



2.1 หลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือน

2.1.1 ค่าจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength, S_u)

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้ค่าจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) โดยใช้การทดสอบแบบอันเดรน (Undrained Test) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear strength) ที่ดินจะรับได้ นั่นคือ

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} f_{\max} \dots\dots\dots(2.1)$$

ในปี 1960 Hvorslev ได้ให้ค่าจำกัดความว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) คือ ค่าหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) บนระนาบพิบัติที่มวลดินเกิดการพิบัติขึ้น นั่นคือ

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} f \cos \bar{\phi} \dots\dots\dots(2.2)$$

2.1.2 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ Field Vane ของ Bjerrum

ในปี 1972 Bjerrum ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้จากการทดสอบแบบ Field Vane ในสนาม โดยใช้ค่าปรับแก้ (Correction Factor, μ) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (P.I.) ของดินเหนียว (รูปที่ 2.1) ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (μ) นี้ ได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ได้จากการทดสอบแบบ Field Vane ในสนามมาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินดินถมมักจะได้อัตราความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่สูงกว่าความเป็นจริงเนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าที่สูงกว่าความเป็นจริงอันเป็นผลมาจาก

1. การรบกวนต่อตัวอย่างดิน (Sample Disturbance) การที่จะวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนให้ได้ค่าที่ถูกต้อง จะต้องทำให้มีการรบกวนต่อตัวอย่างของดิน (Sample Disturbance) ให้น้อยที่สุด ซึ่งการแก้ปัญหาที่มีค่าใช้จ่ายวิธี reconsolidation ตัวอย่างดินให้กลับไปยังอยู่ในสภาวะ insitu stress (initial Stress)

2. Anisotropy เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติทางด้าน Anisotropy มาก ซึ่งก็คือ การที่ดินเหนียวถูกน้ำหนักกระทำในทิศทางที่ต่างกัน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากัน เนื่องจากระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนามเป็นสิ่งที่ยุ่งยากซับซ้อนมาก ซึ่งเป็นการยากที่จะทำให้การทดสอบตัวอย่างดินในห้องทดลอง เป็นไปตามจริงได้

3. Strain rate การที่ทำให้ดินเหนียวถูกน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น หรือลดลงอย่างรวดเร็ว ๆ ทั้งในการทดสอบในสนาม และการทดสอบในห้องทดลอง จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริง

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความเป็นจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพจากกรณีต่าง ๆ แล้วมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (P.I.) ของดิน ซึ่งเป็นผลในลักษณะ Empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นที่จริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) เป็นดังนี้

$$S_{u_{Field}} = \mu S_{u_{F.V.}} \dots\dots\dots(2.3)$$

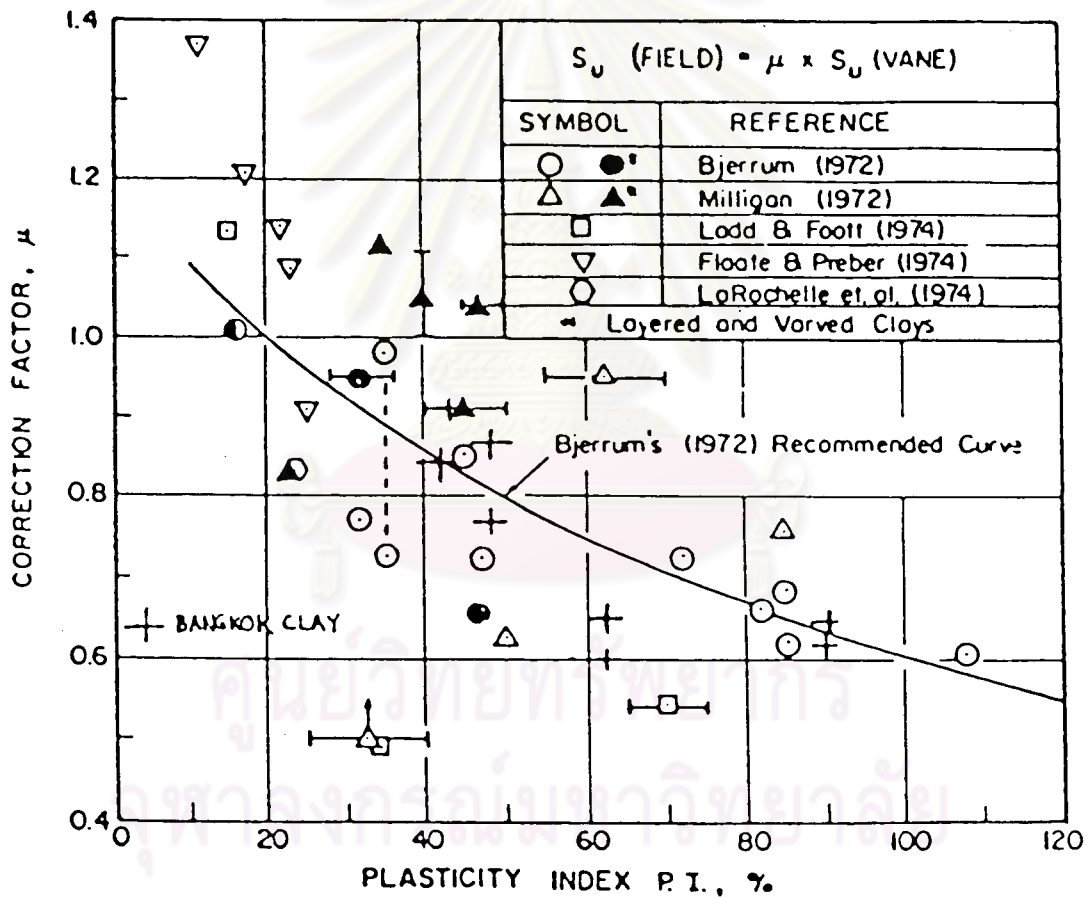
$S_{u_{Field}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในสนาม

$S_{u_{F.V.}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่วัดได้จากการทำ vane test

μ = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's correction Factor)

2.1.3 การวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนโดยวิธี Undrained Strength at Large Strain (USALS)

ในปี 1974 La Rochelle et al ได้เสนอวิธีการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) โดยวิธี "USALS" ซึ่งมีหลักการพื้นฐานว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินที่เกิด



FIELD VANE CORRECTION FACTOR VS. PLASTICITY INDEX DERIVED FROM EMBANKMENT FAILURES

รูปที่ 2.1 แสดงค่าปรับแก้กำลังแรงเฉือนแบบอันเดรอนที่ได้จากการทดสอบ Field Vane Test

ชั้นภายใต้ชั้นดินถม ขณะเกิดการทับถม จะมีค่าโดยประมาณเท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนความเครียดสูง (Undrained Residual Strength) ที่วัดได้จากการทดสอบตัวอย่างดินแบบ Unconsolidated Undrained Triaxial Compression (UU) หรือ Consolidated Isotropic Undrained Triaxial Compression (CIU) ที่ค่าความเครียด (Strain) 15% วิธีการ "USALS" จะทำให้ค่า Shear distortion เกิดขึ้น โดยไม่จำกัดในขณะที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรดิน (No volume changes) ซึ่งถือเสมือนได้กับในกรณีอื่นเดรน แต่อย่างไรก็ตาม การวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอื่นเดรน โดยวิธี USALS นี้ จะมีค่าที่แตกต่างกันได้ขึ้นอยู่กับชนิดของดินตัวอย่าง และแผ่น membrane ที่ใช้ในการทดสอบแบบ Triaxial

ในปี 1979 Trak et al ได้เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอื่นเดรน โดยวิธี USALS กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mesri ในปี 1975 สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มีค่า OCR ต่ำมาก

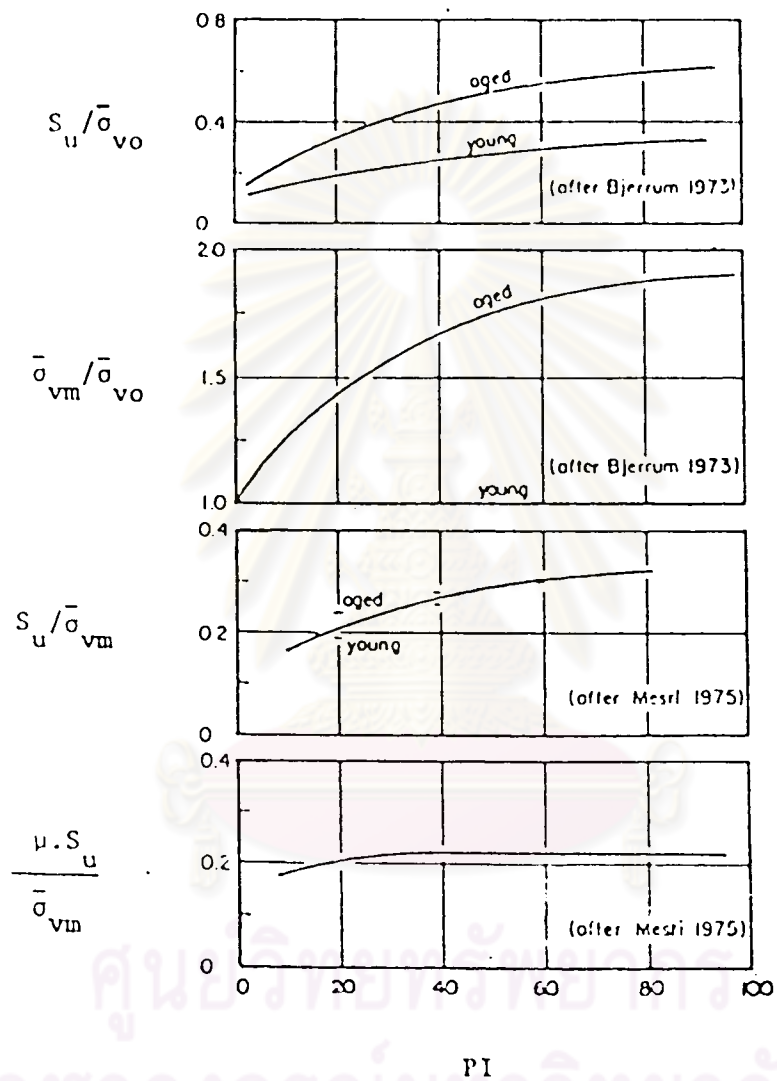
$$S_{u,Field} = \mu S_{u,F.V.} = 0.22 \bar{\sigma}_{vm} \dots\dots\dots(2.4)$$

ซึ่งก็โต้พบว่าค่าดังกล่าวสามารถใช้ได้กับดินเหนียวอ่อน ชนิด slightly overconsolidated (รูปที่ 2.2) ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mesri นี้ เป็นค่าที่ได้จากการรวมผลของความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u , $\bar{\sigma}_{vm}$, ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (μ) ซึ่งในทางปฏิบัติ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอื่นเดรนที่ Mesri แนะนำให้ใช้จะใช้ได้กับผลที่ได้จากการทดสอบแบบ Oedometer ที่ตัวอย่างดินเก็บได้ในสภาพที่ติดตั้ง

2.2 เสถียรภาพของคันดินถม

2.2.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม (Stability Analysis of Embankment Test Section)

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมเป็นปัญหาการวิเคราะห์ในด้านค่าจำกัดของความล้มตุลย์ (Limiting Equilibrium Problem) เมื่อมวลดินใกล้ถึงจุดที่จะเกิดการทับถม ค่าของแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินจะมีค่าเท่ากับค่าแรงต้านทานของดิน การเพิ่มขึ้นของแรงกระทำแม้เพียงจะมีค่าน้อยก็สามารถก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินอย่างต่อเนื่องได้



รูปที่ 2.2 อัตราส่วน $S_u / \bar{\sigma}_{vo}$, $\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo}$, $S_u / \bar{\sigma}_{vm}$ และ $\mu \cdot S_u / \bar{\sigma}_{vm}$ กับค่า P.I. สำหรับ Normally Consolidated Late Glacial และ Post Glacial Clays; (Trak et al., 1970)

การวิเคราะห์เสถียรภาพดินในขั้นต้นจะทำการสมมุติระนาบของการพังทลาย (Failure Surface) ของมวลดิน แล้วทำการคำนวณแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดิน และค่าแรงต้านทานของดินที่เกิดขึ้น ตลอดความยาวของระนาบของการพังทลาย ซึ่งใช้เป็นขอบเขตของการวิเคราะห์

2.2.2 หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินดินถม โดยใช้หลักการใช้หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล (Total and Effective Stress Methods of Analysis)

เนื่องจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินดินถมเป็นปัญหาการวิเคราะห์ในด้านค่าจำกัดของความสมดุล (Limiting Equilibrium Problem) ดังนั้น จึงจำเป็นต้องทราบค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่เหมาะสม ซึ่งจากการศึกษาของ Skempton และ Hutchinson ในปี 1969 พบว่าค่าพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ จะแบ่งได้เป็น 2 ประการ คือ

ก. การวิเคราะห์โดยใช้หลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ในหลักการนี้ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่เกิดขึ้น ณ สภาวะค่าจำกัดของความสมดุล (Limiting Equilibrium) จะมีค่าคือ

$$\tau = \frac{\bar{C} + (\sigma_n - u) \tan \bar{\phi}}{F} \dots\dots\dots(2.5)$$

ซึ่งค่า F เป็นค่าส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ที่ได้ตั้งขึ้นไว้ล่วงหน้า จากสมการ 2.5 จะพบว่าในการวิเคราะห์โดยใช้หลักการนี้ จะต้องทราบค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure, u) และค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉาก (Total Normal Stress, σ_n) ที่ทุก ๆ จุดตลอดความยาวของระนาบของการพังทลาย และโดยทั่วไปค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉาก (Total Normal Stress, σ_n) จะเป็นค่าที่ทราบได้ยากเนื่องจากเป็นกรณี Statically Indeterminate ดังนั้นค่า σ_n มักจะเป็นค่าโดยประมาณขึ้นกับระดับของความละเอียดของการวิเคราะห์และวิธีการที่เหมาะสมของการวิเคราะห์ ส่วนวิธีการหาค่าของแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure, u) (โดย Bishop และ Bjerrum, 1960) จะขึ้นอยู่กับ

1. ในกรณีที่แรงดันน้ำในโพรงเป็นอิสระไม่ขึ้นกับค่าหน่วยแรงรวมในมวลดิน

ค่าของแรงดันน้ำในโพรงดินในกรณีที่ไม่มีการไหลของน้ำ จะคำนวณได้จากระดับของน้ำใต้ดิน หรือในกรณีที่มีการไหลของน้ำในดินคงที่ ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจะหาได้จาก Flownet

2. ในกรณีที่แรงดันน้ำในโพรงดินขึ้นกับค่าหน่วยแรงรวมในมวลดินที่เปลี่ยนแปลง ในทางปฏิบัติโดยทั่วไปจะใช้วิธีการวัดค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจากสภาพความเป็นจริง มาใช้ในการวิเคราะห์

ข. การวิเคราะห์โดยใช้หลักการของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ในหลักการนี้ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่เกิดขึ้น ณ สภาวะของความสมดุล (Limiting Equilibrium) จะเป็นกรณี $\phi = 0^\circ$ ซึ่งมีค่า คือ

$$\tau = \frac{S_u}{F} \quad (2.6)$$

ในกรณีนี้จะพบว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินที่เกิดขึ้น จะไม่ขึ้นกับค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งจาก (Total Normal Stress, σ_n) เป็นผลให้การพิจารณาวิเคราะห์โดยหลักการนี้ง่ายขึ้น และจากผลการทดสอบในห้องทดลองภายใต้สภาวะอันตรรกสำหรับแท่งดินตัวอย่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำก็เป็นกรณี $\phi = 0^\circ$ เป็นต้น จึงทำให้วิธีการนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของ Slope ที่มีดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated Clays) เป็นดินฐานราก

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีที่เป็นกรณีวิกฤติ (Critical Case) จะเกิดขึ้นเมื่อเวลาสิ้นสุดของการก่อสร้าง ก่อนการเกิด consolidation ของดินเหนียวอันเป็นผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินภายใต้ดินถม ดังนั้นค่าส่วนความปลอดภัยที่น้อยที่สุด (Minimum Factor of Safety) จะเกิดขึ้น ณ สภาวะนี้ ซึ่งดินจะยังคงอยู่ในสภาวะอันตรรกซึ่งเป็นผลให้หลักการของการใช้หน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) นำมาใช้วิเคราะห์ได้

2.2.3 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Methods of Stability Analysis)

การวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นการวิเคราะห์ปัญหาที่เกี่ยวข้องกันระหว่างมวลของดินที่พังทลายกับค่าพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินและมุมเสียดทานภายใน (Cohesion, C & Internal Friction, ϕ) ส่วนที่สำคัญส่วนหนึ่งคือ การคำนวณค่าแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ ค่าส่วนความปลอดภัยจะเป็นค่าที่ชี้ให้เห็นถึงเสถียรภาพของคันดินนั้น ๆ ซึ่งจะคำนวณภายใต้ขอบเขตของระบบการเกิดการพิบัติ ซึ่งจะทำการเปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินต่อค่าความเค้นที่เกิดขึ้น ระยะเวลาของการพิบัติในทางปฏิบัติแล้วมักจะลุ่มมตขึ้นให้เป็นส่วนหนึ่งของวงกลม (Circular arc failure surface) ซึ่งเป็นกรณีหนึ่งของ Plane Strain (วิเคราะห์ใน 2 มิติ, 2 Dimensional Analysis) ในปี 1969 Skempton และ Hutchinson พบว่า การวิเคราะห์ในกรณี 2 มิติ (2 Dimensional Analysis) จะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในลักษณะ 3 มิติ (3 Dimensional Analysis)

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพในงานศึกษาวิจัยนี้ จะใช้ทฤษฎี 2 ทฤษฎี ซึ่งต่างก็เป็นทฤษฎีที่ได้ลุ่มมตให้ระยะเวลาของการเกิดการพิบัติเป็นส่วนหนึ่งของวงกลม ซึ่งมีข้อลุ่มมต คือ

ในรูปที่ 2.3 a แรงกระทำในส่วนของวงกลม จะถูกแบ่งออกเป็นส่วนย่อย ๆ (Slices) ซึ่งสามารถพิจารณาแรงกระทำต่อ Slice CDEF ที่ลุ่มมตล้วย ได้คือ

1. น้ำหนักของมวลดินใน Slice (W_i)
2. แรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้นตลอดความยาวของ Slice (u_i)
3. แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวของ Slice ในทุกระนาบ (E_i, E_{i+1}, N_i)
4. แรงเฉือนที่กระทำต่อ Slice (x_i, x_{i+1}, T_i)

จากแรงกระทำทั้งหมดที่กระทำต่อ Slice จะพบว่าปัญหาที่เกิดขึ้นเป็นกรณี Statically Indeterminate ทั้งนี้เนื่องจากระนาบ CE และ DF ภาได้เป็นระนาบที่เกิดการพิบัติ แรงกระทำ x และ E จึงไม่สามารถทราบค่าได้ และเพื่อต้องการทราบคำตอบของการวิเคราะห์ จึงจำเป็นต้องตั้งลุ่มมตฐานของแรงทั้งสองขึ้น ซึ่งสามารถแยกวิธีการคิดออกเป็น 2 วิธี คือ

2.2.3.1 วิธีการของ Fellenius (Swedish Circle Method, Ordinary Method of Slice)

ในปี 1936 Fellenius ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ชั้น โดยสมมติให้แรงสัทธิของแรงกระทำต้านข้างของแต่ละ Slice ในแนวตั้งฉากกับระนาบการทาบไม่มีค่า (รูปที่ 2.3 b) จึงทำให้

$$N_1 + U_1 = W_1 \cos \theta_1$$

หรือ

$$N_1 = W_1 \cos \theta_1 - U_1 = W_1 \cos \theta_1 - u_1 \Delta l_1$$

$$T_1 = W_1 \sin \theta_1$$

เมื่อทราบค่า N_1 และ T_1 แล้วจะสามารถทราบค่าส่วนความปลอดภัยได้จาก

$$FS. = \frac{\bar{C}_1 + (W \cos \theta - u \Delta l) \tan \bar{\phi}}{W \sin \theta}$$

และเมื่อคิดทั้งระบบ

$$FS. = \frac{\sum (\bar{C}_1 \Delta l_1 + (W_1 \cos \theta_1 - u_1 \Delta l_1) \tan \bar{\phi}_1)}{\sum W_1 \sin \theta_1} \quad (2.7)$$

โดยที่ F.S. = ส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

W_1 = น้ำหนักของมวลดินของ Slice ชั้นที่ 1

Δl_1 = ความยาวของส่วนโค้งของวงกลมที่ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ 1

θ_1 = มุมระหว่างสัมผัสสัมผัสที่ฐานของ Slice ชั้นที่ 1 กับแนวราบ

$\bar{C}_1, \bar{\phi}_1$ = ค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังของดินของ Slice ชั้นที่ 1 (Strength Parameter)

u_1 = ค่าแรงค้ำหน้าในโพรงดินใต้ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ 1

Bishop (1955), Whitman และ Moore (1963) ได้สรุปว่า วิธีการของ Fellenius มักจะให้ค่าส่วนปลอดภัยที่ต่ำกว่าเป็นจริง เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงที่เกิดขึ้นระหว่างมวลดินในแนวราบ

2.2.3.2 วิธีการของ Bishop (Bishop Method)

จากวิธีการวิเคราะห์ของ Fellenius พบว่าการสมมติให้แรงเสียดทานในแนวตั้งฉากกับระนาบพิงคิไม่มีค่านั้น จะทำให้ค่าส่วนความปลอดภัย มีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง ในปี 1955 Bishop ได้เสนอวิธีการชิ้นใหม่ ซึ่งวิธีการนี้ได้ถูกพัฒนาต่อทำให้ง่ายในการวิเคราะห์ โดย Janbu และพวก ในปี 1956 ซึ่งวิธีการนี้ มักจะเรียกว่า Simplified Bishop Method of Slices โดยวิธีการนี้จะเพิ่มความละเอียดแม่นยำในการคำนวณ โดยคิดถึงแรงกระทำด้านข้างของ Slice (รูปที่ 2.3 c) ซึ่งทำให้แรงเสียดทานในแนวตั้งไม่มีค่า ทำให้ค่าส่วนความปลอดภัยมีค่า คือ

$$FS. = \frac{W_i - u_i \Delta x_i - (\bar{c} \Delta x_i \tan \theta_i) / FS.}{\cos \theta_i (1 + (\tan \theta_i \tan \bar{\phi}) / FS.)} \quad (2.8)$$

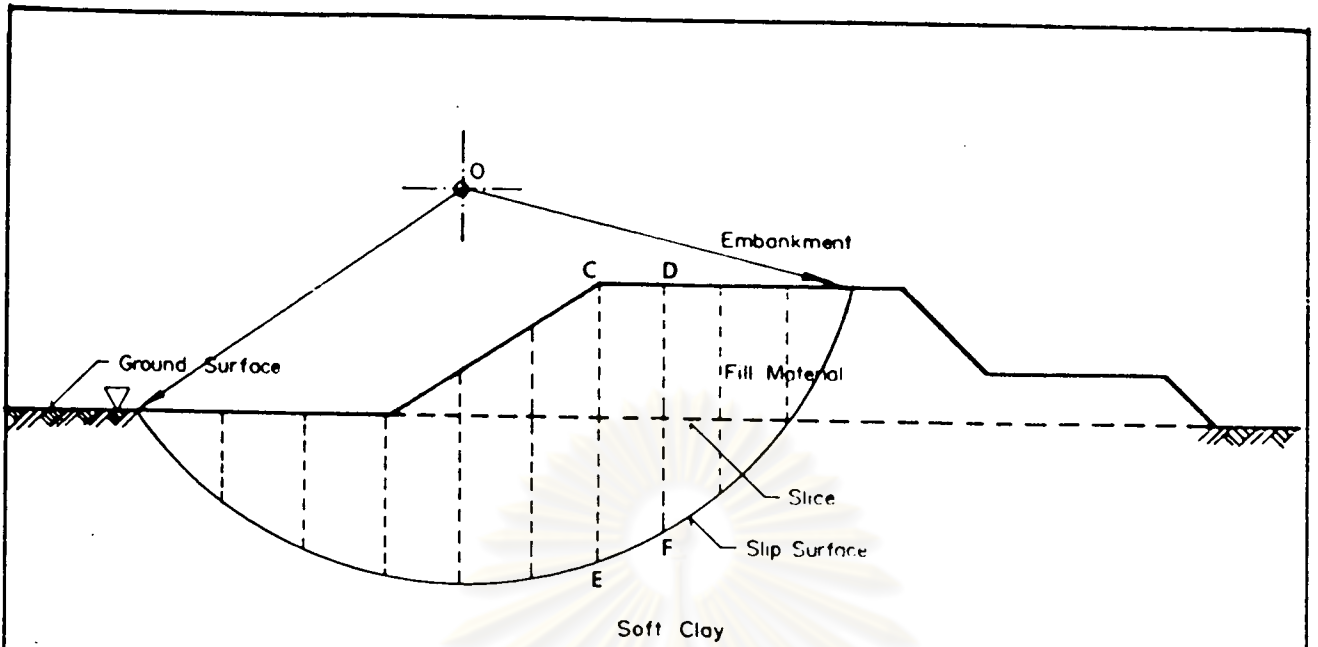
และเมื่อคิดทั้งระบบ $FS. = \frac{\sum |\bar{c} \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \tan \bar{\phi}| * | 1 / M_i(\theta) |}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (2.9)$

โดยที่ $M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{\tan \theta_i \tan \bar{\phi}}{FS.} \right) \quad (2.10)$

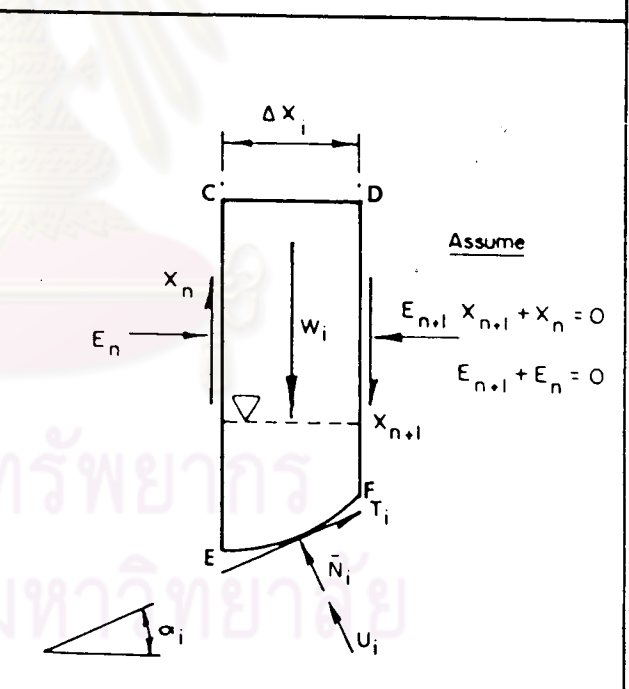
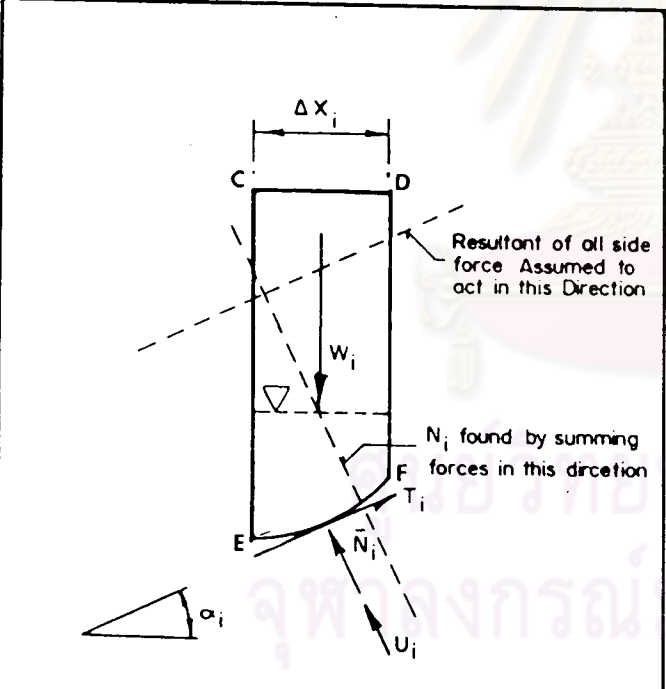
จากวิธีการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธีข้างต้นค่าส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS.) ที่น้อยที่สุดจะเป็นค่าที่ บอกถึงเสถียรภาพของสันดินถม และการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธีนี้จะต้องทำการคำนวณในลักษณะ Trial & Error เพื่อที่จะทราบค่าของค่าส่วนความปลอดภัย (FS.) ซึ่งเป็นงานที่ยุ่งยาก ในการศึกษาวิจัยนี้จึงได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ดังกล่าวเป็นโปรแกรมที่เขียนขึ้นเพื่อใช้งานกับเครื่องคอมพิวเตอร์ IBM 370 เป็นภาษา FORTRAN IV. (รายละเอียดอยู่ในภาคผนวก)

Whitman และ Moore (1963) ได้สรุปว่า วิธีการของ Bishop จะให้ผลที่ใกล้เคียงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงมากกว่าวิธีการของ Fellenius

Whitman และ Bailey (1967) ได้สรุปว่า วิธีการของ Fellenius โดยทั่วไปจะให้ค่าส่วนความปลอดภัยที่ต่ำกว่าเป็นจริง 10-15% แต่ก็อาจผิดได้มากถึง 60% ในขณะที่วิธีของ Bishop จะผิดพลาดได้มากที่สุดประมาณ 6%



ก. รูปแสดงการแบ่งมวลดิน (Slice) เพื่อทำการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของดินดินถม



ข. แสดงระบบของแรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน (Slice) โดยวิธีการของ Fellenius

ค. แสดงระบบของแรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน (Slice) โดยวิธีการของ Bishop

รูปที่ 2.3 แสดงการแบ่งชิ้นมวลดิน และระบบของแรงที่กระทำต่อชิ้นมวลดิน โดยวิธีการของ Fellenius และวิธีการของ Bishop

อย่างไรก็ตามวิธีการของ Fellenius ยังคงนิยมใช้คำนวณเนื่องจากสะดวกในการคำนวณ และค่าส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้ไม่สูงกว่าที่เป็นจริง

2.3 แรงดันน้ำในโพรงดิน

ค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure) เป็นค่าที่สำคัญค่าหนึ่งในการออกแบบโครงสร้างเกี่ยวกับดิน (Earth Structure) ความถูกต้องของการคาดคะเนแรงดันน้ำในดินนี้ จะขึ้นอยู่กับผลจากการทดลองตัวอย่างดิน ซึ่งควรได้จากการทดลองแบบ Effective Stress Analysis และยังขึ้นกับวิธีการของการคำนวณ

ค่าแรงดันน้ำในดิน เป็นค่าที่สัมพันธ์กับค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรง (Total Stress Change) และสภาพของน้ำใต้ดิน ดังนั้นความดันน้ำใต้ดินจึงขึ้นอยู่กับ

1. ค่าความอิ่มตัวของน้ำในดิน (Degree of Saturation)
2. ค่าความซึมผ่านได้ของน้ำในมวลดิน และระยะทางของการไหลของน้ำในมวลดิน (Permeability and Drainage Path length of the soil)
3. ค่าประวัติหน่วยแรงในอดีตของดิน (Stress History of the soil)
4. อัตราการเพิ่มของน้ำหนัก (Rate of loading)

ค่าแรงดันน้ำในดินจะสามารถทราบได้ โดยจากการคำนวณ และจากการวัดแรงดันน้ำในดินที่เกิดขึ้นจริง การวัดค่าแรงดันน้ำในดินที่เกิดขึ้นจริง เป็นสิ่งที่สำคัญมากประการหนึ่ง ทั้งนี้เพื่อใช้ในการตรวจสอบเปรียบเทียบ ค่าที่เกิดขึ้นจริงกับการคำนวณ เพื่อใช้เป็นตัวปรับแก้ในการออกแบบ Earth Structure

การคาดคะเนแรงดันน้ำในดิน เพื่อให้มีความถูกต้อง สิ่งจำเป็นที่จะต้องทราบ คือ

1. การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงทั้งหมดในดิน (Total Stress Change) เนื่องจากการถูกน้ำหนักกดทับที่ผิวดิน
2. ค่าความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในดินกับค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงทั้งหมดในดิน
3. ปริมาณการไหลของน้ำที่เกิดขึ้น

ในการศึกษาวิจัยนี้ จะได้ทำการวิเคราะห์คาดคะเนแรงดันน้ำในดินในลักษณะ

Undrained.

2.3.1 การกระจายหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Distribution)

ในการคาดคะเนแรงดันน้ำในดินที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากการถูกน้ำหนักกดทับที่ผิวดิน ล้ำเป็นจะต้องทราบค่าหน่วยแรงทั้งหมดที่เพิ่มขึ้น (Total Stress Change) เนื่องจากการถูกน้ำหนักกดทับที่ผิวดิน พฤติกรรมของดินเพื่อถูกน้ำหนักกระทำเป็นเรื่องที่ยุ่งยากซับซ้อนมากเมื่อเทียบกับวัสดุประเภทอื่น การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในมวลดินในสภาวะ semi-infinite เนื่องจากการถูกน้ำหนักกระทำเป็นสิ่งที่ยากที่จะพิจารณา ยกเว้นสำหรับวัสดุบางชนิดซึ่งการคำนวณทางทฤษฎีใหม่ที่เป็นจริง ทฤษฎีต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นมักจะมีพื้นฐานในหลักการเดียวกันกับทฤษฎี-ฮิลส์ตริก ซึ่งวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

2.3.2 การกระจายของหน่วยแรงในมวลดินที่มีเนื้อสม่ำเสมอและเหมือนกันในทุกทิศทาง (Stress Distribution in a Homogeneous Isotropic Elastic Half-Space)

ในปี 1885 Boussinesq ได้ทำการวิเคราะห์หาการกระจายของหน่วยแรงอันเนื่องมาจากน้ำหนักกระทำเป็นจุดที่กระทำตั้งฉากกับแนวราบของขอบเขตของวัสดุประเภทมวลสม่ำเสมอ ฮิลส์ตริกอย่างสมบูรณ์ และเหมือนกันในทุกทิศทาง (Semi-infinite, perfectly elastic, homogeneous and isotropic solid) ซึ่งอนุพัทธ์เป็นสมการทางคณิตศาสตร์ได้คือ (รูปที่ 2.4)

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{3P Z^3}{2\pi R^5} \quad (2.12)$$

$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3x^2 Z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{x^2 - y^2}{R^2 (R+Z)} + \frac{y^2 Z}{R^3} \right) \right) \quad (2.13)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3y^2 Z}{R^5} - (1-2\nu) \left(\frac{y^2 - x^2}{R^2 (R+Z)} + \frac{x^2 Z}{R^3} \right) \right) \quad (2.14)$$

Jurgenson (1934) ได้ทำการศึกษาต่อและได้สร้างตารางและแผนภาพ (Influence Tables and Diagrams) เพื่อใช้ในการคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงอันเนื่องมาจากน้ำหนักกระทำที่ผิวดินประเภทน้ำหนักแผ่กระจายสม่ำเสมอเป็นแนวยาว (Uniformly load long Strips) น้ำหนักแผ่กระจายเป็นวงกลม (Uniformly load circular areas) น้ำหนักแผ่กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม (Triangular loading) และ

น้ำหนักกระจายเป็นรูปสี่เหลี่ยม (Terrace loading)

Gray (1936) ได้ทำการอนุพันธ์ สมการของ Boussinesq ต่อทำให้ได้สมการ เพื่อคำนวณการกระจายของหน่วยแรงสำหรับน้ำหนักแผ่กระจายในแนวตั้ง

Holl (1940) ได้เสนอสมการที่ใช้หาหน่วยแรงที่มุมของรูปสี่เหลี่ยม

Newmark (1942) ได้พัฒนาการคำนวณการกระจายของหน่วยแรงโดยวิธีการกราฟฟิก (Graphical Method) และสร้างแผนภาพแสดงค่าคงที่เพื่อให้สะดวกในการคำนวณค่าหน่วยแรงต่าง ๆ

Fadum (1948) ได้หาค่าคงที่เพื่อคำนวณการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งที่มุมของรูปสี่เหลี่ยม และสำหรับที่ตำแหน่งอื่น ๆ ก็สามารถโยนหลักการของ Superposition ได้

Foster และ Ahlvin (1954) ได้แสดงสมการและวิธีการทางกราฟฟิก (Graphical Method) เพื่อคำนวณหน่วยแรงในกรณีที่มีค่า Poisson's Ratio (ν) = 0.5 สำหรับน้ำหนักกระทำในพื้นที่วงกลม

Osterberg (1957) ได้เสนอค่าคงที่ (Influence Factors) เพื่อคำนวณการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งที่ขอบของสันดินถม

Egorov (1958) ได้สร้างสมการเพื่อคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักกระทำในพื้นที่วงกลม

Deresiewicz (1960) ได้สร้างสมการเพื่อคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักกระทำในพื้นที่รูปวงรี

Ahlvin และ Ulery (1962) ได้สร้างตารางแสดงค่าคงที่เพื่อคำนวณการกระจายของหน่วยแรง โดยมีค่า Poisson's Ratio ต่าง ๆ เนื่องจากน้ำหนักกระทำในพื้นรูปร่างวงกลม

Harr และ Lovell (1963) ได้สร้างสมการเพื่อคำนวณการกระจายของหน่วยแรง เนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นรูปกรวย

Poulos (1967 a) ได้สร้างแผนภาพเพื่อคำนวณ การกระจายของหน่วยแรง ในทิศทางตั้งฉากกับระนาบ และหน่วยแรงเฉือน เนื่องจากนักทฤษฎีกระทำในพื้นที่ที่รูปร่าง ๆ

จากการที่มีผู้วิจัยหลายท่านสร้างสมการ ตาราง และแผนภาพต่าง ๆ เพื่อ คำนวณการกระจายของหน่วยแรง ทำให้ปัญหาในการคำนวณหน่วยแรง สำหรับวัตถุประเภท semi-infinite, elastic, homogeneous, isotropic ลดน้อยลง แต่อย่างไรก็ตาม สมมุติฐานของทฤษฎีelasติกนี้ยังไม่ใช้ได้สำหรับวัตถุที่เป็นดิน ดังนั้นการคำนวณค่าการกระจาย ของหน่วยแรงในมวลดิน จึงเป็นค่าที่ได้โดยประมาณไม่ถูกต้องเสมอไป

ในการศึกษาวิจัยนี้ สำหรับการตั้งสมมติฐานให้ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดิน ที่มีมวลสม่ำเสมอ และเหมือนกันในทุกทิศทาง จะคำนวณการกระจายของหน่วยแรงในมวลดิน โดยอาศัยสมการของ Gray (1936) รูปที่ 2.5 โดยที่

$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{P}{\pi a} \left(a\beta + x\alpha + \frac{2a}{R_2} (x-b) + 2Z \ln \frac{R_1}{R_2} \right) \quad (2.15)$$

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{P}{\pi a} \left(a\beta + x\alpha - \frac{2a}{R_2} (x-b) \right) \quad (2.16)$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{-P}{\pi a} \left(Z\alpha - \frac{aZ^2}{R_2} \right) \quad (2.17)$$

2.3.3 การกระจายของหน่วยแรงในวัตถุที่แยกเป็นชั้นที่รองรับด้วยฐานที่แข็ง

(Stress Distribution in Finite Layers Underlain by Rigid Base)

ในธรรมชาติที่เป็นจริงในทางปฐพีกลศาสตร์ ดินจะถูกแบ่งออกเป็นชั้น ๆ ที่มี คุณสมบัติทางกลศาสตร์แตกต่างกัน กรณีที่ง่ายที่สุดก็คือ พิจารณาชั้นดินที่มีชั้นเดียวรองรับด้วยฐานที่แข็ง (Elastic layer underlain by Rigid Base) ซึ่งก็ได้มีผู้ศึกษาวิจัยการกระจาย หน่วยแรงในมวลดินหลายท่าน เช่น

Morguerre (1931) ได้เสนอสมการเพื่อการคำนวณการกระจายของหน่วย แรงในมวลดินสำหรับกรณี Plane Strain

Biot (1935) ได้เสนอสมการเพื่อคำนวณค่าหน่วยแรงในแนวตั้งที่ฐาน โดยมีค่า Poisson's Ratio = 0.5 ในกรณี Plane Strain และกรณี Axial Symmetry

Pickett (1938) ได้ทำการศึกษามผลงานของ Biot ต่อทำให้ได้สมการเพื่อคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรง โดยมีค่า Poisson's Ratio ต่าง ๆ กัน

Burmister (1943, 1945, 1956) ได้แสดงการคำนวณหาค่าการกระจายของหน่วยแรง เนื่องจากน้ำหนักกระทำที่ผิวเป็นจุด และในปี 1956 ได้เสนอแผนภาพ และตารางแสดงค่าคงที่เพื่อการคำนวณ สำหรับน้ำหนักกระทำรูปร่างต่าง ๆ

Sovinc (1961) ได้เสนอการคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งที่ความลึกต่าง ๆ ในแนวศูนย์กลางของน้ำหนักกระทำที่เป็นรูปสี่เหลี่ยม โดยชั้นดินจะต้องมีฐานที่แข็ง และผิวเรียบรองรับ

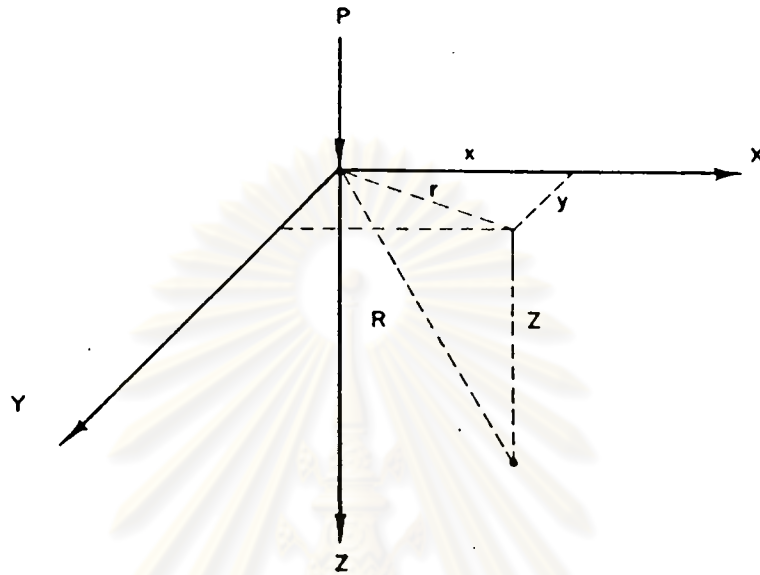
Poulos (1967 b) ได้ศึกษามผลงานของ Burmister (1956) และได้เพิ่มเติมวิธีการคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงต่าง ๆ ในชั้นดินที่มีฐานที่แข็งและมีผิวเรียบรองรับ โดยมีน้ำหนักกระทำเป็นรูปร่างต่าง ๆ กัน

Milovic (1970) ได้เสนอวิธีการคำนวณค่าหน่วยแรงในแนวศูนย์กลางและที่ยอบของพื้นที่ที่ถูกน้ำหนักกระทำเป็นวงกลม โดยมีค่า Poisson's Ratio ต่าง ๆ กัน

Milovic และ Toumier (1971) ได้เสนอการโย้ค่าคงที่ (Influence Factor) เพื่อคำนวณค่าหน่วยแรงในมวลดินที่แนวศูนย์กลาง และที่มุมของรูปสี่เหลี่ยมที่ถูกน้ำหนักกระทำอย่างสม่ำเสมอ

Giroud และ Watissee (1972) ได้เสนอการโย้ค่าคงที่ (Influence Factor) เพื่อคำนวณค่าหน่วยแรงในมวลดินที่แนวศูนย์กลางและที่ยอบของพื้นที่ที่ถูกน้ำหนักกระทำเป็นรูปสามเหลี่ยม และรูปสี่เหลี่ยม ซึ่งจะสามารรถคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงดิน อันเนื่องมาจากน้ำหนักกระทำเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูได้โดยวิธี Superposition กันระหว่างน้ำหนักกระทำเป็นรูปสามเหลี่ยม และรูปสี่เหลี่ยม

ในการศึกษาริชาลัยนี้สำหรับการตั้งสมมติฐานให้ชั้น 'ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ' เป็นชั้นดินที่ถูกรองรับด้วยฐานที่แข็ง จะคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรงในมวลดิน โดยอาศัยวิธีการของ Poulos (1967 b) ซึ่งใช้แผนภาพ ดังรูปที่ 2.6 ถึง 2.18 โดยที่



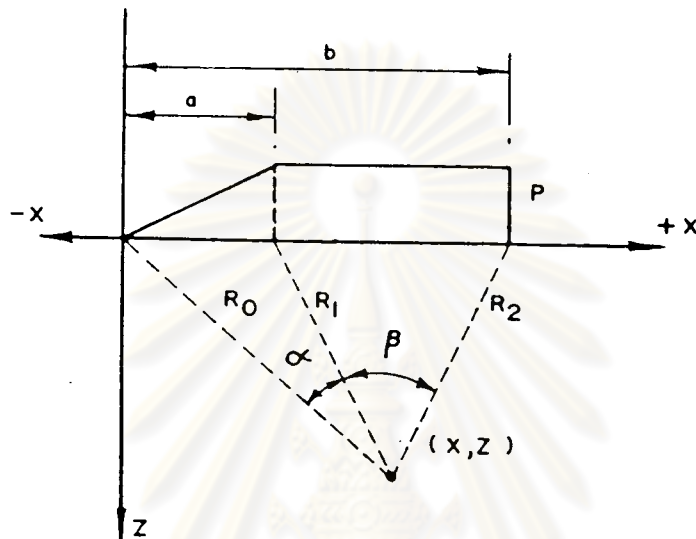
$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}$$

$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left[\frac{x^2-y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2} \right] \right]$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3y^2z}{R^5} - (1-2\nu) \left[\frac{y^2-x^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{x^2z}{R^3r^2} \right] \right]$$

รูปที่ 2.4 แสดงการคำนวณค่าแรงที่เพิ่มขึ้น จากวิธีการของ

Boussinesq (1885)



$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{\pi a} \left(a\beta + xa + \frac{a^2}{2} (x-b) + 2Z \log_e \frac{R_1}{R_2} \right)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{\pi a} \left(a\beta + xa - \frac{a^2}{2} (x-b) \right)$$

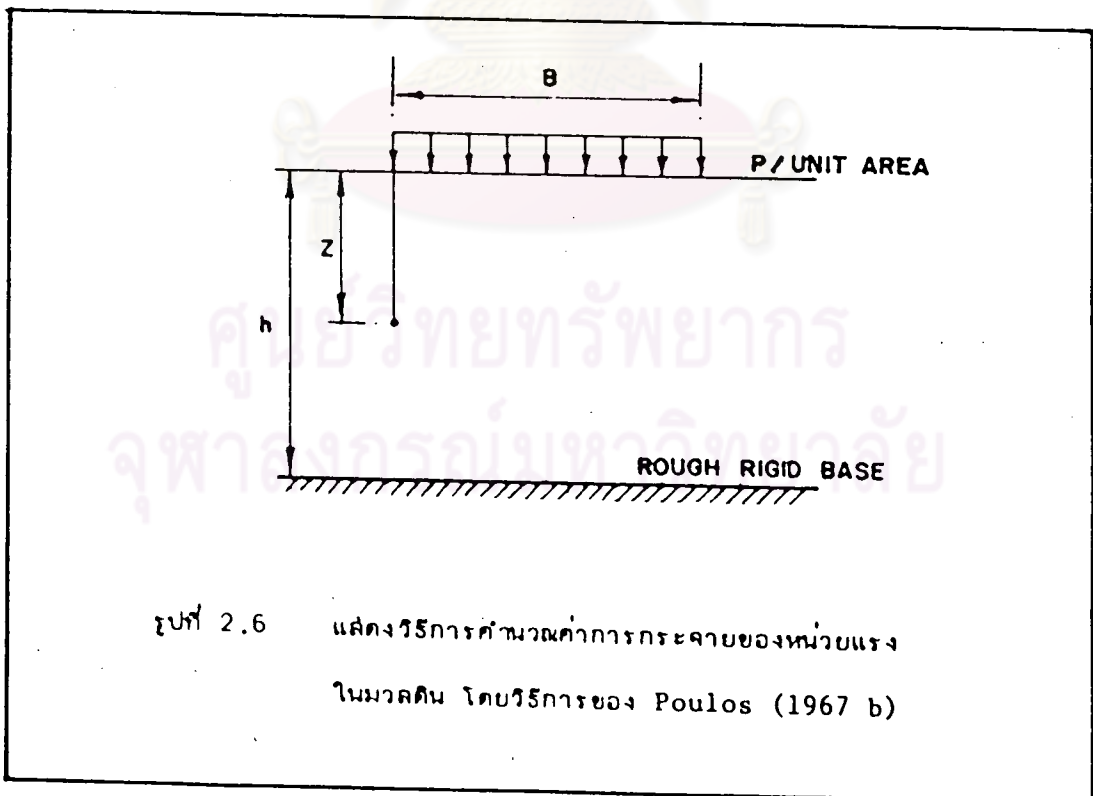
$$\Delta\sigma_{xz} = \frac{-P}{\pi a} \left(za - a \frac{Z^2}{R_2^2} \right)$$

รูปที่ 2.5 แสดงวิธีการคำนวณค่าหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในดิน โดยวิธีของ Gray (1936)

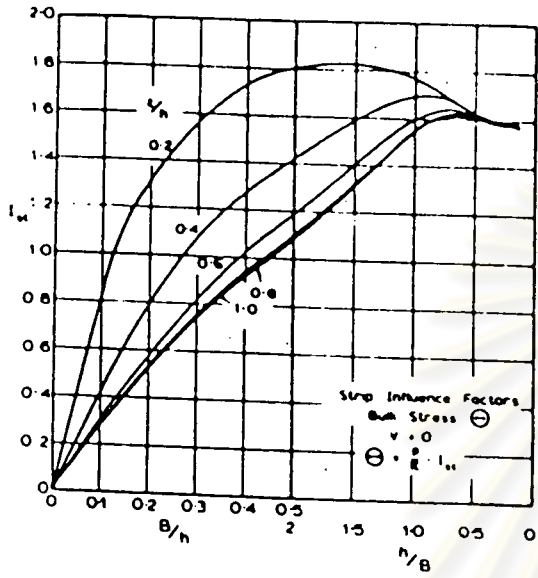
$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{\theta}{1+\nu} - \Delta\sigma_{zz} \quad (2.18)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \nu(\Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{zz}) \quad (2.19)$$

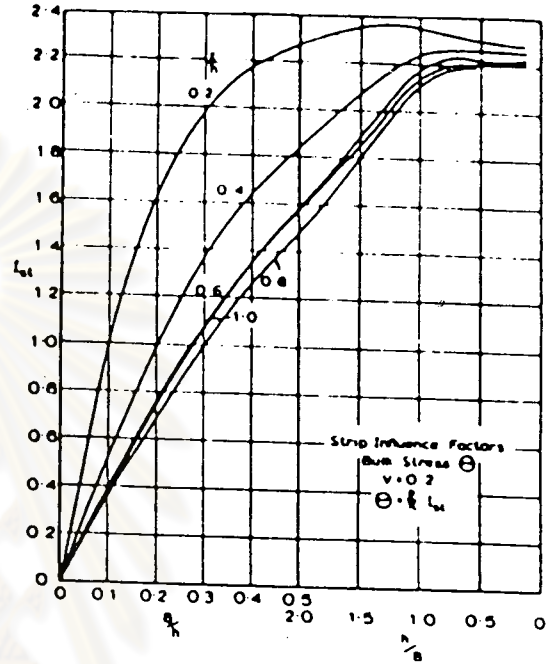
- ซึ่ง
- θ = Bulk Stress = $(\Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{zz})$
 - $\Delta\sigma_{zz}$ = ค่าการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในแนวตั้ง
 - $\Delta\sigma_{xx}, \Delta\sigma_{yy}$ = ค่าการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในแนวราบ
 - ν = Poisson's Ratio



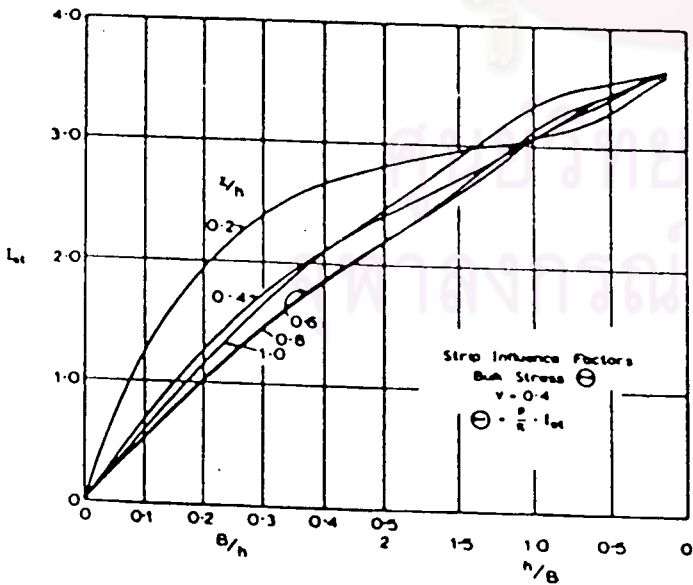
รูปที่ 2.6 แสดงวิธีการคำนวณค่าการกระจายของหน่วยแรง
ในมวลดิน โดยวิธีการของ Poulos (1967 b)



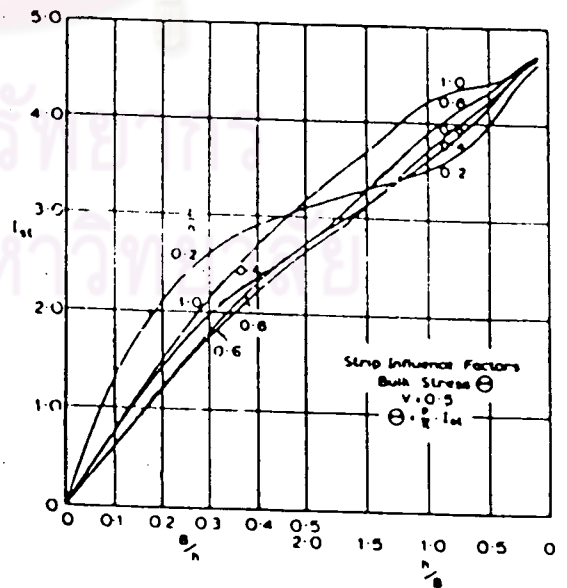
รูปที่ 2.7 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ θ เมื่อ $\nu = 0.0$.



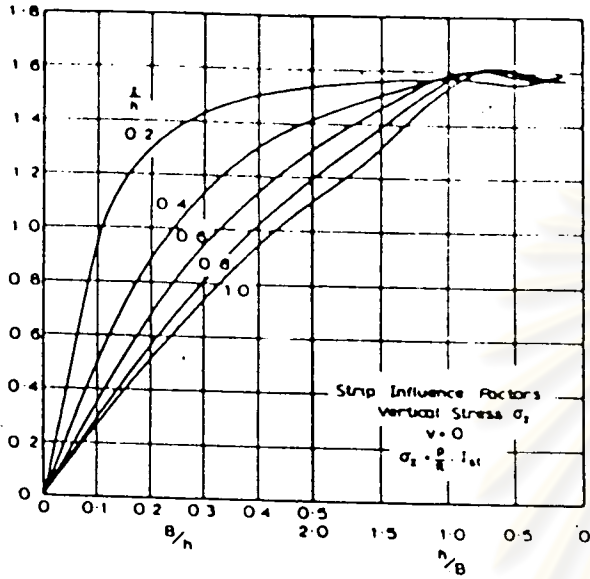
รูปที่ 2.8 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ θ เมื่อ $\nu = 0.2$.



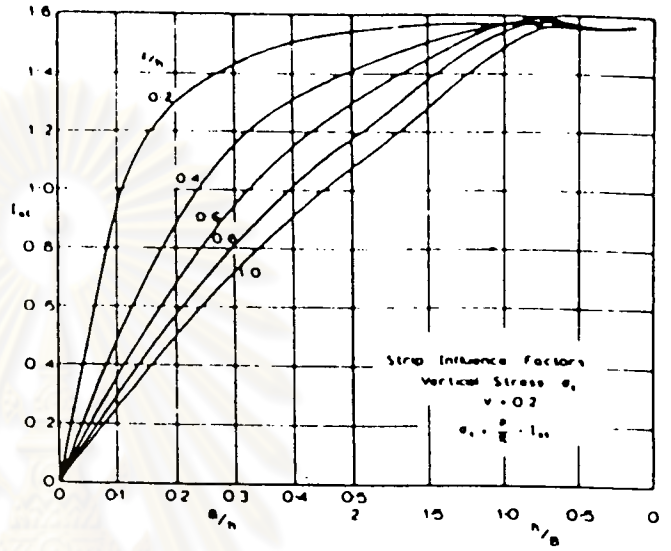
รูปที่ 2.9 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ θ เมื่อ $\nu = 0.4$.



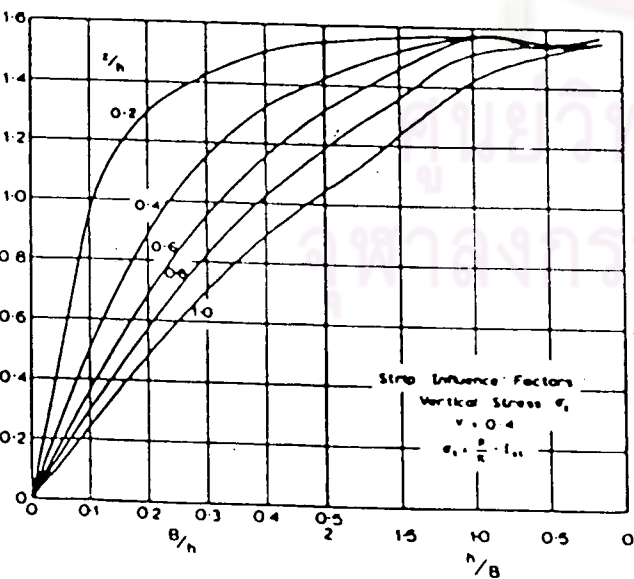
รูปที่ 2.10 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ θ เมื่อ $\nu = 0.5$.



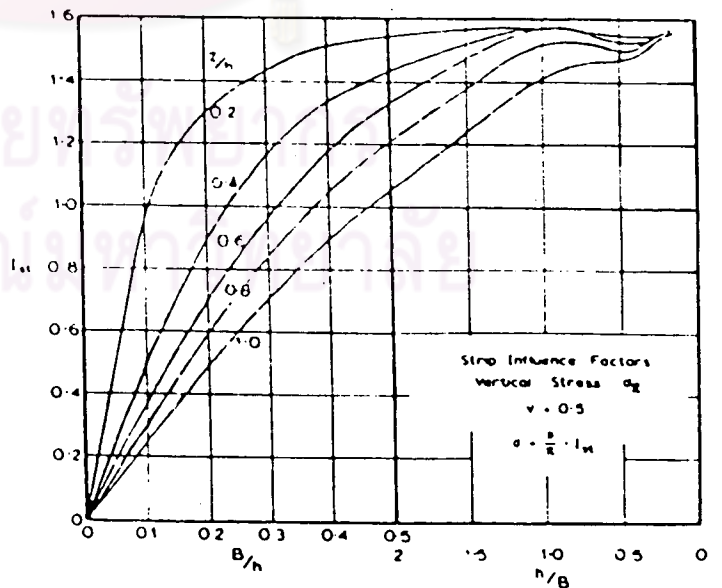
รูปที่ 2.11 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $\nu = 0.0$



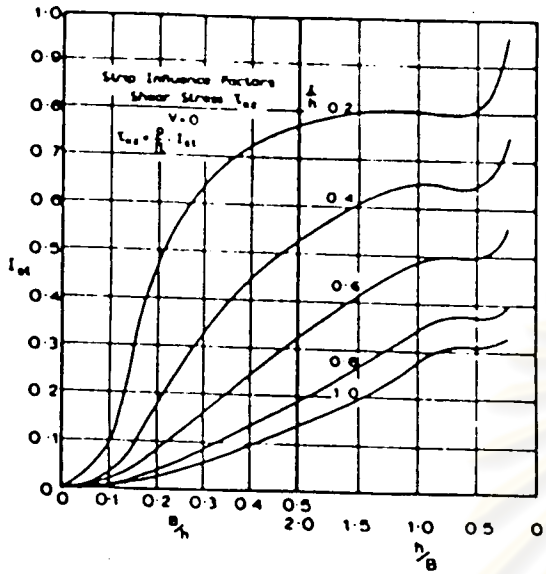
รูปที่ 2.12 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $\nu = 0.2$



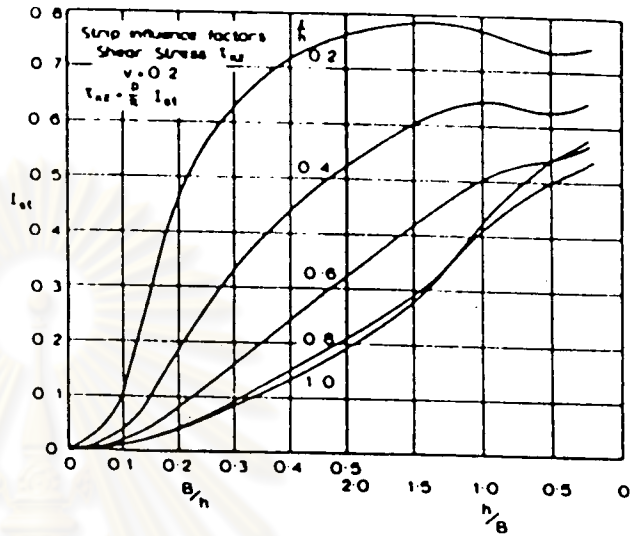
รูปที่ 2.13 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $\nu = 0.4$



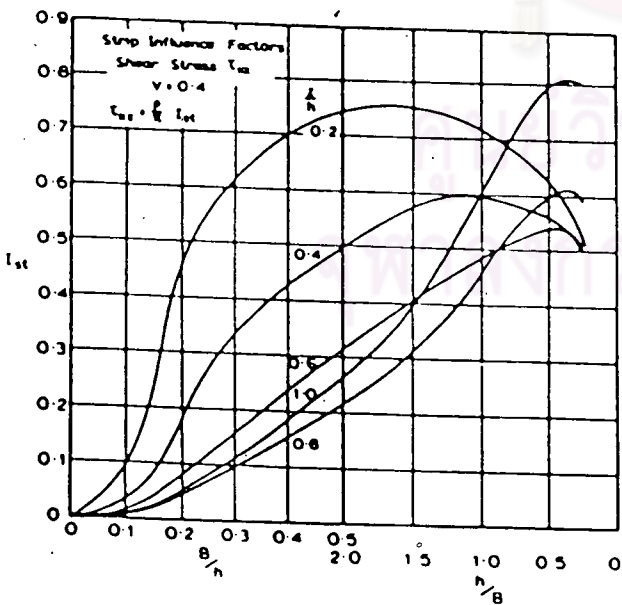
รูปที่ 2.14 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $\nu = 0.5$



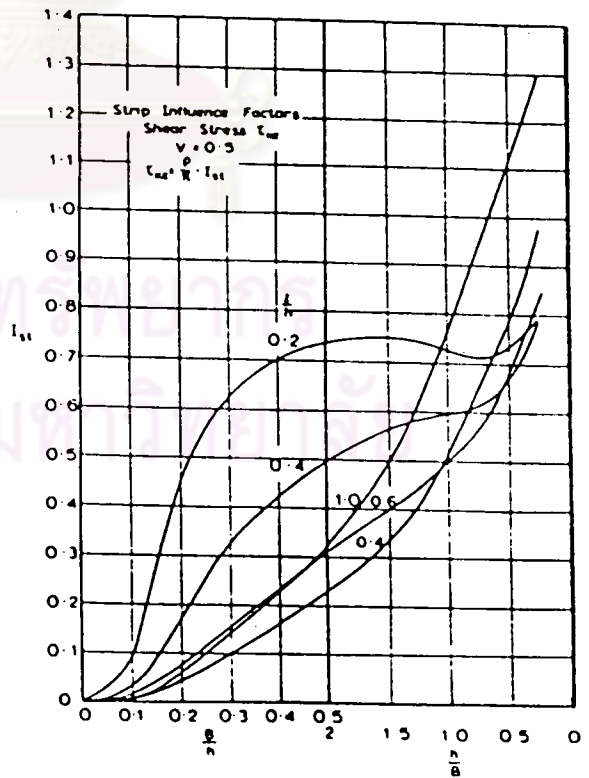
รูปที่ 2.15 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\tau_{xz}$ เมื่อ $\nu = 0.0$



รูปที่ 2.16 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\tau_{xz}$ เมื่อ $\nu = 0.2$



รูปที่ 2.17 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\tau_{xz}$ เมื่อ $\nu = 0.4$



รูปที่ 2.18 แสดงค่า Influence Factor สำหรับ $\Delta\tau_{xz}$ เมื่อ $\nu = 0.5$

2.4 ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)

เมื่อมวลดินถูกน้ำหนักภายนอกกระทำ โดยปกติแล้วจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Excess Pore Water Pressure, Δu) ซึ่งเป็นผลทำให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) เปลี่ยนแปลงไป และทำให้ค่ากำลังรับแรงเสียดทานของดินเปลี่ยนแปลงด้วย

จากผลการวิจัยต่าง ๆ ซึ่งผู้วิจัยได้ทำการวัด และคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน พบว่าการจะใช้วิธีใดในการคำนวณขึ้นกับน้ำหนักกระทำ ระดับของแรงเสียดทาน (Shear Stress Level) ประวัติของหน่วยแรง ซึ่งจะทำให้มวลดินแสดงพฤติกรรมในช่วงฮิสเทรีติก หรือพลาสติก

2.4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยแรงดันน้ำในโพรงดินช่วงฮิสเทรีติก

ความสัมพันธ์กันระหว่างค่าหน่วยแรงในดิน ที่เปลี่ยนแปลงกับค่าแรงดันน้ำในโพรงดินที่เปลี่ยนแปลง เมื่อถูกน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน ได้มีผู้สร้างทฤษฎีต่าง ๆ ขึ้น ซึ่งแต่ละทฤษฎีได้ถูกสร้างขึ้นให้ค่าแรงดันน้ำในดินมีความสัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงต่าง ๆ ในดิน บางทฤษฎีก็ได้ผนวกค่า Parameter ของดินบางค่าเข้าด้วย เพื่อให้การประมาณค่าแรงดันน้ำในดินมีความถูกต้องมากขึ้น และจากที่ได้มีการศึกษาวิจัยในด้านนี้พบว่าไม่มีทฤษฎีใดที่สามารถประมาณค่าแรงดันน้ำในดินได้ถูกต้องแน่นอนเมื่อเทียบกับค่าที่เกิดขึ้นจริง โดยเฉพาะสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งในช่วงความลึกไม่มากนัก พบว่าเป็นดินที่มีรอยแยกในเนื้อดิน และมีรูในแนวตั้ง เป็นผลให้การคาดคะเนแรงดันน้ำที่ได้จากทฤษฎีมีค่าผิดไปจากที่เกิดขึ้นจริง (Moh, et al, 1972) นอกจากนี้ผลกระทบจากการก่อสร้างที่ก่อสร้างในเวลาที่ย่ำ เป็นผลให้แรงดันน้ำในดินสามารถระบายออกทำให้ค่าแรงดันน้ำในดินลดลงได้ ดังนั้นค่าแรงดันน้ำในดินสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ควรจะต้องทำการวัดในสถานที่เพื่อใช้เป็นค่าเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการคาดคะเนทางทฤษฎี

วิธีการต่าง ๆ ที่ใช้ในการคาดคะเนแรงดันน้ำในดินช่วงฮิสเทรีติก มีวิธีขึ้นพื้นฐาน มีดังนี้

1. One-dimensional Method
2. Three-dimensional Elastic Solution
3. Skempton's Solution
4. Henkel's Solution

วิธีการทั้ง 4 ข้างต้น ค่าแรงดันน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลงภายใต้สภาวะดินถม จะคำนวณจากวิธีการทาง Elastic ซึ่งตั้งสมมติฐาน ดังนี้ คือ

1. ค่าแรงดันน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลงจะมีค่าเปลี่ยนแปลงมากที่สุดในพื้นที่ที่ถูกน้ำหนักกระทำ
2. การระบายของน้ำในดินจะต้องไม่เกิดขึ้น จนกว่าน้ำหนักกระทำจะเปลี่ยนแปลง (Undrained Condition)
3. ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำภายนอก มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) ของดิน

ดังนั้น วิธีการทั้ง 4 วิธีนี้ จะเป็นการคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน ที่จะเกิดขึ้นได้มากที่สุด

2.4.1.1 แรงดันน้ำในโพรงดิน เกิดในลักษณะ 1 มิติ (One Dimensional Method)

วิธีการนี้ได้ตั้งสมมติฐานไว้คือ

1. ไม่มีความเครียดในแนวราบเกิดขึ้น (No Horizontal Strains) เมื่อถูกน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน ดังนั้นค่าความเครียดในแนวแกน (Axial Strain) จะมีค่าเท่ากับค่าความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric Strain)
2. ไม่มีการคายตัวของน้ำในดิน (Undrained Condition)
3. โครงสร้างของเนื้อดินไม่สามารถถูกอัดตัวได้ (Soil Particles are incompressible)

ดังนั้น จากวิธีการนี้จะได้ค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดินในรูปสมการคือ

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = \frac{1}{1 + n \frac{C_w}{C_c}} \quad (2.20)$$

- โดยที่ Δu = ค่าเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในโพรงดิน (Change in Pore Pressure)
- $\Delta \sigma_v$ = ค่าเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง (Change in Total Vertical Stress)
- n = ค่าความพรุนของดิน (Porosity)

C_w = ค่าความอัดตัวได้ของน้ำ (Compressibility of Water)

C_c = ค่าความอัดตัวได้ของดิน (Compressibility of Soil)

สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว (Saturated Clay) ค่า C_w จะมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับค่า C_c จึงพบได้ว่า ค่า B จะมีค่าโดยประมาณเท่ากับ 1.0 ดังนั้นในกรณีดินเหนียวอิ่มตัว (Saturated Clay) ที่อยู่ในสภาวะไม่มีการคายน้ำ (Undrained Condition) ค่าเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในโพรงดิน ที่ประมาณได้จาก One-dimensional Method นี้ จะมีค่าเท่ากับค่าเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในแนวตั้ง

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \quad (2.21)$$

จากวิธีสมมติฐานข้างต้น และการศึกษาวิจัยต่าง ๆ พบว่า

1. วิธีนี้ใช้ได้ในการกรณีที่ไม่มี การคายตัวของน้ำ (Undrained Condition)
2. โดยทั่วไป พบว่าวิธีการนี้ให้ค่าที่ประมาณได้สูงกว่าความเป็นจริง
3. วิธีการนี้ ให้ผลที่ดี ในกรณีที่ความกว้างของการแผ่กระจายของน้ำหนักกระทำที่

ผิวดิน มีค่ามากกว่าความลึกของชั้นดิน

2.4.1.2 แรงดันน้ำในโพรงดินเกิดในสภาวะ 3 มิติ (Three Dimensional Elastic Solution)

วิธีการ Three-dimensional Elastic Solution นี้ ได้พิจารณาถึงค่าหน่วยแรงรวมกลาง (Intermediate Principal Stress, $\Delta \sigma_2$) โดยใน Stress Field จะแทนได้ด้วยค่าหน่วยแรงในแนวตั้งจากกับระนาบ และหน่วยแรงเฉือนขนานระนาบที่กระทำบนระนาบ Octahedral จากทฤษฎีอีลาสติกโดยทั่วไป ค่าหน่วยแรงตั้งจากระนาบ octahedral (σ_{oct}) มีค่า

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2.22)$$

และค่าหน่วยแรงเฉือนขนานระนาบ octahedral มีค่า

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (2.23)$$

วิธีการ Three-dimensional Elastic Solution นี้ พิจารณาว่าค่าการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในโพรงดิน (Δu) มีค่าเท่ากับค่าการเปลี่ยนแปลงของค่าหน่วยแรงตั้งจากระนาบ

octahedral ($\Delta\sigma_{\text{oct}}$)

$$\Delta u = \Delta\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \quad (2.24)$$

และเป็นสิ่งที่สังเกตได้ว่าในกรณี Plane Strain ค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมกลาง (Intermediate Principal Stress Change, $\Delta\sigma_2$) จะมีค่าเท่ากับค่าเฉลี่ยของค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงรวมหลัก และหน่วยแรงรวมรอง (Major and Minor Principal Stress Change, $\Delta\sigma_1$ & $\Delta\sigma_3$) คือ

$$\Delta\sigma_2 = \nu (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \quad (2.25)$$

เมื่อ ν คือ ค่าอัตราส่วนพัวซองส์ (Poisson's Ratio) ซึ่งในกรณี Plane Strain จะมีค่าเท่ากับ 0.5 ดังนั้น $\Delta\sigma_2 = \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)$ (2.26)

2.4.1.3 แรงดันน้ำในโพรงดินเกิดขึ้นตามสมการของ Skempton (Skempton's Solution)

Skempton (1954) ได้คิดวิธีการคำนวณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินที่เปลี่ยนแปลง (Δu) ให้มีความสัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงรวมหลัก และหน่วยแรงรวมรอง (Major and Minor Principal Stress , $\Delta\sigma_1$ & $\Delta\sigma_3$) ในรูปสมการ คือ

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.27)$$

โดยที่ A, B เป็นค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำ (Pore Pressure Parameter) วิธีการของ Skempton นี้ได้ตั้งสมมติฐาน คือ

1. ค่าหน่วยแรงรวมกลาง (Intermediate Principal Stress) มีค่าเท่ากับค่าหน่วยแรงรวมรอง (Minor Principal Stress), ($\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$) ดังนั้น วิธีการของ Skempton นี้จะให้ผลที่ดีกับข้อมูลได้จากการทดสอบโดยวิธี Triaxial Test แม้ในกรณี Plane Strain ซึ่งหน่วยแรงรวมกลางและหน่วยแรงรวมรองจะมีค่าไม่เท่ากับการวิเคราะห์โดยวิธีนี้ ก็สมมติให้มีค่าเท่ากัน

2. ค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำแบบ Skempton B (Skempton's Pore Pressure Parameter B)

กรณีดินอิ่มตัว (Saturated Soil) $B = \frac{1}{1 + n \frac{C_w}{C_c}} = 1.0$ (2.28)

กรณี C_w (Compressibility of Water) จะมีค่าน้อยกว่า ค่า C_c (Compressibility of Soil) มาก ค่า B จึงมีค่าประมาณ 1.0

$$\text{กรณีดินแห้ง} \quad B = \frac{1}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} = 0.0 \quad (2.29)$$

กรณี C_v (Compressibility of Air) จะมีค่ามากกว่าค่า C_c (Compressibility of Soil) มากค่า B จึงมีค่าประมาณเท่ากับ 0.0

3. ต้องเป็นกรณีดินไม่เกิดการระบายน้ำ (Undrained Condition)

2.4.1.4 แรงดันน้ำในโพรงดินเกิดขึ้นตามสมการของ Henkel (Henkel's Solution)

Henkel (1960) ได้พิจารณาการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในโพรงดินให้มีความสัมพันธ์กับค่าเฉลี่ยของการเปลี่ยนแปลงค่าหน่วยแรงรวม และการเปลี่ยนแปลงของค่าหน่วยแรงเฉือน โดยมีรูปสมการคือ

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} + a \Delta \tau_{\text{oct}} \quad (2.30)$$

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) + \frac{a}{3} \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2} \quad (2.31)$$

โดยที่ $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$ เป็นการเปลี่ยนแปลงของค่าหน่วยแรงรวม (Principal Stress Change) และ a เป็นค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำแบบ Henkel (Henkel's pore pressure parameter) ซึ่งมีค่าขึ้นกับชนิดของดิน ค่าประวัติของหน่วยแรง (Stress History) โดยมีค่าคือ

$$a = \frac{3 A_f - 1}{\sqrt{2}} \quad (2.32)$$

โดยค่า A_f เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบแบบ Triaxial Compression Test

2.4.2 การคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยวิธีการของ Tavenas (1979)

การคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน ที่เกิดขึ้นเมื่อมวลดินถูกแรงกระทำมากขึ้นจนหน่วยแรงเฉือนมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน (Undrained Shear Strength, S_u) ของดินแล้ว หน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นหลังจากนี้ จะมีค่าคงที่ ทำให้ $\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_h$ ซึ่งการคาด

คะแนนแรงดันน้ำในโพรงดินไม่อาจใช้วิธีพื้นฐาน 4 วิธีในหัวข้อ 2.4.1 ได้ Hoeg et al (1969) ได้อธิบายลำดับขั้นของการเกิดแรงดันน้ำในโพรงดิน ดังนี้

ก. แรงดันน้ำในโพรงดิน ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง octahedral ($\Delta u_1 = \Delta \sigma_{oct}$)

ข. หลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน (Local Yielding) แล้วค่าแรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้นจะมีค่าเท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงหลัก โดยอัตราการเปลี่ยนแปลงของ Δu_2 จะเร็วกว่าอัตราการเปลี่ยนแปลงของ Δu_1

โดยที่ Δu_1 = แรงดันน้ำในโพรงดินก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

Δu_2 = แรงดันน้ำในโพรงดินหลังเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

$\Delta \sigma_{oct}$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง octahedral

$\Delta \sigma_2$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก หลังการเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

Tavenas (1979) ได้ศึกษาและสรุปเกี่ยวกับแรงดันน้ำในโพรงดิน ภายใต้คันดินของที่ลุดกึ่งกลางทั้งในกรณีก่อนและหลังการเกิดพังทลายเป็นจุด ๆ ในมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยอธิบายว่าจุด P เกิดขึ้นเนื่องจากการที่มวลดินถูกทำลาย (Destruction of Clay) และจุด F เกิดขึ้นเนื่องจากการเกิด yield ซึ่งจากการสังเกตโดย Leroueil et al (1978 b) และ Tavenas (1979) ได้เสนอลำดับขั้นตอนการเกิดแรงดันน้ำในโพรงดิน และสมการการหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Δu) ไว้ 3 ขั้นตอน ดังนี้

1. ขั้นแรก ก่อนถึงความสูงวิกฤติ (Before Critical Height) ก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ในมวลดิน

$$\Delta u = B_1 \times I_{st} \times \Delta p \quad (2.33)$$

$$\text{โดยที่ } B_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v \quad (2.34)$$

$$\text{หรือ } = 0.6 - 2.4 \left(\frac{Z}{D} - 0.5 \right)^2 \quad (\text{ดังแสดงในรูปที่ 2.20})(2.35)$$

Z = ความลึกของลุดที่พิจารณา

D = ความหนาของคันดิน

I_{st} = Stress Influence Factor จาก elastic solution
 แสดงในรูปที่ 2.14

Δp = หน่วยแรงที่กระทำที่ผิวดิน

2. ชั้นที่ล่อง ๗ ความสูงวิกฤติ ก่อนเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน เกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักภายนอกที่กระทำที่ผิวดิน มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure, $\bar{\sigma}_{vm}$) แล้ว ความสูงของคันดินถม ขณะนั้นคือ ความสูงวิกฤติ นั่นคือ

$$Y_{critical}^H = \frac{\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}}{I_{st}(1-B_1)} \quad (2.36)$$

โดยที่ Y = หน่วยน้ำหนักของมวลดิน

$H_{critical}$ = ความสูงวิกฤติของคันดินถม

$\bar{\sigma}_{vm}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure)

$\bar{\sigma}_{vo}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลของดินก่อนถูกน้ำหนักภายนอกกระทำ

ซึ่งจะทำให้ค่า B_2 (รูปที่ 2.19) = 1.0 และทำให้

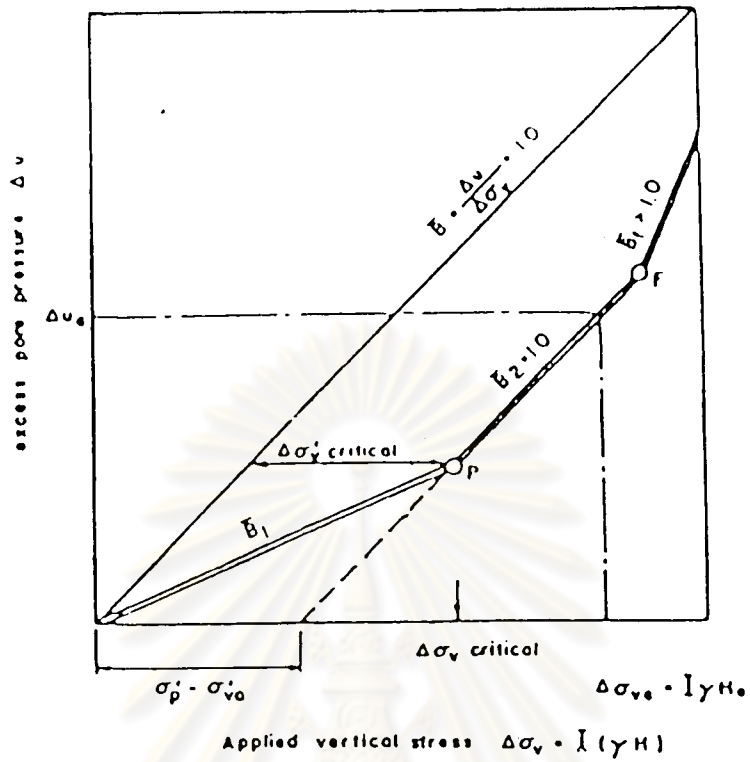
$$\Delta u = I_{st} \times \Delta p = \Delta \sigma_v \quad (2.37)$$

ซึ่ง ๗ ตำแหน่งนี้ ดินจะแสดงพฤติกรรมเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินสุดท้าย จะคำนวณได้จาก

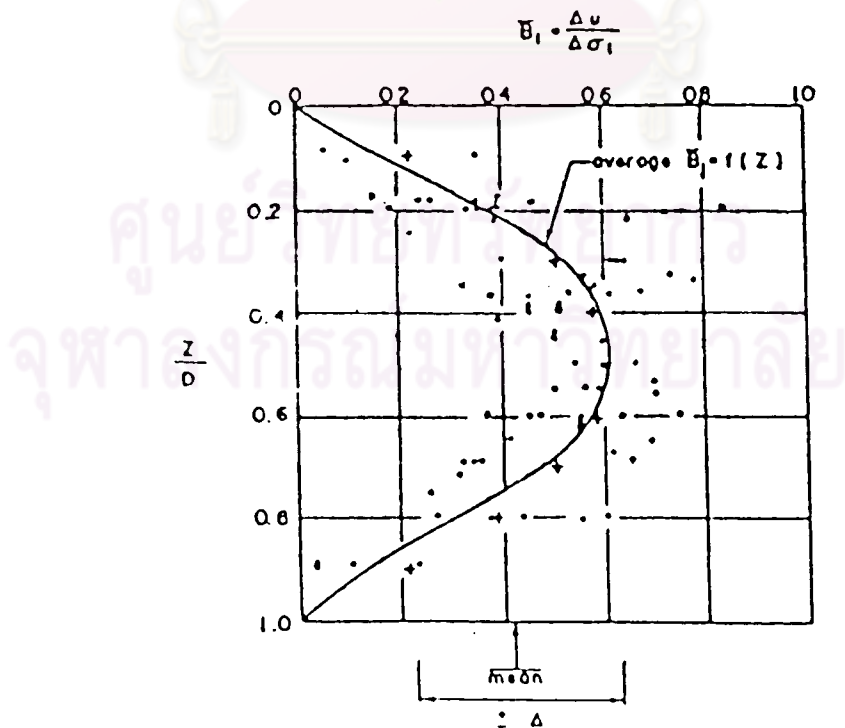
$$\Delta u_e = I_{st} \times \Delta p - (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \quad (2.38)$$

3. ชั้นสุดท้าย ภายหลังจากเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินไม่สามารถคำนวณได้ค่าที่แน่นอน แต่พบว่าค่า B_F จะมีค่ามากกว่า 1.0

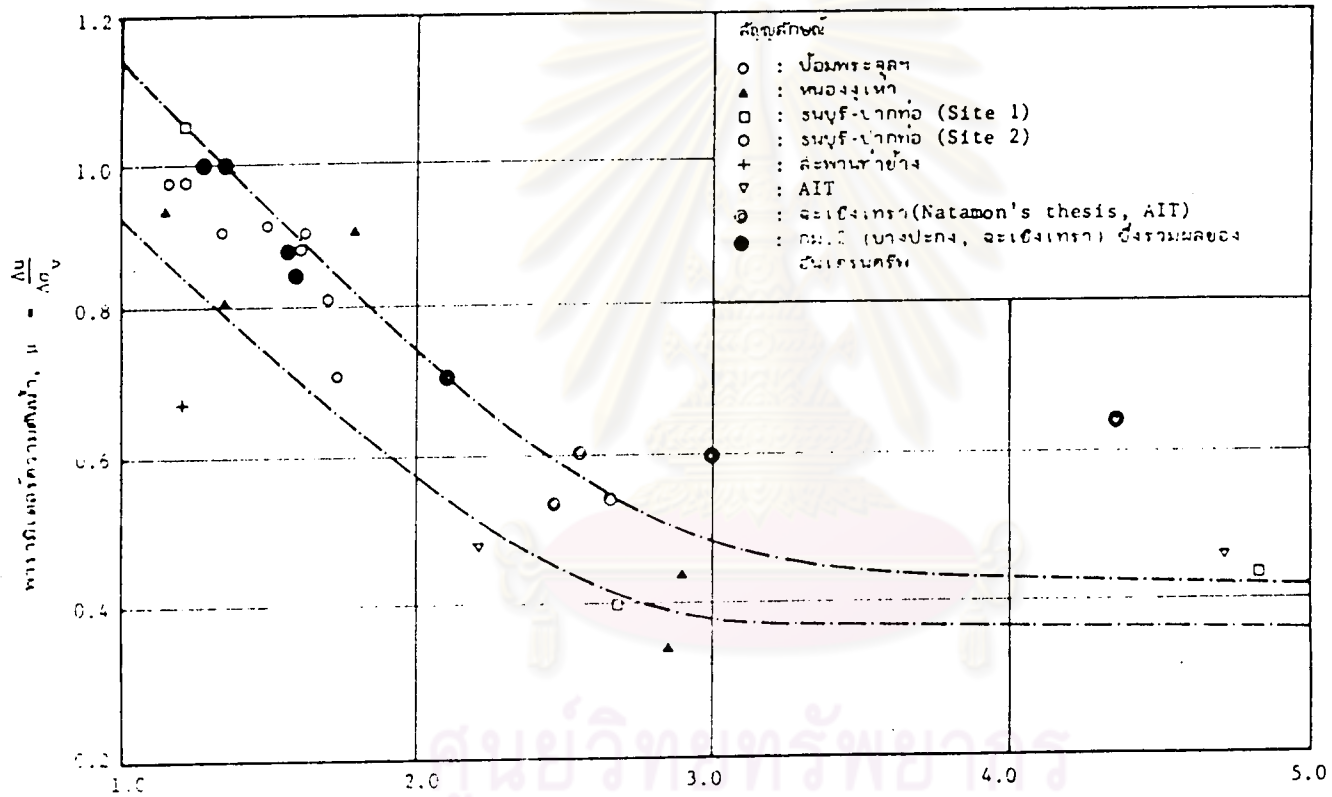
การคำนวณค่าคานะเนแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยวิธีการของ Tavenas (1979) นี้ จะให้ผลที่ดีสำหรับดินที่เป็นดินประเภท Slightly Over-consolidated Clay ซึ่งค่า OCR. ไม่มากกว่า 2.5 และนอกจากนี้ Lee (1983) ยังได้เสนอแผนภาพในการคำนวณค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม ดังรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ความตันทันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นกับหน่วยแรงในแนวตั้งที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.20 ข้อมูลของความตันทันน้ำโพรงเพิ่มใต้คันดินถม



รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ความตื้นน้ำ (w) กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) สำหรับดินเหนียว
 อ่อนกรุงเทพฯ (จาก Lee: 1983 AIT)

I 160087441

2.5 การทรุดตัวของชั้นดิน

จากการพิจารณามวลดิน จะพบว่ามวลดินประกอบด้วย เนื้อดิน และช่องว่างระหว่างเนื้อดิน ซึ่งประกอบด้วยอากาศและน้ำ โดยทั่วไปแล้วจะถือว่าเนื้อดินและน้ำไม่สามารถถูกอัดตัวได้ขณะมีน้ำหนักกระทำ

เมื่อมีน้ำหนักกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated Clay) จะทำให้เกิดการทรุดตัวของมวลดิน ซึ่งแบ่งออกเป็นชนิดได้คือ

2.5.1 การทรุดตัวทันที (Immediate Settlement, Undrained Settlement, ρ_u) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในทันทีที่มวลดินถูกน้ำหนักภายนอกกระทำ เนื่องจากที่ดินเหนียวมีค่าความซึมผ่านของน้ำต่ำ (Low Permeability) จะทำให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ซึ่งมีการเคลื่อนตัวของมวลดินทั้งในแนวตั้งและแนวราบ จึงทำให้ไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรอันเป็นลักษณะการทรุดตัวของ 2 และ 3 มิติ (Two and Three Dimensional Settlements)

2.5.2 การทรุดตัวเนื่องกับเวลา (Time Dependent Settlement, ρ_t) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อเนื่องหลังจากการทรุดตัวในทันทีได้สิ้นสุดลง ซึ่งในดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ การทรุดตัวเนื่องกับเวลานี้ จะเกิดขึ้นได้ทั้งในสภาพระบายน้ำ (Drained Condition) และสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ซึ่งอัตราการทรุดตัว จะมีค่าสูงในระยะเริ่มต้นและลดลง เมื่อเวลาผ่านไป จนกระทั่งอัตราการทรุดตัวมีค่าน้อยมาก ในทางปฏิบัติจึงจะถือว่าไม่มีการทรุดตัวอีกต่อไป ซึ่งสามารถแบ่งการทรุดตัวเนื่องกับเวลานี้ได้เป็น

ก. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement, ρ_c) เป็นการทรุดตัวเนื่องจากการที่ความดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นเมื่อถูกน้ำหนักกระทำมีค่าลดลง เนื่องจากการระบายของน้ำในมวลดิน ซึ่งเป็นผลให้ปริมาตรของมวลดินลดลง และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น อัตราการทรุดตัวชนิดนี้จะช้าหรือเร็ว ขึ้นกับอัตราการระบายของน้ำในมวลดิน การทรุดตัวนี้สามารถเกิดขึ้นได้ทั้งในกรณี 1, 2 หรือ 3 มิติ

ข. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแน่นขึ้นที่สอง (Secondary Compression, ρ_s) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อเนื่องจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement, ρ_c) โดยหลังจากที่ค่าความดันน้ำในโพรงดินลดลงจนหมดแล้ว ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลจะมีค่าคงที่ แต่ปริมาตรของมวลดินจะลดลง และทำให้มีการทรุดตัวเกิดขึ้น

ต่อไปอีก ซึ่งเรียกว่า การทรุดตัวอัดแน่นขึ้นที่ล่อง (Secondary Compression, ρ_s)

ในปลุกุ่นไม่สามารถแบ่งแยกได้ชัดเจนว่าการทรุดตัวอัดแน่นขึ้นที่ล่อง เริ่มเกิดขึ้นใน
ขณะเวลาใด

การทรุดตัวข้างต้นดังกล่าวนี้ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบ ดังนี้ (Ladd (1971))

1. ชนิดของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับ ความไว (Sensitivity) ปริมาณอินทรีย์สารใน
มวลดิน (Organic Matter) และสภาพความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity)
2. ประวัติหน่วยแรงของดิน (Stress History)
3. อัตราการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักกระทำ (Rate of Loading)
4. ขนาดความกว้างยาวของพื้นที่ที่น้ำหนักกระทำ และขนาดของน้ำหนักกระทำ
(Shape and Magnitude of Loading)

2.6 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีปฏิกลค่าสูตรพื้นฐาน (Conventional Method)

2.6.1 การทรุดตัวทันทีหรือแบบอั้นเดรน (Immediate or Undrained Settlement, ρ_i)

ด้วยเหตุที่ดินเหนียวเป็นดินที่มีค่าความซึมผ่านของน้ำต่ำ (Low Permeability) ดังนั้น เมื่อชั้นดินเหนียวอ่อนได้รับแรงกระทำจากภายนอก จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินทั้งแนวตั้งและแนวราบโดยที่ปริมาตรของมวลดินคงที่ ซึ่งในขณะที่เกิดการเคลื่อนตัวขึ้นนี้ จะอยู่ในสภาพอั้นเดรน ซึ่งเรียกว่า การทรุดตัวแบบอั้นเดรน ซึ่งสามารถคำนวณการทรุดตัวได้จากทฤษฎีอิลาสติก (Theory of Elasticity) ดังนี้

$$\rho_i = \frac{PB}{E_u} I_{st} \quad (2.39)$$

เมื่อ	ρ_i	=	ค่าการทรุดตัวแบบอั้นเดรน
	P	=	ขนาดของแรงกระทำภายนอก
	B	=	ความกว้างของพื้นที่ที่น้ำหนักภายนอกกระทำ
	E_u	=	อั้นเดรนโมดูลัสของดิน
	I_{st}	=	Influence Factor ขึ้นอยู่กับรูปลักษณะของน้ำหนักที่กระทำ, ความหนาของชั้นดิน, อัตราส่วนพัวของส์ (Poisson's Ratio)

I_{st} เป็นค่า Influence Factor ที่มีผู้ได้เสนอไว้ เช่น

Janbu, Bjerrum และ Kjaernsli (1956) ได้เสนอค่า I_{st} สำหรับการคำนวณการทรุดตัวของชั้นดินโดย I_{st} เป็นฟังก์ชันกับค่า μ_0 และ μ_1 (รูปที่ 2.22)

Davis และ Poulos (1967) ได้เสนอค่า I_{st} สำหรับการคำนวณการทรุดตัวในแนวตั้ง และการเคลื่อนตัวในแนวราบ อันเนื่องมาจากแรงกระทำภายนอกแผ่กระจายเป็นแถบ (Strip Loading) ที่ตรงบริเวณมุมของพื้นที่ที่น้ำหนักกระทำ ดังรูปที่ 2.23 ก. และ 2.23 ข.

Giroud (1973) ได้เสนอค่า Influence Factor สำหรับการคำนวณการทรุดตัว ภายใต้อันดินถม. ดังรูปที่ 2.24

2.6.2 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยวิธีชั้นพื้นฐาน (Conventional One-Dimensional Primary Consolidation, ρ_c)

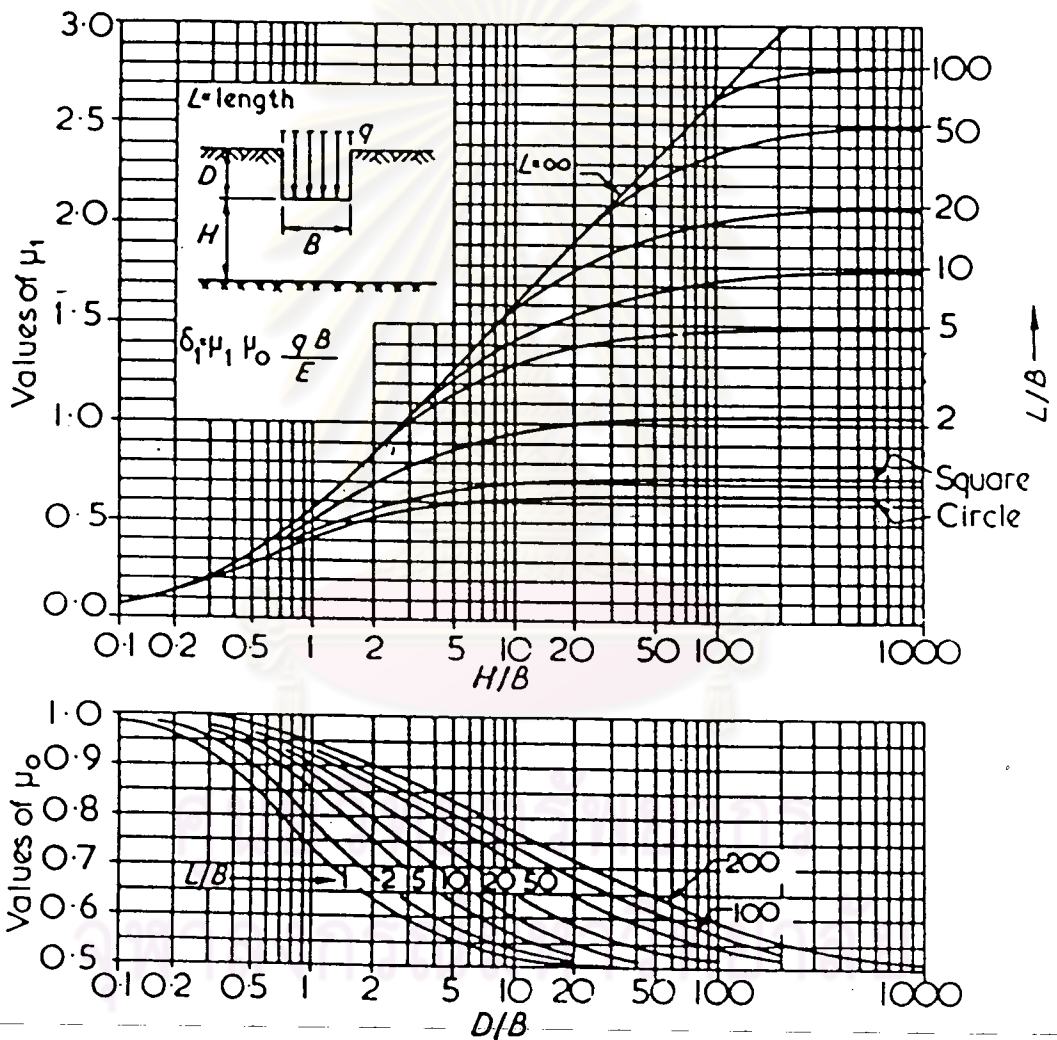
Terzaghi (1943) ได้เริ่มคิดวิธีการนี้ โดยอาศัยหลักการพื้นฐานที่ว่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ใด ๆ จะมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ได้มากที่สุดเพียงค่าเดียวเท่านั้น ซึ่งเป็นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากหน่วยแรงระหว่างเม็ดดิน หากมีแรงภายนอกมากระทำต่อมวลดิน อันเป็นผลที่ทำให้ดินไม่สามารถรับได้ที่อัตราส่วนช่องว่างขณะนั้น แรงส่วนที่เกินกว่าดินจะรับได้ จะถูกน้ำที่อยู่ภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินรับไว้ แรงส่วนนี้ที่รับแรงส่วนที่เกินนี้จะสูงขึ้น เรียกว่า ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure, Δu) ซึ่งน้ำในช่องว่างนี้จะไหลออกไปจากช่องว่างระหว่างเม็ดดินด้วยผลของความแตกต่างระหว่าง Total Head ของน้ำในช่องว่างกับบริเวณที่อยู่รอบ ๆ ทำให้เกิดการทรุดตัวของชั้นดิน และจะสิ้นสุดลงเมื่อความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure, Δu) ลดลงจนหมด การคำนวณค่าการทรุดตัวโดยวิธีการของ Terzaghi นี้จะได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่อง Oedometer โดยถือว่าไม่มีการทรุดตัวในทันทีเกิดขึ้น ซึ่งคำนวณตามสมการ ดังนี้

$$\rho_c = \rho_{\text{oed}} = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i \quad (2.40)$$

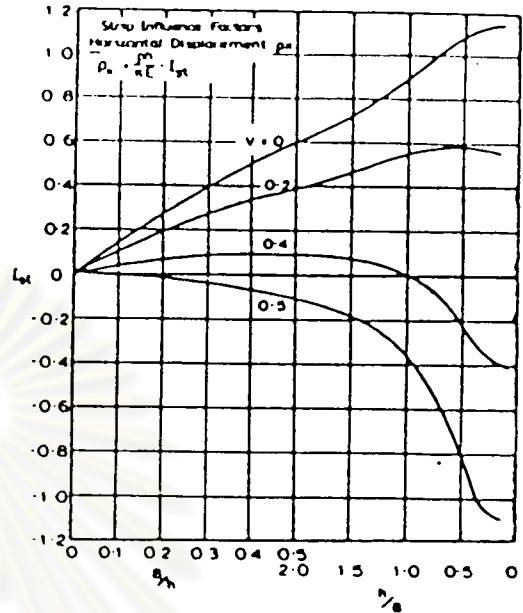
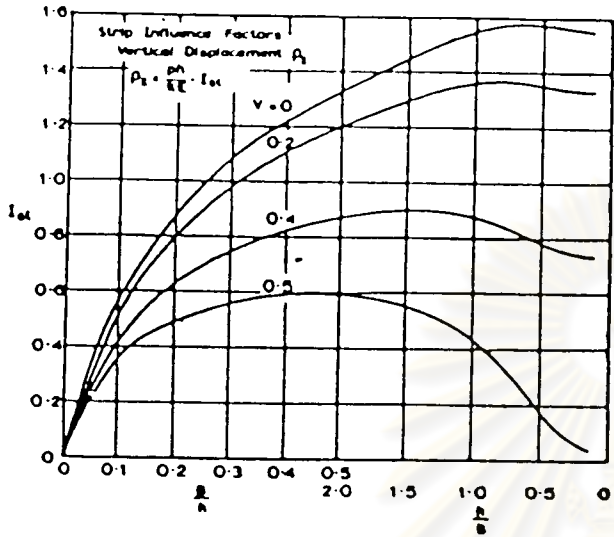
โดยที่ ρ_c = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

ρ_{oed} = การทรุดตัวจากการทดสอบด้วยเครื่อง Oedometer

$\Delta \bar{\sigma}_v$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

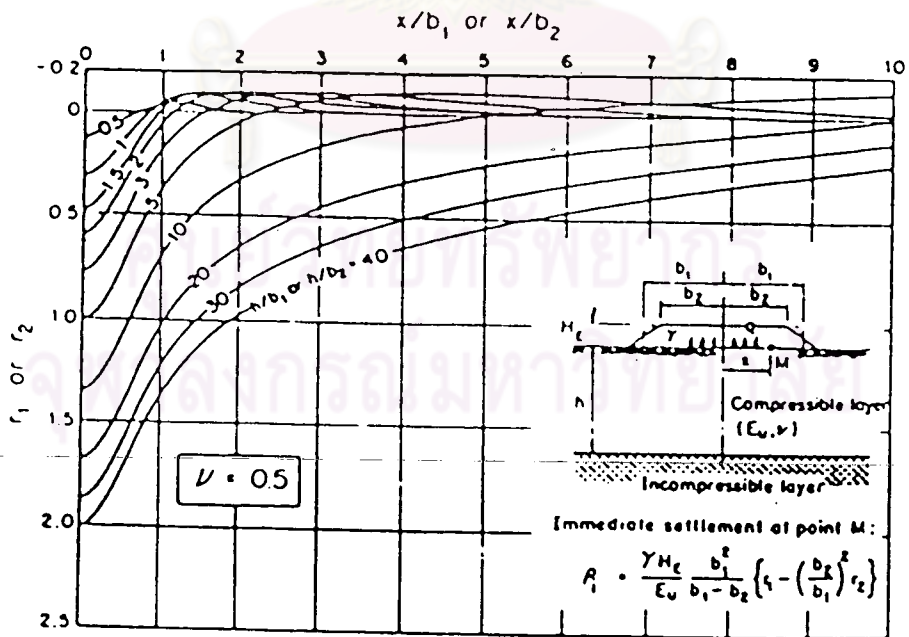


รูปที่ 2.22 การคำนวณการทรุดตัวในทันที สำหรับน้ำหนักแผ่กระจายสม่ำเสมอ บนพื้นที่ยืดหยุ่น (Uniformly Distributed Load on Flexible Areas) จาก Janbu, Bjerrum & Kjaernsli (1956)



รูปที่ 2.23 ก. แสดงค่า Influence Factor สำหรับคำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดิน ρ_z (จาก Davis & Poulos (1967))

รูปที่ 2.23 ข. แสดงค่า Influence Factor สำหรับคำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดิน ρ_x (จาก Davis & Poulos (1967))



รูปที่ 2.24 การคำนวณการทรุดตัวทันทีใต้ศูนย์กลาง (Giroud, 1973)

ΔH = ความหนาของชั้นดินที่แบ่ง โดย $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$ มีค่ามากที่สุดเท่ากับ $2B$
(เมื่อ B เป็นความกว้างของพื้นที่ที่น้ำหนักกระทำ, n เป็นจำนวนชั้นย่อย
ของดินที่แบ่ง)

m_v = สัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume
Compressibility)

$$\text{ซึ่งจะทำให้ } m_v = \frac{\Delta \epsilon_a}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\Delta e}{(1+e_o)\Delta \bar{\sigma}_v} \quad (2.41)$$

$\Delta \epsilon_a$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้ง (Change in Vertical
Strain)

Δe = ขนาดการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Change
in Void-Ratio)

e_o = อัตราส่วนช่องว่างเริ่มแรก (Initial Void Ratio)

และสามารถคำนวณค่าการทรุดตัวได้โดยใช้ค่า CR, RR และ $\bar{\sigma}_{vm}$ (รูปที่ 2.25) ได้ ดังนี้

ก. ในกรณีที่ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf} < \bar{\sigma}_{vm}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}})_i \quad (2.42)$$

ข. ในกรณีที่ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}})_i \quad (2.43)$$

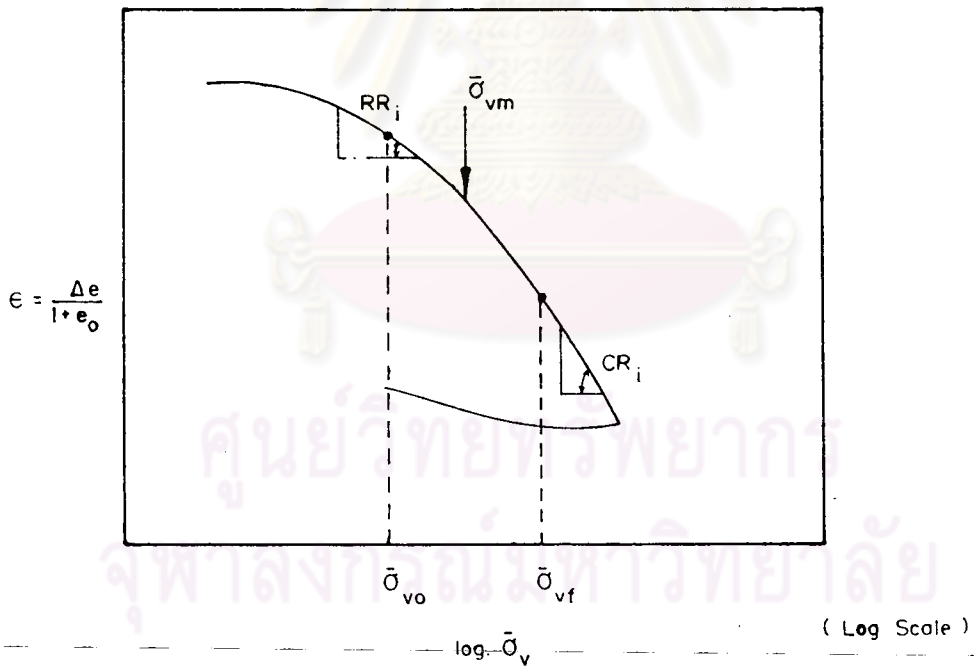
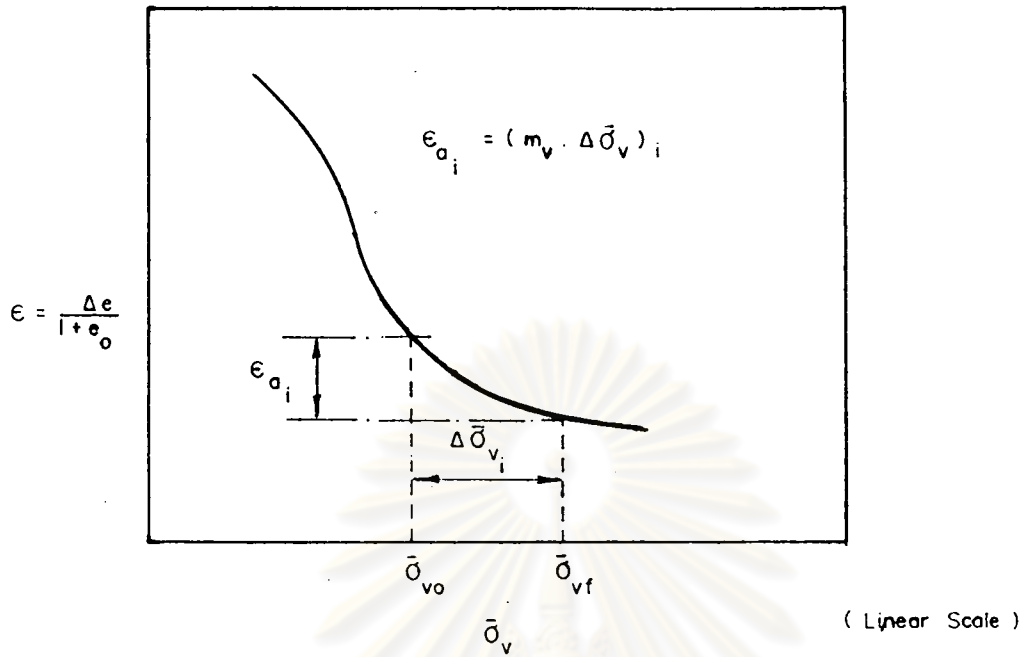
ค. ในกรณีที่ $\bar{\sigma}_{vm} \leq \bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}})_i \quad (2.44)$$

โดยที่ RR = อัตราส่วนการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Ratio)

CR = อัตราส่วนการอัดแน่น (Compression Ratio)

$\bar{\sigma}_{vm}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure)



$RR = \frac{C_r}{1+e_0}$ C_r : ดัชนีการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Index)

$CR = \frac{C_c}{1+e_0}$ C_c : ดัชนีการอัดแน่น (Compression Index)

รูปที่ 2.25 หลักการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก การอัดตัวคายน้ำ

$\bar{\sigma}_{vf}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งท้ายสุด (Final Vertical Effective Stress)

$\bar{\sigma}_{vo}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (Insitu Vertical Effective Stress)

2.6.3 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแน่นขึ้นที่ล่อง (Secondary Consolidation, ρ_s)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยที่เมื่อความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure, Δu) ลดลงจนหมด ช่องว่างระหว่างเม็ดดินยังคงลดลงด้วยอัตราที่ช้าลง ทั้งนี้เนื่องจากการสัดเรียงตัวของโครงสร้างของเนื้อดิน (Plastic Re-adjustment of the soil particles) ภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแน่นขึ้นที่ล่องจะมากหรือน้อยขึ้นกับชนิดของดิน ดินที่ล้าระอินทรีย์สูง และมีค่าดัชนีพลาสติก (Plasticity Index, P.I.) สูง หรือดินที่อยู่ในสภาพ Normally Consolidated Clay จะมีค่าการทรุดตัวที่มากกว่าดินที่อยู่ในสภาพ Over Consolidated Clay ซึ่งสามารถพิจารณาได้จากรูปที่ 2.26

การคำนวณค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแน่นขึ้นที่ล่อง จะสามารถหาได้จาก การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) โดยใช้ข้อมูล $\epsilon_1 - \log t$ โดยใช้ผลการทดสอบที่มีช่วงของหน่วยแรง จากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (Insitu Vertical Effective Stress, $\bar{\sigma}_{vo}$) ไปที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งท้ายสุด (Final Vertical Effective Stress, $\bar{\sigma}_{vf}$) ดังรูปที่ 2.27

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n (C_\alpha \cdot \Delta H \cdot \log t/t_m)_i \quad (2.45)$$

โดยที่ ρ_s = ค่าการทรุดตัวอัดแน่นขึ้นที่ล่อง

C_α = อัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งต่อการเปลี่ยนแปลงขนาดลอกของเวลา (Change in Vertical Strain per Log cycle of Time)

t = เวลาที่ขณะพิจารณา (หลังการสิ้นสุดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ)

t_{100} = ระยะเวลาที่สิ้นสุดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

2.6.4 การคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยวิธีการของ

Skempton และ Bjerrum (1957) (Skempton and Bjerrum Method)

Skempton และ Bjerrum (1957) ได้เสนอวิธีการคำนวณค่าการทรุดตัวของชั้นดิน โดยพิจารณาการเคลื่อนตัวของมวลดินในสภาวะ 3 มิติ ซึ่งคำนวณจากค่าความตื้นน้ำในโพรงเริ่มที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำ ได้คือ

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta H \cdot \Delta u)_i \quad (2.46)$$

ซึ่งค่า Δu สำหรับดินเหนียวอัดตัวด้วยน้ำจะคำนวณได้จากสมการ 2.27 คือ

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

เนื่องจากการทรุดตัวในสภาวะ 1 มิติ ให้ค่า $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v = \Delta u$ จะทำให้

$$\rho_c = \rho_{oed} = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta H \cdot \Delta \bar{\sigma}_v)_i \quad \text{ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่ได้จาวีธีคำนวณ}$$

Skempton และ Bjerrum กับวิธีการพื้นฐาน 1 มิติ จะได้ว่า

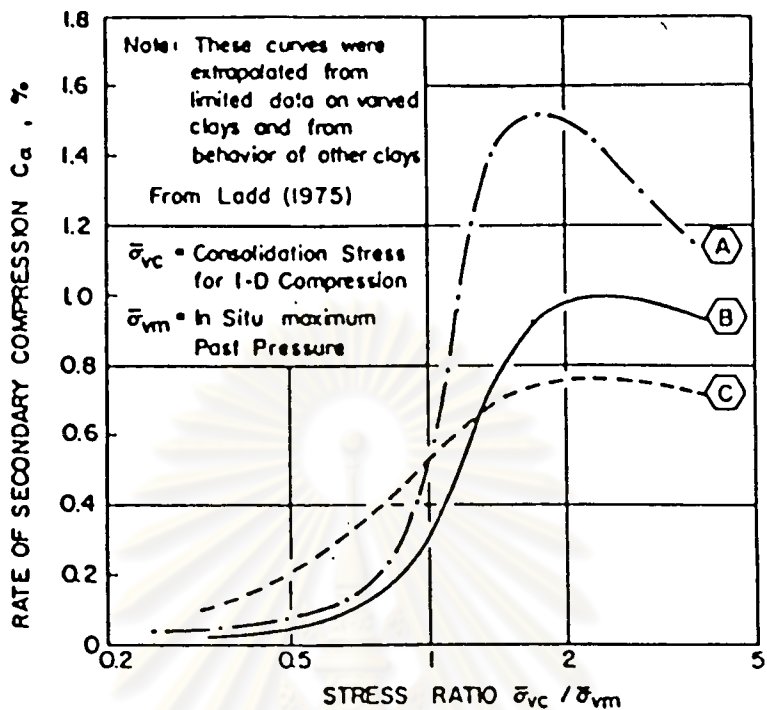
$$\rho_c = \mu_i \rho_{oed} \quad (2.47)$$

$$\text{ซึ่งทำให้} \quad \mu_i = \frac{\Delta u_i}{\Delta \bar{\sigma}_v i} \quad (2.48)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient, μ) นี้ ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์ของแรงดันน้ำ A (Skempton Pore Pressure Parameter- A) และรูปร่างลักษณะของน้ำหนักที่กระทำต่อดิน ซึ่ง Skempton และ Bjerrum เสนอไว้คือ

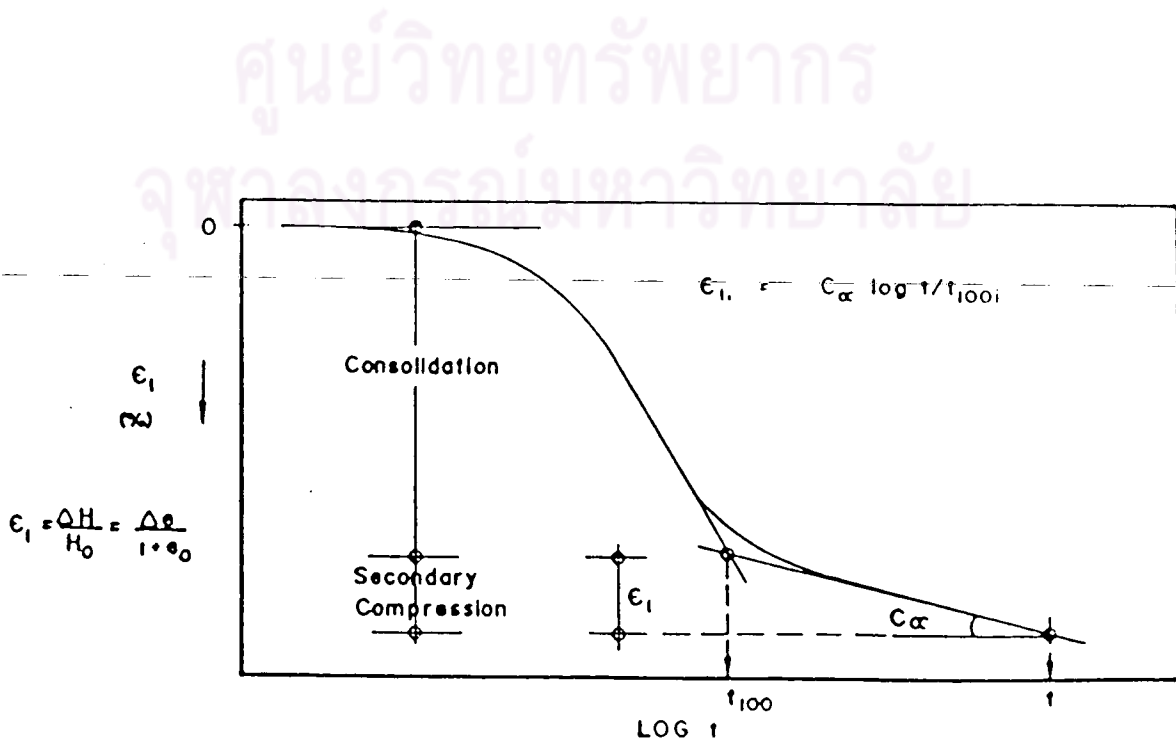
$$\mu = A + \alpha(1-A) \quad (2.49)$$

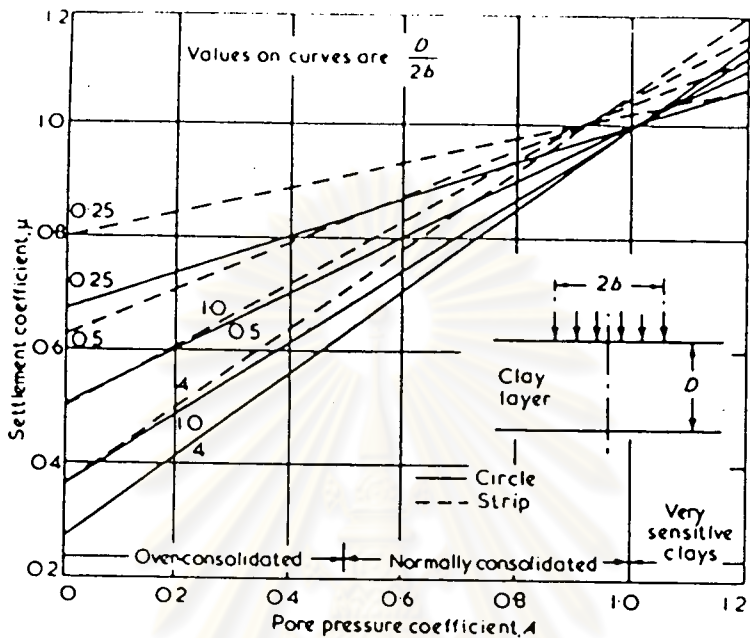
ค่าของ μ แสดงไว้ในตารางที่ 2.1 ซึ่งแสดงค่า α กับลักษณะของน้ำหนักที่กระทำ, อัตราส่วนความกว้างของน้ำหนักกระทำ B ต่อ ความหนาของชั้นดิน H , และรูปที่ 2.28 จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า A กับค่า μ



- Ⓐ No Disturbance, High Sensitivity, CR = 0.4 - 0.25
- Ⓑ No Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.3 - 0.25
- Ⓒ Some Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.25

รูปที่ 2.2: องค์ประกอบต่าง ๆ ที่มีผลต่ออัตราการทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่ล่อง (Secondary Compression), (Ladd 1975)





รูปที่ 2.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า μ กับค่า A
จาก Skempton & Bjerrum (1957)

H/B	น้ำหนักกระจายเป็นวงกลม (Circular Footing)	น้ำหนักแผ่กระจายเป็นแถบ (Strip Footing)
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1.0	0.38	0.37
2.0	0.30	0.26
4.0	0.28	0.20
10.0	0.26	0.14
∞	0.25	0.0

ตารางที่ 2.1 แสดงค่า α จากสมการ $\mu = A + \alpha (1-A)$
(จาก Skempton และ Bjerrum (1957))

2.6.5 การคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยวิธีของ Bjerrum (1972, 1973)

Bjerrum (1972, 1973) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเพิ่มขึ้น ดังนี้

ก. กรณีที่ $\Delta\bar{\sigma}_v < (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo})$

$$\rho_{c1} = \mu_{oc} \cdot \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta H \cdot \Delta\bar{\sigma}_v)_i \quad (2.50)$$

ข. กรณีที่ $\Delta\bar{\sigma}_v > \Delta\bar{\sigma}_{vm}$ การทรุดตัวจะประกอบด้วย 2 ส่วน คือ

$$\rho_{c1} = \mu_{oc} \cdot \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta H \cdot (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}))_i \quad (2.51)$$

$$\rho_{c2} = \mu_{cp} \cdot \sum_{i=1}^n (CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{(\bar{\sigma}_{vo} + \bar{\sigma}_v)}{\Delta\bar{\sigma}_{vo}})_i \quad (2.52)$$

- โดยที่
- ρ_{c1} = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำช่วงก่อนค่า $\bar{\sigma}_{vm}$
 - ρ_{c2} = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังค่า $\bar{\sigma}_{vm}$
 - CR = อัตราส่วนการอัดแน่น (Compression Ratio)
 - ρ_{oc} = สัมประสิทธิ์การทรุดตัวในช่วงอัดแน่นเกินตัว (Over consolidated Range)
 - ρ_{cp} = สัมประสิทธิ์การทรุดตัวในช่วงการอัดแน่นปกติ (Normally consolidated Range)

ซึ่งค่า μ_{oc} และ μ_{cp} หาได้จากรูปที่ 2.28

2.6.6 การคาดคะเนการทวงตัว โดยวิธีของ Asaoka (1978) (Asaoka's Method)

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนการทวงตัว และอัตราการทวงตัว โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการวัดค่าการทวงตัวในสนามที่ทำการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 2.29 ซึ่งจะได้

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \cdot \rho_{j-1} \quad (2.53)$$

โดยที่ $\rho_j =$ ค่าการทวงตัวที่เวลา t_j เมื่อ j เป็นเลขจำนวนเต็มใด ๆ
 $\rho_{j-1} =$ ค่าการทวงตัวที่เวลา t_{j-1}

$$\text{และ } \rho_j = \rho_{j-1} = \rho_f \quad (2.54)$$

$\rho_f =$ ค่าการทวงตัวสุดท้าย (Final Settlement)

$$\text{นั่นคือ } \rho_f = \frac{\beta_0}{(1-\beta_1)} \quad (2.55)$$

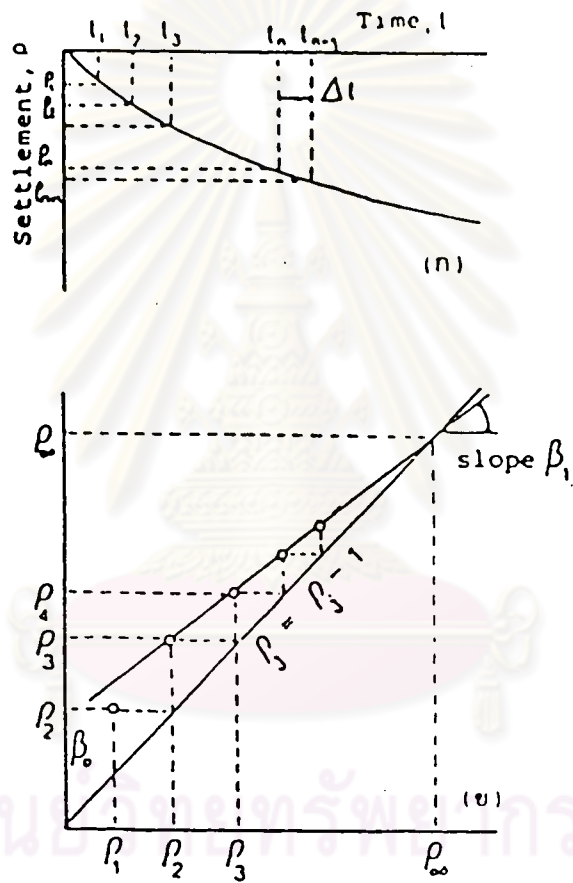
β_0, β_1 เป็นค่าที่ได้จากการลากเส้นตรงผ่านจุดต่างที่เป็นข้อมูลของค่าการทวงตัว (รูปที่ 2.29)

ค่า ρ_f จะเป็นค่าการทวงตัวรวม (Total Settlement) และจะเป็นค่าการทวงตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (ρ_c) เมื่อไม่รวมค่าการทวงตัวในทันที (ρ_f) การคาดคะเนการทวงตัวโดยวิธีของ Asaoka นี้จะถูกต้องมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับช่วงกว้างของระยะเวลา Δt

Magnan และ Mieusseng (1980) ได้ลำดับขั้นตอนวิธีการคำนวณของ Asaoka

ไว้ดังนี้

1. ทำการวัดค่าการทวงตัวในสนามอย่างต่อเนื่อง และลงตำแหน่งค่าการทวงตัว ρ_j ที่เวลา t_j ต่าง ๆ บนกราฟ (รูปที่ 2.29 ก) โดยแบ่งช่วงเวลา Δt ช่วงละเท่า ๆ กัน ค่า Δt ควรจะมีค่าอยู่ประมาณ 30 ถึง 100 วัน
2. ลงตำแหน่งค่าการทวงตัว $\rho_1, \rho_2, \rho_3, \dots$ โดยมีค่าพิกัดของจุดคือ (ρ_{j-1}, ρ_j) ดังรูปที่ 2.29 ข.



รูปที่ 2.20 การคำนวณหาการทรุดตัววิธีของ Asaoka

3. ลากเส้นตรงผ่านจุดต่าง ๆ (เส้น 1) จุดที่เส้นตรงเส้นนี้ตัดกับเส้นตรงที่ทำมุม 45° ที่ลากจากจุดกำเนิด (Origin) จะเป็นตำแหน่งที่ให้ค่า $\rho_j = \rho_{j-1} = \rho_f$

วิธีการของ Asaoka นี้ นอกจากจะได้ค่าการทรุดตัวแล้ว ยังสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)

$$C_v = \frac{-5}{12} \cdot \frac{H^2}{\Delta t} \cdot \ln \beta_1 \quad (2.56)$$

โดยที่ H = ความหนาของชั้นดินที่ระบายน้ำได้ (Drainage Length)

Δt = ช่วงเวลาที่แบ่ง

2.6.7 การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน (Settlement due to Local Yielding)

การทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน เป็นการทรุดตัวเนื่องกับเวลาซึ่งเกิดต่อเนื่องกับการทรุดตัวทันที โดยการทรุดตัวเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน จะเกิดขึ้นในขณะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ซึ่งสามารถแบ่งการทรุดตัวนี้ออกได้เป็น 3 ขั้นตอน (ดังรูปที่ 2.30) คือ

ก. ช่วงเส้นตรง OA เป็นการทรุดตัวในช่วงอีลาสติก

ข. ช่วงเส้นโค้ง AB เป็นช่วงที่ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำภายนอก มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained Shear Strength, S_u) ของดิน เป็นผลทำให้เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน

ค. ช่วงเส้นโค้ง BC เป็นช่วงที่ดินเกิดการพิบัติแล้ว

-D'-Appolonia et al (1971) - ได้แสดงความสัมพันธ์ของอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก (Initial Shear Stress Ratio, f) ไว้ คือ

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 S_u} = \frac{\bar{\sigma}_{vo} (1-K_o)}{2 S_u} \quad (2.57)$$

โดยที่ f = อัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก

$\bar{\sigma}_{vo}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

- $\bar{\sigma}_{ho}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบตามธรรมชาติ
 S_u = กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดิน
 K_o = สัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะล้มตุลย์

สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) มีค่า f ประมาณ 0.6 ถึง 0.8 ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidated Clay) ที่มีค่า OCR 1.5 ถึง 2.0 มีค่า f ประมาณ 0.2 ถึง 0.4 และสำหรับดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวมาก (Heavily Over Consolidated Clay) มีค่า f ประมาณ 0.0 ถึง 0.15 (ดังรูปที่ 2.31)

เมื่อเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินจะเป็นผลทำให้ค่าการทรุดตัวในทันทีมีค่าเพิ่มขึ้น ดังสมการ

$$\rho_i = \frac{\rho_{ie}}{SR} \quad (2.58)$$

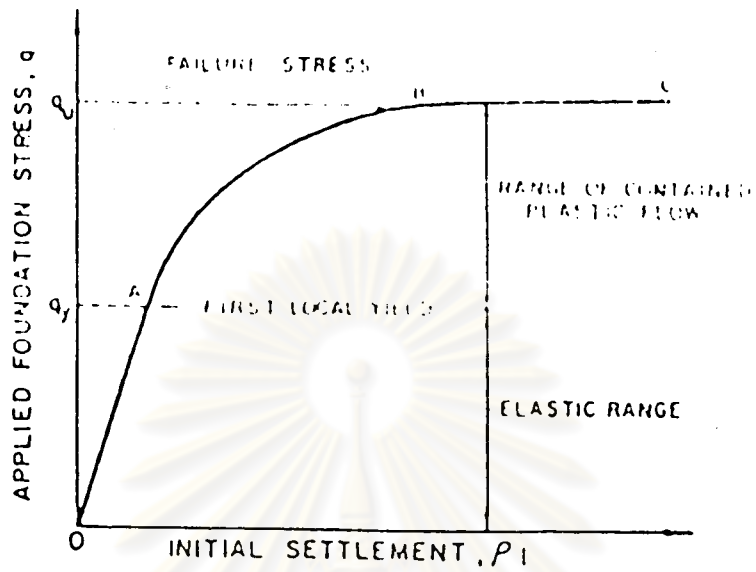
- โดยที่
- ρ_i = การทรุดตัวในทันทีภายหลังการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน
 - ρ_{ie} = การทรุดตัวในทันที จากทฤษฎีอีลาสติก
 - SR = อัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement Ratio) ขึ้นกับองค์ประกอบ ดังรูปที่ 2.32

2.6.8 อัตราการทรุดตัวของการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Rate of Consolidation)

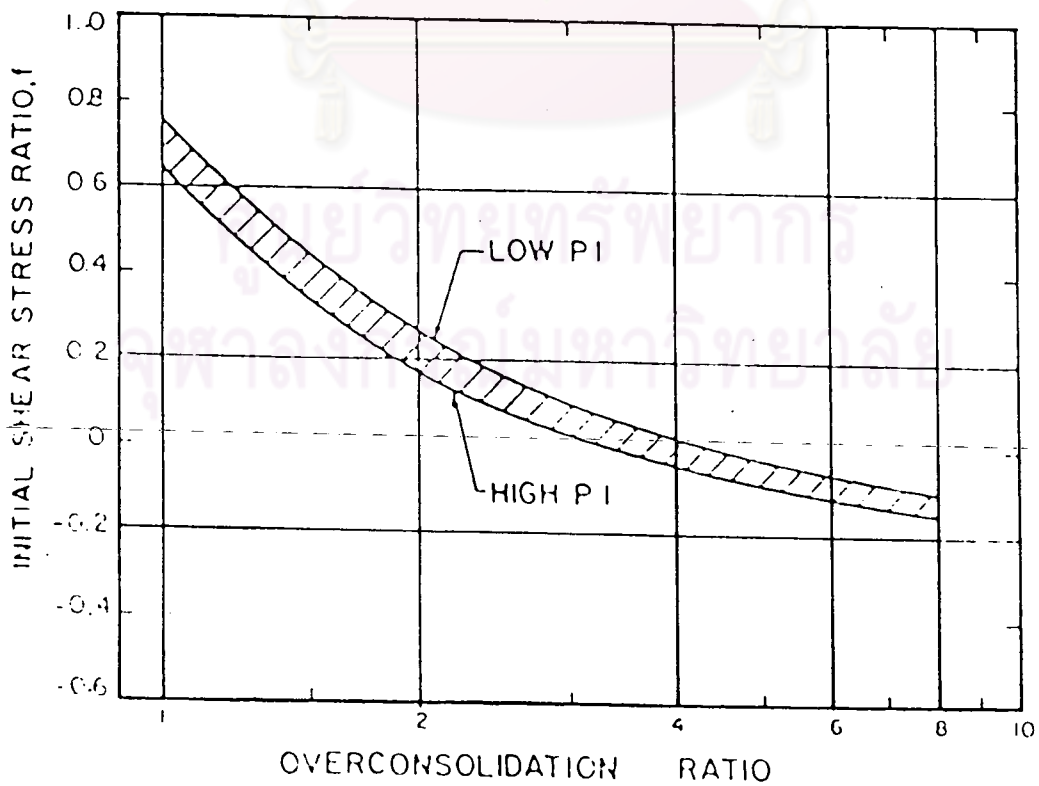
ทฤษฎีการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในสภาวะ 1 มิติ ที่เสนอโดย Terzaghi และในสภาวะ 2 มิติที่เสนอโดย Lacasse และพวก (1975) เป็นวิธีการพื้นฐานในการคาดคะเนการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา ซึ่งต่างก็ใช้สมมติฐานที่ให้มีการระบายน้ำออกจากช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และการสัดเรียงตัวใหม่ของเม็ดดิน อัตราการทรุดตัวของดินเหนียวจะช้าหรือเร็ว จะขึ้นอยู่กับกระบวนการระบายของน้ำในช่องว่างเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจะสามารถคำนวณค่าการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ ได้จาก

$$\rho_t = U \cdot \rho_c \quad (2.59)$$

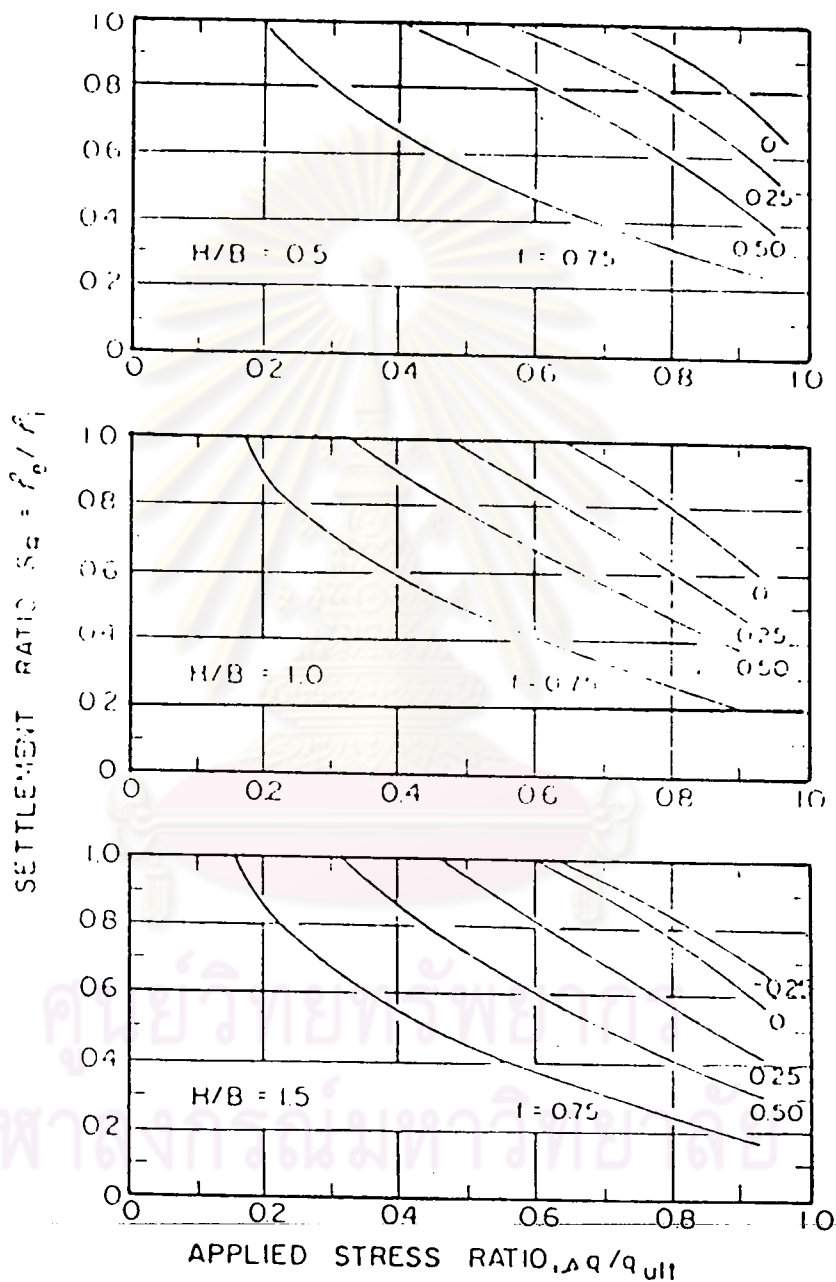
- โดย
- ρ_t = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำที่เวลา t ใด ๆ
 - ρ_c = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำทั้งหมด จากสมการ 2.42 ถึง 2.44



รูปที่ 2.30 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงที่มากระทำกับการทรุดตัวเริ่มแรก



รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนกับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว



รูปที่ 2.32 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการทรุดตัว (S_R) กับอัตราส่วนหน่วยแรง ($\Delta q / q_{ult}$) สำหรับน้ำหนักกระจายเป็นแถบบน Isotropic Homogeneous Foundation (จาก D' Appolonia, Poulos and Ladd, 1971)

\bar{U} = Average Degree of Consolidation

ค่า \bar{U} จะขึ้นกับค่า T_v (Time Factor) ซึ่งสามารถพิจารณาความสัมพันธ์ได้ ดังนี้

- ก. กรณีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ จะมีความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.33 (NAVFAC DM-7, 1982) ซึ่งหากเป็นกรณีทฤษฎีของ Terzaghi, $\alpha = \Delta u_1 / \Delta u_2 = 1.0$
- ข. กรณีการอัดตัวคายน้ำ 2 มิติ จะมีความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.34 (Lacasse et al, 1975)
- ค. กรณีการอัดตัวคายน้ำ 3 มิติ จะมีความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.35 (Davis & Poulos, 1963) ซึ่งเป็นค่าทางทฤษฎีที่ได้จากการทดสอบ Triaxial

2.6.9 วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ จะสามารถหาได้จากกราฟของการทรุดตัว-เวลา ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าการซึมผ่านได้ของน้ำ (Permeability) อัตราส่วนโพรง (Void Ratio) และความอัดได้ของดินนั้น ๆ (Compressibility of Soil) Terzaghi & Peck (1969) ได้กล่าวว่า ค่า C_v จะลดลงเมื่อค่า Consolidation Pressure เพิ่มขึ้น ซึ่งในทางปฏิบัติจะสมมติให้ค่า C_v คงที่ และสามารถหาได้จากวิธีการต่อไปนี้

1. จากผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

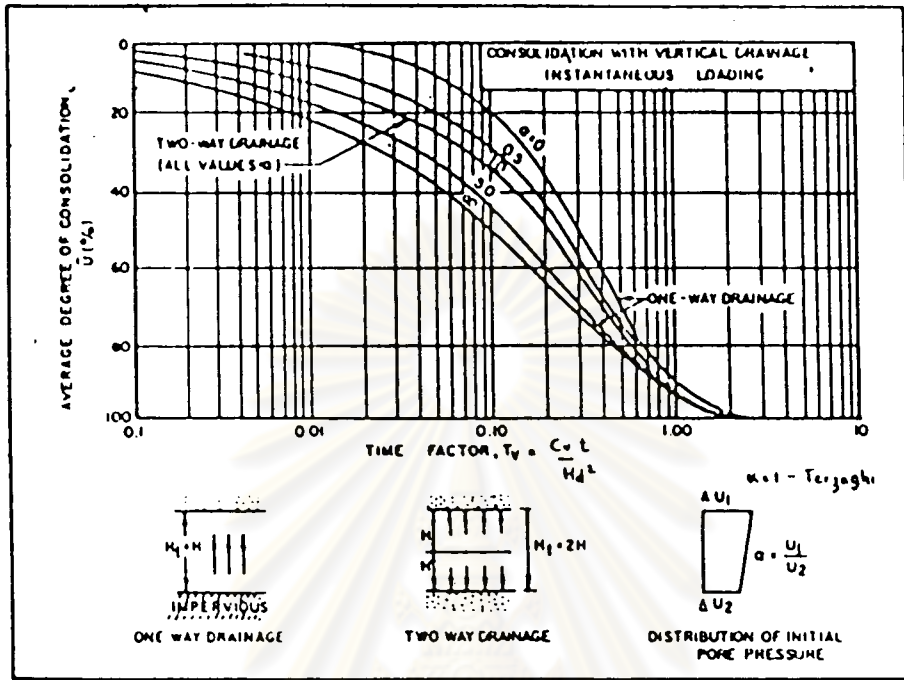
1.1 วิธีการหาค่าที่สี่ของเวลา (The Square Root of Time Method)

Taylor (1948) พบว่าช่วง 0-60 % ของการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ของกราฟ \bar{U} กับ $\sqrt{T_v}$ เป็นเส้นตรง และระยะที่ต่อออกไป 1.15 เท่าของระยะในแนวราบถึงแนวเส้นตรงที่ต่อออกไป คือ 90% การอัดตัวคายน้ำ (รูปที่ 2.36) ซึ่งทำให้

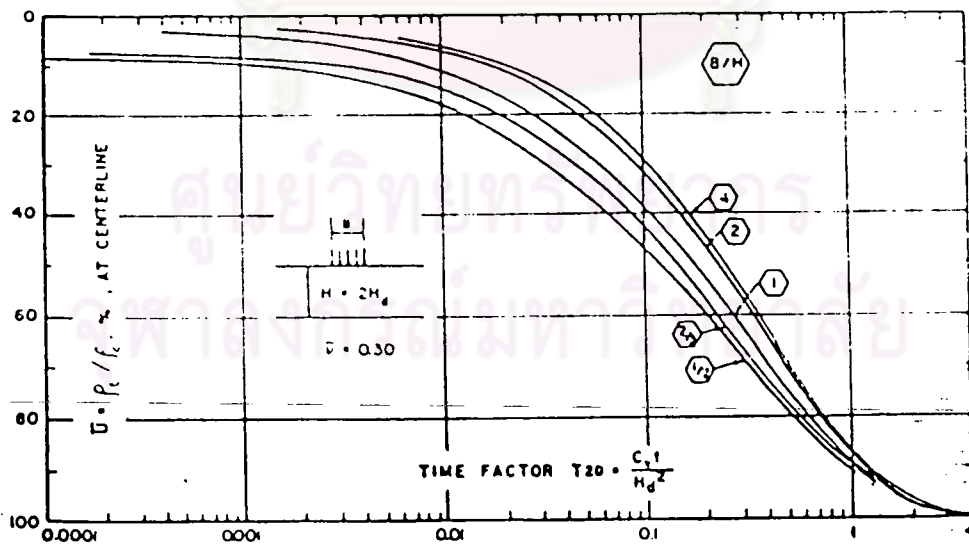
$$C_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} ; (T_v = 0.848) \quad (2.60)$$

โดยที่ H = ระยะทางระบายน้ำ (Drainage Length)

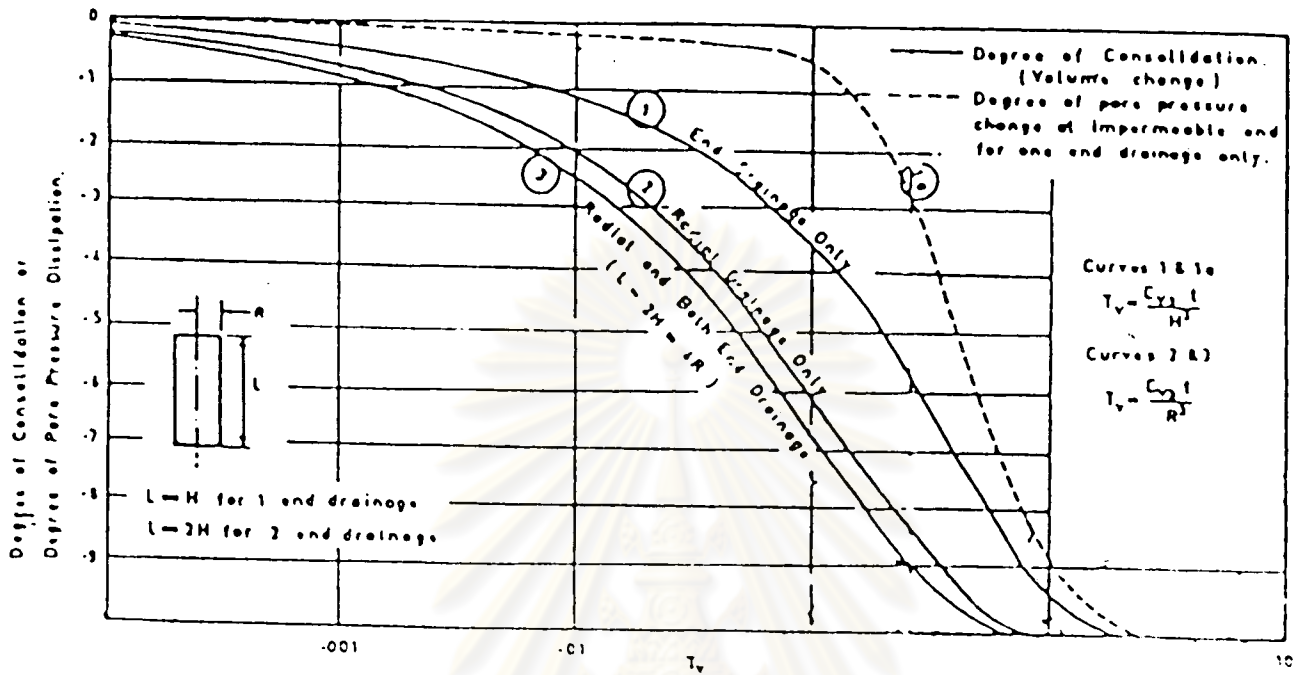
t_{90} = เวลาที่ 90% การอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 2.33 อัตราการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) สำหรับการระบายน้ำในแนวตั้ง (Vertical Drainage) (DM-7)



รูปที่ 2.34 ตัวประกอบของเวลา (T_{2D}) กับเปอร์เซ็นต์การอัดตัวคายน้ำ (U) สำหรับการอัดตัวคายน้ำในสภาวะ 2 มิติ (Plane Strain Consolidation) โดยมีทางระบายน้ำ 2 ทิศทาง และค่าความซึมน้ำได้ (k) มีค่าเท่ากับทุกทิศทาง (จาก Lacasse et al., 1975)



Theoretical Rate of Triaxial Consolidation for Different Drainage Conditions.

รูปที่ 2.35 อัตราการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial (จาก Davis และ Poulos, 1963)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1.2 วิธีล็อกการหิมของเวลา (The Logarithm of Time Method)

Cassagrande (1936) ได้เสนอไว้ว่า จุดตัดของเส้นสัมผัส และเส้น Asymptote ของกราฟที่ได้จากทฤษฎี คือ 100 % การอัดตัวคายน้ำ (รูปที่ 2.37) ซึ่งทำให้

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}} ; (T_v = 0.197) \quad (2.61)$$

t_{50} = เวลาที่ 50 % การอัดตัวคายตัว

2. จากผลการทดสอบในสนาม

2.1 วิธีจากข้อมูลแรงดันน้ำ (The Pore Pressure Observations)

จากข้อมูลแรงดันน้ำที่ได้จากการทดสอบในสนาม จะสามารถคำนวณเปอร์เซ็นต์การอัดตัวคายน้ำได้ตามสมการ

$$\bar{u}_z = 1 - \Delta u_e / \Delta u_o \quad (2.62)$$

โดยที่ Δu_e = ความดันน้ำในโพรงดินเพิ่ม ที่เวลา t ใด ๆ

Δu_o = ความดันน้ำในโพรงดินเพิ่ม ที่เวลา $t = 0$

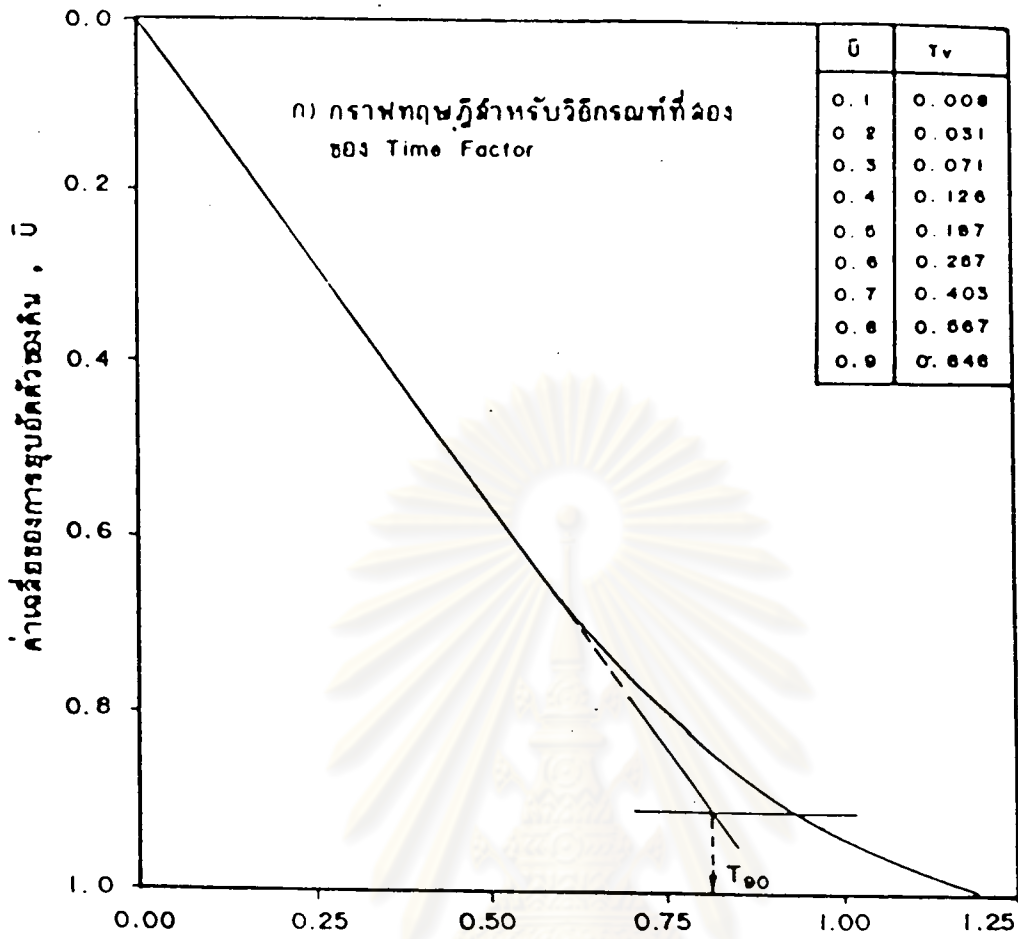
เมื่อทราบค่า \bar{u}_z จะสามารถคำนวณค่า T_v ได้โดยอาศัยรูปที่ 2.38 และจากทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของ Terzaghi จะคำนวณค่า C_v ได้จาก

$$C_v = \frac{\Delta T_v H^2}{\Delta t} \quad (2.63)$$

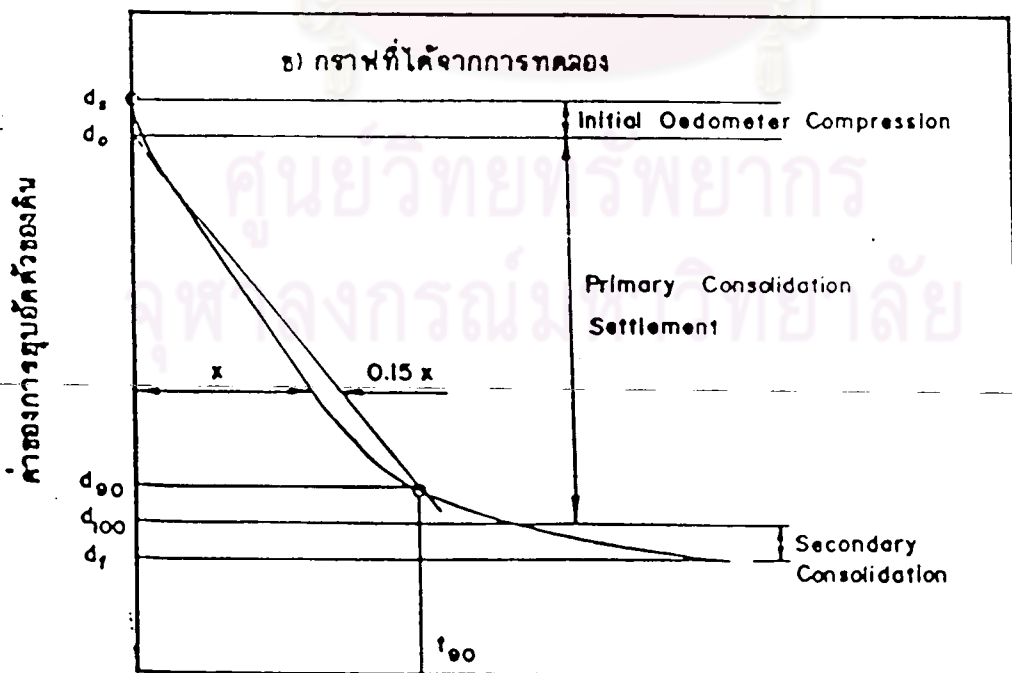
2.2 วิธีของ Asaoka (Asaoka's Method)

ได้เสนอไว้ในหัวข้อ 2.6.6 ดังสมการ 2.56 คือ

$$C_v = \frac{-5}{12} \frac{H^2}{\Delta t} \ln \beta_1 \quad (2.56)$$

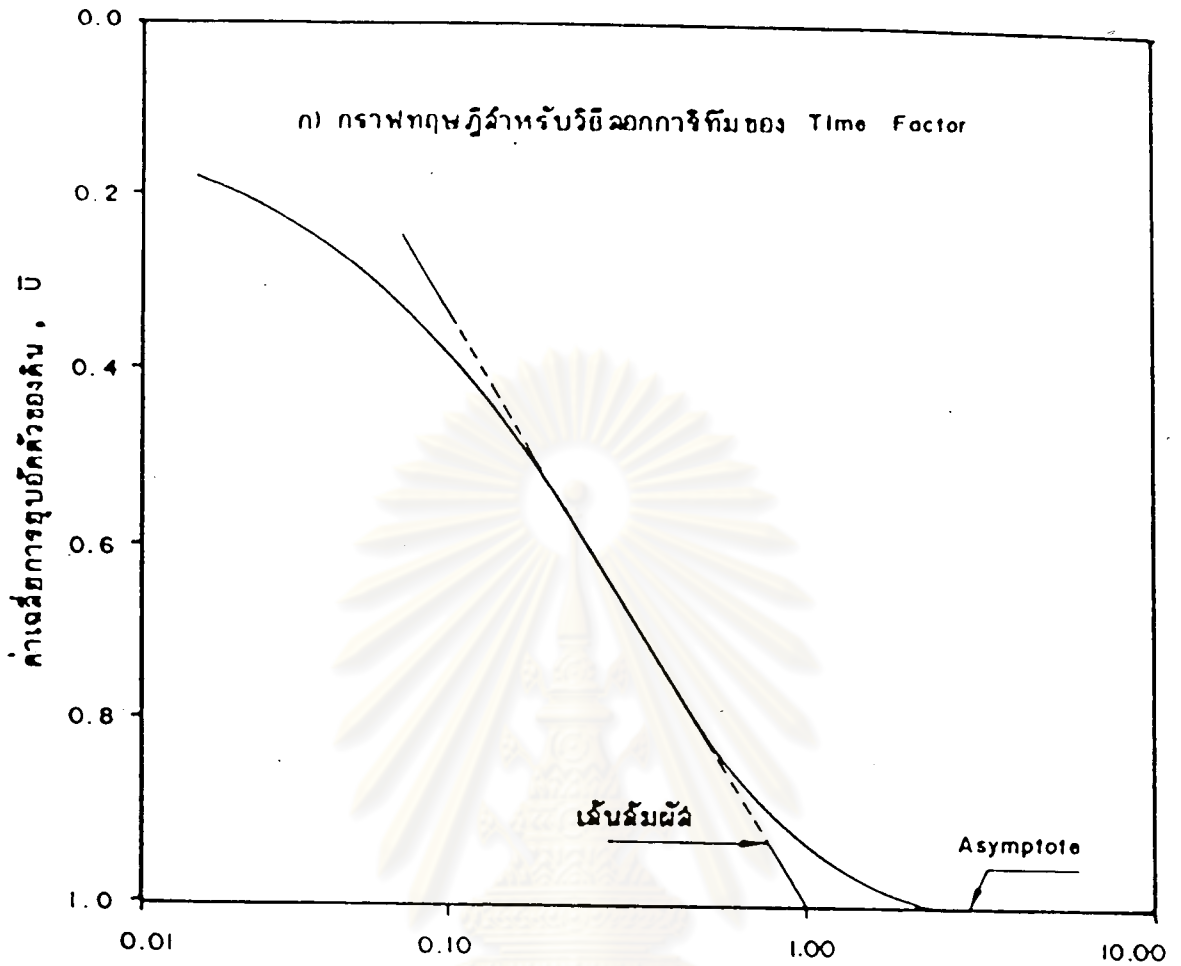


กรรมที่ล่องของ Time Factor, $\sqrt{T_v}$ (After Taylor, 1948)

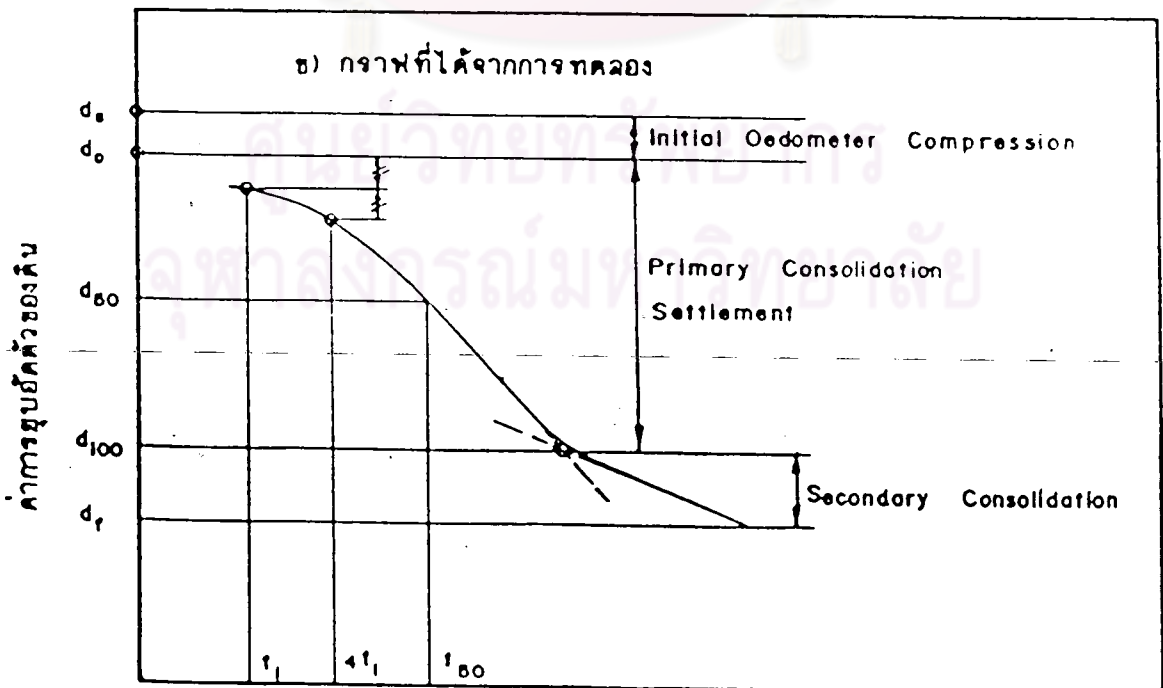


กรรมที่ล่องของเวลา

รูปที่ 2.36 แสดงการหาค่า t_{90} โดยวิธีกรรมที่ล่องของเวลา

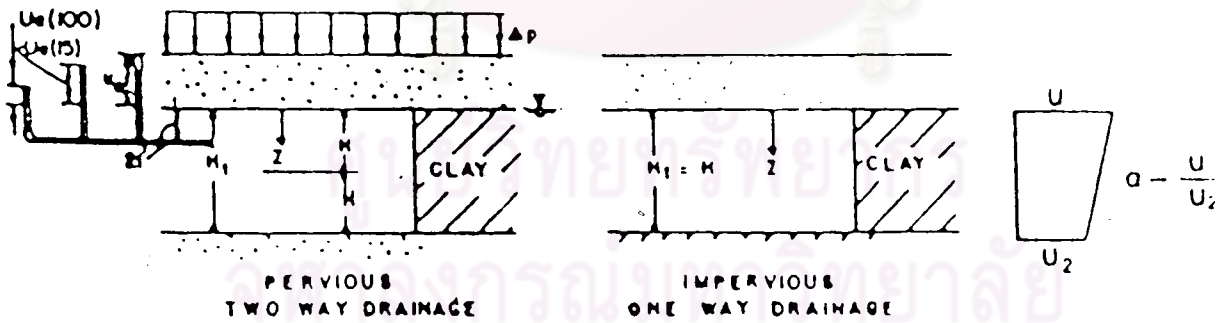
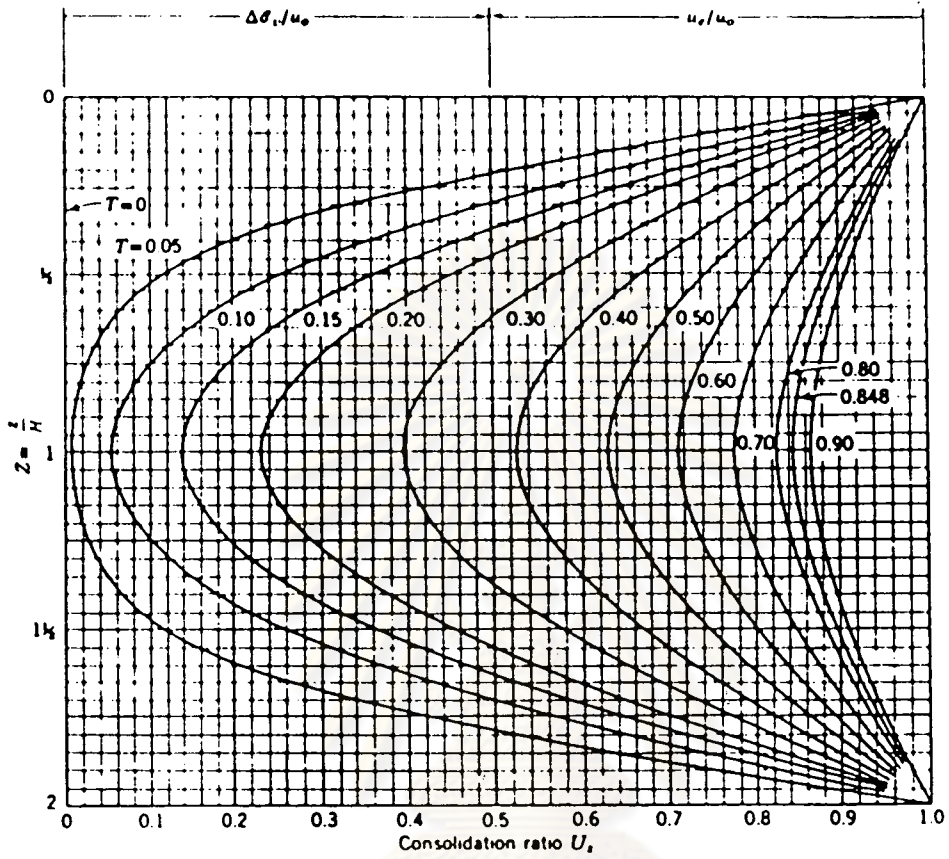


ลอกการжимของ Time Factor , T_v (log scale) (After Casagrande, 1936)



ลอกการжимของ เวลา

รูปที่ 2.37 แสดงการหาค่า t_{50} โดยวิธีลอกการжимของเวลา



$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_o} \text{ (consolidation ratio)}$$

u_e = Excess pore pressure at some time t

u_o = Excess pore pressure at time $t = 0$ (due to external loading)

รูปที่ 2.38 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง \bar{U}_z , Z/H และ T_v