

## บทที่ 2

### หลักการและทฤษฎี

#### 2.1 หลักการ

ดินต้องสามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง ซึ่งตั้งอยู่บนดินได้โดยปลอดภัย ไม่ให้เกิดความพิบัติ ( Failure ) ความสามารถของดินนี้เรียกว่า ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก หรือ ความสามารถรับแรงกด หรือ ความสามารถรับแรงแบกทานของดิน ( Bearing Capacity of Soil ) ที่รองรับฐานราก ซึ่งรับน้ำหนักบรรทุกจาก โครงสร้างผ่านลงมาสู่ดินได้ฐานราก

ฐานรากมีหลายชนิด โดยที่แต่ละชนิดจะเหมาะสมตามสภาพคุณสมบัติของดินรองรับฐานรากในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน และการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในดิน , ตามลักษณะของโครงสร้างเหนือดิน , ตามสภาพของสิ่งแวดล้อม, และตามราคางานของโครงการก่อสร้าง

#### 2.2 ชนิดของฐานราก(อ้างอิง วรรณิ,2545)

ชนิดของฐานรากตามสภาพของดินรองรับฐานราก แบ่งเป็น 3 ประเภท

- ฐานรากแบบตื้น หรือฐานรากแบบไม่มีเสาเข็ม ( Shallow Foundation ) เป็นฐานรากวางอยู่บนดินที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกของดินได้ในระดับอย่างปลอดภัยและประหยัด เมื่อเปรียบเทียบกับฐานรากชนิดอื่น
- ฐานรากแบบลึก หรือฐานรากแบบมีเสาเข็ม ( Deep or Pile Foundation ) เมื่อสภาพของชั้นดินที่รองรับฐานรากได้อย่างปลอดภัยอยู่ในระดับลึก ทำให้ไม่ประหยัดในการเลือกแบบฐานรากตื้น จึงต้องให้เป็นฐานรากแบบมีเสาเข็ม ที่รองรับการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างลงไปสู่ดินที่สามารถรองรับฐานรากได้อย่างปลอดภัย
- ฐานรากแบบปล่อง ( Caisson Foundation ) เป็นฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ ประมาณ 750 มม. ที่หล่อในที่ ( Cast-in-place ) และทำให้น้ำหนักของฐานรากเองจนถึงชั้นดินที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างได้ ดังนั้น จึงเหมาะสมสำหรับกรณีที่ดินที่สามารถรองรับฐานรากอยู่ในระดับลึกมาก ( อาจจะประมาณ 30 เมตร )

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการออกแบบฐานรากมี 2 ประการด้วยกัน คือ

- ความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในดิน อันมีผลมาจากน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างต้องไม่เกิดขึ้น
- ความพิบัติเนื่องจากปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในดิน โดยเฉพาะค่า Differential Settlement ต้องไม่เกิดขึ้นมากกว่าค่าที่ยอมรับได้

### 2.3 ประเภทของฐานรากดิน

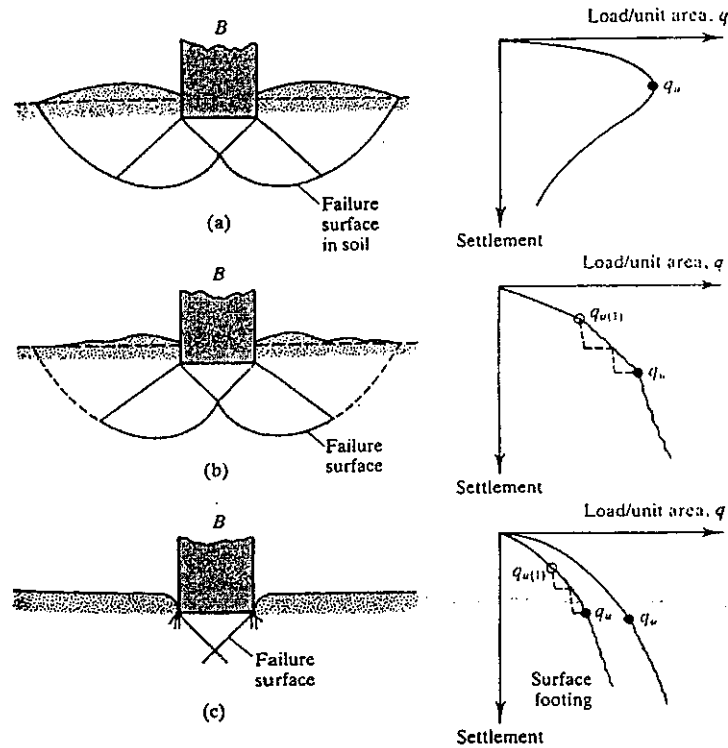
ฐานรากดิน เป็นชนิดของฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างถ่ายผ่านลงสู่ดินที่รองรับโดยตรง ซึ่งเป็นดินที่มีกำลังความแข็งแรงมากพอที่จะรับได้ โดยปกติดินที่รองรับฐานรากดินมักจะ เป็นพวกชั้นหินดาน หรือชั้นกรวด หรือถ้าเป็นดินปนทรายควรมีค่า  $N$  มากกว่า 30 หรือ ถ้าเป็นดินเหนียว ควรมีค่า  $N$  มากกว่า 20 โดยที่ความหนาของชั้นดินปนทราย หรือดินเหนียว ควรจะมากกว่า 1.5 เท่าของความกว้างของฐานราก และไม่มีชั้นดินอ่อนในระดับลึกลงไป

ฐานรากดินมีด้วยกัน 2 ประเภท คือ

- ฐานรากเดี่ยว ( Individual or Isolated Foundation ) เป็นฐานรากแบบแยก, ฐานรากกำแพง หรือ ฐานรากผนัง ( Wall Foundation ) เป็นฐานรากรองรับกำแพงเป็นแนวยาวตลอด, และ ฐานรากร่วม ( Combined Foundation ) เป็นฐานรากรองรับเสามากกว่า 1 ต้น ทั้งหมดนี้จัดว่าเป็นประเภทของฐานรากที่รับน้ำหนักเป็นจุด
- ฐานรากแบบเสื่อ ( Mat Foundation ) หรือ ฐานรากแบบแพ่ ( Raft Foundation ) เป็นฐานรากดินรองรับน้ำหนักจากโครงสร้างเป็นพื้นแผ่นเดียวกัน มีขนาดใหญ่มากเมื่อเปรียบเทียบกับฐานราก ประเภทแรก

### 2.4 ความสามารถในการรองรับน้ำหนักบรรทุกประลัย ( Ultimate Bearing Capacity, $q_u$ )

คือ ค่าแรงดันในดินสูงสุดที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกได้ ก่อนที่จะเกิดความพิบัติอันเนื่องมาจากแรงเฉือนในดิน รูปแบบของความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนมี 3 แบบดังนี้ ( พิจารณาจาก Strip Foundation ซึ่งเป็นฐานรากดินที่มีขนาดความยาวมากเมื่อเทียบกับขนาดความกว้างของฐานราก )



รูปที่ 2.1 ลักษณะของความพินิจเนื่องจากกำลังรับน้ำหนักในดิน : a) General Shear Failure  
b) Local Shear Failure, c) Punching Shear Failure ( อ้างอิง Vesic, 1973)

#### • General Shear Failure

ในกรณีพื้นฐานรากวางบน Dense Sand และ/ หรือ Stiff Cohesive Soil จากรูปที่ 2.1 (a) ในขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุก การทรุดตัวก็จะมีมากขึ้น จนถึงค่าแรงดันสูงสุดในดินที่รับได้ก่อนเกิดความพินิจ ( Ultimate Bearing Capacity  $q_u$  ) แนวความพินิจเนื่องจากแรงเฉือนก็จะขยายไปยังผิวดิน ลักษณะของความพินิจเช่นนี้เรียกว่า General Shear Failure

#### • Local Shear Failure

ในกรณีพื้นฐานรากวางบน Sand และ/ หรือ Clayey Soil อัดแน่นปานกลางจากรูปที่ 2.1 (b) ในขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุกไปเรื่อยๆ การทรุดตัวก็จะเพิ่มมากขึ้นจนถึงจุดวิกฤตขั้นต้นในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน คือ ที่ค่า  $q_u(1)$  (First Failure of Bearing Capacity) หลังจากนั้น ค่าการทรุดตัวก็จะมากขึ้นจนเกิดความพินิจในดิน จุดนี้เป็นค่า Ultimate Bearing Capacity,  $q_u$  ซึ่งจะเกิดแนวความพินิจขยายไปยังผิวดินเรียกลักษณะเช่นนี้ว่า Local Shear Failure อย่างไรก็ตาม การทรุดตัวจะมีมากขึ้นเมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากกว่า  $q_u$

● **Punching Shear Failure**

ในกรณีพื้นฐานรากวางบนชั้นดินอ่อนประเภท Fairly Loose Soil จากรูปที่ 2.1 (c) ลักษณะของความพิบัติในดินจะไม่ขยายไปยังผิวดิน แต่จะมีรูปร่างเหมือนเป็นถ่มในฐานรากและลักษณะ Curve ใน Load-Settlement Curve จะปรากฏว่าเริ่มเป็นเส้นตรงที่ชัน เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีค่ามากกว่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดินที่ค่า  $q_u$

2.5 ทฤษฎีของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดิน

ทฤษฎีที่นำมาใช้ในการพิจารณาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดินรองรับฐานราก (Ultimate Bearing Capacity of Soil,  $q_u$ )

● **ทฤษฎีของ Terzaghi (1943)**

มีการเสนอการวิเคราะห์พิจารณาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดิน ที่มีรูปแบบของความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินเป็นแบบ General Shear Failure และ Local Shear Failure คือ มีลักษณะขยายไปยังผิวดิน โดยเริ่มจากดินใต้ฐานรากเคลื่อนตัวลง แล้วจึงขยายไปยังด้านข้างออกไปยังผิวดินต่อไป

ข้อสมมติฐานของ Terzaghi ตามรูปที่ 2.2 มีดังนี้

- เหมาะสมสำหรับฐานรากที่มีขนาดความกว้างความลึกของฐานราก
- ค่าของมุม  $\alpha$  หรือ CAD และมุม ACD มีค่าเท่ากับ Angle of Friction ของดิน
- ไม่คำนึงถึงค่า Shear Resistance ของดินตามแนวความพิบัติ GI กับ HJ

รูปที่ 2.2 แสดงให้เห็นถึงบริเวณของความพิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินใต้ฐานราก Strip Foundation (ฐานรากที่มีขนาดความกว้างน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับขนาดความยาวของฐานราก) มี 3 ส่วนด้วยกัน คือ

- ส่วนที่ 1 เป็นรูปสามเหลี่ยมใต้ฐานรากจากรูป ACD (Triangular Zone)
- ส่วนที่ 2 เป็นบริเวณของแรงเฉือน รูปสามเหลี่ยม ADF และ CDE
- ส่วนที่ 3 เป็นบริเวณของแรง Rankine Pressure รูป AFH และ CEG



โดยที่

$q_u$  = ความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดของดิน ( $t/m^2$ )

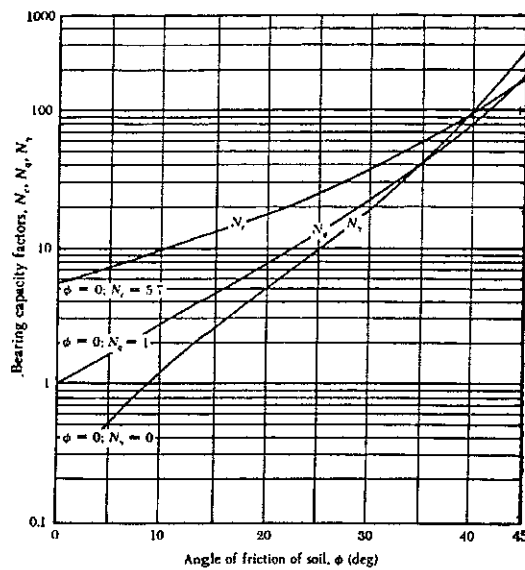
$c$  = แรงเชื่อมแน่นของดิน

$q$  =  $\gamma D_f$

$\gamma$  = หน่วยน้ำหนักของดิน

$D_f$  = ระยะจากผิวดินถึงใต้ระดับฐานราก (m.)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = ค่า Bearing Capacity Factors ซึ่งเป็นค่าที่เปลี่ยนแปลงตามค่า Angle of Friction ดังแสดงในรูปที่ 2.3 และตารางที่ 2.1



รูปที่ 2.3 กราฟแสดงค่า Bearing Capacity Factor, :  $N_c, N_q, N_\gamma$  ของ Terzaghi (อ้างอิง Das, 1999)

ตารางที่ 2.1 ค่า Bearing Capacity Factors สำหรับสมการของ Terzaghi (อ้างอิง Das,1999)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
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				

From Kumbhojkar (1993)

2.5.2 ในกรณีที่แบบของความพืดเนื่องจากแรงเฉือนในดินเป็นแบบ **Local Shear Failure** สมการของค่า **Ultimate Bearing Capacity** จะเป็น

a) ฐานรากต่อเนื่อง (Strip Foundation)

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + 0.5\gamma_1BN'_\gamma \quad (2.4)$$

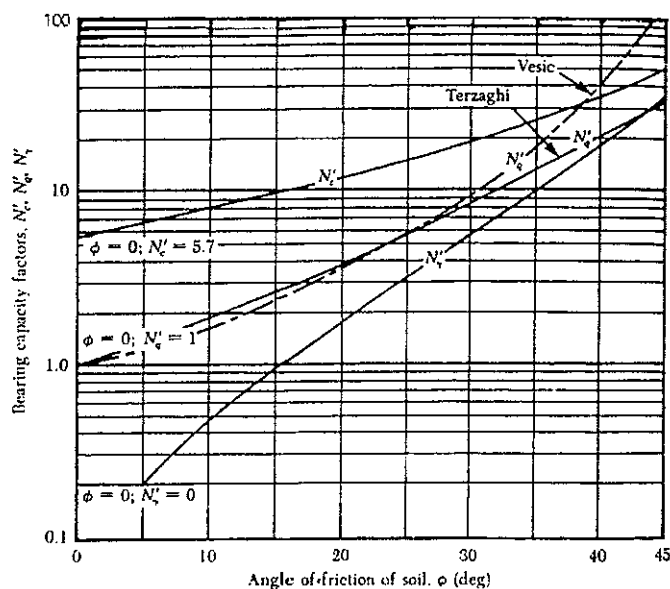
b) ฐานรากรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Foundation)

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma_1BN'_\gamma \quad (2.5)$$

c) ฐานรากรูปหน้าตัดวงกลม (Circular Foundation)

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma_1BN'_\gamma \quad (2.6)$$

เมื่อ  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  = ค่า Modified Bearing Capacity Factor ซึ่งขึ้นอยู่กับ  $\phi'$  ที่มีค่าเท่ากับ  $\tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$  ดังแสดงในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 กราฟแสดงค่า Modified Bearing Capacity Factor :  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  ของ Terzaghi (อ้างอิง Das, 1999)



ตารางที่ 2.2 Terzaghi's Modified Bearing Capacity Factors  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  (อ้างอิง Das, 1999)

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
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	2.88
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				

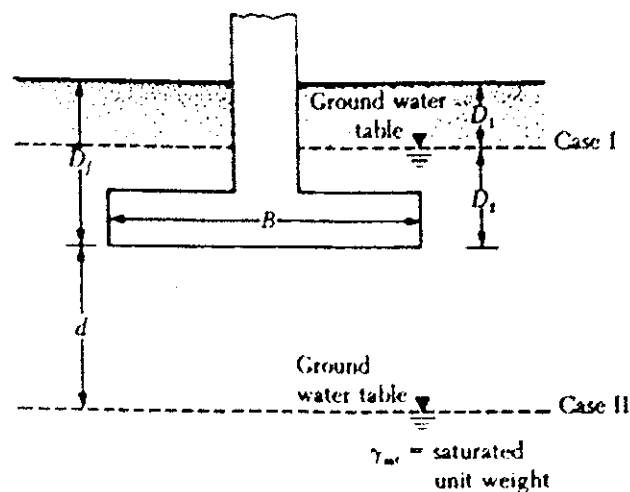
## 2.6 ผลกระทบต่างๆที่มีต่อค่า Ultimate Bearing Capacity

มี 2 ผลกระทบ คือ

- ผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน
- ผลกระทบจากแรงเฉือนศูนย์

ผลกระทบจากระดับน้ำใต้ดิน

เนื่องจากน้ำใต้ดินมีผลทำให้ค่ากำลังความแข็งแรงของดินเปลี่ยนไป จึงต้องคำนึงถึงระดับน้ำใต้ดิน เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์ค่า Ultimate Bearing Capacity โดยการปรับแก้ค่า effective surcharge( $q$ ) และ effective unit weight ( $\gamma$ ) ซึ่งมี 3 กรณี ตามระดับความลึกของระดับน้ำใต้ดิน( $D_{GWT}$ ) เทียบกับระดับความลึกฐานราก( $D_f$ ) และตามความกว้างของฐานราก (B)



รูปที่ 2.5 แสดง Modification of bearing capacity เนื่องจากผลกระทบจากน้ำใต้ดิน  
(อ้างอิง Das, 1999)

กรณีที่1 ระดับน้ำอยู่ระหว่าง  $0 \leq D_1 \leq D_f$

คำนวณค่า ultimate bearing capacity โดย

$$\text{ใช้ค่า factor } q, q = \text{effective surcharge} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.7)$$

โดยที่  $\gamma_{sat}$  = หน่วยน้ำหนักของดินอิ่มตัว ( $t/m^3$ )

$\gamma_w$  = หน่วยน้ำหนักของน้ำ ( $t/m^3$ )

และใช้ค่า  $\gamma$  ในเทอมสุดท้ายในสมการเป็น  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

กรณีที่2 ระดับน้ำอยู่ระหว่าง  $0 \leq d \leq B$

คำนวณค่า ultimate bearing capacity โดย

$$\text{ใช้ค่า factor } q, q = \text{effective surcharge} = \gamma D_f$$

และใช้ค่า  $\gamma$  ในเทอมสุดท้ายในสมการเป็น  $\gamma' = \gamma_{sat} + \frac{d}{B} (\gamma_{sat} - \gamma_w)$

กรณีที่3 ระดับน้ำมีค่ามากกว่า  $D_f + B$  ( $d \geq B$ )

ระดับน้ำจะไม่มีผลต่อค่า ultimate bearing capacity

ซึ่งในการจัดทำโครงการนี้จะไม่ศึกษากรณีมีระดับน้ำใต้ดิน

ทั้งนี้ในการจัดทำโครงการนี้จะศึกษาเฉพาะกรณีที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับของผิวดิน คือ

จะทำการวิเคราะห์ค่า ultimate bearing capacity โดยพิจารณาค่า  $q_u$  จาก

### 2.6.1 General Bearing Capacity Equation

เนื่องจากทฤษฎีการวิเคราะห์ค่า ultimate bearing capacity ในสมการที่ได้กล่าวในสมการที่ เป็นสมการที่ใช้วิเคราะห์สำหรับฐานรากต่อเนื่อง ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส และ ฐานรากรูปหน้าตัดวงกลมเท่านั้น ต่อมาได้พัฒนาเพื่อให้สามารถวิเคราะห์สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าได้ โดยที่ความกว้างของฐานรากเทียบกับความยาวของฐานรากมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1 ( $0 < B/L < 1$ ) และได้คำนึงถึงปัจจัยที่มีผลกระทบจากรูปร่าง , ความลึกของฐานราก และ แรงโน้มเอียงที่กระทำฐานราก ซึ่ง Meyerhof ได้เสนอในรูปแบบของสมการ General Bearing Capacity Equation

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.8)$$

โดยที่  $C$  = แรงเชื่อมแน่นของดิน (cohesion )  
 $q$  = effective stress ที่ระดับใต้ฐานราก  
 $\gamma$  = หน่วยน้ำหนักของดิน (unit weight)  
 $B$  = ความกว้างของฐานราก

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = ปัจจัยทางด้านรูปร่างดังแสดงในตารางที่ 2.4

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = ปัจจัยทางด้านความลึกดังแสดงในตารางที่ 2.4

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = ปัจจัยทางด้านแรงที่กระทำต่อฐานรากซึ่งไม่อยู่ในแนวตั้ง  
 ดังแสดงในตารางที่ 2.4

$N_c, N_q, N_\gamma$  = ค่า Bearing Capacity Factor เป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตาม  
 ค่า Angle of Friction ของดินดังแสดงในตารางที่ 2.3 ซึ่งเป็นค่าที่เสนอโดย Meyerhof ,  
 Vesic และ Hansen

จาก Meyerhof ( 1963 ) ค่า Bearing Capacity Factors มี

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.9)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.10)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (2.11)$$

ตารางที่ 2.3 Bearing Capacity Factor (อ้างอิง Das,1999)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	N	$N_q/N_c$	Tan $\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	N	$N_q/N_c$	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	199.29	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\*After Vesic(1973)

ตารางที่ 2.4 แสดงค่า Shape , Depth and Inclination Factor สำหรับ General

Bearing Capacity Equation (อ้างอิง Das, 1999)

Factor	Relationship	Source
Shape	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>เมื่อ L = ความยาวฐานราก (L &gt; B)</p>	De Beer (1970)
Depth	<p><b>กรณี (a): <math>D_f/B \leq 1</math></b></p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p><b>กรณี (b): <math>D_f/B &gt; 1</math></b></p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclination	$F_{ci} = F_{\phi i} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>เมื่อ <math>\beta</math> = มุมเอียงจากแนวตั้งของน้ำหนักกระทำบนฐานราก</p>	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)

หน่วย  $\tan^{-1} D_f/B$  เป็น radians

## 2.7 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิ ( Net Ultimate Bearing Capacity , $q_u$ (net))

เป็นค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก ที่พิจารณาจากน้ำหนักบรรทุก โครงสร้าง  
เท่านั้น โดยไม่มีค่าน้ำหนักของดินที่ถมอยู่บนฐานราก ( Surcharge) จะได้ว่า

$$q_u(\text{net}) = q_u - q \quad (2.12)$$

$$q_u(\text{net}) = \text{Net Ultimate Bearing Capacity}$$

$$q = \text{Surcharge ของดินส่วนที่อยู่บนฐานราก}$$

$$= \gamma D_f$$

$$\gamma = \text{หน่วยน้ำหนักของดินส่วนที่อยู่บนฐานราก}$$

$$D_f = \text{ความลึกของฐานราก}$$

## 2.8 ส่วนปลอดภัย ( Factor of Safety, F. S)

ในงานออกแบบฐานราก ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่นำมาใช้จะเป็นค่า  
ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินรองรับฐานรากโดยปลอดภัย ( Gross Allowable  
Bearing Capacity,  $q_{all}$  ) ซึ่งได้มาจากการหารค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัย  
ด้วยส่วนปลอดภัย ดังแสดงในสมการในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยด้วยส่วนปลอดภัย ดังแสดง  
ในสมการที่ ( 2.13 ) คือ

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S} \quad (2.13)$$

บางครั้ง ก็นิยมใช้ค่าความสามารถในการรับน้ำหนัก โดยปลอดภัยสุทธิของดินรองรับฐาน  
ราก ( Net Allowable Bearing Capacity  $q_{all(\text{net})}$  ) ในงานวิศวกรรม คือ

$$\begin{aligned} q_{all(\text{net})} &= \frac{q_u(\text{net})}{F.S} \\ &= \left( \frac{q_u - q}{F.S} \right) \geq \frac{P}{A} \end{aligned} \quad (2.14)$$

เมื่อ  $P =$  น้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง

$A =$  พื้นที่หน้าตัดของฐานราก

### 2.8.1 รูปแบบและวิธีการใช้ส่วนปลอดภัย

คือ ส่วนปลอดภัยประมาณ 2.5 ถึง 3.0 ถ้าพิจารณาค่า Gross Allowable Bearing Capacity และ Net Allowable Bearing Capacity จาก Ultimate Bearing Capacity และ Net Ultimate Bearing Capacity ตามลำดับ ดังแสดงในสมการที่ (2.13) และ (2.14) แต่ถ้าพิจารณาจากการใช้ Design Strength Parameter ซึ่งได้แก่ Design Cohesion,  $C_d$  และ Design Angle of Friction,  $\phi_d$  ค่าส่วนปลอดภัยจะประมาณ 1.4 ถึง 1.6 โดยมีวิธีการคำนวณ ดังนี้

เริ่มจากคำนวณค่า  $C_d$  และ  $\phi_d$  จาก

$$C_d = \frac{C}{F.S} \quad (2.15)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \frac{\tan \phi}{F.S} \quad (2.16)$$

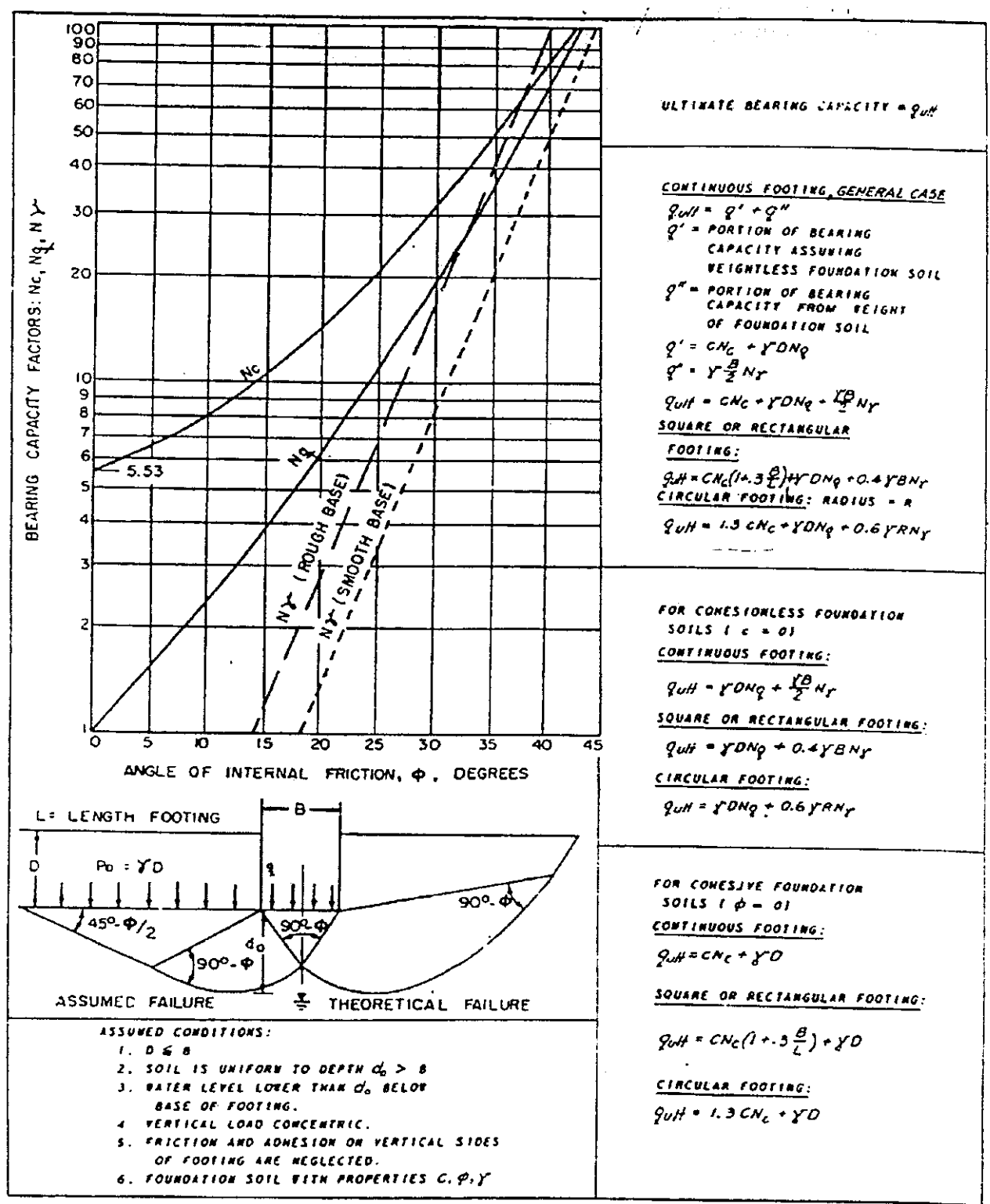
แล้วจึงนำค่า  $C_d$  และ  $\phi_d$  มาคำนวณค่า Gross Allowable Bearing Capacity และ Net Allowable Bearing Capacity โดยใช้สมการจากทฤษฎีของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย ดังได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.3 ยกตัวอย่างเช่น ทฤษฎีของ Terzaghi (1943) จะได้ค่า

$$q_{all} = C_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{ถ้าเป็น Strip Foundation}$$

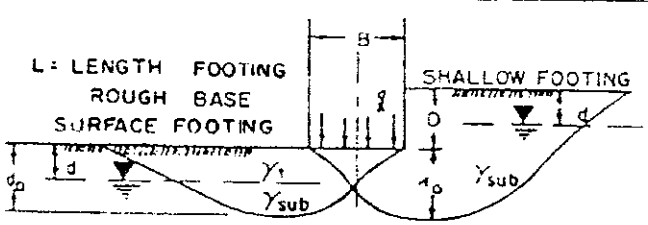
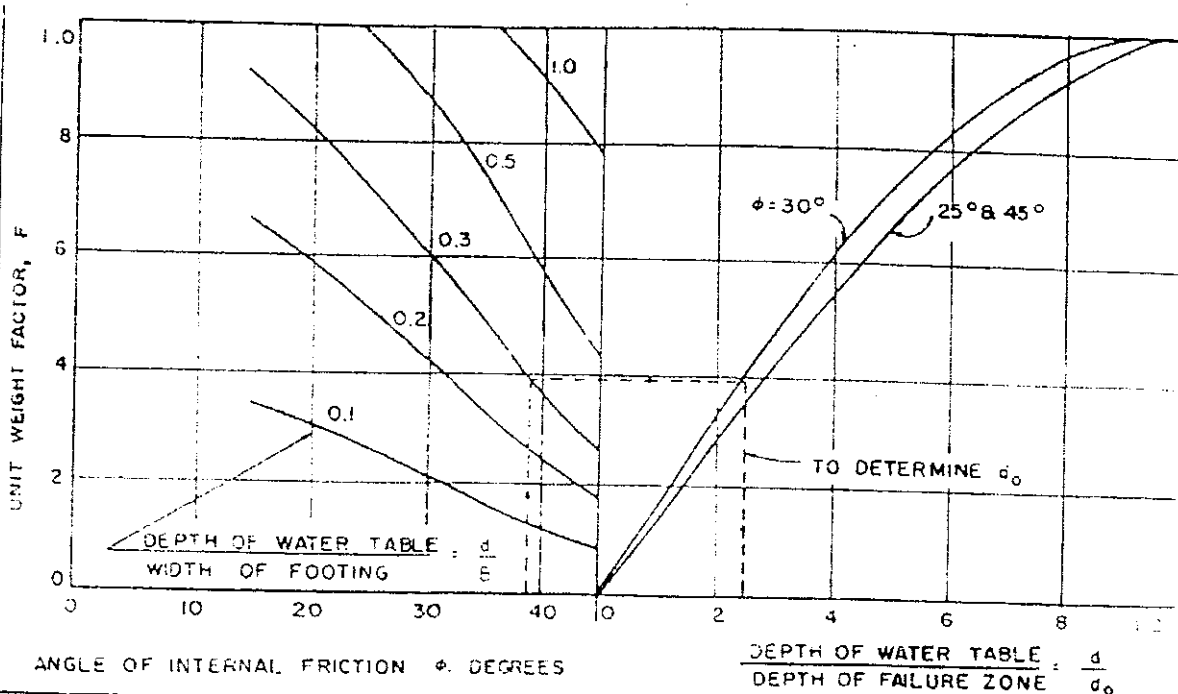
$$q_{all(net)} = C_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{ถ้าเป็น Strip Foundation}$$

เมื่อ  $N_c, N_q, N_\gamma$  = Bearing Capacity Factors แปรเปลี่ยนตามค่า  $\phi_d$





รูปที่ 2.6 แสดงการหา Ultimate Baring Capacity ของฐานรากดิน(อ้างอิง NAVFAC DM-7)



- ASSUMED CONDITIONS:
1. GROUND WATER LEVEL IS HORIZONTAL
  2. PRESENCE OF GROUND WATER HAS NO EFFECT ON COHESIVE SOIL WITH  $\phi = 0$ .

CONTINUOUS FOOTING:

SURFACE FOOTING:  $d = 0$

$$q_{ult} = CN_c + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] \frac{B}{2} N_f$$

SHALLOW FOOTING:  $0 \leq d \leq B$

IF  $d \leq D$

$$q_{ult} = CN_c + [\gamma_{sub} D + (\gamma_t - \gamma_{sub}) d] N_q + 0.5 \gamma_{sub} B N_f$$

IF  $D < d \leq (D + d_0)$

$$q_{ult} = CN_c + \gamma_t D N_q + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] \frac{B}{2} N_f$$

VALUES OF BEARING CAPACITY FACTORS  $N_c$ ,  $N_q$  AND  $N_f$  ARE SHOWN IN FIG. 1.

RECTANGULAR FOOTING:

SURFACE FOOTING:  $d = 0$

$$q_{ult} = CN_c (1 + 3 \frac{B}{L}) + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] 0.4 B N_f$$

SHALLOW FOOTING:  $0 \leq d \leq B$ , IF  $d \leq D$

$$q_{ult} = CN_c (1 + 3 \frac{B}{L}) + [\gamma_{sub} D + (\gamma_t - \gamma_{sub}) d] N_q + 0.4 \gamma_{sub} B N_f$$

IF  $D < d \leq (D + d_0)$

$$q_{ult} = CN_c (1 + 3 \frac{B}{L}) + \gamma_t D N_q + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] 0.4 B N_f$$

CIRCULAR FOOTING: RADIUS =  $R = \frac{B}{2}$

SURFACE FOOTING:  $d = 0$

$$q_{ult} = 1.3 CN_c + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] 0.6 R N_f$$

SHALLOW FOOTING:  $0 \leq d \leq 2R$ , IF  $d \leq D$

$$q_{ult} = 1.3 CN_c + [\gamma_{sub} D + (\gamma_t - \gamma_{sub}) d] N_q + 0.6 \gamma_{sub} R N_f$$

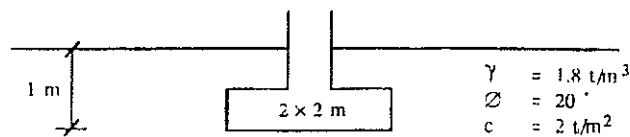
IF  $D < d \leq (D + d_0)$

$$q_{ult} = 1.3 CN_c + \gamma_t D N_q + [\gamma_{sub} + F(\gamma_t - \gamma_{sub})] 0.6 R N_f$$

รูปที่ 2.7 แสดงการหาค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากดิน  
เมื่อมีระดับน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง (อ้างอิง NAVFAC DM-7)

ตัวอย่างการคำนวณ จงพิจารณาคำน้ําหนักบรรทุกปลอดภัยโดยสูตรที่ดินได้ฐานรากรองรับได้ เมื่อ กำหนดให้ใช้สมการของ Meyerhof (1963) กำหนดให้

- เป็นฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 2 x 2 ม. และความลึกของฐานรากเท่ากับ 1 ม.
- ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำจากผิวดินเท่ากับ 10 ม.
- ดินรองรับฐานรากมีค่า Unit Weight = 1.8 t/m<sup>3</sup>, Angle Friction = 20° และค่า Cohesion = 2 t/m<sup>2</sup>
- ใช้ Factor of Safety เท่ากับ 2.5



รูปที่ 2.8 ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสประกอบการคำนวณ(อ้างอิง วรรณิ,2545)

วิธีทำ จากสมการของ Meyerhof

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

- พิจารณาค่า Bearing Capacity Factor จากตารางที่ 2.2 ที่  $\phi = 20^\circ$

$$N_c = 14.83 \quad N_q = 6.4 \quad \text{และ} \quad N_\gamma = 2.9$$

- พิจารณา Shape Factor และ Depth Factor เมื่อคิดเป็น Vertical Load จากตารางที่ 2.3

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$= 1 + \frac{6.4}{14.83} = 1.43$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$= 1 + 0.4 \frac{1}{2} = 1.2$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$= 1 + \tan 20 = 1.36$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$= 1 + 2 \tan 20 (1 - \sin 20)^2 \frac{1}{2}$$

$$= 1.15$$

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

$$= 0.6$$

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

- พิจารณา Surcharge, q เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ลึกมาก

$$q = (1.8)(1) = 1.8 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 2(14.83)(1.43)(1.2) + 1.8(6.4)(1.36)(1.15) + (1/2)(1.8)(2)(2.9)(0.6)(1)$$

$$= 50.89 + 18.02 + 3.13 = 72.04 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } q_{u(net)} &= q_u - q \\ &= 72.04 - 1.8 = 70.24 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{จะได้ค่า } q_{all(net)} &= \frac{q_{u(net)}}{F.S} \\ &= \frac{70.24}{2.5} = 28.09 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น ค่า Net Allowable Load} = 28.09(2)^2 = 112.36 = 112 \text{ tons} \quad \text{Ans.}$$

## 2.9 ผลกระทบจากแรงเยื้องศูนย์กลาง ( Eccentricity Loading )

การเยื้องศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกที่มีต่อฐานราก จะมีโมเมนต์เกิดขึ้นรอบแกนกลางของฐานราก ซึ่งอาจจะมีหนึ่งแกนหรือสองแกนก็ได้ คือ แกน x และ แกน y มีผลทำให้ค่าของ Ultimate Bearing Capacity ของดินรองรับฐานรากเปลี่ยนแปลงไป อันเนื่องมาจากการกระจายของหน่วยแรง ( Distribution of Stress ) ในดินรองรับฐานรากกระจายไม่เท่ากันตลอดพื้นที่ของฐานราก

$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$ ,  $q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$  เมื่อ Q = น้ำหนักจากโครงสร้าง, M = Moment ที่เกิดขึ้น นั่นคือ ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกโดยปลอดภัยของฐานรากดินที่มีโมเมนต์เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่าค่าสูงสุดของหน่วยแรงในดิน นอกจากการพิจารณาเช่นนี้แล้ว Meyerhof ( 1953 ) and Hansen (1970) ได้เสนอวิธี Effective Area มาใช้ในการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity ที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากแรงเยื้องศูนย์กลาง ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ตามขั้นตอนดังนี้ ( เมื่อ  $e/B$  หรือ  $e/L$  มีค่าไม่มากกว่า  $1/6$  )

### ขั้นตอนที่ 1

ถ้าเป็นฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ขนาด  $B \times L$  น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด A' ค่าของความกว้าง B และความยาว L จะเปลี่ยนแปลงไปเป็นความกว้างประสิทธิผล ( Effective Width ),  $B'$  และความยาวประสิทธิผล ( Effective Length ),  $L'$

$$B' = B - 2e_y \quad (2.38)$$

$$L' = L - 2e_x \quad (2.39)$$

โดยที่ค่า  $(B - 2e_y)$  ต้องน้อยกว่าค่า  $(L - 2e_x)$  นั่นคือ ในระหว่าง 2 ค่า ค่าใดที่น้อยกว่าจะเป็นค่า Effective Width ,  $B'$

เมื่อ  $e_x, e_y$  = ระยะเยื้องศูนย์กลางแนวแกน x และ แกน y ตามลำดับ

$$\text{ค่า Effective Area, } A' = B' \times L' \quad (2.40)$$

ป  
TA  
775  
15190  
2547



แต่ถ้าเป็นฐานรากวงกลม น้ำหนักบรรทุกกระทำที่จุด A ระยะเยื้องศูนย์กลางตามแนวแกน x เท่ากับ  $e_x$  เพียง 1 แกน สิ่งที่ต้องพิจารณาคือ พื้นที่ abcd ซึ่งจะต้องเป็นพื้นที่ที่ประกอบด้วยแนวแรงที่ผ่านจุด A" เป็นแนวศูนย์กลาง โดยคำนวณเป็นพื้นที่ segment วงกลม รูป abc และจะได้ว่าพื้นที่ abcd เป็นสองเท่าของพื้นที่ segment วงกลม abc นั่นคือ

$$B'L' = \text{พื้นที่ abcd โดยที่ } ac \geq L' \geq 0.85ac$$

นั่นก็คือจะต้องแปลงพื้นที่ของฐานรากให้เป็นพื้นที่ประสิทธิผลหรือ Effective Area ที่มีจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ ดังเช่น จุด A' หรือจุด A" เป็นจุดศูนย์กลางของ Effective Area

### ขั้นตอนที่ 2

จากทฤษฎีของ Meyerhof (1963) ในการพิจารณาค่า Ultimate Bearing Capacity จะได้ว่า แทนค่า B ด้วย B' ในสมการของ Ultimate Bearing Capacity และค่าของ Shape Factor ตามสมการในตารางที่ 2.3 ให้แทนค่า B และ L ด้วย B' และ L' ตามลำดับ แต่ก็ยังคงเป็น B และ L ในค่าของ Depth Factor นั่นก็คือ สมการที่ 2.41

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.41)$$

### ขั้นตอนที่ 3

คำนวณค่า Ultimate Bearing Load,  $Q_u$  เป็น

$$Q_u = q_u (B' \times L') \quad (2.42)$$

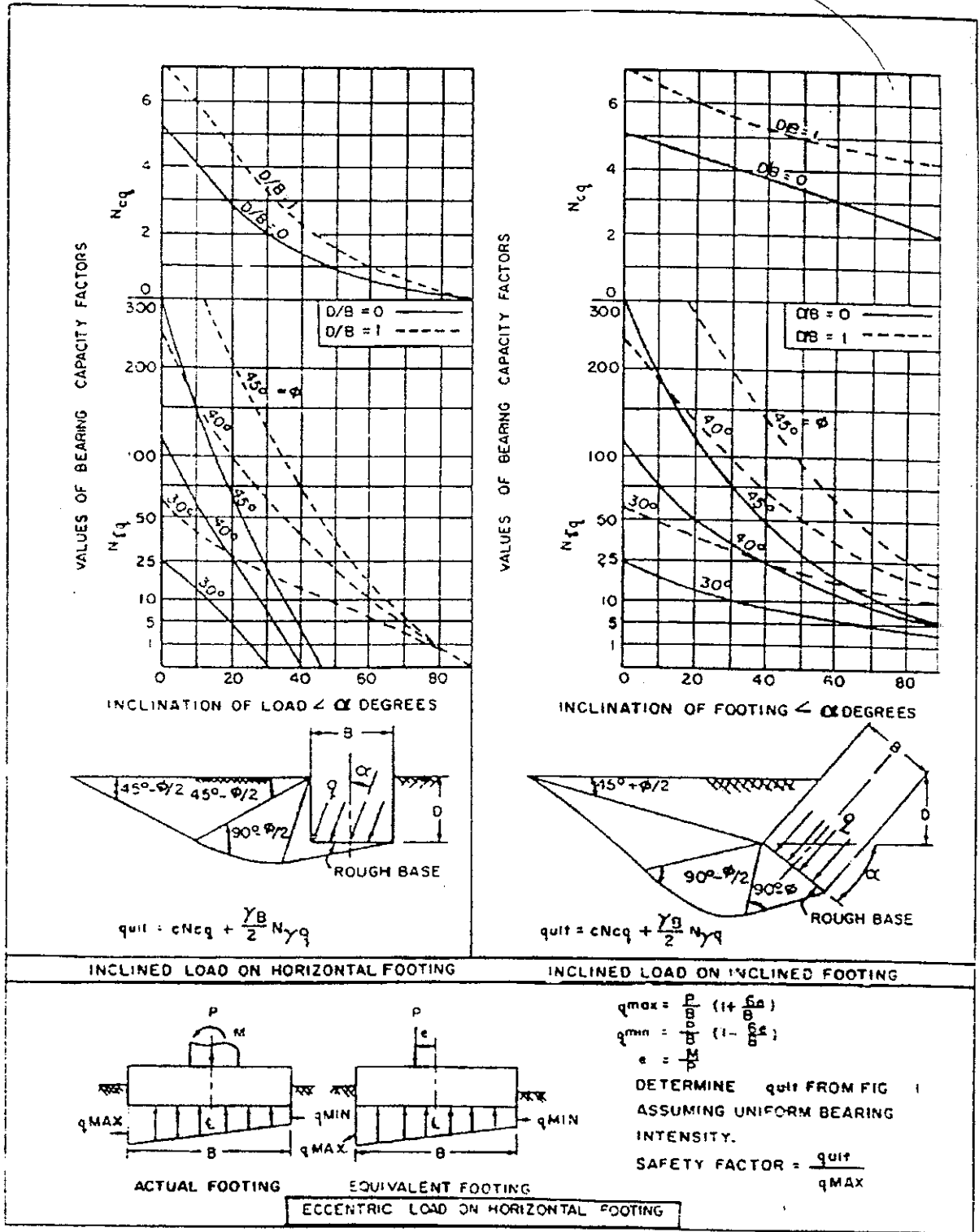
นอกจากใช้วิธี Effective Area แล้ว Meyerhof (1953) ยังได้เสนออีกวิธีหนึ่งคือ วิธีใช้ Reduction Factor,  $R_c$  ในสมการที่ (2.43) และ (2.44) ดังนี้

$$R_c = 1 - 2 \frac{e}{B} \quad \text{ถ้าเป็น Cohesive Soil} \quad (2.43)$$

$$R_c = 1 - \left( \frac{e}{B} \right)^{1/2} \quad \text{ถ้าเป็น Cohesionless Soil} \quad (2.44)$$

$$\text{และ } 0 < \frac{e}{B} < 0.3$$

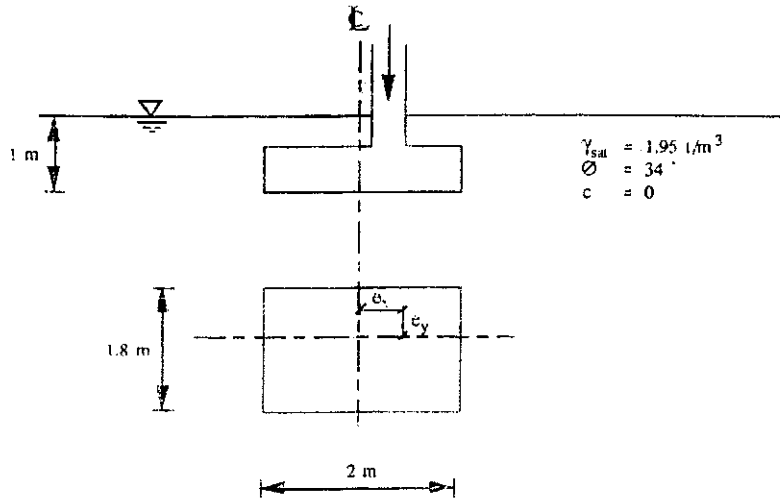
ในทางปฏิบัติ ระยะเยื้องศูนย์กลาง,  $e$  ควรน้อยกว่า  $\frac{B}{6}$  มิฉะนั้น จะเกิดแรงดึงในดินซึ่งเป็นแรงที่ดินไม่สามารถรองรับได้ตามคุณสมบัติของดิน ดังนั้น จะเป็นผลทำให้เกิดรอยแยกระหว่างฐานรากกับดินในบริเวณนั้นได้



รูปที่ 2.9 แสดงการหา Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากแบบตอเนื่องเมื่อน้ำหนักกระทำแบบ eccentric และ inclined loading(อ้างอิง NAVFAC DM-7)

**ตัวอย่างการคำนวณ**

จากรูปจงพิจารณา ค่า Gross Ultimate Load ของฐานรากตื้นสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง 1.8 เมตร ยาว 2 เมตร ซึ่งรับแรงเชิงศูนย์กลาง 2 แกน มีระยะเชิงศูนย์กลาง  $e_x = 0.24$   $e_y = 0.10$  เมตร กำหนดให้ใช้สมการของ Meyerhof (1963) และ Effective Area Method



รูปที่ 2.10 ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้ากรณีเชิงศูนย์กลางประกอบกรคำนวณ(อ้างอิง วรรณิ,2545)

วิธีทำ จาก Effective Area Method พิจารณา Effective Area คือ  $B' \times L'$

$$\text{จาก } B' = B - 2e_y$$

$$L' = L - 2e_x$$

$$\text{จะได้ } B' = 2 - (2 \times 0.24) = 1.52 \text{ เมตร}$$

$$L' = 2 - (2 \times 0.1) = 1.60 \text{ เมตร}$$

เนื่องจาก  $B' < L'$  เพราะฉะนั้น  $B'$  เป็นค่า Effective Width ( $B'$ )

จากสมการของ Meyerhof (1963) เมื่อ Inclination Factor = 1

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

เมื่อ Inclination Factor = 1 จะได้

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

พิจารณาค่า Bearing Capacity Factor จากตารางที่ 2.3 เมื่อ  $\phi = 34$

$$\text{จะได้ } N_c = 42.14, N_q = 29.4, N_\gamma = 31.1$$

พิจารณาค่า Shape factor และ Depth Factor จากตาราง

$$\begin{aligned}
 F_{cs} &= 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c} \\
 &= 1 + \frac{1.52}{1.6} \left( \frac{29.4}{42.14} \right) \\
 &= 1.66
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cd} &= 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \\
 &= 1 + 0.4 \left( \frac{1}{1.8} \right) \\
 &= 1.22
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{qs} &= 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi \\
 &= 1 + \frac{1.52}{1.6} \tan 34^\circ \\
 &= 1.64
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \\
 &= 1 + 2 \tan 34^\circ (1 - \sin 34^\circ)^2 \left( \frac{1}{1.8} \right) \\
 &= 1.14
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{\gamma s} &= 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \\
 &= 1 - 0.4 \left( \frac{1.52}{1.6} \right) \\
 &= 0.62
 \end{aligned}$$

พิจารณาค่า Surcharge , q เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน

$$\begin{aligned}
 q &= (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D_f \\
 (1.95 - 1) \cdot (1) &= 0.95 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ดังนั้น } q_u &= 0 + (0.95 \times 29.4 \times 1.64 \times 1.14) + \frac{1}{2} (1.95 - 1) (1.52 \times 31.1 \times 0.62 \times 1) \\
 &= 52.22 + 13.92 = 66.14 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

ค่า Gross Ultimate Load =  $q_u$  (Effective Area)

$$= 66.14 (1.52 \times 1.6) = 160.85 = 160 \text{ ton. } \quad \underline{\text{Ans}}$$



## 2.10 การทดสอบหาความแข็งแรงของมวลดิน (ค่า $C$ และ ค่า $\phi$ )

ในบรรดาวิธีการทดสอบหาความแข็งแรงของมวลดินในห้องทดลอง เป็นที่ยอมรับกันว่า Triaxial Test เป็นการทดสอบที่มีสภาพใกล้เคียงความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในชั้นดินธรรมชาติมากที่สุด ทั้งนี้เพราะความดันโดยรอบตัวอย่าง (Confining Pressure) สามารถควบคุมให้เหมาะสมตามธรรมชาติได้ และในระหว่างทำการทดลอง ความดันน้ำในตัวอย่างดินหรือปริมาตรน้ำที่ไหลเข้าหรือออกจากตัวอย่างดินสามารถทำได้โดยละเอียด

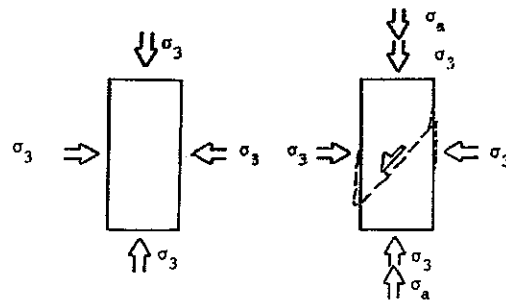
ดังนั้นในโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ หรือ งานศึกษาวิเคราะห์ที่ต้องการความละเอียดของคุณสมบัติดินในด้านความแข็งแรง จึงมักจะทดสอบ โดย Triaxial Test นอกจากนี้ การทดสอบวิธีนี้ ยังอาจประยุกต์ใช้ในการหาค่าการทรุดตัวของชั้นดิน และหาค่าความชื้นน้ำโดยละเอียดได้อีกด้วย

### ทฤษฎี

มวลดินในระดับต่าง ๆ ได้ผิวดินย่อมจะมีแรงดันอันเกิดจากน้ำหนักของดินเองโดยรอบซึ่งเรียกว่า "Geostatic Stress" และเมื่อมีแรงกระทำหรือน้ำหนักภายนอกอันจะเป็นสาเหตุให้เกิดการเคลื่อนพังของมวลดินนั้นขึ้นภายหลัง หน่วยของแรงส่วนนี้ เราอาจจะเรียกว่า "Applied Stress" ซึ่งอาจเกิดน้ำหนักของอาคารที่ถ่ายลงบนฐานรากหรือน้ำหนักของเขื่อนดินลงบนผิวดิน เมื่อมี Applied Stress นี้มากเกินไปจนเกินกำลังที่มวลดินจะรับไหวก็จะเกิดการเคลื่อนพัง

หลักการของ Triaxial Test แตกต่างไปจาก Direct Shear Test ในการหาค่า Soil Strength parameters ดังนี้ คือ

1. Triaxial Test จะมีแรงดันตั้งฉากกับผิวของตัวอย่างดินเท่านั้น โดยที่ ส่วนมากแรงดันด้านข้าง จะรักษาไว้คงที่ แล้วเพิ่มแรงดันด้านบนจนกระทั่งตัวอย่างดิน เกิดการเคลื่อนพังขึ้น
2. ระบายหรือแนวการเคลื่อนพังของตัวอย่างเป็นไปโดยธรรมชาติ ไม่ได้กำหนดไว้ล่วงหน้า ดังเช่นที่เกิดขึ้นใน Direct Shear Test
3. การควบคุมการไหลถ่ายเทน้ำภายในตัวอย่างดินทำได้สมบูรณ์ โดยอาศัย Drainage value และ Volume change indicator

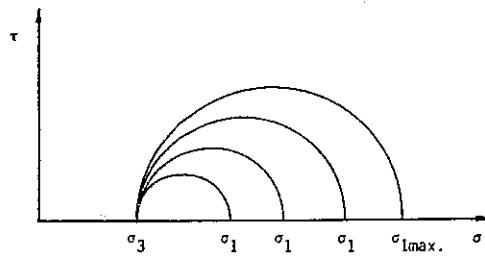


รูปที่ 2.11 Stress Condition ใน Triaxial Test (อ้างอิง วรากร, 2525)

วิธีการทดสอบ Triaxial Test อาจแบ่งออกได้เป็น 2 ขั้นตอน คือ

1. **Consolidation State** หลังจากเตรียมตัวอย่างดินในสภาพที่ต้องการแล้ว ตัวอย่างดินก็จะถูกอัดทุก ๆ ด้านด้วยแรงดันที่เท่า ๆ กัน เรียกว่า Confining pressure หรือ Consolidation pressure ภายใต้แรงดันนี้ก็เปรียบเสมือนเรานำตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพความดันใต้ชั้นดิน ถ้ายิ่งลึกมาก ๆ ก็ยิ่งต้องมี Confining pressure มาก ภายหลังจากนั้นอาจจะมีการปล่อยให้น้ำภายในตัวอย่างดินไหลออกจนสู่สภาพสมดุล คือไม่ไหลต่อไปแล้ว
2. **Shearing State** ภายหลังจาก Consolidation แล้วความดันด้านบน (บางกรณีอาจจะเป็นส่วนข้างก็ได้) จะค่อย ๆ เพิ่มขึ้น ซึ่งเปรียบเสมือนตัวอย่างดินถูกน้ำหนักหรือแรงภายนอกกระทำ แรงดันนี้จะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนตัวอย่างดินทานไว้ไม่ไหวก็จะเกิดการเคลื่อนพังขึ้นได้ ซึ่งจะปรากฏเป็น Failure plane ให้เห็นบนตัวอย่างดิน

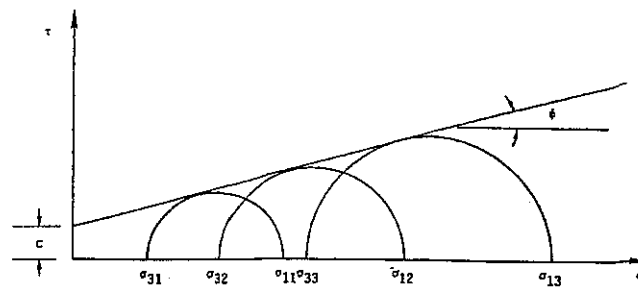
ในแต่ละขั้นตอนจะมีรายละเอียดซึ่งจะกล่าวถึงในลำดับต่อไป ถ้าเราพิจารณาสภาพของความดันในขณะที่เกิดการเคลื่อนพัง จะเห็นว่า ความดันหรือแรงดันทั้งหมดเป็น " Principal Stress " หน่วยแรงดันที่มีค่ามาก (แนวตั้ง) เรียกว่า Major Principal Stress ( $\sigma_1$ ) และที่น้อยกว่า (แนวราบ) เรียกว่า Minor Principal Stress ( $\sigma_3$ ) หน่วยแรง 2 ค่านี้สามารถนำมาพล็อตเป็น Mohr's Diagram ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.10



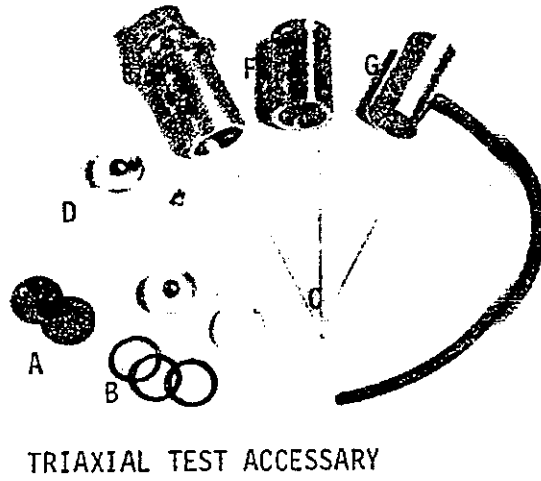
รูปที่ 2.12 Mohr's Circle จาก Triaxial Test (อ้างอิง วรากร,2525)

และถ้าตัวอย่างดินเหมือน ๆ กันถูกทำการทดลอง โดยเปลี่ยนค่าของ  $\sigma_3$  ให้แตกต่างกันไป ผลที่ได้คือ Mohr's Circle หลายวงดังในรูปที่ 2.10 ซึ่งเมื่อลากเส้นสัมผัส Mohr's Circle เหล่านั้น เส้นตรงเส้นนี้เรียกว่า Mohr's Coulomb Envelope ซึ่งแสดง คุณสมบัติทางด้านความแข็งแรงของมวลดินนั้น ๆ เช่นเดียวกับ Direct Shear Test Strength Parameter 2 ค่าคือ จุดตัดเรียกว่า Cohesion,  $c$  และความลาดชันคือ  $\tan \phi$

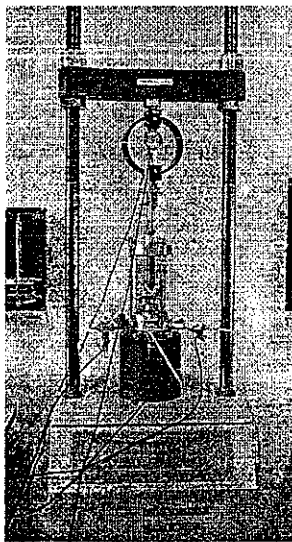
SAMPLE NO.	CONFINING PRESSURE	VERTICAL PRESSURE
1	$\sigma_{31}$	$\sigma_{11}$
2	$\sigma_{32}$	$\sigma_{12}$
3	$\sigma_{33}$	$\sigma_{13}$



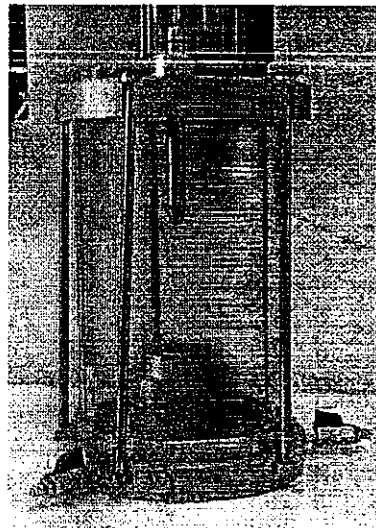
รูปที่ 2.13 Mohr's Diagram จากการทดสอบ Triaxial (อ้างอิง วรากร,2525)



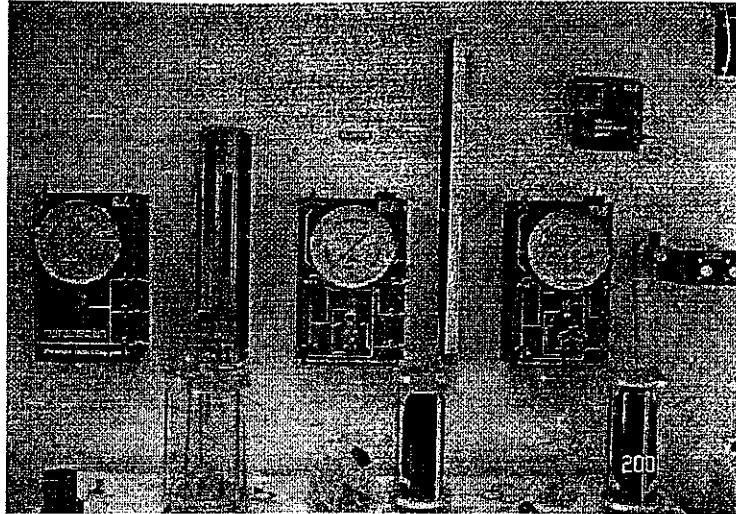
รูปที่ 2.14 เครื่องมือทดสอบ Triaxial Test(อ้างอิง วรากร. ๒525)



รูปที่ 2.15 Triaxial Compression Machine



รูปที่ 2.16 Triaxial Cell

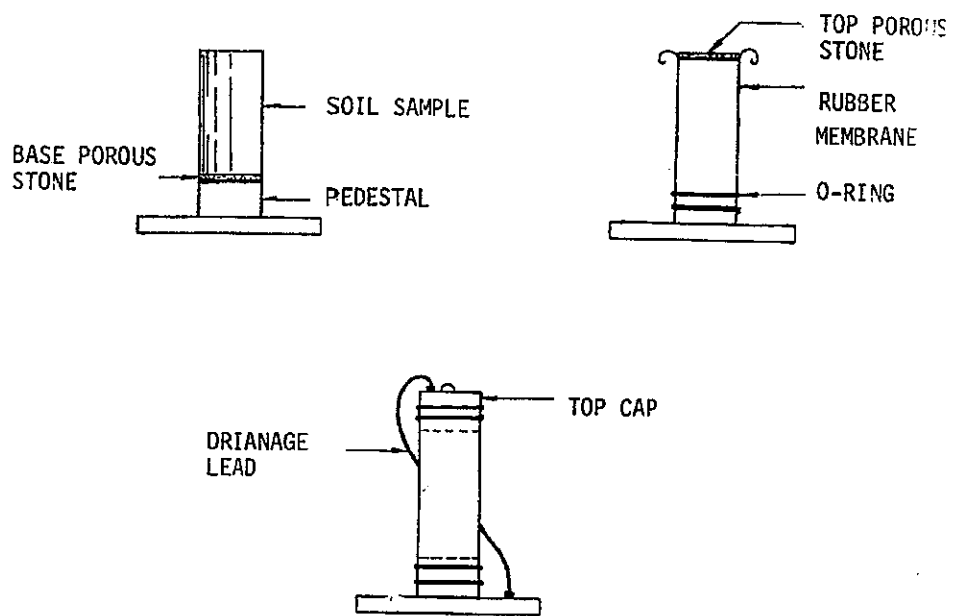


รูปที่ 2.17 เครื่องมือทดสอบ Triaxial Test

การทดลอง

การเตรียมตัวอย่างดิน

ก. ดินเหนียว ( Cohesive Soil ) ให้ดำเนินการเหมือนรายละเอียดในการเตรียมตัวอย่างดิน ข้อ 1 และข้อ 2 และ Unconfined Compression Test นอกจากการติดตั้งตัวอย่างใน Triaxial Cell ให้ทำดังนี้



การเตรียมตัวอย่างดินเหนียว

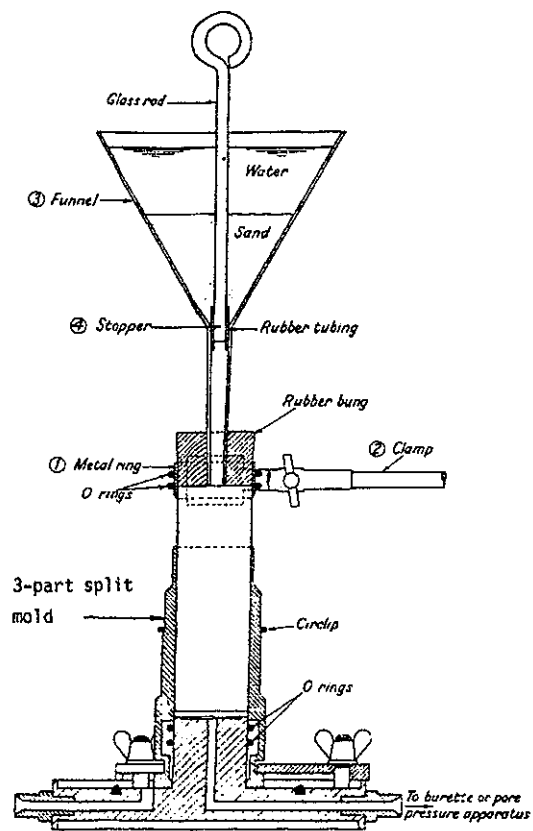
รูปที่ 2.18 การเตรียมตัวอย่างดินเหนียว(อ้างอิง วรากร,2525)

1. วางตัวอย่างดินลงบนฐาน Triaxial Cell โดยมี Porous stone อยู่ระหว่างตัวอย่างและฐาน เพื่อความสะดวกในการระบายน้ำ เข้าออกดังรูปที่ 2.16
2. ใส่ถุงยาง (Rubber membrane) ครอบตัวอย่างดินโดยใช้ membrane stretcher แล้วรัดด้วย O-Ring ให้ถุงยางติดแน่นกับฐานโดยของเหลวภายนอกจะไม่สามารถซึมผ่าน เข้าในตัวอย่างได้
3. วาง Top Cap มีสาย drain ให้ต่ออีกปลายหนึ่งเข้ากับ Valve A ที่ฐาน
4. เอากรอบแก้วสวมลงบนตัวอย่างดิน ต้องระวังให้ Loading ram อยู่บนกึ่งกลางของ Top Capพอดี แล้วขัน Screw ยึดกับฐานให้แน่น

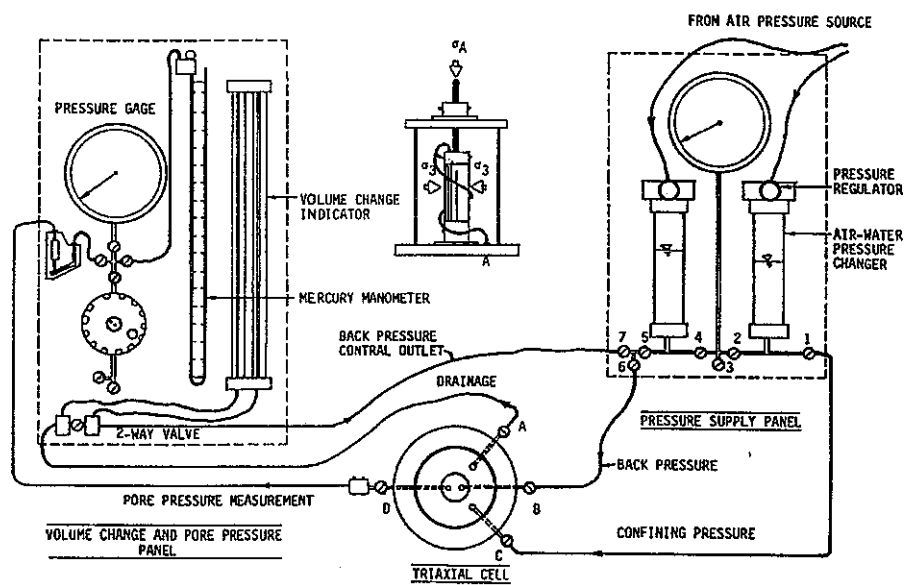
#### ข. ดินทราย (Granular Soil)

เนื่องจากดินทรายไม่มีความเหนียว (Cohesion) จึงไม่สามารถตัดแต่งให้เป็นรูปทรงกระบอกได้เหมือนดินเหนียว แต่ต้องอาศัยแบบแยก (Split former) ช่วยประกอบถุงยางเอาไว้ ดังรูปที่ 2.17 และการเตรียมอาจทำได้ได้ ตัวอย่างชุ่มน้ำ (Saturated Sample) และตัวอย่างแห้ง

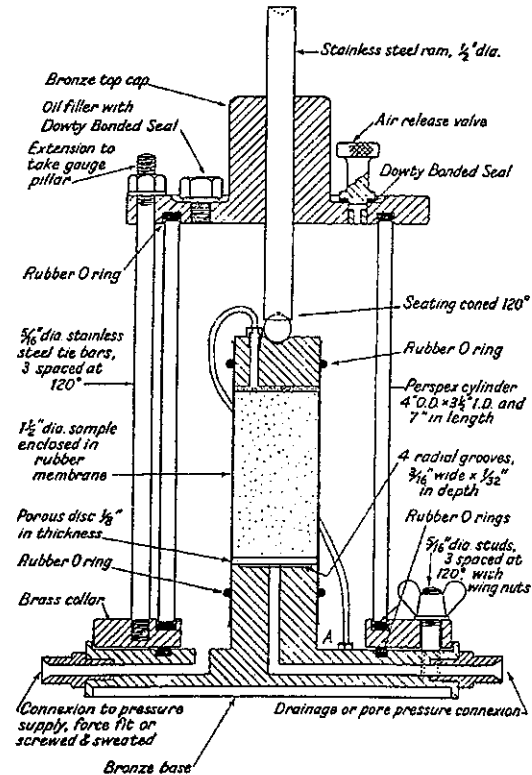
1. ใส่ถุงยางลงบนฐานเสียก่อน รัดด้วย O-ring, วาง Split former ให้สวมลงบนปลายของถุงยาง ด้านบนให้ดึงออกมารัดไว้ภายนอก former
2. ชั่งน้ำหนัก ทรายตัวอย่างให้ เกินพอค้อยโรลงไปโดยอาศัยกรวย (Funnel) จะทำให้ความหนาแน่นแน่นอนคงที่ แล้วชั่งน้ำหนักทรายที่เหลือ
3. ขั้นตอนต่อไปให้ทำเหมือนข้อ 3 และ 4 ของการเตรียมตัวอย่างดินเหนียว



รูปที่ 2.19 การเตรียมตัวอย่างดินทราย(อ้างอิง วรากร,2525)



รูปที่ 2.20 แผนผังเครื่องมือทดสอบ Triaxial Test(อ้างอิง วรากร,2525)



รูปที่ 2.21 รายละเอียด Triaxial Cell (อ้างอิง วรากร, 2525)

### การทำให้ดินชุ่มน้ำ ( Saturation of Sample )

ส่วนใหญ่แล้วตัวอย่างดินในสภาพชุ่มน้ำ ( Saturated ) ซึ่งสามารถดำเนินการได้ดังนี้ ( ดูรูปที่ 2.18 ประกอบ )

1. ปล่อยน้ำ เข้าทาง Valve C เข้าภายใน Cell รอบนอกตัวอย่างดินให้เต็มสั้นออกทาง Bleeding Valve ด้านบน cell ( ส่วนบนของ Cell มักใต้น้ำมันเครื่องหรือน้ำมันละหุ่ง เพื่อป้องกันน้ำรั่วออกทาง Loading ram และช่วยหล่อลื่นไปด้วยในตัว )

2. เพิ่มความดันของ Confining pressure ไว้เล็กน้อยประมาณ ไม่เกิน 5 psi เพื่อช่วยประคองตัวอย่างดินให้แข็งแรงขึ้น ปล่อยน้ำให้เข้าสู่ตัวอย่างทาง Valve B โดยมีความดันช่วยไม่เกิน 3 psi น้ำจะเคลื่อนจากฐานขึ้นสู่เบื้องบน ขณะเดียวกันก็จะไล่ฟองอากาศออกทาง Valve A จนหมดจึงปิด Valve B และ A



3. ในกรณีที่ต้องทำการวัดความดันในตัวอย่างดิน มักนิยมเพิ่มความดันภายในตัวอย่างและภายนอกตัวอย่างขึ้นเท่ากันประมาณ 20-30 psi เรียกว่า " Back Pressure" ซึ่งจะทำให้ฟองอากาศที่ยังหลงเหลืออยู่ละลายไปได้ เป็นการช่วยในดินชุ่มน้ำสมบูรณ์ขึ้น

#### วิธีการทดลอง

##### Unconsolidated Undrained Test ( UU-Test )

การทดลองแบบนี้อาจใช้กับตัวอย่างชุ่มน้ำหรือไม่ก็ได้ โดย Valve A , B และ D ปิดตลอด

#### การทดลอง

1. เพิ่ม Confining pressure ทาง Valve C ตามต้องการ
2. กดตัวอย่างโดย Triaxial Compression machine แรงดันที่เกิดขึ้น เรียกว่า " Diviator Stress" จนกระทั่งตัวอย่างดินเริ่มเคลื่อนพัง

##### Consolidated Undrained Test ( CU- Test )

การทดลองแบบนี้ ตัวอย่างดินจะต้องทำให้ชุ่มน้ำเสียก่อน แล้วดำเนินการดังนี้

1. ปิด Valves เพิ่ม Confining pressure ทาง Valve C ให้มากกว่า Back pressure ที่มีอยู่โดย  
Effective confining pressure  
= Total Confining pressure - Back pressure
2. ค่อยเปิด Valve A เพื่อให้ตัวอย่างดิน Consolidate น้ำภายในตัวอย่างดินจะค่อยไหลออก ถ้าต้องการวัดปริมาณน้ำที่ไหลออกก็ต้องต่อกับ Volume Change Indicator ดังในรูป 2.18 จนกระทั่งน้ำหยุดไหลออกจากตัวอย่าง ซึ่งอาจจะกินเวลาไม่กี่ชั่วโมงสำหรับ Silty Clay หรือ กินเวลา 1-2 วันสำหรับ Highly Plastic Clay 3. เมื่อ Consolidate ตัวอย่างดินเสร็จแล้วกดตัวอย่างดินภายใต้ Undrained Condition Valve A,B,C จะต้องปิดตลอดการกดนอกจาก Valve D ถ้าต้องการจะวัดความดันภายในตัวอย่างจะต้องต่อเข้าเครื่อง Pore Pressure Measurement ดังแสดงในรูปที่ 2.18
3. ยก Triaxial cell เข้าใน Compression Machine ในรูปที่ 2.4 Dial gage สำหรับวัด Vertical Deformation และเลื่อนหัวกดให้พอดีตะ Loading ram
4. ตั้งอัตราการ Loading rate ประมาณ 0.05-0.10 in / min , อ่าน Load และ Pore Pressure ทุก Vertical deformation ประมาณ 0.01 in จนกระทั่งตัวอย่างดิน เริ่ม เคลื่อนพัง หรือ Vertical deformation ประมาณ 20% Strain

### Consolidated Drained Test ( CD- Test )

การทดลองนี้ ให้ดำเนินการเหมือน CU-Test ข้อ 1 ถึง 4 ต่อไปให้ทำดังนี้

5. เปิด Valve A แล้วกด ตัวอย่างด้วยอัตรา Loading rate ช้ามากจนกระทั่ง Pore Pressure ที่วัดจาก Valve D ไม่เกิดขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดิน และส่วนใหญ่มักใช้ การกดด้วยน้ำหนักโดยตรง

#### การคำนวณและรายงานผลการทดลอง

(1) คำนวณยกพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างดิน ซึ่งจะเปลี่ยนไป

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

$A_c$  = Corrected Area

$A_o$  = Initial Area

$$\varepsilon = \text{Strain} = \frac{\Delta V}{L_o}$$

(2) คำนวณหา Vertical deviator load

$$F_a = (P.R.) \times K_p$$

$K_p$  = Proving ring constant

P.R. = Proving ring reading

(3) คำนวณหา Vertical deviator stress

$$\sigma_a = \frac{F_a}{A_c}$$

(4) คำนวณหา principal stresses

$$\sigma_3 = \sigma_c = \text{Confining pressure}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_a = \text{Total vertical stress}$$

ในกรณีที่ทำการทดลอง CU-Test และวัด Pore pressure ด้วย

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - \sigma_u = \text{Effective minor principal stress}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \sigma_u = \text{Effective major principal stress}$$

เมื่อ  $u$  = pore pressure

(5) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง

$$\sigma_1 \text{ และ } \Delta V \text{ หรือ } \bar{\sigma}_1 \text{ และ } \Delta V$$

$$\sigma_3 \text{ และ } \Delta V \text{ หรือ } \bar{\sigma}_3 \text{ และ } \Delta V$$

$$u \text{ และ } \Delta V$$

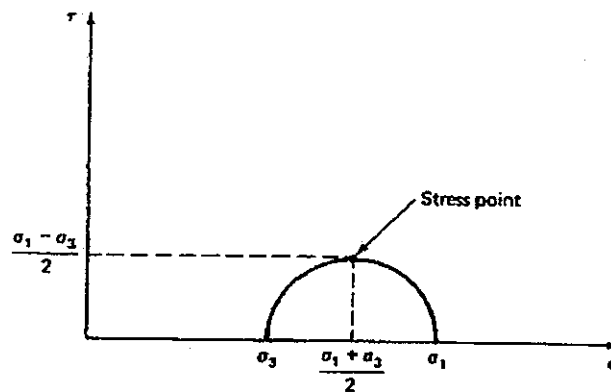
(6) อ่านค่า  $\sigma_1$  สูงสุด และ  $\sigma_3$  นำเขียน Mohr Circle

(7) ทดสอบตัวอย่างเหมือนโดยใช้ Confining pressure ต่าง ๆ กัน อย่าง น้อย 3 ตัวอย่างนำมาเขียน Mohr Circle Mohr-coulomb's Envelope

(8) ลากเส้นตรงสัมผัสผิววงกลมทั้งหมดเรียกว่า Mohr-coulomb's Envelope จุดตัดบนแกน Shearing stress เรียกว่า Cohesion (c) และมุมเอียงคือ Angle of internal friction ( $\phi$ )

## 2.11 Stress Path

การแสดงความเค้นในสมมูลสามารถแสดงโดยใช้ Mohr circle ในรูปของความเค้นเฉือน ( $\tau$ ) ความเค้นในแนวตั้งฉาก ( $\sigma$ ) บางครั้งอาจใช้จุด (Stress Point) แทนสถานะของความเค้นซึ่งมี coordinate ดังนี้ \*แสดงในภาพโดย  $\sigma_1 =$  Major Principal Stress,  $\sigma_3 =$  Minor Principal Stress



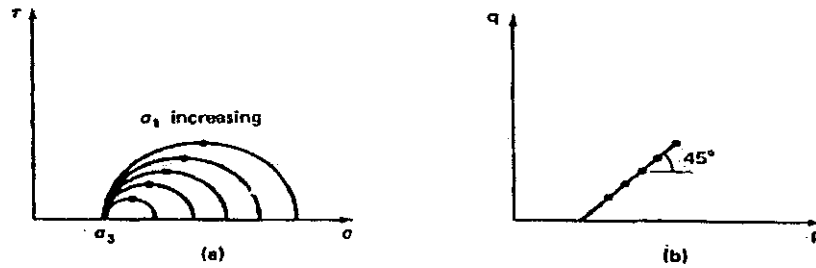
รูปที่ 2.22 แสดงสถานะของแรงและจุดแทนสถานะความเค้น (Stress Point) ที่สอดคล้อง (อ้างอิง Lambe และ Whitman, 1969)

ในสถานะทั่วไป โดยเฉพาะสถานะหยุดนิ่ง  $\sigma_1 = \sigma_v$ ,  $\sigma_3 = \sigma_h$  ดังนั้น จะได้

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \rightarrow \sigma_v < \sigma_h \text{ Where } q = + \text{ (positive)}$$

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

เมื่อต้องการทราบความเปลี่ยนแปลงของสถานะความเค้นโดยให้นำน้ำหนักกระทำแล้วลดน้ำหนักที่กระทำลง หากใช้ Mohr circle แทนสถานะของความเค้นในตัวอย่างย่อมาให้สับสน จึงใช้จุด (Stress Point) แสดงสถานะความเค้น ซึ่งเส้นที่เชื่อมจุดเหล่านี้ เรียกว่า "Stress Path" ซึ่ง p-q ประกอบด้วย Stress Path, Total Stress, Effective Stress "′" (prime) หมายถึง Effective Stress แสดงตัวอย่างของ Stress Path ดังรูป จะเห็นว่า Stress Path แสดงถึงสถานะของความเค้นที่ระนาบ 45° จากแนวราบ

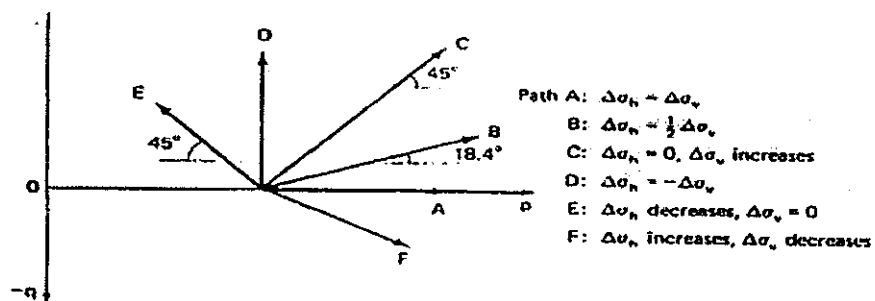


รูปที่ 2.23 แสดง a) Mohr circle หลายๆ รูป ในการทดลองหนึ่ง b) Stress Path เมื่อค่า  $\sigma_3$  คงที่ และเพิ่ม  $\sigma_1$  (อ้างอิง Lambe และ Whitman, 1969)

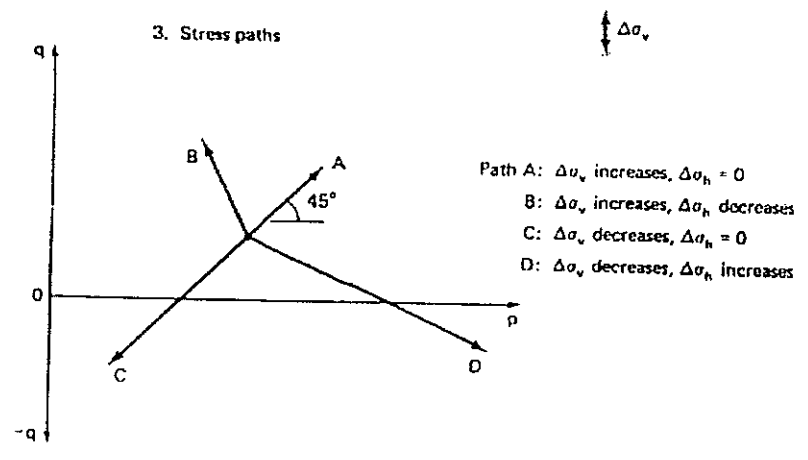
T.W.Lambe เป็นผู้นำวิธีมาแก้ปัญหาความมั่นคง (Stability) และปัญหาการเปลี่ยนรูป

(Deformation) ของมวลดิน Tri-axial Test  $\sigma_1 = \sigma_v$ ,  $\sigma_3 = \sigma_h$

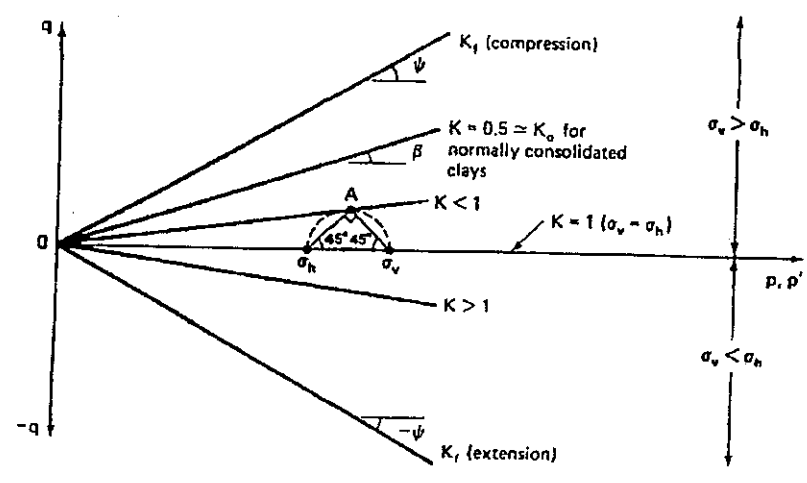
การทดสอบ Tri-axial Test โดย  $\sigma_1 = \sigma_v$ ,  $\sigma_3 = \sigma_h$  ลักษณะการเปลี่ยนแปลงของสถานะความเค้น เมื่อเปลี่ยนแปลงขนาดแรงทั้งสอง แสดงดังรูป



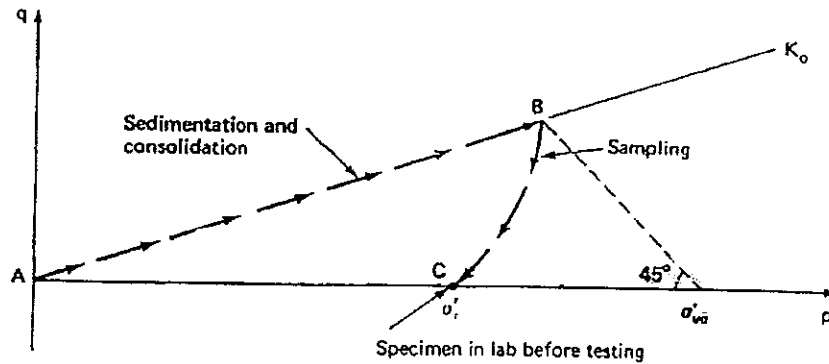
รูปที่ 2.24 แสดง Stress Path ในลักษณะต่างๆ ในสถานะที่มี initial hydrostatic stress (อ้างอิง Lambe และ Whitman, 1969)



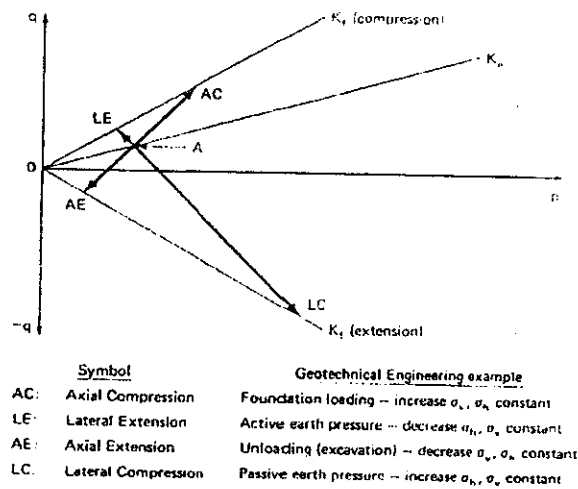
รูปที่ 2.25 แสดง Stress Path ในลักษณะต่างๆ ในสถานะที่มี initial non-hydrostatic stress (อ้างอิง Lambe และ Whitman, 1969)



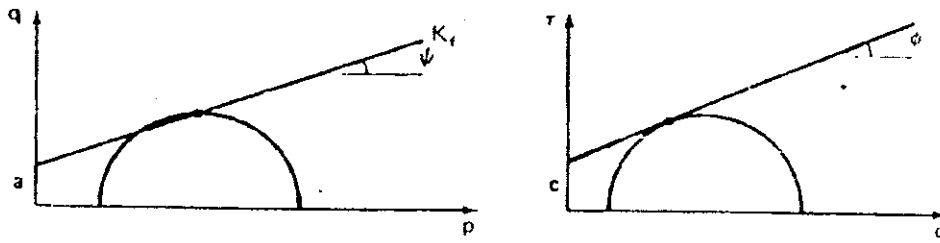
รูปที่ 2.26 แสดงอัตราส่วนของความเค้นที่คงที่ในสถานะต่างๆ และตัวอย่างของ stress paths เมื่อ  $\sigma_v = \sigma_h = 0$  (อ้างอิง Lambe และ Whitman, 1969)



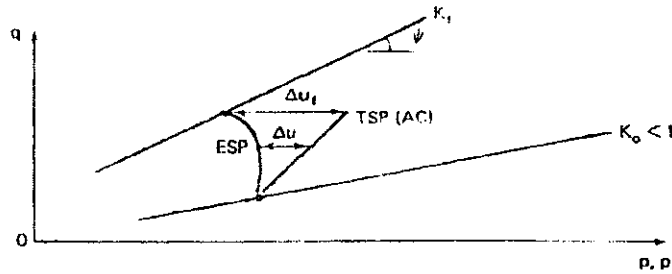
รูปที่ 2.27 แสดง Stress Path ระหว่างการวางตัวและการรีดน้ำออก (sedimentation & consolidation) รวมถึงการเก็บตัวอย่างของดิน normally consolidated clay เมื่อ  $K_0 < 1$  (อ้างอิง Holtz, 1966)



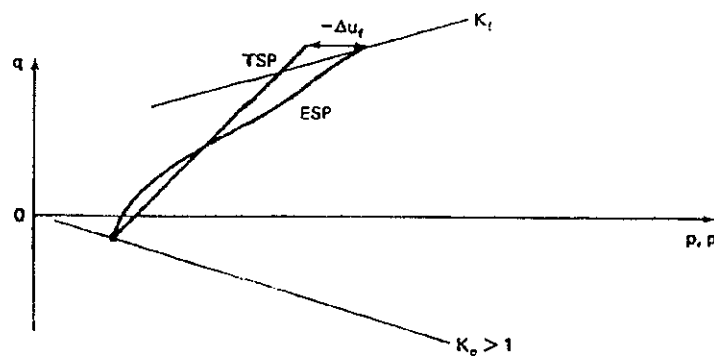
รูปที่ 2.28 แสดง stress path ระหว่างการให้น้ำหนักและปล่อยให้น้ำระบายออกของดินเหนียวแบบ normally consolidated และดินทราย (อ้างอิง Lambe, 1967)



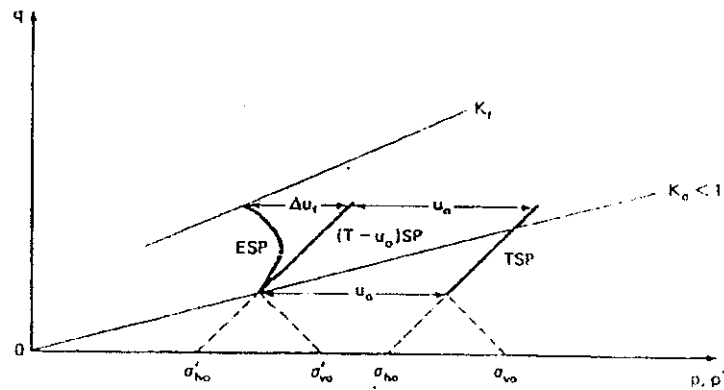
รูปที่ 2.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้น  $K_f$  และเส้นขอบเขตการพังแบบ Mohr Coulomb (อ้างอิง Holtz, 1966)



รูปที่ 2.30 แสดง stress path ระหว่างการให้น้ำหนักกระทำแบบอัดในแนวแกนแบบยอมให้น้ำระบายออกของดินเหนียวแบบ normally consolidated (อ้างอิง Holtz, 1966)



รูปที่ 2.31 แสดง stress paths ระหว่างการให้แรงอัดในแนวแกนของดินเหนียวแบบ over consolidation (อ้างอิง Holtz, 1966)



รูปที่ 2.32 แสดง stress paths ในสภาวะต่างของดินเหนียวแบบ normally consolidation เช่น effective stress path (ESP), total stress path (TSP) และ สภาวะ  $(T - u_o)$  stress path (อ้างอิง Holtz, 1966)

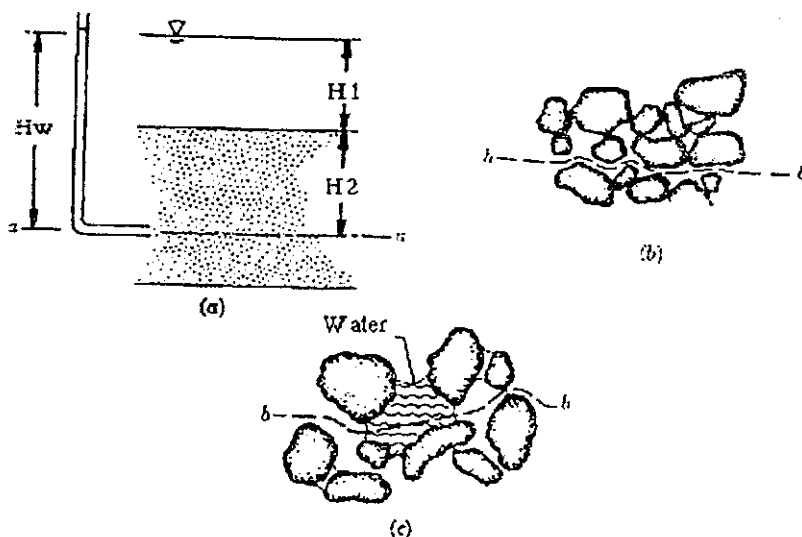
## 2.12 effective stress และ pore pressure

ในการพิจารณาระบบที่ประกอบไปด้วยวัสดุหลายสถานะเช่น มวลดินที่ประกอบไปด้วยของแข็งก็คือเม็ดดิน ของเหลวคือน้ำภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และของระเหยเช่นอากาศที่อยู่ในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ซึ่งในช่องว่างระหว่างเม็ดดินอาจประกอบไปด้วยน้ำเพียงสถานะเดียวหรือทั้งน้ำและอากาศผสมกันอยู่ในช่องว่างก่อนที่จะศึกษาพฤติกรรมของวัสดุเหล่านี้ภายใต้ น้ำหนักกระทำเราจำเป็นต้องเข้าใจการกระจายตัวของน้ำหนักภายในมวลดินหรือการกระจายตัวของความเค้นภายในวัสดุประกอบเป็นมวลดิน



2.13 ดินที่อิ่มตัว (Saturated soil)

พิจารณาดินที่อิ่มตัวดังแสดงในรูป



รูปที่ 2.33 แสดงมวลดินที่อยู่ใต้น้ำ (a) ในสถานะอิ่มตัว (b) ในสถานะไม่อิ่มตัว (อ้างอิง T.H.Wu, 1961)

ในรูปแสดงหน้าตัดตัดผ่านมวลดินที่อยู่ในสถานะที่ดินอยู่ในสถานะไม่เกิดการเคลื่อนที่น้ำ อยู่เต็มช่องว่างระหว่างเม็ดดิน เมื่อช่องว่างระหว่างเม็ดดินนั้นมีได้เป็นช่องว่างโดด ๆ แต่เป็นช่องที่ เชื่อมกันและต่อเนื่องดังนั้นน้ำในช่องว่างนี้เรียกว่า "Pore water" ก็ย่อมต่อเนื่องเชื่อมโยงกัน เช่นเดียวกัน ในกรณีเดียวกับความดันของน้ำในช่องว่างหรือเรียกว่า "Pore-water Pressure" หรือ แทนด้วยสัญลักษณ์ "u" ที่ระดับ a-a ดังรูปจึงมีค่าเท่ากับ  $u = h_w \gamma_w = (h_1 + h_2) \gamma_w$

จะเห็นได้ว่านอกจากจะมีความดันน้ำในช่องว่างแล้วยังมีความเค้นที่เกิดจากการสัมผัสกัน ระหว่างสถานะของแข็งนั้นก็คือสัมผัสกันระหว่างเม็ดดินเอง การศึกษานี้จะใช้หน้าตัด b-b ที่ตัด ผ่านจุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินดังกล่าว โดยพิจารณาที่หนึ่งหน่วยของหน้าตัดของเม็ดดินความเค้นที่ เกิดขึ้นนี้เรียกว่า "Effective Stress" หรือมักใช้สัญลักษณ์  $\sigma'$  หรือ  $\bar{\sigma}$  กำหนดให้ a คือส่วนหนึ่ง ของพื้นที่หน้าตัดที่เกิดจากจุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินดังกล่าว สำหรับพื้นที่ใด ๆ A ในแนวระนาบ เส้น a-a ตัดในรูปจะได้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดเท่ากับ

$$\sigma A = (h_2 \gamma_{sat} + h_1 \gamma_w) A$$

โดยที่  $\sigma$  คือความเค้นทั้งหมดในแนวตั้งต่อพื้นที่หน้าตัดหนึ่งหน่วย

ดังนั้น "Effective stress" ซึ่งประกอบไปด้วยผลรวมของแรงกระทำบนพื้นที่หน้าตัด A จึงมีค่า เท่ากับ

$$\sigma A = \bar{\sigma} + u(1-a)A$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + u(1-a)$$

ปัญหาก็คือค่าของ  $a$  นั้นยากที่หามาได้ซึ่ง Bishop และ Eldin (1950) แนะนำว่าค่านี้ไม่สามารถเกิน 1/100 ของพื้นที่หน้าตัดของมวลดิน ดังนั้นค่า "Effective Stress" อาจประมาณได้โดยไม่ห่างจากความเป็นจริงมากนักดังสมการนี้

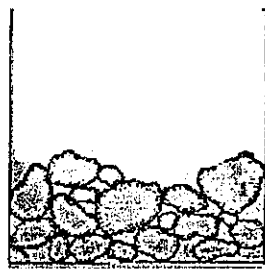
$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

ดังนั้นจะได้ว่า

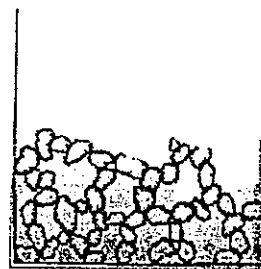
$$\bar{\sigma} = h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = h_2\gamma'$$

เมื่อ  $\gamma'$  คือ หน่วยน้ำหนักที่จมน้ำหรือ Submerged unit weight

จะเห็นได้ว่า ณ จุดใด ๆ ความดันน้ำในช่องว่าง  $u$  นั้นจะมีค่า เท่า ๆ กันในทุกทิศทางและยังทำให้เกิดความดันอัด (Hydrostatic compression) ในเม็ดดินซึ่งในวิชาปฐพีกลศาสตร์ถือว่าขนาดของความดันนี้มีค่าน้อยเพราะค่า modulus สำหรับการอัดของเม็ดดินมีค่ามากกว่านี้มาก (ค่าโมดูลัสคือค่าอัตราส่วนระหว่างความเค้น (P/A) ต่อความเครียด  $\Delta L / L$  ถ้ามีค่ามากนั้นหมายความว่าต้องใช้แรงกระทำสูงมาก ๆ ถึงจะทำให้เม็ดดินเปลี่ยนรูปร่างเช่นหดตามทิศทางของแรงกระทำ เป็นต้น) การเปลี่ยนรูปร่าง (Deformations) ของโครงสร้างของดินจะเกิดขึ้นก่อนการเปลี่ยนรูปร่างของเม็ดดิน ในที่นี้โปรดสังเกตว่าดินมักมีโครงสร้างการชนกันระหว่างเม็ดดินเอง เช่น การมีโครงสร้างการวางตัวของเม็ดดินเดี่ยว ๆ หรือ โครงสร้างการวางตัวแบบรังผึ้งดังแสดงในรูป



(a) การวางตัวแบบเดี่ยว



(b) การวางตัวแบบรังผึ้ง

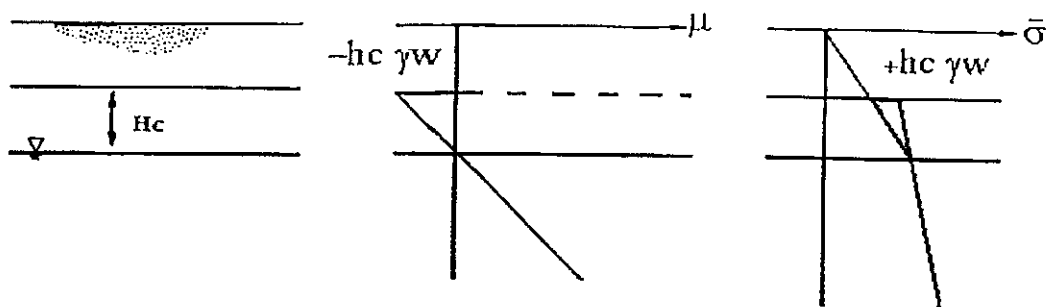
รูปที่ 2.34 แสดงลักษณะ โครงสร้างของเม็ดดิน (a) การวางตัวแบบเดี่ยว (b) การวางตัวแบบรังผึ้ง

(อ้างอิง T.H. Wu, 1961)

ซึ่งการเปลี่ยนแปลง “effective stress” ใน โครงสร้างของเม็ดดินนั้นย่อมทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง  
รูปร่างของโครงสร้างของเม็ดดิน

2.14 ดินกึ่งอิ่มตัวด้วยน้ำ (Partially saturated soil)

ในกรณีที่ดินอยู่เหนือระดับน้ำบาดาล ดินในช่วงนี้สามารถแบ่งออกเป็นช่วงที่อิ่มตัวด้วยน้ำ  
เนื่องจากแรงดึงดูดหรือแรงตึงผิวระหว่างเม็ดดินและน้ำ ดังแสดงในรูป (ให้ลองนึกถึงการเอาหลอด  
ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เท่ากันไปจุ่มในถึงน้ำจะเห็นว่าระดับน้ำในหลอดที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง  
เล็กที่สุด จะมีระดับน้ำในหลอดสูงที่สุด ซึ่งเป็นผลมาจากแรงดึงดูดระหว่างผิวของหลอดและน้ำ ถ้า  
ลองนึกถึงช่องว่างระหว่างเม็ดดินซึ่งมีขนาดเล็กมาก ๆ บางครั้งมองไม่เห็นช่องว่างนั้นเลย ระดับน้ำ  
ในช่องว่างในดินอาจขึ้นสูงเป็นเมตร ๆ เลย)



รูปที่ 2.35 แสดงความดันน้ำในช่องว่างและ Effective stress ในมวลดิน (อ้างอิง T.H.Wu, 1961)

ความดันน้ำเหนือระดับน้ำใต้ดินเป็นค่าลบเมื่อเทียบกับความดันอากาศ (ใช้เป็นจุดอ้างอิง)  
ดังในรูปกลาง ที่ส่วนบนของช่วงที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ความดันน้ำในช่องว่าง (Pore Pressure) มีค่าติดลบ  
เท่ากับ  $-h_c \gamma_w$  ดังนั้นทำให้ทราบว่าค่าติดลบของความดันน้ำในช่องว่างนี้ทำให้ค่าของ effective  
stress เพิ่มขึ้น (Effective stress = Total stress - (-Pore Pressure) = Total stress + Pore pressure)

สำหรับดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ น้ำจะถูกจำกัดเนื่องจากรอยต่อระหว่างเม็ดดินและน้ำใน  
ช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ไม่ต่อเนื่องกันมักมีอากาศเข้ามาแทรกอยู่ บางครั้งอาจถูกล้อมรอบโดย  
อากาศที่ความดันเท่ากับความดันบรรยากาศ Meniscus ระหว่างพื้นที่รอยต่อระหว่างน้ำและอากาศ  
นั้นลดความดันในน้ำให้ลดลงเท่ากับ  $u = -\left(\frac{2T \cos \alpha}{r}\right)$  จึงทำให้ effective stress ไม่สม่ำเสมอ  
ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมด (Total stress)

$$\sigma A = \bar{\sigma} A + p_w X A + p_a (1 - a - x) A$$

เมื่อ  $XA$  คือ ส่วนของหน้าตัดที่น้ำไหลผ่าน

$X$  คือ สัดส่วนของหน้าตัดในพื้นที่ที่พิจารณาที่ครอบคลุมด้วยน้ำ

$p_w$  คือ ความดันในน้ำ

$(1 - a - X)A$  คือ ส่วนของหน้าตัดที่อากาศไหลผ่าน

$p_o$  คือ ความดันในอากาศ

ซึ่งค่า  $a$  นั้นมีค่าน้อยมากดังนั้นสามารถปรับแก้สมการเป็น

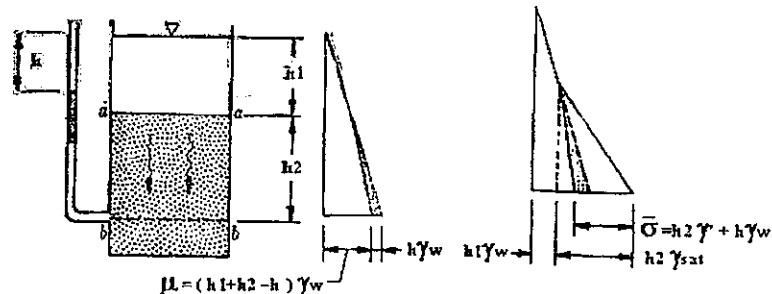
$$\sigma A = \bar{\sigma} A + p_o A + X(p_o - p_w)$$

ถ้ากำหนดว่า  $\sigma = \bar{\sigma} + u$

จะได้ว่า  $u = p_o - X(p_o - p_w)$  ซึ่งในกรณีนี้  $u$  แทนด้วยความดันในช่องว่างที่ประกอบไปด้วยความดันน้ำในช่องว่างและความดันอากาศในช่องว่าง ซึ่งค่า  $x$  มีค่าเท่ากับหนึ่งในดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ

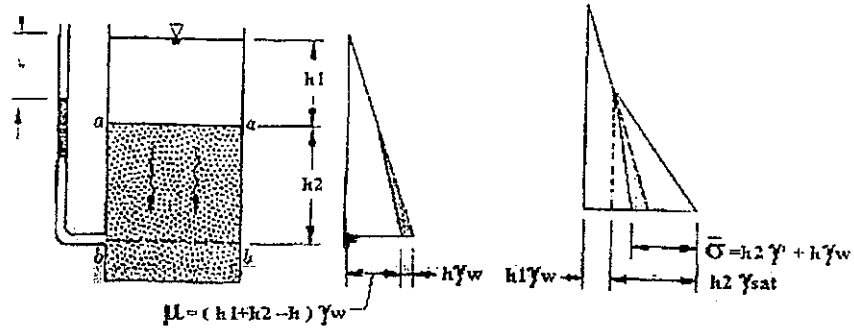
### 2.15 Effective stress ภายใต้การไหลของน้ำในดิน

จากการสังเกตการไหลของน้ำในห้องปฏิบัติการชลศาสตร์จะเห็นว่าเมื่อน้ำไหลผ่านมวลดินระดับน้ำใน piezometer จะเปลี่ยนแปลงจากที่หนึ่งไปอีกที่หนึ่ง จากรูปที่ระดับ a-a ความดันน้ำในช่องว่างนี้มีค่าเท่ากับ  $h_1 \gamma_w$  ในขณะที่หน้าตัด b-b นั้นมีความดันน้ำในช่องว่างคือ  $(h_1 + h_2 - h) \gamma_w$  เมื่อ  $h$  คือการสูญเสียของระดับน้ำระหว่างหน้าตัด a-a และ b-b การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำเมื่อเทียบกับความลึกแสดงดังรูปกลาง ความเค้นทั้งหมด (Total stress) แสดงได้ในรูปซ้ายมือ ที่ b-b ความเค้นทั้งหมดเท่ากับ  $(h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat})$  "Effective stress" นั้นเท่ากับความเค้นทั้งหมดลบกับความดันน้ำซึ่งมีค่าเท่ากับ  $(h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_w)$  ซึ่งทำให้ทราบว่าการเกิดการไหลของน้ำจากด้านบนไปด้านล่างหรือเรียกว่า Downward seepage ทำให้ค่าของ "Effective stress" เพิ่มขึ้นซึ่งแสดงในพื้นที่ที่แสดงในรูปกลาง



รูปที่ 2.36 แสดงการไหลของน้ำแบบ Downward seepage (อ้างอิง T.H.Wu, 1961)

ส่วนการไหลของน้ำจากด้านล่างไปด้านบนหรือเรียกว่า Upward seepage แสดงดังรูปข้างล่างนี้



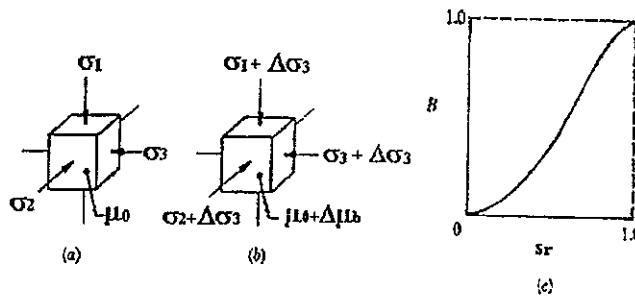
รูปที่ 2.37 แสดงลักษณะของความเค้นภายใต้การไหลของน้ำจากด้านล่างขึ้นบน (อ้างอิง T.H. Wu, 1961)

การไหลของน้ำเพิ่มความดันน้ำในช่องว่างที่หน้าตัด b-b มีค่าเท่ากับ  $\gamma_w h$  และลด Effective stress ด้วยค่าที่เท่ากัน

ในบางครั้งปัญหาที่พบในสภาพจริงก็คือการที่ความสูงของน้ำที่แทนด้วย  $h$  ดังในรูปแล้ว ทำให้ความดันน้ำในช่องว่างที่หน้าตัด b-b มีค่ามากจนทำให้ความดันน้ำนี้เท่ากับน้ำหนักของเม็ดดินจึงทำให้ดินอาจหลุดลอยออกมาหรือเรียกว่า "Boiling"

### 2.16 Excess Hydrostatic Pore Pressure

สัมประสิทธิ์ความดันน้ำ,  $B$ ,



รูปที่ 2.38 แสดงหน่วยของมวลดินเมื่ออยู่ในสถานะ Hydrostatic (อ้างอิง T.H. Wu, 1961)

พิจารณามวลดินในสภาพสมดุลภายใต้แรงกระทำเริ่มต้น  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  ในลักษณะ 3 มิติ ดังภาพโดยมีความดันน้ำเริ่มต้น  $u_0$  แสดงในรูป a หลังจากนั้นเพิ่มแรงกระทำรอบด้าน  $\Delta\sigma_1$  แสดงในรูป b, Skempton (1954)

กล่าวได้ว่า  $\Delta u_b$  สามารถหาได้ดังนี้ เมื่อน้ำหนักกระทำอย่างรวดเร็วโดยไม่ระบายน้ำออกนั้นคือสถานะ Undrained การเพิ่มขึ้นของความดันน้ำเนื่องมาจากการอัดตัวของขนาดช่องว่างและทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดของมวลดินนั้นคือ  $\Delta V_v = m_v \Delta u_b$  โดยที่  $m_v$  คือความสามารถในการอัดตัวของขนาดช่องว่างเนื่องจากแรงดันรอบข้าง การเพิ่มขึ้นของ Effective stress ( $\Delta\sigma_3 - \Delta u_b$ ) ทำให้โครงสร้างของมวลดินเกิดการอัดตัว  $\Delta V_s = 3m_c (\Delta\sigma_3 - \Delta u_b)$  โดยที่  $m_c$  คือความสามารถในการอัดตัวของปริมาตรซึ่งอาจแสดงในอัตราส่วนระหว่างการอัดตัวต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร ถ้าสมมุติเม็ดดินไม่มีความสามารถในการยุบตัว หรือ Incompressible ดังนั้นในสถานะไม่ระบายน้ำ (Undrain Condition)  $\Delta V_v = \Delta V_s$  และ  $\Delta u_b = \Delta\sigma_3 \frac{1}{1 + \frac{m_v}{3m_c}} = \Delta\sigma_3 B$  โดยที่ B คือ สัมประสิทธิ์ขึ้นอยู่กับ

ค่าของ  $m_c$  และ  $m_v$  ซึ่งเป็นคุณสมบัติของดิน ในดินที่อิมตัวด้วยน้ำค่า  $m_v$  มีค่าน้อยมาก ๆ เมื่อเปรียบเทียบกับ  $m_c$  เพราะน้ำนั้นเป็นวัสดุที่ไม่สามารถยุบตัวหรือยุบตัวน้อยมากเมื่อเทียบกับความสามารถในการยุบตัวของโครงสร้างของเม็ดดินดังนั้นค่า B จึงเท่ากับหนึ่ง ในขณะที่ดินเป็นดินกึ่งอิมตัว ความสามารถในการอัดตัวของอากาศมีค่าสูงมาก ทำให้ค่า B มีค่าน้อยกว่าหนึ่ง จะเห็นได้ว่าระดับของความอิมตัว, Degree of Saturation นั้นมีผลต่อค่า B นี้แสดงในรูปด้านซ้าย

- สัมประสิทธิ์ความดันน้ำ, A

ในสถานะนี้เป็นการพิจารณาสถานะของมวลดินเมื่อมีการเพิ่มความดันเฉพาะความดันในแนวตั้ง  $\Delta\sigma_1$  ความดันน้ำในช่องว่างที่เพิ่มขึ้นเท่ากับ  $2m_c (\Delta u_a)$

และ  $m_c$  คือ ความสามารถในการขยายปริมาตร ในกรณีของ undrained หรือไม่ยอมปล่อยให้ น้ำออก การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเท่ากับศูนย์จะได้

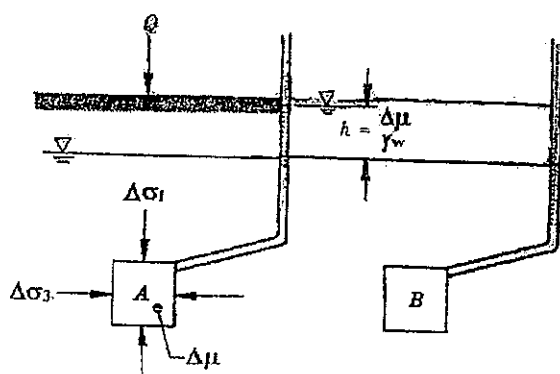
$$m_c (\Delta\sigma_1 - \Delta u_a) = 2m_c \Delta u_a$$

$$\text{นั่นคือ } \Delta u_a = \frac{1}{1 + 2\frac{m_c}{m_c}} \Delta\sigma_1 = A \sigma_1$$

สรุปได้ว่าการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในช่องว่างมักจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นเสมอซึ่งขนาดของความเค้นขึ้นอยู่กับการอัดตัว (Compressibility) ของมวลดิน และค่า A อาจมีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับดินที่มีความสามารถในการอัดตัวต่ำ เช่น ดินเหนียวที่แข็งตัวทรายแน่น ค่า A อาจมีค่าน้อยมาก

ถ้าดินอยู่ในสภาวะกึ่งอิ่มตัว การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากการอัดตัวเกี่ยวข้องกับ การอัดตัวของช่องว่างมีค่าเท่ากับ  $\Delta V_n = m_n \Delta u_a$

สภาวะความดันน้ำส่วนเกินหรือ excess hydrostatic pore water pressure สภาวะความดันน้ำส่วนเกินสามารถแสดงให้เห็นภาพได้ดังนี้



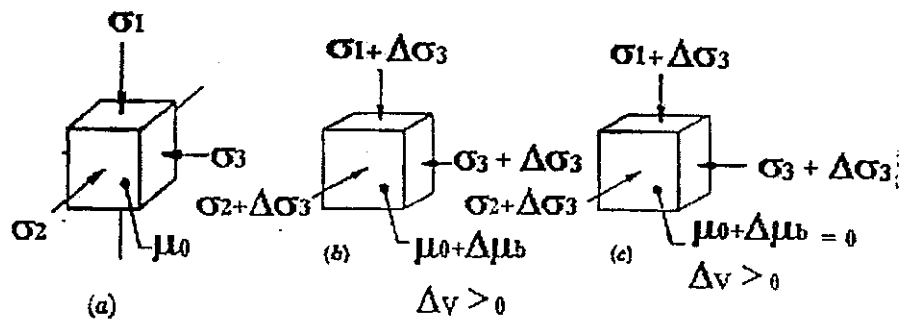
รูปที่ 2.39 แสดงการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำบริเวณต่าง ๆ ห่างจุดแรงกระทำ (อ้างอิง T.H.Wu, 1961)

จากรูปจะเห็นได้ว่าถ้ามีน้ำหนักกระทำ  $Q$  บนพื้นผิวเป็นการเพิ่มความเค้นที่จุด A เท่ากับ  $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$  ทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากน้ำหนัก  $Q$  กระทำ ถ้านำ piezometer มาวัด ณ ตำแหน่ง A ระดับน้ำใน piezometer จะสูงกว่าระดับน้ำใต้ดินเท่ากับ  $\frac{\Delta u}{\gamma_w}$  แต่บริเวณจุด B ซึ่งห่าง

จากจุด A พอสมควรและไม่ได้รับผลกระทบจากแรงกระทำ  $Q$  ระดับน้ำใน piezometer จะเท่ากับระดับน้ำใต้ดินพอดี จั้หมายถึงความว่าแรงกระทำภายนอกดังกล่าวมิได้ส่งอิทธิพลไปยังจุด B การเปลี่ยนแปลงปริมาตรและคุณสมบัติในการเปลี่ยนรูป (Volume Change and Deformation Properties)

การแยกประเภทความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (Stress-Strain relationships) วัสดุ มักจะเปลี่ยนรูปร่างตามแรงกระทำ เช่น แสดงในภาพของมวลดินเมื่อเริ่มแรกถูกแรงกระทำเท่ากับ  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  จากนั้นเพิ่มขนาดเป็น  $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$  ตามลำดับดังแสดงในรูป ความเค้นเพิ่มขึ้นเท่ากันและความดันน้ำเพิ่มขึ้นเท่ากับ  $\Delta u$  เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นทำให้วัสดุเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปในรูปแบบหนึ่ง ซึ่งความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดนี้ค่อนข้างซับซ้อน

ก่อนที่จะไปกล่าวถึงความสัมพันธ์ดังกล่าวในดิน ขอให้นักศึกษาทำความเข้าใจต่อพฤติกรรมของวัสดุต่าง ๆ ดังนี้



รูปที่ 2.40 รูปแสดงแรงกระทำต่อมวลดิน (อ้างอิง T.H.Wu, 1961)

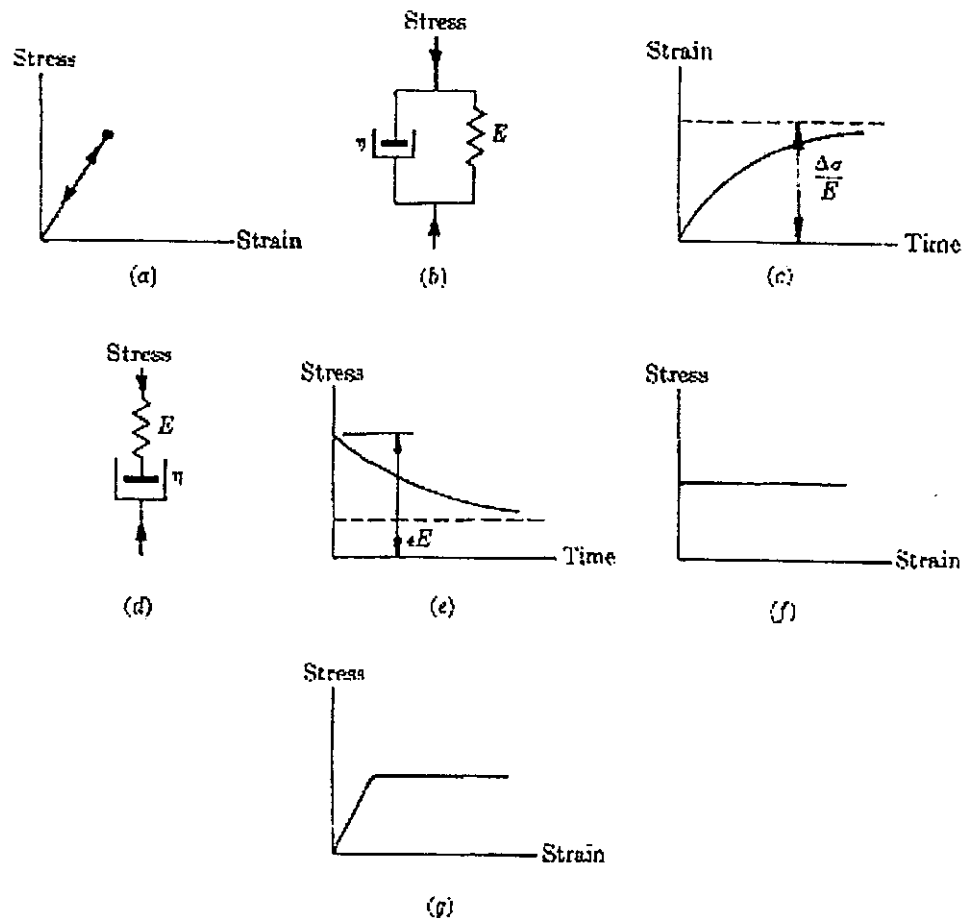
ถ้ากล่าวถึงวัสดุที่คุณสมบัติเป็นแบบ elastic นั้นหมายความว่าวัสดุนั้นเป็นไปตาม Hooke's law นั่นคือความเค้น (Stress) เป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเครียด (Strain) และวัสดุสามารถคืนสู่รูปเดิมได้เมื่อนำแรงกระทำออกดังแสดงในลูกศรมีสองทิศทางดังภาพ ครรชนที่ต้องการคือ modulus of elasticity, E, ค่าของ poisson ratio,  $\mu = \frac{\Delta L_{lateral strain}}{\Delta L_{axial strain}}$  หรือคืออัตราส่วนระหว่างความเครียด

ด้านข้างและความเครียดในแนวแกนเป็นต้น วัสดุบางประเภทแสดงพฤติกรรม "Creep" เมื่อถูกแรงกระทำคงที่เป็นเวลานาน ๆ ซึ่งอาจอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นแบบ "Visco-elastic model" ในรูป b แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมแบบ elastic แสดงด้วย spring (อุปกรณ์ชนิดนี้แสดงถึงพฤติกรรมที่แรงแปรผันโดยตรงกับการเคลื่อนที่หรือ displacement) ที่มีค่าคงที่คือ E ต่อแบบขนานกับ Dashpot (อุปกรณ์ชนิดนี้แทนพฤติกรรมที่แรงขึ้นอยู่กับความเร็วของแรงที่กระทำ) ถ้ามีแรงกระทำของเหลวนั้น จะรับแรงกระทำไปก่อน (แทนด้วยการทำงานของ Dashpot ในรูป) ทั้งนี้เพราะของเหลวเป็นวัสดุที่ไม่สามารถอัดตัวได้ (Incompressible) ซึ่งจะไม่มีความเครียดเกิดขึ้นทันทีซึ่งความเครียดจะเกิดขึ้นทีหลัง หลังจากนั้นได้ระบายออกจากรูระบายทำให้ค่อย ๆ เกิดความเครียดและน้ำหนักที่กระทำก็เริ่มที่จะถ่ายให้กับสปริงจนกระทั่งในที่สุดสปริงเป็นส่วนที่รับน้ำหนักทั้งหมดจากแรงกระทำ นั่นคือความเครียดเริ่มเข้าใกล้จุดสูงสุดหรือ  $\frac{\Delta\sigma}{E}$  ดังแสดงในรูป c ซึ่งการเพิ่มของความเครียดหรืออัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงความยาวต่อความยาวเดิมหลังจากที่ให้น้ำหนักกระทำคงที่นั้นยังกระทำต่ออยู่เทียบกับเวลาเรียกว่า "Creep"

ในกรณีของสปริงและ Dashpot เชื่อมกันแบบอนุกรม ถ้าระบบถูกน้ำหนักกระทำน้ำหนักนี้ย่อมทำให้เกิดการหดตัวของ spring ทันทีทันใดเลย การหดตัวของสปริงทำให้เกิดแรงกระทำในสปริงขึ้นมีค่าเท่ากับ  $eE$  เมื่อค่อยให้น้ำหนักไหลออกไปจากระบบทำให้เกิดการลดการอัดของสปริงไป



บางส่วนซึ่งความเค้นที่เกิดขึ้นในสปริงเมื่อเทียบกับเวลาแสดงดังรูป e ซึ่งเรียกว่า “Stress relaxation”



รูปที่ 2.41 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด (อ้างอิง T.H. Wu, 1961)

ถ้าความเค้นในวัสดุเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนถึงที่สุดเท่ากับจุดคลาด “Yield Point” หลังจากวัสดุแสดงพฤติกรรมแบบ “Plastic”

พฤติกรรมที่กล่าวมาข้างต้นอาจอธิบายพฤติกรรมของวัสดุบางประเภทได้ดี แต่บางครั้งอาจใช้การผสมผสานของต้นแบบพฤติกรรมทั้งสองเพื่ออธิบายพฤติกรรมของวัสดุบางประเภท เช่น ดังแสดงในรูป g พฤติกรรมต้นแบบทั้งหมดที่กล่าวมาแล้วสามารถใช้อธิบายพฤติกรรมของดินภายใต้สถานะของแรงกระทำชนิดต่าง ๆ จะเห็นได้ว่าดินเป็นวัสดุที่ค่อนข้างซับซ้อนมีปัจจัยหลายอย่างที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมของดิน

ในกรณีที่ดินถูกกระทำแต่ยังไม่ถึงจุดที่ทำให้ดินมีพฤติกรรมแบบ “Plastic” เข้ามาเกี่ยวข้อง เมื่อมีน้ำหนักกระทำเกิดความเค้นในมวลดินถ้าเป็นดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ การยุบตัวตามแนวแรงกระทำที่ไม่เกิดทันทีทันใด การยุบตัวจะเกิดขึ้นเมื่อน้ำไหลออกจากช่องว่างภายในดินเรียกว่า “Consolidation” ในขณะเดียวกันก็เป็นการระบายความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างออกไป

ซึ่งความเครียด  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  ที่เกิดขึ้นเริ่มแรกอาจถูกประมาณขนาดโดยคิดว่าดินมีพฤติกรรมแบบ elastic ส่วน “Creep” และ “Relaxation” นั้นอาจประมาณได้จากพิจารณาว่าดินมีพฤติกรรมแบบ visco-elastic ซึ่งจากการศึกษาพฤติกรรมของวัสดุประเภท visco-elastic ของ Geuze and Tan (1940), Wu et al (1962) และ Hachefi (1953) พบว่าในช่วงของวัสดุถูกแรงกระทำน้อย ๆ เราสามารถประมาณพฤติกรรมโดยใช้ทฤษฎีของวัสดุแบบ elastic ได้โดยไม่ผิดจากความเป็นจริงมากนักแต่สำหรับวัสดุที่แรงกระทำสูง ๆ เราไม่สามารถประมาณพฤติกรรมแบบนี้ได้จากทฤษฎีของวัสดุแบบ elastic

ขบวนการ “Consolidation” นี้เกี่ยวข้องกับการไหลของน้ำออกจากช่องว่างในขณะเดียวกันก็เป็นการลดความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำ ซึ่งพฤติกรรมเช่นนี้เป็นการถ่ายน้ำหนักที่เกิดขึ้นเป็นความดันน้ำในช่องว่างไปสู่โครงสร้างของดิน (Soil Skeleton) ซึ่งขบวนการนี้มีพฤติกรรมแบบ visco-elasticity