

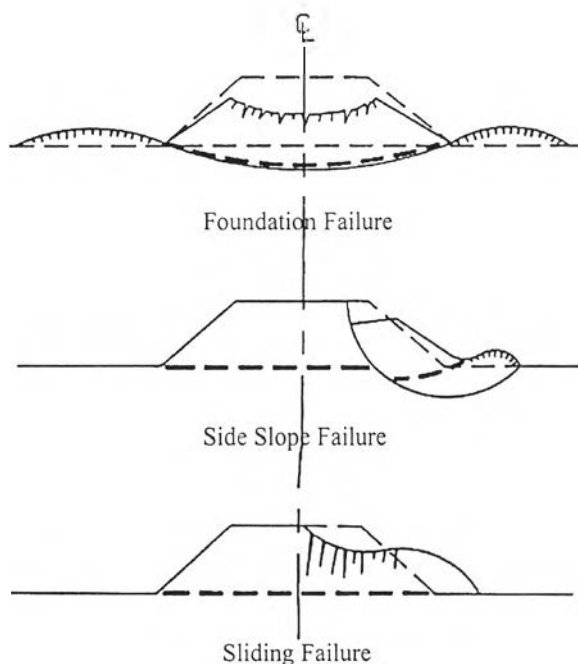


2.1 การก่อสร้างคันทางบนชั้นดินอ่อน

การก่อสร้างคันทางโดยส่วนมากแล้วจะเป็นการก่อสร้างงานที่เกี่ยวข้องกับ งานทางรถไฟ งานถนน งานเขื่อนกั้นน้ำหรือกักเก็บน้ำ เป็นต้น การก่อสร้างคันดินหรือคันทาง (Embankment) บนชั้นดินอ่อนโดยทั่วไปแล้วจะพบกับปัญหาหลักๆ 2 ประการ คือ ปัญหาด้านการทรุดตัว (Settlement) และปัญหาในด้านเสถียรภาพของเชิงลาด ปัญหาทั้งสองประการนั้นเป็นปัญหาที่มีผลต่อประสิทธิภาพและการใช้ประโยชน์ของสิ่งก่อสร้างนั้นๆ โดยตรง จากปัญหาทั้งสองอย่างนั้นจะมีผลให้เกิดการวิบัติของคันทางได้ การวิบัติของคันทางสามารถแยกออกได้ 2 ชนิด คือ

1. การวิบัติของดินคันทาง (Side Slope Failure)
2. การวิบัติของดินฐานราก (Foundation Failure)

ลักษณะการวิบัติทั้ง 2 ชนิดแสดงดังในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของคันทาง

การวิบัติชนิดแรกมักเกิดขึ้นเนื่องจากดินคันทางมีกำลังรับด้านการรับแรงที่ต่ำ และส่วนใหญ่แล้วการวิบัติชนิดนี้จะเกิดกับคันทางที่มีดินฐานรองรับมีกำลังด้านการรับแรงที่สูง สำหรับการวิบัติชนิดที่สองมักเกิดกับคันทางที่มีสมบัติด้านการรับแรงที่ต่ำของดินที่เป็นฐานรองรับ นั่นคือกรณีที่เป็นคันทางที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน

โดยส่วนมากแล้วเมื่อจะทำการก่อสร้างสิ่งใดก็ตามมักจะพยายามหลีกเลี่ยงการก่อสร้างบนชั้นดินอ่อนหรือดินที่มีสมบัติในด้านวิศวกรรมไม่ดี แต่ในบางกรณีก็ไม่สามารถที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาดังกล่าว

ได้ เมื่อไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ก็จำเป็นที่จะต้องทำการปรับปรุงสมบัติของดินให้สามารถทำการก่อสร้างได้และแก้ปัญหาทั้งสองประการที่กล่าวมาให้ลดน้อยลงมากที่สุด แต่การที่จะใช้วิธีใดในการปรับปรุงสมบัติของดินนั้นก็ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายๆประการ ซึ่งจำเป็นที่จะต้องเลือกวิธีการที่ให้ผลคุ้มค่าหรือดีที่สุด วิธีการก่อสร้างเพื่อลดและแก้ปัญหาที่กล่าวมาข้างต้นในปัจจุบันได้มีการศึกษาวิจัยเพื่อหาวิธีการที่เหมาะสมกับสถานที่ และชนิดของดินหลากหลายวิธี เช่น

- การขุดลอกดินอ่อนออกแล้วนำดินที่มีสมบัติที่ดีกว่ามาแทนที่ วิธีนี้จะเหมาะสมกับกรณีที่ชั้นดินอ่อนมีความหนาไม่มากนัก
- การปรับปรุงสมบัติของดินฐานราก (Soil Improvement)
- การใช้เสาเข็มรองรับน้ำหนักและถ่ายน้ำหนักลงสู่ดินชั้นที่มีสมบัติด้านการรับแรงที่ดีกว่า วิธีนี้จะเหมาะสมกับกรณีที่ชั้นดินอ่อนมีความหนามาก วิธีการนี้มักนำมาใช้แก้ปัญหาคารวิบัติของดินฐานราก
- การใช้วัสดุเสริมแรง (Soil Reinforcement) วิธีการนี้เป็นวิธีที่นำวัสดุสังเคราะห์หรือวัสดุที่มีตามธรรมชาติเสริมเพื่อเพิ่มกำลังรับแรง วิธีการนี้มักนำมาใช้แก้ปัญหาคารวิบัติของดินกันทาง

Hausmann, M.R.(1990) ได้แยกประเภทวิธีการปรับปรุงสมบัติของดินสามารถแยกตามวิธีการออกได้ 4 ประเภทใหญ่ๆ ดังต่อไปนี้

1. Mechanical Modification เป็นวิธีการปรับปรุงสมบัติของดินโดยการใช้เครื่องจักรกล ทำการบดอัดให้ดินมีความหนาแน่น และ กำลังรับน้ำหนักสูงขึ้น
2. Hydraulic Modification เป็นวิธีการปรับปรุงสมบัติของดินโดยการลดปริมาณความชื้นในดิน เช่นวิธีการ Preloading เสาเข็มทราย Prefabricated Vertical Drain (PVD) เป็นต้น
3. Physical and Chemical Modification เป็นวิธีการปรับปรุงสมบัติของดินโดยการเปลี่ยนแปลงสมบัติในทางฟิสิกส์ และเคมี เช่น การใช้ปูนซีเมนต์ผสม หรือ การใช้ปูนขาวทั้งการผสมโดยตรงหรือใช้วิธีอัดฉีดผสม (Grouting)
4. Modification by Inclusions and Confinement เป็นวิธีการปรับปรุงโดยการใช้วัสดุเสริมในมวลดินเพื่อช่วยในการรับน้ำหนัก เช่น การใช้วัสดุจำพวก Geosynthetic หรือวัสดุที่มีตามธรรมชาติ (เช่น ไม้ไผ่)

การปรับปรุงสมบัติของดินทั้ง 4 ประเภท มีความเหมาะสมและความยากง่าย ในการทำงานที่แตกต่างกันออกไป ในที่นี้จะกล่าวถึงวิธีการปรับปรุงชนิด Modification by Inclusions and Confinement ซึ่งเป็นวิธีการที่นำมาใช้ในงานก่อสร้างคันดินที่ทำการศึกษาวิจัย

2.2 การปรับปรุงสมบัติของดินโดยวิธีการใช้วัสดุเสริมแรง (Soil Reinforcement)

การปรับปรุงสมบัติของดินโดยวิธีการใช้วัสดุเสริมแรง เป็นวิธีการที่ใช้วัสดุสังเคราะห์จำพวก Geosynthetic หรือ วัสดุที่มีตามธรรมชาติ ช่วยในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของมวลดิน วัสดุต่างๆที่นำมา

เสริมแรงนั้นจะมีสมบัติในด้านกำลังรับแรงดึงที่สูงเพื่อที่จะทำหน้าที่แทนมวลดินซึ่งไม่สามารถที่จะรับแรงดึงได้ ซึ่งงานที่ใช้วัสดุเสริมแรง เช่น งานเขื่อน งานถนนหรือคันดิน กำแพงกันดิน งานเชิงลาด เป็นต้น Koerner, R.M. (1994) ได้ทำการศึกษาการใช้วัสดุ Geosynthetics. ในงานวิศวกรรมปฐพี โดยแยกวัสดุสังเคราะห์จำพวก Geosynthetic ออกทั้งหมด 7 ชนิด คือ

1. Geotextiles.
2. Geogrids.
3. Geonets.
4. Geomembranes.
5. Geosynthetic Clay Liners.
6. Geopipes.
7. Geocomposites.

ทั้ง 7 ชนิด ที่กล่าวมานั้นมีความเหมาะสมกับงานที่แตกต่างกันแล้วแต่จุดประสงค์ของงานนั้นๆ สำหรับโครงการก่อสร้างคันดินบ่อบำบัดน้ำเสียที่ทำการศึกษาวิจัยนี้ได้มีการใช้ Geosynthetic ชนิด Geotextile และยังมีการนำวัสดุที่มีตามธรรมชาติ คือ ไม้ไผ่ และเข็มไม้ ใช้ในการเพิ่มกำลังรับแรง ซึ่งเป็นวัสดุที่สามารถหาได้ง่าย

2.2.1 การใช้ Geotextile ในงานวิศวกรรมปฐพี

แผ่น Geotextile ที่นำมาใช้ในงานก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับงานด้านวิศวกรรมปฐพีสามารถแยกตามหน้าที่ ได้ 4 ประเภทหลักๆ คือ

1. ทำหน้าที่เป็นตัวแบ่งแยกวัสดุ (Separation of Dissimilar Materials)

เป็นการใช้ Geotextile แยกชั้นดินต่างชนิดแยกออกจากกันเพื่อมิให้มวลดินคลุกเคล้ากัน โดยการปูแผ่น Geotextile แยกระหว่างชั้นดินหรือชนิดของดิน สำหรับงานที่มีการใช้ Geotextile ทำหน้าที่ในการแบ่งแยกชั้นดินออกจากกัน เช่น งานถนน งานฐานรากรางรถไฟ เป็นต้น

2. ทำหน้าที่เป็นตัวกรอง (Filtration)

เป็นการใช้ Geotextile เพื่อกรองวัสดุที่มีขนาดเล็กมิให้ไหลผ่านไปยังชั้นอื่นได้ แต่น้ำสามารถไหลผ่านได้ ส่วนมากงานที่ใช้ Geotextile เพื่อทำหน้าที่ดังกล่าวจะเป็นงานที่เกี่ยวข้องกับการไหลชะล้างหรือการกักตะกอนของน้ำ เช่น งานระบายน้ำในสนาม งานระบายน้ำของกำแพงกันดิน งานเขื่อนดิน หรือ การป้องกันการกัดเซาะแนวตลิ่งแม่น้ำ เป็นต้น

3. ทำหน้าที่เพิ่มอัตราการระบายน้ำ (Drainage)

Geotextile เป็นวัสดุที่ช่วยในการเร่งอัตราการระบายน้ำออกจากมวลดินได้เร็วขึ้นเพื่อเร่งการทรุดตัว และยังมีผลให้มีเสถียรภาพมากขึ้น งานที่ใช้ เช่น งานเร่งการทรุดตัวโดยการ Preload งานระบายน้ำกำแพงกันดิน งานระบายน้ำใต้อ่างเก็บน้ำ เป็นต้น

4. ทำหน้าในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนัก (Reinforcement)

Geotextile เป็นวัสดุที่สามารถรับแรงดึงได้สูง ในขณะที่มวลดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ จึงมักใช้เสริมในงานปฐพีเพื่อช่วยในการรับน้ำหนัก และ เพื่อเพิ่มเสถียรภาพ งานที่ใช้ส่วนมากจะเป็นงานที่เกี่ยวข้องกับเชิงลาด หรือ เสถียรภาพของงานคันดิน เป็นต้น

2.2.2 คุณสมบัติและการเลือกใช้ Geotextile

เกณฑ์การวิเคราะห์ห้ออกแบบงานที่ใช้ Geotextile เสริมแรงจะต้องเลือก Geotextile ให้เหมาะสม คุณสมบัติที่เป็นข้อกำหนดในการเลือก Geotextile มาใช้งานนั้นมีดังต่อไปนี้

1. คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์
2. คุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์

2.2.2.1 คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์ (Physical Properties)

คุณสมบัติทางด้านฟิสิกส์มีความสำคัญในการเลือกชนิดของแผ่นใยสังเคราะห์ นั่นคือ การเลือกลักษณะของเส้นใย หรือ วิธีการผลิตแผ่นใยสังเคราะห์ ทั้งนี้เนื่องจากแผ่นใยสังเคราะห์ที่มีลักษณะของเส้นใย หรือวิธีการผลิตที่แตกต่างกันก็จะมีคุณสมบัติในทางฟิสิกส์ที่แตกต่างกัน เช่น ค่าการซึมผ่านของน้ำ ขนาดของช่องว่าง ความหนา เป็นต้น

2.2.2.2 คุณสมบัติทางกลศาสตร์ (Mechanical Properties)

คุณสมบัติทางกลศาสตร์มีความสำคัญอย่างยิ่งในการเลือกใช้ Geotextile ในการเสริมแรง ทั้งนี้เพราะโดยส่วนมากแล้วการใช้ Geotextile ในการเสริมแรงนั้นเพื่อหน้าที่หลักคือรับแรงดึง ดังนั้นการเลือก Geotextile จำเป็นที่จะต้องมีการรับแรงดึงที่เหมาะสม คุณสมบัติทางด้านกลศาสตร์ที่เกี่ยวข้องมีดังต่อไปนี้

1. กำลังรับแรงดึง (Tensile Strength)
2. ค่าโมดูลัส (Tensile Modulus)
3. กำลังรับแรงเสียดทานระหว่างมวลดินกับ Geotextile (Soil – Geotextile Friction)
4. กำลังความต้านทานต่อการกระแทก การฉีกขาด
5. ความคงทน อายุการใช้งาน

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติของ Geotextile [Hausmann.,1990]

ชนิดของ Geotextile	Tensile Strength , kN/m.	Elongation (max load) ,%
Wovens.		
- Monofilaments	20 – 80	5 – 35
- Multifilaments	40 – 800	5 – 30
- Tape	8 – 90	15 – 20

ตารางที่ 2.1(ต่อ) คุณสมบัติของ Geotextile [Hausmann, 1990]

ชนิดของ Geotextile	Tensile Strength, kN/m.	Elongation (max load) ,%
Nonwovens :		
- Melt bonded	3 – 25	20 – 60
- Needle punched	7 – 90	50 – 80
- Resin bonded	4– 30	30 – 50
Knitteds:	2 – 5	300 – 600
- Welf	20 – 120	12 – 15
- Warp	15 – 800	15 – 30
Stich bonded		

ตารางที่ 2.2 การเลือกใช้ แผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) [Hausmann.,1990]

Application area Description	Fabric Strength kN/m.	Fabric modulus kN/m.
Retaining Structure		
- Low height	13.1 – 17.5	35.0 – 52.4
- Moderate height	17.5 – 21.9	43.7 – 87.4
- High height	21.9 – 26.2	61.2 – 175
Slope Stabilization		
- Close spacing	13.1 – 21.9	26.2 – 61.2
- Moderate spacing	17.5 – 26.2	35.0 – 70.0
- Wide spacing	26.2 – 52.4	43.7 – 175
Unpaved Roads.		
- $CBR \leq 4$	13.1 – 21.9	52.4 – 87.4
- $CBR \leq 2$	17.5 – 26.2	87.4 – 175
- $CBR \leq 1$	21.9 – 52.4	175 – 525
Foundation		
- Nominal	26.2 – 69.9	175 – 350
- Moderate	43.7 – 87.4	350 – 874
- Large	69.9 – 175	700 – 1750
Embankment over soft soils.		
- Str.* > 9.6 kPa.	87.4 – 262	874 – 1750
- Str.* > 4.8 kPa.	175 – 350	1750 – 3500
- Str.* > 2.4 kPa.	262 – 524	3500 – 6120

ตารางที่ 2.2(ต่อ) การเลือกใช้แผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) [Hausmann.,1990]

Application area Description	Fabric Strength kN/m.	Fabric modulus kN/m.
Mattress or Load Support (composites)		
- Moderate	350 – 700	874 – 1750
- Heavy	700 – 1050	1750 – 4370
Direct road support (composites)		
- Moderate	87.4 – 875	874 – 2620
- Heavy	875 – 2100	2620 – 7000

หมายเหตุ Str.* = กำลังรับแรงเฉือนของมวลดินที่เป็นฐานรองรับ

กำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับ Geotextile พิจารณาเป็นไปตามกฎการวิบัติของมวลดินของ Mohr Coulomb โดยที่กฎการวิบัติของมวลดินตาม Mohr Coulomb เขียนอยู่ในฟังก์ชันของค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion Intercept) และค่ามุมต้านทานภายใน (Internal Friction of Angle) ดังแสดงในสมการที่ 2.1

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \dots(2.1)$$

ในกรณีที่มีการเสริมแรงด้วย Geotextile กำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์ มีค่าดังสมการที่ 2.2

$$\tau_R = c_a + \sigma_n \tan \delta \quad \dots(2.2)$$

เมื่อ τ_R = หน่วยแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์
 σ_n = หน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบเฉือน
 c_a = ความเชื่อมแน่นระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์
 δ = มุมต้านทานระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์

นั่นคือ

$$\eta_e = \frac{\tau_R}{\tau} = \frac{c_a + \sigma_n \tan \delta}{c + \sigma_n \tan \phi}$$

$$\eta_{ec} = \frac{c_a}{c} \quad \dots(2.3)$$

$$\eta_{e\phi} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad \dots(2.4)$$

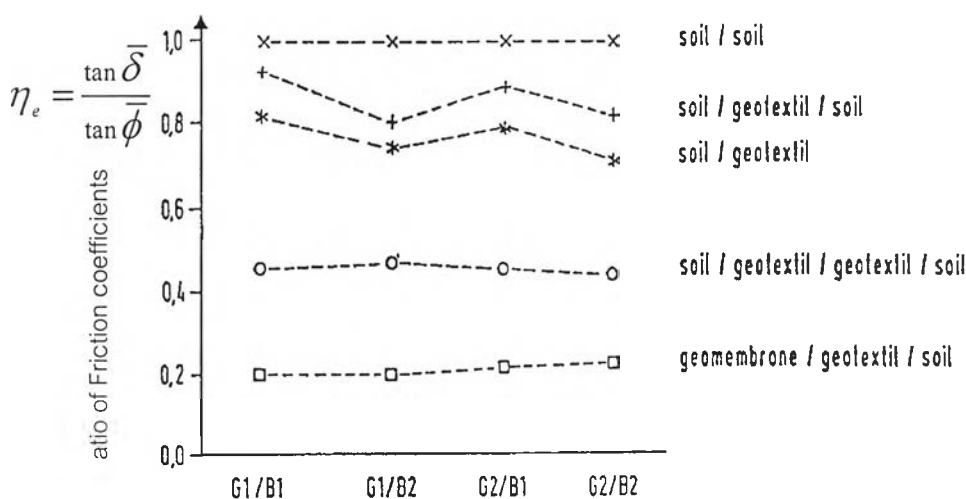
เมื่อ η_e = ประสิทธิภาพความต้านทานแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับ แผ่นใยสังเคราะห์
 η_{ec} = ประสิทธิภาพความเชื่อมแน่น
 $\eta_{e\phi}$ = ประสิทธิภาพมุมต้านทาน

ค่าสัมประสิทธิ์หรือประสิทธิภาพทั้งสองจะมีค่าระหว่าง 0 ถึง 1.0

Martin et al.[1984] ได้ทำการศึกษาหาค่ามุมต้านทานระหว่างมวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์ (δ) เป็นการศึกษามุมต้านทานระหว่างมวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นกับแผ่นใยสังเคราะห์ ซึ่งให้ผลดังแสดงในตารางที่ 2.3 และจากการศึกษาของ Kruse,T. and Voigt,T.(1992) แสดงดังในรูปที่ 2.2

ตารางที่ 2.3 ค่ามุมเสียดทานระหว่าง มวลดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นกับแผ่นใยสังเคราะห์

Geotextile Type	Concrete Sand ($\phi = 30^\circ$)	Rounded Sand ($\phi = 28^\circ$)	Silty Sand ($\phi = 26^\circ$)
Woven , monofilament	26 (84%)	-	-
Woven , slit-film	24 (77%)	24 (84%)	23 (87%)
Nonwoven , heat-bonded	26 (84%)	-	-
Nonwoven , needle-punched	30 (100%)	26 (92%)	25 (96%)

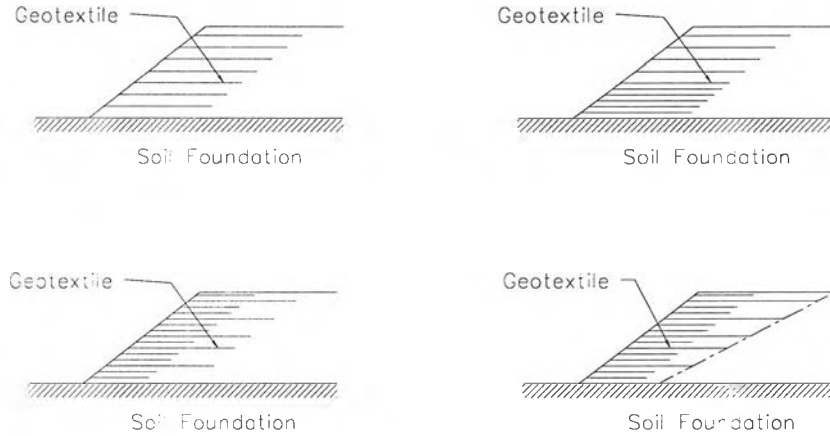


รูปที่ 2.2 ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง มวลดินกับ Geotextile

[Kruse, T.and Voigt, T., 1992]

2.2.3 การใช้แผ่นใยสังเคราะห์สำหรับงานกันทาง

Koerner, R.M. (1994) ได้อธิบายถึงการใช้แผ่นใยสังเคราะห์ในงานกันดินเป็นการเสริมเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของเชิงลาด และ เพื่อเพิ่มกำลังการรับแรง โดยแผ่นใยสังเคราะห์จะทำหน้าที่รับแรงดึงเป็นหลักเพื่อต้านทานการวิบัติของกันดิน ลักษณะของการเสริม Geotextile ในงานก่อสร้างกันทางแสดงดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 ลักษณะของการเสริม Geotextile ในงานก่อสร้างคันทาง[Koerner, R.M.,1994]

การออกแบบเสริมแผ่นใยสังเคราะห์ สำหรับงานคันทางจำเป็นต้องพิจารณาลักษณะการวิบัติของคันทางเมื่อเสริมแผ่นใยสังเคราะห์ การวิบัติของคันทางที่เสริมแผ่นใยสังเคราะห์ ที่อาจจะเกิดขึ้นมีลักษณะต่างๆกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งสามารถแยกออกได้ 5 แบบ คือ

1. การวิบัติแบบ Bearing Capacity การวิบัติแบบนี้จะเกิดขึ้นในกรณีที่มีมวลดินฐานรากไม่สามารถที่จะรองรับน้ำหนักจากคันทางได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.4ก ดังนั้นในการออกแบบจำเป็นต้องพิจารณาค่ากำลังแบกทานที่ยอมรับของมวลดินฐานราก ดังสมการที่ 2.5

$$q_{allow} = \frac{cN_c}{FS} \dots(2.5)$$

- เมื่อ
- q_{allow} = กำลังแบกทานที่ยอมรับของมวลดินฐานราก
 - H_{allow} = ความสูงของคันดินที่ยอมรับให้
 - c = กำลังรับแรงเฉือนของมวลดินฐานราก
 - N_c = Bearing capacity factor
 - FS = ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย

2. การวิบัติแบบ Global Stability การวิบัติชนิดนี้สามารถเกิดขึ้นได้ในกรณีที่การออกแบบใช้ Geotextile ที่มีกำลังรับแรงดึงต่ำหรือมีกำลังรับแรงดึงไม่เพียงพอ ลักษณะการวิบัติจะเกิดแนวการวิบัติผ่านคันดินและ Geotextile ดังแสดงในรูปที่ 2.4ข. ดังนั้นการออกแบบจำเป็นต้องใช้ Geotextile ที่มีกำลังรับแรงดึงที่เพียงพอ ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_{CD} \times RF_{BD}} \dots(2.6)$$

เมื่อ

$RF_{ID}, RF_{CR}, RF_{CD}, RF_{BD}$ = เป็นค่าตัวคูณลดกำลังเนื่องจากผลต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ค่าตัวคูณลดกำลัง $RF_{ID}, RF_{CR}, RF_{CD}, RF_{BD}$ [Koerner,R.M.,1994]

Application Area	Rang of Reduction Factors.			
	Installation Damage, RF_{ID}	Creep , RF_{CR}	Chemical Degradation , RF_{CD}	Biological Degradation , RF_{BD}
Separation	1.1 to 2.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5	1.0 to 1.2
Cushioning	1.1 to 2.0	1.2 to 1.5	1.0 to 2.0	1.0 to 1.2
Unpave roads	1.1 to 2.0	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5	1.0 to 1.2
Walls	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5	1.0 to 1.3
Embankments	1.1 to 2.0	2.0 to 3.5	1.0 to 1.5	1.0 to 1.3
Bearing capacity	1.1 to 2.0	2.0 to 4.0	1.0 to 1.5	1.0 to 1.3
Slope stabilization	1.1 to 1.5	2.0 to 3.0	1.0 to 1.5	1.0 to 1.3
Pavement overlays	1.1 to 1.5	2.0 to 2.0	1.0 to 1.5	1.0 to 1.1
Railroad(filter/sep.)	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5	1.5 to 2.0	1.0 to 1.2
Flexible forms	1.1 to 1.5	1.5 to 3.0	1.0 to 1.5	1.0 to 1.1
Silt fences	1.5	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5	1.0 to 1.1

3. การวิบัติแบบ Elastic Deformation การวิบัติชนิดนี้จะเกิดขึ้นเนื่องจากการเลือกใช้ Geotextile ที่มีคุณสมบัติในด้านเปอร์เซ็นต์การยืด - หดตัว ที่สูงเกินไปทำให้มีการทรุดตัวที่สูงตามไปด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.4ก. U.S. Army Corps.of Engineering กำหนดให้มีเปอร์เซ็นต์การยืด-หด ตัวได้ไม่เกิน 10%

$$E = \frac{T_{reqd.}}{\epsilon_t}$$

$$E = \frac{T_{reqd.}}{0.10}$$

$$E_{reqd.} = 10T_{reqd.} \quad \dots(2.7)$$

เมื่อ $E_{reqd.}$ = ค่าโมดูลัสของ Geotextile ที่ต้องการ

$T_{reqd.}$ = ค่าหน่วยแรงดึงที่ต้องการของ Geotextile

4. การวิบัติแบบ Pullout or Anchorage เป็นลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นเนื่องจากการใช้ Geotextile ที่มีระยะฝังในมวลดินนอกขอบเขตการวิบัติที่ไม่เพียงพอ ดังแสดงในรูปที่ 2.4ง. ในการออกแบบสามารถคำนวณได้จาก

$$L = L_e + L_R \quad \dots(2.8)$$

เมื่อ $T_{act.} = 2\tau_R L_e = 2.(c_a + \sigma_v \tan \delta).L_e$

$$L_e = \frac{T_{act.}}{2(c_a + \sigma_v \tan \delta)}$$

$$L_e = \frac{T_{act.}}{2\eta_e (c + \sigma_v \tan \phi)} \quad \dots(2.9)$$

$$L_e = \frac{T_{allow.}(FS.)}{2\tau\eta_e} \quad \dots(2.10)$$

เมื่อ	L	=	ความยาวทั้งหมดของ Geotextile
	L_e	=	ระยะความยาวของ Geotextile ที่ฝังยึดนอก ขอบเขตการวิบัติ
	L_R	=	ระยะความยาวของ Geotextile ที่ฝังยึดภายในขอบเขตการวิบัติ
	T_{allow}	=	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของ Geotextile
	$T_{act.}$	=	หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงใน Geotextile
	η_e	=	Anchorage or Pullout efficiency มีค่า 0.8 – 1.2

5. การวิบัติแบบ Lateral Spreading เป็นลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นเนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับ Geotextile มีค่าน้อย ส่งผลให้เกิดการเลื่อนไถลของดินคันทางไปตามแนว Geotextile ดังแสดงในรูปที่ 2.4จ ในการออกแบบจำเป็นที่จะต้องเลือกแผ่นใยสังเคราะห์ที่ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่างมวลดินกับแผ่นใยสังเคราะห์ที่เพียงพอโดยพิจารณาจาก

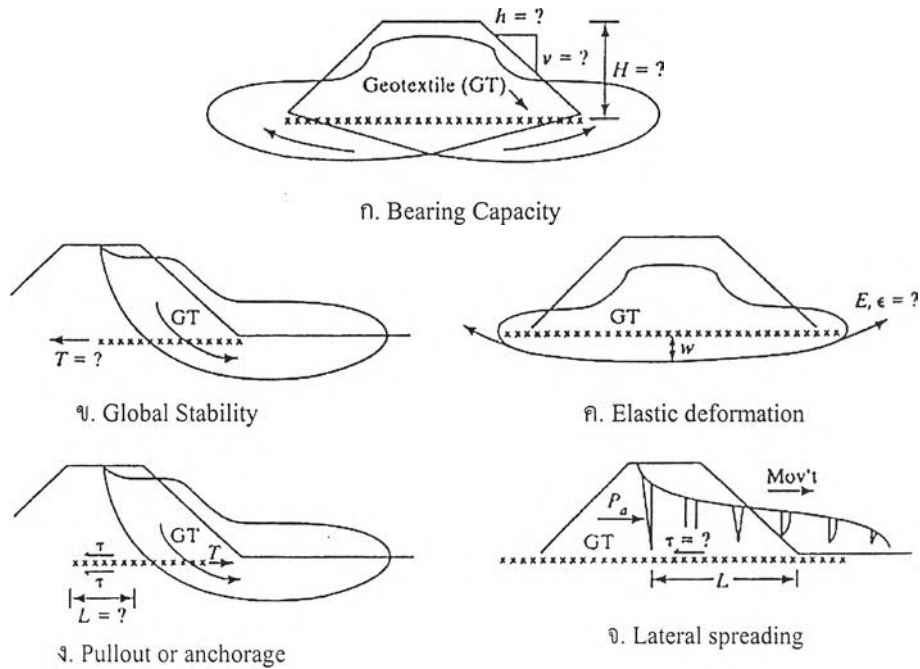
$$P_a = \tau \cdot L$$

$$P_a = (\sigma_{v(avg.)} \tan \delta) L$$

$$0.5\gamma H^2 K_a = (0.5 \gamma \cdot H \cdot \tan \delta) L$$

$$\tan \delta_{reqd} = \frac{HK_a}{L} \quad \dots(2.11)$$

เมื่อ	$\tan \delta_{reqd}$	=	$\eta_{e\phi} \tan \phi$ (η_e มีค่าระหว่าง 0.6 – 0.8)
-------	----------------------	---	---



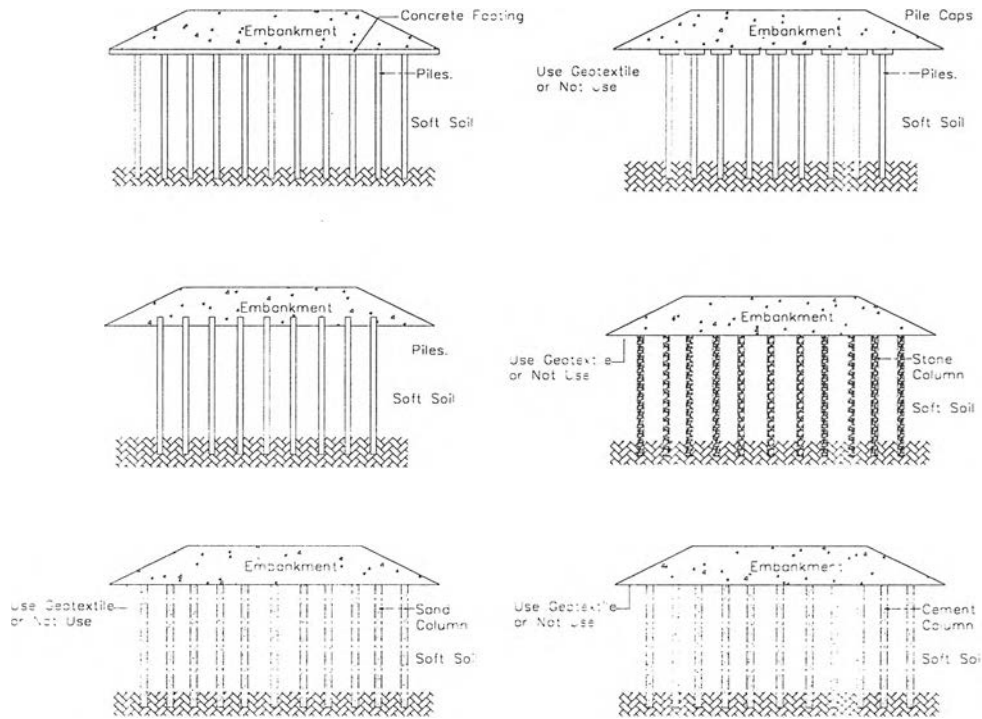
รูปที่ 2.4 ลักษณะการวิบัติของคันดินที่เสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ [Koerner, R.M., 1994]

2.3 เทคนิคการก่อสร้างโดยวิธีการใช้เสาเข็ม

การก่อสร้างโดยวิธีนี้เป็นวิธีที่ค่อนข้างจะมีความยุ่งยาก ซึ่งจำเป็นที่จะต้องใช้เครื่องจักรกลหนัก ซึ่งวิธีนี้เป็นการใช้เสาเข็มรับน้ำหนักและส่งถ่ายแรงลงสู่ดินชั้นที่มีสมบัติด้านวิศวกรรมที่ดีกว่า ในปัจจุบันการใช้เข็มหรือ เสาเข็มในงานก่อสร้างคันดินมีอยู่หลายวิธีด้วยกัน สำหรับในประเทศไทยวิธีที่นิยมใช้กัน เช่น

- เข็มซีเมนต์ (Cement Column)
- เข็มทราย (Sand Column)
- เข็มหิน (Stone Column)
- เสาเข็มไม้หรือเสาเข็มคอนกรีต
- การใช้เข็มหรือเสาเข็มรวมกับการใช้วัสดุ Geosynthetics.

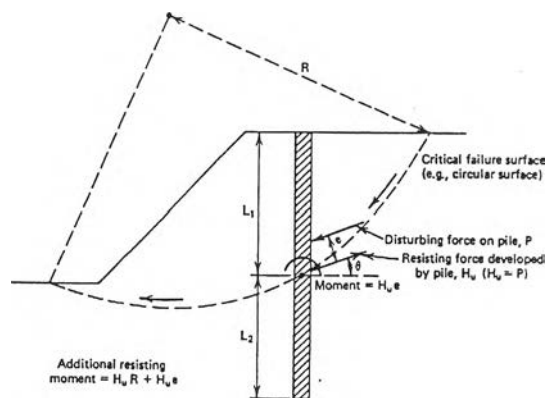
ในแต่ละวิธีที่กล่าวมานั้นมีความเหมาะสมที่แตกต่างกันขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น ชนิดของดิน ฐานราก สถานที่ ค่าใช้จ่าย เป็นต้น ลักษณะของการใช้เสาเข็มเสริมแรงในงานคันทางแสดงดังในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 ลักษณะการเสริมเสาเข็มในงานก่อสร้างคันทาง

2.3.1 การใช้เข็มเสริมเสถียรภาพของเชิงลาด

การใช้เสาเข็มเสริมในงานเสถียรภาพของเชิงลาดในการวิเคราะห์เสถียรภาพจำเป็นต้องคำนึงถึงความสามารถในการรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม (Lateral Resistance of Pile) ลักษณะการใช้เสาเข็มเสริมในงานเพิ่มเสถียรภาพแสดงดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 ลักษณะการใช้เสาเข็มเสริมในงานเพิ่มเสถียรภาพ [Poulos, H.G.1980]

2.3.1.1 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มโดยวิธีของ Broms, B.B. (1974)

2.3.1.1.1 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มในดินเหนียว

(Laterall Resistance of Piles in Cohesive Soils)

Broms, B.B. (1974) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงต้านข้างของเสาเข็มในดินเหนียว โดยแยกประเภทของเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภท คือ

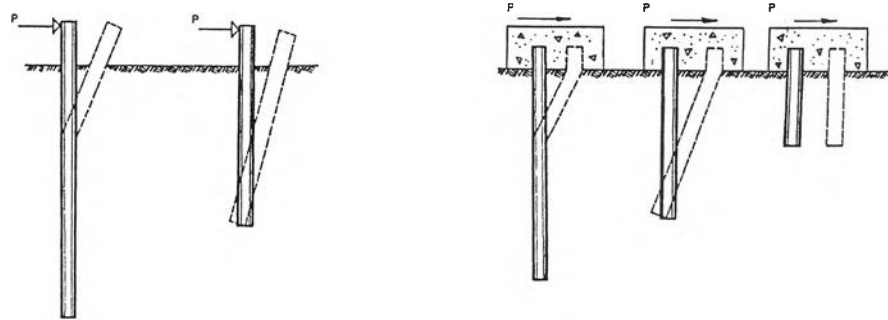
1. แบบ เสาเข็มหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)

- เสาเข็มสั้น (Short Pile)
- เสาเข็มยาว (Long Pile)

2. และแบบเสาเข็มหัวยึด (Restrained Pile)

- เสาเข็มสั้น (Short Pile)
- เสาเข็มยาว (Long Pile)

โดยลักษณะการวิบัติของเสาเข็มทั้งสองประเภทแสดงดังรูปที่ 2.7 และลักษณะของการกระจายของหน่วยแรงแสดงดังรูปที่ 2.8

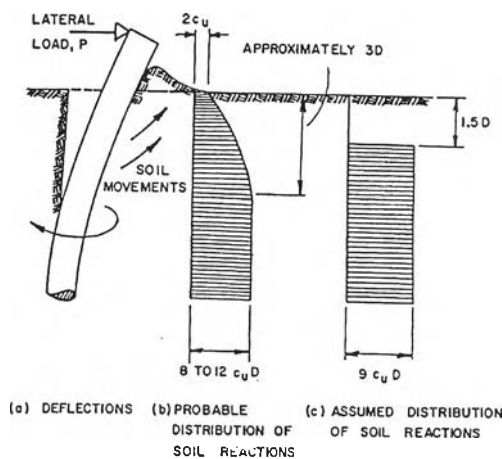


ก. เสาเข็มชนิดหัวอิสระ

ข. เสาเข็มชนิดหัวยึด

รูปที่ 2.7 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้าง [Broms, B.B.1964]

หลักการพิจารณาเสาเข็มว่าเป็นประเภทใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าสตีเฟนระหว่างเสาเข็มกับมวลดิน ดังแสดงในตารางที่ 2.5



รูปที่ 2.8 ลักษณะการกระจายของหน่วยแรงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง [Broms, B.B.1964]



ตารางที่ 2.5 การพิจารณาชนิดของเข็ม [Tomlinson, M.J 1991]

Pile Type	Soil Modulus	
	Linear Increasing	Constant
Rigid (free head)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Elastic (free head)	$L \geq 4T$	$L \geq 3.5R$

เมื่อ L = ระยะความยาวฝังจมของเสาเข็มในดิน

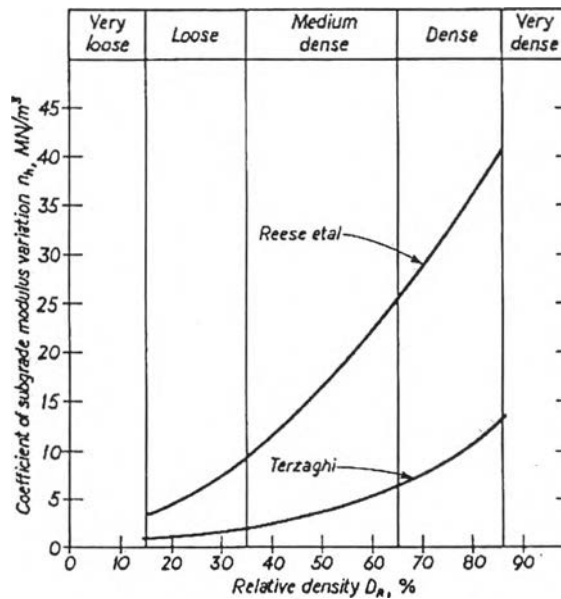
$$T = 5 \sqrt{\frac{EI}{n_h}} \quad \dots(2.12)$$

$$R = 4 \sqrt{\frac{EI}{K}} \quad \dots(2.13)$$

$$K \approx \frac{k_1}{5B} \quad \dots(2.14)$$

ตารางที่ 2.6 ค่า Subgrade Reaction (k_1)

Consistency	Stiff	Very Stiff	Hard
Undrained Shear Strength, (C_u) kN/m ²	50 – 100	100 – 200	> 200
Range of k_1 MN/m ³ .	15 – 30	30 – 60	> 60
Soil modulus (K) MN/m ²	3 – 6	6 – 12	> 12



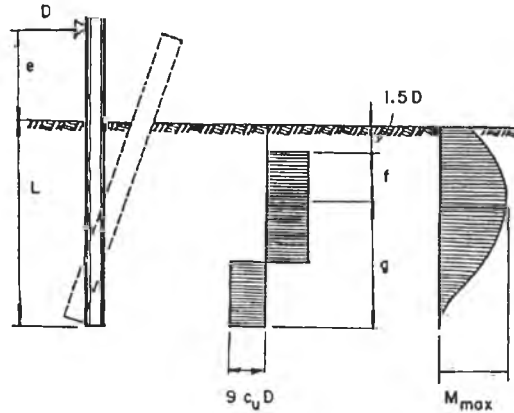
รูปที่ 2.9 ค่าสัมประสิทธิ์ n_h [Tomlinson, M.J.1991]

แรงกระทำด้านข้างที่เสาเข็มสามารถรับได้นั้นแยกการวิเคราะห์ตามชนิดและประเภทของเสาเข็ม
 ดังต่อไปนี้

1. แบบเสาเข็มหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)

ก. แบบ เสาเข็มสั้น (Short Pile)

การวิบัติเกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากดินไม่สามารถที่จะรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์แสดงดังในรูปที่ 2.10 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้โดยการใช้กราฟที่แสดงในรูปที่ 2.11 หรือสมการที่ 2.15 ถึงสมการที่ 2.17

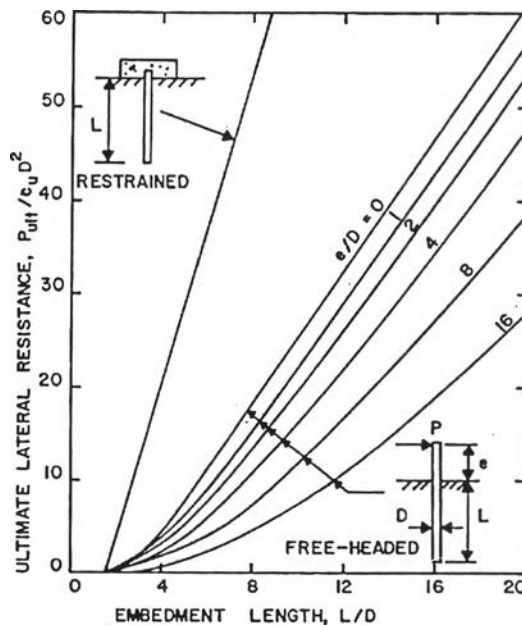


รูปที่ 2.10 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ ของเสาเข็มสั้น [Broms, B.B.1964]

$$f = \frac{P}{9C_u D} \quad \dots(2.15)$$

$$M_{max}^{pos} = P(e + 1.5D + 0.5f) \quad \dots(2.16)$$

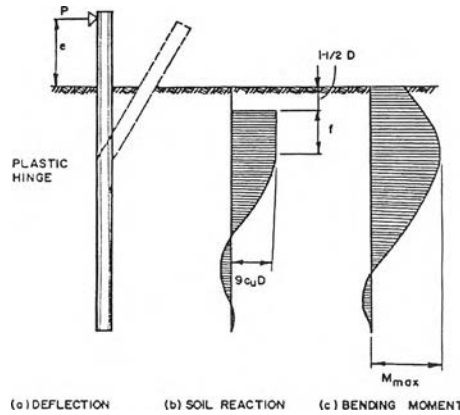
$$M_{max}^{pos} = 2.25D g^2 \quad \dots(2.17)$$



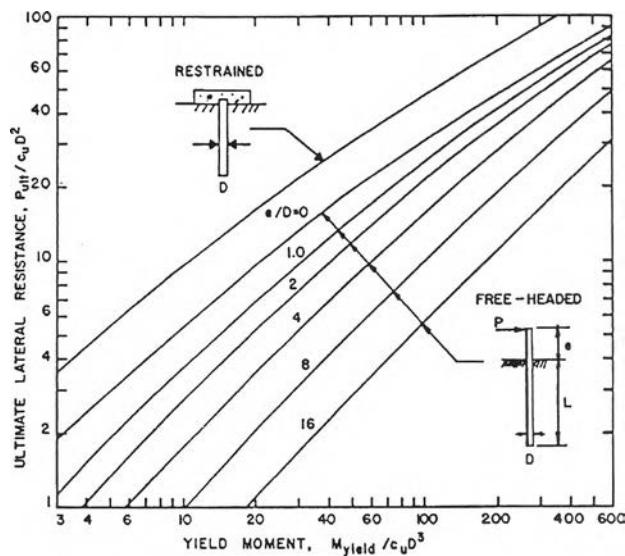
รูปที่ 2.11 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มสั้น [Broms, B.B.1964]

ข. เสาเข็มยาว (Long Pile)

การวิบัติเกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากเสาเข็มไม่สามารถที่จะรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์แสดงดังในรูปที่ 2.12 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้โดยการใช้กราฟที่แสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.12 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์



รูปที่ 2.13 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มยาว [Broms, B.B.1964]

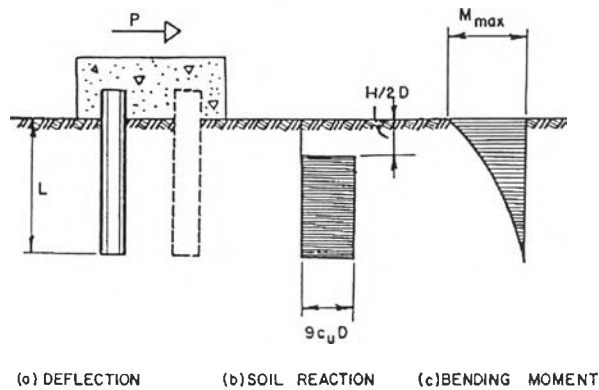
2. แบบ เสาเข็มหัวยึด (Restrained Pile)

ก. แบบ เสาเข็มสั้น (Short Pile)

การวิบัติเกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากดินไม่สามารถที่จะรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ และเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวไปตามแนวนอน ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์แสดงดังในรูปที่ 2.14 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้โดยการใช้กราฟที่แสดงในรูปที่ 2.11 หรือดังสมการที่ 2.18

$$P_{ult} = 9C_u D(L - 1.5D) \quad \dots(2.18)$$

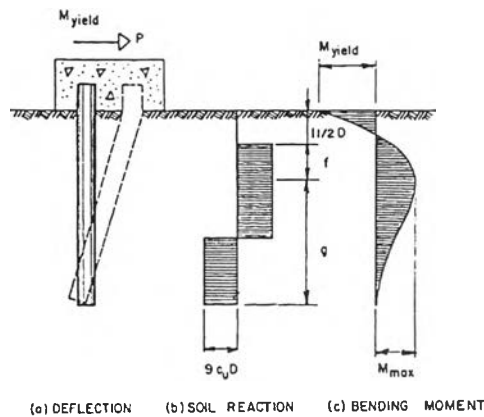
$$P_{ult} (0.5L + 0.75D) \leq M_{yield}$$



รูปที่ 2.14 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ของเสาเข็มสั้นชนิดหัวยึด [Broms, B.B.1964]

ข. เสาเข็มยาวปานกลาง (Intermediate Pile)

การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดโมเมนต์คดสูงสุดใต้จุดยึดมีค่ามากกว่ากำลังคลากของเสาเข็ม ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์แสดงดังในรูปที่ 2.15 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.15 และสมการที่ 2.16



รูปที่ 2.15 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ของเสาเข็มยาวปานกลางชนิดหัวยึด [Broms, B.B.1964]

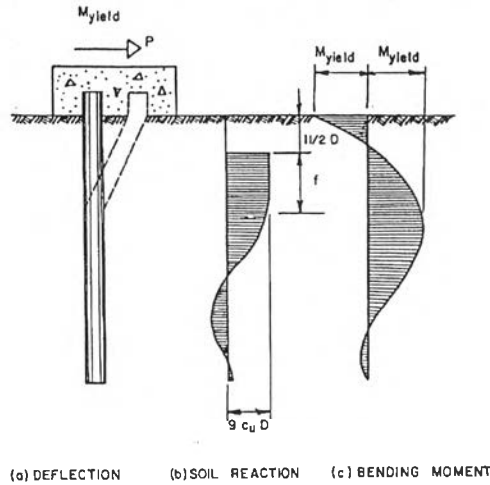
ค. เสาเข็มยาว (Long Pile)

การวิบัติเกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากเกิด Plastic hinge 2 จุด โดยที่จุดแรกเกิดขึ้นใต้จุดยึดและจุดที่สองเกิดที่ตำแหน่งความลึก $1.5D + f$ ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์แสดงดังในรูปที่ 2.16 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.19

$$P_{ult} = \frac{2M_{yield}}{(1.5D + 0.5f)} \dots(2.19)$$

โดยที่

$$M_{max}^{pos} = P(1.5D + 0.5f) - M_{max}^{neg} = M_{yield}$$



รูปที่ 2.16 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ของเสาเข็มยาวชนิดหัวยึด [Broms,B.B.1964]

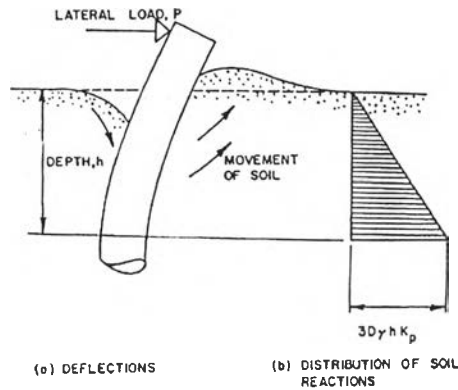
2.3.1.1.2 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มในดินทราย

(Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils)

เสาเข็มรับแรงด้านข้างที่อยู่ในชั้นดินทรายมีลักษณะการวิบัติและการกระจายของหน่วยแรงต้านทานด้านข้างแสดงดังรูปที่ 2.17 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่ด้านหน้าของเสาเข็มจะเกิดการเคลื่อนตัวขึ้นในลักษณะของ Heave และพยายามเคลื่อนตัวอ้อมเสาเข็มไปยังด้านหลังเสาเข็ม ในส่วนของมวลดินที่อยู่ด้านหลังของเสาเข็มจะเกิดการเคลื่อนตัวลงโดยการแทนที่ช่องว่างที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม การกระจายของหน่วยแรงต้านด้านข้าง (Q) ที่ระดับความลึก z จากผิวดินสมมติให้มีค่าเท่ากับ

$$Q = 3D\gamma Z K_p \tag{2.20}$$

- เมื่อ K_p = Coefficient of passive earth pressure = $\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$
- D = ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม
- Z = ความลึกจากผิวดิน



รูปที่ 2.17 ลักษณะการวิบัติและการกระจายของหน่วยแรงภายใต้แรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มในดินทราย [Broms, 1964]

Brom, 1964 ได้แยกพิจารณาเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างที่อยู่ในดินทรายเช่นเดียวกับเสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างที่อยู่ในดินเหนียว คือ

1. แบบ เสาเข็มหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)
 - เสาเข็มสั้น (Short Pile)
 - เสาเข็มยาว (Long Pile)
2. แบบเสาเข็มหัวยึด (Restrained Pile)
 - เสาเข็มสั้น (Short Pile)
 - เสาเข็มยาว (Long Pile)

เสาเข็มรับแรงกระทำด้านข้างแต่ละชนิดมีรายละเอียดการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. เสาเข็มหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)
 - ก. เสาเข็มสั้น (Short Pile)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้จะขึ้นอยู่กับความถี่ระยะฝังของเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 2.18 ลักษณะการวิบัติจะเกิดการหมุนรอบจุดๆ หนึ่งใต้ผิวดินสอดคล้องกับหน่วยแรงดันด้านข้างและโมเมนต์ พิจารณาแรงกระทำทางด้านข้าง (P) และแรงเยื้องศูนย์กลาง (R) มีผลให้เกิดโมเมนต์ (M_d) ที่ตำแหน่งปลายเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$M_d = P(L + e) + R.a \quad \dots(2.21)$$

ค่าโมเมนต์ดังกล่าวมีค่าสอดคล้องกับโมเมนต์ที่จุดวิบัติของเสาเข็ม (M_r) ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$M_r = 0.5\gamma DL^3 K_p \quad \dots(2.22)$$

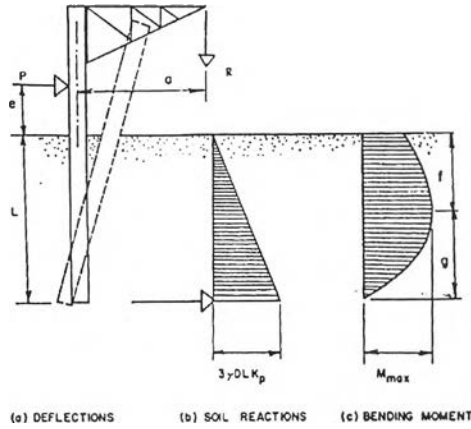
เมื่อพิจารณาที่จุดวิบัติของเสาเข็ม ($M_d = M_r$) และพิจารณากรณีที่แรงเยื้องศูนย์กลาง (R) มีค่าเท่ากับศูนย์ จะได้แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$P = \frac{0.5\gamma DL^3 K_p}{(e + L)} \quad \dots(2.23)$$

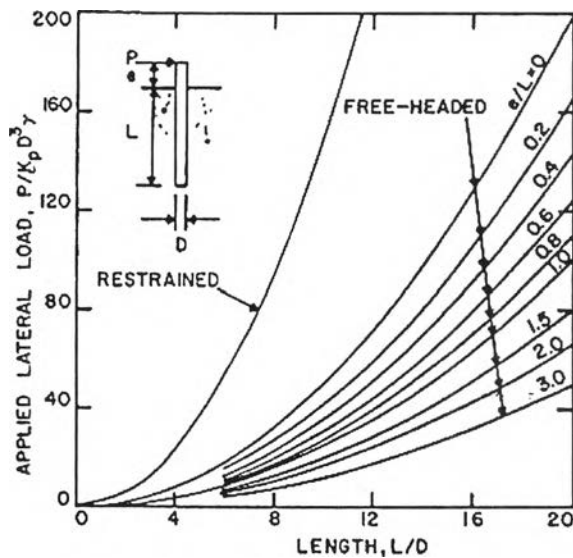
ในทางกลับกันเมื่อพิจารณาที่จุดวิบัติของเสาเข็ม ($M_d = M_r$) และพิจารณากรณีที่แรงกระทำด้านข้าง (P) มีค่าเท่ากับศูนย์ จะได้แรงแรงเยื้องศูนย์ (R) ของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$R = \frac{0.5\gamma DL^3 K_p}{a} \dots(2.24)$$

นอกจากนี้สามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $P/K_p \gamma D^3$ กับอัตราส่วนระหว่าง L/D ดังแสดงในรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.18 ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงและโมเมนต์ของเสาเข็มสั้นหัวอิสระ [Broms, 1964]



รูปที่ 2.19 แรงต้านทานด้านข้างสูงสุดของเสาเข็มสั้น [Broms, 1964]

ข. เสาเข็มยาว (Long Pile)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้แสดงดังในรูปที่ 2.20 การวิบัติจะเกิดขึ้นในกรณีที่เสาเข็มไม่สามารถรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้าน

ข้างได้ มีผลให้เสาเข็มเกิดการวิบัติก่อนโดยที่มีจุด Plastic hinge ที่ตำแหน่งระยะ f จากผิวดิน โดยที่ตำแหน่งดังกล่าวเกิดโมเมนต์ค้ดสูงสุด (M_{max}^{pos}) โดยที่ตำแหน่งระยะ f คำนวณได้จาก

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{P}{\gamma DK_p}} \tag{2.25}$$

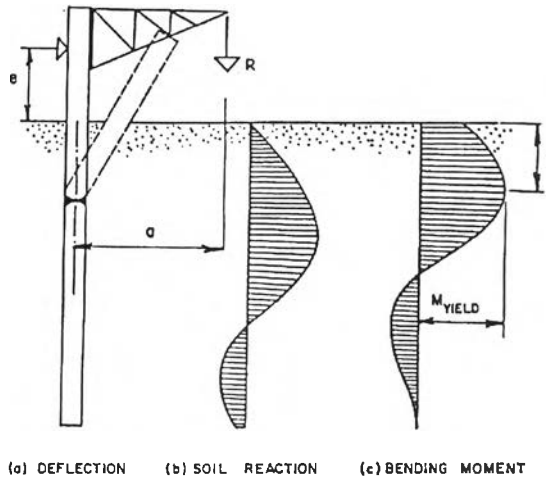
และโมเมนต์ค้ดสูงสุด (M_{max}^{pos}) มีค่าเท่ากับ

$$M_{max}^{pos} = P(e + 0.67f) + Q \cdot a \tag{2.20}$$

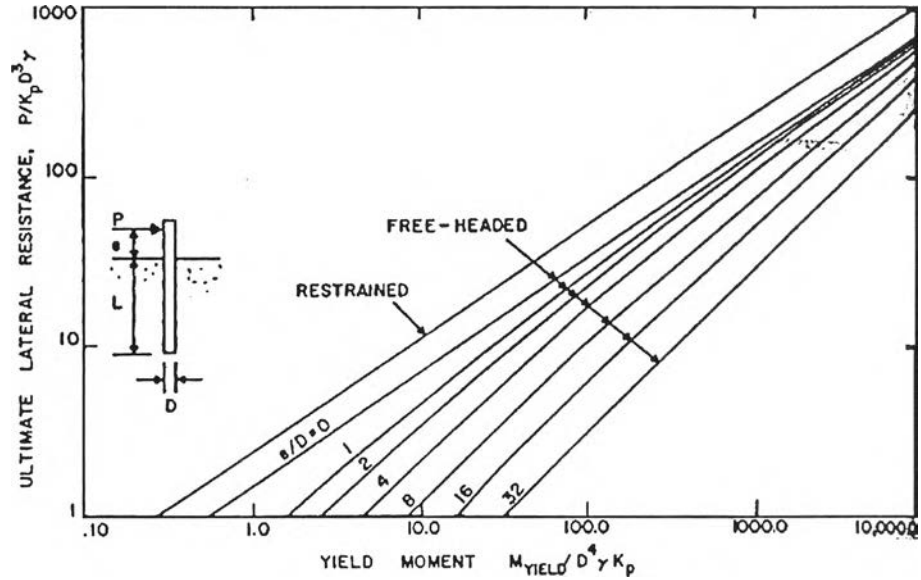
พิจารณาที่จุดวิบัติของเสาเข็มเมื่อมีค่าโมเมนต์ค้ดสูงสุด (M_{max}^{pos}) เท่ากับค่าโมเมนต์ค้ดของเสาเข็มที่สามารถรองรับได้ (M_{yield}) กรณีที่ให้แรงกระทำ (Q) มีค่าเท่ากับศูนย์ จะได้

$$P = \frac{M_{yield}}{\left(e + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma DK_p}} \right)} \tag{2.26}$$

หรือสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $P / K_p \gamma D^3$ กับอัตราส่วนระหว่าง $M_{yield} / (D^4 \gamma K_p)$ ดังแสดงในรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.20 ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงและโมเมนต์ของเสาเข็มยาวหัวอิสระ [Broms,1964]



รูปที่ 2.21 แรงต้านทานด้านข้างสูงสุดของเสาเข็มยาว [Broms,1964]

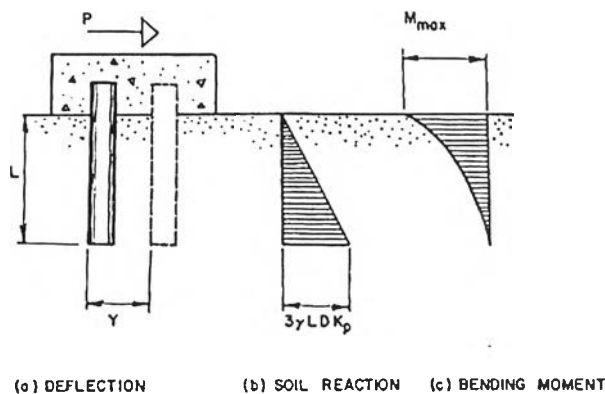
2. เสาเข็มหัวยึด (Restrained Pile)

ก. เสาเข็มสั้น (Short Pile)

ในกรณีของเสาเข็มชนิดนี้ จะเกิดการวิบัติของมวลดิน ในขณะที่เสาเข็มรับแรงกระทำยังไม่ถึงจุดคลาก (Yield) ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดันด้านข้างและ โมเมนต์ที่เกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 2.22 เมื่อพิจารณาให้แรงกระทำด้านข้างมีค่าเท่ากับแรงต้านทานด้านข้างสูงสุดของมวลดิน จะได้

$$P = 1.5 \gamma L^2 D K_p \dots(2.27)$$

หรือสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $P / K_p \gamma D^3$ กับอัตราส่วนระหว่าง L / D ดังแสดงในรูปที่ 2.19



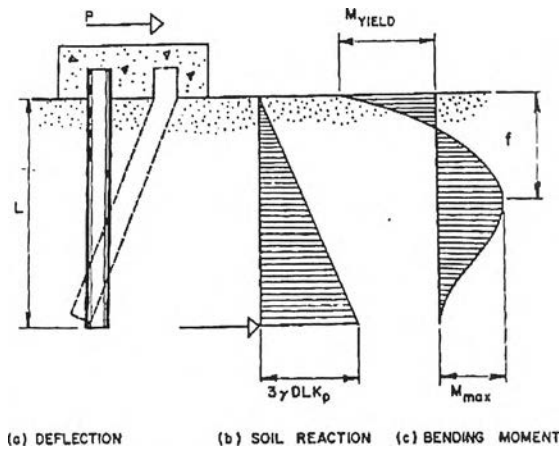
รูปที่ 2.22 ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดันด้านข้างและ โมเมนต์ของเสาเข็มสั้นแบบหัวยึด [Brom, 1964]

ข. เสาเข็มยาวปานกลาง (Long Pile)

ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดันด้านข้างและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 2.23 การวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจากเกิดโมเมนต์ลบที่บริเวณใต้ฐานของหัวเข็มมีค่าเท่ากับ โมเมนต์ที่จุดครากของเสาเข็ม แรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดสามารถคำนวณได้โดยอาศัยหลักการสมมูลย์ของหน่วยแรงดันทางด้านข้างของเสาเข็ม โดยมีค่าเท่ากับ

$$P = 0.5\gamma D L^2 K_p - M_{yield} \quad \dots(2.28)$$

หรือสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $P/K_p \gamma D^3$ กับอัตราส่วนระหว่าง L/D ดังแสดงในรูปที่ 2.19



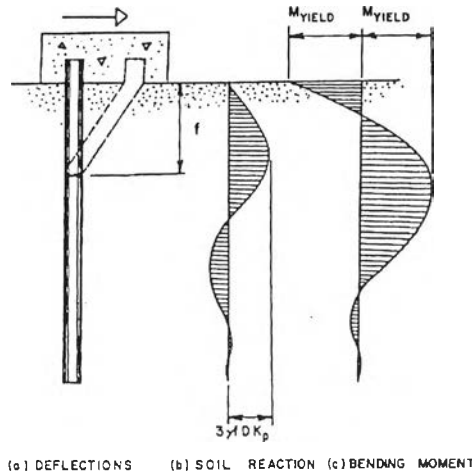
รูปที่ 2.23 ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดันด้านข้างและโมเมนต์ของเสาเข็มยาวปานกลางแบบหัวยึด [Brom, 1964]

ค. เสาเข็มยาว (Long Pile)

การวิบัติเกิดขึ้นของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากเกิด Plastic hing 2 จุด เมื่อเกิดโมเมนต์บวกสูงสุดที่ระดับความลึกเท่ากับ f จากผิวดินและในขณะเดียวกันเกิดโมเมนต์ลบสูงสุดที่ตำแหน่งใต้ฐานหัวยึด ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดันด้านข้างและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 2.24 แรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดสามารถคำนวณได้จาก

$$P = \frac{M_{max}^{pos} + M_{yield}^{neg}}{e + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma D K_p}}} \quad \dots(2.29)$$

หรือสามารถวิเคราะห์ได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $P/K_p \gamma D^3$ กับอัตราส่วนระหว่าง $M_{yield} / (D^4 \gamma K_p)$ ดังแสดงในรูปที่ 2.21



รูปที่ 2.24 ลักษณะการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงต้านด้านข้างและโมเมนต์ของเสาเข็มยาวแบบหัวยึด [Brom, 1964]

2.3.1.2 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มโดยวิธีของ Hansen, J.B., (1961)

Hansen, J.B., (1961) ได้เสนอการวิเคราะห์แรงต้านทานทางด้านข้างของเสาเข็มโดยที่สามารถวิเคราะห์ได้ทั้งในชั้นดินชนิดเดียวกันทั้งชั้น (Uniform soil) หรือชั้นดินที่มีการเปลี่ยนแปลง (Layered soil) การวิเคราะห์จะพิจารณาจากผลรวมโมเมนต์ของแรงต้านทานด้านข้าง ณ จุด X ดังแสดงในรูปที่ 2.25 โดยที่แรงต้านทางด้านข้างมีค่าดังสมการที่ 2.30

$$p_z = \sigma_{vo} K_q + cK_c \quad \dots(2.30)$$

เมื่อ p_z = แรงต้านทางด้านข้าง

K_q, K_c = สัมประสิทธิ์แรงต้านทางด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.26

เมื่อพิจารณาผลรวมโมเมนต์ของแรงต้านทางด้านข้างเนื่องจากมวลดินรอบจุด X มีค่าเท่ากับ

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_z \frac{L}{n} (e+z)B - \sum_{z=x}^{z=L} p_z \frac{L}{n} (e+z)B \quad \dots(2.31)$$

ดังนั้นเมื่อพิจารณาผลรวมโมเมนต์ของแรงต้านทางด้านข้างเนื่องจากมวลดินและแรงกระทำที่หัวของเข็ม (H_u) รอบจุด X มีค่าเท่ากับ

$$H_u (e+x) = \sum_0^x p_z \frac{L}{n} B(x+z) + \sum_x^{x+L} p_z \frac{L}{n} B(z-x) \quad \dots(2.32)$$

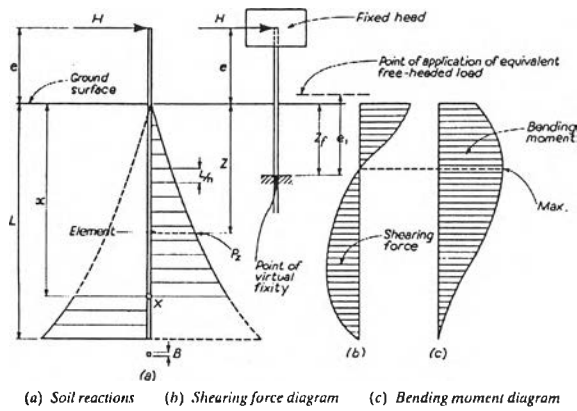
เมื่อ L = ระยะฝังจมของเสาเข็ม

n = จำนวน element ของแรงต้านทางด้านข้าง

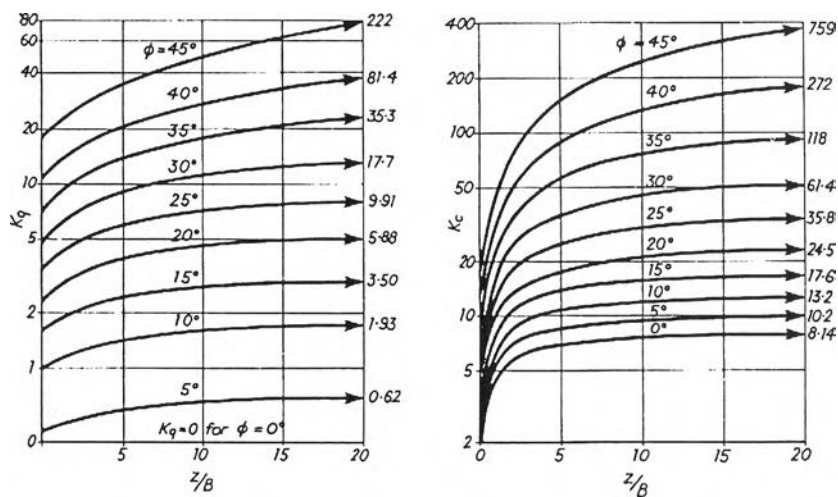
e = ระยะตำแหน่งแรงกระทำที่หัวเสาเข็ม

B = ความกว้างของเสาเข็ม

z = ความลึกใดๆ จากผิวดิน
 x = ระยะจากผิวดินถึงตำแหน่งจุด X

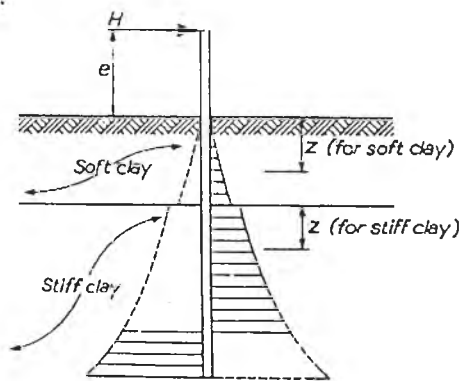


รูปที่ 2.25 ลักษณะหน่วยแรงดันทางด้านข้างของเสาเข็ม [Tomlinson, M.J 1991]



รูปที่ 2.26 ค่าสัมประสิทธิ์ K_q, K_c [Hansen, J.B., 1961]

ในกรณีที่ชั้นดินมีการเปลี่ยนแปลง ในกรณีนี้จะพิจารณาเปลี่ยนค่าความลึก z ใดๆ เพื่อนำไปหาค่าสัมประสิทธิ์ K_q, K_c โดยที่เริ่มจากระดับที่มีการเปลี่ยนชั้นดังแสดงในรูปที่ 2.27

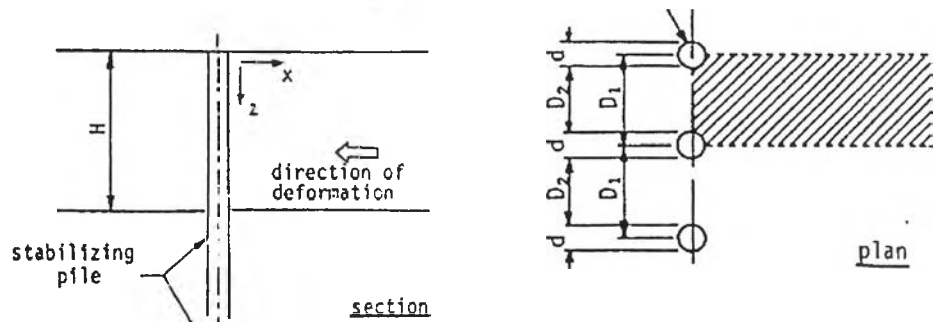


รูปที่ 2.27 ลักษณะแรงดันทางด้านข้างที่กระทำต่อเสาเข็มกรณีที่มีชั้นดินมีการเปลี่ยนแปลง

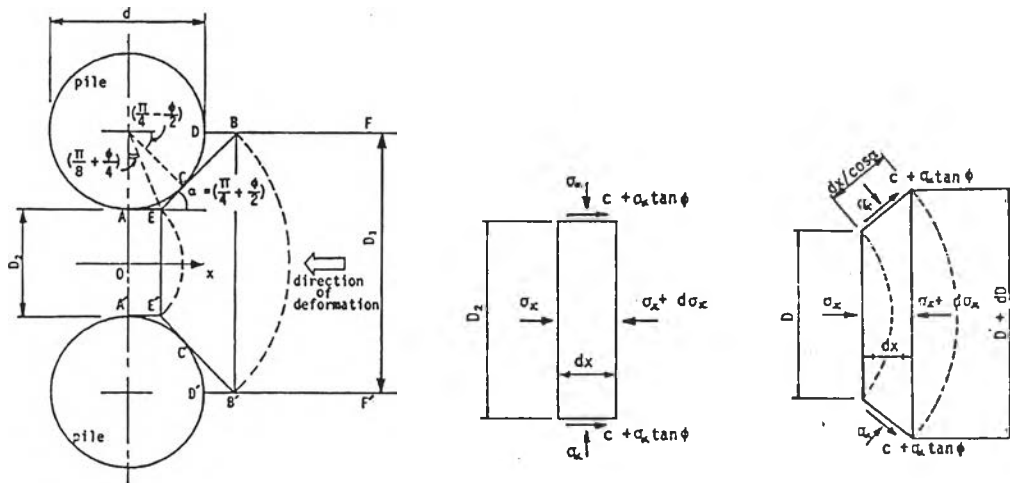
2.3.1.3 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มโดยวิธีของ Ito. et al., (1975)

Ito. et al., (1975) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มในกรณีด้านทานการวิบัติของเชิงลาด ได้พิจารณาผลของระยะห่างระหว่างเสาเข็มและขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 2.28 โดยอาศัยทฤษฎีการเคลื่อนตัวแบบพลาสติก พิจารณาลักษณะการเคลื่อนตัวของมวลดินดังแสดงในรูปที่ 2.29 และมีสมมติฐานในการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. เมื่อมวลดินเกิดการเคลื่อนตัวจะเกิดแนวการเคลื่อนตัว 2 แนว คือ AEB และ $A'E'B'$ โดยที่แนว EB และแนว $E'B'$ ทำมุม $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ กับแกน x
2. มวลดินในบริเวณ $AEBB'E'A'$ มีสภาพเป็นพลาสติก โดยที่การวิบัติเป็นไปตามกฎของ Mohr Coulomb
3. ชั้นดินมีลักษณะเป็น Plane Strain
4. เมื่อมีแรงเสียดทานเกิดขึ้นที่แนว AEB และแนว $A'E'B'$ การกระจายหน่วยแรงในมวลดิน $AEBB'E'A'$ เป็นเหมือนกับกรณีที่ไม่มีแรงเสียดทานที่ผิวดังกล่าว
5. เสาเข็มมีสมบัติเป็น Rigid



รูปที่ 2.28 ลักษณะของการใช้เสาเข็มแถวด้านการวิบัติ [Ito. et al., 1975]



ก. ลักษณะการเคลื่อนตัวในส่วน $AEBB'E'A'$ ข. ส่วนย่อย $AEE'A'$ ค. ส่วนย่อย $EBB'E'$

รูปที่ 2.29 ลักษณะการเคลื่อนตัวของมวลดินระหว่างเสาเข็ม [Ito. et al., 1975]

จากผลการศึกษาของ Ito. et al., (1975) หน่วยแรงดันทางด้านข้างของเสาเข็มคำนวณได้จากสมการที่ 2.33 และสมการที่ 2.34

กรณีดินไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless Soils)

$$p = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{\left(\sqrt{N_\phi} \tan \phi + N_\phi^{-1} \right)} \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \right)^{N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi + \phi}{8} \right)} - D_2 \right\} \dots (2.33)$$

กรณีดินมีความเชื่อมแน่น (Cohesive Soils)

$$p = c \left\{ D_1 \left(3 \cdot \text{Log} \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z (D_1 - D_2) \dots (2.34)$$

เมื่อ	D_1	=	ระยะจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของเสาเข็ม
	D_2	=	ระยะห่างจากขอบในถึงขอบในของเสาเข็ม
	z	=	ความลึกใดๆจากผิวดิน
	c	=	กำลังรับแรงเฉือนของดิน
	N_ϕ	=	$\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

2.4 การทรุดตัวในมวลดิน

เมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำต่อมวลดิน จะทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวนี้จะเกิดขึ้นได้ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน การเคลื่อนตัวนี้ถ้าหากเกิดมากเกินไปก็ทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้าง หรือไม่ก็อาจจะทำให้สิ่งก่อสร้างนั้นไม่สามารถที่จะใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการได้ เพราะฉะนั้นผู้ออกแบบจำเป็นต้องออกแบบให้เกิดการเคลื่อนตัวอยู่ในพิสัย ดังนั้นการวิเคราะห์หากการเคลื่อนตัวของมวลดินและสิ่งก่อสร้างจึงเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่งในงานวิศวกรรมโยธา ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวมีอยู่หลายวิธี แต่ละวิธีมีรากฐานและสมมุติฐานที่ไม่เหมือนกัน ซึ่งทำให้ในแต่ละวิธีได้ผลการวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน ความเหมาะสมและความถูกต้องในการใช้งานแต่ละทฤษฎีนั้นประเมินได้จากการเปรียบเทียบพฤติกรรมทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างที่เกิดขึ้นจริงในสนามว่าใกล้เคียงกับการคาดคะเนการทรุดตัวจากทฤษฎีเพียงใด และทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแต่ละวิธีนั้นก็ไม่ได้เหมาะสมกับทุกสถานที่เสมอไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินในแต่ละสถานที่การทรุดตัวของมวลดินสามารถแยกออกได้เป็น 3 ลักษณะ ดังนี้

1. การทรุดตัวในมวลดินที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement , ρ_i) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันทีทันใดเมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ
2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Consolidation Settlement , ρ_T) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับระยะเวลา นั่นคือ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นการทรุดตัวก็เพิ่มมากขึ้นด้วยแต่จะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงเรื่อยๆ

3. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง ซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

ปริมาณการทรุดตัวในมวลดินจะเกิดขึ้นมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัว ได้แก่

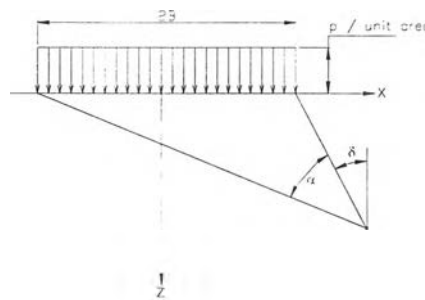
1. ชนิดของดิน
2. ประวัติหน่วยแรง
3. อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก
4. ขนาดน้ำหนักบรรทุกสูงสุด
5. มิติความกว้าง ยาว ของน้ำหนักบรรทุก

2.4.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงในมวลดินเนื่องจากแรงกระทำภายนอก

2.4.1.1 แรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ (Loading on an Infinite Strip)

เป็นลักษณะของแรงกระทำที่มีด้านยาว ยาวกว่าด้านสั้นมากดังแสดงในรูปที่

2.30



รูปที่ 2.30 ลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ [Poulos, H.G.1967]

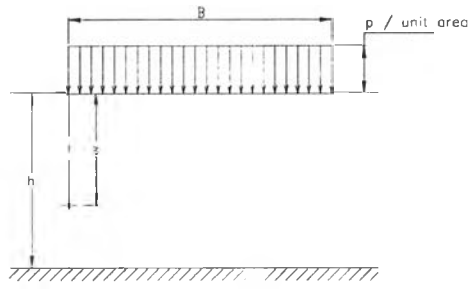
ค่าหน่วยแรงในมวลดิน คำนวณได้จาก

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad \dots(2.35)$$

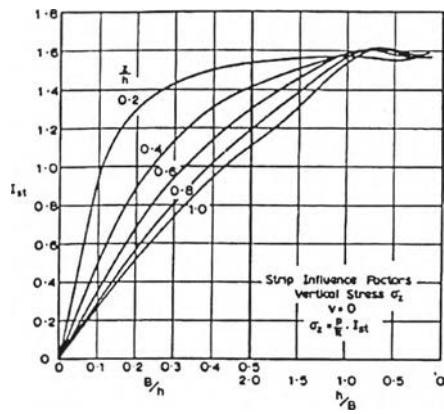
$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad \dots(2.36)$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \sin\alpha \sin(\alpha + 2\delta) \quad \dots(2.37)$$

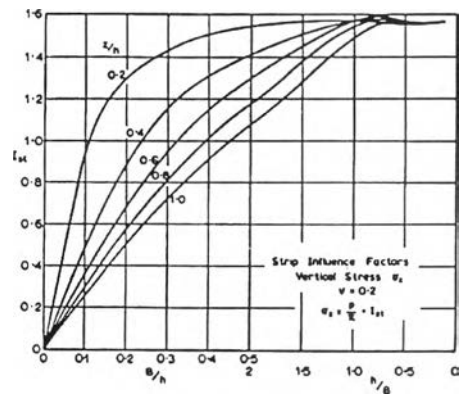
Poulos, H.G. (1967) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์โดยที่พิจารณาผลที่ชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินที่เคลื่อนตัวได้ง่ายและแข็งแรงน้อยกว่าชั้นที่รองรับ ซึ่งสามารถพิจารณาว่าไม่มีการเคลื่อนตัวเลย (Rigid Base) ดังแสดงในรูปที่ 2.31 และสำหรับค่า $\Delta\sigma_{zz}$ ที่ความลึกใดๆ สามารถใช้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 2.32 และรูปที่ 2.33 ในการวิเคราะห์ผลได้



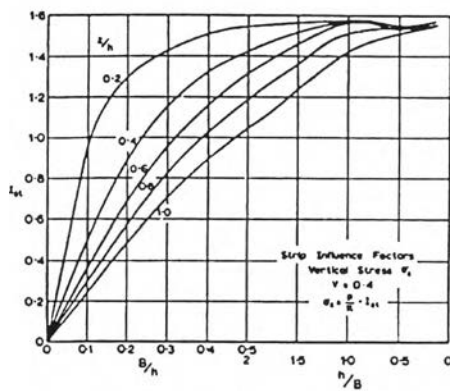
รูปที่ 2.31 ลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบแผ่สม่ำเสมอเป็นแถบ เมื่อมีฐานรองรับที่แข็งแรง



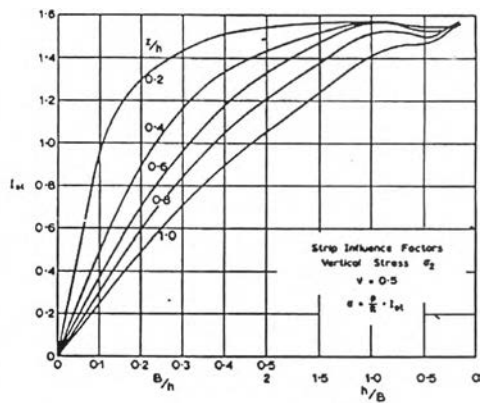
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0$



I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.2$



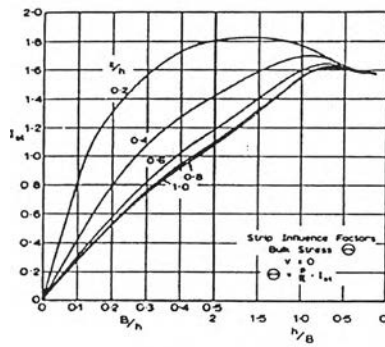
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.4$



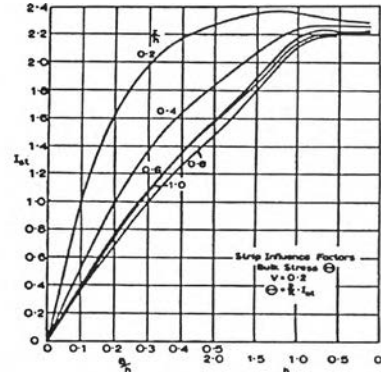
I_{st1} สำหรับหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ เมื่อ $v = 0.5$

รูปที่ 2.32 ค่า I_{st1} สำหรับการคำนวณค่า $\Delta\sigma_{zz}$ ที่ขอบของหน่วยแรงเมื่อค่า v มีค่าต่าง ๆ กัน

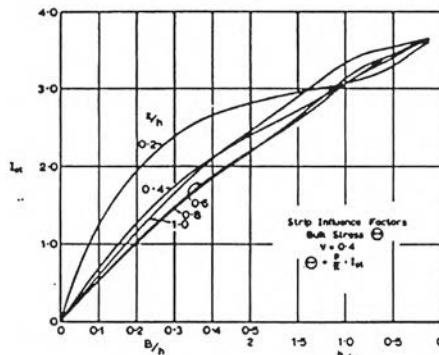
[Poulos, H.G.1967]



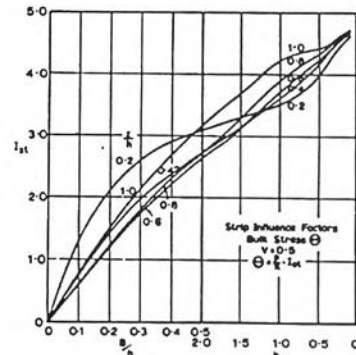
I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v=0$



I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v=0.2$



I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v=0.4$



I_{st2} สำหรับหาค่า $\Delta\theta$ เมื่อ $v=0.5$

รูปที่ 2.33 ค่า I_{st2} สำหรับการคำนวณค่า $\Delta\theta$ ที่ขอบของหน่วยแรงเมื่อค่า v มีค่าต่าง ๆ กัน

[Poulos, H.G.1967]

การคำนวณค่าหน่วยแรงในมวลดินที่เสนอโดย Poulos, H.G. (1967) สามารถคำนวณหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta\sigma_{\equiv} = \frac{p}{\pi} I_{st1} \quad \dots(2.38)$$

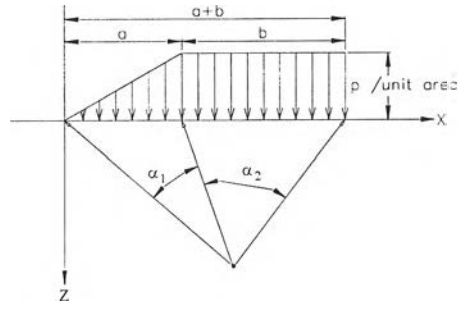
$$\Delta\sigma_{\theta} = \frac{p}{\pi} I_{st2} = \Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{\equiv} \quad \dots(2.39)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \nu(\Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{\equiv}) \quad \dots(2.40)$$

- เมื่อ I_{st1} = ค่าแฟกเตอร์ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปัวซองของสและตำแหน่งพิจารณา (จากรูปที่ 2.32)
- I_{st2} = ค่าแฟกเตอร์ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปัวซองของสและตำแหน่งพิจารณา (จากรูปที่ 2.33)
- p = ขนาดหน่วยแรงกระทำภายนอก

2.4.1.2 แรงกระทำแบบคันดินถม (Loading on an Embankment)

งานก่อสร้างที่มีลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบคันดินถม เช่น เขื่อนดิน คันดิน หรือถนน เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 2.34



รูปที่ 2.34 ลักษณะของหน่วยแรงกระทำแบบคั่นดินถม [Poulos, H.G.1967]

การคำนวณหาหน่วยแรงในมวลดินได้จากสมการ

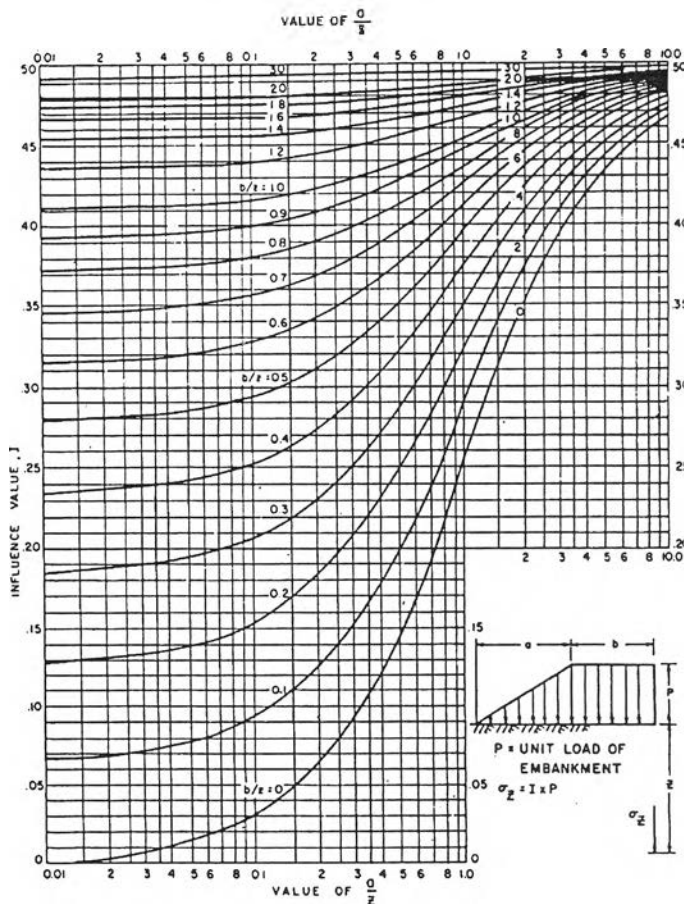
$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{q}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] \quad \dots(2.41)$$

หรือ ใช้กราฟหาค่าแฟคเตอร์ I ดังแสดงในรูปที่ 2.35 ค่าหน่วยแรงในมวลดินสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\Delta\sigma_{zz} = q I \quad \dots(2.42)$$

เมื่อ I = ค่าแฟคเตอร์ แสดงในรูปที่ 2.35

q = ขนาดหน่วยแรงกระทำภายนอก



รูปที่ 2.35 ค่าแฟคเตอร์ I สำหรับการคำนวณหาค่า $\Delta\sigma_{zz}$ [NAVFAC DM-7.1]

2.5 ชนิดของการทรุดตัว

2.5.1 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement, ρ_i)

การทรุดตัวลักษณะนี้เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีที่มีหน่วยแรงภายนอกกระทำ ซึ่งดินจะเกิดความเครียดขึ้นทันที ความเครียดหรือการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ความสามารถในการระบายน้ำของดินซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินโดยตรง ระบบของหน่วยแรงที่มากระทำและขอบเขตจำกัดของทิศทางที่ความเครียดจะเกิดขึ้น ในกรณีปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีความเครียดอาจเกิดขึ้นได้เฉพาะในแนวตั้ง (คือ เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ โดยที่ความเครียดที่เกิดขึ้นในแนวนอนนั้นให้เป็นศูนย์หรือไม่เกิดขึ้น) หรืออาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 มิติ (คือ ความเครียดจะเกิดขึ้นในแนวตั้ง และ แนวนอน นั่นคือ Plane Strain Condition) และอาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 3 มิติ (เป็นกรณีที่ไม่มีขอบเขตจำกัดในทิศทางที่เกิดความเครียด)

การทรุดตัวชนิดที่เกิดขึ้นแบบทันทีนี้จะเป็นการทรุดตัวส่วนที่มีความสำคัญมากสำหรับดินเม็ดหยาบ เช่น กรวด ทราย และทรายแป้งชนิดที่ไม่มีพลาสติกซีดี ในดินจำพวกนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในมวลดินส่วนใหญ่จะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที และเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดที่เกิดขึ้นจะเป็นในลักษณะใด การทรุดตัวของดินเม็ดหยาบเกิดจากการไหลซึมของน้ำและอากาศออกจากช่องว่างของมวลดิน ปริมาตรของมวลดินจึงมีการเปลี่ยนแปลงการไหลซึมของน้ำออกมาได้ทันทีเมื่อมีหน่วยแรงกระทำเกิดขึ้น เพราะดินเม็ดหยาบมีสัมประสิทธิ์ของการซึมสูง จึงสามารถระบายน้ำออกมาได้อย่างรวดเร็ว ในดินเม็ดหยาบการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาอาจมีอยู่บ้างด้วยผลของครีพ (Creep) แบบระบายน้ำ แต่ปริมาณการทรุดตัวชนิดนี้มีกมีไม่มากในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวนั้นก็เกิดขึ้นได้เช่นกัน แต่จะมีปริมาณการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายนน้ำที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา ขอบเขตจำกัดของทิศทางของความเครียดที่เกิดขึ้นและระดับการอึดตัวคายนน้ำของดินเหนียวเป็นองค์ประกอบที่สำคัญสำหรับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที ดินเหนียวเป็นดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึมต่ำมาก ทั้งน้ำและอากาศไม่สามารถระบายออกจากดินเหนียวได้สะดวก เมื่อดินเหนียวอึดตัวคายนน้ำถูกหน่วยแรงกระทำ ทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวจะไม่มีเปลี่ยนแปลง การทรุดตัวในแนวตั้งจึงเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อมีการขยายตัวทางด้านข้างเพื่อให้ปริมาตรคงที่ ด้วยเหตุนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวที่อึดตัวคายนน้ำจึงเกิดขึ้นได้เฉพาะในระบบของหน่วยแรงและความเครียดที่ซึ่งความเครียดเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ สำหรับดินเหนียวที่ไม่อึดตัวคายนน้ำทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจึงเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดจะเกิดขึ้นในลักษณะใด การเปลี่ยนแปลงในปริมาตรนี้เกิดจากการละลายของฟองอากาศในน้ำในช่องว่างของมวลดินและอากาศบางส่วนถูกขับออก การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำต่อดินเหนียวที่อึดตัวคายนน้ำมักจะถูกเรียกว่าการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำหรือ Undrained Settlement

2.5.2 การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันของเวลา (Time Dependent Settlement , ρ_T)

การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นได้จากกลไกสามชนิด คือ การทรุดตัวอันเป็นผลของขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process) การทรุดตัวที่เป็นผลของครีพทั้งในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ และระบายน้ำ การทรุดตัวที่เกิดจากการวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง (Local Yield) เนื่องจากการก่อสร้างใช้พิถีพิถันความปลอดภัยต่ำ จนกระทั่งในบางตำแหน่งหน่วยแรงเฉือนในดินเกิดขึ้นเท่ากับกำลังแรงเฉือนของดิน ในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาเป็นส่วนที่สำคัญและการทรุดตัวจะเกิดจากกลไกทั้งสองชนิด โดยที่มีปริมาณการทรุดตัวจากขบวนการอัดตัวคายน้ำมากที่สุด

2.5.3 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement, ρ_s)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง ซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

จากชนิดลักษณะ และกลไกการทรุดตัวที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของมวลดินสามารถคำนวณได้ดังนี้

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเม็ดหยาบ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_s \quad \dots(2.43)$$

เมื่อ ρ_i คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที

ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำซึ่งถือว่าน้อยมากหรือเท่ากับศูนย์ ในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเหนียว

การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของดินเหนียวมีตัวด้วยน้ำขึ้นอยู่กับสภาพความเครียดที่เกิดขึ้นในดิน

1. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้เพียง 1 มิติ

$$\rho_T = \rho_c + \rho_s \quad \dots(2.44)$$

เมื่อ ρ_c คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Settlement)

2. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้ 2 และ 3 มิติ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_{cf} + \rho_s \quad \dots(2.45)$$

2.6 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินเหนียว

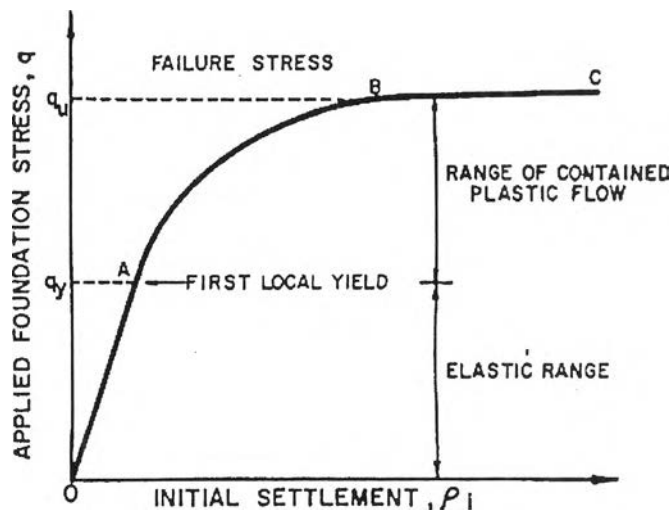
การคาดคะเนการทรุดตัวทั้งหมดของดินเหนียวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.45 ซึ่งจำเป็นต้องคำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement) การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัว

คายน้ำ (Consolidation Settlement) และการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ (Secondary Settlement) การทรุดตัวจากกลไกต่างๆสามารถคำนวณได้ดังนี้

2.6.1 การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที (Immediate Settlement)

D'Appolonia et al. (1971) ได้อธิบายถึงพฤติกรรมทรุดตัวของมวลดินภายใต้น้ำหนักกระทำชนิดที่เกิดขึ้นทันทีที่สามารถแบ่งการวิเคราะห์ห้ออกได้ 3 ช่วง ดังแสดงในรูปที่ 2.36

1. การทรุดตัวในช่วงอีลาสติก (Elastic Range , ช่วง OA) การทรุดตัวชนิดนี้สามารถคาดคะเนได้โดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory)
2. การทรุดตัวในช่วง AB เป็นช่วงที่เกิดการวิบัติของมวลดินเป็นจุดๆ (Local Yield) เนื่องจากหน่วยแรงเฉือนในมวลดินที่เกิดจากหน่วยแรงกระทำภายนอกมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของมวลดิน ($q_u = S_u$) การเคลื่อนตัวของมวลดินจะเป็นในสภาพ Plastic Flow
3. ในช่วงที่ 3 เป็นช่วงที่มวลดินเกิดการวิบัติ เนื่องจากหน่วยแรงกระทำภายนอกมีค่ามากกว่าค่ากำลังแบกทานของมวลดิน ($q > q_{ult}$) ซึ่งในช่วงนี้จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)



รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยน้ำหนักกับการทรุดตัว [D'Appolonia et al., 1971]

2.6.1.1 การคาดคะเนโดยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory)

$$\rho_i = \frac{qB(1-\nu_u^2) I_p}{E_u} \quad \dots(2.46)$$

เมื่อ

q = หน่วยแรงที่กระทำที่ทำให้เกิดการทรุดตัว (Net Bearing Stress)

B = ความกว้างด้านสั้นของฐานราก

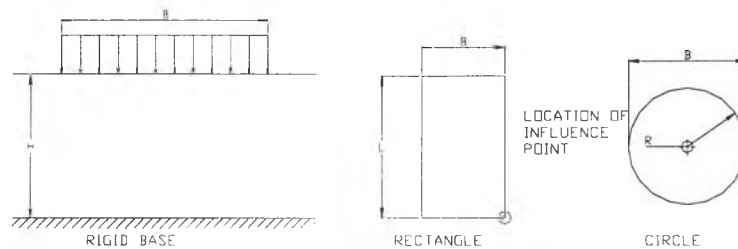
ν_u = สัดส่วน Poisson

I_p = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับรูปร่างของฐานราก (Influence Factor)
แสดงดังตารางที่ 2.7

E_u = ค่าโมดูลัสของดิน (Undrained Modulus of Elasticity)

ตารางที่ 2.7 ค่า Influence Factor, I_p

H/B	Center of Rigid Circular Area Diameter = B	Corner of Flexible Rectangular Area				
		L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10	(Strip) L/B = 1
$\nu = 0.50$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
1.0	0.35	0.15	0.12	0.10	0.10	0.10
1.5	0.48	0.23	0.22	0.18	0.18	0.18
2.0	0.54	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
3.0	0.62	0.36	0.40	0.39	0.38	0.37
5.0	0.69	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
10.0	0.74	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73
$\nu = 0.33$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.20	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
1.0	0.40	0.19	0.18	0.16	0.16	0.16
1.5	0.51	0.27	0.28	0.25	0.25	0.25
2.0	0.57	0.32	0.34	0.34	0.34	0.34
3.0	0.64	0.38	0.44	0.46	0.45	0.45
5.0	0.70	0.46	0.56	0.60	0.61	0.61
10.0	0.74	0.49	0.66	0.80	0.82	0.81



รูปที่ 2.37 ตำแหน่งที่พิจารณาค่าแฟกเตอร์ I_p [NAFVAC DM-7.1]

2.6.1.2 การประมาณการทรุดตัวโดยวิธี Poulos, H.G. (1967)

Poulos, H.G. (1967) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ภายใต้แรงกระทำแบบกระจายสม่ำเสมอ Plain Strain โดยพิจารณากรณีที่มีชั้นดินที่ไม่เกิดการเคลื่อนตัวรองรับอยู่ชั้นล่างดังแสดงในรูปที่ 2.38 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวจะพิจารณาที่ขอบของหน่วยแรงกระทำ โดยสมการที่ 2.47 และ สมการ 2.48

$$\rho_{ev} = \frac{ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad \dots(2.47)$$

$$\rho_{eh} = \frac{ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad \dots(2.48)$$

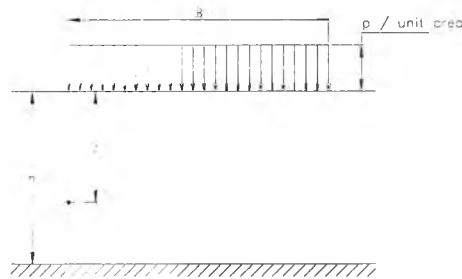
เมื่อ ρ_{ev}, ρ_{eh} = ปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งและการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

p = ขนาดของหน่วยแรงกระทำที่ผิวดิน

h = ความหนาของชั้นดินที่พิจารณา

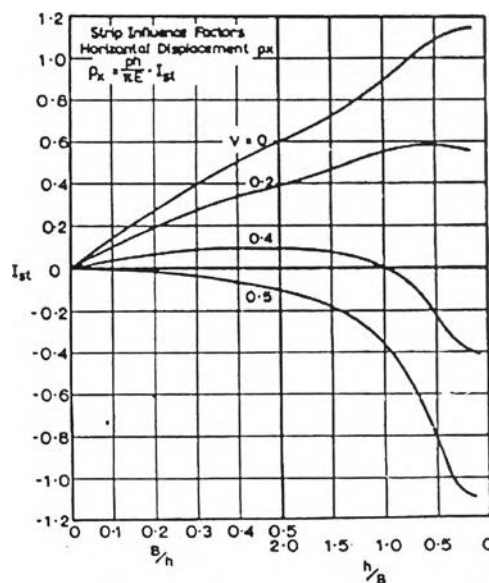
E = ค่าโมดูลัสของมวลดิน

I_{st} = ค่า Influence Factor (แสดงดังรูปที่ 2.39 และ 2.40)

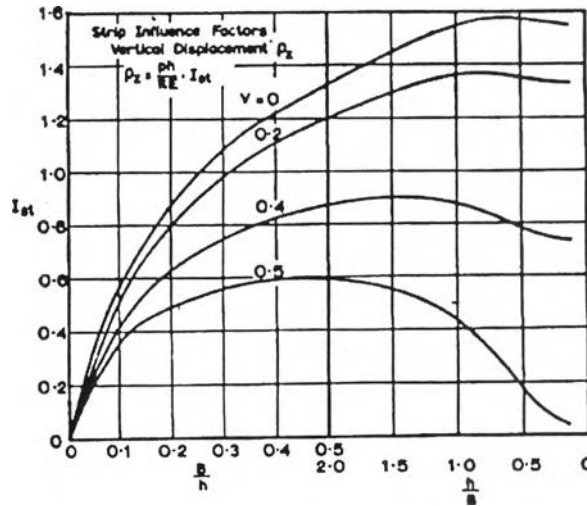


รูปที่ 2.38 ลักษณะของหน่วยแรงและมิติสำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

[Poulos, H.G. 1967]



รูปที่ 2.39 ค่า Influence Factor สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้าง [Poulos, H.G. 1967]



รูปที่ 2.40 ค่า Influence Factor สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง

[Poulos, H.G.1967]

2.6.1.3 การประมาณการทรุดตัวโดยวิธี D'Appolonia et al. (1971)

การประมาณการทรุดตัวกรณีเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ เป็นการประมาณการทรุดตัวที่พิจารณาผลของการเกิดการวิบัติของมวลดินเป็นจุดๆ ซึ่งสภาพดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องจากสภาพของหน่วยแรงเฉือนในมวลดินที่เกิดจากหน่วยแรงภายนอกกระทำมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน แบบอันเดรน (Su) ของมวลดิน ในสภาพดังกล่าวมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะ Plastic Flow ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวที่มากกว่าในสภาพที่มวลดินไม่เกิดการวิบัติเป็นจุดๆ D'Appolonia et al. (1971) ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยใช้ค่าปรับแก้ (Settlement Ratio, SR) ผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ ในมวลดิน ดังสมการที่ 2.49

$$\rho_i = \frac{\rho_e}{SR} \dots(2.49)$$

- เมื่อ ρ_i = การทรุดตัวที่พิจารณาผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ
- ρ_e = การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากทฤษฎีอีลาสติก
- SR = ค่าปรับแก้ผลของการเกิดการวิบัติเป็นจุดๆ ในมวลดิน

ค่าแฟคเตอร์ SR เป็นค่าแฟคเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับ

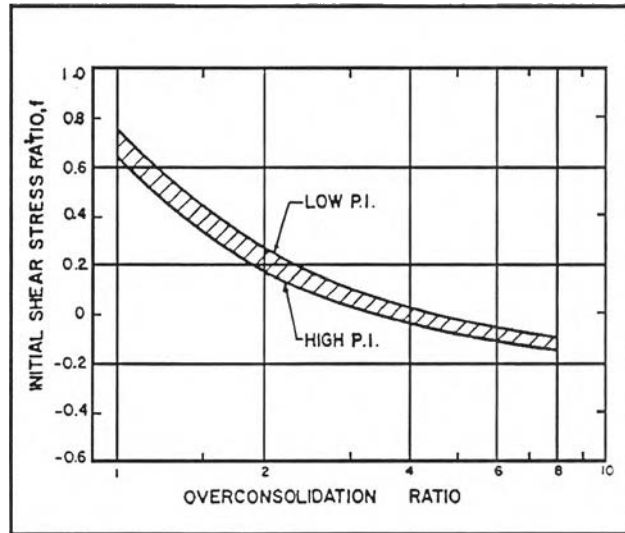
1. อัตราส่วน $\frac{H}{B}$

- เมื่อ H = ความหนาของชั้นดิน
- B = ความกว้างของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำ

2. ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial Stress Ratio, f) โดยที่

$$f = \frac{q_o}{S_u} = \frac{(\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho})}{2S_u} = \frac{(1 - K_o)\sigma'_{vo}}{2S_u} \dots(2.50)$$

ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงเริ่มต้น (f) เป็นค่าที่เป็นฟังก์ชันของค่า K_o และ ค่า OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.41



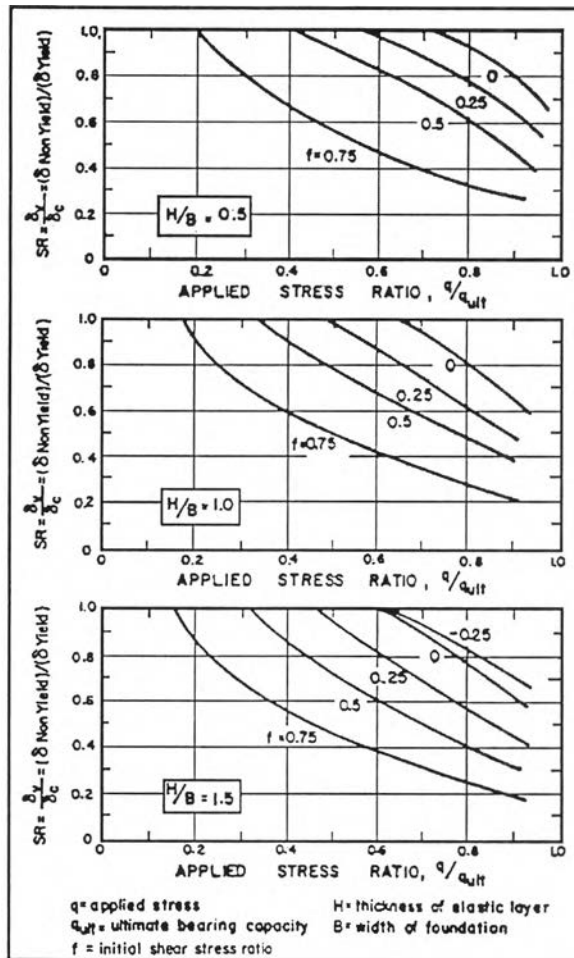
รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า f กับค่า OCR [NAVFAC DM-7.1]

3. ค่าอัตราส่วนหน่วยแรงกระทำต่อหน่วยแรงต้านทานสูงสุดของมวลดิน

$$\text{Applied Stress Ratio} = \frac{q}{q_{ult}} \quad \dots(2.51)$$

- เมื่อ
- q = หน่วยแรงกระทำภายนอก
 - q_{ult} = หน่วยแรงต้านทานสูงสุดของมวลดิน มีค่าเท่ากับ $S_u N_c$
 - N_c = ค่า Bearing Capacity Factor
 - S_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

D'Appolonia et al. (1971) ได้เสนอค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ SR เป็นฟังก์ชันกับค่า Applied Stress Ratio ดังแสดงในรูปที่ 2.42



รูปที่ 2.42 ค่าแฟกเตอร์ SR [D'Appolonia et al.,1971]

2.6.2 การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวคาน้ำ (Consolidation Settlement)

การคาดคะเนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการอัดตัวคาน้ำ (ρ_{cf}) ที่ใช้กันมาจกผลของการทดสอบการอัดตัวคาน้ำแบบ 1 มิติ แล้วมีการปรับแก้สำหรับผลของความเครียดที่เกิดขึ้นในลักษณะ 2 และ 3 มิติ ในแต่ละวิธีคำนวณได้จาก

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \epsilon_w H_i \tag{2.52}$$

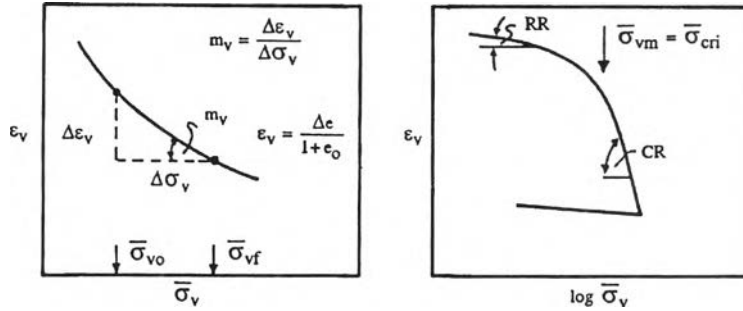
- เมื่อ ρ_{cf} = ค่าการทรุดตัวสุดท้ายเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำ
- ϵ_w = ความเครียดในแนวตั้งที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นที่แบ่ง
- H_i = ความหนาของชั้นดินแต่ละชั้นที่แบ่ง
- n = จำนวนชั้นย่อยที่แบ่ง

2.6.2.1 การคาดคะเนโดยวิธีการของ Terzaghi and Peck (1948)

วิธีการของ Terzaghi and Peck (1948) ใช้สมมุติฐานว่า ρ_{cf} ที่เกิดในสนามไม่ว่าจะเกิดในสภาพความเครียดลักษณะใด สามารถคาดคะเนได้โดยคำนวณ ρ_{cf} ที่เกิดในสภาพที่ความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะเพียง 1 มิติ เช่นเดียวกับการทดสอบการอัดตัวคาน้ำแบบ 1 มิติ

ดังนั้น
$$\epsilon_{vi} = m_{vi} \Delta \bar{\sigma}_{vi}$$

โดยค่า m_{vi} ซึ่งได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 2.43 ซึ่งจะหาให้สอดคล้องกับระดับของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง นั่นคือจาก $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{v0}$ ไปยัง $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{vf}$ โดย $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{v0} + \Delta \bar{\sigma}_v$ และ $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v$



รูปที่ 2.43 ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress กับ Strain จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

สมการที่ใช้สำหรับการประเมินค่าการทรุดตัวของ Terzaghi and Peck (1948)

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=m} m_{vi} \Delta \bar{\sigma}_{vi} H_i \quad \dots(2.53)$$

Bjerrum (1972) เสนอการปรับปรุงการใช้การคาดคะเน ρ_{cf} โดยใช้ค่า Recompression Ratio,

RR ค่า Compression Ratio, CR และค่า $\bar{\sigma}_{vm}$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidate Clay , OCR = 1.0)

$$\epsilon_{vi} = CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{v0i} + \Delta \bar{\sigma}_{vi}}{\bar{\sigma}_{v0i}}$$

และ
$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{v0i} + \Delta \bar{\sigma}_{vi}}{\bar{\sigma}_{v0i}} H_i \quad \dots(2.54)$$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidate Clay) ก่อนที่มีหน่วยแรง

มากระทำ และ $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{v0} + \Delta \bar{\sigma}_v > \bar{\sigma}_{vm}$

$$\epsilon_{vi} = RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vmi}}{\bar{\sigma}_{v0i}} + CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vfi}}{vm_i}$$

และ
$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \left(RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vmi}}{\bar{\sigma}_{v0i}} + CR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{vfi}}{\bar{\sigma}_{vmi}} \right) H_i \quad \dots(2.55)$$

- ในกรณีที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidate Clay) ก่อนที่มีหน่วยแรง

มากระทำ และ $\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{v0} + \Delta \bar{\sigma}_v \leq \bar{\sigma}_{vm}$

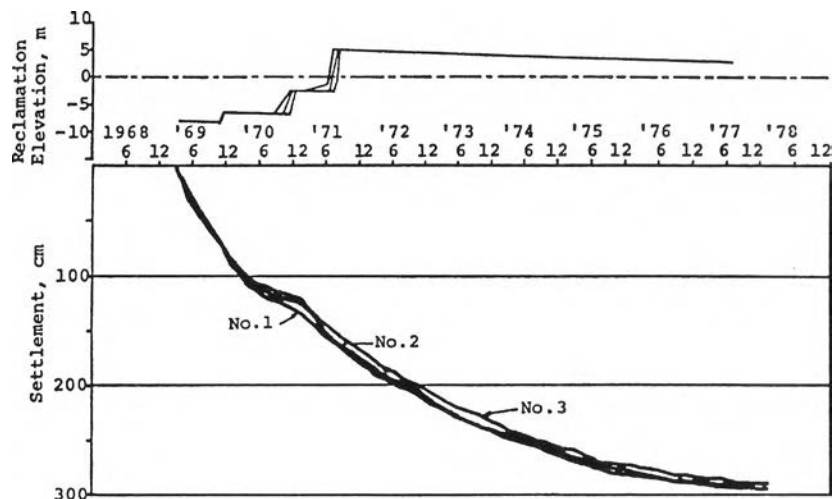
$$\mathcal{E}_{v_i} = RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{v_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}}$$

และ
$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^{i=n} \left(RR_i \log \frac{\bar{\sigma}_{v_i}}{\bar{\sigma}_{vo_i}} \right) H_i \quad \dots(2.56)$$

เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo_i}, \bar{\sigma}_{vmj}, \bar{\sigma}_{vfi}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลที่กึ่งกลางชั้นดินชั้น i
 CR_i, RR_i และ m_{wi} = คุณสมบัติของดินชั้น i โดยได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

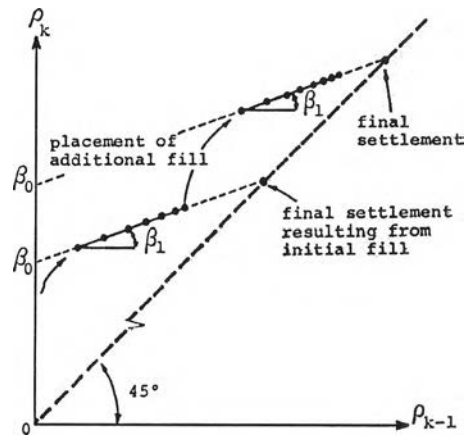
2.6.2.2 การประมาณการทรุดตัวโดยวิธีของ ASAOKA (1978)

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีการประมาณการทรุดตัวในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (consolidate) โดยวิธีการใช้กราฟ ซึ่งมีพื้นฐานมาจากการคำนวณการทรุดตัว 1 มิติ โดยที่พิจารณากรณีที่หน่วยแรงกระทำคงที่ การประมาณการทรุดตัวโดยวิธีของ Asaoka (1978) เป็นวิธีการใช้วิธีกราฟซึ่งมีข้อมูลการทรุดตัวที่วัดในสนาม กรณีศึกษาของ Asaoka ได้ทำการศึกษาการทรุดตัวที่โครงการ Kobe Port โดยได้ทำการวัดผลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งได้ผลการทรุดตัวดังรูปที่ 2.44 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลา

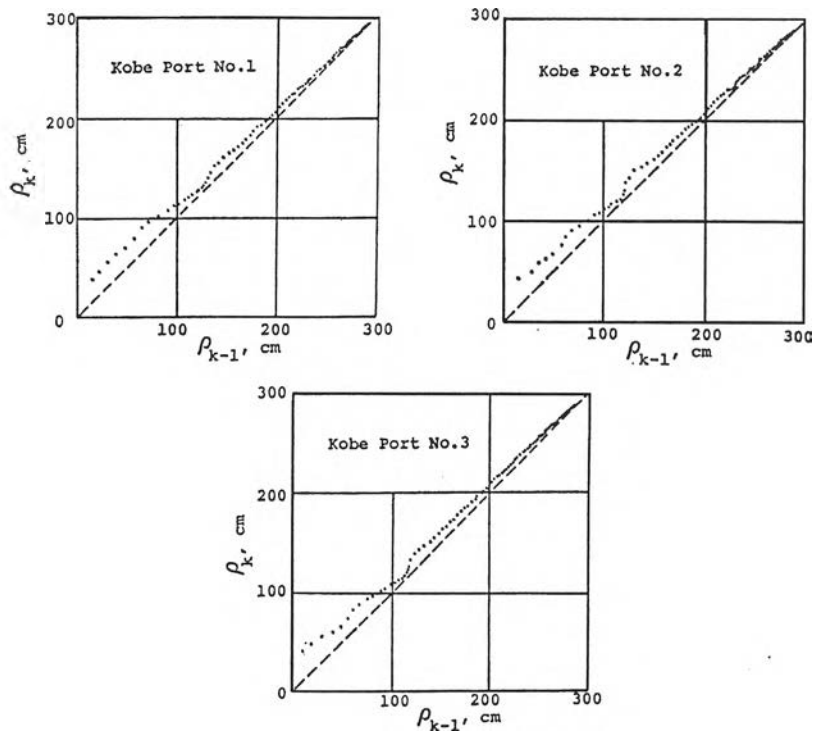


รูปที่ 2.44 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว กับ เวลา [Asaoka.,1978]

สำหรับวิธีการประมาณการทรุดตัวของ Asaoka จะใช้วิธีการสร้างกราฟความสัมพันธ์ของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง โดยประกอบด้วยข้อมูลที่ได้จากสนามโดยกำหนดให้มีข้อมูลการทรุดตัว k ค่า ($\rho_1, \rho_2, \rho_3, \dots, \rho_{k+1}$) โดยที่ข้อมูลที่วัดได้นี้ต้องมีหน่วยแรงกระทำคงที่ จากนั้นนำข้อมูลมาพล็อตความสัมพันธ์ระหว่างค่า ρ_k กับค่า ρ_{k-1} ($k = 1, 2, 3, \dots, k$) ดังแสดงในรูปที่ 2.45 ซึ่งจะได้กราฟดังแสดงในรูปที่ 2.46 ซึ่งได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_k กับ ρ_{k-1}



รูปที่ 2.45 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_k กับ ρ_{k-1} [Asaoka.,1978]



รูปที่ 2.46 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_k กับ ρ_{k-1} [Asaoka.,1978]

จากรูปที่ 2.45 Asaoka ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง ρ_k กับ ρ_{k-1} ดังนี้

$$\rho_k = \beta_0 + \beta_1 \rho_{k-1} \quad \dots(2.57)$$

- เมื่อ β_0 = ค่าการทรุดตัวที่เส้นกราฟตัดกับแกน ρ_k
- β_1 = ค่าความลาดชันของเส้นตรงที่ลากผ่านจุดข้อมูลที่พล็อต

ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำสุดท้าย (ρ_{cf}) สามารถหาได้จากการเขียนเส้นที่ทำมุม 45° ดังแสดงในรูปที่ 2.45 ซึ่งจะได้จุดตัดกับเส้นกราฟค่าการทรุดตัวที่เวลาต่างๆ ซึ่งจุดตัดดังกล่าวจะเป็นค่าการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำสุดท้าย (ρ_{cf}) เพราะ ณ จุดสิ้นสุดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำนั้น

$$\rho_k = \rho_{k-1} = \rho_{cf}$$

$$\text{หรือ} \quad \rho_{cf} = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad \dots(2.58)$$

นอกจากนี้ Asaoka และ Magman and Mieussens (1980) ได้เสนอวิธีการหาค่า Coefficient of Consolidation, C_v ได้จาก

$$C_v = -\frac{5}{12} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \dots(2.59)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ} \quad H_d &= \text{ความหนาของชั้นดินที่น้ำซึมผ่าน (Drain Path)} \\ \Delta t &= \text{ช่วงระยะเวลา} \end{aligned}$$

2.7 การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis)

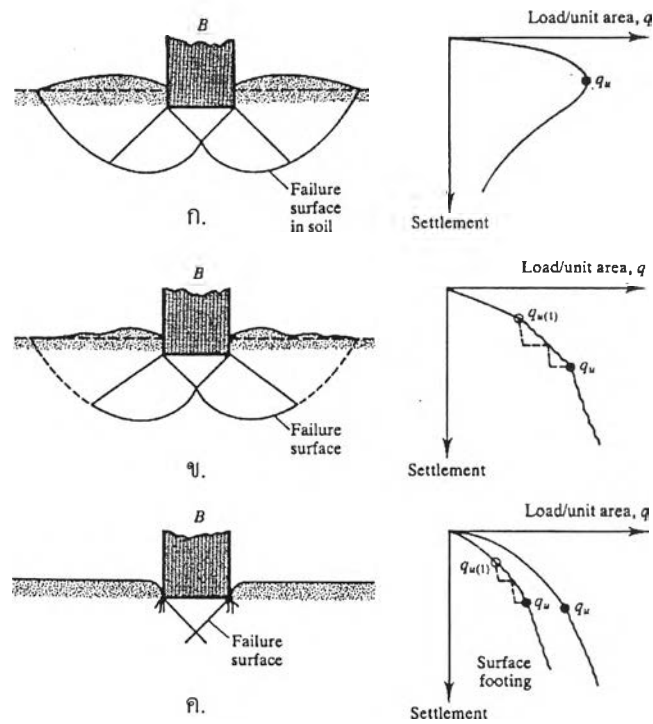
2.7.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Analysis)

การวิเคราะห์ออกแบบฐานรากมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทาน ทั้งนี้เพราะต้องตรวจสอบความสามารถของดินที่รองรับสิ่งก่อสร้างต่างๆ เพื่อให้สิ่งก่อสร้างนั้นสามารถที่จะทำการก่อสร้างและใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการ ลักษณะพฤติกรรมการวิบัติของฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินต่างชนิดกันหรือชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างกันย่อมมีลักษณะการวิบัติที่แตกต่างกันไป การวิบัติของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทานไม่เพียงพอสามารถแยกออกได้ 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.47 โดยมีดังต่อไปนี้คือ

1. การวิบัติแบบ General Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพแน่น เช่น ทรายแน่น (Dense sand) หรือ ดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.47ก. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของกราฟต่ำและเมื่อรับน้ำหนักถึงจุดสูงสุด (q_{ult}) จะเกิดการวิบัติทันที โดยจะมีการเคลื่อนตัวสูงมากในขณะที่กำลังรับแรงแบกทานก็จะลดลง
2. การวิบัติแบบ Local Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพแน่นปานกลาง เช่น ทรายแน่นปานกลาง (Medium sand) หรือ ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.47ข. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าวความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของกราฟจะสูงกว่าการวิบัติแบบแรกและจะไม่ปรากฏจุดสูงสุดที่ชัดเจน และการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างฐานราก(Heave)จะมีปริมาณที่ต่ำกว่า
3. การวิบัติแบบ Punching Shear Failure การวิบัติในลักษณะนี้เกิดขึ้นในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีสภาพหลวมหรือดินอ่อน เช่น ทรายหลวม (Loose sand) หรือ ดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ลักษณะการวิบัติแสดงดังรูปที่ 2.47ค. ซึ่งฐานรากที่วางบนชั้นดินดังกล่าวความ



สัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงแบกทานกับการทรุดตัวในช่วงแรกมีความชันของกราฟจะสูงกว่าการวิบัติแบบแรกและจะไม่ปรากฏจุดสูงสุดที่ชัดเจน และการเคลื่อนตัวของดินด้านข้างฐานราก(Heave)จะไม่ปรากฏ

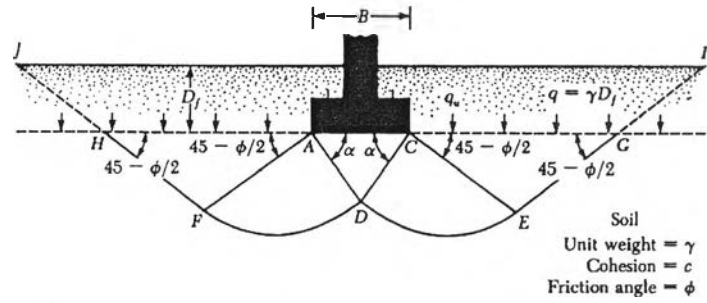


รูปที่ 2.47 รูปแบบการวิบัติของวิบัติ ของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Failure) [Vesic, 1973]

2.7.1.1 ทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) ได้ทำการศึกษากำลังรับแรงแบกทานของฐานรากคั้น โดยมีลักษณะดังรูปที่ 2.48 โดยมีสมมุติฐานดังต่อไปนี้ คือ

1. มวลดินมีสมบัติเป็น Rigid Plastic Material
2. $\frac{D_f}{B} < 1.0$
3. พื้นผิวฐานรากมีสภาพขรุขระหรือผิวหยาบ (Rough Base)
4. ฐานรากมีลักษณะเป็นฐานรากชนิดต่อเนื่องหรือ Plain Strain
5. ไม่พิจารณากำลังของมวลดินที่อยู่เหนือฐานราก
6. ลักษณะการวิบัติสามารถแยกออกเป็น 3 ส่วนคือ
 - ส่วน Radial Zone
 - ส่วน Triangular Zone
 - ส่วน Two Triangular Rankine Passive



รูปที่ 2.48 ลักษณะ Bearing Capacity Failure ของ Terzaghi (1943)

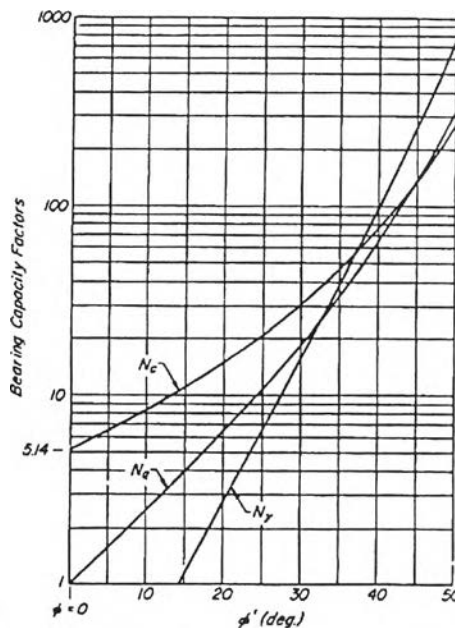
จากการศึกษาของ Terzaghi โดยอาศัยหลักการสมดุลย์ พบว่ากำลังรับแรงแบกทานสูงสุด (q_{ult}) มีค่าเท่ากับ

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \dots(2.60)$$

เมื่อ

- c คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินฐานราก
- q คือ น้ำหนักของมวลดินเหนือฐานรากเท่ากับ γD_f
- γ คือ หน่วยน้ำหนักของมวลดิน
- B คือ ความกว้างของฐานราก
- N_c, N_q, N_γ คือ Bearing Capacity Factor ขึ้นอยู่กับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ)

ดังแสดงในรูปที่ 2.49



รูปที่ 2.49 Bearing Capacity Factor [Meyerhof, 1955]

ในการออกแบบฐานรากของสิ่งก่อสร้างจำเป็นต้องวิเคราะห์ความสามารถด้านกำลังรับแรงแบกทานที่มวลดินจะรองรับได้ โดยการตรวจสอบด้านเสถียรภาพของกำลังรับแรงแบกทานพิจารณาจาก

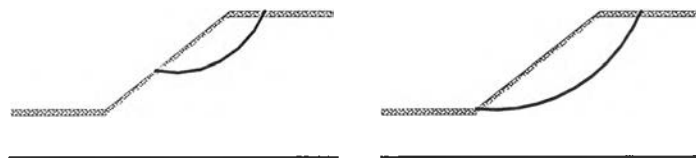
$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{allow}} \quad \dots(2.61)$$

เมื่อ	q_{ult}	คือ กำลังรับแรงแบกทานสูงสุด
	q_{allow}	คือ กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้
	$F.S.$	คือ ค่าความปลอดภัย โดยทั่วไปมีค่าเท่ากับ 2.5 – 3.0

2.7.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาด (Slope Stability Analysis)

การวิเคราะห์หรือตรวจสอบเสถียรภาพด้านเชิงลาดมีความจำเป็นเช่นเดียวกับการตรวจสอบเสถียรภาพด้านกำลังรับแรงแบกทานของมวลดิน เพื่อวิเคราะห์ลักษณะการวิบัติที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ และเพื่อหาวิธีป้องกันการวิบัติดังกล่าว โดยทั่วไปลักษณะการวิบัติด้านเชิงลาดสามารถแยกออกได้เป็น 2 แบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.50 ทั้ง 2 แบบอธิบายได้ดังต่อไปนี้ คือ

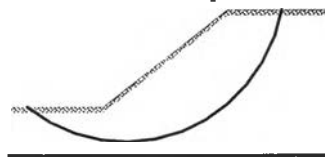
1. การวิบัติแบบ Side Slope Failure การวิบัติในรูปแบบนี้เกิดขึ้นในลักษณะที่เชิงลาดเกิดการวิบัติ การวิบัติในรูปแบบนี้ยังแยกออกได้เป็น 2 ลักษณะคือ Face Failure และ Toe Failure ทั้ง 2 ลักษณะแนวการวิบัติจะตัดผ่านเชิงลาดและขอบของเชิงลาด ดังแสดงในรูปที่ 2.50ก.
2. การวิบัติแบบ Foundation Failure การวิบัติในรูปแบบนี้เกิดขึ้นในลักษณะที่แนวการวิบัติตัดผ่านฐานของเชิงลาด ดังแสดงในรูปที่ 2.50ข.



Face Failure

Toe Failure

ก. Side Slope Failure



ข. Foundation Failure

รูปที่ 2.50 รูปแบบลักษณะการวิบัติของเชิงลาด (Mode of Failure)

หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันมีหลักการและวิธีการวิเคราะห์อยู่หลายวิธี ซึ่งแต่ละหลักการหรือวิธีการวิเคราะห์จะแตกต่างกันในเรื่องของการตั้งสมมุติฐานทางทฤษฎี การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพเชิงลาดของมวลดินไม่ว่าจะเป็นงานถมหรืองานขุด ทั้งนี้เนื่องจากมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวจากจุดที่สูงกว่าไปยังจุดที่ต่ำกว่า ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดของมวลดิน คือการหาส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, FS.) ต่อการพังทลาย

$$\text{ส่วนปลอดภัย (FS.)} = \frac{\text{โมเมนต์ของแรงต้านทาน}}{\text{โมเมนต์ของแรงกระทำ}}$$

ลักษณะแนวการวิบัติของมวลดินเป็นส่วนหนึ่งที่จะทำให้การวิเคราะห์มีความยากหรือง่ายที่แตกต่างกันในที่นี้จะใช้ทฤษฎีระนาบการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Method of Slice) ดังแสดงในรูปที่ 2.51 และระบบของแรงกระทำทั้งหมดต่อมวลดินในแต่ละชิ้น (Slice) ที่ทำการแบ่งแสดงดังในรูปที่ 2.52

จากรูปที่ 2.52 แรงเฉือนต้านทานการวิบัติแต่ละชิ้นของมวลดินมีค่าเท่ากับ

$$T_i = \frac{1}{FS.} [\bar{c}_i \Delta l_i + \bar{N}_i \tan \bar{\phi}] \quad \dots(2.62)$$

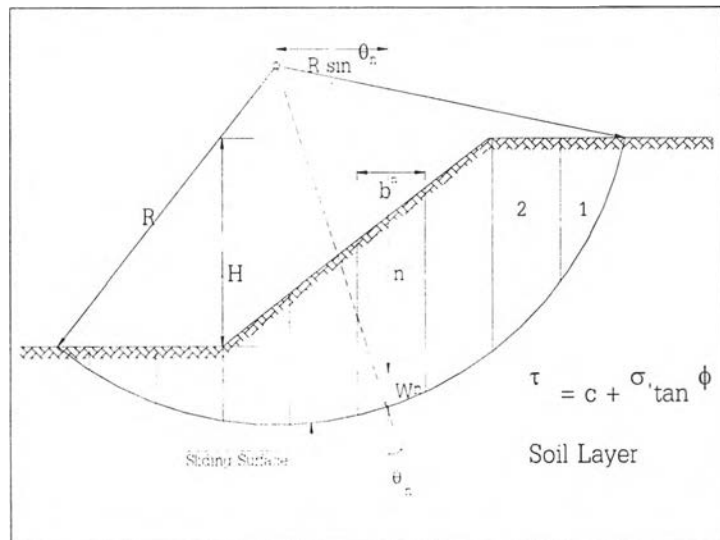
เมื่อพิจารณาระบบสมดุลย์ของโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางแนววิบัติทั้งระบบ ($\sum M_o = 0$) ในรูปที่ 2.51 จะได้สมการพื้นฐานในการวิเคราะห์ดังนี้

$$R \sum_{i=1}^{i=n} W \sin \theta_i = R \sum_{i=1}^{i=n} T_i \quad \dots(2.63)$$

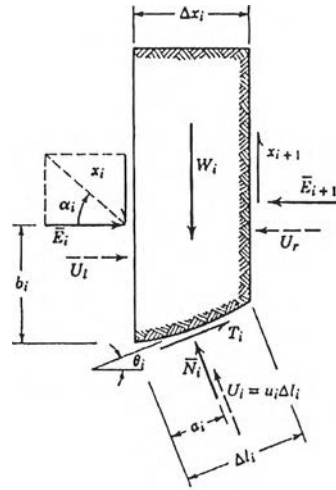
ดังนั้น

$$FS. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [\bar{c}_i \Delta l_i + \bar{N}_i \tan \bar{\phi}]}{\sum_{i=1}^{i=n} W \sin \theta_i} \quad \dots(2.64)$$

- เมื่อ
- R = รัศมีของแนววิบัติ
 - W = น้ำหนักของมวลดิน
 - T = แรงเฉือนต้านทานการวิบัติ



รูปที่ 2.51 ลักษณะการวิบัติของเชิงลาด แบบส่วนโค้งของวงกลม



รูปที่ 2.52 ระบบของแรงกระทำต่อมวลดินทั้งหมดในแต่ละส่วน [Lambe,1979]

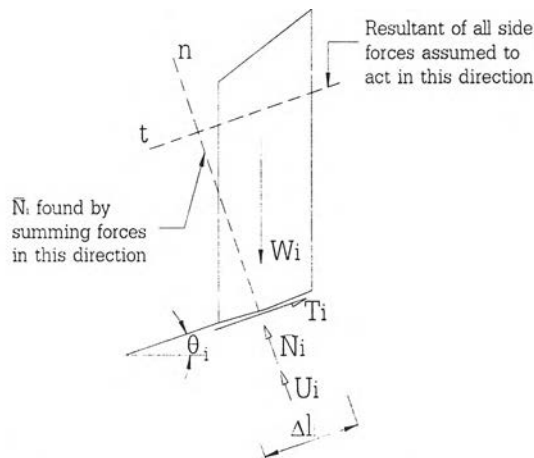
การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางหรืองานเชิงลาด วิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์มีอยู่หลายวิธีด้วยกัน ซึ่งในแต่ละวิธีก็มีพื้นฐานเช่นเดียวกัน แต่ในที่นี้จะกล่าวเพียง 2 วิธี ดังต่อไปนี้

2.7.2.1 วิธี Fellenius (1927) หรือ วิธี Swedish, Ordinary Method of Slice

วิธี Fellenius (1927) หรือ วิธี Swedish, Ordinary Method of Slice เป็นวิธีที่มีสมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. แนววิถีของมวลดิน (Slip Failure) จะมีลักษณะเป็น โค้งวงกลม (Arc)
2. ผลของแรงกระทำด้านข้างของแต่ละชั้นมวลดิน (Slice) มีค่าเท่ากับศูนย์ แนวแรงกระทำแต่ละชั้นของมวลดินขนานกับระนาบของฐานแต่ละชั้น (Slice) ของมวลดิน

ระบบของแรงกระทำต่อมวลดินแต่ละส่วน (Slice) มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.53



รูปที่ 2.53 ระบบแรงกระทำต่อมวลดินในแต่ละส่วน (Slice)

จากระบบสมมูลย์ของแรงกระทำที่แสดงในรูปที่ 2.53 ในแนวแกน n ($\sum F_n = 0$) จะได้

$$\begin{aligned} \bar{N}_i + U_i &= W_i \cos \theta_i \\ \bar{N}_i &= W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i \end{aligned} \quad \dots(2.65)$$

แทนค่าสมการ 2.65 ในสมการระบบสมมูลย์ สมการที่ 2.62 และสมการที่ 2.64 จะได้

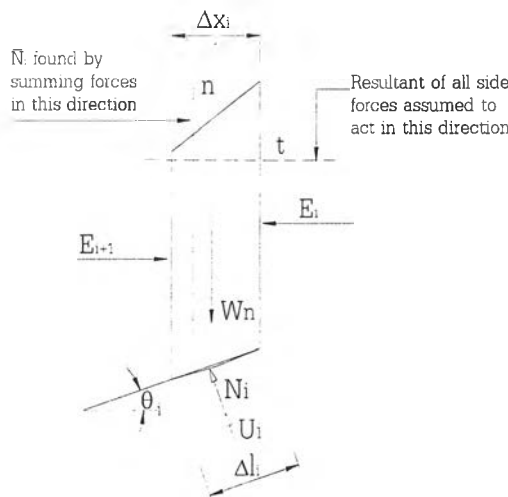
$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \bar{c}_i \Delta l_i + \sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i) \tan \bar{\phi}_i}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad \dots(2.66)$$

2.7.2.2 วิธี Simplified Bishop Method of Slice (1955)

วิธี Simplified Bishop Method of Slice เป็นวิธีที่ได้พัฒนาโดย Janbu et al. (1956) โดยมีสมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. แนววิบัติของมวลดิน (Slip Failure) จะมีลักษณะเป็นโค้งวงกลม (Arc)
2. แรงกระทำด้านข้าง E_i ของแต่ละชั้นมวลดิน (Slice) กระทำในแนวตั้งฉากของแต่ละชั้นของมวลดิน แต่เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์จึงไม่นำมาพิจารณา
3. แรงเฉือนด้านข้างในแต่ละชั้นของมวลดินมีค่าเท่ากับศูนย์

ระบบของแรงกระทำต่อมวลดินแต่ละส่วน (Slice) มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.54



รูปที่ 2.54 ระบบแรงกระทำต่อมวลดินในแต่ละชั้น (Slice)

จากระบบสมมูลย์ของแรงกระทำ ($\sum F_n = 0$) ที่แสดงในรูปที่ 2.54 จะได้

$$W_i = \bar{N}_i \cos \theta_i + U_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i \quad \dots(2.67)$$

เมื่อ

$$T_i = \frac{1}{F.S.} (\bar{c} \Delta l_i + \bar{N}_i \tan \bar{\phi}) \quad \dots(2.68)$$

แทนค่าสมการ 2.68 ลงในสมการ 2.67 จะได้

$$W_i = \bar{N}_i \cos \theta_i + U_i \cos \theta_i + \left[\frac{1}{FS} (\bar{c} \Delta l_i + \bar{N}_i \tan \bar{\phi}) \right] \sin \theta_i$$

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - U_i \cos \theta_i - (\bar{c} \Delta x_i \tan \theta_i) / FS.}{\cos \theta_i [1 + (\tan \phi' \tan \theta_i) / FS.]} \quad \dots(2.69)$$

แทนค่าจากสมการ 2.69 ในสมการที่ 2.64 จะได้

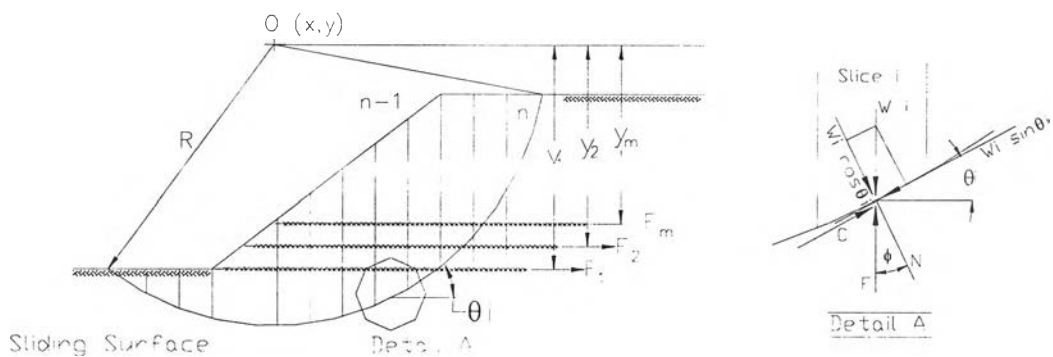
$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [\bar{c} \Delta x_i + (W_i - U_i \Delta x_i) \tan \bar{\phi}] [1 / M_i(\theta)]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad \dots(2.70)$$

$$\text{เมื่อ } M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{\tan \theta_i \tan \bar{\phi}}{FS.} \right) \quad \dots(2.71)$$

2.7.2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินกรณีที่มีการเสริมแรง

(Slope Stability by Soil Reinforcement)

ใช้หลักการสมมูลย์เช่นเดียวกับการวิเคราะห์โดยวิธี Fellenius (1927) หรือ วิธี Swedish, Ordinary Method of Slice เพียงแต่เพิ่มแรงดึงอันเนื่องมาจากการเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ Koerner, R.M. (1994) ได้กล่าวถึงกลไกการเพิ่มค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อมีการใช้วัสดุแผ่นใยสังเคราะห์เสริมแรงโดยที่ลักษณะของแรงกระทำแสดงดังรูปที่ 2.55



รูปที่ 2.55 ลักษณะของแรงกระทำเมื่อมีการเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์

[Koerner, R.M., 1994]

เมื่อพิจารณาความสมมูลย์ของโมเมนต์ที่กระทำรอบจุดหมุน O จะได้สมการของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยดังนี้

$$FS. = \frac{(M_R + M_G)}{M_D} \quad \dots(2.72)$$

หรือ
$$FS_R = FS_o + \frac{M_G}{M_D} \quad \dots(2.73)$$

เมื่อ FS_R = ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเชิงลาดที่มีการเสริมแรง
 FS_o = ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเชิงลาดที่ไม่มีการเสริมแรง
 M_G = โมเมนต์ด้านการวิบัติเนื่องจากการเสริมแรง

ดังนั้นค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเชิงลาดที่มีการเสริมแรงมีค่าเท่ากับ

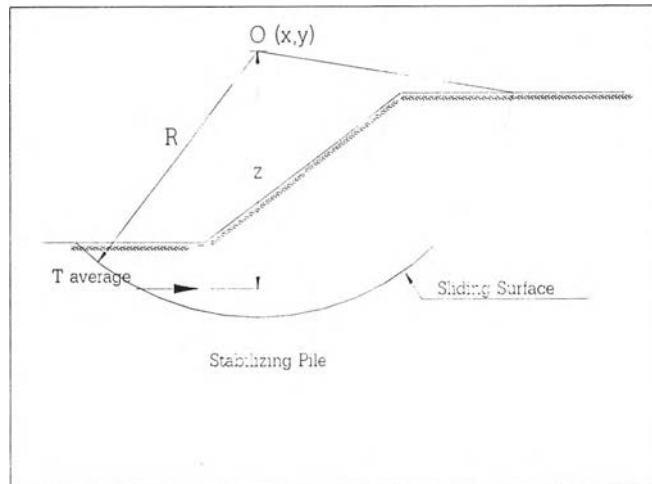
$$FS_R = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (N_i \tan \phi + c \Delta l_i) \cdot R + \sum_{i=1}^{i=m} F_i y_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i \sin \theta_i) \cdot R} \quad (\text{สำหรับ Total Stress}) \quad \dots(2.74)$$

และ
$$FS_R = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (\bar{N}_i \tan \bar{\phi} + \bar{c} \Delta l_i) \cdot R + \sum_{i=1}^{i=m} F_i y_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i \sin \theta_i) \cdot R} \quad (\text{สำหรับ Effective Stress}) \quad \dots(2.75)$$

เมื่อ N_i = $W_i \cos \theta_i$
 \bar{N} = $N_i - u_i \Delta l_i$
 u_i = $h_i \gamma_w$ = แรงดันน้ำ
 h_i = ความสูงของระดับน้ำจากแนวการวิบัติในแต่ละส่วนของมวลดิน
 W_i = น้ำหนักของมวลดินในแต่ละส่วน
 θ_i = มุมระนาบวิบัติที่ทำมุมกับแนวราบที่จุดศูนย์กลางของแต่ละส่วนของมวลดิน
 Δl_i = ความยาวระนาบวิบัติของมวลดินแต่ละส่วน
 Δx_i = ความกว้างของมวลดินในแต่ละส่วนของมวลดิน
 R = รัศมีของระนาบวิบัติ
 $\phi, \bar{\phi}$ = Total and effective angle of shearing resistance
 c, \bar{c} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ
 F_i = หน่วยแรงดึงที่ย่อมให้ของแผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile)
 y_i = ระยะจากจุดศูนย์กลางของแนววิบัติถึงตำแหน่งของแผ่นใยสังเคราะห์
 m = จำนวนชั้นของแผ่นใยสังเคราะห์

2.7.2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินกรณีที่มีการเสริมเสาเข็มต้านการวิบัติ

ลักษณะของการเสริมเสาเข็มต้านการวิบัติหรือเพื่อเพิ่มเสถียรภาพค้ำที่ได้แสดงในรูปที่ 2.6 หรือดังแสดงในรูปที่ 2.56 เมื่อพิจารณาโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของแนวการวิบัติจะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยดังนี้



รูปที่ 2.56 ลักษณะการเสริมเสาเข็มสำหรับงานเชิงลาด [NAVFAC DM-7.1, 1982]

$$FS. = \frac{M_R + P_i Z_i}{M_D} \quad \dots(2.76)$$

แทนค่าจากสมการที่ 2.63 และสมการที่ 2.64 จะได้

$$FS. _p = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{c}_i \Delta l_i + \sum \bar{N}_i \cdot \tan \bar{\phi}) \cdot R + P_i Z_i}{W_i \sin \theta} \quad \dots(2.77)$$

เมื่อ

$FS. _p$	=	อัตราส่วนความปลอดภัยกรณีที่มีการเสริมเสาเข็ม
M_R	=	โมเมนต์ของแรงต้านทานการวิบัติ (Resisting moment)
M_D	=	โมเมนต์ของแรงกระทำให้เกิดการวิบัติ (Driving moment)
P	=	แรงต้านเนื่องจากเสาเข็ม
Z	=	ระยะจากจุดศูนย์กลางของแรงต้านจากเสาเข็มถึงศูนย์กลางของแนววิบัติ
R	=	รัศมีของแนววิบัติ