  $\Delta e$  จาก

$$\frac{\Delta e}{\Delta h} = \frac{1 + e_f + \Delta e}{h_o} \dots\dots\dots(e)$$

$$\Delta h \text{ สุดท้าย} = h_o - h_f$$

3 หาค่า  $e_o$  จาก  $e_o = e_f + \Delta e$

4 หาค่าความสัมพันธ์ ระหว่าง  $\Delta h$  และ  $\Delta e$

$$\frac{\Delta e}{\Delta h} = \frac{1 + e_o}{h_o} \dots\dots\dots(e)$$

5 คำนวณในรูปของตารางของ  $e$  ตามค่า แรงดันต่างๆ( $p$ )

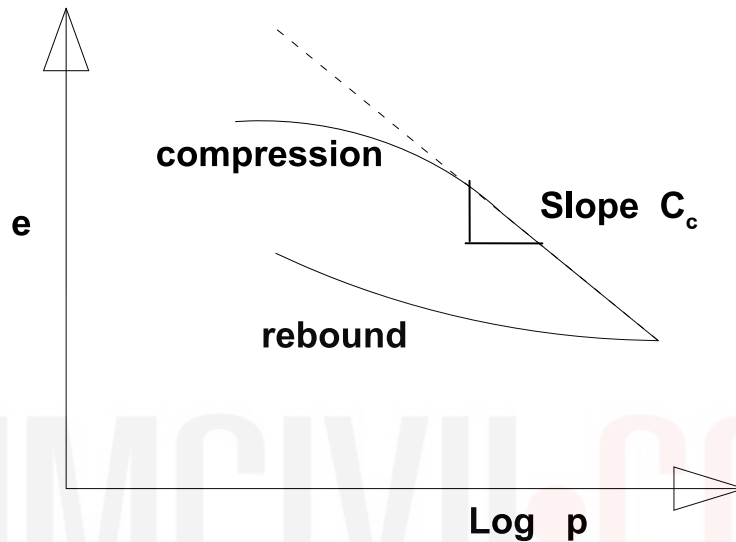
6 เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  กับ  $p$

7 หาค่า  $m_v$  จากสมการ (c)

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

**9.5.2 ดัชนีการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ )**

หมายถึง ความลาดเอียงของเส้นสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ ,  $\log P$  ในส่วนที่เป็นเส้นตรงตั้งรูป (จากผลการทดลองการยุบอัดตัวของดิน)



หรือเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} = - \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_1}{p_2}} \dots\dots 9.4$$

$e_1$  = อัตราส่วนช่องว่างที่รีงกดอัด  $p_1$

$e_2$  = อัตราส่วนช่องว่างที่รีงกดอัด  $p_2$

หรืออาจจะหาค่า  $C_c$  ได้จากสมการสำเร็จรูปดังนี้

**Terzaghi และ Peck ( 1967 )** สำหรับดินเหนียวคงสภาพ ที่มีความไวตัวต่ำถึงปานกลาง ( ความไวตัวน้อยกว่า 4 )

$$C_c = 0.009(L.L. - 10\%) \text{ มีค่าประมาณ } 0.2 - 0.5 \dots\dots 9.5$$

**L.L. = Liquid Limit of soil.**

หมายเหตุ ในดินชนิดเดียวกันจะมีค่า  $C_c$  เพียงค่าเดียว ไม่ว่า จะรับแรงกดอัดเท่าไรก็ตาม

**Skempton ( 1944 )** สำหรับดินเหนียวเปลี่ยนสภาพ ( remoulded clay)

$$C_c = 0.007(L.L. - 10\%)$$

**9.5.3 ดัชนีการขยายตัว ( Expansion หรือ swelling index:Cs)**

ความลาดเอียงของเส้นสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  ,  $\log P$  ในส่วนที่ดินพองตัวหรือขยายตัว(expansion curve ) แสดงถึงการเพิ่มขึ้นของปริมาตรเมื่อเอาหน่วยแรงกดออกไป หรือเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_1 - p_2}{p_1}} \dots\dots\dots 9.6$$

$e_1$  = อัตราส่วนช่องว่างที่แรงกดอัด  $p_1$   
 $e_2$  = อัตราส่วนช่องว่างที่แรงกดอัด  $p_2$

ปกติจะถือว่ากราฟส่วนนี้มีความลาดเอียงเท่ากับกราฟส่วนที่มีการอัดตัวซ้ำ นั่นคือ ให้ดัชนีการอัดตัวซ้ำ ( recompression index :  $C_r$ ) มีค่าเท่ากับดัชนีการขยายตัว ซึ่งค่าของ  $C_r$  หรือ  $C_s$  อาจประมาณ 1/5 ถึง 1/10 ของค่า  $C_c$  ดังรูป

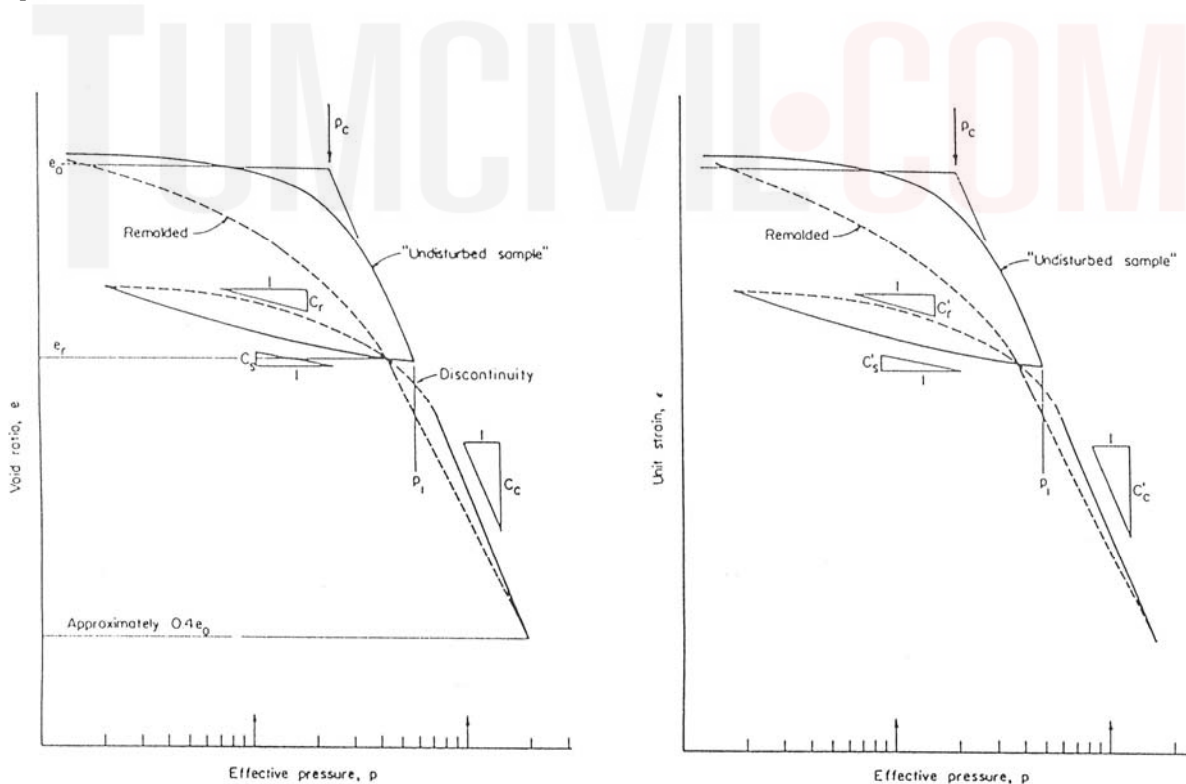


Figure 11-2 Compression plots illustrating the qualitative effect of a load-reload cycle. Note that either void ratio versus  $\log p$  or strain versus  $\log p$  gives a curve of similar shape.

**9.5.4 สัดส่วนการอัดตัว ( Consolidation ratio : CR)**

เป็นความลาดเอียงของกราฟ  $\epsilon_v - \log \sigma'_v$  ในส่วนที่เป็นเส้นตรง (virgin compression curve) แสดงถึงการลดลงของปริมาตรเมื่อมีหน่วยแรงกดอัดกระทำเพิ่มขึ้น (loading) เขียนเป็นสมการดังนี้

$$CR = -\frac{\Delta \epsilon_v}{\log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}} = -\frac{\Delta H/H_0}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{1}{1+e_0} C_c \quad \dots\dots 9.7$$

**9.5.5 สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ ( Reconsolidation ratio : RR)**

เป็นความลาดเอียงของกราฟ  $\epsilon_v - \log \sigma'_v$  ในส่วนที่ดินพองตัวหรือขยายตัว (expansion curve) หรือส่วนที่มีการอัดตัวซ้ำจะถือว่ามีความเท่ากัน เขียนเป็นสมการดังนี้

$$RR = \frac{\Delta \epsilon_v}{\log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}} = \frac{1}{1+e_0} C_r \quad \dots\dots 9.8$$

**9.5.6 สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวของดิน (Coefficient of Consolidation,  $C_v$ )**

หมายถึงความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดิน และความสามารถในการยุบอัดตัวของดิน เขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad \dots\dots 9.9$$

$k$  = Coefficient of permeability.

$\gamma_w$  = Unit weight of water = 9.807 kN/m<sup>3</sup>

จะเห็นว่า ค่า  $C_v$  นี้เกี่ยวข้องกับการไหลซึมของน้ำในดิน ดังนั้นจึงใช้ในการคำนวณหาเวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวของดินหรืออัตราการทรุดตัวของดิน

ค่าของ  $C_v$  สามารถหาได้จากการทดลองการยุบอัดตัวของดิน

**9.5.6 อัตราความเร็วของการยุบอัดตัว (Rate of Consolidation:  $t$ )**

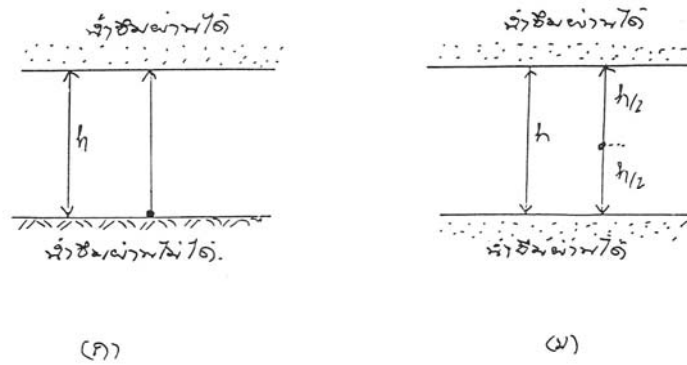
คือ เวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวของดิน ( $t$ ) หาได้จากการสมการดังนี้

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{C_v} \quad \dots\dots 9.10$$

$d$  = ระยะทางไกลที่สุดที่น้ำไหลออกจากดิน (Drainage path)

$T_v$  = Time factor

$C_v$  = สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวของดิน (Coefficient of Consolidation)



รูป (ก)  $d =$  ความหนาของชั้นดิน  $= h$   
 รูป (ข)  $d =$  ครึ่งความหนาของชั้นดิน  $= h/2$

ในการทดสอบการยุบอัดตัวของดินในห้องปฏิบัติการมีหินพรุนอยู่ทางด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน ดังนั้น  $d$  จึงเท่ากับครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่าง

**9.5.7 ระดับขั้นการยุบอัดตัวของดิน (Degree of Consolidation,  $U_v$ )**

หมายถึงอัตราส่วนของการทรุดตัวภายหลังช่วงเวลา  $t$  ต่อการทรุดตัวสุดท้ายทั้งหมด เป็นเปอร์เซ็นต์

$$U_v = \frac{\text{Settlement after time } t}{\text{Total final Settlement}} \times 100\% \quad \dots\dots 9.11$$

ถ้าสามารถเขียนเส้น Isochrone ของรูปการเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบตัวของดิน จากการวัดแรงดันน้ำส่วนเกิน ในสถานที่ก่อสร้างได้ก็จะสามารถหาค่า  $U_v$  ได้โดยตรง

**9.5.8 Time Factor ( $T_v$ )**

เป็นค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับระดับขั้นของการยุบอัดตัวของดิน ( $U_v$ ) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $T_v$  และ  $U_v$  ขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ เช่น การกระจายตัวของน้ำหนัก ลักษณะแรงดันน้ำส่วนเกินเริ่มแรก ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน

$$U_v < 60\% \quad T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \quad \dots\dots 9.12$$

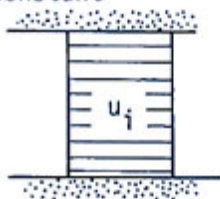
$$U_v > 60\% \quad T_v = -0.933 \log(1 - U_v) - 0.0851 \quad \dots\dots 9.13$$

หรือสามารถหา  $T_v$  จากตาราง

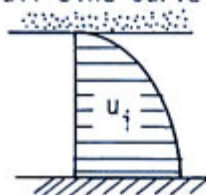
ตาราง Time Factor

PERCENTAGE OF CONSOLIDATION, $U_v$	Time Factor $T_v$		
	CASE 1	CASE 2	CASE 3
0	0	0	0
5	0.0020	0.0030	0.0208
10	0.0078	0.0111	0.0427
15	0.0177	0.0238	0.659
20	0.0314	0.0405	0.904
25	0.0491	0.0608	0.187
30	0.0707	0.0847	0.128
35	0.0962	0.112	0.145
40	0.126	0.143	0.207
45	0.159	0.177	0.242
50	0.197	0.215	0.281
55	0.239	0.257	0.324
60	0.286	0.305	0.371
65	0.342	0.359	0.435
70	0.403	0.422	0.488
75	0.477	0.495	0.562
80	0.567	0.586	0.652
85	0.674	0.702	0.769
90	0.848	0.867	0.933
95	1.129	1.148	1.214
100	$\infty$	$\infty$	$\infty$

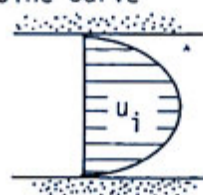
Case I  
Initial Pore Pressure  
Constant



Case II  
Initial Pore Pressure  
Half Sine Curve



Case III  
Initial Pore Pressure  
Sine Curve





หรือหาจาก 
$$C_v = \frac{T_v \cdot d^2}{t}$$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{d^2}$$

**สรุป ค่าต่าง ๆที่ใช้ในการหาค่าการยุบอัดตัวของดิน**

- ✓ สัมประสิทธิ์ของความสามารถในการยุบตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Compressibility,  $m_v$ ) ในดินชนิดเดียวกันจะมีหลายค่าขึ้นอยู่กับความดัน ใช้ในการคำนวณหาขนาดของการทรุดตัว
- ✓ ดัชนีการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ ) ในดินชนิดเดียวกัน จะมีค่าเดียว ใช้ในการคำนวณหาขนาดการทรุดตัว
- ✓ สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวของดิน (Coefficient of consolidation,  $C_v$ ) ในดินชนิดเดียวกัน จะมีหลายค่าขึ้นอยู่กับค่า  $m_v$  ใช้คำนวณหาเวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวของดิน
- ✓ อัตราความเร็วของการยุบอัดตัว (Rate of Consolidation) คือ เวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวของดิน ,  $t$
- ✓ ระดับชั้นการยุบอัดตัวของดิน (Degree of Consolidation,  $U_v$ ) อัตราส่วนของการทรุดตัวช่วงเวลา  $t$  ต่อการทรุดตัวทั้งหมด เป็น %
- ✓ Time Factor ( $T_v$ ) ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับค่า  $U_v$

**9.6 การหาค่าสัมประสิทธิ์ของการยุบตัวของดิน ( $C_v$ )**

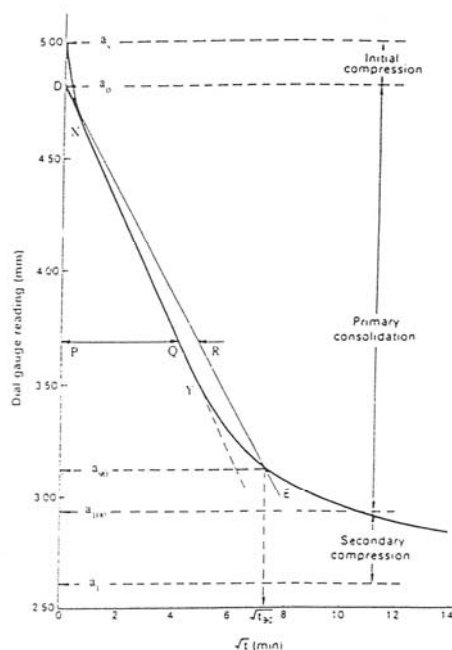
หาได้ 3 วิธีดังนี้

(1) หาค่า  $C_v$  ได้จากสมการ ที่ 9.9

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \dots\dots 9.9$$

**(2) Square root time fitting method ของ Taylor**

โดยเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Square root ของเวลากับการยุบตัว ดังรูป



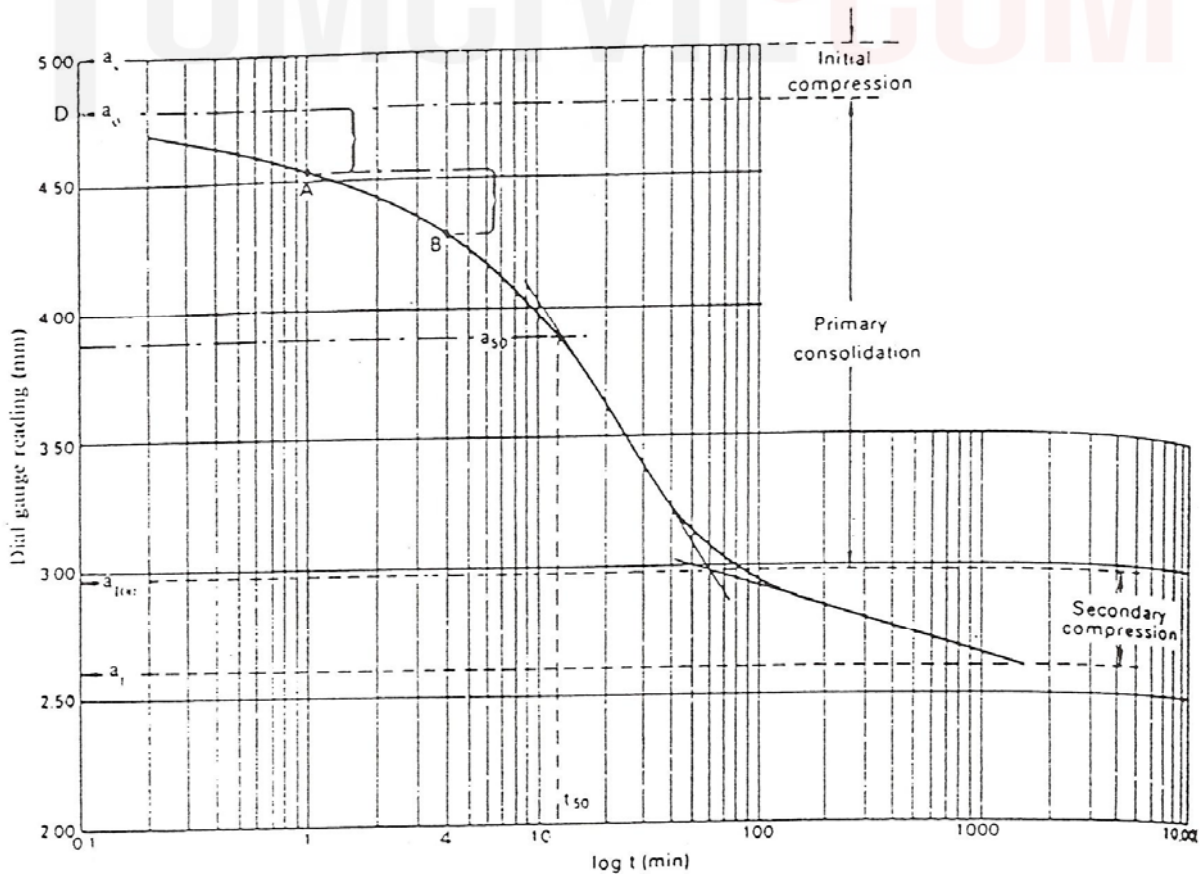
รูปที่ The root time method

- เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างรากที่สองของเวลากับการยุบตัวหรือค่าจากการอ่านมาตรวัด (Dial guage reading) ซึ่งจะมีช่วงที่เป็นเส้นตรง (xy) ส่วนช่วงที่บิดไปตอนแรกนั้น เนื่องจาก Deflection ของเครื่องมือหรืออากาศในดิน ในกรณีที่ระดับความอิ่มตัวต่ำกว่า 100% ดังนั้นจึงแก้ด้วยการตัดเส้นตรง yx กลับไป ตัดแกนตั้งที่ D และถือว่าจุดนี้เป็นจุดการยุบอัดตัวของดินเป็นศูนย์ จากจุดเริ่มแรกจนถึงจุดนี้เรียกว่า Initial Compression หรือ Oedometer Settlement
- เส้นที่ลากจากจุด D ผ่านจุดที่มีอัตราส่วน PQ : PR = 1 : 1.15 จะไปตัดเส้นกราฟที่จุดการยุบอัดตัวของดิน = 90% ดังนั้นหา  $t_{90}$  ได้
- หาจุดการยุบอัดตัวของดินเท่ากับ 100 % ในแกนตั้งได้โดยใช้ มาตรฐานเดียวกันกับช่วงจากจุดการยุบอัดตัวของดิน 0-90% ที่หาได้แล้ว และช่วง 0-100% เรียกว่า Primary Consolidation หรือ Consolidation Settlement
- ช่วงจากการยุบอัดตัวของดิน 100 % ไปจนถึงค่าที่อ่านได้จาก การทดสอบที่เวลา 24 ชม.เรียกว่า Secondary Compression หรือ Secondary Settlement
- ที่  $U_v = 90\%$  ,  $T_v = 0.848$  (จากตาราง)

$$C_v = \frac{T_v \cdot d^2}{t_{90}} = \frac{0.848d^2}{t_{90}} \dots\dots 9.12$$

d = ครึ่งหนึ่งของความหนาเฉลี่ยของตัวอย่างดินในช่วงแรงดันที่ต้องการหา

(3) การหาค่า  $C_v$  โดยวิธีของ Casagrande เรียกว่า Logarithm time fitting method (Log Time Method)



รูปที่ . The log time method

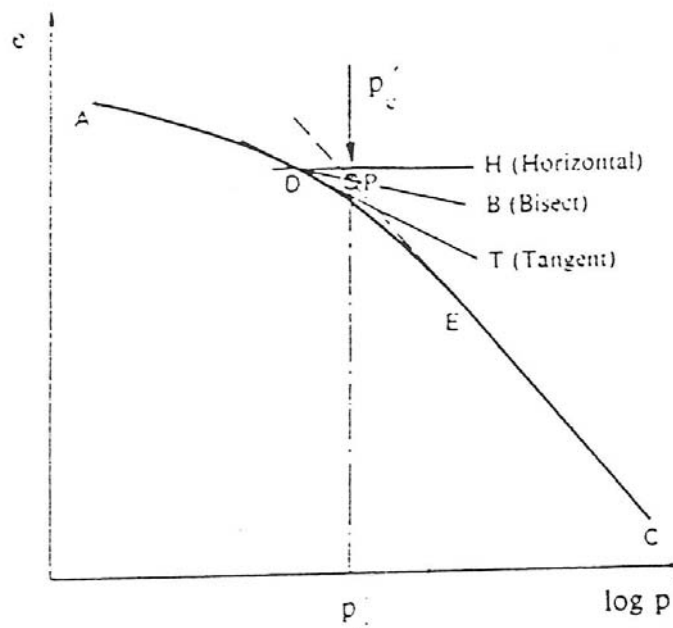
- เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $\log t$  กับการยุบตัวหรือ ค่าจากการอ่านมาตรวัดตั้งรูป หากจุดการยุบอัดตัวของดินเป็นศูนย์โดยเลือกจุด 2 จุดบนเส้นกราฟ (A และ B) ซึ่งมีค่า  $t$  เป็นอัตราส่วน 1:4 วัดระยะในแนวตั้งระหว่าง 2 จุดนี้แล้วต่อระยะนี้ขึ้นไปข้างบนก็จะได้จุด D บนแกนตั้งเป็นจุดการยุบอัดตัวของดินเป็นศูนย์ จากจุดเริ่มต้นจนถึงจุดนี้เรียกว่า Initial Compression หรือ Oedometer Settlement  
เลือกจุด 2 จุดบนเส้นกราฟ (A และ B) ซึ่งมีค่า  $t$  เป็นอัตราส่วน 1:4 วัดระยะในแนวตั้งระหว่าง 2 จุดนี้แล้วต่อระยะนี้ขึ้นไปข้างบนก็จะได้จุด D บนแกนตั้งเป็นจุดการยุบอัดตัวของดินเป็นศูนย์ จากจุดเริ่มต้นจนถึงจุดนี้เรียกว่า Initial Compression หรือ Oedometer Settlement
- ต่อส่วนที่เป็นเส้นตรง 2 ส่วนในกราฟ ซึ่งจะตัดกันที่จุดการยุบอัดตัวของดินเท่ากับ 100 % ช่วงระหว่างการยุบตัวของดินเท่ากับ 0-100% เรียกว่า Primary Consolidation หรือ Consolidation Settlement
- หาจุดการยุบอัดตัวของดินเท่ากับ 50% โดยแบ่งครึ่งระหว่าง 0-100% ในแกนตั้งแล้วลากไปตัดเส้นกราฟก็จะหา  $t_{50}$  ได้
- ช่วงจากการยุบอัดตัวของดินเท่ากับ 100% ไปจนถึงค่าที่อ่านได้จาก การทดลองที่เวลา 24 ชม. เรียกว่า Secondary Consolidation หรือ Secondary Settlement
- ที่  $U_v = 50\%$  ,  $T_v = 0.197$  (จากตาราง)

$$C_v = \frac{T_v \cdot d^2}{t_{50}} = \frac{0.197d^2}{t_{50}}$$

### 9.7 การหาแรงกดอัดสูงสุดในอดีต (Maximum Effective Past Pressure, $p_m$ , $\sigma'_{vm}$ )

จากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  หรือ  $\epsilon$  กับค่าของ  $\log p$  หรือ  $\log \sigma'_v$  ที่ได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำในลักษณะ 1 มิติ ของดินเหนียวตัวอย่างคงสภาพ (undisturbed sample) จะนำมาประมาณหาว่ามวลดินเคยรับหน่วยแรงกดอัดในอดีตเท่าใด (Preconsolidation pressure หรือ Maximum Effective Past Pressure :  $p_m$ ,  $\sigma'_{vm}$ )

โดยใช้วิธีกราฟฟิกที่เสนอโดย **A. Casagrande (1936)** โดยกราฟความสัมพันธ์ดังกล่าว ของมวลดินที่รับแรงกดอัดมาก่อนจะมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง และโค้งมากที่สุดเมื่อใกล้กับจุดของหน่วยแรงกดอัดเดิมในอดีต หลังจากนั้นกราฟจะเป็นเส้นตรง



1. หาจุด D ซึ่งเป็นจุดที่ส่วนโค้งมากที่สุด (Max curvature) บน Compression curve ช่วง A E
2. จากจุด D ลากเส้นสัมผัส (DT) และเส้นในแนวราบ (DH) แล้วลากเส้นแบ่งครึ่งมุมระหว่างเส้นทั้ง 2 นี้ (DB)
3. ต่อส่วนที่เป็นเส้นตรงของ Compression curve(CE) กลับไปตัดเส้นแบ่งครึ่งมุม DB ที่จุด P
4. จุด P นี้คือ Preconsolidation pressure ( $p'_c$ ) หรือ Max. past pressure ( $p_m$ )

### ความหมายคำบางคำที่ควรทราบ

**Normally Consolidation Clay (N.C.C)** หมายถึงดินเหนียวซึ่งเวลาที่ผ่านมาในอดีตยังไม่เคยรับแรงดันใด ๆ มากกว่าแรงดันที่อยู่เหนือจุดที่พิจารณาในปัจจุบันเลย

$$\text{ให้ } p'_0 = \text{แรงดันประสิทธิผลที่จุดพิจารณาในปัจจุบัน}$$

$$p'_c = \text{แรงดันประสิทธิผลที่จุดพิจารณาในอดีต}$$

$$\therefore p'_0 = p'_c$$

**Over Consolidation Clay (O.C.C)** หมายถึงดินเหนียวซึ่งเวลาที่ผ่านมาในอดีตเคยรับแรงดันใด ๆ มากกว่าแรงดันที่อยู่เหนือจุดที่พิจารณาในปัจจุบันมาก่อน ตัวอย่างเช่นในอดีตมีการปลูกสร้างอาคารบนมวลดินนี้ แต่ในปัจจุบันได้รื้อถอนอาคารนั้นออกไปหมดแล้ว เป็นต้น

$$\therefore p'_0 < p'_c$$

**Over Consolidation Ratio (O.C.R)** หมายถึงอัตราส่วนระหว่างค่าแรงดันประสิทธิผลในอดีตกับค่าแรงดันประสิทธิผลในปัจจุบัน

$$\therefore O.C.R = \frac{p'_c}{p'_0}$$

$$\therefore O.C.R = 1 \text{ กรณี N.C.C}$$

$$O.C.R > 1 \text{ กรณี O.C.C}$$

### ตัวอย่าง

จากการทดสอบการยุบอัดตัวแบบมาตรฐานของดินตัวอย่างหนึ่ง ซึ่งมีความหนาเริ่มแรก 20 มม ในช่วงแรงดัน 100 – 200 กน/ม<sup>2</sup> ได้ผลดังตาราง

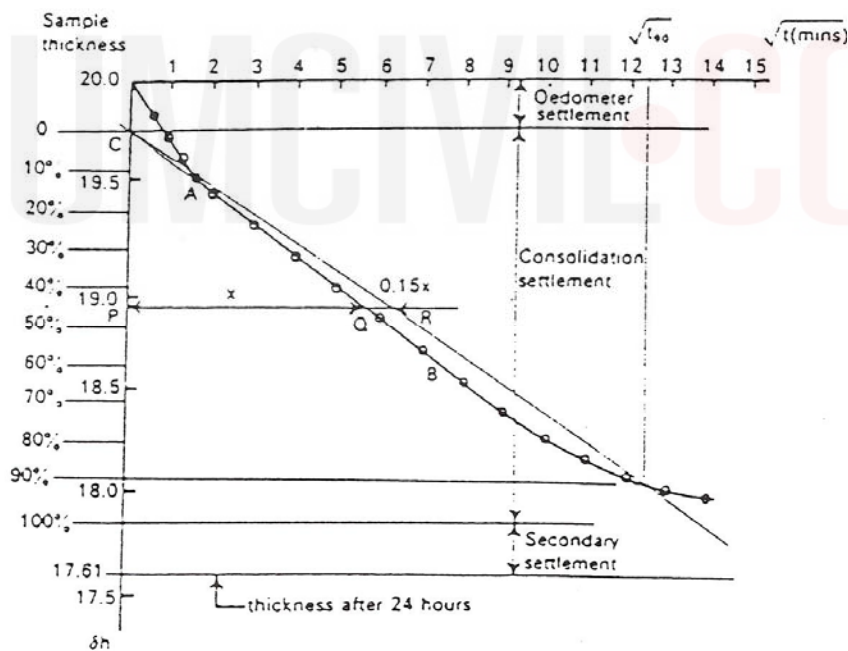
ภายหลัง 24 ชั่วโมง ความหนาของตัวอย่างเท่ากับ 17.61 มม

- (ก) เขียนเส้นความสัมพันธ์ของการยุบตัวกับรากที่สองของเวลาและแสดงให้เห็นว่าช่วงไหนของเส้นสัมพันธ์แทนการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน
- (ข) ประมาณค่า สปส.ของการยุบอัดตัวของดินตัวอย่างนี้( $c_v$ )
- (ค) ถ้า สปส.ความสามารถในการยุบตัวเชิงปริมาตรของดินเท่ากับ 0.00011 ม<sup>2</sup>/กน จงประมาณค่า สปส.ของความชื้นได้ของน้ำในดิน
- (ง) ถ้าดินชั้นนี้หนา 3 เมตร ระบายน้ำได้ทั้งผิวบนและผิวล่าง จะต้องใช้เวลานานเท่าใดจึงจะทรุดตัว 50%

เวลา (นาที)	ความหนาของตัวอย่าง(มม)	เวลา(นาที)	ความหนาของตัวอย่าง(มม)
1/4	19.82	49	18.68
1	19.64	64	18.54
2 1/2	19.50	81	18.40
4	19.42	100	18.28
9	19.28	121	18.20
16	19.12	144	18.10
25	18.98	169	18.04
36	18.84	196	17.99

วิธีทำ

(ก) เส้นความสัมพันธ์ของการยุบอัดตัวกับรากที่สองของเวลา พร้อมทั้งช่วงการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดินได้แสดงดังรูป



(ข) จากกราฟ จะได้ว่า ที่การยุบอัดตัวของดิน 90 %

$$\sqrt{t_{90}} = 12.3 \text{ นาที}$$

$$\text{จาก } C_v = \frac{Tv.d^2}{t_{90}} = \frac{0.848d^2}{t_{90}}$$

$$C_v = \frac{0.848(10)^2}{(12.3)^2} = 0.56 \text{ มม}^2/\text{นาที} = 9.3 \times 10^{-9} \text{ ม}^2/\text{วินาที} <$$

(ค) ถ้า  $m_v = 0.00011$  ม<sup>2</sup>/กน

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$$

$$k = 9.3 \times 10^{-9} \times 0.00011 \times 9.81$$

$$= 1 \times 10^{-11} \text{ ม/วินาที} = 1 \times 10^{-8} \text{ มม/วินาที} <$$

(ง) สำหรับ  $U_v = 50\%$   $T_v = 0.197$

$$t_{50} = \frac{T_v \cdot d^2}{C_v} = \frac{0.197 \times 1.5^2}{9.3 \times 10^{-9}}$$

$$t_{50} = 0.04766 \times 10^9 \text{ วินาที} = 1.5 \text{ ปี} <$$

### 9.8 การทรุดตัวของฐานราก

การทรุดตัว (Settlement) คือการยุบตัวลงในแนวตั้ง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินซึ่งเป็นสาเหตุที่สำคัญที่ทำให้ฐานรากของอาคารเกิดการพังเสียหายขึ้นได้

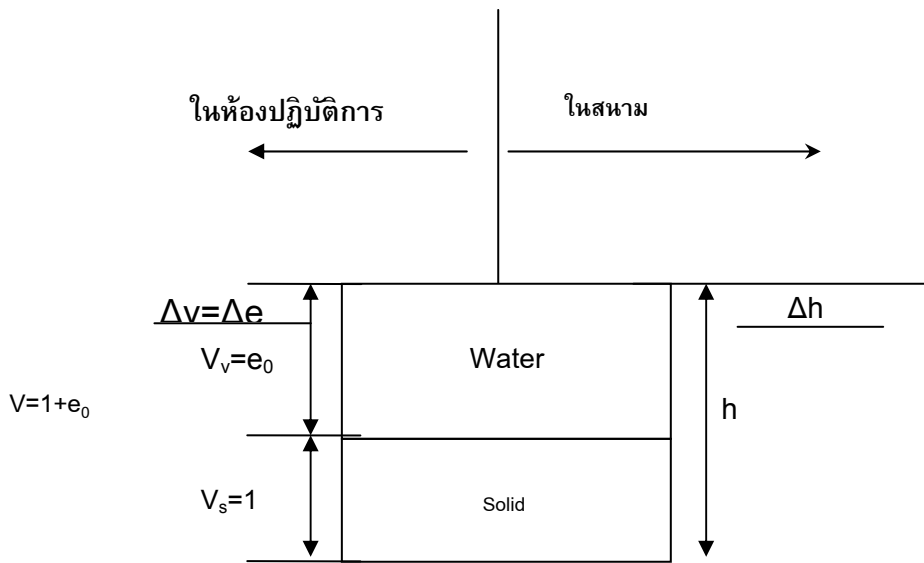
#### การทรุดตัวของชั้นดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทคือ

- 1 การทรุดตัวเนื่องจากคุณสมบัติยืดหยุ่นของดิน จะเกิดขึ้นทันทีที่รับน้ำหนัก หรือมีแรงมากระทำ เรียกว่าการทรุดตัวทันที ( Immediate settlement:  $S_i$ )
- 2 การทรุดตัวหลักเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน (Primary Consolidate Settlement:  $S_c$ ) จะเกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวทันทีและเกิดขึ้นตลอดเวลา ต้องใช้เวลานานมากกว่าจะสิ้นสุดการทรุดตัว โดยเฉพาะในชั้นดินเหนียวซึ่งยอมให้น้ำไหลผ่านได้ยากและช้า อาจจะใช้เวลานานหลายปีในการให้การทรุดตัวสิ้นสุด ดังนั้นความเสียหายของอาคารที่จะเกิดขึ้นจะปรากฏให้เห็นก็ภายหลังจากการก่อสร้างเป็นระยะเวลานานแล้วและจะมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับการทรุดตัวรวมทั้งหมด
- 3 การทรุดตัวรอง เนื่องจากการล้า (Creep) ของดิน หรือคุณสมบัติพลาสติกของดิน (Secondary consolidation Settlement :  $S_s$ ) จะเกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดินสิ้นสุดซึ่งมีปริมาณน้อยมาก หรือจากความดันของน้ำส่วนเกินที่ยังอาจหลงเหลืออยู่

#### การทรุดตัวหลักเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน (Primary Consolidate Settlement : $S_c$ )

- โดยเฉพาะในชั้นดินเหนียว จะมีความสำคัญและเป็นปัญหามากที่สุดในการทรุดตัวของฐานรากอาคาร
- ในชั้นดินทรายที่น้ำไหลซึมผ่านได้ง่าย การทรุดตัวจะเกิดขึ้นในช่วงระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้นจึงไม่มีปัญหามากนัก
- การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน (Consolidate Settlement,  $S_c$ ) สามารถหาได้จากผลการทดสอบการยุบอัดตัวของดิน

กรณีดินเหนียวประเภท Normally consolidation clay (OCR ≤ 1)



จากสมการ

$$m_v = \frac{\Delta v}{v_0} \frac{1}{\Delta p} = \frac{1}{v_0} \frac{\Delta v}{\Delta p}$$

$$\Delta v = m_v \cdot \Delta p \cdot v_0$$

สมมติว่าไม่มีการขยายตัวทางข้าง

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta p \cdot h \dots\dots(1)$$

$h$  = ความหนาของชั้นดิน

$\Delta h$  = การทรุดตัว,  $S_c$

จากสมการ

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

แทนค่า  $m_v$  ใน สมการ ( 1 )

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h \dots\dots(2)$$

$$\text{จาก } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_1}{p_2}}$$

$$\text{แทนค่า } C_c \text{ ใน(2) } \Delta h = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0} \dots\dots(3)$$

ดังนั้นการยุบอัดตัวของดิน,  $S_c$  สามารถหาได้ ดังนี้

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta p \cdot h \dots\dots( 1)$$

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h \dots\dots(2)$$

$$\Delta h = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0} \dots\dots(3)$$

$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot h \dots\dots(9.13)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h \dots\dots(9.14)$$

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0} \dots\dots(9.15)$$

เมื่อ  $h$  = ความหนาของชั้นดินเหนียว

$e_0$  = อัตราส่วนช่องว่างของดินเริ่มต้น

$C_c$  = Compression Index

$p_1$  = หน่วยแรงกดอัดประสิทธิผลทั้งหมดที่กึ่งกลางของชั้น ดินเหนียว (เนื่องจากน้ำหนักดิน + น้ำหนักโครงสร้าง)

$p_0$  = หน่วยแรงกดอัดประสิทธิผลที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียวเนื่องจากน้ำหนักดิน

### กรณีดินเหนียวประเภท **Over consolidation clay (OCR > 1)**

จะแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

1 เมื่อ  $p_1 \leq p_c$

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_r \log \frac{p_1}{p_0} \dots\dots(9.16)$$

2 เมื่อ  $p_0 < p_c < p_1$

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_r \log \frac{p_1}{p_0} + \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0} \dots\dots(9.17)$$

$C_r$  = ดัชนีการอัดซ้ำ มีค่าประมาณ ( 1/5 – 1/10) $C_c$

### 9.9 อัตราความเร็วของการทรุดตัว (Rate of Settlement)

อัตราความเร็วของการทรุดตัวของดิน คือเวลาที่ใช้ในการทรุดตัวหรือยุบอัดตัวของดิน( $t$ ) จะเร็วหรือช้าขึ้นอยู่กับ

- ✓ น้ำหนักที่กระทำ , การกระจายตัวของน้ำหนัก
- ✓ ความสามารถในการไหลซึมผ่านของน้ำในดิน
- ✓ ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน

การคำนวณระยะเวลาการทรุดตัวว่าดินมีการทรุดตัวจำนวนเปอร์เซ็นต์(%)เท่าใด สามารถหาได้จากสมการ

$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{c_v}$$

สำหรับชั้นดินในสนามบริเวณก่อสร้างถ้าเป็นชนิดเดียวกันกับดินตัวอย่างที่นำมาทดสอบ ค่า  $T_v$  และ  $c_v$  จะมีค่าคงที่ในช่วงความดันที่กำหนด

$$\therefore \left( \frac{t}{d^2} \right)_{\text{ตัวอย่าง}} = \left( \frac{t}{d^2} \right)_{\text{สนาม}} \dots\dots 9.18$$

$t$  = ระยะเวลาของการทรุดตัว

$d$  = ระยะทางไกลสุดที่น้ำไหลออกจากดิน

=  $h$  หรือ  $\frac{h}{2}$  แล้วแต่กรณี



**ตัวอย่าง** ชั้นดินเหนียวอ่อนแห่งหนึ่งหนา 15 เมตร มีปริมาตรความชื้นตามธรรมชาติเท่ากับ 45 % ให้น้ำหนักอิมัตว์เท่ากับ 17.2 กน/ม<sup>3</sup> ความถ่วงจำเพาะของเม็ดดินเท่ากับ 2.68 และค่า L.L.ของดินเหนียวเท่ากับ 65 เปอร์เซนต์ น้ำหนักจากฐานรากทำให้เกิดหน่วยแรงในแนวตั้งที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียวเพิ่มขึ้นเท่ากับ 10 กน/ม<sup>2</sup> จงหาค่าการทรุดตัวของฐานรากนี้โดยประมาณ ถ้าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน

**วิธีทำ**

$$\text{จาก } S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0}$$

h = ความหนาของชั้นดิน ระบายน้ำได้ทางเดียว = 15 เมตร

$e_0$  จาก สมการ  $s.e = w.G_s$  ในกรณีนี้  $s = 1,100\%$  ดินอิมัตว์

$$e = 0.45 \times 2.68 = 1.21$$

$C_c$  จากสมการ  $C_c = 0.009 (L.L. - 10)$

$$= 0.009 (65 - 10) = 0.495$$

$p_0$  = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียวเริ่มแรก

$$p_0 = (17.2 - 9.81) \times 15/2 = 55.4 \text{ กน/ม}^2$$

$p_1$  = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่กึ่งกลางของชั้นดินเหนียวสุดท้าย

$$p_1 = 55.4 + 10 = 65.4 \text{ กน/ม}^2$$

$$\text{แทนค่า } S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \frac{p_1}{p_0}$$

$$S_c = \frac{15}{1 + 1.21} \times 0.495 \log \frac{65.4}{55.4}$$

$$S_c = 0.24 \text{ mm} <$$

**ตัวอย่าง** ชั้นดินเหนียวหนา 10 เมตรอยู่ระหว่างชั้นทรายทั้งสองด้าน เมื่อนำตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ (undisturbed sample) หนา 3 ซม. มาทดสอบการอัดตัวคายน้ำ โดยให้น้ำระบายออกได้ทั้งสองทาง พบว่าต้องใช้เวลา 22.5 นาที จึงจะเกิดการยุบอัดตัวเท่ากับ 50 % โดยมี time factor ( $T_v$ ) = 0.2 ถ้าต้องการก่อสร้างตึกเหนือชั้นดินดังกล่าว จงหาเวลาที่ต้องใช้ตามทฤษฎีของ Terzaghi เพื่อให้การทรุดตัวเท่ากับ 50% และเท่ากับ 90% ของการทรุดตัวทั้งหมด

**วิธีทำ** จาก Time factor

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{d^2}$$

ในที่นี้  $T_v = 0.2$  ,  $t = 22.5$  นาที และ  $d = 3/2 = 1.5$  ซม.

แทนค่า จะได้  $C_v = 0.02$  ซม<sup>2</sup> / นาที

$T_v$  สำหรับการทรุดตัว 50 % ในที่ที่ก่อสร้างกับที่ได้ในห้องทดสอบต้องเท่ากัน

$$\text{ดังนั้น } 0.2 = \frac{0.02 t}{(10 \times 100/2)^2}$$

จะได้ เวลาที่จะเกิดการทรุดตัว 50% :  $t = 2.5 \times 10^6$  นาที = 1736 วัน

ส่วนการทรุดตัวเท่ากับ 90 % ค่า  $T_v = 0.85$  ( จากตาราง)

$$\text{ดังนั้น } 0.85 = \frac{0.02 t}{(10 \times 100/2)^2}$$

จะได้ เวลาที่จะเกิดการทรุดตัว 90% :  $t = 10.625 \times 106 \text{ นาที} = 7378 \text{ วัน}$

**ตัวอย่าง** ในการทดลองในห้องปฏิบัติการสำหรับดินตัวอย่างหนา 1 ซม. โดยให้น้ำระบายออกได้ทั้ง สองทาง พบว่าต้องใช้เวลาเท่ากับ 32.5 วินาที เพื่อให้เกิดการยุบอัดตัวเท่ากับ 60 % จงหาว่าดินชนิดเดียวกันนี้ในธรรมชาติ ซึ่งมีชั้นดินหนา 10 เมตร แต่ระบายน้ำ ออกได้เพียงทางเดียว จะต้องใช้เวลาเท่าใด จึงจะเกิดการยุบอัดตัวเท่ากับ 60%

**วิธีทำ** เนื่องจากการยุบอัดตัวเท่ากันคือ 60% ดังนั้น  $T_v$  เท่ากัน และดินในห้องปฏิบัติการกับในธรรมชาติเป็นดินชนิดเดียวกัน ค่า  $C_v$  เท่ากัน

$$\therefore \left( \frac{t}{d^2} \right)_{\text{ตัวอย่าง}} = \left( \frac{t}{d^2} \right)_{\text{สนาม}}$$

$$\left( \frac{32.5}{(1/2)^2} \right)_{\text{ตัวอย่าง}} = \left( \frac{t}{(10 \times 100)^2} \right)_{\text{สนาม}}$$

$$t_{\text{สนาม}} = 1505 \text{ วัน}$$

### แบบฝึกหัด

1 ดินอิ่มตัวเต็มที่ มีความชื้นเท่ากับ 18 % และความถ่วงจำเพาะ เท่ากับ 2.65 ถ้านำดินนี้มาทดสอบการยุบตัวคายน้ำ โดยใช้ดินหนา 1.25 ซม. พบว่าดินจะยุบอัดตัวเท่ากับ 0.05 ซม. เมื่อเพิ่มหน่วยแรงกดอัดเท่ากับ 0.4 กก/ซม<sup>2</sup> จงหาดัชนีการอัดตัว ,  $C_c$  ถ้าให้หน่วยแรงกดอัดเริ่มต้นเท่ากับ 1.2 กก/ซม<sup>2</sup> ( $C_c = 0.452$ )

2 NC Clay หนา 3.0 ม. มีอัตราส่วนช่องว่างเท่ากับ 1.4 และพิกัดเหลว L.L. เท่ากับ 60 % หน่วยแรงกดอัดประสิทธิภาพผลตรงกึ่งกลางของชั้นดินนี้ที่เกิดจากดินที่อยู่เหนือชั้นกว่ามีค่าเท่ากับ 1 กก / ซม<sup>2</sup> ให้ใช้สมการที่เสนอโดย Terzaghi คือ  $C_c = 0.009(LL-10\%)$  คำนวณหาการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินนี้เมื่อต้องรับหน่วยแรงกดอัดประสิทธิภาพผลเป็น 1.6 กก/ซม<sup>2</sup> ( 0.1148 ซม)

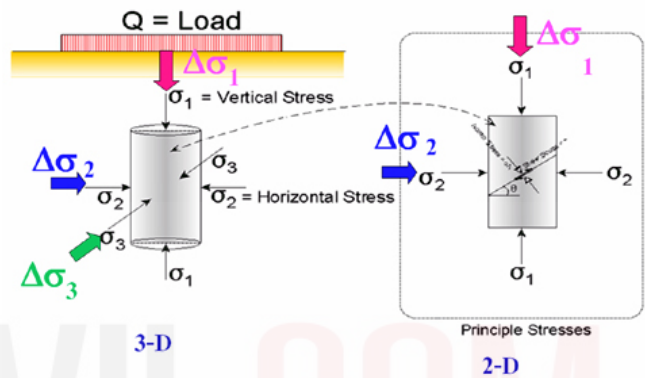
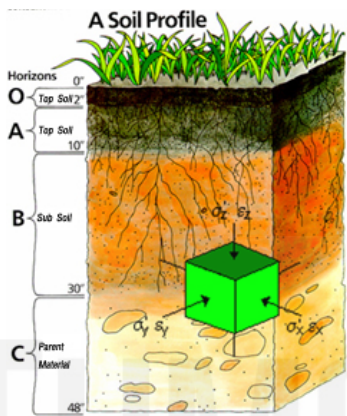
3 ในการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ เมื่อให้ดินตัวอย่างรับน้ำหนักกดอัดเท่ากับ 25 ตัน/ม<sup>2</sup> หลังจากเวลาผ่านไป 10 ชั่วโมง พบว่าค่าแรงดันเฉลี่ยของน้ำในช่องว่างเท่ากับ 1 กก/ซม<sup>2</sup> จงหาเวลาที่จะมีการยุบอัดตัวเท่ากับ 40% ( 6 ชั่วโมง 40 นาที)

**บทที่ 10**  
**หน่วยแรงในมวลดิน**  
**( Stress in Soil Mass )**

**10.1 คำนำ**

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นใต้ดินซึ่งอยู่ลึกลงไป ประกอบด้วย

- ก. หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักของมวลดินเองที่อยู่ในสภาพตามธรรมชาติ (จากน้ำหนักของเม็ดดินหรือเนื้อดิน และจากน้ำหนักของน้ำ ) ที่เรียกว่า overburden stress หรือ geostatic stress ดังรูปที่ 10.1
- ข. หน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงภายนอกที่กระทำต่อมวลดิน ที่เรียกว่า applied stress เช่น จากฐานรากที่ต้องรองรับน้ำหนักของอาคาร หรือสิ่งปลูกสร้าง หรือจากน้ำหนักของเขื่อนดิน ทำนบดิน เป็นต้น ดังรูปที่ 10.2



รูปที่ 10.1 แสดงหน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักดิน

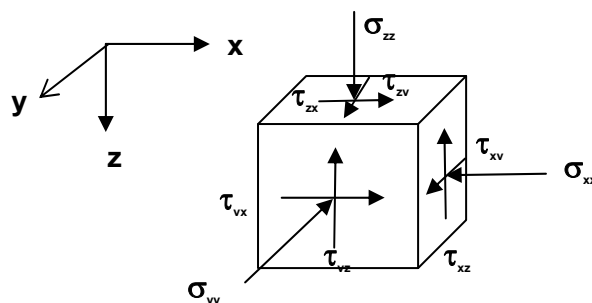
รูปที่ 10.2 แสดงหน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก

การวิเคราะห์หาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในมวลดินอาจพิจารณาใน สภาพ 3 มิติ หรือ 2 มิติ ตามความสำคัญของปัญหานั้น ผลของการวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดินที่ได้จะนำไปใช้

- 1 การพังทลายของมวลดินเช่น ถ้า applied stress มีมากเกินไป จนเกินกำลังที่มวลดินรับไหว ก็จะมีการเคลื่อนพังทลาย
- 2 การคาดคะเนการทรุดตัวของมวลดิน

**10.2 หลักการของหน่วยแรงในมวลดิน**

หน่วยแรงรวมที่กระทำ ณ จุดใดจุดหนึ่งในมวลดินก่อนใดก่อนหนึ่ง อันเนื่องมาจากน้ำหนักของมวลดินเองและจากน้ำหนักหรือแรงภายนอก ตามระบบ 3 มิติ ดังรูปที่ 10.3



รูปที่ 10.3 หน่วยแรงในมวลดินที่ความลึกใดๆ

จากรูป 10.3 หน่วยแรงที่กระทำประกอบด้วย 9 หน่วยแรง

แต่ละระนาบของก้อนลูกบาศก์ มี 3 หน่วยแรง ได้แก่

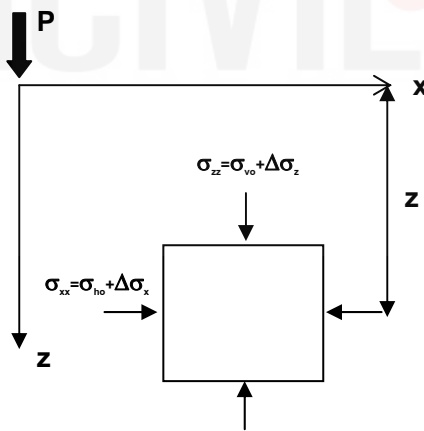
- ก หน่วยแรงตั้งฉาก หนึ่ง หน่วยแรง
- ข หน่วยแรงเฉือน สอง หน่วยแรง

อย่างไรก็ดี จากสมดุลของแรงคือหน่วยแรงเฉือนคู่ที่อยู่ในระนาบที่ตั้งฉากกันและมีทิศทางอยู่ในแนวตั้งฉากของระนาบ ต้องมีค่าเท่ากัน ( $\tau_{zx} = \tau_{xz}$  เป็นต้น) ดังนั้นจึงเหลือหน่วยแรงอิสระที่กระทำจริงเพียง 6 หน่วยแรง คือ หน่วยแรงตั้งฉาก (normal stress:  $\sigma$ ) หนึ่งหน่วยแรง และหน่วยแรงเฉือน (shearing stress :  $\tau$ ) หนึ่งหน่วยแรง บนแต่ละระนาบ ของก้อนดินลูกบาศก์นั้น ผลจากการกระทำของหน่วยแรงรวมทำให้มวลดินก้อนนี้เกิดการยืดหรือหดตัวหรือมีความเครียด(strain) ในทิศทางที่หน่วยแรงนั้นกระทำ

สำหรับกรณีที่แกน xyz อยู่ในทิศทางของแกนหลัก (principle axes) ซึ่งหน่วยแรงเฉือนในทุกๆระนาบมีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นก้อนดินนี้จึงมีแต่หน่วยแรงหลัก ( principle stress)ที่กระทำตั้งฉากกับระนาบนั้นๆ กล่าวคือ

- หน่วยแรง  $\sigma_1$  ที่กระทำตามแนวแกน z ซึ่งให้เป็นหน่วยแรงหลักสูงสุด
- หน่วยแรง  $\sigma_2$  ที่กระทำตามแนวแกน y ซึ่งให้เป็นหน่วยแรงหลักปานกลาง
- หน่วยแรง  $\sigma_3$  ที่กระทำตามแนวแกน x ซึ่งให้เป็นหน่วยแรงหลักต่ำสุด

สำหรับการปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี เช่นในเรื่องกำแพงกันดิน หรือฐานรากแผ่ที่ยาวต่อเนื่อง เพื่อให้การแก้ปัญหาทางมากขึ้น จึงมักพิจารณาหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินในระบบ 2 มิติ เท่านั้น คือพิจารณาเฉพาะหน่วยแรงหลักตามแนวแกน x และแกน z เท่านั้น โดยถือว่าหน่วยแรงหลักตามแนวแกน y ไม่มีผลให้ดินวิบัติหรือเกิดการทรุดตัวในทิศทางนั้น ตามรูปที่ 10.4



รูปที่ 10.4 หน่วยแรงหลักในแนวนอนและในแนวตั้ง ( ระบบ 2 มิติ)

หากสมมุติว่ามวลดินเป็นวัสดุยืดหยุ่น ดังนั้นจะแยกหน่วยแรงกระทำออกไปเป็นผลที่เกิดจากน้ำหนักของมวลดินเอง และผลที่เกิดจากน้ำหนักหรือแรงภายนอก เช่น

$\sigma_{h0}$  และ  $\sigma_{v0}$  เป็นหน่วยแรงในแนวนอนและแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักของมวลดินเอง

$\Delta\sigma_x$  และ  $\Delta\sigma_z$  เป็นหน่วยแรงในแนวนอนและแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักหรือแรงภายนอก

ดังนั้นจะได้หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำต่อมวลดิน ณ ระดับที่ต้องการพิจารณา คือ

$$\sigma_{xx} = \sigma_{ho} + \Delta\sigma_x$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_z$$

10.3 หน่วยแรงกระทำที่เกิดจากน้ำหนักของมวลดินเอง( ในแนวตั้ง แกน z ,  $\sigma_{vo}$  และในแนวราบ แกน x ,  $\sigma_{ho}$  )

10.3.1 กรณีไม่มีน้ำใต้ดิน

หน่วยแรงในแนวตั้ง  $\sigma_{vo} = \gamma \cdot h$

หน่วยแรงในแนวราบ  $\sigma_{ho} = \sigma_{vo} \cdot k_o$

เมื่อ  $k_o = \text{coefficient of pressure at rest}$

$k_o = \text{สปส.ของแรงดันทางข้างในสภาวะสถิต}$

$$= \frac{\text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน}}{\text{หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง}}$$

10.3.2 กรณีมีน้ำใต้ดินไม่มีการไหลของน้ำ (สภาวะสถิต)

คิดในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล( $\sigma'$ ) หน่วยน้ำหนักของดิน ( $\gamma$ ) คิดเนื่องจากการดึงดูดของอนุตามเส้น (capillarity) ด้วย

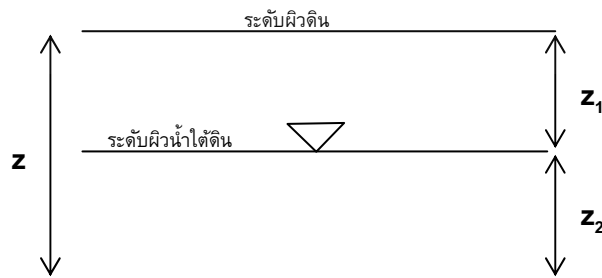
หน่วยแรงในแนวตั้ง แกน z จะได้  $\sigma'_{vo}$

และหน่วยแรงในแนวราบ แกน x จะได้  $\sigma'_{ho} = \sigma'_{vo} \cdot k_o$

แต่เนื่องจากความดันของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ( $u$ ) มีค่าเท่ากันทุกทิศทางตั้งนั้นจะได้

หน่วยแรงรวมในแนวราบ :  $\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u$

พิจารณามวลดินตามธรรมชาติที่อยู่ลึกต่ำกว่าระดับผิวดินเท่ากับ z โดยมีระดับของน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับพื้นผิวดินเป็นระยะเท่ากับ  $z_1$  ดังรูปที่ 10.5



รูปที่ 10.5 แสดงลักษณะของชั้นดิน

ถ้าสมมุติมวลดินนี้เป็นกรวดหรือทราย ซึ่งถือว่าไม่มีผลของการดึงดูดของอนุตามเส้น ดังนั้น มวลดินส่วนที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินจึงเป็นมวลดินแห้ง(dry soil)

ให้  $\gamma_d$  ,  $\gamma_{sat}$  เป็นหน่วยน้ำหนักของมวลดินแห้งและมวลดินอิ่มตัวตามลำดับ

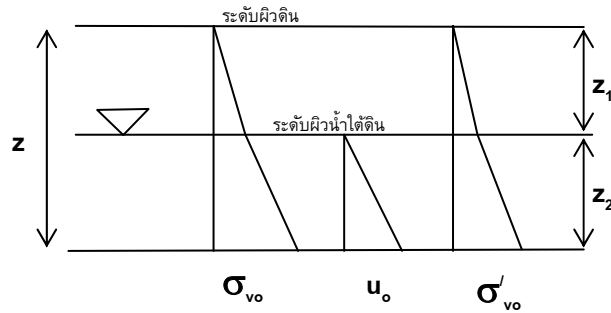
ดังนั้นที่ระดับความลึก z ต่ำจากผิวดิน

หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง  $\sigma_{vo} = z_1 \cdot \gamma_d + z_2 \cdot \gamma_{sat}$

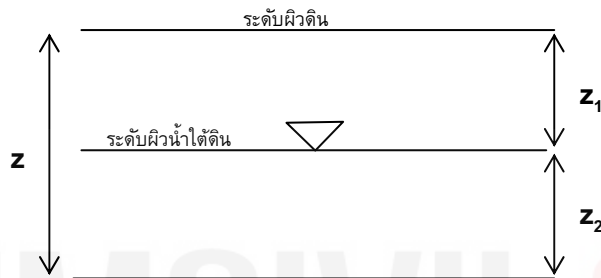
ความดันของน้ำในช่องว่าง  $u_o = z_2 \cdot \gamma_w$

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = z_1 \cdot \gamma_d + z_2 \cdot \gamma_{sat} - z_2 \cdot \gamma_w$

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = z_1 \cdot \gamma_d + z_2 \cdot \gamma_{sub}$



ถ้าสมมุติมวลดินนี้เป็นดินเหนียวปนทรายและสามารถดูดน้ำขึ้นไปได้จนถึงระดับพื้นผิวดินโดยการดึงดูของอณูตามเส้น



ฉะนั้น มวลดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินถือว่าเป็นดินอิ่มตัว

พิจารณาที่ระดับลึก z ต่ำจากผิวดิน

หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง  $\sigma_{vo} = z_1 \cdot \gamma_{sat} + z_2 \cdot \gamma_{sat}$

ความดันของน้ำในช่องว่าง  $u_o = z_2 \cdot \gamma_w$

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = z_1 \cdot \gamma_{sat} + z_2 \cdot \gamma_{sat} - z_2 \cdot \gamma_w$

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = z_1 \cdot \gamma_{sat} + z_2 \cdot \gamma_{sub}$

พิจารณาที่ระดับของน้ำใต้ดิน

หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง  $\sigma_{vo} = z_1 \cdot \gamma_{sat}$

ความดันของน้ำในช่องว่าง  $u_o = 0$

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = z_1 \cdot \gamma_{sat} - 0 = z_1 \cdot \gamma_{sat}$

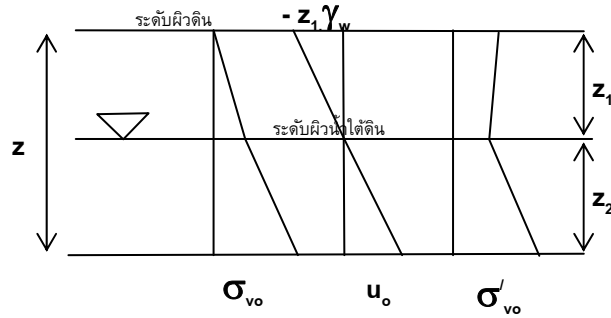
พิจารณาที่ระดับผิวดิน

หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง  $\sigma_{vo} = 0$

ความดันของน้ำในช่องว่าง  $u_o = -z_1 \cdot \gamma_w$  (ดูบทที่ 7)

หน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o = 0 - (-z_1 \cdot \gamma_w) = z_1 \cdot \gamma_w$

นั่นหมายความว่า ในความลึกที่ความดันของน้ำเป็นลบ หน่วยแรงประสิทธิผลจะเพิ่มมากขึ้น ในสภาวะเช่นนี้มวลดินจะมีการทรุดตัวมากกว่าปกติ



10.3.3 กรณีมีน้ำใต้ดินมีการไหลซึมของน้ำ

ให้คิดแรงดันของน้ำกรณีเกิดแรงดันเนื่องจากการไหล ( seepage force ) ในทิศทางที่มีการไหลของน้ำ ตามที่กล่าวมาแล้ว ในบทที่ผ่านมา

กรณีน้ำไหลซึมลงสู่ด้านล่างของชั้นดิน

$$\text{หน่วยแรงประสิทธิผล: } \sigma'_{vo} = z \cdot \gamma_{sub} + \gamma_w \cdot h$$

กรณีน้ำไหลซึมขึ้นสู่ด้านบนของชั้นดิน

$$\text{หน่วยแรงประสิทธิผล: } \sigma'_{vo} = z \cdot \gamma_{sub} - \gamma_w \cdot h$$

ตัวอย่างข้อสอบสภาวิศวกร

มวลดินก้อนหนึ่งอยู่ในชั้นดินเหนียวล้วนในตำแหน่งที่ลึกจากผิวดิน 5 เมตร หน่วยน้ำหนักของดินมีค่า 18 kN/m<sup>3</sup> ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวดิน 1.5 ม จงคำนวณหาหน่วยแรงรวมในแนวราบ ( horizontal total stress ) ของมวลดินก้อนนี้ ถ้าสปส. แรงดันด้านข้าง( coefficient of lateral earth pressure) มีค่าเท่ากับ 0.6

- ก. 35 kN/m<sup>2</sup>   ข. 68 kN/m<sup>2</sup>   ค. 89 kN/m<sup>2</sup>   ง. 90 kN/m<sup>2</sup>

10.4 หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากน้ำหนักหรือแรงกระทำภายนอก : ทฤษฎีของบูส์ซิเนสก์

นักคณิตศาสตร์ชาวฝรั่งเศส ชื่อ บูส์ซิเนส ( Boussinesq , 1885) ได้ทำการวิเคราะห์ทางทฤษฎีโดยนำทฤษฎียืดหยุ่น ( Theory of Elasticity ) มาประยุกต์ เพื่อหาการกระจายของหน่วยแรงในมวลดินที่จุดลึกลงไปซึ่งเกิดจากการกระทำของน้ำหนักเป็นจุด ( point load ) ที่กระทำตั้งฉากกับระนาบของพื้นดิน ภายใต้สมมุติฐานว่า

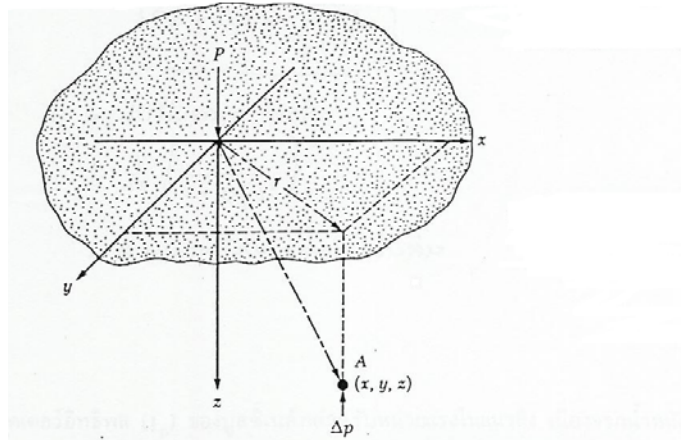
- 1 มวลดินอยู่ในขอบเขตกึ่งอนันต์ ( semi – infinite ) ที่ล้อมรอบด้วยระนาบนอน x-y และลึกลงไปจากพื้นดินเป็นระยะทาง z
- 2 มวลดินนั้นเป็นวัสดุยืดหยุ่น ( elastic)
- 3 มวลดินมีเนื้อเดียวกันตลอดและมีคุณสมบัติด้านแรงเหมือนกันทุกทิศทาง( isotropic and homogeneous) แต่ไร้น้ำหนัก ( นั่นคือ บูส์ซิเนสก์ ไม่คิดหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักของมวลดินที่อยู่เหนือจุดหรือตำแหน่งที่ต้องการพิจารณา)

ผลจากการวิเคราะห์ภายใต้สมมุติฐานดังกล่าวเป็นที่ยอมรับทั่วไปในวงวิชาการขณะนั้น และเรียกทฤษฎีการหาหน่วยแรงในมวลดินนั้นว่า ทฤษฎีของบูส์ซิเนสก์ ( Boussinesq's Theory )

ต่อมาได้มีผู้นำทฤษฎีที่เสนอโดยบูส์ซิเนสก์ ไปประยุกต์ใช้ เพื่อวิเคราะห์หาหน่วยแรงในมวลดินที่เกิดจากการกระทำของน้ำหนักแบบแผ่สม่ำเสมอ หรือเป็นรูปสามเหลี่ยมที่เป็นแนวยาวทั้งที่จำกัดและไม่จำกัดความยาวของน้ำหนัก รวมถึงน้ำหนักแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นรูปวงกลมและที่มีรูปเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า หรือสี่เหลี่ยมจัตุรัส

10.4.1 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นจุด (Point Load)

ถ้ามีน้ำหนักแบบจุด P กระทำตั้งฉากบนระนาบของพื้นผิวดิน ตามรูป



ตามรูป จะได้ว่า Vertical Stress ( $\Delta\sigma_z$  หรือ  $\Delta p$ ) ที่จุด A เนื่อง จากน้ำหนักของ P ซึ่งเป็น Point Load

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \dots\dots 10.1$$

โดยที่

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x,y,z = Coordinate ของจุด A

ในทางปฏิบัติ

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{p}{z^2} \cdot I_B \dots\dots 10.2$$

$$I_B = \text{Influence factor} = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2} \right]^{5/2} = \text{สามารถหาได้จากตารางที่ 10.1}$$

หน่วยแรงเฉือนบนระนาบ xz

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \Delta p \cdot \frac{r}{z} \dots\dots 10.3$$

หมายเหตุ น้ำหนักที่กระทำบนพื้นที่ ที่มีมิติน้อยกว่าหนึ่งในสามของความลึก ถือว่าเป็นน้ำหนักแบบจุด



ตารางที่ 10.1 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for Point load

r/z	$I_B$	r/z	$I_B$	r/z	$I_B$
0.00	0.4775	1.60	0.0200	3.20	0.0011
0.10	0.4651	1.70	0.0160	3.30	0.0010
0.20	0.4329	1.80	0.0129	3.40	0.0009
0.30	0.3849	1.90	0.0105	3.50	0.0007
0.40	0.3294	2.00	0.0085	3.60	0.0007
0.50	0.2733	2.10	0.0070	3.70	0.0006
0.60	0.2214	2.20	0.0058	3.80	0.0005
0.70	0.1762	2.30	0.0048	3.90	0.0005
0.80	0.1386	2.40	0.0040	4.00	0.0004
0.90	0.1083	2.50	0.0034	4.10	0.0004
1.00	0.0844	2.60	0.0029	4.20	0.0003
1.10	0.0658	2.70	0.0024	4.30	0.0003
1.20	0.0513	2.80	0.0021	4.40	0.0003
1.30	0.0402	2.90	0.0018	4.50-4.90	0.0002
1.40	0.0317	3.00	0.0015	4.91-6.15	0.0001
1.50	0.0252	3.10	0.0013		

ตัวอย่าง เมื่อมีน้ำหนักแบบจุดเท่ากับ 5000 กก กระทำในแนวตั้งบนพื้นผิวดิน จงหาหน่วยแรงในดินในแนวตั้งและหน่วยแรงเฉือนในแนวนอน ที่จุดซึ่งอยู่ลึกลงไปเท่ากับ 15 เมตร แต่ห่างออกไปในแนวระดับ 7.5 เมตร จากแนวที่น้ำหนักแบบจุดกระทำ วิธีทำ สามารถคำนวณได้โดย ก) ใช้สมการคำนวณ ข) อาศัย Influence factor

ก) จากสมการ

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \dots\dots 10.1$$

ในที่นี้แรงกระทำ  $P=5000$  กก ,  $r=7.5$  ม ,  $z = 15$  ม.

$$\Delta p = \frac{3 \times 5000}{2\pi (15)^2 \left[ 1 + \left( \frac{7.5}{15} \right)^2 \right]^{5/2}} = 6.07 \text{ กก/เมตร}^2$$

หน่วยแรงเฉือนในแนวนอน

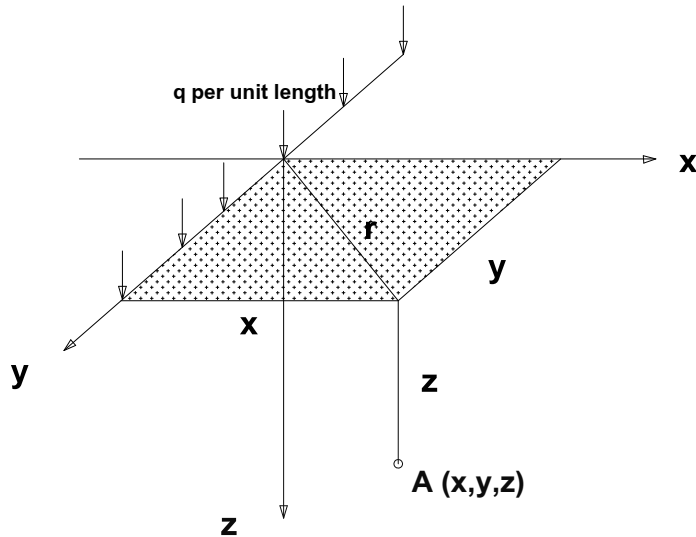
$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = 6.07 \frac{7.5}{15} = 3.035 \text{ กก/เมตร}^2 <$$

ข) จากตาราง เนื่องจากอัตราส่วน  $r/z = 7.5/15 = 0.5$  จะได้  $I_B = 0.2733$

$$\Delta \sigma_z = \Delta p = \frac{5000}{15^2} \cdot (0.2733) = 6.07 \text{ กก/เมตร}^2$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = 6.07 \frac{7.5}{15} = 3.035 \text{ กก/เมตร}^2 <$$

### 10.4.2 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นเส้นยาวไม่จำกัดระยะ (Line Load)



จากรูป แสดงการกระทำของน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ  $q$  ต่อหน่วยความยาวซึ่งตั้งฉากกับระนาบของพื้นผิวดิน โดยมีลักษณะเป็นเส้นยาวตามแนวแกน  $y$  ที่ไม่จำกัดระยะ เช่นจากการกระทำของผนังกำแพง เป็นต้น หน่วยแรงในดินที่จุด  $A$  สามารถคำนวณได้จากสมการของ บูลส์ซีเนลส์ โดยพิจารณาว่าน้ำหนักแผ่  $q$  ที่กระทำบนระยะ  $dy$  เปรียบเสมือนเป็นน้ำหนักเป็นจุด ครั้นเมื่อ อินทิเกรต จาก  $-\infty$  ถึง  $+\infty$  จะได้หน่วยแรงดังนี้

หน่วยแรงในแนวตั้ง

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \dots\dots 10.4$$

หน่วยแรงในแนวนอน

$$\Delta\sigma_x = \frac{x^2}{z^2} \Delta\sigma_z \dots\dots 10.5$$

หน่วยแรงเฉือนบนระนาบ  $xz$

$$\tau_{xz} = \Delta\sigma_z \cdot \frac{x}{z} \dots\dots 10.6$$

หน่วยแรงในแนวตั้ง  $\Delta\sigma_z$  ข้างต้น อาจเขียนใหม่เป็น

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{q}{z} I_B \dots\dots 10.7$$

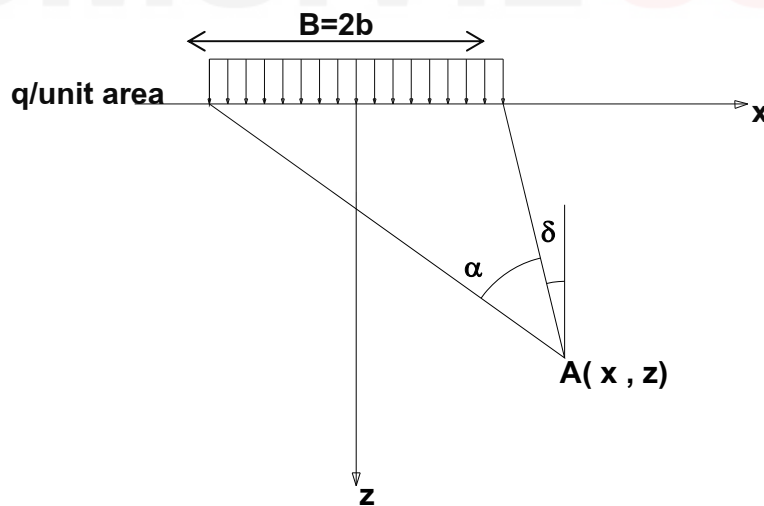
เมื่อ  $I_B =$  Influence Factor หาได้จากสมการหรือตารางที่ 10.2

$$I_B = \frac{2}{\pi \left(1 + \left(\frac{x}{z}\right)^2\right)^2} \dots\dots 10.8$$

ตาราง ที่ 10.2 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for Line load

$x/z$	$I_B$	$x/z$	$I_B$	$x/z$	$I_B$
0.00	0.637	0.90	0.194	1.80	0.035
0.10	0.624	1.00	0.159	1.90	0.030
0.20	0.589	1.10	0.130	2.00	0.025
0.30	0.536	1.20	0.107	2.20	0.019
0.40	0.473	1.30	0.088	2.40	0.014
0.50	0.407	1.40	0.073	2.60	0.011
0.60	0.344	1.50	0.060	2.80	0.008
0.70	0.287	1.60	0.050	3.00	0.006
0.80	0.237	1.70	0.042		

10.4.3 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นแถบกว้างแต่ยาวไม่จำกัด (Strip Load)



ตามรูปแสดงการกระทำของน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ  $q$  ต่อหน่วยพื้นที่ บนระนาบของพื้นผิวดินตามแนวแกน  $x$  โดยมีลักษณะเป็นแถบกว้างเท่ากับ  $B$  มีความยาวตามแนวแกน  $y$  ไม่จำกัด ตัวอย่างเช่นการกระทำจากฐานรากแผ่ที่เป็นแนวยาว เป็นต้น โดยพิจารณาว่าน้ำหนักแผ่  $q$  ที่กระทำบนระยะ  $dx$  ที่ห่างจากแนวศูนย์กลางของน้ำหนักกระทำ เปรียบเสมือนเป็นน้ำหนักแบบเส้นยาวที่ไม่จำกัด ครั้นเมื่ออินทิเกรต จาก  $-B/2$  ถึง  $+B/2$  หรือจาก  $-b$  ถึง  $+b$  โดยที่  $b = B/2$  จะได้

หน่วยแรงในแนวดิ่ง

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] = q(I_B) \dots\dots 10.9$$

หน่วยแรงในแนวนอน

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \dots\dots 10.10$$

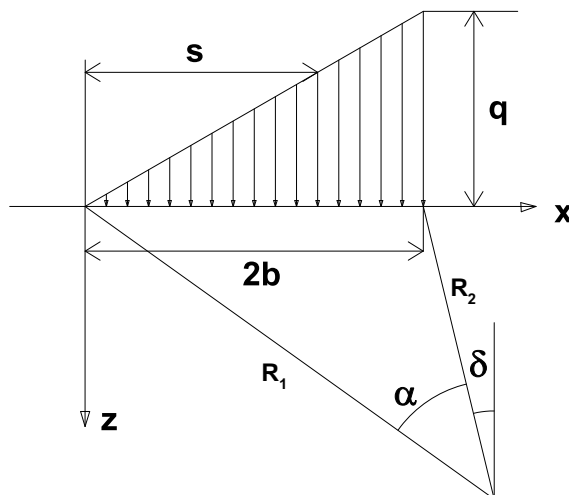
หน่วยแรงเฉือนบนระนาบ xz

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} [\sin\alpha \sin(\alpha + 2\delta)] \dots\dots 10.11$$

ตารางที่ 10.3 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for A Strip load

2z/B	2x/B								
	0.0	0.1	0.5	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.0	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	1.000	1.000	0.998	0.500	0.020	0.003	0.001	0.000	0.000
0.5	0.959	0.958	0.902	0.497	0.267	0.128	0.063	0.034	0.019
1.0	0.818	0.815	0.735	0.480	0.360	0.256	0.177	0.122	0.084
1.2	0.755	0.752	0.679	0.468	0.371	0.282	0.209	0.152	0.111
1.4	0.695	0.693	0.630	0.455	0.374	0.298	0.232	0.177	0.135
1.6	0.642	0.639	0.586	0.440	0.373	0.307	0.248	0.197	0.155
1.8	0.593	0.591	0.546	0.425	0.368	0.311	0.258	0.212	0.172
2.0	0.550	0.548	0.510	0.409	0.360	0.311	0.265	0.222	0.185
2.5	0.462	0.461	0.436	0.370	0.337	0.302	0.268	0.235	0.205
3.0	0.396	0.395	0.379	0.334	0.311	0.286	0.261	0.236	0.211
3.5	0.345	0.345	0.334	0.302	0.286	0.268	0.249	0.229	0.210
4.0	0.306	0.305	0.298	0.275	0.263	0.249	0.235	0.220	0.205
5.0	0.248	0.248	0.244	0.231	0.224	0.216	0.207	0.198	0.188

10.4.4 เมื่อหน้าหนักกระทำเป็นรูปสามเหลี่ยมแต่ยาวไม่จำกัด (Triangular Load)



จากรูปแสดงการกระทำของน้ำหนักแผ่นรูปสามเหลี่ยมต่อหน่วยพื้นที่ตามแนวแกน x ซึ่งตั้งฉากกับระนาบของพื้นผิวดิน โดยมีความยาวตามแนวแกน y ไม่จำกัด น้ำหนักแผ่นนี้มีค่าเป็นศูนย์ เมื่อ  $x = 0$  และเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วน โดยตรงกับระยะ x ที่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งมีค่า = q ต่อหน่วยพื้นที่ เมื่อ  $x = B$  หรือ  $= 2b$

หน่วยแรงในดินที่จุดซึ่งอยู่ลึกลงไปเท่ากับ z และห่างจากแกน z เป็นระยะในแนวระดับเท่ากับ x ซึ่งตั้งฉากกับแกน y

สามารถคำนวณได้คล้ายกับกรณีในหัวข้อที่แล้วโดยพิจารณาที่ระยะ s ที่ห่างจากแกน z มีน้ำหนักที่กระทำตั้งฉากบนระยะ ds มีค่าเท่ากับ  $(q / B)s.ds$  ต่อหน่วยความยาว ซึ่งเปรียบเสมือนเป็นน้ำหนักแบบแผ่ตามแนวยาวที่ไม่จำกัด ครั้นเมื่ออินทิเกรต จาก  $s = 0$  ถึง  $s=2b$  จะได้หน่วยแรงดังนี้

หน่วยแรงในแนวตั้ง

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{x}{b} \alpha - \sin 2\delta \right] = q(I_B) \dots\dots 10.12$$

หน่วยแรงในแนวนอน

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{x}{b} \alpha - 2.303 \frac{z}{b} \log \frac{R_1^2}{R_2^2} + \sin 2\delta \right] \dots\dots 10.13$$

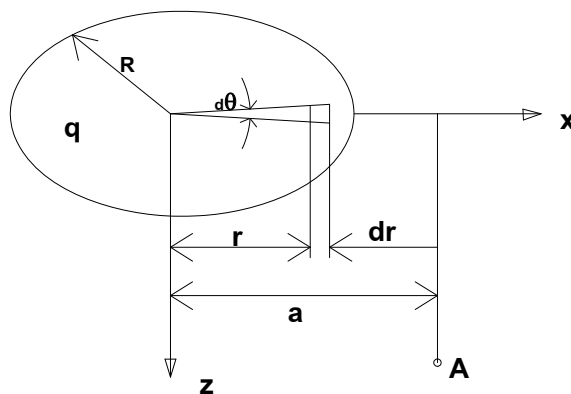
หน่วยแรงเฉือนบนระนาบ xz

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} \left[ 1 + \cos 2\delta - \frac{z}{b} \alpha \right] \dots\dots 10.14$$

ตารางที่ 10.4 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for A Triangular load

2x/B	2z/B								
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
-3	0	0.0003	0.0018	0.0054	0.0107	0.0170	0.0235	0.0347	0.0422
-2	0	0.0008	0.0053	0.0104	0.0249	0.0356	0.0448	0.0567	0.0616
-1	0	0.0041	0.0217	0.0447	0.0643	0.0777	0.0854	0.0894	0.0858
0	0	0.0748	0.1273	0.1528	0.1592	0.1553	0.1469	0.1273	0.1098
1	0.5	0.4797	0.4092	0.3341	0.2749	0.2309	0.1979	0.1735	0.1241
2	0.5	0.4220	0.3524	0.2952	0.2500	0.2148	0.1872	0.1476	0.1211
3	0	0.0152	0.0622	0.1010	0.1206	0.1268	0.1258	0.1154	0.1026
4	0	0.0019	0.0119	0.0285	0.0457	0.0596	0.0691	0.0775	0.0776
5	0	0.0005	0.0035	0.0097	0.0182	0.0274	0.0358	0.0482	0.0546

10.4.5 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นรูปวงกลม (Stress Due to a Circularly Loaded Area)



ถ้ามีน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ  $q$  ต่อหน่วยพื้นที่ เป็นรูปวงกลมรัศมีเท่ากับ  $R$  กระทำบนพื้นที่ ผิวดินซึ่งเป็นบริเวณกว้างๆ หน่วยแรงในดินที่เกิดขึ้นในแนวตั้งตรงจุดศูนย์กลางของรูปวงกลมซึ่งอยู่ลึกลงไปเป็นระยะ  $z$

คำนวณได้โดยคิดว่าน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอบนพื้นที่เล็กๆ  $dA$  ( $=r.d\theta.dr$ ) เสมือนเป็นน้ำหนักแบบจุด  $dp$  ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $q.dA$  หน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะได้อาจหาหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักแบบจุด  $dP$  เหล่านี้กระทำบนพื้นที่รูปวงกลมนั้นคือ จะได้อาจหาอินทิเกรตจาก  $0$  ถึง  $2\pi$  และจาก  $0$  ถึง  $R$

หน่วยแรงในแนวตั้งตรงจุดศูนย์กลางของน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = q \left[ 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{3/2} = q(I_B) \dots\dots 10.15$$

$$I_B = \left[ 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{3/2} = \text{Influence Factor from table 10.5}$$

ตารางที่ 10.5 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for Vertical Stress under center of uniformly load circular area

R / z	$I_B$	R / z	$I_B$	R / z	$I_B$
0.00	0.0000	1.00	0.6456	2.00	0.9106
0.10	0.0148	1.10	0.6956	3.00	0.9684
0.20	0.0571	1.20	0.7376	4.00	0.9857
0.30	0.1213	1.30	0.7733	5.00	0.9925
0.40	0.1996	1.40	0.8036	6.00	0.9956
0.50	0.2845	1.50	0.8293	7.00	0.9972
0.60	0.3695	1.60	0.8511	8.00	0.9981
0.70	0.4502	1.70	0.8697	10.00	0.9990
0.80	0.5239	1.80	0.8855	20.00	0.9999
0.90	0.5893	1.90	0.8990	100.00-∞	1.0000

หน่วยแรงในแนวตั้งที่จุดใดๆ ซึ่งอยู่ลึกเท่ากับ z แต่ห่างจากศูนย์กลางของน้ำหนักแผ่รูปวงกลมเป็นระยะรัศมีแนวนอนเท่ากับ a

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{3qz^3}{2\pi} \int_0^R \int_0^{2\pi} \left[ \frac{1}{r^2 + a^2 + z^2 - 2ar \cos\theta} \right]^{5/2} r \cdot d\theta \cdot dr$$

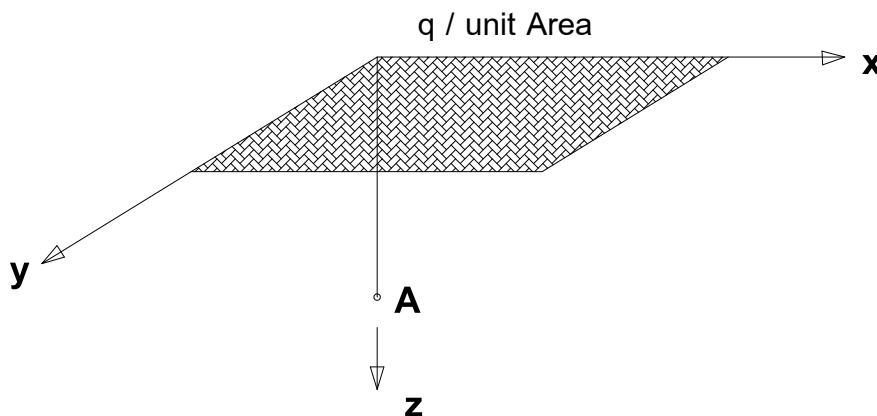
$$= q(I_B) \quad \dots\dots 10.16$$

$I_B$  = Influence Factor from table 10.6

ตารางที่ 10.6 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for Vertical Stress induced by uniformly load circular area

z / R	a / R								
	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	3.00
0.25	0.9824	0.9657	0.8825	0.4519	0.0723	0.0141	0.0042	0.0016	0.0001
0.50	0.8961	0.8393	0.6913	0.4157	0.1683	0.0601	0.0235	0.0104	0.0010
0.75	0.7625	0.6912	0.5569	0.3737	0.2063	0.1019	0.0499	0.0255	0.0030
1.00	0.6254	0.5620	0.4584	0.3318	0.2134	0.1264	0.0724	0.0417	0.0062
1.25	0.5068	0.4575	0.3816	0.2922	0.2062	0.1367	0.0874	0.0553	0.0102
1.50	0.4112	0.3749	0.3202	0.2560	0.1925	0.1378	0.0954	0.0649	0.0145
2.00	0.2770	0.2588	0.2302	0.1959	0.1601	0.1264	0.0971	0.0733	0.0225
3.00	0.1441	0.1384	0.1294	0.1180	0.1052	0.0919	0.0788	0.0666	0.0309
4.00	0.0861	0.0840	0.0805	0.0760	0.0707	0.0648	0.0587	0.0526	0.0311
5.00	0.0568	0.0558	0.0543	0.0522	0.0497	0.0468	0.0437	0.0405	0.0277

10.4.6 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Stress Due to a Rectangular Loaded Area)



ถ้ามีน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ  $q$  ต่อหน่วยพื้นที่ เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง  $B$  ยาว  $L$  กระทำบนพื้นผิวดินซึ่งเป็นบริเวณกว้างๆ โดยให้มุมใดมุมหนึ่งของรูปสี่เหลี่ยมนี้เป็นจุดเริ่มต้นของแกน  $x, y$  และ  $z$  ดังรูป ดังนั้นหน่วยแรงในดินที่เกิดขึ้นในแนวดิ่ง ณ มุมใดมุมหนึ่งของรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งอยู่ลึกลงไปเป็นระยะเท่ากับ  $z$  สามารถคำนวณหาได้โดยคิดว่าน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอที่กระทำบนพื้นที่เล็กๆ  $dA (= dx.dy)$  เปรียบเสมือนเป็นน้ำหนักแบบจุด  $dP$  ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $q.dA$

หน่วยแรงในแนวดิ่งที่เกิดขึ้นจะได้อาจจากการรวมหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักแบบจุด  $dP$  เหล่านี้ที่กระทำบนพื้นที่รูปสี่เหลี่ยม นั่นคือ จะได้อาจจากการอินทิเกรต จาก 0 ถึง  $B$  และจาก 0 ถึง  $L$

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \int d\sigma_z = \frac{3qz^3}{2\pi} \int_0^B \int_0^L \left[ \frac{1}{x^2 + y^2 + z^2} \right]^{5/2} = q(I_B) \quad \dots\dots 10.17$$

$I_B =$  Influence Factor from equation or table 10.7 or graph

$$I_B = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \dots\dots 10.18$$

$$m = \frac{B}{z} \quad \dots\dots 10.19$$

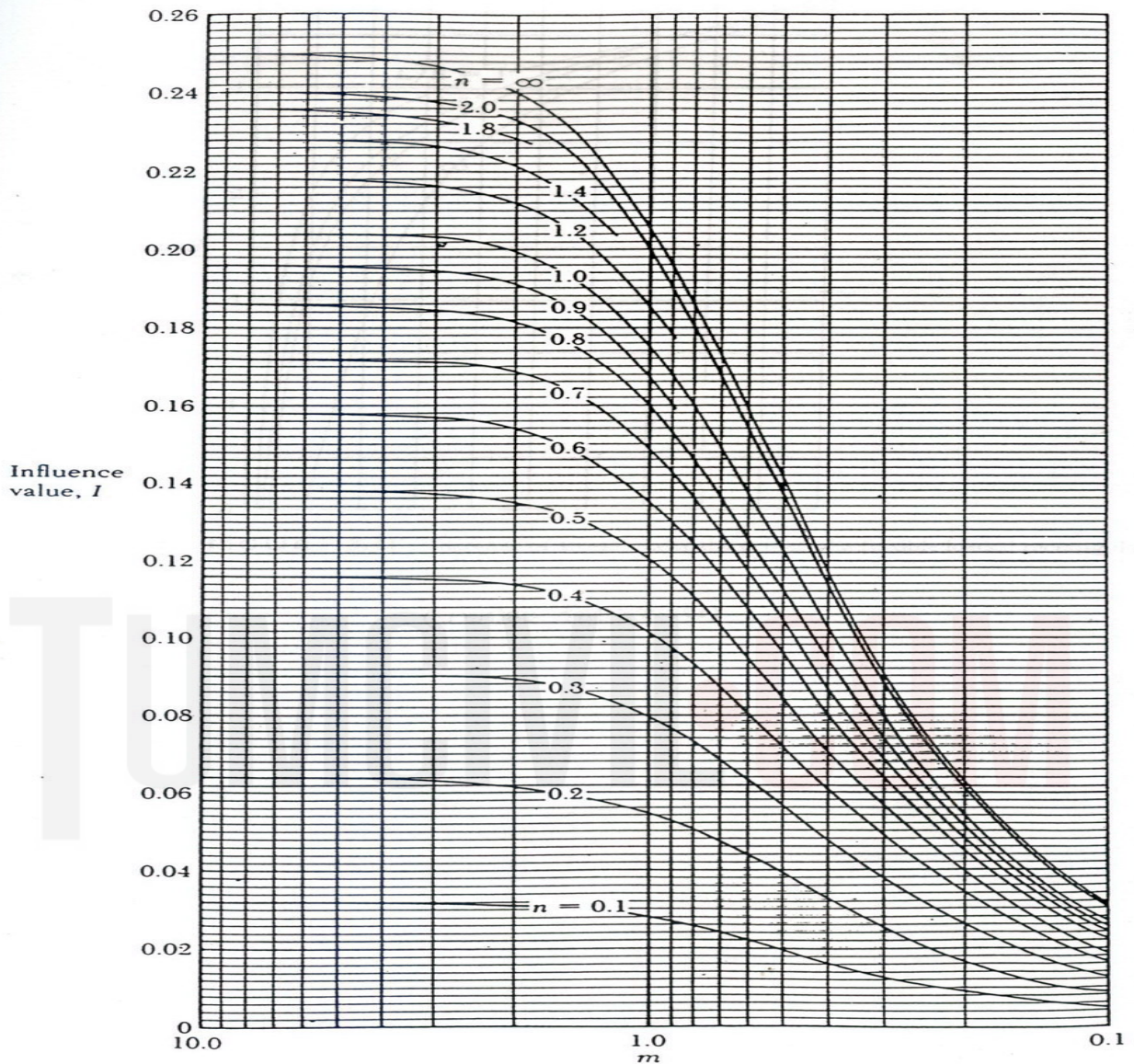
$$n = \frac{L}{z} \quad \dots\dots 10.20$$

ตารางที่ 10.7 Boussinesq's Influence Factor  $I_B$  for Vertical Stress under A Corner of Uniformly Loaded Rectangular area

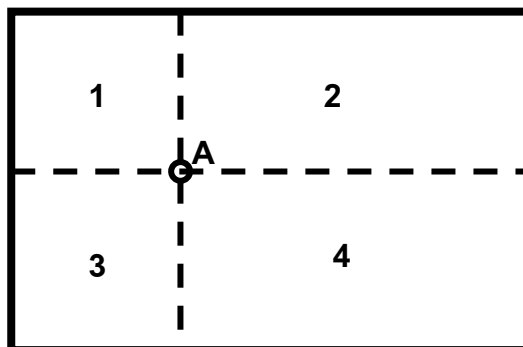
B / z	L / z								
	0.1	0.3	0.5	0.8	1.0	2.0	2.5	5.0	10.0
0.1	0.0047	0.0132	0.0198	0.0258	0.0279	0.0311	0.0314	0.0316	0.0316
0.5	0.0198	0.0559	0.0840	0.1103	0.1202	0.1350	0.1363	0.1374	0.1375
1.0	0.0276	0.0794	0.1202	0.1598	0.1752	0.1999	0.2024	0.2044	0.2046
2.0	0.0311	0.0887	0.1350	0.1812	0.1999	0.2345	0.2361	0.2395	0.2399
2.5	0.0314	0.0895	0.1363	0.1832	0.2024	0.2361	0.2401	0.2439	0.2443
3.0	0.0315	0.0898	0.1368	0.1841	0.2034	0.2378	0.2420	0.2461	0.2466
4.0	0.0316	0.0901	0.1372	0.1847	0.2042	0.2391	0.2434	0.2479	0.2484
5.0	0.0316	0.0901	0.1374	0.1849	0.2044	0.2395	0.2439	0.2486	0.2491
10.0	0.0316	0.0902	0.1375	0.1850	0.2046	0.2399	0.2443	0.2491	0.2498



กราฟความสัมพันธ์ของค่า  $I_B$  กับค่าของ  $m$  และ  $n$

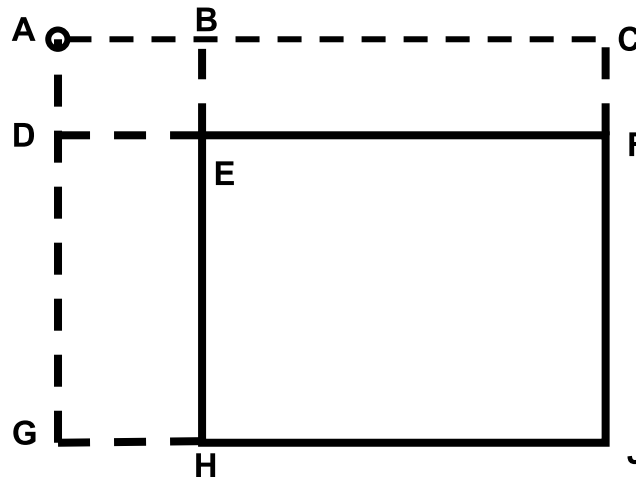


สมการที่ 10.17 สามารถนำไปประยุกต์หาหน่วยแรงในแนวตั้งที่จุดใดๆ ใต้ฐานราก โดยที่จุดนั้นอาจอยู่ภายในหรือภายนอกของฐานรากก็ได้ เช่น



$$\Delta\sigma_z \text{ at } A = \Delta p = q \left( I_{B-1}^{94} + I_{B-2} + I_{B-3} + I_{B-4} \right)$$

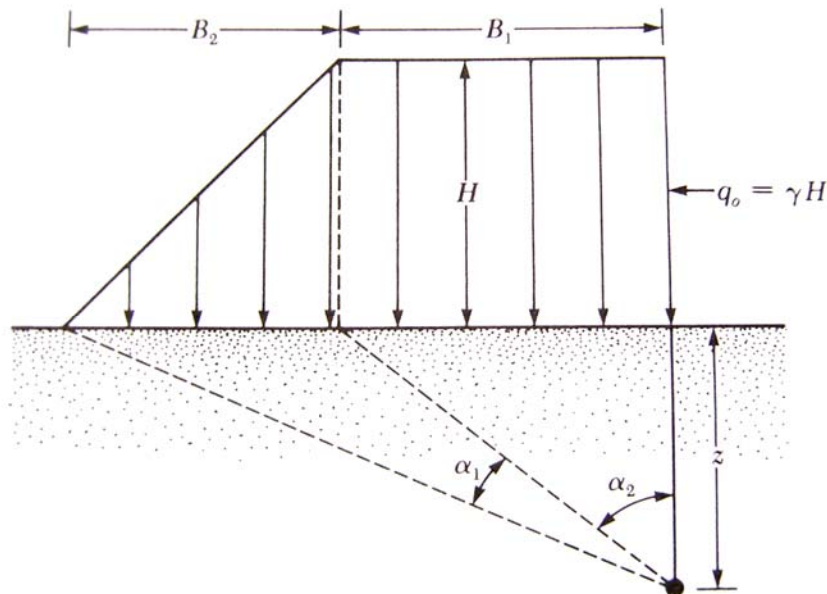
กรณีจุดอยู่ภายนอกของฐานราก



$$\Delta\sigma_z \text{ at } A = q(I_{B-ACJG} - I_{B-ACFD} - I_{B-ABHG} + I_{B-ABED})$$

**10.4.7 เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นน้ำหนักของเขื่อนดิน(Stress Due to a Embankment Loading)**

เขื่อนดินหรือคันดิน ได้จากการและบดอัดดินเป็นชั้นๆ สันของเขื่อนเป็นแนวราบ มีความสูงจากระดับผิวดินระยะหนึ่ง ซึ่งอาจทำเป็นถนนเพื่อประโยชน์ทางด้านคมนาคม ด้านข้างทั้งสองข้างของเขื่อนหรือคันดินจะเอียงลาดลงไปสู่ระดับผิวดิน การวิเคราะห์หาหน่วยแรงในแนวตั้งที่จุดใดๆ ซึ่งอยู่ลึกลงไปจากผิวดิน สามารถใช้หลักการรวมผล (super position method) โดยหาหน่วยแรงในแนวตั้ง ณ จุดที่ต้องการ อันเนื่องมาจากส่วนของสันเขื่อน ดังรูป



หน่วยแรงในแนวตั้ง ที่ จุด A

$$\Delta\sigma_z = \Delta p = \frac{q_0}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] = q_0 \cdot I' \dots\dots\dots 10.19$$



$$q_0 = \gamma H$$

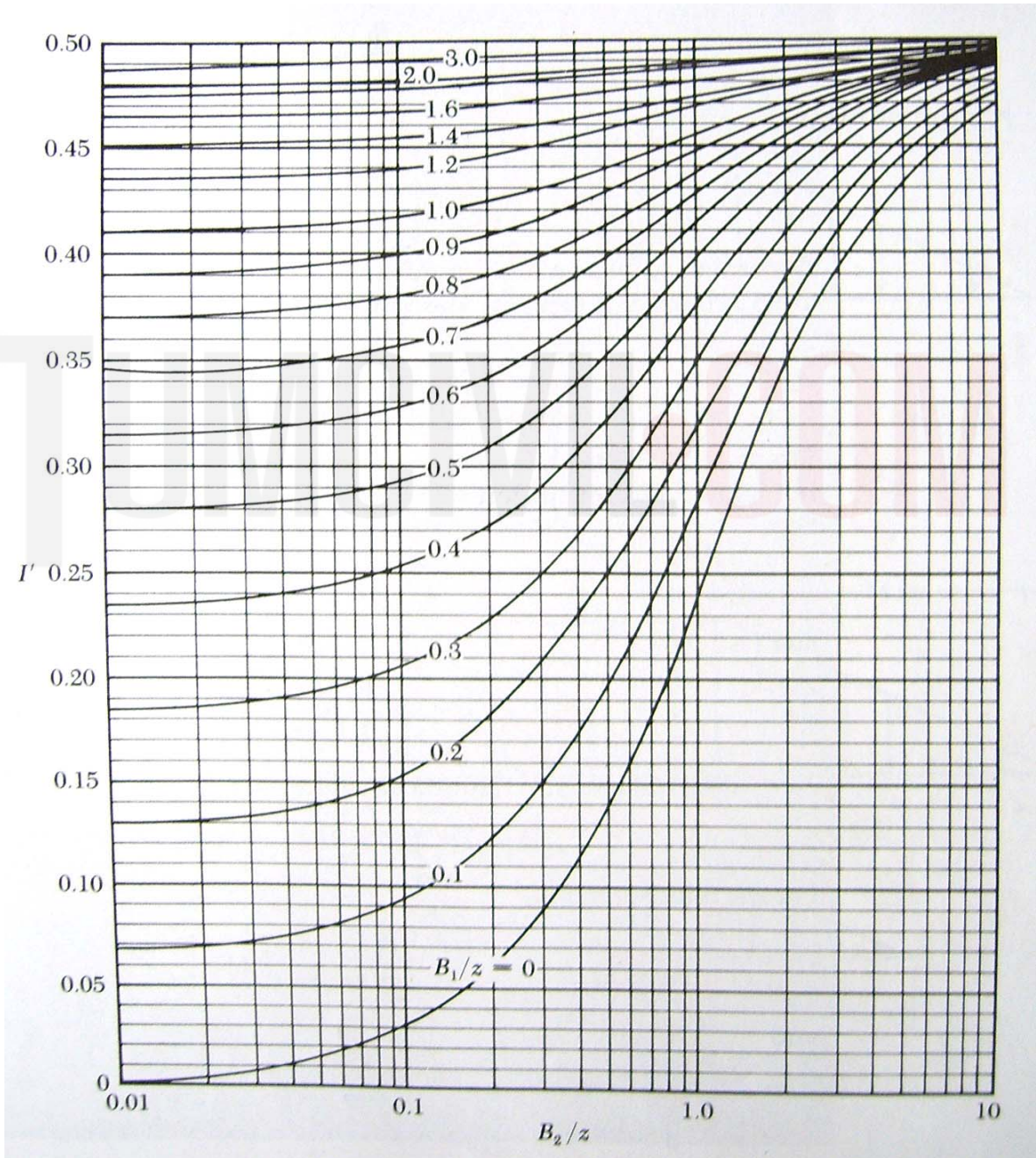
$\gamma$  = unit weight of the embankment soil

H = height of the embankment

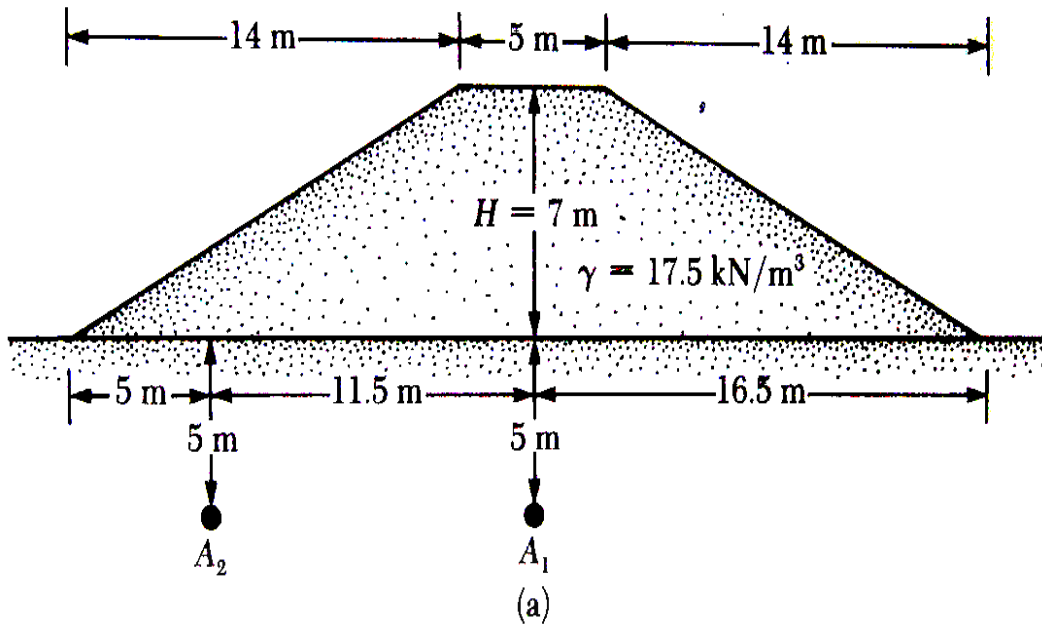
$$\alpha_1(\text{radians}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1 - B_2}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \dots\dots 10.20$$

$$\alpha_2(\text{radians}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \dots\dots 10.21$$

Where  $I'$  = a function of  $B_1/z$  and  $B_2/z$  from diagram

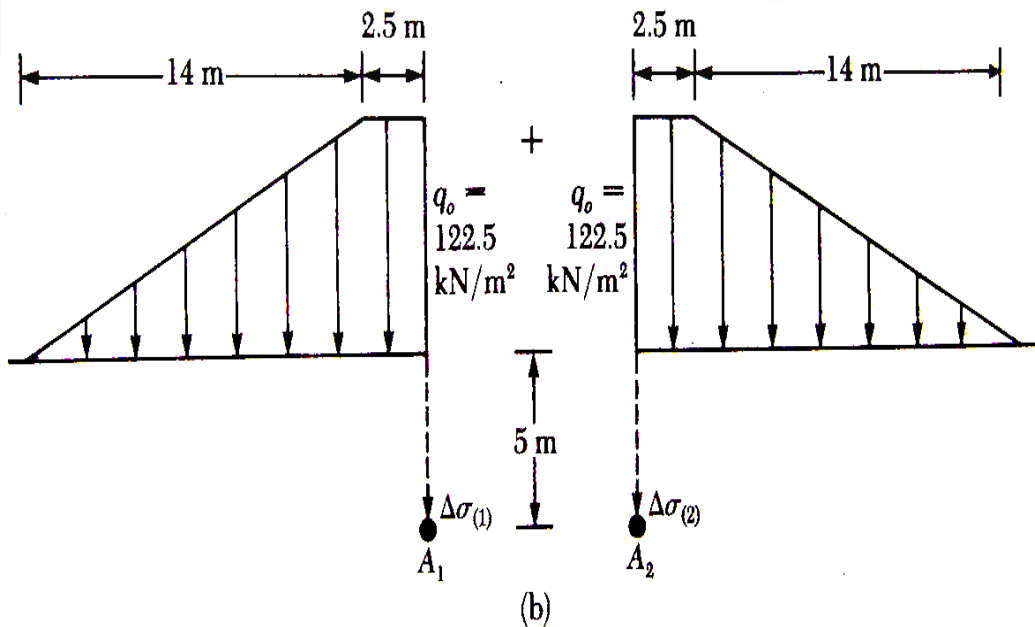


**Example** An embankment is shown in figure . Determine the stress increase under the embankment at points A<sub>1</sub> and A<sub>2</sub>



**Stress Increase at A<sub>1</sub>**

The left side of Figure (b) indicates that B<sub>1</sub> = 2.5 and B<sub>2</sub> = 14 m. So



$$\frac{B_1}{z} = \frac{2.5}{5} = 0.5$$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

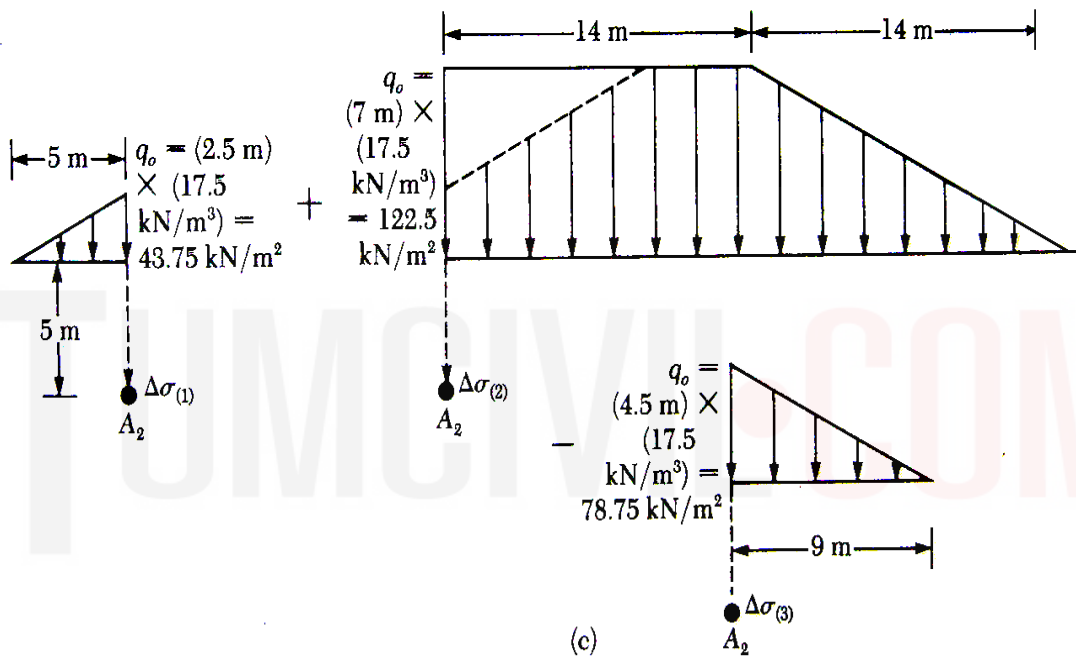
from diagram  $I' = 0.445$

$I' = 0.445$ . Because the two sides in Figure (b) are symmetrical, the value of  $I'$  for the right side will also be 0.445. So

$$\begin{aligned} \Delta p &= \Delta p_1 + \Delta p_2 = q_0 [I'_{(left\ side)} + I'_{(right\ side)}] \\ &= 122.5 [0.445 + 0.445] = 109.03 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Stress Increase at  $A_2$**

Refer to Figure (c). For the left side,  $B_1 = 0$  and  $B_2 = 5$  m. So



$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

from diagram  $I' = 0.25$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\Delta p_1 = 43.75(0.25) = 10.94 \text{ kN/m}^2$$

For the middle section  $B_1 = 14$  and  $B_2 = 14$  m.

$$\frac{B_1}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

from diagram  $I' = 0.495$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

$$\Delta p_2 = 122.5(0.495) = 60.64 \text{ kN/m}^2$$

For the right side  $B_1 = 0$  and  $B_2 = 9$  m.

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0 \quad \text{from diagram } I' = 0.335$$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{9}{5} = 1.8 \quad \Delta p_3 = 78.75(0.335) = 26.38 \text{ kN/m}^2$$

Total stress increase at point  $A_2$  is

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 - \Delta p_3$$

$$= 10.94 + 60.64 - 26.38 = 45.2 \text{ kN/m}^2 \quad \triangleleft$$

**10.4.8** เมื่อน้ำหนักกระทำเป็นน้ำหนักแผ่รูปใด ๆ โดยใช้ แผนภูมิของนิวมาร์ค ( Newmark ,s Chart)

แผนภูมิ(influence chart ) ที่เสนอโดย Newmark (1942)ประยุกต์มาจากสมการของบูส์ซิเนสกี สำหรับหาหน่วยแรงในแนวตั้ง ณ จุดใดๆ ที่อยู่ลึกลงไปจากระดับของพื้นผิวดินเมื่อฐานรากมีรูปร่างเปลี่ยนแปลงเป็นอย่างอื่นที่มีใช้เป็นรูปวงกลมหรือรูปสี่เหลี่ยมที่กล่าวมาแล้ว

พิจารณาสมการที่ 10.5 หน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ  $q$  ที่กระทำเป็นรูปวงกลม ณ จุดที่อยู่ลึกลงไปเท่ากับ  $z$  และห่างจากจุดศูนย์กลางเป็นระยะเท่ากับ  $R$

$$\Delta \sigma_z = \Delta p = q \left[ 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad \dots\dots 10.15$$

ซึ่งจะเขียนใหม่ได้เป็น

$$\frac{R}{z} = \left[ \left( 1 - \frac{\Delta \sigma_z}{q} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \quad \dots\dots\dots 10.22$$

ฉะนั้นถ้ากำหนดอัตราส่วน  $\Delta \sigma_z/q$  ให้มีค่าต่างๆกันเช่นให้เท่ากับ 0 , 0.1 , 0.2 , .....จะสามารถหาค่าอัตราส่วน  $R / z$  จากสมการข้างต้น ดังต่อไปนี้

$\Delta \sigma_z / q$	$R / z$
0.0	0.0000
0.1	0.2698
0.2	0.4005
0.3	0.5181
0.4	0.6370

0.5	0.7664
0.6	0.9174
0.7	1.1097
0.8	1.3871
0.9	1.9084
1.0	$\infty$

ดังนั้นหากกำหนดระยะความลึกจากพื้นผิวดิน  $z$  ที่ต้องการหาหน่วยแรงในแนวตั้ง จะได้วงกลมที่มีรัศมี  $R$  ต่างๆ ซึ่งในทางทฤษฎีจะมีวงกลมทั้งหมด 10 วง แต่วงกลมวงนอกสุดจะมีรัศมีเป็น  $\infty$  และเมื่อแบ่งมุมที่จุดศูนย์กลางของวงกลมออกไปเป็นจำนวนเท่าๆกัน เช่น  $n$  มุม จะได้ส่วนของพื้นที่(sector) ที่ถูกล้อมรอบด้วยโค้งวงกลมกับเส้นรัศมีที่เขียนออกไปจากจุดศูนย์กลางของวงกลมเท่ากับ  $10n$  ส่วน ซึ่งแต่ละส่วนของพื้นที่เป็นค่าของหน่วยแรงในแนวตั้ง ที่ระดับลึกลงไปที่  $z$  มีค่าเท่ากับ  $\frac{\Delta\sigma_z}{10n}$  หรือเท่ากับ  $(I_f) \cdot \Delta\sigma_z$

$$I_f = \text{Influence factor} = 1 / 10n$$

$$\Delta\sigma_z = \text{หน่วยแรงในแนวตั้งที่มีความลึกเท่ากับ } z$$

ตัวอย่างเช่น สมมติให้  $n$  เท่ากับ 8 ดังนั้น แต่ละส่วนของพื้นที่จะให้ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งที่มีความลึกเท่ากับ  $z$  เท่ากับ  $\frac{\Delta\sigma_z}{10n}$  หรือเท่ากับ  $0.0125(\Delta\sigma_z)$  นั่นคือ Influence factor :  $I_f$  มีค่าเท่ากับ 0.0125

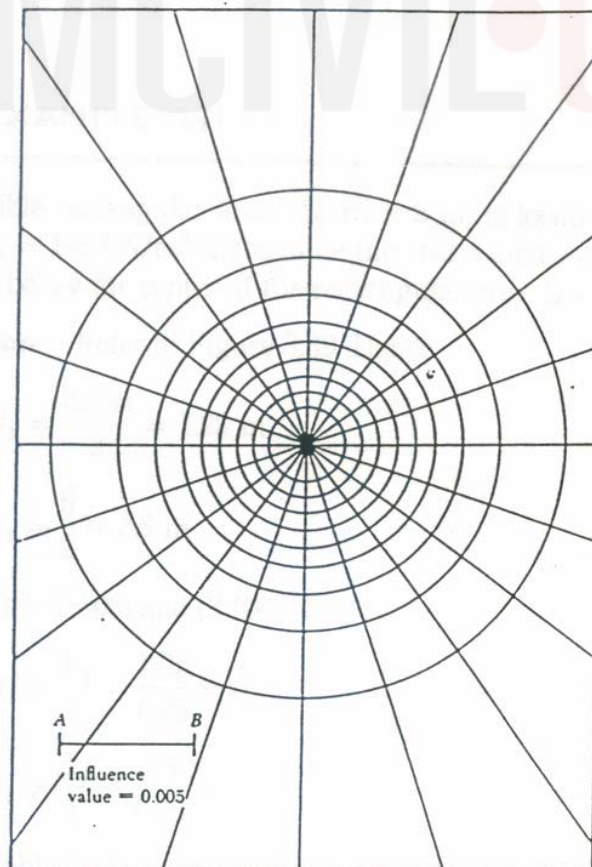


Figure Influence chart for vertical pressure calculation (after Newmark,1942)



**การสร้างแผนภูมิของนิวมาร์ค (Newmark,s chart)**

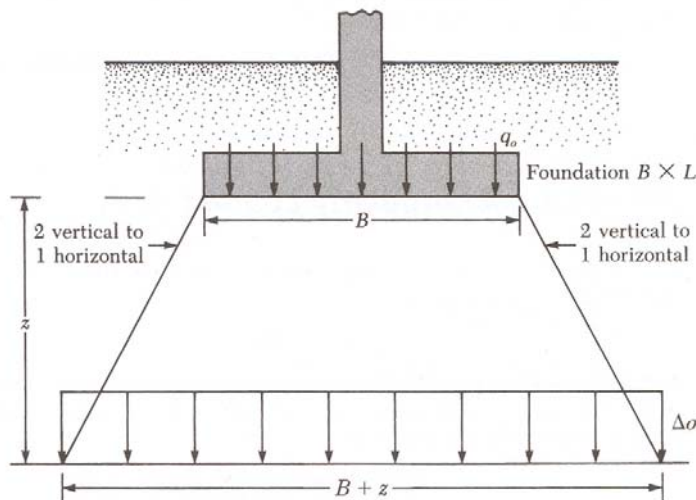
- 1 สมมุติต้องการหาหน่วยแรงในแนวตั้งซึ่งอยู่ลึกลงไปจากระดับพื้นผิวดินเท่ากับ z โดยการเขียนเส้นตรงAB เป็นตัวแทนของความลึกเท่ากับ z เช่น z = 5.00 ม ฉะนั้น ความยาวเส้นตรงAB = 5 เมตร
- 2 เขียนวงกลมโดยรัศมีวงกลมเท่ากับความยาวของเส้นAB คูณกับค่าของR/z ในตาราง เช่น 0.27(5) = 1.35 , 0.40(5) = 2.00 , 0.40(5) = 2.60 , ..... เป็นต้น
- 3 แบ่งจำนวนมุมที่จุดศูนย์กลางของวงกลมออกไป ยิ่งมากยิ่งดีเพราะจะได้ค่าที่ละเอียดมากขึ้น (ในที่นี้ สมมุติแบ่งออกเป็น 20 มุม) ซึ่งจะได้แผนภูมิของนิวมาร์ค โดยมี Influence factor : I<sub>r</sub>เท่ากับ 1 / (10)(20) = 0.005 ดังรูป

**ขั้นตอนการใช้ Newmark's chart เพื่อหา Stress ภายใต้หน้าหนักใด ๆ**

1. พิจารณาความลึก Z ของจุดที่ต้องการหา Stress
2. ตั้ง scale ให้ความลึก Z = ระยะ AB
3. วาดหน้าตัด หรือ plan ของ loaded area โดยใช้ scale ตามข้อ 2.
4. วางรูป plan ในข้อ 3. ลงบน Newmark's chart โดยให้จุดที่ต้องการหา stress อยู่ที่จุดศูนย์กลางของ chart
5. นับจำนวนช่อง (element) ที่อยู่ใน chart ในขอบเขตของ plan สมมุติ = N
6. คำนวณหา  $\Delta p$   $\Delta p = (I_r)(N)(q)$   
 $q = \text{load per unit Area on the load area}$

**10.4.9 การพิจารณาจากหน่วยแรงเฉลี่ยในแนวตั้ง**

การหาหน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดจากแรงหรือน้ำหนักภายนอกที่กระทำบนระนาบของพื้นผิวดินอาจประมาณได้ว่า แรงหรือหน่วยแรงจากฐานรากกระจายออกไปรอบข้างของแต่ละข้างจากขอบเขตของฐานรากโดยทำมุมเอียงประมาณ 30° กับแนวตั้ง ดังรูป หรือให้กระจายออกไปทางข้าง 1 หน่วย ต่อความลึก 2 หน่วย (2 vertical to 1 horizontal slope) ดังนั้น จะหาหน่วยแรงเฉลี่ยในแนวตั้งที่เกิดขึ้นในมวลดินที่ระดับลึกใดๆ โดยวิธีประมาณได้



ถ้าฐานรากกว้าง B X L รับน้ำหนักแผ่เฉลี่ยเท่ากับ q<sub>0</sub> หากพิจารณาว่ามีการกระจายออกไปทางข้างจากขอบของฐานรากทุกด้าน ด้วยความชัน 2 ต่อ 1 หน่วยแรงเฉลี่ยในแนวตั้งเท่ากับ z ( Δσ ) เท่ากับ

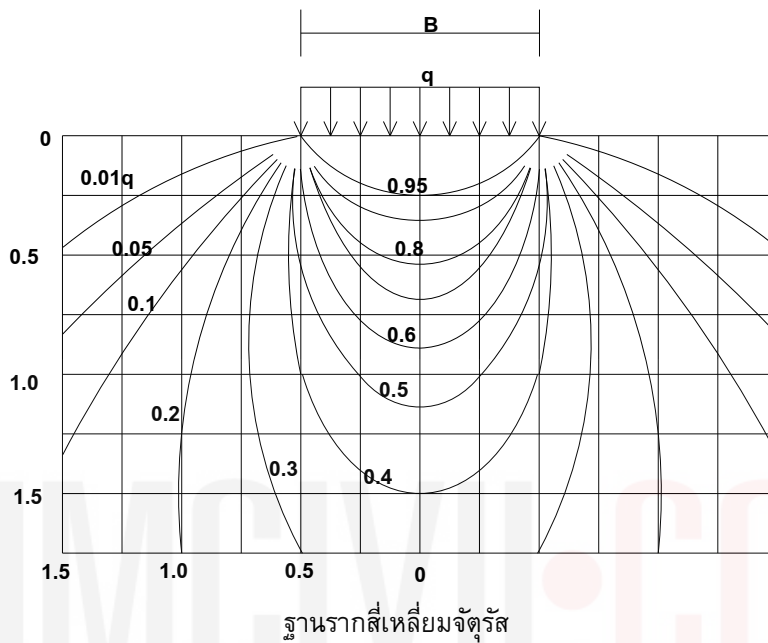
$$\Delta\sigma = \frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)} \dots\dots\dots 10.23$$



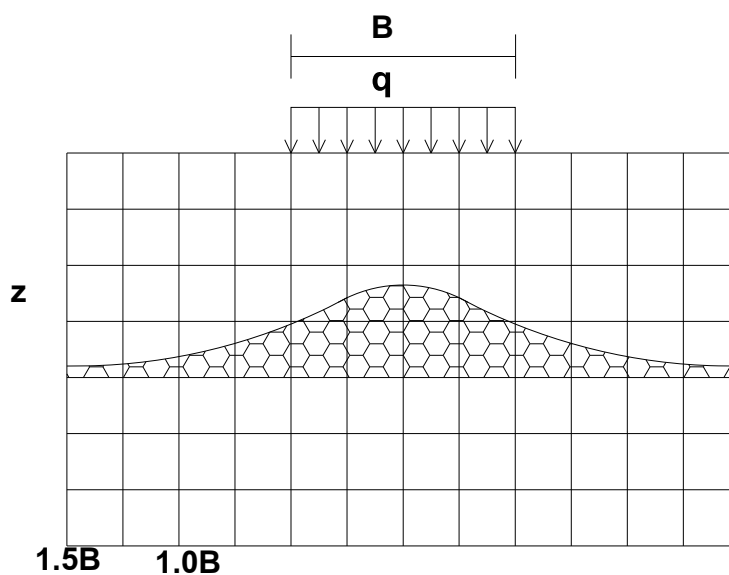
**10.5 การกระจายของหน่วยแรงในแนวดิ่งเนื่องจากแรงภายนอก**

หน่วยแรงในแนวดิ่งที่เกิดจากการกระทำของน้ำหนักหรือแรงภายนอกรูปแบบต่างๆที่กล่าวมาแล้ว สามารถนำมาเขียนกราฟแสดงให้เห็นการกระจายของหน่วยแรงในแนวดิ่ง (Vertical Stress Distribution in Soils ) ได้ 3 แบบ

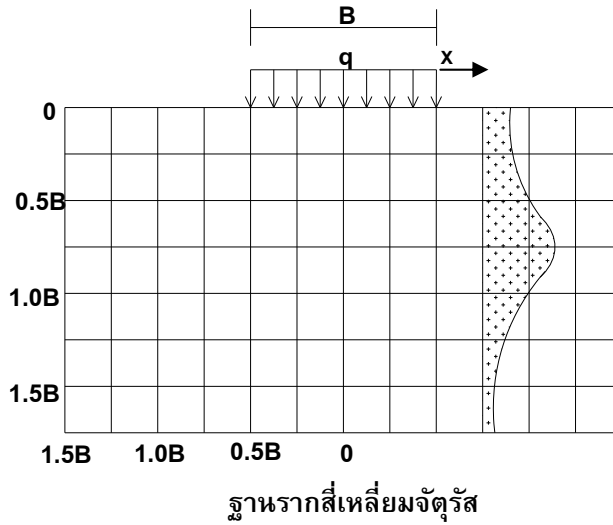
10.5.1 รูปกระเปาะความดัน ( Pressure Bulb ) ซึ่งเป็นรูปโค้ง เส้นหนึ่งๆของกระเปาะความดันเรียกว่า isobar แสดงถึงหน่วยแรงในแนวดิ่งที่มีค่าคงที่ กระเปาะความดันจะกระจายออกไปตามความลึกและทางด้านข้าง สังเกตว่า ที่ระดับความลึกประมาณ 1.5 – 2.0 เท่า ของความกว้างของฐานรากยังคงมีหน่วยแรงในแนวดิ่งกระทำอยู่ และเมื่อฐานรากอยู่ใกล้กัน ( ห่างกันน้อยกว่า 5 เท่า ของความกว้างของฐานราก ) กระเปาะความดันจะซ้อนกัน ทำให้หน่วยแรงในแนวดิ่งในส่วนที่ซ้อนกันมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าเดิม



10.5.2 รูปการกระจายของหน่วยแรงในแนวดิ่งบนระนาบอนที่ระดับความลึกหนึ่งๆ ซึ่งหน่วยแรงในแนวดิ่งใต้จุดที่มีแรงกระทำจะมีค่ามากที่สุดและมีค่าลดลงเมื่อจุดที่พิจารณาอยู่น้อยห่างออกไปด้านข้างมากขึ้น



10.5.3 รูปแสดงการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งบนแนวตั้งที่อยู่ห่างจากจุดศูนย์กลางของน้ำหนักหรือแรงกระทำเป็นระยะหนึ่ง ๆ ซึ่งหน่วยแรงในแนวตั้งใต้ฐานรากจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆตามลำดับความลึกจนกระทั่งมีค่าสูงสุดที่ระดับความลึกหนึ่ง ๆ จากหน่วยแรงในแนวตั้งจึงเริ่มลดค่าลงตามระดับความลึกที่เพิ่มมากขึ้น

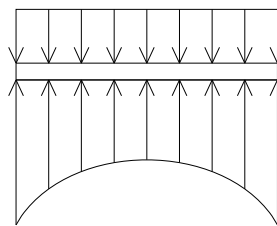


**10.6 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสกับฐานราก**

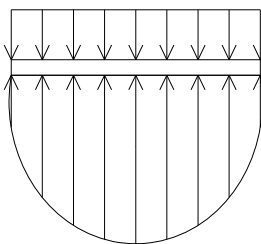
การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสกับฐานราก ( contact pressure) ขึ้นอยู่กับความแข็งแกร่ง(flexural rigidity )ของตัวฐานรากและคุณสมบัติยึดหยุ่นของดินใต้ฐานราก

- ถ้าฐานรากเป็นแบบขยับตัวได้(flexible) การกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสกับฐานรากจะมีลักษณะแผ่สม่ำเสมอโดยไม่คำนึงถึงชนิดของดินใต้ฐานราก
- แต่เมื่อฐานรากเป็นแบบแข็งแกร่ง(rigid) การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสกับฐานรากจะแตกต่างกันและขึ้นอยู่กับชนิดของดินใต้ฐานรากที่รองรับ

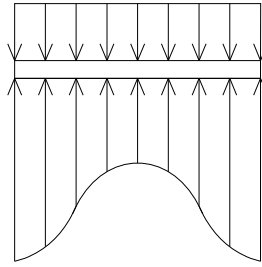
เมื่อดินใต้ฐานรากเป็นดิน cohesive soil เช่นดินเหนียวอิมตัว การกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งตรงบริเวณขอบฐานรากจะสูงกว่าตรงกึ่งกลางของฐานราก



เมื่อดินใต้ฐานรากเป็นแบบ cohesionless soil เช่นดินทราย กรวด การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งตรงบริเวณกึ่งกลางใต้ฐานรากจะมีค่ามากที่สุดและจะกระจายออกไปเป็นรูปโค้งพาราโบลาโดยมีค่าเป็นศูนย์ที่บริเวณขอบของฐานราก



สำหรับดินที่มีทั้ง cohesion – friction soil เช่นดินเหนียวปนทราย การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งใต้ฐานรากจะเป็นลักษณะผสมทั้งสองกรณี ดังรูป



อย่างไรก็ดี ในทางปฏิบัติจะถือว่าหน่วยแรงในแนวตั้งตรงผิวสัมผัสระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานรากเป็นหน่วยแรงเฉลี่ย และแผ่กระจายสม่ำเสมอใต้ฐานรากนั้น ทั้งนี้เพื่อให้การคำนวณหาค่าการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นหรือการออกแบบหาขนาดของฐานรากที่ต้องใช้ ง่ายมากขึ้น

#### แบบฝึกหัด

- 1 จงหาความดันของน้ำในช่องว่างและหน่วยแรงประสิทธิผลที่ระยะลึก 15 เมตร จากระดับพื้นดิน ถ้าระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึก 3 เมตร ต่ำจากระดับดิน กำหนดให้ดิน มี  $\gamma_w$  เท่ากับ 2.65 อัตราส่วนช่องว่างเท่ากับ 0.70 และความชื้นเหนื่อระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ 5% ( $u = 1200 \text{ กก} / \text{ซม}^2$ ,  $\sigma' = 1651 \text{ กก} / \text{ซม}^2$ )
- 2 ถ้าสมมุติว่าถังน้ำประปาหนัก 1,500 ตัน เปรียบเสมือนเป็นน้ำหนักกระทำแบบจุดบนพื้นผิวดิน จงคำนวณหาหน่วยแรงในแนวตั้งที่จุดลึก 8 เมตร ใต้น้ำหนักที่กระทำ และที่จุดลึกเดียวกันแต่ห่างจากตำแหน่งที่กระทำเป็นระยะในแนวราบ 7 เมตร ให้แสดงรูปกระจายความดันด้วย ใช้วิธีของ Boussinesq ( $11.19 \text{ ตัน} / \text{ม}^2$ ,  $2.27 \text{ ตัน} / \text{ม}^2$ )
- 3 ฐานรากแผ่วางบนพื้นดินขนาด  $4.25 \times 4.25$  เมตร ถ้ายน้ำหนักทั้งหมด 200 ตัน สู่พื้นดิน จงหาหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง ( $\sigma_z$ ) ที่มุมใดมุมหนึ่งของฐานรากซึ่งอยู่ลึกลงไป 6 เมตร ให้หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 2.3 กรัม/ลบ.ซม. ใช้วิธีของ Boussinesq ( $36.75 + 0.3421 = 37.0921 \text{ ตัน} / \text{ตร.ม.}$ )

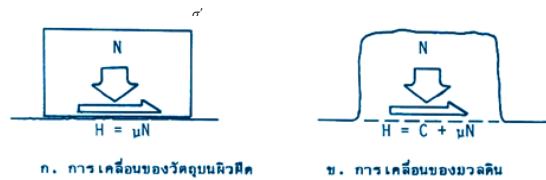
บทที่ 11

กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน

Shear Strength of Soil.

11.1 คำนำ

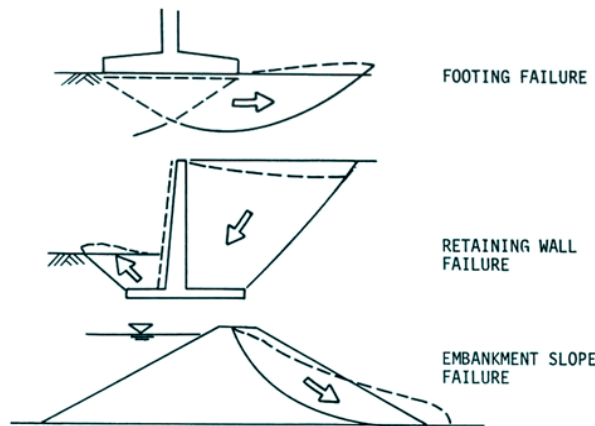
มวลดินที่นำมาใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง หรือรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกจะมีคุณสมบัติหนึ่งเช่นเดียวกับวัสดุก่อสร้างอื่นๆ เช่น ไม้ เหล็ก และคอนกรีต คือมีคุณสมบัติต้านแรงกระทำได้ถึงจุดหนึ่ง จึงจะเกิดการวิบัติ ( failure ) การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวและแรงต้านของวัตถุและมวลดินดังแสดงในรูปที่ 11.1



รูปที่ 11.1 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวและแรงต้านทานของวัตถุและมวลดิน

หากแต่การวิบัติของมวลดินจะเกิดจากแรงเฉือน ที่เป็นผลจากแรงกระทำต่างๆ ต่อมวลดิน ซึ่งทำให้มวลดินนั้นมีการเคลื่อนตัวในทิศทางของแรงเฉือนจนกระทั่งเกิดการพังทลาย ทั้งนี้การวิบัติของมวลดินจากแรงเฉือนไม่จำเป็นต้องเกิดจากค่าแรงเฉือนสูงสุด ที่กระทำ

การวิเคราะห์ปัญหาเกี่ยวกับเสถียรภาพ ( stability ) ของมวลดิน เช่น กำลังต้านแรงกด ( bearing capacity ) เสถียรภาพของความลาด ( slope stability ) ตลอดจนแรงดันด้านข้างที่มีต่อกำแพงกันดิน ล้วนขึ้นกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ( shear strength ) ทั้งสิ้น ดังแสดงในรูปที่ 11.2



รูปที่ 11.2 แสดงการวิบัติของดินในกรณีต่าง ๆ

11.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน : ทฤษฎีของการวิบัติ

กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะได้ค่ามาจากการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการ หรือในสนาม ซึ่งพบ่าขึ้นกับปัจจัย ต่างๆ มากมาย โดยมีค่าแปรเปลี่ยนตามชนิดและสภาพธรรมชาติของดิน อย่างไรก็ตาม ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน คือ

1 แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินหรือแรงจากความเชื่อมแน่นและความหนืด ( Cohesion and adhesion : c) ระหว่างโมเลกุลของน้ำที่ห่อหุ้มเม็ดดินรอบผิวของเม็ดดิน โดยปฏิกิริยาทางฟิสิกส์หรือเคมีจากแร่ธาตุประกอบ ซึ่งมีปรากฏกับดินเม็ดเล็กและละเอียด ( fine – grained soil ) หรือดินที่มีความเชื่อมแน่น ( cohesive soil ) เช่นดินเหนียว ( clay ) โดยมีค่าแปรตามปริมาณของน้ำในมวลดิน ขนาดเม็ดดิน แร่ธาตุประกอบ ตลอดจนการบดอัดดิน

2 แรงเสียดทานภายใน( Internal friction )ตรงผิวสัมผัสระหว่างเม็ดดิน รวมทั้งการขัดลึอกกันระหว่างเม็ดดิน ( Interlocking )ซึ่งมักปรากฏกับดินจำพวกเม็ดหยาบ หรือดินร่วน ที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น กรวด ทราย หรือทรายแป้ง โดยจะมีค่าขึ้นกับน้ำหนักหรือหน่วยแรงที่กระทำตั้งฉากกับระนาบของการเฉือน

ให้  $\sigma$  = หน่วยแรงกระทำตั้งฉากบนระนาบของการเฉือน

$\phi$  = มุมเสียดทานภายในของมวลดินซึ่งปกติถือว่ามีความเท่ากับมุมลาดตามธรรมชาติ( angle of repose ) ที่วัดเทียบกับแนวราบเมื่อมวลดินนั้นสามารถคงรูปอยู่ได้โดยไม่ทลายลงมา

จะพบว่า แรงเสียดทานภายในของเม็ดดินหยาบมีค่าเท่ากับ  $\sigma \tan \phi$  โดยที่มุมเสียดทานภายในของดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับลักษณะรูปร่าง ขนาด และความหนาแน่น หรือหน่วยน้ำหนัก

### 11.3 กฎของคูลอมบ์ ( Coulomb ' s Law )

ในศตวรรษที่ 18 วิศวกรชาวฝรั่งเศสชื่อ คูลอมบ์ ( 1776 ) เสนอสมการเส้นตรงแสดงขอบเขตการวิบัติของมวลดิน โดยให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำบนระนาบวิบัติ (failure plane)ดังสมการที่ 11.1 และรูปที่ 11.3

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots 11.1$$

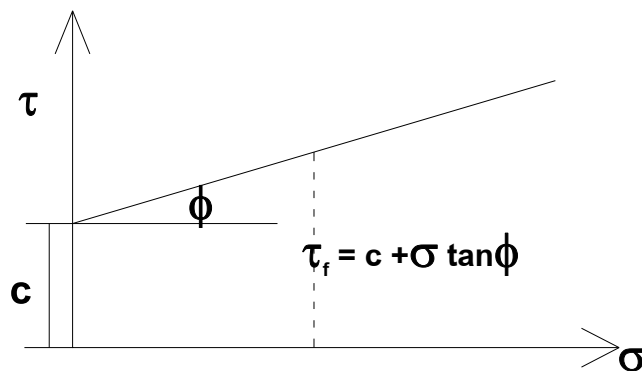
$\tau_f$  = กำลังต้านทานแรงเฉือน( shear strength )บนระนาบวิบัติ

$\sigma$  = หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำ( normal stress )บนระนาบวิบัติ

c = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ( apparent cohesion)ของมวลดิน

$\phi$  = มุมเสียดทานภายใน(angle of internal friction)ของมวลดิน

ค่าของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปรากฏ : c และมุมเสียดทานภายใน :  $\phi$  ของมวลดิน จะหาค่าได้จากการทดลอง ซึ่งคูลอมบ์ สมมุติให้เป็นค่าคงที่สำหรับมวลดินแต่ละชนิดที่อยู่ภายใต้สภาวะหนึ่งเท่านั้น ซึ่งสามารถนำไปใช้ได้กับมวลดินนั้นที่อยู่ภายใต้สภาวะเดียวกันเท่านั้น



รูปที่ 11.3 ขอบเขตการวิบัติของคูลอมบ์

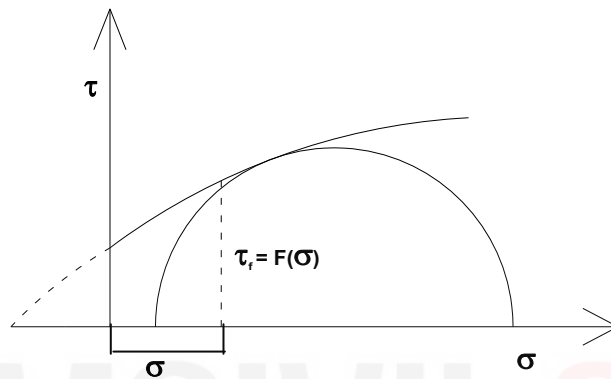
จากรูปที่ 11.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตั้งฉากกับหน่วยแรงเฉือนที่จุดวิบัติ เรียกเส้นกราฟนี้ว่า ขอบเขตการวิบัติของคูลอมบ์ ( Coloumb's envelope )

**11.4 ทฤษฎีของมอร์ ( Mohr 's Theory )**

ในปี ค.ศ. 1882 วิศวกรชาวเยอรมัน ชื่อ Otto Mohr ได้เสนอวิธีการเขียนรูป ( graphic solution ) เพื่อใช้วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตั้งฉากกับหน่วยแรงเฉือนบนระนาบหนึ่งๆ ภายใต้หน่วยแรงต่างๆ ที่กระทำต่อชิ้นวัสดุนั้น ซึ่งต่อมาเรียกว่า วงกลมของมอร์ ( Mohr 's Circle )

ในปี ค.ศ. 1900 มอร์เสนอทฤษฎีการวิบัติของมวลดิน โดยให้กำลังต้านแรงเฉือนของดินเป็นฟังก์ชันกับหน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำบนระนาบวิบัติที่แรงกระทำ ดังสมการที่ 11.2 และ รูปที่ 11.4

$$\tau_f = F(\sigma) \dots\dots\dots 11.2$$



รูปที่ 11.4 ขอบเขตการวิบัติของมอร์

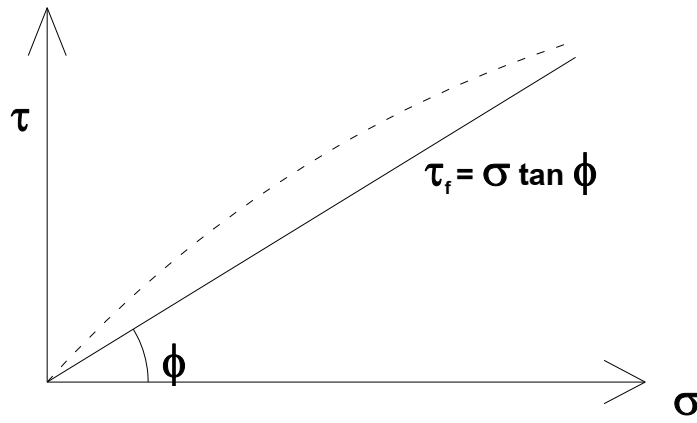
จากรูป 11.4 แสดงวงกลมของมอร์ และเส้นสัมผัสกับวงกลมของมอร์ตรงจุดที่ดินวิบัติ หากแปรเปลี่ยนหน่วยแรงตั้งฉากแล้วเขียนวงกลมของมอร์ขึ้นมาอีกสำหรับดินชนิดนั้น จะเห็นว่าเส้นสัมผัสกับวงกลมของมอร์ตรงจุดที่ดิน วิบัติจะเป็นเส้นโค้ง ซึ่งอาจมีค่ามากกว่าสมการที่เสนอโดยคูลอมบ์เล็กน้อย

สาเหตุเป็นเพราะค่า c และ  $\phi$  ของดินเปลี่ยนแปลงไปโดยขึ้นกับค่าหน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบของหน่วยแรงเฉือนที่จุดวิบัติ แต่เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากมีค่าน้อยๆ หรือมีค่ามากๆ จะเห็นว่า กำลังต้าน แรงเฉือนของดินตามสมการ ที่เสนอโดย มอร์ จะมีค่าต่ำกว่าค่าที่เสนอโดยคูลอมบ์ เล็กน้อย เรียกเส้นกราฟนี้ว่า ขอบเขตของการวิบัติของมอร์ ( Mohr 's envelope )

ในการคำนวณทั่วไปมักประมาณว่ามุมเสียดทานภายในของมวลดิน :  $\phi$  มีค่าคงที่ ดังนั้นเส้นโค้งที่แสดงขอบเขตการวิบัติของมอร์ จะเป็นเส้นตรง

ต่อมาได้มีการรวมทฤษฎีการวิบัติทั้งสองเป็นทฤษฎีการวิบัติ ของมอร์-คูลอมบ์ (Mohr – Coloumb Failure Theory ) และถือว่าขอบเขตการวิบัติของมวลดินเป็นไปตามสมการเส้นตรงที่เสนอโดยคูลอมบ์

ฉะนั้น ถ้าพบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตั้งฉากกับหน่วยแรงเฉือนที่มี ต่อมวลดินตัวอย่างอยู่บนเส้นขอบเขตการวิบัติพอดี แสดงว่ามวลดินนั้นเริ่มจะวิบัติจากการเฉือน แต่ถ้าได้ความสัมพันธ์อยู่ใต้เส้นขอบเขตการวิบัติ แสดงว่ามวลดินนั้นยังไม่เกิดการวิบัติ รูปที่ 11.5 แสดงขอบเขตวิบัติแบบเส้นตรงสำหรับมวลดินที่สมมุติว่ามีหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินน้อยมาก ( Cohesionless Soil ) เช่น กรวด ทราย นั่นคือให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน มีค่าเป็นศูนย์ ( c = 0 ) และหากสมมุติว่ามุมเสียดทานภายใน  $\phi$  คงที่



รูปที่ 11.5 ขอบเขตการวิบัติแบบเส้นตรงของดิน Cohesionless Soil

$c = 0$  ,  $\phi$  = มีค่าคงที่ เช่น กรวด ทราย กำลังต้านแรงเฉือนขึ้นอยู่กับหน่วยแรงตั้งฉาก และ  $\phi$

ส่วนมวลดินเม็ดละเอียด เช่นดินเหนียวอิมตัว มักสมมุติว่ามีหน่วยแรงเสียดทานภายในน้อยมาก นั่นคือ ให้มุมเสียดทานภายในเท่ากับศูนย์ ( $\phi = 0$ ) กำลังต้านแรงเฉือนของมวลดินนี้ จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินอย่างเดียว ( Cohesive Soil ) ดังรูปที่ 11.6

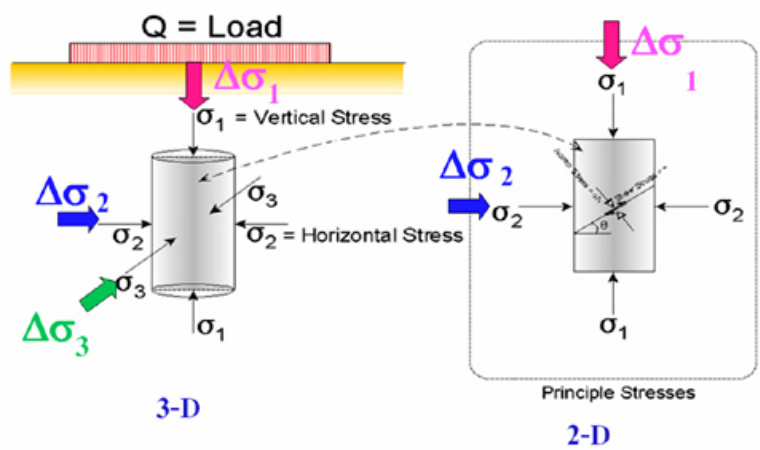


รูปที่ 11.6 ขอบเขตการวิบัติแบบเส้นตรงของดิน Cohesive Soil

$\phi = 0$  ,  $c$  = มีค่าคงที่ เช่น ดินเหนียวอิมตัว

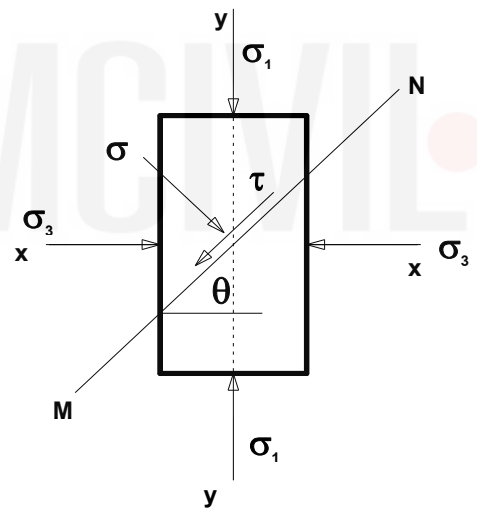
กำลังต้านแรงเฉือนขึ้นอยู่กับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน :  $c$

11.5 ระนาบวิบัติแรงเฉือน ( Shear Failure Plane )



รูปที่ 16 แสดง หน่วยแรงหลัก ในระนาบหลัก

ถ้าแต่ละด้านของมวลดินก้อนหนึ่งเป็นระนาบหลัก (Principle plane) รับหน่วยแรงกดอัดตั้งฉาก ( Normal stress ) ที่คิดในเทอมของหน่วยแรงรวม ( total stress) คือ  $\sigma_1$  และ  $\sigma_2 = \sigma_3$  ดังรูปที่ 11.7



รูปที่ 11.7 หน่วยแรงหลักที่กระทำ

- $\sigma_1$  = หน่วยแรงหลักสูงสุด(major principle stress )
- $\sigma_3$  = หน่วยแรงหลักต่ำสุด(minor principle stress)

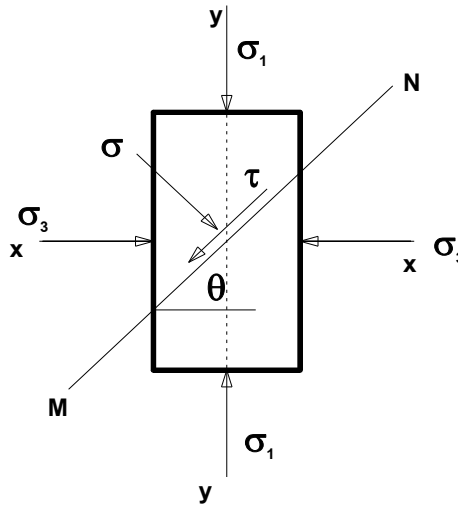
ในการหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนระนาบใดระนาบหนึ่ง และการหาระนาบวิบัติจากแรงเฉือน ( shear failure plane ) ภายใต้การกระทำของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  ตลอดจนความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงหลักทั้งสองบนระนาบวิบัติ สามารถวิเคราะห์ โดย

- ก. อาศัยหลักของความสมดุลของแรง
- ข. เขียนวงกลมมอร์



ก . หน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนระนาบที่เอียงทำมุม  $\theta$  กับระนาบหลักสูงสุด ( แกน x )

สมมติให้  $\sigma$  = หน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบเอียง  
 $\tau$  = หน่วยแรงเฉือนบนระนาบเอียง



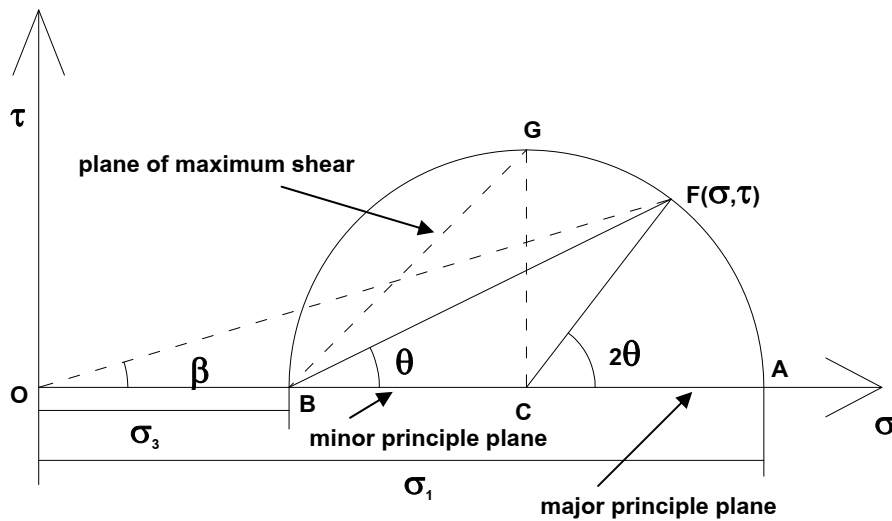
จากหลักของการสมดุล จะได้ว่า  
 หน่วยแรงตั้งฉาก

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \dots\dots\dots 11.3$$

หน่วยแรงเฉือน

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \dots\dots\dots 11.4$$

อย่างไรก็ดี สามารถหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้ได้จากการเขียนวงกลมของมอร์ ( Mohr 's Circle) ดังรูปที่ 11.8



รูปที่ 11.8 วงกลมของมอร์

วิธีสร้างวงกลมมอร์ดังนี้

1. ให้แกนนอน x เป็นแกนของหน่วยแรงตั้งฉาก ( Normal Stress ) และแกนตั้ง y เป็นแกนของหน่วยแรงเฉือน ( Shear Stress ) เมื่อถือว่าหน่วยแรงกดตั้งฉากมีค่าเป็นบวก ดังนั้นจุดออร์ดิเนท B และ A บนแกนนอน x จะแทนค่าของหน่วยแรง  $\sigma_3$  และ  $\sigma_1$  ตามลำดับ ซึ่งกระทำบนระนาบหลัก ( principle plane )
2. สร้างครึ่งวงกลมโดยใช้ BA เป็นเส้นผ่าศูนย์กลางของวงกลมโดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ C วงกลมที่ได้เรียกว่า Mohr's Circle
3. จากรูปวงกลมจะเห็นว่า

$$\text{ระยะ } OC = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\text{รัศมีของวงกลม} = \text{ครึ่งหนึ่งของระยะ } AB = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

4. เมื่อลากเส้นตรงจากจุด B ทำมุม  $\theta$  กับแกน x ก็จะไปตัดวงกลมของมอร์ที่จุด F หรือลากเส้นตรงจุด C ซึ่งเป็นศูนย์กลางวงกลม ให้ทำมุม  $2\theta$  กับแกน x ก็จะไปตัดวงกลมที่จุด F เช่นกัน
5. จุด F นี้ จะเป็นโคออร์ดิเนท ของค่าหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนระนาบเอียงที่ต้องการอันเนื่องมาจากการกระทำของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_3$  และ  $\sigma_1$

หน่วยแรงตั้งฉาก

$$\sigma = OC + CF(\cos 2\theta) = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

หน่วยแรงเฉือน

$$\tau = CF(\sin 2\theta) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

6. เส้นตรง OF ที่ลากจากจุดเริ่มต้นจะแสดงถึงหน่วยแรงลัพธ์ :  $\sigma_r$  ของหน่วยแรงตั้งฉาก:  $\sigma$  และหน่วยแรงเฉือน:  $\tau$  ที่เกิดขึ้นบนระนาบนี้ ซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$\sigma_r = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$$

7. มุมเอียง  $\beta$  กับแกนหลักสูงสุด x เรียกว่า angle of oblique ซึ่งมีค่า  $\tan^{-1}(\tau/\sigma)$  เป็นมุมที่หน่วยแรงลัพธ์ :  $\sigma_r$  กระทำกับ หน่วยแรงตั้งฉาก:  $\sigma$

8. สำหรับจุด G ที่ได้จากการลากเส้นตรงจากจุด C ขึ้นไปให้ตั้งฉากกับแกนนอน x และไปตัดวงกลมของมอร์ จะหาค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ( $\tau_{max}$ ) เท่ากับ

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots 11.5$$

9. ระนาบ BG เป็นระนาบที่ให้หน่วยแรงเฉือนสูงสุดโดยเอียงทำมุม  $45^\circ$  กับแกนนอน x ที่หน่วยแรงสูงสุดกระทำ หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบ BG จะมีค่าเท่ากับ  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$

**ข ระบายที่มวลดินวิบัติจากการเฉือน**

จากการวิเคราะห์หรือโดยการเขียนวงกลมของมอร์ ดังกล่าว ทำให้สามารถหาหน่วยแรง (  $\sigma$  และ  $\tau$  ) ที่เกิดขึ้นบนระนาบใดๆ อันเนื่องมาจากการกระทำของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  หากหน่วยแรงเฉือน (  $\tau$  ) ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ตามสมการของ มอร์ – คูลอมบ์ แสดงว่าดินอยู่ในสภาวะที่พร้อมจะวิบัติโดยเคลื่อนและเลื่อนไถลตามแนวของระนาบนั้น ในการหาระบายที่มวลดินวิบัติจากแรงเฉือน ให้พิจารณาจากสมการเงื่อนไข ซึ่งในที่นี้ คือสมการ ของมอร์ – คูลอมบ์

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots 11.1$$

**ค. การวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์เพื่อหาระบายวิบัติของมวลดิน**

1 แทนค่า ของ  $\sigma$  และ  $\tau$  ที่ได้จากสมการที่ 11.3 และ 11.4 ลงไปในสมการเงื่อนไข คือ สมการที่ 11.1 ดังนี้

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{c + \sigma_3 \cdot \tan \phi}{\frac{1}{2} \sin 2\theta - \cos^2 \theta \tan \phi} \dots\dots\dots (a)$$

2 ถ้าหน่วยแรงหลักต่ำสุด  $\sigma_3$  มีค่าคงที่ ดังนั้นการวิบัติของมวลดินจากแรงเฉือนจะเกิดขึ้นต่อเมื่อหน่วยแรงหลักสูงสุด  $\sigma_1$  มีค่าน้อยที่สุด

3 นั่นคือ  $\frac{1}{2} \sin 2\theta - \cos^2 \theta \tan \phi$  ต้องมีค่ามากที่สุด

4 สามารถเขียนเป็นสมการทางคณิตศาสตร์ คือ

$$\frac{d}{d\theta} \left( \frac{1}{2} \sin 2\theta - \cos^2 \theta \tan \phi \right) = 0$$

$$\cot 2\theta_{cr} = -\tan \phi = \cot (90^\circ + \phi)$$

$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots 11.6$$

เมื่อ  $\theta_{cr}$  = มุมเอียงของระนาบที่มวลดินวิบัติ ซึ่งคิดเทียบกับแกนหลัก x

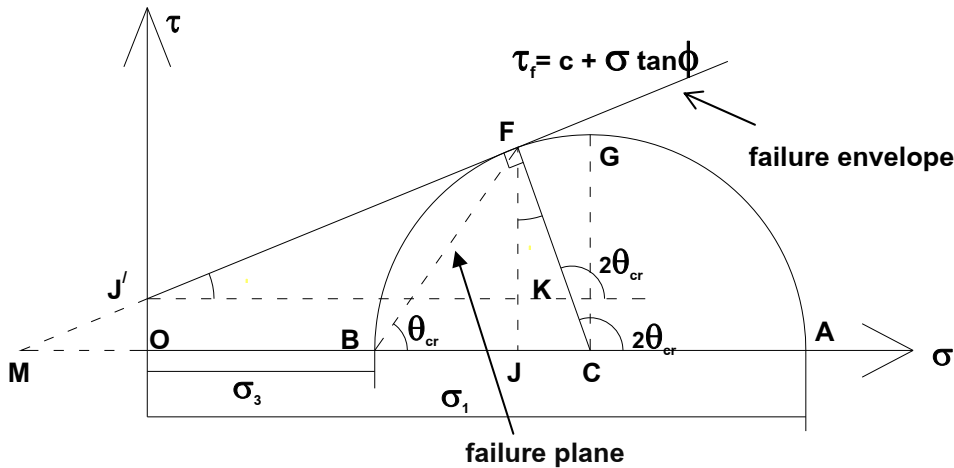
หากนำ  $\theta_{cr}$  ที่ได้ไปแทนค่าในสมการ (a) จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  บนระนาบวิบัติจากการเฉือนคือ

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots 11.7$$

**ง การหาระนาบวิบัติของมวลดินโดยการเขียนวงกลมของมอร์**

สามารถเขียนวงกลมมอร์ ภายใต้การกระทำของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$

1 ลากเส้นตรง JF แสดงขอบเขตการวิบัติตามสมการของมอร์ – คูลอมบ์ โดยที่เส้น J'F ต้องสัมผัสกับวงกลมมอร์ และต้องตั้งฉากกับเส้นรัศมี FC ด้วยระยะ OJ' คือค่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยว:c ส่วนมุม FJ'K คือค่าของมุมเสียดทานภายใน: $\phi$



รูปที่ 11.9 การหาระนาบวิบัติจากวงกลมมอร์

2 มุม FCA มีค่าเป็นสองเท่าของมุมที่ดินเกิดการวิบัติเมื่อเทียบกับแกนแนอนหลัก x และ BF เป็นระนาบที่มวลดินวิบัติ ซึ่งเอียงทำมุม  $\theta_{cr}$  กับระนาบที่หน่วยแรงหลักสูงสุดกระทำ

3 พิจารณารูปสามเหลี่ยม J'FK จะได้ว่า

$$2\theta_{cr} = 90^\circ + \phi$$

$$\text{หรือ } \theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \text{ กับแกนหลัก } x$$

4 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  ที่จุดวิบัติ ให้พิจารณารูปสามเหลี่ยมมุมฉาก FMC โดยที่จุด M เป็นจุดที่ได้จากการต่อเส้นขอบเขตการวิบัติ J'F ลงไปตัดกับแกนหลัก x

$$\sin \phi = \frac{FM}{MC}$$

$$FM = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ และ } MC = MO + OC = c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}$$

$$\text{จะได้ } \sigma_1 = \sigma_3 \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2c \left( \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right)$$

$$\text{แต่ } \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \text{ และ } \left( \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\boxed{\text{จะได้ } \sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

5 ให้สังเกตว่า จากการกระทำร่วมกันของหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  การวิบัติจะเกิดขึ้นต่อเมื่อวงกลมของมอร์ ไปสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติเท่านั้น ซึ่งโคออร์ดิเนตของจุด F แสดงถึงหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่จุดวิบัติ สังเกตว่าที่จุดวิบัติหน่วยแรงเฉือนที่กระทำมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด หรือระนาบที่มีหน่วยแรงเฉือนสูงสุด(ที่จุด G ซึ่งอยู่บนระนาบ BG ) นั้นหมายความว่า หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติไม่จำเป็นต้องมีค่าสูงสุด หรือระนาบที่มีหน่วยแรงเฉือนสูงสุดกระทำไม่จำเป็นต้องเป็นระนาบวิบัติของมวลดิน

### 11.6 กำลังต้านแรงเฉือนประสิทธิผลของดิน

เนื่องจากหน่วยแรงตั้งฉาก( total normal stress :  $\sigma$  ) ในมวลดินอิ่มตัวเต็มที่ด้วยน้ำ ประกอบด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล ( effective stress :  $\sigma'$  ) ที่อนุภาคของเม็ดดินต้องรับและความดันของน้ำในช่องว่าง ( pore water pressure :  $u$  ) ดังนั้นในการทดสอบในสภาพที่ให้น้ำระบายออกไปได้ ( drain test ) อาจเขียนกำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินให้อยู่ในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล ดังนี้

$$\boxed{\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \dots\dots\dots 11.8}$$

$$\boxed{\text{หรือ } \tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots 11.8}$$

โดยที่  $c'$  = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล(effective cohesion)

$\phi'$  = มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล(effective angle of internal friction)

### 11.7 วิธีและลักษณะการทดสอบหากำลังต้านแรงเฉือนของดิน

วิธีทดสอบหากำลังต้านแรงเฉือนของดิน ( พารามิเตอร์  $c$  และ  $\phi$  ) ในห้องปฏิบัติการและในสนามมีอยู่ด้วยกัน 5 วิธี

- 1 การทดสอบแบบเฉือนโดยตรง ( Direct shear Test , DSS )
- 2 การทดสอบแบบมีแรงอัดสามแกน ( Confined Compression Test หรือ Triaxial Compression Test.
- 3 การทดสอบโดยแรงอัดไม่ถูกจำกัด หรือไม่มีแรงดันด้านข้าง( Unconfined Compression Test หรือ  $q_u$  Test )
- 4 การทดสอบโดยใช้ใบมีด ( Vane Shear Test)
- 5 การทดสอบการทะลวงมาตรฐาน( Standard Penetration Test)

ในการทดสอบตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการ(วิธีที่ 1-3 ) เพื่อให้ได้พารามิเตอร์  $c$  และ  $\phi$  ที่ค่อนข้างถูกต้อง จะต้องตระหนักด้วยว่ามวลดินในสภาพธรรมชาติเป็นอย่างไร เช่นมวลดินนั้น อยู่ในสภาพอิ่มตัวหรือไม่ มีน้ำหนักกดทับเนื่องจากน้ำหนักของมวลดินเองที่อยู่เหนือชั้นขึ้นไป และหรือจากน้ำหนักของสิ่งปลูกสร้างในอดีตเท่าใด รวมทั้งสภาพการระบายน้ำ ข้อมูลเหล่านี้จะนำมาพิจารณาเป็นตัวกำหนดถึงลักษณะการทดสอบ โดยทั่วๆ ไปจะมี 3 ลักษณะ

#### ก. Unconsolidated - Undrained Test หรือ Quick Test.

การทดสอบแบบ Unconsolidated - Undrained Test : **U-U Test** . หรือ Quick Test. เป็นการทดสอบอย่างทันทีทันใด โดยไม่ยอมให้มีการยุบตัว ( unconsolidated ) และไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ ( undrained ) จากแท่งตัวอย่างดิน การทดสอบลักษณะนี้อาจวัดหาความดันของน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอน ตามปกติมักไม่วัดหาความดันของน้ำ ดังนั้น ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินจะอยู่ในเทอมของหน่วยแรงรวม

#### ข. Consolidated - Undrained Test

การทดสอบแบบ Consolidated - Undrained Test : **C-U Test** . จะแบ่งขั้นตอนการทดสอบออกเป็น 2 ขั้นตอน ขั้นตอนแรก คือเป็นขั้นตอนปรับสภาพแท่งตัวอย่างดินให้อยู่ในสภาวะจริงใกล้เคียงกับสภาพธรรมชาติมากที่สุด ซึ่งประกอบด้วย การแท่งตัวอย่างมีความอิ่มตัวเต็มที่ก่อน ( saturation state ) และทำให้แท่งดินตัวอย่างเกิดการยุบอัดตัว ( consolidation state ) อย่างสมบูรณ์

**ขั้นตอนที่สอง เป็นการเฉือนดิน ( shearing state )** จนกว่าแท่งดินตัวอย่างจะวิบัติ กล่าวคือ ถ้าในสภาวะธรรมชาติมวลดินที่พิจารณาไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ ดังนั้นในขั้นตอนนี้จะทำการทดสอบหาลำกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตัวอย่างทันทีโดยไม่ยอมให้มีการระบายของน้ำ ( undrained ) วัดหาความดันของน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนจะอยู่ในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล

#### ค. Consolidated - Drained Test : C-D Test

การทดสอบแบบ Consolidated - Drained Test : **C-D Test** . จะแบ่งขั้นตอนการทดสอบออกเป็น 2 ขั้นตอน ขั้นตอนแรก คือเป็นขั้นตอนปรับสภาพแท่งตัวอย่างดินให้อยู่ในสภาวะจริงใกล้เคียงกับสภาพธรรมชาติมากที่สุด ซึ่งประกอบด้วย การแท่งตัวอย่างมีความอิ่มตัวเต็มที่ก่อน ( saturation state ) และทำให้แท่งดินตัวอย่างเกิดการยุบอัดตัว ( consolidation state ) อย่างสมบูรณ์ เหมือนกับ C-U Test

**ขั้นตอนที่สอง เป็นการเฉือนดิน ( shearing state )** จนกว่าแท่งดินตัวอย่างจะวิบัติ กล่าวคือ ถ้าในสภาวะธรรมชาติมวลดินที่พิจารณายอมให้มีการระบายน้ำ ดังนั้นในขั้นตอนนี้จะทำการทดสอบหาลำกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินตัวอย่าง อย่างช้า ๆ ยอมให้น้ำสามารถระบายออกไป (drained) อย่างช้าๆ จนหมด ซึ่งถือว่าไม่มีแรงดันน้ำส่วนเกิน (  $u = 0$  ) การทดสอบลักษณะนี้เรียกว่า **Slow Test** เพราะใช้เวลานานมากกว่าการทดสอบแบบ C-U Test ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่พิจารณาในเทอมของหน่วยแรงรวมหรือหน่วยแรงประสิทธิผล จะได้ค่าเท่ากัน เนื่องจากหน่วยแรงรวมมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผล (  $\sigma = \sigma'$  )

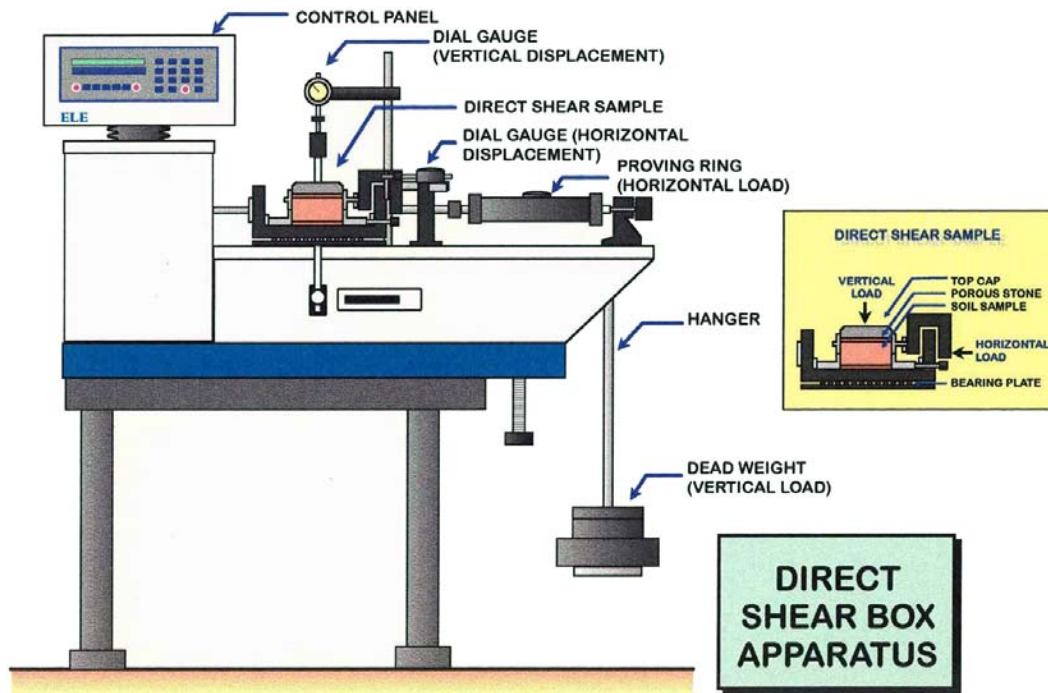
### 11.8 การทดสอบแบบเฉือนโดยตรง ( Direct Shear Test.)

วิธีนี้เป็นวิธีที่เก่าแก่และง่ายต่อการหาลำกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวคงสภาพ หรือทราย โดยอาศัยเครื่องมือที่เรียกว่า shear box ดังรูป 11.10

การทดสอบแบบแรงเฉือนโดยตรง ( Direct shear Test ) สามารถทดสอบได้สามลักษณะตามที่กล่าวมาแล้ว กล่าวคือ การทดสอบแบบ C-D Test หรือ C-U Test จะต้องเติมน้ำลงในกล่องที่บรรจุ Shear box จนท่วมตัวอย่างดิน ภายหลังที่บรรจุตัวอย่างลงใน Shear box แล้ว

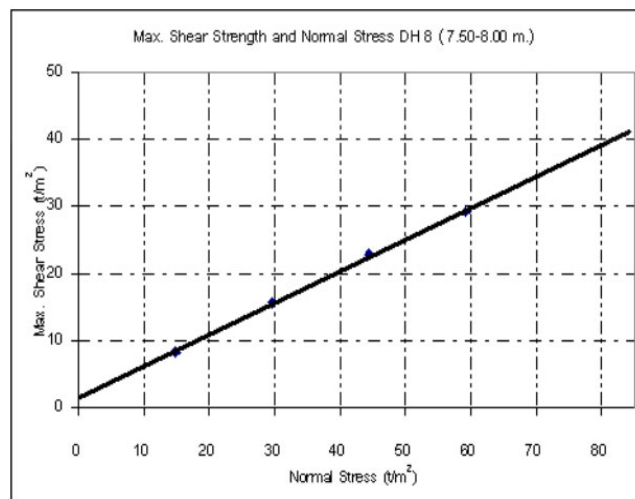
ให้นำน้ำหนักกดอัดกระทำตั้งฉากกับระนาบของการเฉือนซึ่งมีค่าคงที่ตลอดระยะเวลาการทดสอบหนึ่งๆ เมื่อดินตัวอย่างเกิดการยุบอัดตัวอย่างสมบูรณ์ จึงทำการเฉือนตัวอย่าง

การเฉือนตัวอย่างดินด้วยอัตราคงที่สม่ำเสมอ กรณี C-D Test จะดำเนินการทดสอบอย่างช้าๆ เพื่อให้ให้น้ำสามารถระบายออกไป (drained) จากมวลดินได้ทัน ซึ่งอาจใช้เวลาเป็นวัน แต่ถ้าทดสอบแบบ U-U Test จะใช้เวลาประมาณ 5-10 นาที



รูปที่ 11.10 เครื่องมือ shear box

ทำการทดสอบซ้ำอีก 2-3 ครั้ง โดยเพิ่มแรงกดอัดตั้งจากจากนั้นคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนกับหน่วยแรงกดอัดตั้งจากในแนวตั้งของแต่ละครั้งที่ทำการทดสอบ นำค่าที่ได้ ณ จุดวิบัติ ไปพล็อตกราฟ ระหว่างหน่วยแรงกดอัดตั้งกับหน่วยแรงเฉือน โดยใช้มาตราส่วนเดียวกันให้ลากเส้นตรงแสดงขอบเขตการวิบัติตามสมการของ มอร์- คูลอมป์ ไปตัดกับแกนของหน่วยแรงเฉือน จะได้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว :  $c$  และวัดมุมลาดเอียงของเส้นตรงที่แสดงขอบเขตการวิบัติซึ่งกระทำกับแกนของหน่วยแรงกดอัดตั้งจาก จะได้ค่ามุมเสียดทานภายในของดิน :  $\phi$  ดังรูปที่ 11.11



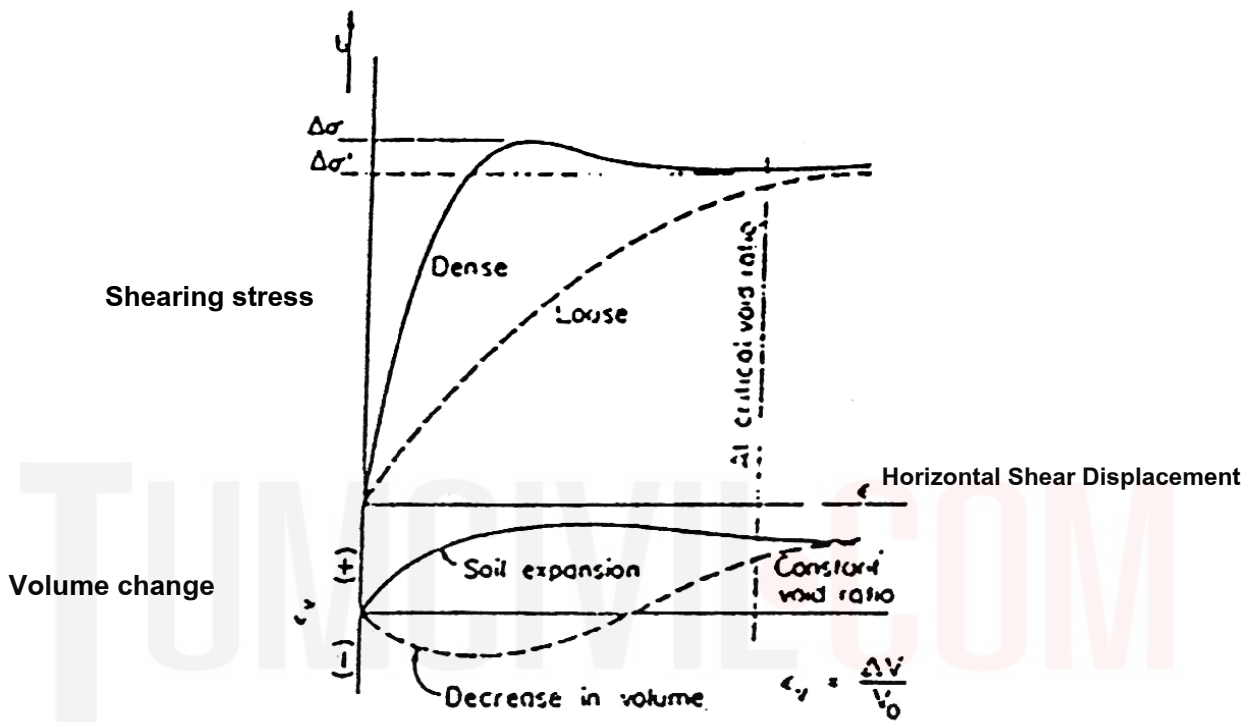
Test No.	Normal Stress $t/m^2$	Max Shear Stress $t/m^2$
1	14.81	8.38
2	24.68	15.72
3	39.49	22.82
4	59.23	29.18
$\phi = 25$ Degree		$c = 1.63 t/m^2$

รูปที่ 11.11 การทดสอบ Direct Shear Test

อย่างไรก็ตาม ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินที่ได้จะเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้นเพราะเหตุว่า

- 1 วิธีนี้เป็นการบังคับขนาดของมวลดินให้อยู่ในแนวของการเฉือน ซึ่งไม่ใช่ขนาดของจริง
- 2 การกระจายของหน่วยแรงเฉือนไม่ได้สม่ำเสมอโดยบริเวณใกล้ของ shear box หน่วยแรงเฉือนมีค่ามากกว่าบริเวณตรงกลางของ shear box การวิบัติของมวลดินที่นำมาทดสอบจึงเกิดขึ้นไม่พร้อมกัน

กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบที่ไม่มีความเชื่อมแน่น



รูปที่ 11.12 การทดสอบแบบ Direct shear test ดินเม็ดหยาบ

จากรูป 11.12 จะเห็นว่า

- ก กำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายแน่นจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับกับระยะที่แรงเฉือนเคลื่อนจนกระทั่งถึงจุดวิบัติ หลังจากเกิดการวิบัติ กำลังต้านทานแรงเฉือนจะลดลงเมื่อระยะเคลื่อนที่ในแนวแรงเฉือนเพิ่มขึ้น
- ข กำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายหลวมจะค่อยๆเพิ่มมากขึ้นตามลำดับกับระยะที่แรงเฉือนเคลื่อนที่ เนื่องจากมีการจัดเรียงตัวของเม็ดทรายซึ่งทำให้ทรายแน่นมากขึ้นจนกระทั่งถึงจุดวิบัติ สังเกตว่า ทรายแน่นและทรายหลวม ต่างมีกำลังประลัยเท่ากันแต่ไม่ควรนำมาใช้พิจารณาออกแบบเนื่องจากมีความเครียดมากเกินไป
- ค การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของทรายหลวมจะลดลงในช่วงแรก เนื่องจากมีการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเสียใหม่ จนเป็นทรายแน่น หลังจากนั้นทรายจะขยายตัวออก มีปริมาตรเพิ่มขึ้นมากกว่าเดิมตามระยะการเคลื่อนที่ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเม็ดทรายที่เรียงตัวกันแน่นถูกทำให้เกิดการป็นขั้วระหว่างเม็ดทราย และจะมีปริมาตรคงที่เมื่อมีการเรียงตัวกันใหม่

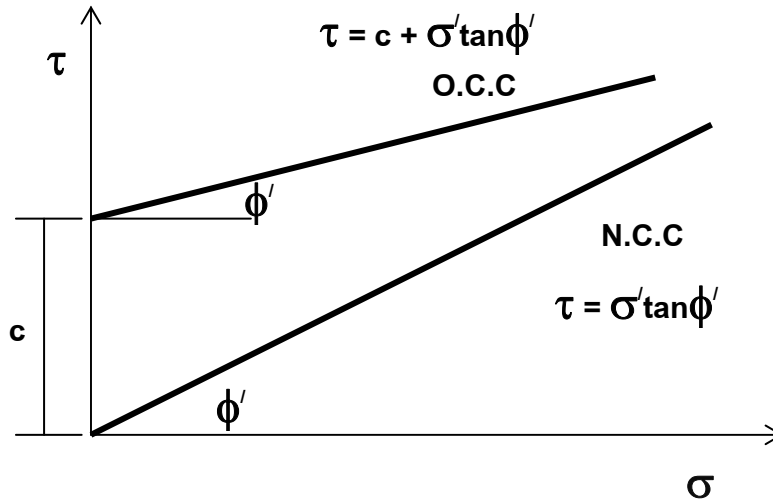


กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดละเอียดที่มีความเชื่อมแน่น

เมื่อตัวอย่างดินเหนียวอิมิตัว และทดสอบแรงเฉือนโดยตรง โดยยอมให้น้ำระบายออกตามรูปที่ 11.13

1 กรณีดินเหนียว N.C.C. มีค่าเท่ากับ  $\tau = \sigma' \tan \phi'$  ( $c = 0$ )

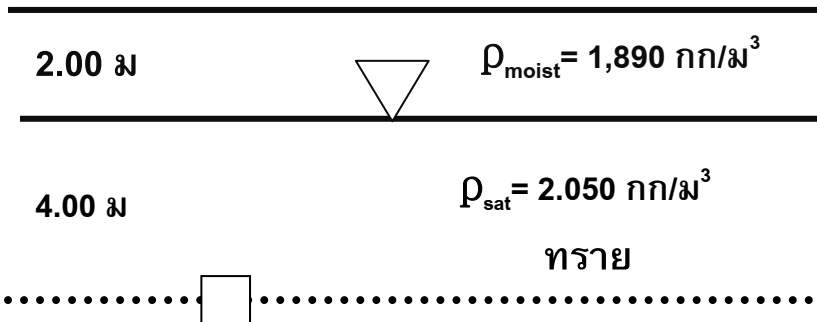
2 กรณีดินเหนียว O.C.C. มีค่าเท่ากับ  $\tau = c + \sigma' \tan \phi'$  ( $c \neq 0$ )



รูปที่ 11.13 ความสัมพันธ์  $\sigma'$  กับ  $\tau$  ดินเหนียวอิมิตัว (direct shear test) แบบยอมให้น้ำระบาย

ตัวอย่างที่ 11.1

จงคำนวณหาความสามารถของดินในการต้านทานต่อแรงเฉือน ตามแนวระนาบที่ความลึก 6.00 เมตร ของชั้นทรายบริเวณก่อสร้างแห่งหนึ่ง ดังแสดงในรูป โดยทรายนี้อาจระบายน้ำได้อย่างอิสระและค่ามุม  $\phi$  สำหรับทรายเปียกเท่ากับ  $32^\circ$



วิธีทำ

ที่ความลึก 6.0 ม

$$\sigma = 1,890 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 2 + 2,050 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 4$$

$$\sigma = 117.5 \text{ กน/ม}^2$$

$$u = 9.81 \times 4 = 39.2 \text{ กน/ม}^2$$

$$\therefore \sigma' = 117.5 - 39.2 = 78.3 \text{ กน/ม}^2$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots 11.8$$

$$\tau = 0 + 78.3 \times \tan 32^\circ$$

$$\tau = 49 \text{ กก/ม}^2 <$$

**ตัวอย่างที่ 11.2**

เมื่อทดสอบทรายแห้งตัวอย่างใน shear box ที่ถือว่า เป็นมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น พบว่าเมื่อใช้หน่วยแรงกดตั้ง  
 มากเท่ากับ 0.5 กก / ซม<sup>2</sup> ทรายวิบัติที่หน่วยแรงเฉือนเท่ากับ 0.4 กก / ซม<sup>2</sup> จงหา

ก) มุมเสียดทานภายในหรือมุมต้านทานแรงเฉือน และ ข) หน่วยแรงหลักที่ทำให้เกิดการวิบัติ

**วิธีทำ**

ก) จากสมการของมอร์-คูลอมบ์ :  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$

ในที่นี้  $c = 0$  (เพราะเป็นทราย) ,  $\tau = 0.4 \text{ กก/ซม}^2$  ,  $\sigma = 0.5 \text{ กก / ซม}^2$

ดังนั้น  $\phi = \tan^{-1} (\tau/\sigma) = 38.66^\circ$

ข) ระบายวิบัติจะทำมุม  $\theta = 45^\circ + \phi/2$  กับระนาบหน่วยแรงกดตั้งฉากกระทำนั้นคือ  $\theta = 64.33^\circ$

$$\text{จากสมการ } \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

$$0.4 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 128.66^\circ$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = 0.512 \text{ กก/ซม}^2 \dots\dots(1)$$

$$\text{จากสมการ } \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

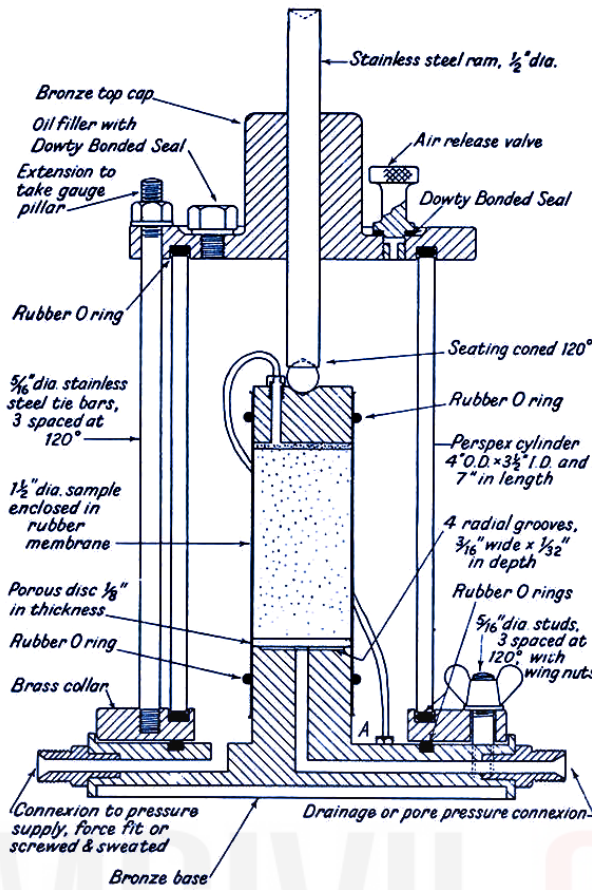
$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 0.820 \text{ กก/ซม}^2 \dots\dots(2)$$

$$\text{จากสมการ 1 และ 2 } \sigma_1 = 1.33 \text{ กก/ซม}^2 \text{ และ } \sigma_3 = 0.31 \text{ กก/ซม}^2 <$$

**11.9 การทดสอบแบบมีแรงอัดสามแกน ( Confined Compression Test หรือ Triaxial Compression Test.**

วิธีทดสอบแบบนี้เป็นที่นิยมมากในห้องปฏิบัติการ เพราะสามารถปรับสภาพของแท่งดินตัวอย่างให้ใกล้เคียงกับสภาพ  
 ธรรมชาติของมวลดินได้มากที่สุด สามารถวัดความดันของน้ำและปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปในขณะทดสอบได้ และให้ผลการ  
 กระจายของหน่วยแรงบนระนาบวิบัติค่อนข้างสม่ำเสมอ การทดสอบวิธีนี้เหมาะสำหรับมวลดินเม็ดละเอียด เช่นดินเหนียวคงสภาพ  
 หรือดินทรายเปลี่ยนสภาพ

แท่งดินตัวอย่างเป็นรูปทรงกระบอกมีอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 2-2.5 เท่า หุ้มด้วย  
 ปลอกยาง และรัดด้วย O-ring เพื่อมิให้กล่องทรงกระบอกใส ( transparent cylinder ) ซึมเข้าไปในขณะทดสอบที่ด้านบนและ  
 ด้านล่างของแท่งตัวอย่างดินอาจจะประกบด้วยแผ่นตัน ( solid disc ) หรือ หินพรุน ( porous plate ) ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการ  
 ทดสอบว่ายอมให้น้ำในแท่งตัวอย่างดินระบายออกไปได้หรือไม่ ดังรูปที่ 11.14



รูปที่ 11.14 การทดสอบ Triaxial Compression Test

**ก) การทดสอบแบบ U – U Test หรือ Quick Test.**

อาจเติมน้ำกลั่นหรือไม่เติมน้ำลงไปในกล่องทรงกระบอก เมื่ออัดความดันรอบข้าง ( confining pressure )  $\sigma_2 = \sigma_3$  ซึ่งเรียกว่า cell pressure จึงทำการเฉือนโดยเพิ่มแรงกดในแนวตั้ง ( deviator stress ) ด้วยอัตราคงที่สม่ำเสมอ โดยไม่ยอมให้น้ำระบายออก วัดความดันน้ำส่วนที่เกิน จนกระทั่งดินวิบัติ การทดสอบจะใช้เวลา 2-3 นาที

**ข) การทดสอบแบบ C – U Test**

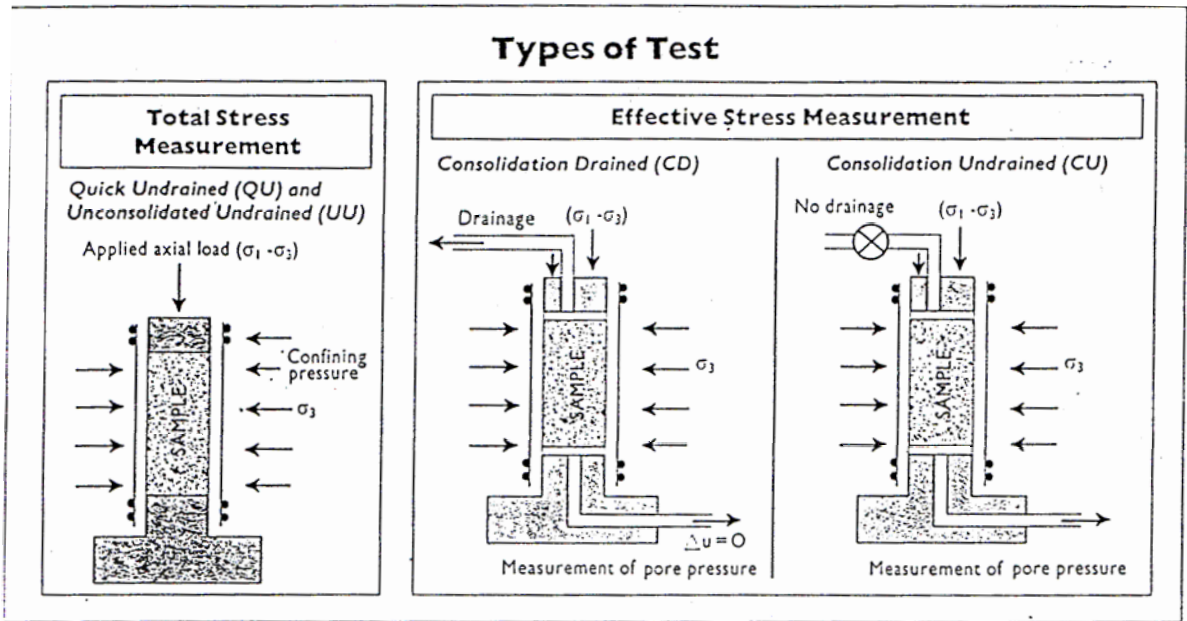
ให้เติมน้ำกลั่นลงไปในกล่องทรงกระบอกและทำให้ดินตัวอย่างอิ่มตัว แล้วอัดความดันรอบข้าง ( confining pressure ) ค่าหนึ่งเข้าไป เปิดวาล์ว ( drainage valve ) ให้น้ำสามารถระบายออกไปได้ และให้แห้งดินตัวอย่าง ยุบอัดตัวเสียก่อน วิธีการขั้นตอนนี้เรียกว่า Consolidation state โดยให้ตัวอย่างดินใกล้เคียงธรรมชาติมากที่สุด ขณะนี้  $\sigma_2 = \sigma_3$  ซึ่งเรียกว่า cell pressure

ต่อจากนั้นจะทำการปิดวาล์วระบายน้ำ ก่อนทำการเฉือนดิน แล้วเพิ่มค่าแรงกดอัดในแนวตั้ง ( deviator stress ) อย่างรวดเร็ว จนกระทั่งแห้งดินตัวอย่างวิบัติ อาจหาหน่วยแรงประสิทธิผลที่จุดวิบัติทั้งในแนวตั้งและในแนวนอนได้หากสามารถวัดความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น

**ค) การทดสอบแบบ C – D Test หรือ Slow Test.**

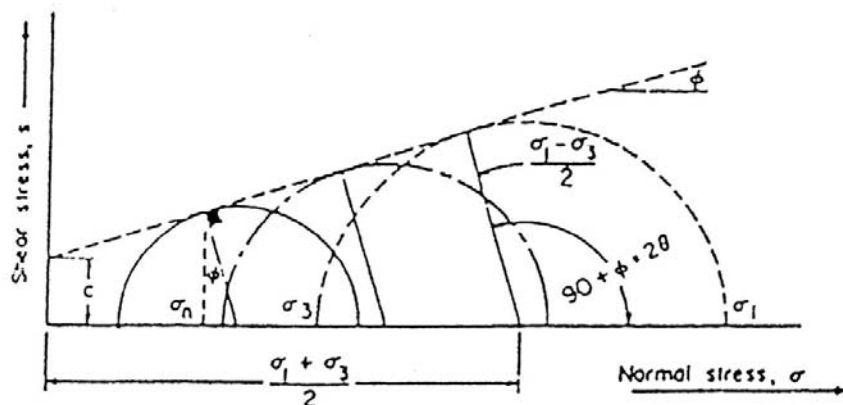
ให้เติมน้ำกลั่นลงไปในกล่องทรงกระบอกและทำให้ดินตัวอย่างอิ่มตัว แล้วอัดความดันรอบข้าง ( confining pressure ) ค่าหนึ่งเข้าไป เปิดวาล์ว ( drainage valve ) ให้น้ำสามารถระบายออกไปได้ และให้แห้งดินตัวอย่าง ยุบอัดตัวเสียก่อน วิธีการขั้นตอนนี้เรียกว่า Consolidation state โดยให้ตัวอย่างดินใกล้เคียงธรรมชาติมากที่สุด ขณะนี้  $\sigma_2 = \sigma_3$  ซึ่งเรียกว่า cell pressure เช่นเดียวกับการทดสอบ C-U Test

ต่อจากนั้นทำการเหนือนดิน โดยเปิดวาล์วระบายน้ำไว้ตลอดเวลา ที่เพิ่มค่าแรงกดอัดในแนวตั้ง เพื่อให้ให้น้ำซึมหรือระบายออกไปโดยถือว่าไม่มีความดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นเมื่อดินวิบัติ การทดสอบแบบนี้จะกินเวลานานถึงหนึ่งวันหรือสองวัน หรืออาจถึงสองอาทิตย์ ขึ้นอยู่กับชนิดของมวลดิน ค่าหน่วยแรงรวมจะเท่ากับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล



รูปที่ 11.14 ชนิดของการทดสอบ Triaxial Compression Test

จากการทดลองพบว่า ถ้าใช้แรงอัดรอบข้างค่าหนึ่งจะได้แรงกดอัดในแนวตั้งค่าหนึ่งที่ทำให้ดินวิบัติ ดังนั้นให้ทำการทดลองซ้ำอีก 2 -3 ครั้ง โดยเพิ่มค่าแรงอัดรอบข้างขึ้นอีกครั้งละหนึ่งเท่าของค่าที่ใช้ แล้วนำค่าที่ได้ ๓ จุดวิบัติ ไปเขียนวงกลมของมอร์ ลากเส้นแสดงขอบเขตการวิบัติ ( Mohr ' s Circle เพื่อหาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว:c และมุมเสียดทานภายในของดิน :  $\phi$  และเมื่อเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงหรือการเปลี่ยนแปลงปริมาตร กับค่าความเครียดของหน่วยแรง จะทำให้ทราบพฤติกรรมของมวลดินนั้น ดังรูปที่ 11.15



รูปที่ 11.15 วงกลมของมอร์ ในการทดสอบแบบแรงอัด3แกน

**11.10 ค่า deviator stress**

แรงกดอัดในแนวตั้งที่วัดได้จาก proving ring จะนำมาคำนวณเป็นหน่วยแรงกดอัดโดยพิจารณาพื้นที่หน้าตัดที่เปลี่ยนแปลงไปที่จุดวิบัติหรือขณะใด ๆ ของการทดสอบ

$$A_2 = \frac{V_1 \pm \Delta V}{L_1 - \Delta L} \dots\dots\dots 11.9$$

$A_2$  = พื้นที่หน้าตัดของแท่งตัวอย่างดินที่เปลี่ยนแปลง  
 $V_2, \Delta V$  = ปริมาตรของแท่งตัวอย่างดินเดิม และที่เปลี่ยนแปลงไป  
 $L_1, \Delta L$  = ความสูงของแท่งตัวอย่างดินเดิม และที่เปลี่ยนแปลงไป

ในกรณี  $\Delta V = 0$

$$\text{จะได้ } A_2 = \frac{V_1}{L_1 - \Delta L} = \frac{A_1}{(1 - \frac{\Delta L}{L_1})} = \frac{A_1}{1 - \epsilon} \dots\dots\dots 11.10$$

$A_1$  = พื้นที่หน้าตัดของแท่งตัวอย่างดินเดิม  
 $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_1}$  = ความเครียด (strain) แท่งตัวอย่างดิน

หน่วยแรงกดอัดที่คำนวณได้นี้เป็นค่าผลต่างระหว่างหน่วยแรงหลักสูงสุดในแนวตั้งกับหน่วยแรงหลักต่ำสุดในแนวนอน :  $\sigma_1 - \sigma_3$  ซึ่งเรียกว่า deviator stress ( $\Delta\sigma_d$ )

$$\text{จะได้ } \Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\text{แรงกดอัดที่เพิ่มขึ้น}}{A_2}$$

$\sigma_3$  = หน่วยแรงดันรอบข้าง ( cell pressure)

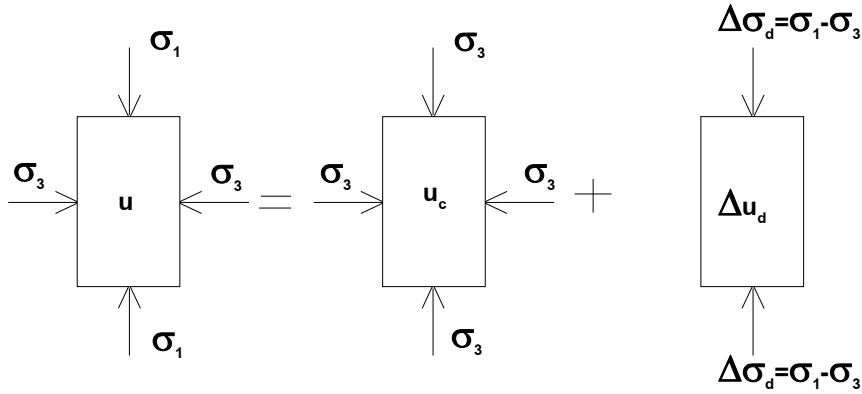
$$\text{จะได้ } \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$$

หากวัดแรงดันของน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในการทดสอบก็สามารถหาค่า  $\sigma_1'$  และ  $\sigma_3'$  ได้

**11.11 พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำส่วนเกิน ( excess pore pressure parameter )**

**Skempton ( 1954 )** เสนอสมการเพื่อใช้หาความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น โดยใช้พารามิเตอร์ของความดันน้ำ ( B , A ) ซึ่งเป็นค่าไร้มิติ และหาค่าได้จากการทดลอง กล่าวคือ

ถ้าให้  $\sigma_1$  และ  $\sigma_2 = \sigma_3$  เป็นหน่วยแรงหลักที่มีค่าสูงสุดและที่มีค่าต่ำสุดในขบวนการทดสอบมีแรงอัดสามแกน ( Triaxial Compression Test ) ดังรูป 11.16



รูปที่ 11.16 พารามิเตอร์แรงดันน้ำส่วนเกิน

- 1 ไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ
- 2 ให้แรงดันรอบข้าง ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) และให้ดินตัวอย่างยุบอัดตัวก่อน
- 3 เริ่มเฉือนดิน โดยเพิ่มแรงกดอัดในแนวตั้ง ( deviator stress :  $\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  )
- 4 ความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นทั้งหมดในแท่งดินตัวอย่างนี้จะมีค่าเท่ากับ  $u$  ซึ่ง Skempton ได้เสนอสมการของความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น ดังนี้

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] = B[\sigma_3 + A(\Delta\sigma_d)] \dots\dots\dots 11.11$$

B และ A เป็นพารามิเตอร์ของความดันน้ำ ซึ่งหาได้จากการทดลอง

ถ้าให้  $u_c$  = ความดันของน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นภายใต้การกระทำของแรงดัน  $\sigma_3$

$\Delta u_d$  = ความดันของน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นภายใต้การกระทำของ แรงดัน  $\Delta\sigma_d$

$$\text{แรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมด } u = u_c + \Delta u_d \dots\dots\dots 11.12$$

เมื่อเทียบสมการ 11.11 กับ 11.12 จะได้

$$u_c = B \cdot \sigma_3 \text{ หรือ } B = \frac{u_c}{\sigma_3} \dots\dots\dots 11.13$$

$$\text{และ } \Delta u_d = AB(\Delta\sigma_d) \text{ หรือ } AB = \bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\sigma_1 - \sigma_3} \dots\dots\dots 11.14$$

ดังนั้นในระหว่างการทดสอบหากสามารถวัดหาความดันน้ำส่วนเกินได้ จะทำให้ทราบค่า พารามิเตอร์ B และ AB ซึ่งจะนำไปหาพารามิเตอร์ A ได้ต่อไป

พารามิเตอร์ B ของดินทั่วไปมีค่าอยู่ระหว่าง 0 – 1.0 สำหรับดินแห้ง (  $s = 0$  ) ค่า พารามิเตอร์ B = 0 ส่วนดินอิ่มตัวเต็มที่ (  $s = 1$  ) ค่าพารามิเตอร์ B = 1.0 อย่างไรก็ตาม ค่าพารามิเตอร์ B ไม่เป็นสัดส่วน โดยตรงกับดัชนีของความอิ่มตัว

พารามิเตอร์ A ที่จุดวิบัติ ไม่ขึ้นอยู่กับชนิดของดินและการรับน้ำหนักของดินในอดีต พารามิเตอร์ A = 2 - 3 สำหรับดินทรายละเอียดอิมตัว หรือดินเหนียวอิมตัว ที่อยู่ในสภาพหลวม ส่วนดินเหนียวประเภท N.C.C ค่าพารามิเตอร์ A = 0.7 - 1.3 สำหรับดินทรายอยู่ในสภาพแน่น ค่าพารามิเตอร์ A = 0.25 - 0.75

**ในการทำงานก่อสร้างประเภทเชื่อมดินหรือทำนบดิน ต้องระมัดระวังในการก่อสร้างดังนี้**

- ✓ เสถียรภาพของความลาดระหว่างในขณะที่ก่อสร้างจะวิกฤติมากกว่า หลังจากก่อสร้างเสร็จแล้ว
- ✓ เพราะว่าการบดอัดดินแต่ละชั้นนั้นจะไปเพิ่มแรงดันน้ำในช่องว่าง ขึ้นในดินชั้นล่าง ซึ่งเป็นผลทำให้แรงดันประสิทธิผลลดลง ( $\sigma' = \sigma - u$ )
- ✓ ถ้าก่อสร้างเร็วเกินไป การพังทลายก็อาจเกิดขึ้นได้
- ✓ ไม่จำเป็นต้องรองจนกว่าแรงดันน้ำส่วนเกินนี้จะบายออกไปจนหมดจึงจะทำ การถมชั้นต่อไป เพราะจะเสียเวลามากและเป็นการไม่ประหยัด
- ✓ เพียงแต่ต้องคอยทำการตรวจสอบขนาดของแรงดันน้ำเหล่านี้ก็พอ

**การตรวจสอบแท่งตัวอย่างดินว่าอิมตัวหรือไม่ในการทดสอบแบบ C-U Test และ C-D Test**

$$u = B[\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)] = B[\sigma_3 + A(\Delta\sigma_d)] \dots\dots\dots 11.11$$

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

- ✓ นำตัวอย่างดินบดอัดลงในเครื่องมือสำหรับทดสอบ เสร็จแล้วใส่แรงดันทางข้าง (Cell pressure) จำนวนหนึ่ง
- ✓ ปลดปล่อยดินยุบอัดตัวลง เมื่อการยุบอัดตัวของดินสิ้นสุด
- ✓ เพิ่มแรงดันทางข้าง ( $\Delta\sigma_3$ ) ขึ้น และวัดค่าแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้น ( $\Delta u$ )
- ✓ เนื่องจากไม่ได้ใส่ผลต่างของหน่วยแรงหลัก ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) ดังนั้น  $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = 0$

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \dots\dots\dots 11.15$$

- ✓ ถ้าดินอิมตัว แรงดันทางข้างที่เพิ่มขึ้นจะถูกปรับโดยน้ำในช่องว่างทั้งหมด ดังนั้น B จะเท่ากับ 1
- ✓ ปลดปล่อยให้แรงดันน้ำส่วนเกินนี้ถูกขจัดออกไป วัดอัตราการถูกขจัดในช่วงนี้ไว้ก็จะรู้การเปลี่ยนแปลงของการยุบอัดตัว ซึ่งเป็นประโยชน์สามารถคำนวณหา ค่าสัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัว  $C_v$  ได้
- ✓ เมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินถูกขจัดออกไปจนหมดสิ้น เพิ่มแรงดันในแนวตั้ง ( $\Delta\sigma_1$ )
- ✓ แรงดันน้ำจะเพิ่มขึ้นอีกครั้งหนึ่ง วัดการเพิ่มขึ้นนี้ตลอดการทดสอบจนกระทั่งตัวอย่างดินพังทลาย
- ✓ ในกรณีนี้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงแรงดันทางข้างและ  $\Delta\sigma_3 = 0$

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

$$AB = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} \dots\dots\dots 11.16$$

B ได้จากสมการ 11.15 ดังนั้นสามารถหาพารามิเตอร์ A ได้ ค่าพารามิเตอร์ A จะแปรไปตามการเพิ่มของแรงกดจนกระทั่งตัวอย่างพังทลาย

**การเปรียบเทียบผลการทดสอบหาค่าแรงเฉือนของดินวิธีการต่าง ๆ**

- ① สำหรับดินตัวอย่างอยู่ในสภาพแห้ง (Dry Soil) ไม่ว่าจะทดสอบโดย U Test (หรือ U-U Test), C-U Test หรือ C-D Test ค่าที่ได้จะได้ผลเหมือนกัน
- ② กรณีดินเม็ดหยาบซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้สูง (K สูง) เมื่อทำการทดสอบแบบ C-D Test จะใช้เวลาน้อยกว่าดินเม็ดละเอียด
- ③ การทดสอบแบบ C-U Test ในกรณีของดินเหนียวจะให้ช่วงของค่า Shear Strength กว้าง ( $\tau$ ) ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะที่รับแรงเฉือน เว้นเสียแต่ว่าต้องทำให้ดินเหนียวหรือดินตัวอย่างอยู่ในสภาพอิ่มตัว (Saturated Soil)
- ④ การทดสอบแบบ C-U Test พร้อมทั้งวัดแรงดันของน้ำเมื่อดินเกิดการบีบอัด จะได้ค่าความต้านทานต่อแรงเฉือนมากกว่า การทดสอบแบบ C-D Test
- ⑤ การทดสอบดินตัวอย่างในห้องทดลองโดยการทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวแต่ในสภาพความเป็นจริง ดินไม่ได้อยู่ในสภาพอิ่มตัว จะทำให้ผลที่ได้ ไม่ตรงกับความเป็นจริง

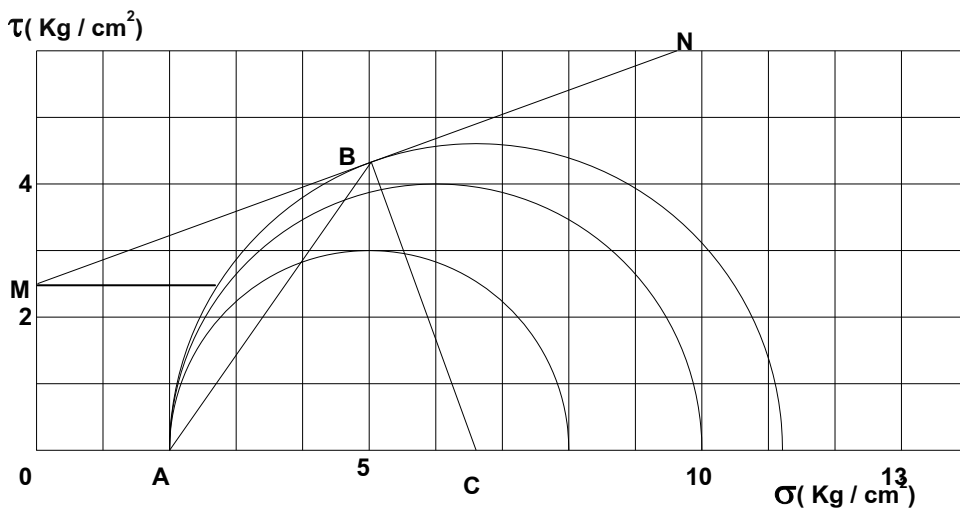
**ตัวอย่างที่ 11.3**

ถ้านำดินที่มีหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปรากฏเท่ากับ 2.5 กก/ซม<sup>2</sup> และมุมเสียดทานภายในที่ปรากฏเท่ากับ 20° มาทดสอบแบบ Triaxial Test โดยใช้หน่วยแรงดันรอบข้างคงที่ เท่ากับ 2.0 กก / ซม<sup>2</sup> แล้วเพิ่มน้ำหนักดในแนวตั้งจนกระทั่งแตกตัวอย่างดินวิบัติ จงใช้วิธีเขียนวงกลมมอร์ เพื่อหา

- ก) หน่วยแรงหลักสูงสุดที่ทำให้ดินวิบัติ
- ข) หน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบวิบัติ

**วิธีทำ**

ให้ลากเส้น Mohr's envelope จากจุด M ที่อยู่บนแกนตั้งซึ่งมีค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเท่ากับ 2.5 กก/ซม<sup>2</sup> เอียงทำมุม 20° กับแกนนอน เนื่องจากโจทย์กำหนดให้หน่วยแรงดันรอบข้าง  $\sigma_3$  เท่ากับ 2.0 กก / ซม<sup>2</sup> ดังนั้นต้องลองเขียน วงกลมมอร์ หลายๆวง โดยต้องผ่านจุด A (จุดที่มีค่า  $\sigma_3 = 2.5$  กก/ซม<sup>2</sup>) และต้องสัมผัสกับเส้น MN



จากการวัด ก)  $\sigma_1 = 11.45$  กก/ซม<sup>2</sup>

ข) ที่ระนาบวิบัติ  $\sigma = 5.1$  กก/ซม<sup>2</sup> ,  $\tau = 4.38$  กก/ซม<sup>2</sup>



## ตัวอย่างที่ 11.4

นำตัวอย่างดินบดอัดตัวอย่างหนึ่ง ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มม. สูง 200 มม. ใส่ในเครื่องทดสอบ Triaxial โดยมีแรงดันด้านข้าง = 100 กน/ม<sup>2</sup> ดินตัวอย่างสามารถระบายน้ำได้ทั้งด้านบนและด้านล่าง ปลอຍให้การยุบตัวของดินสิ้นสุดจึงเพิ่มแรงดันทางด้านข้างขึ้นเป็น 250 กน/ม<sup>2</sup> และวัดการเพิ่มของแรงดันน้ำได้ = 130 กน/ม<sup>2</sup> แล้วปลอຍให้แรงดันน้ำนี้ถูกขจัดออกไป วัดอัตราการถูกขจัดได้ดังนี้

แรงดันน้ำ ( กน / ม <sup>2</sup> )	110	83	76	68	62	53	45	33	18	11
เวลา ( ชม )	0	1	2	3	4	6	8	12	18	24

แล้วตัวอย่างถูกกดด้วยผลต่างของหน่วยแรงหลัก และวัดแรงดันน้ำในแต่ละช่วงจนกระทั่งตัวอย่างพังด้วยแรงเฉือนไว้ บันทึกการวัดค่าผลต่างของหน่วยแรงหลัก Strain และแรงดันน้ำได้ดังนี้

Strain(%)	0	2	4	6	8	10	ตัวอย่างพังทลายที่ 10 % strain
ผลต่างของหน่วย แรงหลัก ( กน / ม <sup>2</sup> )	0	36	72	108	144	180	
แรงดันน้ำ ( กน / ม <sup>2</sup> )	0	10.8	35.3	67.6	100.8	128.4	

ให้หา

- พารามิเตอร์ B
- สัมประสิทธิ์การยุบตัว (  $C_v$  )
- เขียนความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ A กับ Strain จนถึงการพังทลายของตัวอย่าง

## วิธีทำ

- พารามิเตอร์ B

$$\text{จาก } B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$$

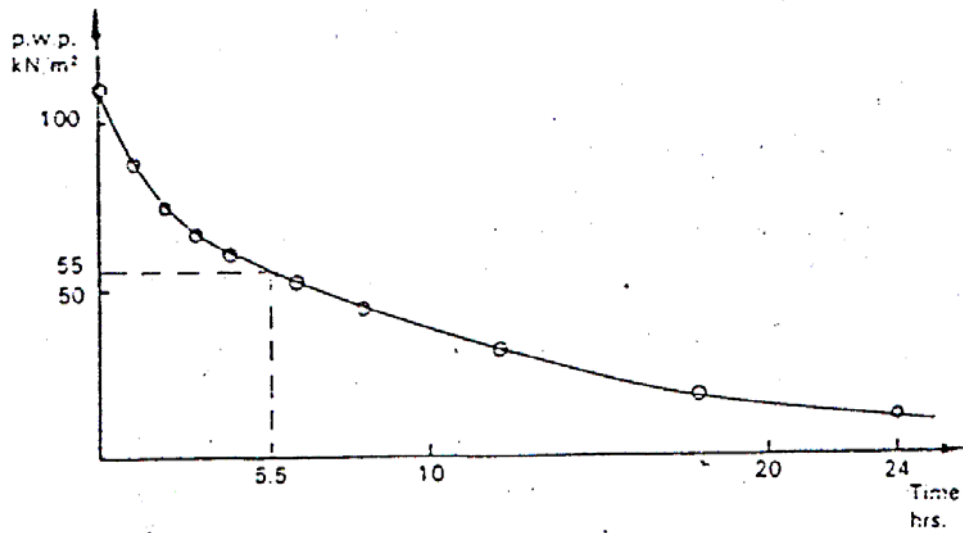
$$B = \frac{130}{250 - 100} = 0.87 <$$

ข เขียนความสัมพันธ์ของแรงดันน้ำกับเวลา ดังแสดงในรูป

จากรูป การยุบตัวที่ 50% (  $110/2 = 55$  กน/ม<sup>2</sup> ) จะเกิดขึ้นภายหลังเวลา 5.5 ชั่วโมง

สำหรับ  $U_v = 50\%$  ,  $T_v = 0.197$  ( จากตาราง )

$$\text{จาก } T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

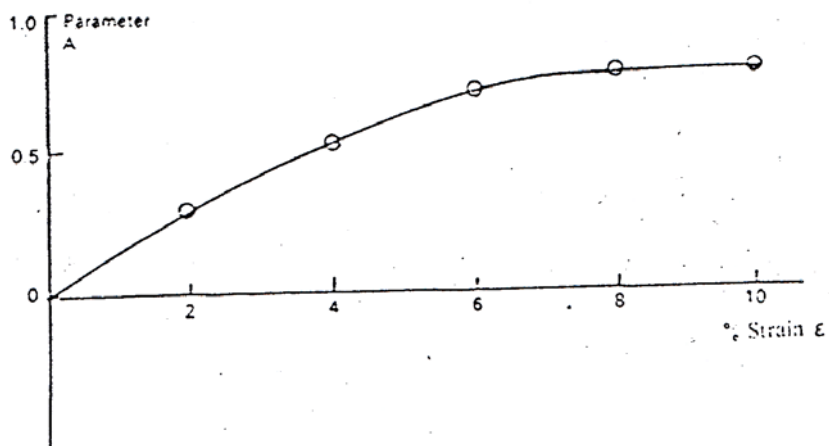


$$c_v = \frac{0.197 \times \left(\frac{200}{2}\right)^2}{5.5 \times 60} = 6.0 \text{ มม}^2/\text{นาที} <$$

ค จากผลการทดสอบจนถึงการพังทลายของตัวอย่าง สามารถคำนวณได้ดังนี้

Strain (%)	0	2	4	6	8	10
พารามิเตอร์ AB(แรงดันทัน้ำ / ผลต่างหน่วยแรงหลัก)	0	0.30	0.49	0.63	0.70	0.71
พารามิเตอร์ A(AB/0.87)	0	0.34	0.56	0.72	0.80	0.82

เขียนความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ A กับ strain ดังรูป



**11.12 การทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง (Unconfined Compression Test :  $q_u$  Test)**

วิธีนี้เป็นวิธีพิเศษของการทดสอบลักษณะ Unconsolidated – undrained ( U-U Test ) เพื่อใช้ทดสอบหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินชนิดที่มีความเชื่อมแน่นทั้งที่คงสภาพและเปลี่ยนแปลงสภาพ เช่นดินเหนียวที่อิ่มตัว เป็นวิธีการทดสอบที่ง่าย สะดวกและรวดเร็ว แต่ผลการทดสอบที่ได้เป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น เพราะมิได้คำนึงถึงสภาพธรรมชาติของมวลดิน เนื่องจากในขณะทำการทดสอบจะไม่มีแรงอัดรอบข้างที่กระทำ (  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  ) คงมีแต่แรงอัดซึ่งกระทำในแนวตั้งเพียงแกนเดียวเท่านั้น ลักษณะของเครื่องมือทดสอบดังแสดงในรูปที่ 11.17



รูปที่ 11.17 Unconfined Compression Tester.

แท่งดินตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นรูปทรงกระบอกมีขนาดความสูงต่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหมือนกับที่ใช้ในการทดสอบแบบมีแรงอัดสามแกน

$$2d < L < 2.5d$$

$L$  = ความยาวของตัวอย่างดิน ,  $d$  = diameter ของตัวอย่างดิน

เพิ่มหน่วยแรงหลักในแนวตั้ง  $\sigma_1$  เพียงอย่างเดียวซึ่งจะกระทำอย่างรวดเร็ว ภายในเวลา 5 – 10 นาที โดยไม่มีการระบายของน้ำ ( undrained ) จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ ขณะทดสอบสามารถวัดหาค่าแรงกดอัดในแนวตั้งได้ด้วย proving ring และวัดหาระยะเคลื่อนที่ในแนวตั้งจากการอ่าน dial gauge ซึ่งนำมาเขียนกราฟเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดิน

จากสมการ

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

เมื่อไม่มีแรงอัดรอบข้าง นั่นคือ  $\sigma_3 = 0$  จะได้ว่า

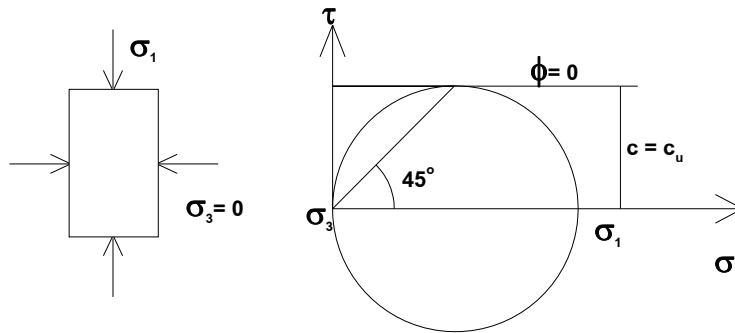
$$\sigma_1 = 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

อย่างไรก็ดี ในการทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้างและไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ ( U-U Test ) ซึ่งกระทำกับดินเหนียวอิ่มตัว ( saturated clay ) จะสมมุติว่ามุมเสียดทานภายในที่ปรากฏมีค่าเท่ากับศูนย์ (  $\phi = 0$  )

$$\sigma_1 = 2c = 2c_u \dots\dots 11.17.$$

$c_u$  = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปรากฏสำหรับการทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง

เมื่อนำผลการทดสอบไปเขียนวงกลมมอร์ ดังรูปที่ 11.18 จะเห็นว่ามีวงกลมของมอร์เพียงวงเดียวเท่านั้น ซึ่งรัศมีมีค่าเท่ากับ  $\sigma_1/2$  หรือเท่ากับ  $c_u$  ขอบเขตการวิบัติเป็นเส้นตรงอยู่ในแนวราบ และระนาบที่ดินวิบัติจะเอียงทำมุม 45 องศา กับแกนแนวนอนค่าของหน่วยแรงที่จุดวิบัติคือ



รูปที่ 11.18 ผลการทดสอบดินเหนียวอิมตัวแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} \dots\dots 11.18$$

$$\tau = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \dots\dots 11.19$$

$q_u$  = กำลังต้านแรงกดอัดสูงสุดของดินเมื่อทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง  
= *unconfined compressive strength*

นั่นหมายความว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอิมตัวเมื่อทดสอบแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง มีค่าเป็นครึ่งหนึ่งของกำลังต้านแรงกดอัดสูงสุดของดิน ( $q_u$ ) ทั้งนี้ให้คิดกำลังต้านแรงกดอัดสูงสุดของดินโดยใช้พื้นที่  $A_2$  ( สมการที่ 11.10 ) ที่จุดพิบัติ

กำลังต้านแรงกดอัดสูงสุดของดิน ( $q_u$ )สามารถบ่งชี้สภาพของดินเหนียวได้ว่ามีสภาพเช่นไร ดังแสดงในรูปตารางที่ 11.18

ตารางที่ 11.18 แสดงค่าของ **unconfined compression strength** : $q_u$  เพื่อบ่งชี้สภาพของดินเหนียว

สภาพของดินเหนียว	$q_u$ ( ตันต่อตารางเมตร)
อ่อนมาก (very soft )	น้อยกว่า 2.5
อ่อน (soft)	2.5 – 5.0
ปานกลาง (medium)	5.0 – 10.0
แข็ง ( stiff )	10.0 – 20.0
แข็งมาก ( very stiff)	20.0 – 40.0
แข็งที่สุด ( hard )	มากกว่า 40.0

ตารางที่ 11.19 ค่า **Strength Parameters** ของดินบางชนิด

ลักษณะของดิน	Cohesion, ksc.	Angle of Internal Friction, $\phi^\circ$	หมายเหตุ
Soft Bangkok Clay	0.05 – 0.15	0 – 10°	Undrained Strength
Soft Bangkok Clay	0.06 – 0.13	0 – 22°	Undrained Strength
Ottawa Sand	0.0	25 – 40°	Depend on Void Ratio
Gravel	0.0	35 – 50°	Depend on Void Ratio

**11.13 ความไวของดินเหนียว(Sensitivity of cohesive Soils)**

ดินเหนียวบางชนิด เมื่อโครงสร้างตามธรรมชาติถูกทำลาย หรือเปลี่ยนไปกำลัง ของดินนั้นก็จะตกไปด้วยเรียกว่า มีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงสภาพสามารถ หาได้โดยการทดสอบกำลังของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ ( Undisturbed ) และทดสอบกำลังของตัวอย่างดินนั้นเมื่อเปลี่ยนแปลงสภาพ ( Remolded ) โดย ให้มีความชื้นและความหนาแน่นเท่าเดิม และหาได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$\text{ความไวตัว, } S_t = \frac{\text{กำลังของดินคงสภาพแบบ Undrained}}{\text{กำลังของดินเปลี่ยนแปลงสภาพแบบ Undrained}}$$

$$S_t = \frac{q_u}{q_{ur}} \dots\dots\dots 11.20$$

ดินที่มีค่า  $s_t$  มากแสดงว่าเป็นดินที่มีความไวตัวสูงมาก ซึ่งหมายถึง ดินนั้นเมื่อถูกรบกวนหรือได้รับแรงกระทบกระเทือน ค่า unconfined compressive strength ของดินจะลดลงมาก ดินที่มีความไวตัวสูง เมื่อถูกกระทบกระเทือน กำลังต้านทานต่อแรงเฉือนจะลดลงมาก ดังนั้นจึงต้องระมัดระวังหรือหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดการสะเทือนต่อดินดังกล่าว เช่น การตอกเสาเข็ม เพราะจะทำให้เกิดการเสียหายขึ้นได้ อาจจะต้องออกแบบฐานรากใหม่ หรือเปลี่ยนเป็นเข็มหล่อในที่ เป็นต้น

สภาพความไวตัว	St
ไม่ไวตัว(Insensitive)	< 2
ปานกลาง(Medium Sensitive)	2 - 4
ไวตัว(Sensitive)	4 - 8
ไวตัวมาก(Very Sensitive)	8 - 16
Quick(อาจจะสูงถึง 150)	> 16

**ตัวอย่างที่ 11.5**

ในการทดสอบแท่งดินตัวอย่างทรงกระบอกโดยไม่มีแรงดันรอบข้าง ถ้าดินวิบัติเมื่อหน่วยแรงกดอัดเท่ากับ 16 ตัน/ตร.ม. และพบว่าระนาบวิบัติทำมุมเอียง 50 องศากับแกนนอน จงคำนวณหาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและมุมเสียดทานภายในของดินตัวอย่างนี้

วิธีทำ

$$\text{เนื่องจากมุมวิบัติ } \theta = 50^\circ = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

$$\text{ฉะนั้นจะได้ มุมเสียดทานภายใน } \phi = 2(50^\circ - 45^\circ) = 10^\circ$$

จากสมการ

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots 11.7$$

แต่เนื่องจาก  $\sigma_3 = 0$

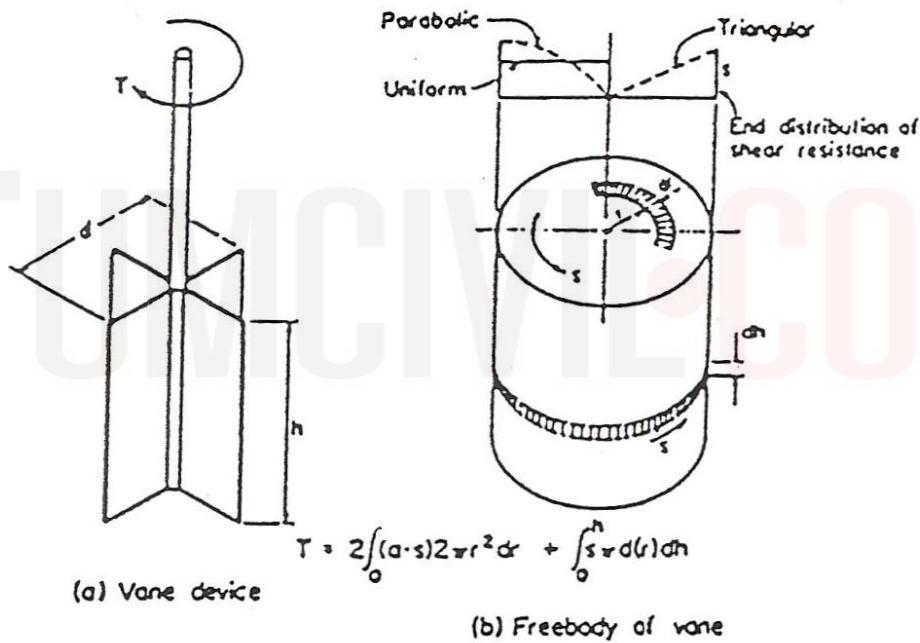
$$\text{ดังนั้น } \sigma_1 = 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\text{แทนค่า } \sigma_1 = 16 \text{ ตัน/ตร.ม. และ } \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan 50^\circ = 1.192$$

$$\text{จะได้ } c = 6.71 \text{ ตัน/ตร.ม. หรือ } = 0.671 \text{ กก/ตร.ซม } <$$

**11.14 การทดสอบโดยใช้ใบมีดมาตรฐาน ( Vane Test )**

การทดสอบนี้เป็นการทดสอบในสนาม ( In-situ Test ) และห้องปฏิบัติการ เหมาะสำหรับการหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางหรือดินที่มีความไวตัวสูง ซึ่งอยู่ในสภาพที่น้ำไม่ระบายออกได้ทันที แต่การทดสอบโดยวิธีนี้สำหรับดินที่ทรายแป้งหรือสารอินทรีย์เจือปน จะได้ผลไม่น่าเชื่อถือนัก อุปกรณ์ที่ใช้ทดสอบประกอบด้วยใบมีดสี่เหลี่ยมผืนผ้าสี่แฉก (vane) ขนาดมาตรฐานทำด้วยเหล็กกล้ากำลังสูง( high tensile steel ) ดังรูป



ขนาดใบมีดมาตรฐานสำหรับใช้ในห้องปฏิบัติการ ความสูง: h = 20 mm , d = 12 mm ความหนาของใบมีด = 0.5 – 1.0 mm ส่วนขนาดใบมีดมาตรฐานสำหรับใช้ในสนาม : ความสูง : h = 10 – 20 cm , d = 5 – 10 cm ความหนาของใบมีด ประมาณ 2.5 cm

**ลักษณะการทดสอบ ทำได้โดย**

- การกดใบมีดสี่แฉก (Vane) ให้จมลงไปในดินบริเวณที่จะหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน
- แล้วหมุนใบมีดตัดดินจนกระทั่งดินพิบัติ ดินจะถูกตัดเป็นรูป ทรงกระบอก วัดแรงหมุน (Torque) ด้วยวงแหวนวัดแรง
- หรือมุมที่บิดไป ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดินสามารถคำนวณได้จากสมการ

การทดลองดังกล่าวภายใต้สมมุติฐานที่ว่า การต้านแรงบิดรอบแกนของแรงบิดเป็นผลมาจากกำลังต้านแรงเฉือนของดินตรงผิวรูปทรงกระบอกที่ถือว่าหน่วยแรงต้านแรงเฉือนกระจายอย่างสม่ำเสมอและเป็นผลจากบริเวณส่วนบนและส่วนล่างของทรงกระบอกนั้น

ให้ c = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดินเหนียว คือกำลังต้านแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ

แรงบิดที่กระทำ = แรงบิดต้านการเฉือนของดินรูปทรงกระบอก + แรงบิดต้านการเฉือนของดินบริเวณส่วนบนและส่วนล่างของทรงกระบอกนั้น

$$\text{จะได้ } T = 2 \int_0^r (a \cdot c) 2\pi r^2 dr + \int_0^h c \cdot d(r) dh$$

$$\text{undrained shear strength : } c = \frac{4T}{\pi(2d^2h + ad^3)} \dots\dots\dots 11.21$$

- a = 2/3 สำหรับแรงเฉือนสม่ำเสมอ (Uniform end shear)
- = 3/6 สำหรับแรงเฉือนพาราโบลา (Parabolic end shear)
- = 1/2 สำหรับแรงเฉือนรูปสามเหลี่ยม (Triangular end shear)

**ในกรณี Uniform end shear (a=2/3)**

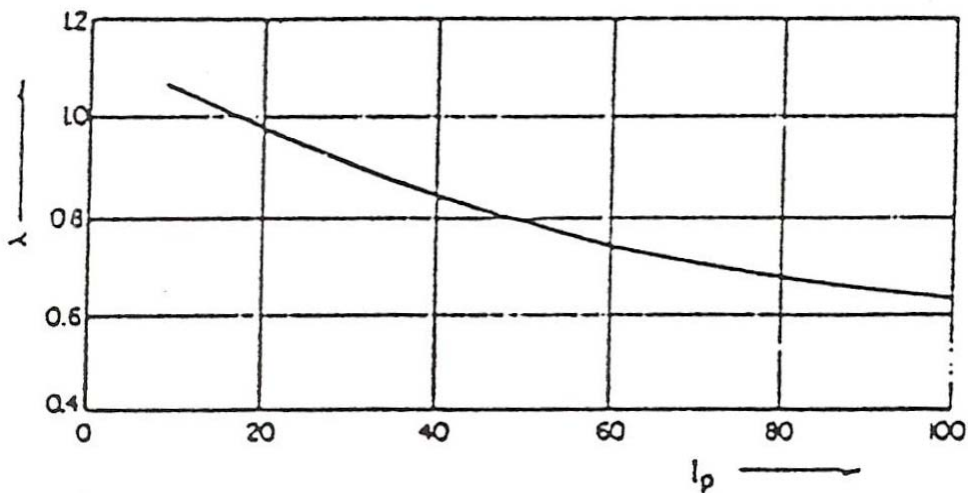
$$\text{undrained shear strength : } c = \frac{T}{\pi d^2 \left( \frac{h}{2} + \frac{d}{6} \right)} \dots\dots\dots 11.22$$

$$\text{Torque : } T = c \frac{\pi d^2}{2} \left( h + \frac{d}{3} \right) \dots\dots\dots 11.23$$

ปกติ ภายหลังทดสอบข้างต้นแล้ว จะทำการหมุนใบมีดเร็วๆ หลายๆ รอบ แล้วเริ่มหมุนช้าลง เพื่อวัดหาค่าแรงบิด T ใหม่ ซึ่งนำไปใช้คำนวณหากำลังต้านแรงเฉือนของดินที่เปลี่ยนสภาพ (remolded) และนำไปใช้คำนวณหาความไวตัวของดินได้ตามที่กล่าวมาแล้ว

**Bjerrum(1974)** พบว่า ค่ากำลังต้านแรงเฉือนของดินที่ได้จากสมการ 11.22 จะให้ค่าสูงเกินไปเมื่อทดสอบกับดินเหนียวที่มีพลาสติกซีตี่สูง ดังนั้นเพื่อปรับแก้กำลังต้านแรงเฉือนของดิน Bjerrum จึงเสนอให้ใช้ตัวคูณ ( correction factor:λ) ดังแสดงในสมการ หรือ กราฟ แล้วคูณกับค่าที่หาได้จากสมการที่ 11.24

$$\text{ตัวคูณ(correction factor ) : } \lambda = 1.70 - 0.54 \log_{10} (PI) \dots\dots\dots 11.24$$



(c).Vane correction curve (After Bjerrum, 1972)



$$\text{ดังนั้น } c_{cor} = \lambda \cdot c \dots\dots 11.25$$

ตัวอย่างที่ 11.6

ในการทำ Vane shear Test เพื่อหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวได้ข้อมูลต่างๆ ดังต่อไปนี้  
 แรงบิดที่ใช้หมุนตัดดินคงสภาพและที่เปลี่ยนสภาพ = 163 และ 75 กก - ซม ตามลำดับ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของ Vane = 5 ซม. และความสูงของ Vane = 10 ซม. จงหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินนี้ทั้งสองสภาพและค่าความไวตัวของดิน

วิธีทำ

จากสมการ

$$\text{undrained shear strength : } c = \frac{T}{\pi d^2 \left( \frac{h}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

ในที่นี้ เมื่อ h = 10 ซม. d = 5 ซม.

เมื่อ T = 163 กก-ซม ได้ค่า c ดินคงสภาพ = 0.355 กก/ซม<sup>2</sup>

เมื่อ T = 75 กก-ซม ได้ค่า c ดินเปลี่ยนสภาพ = 0.164 กก/ซม<sup>2</sup>

ความไวตัวของดิน = 0.356 / 0.164 = 2.17

**เอกสารประกอบการอบรม "การวิเคราะห์และออกแบบเสาเข็มดิน-ซีเมนต์" 6 ธันวาคม 2549 ณ โรงแรมปทุมวัน ปริ๊นซ์ คอนเวนชั่น**

### คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวกรุงเทพ

	W <sub>p</sub> (%)	LL (%)	PL (%)	LI	γ <sub>t</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	
<b>Weathered Clay</b>	Gulachol (1970) Weathered Clay	51.2 ± 6.9	77.5 ± 2.1	33.9 ± 0.5	0.4	2.71 ± 0.1	
	Brand (1971) Weathered Clay	62.9 ± 4.2	89.6 ± 5.1	38.6 ± 2.4		62.9 ± 4.2	
	Phuong (1973) Weathered Clay	50 - 90	80 - 100	30 - 45	0.60 - 1.00	2.66 - 2.70	
	TASNEENART (1984) Weathered Clay	30-100	30-90	20-35	0.2-2.0	1.55-1.9	
<b>Soft to Medium Clay</b>	Moh et al. (1969) (AIT) 4.5-7.5 m.	0 - 110	0 - 110	35 - 45	0.80 - 1.10	2.66 - 2.74	
	Phuong (1973) (AIT) 4.5-9.0 m.	50 - 120	80 - 120	25 - 65	0.60 - 1.00	2.66 - 2.72	
	ศุภฤกษ์ (1977) 2-14 m.	61.1 ± 11.5	63.5 ± 12.8		1.172 ± 584	2.66 ± .035	
	TSAI (1982) (AIT)	85-70	79-95	30-34	0.91-0.76		
	TSAI (1982) (Nong Ngoo Hao)	125-65	80-122	25-52	1.1-0.92		
	TSAI (1982) (Pathumwan)	65-48	58-72	26-33	0.68-0.78		
	TSAI (1982) (Pom Prachul)	62-82	75-110	26-40	0.67-0.88		
	PARENTILLA (1983)	26.1 ± 7.6	49.9 ± 9.7	22.5 ± 3.9	.159 ± .306	2.0 ± 0.18	
	TASNEENART (1984) Soft Clay	40-90	40-90	20-40	0.2-2.0	1.5-1.75	
	ภัสร์ (2529) 0-14.2 m.	60.35 ± 9.3	63.61 ± 6.8	28.20 ± 2.6	1.65 ± 0.07	2.654 ± 0.03	
ภวังค์ (2530) Soft-Medium Clay	57-63	62-68	28-30	0.8-1.0	1.6-1.7	2.64 - 2.69	
ศุภวัฒน์ (2530) บางเขน	68.22 ± 7.9	66.9 ± 10.4	37.92 ± 8.4	1.58 ± 0.06	2.68 ± 0.05		
ลาคน (2542) 94.36	93.9	31.7	1.5	2.57	2.57		
<b>Stiff to Very Stiff Clay</b>	Muktabhant et al. (1966) 26-36ft.	20-40	45-70	23-30		1.54-1.60	2.7-2.8
	Vongthiesres (1966) 48ft.	30	58	24		1.49	
	Hengchaovanich (1969) 36ft.	20-30	59.5 ± 5.9	22.6 ± 1.6		1.61	2.74 ± 0.02
	ศุภฤกษ์ (1977) 14-25 m.	31.8 ± 12	49.1 ± 15.1				2.1 ± 2.81
	TASNEENART (1984) First Stiff Clay	15-40	25-90	15-40	-0.25-0.5	1.80-2.15	
	TASNEENART (1984) Second Stiff Clay	15-35	30-70	15-35	-0.35-.75	1.80-2.25	
	ภวังค์ (2530) Stiff-Very Stiff Clay	27-30	52-58	23-26	0.1-0.2	1.9-2.0	2.65-2.71

**ผศ.ดร.วิภากร ไชยเชษฐ์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์**

เอกสารประกอบการอบรม "การวิเคราะห์และออกแบบเสาเข็มดิน-ซีเมนต์" 6 ธันวาคม 2549 ณ โรงแรมวีราศิรินทร์ แกรนด์ คอนเวนชั่น

## คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวกรุงเทพฯ

### คุณสมบัติทางวิศวกรรม

เป็นคุณสมบัติที่นำไปใช้ในการออกแบบโครงสร้างทางด้านวิศวกรรมปฐพี

1. คุณสมบัติเกี่ยวกับความแข็งแรง ได้แก่ Undrained Shear Strength ( $S_u$ ) อาจได้มาจาก Field Vane Shear Test หรือค่า N จาก SPT หรือ Unconfined Compression Test เป็นต้น และ  $c, \phi$  จาก Direct Shear Test หรือ Triaxial Compression Test
2. ค่า Compressibility ได้แก่ Coefficient of Consolidation ( $C_v$ ), Compression Index ( $C_c$ ) และ Initial Void Ratio ( $e_0$ )
3. ค่า Permeability ได้แก่ Coefficient of Permeability ( $k$ )
4. อื่นๆ เช่น  $Q_u$  จาก Compaction Test, Degree of Dispersive จาก Double Hydrometer Test เป็นต้น

รศ.ดร.วรสาร ไชยรัชต์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 11.20 ค่า Strength Parameters ของดินบางชนิด

ลักษณะของดิน	Cohesion, ksc.	Angle of Internal Friction, $\phi^\circ$	หมายเหตุ
Soft Bangkok Clay	0.05 – 0.15	0 – 10°	Undrained Strength
Soft Bangkok Clay	0.06 – 0.13	0 – 22°	Undrained Strength
Ottawa Sand	0.0	25 – 40°	Depend on Void Ratio
Gravel	0.0	35 – 50°	Depend on Void Ratio

**Table Strength anisotropy in several soils Number ( ) refer to numbers in insect .Data from Bjerrum (1972) except as noted**

SOIL	WL	Ip	TC(1)	TE(3)	DSS(2)	Vane
Bangkok clay	150	85	0.70	0.40	0.41	0.59
Matagami clay	85	47	0.61	0.45	0.39	0.46
San Francisco Bay mud*	88	45	0.35	-	0.25	-
AGS clay*	71	40	0.32	0.20	0.25	-
Dramman plastic clay	61	29	0.40	0.15	0.30	0.36
Haney sensitive clay*	44	18	0.27	0.17	-	-
Boston blue clay*	41	21	0.33	0.16	0.20	-
Vaterland clay	42	16	0.32	0.09	0.26	0.22
Drammen lean clay	43	18	0.31	0.10	0.19	0.18
Connecticut Valley	33	11	0.34	0.09	0.22	0.24
Varved clay*	Variable		0.25	0.21	0.17	

TC = triaxial compression; TE = triaxial extension; DSS = direct simple shear

### 11.15 การทดสอบการทะลวงในสนาม ( Penetration Test )

การทดสอบในสนามเพื่อหาค่ากำลังต้านหรือคุณสมบัติของดินที่ระดับความลึกใดๆ เดิมทีนำมาใช้กับมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( cohesionless soil ) เช่นดินทรายหรือกรวดและดินเหนียวแข็ง ซึ่งไม่สามารถเก็บตัวอย่างดินคงสภาพได้ แต่ต่อมาได้นำไปประยุกต์ใช้กับมวลดินที่มีความเชื่อมแน่น (cohesive soil ) ซึ่งจะหาค่ากำลังต้านของมวลดินโดยประมาณ

#### วิธีทดสอบการทะลวงในสนามที่นิยมใช้กันทั่วไปคือ

- 1 การทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test : SPT)หรือเรียกว่าการทดสอบฝังจัมมาตรฐาน โดยการตอกกระบอกเก็บตัวอย่างดินแบบผ่าซีก ( split – spoon sampler ) ลงไปในชั้นดินที่ต้องการอาจเรียกวธีการทดสอบนี้ว่า dynamic penetration test
- 2 การทะลวงโดยใช้ท่อกรวยคู้ของดัตช์ ( Dutch Cone Penetration Test : CPT ) กดลงไปชั้นดินที่ต้องการด้วยแม่แรง ( jack ) อาจเรียกวธีการทดสอบนี้ว่า static penetration test.

**11.15.1 การทะลวงมาตรฐาน ( Standard Penetration Test : SPT )**

การทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 1586

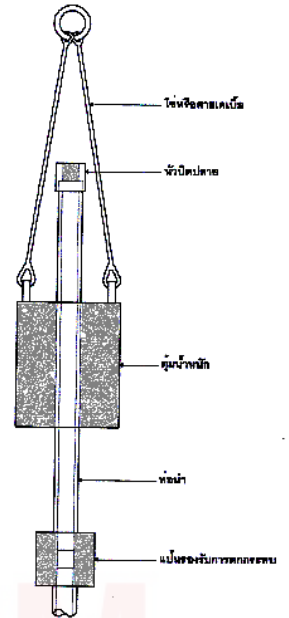
ลักษณะของตุ้มน้ำหนักมีดังนี้

- แบบลักษณะโค่นัท( มีรูตรงกลาง )
- มีการสูญเสียพลังงานในการตอกของตุ้มมากที่สุด เนื่องจากใช้โช้คคล้องเพื่อยกตุ้มขึ้น

การทดสอบมีดังนี้

- 1) ตอกตุ้มน้ำหนัก(น้ำหนัก 140 ปอนด์ , 63.5 กก ) ยกสูง 30 นิ้ว  
ส่งถ่ายแรงไปสู่กระบอกผ่าผ่านก้านเจาะเพื่อส่งกระบอกผ่าฝังจมลงไปในชั้นดิน
- 2) นับจำนวนครั้งของการตอกจมทุกๆ 6 นิ้ว จำนวน 3 ช่วง ( รวม 18 นิ้ว)
- 3) จำนวนครั้งของการตอก ใน 2 ช่วงสุดท้าย เรียกว่า Standard Penetration Number ( N , N – Value ) มี หน่วยเป็น ครั้งต่อฟุต ( Blows per ft)

นำค่า N ที่ได้ นี้ไปเปรียบเทียบกับกำลังต้านหรือคุณสมบัติของดินจากข้อมูลที่เคยศึกษาและรวบรวมไว้



อย่างไรก็ดีก่อนจะนำผลทดสอบ SPT (ค่า N) ที่ได้สำหรับมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น ทราย ไปใช้หาคุณสมบัติดินในตาราง จะต้องพิจารณาปรับแก้ ค่า blow count ที่ทดสอบได้ อันเนื่องมาจากผลกระทบของระดับความลึกต่ำจากผิวดินหรือนั่นคือ ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลของมวลดินที่อยู่เหนือชั้นกว่า ( overburden pressure ) เพราะเมื่อทำการทดสอบที่ระดับพื้นดินจะได้ค่า blow count ต่ำไปจากความเป็นจริง

Peck , Hanson , Thornburn ได้เสนอให้หาค่า N ใหม่โดยใช้สมการ

$$N_{cor} = N(0.77 \log_{10} \frac{19.5}{\sigma'}) \dots\dots 11.26$$

ทั้งนี้  $\sigma' \geq 0.244 \text{ กก/ซม}^2$

$N$  = blow count ที่นับได้จากการทดสอบ SPT ในสนาม ( ครั้ง/ฟุตสุดท้าย )

$\sigma'$  = หน่วยแรงประสิทธิผลจากมวลดินที่อยู่เหนือระดับทดสอบ( กก/ซม<sup>2</sup> )

นอกจากนี้ยังมีผู้วิจัยอื่นที่เสนอสมการคำนวณเพื่อปรับแก้ค่า blow count อันเนื่องมาจากผลของมวลดินที่อยู่เหนือชั้นกว่า

เช่น

$$N_{cor} = N(\frac{1}{\sqrt{\sigma' (ksc)}})$$

สำหรับทรายเม็ดละเอียดมากหรือทรายเม็ดปานหรือตะกอนทรายที่อิมตัว ค่า  $N$  ที่นับได้จากการทดสอบจะให้ค่าสูงไปเนื่องจากแรงดันน้ำส่วนเกิน

**Terzaghi และ Peck** ได้เสนอให้หาค่า  $N$  ใหม่ โดยใช้สมการคำนวณต่อไปนี้ เมื่อนับค่า  $N$  ที่ได้จากการทดสอบในสนามมีค่ามากกว่า 15

$$N_{cor} = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \dots\dots 11.27$$

ตารางที่ 11.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N$  ที่ปรับแก้แล้วจากการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน กับสภาพของดินและคุณสมบัติของดินที่เสนอโดย Terzaghi และ Peck ซึ่งมุมเสียดทานภายใน( $\phi$ ) ของทรายแห้งอาจประมาณได้จากสมการ

$$\phi = 28.5^\circ + \frac{N}{4}$$

ถ้าเป็นทรายเปียก ให้ลดค่า  $\phi$  ลง 1 ถึง 2 องศา แต่สำหรับกรวดหรือหินย่อยที่อยู่ในสภาพเดียวกันให้เพิ่มค่า  $\phi$  อีก 2 ถึง 3 องศา

ส่วนทรายแป้งแห้งหรือทรายปนทรายแป้ง ให้ลดค่า  $\phi$  ลง 2 ถึง 6 องศา แต่เมื่ออยู่ในสภาพอิมตัวให้ลดค่ามุมเสียดทานภายใน  $\phi$  ลงอีกประมาณ  $1/3 - 1/2$  เท่าของสภาพแห้ง

ตารางที่ 11.21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT กับคุณสมบัติของทรายและดินเหนียว

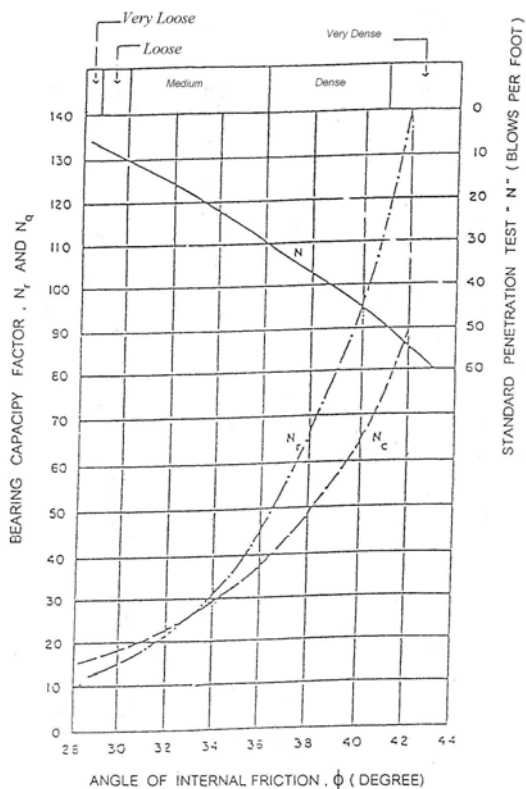
ทรายแห้ง			
SPT , N ( blow / ft )	$\phi$ ( degree )	ความหนาแน่นสัมพัทธ์ ( % )	สภาพดิน
0 - 4	< 28.5	0 - 20	หลวมมาก
4 - 10	28.5 - 32.0	20 - 40	หลวม
10 - 30	32.0 - 36.0	40 - 60	ปานกลาง
30 - 50	36.0 - 41.0	60 - 80	แน่น
> 50	> 41	80 - 100	แน่นมาก

ดินเหนียว		
SPT , N (blow / ft)	$q_u$ (กก/ ซม <sup>2</sup> )	สภาพดิน
< 2	< 0.25	อ่อนมาก
2- 4	0.25 – 0.5	อ่อน
4 - 8	0.5 – 1.0	ปานกลาง
8 - 15	1.0 – 2.0	แข็ง
15 - 30	2.0 – 4.0	แข็งมาก
> 30	> 4.0	แข็งที่สุด

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT กับหน่วยแรงกดอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compression Strength :  $q_u$ ) ของดินเหนียว อาจประมาณได้จากสมการ

$$q_u = 0.12N \text{ ถึง } 0.13N \text{ หรือ } \frac{N}{8} \text{ กก / ซม}^2$$

Peck , Hanson , Thorburn ( 1973 ) ได้เสนอความสัมพันธ์ ระหว่างมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) กับค่าของ N จากการทดสอบ SPT ในลักษณะของกราฟ ในรูปที่ 11.22 นอกจากนี้ในกราฟยังแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบกำลังต้านแรงกด (bearing capacity factor )  $N_\gamma$  และ  $N_c$  ซึ่งขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) เพื่อนำไปใช้คำนวณหากำลังต้านแรงกดของดินต่อไป



รูปที่ 11.22 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $\phi$  และ N , Bearing capacity factor





**Example 11.7** Given; a cohesive soil was tested in a direct shear test with the following values: Square shear box  
5.5x5.5 cm; height = 2.1 cm

			Computed stresses, kPa	
Test	Pv, kg	Ph, kg	$\sigma_n$	$\tau$
1	4	2.9	13.0	9.4
2	8	4.3	26.0	13.9
3	12	5.1	39.0	16.5

**REQUIRED**

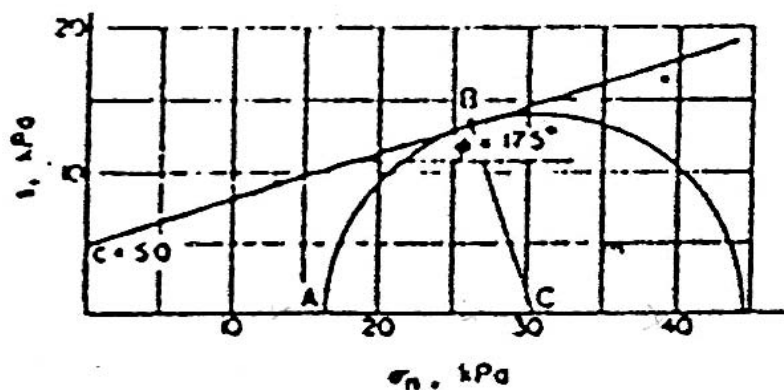
- (a) Obtain  $c$  and  $\phi$  ( $c$  in kilopascals)  
 (b) Find the orientation of principal planes for test 2

**SOLUTION**

Step 1 Compute  $\sigma_n$  and  $\tau$  as shown in the table above

$$\sigma_n = \frac{4(9.807) \times 10^4}{(5.5)^2 \times 10^3} = 13.0 \text{ kPa}$$

Step 2 Plot values and "fair" the failure envelope as shown in Fig. And measure



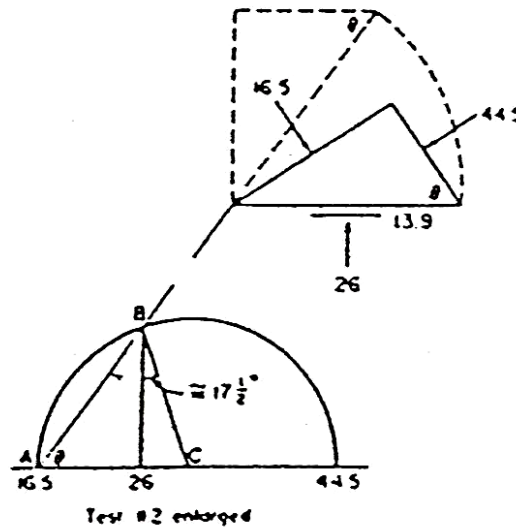
(a)

$$\phi = 17.5^\circ$$

$$c = 5.0 \text{ kPa}$$



Step 3 To obtain the orientation of principal planes, construct a Mohr's circle for test 2 and lay off AB at 0 as shown in Fig. noting that principal planes are oriented with 0 as shown and 90 apart and that with the actual failure plane horizontal, the principal planes are as shown



(b)

แบบฝึกหัด

- 1 ถ้าดินตัวอย่างวิบัติเมื่อรับหน่วยแรงหลักสูงสุดในแนวตั้งและต่ำสุดในแนวนอนเท่ากับ 6 กก/ซม<sup>2</sup> และ 2 กก/ซม<sup>2</sup> ตามลำดับจงหาหน่วยแรงกอดัดตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่ทำมุม 30° กับระนาบของหน่วยแรงหลักสูงสุด ( $\sigma = 5$  กก/ซม<sup>2</sup> และ  $\tau = 1.73$  กก / ซม<sup>2</sup>)
- 2 จากการทดสอบ Direct shear test ของทรายตัวอย่างที่สมมติว่าไม่มีความเชื่อมแน่นเลย พบว่าเมื่อให้หน่วยแรงกอดัดตั้งฉากเท่ากับ 2.4 กก/ซม<sup>2</sup> ดินตัวอย่างวิบัติเมื่อหน่วยแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ 1.6 กก/ซม<sup>2</sup> จงหามุมเสียดทานภายในและหน่วยแรงหลักที่จุดวิบัติของตัวอย่างนี้ ( $\phi = 34^\circ$ ,  $\sigma_1 = 5.38$  กก / ซม<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 1.55$  กก / ซม<sup>2</sup>)
- 3 จากการทดสอบแบบ Quick Test สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว พบว่ากำลังต้านแรงเฉือนของดินเท่ากับ 0.8 ตัน / ตร.ม. เมื่อหน่วยแรงกอดัดในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ 4 ตัน / ตร.ม. จงหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินนี้เมื่อหน่วยแรงกอดัดในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ 8 ตัน/ตร.ม. ( 1.6 ตัน / ตร.ม.)
- 4 จากข้อมูลการทดสอบแบบ Triaxial Test ต่อไปนี้ จงหาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและมุมเสียดทานภายในของดินตัวอย่าง

	ครั้งที่ 1	ครั้งที่ 2
หน่วยแรงดันรอบข้าง, กก / ตร.ซม	2	4
Deviator stress ที่จุดวิบัติ, กก/ตร.ซม	7.7	13.7

หากนำดินตัวอย่างข้างต้นมาทดสอบแบบเฉือนโดยตรง โดยใช้หน่วยแรงกอดัดตั้งฉากเท่ากับ 6 กก / ตร.ซม. จงหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินนี้ ( $c=0.5$  กก / ตร.ซม,  $\phi = 30^\circ$ ,  $\tau = 3.96$  กก / ตร.ซม.)

- 5 ถ้ามวลดินที่อยู่ลึกต่ำลงไปจากระดับของพื้นดินเป็นดินเหนียวและมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระยะ 1 เมตรต่ำจากระดับของพื้นผิวดิน ถ้านำดินเหนียวคงสภาพที่ระดับลึก 4 เมตร ต่ำจากระดับของพื้นผิวดินขึ้นมาทดสอบด้วยวิธี triaxial test ซึ่งพบว่า ค่า  $c = 0.65$  กก / ตร.ซม และ  $\phi = 15^\circ$  จงหากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินก้อนนี้โดยสมมติว่า มวลดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินเป็นดินอิ่มตัว และให้หน่วยน้ำหนักของดินอิ่มตัวมีค่า เท่ากับ 2.1 กรัม / ลบ.ซม ( 0.795 กก / ตร.ซม)

## บทที่ 12

## แรงดันทางข้างของดิน

## Lateral Earth Pressure.

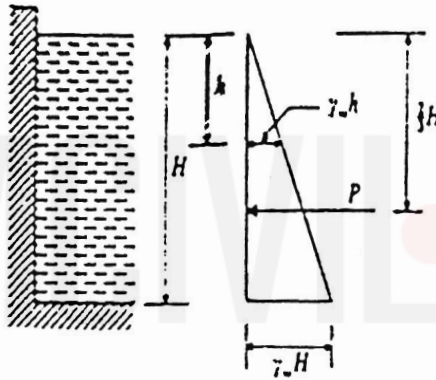
## 12.1 คำนำ

ในการออกแบบอาคารกันดิน เช่น เขื่อน, กำแพงกันดิน และกำแพงเข็มพืด (sheet pile) หรือโครงสร้างอื่นในลักษณะที่คล้ายกันนี้จำเป็นต้องทราบแรงดันดิน ด้านข้างสูงสุดของดินที่ถูกกั้นไว้เพื่อนำไปใช้คำนวณหาขนาด สัดส่วนของโครงสร้างกันดิน เพื่อให้โครงสร้างนั้นเกิดการวิบัติ

พบว่าค่าแรงดันทางข้างของดิน ขึ้นอยู่กับ คุณสมบัติและกำลังต้านทานของมวลดิน เช่นหน่วยน้ำหนักของมวลดิน มุมเสียดทานภายในของมวลดิน แรงยึดเหนี่ยวหรือความเชื่อมแน่นของมวลดิน นอกจากนี้ยังขึ้นกับปฏิกริยาตรงผิวนสัมผัสระหว่างมวลดินกับโครงสร้างที่ใช้กัน

ในกรณีของมวลดินจะไม่เหมือนกับน้ำ เนื่องจากมวลดินตั้งต้านทานต่อแรงเฉือน ดังนั้นแรงดันทางข้างที่จุดใดๆ จึงไม่เท่ากับแรงดันในแนวตั้งที่จุดนั้น แรงดันทางข้างจะแปรไป ขึ้นอยู่กับว่าดินนั้นจะเคลื่อนที่ด้านข้างได้อย่างอิสระหรือถูกดันด้วยแรงกดด้านข้าง

กรณีแรงดันที่กระทำเนื่องจากของเหลว เช่น น้ำ ดังแสดงในรูป ที่ 12.1



รูปที่ 12.1 แสดงหน่วยแรงดันของน้ำ

- ✓ แรงดันที่จุดใดๆในของเหลว เช่น น้ำ จะเท่ากันในทุกทิศทาง
- ✓ แรงดันของน้ำด้านข้างที่กระทำบนแนวตั้งของกำแพงเก็บกักน้ำจะเท่ากับ  $\gamma_w \cdot h$
- ✓ ลักษณะของแรงดันจะเป็นรูปสามเหลี่ยมและจะเพิ่มขึ้นตามความลึก
- ✓ แรงดันลัพธ์ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของกำแพงจะเท่ากับพื้นที่ ของรูป สามเหลี่ยม

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

- ✓ ตำแหน่งของแรงลัพธ์ จุดศูนย์กลางของสามเหลี่ยม =  $(2/3)H$  จากผิวน้ำ

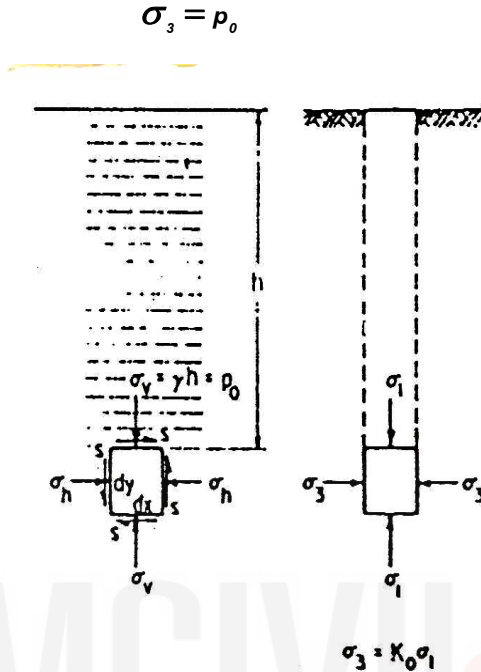
## 12.2 แรงดันทางข้างของดิน (Lateral Earth Pressure)

แรงดันทางข้างของดินแบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ

- 1 แรงดันทางข้างของดินในสภาวะอยู่กับที่ ( Lateral Earth Pressure at Rest :  $P_0$  )
- 2 แรงดันทางข้างของดินในสภาวะแอกทีฟ ( Active Lateral Earth Pressure :  $P_a$  )
- 3 แรงดันทางข้างของดินในสภาวะพาสซีฟ ( Passive Lateral Earth Pressure :  $P_p$  )

**12.3 แรงดันทางข้างในสภาวะอยู่กับที่ ( Lateral Earth pressure at rest)**

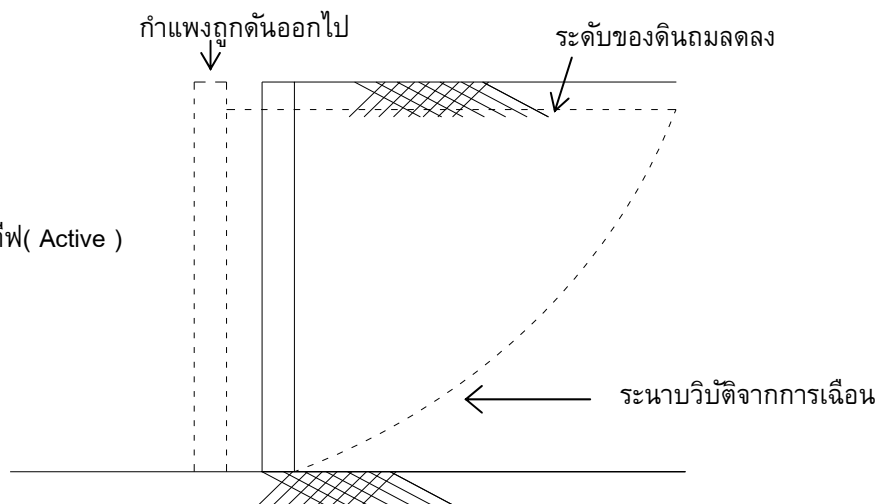
หมายถึงแรงดันของดินที่กระทำต่อผนังกำแพงกันดินทางด้านข้าง แล้ว ไม่ ทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนที่แต่อย่างใด ถ้ามีกำแพงกันดินมากั้นมวลดินและกำแพงอยู่กับที่ มวลดินหลังกำแพงก็จะอยู่กับที่คล้ายกับมวลดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลตามธรรมชาติ คือไม่มีการขยายตัวหรืออัดตัวทางด้านข้าง แรงดันทางข้างของดินที่กระทำต่อกำแพงในสภาวะเช่นนี้เรียกว่า แรงดันทางข้างในสภาวะอยู่กับที่ (  $P_0$  ) ดังแสดงในรูปที่ 12.2



รูปที่ 12.2 แรงดันด้านข้าง  $\sigma_3$  อยู่ในสภาวะพ้นคง Stable ไม่มีการเคลื่อนที่

**12.4 แรงดันดินแบบแอคทีฟ (Active Lateral earth pressure:  $P_a$ )**

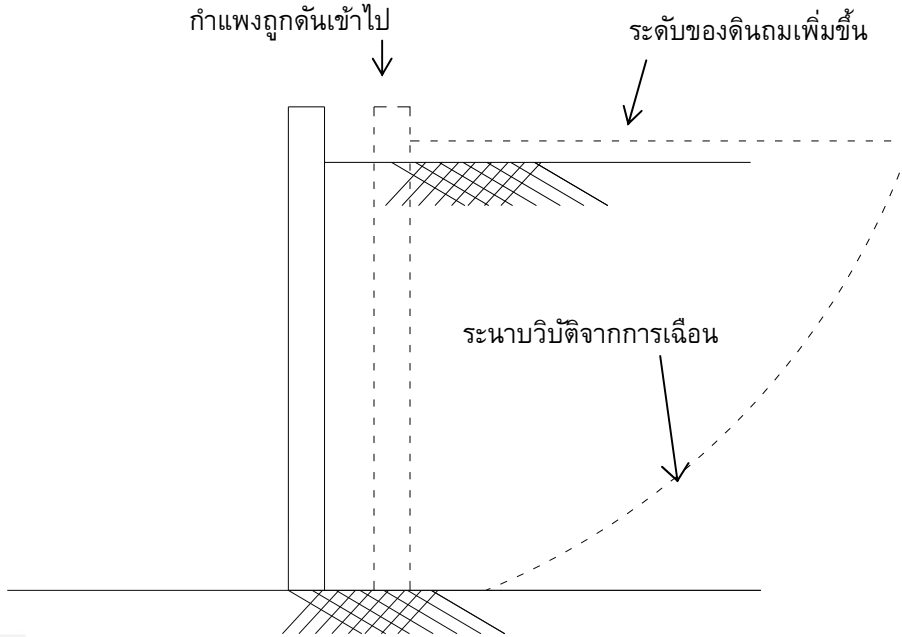
หมายถึงการที่มวลดินที่อยู่ด้านหลังกำแพงจะพยายามผลักหรือดันให้กำแพงเคลื่อนที่หรือขยับออกไปทางซ้ายมือ ซึ่งระดับของดินถมจะลดลงและแรงดันทางข้างของดินที่กระทำต่อกำแพงจะมีค่าลดลงเนื่องจากมวลดินขยายตัวทางด้านข้างจนถึงค่าหนึ่งที่ทำให้มวลดินนั้นวิบัติจากการเฉือน (shear failure) โดยมีระนาบวิบัติเป็นแนวโค้ง ดังแสดงในรูปที่ 12.3 เรียกแรงดันในสภาวะนี้ว่า แรงดันทางข้างแบบแอคทีฟ ซึ่งเป็นแรงดันทางข้างมีค่าต่ำสุด



รูปที่ 12.3 สภาวะแอคทีฟ ( Active )

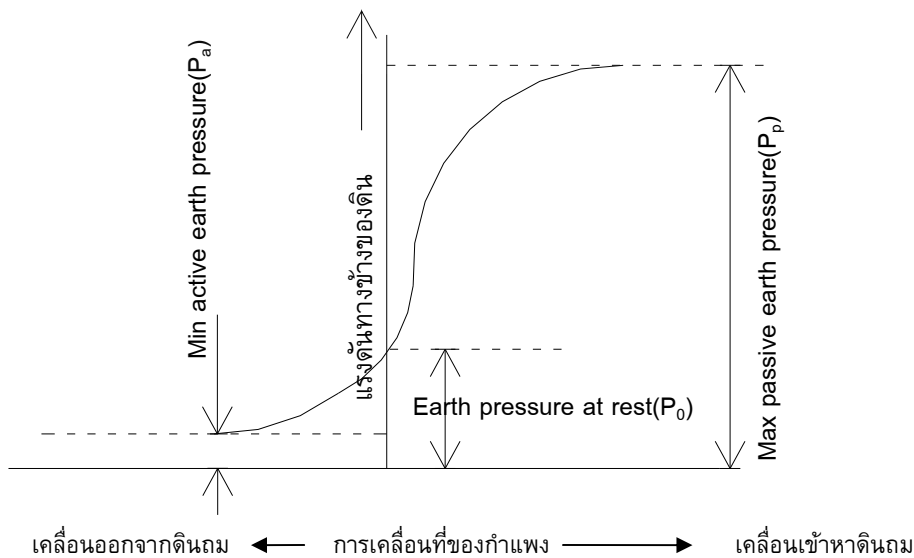
**12.5 แรงดันดินแบบพาสซีฟ (Passive Lateral earth pressure :  $P_p$ )**

หมายถึง แรงดันทางข้างของดินที่ทำกำแพงขยับตัวเข้าหามวลดิน ระดับของดินถมจะเพิ่มขึ้นโดยที่แรงดันทางข้างของดินจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนถึงค่าหนึ่งที่สูงที่สุดซึ่งทำให้มวลดินวิบัติจากการเฉือนเช่นกัน เรียกแรงดันในสภาวะนี้ว่าแรงดันทางข้างแบบพาสซีฟ ( $P_p$ ) ดังแสดงในรูปที่ 12.4



รูปที่ 12.4 สภาวะพาสซีฟ (Passive)

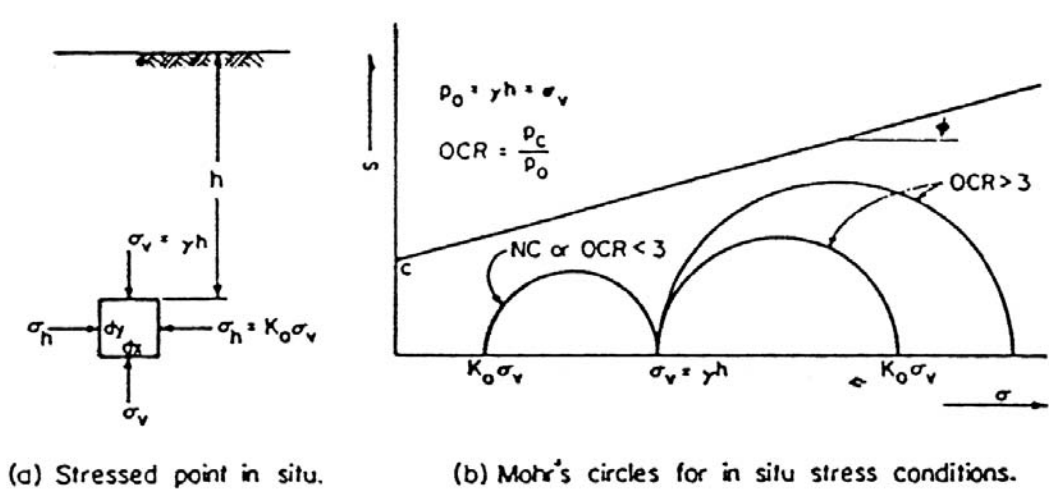
รูปที่ 12.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ของกำแพงที่ทำให้เกิดการแปรเปลี่ยนค่าแรงดันทางข้างของดิน สังเกตว่าเมื่อแรงดันทางข้างของดินมีค่าถึงพิกัดสูงสุดหรือต่ำสุดแล้ว แม้ว่าจะมีการเคลื่อนที่ของกำแพงต่อไปอีกจะไม่มีผลทำให้แรงดันทางข้างของดินเปลี่ยนแปลง



รูปที่ 12.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ของกำแพงที่ทำให้เกิดการแปรเปลี่ยนค่าแรงดันทางข้าง

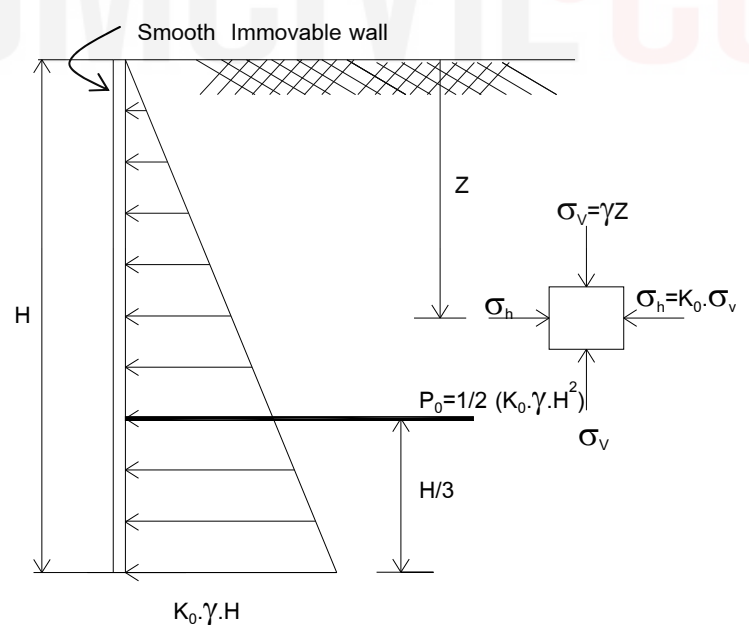
**12.6 Soil stress at a point  $K_0$  conditions ( at rest , แรงดันดินแบบอยู่กับที่)**

แรงดันทางข้างของดินในสภาวะที่มวลดินอยู่กับที่สามารถคำนวณได้จากทฤษฎียืดหยุ่น ( Theory of Elasticity ) ซึ่งใช้สมมติฐานว่า มวลดินมีเนื้อเดียวกันตลอดและมีคุณสมบัติรับแรงเหมือนกันทุกทิศทางตลอดระยะเวลาความลึก



รูปที่ 12.6 แสดงค่าของหน่วยแรงในมวลดินที่จุดลึกใดๆ

ดังนั้นมวลดินก้อนหนึ่งที่อยู่ลึกต่ำจากระดับผิวราบของผิวดินเท่ากับ Z ดังรูปที่ 12.6 และ 12.7 จะถูกกระทำด้วยหน่วยแรงหลักในแนวตั้ง  $\sigma_v$  ( $\sigma_1$ ) อันเนื่องมาจากน้ำหนักของมวลดินที่อยู่เหนือขึ้นไป และหน่วยแรงหลักในแนวนอน  $\sigma_h$  ( $\sigma_3$ )



รูปที่ 12.7 แสดงค่าของหน่วยแรงในมวลดินที่จุดลึกใดๆ

ในสภาพตามธรรมชาติ หน่วยแรงหลัก  $\sigma_v > \sigma_h$  ฉะนั้นจะหาได้ว่า หน่วยการยืดหรือหดตัวทางข้างในแกนอนที่เรียกว่า ความเครียดทางข้าง ( lateral strain :  $\epsilon_h$ ) มีค่าดังนี้

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)]$$

เมื่อ  $E$  และ  $\mu$  เป็นโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วน ปัวซองของมวลดินตามลำดับ  
ในสภาวะที่มวลดินอยู่กับที่ จะไม่มีการยืดหดตัวทางข้าง นั่นคือ  $\epsilon_h = 0$

$$\sigma_h = \mu(\sigma_h + \sigma_v)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1 + \mu} \dots\dots 12.1$$

จากคำจำกัดความสัมประสิทธิ์แรงดันทางข้าง ( coefficient of earth pressure ) หมายถึงอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงดัน  
ประสิทธิภาพของดินในแนวนอนต่อหน่วยแรงดันประสิทธิภาพของดินในแนวตั้ง ปกติจะแทนหน่วยแรงดันทางข้าง ( $\sigma_h$ ) เมื่อมวลดิน  
อยู่กับที่ด้วยสัญลักษณ์  $p_0$  และแทนหน่วยแรงในแนวตั้ง  $\sigma_v = \gamma \cdot z$  ( โดยที่  $\gamma$  เป็นหน่วยน้ำหนักของมวลดิน) ดังนั้นจะได้ หน่วย  
แรงดันทางข้างเมื่อดินอยู่กับที่  $p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot z$

ซึ่งมีลักษณะการกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างเป็นรูปสามเหลี่ยม มีค่าเป็นศูนย์ที่ระดับพื้นผิวดิน ( $z = 0$ ) และมี  
ค่าสูงสุดเท่ากับ  $K_0 \cdot \gamma \cdot h$  ที่ฐานของกำแพงซึ่งสูง เท่ากับ  $H$  ดังนั้น แรงดันทางข้างทั้งหมดเมื่อมวลดินอยู่กับที่  $p_0$  ต่อหน่วยความยาว  
ของกำแพงกันดินคือ

$$P_0 = \int_0^H K_0 \cdot \gamma \cdot z dz = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \dots\dots 12.2$$

โดยที่ แรงดันนี้จะอยู่ในแนวนอนและกระทำตรงจุดศูนย์กลางของรูปการกระจายของหน่วยแรง นั่นคือ กระทำที่ระยะ  $H/3$   
สูงจากขอบล่างของกำแพงหรือเขื่อนกันดิน

จากสมการที่ 12.1 จะเห็นว่า ค่า สปส.แรงดันทางข้างเมื่อมวลดินอยู่กับที่หาได้จากค่าอัตราส่วนปัวซองของมวลดิน แต่  
มวลดินไม่ได้มีพฤติกรรมตามทฤษฎียืดหยุ่นเสียทีเดียว และค่าอัตราส่วนปัวซองของมวลดินไม่ชัดเจน ดังนั้น จึงต้องทำการทดลอง  
เพื่อหาค่า สปส.แรงดันทางข้าง ดังนี้

**J. Jaky(1944)** ประมาณค่า สปส.แรงดันทางข้างของทรายเมื่ออยู่กับที่ ด้วยสมการ

$$K_0 = M - \sin \phi' = 1 - \sin \phi' \dots\dots 12.3$$

$M = 1$  สำหรับ N.C.C , Cohesionless , Cohesive Soil ตลอดรวมถึงแรงดันด้านข้างของเมล็ดพันธ์พืชต่าง ๆ  
เช่น ข้าว , ข้าวโพด

$M = 0.95$  สำหรับ O.C.C ( OCR < 2 )

$\phi'$  = effective angle of internal friction ( มุมเสียดทานภายในประสิทธิภาพ)

**I. Alpan ( 1967 )** เสนอสมการหาค่าสปส.แรงดันทางข้าง  $K_0$

N.C.C  $K_0 = 0.19 + 0.233 \log_{10} (PI)$

O.C.C  $K_0 = K_0 (N.C.C) \cdot (OCR)^{1/2}$

PI = เปอร์เซนต์ ของดัชนีพลาสติก ( plastic index)

O.C.R = อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงกดอัดประสิทธิภาพในอดีต( $p_c$ ) ต่อในปัจจุบัน ( $p_0$ ) เนื่องจากดินทับถม

**Terzaghi และ Peck ( 1967 )** เสนอค่า สปส.แรงดันทางข้าง  $K_0$  ของดินประเภทต่างๆ (โดยประมาณ)

ประเภทของดิน	$K_0$
ทรายแน่น	0.35
ทรายหลวม	0.60
ดินเหนียวชนิด N.C.C	0.5-0.6
ดินเหนียวชนิด O.C.C(O.C.R=3.5)	1.0
ดินเหนียวชนิด O.C.C(O.C.R=20)	2.8

**Sherif and Ishibashi(1981)** ได้ทำการหาค่า  $K_0$  โดยเปรียบเทียบค่า Liquid Limit โดยใช้แฟกเตอร์  $\alpha$  และ  $\lambda$

$$K_0 = \lambda + \alpha(O.C.R. - 1) \dots\dots\dots 12.4$$

$$\lambda = 0.54 + 0.00444(L.L - 20)$$

$$\lambda = 1.0 \text{ สำหรับ } L.L > 110\%$$

$$\alpha = 0.09 + 0.0111(L.L - 20)$$

$$\alpha = 0.19 \text{ สำหรับ } L.L > 110\%$$

$$OCR = \text{Over consolidation Ratio} = \frac{p_c}{p_o}$$

**12.7 การหาแรงดันทางข้างของดินในสถานะแอคทีฟและพาสซีฟ**

การคำนวณหาค่า สปส.แรงดันทางข้างของมวลดิน อาจพิจารณาได้จาก

ทฤษฎีของ แร็งคิน (Rankine's Theory )

ทฤษฎีของ คูลอมบ์ ( Coulomb's Wedge Theory )

หรือวิธีของ Rebhann หรือของ Culmann ที่ใช้การวาดรูปเพื่อหาขนาดและตำแหน่งแรงดันทางข้างของดิน และการใช้แผนภูมิของ Terzaghi ที่ให้ค่า สปส.ของแรงดันทางข้างสำหรับดินประเภทต่างๆเพื่อช่วยในการออกแบบกำแพงกันดิน

**12.8 ทฤษฎีของ แร็งคิน (Rankine's Theory )**

**Rankine ( 1857 )** ได้เสนอเฉพาะวิธีแรงดันทางข้างของดินเม็ดหยาบที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( cohesionless soil ) และแห้งเพียงอย่างเดียว ซึ่งต่อมา **Bell (1915)** ได้นำมาใช้หาแรงดันทางข้างของดินทั้งที่มีความเชื่อมแน่นและมุมเสียดทาน ( c -  $\phi$  soil ) หลังจากนั้นได้มีการประยุกต์นำทฤษฎีของแร็งคินไปใช้หาแรงดันทางข้างของมวลดินที่อยู่ในสภาพต่างๆ เช่น มวลดินแช่น้ำเพียงบางส่วน เป็นต้น

สมมติฐานที่ใช้ในทฤษฎีของแร็งคิน คือ

- มวลดินมีเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง
- กำแพงกันดินมีแนวตรงตั้งฉากกับแนวนอนและมีผิวเรียบ ( smooth ) นั่นคือไม่พิจารณาถึงแรงฝืดหรือแรงเสียดทานระหว่างกำแพงกันดินตรงผิวสัมผัสกับมวลดิน

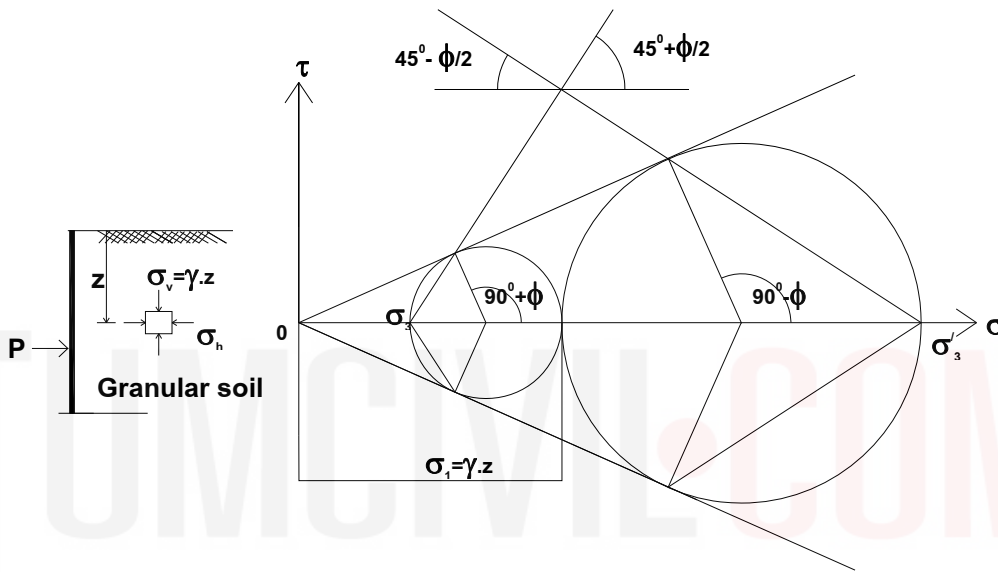
- สปส.แรงดันทางข้างของมวลดินในสภาวะแอกทีฟหรือพาสซีฟพิจารณาได้จากสภาวะสมดุลพลาสติก ( plastic equilibrium in soils ) ตามขอบเขตการวิบัติจากการเฉือน (สมการของมอร์ – คูลอมป์)

12.8.1 แรงดันทางข้างของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( c = 0 )

กรณีที่ดินถมอยู่ในแนวราบเสมอกับสันของกำแพงหรือเขื่อนกั้นดิน

พิจารณามวลดินก้อนหนึ่งที่ไม่มีความเชื่อมแน่นอยู่ลึกเท่ากับ z ต่ำจากระดับผิวดิน ดินถมที่เสมอกับสันของกำแพงและอยู่ในแนวนอน ดังรูปที่ 12.8

ในสภาวะที่มวลดินอยู่กับที่ ( at rest ) มวลดินก้อนนี้ต้องรับหน่วยแรงหลักในแนวตั้ง :  $\sigma_1$  ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\gamma \cdot z$  และหน่วยแรงหลักในแนวนอน:  $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$  ซึ่งอยู่ในสภาวะสมดุล อีลาสติกที่ไม่เกิดการวิบัติแต่อย่างใด



รูปที่ 12.8 แสดงค่าของหน่วยแรงดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นในรูปวงกลมมอร์

แต่ครั้นเมื่อโครงสร้างกั้นดินเคลื่อนที่หนีจากดินถม จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงหลัก  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  ที่สภาวะสมดุลพาสติกก่อนที่มวลดินวิบัติ ซึ่งพิจารณาได้จากการเขียนวงกลมของมอร์และใช้ขอบเขตการวิบัติตามสมการของมอร์-คูลอมป์ :  $\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi$

ในสภาวะแอกทีฟ ภายใต้หน่วยแรงในแนวตั้งที่มีค่าคงที่ แต่กำแพงกั้นดินเคลื่อนที่ หนีออกไปจากดินถม ในสภาวะแอกทีฟ ภายใต้หน่วยแรงในแนวตั้งที่มีค่าคงที่ แต่กำแพงกั้นดินเคลื่อนที่ หนีออกไปจากดินถม กรณีแอกทีฟ จากวงกลมมอร์ (วงกลมเล็ก) จะเห็นว่า

$$\text{พิจารณาจาก รูป } \sin \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

$$\text{จะได้ว่า } \sigma_3 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_1 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \gamma \cdot z$$

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

$$\text{ดังนั้น หน่วยแรงดันทางข้างแบบแอกทีฟ } p_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

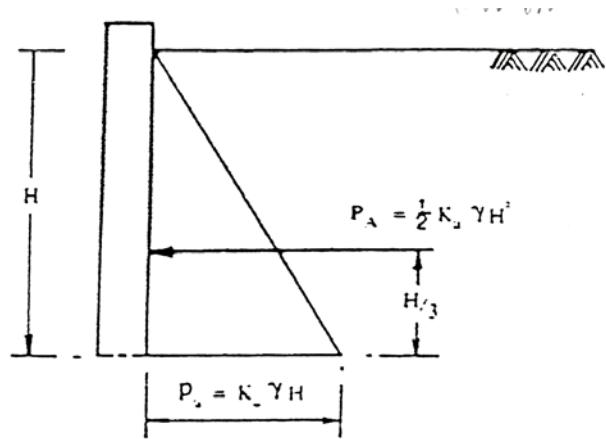


$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots 12.5$$

และแรง Active หรือ Active thrust (Pa) สามารถหาได้ดังนี้

$$P_a = \frac{1}{2} p_a H = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \dots\dots 12.6$$

ซึ่งจะกระทำที่ระยะ H/3 จากขอบล่างของ  
กำแพงกันดิน



ในการทำงานคล้ายกันเมื่อมวลดินอยู่ในสถานะพาสซีฟ คือภายใต้หน่วยแรงในแนวตั้งที่มีค่าคงที่ แต่โครงสร้างกันดินเคลื่อนเข้าหาดินถมหลังกำแพง ซึ่งมีผลให้มวลดินถูกอัดทางข้าง แรงดันในแนวนอนจึงค่อยๆ เพิ่มขึ้นมากจนมีค่ามากที่สุด จนกระทั่งวงกลมมอร์ไปสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ กรณีพาสซีฟ จากวงกลมมอร์ (วงกลมใหญ่) จะเห็นว่า

$$\sin \phi = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

จะได้ว่า  $\sigma_3 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \gamma \cdot z$

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

ดังนั้น หน่วยแรงดันทางข้างแบบพาสซีฟ  $p_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z = K_p \cdot \gamma \cdot z$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots 12.7$$

สังเกตว่า ระบายวิบัติแบบแอคทีฟของมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นจะเอียงทำมุม  $45^\circ + \phi/2$  กับแกนนอน และระบายแบบพาสซีฟ จะเอียงทำมุม  $45^\circ - \phi/2$

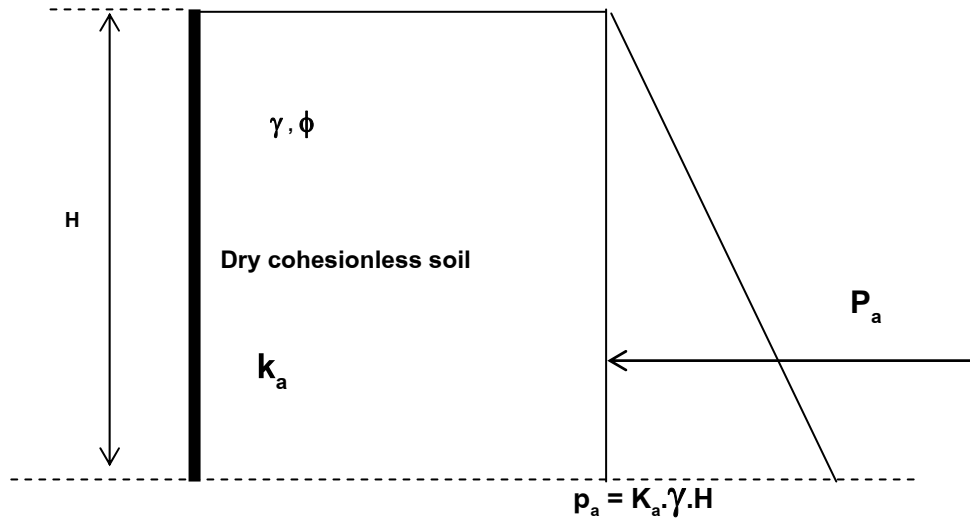
และแรง Passive หรือ Passive thrust (Pp) สามารถหาได้ดังนี้

$$P_p = \frac{1}{2} p_p H = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \dots\dots 12.8$$

ซึ่งจะกระทำที่ระยะ H/3 จากขอบล่างของกำแพงกันดิน

แรงดันด้านข้างของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นในสภาวะแอกทีฟเมื่อมวลดินอยู่ในสภาพต่างๆ

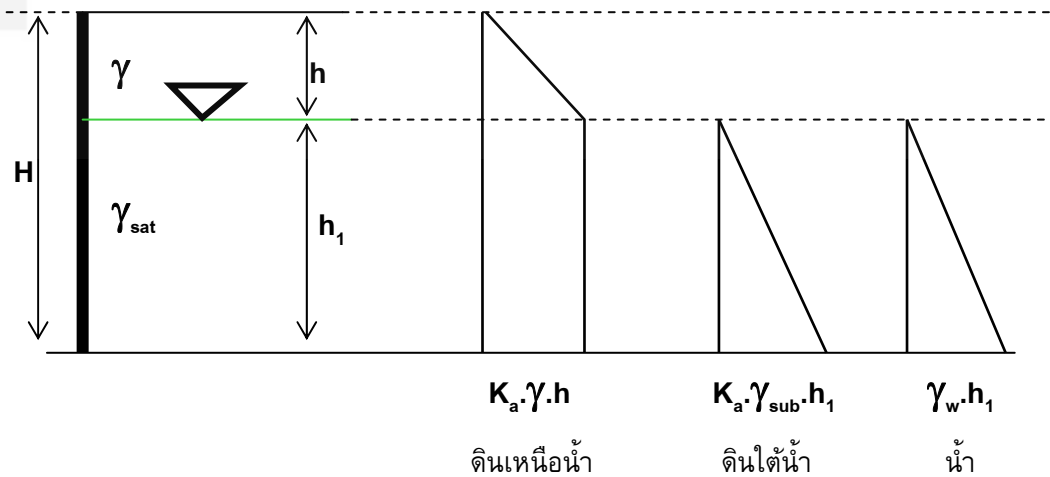
1 เมื่อดินถมหลังกำแพงเป็นดินแห้ง ( Dry cohesionless soil ) ดังรูป 12.9



รูปที่ 12.9 แสดงค่าของหน่วยแรงดินทางข้างกรณีดินแห้ง

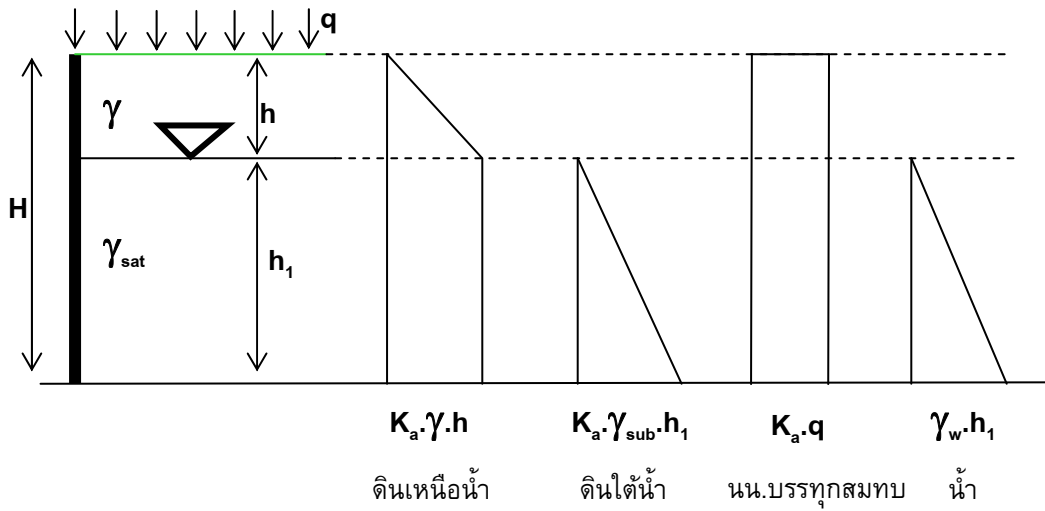
$$P_a = \frac{1}{2} p_a H = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 \dots\dots 12.6$$

2 เมื่อดินถมหลังกำแพงบางส่วนแช่น้ำ ( Partially submerged cohesionless soil ) สมมติว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระยะ h ต่ำจากระดับดิน ดังรูป 12.10



รูปที่ 12.10 แสดงค่าของหน่วยแรงดินทางข้างกรณีมีน้ำใต้ดิน

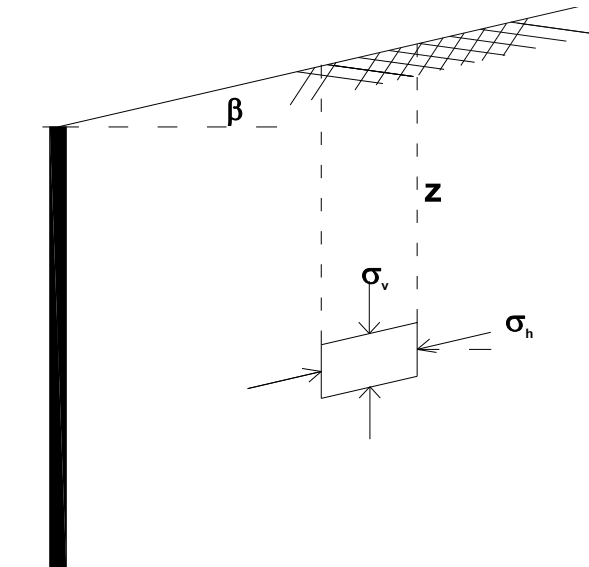
3 เมื่อดินถมหลังกำแพงบางส่วนแช่น้ำ ( Partially submerged cohesionless soil ) สมมติว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระยะ  $h$  ต่ำจากระดับดิน และรับน้ำหนักบรรทุกทุกสมทบแผ่สม่ำเสมอ ( surcharge )  $q$  ที่ผิวดิน ดังรูปที่ 12.11



รูปที่ 12.11 แสดงค่าของหน่วยแรงดินทางข้างกรณีมีน้ำใต้ดินและนน.แผ่สมทบ

**กรณีที่ดินถมหลังกำแพงเอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบจากสันของกำแพงหรือเชื่อมกันดิน**

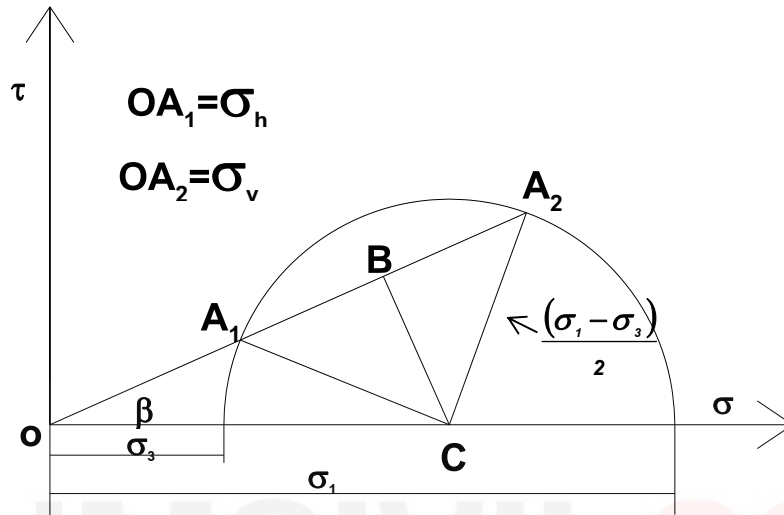
พิจารณาจากรูปที่ 12.12 แสดงกรณีดินถมหลังกำแพงเรียบตรงเป็นชนิดที่มามีความเชื่อมแน่น แต่เอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบจากสันกำแพง หน่วยแรงดันทางข้าง  $\sigma_h$  ที่กระทำบนระนาบตั้ง จะมีแนวขนานกับความลาดของดินถม คือมีแนวเอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบ ส่วนหน่วยแรงในแนวตั้ง  $\sigma_v$  ที่กระทำบนระนาบเอียงที่ขนานกับความลาดของดินถมมีค่าเท่ากับ  $\gamma \cdot z \cdot \cos \beta$  ในเมื่อ  $z$  = เป็นความลึกของก้อนดินที่อยู่ต่ำจากผิวดิน และ  $\gamma$  เป็นหน่วยน้ำหนักของมวลดิน สังเกตว่าหน่วยแรงในแนวตั้งนี้จะกระทำเป็นมุมเอียง  $\beta$  กับแนวตั้งฉากของระนาบเอียง



รูปที่ 12.12 ดินถมหลังกำแพงเอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบจากสันของกำแพง

ฉะนั้น มวลดินก้อนนี้จึงมีหน่วยแรงเฉือนกระทำด้วยซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\gamma.z.\cos \beta \sin \beta$  ดังนั้น หน่วยแรง  $\sigma_v$  และ  $\sigma_h$  จึงมิใช่หน่วยแรงหลักเหมือนในกรณีที่ดินถมหลังกำแพงอยู่ในแนวราบ

ถ้าให้  $\sigma_1$  และ  $\sigma_3$  เป็นหน่วยแรงหลักของมวลดินก้อนนี้ ดังนั้นจะไดวงกลมมอร์ ดังแสดงในรูปที่ 12.13 สำหรับหน่วยแรงกระทำ  $\sigma_v$  และ  $\sigma_h$  จะได้จากการลากเส้นตรงจากจุด o ทำมุม  $\beta$  ไปตัดวงกลมของมอร์ ที่จุด  $A_1$  และ  $A_2$  จากจุดศูนย์กลางของวงกลมมอร์ ลากเส้นตั้งฉาก CB ไปตัดกับเส้น  $A_1A_2$  ที่จุด B ในที่นี้  $A_1C$  หรือ  $A_2C$  เป็นรัศมีของวงกลมมอร์



รูปที่ 12.13 วงกลมของมอร์กรณีดินถมเอียง

ในสภาวะแอคทีฟ (Active)

จากรูป 12.13  $OB = OC.\cos \beta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cos \beta$

$$BC = OC.\sin \beta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \beta$$

$$A_1B = BA_2 = \sqrt{A_1C^2 - BC^2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 \sin^2 \beta}$$

แต่ในสภาวะวิบัติ  $\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$

ดังนั้น  $A_1B = BA_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \beta}$

หน่วยแรง  $\sigma_v = OB + BA_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left( \cos \beta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \beta} \right)$

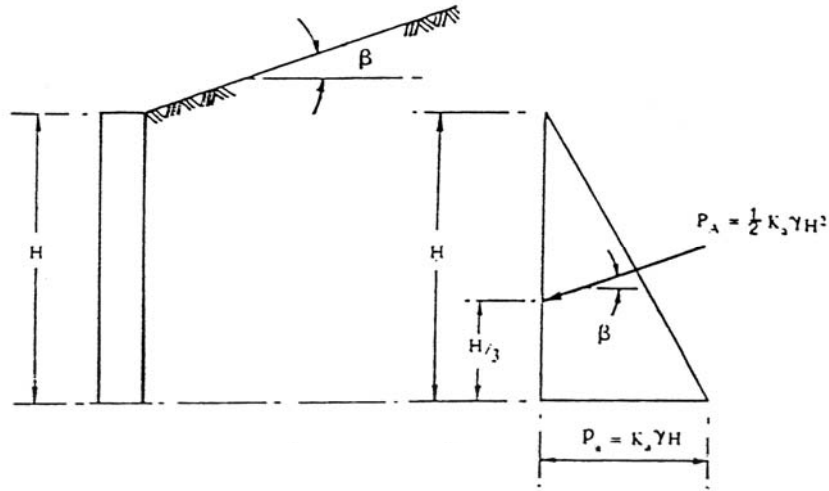
หน่วยแรง  $\sigma_h = OB - BA_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \left( \cos \beta - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \beta} \right)$

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$\sigma_h = \gamma.z.\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \gamma z K_a$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \dots\dots 12.8$$

จะนั้นแรงดันทางข้างของดินแบบแอกทีฟ  $P_a$  กระทำที่ระยะ  $H/3$  สูงจากฐานกำแพงและเอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบ ( ตามความลาดเอียง )



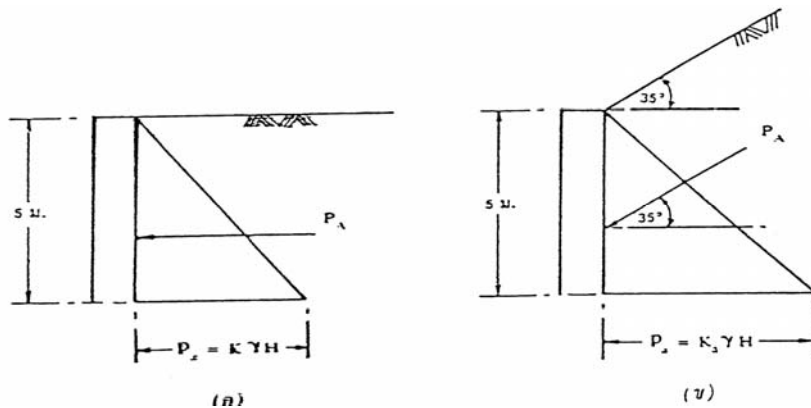
สำหรับในสภาวะพาสซีฟ ( Passive )

$OA_1$  และ  $OA_2$  จะเป็นหน่วยแรง  $\sigma_v$  และ  $\sigma_h$  ตามลำดับ

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \gamma z K_p$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \dots\dots 12.9$$

ตัวอย่าง 12.1 กำแพงดินอันหนึ่ง ด้านหลังเป็นแนวตั้งสูง 5 ม. ดินที่อยู่ด้านหลังกำแพง กั้นดินมีคุณสมบัติดังนี้  $\phi = 35^\circ$  unit weight = 19 กน/ม<sup>2</sup> จงคำนวณหาแรง Active ทั้งหมดที่กระทำด้านหลังกำแพงกั้นดิน โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine ถ้าดินด้านหลังกำแพงลาดชันจากผิวบนของกำแพงเป็นมุม  $35^\circ$  กับแนวราบ แรง Active ในแนวราบจะเพิ่มขึ้นเท่าไร



วิธีทำ (ก) ผิวดินอยู่ในแนวราบ

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.297$$

$$p_a = K_a \gamma H = 0.297 \times 19 \times 5 = 28.26 \text{ กน./ม}^2$$

$$\text{แรง Active } P_A = \text{พื้นที่ของรูปแรงดัน} = \frac{1}{2} p_a H$$

$$P_A = \frac{1}{2} \times 28.26 \times 5 = 70.65 \text{ กน.} <$$

(ข) ผิวดินลาดชัน ในที่นี้ลาดชันเป็นมุม  $35^\circ$  กับแนวราบ,  $\beta = \phi$

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \cos \beta = 0.819$$

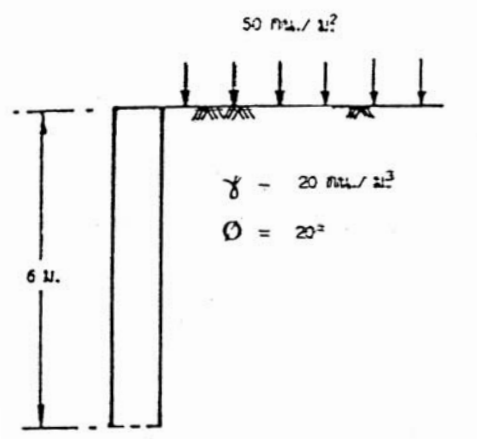
$$\text{แรง Active } P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.819 \times 19 \times 5^2 = 194.5 \text{ กน.}$$

แรง Active ถูกสมมติว่าขนานกับลาดของผิวดิน นั่นคือ ทำมุม  $35^\circ$  กับแนวราบ

$$\text{แรง Active ในแนวราบ} = P_a \cos 35^\circ = 194.5 \times 0.819 = 159 \text{ กน.}$$

$$\text{แรง Active ในแนวราบจะเพิ่มขึ้น} = 159 - 70.65 = \underline{88.35 \text{ กน./ม ของกำแพง}}$$

**ตัวอย่าง 12.2** กำแพงกันดินแห่งหนึ่ง ด้านหลังกำแพงเรียบและเป็นแนวตั้ง สูง 6 ม. ดินด้านหลังกำแพงอยู่ในระดับเดียวกับผิวบนของกำแพงและเป็นแนวราบ มีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากับ  $20 \text{ กน./ม}^3$ . และ  $\phi = 20^\circ$  ผิวดินมีน้ำหนักรรทุกแผ่สม่ำเสมอเท่ากับ  $50 \text{ กน./ม}^2$  จงคำนวณหาแรงทั้งหมดที่กระทำด้านหลังกำแพงต่อเมตรของความยาวกำแพงและตำแหน่งที่กระทำ



วิธีทำ

1) หาค่า  $K_a$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49$$

- 2) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ

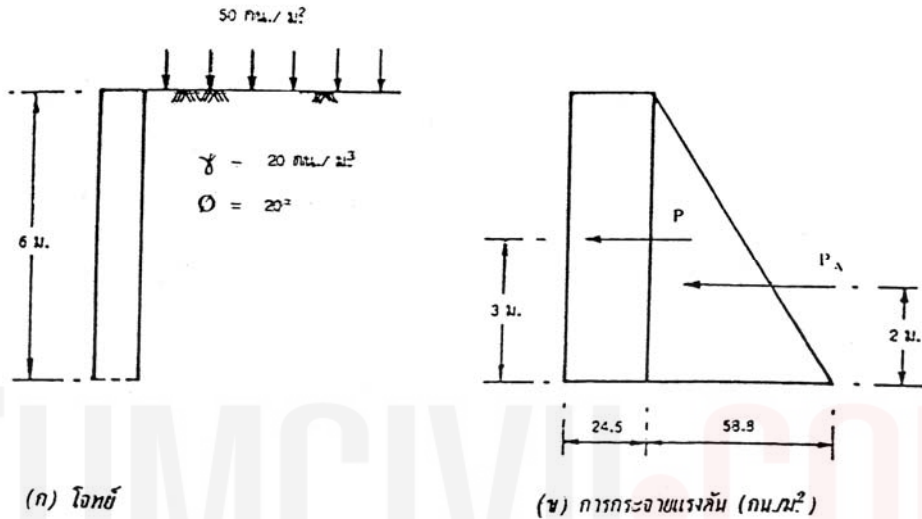
$$p_s = K_a \times \text{น้ำหนักบรรทุก} = 0.49 \times 50 = 24.5 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสี่เหลี่ยมไม่ชี้กับความลึก

- 3) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักดิน

$$p_a = K_a \gamma h = 0.49 \times 20 \times 6 = 58.8 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมชี้กับความลึก



- 4) หาขนาดของแรงลัพธ์

แรงลัพธ์ = พื้นที่สี่เหลี่ยม + พื้นที่สามเหลี่ยม

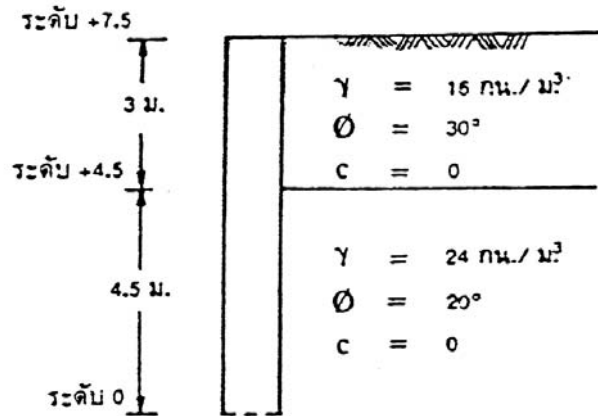
$$P_a = (24.5 \times 6) + \left(\frac{1}{2} \times 58.8 \times 6\right) = 147 + 176.4 = 323.4 \text{ kN/m ของกำแพง} \triangleleft$$

- 5) หาค่าตำแหน่งของแรงลัพธ์ระยะ z จากฐานกำแพง

Take moment ที่ฐาน  $M$  แรงลัพธ์ = ผลรวม  $M$  แรงย่อย

$$z = \frac{(147 \times \frac{6}{2}) + (176.4 \times \frac{6}{3})}{323.4} = 2.45 \text{ m จากฐานกำแพง} \triangleleft$$

**ตัวอย่างที่ 12.3** กำแพงกันดินแห่งหนึ่ง ด้านหลังเรียบและอยู่ในแนวตั้ง มีรายละเอียดดินด้านหลังกำแพง ดังแสดงในรูป จงเขียนรูปการกระจายหน่วยแรงดันทางข้างซึ่งเกิดขึ้นด้านหลังกำแพงนี้



**วิธีทำ**

- 1) หาค่า  $K_a$  ของดินทั้งสอง ชั้น

$$\text{ดินชั้นบน } K_{a1} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.333$$

$$\text{ดินชั้นล่าง } K_{a2} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49$$

- 2) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักของดินชั้นบนในดินชั้นบน

$$p_{a \text{ at } +4.5 \text{ m}} = K_{a1} \gamma h = 0.333 \times 16 \times 3 = 16 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมขึ้นกับความลึก

- 3) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักของดินชั้นบนในดินชั้นล่าง

$$p_{a \text{ at } +4.5 \text{ m}} = K_{a2} \times \text{น้ำหนักดินชั้นบน} = 0.49 \times 16 \times 3 = 23.5 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสี่เหลี่ยมไม่ขึ้นกับความลึก

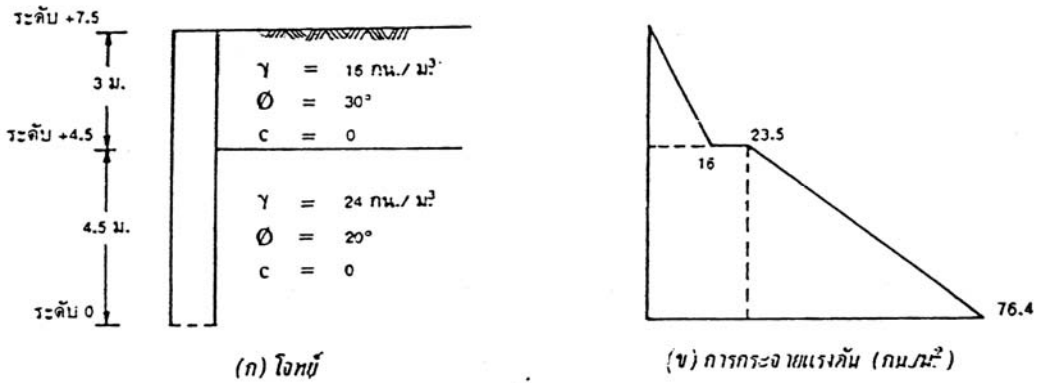
- 4) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักของดินชั้นล่างในดินชั้นล่าง

$$p_{a \text{ at } 0 \text{ m}} = K_{a2} \gamma h = 0.49 \times 24 \times 4.5 = 52.9 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมขึ้นกับความลึก



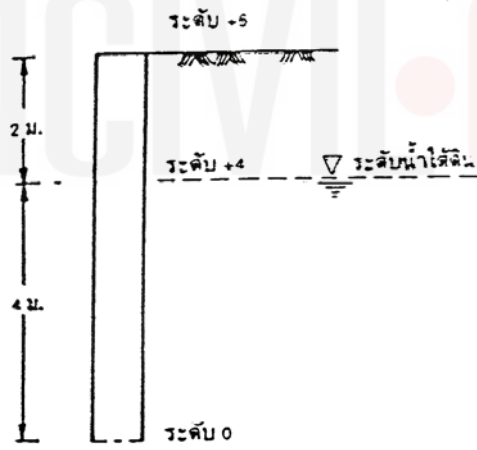
แผนผังการกระจายหน่วยแรงทางข้างทั้งหมด



หน่วยแรงดันทางข้างที่ระดับ 0 ม = 23.5+52.9 = 76.4 kN/m<sup>2</sup>

ตัวอย่างที่ 12.4 กำแพงกันดินแห่งหนึ่งสูง 6 ม. ด้านหลังกำแพงเป็นแนวตั้ง กันดินซึ่งอึดตัวและมีค่าหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 22.5 กน./ม.<sup>3</sup> มุมเสียดทานภายในของดิน(  $\phi$  )เท่ากับ 35° ผิวดินอยู่ในแนวราบและระดับเดียวกันกับสันกำแพง ระดับน้ำใต้ดินเคยขึ้น ถึงในดิน และเกิดขึ้นที่ระดับ 2 ม. จากสันของกำแพง

จงคำนวณค่าของหน่วยแรงดันทางข้าง และเขียนรูปการกระจายหน่วยแรงดันทางข้างที่เกิดขึ้นด้านหลังกำแพง



วิธีทำ

- 1) หาค่า  $K_a$  ของดินเหนือน้ำและใต้น้ำมีค่าเท่ากัน

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27$$

- 2) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักของดินเหนือน้ำในดินเหนือน้ำ

$$p_a \text{ at } +4 \text{ m} = K_a \gamma h = 0.27 \times 22.5 \times 2 = 12.15 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมขึ้นกับความลึก

3) คำนวณน้ำหนักของดินชั้นเหนือน้ำเป็นแนวราบในดินใต้เท้า

$$p_{a \text{ at } 0m} = K_a \times \text{น้ำหนักดินเหนือน้ำ} = 0.27 \times 22.5 \times 2 = 12.15 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสี่เหลี่ยมไม่ขึ้นกับความลึก

4) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักของดินใต้เท้าในดินใต้เท้า

$$p_{a \text{ at } 0m} = K_a \gamma H = 0.27 \times (22.5 - 9.801) \times 4 = 13.7 \text{ kN/m}^2$$

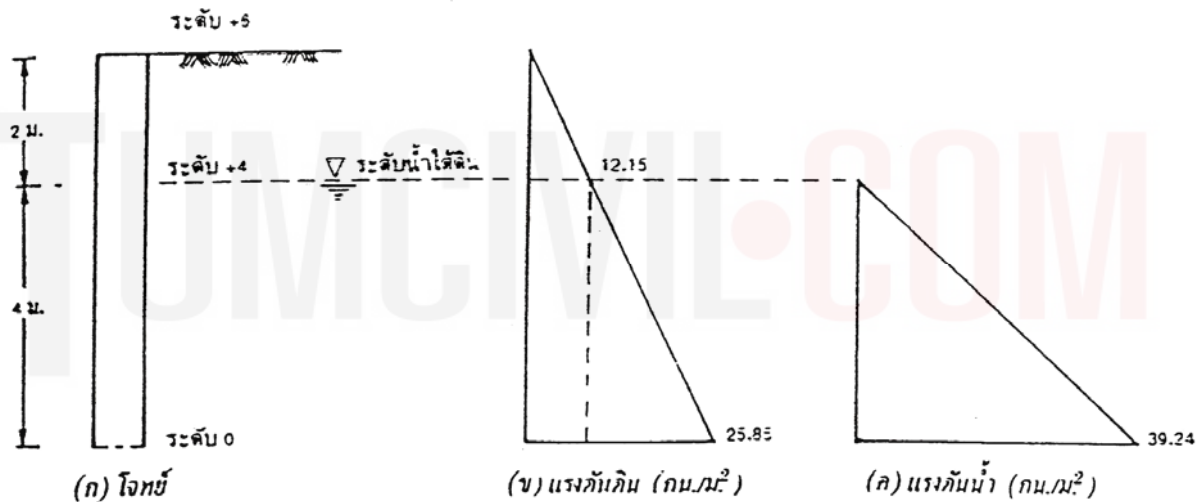
กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมขึ้นกับความลึก

5) หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำ

$$p_{a \text{ at } 0m} = \gamma_w H = 9.807 \times 4 = 39.24 \text{ kN/m}^2$$

กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมขึ้นกับความลึก

แผนผังการกระจายหน่วยแรงทางข้างทั้งหมด

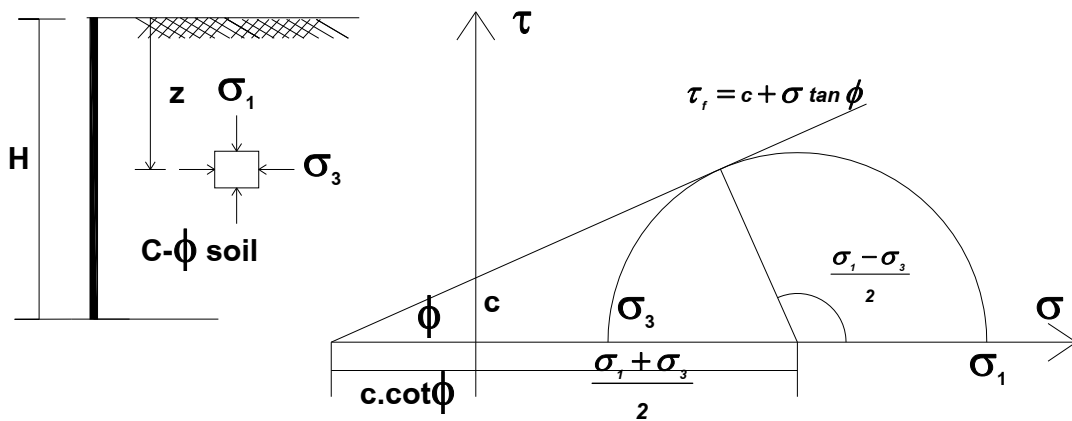


12.8.2 แรงดันทางข้างของดินที่มีทั้งความเชื่อมแน่นและมุมเสียดทานภายใน

Bell ( 1951) ได้นำทฤษฎีของแรงคั้น มาพิจารณาหาแรงดันทางข้างของดินที่มีทั้งความเชื่อมแน่นและมุมเสียดทานภายใน ( c - φ soil) เช่นดินเหนียว การยุบอัดตัวปกติ ( O.C.C) หรือดินที่ถูกบดอัดแน่น ( compacted clay) โดยสมมติว่า ด้านหลังของกำแพงกันดินมีแนวตรงตั้งฉากกับแนวนอนและมีผิวเรียบ(smooth) ซึ่งค่าแรงดันทางข้างของดินในสภาวะแอกทีฟหรือพาสซีฟ พิจารณาได้จากสภาวะพลาสติกจากการเขียนวงกลมมอร์ หรือจากสมการแสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงหลักบนระนาบวิบัติจากการเฉือน

พิจารณามวลดินก้อนหนึ่งที่ระดับลึกใดๆ เท่ากับ z ซึ่งถมอยู่หลังกำแพงเป็นแนวราบเสมอกับสันของกำแพงหรือเชื่อมกันดิน ดังรูปที่ 12.14 สมมติขอบเขตการวิบัติของมวลดินนี้คือ

$$\tau_v = c + \sigma \tan \phi$$



รูปที่ 12.14 แรงดันทางข้างแบบแอกทีฟ ของดิน c - φ Soil

ในสภาวะแอกทีฟ: หน่วยแรงหลักสูงสุด ( $\sigma_1$ ) และหน่วยแรงหลักต่ำสุด ( $\sigma_3$ )

$$\sin \phi = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + c \cdot \cot \phi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) + 2c \cdot \cot \phi}$$

$$\text{จะได้ว่า } \sigma_3 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_1 - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}}$$

$$\text{แต่ } \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \phi}}{1 + \sin \phi} = \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}} = \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{จะได้ว่า } \sigma_3 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_1 - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}}$$

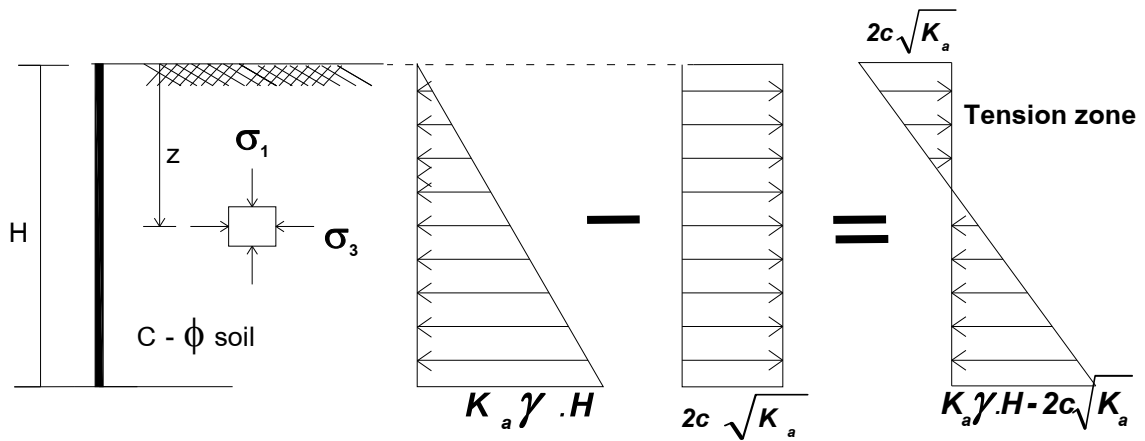
$$\sigma_3 = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \sigma_1 - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \gamma \cdot z - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_a = K_a \gamma \cdot z - 2c \sqrt{K_a} \dots 12.10$$

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

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \cdot H^2 - 2c \sqrt{K_a} \cdot H \dots 12.11$$



รูปที่12.15 การกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างสภาวะแอกทีฟของดินที่มีความเชื่อมแน่น

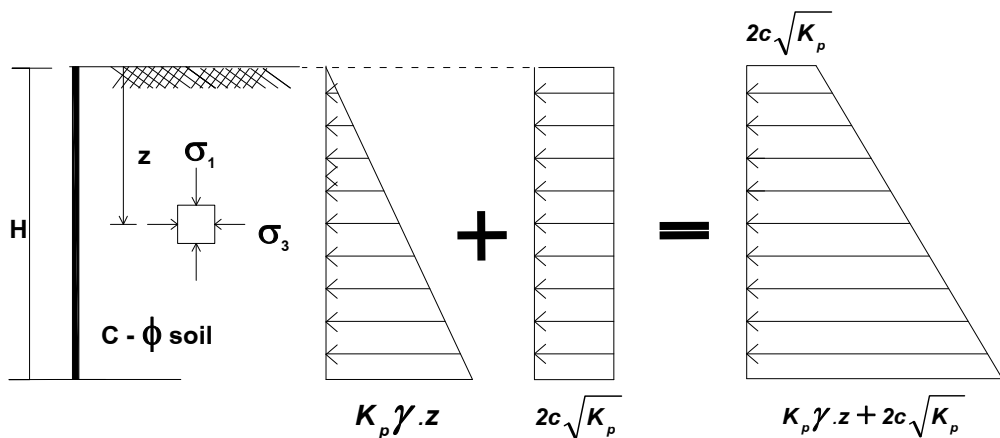
รูปที่ 12.15 แสดงการกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างของดินที่มีความเชื่อมแน่นในสภาวะแอกทีฟ การคำนวณหาค่าแรงดันทางข้างทั้งหมดสำหรับสภาวะแอกทีฟ แทนที่จะหาจากหน่วยแรงดันสุทธิ มักพิจารณาจากหน่วยแรงดันทางข้างที่เป็นบวก โดยไม่คิดหน่วยแรงดันทางข้างที่เป็นลบ

ในสภาวะพาสซีฟ : หน่วยแรงหลักสูงสุดคือหน่วยแรงในแนวนอน( $\sigma_3$ ) และหน่วยแรงหลักต่ำสุดคือหน่วยแรงในแนวตั้ง ( $\sigma_1$ ) สามารถหาค่า  $p_p$  ได้ดังนี้ และการกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างสภาวะพาสซีฟของดินที่มีความเชื่อมแน่น ดังแสดงในรูปที่ 12.16

$$p_p = K_p \gamma . z + 2c \sqrt{K_p} \dots\dots 12.12$$

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

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma . H^2 + 2c \sqrt{K_p} . H \dots\dots 12.13$$



รูปที่12.16 การกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างสภาวะพาสซีฟของดินที่มีความเชื่อมแน่น

ตัวอย่าง 12.5

จงหาค่าและตำแหน่งกระทำของ  $P_p$  เมื่อกำแพงสูง 4.00 เมตร เรียบและตั้งฉากเคลื่อนเข้าหาดินถมหลังกำแพงกันดินซึ่งเป็นแนวราบมีมุมเสียดทานภายในของมวลดิน  $\phi$  เท่ากับ  $30^\circ$  หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเท่ากับ  $0.2 \text{ กก/ซม}^2$  หน่วยน้ำหนักเท่ากับ  $2 \text{ ตัน / ลบ.ม.}$  และสมมติว่า มีน้ำหนักบรรทุกสมทบ ( surcharge ) แบบแผ่บนดินเท่ากับ  $2 \text{ ตัน/ตร.ม.}$

วิธีทำ

ค่า สปส.  $K_p$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 60^\circ = 3$$

หน่วยแรงดันทางข้างจากน้ำหนักบรรทุกสมทบ(surcharge:  $q$ )

$$p_1 = K_p \cdot q = 3 \times 2 = 6 \text{ ตัน / ตร.ม. ( มีค่าคงที่ตลอดความสูง )}$$

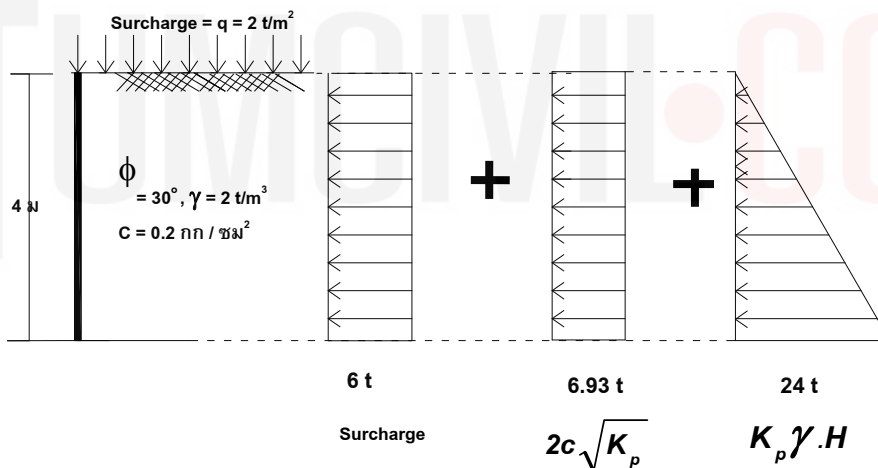
หน่วยแรงดันทางข้างจากดินถม ที่ความลึก 4 เมตร

$$p_p = K_p \gamma \cdot z + 2c\sqrt{K_p}$$

$$p_p = (3 \times 2 \times 4) + (2 \times 2\sqrt{3})$$

$$p_p = 24 \text{ ตัน / ตร.ม. (กระจายบี้นรูบสามเหลี่ยม)} + 6.93 \text{ ตัน / ตร.ม. (มีค่าคงที่ตลอดความสูง 4ม)}$$

แผนผังการกระจายของหน่วยแรง



$$\text{ค่าแรงดันทางข้างทั้งหมด } P_p = (6 \times 4) + (6.93 \times 4) + \left( \frac{1}{2} \times 24 \times 4 \right)$$

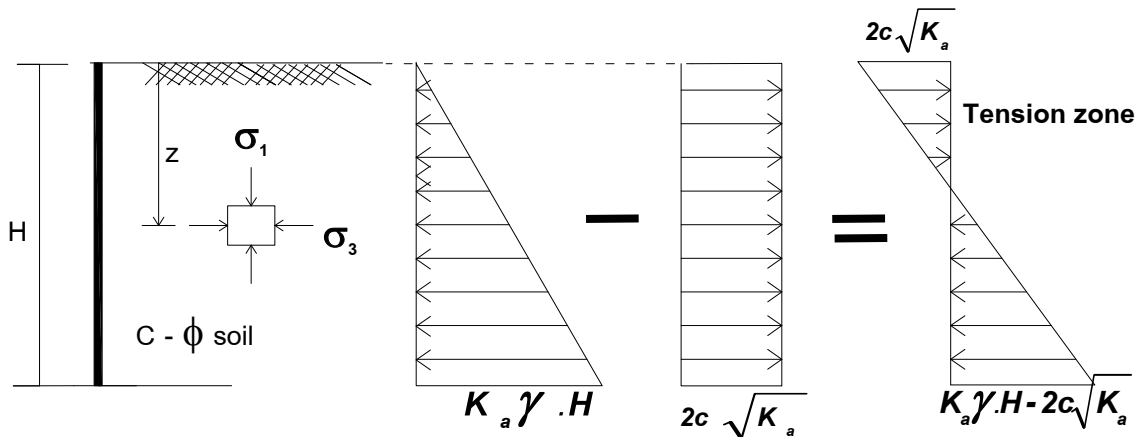
$$P_p = 99.72 \text{ ตัน / ม. ของกำแพง } <$$

กระทำในแนวบนสูงจากฐานกำแพง :  $z$

$$z = \frac{(6 \times 4 \times 2) + (6.93 \times 4 \times 2) + \left( \frac{1}{2} \times 24 \times 4 \times \frac{4}{3} \right)}{99.72} = 1.68 \text{ m } <$$

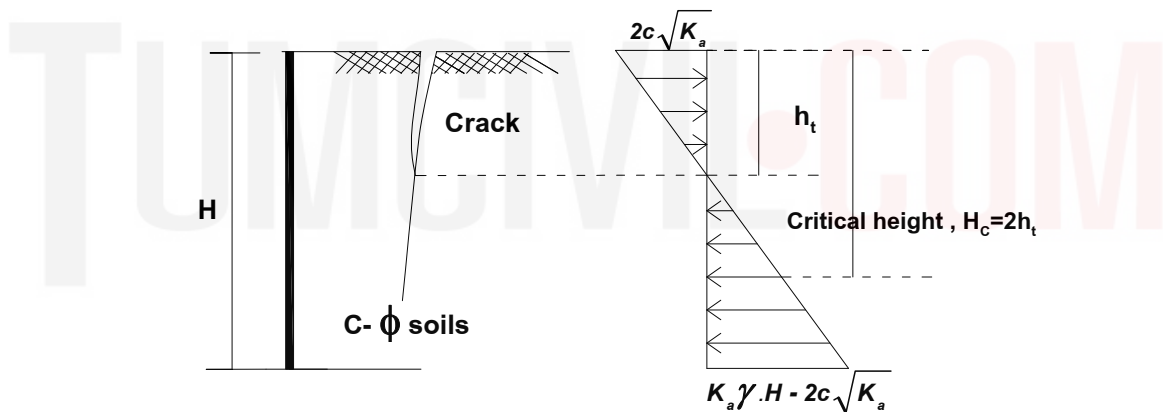
12.9 Tension crack (รอยแตกแยกเนื่องจากดินรับแรงดึง)

จากสมการ  $p_a = K_a \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_a}$



รูปที่ 12.15 การกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างสภาวะแอกทีฟของดินที่มีความเชื่อมแน่น

เมื่อมวลดินได้รับแรงดึง มวลดินจะเกิดรอยแตกดังรูป 12.17 สามารถหาความลึกของรอยแตก ( $h_t$ ) ได้ดังนี้



รูปที่ 12.17 แสดงรอยแยก และความลึกวิกฤต

ที่ระดับความลึกของรอยแตก  $p_a = 0$  และ  $z = h_t$

$$h_t = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \dots\dots 12.14$$

ถ้าให้  $H_c$  เป็นความลึกที่หน่วยแรงดันทางข้าง  $p_a$  มีค่าเท่ากับ  $+2c(K_a)^{1/2}$  เพื่อให้แรงลัพธ์จากหน่วยแรงดึงและจากหน่วยแรงอัดมีค่าเป็นศูนย์

จากสมการ  $p_a = K_a \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_a}$

ที่ระดับความลึก  $z = H_c$  และ  $p_a = +2c\sqrt{K_a}$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 2.h_t \dots\dots 12.15\dots$$

นั่นคือ ในทางทฤษฎีสามารถขุดตัดมวลดินประเภทนี้ลงไปในแนวตั้งได้จนถึงระดับ  $H_c$  โดยไม่ต้องค้ำยันทางข้างแต่อย่างใด เรียกความลึก  $H_c$  ว่า ความลึกวิกฤต (critical height)

### ตัวอย่างที่ 12.6

ในงานก่อสร้างแห่งหนึ่ง พบว่าเมื่อขุดดินลึกลงไปแนวตั้งถึงระดับ 8 เมตร ต่ำจากผิวดิน ดินเกิดการพังทลายสมมติว่าดินดังกล่าวมีหน่วยน้ำหนักเป็น 2.3 กรัม /ลบ.ซม. และมุมเสียดทานภายใน เป็นศูนย์ จงคำนวณหาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดินนี้

วิธีทำ

$$\text{จาก } H_c = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\text{ในที่นี้ } H_c = 8.0 \text{ m} = 800 \text{ cm}, \phi = 0^\circ, \gamma = 2.3 \text{ gm/cm}^3$$

$$\text{จะได้ } c = \frac{H_c \cdot \gamma}{4} = \frac{800 \times 2.3}{4} = 460 \text{ gm/cm}^2 = 4600 \text{ kg/m}^2 <$$

### ตัวอย่างที่ 12.7

กำแพงกันดินสูง 12 ม หลังกำแพงเป็นแนวตั้งฉากและเรียบ ถ้าดินถมหลังกำแพงอยู่เสมอระดับเดียวกับสันกำแพงและเป็นชนิดที่มีความเชื่อมแน่นอย่างเดียว (มุม  $\phi = 0$ ) หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 2.04 กรัม / ลบ.ซม. หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดินเท่ากับ 0.11 กก /ตร.ซม. จงหา (ก) ตำแหน่งที่หน่วยแรงดันทางข้างมีค่าเป็นศูนย์ และ (ข) ประมาณขนาดและตำแหน่งของแรงดันทางข้างแบบแอกทีฟที่ดินกระทำต่อกำแพงกันดิน

วิธีทำ

จากหน่วยแรงดันทางข้างของดินที่มีความเชื่อมแน่นในสภาวะแอกทีฟ

$$p_a = K_a \gamma \cdot z - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\text{ในที่นี้ } \phi = 0^\circ, K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 1$$

$$p_a = \gamma \cdot z - 2c$$

(ก) ตำแหน่งที่หน่วยแรงดันทางข้างมีค่าเป็นศูนย์

$$0 = \gamma \cdot z - 2c = \gamma \cdot h_c - 2c$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2 \times 100 \times 100}{1000 \times \frac{2.04 \times 100 \times 100 \times 100}{1000 \times 100}} = 1.078 \text{ เมตร } <$$

(ข) ประมาณขนาดและตำแหน่งของแรงดันทางข้างแบบแอกทีฟที่ดินกระทำต่อกำแพงกันดิน หน่วยแรงดันทางข้างที่สันของกำแพง ที่ระยะ  $z = 0$

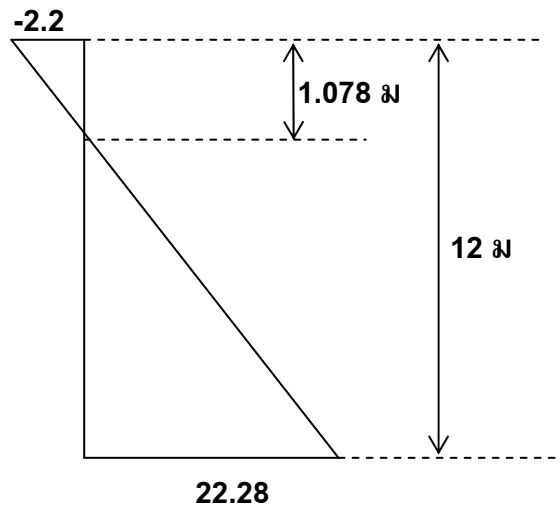
$$p_a = \gamma \cdot z - 2c$$

$$p_a = -2c = -2 \times 1.1 = -2.2 \text{ ตัน / ตร.ม.}$$

หน่วยแรงดันทางข้างที่ฐานของกำแพง ที่ระยะ  $z = 12$  ม

$$p_a = 2.04 \times 12 - 2 \times 1.1 = 22.28 \text{ ตัน / ตร.ม.}$$

แผนผังหน่วยแรงดันทางข้าง



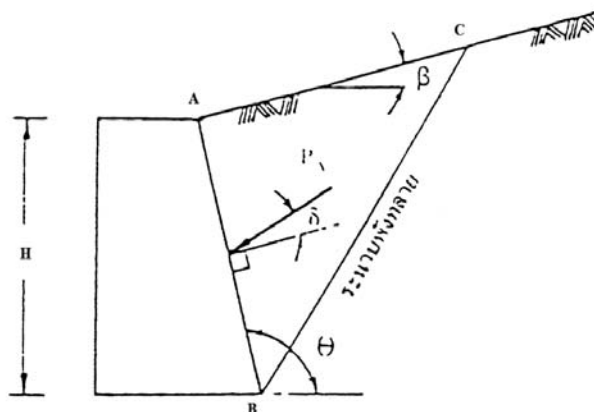
แรงดัน  $P_a$  (ไม่คิดส่วนที่เป็นแรงดึง)  $P_a = \frac{1}{2}(22.28)(12 - 1.078) = 122 \text{ ตัน / ม.ของก้ำแพง} <$

ตำแหน่งของแรงดัน  $P_a = \frac{1}{3}(12 - 1.078) = 3.64 \text{ ม จากฐานของก้ำแพง} <$

12.10 ทฤษฎีลิ่มของคูลอมบ์ (Coulomb's Wedge Theory)

Coulomb ( 1776 ) เสนอวิธีหาแรงดันทางข้างของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นในสภาวะแอกทิฟและพาสซีฟ โดยคำนึงถึงหลักความจริงว่าผิวของเขื่อนหรือก้ำแพงกับดินมีลักษณะขรุขระไม่เรียบ แต่สมมติระนาบวิบัติเป็นแนวตรงเอียงทำมุมกับแนวนอน ซึ่งจะได้มวลดินเป็นรูปลิ่ม(wedge) ที่ล้อมรอบด้วยผนังของโครงสร้างกับดินและระนาบของการวิบัติ ที่พร้อมจะเคลื่อนที่หรือเลื่อนไถล

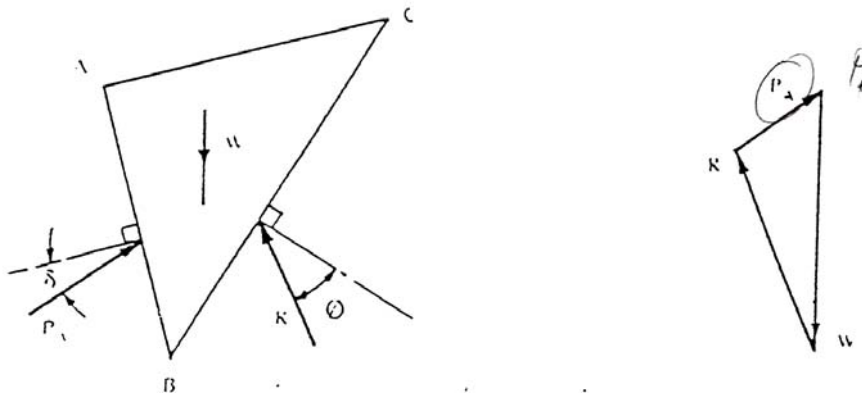
พิจารณาหาแรงดันทางข้างในสภาวะแอกทิฟ : สมมติว่าก้ำแพงกับดิน AB สูงเท่ากับ H หลังก้ำแพงเอียงทำมุม  $\theta$  กับแนวนอน ดังแสดงในรูป มีดินถมหลังก้ำแพงเป็นเนื้อเดียวกันและเป็นชนิดที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( $c = 0$ ) เอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวนอนจากสันของก้ำแพง ถ้าสมมติให้ BC เป็นระนาบวิบัติทำมุม  $\rho$  กับแนวนอน ( ทั้งนี้ระนาบวิบัติต้องผ่านจุด B เสมอ ) ฉะนั้นจะได้มวลดิน ABC มีลักษณะเป็นรูปลิ่ม (wedge) ดังแสดงในรูปที่ 12.18



รูปที่ 12.18 ผิวดินถมทำมุม  $\beta$  กับแนวนอน



ก่อนเกิดการวิบัติ มวลดินส่วนที่อยู่เหนือระนาบของการวิบัติ (failure plane) จะอยู่ในสภาพสมดุลทางสถิตด้วยแรง 3 แรงดังแสดงในรูปที่ 12.19 คือ



รูปที่ 12.19 แรงต่างๆที่กระทำต่อลิ้มของดิน

- ก. แรงเนื่องจากน้ำหนักของมวลดินรูปลิ้ม ABC (W) อยู่ในแนวตั้ง ขนาดของแรง พื้นที่ ABC x  $\gamma$
- ข. แรงดันทางข้างของดิน ( $P_a$ ) ซึ่งทำมุม  $\delta$  กับแนวตั้งฉากกับหลังกำแพง หรือทำมุม  $\alpha$  กับแนวตั้ง ( $\alpha = 180^\circ - \theta - \delta$ ) ไม่ทราบขนาด
- ค. แรงปฏิกิริยาบนระนาบที่เกิดการวิบัติ (R) ที่เกิดจากแรงตั้งฉากและแรงเสียดทานบนระนาบวิบัติ โดยทำมุม  $\phi$  (ซึ่งเป็นมุมเสียดทานภายในของเม็ดดิน) กับแนวตั้งฉากของระนาบที่จะเกิดการวิบัติ ไม่ทราบขนาดแรง จะได้สามเหลี่ยมแทนแรงดังรูป

จากกฎของ sine จะได้ว่า

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \phi)} = \frac{W}{\sin(\theta - \rho + \phi + \delta)}$$

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \phi)}{\sin(\theta - \rho + \phi + \delta)}$$

$$\text{แต่น้ำหนักของมวลดิน : } W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \theta} \left[ \sin(\theta - \rho) \frac{\sin(\theta - \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right]$$

แทนค่า W ลงในสมการ  $P_a$  และคำนวณค่ามุมวิบัติที่วิกฤตซึ่งจะให้ค่าแรงดันทางข้างมากที่สุดจากสมการคณิตศาสตร์

$$\frac{\partial P_a}{\partial \rho} = 0$$

ขั้นตอนนี้อ่อนข้งจะซับซ้อน หรือสามารถหาได้จากวิธีลองผิดลองถูก อย่างไรก็ตาม Muller – Breslau (1960) สามารถวิเคราะห์หาค่าได้ เมื่อนำมุมวิกฤตกลับไปแทนลงในสมการของแรงดันทางข้างจะหาได้ว่า

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

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta - \phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta)}{\sin(\theta + \delta)\sin(\theta - \beta)} \right]^2} \dots 12.16$$

ในทำนองเดียวกัน สามารถหาค่า  $K_p$  ในสภาวะพาสซีฟ ได้ดังนี้

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta - \beta)} \right]^2} \dots 12.17$$

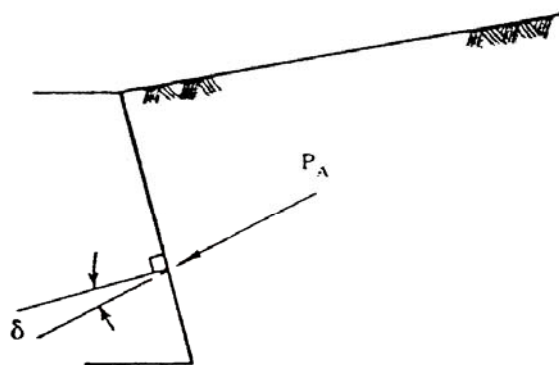
คุลอมบ์ พิจารณาว่าตำแหน่งของแรงดันทางข้างของมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นอยู่ที่ระยะ  $H/3$  สูงจากฐานเขื่อนกันดิน เมื่อเขื่อนกันดินมีลักษณะแข็งแกร่ง ( rigid ) นั่นคือ สมมติว่าการกระจายของหน่วยแรงดันทางข้างเป็นรูปสามเหลี่ยมจากค่าเท่ากับ ศูนย์ที่สันเขื่อนและมีค่ามากที่สุดที่ฐานเขื่อน

**12.11 มุมเสียดทานระหว่างดินกับกำแพงกันดิน ( Angle of Wall friction )**

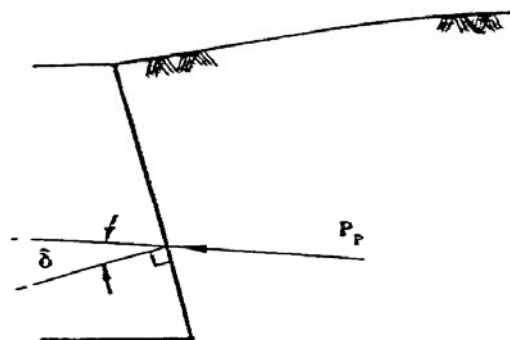
- สำหรับดินชนิดที่ไม่มีความเชื่อมแน่น(ทราย) จะมีค่าอยู่ระหว่าง  $17^\circ$  ถึง  $30^\circ$  หรืออาจสมมติค่า  $\delta$  อยู่ระหว่าง  $\frac{1}{2} - \frac{3}{4} \phi$
- The Code of Practice "Earth Retaining Structure" ได้แนะนำค่า  $\delta$  สำหรับกำแพงชนิดต่างๆ ไว้ ดังแสดงในตาราง

ชนิดของกำแพง	$\delta$
คอนกรีตหรืออิฐ	$20^\circ$
เข็มเหล็กฉาบด้วยน้ำมันดิน	$30^\circ$
เข็มเหล็กไม่ฉาบ	$15^\circ$

- ในกรณีนี้ที่แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงเป็นแบบ Active แรงลัพธ์จะมี ทิศทางลงมา ดังรูป
- ในกรณีที่เป็นแบบ passive จะมีทิศทางขึ้นไปดังรูป



(ก) ในกรณี Active



(ข) ในกรณี Passive

12.12 การหาแรงดันด้านข้างของดิน โดยวิธีของ Rebhann

Rebhann ( 1871) เสนอวิธีการเขียนรูป ( graphic solution ) เพื่อหามุมของระนาบวิบัติและค่าแรงดันทางข้างแบบแอกทีฟของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นตามทฤษฎีของคูลอมบ์

กำหนดให้

$\theta$  = ความลาดของเขื่อนหรือกำแพงกันดิน ( slope of wall )

$\beta$  = มุมเอียงของดินถล่มหลังเขื่อนที่ทำกับแนวราบ(slope of surface)

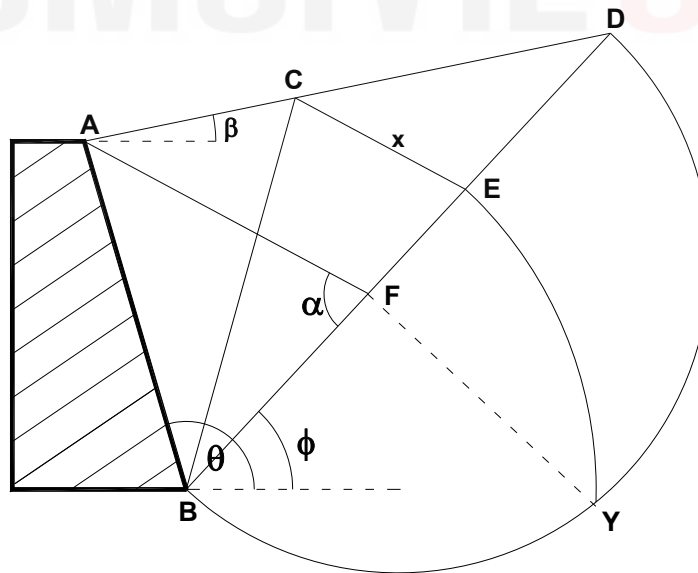
$\phi$  = มุมเสียดทานภายในของมวลดิน(angle of internal friction)

$\delta$  = มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงกับดิน(angle of wall friction)

H = ความสูงของกำแพงในแนวตั้ง ( vertical height)

วิธีการของ Rebhann ให้ทำตามลำดับขั้นตอนดังนี้

- 1 เขียนรูปกำแพงหรือเขื่อน AB โดยใช้มาตราส่วนที่เหมาะสม
- 2 ลากเส้น AD ทำมุม  $\beta$  กับแนวราบไปตัดกับเส้น BD ซึ่งเอียงทำมุม  $\phi$  กับแนวราบ ตัดกันที่จุด D เรียกเส้น BD ว่า  $\phi$  - line
- 3 เขียนครึ่งวงกลมโดยใช้ BD เป็นเส้นผ่าศูนย์กลาง
- 4 จากจุด A ลากเส้น AF โดยให้มุม AFB เท่ากับ  $\alpha$  ( มุมที่แรงดันด้านข้างทำกับแนวตั้ง) ตัดกับเส้น BD ที่ F
- 5 ที่จุด F ลากเส้น FY ให้ตั้งฉากกับด้าน BD ไปตัดครึ่งวงกลมที่จุด Y
- 6 ใช้จุด B เป็นจุดศูนย์กลางรัศมีเท่ากับ BY เขียนส่วนโค้งตัดเส้น BD ที่จุด E ซึ่งเป็น จุดที่ให้ค่าแรงดันทางข้างมากที่สุด
- 7 จากจุด E ให้ลากเส้น EC ขนานกับด้าน AF ไปตัดเส้น AD ที่จุด C
- 8 แนว BC เป็นระนาบวิบัติที่แท้จริงซึ่งเอียงทำมุมเอียง  $\rho$  กับแนวนอน ดังรูปที่12.20



รูปที่12.20 วิธีของ Rebhann

วัดระยะ CE นั่นคือ ระยะ x ที่ต้องการเพื่อนำไปแทนค่าในสมการ

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot x^2 \sin \alpha \quad \dots 12.18$$

เมื่อ  $\alpha = 180^\circ - \theta - \delta$

12.13 การหาแรงดันด้านข้างของดิน โดยวิธีของ Culmann

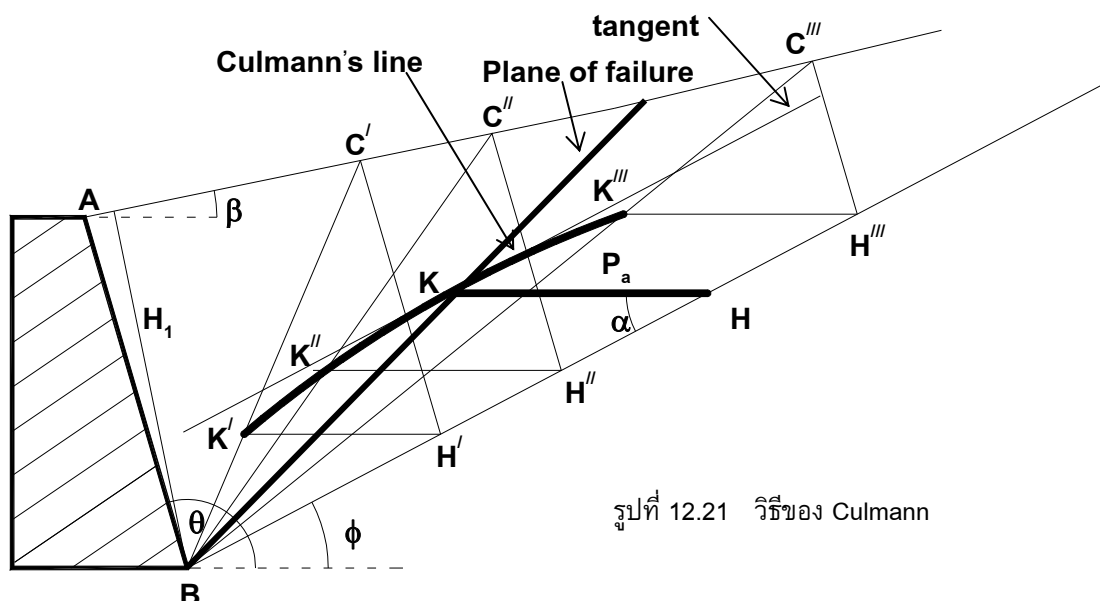
**Culmann ( 1886 )** เสนอวิธีเขียนรูปอีกวิธีหนึ่งเพื่อหาค่าสูงสุดของแรงดันทางข้าง  $P_a$  ตามทฤษฎีของคูลอมบ์ รวมทั้งตำแหน่งที่แรงดันด้านข้าง  $P_a$  กระทำโดยประมาณ วิธีนี้สามารถนำไปใช้กับดินถมที่มีรูปตัดต่างๆ หรือเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกบนผิวดินในลักษณะต่างๆ ตลอดจนดินถมหลังกำแพงที่มีหน่วยน้ำหนักต่างกันแต่ต้องมีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากัน

กำหนดให้

- $\theta$  = ความลาดของเขื่อนหรือกำแพงกันดิน ( slope of wall )
- $\beta$  = มุมเอียงของดินถมหลังเขื่อนที่ทำกับแนวราบ(slope of surface)
- $\phi$  = มุมเสียดทานภายในของมวลดิน(angle of internal friction)
- $\delta$  = มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงกับดิน(angle of wall friction)
- H = ความสูงของกำแพงในแนวตั้ง ( vertical height )

วิธีการของ Culmann ให้ทำตามลำดับขั้นตอนดังนี้

- 1 เขียนรูปกำแพงหรือเขื่อน AB โดยใช้มาตราส่วนที่เหมาะสม
- 2 ลากเส้น AD ทำมุม  $\beta$  กับแนวราบไปตัดกับเส้น BD ซึ่งเอียงทำมุม  $\phi$  กับแนวราบ ตัดกันที่จุด D เรียกเส้น BD ว่า  $\phi$  - line
- 3 สมมติระนาบวิบัติขึ้นมา เช่น BC' ดังนั้นลากเส้น BC' ไปตัดเส้น AD ที่จุด C'
- 4 คำนวณหาน้ำหนักของมวลดินรูปสามเหลี่ยม ABC' ที่จะเคลื่อนตัวเมื่อเกิดการวิบัติ แล้วนำไปกำหนดจุดบนเส้น BD เช่นจุด H' ระยะของ BH' จะแทนน้ำหนักของมวลดินรูปสามเหลี่ยม ABC' นี้ ซึ่งอาจเขียนระยะ BH' โดยใช้มาตราส่วนอื่นที่เหมาะสมก็ได้
- 5 จากจุด H' ให้ลากเส้น H'K' โดยให้มุม BH'K' ที่ทำกับแนว BD เท่ากับ  $\alpha$  ( ซึ่งเป็นมุมที่แรงดันทางข้างทำกับแนวตั้ง ) ไปตัดกับระนาบวิบัติ BC' ที่
- 6 ให้ดำเนินการเช่นเดียวกันกับที่กล่าวในข้อ 3 – 5 ซ้ำอีก ซึ่งได้จุด H'', H''', ..... และได้จุด K'', K''', .....
- 7 เขียนเส้นโค้งผ่านจุด B, K', K'', ..... เรียกเส้นโค้งนี้ว่า **Culmann's Line**
- 8 เลือกจุดบนเส้นโค้งที่อยู่ห่างจากเส้น BD มากที่สุด และให้เป็นจุด K ( อาจหาได้โดยเขียนเส้นตรงสัมผัสกับเส้นโค้งนี้แต่เส้นสัมผัสนั้นต้องขนานกับแนวBD )
- 9 ลากเส้นตรงจากจุด B ให้ผ่านจุด K แล้วต่อออกไปตัดกับเส้น AD ที่จุด C ซึ่ง BC จะเป็นระนาบวิบัติที่แท้จริง ลากเส้น CH ขนานกับเส้นใดๆ เช่น C''H'' หรือ C'''H''' เป็นต้น ตัดกับแนว BD เท่ากับ  $\alpha$  ไปตัดกับเส้น BC ที่จุด K' เส้น KH จะแทนขนาดของหน่วยแรงดันทางข้างแบบแอกทีฟ ซึ่งหาได้จากกราฟ ดังแสดงในรูปที่ 12.21



รูปที่ 12.21 วิธีของ Culmann

10 หาด้าแห่งกระทำของแรงดันทางข้างโดยประมาณ โดยลากเส้นขนานกับระนาบวิบัติจริง BC ผ่านจุดศูนย์กลางของมวลดินรูปสี่เหลี่ยม ABC ไปตัดกับหลังกำแพง AB

หมายเหตุ เนื่องจากน้ำหนักของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมต่าง  $ABC'$ ,  $ABC''$ , ..... ล้วนเป็นสัดส่วนกับระยะ  $AC'$ ,  $AC''$ , ..... เพราะระยะสูงตั้งฉากกับฐานของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมมีค่าคงที่ ดังนั้น จึงใช้ระยะ  $BH'$ ,  $BH''$ , ..... บนเส้น BD แทนน้ำหนักของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมเหล่านั้น และจากการที่เขียนระยะ  $BH'$ ,  $BH''$ , ..... โดยสามารถใช้มาตราส่วนอีกอย่างหนึ่งได้ ฉะนั้นวิธีที่ง่ายและสะดวกต่อการคำนวณเขียนรูปคือจากจุด  $C', C''$ , ..... บนเส้น AD ให้ลากเส้น  $CH', CH''$ , ..... ขนานกับหลังกำแพงกันดิน AB และไปตัดกับเส้น BD ตรงจุด  $H', H''$ , ..... แล้วจึงเทียบหามาตราส่วนที่ใช้ในตอนนี

แรงดันทางข้างทั้งหมดที่กระทำพิจารณาได้จากความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$\frac{P_a}{W} = \frac{KH}{BH}$$

$$P_a = W \frac{KH}{BH}$$

$$\text{ในที่นี้ } W = \frac{1}{2} \times (AC \text{ หรือ } BH) \times H_1 \times \gamma$$

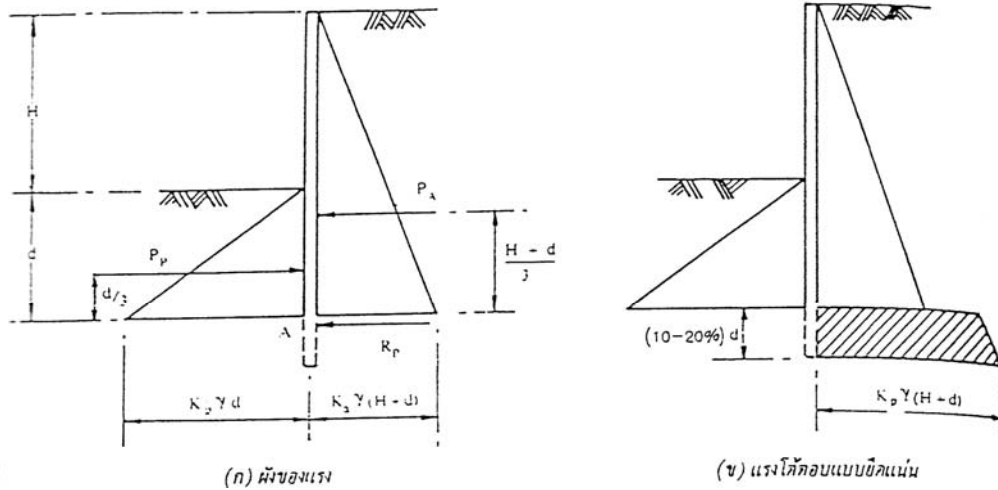
$$\text{ฉะนั้นแรงดันทางข้าง } P_a = \frac{1}{2} \times H_1 \times \gamma \times (HK) \dots 12.19$$

### 12.14 เช็มพีด (Sheet Pile Walls)

โดยปกติเช็มพีดจะอยู่ในสภาพสมดุลได้ด้วยแรงดัน Passive ของดินซึ่งอยู่ด้านหน้า ในการตอกเช็มพีดนั้นจะต้องคำนึงถึงความมั่งคั่งแข็งแรงและประหยัด ถ้าต้องตอกเช็มพีดลึกและมีแรงดันด้านข้างของดินกระทำต่อเช็มพีดมาก ก็อาจต้องใช้ตัวยึด (Tie rod) ช่วยยึดกลับบริเวณใกล้ผิวดิน แต่ถ้าตอกในที่ซึ่งไม่ลึกมากนัก และแรงดันด้านข้างของดินมีค่าไม่สูงมาก ก็อาจตอกเช็มพีดลงไปเฉยๆ โดยปล่อยให้คลายไถ้ไม่ต้องมีตัวยึด ซึ่งเช็มพีดจะอยู่ในลักษณะ Cantilever

#### 12.14.1 เช็มพีดแบบ Cantilever

เมื่อเช็มพีดถูกแรงดัน Active ( $P_a$ ) ของดินที่อยู่ด้านหลังกระทำ แรงดัน Passive ( $P_p$ ) ของดินที่อยู่ด้านหน้าก็จะต้านทานกลับ ดังแสดงในรูปที่ 12.22 (ก) แรงโต้ตอบที่ปลายสุดของเช็ม ( $R_p$ ) จะเกิดขึ้นเป็นโซนของแรงดัน Passive ที่ส่วนล่างด้านหลังของเช็มพีดดังแสดงในรูปที่ 12.22 (ข) จุดหมุนจะอยู่ที่ระยะ ห่างจากปลายเช็มขึ้นมาเล็กน้อย ข้อสมมติฐานของแรงโต้ตอบที่ฐานเช่นนี้ เรียกว่า ทฤษฎีแบบยึดแน่น (Fix earth support theory)



รูปที่ 12.22 แสดงลักษณะของเข็มพืด

หาโมเมนต์รอบจุด A จะได้

$$P_p \times \frac{d}{3} = P_a \times \left( \frac{H+d}{3} \right)$$

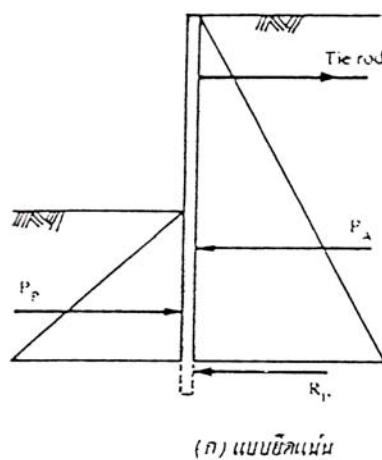
จากสมการ จะคำนวณหาค่า d ได้

ดังนั้น ให้ตอกเข็มลึกกว่าระยะ d ลงไปอีก 10% ทั้งนี้เพื่อให้เกิดแรงโต้ตอบแบบยึดแน่น (Fixed earth reaction) ขึ้น หรือ อาจจะต้องเพิ่มถึง 20% เพื่อให้ได้ส่วนปลอดภัยมากขึ้น

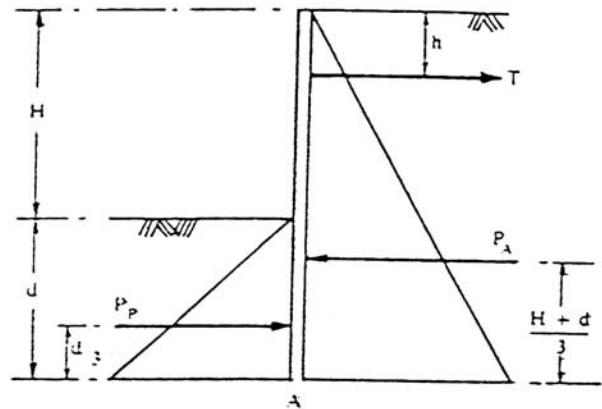
**12.14.2 เข็มพืดสมอ (Anchored bulkhead)**

ในกรณีที่เข็มพืดตอกกันดินลึกหรือสูงมาก ก็จะมีแรงดันทางข้างของดินด้านหลังเข็มพืด (Pa) มากจึงจำเป็นต้องใช้ตัวยึด (Tie rod) ช่วยดึงด้านหลังด้วยดังนั้นแรงที่จะให้เข็มพืดอยู่ในสภาพสมดุลได้แก่ แรงต้านทานของดินที่อยู่ หน้าเข็มพืด (Pp) รวมกับแรงดึงจากตัวยึด (T)

ถ้าสมมติให้ที่ปลายสุดของเข็มพืดมีแรงโต้ตอบ (Rp) เกิดขึ้น เข็มพืดก็จะเป็นแบบยึดแน่น (Fixed earth support) ดังรูป



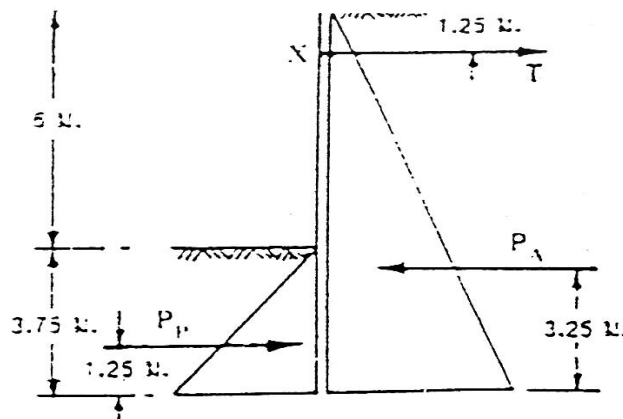
ถ้าสมมติให้ปลายเข็มพืดสามารถหมุนได้โดยให้จุด A เป็นจุดหมุนในกรณีนี้ก็จะไม่มีแรงโต้ตอบเกิดขึ้นที่ปลายเข็ม ลักษณะนี้เข็มพืดจะเป็นแบบยึดหมุน (Free earth support) ดังรูป



(ข) แบบยึดหมุน

**ตัวอย่างที่ 12.8** เข็มพืดแบบสมอแห่งหนึ่ง ดังแสดงในรูปที่ 9.36 กั้นดินสูง 6 ม. ความยาวทั้งหมดของเข็มเท่ากับ 9.75 ม. ดินมีความหนาแน่นเท่ากับ 1900 กก./ม.<sup>3</sup> มุมต้านทานแรงเฉือนของดินเท่ากับ 30° ไม่คิดแรงเชื่อมแน่น ตัวยึดอยู่ที่ระยะ 1.25 ม ใต้ผิวดิน

- ก) จงหาแรง Active ที่กระทำต่อเข็มเป็น กน.ต่อความยาว 1 ม. ในแนวราบ
- ข) จงหาแรงดัน Passive สูงสุดที่เป็นไปได้
- ค) ใช้ทฤษฎีแบบยึดหมุน หาแรง Passive ที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่ และหาส่วนปลอดภัยของเข็มพืดนี้
- ง) จงหาแรงดึงในตัวยึด ถ้าตัวยึดอยู่ห่างกันตัวละ 5 ม. จากจุดศูนย์กลางถึงจุดศูนย์กลาง



วิธีทำ

1 หา  $K_a, P_a$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$$

$$P_a = \frac{1}{2} p_a H = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.333 \times (1,900 \times 9.807 \times 10^{-3}) \times 9.75^2 = 295 \text{ kN/m ของเข็มพืด}$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 3$$

2 หา  $K_p$ ,  $P_p$ 

$$P_p = \frac{1}{2} p_p H = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 3 \times (1,900 \times 9.807 \times 10^{-3}) \times 3.75^2 = 393 \text{ kN/m ของเข็มพืด ( ค่าสูงสุดที่เ็นไป)}$$

3 Take moment about point x หา PP (PPที่ได้ ค่าที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่)

$$P_p (9.75 - 1.25 - 1.25) = P_a (9.75 - 3.25 - 1.25)$$

$$P_p = \frac{295 (9.75 - 3.25 - 1.25)}{7.25} = 214 \text{ kN ( ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่)}$$

4 หาอัตราส่วนความปลอดภัย =  $P_p$  สูงสุด /  $P_p$  ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่

$$\text{ส่วนปลอดภัย} = \frac{\text{แรงต้านทาน}}{\text{แรงกระทำ}} = \frac{393}{214} = 1.8$$

5 หาแรงยึด T = ผลต่างในแนวราบ x ระยะห่างของ Tie rod.

$$\text{แรงดึงในตัวยึด T} = (295 - 214) \times 5 = 405 \text{ kN} <$$

### แบบฝึกหัด

- 1 กำแพงกันดินสูง 10 ม. ใช้กันดินชนิดที่ไม่มีความเชื่อมแน่นซึ่งมีมุมเสียดทานภายใน เท่ากับ  $30^\circ$  ระดับผิวดินเรียบเสมอกับ กำแพงกันดิน น้ำหนักบรรทุกทุกสมทบ (surcharge) บนพื้นดินเท่ากับ 2 กก / ตร.ซม. สมมติว่าชั้นดินที่ลึก 3 เมตร จากระดับผิวดิน มีความหนาแน่นเท่ากับ 2.1 กรัม / ลบ.ซม. ส่วนที่ลึกลงไปกว่านี้มีความหนาแน่นเท่ากับ 2.3 กรัม / ลบ.ซม. จงหาขนาดและ ตำแหน่งของแรงดันทางข้างที่ดินกระทำต่อกำแพง ( 103.2 ตันต่อเมตรของกำแพง , กระทำที่ระยะ 5.6 เมตร ต่ำจากระดับดิน )
- 2 กำแพงกันดินมีผนังเอียงลาดทำมุม  $78^\circ$  กับแนวนอน ดินถม  $6^\circ$  กับแนวนอน มีมุมเสียดทานภายใน  $32^\circ$  และมีมุมเสียดทาน ระหว่างผนังกับดินเท่ากับ  $22^\circ$  ถ้ากำแพงกันดินสูง 6.50 ม. และถมดินมีความหนาแน่น 1.8 กรัม / ลบ.ซม. จงหาแรงดันทางข้าง ของดินแบบ แอคทีฟ ที่มากที่สุด ( 15.8 ตัน / เมตร ของกำแพง )
- 3 กำแพงกันดินสูง 4 เมตร รับดินถม ที่มีค่า  $c = 0.2$  กก / ตร.ซม. ,  $\phi = 30^\circ$  ,  $\gamma = 2$  ตัน / ลบ.ม. ดินถมสูงและเรียบเสมอกำแพง น้ำหนักแผ่สมทบ (surcharge) บนดินถมเท่ากับ 2 ตัน / ตร.ม. ถ้ากำแพงนี้ถูกดันเข้าหาดินถม จงหาขนาดและตำแหน่งของแรงดัน ทางข้างของดินในสภาวะ พาสซีฟ ( 99.72 ตัน / เมตรของกำแพง , กระทำสูงจากฐาน 1.68 เมตร )

-----



บทที่ 13

เสถียรภาพความลาดของดิน

Stability of Slopes

13.1 คำนำ

เมื่อมวลดินตามสภาพธรรมชาติอยู่ต่างระดับกัน มวลดินจะปรับตัวเองให้อยู่ในสภาวะสมดุลเสมอโดยมีความลาดเอียงปรากฏให้เห็น เพราะมวลดินส่วนที่อยู่เหนือกว่าจะมีแรงดันพยายามทำให้เกิดการเลื่อนไถลพังทลาย เรียกแรงนี้ว่า disturbing force หรือ actuating force แต่จะถูกต้านมิให้เกิดการเลื่อนไถลด้วยแรงต้าน (resisting force) ที่ได้จากกำลังต้านการเฉือนของดิน แรงที่ดันพยายามทำให้เกิดการเลื่อนไถล (disturbing force) แรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก แรงเนื่องจากการไหลของน้ำ แรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกภายนอก เป็นต้น ส่วนแรงต้านไม่ให้เกิดการเลื่อนไถล (resisting force) ได้แก่ความต้านทานแรงเฉือนของดิน คือ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (cohesion) และมุมเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดิน (angle of internal friction) ถ้าหากแรงกระทำมีค่าน้อยกว่าแรงต้าน มวลดินจะไม่เกิดการเลื่อนไถลและทรงตัวอยู่ได้ แต่ถ้ามวลดินมีความต่างระดับมากขึ้น ซึ่งทำให้แรงกระทำมีค่ามากกว่าแรงต้าน มวลดินจะเลื่อนไถลพังทลายลงมาตามระนาบวิบัติของการเฉือน

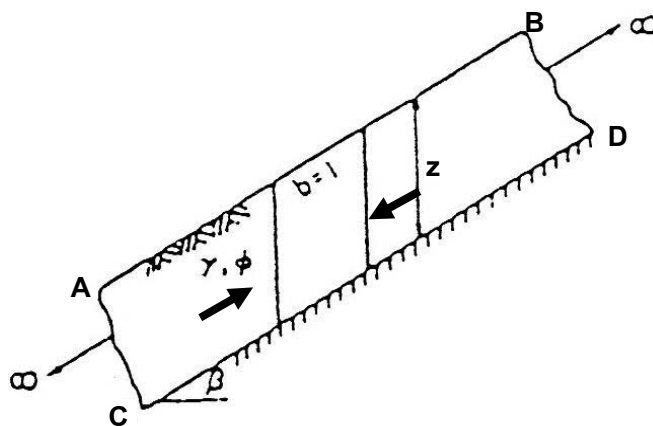
การศึกษาเกี่ยวกับเสถียรภาพของความลาด มีประโยชน์สำหรับนำไปใช้คำนวณการออกแบบความลาดของคันดิน คันทาง คลองส่งน้ำ ตลอดจนไหล่เขา เพื่อมิให้เกิดการวิบัติพังทลายจากการเฉือน ซึ่งจะพิจารณาได้จากสมการของมอร์ – คูลอมป์

13.2 เสถียรภาพของความลาดที่ไม่มีขอบเขตจำกัด (Stability of infinite slopes)

มวลดินที่เอียงลาดไม่มีขอบเขตจำกัด หมายถึง มวลดินที่มีความลาดเอียงเป็นแนวยาวมาก เช่น ไหล่เขา ซึ่งต่างคันดิน เขื่อนดิน หรือคลองส่งน้ำ ที่ความลาดเอียงมีขอบเขตจำกัด (finite slopes) การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดสำหรับมวลดินที่เอียงลาดไม่มีขอบเขตจำกัด จะได้จากการสมมติให้ระนาบวิบัติ (failure plane) เป็นแนวเอียงขนานกับความลาดเอียงของมวลดินนั้น และเพื่อให้มีการพิจารณาง่ายขึ้นจะสมมติว่ามวลดินที่อยู่เหนือระนาบวิบัติมีเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง ในที่นี้จะแบ่งการพิจารณาออกเป็น สองกรณี คือ กรณีที่ไม่มีน้ำซึมผ่านของน้ำ และกรณีที่มีการซึมผ่านของน้ำ อย่างไรก็ตาม ในสภาพจริงตามธรรมชาติ มวลดินอาจมีพฤติกรรมต่างไปจากที่สมมติไว้

13.2.1 กรณีที่ไม่มีน้ำซึมผ่านของน้ำ (no seepage)

พิจารณาความลาดชันของมวลดินที่ไม่มีจำกัดขอบเขต (infinite slopes) ในที่นี้ ให้แนว AB เอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวราบ สมมติว่าไม่มีน้ำซึมผ่านและให้แนว CD ซึ่งขนานกับแนว AB ที่อยู่ลึกจากผิวดินเป็นระยะ เท่ากับ  $z$  เป็นระนาบวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 13.1



รูปที่ 13.1 ความลาดที่ไม่มีขอบเขตจำกัดและไม่มีน้ำ

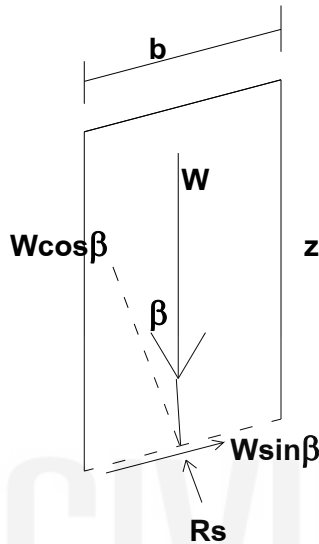
การหาความลึกวิกฤตและอัตราส่วนปลอดภัยของความลาด พิจารณาได้จากแท่งดินซึ่ง สมมติว่ามีความยาวเอียงเท่ากับ  $b$  และมีความหนาหนึ่งหน่วยที่ตั้งฉากกับกระดาษ ในที่นี้เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ จะสมมติว่าแรงกระทำทั้งสองข้างของแท่งดิน มีค่าเท่ากัน และอยู่ในแนวเดียวกันแต่มีทิศทางตรงกันข้าม ดังนั้น จึงไม่นำแรงทางข้างมาพิจารณา

ถ้าสมมติให้หน่วยน้ำหนักเฉลี่ยของมวลดินมีค่าเท่ากับ  $\gamma$

พิจารณาจากรูปที่ 13.2 จะได้ว่า

น้ำหนักของมวลดินแท่งนี้ ,  $W = \gamma \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta$

เมื่อแตกน้ำหนักนี้ออกไปให้อยู่ในแนวตั้งฉากและในแนวขนานกับระนาบ CD จะได้



รูปที่ 13.2 Free body of slope element

แรงตั้งฉากที่กระทำกับแนว CD :  $F_n = W \cos \beta$  และแรงเฉือนที่กระทำตามแนว CD :  $F_s = W \sin \beta$

แรงเฉือน  $F_s$  ที่ได้นี้จะพยายามทำให้มวลดินที่อยู่เหนือระนาบ CD เกิดการเคลื่อนตัวหรือเลื่อนไถล แต่ กำลังต้านแรงเฉือนของมวลดิน ตามสมการมอร์ -คูลอมบ์ คือ  $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$  โดยที่  $c$  =แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน ,  $\phi$  = มุมเสียดทานภายใน ดังนั้น

$$\text{แรงต้านการเฉือนของมวลดินระนาบ CD : } R_s = c \cdot b + (W \cdot \cos \beta) \tan \phi$$

$$\text{ฉะนั้น ส่วนปลอดภัยความลาด : } F.S. = \frac{R_s}{F_s} = \frac{cb + (W \cos \beta) \tan \phi}{W \sin \beta}$$

$$\text{เมื่อแทนค่า } W = \gamma \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta \text{ จะได้ } F.S. = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \sin \beta}$$

$$\text{หรือ } F.S. = \frac{c}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \sin \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \dots\dots 13.1$$

สำหรับมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( $c=0$ ) จะได้  $F.S. = \tan \phi / \tan \beta$

นั้นแสดงว่าความลาดที่ไม่มีขอบเขตจำกัด (infinite slope) ของทรายไม่ขึ้นกับแรงตึงฉากหรือความลึก  $z$  ใดๆ แต่จะขึ้นกับมุมลาดเอียงเท่านั้น กล่าวคือตราปใดที่ทรายมีมุมลาดเอียง  $\beta$  น้อยกว่ามุมเสียดทานภายใน  $\phi$  จะไม่เกิดการเลื่อนไถล หรือวิบัติ

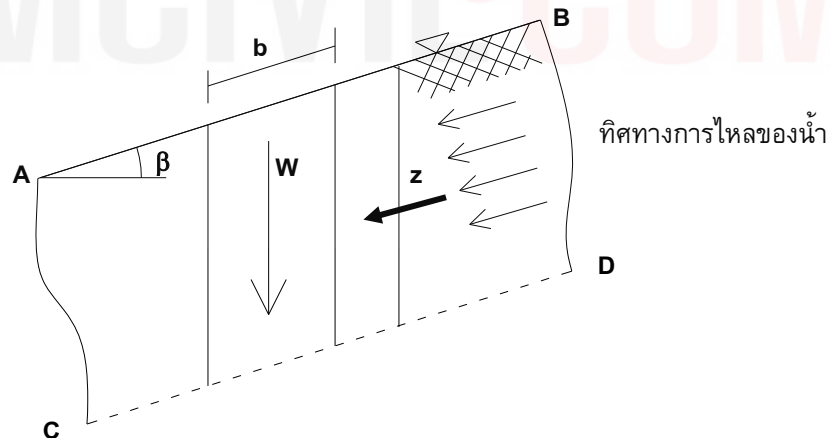
จากสมการที่ 13.1 เมื่อสมมติให้ส่วนปลอดภัย F.S. = 1 นั้นแสดงว่ามวลดินจะเริ่มเลื่อนไถลหรือพังทลาย ดังนั้น จะหาค่าความลึกวิกฤต (critical depth :  $z_{cr}$ ) สำหรับมวลดินที่มีความเชื่อมแน่นและแรงเสียดทาน ( $c - \phi$  soil) คือ

$$\text{ความลึกวิกฤต} : z_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi)} \dots\dots 13.2$$

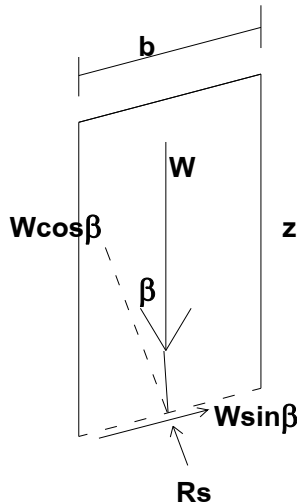
สังเกตสมการ ที่ 13.2 มวลดินที่มีความเชื่อมแน่น ( $c - \phi$  soil) จะยังไม่เกิดการเลื่อนไถล ถ้าหากมุมลาดเอียง  $\beta$  ยังมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับมุมเสียดทานภายใน  $\phi$  แม้ว่าจะมีความลึก  $z$  เท่าใดก็ตาม แต่เมื่อมุมลาดเอียง  $\beta$  มีค่ามากกว่ามุมเสียดทานภายใน  $\phi$  จะต้องนำความลึก  $z$  มาพิจารณาด้วย

### 13.2.2 กรณีที่มีการซึมผ่านของน้ำ ( seepage )

เหมือนกับรูปที่ 13.1 เพียงแต่สมมติว่ามีน้ำซึมผ่านมวลดินโดยสมมติให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่เสมอผิวดินพอดี ดังรูปที่ 13.3 การหาค่าความลึกวิกฤตหรืออัตราส่วนปลอดภัยของความลาดเอียง จะพิจารณาจากแท่งดิน ซึ่งสมมติว่ามีความยาวตามแนวเอียงเท่ากับ  $b$  โดยมีความหนาหนึ่งหน่วยที่ตั้งฉากกับกระดาษ ในที่นี้สมมติว่าแรงกระทำทางด้านข้างทั้งสองข้างของแท่งตัวอย่างดินมีค่าเท่ากันและมีทิศทางตรงกันข้าม ดังรูปที่ 13.4



รูปที่ 13.3 ความลาดที่ไม่มีขอบเขตจำกัดมีน้ำไหลซึม



รูปที่ 13.4 Free body of slope element

แรงตั้งฉากที่กระทำกับแนว CD :  $F_n = W \cos \beta$  และแรงเฉือนที่กระทำตามแนว CD :  $F_s = W \sin \beta$

ถ้าให้น้ำหนักของมวลดินอิมตัวเท่ากับ  $\gamma_{sat}$

น้ำหนักของมวลดินแห่งนี้ ,  $W = \gamma_{sat} \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta$

เมื่อแตกน้ำหนักนี้ออกไปให้อยู่ในแนวตั้งฉากและในแนวนานกับระนาบ CD จะได้

แรงตั้งฉากที่กระทำกับแนว CD :  $F_n = W \cos \beta = \gamma_{sat} \cdot z \cdot b \cdot \cos^2 \beta$  และแรงเฉือนที่กระทำตามแนว CD :  $F_s = W \sin \beta =$

$\gamma_{sat} \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta \sin \beta$  แรงเฉือน  $F_s$  ที่ได้นี้จะพยายามทำให้มวลดินที่อยู่เหนือระนาบ CD เกิดการเคลื่อนตัวหรือเลื่อนไถล

แต่จะถูกต้านด้วยแรงต้านการเฉือนที่คิดจากสมการมอร์-คูลอมบ์ในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล คือ  $\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

โดยที่  $u$  = ความดันของน้ำในช่องว่างที่ระนาบวิบัติ =  $\gamma_w \cdot h$  ซึ่งในที่นี้  $h$  เป็นเฮดความดัน =  $(z \cos \beta) \cos \beta = z \cos^2 \beta$

ฉะนั้นความดันของน้ำ  $u$  ที่ระดับลึก  $z = \gamma_w \cdot z \cdot \cos^2 \beta$  ดังนั้น

แรงต้านการเฉือนของมวลดินระนาบ CD :

$$R_s = c' \cdot b + (W \cdot \cos \beta) \tan \phi'$$

$$= c' \cdot b + (\gamma_{sat} \cdot z \cdot b \cdot \cos^2 \beta - \gamma_w \cdot z \cdot b \cdot \cos^2 \beta) \tan \phi'$$

$$\text{ฉะนั้น ส่วนปลอดภัยความลาด : } F.S. = \frac{R_s}{F_s} = \frac{c' + \gamma_{sub} z \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} z \cos \beta \sin \beta}$$

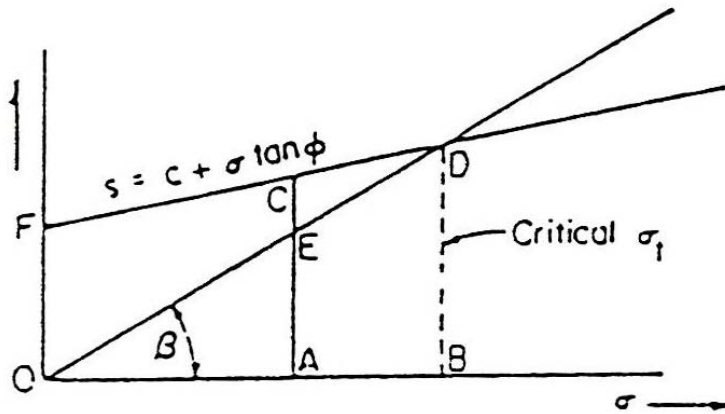
$$F.S. = \frac{c'}{\gamma_{sat} z \cos \beta \sin \beta} + \frac{\gamma_{sub} \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \dots\dots 13.4$$

สำหรับมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( $c=0$ ) เช่นทราย

$$F.S. = \frac{\gamma_{sub} \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \dots\dots 13.5$$

จากสมการที่ 13.4 เมื่อสมมติให้ส่วนปลอดภัย F.S. = 1 นั้นแสดงว่ามวลดินจะเริ่มเลื่อนไถลหรือพังทลาย ดังนั้น จะหาค่าความลึกวิกฤต (critical depth :  $z_{cr}$ ) สำหรับมวลดินที่มีความเชื่อมแน่นและแรงเสียดทาน ( $c - \phi$  soil) คือ

$$\text{ความลึกวิกฤต : } z_{cr} = \frac{c'}{\cos^2 \beta (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma_{sub} \tan \phi')} \dots\dots 13.6$$

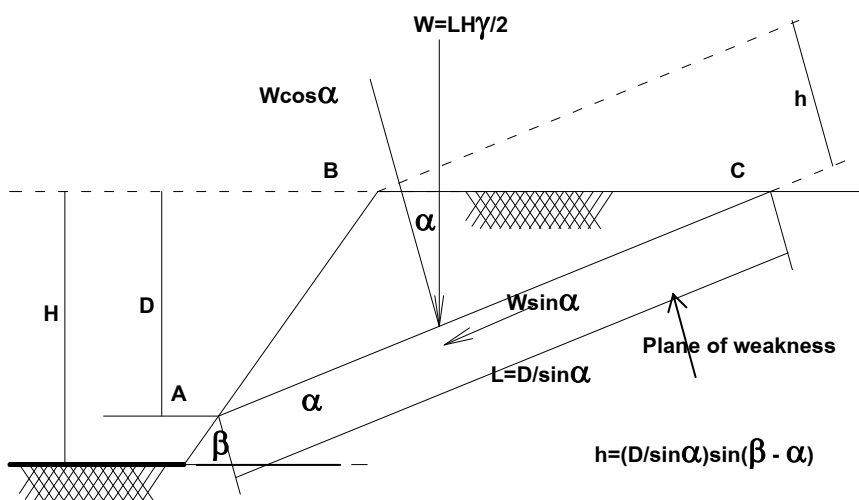


(b) Mohr's circle for stress conditions of (a).

For  $\sigma_1 = AE$ , slope has  $F > 1$ ; for  $\sigma_1 = BD$ , slope has  $F = 1$ .

**13.3 การเลื่อนไถลของมวลดินที่ตั้งอยู่บนระนาบเอียง**

ตามรูปที่ 13.5 แสดงมวลดินที่มีความเอียงลาดทำมุม  $\beta$  กับแนวราบแต่ตั้งอยู่บนมวลดินที่มีความทึบน้ำสูง (impermeable soil) ซึ่งเอียงทำมุม  $\alpha$  กับแนวราบ การเลื่อนไถลของมวลดินส่วนบน ABC จะเกิดขึ้นบนระนาบ AC ที่เป็นระนาบสัมผัส เพราะเมื่อมีน้ำซึมผ่านลงมาจะไหลไปตามระนาบ AC นี้



รูปที่ 13.5 มวลดินที่มีความเอียงลาดแต่ตั้งอยู่บนมวลดินชั้นที่มีความทึบน้ำ

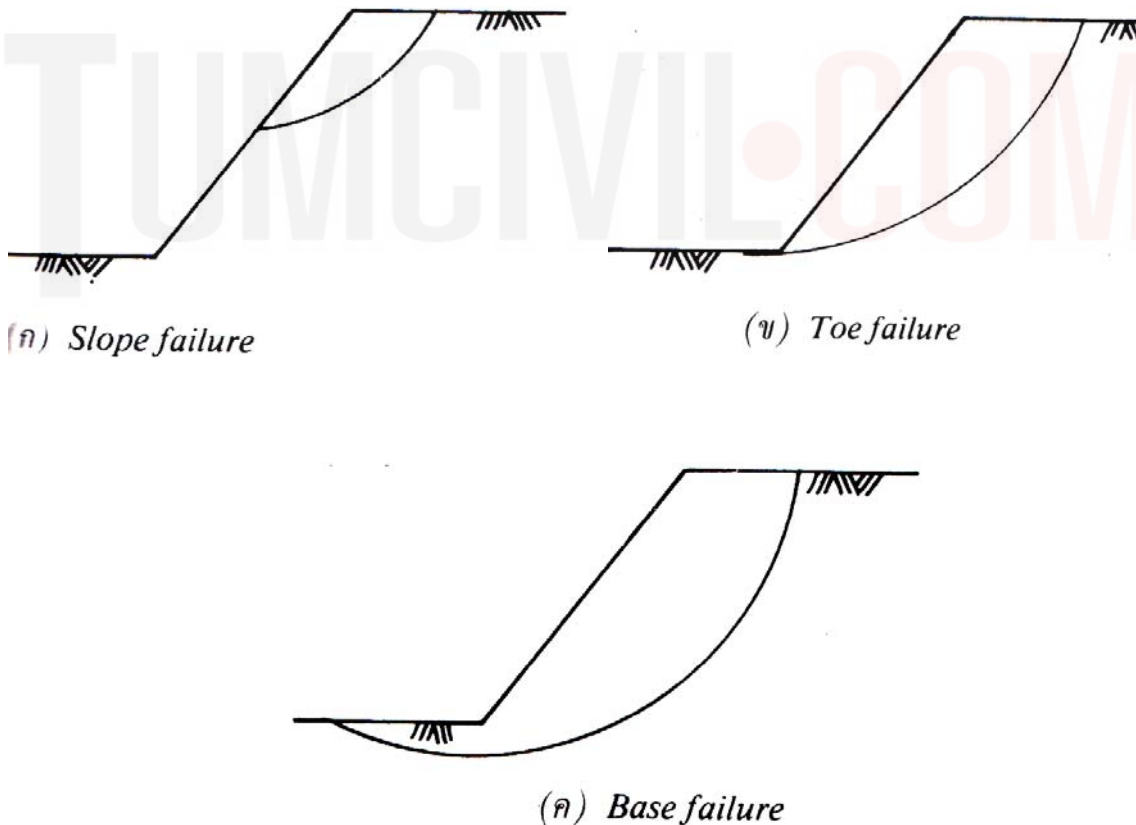
สมมติไม่มีแรงดันน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง แรงเฉือนที่กระทำ  $F_s = W \sin\alpha$  แรงเฉือนที่ต้านทาน  $R_s = cL + (W \cos\alpha) \tan \phi$  ฉะนั้นส่วนปลอดภัยความลาด  $F.S = R_s / F_s$  ซึ่งไม่ควรน้อยกว่า 1.50 สำหรับงานทั่วไปที่ไม่เกี่ยวกับงานเขื่อน

### 13.4 ลักษณะวิบัติของมวลดินที่เอียงลาดและมีขอบเขตจำกัด

มวลดินที่เอียงลาดและมีขอบเขตจำกัด (finite slope) หมายถึงมวลดินที่มีความสูงของส่วนลาดเอียงใกล้เคียงกับความลึกวิกฤต เช่น การทำคันดิน เขื่อนดิน หรือคลองส่งน้ำ ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดที่มีขอบเขตจำกัดอาจสมมติให้มวลดินเคลื่อนหรือเลื่อนไถลเป็นระนาบตรงและเอียง (inclined plane) ตัดลงมาถึงปลายหรือฐานของความลาด(toe) ตามที่เสนอโดย **Culmann (1866)** ซึ่งได้ใช้กับมวลดินที่ค่อนข้างตั้งตรงเป็นมุมฉากกับแนวราบ อย่างไรก็ตาม มวลดินส่วนใหญ่ จะเอียงลาดและวิบัติเป็นแนวโค้ง ซึ่งมักพิจารณาให้เป็นแนวโค้งของวงกลม (circular arc)

ถ้าโค้งวิกฤต (critical slip circle) ไปตัดกับความลาดของมวลดิน ที่จุดซึ่งอยู่เหนือหรือพอดีที่ปลาย (toe) ของความลาด จะเรียกว่า Slope Failure ซึ่งจะแบ่ง Slope Failure เป็น

- ก) Face Failure หรือ Slope Failure เมื่อโค้งวิกฤตไปตัดเหนือปลายของความลาดรูปที่ 13.6 (ก)
- ข) Toe Failure เมื่อโค้งวิกฤตไปตัดตรงปลายของความลาดพอดี รูปที่ 13.6 (ข)
- ค) ส่วน Base Failure เป็นกรณีที่ดินใต้ฐานของความลาดเป็นดินอ่อนแต่มีชั้นแข็งหรือชั้นหินรองรับ แนวโค้งวิกฤตจึงไปตัดต่ำกว่าปลาย (toe) ของความลาด ดังแสดงในรูปที่ 13.6 (ค)



รูปที่13.6 ลักษณะการวิบัติเป็นแนวโค้งวงกลม

การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดที่มีขอบเขตจำกัดและสมมติการวิบัติเป็นแนวโค้ง อาจใช้วิธีพื้นฐานต่อไปนี้ ซึ่งเป็นวิธีการฟิค ที่ต้องลองผิดลองถูก คือ

1. Circular Arc Method สำหรับดินที่มีค่า  $\phi = 0$
2.  $\phi$  - circle Method หรือ friction circle method สำหรับดินที่มีค่า  $c$  และ  $\phi$
3. Slice Method สำหรับดินที่มีค่า  $c$  และหรือ  $\phi$

นอกจากนี้จะเป็นการนำค่า Stability number มาใช้พิจารณาหาเสถียรภาพของความลาดแทนการใช้วิธีกึ่งกราฟฟิค

หลักการพื้นฐานทั่วไปของสามวิธีแรกที่เป็นวิธีกึ่งกราฟฟิค คือ

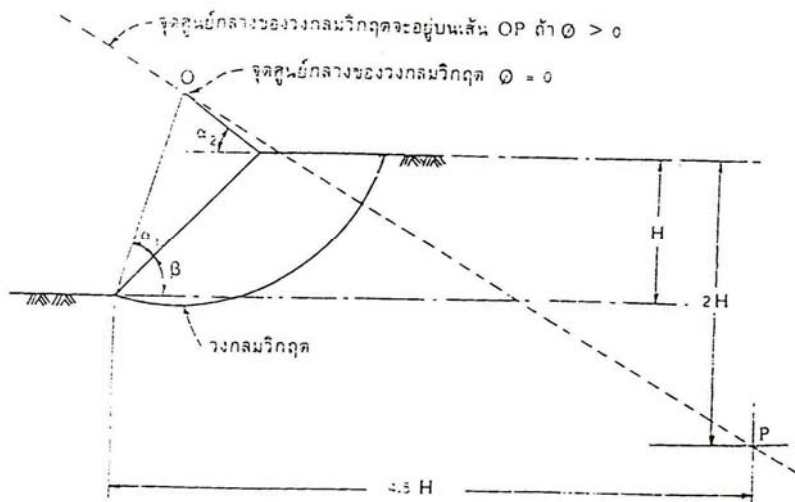
- ✓ ให้เขียนความลาดของมวลดินโดยใช้มาตราส่วน ( linear scale ) ที่เหมาะสม
- ✓ จากนั้นสมมติจุดศูนย์กลางของแนวโค้งวิกฤต
- ✓ เขียนส่วนโค้งวงกลมแสดงแนวที่มวลดินจะเคลื่อนหรือเลื่อนไถล
- ✓ คำนวณหาโมเมนต์ที่กระทำ(MD)เนื่องจากน้ำหนักของมวลดินหรือจากน้ำหนักอื่นที่อยู่เหนือแนวโค้งวงกลมที่สมมติ
- ✓ คำนวณหาโมเมนต์ต้านทาน (MR) จากกำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินต่อการเลื่อนไถล
- ✓ หาค่าส่วนปลอดภัยของความลาดจากการเลื่อนไถล( Factor of Safety :  $F_{Sliding}$  )ได้จาก

$$\text{ส่วนปลอดภัยของความลาด : } F_{Sliding} = \frac{\text{โมเมนต์หรือแรงที่ต้านทาน}}{\text{โมเมนต์หรือแรงที่กระทำ}}$$

- ✓ ถ้าได้ส่วนปลอดภัยของความลาดมีค่าเท่ากับ 1 หมายความว่าถึงจุดอันตรายที่มวลดินจะเริ่มเลื่อนไถลหรือวิบัติ โค้งวงกลมที่ได้นี้ถือว่าเป็นโค้งวิกฤต ( critical slip circle )
- ✓ และถ้าจะให้มวลดินดังกล่าวสามารถทรงตัวอยู่ได้ ส่วนปลอดภัยของความลาดต้องมีค่ามากกว่า 1 ปกติจะใช้ส่วนปลอดภัย  $\geq 1.50$

### 13.5 ตำแหน่งจุดศูนย์กลางของโค้งวิกฤต ( Center of Critical Slip Circle)

เนื่องจากการกำหนดตำแหน่งจุดศูนย์กลางของแนวโค้งวิกฤตค่อนข้างยาก โดยต้องลองผิดลองถูก ดังนั้นเพื่อให้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดง่ายมากขึ้น **Fellenius ( 1936 )** จึงเสนอดาราง สำหรับใช้หาตำแหน่งจุดศูนย์กลางของแนวโค้งวิกฤต(โดยประมาณ) สำหรับมวลดินที่มีค่ามุมเสียดทาน  $\phi$  เท่ากับศูนย์ โดยขึ้นกับ ความเอียงลาดของมวลดิน  $\beta$  แต่มีข้อจำกัดว่าแนวโค้งวิกฤตนั้นต้องตัดผ่านปลาย( toe) ของความลาดพอดี



รูปที่ 13.7 การหาจุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤตโดยวิธีของ Fellenius

slope	$\beta^\circ$	$\alpha_1^\circ$	$\alpha_2^\circ$
1:0.58	60	29	40
1:1	45	28	37
1:1.5	33.8	26	35
1:2	26.6	25	35
1:3	18.4	25	35
1:5	11.3	25	37

รูปที่ 13.8 ตารางสำหรับมวลดินที่มี  $\phi = 0$

ในกรณีที่  $\phi = 0$

หาจุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤตตามรูปที่ 13.7 ได้ดังนี้

- ✓ เขียนความลาดของมวลดินให้ได้มาตรฐาน
- ✓ จากค่ามุม  $\beta$  ไปหาค่ามุม  $\alpha_1$  และ  $\alpha_2$  จากรูปที่ 13.8 ตาราง
- ✓ เปิดมุม  $\alpha_1$  และ  $\alpha_2$  ลากเส้นไปตัดที่จุด O ซึ่งเป็นจุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤต

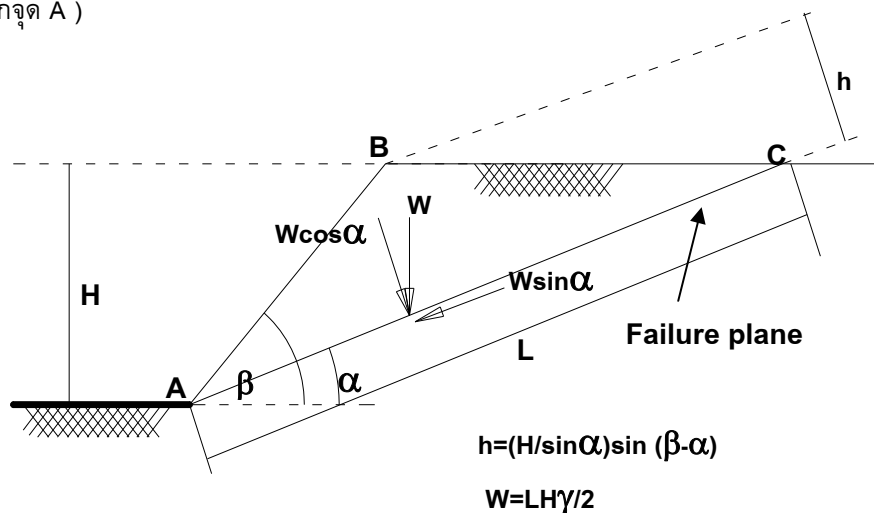
ในกรณีที่  $\phi > 0$

หาจุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤต ตามรูปที่ 13.7 ได้ดังนี้

- ✓ หาจุด O ตามวิธีของ  $\phi = 0$
- ✓ ลากเส้นในแนวราบที่ระยะลึกจากผิวดิน เป็น สองเท่าของความสูงทำนบ ( 2 H )
- ✓ ลากเส้นในแนวตั้งที่ระยะห่างจากฐานของลาดทำนบเท่ากับ 4.5 เท่าของความสูงทำนบ(4.5H) ซึ่งจะตัดเส้นในแนวราบที่จุด P
- ✓ ลากเส้นตรง OP จุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤตจะอยู่บนเส้น OP นี้

**13.6 วิธีของ Culmann**

พิจารณามวลดินที่อยู่ต่างระดับกันเท่ากับ H ซึ่งเอียงลาดทำมุม  $\beta$  กับแนวราบ และมีขอบเขตจำกัด ดังแสดงในรูปที่ 13.9 การวิเคราะห์หาความลึกวิกฤต ตามวิธีของ Culmann จะได้จากการสมมติระนาบวิบัติให้เป็นแนวตรงซึ่งทำมุม  $\alpha$  จากปลายหรือฐานของความลาด (จากจุด A )



รูปที่ 13.9 ระนาบวิบัติเป็นแนวเส้นตรงตามวิธีของ Culmann



จากรูปให้  $\gamma$  เป็นหน่วยน้ำหนักของมวลดินและเมื่อไม่มีแรงดันของน้ำ ดังนั้น

น้ำหนักของมวลดิน ABC :  $W = Lh\gamma/2$

โดยที่  $h = (H/\sin \beta) \sin(\beta - \alpha)$

แรงเฉือนที่กระทำบน AC :  $F_s = W \sin \alpha$

แรงเฉือนที่ต้านบน AC :  $R_s = cL + (W \cos \alpha) \tan \phi$

โดยที่  $c$  = เป็นหน่วยแรงแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน

$\phi$  = มุมเสียดทานภายใน

$$\text{ส่วนปลอดภัยของความลาด} : F.S = \frac{R_s}{F_s}$$

หากต้องการหามุมวิกฤต ( $\alpha_{cr}$ ) ให้พิจารณา โดยใช้  $F.S = 1$  แล้วทำดิฟเฟอเรนเชียล ค่า  $c$  เทียบกับมุม  $\alpha$  แล้วหาค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งจะได้

$$\text{มุมวิกฤต } \alpha_{cr} = \frac{\beta + \phi}{2} \dots\dots 13.7$$

$$\text{และความลึกวิกฤต } (H_{cr}) = \frac{4c \sin \beta \cos \phi}{\gamma [1 - \cos(\beta - \phi)]} \dots\dots 13.8$$

แต่เมื่อจะนำไปใช้งานจะต้องลดค่าที่หาได้ลงมา โดยหารด้วยส่วนปลอดภัย ( $F.S$ ) จากการศึกษา พบว่า วิธี ของ Culmann ใช้ได้ผลเมื่อมุม  $\beta$  ใกล้เคียงกับ 90 องศา

### 13.7 การขุดตัดในแนวตั้ง (vertical cut)

สมการที่ 13.7 และ 13.8 จะนำมาใช้พิจารณาหาความลึกที่สามารถขุดตัดดินลึกลงไปในแนวตั้ง ( $\beta = 90^\circ$ ) เพื่อวางท่อใต้ดินหรือทำฐานราก โดยไม่ต้องทำค้ำยันกันดินพังทลายลงมา

เมื่อขุดตัดในแนวตั้ง ( $\beta = 90^\circ$ ) ดังนั้น สมการที่ 13.7 และ 13.8

$$\text{มุมวิกฤต } \alpha_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \dots\dots 13.9$$

$$\text{และความลึกวิกฤต } (H_{cr}) = \frac{4c}{\gamma} \tan \alpha_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \dots\dots 13.10$$

อนึ่งพบว่า ดินเกิดรอยแยก (Tension crack) เนื่องจากแรงดึง มีค่าความลึกเท่ากับ  $(2c / \gamma) \tan(45^\circ + \phi/2)$  นั่นคือความลึกของดินเกิดรอยแยกจะเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกวิกฤตที่หาได้จากสมการ 13.10

**ตัวอย่างที่ 13.1**

จงหาส่วนปลอดภัยของความลาดเมื่อขุดตัดดินในแนวตั้งลงไปลึกเท่ากับ 1.80 เมตร กำหนดให้หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 1800 กก / ลบ.ม.  $\phi = 30^\circ$  และ  $c = 1500$  กก / ตร.ม.

**วิธีทำ** อาศัยรูปที่ 13.9 โดยให้  $H = 1.80$  ม ,  $\beta = 90^\circ$  และพิจารณาต่อความลึก 1 หน่วย

มุมวิบัติวิกฤต  $\alpha_{cr} = 45^\circ + \phi/2 = 60^\circ$

ระยะ  $L = 1.80 / \sin 60^\circ = 2.07$  ม , ระยะ  $BC = 1.80 / \tan 60^\circ = 1.04$  ม

น้ำหนักของมวลดิน ABC :  $W = H(BC)\gamma / 2 = (1.80)(1.04)(1800)/2 = 1685$  กก

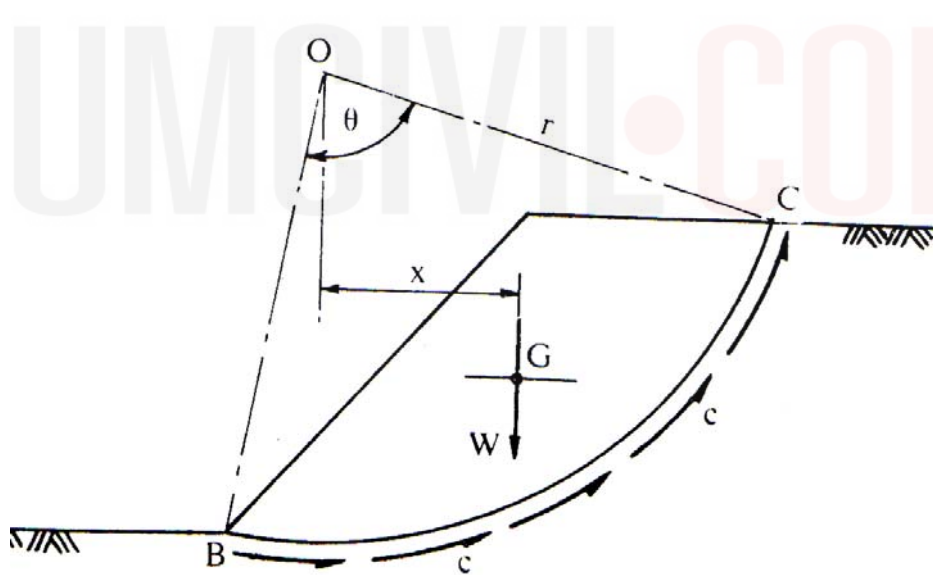
แรงเฉือนที่กระทำบน AC :  $F_s = W \sin \alpha = (1685)(\sin 60^\circ) = 1460$  กก

แรงเฉือนที่กระทำบนด้าน AC :  $R_s = cL + (W \cos \alpha) \tan \phi = (1500)(2.07) + (1685 \sin 60^\circ)(\tan 30^\circ) = 3591$  กก

ส่วนปลอดภัยความลาด F.S. =  $R_s / F_s = 3591 / 1460 = 2.46$

**13.8 Circular Arc Method**

วิธีนี้เหมาะสำหรับดินเหนียวอิ่มตัวเต็มที่ด้วยน้ำ ซึ่งถือว่ามีความเชื่อมแน่นอย่างเดี่ยว ( คือมุมเสียดทานภายใน  $\phi_u = 0$  ) ฉะนั้น ส่วนปลอดภัยหรือเสถียรภาพของความลาดที่พิจารณา ในที่นี้ จึงขึ้นอยู่กับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินเท่านั้น และในการวิเคราะห์นี้จะสมมติว่ามวลดินทั้งก้อนที่อยู่เหนือแนวโค้งวงกลมที่จะพังทลายลงมาเป็นมวลดินที่มีเนื้อเดียวกัน



รูปที่13.10 Circular Arc Method

มีหลักการวิเคราะห์ดังนี้

จากรูปที่ 13.10 ถ้าพิจารณาให้ส่วนโค้งของวงกลม BC มีความยาวเท่ากับ L เป็นแนวโค้งวิกฤต ที่ดินจะพังทลายลงมา โดยมีจุดศูนย์กลาง อยู่ที่ จุด O และรัศมีเท่ากับ r

เมื่อให้ W เป็นน้ำหนักของมวลดินทั้งก้อนที่จะพังทลายลงมาตามแนว BC โดยที่จุดศูนย์กลางของมวลดินก้อนนี้อยู่ที่จุด G มีระยะในแนวราบห่างจากจุดศูนย์กลางของวงกลมเท่ากับ x

แต่เนื่องจากมวลดินนี้มีกำลังต้านทานแรงเฉือน  $\tau_f = c_u$  ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของมวลดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ( undrained ) และถ้าสมมติว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ต้านทานนี้มีค่าคงที่ตลอดแนวโค้ง BC ( ซึ่งมีความยาวเท่ากับ L หรือเท่ากับ  $r\theta$  โดยที่  $\theta$  มีหน่วยเป็นเรเดียน)

ฉะนั้นแรงเฉือนต้านทานตลอดแนวโค้ง BC คือ  $S = (c_u)(r\theta)$  ดังนั้น

$$M_R = \text{โมเมนต์ที่ต้านทานรอบจุด O เนื่องจากแรงเฉือนตลอดแนวโค้ง BC}$$

$$= (c_u)(r\theta)r = c_u r^2 \theta$$

ส่วนปลอดภัยของความลาด :  $F.S. = \frac{\text{โมเมนต์ที่ต้านทาน}}{\text{โมเมนต์ที่กระทำ}} = \frac{c_u r^2 \theta}{W_x} \dots\dots 13.11$

อนึ่ง อาจหาส่วนปลอดภัยของความลาดได้อีกแบบหนึ่งกล่าวคือ สมมติให้  $c_d$  เป็นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจริง ( developed cohesion ) ตามแนวโค้งนั้น

ฉะนั้นจากสมดุลของโมเมนต์

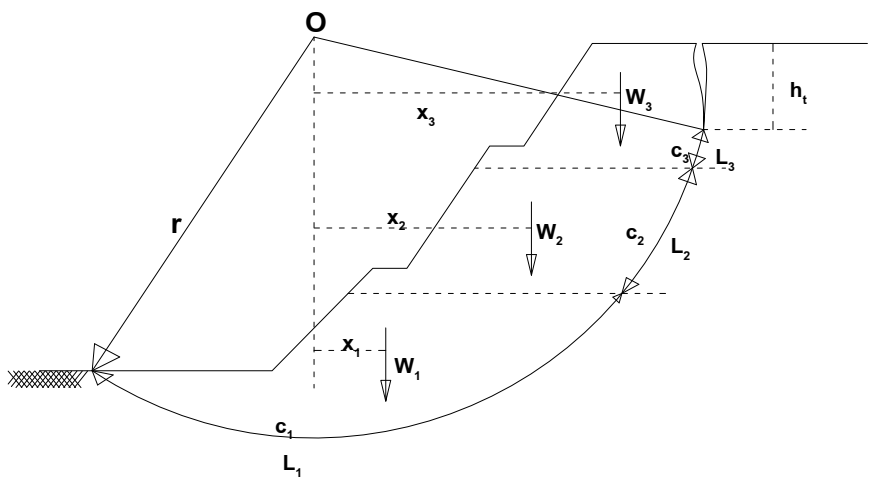
โมเมนต์ที่กระทำ = โมเมนต์ที่ต้านทาน

$$\text{แทนค่าจะได้ } Wx = c_d r^2 \theta \text{ หรือ } c_d = \frac{Wx}{r^2 \cdot \theta}$$

ดังนั้นส่วนปลอดภัยของความลาดที่คิดจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

ส่วนปลอดภัยของความลาด :  $F_{Cohesion} = \frac{c_u}{c_d} = \frac{c_u r^2 \theta}{W_x} \dots\dots 13.12$

ในกรณีที่ความลาดไม่เป็นเส้นตรงเดียวกันหรือมีค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในแต่ละชั้นไม่เท่ากัน ให้แบ่งการคำนวณออกเป็น ส่วนเล็กๆ ที่ขนานกัน ( parallel strip ) ตามแนวตั้งหรือแนวราบก็ได้ ดังรูปที่ 13.11



รูปที่ 13.11 แสดง Parallel strip

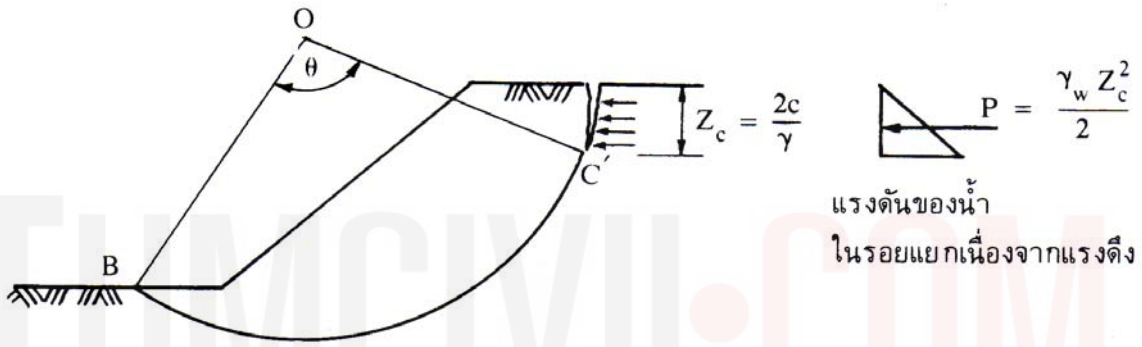
$$\text{ส่วนปลอดภัยของความลาด} : F.S = \frac{r(\sum cL)}{\sum Wx} \dots\dots 13.13$$

ถ้าดินมีรอยแยกเนื่องจากแรงดึง ( tension crack ) ให้วัดความยาวของส่วนโค้งของวงกลม(L) ที่ต้านทานต่อการเลื่อนไถลโดยคิดจากปลายของรอยแยกนี้

เมื่อเลือกแนวโค้งของวงกลมขึ้นมาอีกหลาย ๆ แนว ให้คำนวณหาส่วนปลอดภัยของความลาดเช่นเดียวกัน โค้งวงกลมที่ให้ค่าส่วนปลอดภัย  $\cong 1$  จะเป็นแนวโค้งที่ดินจะพังทลาย

**13.9 ผลของรอยแยกเนื่องจากแรงดึง( Tension Crack)**

โดยปกติดินชนิดที่มีความชุ่มชื้นแน่นนี้ จะเกิดรอยแตกเนื่องจากแรงดึงที่เรียกว่า "Tension Crack "โดยจะเกิดขึ้นที่ผิวด้านบนของความลาดของดินตามรูปที่ 13.12



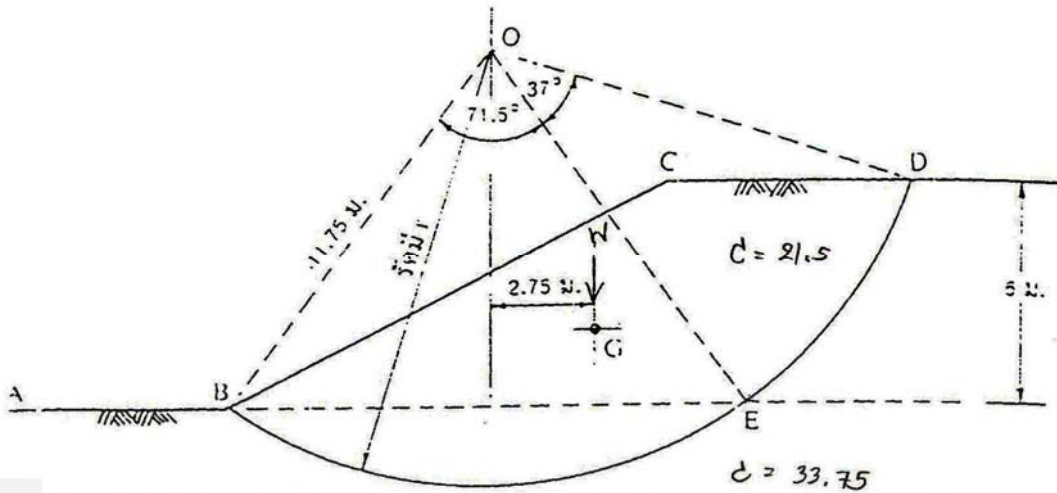
รูปที่13.12 ผลของรอยแตกเนื่องจากแรงดึง

ความลึกของรอยแยกนี้จะเท่ากับ  $= 2c / \gamma$  และผิวของการเคลื่อนตัวจะผ่านรอยแยกนี้ แรงต้านทานเนื่องจากความชุ่มชื้นของดินจะไม่เกิดขึ้นที่ความลึกของรอยแยก ดังนั้นระยะส่วนโค้งของวงกลมจะลดลง ซึ่งทำให้แรงต้านทานลดลง

รอยแยกนี้อาจจะมีน้ำไหลเข้ามาเติม ทำให้แรงดันในแนวราบชั้นบนดินส่วนที่อยู่เหนือผิวของการเคลื่อน ซึ่งเพิ่มแรงกระทำและโมเมนต์ของแรงกระทำและโมเมนต์ของแรงกระทำรอบจุดO ก็จะเพิ่มขึ้น ทำให้ส่วนของความปลอดภัยของความลาดลดลง

ตัวอย่างที่ 13.2

รูปตัดของลาดตลิ่งซึ่งเป็นดินเหนียวแห้งหนึ่งตั้งรูป จากการสำรวจตลิ่งแล้วสมมติให้ผิวของการเคลื่อนตัว BED ซึ่งเป็นแบบส่วนโค้งของวงกลมรัศมี 11.75 ม. ถูกกำหนดขึ้นในการลองพื้นที่ของรูป BCDE เท่ากับ 87 ม<sup>2</sup> และจุดศูนย์กลางอยู่ที่ G ดังแสดงในรูป ความหนาแน่นเฉลี่ยของดินเท่ากับ 1760 กก/ม<sup>3</sup> เหนือระดับ ABE แรงเชื่อมแน่นของดินเท่ากับ 21.5 กน/ม<sup>2</sup> และใต้ระดับนี้แรงเชื่อมแน่นของดินเท่ากับ 33.75 กน/ม<sup>2</sup> จงคำนวณหาส่วนปลอดภัยบนผิวที่สมมตินี้โดยให้  $\Phi = 0$



วิธีทำ คำนวณค่าของรูปตัด 1 หน่วย

แรงกระทำ  $W = \text{พื้นที่ BCDE} \times \gamma$

$W = 87(1,760 \times 9.81 \times 10^{-3}) = 1,502$  กน กระทำในแนวตั้งผ่านจุด G

โมเมนต์ของแรงที่กระทำรอบจุด O =  $1,502 \times 2.75 = 4,131$  กน - ม

แรงต้านทาน

ตามแนว BE =  $c_1 \times \text{ความยาว BE} = c_1 \times r\theta_1 = 33.75 \times 11.75 \times 71.5 \times \pi/180 = 495$  กน

ตามแนว ED =  $c_2 \times \text{ความยาว ED} = c_2 \times r\theta_2 = 21.5 \times 11.75 \times 37 \times \pi/180 = 163$  กน

แรงต้านทานทั้งหมด =  $495 + 163 = 658$  กน

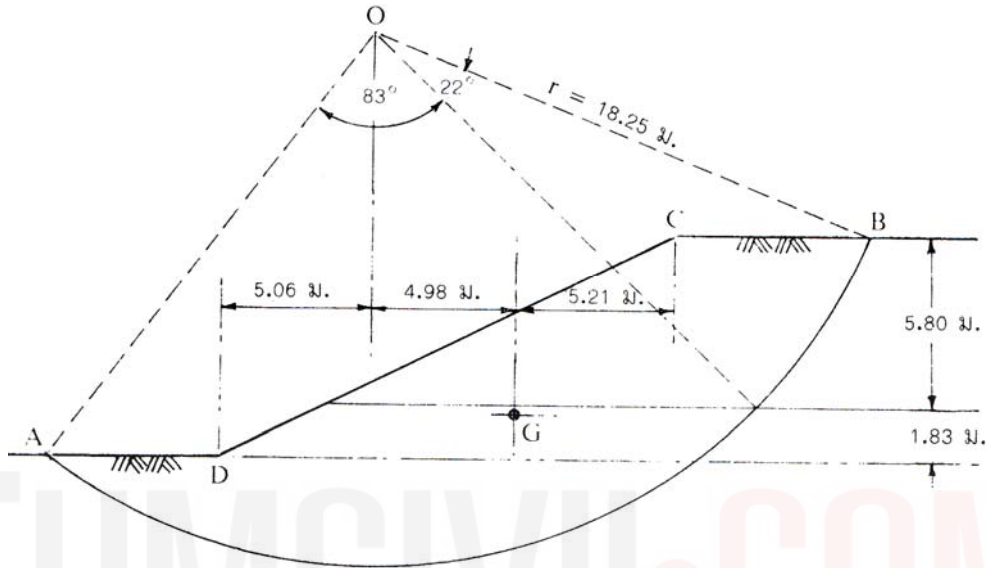
โมเมนต์ของแรงต้านรอบจุด O =  $658 \times 11.75 = 7,732$  กน-ม

$$\text{ส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนตัว } F.S. = \frac{\text{โมเมนต์ของแรงต้านทาน}}{\text{โมเมนต์ของแรงที่กระทำ}}$$

$$F.S. = \frac{7,732}{4,131} = 1.87 > 1$$

**ตัวอย่างที่ 13.3**

จากรูปตัดของการขุดดินชนิดที่ความเชื่อมแน่นแห่งหนึ่งในการหาเสถียรภาพของความลาด ได้ลองกำหนดผิวของการเลื่อนตัวขึ้นโดยให้เป็นส่วนโค้งของวงกลม AB รัศมี 18.25 ม พื้นที่รูป ADCB เท่ากับ 150 ม<sup>2</sup> และจุดศูนย์กลางอยู่ที่ G ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนเฉลี่ยของดินจากผิวดินลงไปจนถึงระยะ 5.8 ม เท่ากับ 38.3 กน / ม<sup>2</sup> ใต้ระยะนี้ลงไปเท่ากับ 57.5 กน/ม<sup>2</sup> ความหนาแน่นของดิน = 1,925 กก/ม<sup>3</sup> เท่ากันตลอด และมุมต้านทานต่อแรงเฉือน  $\phi$  สมมติว่าเท่ากับศูนย์ จงคำนวณหาส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนตัวตามผิว AB



**วิธีทำ**

จากรูปจะเห็นว่าเป็น Base Failure ( $\phi = 0$ ) คัดความลึก 1 หน่วย

$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์ของแรงที่กระทำรอบจุด O} &= 150(1,925 \times 9.81 \times 10^{-3}) \times 4.98 \\ &= 14,107 \text{ กน-ม} \end{aligned}$$

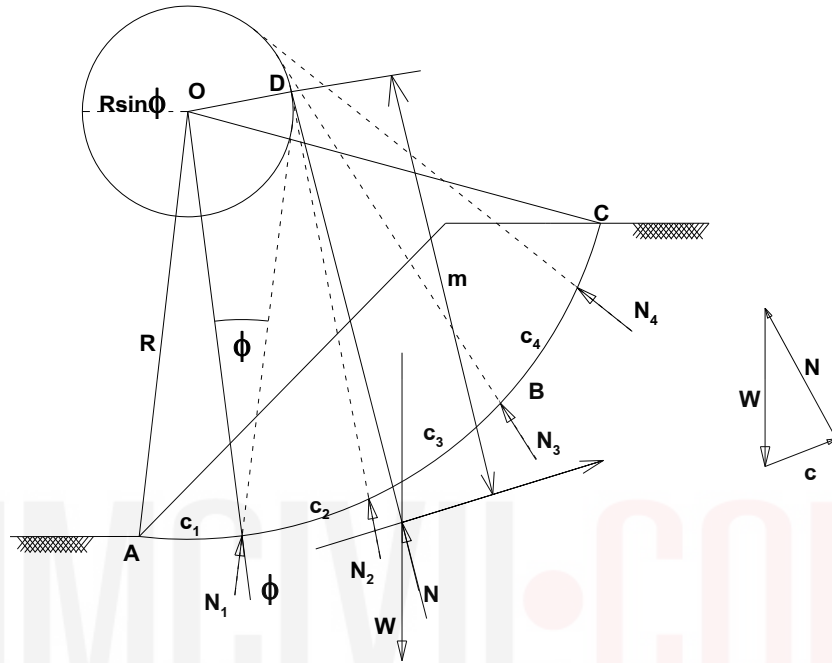
$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์ของแรงต้านทานรอบจุด O} &= c_1 x r \theta_{1,xr} + c_2 x r \theta_{2,xr} \\ &= 57.5 \times 18.25 \times 83 \times \pi / 180 + 38.3 \times 18.25 \times 22 \times \pi / 180 = 27,743 + 4,898 \\ &= 32,641 \text{ กน-ม} \end{aligned}$$

$$\text{ส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนตัว } F.S. = \frac{\text{โมเมนต์ของแรงต้านทาน}}{\text{โมเมนต์ของแรงที่กระทำ}}$$

$$F.S. = \frac{32,641}{14,107} = 2.31 <$$

### 13.10 $\phi$ - Circle Method

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ใช้สำหรับมวลดินที่มีทั้งแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทาน ( $c - \phi$  soil) นั่นคือ กำลังต้านแรงเฉือนของมวลดินมีค่าเท่ากับ  $c + \sigma \tan \phi$  และคิดว่ามวลดินทั้งก้อนที่อยู่เหนือแนวโค้งพังทลายลงมาเช่นเดียวกับวิธี circular arc method ถ้าสมมติมวลดินที่พิจารณามีคุณสมบัติเหมือนกันและเกิดการพังทลายลงมาเป็นแนวโค้งวงกลม ABC โดยมีจุด O เป็นจุดศูนย์กลาง รัศมีเท่ากับ R ดังรูปที่ 13.13



รูปที่ 13.13  $\phi$ -circle method

ดังนั้น แรงกระทำ (disturbing force) คือน้ำหนักจากมวลดินส่วนที่จะพังทลายลงมาซึ่งสมมุติให้มีค่าเท่ากับ W หากไม่คิดความดันของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (pore water pressure) ดังนั้นแรงต้านทาน (resisting force) จะประกอบด้วยแรงยึดเหนี่ยว(c) และแรงเสียดทานตามแนวโค้ง ABC ที่สมมติ ในเทอมของหน่วยแรงรวม ถ้าคิดว่าส่วนโค้ง ABC ประกอบด้วยส่วนโค้งย่อยๆ ดังนั้น จะได้แรงต้านทานจากแรงยึดเหนี่ยว คือ  $C_1, C_2, C_3, \dots$  และแรงลัพธ์  $N_1, N_2, N_3, \dots$  ซึ่งเป็นแรงลัพธ์ของแรงตั้งฉากกับแรงเสียดทานบนแนวโค้งย่อยๆ นั้น

หากสมมติว่าเมื่อมวลดินเคลื่อนตัวและมีแรงเสียดทานด้านเต็มที่ ดังนั้นแรงลัพธ์  $N_1, N_2, N_3, \dots$  จะทำมุมเอียงเท่ากับมุมเสียดทานภายใน  $\phi$  กับเส้นตั้งฉากกับระนาบที่สัมผัสกับส่วนโค้งของวงกลม ฉะนั้นเส้นตรง OD ซึ่งลากจากจุด O ไปตั้งฉากกับแนวแรงลัพธ์  $N_1, N_2, N_3, \dots$  เหล่านี้จะมีค่าเท่ากับ  $R \sin \phi$  เสมอ นั่นคือ แนวของแรงลัพธ์  $N_1, N_2, N_3, \dots$  จะสัมผัสกับวงกลมเล็กที่มี O เป็นจุดศูนย์กลาง รัศมีเท่ากับ  $R \sin \phi$  เรียกว่าวงเล็กนี้ว่า  $\phi$ -circle ดังนั้น จึงประมาณให้แนวของแรงลัพธ์ N (ซึ่งเป็นผลรวมของแรงลัพธ์  $N_1, N_2, N_3, \dots$ ) สัมผัสกับวงกลมวงนี้ด้วย

ถ้าสมมติว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจริง (developed cohesion) ตลอดแนวโค้งมีค่า คงที่ เท่ากับ  $c_d$  ดังนั้นแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมด C บนแนวโค้ง ABC คือ

$$C = (C_1 + C_2 + C_3 + \dots) = c_d (\text{ส่วนโค้ง ABC})$$

อย่างไรก็ดี อาจพิจารณาแทนแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมด C บนแนวโค้ง ABC ได้ด้วยแรงยึดเหนี่ยวทั้งหมด C บนคอร์ด AC ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $c_d$  คูณกับระยะคอร์ด AC แต่จะมีระยะตั้งฉากห่างจากจุดศูนย์กลาง เท่ากับ m (แนวของแรง C ที่ขนานกับคอร์ด AC) ซึ่งจะหาระยะ m ได้จาก โมเมนต์ รอบจุด O

$$c_d(\text{คอร์ต AC}) \cdot m = c_d(\text{ส่วนโค้ง ABC}) \cdot R$$

$$\text{นั่นคือ ระยะ } m = \frac{(R)(\text{ส่วนโค้ง ABC})}{\text{คอร์ต AC}}$$

ฉะนั้น เมื่อรู้ตำแหน่งของแรงยึดเหนี่ยว C ที่ขนานกับคอร์ต AC จะหาจุดตัดกับน้ำหนักของดิน W ได้ จากจุดตัดนี้เมื่อลากเส้นไปสัมผัสกับวงกลม  $\phi$  - circle จะได้ทิศทางของแรงลัพธ์ N ซึ่งเป็นแรงลัพธ์ของแรงตั้งฉากกับแรงเสียดทานบนแนวโค้ง ABC ดังนั้น เมื่อเขียนสามเหลี่ยมของแรง โดยใช้น้ำหนัก W ที่ทราบค่า และใช้แนวแรง N และแรง C จะวัดหาค่าแรงยึดเหนี่ยว C ที่เกิดขึ้นได้ จะได้ว่า

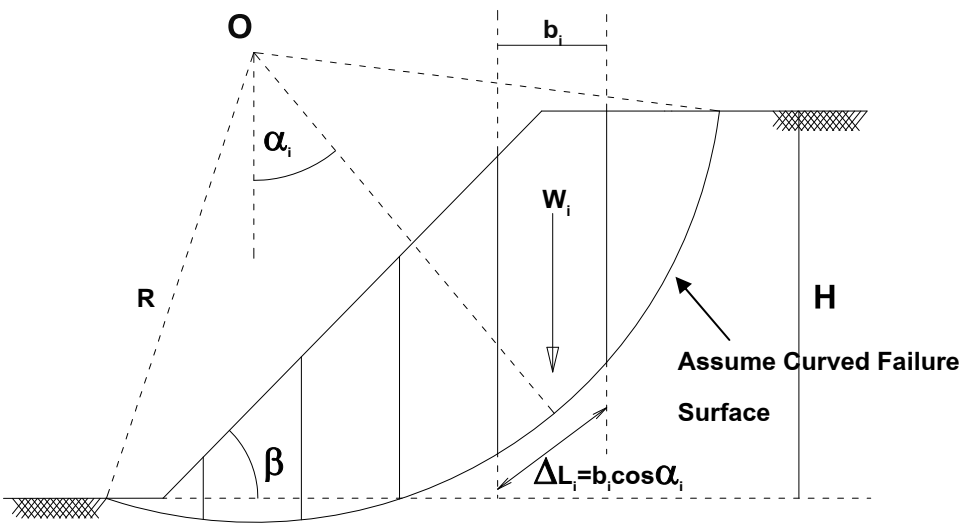
$$\text{แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจริง : } c_d = \frac{C}{\text{คอร์ต AC}} \dots\dots\dots 13.14$$

$$\text{และส่วนปลอดภัยของความลาด : } F_{\text{cohesion}} = \frac{C}{c_d} \dots\dots\dots 13.15$$

จะเห็นเมื่อสมมติวงกลมขึ้นมาอีก จะหาส่วนปลอดภัยของความลาดได้เช่นเดียวกัน โค้งวงกลมที่ให้ค่าส่วนปลอดภัย  $\cong 1$  จะเป็นโค้งวิกฤต (circular slip circle)

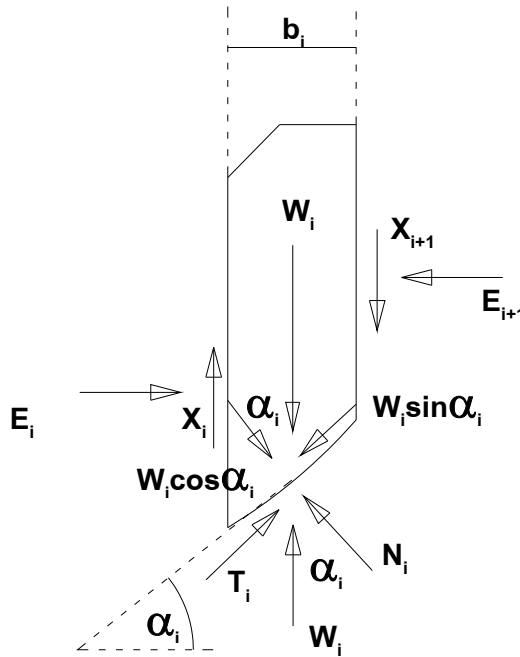
**13.11 Slice Method**

การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดสำหรับดินประเภทที่มีแรงยึดเหนี่ยวและหรือมีแรงเสียดทาน ด้วยวิธีนี้ ให้กำหนดจุดศูนย์กลางของวงกลมวิกฤตขึ้นมาเช่นเดียวกับ วิธี circular arc method แต่เพื่อให้ได้ค่าที่ละเอียดมากขึ้น หรือเมื่อชั้นดินต่างๆ มีคุณสมบัติต่างกันจะแบ่งมวลดินที่อยู่เหนือแนวโค้งนั้นออกเป็นชิ้นเล็กๆหรือแท่งเล็กๆ ตามแนวตั้ง (vertical strip หรือ slice) ซึ่งแท่งดินแต่ละชิ้นอาจมีความกว้างเท่ากันก็ได้ แต่จะให้ความหนาที่ตั้งฉากกับกระดาษเท่ากับหนึ่งหน่วย ตามรูปที่ 13.14 และ 13.15



รูปที่ 13.14 Slice Method





รูปที่ 13.15 แสดงแรงต่างๆที่กระทำต่อแท่งดิน

จากรูปที่ 13.15 แสดงแรงต่างๆที่กระทำต่อแท่งดินชั้นที่  $i$  ซึ่งสมมติว่ามีความกว้างเท่ากับ  $b_i$  และมีระนาบสัมผัสกับส่วนโค้งวงกลมทำมุม  $\alpha$  กับแนวราบ ให้แท่งดินชั้นนี้มีความยาวตามแนวโค้งวงกลมเท่ากับ  $\Delta L_i$  (ซึ่งประมาณว่ามีค่าเท่ากับ  $b_i/\cos \alpha_i$ ) และมีน้ำหนักเท่ากับ  $W_i$  สังเกตว่า แท่งดินนี้มีแรงทางข้างกระทำด้วย (คือแรงตั้งฉากจาก  $E_i$  กับ  $E_{i+1}$  และแรงเฉือน  $X_i$  กับ  $X_{i+1}$ ) แต่ในการวิเคราะห์ขั้นพื้นฐานจะไม่นำแรงทางข้างระหว่างแท่งดินมาพิจารณาโดยสมมติว่าแรงลัพธ์ทั้งสองข้างของแท่งดินมีค่าเท่ากันและถือว่าอยู่ในแนวเดียวกันแต่มีทิศทางตรงกันข้าม

ฉะนั้นจึงมีแต่น้ำหนักของแท่งดิน  $W_i$  ที่อยู่เหนือส่วนโค้งเท่านั้นที่จะกระทำตรงจุดศูนย์กลางของแท่งดิน ซึ่งเป็นเหตุให้มวลดินเลื่อนไถลหรือพังทลายลงมา เมื่อแตกน้ำหนักของแท่งดิน  $W_i$  ที่กระทำนี้ให้อยู่ในแนวตั้งฉากและในแนวขนานกันกับระนาบที่สัมผัสกับโค้งวงกลม จะได้ค่าแรงกระทำเท่ากับ  $W_i \cos \alpha_i$  และ  $W_i \sin \alpha_i$  ตามลำดับ สังเกตว่า แรงตั้งฉากที่กระทำ  $W_i \cos \alpha_i$  มีทิศทางผ่านจุดศูนย์กลาง  $O$  ของโค้งวงกลม ดังนั้นจึงไม่มีส่วนทำให้เกิดโมเมนต์กระทำ คงมีแต่แรงกระทำที่ขนานกับระนาบสัมผัสซึ่งเท่ากับ  $W_i \sin \alpha_i$  เท่านั้น ที่พยายามทำให้มวลดินเลื่อนไถลซึ่งจะถูกต้านด้วยกำลังต้านแรงเฉือนของมวลดิน

ดังนั้น เมื่อหาโมเมนต์รอบจุด  $O$  สำหรับแท่งดินชั้นนี้ จะได้

$$\text{โมเมนต์กระทำ} = (W_i \sin \alpha_i)(R)$$

เนื่องจากกำลังต้านแรงเฉือนของมวลดินมีค่าเท่ากับ  $c + \sigma \tan \phi$  และถ้าสมมติว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว  $c$  และมุมเสียดทานภายใน  $\phi$  มีค่าคงที่ตลอดแนวโค้ง แรงเฉือนต้านทานสำหรับแท่งดินชั้นนี้มีค่าเท่ากับ  $c(\Delta L_i) + (W_i \cos \alpha_i) \tan \phi$

ดังนั้น เมื่อหาโมเมนต์รอบจุด  $O$  สำหรับแท่งดินชั้นนี้ จะได้

$$\text{โมเมนต์ที่ต้านทาน} = [c(\Delta L_i) + (W_i \cos \alpha_i) \tan \phi] R$$

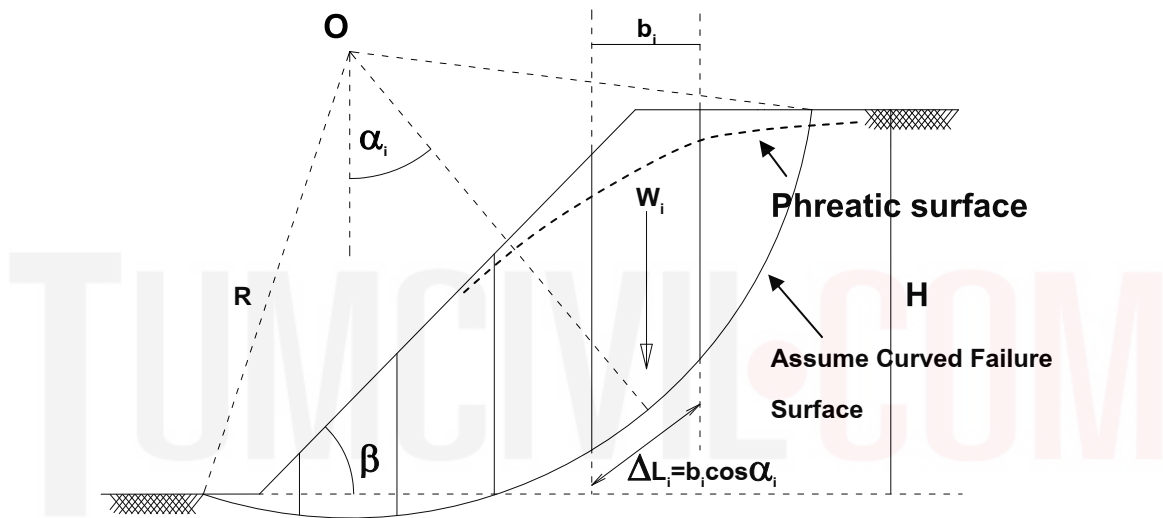
ฉะนั้นเมื่อรวมโมเมนต์ของแต่ละชั้นเข้าด้วยกัน จะได้ส่วนปลอดภัยของความลาด ดังนี้

$$F.S = \frac{\sum_{i=1}^n [c(\Delta L_i) + W_i \cos \alpha_i \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \dots\dots 13.16$$

ส่วนโค้งของวงกลมที่ให้ค่าส่วนปลอดภัย  $\geq 1$  จะเป็นแนวโค้งวิกฤตที่ดินพังทลาย

เมื่อมีการซึมผ่านของน้ำในอัตราที่คงที่ ( steady state ) ตามรูปที่ 13.16 จะต้องพิจารณากำลังต้านแรงเฉือนของมวลดินในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งมีค่าเท่ากับ  $c' + \sigma' \tan \phi'$  โดยที่หน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผล  $\sigma' = \sigma - u$  ในเมื่อ  $u =$  เป็นความดันของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ฉะนั้นจะได้แรงตั้งฉากประสิทธิผลของแท่งดินแต่ละชั้น  $N'_i = N_i - U_i = W_i \cos \alpha_i - U_i$  โดยที่  $U_i$  เป็นแรงดันของน้ำในช่องว่างของแท่งดินแต่ละชั้น ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $u_i(\Delta L_i)$  หรือเท่ากับ  $u_i b_i / \cos \alpha_i$  ดังนั้น

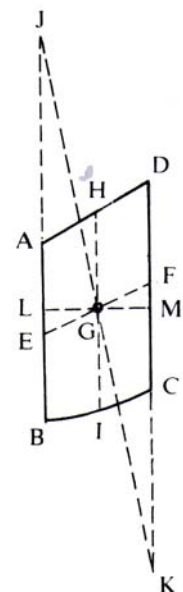
$$F.S = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \Delta L_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i) \tan \phi']}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \dots\dots\dots 13.17$$



รูปที่ 13.16 Slice Method มีการซึมของน้ำในอัตราคงที่

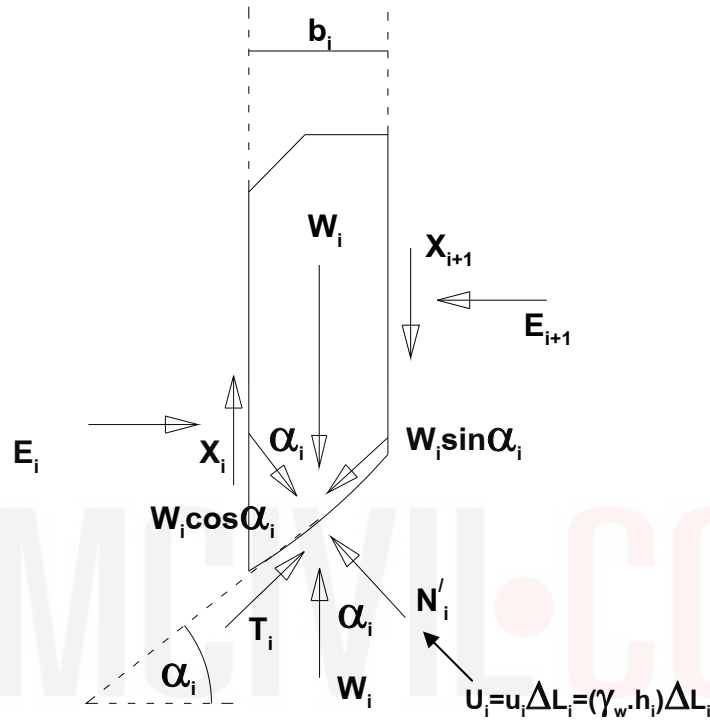
**การหาจุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่แต่ละส่วน**

- ลากเส้น EF แบ่งครึ่งด้าน AB และ CD
- ต่อเส้น BA ขึ้นไปถึงจุด J ให้ AJ ยาวเท่ากับ CD
- ต่อเส้น DC ขึ้นไปถึงจุด K ให้ CK ยาวเท่ากับ AB
- ลากเส้นทแยง JK ตัดเส้น EF ที่จุด G
- จุด G จะเป็นจุดศูนย์กลางถ่วงของพื้นที่ ABCD
- พื้นที่ ABCD = เส้นในแนวราบที่ผ่านจุด G x เส้นในแนวตั้งที่ผ่านจุด O = LM x HI



13.12 Bishop,s Simplified Method of Slices

**Bishop ( 1955 )** ได้เสนอวิธีวิเคราะห์หาเสถียรภาพของความลาดตาม Slice Method แต่หาแรงทางข้างที่กระทำต่อแท่งดินแต่ละชั้นมารวมพิจารณา โดยหาหน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำทางด้านข้างของแท่งดินในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล แต่เพื่อให้การวิเคราะห์ง่ายมากขึ้น Bishop จึงสมมติว่าแรงลัพธ์ของแรงกระทำทางข้างที่อยู่ในแนวตั้งมีค่าน้อยมากและสามารถตัดทิ้งได้ นั่นคือ จากแรงกระทำต่อแท่งดินแต่ละชั้นในรูปที่ 13.17 จะสมมติว่าเทอม  $( X_{i+1}-X_i ) \cong 0$  ฉะนั้นเมื่อหาผลรวมของแรงกระทำในแนวตั้ง จะได้ว่า



รูปที่13.17 แสดงแรงต่างๆที่กระทำต่อแท่งดินเมื่อมีน้ำใต้ดิน

$$( N'_i + U_i ) \cos \alpha_i = W_i - T_i \sin \alpha_i$$

เมื่อนำค่า  $N'_i = W_i \cos \alpha_i - U_i = W_i \cos \alpha_i - u_i b_i / \cos \alpha_i$  และ  $T_i = W_i \sin \alpha_i = 1/F [ c(\Delta L_i) + N'_i \tan \phi ]$  แทนลงไป โดยที่  $\Delta L_i = b_i / \cos \alpha_i$  แล้วจัดเทอมเสียใหม่ จะหาได้ว่า

$$N'_i = \frac{W_i - u_i b_i - \left( \frac{c' b_i}{F.S.} \right) \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F.S.} \right)}$$

ฉะนั้น เมื่อนำค่า  $N'_i$  ที่ได้ซึ่งเป็นค่าของ  $W_i \cos \alpha_i - U_i$  กลับไปแทนลงในสมการ13.17 จะได้ ค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล

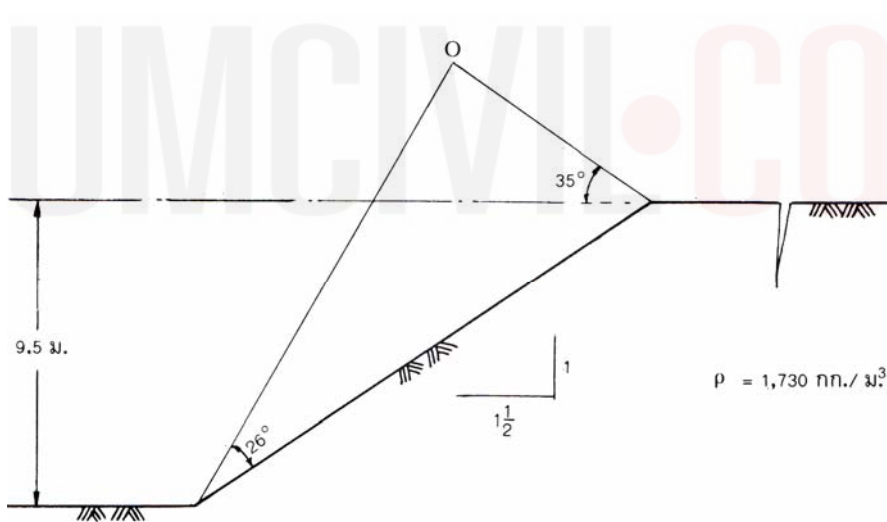
$$F.S = \frac{\sum_{i=1}^n [c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi']}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \left[ \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{F.S.}} \right] \dots\dots\dots 13.18$$

สมการที่ 13.18 จะให้ค่าส่วนปลอดภัยมากกว่าค่าที่วิเคราะห์ได้จากสมการ 13.17 แต่การวิเคราะห์หาค่าส่วนปลอดภัยในสมการ 13.18 ต้องใช้วิธีลองผิดลองถูก โดยต้องสมมติค่า F.S. ทางขวามือขึ้นมาก่อน แล้วหาค่า F.S. ทางซ้ายมือ จนกว่าจะได้ค่าใกล้เคียงกันและอยู่เกณฑ์ที่ยอมรับได้ ฉะนั้น จึงอาจต้องใช้เครื่องคอมพิวเตอร์ มาช่วยประมวลผล อย่างไรก็ตาม หาค่าส่วนปลอดภัยได้ทันทีสำหรับมวลดินมีค่า  $\phi'$  เท่ากับศูนย์

**ตัวอย่างที่ 13.4**

ในการขุดดินคันคลองแห่งหนึ่ง ตามรูป ดินเป็นดินเหนียวปนตะกอนซึ่งมีคุณสมบัติสม่ำเสมอเป็นเนื้อเดียวกัน จากการทดสอบตัวอย่างดินคงสภาพได้ค่า  $c = 20 \text{ กก./ม}^2$  และ  $\phi = 8^\circ$

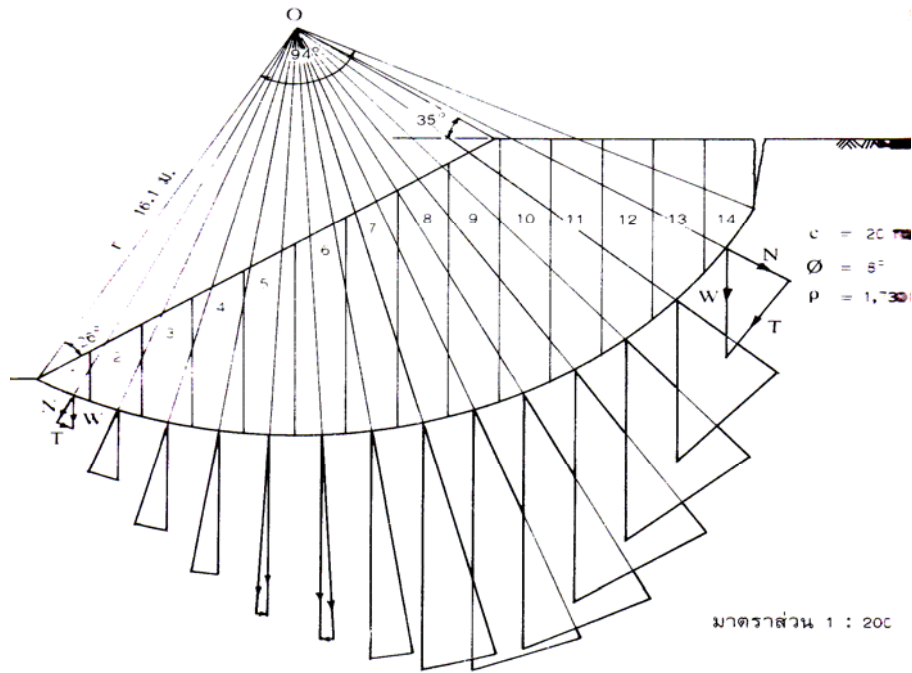
ถ้ารอยแยกเนื่องจากแรงดึงสามารถเกิดขึ้นได้ จงหาส่วนปลอดภัยโดยให้วงกลมของการเลื่อนตัว(จุดศูนย์กลางที่จุด O) ผ่านส่วนล่างของคันคลองนี้และจงหาว่าการพังทลายที่ส่วนล่างของลาด(Toe Slope failure) จะเกิดขึ้นได้หรือไม่



วิธีทำ ความลึกของรอยแยก

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{2 \times 20}{1,730 \times 9.81 \times 10^{-3}} \tan^2 49^\circ = 2.7 \text{ m}$$

เขียนวงกลมของการเลื่อนตัวและแบ่งออกเป็น 14 ส่วน ดังรูป แต่ละส่วนกว้าง 1.6 ม หน้าหนักของแต่ละส่วนเขียนแทนด้วยเส้นตั้งใต้ส่วนโค้งของการเลื่อนตัวแต่ละส่วนโค้งตามมาตราส่วน เขียนแรงตั้งฉากและแรงสัมผัสของแต่ละส่วนขึ้นเป็นรูปสามเหลี่ยมแทนแรง ดังรูป และ วัดขนาดของแรงได้ดังตาราง



ส่วนที่	N	+T	-T
1	1.2	-	0.5
2	2.6	-	1.0
3	4.1	-	1.0
4	5.6	-	0.8
5	7.0	-	0.3
6	8.0	0.4	-
7	8.9	1.3	-
8	9.4	2.5	-
9	9.5	3.6	-
10	9.0	4.5	-
11	7.6	5.0	-
12	6.0	5.1	-
13	4.3	4.8	-
14	2.3	3.6	-
รวม	85.5	30.8	3.6

$$\text{แรงกระทำ} = \Sigma T = (30.8 - 3.6) \times 1.6 \times (1,730 \times 9.81 \times 10^{-3}) = 739 \text{ กน}$$

$$\text{แรงต้านทาน} \quad cr\theta = 20 \times 16.1 \times 94 \times \pi/180 = 528 \text{ กน}$$

$$\Sigma N \cdot \tan\phi = 85.5 \times 1.6 \times (1,730 \times 9.81 \times 10^{-3}) \tan 8^\circ = 326 \text{ กน}$$

$$\text{ส่วนปลอดภัย } F.S. = \frac{cr\theta + \tan\phi \Sigma N}{\Sigma T} = \frac{528 + 326}{739} = 1.16$$

การพังทลายที่ส่วนล่างของลาดจะไม่เกิดขึ้นแต่ส่วนปลอดภัยต่ำ

### 13.13 Stability Number

สำหรับมวลดินที่ความลาดมีขอบเขตจำกัด (finite slope) Taylor (1937) ได้นำ  $\phi$  - circle method ที่กล่าวมาแล้วมาพิจารณา ภายใต้สมมติฐานว่ามวลดิน (c -  $\phi$  soil) มีคุณสมบัติเหมือนกันและเกิดการพังทลายลงมาเป็นแนวโค้งของวงกลม (circular arc) และให้แรงเสียดทานในมวลดินเกิดขึ้นเต็มที่ในขณะที่เกิดการพังทลาย นั่นคือ สมมติให้ส่วนปลอดภัยที่คิดจากแรงเสียดทาน ( $F_c$ ) มีค่าเท่ากับ 1 ดังนั้นจึงได้ค่า Stability Number : N สำหรับนำไปคำนวณหาค่าความสูงวิกฤตของความลาดของมวลดิน ซึ่งอยู่ในเทอมของส่วนปลอดภัยที่คิดจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ( $F_c$ )

เนื่องจากแรงต้านทั้งหมดที่ได้จากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (c) ตามแนวโค้งวิกฤตซึ่งยาวเท่ากับ L มีค่าเท่ากับ (c)(L) ซึ่งเป็นสัดส่วนกับค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (c) และความสูงของความลาด (height of slope : H) ส่วนแรงกระทำที่พยายามทำให้เกิดการพังทลายเป็นผลจากน้ำหนักของมวลดินซึ่งมีค่าเท่ากับหน่วยน้ำหนักของมวลดิน  $\gamma$  คูณด้วยของส่วนพื้นที่ที่ล้อมรอบด้วยแนวโค้งกับความลาด ซึ่งส่วนของพื้นที่นั้นจะเป็นสัดส่วนกับค่า  $H^2$

นั่นคือ น้ำหนักของมวลดินมีค่าเป็นสัดส่วนกับ  $\gamma H^2$  ดังนั้นเมื่อ  $F_c$  เป็นส่วนปลอดภัยที่คิดจากแรงยึดเหนี่ยว จะได้ว่า

$$\frac{cH}{F_c \gamma H^2} = \frac{c}{F_c \gamma H} = N \text{ ซึ่งเป็นเทอมไร้มิติ .....(a)}$$

$$\text{เรียกเทอมไร้มิติ } \frac{c}{F_c \gamma H} \text{ นี้ว่า Taylor's Stability Number : N}$$

ถ้าสมมติว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจริงสำหรับความลาดที่มีความสูงเท่ากับ H มีค่าเท่ากับ  $c_d$

$$\text{นั่นคือ } c_d = \frac{c}{F_c}$$

จะนั้นจะเขียนสมการ (a) ได้ใหม่เป็น

$$N = \frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{c_d}{\gamma H}$$

ทำนองเดียวกันถ้า  $H_{cr}$  เป็นความสูงวิกฤตของความลาด ส่วนปลอดภัยที่คิดจากความสูงของความลาดต้องมีเท่ากับส่วนปลอดภัยที่คิดจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว นั่นคือ

$$F_c = \frac{H_{cr}}{H}$$

$$N = \frac{c}{F_c \gamma H} = \frac{c}{\gamma H_{cr}} = \frac{c_d}{\gamma \cdot H} \quad \dots\dots 13.19$$

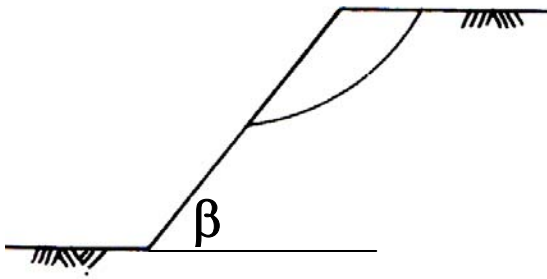
Taylor ได้เสนอค่า Stability Number : N สำหรับมวลดินที่มีค่า  $\phi$  ต่างๆโดยมีค่าขึ้นกับมุมลาดเอียง  $\beta$  ตามตาราง

ตาราง Taylor's Stability Number ( for  $\phi$  soil )

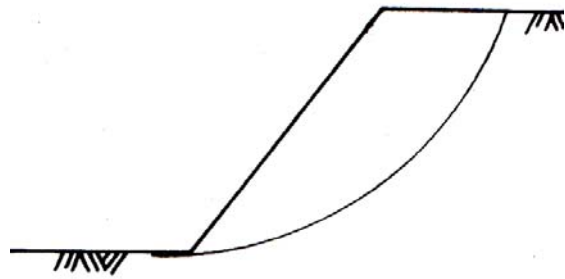
มุมลาดเอียง $\beta$	ค่า N สำหรับมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ )					
	0°	5°	10°	15°	20°	25°
90°	0.261	0.239	0.218	0.199	0.182	0.166
75°	0.219	0.195	0.173	0.152	0.134	0.117
60°	0.191	0.162	0.138	0.116	0.097	0.079
45°	0.170	0.136	0.108	0.083	0.062	0.044
30°	0.156	0.110	0.075	0.046	0.025	0.009
15°	0.145	0.068	0.023	-	-	-

ตาราง Taylor's Stability Number ( for  $\phi = 0$  soil )

มุมลาดเอียง $\beta$	ค่า N สำหรับตัวประกอบความลึก $D_f$				
	1	1.5	2	3	$\infty$
90°	0.261				
75°	0.219				
60°	0.191				
53°	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
45°	0.164	0.174	0.177	0.180	0.181
30°	0.133	0.164	0.172	0.178	0.181
22.5°	0.113	0.153	0.166	0.175	0.181
15°	0.083	0.128	0.150	0.167	0.181
7.5°	0.054	0.080	0.107	0.140	0.181

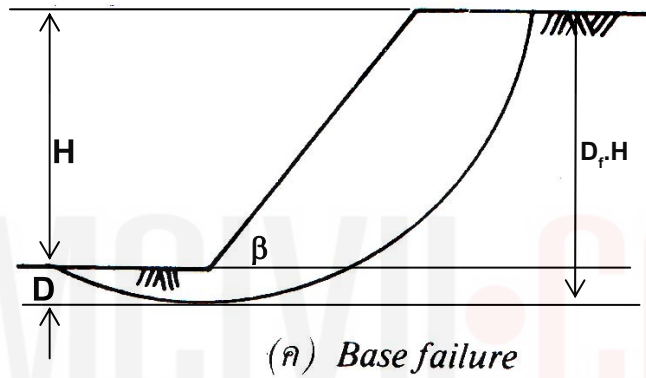


(ก) Slope failure



(ข) Toe failure

$D_f$ , Depth factor  $\leq 1$



(ค) Base failure

$$\text{Depth factor : } D_f = \frac{H+D}{H}$$

$$D_f > 1$$

จากค่า Stability Number : N ที่ให้ไว้จะสามารถนำไปคำนวณหาความสูงวิกฤตของความลาดของมวลดินนั้นได้ และเมื่อกำหนดส่วนปลอดภัยที่ต้องการจะนำไปหาความสูงที่ควรจะเป็นของความลาดนั้นได้

อนึ่ง ค่า Stability Number : N ที่ให้ไว้ในตาราง ได้มาจากการสมมติ  $F_\phi = 1$  ดังนั้นเมื่อจะนำไปใช้กับมวลดินที่มีค่า c และ  $\phi$  ซึ่งส่วนปลอดภัยทั้งที่คิดจากแรงยึดเหนี่ยวและที่คิดจากแรงเสียดทานต้องมีค่าเท่ากัน ( นั่นคือ  $F.S. = F_c = F_\phi$  ) จะต้องปรับแก้ค่าหาค่ามุมเสียดทานภายในให้เป็น  $\phi_m$  ก่อน โดยที่  $\phi_m = \tan^{-1}(\tan\phi/F.S.)$  แต่อาจใช้ค่า  $\phi_m = \phi / F.S.$  ( ประมาณ )



**ตัวอย่าง 13.5**

ในการขุดคลองส่งน้ำแห่งหนึ่ง ด้านข้างคลองมีความลาด 1:1 ก้นคลองลึก 5.5 ม จากผิวดิน ดินเป็นชนิดที่มีความชื้นแน่น และมีคุณสมบัติดังนี้ มุมต้านทานต่อแรงเฉือน ( $\Phi$ ) =  $12^\circ$  แรงเชื่อมแน่น ( $c$ ) =  $15 \text{ กน/ม}^2$  อัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) = 0.9 ถ.พ. ของเม็ดดิน ( $G_s$ ) = 2.62

จงคำนวณหาส่วนปลอดภัย(เนื่องจากแรงเชื่อมแน่น) ต่อการพังทลายของคันคลองโดยใช้ค่า Stability Number ของ Taylor  $N = c / [Fs \cdot \gamma \cdot H]$

ก. ในกรณีที่น้ำเต็มคลอง และ

ข. ในกรณีที่น้ำในคลองถูกระบายออกอย่างรวดเร็ว(Sudden drawdown) สำหรับกรณี ข ค่า  $\Phi$  ลดลงเหลือ  $5.6^\circ$

**วิธีทำ**

ความหนาแน่นของดินอิ่มตัว

$$\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w = \frac{2.62 + 0.9}{1 + 0.9} \times 1,000 = 1,853 \text{ กก/ม}^3$$

ความหนาแน่นของดินจมน้ำ

$$\rho_{sub} = \rho_{sat} - \rho_w = 1,835 - 1,000 = 835 \text{ กก/ม}^3$$

ก. ในกรณีที่น้ำเต็มคลอง

ความลาด 1:1,  $\beta = 45^\circ$ ,  $\Phi = 12^\circ$ ,  $\gamma' = 835 \times 9.81 \times 10^{-3} = 8.37 \text{ กน/ม}^3$

$N = 0.098$  ( จากตาราง),  $H = 5.5 \text{ ม}$ ,  $c = 15 \text{ กน/ม}^2$

$$\text{จาก } N = \frac{c}{Fs \cdot \gamma \cdot H}$$

$$Fs = \frac{c}{N \cdot \gamma \cdot H} = \frac{15}{0.098 \times 8.37 \times 5.5} = 3.33 <$$

ข. ในกรณีที่น้ำในคลองถูกระบายออกอย่างรวดเร็ว(Sudden drawdown)

แต่ดินยังคงอิ่มตัวเนื่องจากน้ำยังระบายออกไม่ทัน ดังนั้นใช้ ค่า  $\gamma_{sat}$  คำนวณ

ความลาด 1:1,  $\beta = 45^\circ$ ,  $\Phi = 5.6^\circ$ ,  $\gamma_{sat} = 1,835 \times 9.81 \times 10^{-3} = 18.18 \text{ กน/ม}^3$

$N = 0.133$  ( จากตาราง),  $H = 5.5 \text{ ม}$ ,  $c = 15 \text{ กน/ม}^2$

$$Fs = \frac{c}{N \cdot \gamma \cdot H} = \frac{15}{0.133 \times 18.18 \times 5.5} = 1.13 <$$

**13.14 วิธีเพิ่มเสถียรภาพของความลาด**

เมื่อตรวจสอบพบว่ามวลดินมีเสถียรภาพของความลาดต่ำเกินไป อาจทำการแก้ไขให้ความลาดนั้นมีเสถียรภาพมั่นคงดีขึ้นได้ เพราะทราบดีว่า ส่วนปลอดภัยของความลาดได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานต่อโมเมนต์ที่กระทำ ดังนั้น หากต้องการให้มีค่าส่วนปลอดภัยสูงมากขึ้น จะต้องพยายามลดค่าของโมเมนต์ที่กระทำลง เช่น ตัดดินให้มีมุมลาดเอียงน้อยลง หรือนำดินมาถมบริเวณปลายของความลาด ซึ่งช่วยลดความสูงของความลาดลง

การป้องกันความลาดจากการสีกกร่อนอันเนื่องมาจากการพัดพาของลม หรือน้ำฝน สามารถป้องกันได้โดยวิธีง่าย ๆ และสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายให้น้อยที่สุด คือ การปลูกหญ้าคลุมผิวของความลาดนั้น ต้นหญ้าจะเป็นตัวช่วยรับแรงลมหรือฝน ส่วนรากหญ้าจะช่วยยึดให้ดินติดแน่น การตัดความลาดออกไปเป็นขั้นบันไดก็ช่วยได้มาก หรืออาจใช้ยางแอสฟัลท์ (Asphalt) คลุมหรือเคลือบเพื่อป้องกันการสีกกร่อนได้

สำหรับความลาดที่อยู่ใกล้กับน้ำ เช่น คลองหรือเขื่อน ที่ต้องรับแรงกระแทกของคลื่นด้วย สามารถป้องกันได้โดยทิ้งหรือเรียงหินก้อนใหญ่ๆ แล้วลาดด้วยซีเมนต์

**แบบฝึกหัด**

1 มวลดินมีความลาดเอียงไม่จำกัดขอบเขต ( infinite slope ) ทำมุมเอียง 25 องศา กับแนวราบ ถ้าไม่มีการซึมของน้ำ จงหาความลึกปลอดภัยถ้าใช้ส่วนปลอดภัยของความลาด(F.S.) เท่ากับ 2 กำหนดให้ หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 1750 กก/ลบ.ม. หน่วยแรงยึดเหนี่ยว  $c = 1250$  กก/ตร.ม. และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ  $\phi = 20$  องศา

2 จงหาส่วนปลอดภัย ถ้าขุดตัดกลงไปในแนวตั้งลึกเท่ากับ 4 เมตร โดยไม่ทำค้ำยันทางข้าง สมมติดินมีหน่วยน้ำหนัก  $\gamma$  เท่ากับ 2.1 กรัม/ลบ.ซม. กำลังต้านแรงกดอัดแบบไม่มีแรงอัดรอบข้าง ( unconfined compressive strength :  $q_u$  ) ของดิน ตัวอย่างคงสภาพเท่ากับ 0.8 กก/ตร.ซม. ( F.S.=1.228 )

3 ในการหาเสถียรภาพของความลาดของดินถมโดยอาศัย method of slices พบว่าความยาวของโค้งวิกฤตเท่ากับ 32 เมตร มีส่วนประกอบของแรงเฉือนและแรงตั้งฉากที่เกิดจากน้ำหนักของดินแต่ละชั้นดังตารางข้างล่างนี้ ถ้าดินมีมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 21 องศา และหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเท่ากับ 0.02 กก/ตร.ซม. จงหาส่วนปลอดภัยตามแนวโค้งวิกฤตนี้

ชั้นที่	แรงเฉือน , ตัน	แรงตั้งฉาก , ตัน
1	0.50	0.26
2	0.62	0.56
3	0.48	1.03
4	0.41	1.26
5	0.38	1.46
6	0.21	1.13
7	0.08	0.46

4 ดินถมสูง 10 เมตร ทำมุมเอียงกับแนวราบเท่ากับ 35 องศา ถ้าดินถมนี้มีหน่วยน้ำหนัก  $\gamma = 1.95$  กรัม/ลบ.ซม. หน่วยแรงยึดเหนี่ยว  $c = 0.2$  กก/ตร.ซม. และมุมเสียดทาน  $\phi = 10$  องศา จงหาส่วนปลอดภัยของความลาดกำหนดให้ stability number เมื่อมุมเอียง 35 องศา และ  $\phi = 10$  องศา มีค่าเท่ากับ 0.088 ( F.S.=1.166 )

.....

บทที่ 14

กำลังต้านแรงกดของดิน

Bearing Capacity of soil

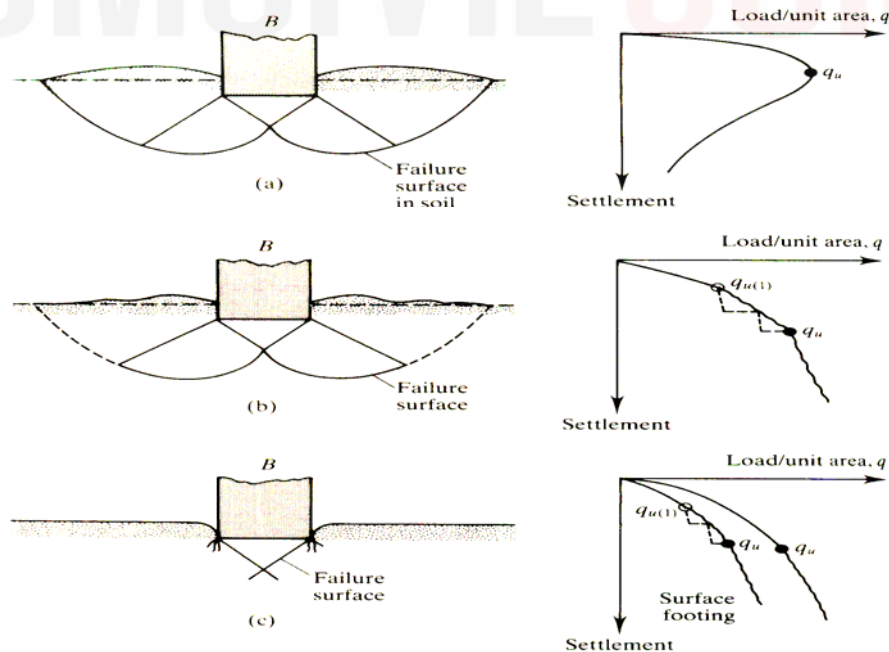
14.1 คำนำ

คุณสมบัติของดินอีกอย่างหนึ่งที่เราควรทราบนอกเหนือจากกำลังต้านแรงเฉือนของดิน คือ กำลังต้านแรงกด หรือกำลังแบกทานของดิน ( bearing capacity of soil ) ซึ่งเป็นความสามารถของดินเมื่อต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกหรือแรงกดที่กระทำโดยไม่ทำให้เกิดการวิบัติใดๆ อันเนื่องมาจากแรงเฉือนหรือทำให้การทรุดตัวมากเกินไป หากมวลดินที่อยู่ในระดับตื้น ( ไม่ลึกนัก ) มีกำลังต้านทานแรงกดหรือแรงแบกทานสูง ดังนั้นจะพิจารณาให้มวลดินระดับนี้เป็นตัวรับและถ่ายเทน้ำหนักบรรทุกต่างๆ จากโครงสร้างที่อยู่เหนือกว่าระดับของมวลดินนั้น

ฉะนั้น ฐานรากที่นำมาใช้ในกรณีนี้จึงเป็น ฐานรากตื้น ( shallow foundation ) ซึ่งขนาดพื้นที่ของฐานรากตื้นที่ต้องการจะพิจารณาได้จากกำลังต้านแรงกดปลอดภัยของดินนั้น แต่ในกรณีที่มวลดินในระดับตื้นมีกำลังต้านทานแรงกดหรือแรงแบกทานต่ำ การถ่ายเทน้ำหนักบรรทุกต่างๆ จากส่วนโครงสร้างที่อยู่เหนือขึ้นไป จะพิจารณาให้มวลดินที่อยู่ลึกลงไป เป็นตัวรับน้ำหนักบรรทุกนั้น โดยอาศัยส่วนโครงสร้างที่เรียกว่า เสาเข็ม เป็นตัวถ่ายน้ำหนัก ซึ่งเรียกฐานรากลักษณะนี้ว่า ฐานรากลึก ( deep foundation )

14.2 ลักษณะวิบัติของดินที่รับแรงกดหรือแรงแบกทาน

กำลังต้านแรงกดของดิน ขึ้นอยู่กับตัวแปรหลายตัว เช่น ความลึกของฐานราก ความกว้างของฐานราก หน่วยน้ำหนักของดิน แรงยึดเหนี่ยวและมุมเสียดทานภายในของดิน เป็นต้น เมื่อมวลดินรับแรงกดหรือแรงแบกทานที่เพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงค่าสูงสุด ( failure load ) ดินจะวิบัติเพราะไม่สามารถต้านแรงเฉือนที่กระทำได้ กำลังต้านแรงกดของดินอาจพิจารณาได้จาก กราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับน้ำหนักหรือหน่วยแรงกดที่กระทำ ซึ่งเรียกว่า Settlement Curve ดังแสดงในรูปที่ 14.1



รูปที่ 14.1 Settlement Curve

จากรูปที่ 14.1 จะเห็นว่า ลักษณะการวิบัติของมวลดินมีทั้ง

(a) แบบ General Shear Failure จะเกิดขึ้นในดินแข็งหรือทรายอัดแน่น ( Dense sand , Stiff cohesive clay) จะแสดงพฤติกรรมในการรับแรงกดให้เห็นชัดเจน โดยมวลดินรูปสี่เหลี่ยมใต้ฐานจะเคลื่อนตัวลงมา และอาจมีการหมุนรอบของฐานราก ซึ่งจะไปดันให้ดินข้างเคลื่อนตัวออกไปและปูดขึ้นมาให้เห็น จุดวิบัติของมวลดินประเภทนี้เป็นจุดที่เส้นสัมผัสเปลี่ยนแปลงโดยฉับพลันซึ่งสังเกตเห็นได้ชัดเจน เรียกลักษณะการวิบัตินี้ว่า General Shear Failure

( b ) แบบ Local Shear Failure จะเกิดขึ้นกับชั้นดินอ่อนค่อนข้างแข็ง หรือทรายหลวมปานกลาง ( Medium Sand ,Clayed Soil) มวลดินจะวิบัติที่ค่าน้อยกว่าการวิบัติแบบ General Shear Failure ซึ่งเส้นสัมผัสในตอนแรกจะเป็นแนวตรงแต่มวลดินจะทรุดตัวลงไปเรื่อยๆ และมีค่ามากกว่าลักษณะของ General Shear Failure เรียกการวิบัติลักษณะนี้ว่า Local Shear Failure ซึ่งไม่แสดงจุดวิบัติให้เห็นชัดเจน

( c ) แบบ Punching Shear Failure จะเกิดขึ้นชั้นดินเหนียวอ่อนหรือทรายหลวม โดยมีแต่การยุบหรือทรุดตัวของมวลดินลงไปเรื่อยๆ ซึ่งให้ค่าแรงกดต่ำสุด เรียกการวิบัตินี้ว่า Punching Shear Failure

การประมาณค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดิน สามารถหาได้จาก

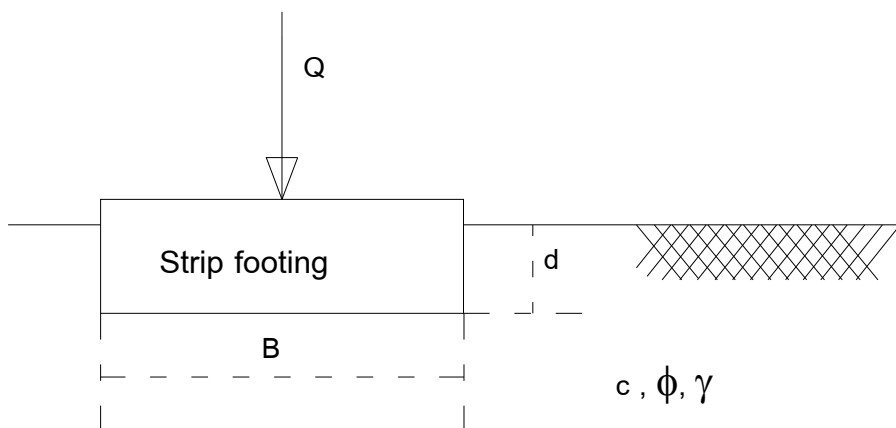
ก. การวิเคราะห์โดย Rankine's Earth Pressure Theory หรือ Slip Method หรือ Method of Plastic Failure หรือ Terzaghi's Failure หรือ วิธีอื่นๆ

ข. ทดสอบในสนามโดยวิธี Plate Load Test หรือ Penetration Test

ทั้งนี้ เมื่อนำกำลังต้านทานที่หาได้มาใช้งาน เช่นในการออกแบบหาพื้นที่ของฐานรากดินเพื่อถ่ายน้ำหนักบรรทุก จะต้องทอนกำลังต้านทานนั้นด้วยอัตราส่วนความปลอดภัยเสียก่อน

### 14.3 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินตามทฤษฎีของแรงดัน ( Rankine's Earth Pressure Theory )

แรงดัน นำหลักการของแรงดันทางข้างมาวิเคราะห์หากำลังต้านแรงกดของดิน แต่แรงดัน ได้พิจารณาเฉพาะมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นอย่างเด็ดขาด ซึ่งต่อมา Bell ได้พิจารณาหากำลังต้านแรงกดของดินที่มีทั้งแรงเชื่อมแน่นและแรงเสียดทาน (  $c - \phi$  soil ) ถ้าฐานรากแผ่เป็นแนวยาวต่อเนื่อง ( strip footing ) กว้างเท่ากับ  $B$  และตั้งอยู่ลึกจากระดับผิวดินเท่ากับ  $d$  ( ไม่เกินกว่าความกว้างของฐานราก ,  $d < B$  ) ดังรูปที่ 14.2



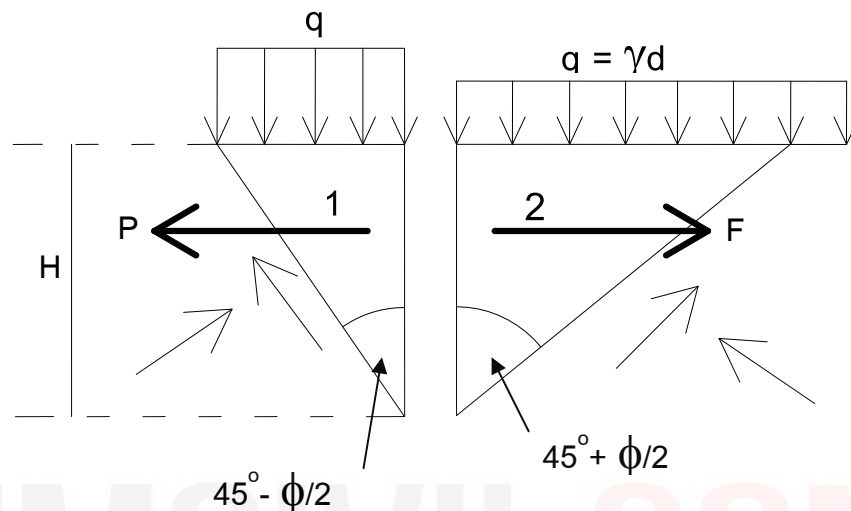
รูปที่ 14.2 การวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของแรงดัน

มวลดินใต้ฐานรากต้องรับน้ำหนักที่ฐานรากถ่ายให้ซึ่งประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุก (  $W_{D+L}$  ) รวมทั้งน้ำหนักของตัวฐานรากต้องรับน้ำหนักที่ฐานรากถ่ายให้ซึ่งประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 14.2

หากน้ำหนักที่ฐานรากถ่ายให้กับมวลดินใต้ฐานราก มีค่ามากขึ้น จนกระทั่งค่าหน่วยแรงกดสูงสุด  $q_f$  หรือ  $q_{ult}$  ที่มวลดินใต้ฐานรากจะต้านทานได้ มวลดินใต้ฐานรากจะเริ่มวิบัติ

แรงคั้น สมมติว่า การวิบัติของมวลดินใต้ฐานราก ประกอบด้วย 2 ส่วนคือ

- มวลดินรูปสี่เหลี่ยมส่วนที่ 1 ที่อยู่ใ้ในสภาวะแอกทีฟ ซึ่งถูกกดลง มีระนาบวิบัติเป็นแนวตรงทำมุม  $45^\circ + \phi/2$  กับแนวนอน หรือทำมุม  $45^\circ - \phi/2$  กับแนวตั้ง ซึ่งจะไ้ดันมวลดินทางข้างออกไป
- และทำให้มวลดินรูปสี่เหลี่ยม ส่วนที่ 2 ซึ่งอยู่ในสภาวะพาสซีฟ เคลื่อนตัวออกไปทางข้างและดันมวลดินให้ปูดหรือทะลักขึ้นไป โดยมีระนาบวิบัติเป็นแนวตรงทำมุม  $45^\circ + \phi/2$  กับแนวตั้ง ดังแสดงในรูปที่ 14.3



รูปที่ 14.3 การวิเคราะห์การวิบัติของมวลดินใต้ฐานรากด้วยทฤษฎีของแรงคั้น

การวิเคราะห์หาหน่วยแรงต้านแรงกดสูงสุด  $q_f$  ของมวลดินที่ระดับลึกใดๆ  $H$  ใต้ฐานรากที่มีความกว้างเท่ากับ  $B$  จะหาได้โดยพิจารณาจากสมดุลของแรงดันทางข้าง คือ แรงดันของมวลดินรูปสี่เหลี่ยม 1 และ 2 ต้องมีค่าเท่ากัน

**สำหรับมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( $c = 0$ )**

เมื่อมวลดินไม่มีความเชื่อมแน่น แรงดันทางข้างของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมที่ 2 ซึ่งอยู่ในสภาวะพาสซีฟ คือ

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + qHK_p \quad \dots\dots 14.1$$

สำหรับแรงดันทางข้างของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมที่ 1 ซึ่งอยู่ในสภาวะแอกทีฟ คือ

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q_r HK_a \quad \dots\dots 14.2$$

$$\text{หรือ } P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_p} + q_r H \frac{1}{K_p} \quad \dots\dots 14.3$$

เนื่องจาก แรงดันทางข้างของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมที่ 2 มีค่าเท่ากับกับแรงดันทางข้างของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมที่ 1 นั่นคือ สมการที่ 14.1 เท่ากับสมการที่ 14.3 จะได้ว่า หน่วยแรงต้านแรงกดอัดสูงสุดของมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ( $q_f$ ) คือ

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p - \frac{1}{2} \gamma H + q K_p$$

แทนค่าความลึก  $H = \frac{1}{2} B \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$  หรือ  $= \frac{1}{2} B \cdot \sqrt{K_p}$

$$q_r = \frac{1}{4} \gamma \cdot B K_p^{5/2} - \frac{1}{4} \gamma \cdot B K_p^{1/2} + q K_p^2$$

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q N_q \dots\dots\dots 14.4$$

โดยที่  $N_\gamma = \frac{1}{2} (K_p^{5/2} - K_p^{1/2})$  และ  $N_q = K_p^2$

นั้นแสดงว่า หน่วยแรงต้านแรงกดสูงสุดของมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น ประกอบด้วย 2 ส่วนคือ ก หน่วยน้ำหนักของมวลดินและความกว้าง B ของฐานราก ข น้ำหนักของ surcharge ( $q = \gamma \cdot d$ ) เมื่อฐานรากอยู่ที่ระดับลึก d ต่ำจากระดับผิวดิน  
 หนึ่งพบว่าค่าที่ได้นี้ค่อนข้างต่ำไป เนื่องจากระนาบวิบัติจริงจะเป็นเส้นโค้ง อีกทั้งมิได้พิจารณาหน่วยแรงเฉือนที่อยู่ระหว่างมวลดินรูปสี่เหลี่ยมทั้งสอง

**สำหรับมวลดินที่มีความเชื่อมแน่น**

Bell ได้นำรูปแบบการวิเคราะห์ ตามที่ Rankine เสนอไว้มาวิเคราะห์หากำลังต้านแรงกดสูงสุดของมวลดินที่มีความเชื่อมแน่นและแรงเสียดทาน ( $c - \phi$  soil) ซึ่งได้กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินดังนี้คือ

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + c N_c + q N_q \dots\dots\dots 14.5$$

โดยที่  $N_\gamma = \frac{1}{2} (K_p^{5/2} - K_p^{1/2})$ ,  $N_c = 2(K_p^{3/2} + K_p^{1/2})$  และ  $N_q = K_p^2$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

**ตัวอย่างที่ 14.1**

จงใช้ทฤษฎีของแรงคั้นวิเคราะห์หากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินใต้ฐานราก สำหรับฐานรากแผ่แบบต่อเนื่อง (strip footing) กว้าง 3.00 เมตร หนา 1.20 เมตร ถ้า

- ก. ฐานรากตั้งอยู่ที่ระดับดินเดิม
- ข. ฐานรากตั้งอยู่ลึก 1.20 เมตร ต่ำจากผิวดิน กำหนดให้หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 1.8 ตันต่อลบ.เมตร หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเท่ากับศูนย์ และมุมเสียดทานภายในของเม็ดดิน( $\phi$ ) เท่ากับ 30 องศา

**วิธีทำ**

จากสมการกำลังต้านแรงกดสูงสุด

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + c N_c + q N_q \dots\dots\dots 14.5$$

แต่เนื่องจาก  $c$  เท่ากับ 0 ดังนั้น

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q N_q \dots\dots\dots 14.4$$

ในที่นี้ 
$$\text{โดยที่ } K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 3$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} (K_p^{5/2} - K_p^{1/2}) = 6.94 \text{ และ } N_q = K_p^2 = 9$$

ก.ฐานรากตั้งอยู่ที่ระดับผิวดิน

ดังนั้น  $d=0$  นั่นคือ  $q = \gamma \cdot d = 0$  แทนค่า จะได้

$$q_f = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q N_q = \frac{1}{2} (1.8)(3)(6.96) + 0 = 18.73 \text{ ตัน/ตร.ม } <$$

ข.ฐานรากตั้งอยู่ที่ระดับลึก 1.20 เมตรจากระดับผิวดิน

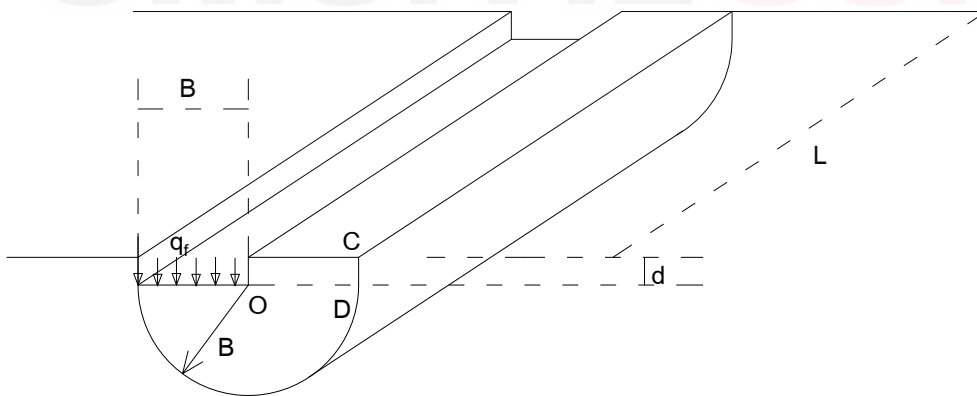
ดังนั้น  $d = 1.20$  ม แทนค่า จะได้

$$\begin{aligned} q_f &= \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + q N_q \\ &= \frac{1}{2} (1.8)(3)(6.96) + (1.8 \times 1.2)(9) = 38.17 \text{ ตัน/ตร.ม } < \end{aligned}$$

สังเกตว่า กำลังต้านแรงกดจะมีค่ามากขึ้นเมื่อฐานรากต่ำลงมาจากระดับดิน และเมื่อมุมเสียดทานภายใน  $\phi$  มีค่ามากขึ้น ค่าสัมประสิทธิ์  $N_\gamma$  และ  $N_q$  จะมากขึ้น ทำให้กำลังต้านแรงกดมีค่ามากขึ้นตามไปด้วย

#### 14.4 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินโดยวิธี Slip Circle

พิจารณาฐานรากแผ่เป็นแถบยาว ( long strip footing ) ขนาด  $B \times L$  วางบนดินที่อยู่ลึกต่ำจากระดับดินเท่ากับ  $d$  เมื่อหน่วยแรงกดสูงสุด ดินจะเกิดการวิบัติซึ่งสมมติว่าขอบใดขอบหนึ่งของฐานรากหมุนรอบจุด ( center of rotation ) ที่อยู่ลึกเป็นระยะ  $d$  จากระดับดิน ฉะนั้น หน้าตัดของการวิบัติจะเป็นรูปโค้งวงกลม ดังแสดงในรูป 14.4 วิธีนี้ให้ผลเป็นที่พอใจเมื่อดินใต้ฐานรากเป็นชนิดที่มีความเชื่อมแน่นเพียงอย่างเดียว



รูปที่ 14.4 แสดงการวิเคราะห์การวิบัติแบบ Slip Circle

หาโมเมนต์ รอบจุด O

โมเมนต์เนื่องจากหน่วยแรงกด  $q_f$  กระทำ

$$M \text{ แรงกด } q_f = q_f \times LB \times \frac{B}{2} = q_f \frac{LB^2}{2} \dots\dots(1)$$

โมเมนต์ต้านทาน

$$M \text{ จากแรงยึดเหนี่ยวบนผิวรูปทรงกระบอกครึ่งวงกลม} = (c\pi LB)(B) = c\pi LB^2$$

$$M \text{ จากแรงยึดเหนี่ยวตามแนว } CD = (cdL)(B) = cdLB$$

$$M \text{ จากน้ำหนักของดินที่อยู่เหนือระดับฐานราก} = (\gamma dL)(B/2) = \frac{\gamma dLB^2}{2}$$

$$\text{รวม } M \text{ ด้านทานทั้งหมด} = c\pi LB^2 + cdLB + \frac{\gamma dLB^2}{2} \dots\dots(2)$$

จากหลักของการสมดุล สมการที่ (1) = (2)

$$\text{ดังนั้น } q_f \frac{LB^2}{2} = c\pi LB^2 + cdLB + \frac{\gamma dLB^2}{2}$$

$$\text{หรือ } q_f = 2\pi c + \frac{2cd}{B} + \gamma d = 2\pi c \left( 1 + \frac{1}{\pi} \frac{d}{B} + \frac{1}{2\pi} \frac{\gamma d}{c} \right)$$

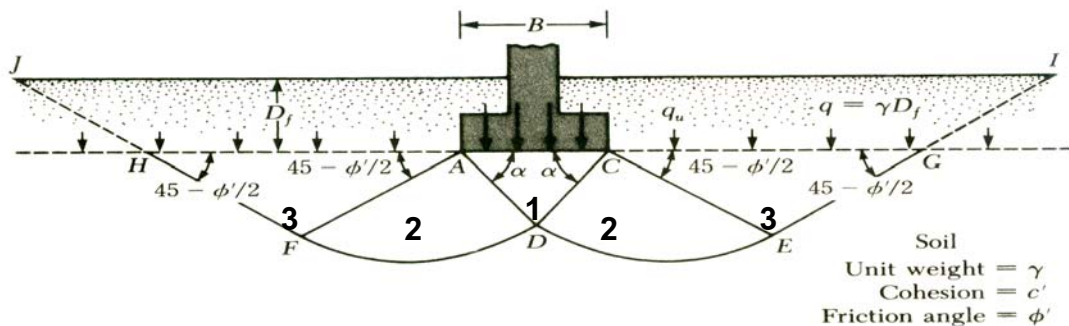
$$q_f = 6.28c \left( 1 + 0.32 \frac{d}{B} + 0.16 \frac{\gamma d}{c} \right) \dots\dots\dots 14.6$$

ถ้าฐานรากอยู่ที่ระดับดิน ( d = 0 ) จะได้กำลังต้านแรงกดสูงสุด  $q_f = 6.28c$  ซึ่งพบว่าให้ค่าสูงไปหน่อย

**Fellenius(1927)** ได้ทำการวิเคราะห์ใหม่ โดยสมมติให้จุดหมุน ( center of rotation ) อยู่เหนือระดับฐานรากขึ้นไป และเยื้องจากขอบของฐานรากไปทางใดทางหนึ่ง เช่นให้เยื้องมาทางด้านขวามือของจุด O ของรูปที่ 14.4 ซึ่งได้ค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินที่ระดับผิวดินเท่ากับ  $q_f = 5.52 c$

**14.5 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินโดยวิธีของ Prandtl ( Prandtl ' s Thory )**

**Prandtl ( 1921 )** เสนอวิธีวิเคราะห์หากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินโดยใช้ทฤษฎีการวิบัติแบบพลาสติก ( Plastic Failure Theory ) ตามสมการมอร์ – คูลอมป์ โดยเปรียบว่าดินเสมือนเป็นวัสดุพลาสติก ( plastic materials ) และสมมติการวิบัติเป็นแบบ General shear failure ดังแสดงในรูปที่ 14.5



รูปที่ 14.5 Prandtl ' s analysis for ultimate bearing capacity

ในสภาวะสมดุลพลาสติก ดินใต้ฐานรากรูปสี่เหลี่ยม ( โซนที่ 1 ) จะทรุดหรือเคลื่อนตัวลงมาในแนวดิ่งโดยไม่มี การหมุน ซึ่งจะไ้ปัดดินทั้งสองข้าง ( โซนที่ 2 และ 3 ) ให้เคลื่อนตัวออกไป



มวลดินรูปสี่เหลี่ยม ( โซนที่ 1 ) ที่ล้อมรอบด้วยด้านกว้างของฐานรากและระนาบวิบัติในสภาวะแอกทีฟ จะสมมติให้  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$  กับแนวราบ ซึ่งมวลดินรูปสี่เหลี่ยมนี้จะอยู่ในสภาวะสมดุลอิลาสติก ( zone of active state ) เนื่องจากมีมวลดินทั้งสองข้าง ( โซนที่ 2 และ 3 ) มาต้านการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งเป็นสภาวะสมดุลพลาสติก ( zone of plastic state )

มวลดินในโซนที่ 2 และ 3 จะอยู่ในสภาวะพาสซีฟ เพื่อต้านการเคลื่อนที่ของมวลดินในโซนที่ 1 โดยเรียกมวลดินในโซนที่ 2 ว่า zone of radius shear ซึ่งจะเกิดการเคลื่อนตัวแบบพลาสติก ( plastic flow ) เป็นแนวโค้งโดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ที่ขอบของฐานราก ( จุด A และ C ) แต่รัศมีความโค้งจะอยู่ในรูปของลอการิทึมซึ่งเรียกว่า logarithmic spiral ( โค้ง FD และ DE ) แต่ถ้ามวลดินมีค่า  $\phi = 0$  จะเป็นโค้งวงกลม เส้นตรงที่ลากจากขอบของฐานราก ( เส้นตรง AF และ CE ) และให้ตั้งฉากกับระนาบวิบัติของมวลดินรูปสี่เหลี่ยม ( ระนาบ AD และ CD ) ออกไป ตัดกับแนวโค้งดังกล่าวแสดงขอบเขตวิบัติของมวลดินโซนที่ 2

มวลดินโซนที่ 3 จะเรียกว่า zone of linear shear ซึ่งสมมติระนาบวิบัติที่จะเกิดขึ้นให้เป็นเส้นตรงตามทฤษฎีของแรงคิน โดยทำมุม  $45^\circ - \phi/2$  กับแนวราบ

จากข้อสมมติฐานของ Prandtl ซึ่งพิจารณาว่า พื้นผิวใต้ฐานราก ( smooth ) และฐานรากตั้งอยู่บนพื้นผิวดิน โดยไม่พิจารณาน้ำหนักของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมในโซนที่ 1 จะได้ ค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดต่อหน่วยพื้นที่  $q_f$  ดังนี้

$$q_f = c \cdot \cot \phi \left[ \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{m \phi} - 1 \right] \dots\dots\dots 14.7$$

Prandtl ให้ค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุด  $q_f$  ต่อหน่วยพื้นที่ สำหรับดินที่มีความเชื่อมแน่นอย่างเดียว เมื่อฐานรากวางหรือตั้งอยู่ที่ระดับพื้นผิวดิน ดังนี้

$$q_f = (\pi + 2)c = 5.14c \dots\dots\dots 14.8$$

โดยที่  $c$  = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของมวลดิน

สำหรับฐานรากที่อยู่ลึกจากระดับผิวดินเป็นระยะ  $d$  ( ในรูปคือระยะ  $D_f$  ) ให้เพิ่มค่ากำลังรับแรงกดสูงสุดทางด้านขามือของสมการข้างต้นด้วย  $q = \gamma \cdot d$  ซึ่งเป็นผลจากน้ำหนักของดินที่อยู่เหนือระดับของฐานราก ( surcharge ) นั่นคือ จากสมการ 14.8 จะได้อ่า

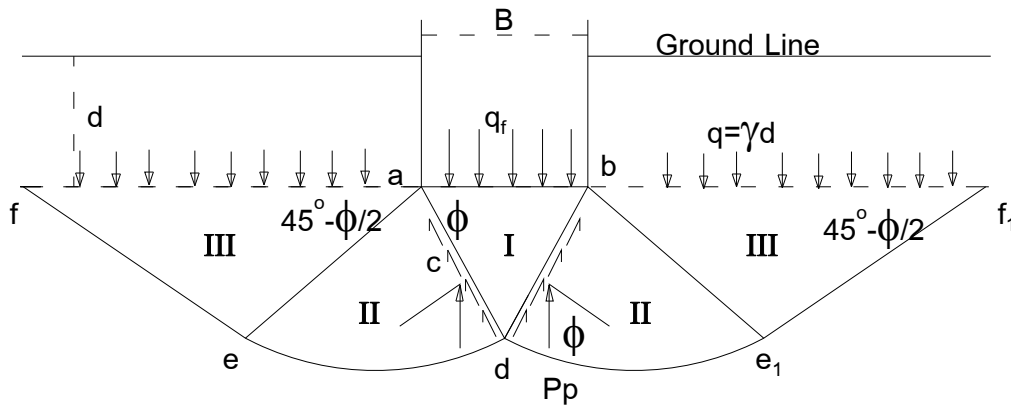
$$q_f = (\pi + 2)c + \gamma \cdot d = 5.14c + \gamma \cdot d$$

**14.6 กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินตามวิธีของเทอร์ซาคกี ( Terzaghi,s Analysis )**

Terzaghi ( 1943 ) ทดสอบและวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินที่รองรับฐานรากตื้น ( shallow foundation ) โดยอาศัยแนวคิดของ Prandtl และใช้สมมติฐานต่อไปนี้

- 1 มวลดินเป็นวัสดุเนื้อเดียวกันและมีคุณสมบัติรับแรงเหมือนกันทุกทิศทาง ซึ่งกำลังต้านแรงเฉือนของดินสามารถพิจารณาได้จากสมการของมอร์ – คูลอมบ์
- 2 ฐานรากเป็นแนวยาวมาก ( long strip footing :  $L/B > 5$  ) และมีพื้นผิวด้านล่างของฐานรากที่สัมผัสกับดินถือว่าขรุขระ
- 3 การวิบัติของดินใต้ฐานรากเป็นแบบ General shear Failure ประกอบด้วยโซนอิลาสติกที่ล้อมรอบด้วยเส้นตรงทำมุมเอียงกับแนวราบเท่ากับ  $\phi$  ( มุมเสียดทานภายในของดิน ) ส่วนโซนที่ต้านการเคลื่อนตัวซึ่งอยู่ในสภาวะพาสซีฟถือว่าเป็นพฤติกรรมแบบพลาสติก โดยสมมติระนาบวิบัติของมวลดินในโซนที่ 3 เป็นแนวตรงตามทฤษฎีของแรงคินทำมุมเอียง  $45^\circ - \phi/2$
- 4 แรงต้านแบบพาสซีฟ  $P_p$  ในแนวดิ่ง บนระนาบที่เอียงทำมุม  $\phi$  กับแนวราบ เป็นผลรวมของแรงต้านที่ได้จากน้ำหนักของมวลดินในโซนที่อยู่ในสภาวะพาสซีฟ จากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและจากน้ำหนักของดินส่วนที่อยู่เหนือระดับของฐานรากซึ่งถือว่าเป็น surcharge

5 โชนของการวิบัติไม่เกินกว่าระดับของฐานราก นั้นหมายความว่า ไม่คิดแรงต้านทานที่จะได้จากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของมวลดินส่วนที่อยู่เหนือระดับของฐานราก



รูปที่ 14.6 Terzaghi's analysis

พิจารณาฐานรากกว้าง B วางตั้งอยู่บนดินซึ่งอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดินเป็นระยะเท่ากับ d เมื่อหน่วยแรงกดจากฐานรากที่ถ่ายให้กับดินใต้ฐานรากมีค่าสูงสุดเท่ากับ  $q_f$  ดังนั้น ฐานรากและมวลดินรูปสามเหลี่ยม abd ( ระบาย ad และ bd ทำมุม  $\phi$  กับแนวราบ ) จะทรุดตัวหรือเคลื่อนตัวลงในแนวตั้งและดินในโซนที่ 2 และที่ 3 ให้เคลื่อนตัวออกไปทางข้างตามแนววิบัติที่แสดง ถ้าสมมติว่าฐานรากมีความยาวเท่ากับหนึ่งหน่วย ดังนั้น

แรงกระทำที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวลงในแนวตั้งจะประกอบด้วย

ก. น้ำหนักจากฐานรากที่ถ่ายลงสู่ดิน =  $q_f \cdot B$

ข. น้ำหนักของมวลดินรูปสามเหลี่ยม abd =  $(1/4) \gamma B^2 \tan \phi$

ส่วนแรงต้านการเคลื่อนที่ในแนวตั้งซึ่งอยู่ที่แต่ละด้านของ ac และ bd จะประกอบด้วย

ก แรงในแนวตั้งจากแรงดันแบบพาสซีฟ( $P_p$ )ของมวลดินในโซนที่ 2 และ 3 [ ต่อค่าแวงสูงเท่ากับ  $(B/2) \tan \phi$  ] =  $P_{p\gamma} +$

$P_{pc} + P_{pq}$

โดยที่

$P_{p\gamma}$  = เป็นผลจากน้ำหนักของมวลดิน adef หรือ bde<sub>1</sub>f<sub>1</sub>

$P_{pc}$  = เป็นผลจากหน่วยน้ำหนักแรงยึดเหนี่ยวตามแนววิบัติ def หรือ de<sub>1</sub>f<sub>1</sub>

$P_{pq}$  = เป็นผลจากน้ำหนักบรรทุก ( surcharge :  $q = \gamma \cdot d$  ) ที่อยู่เหนือระดับของฐานราก

ข แรงในแนวตั้งจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ( c ) บนด้าน ad หรือ bd ซึ่งยาวเท่ากับ  $(B/2) / \cos \phi$

$$\text{ดังนั้นแรงในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ } c \frac{B/2}{\cos \phi} \sin \phi \text{ หรือเท่ากับ } \frac{B}{2} c \tan \phi$$

$$\text{ฉะนั้น จะได้ } q_f \cdot B + \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi = 2P_p + 2 \left( \frac{B}{2} c \tan \phi \right) \dots\dots(a)$$

$$\text{หรือ } q_f \cdot B = 2(P_{p\gamma} + P_{pc} + P_{pq}) + Bc \tan \phi - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi$$

$$\text{หรือ } q_f \cdot B = (2P_{p\gamma} - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi) + (2P_{pc} + Bc \tan \phi) + 2P_{pq} \dots\dots(b)$$

ถ้าสมมติให้

$$(2P_{pg} - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi) = B \left( \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right)$$

$$(2P_{pc} + B c \tan \phi) = B c N_c$$

$$2P_{pq} = B (\gamma d N_q)$$

ดังนั้น จะเขียนสมการ (b) ได้เป็น  $q_f = c \cdot N_c + \gamma d N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$

หรือ  $q_f = c \cdot N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$

ซึ่งเป็นสมการสำหรับหากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินของ **Terzaghi** สำหรับฐานรากดินแบบแถบยาวต่อเนื่อง (ระดับของฐานรากต่ำกว่าระดับพื้นดินไม่เกินหนึ่งเท่าของความกว้างของฐานราก) เรียก พารามิเตอร์ หรือสัมประสิทธิ์  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  เหล่านี้ว่า ตัวประกอบกำลังต้าน เนื่องจากมาจากหน่วยแรงยึดเหนี่ยว น้ำหนักบรรทุกสมทบ และหน่วยแรงเสียดทานระหว่างฐานรากกับดินโดยรวมทั้งหน่วยน้ำหนักของดินใต้ฐานราก ตามลำดับ

ในที่นี้  $N_q = \frac{(e^{(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi})^2}{2 \cos^2(45^\circ - \phi/2)}$

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

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

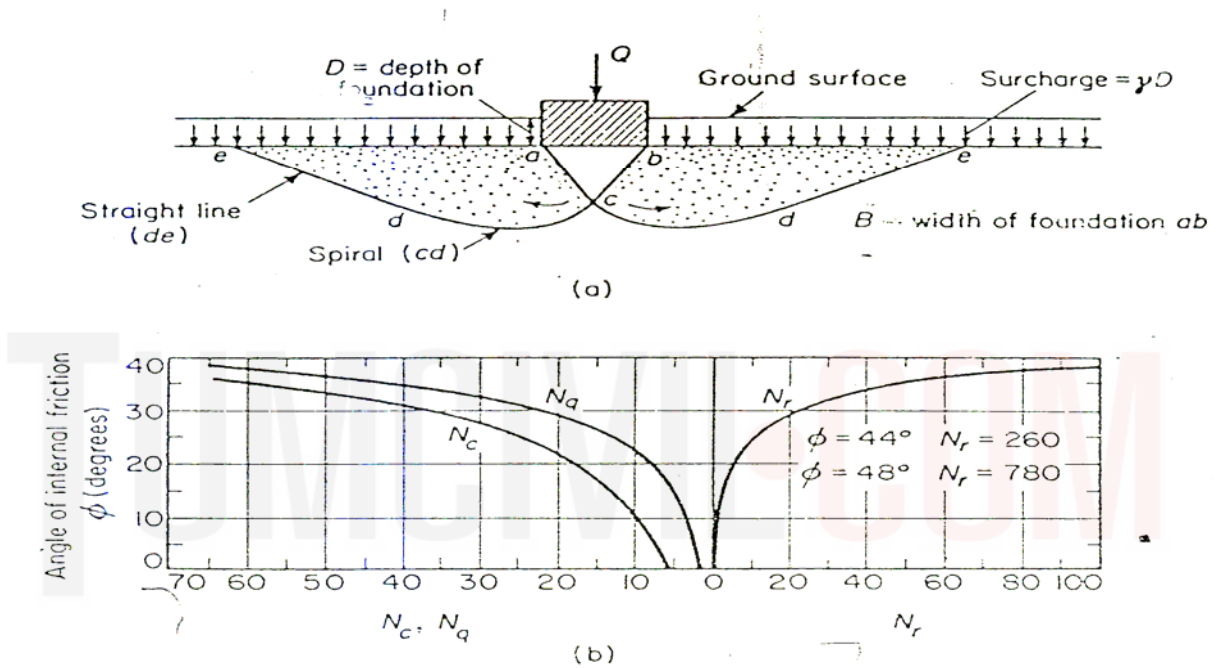
ค่าของตัวประกอบกำลังต้านแรงกด  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  ขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในของดิน( $\phi$ ) ซึ่งสามารถหาได้จากตารางที่ 14.7

ตารางที่ 14.7 Terzaghi's Bearing Capacity Coefficients

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56

18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

หรือค่าของตัวประกอบกำลังต้านแรงกด  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  ขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในของดิน( $\phi$ ) ซึ่งสามารถหาได้จากกราฟที่ 14.8 ที่เสนอโดย Terzaghi และ Peck



กราฟที่ 14.8 Terzaghi's Bearing Capacity Coefficients

จากผลงานของ **Terzaghi** ที่ให้สมการหากำลังต้านทานแรงกดสูงสุดของดินใต้ฐานรากเมื่อฐานรากยาวต่อเนื่องและรับน้ำหนักพร้อมศูนย์โดยสมมติว่าเกิดการวิบัติแบบ general shear failure ( สำหรับดินเหนียวแข็งหรือดินทรายแน่น) ต่อมา **Schuultze** ได้นำมาดัดแปลงเพื่อใช้ฐานรากที่มีรูปร่างต่างๆกัน ดังต่อไปนี้ โดยที่  $c$ ,  $\gamma$  เป็นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและหน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน ตามลำดับ และ  $q = \gamma d$

1 สำหรับฐานรากแบบต่อเนื่อง ( continuous footing หรือ strip footing ) กว้าง  $B$  ยาว  $L$  และอยู่ลึกต่ำจากระดับดินเดิมเท่ากับ  $d$

$$q_f = c \cdot N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \dots\dots 14.9$$

ฉะนั้น สำหรับดินเหนียวอิมตัวเต็มๆ ที่คิดว่ามีความเชื่อมแน่นอย่างเดี่ยว ( $\phi = 0$ ) เมื่อพิจารณา จากตาราง หรือ กราฟ จะ  $N_c = 5.7$ ,  $N_q = 1.0$  และ  $N_\gamma = 0$  นั่นคือ

$$q_f = 5.7c + \gamma d$$

และเมื่อฐานรากตั้งอยู่ที่ระดับผิวดิน จะให้ค่า  $q_f = 5.7 c$

2 สำหรับฐานรากกลม (circular footing) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง B และอยู่ลึกต่ำจากระดับดินเท่ากับ d

$$q_f = 1.3c.N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \dots\dots\dots 14.10$$

3 สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า (rectangular footing) กว้าง B ยาว L และอยู่ลึกต่ำจากระดับดินเท่ากับ d

$$q_f = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)c.N_c + qN_q + \left(0.5 - 0.1\frac{B}{L}\right)\gamma BN_\gamma \dots\dots\dots 14.11$$

4 สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส (square footing) กว้าง B ยาว B และอยู่ลึกต่ำจากระดับดินเท่ากับ d

$$q_f = 1.3c.N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots\dots\dots 14.12$$

แต่เนื่องจากดินเหนียวอ่อนค่อนข้างแข็งหรือทรายแน่นปานกลางที่ใช้อรองรับฐานรากจะเกิดการวิบัติเฉพาะแห่งเพียงบางส่วน (local shear failure) ซึ่งการทรุดหรือเคลื่อนตัวลงในแนวตั้งของฐานรากจะมีค่าค่อนข้างมาก พบว่า ค่ากำลังต้านทานแรงกดสูงสุดของดินประเภทนี้จะน้อยกว่าค่าที่ได้ให้ไว้ข้างต้น ฉะนั้น Terzaghi เสนอว่าหากไม่มีข้อมูลเพียงพอให้คำนวณค่าตัวประกอบของกำลังต้านแรงกดของดิน  $N_c, N_q, N_\gamma$  โดยพิจารณาจากตัวพารามิเตอร์

$$c_m = \frac{2}{3}c, \quad \tan\phi_m = \frac{2}{3}\tan\phi$$

ซึ่งค่า c และ  $\phi$  เป็นข้อมูลคุณสมบัติของดินนั้น

อย่างไรก็ดี สามารถนำข้อมูลคุณสมบัติของดินจริง คือ นำค่ามุมเสียดทานภายในจริง  $\phi$  ไปหาตัวประกอบของกำลังต้านแรงกดของดิน  $N_c', N_q', N_\gamma'$  ในตารางที่ 14.9 ซึ่งเป็นค่าที่ได้หลังจากแทนค่า มุม  $\phi$  เป็นค่าใหม่แล้ว

$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{2}{3}\tan\phi^\circ\right]$$

ฉะนั้น จะได้กำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินที่วิบัติเฉพาะแห่ง

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ strip footing, } q_f &= \frac{2}{3}cN_c' + qN_q' + 0.5\gamma BN_\gamma' \\ \text{สำหรับ square footing, } q_f &= \frac{2}{3}(1.3)cN_c' + qN_q' + 0.4\gamma BN_\gamma' \\ \text{สำหรับ circular footing, } q_f &= \frac{2}{3}(1.3)cN_c' + qN_q' + 0.3\gamma BN_\gamma' \end{aligned}$$

ตารางที่ 14.9 Terzaghi's Modified Bearing Capacity Factor

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.86
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

ตารางที่ 14.10 เป็นข้อเสนอแนะสำหรับการตัดสินใจว่าดินใต้ฐานรากควรจะมีพฤติกรรมการ (general หรือ local shear failure) เพื่อจะได้นำไปพิจารณาหาหน่วยแรงต้านแรงกดสูงสุด หรือหน่วยแรงต้านแรงกดที่ยอมให้ต่อไป

ตารางที่ 14.10 การวิบัติของดินใต้ฐานราก

ผลจากการทดสอบ	General shear failure	Local shear failure
Stress – Strain Test	Strain < 5 %	Strain ~10-20%
Angle of Shear Resistance	$\phi > 36^\circ$	$\phi < 28^\circ$
Penetration Test	N > 30	N < 5
Plate Load Test	ดูจาก settlement curve	ดูจาก settlement curve
Relative Density	$D_r > 70\%$	$D_r < 20\%$

14.7 ผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน

ในการหากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินใต้ฐานรากโดยใช้สมการของTerzaghi ตามที่กล่าวข้างต้น ยังมีค่าหนึ่งถึงผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน เนื่องจากสมมติว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับของฐานรากมาก ( มากเกินกว่าความกว้างของฐานราก) แต่เมื่อระดับน้ำใต้ดินมีได้เป็นไปตามที่สมมติ เช่น อยู่ที่ระดับต่ำกว่าระดับของฐานรากเล็กน้อย หรืออยู่ที่ระดับเดียวกับระดับของฐานราก หรืออยู่เหนือระดับของฐานราก จะต้องพิจารณาปรับเทอมที่ สอง และเทอมที่สามในสมการของTerzaghi โดยให้พิจารณาจากหน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน เพราะหน่วยน้ำหนักของมวลดินแช่น้ำจะลดลง ซึ่งมีผลกระทบต่อกำลังรับแรงกดสูงสุดของดิน

อย่างไรก็ดีเพื่อให้การคำนวณง่ายมากขึ้น โดยไม่ต้องคิดถึงหน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของดิน จึงประมาณผลกระทบจากระดับของน้ำใต้ดินโดยนำตัวคูณลดค่ามาใช้ เมื่อมีระดับน้ำใต้ดินมาเกี่ยวข้อง( reduction for water table ) กล่าวคือใช้ตัวประกอบ  $R_{w1}$  คูณเข้ากับเทอมที่ สอง และใช้ตัวประกอบ  $R_{w2}$  คูณเข้ากับเทอมที่สาม ของสมการที่จะใช้หากำลังรับแรงกดสูงสุดที่ยังมีค่าหนึ่งถึงผลกระทบจากระดับของน้ำใต้ดิน ดังนั้น จะได้ว่า

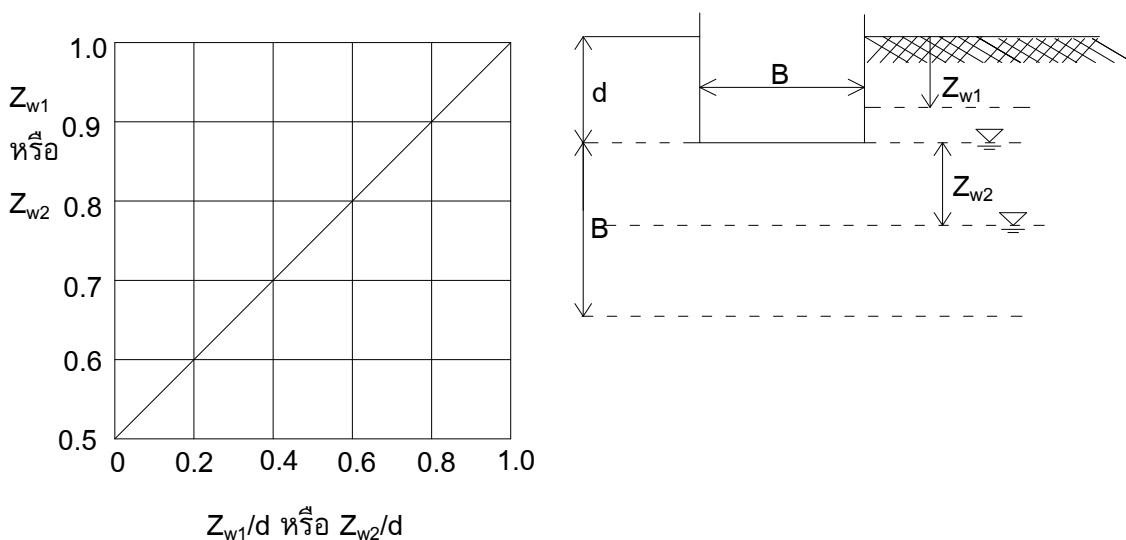
$$q_f = c.N_c + \gamma d N_q R_{w1} + 0.5 \gamma B N_\gamma R_{w2}$$

โดย  $R_{w1}$  และ  $R_{w2}$  เป็นตัวคูณลดค่าอันเนื่องมาจากระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งมีค่าดังนี้

$$R_{w1} = 0.5 \left( 1 + \frac{Z_{w1}}{d} \right) \leq 1$$

$$R_{w2} = 0.5 \left( 1 + \frac{Z_{w2}}{d} \right) \leq 1$$

ในเมื่อ  $Z_{w1}$  เป็นระดับของน้ำใต้ดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับของผิวดินลงไป และให้  $Z_{w2}$  เป็นระดับของน้ำใต้ดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับของฐานรากลงไป ทั้งนี้  $d$  เป็นระดับของฐานรากที่อยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน สามารถหาค่า  $R_{w1}$  และ  $R_{w2}$  จากรูปที่ 14.11 ก็ได้

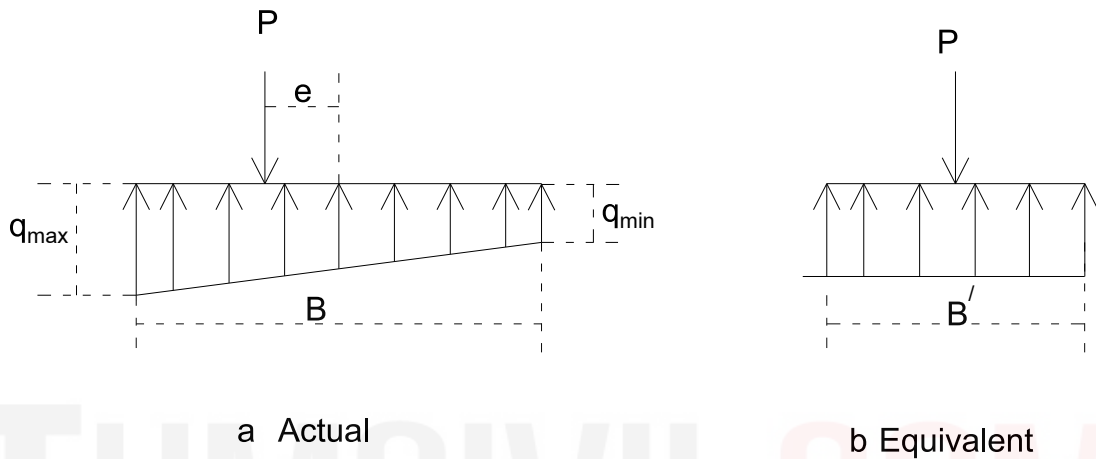


รูปที่ 14.11 Water - reduction factors

ตัวอย่างเช่น เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับของฐานราก ( นั่นคือ  $Z_{w1} = d, Z_{w2} = 0$  ) ดังนั้น  $R_{w1} = 1, R_{w2} = 0.5$  ส่วนกรณีนี้ที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับของฐานรากเท่ากับ  $d$  ( นั่นคือ  $Z_{w1} > d, Z_{w2} = d$  ) ดังนั้น  $R_{w1} = 1, R_{w2} = 1.0$

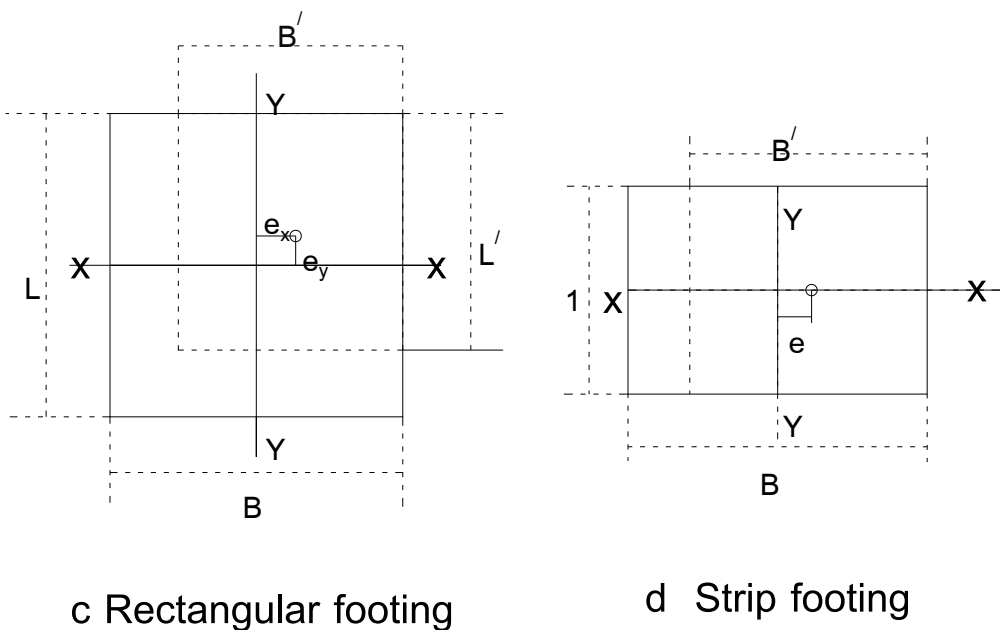
### 14.8 ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์กลาง

เนื่องจากการพิจารณากำลังต้านแรงกดของดินใต้ฐานรากที่ได้พิจารณาข้างต้น ถือว่าแรงกระทำผ่านจุดศูนย์กลางถ่วงของฐานราก แต่เมื่อฐานรากต้องรับแรงเยื้องศูนย์กลาง คือ มีแรง  $P$  กระทำไม่ผ่านจุดศูนย์กลางถ่วง ของฐานราก การกระจายของหน่วยแรงกดที่เกิดขึ้นจริงใต้ฐานรากจะไม่สม่ำเสมอ เพราะฐานรากต้องรับโมเมนต์เนื่องจากแรงเยื้องศูนย์กลางด้วย หน่วยแรงที่ขอบฐานรากด้านที่อยู่ใกล้กับแรงกระทำจะมีค่ามาก และหน่วยแรงที่ขอบฐานรากด้านที่อยู่ไกลกว่าจะมีค่าน้อย ดังแสดงในรูปที่ 14.12



รูปที่ 14.12 ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์กลาง

อย่างไรก็ดี หากนำพื้นที่เทียบเท่า ( equivalent area :  $A'$  ) ของฐานรากที่เปรียบเสมือนว่า รับแรงกระทำร่วมศูนย์กลางมาพิจารณา จะได้ หน่วยแรงกดใต้ฐานซึ่งมีค่าสม่ำเสมอเท่ากับ  $P/A'$



รูปที่ 14.12 ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์กลาง



**พื้นที่เทียบเท่า:**

จากรูป c ถ้าฐานรากเป็นแบบยาวต่อเนื่อง ( strip footing ) มีแรงเยื้องศูนย์กลาง กระทำห่างจากแกนด้านยาวเท่ากับ e ให้แปลงด้านกว้างของฐานรากนั้นเป็น B' โดยที่  $B' = B - 2e$

จากรูป d ถ้าฐานรากเป็นแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า กว้าง B ยาว L มีระยะเยื้องศูนย์กลาง  $e_x$  ห่างจากแกน Y และระยะเยื้องศูนย์กลาง  $e_y$  ห่างจากแกน X ดังนั้นพื้นที่เทียบเท่า ของฐานรากคือ  $A' = (B')(L')$  โดยที่ความกว้าง  $B' = B - 2e_x$  และความยาว  $L' = L - 2e_y$

**14.9 กำลังต้านแรงกดปลอดภัยของดิน ( Allowable bearing capacity )**

จากการพิจารณาหากำลังต้านแรงกดสูงสุด ( ultimate bearing capacity :  $q_f$  หรือ  $q_{ult}$  ) ต่อหน่วยพื้นที่ เมื่อระดับของฐานรากอยู่ลึกต่ำกว่าระดับผิวดินเท่ากับ d ซึ่งมวลดินใต้ฐานรากต้องรับน้ำหนักที่ถ่ายมาจากเสาตอม่อรวมถึงน้ำหนักของมวลดินที่ถมบนฐานราก หากคิดว่าหน่วยน้ำหนักเฉลี่ยของน้ำหนักของเสาตอม่อ น้ำหนักของตัวฐานรากและน้ำหนักของมวลดิน ที่ถมบนฐาน มีค่าเท่ากับ  $\gamma$  ดังนั้น จะได้หน่วยแรงต้านแรงกดสูงสุดสุทธิของดิน ( Net ultimate bearing capacity :  $q_{nf}$  ) คือ

$$q_{nf} = q_f - \gamma d \quad \dots\dots 14.13$$

ในงานออกแบบหาขนาดของฐานรากวางบนดิน จะพิจารณาจากกำลังต้านแรงกดปลอดภัยของดิน ( allowable bearing capacity ) ต่อหน่วยพื้นที่ โดยการหารค่ากำลังต้านสูงสุดด้วยอัตราส่วนปลอดภัย ( factor of safety :F.S.) ซึ่งปกติใช้ไม่น้อยกว่า 3 เพื่อให้ดินวิบัติจากการเฉือนหรือเกิดการทรุดตัวมาก ดังนั้น

หน่วยแรงกดปลอดภัยสุทธิของดิน ( net allowable bearing capacity :  $q_{na}$  )

$$q_{na} = \frac{q_{nf}}{F.S.} \quad \dots\dots 14.14$$

หน่วยแรงกดปลอดภัยทั้งหมดของดิน ( gross allowable bearing capacity :  $q_a$  )

$$q_a = q_{na} + \gamma \cdot d = \frac{q_{nf}}{F.S.} + \gamma \cdot d \quad \dots\dots 14.15$$

$$\text{หรืออาจใช้ } q_a = \frac{q_f}{F.S.} \text{ เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณ} \quad \dots\dots 14.16$$

ฉะนั้น เมื่อให้  $W_{D+L}$  เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักจรที่ถ่ายจากเสาตอม่อหรือกำแพง  $W_F$  เป็นน้ำหนักฐานราก และ  $W_S$  เป็นน้ำหนักของดินถมเหนือฐานราก จะหาขนาดพื้นที่ของฐานรากที่ต้องการ (A) ได้จาก

$$A = \frac{W_{D+L} + W_F + W_S}{q_a} \text{ หรือ } A = \frac{W_{D+L}}{q_{na}} \quad \dots\dots 14.17$$

ค่าพื้นที่ ของฐานรากที่ให้ค่ามากกว่าจะเป็นค่าที่ใช้คำนวณออกแบบ

ข้อบัญญัติของกรุงเทพมหานคร กำหนดกำลังต้านแรงกดปลอดภัยทั้งหมดของดินประเภทต่างๆ ที่ฐานรากของอาคาร จะต้องไม่เกินกว่าอัตราที่กำหนด ดังนี้

ประเภทดิน	อัตราไม่เกิน ( ตัน/ตร.ม.)
ดินอ่อนหรือดินถมไผ่	2
ดินปานกลางหรือดินทรายร่วน	10
ดินแน่นหรือดินทรายหยาบ	20
กรวดหรือดินดาน	40
หินปูนหรือหินทราย	80
หินอัคนี	150

**14.10 สมการทั่วไปสำหรับหาค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดิน**

การวิเคราะห์ต่อมาเพื่อหาค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดิน เช่น วิธีของ Meyerhof ( 1951 , 1963) วิธีของ J Brinch Hansen ( 1961 ) ล้วนแต่อาศัยทฤษฎีการวิบัติแบบพาสติก โดยสมมติให้มวลดินใต้ฐานรากวิบัติแบบ general shear failure ซึ่งประกอบด้วย 3 โซนเหมือนเดิม พบว่าค่าสปส.  $N_c$  และ  $N_q$  ไม่ค่อยแตกต่างจากที่ Terzaghi เสนอไว้ แต่ค่า สปส.  $N_\gamma$  จะแตกต่างกันค่อนข้างมาก สาเหตุเนื่องมาจากการสมมติให้ระนาบการเคลื่อนตัวของมวลดินรูปสี่เหลี่ยมใต้ฐานรากในโซนที่ 1 แตกต่างกัน แต่จากการทดสอบโดย DeBeer และ Visic ( 1958) พบว่า ระนาบที่มวลดินรูปสี่เหลี่ยมในโซนที่ 1 เคลื่อนตัวลงมาทำมุม  $45^\circ + \phi/2$  กับแนวราบ ซึ่งน่าสังเกตว่า รูปแบบของสมการเพื่อใช้วิเคราะห์หาค่ากำลังต้านแรงกดสูงสุดยังคงเหมือนกับสมการของ Terzaghi เพียงแต่ใช้ค่า สปส. แตกต่างกันเท่านั้น ฉะนั้น จะได้สมการทั่วไปสำหรับ strip footing คือ

$$q_f = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \dots\dots\dots 14.18$$

ตารางที่ 14.13 แสดงค่า สปส.  $N_c$   $N_q$  และ  $N_\gamma$  ที่ Meyerhof เสนอ เพื่อใช้ในสมการ 14.18 สำหรับฐานรากแผ่แบบต่อเนื่อง ( strip footing)

สมการที่ 14.18 สามารถนำไปใช้กับฐานรากแบบอื่นๆได้ แต่ต้องปรับแก้เนื่องจากรูปร่างของฐานราก ( Shape factor : s ) ความลึกของระดับฐานราก ( Depth factor :d) และมุมเอียงของแรงกระทำ ( Inclination : i ) ฉะนั้น จะเขียนสมการได้ใหม่ ให้อยู่ในรูปทั่วไป

$$q_f = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \dots\dots\dots 14.19$$

- ในเมื่อ  $F_{cs} , F_{qs} , F_{\gamma s} =$  เป็นตัวคูณประกอบรูปร่าง
- $F_{cd} , F_{qd} , F_{\gamma d} =$  เป็นตัวคูณประกอบความลึก
- $F_{ci} , F_{qi} , F_{\gamma i} =$  เป็นตัวคูณประกอบเมื่อแรงทำมุมเอียงกับแนวดิ่ง

ตารางที่ 14.13 Bearing Capacity Factor ( After Vesic 1973)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Shape Factor

De Beer and Hansen ( 1970)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B \tan \phi}{L}$$

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

Where L = length of the foundation ( L &gt; B )

**Depth Factor**

**Hansen ( 1970)**

Condition (a) :  $D_f / B \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 + \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Condition (b) :  $D_f / B > 1$

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 + \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad F_{\gamma d} = 1$$

The factor  $\tan^{-1}(D_f/B)$  is in radians.

**Inclination Factor**

**Meyerhof ( 1963 ) : Hanna and Meyerhof ( 1981)**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right) \quad F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

Where  $\beta$  = inclination of the load on the foundation with respect to the vertical  
 ส่วนผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดินและแรงเยื้องศูนย์ให้ปรับแก้ตามที่ได้กล่าวมาแล้ว

**14.11 การหากำลังต้านแรงกดของดินโดยการทดสอบในสนาม**

การทดสอบหากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินในสนามอาจใช้วิธี plate load test ตาม ASTM D -1194 โดยกระทำที่ระดับของฐานรากของอาคารที่จะก่อสร้าง ซึ่งจะให้น้ำหนักกระทำผ่านแผ่นเหล็ก ( bearing plate) รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 0.30 x 0.30 ซม. หรือแผ่นเหล็กกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ถึง 75 ซม. ที่หนาไม่น้อยกว่า 25 มม. ความกว้างของหลุมทดสอบต้องไม่น้อยกว่า 4 – 5 เท่าของขนาดแผ่นเหล็ก การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกอาจเป็นแบบที่เพิ่มขึ้นในแต่ละครั้งด้วยอัตราคงที่ หรือเป็นแบบให้เกิดอัตราการทรุดตัวคงที่ จนกระทั่งดินวิบัติจากการเฉือน หรือเมื่อหน่วยแรงกดมีค่าประมาณ 2-3 เท่าของหน่วยแรงกดที่จะใช้ออกแบบ

การทดสอบควรกระทำหลายๆครั้งโดยเปลี่ยนขนาดของแผ่นเหล็ก จากนั้นนำค่าที่ได้มาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับหน่วยแรงกดที่กระทำที่เรียกว่า Settlement Curved ดังแสดงในรูป 14.1 จุดตัดกันของเส้นสัมผัสกับส่วนที่เป็นเส้นตรงของกราฟทั้งสอง เป็นจุดที่ให้หน่วยแรงกดสูงสุด เมื่อนำผลการทดสอบมาใช้คาดคะเนพฤติกรรมของฐานรากทั้งในด้านกำลังต้านแรงกดและการทรุดตัว ต้องพิจารณาอย่างรอบคอบเกี่ยวกับลักษณะของชั้นดิน ณ ที่ทดสอบ ระดับของน้ำใต้ดิน นอกเหนือจากความลึกและขนาดของฐานราก โดยเฉพาะดินเหนียวที่น้ำซึมผ่านได้ยากและมีความอิ่มตัวเต็มที่ ซึ่งการทรุดตัวเกิดจากการยุบอัดตัวคายน้ำที่กินเวลานาน

ฉะนั้น ผลทดสอบ plate load test จึงไม่สามารถนำมาใช้คาดคะเนการทรุดตัวในระยะยาวของดินเหนียว การประมาณกำลังต้านแรงกดและการทรุดตัวของฐานรากจากการทดสอบ plate load test ให้พิจารณา จากสมการของ **Terzaghi** กับ **Peck** ที่เสนอไว้ดังนี้

ให้  $B$  และ  $b$  เป็นความกว้างของฐานรากและของแผ่นเหล็ก ตามลำดับ

$Q_f$  และ  $q_f$  เป็นหน่วยแรงกดสูงสุดของฐานรากและของแผ่นเหล็กตามลำดับ

$S$  และ  $s$  เป็นค่าการทรุดตัวของฐานรากและของแผ่นเหล็ก ตามลำดับ

$$\text{ดังนั้น สำหรับดินเหนียว } Q_f = q_f \text{ และ } S = s \left( \frac{B}{b} \right) \dots\dots 14.20$$

$$\text{สำหรับดินทราย } Q_f = q_f \left( \frac{B}{b} \right) \text{ และ } S = s \left( \frac{2B}{B+b} \right)^2 \dots\dots 14.21$$

**Housel ( 1929 )** เสนอวิธีหากำลังต้านแรงกดของดินเมื่อฐานรากมีพื้นที่ได้ฐานเท่ากับ  $A$  และมีเส้นรอบรูปของฐานเท่ากับ  $P$  ซึ่งตั้งอยู่บนดินประเภทที่มีความเชื่อมแน่นและกำหนดให้ค่าการทรุดตัว  $S$  มีค่าหนึ่ง ดังนั้นฐานรากจะรับน้ำหนักบรรทุกได้เท่ากับ  $Q$  ดังสมการ

$$Q = Aq + Ps \dots\dots 14.22$$

โดยที่  $q$  เป็นหน่วยแรงอัดได้ฐาน และ  $s$  เป็นแรงเฉือนต่อเส้นรอบรูปของฐาน จะเห็นว่า ตัวไม่รู้ค่าในสมการข้างต้นมีอยู่ 2 ตัวคือ  $q$  กับ  $s$  การทดสอบในสนามโดยวิธี plate load test จะต้องทำอย่างน้อย 2 ครั้ง โดยเปลี่ยนขนาดของแผ่นเหล็กและหาค่าแรงกด ที่ให้ค่าการทรุดตัวเท่ากัน

นอกจากนี้ อาจประมาณกำลังต้านแรงกดของทรายได้จากการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน ดังได้กล่าวมาแล้ว ซึ่งผลจากการตอกกระบอกผ่าซีกมาตรฐาน (SPT) จะได้ค่า  $N$  เป็นจำนวนครั้งตอฟุต ภายหลังจากการแก้ไขค่า  $N$  แล้ว จะนำผลมาหาหน่วยแรงกดปลอดภัยสุทธิ ( net allowable bearing pressure ) ได้ตามสมการที่เสนอโดย **Terzaghi** และ **Peck** ดังสมการ ที่ 14.23 เมื่อใช้แผ่นเหล็กขนาด 30 x 30 ซม. โดยมีข้อจำกัดว่าการทรุดตัวของฐานรากแต่ละตัวต้องไม่เกิน 2.5 ซม. และมีการทรุดตัวต่างกัน ( differential settlement ) ได้ไม่เกินกว่า 2 ซม.

$$q_{na} = 3.5(N - 3) \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 R_{w2} R_d \dots\dots 14.23$$

เมื่อ  $q_{na}$  = หน่วยแรงต้านแรงกดปลอดภัยสุทธิของทรายหน่วยเป็นตัน/ตร.ม.

$N$  = ค่าที่ได้จากการทดสอบการทะลวงมาตรฐาน ( SPT ) ที่ได้แก้ไขแล้ว

$B$  = ความกว้างของฐานราก หน่วยเป็นเมตร

$R_{w2}$  = ค่าแก้ไขเมื่อมีระดับน้ำใต้ดินเข้ามาเกี่ยวข้อง

$$R_{w2} = 0.5 \left( 1 + \frac{Z_{w2}}{B} \right) \leq 1.0$$

$Z_{w2}$  = ความลึกของระดับน้ำใต้ดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับของฐานรากลงไป เมตร

$$R_d = \text{ตัวประกอบความลึก} = 1 + d/B \leq 2.0$$

d = ความลึกของฐานรากที่อยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน เมตร

**Bowles** พบว่า ค่าที่ได้จากสมการ 14.23 ค่อนข้างต่ำไป จึงเสนอว่าควรเพิ่มค่าได้อีกประมาณ 50 % ซึ่งจะได้สมการดังนี้

$$q_{na} = 5(N - 3) \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 R_{w2} R_d \dots\dots 14.24$$

### ตัวอย่างที่ 14.2

จากการทำ plate load test บนดินเหนียวที่สมมติว่ามีความชื้นแน่นอย่างเต็มที่ที่ระดับ 1 เมตร ต่ำจากระดับผิวดิน โดยใช้แผ่นโลหะจัตุรัสขนาด 35 x 35 ซม. ปรากฏว่าได้แรงกดสูงสุดเท่ากับ 5200 กก. จงหากำลังต้านแรงกดสูงสุดของดินนี้เมื่อใช้รองรับฐานรากแผ่แบบต่อเนื่องซึ่งกว้าง 1.6 เมตร และอยู่ลึกต่ำกว่าระดับดินเดิมเท่ากับ 1 เมตรเช่นกัน สมมติระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าจากระดับดิน 5 เมตร กำหนดให้หน่วยน้ำหนักของดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ 1.9 กรัม/ลบ.ซม.

#### วิธีทำ

สมมติมวลดินวิบัติแบบ general shear failure

เมื่อมุม  $\phi = 0^\circ$  ดังนั้นจากกราฟของ Terzaghi จะได้  $N_\gamma = 0$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_c = 5.7$

เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับดินมาก ดังนั้นค่า  $R_{w1} = R_{w2} = 1$

จากกำลังต้านแรงกดของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส :

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

ซึ่งในการทำ plate load test ใช้ B = 0.35 เมตร โดยที่ d = 1 เมตร

ดังนั้นแทนค่า

$$\frac{5200}{1000 \times 0.35 \times 0.35} = (1.3 \times c \times 5.7) + (1.9 \times 1 \times 1) + (0)$$

จะได้ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดิน , c = 5.47 ตัน/ตร.ม.

ซึ่งจะนำค่า c ที่ได้มาใช้ในการคาดคะเนกำลังต้านแรงกดสำหรับฐานรากต่อเนื่อง จากสมการ

$$q_f = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\text{แทนค่า จะได้ } q_f = (5.47 \times 5.7) + (1.9 \times 1 \times 1) + (0) = 33.1 \text{ ตัน/ตร.ม. } <$$

### ตัวอย่างที่ 14.3

จากการทำ Plate load test ได้ผลการทดสอบดังนี้

ขนาดของแผ่นเหล็ก	น้ำหนักที่ทำให้เกิดการทรุดตัว 1.5 ซม.
1.0 x 1.0	10,000 กก
2.0 x 2.0	30,000 กก

จงหาน้ำหนักที่ฐานรากแผ่สี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 3 x 3 เมตร สามารถรับได้โดยมีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 1.5 ซม.

#### วิธีทำ

เมื่อใช้แผ่นเหล็ก 1.0 x 1.0 ม , A = 1x1=1 ตร.ม. P=4 x 1 = 4 ม Q = 10 ตัน

จากสมการ

$$Q = Aq + Ps$$

$$10 = (1)q + (4)s \dots\dots 1$$

เมื่อใช้แผ่นเหล็ก  $2.0 \times 2.0$  ม ,  $A = 2 \times 2 = 4$  ตร.ม.  $P = 4 \times 2 = 8$  ม  $Q = 30$  ตัน

$$30 = (4)q + (8)s \dots\dots 2$$

แก้สมการ 1 และ 2 จะได้  $q = 5$  ตัน/ตร.ม. และ  $s = 1.25$  ตัน/ม

ฉะนั้น สำหรับฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด  $3 \times 3$  เมตร  $A = 9$  ตร.ม.  $P = 4 \times 3 = 12$  ม จะรับน้ำหนักได้

$$Q = (9)(5) + (12)(1.25) = 60 \text{ ตัน} <$$

### แบบฝึกหัด

- 1 ฐานรากกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 ม ตั้งอยู่ที่ระดับผิวดิน พบว่าดินวิบัติที่น้ำหนัก 1500 ตัน ถ้าสมมติว่าดินที่มีความเชื่อมแน่นอย่างเดียวกัน จงใช้สมการของ Terzaghi หาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดิน ( 3.35 ตัน /ตร.ม.)
- 2 ฐานรากแผ่นขนาด  $20 \times 20$  ม. ตั้งอยู่ที่ระดับผิวดินซึ่งมวลดินมีความเชื่อมแน่นอย่างเดียวกัน พบว่า ดินวิบัติเมื่อน้ำหนักแผ่นเท่ากับ 25 ตันต่อตารางเมตร จงใช้สมการของ Terzaghi หาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของมวลดินนี้ ( 3.37 ตัน /ตร.ม.)
- 3 ฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสอยู่ลึกต่ำกว่าระดับผิวดิน 1.50 เมตร รับน้ำหนักจากเสาต่อม่อ 180 ตัน จงหาขนาดของฐานรากและกำลังรับแรงกดสูงสุด กำหนดให้ อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 3 ดินรองรับได้ฐานรากเป็นทรายมีมุมเสียดทานภายใน 33 องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับผิวดินหน่วยน้ำหนักของดินแช่น้ำเท่ากับ 1.34 กก /ลบ.ซม. (  $3.455 \times 3.455$  ม ,  $q_f = 45.51$  ตัน / ตร.ม.)
- 4 ฐานรากแผ่นแบบต่อเนื่อง กว้าง 1 เมตร อยู่ลึก 0.8 เมตร ต่ำจากระดับดิน หน่วยน้ำหนักของดินเท่ากับ 1.8 ตัน/ลบ.ม. หน่วยแรงยึดเหนี่ยว  $c = 3$  ตัน/ตร.ม. และ  $\phi = 20$  องศา ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน 1.50 เมตร จงใช้สมการของ Terzaghi คำนวณหาค่า  $q_u$  สมมติ F.S. = 3 ( 9.2 ตัน/ตร.ม. )
- 5 ฐานรากจัตุรัสขนาด 1.5 ม อยู่ต่ำกว่าระดับผิวดินเท่ากับ 1.00 ม ต้องรับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงในแนวตั้งเท่ากับ 50 ตัน และแรงกระทำทางข้างที่ขนานกับฐานรากซึ่งมีค่าเท่ากับ 2 ตัน โดยกระทำสูงจากระดับของฐานรากที่สัมผัสกับดินเป็นระยะเท่ากับ 4.00 เมตร หาค่าของ  $q_f$

-----

## เอกสารอ้างอิง

1. วินิต ช่อวิเชียร ( 2547 ) , “ ปรุพีกลศาสตร์ ( Soil Mechanics ) ”
2. คณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา ( 2545 ) , “ แนวทางการตรวจสอบชั้นดินเพื่องานฐานราก ” วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์
3. มณฑะเกียรติ กังคศิเทียม ( 2535 ) , “ กลศาสตร์ของดินด้านวิศวกรรม ” สมาคมศิษย์เก่าวิศวกรรมชลประทาน ในพระบรมราชูปถัมภ์
4. ปิยะ รัตน์สุวรรณ “ เอกสารประกอบการสอน วิศวกรรมฐานราก ” พิมพ์ ครั้งที่ 1
5. สราวุธ จริตงาม กลศาสตร์ของดิน (Soil Mechanics)
6. Bowles , J.E. ( 1968 ) Foundation Analysis and Design , McGraw – Hill Book Company , New York.
7. Das , B.M. (1998 ) Principle of Geotechnical Engineering , 4<sup>th</sup> ed., PWS Publishing Company.
8. Harr , M.E. ( 1966 ) . Foundation of Theoretical Soil Mechanics , Van Nostrand Reinhold Company , New York.
9. Lambe , T.W. and Whitman , R.V. ( 1969 ) . Soil Mechanics , John Wiley & Sons , Inc ., New Jersey .
10. Peck , R.B. ., Hansen , W.E. and Thornburn , T.H. ( 1974) . Foundation Engineering , 2<sup>nd</sup> ed . , John Wiley & Sons , Inc ., New York .
11. Terzaghi , K. and Peck , R.B. ( 1967 ) . Soil Mechanics and Engineering Practice , 2<sup>nd</sup> ed . , John Wiley & Sons , Inc ., New York .



# SOIL MECHANICS

