



บททวนทฤษฎี และรายงานการทดสอบในอดีต

2.1 สมบัติของดินทางปฐพีวิศวกรรม (The Engineering Properties of Soil)

ในการศึกษากำสัรับน้ำหนักและพฤติกรรมต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นของดิน สมบัติต่าง ๆ ของดินทางด้านปฐพีวิศวกรรมที่ควรทราบ มีดังนี้

2.1.1 สมบัติทางกายภาพ ได้แก่ ขนาด รูปร่าง และสีของอนุภาค การกระจายขนาดหรือส่วนคละ ความแข็ง ความเหนียว ความชื้น กำลังวัสดุของมวลแห้ง (Dry Strength) ความถ่วงจำเพาะ ความหนาแน่นของมวลดิน สมบัติเหล่านี้มีมาตรฐานสำหรับทดสอบ ได้แก่

1. การกระจายขนาดของอนุภาค (Grain Size Distribution) ทดสอบด้วยการร่อนมวลดินผ่านตะแกรงขนาดต่าง ๆ สำหรับทราย และใช้วิธี Hydrometer สำหรับดินเนื้อละเอียด หรือใช้ 2 วิธีรวมกันในดินที่มีทั้งมวลหยาบและละเอียดมาก ๆ รวมกัน
2. ชีตจำกัดแอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg Limit)
3. ทดสอบหาความถ่วงจำเพาะในขวดถ่วงจำเพาะ
4. ทดสอบหาความชื้นในมวลดิน (Water Content)

2.1.2 สมบัติทางเคมี สมบัติทางเคมีของดินใช้อธิบายพฤติกรรมของดินได้โดยเฉพาะดินเหนียว ซึ่งมีขนาดของอนุภาคเล็กมาก สมบัติทางเคมีจึงมีอิทธิพลอย่างมากต่อกำสัรับน้ำหนักของดิน

2.1.3 ประเภทของดิน ในด้านปฐพีวิศวกรรม มักจะจำแนกประเภทของดินตามการกระจายส่วนคละของอนุภาค ชีตจำกัดแอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg Limit) และจากการสังเกตลักษณะที่ปรากฏด้วยตาเปล่า มีหลายมาตรฐานด้วยกันที่จำแนกประเภทของดิน ได้แก่

1. Unified Soil Classification
2. AASHTO Soil Classification System

3. Federal Aviation Administration ใช้ในงานออกแบบสำนวนบิน การทราบประเภทของดิน เมื่อนำมาประกอบกับการทดสอบอื่น ๆ ของกำลังรับน้ำหนักของดิน จะช่วยให้เราเข้าใจถึงพฤติกรรมของดินเหล่านั้นได้ดียิ่งขึ้น

## 2.2 ฐานรากตื้น (Shallow Foundation)

### 2.2.1 ฐานรากตื้น (Shallow Foundation)

ฐานรากตื้นหมายถึง โครงสร้างซึ่งถ่ายน้ำหนักไปยังชั้นดินภายใต้โครงสร้างนั้น โดยตรง ฐานรากตื้นมีหลายประเภทตามลักษณะของโครงสร้างและการใช้งาน เช่น ฐานรากเดี่ยว ฐานรากยาวต่อเนื่อง ฐานรากแผ่ เป็นต้น ในการออกแบบฐานรากมักจะใช้วิธีลองผิดลองถูก เพื่อหาประเภทและขนาดของฐานรากที่รับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย บางครั้งเมื่อสภาพดินไม่สามารถรับน้ำหนักได้ตรงตามพิกัด และการรับน้ำหนักที่ต้องการ ก็อาจต้องออกแบบเป็นฐานรากลึก

ในการเลือกประเภทและขนาดของฐานราก มักจะมีตัวประกอบและล้มการที่ใช้เป็นแนวทางในการออกแบบเพื่อหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน ตัวประกอบและล้มการเหล่านี้ได้รวบรวมไว้เป็นตาราง และมักจะเป็นค่าที่ได้จากประสบการณ์กับงานกับดินในที่หนึ่ง เมื่อนำข้อมูลหรือมาตรฐานนั้นมาใช้ ข้อจำกัด หรือสภาพแวดล้อมตลอดจนสมบัติของดินที่ต้องการออกแบบฐานรากอาจจะไม่เหมือนกัน ค่ากำลังรับน้ำหนักของดินที่ว่าเป็นมาตรฐานไว้จึงอาจไม่ตรงกับสภาพที่เป็นจริง แม้ว่าค่ากำลังรับน้ำหนักที่ให้เป็นตารางไว้ จะเป็นค่าที่ค่อนข้างปลอดภัยแล้วก็ตามสำหรับโครงสร้างพิเศษ หรือโครงสร้างที่รับน้ำหนักมาก ๆ กำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ ซึ่งประมาณค่าจากตารางมาตรฐานก็อาจเป็นค่าที่ไม่ปลอดภัย เพราะความไม่แน่นอนของชั้นดิน และข้อจำกัดที่ต่างกัน ดังนั้นจึงต้องมีการศึกษาข้อมูลดินโดยละเอียดก่อนนำค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินไปใช้ในการออกแบบ

### 2.2.2 ลักษณะของการพิบัติ (Modes of Failure)

การพิบัติของดินภายใต้ฐานรากตื้น เกิดขึ้นได้ 3 ลักษณะ คือ

2.2.2.1 การพิบัติแบบทั่วไป (General Shear Failure) เป็นลักษณะการพิบัติของดิน เมื่อฐานรากรับน้ำหนักบรรทุกถึงน้ำหนักประลัย (Ultimate Load) โดย

ไม่มีการเปลี่ยนแปลงทางปริมาตร และจะเกิดบริเวณของการพิบัติ (Failure Zone) เป็น 3 บริเวณ (Zones) ด้วยกัน คือ Active Zone, Intermediate Zone และ Passive Zone เกิดการเคลื่อนตัวของดิน Active Zone ในแนวตั้ง ดันดินในส่วนของ Intermediate Zone ให้ไหลออกไปทางด้านข้างเกิดแรงกระทำต่อดิน Passive Zone ให้โก่งตัวขึ้น ลักษณะของบริเวณของการพิบัติ การเคลื่อนตัวของดิน และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ก ดินที่เกิดการพิบัติในลักษณะนี้ มักจะเป็นดินที่มีความหนาแน่นมาก และมีลุ่มบดลุ่มน้ำเลื่อม เช่น ทรายแน่น (Dense Sand) และดินเหนียว (Stiff Clay) นอกจากนี้ชั้นดินจะต้องไม่เปลี่ยนแปลงจนถึงความลึก  $2$  เท่าของความกว้างที่มากที่สุดของฐานรากนับจากใต้ฐานสึกลงไป ดินซึ่งจะเกิดการพิบัติแบบทั่วไป

2.2.2.2 การพิบัติเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure) มักเกิดกับดินที่มีลุ่มบดไม่ลุ่มน้ำเลื่อม ก้ำส่งรับน้ำหนักไม่เท่ากันตลอด ทำให้ดินส่วนที่อ่อนกว่าเกิดการพิบัติไปก่อนที่จะเกิดการพิบัติทั้งมวลดิน ลักษณะของการเคลื่อนตัวของดินภายใต้ฐานราก และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ข

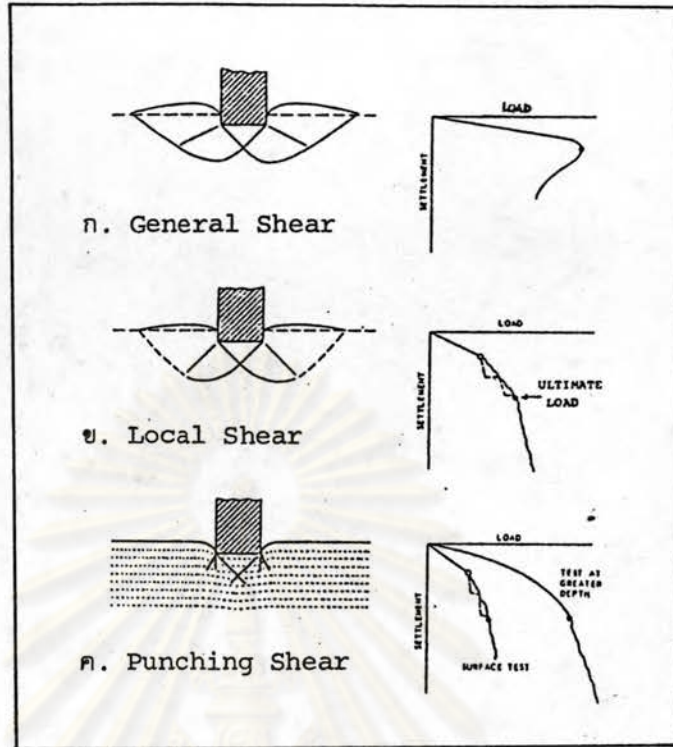
2.2.2.3 การพิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure) เป็นลักษณะของการพิบัติที่เกิดขึ้นโดยมวลดินส่วนที่อยู่ใต้ฐานเคลื่อนที่ และมีการเปลี่ยนแปลงทางปริมาตร โดยเกิดแรงเฉือนในแนวตั้งที่บริเวณขอบของฐานราก ไม่มีการไหลและการโก่งตัวของมวลดินทางด้านข้าง ตัวฐานรากจะจมลงในแนวตั้ง ลักษณะการเคลื่อนตัว และความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ค

น้ำหนักบรรทุกที่แสดงในรูปที่ 2.1 ก, ข, ค คือน้ำหนักประลัยของแต่ละลักษณะของการพิบัติ ตามลำดับ

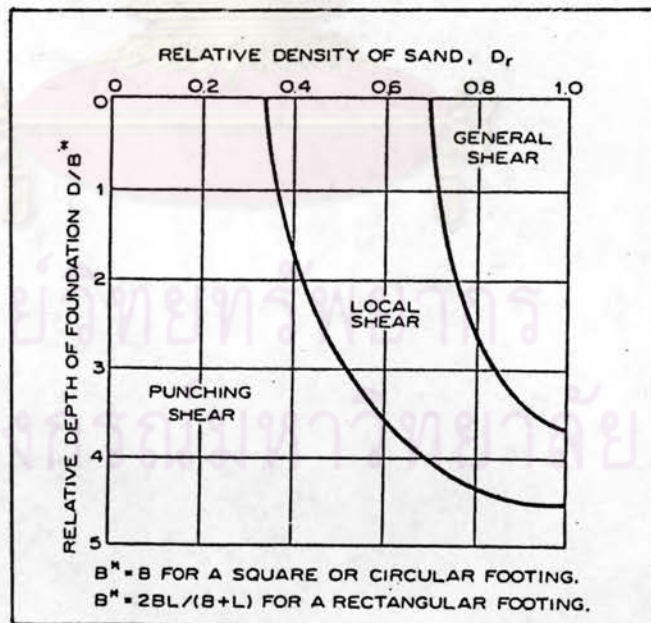
### 2.2.3 การคาดหมายลักษณะของการพิบัติ

ลักษณะของการพิบัติจะเป็นแบบใดขึ้นอยู่กับลุ่มบดของดิน และส่วนประกอบอื่น ๆ อีกหลายประการ ซึ่งพอสรุปได้ดังนี้

2.2.3.1 ความสามารถอัดตัวได้ หรืออัดตัวไม่ได้ของดิน เมื่อรับน้ำหนักบรรทุก (Compressible or In-Compressible Material) ดินที่มีความสามารถอัดตัวได้มากเมื่อรับแรงเช่น ทรายหลวม (Loose Sand) ก็จะเกิดการพิบัติแบบเฉือนทะลุ



รูปที่ 2.1 แสดงรูปแบบของการพังทลาย



รูปที่ 2.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อความกว้างของฐานราก ( $D_f/B$ ) และความหนาแน่นสัมพัทธ์ ที่มีผลต่อลักษณะของการพังทลาย (Modes of failure of Model Footings in Chattahoochee Sand)

(Punching Shear Failure) ถ้าอัดตัวได้น้อย เช่น ทรายแน่น (Dense Sand) ดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ก็จะเกิดการพิบัติแบบทั่วไป (General Shear Failure) สำหรับการพิบัติเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure) ก็จะเกิดกับดินที่มีลักษณะกลาง ๆ คือไม่แน่นหรือหลวมมากจนสังเกตได้ชัด ความสามารถอัดตัวได้ของดิน นอกจากจะขึ้นอยู่กับความหนาแน่นแล้วยังขึ้นอยู่กับรูปร่าง (Grain Shape) การสัดเรียงตัวและการกระจายขนาดคละของเม็ดดินด้วย

2.2.3.2 ลักษณะการวางตัวของชั้นดิน (Soil Profile) ฐานรากที่วางอยู่บนชั้นทรายที่อัดแน่น อาจเกิดการพิบัติแบบเฉือนทะลุได้ ถ้ามีชั้นดินอ่อนหรือทรายหลวม ซึ่งเป็นดินที่สามารถอัดตัวได้มาก เป็นชั้นดินที่อยู่ภายใต้ชั้นทรายอัดแน่นนั้น

2.2.3.3 ความสม่ำเสมอของมวลดิน ดินที่มีสมบัติสม่ำเสมอ (Homogeneous Soil) ถ้ามีความหนาแน่นมากก็จะเกิดการพิบัติแบบทั่วไป แต่ดินที่มีสมบัติไม่คงที่ตลอดมวลดิน การพิบัติของดินใต้ฐานรากนั้นก็อาจเกิดเป็นแบบเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure) ดังได้กล่าวแล้วในหัวข้อ 2.2.2.2

2.2.3.4 ลักษณะกระทำของน้ำหนักบรรทุก เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อฐานรากเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ไม่อยู่ในแนวตั้ง หรือน้ำหนักบรรทุกที่เคลื่อนที่ (Transient or Dynamics load) แม้ว่าฐานรานั้นวางอยู่บนทรายอัดแน่น (Dense Sand) ก็อาจเกิดการพิบัติแบบเฉือนทะลุได้

2.2.3.5 ความลึกและความกว้างของฐานราก ถ้าฐานรากมีความลึกของฐาน เมื่อเทียบกับความกว้างมากกว่า ก็มีแนวโน้มที่จะเกิดการพิบัติแบบเฉือนทะลุได้มากกว่า แม้ว่าฐานรานั้นจะวางอยู่บนชั้นทรายอัดแน่น (Dense Sand) ก็ตาม ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความลึกต่อความกว้างของฐาน ( $D_f/B$ ) กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ ซึ่งมีผลต่อการคาดหมายลักษณะของการพิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.2

การคาดหมายลักษณะของการพิบัติไม่อาจคาดหมายได้ด้วยสูตรมาตรฐาน หรือการคำนวณใด ๆ ได้โดยตรง แต่เราอาจทราบค่าความอัดตัวได้สัมพัทธ์ของดินภายใต้น้ำหนักบรรทุก (Relative Compressibility of Soil Masses Under Load) ได้จากดัชนีความแข็งเกร็ง (Rigidity Index;  $I_r$ ) ซึ่งมีนิยามดังนี้ (Vesic. A.; 1965)

$$I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} \quad \text{----- (2.1)}$$

เมื่อ  $G =$  Shear Modulus  
 $c$  และ  $\phi$  เป็น Strength Parameter

เนื่องจากค่าเฉลี่ยของความเครียดเชิงปริมาตร (Average Volumetric Strain ;  $\Delta$ ) ใน Plastic Zone ค่า  $I_r$  จะถูกลดลงเป็น

$$I_{rr} = \xi_v I_r \quad \text{----- (2.2)}$$

เมื่อ  $\xi_v = \frac{1}{1 + I_r \Delta} \quad \text{----- (2.3)}$

ดัชนีความแข็งเกร็ง (Rigidity Index) มีค่าแปรตามระดับความเค้น (Stress-level) และลักษณะเฉพาะของน้ำหนักบรรทุก (Character of Loading) ค่า  $I_{rr}$  สูง เช่น มีค่าสูงกว่า 250 แสดงว่าดินนั้นเป็นดินที่ไม่อัดตัว (Incompressible Soil Mass) ในขณะที่ถ้าค่า  $I_{rr}$  ต่ำ เช่น  $I_{rr} = 10$  จะแสดงว่าดินนั้นเป็นมวลดินที่อัดตัวได้

ดังนั้นเนื่องจากไม่มีการคำนวณสำหรับการคาดหมายลักษณะของการพิบัติโดยตรง เราจึงอาจใช้ประโยชน์จากค่า  $I_r$  ในการคาดหมายลักษณะของการพิบัติสำหรับฐานรากดินได้

### 2.3 สมการทั่วไปของค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน

(The General Bearing Capacity Equation of Soil)

การศึกษาเกี่ยวกับความสามารถรับน้ำหนักของดิน ในระยะแรกเป็นผลจากการรวบรวมและงานของเทอร์ซาคี (Terzaghi; 1925) ทฤษฎีแรกที่ใช้ในการประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินสำหรับฐานรากดิน คือ ทฤษฎีความดันดินของคูลอมบ์ (Coulomb's Earth Pressure Theory) ที่ว่า การพิบัติของดินมีขอบเขต ผิวขอบเขตของการพิบัติเป็นระนาบ (Failure Surface are Plane) สมการความสามารถรับน้ำหนักของดินวิเคราะห์ตามลักษณะระนาบของการพิบัติ มีค่าปรับแก้เนื่องจากผลกระทบต่าง ๆ และต่อมาได้พัฒนาขึ้นเป็นลำดับ มีหลายทฤษฎีที่ใช้ในการประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน ทฤษฎีต่าง ๆ มีดังต่อไปนี้

### 2.3.1 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจากทฤษฎีรูปสี่เหลี่ยมของแรงดัน

(Rankine Wedge Theory for Bearing Capacity)

ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินในทฤษฎีนี้ คำนวณจากความดันแอคทีฟ (Active Earth Pressure) สำหรับรูปสี่เหลี่ยมที่ 1 และความดันพาสซีฟ (Passive Earth Pressure) สำหรับรูปสี่เหลี่ยมที่ 2 สำหรับฐานรากยาวต่อเนื่อง ค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดินตามระนาบรูปสี่เหลี่ยม ดังรูปที่ 2.3 หรือเรียกว่า Rankine Wedge Failure Plane สามารถหาค่าได้จากสมการ

$$q_{ult} = cN_c + q_o N_q + 0.5 \rho g B N_\gamma \quad \text{----- (2.4)}$$

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad \text{----- (2.5)}$$

เมื่อ  $q_{ult}$  = ความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดิน

เมื่อ  $q_o$  = หน่วยแรงกดของน้ำหนักของดินที่ความลึก  $D_f = \gamma D_f$

$\gamma$  = ความหนาแน่นของดินเหนือความลึก  $D_f = \rho g$

$D_f$  = ความลึกของฐานรากจากผิวดินถึงขอบล่างของฐานราก

$c$  = แรงยึดเหนี่ยว (cohesion)

$B$  = ความกว้างของฐาน (width of footing)

$N_c$ ,  $N_q$  และ  $N_\gamma$  = ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน (Bearing Capacity Factors) ซึ่งนิยามจากระนาบพิบัติของแรงดัน (Rankine Failure Plane) ดังนี้ (รายละเอียดเพิ่มเติมในภาคผนวก ก.)

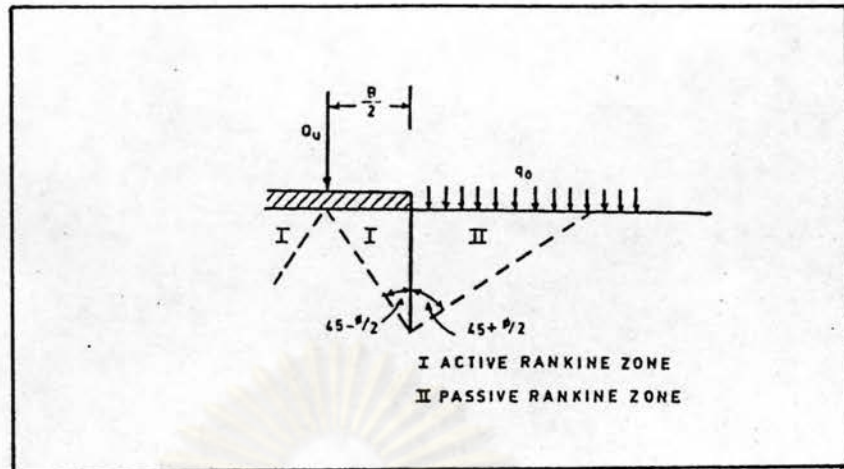
$$N_c = 2(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2}) \quad \text{----- (2.6)}$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad \text{----- (2.7)}$$

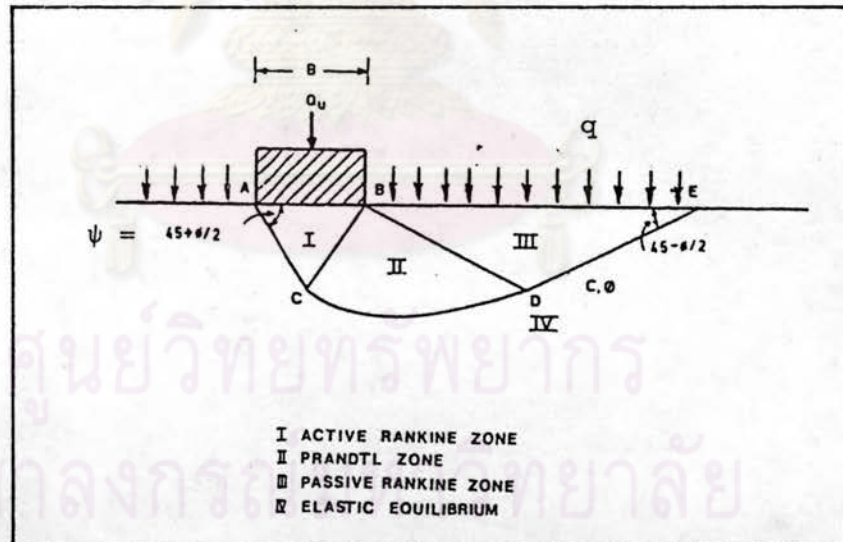
$$N_\gamma = \frac{1}{2} (N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2}) \quad \text{----- (2.8)}$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = K_p \quad \text{----- (2.9)}$$

เมื่อ  $\phi$  = มุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction)



รูปที่ 2.3 แสดงระนาบของการพิบัติเป็นรูปสี่เหลี่ยม (Rankine failure planes) เมื่อดินรับน้ำหนักบรรทุก



รูปที่ 2.4 แสดงขอบเขตระนาบของการพิบัติเป็นระนาบโค้งกันหอยและแบ่งเป็นบริเวณ (Zone) ต่าง ๆ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อฐานรากยาวต่อเนื่อง ซึ่งวางอยู่บนดินในอุดมคติรับน้ำหนักบรรทุก (After Prandtl, 1920)



สำหรับดินเหนียว (Clay) ค่าแรงยึดเหนียวในภาวะไม่คายน้ำ ( $C_u$ , Undrained Condition) จะมีค่าเท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่คายน้ำ ( $S_u$ , Undrained Shear Strength)

ที่  $\phi = 0$ ,  $N_c = 4$ ,  $N_q = 1$  และ  $N_\gamma = 0$  สมการ (2.4) จะมีค่าเป็น

$$q_{ult} = 4S_u + q_0 \quad \text{----- (2.10)}$$

ค่าที่ได้จากสมการ (2.4) และ (2.10) ซึ่งมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีของคูลอมบ์ เป็นค่าโดยประมาณ ซึ่งน้อยกว่าค่าที่เป็นจริงถึง 40 %

### 2.3.2 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินตามทฤษฎีของ Prandtl and Reissner (Prandtl and Reissner's Theory for Bearing-Capacity)

Prandtl (1920, 1921) ได้วิเคราะห์หาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน ( $q_{ult}$ ) ซึ่งเป็นดินที่มีสมบัติกึ่งแข็งกึ่งพลาสติก (Rigid-Plastic Material) ที่ไม่มีการยุบตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก และเป็นมวลเสี้ยวไร้น้ำหนัก (Weightless Material) จากทฤษฎีพลาสติก (Theory of Plasticity) Prandtl พบว่าสำหรับดินเหนียว

$$q_{ult} = cN_c \quad \text{----- (2.11)}$$

$c$  = แรงยึดเหนียว (cohesion)

$$N_c = \cot \phi \left[ e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad \text{--- (2.12)}$$

ค่า  $N_c$  ที่ได้ของ Prandtl วิเคราะห์จากรูปแบบของการทับถม ซึ่งขอบเขตของระนาบของการทับถมประกอบด้วยสามบริเวณ (Zones) คือ Active Rankine Zone (Zone I), Prandtl Zone (Zone II) และ Passive Zone (Zone III) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 เส้นตรง AC และ DE ของขอบเขต ACDE ของมวลดินที่พิจารณาเอียงเป็นมุม  $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$  และ  $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$  ตามลำดับ รูปร่างของส่วนโค้ง CD ขึ้นอยู่กับค่ามุมเสียดทานภายใน ความดันเหนือจุดที่พิจารณา (Overburden pressure) และน้ำหนักของ

รลดูเห็น สำหรับดินที่ไม่มีค่ามุมเสียดทานภายใน ( $\phi = 0$ ) ส่วนโค้งจะเป็นส่วนของวงกลม  
สมการ (2.11) จะเขียนใหม่ได้เป็น

$$q_{ult} = (2 + \pi) S_u = 5.14 S_u \quad \text{----- (2.13)}$$

Reissner (1924) ได้เพิ่มเติมการวิเคราะห์ของ Prandtl โดยแทนค่าน้ำหนักดินเหนือระดับฐานของฐานราก ให้เป็น Surcharge Load Reissner ตั้งสมมุติฐานว่า Surcharge Load ไม่มีกำลังรับแรงเฉือน

Prandtl and Reissner พบว่า ในกรณีที่ดินเป็นเสมือนมวลไร้น้ำหนัก (Weightless-soil ;  $\gamma = 0$ ) สมการความสามารถรับน้ำหนักของดินจะเขียนได้เป็น

$$q_{ult} = cN_c + qN_q \quad \text{----- (2.14)}$$

เมื่อ  $N_c$  และ  $N_q$  เป็นตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนัก ซึ่งนิยามดังนี้

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{----- (2.15ก)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{----- (2.15ข)}$$

ค่าของตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักนี้ ดังแสดงในตารางที่ 2.1

สำหรับ Cohesionless Soil เมื่อไม่มี Surcharge Load ( $c = 0$ ,  $q = 0$ ) สมการความสามารถรับน้ำหนักของดินจะเป็น

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{----- (2.16)}$$

$$\text{เมื่อ } N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{----- (2.17)}$$

ค่า  $N_\gamma$  มีความคลาดเคลื่อนอยู่บ้าง เนื่องจากมีสมมุติฐานว่า มุม BAC ในรูปที่ 2.4 มีค่า  $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$  ทำให้ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินคลาดเคลื่อนไป แต่ก็อยู่ในค่าที่ปลอดภัย ประมาณว่าค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 10 % สำหรับดินที่มีค่ามุมเสียดทานภายในระหว่าง  $15^\circ - 45^\circ$  และคลาดเคลื่อนไม่เกิน 5 % สำหรับดินที่มีค่ามุมเสียดทานภายในระหว่าง  $20^\circ - 40^\circ$  สำหรับค่า  $N_\gamma$  ดังแสดงในตารางที่ 2.1 เช่นกัน

ตารางที่ 2.1 แสดงค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน. สำหรับใช้ในสมการของ  
Prandtl and Reissner

$\phi$ (1)	$N_c$ (2)	$N_q$ (3)	$N_\gamma$ (4)
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.26	222.31	496.01
49	229.93	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

ส่วนดินทั่วไปที่  $c \neq 0$ ,  $q \neq 0$ ,  $\gamma \neq 0$  สมการ (2.14) และ (2.16) จะเขียนรวมกันได้เป็น

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{----- (2.18)}$$

สมการ (2.18) มีรูปแบบของสมการเช่นเดียวกับสมการของเทอร์ซาคี

นอกจากนี้ Fellenius (1929) และ Krey (1936) ยังได้หาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินสำหรับฐานรากต้นด้วยวิธีการกราฟิก (Graphical Method) สำหรับดินเหนียวโดยใช้ผิวเคลื่อนตัวเป็นรูปทรงกระบอกในการวิเคราะห์ พบว่ามีค่าใกล้เคียงกับที่ Prandtl ให้ไว้ ดังสมการ

$$q_{ult} = 5.5 S_u \quad \text{----- (2.19)}$$

### 2.3.3 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจากทฤษฎีของเทอร์ซาคี

(Terzaghi's Theory for Bearing Capacity)

Terzaghi (1943) ได้ศึกษาเพิ่มเติมจากผลงานของ Prandtl and Reissner โดยนิยามสมการความสามารถรับน้ำหนักของดินสำหรับฐานรากต้นภายใต้สมมุติฐานที่ว่า

1. ฐานรากเป็นฐานรากยาวไม่รู้จักวางอยู่บนดินในอุดมคติ ซึ่งมีสมบัติคงที่เป็นเนื้อเดียวตลอด มีค่าแรงยึดเหนี่ยวและค่ามุมเสียดทานภายใน
2. ผิวใต้ฐานของฐานรากเป็นผิวหยาบ
3. ด้านข้างของรูปสี่เหลี่ยมที่เกิดขึ้นใต้ฐานจะเอียงทำมุม  $\psi$  กับแนวราบ
4. ผิวระนาบของการพังทลายเป็นรูปเส้นโค้งก้นหอย (Logarithmic Spiral Curve)
5. ระบายตัดของพลาสต์ิกโซน (Plastic Zone) อยู่ในภาวะพาสซีฟ (Passive Rankine State)
6. หน่วยแรงเสียดทานเกิดขึ้นตลอดทั่วทั้งพลาสต์ิกโซน
7. หน่วยแรงกดเหนือจุดที่พิจารณา (Overburden Pressure) แทนโดยน้ำหนักกดที่ลุ่มนัยกัน (Equivalent Surcharge load) และไม่มีกำลังรับแรงเฉือน

## 8. กฎการเสริมกันสามารถใช้ได้

Terzaghi ใช้กฎการเสริมกัน ประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน สำหรับฐานรากตื้น โดยแบ่งเป็นส่วน ๆ คือ

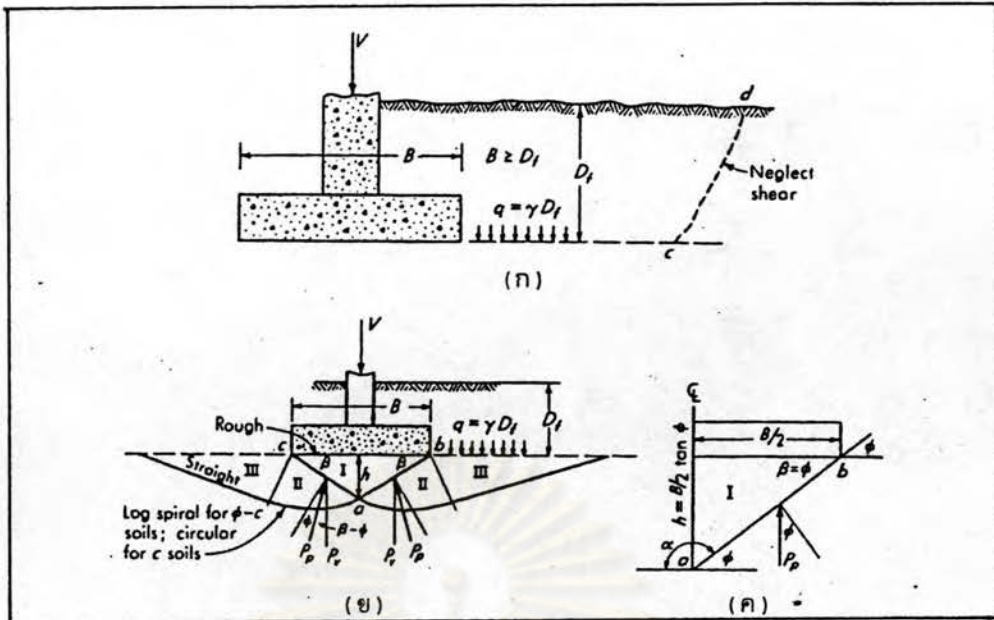
- 1)  $q_c$  คือค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน ซึ่งถือว่าเป็นมวลเสมือน ไร้น้ำหนักที่มีค่าแรงยึดเหนี่ยว โดยไม่คิดน้ำหนักบรรทุกเหนือระดับฐานราก (Surcharge load)
- 2)  $q_u$  คือค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน ซึ่งถือว่าเป็นมวลเสมือน ไร้น้ำหนัก โดยคิดจากน้ำหนักบรรทุกเหนือระดับฐานราก (Overburden Pressure ;  $q_0$ ) แต่ไม่คิดค่าแรงยึดเหนี่ยวของดินที่เป็นน้ำหนักบรรทุกนั้น
- 3)  $q_\gamma$  คือค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่ไม่มีค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesionless Soil) โดยคิดจากน้ำหนักของมวลดินนั้น และไม่มีน้ำหนักบรรทุกเหนือระดับฐานราก (Surcharge)

ค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดินทั้งหมด ( $q_{ult}$ ) คือผลรวมของ เทอมทั้งสามตามลุ่มมูลฐานของ Terzaghi จะได้ว่า

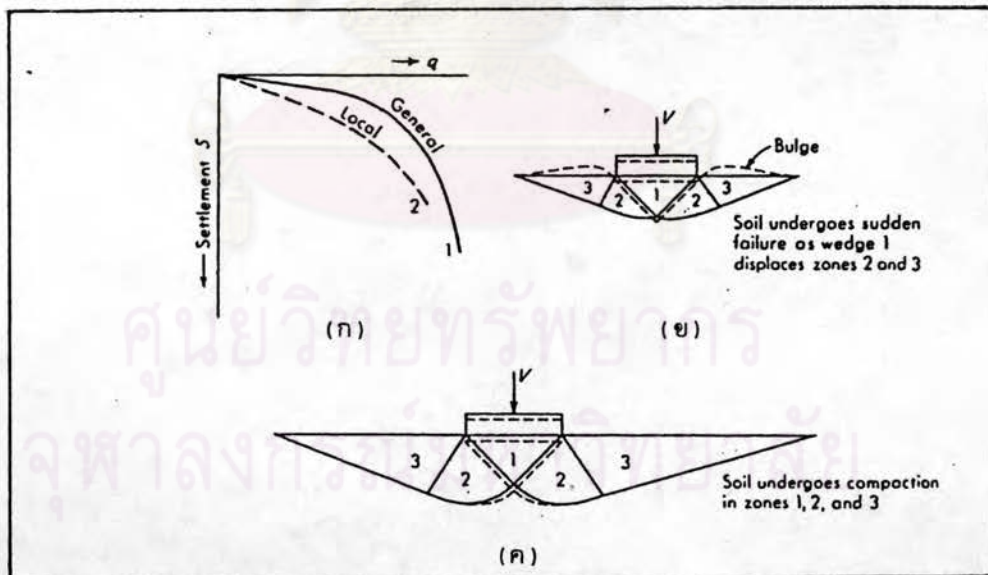
$$q_{ult} = q_c + q_u + q_\gamma \quad \text{----- (2.20)}$$

จากลุ่มการทั่วไปของความสามารถรับน้ำหนักของดิน เล่นอโดย Prandtl (1920) ซึ่งมีลักษณะการพิบัติเมื่อฐานรากรับน้ำหนักบรรทุก  $V$  ตามรูปที่ 2.5 ก โดยดินใต้ ฐานราก abc จะถูกกดให้จมลงในพื้นดิน มีการเคลื่อนตัวของโซน II และ III ไปทางด้านข้าง การเคลื่อนตัวทางด้านข้างนี้ จะถูกต้านด้วยกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) ที่เกิดขึ้นตามระนาบของการเคลื่อนตัว และแรงต้านที่เกิดจากน้ำหนักตัวของโซน II และ III เองด้วย: ตามรูปที่ 2.5 ข

จากลุ่มมูลฐานของเทอร์ซาคี การเคลื่อนตัวของโซนต่าง ๆ เมื่อเกิดการ พับตัวของดิน ประกอบกับค่าซึ่งหาได้จากทฤษฎีฮาเซิล (Partial Theory) ซึ่งมีรายละเอียด ในภาคผนวก ก. เทอร์ซาคีได้ให้ลุ่มการความสามารถรับน้ำหนักของดินซึ่งประกอบด้วย ส่วน ต่าง ๆ เหมือนลุ่มการที่ (2.20) ดังนี้



รูปที่ 2.5 แสดงพัฒนาการของลิ่มการควมสามารถรับน้ำหนักของเทอร์ซาคี  
 (ก) ฐานรากดินไม่คิดแรงเฉือนตามแนว cd แทนเป็นน้ำหนักกด  $q = \gamma D_f$   
 (ข) ลิ่มมูฐานของรูปแบบของการพิบัติสำหรับรากของลิ่มการของเทอร์ซาคี  
 (ค) ภาพแสดงแรงที่กระทำต่อมวลดิน ถ้า  $\beta = \phi$



รูปที่ 2.6 แสดงการพิบัติแบบทั่วไปและแบบเฉพาะแห่ง (after Terzaghi, 1943)  
 (ก) เส้นกราฟ 1 สำหรับการพิบัติแบบทั่วไป ดินมีกำลังต้านน้ำหนักบรรทุกเกิดการทรุดตัวเล็กน้อย และเกิดการพิบัติทันที  
 (ข) การเคลื่อนตัวของดินเมื่อเกิดการพิบัติแบบทั่วไป  
 (ค) ข้อจำกัดสำหรับการพิบัติแบบเฉพาะแห่ง

$$\text{สำหรับฐานรากยาวต่อเนื่อง} \quad q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.21)$$

$$\text{ฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส} \quad q_{ult} = 1.3 cN_c + qN_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

----- (2.22)

$$\text{ฐานรากรูปวงกลม} \quad q_{ult} = 1.3 cN_c + qN_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

----- (2.23)

เมื่อ  $q_{ult}$  = ความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดิน (Ultimate Soil Bearing Pressure)

$c$  = แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion)

$\phi$  = มุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction)

$q$  =  $\gamma D_f$

$B$  = ด้านแคบที่สุดสำหรับฐานรากสี่เหลี่ยม หรือด้านกว้างของฐานรากยาวต่อเนื่อง หรือเส้นผ่าศูนย์กลางของฐานรากรูปวงกลมตามลำดับ

$\gamma$  = หน่วยน้ำหนักของดิน (Unit weight of soil)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน (Bearing Capacity Factors) ซึ่งนิยามไว้ดังนี้

$$N_c = \cot \phi \left[ \frac{a^2}{2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1.0 \right] \quad \text{----- (2.24)}$$

$$N_q = \left[ \frac{a^2}{2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \right] \quad \text{----- (2.25)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left[ \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1.0 \right] \quad \text{----- (2.26)}$$

$$a = e \left( 3 \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi \quad \text{----- (2.27)}$$

ค่า  $K_{PY}$  เป็นค่าที่หาได้จากความดันพาสซีฟ (Passive Pressure) ของดินในโซนที่ II และ III ซึ่งมีความสัมพันธ์กับขนาดของฐานราก และมุมของระนาบพิบัติของโซนที่ I (ในรูปที่ 2.5 ข)  $K_{PY}$  ใช้ในกรณีที่ดินเกิดการพิบัติแบบทั่วไป (General Shear Failure)  $K'_{PY}$  ใช้กับดินที่เกิดการพิบัติแบบเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure)  $K_{PY}$  และ  $K'_{PY}$  ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.2

ความแตกต่างระหว่างการพิบัติแบบทั่วไป (General Shear Failure) กับการพิบัติเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure) อาจแสดงได้ดังรูปที่ 2.6 โดยการพิบัติแบบทั่วไปโซน 1 มีการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง โซน 2 มีการเคลื่อนตัวในแนวราบ และโซน 3 เกิดการโก่งตัวขึ้น ในขณะที่การพิบัติแบบเฉพาะแห่งจะไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้างและการโก่งตัวซึ่งได้เคยกล่าวแล้วในข้อที่ 2.2.2 พารามิเตอร์ของดินที่เกิดการพิบัติแบบเฉพาะแห่งจะมีค่าลดลงดังสมการ

$$c' = \frac{2}{3} c \quad \text{----- (2.28)}$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad \text{----- (2.29)}$$

เมื่อ  $c'$  = ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน ซึ่งใช้ในการหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่เกิดการพิบัติแบบเฉพาะแห่ง (Local Shear Failure)

$\phi'$  = มุมเสียดทานภายใน ซึ่งใช้หาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่เกิดการพิบัติแบบเฉพาะแห่งเช่นกัน

ดังนั้นค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินที่เกิดการพิบัติแบบเฉพาะแห่งจะเปลี่ยนไปด้วย เป็น  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  ซึ่งตัวประกอบเหล่านี้จะใช้ในสมการ (2.21) ถึง (2.23) และใช้  $N_c, N_q, N_\gamma$  สำหรับดินที่เกิดการพิบัติแบบทั่วไป ค่า  $N_c, N_q, N_\gamma$  และ  $N'_c, N'_q, N'_\gamma$  ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.3

ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน นอกจากจะขึ้นอยู่กับลักษณะของการพิบัติแล้วยังขึ้นอยู่กับสิ่งประกอบอื่น ๆ อีก ฐานรากที่ฐานมีผิวเรียบ จะให้ค่า  $q_{ult}$  น้อยกว่าฐานรากที่ผิวหยาบซึ่งวางบนดินชนิดเดียวกัน นอกจากนี้การวิเคราะห์ของเทอร์ซาก็ยังขึ้นกับระนาบ



ตารางที่ 2.2 แสดงค่า  $K_{PY}$  และ  $K'_{PY}$  สำหรับใช้ในสมการความสามารถรับน้ำหนักของเสาเข็ม

$\phi$	$K_{PY}$	$K'_{PY}$
0	10.8	6.0
5	12.2	7.0
10	14.7	8.8
15	18.6	11.0
20	25.0	14.5
25	35.0	19.5
30	52.0	26.5
35	82.0	36.5
40	141.0	52.0
45	298.0	79.0
50	800.0	135.0

ตารางที่ 2.3 แสดงค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนัก-สำหรับใช้สมการ 2.21

ถึง 2.23 ค่า  $N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  สำหรับสภาวะ General-Shear และ  $N'_c$   $N'_q$   $N'_\gamma$  สำหรับสภาวะ Local-Shear

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1,153.2	81.3	65.6	87.1

ของการพิบัติ และลักษณะการพิบัติที่แตกต่างกันออกไป การประมาณค่าด้วยวิธีเสริมกัน (Superposition) สำหรับดินทั่วไปของเทอร์ซาคีให้ค่าที่คลาดเคลื่อนมาก เพราะดินแต่ละแห่งมีข้อจำกัดที่แตกต่างกัน และไม่อาจเป็นไปตามข้อกำหนดหรือสมมุติฐานที่ตั้งไว้ได้ อย่างไรก็ตามค่าที่คลาดเคลื่อนนั้นจัดอยู่ในค่าที่ค่อนข้างปลอดภัย เราจึงนิยมใช้สมการและตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินซึ่งเสนอโดยเทอร์ซาคีกันอยู่ในปัจจุบัน ส่วนในกรณีที่ดินมี  $\phi = 0$  ค่าที่ได้จากสมการของเทอร์ซาคีเป็นค่าที่ค่อนข้างถูกต้อง

สำหรับดินที่  $\phi = 0$  สมการที่ (2.21) อาจลดรูปเป็น

$$q_{ult} = 5.70 S_u + q \tag{2.30}$$

2.3.4 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจากทฤษฎีของ บรินช์ ฮานเซน  
(Brinch Hansen's Theory for Bearing Capacity)

Brinch Hansen (1952) ได้เสนอทฤษฎี ซึ่งมีวิธีคำนวณเช่นเดียวกับสมการของเทอร์ซาคี (Terzaghi, 1943) โดยพิจารณาถึงผลกระทบที่มีต่อความสามารถรับน้ำหนักของดิน อันเนื่องมาจาก รูปร่าง ความลึกของฐานราก และแรงกระทำต่อฐานรากในแนวเอียงหรือเอียงศูนย์กลาง (Inclination or Eccentricity of load) สมการค่าความสามารถรับน้ำหนักของ ฮานเซน ให้ค่าที่ใกล้เคียงความเป็นจริงสำหรับดินที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesive soil) มากกว่าสมการของเทอร์ซาคี ค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดิน ฮานเซน ได้ให้สมการไว้ดังนี้

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \tag{2.31}$$

เมื่อ  $s$  = ตัวประกอบรูปร่างฐานราก (Shape factor)

$d$  = ตัวประกอบความลึก (Depth factor)

$i$  = ตัวประกอบความเอียงของน้ำหนักบรรทุก

Inclination of Load Factor =  $f$  (horizontal load Component,  $h$ )



$N_c, N_q, N_\gamma$  = ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน (Bearing Capacity Factors)

ค่า  $N_c, N_q, N_\gamma$  อาจหาได้จากทฤษฎีที่พิจารณาว่าดินเป็นมวลเสมือนไร้น้ำหนัก  $\gamma = 0$  (Weightless-earth Pressure; Prandtl, 1920) ซึ่งนิยามไว้ดังนี้

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{----- (2.32)}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{----- (2.33)}$$

ส่วน  $N_\gamma$  เนื่องจากเรายังไม่รู้แน่ว่าลักษณะของการพิบัติเป็นอย่างไร บรีย ฮานเซน จึงแนะนำให้ใช้ค่า  $N_\gamma$  ดังนี้

$$N_\gamma = 1.50 (N_q - 1) \tan \phi \quad \text{----- (2.34)}$$

ค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินสำหรับใช้ในสมการของ Hansen ได้แสดงในตารางที่ 2.4 ส่วนตัวประกอบรูปร่าง ความลึก และตัวประกอบความเอียงของน้ำหนักบรรทุก ได้แสดงในตารางที่ 2.5

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเอียงหรือเอียงศูนย์กลาง ทำให้ค่าความกว้างประสิทธิผลของฐานรากลดลง ค่า  $B$  ที่ลดลงนี้ จะเป็นไปตามสมการ

$$B' = B - 2e \quad \text{----- (2.35)}$$

$$B = \text{ความกว้างของฐานราก}$$

เมื่อ  $B' = \text{ความกว้างที่ปรับแก้เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเอียงหรือเอียงศูนย์กลาง}$

$$e = \text{ระยะเอียงศูนย์กลาง}$$

ดังนั้นพื้นที่ที่สัมพันธ์กันจะเป็น  $A'$  ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุก  $V$  มากกระทำ ค่าพื้นที่จะเป็น

$$A' = L' \times B'$$

$$\text{เมื่อ } L' = L - 2e_y$$

$$B' = B - 2e_x$$

$$(e_x, e_y) = \text{ตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกที่เอียงศูนย์กลาง}$$

ตารางที่ 2.4 แสดงค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักสำหรับใช้ในสมการความสามารถรับน้ำหนักของ Meyerhof และ Hansen

Note that  $N_c$  and  $N_q$  are same for both equations

$\phi$ , deg	$N_c$	$N_q$	$N_{(M)}$	$N_q/N_c$	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$	$N_{(M)^\circ}$
0	5.14	1.0	0	0.19	0	0
5	6.5	1.6	0.1	0.24	0.15	0.1
10	8.3	2.5	0.4	0.30	0.24	0.4
15	11.0	3.9	1.2	0.36	0.29	1.1
20	14.8	6.4	2.9	0.43	0.32	2.9
25	20.7	10.7	6.8	0.51	0.31	6.8
30	30.1	18.4	15.1	0.61	0.29	15.7
35	46.1	33.3	33.9	0.72	0.25	37.1
40	75.3	64.2	79.5	0.85	0.21	93.7
45	133.9	134.9	200.8	1.01	0.17	262.7
50	266.9	319.0	568.5	1.20	0.13	873.7

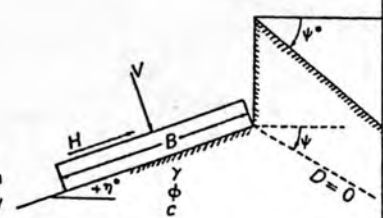
\*  $N_{(M)}$  = Meyerhof value.

ตารางที่ 2.5 แสดงค่าตัวประกอบสำหรับรูปร่าง ความลึก ฯลฯ สำหรับใช้ในสมการความสามารถรับน้ำหนักของ Hansen

Table combined from Hansen (1970), De Beer (1970), and Vesic (1973). Primed factors for undrained (U) conditions and  $\phi = 0$

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (see figure)
$s'_c = 0.2B/L$ $s_c = 1 + N_q B/N_c L$	$d'_c = 0.4D/B$ $d_c = 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$	$D \leq B$ $D > B$	$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - H/A_f c_u}$ $i_c = i_q - (1 - i_q)(N_q - 1)$
	$D \leq B$ $D > B$		$g'_c = \psi^\circ/147^\circ$ for horizontal ground use $g'_c = 0.0$ $g_c = 1 - \psi^\circ/147^\circ$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^2$
$s_q = 1 + (B/L) \tan \phi$	$D \leq B$ $D > B$	$i'_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$	Base factors (see figure) $b'_c = \eta^\circ/147^\circ$ for horizontal ground use $b'_c = 0.0$ $b_c = 1 - \eta^\circ/147^\circ$
$s_\gamma = 1 - 0.4B/L$	$d_\gamma = 1.00$ for all $\phi$	Horizontal ground: $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$ Sloping ground: $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^2$	$b_q = b_\gamma = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $\eta = \text{radians for } b_q$

where  $A_f$  = effective footing contact area  $B'L$   
 $L$  = effective footing length =  $L - 2e_L$   
 $B'$  = effective footing width =  $B - 2e_B$   
 $D$  = depth of footing in ground  
 $e_B, e_L$  = eccentricity of load with respect to center of footing area  
 $c$  = cohesion of base soil  
 $\phi$  = angle of internal friction of soil  
 $H, V$  = load components parallel and perpendicular to footing, respectively  
 $\tan \delta$  = coefficient of friction between footing and base soil (use  $\delta = \phi$  for concrete poured on ground [Schultze and Horn (1967)])  
 $\eta, \psi$  = as shown in accompanying figure with positive directions shown  
 Notes: Do not use shape factors in combination with inclination factors. Use  $d_i$  and  $i_i$  only in combination or  $s_i$  with  $d_i, g_i$  and  $b_i$ . When triaxial  $\phi$  is used for plane-strain conditions, one may adjust to obtain:  $\phi_{ps} = 1.1\phi_{triaxial}$  (author's suggestion only for  $\phi_{triaxial} > 30^\circ$ ).



Limitations:  $H \leq V \tan \delta + c_u A_f$

- $i_q, i_\gamma > 0$
- $\psi \leq \phi$
- $\eta + \psi \leq 90^\circ$

แทนค่า  $B'$  และ  $L'$  ในทุกแห่งของสมการความสามารถรับน้ำหนักที่มีค่า  $B$  และ  $L$

ตัวประกอบสำหรับลดค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัย เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เยื้องศูนย์กลาง ( $q'_{ult}$ ) ของฐานรากที่มีความกว้าง  $B$  ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ดังนั้นค่าที่คำนวณได้ จะเป็น

$$q'_{ult} = (R_1) q_{ult} \quad \text{-----}(2.36)$$

### 2.3.5 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินเลนโดย เมเยอร์ฮอฟ

(The Evaluation of Bearing Capacity by Meyerhof)

เมเยอร์ฮอฟ (Meyerhof) ได้คำนวณค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัยเช่นเดียวกับเทอร์ซาจิกิ (Terzaghi; 1943) แสดงค่าความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดินสำหรับฐานรากยาวต่อเนื่อง ด้วยสมการ

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2.37)$$

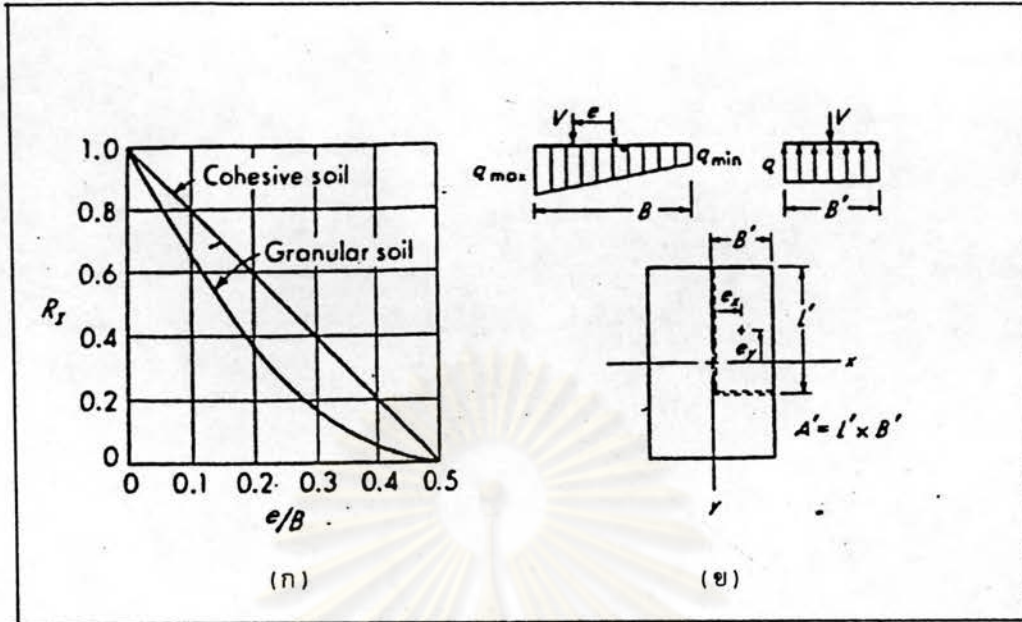
ซึ่งเหมือนกับสมการของ ฮานเซน โดยมี  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  เป็นตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักที่มีค่าขึ้นอยู่กับความลึกและรูปร่างของฐานราก มุมเสียดทานภายใน ( $\phi$  - parameter) และผิวหยาบของฐานราก ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน นิยามโดยสมการ

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{-----}(2.38)$$

$$N_q = e^{\frac{1}{2} \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{-----}(2.39)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad \text{โดยประมาณ -----}(2.40)$$

ค่าตัวประกอบรูปร่าง ความลึก และความเอียงของน้ำหนักบรรทุก ที่ใช้ในสมการของ เมเยอร์ฮอฟ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.6 สำหรับค่าของตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนัก  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.4 เช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.7 ตัวประกอบลดค่าเนื่องจากรูปร่างหน้าทับบรรทุกเยื้องศูนย์กลาง

(ก) Reduction factors สำหรับหน้าทับบรรทุกเยื้องศูนย์กลาง

(ข) แสดงอัตราส่วนที่ใช้ในข้อ (ก) และแสดงถึงความกว้างที่ใช้ในอัตราส่วน

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.6 แสดงค่าตัวประกอบสำหรับ รูปร่าง ความลึก และความเอียงสำหรับใช้  
ในสมการของ Meyerhof

Shape	Depth	Inclination
$s_e = s_r = 1 + 0.2K_r \frac{B}{L}$ For $\phi = 0^\circ$	$d_e = d_r = 1 + 0.2\sqrt{K_r} \frac{D}{B}$	$i_e = i_r = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}$
$s_e = s_r = 1.0$ For $\phi \geq 10^\circ$	$d_e = d_r = 1.0$	$i_e = i_r = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$
$s_e = s_r = 1 + 0.1 K_r \frac{B}{L}$ $d_e = d_r = 1 + 0.1\sqrt{K_r} \frac{D}{B}$ $K_r = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $\alpha =$ angle of resultant measured from vertical axis When triaxial $\phi$ is used for plane strain, may adjust to obtain $\phi_{ps} = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L}\right) \phi_{triaxial}$		

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 2.3.6 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจากทฤษฎีของบอลา

(Balla's Theory for Bearing Capacity)

Balla (1962) แสดงให้เห็นว่า ผิวของการพิบัติไม่เป็นรูปโค้งก้นหอย (Logarithmic Spiral Curve) แต่เป็นรูปวงกลม ประกอบด้วยผิวระนาบ (Combined Circular and Plane Surfaces) สัมการความสามารถรับน้ำหนักของดิน เล่นอโดย Balla พิจารณาถึงความลึกของฐานรากกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตามผิวของการพิบัติ รากของสัมการค่อนข้างซับซ้อนซึ่งแสดงด้วยวิธีทางคณิตศาสตร์ ความสามารถรับน้ำหนักประลัยของดินคำนวณตามสัมการของบอลา ได้ดังนี้

$$q_{ult} = c(\tan \phi + \rho F_6) + q(1 + \rho F_5) + \frac{1}{2} \gamma B(\rho F_4 + F_5 \tan \phi) \rho \quad \text{-----}(2.41)$$

ซึ่งเขียนได้เช่นเดียวกับสัมการของเทอร์ซาคี

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad \text{-----}(2.42)$$

ค่า  $\rho$  ในสัมการ (2.41) คำนวณได้จากรากของสัมการที่มีค่ามากที่สุด ของสัมการต่อไปนี้

$$\begin{aligned} & \rho^3 F_{16} + \rho^2 \left[ \frac{1}{2} F_4 + \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right) F_{17} + \left( \frac{c}{by} \right) F_{18} \right] \\ & + \rho \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right) F_5 + \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right)^2 F_{11} + \frac{c}{by} F_{19} \right. \\ & \left. + \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right) \left( \frac{c}{by} \right) F_{12} \right] \\ & + \left[ \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right)^3 F_{20} - \left( \frac{D}{b} + \tan \phi \right)^2 \left( \frac{c}{by} \right) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \right. \\ & \left. + \left( \frac{c}{by} \right) \left( \frac{1}{2} \right) \tan \phi \right] = 0 \quad \text{-----}(2.43) \end{aligned}$$

เทอม  $\rho$  นิยามดังนี้

$$\rho = \frac{R}{b} \quad \text{-----}(2.44)$$



เมื่อ  $R =$  รัศมีของระนาบพิบัติส่วนที่เป็นโค้งวงกลม  
 $b = \frac{B}{2}$  เมื่อ  $B$  เป็นความกว้างของฐาน

ค่านัยสำคัญของ  $R$  และสมการทางคณิตศาสตร์สำหรับเทอม  $F$  มีรายละเอียดในภาคผนวก ก

ในการหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินด้วยสมการของบาลา อาจใช้การคำนวณด้วยคอมพิวเตอร์ หรืออาจทำตามวิธีตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. คำนวณอัตราส่วน  $D_f/b$  และ  $\frac{c}{b\gamma}$  เมื่อ  $b = \frac{B}{2}$ ,  $B =$  ความกว้างฐาน
2. จากค่า  $\frac{D_f}{b}$ ,  $\frac{c}{b\gamma}$  และ  $\phi$  ใช้รูปที่ 2.8 เพื่อหาค่าตัวประกอบ  $\rho$
3. จากค่า  $\rho$  และ  $\phi$  อ่านค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน  $N_c$ ,  $N_q$  และ  $N_\gamma$  จากรูปที่ 2.9 เมื่อ

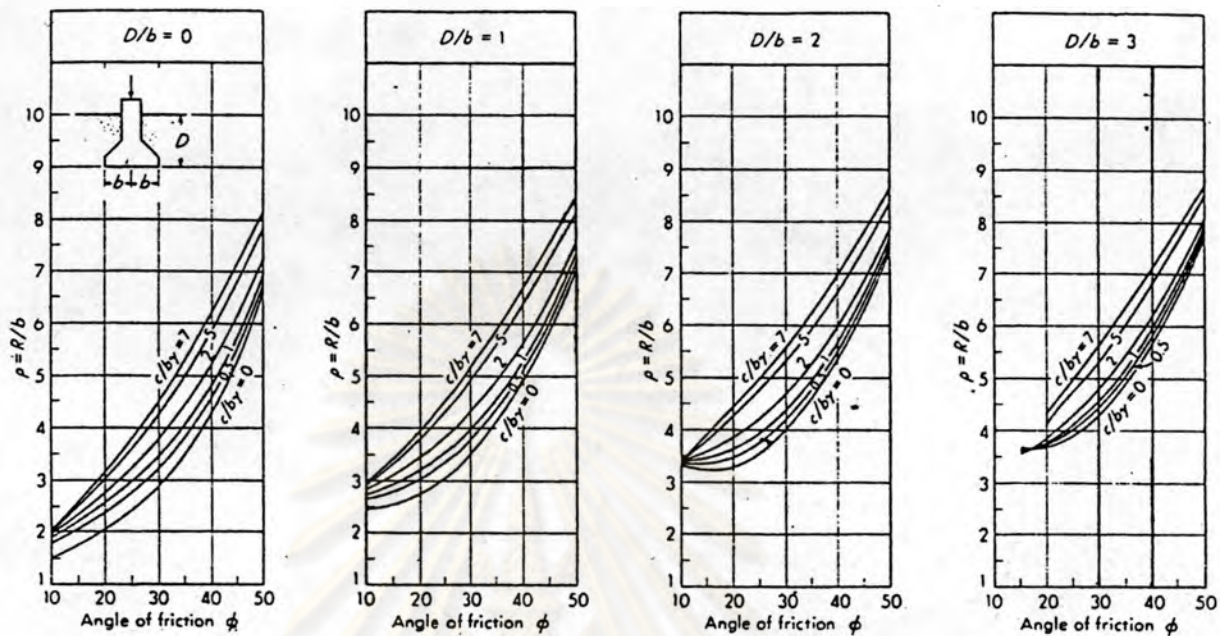
$$N_c = \tan \phi + \rho F_6 \quad \text{-----} (2.45)$$

$$N_q = 1 + \rho F_5 \quad \text{-----} (2.46)$$

$$N_\gamma = (\rho F_4 + F_5 \tan \phi) \rho \quad \text{-----} (2.47)$$

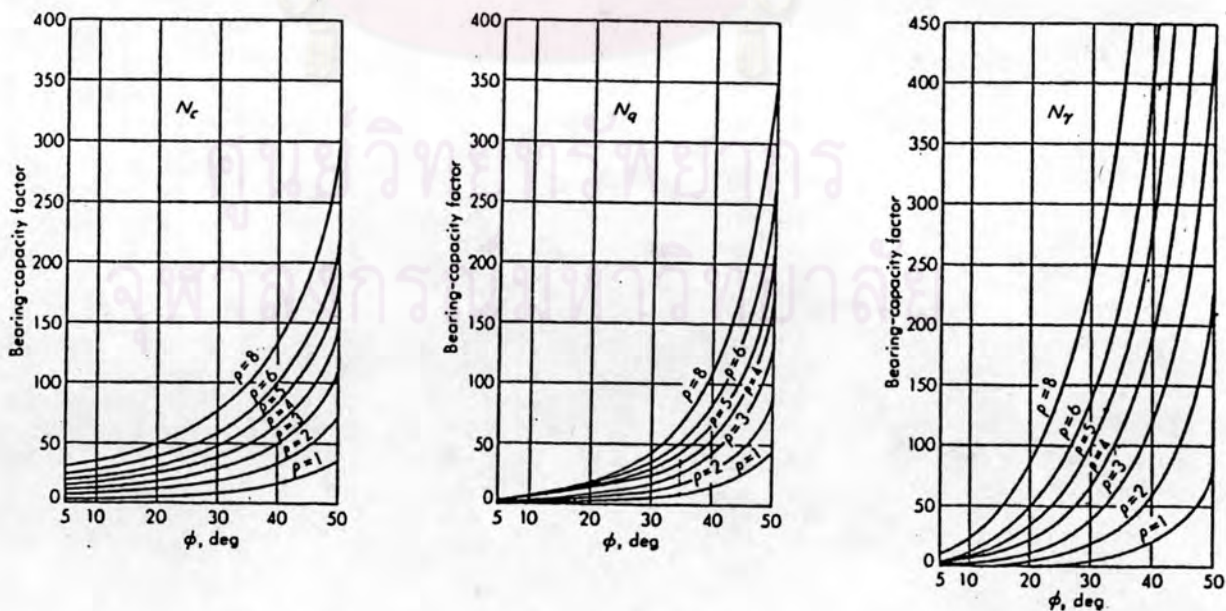
• จะเห็นได้ว่าทฤษฎีของบาลา (Balla's Theory) มีพื้นฐานมาจากฐานรากยาวต่อเนื่อง และมีตัวประกอบสำหรับรูปร่างเข้ามาเกี่ยวข้อง อาจใช้ค่าตัวประกอบรูปร่าง (Shape Factors) มีค่าเท่ากับ 1.0 ได้ โดยไม่ทำให้คลาดเคลื่อนมากนัก ข้อจำกัดทางทฤษฎีของบาลาคือ ใช้ได้เฉพาะกับฐานรากที่มีความลึกของฐานน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.5 เท่าของความกว้างของฐาน ( $D_f \leq 1.5 B$ ) เท่านั้น

สมการของความสามารถรับน้ำหนัก และตัวประกอบต่าง ๆ ซึ่งเสนอโดยหลาย ๆ ท่าน ได้รวบรวมไว้ดังตารางที่ 2.7



รูปที่ 2.8 แสดงค่าของอัตราส่วน  $p$  สำหรับ  $c/by$  และ  $D/b$  ค่าต่าง ๆ สำหรับใช้

ในรูปที่ 2.9 สำหรับหาค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน



รูปที่ 2.9 แสดงค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  สำหรับใช้

ในสมการที่ (2.41) (Balla's Bearing Capacity Equation)

ตารางที่ 2.7 สูตรสมการทั่วไปของสมการความถ่วงน้ำหนัก และตัวประกอบความถ่วงน้ำหนัก

Rankine's Bearing Capacity equation	Brinch Hansen's Bearing Capacity equation
$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	$q_{ult} = cN_c s_{cc} d_{cc} i_{cc} + qN_q s_{qc} d_{qc} i_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_{\gamma c} d_{\gamma c} i_{\gamma c}$
$N_c = 2(N_\phi^{3/2} + N_\phi^{1/2})$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
$N_q = N_\phi^2$	$N_q = e^{\gamma \tan \phi} \tan^2(\gamma/4 + \phi/2)$
$N_\gamma = \frac{1}{2} (N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2})$	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$
$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = K_p$	
Prandtl and Reissner's Bearing Capacity equation	Meyerhof's Bearing Capacity equation
$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	$q_{ult} = cN_c s_{cc} d_{cc} + qN_q s_{qc} d_{qc} + 0.5 \gamma B N_\gamma s_{\gamma c} d_{\gamma c}$
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
$N_q = e^{\gamma \tan \phi} \tan^2(\gamma/4 + \phi/2)$	$N_q = e^{\gamma \tan \phi} \tan^2(\gamma/4 + \phi/2)$
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (\text{ประมาณ})$
Terzaghi's Bearing Capacity equation	Balla's Bearing Capacity equation
$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$	$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_c = \tan \phi + \rho F_6$
$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(\gamma/4 + \phi/2)}$	$N_q = 1 + \rho F_5$
$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left[ \frac{K_{PY} - 1.0}{\cos^2 \phi} \right]$	$N_\gamma = (\rho F_4 + F_5 \tan \phi) \rho$
$a = e^{(3\gamma/4 - \phi/2) \tan \phi}$	

## 2.4 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนพารามิเตอร์ $c$ และ $\phi$ จากการทดสอบ Direct Shear ( $c$ - $\phi$ Parameters from Direct Shear Test)

2.4.1 การทดสอบ Direct Shear กระทำกับดินโดยมีข้อจำกัดทางระนาบการพิบัติหรือระนาบที่ถูกเฉือน (Failure plane or Shear plane) ดังเครื่องมือที่แสดงในรูปที่ 2.10 โดยบังคับให้ระนาบของการพิบัติอยู่ในแนวราบ บนระนาบนี้จะมีแรงกระทำสองแรงคือ แรงกดตั้งฉาก (Normal load;  $P_v$ ) และแรงในแนวราบ (Horizontal load,  $P_h$ ) ค่าหน่วยเป็นหน่วยแรงได้ดังสมการ

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad \text{----- (2.48)}$$

$$\tau = \frac{P_h}{A} \quad \text{----- (2.49)}$$

เมื่อ  $\sigma_n$  = หน่วยแรงกดตั้งฉากอันเนื่องมาจากแรงกดตั้งฉาก

$\tau$  = หน่วยแรงเฉือนอันเนื่องมาจากแรงในแนวราบ

$A$  = พื้นที่หน้าตัดซึ่งตั้งฉากกับ  $P_v$  และขนานกับ  $P_h$

หน่วยแรงกดตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนนี้มีความสัมพันธ์กันดังสมการ

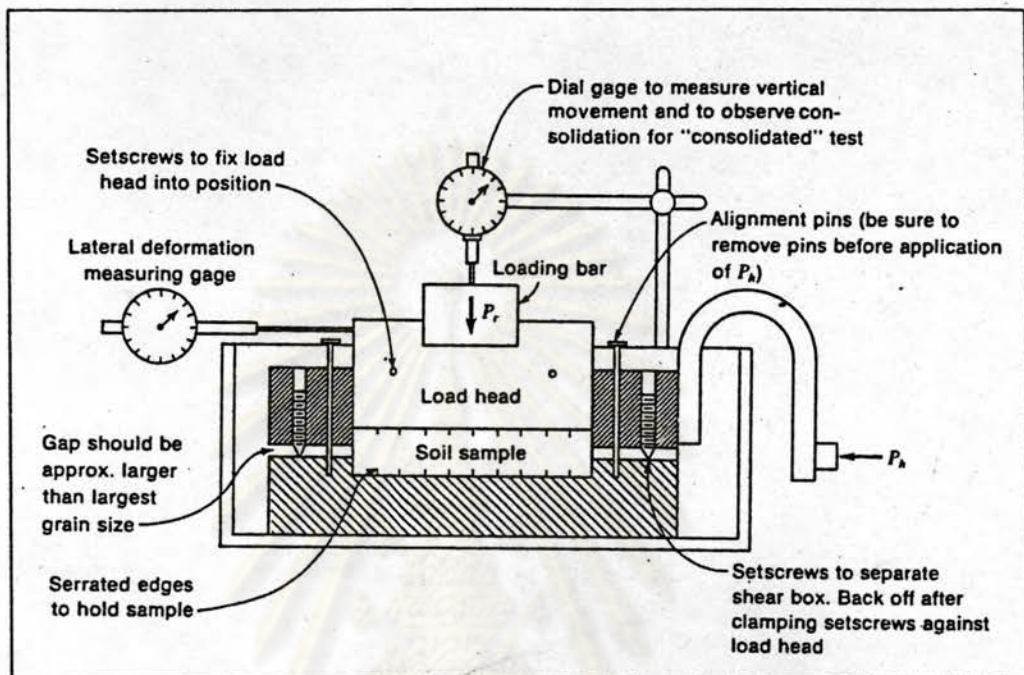
$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{----- (2.50)}$$

เมื่อ  $c$  = แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion)

$\phi$  = มุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal friction)

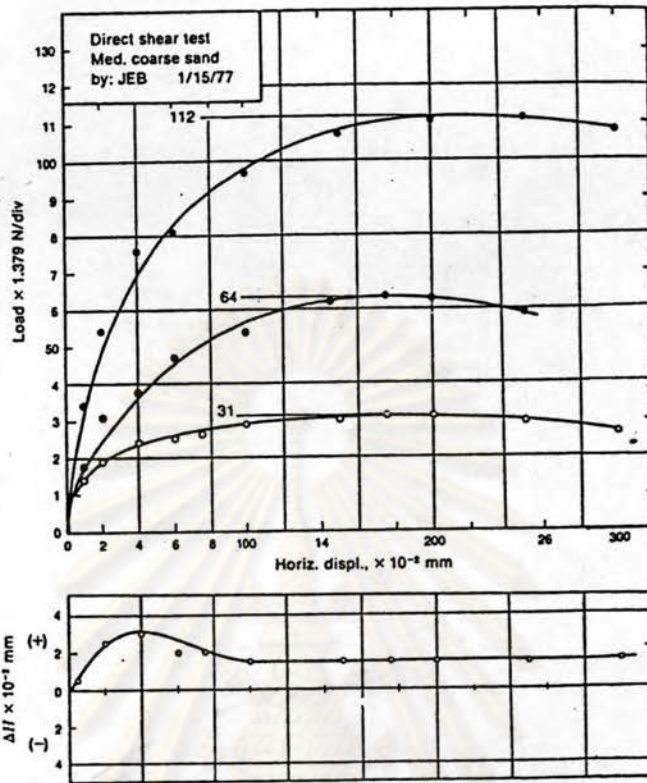
$c$  และ  $\phi$  เป็นพารามิเตอร์ของดิน ซึ่งหาค่าได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress,  $\tau$ ) กับหน่วยแรงกดตั้งฉาก (Normal Stress,  $\sigma_n$ ) ที่ได้จากการทดสอบ Direct Shear

การทดสอบ Direct Shear จะทดสอบสำหรับค่าหน่วยแรงกดตั้งฉากอย่างน้อย 3 ค่า แต่ละค่าของหน่วยแรงกดตั้งฉาก ทำการเฉือนตัวอย่างได้ค่าหน่วยแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.11 ก. (วิธีทดสอบดูข้อที่ 3.2.7) เขียนกราฟความสัมพันธ์ ระหว่างหน่วยแรงกดตั้งฉากและแรงเฉือนจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $c$  และ  $\phi$  ค่า  $c$  คือค่าที่เส้นกราฟตัดแกน  $y$

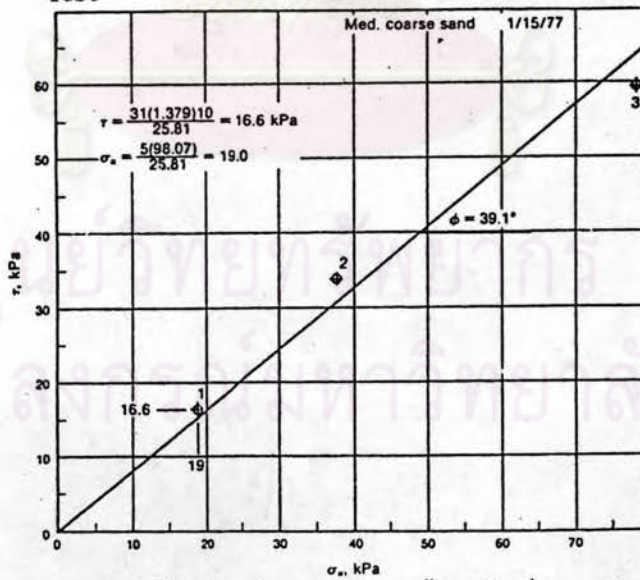


รูปที่ 2.10 แสดงภาพตัดของ Shear box ในการทดสอบ Direct Shear Test

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ และการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบจาก Direct Shear Test



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดในแนวตั้งจากกับหน่วยแรงเฉือนในแนวราบจาก Direct Shear Test

รูปที่ 2.11 ผลการทดลอง Direct Shear

I 16078159

(แกนตั้ง) และ  $\phi$  หาได้จากความลาดชัน (slope) ของเส้นกราฟมีค่าเท่ากับ  $\tan \phi$  ดังรูปที่ 2.11 ข.

#### 2.4.2 สาเหตุของการเกิดมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) และแรงยึดเหนี่ยว (c)

มุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ -Angle of Internal friction) อาจเกิดได้จากหลายสาเหตุได้แก่ ความหยาบของผิวสัมผัสของอนุภาคดิน การบีบอัดกันของอนุภาคดิน (Dilatancy) เมื่อรับน้ำหนัก การสัดเรียงตัวใหม่ของอนุภาคดิน หรือการแตกตัวของอนุภาคดินเมื่อรับน้ำหนัก ฯลฯ

แรงยึดเหนี่ยวของดิน (c - cohesion) เกิดได้หลายสาเหตุด้วยกัน ได้แก่

1. แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากตัวประสาน (Cementation) ซึ่งเป็นแรงยึดเหนี่ยวทางเคมีระหว่างอนุภาคที่อาจเกิดจากสารตัวอื่นหรือจากตัวอนุภาคเอง เช่น แร่ดินเหนียว
2. Van der Waals Forces เป็นแรงดึงดูดระหว่างมวลของอนุภาค ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาค
3. ประจุไฟฟ้าของอนุภาค อนุภาคดินอาจมีประจุไฟฟ้าอยู่รอบ ๆ อนุภาค ทำให้เกิดแรงดึงดูดระหว่างอนุภาคดินที่มีประจุไฟฟ้าต่างกัน แรงยึดเหนี่ยวเนื่องจากประจุไฟฟ้าของอนุภาคนี้ส่วนใหญ่เกิดขึ้นในพวกดินเหนียว (clay)

สำหรับทราย (Granular soil or Cohesionless soil) ตามปกติจะไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (c) จะมีเพียงค่า  $\phi$  เท่านั้น ดังนั้นสมการ 2.50 สำหรับทรายจะเขียนได้ใหม่เป็น

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \text{ ----- (2.51)}$$

แต่ในบางครั้งการทดลองกับตัวอย่างทรายอาจจะมีแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (Apparent - c) แรงยึดเหนี่ยวนี้อาจเกิดมาจากหน่วยแรงคาпилลารี (Capillary stress) ซึ่งมีสาเหตุมาจากน้ำหรือความชื้น น้ำที่สัมผัสกับผิวอนุภาคมีแรงดึงดูดทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวปรากฏได้ นอกจากนี้ยังเกิดจากการเรียงตัว และการอัดตัวของอนุภาคดินเมื่อถูกแรงกด หรือภายหลังการบดอัด (Apparent Mechanical Forces) แรงยึดเหนี่ยวนี้ไม่ได้เป็นแรงยึดเหนี่ยวทางเคมี ขนาดของแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นกับขนาดของอนุภาคมีความสัมพันธ์กับแนวโน้มของสาเหตุ

ของการเกิดแรงยึดเหนี่ยวนั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.12

### 2.4.3 สภาวะการทดสอบ Direct Shear (Direct Shear Test Conditions)

การทดสอบ Direct Shear กระทำได้ 3 สภาวะด้วยกัน

1) U-Test (Unconsolidated-Undrain Test) ทำการทดสอบโดยเริ่มเสือนตัวอย่างก่อนที่ตัวอย่างจะยุบตัว (consolidated) ภายใต้น้ำหนักบรรทุก  $P_v$  ถ้าเป็นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ขณะเสือนตัวอย่างก็จะเกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure) ด้วย

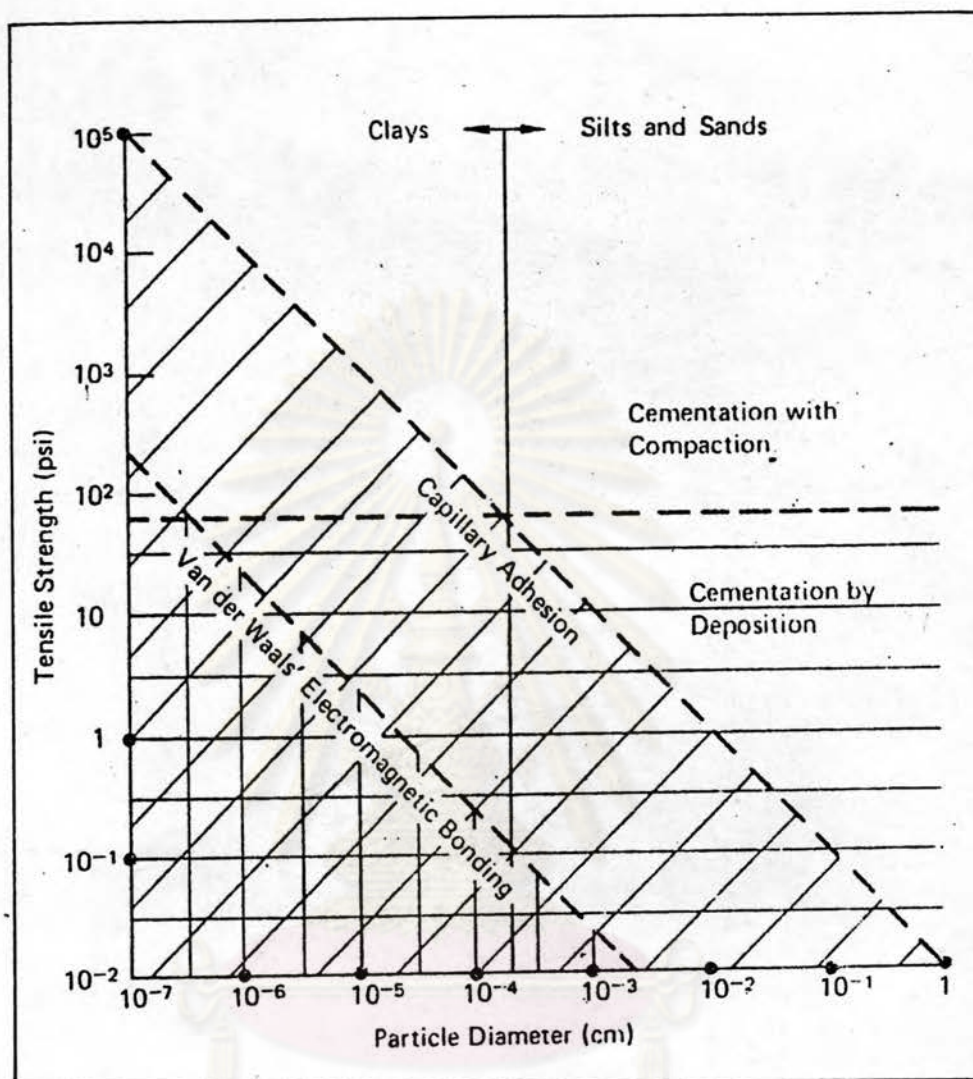
2) Consolidated Undrained Test เมื่อให้น้ำหนักกดตั้งฉากจะปล่อยให้ตัวอย่างดินยุบตัวจนหยุด แล้วจึงเริ่มทำการเสือนตัวอย่างดินนั้น

3) Consolidated Drained Test เมื่อให้น้ำหนักกดตั้งฉากจะปล่อยให้ตัวอย่างดินยุบตัวจนหยุดนิ่ง แล้วจึงเสือนตัวอย่างดินด้วยอัตราเร็วที่ช้ามาก ๆ ไม่เกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (No excess Pore Pressure)

สำหรับดินที่ไม่มีความเหนียวหรือทราย (Cohesionless Soil) การทดสอบทั้งสามสภาพให้ค่า  $c$  และ  $\phi$  เหมือนกัน ถ้าอัตราเร็วของการเสือนช้า ๆ ส่วนดินเหนียว (Cohesive Soil) ค่าพารามิเตอร์  $c$  และ  $\phi$  จะขึ้นอยู่กับสภาวะการทดสอบ ความชุ่มน้ำ (Degree of Saturation) และดินเป็น NC หรือ OC (Normally or Over Consolidated soil) สำหรับดิน OC การทดสอบควรทำ 2 ชุดคือ ชุดแรกใช้น้ำหนักตั้งฉาก (Normal load) น้อยกว่า Pre-Consolidation Pressure ชุดหลังใช้น้ำหนักตั้งฉากมากกว่า Pre-Consolidation Pressure

การทดสอบ Direct Shear นิยมใช้ในการทดสอบหาค่า  $c$  และ  $\phi$  เพราะทดสอบได้ง่าย สะดวก รวดเร็ว และประหยัด กว่าทดสอบแบบ Triaxial ค่า  $\phi$  ที่ได้จาก Direct Shear Test จะมีค่ามากกว่า (ประมาณ 2%) ค่า  $\phi$  ที่ได้จาก Triaxial Test แต่การทดสอบแบบ Direct Shear มีข้อจำกัดที่ว่า เป็นการบังคับกระบวนการของการพิบัติ ซึ่งไม่เป็นการจำลองสภาพที่เกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติ ทำให้ค่าที่ได้คลาดเคลื่อนไปดังกล่าว





รูปที่ 2.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแนวโน้มของการเกิดแรงยึดเหนี่ยวประเภทต่าง ๆ กับขนาดของเม็ดดิน และกำลังของดิน (Ingles, 1962)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 2.5 การทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของดินด้วยวิธีแผ่นรับน้ำหนักในภาคสนาม

(In Situ Plate Bearing Test)

### 2.5.1 ข้อสังเกตทั่วไปของการทดสอบ

การทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของดินด้วยวิธีแผ่นรับน้ำหนักเป็นการทดสอบที่ย่อส่วนของฐานรากให้เล็กลง โดยจำลองให้แผ่นรับน้ำหนักเป็นเสมือนฐานราก ผลการทดสอบจึงไม่อาจนำไปใช้ได้โดยตรง ต้องมีข้อจำกัดและการปรับแก้สำหรับค่าจากผลการทดสอบก่อนนำไปใช้ในการออกแบบ

การทดสอบนี้จะให้ผลที่ดีและถูกต้อง เมื่อดินมีลุ่มปดลุ่มมาเสมอ จากใต้ระดับฐานของฐานรากจนถึงความลึก อย่างน้อยที่สุดเท่ากับความกว้างที่มากที่สุดของฐานราก ในดินเหนียว (Cohesive soil) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นได้ในช่วงเวลานานหลังจากรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) จึงไม่อาจคาดคะเนได้ด้วยการทดสอบนี้ เพราะการทดสอบด้วยวิธีแผ่นรับน้ำหนักใช้เวลาไม่นานนัก ต้องใช้การทดสอบด้วยวิธีอื่นในห้องปฏิบัติการกับตัวอย่างที่ไม่ถูกรบกวน

สำหรับดินพวกที่ไม่มี cohesion (Cohesionless Soil or Granular Soil) การทดสอบความสามารถรับน้ำหนักด้วยวิธีแผ่นรับน้ำหนักจะให้ผลการทดสอบที่ค่อนข้างเชื่อถือได้ ซึ่งต้องใช้ความละเอียด ระมัดระวัง และเอาใจใส่เป็นอย่างดีในการทดสอบ

### 2.5.2 ข้อควรระวังในการทดสอบ

วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐานของ ASTM D 1194-72 (Reapproved 1977) ซึ่งมีข้อควรระวังในการทดสอบพอสรุปได้ดังนี้

1. การทดสอบจะต้องกระทำในบริเวณที่คาดว่าจะรับน้ำหนักได้น้อยที่สุดในบริเวณที่จะก่อสร้างฐานรากนั้น (Loosest area)
2. ความลึกของระดับน้ำใต้ดินขณะที่ทำการทดสอบ กับระดับปกติจะต้องนำมาเปรียบเทียบกับ หลีกเสี่ยงการทรุดตัวในชั้นดินที่จะมีผลจากน้ำที่ซึมขึ้นมาจากใต้ดิน (Capillary water)
3. แต่ละช่วงของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นระหว่างกาทดสอบ จะต้องคงไว้จนหยุดการทรุดตัว หรือการทรุดตัวอยู่ในขีดจำกัดที่เครื่องมือจะวัดได้

#### 4. น้ำในดินไม่เป็นน้ำแข็ง (ในกรณีประเทศหนาว)

การทดสอบแผ่นรับน้ำหนัก ดังแสดงในรูปที่ 2.13 และผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.14 ซึ่งค่าหน่วยแรงกดประลัย (Ultimate pressure) คือส่วนของกราฟของการทรุดตัวที่อยู่ในแนวตั้งหรือส่วนที่เกิดการทรุดตัว 1 นิ้ว (เมื่อกำหนดให้การทรุดตัวที่ยอมรับให้เมื่อดินรับน้ำหนักถึงค่าหน่วยแรงกดประลัยมีค่าเท่ากับ 1 นิ้ว)

#### 2.5.3 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจาก Plate Bearing Test

การเปรียบเทียบผลของการทดสอบ ความสามารถรับน้ำหนักของดินจากแผ่นรับน้ำหนักกับฐานรากขนาดจริงพบว่า ดินเหนียว (Cohesive Soil) ค่า  $q_{ult}$  ไม่ขึ้นกับขนาดของฐานราก จะได้ว่า

$$q_{\text{Footing}} = q_{\text{Plate Bearing Test}} \quad \text{----- (2.52)}$$

สำหรับทรายหรือกรวด (Cohesionless Soil or Granular Soil)

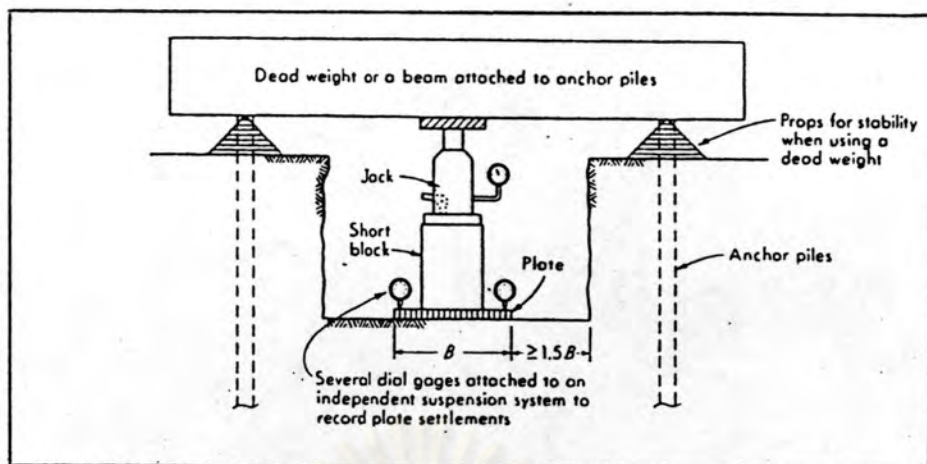
ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจะเพิ่มขึ้นเป็นสมการเชิงเส้นกับขนาดของฐานราก

$$q_{\text{Footing}} = M + N \left[ \frac{B_{\text{Footing}}}{B_{\text{Plate}}} \right] \quad \text{----- (2.53)}$$

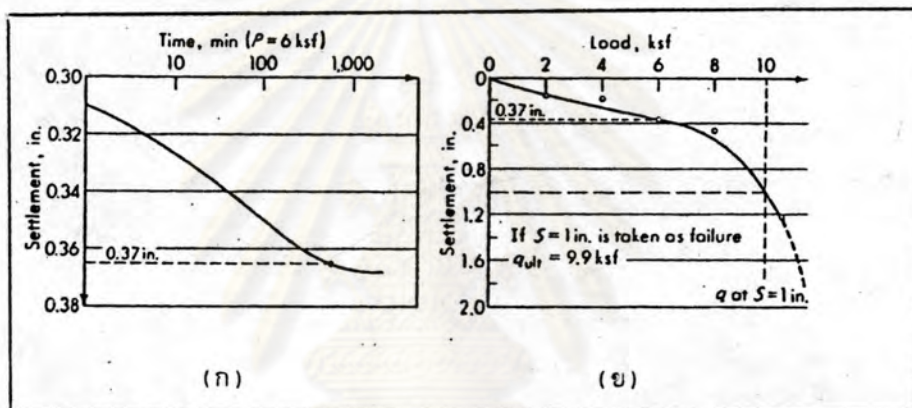
เมื่อ  $M$  เป็นผลมาจากเทอม  $N_c$  และ  $N_q$  และ  $N$  เป็นผลมาจาก  $N_\gamma$  ในสมการความสามารถรับน้ำหนักของดินของเทอร์ซาคี สมการ (2.53) อาจหารากของสมการหรือตัวที่ต้องการรู้ค่าคือ  $M, N$  ได้โดยการทดสอบก้นน้ำหนักลงบนแผ่นรับน้ำหนักที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาดต่าง ๆ กันมากกว่า 1 ค่า จากนั้นใช้วิธีกราฟพิเคราะห์ค่า  $M$  และ  $N$  โดยเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $q_{\text{Footing}}$  กับ  $\frac{B_{\text{Footing}}}{B_{\text{Plate}}}$

ในทางปฏิบัติอาจเทียบหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจากการทดสอบก้นแผ่นรับน้ำหนักด้วยสมการ

$$q_f = q_p \left[ \frac{B_f}{B_p} \right] \quad \text{----- (2.54)}$$

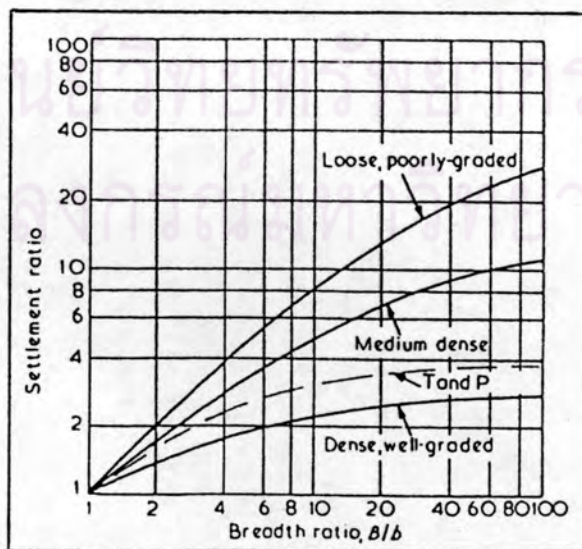


รูปที่ 2.13 แสดงการทดสอบ Plate Bearing Test ตามมาตรฐานของ ASTM. D1194-57



รูปที่ 2.14 ผลการทดสอบ Plate Bearing Test

- (ก) กราฟของลอการิทึมของเวลากับการทรุดตัว
- (ข) กราฟของน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัวและอัตราส่วนขนาดความกว้างฐานของฐานรากจริงกับแผ่นทดสอบ (B/b) เส้นโดย Terzaghi and Peck (1948) และ Bjerrum and Eggstad (1963)

- เมื่อ  $q_f$  = Ultimate stress ของฐานราก  
 $q_p$  = Ultimate stress ของแผ่นรับน้ำหนักที่ทดสอบ  
 $B_f$  = ความกว้างของฐานราก  
 $B_p$  = ความกว้างของแผ่นเหล็กกลมรับน้ำหนักที่ทดสอบ

Housel เล่นว่าสำหรับดินที่มีความเหนียว (Cohesion or  $c-\phi$  Soil)

ค่าความสามารถรับน้ำหนักของฐานราก อาจหาได้จากความสัมพันธ์ดังสมการ

$$V = Aq + Ps \quad \text{----- (2.55)}$$

- เมื่อ  $V$  = น้ำหนักทั้งหมดที่กดลงบนพื้นที่รับน้ำหนัก  $A$   
 $A$  = พื้นที่สัมผัสของฐานราก (หรือแผ่นรับน้ำหนัก)  
 $P$  = Perimeter of Footing  
 $q$  = ความดันที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกใต้ฐาน  
 $s$  = Perimeter shear

สมการ (2.55) อาจหาค่าได้จากการทดสอบแผ่นรับน้ำหนักอย่างน้อย 2 การทดสอบ เพื่อหาค่า  $q$  และ  $s$  (สำหรับการทดสอบตัวค่าหนึ่ง) ซึ่งเราอาจหาค่าขนาดของฐานรากสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการจากค่า  $q$  และ  $s$  นี้

#### 2.5.4 การประมาณการทดสอบตัวจาก Plate Bearing Test

ค่าการทดสอบตัวอาจหาค่าได้จาก Plate Bearing Test เมื่อดินมีสมบัติสม่ำเสมอจากความลึก 0 ถึง 2.5B เมื่อ  $B$  = ความกว้างของฐานรากตั้งที่ได้เคยกล่าวแล้ว สำหรับดินเหนียว (clay) อาจประมาณได้คร่าว ๆ แต่ไม่ถูกต้องตั้งที่ได้กล่าวแล้วในข้อ 2.5.1 แต่ก็อาจเปรียบเทียบได้บ้าง ค่าการทดสอบตัวจะประมาณได้ว่า

$$S_{\text{Footing}} = S_{\text{Plate}} \left[ \frac{B_{\text{footing}}}{B_{\text{plate}}} \right] \quad \text{----- (2.56)}$$

สำหรับดินที่ไม่มี ความเหนียวหรือดินทราย (Cohesionless or Granular Soil) ค่าการทดสอบตัว (Terzaghi; 1955) ประมาณได้ว่า

$$S_{\text{Footing}} = S_{\text{Plate}} \left[ \frac{2B_f}{B_f + B_p} \right]^2 \quad \text{----- (2.57)}$$

Terzaghi and Peck (1948) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของฐานรากซึ่งมีความกว้าง B. เมตร กับการทรุดตัว ( $\delta_b$ ) ของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้าง 0.30 เมตร ซึ่งรับน้ำหนักในสภาวะหรือเงื่อนไขที่เหมือนกัน (same loading Intensity) จะได้ว่า

$$\frac{\delta_B}{\delta_b} = \left[ \frac{2B}{B + 0.30} \right]^2 \quad \text{----- (2.58)}$$

สมการ (2.58) เป็นไปในทำนองเดียวกับ (2.57) เพียงแต่เป็นความสัมพันธ์ของการทรุดตัวระหว่างฐานรากจริงกับแผ่นทดสอบขนาดกว้าง 0.30 เมตร สำหรับ B ที่กว้างมาก ๆ อัตราส่วน  $\left(\frac{\delta_B}{\delta_b}\right)$  ในสมการ (2.58) อาจจะมีมากถึง 4 ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนการทรุดตัว และอัตราส่วนขนาดความกว้างของฐาน ของฐานรากจริงกับแผ่นทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 2.15

Bjerrum and Eggstad (1963) ศึกษาพบว่า มีการกระจายของข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวและขนาดของพื้นที่รับน้ำหนัก และโดยเฉพาะอัตราส่วนการทรุดตัวของฐานรากกับแผ่นทดสอบมีค่ามากกว่า 4 มาก และพบว่าค่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการทรุดตัวกับอัตราส่วนขนาดของฐานรากจริงกับแผ่นทดสอบขึ้นกับค่าความหนาแน่น ขนาดของเม็ดดิน และการกระจายขนาดคละของอนุภาค พวกที่มีขนาดคละกันดี (well graded soil) จะมีอัตราส่วนการทรุดตัวน้อย ส่วนดินที่มีขนาดละเอียดแต่มีขนาดเดี่ยวตลอดเนื้อดินจะมีอัตราส่วนการทรุดตัวสูง ความสัมพันธ์นี้แสดงในรูปที่ 2.15 เช่นกัน

D'Appolonia et al (1968) พบว่าอัตราส่วนการทรุดตัวมากกว่า 10 สำหรับทรายอัดแน่นที่มีเนื้อละเอียดขนาดเดี่ยวลุ่มาเล็มอดตลอดมวลดิน

#### 2.5.5 การประมาณค่า Modulus of Elasticity ของดิน

ค่า Modulus of Elasticity ของดินใต้แผ่นเหล็กที่ทดสอบสามารถหาค่าได้จาก การคำนวณโดยใช้รากของสมการอีลาสติก (Elastic Solution) (Daval; 1982)

และผลการทดสอบ Plate Bearing Test ดังสมการ

$$E_{PLT} = \frac{q_{ult} B(1 - \mu^2)}{\rho} \cdot \frac{1}{4} \quad \text{----- (2.59)}$$

$E_{PLT}$  = Modulus of Elasticity ของดินใต้แผ่นทดสอบ

$q_{ult}$  = Ultimate Pressure ที่เกิดการทรุดตัว  $\rho$

$B$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของแผ่นทดสอบ (กมม)

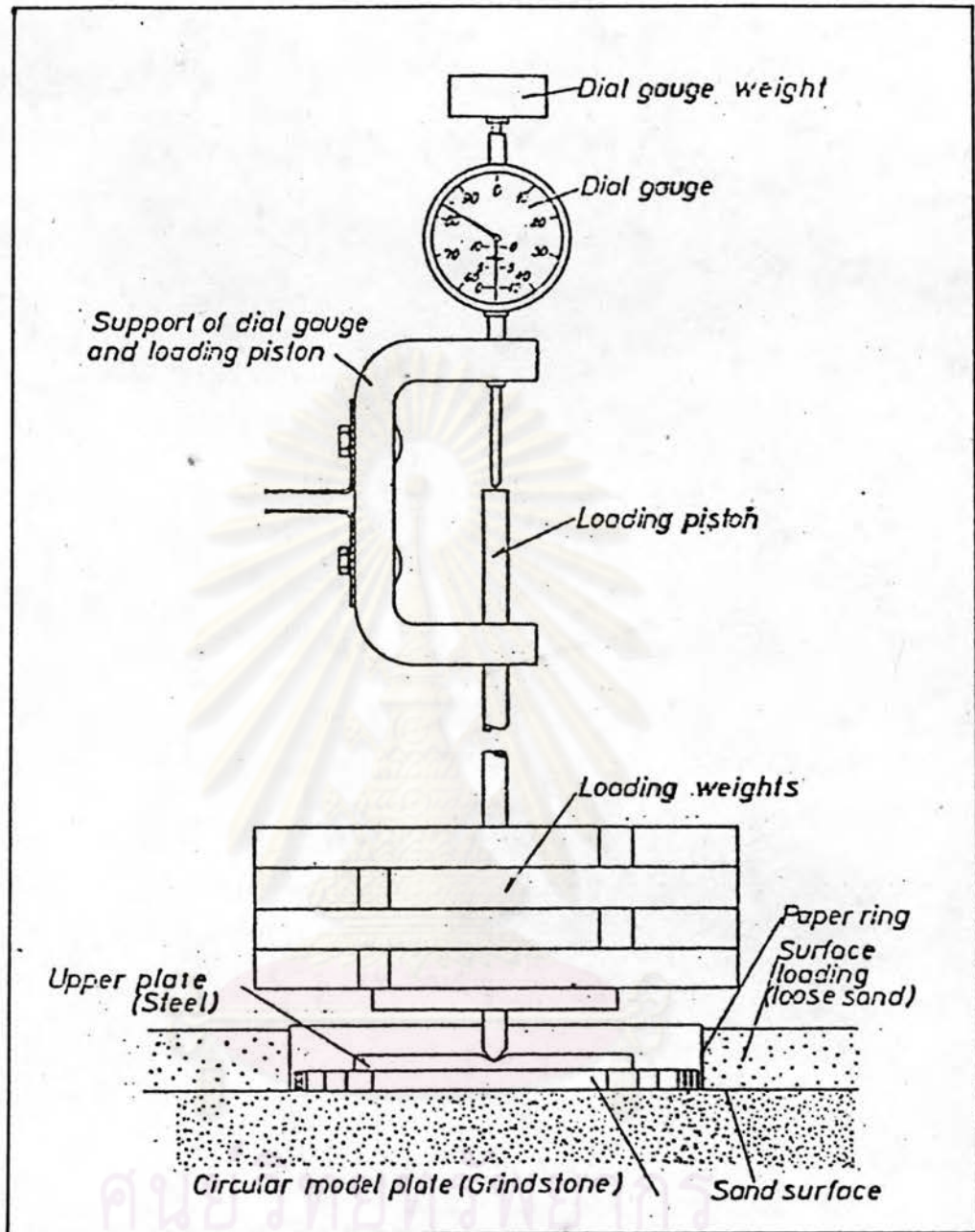
$\mu$  = บัวของเรโซ

$\rho$  = การทรุดตัวที่เกิดขึ้น

## 2.6 การทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของดินด้วยวิธีแผ่นรับน้ำหนักในห้องปฏิบัติการ (Bearing Capacity Tests by Laboratory Plate Bearing Test)

### 2.6.1 การทดสอบความสามารถรับน้ำหนักด้วยแผ่นรับน้ำหนักในห้องปฏิบัติการโดย Bent Hansen

Bent Hansen (1960) ทำการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของทรายโดยใช้แผ่นเหล็กกลมเป็นฐานรองรับน้ำหนักกดทางตั้ง กระทำการทดสอบบนผิวทรายซึ่งมีอัตราส่วนช่องว่างในมวลทรายต่าง ๆ กัน สำหรับทรายหลวมใช้วิธีโปรยทรายลงในกล่องทดสอบขนาด  $1.3 \times 1.3 \times 0.40$  เมตร โดยไม่กระทุ้งส่วนทรายแน่นมากและแน่นปานกลาง จะเตรียมตัวอย่างขึ้นโดยเททรายลงในกล่องที่ละชั้นหนาขึ้นละ 10 ซม. แต่ละชั้นบดอัดด้วยการกระทุ้ง ซึ่งแต่ละตัวอย่างจะกระทุ้งด้วยจำนวนครั้งที่ต่างกัน เพื่อให้มีความหนาแน่นและอัตราส่วนช่องว่างต่าง ๆ กัน ความชื้นของทรายระหว่างการทดสอบประมาณ 0.1 % แผ่นกลมทดสอบมีผิวหยาบโดยด้านล่างเป็น gridstone และด้านบนเป็นแผ่นเหล็กกลมรองรับน้ำหนักกด เส้นผ่าศูนย์กลางของแผ่นเหล็กกลมมีขนาดต่าง ๆ ตั้งแต่ 3 ถึง 15 ซม. น้ำหนักกดบนผิวทรายบริเวณอกแผ่นทดสอบใช้ทรายหลวมคิดเป็นหน่วยแรงเท่ากับ 0.5 ตัน/ตารางเมตร มีการขีดเครื่องหมายทดสอบดังรูปที่ 2.16 การขีดแบบนี้ใช้ทดสอบกับแผ่นทดสอบที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางมากกว่า 5 ซม. สำหรับแผ่นทดสอบที่เล็กกว่านี้ การขีดเครื่องหมายแบบนี้ มีน้ำหนักมากเกินไปเมื่อเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกที่จะทำให้ดินเกิดการพิบัติ (Failure Load)



รูปที่ 2.16 แสดงการวัดวางน้ำหนักบรรทุก สำหรับการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของทราย ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกบนผิวหน้าเป็นทรายหลวม



การวางน้ำหนักบรรทุกบนแผ่นเหล็กกลมจะวางเป็นชั้น แต่ละชั้นห่างกันประมาณ 4 นาที (สำหรับการทดสอบพิเศษอาจใช้เวลาถึง 24 ชั่วโมง) น้ำหนักบรรทุกแต่ละชั้นคำนวณจากน้ำหนักบรรทุกที่คาดว่าจะทำให้เกิดการบิดโดยแบ่งเป็น 20 ถึง 40 ชั้น ในน้ำหนักบรรทุกแต่ละชั้นจะอ่านค่าการทรุดตัว ( $\delta$ ) ที่เกิดขึ้นกับเวลา เขียนกราฟของความสัมพันธ์ระหว่างลอการิทึมของเวลากับการทรุดตัว ดังรูปที่ 2.17 และรูปที่ 2.18

รูปที่ 2.17 แสดงผลเมื่อเริ่มต้นของการทดสอบ ซึ่งเป็นกราฟของลอการิทึมของเวลากับการทรุดตัว ส่วนรูปที่ 2.18 แสดงระยะสุดท้ายของการทดสอบเป็นกราฟของการทรุดตัวกับเวลา

#### 2.6.2 การวิเคราะห์ผลการทดสอบเส้นออดโดย Bent Hansen

จากการทดสอบที่จำลองสภาพดินชั้นล่างสามารถหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินตัวอย่างที่เป็นทรายได้โดยมีสมมุติฐานว่า  $N_Y = N_q$  (เมื่อ  $N_Y$  และ  $N_q$  เป็นตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดิน) สมการสำหรับหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของทราย เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและไม่เอียงศูนย์กลางบนแผ่นเหล็กกลมตามที่ Brinch Hansen ได้เสนอไว้ ดังสมการต่อไปนี้

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} + \bar{q} N_q s_d \quad \text{----- (2.60)}$$

เมื่อ  $P_f$  = หน่วยน้ำหนักบรรทุกเมื่อเกิดการบิดซึ่งสัมพันธ์กับค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินที่มากที่สุด

$\gamma$  = หน่วยน้ำหนักของทราย

$B$  = เส้นผ่าศูนย์กลางของแผ่นเหล็กกลม

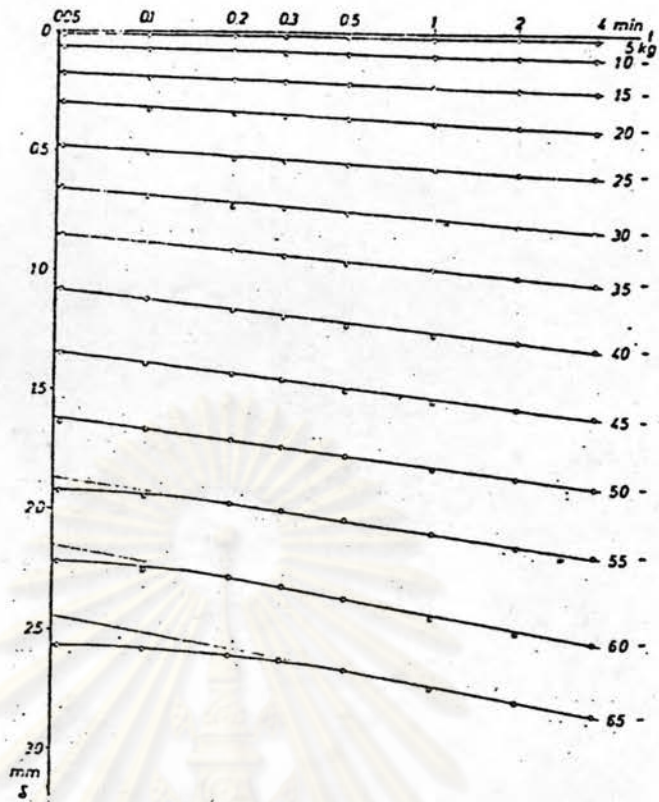
$\bar{q}$  = น้ำหนักบรรทุกบนผิวหน้าทั้งหมดซึ่งประกอบด้วยเทอม 3 เทอมคือ

$$\bar{q} = q_a + q_{\delta} + q_c \quad \text{----- (2.61)}$$

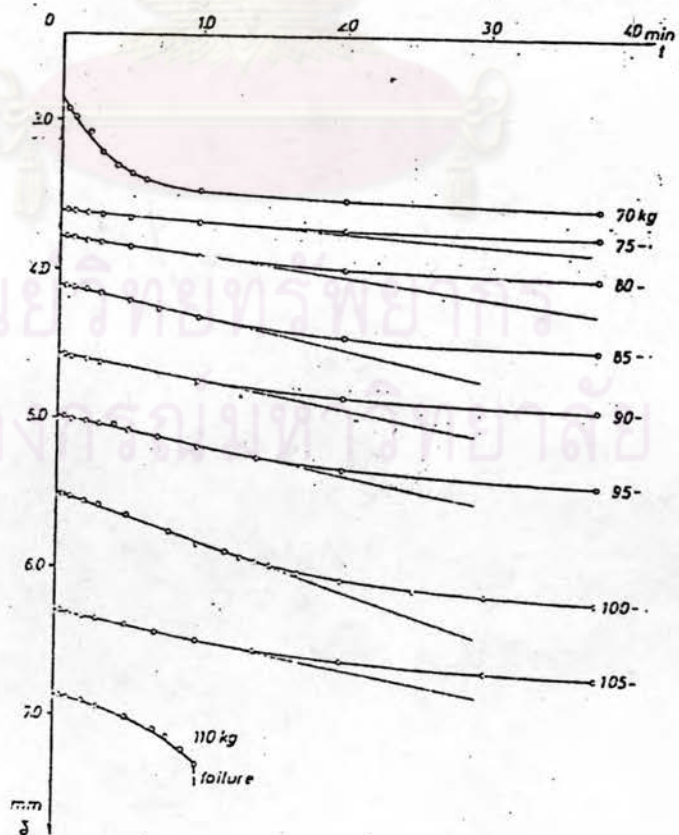
$q_a$  = น้ำหนักบรรทุกบนผิวหน้า อาจเป็นทรายหลวมหรือน้ำ

$q_{\delta}$  =  $\gamma \delta$  เป็นเทอมปรับแก้สำหรับการทรุดตัว  $\delta$  ของแผ่นทดสอบ

$q_c$  = น้ำหนักบรรทุกปรากฏบนผิวหน้าซึ่งมีค่าเท่ากับแรงยึดเหนี่ยวของทราย



รูปที่ 2.17 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างลอการิทึมของเวลากับการหดตัว สำหรับการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักในช่องเริ่มตันโดยแผ่นรับน้ำหนักเส้นผ่าศูนย์กลาง 7.6 ซม. อัตราส่วนช่องว่าง  $e = 0.6$  ใช้น้ำเป็นน้ำหนักบรรทุกบนผิวทราาย  $q = 19.0 \text{ ksc}$



รูปที่ 2.18 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเวลาและการหดตัว สำหรับช่วงสุดท้ายของการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของทราาย เช่นเดียวกับรูปที่ 2.17

$N_q$  = ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินตามนิยามของเทอร์ซาคี  
ซึ่งสอดคล้องกับค่า  $\gamma = 0$  มีสมการตามที่ Prandtl ได้ให้ไว้คือ

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{----- (2.62)}$$

$N_\gamma$  = ตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินเหนียวโดยเทอร์ซาคี  
สอดคล้องคล้อยกับกรณี  $q = c = 0$

$s_q$  = ตัวประกอบรูปร่าง (shape factor) สำหรับเทอม  $q$   
 $s_q = 1.2$  เมื่อฐานรากเป็นรูปกลมหรือสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$s_\gamma$  = ตัวประกอบรูปร่างสำหรับเทอม  $\gamma$  ;  $s_\gamma = 0.6$

$d_q$  = ตัวประกอบความลึก (Depth factor) สำหรับเทอม  $q$   
ซึ่งนิยามโดยสมการ

$$d_q = 1 + K_d \left[ \frac{D_f}{B} \right] \quad \text{----- (2.63)}$$

จากสมมุติฐานที่ว่า  $N_\gamma = N_q$  และ  $s_\gamma = 0.6$  ,  $s_q = 1.2$  จะประมาณได้ว่า

$$N_s = \frac{N_\gamma s_\gamma}{0.6} = \frac{N_q s_q}{1.2} \quad \text{----- (2.64)}$$

เมื่อ  $N_s$  = ตัวประกอบรวมความสามารถรับน้ำหนัก (Composite Bearing capacity factor) ซึ่งรวมผลของ Shape factor

$$P_f = (0.3 \gamma B + 1.2 \bar{q}) N_s \quad \text{----- (2.65)}$$

ถ้าไม่คิดตัวประกอบความลึก (Depth factor) เราอาจนิยาม  $P_o$  ได้ดังสมการ

$$P_o = 0.3 \gamma B + 1.2 (q_a + q_\delta) \quad \text{----- (2.66)}$$

จากสมการ (2.61), (2.65) และ (2.66) จะได้สมการ

$$\frac{P_f}{P_o} = N_s + \frac{1.2}{P_o} q_c N_s \quad \text{----- (2.67)}$$

จะเห็นว่า  $\frac{P_f}{P_o}$  เป็นลัมการเชิงเส้น (Linear function) กับ  $\frac{1.2}{P_o} N_s$  หาค่าได้จาก การทดสอบเป็นฟังก์ชันของ  $\phi_c$  ซึ่ง  $\phi_c$  หาค่าได้จาก Triaxial Compression Test เปรียบค่า  $N_s$  กับ  $N_q$  ซึ่งสัมพันธ์กับ  $\phi_c$  ดังรูปที่ 2.19 พบว่า  $\phi_b$  ซึ่งหาค่าจาก  $N_s$  ( โดยใช้ความสัมพันธ์ของ  $N_q$  กับ  $\phi$  จากลัมการ (2.62) ) มีค่ามากกว่า  $\phi_c$  ซึ่งหาค่าจาก Triaxial Test

นอกจากนี้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\phi$  กับอัตราส่วนช่องว่าง โดยมี  $\cot \phi$  เป็นตัวแปร จากลัมการที่เสนอโดย Caquot และ Kerisel เทอม  $e_v \tan \phi$  จะมีค่าคงที่ นั่นคือ

$$\left. \begin{aligned} e_v \tan \phi &= \text{Constant} \\ e_v &= \cot \phi (\text{Constant}) \end{aligned} \right\} \text{----- (2.68)}$$

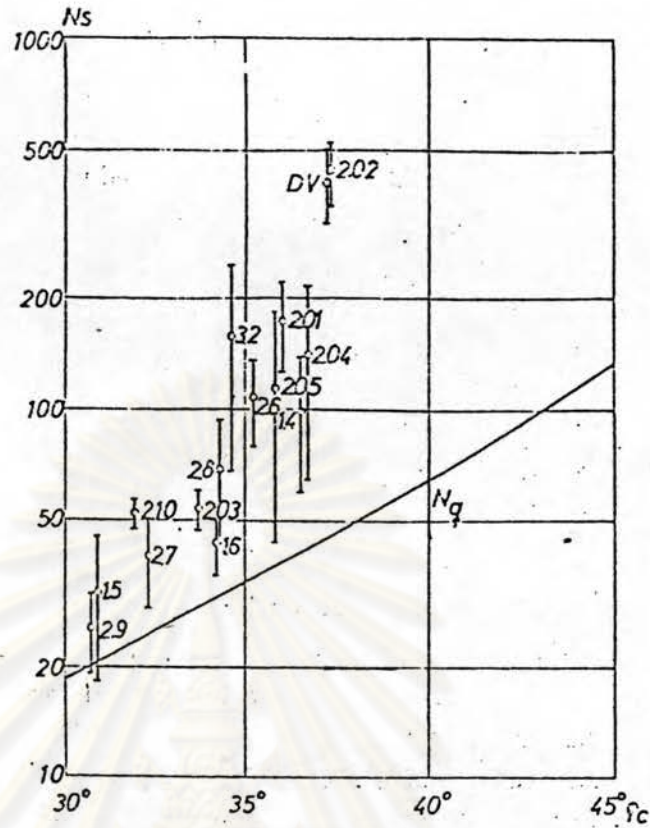
จะเห็นว่า  $\cot \phi$  เป็นลัมการเชิงเส้น (Linear function) ของ  $e_v$  ดังรูปที่ 2.20 ซึ่งอาจกล่าวได้ว่าเมื่อ  $e_v$  ลดลงค่า  $\phi$  จะเพิ่มขึ้น ( $e_v = \text{Void Ratio}$ )

### 2.6.3 สรุปผลการทดสอบของ Bent Hansen

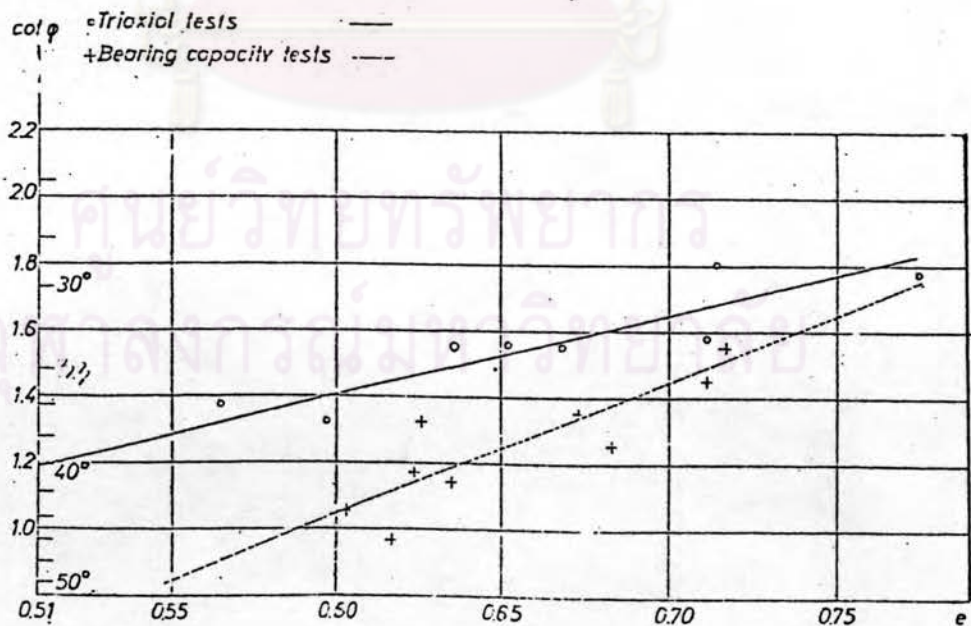
Bent Hansen (1960) ได้สรุปผลการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักสำหรับ แผ่นเหล็กกลมบนทราย ดังนี้คือ

1) จากผลกระทบของ Intermediate Principal stress และตัวประกอบรูปร่าง ( $s_y$  และ  $s_q$ ) ที่ใช้ในการทดสอบ เป็นอัตราส่วนระหว่างความสามารถรับน้ำหนักของฐานรากรูปวงกลมกับฐานรากยาวต่อเนื่อง ซึ่งมีความกว้างเท่ากัน ดังนั้นค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของดินที่วัดได้จะใช้เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากทฤษฎีสำหรับฐานรากยาวต่อเนื่อง (Strip Foundation) ซึ่งเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกแล้วทรายภายใต้ฐานรากนั้นอยู่ในภาวะ Plane Strain มุมเสียดทานภายในที่หาได้จากการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักจะต้องสอดคล้องกับภาวะ Plane strain ที่เกิดขึ้นด้วย

2) การกระทำทรายขณะเตรียมตัวอย่าง ทำให้เกิดการอัดแรงก่อนในแนวราบ (Horizontal Prestressing) อาจมีผลทำให้ค่า  $\phi$  ที่หาได้จากการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักของทรายอัดแน่นมีค่าสูงขึ้น



รูปที่ 2.19 แสดงผลจากการทดสอบความสามารถรับน้ำหนัก โดยมี  $N_s$  เป็นฟังก์ชันของ  $\phi_c$  ซึ่งคำนวณจาก Triaxial Test เปรียบเทียบกับค่า  $N_q$  จากทฤษฎีของ Prandtl



รูปที่ 2.20 แสดงค่ามุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) คำนวณจาก Triaxial Test และการทดสอบความสามารถรับน้ำหนัก ซึ่งเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่างเมื่อเริ่มต้น สำหรับทราย G 12

3) การหาค่า  $\phi_b$  จากค่า  $N_s$  โดยสมการของ  $N_q$  จะไม่ถูกต้องนัก เพราะค่า  $N_s$  กับ  $N_q$  ไม่เท่ากันดังที่ตั้งสมมติฐานไว้ เนื่องจาก  $s_q$  เป็นฟังก์ชันของ  $\phi$  ไม่ใช่ค่าคงที่

4) การพิบัติของทรายหลวมกับทรายอัดแน่นมีลักษณะต่างกัน ค่า  $\phi_b$  ที่ได้จากการทดสอบความสามารถรับน้ำหนักบนทรายหลวมจะมีค่าลดลง เพราะในทรายหลวมการพิบัติจะเป็นแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear failure) ระนาบของการพิบัติจะไม่เกิดขึ้นชัดเจนเพราะปริมาตรของทรายจะลดลงขณะที่ทำการทดสอบ

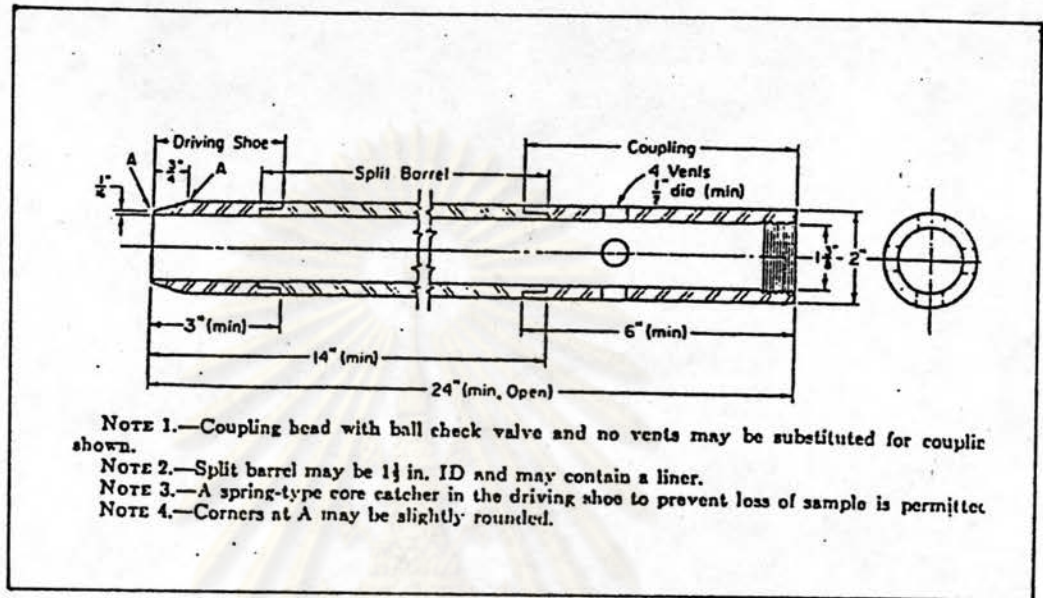
## 2.7 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินจาก Standard Penetration Test (SPT-T Value)

เนื่องจากไม่สามารถเก็บและทดสอบตัวอย่างทรายที่ไม่ถูกรบกวนได้ จึงมีการคิดค้นการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของทรายจากการทดสอบในที่ชั้น (In situ Test) การทดสอบที่นิยมวิธีหนึ่งคือ Standard Penetration Test (SPT-N Value) ซึ่งเริ่มต้น และพัฒนาเรื่อยมาตั้งแต่ปี 1920

### 2.7.1 วิธีการทดสอบ Standard Penetration Test

การทดสอบจะใช้กระบอกผ่าซีก (Split-barrel sampler) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว ภายใน  $1 \frac{3}{8}$  นิ้ว ดังแสดงในรูปที่ 2.21 ตกลงไปในหลุมเจาะ ซึ่งเจาะถึงระดับความลึกที่จะทดสอบ และทำความสะอาดหลุมเรียบร้อยแล้ว ลูกตุ้มที่ใช้ตอกจะมีน้ำหนักมาตรฐานคือ 140 ปอนด์ ยกสูง 30 นิ้ว แล้วปล่อยให้ตกลงอย่างอิสระมาตามก้านนำ กระแทบกับก้านเจาะ ซึ่งจะถ่ายแรงไปยังกระบอกเจาะที่ความลึกที่ทดสอบ เมื่อตอกกระบอกลงไปจะแบ่งระยะของการจมของกระบอกเป็น 3 ช่วง ๆ ละ 6 นิ้ว นับจำนวนครั้งของการตอกที่ทำให้กระบอกจมลงไปทุก ๆ 6 นิ้ว จำนวนครั้งของการตอก 12 นิ้วสุดท้ายจะเป็นค่า  $N$  (SPT-N Value) ซึ่งจะนำค่า  $N$  นี้มาใช้ประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินต่อไป

Standard Penetration Test มักทดสอบกับดินที่เป็นทราย แต่ปัจจุบันนิยมใช้ทดสอบทั้งทรายและดินเหนียวโดยเฉพาะดินเหนียวที่มีความหนาแน่นมากหรือแข็งมาก ๆ ได้แก่ Stiff Clay Very Stiff Clay และ Hard Clay ซึ่งอาจคาดหมายสมบัติของดิน เช่น ความหนาแน่น มุมเสียดทาน กำลังรับแรงเฉือนได้ จากผลการทดสอบ ความ



รูปที่ 2.21 แสดงสัดส่วนมาตรฐานของกระบอกลำฉีก (split barrel)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัมพันธ์ของสัมปัติเหล่านี้กับ SPT-N Value สำหรับทราย ได้แสดงในตารางที่ 2.8 เป็นข้อมูลที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1948) และเป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป ส่วนดินเหนียว ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength, หน่วยน้ำหนักกับค่า SPT-N Value แสดงในตารางที่ 2.9

โดยทั่วไปมักจะทดสอบ SPT ทุก ๆ ความลึก 1.5 เมตร ในดินที่เป็นกรวด อาจใช้ปลายกระบอกต้นเป็นรูปกรวยทึ่มุม 60° (special solid 60° cone) เพื่อไม่ให้กระบอกผ่าซีกถูกทำลาย ค่าที่ได้จากกระบอกปากกรวยต้นนี้จะให้ค่า N ที่สูงกว่า (Palmer and Stuart; 1957, Rodin; 1961)

### 2.7.2 สาเหตุและการปรับแก้ค่า N (SPT-N Value)

ค่า SPT-N Value จะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับสัมปัติเฉพาะตัวของดินได้แก่ ชนิด รูปร่าง และความหนาแน่นของมวลดินนั้น สัมปัติของสิ่งแวดล้อม ได้แก่ ระดับน้ำใต้ดิน น้ำหนักกดประสิทธิผลเหนือจุดที่พิจารณา (Effective over-burden Pressure) นอกจากนี้ยังขึ้นอยู่กับ เครื่องมือ วิธีการทดสอบ ผู้ดำเนินการทดสอบ และการสูญเสียพลังงานในระหว่างการตอกอันเนื่องมาจากระดับที่ต้องการทดสอบอยู่ลึกมาก ทำให้ต้องใช้ก้านเจาะยาวขึ้น บางครั้งข้อต่อระหว่างก้านเจาะไม่แน่น จึงเป็นต้นเหตุให้เกิดการสูญเสียพลังงาน

จากสาเหตุต่าง ๆ ดังกล่าวทำให้ต้องมีการปรับแก้ค่า N ที่ทดสอบได้ในภาคสนามก่อนนำผลไปใช้ออกแบบหรือเปรียบเทียบต่อไป

Gibbs and Holtz ได้เสนอสมการสำหรับปรับแก้ค่า N อันมีผลกระทบมาจากความยาวของก้านเจาะ และความดันเหนือจุดที่พิจารณา (Overburden Pressure) ดังนี้

$$N = N' \left[ \frac{50}{P + 10} \right] \quad \text{----- (2.69)}$$

เมื่อ  $N$  = ค่า  $N$  ที่ปรับแก้แล้ว (Corrected blow count.)

$N'$  = ค่า  $N$ -SPT. ที่วัดได้ในสนาม (Actual blow count.)

$P$  = ความดันประสิทธิผลเหนือจุดที่ทดสอบ (Actual overburden effective Pressure;  $\gamma h \leq 40$  psi)



ตารางที่ 2.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นสัมพัทธ์ มุมเสียดทานภายในและหน่วยน้ำหนักกับค่า SPT-N Value สำหรับทราย

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense	
Relative density $D_r$ , Standard penetra- tion no. $N$	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
Approx. angle of internal friction $\phi^{\dagger}$	25°-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-43°	
Approx. range of moist unit weight, ( $\gamma$ ) pcf	70-100†	90-115	110-130	110-140	130-150	

† After Meyerhof [9].  $\phi = 25 + 0.15D_r$ , with more than 5 percent fines and  $\phi = 30 + 0.15D_r$ , with less than 5 percent fines. Use larger values for granular material with 5 percent or less fine sand and silt.

† It should be noted that excavated material or material dumped from a truck will weigh 70 to 90 pcf. Material must be quite dense and hard to weigh much over 130 pcf. Values of 105 to 115 pcf for nonsaturated soils are common.

ตารางที่ 2.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $q_u$ ,  $\gamma$  กับ SPT-N Value สำหรับ Cohesive soil

Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very stiff	Hard
$q_u$ , ksf	0	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0
$N$ , standard penetration resistance	0	2	4	8	16	32
$\gamma_{sat}$ , pcf		100-120	110-130		120-140	

† These values should be used as a guide only. Local cohesive samples should be tested, and the relationship between  $N$  and the unconfined compressive strength  $q_u$  established as  $q_u = KN$ .

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Terzaghi and Peck (1948) เสนอว่า สำหรับทรายที่ละเอียดมาก ๆ หรือ เป็นทรายแป้ง หรือเป็นทรายที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated Sand.) ถ้า SPT-N Value ที่วัดได้ มีค่ามากกว่า 15 จะต้องมีการปรับแก้ค่า N ซึ่งมีสมมุติฐานมาจากปรากฏการณ์ที่ว่า อัตราส่วนช่องว่างว่างวิกฤต จะปรากฏเมื่อ N มีค่าประมาณ 15 และสำหรับดินที่มีอนุภาคละเอียดมาก จะเกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่มเป็นลบเนื่องจากการตอกกระบอกเจาะลงไปในดินทำให้ค่า N มีค่ามากขึ้น การปรับแก้ค่า N จะใช้สมการต่อไปนี้

$$N = 15 + 0.5 (N' - 15) \quad \text{-----} (2.70)$$

### 2.7.3 การประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินและการทรุดตัวจาก SPT-N-Value

ในการประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินและค่าการทรุดตัวจากค่า SPT-N Value Terzaghi and Peck ได้ให้ความสัมพันธ์ในรูปกราฟ และรูปสมการโดย Teng ดังต่อไปนี้

$$q_a = 720 \left[ N - 3 \right] \left[ \frac{B + 1}{2B} \right]^2 W' K_d \quad \text{-----} (2.71)$$

เมื่อ  $q_a$  = ความสามารถรับน้ำหนักที่ยอมให้ เมื่อเกิดการทรุดตัว 1 นิ้ว; มีหน่วยเป็น psf.

$N$  = SPT-N Value ที่ปรับแก้แล้ว

$B$  = ความกว้างของฐานราก ; ft

$W'$  = ตัวประกอบลดค่าเนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน (ดูภาคผนวก ก)

$K_d$  = ตัวประกอบเนื่องจากความลึก

$$K_d = 1 + \frac{D_f}{B} \leq 2.0$$

Meyerhof (1956) ได้เสนอสมการซึ่งต่างจากของ Terzaghi and Peck แต่สำหรับฐานรากขนาดปกติจะให้ผลเท่ากัน ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่ยอมให้สำหรับการทรุดตัว 1 นิ้ว ดังสมการต่อไปนี้



$$q_a = \begin{cases} \frac{N}{4} & \text{สำหรับ } B \leq 4 \text{ ft.} & \text{----- (2.72 ก)} \\ \frac{N}{9} \left[ \frac{B+1}{B} \right]^2 & \text{สำหรับ } B > 4 \text{ ft.} & \text{----- (2.72 ข)} \end{cases}$$

สมการของ Terzaghi and Peck และสมการของ Meyerhof ให้ค่าที่ค่อนข้างปลอดภัย ค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่ยอมให้อาจมีค่ามากกว่านี้ได้ 2 ถึง 3 เท่าโดยไม่เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้น จากข้อมูลและการวิเคราะห์ต่อมาพบว่า ความสามารถรับน้ำหนักของดินสามารถเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 50 ดังนั้นในการออกแบบ อาจใช้สมการต่อไปนี้

$$q_a = 1.2(N - 3) \left[ \frac{B+1}{2B} \right]^2 W'K_d \text{ Kip/ft}^2 \text{ ----- (2.73)}$$

สำหรับสมการของ Meyerhof อาจเขียนได้เป็น

$$q_a = \begin{cases} \frac{N}{2.5} W'K_d & \text{สำหรับ } B \leq 4 \text{ ft.} & \text{----- (2.74 ก)} \\ \frac{N}{4} \left[ \frac{B+1}{B} \right]^2 W'K_d & \text{สำหรับ } B > 4 \text{ ft.} & \text{----- (2.74 ข)} \end{cases}$$

คำตอบของสมการ (2.74 ก) และ (2.74 ข) ดังแสดงในรูปที่ 2.22

ถ้าการทรุดตัวมากกว่า 1 นิ้ว ความสามารถรับน้ำหนักที่ยอมให้ของดินอาจคำนวณโดยสมการ

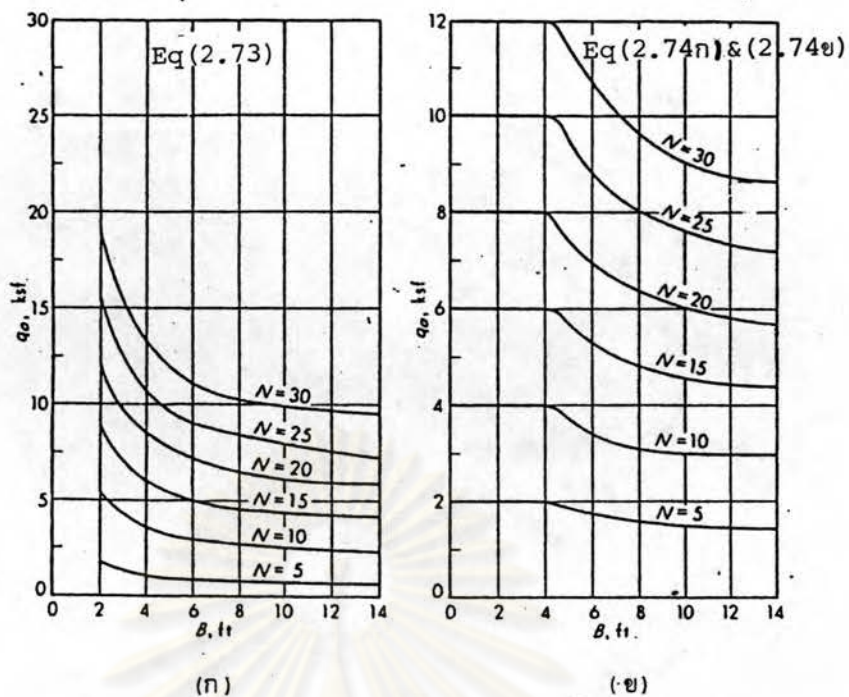
$$q_s = Sq_1 \text{ ----- (2.75)}$$

- เมื่อ  $q_1$  = ความสามารถรับน้ำหนักของดินเมื่อเกิดการทรุดตัว 1 นิ้ว
- $S$  = ค่าการทรุดตัวที่ยอมให้เช่น 0.5, 1.5, 2.0 นิ้ว เป็นต้น
- $q_s$  = ความสามารถรับน้ำหนักของดินเมื่อเกิดการทรุดตัว  $s$  นิ้ว

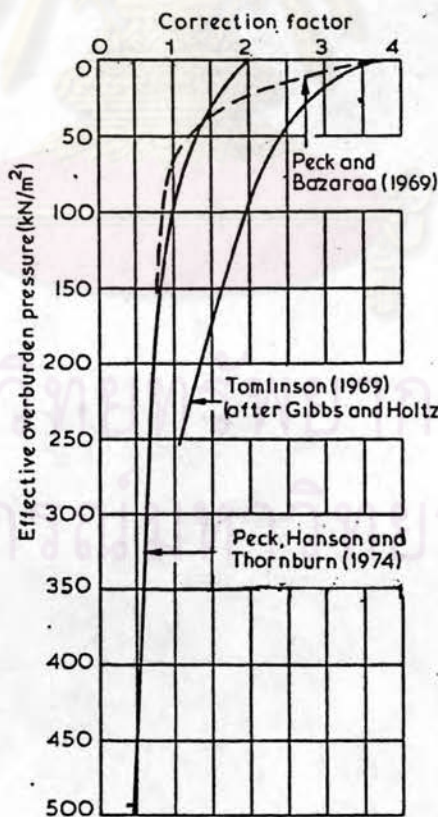
Meyerhof (1965) ได้ให้สมการสำหรับคำนวณการทรุดตัวดังนี้

$$\rho = \frac{1.9}{N} q \text{ สำหรับ } B < 1.25 \text{ เมตร} \text{ ---- (2.76)}$$

$$\rho = \frac{2.84}{N} q \left[ \frac{B}{B+0.33} \right]^2 \text{ สำหรับ } B > 1.25 \text{ เมตร} \text{ ----- (2.77)}$$



รูปที่ 2.22 (ก) แสดงกราฟของสมการ (2.73)  
 (ข) แสดงกราฟของสมการ (2.74ก) และ (2.74ข)



รูปที่ 2.23 แสดงตัวประกอบปรับแก้ เนื่องจากผลกระทบของความดันประสิทธิผล  
 เหนือจุดที่พิจารณาสำหรับค่า SPT-N Value เลื่อนโดย  
 Tomlinson (1969) Peck and Bazaraa (1969) และ  
 Peck, Hanson and Thornburn (1974)

$$\rho = \frac{2.84}{N} q \quad \text{สำหรับฐานรากผิวหยาบและมีขนาดใหญ่} \quad (2.78)$$

เมื่อ  $\rho$  = ค่าการทรุดตัว

$q$  = ความดันที่ฐานกระทำ

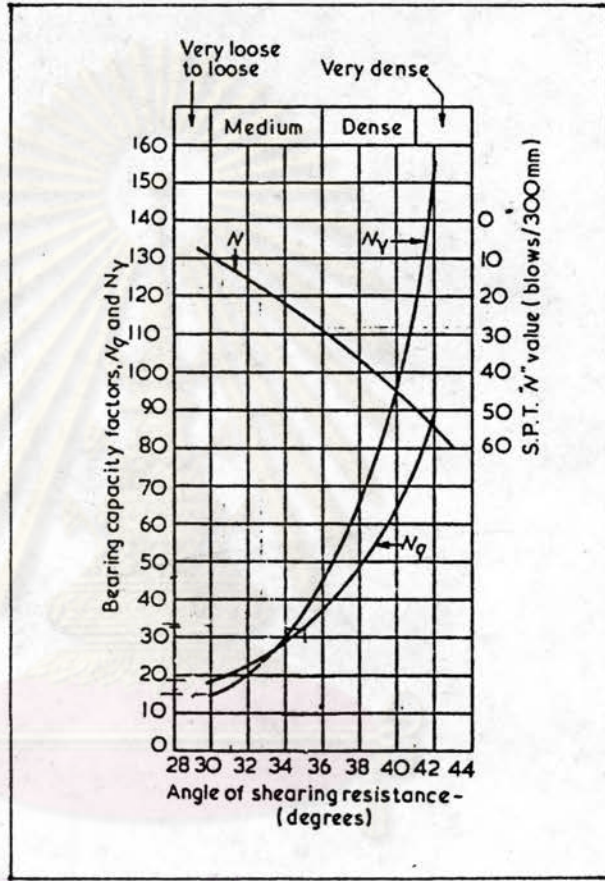
$N$  = SPT-N Value

ตัวประกอบสำหรับใช้ปรับแก้ค่า  $N$  เนื่องจากความดันประสิทธิผลเหนือจุดที่พิจารณา (Effective overburden Pressure) Tomlinson (1969) Peck and Bazarra (1969) และ Peck, Hanson and Thornburn (1974) ได้ให้ค่าความสัมพันธ์ของตัวปรับแก้ค่า SPT-N Value กับค่าความดันประสิทธิผลเหนือจุดที่พิจารณาดังรูปที่ 2.23

Peck, Hanson and Thornburn (1974) ได้ให้ค่าความสัมพันธ์ของ SPT-N Value กับมุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) และกับตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนักของทราย  $N_q$  และ  $N_\gamma$  ดังแสดงในรูปที่ 2.24

Richard H.G. Parry (1977) ได้เสนอวิธีประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินสำหรับฐานรากตื้น โดยอาศัยความสัมพันธ์ของมุมเสียดทานภายในประสิทธิผล ( $\phi'$ ) กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ ( $D_r$ ; Relative Density) ดังรูปที่ 2.25 Parry พบว่าค่า  $\phi'$  ขึ้นกับอัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน (Void Ratio) สำหรับทราย Parry พบว่า  $\phi'$  มีความสัมพันธ์กับ  $\frac{N}{\sigma'_{vo}}$  โดยวัดค่า  $D_r$  และ  $\sigma'_{vo}$  (เมื่อ  $\sigma'_{vo}$  เป็น Effective Overburden Pressure) ที่ความลึกซึ่งทำการทดสอบ SPT-N Value เลือกค่า  $N/\sigma'_{vo}$  จากจำนวนที่  $N$  มีค่าตั้งแต่ 10 ถึง 40 และ  $\sigma'_{vo}$  ที่มีค่าตั้งแต่  $0.075 \text{ M.N/m}^2$  -  $0.27 \text{ MN/m}^2$  (หรือ  $0.7 \text{ ksc} - 2.7 \text{ ksc}$ ) ค่า  $D_r$  ซึ่งวัดอย่างลัดคือคล้องกับ  $N/\sigma'_{vo}$  แต่ละค่าใช้ในการหาค่า  $\phi'$  จากรูปที่ 2.25 จากนั้นเขียนกราฟระหว่าง  $\phi'$  กับค่า  $N/\sigma'_{vo}$  จะได้ความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.26

ความสามารถรับน้ำหนักประลัย (The Ultimate Bearing Capacity) ของฐานรากยาวต่อเนื่อง มีความกว้าง =  $B$  ความลึกฐานราก =  $D_f$  เมื่อ  $D_f/B < 1$  สำหรับทรายจะได้สมการ



รูปที่ 2.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N Value

และ  $\phi'$   $N_q$  และ  $N_y$  โดย Peck, Hanson and Thornburn (1974)

$$q_{ult} = \gamma' D_f N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma \quad \text{----- (2.79)}$$

จากรูปที่ 2.26 หากค่า  $\phi'$  จาก  $N/\sigma'_{vo}$  เมื่อทราบค่า  $\phi'$  จะหาค่า  $N_q$  และ  $N_\gamma$  ได้จากรูปที่ 2.24 สำหรับดินที่เป็นทราย และหาค่า  $N_c, N_q, N_\gamma$  จากรูปที่ 2.28 สำหรับดินทั่วไป ซึ่งมีทั้งค่ามุมเสียดทาน ( $\phi$ ) และแรงยึดเหนี่ยว ( $c$ ) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_\gamma$  กับ  $N/\sigma'_{vo}$  และ  $N_q$  กับ  $N/\sigma'_{vo}$

Richard H.G. Parry พบว่ากราฟของความสัมพันธ์ระหว่าง  $N/\sigma'_{vo}$  กับ  $N_q$  และ  $N/\sigma'_{vo}$  กับ  $N_\gamma$  ที่ค่า  $\phi'$  เดียวกัน ให้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงผ่านจุดกำเนิด ดังรูปที่ 2.27 จะได้สมการของความสัมพันธ์เป็น

$$N_\gamma = 0.35 N/\sigma'_{vo} \quad \text{----- (2.80 ก)}$$

$$N_q = 0.24 N/\sigma'_{vo} \quad \text{----- (2.80 ข)}$$

$\sigma'_{vo}$  มีหน่วยเป็น Meganewtons Per Square Meter

แทนค่า (2.80 ก) และ (2.80 ข) ในสมการที่ 2.79 จะได้สมการ

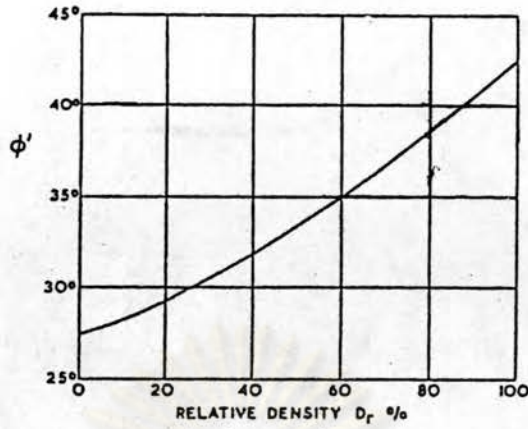
$$q_{ult} = 0.24 (N/\sigma'_{vo}) \gamma' D_f + 0.175 (N/\sigma'_{vo}) \gamma' B \quad \text{(2.81)}$$

เมื่อ  $q_{ult}$  มีหน่วยเป็น  $MN/m^2$ ,  $\gamma'$  มีหน่วยเป็น  $MN/m^3$ ,  $D_f$  และ  $B$  มีหน่วยเป็นเมตร อาจใช้ค่า  $N_m$  ซึ่งเป็นค่า SPT-N Value ที่วัดที่ความลึก  $(3/4)B$  ใต้ฐานราก ในการหาค่าการทรุดตัวและความสามารถรับน้ำหนักของดิน แทนค่า  $N_m$  ในสมการ (2.81) จะได้สมการ

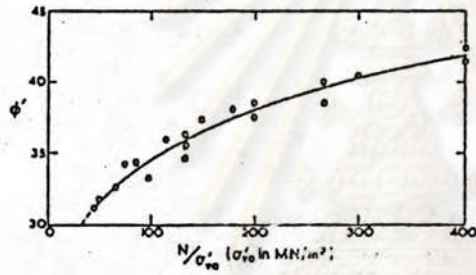
$$q_{ult} = 0.24 \frac{N_m \gamma'}{\sigma'_{vo}} (D_f + 0.73 B) MN/m^2 \quad \text{----- (2.82)}$$

เมื่อเราใช้ค่า  $N_m$  ที่ความลึก  $(3/4)B$  ดังนั้น  $\sigma'_{vo}$  จะเปลี่ยนไป และมีค่าเป็น

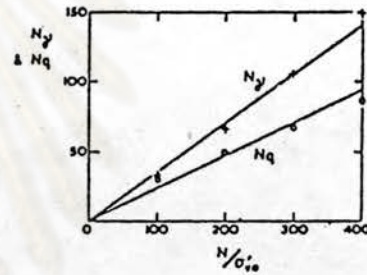
$$\sigma'_{vo} = \gamma' (D_f + \frac{3}{4} B) \quad \text{----- (2.83)}$$



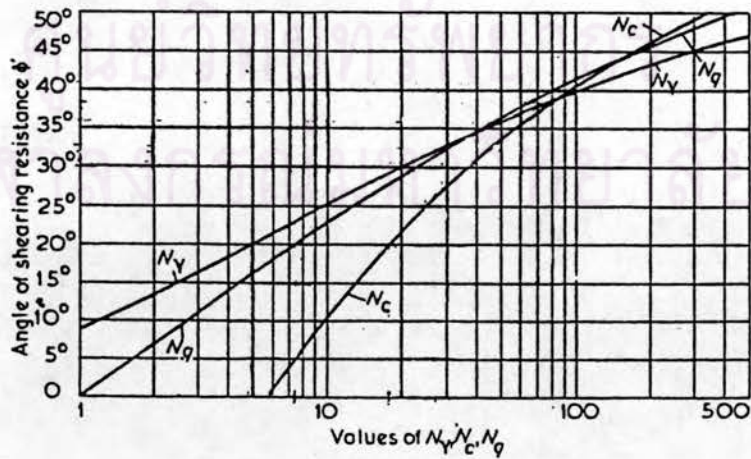
รูปที่ 2.25 แสดงสัมพัทธ์ฐานความสัมพันธ์ระหว่าง  $\phi'$  และความหนาแน่นสัมพัทธ์



รูปที่ 2.26 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $\phi'$  และ  $N/\sigma'_{vo}$



รูปที่ 2.27 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_\gamma$  กับ  $N/\sigma'_{vo}$  และ  $N_q$  กับ  $N/\sigma'_{vo}$



รูปที่ 2.28 แสดงค่าตัวประกอบความสามารถรับน้ำหนัก  $N_c, N_q, N_\gamma$  โดย Terzaghi (1943)



แทนค่าสมการ (2.83) ในสมการ (2.82) จะได้ว่า

$$q_{ult} = 0.24 N_m \left[ \frac{D_f + 0.73 B}{D_f + 0.75 B} \right] \text{ MN/m}^2 \quad \text{----- (2.84)}$$

สำหรับ  $D_f/B < 1$  อาจเขียนสมการ (2.84) ใหม่ตามสมการที่ 2.85 ซึ่งให้ค่าที่คลาดเคลื่อนน้อย

$$q_{ult} = 0.24 N_m \quad \text{----- (2.85)}$$

ค่า  $N_q$  และ  $N_\gamma$  จากสมการ (2.80 ก) และ (2.80 ข) วิเคราะห์มาจากทฤษฎีพลาสติก ถ้าทรายไม่แน่น รูปแบบของการพิบัติจะเปลี่ยนไป ค่า  $\phi'$  จะเปลี่ยนไป ดังสมการที่ลดค่า  $\phi'$  ซึ่งได้เคยกล่าวแล้วในข้อ 2.3.3 ในสมการ (2.29)

$$\tan \phi'_{\text{mod.}} = \frac{2}{3} \tan \phi' \quad \text{----- (2.29)}$$

เนื่องจากทรายที่มีความหนาแน่นต่างกัน จะมีลักษณะของการพิบัติต่างกัน ทรายหลวมจะเกิดการพิบัติแบบเฉือนทะลุ ทรายอัดแน่นจะเกิดการพิบัติแบบทั่วไป สำหรับทรายอัดแน่น ค่า Load Factor มีค่าสูงถึง 8 อาจหาค่าความสามารถรับน้ำหนักของดินที่ยอมให้โดยให้ Load Factor = 8 ในสมการ (2.85) จะได้ว่า

$$q_a = 0.03 N_m \text{ MN/m}^2 \quad \text{----- (2.86 ก)}$$

$$q_a = 30 N_m \text{ KN/m}^2 \quad \text{----- (2.86 ข)}$$

ซึ่งสมการ (2.86 ก) หรือ (2.86 ข) ใช้ได้ดีสำหรับฐานรากทุกรูปร่าง

สำหรับค่าการทรุดตัว Richard H.G. Parry แนะนำให้ใช้สมการ

$$\rho = 200 \left[ \frac{qB}{N_m} \right] \text{ มม.} \quad \text{----- (2.87)}$$

เมื่อ  $q$  = ความดันดินใต้ฐาน มีหน่วยเป็น  $\text{MN/m}^2$

$B$  = ความกว้างฐาน มีหน่วยเป็น เมตร

ค่า 200 เป็นค่าที่ได้จากการศึกษากรณีเฉพาะ จากการศึกษาหลาย ๆ กรณีพบว่าค่าที่สังเกตได้ มีค่าเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 50 ดังนั้นในการออกแบบ ค่าการทรุดตัวอาจคำนวณจาก

$$\rho = 300 \left[ \frac{q_B}{N_m} \right] \quad \text{----- (2.88)}$$

ตัวอย่างเช่น ถ้าค่าการทรุดตัวที่ยอมให้มีค่า 200 มม. เราอาจหาความกว้างของฐานได้จากสมการ

$$B = \frac{1}{15} \left[ \frac{N_m}{q_a} \right] \quad \text{เมตร} \quad \text{----- (2.89)}$$

อย่างไรก็ตาม การใช้ค่า  $N$  ที่ทดสอบได้จากภาคสนามจะต้องพิจารณาให้ดี เพราะมีตัวแปรมาก ทำให้ค่า  $N$ -SPT. ที่ทดสอบได้มีความแปรปรวนมากด้วย John H. Schmertman (1975) ได้พิจารณาว่า SPT-N Value จะใช้สำหรับการพิจารณา หรือ เปรียบเทียบขั้นต้นเท่านั้นจะไม่นำมาใช้ในการออกแบบ เพราะการทดสอบมีตัวแปรมากดังกล่าวแล้ว ฉะนั้นในการออกแบบหรือประมาณค่าความสามารถรับน้ำหนักของดิน จะต้องมีการทดสอบอย่างอื่นอีก เพื่อความมั่นใจในการออกแบบฐานรากให้มีความปลอดภัยในสภาพใกล้เคียงธรรมชาติมากที่สุด

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย