



บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 แนวความคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

โดยทั่วไปแล้ว การคำนวณเสถียรภาพของคันดิน (Slope Stability Analysis) ที่จุดวิกฤตอาจเกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในทางลาดของตัวมันเอง หรือจากแรงภายนอกกระทำ สำหรับปัญหาทางด้านเสถียรภาพแล้วจะสนใจเรื่องการวิบัติที่สามารถพิจารณาจากหลักการสมดุลทางแรง ดังนั้นในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพจึงใช้การวิเคราะห์แบบข้อจำกัดทางด้านสมดุล (Principle of Limit Equilibrium) โดยพิจารณา อัตราส่วนความปลอดภัยจากสัดส่วนระหว่าง ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength Parameter) ที่มีอยู่กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้เพื่อทำให้อยู่ในสภาพสมดุล และค่าวิกฤตความปลอดภัยอาจหาได้จากวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) หรือแบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

2.1.1 ข้อจำกัดทางด้านสมดุล (Limiting Equilibrium)

ค่าจำกัดความปลอดภัยของอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ คือ

$$F = S/c \quad 2.1$$

โดยที่ F = อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

S = ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)

c = หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น หรือหน่วยแรงเฉือนต้านที่เคลื่อน
ต้องใช้ (Mobilized Shear Stress)

กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) ทุก ๆ จุดบน
ผิวของการวิบัติ (Failure Surface) จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงกระทำที่ตั้งฉากกับ
ผิวของการวิบัติ (Normal Stress) ตามทฤษฎีของ Mohr และ Coulomb ดัง
สมการที่ 2.2

$$S = C + \sigma_n \tan \phi \quad 2.2$$

โดยที่ C และ ϕ คือความเชื่อมั่นที่ปรากฏ และมุมต้านทานหน่วยแรง
เฉือน จากสมการของ Mohr Coulomb นี้ จะเห็นได้ว่่าก่อนที่จะทราบค่ากำลังรับแรง
เฉือนของดิน จำเป็นที่จะต้องทราบค่าหน่วยแรงในแนวตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ
(Normal Stress) ที่ทุก ๆ จุดบนผิวของการวิบัติก่อน

ปัญหาของการหาค่าหน่วยแรงกระทำในแนวตั้งฉากกับผิวของการวิบัติเมื่อ
พิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงเป็นปัญหาแบบ Statically Indeterminate ซึ่งจะพบ
ว่าจำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหาไม่น้อยกว่าจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าในสมการ ดังนั้น
ในการแก้ปัญหาจำเป็นต้องลดจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าลง หรือทำการเพิ่มสมการขึ้น
จำนวนสมการที่เพิ่มขึ้นนี้หาได้จากการพิจารณาคณะสมบัติความเครียดและความเค้น
(Stress Strain Characteristics) หรืออีกวิธีหนึ่งคือการลดจำนวนตัวแปรลง
โดยการกำหนดสมมติฐานขึ้นมาเพื่อลดจำนวนตัวแปรลง โดยมากแล้วพบว่าวิธีการที่จะใช้
ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแล้วจะกำหนดสมมติฐานขึ้นมาเพื่อที่จะลดจำนวนตัวแปรลง
วิธีการวิเคราะห์ซึ่งให้ผลละเอียดตามความต้องการทางด้านวิศวกรรมคือ วิธีการแบ่งดินออก
เป็นชั้นบาง ๆ (Method of Slices) ซึ่งสามารถพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงกำลัง
รับแรงเฉือนของดินและชนิดของดินกับความลึกอันเกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติ เพื่อช่วยให้
การวิเคราะห์ในแต่ละ Slice เป็นไปได้ ข้อสมมติฐานต่าง ๆ จึงถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อ
ลดตัวแปร วิธีการของ Slice (Method of Slices) ทำได้โดยแบ่งดินเป็น Slice
โดยมีหลักการดังนี้

1. จากการพิจารณาว่า หน่วยแรงที่กระทำในแนวตั้งฉากกับผิวของการเกิดการวิบัติพิจารณาเฉพาะในกรณี Static Equilibrium โดยไม่พิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเครียดและความเค้นของดิน จำเป็นต้องพิจารณาถึงตำแหน่งและทิศทางของแรงที่กระทำทางด้านข้างของ Slice

2. โดยทั่ว ๆ ไปแล้ว สำหรับวิธีการทางด้านข้อจำกัดทางด้านสมคูลย์ จะพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะเท่ากันทุก ๆ Slice ซึ่งในความเป็นจริงแล้วจะเป็นไปไม่ได้ที่จะเกิดกรณีเช่นนี้ขึ้น ยกเว้นเมื่อเกิดการวิบัติขึ้น อัตราส่วนความปลอดภัยจะเท่ากับหนึ่ง

3. สำหรับบางวิธีการตั้งสมมติฐานเพื่อแก้ปัญหาแตกต่างกันไปแล้วแต่วิธีที่เสนอ (Fellenius หรือ Bishop) เช่น

(ก) วิธี Bishop's Simplified Method (Bishop, 1955) จะพิจารณาสมคูลย์ในแนวตั้งแต่ละ Slice (Vertical Equilibrium) และพิจารณาสมคูลย์ทางโมเมนต์ของระบบ (Overall Moment of Equilibrium) โดยที่ไม่ทราบขนาดของแรงในแนวนอน (Horizontal Force) นั่นคือแรงในแนวตั้งบริเวณด้านข้างของ slice ต้องเท่ากัน หรือ มิฉะนั้นต้องเท่ากับศูนย์ ส่วนแรงในแนวนอนระหว่าง slice จะมีค่าเท่าใดก็ได้ ดังนั้นจึงให้ผลรวมของแรงในแนวนอนเป็นศูนย์ ส่วนโมเมนต์ของแต่ละ Slice อาจไม่เท่ากับศูนย์ แต่เมื่อพิจารณาโมเมนต์ของทั้งระบบจะสมคูลย์

(ข) Ordinary Method of Slice (Fellenius, 1927) จะตั้งสมมติฐานว่า แรงที่กระทำด้านข้างของ Slice เท่ากับศูนย์ และ แต่ละ Slice จะมีแรงลัพธ์เป็นศูนย์ในทิศทางที่ตั้งฉากกับผิวของการวิบัติของ Slice. นั่น ๆ ดังนั้นจะพิจารณาหาสมคูลย์ของโมเมนต์ทั้งระบบ

Wright et al (1973) กล่าวว่า สำหรับ Limit Equilibrium บางวิธีการสามารถพิจารณาถึงสมคูลย์ได้ทุก ๆ กรณี เช่น Janbu's generalied procedure หรือ Morgenstern and Price's procedure โดยจะสามารถหาสมการได้ 3 สมการ สำหรับแต่ละ Slice โดยเป็นสมการสมคูลย์ทางแรง 2 สมการ และสมการสมคูลย์ทางโมเมนต์ 1 สมการ

เมื่อนิยามการวิบัติของปัญหาเสถียรภาพแล้ว การวิบัติจริง ๆ ไม่ได้เกิดขึ้นพร้อมกันทุกจุดในมวลดิน (การวิบัติแบบนี้เรียกว่า progressive failure) แต่เมื่อนิยามโดยใช้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) จะสมมุติว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นพร้อมกันตลอดความยาวของผิวการวิบัติ

2.2 หลักการในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน

(Method of Stability Analysis)

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน จำเป็นต้องเกี่ยวข้องกับลักษณะรูปร่างของคันดิน (Geometry) แรงที่กระทำ (Stress) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength Parameter) และแรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้น (Pore Water Pressure) การวิเคราะห์นี้อาจแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน (Lambe, 1987) คือ

1. การวิเคราะห์ขั้นต้น (Preliminary Analysis)
2. การวิเคราะห์แบบประมาณ (Approximate Analysis)
3. การวิเคราะห์โดยละเอียด (Refined Analysis)

ตามรายละเอียดที่แสดงอยู่ในตารางที่ 2.1 สำหรับคันดินที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ

เนื่องจากการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดินเป็นปัญหาการวิเคราะห์ถึงขีดสุดของกำลังรับแรงเฉือนของดินที่เกิดสมดุล (Limiting Equilibrium Problem) จึงจำเป็นต้องหากำลังรับแรงเฉือนที่เหมาะสม กับวิธีการวิเคราะห์และสถานการณ์ระบายน้ำในสนาม ซึ่งสามารถหาได้ 2 วิธี คือ

1. วิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)
2. วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

2.2.1 วิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

พิจารณาว่า ขณะที่เกิดการวิบัติไม่มีการเปลี่ยนแปลงความชื้นในมวลดิน (Moisture Content) นั่นคือ น้ำไม่สามารถกระจายออกจากดินได้ในขณะที่เกิดการวิบัติ

ตารางที่ 2.1 การเลือกตัวประกอบที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Lambe, 1987)

Safety Assesment

	GEOMETRY	STRESS	STRENGTH	PORE PRESSURE
PRELIMINARY	<p>Experience in area</p> <p>Exploration of site</p>	<p>τ from stability charts</p> <p>τ & c_n' from infinite slope analysis or slices</p>	<p>s from $s = f(\text{index properties})$</p> <p>Use $\phi = 30^\circ$</p>	<p>$u = f(w)$</p> <p>Estimate top flow line to obtain positive pore pressures</p> <p>Ignore negative pore pressures</p>
APPROXIMATE	<p>Experience in area</p> <p>Exploration of site</p> <p>Geology - consider any weak or strong layers; high permeability layers</p> <p>Analyses to find geometry for min FS</p>	<p>Stress analyses based on linear elastic soil behavior</p> <p>Can use chart solutions if applicable</p>	<p>Drained Direct Shear tests on compacted specimens</p> <p>Available test data</p>	<p>Flow analyses</p> <p>Consider negative pore pressures</p>
REFINED	<p>In addition to those above</p> <p>Survey measurement of slides in area</p> <p>Excavation of slides to locate failure surfaces</p>	<p>Numerical Method solution (e.g. Finite Element) to obtain p, q, u for stages in life of selected elements</p>	<p>Lab tests along calculated stress path</p> <p>Direct Shear tests on different sample orientations</p>	<p>Flow analyses</p> <p>Lab measurements of residual pore pressure</p> <p>Measure u, w, γ_w in field & use relationships of $u_r = f(w, \gamma_w, \dots)$</p>

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

และกำลังรับแรงเฉือนของดินคำนวณจากทฤษฎีของ Mohr และ Coulomb ในรูปของหน่วยแรงรวม สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $\sigma = 0$ ในการวิเคราะห์ เมื่อใช้ค่า c_u เป็นหน่วยแรงรวม ตามสมการที่ 2.2 จะได้ว่า

$$c = s_u / F \quad 2.5$$

ในกรณีนี้ จากหลักการ $\sigma = 0$ ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะไม่ขึ้นกับหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำแล้ว กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; s_u) หาได้จากการทดสอบแบบ Unconsolidated Undrained Triaxial Test หรือ Consolidated Undrained Test จากตัวอย่างดินที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) หรือหาได้จากการทดสอบในสนาม (In Situ Test) เช่น Field Vane Test หรือ Static Cone Penetration Test เป็นต้น โดยทั่วไปแล้วค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) จะเปลี่ยนแปลงตามความลึก ซึ่งค่าที่นำมาใช้ควรเป็นค่าที่เกิดขึ้นบริเวณรอยผิวของการวิบัติ

สำหรับการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมจะให้ค่าถูกต้องในกรณีที่สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งวัดได้หลายวิธีได้เหมาะสม โดยพิจารณาจากการวิบัติที่เกิดขึ้นจริง วิเคราะห์ตามลักษณะของผิวของการวิบัติและสถานการณ์ระบายน้ำที่เกิดขึ้นจริงด้วย

US Army Corps of Engineers (USCE) (Ladd & Koutsotas, 1985)

ได้เสนอวิธีการการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแบบ Conventional Method ดังต่อไปนี้ คือ ใช้การทดสอบ Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test (UUC) ในการหาค่า Undrained Shear Strength กับความลึก (s_u profile) , Isotropically Consolidated - Undrained Triaxial Compression Test (CIUC) เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากการอัดตัวด้วยน้ำ และวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแบบหน่วยแรงรวม (Undrained Stability Analysis) โดย

ใช้วิธี USCE WEDGE METHOD

NAVFAC DM-7 (1982) แสดงลักษณะการวิเคราะห์และวิบัติของ
คันดินตามธรรมชาติ โดยพิจารณาว่าน้ำสามารถไหลออกจากคันได้สะดวก ดังตาราง ที่ 2.2

2.2.2 วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

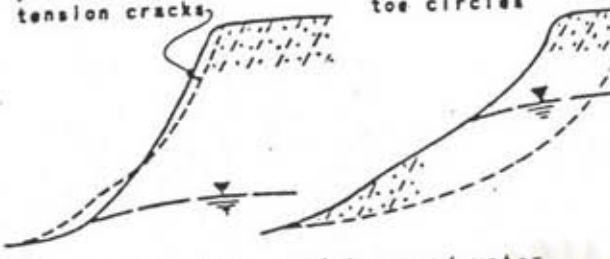
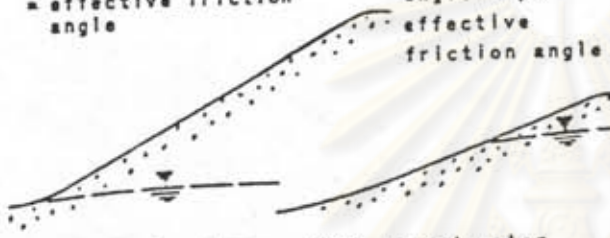
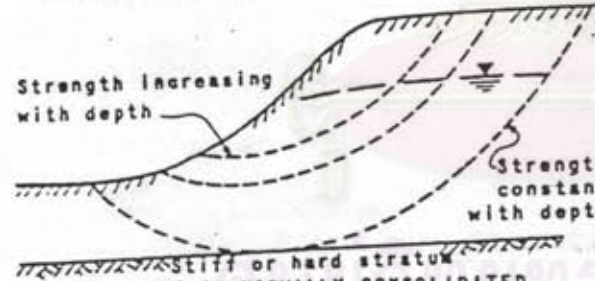
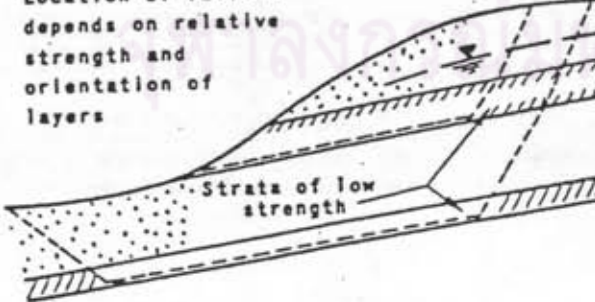
ในกรณีของการวิเคราะห์หน่วยแรงประสิทธิผล ค่ากำลังรับแรง
เฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์ คือ

$$\tau = \bar{c}/F + (\sigma_u - u) (\tan \phi) / F \quad 2.6$$

โดยที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety; F)
นำมาเพื่อใช้พิจารณาถึงสมมติฐานตลอดผิวที่มีการวิบัติ ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะ
หาได้จากการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained Shear Strength) ค่าหน่วยแรง
รวมในแนวตั้งฉาก (σ_u) หากจากมวลดินที่อยู่เหนือการวิบัติ โดยใช้วิธีที่เหมาะสม เช่น
จากวิธีการคำนวณ ส่วนวิธีในการหาแรงดันของน้ำ (Pore Pressure) หาได้ 2 วิธี
โดยพิจารณาตามสภาพการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ดังนี้คือ

1. พิจารณาว่า แรงดันน้ำไม่ขึ้นกับหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไป
นั่นคือ น้ำสามารถไหลออกจากคันได้สะดวก ค่าแรงดันน้ำสามารถหาได้จากระดับน้ำใต้ดิน
(Ground Water Table) ในกรณีที่ไม่มีกรไหล หรือจากตาข่ายการไหล (Flow Net)
ในกรณีที่มีการไหลคงที่กับเวลา (Steady Seepage) โดยที่ค่าแรงดันน้ำจะหาได้จาก
การคำนวณหรือวัดค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

2. พิจารณาว่า แรงดันน้ำขึ้นกับหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไป คือ
น้ำไม่สามารถไหลออกจากคันได้สะดวก ทำให้เกิดแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่ม (Excess
Pore Pressure, ΔU) โดยคำนวณแรงดันน้ำจากผลของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง หรือ
ทำการวัดค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

<p>Failure of thin wedge, position influenced by tension cracks</p> <p>Failure as relatively shallow toe circles</p>  <p>Low ground water High ground water</p> <p>(1) SLOPE IN COARSE GRAINED SOIL WITH SOME COHESION</p>	<p>With low ground water, failure occurs on shallow, straight, or slightly curved surface. Presence of a tension crack at the top of the slope influences failure location. With high ground water, failure occurs on the relatively shallow toe circle whose position is determined primarily by ground water elevation.</p> <p>Analyze with effective stresses using strengths C' and ϕ' from effective stress envelope, applying ground water pressures and possible perched water levels from rainfall.</p>
<p>Stable slope angle = effective friction angle</p> <p>Stable slope angle = $1/2$ effective friction angle</p>  <p>Low ground water High ground water</p> <p>(2) SLOPE IN COARSE GRAINED, COHESIONLESS SOIL</p>	<p>Stability depends primarily on ground water conditions. With low ground water failures occur as surface sloughing until slope angle flattens to friction angle. With high ground water, stable slope is approximately $1/2$ friction angle.</p> <p>Analyze with effective stresses using strength ϕ'. Slight cohesion appearing in test envelope is ignored. Special consideration must be given to possible flow slides in loose, saturated fine sands.</p>
<p>Location of failure depends on variation of shear strength with depth</p> <p>Strength increasing with depth</p> <p>Strength constant with depth</p>  <p>stiff or hard stratum</p> <p>(3) SLOPE IN NORMALLY CONSOLIDATED OR SLIGHTLY PRECONSOLIDATED CLAY</p>	<p>Failure occurs on circular arcs whose position is governed by theory.</p> <p>Position of ground water table does not influence stability unless its fluctuation changes strength of the clay or acts in tension cracks.</p> <p>Analyze with total stresses, zoning cross section for different values of shear strengths. Determine shear strength from U or UU tests or vane shear.</p>
<p>Location of failure depends on relative strength and orientation of layers</p> <p>Strata of low strength</p>  <p>(4) SLOPE IN STRATIFIED SOIL PROFILE</p>	<p>Location of failure plane is controlled by relative strength and orientation of strata. Failure surface is combination of active and passive wedges with central sliding block chosen to conform to stratification.</p> <p>Analyze with effective stress using C and ϕ from CU tests for fine grained strata and ϕ' from drained tests for cohesionless material.</p>

2.3 คันดินธรรมชาติ (Natural Slope)

คันดินตามธรรมชาติเป็นคันดินที่เกิดจากการก่อตัวขึ้นทางด้านภูมิศาสตร์ ซึ่ง
เป็นคันดินที่อาจจะได้มาจากการกัดเซาะ (Erosion) หรือการเลื่อนไถลของพื้นดิน
(Slide) หรืออาจจะพิจารณาว่าคันดินที่เกิดจากการขุดของมนุษย์ที่แรงดันน้ำในโพรงดิน
ที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Pressure) ซึ่งเป็นผลมาจากการขุดหายไปหมดแล้ว จะ
พิจารณาคันดินประเภทนี้เหมือนกับคันดินตามธรรมชาติ (Natural Slope)

คุณสมบัติอันหนึ่งของคันดินธรรมชาติ คือ ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินก่อนการ
วิบัติเป็นค่าที่หาได้จากระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Condition) และการเปลี่ยนแปลง
แรงดันน้ำในโพรงดินจะเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงฤดูกาล (Season Variable)
ในระหว่างการวิบัติ ความดันน้ำในดินเหนียวอาจเพิ่มขึ้น ขึ้นอยู่กับอัตราการเคลื่อนตัวของ
คันดิน

ในการพิจารณาปัญหาเสถียรภาพของคันดิน เป็นปัญหาทางด้าน Unloading
ซึ่งเกิดจากการนำน้ำหนักกระทำออก (เช่น การขุด) จึงเป็นกรณีของปัญหาที่สภาวะวิกฤติ
(Critical Condition) จะอยู่ในระยะยาว (Long Term Condition) กล่าวคือ
แรงดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure) มีค่าเป็นศูนย์ก่อนที่คันดินจะเกิดการ
วิบัติ การวิเคราะห์อาจจะใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)
ซึ่งหมายความว่า การเคลื่อนตัวของคันดินเป็นไปอย่างช้ามาก จนกระทั่งระหว่างการวิบัติ
ค่าแรงดันน้ำในดินเหนียวไม่มีการเปลี่ยนแปลงอีก โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (Shear
Strength Parameter; c, ϕ) จะได้มาจากการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained Test)
หรืออาจจะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (c, ϕ) ที่ σ_v / σ_h สูงสุดจากการทดสอบแบบ
Consolidated Undrained Test (CU Test) โดยทำการวัดแรงดันน้ำในโพรงดิน
ที่เกิดขึ้นก็ได้ หรือเมื่อการวิบัติเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจนเกิดแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นใน
ดินเหนียว การวิเคราะห์ควรทำแบบวิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)
โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength; S_u)
อันเกิดจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ในขณะที่วิบัติ (Effective Overburden

Pressure; $\bar{\sigma}_v$) ที่เกิดขึ้นจริงก่อนการวิบัติ (Ladd, 1988)

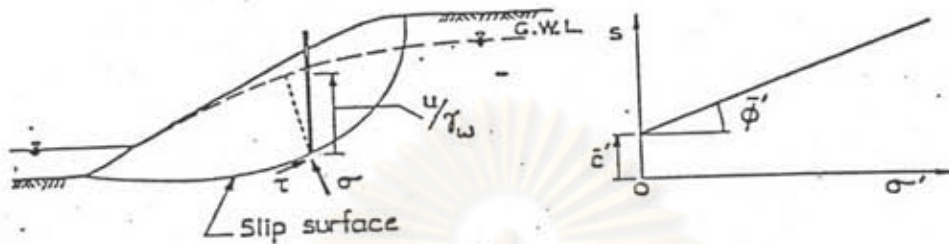
ส่วนในกรณีที่เกิดการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) อาจจะพิจารณาตามสมมติฐานได้ 2 กรณี คือ

1. เวลาในการที่น้ำจะไหลออกจากโพรงดินมากกว่าเวลาที่ใช้ในการลดระดับน้ำ (Consolidation Time Much Larger Than Drawdown Time) การคำนวณอาจเป็นออกได้เป็น 2 วิธีคือ คำนวณโดยใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) จะทำการคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure) ซึ่งเป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทำให้เกิดการวิบัติส่วนในกรณีคำนวณแบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) จะใช้ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ภายใต้หน่วยแรงที่กระทำกับดินก่อนหน้าที่จะมีการลดระดับน้ำเกิดขึ้น

2. เวลาในการที่น้ำไหลออกจากโพรงดินน้อยกว่าเวลาที่ใช้ในการลดระดับน้ำ (Consolidation Time Much Less Than Drawdown Time) การคำนวณจะใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยคำนวณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจากตาข่ายการไหล (Flow Net)

Skempton (1964) กล่าวว่า ในกรณีที่มีการขุดดินในดินเหนียว ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินทุกจุดขึ้นอยู่กับค่าระดับน้ำใต้ดิน และผลการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเนื่องจากการขุด แต่เมื่อเวลาผ่านไปนานพอที่จะทำให้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน ปรับตัวเองจนอยู่ในสภาพสมดุลย์ (Hydrostatic Equilibrium) โดยระดับน้ำใต้ดินเองก็จะเปลี่ยนแปลงสภาพนี้จะพิจารณาว่าเป็นกรณีของไถ่หาระยะยาว (Long Term Condition) ระดับน้ำในดินจะขึ้นอยู่กับค่าความซึมได้ของดิน (Permeability) และระดับน้ำนอกดิน (รูปที่ 2.1) ซึ่งค่าแรงดันน้ำในโพรงดินและการวิเคราะห์พิจารณาได้จากรูปที่ 2.1 และคาดคะเนแรงดันน้ำในโพรงดินได้โดยใช้วิธีการเขียนตาข่ายของการไหล (Flow Net)

Bishop and Henkel (1962) กล่าวว่า การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินธรรมชาติในกรณีมีการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วสำหรับดินเหนียว (Natural Slope Subject to Rapid Drawdown) ให้วิเคราะห์โดยใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (c, ϕ) จากการทดสอบ Consolidated Undrained Test ค่าแรงดันน้ำใน



- τ • shear stress
- σ • total pressure
- u • pore pressure
- σ' = σ - u • effective pressure

s • shear strength of clay
 = $c' + \sigma' \tan \phi'$

In a stable slope

$$\sum \tau = \sum \frac{c'}{F} + \sum (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{F} \quad F \cdot \text{factor of safety}$$

When a slip occurs $F = 1.0$ and $\sum \tau = \sum s$

รูปที่ 2.1 การพิจารณาเสถียรภาพของคันดินในกรณีปัญหาทรายละเอียด (Skempton, 1964)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โพรงดินจะคำนวณจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง (ในการทดสอบตัวอย่างดินจะถูกทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำและอัดตัวคายน้ำภายใต้หน่วยแรงที่จะเกิดก่อนการลดระดับน้ำ และมีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเนื่องจากการลดระดับน้ำ โดยที่ไม่มีการระบายน้ำ)

Lambe (1979) กล่าวว่า ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดินในกรณีของปัญหาระยะยาวแล้ว ให้ใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยใช้ค่าแรงค้ำน้ำในโพรงดินจากระดับน้ำใต้ดินที่อยู่ในสภาวะสมดุลย์ (Equilibrium Ground Water Condition)

2.4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สามารถได้จากการทดลองในสนามและการทดลองในห้องทดลอง (Field Test and Laboratory Test) จุดประสงค์ของการเจาะสำรวจและทดสอบหาค่าสมบัติของดินที่มีผลกระทบต่อเสถียรภาพของคันดิน เพื่อให้ได้ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่น่าเชื่อถือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินควรได้จากตัวอย่างที่ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample)

การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด คือ

1. การทดสอบในสนาม (Field Test)
2. การทดสอบในห้องทดลอง (Laboratory Test)

2.4.1 การทดสอบในสนาม (Field Test)

การทดสอบในสนามเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สามารถหาได้จากการทดสอบหลายแบบ เช่น Standard Penetration Test, Dutch Cone Test และ Field Vane Test

ได้มีผู้ทำการหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างการทดสอบในสนามกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินไว้ คือ

NAVFAC DM-7 (1982) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Unconfined Compressive Strength (q_u) กับค่า Standard Penetration Resistance

(N - Value) สำหรับ Clay ที่มี Plasticity ต่าง ๆ กัน ดังปรากฏในรูปที่ 2.2

Aas et al (1986) ได้หาค่าปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จากการทดสอบ Geonor Field Vane Test โดยเสนอค่าปรับแก้ (Correction Factor; μ) สำหรับ Normally Consolidated Clay ชนิด Young Clay และ Aged Clay และ Truly Overconsolidated Clay โดยแสดงกราฟค่าปรับแก้กับอัตราส่วน $s_u(FV)/\sigma_{vo}$ และการหาประวัติหน่วยแรง (Stress History) จากค่าดัชนีพลาสติกซิตี (PI%) กับอัตราส่วน $s_u(FV)/\sigma_{vo}$ ดังปรากฏในรูปที่ 2.3 รูปดังกล่าวใช้สำหรับคันทาง (Embankment) ซึ่งเป็นงานถมดินและงานขุดซึ่งมีค่า μ น้อยกว่างานถมเนื่องจากพิจารณาการที่ดินเหนียวคูดน้ำเข้าไปและ s_u ลดลง

$$\text{โดยที่ } s_{u \text{ Correct}} = \mu s_u(FV) \quad 2.7$$

Aas แนะนำว่า ในกรณีที่อัตราส่วน $s_u(FV)/\sigma_{vo} < 0.20$ ควรใช้ค่าปรับแก้เท่ากับ 1.0

Bjerrum (1972) เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field Vane Test สำหรับคันทาง (Embankment) กับค่าดัชนีพลาสติกซิตี (PI%) ดังปรากฏในรูปที่ 2.4

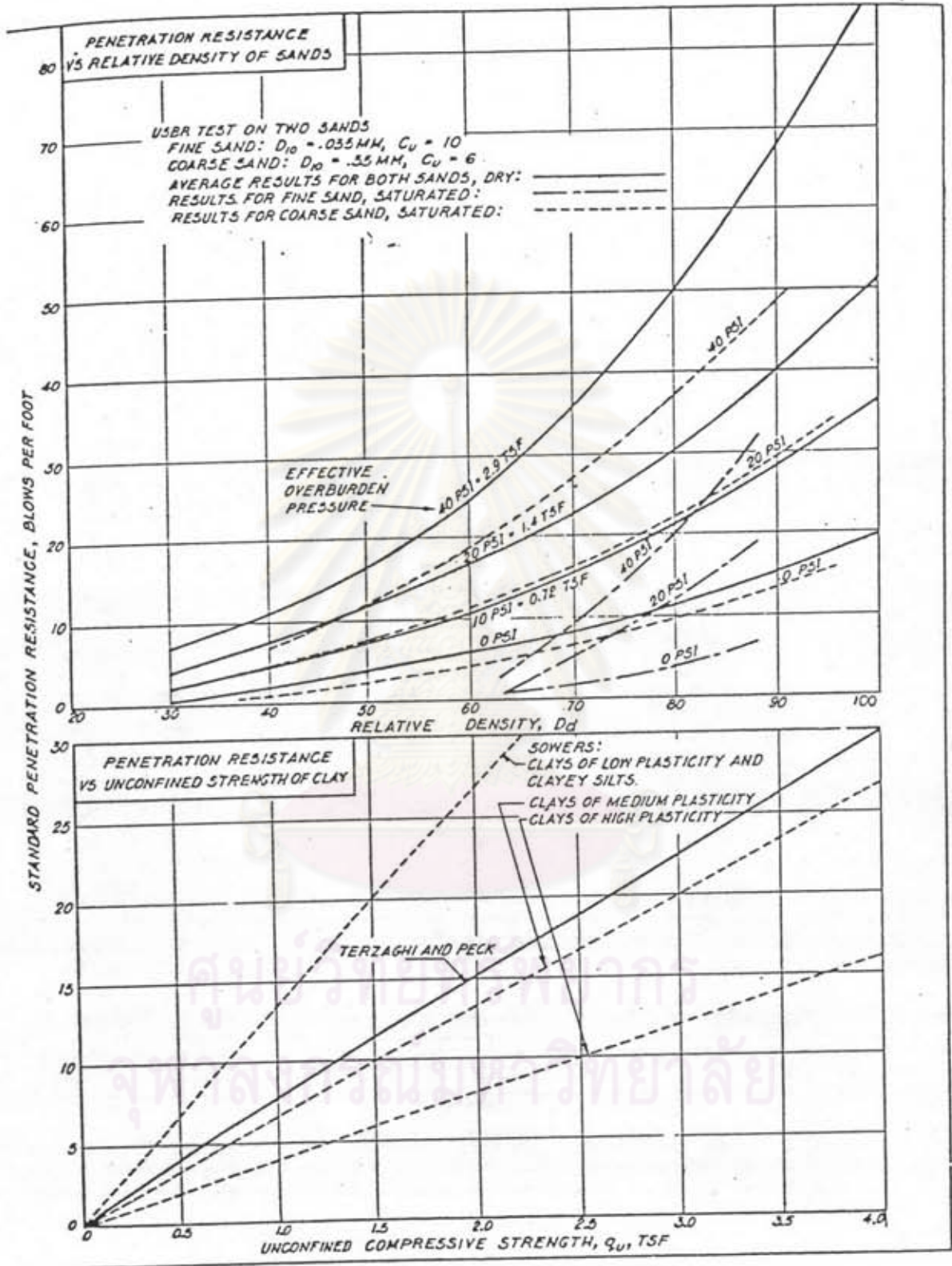
การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Dutch Cone Test จะหาได้จากสมการที่ 2.8

$$s_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_k \quad 2.8$$

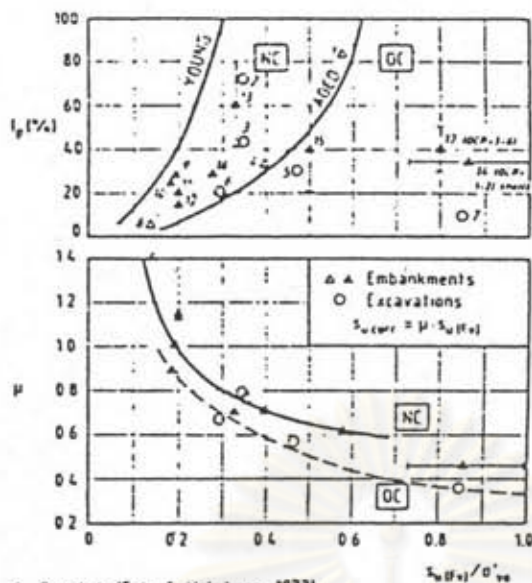
โดยที่ q_c = Cone Resistance

σ_{vo} = In Situ Total Overburden Pressure

N_k = Empirical Cone Factor

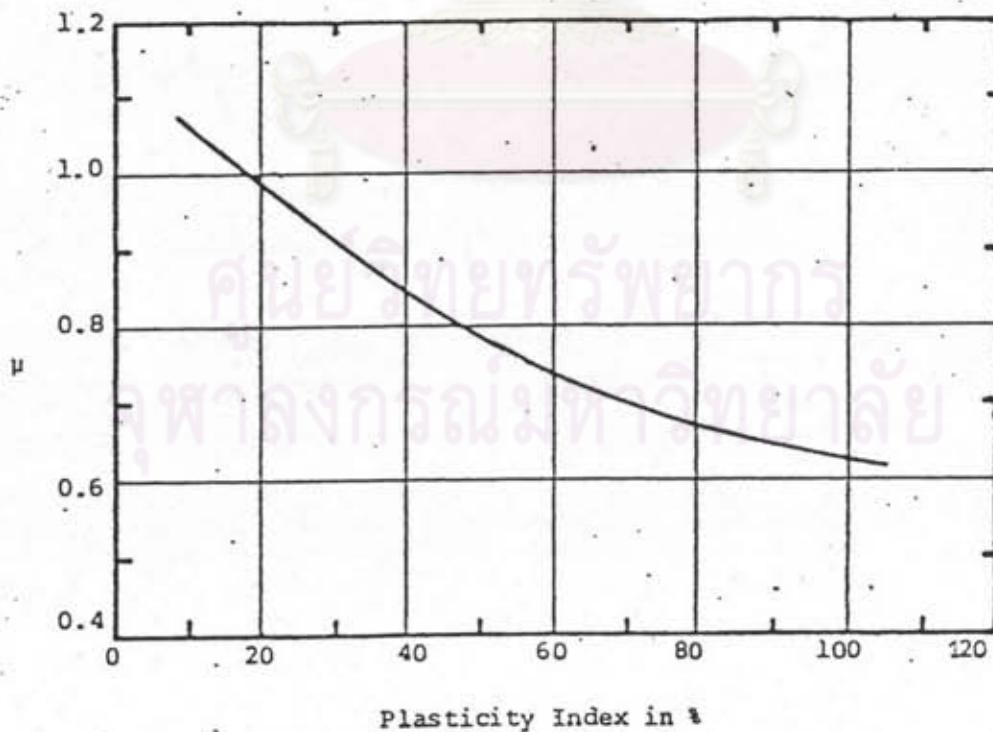


รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Unconfined compressive strength (q_u) กับ ค่า Standard penetration (N-Value) (NAVFAC DM-7, 1982)



- 1 Bangkok (Eide & Holmberg, 1972)
- 2 Fiumicino (Calabresi & Burghignoli, 1977)
- 3 San Francisco Bay (Duncan and Butignani, 1973)
- 4 Onsey (Berre, 1973)
- 5 Kinola (Kankare, 1969)
- 6 Postgro (Aas, 1979)
- 7 Malm (Pusch, 1966)
- 8 Ellingsrud (Aas, 1979)
- 9-17 MIT cases (Lacasse et al, 1978)
(15, 16, 17 no failure)

รูปที่ 2.3 การหาประวัตินหน่วยแรงและค่าปรับแก้สำหรับ field vane strength (Aas et al, 1986)



รูปที่ 2.4 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของ field vane test กับค่าดัชนีพลาสติกิกซิตี (PI%) (Bjerrum, 1972)

Lunne et al (1976) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง N_u กับดัชนีพลาสติก
ซีดี ดังปรากฏในรูปที่ 2.5

ได้มีผู้หาค่า Empirical Cone Factor (N_u) ไว้หลายคนดังแสดงใน
ตารางที่ 2.3

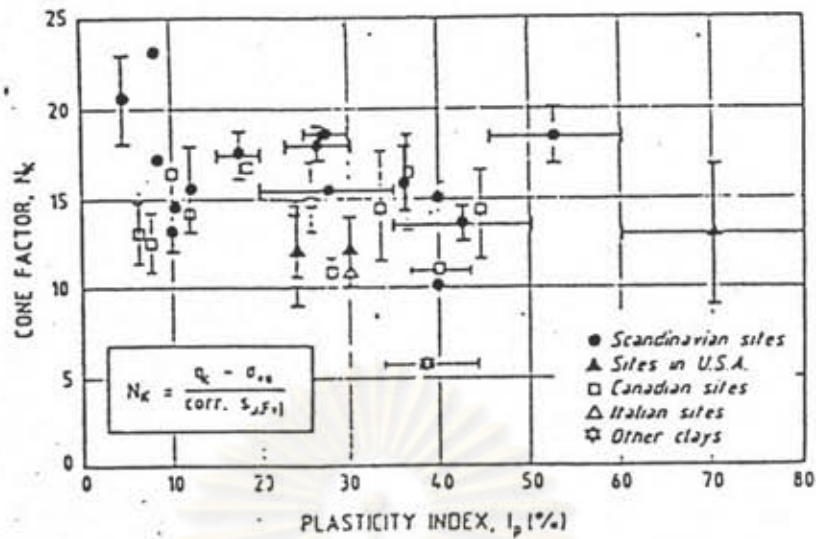
2.4.2 การทดสอบในห้องทดลอง (Laboratory Test)

การทดสอบในห้องทดลอง จะสามารถใช้หาค่ากำลังรับแรงเฉือน
ทั้งแบบหน่วยแรงรวม และหน่วยแรงประสิทธิผลได้ โดยที่การทดสอบในห้องทดลองสามารถ
แทนเงื่อนไขที่จะเกิดขึ้นในปัญหาทางวิศวกรรมได้ดีกว่าการทดสอบในสนาม สำหรับการ
วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพจะใช้การทดสอบในห้องทดลองต่อไปนี้ เพื่อหาค่ากำลังรับแรง
เฉือนของดิน เช่น

1. Unconfined Compression Test
2. Triaxial Test
3. Direct Shear Test

โดยหลักการแล้วในภาคปฏิบัติในประเทศไทย การทดสอบ Unconfined
Compression Test จะทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว
อิ่มตัวด้วยน้ำ และใช้การทดสอบ Direct Shear Test สำหรับทรายเพื่อหาค่ากำลัง
รับแรงเฉือนของดินแบบระบายน้ำ ส่วนการทดสอบ Triaxial Test จะทำกับดินเหนียว
อิ่มตัวด้วยน้ำ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ แล้วแต่ชนิดของ
การทดสอบ ซึ่งประกอบด้วย การทดสอบแบบ Unconsolidated Undrained Tested
(UU Test), Consolidated Undrained Test (CU Test) และ Consolidated
Drained Test (CD Test)

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินนั้น เมื่อพิจารณาหน่วยแรงเฉือนที่ดินถูก
กระทำกับการเคลื่อนตัว (Shear Strength VS Displacement) จะพบว่าการ
ลดลงของค่ากำลังรับแรงเฉือนเมื่อมีการเคลื่อนตัวมากขึ้น ดังปรากฏในรูปที่ 2.6 สำหรับ
ดินประเภท Intact Overconsolidated Clay จะมีการลดลงของกำลังรับแรงเฉือน
แบบระบายน้ำ (Drained Strength) เป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นใน



รูปที่ 2.5 ค่า empirical cone factor (N_k) กับค่าดัชนีพลาสติกิกซ์ (PI%)
สำหรับ Mechanical cone (Baligh et al, 1980)

Author	Correlation	Type of Soil	L.L (%)	P.I. (%)	w (%)	c (Tons/m ²)
Begemann (1965)	$c = \frac{q_c}{14}$	Cleyey Soils	-	-	-	-
Thomas (1965)	$c = \frac{q_c^+}{18}$	London Clay	-	-	22	5-30 13
Ward & Marsland (1965)	$c = \frac{q_c^+}{15.6}$	London Clay	60-71 67	36-43 38	22-26 24	20-55 35
Meigh & Corbett (1969)	$c = \frac{q_c^*}{16}$	Arabian Golf Soft Clay	47-61 53	29	30-46 38	0.8-4.0 2
Anagnostopou- los (1973)	$c = \frac{q_c^+}{17}$	Clay of North West Peloponnesus, Greece	35	18	30	1.5-3 2
Sanglerat (1972)	$c = \frac{q_c}{15}$	Anney Soft Clays	-	-	-	-
Pham (1972)	$c = \frac{q_c^*}{14}$	Bangkok Clay	80-96 88	30-40 35	75-90 80	1-3 1.5
Prakob (1974)	$c = \frac{q_c^*}{19}$	Soft Nong Ngoo Ilac Clay	80-120 100	40-75 60	60-130 95	1.2-4 2
	$c = \frac{q_c^*}{14.5}$	Weathered Zone of Soft Nong Ngoo Ilac Clay	100-130 115	60-80 70	100-135 130	1.2-2.3 1.8

- * undrained shear strengths were obtained from field vane shear tests.
- + undrained shear strengths were obtained from undrained triaxial tests.

ตารางที่ 2.3 ค่า empirical cone factor (N_k) สำหรับดินต่าง ๆ

มวลดิน และการจัดเรียงค่าใหม่ของอนุภาคของดินให้มีทิศทางขนานกับทิศทางของการเฉือน โดยที่จุดสิ้นสุดของการลดลงของการกำลังรับแรงเฉือนครั้งแรกเรียกว่า Fully Softened หรือ Critical Stage และมีการเคลื่อนตัวต่อไป เมื่อมีการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน ในทิศทางที่ขนานกับการเฉือนจนสมบูรณ์แล้ว ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะลดลงจนมีค่าคงที่ เรียกว่า Residual Strength สำหรับ Normally Consolidated Clay แล้ว เมื่อมีการเคลื่อนตัวหลังจากที่ถึงจุดกำลังแรงเฉือนสูงสุด (Peak Strength) เพียงเล็กน้อย จะมีการลดลงของการกำลังรับแรงเฉือนไม่มากนักเป็นผลมาจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคใหม่ไม่มากนัก

ดังนั้นในการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัยของคันดิน จำเป็นต้องพิจารณาการลดลงของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินด้วย ซึ่งหมายความว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนอาจจะเป็นค่า Peak Strength หรือ Residual Strength ก็ได้ ขึ้นอยู่กับปริมาณการเคลื่อนตัวของคันดินเวลาที่เกิดอุบัติเหตุและชนิดของดินเหนียว

2.4.3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของคันดิน

การศึกษาถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จะพบว่าผลกระทบที่มีต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ มีดังต่อไปนี้คือ

1. Sample Disturbance
2. Strength and Stress Strain Anisotropy
3. Strain Rate Effect

ในการวิบัติของคันดินในสนามนอกจากผลกระทบดังกล่าวแล้ว ในการเลือกค่า s_u ในการวิเคราะห์ ต้องพิจารณาถึงผลของ Progressive Failure ด้วย

ในกรณีที่พิจารณากำลังรับแรงเฉือนดินบริเวณที่รอยผิวของการวิบัติ ขณะที่คันดินตามธรรมชาติได้เกิดการเคลื่อนตัวไปอย่างช้าๆ และในที่สุดอาจเกิดการวิบัติ การเปลี่ยนแปลงความชื้นในมวลดินและการจัดเรียงตัวใหม่ของอนุภาคจากผลของการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นอย่างสมบูรณ์แล้ว ทำให้กำลังรับแรงเฉือนที่รอยผิวการวิบัติ อยู่ในสภาพที่เรียกว่า Field Residual Strength โดยหลักการแล้ว Field Residual Strength ควรจะเท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณจากรอยผิวการวิบัติที่เกิดขึ้นจริงที่ทราบรูปร่างการวิบัติ โดยที่

ในขณะนั้นการวิเคราะห์ให้ผลแสดงว่า อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับหนึ่ง (Back Analysis) (Skempton, 1985)

สำหรับการทดสอบหา Field Residual Strength แล้วอาจทำได้ โดยทำการทดสอบ Direct Shear Test สำหรับดินเหนียวชนิด Overconsolidated Clay โดยทำการเฉือนตัวอย่าง 2 ครั้ง (Skempton, 1985) ในทิศทางการเคลื่อนตัวตามธรรมชาติของการวิบัติ ข้อควรระวังสำหรับการทดสอบ คือ อัตราเร็วในการเฉือนไม่ควรเกิน 0.01 mm./min. เพื่อป้องกันการเกิดแรงดันน้ำในโพรงดินที่ไม่ทราบค่า

Skempton (1985) กล่าวว่า ในกรณีใช้อัตราการเฉือน (Strain Rate) โดยปกติสำหรับการทดลองกำลังเฉือนของดินเหนียวในห้องทดลอง สำหรับการหาค่า Field Residual Strength ค่าที่ได้ผิดคลาดไม่เกิน $\pm 5\%$

การหาค่า Average Normal Effective Stress และ Shear Stress จากการทราบรูปร่างของรอยผิวการวิบัติและค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน จาก 2 มิติ เมื่อนำมาใช้กับการวิบัติ 3 มิติ แล้ว จำเป็นต้องมีค่าปรับแก้เพื่อลดค่า Shear Stress ลงโดยที่

$$R = 1 / (1 + KD/B) \quad 2.9$$

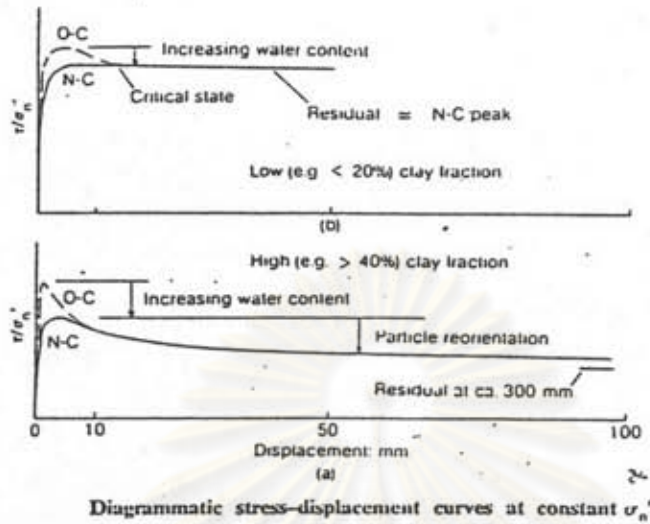
R = Correction Factor

K = Earth Pressure Coefficient = 0.5

D = Average Depth of Slide Mass

B = Average Width of Slide Mass

Skempton (1985) ได้รายงานผลการทดสอบหา Field Residual Strength โดยเปรียบเทียบกับค่า Residual Strength ที่หาจากคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนจากรอยผิวการวิบัติที่ทราบรูปร่างการวิบัติ จำนวน 14 กรณี สำหรับ Overconsolidated Clay พบว่ามุมต้านทานหน่วยแรงเฉือน (δ_r) จากการทดสอบ จะสูงกว่าประมาณ 0.5° ดังตารางที่ 2.4 จึงสรุปได้ว่า ค่า Field Residual Strength สามารถหาได้จากการทดสอบดินตรงรอยผิวการวิบัติ



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรบกวนเนื่องกับการเคลื่อนตัว เมื่อเปรียบเทียบที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเดียวกัน (Skempton, 1985)

Parameter	Angle of shearing resistance: deg	$\Delta\phi/\phi$: %
Mean ϕ from analysis	12.8	
Mean ϕ from tests	13.4	
Mean $\Delta\phi$	+0.6	+4.5
Standard deviation in $\Delta\phi$	± 1.2	± 9
Maximum $\Delta\phi$	+2.5	+17.5
Minimum $\Delta\phi$	-2.2	-17

ตารางที่ 2.4 ค่าเปรียบเทียบค่า Field residual strength จากการทดสอบดินจากรอยฉีกกับผลการหา Residual Strength จากการคำนวณเสถียรภาพที่ทราบรอยฉีกการฉีก (Skempton, 1985)

และหรือ หากจากการคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนจากรอยผิวการวิบัติ ที่ทราบรูปร่างการวิบัติ ผลกระทบต่อ Residual Strength

1. ค่าหน่วยแรงกดในแนวตั้ง (Normal Effective Stress) เมื่อหน่วยแรงกดในแนวตั้งมากขึ้นจะทำให้ Residual Strength ลดลง แต่สำหรับการออกแบบแล้วอาจจะใช้ค่าเฉลี่ยของการทดสอบที่หน่วยแรงครอบคลุมถึงปัญหาที่เกิดขึ้นจริง

2. ปริมาณอนุภาคดินเหนียวในดิน (Clay Fraction) เมื่อปริมาณอนุภาคดินเหนียวมากขึ้นจะทำให้ค่า Residual Strength ลดลง ดังรูปที่ 2.7 พบว่าในกรณีที่ Clay Fraction < 20% ผลกระทบที่มีต่อค่า Residual Strength น้อยลง

3. อัตราเร็วในการเฉือน (Strain Rate) พบว่าในกรณีที่ใช้อัตราการเฉือนต่างกัน มีการเปลี่ยนแปลงของค่า Strength จะต่างกันไม่เกิน 2.5%/log cycle

Lambe (1987) กล่าวว่า การเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ถูกต้อง มีความสำคัญที่สุดในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ และได้แนวทางการเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพดังนี้

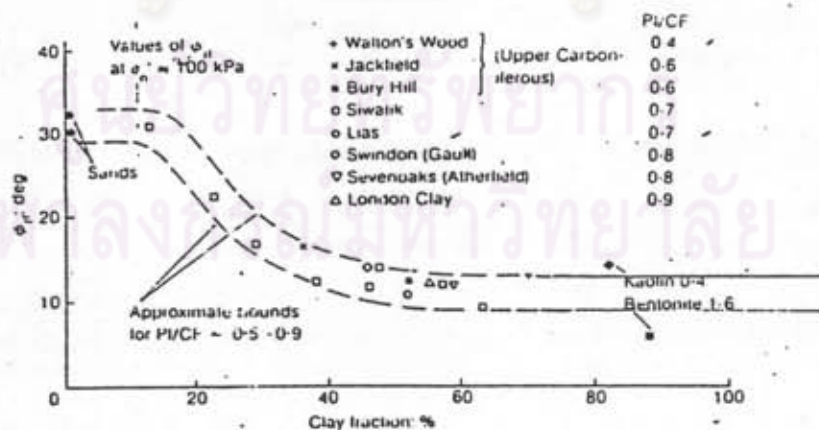
1. ใช้ค่า Strength Envelope จากการทดสอบที่ครอบคลุมถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง
2. ใช้ Strength Envelope จากค่า Peak Strength สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพสำหรับกรณีที่ยังไม่เกิดวิบัติ
3. ใช้ ค่า Residual Strength สำหรับออกแบบป้องกันการวิบัติที่จะเกิดขึ้นอีกในกรณีที่เกิดการ Slide ขึ้นแล้ว
4. ใช้ Stress Path Method เพื่อที่จะเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เหมาะสม สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

Skempton (1964) ได้แนะนำการใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สำหรับการคำนวณปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดินแบบขุด (Cut Slope) ไว้ดังตารางที่ 2.5

SOIL	DEFORMATION HISTORY	STRENGTH	
		c'	ϕ'
INTACT CLAY	NO PREVIOUS LARGE DEFORMATION (FIRST TIME SLIDE)	c'_p	ϕ'_p
OVERCONSOLIDATED FISSURED CLAY NOT HIGHLY EXPANSIVE NOT HIGHLY OC	NO PREVIOUS LARGE DEFORMATION (FIRST TIME SLIDE)	c'_s	ϕ'_s
OVERCONSOLIDATED FISSURED CLAY HIGHLY EXPANSIVE OR HIGHLY OC	NO PREVIOUS LARGE DEFORMATION (FIRST TIME SLIDE)	0	ϕ'_r
OVERCONSOLIDATED CLAY	PREVIOUS LARGE DEFORMATION	0	ϕ'_r

ตารางที่ 2.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือน สำหรับคำนวณปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินแบบขุด (Cut slope) (Skempton, 1964)

p - peak strength
s - remold strength
r - residual strength



รูปที่ 2.7 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ (σ'_v) กับ ค่าเปอร์เซ็นต์ดินเหนียว จากการทดสอบ Ring shear test (Skempton, 1985)

Skempton (1985) กล่าวว่า ค่า Residual Strength ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพจะไม่ใช้ในกรณีที่เกิดการวิบัติครั้งแรก หรือดินที่ไม่เคยถูกแรงเฉือนมาก่อน หรือ Clay Fill แต่จะใช้สำหรับรอยผิวการวิบัติที่เคยเกิดขึ้นแล้ว หรือ ค้นดินถมที่เกิดการวิบัติแล้ว

Chowdhury (1978) กล่าวว่า ค่า Residual Strength จะเกิดขึ้นสำหรับ Dense Sand หรือ Heavily Overconsolidated Clay โดยที่จะไม่เกิดขึ้นกับ Loose Sand หรือ Normally Overconsolidated Clay โดยที่ค่า Residual Strength ไม่ขึ้นอยู่กับ Stress History หรือ Original Structure

Huang (1978) กล่าวว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยของดิน (Average Shear Strength) ที่เกิดขึ้นตลอดรอยผิวของการวิบัติ (Failure Surface) จะเป็นค่าที่อยู่ระหว่าง Peak Strength และ Residual Strength ในกรณีที่ค่าทั้งสองไม่ต่างกันมากนักให้ใช้ ค่า Peak Strength ในการคำนวณ

Bjerrum (1967) กล่าวว่า ในกรณีพิจารณาปัญหาเสถียรภาพของคันดินธรรมชาติในกรณีการเกิด Progressive Failure แล้ว จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ย (Average Shear Strength) ลดลงจาก Peak Strength เข้าสู่ Residual Strength ซึ่งถ้าคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัยจาก Peak Strength อาจทำให้เกิดข้อผิดพลาดได้

Crawford (1967) แนะนำว่า ในการคำนวณหาเสถียรภาพของคันดินควรใช้ค่า Residual Strength สำหรับดินประเภท Overconsolidated Clay

Skempton (1964) พบว่า สำหรับ Stiff London Clay ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากในสนามจะอยู่ในระหว่างค่า Peak Strength และ Residual Strength ที่ได้จากห้องทดลอง เมื่อพิจารณาที่ Average Normal Effective Stress เดียวกัน

Skempton (1965) แนะนำว่า ในกรณีที่มีพวก Fissure หรือ Joint ปรากฏในมวลดิน จะมีแนวโน้มทำให้เกิด Progressive Failure ขึ้นในคันดิน ซึ่ง Progressive Failure จะหยุดลงเมื่อกำลังรับแรงเฉือนถึงค่า Residual Strength แต่ในกรณีที่ไม่ปรากฏ Fissured หรือ Jointed แล้ว การลดลงของค่ากำลังรับแรง

เนื่องจาก Peak Strength จะเกิดขึ้นน้อยมากสามารถตัดทิ้งได้ แต่ในกรณีที่เกิดการวิบัติของคันดินแล้วการเคลื่อนตัวของคันดินที่เกิดการเลื่อนไถลจะถูกควบคุมด้วย Residual Strength โดยที่ไม่คำนึงว่า ดินจะมีพวก Fissured หรือ Joint หรือไม่ก็ตาม

Skempton (1985) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Residual Strength สำหรับการทดสอบแบบระบายน้ำ กับ Clay Fraction โดยทดสอบกับ Ring Shear Test กับตัวอย่างดินที่นำมาจากรอยผิวของการวิบัติ ดังปรากฏดังรูปที่ 2.7

Lambe (1987) ได้ทดสอบและเสนอความสัมพันธ์ของ ค่า Residual Strength กับ ค่า Liquid Limit และ Plasticity Index ของดินบริเวณ Amuay Landslide ($LL > 50\%$, $PI = 20-50\%$) พบว่า ค่า Residual Friction Angle (δ_r) จะขึ้นอยู่กับค่า Liquid Limit และ Plasticity Index และค่า Normal Effective Stress (σ_v) ดังปรากฏในรูปที่ 2.8 และ 2.9

2.4.4 การเลือกค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการวิเคราะห์

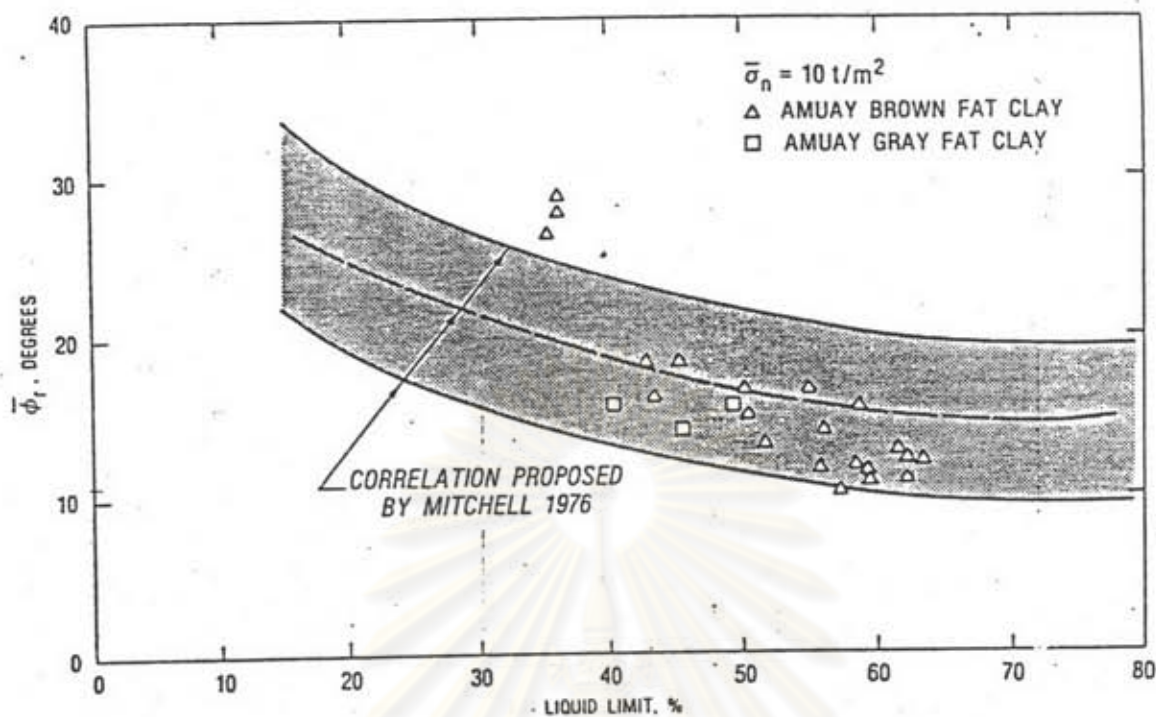
2.4.4.1 การใช้ข้อมูลจากการทดลอง

Koutsoftas & Ladd (1985) กล่าวว่า สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแล้ว จะพบว่า

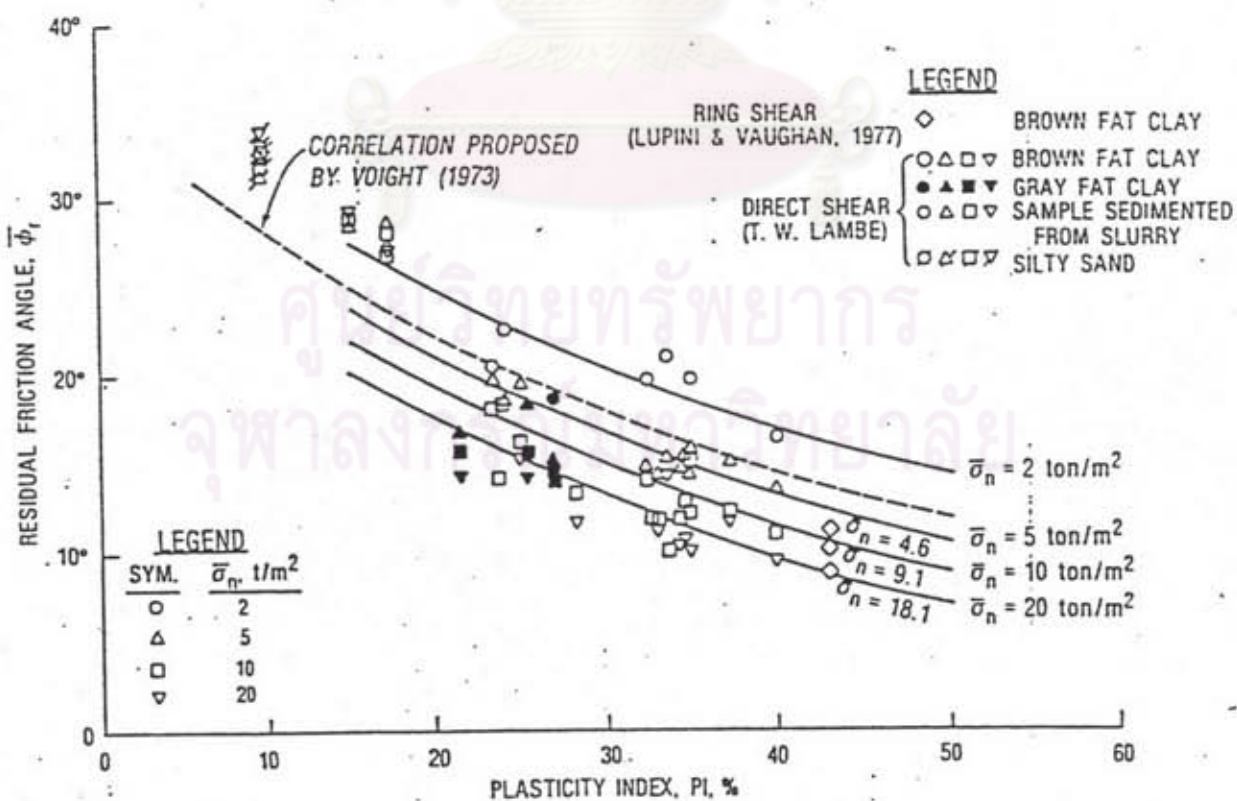
1. ความน่าเชื่อถือได้ของกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ UUC ขึ้นอยู่กับการหักล้างกันของข้อผิดพลาดจากการที่กำลังรับแรงเฉือนลดลงเนื่องจากผลของการรบกวนตัวอย่างดิน (Sample Disturbance) ถูกทดแทนด้วยการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือน จากการเฉือนตัวอย่างด้วยอัตราความเครียดสูง ทำให้ผลผลของ Strain Rate และ Strength Anisotropy

2. การทดสอบ CIUC จะให้ค่า Undrained Strength Ratio (s_u / σ_{v0}) ที่สูงเกินไปเนื่องจากมีได้คำนึงถึงผลของ Strength Anisotropy

Ladd & Foott (1974) เสนอให้ใช้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบที่เรียกว่า Stress History and Normalized Soil Engineering Properties Technique (SHANSEP) สำหรับดินเหนียวอ่อน และดินแข็งปานกลาง โดยที่วิธีการ SHANSEP จะลดผลการรบกวนตัวอย่างลงโดยทดสอบ K_u Consolidated -



รูปที่ 2.8 ค่า residual friction angle (ϕ_r) กับค่า Liquid limit ของดินบริเวณ Amuay landslide



*SAMPLES OF BROWN FAT CLAY FROM STAGE D

รูปที่ 2.9 ค่า residual Friction angle (ϕ_r) กับค่าดัชนีพลาสติกซิตี (PI%) สำหรับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งฉากต่าง ๆ กัน (Lambe, 1985)

Undrained Shear Tests โดยจะทำการอัดตัวคายน้ำตัวอย่างไปจนถึง in-situ Preconsolidation Pressure และจะทำการ Rebound กับมาที่ OCR ที่ต้องการ โดยวิธีการทดสอบใช้ Direct Simple Shear

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis) เพื่อพิจารณารอยผิวก้าวการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Arc) หรือ เป็นรูปลิ้ม (Sliding Wedge Analysis) เพื่อพิจารณาถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้น จะพบว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะเปลี่ยนแปลงไปเรื่อยจากสภาพ Active จนถึงสภาพ Passive ดังรูปที่ 2.10 ลักษณะการวิบัติของดินเพื่อพิจารณาขอบเขตของหน่วยแรงที่สามารถเกิดการวิบัติที่สอดคล้องกับการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการที่ใช้งานอยู่ แบ่งการพิจารณาออกได้เป็น 3 แบบ ด้วยกันคือ

1. การวิบัติของดินบริเวณจุดเริ่มต้นของการวิบัติ จะสอดคล้องกับการทดลอง Plane Strain Compression (PSC) หรือ Triaxial Compression (TC)
2. การวิบัติของดินบริเวณส่วนกลางของการวิบัติ จะสอดคล้องกับการทดสอบ Direct Simple Shear (DSS)
3. การวิบัติของดินบริเวณส่วนปลายของการวิบัติ จะสอดคล้องกับการทดสอบ Plane Strain Extension (PSE) หรือ Triaxial Extension (TE)

จากระบบของหน่วยแรงที่ทำให้เกิดการวิบัติทั้ง 3 แบบ หากจะทำการวิเคราะห์เสถียรภาพให้ถูกต้องแล้ว กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ต้องแบ่งออกเป็น 3 ส่วน แต่ในการกระทำเช่นนั้นแล้วโดยปกติมักจะไม่ทำกัน เนื่องจากเกิดความยุ่งยาก

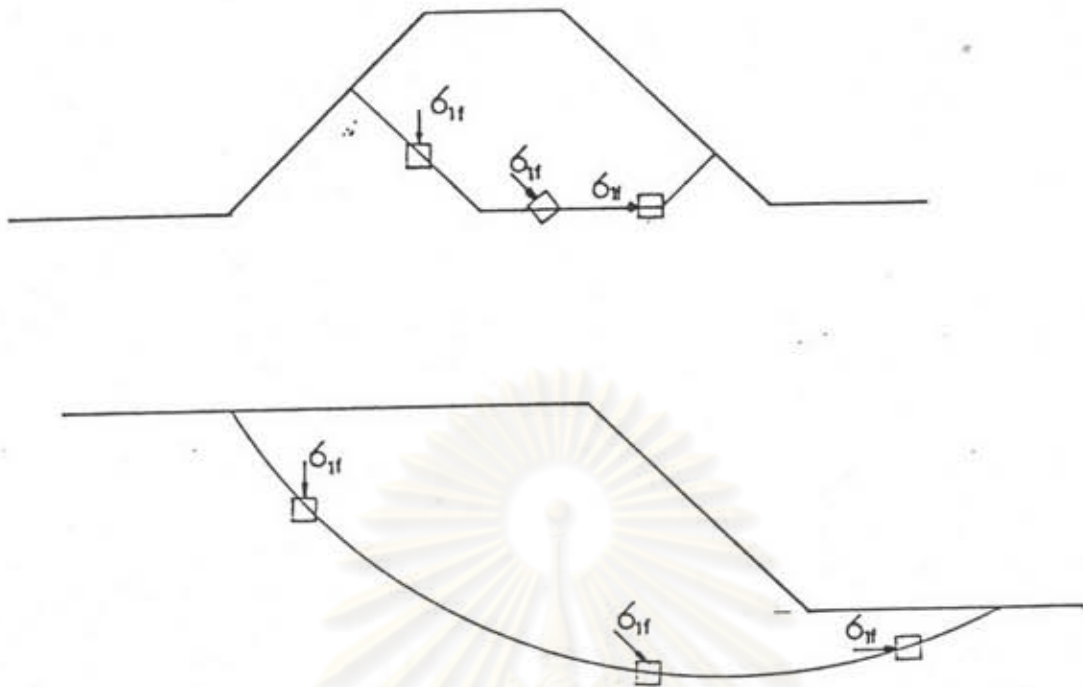
Ladd & Foott (1974) ในการพิจารณาเสถียรภาพของคันดินในกรณีที่เกิดการวิบัติเป็นส่วนโค้งวงกลมอย่างสมบูรณ์ สำหรับระบบหน่วยแรงจาก Active ไปจนถึง Passive แล้วให้ใช้ค่าเฉลี่ยของ Normalized Strength จาก PSA และ PSP Test หรือจาก TC และ TE Test เพื่อทำการวิเคราะห์สำหรับดินเหนียวชั้นดินแปรปรวน

Bjerrum (1972) รายงาน ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ DSS จะใกล้เคียง หรือต่ำกว่าค่าเฉลี่ยของ PSA และ PSP ดังนั้นในกรณีใช้กำลังรับแรงเฉือนจาก DSS อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จะต่ำกว่าความเป็นจริง (Safe Side)

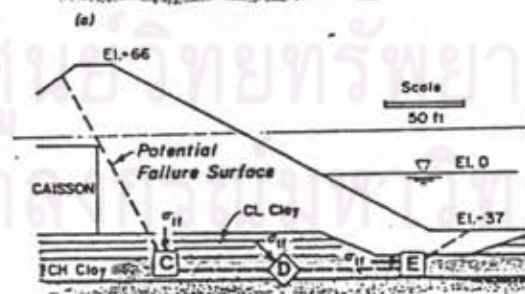
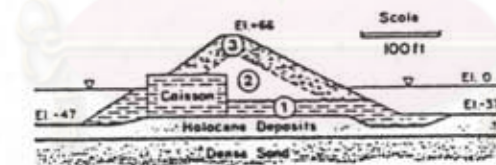
Ladd & Koutsoftas (1985) ทำการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของ Ags Plastic Clay ของ Floating Nuclear Power Plant นอกชายฝั่งทะเลของรัฐนิวเจอร์ซีย์ โดยใช้การทดสอบ K_u Consolidated Undrained Shear Test ดังต่อไปนี้ Plane Strain Compression (PSC) และ Extension (PSE) สำหรับระบบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในส่วน Active และ Passive สำหรับการวิบัติแบบ Wedge และใช้ Triaxial Compression และ Extension ในส่วนที่ σ_{1c} กระทำในแนวดิ่งและแนวนอน สำหรับส่วนที่อยู่ในแนวราบของรอยผิวยุติการวิบัติ จะใช้ Geonor Direct Simple Shear Test ดังรูปที่ 2.11

เมื่อนิยามหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกับความเครียดของการทดสอบ CK_u Plane Strain และ Direct Simple Shear Test แล้ว ในส่วนของ Compression Portion ของ Failure Wedge จะได้ค่า Peak Strength ที่ความเครียดต่ำ และค่ากำลังรับแรงเฉือนจะลดลงก่อนหน้าที่กำลังรับแรงเฉือนในส่วนของรอยวิบัติในแนวราบ และส่วนของ Extension Portion จะเกิดขึ้นอย่างเต็มที่ ดังรูปที่ 2.12 เมื่อนิยามถึงปัญหา Progressive Failure ดังนั้นผลรวมของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ดินตลอดรอยผิวยุติการวิบัติจะน้อยกว่าผลรวมของ Peak Strength เพื่อแก้ปัญหาในเรื่อง Anisotropy และ Progressive Failure ที่เกิดขึ้น จึงใช้ Strain Compatibility Technique ช่วยในการแก้ปัญหา โดยสมมติว่า Shear Strain ที่เกิดขึ้นตลอดความยาวของรอยการวิบัติจะเท่ากันชั่วขณะหนึ่งของการวิบัติ ขณะที่ค่าหน่วยแรงเฉือนด้านที่ดินเกิดขึ้นสูงสุด ดังนั้นในการออกแบบจะเลือกใช้กำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยใช้ค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนทั้งสามแบบที่ความเครียดที่กำหนด (ให้ค่าเฉลี่ยของแรงเฉือนสูงสุด) ในกรณีที่ดินของการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม

Ladd & Kousoftas (1985) ใช้วิธี Strain Compatibility Technique สำหรับเลือก Strength Parameter ในการออกแบบ Break Water สำหรับดิน AGS Plastic Clay ซึ่งมี $OCR = 4.2 \pm 0.9$ โดยเลือก Strength Parameter จาก Normalized Strength Parameter สำหรับออกแบบที่ Shear Strain = 8% ดังปรากฏในรูปที่ 2.13 และแนะนำว่า Shear Strain ที่ควรใช้ในการออกแบบ

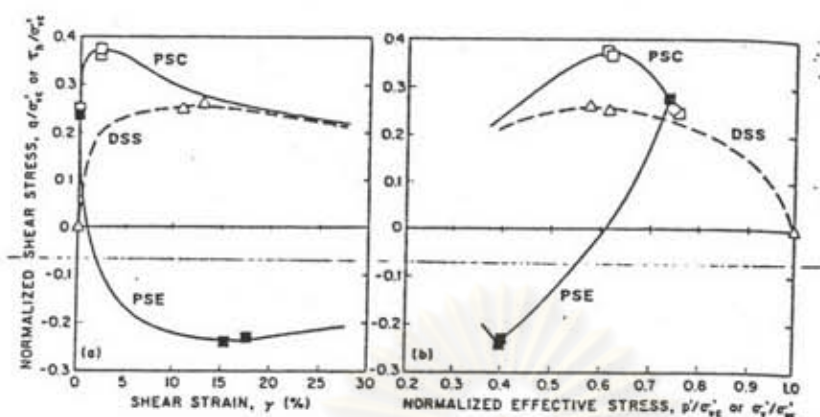


รูปที่ 2.10 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสำหรับการนิบัติของปัญหาเสถียรภาพ ในกรณีรอยผิวด้านการนิบัติ เป็นรูปโค้ง หรือ ส่วนโค้ง (Ladd and Koutsoftas, 1985, Ladd and Foott, 1974)

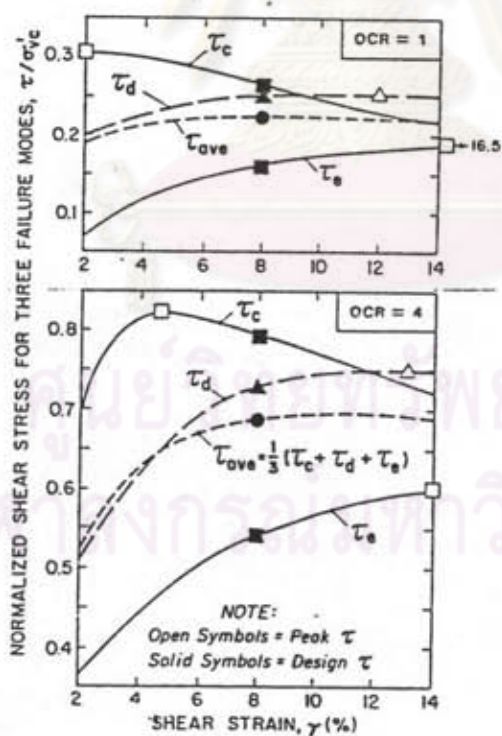


- C** Plane Strain Compression (PSC) or Triaxial Compression (TC)
- D** Direct Simple Shear (DSS)
- E** Plane Strain Extension (PSE) or Triaxial Extension (TE)

รูปที่ 2.11 การเลือกพารามิเตอร์ ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Ladd and Koutsoftas, 1985)



รูปที่ 2.12 ค่ากำลังแรงเฉือนของดิน Normally Consolidated clay กับความเครียดและค่า Normalized effective stress paths (Ladd and Koutsoftas, 1985)



รูปที่ 2.13 การหาค่าเฉลี่ยของ Normalized stress - strain โดยใช้ strain Compatibility Technique (Ladd and Koutsoftas, 1985,)

แบบ ควรอยู่ระหว่าง 2% สำหรับ Sensitive Brittle Clay และ 10% สำหรับ Insensitive Plastic Clay

2.4.4.2 การใช้ข้อมูลจากการทดลองในสนาม

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ นอกจากจะใช้ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองแล้ว อาจจะใช้ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบในสนามก็ได้ การทดสอบในสนามที่เป็นที่นิยมนำกำลังรับแรงเฉือนมาวิเคราะห์เสถียรภาพในประเทศไทย คือ Geonor field vane test และ Dutch cone test

สำหรับการเลือกใช้ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Geonor field vane test และ Dutch cone test ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.4.1

2.5 แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure)

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน อาจแทนค่าแรงดันน้ำในโพรงดินสำหรับหาอัตราส่วนปลอดภัย ในรูปอัตราส่วนของแรงดันน้ำในโพรงดินต่อน้ำหนักของดิน (Pore Water Pressure Ratio; r_u) โดยที่

$$r_u = U / \gamma H \quad 2.11$$

การใช้ Pore Water Pressure Ratio จะไม่เหมาะสมกับปัญหาเสถียรภาพที่แรงดันน้ำในโพรงดินขึ้นอยู่กับกระบวนการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดิน เช่น การก่อสร้างคันดินก่อนที่จะมีการอัดตัวคายน้ำ แต่จะเหมาะสมกับการคำนวณหาแรงดันน้ำในโพรงดิน จากกรณีของ Steady Stage หรือ Hydrostatic ในความเป็นจริงแล้ว ค่า Pore Pressure Ratio จะไม่คงที่ตลอดรูปร่างหน้าตัดของการวิบัติ แต่การใช้ค่าเฉลี่ยในกรณีดังกล่าวก็ได้ ทำให้การวิเคราะห์ผิดพลาดไปมากนัก (Bishop and Morgenstern, 1960)

แรงดันน้ำในโพรงดินที่มีผลปัญหาเสถียรภาพ อาจแบ่งออกได้เป็น 3 แบบ คือ

1. Steady Seepage
2. Rapid Drawdown
3. Artesian Pressure

2.5.1 กรณี Steady Seepage

สำหรับคันดินธรรมชาติ ในกรณีที่เกิดว่าเป็นปัญหาระยะยาวแล้ว แรงดันน้ำในโพรงดินจะหาจากสภาพ Steady Seepage โดยที่สมมติขณะที่ดินเริ่มเกิดการวิบัติ ไม่เกิดค่าแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นอันเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล ดังนั้นค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจะถูกควบคุมด้วยระดับน้ำในใต้ดิน และ ทิศทางการไหลของน้ำ การหาค่าการกระจายของแรงดันน้ำในโพรงดินอาจทำได้โดยการวัดค่า Piezometer ในสนาม และติดตั้ง Observation Well ในทิศทางตั้งฉากกับคันดิน (Sevaldson, 1950) หรือ คำนวณแรงดันน้ำในโพรงดินการวิเคราะห์ใช้วิธีของหน่วยแรงประสิทธิผล

รูปที่ 2.14 แสดงการคำนวณปัญหาเสถียรภาพ ในกรณีที่มีการไหลแบบ Steady Seepage ในกรณีใช้ Method of Slice โดยคิดว่าดินเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogenous Soil) ดังนั้นค่าแรงดันน้ำในโพรงดินของแต่ละ Slice จะคำนวณในรูปฟังก์ชันของค่าเฉลี่ย Pressure Head ของแต่ละ Slice

Lambe (1979) ได้แสดงวิธีการหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน เมื่อพิจารณาว่า การไหลเป็นแบบ Steady Seepage ในทิศทางขนานกับความลาด (Slope) ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้กับคันดินธรรมชาติ ดังรูปที่ 2.15

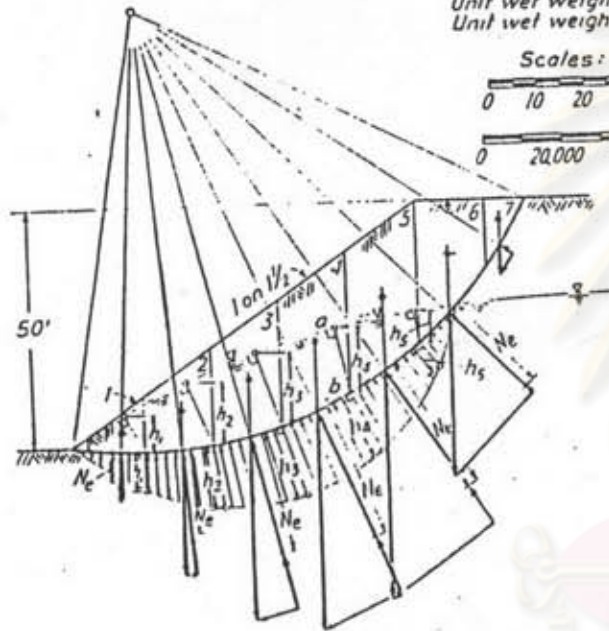
ในดินเหนียวอ่อนหรือแข็งปานกลาง การเคลื่อนตัวของคันดินอาจทำให้เกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้น เนื่องจากมีการเคลื่อนตัวอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์ทำได้โดยวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress) โดยใช้ค่า s_u ที่เกิดจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งโดยวัดความดันน้ำในสภาพ Steady State (Ladd, 1988)

2.5.2 Rapid Drawdown

ในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) จะทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง โดยที่ก่อนหน้าที่จะมีการลดระดับน้ำ ค่าแรงดันน้ำใน

Given:
 Friction angle, $\phi = 15^\circ$ ($\tan \phi = 0.268$)
 Unit cohesion, $c = 0.25$ tons/sq. ft.
 Unit wet weight, $\gamma_{wet} = 126$ lb./cu. ft. (above ground water)
 Unit wet weight, $\gamma_{wet} = 132$ lb./cu. ft. (below ground water)

Scales:
 0 10 20 30 ft.
 0 20,000 40,000 lb.

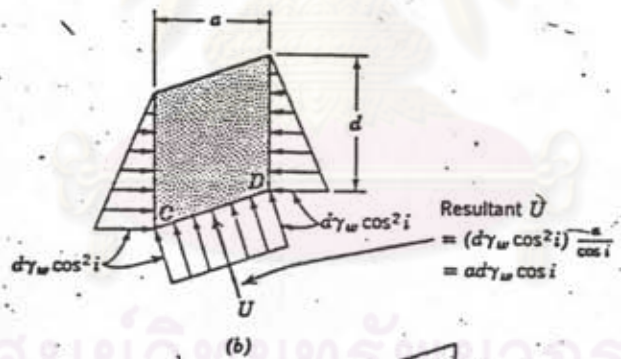
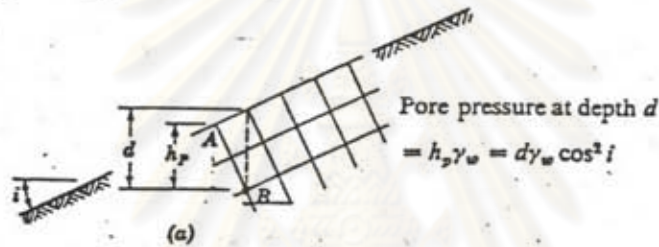
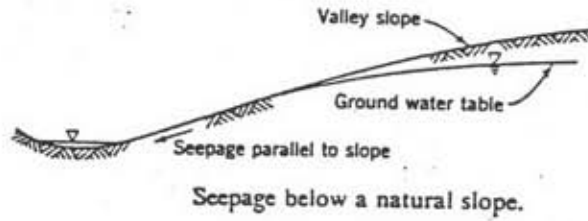


Slice No.	Total Weight of Slice, W_f (lb./lin. ft.)	Effective Normal Comp of Total Weight, N_e (lb./lin. ft.)	Tangential Components of Total Weight		Resistance Due to Friction, $N_e \tan \phi$ (lb./lin. ft.)	Contact Area at Bottom of Slice, bL (sq. ft./lin. ft.)	Resistance Due to Cohesion cbL (lb./lin. ft.)
			Driving Force, T_D (lb./lin. ft.)	Resisting Force, T_R (lb./lin. ft.)			
1	11,460	7,680		750	2,060	15.3	7,650
2	30,940	20,970	2,800		5,620	15.0	7,500
3	45,440	30,500	11,000		8,180	15.3	7,650
4	54,600	35,000	22,000		9,380	16.3	8,150
5	57,200	36,000	31,800		9,650	18.0	9,000
6	41,540	27,000	29,000		7,230	21.7	10,850
7	7,520	4,200	6,400		1,130	16.3	8,150
Totals			103,000	750	43,250		59,000

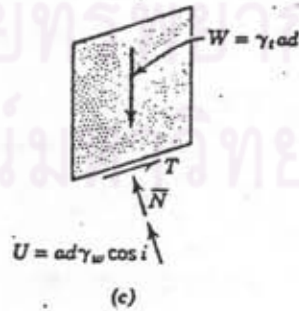
$$S.F. = \frac{\sum cbL + \sum N_e \tan \phi + \sum T_R}{\sum T_D}$$

$$S.F. = \frac{59,000 + 43,250 + 750}{103,000} = 1.00$$

รูปที่ 2.14 การคำนวณปัญหาเสถียรภาพ ในการณีการไหลแบบ steady seepage (Hough, 1957)



$$\begin{aligned}
 N + U &= \gamma_b a d \cos i \\
 \therefore N &= \gamma_b a d \cos i \\
 T &= \gamma_t a d \sin i \\
 \frac{T}{N} &= \tan \phi = \frac{\gamma_t}{\gamma_b} \tan i \\
 \therefore \tan i &= \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \tan \phi
 \end{aligned}$$



รูปที่ 2.15 การหาความดันน้ำในโพรงดิน สำหรับการไหลแบบ steady seepage ในทิศทางขนานกับความลาด (Lambe, 1979)

โพรงดินอยู่ในสภาพสมดุล ผลของการลดระดับน้ำจะทำให้เกิด Boundary Condition ใหม่ โดยจะทำให้การไหลของน้ำไม่คงที่กับเวลา จนกว่า Phreatic Line จะอยู่ในสภาพสมดุลอันใหม่

สำหรับดินที่มีค่าความซึมผ่านได้สูง จะพิจารณาว่า New Boundary Condition จะสามารถเกิดขึ้นได้ทันที หลังจากการลดระดับน้ำ สามารถหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน ได้โดยเขียน Flow Net สำหรับ Boundary Condition อันใหม่ แต่ในกรณีที่ดินมีค่าความซึมผ่านได้ต่ำ เวลาที่ใช้ในการปรับตัวเพื่อให้ได้ Boundary Condition อันใหม่จะใช้เวลานานกว่าการลดระดับน้ำ ผลของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงของการลดระดับน้ำ จะทำให้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินเปลี่ยนแปลงไปด้วย

ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินหลังจากการลดระดับน้ำสามารถหาได้จากผลการทดลอง Triaxial Test โดยหาความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลง Pore Pressure จากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก โดยที่

$$u = u_0 + \Delta u \quad 2.12$$

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1 \quad 2.13$$

Skempton (1954) ได้หาค่าความสัมพันธ์ของ Δu ในรูปของ Pore Pressure Coefficient จากสมการ

$$\Delta u = B (\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad 2.14$$

Hough (1957) ได้ตั้งข้อสมมุติฐานสำหรับกรณี Rapid Drawdown สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ โดยขึ้นอยู่กับความซึมผ่านได้ (Coefficient of Permeability) ของดินชั้นฐานของคันดิน ดังปรากฏในรูปที่ 2.16 จะพบว่าในกรณีของดินบริเวณฐานของคันดิน เป็นชั้นดินที่น้ำสามารถซึมผ่านได้ยาก (Impervious Layer) จะทำให้เป็นอันตรายต่อเสถียรภาพ รูปดังกล่าวพิจารณาว่าชนิดของดินที่เป็นคันดิน เป็น

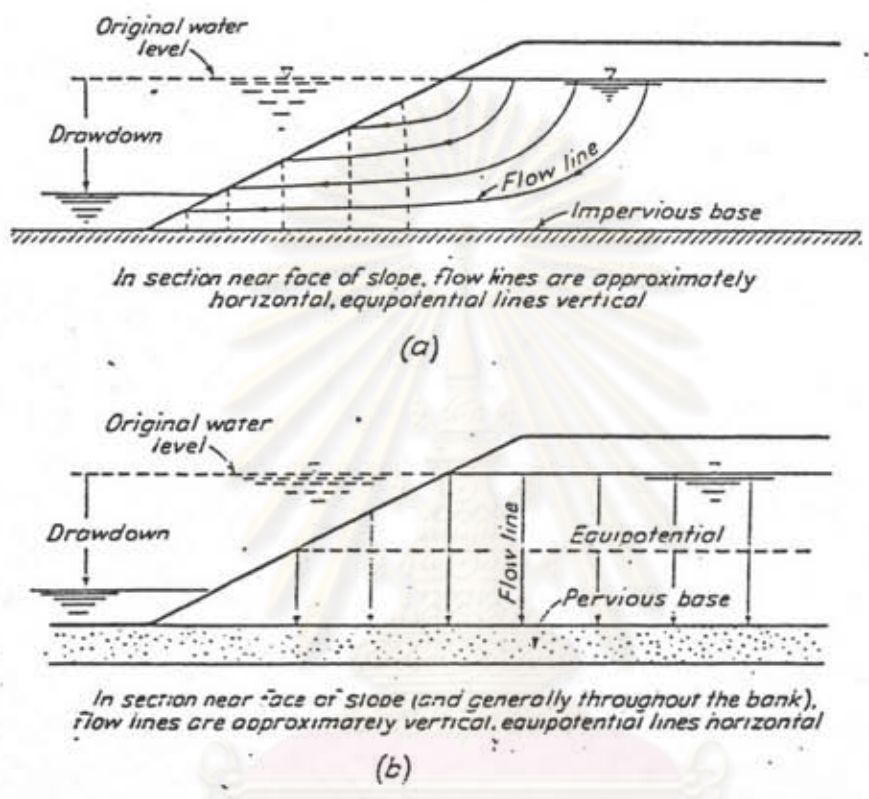


Figure redrawn from Terzaghi & Peck, *Soils Mechanics in Engineering Practice*, Copyright 1948, John Wiley & Sons, Inc.

รูปที่ 2.16 สมมุติฐานการหาแรงดันน้ำในโพรงดิน ในกรณี Rapid draw down (Hough, 1957)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ดินชนิดที่น้ำไหลออกได้ช้ากว่าการลดลงของระดับน้ำหน้าดิน

2.5 3 Artesian Pressure

แรงดันน้ำบาดาลจะมีผลต่อชั้นดินที่ความชื้นผ่านได้สูง โดยจะทำให้แรงเสียดทานภายใต้ของเม็ดดิน (Intergranular Pressure) ลดลง ทำให้อาจมีผลทำให้เกิดการวิบัติ

Hough (1957) แนะนำว่า ในกรณีวิเคราะห์ดินที่มี Granular Soil บริเวณฐานของคันดิน ควรลดค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินลง เนื่องจากผลของ Artesian Pressure

2.6 สาเหตุการวิบัติของคันดินธรรมชาติ

สาเหตุการวิบัติของคันดินธรรมชาติจะเป็นผลมาจากแรงจากน้ำหนักของตัวมันเอง หรือการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในดิน และแรงภายนอก โดยจะอาศัยความต้านทานแรงเฉือนในตัวมันเองเป็นตัวต้านการวิบัติ การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อแรงต้านทานต่อแรงเฉือน (Shearing Resistance) มีไม่เพียงพอที่จะทำให้เกิดสมดุลย์กับแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว

คันดินธรรมชาติที่ตั้งอยู่ได้มาเป็นเวลานาน อาจเกิดการวิบัติขึ้นทันทีทันใด สาเหตุของการวิบัติอาจเกิดขึ้นจากสาเหตุหลายประการ ดังต่อไปนี้

1. การรบกวนต่อรูปร่างคันดิน
2. แรงกระทำภายนอก เช่น แผ่นดินไหว หรือ ภูเขาไฟระเบิด
3. การเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในโพรงดิน จากการที่ระดับน้ำใต้ดินสูงขึ้น
4. การปรับตัวอยู่ในสภาพสมดุลย์ของแรงดันน้ำในโพรงดิน หลังการขุดในกรณีคันดินมีความชื้นได้ต่ำ
5. การลดลงของแรงเฉือนในคันดิน
6. การฝังตามธรรมชาติ อาจเป็นสาเหตุหนึ่งทำให้รูปร่างของคันดินเปลี่ยนไป หรือกำลังรับแรงเฉือนของดินลดลง

ในกรณีคันดินประกอบด้วยวัสดุหลาย ๆ ชนิด ซึ่งจะพบโดยทั่วไปสำหรับคันดินธรรมชาติ (Natural Slope) อาจเป็นสาเหตุอย่างหนึ่งในการที่จะทำให้เกิดการวิบัติขึ้น หากคันดินประกอบด้วยวัสดุ ดังต่อไปนี้

1. การลดลงของกำลังรับแรงเฉือน สำหรับชั้นดินที่ลึกลงไป
2. มีชั้นดินประเภท Weak Plastic Material อยู่ภายใต้คันดิน
3. มีการสลับกันของชั้นดินที่มีความชื้นผ่านของน้ำได้ดี กับชั้นดินที่น้ำซึม

ผ่านได้ยาก การวิบัติอาจเกิดขึ้นโดยการที่ความดันน้ำในชั้นดินที่น้ำซึมผ่านได้ดีเพิ่มขึ้น ซึ่งมีผลทำให้เสถียรภาพของคันดินต่ำลง

น้ำจะเป็นสาเหตุใหญ่ในการที่จะทำให้เกิดการวิบัติขึ้นสำหรับคันดิน ผลกระทบจากน้ำที่มีต่อคันดินธรรมชาติ คือ

1. ปริมาณฝน
2. การขึ้นลงของระดับน้ำ

ปริมาณน้ำฝน ผลกระทบของปริมาณน้ำฝนที่มีต่อเสถียรภาพคันดินมีดังต่อไปนี้

1. เมื่อปริมาณน้ำฝนไหลซึมลงไปใตดิน จะเป็นการเพิ่มค่าแรงดันน้ำในโพรงดินตลอดรอยผิวของการวิบัติ (Slip Surface) ซึ่งจะทำให้ค่าแรงกระทำในแนวตั้งฉากในรูปแรงประสิทธิผล (Effective Normal Stress) ลดลง ดังนั้นค่าแรงต้านทานสำหรับการเลื่อนไถล (Friction Resistance) ลดลง
2. ในดินจำพวก Stiff Fissure Clay ที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ แล้วน้ำฝนจะทำให้เกิดการบวม (Swelling) ขึ้นซึ่งจะมีผลทำให้แรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion) ลดลง
3. น้ำฝนที่ซึมลงในดิน จะมีผลทำให้ปริมาณความชื้น (Moisture Content) ในดินเพิ่มขึ้น ซึ่งจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลง
4. ในกรณีที่ดินมีรอยแตก (Tension Crack) เมื่อน้ำฝนซังในรอยแตกนั้น จะทำให้เกิดแรงดันน้ำขึ้น (Hydrostatic Pressure) ซึ่งมีผลทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง

5. น้ำฝนจะเพิ่มน้ำหนักกระทำบนผิวดิน และทำให้ค่าความหนาแน่นของดินสูงขึ้น

การขึ้นลงของระดับน้ำ สำหรับคันดินธรรมชาติในรูปของตลิ่งแม่น้ำ หรือคันดินรอบอ่างเก็บน้ำ การขึ้นลงของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ หรือแม่น้ำ จะเป็นสาเหตุใหญ่ในการทำให้เกิดการวิบัติขึ้นโดยที่

1. เมื่อระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำสูงขึ้น จะทำให้ปริมาณความชื้นของดินชั้นบนสูงขึ้น ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินบริเวณชั้นนี้ลดลง การวิบัติจะเริ่มจากส่วนนี้ก่อนแล้วลุกลามไปทั่วคันดิน

2. เมื่อระดับน้ำในแม่น้ำสูงขึ้นเป็นเวลานาน ทำให้ระดับน้ำใต้ดินสูงตามขึ้นไปด้วย ถ้าเกิดระดับน้ำในแม่น้ำลดลงอย่างรวดเร็ว ระดับน้ำใต้ดินไม่สามารถลดลงตามได้ทัน ทำให้เกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นในโพรงดิน และ Negative Driving Moment ซึ่งคอยพยุงคันดินอยู่ลดลง ซึ่งอาจเป็นสาเหตุของการวิบัติของตลิ่งได้

3. ตลิ่งตามลำน้ำทั่วไป อาจเกิดการวิบัติเนื่องจากผลของการกัดเซาะของแม่น้ำ โดยเฉพาะในฤดูน้ำหลาก

นอกจากนั้น คันดินอาจเกิดการวิบัติจากผลของการเพิ่มน้ำหนักกระทำบนคันดินหรือ การลดแรงต้านทานการเลื่อนไถลลง ซึ่งพบว่าคันดินธรรมชาติ โดยมากแล้วการวิบัติจะมีผลมาจากการขุดบริเวณปลายของคันดิน (Toe of Slope) หรือจากการเพิ่มน้ำหนักบนคันดินซึ่งอาจมาจากสิ่งก่อสร้างบนคันดิน

NAVFAC DM-7 (1982) กล่าวว่า การวิบัติของคันดินจะเกิดขึ้นเมื่อมีการเกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเฉือน หรือกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งทำให้เกิดการไม่สมดุลระหว่างแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวมีมากกว่าแรงต้านทานการเคลื่อนตัว สำหรับคันดินธรรมชาติการไม่สมดุลระหว่างแรงอาจมีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคันดิน ซึ่งมีผลทำให้เป็นการเพิ่มแรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล หรือ ลดลงต้านการไถล การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ จะมีผลทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลลดลงและกำลังรับแรงเฉือนของดินลดลงไปด้วย การผุพังตามธรรมชาติ (Weathering) การเปลี่ยนแปลงแร่ธาตุ, การแยกตัวและรอยแตกของมวลดิน ก็จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของมวลดินลดลง

2.7 ชนิดของการเคลื่อนตัวของคันดิน

การวิบัติของคันดิน อาจเกิดจากการเคลื่อนตัวโดยการขยับลิ้นไถ (Translational) และหรือการวิบัติโดยการหมุน (Rotational) การวิบัติแบบลิ้นไถ จะเกิดขึ้นกับคันดินที่มีชั้นดินที่กำลังรับแรงเฉือนต่ำแทรกตัวระหว่างชั้นดิน แต่การวิบัติในรูปของการหมุนจะเกิดขึ้นกับชั้นดินที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนสม่ำเสมอ (Strength Uniform) หรือกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึก

การวิบัติของคันดินอาจแบ่งออกตามความเร็วในการวิบัติ โดยที่การเคลื่อนตัวของคันดิน จะขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่ประกอบเป็นคันดิน และรูปร่างของรอยผิวการวิบัติ ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เปลี่ยนไปจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของหน่วยแรงและความเครียด (Stress Strain Behavior) จะเป็นตัวควบคุมความเร็วในการวิบัติ

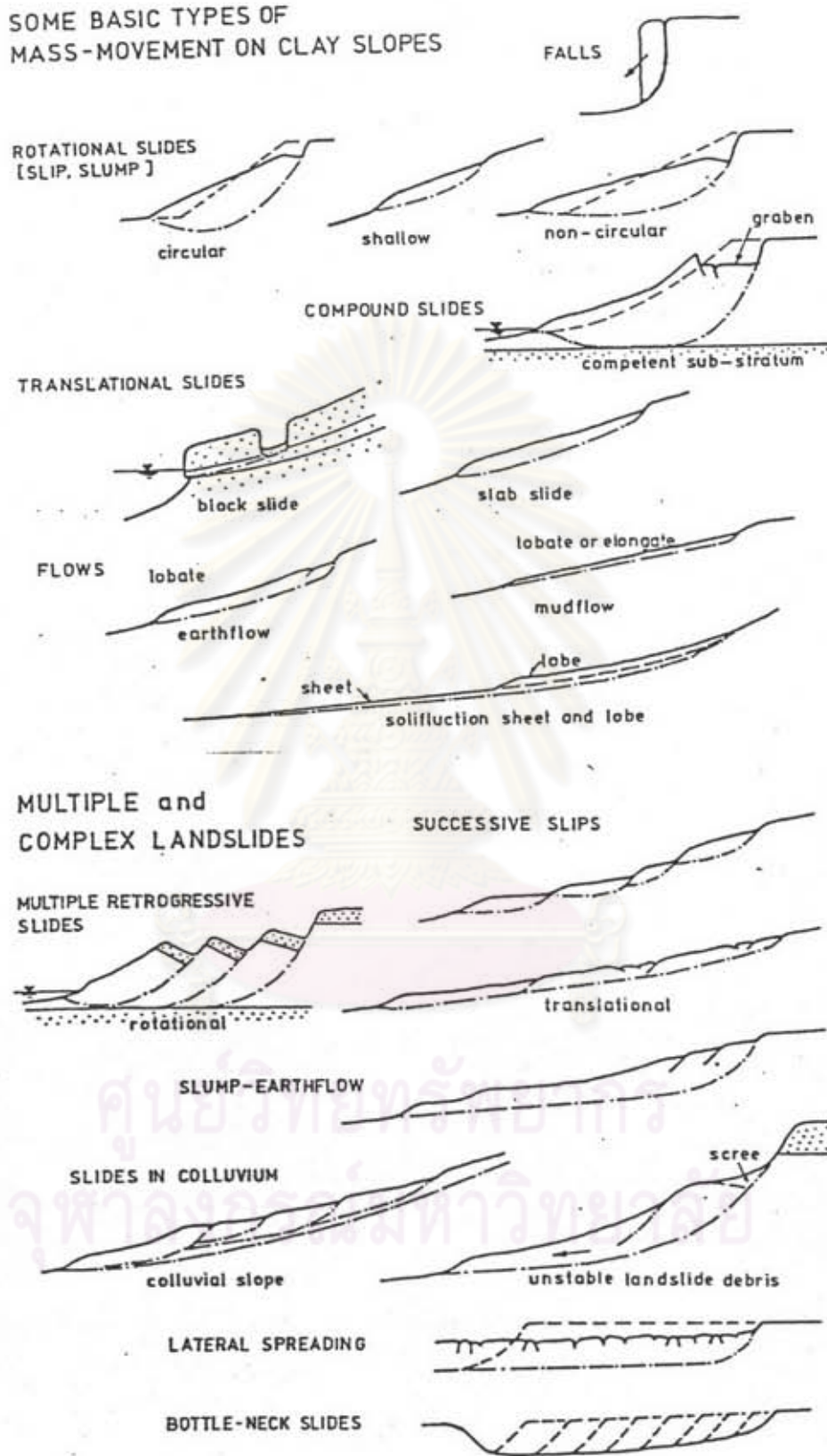
Skempton and Hutchinson (1969) ได้จำแนกการวิบัติของคันดินเหนียว ดังรูปที่ 2.17 โดยแบ่งเป็น Mass Movement และ Multiple and Complex Landslided

2.8 การคำนวณเสถียรภาพของคันดิน

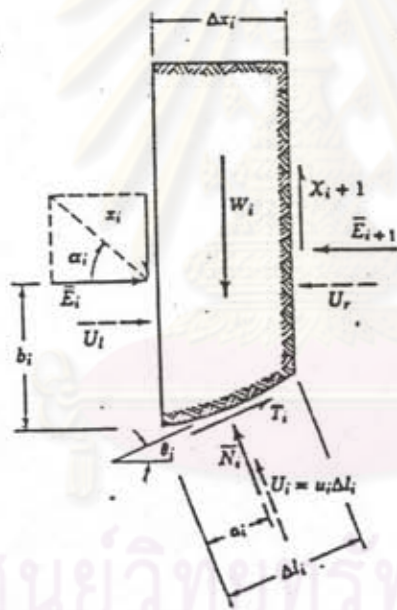
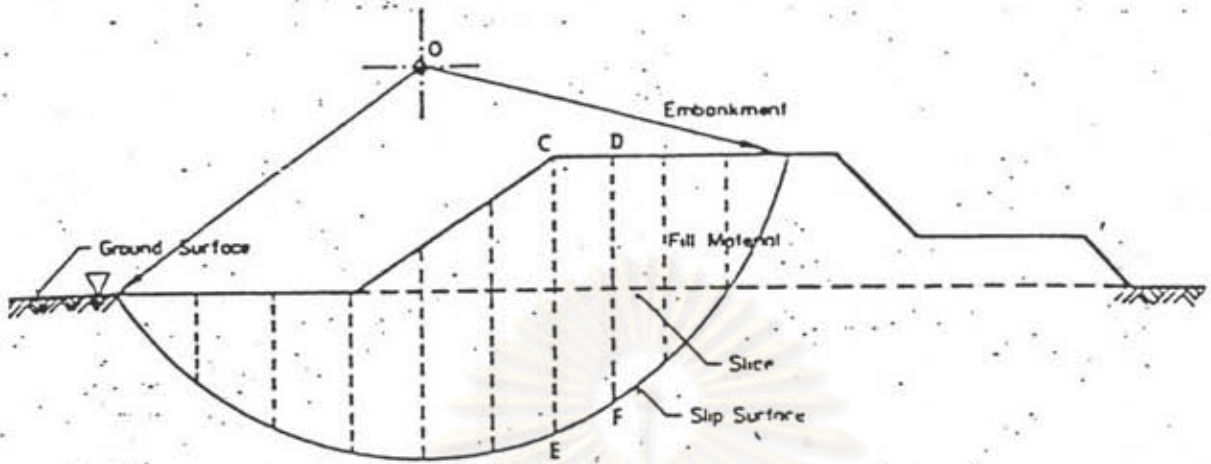
การคำนวณเสถียรภาพของคันดิน มีอยู่หลายวิธี ซึ่งแตกต่างกันไปในเรื่องสมมุติฐานเพื่อลดตัวไม่ทราบค่าลง โดยที่จะพิจารณารอยผิวการวิบัติเป็นรูปร่างลักษณะต่างกัน เช่น Straight Line, Circular arc, Logarithmic Spiral หรือ Plane Failure กรณีของการพิจารณาระนาบการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม จะแบ่งมวลดินออกเป็นช่องเล็กในแนวตั้ง (Slices) แล้วพิจารณาสมดุลย์ของแรงที่กระทำแต่ละ Slice ดังในรูปที่ 2.18 จะพบว่า มีแรงที่เกี่ยวข้องดังต่อไปนี้

1. น้ำหนักของมวลดินแต่ละ Slice (W_i)
2. แรงค้ำน้ำในโพรงดินที่กระทำทางด้านข้างของ Slice (U_1, U_r)
3. แรงค้ำน้ำในโพรงดินตลอดความยาวของ Slice (U_i)

SOME BASIC TYPES OF MASS-MOUMENT ON CLAY SLOPES



รูปที่ 2.17 การวิบัติของดินเหนียวแบบ Mass movement และ Multiple complex landslide (Chodhyry, 1978)



รูปที่ 2.18

การแบ่งมวลดินและแรงที่กระทำกับ slice

การแบ่งมวลดิน (slice) เพื่อทำการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของคันดินถม

4. แรงกระทำในแนวตั้งฉากกับผิวของ Slice ในทุกระนาบ (E_i , $E_i + 1, N_i$)

5. แรงเฉือนที่กระทำต่อ Slice (X_i, X_{i+1}, T_i)

เมื่อพิจารณาแรงกระทำต่อ Slice จำนวน n Slice จะพบว่าปัญหาที่เกิดขึ้นจะมีจำนวนตัวไม่ทราบค่า และจำนวนสมการในการแก้ปัญหา ดังตารางที่ 2.6 โดยที่จำนวนตัวไม่ทราบค่าอยู่จำนวน $5n-2$ ตัว แต่จำนวนสมการในการแก้ปัญหามีจำนวน $3n$ สมการในการแก้ปัญหาก็จะพิจารณาว่าทราบตำแหน่งของแรง ที่กระทำบน Slice จำนวนตัวไม่ทราบค่าจะลดลงเหลือ $4n-2$ ตัว ดังนั้นจำเป็นที่จะต้องหาสมการอีก $n-2$ สมการ หรือลดจำนวนตัวไม่ทราบค่าลง $n-2$ ตัว โดยมากแล้วการแก้ปัญหาก็จะใช้วิธีลดจำนวนตัวไม่ทราบค่าลง โดยตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับแรงที่กระทำบน Slice ในที่นี้จะขอกกล่าวถึงวิธีคิดไว้ 3 วิธีคือ

2.8.1 วิธีการของ Fellenius

(Swedish Circle Method, Ordinary Method of Slice)

Fellenius (1936) สมมติแรงลัพธ์ของแรงกระทำทางด้านข้างของแต่ละ Slice ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของการวิบัติมีค่าเป็นศูนย์ ดังรูปที่ 2.19 ซึ่งทำให้

$$F = \frac{cL + \tan \bar{\delta} \sum_{i=1}^n (W_i \cos e_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin e_i} \quad 2.15$$

โดยที่

F = อัตราส่วนปลอดภัย

W_i = น้ำหนักของมวลดินของ Slice ที่ i

Δl_i = ความยาวของส่วนโค้งของวงกลมที่ฐานของมวลดิน Slice ที่ i

e_i = มุมที่สัมผัสระหว่าง Slice ที่ i กับแนวราบ

$c, \bar{\delta}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสำหรับ Slice ที่ i

u_i = แรงค้ำน้ำในโพรงดินใต้ฐานของ Slice ที่ i

Unknowns Associated with Force Equilibrium

- n Resultant normal forces N_i on the base of each slice or wedge
 - 1 Safety factor, which permits the shear forces T_i on the base of each slice to be expressed in terms of N_i
 - $n - 1$ Resultant normal forces E_i on each interface between slices or wedges
 - $n - 1$ Angles α_i which express the relationships between the shear force X_i and the normal force E_i on each interface
-
- $3n - 1$ Unknowns, versus $2n$ equations

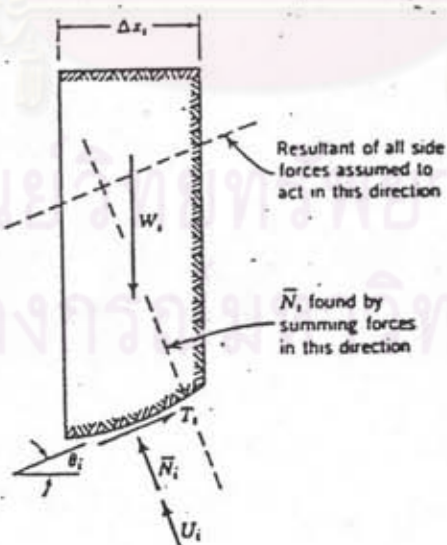
Unknowns Associated with Moment Equilibrium

- n Coordinates a_i locating the resultant N_i on the base of each wedge or slice
 - $n - 1$ Coordinates b_i locating the resultant E_i on each interface between wedges or slices
-
- $2n - 1$ Unknowns, versus n equations

Total Unknowns

- $5n - 2$ Unknowns, versus $3n$ equations
-

ตารางที่ 2.6 จำนวนสมการและตัวไม่ทราบค่า สำหรับวิธีการ limit Equilibrium (Lambe, 1979)



รูปที่ 2.19 ระบบแรงที่กระทำต่อ slice สำหรับวิธีการของ Fellenius

2.8.2 วิธีการของ Bishop

วิธีการของ Bishop ถูกปรับปรุงให้ง่ายโดย Janbu ในปี 1956 เรียกว่าวิธีการที่ถูกรับปรุงใหม่นี้ว่า "Simplified Bishop Method of Slice" โดยพิจารณาแรงที่กระทำต่อ slice ในรูปที่ 2.20 โดยมีสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. รูปร่างผิวของการวิบัติจะเป็นรูปส่วนโค้งของวงกลม
2. พิจารณาแรงระหว่าง slice ด้วย
3. ค่าอัตราส่วนปลอดภัย คือ อัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงกับค่าแรงเฉือนที่ใช้เพื่อรักษา Limiting Equilibrium (Mobilized Shear Strength)

ซึ่งจะหาอัตราส่วนปลอดภัยได้ดังนี้

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c \Delta X_i + (W_i - u_i \Delta X_i) \tan \delta)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} * 1/M_i(\theta) \quad 2.16$$

$$\text{โดยที่ } M_i(\theta) = \cos \alpha_i \frac{(1 + \tan \alpha_i \tan \delta)}{F} \quad 2.17$$

จากการที่ทั้งสองวิธีมีการพิจารณาสมมูลย์ของแรงต่างกัน ทำให้อัตราส่วนปลอดภัยที่ได้จากการคำนวณแตกต่างกัน โดยที่วิธีการ Simplified Bishop Method จะให้ความแม่นยำในการคำนวณมากกว่า

Whitman and Bailey (1967) กล่าวว่า วิธีการของ Fellenius ในบางครั้งจะให้ค่าที่แตกต่างจากคำตอบที่ถูกต้องประมาณ 10-15% แต่ในบางครั้งความผิดพลาดอาจมากถึง 60% แต่วิธีการของ Simplified Bishop จะให้ค่าความผิดพลาดไม่เกิน 6%

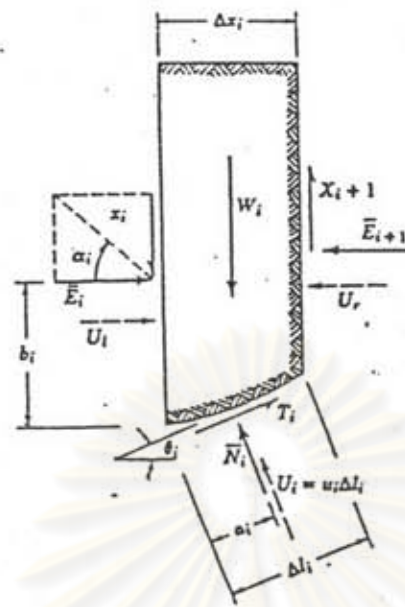
Whitman and Moore (1963) กล่าวว่า วิธี Simplified Bishop Method จะให้ค่าใกล้เคียงกับคำตอบที่ถูกต้อง

2.8.3 Wedge Method

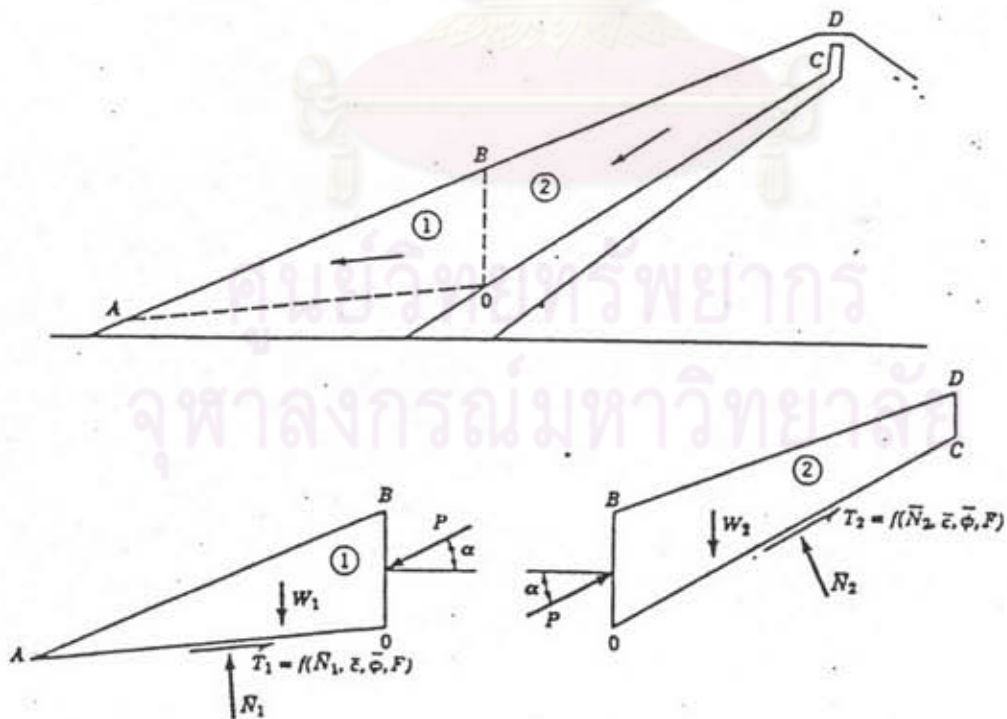
สำหรับปัญหาเสถียรภาพในกรณีที่พิจารณารอยผิวของการวิบัติเป็นรูป Plane Failure แล้ว รูปร่างของรอยผิวการวิบัติอาจจะประกอบด้วยเส้นตรงสองหรือสามเส้นประกอบกัน การคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยอาจจะใช้วิธี Method of Slice ก็ได้ แต่มีวิธีการที่ง่ายและเชื่อถือได้ในคำตอบ คือ Wedge Method

สำหรับวิธีการ Wedge Method นี้ จะแบ่งมวลดินที่เกิดการวิบัติออกเป็นรูป Wedge จำนวน 2-3 รูป พิจารณารูปที่ 2.21 ค่าแรงเฉือนที่บริเวณผิวของการเกิดการวิบัติจะแสดงอยู่ในรูปค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินต่ออัตราส่วนความปลอดภัย โดยที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะเท่ากันทุก ๆ Wedge จะพบว่าตัวไม่ทราบค่าของแรงมี 3 ตัว คือ P , N_1 , N_2 และตัวไม่ทราบค่าอีก 2 ตัว คือ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยและมุมที่แรงระหว่าง Wedge กระทำ รวมมีตัวไม่ทราบค่าทั้งหมด 5 ตัว แต่จำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหา มีอยู่ 4 สมการ (จากสมการสมดุลย์ทางแรง 2 สมการ สำหรับแต่ละรูปของ Wedge) ดังนั้นปัญหาจะเป็น Statically Indeterminate Problem ซึ่งจะแก้สมการของปัญหาโดยการลดตัวไม่ทราบค่าลง คือ กำหนดให้แรงระหว่าง Wedge กระทำในแนวราบทำให้สามารถหาคำตอบได้ ตัวอย่างของการหาอัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้วิธี Wedge Method ปรากฏอยู่ในรูปที่ 2.22

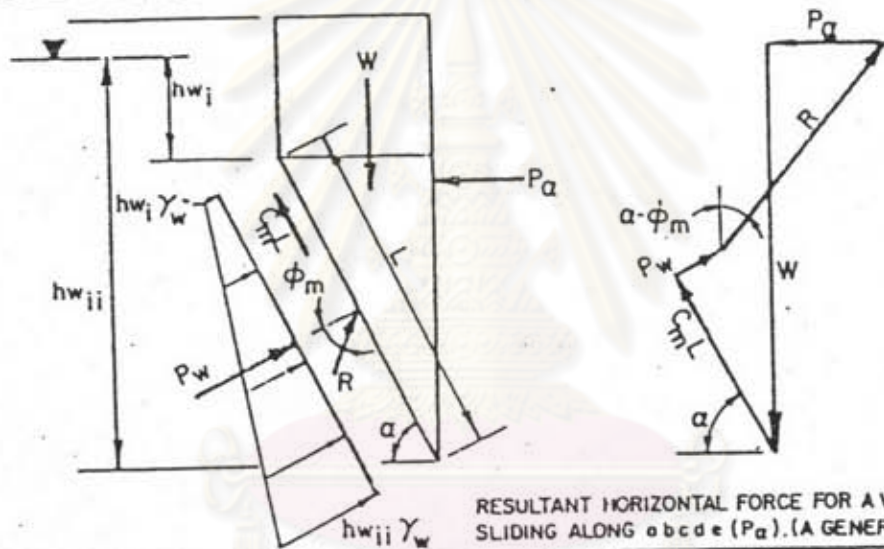
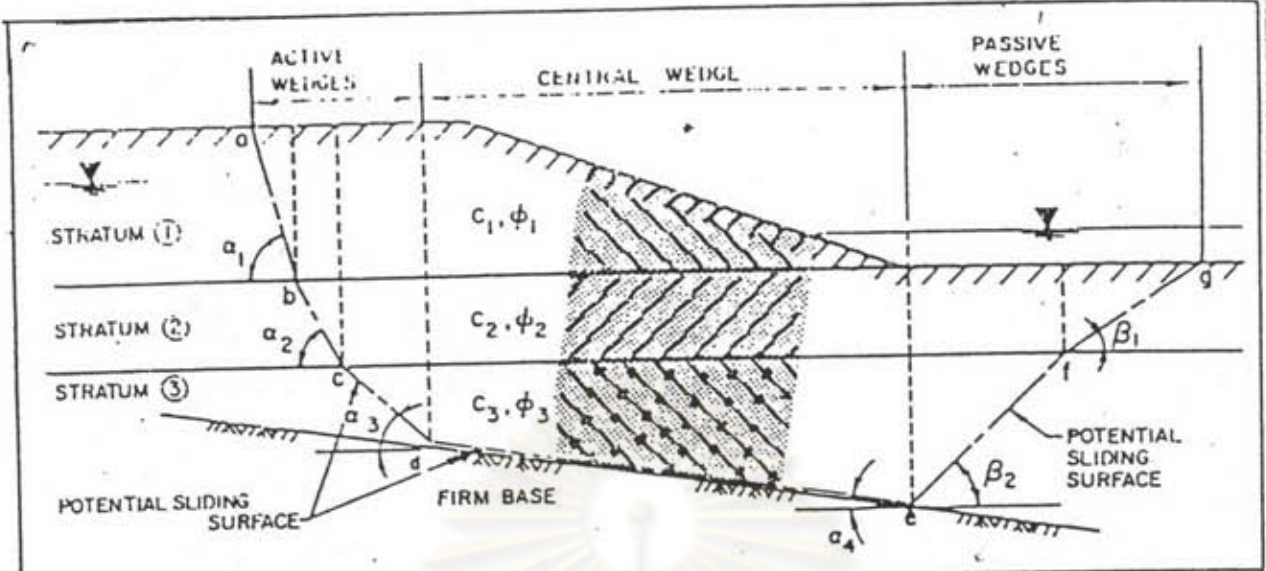
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



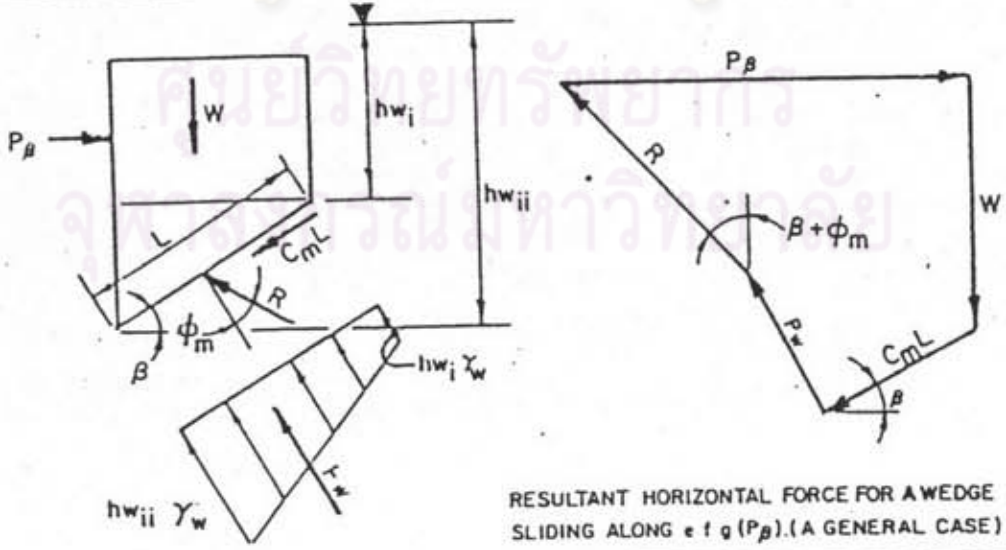
รูปที่ 2.20 ระบบแรงกระทำต่อ slice สำหรับวิธี Bishop 's simplified method.



รูปที่ 2.21 การแบ่ง wedge ของวิธี wedge method และ แรงกระทำต่อ wedge



RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR A WEDGE SLIDING ALONG abcde (P_a). (A GENERAL CASE)



RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR A WEDGE SLIDING ALONG efg (P_p). (A GENERAL CASE)

รูปที่ 2.22 การวิเคราะห์เสถียรภาพของวิธี wedge method.

DEFINITION OF TERMS

- P_α = RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR AN ACTIVE OR CENTRAL WEDGE ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE $a b c d e$.
 P_β = RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR A PASSIVE WEDGE ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE $e f g$.
 W = TOTAL WEIGHT OF SOIL AND WATER IN WEDGE ABOVE POTENTIAL SLIDING SURFACE
 R = RESULT OF NORMAL AND TANGENTIAL FORCES ON POTENTIAL SLIDING SURFACE CONSIDERING FRICTION ANGLE OF MATERIAL
 P_w = RESULTANT FORCE DUE TO PORE WATER PRESSURE ON POTENTIAL SLIDING SURFACE CALCULATED AS:

$$P_w = \left[\frac{h_{wi} + h_{wj}}{2} \right] (L) (\gamma_w)$$

- ϕ = FRICTION ANGLE OF LAYER ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE
 C = COHESION OF LAYER ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE.
 L = LENGTH OF POTENTIAL SLIDING SURFACE ACROSS WEDGE.
 h_w = DEPTH BELOW PHREATIC SURFACE AT BOUNDARY OF WEDGE.
 γ_w = UNIT WEIGHT OF WATER.

PROCEDURES

- EXCEPT FOR CENTRAL WEDGE WHERE α IS DICTATED BY STRATIGRAPHY USE $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$, $\beta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ FOR ESTIMATING FAILURE SURFACE.
- SOLVE FOR P_α AND P_β FOR EACH WEDGE IN TERMS OF THE SAFETY FACTOR (F_s) USING THE EQUATIONS SHOWN BELOW. THE SAFETY FACTOR IS APPLIED TO SOIL STRENGTH VALUES ($\tan \phi$ AND C).
 MOBILIZED STRENGTH PARAMETERS ARE THEREFORE CONSIDERED AS $\phi_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$ AND $C_m = \frac{C}{F_s}$.

$$P_\alpha = [W - C_m L \sin \alpha - P_w \cos \alpha] \tan [\alpha - \phi_m] - [C_m L \cos \alpha - P_w \sin \alpha]$$

$$P_\beta = [W + C_m L \sin \beta - P_w \cos \beta] \tan (\beta + \phi_m) + [C_m L \cos \beta + P_w \sin \beta]$$

IN WHICH THE FOLLOWING EXPANSIONS ARE TO BE USED:

$$\tan (\alpha - \phi_m) = \frac{\tan \alpha - \frac{\tan \phi}{F_s}}{1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{F_s}} \quad \tan (\beta + \phi_m) = \frac{\tan \beta + \frac{\tan \phi}{F_s}}{1 - \tan \beta \frac{\tan \phi}{F_s}}$$

- FOR EQUILIBRIUM $\Sigma P_\alpha = \Sigma P_\beta$. SUM P_α AND P_β FORCES IN TERMS OF F_s , SELECT TRIAL F_s , CALCULATE ΣP_α AND ΣP_β . IF $\Sigma P_\alpha \neq \Sigma P_\beta$, REPEAT. PLOT P_α AND P_β VS. F_s WITH SUFFICIENT TRIALS TO ESTABLISH THE POINT OF INTERSECTION (I.E., $\Sigma P_\alpha = \Sigma P_\beta$), WHICH IS THE CORRECT SAFETY FACTOR.
- DEPENDING ON STRATIGRAPHY AND SOIL STRENGTH, THE CENTER WEDGE MAY ACT TO MAINTAIN OR UPSET EQUILIBRIUM.
- NOTE THAT FOR $\phi = 0$, ABOVE EQUATIONS REDUCE TO

$$P_\alpha = W \tan \alpha - \frac{C_m L}{\cos \alpha}, \quad P_\beta = W \tan \beta + \frac{C_m L}{\cos \beta}$$
- THE SAFETY FACTOR FOR SEVERAL POTENTIAL SLIDING SURFACES MAY HAVE TO BE COMPUTED IN ORDER TO FIND THE MINIMUM SAFETY FACTOR FOR THE GIVEN STRATIGRAPHY