

คำนำ

วิชาการออกแบบฐานราก จัดเป็นวิชาในหลักสูตรการศึกษาของวิศวกรรมโยธา วิชาการออกแบบฐานราก เป็นวิชาที่มีความสำคัญวิชาหนึ่งเพราะเป็นพื้นฐานของการศึกษาวิชา วิศวกรรมศาสตร์อื่นๆในขั้นสูงต่อไปดังนั้นการศึกษา วิชาการออกแบบฐานรากให้เข้าใจจึงเป็นสิ่งจำเป็นและจะต้องมีความเข้าใจอย่างลึกซึ้งในเรื่องของ การออกแบบฐานรากในลักษณะที่ต่างกัน เพื่อเป็นการเพิ่มช่องทางการศึกษา จึงได้จัดทำโฮมเพจ (Home Page) เพื่อให้นิสิตสามารถศึกษา วิชาการออกแบบฐานรากได้สะดวกและรวดเร็ว ซึ่งเป็น อีกทางเลือกหนึ่งในการศึกษาปัจจุบัน

สื่อการสอนนี้เรียบเรียงขึ้นโดยอ้างจากตำราหลายเล่มมีตัวอย่างประกอบมากมายและ นอกจากนี้ยังมีแบบฝึกหัด ทำบทยด้วย หากสื่อการสอนนี้มีข้อผิดพลาดประการใดผู้จัดทำยินดีรับคำติชมเพื่อนำไปปรับปรุง แก้ไขในโอกาสต่อไป

คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน

บทที่ 1

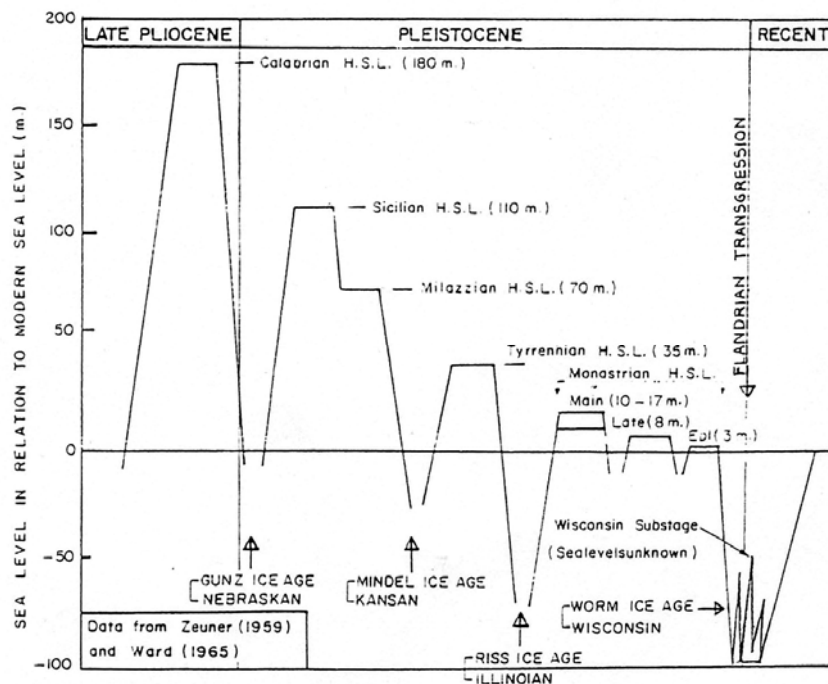
การวิเคราะห์ข้อมูลดิน

1.1 ชั้นดินบริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง

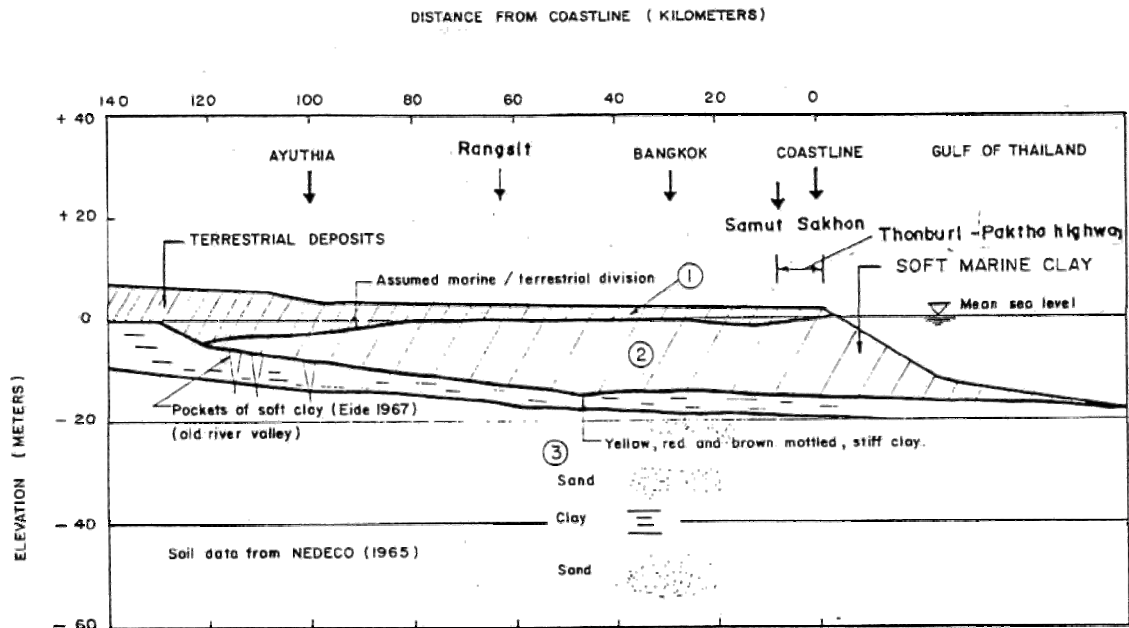
การเกิดของดินตะกอนในระดับลึกลงมาตั้งแต่ระดับหินดานขึ้นมาจนกระทั่งถึงชั้นติดกับชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นสันนิษฐานว่า เกิดได้นับสิบล้านปีจนกระทั่งถึงปัจจุบันคือยุค Late Miocene Recent (เวลาของยุคต่างๆ ดูได้จากตารางที่ 1.1) หรือประมาณเมื่อ 10,000 ปีมาแล้ว การเกิดของดินตะกอนเหล่านี้สันนิษฐานว่าเกิดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเล เพราะในช่วง ไพลสโตซีน (Pleistocene) นี้มีหลักฐานว่าได้มีการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลอยู่หลายครั้ง ดังแสดงในรูปที่ 1.1 (Cox, 2511) ซึ่งแสดงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลในยุคต่างๆ จะเห็นได้ว่าในตอนปลายของไพลสโตซีน (Pleistocene) หรือตอนต้นของสมัยปัจจุบัน (Recent age) ระดับน้ำทะเลลดต่ำลงไปกว่าระดับน้ำทะเลปานกลาง (Mean Sea Level) ในปัจจุบันประมาณ 100 เมตร ซึ่งแสดงว่าเวลานั้นน้ำทะเลในอ่าวไทยแห้งขอดหมด แล้วเกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลอย่างรวดเร็วหลายครั้งติดๆ กัน ในช่วงเวลานี้สันนิษฐานว่าเป็นเวลาที่ชั้นดินเหนียวอ่อนเกิดขึ้นเนื่องจากตะกอนดินจากน้ำทะเลเสียส่วนใหญ่ จึงเรียกดินชั้นนี้ว่า Soft marine clay ชั้นดินนี้ได้ขยายใหญ่ดังแสดงในรูปที่ 1.2 ในรูปนี้เป็นรูปตัดเริ่มจากอ่าวไทย ขึ้นไปทางเหนือของประเทศไทยจนถึงที่ระยะประมาณ 140 ก.ม. จากอ่าวไทย จะเห็นว่าชั้นดินหมายเลข (2) เป็นชั้น Soft marine clay ซึ่งอยู่ใต้ระดับน้ำทะเลปานกลาง (Mean Sea Level) ลงมาจนถึงระดับลึกประมาณ 10-20 เมตร ดินชั้นนี้บางลงเมื่อระยะห่างจากอ่าวไทยออกไป เหนือจากชั้น Soft marine clay ขึ้นมาเป็นชั้นดินหมายเลข (1) ซึ่งส่วนใหญ่อยู่เหนือระดับน้ำทะเลปานกลางหนาประมาณ 4-5 เมตร เป็นดินประเภท terrestrial deposit เสียส่วนใหญ่ ยกเว้นบริเวณใกล้ปากอ่าวที่ยังคงมี marine deposition เกิดขึ้นเนื่องจากการขึ้นลงของระดับน้ำทะเลที่ไม่มากนักอยู่ตลอดเวลา จะสังเกตได้จากดินเลนบริเวณชายทะเลแถวปากอ่าวไทยมีระดับสูงขึ้น ชั้น terrestrial deposit ชั้นนี้คาดว่าเกิดขึ้นตอนปลายของสมัยปัจจุบัน (Recent age) อันเป็นเวลาที่การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลมีไม่มากนัก การตกตะกอนเกิดจากน้ำพัดพาเอาเม็ดตะกอนจากภูเขาทางภาคเหนือของประเทศไทยลงมาทางใต้ เม็ดตะกอนขนาดใหญ่ เช่นกรวดและทรายจะตกอยู่บริเวณชายเขาหรือบริเวณที่ยังมีความลาดชันอยู่ ได้แก่ดินหมายเลข (7) ซึ่งแสดงในรูปที่ 1.3 เมื่อเริ่มเข้าบริเวณภาคกลางของประเทศไทย พื้นที่เริ่มแบนราบตะกอนขนาด silt เริ่มตกในบริเวณดินหมายเลข (10) ที่แสดงในรูปเดียวกัน ต่อลงไปเป็นดินหมายเลข (5) และหมายเลข (2) ประเภทดินเหนียวซึ่งตกตะกอนในตอนท้าย ส่วนดินเหนียวตามปากอ่าว (ดินหมายเลข 1) นั้นเกิดจากดินตะกอนบางส่วนไหลออกสู่ปากอ่าวทางแม่น้ำสายต่างๆ (แม่น้ำท่าจีน, แม่น้ำเจ้าพระยา, แม่น้ำบางปะกง) แล้วถูกคลื่นพัดกลับมาตกอยู่บริเวณปากอ่าว ดินเหล่านี้จึงยังถือว่าเป็น Marine deposit (ว.ส.ท., 2520)

ตารางที่ 1 อายุของยุคสมัยต่างๆในอดีต (ว.ส.ท.,2520)

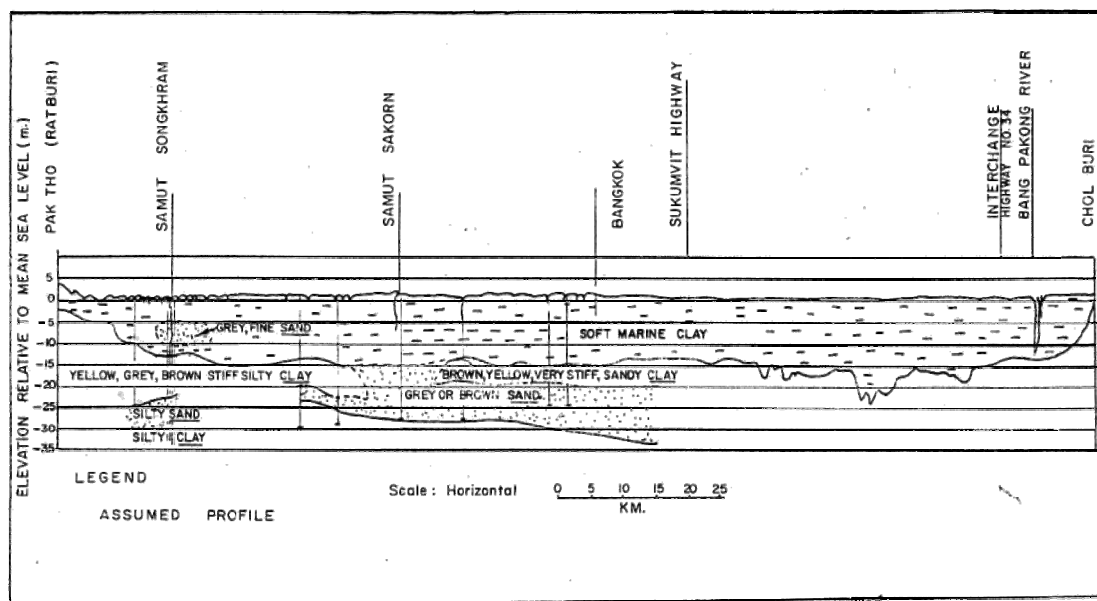
ERA	SYSTEM OR PERIOD (rocks) (time)	SERIES OR EPOCH (rocks) (time)	APPROXIMATE AGE IN MILLIONS OF YEARS (beginning of unit)
CENOZOIC (recent life)	QUATERNARY (in addition to the old tripartite 18th-century classification)	RECENT	.01
		PLEISTOCENE (most recent)	2.0 to 3.0
	TERTIARY (Third, from the 18th-century classification)	PLIOCENE (very recent)	7
		MIOCENE (moderately recent)	25
		OLIGOCENE (slightly recent)	40
		EOCENE (down of the recent)	60
		PALEOCENE (early dawn of the recent)	68 to 70
MESOZOIC (intermediate life)	CRETACEOUS (chalk)		136
	JURASSIC (JURA MOUNTAINS, FRANCE)		180
	TRIASSIC (from three-fold division in Germany)		225
PALEOZOIC (ancient life)	PERMIAN (PERM, A RUSSIAN PROVINCE)		270
	CARBONIFEROUS (from abundance of coal)	PENNSYLVANIAN	325
		MISSISSIPPIAN	350
	DEVONIAN (DEVONSHIRE, ENGLAND)		400
	SILURIAN (an ancient British tribe, the Silures)		440
	ORDOVICIAN (an ancient British tribe, the Ordovices)		500
	CAMBRIAN (CAMBRIA, the ROMAN name for Wales)		550 to 600
PRECAMBRIAN	Many local systems and series are recognized but no well-established world wide classification has yet been delineated		or more



รูปที่ 1.1 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลในยุคควอเตอร์นารี(Quaternary)(Cox,1968)



(ก) ตัดตามแนว เหนือ-ใต้ (อยุธยา-อ่าวไทย)

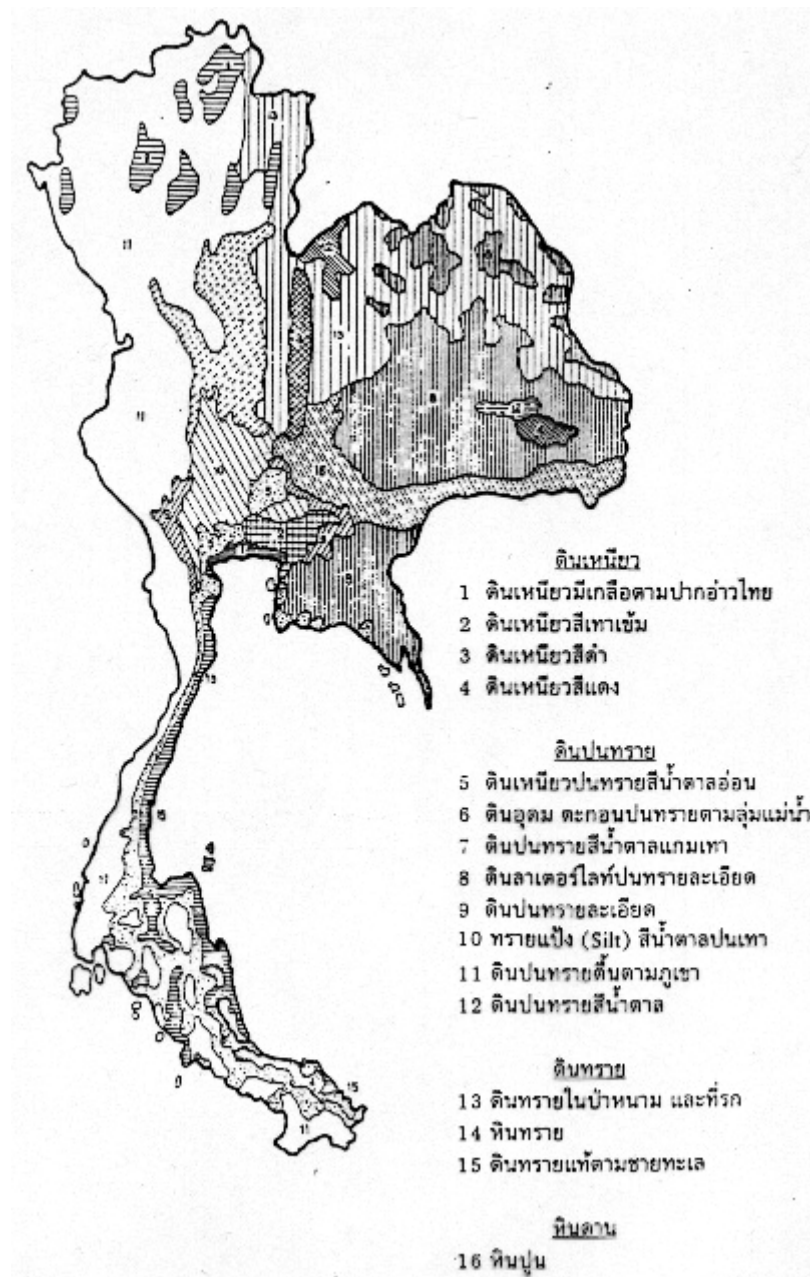


(ข) ตัดตามแนว ตะวันตก-ตะวันออก (ราชบุรี-ชลบุรี)

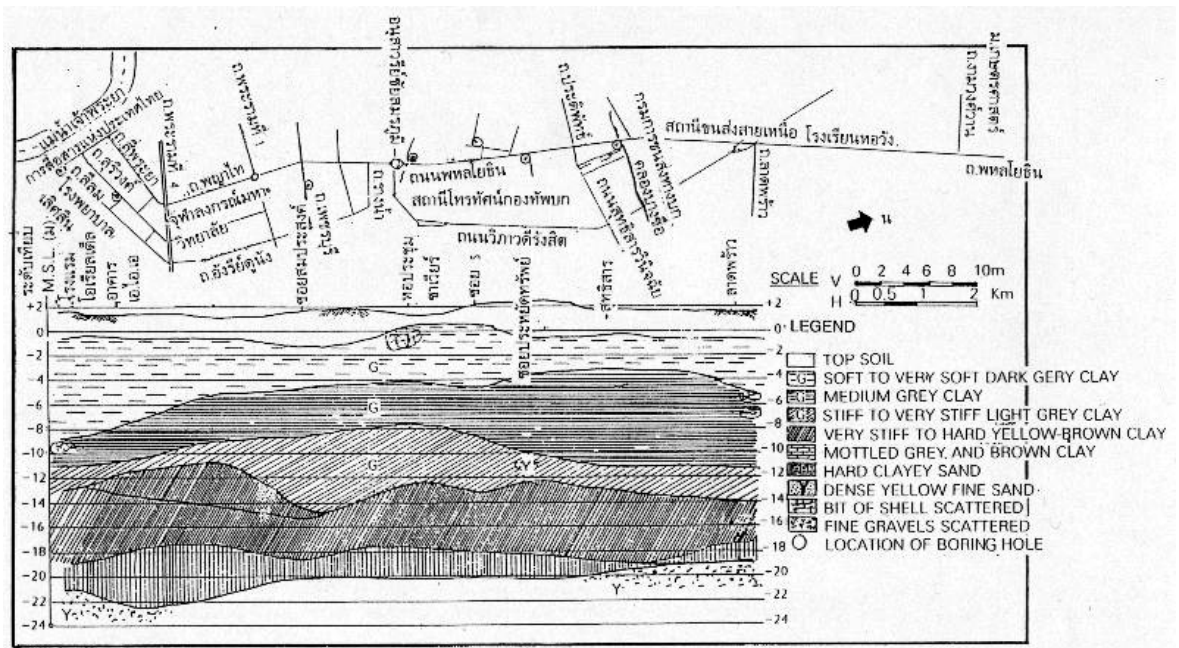
รูปที่ 1.2 รูปตัดชั้นดินบริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง(ว.ส.ท.,2520)

(ก) ตัดตามแนว เหนือ-ใต้ (อยุธยา-อ่าวไทย)

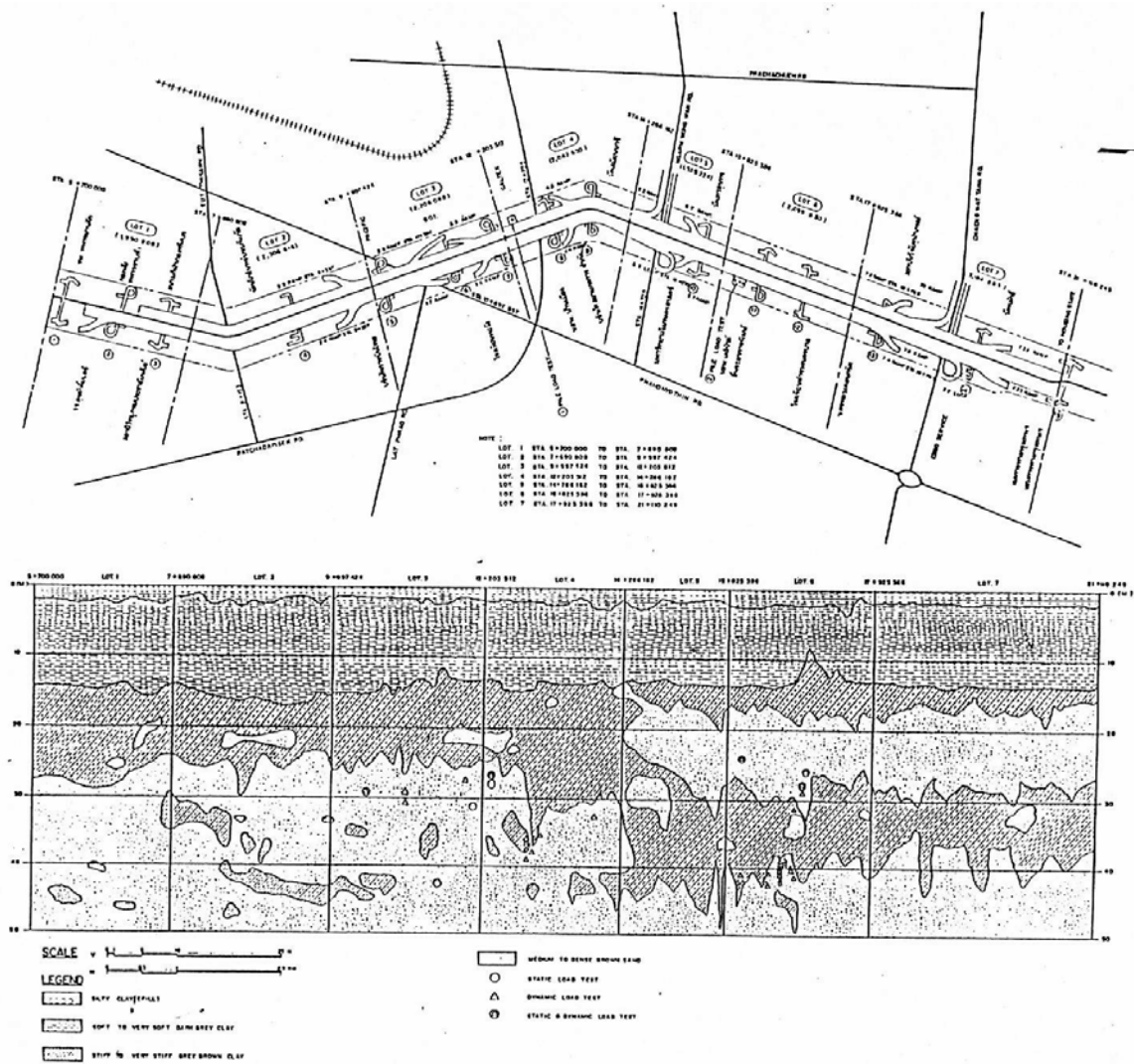
(ข) ตัดตามแนว ตะวันตก-ตะวันออก (ราชบุรี-ชลบุรี)



รูปที่ 1.3 เขตดินชั้นบนสุดในประเทศไทย (ว.ศ.ท.,2520)



รูปที่ 1.4 รายละเอียดชั้นดินเป็นรูปตัดขวางแนวเหนือ-ใต้จากกรมไปรษณีย์โทรเลขถึงลาดพร้าว



รูปที่ 1.5 รายละเอียดชั้นดินตามแนวถนนวิภาวดีรังสิต (มาโนช, 2539)

จากรูปที่ 1.5 แสดงชั้นดินตามแนวนอนวิศวกรรม ซึ่งเจาะโดยโครงการก่อสร้างทางยกระดับ
ดอนเมืองโทลเวย์ ซึ่งจะได้ลักษณะชั้นดินจนถึงระดับความลึก 50 เมตร

1.2 การสำรวจชั้นดิน (Subsurface exploration)

โครงสร้างต่างๆ จะมีความมั่นคง ปลอดภัย แข็งแรง ต้องรองรับด้วยฐานรากที่มั่นคง แข็งแรง ใน
การออกแบบฐานรากให้มีความปลอดภัยอย่างเพียงพอ นั้น การสำรวจชั้นดินมีบทบาทสำคัญเป็นอย่างมาก
ที่จะทำให้วิศวกรสามารถออกแบบฐานรากได้อย่างปลอดภัยตามหลักวิศวกรรมและก่อสร้างได้ในราคา
ประหยัด โดยทั่วไปราคางานสำรวจดินควรอยู่ระหว่าง 0.1 – 0.5 % ของราคางานก่อสร้างทั้งหมด สำหรับ
ขอบเขตและรายละเอียดของงานที่จะทำการสำรวจนั้นขึ้นอยู่กับลักษณะของโครงการ และสภาพของชั้น
ดิน โดยวิศวกรออกแบบควรเป็นผู้กำหนดรายละเอียดของการสำรวจชั้นดินเพื่อให้ได้ข้อมูลที่จำเป็นต่อ
การวิเคราะห์และออกแบบอย่างเพียงพอ

สภาพชั้นดินในหลายพื้นที่ของประเทศไทยนั้นอาจมีความแปรปรวนของชั้นดิน ทำให้สภาพ
พื้นที่แตกต่างไปจากพื้นที่ทั่วไป เช่น มีชั้นทรายหลุมผิปกติ มีชั้นดินเหนียวอ่อน หรือ ระดับความลึก
ของชั้นดินที่แข็งแรงมีความผันแปรสูง เป็นต้น จากสภาพของชั้นดินดังกล่าว อาจทำให้ฐานรากเกิดการ
วิบัติได้ ซึ่งทำให้เกิดความเสียหายอย่างคาดไม่ถึง ดังนั้นเจ้าของโครงการที่ดีจึงต้องจัดให้มีการเจาะสำรวจ
ดินอย่างเพียงพอ เพื่อให้การออกแบบสิ่งก่อสร้างต่างๆ เป็นไปอย่างละเอียดรอบครอบ ถูกต้องตามหลัก
วิศวกรรม

1.2.1 วัตถุประสงค์ของการสำรวจชั้นดิน

1. เลือกชนิดและความลึกของฐานรากที่เหมาะสมกับโครงสร้าง ถ้าขาดการสำรวจชั้นดินอย่างเพียงพอ
จะทำให้เกิดการสูญเสียได้มาก เช่นในรูปที่ 1.6 เสาเข็มโผล่สูงเหนือดินเมื่อกำหนดความยาวเสาเข็ม
มากเกินไป ถ้าวิศวกรมีข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดินจะสามารถกำหนดความยาวของเสาเข็มที่
เหมาะสมได้ ทำให้ไม่เกิดการสูญเสียดังกล่าว
2. ได้ค่าตัวแปรต่างๆ ของดินสำหรับใช้คำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานราก การทรุดตัวของฐานราก
และคำนวณเสถียรภาพความลาดของดิน
3. ทราบปัญหาของชั้นดินล่งหน้า เช่น expansive soil collapsible soil เป็นต้น
4. รู้ระดับน้ำใต้ดิน ระดับของน้ำใต้ดินมีผลต่อการกำหนดชนิดของฐานราก ในกรณีที่น้ำใต้ดินอยู่สูง
กว่าระดับฐานราก การใช้ฐานรากแผ่ที่ระดับความลึก 2-3 เมตรจากผิวดิน อาจมีปัญหาดังกล่าวเนื่องจาก
เมื่อเปิดหน้าดินเพื่อทำงานฐานราก น้ำใต้ดินจะไหลเข้าสู่พื้นที่ก่อสร้างได้ ซึ่งทำให้การก่อสร้างล่าช้า
ได้ และโครงการอาจต้องเสียค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูงขึ้นอีกด้วย ถ้าวิศวกรทราบปัญหาล่วงหน้าก็
จะสามารถเตรียมการแก้ปัญหาได้ล่วงหน้า เช่น เลือกใช้ฐานรากเสาเข็มแทนฐานรากแผ่ ซึ่งสามารถ
กำหนดระดับของคอนกรีตหุ้มเสาเข็มให้สูงขึ้นจนพ้นระดับน้ำได้ เป็นต้น
5. ได้ค่าตัวแปรต่างๆ ของดินสำหรับใช้คำนวณแรงดันด้านข้างของดิน ในการออกแบบโครงสร้างกัน
ดินนั้น ไม่ว่าจะเลือกใช้โครงสร้างเป็นเสาเข็มพืด diaphragm wall หรือ secant pile wall การคำนวณ

แรงดันด้านข้างที่จะเกิดขึ้นจริงได้ถูกต้อง จะทำให้วิศวกรสามารถคำนวณออกแบบโครงสร้างกันดินได้อย่างถูกต้อง และสามารถคาดคะเนการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ถูกต้อง

6. สามารถเลือกวิธีการก่อสร้างที่เหมาะสมกับลักษณะชั้นดิน เช่น เลือกใช้เสาเข็มยาวสำหรับพื้นที่ในกรุงเทพฯ ซึ่งส่วนใหญ่สภาพดินจะมีชั้นดินเหนียวอ่อนความหนามากกว่า 10 เมตร และสำหรับพื้นที่ที่เป็นชั้นดินดาน หรือทรายแน่น อาจพิจารณาเลือกใช้ฐานรากแผ่ เป็นต้น



รูปที่ 1.6 เสาเข็มโผล่สูงเหนือดินเมื่อกำหนดความยาวเสาเข็มไม่ถูกต้อง

1.2.2 ขั้นตอนของการสำรวจชั้นดิน

ขั้นตอนที่ 1 การสำรวจผิวดิน (Surface Survey)

คือการสำรวจและศึกษาสภาพภูมิประเทศและประวัติความเป็นมาของการเกิดดินในบริเวณโครงการ เพื่อวางแผนเจาะสำรวจชั้นใต้ดินต่อไป

ขั้นตอนที่ 2 การสำรวจชั้นดินหรือใต้ผิวดิน (Subsurface Survey)

คือการสำรวจและศึกษาสภาพธรรมชาติของชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดิน เพื่อให้ทราบถึงคุณสมบัติของดิน แบ่งเป็น 2 ขั้นตอนคือ

1) Preliminary Exploration

ประกอบด้วยการรวบรวมข้อมูลของสิ่งปลูกสร้าง ได้แก่ รูปแบบของโครงสร้าง ลักษณะการใช้งานและน้ำหนักของโครงสร้างที่ลงบนฐานราก ในขั้นตอนนี้จะทำการเจาะดินเพียงไม่กี่หลุม และเก็บตัวอย่างดินมาทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติของดินคร่าว ๆ เพื่อทราบถึงการเปลี่ยนแปลงของชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดิน และกำลังความแข็งแรงของชั้นดินนั้นๆ สำหรับโครงการขนาดเล็กและสภาพชั้นดินไม่มีการเปลี่ยนแปลงมากนัก การสำรวจชั้นดินจะเสร็จสิ้นที่ขั้นตอนนี้

2) Detail Exploration

เป็นขั้นตอนที่ต้องการรายละเอียดของข้อมูลดินมากขึ้น มีการเจาะดินมากขึ้น มีการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการและอาจมีการทดสอบดินในสนาม

โดยทั่วไปขั้นตอนนี้เป็นขั้นตอนที่สำคัญของโครงการใหญ่ ๆ หรือเมื่อสภาพชั้นดินมีการเปลี่ยนแปลงมากในแต่ละบริเวณภายในโครงการ

ข้อมูลจากการสำรวจดิน

เมื่อทำการสำรวจดินแล้ว ข้อมูลที่ได้จากการสำรวจดินควรประกอบด้วย

- 1.) สภาพภูมิประเทศของที่ตั้งโครงการ เช่น แนวร่องน้ำ สภาพผิวดิน ทางเข้าออกโครงการ เป็นต้น ทางเข้าออกของโครงการนั้นมีผลต่อการเลือกชนิดและความยาวของเสาเข็ม ถ้าเส้นทางมีปัญหาต่อการขนส่งเสาเข็ม เช่น ทางเลี้ยวเข้าโครงการแคบวิศวกรอาจต้องเลือกใช้เสาเข็มสองท่อนต่อเชื่อมในกรณีของเข็มตอก หรืออาจต้องเปลี่ยนฐานรากเป็นเสาเข็มเจาะแทน
- 2.) ตำแหน่งของวัตถุที่ฝังอยู่ใต้ดิน เช่น สายโทรศัพท์ ท่อน้ำ เป็นต้น ในการตอกเสาเข็ม หรือขุดเปิดหน้าดินนั้น ผู้รับเหมาต้องระมัดระวังสายโทรศัพท์ และท่อประปาเป็นอย่างมาก ถ้าเกิดความเสียหายขึ้นแล้ว นอกจากต้องเสียค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมแล้ว ยังจะทำให้ต้องใช้เวลาในการก่อสร้างยาวนานขึ้น อย่างไรก็ตาม ตำแหน่งของสาธารณูปโภคต่างๆเหล่านี้ อาจไม่สามารถหาข้อมูลได้อย่างชัดเจนเพียงพอ
- 3.) สภาพการเกิดของดินทางธรณีวิทยา
- 4.) ประวัติความเป็นมาของการใช้พื้นที่ เช่น ดิกลโนอดีต สะพานเก่า เป็นต้น วิศวกรสามารถสอบถามจากประชาชนในพื้นที่และศึกษาจากประวัติของชุมชน ถ้าชุมชนนั้นเป็นชุมชนเก่าแก่อยู่มาช้านาน มีโอกาสที่จะมีฐานรากของสะพานเก่าอยู่ใต้สะพานที่สร้างใหม่สูงกว่า สะพานที่สร้างในชุมชนที่เกิดขึ้นใหม่
- 5.) ป्राกฏการณ์พิเศษที่เคยเกิดขึ้น เช่น การเกิดแผ่นดินไหว การเกิดน้ำท่วม เป็นต้น

- 6.) ตำแหน่ง คุณภาพ และปริมาณของวัสดุก่อสร้าง เช่น หิน ทราย ดินลูกรัง ปูนซีเมนต์ เป็นต้น การหาแหล่งวัสดุได้ใกล้กับสถานที่ก่อสร้าง จะช่วยลดต้นทุนในการขนส่งวัสดุลง ทำให้มีกำไรเพิ่มขึ้น
- 7.) กรณีโครงการใกล้แม่น้ำหรือทะเล ควรทราบระดับน้ำต่ำสุด สูงสุด ความเร็วของกระแสน้ำ ซึ่งเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับการออกแบบฐานราก และวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด
- 8.) ข้อมูลลักษณะของชั้นดิน และระดับน้ำใต้ดิน
- 9.) ผลการทดสอบดินทางวิศวกรรม สำหรับการออกแบบฐานราก
- 10.) ผลการวิเคราะห์ด้านเคมีของชั้นดิน และน้ำใต้ดิน เพื่อศึกษาถึงผลกระทบที่มีต่อโครงสร้าง

1.2.3 การวางผังหลุมเจาะ

นิยามว่าเป็น GRID และกำหนดความลึกในช่วงความลึกประมาณ 1.5 เท่าของความกว้างของพื้นที่ที่รับแรงกระทำ โดยที่ระดับดังกล่าวน้ำหนักบรรทุกที่กระทำจะเหลือเพียง 20 % ของน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด นอกจากนี้ ASCE (American Society of Civil Engineers, 1972) ได้กำหนดวิธีสำหรับคำนวณความลึกของหลุมเจาะดังนี้

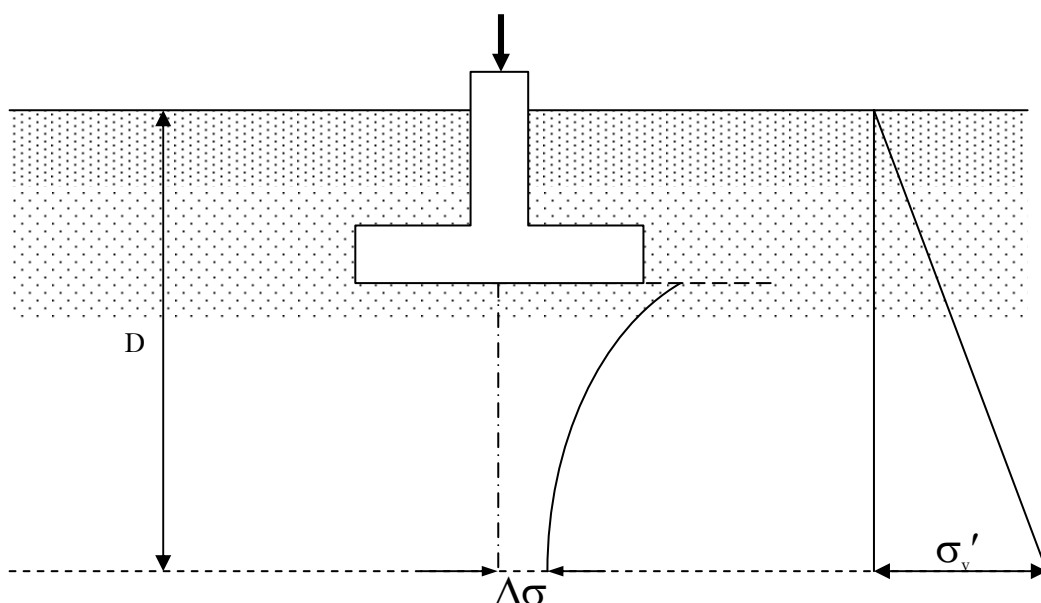
1.) กำหนดหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น ($\Delta\sigma$) ได้ฐานรากตามความลึก ดังรูปที่ 1.7

2.) กำหนดค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (σ_v') ตามความลึก

3.) กำหนดความลึก $D = D_1$ ที่ค่าหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น ($\Delta\sigma$) $= \left(\frac{1}{10}\right)q$ (โดย q = หน่วยแรงที่กระทำบนฐานราก)

4.) กำหนดความลึก $D = D_2$ ที่ $\Delta\sigma / \sigma_v' = 0.05$

5.) ค่าที่น้อยระหว่าง D_1 และ D_2 คือความลึกต่ำสุดของหลุมเจาะที่ต้องการขุดเว้นกรณีมีชั้นหินแข็งอยู่ใต้ฐานรากให้เจาะถึงชั้นดินแข็ง



รูปที่ 1.7 การกำหนดความลึกของหลุมเจาะ

สำหรับอาคารที่กว้าง 30.5 เมตร Sowers and Sowers (1970) ได้แนะนำความลึกของหลุมเจาะไว้ตามตารางที่ 1.2 นอกจากนี้ วสท.(2545) ได้แนะนำความลึกของหลุมเจาะสำหรับการเจาะสำรวจในกรุงเทพและปริมณฑลดังตารางที่ 1.3 โดยจำนวนหลุมเจาะจะขึ้นอยู่กับ

1) ขนาดของโครงการและงบประมาณที่ได้รับ ถ้าเป็นโครงการขนาดใหญ่มีงบประมาณมาก จำนวนหลุมเจาะก็จะมาก

2) ลักษณะของพื้นที่ และลักษณะของโครงสร้าง ถ้าพื้นที่มีระดับเกือบเท่ากัน ควรเจาะอย่างน้อย 3 หลุม ถ้าพื้นที่ สูงๆ ต่ำๆ ควรเจาะเพิ่มขึ้นเป็น 5 หลุม โดยสามารถใช้ระยะห่างระหว่างหลุมเจาะที่เหมาะสมได้ตามลักษณะของโครงการดังแสดงในตารางที่ 1.4

3) ความแปรปรวนของสภาพดินในแนวราบ ถ้าดินมีความแปรปรวนมาก จำนวนหลุมที่เจาะสำรวจจะต้องเพิ่มมากขึ้น

ตารางที่ 1.2 ความลึกของการเจาะสำรวจ

จำนวนชั้น	ความลึกของการเจาะสำรวจ สำหรับตึกกว้าง 30.5 m.	ความลึกของการเจาะสำรวจ สำหรับตึกกว้าง 61 m.
1	3.5 m.	3.7 m.
2	6.1 m.	6.7 m.
3	10.1 m.	12.5 m.
4	16.2 m.	20.7 m.
5	24.1 m.	32.9 m.

ที่มา Sowers and Sowers (1970)

ตารางที่ 1.3 ความลึกของหลุมเจาะที่ใช้เป็นแนวทางในการเจาะสำรวจในเขต กทม. และปริมณฑล

โครงสร้าง	ประมาณความลึกของ ปลายเข็มที่จะใช้ (เมตร)	ความลึกของหลุมเจาะ (เมตร)
อาคารปกติสูงไม่เกิน 5 ชั้น หรือโรงงานขนาดเบา	21-23	30
อาคารปกติสูงไม่เกิน 10 ชั้น หรือโรงงานขนาดหนัก	22-25	35-40
อาคารสูงไม่เกิน 15 ชั้น	25-30	40-45
อาคารสูงไม่เกิน 20 ชั้น	25-45	50-60
อาคารสูงไม่เกิน 24 ชั้น	45-55	60-70
อาคารสูงไม่เกิน 28 ชั้น	50-60	70-80
อาคารสูง 30 ชั้นขึ้นไป	-	80-120

ตารางที่ 1.4 ระยะห่างของหลุมเจาะโดยประมาณ

ลักษณะของโครงการ	ระยะห่างของหลุมเจาะ (m.)
Multistory building	10-30
One Store Industrial plants	20-60
Highways	250-500
Residential subdivision	250-500
Dam and Dikes	40-80

1.2.4 หลักการสำรวจในระดับใต้ดิน

วิธีการเจาะดิน

- 1.) วิธีขุดบ่อดิน (Trial Pits) เป็นวิธีที่มีราคาถูกที่สุด และมีความเหมาะสมสำหรับงานสำรวจหาแหล่งดินถมและสำหรับชั้นดินที่ทับถมกันอย่างไม่แน่นอน อย่างไรก็ตามวิธีนี้ไม่เหมาะที่จะใช้กับชั้นดินที่มีน้ำขังอยู่ ตัวอย่างดินที่ได้จะได้รับการกระทบกระเทือนน้อยที่สุดหรือไม่มีเลย
- 2.) การขุดด้วยสว่านมือ วิธีนี้ใช้ได้กับดินที่มีความยืดหยุ่นและไม่มีกรวดหรือหินขนาดใหญ่ สามารถเจาะได้ลึกประมาณ 5-7 เมตรสำหรับสว่านมือ แต่ถ้าใช้เครื่องเจาะจะสามารถเจาะได้ลึกกว่า 10 เมตร เหมาะกับงานสำรวจชั้นดินเดิมและดินถมของถนน ตัวอย่างดินที่เก็บได้จะเปลี่ยนสภาพน้อยที่สุดเมื่อเจาะด้วยความระมัดระวังและใช้กระบอกเปลือกบางในการเก็บตัวอย่าง
- 3.) Wash Boring ทำได้โดยการตอกกระบอกกันดินพัง (casing) ลงไป 2-3 เมตรเพื่อป้องกันดินพัง จากนั้นฉีดน้ำหรือน้ำโคลนลงไปเพื่อนำดินขึ้นมาตกตะกอนในบ่อพัก เมื่อขุดถึงระดับที่ต้องการจึงใช้กระบอกเก็บตัวอย่างดินที่ต้องการโดยกระบอกที่ใช้อาจเป็นกระบอกเปลือกบาง(thin wall tube)หรือกระบอกผ่าซีก (split spoon) วิธีนี้ไม่เหมาะกับดินที่มีขนาดใหญ่ แต่มีข้อดีคือ โครงสร้างของดินที่อยู่ต่ำกว่าส่วนล่างของหลุมเจาะแทบจะไม่เปลี่ยนไป

1.2.5 การเก็บตัวอย่างดิน (Soil Sampling)

ตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed Sample) เป็นตัวอย่างดินที่โครงสร้างเปลี่ยนไปหรือถูกทำลายไปบ้าง แต่ยังมีส่วนประกอบบางส่วนคงสภาพอยู่ ตัวอย่างดินชนิดนี้ได้จาก

การขุดเจาะโดยใช้สว่านเจาะ

กระบอกเก็บตัวอย่างโดยใช้กระบอกผ่า (Split Spoon)

ดินที่ติดกับใบพัดของการทดสอบ Field Vane Shear

ตัวอย่างดินที่เก็บได้ดังกล่าวแม้จะสูญเสียโครงสร้างไปแล้วแต่ยังสามารถนำไปทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมได้ดังนี้

- การกระจายขนาดของเม็ดดิน (Grain Size Analysis)
- ขีดจำกัดชั้นเหลวของดิน (Liquid Limit และ Plastic Limit)
- ความถ่วงจำเพาะ ปริมาณน้ำ ปริมาณสารอินทรีย์
- ความหนาแน่นของดินเหนียว สำหรับตัวอย่างที่เก็บด้วย กระจบอผ่า (Split Spoon)
- จำแนกประเภทของดิน ตลอดจนการทดสอบการบดอัดดินและทดสอบซีบีอาร์

ตัวอย่างดินที่เก็บขึ้นมาควรรักษาความชื้นตามธรรมชาติให้คงที่มากที่สุด โดยเก็บใส่ถุงพลาสติกขนาดใหญ่ที่ไม่ขาด และมัดปากถุงให้แน่น บนถุงหรือกระจบอเก็บตัวอย่างดิน ต้องใช้หมึกประเภทกันน้ำเขียนระบุชื่อ โครงการ ชื่อหลุมเจาะ ชื่อตัวอย่างดิน และระยะความลึกทันทีที่เก็บตัวอย่างได้ เพื่อป้องกัน โอกาสที่จะเกิดความสับสนในภายหลัง

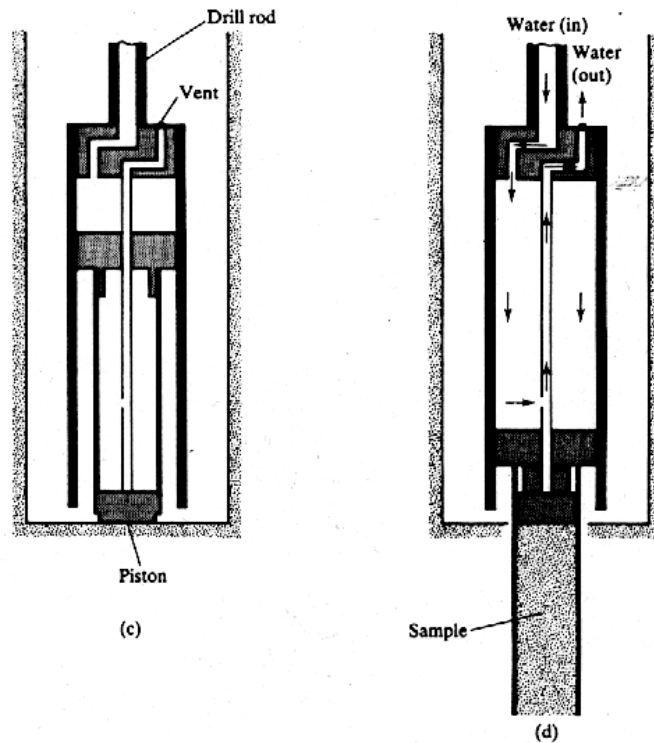
ตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) เป็นตัวอย่างดินที่มีโครงสร้างแบบไม่เปลี่ยนแปลง มีสภาพใกล้เคียงกับธรรมชาติ เป็นตัวอย่างดินที่ได้จากกระจบอเก็บตัวอย่างแบบเปลือกบาง (Thin Wall Tube) เมื่อเก็บตัวอย่างดินจากหลุมแล้วต้องปิดหน้าตัวอย่างดินปลายกระจบอด้านล่างให้เรียบ แล้วหุ้มปิดปลายด้วยแผ่นพลาสติกบางใส (wrapping paper) 2-3 ชั้นแล้วใช้เทปพันยึดแผ่นพลาสติกไว้รอบกระจบอเหล็ก ส่วนปลายด้านบน ต้องคว้านเศษดินออกทิ้งจนถึงเนื้อดินตามธรรมชาติแล้วจึงเทด้วยขี้ผึ้ง(wax) ร้อนๆ ลงไปผนึกปิดเต็มผิวหน้า หนาประมาณ 0.5 ซม. ในการขนย้ายตัวอย่าง ต้องห่อหุ้มด้วยของอ่อนนุ่มเพื่อป้องกันการกระแทกกระเทือนของตัวอย่างดินก่อนการทดสอบ ตัวอย่างดินประเภทนี้สามารถทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมได้เช่นเดียวกับตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed Sample) และยังสามารถทดสอบ

- การยุบอัดตัว (Consolidation Test)
- กำลังของดิน (Shear Strength)

กระจบอเก็บตัวอย่างดิน (Samplers)

กระจบอเก็บตัวอย่างแบบลูกสูบอยู่กับที่(Fixed Piston Sampler) เครื่องมือประกอบด้วย

- กระจบอเก็บตัวอย่างแบบเปลือกบาง (Thin Wall Tube)
- ลูกสูบ (Piston)



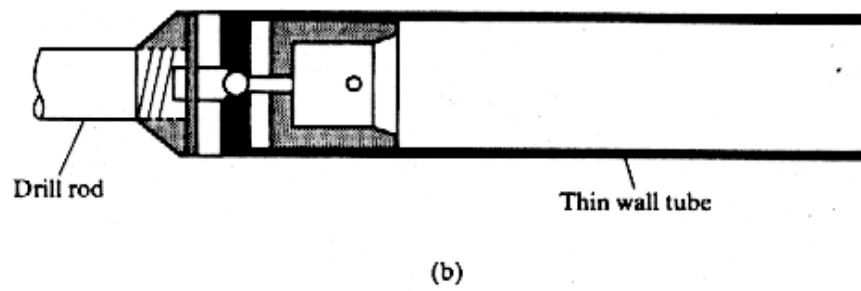
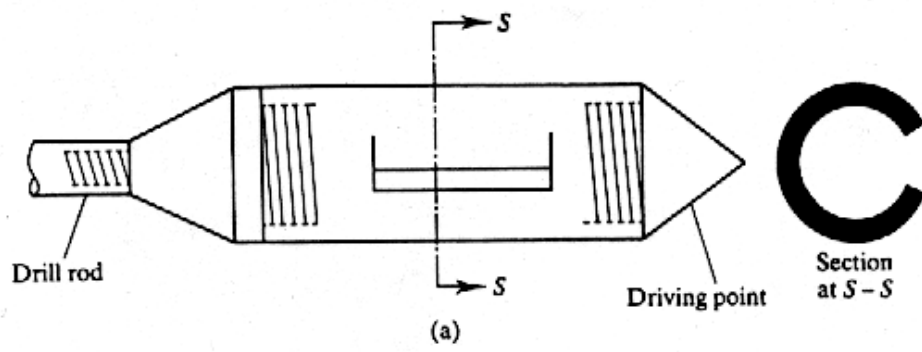
รูปที่ 1.8 กระบอกลูกสูบแบบอยู่กับที่(Fixed Piston Sampler)

⇒ ตัวอย่างดินที่ได้เป็นตัวอย่างคงสภาพ(Undisturbed Sample) ซึ่งเหมาะกับการเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่มีความไวตัว(Sensitivity) สูง ประเทศไทยมีการใช้น้อยมาก เนื่องจากการเก็บตัวอย่างใช้เวลานาน จึงไม่เป็นที่นิยม

กระบอกลูกสูบแบบเปิด(Open Sampler) เครื่องมือประกอบด้วย

- Thick Wall Tube หรือ Thin Wall Tube
- Cutting Shoe

⇒ ตัวอย่างดินที่ได้อาจเป็นตัวอย่างแปรสภาพ (Disturbed Sample) หรือตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) ซึ่ง เหมาะกับการเก็บตัวอย่างในชั้นดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และชั้นดินเหนียวปนทราย



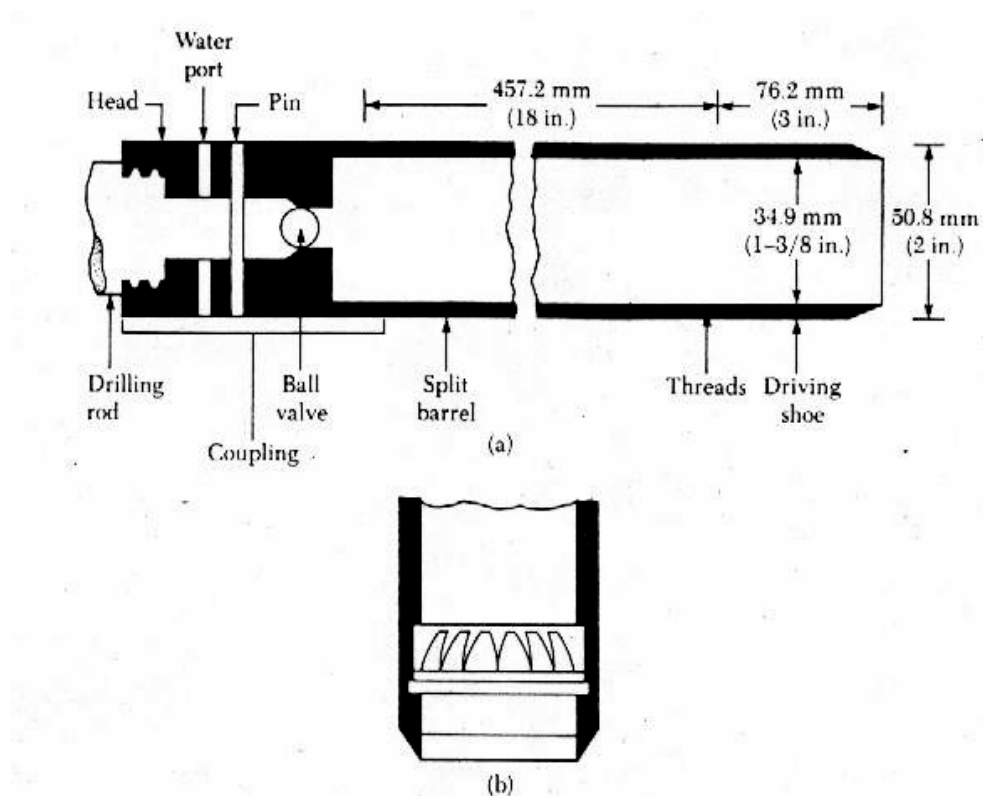
รูปที่ 1.9 กระบอกเก็บตัวอย่างแบบเปิด(Open Sampler)

กระบอกลำ (Split Spoon Sampler) เครื่องมือประกอบด้วย

-Drive Shoe

-Steel Tube ซึ่งผ่าซีกตามแนวยาว

⇒ ตัวอย่างดินที่ได้เป็นตัวอย่างแปรสภาพ (Disturbed Sample) นิยมทำพร้อมการตอกทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test) คือการนับจำนวนครั้งที่ตอกให้กระบอกลำจมลงในดิน 18 นิ้ว โดยไม่นับจำนวนครั้งที่ตอกกระบอกลำให้จมลงในดินช่วง 6 นิ้วแรก ซึ่งเหมาะกับชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) และชั้นดินทราย (Granular Soil)



รูปที่ 1.10 กระบอกลำ (Split Spoon Sampler)

การแปรสภาพของดินตัวอย่างนั้นขึ้นอยู่กับชนิดของกระบอกลำเก็บตัวอย่าง และขึ้นอยู่กับขนาดและความหนาของกระบอกลำเก็บตัวอย่างด้วย โดยแสดงอยู่ในรูปของ Area Ratio, Ar ดังนี้

$$Ar = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100\% \quad \dots\dots(1.1)$$

เมื่อ

Ar = Area Ratio

D_o = เส้นผ่าศูนย์กลางกลางภายนอกของกระบอกลำเก็บตัวอย่าง

D_i = เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของกระบอกลำเก็บตัวอย่าง

โดยจะถือว่าตัวอย่างดินเป็นตัวอย่างแบบคงสภาพเมื่อมีค่า Ar น้อยกว่าเท่ากับ 10 % แต่อย่างไรก็ตาม Hvorslev (1948) ได้วิจัยพบว่า ค่า Ar ควรค่าไม่เกิน 20 % สำหรับการเก็บตัวอย่างคงสภาพทั่วไปให้มีคุณภาพดี

$$\begin{aligned} \text{สำหรับกระบอกผ่า} \quad Ar &= \frac{50.8^2 - 34.93^2}{34.93^2} \times 100\% \\ &= 111.5 \% \end{aligned}$$

ดังนั้นตัวอย่างดินที่เก็บมาโดยใช้กระบอกผ่าจะเป็นตัวอย่างแปรสภาพ

$$\begin{aligned} \text{สำหรับกระบอกเปลือกบาง} \quad Ar &= \frac{50.8^2 - 47.63^2}{47.63^2} \times 100\% \\ &= 13.75 \% \end{aligned}$$

ดังนั้นตัวอย่างดินที่เก็บมาโดยใช้กระบอกเปลือกบางเป็นตัวอย่างคงสภาพคุณภาพดี

นอกจากนี้การแปรสภาพของตัวอย่างดินอาจแสดงอยู่ในรูปของ Recovery Ratio , Lr ดังนี้

$$Lr = \frac{\text{ความยาวของตัวอย่างดินที่ได้}}{\text{ความยาวของกระบอกเก็บตัวอย่าง}} \quad \dots(1.2)$$

ถ้าค่าของ $Lr = 1$ แสดงว่าตัวอย่างดินไม่ถูกกดอัดจากแรงเสียดทานภายในกระบอกตัวอย่าง แต่ในทางปฏิบัติสามารถยอมรับตัวอย่างดินที่มีค่า $Lr = 0.92-0.98$ ได้เนื่องจากตัวอย่างถูกรบกวนน้อย และการวัดระยะในสนามทำได้ไม่ละเอียดนัก

ระยะห่างของตัวอย่างดินที่เก็บภายในหลุมเจาะ

โดยทั่วไปจะเก็บตัวอย่างดินทุกระยะ 1.50 เมตร และในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพของชั้นดิน โดยในช่วง 1 เมตรแรกจากระดับผิวดิน มักจะไม่เก็บตัวอย่างดิน เนื่องจากมีสภาพไม่เหมาะสมในการเก็บตัวอย่าง

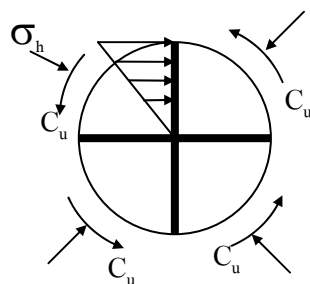
1.3 การทดสอบในสนาม (In-situ Test of Soil)

1.3.1 การทดสอบแรงเฉือนในที่ด้วยใบพัด (Field Vane Shear Test , ASTM D-2573)

เป็นเครื่องมือสำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว เครื่องมือประกอบด้วย ใบพัดสี่ใบที่ปลายก้านเหล็ก การทดสอบเริ่มจากกดใบพัดให้จมลงดิน แล้วหมุนใบพัดด้วยแรงบิด (Toque) ที่แกนหมุนของใบพัด ค่าของแรงบิดจะสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของ ดินเหนียว ดังนี้

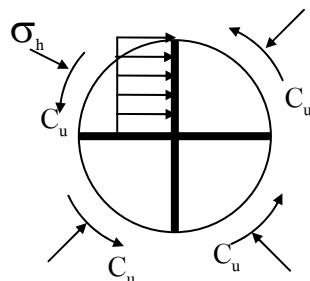
$$\begin{aligned} T \text{ (Toque)} &= C_u (\pi d h) \frac{d}{2} + \beta (2 C_u) \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \frac{d}{2} \\ &= C_u \pi \left(\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right) \end{aligned} \quad \text{.....(1.3)}$$

เมื่อ C_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว
 d, h = เส้นผ่าศูนย์กลางและความสูงของใบพัด
 β = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับรูปแบบการกระจายของหน่วยแรงเฉือนบนใบพัด
 = $1/2$ ถ้าเป็น Triangular End Shear
 = $2/3$ ถ้าเป็น Uniform End Shear
 = $3/5$ ถ้าเป็น Parabolic End Shear



$$\beta = \frac{1}{2}$$

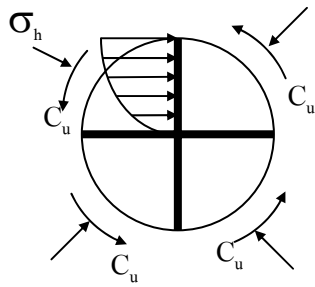
(ก.) หน่วยแรงเฉือนกระจายแบบ Triangular End Shear



$$\beta = \frac{2}{3}$$

(ข.) หน่วยแรงเฉือนกระจายแบบ Uniform End Shear

รูปที่ 1.12 ลักษณะการกระจายของหน่วยแรงเฉือนบนใบพัด



$$\beta = \frac{3}{5}$$

(ค.)หน่วยแรงเฉือนกระจายแบบ Parabolic End Shear

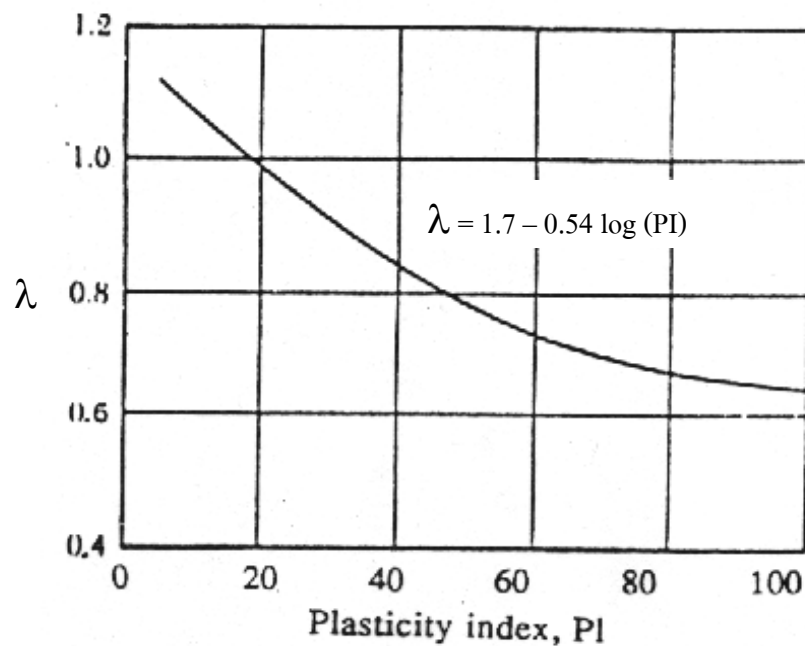
รูปที่ 1.12 ลักษณะการกระจายของหน่วยแรงเฉือนบนใบพัด(ต่อ)

เนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนในที่ด้วยใบพัดนั้นให้ค่าสูงเกินไป Bjerrum (1972) ได้แนะนำให้ปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว สำหรับใช้ในการออกแบบดังนี้

$$C_{u \text{ (design)}} = \lambda C_{u \text{ (Vane Shear Test)}} \quad \text{.....(1.4)}$$

เมื่อ λ = ค่าปรับแก้ขึ้นอยู่กับค่า Plasticity Index (PI) ของดินเหนียว

$$= 1.7 - 0.54 \log(PI) \quad \text{ดังรูปที่ 1.11} \quad \text{.....(1.5)}$$



รูปที่ 1.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า λ กับค่า PI สำหรับปรับแก้ค่า Undrained Shear Strength (S_u) ที่ได้จากการทดสอบ Field Vane Shear (Bjerrum, 1972)

นอกจากนี้ Morris and Williams (1994) ได้เสนอให้ปรับแก้ค่า ตามสมการที่ 1.4 โดยให้ค่า λ ดังนี้

$$\lambda = 1.18 e^{-0.08(PI)} + 0.57 \quad (\text{กรณี } PI > 5) \quad \dots(1.6)$$

และ $\lambda = 7.01 e^{-0.08(LL)} + 0.57$ เมื่อ $LL = \text{Liquid Limit}(\%) \quad \dots(1.7)$

Mayne และ Mitchell(1988) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนในที่ด้วยใบพัดกับค่า preconsolidation pressure(P_c) ของดินเหนียวที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ(natural clay deposite) ดังนี้

$$P_c = 7.04 (C_{u(\text{field})})^{0.83} \quad \dots(1.8)$$

เมื่อ $P_c = \text{preconsolidation pressure (kN/m}^2\text{)}$

$$C_{u(\text{field})} = \text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (kN/m}^2\text{)}$$

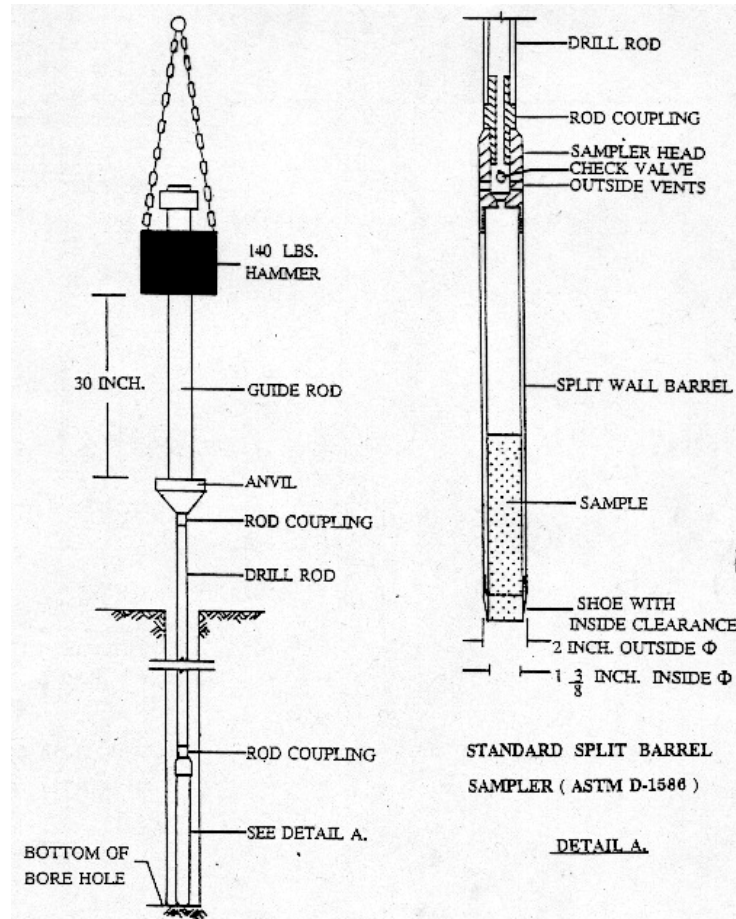
และให้ความสัมพันธ์กับค่า Over Consolidated Ratio ดังสมการที่ 1.9 ดังนี้

$$OCR = \beta \frac{C_{u(\text{field})}}{\sigma'_v} \quad \dots(1.9)$$

เมื่อ $\sigma'_v = \text{ค่าแรงดันดินในแนวดิ่งประสิทธิผล}$

$$\beta = 22 (PI)^{-0.48} \quad \dots(1.10)$$

1.3.2 การตอกทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test ,SPT : ASTM D1586) ทดสอบโดยการใช้ ตู้น้ำหนักมาตรฐาน(hammer) ตกให้กระบอกผ่าจมลงไปก่อน 6 นิ้วแรก จากนั้นจึงเริ่มนับจำนวนครั้งที่ใช้ในการตอกจนกระบอกผ่าจมถึงระดับลึก 18 นิ้ว จำนวนครั้งในการตอกนี้เรียก N-value



รูปที่ 1.13 การทดสอบการตอกทะลวงมาตรฐาน(SPT)

ค่าที่ได้ในสนามนี้จะต้องปรับแก้ขึ้นเนื่องจาก Overburden pressure ภายในดินซึ่งมีวิธีปรับแก้ อยู่หลายวิธี

วิธีของ Peck, Hanson & Thornburn (1974) ใช้สำหรับดินทราย เพื่อปรับแก้ค่าขึ้นเนื่องจากค่า Overburden pressure โดยคำนวณจากสมการ

$$N' = C_N N \quad \dots(1.11)$$

เมื่อ N' = ค่า N ที่ปรับแก้แล้ว

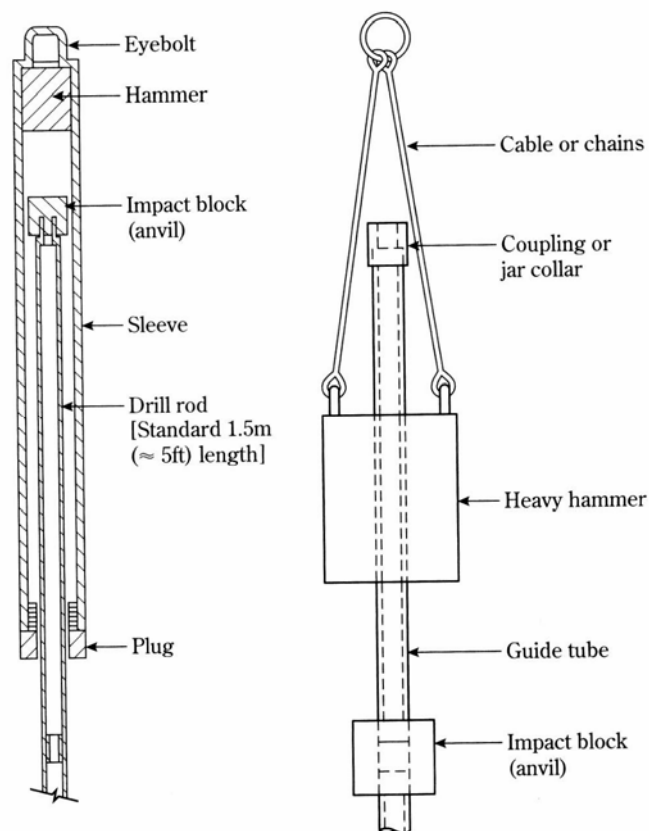
$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_o} \quad \dots(1.12)$$

$$\sigma'_o = \text{Effective overburden pressure (ksc.)}$$

วิธีของ Liao and Whitman (1986) ใช้สำหรับดินทั่วไป เพื่อปรับแก้ค่าอันเนื่องมาจากค่า Overburden pressure โดยคำนวณจากสมการ

$$\begin{aligned}
 N' &= C_N N \\
 \text{เมื่อ } C_N &= \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}} \\
 \sigma'_o &= \text{Effective overburden pressure (Tons/sq.ft.)}
 \end{aligned}
 \quad \dots(1.13)$$

เนื่องจากมีปัจจัยหลายอย่างที่มีผลต่อค่า SPT ซึ่งทำให้ค่า SPT ที่ได้จากการทดสอบในดินชนิดเดียวกันที่ระดับความลึกเดียวกันมีค่าแตกต่างกัน ได้แก่ ประสิทธิภาพของตุ้มตอก (Hammer Efficiency) เส้นผ่าศูนย์กลางของหลุมเจาะ วิธีการเก็บตัวอย่าง และความยาวของก้านเจาะ (rod) (Skemton, 1986 ; Seed และคณะ , 1985) ชนิดของ SPT ที่นิยมใช้ในสนาม ได้แก่ safety hammer และ donut hammer ดังแสดงในภาพที่ 1.14



(ก.) safety hammer

(ข.) donut hammer

ภาพที่ 1.14 ตุ้มตอกที่ใช้ในการทดสอบ SPT (Seed และคณะ , 1985)

จากการสำรวจในสนามพบว่า ค่า SPT มีความสัมพันธ์กับพลังงานที่ใช้ในการตอกซึ่งจะกระจายตัวสู่ดินรอบๆกระบอกผ่า ดังนี้

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60}$$

- เมื่อ N_{60} = ค่า SPT ที่ปรับแก้ค่าแล้ว
 N = ค่า SPT ที่ทดสอบได้
 η_H = ประสิทธิภาพของตุ้มตอก (%)
 η_B = ปรับแก้เส้นผ่าศูนย์กลางของหลุมเจาะ
 η_S = ปรับแก้วิธีการเก็บตัวอย่าง
 η_R = ปรับแก้ความยาวของก้านเจาะ (rod)

ค่าของตัวแปร $\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R$ แนะนำโดย Seed และคณะ(1985) และ Skempton(1986) แสดงไว้ในตารางที่ 1.5

ตารางที่ 1.5 ค่าของตัวแปร $\eta_H\eta_B\eta_S$ และ η_R

1.ค่าของ η_H			
Country	Hammer Type	Hammer release	$\eta_H(\%)$
Japan	Donut	Free all	78
	Donut	Rope and pulley	67
U.S.A.	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free all	60
	Donut	Rope and pulley	50

2.ค่าของ η_B		
Diameter		
mm.	in.	η_B
60-120	2.4-4.7	1
150	6	1.05
200	8	1.15

ตารางที่ 1.5 ค่าของตัวแปร η_H , η_B , η_S และ η_R (ต่อ)

3.ค่าของ η_s		
Variable		η_s
Standard Sampler		1.0
With Liner for dense sand and clay		0.8
With Liner for loose sand		0.9

4.ค่าของ η_R		
Rod length		
m.	ft.	η_R
>10	>30	1.0
6-10	20-30	0.95
4-6	12-20	0.85
0-4	0-12	0.75

จากการศึกษาของ Stroud (1974) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า c_u ที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวดังนี้

$$c_u = K N_{60}$$

เมื่อ K = ค่าคงที่ 3.5-6.5 kN/m² (ค่าเฉลี่ยคือ 4.4 kN/m²)
 N_{60} = ค่า SPT ที่ปรับแก้เนื่องจากปัจจัยในสนามแล้ว

Hara และคณะ (1971) เสนอสมการดังนี้

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 29 (N_{60})^{0.72}$$

Mayne และ Kemper (1988) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ของค่า OCR ของดินเหนียวตตะกอนกับค่า SPT โดยศึกษาจากตัวอย่างจำนวน 110 ตัวอย่าง ได้สมการดังนี้

$$OCR = 0.193 \left(\frac{N_{60}}{\sigma'_o} \right)^{0.689}$$

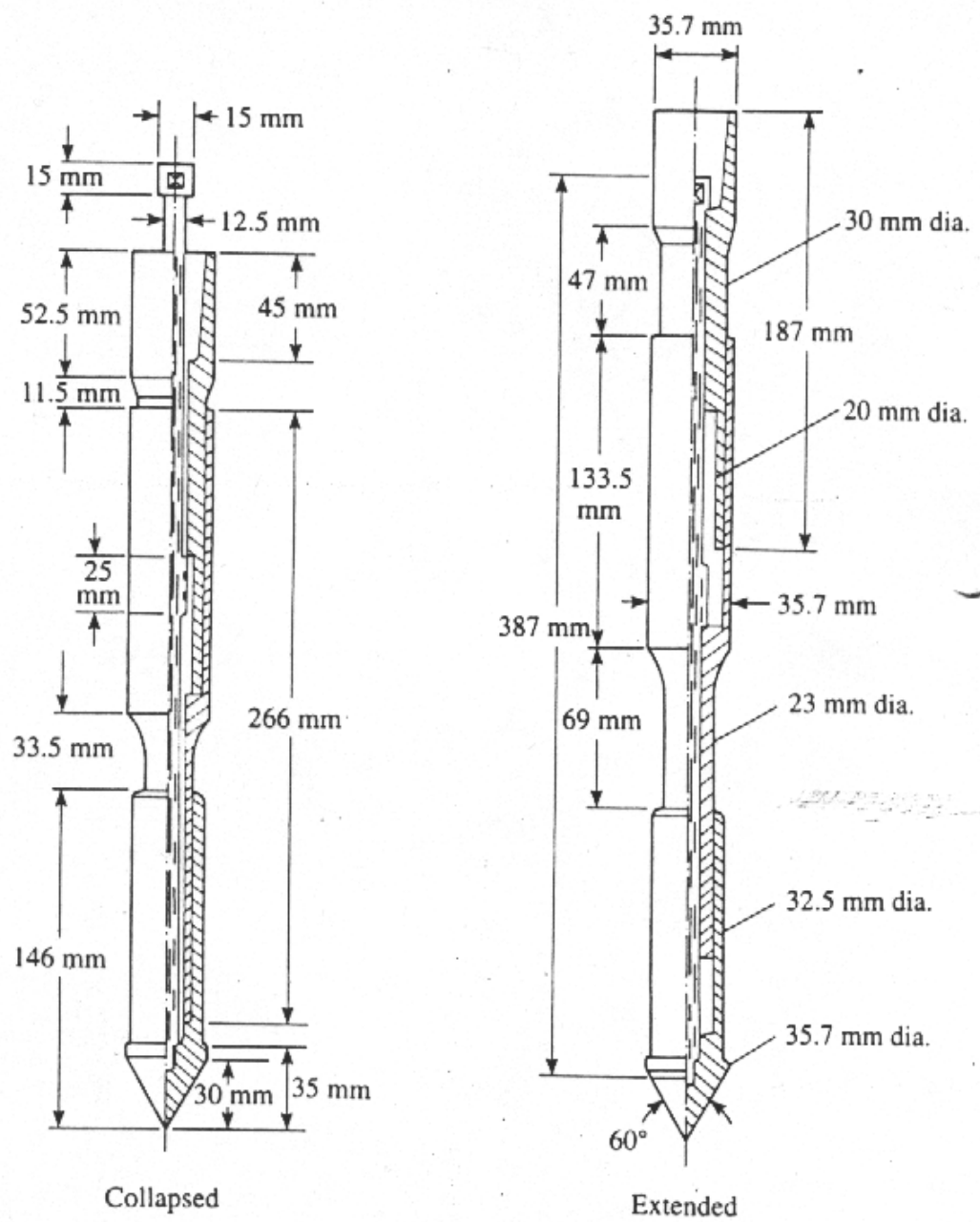
$$\text{เมื่อค่า } \sigma'_o = \text{Effective vertical stress}$$

อย่างไรก็ตามพึงระลึกไว้เสมอว่า ความสัมพันธ์ระหว่าง c_u กับ N_{60} เหล่านี้ เป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น

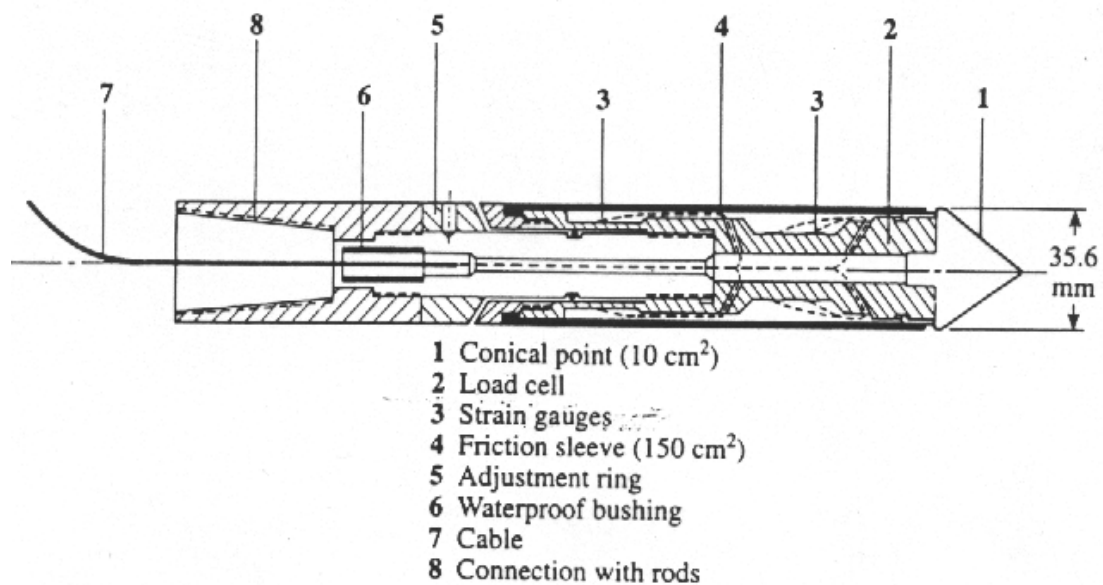
1.3.3 การเจาะหยั่งด้วยหัวกรวย (Dutch Cone Penetration Test : ASTM D 3441) เป็นเครื่องมือที่ใช้สำหรับทดสอบความแข็งแรงของดินแบ่งได้เป็น 2 ชนิด คือ หัวกดชนิดกลไก และหัวกดชนิดไฟฟ้า หัวกดชนิดกลไก ประกอบด้วยกรวยทำมุม 60 องศา มีพื้นที่ฐาน 10 ตารางเซนติเมตร ยึดติดกับกระบอกเหล็กที่เคลื่อนที่ได้ ดังรูปที่ 1.15 ขั้นตอนการทดสอบทำโดยการกดกรวยทั้งหมดให้จมลงในดินถึงความลึกที่ต้องการทดสอบ จากนั้น กดเฉพาะปลายกรวยลงไปด้วยอัตราความเร็ว 20 มิลลิเมตร/วินาที เป็นระยะ 40 มิลลิเมตร อ่านแรงกดที่ได้เป็นแรงต้านที่ปลายกรวย (tip resistance, q_c) จากนั้นปลายกรวยจะถูกกดลงไปพร้อมปลดกวดแรงเสียดทาน ค่าแรงที่ได้จะเป็นผลรวมของแรงต้านที่ปลายกรวย และแรงเสียดทานที่ผิว (friction resistance) โดยค่าแรงเสียดทานที่ผิวคำนวณโดยหักค่าแรงต้านที่ปลายกรวยออก การทดสอบจะทำทุกระยะ 0.20 เมตรในช่วงความลึกถัดไป

ต่อมาได้มีการพัฒนาหัวกดชนิดไฟฟ้าขึ้น ดังรูปที่ 1.16 ซึ่งมีการติดตั้งอุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์ต่างๆ เช่น สเตนเกจ (strain gauge) และทรานสดิวเซอร์เพื่อวัดค่าแรงต้านที่ปลายกรวย แรงเสียดทานที่ผิว และค่าแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นระหว่างทดสอบ การทดสอบทำโดยการกดหัวกรวยลงดินด้วยอัตราความเร็ว 20 มิลลิเมตร/วินาที ค่าแรงต้านที่ปลายกรวย แรงเสียดทานที่ผิว และค่าแรงดันน้ำที่เพิ่มขึ้นระหว่างทดสอบ จะถูกอ่านค่าทุก ๆ วินาที หรือทุกความลึก 20-40 มิลลิเมตร จากนั้นข้อมูลจะถูกส่งไปบันทึกยังคอมพิวเตอร์สนาม และสามารถแสดงผลการทดสอบได้ทันที ตัวอย่างผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 1.17

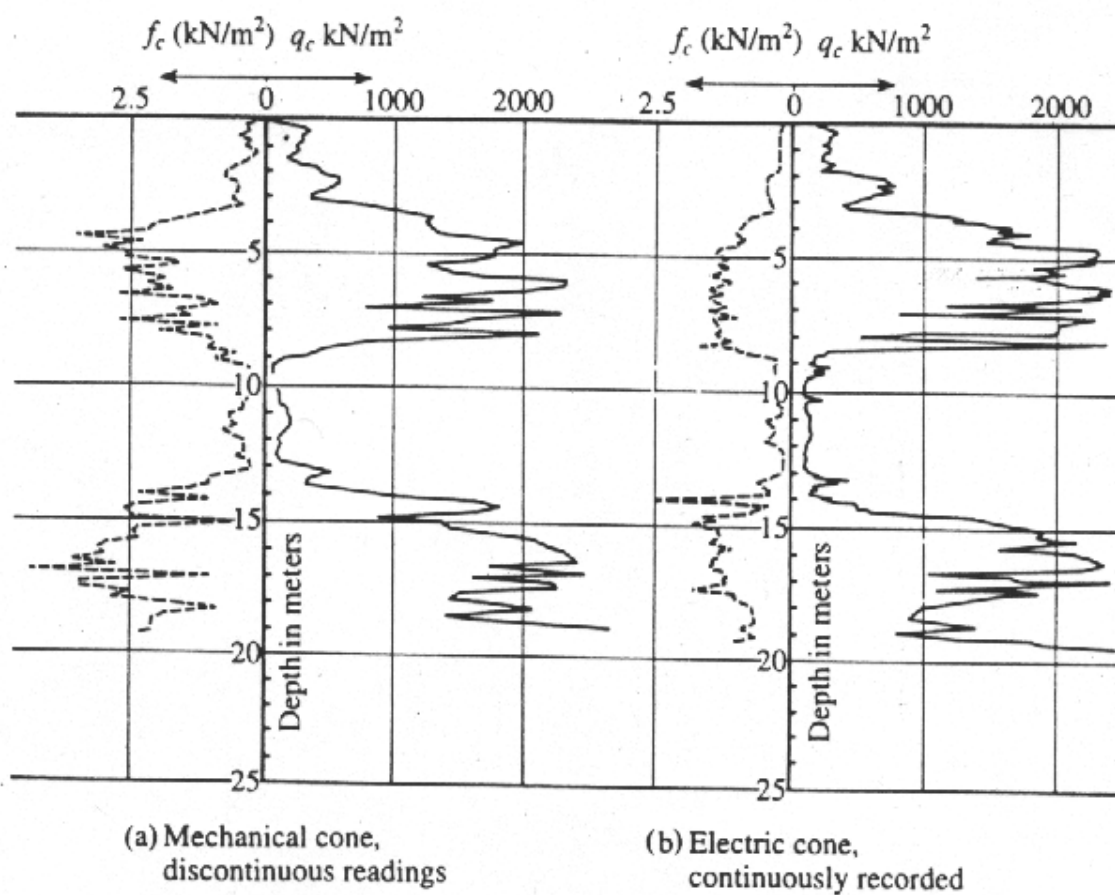
การทดสอบ ซีพีที มีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถกดผ่านชั้นทรายที่มีความหนามากๆได้ และเนื่องจากไม่มีการเก็บตัวอย่างดิน จึงไม่สามารถเห็นดินด้วยตาเปล่า ดังนั้นจึงควรทำความเข้าใจเกี่ยวกับการเจาะสำรวจดิน และเก็บตัวอย่างดิน



รูปที่ 1.15 หัวกดชนิดกลไก



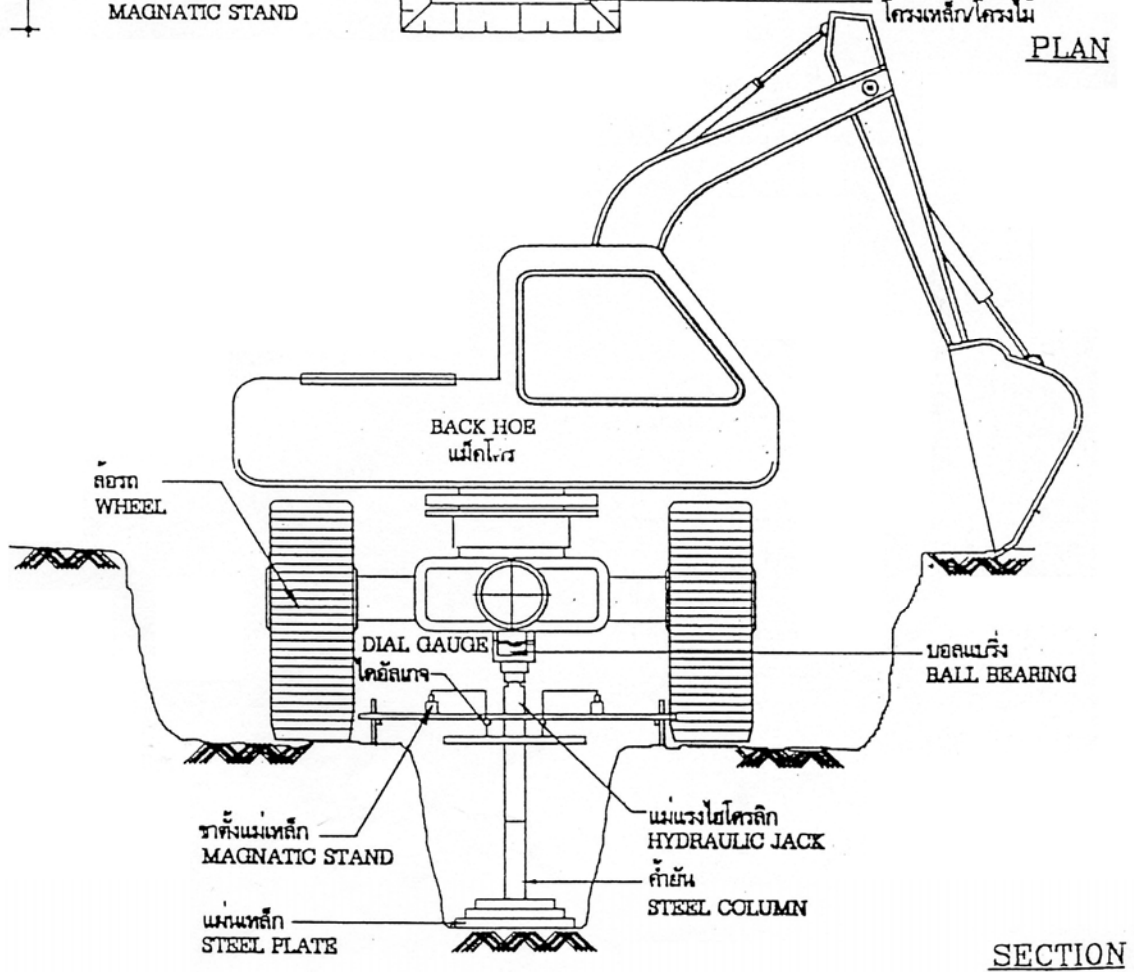
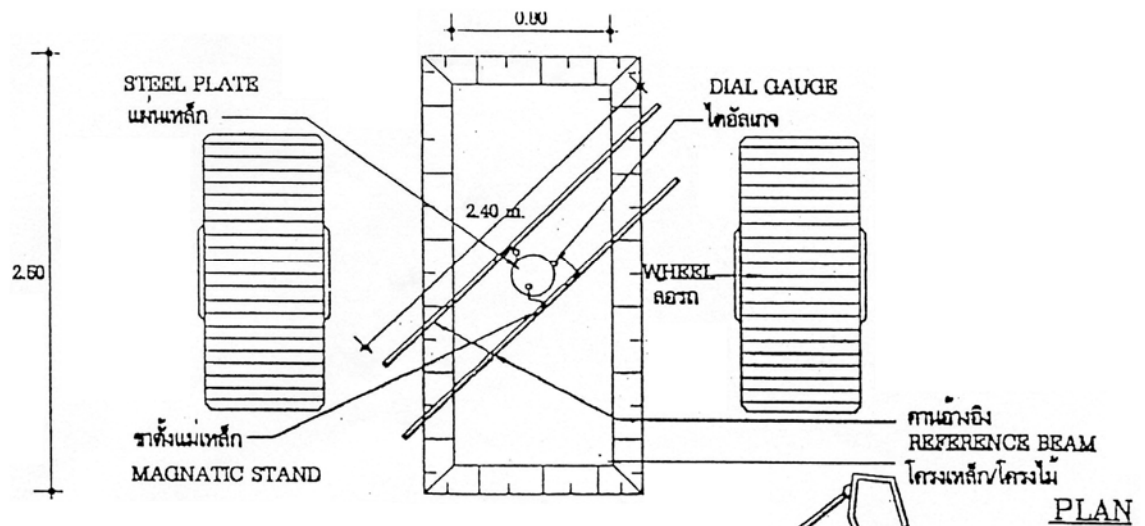
รูปที่ 1.16 หัวกดชนิดไฟฟ้า



รูปที่ 1.17 ผลการทดสอบจากการเจาะหยั่งด้วยหัวกรวย (Dutch Cone)

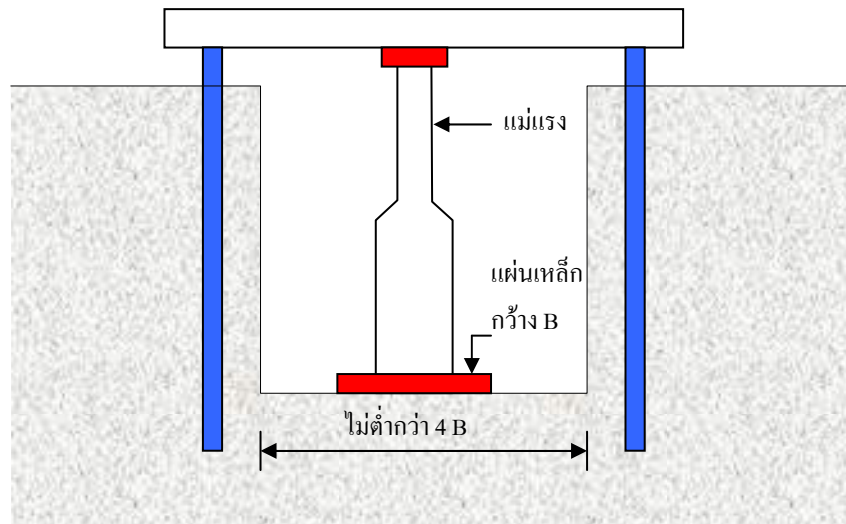
1.3.4 การกดด้วยแผ่นเหล็ก (Plate Loading Test :ASTM D 1194)เป็นเครื่องมือทดสอบหาค่ารับน้ำหนักประลัยของชั้นดิน โดยพิจารณาจากค่าน้ำหนักบรรทุก (Bearing capacity) กับลักษณะการทรุดตัวของดิน ผลการทดสอบที่ได้จะเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว เครื่องมือที่ใช้ประกอบด้วย แผ่นเหล็กรูปวงกลมเส้นผ่าศูนย์กลาง 152.4 – 762 มิลลิเมตร(6-30 นิ้ว) และแผ่นเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 304.8 x 304.8 มิลลิเมตร(1x1 ฟุต) โดยทำการติดตั้งเครื่องมือดังรูปที่ 1.18 และ 1.19

ในการทดสอบจะทำขุดเปิดหน้าดินออกจนถึงระดับที่ต้องการทดสอบ โดยความกว้างของหลุมขุดต้องไม่น้อยกว่า สี่เท่าของความกว้างแผ่นเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ นำแผ่นเหล็กวางที่ก้นหลุม จากนั้นเพิ่มน้ำหนักบรรทุกให้กับแผ่นเหล็ก โดยในแต่ละขั้นของการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกต้องทิ้งระยะเวลาให้แผ่นเหล็กเกิดการทรุดตัวอย่างเพียงพอ เมื่อแผ่นเหล็กหยุดการทรุดตัวหรือทรุดตัวในอัตราที่ต่ำจนไม่มีผลต่อการทดสอบแล้ว ให้เพิ่มน้ำหนักต่อ ซึ่งจะสามารถเขียนกราฟระหว่างน้ำหนักบรรทุก กับ การทรุดตัวได้ดังรูปที่ 1.20

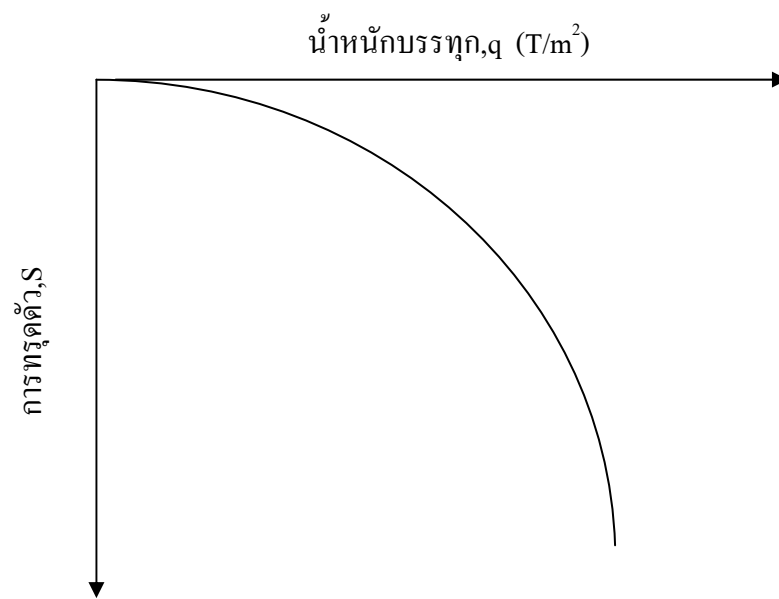


แสดงการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ
EQUIPMENT SET UP FOR PLATE
BEARING TEST

รูปที่ 1.18 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ Plate Bearing Test



รูปที่ 1.19 เครื่องมือทดสอบการกดด้วยแผ่นเหล็ก



รูปที่ 1.20 กราฟระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว

1.3.5 การวัดระดับน้ำใต้ดิน

ระดับน้ำใต้ดินหมายถึงระดับซึ่งความดันของน้ำเท่ากับความดันบรรยากาศ โดยดินที่อยู่สูงจากระดับน้ำใต้ดินอาจอยู่ในสภาพอิ่มตัว(fully saturated) หรือกึ่งอิ่มตัว(partially saturated)ก็ได้ ขึ้นอยู่กับแรงดึงดูดในช่องว่างของเม็ดดิน(capillary)ซึ่งจะทำให้ดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินเกิดความดันน้ำค่าลบขึ้นได้(negative water pressure) วิธีการวัดระดับน้ำใต้ดินที่สะดวกที่สุดจะทำการวัดหลังจากทิ้งหลุมเจาะไว้ 24 ชม. ซึ่งระดับน้ำในหลุมเจาะจะเข้าสู่จุดสมดุลและจะใช้ได้ดีกับดินที่น้ำสามารถซึมผ่านได้ดี สำหรับชั้นดินที่มีความทึบน้ำสูง เช่น ดินเหนียว ระดับน้ำในหลุมเจาะอาจจะไม่ปรับเข้าสู่จุดสมดุลแม้ว่าเวลาจะผ่านไปเป็นเดือน นอกจากนี้การใช้น้ำโคลนป้องกันการพังของหลุมเจาะ อาจทำให้ไม่สามารถเก็บข้อมูลระดับน้ำใต้ดินที่ถูกต้องได้ ดังนั้นจึงต้องพิจารณาให้รอบครอบเนื่องจากระดับน้ำในหลุมเจาะ ไม่จำเป็นต้องเป็นระดับน้ำใต้ดินเสมอไป

1.4 การจัดทำ Boring Log

1.4.1 รายละเอียดของ Boring Log

เป็นข้อมูลรายละเอียดของสภาพชั้นดินในแต่ละหลุมเจาะประกอบด้วย

- 1) ชื่อที่อยู่ของบริษัทเจาะดิน ชื่อผู้รับผิดชอบการขุดเจาะ
- 2) ลักษณะของงาน และหมายเลขงาน
- 3) ตำแหน่งและที่ตั้งหลุมเจาะ
- 4) วันที่ขุดเจาะดิน
- 5) สภาพชั้นดินแต่ละชั้น
- 6) ระดับน้ำใต้ดินและวันที่ ที่วัด
- 7) ผลการทดสอบในสนาม เช่น SPT ,Field Vane Shear
- 8) วิธีการเก็บตัวอย่าง ระดับความลึกของตัวอย่างดิน

1.4.2 การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบเพื่อจำแนกประเภทของดิน

- ความถ่วงจำเพาะ
- พิกัดของอัตราเบอร์ก (Atterberg Limit) 0029
- ปริมาณน้ำตามธรรมชาติ (Natural Water Content)
- การกระจายขนาดของเม็ดดิน (Grain Size Analysis)

การทดสอบเพื่อหาหน่วยน้ำหนักรวม หน่วยน้ำหนักแห้ง

การทดสอบเพื่อหาค่ากำลังความแข็งแรงของดิน

- การทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Test)
- การทดสอบแรงอัดแบบไร้แรงดันด้านข้าง (Unconfined Compression Test) โดยตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบนั้นควรมีอัตราส่วนระหว่างความสูงกับเส้นผ่าศูนย์กลาง ≥ 2 และอัตราการเพิ่มแรงกดต่อแท่งตัวอย่างไม่ควรเกิน 1% ของความสูงก่อนที่
- การเฉือนตรง (Direct Shear Test)
- การทดสอบซีบีอาร์ (CBR Test)

การทดสอบการเปลี่ยนรูปของดิน

- ทดสอบการยุบอัดตัวของดิน (Consolidation Test)

การทดสอบหาความซึมได้ของน้ำ

- ทดสอบความซึมได้ของน้ำ (Permeability Test)

การทดสอบการบดอัดแน่น

- การบดอัดดิน (Compaction Test)

1.4.3 เอกสารรายงานการสำรวจชั้นดิน

บทนำ

-วัตถุประสงค์และขอบเขตของงานสำรวจ

-ลักษณะงานก่อสร้าง

-สถานที่ตั้งโครงการ และตำแหน่งการเจาะสำรวจ โดยควรทำสัญลักษณ์หลุมเจาะแยกประเภทกันให้ชัดเจน

ลักษณะทั่วไปของพื้นที่โครงการ

-ระดับของพื้นที่

-ประวัติการใช้พื้นที่

สภาพพื้นที่ทางธรณีวิทยา

-ลักษณะการเกิดดิน

สภาพชั้นดินในหลุมเจาะ หากพบบริเวณใดมีชั้นดินถมต้องระบุความหนาของชั้นดินถมออกมาให้ชัดเจน

สภาพและระดับน้ำใต้ดิน ตามวันเวลาต่างๆ และระดับปากหลุมเจาะแต่ละหลุม

ข้อมูลแสดงวิธีการสำรวจในสนาม อุปกรณ์ที่ใช้ และวิธีการวัดระดับน้ำใต้ดิน

วิธีการทดสอบและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิธีการเลือกตัวอย่างและการเตรียมตัวอย่างในการทดสอบ

ข้อเสนอแนะประเภทของฐานราก และวิธีการก่อสร้าง

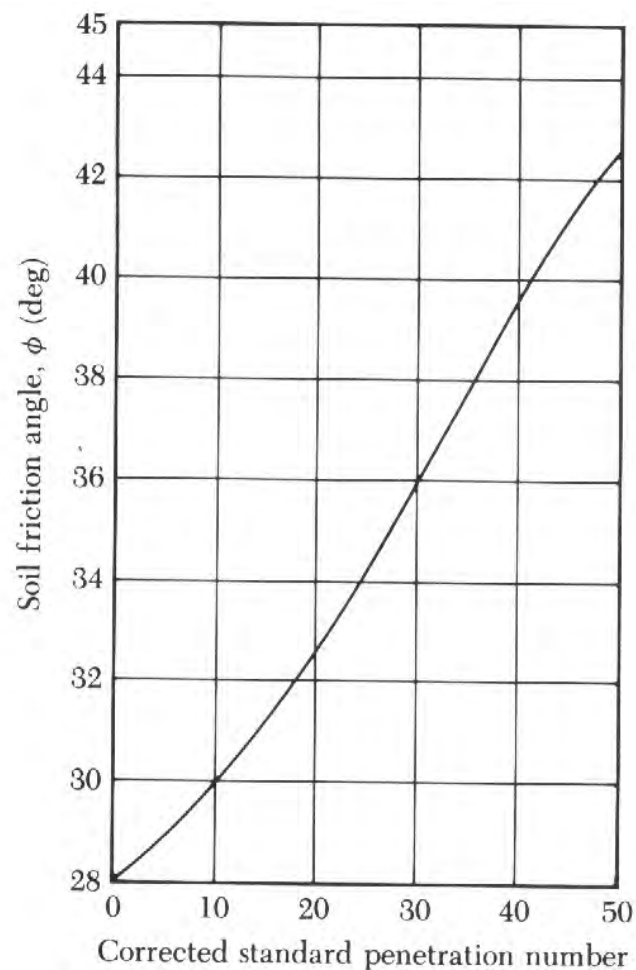
ข้อสรุปและข้อจำกัดในการสำรวจชั้นดิน

ตารางที่ 1.5 Consistency of clay and Approximate Correlation to the Standard Penetration number,N

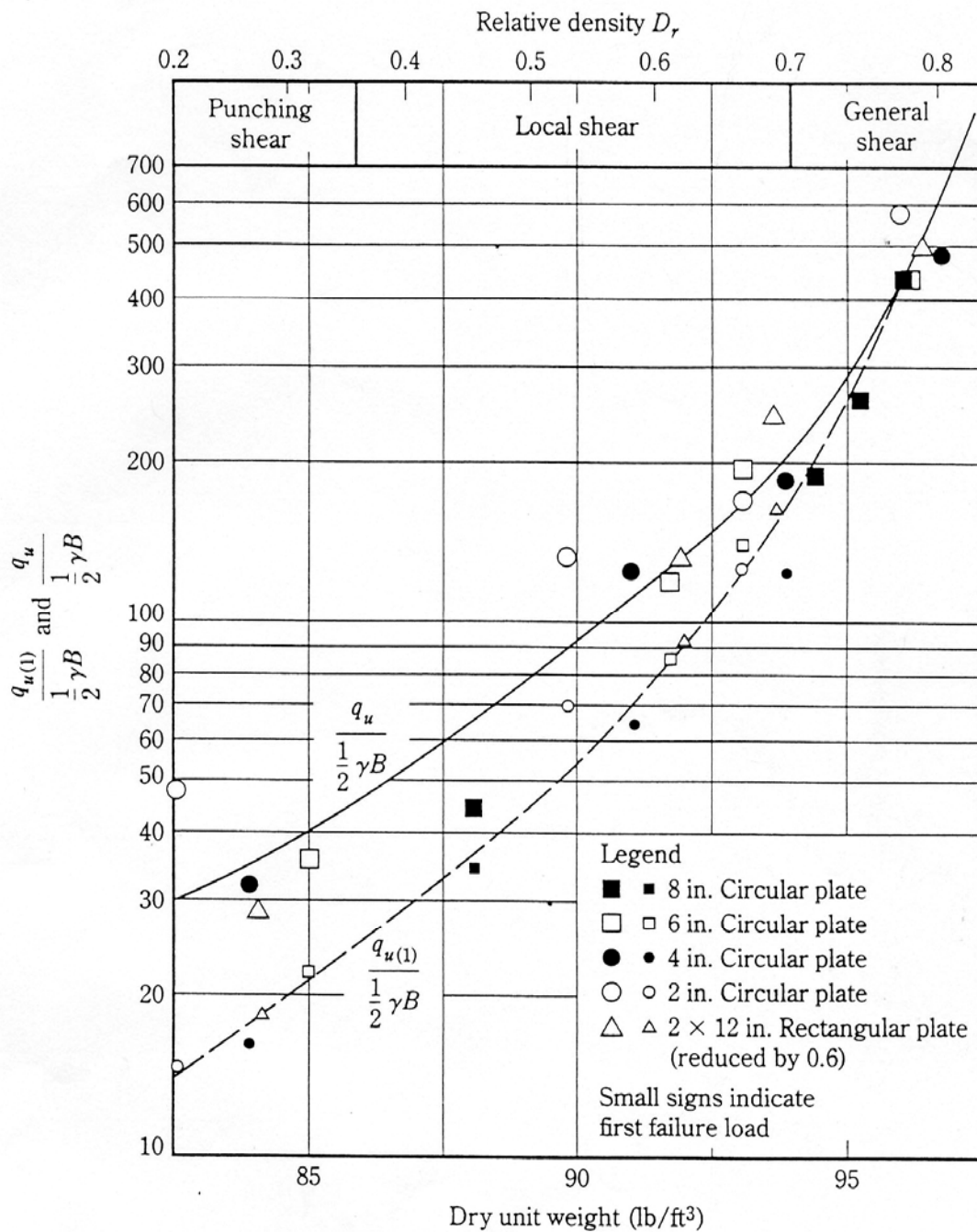
Standard penetration number,N	Consistency	q_u (kN/m ²)	q_u (T/m ²)
0-2	Very Soft	0-25	0 – 2.5
2-5	soft	25-50	2.5 – 5.0
5-10	medium	50-100	5.0 – 10
10-20	Stiff	100-200	10 – 20
20-30	Very Stiff	200-400	20 – 40
>30	Hard	>400	> 40

ตารางที่ 1.6 Relation between the Corrected N Values and the Relative Density in Sands

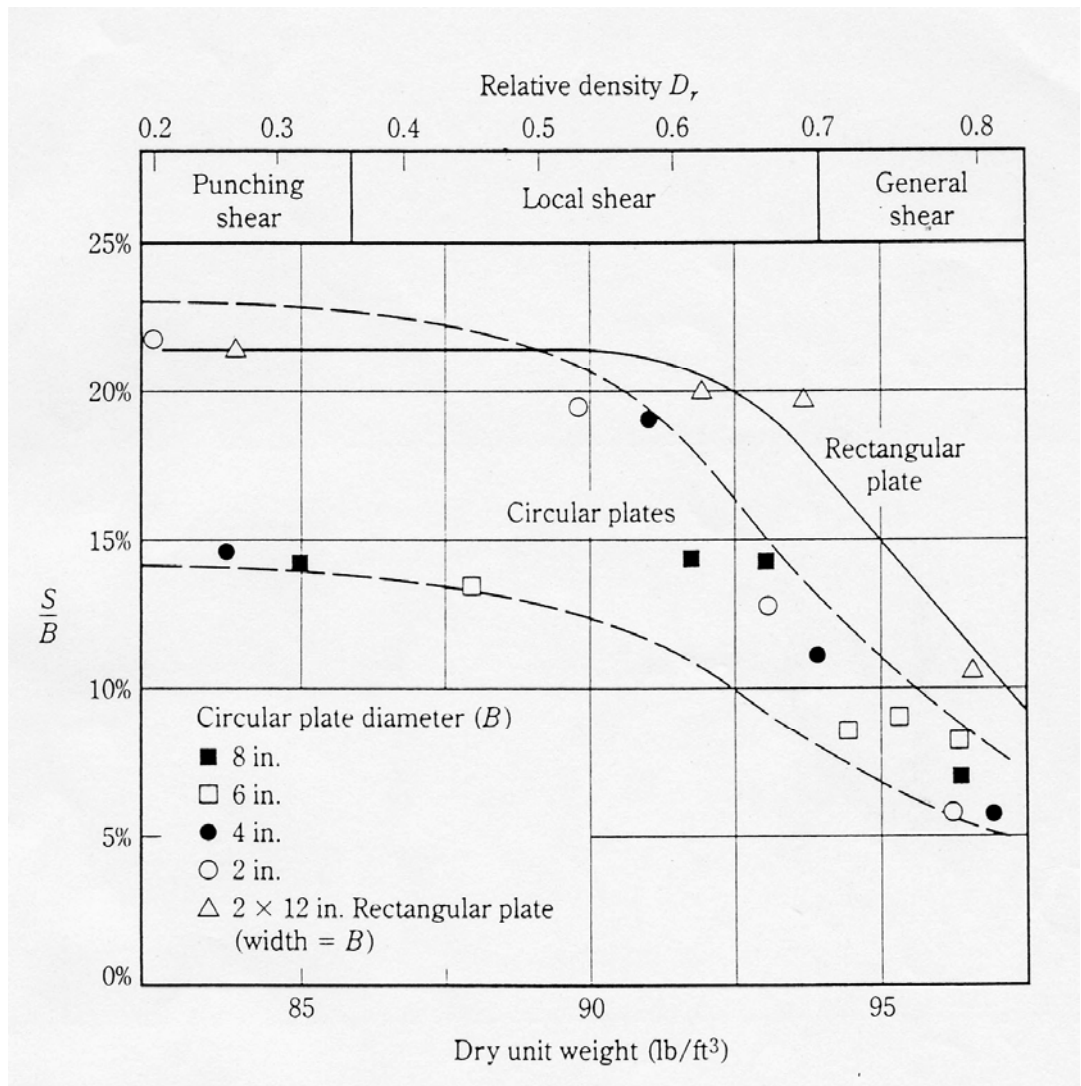
Standard penetration number,N	Approximate relative density, D_r (%)	Allowable Soil Pressure T/m^2	ϕ (Das ,1990)	Density
0-5	0-5	Less Than 2.0	26-28	Very Loose
5-10	5-30	2.0-14.0	28-30	Loose
10-30	30-60	14.0-54.0	30-36	Medium
30-50	60-95	54.0-94.0	36-42	Dense
Over 50	> 95	Over 94	Over 42	Very dense



รูปที่ 1.21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N (ปรับแก้) กับค่า ϕ (Das,1990)



รูปที่ 1.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $q_{u(1)}/0.5\gamma B$ และ $q_u/0.5\gamma B$ สำหรับ Circular and Rectangular Plate บนผิวดินทราย (Vesic, 1963)



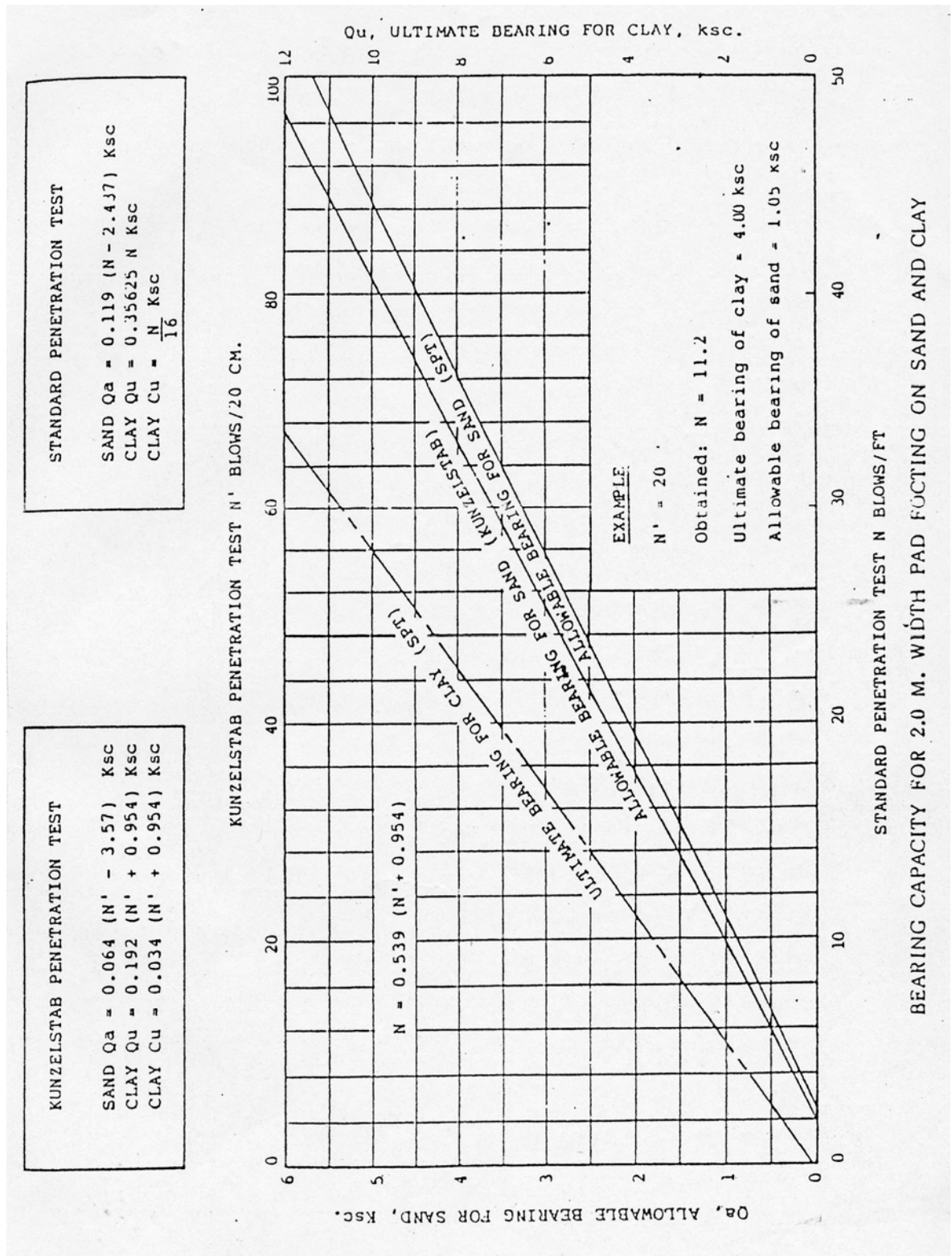
รูปที่ 1.23 การทรุดตัวของ Circular and Rectangular Plate เมื่อรับน้ำหนักประลัย
($D_f/B = 0$) บนผิวดินทราย (Vesic, 1963)

ตารางที่ 1.7 ค่า Compression Index (Cc) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยสัมพันธ์กับค่าความชื้นตามธรรมชาติ(w_n) ความชื้นที่ Liquid Limit (w_L) และอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (AIT)

สมการ	ลักษณะชั้นดิน	Reference
$Cc=0.000195 w_n^2+0.0067 w_n-0.014$	All Clays	Muktabhant, et al (1966)
$Cc= -0.08+0.01 w_n$ $Cc= -0.11+0.47 e_o$	Stiff Clay	Adikari (1977)
$Cc=0.20+0.008 w_n$ $Cc=0.21+0.008 w_L$ $Cc=0.22+0.29 e_o$ $Cc=0.20+0.008 w_L + 0.009 e_o$	Soft Clay	Adikari (1977)
$Cc= -0.014+0.01 w_n$ $Cc= -0.015+0.38 e_o$ $Cc= -0.28+0.012 w_L$	All Clays	Adikari (1977)
$Cc= -0.965+0.029 w_n$ $Cc= -0.941+1.057 e_o$ $Cc= -0.847+0.024 w_L$	All Clays	Tonyagate (1978)
$CR= -0.0043 w_n$ $CR=0.0045 w_L$	Soft Marine Clay	Cox (1968)
$CR= -0.037+0.00566 w_n$ $CR= -0.013+0.00463 w_L$	All Clays	Tonyagate (1978)

ตารางที่ 1.8 ค่า Compression Index (Cc) ของดินเหนียวอ่อนชั้นต่างๆ ในพื้นที่กรุงเทพฯ (AIT)

ชั้นดิน	ระดับความลึก(m.)	Cc	CR
ดินเหนียวอ่อน(Soft Clay)	0-15	0.4-1.0	0.2-0.5
ดินเหนียวแข็ง(Stiff Clay)	15-50	0.1-0.2	0.04-0.15
ดินดาน(Hard Clay)	50-400	0.05-0.15	0.02-0.10
ดินทราย(Sand)	50-400	0.03-0.05	0.01-0.04

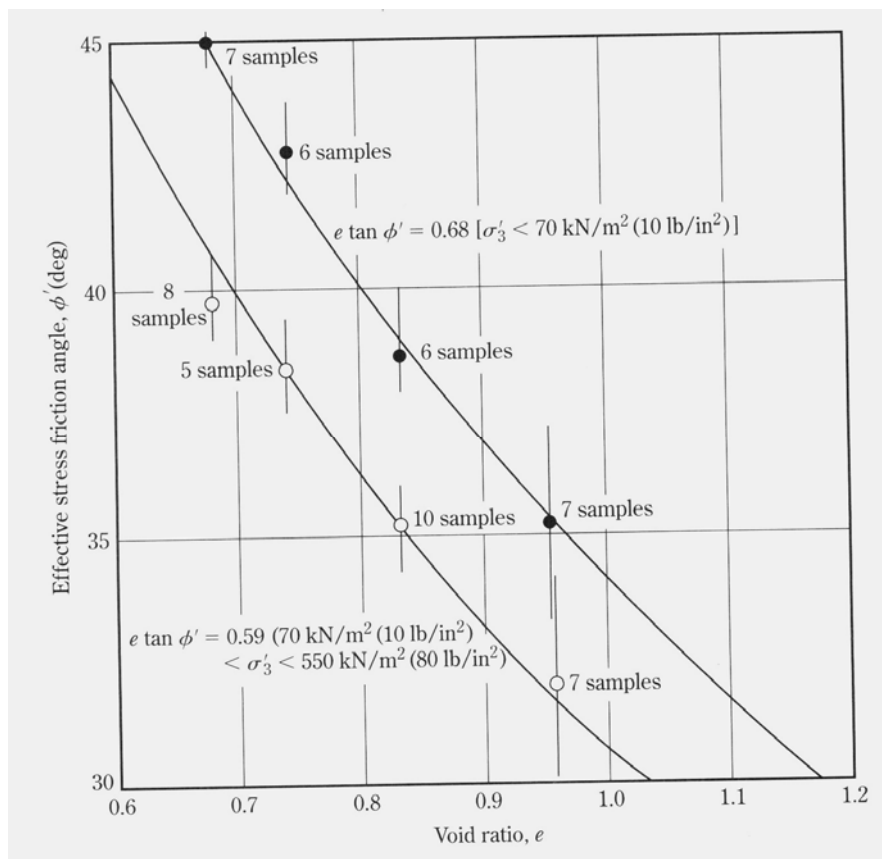


รูปที่ 1.24 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่กว้าง 2 เมตร
กับค่า Blow Count จากการทดสอบ Kunzelstab

1.5 ข้อเสนอแนะสำหรับมุมเสียดทานของดิน (ϕ')

1.5.1 มุมเสียดทานของดินทราย

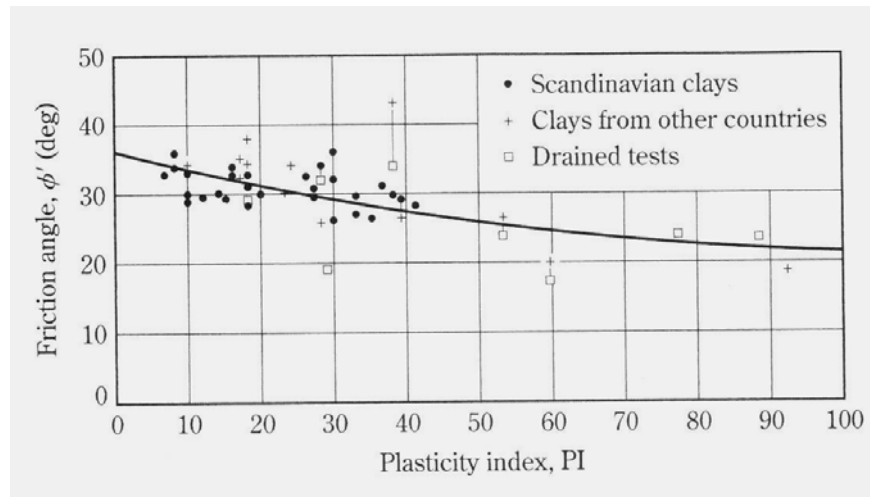
โดยทั่วไปค่าที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test) จะให้ค่ามุมเสียดทานที่สูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Test) อย่างไรก็ตามมีข้อสังเกตว่า ลักษณะกราฟการวิบัติของดิน (failure envelope) จะให้ค่า ϕ' โดยประมาณเท่านั้นเนื่องจากการทดสอบโดยใช้ค่า normal stress ที่สูงขึ้นจะให้ค่า ϕ' ที่ลดลง ดังผลงานวิจัยของ Vesic (1963) ในรูปที่ 1.25 ซึ่งเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง มุมเสียดทาน ϕ' กับอัตราส่วนช่องว่าง (e) ที่ได้จากการทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Test) โดยใช้ทรายจากแม่น้ำ Chattahoochee ซึ่งพบว่าที่อัตราส่วนช่องว่างเดียวกันค่า ϕ' จะลดลง 4-5° เมื่อใช้ confining pressure (σ'_3) สูงกว่า 70 kN/m² เปรียบเทียบกับกรณีใช้ (σ'_3) น้อยกว่า 70 kN/m²



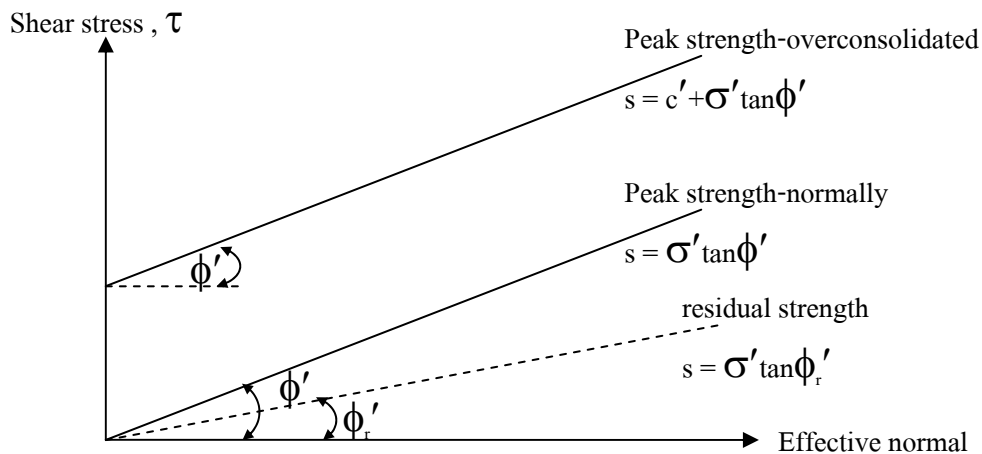
รูปที่ 1.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ' กับอัตราส่วนช่องว่าง ของทรายจากแม่น้ำ Chattahoochee (Vesic, 1963)

1.5.2 มุมเสียดทานของดินเหนียว

จากงานวิจัยของ Bjerrum และ Simon (1960) ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง PI กับมุมเสียดทานของดินเหนียว (ϕ') ดังรูปที่ 1.26 ซึ่งพบว่าค่า ϕ' มีค่าลดลงเมื่อ PI มีค่าสูงขึ้น โดยค่า ϕ' จะลดลงจาก 37° ที่ PI เท่ากับ 10 ลงมาที่ 25° ที่ PI ประมาณ 100 ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Kenney (1959) ซึ่งพบ



รูปที่ 1.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ' กับ PI (Bjerrum และ simons, 1960)



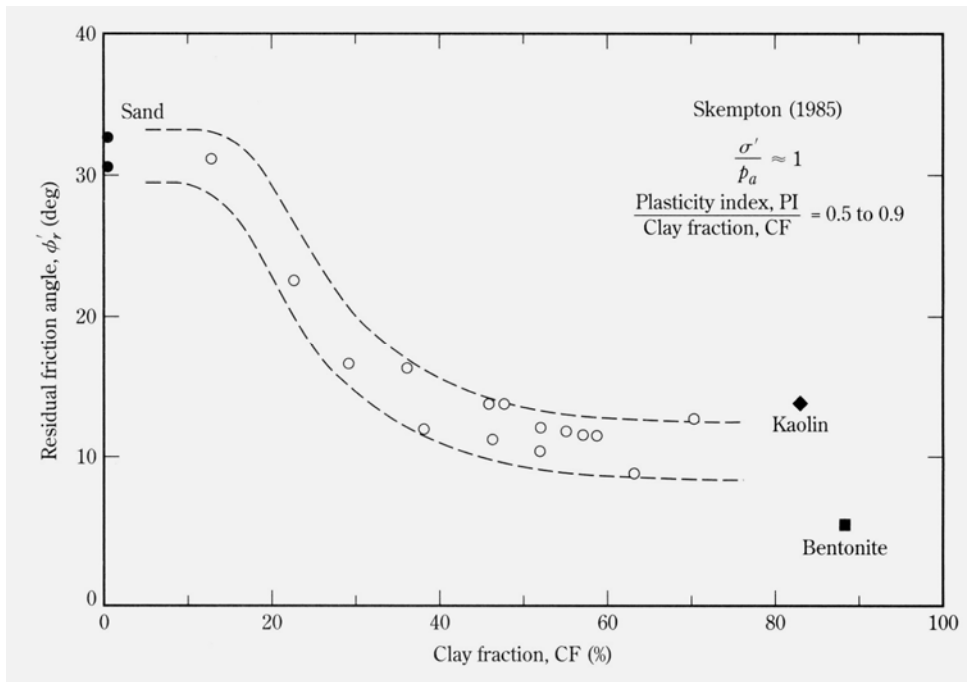
รูปที่ 1.27 ลักษณะการวิบัติของดินที่ peak strength และที่ residual strength ของดินเหนียว

ว่าดินเหนียว NC clay มีค่า ϕ_r' โดยประมาณ $5-20^\circ$ ในรูปที่ 1.27 แสดงลักษณะการวิบัติของดินที่ peak strength และที่ residual strength (ultimate strength) ค่า residual strength ของดินเหนียว มีความสำคัญ สำหรับการวิเคราะห์ในระยะยาวของเสถียรภาพความลาด และงานออกแบบฐานรากอื่นๆ ค่าแรงเสียดทานประสิทธิผล ϕ_r' ที่ residual จะมีค่าน้อยกว่าค่าแรงเสียดทานที่ peak strength (ϕ') งานวิจัยที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่าค่า Clay-fractions (ค่า percent finer than 2 microns, CF) และแร่องค์ประกอบหลักในดินเหนียวเป็นสองปัจจัยหลักที่มีผลต่อค่า ϕ_r' ดังนี้

- 1.) ถ้า $CF < 15\%$ ค่า ϕ_r' มีค่าสูงกว่า 25°
- 2.) เมื่อ $CF > 50\%$ ค่า ϕ_r' ที่ได้จะเกิดจากการ sliding ของดินเหนียวโดยมีค่า $10-15^\circ$
- 3.) สำหรับ Kaolinite, Illite และ montmorillonite ค่า ϕ_r' มีค่า 15° , 10° และ 15° ตามลำดับ

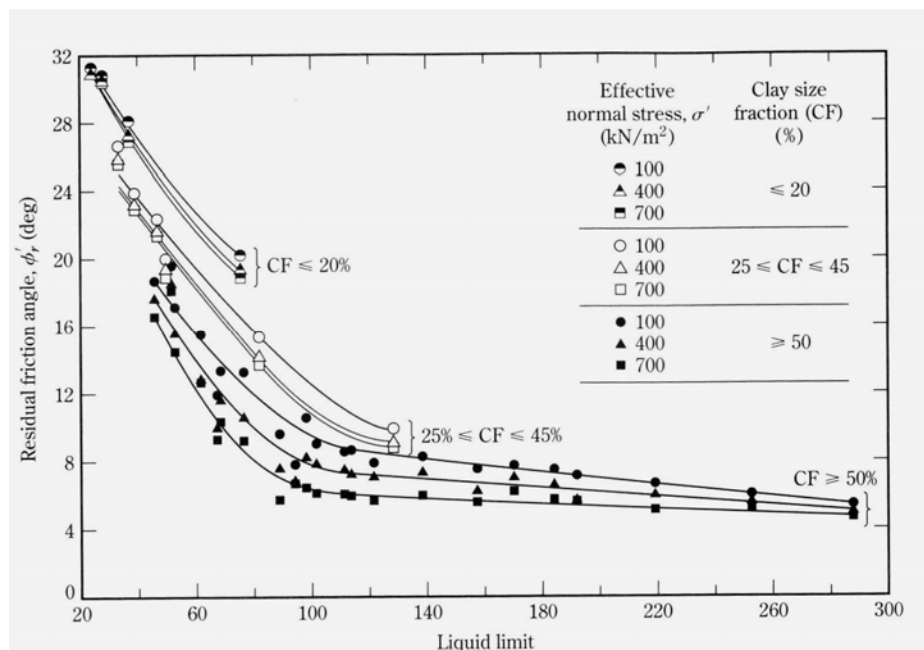
รูปที่ 1.28 แสดงให้เห็นถึงการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ_r' ที่สัมพันธ์กับค่า CF ในดินหลายชนิด

(Skempton, 1985)



รูปที่ 1.28 ความสัมพันธ์ของค่า ϕ_r' กับค่า CF (p_a = atmospheric pressure)

ในรูปที่ 1.29 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_r' กับค่า Liquid Limit (LL) สำหรับดินเหนียวบางประเภท (Stark, 1995) ซึ่งพบว่าค่า ϕ_r' จะลดลงเมื่อค่า LL เพิ่มขึ้น และที่ค่า LL และค่า Clay-size fractions เดียวกัน ค่าของ ϕ_r' จะลดลงเมื่อค่า effective stress สูงขึ้น



รูปที่ 1.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง ϕ_r' กับค่า LL สำหรับดินเหนียวบางประเภท (Stark, 1995)

1.6 ความสัมพันธ์สำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (c_u)

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (c_u) เป็นตัวแปรที่มีความสำคัญในงานออกแบบด้านวิศวกรรมฐานรากเป็นอย่างมาก สำหรับดินเหนียว normally consolidated ค่าของ c_u ส่วนใหญ่จะมีความสัมพันธ์กับค่า แรงกดประสิทธิภาพในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักของดิน (σ'_0) ซึ่ง Skempton (1957) ให้สมการดังนี้

$$\frac{c_{u(VSC)}}{\sigma'_0} = 0.11 + 0.0037 PI$$

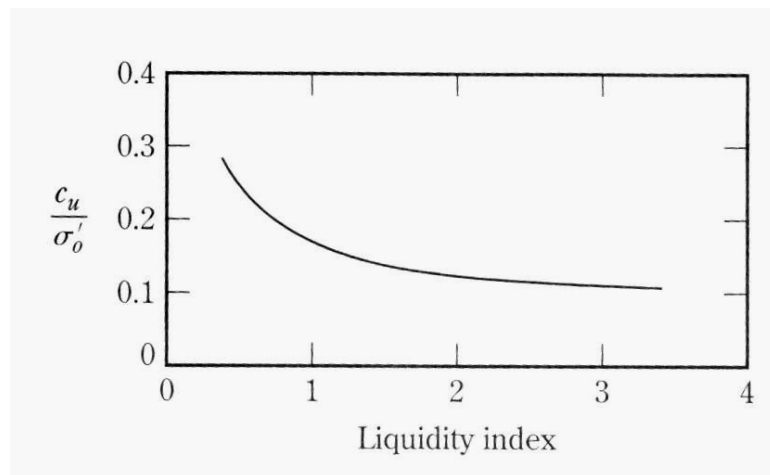
เมื่อ PI = ค่าดัชนีความเหนียวของดิน (Plasticity Index)

$C_{u(VSC)}$ = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ vane shear

นอกจากนี้ Mesri (1989) ได้ให้สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (c_u) กับค่า แรงกดประสิทธิภาพในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักของดิน (σ'_0) ดังนี้

$$\frac{c_u}{\sigma'_0} = 0.22$$

Bjerrum และ Simons (1960) ได้พบว่าค่า $\frac{c_u}{\sigma'_0}$ มีความสัมพันธ์กับค่า liquidity index ดังแสดงในรูปที่ 1.30



รูปที่ 1.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{c_u}{\sigma'_0}$ กับค่า liquidity index

สำหรับดิน overconsolidated clay สามารถหาค่า c_u ได้จากความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Ladd และคณะ (1977) ดังนี้

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma_o'}\right)_{\text{overconsolidated}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma_o'}\right)_{\text{normally consolidated}}} = (\text{OCR})^{0.8}$$

เมื่อ $\text{OCR} = \text{overconsolidation ratio} = \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'}$

$\sigma_c' = \text{preconsolidation pressure}$

ตารางที่ 1.9 Relation between the Corrected N Values and the Relative Density in Sands

Standard penetration number, N	Approximate relative density, D_r (%)	Allowable Soil Pressure T/m^2	ϕ (Terzaghi)	Density
0-4	0-5	Less Than 2.0	26-28.5	Very Loose
4-10	5-30	2.0-14.0	28.5-30	Loose
10-30	30-60	14.0-54.0	30-36	Medium
30-50	60-95	54.0-94.0	36-41	Dense
Over 50	> 95	Over 94	Over 41	Very dense

วิธีสอนและกิจกรรม 1. บรรยาย 2. มอบหมายงานให้ค้นคว้า		
สื่อการสอน	เอกสารอ้างอิง	หมายเลข 1 , 4 , 6
	เอกสารประกอบ	
	โสตทัศนวัสดุ	แผ่นใสเปล่า ปากกาเขียนแผ่นใส ปากกาเขียนไวท์บอร์ด
งานที่มอบหมาย 1. ทำรายงานการวิเคราะห์ข้อมูลดิน 2. ให้นักศึกษาวางแผนการสำรวจดิน 3. ค้นคว้าเอกสารเพิ่มเติม		
การวัดผล 1. โดยการสังเกตความสนใจและการเข้าร่วมกิจกรรม 2. โดยการซักถาม 3. โดยการพิจารณาจากผลงานที่มอบหมาย ความถูกต้อง ประณีต การอ้างอิง		

บทที่ 2

ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น (Bearing Capacity of Shallow Foundation)

ชนิดของฐานราก

- 1.) ฐานรากแบบตื้น (Shallow Foundation)
- 2.) ฐานรากแบบลึก (Deep or Pile Foundation)
- 3.) ฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation)

2.1 ประเภทของฐานรากตื้น

2.1.1 ฐานรากเดี่ยว

เป็นฐานรากแบบแยก ฐานรากกำแพง หรือฐานรากผนัง เป็นฐานรากรองรับกำแพงเป็นแนวยาวตลอด และฐานรากร่วม (เป็นฐานรากรองรับเสามากกว่า 1 ต้น) จัดว่าเป็นประเภทของฐานรากที่รับน้ำหนักเป็นจุด

2.1.2 ฐานรากแบบเสื่อ

เป็นฐานรากตื้นรองรับน้ำหนักจากโครงสร้างเป็นพื้นแผ่นเดียวกัน มีขนาดใหญ่

2.2 ทฤษฎีของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดิน

2.2.1 รูปแบบของการพิบัติ

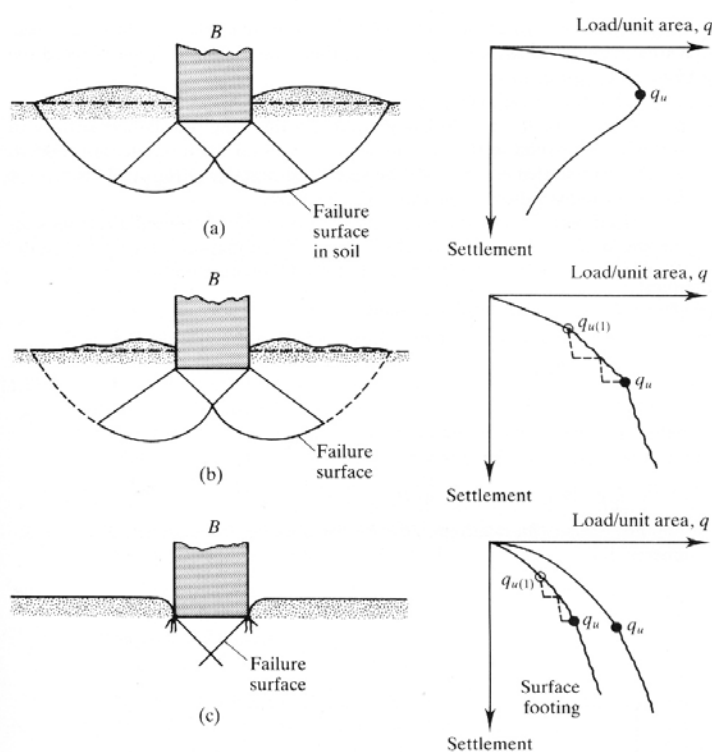
General Shear Failure ในกรณีที่ฐานรากวางบนชั้นทรายแน่น (Dense Sand) หรือชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ในขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุก การทรุดตัวก็จะมีมากขึ้น จนถึงค่าแรงดันสูงสุดในดินที่รับได้ก่อนเกิดการวิบัติ แนวความวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนก็จะขยายไปยังผิวดิน

Local Shear Failure ในกรณีที่ฐานรากวางบนชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium Dense Sand) หรือชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ในขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุกไปเรื่อยๆ การทรุดตัวก็จะเพิ่มมากขึ้น จนถึงจุดวิกฤติขั้นต้นในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน (First Failure of Bearing Capacity) หลังจากนั้นค่าการทรุดตัวก็จะมากขึ้น จนเกิดการวิบัติในดิน จุดนี้เป็นค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate Bearing Capacity, q_u) ซึ่งจะเกิดแนวการพิบัติขยายไปยังผิวดิน เรียกลักษณะเช่นนี้ว่า Local Shear Failure อย่างไรก็ตามการทรุดตัวจะเกิดขึ้นสูงเมื่อเมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากกว่า q_u

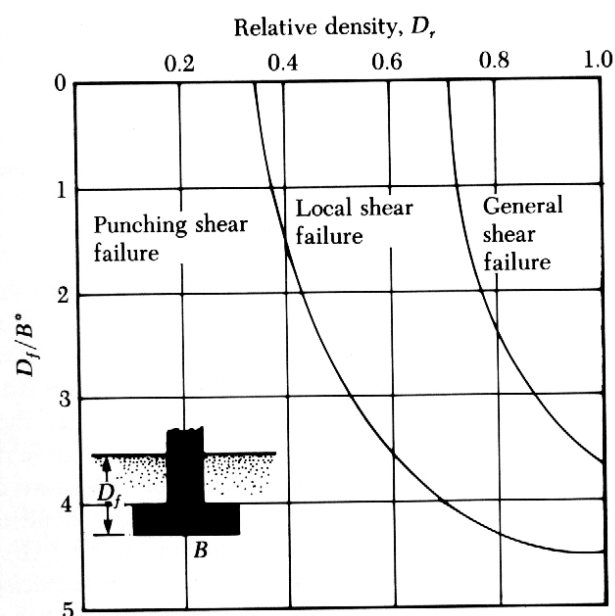
Punching Shear Failure ในกรณีที่ฐานรากวางบนชั้นทรายหลวม (Loose Sand) หรือชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ลักษณะของแนวความวิบัติจะไม่ขยายไปยังผิวดิน แต่จะมีรูปร่างเหมือนลิ้ม ลักษณะ

ของกราฟระหว่าง น้ำหนักกับการทรุดตัว (Load Settlement Curve) จะปรากฏเริ่มเป็นเส้นตรงชัน เมื่อน้ำหนักบรรทุกสูงกว่า ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัย

สำหรับฐานรากดินค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของดินจะเกิดขึ้นเมื่อฐานรากเกิดการทรุดตัว 4-10 % ของความกว้างฐานราก เมื่อรูปแบบของการพังทลายเป็นแบบ General Shear และจะเกิดขึ้นเมื่อฐานรากเกิดการทรุดตัว 15-25 % ของความกว้างฐานราก เมื่อรูปแบบของการพังทลายเป็นแบบ Local หรือ Punching Shear



รูปที่ 2.1 ลักษณะการวิบัติของดินใต้ฐานรากประเภทต่าง ๆ



รูปที่ 2.2 ค่าความหนาแน่นสัมพันธ์กับลักษณะการวิบัติของฐานราก

q = Surcharge ของดินเหนือระดับล่างของฐานราก
 $= \gamma D_f$
 B, L = ความกว้าง และ ความยาวของฐานราก

ตารางที่ 2.1 ค่า Bearing Capacity Factor ของ Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_{γ}^a	ϕ	N_c	N_q	N_{γ}^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^a From Kumbhojkar (1993)

กรณีการวิบัติเป็นแบบ Local Shear Failure

ในกรณีที่การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินเป็นแบบ Local Shear Failure สมการ Ultimate Bearing Capacity จะเปลี่ยนเป็น

$$q_u = \frac{2}{3} c N_c' + q N_q' + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma' \quad \text{สำหรับ Strip Foundation} \quad (2.6)$$

$$q_u = 0.867 c N_c' + q N_q' + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma' \quad \text{สำหรับ Square Foundation} \quad (2.7)$$

$$q_u = 0.867 c N_c' + q N_q' + 0.3 \gamma_1 B N_\gamma' \quad \text{สำหรับ Circular Foundation} \quad (2.8)$$

$$q_u = (1 + 0.3 B/L) c N_c' + q N_q' + \frac{1}{2}(1 - 0.2 B/L) \gamma_1 B N_\gamma' \quad \text{สำหรับ Rectangular Foundation} \quad (2.9)$$

โดย $N_c', N_q', N_\gamma' =$ ค่า Modified Bearing Capacity Factor ขึ้นกับค่า ϕ' ซึ่ง $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$

ตารางที่ 2.2 ค่า Modified Bearing Capacity Factor N_c', N_q' และ N_γ' ของ Terzaghi

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

วิธีวิเคราะห์แบบ Total Stress

- Excess Pore Water Pressure $\neq 0$
- Parameter ที่ใช้คือ c , ϕ และ Total Unit Weight
- ใช้กับ Cohesive Soil ในช่วงระหว่างก่อสร้าง

วิธีวิเคราะห์แบบ Effective Stress

- Excess Pore Water Pressure $= 0$
- Parameter ที่ใช้คือ c' , ϕ' และ Effective Unit Weight
- ใช้กับ Cohesionless Soil ในช่วงเวลาใดก็ได้
- ใช้กับ Cohesive Soil ในช่วง Long Term

กรณีระดับน้ำใต้ดินอยู่สูง

เนื่องจากสมการที่กล่าวมาแล้วนั้น มีสมมุติฐานว่าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าฐานรากมาก ดังนั้นเมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่สูงจึงต้องปรับแก้สมการที่ใช้ในการคำนวณดังนี้

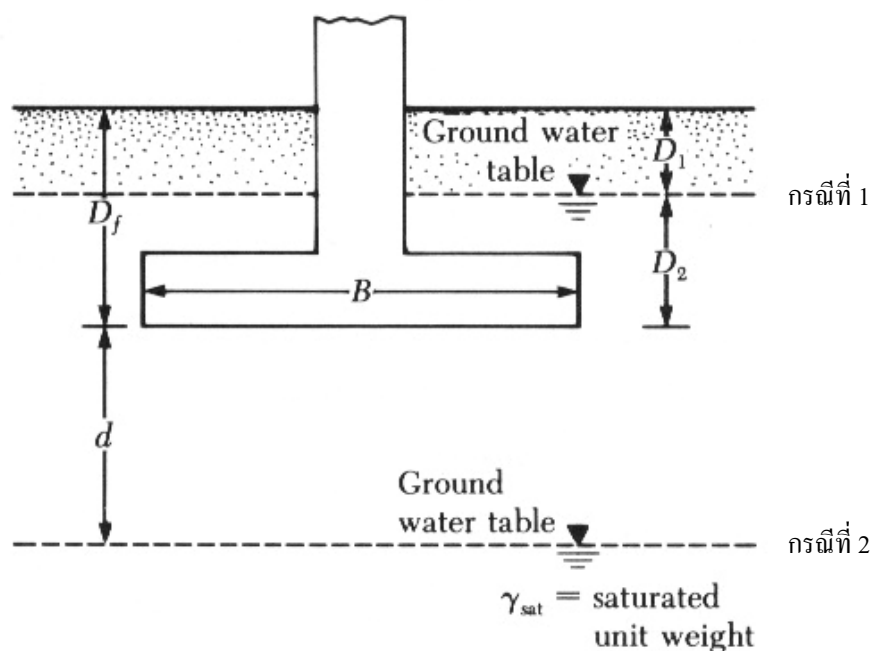
กรณีที่ 1 ($0 \leq D_1 \leq D_f$)

$$q = \text{effective surcharge} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (2.10)$$

โดย γ_{sat} = หน่วยน้ำหนักของดินอิ่มตัว

γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

ใช้ γ' แทน γ สำหรับเทอมสุดท้ายของสมการ



รูปที่ 2.4 การปรับแก้สมการ Bearing Capacity เนื่องจากระดับน้ำใต้ดิน

กรณีที่ 2 ($0 \leq d \leq B$)

$$q = \gamma D_f \quad (2.11)$$

ค่า γ สำหรับเทอมสุดท้ายของสมการ เปลี่ยนเป็น

$$\bar{\gamma} = \gamma' + (d/B)(\gamma - \gamma') \quad (2.12)$$

กรณีที่ 3 ($d \geq B$) ระดับน้ำใต้ดินจะไม่มีผลกระทบต่อค่ากำลังรับน้ำหนักของดิน (Bearing Capacity)

การวิเคราะห์ผลจากการทดสอบในสนาม

เป็น Local Shear Failure

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma_1 B N'_\gamma$$

$$\phi = 0$$

$$c = c_u$$

จากตาราง $N'_c = 5.7$ $N'_q = 1$ $N'_\gamma = 0$

$$\therefore q_u = 4.94 c_u + q$$

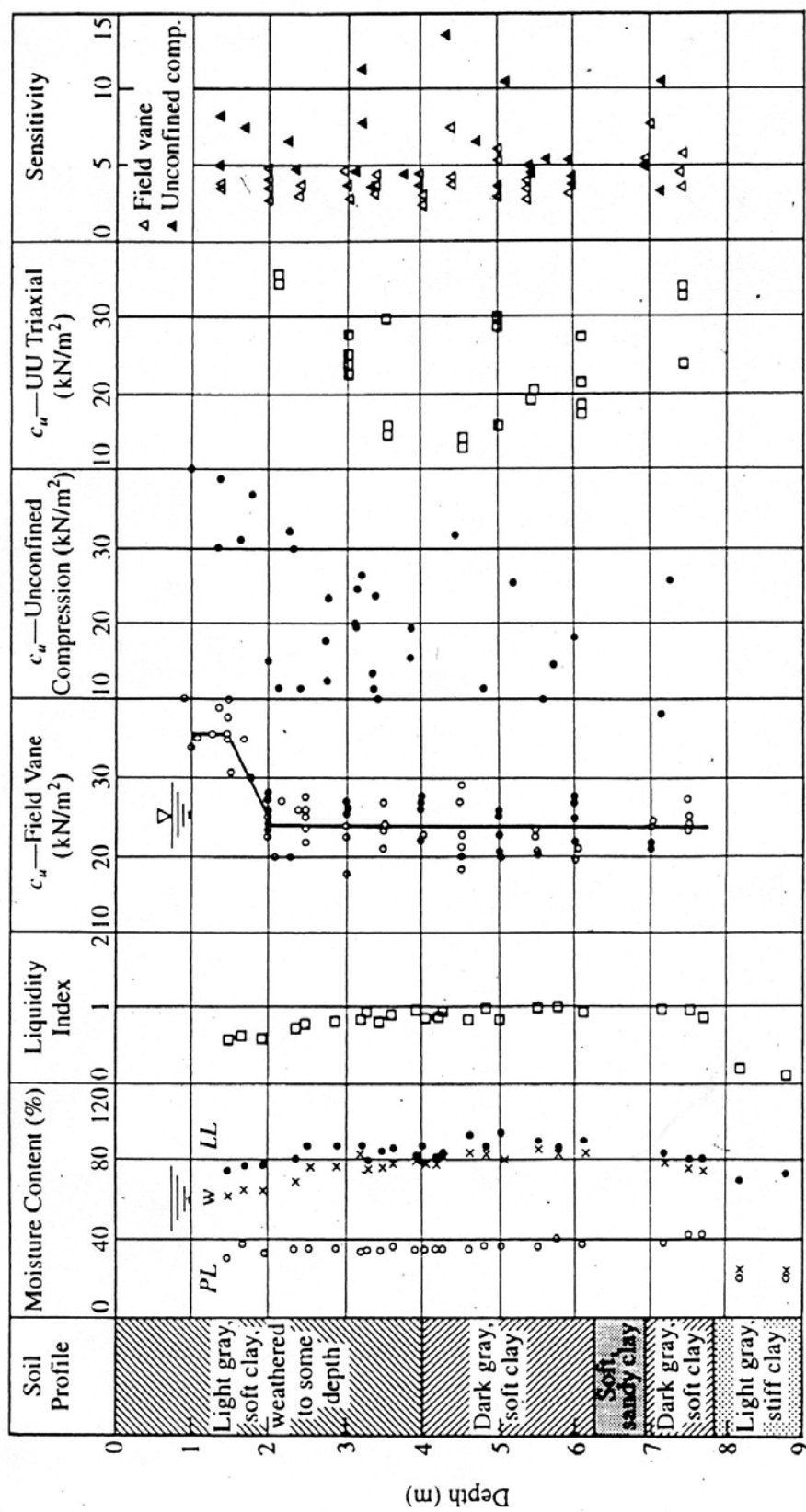
$$\gamma = 18.5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$q = D_f \gamma = (1.5)(18.5) = 27.75 \text{ kN/m}^2$$

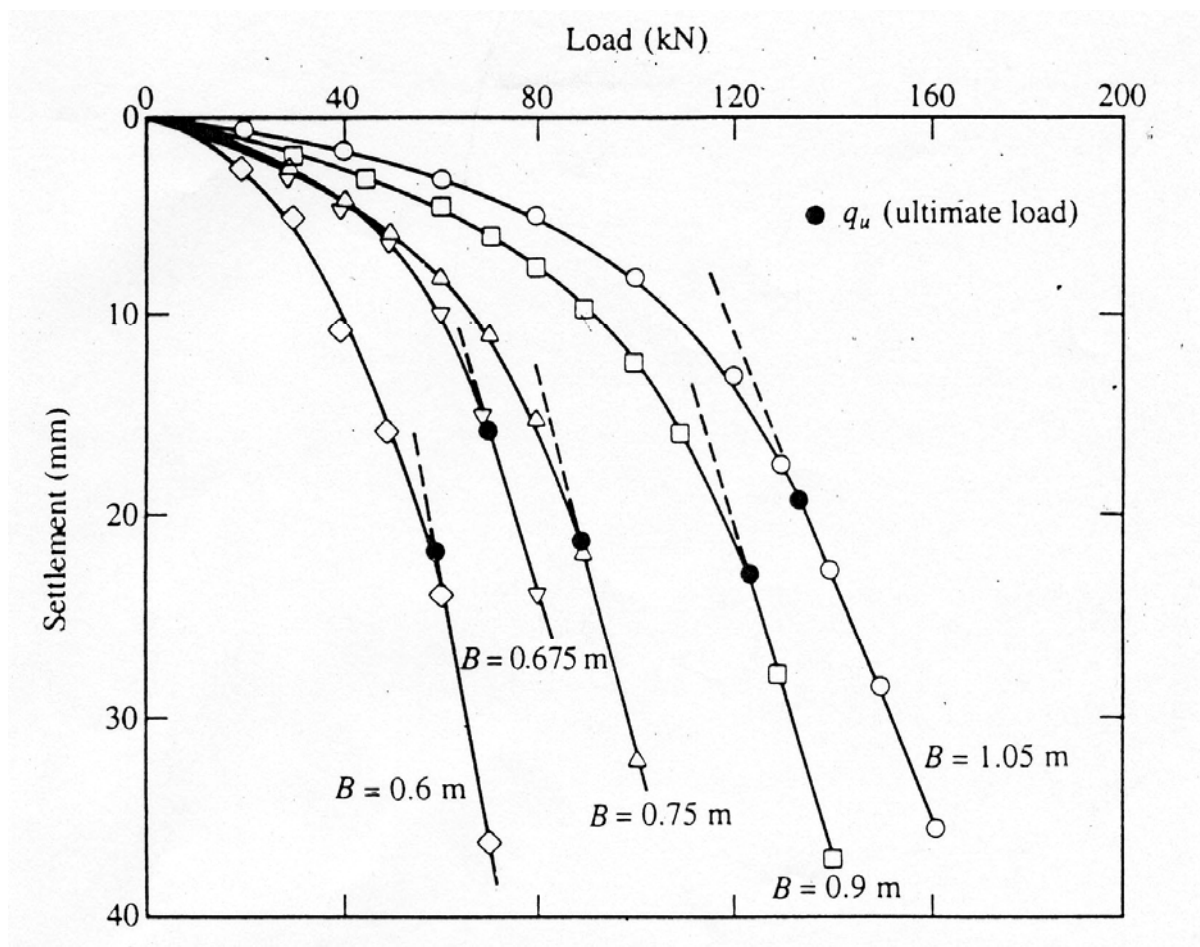
$$c_u = (35+24)/2 = 29.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (depth 1.5 – 2.0 m.)}$$

$$c_u \approx 24 \text{ kN/m}^2 \text{ (for depth } > 2.0 \text{ m.)}$$

$$c_{u \text{ (average)}} \approx \frac{(29.5)(2.0-1.5) + (24)[B-(2.0-1.5)]}{B}$$



รูปที่ 2.5 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณรังสิต ประเทศไทย (Brand และคณะ, 1972)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ Settlement จากการทดสอบ Bearing Capacity

ตารางที่ 2.3 เปรียบเทียบผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักแบบทอานประลัยโดยทฤษฎีกับผลการวัดในสนาม

B (m)	$c_{u(\text{average})}^a$ (kN/m ²)	Plasticity index ^b	Correction factor, λ^c	$c_{u(\text{corrected})}^d$ (kN/m ²)	$q_{u(\text{theory})}^e$ (kN/m ²)	$Q_{u(\text{field})}^f$ (kN)	$q_{u(\text{field})}^g$ (kN/m ²)
0.6	28.58	40	0.84	24.01	146.4	60	166.6
0.675	28.07	40	0.84	23.58	144.2	71	155.8
0.75	27.67	40	0.84	23.24	142.6	90	160
0.9	27.06	40	0.84	22.73	140.0	124	153
1.05	26.62	40	0.84	22.36	138.2	140	127

^a Eq. (3.16)
^b From Figure 3.7
^c From Table 2.7 [$\lambda = 1.7 - 0.54 \log(Pf)$; Bjerrum (1972)]
^d Eq. (2.19)
^e Eq. (3.15)
^f Figure 3.8
^g $Q_{u(\text{field})}/B^2$

2.3 The General Bearing Capacity Equation

ทฤษฎีของ Meyerhof (1963)

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.13)$$

เมื่อ c = cohesion

q = effective stress

γ = unit weight ของดิน

B = ความกว้างของฐานราก

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = shape factors (รูปหน้าตัดของฐานราก)

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = depth factors (ความลึกของฐานราก)

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = load inclination factors (แนวเอียงของน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้าง)

N_c, N_q, N_γ = bearing capacity factors

สำหรับ ดินเหนียว ($\phi=0$ และ vertical load)

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (2.14)$$

ดังนั้น

$$q_{net} = q_u - q = c N_c F_{cs} F_{cd} \quad (2.15)$$

ทฤษฎีของ Skempton (1951)

$$q_{net(u)} = 5 c (1 + 0.2 D_f/B)(1 + 0.2 B/L) \quad (2.16)$$

ทฤษฎีของ Skempton (1951) ทฤษฎีนี้พิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก

ประลัยของฐานรากตื้นในดินประเภท Saturated Clayey Soil ที่มีค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ) เท่ากับศูนย์ และค่ากำลังของดินอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, C_u) ซึ่งจะได้มาจากการทดสอบ Unconfined Compressive Test ทฤษฎีนี้ใช้ได้ทั้งกรณีที่มีความลึกของฐานรำน้อยกว่าและมากกว่าความกว้างของฐานราก ($D_f \leq B$ และ $D_f > B$) และช่วงเวลาของการวิเคราะห์เป็นช่วงสิ้นสุดงานก่อสร้าง (End of Construction) จะได้ว่า

$$\text{กรณี Strip Foundation} \quad q_u = C N_c + \gamma D_f \quad (2.17)$$

$$\text{กรณี Square and Circular Foundation} \quad q_u = 1.2 C_u N_c + \gamma D_f \quad (2.18)$$

$$\text{กรณี Rectangular Foundation} \quad q_u = (1 + 0.2 B/L) C_u N_c + \gamma D_f \quad (2.19)$$

ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิ

$$q_{u(net)} = q_u - q \quad (2.20)$$

ตารางที่ 2.4 ค่า Shape , Depth และ Inclination Factor ที่แนะนำให้ใช้

Factor	สมการ		ที่มา		
Shape	F_{cs}	$= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970)		
	F_{qs}	$= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$			
	$F_{\gamma s}$	$= 1 - 0.4 \frac{B}{L}$			
	เมื่อ L = ด้านยาวของฐานราก				
Depth	กรณี	$D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)		
	F_{cd}	$= 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$			
	F_{qd}	$= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$			
	$F_{\gamma d}$	$= 1.0$			
	กรณี	$D_f/B > 1$			
	F_{cd}	$= 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$			
	F_{qd}	$= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$			
	$F_{\gamma d}$	$= 1.0$			
	Inclination	F_{ci}		$= F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o} \right)^2$	Meyerhof(1963);
				Hanna and Meyerhof (1981)	
		$F_{\gamma i}$		$= \left(1 - \frac{\beta^o}{\phi^o} \right)^2$	
เมื่อ β = มุมเอียงจากแนวดิ่งของน้ำหนักกระทำบนฐานราก					

ค่า Bearing Capacity Factor คำนวณดังนี้

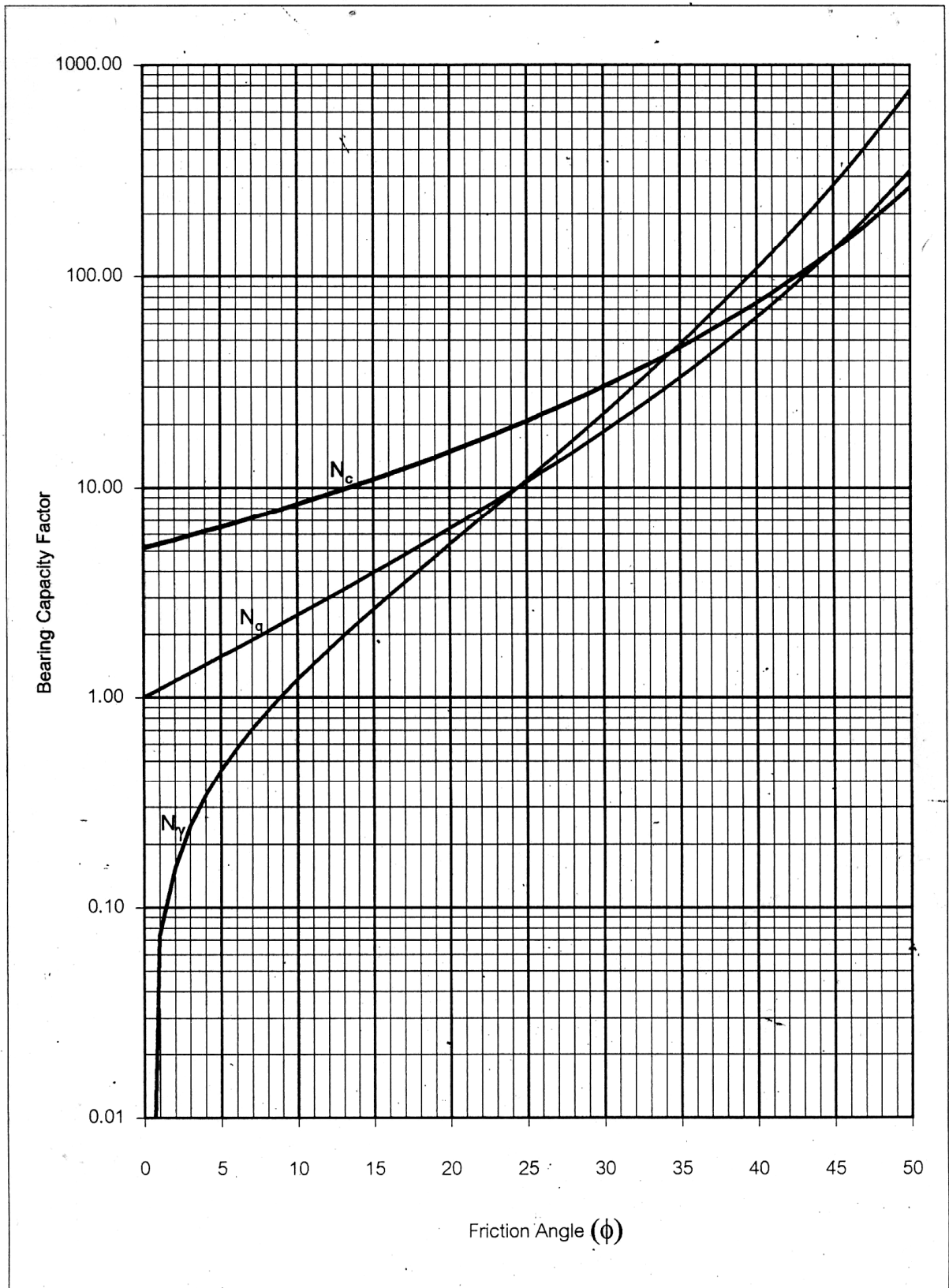
$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1) \cot \phi && \text{Prandtl(1921)} \\
 N_q &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) && \text{Reissner(1924)} \\
 N_\gamma &= (N_q - 1) \tan(1.4 \phi) && \text{Meyerhof(1963)} \\
 N_\gamma &= 1.5 (N_q - 1) \tan(\phi) && \text{Hansen (1970)} \\
 N_\gamma &= 2 (N_q - 1) \tan(\phi) && \text{Caquot and Kerisel (1953) and Vesic (1973)}
 \end{aligned}$$

ตารางที่ 2.5 ค่า Bearing Capacity Factor สำหรับการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(C)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$
0	5.142	1.000	0.000	0.000	0.000
5	6.489	1.568	0.449	0.070	0.075
10	8.345	2.471	1.224	0.367	0.389
15	10.977	3.941	2.648	1.129	1.182
16	11.631	4.335	3.060	1.375	1.434
17	12.338	4.772	3.529	1.664	1.730
18	13.104	5.258	4.066	2.003	2.075
19	13.934	5.798	4.681	2.403	2.478
20	14.835	6.399	5.386	2.871	2.948
25	20.721	10.662	10.876	6.766	6.758
30	30.140	18.401	22.402	15.668	15.070
31	32.671	20.631	25.994	18.564	17.693
32	35.490	23.177	30.215	22.022	20.786
33	38.638	26.092	35.188	26.166	24.442
34	42.164	29.440	41.064	31.146	28.774
35	46.124	33.296	48.029	37.152	33.921
36	50.585	37.752	56.311	44.426	40.053
37	55.630	42.920	66.192	53.271	47.383
38	61.352	48.933	78.024	64.074	56.174
39	67.867	55.957	92.246	77.333	66.756
40	75.313	64.195	109.411	93.691	79.541
41	83.858	73.897	130.214	113.986	95.052
42	93.706	85.374	155.542	139.317	113.956
43	105.107	99.014	186.530	171.143	137.100
44	118.369	115.308	224.634	211.408	165.579
45	133.874	134.874	271.748	262.742	200.811

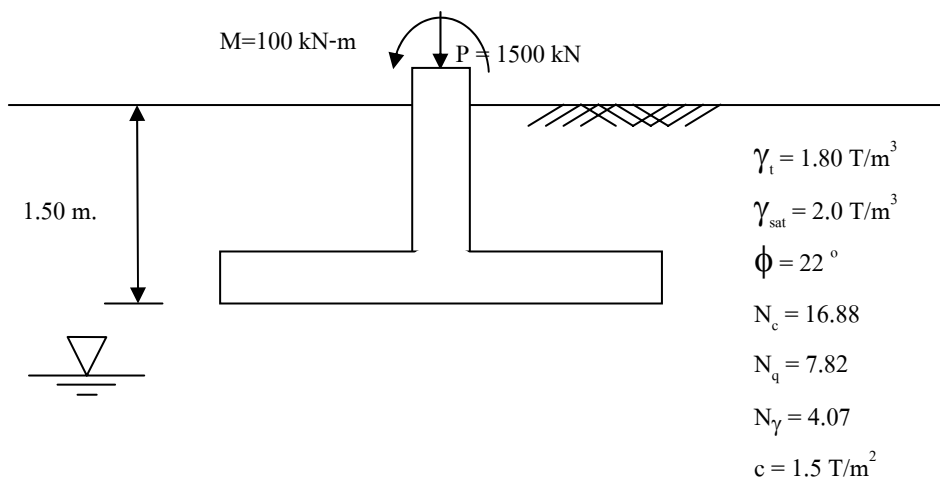
ตารางที่ 2.5 ค่า Bearing Capacity Factor สำหรับการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานแผ่ (ต่อ)

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma (c)}$	$N_{\gamma (m)}$	$N_{\gamma (H)}$
0	5.142	1.000	0.000	0.000	0.000
1	5.379	1.094	0.073	0.002	0.002
2	5.632	1.197	0.153	0.010	0.010
3	5.900	1.309	0.242	0.023	0.024
4	6.185	1.433	0.340	0.042	0.045
5	6.489	1.568	0.449	0.070	0.075
6	6.813	1.716	0.571	0.106	0.113
7	7.158	1.879	0.707	0.152	0.162
8	7.527	2.058	0.860	0.209	0.223
9	7.922	2.255	1.031	0.280	0.298
10	8.345	2.471	1.224	0.367	0.389
11	8.798	2.710	1.442	0.471	0.499
12	9.285	2.974	1.689	0.596	0.629
13	9.807	3.264	1.969	0.744	0.784
14	10.370	3.586	2.287	0.921	0.967
15	10.977	3.941	2.648	1.129	1.182
16	11.631	4.335	3.060	1.375	1.434
17	12.338	4.772	3.529	1.664	1.730
18	13.104	5.258	4.066	2.003	2.075
19	13.934	5.798	4.681	2.403	2.478
20	14.835	6.399	5.386	2.871	2.948
21	15.815	7.071	6.196	3.421	3.496
22	16.883	7.821	7.128	4.066	4.134
23	18.049	8.661	8.202	4.825	4.878
24	19.324	9.603	9.442	5.716	5.746
25	20.721	10.662	10.876	6.766	6.758
26	22.254	11.854	12.539	8.002	7.941
27	23.942	13.199	14.470	9.463	9.324
28	25.803	14.720	16.717	11.190	10.942
29	27.860	16.443	19.338	13.237	12.841
30	30.140	18.401	22.402	15.668	15.070
31	32.671	20.631	25.994	18.564	17.693
32	35.490	23.177	30.215	22.022	20.786
33	38.638	26.092	35.188	26.166	24.442
34	42.164	29.440	41.064	31.146	28.774
35	46.124	33.296	48.029	37.152	33.921
36	50.585	37.752	56.311	44.426	40.053
37	55.630	42.920	66.192	53.271	47.383
38	61.352	48.933	78.024	64.074	56.174
39	67.867	55.957	92.246	77.333	66.756
40	75.313	64.195	109.411	93.691	79.541
41	83.858	73.897	130.214	113.986	95.052
42	93.706	85.374	155.542	139.317	113.956
43	105.107	99.014	186.530	171.143	137.100
44	118.369	115.308	224.634	211.408	165.579
45	133.874	134.874	271.748	262.742	200.811
46	152.098	158.502	330.338	328.731	244.647
47	173.640	187.206	403.652	414.327	299.522
48	199.259	222.300	495.999	526.451	368.667
49	229.924	265.497	613.140	674.918	456.404
50	266.882	319.057	762.859	873.855	568.569
Remark:	N_c = from Prandtl(1921) N_q = from Reissner(1924) $N_{\gamma (c)}$ = from Caquot and Kerisel (1953) and Vesic (1973) $N_{\gamma (m)}$ = from Meyerhof (1963) $N_{\gamma (H)}$ = from Hansen (1970)				



รูปที่ 2.7 ค่า N_c N_q และ N_γ

ตัวอย่างที่ 2.1 จงหาขนาดของฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อรับน้ำหนัก 1500 kN และ โมเมนต์ 100 kN-m โดยระดับฐานรากอยู่ใต้ผิวดิน 1.50 เมตร น้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 2.00 เมตรจากผิวดิน กำหนด F.S. = 3.0



วิธีทำ

สมมุติขนาดฐานราก = 2.5 x 2.5 เมตร

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + (2.5/2.5)(7.82/16.88) = 1.463$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + (2.5/2.5) \tan(22) = 1.404$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(2.5/2.5) = 0.600$$

กรณี $D_f/B < 1$ ($1.5/2.5 = 0.6 < 1$)

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + (0.4) \left(\frac{1.5}{2.5} \right) = 1.24$$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 22 (1 - \sin 22)^2 \left(\frac{1.5}{2.5} \right) \\ &= 1 + 2 \times (0.404) (1 - 0.3746)^2 \times 0.60 = 1.189 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

$$q = (1.8)1.50 = 2.70 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{avg}} = [(1.8)0.5 + (2.0 - 1)2.0]/2.5 = 1.16 \text{ T/m}^3$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.5(16.88)(1.463)(1.20)(1.0) + 2.70(7.82)(1.404)(1.189)(1.0) + 0.5(1.16)(2.50)(4.07)(0.6)(1.0)(1.0) \\ &= 45.93 + 35.25 + 3.54 = 84.72 \end{aligned}$$

$$q_{u(\text{net})} = q_u - q = 84.72 - 2.7 = 82.02 \text{ Tons/m}^2$$

$$q_{\text{all}} = q_{u(\text{net})} / \text{FS} = 82.02/3.0 = 27.34 \text{ Tons/m}^2$$

$$P = 1500/9.81 = 152.91 \text{ T}$$

$$M = 100/9.81 = 10.19 \text{ T-m}$$

$$\begin{aligned} \text{Max stress} &= P/A + 6M/(BL^2) \\ &= 152.91/6.25 + 6 \times 10.19 / (2.5 \times 2.5^2) \\ &= 24.46 + 3.91 = 28.38 \text{ Tons} > 27.34 \text{ Tons NO.K.} \end{aligned}$$

$$\text{สมมุติขนาดฐานรากใหม่} = 2.6 \times 2.6 \text{ เมตร}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + (2.6/2.6)(7.82/16.88) = 1.463$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + (2.6/2.6) \tan(22) = 1.404$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(2.6/2.6) = 0.600$$

$$\text{กรณี } D_f/B < 1 \quad (1.5/2.6 = 0.58 < 1)$$

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + (0.4) \left(\frac{1.5}{2.6} \right) = 1.23$$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 22 (1 - \sin 22)^2 \left(\frac{1.5}{2.6} \right) \\ &= 1 + 2 \times (0.404)(1 - 0.3746)^2 \times 0.577 = 1.182 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

$$q = (1.8)1.50 = 2.70 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{avg} = [(1.8)0.5 + (2.0-1)2.1]/2.6 = 1.154 \text{ T/m}^3$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.5(16.88)(1.463)(1.23)(1.0) + 2.70(7.82)(1.404)(1.182)(1.0) + 0.5(1.154)(2.60)(4.07)(0.6)(1.0)(1.0) \\ &= 45.6 + 35.05 + 3.66 = 84.31 \end{aligned}$$

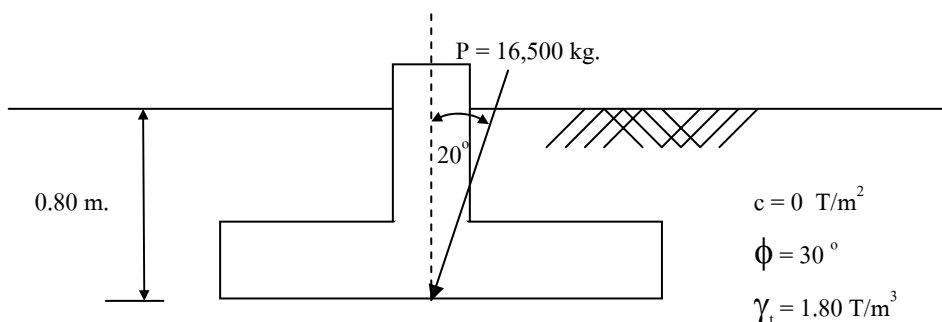
$$q_{u(net)} = q_u - q = 84.31 - 2.7 = 81.61 \text{ Tons/m}^2$$

$$q_{all} = q_{u(net)} / FS = 81.61/3.0 = 27.20 \text{ Tons/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Max stress} &= P/A + 6M/(BL^2) \\ &= 152.91/6.76 + 6 \times 10.19 / (2.6 \times 2.6^2) \\ &= 22.62 + 3.48 = 26.10 \text{ Tons} < 27.20 \text{ Tons O.K.} \end{aligned}$$

ดังนั้นเลือกใช้ฐานรากขนาด 2.60 x 2.60 เมตร **ตอบ**

ตัวอย่างที่ 2.2 ฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 16,500 kg. โดยระดับฐานอยู่ต่ำจากระดับผิวดิน 0.80 เมตร แรงกระทำเอียงทำมุม 20° กับแนวดิ่งดังรูป จงหาความกว้างของฐานรากโดยใช้สมการ General Bearing Capacity กำหนด F.S. = 3.0



วิธีทำ เนื่องจาก $c = 0$ ดังนั้น

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = 0.8 \times 1.8 = 1.44 \text{ T/m}^2$$

จากตารางค่า Bearing Capacity ที่ $\phi = 30^\circ$

$$N_q = 18.40$$

$$N_\gamma = 22.40$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \tan(30) = 1.577$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 = 0.600$$

กรณี $D_f/B \leq 1.0$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 30 (1 - \sin 30)^2 \left(\frac{0.8}{B} \right) \\ &= 1 + \frac{0.289(0.8)}{B} = 1 + \frac{0.2312}{B} \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30} \right)^2 = 0.11$$

$$q_u = 1.44(18.4)(1.577) \left(1 + \frac{0.2312}{B} \right) (0.605) + 0.5(1.8) B (22.4)(0.6)(1.0)(0.11)$$

$$q_u = 25.279 + \frac{5.845}{B} + 1.331 B$$

$$q_{all} = q_u / FS = q_u / 3.0 = \frac{25.279}{3} + \frac{5.845}{3B} + \frac{1.331}{3} B$$

$$q_{all} = 8.426 + \frac{1.948}{B} + 0.444 B$$

$$Q = q_{all} \times B^2$$

$$q_{all} = \frac{16,500}{B^2} \quad \text{kg/m}^2 = \frac{16.50}{B^2} \quad \text{T/m}^2$$

ดังนั้น

$$\frac{16.50}{B^2} = 8.426 + \frac{1.948}{B} + 0.444 B$$

$$16.50 = 8.426 B^2 + 1.948 B + 0.444 B^3$$

จัดสมการใหม่

$$0.444 B^3 + 8.426 B^2 + 1.948 B - 16.50 = 0$$

โดยวิธี Trial and Error

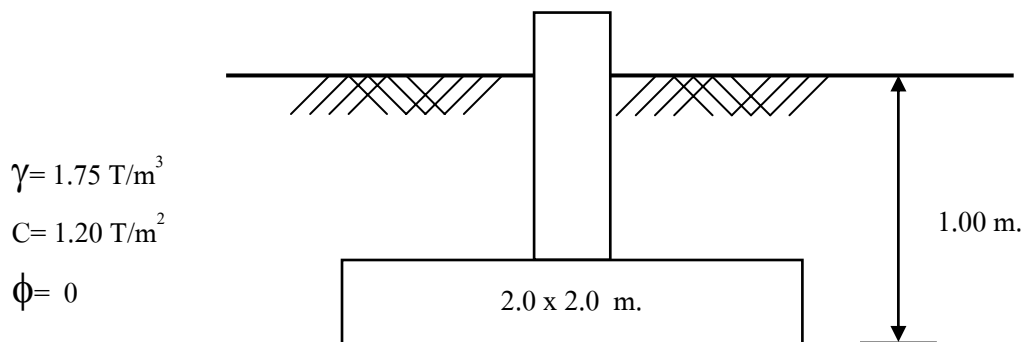
B	ผลลัพธ์	หมายเหตุ
1.0	-5.682	ไม่ผ่าน
1.2	-1.261	ไม่ผ่าน
1.25	-0.030	ไม่ผ่าน
1.26	0.220	ผ่าน
1.30	1.247	ผ่าน

โดยวิธี Trial and Error ได้ B = 1.26 m.

ดังนั้นเลือกใช้ฐานรากขนาด 1.30 x 1.30 เมตร

ตอบ

ตัวอย่างที่ 2.3 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่ดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi เปรียบเทียบกับ
ทฤษฎีของ Meyerhof



ทฤษฎีของ Terzaghi

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma$$

ที่ $\phi = 0$ จะได้

$$N_c = 5.7, \quad N_q = 1.0, \quad N_\gamma = 0.0$$

$$q = \gamma D_f = 1.75 \times 1.0 = 1.75 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = 1.3 (1.2) (5.7) + 1.75 (1.0) + 0.4 (1.75) 2.0 (0.0)$$

$$q_u = 8.89 + 1.75 = 10.64 \text{ T/m}^2$$

$$q_{u(\text{net})} = 10.64 - 1.75 = 8.89 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_{u(\text{net})}}{\text{F.S.}} = \frac{8.89}{2.5} = \underline{3.55} \text{ T/m}^2$$

ทฤษฎีของ Meyerhof

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

จากตารางค่า Bearing Capacity Factor จะได้

$$N_c = 5.14, N_q = 1.0, N_\gamma = 0.0 \quad ; \quad \frac{D_f}{B} = \frac{1}{2} \leq 1.0 \text{ ดังนั้น}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{2}{2} \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1.194$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.4 \left(\frac{1}{2} \right) = 1.2$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{2}{2} \tan(0) = 1.0$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan(0) (1 - \sin(0))^2 \frac{1}{2} = 1.0$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{2} \right) = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{0}{90} \right)^2 = 1.0$$

ดังนั้น

$$q_u = 1.2 (5.14)(1.194)(1.2)(1.0) + 1.75(1.0)(1.0)(1.0) + 0$$

$$q_u = 8.84 + 1.75 = 10.59 \text{ T/m}^2$$

$$q_{u(\text{net})} = 10.59 - 1.75 = 8.84 \text{ T/m}^2$$

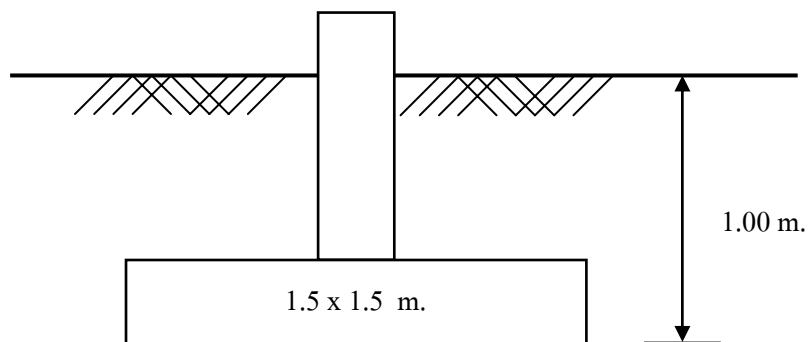
$$q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_{u(\text{net})}}{\text{F.S.}} = \frac{8.84}{2.5} = \underline{3.54} \text{ T/m}^2$$

แบบฝึกหัดที่ 1 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่ดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi เปรียบเทียบกับ
ทฤษฎีของ Meyerhof

$$\gamma = 1.75 \text{ T/m}^3$$

$$C = 1.25 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 20$$



กรณีที่กำลังรับน้ำหนักโดยตลอดของฐานรากถูกจำกัดโดยค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ไม่เกิน 25 มม. สามารถหาค่าได้จากรูปที่ 2.8 ซึ่งเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1974) ซึ่งมีขั้นตอนการคำนวณดังนี้

1) หาค่า SPT (N) เฉลี่ยตลอดความลึกได้ฐานรากลงไป เป็นระยะความลึกเท่ากับหน้ากว้างของฐานราก

2) ปรับแก้ค่า SPT (N) เนื่องจากอิทธิพลของหน่วยแรงประสิทธิผล C_N

$$C_N = 0.77 \log (20/\sigma'_v) \quad (2.21)$$

เมื่อ σ'_v = ค่า Effective overburden pressure (ksc.)

3) ปรับแก้ค่า SPT (N) เนื่องจากอิทธิพลของน้ำใต้ดิน C_w ตามสมการดังต่อไปนี้

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{(D_f + B)} \quad (2.22)$$

เมื่อ D_w = ความลึกของระดับน้ำใต้ดินวัดจากระดับผิวดิน

D_f = ระดับความลึกของฐานรากวัดจากระดับผิวดิน

B = ความกว้างของฐานราก

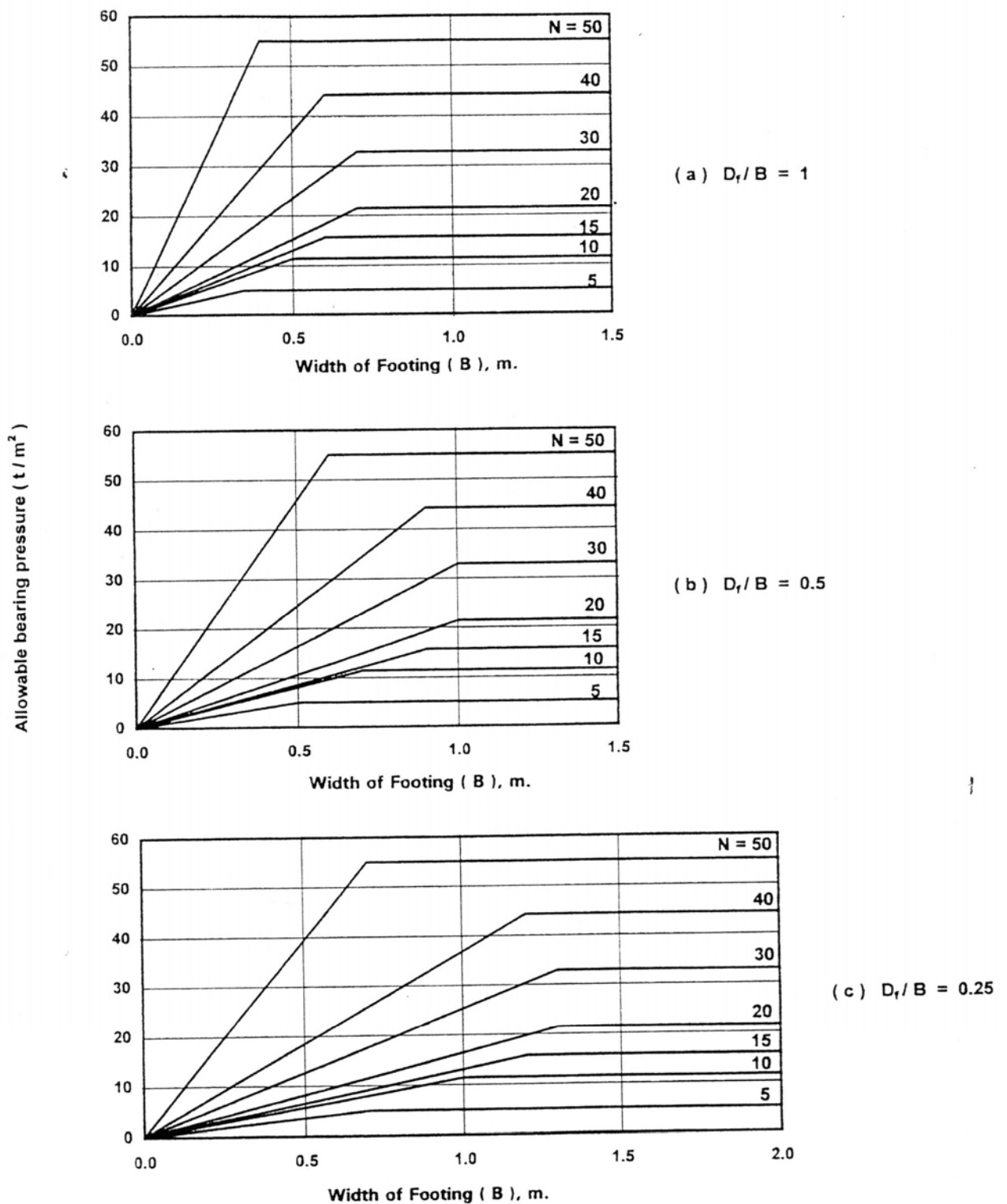
4) หาค่า SPT (N) ที่ปรับแก้ค่า เนื่องจากอิทธิพลของหน่วยแรงประสิทธิผล และระดับน้ำใต้ดิน

$$N_{cor} = N C_N C_w \quad (2.23)$$

เมื่อ N_{cor} = ค่า SPT (N) ที่ปรับแก้ค่า

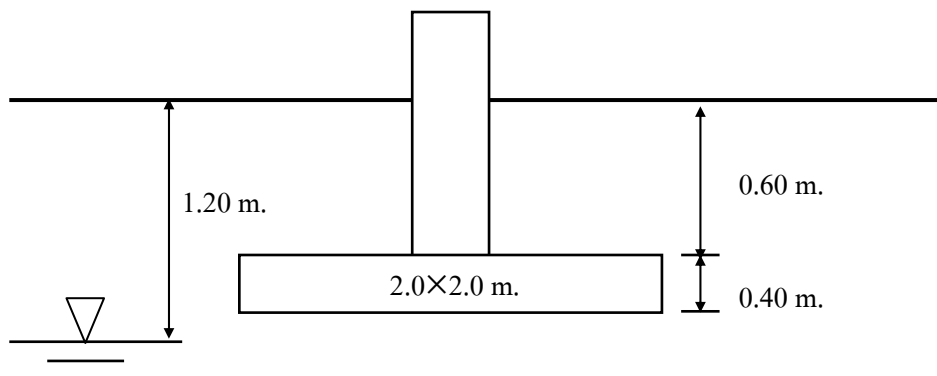
N = ค่า SPT (N) ที่ได้จากการทดสอบในสนาม

5) หากำลังรับน้ำหนักโดยตลอด เมื่อพิจารณาค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ ไม่เกิน 25 มม. โดยใช้ค่า N_{cor} และความกว้างของฐานรากไปเปิดกราฟในรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของฐานราก ค่า N และกำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของฐานราก
เมื่อค่า การทรุดตัวที่ยอมให้ไม่เกิน 25 มม. เสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1974)

ตัวอย่างที่ 2.4 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของชั้นดินทรายที่ย่อมให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 cm. และกำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของฐานรากแผ่นขนาด 2.00x2.00 เมตร ความลึก 1.00 เมตร ดังรูป เมื่อกำหนดคุณสมบัติของชั้นดินดังตาราง



ความลึก	ชนิดของดิน	SPT (blows/ft)	Unit Weight (T/m ³)	Water Content (%)
0.50-0.95	SC	7	-	7
1.00-1.45	SC	8	1.80	6
1.50-1.95	SC	6	-	12
2.00-2.45	SC	10	-	11
2.50-2.95	SM	46	2.00	12
3.00-3.12	SM	50/12 cm.	-	13
4.00-4.19	SM	50/19 cm.	2.20	18
6.00-6.15	SM	50/15 cm.	-	20

$$\begin{aligned}
 \text{วิธีทำ Effective overburden pressure} &= 1.2(1.8)+0.8 (1.80-1.00) \\
 &= 2.8 \quad \text{T/m}^2 = 0.28 \quad \text{ksc.} \\
 C_N &= 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.28) = 1.427 \\
 C_W &= 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{1.2}{1 + 2} = 0.70 \\
 N' &= C_N C_W N = 1.427 \times 0.70 \times \left(\frac{8+6}{2} \right) = 6.99 \text{ blows/ft.}
 \end{aligned}$$

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 1.0/2.0 = 0.5$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 8.95 \quad \text{T/m}^2$$

$$\therefore \text{ฐานารกรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 8.95 \times 2.0 \times 2.0 = 35.8 \quad \text{Tons} \quad \underline{\text{Ans}}$$

กรณีคิดน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$\begin{aligned} \text{Effective overburden pressure} &= 2.0 (1.80-1.00) \\ &= 1.6 \quad \text{T/m}^2 = 0.16 \quad \text{ksc.} \end{aligned}$$

$$C_N = 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.16) = 1.615$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{0}{1+2} = 0.50$$

$$N' = C_N C_w N = 1.615 \times 0.50 \times \left(\frac{8+6}{2} \right) = 5.65 \text{ blows/ft.}$$

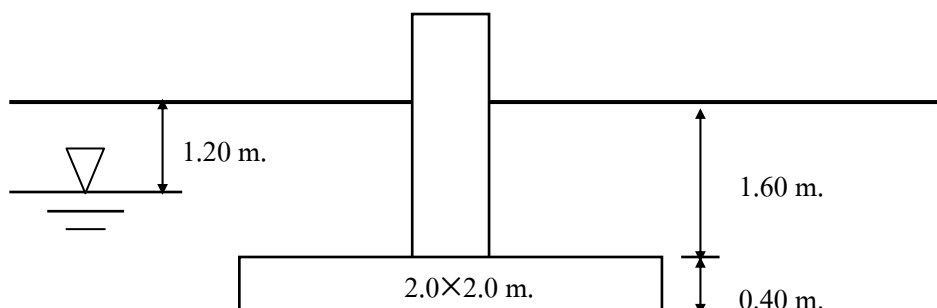
จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 1.0/2.0 = 0.5$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 5.8 \quad \text{T/m}^2$$

$$\therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 5.8 \times 2.0 \times 2.0 = 23.2 \quad \text{Tons} \quad \underline{\text{Ans}}$$

ตัวอย่างที่ 2.5 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของชั้นดินทรายที่ยอมให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 cm. และกำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของฐานรากแผ่ขนาด 2.00x2.00 เมตร ความลึก 2.00 เมตร ดังรูป เมื่อกำหนดคุณสมบัติของชั้นดินดังตาราง



ความลึก	ชนิดของดิน	SPT (blows/ft)	Unit Weight (T/m^3)	Water Content (%)
0.50-0.95	SC	4	-	7
1.00-1.45	SC	7	1.80	6
1.50-1.95	SC	9	-	12
2.00-2.45	SC	10	-	11
2.50-2.95	SM	46	2.00	12
3.00-3.12	SM	50/12 cm.	-	13
4.00-4.19	SM	50/19 cm.	2.20	18
6.00-6.15	SM	50/15 cm.	-	20

$$\begin{aligned}
 \text{วิธีทำ Effective overburden pressure} &= 1.2(1.8) + 1.3(1.8 - 1.0) + 0.5(2.10 - 1.00) \\
 &= 3.7 \quad T/m^2 \\
 &= 0.37 \quad ksc.
 \end{aligned}$$

$$C_N = 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.37) = 1.334$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{1.2}{2 + 2} = 0.65$$

$$N' = C_N C_w N = 1.334 \times 0.65 \times 10 = 8.67 \text{ blows/ft.}$$

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 2.0/2.0 = 1.0$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 9.7 \quad T/m^2$$

$$\therefore \text{ฐานารกรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 9.7 \times 2.0 \times 2.0 = 38.8 \quad \text{Tons} \quad \underline{\text{Ans}}$$

กรณีคิดน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$\begin{aligned}
 \text{Effective overburden pressure} &= 2.5(1.8-1.0)+0.5 (2.10-1.00) \\
 &= 2.5 \quad \text{T/m}^2 \\
 &= 0.25 \quad \text{ksc.}
 \end{aligned}$$

$$C_N = 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.25) = 1.465$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{0}{2+2} = 0.50$$

$$N' = C_N C_w N = 1.465 \times 0.50 \times 10 = 7.325 \quad \text{blows/ft.}$$

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 2.0/2.0 = 1.0$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 7.98 \quad \text{T/m}^2$$

$$\therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 7.98 \times 2.0 \times 2.0 = \mathbf{31.9 \quad Tons \quad \underline{Ans}}$$

2.4 กรณีฐานรากรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลาง

เมื่อฐานรากรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางการกระจายของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดินย่อมมีค่าไม่เท่ากันดังรูปที่ 2.9 ซึ่งค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดินสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L} \quad (2.24)$$

และ

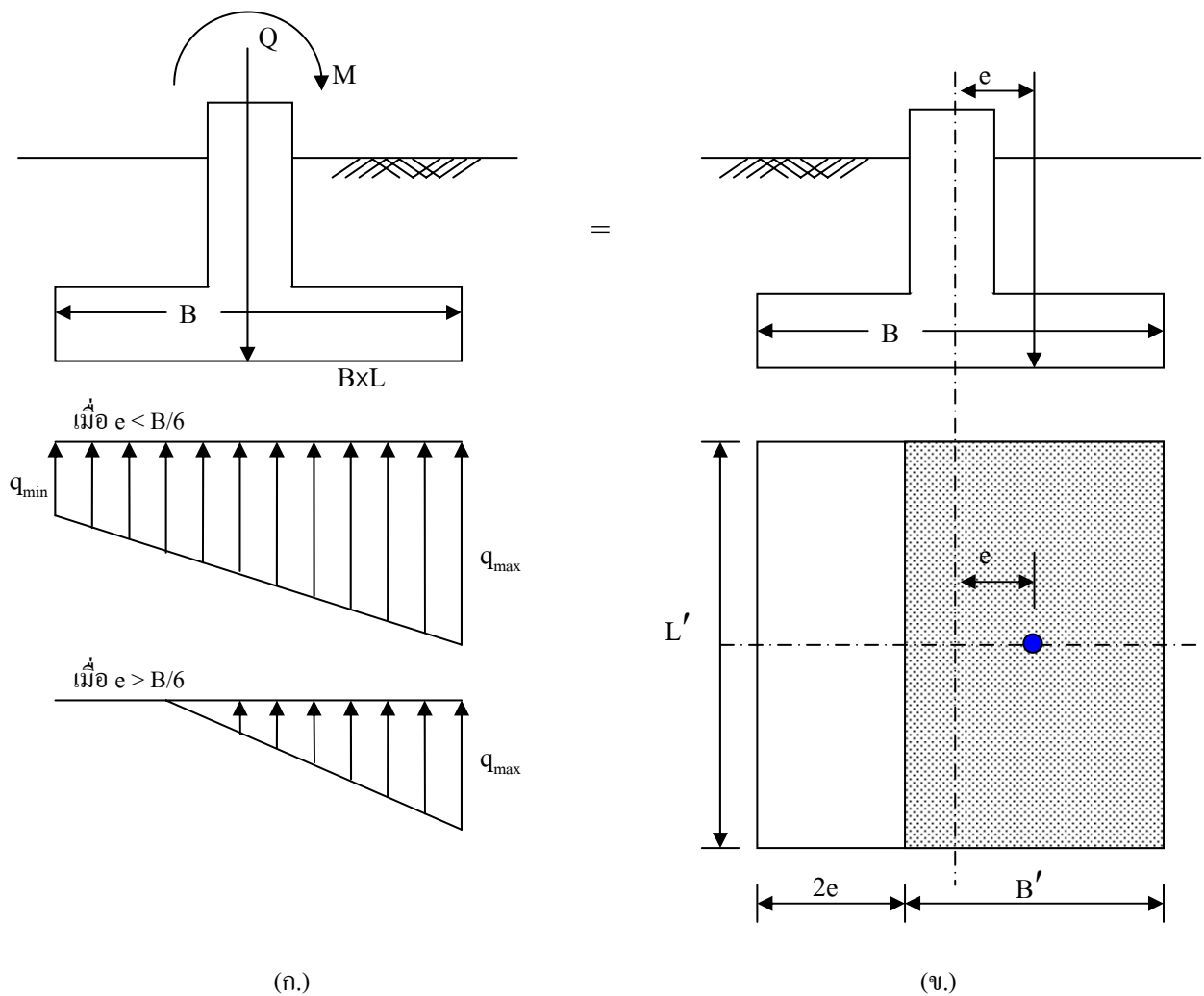
$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2 L} \quad (2.25)$$

เมื่อ Q = แรงในแนวตั้ง

M = โมเมนต์ที่เกิดขึ้นบนฐานราก

โดยค่าระยะเยื้องศูนย์กลาง e สามารถคำนวณได้จากสูตร

$$e = \frac{M}{Q} \quad (2.26)$$



รูปที่ 2.9 ฐานรากรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลาง

เมื่อนำสมการที่ 2.26 แทนค่าลงในสมการที่ 2.24 และ 2.25 จะได้

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (2.27)$$

และ

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (2.28)$$

จากสมการ 2.28 เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับ $B/6$ จะได้ค่า $q_{\min} = 0$ และเมื่อ $e > B/6$ จะทำให้ค่า $q_{\min}$ มีค่าเป็นลบ นั่นคือเกิดแรงดึงขึ้น แต่เนื่องจากดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ ดังนั้นจะเกิดการแยกตัวระหว่างฐานรากกับดินใต้ฐานรากที่เกิดแรงดึง ทำให้การกระจายของหน่วยแรงในดินเกิดขึ้นดังรูปที่ 2.9(ก.) ซึ่งค่า $q_{\max}$ จะคำนวณได้จาก

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad (2.29)$$

ฐานรากที่รับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางลักษณะนี้นั้นสามารถใช้วิธีของ Meyerhof (1953) ซึ่งเรียกว่าวิธีพื้นที่ประสิทธิผล (effective area method) ในการคำนวณค่าน้ำหนักประลัยที่ฐานรากสามารถรับได้และอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากดังนี้

1) คำนวณหาความกว้างประสิทธิผล และ ความยาวประสิทธิผล ดังนี้

$$B' = \text{ความกว้างประสิทธิผล} = B - 2e$$

$$L' = \text{ความยาวประสิทธิผล} = L$$

(ถ้าการเยื้องศูนย์กลางเกิดขึ้นในทิศทางตามความยาวของฐานราก ค่า $L' = L - 2e$ และค่า $B' = B$)

2) ใช้สมการ ที่ 2.13 (General Bearing Capacity Equation) คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยของดิน

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.13)$$

การหาค่า F_{cs} , F_{qs} และ $F_{\gamma s}$ นั้นใช้ B' และ L' แทน B และ L

สำหรับการหาค่า F_{cd} , F_{qd} และ $F_{\gamma d}$ นั้นให้ใช้ค่า B เช่นเดิม (อย่าแทนค่าด้วย B')

3) คำนวณน้ำหนักประลัยของฐานรากที่สามารถรับได้คำนวณจาก

$$Q_{ult} = q_u (B')(L') = q_u (A') \quad (2.30)$$

เมื่อ $A' = \text{พื้นที่ประสิทธิผล (Effective Area)}$

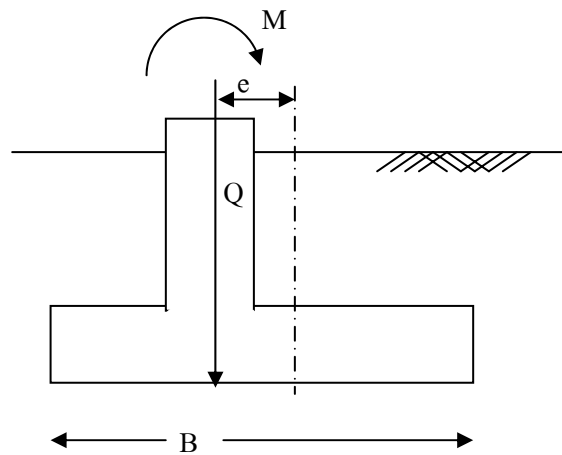
4) ค่าอัตราส่วนปลอดภัยของฐานรากสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$FS. = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (2.31)$$

5) ตรวจสอบค่าอัตราส่วนปลอดภัยกับค่า $q_{\max}$ หรือ

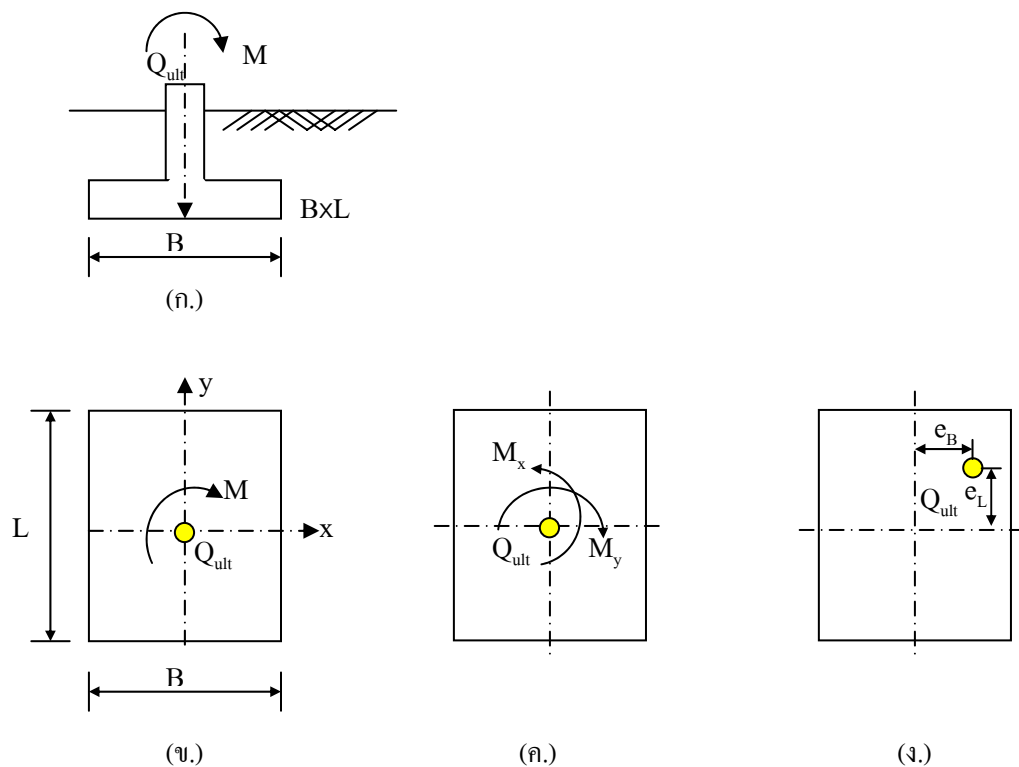
$$FS. = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (2.32)$$

การที่ฐานรากต้องรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางนั้นจะทำให้สามารถรับแรงกระทำได้น้อยลง ดังนั้นการวางตำแหน่งของตอม่อเยื้องศูนย์กลางรูปที่ 2.10 นั้นจะทำให้แรงลัพธ์กระทำลงที่จุดศูนย์กลางของฐานรากซึ่งจะช่วยให้หน่วยแรงที่เกิดใต้ฐานรากมีค่าคงที่



รูปที่ 2.10 การจัดตำแหน่งคอม่อให้เยื้องศูนย์กลางเพื่อให้แรงลัพธ์กระทำที่จุดศูนย์กลางถ่วงของฐานราก

ฐานรากรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางสองแกน



รูปที่ 2.11 ฐานรากรับแรงกระทำเยื้องศูนย์กลางสองแกน

เมื่อฐานรากรับโมเมนต์ M_x รอบแกน x และโมเมนต์ M_y รอบแกน y จะทำให้เกิดแรงกระทำเยื้องศูนย์กลาง 2 แกน ดังรูปที่ 2.11 โดยสามารถคำนวณระยะเยื้องศูนย์กลางได้จากสมการ

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (2.33)$$

$$\text{เมื่อ} \quad Q_{ult} = q_u' A' \quad (2.34)$$

$$q_u' = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.35)$$

$$A' = B' L' \quad (2.36)$$

การหาค่า F_{cs} , F_{qs} และ $F_{\gamma s}$ นั้นใช้ B' และ L' แทน B และ L

สำหรับการหาค่า F_{cd} , F_{qd} และ $F_{\gamma d}$ นั้นให้ใช้ค่า B เช่นเดิม (อย่าแทนค่าด้วย B')

ในการหาค่าพื้นที่ประสิทธิผล (A') ความกว้างประสิทธิผล (B') และความยาวประสิทธิผล (L') แบ่งออกเป็น 4 กรณี ดังนี้

(Hightler และ Anders, 1985)

กรณีที่ 1 $e_L/L \geq 1/6$ และ $e_B/B \geq 1/6$

ค่าพื้นที่ประสิทธิผล (A') ในกรณีนี้แสดงในรูปที่ 2.12 โดยเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

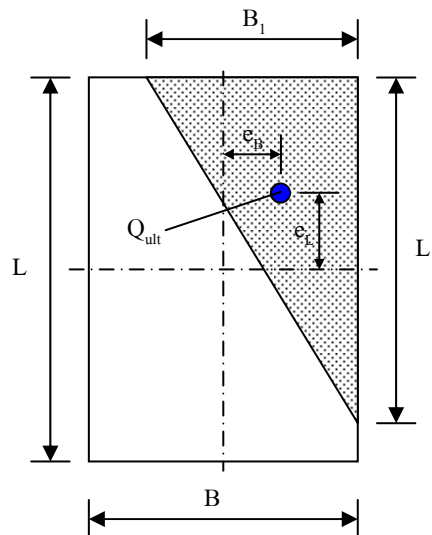
$$A' = 0.5 B_1 L_1 \quad (2.37)$$

$$\text{เมื่อ} \quad B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_b}{B} \right) \quad (2.38)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (2.39)$$

ค่าความยาวประสิทธิผล L' คือค่าที่มากกว่าระหว่าง B_1 หรือ L_1 ดังนั้น ค่าความกว้างประสิทธิผลคำนวณได้จาก

$$B' = \frac{A'}{L'}$$



รูปที่ 2.12 พื้นที่ประสิทธิผลกรณี $e_L/L \geq 1/6$ และ $e_B/B \geq 1/6$

กรณีที่ 2 $e_L/L < 0.5$ และ $0 < e_B/B < 1/6$

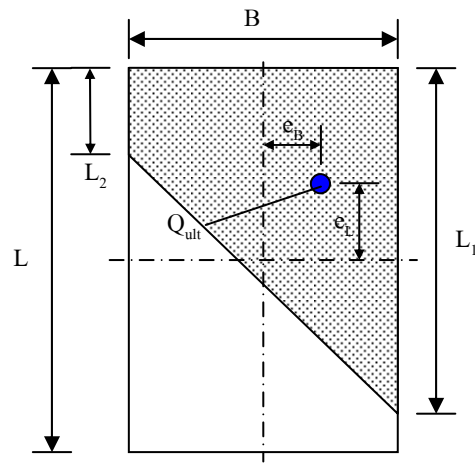
ค่าพื้นที่ประสิทธิผล (A') ในกรณีนี้แสดงในรูปที่ 2.13 โดยเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$A' = 0.5 (L_1 + L_2) B \quad (2.40)$$

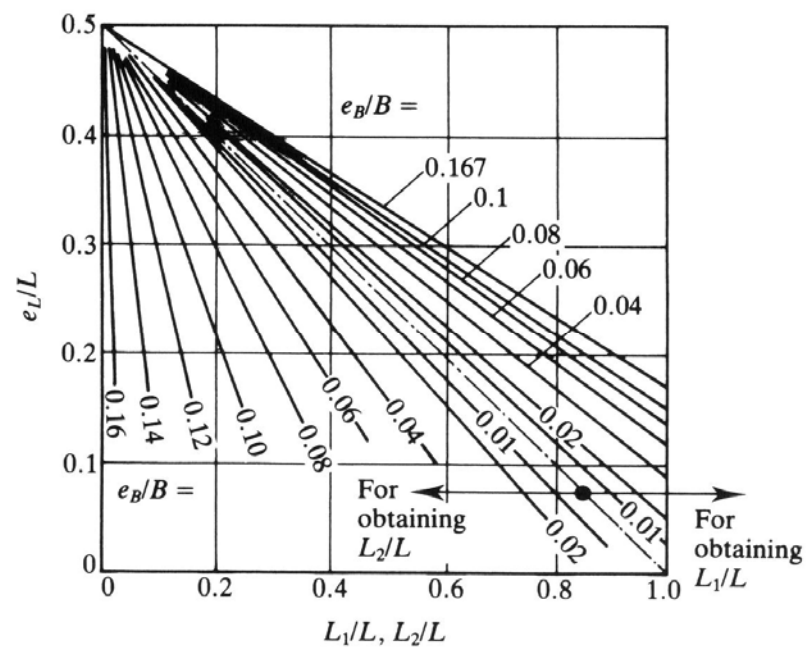
โดยค่า L_1 และ L_2 ได้จากกราฟในรูปที่ 2.13 (ข.) และค่าความกว้างประสิทธิผลคำนวณได้จาก

ค่าความยาวประสิทธิผล $L' =$ ค่ามากระหว่าง L_1 กับ L_2

$$B' = \frac{A'}{L'}$$



(ก.)



(ข.)

รูปที่ 2.14 พื้นที่ประสิทธิผลกรณี $e_L/L < 0.5$ และ $0 < e_B/B < 1/6$ (ต่อ)

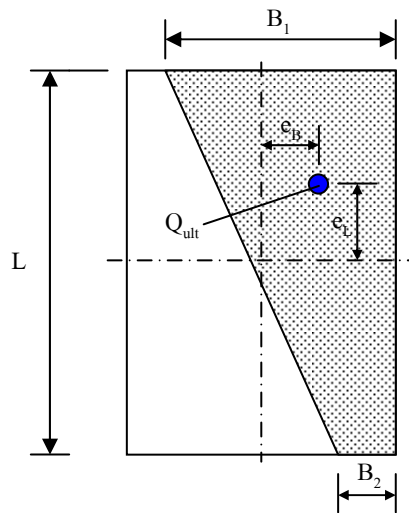
กรณีที่ 3 $e_L/L < 1/6$ และ $0 < e_B/B < 0.5$

ค่าพื้นที่ประสิทธิผล (A') ในกรณีนี้แสดงในรูปที่ 2.15 โดยเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

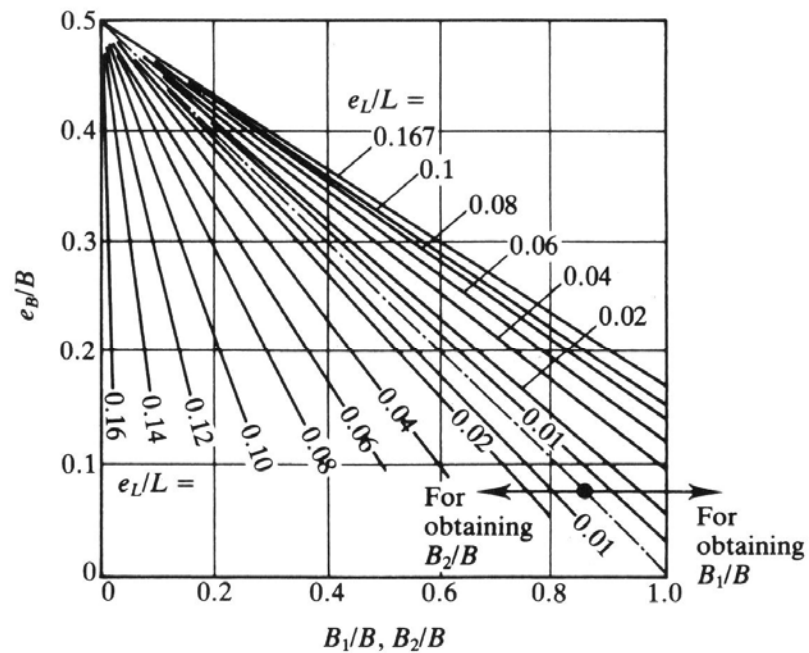
$$A' = 0.5 (B_1 + B_2) L \quad (2.41)$$

$$B' = \frac{A'}{L'}$$

โดยค่า $L' = L$ และ ค่า B_1 และ B_2 ได้จากกราฟในรูปที่ 2.15 (ข.)



(ก.)



(ข.)

รูปที่ 2.15 พื้นที่ประสิทธิผลกรณีที่ 3 เมื่อ $e_L/L < 1/6$ และ $0 < e_B/B < 0.5$

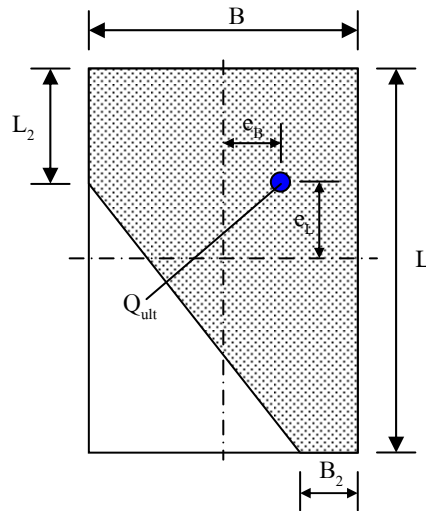
กรณีี่ 4 $e_L/L < 1/6$ และ $e_B/B < 1/6$

ค่าพื้นที่ประสิทธิผล(A') ในกรณีนี้แสดงในรูปที่ 2.16 โดยเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

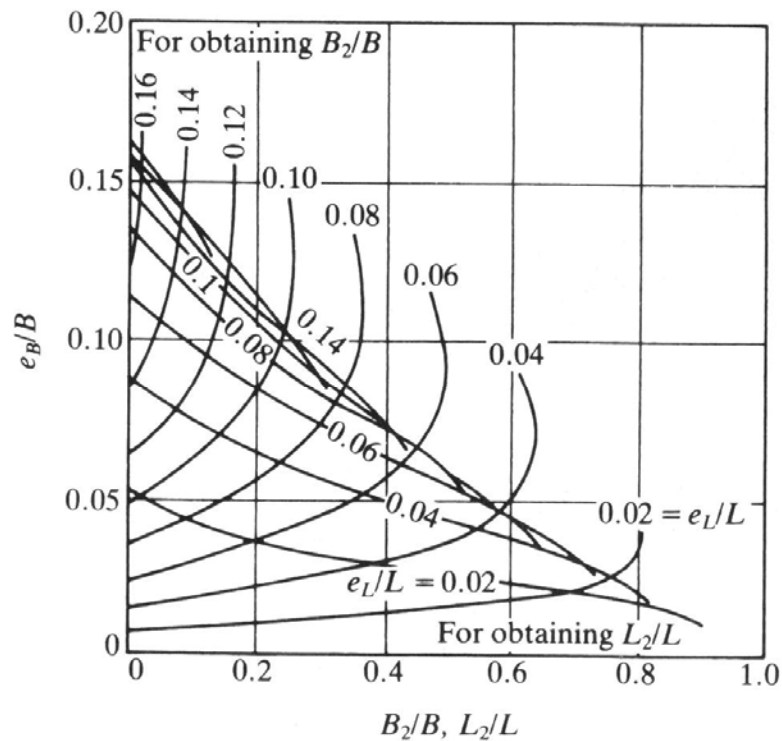
$$A' = L_2 B + 0.5(B + B_2)(L - L_2) \quad (2.42)$$

$$B' = \frac{A'}{L}$$

โดยค่า $L' = L$ และ ค่า B_2 และ L_2 ได้จากกราฟในรูปที่ 2.16 (ข.)



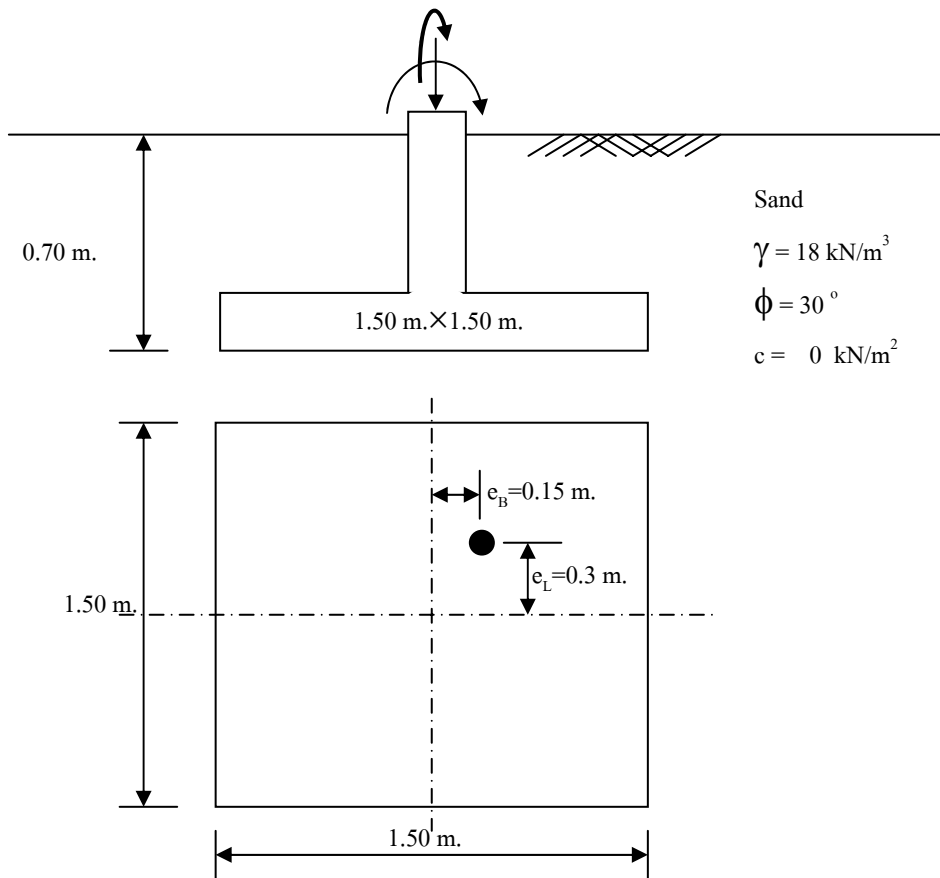
(ก.)



(ข.)

รูปที่ 2.16 พื้นที่ประสิทธิผลกรณี $e_L/L < 1/6$ และ $e_B/B < 1/6$ (Highter และ Anders, 1985)

ตัวอย่างที่ 2.6 จงหาค่าลึกรับน้ำหนักประลัย(Q_{ult})ของฐานรากแผ่สี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด $1.5 \times 1.5 \text{ m}^2$ ดังรูป ซึ่งรับแรงเอียง ศูนย์สองแกน กำหนดให้ $e_L = 0.3 \text{ m}$. และ $e_B = 0.15 \text{ m}$.

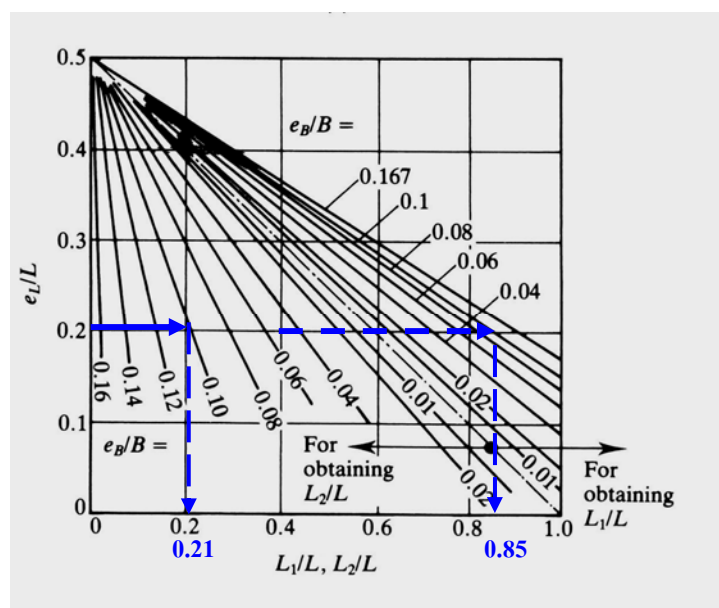


วิธีทำ

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

และ

$$\frac{e_B}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$



(จ.)

รูปที่ 2.14 พื้นที่ประสิทธิผลกรณี $e_L/L < 0.5$ และ $0 < e_B/B < 1/6$ (ต่อ)

จากรูปที่ 2.14(ข.) จะได้

$$\frac{L_1}{L} = 0.85 \quad \text{และ} \quad L_1 = 0.85 \times 1.5 = 1.275 \text{ m.}$$

$$\frac{L_2}{L} = 0.21 \quad \text{และ} \quad L_2 = 0.21 \times 1.5 = 0.315 \text{ m.}$$

$$A' = 0.5 (L_1 + L_2) B = 0.5 (1.275 + 0.315) (1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m.}$$

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m.}$$

กรณี $c = 0$ จะได้

$$q_u' = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi}^{+1/2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7) 18 = 12.60 \text{ kN/m}^2$$

เมื่อ $\phi = 30^\circ$ ได้ $N_q = 18.401$ และ $N_\gamma = 22.402$ (Vasic, 1973)

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + (0.936/1.275) \tan(30) = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4(0.936/1.275) = 0.706$$

กรณี $D_f/B < 1$ ($0.7/1.5 = 0.467 < 1$)

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 30 (1 - \sin 30)^2 \left(\frac{0.7}{1.5} \right) \\ &= 1 + 2 \times (0.577) (1 - 0.5)^2 \times 0.467 = 1.135 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

ดังนั้น $q_u' = 12.6(18.401)(1.424)(1.135)(1.0) + 0.5(18)(0.936)(22.402)(0.706)(1.0)(1.0)$

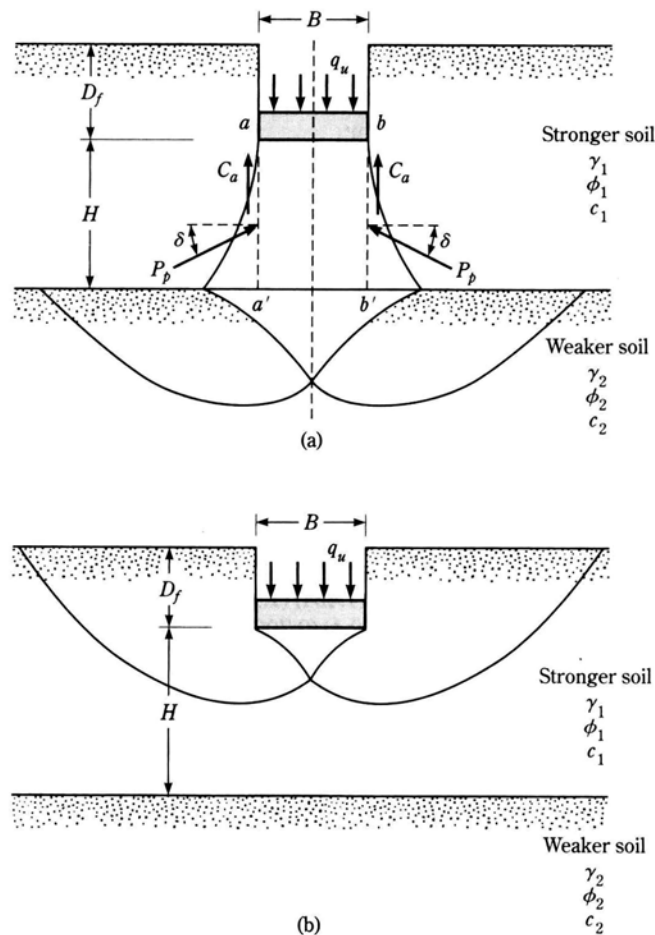
$$= 374.73 + 133.23 = 507.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= A' q_u' \\ &= 1.193 \times 507.96 \\ &= 606.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.5 ฐานรากวางบนชั้นดินแข็งและมีชั้นดินอ่อนอยู่ใต้ชั้นดินแข็ง

ฐานรากโดยทั่วไปมักจะมีดินชนิดเนื้อเดียวรองรับ ดังนั้นค่าหน่วยน้ำหนัก ค่ากำลังของดิน จึงกำหนดให้มีค่าคงที่ตลอดความลึกที่พิจารณา แต่หากฐานรากวางอยู่บนชั้นดินที่มีลักษณะเป็นชั้น ๆ การวิบัติเนื่องจากน้ำหนักประลัยของฐานรากจะต้องพิจารณาถึงกำลังการรับน้ำหนักของดินแต่ละชั้นด้วย โดยเฉพาะเมื่อมีชั้นดินอ่อนอยู่ใต้ชั้นดินแข็งที่วางฐานราก จากรูปที่ 2.17(a) แสดงลักษณะการวิบัติของดินใต้ฐานรากเมื่อรับหน่วยแรงประลัย (q_u) ถ้าความลึก H มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความกว้าง B จะเกิดแรงเฉือนทะลุ (punching shear) ขึ้นในชั้นดินแข็งด้านบน ตามด้วยการเกิด General shear failure ขึ้นในชั้นดินอ่อนด้านล่าง

แต่ถ้าความลึก H มากพอการวิบัติก็จะเกิดขึ้นในดินแข็งด้านบนเท่านั้น ซึ่งจะเป็นค่าสูงสุดที่เป็นไปได้ (upper limit) สำหรับกำลังรับน้ำหนักประลัยของฐานราก ดังรูปที่ 2.17(b)



รูปที่ 2.17 การคำนวณน้ำหนักประลัยของฐานรากวางบนดินที่เป็นชั้น ๆ

ค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของฐานราก(q_u) ดังรูปที่ 2.17(a) คำนวณได้ดังนี้

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (2.43)$$

เมื่อ B = ความกว้างของฐานราก

C_a = adhesive force = $c_a H$ (c_a = adhesion)

P_p = passive force ต่อหน่วยความยาว บนหน้าตัด aa' และ bb'

q_b = หน่วยแรงแบกทานของดินชั้นล่าง (weaker soil)

δ = มุมระหว่างแรง P_p กับแนวราบ

สมการที่ 2.43 สามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (2.44)$$

เมื่อ K_{pH} = สัมประสิทธิ์แรงดันเชิงรับ(passive)ในแนวราบ

อย่างไรก็ตามเมื่อกำหนดให้

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad (2.45)$$

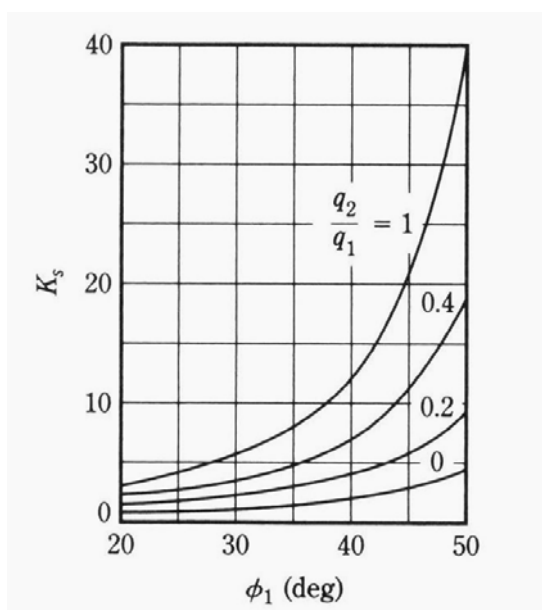
โดย K_s = สัมประสิทธิ์แรงเฉือนทะเล ซึ่งมีความสัมพันธ์กับค่า q_2/q_1 และ ϕ_1 ดังรูปที่ 2.18

$$= f\left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1\right)$$

เมื่อ q_1 และ q_2 เป็นค่าหน่วยแรงแบกทานประลัยของดินชั้นบน(stronger soil)และดินชั้นล่าง(weaker soil) ตามลำดับ ซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.46)$$

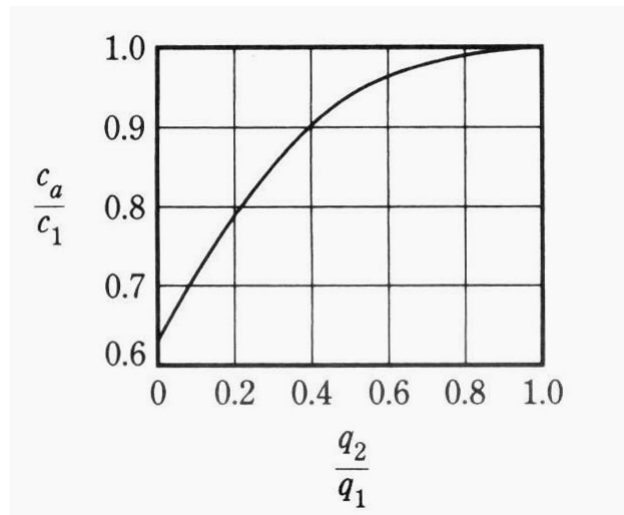
$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2.47)$$



รูปที่ 2.18 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนทะเล(K_s) ของ Meyerhof และ Hanna(1978)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง C_u/C_1 และ q_2/q_1 แสดงในรูปที่ 2.19 ในกรณีที่ ความหนาของชั้นดินแข็ง (H) มาก เพียงพอที่จะเกิดการวิบัติในชั้นดินแข็งด้านบนเท่านั้นในกรณีนี้ ค่าหน่วยแรงแบกทานประลัยของดินคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q N_q(1) + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2.48)$$



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_a/C_1 และ q_2/q_1 ของ Meyerhof และ Hanna(1978)

เมื่อนำสมการที่ 2.44 และ 2.48 มาเขียนรวมกันจะได้ว่า

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.49)$$

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะได้ว่า

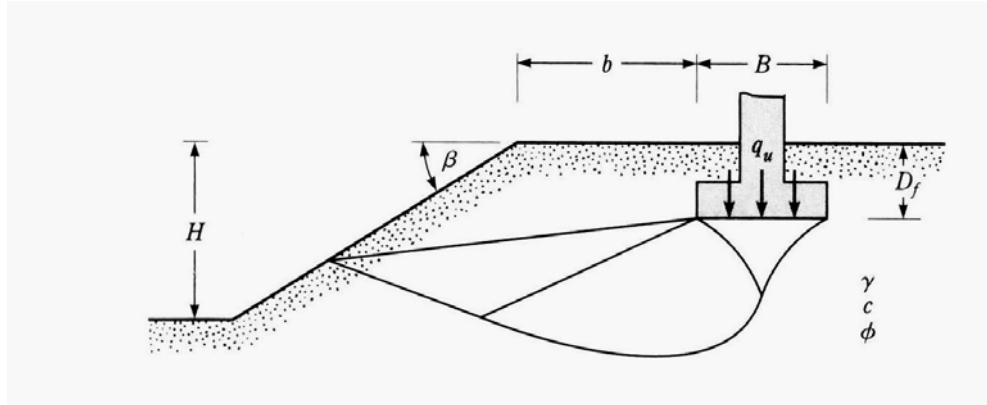
$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2.50)$$

$$\text{เมื่อ } q_b = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} F_{qs(2)} + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \quad (2.51)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (2.52)$$

2.6 กรณีฐานรากวางด้านบนของลาดดิน

ในบางครั้งจำเป็นต้องก่อสร้างฐานรากด้านบนลาดดิน ดังรูปที่ 2.20 โดยลาดดินมีความสูง H และทำมุม β กับแนวราบ ขอบของฐานรากห่างจากลาดดินเป็นระยะ b เมื่อรับน้ำหนักประลัยดินใต้ฐานรากจะเกิดการวิบัติดังรูป

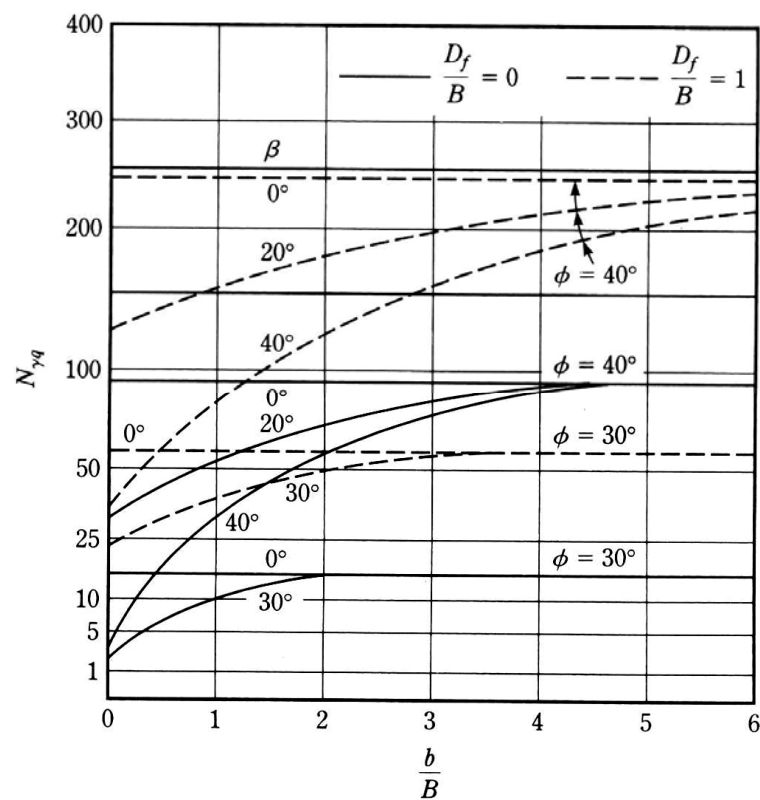


รูปที่ 2.20 ฐานรากก่อสร้างบนลาดดิน

Meyerhof ได้พัฒนาทฤษฎีความสัมพันธ์สำหรับคำนวณค่า กำลังรับน้ำหนักประลัยของดิน กรณีฐานรากต่อเนื่อง (continuous foundations) ดังนี้

$$q_u = c N_{cq} + 0.5 \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.53)$$

โดยค่า N_{cq} และ $N_{\gamma q}$ ได้จากรูปที่ 2.21 และ 2.22



รูปที่ 2.21 ค่าสัมประสิทธิ์ $N_{\gamma q}$ ของ Meyerhof

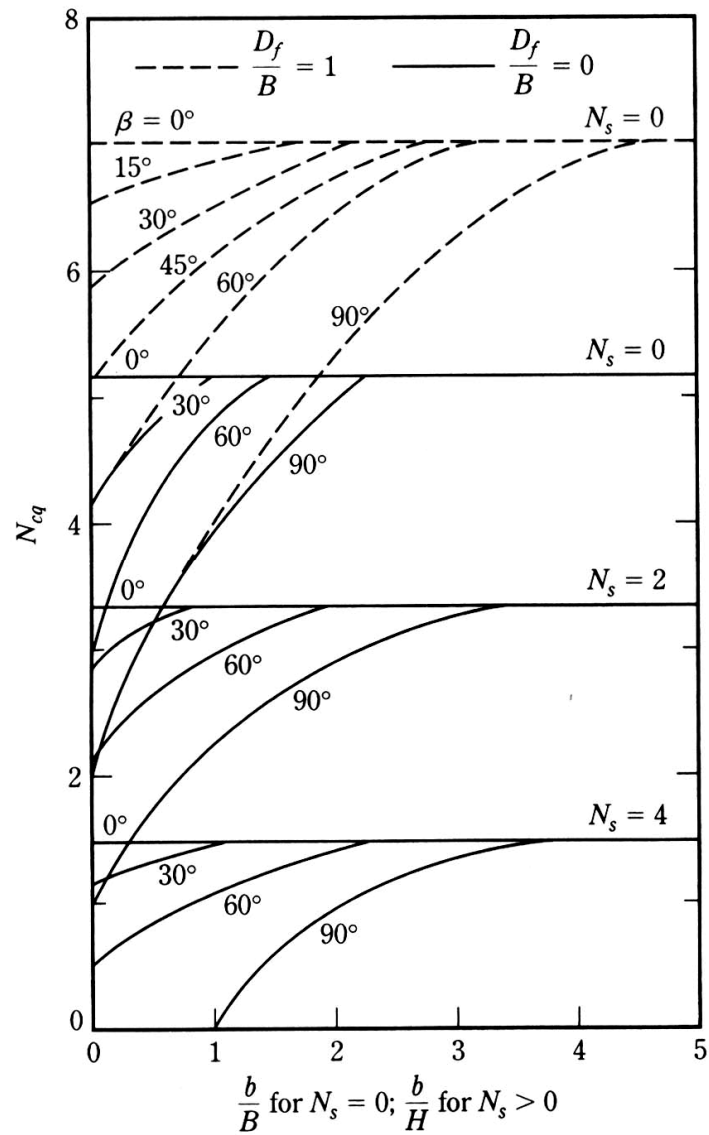
ในการเลือกค่า N_{cq} และ N_{γ_q} นั้นให้พิจารณาหัวข้อต่อไปนี้ประกอบ

- 1) ค่า N_s คือค่า stability number ซึ่งหาได้ดังนี้

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (2.54)$$

- 2) ถ้า $B < H$ ใช้เส้น $N_s = 0$

- 3) ถ้า $B \geq H$. ใช้เส้นที่ต้องคำนวณ ค่า stability number(N_s)



รูปที่ 2.22 ค่าสัมประสิทธิ์ N_{cq} ของ Meyerhof

บทที่ 3

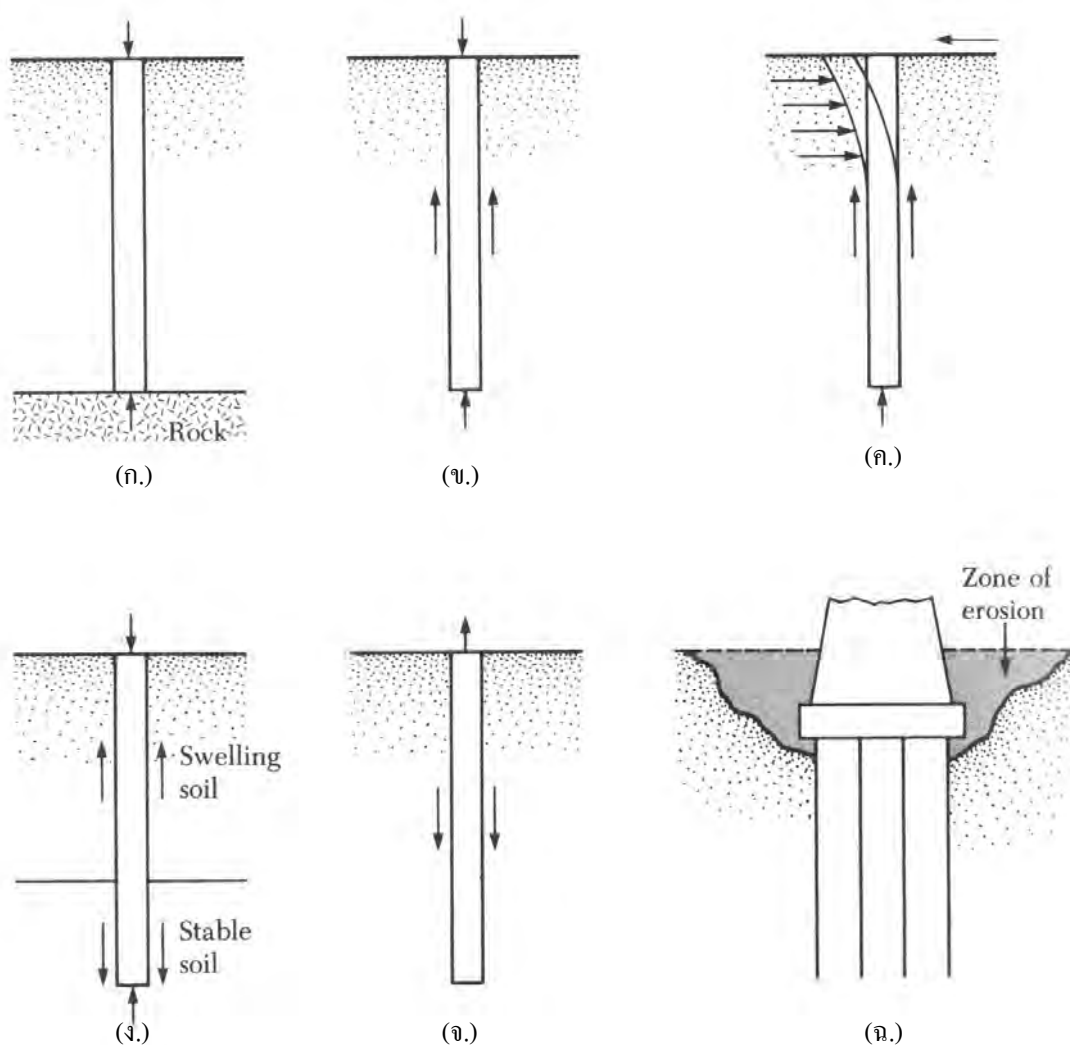
ฐานรากเสาเข็ม (Pile Foundation)

3.1 คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว

เสาเข็มอาจทำจาก เหล็ก ไม้ หรือคอนกรีต ซึ่งเมื่อเลือกใช้ฐานรากเสาเข็ม จะทำให้ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูงขึ้น มากกว่าการใช้ฐานรากแผ่ อย่างไรก็ตามแม้ว่าฐานรากเสาเข็มจะมีราคาแพง แต่ก็มักถูกเลือกใช้เพื่อความปลอดภัยของโครงสร้าง ในกรณีต่อไปนี้

- 1.) เมื่อสภาพดินชั้นบนเป็นดินที่มีการยุบตัวสูง มีความแข็งแรงน้อยไม่สามารถรับน้ำหนักจากโครงสร้างได้ จึงต้องใช้เสาเข็มส่งถ่ายแรงจากโครงสร้างลงไปสู่ชั้นหินหรือชั้นดินแข็งที่อยู่ลึกลงไปด้านล่าง ซึ่งจะได้เสาเข็มที่มีลักษณะรับแรงที่ปลายเข็ม (end bearing) ดังรูปที่ 3.1(ก) ถ้าชั้นหินหรือชั้นดินแข็งอยู่ลึกมากไม่สามารถวางปลายเข็มบนชั้นหินได้ เสาเข็มที่ตอกจะลอยอยู่ในชั้นดินอ่อนซึ่งสามารถรับน้ำหนักโดยอาศัยแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างผิวของเสาเข็มกับดิน ดังรูปที่ 3.1 (ข.)
- 2.) เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงในแนวราบ ซึ่งเสาเข็มจะรับแรงในแนวราบโดยใช้แรงดัดในเสาเข็ม ดังรูปที่ 3.1 (ค.) และยังสามารถรับแรงในแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักของโครงสร้างอีกด้วย โครงสร้างที่รับแรงประเภทนี้ได้แก่ โครงสร้างของอาคารสูงที่ต้องรับแรงลม และโครงสร้างของกำแพงกันดิน เป็นต้น
- 3.) เมื่อต้องก่อสร้างในดินประเภท expansive soil และ collapsible soil ซึ่งดิน expansive soil จะขยายตัวได้มากเมื่อความชื้นสูงและหดตัวมากเมื่อความชื้นต่ำลง ซึ่งในการออกแบบต้องพิจารณาแรงดันที่เกิดขึ้นเมื่อดินเกิดการขยายตัว ซึ่งหากเลือกใช้ฐานรากแผ่โครงสร้างอาจได้รับความเสียหายได้
 สำหรับดินประเภท collapsible soil นั้น โครงสร้างของเมื่อดินจะเสียไปเมื่อความชื้นสูง ซึ่งจะทำให้ช่องว่างในดินเพิ่มขึ้น ก่อให้เกิดการทรุดตัวของโครงสร้างที่สูงตามมาหากเลือกใช้ฐานรากแผ่ ดังนั้นในกรณีนี้ควรเลือกใช้ฐานรากเสาเข็มโดยให้เสาเข็มฝังลงในชั้นที่มีเสถียรภาพด้านล่างดังรูปที่ 3.1 (ง.)
- 4.) กรณีฐานรากต้องรับแรงดึงสูงๆ เช่น ฐานรากของเสาไฟฟ้าแรงสูง ฐานรากของเสาส่งสัญญาณโทรศัพท์ ฐานรากของท่าเทียบเรือ ฐานรากที่ก่อสร้างต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน เป็นต้น อาจต้องเลือกใช้ฐานรากเสาเข็มเพื่อต้านแรงดึงดังกล่าว ดังรูปที่ 3.1 (จ.)

- 5.) การก่อสร้างต่อม่อของสะพานนิยมสร้างโดยใช้ฐานรากเสาเข็ม เนื่องจากบริเวณผิวดินมักถูกกัดเซาะจากกระแสน้ำจืด ดังรูปที่ 3.1 (ฉ.) ซึ่งหากออกแบบเป็นฐานแผ่ฐานรากอาจเกิดการวิบัติได้



รูปที่ 3.1 การเลือกใช้ฐานรากเสาเข็มในกรณีต่างๆ

3.1.1 ชนิดของเสาเข็ม

เสาเข็มที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมาก (Very Large Displacement Pile)

เสาเข็มหล่อในที่ (Driven and Cast in Place)

เสาเข็มตอก (Driving Pile)

เสาเข็มไม้

เสาเข็มที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินเพียงเล็กน้อย (Small Displacement Pile)

Rolled Steel Section Pile

Screw Pile

เสาเข็มที่ไม่เกิดการเคลื่อนตัวระหว่างติดตั้งเสาเข็ม (No Displacement Pile)

เสาเข็มเจาะ

3.1.2 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยที่ปลายเสาเข็ม

Terzaghi ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของฐานรากแผ่ ดังนี้

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma \quad \text{สำหรับ Square Foundation}$$

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma_1 B N_\gamma \quad \text{สำหรับ Circular Foundation}$$

และทำนองเดียวกันสมการ General Bearing Capacity สำหรับฐานรากแผ่ ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2 ดังนี้

$$q_u = c N_{cs} F_{cs} + q N_{qs} F_{qs} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma s} F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการอยู่ในรูปทั่วไปใหม่ได้ดังนี้

$$q_u = c N_c^* + q N_q^* + \gamma B N_\gamma^* \quad (3.1)$$

เมื่อ N_c^* , N_q^* และ N_γ^* เป็นค่าแฟกเตอร์ที่รวม shape และ depth factor แล้ว การคำนวณหน่วยแรงประลัยที่ปลายเสาเข็มสามารถใช้สมการที่ 3.1 ในการคำนวณโดยค่าสัมประสิทธิ์ N_c^* , N_q^* และ N_γ^* จะมีค่าเปลี่ยนไปในกรณีของฐานรากลึก และเนื่องจากเสาเข็มมีความกว้าง D ดังนั้นเมื่อนำไปแทนค่า B จะได้สมการเป็น

$$q_u = c N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad (3.2)$$

เนื่องจาก ค่าความกว้าง (D) ของเสาเข็มมีค่าน้อยมาก ดังนั้นค่า $\gamma D N_\gamma^*$ จึงสามารถตัดทิ้งได้โดยไม่ทำให้เกิดผลกระทบมากนัก ดังนั้นจะได้สมการสำหรับคำนวณหน่วยแรงประลัยที่ปลายเสาเข็มดังนี้

$$q_p = c N_c^* + q' N_q^* \quad (3.3)$$

ค่าของ q แทนที่ด้วย q' เนื่องจากต้องใช้ค่าหน่วยแรงประลัยผล (effective vertical stress) ในการคำนวณ ดังนั้นจะได้สมการสำหรับคำนวณกำลังรับประลัยที่ปลายเสาเข็มดังนี้

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*) \quad (3.4)$$

เมื่อ A_p = พื้นที่หน้าตัดของปลายเสาเข็ม

c = ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (cohesion) ที่ปลายเสาเข็ม

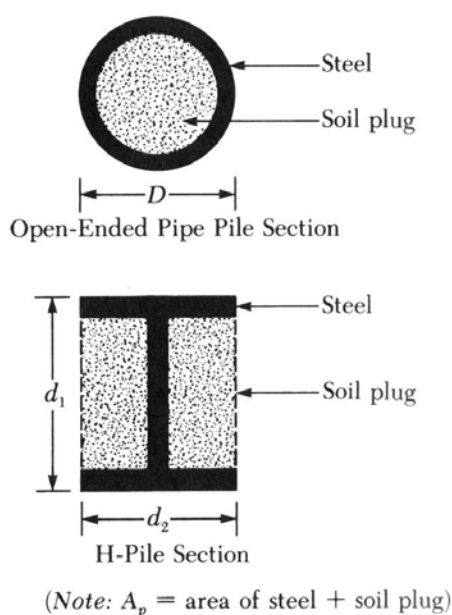
q' = ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งประลัยผลที่ระดับปลายเสาเข็ม

N_c^*, N_q^* = ค่า Bearing Capacity Factor

3.1.3 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยที่ปลายเสาเข็มด้วยวิธีของ Meyerhof (1976)

$$Q_b = q_b A_p$$

A_p = พื้นที่หน้าตัดของปลายเสาเข็ม สำหรับเข็มหน้าตัดวงกลมกลวง และเสาเข็มหน้าตัดรูปตัว H พิจารณาพื้นที่หน้าตัด ตามรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 หน้าตัดของเสาเข็มวงกลมกลวงและเสาเข็มรูปตัว H

q_b = end bearing stress

$$= c N_c^* + q N_q^*$$

สำหรับดินเหนียว ($\phi=0$) $N_c^* = 9.0$ และ $N_q^* = 1.0$ ดังนั้น

$$q_{b(\text{net})} = c N_c^* = 9 c$$

สำหรับดินทราย ($c = 0$) ดังนั้น

$$q_b = q N_q^* = \sigma'_v N_q^*$$

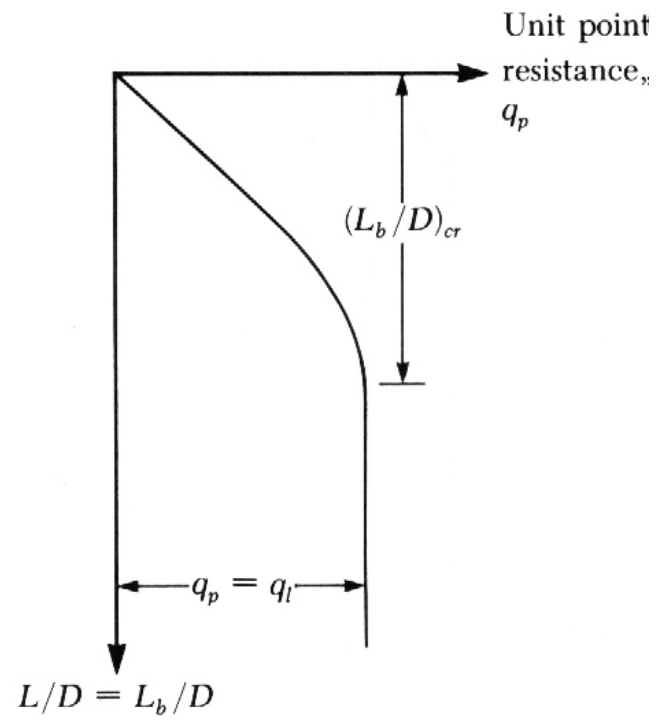
โดยค่า q_b จะเพิ่มขึ้นตามความลึกของเสาเข็มที่ฝังในชั้น Bearing Stratum (ในที่นี้คือชั้นดินทรายแน่น) ดังแสดงในรูปที่ 3.3 เมื่อ

L_b = ความลึกของเสาเข็มที่ฝังในชั้น Bearing Stratum

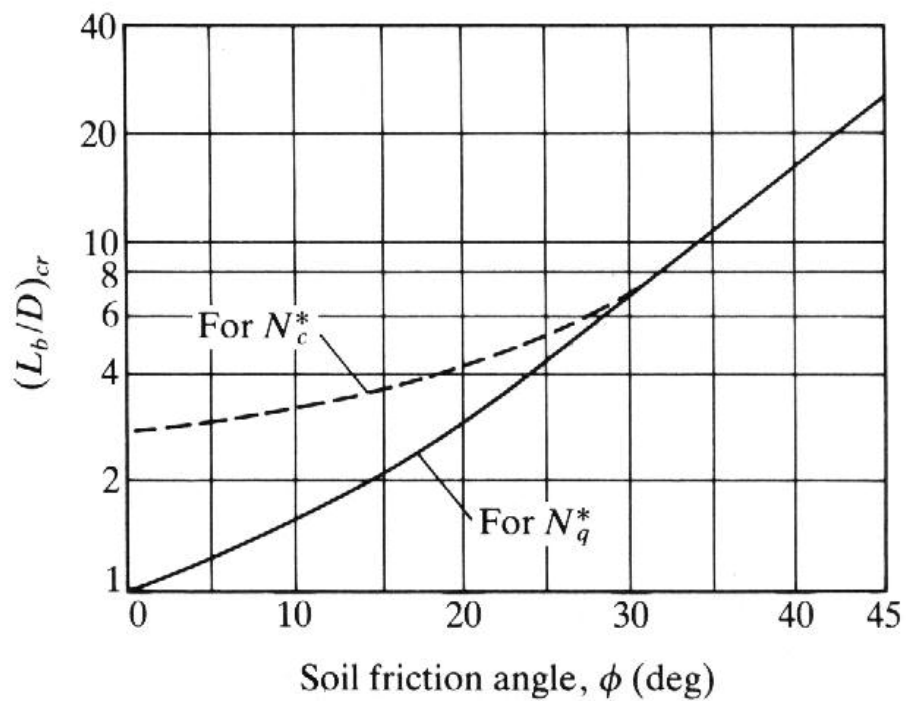
D = ความกว้าง หรือ เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม

$(L_b/D)_{cr}$ = ได้จากรูปที่ 3.4 โดยใช้เส้นประเมื่อต้องการหา N_c^* และใช้เส้นทึบเมื่อ

ต้องการหาค่า N_q^*



รูปที่ 3.3 การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประลัยที่ปลายเสาเข็มตามความลึกที่ฝังในชั้นทราย



รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(L_b/D)_{cr}$ กับค่า ϕ ของดิน (Meyerhof, 1976)

ซึ่งพบว่าเมื่อ $(L_b/D) > 0.5(L_b/D)_{cr}$ และ $\phi < 30^\circ$ จะได้

$$N_q^* = N_q'$$

$$N_c^* = N_c' \quad \text{ดังรูปที่ 3.5}$$

กรณี $(L_b/D) < 0.5(L_b/D)_{cr}$ และ $\phi < 30^\circ$ จะได้

$$N_q^* = N_q + (N_q' - N_q) \frac{R_1}{0.5R_2}$$

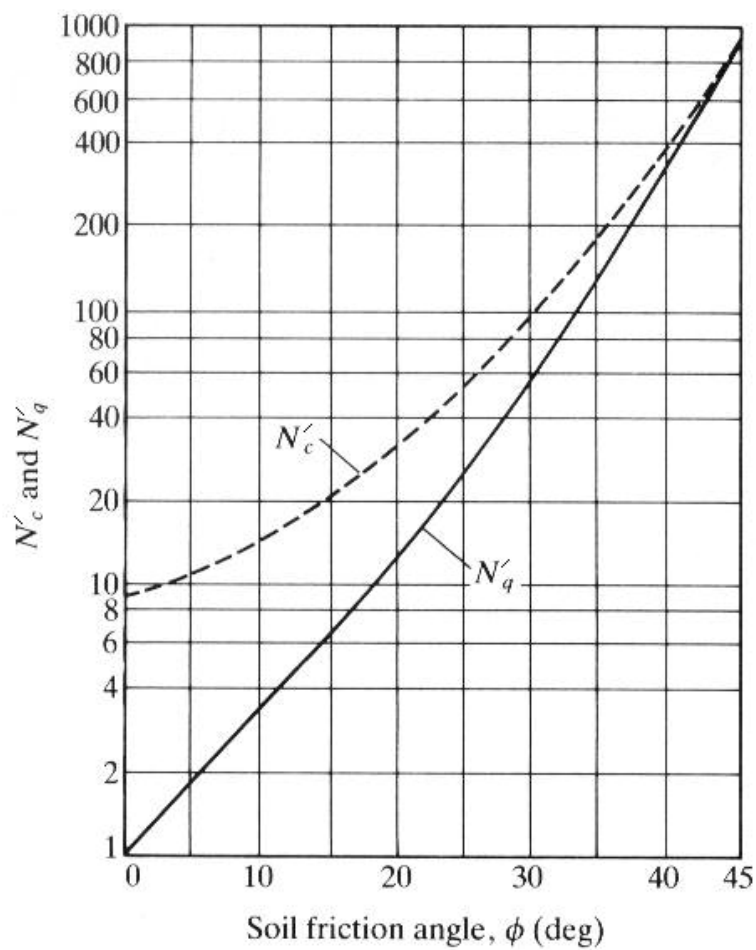
$$N_c^* = N_c + (N_c' - N_c) \frac{R_1}{0.5R_2}$$

เมื่อ $R_1 = (L_b/D)$

$$R_2 = (L_b/D)_{cr}$$

กรณี $\phi > 30^\circ$

ให้นำค่า (L_b/D) มาพิจารณา ดังรูปที่ 3.6 ด้านบนขวาและ interpolate ค่าถ้าจำเป็น



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_c' , N_q' กับค่า ϕ ของดิน (Meyerhof, 1976)

3.1.4 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยที่ปลายเสาเข็มด้วยวิธีของ Vesic (1977)

$$Q_b = A_p (c N_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*)$$

เมื่อ N_c^* , N_σ^* = bearing capacity factor ตามตารางที่ 3.1

σ_o' = ค่าเฉลี่ยแรงดันดินประสิทธิผลที่ปลายเข็ม

$$= \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) q'$$

K_o = สัมประสิทธิแรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ at rest = $(1 - \sin \phi)$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_o)}$$

I_r = rigidity index ได้จากการทดสอบ Triaxial และการทดสอบ consolidation ของดิน อย่างไรก็ตามแนะนำให้ใช้ตามชนิดของดินโดยทั่วไปดังนี้

Sand	$I_r = 70-150$
Silt and clay (Drained)	$I_r = 50-100$
Clay (Undrained)	$I_r = 100-200$

$$I_{rr} = \text{rigidity index ที่ปรับให้ลดลงแล้วของดิน} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

Δ = ค่า volumatic strain ที่เกิดขึ้นในสภาวะพลาสติกโดยเฉลี่ยในช่วงต่ำกว่าปลายเข็ม สำหรับดินที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร เช่น dense sand หรือ saturated clay จะได้

$$\Delta = 0 \text{ ดังนั้น } I_{rr} = I_r$$

ในตารางที่ 3.1 ให้ค่า N_c^* และค่า N_σ^* ที่ค่า ϕ และค่า I_{rr} ต่างๆกัน กรณี $\phi = 0$ จะได้ว่า

$$N_c^* = \frac{4}{3} [\ln(I_{rr}) + 1] + \frac{\pi}{2} + 1$$

ตารางที่ 3.1 ค่า N_{C}^* และ N_{O}^* สำหรับคำนวณฐานรากลึก

ϕ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	22.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.69	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06

ตารางที่ 3.1 ค่า N_c^* และ N_σ^* สำหรับคำนวณฐานรากลึก (ต่อ)

ϕ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

From "Design of Pile Foundations," by A. S. Vesic, in NCHRP *Synthesis of Highway Practice* 42, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.

Note: Upper number N_c^* , lower number N_σ^* .

3.1.5 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยที่ปลายเสาเข็มด้วยวิธีของ Janbu (1976)

Janbu เสนอสมการสำหรับคำนวณ end bearing capacity ของเสาเข็มดังนี้

$$Q_b = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

$$\text{เมื่อ } N_q^* = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \left(e^{2\eta \tan \phi} \right)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \text{ หรือ อ่านค่าจากรูปที่ 3.7}$$

η = มีค่าแปรเปลี่ยน ตั้งแต่ 60 สำหรับดินเหนียวอ่อน ถึง 105 ในชั้นดินทรายแน่น ในทางปฏิบัติแนะนำให้ใช้ค่า η ดังนี้

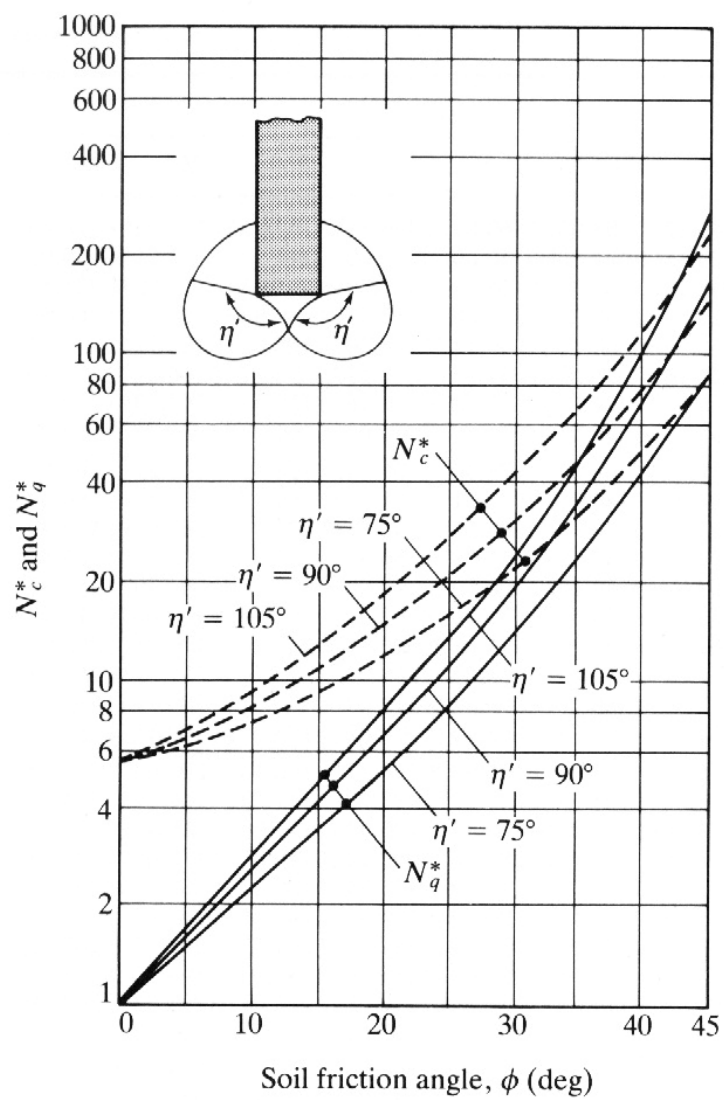
$$60^\circ \leq \eta \leq 90^\circ$$

ตารางที่ 3.2 ให้ค่า N_c^* และ N_q^* สำหรับ กรณี $\eta = 60^\circ, 70^\circ$ และ 90°

ตารางที่ 3.2 Janbu's bearing capacity factor

ϕ	$\eta = 60^\circ$		$\eta = 75^\circ$		$\eta = 90^\circ$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

อย่างไรก็ตามพึงระลึกไว้เสมอว่า ค่า end bearing capacity ของเสาเข็มสูงสุดที่ได้จากสมการของ Janbu นั้นจะเกิดขึ้นได้เต็มที่เมื่อ ปลายเสาเข็มมีการทรุดตัว 10-25 % ของความกว้างเสาเข็ม ซึ่งเป็นไปได้ยากเมื่อปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นทราย



รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_c^* , N_q^* กับค่า ϕ ของดิน

3.1.6 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยจากความเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน

สามารถคำนวณได้จากสูตร $Q_f = \sum f_s \Delta L$

เมื่อ f_s = Unit Skin Friction ของชั้นดินที่พิจารณา

$$f_s = \alpha C_u \quad \text{สำหรับชั้นดินเหนียว}$$

α = Adhesion factor ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามชนิดของเสาเข็ม

C_u = Undrained cohesion ของดินเหนียว

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta = \beta \sigma'_v \quad \text{สำหรับชั้นดินทราย}$$

K_s = Lateral earth pressure coefficient

$$= K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{สำหรับ bored pile}$$

$$= K_0 - 1.4 K_0 \quad \text{สำหรับ small displacement driven pile}$$

$$= K_0 - 1.8 K_0 \quad \text{สำหรับ very large displacement pile}$$

Bhusan(1982)ได้เสนอสมการความสัมพันธ์ของ K_s กรณีเสาเข็มตอกดังนี้

$$K_s = 0.5 + 0.008 D_r$$

D_r = ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (relative density, %)

วสท.(2521) ให้ใช้ค่า K_s ดังตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 ค่า K_s กรณีเสาเข็มตอก

N' (blows/ft)	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
K_s	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0

$$\sigma'_v = \text{Effective vertical stress}$$

δ = friction angle between pile and sand พบว่ามีค่าแปรเปลี่ยน

ระหว่าง 0.5ϕ ถึง 0.8ϕ ซึ่งควรพิจารณาเลือกใช้ดังนี้

$$= 0.75 \phi \text{ ถึง } \phi \quad \text{สำหรับ bored pile}$$

$$= 0.75 \phi \quad \text{สำหรับเสาเข็มตอก (driven pile)}$$

สำหรับดินเหนียวปนทราย (C- ϕ soil)

$$f_s = \alpha C_u + K_s \sigma'_v \tan \delta = \alpha C_u + \beta \sigma'_v$$

3.1.7 การคำนวณหน่วยแรงเสียดทานของเสาเข็มกับดินเหนียวด้วยวิธี แลมดาร์ (λ method)

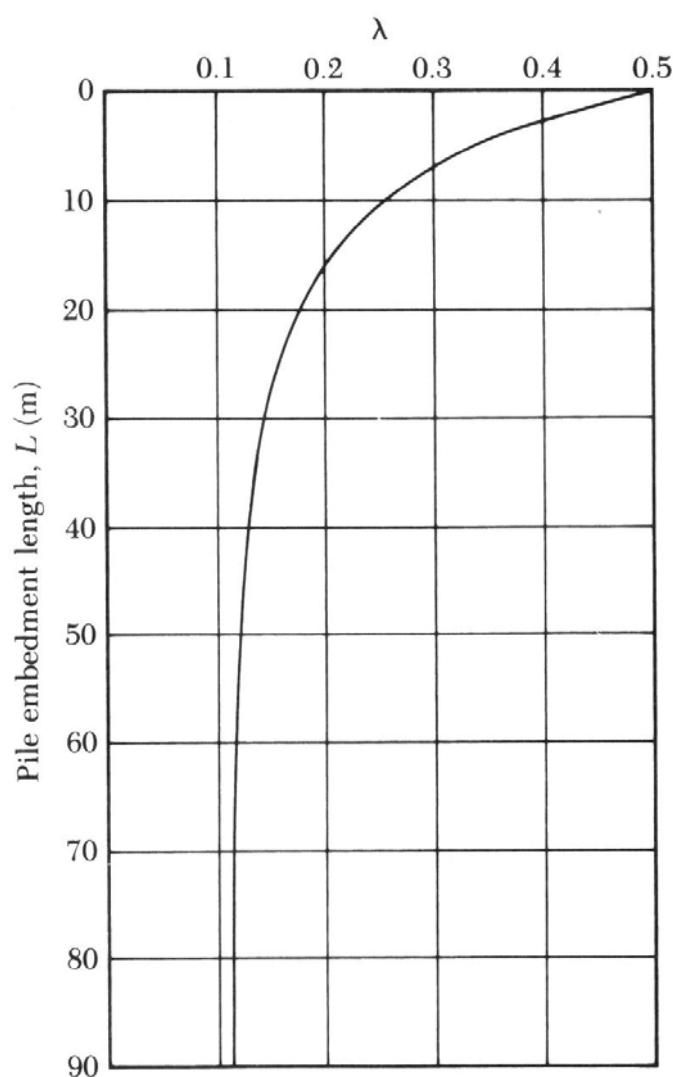
วิธีนี้เสนอโดย Vijayvergiya และ Focht (1972) โดยใช้สมมุติฐานว่าการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นเนื่องจากการตอกเสาเข็มทำให้เกิดแรงดันในสภาวะ passive ตลอดความลึกของเสาเข็มนั้นค่าหน่วยแรงเสียดทานของเสาเข็มกับดินเหนียว สามารถคำนวณได้จาก

$$f_s = \lambda (\sigma'_0 + 2c)$$

เมื่อ σ'_0 = ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งตลอดความยาวของเสาเข็ม

c = ค่าเฉลี่ยของแรงยึดเหนี่ยวของดินแบบไม่ระบายน้ำ (cohesion)

λ = ค่าสัมประสิทธิ์ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึกของเสาเข็มนับตั้งรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า λ กับความยาวเสาเข็ม

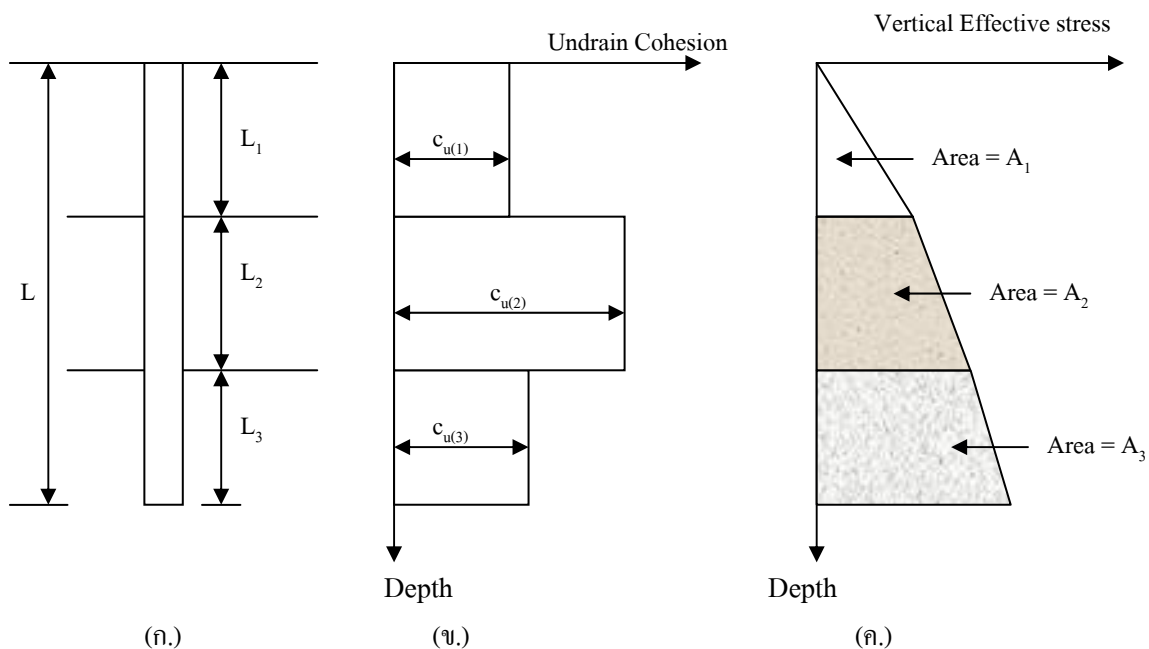
กรณีที่ต้องก่อกำเนิดในดินเหนียวที่มีลักษณะเป็นชั้นๆ ดังรูปที่ 3.9 (ก.) ซึ่งมีค่า c แต่ละชั้นแตกต่างกัน ดังรูปที่ 3.9 (ข.) ค่า c เฉลี่ยสามารถคำนวณจากสูตร

$$c = \frac{(c_1 L_1 + c_2 L_2 + \dots)}{L}$$

สำหรับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเฉลี่ยคำนวณได้ดังนี้

$$\sigma'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$

เมื่อ $A_1, A_2, A_3, \dots$ = พื้นที่ของหน่วยแรงประสิทธิผลดังรูปที่ 3.9 (ค.)



รูปที่ 3.9 การประยุกต์ใช้วิธี λ ในกรณีดินเหนียวหลายชั้น

3.1.8 การคำนวณหน่วยแรงเสียดทานของเสาเข็มกับดินเหนียวด้วยวิธี เบต้า (β method)

เมื่อตอกเสาเข็มลงในดินเหนียวอิ่มตัว แรงดันน้ำส่วนเกินจะเกิดขึ้นรอบๆเสาเข็ม สำหรับดินเหนียวชนิด normally consolidated จะเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินประมาณ 4 ถึง 6 เท่า ของค่า c ใดๆก็ตามค่าแรงดันน้ำส่วนเกินนี้จะลดลงเมื่อเวลาผ่านไป ดังนั้นการคำนวณหน่วยแรงเสียดทานของเสาเข็มกับดินเหนียว ต้องคำนวณจากค่ากำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลของดิน ($c' = 0$) ดังนั้นจะได้ว่า

$$f_s = \beta \sigma'_o$$

เมื่อ σ'_o = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งของดิน

$$\beta = K \tan \phi_R$$

ϕ_R = ค่ามุมเสียดทานของดินทดสอบแบบระบายน้ำ

K = สัมประสิทธิ์แรงดันดิน นิยมใช้ที่สภาวะ at rest ซึ่งจะได้ว่า

$$K = 1 - \sin \phi_R \quad \text{สำหรับ Normally consolidated Clays}$$

$$K = 1 - \sin \phi_R \sqrt{\text{OCR}} \quad \text{สำหรับ Overconsolidated Clays}$$

OCR = Overconsolidated Ratio

ดังนั้นสำหรับ Normally consolidated Clays สามารถเขียนสมการสำหรับคำนวณหน่วยแรงเสียดทานของเสาเข็มกับดินเหนียวได้ดังนี้

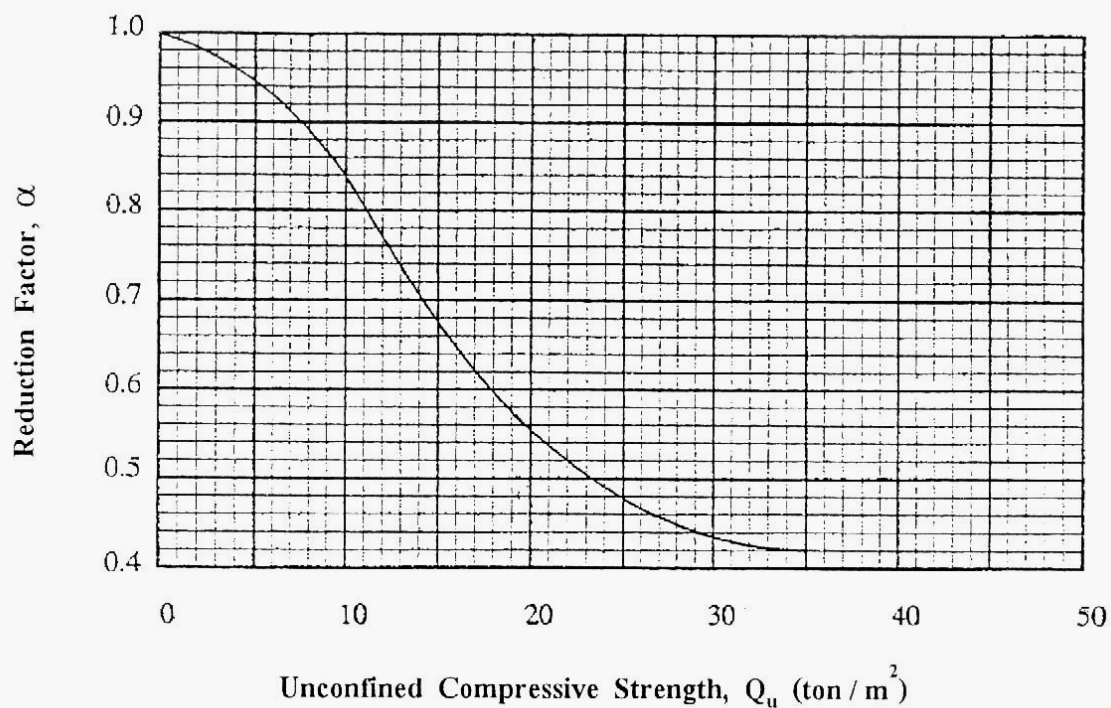
$$f_s = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_o$$

และสำหรับ Overconsolidated Clays สามารถเขียนสมการได้ดังนี้

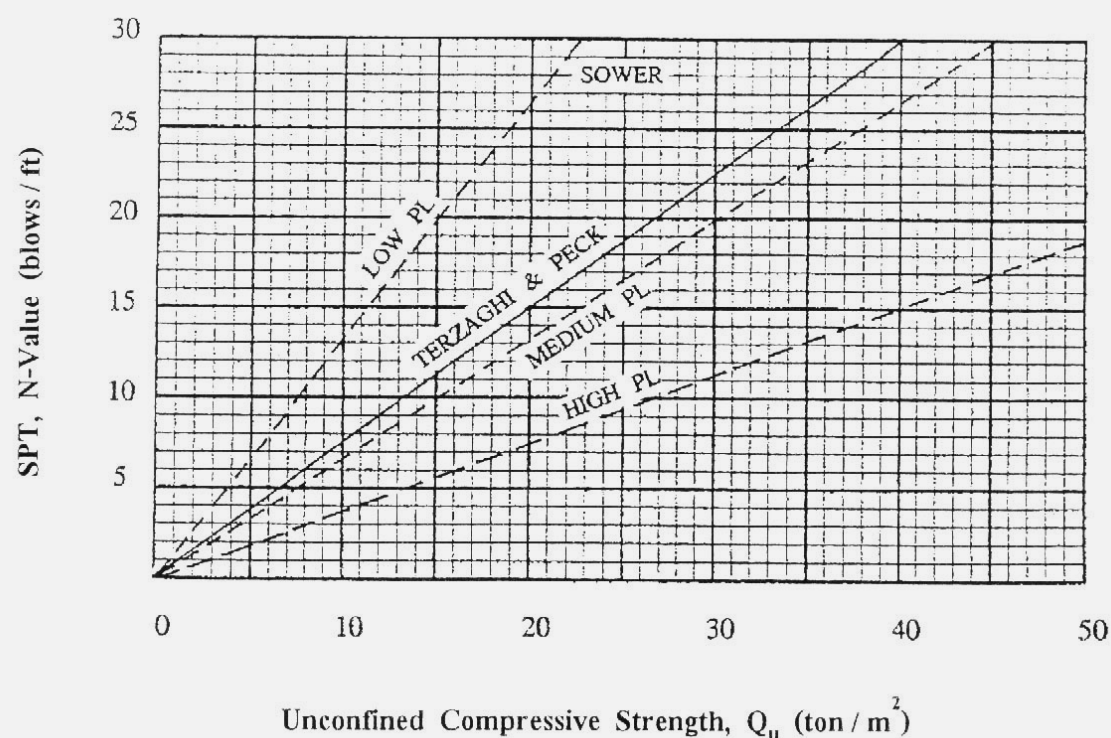
$$f_s = (1 - \sin \phi_R) \sqrt{\text{OCR}} \tan \phi_R \sigma'_o$$

และคำนวณกำลังรับแรงเสียดทานประลัยของเสาเข็มได้จากสมการ

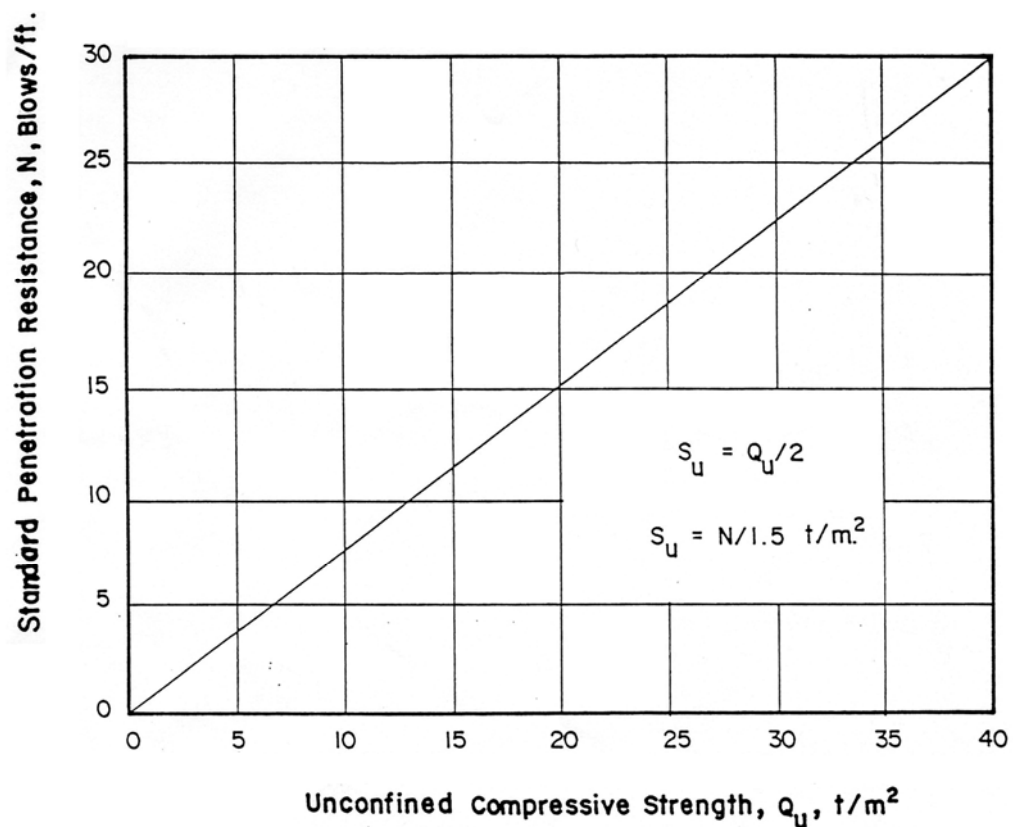
$$Q_s = \sum f_s p \Delta L$$



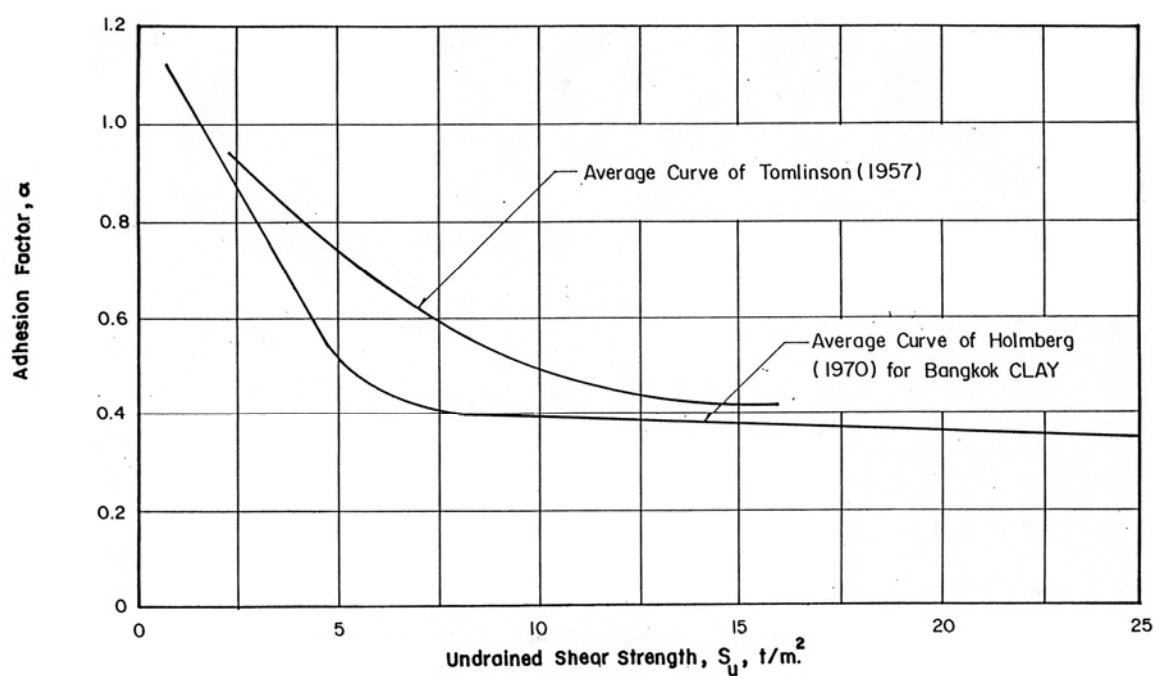
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Reduction Factor กับ Unconfined Compressive Strength สำหรับเสาเข็มตอก (Driven Pile)



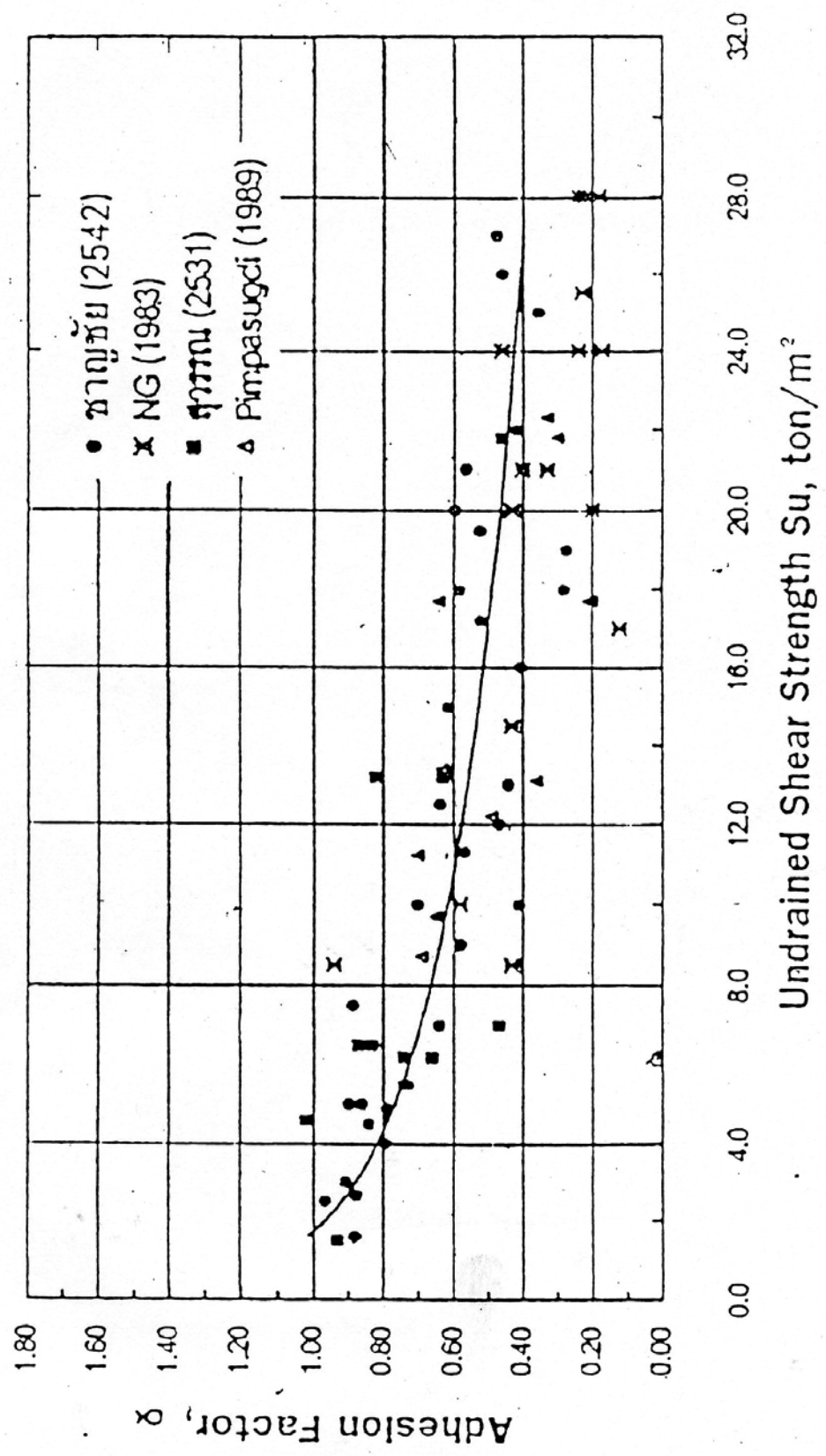
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT กับ Unconfined Compressive Strength ของดินเหนียว



รูปที่ 3.12 แผนภูมิสำหรับหาค่าแรงเฉือนของดิน (S_u) จากค่า N (Terzaghi and Peck, 1967)



รูปที่ 3.13 แผนภูมิสำหรับหาค่า Adhesion Factor, α ของดินเหนียว



รูปที่ 3.14 แผนภูมิสำหรับหาค่า Adhesion Factor, α ของดินเหนียวกรณีเสาเข็มเจาะ(Bored Pile)

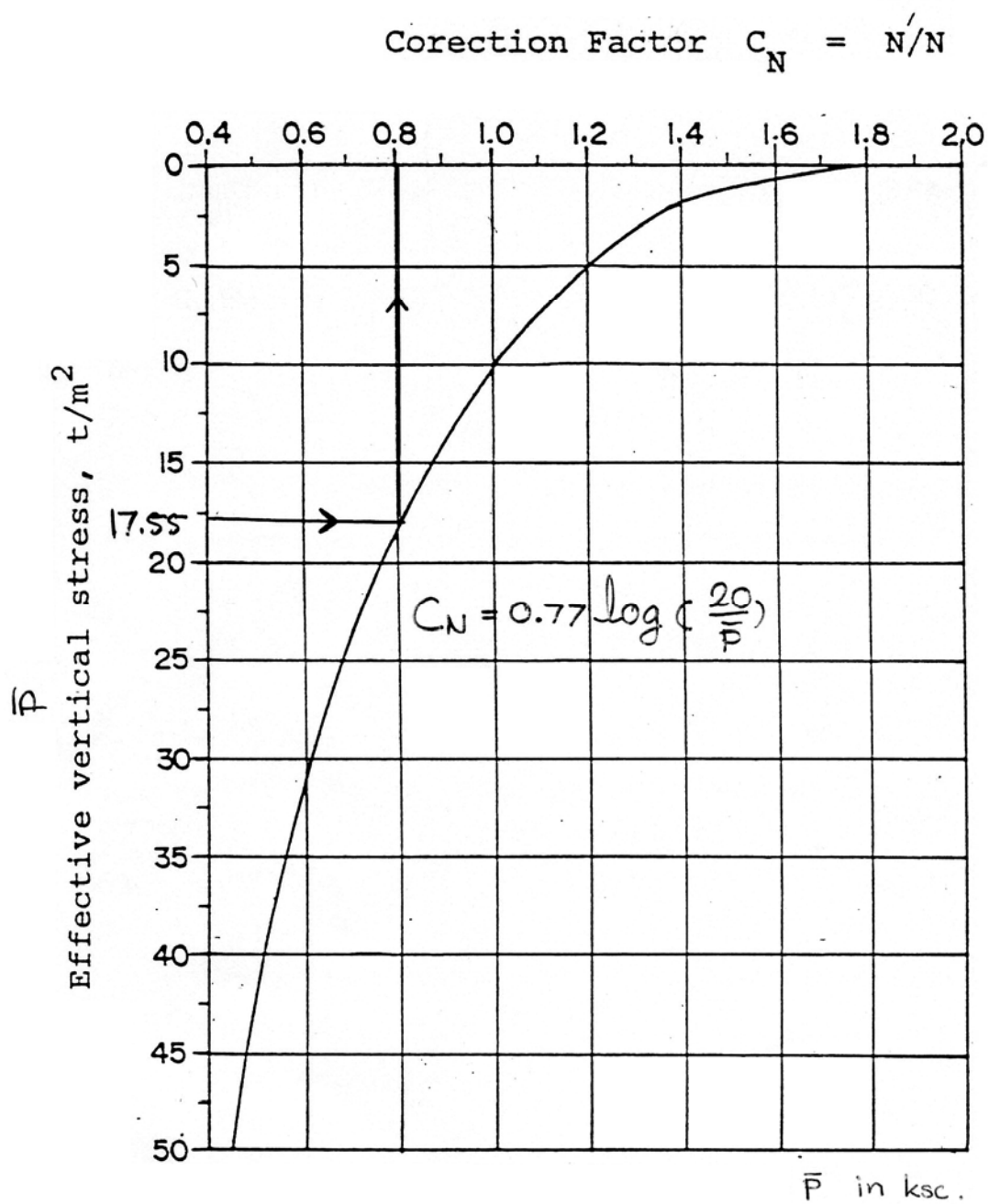
ตารางที่ 3.3 ค่ามุมเสียดทาน(Friction angles)ระหว่างดิน(หรือหิน) กับผิวของวัสดุที่ทำฐานรากต่างๆ

Friction angles δ between various foundation materials and soil or rock†	
Interface materials	Friction angle, δ , degrees‡
Mass concrete or masonry on the following:	
Clean sound rock	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	29-31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	24-29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	19-24
Fine sandy silt, nonplastic silt	17-19
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	22-26
Medium stiff and stiff clay and silty clay	17-19
Steel sheet piles against:	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard-rock fill	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
Formed concrete or concrete sheetpiling against:	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22-26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	17-22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14
Various structural materials:	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock	35
Dressed hard rock on dressed soft rock	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	29
Masonry on wood (cross grain)	26
Steel on steel at sheet-pile interlocks	17
Wood on soil	14-16§

† Based in part on NAFAC (1971).
‡ Single values ± 2 . Alternate for concrete on soil is $\delta = \phi$.
§ May be higher in dense sand or if sand penetrates wood.

ตารางที่ 3.4 ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินข้างเข็ม K_s และมุม δ ระหว่างดินทรายกับเสาเข็ม(Tomlinson,1974)

ชนิดของเสาเข็ม	มุมเสียดทาน δ	สัมประสิทธิ์ K_s	
		$N < 20$	$N > 20$
เสาเข็มเหล็ก	20°	0.5	1.0
เสาเข็มคอนกรีต(Driven Pile)	0.75ϕ	1.0	2.0
เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่(Bored Pile)	1.00ϕ	1.0	2.0
เสาเข็มไม้	0.67ϕ	1.5	4.0



รูปที่ 3.15 ค่า Correction Factor (C_N) สำหรับปรับแก้ค่า SPT (N-Value)

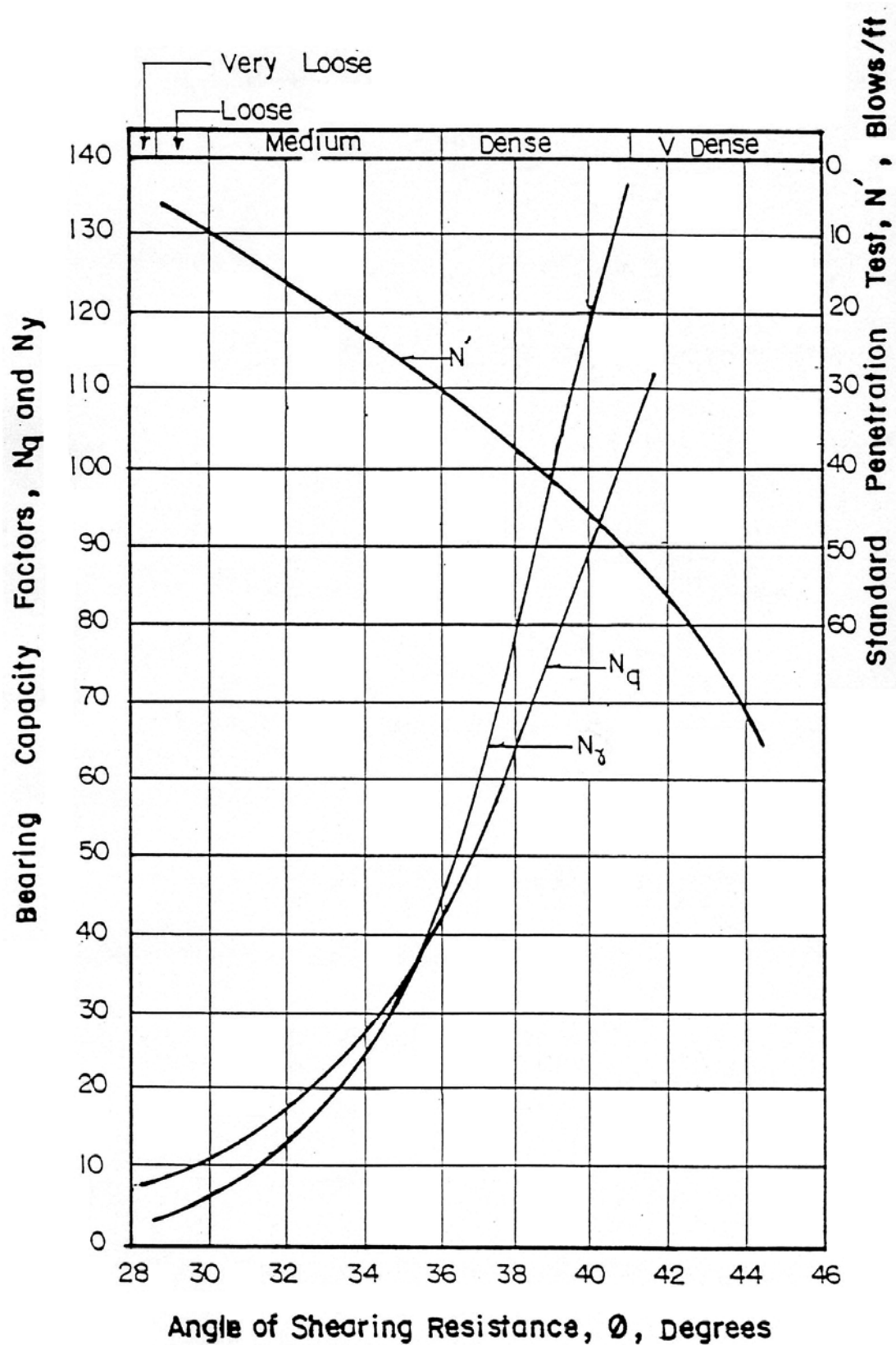
เสนอโดย Peck, Hanson และ Thornburn (1974)

ตารางที่ 3.5 ค่า Correction Factor (C_N) สำหรับปรับแก้ค่า SPT (N) เสนอโดย Peck, Hanson และ Thornburn (1974)

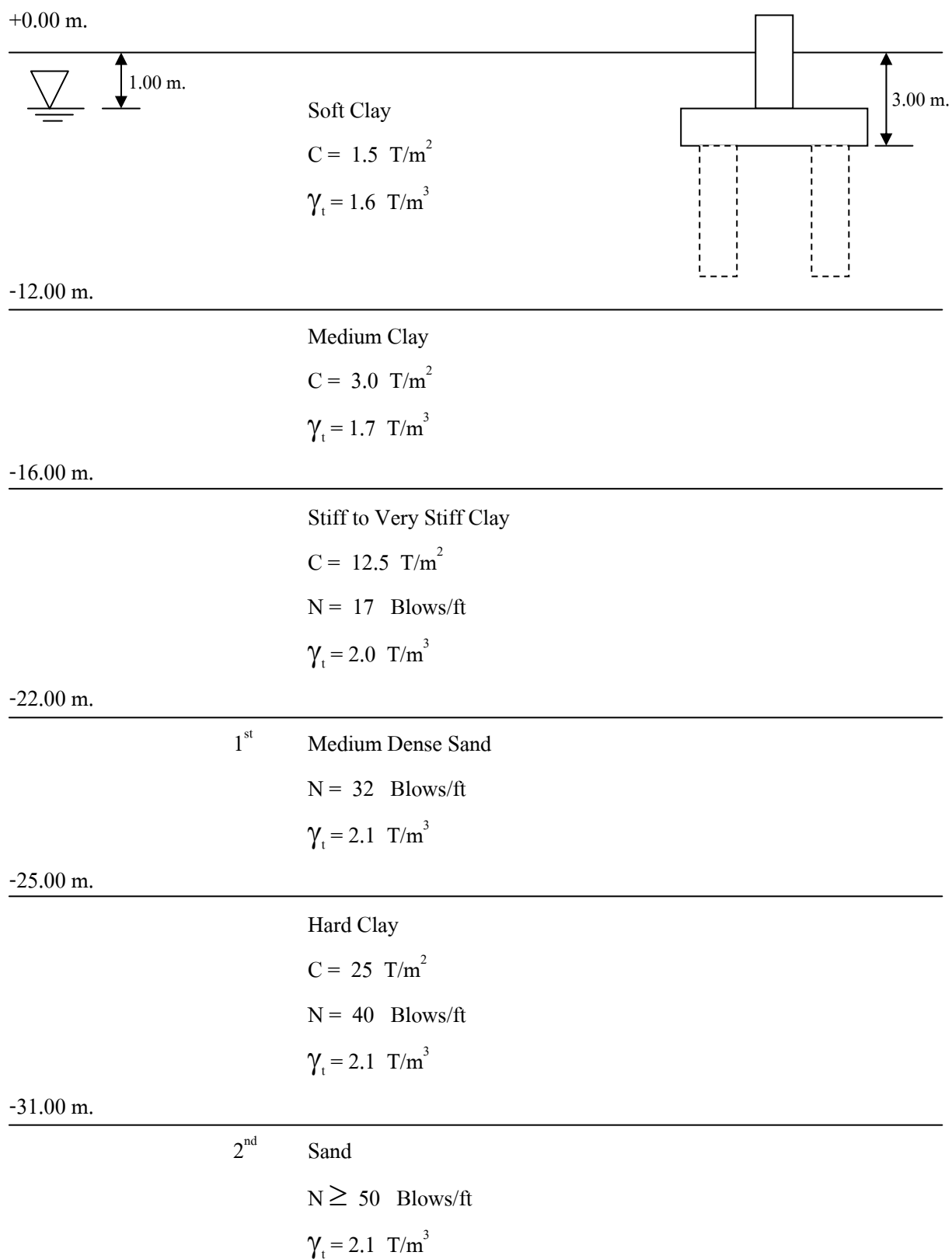
P' (t/m ²)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1	1.772	1.740	1.711	1.684	1.659	1.636	1.615	1.594	1.575	1.557
2	1.540	1.524	1.508	1.493	1.479	1.465	1.452	1.440	1.427	1.416
3	1.404	1.393	1.383	1.373	1.363	1.353	1.343	1.334	1.325	1.317
4	1.308	1.300	1.292	1.284	1.276	1.269	1.261	1.254	1.247	1.240
5	1.234	1.227	1.220	1.214	1.208	1.202	1.196	1.190	1.184	1.178
6	1.173	1.167	1.162	1.156	1.151	1.146	1.141	1.136	1.131	1.126
7	1.121	1.116	1.112	1.107	1.102	1.098	1.094	1.089	1.085	1.081
8	1.076	1.072	1.068	1.064	1.060	1.056	1.052	1.048	1.045	1.041
9	1.037	1.033	1.030	1.026	1.022	1.019	1.015	1.012	1.009	1.005
10	1.002	0.998	0.995	0.992	0.989	0.985	0.982	0.979	0.976	0.973
11	0.970	0.967	0.964	0.961	0.958	0.955	0.952	0.949	0.946	0.944
12	0.941	0.938	0.935	0.933	0.930	0.927	0.925	0.922	0.919	0.917
13	0.914	0.911	0.909	0.906	0.904	0.901	0.899	0.897	0.894	0.892
14	0.889	0.887	0.885	0.882	0.880	0.878	0.875	0.873	0.871	0.868
15	0.866	0.864	0.862	0.860	0.857	0.855	0.853	0.851	0.849	0.847
16	0.845	0.843	0.840	0.838	0.836	0.834	0.832	0.830	0.828	0.826
17	0.824	0.822	0.820	0.818	0.817	0.815	0.813	0.811	0.809	0.807
18	0.805	0.803	0.802	0.800	0.798	0.796	0.794	0.792	0.791	0.789
19	0.787	0.785	0.784	0.782	0.780	0.778	0.777	0.775	0.773	0.772
20	0.770	0.768	0.767	0.765	0.763	0.762	0.760	0.758	0.757	0.755
21	0.754	0.752	0.751	0.749	0.747	0.746	0.744	0.743	0.741	0.740
22	0.738	0.737	0.735	0.734	0.732	0.731	0.729	0.728	0.726	0.725
23	0.723	0.722	0.720	0.719	0.717	0.716	0.715	0.713	0.712	0.710
24	0.709	0.708	0.706	0.705	0.704	0.702	0.701	0.699	0.698	0.697
25	0.695	0.694	0.693	0.691	0.690	0.689	0.687	0.686	0.685	0.684
26	0.682	0.681	0.680	0.678	0.677	0.676	0.675	0.673	0.672	0.671
27	0.670	0.668	0.667	0.666	0.665	0.664	0.662	0.661	0.660	0.659
28	0.657	0.656	0.655	0.654	0.653	0.652	0.650	0.649	0.648	0.647
29	0.646	0.645	0.643	0.642	0.641	0.640	0.639	0.638	0.637	0.636
30	0.634	0.633	0.632	0.631	0.630	0.629	0.628	0.627	0.626	0.625
31	0.623	0.622	0.621	0.620	0.619	0.618	0.617	0.616	0.615	0.614
32	0.613	0.612	0.611	0.610	0.609	0.608	0.607	0.606	0.605	0.604
33	0.603	0.602	0.601	0.600	0.599	0.598	0.597	0.596	0.595	0.594
34	0.593	0.592	0.591	0.590	0.589	0.588	0.587	0.586	0.585	0.584
35	0.583	0.582	0.581	0.580	0.579	0.578	0.577	0.576	0.575	0.574
40	0.538	0.537	0.537	0.536	0.535	0.534	0.533	0.532	0.532	0.531
45	0.499	0.498	0.497	0.497	0.496	0.495	0.494	0.494	0.493	0.492
50	0.464	0.463	0.462	0.462	0.461	0.460	0.460	0.459	0.458	0.458

หมายเหตุ Corection Factor $C_N = N'/N = 0.77 \log (20/ P')$

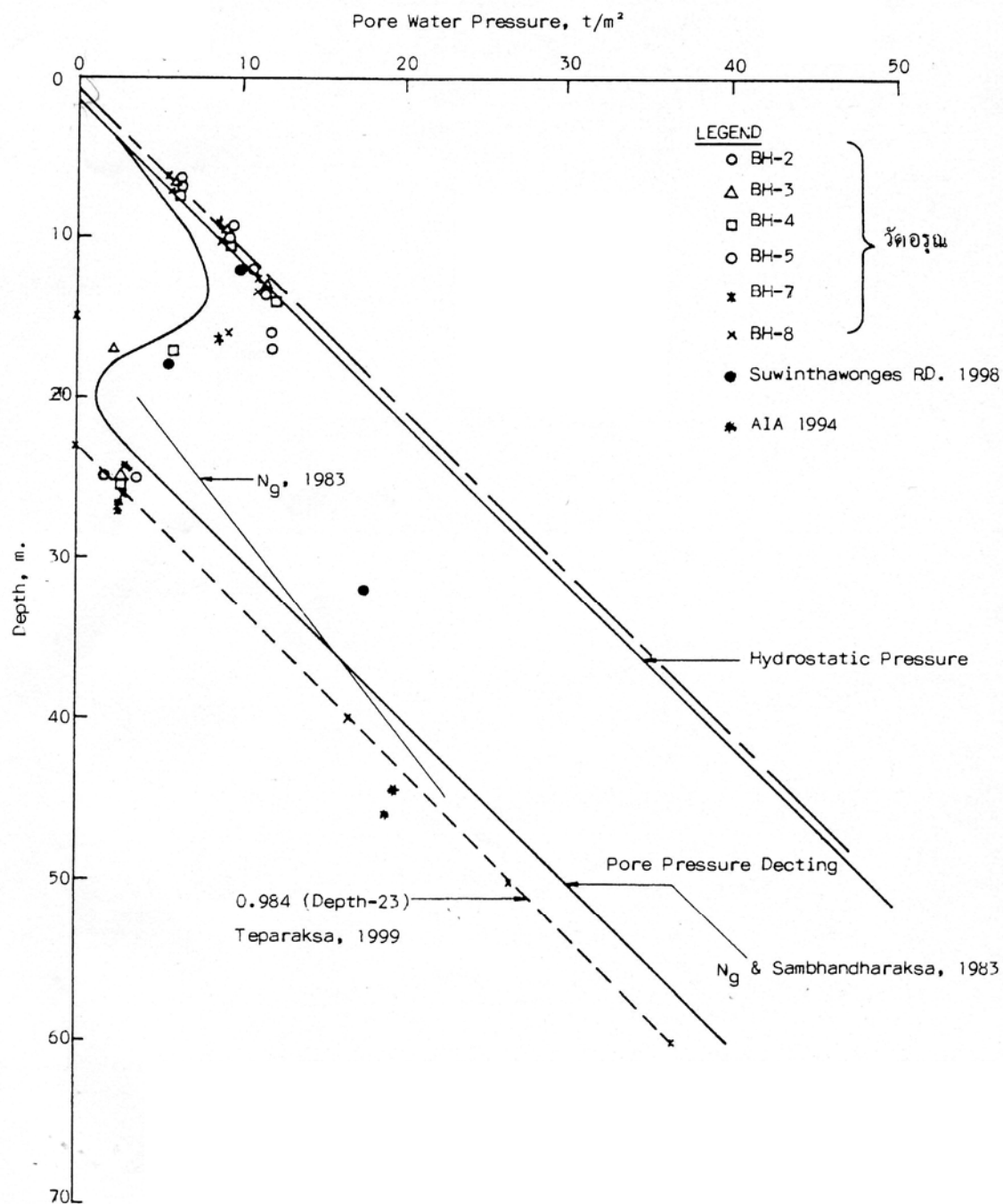
P' = Effective Vertical Stress (ksc.)



รูปที่ 3.16 แผนภูมิสำหรับหาค่า N_q และ N_y จากค่า N' (Peck, Hanson and Thornburn, 1974)

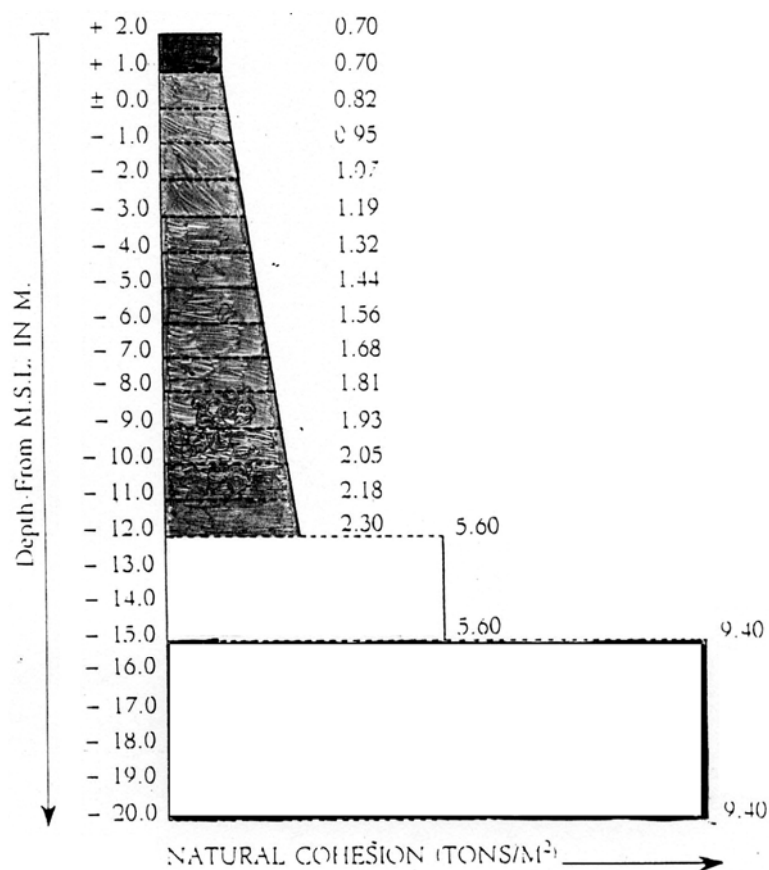


รูปที่ 3.17 Soil Profile ของชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok Clay)



รูปที่ 3.18 แสดงค่าแรงดันน้ำในโพรงดินกับความลึกสำหรับกรุงเทพฯ (วสท.,2544)

ตารางรับน้ำหนักของดินสำหรับงานฐานรากทั่วไปและเขตกรุงเทพมหานคร
 AVERAGE COHESION VALUE FOR BANGKOK AREA



NOTE

THE ACTUAL SAFE LOAD OF THE PILE MAY VARY ACCORDING TO THE SOIL CONDITION AND PROFILE.
 THE NUMBERS SHOWN IN THE TABLE ARE FOR BANGKOK AREA AND SUBURBS OF WHICH THE SOIL IS RATHER
 SOFT AND HAVING FACTOR OF SAFETY OF 2.

เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงรูปสี่เหลี่ยม

Prestressed Concrete Square Pile

ตามมาตรฐาน ม.อ.ก. 396-2524

Standard Specification According to TIS 396-2524

รูปตัด	ชนิดเสาเข็ม	ขนาดเสาเข็ม	เส้นรอบรูป	พื้นที่หน้าตัด	น้ำหนัก	ความยาวสูงสุด	น้ำหนักปลอดภัย* ของเสาเข็ม	น้ำหนักปลอดภัย** ของดินถม, และบริเวณชาน
Section	Type	Dimension D x D (cm x cm)	Perimeter (cm)	Cross Sectional Area (cm ²)	Weight (kg/m)	Max. length (m)	Safe load * of Pile (tons.)	Safe load of soil** for Bangkok area and Syburbs (tons.)
	SS15	15.0x15.0	60	225	54	10	20	5
	SS18	18.0x18.0	72	324	78	14	30	10
	SS22	22.0x22.0	88	484	116	21	50	20-30
	SS25	25.0x25.0	100	625	150	22	65	30-40
	SS26	26.0x26.0	104	676	162	22	70	30-50
	SS30	30.0x30.0	120	900	216	24	90	40-50
	SS35	35.0x35.0	140	1,225	294	25	125	50-60
	SS40	40.0x40.0	160	1,600	384	25	165	60-80
	SS45	45.0x45.0	180	2,025	486	28	205	70-100
	SS52.5	52.5x52.5	210	2,756	661	28	280	80-150
	HSC52.5	52.5x52.5 (d = 30 cm.)	210	2,049	492	30	205	80-150
	HSC65	65.0x65.0 (d = 40 cm.)	260	2,968	713	25	310	100-160
	HSS65	65.0x65.0	260	2,625	630	25	265	100-160

* น้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็มที่วางไว้ เป็นน้ำหนักปลอดภัยเฉพาะตัวเสาเข็มเท่านั้น น้ำหนักปลอดภัยนี้จะไม่ขึ้นอยู่กับสภาพดินแต่ละพื้นที่ และคิดค่าควมต้านปลอดภัยเท่ากับ 2

* The safe load in this table is only the safe load of the prestressed concrete pile itself, but the maximum safe load exactly depends on soil condition. And use the factor of safety of 2.

** น้ำหนักปลอดภัยของดินถม, และ บริเวณชาน คิดค่าควมต้านปลอดภัยเท่ากับ 2

** The safe load of soil for Bangkok and Suburbs area. The factor of safety of 2.

เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ

Prestressed Concrete I-Section Pile

ตามมาตรฐาน ม.อ.ก. 396-2524

Standard Specification According to TIS 396-2524

รูปตัด	ชนิดเสาเข็ม	ขนาดเสาเข็ม	เส้นรอบรูป	พื้นที่หน้าตัด	น้ำหนัก	ความยาวสูงสุด	น้ำหนักกองเสาเข็ม * รอกเสาเข็ม	น้ำหนักกองเสาเข็ม** รอกดินกม. และบริเวณชาน
Section	Type	Dimension D x D (cm x cm)	Perimeter (cm)	Cross Sectional Area (cm ²)	Weight (kg/m)	Max. length (m)	Safe load * of Pile (tons.)	Safe load of soil** for Bangkok area and Syburbs (tons.)
	IS18	18.0x18.0	88	210	50	14	20	10
	IS22	22.0x22.0	107	344	82	22	30	20-30
	IS26	26.0x26.0	126	500	120	24	50	30-50
	IS30 A	30.0x30.0	150	600	144	24	60	40-50
	IS30 B	30.0x30.0	146	666	160	24	65	40-50
	IS35 A	35.0x35.0	174	781	187	25	75	50-60
	IS35 B	35.0x35.0	170	884	212	25	90	50-60
	IS40 A	40.0x40.0	202	1,028	247	25	100	60-80
	IS40 B	40.0x40.0	197	1,240	298	25	125	60-80

* น้ำหนักกองเสาเข็มในตารางนี้เป็นน้ำหนักกองเสาเข็มเฉพาะตัวเสาเข็มเท่านั้น น้ำหนักกองเสาเข็มจะขึ้นอยู่กับสภาพดินและระดับที่ และคิดค่าอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2

* The safe load in this table is only the safe load of the prestressed concrete pile itself, but the maximum safe load exactly depends on soil condition. And use the factor of safety of 2.

** น้ำหนักกองเสาเข็มดิน กม. และ บริเวณชาน คิดค่าอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2

** The safe load of soil for Bangkok and Suburbs area. The factor of safety of 2.

PACO PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES

STANDARD OF
PACO - PRESTRESS CONCRETE SPUN PILES

ข้อมูลด้านวิชาการ
เสาะเชื่อมกลมแรงเหวี่ยงพาโก้

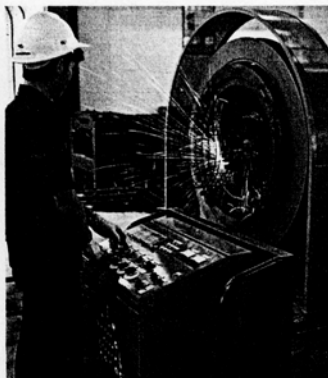
เส้นผ่า ศูนย์กลาง	ความหนา	ความยาว ต่อท่อน	พื้นที่ หน้าตัด คอนกรีต	พื้นที่เต็ม หน้าตัด	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย ของคอนกรีต	น้ำหนัก ต่อเมตร	มาตรฐาน	แรงอัด ตามแกน ปลอดภัย	รับน้ำหนัก ปลอดภัย
OUTER DIAM. (MM)	WALL THICKNESS (MM)	LENGTH PER PCE. (M)	CONCRETE CROSS SECTION AREA (CM. ²)	TOTAL CROSS SECTION AREA (CM. ²)	MOMENT OF INERTIA OF CONCRETE (CM. ⁴)	NOMINAL WEIGHT (KG/M)	CLASS	ALLOWABLE AXIAL LOAD ON PILE (T)	RECOMMENDED SAFE LOAD (BKK AREA) (T)
200	55	7-13	251	314	7532	65	PACO TIS	29	20-25
250	55	7-15	337	491	17289	88	PACO TIS	39	30-35
300	65	7-17	480	707	35661	125	PACO TIS	55	40-55
350	70	7-17	616	962	64115	160	PACO TIS	71	60-70
400	75	7-17	766	1257	106489	199	PACO TIS	88	70-85
450	80	7-17	930	1591	166570	242	PACO TIS	107	85-100
500	90	7-17	1159	1964	255324	301	PACO TIS	133	90-125
600	100	7-17	1571	2828	510509	408	PACO TIS	181	120-170
700	110	7-15	2039	3850	918012	530	PACO	234	140-210
800	120	7-14	2564	3028	1527870	667	PACO	295	180-270
1000	140	7-13	3782	7857	3589571	983	PACO	435	250-410

REMARKS: RECOMMENDED SAFE LOAD DEPENDS ON SOIL CONDITION & TOTAL LENGTH OF PILE

PACO = SPECIFIED STANDARD OF PRESTRESS STEEL BY PACO

TIS. = SPECIFIED STANDARD OF PRESTRESS STEEL BY THAI INDUSTRIAL STANDARD 398-2524(1981)

ALL CONCRETE DESIGN REFERRED FROM TIS. 398-2524(1981)



คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการผลิต เสาเข็มกลมแรงเหวี่ยง

1. คอนกรีต (CONCRETE)

- หินและทรายตรวจสอบ GRADATION ตามข้อกำหนดของมวลรวมผสม มอก. 398-2524
- ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ตามข้อกำหนดของ ASTM DESIGNATION c 150 TYPE 1 หรือ TYPE 3 หรือตามข้อกำหนด มอก. 15-2524/2517 ประเภท 1 หรือประเภท 3
- ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต (ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE) ของแท่งทรงกระบอกไม่ต่ำกว่า 500 กก./ซม.². ตามข้อกำหนด มอก. 398-2524
- ค่ากำลังอัดคอนกรีตที่ถ่ายแรงเข้าเนื้อคอนกรีต (COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE AT LOAD TRANSFER) ของแท่งทรงกระบอกไม่ต่ำกว่า 250 กก./ซม.². ตามข้อกำหนด มอก. 398-2524
- การบ่มคอนกรีตใช้วิธีบ่มด้วยไอน้ำและน้ำ
- การอัดแรงตามวิธี PRETENSIONING METHOD

2. ลวดเหล็กอัดแรงกำลังสูง (HIGH TENSION PRESTRESSED CONCRETE STEEL WIRE)

- ลวดอัดแรงใช้ขนาด DIAMETER ϕ 4MM., ϕ 5MM., ϕ 7MM., ϕ 9MM. ตามข้อกำหนดของ มอก. 95-2525
- ความต้านแรงดึงสูงสุด (ULTIMATE TENSILE STRESS) ไม่ต่ำกว่า 16,500-17,500 กก./ซม.².
- ลวดอัดแรงจะถูกยืดด้วยแรงดึงไม่น้อยกว่า 70-75% ของแรงดึงสูงสุดเพื่อใช้เป็นกำลังความต้านทานแรงดึงในขั้นแรก

3. ลวดโครงเหล็ก (CAGED STEEL WIRE)

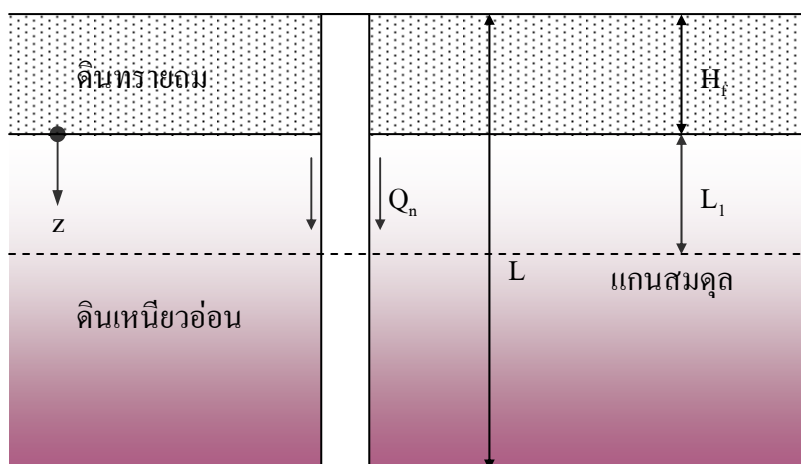
- ใช้ลวดเหล็กขนาด 3MM., 4MM., หรือ 5MM., มอก. 194-2519
- ความต้านทานแรงดึงสูงสุด (ULTIMATE TENSILE STRESS) ไม่ต่ำกว่า 4,100 กก./ซม.².



3.1.7 การคำนวณ Negative skin friction

Negative skin friction คือแรงแรงกดลงของดินรอบๆเสาเข็ม ซึ่งเกิดขึ้นได้หลายกรณี ได้แก่

- 1) การถมทรายลงบนดินเหนียวอ่อนหลังจากตอกเสาเข็ม การถมดินดังกล่าวจะทำให้ดินเหนียวอ่อนเกิดการยุบอัดตัวคายน้ำ (consolidated) และทำให้เกิดแรงกดลงของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวอ่อนจนถึงแกนสมดุล ดังรูปที่ 3.10
- 2) การถมดินเหนียวอ่อนลงบนดินทรายหลังจากตอกเสาเข็ม ดินเหนียวอ่อนที่ถมจะเกิดการยุบอัดตัวคายน้ำ (consolidated) และทำให้เกิดแรงกดลงของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ถมเท่านั้น
- 3) การถมดินเหนียวอ่อนลงบนดินเหนียวอ่อนหลังจากตอกเสาเข็ม ดินเหนียวอ่อนจะเกิดการยุบอัดตัวคายน้ำ (consolidated) ทั้งดินเดิมและดินที่ถม และทำให้เกิดแรงกดลงของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ถมและชั้นดินเดิมจนถึงแกนสมดุล
- 4) การลดระดับลงของน้ำใต้ดิน ซึ่งจะทำให้หน่วยแรงในแนวตั้งเพิ่มขึ้นทำให้ชั้นดินเหนียวเกิดการยุบอัดตัวคายน้ำเพิ่มขึ้น และทำให้เกิดแรงกดลงของเสาเข็มเช่นเดียวกัน



รูปที่ 3.10 การเกิด Negative skin friction กรณีถมดินทรายบนดินเหนียวอ่อน

3.1.7.1) กรณีถมดินทรายบนดินเหนียวอ่อน

ต้องการหาคัดสมมูลในชั้นดินเหนียวอ่อนดังนี้

$$L_1 = \left(\frac{L - H_f}{L_1} \right) \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'}$$

$$\text{และ} \quad Q_n = \int_0^{L_1} pf \cdot dz$$

พิจารณาแบบ drain condition

$$Q_n = \int_0^{L_1} pK(q'_o + \gamma'_z) \tan \delta \cdot dz$$

$$Q_n = \int_0^{L_1} pK(\gamma'_f \cdot H_f + \gamma'_z \cdot z) \tan \delta \cdot dz$$

ดังนั้น $Q_n = p K \gamma'_f H_f \tan \delta L_1 + \frac{L_1^2 p K \gamma'_z \tan \delta}{2}$

เมื่อ γ'_f = Effective unit weight ของดินถม

γ'_z = Effective unit weight ของดินเหนียวอ่อน

p = เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

δ = $0.3 \phi - 0.7 \phi$

K = $K_o = 1 - \sin \phi$

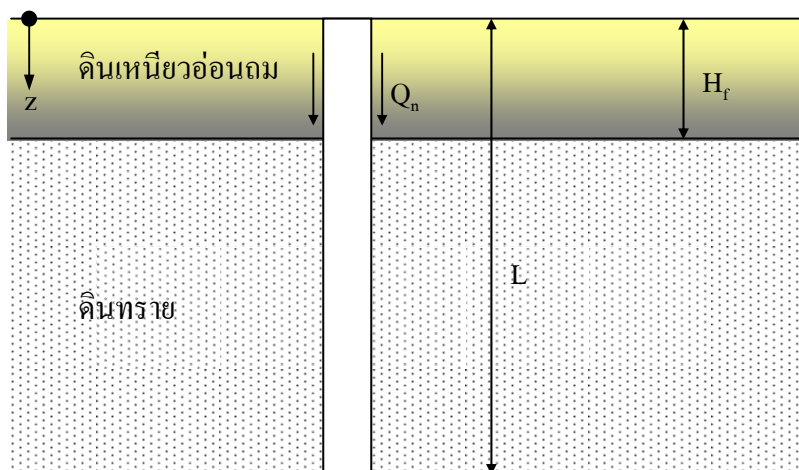
ϕ = Drain friction angle ของดินเหนียวอ่อน

พิจารณาแบบ undrain condition ($\phi = 0$)

$$Q_n = p L_1 \alpha C_u$$

เมื่อ α = Empirical Adhesion Factor

C_u = Undrained Cohesion ของดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 3.11 การเกิด Negative skin friction กรณีถมดินเหนียวอ่อนบนดินที่แข็ง

3.1.7.2) กรณีถมดินเหนียวอ่อนบนดินที่แข็ง

จะเกิด Negative skin friction ในดินเหนียวอ่อนเท่านั้นดังรูปที่ 3.11

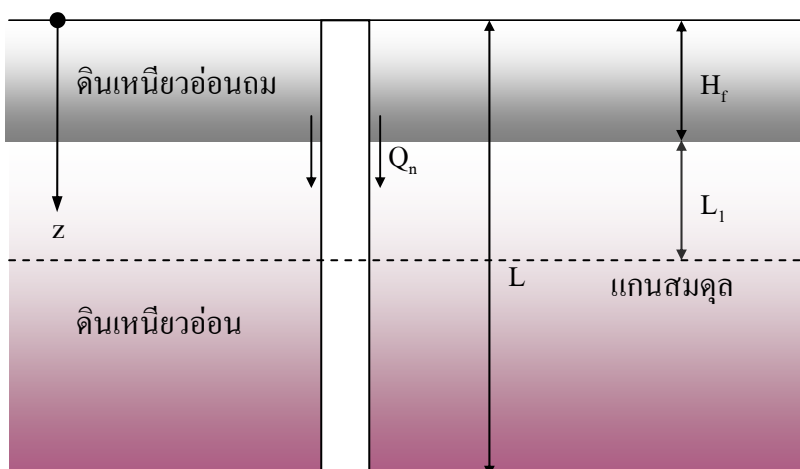
พิจารณาแบบ drain condition

$$Q_n = \int_0^{H_f} pK(\gamma'_r \cdot z) \tan \delta \cdot dz$$

ดังนั้น $Q_n = p K \gamma'_r \frac{H_f^2}{2} \tan \delta$

พิจารณาแบบ undrain condition ($\phi = 0$)

$$Q_n = p L_1 \alpha C_u$$



รูปที่ 3.12 การเกิด Negative skin friction กรณีถมดินเหนียวอ่อนบนดินเหนียวอ่อน

3.1.7.3) กรณีถมดินเหนียวอ่อนบนดินเหนียวอ่อน

จะทำให้ดินเหนียวถมและดินเดิมทรุดตัวลงไปด้วยกันจึงต้องพิจารณาค่า Q_n ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินถมด้วยดังรูปที่ 3.12

3.1.7.4) กรณีลดระดับน้ำใต้ดิน

เมื่อระดับน้ำใต้ดินลดลงจะทำให้หน่วยแรงในแนวตั้งประสิทธิผลของชั้นดิน (Effective Vertical Stress) มากขึ้นและจะทำให้เกิดแรงดูดลงของเสาเข็ม โดยคิดค่า Q_n ตลอดความยาวของเสาเข็ม

$$\text{ค่า } Q_n = \sum A_f f$$

$$\text{เมื่อ } \sum A_f = \text{พื้นที่ผิวของเสาเข็ม}$$

3.1.8 การพิจารณากำลังรับน้ำหนักโดยตลอดภัยของเสาเข็มเดี่ยว

กรณีไม่มี Negative skin friction และเป็น Compression Load

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_f + \frac{Q_b}{3}}{F.S.} - W_p \quad \text{โดยใช้ค่า F.S.} = 2.5 - 3.0$$

กรณีไม่มี Negative skin friction และเป็น Tension Load

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_f}{F.S.} + W_p \quad \text{โดยใช้ค่า F.S.} = 2.5 - 3.0$$

กรณีมี Negative skin friction และเป็น Compression Load

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_f + \frac{Q_b}{3}}{F.S.} - Q_n - W_p \quad \text{โดยใช้ค่า F.S.} = 1.4 - 1.6$$

3.1.9 กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเดี่ยวจากการทดสอบในสนาม

Dutch Cone Penetration Test

สำหรับ Cohesionless Soil สามารถคำนวณค่า Ultimate End Bearing ได้ดังนี้

$$Q_b = A_b (C_{kd})$$

เมื่อ C_{kd} = Cone Point Resistance เฉลี่ยค่าในช่วง 1 D ต่ำกว่าปลายเข็ม ถึง 4 D สูงกว่าปลายเข็ม โดย D = ความกว้างของเสาเข็ม

สำหรับค่า Ultimate Skin Friction Load สามารถคำนวณได้ดังนี้

สำหรับ Displacement Piles

$$Q_f = \sum A_f \frac{C_{kd(ave.)}}{2000} \quad (\text{tons})$$

สำหรับ H-Pile

$$Q_f = \sum A_f \frac{C_{kd(ave.)}}{4000} \quad (\text{tons})$$

$C_{kd(ave.)}$ = Average Cone Point Resistance ตลอดช่วงความยาวเสาเข็ม (t/m^2)

Overall F.S. = 2.5

Standard Penetration Test สำหรับ Cohesionless Soil (Meyerhof, 1972)

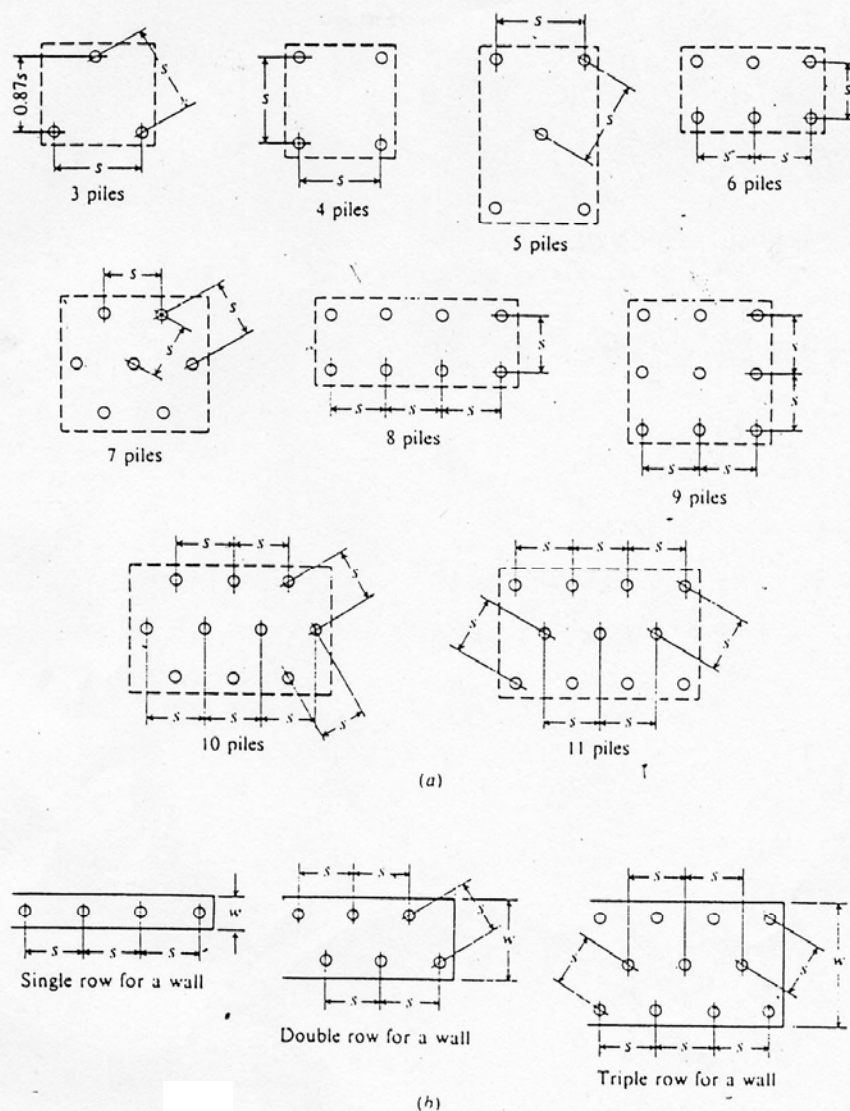
$$Q_b = A_b \left(4 \frac{NL}{D} \right) \leq A_b (40 \text{ N}) \quad (\text{ton})$$

โดย

N = Average Standard Penetration Number ในช่วง ต่ำกว่าปลายเข็ม 4 D
ถึงช่วงสูงกว่าปลายเข็ม 10 D

A_b = พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม (m^2)

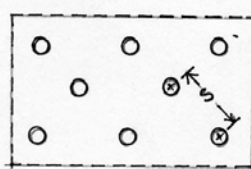
ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม



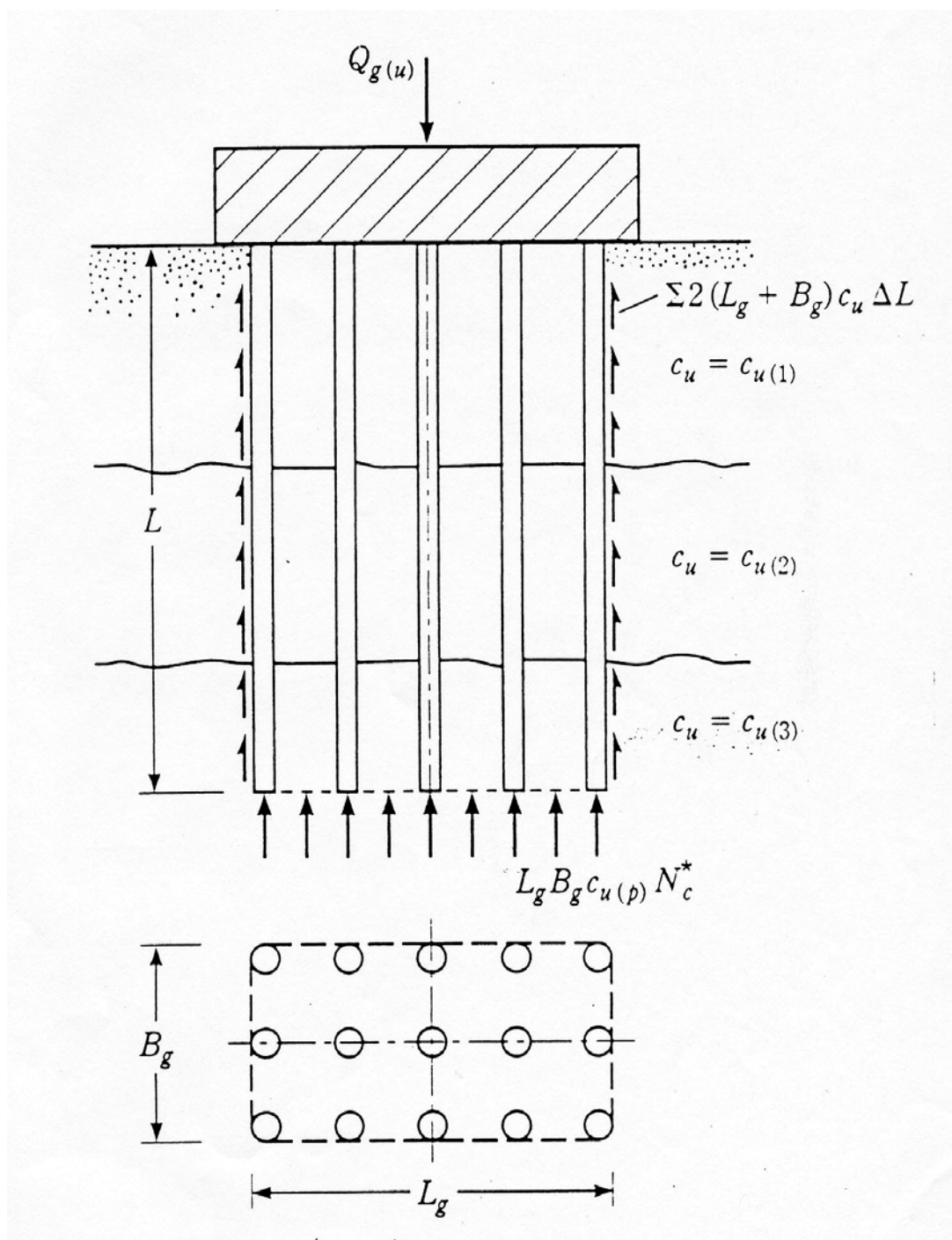
รูปที่ การจัดรูปแบบของเสาเข็มกลุ่มโดยทั่วไป

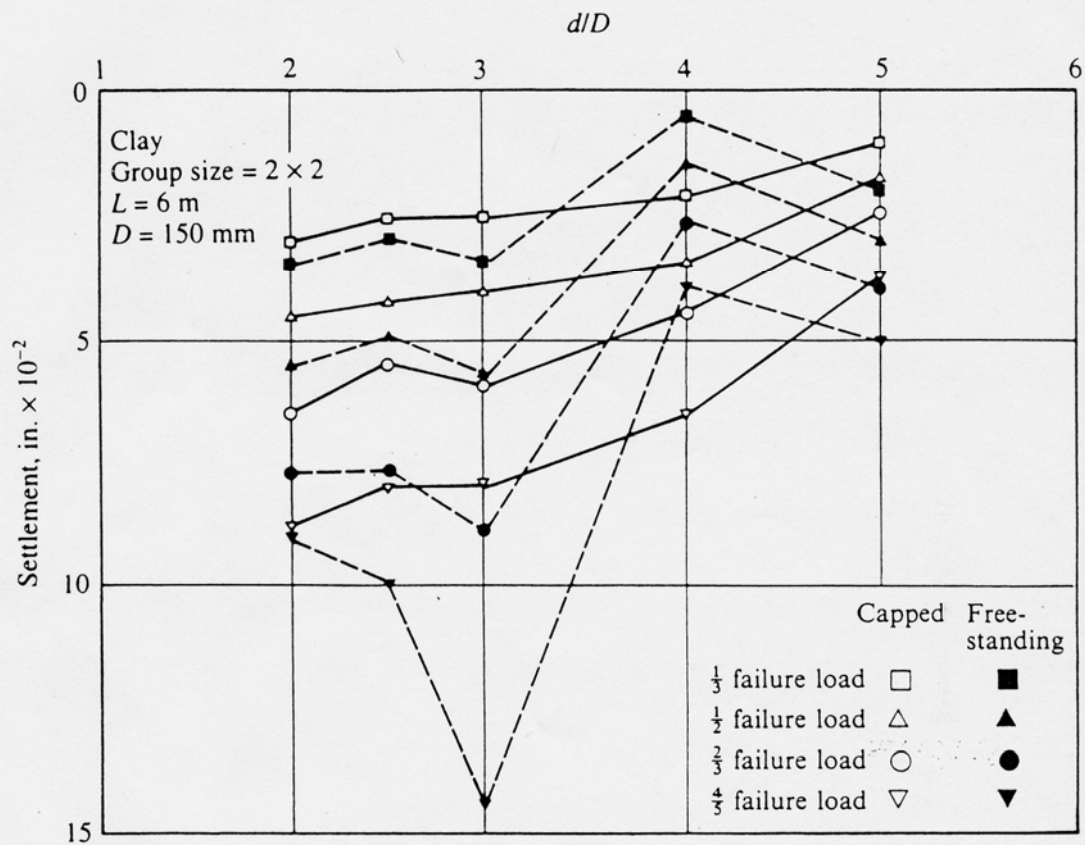
(a) single pile

(b) foundation pile



8 pile

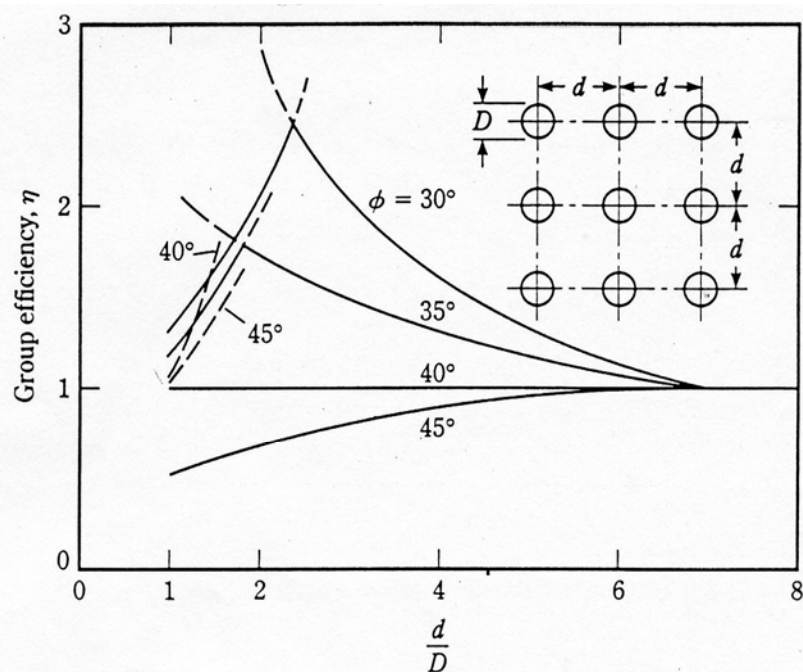




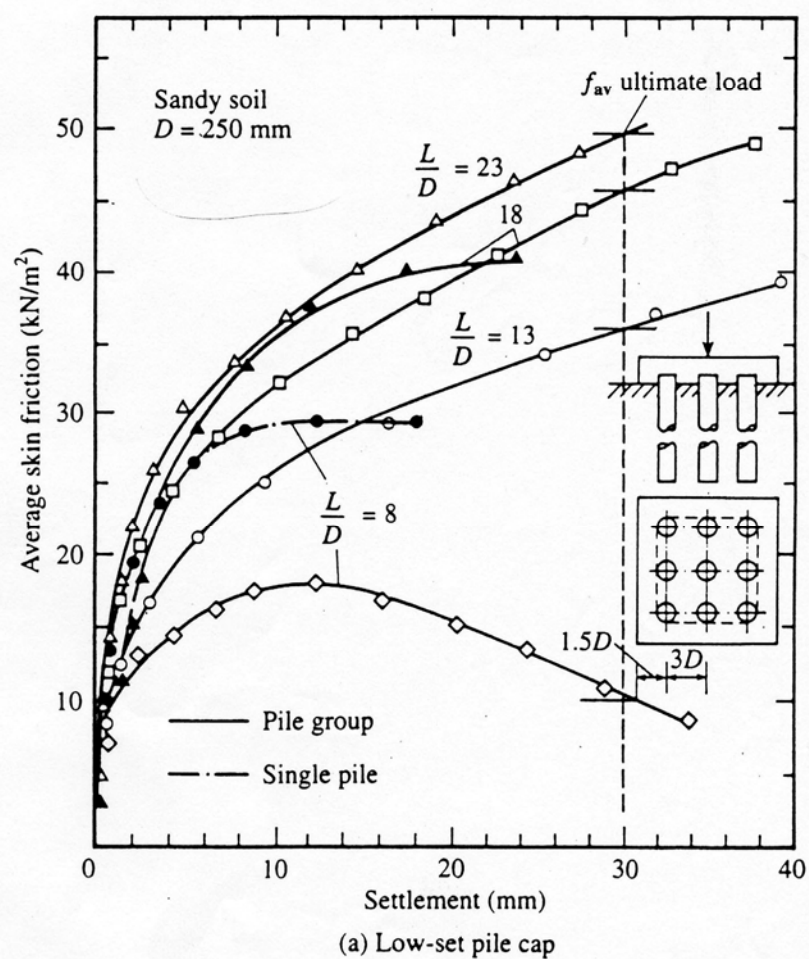
▼ FIGURE 9.53 Variation of group pile settlement at various stages of load (after Brand et al., 1972)

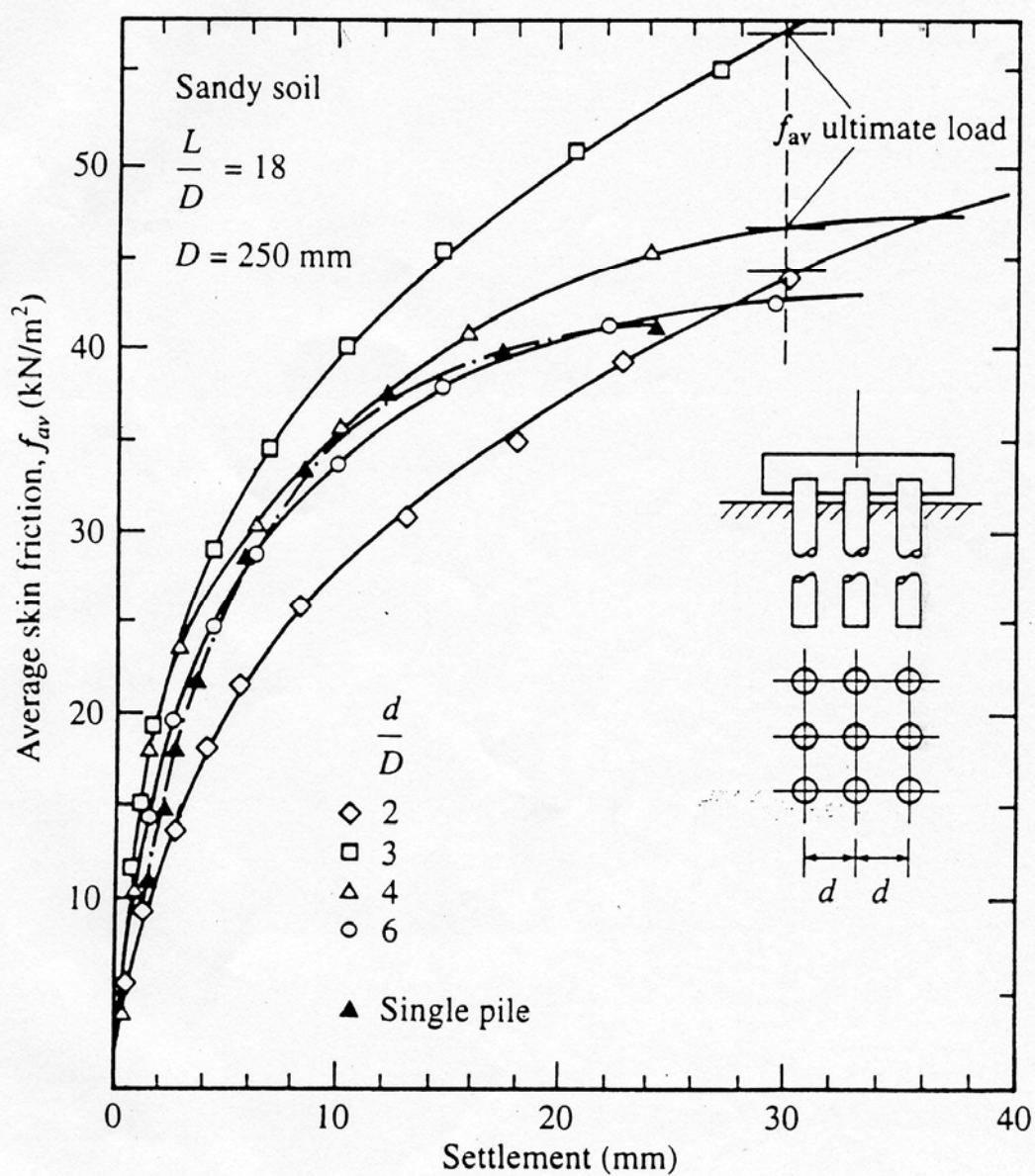
$D = \text{Diameter of Pile}$

$d = \text{ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม}$

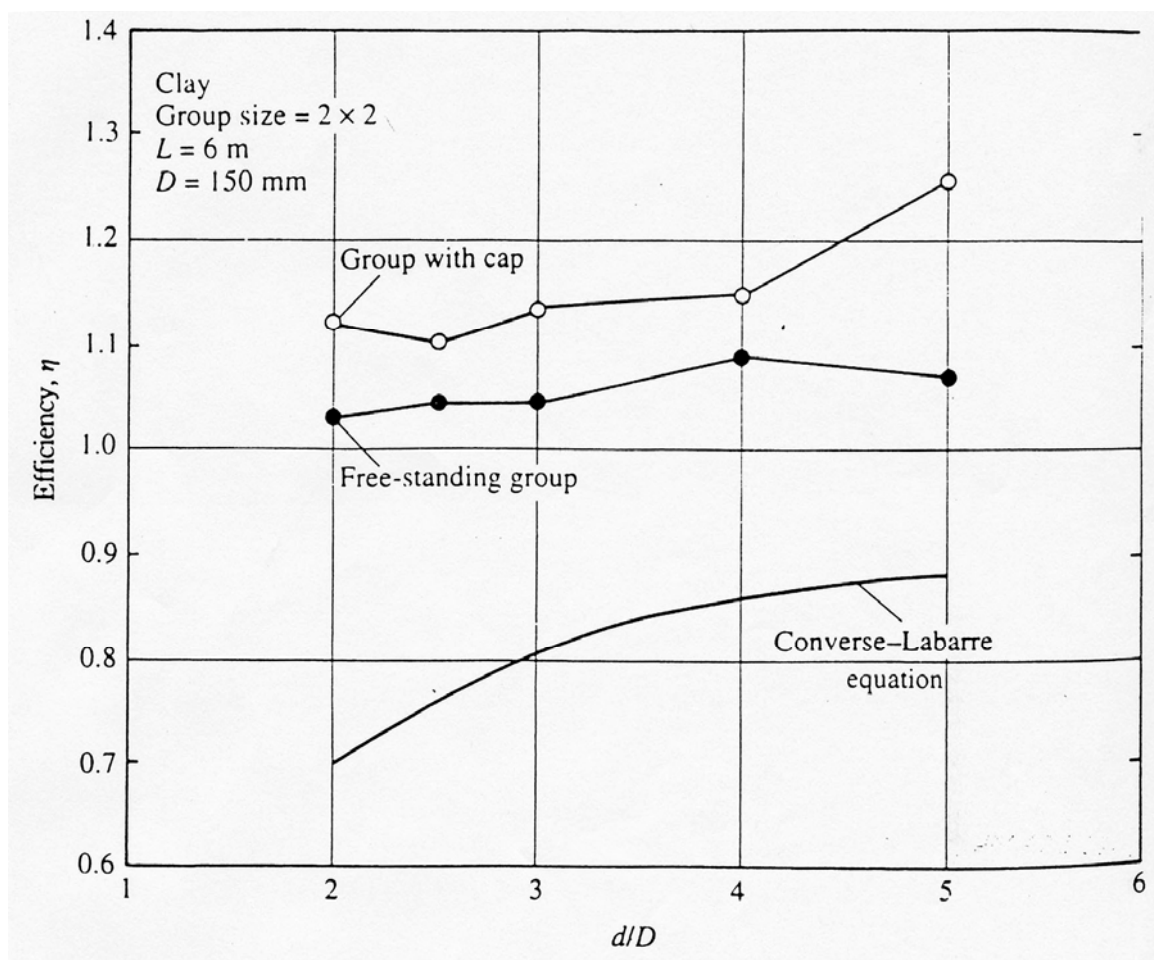


▼ FIGURE 9.54 Variation of efficiency of pile groups in sand (based on Kishida and Meyerhof, 1965)





(b) High-rise pile cap



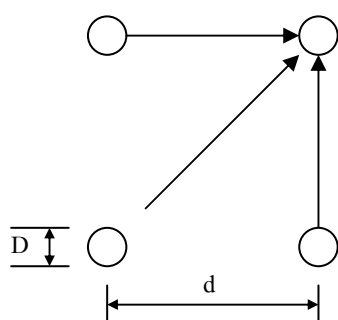
3.2 การคำนวณฐานรากเสาเข็มกลุ่ม

ประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มจะพิจารณาจากค่า ultimate skin friction load ที่ลดลงเท่านั้น โดยค่า end bearing ของเสาเข็มมีค่าคงที่

3.2.1 วิธีของ Feld (1943) โดยใช้หลักการว่า ประสิทธิภาพของเสาเข็มจะลดลง $\frac{1}{16}$ ของเข็มเดี่ยว

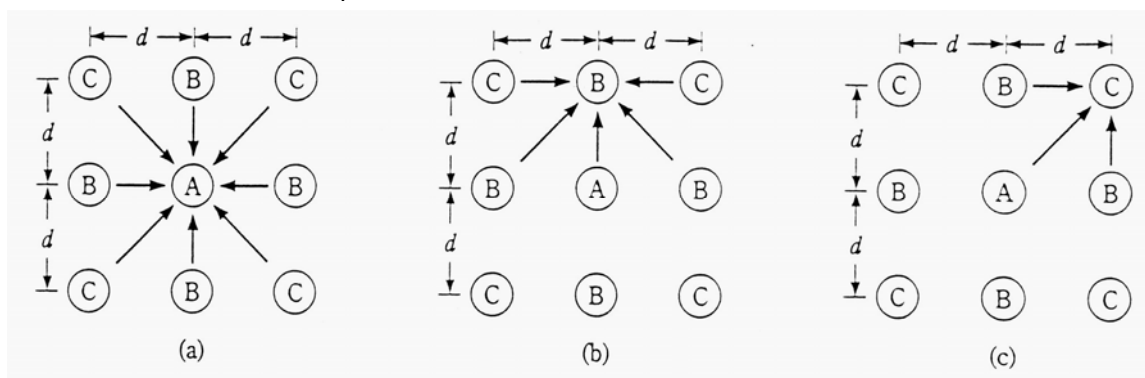
ต่อจำนวนเส้นที่ลากจากเข็มต้นหนึ่งไปยังเข็มใกล้เคียงในกลุ่มทั้งนี้พิจารณาเมื่อระยะห่างระหว่างเสาเข็มในกลุ่มเป็น 3 เท่าของขนาดเสาเข็ม ($d = 3D$)

ตัวอย่างที่ 3.3 กรณีตอกเข็มกลุ่ม 4 ต้น ($d = 3D$)



$$\begin{aligned} \text{Reduction for each pile} &= 1 - \frac{3}{16} = 0.8125 \\ \text{Ultimate Capacity} &= 3.25 Q_u \\ \eta &= \frac{3.25 Q_u}{4 Q_u} \times 100 = 81.25 \% \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 3.4 กรณีตอกเข็มกลุ่ม 9 ต้น ($d = 3D$)



รูปที่ 3.11 การหาประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มชนิดแรงเสียดทานโดยวิธีของ Feld

ชนิดของเสาเข็ม	จำนวนเสาเข็ม	จำนวนเสาเข็มใกล้เคียง	ประสิทธิภาพของเสาเข็มแต่ละต้น	กำลังประลัยของเสาเข็ม
A	1	8	$1 - \frac{8}{16}$	$0.5 Q_u$
B	4	5	$1 - \frac{5}{16}$	$2.75 Q_u$
C	4	3	$1 - \frac{3}{16}$	$3.25 Q_u$
$Q_u = \text{ultimate capacity for an isolate pile}$				$\sum 6.5 Q_u = Q_{g(u)}$

$$\begin{aligned}
 \text{ดังนั้น} \quad \eta &= \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} \\
 &= \frac{6.5 Q_u}{9 Q_u} \times 100 \\
 &= 72 \%
 \end{aligned}$$

3.2.2 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่มในดินทราย

กรณีเป็นเสาเข็มตอก ที่มีระยะห่างระหว่างเสาเข็ม ≥ 3 เท่าของความกว้างหรือเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม ค่ากำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่มจะเป็น

$$\begin{aligned}
 Q_{g(u)} &= \eta \Sigma Q_u \\
 \eta &= 1.0 \\
 \Sigma Q_u &= (n_1 \times n_2) Q_u \\
 Q_u &= Q_b + Q_f
 \end{aligned}$$

กรณีเป็นเสาเข็มเจาะ

$$\begin{aligned}
 Q_{g(u)} &= \eta \Sigma Q_u \\
 \eta &= 2/3 \text{ ถึง } 3/4 \\
 \Sigma Q_u &= (n_1 \times n_2) Q_u \\
 Q_u &= Q_b + Q_f
 \end{aligned}$$

$$\text{โดย} \quad \eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{(n_1 \times n_2)p}$$

$$\text{จากสมการ Converse Labarre} \quad \eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90(n_1 \times n_2)} \right] \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right) \text{ หน่วยเป็นองศา}$$

3.2.3 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มกลุ่มในดินเหนียวที่มีค่า $\phi = 0$

พิจารณาจากผลรวมของกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มแต่ละต้น

$$\begin{aligned}
 \Sigma Q_{u(net)} &= (n_1 \times n_2) Q_{u(net)} \\
 \text{เมื่อ} \quad Q_{u(net)} &= Q_{b(net)} + Q_f \\
 &= 9 C_{up} A_b + Q_f
 \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma Q_{u(net)} = (n_1 \times n_2) [9 C_{up} A_b + \Sigma \alpha_p C_u \Delta L]$$

$$\text{ซึ่ง} \quad C_{up} = \text{Undrain Cohesion ของดินที่ปลายเข็ม}$$

- C_u = Undrain Cohesion ของดินตามความยาวของเสาเข็ม
 α = Empirical Adhesion Factor
 A_b = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มแต่ละต้น
 ΔL = ช่วงความหนาของชั้นดินที่กำลังพิจารณาค่า Q_f
 p = เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

พิจารณาจาก Block Failure

Ultimate skin friction ของเสาเข็มกลุ่ม

$$\begin{aligned}
 &= \sum (p_g C_u \Delta L) \\
 &= \sum 2 (L_g + B_g) C_u \Delta L
 \end{aligned}$$

Net Ultimate End Bearing Load ของเสาเข็มกลุ่ม

$$\begin{aligned}
 &= A_b (C_{up} N_c^*) \\
 &= (L_g \times B_g) C_{up} N_c^*
 \end{aligned}$$

ดังนั้น $Q_{g(u)(net)} = (L_g \times B_g) C_{up} N_c^* + \sum 2 (L_g + B_g) C_u \Delta L$

พิจารณาจากประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่มโดยใช้สมการ Converse Labarre

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90(n_1 \times n_2)} \right] \theta$$

และ $Q_{g(u)} = \eta (\sum Q_u)$

$$= \eta [(n_1 \times n_2) Q_u]$$

หรือ $Q_{g(u)(net)} = \eta [(n_1 \times n_2) Q_{u(net)}]$

$$Q_u = Q_b + Q_f$$

$$Q_{u(net)} = Q_{b(net)} + Q_f$$

ตารางที่ สมการสำหรับหาประสิทธิภาพของเสาเข็มกลุ่ม

ชื่อ	สมการ
Converse Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90(n_1 \times n_2)} \right] \theta$ $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right) \text{ หน่วยเป็นองศา}$
Los Angeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} \left[n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1) \right]$
Seiler-Keeney (1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ d = ระยะห่างระหว่างเสาเข็มในหน่วยฟุต

3.2.4 เสาเข็มกลุ่มรับแรงแนวนอน

$$Q = \frac{V}{n} + \frac{Ve\bar{X}}{\sum \bar{x}^2}$$

$$= \frac{V}{n} + \frac{M\bar{X}}{\sum \bar{x}^2}$$

เมื่อ

Q = น้ำหนักแนวดิ่งที่กระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้น

V = แรงในแนวดิ่งทั้งหมดที่กระทำต่อฐานราก

n = จำนวนเสาเข็มในฐานราก

e = ระยะเยื้องศูนย์

$\bar{x}$ = ระยะห่างระหว่างแนวแกนสมมูลของฐานรากและเสาเข็มแต่ละต้น
ที่กำลังพิจารณา $\bar{x}$ เป็นบวกเมื่อมีทิศทางเป็นแนวเดียวกับค่า e

3.3 คำนวณกำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาเข็มเดี่ยวทางพลศาสตร์

3.3.1 คำนวณโดยใช้สมการจาก Engineering New Record

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C}$$

ต่อมาได้พัฒนาเป็น Modified ENR Formular (1965)

$$Q_u = \frac{1.25 H_E (W_R + n^2 P)}{(S + P)(W_R + P)}$$

เมื่อ W_R = น้ำหนักของ Ram

h = ระยะยกของ Ram

S = ระยะจมของเสาเข็มโดยเฉลี่ยต่อจำนวนครั้งของการตอกเข็มในช่วงสุดท้าย

C = 0.1 นิ้ว โดยที่ค่า S และ C มีหน่วยเป็นนิ้ว

H_E = Maximum Rated Energy of Hammer มีหน่วยเป็น lb-in

= Weight of Ram $\times$ Height of Drop

P = น้ำหนักของเสาเข็ม

n = Coefficient of Restitution between Ram and Pile Cap

$n = 0.4 - 0.5$ เมื่อเป็น Cast Iron Hammer และ เสาเข็มคอนกรีต Pile Cap

$n = 0.3 - 0.4$ เมื่อเป็น Wood Cushion on Steel Pile

$n = 0.25 - 0.3$ เมื่อเป็นเสาเข็มไม้

3.3.2 คำนวณโดยใช้สมการ Janbu's Formular

$$Q_u = \frac{EWH}{K_u S}$$

เมื่อ E = Efficiency Factor

$E = 0.70$ เมื่อไม่มีปัญหาในการตอกเสาเข็ม

$E = 0.55$ เมื่อมีปัญหาเล็กน้อยในการตอกเสาเข็ม

$E = 0.40$ เมื่อมีปัญหามากในการตอกเสาเข็ม

W = Weight of Hammer

H = Height of Drop

$$K_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right)$$

$$C_d = 0.75 + 0.15 \left(\frac{P}{W} \right)$$

$$\lambda = \frac{E_{WHL}}{A E_p S^2}$$

L = ความยาวของเสาเข็ม

A = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

E_p = Young Modulus ของเสาเข็ม

P = Weight of Pile

$$Q_u = \frac{EWH}{Cd \left[1 + \sqrt{1 + \frac{EWH}{A E_p S^2 Cd}} \right] \cdot S}$$

$$\left[1 + \sqrt{1 + \frac{EWH}{A E_p S^2 Cd}} \right] \cdot S = \frac{EWH}{Cd \cdot Q_u}$$

$$\left[S + \sqrt{S^2 + \frac{EWH}{A E_p Cd}} \right] = \frac{EWH}{Cd \cdot Q_u}$$

$$\sqrt{S^2 + \frac{EWH}{A E_p Cd}} = \frac{EWH}{Cd \cdot Q_u} - S$$

$$S^2 + \frac{EWH}{A E_p Cd} = \left(\frac{EWH}{Cd \cdot Q_u} \right)^2 - 2 \frac{EWH}{Cd \cdot Q_u} S + S^2$$

$$2 \frac{EWH}{Cd \cdot Q_u} S = \left(\frac{EWH}{Cd \cdot Q_u} \right)^2 - \frac{EWH}{A E_p Cd}$$

$$S = \frac{EWH}{2 \cdot Cd \cdot Q_u} - \frac{Q_u \cdot L}{2 A E_p}$$

3.3.3 คำนวณโดยใช้สมการ Danish Formular

$$Q_u = \frac{EWH}{S + \sqrt{\frac{EWH}{2 A E_p}}}$$

$$S = \frac{EWH}{Q_u} - \sqrt{\frac{EWH}{2 A E_p}}$$

เมื่อ E = ประสิทธิภาพของการตอก (Hammer Efficiency)

โดย วสท. ให้ประสิทธิภาพไว้ดังนี้

E = 0.70 – 0.85 เมื่อเป็น Single or Double Acting Steam Hammer

E = 0.80 – 0.90 เมื่อเป็น Diesel Hammer

$E = 0.75 - 0.80$ เมื่อเป็น Drop Hammer

นอกจากนี้ วิชาญ(2535)ให้ค่าสัมประสิทธิ์ของการตอก ดังตารางที่ 3.3

W	= น้ำหนักของค้อนตอก (T.)
H	= ระยะยกของค้อนตอก (cm.)
L	= ความยาวของเสาเข็ม (cm.)
A	= พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (cm ²)
Ep	= Young Modulus ของเสาเข็ม (T/cm ²)
	$= 4270 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$

ตารางที่ 3.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของการตอก(E)

ชนิดของค้อนตอก	E
ค้อนปล่อยด้วยไถ	1.00
ค้อนปล่อยด้วยเชือกหรือกว้าน	0.75
Single acting steam hammer	0.80
Double acting steam hammer	0.85
Diesel hammer	1.00

3.3.4 คำนวณโดยใช้สมการ Hiley Formular

$$Q_u = \frac{eWHZ}{\left(S + \frac{C}{2}\right)}$$

$$S = \frac{eWHZ}{Q_u} - \frac{C}{2}$$

เมื่อ e = efficient factor = $\frac{W + Pr^2}{W + P}$

W = น้ำหนักของค้อนตอก (T.)

P = น้ำหนักของเสาเข็ม (T.)

r = สัมประสิทธิ์การร่อนตอก (coefficient of restitution = 0.25) ตามตารางที่ 3.4

H = ระยะยกของค้อนตอก (cm.)

Z = Equipment Loss Factor = 0.75-0.80

S = ระยะจมของเสาเข็ม โดยเฉลี่ยต่อจำนวนครั้งของการตอกเข็มในช่วงสุดท้าย

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

$$C_1 = \text{การยุบตัวของกระสอบและไม้รองหัวเสาเข็ม} = \frac{1.80 Q_u L}{A}$$

$$C_2 = \text{การยุบตัวของเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก} = \frac{0.72 Q_u L}{A}$$

$$C_3 = \text{การยุบตัวของดินใต้และรอบเสาเข็ม} = \frac{3.60 Q_u}{A}$$

หรือใช้ค่าจากตารางที่ 3.5

L = ความหนาของกระสอบและไม้รองหัวเสาเข็ม (Cushing Wood ,m.)

L = ความยาวของเสาเข็ม (m.)

A = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (cm^2)

ตารางที่ 3.4 สัมประสิทธิ์การรองตอก ,r (วิชาญ,2535)

ชนิดของเสาเข็ม	ลักษณะการรองหัวเสาเข็ม	สัมประสิทธิ์การรองตอก ,r
เข็มคอนกรีต	แผ่นรองพลาสติก	0.4
	ไม้รองในหัวครอบเหล็ก	0.25
เข็มเหล็ก	แผ่นรองพลาสติก	0.5
	ไม้รองในหัวครอบเหล็ก	0.3
เข็มไม้	ตอกบนหัวเข็มโดยตรง	0.25

ตารางที่ 3.5 ค่า C_1 C_2 และ C_3 ของ Hiley (วิชาญ,2535)

ค่า C_1 การยุบตัวของหัวเข็มและหมอนรอง - เข็มไม้เนื้อแข็ง - เข็มคอนกรีตรองด้วยไม้ในหัวครอบเหล็ก	0.25 – 0.40 ซม. 0.20 – 0.40 ซม.
ค่า C_2 การยุบตัวของเสาเข็ม	$\frac{Q_u L}{AE}$
ค่า C_3 การยุบตัวของดินรอบเสาเข็ม	0.25 ซม.

การเลือกน้ำหนักของตุ้มตอก

การเลือกน้ำหนักของตุ้มตอกนั้น ควรพิจารณาให้สัมพันธ์กับลักษณะของชั้นดิน และเสาเข็ม ถ้าใช้ลูกตุ้มเบาเกินไปจะทำให้ช่วงท้ายๆของการตอกจะไม่ทำให้เสาเข็มจมลง ซึ่งการแก้ปัญหาโดยการยกลูกตุ้มให้สูงขึ้นไปอีก ซึ่งจะมีผลทำให้ หัวเสาเข็มแตกได้ ในทางตรงกันข้ามถ้าใช้ลูกตุ้มหนักเกินไป มักจะทำให้ช่วงกลางหรือปลายล่างของเสาเข็มแตกหักได้ ข้อกำหนดที่เหมาะสมกับงานในกรุงเทพฯ คือข้อกำหนดของ Milligan ซึ่งกำหนดน้ำหนักสูงสุดของตุ้ม ดังนี้

$$W_{\max} = \frac{0.0764 A \sqrt{B}}{h}$$

- เมื่อ $W_{\max}$ = น้ำหนักสูงสุดของตุ้ม (ตัน)
 A = พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (ตร.ซม.)
 B = ความกว้างของหน้าตัดเสาเข็ม (ซม.)
 h = ระยะตกกระทบของตุ้ม (ซม.)

ส่วนน้ำหนักของตุ้มต่ำสุดแนะนำไว้โดย Humes ดังตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 น้ำหนักของตุ้มต่ำสุด

ความยาวเสาเข็ม(ม.)	$W_{\min}$ (หน่วยตาม P)
15	P
15-18	3P/4
>18	2P/3

ขณะที่ PCI Code ได้กำหนดน้ำหนักของตุ้มต่ำสุดเท่ากับ $\frac{3}{4}P$ ส่วนน้ำหนักสูงสุดของตุ้มนั้นไม่ได้เขียนข้อกำหนดไว้ จากประสบการณ์ในการตอกเสาเข็มที่ผ่านมามีพบว่าการใช้ตุ้มตอกที่มีน้ำหนักมากนั้นไม่ก่อให้เกิดปัญหาในการตอกเสาเข็มแต่อย่างใดถ้ามีการควบคุมระยะยกตุ้มที่เหมาะสม ขณะที่การเลือกใช้ตุ้มตอกที่มีน้ำหนักน้อยจะก่อให้เกิดปัญหาในการตอกเสาเข็มมากกว่าโดยเฉพาะการแตกที่หัวเข็ม ดังนั้นในการเลือกใช้น้ำหนักตุ้มตอกต่ำสุดจึงไม่ควรน้อยกว่า $\frac{3}{4}P$

ตัวอย่างที่ 3.1 จงใช้สูตรของ Janbu คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตันขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ ดอกเสาเข็มโดยใช้ drop hammer เสาเข็มมี $f_c' = 360$ ksc. น้ำหนักของค้อนตอก 10 ตัน และระยะยกค้อน 100 cm.

$$\text{วิธีทำ} \quad S = \frac{EWH}{2 \cdot C_d \cdot Q_u} - \frac{Q_u \cdot L}{2AE_p}$$

$$E = 0.70 \text{ เมื่อไม่มีปัญหาในการตอกเสาเข็ม}$$

$$W = \text{น้ำหนักของค้อนตอก} = 10 \text{ T.}$$

$$H = \text{ระยะยกของค้อนตอก} = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 200 \text{ T.}$$

$$L = \text{ความยาวของเสาเข็ม} = 2500 \text{ cm.}$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4270 w^{1.5} \sqrt{f_c'} = 4270 \times 2.45^{1.5} \times \sqrt{360} \\ &= 310,690 \quad \text{ksc.} = 310.69 \quad \text{T/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.45 = 5.5125 \quad \text{T.}$$

$$\begin{aligned} C_d &= 0.75 + 0.15 \left(\frac{P}{W} \right) = 0.75 + 0.15 \left(\frac{5.5125}{10} \right) \\ &= 0.8327 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0.70 \times 10 \times 100}{2 \times 0.833 \times 200} - \frac{200 \times 2500}{2 \times 900 \times 310.69}$$

$$= 2.101 - 0.894 = 1.207 \text{ cm/blow}$$

$$\therefore \text{Last 10 blows} = 12.07 \quad \text{cm.} \quad \underline{\text{Ans.}}$$

ตัวอย่างที่ 3.2 จงใช้สูตรของ Danish คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตันขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ ตอกเสาเข็มโดยใช้ drop hammer เสาเข็มมี $f_c' = 360$ ksc. น้ำหนักของค้อนตอก 10 ตัน ระยะยกค้อน 100 cm.

$$\begin{aligned}
 \text{วิธีทำ} \quad S &= \frac{EWH}{Q_u} - \sqrt{\frac{EWHL}{2AE_p}} \\
 E &= 0.75 \text{ (Drop Hammer)} \\
 W &= 10 \text{ T.} \\
 H &= \text{ระยะยกของค้อนตอก} = 100 \text{ cm.} \\
 Q_u &= 200 \text{ T.} \\
 L &= \text{ความยาวของเสาเข็ม} = 2500 \text{ cm.} \\
 A &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \\
 E_p &= 4270 w^{1.5} \sqrt{f_c'} = 4270 \times 2.45^{1.5} \times \sqrt{360} \\
 &= 310,690 \text{ ksc.} = 310.69 \text{ T/cm}^2 \\
 S &= \frac{0.75 \times 10 \times 100}{200} - \sqrt{\frac{0.75 \times 10 \times 100 \times 2500}{2 \times 900 \times 310.69}} \\
 S &= 3.750 - \sqrt{3.353} = 3.750 - 1.831 \\
 &= 1.919 \text{ cm./blow}
 \end{aligned}$$

∴ Last 10 blows = 19.19 cm. Ans.

ตัวอย่างที่ 3.3 จงใช้สูตรของ Hiley คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตันขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ตอกเสาเข็มโดยใช้ drop hammer น้ำหนักค้อน 10 ตันระยะยกค้อน 100 cm. และใช้ไม้รองหัวเสาเข็มหนา 10 cm.

วิธีทำ	S	$=$	$\frac{eWHZ}{Q_u} - \frac{C}{2}$	
	e	$=$	$\frac{W + Pr^2}{W + P}$	
	W	$=$	$10\ T$	
	P	$=$	$0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.45$	$= 5.5125\ T.$
	r	$=$	0.25	
	e	$=$	$\frac{10 + 5.5125(0.25)^2}{10 + 5.5125}$	$= 0.667$
	H	$=$	$100\ cm.$	
	Z	$=$	$\text{Equipment Loss Factor} = 0.80$	
	l	$=$	$\text{ความหนาของไม้รองหัวเสาเข็ม} = 0.1\ m.$	
	L	$=$	$\text{ความยาวของเสาเข็ม} = 25\ m.$	
	A	$=$	$\text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 900\ cm^2$	
	C	$=$	$C_1 + C_2 + C_3$	
	C_1	$=$	$\frac{1.80 \cdot Q_u l}{A} = \frac{1.80 \times 200 \times 0.1}{900}$	$= 0.04$
	C_2	$=$	$\frac{0.72 \cdot Q_u L}{A} = \frac{0.72 \times 200 \times 25}{900}$	$= 4.00$
	C_3	$=$	$\frac{3.60 \cdot Q_u}{A} = \frac{3.60 \times 200}{900}$	$= 0.80$
	C	$=$	$C_1 + C_2 + C_3 = 0.04 + 4.00 + 0.80$	$= 4.84$
	S	$=$	$\frac{0.667 \times 10 \times 100 \times 0.8}{200} - \frac{4.84}{2}$	
	S	$=$	$2.668 - 2.42$	$= 0.245\ cm./blow$
∴ Last 10 blows	=	2.45 cm.	<u>Ans.</u>	

บทที่ 4

การทรุดตัวของฐานราก

4.1 การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานราก (Settlement Analysis of Foundation)

1) การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate หรือ Elastic Settlement , S_e)

เกิดจากคุณสมบัติยืดหยุ่นของดิน โดยจะเกิดขึ้นทันทีระหว่าง หรือ หลังทำการก่อสร้างเสร็จ

2) การทรุดตัวเนื่องจาก Primary Consolidation , S_c

เกิดจากน้ำหรืออากาศถูกบีบออกจากช่องว่างในชั้นดิน มักเกิดในดินเหนียว [Clayey Soil] โดยการเกิดจะใช้เวลานาน และจะสิ้นสุดลงเมื่อแรงดันน้ำในช่องว่างส่วนเกิน (excess pore water pressure) เป็นศูนย์ การทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจาก Primary Consolidation จะเกิดมากกว่า Secondary consolidation ในดินประเภท inorganic clay และ silty clay

3) การทรุดตัวเนื่องจาก Secondary consolidation , S_s

เกิดจากการเคลื่อนตัวและจัดเรียงตัวใหม่ของอนุภาคดินและ Plastic Deformation โดยจะเกิดมากในดิน Organic และ Highly Organic Clayey Soil เท่านั้น

การทรุดตัวทั้งหมด

การทรุดตัวทั้งหมดของชั้นดิน = Immediate Settlement + Primary consolidation Settlement

⇒ Granular Soil มีเฉพาะ Immediate Settlement

การทรุดตัวของฐานรากตื้น

(Settlement of Shallow Foundation)

$$S_t = S_e + S_c \quad (4.1)$$

Immediate Settlement, S_e

- เกิดจากลักษณะยืดหยุ่นของชั้นดินถ้าใช้กฎของฮุก จะได้ว่า

$$S_e = \int_0^H \epsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz$$

μ_s = ค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio)

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Young's Modulus)

H = ความหนาของชั้นดิน

S_e = การทรุดตัวแบบยืดหยุ่น

- จากทฤษฎีของ Harr (1966) จากรูป 4.1 เมื่อ $D_f = 0$ และ $H = \infty$ จะได้
- บริเวณมุมของ Flexible Foundation

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s} \left(1 - \mu_s^2\right) \frac{\alpha}{2} \quad (4.2)$$

- บริเวณช่วงกลางของ Flexible Foundation

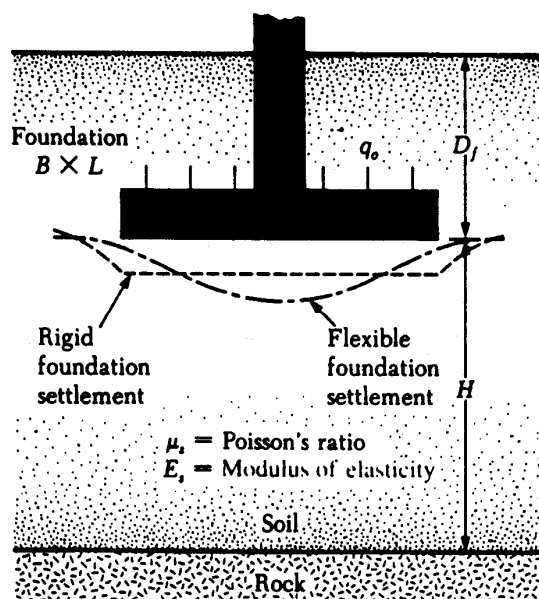
$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (4.3)$$

$$\text{เมื่อ } \alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right]$$

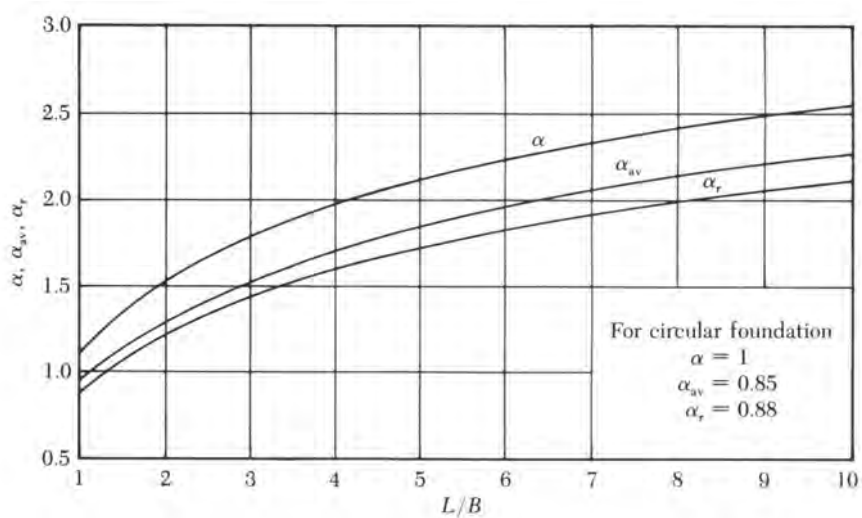
$$m = B/L$$

B = ด้านสั้นของฐานราก

L = ด้านยาวของฐานราก



ภาพที่ 4.1 การทรุดตัวของฐานรากแบบ flexible และแบบ rigid



ภาพที่ 4.2 ค่าของ α , α_{av} และ α_r

ถ้าคิดเฉลี่ย สองบริเวณ

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (4.4)$$

- สำหรับ Rigid Foundation

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (4.5)$$

เมื่อ B = ความกว้างของฐานราก

q_0 = แรงต่อพื้นที่ (Net Force per Unit Area)

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's Modulus) ของดิน

μ_s = Poisson's Ratio ของดิน

ค่าของ α , α_{av} , α_r ได้จากภาพที่ 4.2

ถ้า $H < 2B$ ถึง $3B$ ค่าของ Immediate Settlement ที่เกิดจริง $< S_e$ ที่คำนวณได้จากสมการ 4.2 – 4.5

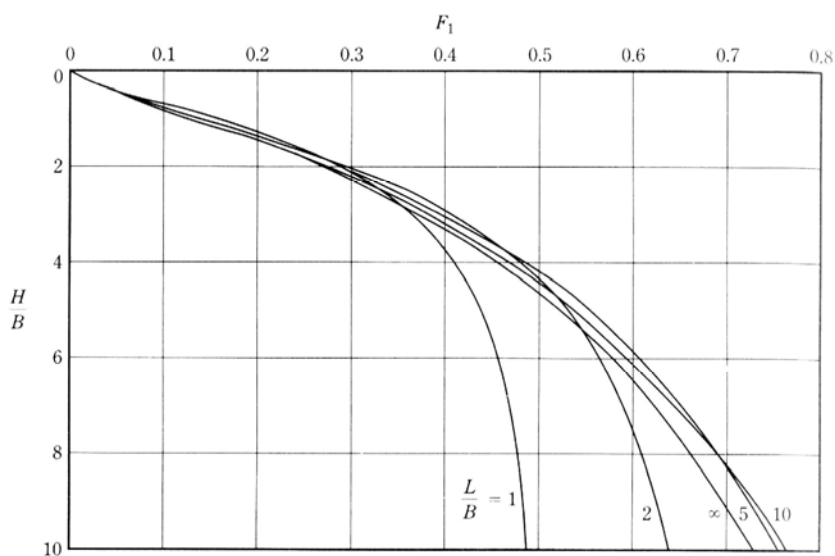
ถ้า $D_f = 0$ และ $H < \infty$ จะได้ว่า สำหรับที่มุมของฐานราก

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{[(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2]}{2} \quad (4.6)$$

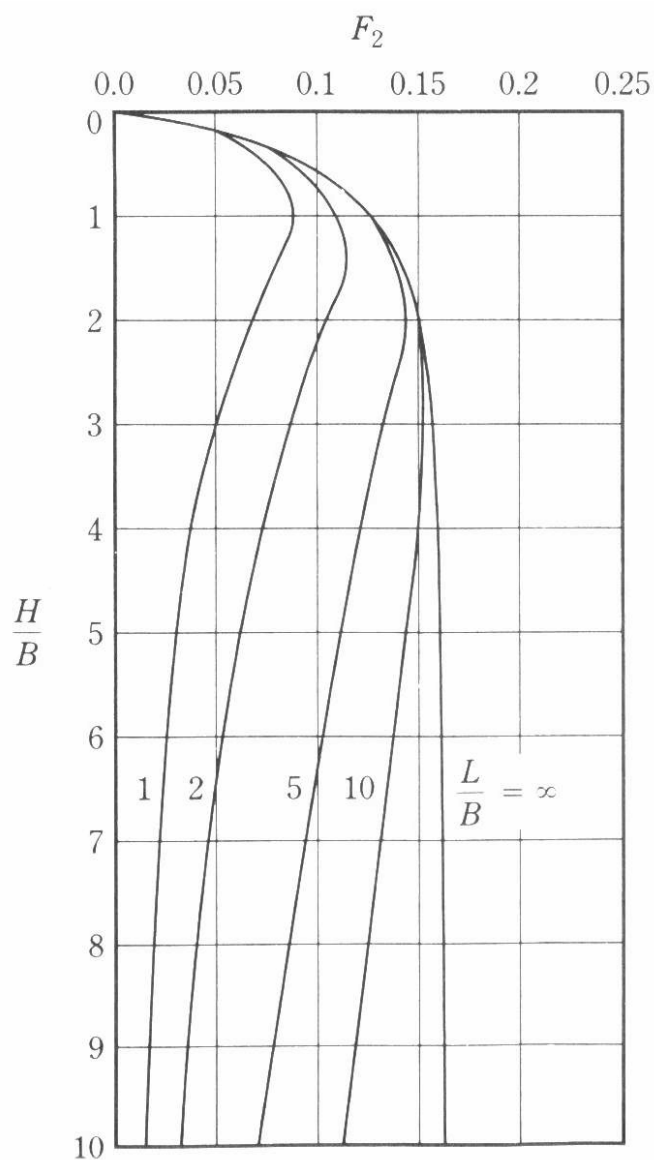
สำหรับที่กึ่งกลางของฐานราก

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) [(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2] \quad (4.7)$$

ความสัมพันธ์ระหว่าง F_1 , F_2 กับ H/B แสดงในภาพที่ 4.3 และ 4.4 ตามลำดับ (Steinbrenner, 1934) พึงระลึกไว้เสมอว่าการคำนวณ S_e โดยวิธีนี้ได้สมมุติให้ความลึกของฐานรากเท่ากับศูนย์ กรณีที่ $D_f > 0$ ค่า S_e ย่อมลดลง



ภาพที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง F_1 กับ H/B (Steinbrenner, 1934)



ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง F_2 กับ H/B (Steinbrenner, 1934)

ตัวอย่างที่ 4.1 ฐานรากขนาด 1 x 2 เมตร รับแรงกระทำ $q_0 = 150 \text{ kN/m}^2$ กำหนดให้ดินมีค่า $E_s = 10,000 \text{ kN/m}^2$, $\mu_s = 0.3$ กำหนดให้ฐานรากเป็นแบบ Flexible จงหาการทรุดตัวยึดหยุ่น ที่กึ่งกลางของฐานรากเมื่อ กำหนดเงื่อนไขดังต่อไปนี้

a) $D_f = 0$, $H = \infty$

b) $D_f = 0$, $H = 5 \text{ m}$.

วิธีทำ กรณี $D_f = 0$, $H = \infty$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha$$

เมื่อ $L/B = 2/1 = 2$ จากภาพที่ 4.2 $\alpha = 1.53$ ดังนั้น

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2) (1.53) = 0.0209 \text{ m} = 20.9 \text{ mm}.$$

กรณี $D_f = 0$, $H=5$

$$Se = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \left[(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2) F_2 \right]$$

เมื่อ $L/B = 2$ และ $H/B = 5$ จะได้ $F_1 = 0.525$ และ $F_2 = 0.06$

$$Se = \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2) \left[(1 - 0.3^2) 0.525 + (1 - 0.3 - 2 \times 0.3^2) 0.06 \right]$$

$$= 0.007 \text{ m.} = 7.0 \text{ mm.}$$

4.2 การพิจารณา Se สำหรับดินบางประเภท

1) ประเภท Saturated Clay (ค่า $\mu_s = 0.5$)

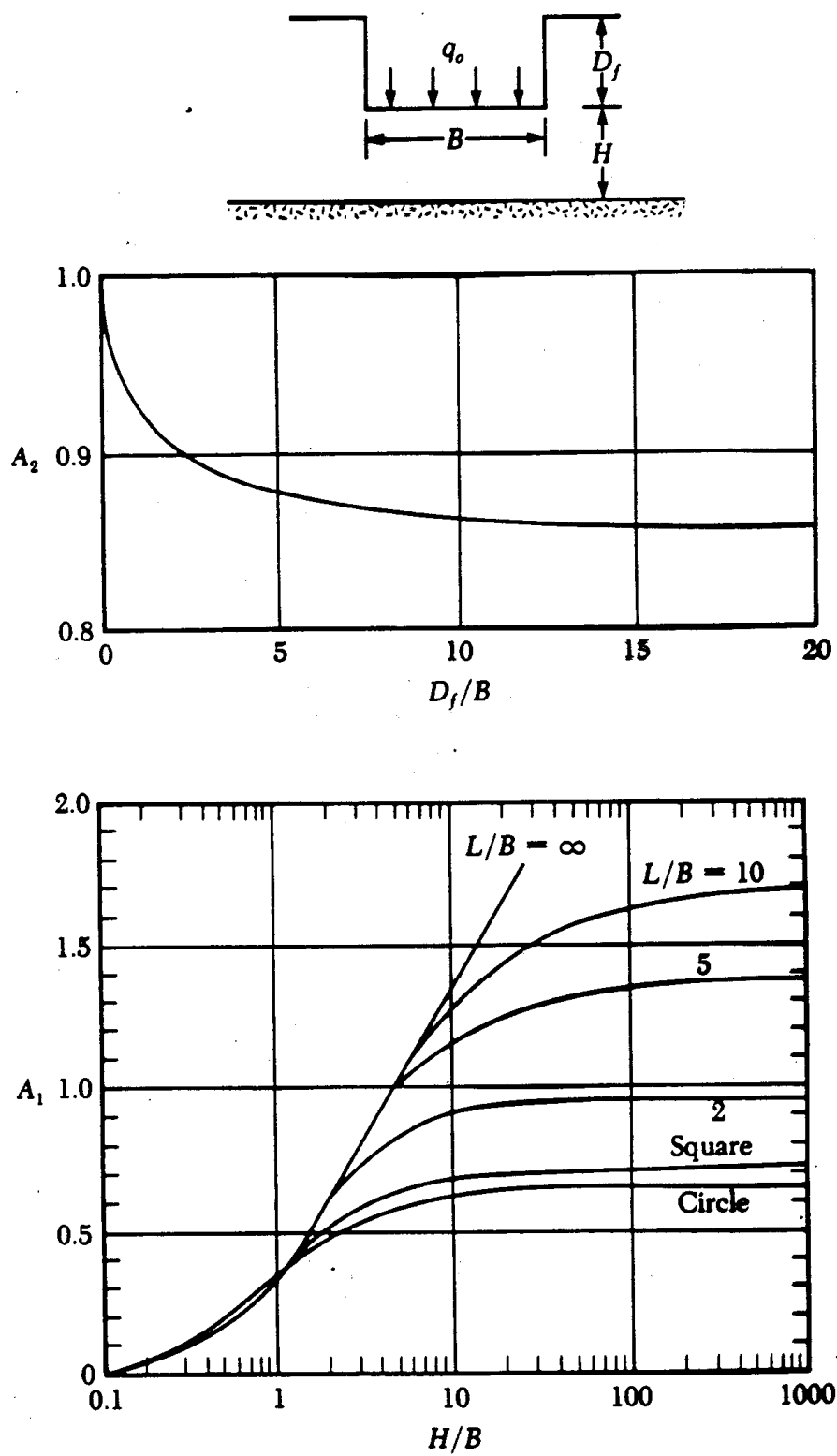
จาก Janbu, Bjerrum และ Kjaernsli (1956) ค่าเฉลี่ยของ Immediate Settlement สำหรับ Flexible Foundation จะเป็น

$$Se = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}$$

$A_1, A_2 \rightarrow$ ได้จากกราฟ ในภาพที่ 4.5 ซึ่งแสดงโดย Christian และ Carrier (1978)

A_1 ขึ้นกับ $\frac{H}{B}$ และ $\frac{L}{B}$

A_2 ขึ้นกับ D_f/B



ภาพที่ 4.5 ค่า A_1 และ A_2 สำหรับคำนวณการทรุดตัวแบบพื้นที่ตันใดของฐานราก

2) ประเภท Sandy Soil

คำนวณ S_e จาก Strain Influence Factor

จากภาพที่ 4.6 โดย Settlement (S_e) สำหรับ Granular Soil และ Sandy Soil คือ

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} (\Delta Z) \quad \text{----- (4.8)}$$

I_z = Average Influence Factor

C_1 = ค่าปรับแก้เนื่องจากความลึกของฐานราก(depth of foundation)

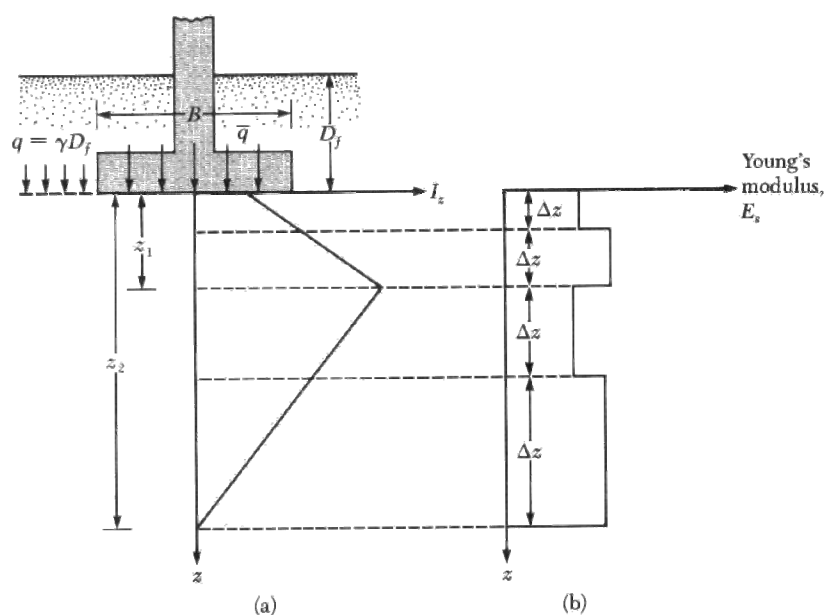
C_2 = ค่าปรับแก้เนื่องจากความถ่วงในดิน(creep in soil)

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น(Young's Modulus) ของดิน

$\bar{q}$ = Net Stress ที่ระดับฐานของฐานราก เนื่องจากแรงภายนอก

$q = \gamma D_f$

โดยที่ Influence Factor และ Young's Modulus เปลี่ยนตามความลึก ดังรูป 4.6 (a)



ภาพที่ 4.6 การคำนวณการทรุดตัวของฐานรากโดยใช้ strain influence factor

- สำหรับฐานสี่เหลี่ยมจัตุรัส และฐานรากวงกลม

$I_z = 0.1$ ที่ระดับความลึก $z = 0$

$I_z = 0.5$ ที่ระดับความลึก $z = z_1 = 0.5B$

$I_z = 0$ ที่ระดับความลึก $z = z_2 = 2B$

- สำหรับฐานราก $L/B \geq 10$

$I_z = 0.2$ ที่ระดับความลึก $z = 0$

$$I_z = 0.5 \text{ ที่ระดับความลึก } z = z_1 = B$$

$$I_z = 0 \text{ ที่ระดับความลึก } z = z_2 = 4B$$

ตารางที่ 4.1 ค่า E_s และ μ_s ของดินชนิดต่างๆ

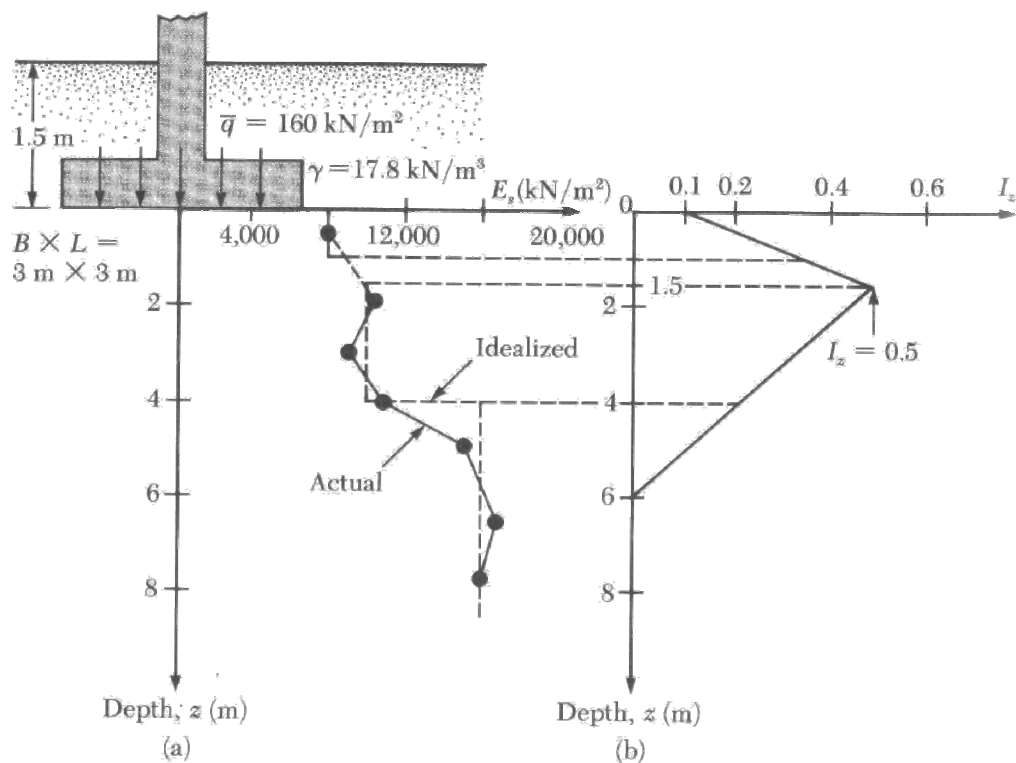
ชนิดของดิน	Young's Modulus, E_s		Poisson's Ratio μ_s
	MN/m^2	lb/in^2	
Loose Sand	10.35-24.15	1500-3500	0.20-0.40
Medium Dense Sand	17.25-27.60	2500-4000	0.25-0.40
Dense Sand	34.50-55.20	5000-8000	0.30-0.45
Silty Sand	10.35-17.25	1500-2500	0.20-0.40
Sand and Gravel	69-172.50	10,000-25,000	0.15-0.35
Soft Clay	2.07-5.18	300-750	} 0.20-0.50
Medium Clay	5.18-10.35	750-1500	
Stiff clay	10.35-24.15	1500-3000	

ตารางที่ 4.2 ค่า μ_g สำหรับดินเหนียวชนิดต่างๆ

ชนิดของดินเหนียว	μ_g
Very Sensitive Clays (Soft Alluvial, estuarine and marine Clays)	1.0-1.2
Normally Consolidated Clays	0.7-1.0
Over Consolidated Clays (London Clay, Weald, Kimmeridge, Oxford, and Lias Clays)	0.5-0.7
Heavily over Consolidated Clays (Gracial Till, keuper Marl)	0.2-0.5

ตัวอย่างที่ 4.2 ฐานรากขนาด 3 x 3 เมตร วางบนชั้นดินทราย ซึ่งมีค่า Young's modulus ที่ได้จากการทดสอบ SPT เปลี่ยนแปลงตามความลึกดังรูป จงใช้วิธี strain influence factor คำนวณหาค่าการทรุดตัวของฐานราก 5 ปีหลังจากก่อสร้าง

วิธีทำ จากข้อมูลของ Young's modulus ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึก สามารถประมาณค่า Young's modulus ที่ใช้ในการคำนวณได้ดังตาราง



ความลึก (m.)	Δz (m)	E_s (kN/m ²)	ค่าเฉลี่ย I_z	$I_s \Delta z / E_s$ (m ³ /kN)
0-1	1	8,000	0.233	0.291×10^{-4}
1.0-1.5	0.5	10,000	0.433	0.217×10^{-4}
1.5-4.0	2.5	10,000	0.361	0.903×10^{-4}
4.0-6.0	2	16,000	0.111	0.139×10^{-4}
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{17.8 \times 1.5}{160 - (17.8 \times 1.5)} \right) = 0.9$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log (5/0.1) = 1.34$$

ดังนั้น

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} (\Delta z)$$

$$= (0.9) (1.34) [160 - (17.8 \times 1.5)] (1.55 \times 10^{-4})$$

$$= 249.2 \times 10^{-4} = 24.9 \text{ mm.}$$

4.3 การประมาณค่า Young Modulus, E_s

- Schmertmann (1970) ได้เสนอสมการสำหรับคำนวณค่า Young Modulus ในดินชนิดต่างๆ ดังนี้

สำหรับ Sand ; $E_s = 76.6 N \quad (t/m^2) \quad (4.9)$

$$E_s = 8 N \quad (t/ft^2) \quad (4.10)$$

$$E_s = 2 q_c \quad (4.11)$$

N = Standard Penetration Number

q_c = Static Cone Penetration Resistance

สำหรับ Normally Consolidated Clay

$$E_s = 100 C \text{ ถึง } 500 C \quad (4.12)$$

สำหรับ Overconsolidated Clay

$$E_s = 750 C \text{ ถึง } 1000 C \quad (4.13)$$

C = Undrained Cohesion

4.4 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Primary Consolidation, S_c)

- เกิดใน Saturated Clayey Soil
- กรณี One – Dimensional Consolidation

$$S_c = \int \epsilon_v dz$$

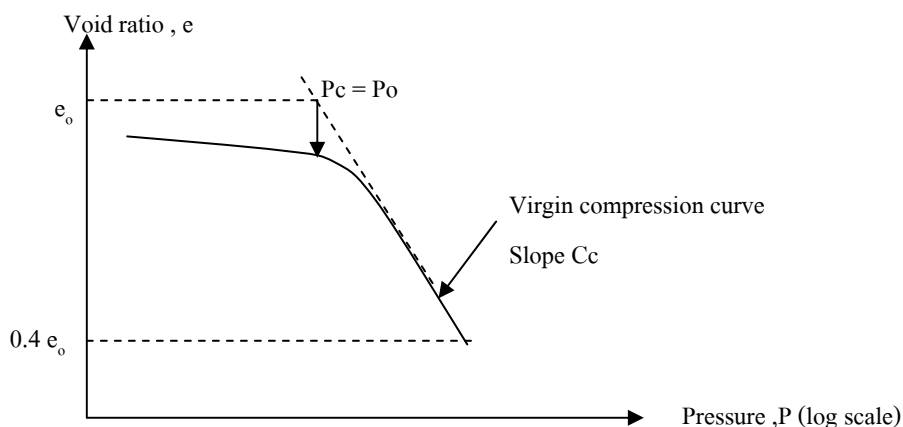
เมื่อ ϵ_v = vertical Strain

$$= \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Δe = ส่วนเปลี่ยนแปลงของช่องว่างในดินหลังจากรับน้ำหนักของโครงสร้าง

$1 + e_0$ = ปริมาตรทั้งหมดของดิน

e_0 = ปริมาตรเริ่มต้นของช่องว่างในดิน



- สำหรับ Normally Consolidated Clay; $P_c < P_o$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}}$$

$$\therefore S_c = \frac{C_c \cdot H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (4.14)$$

- สำหรับ Over Consolidated Clay; $P_o + \Delta P < P_c$

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}}$$

$$\therefore S_c = \frac{C_s \cdot H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (4.15)$$

- สำหรับ Over Consolidated Clay ที่ $P_o < P_c < P_o + \Delta P$ พิจารณา S_c 2 ช่วง

$$C_s = \frac{\Delta e_1}{\log \frac{P_c}{P_o}} \quad C_c = \frac{\Delta e_2}{\log \frac{P_o + \Delta P}{P_c}}$$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_c}{P_o} + \frac{C_c \cdot H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_c} \quad (4.16)$$

โดย P_o = แรงดันประสิทธิผลเฉลี่ยของชั้นดินเหนียวก่อนการก่อสร้าง

ΔP_t = แรงดันเฉลี่ยที่เพิ่มขึ้นในชั้นดินเหนียว

P_c = แรงดันสูงสุดในอดีตของชั้นดินเหนียว

e_0 = อัตราส่วนโพรงเริ่มต้นของชั้นดินเหนียว

C_c = ค่า Compression Index ของชั้นดินเหนียว

C_s = ค่า Swelling Index ของชั้นดินเหนียว

H_c = ความหนาของชั้นดินเหนียว

เนื่องจากค่า ΔP มีค่าเปลี่ยนไปตามความลึก โดยมีค่าลดลงที่ความลึกมากขึ้น ดังนั้นค่า ΔP ที่เพิ่มขึ้นนี้สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\Delta P = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b) \quad (4.17)$$

โดย ΔP_t = แรงดันที่เพิ่มขึ้นที่จุดบนสุดของชั้นดินเหนียว

ΔP_m = แรงดันที่เพิ่มขึ้นที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินเหนียว

ΔP_b = แรงดันที่เพิ่มขึ้นที่ด้านล่างของชั้นดินเหนียว

4.5 การพิจารณา Allowable Bearing Capacity ของฐานรากดินในดินทรายจากค่าการทรุดตัวของดินใต้ฐานราก

จากทฤษฎีของ Meyerhof (1956) เมื่อกำหนดให้มีการทรุดตัวสูงสุด 1" หรือ 25.4 mm.

- สำหรับฐานรากดิน ที่ ความกว้าง ≤ 1.22 m.

$$q_{all(net)} = 1.20 N \quad (t/m^2) \quad (4.18)$$

- สำหรับฐานรากดิน ที่ความกว้าง > 1.22 m.

$$q_{all(net)} = 0.80N \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \quad (t/m^2) \quad (4.19)$$

โดย $q_{all(net)}$ = Net allowable bearing capacity

N = Standard Penetration Number ที่ปรับแก้แล้ว

B = ความกว้างของฐานรากดินหน่วยเป็น เมตร

Bowles (1977) ได้เสนอให้ปรับค่า Net allowable bearing capacity โดยเพิ่มอีก 50%

- สำหรับฐานรากดิน กว้าง ≤ 1.22 m.

$$q_{all(net)} = 1.91 N F_d \left(\frac{S}{25.4} \right) \quad (t/m^2) \quad (4.20)$$

- สำหรับฐานรากดิน กว้าง > 1.22 m.

$$q_{all(net)} = 1.20 N F_d \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \left(\frac{S}{25.4} \right) \quad (t/m^2) \quad (4.21)$$

เมื่อ F_d = Depth Factor

$$= 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

S = Tolerable Settlement (mm.)

N = Standard Penetration Number ในระดับต่ำกว่าฐานราก 2B ถึง 3B

Meyerhof (1956) เสนอสมการสำหรับคำนวณหา Net Allowable Bearing Capacity ของฐานรากดินจากค่า

Cone Penetration Resistance (q_c) ดังนี้

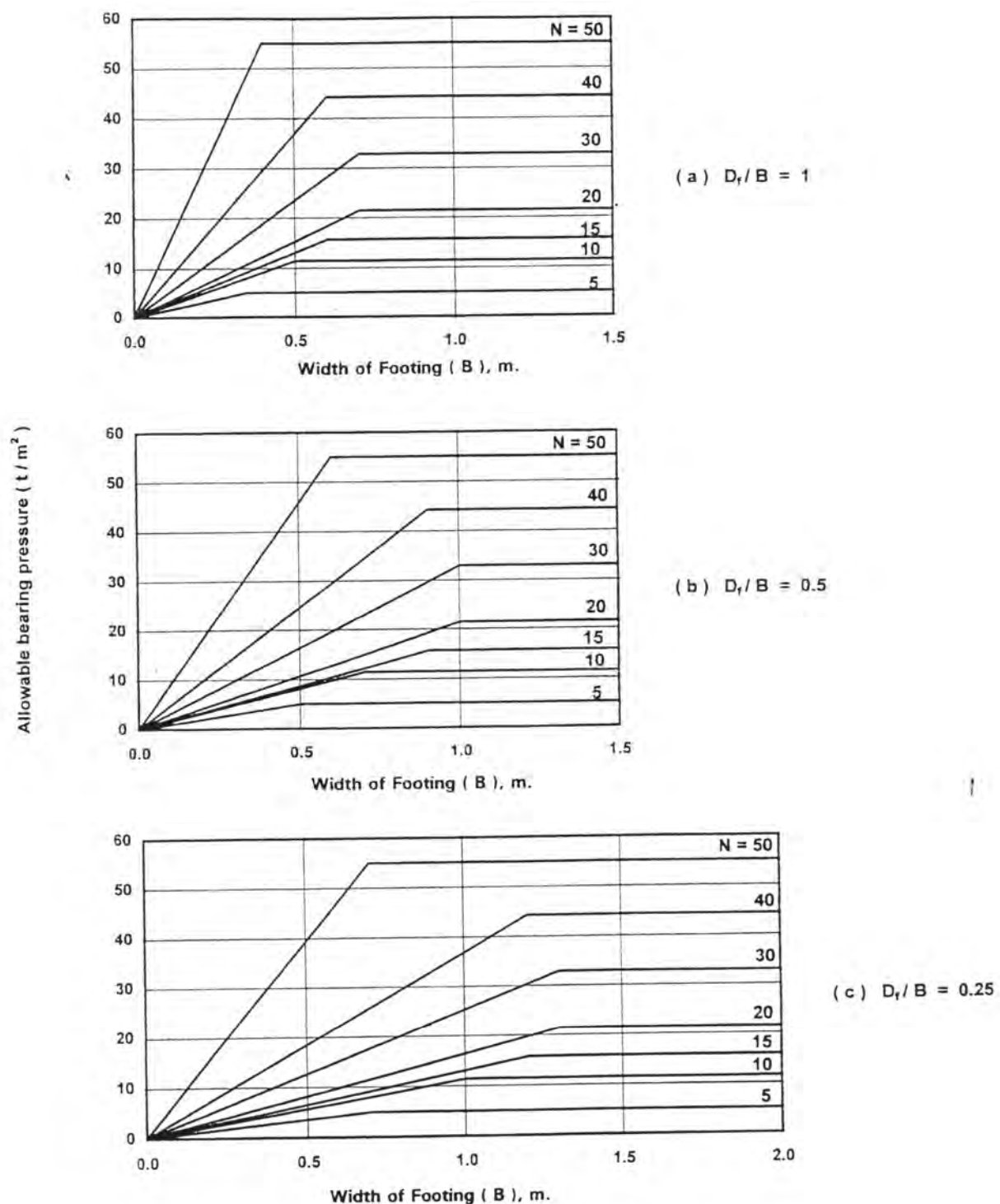
- สำหรับฐานรากดินกว้าง ≤ 1.22 m. และค่า การทรุดตัวประมาณ 25.4 มม.

$$q_{all(net)} = \frac{q_c}{15} \quad (t/m^2) \quad (4.22)$$

- สำหรับฐานรากดินกว้าง > 1.22 m. และค่าการทรุดตัวประมาณ 25.4 มม.

$$q_{all(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \quad (t/m^2) \quad (4.23)$$

Peck, Hanson & Thornburn (1974) เสนอ Chart สำหรับหาค่า $q_{all(net)}$ ของฐานรากดินขนาดต่างๆ บนดินทราย ตามค่า N และค่า $\frac{D_f}{B}$ ดังภาพที่ 4.7



ภาพที่ 4.7 กราฟสำหรับหาค่า $q_{all(net)}$ ของฐานรากดินขนาดต่างๆ บนดินทรายจากค่า N โดยเกิดการทรุดตัวไม่เกิน 25 มิลลิเมตร

4.6 จากการทดสอบ Plate Load Test

- ค่า Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากที่จะก่อสร้างในบริเวณที่ทำการทดสอบ มีค่าดังนี้
- สำหรับดินเหนียว

$$q_{u(F)} = q_{u(p)} \quad (4.24)$$

- สำหรับดินทราย

$$q_{u(F)} = q_{u(p)} \frac{B_F}{B_p} \quad (4.25)$$

เมื่อ $q_{u(F)}, q_{u(p)}$ = Ultimate Bearing Capacity ของฐานรากและ Test plate

B_F, B_p = ความกว้างของฐานราก และ Test plate ตามลำดับ

การทรุดตัวของฐานราก

- สำหรับดินเหนียวเมื่อมี load per unit area จากโครงสร้างมากระทำ

$$S_F = Sp \frac{B_F}{B_p} \quad (4.26)$$

- สำหรับ Sandy Soil เป็น

$$S_F = Sp \left(\frac{B_F}{B_p} \right)^2 \left(\frac{3.28B_p + 1}{3.28B_F + 1} \right)^2 \quad (4.27)$$

เมื่อ S_F, Sp = ค่าการทรุดตัวของฐานราก และ Test plate ตามลำดับ

B_F, B_p = ความกว้างของฐานราก และ Test plate ตามลำดับ (เมตร)

4.7 การพิจารณาค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (4.28)$$

เมื่อ S = Total Pile Settlement

S_1 = Settlement of Pile Shaft

S_2 = Settlement เนื่องจากน้ำหนักที่ปลายเสาเข็ม

S_3 = Settlement เนื่องจากน้ำหนักที่ผ่านไปตาม Pile Shaft

การคำนวณ S_1

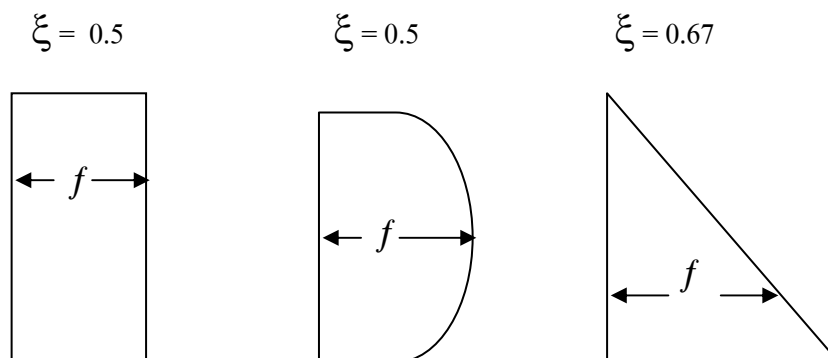
- ให้เสาเข็มเป็น Elastic Material

$$\therefore S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \cdot E_p} \quad (4.29)$$

เมื่อ Q_{wp} = น้ำหนักที่ปลายเสาเข็ม เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำเป็นน้ำหนักใช้งาน

Q_{ws} = น้ำหนักกระทำระหว่าง เสาเข็มและดิน (Frictional or Skin Resistance) เมื่อน้ำหนักเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ξ = Factor ไม่มีหน่วยขึ้นกับลักษณะของ Unit Skin Frictional Resistance ดังภาพ



วิธีการคำนวณ S_2

$$S_2 = \frac{q_{wp} \cdot D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (4.30)$$

เมื่อ q_{wp} = น้ำหนักกระทำที่ปลายเสาเข็มต่อหน่วยพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

$$= \frac{Q_{wp}}{A_p}$$

D = ความกว้าง หรือ เส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็ม

E_s, μ_s = Young's Modulus และ Poisson's Ratio ของดินที่ปลายเสาเข็ม หรือ ต่ำกว่าปลายเข็ม

I_{wp} = Influence Factor อาจใช้ $\propto r$ ก็ได้

การคำนวณค่า S_3

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \left(\frac{D}{E_s} \right) (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (4.31)$$

p = เส้นรอบรูปเสาเข็ม

L = ความยาวของเสาเข็ม

I_{ws} = Influence Factor

$$= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (\text{Vesic, 1977})$$

4.8 การทรุดตัวในช่วง Primary Consolidation ของเสาเข็มกลุ่ม

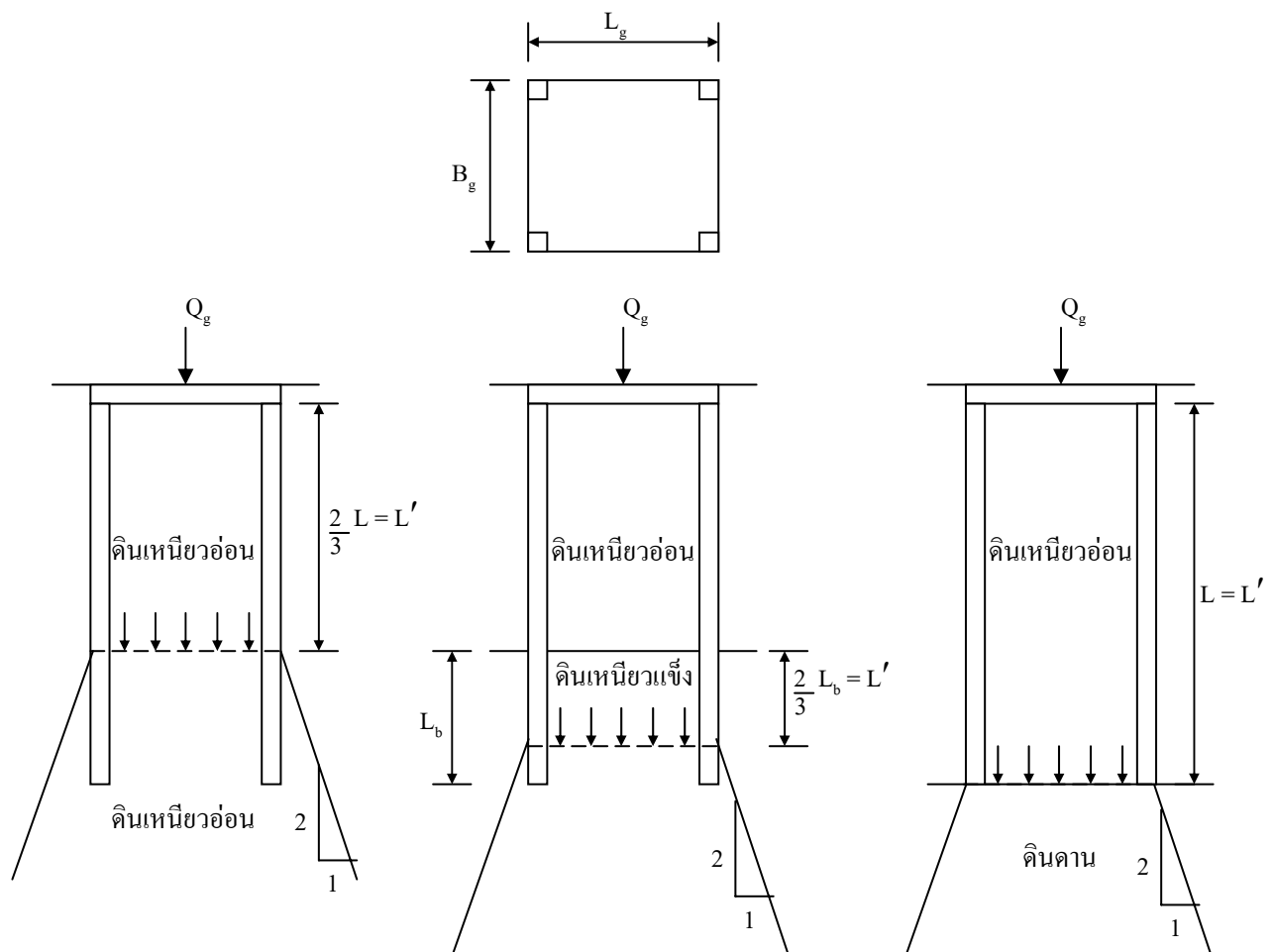
- พิจารณาค่า Stress โดยใช้วิธี 2 : 1 และมีขั้นตอนคำนวณดังนี้

ขั้นตอนที่ 1

- ความยาวเสาเข็ม = L
- น้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้าง = Q_g
- ถ้า pile cap อยู่ใต้ผิวดินต้องหาค่า Q_g ด้วยน้ำหนักประสิทธิผล ของดิน ที่ถูกขุดช่วง pile cap

ขั้นตอนที่ 2

- ให้น้ำหนักบรรทุก Q_g เริ่มต้นกระทำที่ ระยะความลึก L' จากส่วนบน ดังภาพที่ 4.8
- กระจาย Stress ด้วยวิธี 2 : 1



ภาพที่ 4.8 ตำแหน่งที่เกิดการกระจายแรงในเสาเข็มกลุ่ม

ขั้นตอนที่ 3

- คำนวณ Stress ที่เพิ่มขึ้นโดยเฉลี่ย (Δp) ในแต่ละชั้นดินเหนียว

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + Z_i)(L_g + Z_i)} \quad (4.32)$$

เมื่อ Δp_i = Stress ที่เพิ่มขึ้นในแต่ละจุดของชั้นดิน

$\Delta p_i \rightarrow$ ที่ระดับผิวน

$\Delta p_m \rightarrow$ ที่ระดับกึ่งกลาง

$\Delta p_b \rightarrow$ ที่ระดับผิวล่าง

L_g, B_g = ความยาว เสาเข็มกลุ่ม และ ความกว้างของเสาเข็มกลุ่ม

Z_i = ระยะความลึกจาก $z = 0$

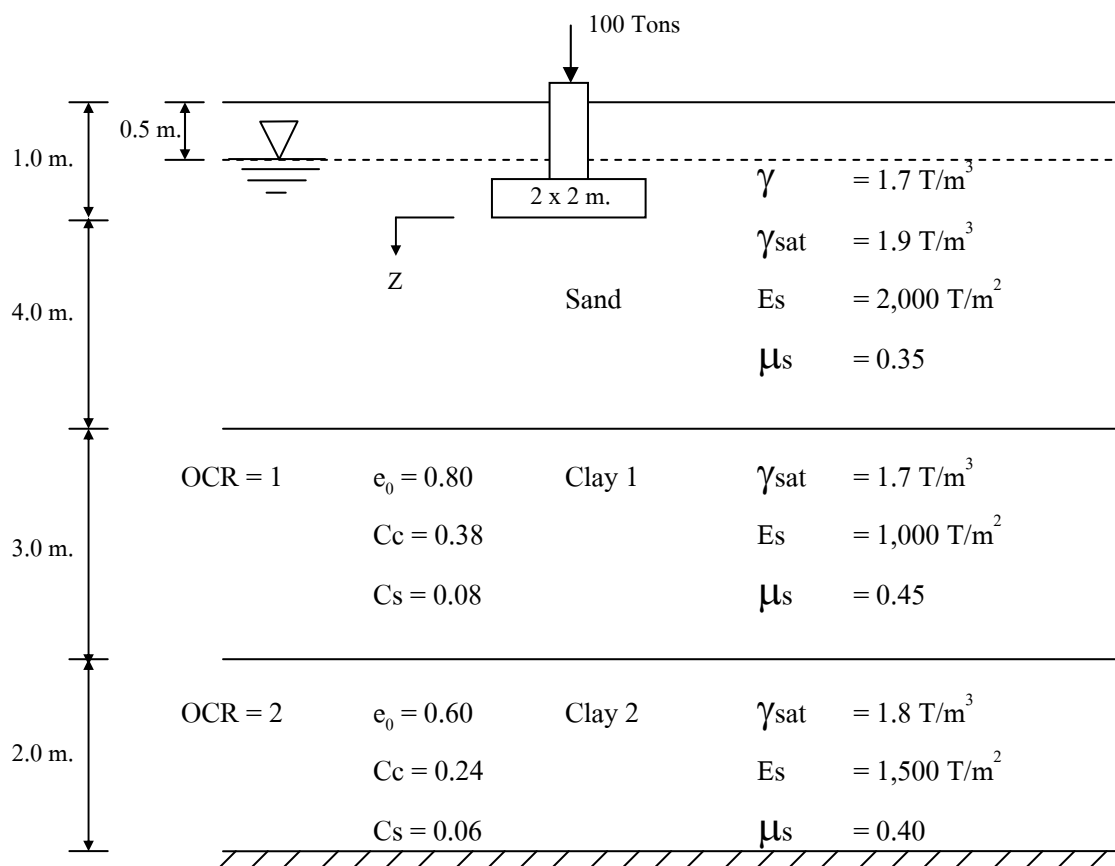
ขั้นตอนที่ 4

- คำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation ในแต่ละชั้นดิน

ขั้นตอนที่ 5

- การทรุดตัวทั้งหมดเนื่องจาก Consolidation = ผลรวมของการทรุดตัวในแต่ละชั้นดินเหนียว

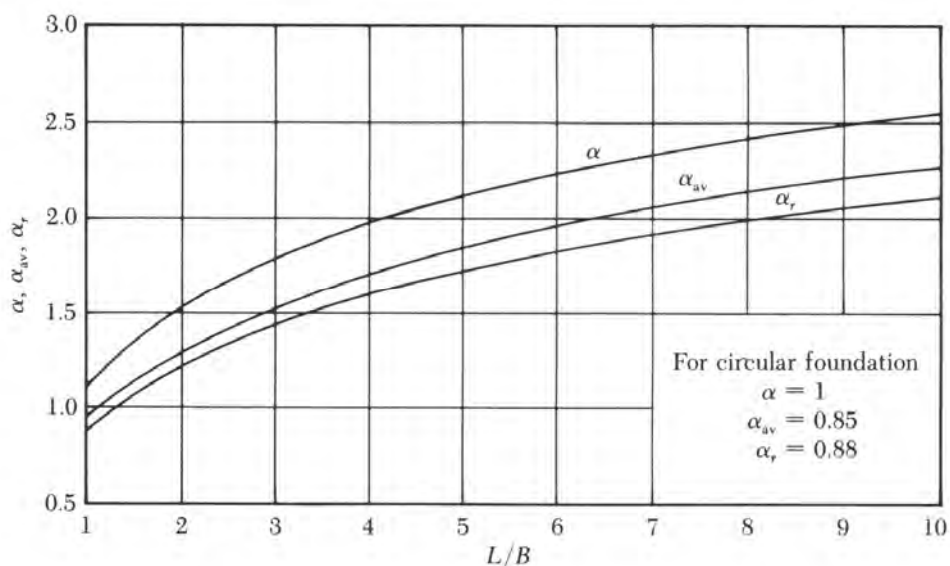
ตัวอย่างที่ 4.3 จงประมาณค่าการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นตามแนวกึ่งกลางของฐานรากดินตามรูป
เมื่อกำหนดให้ใช้วิธี 2 : 1 ในการคำนวณค่าแรงดันแนวดิ่งที่เพิ่มขึ้น (Increased Vertical Stress)



วิธีทำ Totat Settlement = $S_i + S_c$

Immediate Settlement , S_i

เกิดในชั้นทราย เนื่องจากชั้นดินเหนียวอยู่ลึกจากฐานราก > 2 เท่า



ภาพที่ 4.9 ค่าของ α , α_{av} และ α_r

สำหรับ Rigid Foundation

$$S_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

$$\text{เมื่อ } q_0 = \frac{100}{2 \times 2} = 25 \text{ t/m}^2$$

จากกราฟ ได้ $\alpha_r = 0.82$

$$S_i = \frac{2 \times 25}{2000} (1 - 0.35^2) 0.82$$

$$= 0.0180 \text{ m.} = 18.0 \text{ mm.}$$

พิจารณาค่า Consolidation Settlement , S_c ในชั้นดิน Clay 1 และ Clay 2

$$S_c = S_{c1} + S_{c2}$$

คำนวณ S_{c1} ใน Clay 1 $\Rightarrow$ N.C. Clay $\Rightarrow$ OCR = 1

$$S_{c1} = \frac{C_c \cdot H_c}{(1 + e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

P_o ที่กึ่งกลางชั้น Clay 1

$$\begin{aligned}
 &= (1.7)(0.5) + (1.9 - 1)(4.5) + (1.7 - 1)(1.5) \\
 &= 5.95 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

คำนวณ ΔP

Z (m.)	$\Delta P_i = \frac{Q}{(B + Z)(L + Z)}$
4	2.78
5.5	1.78
7	1.23

$$\begin{aligned}
 \Delta p &= \frac{1}{6} [\Delta P_t + 4(\Delta P_m) + \Delta P_b] \\
 &= \frac{1}{6} [2.78 + 4(1.78) + 1.23] \\
 &= 1.855 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Sc_1 &= \frac{0.38(3.0)}{1 + 0.80} \log \frac{(5.95 + 1.855)}{5.95} \\
 &= 0.0746 \text{ m.} \quad = 74.6 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

คำนวณ Sc_2 ใน Clay 2 $\Rightarrow$ o.c. Clay $\Rightarrow$ OCR = 2

Pre Consolidation Pressure ; $P_c = 2 (P_o)$

P_o ที่กึ่งกลางของ Clay 2

$$\begin{aligned}
 &= 5.95 + (1.7 - 1)(1.5) + (1.8 - 1)(1) \\
 &= 7.8 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$P_c = 2(7.8) = 15.6 \text{ t/m}^2$$

Z (m.)	$\Delta p_i = \frac{Q}{(B + Z)(L + Z)}$
7	1.23
8	1.00
9	0.83

$$\begin{aligned}
 \Delta P &= \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4(\Delta P_m) + \Delta P_b) \\
 &= \frac{1}{6} (1.23 + 4(1.00) + 0.83) \\
 &= 1.01 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$P_o + \Delta p = 7.8 + 1.01 = 8.81 \text{ t/m}^2 < P_c$$

$$\begin{aligned} \therefore S_{c2} &= \frac{C_s \cdot H_c}{(1 + e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \\ &= \frac{0.06 (2)}{1 + 0.60} \log \frac{8.81}{7.8} \\ &= 0.00396 \text{ m.} = 3.96 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Settlement} = 18.0 + 74.6 + 3.96$$

$$= 96.56 \text{ mm.}$$

Ans

ตัวอย่างที่ 4.4

จง วิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว สี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 0.40×0.40 ม. ยาว 12 ม. รับน้ำหนักปลอดภัยได้ 35 tons เมื่อ กำหนดให้ค่า Young's Modulus ของเสาเข็มเท่ากับ $2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, Young's Modulus ของชั้นดินเท่ากับ $3,000 \text{ t/m}^2$ และ Poisson's Ratio ของดินเท่ากับ 0.30 ถ้ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยที่ปลายเสาเข็มเท่ากับ 10 tons และกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยด้วยแรงเสียดทานเท่ากับ 25 tons

$$\text{จากการทรุดตัวของเสาเข็ม, } S = S_1 + S_2 + S_3$$

คำนวณค่า S_1

$$\text{จากสมการที่ 4.29, } S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

เมื่อ ξ เท่ากับ 0.67

$$\text{จะได้ } S_1 = \frac{(10 + (0.67)(25))12}{(0.4)^2 (2 \times 10^6)} = 0.0010 \text{ ม.} = 1 \text{ มม.}$$

- คำนวณค่า S_2

$$\text{จากสมการ 4.30 ; } S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$\text{เมื่อ } q_{wp} = \frac{10}{(0.4)^2} = 62.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{จากรูปที่ 4.9 } I_{wp} = 0.82$$

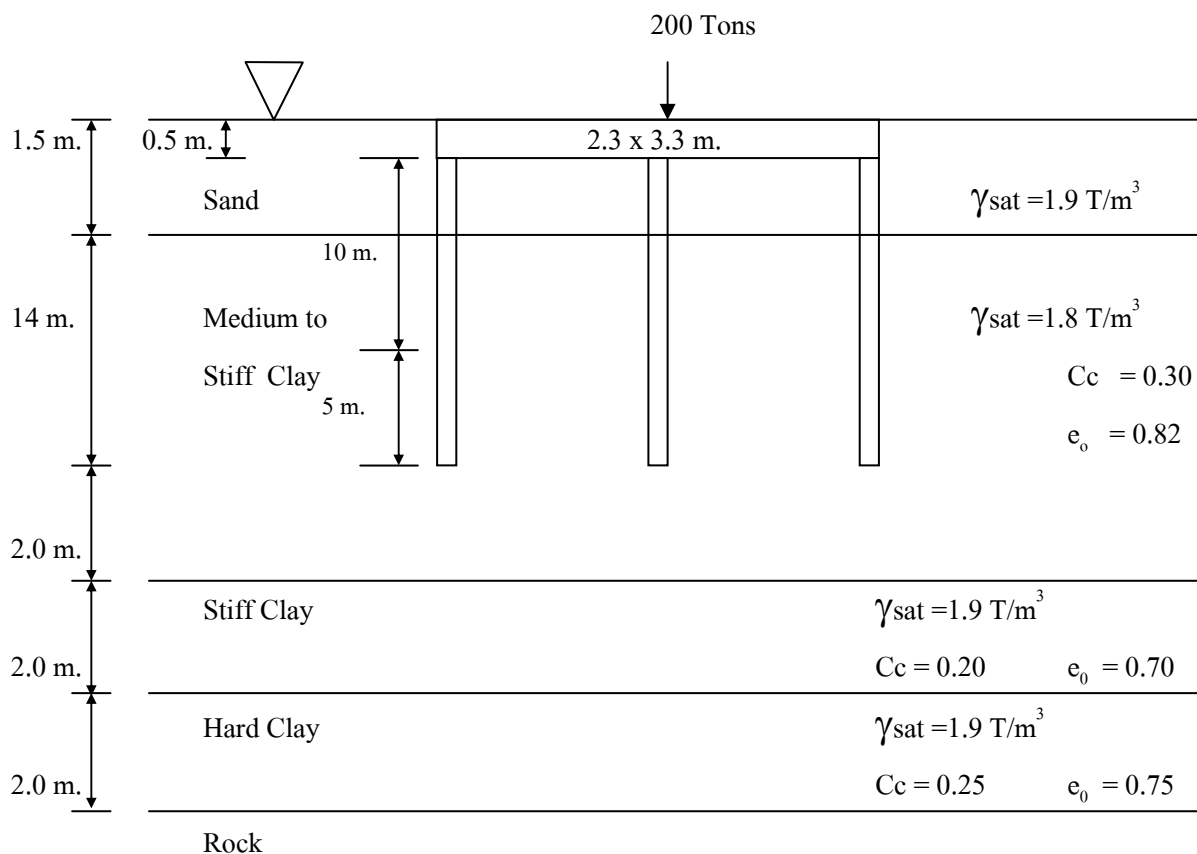
$$\text{ดังนั้น } S_2 = \frac{62.5(0.4)}{3000} (1 - 0.3^2)(0.82)$$

- คำนวณค่า S_3

$$\text{จากสมการ 4.31 ; } S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \left(\frac{D}{E_s} \right) (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$\begin{aligned}
 \text{เมื่อ } I_{ws} &= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
 &= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12}{0.4}} = 3.92 \\
 \text{จะได้ } S_3 &= \frac{(25)}{4(0.40)^{12}} \times \frac{(0.40)}{3000} (1 - 0.3^2) (3.92) \\
 &= 0.0006 \text{ m.} = 0.6 \text{ mm.} \\
 \therefore \text{การทรุดตัวของเสาเข็ม ; } S &= 1 + 6.2 + 0.6 \\
 &= 7.8 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

ตัวอย่าง 4.5 จงประมาณค่า Consolidation Settlement ของฐานรากเสาเข็มกลุ่มตามรูป เมื่อกำหนดให้ ดินเหนียวทุกชั้นเป็น Normally Consolidated Clay และค่า μ_g เท่ากับ 1



การกระจาย Stress แบบ 2 : 1 คิดที่ $\frac{2}{3} L = \frac{2}{3} \times 15.00 = 10.00 \text{ m. from Top.}$

เสาเข็ม Consolidation Settlement = $S_{c1} + S_{c2} + S_{c3}$

- พิจารณาค่าของ S_{c1} ใน Medium Stiff Clay

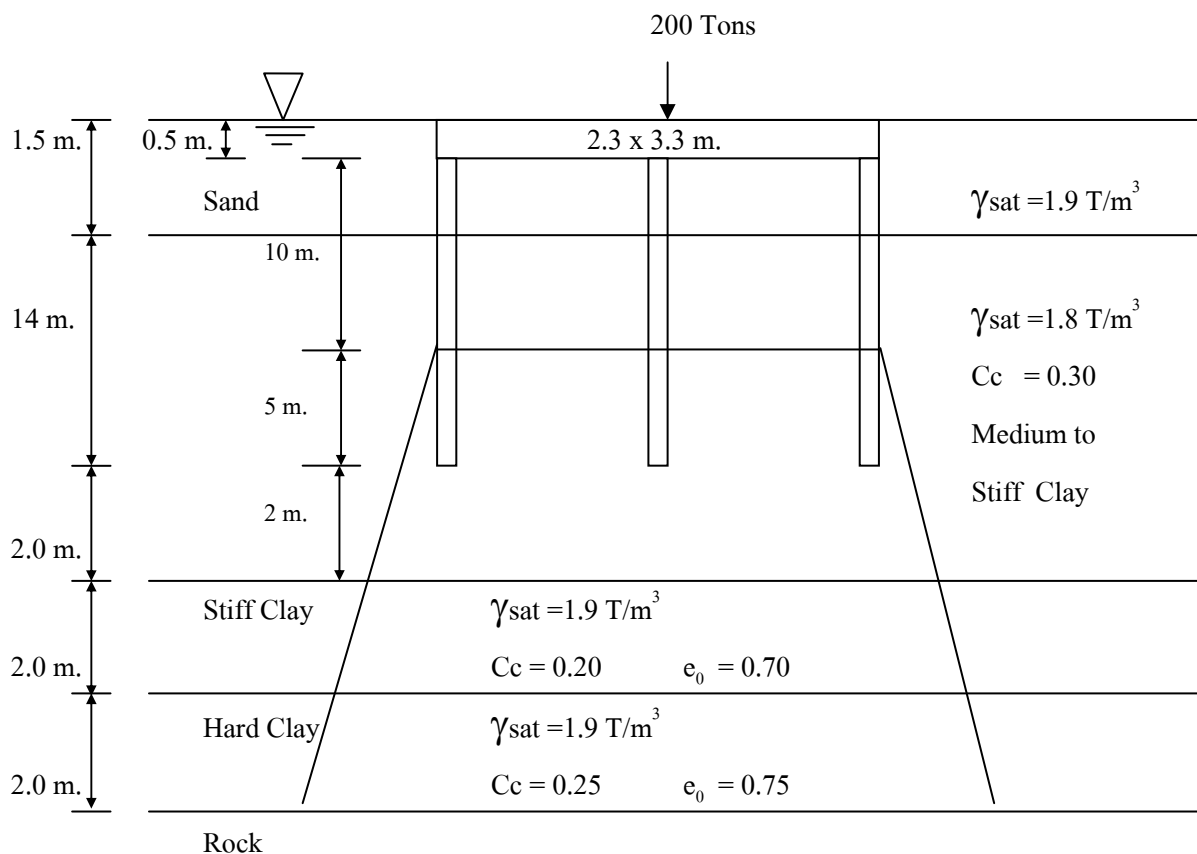
$$\text{จาก } S_{cl} = \frac{Cc \cdot H_c}{(1 + e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

เมื่อ $H_c = 7 \text{ m.}$

P_o ที่กึ่งกลางของชั้นดินที่จุด 1

$$= (1.9 - 1)1.5 + (1.8 - 1)(12.5)$$

$$= 1.35 + 10 = 11.35 \text{ t/m}^2$$



คำนวณค่า Δp_i โดย 2 : 1 Method เมื่อ $B = 2.3 \text{ m.}$, $L = 3.3 \text{ m.}$

Z	$\Delta p_i = \frac{Q}{(B+Z)(L+Z)}$
0	26.35
3.5	5.07
7	2.09

$$\Delta p = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$$= \frac{1}{6} (26.35 + 4 (5.07) + 2.09)$$

$$= 8.12 \text{ t/m}^2$$

$$\text{จะได้ } S_{c1} = \frac{0.3(7)}{1+0.82} \log \frac{11.35+8.12}{11.35} = 0.2704 \text{ m.} = 270.4 \text{ mm.}$$

- พิจารณาค่า S_{c2} ใน Stiff Clay

$$\text{จาก } S_{c2} = \frac{Cc \cdot H_c}{(1+e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

P_o ที่กึ่งกลางของชั้นดินที่จุด 2

$$= 11.35 + (1.8 - 1) 3.5 + (1.9 - 1) 1$$

$$= 11.35 + 2.8 + 0.9 = 15.05 \text{ t/m}^2$$

คำนวณค่า Δp_i โดย 2 : 1 Method

Z	$\Delta p_i = \frac{Q}{(B+Z)(L+Z)}$
7	2.09
8	1.72
9	1.44

$$\Delta p = \frac{1}{6} [2.09 + 4(1.72) + 1.44] = 1.735 \text{ t/m}^2$$

$$\text{จะได้ } S_{c2} = \frac{0.2(2)}{1+0.7} \log \frac{15.05+1.735}{15.05} = 0.0111 \text{ m.} = 11.1 \text{ mm.}$$

- พิจารณาค่า S_{c3} ใน Hard Clay

$$\text{จาก } S_{c3} = \frac{Cc \cdot H_c}{(1+e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

P_o ที่กึ่งกลางของชั้นดินที่จุด 3

$$= 15.05 + (1.9 - 1) 2 = 16.85 \text{ t/m}^2$$

คำนวณค่า Δp โดย 2 : 1 Method

Z	$\Delta p_i = \frac{Q}{(B+Z)(L+Z)}$
9	1.44
10	1.22
11	1.05

$$\Delta p = \frac{1}{6} (1.44 + 4 (1.22) + 1.05) = 1.23 \text{ t/m}^2$$

$$\text{จะได้ } S_{c3} = \frac{0.25(2)}{1 + 0.75} \log \frac{16.85 + 1.23}{16.85} = 0.0087 \text{ m.} = 8.7 \text{ mm.}$$

ดังนั้น Consolidation Settlement

$$= 270.4 + 11.1 + 8.7 = 290.2 \text{ mm.}$$

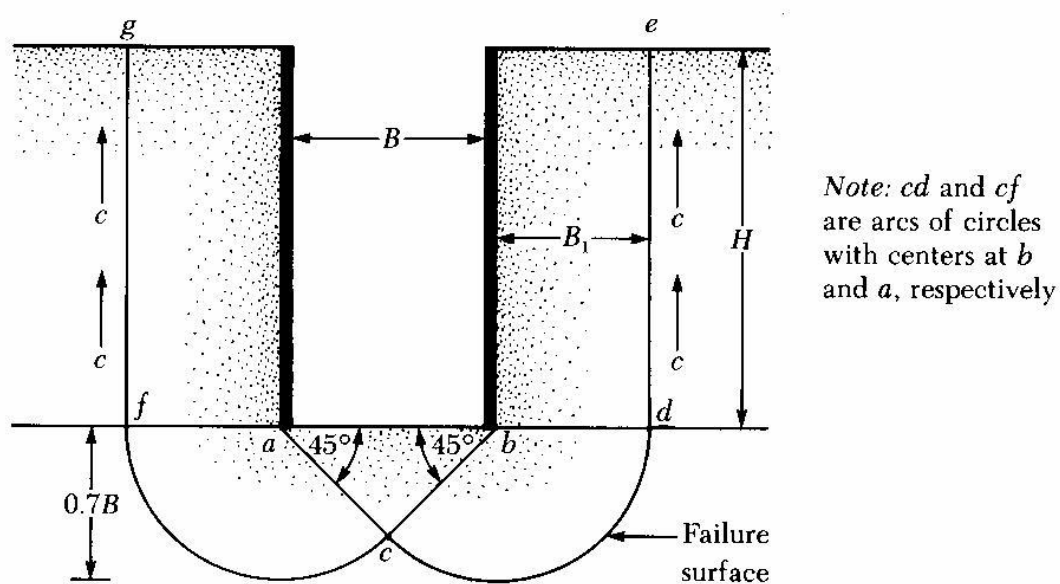
บทที่ 5

เสถียรภาพความลาด

5.1 คำนวณเสถียรภาพของการขุดในแนวดิ่ง

5.1.1 คำนวณเสถียรภาพของการขุดในแนวดิ่งโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi

$$\text{F.S.} = \frac{5.7 C B_1}{\gamma H B_1 - C H}$$

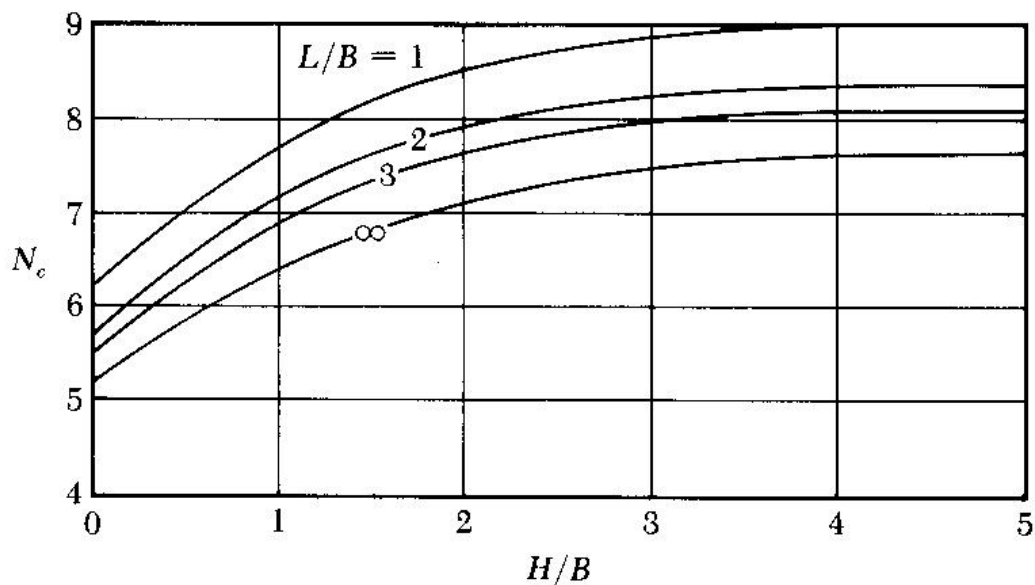


ภาพที่ 5.1 เสถียรภาพของการขุดในแนวดิ่งโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi

5.1.2 คำนวณเสถียรภาพของการขุดในแนวดิ่งโดยใช้การศึกษาของ Bjerrum & Eide

$$\text{F.S.} = \frac{C N_c}{\gamma H}$$

$$N_c(\text{rectangle}) = N_c(\text{square}) \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)$$



ภาพที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง N_c กับ L/B และ H/B

5.2 เสถียรภาพของการขุดในแนวลาด

5.2.1 วิธีวิเคราะห์ลาดอนันต์

รูปร่างการเคลื่อนพัง

การหาอัตราส่วนปลอดภัย

สำหรับดินทราย เมื่อ

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

และ

$$\bar{\tau} = (\bar{\sigma} - u) \tan \bar{\phi}$$

บนลาดดินแห้ง

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

บนลาดดินจมน้ำ

$$F.S. = \frac{\tan \bar{\phi}}{\tan \beta}$$

บนลาดดินที่มีน้ำไหลขนานกับผิวลาด

$$F.S. = \frac{\gamma_b \tan \bar{\phi}}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

สำหรับดินเหนียว เมื่อ

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

และ

$$\bar{\tau} = \bar{C} + (\bar{\sigma} - u) \tan \bar{\phi}$$

บนลาดดินแห้ง

$$F.S. = \frac{C}{\gamma_h \sin \beta \cos \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

บนลาดดินจมน้ำ

$$F.S. = \frac{\bar{C}}{\gamma_b \sin \beta \cos \beta} + \frac{\tan \bar{\phi}}{\tan \beta}$$

บนลาดดินที่มีน้ำไหลขนานกับผิวลาด

$$F.S. = \frac{\bar{C}}{\gamma_b \sin \beta \cos \beta} + \frac{\gamma_b \tan \bar{\phi}}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

5.2.2 วิธี Wedge Method

การกำหนดแนววิบัติ

การเขียนแรงกระทำต่อมวลดินแต่ละส่วน

การคำนวณอัตราส่วนปลอดภัย

5.2.3 วิธี Method of Slice

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Force}}{\text{Sliding Force}}$$

Ordinary Method of Slices (Fellenius Method, 1920)

$$F.S. = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{C} \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \tan \bar{\phi}_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot \sin \theta_i)} \right]$$

Simplified Bishop Method

$$F.S. = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{C}_i b_i + b_i (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) \tan \bar{\phi}_i}{M_\theta} \right]$$

$$\text{โดย } M_\theta = \cos \theta_i + (\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i / F.S.)$$

5.3 วิธีเพิ่มเสถียรภาพของความลาด

5.3.1 การปรับปรุงคุณภาพดินฐานรากด้วยวิธีการบดอัดดิน (compaction)

เป็นวิธีการเพิ่มพลังงานในการบดอัดให้กับดินวิธีนี้เป็นวิธีที่นิยมใช้กับดินทรายเนื่องจากในดินทรายนั่น แม้ว่าเราจะทำการบดอัดโดยใช้พลังงานสูงเท่าไรก็ตามมักไม่ก่อให้เกิดปัญหาในการรับแรงกระทำ วิธีที่มีการนำไปใช้ในการบดอัดทรายได้แก่

5.3.1.1 Dynamic compaction เป็นการบดอัดทรายให้แน่น โดยการใช้ตุ้มน้ำหนักทิ้งลงมาจากที่สูงลงมา กระแทกกับดินทำให้ดินทรายอัดตัวแน่นขึ้น

5.3.1.2 Vibrator เป็นการทำให้ทรายอัดแน่นโดยใช้แรงสั่นสะเทือนจากเครื่องจักร

5.3.1.3 Sand compaction เป็นการบดอัดดินโดยใช้เครื่องมือเครื่องจักรทั่วไป เช่นรถบดล้อยาง รถบดล้อเหล็ก เป็นต้น

5.3.1.4 Stone column วิธีการนี้ใช้การฉีดน้ำพร้อมกับเครื่องสั่นรูปทรงกระบอกกดลงไปในดินเพื่อให้เกิดการแน่นตัว โดยอาศัยแรงจากน้ำที่ฉีดและการสั่นพร้อมกันแล้วทำการเติมกรวดหรือหินลงในช่องว่างที่เกิดขึ้น

5.3.2 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธีทำให้เกิดการยุบตัวโดยน้ำไหลออก (consolidation)

เป็นวิธีการที่นิยมใช้กับดินเหนียวเนื่องจากในดินเหนียวถ้าใช้วิธีบดอัดจะเกิดการปลิ้นไปปลิ้นมาของดินซึ่งไม่สามารถทำให้ดินเหนียวมีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นได้มากนักวิธีที่มีการนำไปใช้ในการปรับปรุงชั้นดินเหนียวได้แก่

5.3.2.1 วิธีใช้น้ำหนักบรรทุก

เป็นการเพิ่มการยุบตัวของดิน และเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนให้กับดินฐานราก ทำได้โดยการถมดินเท่ากับน้ำหนักของโครงสร้างแล้วทิ้งไว้ให้ทรุดตัว จากนั้นนำน้ำหนักออกก่อนทำการก่อสร้างโครงสร้างจริงวิธีนี้เรียกว่าวิธีบรรทุกน้ำหนักก่อน (preloading method) นอกจากนี้อาจใช้น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้าของดินถมสูงกว่าน้ำหนักของโครงสร้างที่กำหนดไว้ก็ได้โดยต้องคำนวณการรับแรงของดินฐานรากให้เพียงพอที่จะไม่ทำให้เกิดการวิบัติของดินฐานรากขึ้นได้ วิธีนี้เรียกว่า วิธีบรรทุกน้ำหนักเกิน (surcharge method)

5.3.2.2 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธี Sand drained

ทำได้โดยการใช้เครื่องจักรเจาะดินให้เป็นหลุม และใช้ทรายกรอกลงไปในหลุมที่เจาะไว้ วิธีดังกล่าวจะช่วยให้การทรุดตัวของชั้นดินเหนียวให้เร็วขึ้น เนื่องจากระยะทางไกลสุดที่น้ำไหลออกจากมวลดิน (drainage path) มีระยะทางลดลง วิธีนี้นิยมทำควบคู่ไปกับการ preloading ซึ่งเป็นการนำดิน (นิยมใช้ทราย) ไปถมแล้วปล่อยให้เกิดการทรุดตัว นอกจากการใช้ทรายแล้วการลด drainage path อาจทำได้โดยใช้ paper drain , geodrain หรือ PVD (prefabricate vertical drain) โดยเฉพาะวิธี PVD ปัจจุบันเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมาก

5.3.2.3 Prefabricate Vertical Drain (PVD)

วิธีการนี้ใช้หลักการเช่นเดียวกับวิธี sand drain เพียงแต่แทนที่จะใช้ทรายกลับใช้ PVD ฝังลงในดินเพื่อลดระยะทางไกลสุดที่น้ำไหลออกจากมวลดิน ดังนั้น PVD จะช่วยให้น้ำระบายออกจากมวลดินได้เร็วขึ้น

5.3.3 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธีการเติมสารเคมี

เป็นวิธีการที่นิยมใช้กับดินเหนียวอีกวิธีหนึ่งเนื่องจากในดินเหนียวอ่อนจะมีปริมาณน้ำตามธรรมชาติ และช่องว่างในมวลดินค่อนข้างสูงการเติมสารเคมีลงในดินจะช่วยลดช่องว่างระหว่างเม็ดดินวิธีที่มีการนำไปใช้ในการปรับปรุงชั้นดินเหนียวได้แก่

5.3.3.1 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธีดินซีเมนต์

เป็นการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ผสมลงกับดินโดยใช้เครื่องจักร เพื่อให้ดินมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น ปริมาณของซีเมนต์ที่ใช้ผสมโดยทั่วไปจะประมาณ 5 – 15 % โดยน้ำหนัก โดยปริมาณที่ใช้จริงนั้นจะได้จากการทดลองผสม ซึ่ง Dunn และคณะ (1980) ได้ให้ข้อมูลสำหรับส่วนผสมของดินซีเมนต์ดังตารางที่ 5.1

เนื่องจากซีเมนต์มีราคาแพง ดังนั้นอาจลดปริมาณซีเมนต์ลงได้โดยใช้ปูนขาว โซเดียมคลอไรด์ โซเดียมคาร์บอเนต โซเดียมซัลเฟต อย่างใดอย่างหนึ่งหรือหลายอย่างผสมลงในส่วนผสม นอกจากนี้ยังสามารถใช้ขี้เถ้าขี้เถ้าแกลบ หรือขี้เถ้าจากการเผาถ่านหิน ผสมลงไปด้วยเพื่อช่วยอุดช่องว่างเล็กๆในดิน หรือทำให้ดินมีความหนาแน่นมากขึ้น และมีความแข็งแรงมากขึ้น

ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินผสมซีเมนต์ (บุญเทพ,2538)

Propeties	Granular soils	Fine Grain soil
Unconfined compressive Strength (kN/m^2)	(500 to 100) x (cement content in percent)	(300 to 600) x (cement content in percent)
Cohesion	$C = 50 + 0.255 \times (\text{Unconfined compressive strength}), (\text{kN/m}^2)$	
Friction angle	40 – 45 degree	30 – 40 degree
Flexural strength	$(1/5 \text{ to } 1/3) \times (\text{compressive strength})$	
Modulus (compression)	$7 \times 10^3 - 35 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$	$7 \times 10^5 - 7 \times 10^6 \text{ MN/m}^2$
Poisson's ratio	0.1 – 0.2	0.15 – 0.35

จากการศึกษาของ เกษม เพชรเกตุ และ พินิต ตั้งบุญเดิม พบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯเมื่อนำมาผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์โดยใช้ water cement ratio อยู่ในช่วง 1-2 และ cement content อยู่ในช่วง $150-400 \text{ kg/m}^3$ ของดินเปียก จะให้ค่า Unconfined Compressive Strength อยู่ในช่วง $60-200 \text{ T/m}^2$ ทั้งนี้ขึ้นกับสภาพดินแต่ละแห่ง

5.3.3.2 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธีผสมปูนขาว

โดยทั่วไปจะใช้ปูนขาวแห้ง Ca(OH)_2 ซึ่งอาจมี Mg(OH)_2 หรือ MgO ปนอยู่บ้างผสมกับดินเหนียว ซึ่งจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพความเป็นด่างของน้ำในดิน และยึดเม็ดดินติดเข้าด้วยกัน จะทำให้ plasticity index ของดินลดลงพร้อมกับเพิ่มความแข็งแรงและทำให้ดินร่วนมากขึ้น อีกทั้งยังเพิ่ม optimum water content ให้สูงขึ้นและลดความหนาแน่นแห้งสูงสุดในการบดอัดดิน นิยมใช้กับดินที่มีดินเหนียวปนอยู่มาก และใช้ได้ดีกับดินที่มีสารอินทรีย์ปะปนอยู่มาก (peat) การใช้งานในบริเวณที่มีอากาศร้อนจะช่วยให้การทำงานสะดวก และช่วยเร่งการเกิดปฏิกิริยาทางเคมี

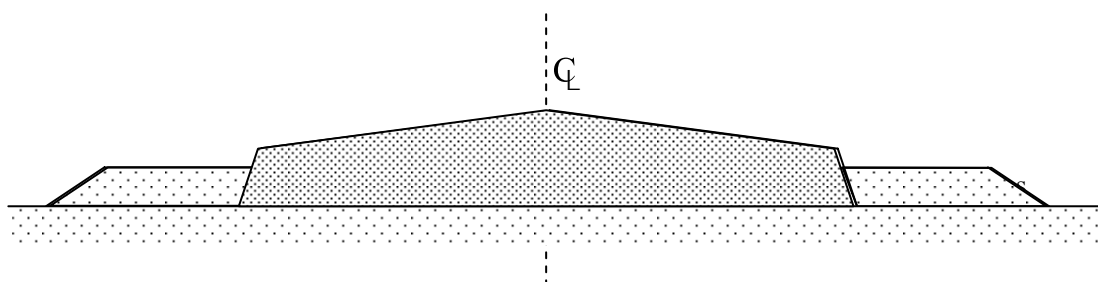
ปกติจะใช้ปูนขาวประมาณ 3-7 % โดยน้ำหนักสำหรับ granular soils และ 5-10 % สำหรับ fine grained soils และบางครั้งอาจใช้ซีเมนต์ผสมไปด้วยประมาณ 8-20 % โดยปริมาณที่เหมาะสมนั้นหาได้จากการทดลองผสมจริง(บุญเทพ,2538)

5.3.3.3 การปรับปรุงเสถียรภาพของดินด้วยวิธีเติมสารเคมีอื่นๆ

มีการใช้สารเคมีหลายชนิดในการปรับปรุงคุณภาพของดินแต่ที่นิยมมีอยู่ 3 ชนิดคือ แคลเซียมคลอไรด์ โซเดียมคลอไรด์ และโซเดียมซิลิเกต ส่วนสารอื่นๆที่นำมาผสมกับดินได้แก่ ยางไม้ ยางมะตอย โพลียูรีเทน จีเถ้าหรือดินเม็ดละเอียดผสมลงในดินเม็ดหยาบ การเลือกใช้สารต่างๆ สรุปได้ดังนี้(บุญเทพ,2538)

- แคลเซียมคลอไรด์ นิยมใช้กับดินเหนียวเพราะช่วยลด plasticity และช่วยยอน้ำในดินหรือลดการระเหยของน้ำ อาจมีการสูญหายเมื่อเกิดมีการชะล้างของน้ำ
- โซเดียมคลอไรด์ คุณสมบัติคล้ายคลึงกับ แคลเซียมคลอไรด์ การตกผลึกของเกลือที่ผิวของดินจะช่วยลดการระเหยของน้ำออกจากดิน หรือลดการแตกร้าวของดิน
- โซเดียมซิลิเกต (water glass) ส่วนใหญ่ใช้ผสมร่วมกับสารอื่น เช่นเมื่อนำมาผสมกับแคลเซียมคลอไรด์แล้วจะทำปฏิกิริยากันอย่างรวดเร็ว จนได้แคลเซียมซิลิเกต ซึ่งแข็งและกั้นน้ำซึมผ่านได้ดีมาก ส่วนผสมของโซเดียมซิลิเกตและแคลเซียมคลอไรด์นี้ (silica gel) เมื่อใช้ฉีดลงไปดินแล้วจะทำให้ดินบริเวณนั้นเป็น impervious soil ซึ่งใช้ได้กับดินที่มีทรายหรือกรวดปนอยู่มาก
- ยางไม้ หรือ ยางสน (rasin) มีลักษณะคล้ายกับการใช้ยางมะตอย โดยจะช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน มักใช้ปูนขาวผสมกับดินก่อน 1 % แล้วเติมยางสน 1 – 8 % เหมาะสมกับ poor-grade soil
- จีเถ้าหรือดินเม็ดละเอียด(ดินเหนียว) ใช้ช่วยลดช่องว่างของดินเม็ดหยาบ และทำให้ดินมีการกระจายตัวของขนาดละเอียดขึ้น แต่จีเถ้าที่ได้จากการเผาถ่านหินอาจทำให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมีช่วยเสริมความแข็งแรงได้บางส่วน
- โพลียูรีเทน เป็นสารเคมีที่ให้ปฏิกิริยาออกมาเป็นโฟม ช่วยอุดและลดช่องว่างในมวลดิน ใช้กันมากในการใช้อุดการรั่วซึมของน้ำในงานก่อสร้างเขื่อน และอุโมงค์ใต้ดิน

5.3.4 การปรับปรุงเสถียรภาพของดินด้วยวิธีเพิ่มคันดินด้านข้าง



ภาพที่ 5.3 การเสริมคันดินด้านข้างเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของดินคันทาง

การเพิ่มคันดินด้านข้างให้กับคันดินทางทั้งสองด้านดังภาพที่ 5.3 เป็นวิธีการที่ช่วยเพิ่มเสถียรภาพของคันดินทางได้ง่ายและเสียค่าใช้จ่ายน้อย ซึ่งเหมาะกับการแก้ปัญหาทางด้านเสถียรภาพที่ไม่ยุ่งยากมากนัก โดยหลักการจะใช้น้ำหนักของคันดินด้านข้าง (pressure berms) ด้านแรงกระทำที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน และทำให้ค่าความปลอดภัยเพิ่มขึ้น ลดปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้าง (lateral deformation) ช่วยลดความเค้นดึง (tensile stress) ที่เป็นสาเหตุของการลดลงของกำลังในตัวโครงสร้างของถนนส่วนบน (วิชาญ,2520) และยังช่วยลดการทรุดตัวอันเนื่องมาจาก shear deformation ลงได้มาก (วิชาญ,2532) แต่อย่างไรก็ตามปริมาณการทรุดตัวอาจเพิ่มมากขึ้นเพราะน้ำหนักของโครงสร้างกระจายตัวออกด้านข้าง (SWEROAD,1992) จึงไม่เหมาะสมกับดินฐานรากที่มีความอ่อนตัวสูง

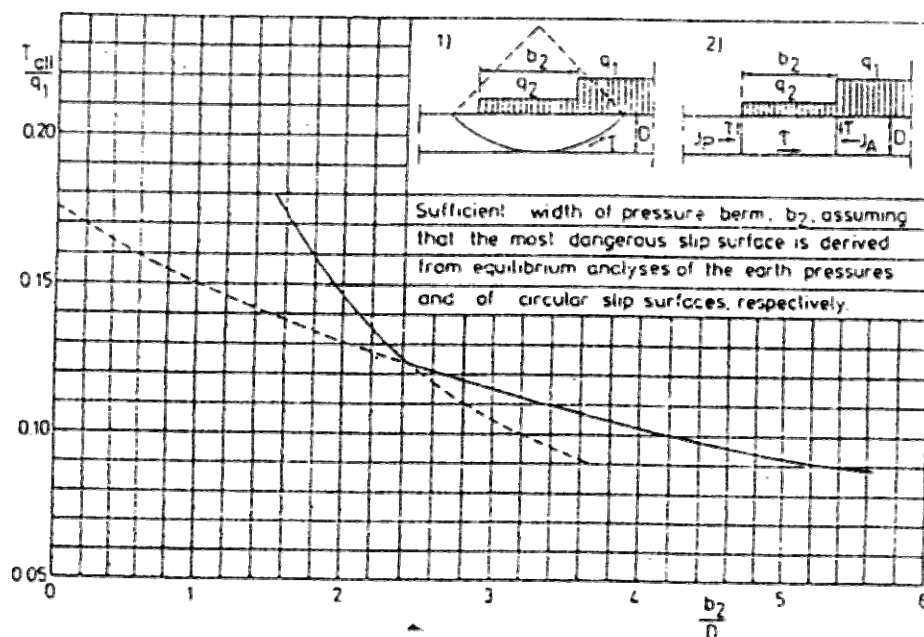
การกำหนดค่าของความสูงและความกว้างของคันดินด้านข้างจะขึ้นกับค่าต่างๆ ดังนี้

- ก. หน่วยน้ำหนักต่อปริมาตรของคันดินด้านข้าง
- ข. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินฐานรากเดิม
- ค. ความหนาของชั้นดินอ่อนใต้คันทาง

5.3.4.1 การประมาณค่าความกว้างของคันดินข้างทาง (W_b)

Ekstrom และคณะ (1963) ได้เสนอวิธีการประมาณค่าความกว้างของคันดินด้านข้าง โดยใช้แผนภูมิ (Nomograms) ซึ่งเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง τ_{all}/q_1 กับ b_2/D ดังแสดงในภาพที่ 5.4

โดย	τ_{all}	=	ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของดิน = $\tau_{ru}/F.S.$
	q_1	=	น้ำหนักรวมทั้งโครงสร้างถนนและน้ำหนักบรรทุกจร
	W_b, b_2	=	ความกว้างของคันดินด้านข้าง
	D	=	ความหนาของชั้นดินอ่อน



ภาพที่ 5.4 แผนภูมิ (Nomograms) สำหรับประมาณค่าความกว้างของคันดินด้านข้าง

Leroueil และคณะ (1990) ได้แนะนำว่าความกว้างของคันดินด้านข้างโดยทั่วไปจะมีค่าประมาณ 2-3 เท่าของชั้นดินอ่อน ที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนคงที่ตลอดความลึก

5.3.4.2 การประมาณค่าความสูงของคันดินด้านข้าง (h_b)

Leroueil และคณะ (1990) ได้แนะนำว่าค่าความสูงของคันดินด้านข้าง (h_b) โดยทั่วไปจะมีประสิทธิภาพที่ความสูงประมาณ 0.4-0.5 ของความสูงคันทางและ SWEROAD (1992) ได้เสนอสมการสำหรับการประมาณค่าความสูงของคันดินด้านข้าง (h_b) ไว้ดังนี้

$$h_b = \left(\frac{\gamma_e h_E + q_{\text{traffic}}}{\gamma_b} \right) - \frac{5.52 \tau_{fu}}{\text{F.S.}}$$

เมื่อ h_b = ความสูงของคันดินด้านข้าง

h_E = ความสูงของคันทาง

γ_e = หน่วยน้ำหนักต่อปริมาตรของดินถมคันทาง

γ_b = หน่วยน้ำหนักต่อปริมาตรของคันดินด้านข้าง

q_{traffic} = น้ำหนักบรรทุกจากการจราจรโดยทั่วไปประมาณ 2 T/m^2

F.S. = ค่าอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) โดยทั่วไปควรมากกว่า 1.5

การใช้คันดินด้านข้างเสริมข้างคันทาง ถือได้ว่าเป็นวิธีการที่ประหยัดและเหมาะสมกับชั้นดินฐานรากที่มีความลึกจำกัด (Finite depth) และกำลังรับแรงเฉือนของดินฐานรากมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกจากผิวดินเดิม เนื่องจาก เมื่อมีการเสริมคันดินด้านข้างแล้ว จะส่งผลให้รอยเลื่อนวิบัติขยับลงไปลึกกว่าเดิมในชั้นดินอ่อน (SWEROAD,1992)

5.3.5 การปรับปรุงฐานรากด้วยวิธีอื่นๆ (other technique)

เป็นวิธีการที่มีการนำมาใช้ในการปรับปรุงฐานรากได้แก่

5.3.5.1 การใช้ Jet Grouting Cement Column ปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อน

Jet Grouting Cement Column เริ่มมีบทบาทในประเทศไทยเมื่อประมาณ พ.ศ. 2533 และปัจจุบันเริ่มเป็นที่นิยมอย่างมากเนื่องจากการพัฒนาเทคโนโลยีและเครื่องจักรที่ทันสมัยมาใช้มากขึ้น และงานที่ได้มีคุณภาพสูง ในการทำเสาเข็มดินซีเมนต์สามารถทำได้หลายวิธี เช่น Mechanical Mixing Method และ Jet Grouting Method เป็นต้น

องค์ประกอบหลักที่ควบคุมคุณสมบัติด้านวิศวกรรมของดินซีเมนต์ที่ได้จากการทำ Jet Grouting มี 3 อย่างดังนี้ (พินิต และ เกษม ,2543)

- 1) ระบบการ jet และพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง เช่น อัตราการหมุน และการชักขึ้นของก้านฉีด ขนาดของรูฉีด และความดันที่ใช้ในการ jet เป็นต้น
- 2) อัตราส่วนผสมของซีเมนต์ที่ใช้ฉีด เช่น ปริมาณซีเมนต์ และ water cement ratio เป็นต้น
- 3) องค์ประกอบโครงสร้างและสภาพของดินเดิม เช่น ทราย ดินเหนียวปนทราย หรือดินเหนียว เป็นต้น

ในการทำ Jet Grouting Cement Column บางกรณีทำในบริเวณที่หาน้ำจืดมาใช้ได้ยาก จากการศึกษาผลกระทบของเกลือต่อดินซีเมนต์ ของ เกษม เพชรเกตุ และพินิต ตั้งบุญเดิม พบว่า หากใช้เกลือ NaCl ผสมลงในน้ำที่จะทำดินซีเมนต์ในอัตราส่วนร้อยละ 0 1 2 3 และ 4 พบว่าการใช้น้ำเกลือร้อยละ 3 และ 4 จะให้ค่า Undrain shear strength สูงกว่าการใช้น้ำเกลือร้อยละ 0 1 และ 2 โดยจะเห็นผลลัพธ์ที่ชัดเจน เมื่อดินซีเมนต์มีอายุ 60 และ 90 วัน แต่ในช่วงอายุ 3 7 14 และ 28 วัน จะเห็นได้ไม่ชัดเจนนัก

5.3.5.2 วิธี By pass

เป็นการหลีกเลี่ยงชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่ดี โดยส่งผ่านแรงลงไปยังชั้นฐานรากระดับลึกซึ่งรับแรงได้ดีกว่า เช่น การใช้เสาเข็มในงานอาคาร

5.3.5.4 วิธี Remove and Replace

เป็นการขุดดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่ดีออก แล้วถมกลับด้วยดินที่มีคุณสมบัติดีกว่า วิธีนี้เหมาะสมในกรณีที่ชั้นดินที่ต้องการขุดออกมีความหนาไม่มากนัก

5.3.5.5 วิธี Redesign

เป็นการออกแบบใหม่ หรือเปลี่ยนแนว (concept) ในการออกแบบ

การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน

การพิบัติของลาดดินเมื่อเปรียบเทียบกับภัยพิบัติอย่างอื่นๆ แล้วถือว่าเป็นเหตุการณ์มีสิ่งบอกเหตุที่สามารถตรวจพบได้ก่อนหรือคาดการณ์ล่วงหน้าได้อย่างมีประสิทธิภาพกว่าแผ่นดินไหว วาตภัย อุทกภัย ดังนั้นหากมีการเตรียมการตรวจหาวิเคราะห์สาเหตุ ออกแบบแก้ไขไว้ดีเพียงพอ จะทำให้ลดความเสี่ยงลงได้

สำหรับประเทศไทยยังขาดการเก็บรวบรวม สาเหตุของการพิบัติของลาดดินและหิน วิธีการวิเคราะห์ ออกแบบที่เหมาะสม รวมทั้งกรณีศึกษาต่างๆ ที่เกิดขึ้น การศึกษาวิเคราะห์ภายหลังการพิบัติ การออกแบบแก้ไข อย่างเป็นระบบทั้งในรายละเอียดและภาพกว้าง ถึงแม้ว่าจะมีวิศวกรและนักธรณีวิทยาทางวิศวกรรมที่มีความสามารถเข้าไปศึกษาวิเคราะห์ออกเป็นรายละเอียดกรณีไปก็ตาม แต่ในทางปฏิบัติโดยทั่วไปแล้วยังคงใช้ ความคุ้นเคยและประสบการณ์เฉพาะตัวหรือแบบมาตรฐานที่มีอยู่แล้วเป็นหลัก

สิ่งก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับความมั่นคงของลาดดิน

ตามปกติลาดดินตามธรรมชาติย่อมต้องการมีการกักร่อนพังทลายตามวัฏจักรของเปลือกโลกด้วย อิทธิพลของฝน หิมะ และสภาพแวดล้อมที่เปลี่ยนไป ดังนั้นการพิบัติดังกล่าวจึงเกิดขึ้นมาในอดีตเป็นล้านๆ ปีก่อนยุคประวัติศาสตร์เรื่อยมาจนถึงปัจจุบัน หากแต่ในยุคหลังๆ ด้วยความเจริญที่เกิดขึ้นทำให้มนุษย์ต้องมี สิ่งก่อสร้างตอบสนองความต้องการในการพัฒนา จึงทำให้เกิดสิ่งก่อสร้างที่มีความเสี่ยงต่อความมั่นคง และ จำเป็นต้องมีการวิเคราะห์ออกแบบ และก่อสร้างเหมาะสมเช่น

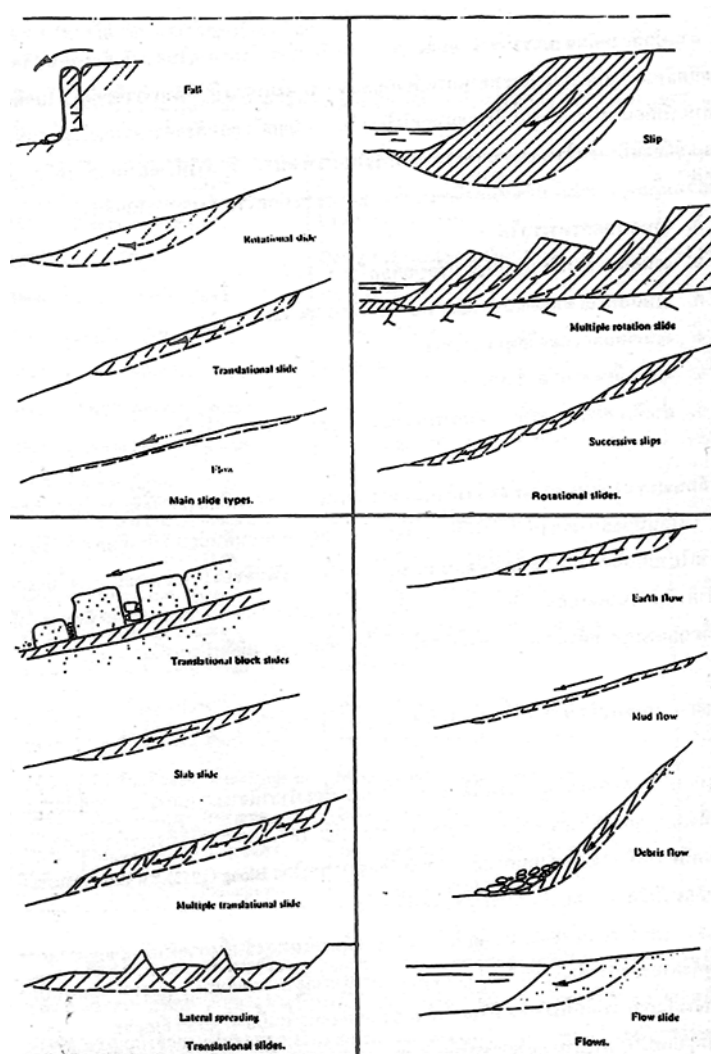
- 1.งานถนนและทางรถไฟ
- 2.งานคลอง อ่างเก็บน้ำ บ่อขุด หรือบ่อก่อสร้าง
- 3.งานถมทะเล ชายฝั่งแม่น้ำ และถมปรับพื้นที่บริเวณกว้าง
- 4.งานเขื่อนและกองวัสดุขนาดใหญ่
- 5.งานเหมือง งานตัดลาดหิน
- 6.ลาดดิน ลาดเขาธรรมชาติที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพแวดล้อม

ลักษณะของกลุ่มของสิ่งก่อสร้างดังกล่าวข้างต้นมีลักษณะการเกิดการพิบัติแตกต่างกันออกไป เช่น งาน ถนนและงานทางรถไฟ การพิบัติอาจเกิดขึ้นได้จากฐานรากบนดินอ่อนทำให้เกิดการพิบัติของดินฐานรากในระดับลึก ในขณะที่การตัดถนนผ่านภูเขาจะเป็นการพิบัติของไหล่เขาและคันทางที่มีอิทธิพลของน้ำผิวดินหรือใต้ดินเข้ามาเกี่ยวข้อง ดังนั้นในการวิเคราะห์ออกแบบวิศวกรจะต้องพิจารณาให้ทราบจุดวิกฤติและสภาพด้านความมั่นคงที่เกี่ยวข้องให้ครบถ้วนจึงจะไม่เกิดปัญหาขึ้นภายหลัง

ลักษณะของการพิบัติของลาดดินและลาดหิน

รูปแบบหรือลักษณะของการพิบัติมีส่วนสำคัญมากที่จะนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์เพื่อเลือกใช้ ทฤษฎีที่จะประยุกต์ใช้ในการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย (F.S.) และหาวิธีแก้ไขปรับปรุงในบริเวณนั้นๆ มีความมั่นคง การจำแนกรูปแบบการพิบัติอย่างง่าย ๆ โดย Blong (1973) ชนิดของความพิบัติโดยการเคลื่อนพัง ได้ แบ่งออกเป็น 4 ประเภทดังรูป

1.การร่วงหล่น (Fall) มักเกิดขึ้นในบริเวณหน้าผาหินที่สูงชันซึ่งมวลหินมีรอยแตกจากการกัดกร่อนผุพังตามธรรมชาติอยู่แล้วเสียสมดุลจากการกีดเซาะใต้ฐานจะเคลื่อนตัว กลิ้งร่วงหล่นลงเบื้องล่างและอาจจะมีการกระเด็นกระดอน หรือกลิ้งตัวต่อไปเมื่อตกลงถึงพื้นเบื้องล่างแล้ว ลักษณะเช่นนี้ ไม่มีรูปแบบในการคำนวณวิเคราะห์ที่แน่นอน นอกจากการพิจารณาแรงสมดุลของแต่ละก้อนหรือมวลหินเป็นส่วนๆ ไป



2.การเคลื่อนหมุน (Rotational Slides) ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวของมวลดินภายในผิวเฉือนที่ใกล้เคียงส่วนโค้งของวงกลมและรูปร่างของมวลดินที่มีการเคลื่อนตัวอาจเป็นส่วนหนึ่งของรูปทรงกระบอกถ้าดูการเคลื่อนตัวใน 3 มิติ

3.การเคลื่อนแนวระนาบ (Translational Slides) การพิบัติในลักษณะนี้จะปรากฏผิวเคลื่อนเป็น Plane หรือพื้นระนาบซึ่งมักจะขนานกับผิวหน้าของมวลดิน หรือหินที่พิบัติ ลักษณะเช่นนี้มักจะเกิดเมื่อมีผิวระนาบที่ลื่น หรืออ่อนอยู่ชัดเจน เช่น ดินหรือหินที่คลุมปิดหน้าหินผืด หินทิ้งกับคลื่นบนลาดเขื่อน

4.การเลื่อนไหล (Flows) มักเกิดขึ้นในลาดดินที่มีน้ำเข้าผสมจนดินอ่อนตัวเสียกำลัง และเริ่มอืดตัว จนเกิดการไหลของวัสดุชั้นเหลวที่มีความหนืด (Viscous flow) ดังเช่น กรณีการพังของไหละเขาในภาคใต้ เนื่องจากฝนตกหนัก (Wieland,1989) หรือการเคลื่อนตัวของธารน้ำแข็ง ในบริเวณขั้วโลก

แต่อย่างไรก็ตามการเคลื่อนพังในบางกรณี ไม่สามารถจำแนกได้ชัดเจนว่าเป็นลักษณะใด แต่อาจเป็นหลายๆ รูปแบบ ผสมกัน ซึ่งเรียกว่า “Complex Slides”

ในขณะที่ยุคต่อมา Varnes (1978) ได้รวบรวมงานพิบัติจากงานทางและจำแนกอย่างละเอียดโดยมีภาพสเกตเป็น 3 มิติประกอบดังแสดงในตาราง

TYPE OF MOVEMENT		TYPE OF MATERIAL		
		BEDROCK	DEBRIS (coarse soil and rocks)	EARTH (fine soil)
I	FALLS	rock fall	debris fall	earth fall
II	TOPPLES	rock topple	debris topple	earth topple
III	SLIDES	ROTATIONAL	rock slump	debris slump
		TRANSLATIONAL	a. rock block slide	earth slump
			b. rock slide	earth slide
IV	SPREADS	rock spread		earth lateral spread
V	FLOWS	bedrock flow	a. debris flow	a. wet sand flow
			b. debris avalanche	b. rapid earth flow
			c. block stream	c. earth flow
			d. solifluction	d. loess flow
			e. soil creep	e. dry sand flow
VI	COMPLEX	combination of above movements		

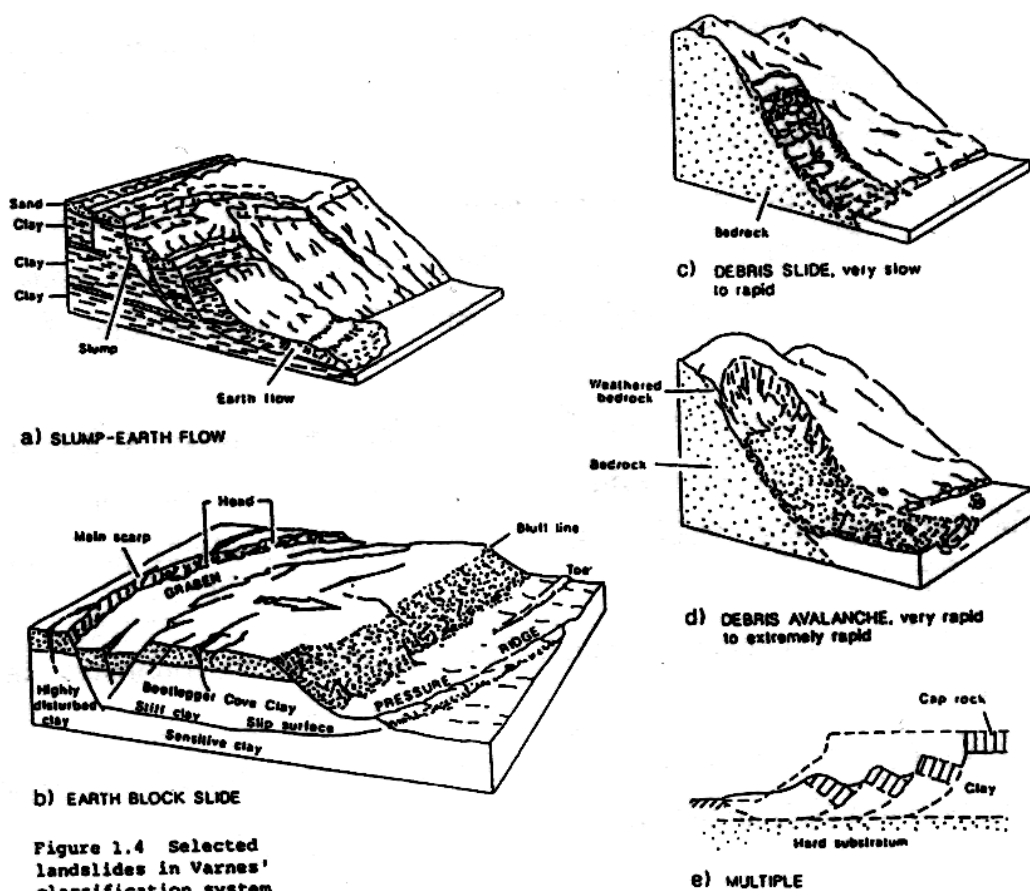


Figure 1.4 Selected landslides in Varnes' classification system

หลักการทั่วไปของการวิเคราะห์ความมั่นคง

สาเหตุของการทำให้เกิดการเคลื่อนพังหรือความไม่มั่นคงในลาดดินหรือหิน อาจเกิดจากสิ่งต่อไปนี้เพียงอย่างใดอย่างหนึ่ง หรือ หลายอย่างประกอบกันคือ

- 1.แรงดึงดูดของโลกหรือความต่างระดับของมวลดินหรือหิน
- 2.แรงกระทำจากภายนอกมวลดิน เช่น น้ำหนักบรรทุกหรือแผ่นดินไหว
- 3.การสูญเสียกำลังของดินหรือหิน เนื่องจากแรงดันน้ำ การบวมตัว การอิ่มตัว การไหลซึมของน้ำ
- 4.การกัดกร่อนผิวด้านตามธรรมชาติ หรือการกัดเซาะโดยเฉพาะที่ส่วนล่างของลาดดิน

ดังนั้นในการวิเคราะห์และแก้ไข เราจึงต้องทราบสาเหตุที่แท้จริง เพื่อการแก้ปัญหาได้ตรงจุด ประหยัด และปลอดภัย

โดยปกติแล้วการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน จะใช้วิธีการพิจารณา “สมดุลจำกัดของมวลดิน” (Limit Equilibrium) กล่าวคือขั้นตอนแรก จะต้องมีการสมมุติรูปลักษณะของผิวเคลื่อนที่ที่น่าจะเกิดขึ้นสำหรับใน

กรณีที่จะทำการออกแบบแต่ถ้าเป็นการวิเคราะห์เพื่อการแก้ไขลาดดินที่พังแล้วก็อาจทราบลักษณะการพังได้แน่นอนโดยการทำการสำรวจในสนามเพื่อหาตำแหน่งที่แท้จริงได้ เมื่อพิจารณาแรงกระทำที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว เปรียบเทียบกับแรงต้านทานที่เกิดจากกำลังของดินแล้ว จะสามารถคำนวณหา “อัตราส่วนปลอดภัย” (Factor of Safety, F.S.) ได้

คำนิยามของอัตราส่วนปลอดภัย หรือดัชนีความปลอดภัย คือ อัตราส่วนของกำลังรับน้ำหนักของดินบนผิวเคลื่อน ต่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในพื้นที่เดียวกัน ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ง่ายๆ ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Shear Strength}}{\text{Shear Stress}} = \frac{\tau}{s}$$

เมื่อ τ = กำลังแรงเฉือนสูงสุดของมวลดินหรือหินบนผิวเคลื่อนซึ่งตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb แล้วจะมีค่า

$$C + \sigma \tan \phi$$

S = หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงซึ่งเพียงพอทำให้มวลดินนั้นสมดุล

และสำหรับการพิบัติในลักษณะจำเพาะ เช่น ผิวเคลื่อนเป็นส่วนโค้งวงกลม อัตราส่วนปลอดภัยอาจหมายถึง อัตราส่วนของโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลาง ก็ได้เช่น

$$F.S. = \frac{\text{โมเมนต์ที่เกิดจากกำลังรับแรงเฉือนของดินต้านทานการพิบัติ}}{\text{โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักมวลดินที่ทำให้พิบัติ}} \\ = \frac{M_R}{M_D}$$

โดยทั่วไปแล้ว ขั้นตอนในการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน โดยวิธี “Limit Equilibrium” ทำได้ดังนี้

1. สมมติหรือสันนิษฐานลักษณะของความพิบัติหรือผิวการเคลื่อนพังที่น่าจะเกิดขึ้น
2. คำนวณแรงต้านทานที่เพียงพอทำให้เกิดความสมดุลของดินที่พิบัติ
3. เปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างกำลังของดินต่อหน่วยแรงต้านทานขณะสมดุล ซึ่งเรียกว่า

“อัตราส่วนปลอดภัย” (Factor of Safety, F.S.)

4. โดยการเปลี่ยนแปลงลักษณะหรือผิวการเคลื่อนพังที่น่าจะเกิดขึ้นไปเรื่อยๆ จนพบค่า “อัตราส่วนปลอดภัย” ที่น้อยที่สุด ซึ่งควรเป็นลักษณะการพิบัติที่น่าจะเกิดขึ้นมากที่สุด และหาค่า F.S. ที่ควรจะเป็นนั้นมาใช้ในการวิเคราะห์หรือออกแบบ

แต่สิ่งที่เกิดขึ้นในสนามอาจแตกต่างจากการวิเคราะห์ก็ได้ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความถูกต้องของการสำรวจชั้นดินและการทดสอบหาค่าความแข็งแรงของมวลดิน จึงควรมีการติดตามผลต่อไปในระหว่างการก่อสร้าง

ความแข็งแรงของดินและหินที่จะใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคง

การเลือกใช้คุณสมบัติความแข็งแรงของชั้นดินและหินในการวิเคราะห์ความมั่นคงเป็นสิ่งที่ยังสับสนและมักก่อให้เกิดความผิดพลาดในการวิเคราะห์อยู่เสมอเนื่องจากวัสดุทางธรณี (ดินและหิน) มีหลักการระบุความแข็งแรงและลักษณะการวิเคราะห์ได้ 2 ลักษณะ คือ วิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และ วิเคราะห์ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ทั้งนี้เนื่องจากดินหรือหินมักจะมีน้ำขึ้น

หรือน้ำอยู่ภายในมวลดิน ดังนั้นเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงขึ้นในมวลดินก็อาจจะทำให้การเพิ่มหรือลดแรงดันน้ำในมวลดินเกิดขึ้นได้ ซึ่งมีผลต่อกำลังของมวลดินตามสมการของ Mohr-Coulomb

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

เมื่อ τ = ความแข็งแรงหรือกำลังรับแรงเฉือนของดินประสิทธิผล

c = ความเหนียว หรือแรงยึดเกาะของมวลดินประสิทธิผล

σ = หน่วยแรงรวมที่กระทำตั้งฉากกับผิวเคลื่อน

ϕ = มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล

ดังนั้นเราจำเป็นต้องทำความเข้าใจระหว่างหลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล และหน่วยแรงรวม

เสียก่อน ทางปฐพีกลศาสตร์ ถ้าการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดินเกิดขึ้นแล้วมีแรงดันน้ำ (Pore Pressure, u) เกิดขึ้นในมวลดินด้วยและถ้าสามารถวัดค่าหรือคาดการณ์ค่าของความดันน้ำได้แน่นอน เรามักจะแยกหน่วยแรงที่เกิดจากความดันน้ำออกไปเสียก่อน คงเหลือแรงหน่วยแรงที่ส่งผ่านระหว่างเม็ดดินหรือเนื้อดินเท่านั้น ซึ่งเรียกว่า หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ) ทั้งนี้เพราะแรงดันน้ำในมวลดินไม่ก่อให้เกิดกำลังแต่อย่างใด เพราะแรงยึดเหนี่ยวมุมเสียดทานของน้ำเป็นศูนย์ ดังนั้น จึงมีเฉพาะหน่วยแรงประสิทธิผลเท่านั้นที่ทำให้เกิดกำลังหรือหน่วยแรงต้านทานได้ แต่ในทางปฏิบัติบางครั้งทำได้ยากมากที่จะคำนวณค่าความดันน้ำ, u ให้ถูกต้อง ดังนั้นในบางกรณีที่ไม่สามารถทราบค่าความดันน้ำได้ชัดเจน เช่น การบรรจุทุกน้ำหนักโดยเร็ว มวลดินไม่อิ่มตัว ความดันน้ำเกิดจากการบดอัดเป็นต้น เรามักจะผนวกความดันน้ำที่เกิดขึ้นเข้าไปในกำลังของดินเลย ซึ่งเรียกว่า หน่วยแรงรวม (Total Stress, σ) ซึ่งจะต้องทำการทดสอบให้มวลดินมีสภาพความชื้น อัตราการบรรจุทุกน้ำหนัก และสภาพอื่นๆ ให้เหมือนกับสภาพที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างจริง และคาดว่าความดันน้ำก็ควรจะเกิดขึ้นในตัวอย่างดินที่กำลังทดสอบใกล้เคียงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงในสนาม ซึ่งจะปลดทำให้เกิดหน่วยแรงประสิทธิผลที่ใกล้เคียงค่าจริงไปโดยอัตโนมัติ โดยไม่จำเป็นต้องทราบค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในมวลดินแต่อย่างใด

สถานะต่างๆ ของความแข็งแรง

การเลือกใช้ค่าความแข็งแรงของดินในการวิเคราะห์ความมั่นคง จึงมีความสำคัญอย่างมากที่จะต้องทราบปัจจัย ดังต่อไปนี้คือ ช่วงเวลาการบรรจุทุกน้ำหนัก หรือเกิดการเพิ่มหน่วยแรงในมวลดิน ความอิ่มตัว และสภาพความดันน้ำ

สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว (อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน) และสภาพการบรรจุทุกน้ำหนักเกิดขึ้นรวดเร็วเมื่อเทียบกับการระบายน้ำออกจากมวลดิน เราอาจถือว่าแรงภายนอกทำให้เกิดความดันน้ำทั้งหมดและให้ถือว่ามุมเสียดทานภายในเป็นศูนย์ได้ ซึ่งเรียกว่า “ $\phi = 0$ condition” และเป็นกรณีพิเศษที่มีความแข็งแรงของมวลดิน = S_u หรือ “Undrained Shear Strength” การวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลดินในลักษณะนี้เรียกว่า “ S_u -Analysis”

สำหรับดินทรายหรือดินแข็ง แรงที่กระทำเปลี่ยนแปลงไม่ทำให้เกิดแรงดันน้ำในมวลดิน ดังนั้นกำลังดินจึงขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินขึ้น ซึ่งกรณีนี้เรียกว่า “ c, ϕ -Analysis” ค่าความแข็งแรงของมวลดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงจะแบ่งได้เป็น 3 ลักษณะ คือ

1. " S_u " หรือ Undrained Shear Strength สำหรับกรณีดินเหนียวอิ่มตัวและมีการก่อสร้างโดยเร็ว ($\phi=0$)
2. " C_u, ϕ_u " หรือ total Strength สำหรับดินชั้นไม่อิ่มตัว และไม่ทราบความดันน้ำชัดเจน เช่น ดินบดอัดในขณะก่อสร้างเขื่อน หรือคันดิน
3. " $\bar{c}, \bar{\phi}$ " หรือ effective strength สำหรับดินอิ่มตัวและสามารถทราบความดันน้ำชัดเจน เช่น ก่อสร้างเสร็จนานแล้วกำลังใช้งาน และมีความดันน้ำเข้าสู่สภาพสมดุลหรือมีน้ำไหลผ่านคงที่

ตารางที่ 3 การเลือกใช้ความแข็งแรงของดินในการวิเคราะห์ความมั่นคงในสถานะการก่อสร้างและใช้งานต่างๆ

สภาพการก่อสร้าง	วิธีที่ควรเลือกใช้	ข้อแนะนำ
1. ขณะสิ้นสุดงานก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอิ่มตัวระยะเวลาก่อสร้างสั้นเทียบกับอัตราการอัดตัวคายน้ำ	-ใช้ S_u -analysis โดยให้ $\phi = 0$ และ $c = S_u$	-ใช้ $\bar{c}, \bar{\phi}$ -analysis ในการตรวจสอบระหว่างการก่อสร้างเมื่อทราบค่าความดันน้ำจริงในสนาม
2. ความมั่นคงในระยะยาว เมื่อมีการไหลของน้ำผ่านคงที่ หรือระดับน้ำใต้ดินปกติ	-ใช้ $\bar{c}, \bar{\phi}$ -analysis โดยใช้ความดันน้ำจาก Flownet หรือ F.E.M.	
3. ขณะสิ้นสุดงานก่อสร้าง ของคันดินเป็นดินไม่อิ่มตัว (บดอัด) โดยระยะเวลาก่อสร้างสั้น เทียบกับอัตราการระบายน้ำ	-ใช้ C_u, ϕ_u -analysis จาก UU Test หรือ $\bar{c}, \bar{\phi}$ โดยการประมาณค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้น	-ใช้ $\bar{c}, \bar{\phi}$ -analysis ในการตรวจสอบระหว่างการก่อสร้าง เมื่อทราบค่าความดันน้ำจริงในสนาม
4. ความมั่นคงในระยะกลาง (Intermediate time)	-ใช้ $\bar{c}, \bar{\phi}$ -analysis โดยการประมาณค่าความดันน้ำ	-ต้องมีการตรวจสอบความดันน้ำจริงในสนาม
4. ลาดดินธรรมชาติที่มีหลักฐานการเคลื่อนตัวในอดีต	-ใช้ $\bar{c}_r, \bar{\phi}_r$ จากการทดสอบ Residual strength	-ต้องมีการวินิจฉัยการเคลื่อนตัวในอดีตและตรวจสอบความดันน้ำในสนาม

ในการวิเคราะห์ความมั่นคงของกรณีต่างๆ อาจทำได้ทั้งวิธีของ "Total Stress" หรือ "Effective Stress" ซึ่ง Lambe และ Whitman(1969) ได้ให้ข้อเปรียบเทียบไว้ในสามประเด็น คือ ความยากง่ายในการคำนวณ ความเชื่อถือได้ และความชัดเจนของผลซึ่งปรากฏในตาราง

ในหลักการแล้ว ไม่ว่าจะทดสอบความแข็งแรงในมวลดินจะทำโดยวิธีใดก็ตาม ผู้ที่ออกแบบหรือผู้ที่นำผลไปใช้งานจะต้องให้แน่ใจเสมอว่า การทดสอบนั้นสามารถแทนสภาพที่เกิดขึ้นจริงในสนามได้ โดยเฉพาะในช่วงวิกฤติที่ทำการวิเคราะห์ความมั่นคงนั้น

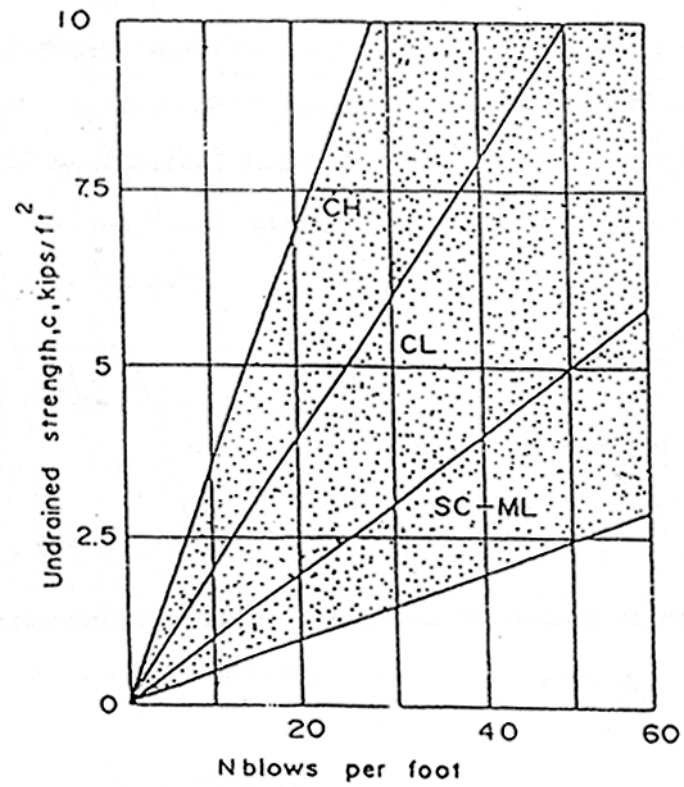
การทดสอบเพื่อหาความแข็งแรง

การทดสอบความแข็งแรงของชั้นดินในสนาม โดยเฉพาะการตอกทดลอง (Standard Penetration Test, SPT) การหยั่งชั้นดินโดย (Cone Penetration Test, CPT) และ (Field Vane Shear Test) เป็นวิธีที่ช่วยในการหาค่าความแข็งแรงเพื่อการวิเคราะห์ความมั่นคง ซึ่งจะขอก้าวโดยย่อ ดังนี้

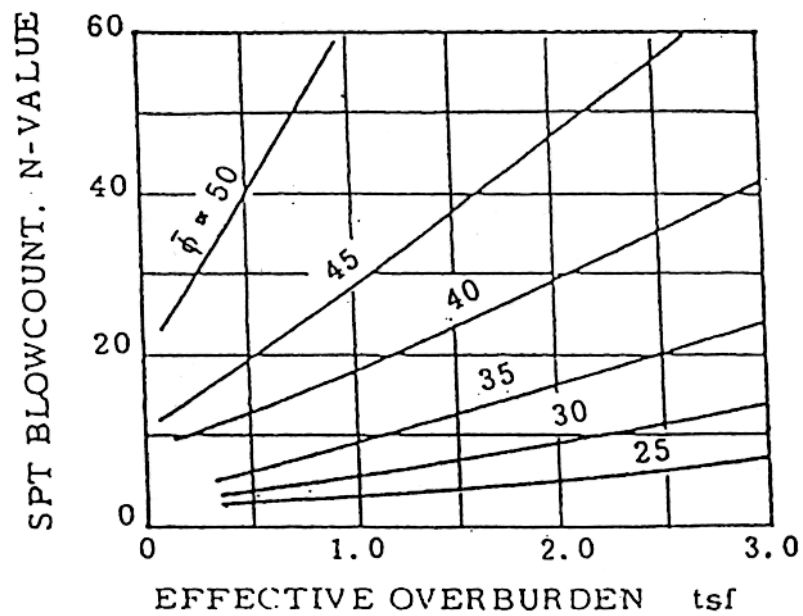
ตารางที่ 4 การเปรียบเทียบการวิเคราะห์ความมั่นคงโดยวิธี Total และ Effective Stress

ข้อที่พิจารณา	Total Stress Analysis	Effective Stress Analysis
1. ความง่ายและสะดวกในการคำนวณและการทดสอบ	- ง่ายกว่ามากเพราะไม่ต้องหาค่าความดันน้ำในมวลดิน	
2. ความมั่นใจและน่าเชื่อถือ	- ไม่แตกต่างเนื่องจากความยุ่งยากในการประมาณค่าความดันน้ำให้ถูกต้องพอๆ กับการทดสอบหาค่า Undrained Strength ให้ตรงกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงในสนาม	
3. ความชัดเจนของผลการวิเคราะห์		- ชัดเจนกว่าเพราะแยกความดันน้ำออกจากแรงในมวลดินและตรวจสอบในสนามได้

1. การตอกทดลอง (SPT) คือการหยั่งหาความแข็งแรงของชั้นดินทางอ้อม โดยการตอกหัวหยั่งรูปทรงกรวยหรือกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลาง ภายนอก 50 มม. ใช้ค้อนน้ำหนัก 140 ปอนด์ ยกสูง 30 นิ้ว จำนวนครั้งที่ตอกให้หัวหยั่งจมลง 1 ฟุต เรียกว่า “Blow count (N)” จะสามารถแปลงเทียบเป็นค่า c หรือ ϕ ได้ โดยต้องจำแนกให้ชัดเจน ว่าเป็นดินเหนียวซึ่งมีเฉพาะค่า C_u หรือชั้นทราย ซึ่งมีเฉพาะค่า ϕ ดังกราฟความสัมพันธ์ ในรูปที่ 3-4 วิธีนี้จะใช้ไม่ได้กับดินเหนียวอ่อนหรือทรายหลวม ซึ่งจะทำให้ค่าที่ได้ผิดพลาดมาก เช่น $N \square 5 - 10$ blow/ft



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ของ Undrained กับค่า SPT ของดินเหนียว



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ของมุม ϕ กับค่า SPT ของดินทราย

2.Cone Penetration Test (CPT) คือการหยั่งชั้นดินโดยการกดหัวรูปกรวยเพื่อวัดแรงต้านที่ปลาย (q_c) และกดปลอกนอกที่สัมผัสกับชั้นดินเพื่อวัดความฝืดที่ผิว (q_f) โดยปกติในดินทรายค่า q_c จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ ดังแสดงในรูปที่ 5 ในขณะที่ การนำค่า q_c ไปหาค่า S_u ของดินเหนียวต้องคำนึงถึง “ประวัติของการกดทับเกินปกติ” (Over consolidation Ratio,O.C.R.) และน้ำหนักดินที่กดทับข้างบน Schmertmann(1975) ได้แนะนำ ให้ใช้ความสัมพันธ์ ดังสมการที่ (4) สำหรับดินเหนียวที่เป็น Normally consolidation(O.C.R. $\approx$ 1) ซึ่งมีค่า PI มากกว่า 10 คือ

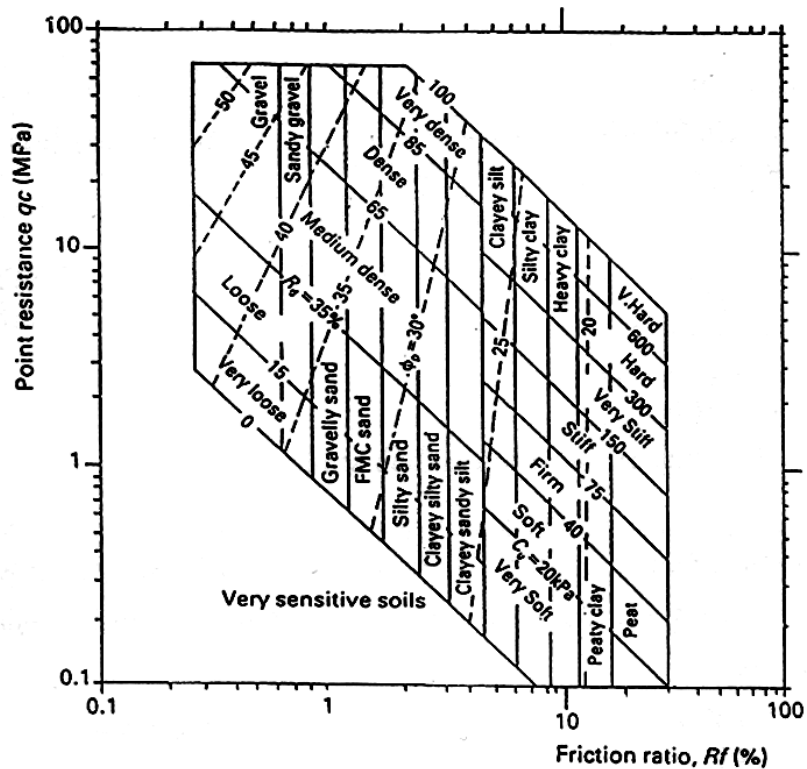
$$S_u = q_c - \sigma_{vo}$$

เมื่อ q_c = cone resistance

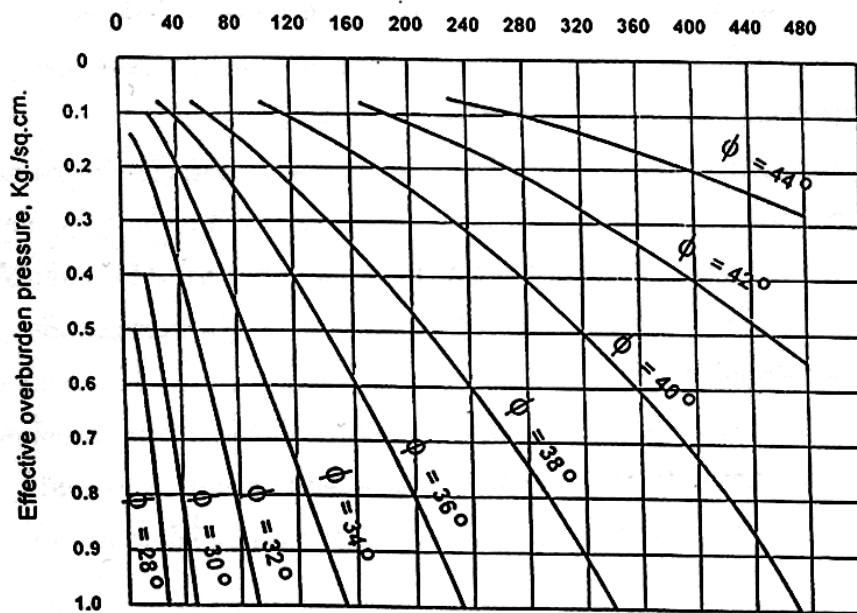
σ_{vo} = total overburden pressure

ในขณะที่ Demevich, Gorman และ Hopkins(1974) ได้มีความสัมพันธ์ระหว่าง S_u และ q_f ไว้ดังนี้

$$S_u = 0.8 q_f$$



ก. การจำแนกดินจากผล Cone Penetration Test



ข. ความสัมพันธ์ของมุม ϕ และ Cone Resistance, q_c

รูปที่ 5 การแปลผลสำรวจโดย Dutch Penetration

3. Vane Shear Test เป็นวิธีที่ใช่มากในการหาค่า S_u ของดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยใช้ใบมีดรูป 4 แฉก กดลงในชั้นดินคงสภาพแล้ววัดแรงบิด (Torque) ที่เนียนชั้นดินเป็นรูปทรงกระบอกโดยแรงต้านทานของดินรอบผิวทรงกระบอกคือค่า S_u ดังแสดงสมการ

$$S_u = \frac{T}{\pi D^2 (H/2 + D/6)}$$

เมื่อ T = แรงบิดสูงสุด

D, H = เส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของใบมีดตามลำดับ

สำหรับการทดสอบเพื่อหาความแข็งแรงในห้องทดลองนั้นมักใช้วิธี Direct Shear Test และ Triaxial Test เป็นหลัก โดยการเตรียมตัวอย่างให้แทนสภาพการใช้งานจริงมีส่วนสำคัญอย่างมากต่อผลที่ได้ซึ่งอาจแบ่ง 2 ลักษณะ คือ

- วัสดุฐานรากที่เป็นดินเหนียว ต้องเจาะเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed sample) จากสนามแต่สำหรับดินทราย อาจเตรียมตัวอย่างให้มีความหนาแน่นเท่ากับสภาพในชั้นดินจริงได้โดยการเทียบเคียงจากความแน่นสัมพัทธ์ (Relative density)

- วัสดุตัวเชื่อมหรือชั้นดิน ที่เป็นดินบดอัดจะต้องเตรียมสภาพของตัวอย่างดินบดอัดให้เท่ากับความแน่นต่ำสุดและความชื้นสูงสุดที่ยอมให้ในการควบคุมคุณภาพ (Minimum Requirement) ซึ่งจะทำให้ได้ความแข็งแรงที่ต่ำสุดที่เป็นไปได้ในการก่อสร้าง

1. Direct Shear Test (DS) ทดสอบตัวอย่างดินใน Shear box ซึ่งจะเนียนตัวอย่างบน Plane ที่กำหนดไว้ล่วงหน้า หน่วยแรงกระทำตั้งฉาก (Normal Stress) และหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (Shearing Stress) คือจุดที่อยู่บน Strength Envelope การทดสอบ Direct Shear เป็นวิธีที่ง่ายซึ่งทดสอบได้ทั้งดินเหนียว และดินทราย โคนที่ขนาดตัวอย่างดินอาจใหญ่ถึง 1 ตารางเมตรได้ เช่น ในกรณีของเขื่อนหิน แต่ c และ ϕ จะสูงกว่าความเป็นจริงเล็กน้อย

2. Triaxial Test (TA) ทดสอบตัวอย่างดินในสภาพที่ใกล้เคียงธรรมชาติมากที่สุด เนื่องจากการควบคุมการระบายน้ำในตัวอย่างดิน ควบคุมหน่วยแรงโดยรอบตัวอย่าง และปล่อยให้ Failure Plane เกิดขึ้นอิสระ การควบคุมการระบายน้ำเพื่อให้สอดคล้องกับสภาพจริงที่เกิดขึ้นในสนามแบ่งออกเป็น 3 แบบ คือ

ก. Unconsolidated – Undrained Test (UU or Quick Test)

ได้ค่า S_u - สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว ($\phi=0$)

C_u, ϕ_u - สำหรับดินเหนียวบดอัดไม่อิ่มตัว

ข. Consolidated - Undrained Test (CU - Test)

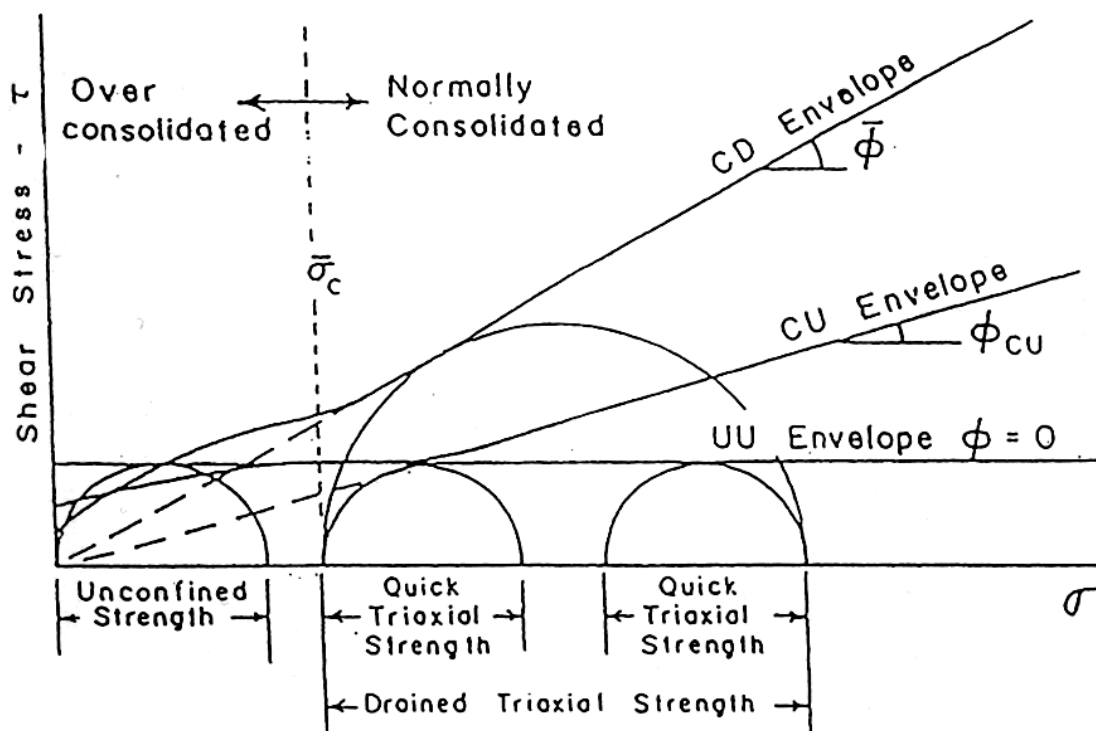
ได้ค่า C_u, ϕ_u - สำหรับดินเหนียวบดอัดอิ่มตัว

C, ϕ - สำหรับดินเหนียวบดอัดอิ่มตัวโดยวัดค่าความดันน้ำในตัวอย่างดินในระหว่างการทดสอบด้วย

ค. Consolidated - Drained Test (CD - Test)

ได้ค่า C, ϕ - สำหรับดินเหนียวหรือดินทรายโดยไม่ให้เกิดความดันน้ำโดยการระบายน้ำออก
จากตัวอย่างและทดสอบในอัตราที่ช้ามาก

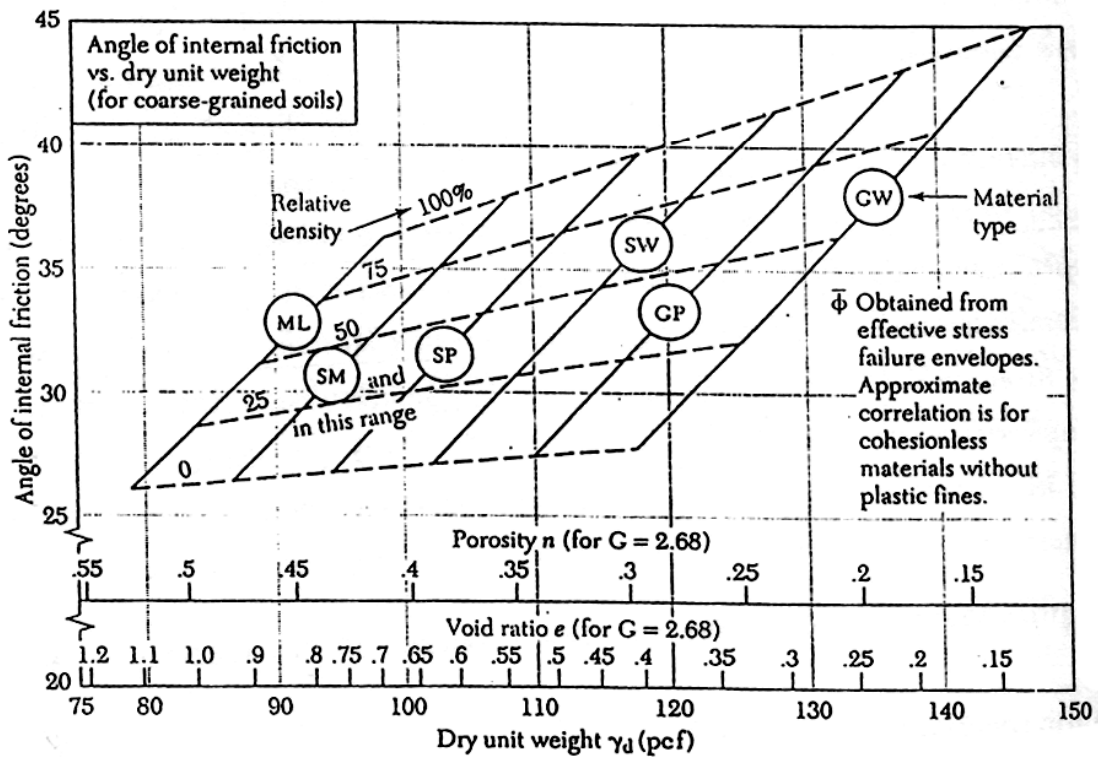
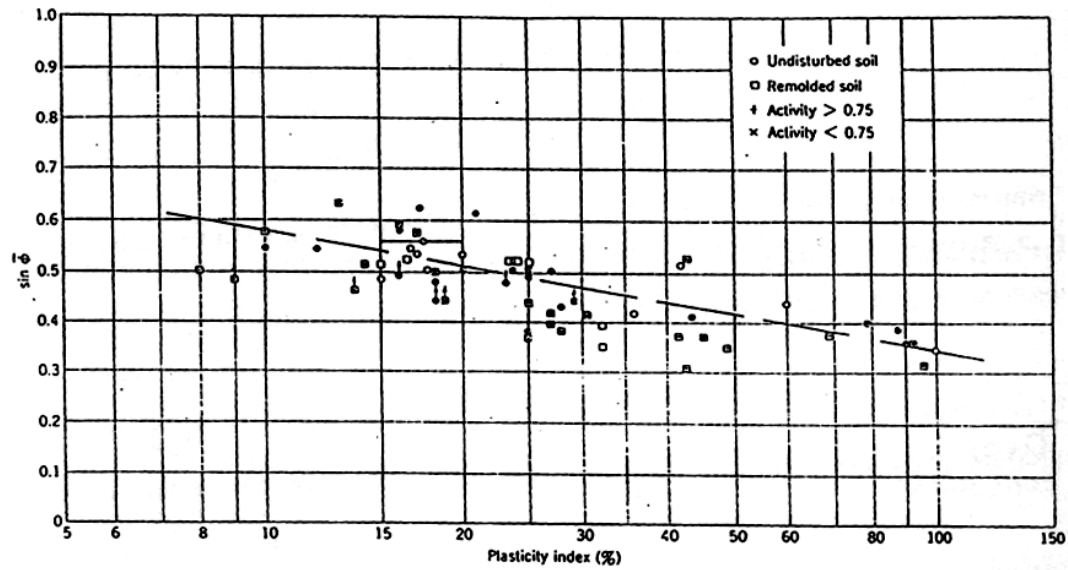
ผลการทดสอบโดยสภาพการระบายน้ำต่างๆ ของดินชนิดเดียวกัน จะทำให้เกิด Mohr Envelope ที่
แตกต่างกันออกไปดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ลักษณะของ Mohr Envelopes ของ Triaxial Test แบบ UU, CU และ CD Test

ค่าความแข็งแรงของดินโดยประมาณ

ในกรณีที่เป็นโครงการขนาดเล็ก งานริบด่วน หรือการออกแบบเบื้องต้น ในขั้น Prefeasibility ไม่
สามารถจะสำรวจและทดสอบได้อย่างละเอียด อาจมีการใช้ค่าประมาณของความแข็งแรงของดินดังแสดงใน
กราฟรูปที่ 7 ซึ่งแนะนำโดย NAVFAC(1971) และตารางที่ 5 ซึ่งรวบรวมไว้สำหรับดินบดอัดโดย USBR(1973)
โดยต้องระมัดระวังสภาพของชั้นดินที่จำแนกและอ่านค่าและควรจะมีการใช้ อัตราส่วนปลอดภัย (F.S.) ในการ
ออกแบบให้สูงกว่าเกณฑ์ปกติรวมทั้งต้องมีการตรวจสอบความถูกต้องในระหว่างการก่อสร้างควบคู่กันไปด้วย



รูปที่ 7 ความแข็งแรงของดินโดยประมาณ

ตารางที่ 5 ค่าความแข็งแรงของดินบดอัดโดยปรมาณ

Soil Classification group	Proctor compaction		Void ratio e_o	Permeability K (cm/sec)	Compressibility		Shearing strength		
	Maximum dry density	Optimum water content			@20psi ¹ (1.4kg/cm ²)	@50psi ¹ (3.5kg/cm ²)	c_u T/m ²	c' T/m ²	ϕ'
	Lb/ft ³	Percent		(cm/sec)					
GW	>119	<13.3	(²)	$(2.6 \pm 1.2) \times 10^{-2}$	<1.4	(²)			>38
GP	>110	<12.4	(²)	$(6.1 \pm 3.2) \times 10^{-2}$	<0.8	(²)			>36
GM	>114	<14.5	(²)	$>2.9 \times 10^{-2}$	<1.2	<3.0			>34
GC	>115	<14.7	(²)	$>2.9 \times 10^{-2}$	<1.2	<2.4			>31
SW	119 $\pm$ 5	13.3 $\pm$ 2.5	0.37 $\pm$ ²	(²)	1.4 $\pm$ ²	(²)	4.0 $\pm$ 0.4		38 $\pm$ 1
SP	110 $\pm$ 2	12.4 $\pm$ 1.0	0.50 $\pm$ 0.03	$>1.4 \times 10^{-5}$	0.8 $\pm$ 0.3	(²)	2.3 $\pm$ 0.6		36 $\pm$ 1
SM	114 $\pm$ 1	14.5 $\pm$ 0.4	0.48 $\pm$ 0.02	$(7.1 \pm 4.6) \times 10^{-6}$	1.2 $\pm$ 0.1	3.0 $\pm$ 0.4	5.2 $\pm$ 0.6	2.0 $\pm$ 0.7	34 $\pm$ 1
SM-SC	119 $\pm$ 1	12.8 $\pm$ 0.5	0.41 $\pm$ 0.02	$(7.6 \pm 5.7) \times 10^{-7}$	1.4 $\pm$ 0.3	2.9 $\pm$ 1.0	5.1 $\pm$ 2.2	1.5 $\pm$ 0.6	33 $\pm$ 4
SC	115 $\pm$ 1	14.7 $\pm$ 0.4	0.48 $\pm$ 0.01	$(2.9 \pm 1.9) \times 10^{-7}$	1.2 $\pm$ 0.2	2.4 $\pm$ 0.5	7.7 $\pm$ 1.6	1.1 $\pm$ 0.6	30 $\pm$ 4
ML	103 $\pm$ 1	19.2 $\pm$ 0.7	0.63 $\pm$ 0.02	$(5.6 \pm 2.2) \times 10^{-7}$	1.5 $\pm$ 0.2	2.6 $\pm$ 0.3	6.8 $\pm$ 1.1	0.9	31 $\pm$ 2
ML-CL	109 $\pm$ 1	16.8 $\pm$ 0.7	0.54 $\pm$ 0.03	$(1.2 \pm 0.7) \times 10^{-7}$	1.0 $\pm$ 0.2	2.2 $\pm$ 0.0	6.5 $\pm$ 1.7	2.3	31 $\pm$ 3
CL	108 $\pm$ 1	17.3 $\pm$ 0.3	0.56 $\pm$ 0.01	$(7.6 \pm 2.9) \times 10^{-8}$	1.4 $\pm$ 0.2	2.6 $\pm$ 0.4	8.9 $\pm$ 1.1	1.3 $\pm$ 0.2	28 $\pm$ 2
OL	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)
MH	82 $\pm$ 4	36.3 $\pm$ 3.2	1.15 $\pm$ 0.12	$(1.5 \pm 0.9) \times 10^{-7}$	2.0 $\pm$ 1.2	3.8 $\pm$ 0.8	7.4 $\pm$ 3.0	2.0 $\pm$ 0.9	25 $\pm$ 3
CH	94 $\pm$ 2	25.5 $\pm$ 1.2	0.80 $\pm$ 0.04	$(4.8 \pm 4.8) \times 10^{-8}$	2.6 $\pm$ 1.3	3.9 $\pm$ 1.5	10.5 $\pm$ 3.4	1.1 $\pm$ 0.6	19 $\pm$ 5
OH	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)	(²)

NOTE: The $\pm$ entry indicates 90 percent confidence limits of the average value.

¹ The values are based on tests made on samples compacted to Proctor maximum dry density at optimum water content ² Insufficient data

วิธีการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน

การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน อาจทำได้หลายวิธีทั้งสภาพหน่วยแรง ในช่วงเวลาสถิก หรือ พลาสถิก โดยพิจารณาว่ามีการเกิดผิวการเคลื่อนพัง (Failure Plane) รูปร่างต่างๆ ซึ่งอยู่ในสภาพสมดุล และดินมี

แรงด้านที่ผิวเคลื่อนตามทฤษฎีของ Mohr Coulomb ดังตัวอย่างวิธีการวิเคราะห์ที่แสดงในตารางที่ 6 แต่ในสำหรับในที่นี้จะกล่าวในรายละเอียดเฉพาะ วิธีที่ใช้เป็นมาตรฐานในการวิเคราะห์ ซึ่งนิยมใช้กันทั่วไป คือ

วิธีวิเคราะห์ลาดอนันต์ (Infinite Slope)

เมื่อรูปร่างของผิวเคลื่อนพังเป็นมวลดินในลักษณะเป็นแผ่นที่บางๆ เคลื่อนลงตามผิวลาด เช่น การทิ้งหินบนลาดเขื่อน การตกตะกอนของชั้นทรายริมฝั่ง หรือ การกองวัสดุใน Stockpile ดังแสดงในรูปที่ 8 โดยที่ความหนาแน่นของดินที่เคลื่อนน้อยกว่า 1 ใน 10 ของความยาวของมวลดินที่เกิดเคลื่อนพัง

ในกรณีเช่นนี้ผิวเคลื่อนจะถือว่าวางตัวขนานกับผิวลาดดิน และอาจเป็นดินแห้ง หรือผิวที่จมอยู่ใต้น้ำ หรือมีการไหลของน้ำขนานกับผิวลาดก็ได้ โดยแต่ละกรณีสามารถเขียน Free Body and Force diagrams ดังแสดงไว้ในรูปที่ 8

เมื่อพิจารณาสมดุลของแรงที่ขนานกับผิวเคลื่อน เปรียบเทียบระหว่าง แรงต้านทาน (Strength) และแรงกดลง (Stress) จะสามารถหาอัตราส่วนปลอดภัยได้ดังนี้

สำหรับดินทราย เมื่อ $\tau = \sigma \tan \phi$ และ $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$

บนลาดหินแห้ง $F.S. = \tan \phi / \tan \beta$

บนลาดดินจมใต้น้ำ $F.S. = \tan \phi / \tan \beta$

บนลาดดินที่มีน้ำไหลขนานกับผิวลาด $F.S. = (\gamma_b / \gamma_{sat}) (\tan \phi / \tan \beta)$

สำหรับดินเหนียว เมื่อ $\tau = c + \sigma \tan \phi$ และ $\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$

บนลาดหินแห้ง $F.S. = (c / \gamma h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) + (\tan \phi / \tan \beta)$

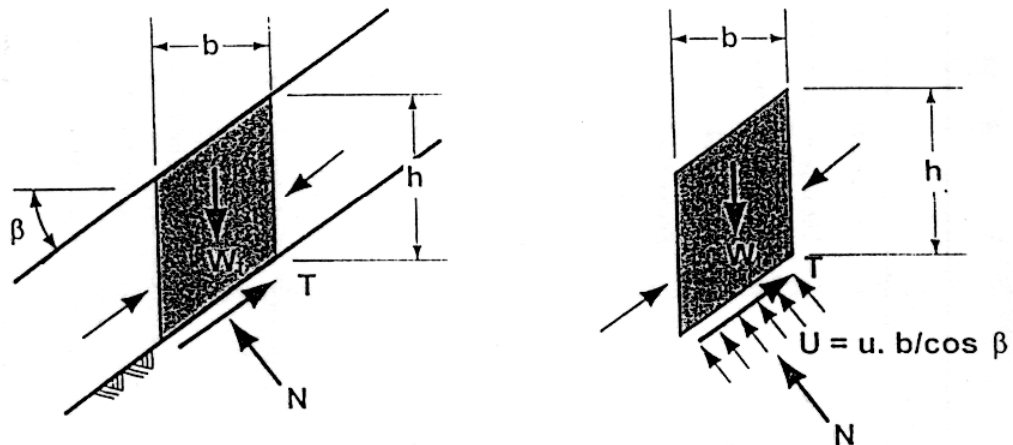
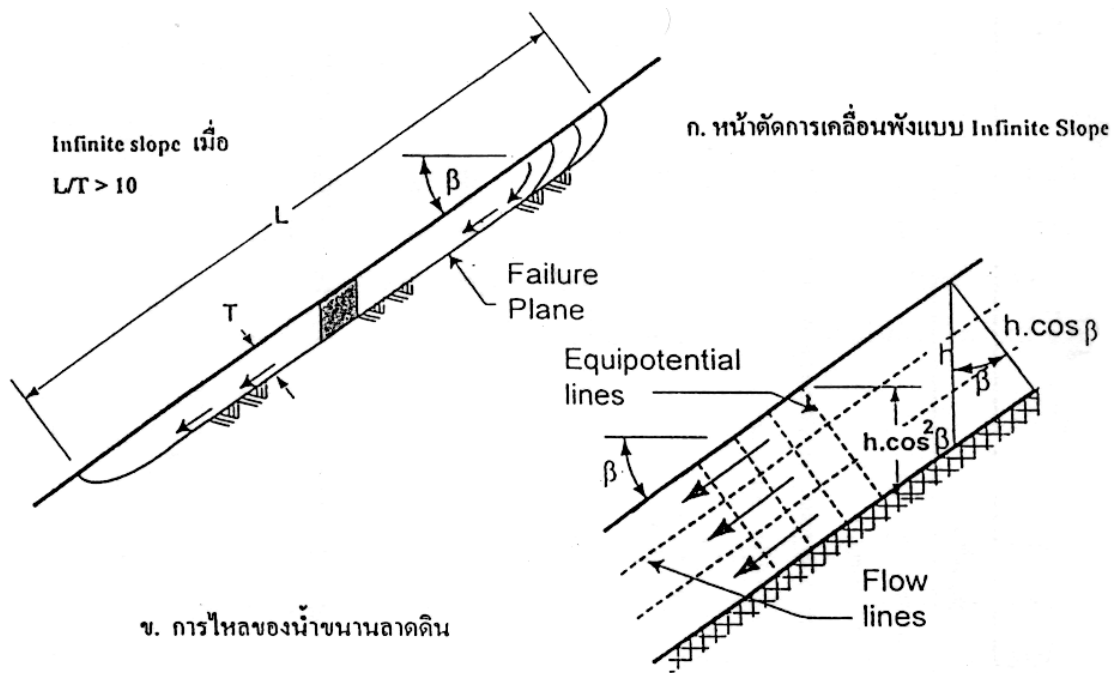
บนลาดดินจมใต้น้ำ $F.S. = (c / \gamma_b h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) + (\tan \phi / \tan \beta)$

บนลาดดินที่มีน้ำไหลขนานกับผิวลาด $F.S. = (c / \gamma_b h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) + (\gamma_b \cdot \tan \phi / \gamma_{sat} \cdot \tan \beta)$

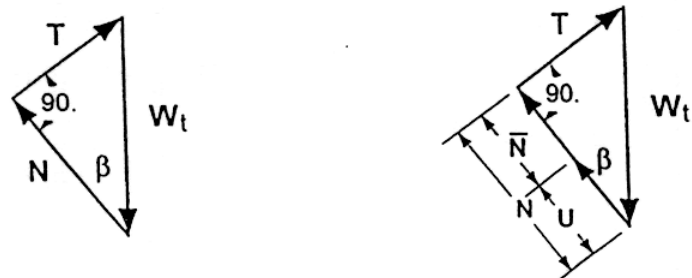
ตาราง 6 วิธีต่างๆในการวิเคราะห์ความมั่นคงโดย Limit Equilibrium(Winterkorn and Fang, 1980)

<i>Type of Failure Plan</i>	<i>Name of Method</i>	<i>Type of Solution</i>	<i>Basic Assumptions</i>	<i>References</i>
Straight Line	Culmann Method	Analytical	Failure occurs a plane through the toe of the slope	Culmann, 1866
	Method of Infinite Slope	Analytical	The slope is constant with unlimited extent	Resal, 1910
			A vertical column is typical of the entire mass. No cohesion may be depended upon within the depth to which tension occurs.	Frontard, 1922
			Sliding block mechanism is assumed, with lateral earth forces.	Culmann, 1866 Terzaghi and Peck, 1967 Lambe and Whitman, 1969
Circular Arc	Slices Method	Semigraphical	The lateral forces are Equal on two sides of Each slice	Fellenius, 1927
			Oblique side forces on each slice are considered	Bishop, 1955
	Bishop's Method*	Analytical Numerical	Resultant acting on rupture are in tangential to a concentric circle with radius = $R \sin \phi$	Taylor, 1937, 1948
	ϕ Circle Method*	Analytical Graphical	Earth forces as well as water forces on the sides of the slices are considered	Lowe and Karafiath, 1960 Giger, 1970 Spencer, 1967
	Lowe and Karafiath Method*	Graphical Analysis	Assuming inter-slice	
	Spencer Method*	Graphical Analytical	No assumptions required to make statically determinate	Rendulic, 1935, Taylor, 1937
Logarithmic Spiral	Log-Spiral Method	Analytical	General slip surface. Forces between slices are considered	Morgenstern and Price, 1965
Irregular Failure Plan*		Analytical Numerical		Janbu, 1954 Nonveiller, 1965

* Long-terms stability analysis (seepage considered)



ค. Free body diagram ของแท่งดินขณะแห้งและเมื่อมีน้ำไหลขนานลาดดิน



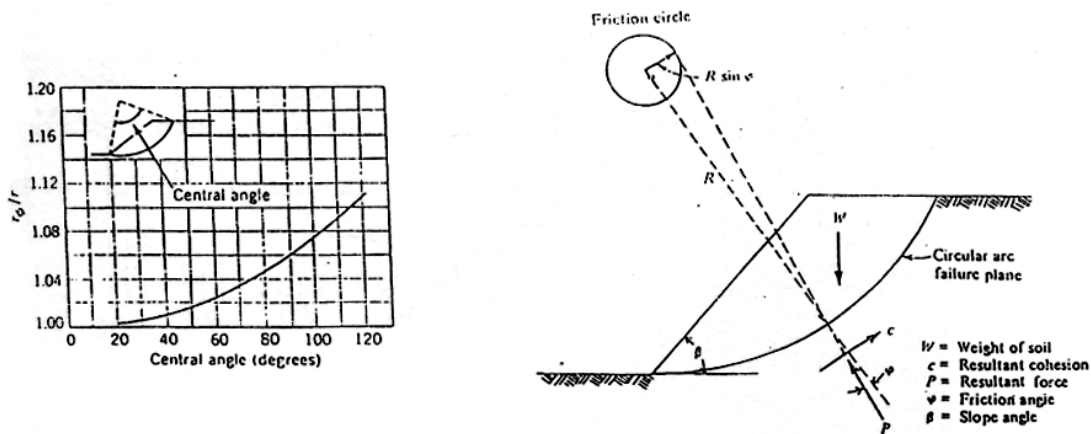
ง. Force Polygon ของแรงของแท่งดินแห้งและเมื่อมีน้ำไหลขนานลาดดิน

รูปที่ 8 รูปร่างของผิวเคลื่อนที่แบบเป็นมวลดินในลักษณะเป็นแผ่นบางๆ

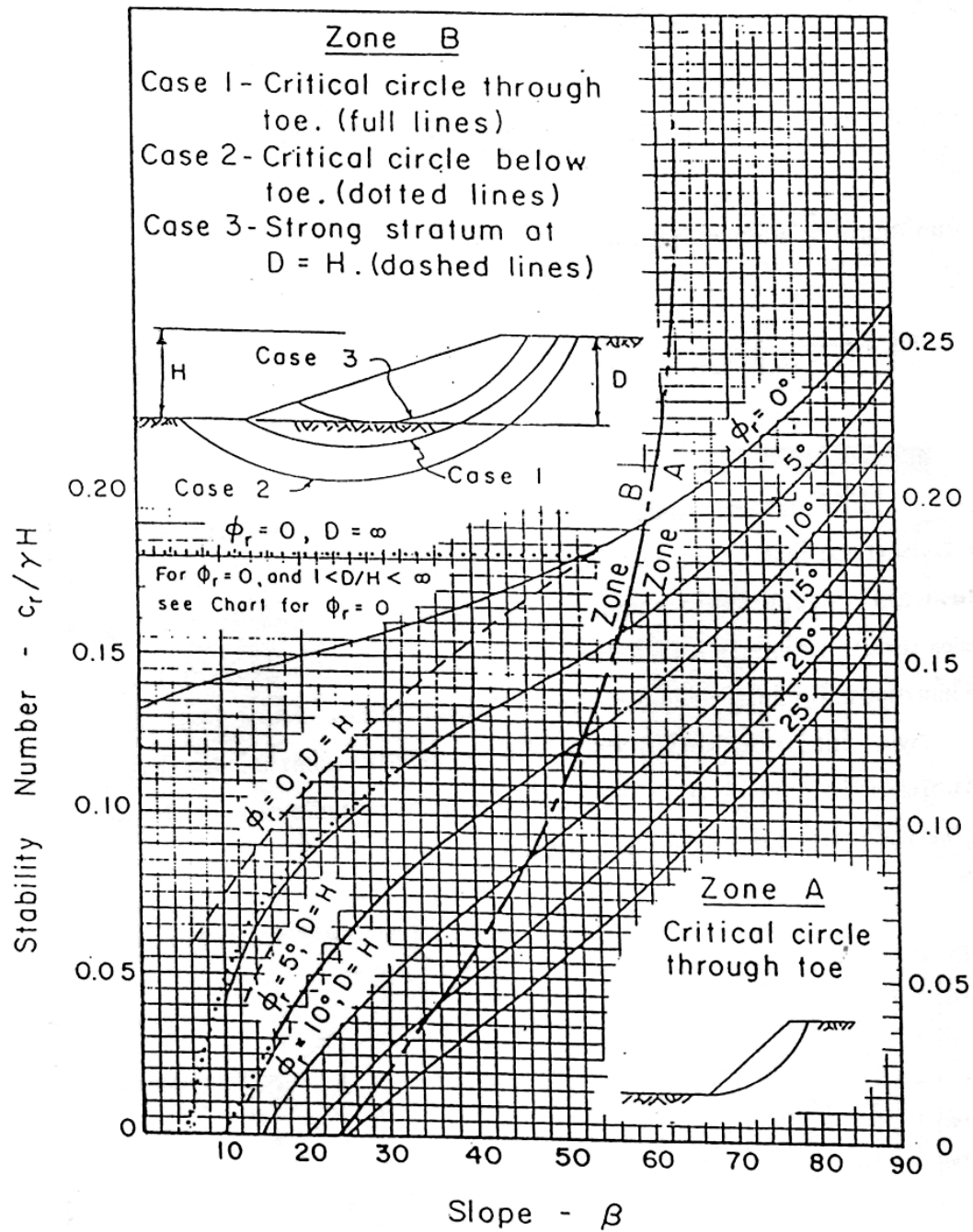
Taylor Method(1943)

วิธีนี้ใช้ในกรณีของผิวเคลื่อนพังเป็นส่วนโค้งของวงกลม ดังแสดงในรูปที่ 9 ซึ่งเสนอโดย Prof.Taylor(1943) โดย ณ จุดใดๆ แรงลัพธ์ระหว่างแรงตั้งฉากผิวเคลื่อนและแรงฝืด (P) จะกระทำมุม ϕ กับแนวตั้งฉาก ดังนั้นจึงสัมผัสวงกลมเล็กๆ ที่จุดศูนย์กลางของวงกลมที่ตัดผิวเคลื่อน ซึ่งเรียกว่า “Friction circle” การวิเคราะห์โดยวิธีนี้เป็นการเขียนแนวแรงที่เกิดขึ้น (Force polygon) แต่มีข้อจำกัดที่จะได้เฉพาะลาดดินที่มีเนื้อดินชนิดเดียวและหน้าตัดไม่ยุ่งยาก (Homogeneous simple slope)

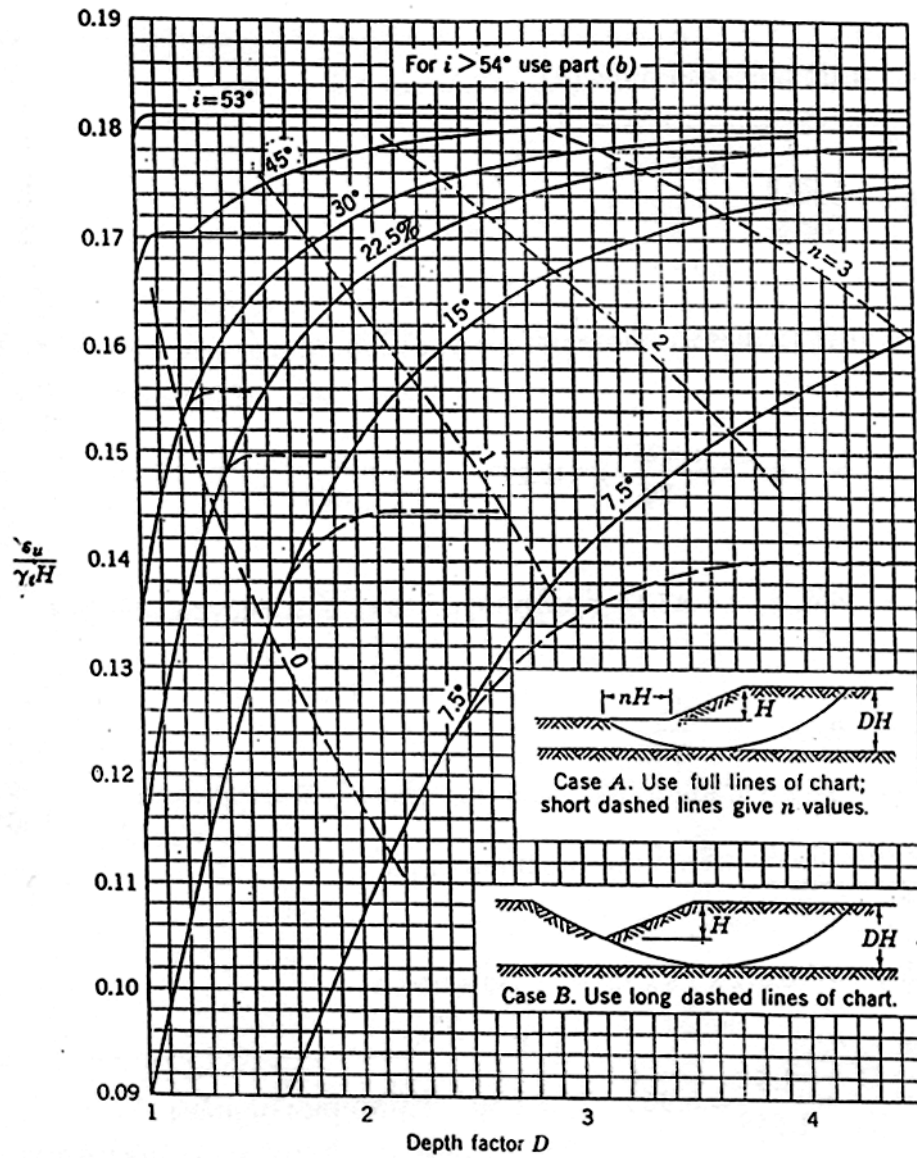
Taylor ได้สร้างเป็น Stability Chart ไว้เพื่อให้สะดวกในการวิเคราะห์ ดังแสดงในรูปที่ 10 สำหรับกรณีทั่วไป และรูปที่ 11 สำหรับดินเหนียวที่ความลึกของผิวเคลื่อนพังอยู่ลึกกว่าระดับของดินของลาด (Toe) ดังตัวอย่างการใช้ Stability Chart ในรูปที่ 10



รูปที่ 9 การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Taylor

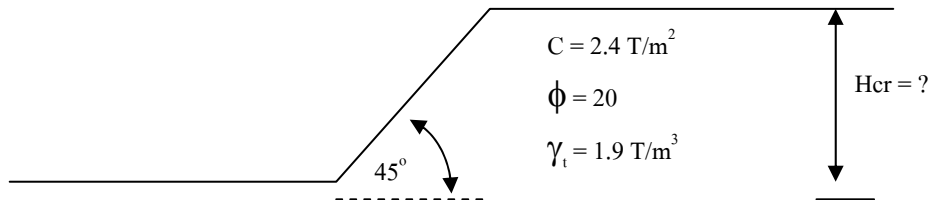


รูปที่ 10 Stability chart สำหรับการวิเคราะห์ลาดดินเนื้อเดียวด้วยวิธีของ Taylor



รูปที่ 11 Stability chart สำหรับดินกรณี $\phi = 0$ ด้วยวิธีของ Taylor

ตัวอย่างที่ จงหาความสูงวิกฤติของลาดดินที่มี $\beta = 45^\circ$ เมื่อดินมีค่า $\phi = 20^\circ$ $C = 2.4 \text{ T/m}^2$ $\gamma_t = 1.9 \text{ T/m}^3$



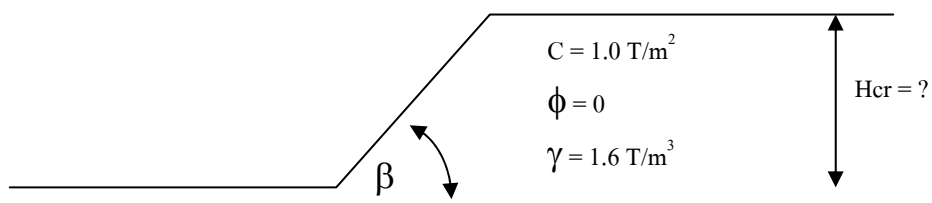
วิธีทำ ที่ $\beta = 45^\circ$ และ $\phi = 20^\circ$ ได้ $N_s = 0.062$

$$N_s = \frac{C}{\gamma \cdot H_{cr}}$$

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cdot N_s} = \frac{2.4}{1.9 \times 0.062}$$

$$= 20.37 \text{ m.}$$

ตัวอย่างที่ จงหาความสูงของคันดินถมที่จะถมจากดินเดิมได้เมื่อกำหนดให้ $F.S. = 1.5$



วิธีทำ สมมุติถมดินที่ $\beta = 60^\circ$ และ $\phi = 0^\circ$ ได้ $N_s = 0.1945$

$$N_s = \frac{C}{\gamma \cdot H_{cr}}$$

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cdot N_s} = \frac{C}{0.1945 \cdot \gamma}$$

$$H_{cr} = \frac{5.14 \cdot C}{\gamma} = \frac{5.14 \times 1.0}{1.6}$$

$$H_{cr} = 3.21 \text{ m.}$$

$$H_{all} = \frac{H_{cr}}{F.S.} = \frac{3.21}{1.5}$$

$$\therefore \text{ถมดินได้สูง} = 2.14 \text{ เมตร} \quad \underline{\text{ตอบ}}$$

วิธี Ordinary Method of Slices (Fellenius Method)

วิธีวิเคราะห์นี้เป็นวิธีดั้งเดิมที่ใช้มากกว่า 50 ปี มีความถูกต้องพอสมควร และการคำนวณไม่ยุ่งยาก และใช้ได้กับลักษณะผิวเคลื่อนได้หลายลักษณะ ทำได้โดยการแบ่งมวลดินในผิวเคลื่อนพัง (Sliding mass) ออกเป็นชั้นๆ ตามแนวตั้ง จากผิวดินจนถึงผิวเคลื่อนด้านล่าง โดยการนำเอาแรงที่กระทำต่อดินในแต่ละชั้นซึ่งอยู่ในสภาพสมดุลมาพิจารณา จากการเขียน free body diagram and force polygon ของมวลดินดังแสดงในรูปที่ 14 สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของแรงต่างๆ แล้วพิจารณา F.S. โดยเปรียบเทียบแรงในแนวนอนกับผิวเคลื่อนได้ดังนี้

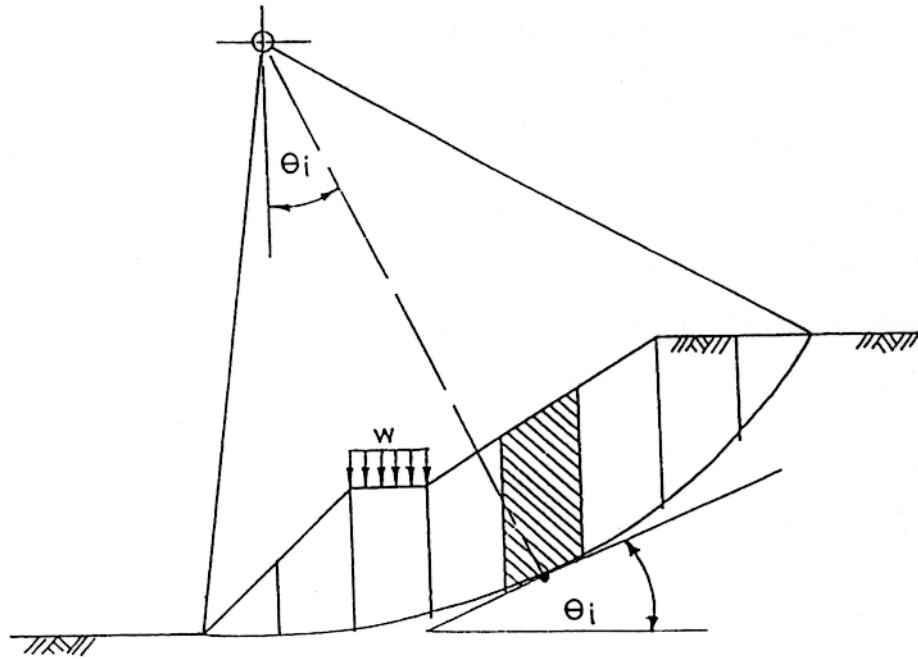
$$\text{Normal force} \quad N_i = W_i \cdot \cos \theta_i - U_i$$

$$\text{Sliding force} \quad T_i = W_i \cdot \sin \theta_i$$

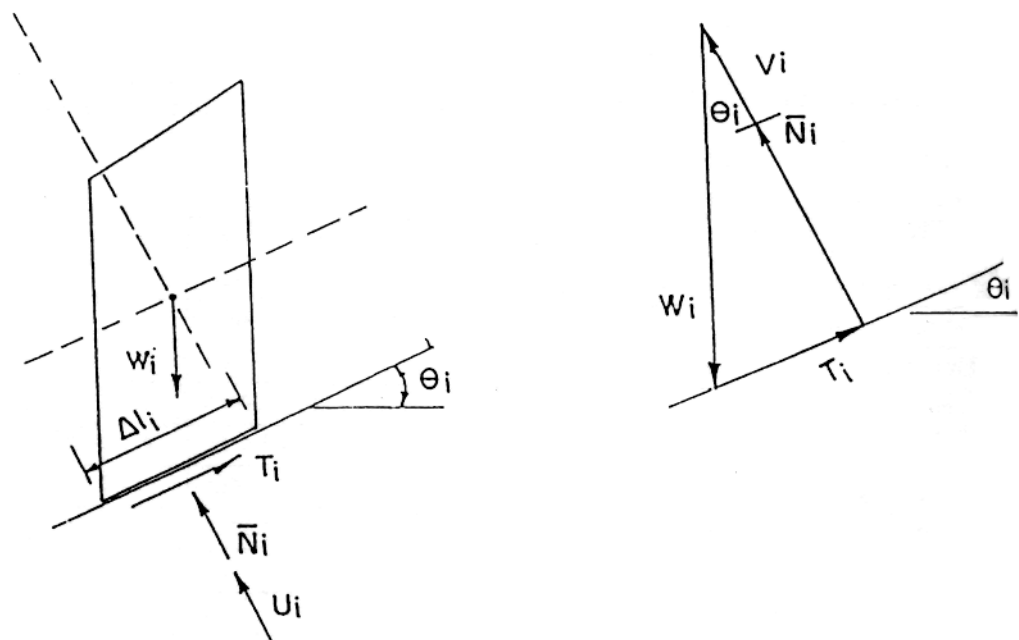
$$\text{Resisting force} \quad R_i = c \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \cdot \tan \phi$$

ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของแต่ละชั้นของมวลดิน (ชั้นที่ i ใดๆ) จะเท่ากับ

$$F.S. = \frac{\text{Resisting force}}{\text{Sliding force}} = \frac{c \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \cdot \tan \phi}{W_i \cdot \sin \theta_i}$$



ก. รูปตัดการเคลื่อนพังของลาดดินและการตัดแปลงมวลดิน



ข. แรงที่เกี่ยวข้องในมวลดิน และรูปหลายเหลี่ยมของแรง

เมื่อรวมแรงต้านทานการพังและแรงจุดของทุกๆ ชิ้น ของมวลดินที่จะเกิดการเคลื่อนพัง จะได้อัตราส่วนปลอดภัยรวมเป็น

$$F.S. = \frac{\sum [c \Delta l_i + (W_i \cos \theta_i - U_i) \tan \phi]}{\sum [W_i \sin \theta_i]}$$

จากสมการ เมื่อมีแรงด้านข้างที่เพิ่มขึ้นจากแผ่นดินไหวมาเพิ่มขึ้นจะทำให้ F.S. ลดลงโดยพิจารณาสมมูลของแรงจากรูปที่ 15 ซึ่งมีแรง W_{ei} จากแผ่นดินไหวซึ่งจะเป็นสัดส่วนกับน้ำหนักของดินในชั้นของมวลดิน คือเท่ากับ $K_s \cdot W_i$ จะทำให้ได้สมการของ F.S. ของลาดดินเปลี่ยนไป

$$F.S. = \frac{\sum [c \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - K_s \cdot W_i \cdot \sin \theta_i - U_i) \cdot \tan \phi]}{\sum [W_i \cdot \sin \theta_i + K_s \cdot W_i \cdot \cos \theta_i]}$$

เมื่อเทอมต่างๆ ในสมการคือ

c, ϕ = effective soil strength parameters

Δl_i = ความยาวของส่วนโค้งบนผิวเคลื่อนพังของแต่ละชั้นดิน

W_i = น้ำหนักดินทั้งหมดของแต่ละชั้นดิน

θ_i = มุมเอียงของเส้นสัมผัสเคลื่อนพัง ณ แนว centroid ของน้ำหนักของชั้นดินและแรงภายนอก

U_i = แรงยกตัวของความดันน้ำบนผิวเคลื่อนพังของแต่ละชั้นดิน

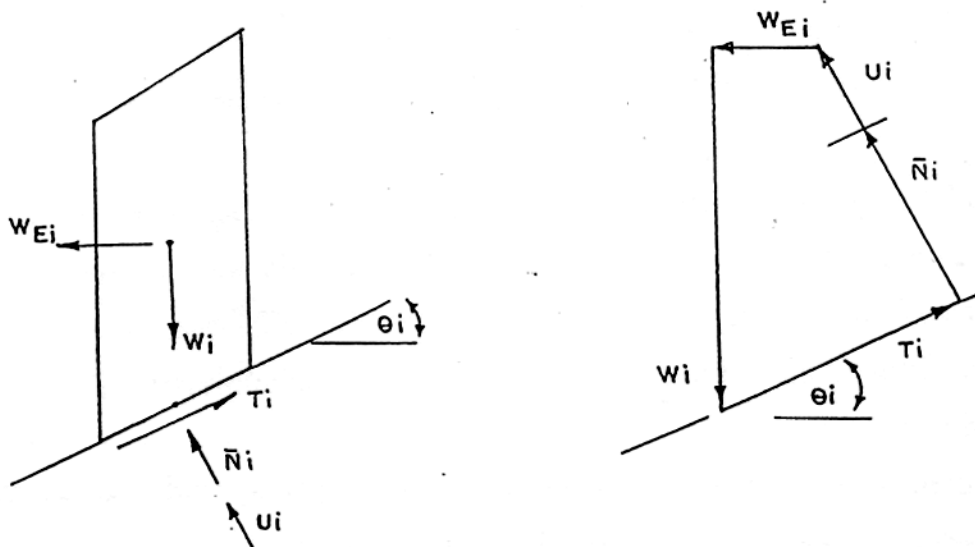
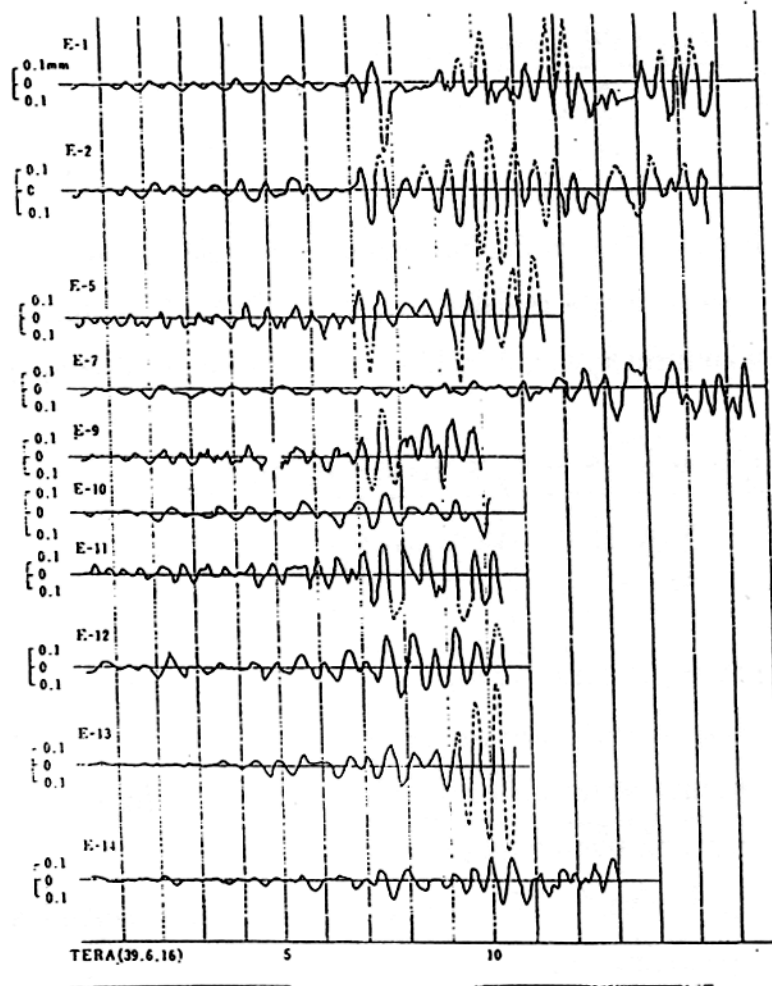
K_s = สัมประสิทธิ์ของความสั่นสะเทือน พิจารณาจาก Seismic Zone Map

การคำนวณโดยวิธีนี้ สามารถประยุกต์ใช้ได้กับทั้งกรณีลักษณะหน่วยแรงแบบ “Su – analysis”, “Total stress analysis” or “effective stress analysis” โดยการปรับเปลี่ยนค่า soil strength parameters (c, ϕ) และความดันน้ำ (u) ให้เหมาะสมกับสภาพต่างๆ และสำหรับกรณีที่มีแรงภายนอก หรือน้ำหนักที่ผิวดินมาเพิ่ม ก็สามารถเปลี่ยนแปลงแรงเหล่านั้นให้เป็นมวลดินที่มีน้ำหนักเทียบเท่าแรงนั้นๆ ได้ แล้วรวมเข้ากับน้ำหนักเดิม

ในบางกรณีดินเหนียวหรือทรายบดอัดแน่นอาจเกิดรอยแตกที่ผิวบน เนื่องจากการแห้งตัวของมวลดิน (Desiccation crack) หรือการเคลื่อนตัวเล็กน้อยทำให้เกิดแรงดึงบริเวณผิวบนของลาด (Tension crack) ซึ่งจะทำให้เกิดความมั่นคงของลาดดินลดลงไปด้วยเหตุผล 2 ประการคือ

1. ดินบริเวณที่เกิดรอยแตกไม่มีการสัมผัส จึงไม่สามารถมีแรงต้านทานการเคลื่อนพังได้ ผิวเคลื่อนจึงมักเริ่มต้นที่ก้นของรอยแตกใดๆ ก็ได้

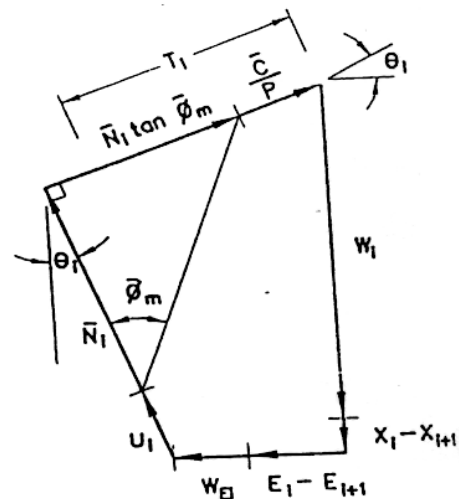
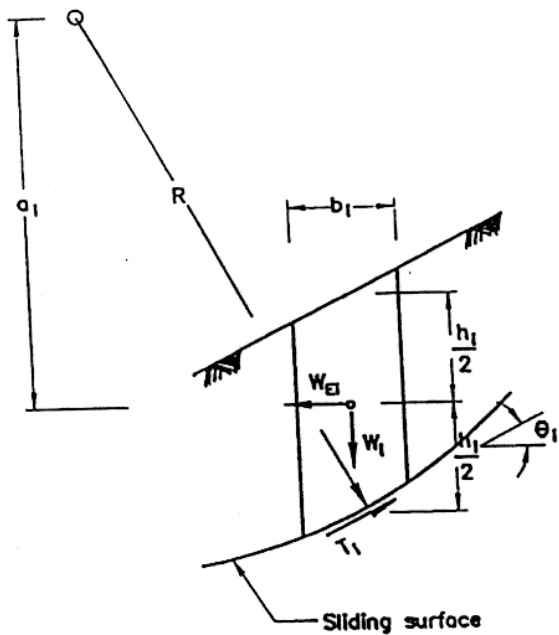
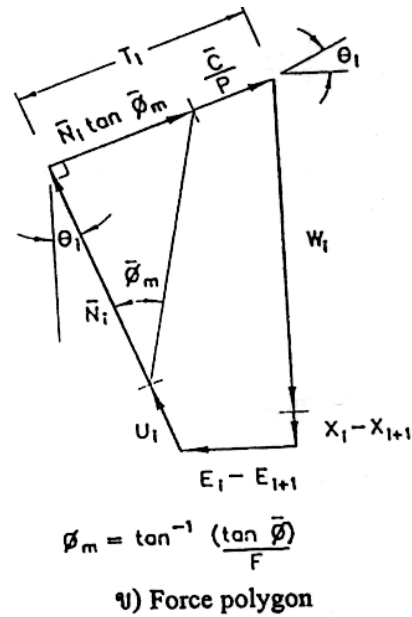
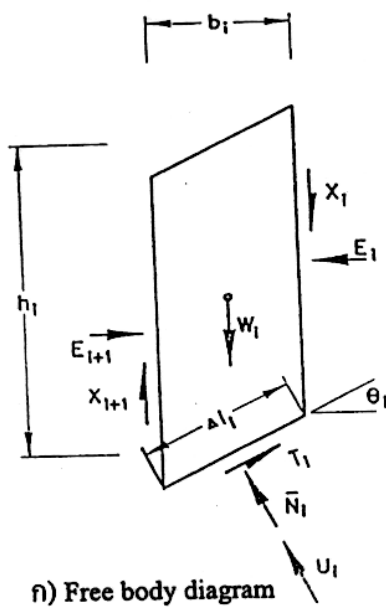
2. หากมีฝนตกแล้วน้ำฝนก็ไหลลงระหว่างรอยแตก ทำให้เกิดแรงดันน้ำเสริมทำให้เกิดเคลื่อนพังง่ายขึ้นอีกด้วย



รูปที่ 15 แรงที่เกี่ยวข้องและรูปหลายเหลี่ยมของแรงกรณีที่มีแรงจากแผ่นดินไหวร่วมด้วย

วิธี Simplified Bishop

การวิเคราะห์ความมั่นคงที่มีการแบ่งมวลดินออกเป็นชั้น หรือแบ่งเช่นเดียวกับ Slices method แต่ได้พิจารณาแรงและสมมูลของแรงละเอียดขึ้น คือ คัดสมมูลของ Moment ของแท่งดินแต่ละแท่งด้วยแทนที่จะคิดเฉพาะแรงของมวลดินทั้งหมดแต่เพียงอย่างเดียว แล้วยังนำเอาแรงที่กระทำด้านข้างของแท่งดินมาพิจารณาด้วย ซึ่งเป็นวิธีที่เสนอโดย Prof.Bishop(1955) ซึ่งทำให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้น่าเชื่อถือและถูกต้องมากขึ้น วิธีนี้ภายหลังมีการปรับให้ง่ายขึ้น โดย Janbu(1956)



รูปที่ 17 หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Simplified Bishop Method

จากรูปที่ 17 ก. แสดงถึงแรงที่กระทำบนแท่งดินที่ตัดแบ่งแท่งหนึ่ง โดยแรงกระทำด้านข้างของแท่งดินประกอบด้วย

$$\text{แรงดันในแนวราบ} \quad E_i - E_{i+1} = \Delta E$$

$$\text{แรงเฉือนในแนวดิ่ง} \quad X_i - X_{i+1} = \Delta X$$

$$\text{น้ำหนักรวมของแท่งดิน} \quad = W_i$$

$$\text{แรงดันน้ำที่ดันจากกับผิวเคลื่อน} \quad = U_i$$

$$\text{แรงประสิทธิผลที่กระทำจากกับผิวเคลื่อน} \quad = N_i$$

$$\text{แรงต้านทานการเคลื่อนที่ฐานของแท่งดินเพียงพอที่จะทำให้เกิดการสมดุล} \quad = T_i$$

$$\text{ความเหนียว และมุมเสียดทานภายในของมวลดินที่ผิวเคลื่อน} \quad = C_i \text{ and } \phi_i$$

$$\text{มุมเอียงของเส้นสัมผัสผิวเคลื่อน ณ จุดที่น้ำหนักดินตัดผ่าน} \quad = \theta_i$$

$$\text{อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)} \quad = F$$

$$\frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i}{F} + \frac{\bar{N}_i \tan \bar{\phi}_i}{F} = \frac{\gamma b_i h_i - \left(\bar{N}_i + \frac{\gamma_w b_i h_{wi}}{\cos \theta_i} \right) \cos \theta_i}{\sin \theta_i}$$

$$\frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i}{F} + \frac{\bar{N}_i \sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F} = \gamma b_i h_i - \bar{N}_i \cos \theta_i + \gamma_w b_i h_{wi}$$

$$\bar{N}_i \cos \theta_i + \frac{\bar{N}_i \sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F} = \gamma b_i h_i + \gamma_w b_i h_{wi} - \frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i}{F}$$

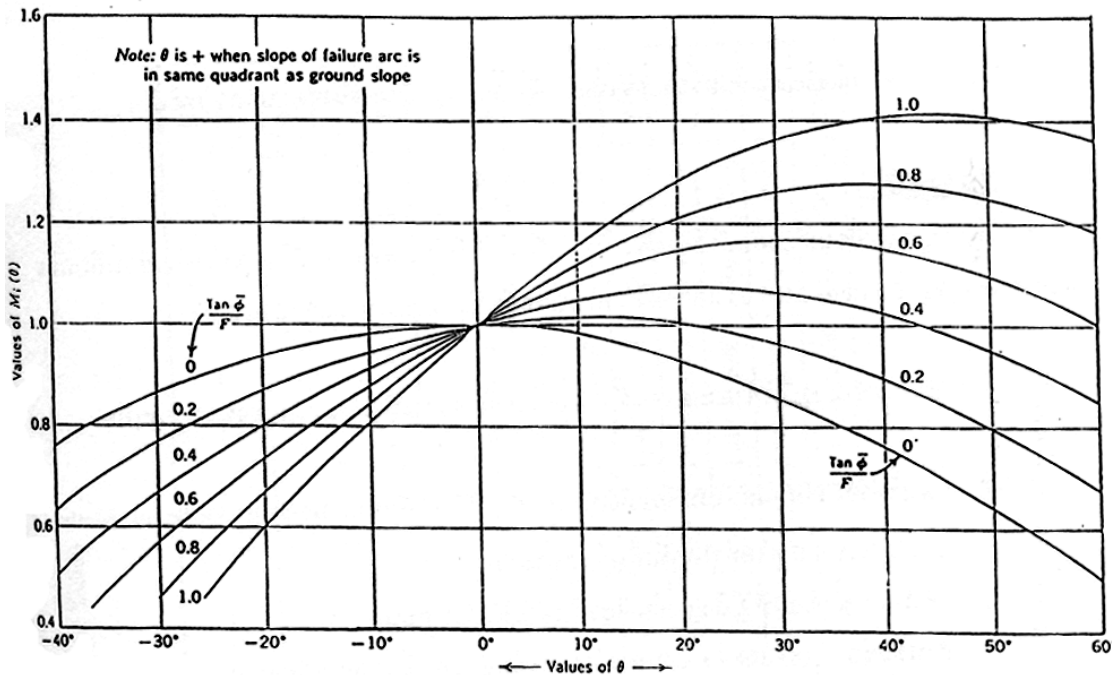
$$\bar{N}_i \left(\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F} \right) = b_i (\gamma h_i + \gamma_w h_{wi}) - \frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i}{F}$$

$$\bar{N}_i = \frac{b_i (\gamma h_i + \gamma_w h_{wi}) - \frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i}{F}}{\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}} \dots \dots \dots (25)$$

แทนค่า $\bar{N}_i$ จาก (25) ลง (27) จะได้

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\sum_{i=1}^n \left[\bar{C}_i \Delta \ell_i + \frac{\left[b_i (\gamma_{h_i} + \gamma_w h_{wi}) - \frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i}{F} \right] \tan \bar{\phi}_i}{\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}} \right]}{\sum_{i=1}^n [W_i \sin \theta_i]} \\
 F &= \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \cos \theta_i + \bar{C}_i \Delta \ell_i \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F} + b_i (\gamma_{h_i} + \gamma_w h_{wi}) \tan \bar{\phi}_i - \frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}}{\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}} \right]}{\sum_{i=1}^n [\gamma b_i h_i \sin \theta_i]} \\
 F &= \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{C}_i \Delta \ell_i \cos \theta_i + b_i (\gamma_{h_i} + \gamma_w h_{wi}) \tan \bar{\phi}_i}{\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}} \right]}{\sum_{i=1}^n [\gamma b_i h_i \sin \theta_i]} \\
 F &= \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{C}_i b_i + b_i (\gamma_{h_i} + \gamma_w h_{wi}) \tan \bar{\phi}_i}{M_\theta} \right]}{\sum_{i=1}^n [\gamma b_i h_i \sin \theta_i]} \dots\dots\dots(28)
 \end{aligned}$$

โดย $M_\theta = \cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \bar{\phi}_i}{F}$



รูปที่ 18 ค่าของ M_θ จากสมการที่ (28) (Janbu 1956)

สำหรับในกรณีที่มีแรงจากแผ่นดินไหวเข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งเป็นแรงในแนวราบที่เป็นสัดส่วนกับน้ำหนักดิน กระทำที่จุดศูนย์กลาง (Centroid) ของมวลดิน แล้วทำให้รูปหลายเหลี่ยมของแรงเปลี่ยนแปลงไปดังแสดงในรูปที่ 17ค-ง โดยวิธีการของ Simplified Bishop method แรงด้านข้าง WE_i จะไม่ส่งผลทำให้ Normal Force เปลี่ยนแปลง (Undrained Condition) แต่จะมีผลทำให้ Sliding Moment เพิ่มขึ้น

Wedge Method

ในบางกรณีในการเคลื่อนพังอาจเกิดในลักษณะของเส้นตรงเดียวหรือหลายเส้นประกอบกัน โดยมีมวลดินที่เคลื่อนตัว มีลักษณะคล้ายรูปสี่เหลี่ยมประกอบกัน มากกว่าหนึ่งชิ้นขึ้นไป เช่น กรณีที่มีชั้นของดินอ่อนบังคับแนวเคลื่อนพัง ดังแสดงในรูปที่ 19 ก. สำหรับเงื่อนไขที่มีแกนดินเหนียวเอียงไปทางด้านหน้าหรือ 19 ข. ลาดดินหรือลาดหินธรรมชาติที่มีแนวชั้นดินอ่อนหรือรอยแตกของชั้นหินลาดลง หรือ 19 ค. ชั้นดินที่วางตัวอยู่บนชั้นดินหรือหินแข็งข้างใต้

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ให้เขียนเส้นตรงผ่านแนวที่คาดว่าจะเกิดผิวเคลื่อนขึ้น แล้วแบ่งมวลดินเหนือผิวเคลื่อนนั้นออกเป็นรูปสามเหลี่ยมหรือสี่เหลี่ยมคางหมูตรงจุดที่เหมาะสม ดังเช่นในรูปที่ 20 ก. แล้วแยกชิ้นส่วนของมวลดินออกมาเขียน แรงกระทำต่อมวลดินแต่ละส่วน ดังรูปที่ 20 ข. จะเห็นได้ว่ากรณีนี้ เมื่ออยู่ในสมดุล จะเป็นกรณีของ Statically Indeterminate คือ

มีสิ่งที่ไม่ทราบค่า 5 จำนวน คือ แรง 3 แรง ; P, N_1, N_2

มุม 1 มุม ; α

และอัตราส่วนปลอดภัย 1 ค่า ; F

จำนวนสมการได้จาก Equilibrium 4 สมการ ของมวลดิน 2 ส่วน คือ

$$\sum F_v = 0 \quad ; 2 \text{ สมการ}$$

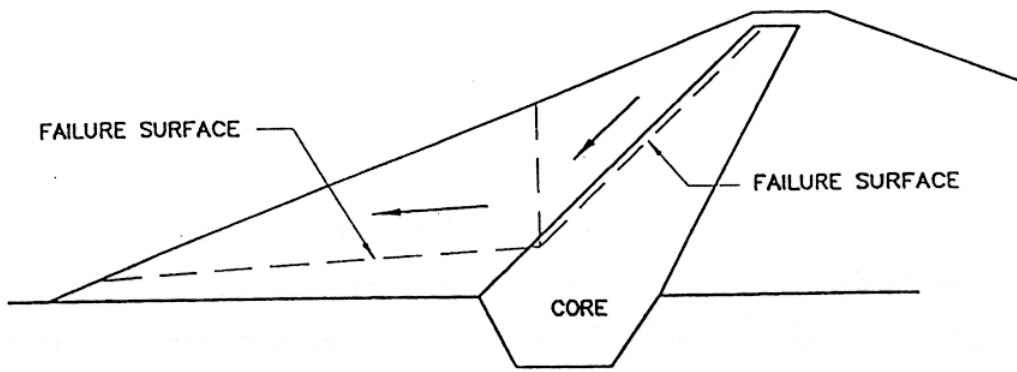
$$\sum F_H = 0 \quad ; 2 \text{ สมการ}$$

ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตั้งสมมุติฐานของมุมที่แรง P ส่งผ่าน (α) ให้ทราบค่าจึงสามารถคำนวณหา

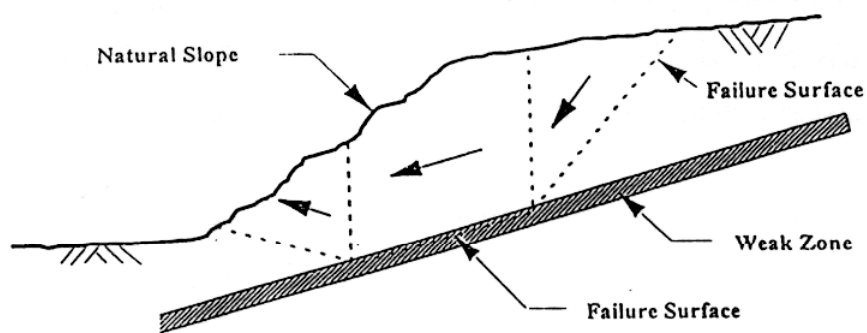
อัตราส่วนความปลอดภัยของทั้งสองชิ้นส่วนได้ โดยมุม α สามารถให้ค่าเท่ากับ

1. $\alpha = \phi_m = \tan^{-1}(\tan \phi / F)$ คือมุมเสียดทานที่เกิดขึ้น (Mobilized friction angle) หรือ

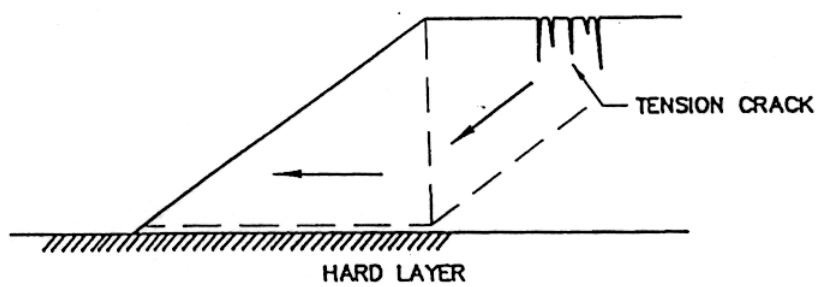
2. $\alpha =$ มุมลาดของผิวลาดเขื่อน



ก. เชื้อแกนดินเหนียวเอียง (Inclinometer Core)



ข. ลาดดินหรือหินธรรมชาติที่มีแนวดินอ่อนบังคับแนวพิกัด

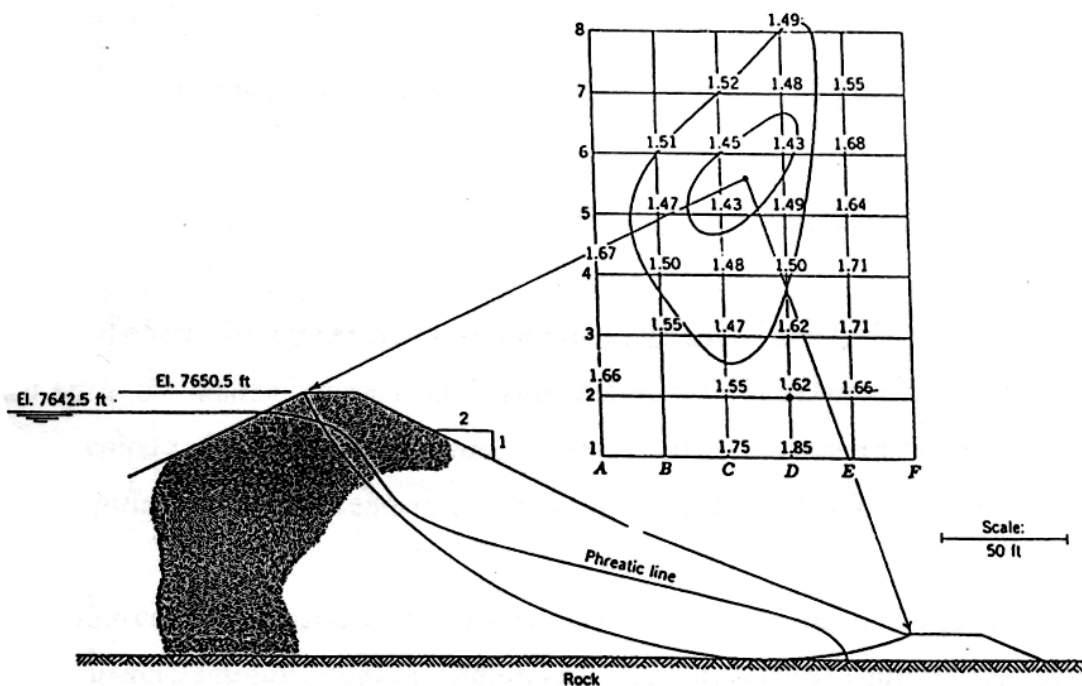


ค. ลาดดินที่มีชั้นดินหรือหินแข็งบังคับด้านล่าง

รูปที่ 19 การพิบัติที่มวลดินเป็นรูปสามเหลี่ยม (Wedge Shape)

การหาอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด

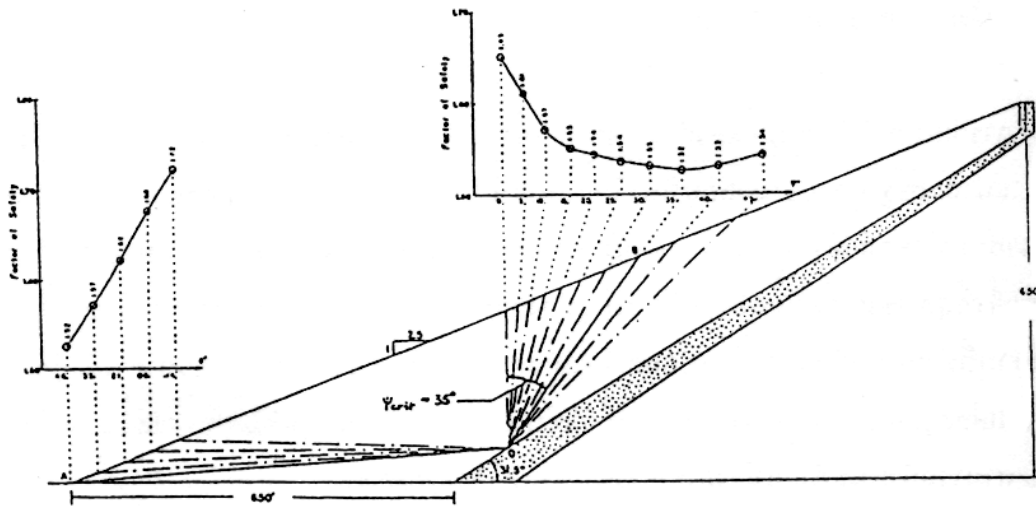
การวิเคราะห์ความมั่นคงที่กล่าวมาแล้วทั้งหมดไม่ว่าจะด้วยวิธีใดก็ตาม ตำแหน่งของผิวเคลื่อน ขนาด และรูปร่างของมวลดินที่พังไปยังเป็นเพียงการยกขึ้นมาวิเคราะห์กรณีหนึ่งซึ่งอาจจะยังไม่เกิดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดก็ได้ ดังนั้นการวิเคราะห์ที่สมบูรณ์จะต้องมีการค้นคว้าหาจุดที่มีอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด เช่น กรณีของผิวเคลื่อนพังรูปวงกลม จะต้องสร้างกริดคลุมพื้นที่บริเวณจุดศูนย์กลางของวงกลมที่มีโอกาสเกิดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด ดังรูปที่ 22 แล้วทำการวิเคราะห์หาค่า F.S. ในแต่ละจุดของเส้นกริด และเมื่อลากเส้น Contour เชื่อมต่อจุดที่มีค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่เท่ากัน ก็สามารถกำหนดตำแหน่งที่มีค่า F.S. ต่ำสุดได้ชัดเจน



รูปที่ 22 การหาจุดศูนย์กลางของอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด

กรณีเขื่อนหรือลาดดินที่มีลาดหลายช่วงและคันด้วย Beam อาจเกิดจุดต่ำสุดของ F.S. ได้หลายบริเวณ ซึ่งจะต้องระมัดระวังในการวินิจฉัยให้ถูกต้องด้วย โดยการกำหนดบริเวณกริดให้ครอบคลุมได้ทั่วทุกบริเวณ

สำหรับผิวเคลื่อนที่เป็นส่วนของเส้นตรง เช่น Wedge method ผิวเคลื่อนบางแนว จะมีค่าตำแหน่งคงที่ ในขณะที่บางแนวจะต้องหาว่า ผิวเคลื่อนทำมุมเท่าใดจึงจะให้ค่า F.S. ต่ำสุด โดยการคำนวณและสร้างกราฟความสัมพันธ์ของ F.S. และตำแหน่งผิวเคลื่อน ดังแสดงในรูปที่ 23



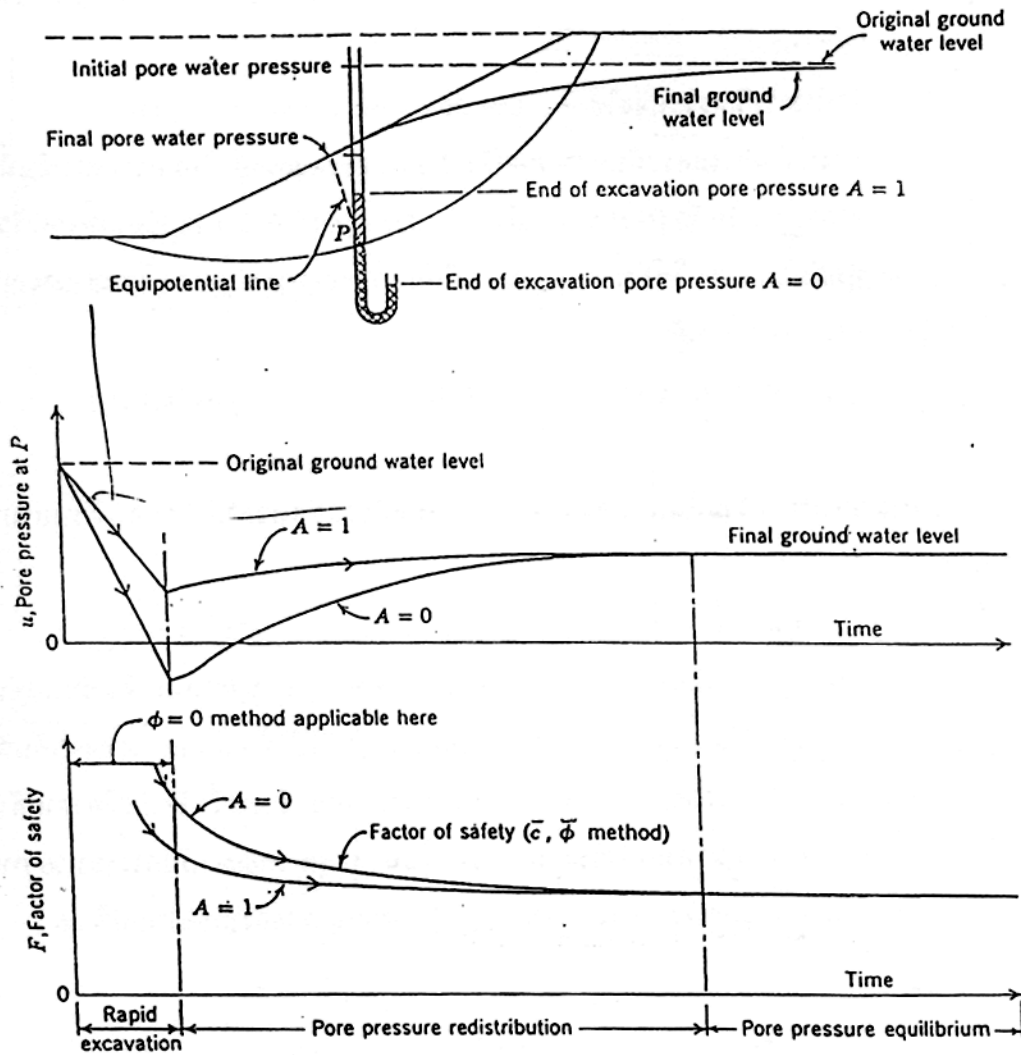
รูปที่ 23 การหาตำแหน่งผิวเคลื่อนที่เกิดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด

ช่วงวิกฤติของความมั่นคงของลาดดินหรือหิน

ในช่วงเวลาดังแต่ก่อสร้างและใช้งานของเขื่อน คันดิน การขุดบ่อ หรือการตัดไหล่เขา อัตราส่วนปลอดภัยของสิ่งก่อสร้างเหล่านั้น จะเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาและมีจุดที่เกิด F.S. ต่ำสุด เกิด ณ ช่วงเวลาหนึ่งหรือหลายช่วงเวลา ดังนั้นวิศวกรผู้ออกแบบจะต้องพิจารณาการวิเคราะห์ความมั่นคงให้ครบถ้วนของช่วงเวลาที่วิกฤติเหล่านั้นให้ถูกต้องกับสภาพสิ่งแวดล้อมที่เกิดขึ้นในช่วงนั้นๆ

Bishop and Bjerrum(1960) ได้ให้ข้อแนะนำในการพิจารณาจุดวิกฤติของความมั่นคงสำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียว งานก่อสร้างตัวเขื่อน และงานก่อสร้างคันดินบนชั้นดินอ่อนไว้ดังนี้

งานขุดในชั้นดินเหนียว ตามปกติแล้วทันทีภายหลังการขุดความดันน้ำบริเวณมวลดินใกล้ลาดบ่อ จะเกิดเป็นลบหรือแรงดึงซึ่งสามารถเพิ่มความแข็งแรงขึ้นได้ ดังนั้นจุดวิกฤติจะเกิดขึ้นเมื่อความดันน้ำค่อยๆ กระจายออกเพิ่มความดันเข้าสู่สมดุลกับน้ำใต้ดินปกติ ซึ่งเกิดขึ้นในช่วงระยะเวลานานพอสมควร ดังในรูปที่ 24 สำหรับประสบการณ์ในดินกรุงเทพฯ อาจเกิดวิกฤติที่เวลาระหว่าง 2-15 วัน ภายหลังการขุดแล้วเสร็จซึ่งสามารถทำการวิเคราะห์ได้โดยวิธี Effective Stress Analysis แต่ในกรณีที่ต้องการจะวิเคราะห์สภาพหลังการขุดทันทีให้ใช้ Total Stress Analysis or Su-Analysis



รูปที่ 24 การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำและอัตราส่วนปลอดภัยของงานขุดในดินเหนียว

(Bishop และ Bjerrum, 1960)

งานเขื่อนและงานดินขนาดใหญ่ จุดวิกฤติจะมีอย่างน้อย 3 ช่วงเวลา คือ

- ช่วงสิ้นสุดงานก่อสร้าง (End of Construction) เมื่อมีความดันน้ำที่เกิดจากการบดอัดสูงสุดในตัวเขื่อน และน้ำหนักของตัวเขื่อนมากที่สุด การวิเคราะห์อาจใช้ Total Stress Analysis or Su-Analysis, Effective Stress Analysis
- ช่วงกักเก็บน้ำและมีการไหลซึมผ่านเขื่อนคงที่ (Steady Seepage) สภาพนี้ อาจแยกย่อยได้เป็นระดับกักเก็บหลายช่วงคือ ระดับน้ำในอ่างสูงสุด (M.F.W.L.) ระดับน้ำกักเก็บปกติ (N.H.W.L.) หรือระดับน้ำกักเก็บปานกลาง (I.W.L.) ซึ่งสามารถเขียน Flownet ในแต่ละกรณีได้ ดังนั้นการวิเคราะห์จึงใช้ Effective Stress Analysis

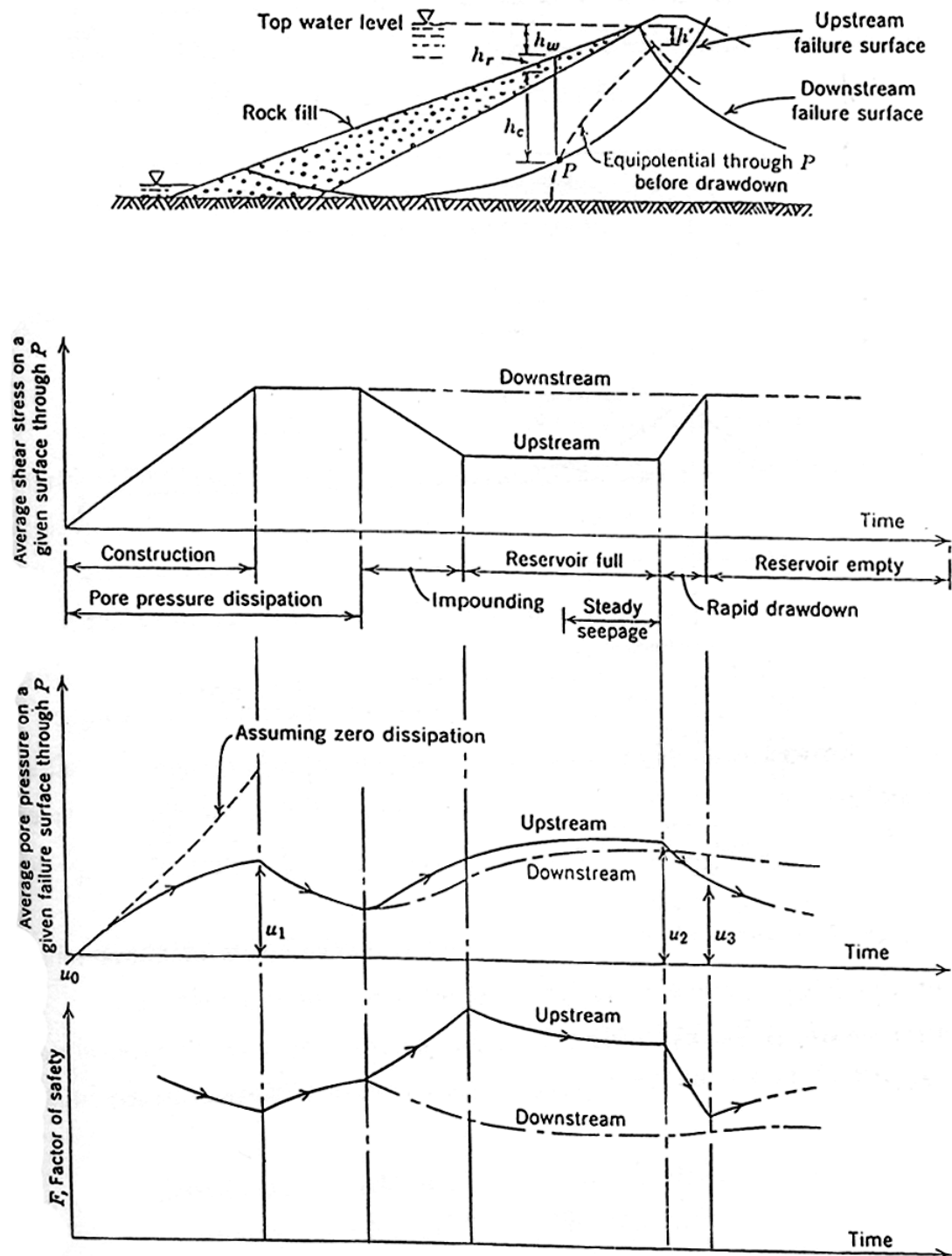
- ช่ว่งน้ำในอ่างลดระดับอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) เมื่อมีการลดระดับน้ำในอ่าง จากระดับกักเก็บ (N.H.W.L.) ถึงระดับต่ำสุด (L.W.L.) โดยอัตราที่เร็วกว่า 1 ฟุต/วัน ซึ่งทำให้มีน้ำกักอยู่ในตัวเขื่อนและค่อยๆ ระบายออก โดยสามารถเขียน Flownet ได้เช่นกัน จึงสามารถเขียนได้โดยวิธี

Effective Stress Analysis

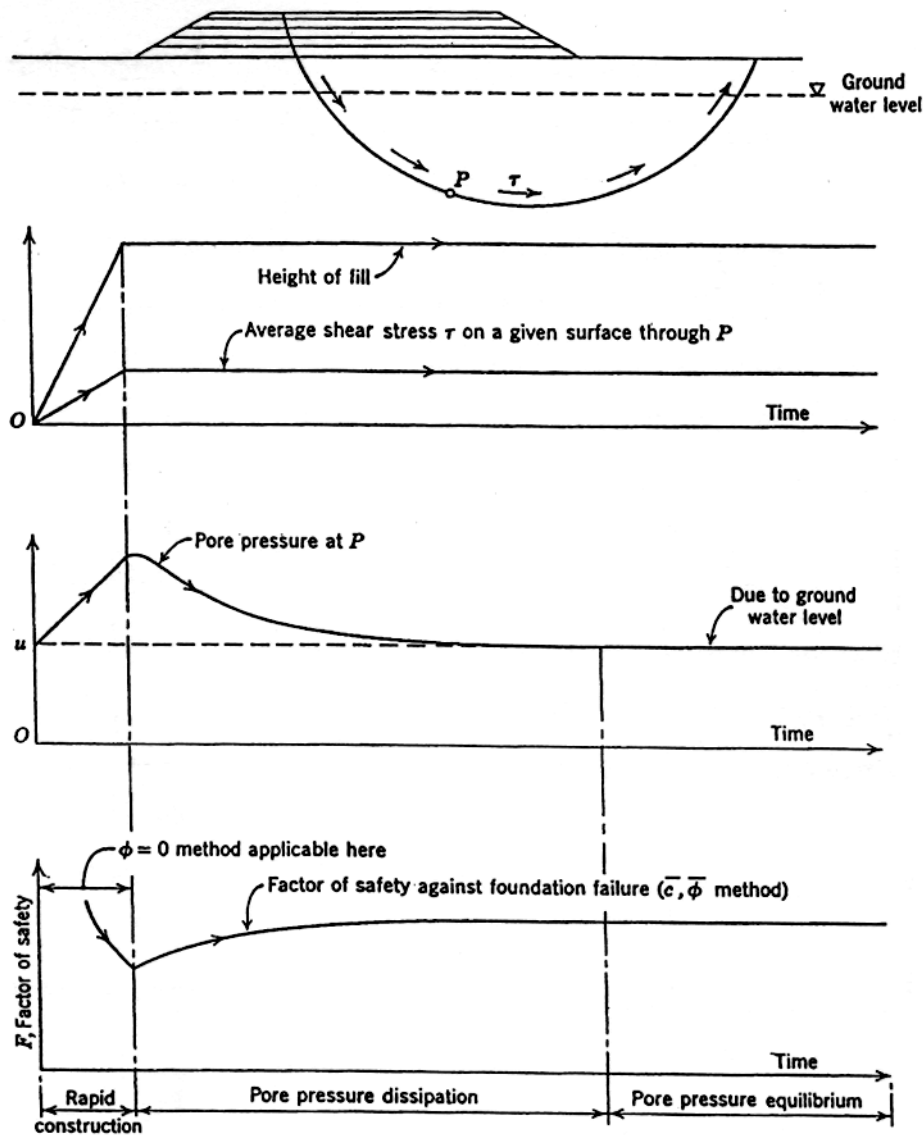
สภาพหน่วยแรง ความดันน้ำ และอัตราส่วนปลอดภัยในช่วงเวลาต่างๆ ของเขื่อนสามารถแสดงในรูปที่

25

คันดินบนฐานรากอ่อน เมื่อมีการก่อสร้างคันดินไม่สูงมากนักบนดินอ่อน เช่น คันถนน คันดินกั้นน้ำ การพิบัติมักเกิดการรับน้ำหนักของดินอ่อนได้ฐานไปได้ ส่วนลาดของตัวคันดินเองมักมีกำลังสูงกว่าดินฐานรากในกรณีเช่นนี้ จุดวิกฤติจะอยู่ที่ช่วงการก่อสร้างเสร็จใหม่ เนื่องจากคันดินมักก่อสร้างได้รวดเร็ว ดังนั้นการเกิดน้ำหนักบรรทุกและความดันน้ำสูงสุด โดยยังไม่มีภาระบาย การวิเคราะห์จึงควรใช้ Undrained analysis or Su-analysis ดังแสดงในรูปที่ 26



รูปที่ 25 การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำ และอัตราส่วนปลอดภัยของการก่อสร้างเขื่อนดิน
(Bishop และ Bjerrum, 1960)



รูปที่ 26 การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำ และอัตราส่วนปลอดภัยของงานถมคันดินบนดินอ่อน
(Bishop และ Bjerrum, 1960)

เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด (Minimum Allowable Factor of Safety)

การพิจารณาใช้เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดขึ้นอยู่กับปัจจัยต่อไปนี้

1. ความมั่นใจในข้อมูลที่ได้มาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบ
2. ช่วงเวลาการใช้งานหรือช่วงความเสี่ยงที่อาจเกิดขึ้นในช่วงกรณีวิกฤติต่างๆ
3. ผลเสียหายที่อาจเกิดขึ้นภายหลังถ้ามีการพิบัติ
4. ฝีมือ หรือคุณภาพการทำงานและการควบคุมในระหว่างการก่อสร้าง

สำหรับในต่างประเทศแล้วจะมีเกณฑ์ต่ำสุดของหน่วยงานที่เกี่ยวข้องกำหนดไว้ชัดเจน เช่น กรณีของเขื่อนดินแสดงไว้ในตารางที่ 10 และในกรณีของบ่อขุดหรือการตัดลาดธรรมชาติในตารางที่ 11 สำหรับเกณฑ์กำหนดสำหรับการออกแบบเขื่อนในประเทศไทยนั้นยังไม่มีกำหนดชัดเจน จากหน่วยงานที่

เกี่ยวข้อง แต่ในขณะนี้วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยกำลังพิจารณาจัดทำเป็นข้อแนะนำในการ
ออกแบบอยู่ โดยทั่วไปอาจแบ่งเป็น 2 ลักษณะคือ

ก. เขื่อนขนาดใหญ่ ซึ่งมีคุณสมบัติอย่างใดอย่างหนึ่งดังต่อไปนี้

- ความสูงมากกว่า 20 เมตร
- ปริมาณอ่างเก็บน้ำ มากกว่า 5 ล้าน ลบ.เมตร
- ปริมาณดินถม มากกว่า 500,000 ลบ.เมตร

ข. เขื่อนขนาดเล็ก ซึ่งมีคุณสมบัติไม่เข้าเกณฑ์ในข้อ ก. ทั้ง 2 ลักษณะ อาจพิจารณาใช้เกณฑ์
กำหนดอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดแสดงในตารางที่ 12 หรือตามเกณฑ์กำหนดที่หน่วยงานต่างๆ ได้
กำหนดขึ้นจากประสบการณ์ในการออกแบบและการก่อสร้างมาในอดีต

การแก้ไขซ่อมแซมลาดเขื่อนและลาดดินเพื่อเสริมความมั่นคง

เมื่อเกิดการพิบัติหรือมีสิ่งบอกเหตุว่า อาจเกิดการพิบัติของลาดเขื่อนหรือลาดหินขึ้น
จำเป็นต้องมีการแก้ไขซ่อมแซมให้มีความปลอดภัย และใช้ประโยชน์ได้ดังเดิม โดยมีวิธีการหลัก 2
ประการ คือ ลดน้ำหนักหรือแรงที่จะกดให้มวลดินเคลื่อนที่ลง และ/หรือเพิ่มแรงต้านทานการเคลื่อนตัว
ของมวลดิน

วิธีปฏิบัติที่นำมาใช้โดยทั่วไปแล้วคือ

1. วิธีการตัดเปลี่ยนลาด (Geometrical Method) โดยพยายามลดน้ำหนักส่วนบนของลาด และ
เพิ่มน้ำหนักส่วนดินของลาด ดังแสดงในรูปที่ 27 วิธีนี้มักใช้เมื่อมีพื้นที่เพียงพอที่จะขยายดินเขื่อนหรือ
ตัดส่วนบนออกไปได้

ตารางที่ 10 อัตราส่วนความปลอดภัยค่าสุดของเขื่อนดินและเขื่อนหินของต่างประเทศ

MINIMUM FACTORS OF SAFETY FOR EARTH AND ROCKFILL DAMS

CASE	DESIGN	CONDITION	JAPAN	ICOLD	Corp. of Eng.	SCDWR	US. Federal Register	CANADA
I	End of Construction	Static Earthquake	- 1.2 (K=50%)	1.3 1	1.3 1	1.3 -	1.3 -	1.3 -
II	MAX. water level	Static Earthquake	1.2 -	1.5 1	1.4 -	- -	- -	- -
III	Normal water level	Static Earthquake	- 1.2	- -	1.5 -	1.5 1.1	1.5 1	1.5 1.1
IV	Rapid drawdown	Static Earthquake	- 1.2	1.2 -	1.2 -	1.2 -	- -	1.3 1.3
V	Intermediate water level	Static Earthquake	- 1.2	1.5 1	1.5 1	1.5 1.1	1.5 1	- -

- 1) Design Criteria of Ministry of Construction
- 2) International Commission on Large Dams
- 3) Corps of Engineers (America)
- 4) State of California Department of water Resources
- 5) United State Federal Register (1977)

ตารางที่ 11 อัตราส่วนปลอดภัยค่าสูงสุดของการขาดเหมืองหรือตัดลาดดินธรรมชาติ

BRITAIN (NATIONAL COAL BOARD, 1970)		FACTOR OF SAFETY	
		I*	II*
(1) For slip surfaces along which the peak shear stress is used.		1.5	1.25
(2) For slip surfaces passing through a foundation stratum which is at its residual shear strength (slip circles wholly within the bank should satisfy (1).		1.35	1.15
(3) For slip surfaces passing along a deep vertical subsidence crack where no shear strength is mobilized and which is filled with water (slip surfaces wholly within intact zones of bank and foundations should satisfy (1).		1.35	1.15
(4) For slip surfaces where both (2) and (3) apply		1.2	1.1
CANADA (MINES BRANCH, CANADA, 1972)		FACTOR OF SAFETY	
		I*	II*
Design is based on peak shear strength parameters		1.5	1.3
Design is based on residual shear strength parameters		1.3	1.3
Analyses that include the predicted 100-year return period accelerations applied to the potential failure mass		1.2	1.1
For horizontal sliding on base of dike in seismic areas assuming shear strength of fine refuse in impoundment reduced to zero		1.3	1.3

* where there is a risk of danger to persons or property

** where no risk of danger to persons or property is anticipated

ตารางที่ 12 อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดของเขื่อนดินในประเทศ

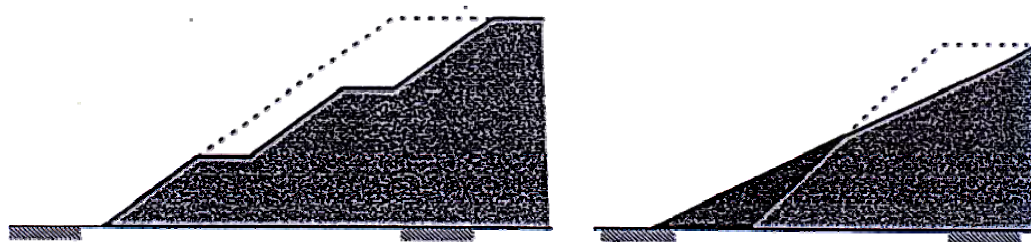
CASE	DESIGN	CONDITION	เขื่อนใหญ่	เขื่อนเล็ก
1	เพื่อก่อสร้างเสร็จ (End of Construction)	Static	1.3	1.5
		Earthquake	1.1	-
2	ระดับน้ำสูงสุด (Maximum water level)	Static	1.5	1.5
		Earthquake	1.1	-
3	ระดับเก็บกักปกติ (Normal water level)	Static	1.5	1.5
		Earthquake	1.2	-
4	ระดับน้ำลดอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)	Static	1.3	1.3
		Earthquake	1.1	-
5	ระดับน้ำปานกลาง (Intermediate water level)	Static	1.5	-
		Earthquake	1.2	-

หมายเหตุ* STATIC คือ กรณีที่ไม่มีแผ่นดินไหว

EARTHQUAKE คือ กรณีที่นำเอาแรงจากแผ่นดินไหวมาคิดรวมด้วย



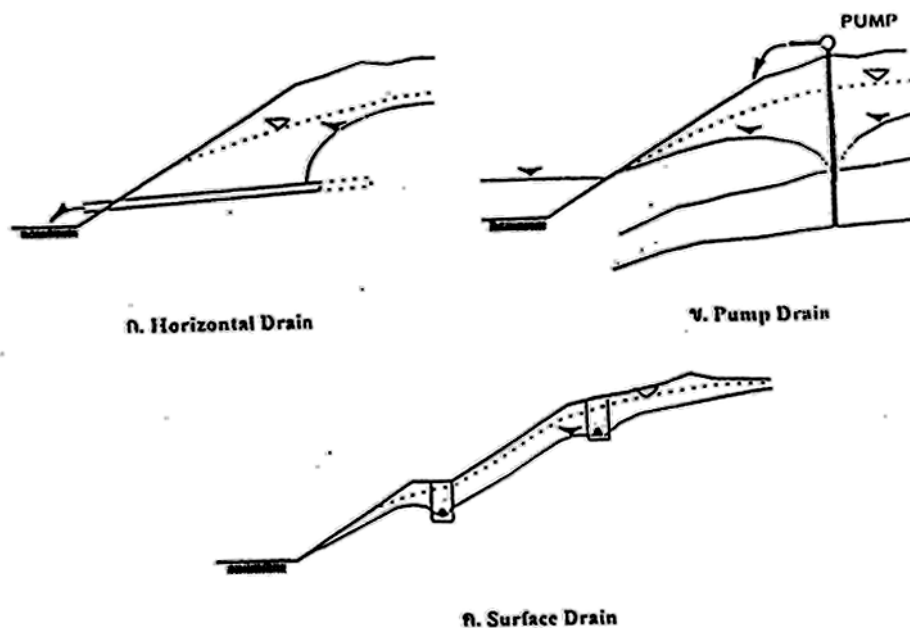
ก. การลดความสูงและความลาดชัน



ข. การตัดส่วนบนและถมส่วนล่าง

รูปที่ 27 การเพิ่มความมั่นคง โดยการตัดเปลี่ยนหน้าตัดของลาดดิน

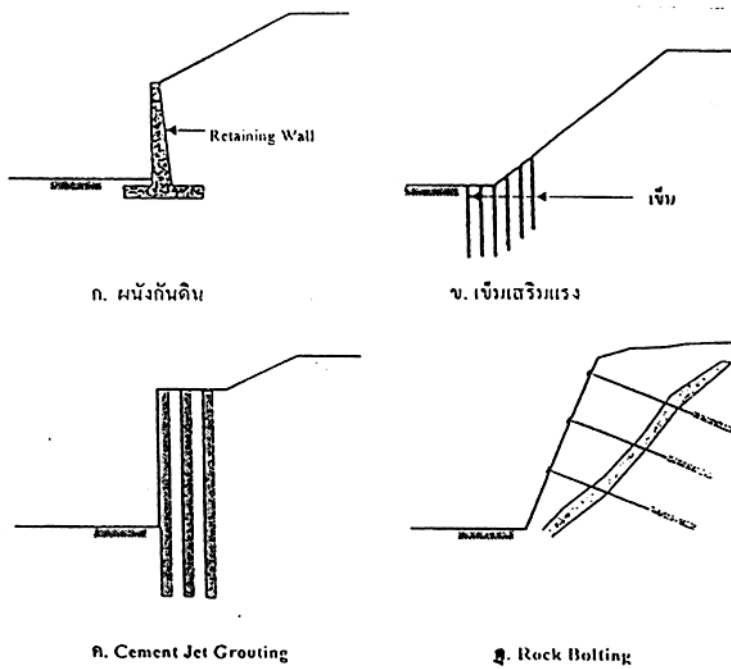
2.วิธีการระบายน้ำ (Hydrological Method) โดยพยายามลดน้ำหนักร้ำน้ำในมวลดิน เช่น การเจาะท่อระบายน้ำ สูบน้ำจากบ่อระบาย ทำร่องระบายเบี่ยงทางน้ำ เป็นต้น ซึ่งผลก็คือ ลดแรงดันยกลอยของน้ำ และเพิ่มกำลังของดินไปด้วย ดังแสดงไว้ในรูปที่ 28



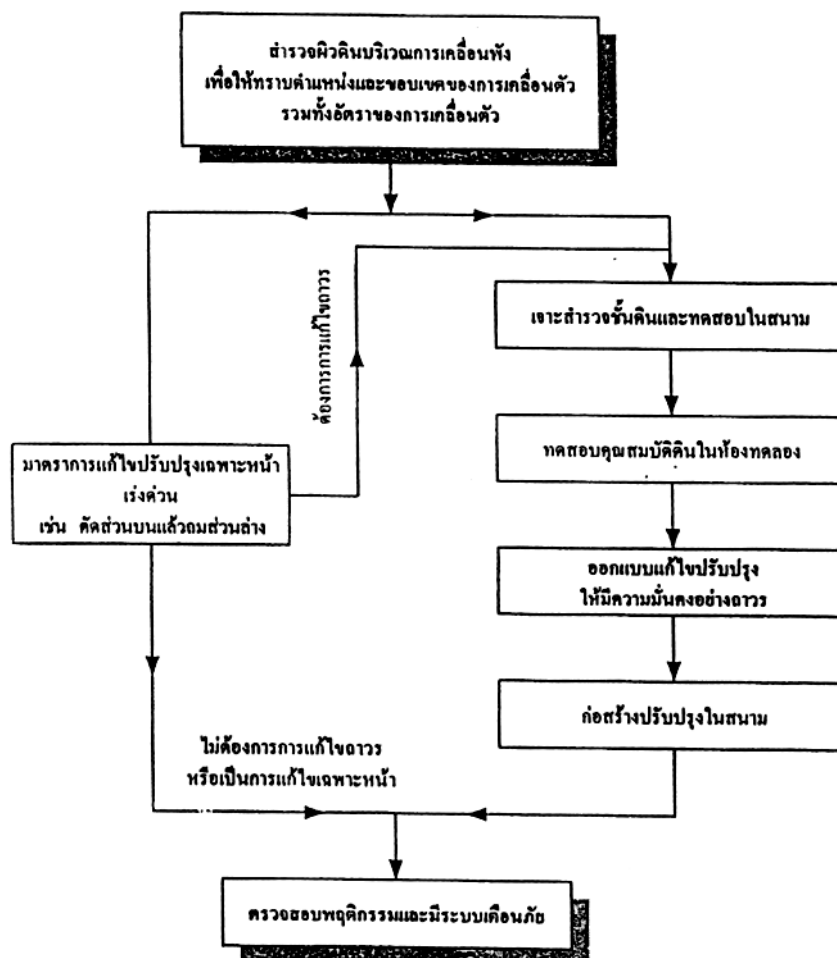
รูปที่ 28 การเพิ่มความมั่นคงด้วยวิธีระบายน้ำ

3.วิธีเพิ่มความแข็งแรง (Strength Improvement Method) โดยการเพิ่มกำลังให้มวลดินบริเวณที่ผิวเคลื่อนตัดผ่าน เช่นการทำ Grouting, Lime Treatment ตอกเข็มทำผนังกันดิน หรือเสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์ และเพิ่มน้ำหนักที่ดินลาด เป็นต้น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 29

ในกรณีที่เกิดการพิบัติหรือเคลื่อนพังแล้วจะต้องทำการแก้ไขโดยวิธีดังกล่าวข้างต้นต้องระมัดระวังเป็นพิเศษ เนื่องจากดินสูญเสียความแข็งแรงจากการพิบัติไปแล้วเข้าสู่สภาพที่เรียกว่า Remolded strength และควรมีขั้นตอนการดำเนินการ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 30



รูปที่ 29 การเพิ่มความมั่นคงโดยการเพิ่มความแข็งแรงของมวลดิน



รูปที่ 30 ขั้นตอนการแก้ไขและซ่อมแซมการพิบัติของลาดดิน

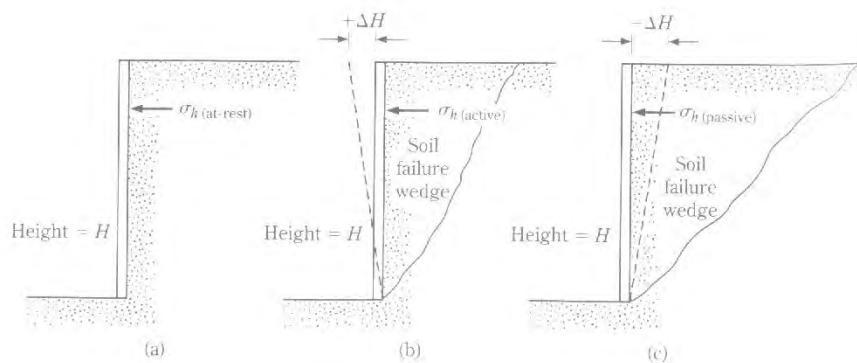
บทที่ 6

แรงดันด้านข้างของดิน

6.1 แรงดันด้านข้างของดิน

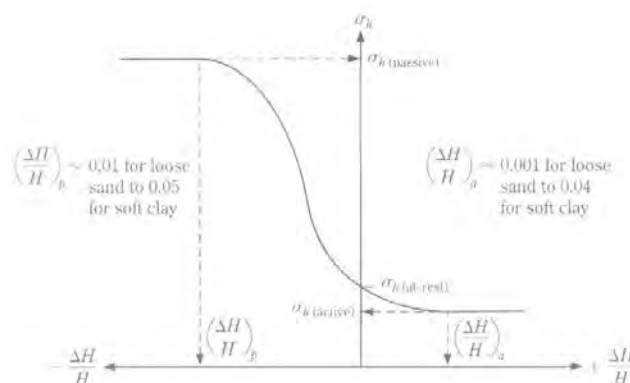
เมื่อต้องตัดลาดดินในแนวตั้งจำเป็นต้องใช้กำแพงกันดินหรือเข็มพืดสำหรับป้องกันการพังทลายของดิน ในการออกแบบโครงสร้างดังกล่าวนี้ต้องทราบค่าแรงดันด้านข้างของดิน ซึ่งแรงดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่าไม่เท่ากันขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการดังนี้

- 1) ชนิดของกำแพงกันดินและลักษณะการเคลื่อนตัว
- 2) ค่า shear strength parameters ของดิน
- 3) ค่าหน่วยน้ำหนักของดิน
- 4) การระบายน้ำของดินหลังกำแพง



ภาพที่ 6.1 แรงดันด้านข้างที่กระทำบนกำแพงกันดินที่สภาวะต่างๆ

ในภาพที่ 6.1 แสดงให้เห็นกำแพงกันดิน ความสูง H ในภาพ 6.1 (a) กำแพงกันดินไม่มีการเคลื่อนที่ แรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะนี้ เรียกว่าแรงดันดินในสภาวะสมดุล (at rest) จากภาพ 6.1(b) กำแพงมีการเคลื่อนที่เชิงออกจากดินหลังกำแพงเมื่อกำแพงเชิงออกจากดินหลังกำแพงเพียงพอ จะทำให้ดินหลังกำแพงเกิดการวิบัติ แรงดันดินที่สภาวะนี้เรียกว่าแรงดันเชิงรุก (active earth pressure) และในภาพที่ 6.1(c) เมื่อกำแพงถูกดันเคลื่อนเข้าหามวลดินหลังกำแพงเพียงพอ จะทำให้ดินหลังกำแพงเกิดการวิบัติ แรงดันดินที่สภาวะนี้เรียกว่าแรงดันเชิงรับ (passive earth pressure) ในภาพที่ 6.2 แสดงให้เห็นแรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะต่างๆของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน



ภาพที่ 6.2 การเปลี่ยนแปลงของแรงดันด้านข้างของดินที่ $\Delta H/H$ ต่างๆ

แรงดันของดินธรรมชาติ (Bowles, 1988) เมื่อก้ำกึ่งกันดินอยู่ในสภาวะสมดุล (State of Elastic Equilibrium) คือ ดินไม่มีการเคลื่อนที่หน่วยแรงในแนวดิ่งที่ความลึกใด ๆ จะมีค่าเท่ากับความหนาแน่นของดินคูณด้วย ความลึกของดินที่ตำแหน่งนั้น ส่วนหน่วยแรงในแนวราบมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงในแนวดิ่ง โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ ซึ่งเรียกว่า สัมประสิทธิ์แรงดันทางด้านข้างเมื่อดินอยู่ในสภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) ดังนั้นแรงที่กระทำต่อก้ำกึ่งกันดิน ณ ความลึก H และ ดินมีความหนาแน่น γ จะมีค่าเท่ากับ

$$\sigma_h = K_0 \gamma H \quad (6.1)$$

Bowles (1988) ได้ให้ค่า K_0 นี้แตกต่างกันไปตามชนิดของดินดังนี้

Normally Consolidated Clay	$K_0 = 0.5 - 0.75$
Over-consolidated Clay	$K_0 = 1.0$
Loose Sand	$K_0 = 0.4$
Dense Sand	$K_0 = 0.6$

พิจารณาก้ำกึ่งกันดินในแนวดิ่ง ความสูง H ดังภาพที่ 6.3 เมื่อดินหลังก้ำกึ่งกันมีหน่วยน้ำหนัก γ และรับแรงกระทำแบบแผ่กระจายคงที่ เท่ากับ q ที่ผิวดินค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินคือ

$$\begin{aligned} \tau &= C + \sigma' \tan \phi \\ \text{เมื่อ } C &= \text{แรงยึดเหนี่ยวของดิน (cohesion)} \\ \phi &= \text{มุมเสียดทานของดิน (angle of friction)} \\ \sigma' &= \text{หน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผล (effective normal stress)} \end{aligned} \quad (6.2)$$

ที่ระยะ z ใดๆ จากผิวดิน สามารถหาค่าหน่วยแรงดันในแนวดิ่งได้ดังนี้

$$\sigma_v = q + \gamma z \quad (6.3)$$

ถ้าก้ำกึ่งกันอยู่ในสภาวะสมดุล (at rest) และให้ σ_v' เป็นหน่วยแรงในแนวดิ่งประสิทธิผลและ σ_h เป็นหน่วยแรงในแนวราบจะได้ความสัมพันธ์ว่า

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_0 \sigma_v' + u \\ \text{เมื่อ } u &= \text{แรงดันน้ำในดิน (pore water pressure)} \\ K_0 &= \text{สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะสมดุล (at rest)} \end{aligned} \quad (6.4)$$

สำหรับดิน normally consolidated soil Jaky (1944) ได้ให้ความสัมพันธ์โดยประมาณตามสมการ

$$K_0 \approx 1 - \sin \phi' \quad (6.5)$$

Brooker และ Ireland (1965) ได้ให้สมการสำหรับหา K_0 โดยประมาณสำหรับดิน normally consolidated clays ดังนี้

$$K_0 \approx 0.95 - \sin \phi' \quad (6.6)$$

เมื่อ ϕ' = มุมเสียดทานของดินที่ได้จากการทดสอบแบบระบายน้ำ

จากการทดลองของ Brooker และ Ireland (1965) ค่า K_0 สำหรับดิน normally consolidated clays ยังสามารถหาได้จากความสัมพันธ์กับค่า PI ดังนี้

$$\begin{aligned} K_0 &= 0.40 + 0.007 (PI) && \text{เมื่อ } PI \text{ มีค่า ตั้งแต่ } 0 \text{ ถึง } 40 \\ K_0 &= 0.64 + 0.001 (PI) && \text{เมื่อ } PI \text{ มีค่า ตั้งแต่ } 40 \text{ ถึง } 80 \end{aligned}$$

สำหรับดิน overconsolidated clays หาค่าได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$K_{o(\text{overconsolidated})} \approx K_{o(\text{normally consolidated})} \sqrt{OCR} \quad (6.7)$$

แรงดันดินเชิงรุก (Tschebotarioff, 1951) ถ้ามีการเปลี่ยนแปลง ระดับของดินธรรมชาติ จะเป็นโดยการขุด หรือ การถม จะทำให้ ดินพยายามเคลื่อนตัว ไปยังส่วนที่ต่ำกว่าการเปลี่ยนแปลงระดับของดินนี้ จะมีความสูงจำกัด H_{cr} (Critical Height) ที่ดินยังสามารถอยู่ในสภาพสมดุล เนื่องจาก มีแรงต้านทานอันเกิดจากแรงยึดเหนี่ยว และ แรงเสียดทาน ซึ่งสามารถหาได้ว่า

$$H_{cr} = \frac{4C}{\gamma} \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6.8)$$

เมื่อเลขระดับของความสูงจำกัดนี้แล้ว ดินก็จะเกิดการวิบัติ จึงจำเป็นต้องสร้างกำแพงกันดินขึ้นเพื่อป้องกันการวิบัติของดิน

เมื่อสร้างกำแพงกันดินแล้วมวลดินจะส่งแรงกระทำด้านข้างต่อกำแพงกันดิน ทำให้ตัวกำแพงกันดินเคลื่อนที่ออกจากมวลดิน และ ดินจะเกิดการขยายตัวแรงกระทำของดินในลักษณะนี้ เรียกว่าแรงดันดินเชิงรุก (Active Lateral Earth Pressure) การเคลื่อนที่ของส่วนบนของกำแพงกันดินจะต้องมากพอที่จะทำให้เกิดแรงกระทำของดินมีค่าโดยประมาณ ดังนี้ (Bowles, 1988)

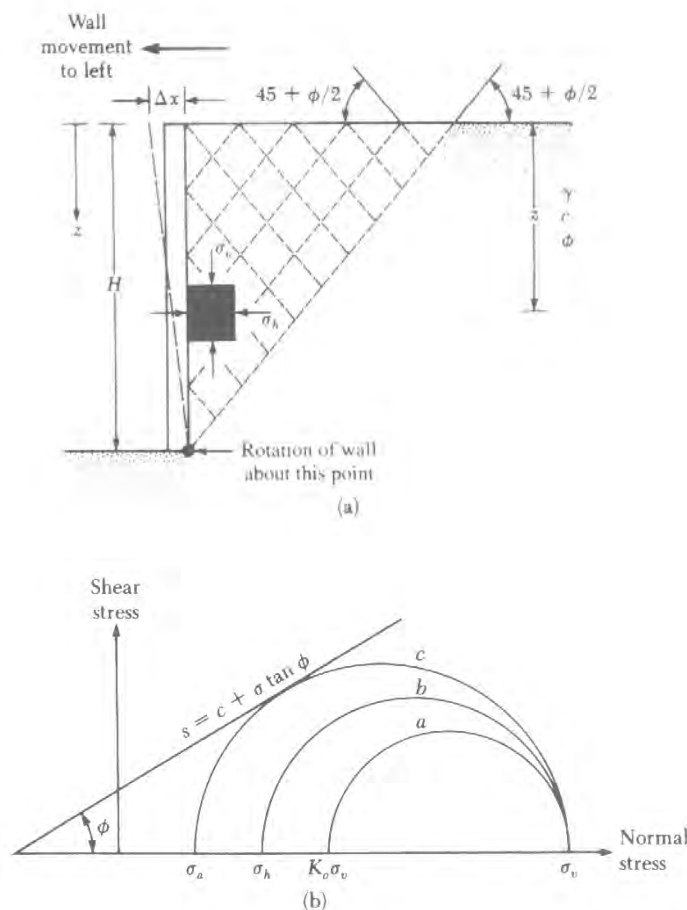
ชนิดและสภาพของดิน	ปริมาณการเคลื่อนที่
ดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพแน่น	0.001 H ถึง 0.002 H
ดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพหลวม	0.002 H ถึง 0.004 H
ดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพแข็ง	0.01 H ถึง 0.02 H
ดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพอ่อน	0.02 H ถึง 0.05 H

จากภาพที่ 6.3(a) ถ้ากำแพงกันดินเคลื่อนที่ออกจากดินด้านหลังเป็นระยะ Δx แรงดันด้านข้างของดินหลังกำแพงจะมีค่าลดลงเมื่อไม่มีความฝืดระหว่างกำแพงกับดิน แรงดันด้านข้างจะมีค่าเท่ากับแรงดันที่สภาวะสมดุล ($\sigma_h = K_0 \sigma_v$) เมื่อ $\Delta x = 0$ อย่างไรก็ตามถ้า $\Delta x > 0$ ค่าแรงดันด้านข้างของดินจะน้อยกว่า $K_0 \sigma_v$

จากวงกลมของมอร์ในภาพที่ 6.3 (b) วงกลม a และวงกลม b แทนที่สภาวะ $\Delta x = 0$ และ $\Delta x > 0$ ตามลำดับ และถ้า Δx ยังเพิ่มขึ้นจะทำให้วงกลมของมอร์ สัมผัสกับเส้นวิบัติของ มอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb failure envelope) ซึ่งมีค่าตามสมการ

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (6.9)$$

ซึ่งวงกลมนี้คือวงกลม c ในภาพที่ 6.3 (b) ซึ่งเป็นสภาวะที่ก่อให้เกิดการวิบัติขึ้นในมวลดิน โดยแรงดันดินในแนวราบมีค่าเท่ากับ σ_a ซึ่งค่า σ_a นี้เรียกว่า แรงดันเชิงรุก (active pressure) แนวการพิบัติที่เกิดขึ้นในมวลดินจะทำมุม $\pm(45+\phi/2)$ กับแนวราบ ดังภาพที่ 6.3 (a)



ภาพที่ 6.3 แรงดันดินเชิงรุกของ Rankine

จากสมการวงกลมของมอร์ สามารถหาหน่วยแรงหลัก (principle stress) ของวงกลมที่สัมผัสกับเส้นวิบัติของ มอร์-คูลอมบ์ ได้ดังนี้

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45+\phi/2) + 2 C \tan(45+\phi/2)$$

จากวงกลม c ในภาพที่ 6.3 (b) หน่วยแรงในระนาบหลัก $\sigma_1 = \sigma_v$
หน่วยแรงในระนาบรอง $\sigma_3 = \sigma_a$ ดังนั้น

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2 (45 + \phi/2) + 2C \tan(45 + \phi/2)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{2C}{\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned} \text{หรือ } \sigma_a &= \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2) \\ &= \sigma_v K_a - 2C \sqrt{K_a} \end{aligned} \quad (6.10)$$

$$\text{เมื่อ } K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = \text{ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างเชิงรุกของดิน}$$

(Coefficient of Active Lateral Earth Pressure)

จากสมการที่ 6.10 พบว่า ที่ผิวดินความลึก $z = 0$ ค่า $\sigma_v = 0$ ดังนั้นจะได้ว่าค่าแรงดันเชิงรุกมีค่าเท่ากับ $-2C \sqrt{K_a}$ ซึ่งเป็นหน่วยแรงดึง และหน่วยแรงดึงนี้จะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ที่ความลึก $z = z_c$ ดังสมการ

$$\gamma z_c K_a - 2C \sqrt{K_a} = 0$$

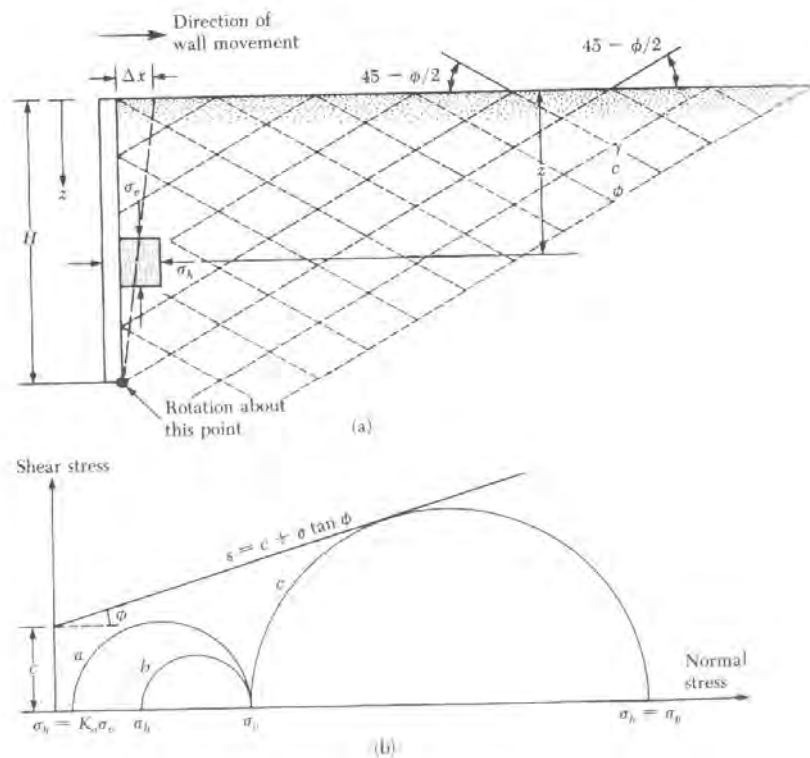
$$\text{หรือ } z_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (6.11)$$

ความลึก z_c ในสมการที่ 6.11 เรียกว่า ความลึกของ tensile crack เนื่องจากแรงดึงที่เกิดขึ้นในดิน จะทำให้เกิดรอยแตกขึ้นระหว่างดินกับกำแพง

แรงดันดินเชิงรับ ในกรณีที่ กำแพงกันดินเคลื่อนที่เข้าหามวลดินทำให้มวลดินหดตัว จะเกิดแรงดันข้างต้านทานการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน แรงกระทำของดินในลักษณะนี้ เรียกว่า แรงดันดินเชิงรับ □ (Passive Lateral Earth Pressure) การเคลื่อนที่ของส่วนบนของกำแพงกันดินที่จะทำให้เกิดแรงต้านทานของมวลดินมีค่าโดยประมาณ ดังนี้ (Lambe, 1979)

ชนิดและสภาพของดิน	ปริมาณการเคลื่อนที่
ดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพแน่น	0.02 H
ดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวในสภาพหลวม	0.15 H

ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันทางด้านข้าง เมื่อมวลดินถูกกระทำ เรียกว่า K_p (Coefficient of Passive Lateral Earth Pressure) ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันทางด้านข้าง จะเปลี่ยนจาก K_0 ไปเป็น K_a หรือ K_p มีความสัมพันธ์กับ ขนาด และทิศทาง การเคลื่อนที่ ของส่วนบนของกำแพงกันดิน



ภาพที่ 6.4 แรงดันเชิงรับของ Rankine

จากภาพที่ 6.4 เมื่อกำแพงกันดินอยู่ในแนวดิ่ง และดินถมหลังกำแพงอยู่ในแนวราบที่ความลึก z จากผิวดิน ค่าแรงดันในแนวดิ่งของดินสามารถคำนวณได้จาก $\sigma_v = \gamma z$ ถ้ากำแพงกันดินไม่เคลื่อนที่แรงดันด้านข้างของดินจะอยู่ที่สภาวะสมดุล (at rest) คำนวณได้จาก $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ที่สภาวะนี้สามารถเขียนแทนด้วยวงกลม a ในภาพที่ 6.4 และเมื่อกำแพงถูกดันเข้าหาผิวดินเป็นระยะ Δx ค่าแรงดันในแนวดิ่งมีค่าเท่าเดิมแต่แรงดันในแนวราบจะเพิ่มขึ้น จนกระทั่งดินวิบัติเมื่อวงกลมสัมผัสกับเส้น Mohr-Coulomb Envelope ดังภาพที่ 6.4 (b)

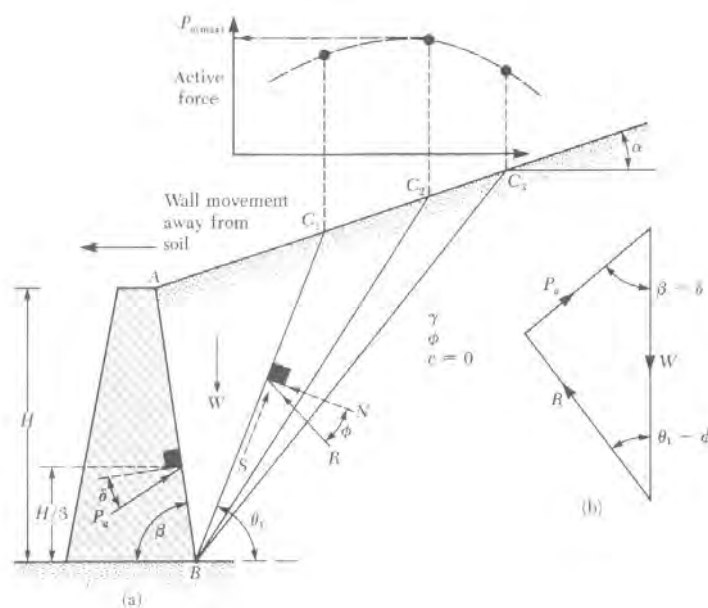
วงกลม C ค่าแรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะนี้เรียกว่า แรงดันเชิงรับ (passive pressure) เมื่อให้หน่วยแรงหลักคือ σ_p และหน่วยแรงรองคือ σ_v จะได้สมการดังนี้

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 (45 + \phi/2) + 2 C \tan(45 + \phi/2) \quad (6.12)$$

6.2 ทฤษฎีแรงดันดินกรณีผิวดินมีความลาดชัน

ทฤษฎีแรงดันของมวลดินโดย Coulomb ในปี ค.ศ.1776 Coulomb ได้ตั้งทฤษฎีแรงดันของมวลดินขึ้น โดยมีสมมติฐานดังนี้

1. มวลดินมีคุณสมบัติเหมือนกันในทุกทิศทาง (Isotropic) และมีเนื้อเดียวกันตลอด (Homogeneous) ประกอบด้วยแรงเสียดทานภายใน (Internal Friction) และ แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion)
2. พื้นผิวของการวิบัติเป็นระนาบ (Plane) โดยที่ Coulomb เองได้คาดว่า ควรจะเป็นพื้นผิวโค้ง และ พื้นผิวของดินที่ถมหลังกำแพงกันดินเป็นระนาบโดยอาจมีความชันได้
3. แรงเสียดทานแผ่กระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดพื้นผิวของการวิบัติ และ ค่าแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดินมีค่าสัมประสิทธิ์ของความเสียดทาน (f) เท่ากับ $\tan \phi$
4. พื้นผิวของการวิบัติเป็นวัตถุแข็ง (Rigid Body)
5. มีแรงเสียดทานระหว่างมวลดินและผิวของกำแพงกันดิน
6. พิจารณาการวิบัติเพียง 2 มิติ และการวิบัติ พิจารณาเป็น Plane Strain



ภาพที่ 6.5 แรงดันเชิงรุกของ Coulomb

ข้อเสียที่สำคัญ ของทฤษฎีของ Coulomb คือ ข้อสมมติที่ว่า มวลดินต้องเป็นมวลดินแบบสมบูรณ์ (Ideal) และพื้นผิวของการวิบัติเป็นพื้นระนาบ การเกิดแรงดันเชิงรุกในภาพที่ 6.5 กำแพงจะต้องเคลื่อนที่ออกจากมวลดิน และ Coulomb ได้สมมุติระนาบการวิบัติขึ้นตามแนว $BC_1, BC_2, BC_3, \dots$ เพื่อหาแรงดันของดินหลังกำแพงจนได้ค่าแรงดันสูงสุด $P_{a(max)}$ ค่าแรงดันที่ได้นี้คือค่าแรงดันเชิงรุกของ Coulomb ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

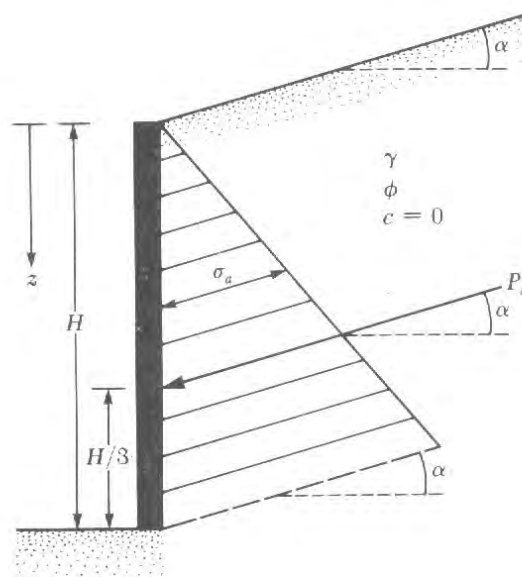
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a \quad (6.13)$$

$$\text{และ} \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_p \quad (6.14)$$

$$\text{โดยที่} \quad K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (6.15)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (6.16)$$

ทฤษฎีแรงดันของมวลดินโดย Rankine (Bowles, 1988) ในปีค.ศ. 1857 Rankine ได้ตั้ง ทฤษฎีแรงดันของมวลดินขึ้น โดย พิจารณามวลดินในสภาวะสมดุลแบบพลาสติก และใช้สมมติฐานต่างๆ เช่นเดียวกันกับของ Coulomb แต่ไม่คำนึงถึงแรงยึดเหนี่ยวหรือ แรงเสียดทานระหว่างกำแพงกับมวลดิน ซึ่งทำให้การ พิจารณาปัญหายากขึ้นมาก ตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณและลักษณะของแรงดันดินแสดงในภาพที่ 6.6 ดังนั้น จะได้ว่า



ภาพที่ 6.6 แรงดันเชิงรุกของดินจากทฤษฎีของ Rankine

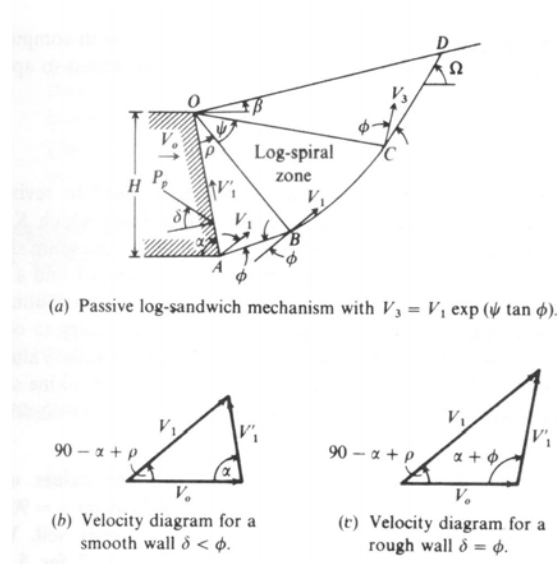
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a$$

และ $P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_p$

โดยที่ $K_a = \cos(\alpha) \cdot \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}}$ (6.17)

$$K_p = \cos(\alpha) \cdot \frac{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}} \quad (6.18)$$

การหาแรงดันของมวลดินโดยทฤษฎีของพลาสติกซิตี (Bowles, 1988) ในปีค.ศ. 1972 Rosenfarb ได้ใช้ Theory of Plasticity ช่วยในการพิจารณาพื้นผิวของการวิบัติหลายๆ พื้นผิวซึ่งมีลักษณะเป็น Log-spiral วิธีนี้จำเป็นต้องอาศัยคอมพิวเตอร์เพราะมีการคำนวณซ้ำๆ กันหลายครั้ง (Iteration) จนได้ผลที่ใกล้เคียงที่สุด



ภาพที่ 6.7 ทฤษฎีพลาสติกซิตีที่ใช้ในการคำนวณแรงดันดิน (Rosenfarb and Chen, 1972)

การพิจารณาแรงต่างๆ ค่าสัมประสิทธิ์ทั้ง K_a และ K_p ขึ้นอยู่กับตัวแปร ρ และ ψ ในการคำนวณโดยใช้คอมพิวเตอร์ค่าของตัวแปรทั้งสองนี้ใช้ค่าเริ่มต้นโดยประมาณดังนี้

$$\rho = 0.5 (\alpha + \beta) \quad (6.19)$$

$$\psi = 0.2 (\alpha + \beta) \quad (6.20)$$

เมื่อกำแพงกันดิน มีผิวราบเรียบ $\delta < \phi$ ใช้ Smooth Wall Solution และ เมื่อกำแพงกันดินมีผิวหยาบ $\delta = \phi$ ใช้ Rough Wall Solution

Smooth Wall Solution แบ่งออกเป็น 2 กรณี ตามชนิดของมวลดิน คือ

1). มวลดินชนิดที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesionless Soil)

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{array} \right\} = \frac{\mp \sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cdot \cos \alpha - [\tan \delta \cdot \cos(\alpha - \rho) / \cos \rho]} \times \left(\frac{\tan \rho \cos(\rho \pm \phi) \cos(\alpha - \rho)}{\sin \alpha \cdot \cos \phi} + \frac{\cos^2(\rho \pm \phi)}{\cos \rho \sin \alpha \cos^2 \phi (1 + 9 \tan^2 \phi)} \right. \\ \times \{ \cos(\alpha - \rho) [\pm 3 \tan \phi + (\mp 3 \tan \phi \cos \psi + \sin \psi) \times \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)] \\ \left. + \sin(\alpha - \rho) [1 + (\mp 3 \tan \phi \sin \psi - \cos \psi) \times \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)] \right\} \\ + \frac{\cos^2(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta) \cos(\alpha - \rho - \psi) \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)}{\cos \phi \sin \alpha \cos(\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta) \cos \rho} \quad (6.21)$$

2). มวลดินชนิดที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesive Soil)

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{ac} \\ K_{pc} \end{array} \right\} = \frac{\sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cdot \cos \alpha - [\tan \delta \cdot \cos(\alpha - \rho) / \cos \rho]} \times \left\{ \tan \rho + \frac{\cos(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta) \exp(\pm \psi \tan \phi)}{\cos \rho \cos(\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta)} \right. \\ \left. \pm \frac{\cos(\rho \pm \phi) [\exp(\mp 2 \psi \tan \phi) - 1]}{\sin \phi \cos \rho} \right\} \quad (6.22)$$

Rough Wall Solution แบ่งออกเป็น 2 กรณี ตามชนิดของมวลดิน คือ

1).มวลดินชนิดที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesionless Soil)

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{a\gamma} \\ K_{a\gamma} \end{array} \right\} = \frac{\mp \sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha} \left(\frac{\sin^2 \rho \cdot \cos(\rho \pm \phi) \cos(\alpha - \rho) \sin(\alpha \mp \phi)}{\sin^2 \alpha \cos \phi \cos(\rho \mp \phi)} \right. \\ \mp \frac{\cos^2(\rho \pm \phi) \sin(\alpha \mp \phi)}{\sin^2 \alpha \cos^2 \phi (1 + 9 \tan^2 \phi) \cos(\rho \mp \phi)} \\ \times \{ \cos(\alpha - \rho) [\pm 3 \tan \phi + (\mp 3 \tan \phi \cos \psi + \sin \psi) \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)] \\ + \sin(\alpha - \rho) [1 + (\mp 3 \tan \phi \sin \psi - \cos \psi) \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)] \} \\ \left. + \frac{\cos^2(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta) \cos(\alpha - \rho - \psi) \sin(\alpha \mp \phi) \exp(\mp 3 \psi \tan \phi)}{\sin^2 \alpha \cos \phi \cos(\alpha - \rho - \psi + \beta \mp \phi) \cos(\rho \mp \phi)} \right) \quad (6.23)$$

2).มวลดินชนิดที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesive Soil)

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{ac} \\ K_{pc} \end{array} \right\} = \frac{\sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha} \left\{ \frac{\cos \phi \cos(\alpha - \rho)}{\sin \alpha \cos(\rho \mp \phi)} + \frac{\sin \rho \sin(\alpha \mp \phi)}{\sin \alpha \cos(\rho \mp \phi)} \right. \\ + \frac{\cos(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta) \sin(\alpha \mp \phi) \exp(\mp \psi \tan \phi)}{\sin \alpha \cos(\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta) \cos(\rho \mp \phi)} \\ \left. \mp \frac{\cos(\rho \pm \phi) \sin(\alpha \mp \phi) [\exp(\mp 2 \psi \tan \phi) - 1]}{\sin \phi \sin \alpha \cos(\rho \mp \phi)} \right\} \quad (6.24)$$

6.3 องค์ประกอบที่ต้องพิจารณาในการคำนวณหาแรงดันที่กระทำต่อกำแพงกันดิน

น้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน (Surcharge) น้ำหนักบรรทุกบนผิวดินด้านเหนือกำแพงกันดิน ได้แก่ น้ำหนักอาคาร วัสดุ หรือ เนื่องจากแรงภายนอกอื่น ๆ ในรูปลักษณะต่าง ๆ กัน จะทำให้แรงดันดินที่กระทำกับกำแพงกันดินเพิ่มขึ้น

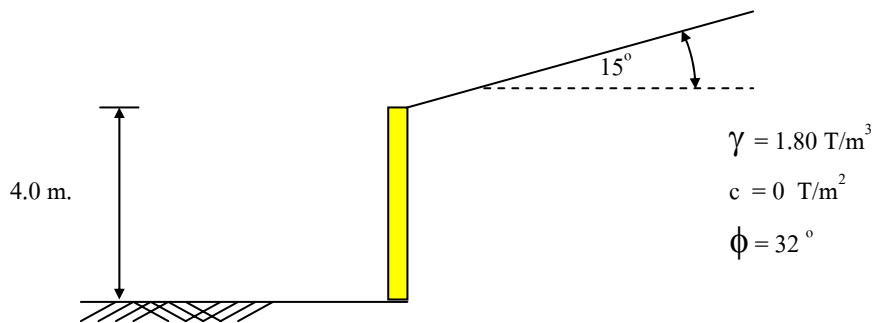
รอยแตกเนื่องจากแรงดึงตัวของดิน (Tension Crack) ถ้าดินถมหลังกำแพงเป็นดินประเภทมีแรงยึดเหนี่ยว และ ดินมีการเคลื่อนตัวตามกำแพงกันดินออกไปด้วย จะทำให้เกิดรอยแตกแยกขึ้น รอยแยกนี้อาจจะเกิดขึ้นตรงรอยต่อ ระหว่างดินกับผิวของกำแพง หรือเกิดขึ้นที่ระยะหนึ่งห่างจากกำแพงโดยมีความลึกระยะหนึ่ง ไม่ว่ารอยแยกจะเกิดขึ้น ตรงตำแหน่งใด ไม่ควรที่จะนำมาพิจารณาว่าจะช่วยลดแรงดันของดิน มวลดินส่วนเหนือรอยแยก ไม่สามารถรับแรงได้ ถือว่าเป็นส่วนหนึ่งของน้ำหนักบรรทุกบนผิวดิน นอกจากนี้ อาจจะมีน้ำขังในรอยแตก ทำให้เกิดแรงดันต่อกำแพงเพิ่มขึ้นอีกด้วย

คุณสมบัติของดิน ดินที่อยู่ทั้งสองข้าง ของกำแพงกันดินมีผลโดยตรง ต่อค่าแรงดันโดยขึ้นอยู่กับค่า c , ϕ และ γ ซึ่งสามารถทราบค่าได้ จากการทดสอบคุณสมบัติของดิน สำหรับดินเหนียวควรทำการทดสอบแบบ Undrained Test และดินทรายทำการทดสอบแบบ Drained Test

ระดับน้ำที่ต่างกัน ในกรณีที่กำแพงกันดินอยู่ริมน้ำ และไม่มีการออกแบบระบบระบายน้ำให้เพียงพอ ทำให้เกิดความต่างระดับของน้ำ ระหว่างสองข้างของกำแพง แรงดันที่กระทำต่อกำแพง จะเพิ่มขึ้นเนื่องจาก แรงดันของน้ำ นอกจากนี้ น้ำยังอาจแข็งตัว ทำให้เกิดแรงดันของน้ำแข็ง การแก้ไขปัญหานี้ ทำได้โดยการสร้างรูระบายน้ำผ่านกำแพง หรือทำร่องซับน้ำ ไว้ในดินถมหลังกำแพง

ความฝืดของผิวกำแพงกันดิน ความเสียดทานของกำแพง ไม่ได้ขึ้นกับ คุณสมบัติของดิน เท่านั้นแต่ขึ้นกับ ปริมาณ และ ทิศทางการเคลื่อนที่ ของกำแพงด้วย นอกจากนี้ ยังมีผลขึ้นอยู่กัสนิคมของวัสดุที่ใช้ทำกำแพง และสภาพพื้นผิวของกำแพงด้านที่ติดกับดิน ค่าของมุมเสียดทานอาจมีค่าตั้งแต่ 0 ถึง ϕ

ตัวอย่างที่ จงคำนวณค่า Active Earth Force ที่กระทำกับกำแพงกันดินดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine และ ทฤษฎีของ Coulomb



วิธีทำ เนื่องจากเป็นดินชั้นเดียวและไม่มีน้ำใต้ดิน

จากทฤษฎีของ Rankine

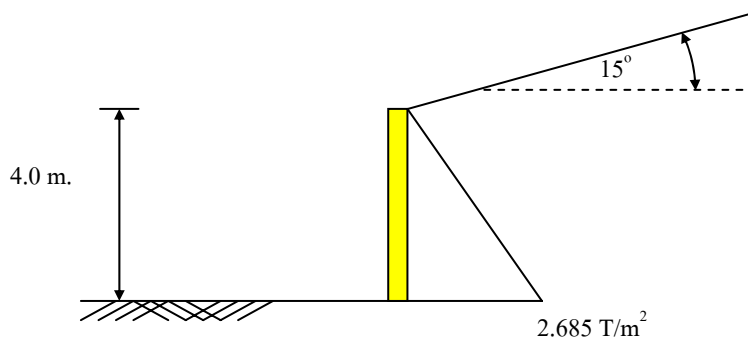
$$p_a = \bar{\sigma}_v K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } K_a &= \cos(\alpha) \cdot \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}} \\ &= \cos(15^\circ) \cdot \frac{\cos(15^\circ) - \sqrt{\cos^2(15^\circ) - \cos^2(30^\circ)}}{\cos(15^\circ) + \sqrt{\cos^2(15^\circ) - \cos^2(30^\circ)}} = 0.373 \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น จะได้ } p_a = (1.8)(4)(0.373) - 0 = 2.685 \text{ T/m}^2$$

สามารถเขียน pressure diagram ได้ดังรูป

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } P_a &= \frac{1}{2}(4)(2.685) \\ &= 5.37 \text{ Tons/m.} \quad \underline{\text{Ans.}} \end{aligned}$$



จากทฤษฎีของ Coulomb

$$p_a = \frac{\sigma_v K_a - 2 C \sqrt{K_a}}{2}$$

$$\text{เมื่อ } \delta = \frac{2}{3} \phi = 20^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } K_a &= \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 30)}{\sin^2(90) \cdot \sin(90 - 20) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 15)}{\sin(90 - 20) \cdot \sin(15 + 90)}} \right]^2} \\ &= \frac{0.75}{0.94 \left[1 + \sqrt{\frac{0.198}{0.908}} \right]^2} = 0.371 \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น จะได้ } p_a = (1.8)(4)(0.371) - 0 = 2.669 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น Pa} &= \frac{1}{2}(4)(2.669) \\ &= 5.338 \text{ Tons/m.} \quad \underline{\text{Ans.}} \end{aligned}$$

บทที่ 7

เสาเข็มพืด

7.1 การวิบัติของเสาเข็มพืด

การวิบัติของเสาเข็มพืดนั้นเกิดขึ้นได้จากสาเหตุหลายประการ ซึ่งอาจเกิดจากวิธีที่ใช้ในการออกแบบไม่เหมาะสม ใช้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยไม่พอเพียง โดยสามารถแยกลักษณะการวิบัติของเข็มพืด ได้ดังนี้

การวิบัติที่ระบบของ Anchorage เกิดขึ้นเนื่องจาก แรงดึงที่เกิดขึ้นใน Anchorage สูงจนเกิดการวิบัติ หรือตำแหน่งที่ติดตั้ง Anchorage อยู่ใกล้กำแพงมาก Tie Rod ยาวไม่เพียงพอ หรือค่า Strength ของดินไม่เพียงพอ

การวิบัติเนื่องจาก การเคลื่อนที่ของเข็มพืดที่ฐานได้ระดับดินขาด (Toe Failure) เกิดขึ้นเนื่องจากระยะ $\square$ ฝังของเข็มพืดไม่พอเพียง โดยอาจมีสาเหตุมาจาก การขุดดินลึกเกินระดับที่ออกแบบไว้ การกัดเซาะของกระ $\square$ แสน้ำ หรือ คลื่น

ค่าโมเมนต์ดัดในเข็มพืดสูงเกินไป การวิบัติด้วยสาเหตุนี้เกิดจากการเลือกใช้หน้าตัดของเข็มพืดเล็กเกินไป หรือเกิดจากการประมาณค่าแรงดันดินที่เกิดขึ้นไม่ถูกต้อง การใช้วัสดุถมหลังเข็มพืดที่ไม่เหมาะสม มีน้ำหนักรบกวนทุกด้านหลังเข็มพืดสูงเกินไป และเกิดจากการขุดดินต่ำกว่าระดับดินขาดที่ออกแบบไว้

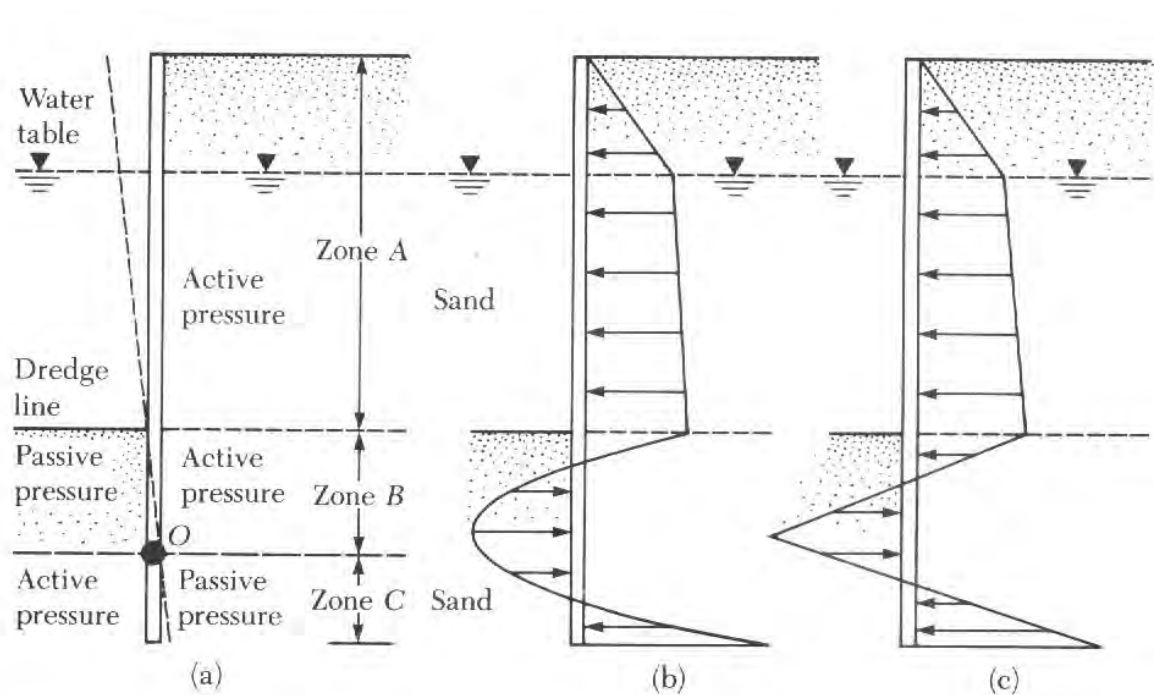
การวิบัติเนื่องจากเสถียรภาพ เป็นการเคลื่อนพังของดิน อันเนื่องมาจาก ค่าเสถียรภาพของดินไม่เพียงพอ

การทรุดตัวของดินถม การทรุดตัวของดินถมหลังเข็มพืด อาจทำให้เกิดการวิบัติได้ เพราะ การ $\square$ ทรุดตัวจะทำให้ Tie Rod หย่อนลง หรือทำให้ Stress ที่เกิดขึ้นใน Tie Rod เพิ่มขึ้น การทรุดตัวของดินอาจมีสาเหตุ มาจาก ขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ของดินถมเองหรือเกิดจากการทรุดตัวของชั้นดินใต้ระดับของดินถม ก็ได้

โดยทั่วไปมักจะพบว่าการวิบัติส่วนใหญ่ ที่เกิดขึ้นจะมีสาเหตุมาจาก การวิบัติของระบบ Anchorage หรือระยะ $\square$ ฝังของเข็มพืดไม่พอเพียง และ อาจมีบางกรณี ที่พบว่าเกิดการวิบัติเนื่องจาก ค่า $\square$ โมเมนต์ดัดในเข็มพืด สูงเกินไป (Broms และ Stille (1976) และ Daniel และ Olson (1982))

7.2 การออกแบบเข็มพืดชนิดคานยื่น (Cantilevered Sheet Pile Wall)

เข็มพืดชนิดคานยื่น (Cantilever Sheet Pile Wall) เป็นแบบของกำแพงกันดินในระดับความสูงของกำแพงกันดิน ในส่วนที่เหนือระดับดินขุด (Dredge Line) ไม่มากกว่า 6 เมตร และมีลักษณะเหมือนคานยื่นเหนือระดับดินขุด ภาพที่ 7.1 แสดงถึงลักษณะแรงดันด้านข้างสุทธิ (Net Lateral Pressure) ของดินบนเข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินทราย เนื่องจากระดับน้ำทั้งด้าน Land Side และ Water Side เท่ากัน จึงไม่คิดแรงดันน้ำในแรงดันด้านข้างสุทธิ บนกำแพงกันดิน เมื่อกำหนดให้ กำแพงหมุนรอบจุด O และพิจารณา Stress เป็น Effective

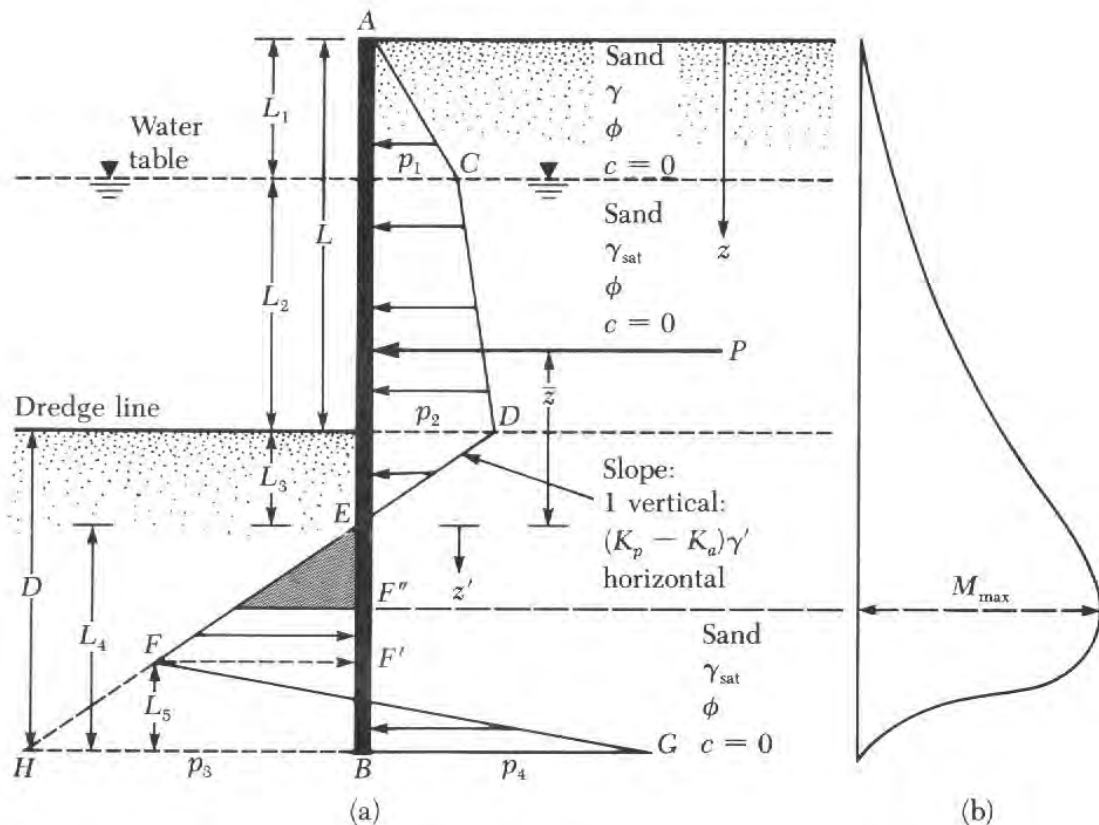


Stress บริเวณ Zone A พิจารณา แรงดันด้านข้างของดินหลังกำแพง เป็นแรงดันดิน สภาพเชิงรูกบริเวณ Zone B

ภาพที่ 7.1 แรงดันด้านข้างของดินบนเข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินทราย

พิจารณา แรงดันด้านข้างของดินด้าน Land Side หรือ หลังกำแพงเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรูก และด้าน Water Side หรือ หน้ากำแพงเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรับ บริเวณ Zone C พิจารณา แรงดันด้านข้างของดินด้าน Land Side หรือ หลังกำแพงเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรับ และด้าน Water Side หรือ หน้ากำแพงเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรูก โดยจะเปลี่ยนสภาพจาก Zone B เป็น Zone C ที่จุด O

ลักษณะของ แรงดันด้านข้างสุทธิ ที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ แสดงในภาพที่ 1 (b) และสำหรับการออกแบบ จะใช้ตามภาพที่ 1 (c) รูปแบบ ของการวิเคราะห์ในการออกแบบเข็มพืดชนิดคานยื่น จะแตกต่างกันตาม สภาพและประเภทของดิน ดังนี้



ภาพที่ 7.2 แรงดันด้านข้างสุทธิของดิน บนเข้มพีคชนิดคานยื่นฝังในดินทรายที่มีค่า $C = 0$

เข้มพีคชนิดคานยื่นฝังในดินทราย ที่มีค่า Cohesion หรือ C เท่ากับศูนย์ ภาพที่ 7.2 แสดงลักษณะแรงดันด้านข้างสุทธิของดิน บนเข้มพีคชนิดคานยื่น ซึ่งมีดินถมหลังกำแพง และดินส่วนที่ต่ำกว่า ระดับดินขุด เป็นดินประเภทเดียวกัน คือ Granular Soil หรือดินทรายที่มีค่า $C = 0$ ลักษณะของการคำนวณ มีดังนี้

1) ที่ระดับความลึก L_1

$$P_1 = \gamma L_1 K_a \quad (7.1)$$

2) ที่ระดับความลึก $L_1 + L_2$

$$P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad (7.2)$$

เมื่อ K_a = สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินสภาพเชิงรุก

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

γ = Unit Weight ของดินเหนือระดับน้ำ

γ' = Submerged Unit Weight ของดินใต้ระดับน้ำ

$$= \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

3) พิจารณาแรงดันด้านข้างสุทธิ ของดินบริเวณ Zone A ซึ่งอยู่หลังกำแพงเหนือระดับดินขุด จะมีค่าเท่ากับ P_1 และ P_2

4) ไม่คำนึงถึงแรงดันน้ำ เนื่องจากทั้งด้านหน้าและหลังกำแพง มีระดับน้ำเท่ากัน

5) พิจารณาแรงดันด้านข้างสุทธิของดินบริเวณ Zone B ซึ่งเป็นดินส่วนที่ต่ำกว่าระดับดินชุดจะ ประกอบด้วยแรงดันดินสภาพเชิงรุกในดินด้าน Land Side และแรงดันดินสภาพเชิงรับในดินด้าน Water Side ที่ระดับความลึก z จากผิวดินถม ด้าน Land Side

$$\text{แรงดันดินสภาพเชิงรุก, } P_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' (Z - L_1 - L_2)] K_a \quad (7.3)$$

ที่ระดับความลึก z จากผิวดินชุด

$$\text{แรงดันดินสภาพเชิงรับ, } P_p = (\gamma') (z - L_1 - L_2) K_p \quad (7.4)$$

ดังนั้นค่าแรงดันดินด้านข้างสุทธิ สามารถคำนวณ ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} P &= P_a - P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma' (z - L_1 - L_2) (K_p - K_a) \\ &= p_2 - \gamma' (Z - L_1 - L_2) (K_p - K_a) \end{aligned} \quad (7.5)$$

เมื่อ K_a = สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินสภาพเชิงรุก

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

K_p = สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินสภาพเชิงรับ

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

6) ตำแหน่งที่มีค่าแรงดันด้านข้างสุทธิ ของดินเป็นศูนย์ คือระยะความลึก L_3 จากระดับดินชุด

จาก $P_a - P_p = p_2 - \gamma' (Z - L) (K_p - K_a)$ เมื่อ $L = L_1 + L_2$

$$0 = p_2 - \gamma' L_3 (K_p - K_a)$$

$$\text{ดังนั้น } L_3 = \frac{p_2}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad (7.6)$$

นั่นคือความชัน (Slope) ของการกระจายแรงดันดินสุทธิ (Net Earth Pressure Distribution) ใน

ข้อ 6) เป็น $\frac{1}{\gamma' (K_p - K_a)}$

$$\text{ดังนั้น } \overline{HB} = p_3 = L_4 \gamma' (K_p - K_a) \quad (7.7)$$

7) พิจารณาแรงดันด้านข้างสุทธิของดินบริเวณ Zone C ซึ่งเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรุกในดินด้าน Water Side หรือ ด้านหน้าของกำแพง และเป็นแรงดันดินสภาพเชิงรับในดินด้าน Land Side หรือ ด้านหลังของกำแพง

ที่ระดับลึก L+D จากผิวดินถมด้าน Land Side

$$\text{แรงดันดินสภาพเชิงรับ} = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p \quad (7.8)$$

ที่ระดับลึก D จากแนวดินชุดด้าน Water Side

$$\text{แรงดันดินสภาพเชิงรุก} = \gamma' D K_a \quad (7.9)$$

ดังนั้นจะได้ว่า ค่าแรงดันด้านข้างสุทธิของดิน คือ

$$\begin{aligned} p_4 &= P_p - P_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p - \gamma' D K_a \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \\ &= p_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \end{aligned} \quad (7.10)$$

$$\begin{aligned}\text{เมื่อ } p_5 &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \\ D &= L_3 + L_4\end{aligned}$$

8) พิจารณาจากสมดุลของเข็มพิคชนิดคานยื่น คือ

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ Horizontal Force} &= 0 \\ &= \text{พื้นที่ของ ACDE} - \text{พื้นที่ของ EFHB} + \text{พื้นที่ของ FHBG} \\ &= P + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) - \frac{1}{2} p_3 L_4\end{aligned}\quad (7.11)$$

$$\text{ดังนั้น } L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{(p_3 + p_4)} \quad (7.12)$$

โมเมนต์ของแรงต่อหน่วยความยาวของกำแพงรอบจุด B = 0

$$\text{ดังนั้น } M_B = 0 = P(L_4 + \bar{z}) - \frac{1}{2} L_4 p_3 \left(\frac{L_4}{3} \right) + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) \left(\frac{L_5}{3} \right) \quad (7.13)$$

จากสมการดังกล่าว จะได้

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (7.14)$$

$$\begin{aligned}\text{เมื่อ } A_1 &= \frac{p_5}{\gamma' (K_p - K_a)} \\ A_2 &= \frac{8P}{\gamma' (K_p - K_a)} \\ A_3 &= \frac{6P[2\bar{z}\gamma' (K_p - K_a) + p_5]}{\gamma'^2 (K_p - K_a)^2} \\ A_4 &= \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2 (K_p - K_a)^2}\end{aligned}$$

เราสามารถคำนวณระยะฝังได้ดังนี้

$$D = L_3 + L_4$$

แต่ค่าระยะฝัง (D) ที่ใช้ในการออกแบบ ควรใช้เพิ่มขึ้นประมาณ 20-25 % เมื่อกำหนด ค่าอัตราส่วนปลอดภัย ประมาณ 1.5-2.0

ค่าของโมเมนต์สูงสุดจะเกิดที่จุด แรงเฉือนเท่ากับศูนย์ ซึ่งอยู่ในช่วงระหว่างจุด E และ F นั้นคือ

$$\begin{aligned}P - \frac{1}{2} \gamma' (z')^2 (K_p - K_a) &= 0 \\ z' &= \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}}\end{aligned}\quad (7.15)$$

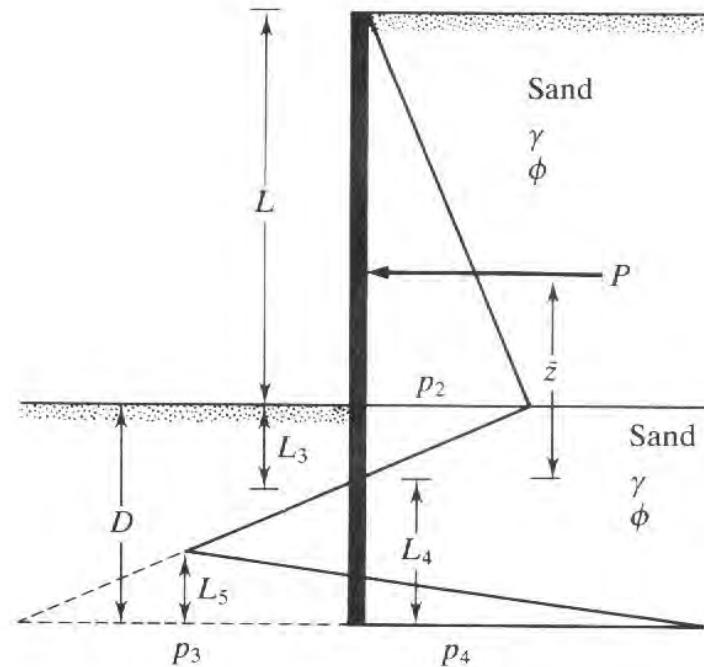
เมื่อ ระยะ z' นับจากจุด E ลงมา

$$\text{ดังนั้น } M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2} \gamma' z'^2 (K_p - K_a) \right] \left(\frac{z'}{3} \right) \quad (7.16)$$

สำหรับการพิจารณา ขนาดของเข็มพืด จะพิจารณาจาก ค่าโมดูลัสหน้าตัด (Section Modulus) คือ

$$S = \text{โมดูลัสหน้าตัด} = M_{\max} / \delta_{\text{all}}$$

เมื่อ $\delta_{\text{all}} = \text{Allowable Flexural Stress ของเข็มพืด}$



ภาพที่ 7.3 เข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินทรายเมื่อไม่มีน้ำใต้ดิน

เข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินทรายเมื่อไม่มีน้ำใต้ดิน จากภาพที่ 7.3 จะได้ว่า

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (7.17)$$

$$p_3 = L_4 \gamma (K_p - K_a)$$

$$p_4 = p_5 + \gamma L_4 (K_p - K_a)$$

$$p_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a)$$

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma (K_p - K_a)} = \frac{L K_a}{(K_p - K_a)}$$

$$P = \frac{1}{2} p_2 L + \frac{1}{2} p_2 L_3$$

$$\bar{z} = \frac{1}{P} \left[0.5 L \cdot p_2 \left(L_3 + \frac{L}{3} \right) + 0.5 L_3 p_2 \left(\frac{2 L_3}{3} \right) \right]$$

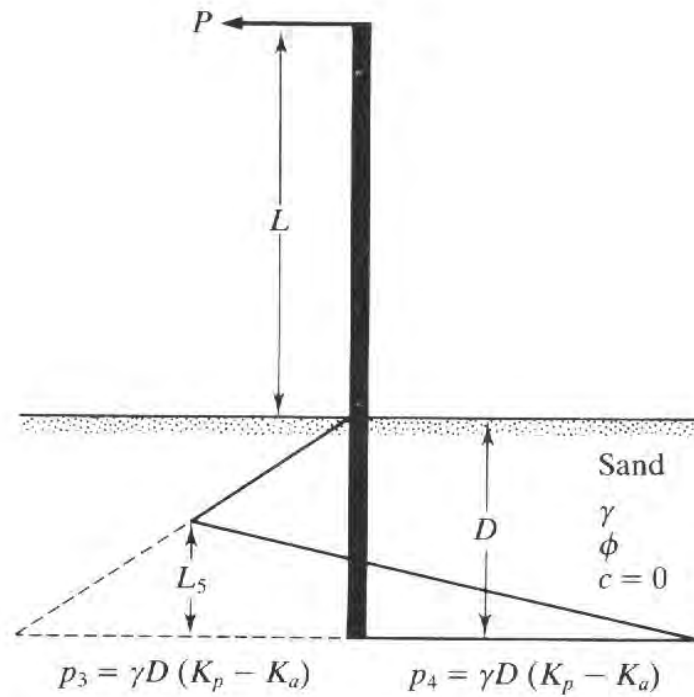
$$L_4^4 + A_1' L_4^3 - A_2' L_4^2 - A_3' L_4 - A_4' = 0 \quad (7.18)$$

เมื่อ $A_1' = \frac{p_5}{\gamma (K_p - K_a)}$

$$A_2' = \frac{8 P}{\gamma (K_p - K_a)}$$

$$A_3' = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A_4' = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$



ภาพที่ 7.4 เข็มพืดชนิดคานยื่นปลายอิสระฝังในดินทราย

เข็มพืดชนิดคานยื่นปลายอิสระฝังในดินทราย (มีค่า Cohesion เท่ากับศูนย์) จากภาพที่ 7.4

สามารถคำนวณ ค่าระยะ D ได้จาก

$$1) \sum \text{Horizontal Force} = 0$$

เมื่อ

$$p_3 = p_4 = \gamma D (K_p - K_a)$$

$$P + \frac{1}{2}(p_3 + p_4)L_5 - \frac{1}{2}p_3D = 0$$

ดังนั้น

$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \quad (7.19)$$

$$2) \text{โมเมนต์รอบฐานของเข็มพืดชนิดคานยื่นปลายอิสระ} = 0$$

$$P(L + D) + \frac{1}{2}(p_3 + p_4)\frac{L_5^2}{3} - \frac{1}{2}p_3\frac{D^2}{3} = 0$$

$$PL + PD + \frac{\gamma D}{3}(K_p - K_a) \left[\frac{\frac{\gamma D}{3}(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2\gamma D(K_p - K_a)} \right]^2 - \frac{1}{2}D^3(K_p - K_a) = 0$$

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0 \quad (7.20)$$

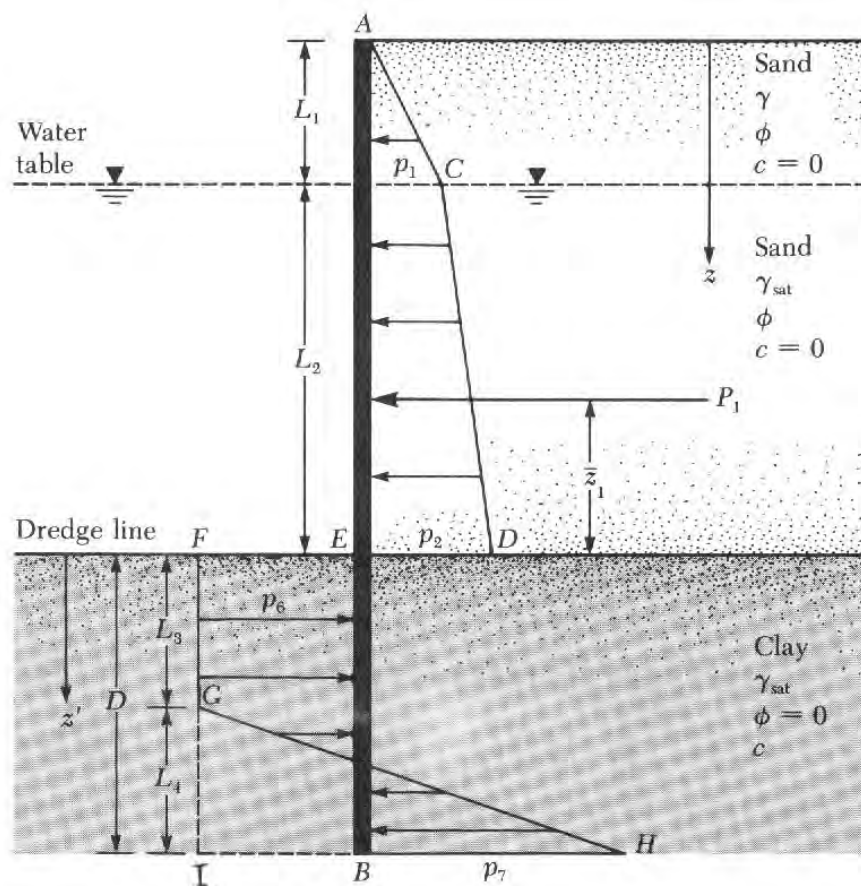
3) คำนวณค่าโมเมนต์สูงสุด ที่ตำแหน่ง แรงเฉือน เท่ากับศูนย์ คือระยะ Z' จากผิวดิน

$$P - \frac{1}{2}\gamma z'(K_p - K_a)z' = 0$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (7.21)$$

ดังนั้น

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \quad (7.22)$$



ภาพที่ 7.5 เข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินเหนียว

เข็มพีคชนิดกานยื่นฝังในดินเหนียว ภาพที่ 7.5 แสดงถึงเข็มพีคชนิดกานยื่นฝังในดินเหนียว ที่มีค่ามุมเสียดทาน (ϕ) เป็นศูนย์ และดินถมหลังกำแพงเหนือผิวดินชุดเป็น Granular Soil หรือดินทราย ที่มีค่า Cohesion เป็น ศูนย์ ลักษณะการกระจายของแรงดันดินสุทธิตามเข็มพีคชนิดกานยื่น มีรายละเอียดดังนี้

1) ค่าของ P_1 และ P_2 เป็นไปตามสมการที่ (7.1) และ (7.2) ตามลำดับ

2) พิจารณาแรงดันสุทธิต่อหน้าดินใต้ระดับดินชุด หรือ ผิวดินชุดใน Zone B โดยมีแรงดันดินสภาพเชิงรุก ในด้าน Land Side และแรงดันดินสภาพเชิงรับ ในด้าน Water Side

ที่ระดับความลึก z จากผิวดินถม ในด้าน Land Side

$$\text{แรงดันดินสภาพเชิงรุก } P_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)) K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad (7.23)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ} \quad K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1 \text{ เมื่อค่า } \phi \text{ เป็นศูนย์} \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad P_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)) - 2C \quad (7.24)$$

แรงดันดินสภาพเชิงรับในดินด้าน Water Side

$$P_p = \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2) K_p + 2C \sqrt{K_p} \quad (7.25)$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ} \quad K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= 1 \text{ เมื่อค่า } \phi \text{ เป็นศูนย์} \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad P_p = \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2) + 2C \quad (7.26)$$

$$\text{ดังนั้น จะได้} \quad p_6 = P_p - P_a = 4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (7.27)$$

3) พิจารณาแรงดันด้านข้างสุทธิของดินในบริเวณ Zone C คือแรงดันดินสภาพเชิงรุกในดินด้าน Water Side และแรงดันดินสภาพเชิงรับในดินด้าน Land Side

ที่บริเวณปลายด้านล่างของเข็มพีค

$$\begin{aligned} \text{แรงดันดินสภาพเชิงรับ} &= P_p \text{ ในดินด้าน Land Side} \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}} D) + 2C \end{aligned} \quad (7.28)$$

$$\begin{aligned} \text{แรงดันดินสภาพเชิงรุก} &= P_a \text{ ในดินด้าน Water Side} \\ &= \gamma_{\text{sat}} D - 2C \end{aligned} \quad (7.29)$$

$$\begin{aligned} \text{จาก (54)-(55)} \quad &= P_p - P_a = p_7 \\ &= 4C + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \end{aligned} \quad (7.30)$$

4) พิจารณาสมดุลของเข็มพีค

$$\sum \text{Horizontal Force} = 0$$

$$\text{พื้นที่ของ pressure ACDE} - \text{พื้นที่ EFIB} + \text{พื้นที่ GIH} = 0$$

$$P_1 - [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] D + \frac{1}{2} [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] L_4 = 0$$

$$P_1 - [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] D + \frac{1}{2} [8C] L_4 = 0$$

$$L_4 = \frac{D[4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) - P_1]}{4C} \quad (7.31)$$

เมื่อ P_1 = พื้นที่ ACDE

Σ โมเมนต์รอบจุด B = 0

$$P_1(D + \bar{z}_1) - [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} [8C] \frac{(L_4)^2}{3} = 0 \quad (7.32)$$

เมื่อ $\bar{z}_1$ เป็นระยะจากตำแหน่งของ P_1 ถึงระดับดินชุด

จากสมการที่ (7.31) และ (7.32) จะได้ว่า

$$D^2[4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12C\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2C} = 0 \quad (7.33)$$

จะได้ค่า D ตามทฤษฎีจาก สมการ (7.33)

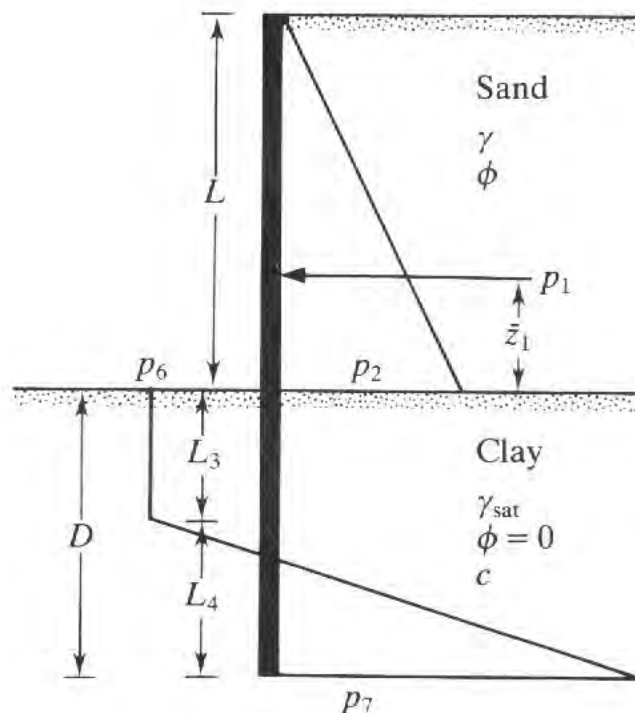
การพิจารณาค่าโมเมนต์สูงสุด บนเข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินเหนียว จะพิจารณาจาก จุดที่มีค่าแรงเฉือนเท่ากับศูนย์ คือในช่วงระหว่าง $(L_1 + L_2)$ และ $(L_1 + L_2 + L_3)$ ถ้าตั้งแกนแนวดิ่งเป็นแกน z โดย เริ่มศูนย์ที่ระดับดินชุด

$$\text{ที่แรงเฉือนเป็นศูนย์} \quad P_1 - p_6 z' = 0 \quad (7.34)$$

$$z' = \frac{P_1}{p_6} \quad (7.35)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - p_6 \frac{z'^2}{2} \quad (7.36)$$

เมื่อทราบค่า โมเมนต์คัดสูงสุด ก็คำนวณค่าโมดูลัสหน้าตัด เพื่อพิจารณาขนาดของเข็มพืด



ภาพที่ 7.6 เข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินเหนียวกรณีไม่มีน้ำใต้ดิน

เข็มพืดชนิดคานยื่นฝังในดินเหนียวกรณีไม่มีน้ำใต้ดิน จากภาพที่ 7.6 จะได้ว่า

จากการเกิด โมเมนต์รอบฐานของเข็มพีคชนิดคานยื่นปลายอิสระ จะได้ว่า

$$P(L+D) + \frac{1}{6}(p_6+p_7)(L_4)^2 - p_6 \left(\frac{D^2}{2} \right) = 0$$

$$P(L+D) + \frac{4}{3} C (L_4)^2 - 2C(D)^2 = 0$$

$$\text{ค่าของ } L_4 \text{ ได้จาก } \sum F_H = 0$$

$$\text{ดังนั้น} \quad P + \frac{1}{2}(p_6+p_7)L_4 - p_6D = 0$$

$$P + 4C(L_4) - 4C(D) = 0$$

$$L_4 = \frac{4C \cdot D - P}{4C} \quad (7.47)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad P(L+D) + \frac{4}{3} C (L_4)^2 - 2C(D)^2 = 0 \text{ จะเป็น}$$

$$P(L+D) + \frac{4}{3} C \left(\frac{4C \cdot D - P}{4C} \right)^2 - 2C(D)^2 = 0$$

$$4D^2C - 2PD - P \frac{(P+12C \cdot L)}{2C} = 0 \quad (7.48)$$

การพิจารณา โมเมนต์คัตสูงสุด คิดที่จุดแรงเฉือนเท่ากับศูนย์ นั่นคือที่ระยะต่ำกว่าระดับดินชุด
ลงมาเป็นระยะ Z'

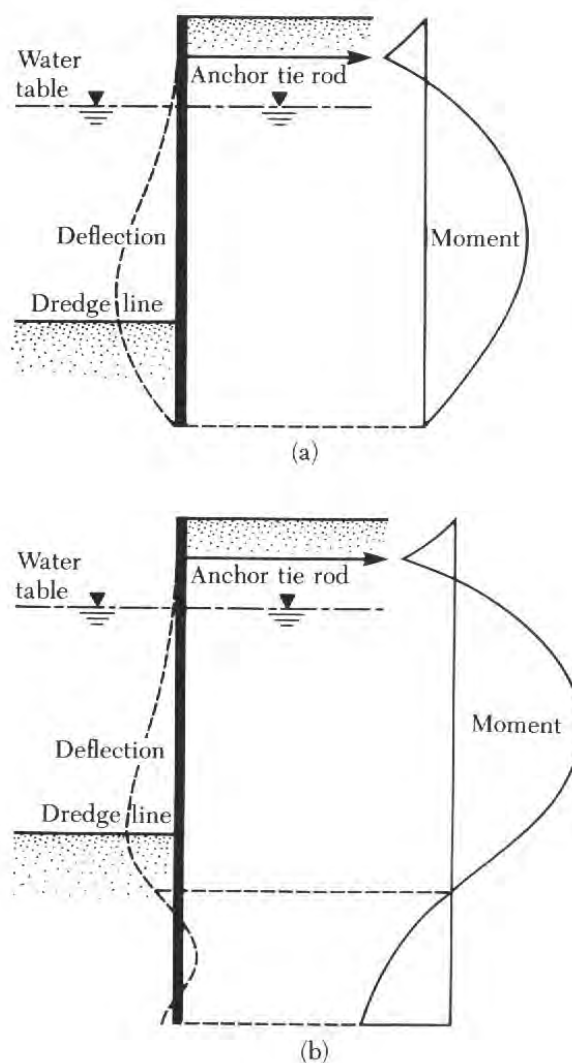
$$P - p_6 z' = 0$$

$$z' = \frac{P}{p_6} = \frac{P}{4C}$$

$$\text{และ} \quad M_{\max} = P(L+z') - (4C) \frac{(z')^2}{2} \quad (7.49)$$

7.3 การออกแบบเข็มพืดชนิดสมอยึด (Anchored Sheet Pile Walls)

เข็มพืดชนิดสมอยึด เป็นกำแพงกันดินแบบหนึ่ง ที่มีลักษณะเหมือนเข็มพืดชนิดคานยื่น แต่มีการเพิ่ม Tie Rod ยึดกำแพงส่วนบนเข้ากับ Anchor Plate หรือ Anchor Walls หรือ Anchor Piles ทำให้สามารถเพิ่มระยะขุดได้มากกว่า 6 เมตร (20 ฟุต) และจากการออกแบบ Anchor นี้ ทำให้ลดขนาดคาน้ำหนักของเข็มพืดและลดระยะที่ฝังดินด้วย วิธีการในการออกแบบเข็มพืดชนิดสมอยึด มีด้วยกัน 2 วิธี คือ วิธีคานเป็นฐานรองรับอิสระ (Free Earth Support) และวิธีคานเป็นฐานรองรับยึดแน่น (Fixed Earth Support)

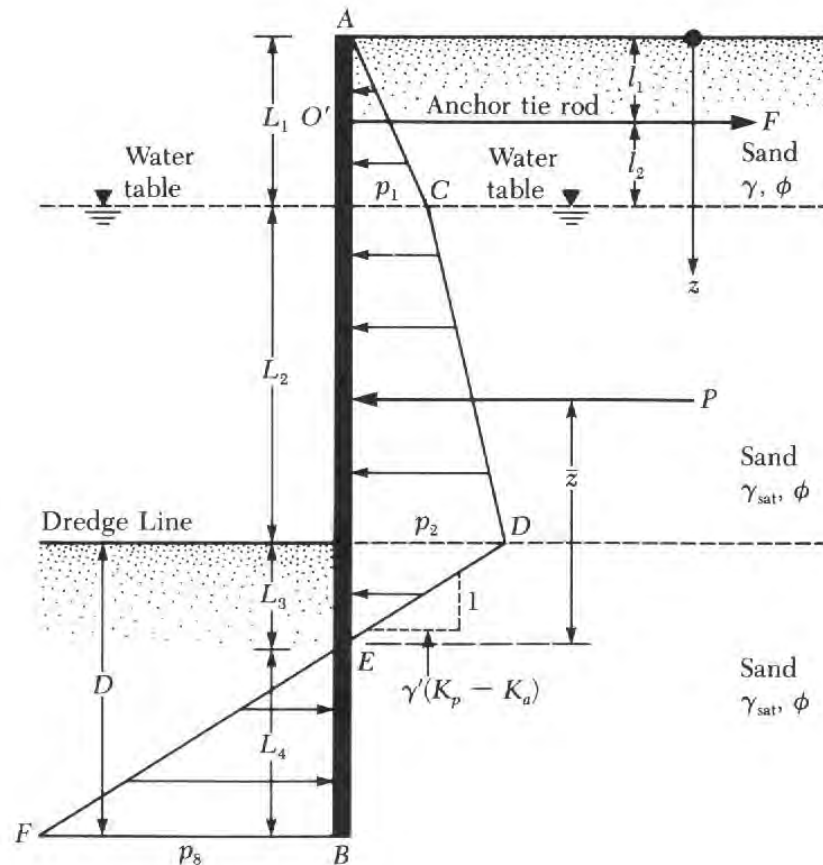


ภาพที่ 7.8 แสดงถึง Moment Diagram และ ลักษณะ การโค้งตัวของเข็มพืดชนิดสมอยึด

ภาพที่ 7.8 (a) แสดงถึง Moment Diagram และ ลักษณะ การโค้งตัวของเข็มพืดชนิดสมอยึดด้วยวิธีคานเป็นฐานรองรับอิสระ ซึ่งเป็นวิธีการที่จะลดระยะฝังในดิน และไม่มี Pivot Point ในระดับที่ต่ำกว่าระดับดินขุด

วิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ (Free Earth Support) กรณีฝังในดินทราย ($C=0$) ภาพที่ 7.9 แสดง

□ ถึงแรงดันด้านข้างสุทธิ (Net Earth Pressure Diagram) ของดินทราย ซึ่งเป็นดินถมหลังกำแพง และมีค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion) เท่ากับศูนย์ กับดินต่ำกว่าระดับดินชุด เป็นดินทราย (Sandy หรือ Granular Soil) ที่มีค่า แรงยึดเหนี่ยวของดินเท่ากับศูนย์ โดยยึดกำแพงเข้ากับ Anchor ด้วย Tie Rod ที่ ระยะต่ำกว่าผิวของดินถมเท่ากับ l_1



ภาพที่ 7.9 เจ็มพืดชนิดสมอยึดฝังในดินทราย ($C=0$)

รายละเอียด ของสมการที่ใช้ในการคำนวณ ด้วยวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ มีดังนี้

(1) ที่ระดับความลึก เท่ากับ L_1

$$p_1 = \gamma L_1 K_a \quad (7.50)$$

(2) ที่ระดับความลึก เท่ากับ $L_1 + L_2$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad (7.51)$$

เมื่อ $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

(3) ระยะที่ต่ำกว่าระดับดินชุด ลงมาเท่ากับ L_3 ค่าแรงดันดินสุทธิมีค่าเท่ากับศูนย์ จากสมการ

ที่ 7.6 จะได้

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad (7.52)$$

(4) ที่ระดับความลึก เท่ากับ $L_1+L_2+L_3+L_4$

$$p_8 = \gamma'(K_p-K_a)L_4 \quad (7.53)$$

เมื่อ ความลาดชันของเส้นตรง DEF คือ $1/\gamma'(K_p-K_a)$

(5) จากสภาพสมดุลสถิต (Static Equilibrium)

$$\sum \text{Horizontal Force} = 0$$

พื้นที่ของ Pressure Diagram รูป ACDE - พื้นที่ EBF-F = 0

$$P - \frac{1}{2} p_8 L_4 - F = 0$$

$$\text{หรือ} \quad F = P - \frac{1}{2} [\gamma'(K_p-K_a)] L_4^2 \quad (7.54)$$

เมื่อ $P =$ พื้นที่ รูป ACDE

$F =$ แรงดึงใน Tie Rod ต่อหน่วยความยาวของกำแพง

(6) จากสภาพสมดุลสถิต

$$\sum \text{โมเมนต์ รอบจุด O' ที่ติดตั้ง Tie Rod} = 0$$

$$-P[(L_1+L_2+L_3)-(\bar{z}+l_1)] + \frac{1}{2} [\gamma'(K_p-K_a)] L_4^2(l_2+L_2+L_3+\frac{2}{3}L_4) = 0$$

$$\text{หรือ} \quad L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2+L_2+L_3) - \frac{3P[(L_1+L_2+L_3)-(\bar{z}+l_1)]}{\gamma'(K_p-K_a)} = 0 \quad (7.55)$$

(7) ระยะฝังในดิน D ตามทฤษฎี

$$D = L_3+L_4 \quad (7.56)$$

แต่โดยทั่วไปในการก่อสร้าง มักจะมีการเพิ่ม ระยะ D อีก 30 ถึง 40 % คือ

$$D_{\text{actual}} = 1.3 \text{ ถึง } 1.4 D \quad (7.57)$$

หรือ หาค่า K_p ด้วยค่าอัตราส่วนปลอดภัย เพื่อใช้ในการคำนวณหาระยะ D โดยไม่ต้อง เพิ่ม

ค่า D จากการคำนวณอีก

(8) การคำนวณค่าโมเมนต์คดสูงสุดที่เกิดขึ้น สำหรับเข็มพืดชนิดสมอชิด ตามวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ ตำแหน่งที่เกิดค่าโมเมนต์สูงสุด อยู่ที่ระหว่างระดับความลึก L_1 และระดับความลึก (L_1+L_2) จากหลักการที่ ตำแหน่งของแรงเฉือน เท่ากับศูนย์ คือตำแหน่งของโมเมนต์คดสูงสุด นั่นคือ

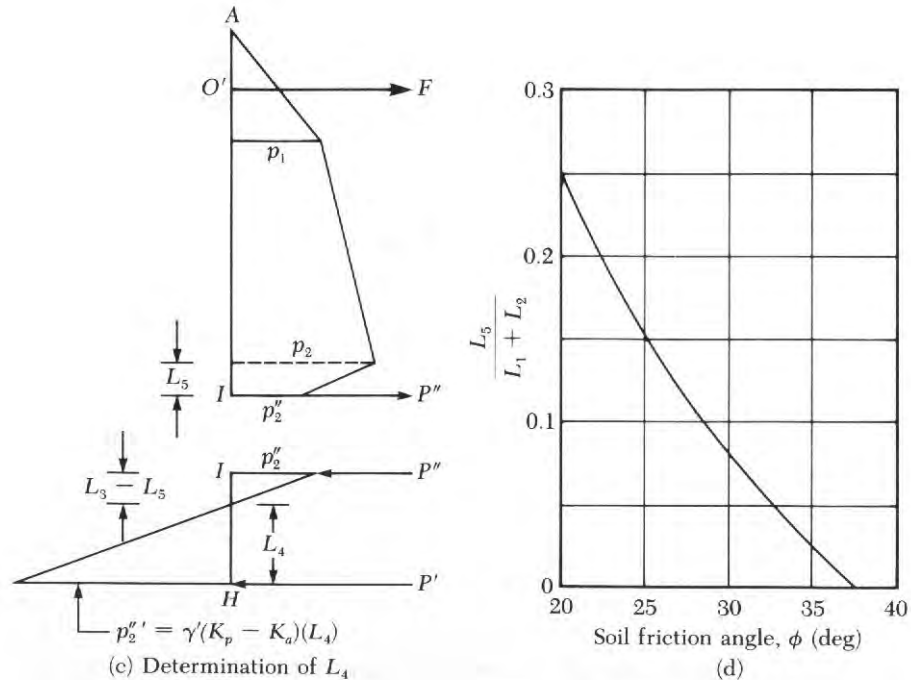
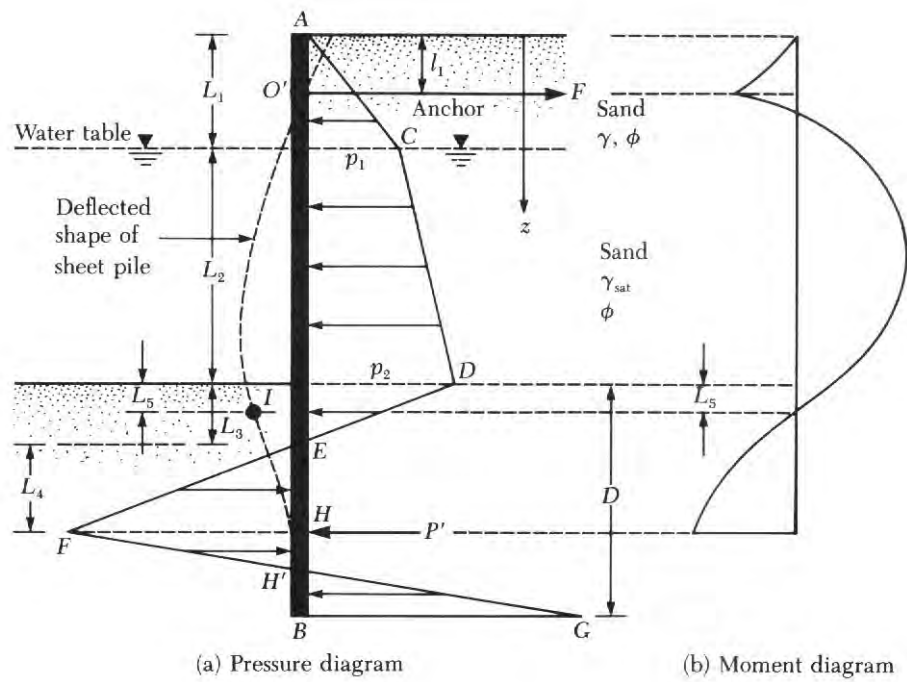
$$\frac{1}{2} p_1 L_1 - F + p_1(z-L_1) + \frac{1}{2} K_a \gamma'(z-L_1)^2 = 0 \quad (7.58)$$

เมื่อ z คือ ระยะความลึกต่ำกว่าผิวของดินถม ที่เกิดค่าแรงเฉือน เท่ากับศูนย์

วิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ กรณีฝังในดินเหนียวที่มีค่า ϕ เป็นศูนย์ ภาพที่ 7.10 แสดงแรงดันด้านข้างสุทธิต่อหน่วยของดินทรายซึ่ง เป็นดินถมหลังกำแพง ที่มีค่า Cohesion เท่ากับศูนย์ และของดินเหนียว ซึ่งเป็นดินส่วน ที่ต่ำกว่าระดับดินขุด รายละเอียดของ สมการที่ใช้ในการออกแบบ มีดังนี้

(1) ค่าของแรงดันดิน P_1 และ P_2 เป็นเหมือนสมการที่ 7.50 และ 7.51

(5) ในทำนองเดียวกับ กรณีของเข็มพืดชนิดสมอขีดฝังในดินทราย ตำแหน่งของโมเมนต์คัตสูงสุด เกิดขึ้นที่ตำแหน่งในระดับ ความลึก ระหว่าง L_1 และ (L_1+L_2)



ภาพที่ 7.11 วิธีคิดเป็นฐานรองรับขีดแน่น สำหรับเข็มพืดฝังในดินทราย

วิธีดินเป็นฐานรองรับยึดแน่น สำหรับเข็มพืดฝังในดินทราย หลักการของ วิธีดินเป็นฐานรองรับยึดแน่น มีข้อสมมุติให้ที่ปลายของเข็มพืด ไม่มีการหมุน ดังแสดงในภาพที่ 7.11 (a) ซึ่งแสดงแรงดันด้านข้างสุทธิของดินบนเข็มพืดชนิดสมอยึด จะได้ว่า

(1) พื้นที่ Pressure Diagram รูป HFH'GB มีค่าเท่าแรง P'

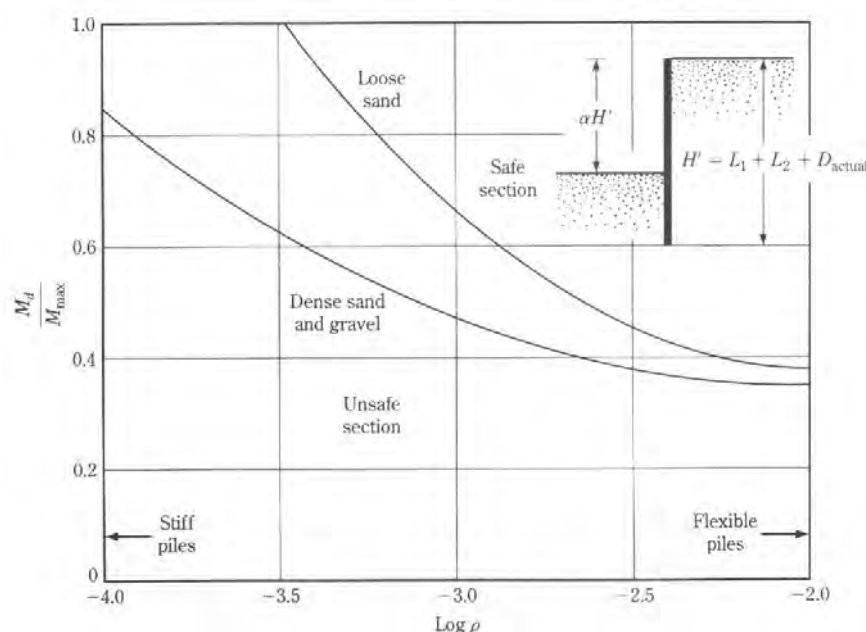
(2) จาก Equivalent Beam Solution กำหนดเป็น Hinge ที่จุด I เพื่อให้ค่าโมเมนต์เท่ากับศูนย์ ดังแสดงในภาพที่ 11 (b) และสามารถคำนวณระยะ L_4 ได้ โดยเริ่มจากหาค่า L_5 ซึ่งเป็นระยะแนวตั้ง จาก ระดับดินซุด ถึงจุด I และ L_5 เป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับค่า (L_1+L_2) และมุมเสียดทานของดิน ดังแสดงในภาพที่ 7.11 (d) เมื่อได้ค่า L_5 แล้วมาพิจารณา Beam ส่วนที่อยู่เหนือจุด I ซึ่งประกอบด้วยแรงในสมอยึด F แรงเฉือน P'' และ แรงดันดินสุทธิ ดังแสดงในภาพที่ 11 (c) ค่าของแรงเฉือน P'' คำนวณได้จาก การคิดโมเมนต์รอบจุด O' เมื่อได้ค่า P'' แล้วจะสามารถคำนวณค่า L_4 ได้จากการคิดโมเมนต์รอบจุด H

(3) ระยะความลึกที่ฝังเข็มพืด ในดินต่ำกว่าระดับดินซุด ที่แท้จริงเท่ากับ 1.2 ถึง 1.4 ของ (L_3+L_4)

7.4 การพิจารณาผลโมเมนต์ในเข็มพืดชนิดสมอยึด

เนื่องจาก เข็มพืดเป็นวัสดุ ที่มีความยืดหยุ่นได้ ดังนั้น จะทำให้เกิดการกระจายของแรงดันดินสุทธิ และมีผลต่อค่าของโมเมนต์คัตสูงสุด ในเข็มพืดชนิดสมอยึด ที่คำนวณด้วยวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ คือ ทำให้ค่าโมเมนต์ลดลง

Rowe (1952,1957) ได้เสนอวิธีคำนวณค่า โมเมนต์ออกแบบที่ลดลง (Maximum Design Moment) ซึ่งมีวิธีการที่แตกต่างกัน 2 แบบตามประเภทของดินคือ



ภาพที่ 7.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง p กับ M_d/M_{max} สำหรับเข็มพืดชนิดสมอยึดฝังในดินทราย

กรณีฝังลึกลงไปดินทราย จากภาพที่ 7.12 มีนิยามของแต่ละสัญลักษณ์ ดังนี้

H = ระยะความสูงทั้งหมดของเข็มปัก = $L_1 + L_2 + D_{\text{actual}}$ (เมตร)

ρ = Relative Flexibility of Pile

$$= 10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI} \right) \quad (7.62)$$

โดย E = Young's Modulus ของวัสดุที่ใช้ทำเข็มปัก หน่วย MN/m^2

I = โมเมนต์ความเฉื่อยของเข็มปัก หน่วย m^4/m . ของความยาวกำแพง

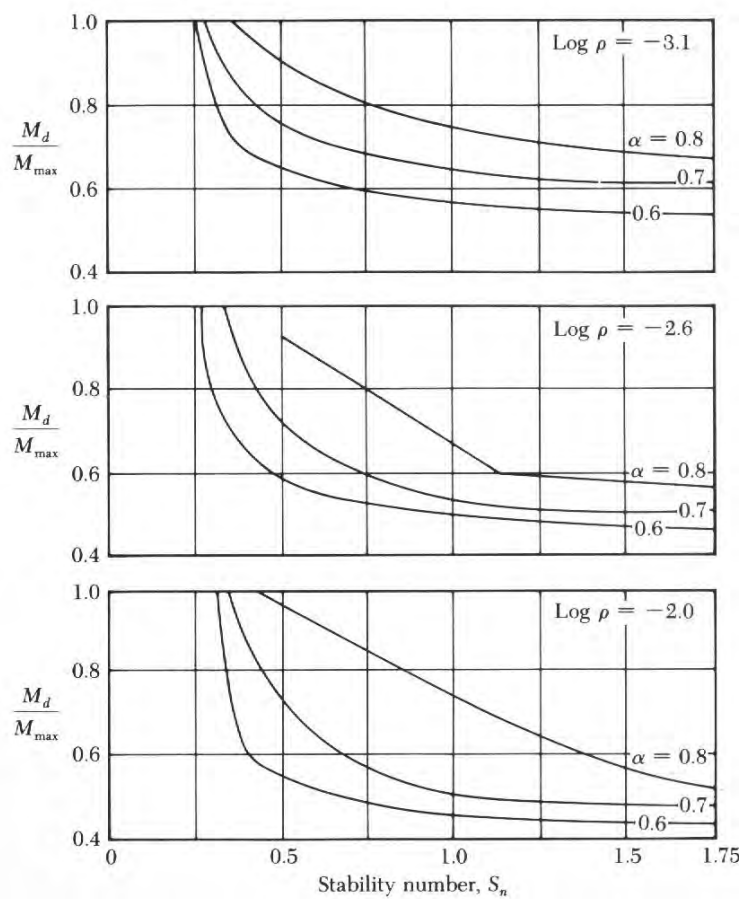
M_d = โมเมนต์ออกแบบ (Design Moment)

M_{max} = ค่าโมเมนต์คัตสูงสุด จากการคำนวณโดยวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ

ในหน่วยอังกฤษ

$$\rho = \frac{H'^4}{EI} \text{ ในหน่วยอังกฤษ} \quad (7.63)$$

โดยที่ E มีหน่วยเป็น lb/in^2 , I มีหน่วยเป็น in^4/ft ของความยาวกำแพง และ H' มีหน่วยเป็น ft



ภาพที่ 7.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_n กับ M_d/M_{max} สำหรับเข็มปักชนิดสมอยึดฝังในดินเหนียว

กรณีฝังลึกลงไปดินเหนียว จากภาพที่ 7.13 มีนิยามของแต่ละสัญลักษณ์ ดังนี้

$$S_n = \text{Stability Number} \\ = 1.25 \frac{C}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \quad (7.64)$$

โดยที่

C = Undrained Cohesion ซึ่งมีค่า $\phi = 0$

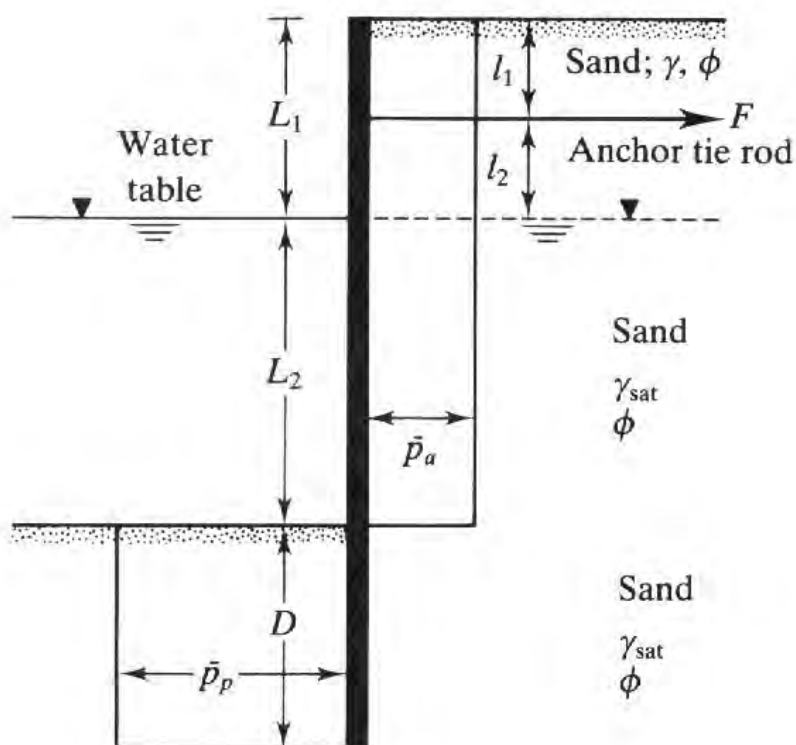
L_1, L_2 จากภาพที่ 7.10

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{actual}}} \quad (7.65)$$

ρ = Relative Flexibility of Pile

M_d = โมเมนต์ออกแบบ

M_{max} = ค่าโมเมนต์คัดสูงสุด จากการคำนวณโดยวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ



ภาพที่ 7.14 วิธี Computational-pressure-diagram ($L_1 + L_2 = L$)

7.5 วิธี Computational - Pressure - Diagram สำหรับเข็มพืดชนิดสมอยึดฝังในดินทราย

วิธี Computational - Pressure-Diagram (CPD Method) สำหรับงานชุดในดินทราย เป็นวิธีที่ใช้หลักการเดียวกับวิธีดินเป็นฐานรองรับอิสระ ซึ่งเสนอโดย Nataraj และ Hoadley (1984) ในวิธีการนี้ ค่าแรงดันดินด้านข้างสุทธิแสดงในภาพที่ 7.14 ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยค่า $\bar{p}_a$ เป็นความกว้างของค่าแรงดันดินสภาพเชิงรุก เหนือระดับดินชุด และค่า $\bar{p}_p$ เป็นความกว้างของค่าแรงดันสภาพเชิงรับ ใต้ระดับดินชุด และค่า $\bar{p}_a$ และ $\bar{p}_p$ สูงสุด สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned}\bar{p}_a &= CK_a \gamma_{av} L \\ \bar{p}_p &= RCK_a \gamma_{av} L = R\bar{p}_a \\ \text{เมื่อ } \gamma_{av} &= \text{หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลเฉลี่ย ของดินทราย} \\ &\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \\ C &= \text{ค่าสัมประสิทธิ์} \\ R &= \text{ค่าสัมประสิทธิ์} = \frac{L(L-2l_1)}{D(2L+D-2l_1)}\end{aligned}$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์ C และ R ให้ไว้ในตารางที่ 5

ระยะความลึกที่ฝัง (D) ของเข็มพืด ค่าแรงในสมอยึด (F) และค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด ($M_{\max}$) สามารถ คำนวณได้ดังนี้

$$D^2 + 2DL \left[1 - \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] - \left(\frac{L^2}{R} \right) \left[1 - 2 \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] = 0 \quad (7.68)$$

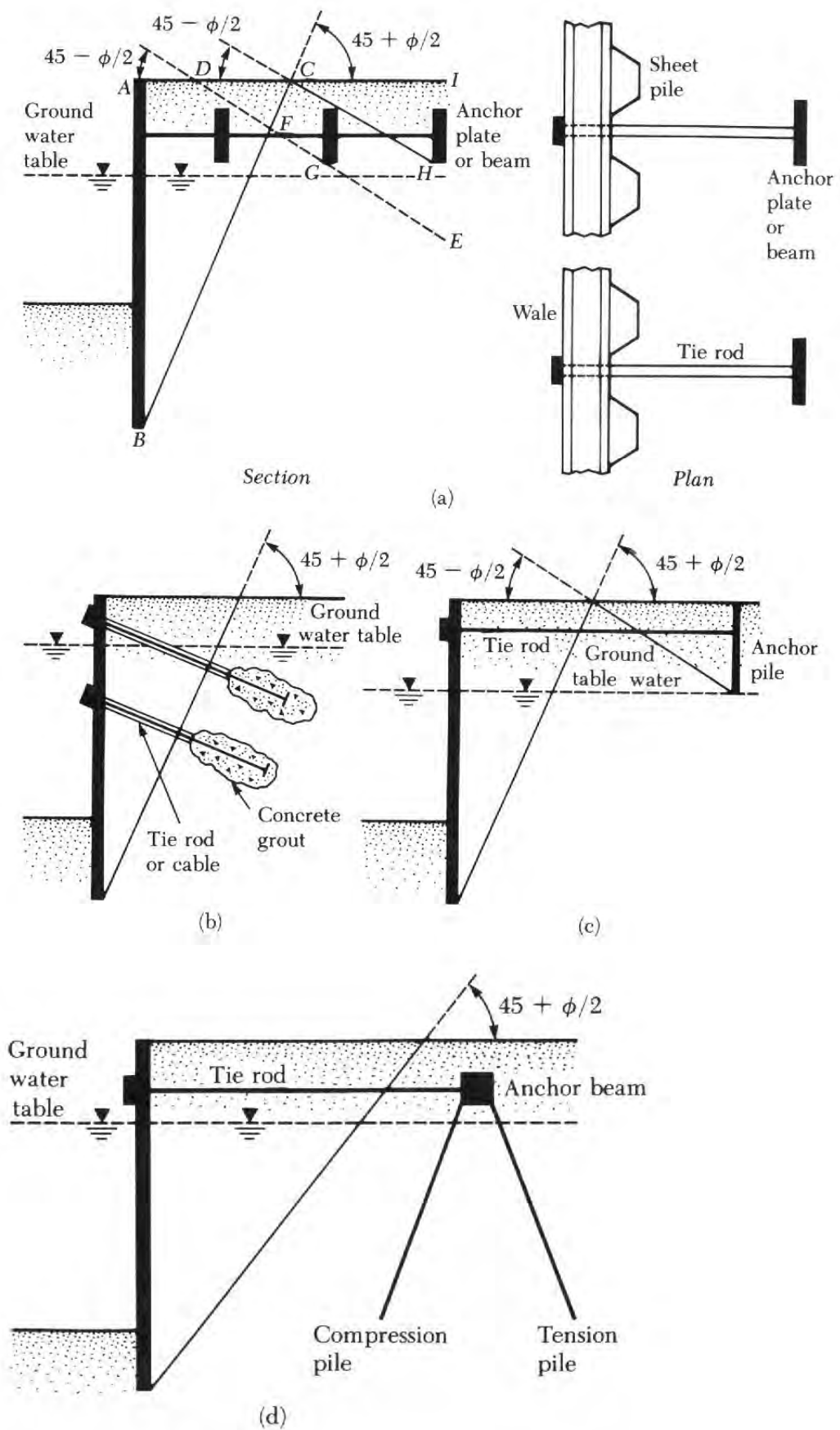
$$F = \bar{p}_a (L - RD) \quad (7.69)$$

$$M_{\max} = 0.5 \bar{p}_a L^2 \left[\left(1 - \frac{RD}{L} \right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L} \right) \left(1 - \frac{RD}{L} \right) \right] \quad (7.70)$$

ตารางที่ 5 ค่าสัมประสิทธิ์ C และ R

ชนิดของดิน	C	R
ทรายหลวม	0.8 - 0.85	0.3 - 0.5
ทรายแน่นปานกลาง	0.7 - 0.75	0.55 - 0.65
ทรายแน่น	0.55 - 0.65	0.60 - 0.75

ที่มา : Nataraj และ Hoadley (1984)



ภาพที่ 7.15 สมอยึดชนิดต่างๆ ที่ใช้กับเข็มพืด

7.6 สมอยึด (Anchors)

สมอยึด ทำหน้าที่ยึดตัวกำแพงกันดินไว้ โดยสามารถรองรับแรงปฏิกิริยาจากดินข้างหลัง กำแพงกันดินแบบเข็มพืดได้ สมอยึดมีหลายรูปแบบด้วยกันคือ

1) Anchor Plates และ Beam (Deadman) ดังแสดงในภาพที่ 7.15 (a) มีลักษณะเป็นคอนกรีต □บล็อก (Cast-Concrete Block) ยึดกับเข็มพืดด้วย Tie Rods โดยวาง Wales ไว้ด้านหน้าหรือด้านหลังของเข็มพืด เพื่อให้่ายและสะดวก ในการต่อ Tie Rods เข้ากับเข็มพืดนอกจากนี้ ยังต้องมีการป้องกันการผุกร่อนของ Tie Rods โดยวิธีการ ทาสีหรือฉาบวัสดุพวก Asphalt ที่ผิวของ Tie Rods

2) Tie Backs มีลักษณะเป็นคอนกรีตอัดเข้าไปในรูที่เจาะไว้แล้วดังภาพที่ 7.15 (b) โดยมีวิธีการ □สร้าง □ Tie Backs จากการเจาะรูในดิน แล้วใส่ท่อนเหล็ก หรือ สาย Cables สำหรับรับแรงดึง จากนั้นใช้คอนกรีตอัดให้เป็นสมอยึด

3) Vertical Anchor Piles ดังแสดงในภาพที่ 7.15 (c) มีลักษณะเหมือนเสาเข็มที่ใช้เป็นสมอยึดเข็มพืด โดยมี Tie Rods ที่ต่อเนื่องจากสมอยึดไปเข้ากับเข็มพืด

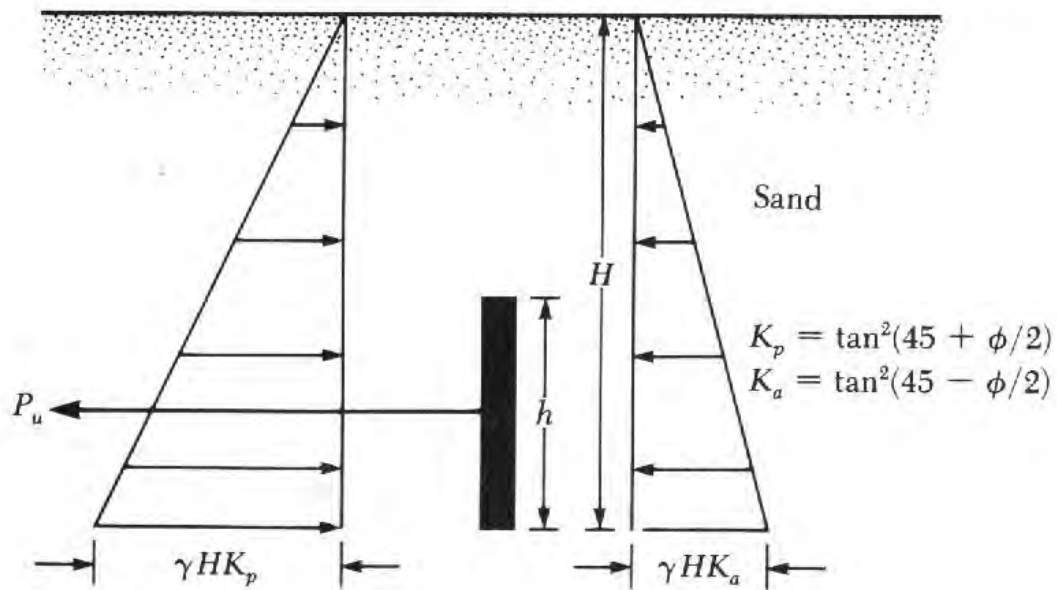
4) Anchor Beams พร้อม Batter Piles หรือเสาเข็มเอียงที่รับทั้ง แรงอัด (Compression) และแรงดึง (Tension) รองรับดังแสดงในภาพที่ 7.15 (d) มีลักษณะคล้ายแบบที่ 1) แต่ เพิ่มเสถียรภาพด้วยการ ยึดสมอกับดินด้วย Batter Piles

ตำแหน่งของสมอยึด ควรอยู่ในบริเวณที่สมอยึดสามารถ ด้านทานแรงดันดินสภาพเชิงรับ ซึ่งเกิดขึ้นในบริเวณด้านหน้าของสมอยึดได้ทั้งหมด ดังตัวอย่างในภาพที่ 7.15 (a) โดยมีรายละเอียดดังนี้

บริเวณ ABC เป็นบริเวณที่เกิดแรงดันดินสภาพเชิงรุกของ Rankine ทำให้ไม่เหมาะสมสำหรับตำแหน่งของสมอยึด เนื่องจากสมอยึดไม่ได้ด้านทาน การวัดที่จะเกิดขึ้น

บริเวณ CFEH ซึ่งมีแนวเส้นไถล DFG ของแรงดันดินสภาพเชิงรุกของ Rankine อยู่ในบริเวณ ABC ทำให้ไม่เหมาะสม สำหรับตำแหน่งของสมอยึด เนื่องจาก สมอยึดไม่ได้ด้านทานแรงทั้งหมดของแรงดันดินสภาพเชิงรับ ที่เกิดขึ้นบริเวณด้านหน้าของสมอยึด

บริเวณ ICH ซึ่งมีบริเวณของ Passive Earth Force อยู่นอกบริเวณแรงดันดินสภาพเชิงรุกของ Rankine ABC ทำให้เหมาะสมสำหรับตำแหน่งของสมอยึด เนื่องจากสมอยึดสามารถด้านทานแรงดันดินสภาพเชิงรับ ดังกล่าว □ได้ทั้งหมด



ภาพที่ 7.16 ค่าแรงต้านประลัยของ Anchor plate และ beam ในดินทราย

การคำนวณแรงต้านทานประลัยของ Anchor Plate และ Beams ในดินทราย มีผู้เสนอวิธีการ □
ที่แตกต่างกันหลายวิธีดังนี้

1) จาก Teng (1962) พิจารณาแรงต้านทานประลัยเมื่อ $H/h \leq 1.5 - 2$ ดังแสดงในภาพที่ 7.16

1.1) สำหรับ Anchor Plates และ Beams แบบต่อเนื่อง ($B/h \approx \infty$)

$$P_u = B (P_p - P_a) \quad (7.71)$$

เมื่อ P_u = แรงต้านทานประลัยของ Anchor Plate

B = ความยาวของ Anchor Plate

P_p และ P_a = แรงดันดินต่อหน่วยความยาวของสมอยึดในสภาพเชิง

รับ และสภาพเชิงรุกของ Rankine ตามลำดับ

กรณีของดินทรายที่มีค่า Cohesion = 0 ค่าของ P_p และ P_a จะเป็น

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

สมการที่ 7.71 ใช้ได้ดีสำหรับกรณี Plane-Strain และโดยทั่วไป อัตราส่วน B/h ของสมอยึด
มักจะมากกว่า 5 ซึ่งนับว่าเป็นกรณีของ Plane-Strain

1.2) สำหรับ $B/h < 5$ จะไม่เป็นกรณี Plane-Strain Teng (1962) ได้เสนอสมการของ
 P_u เป็น

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_o \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \tan \phi \quad (7.72)$$

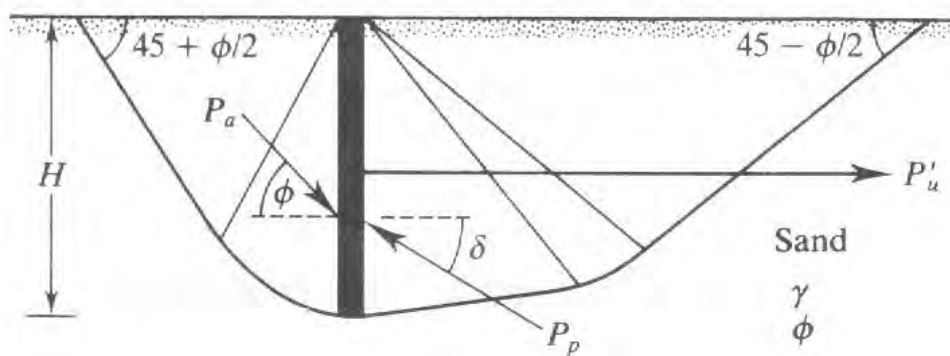
เมื่อ K_o = สัมประสิทธิ์แรงดันดินสถิตมีค่าประมาณ 0.40

2) จาก Ovesen และ Stromann (1972) เสนอวิธีคำนวณค่า แรงต้านทานประลัยของ Anchor Plate ดังนี้

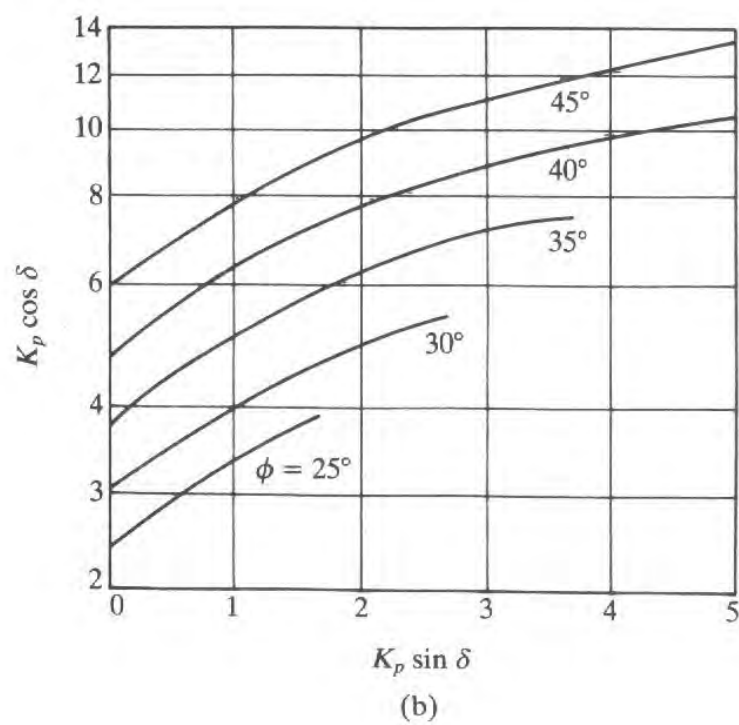
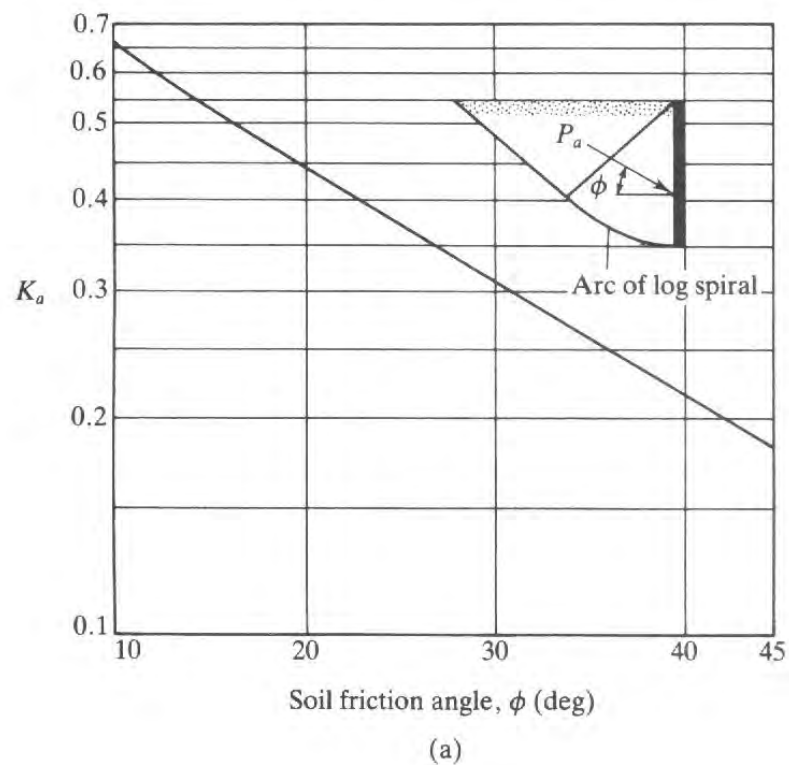
2.1) พิจารณาช่วงระยะความลึกที่ฝังสมอยึด (H) โดยเริ่มสมมติค่า H และกำหนด □ ให้สมอยึด เป็นแบบต่อเนื่อง คือ $B = \infty$ ดังแสดงในภาพที่ 7.17 จะได้ค่าแรงต้านทานประลัยของ Anchor Plates ต่อหน่วยความยาวของสมอยึดคือ

$$\begin{aligned} P_u' &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta - P_a \cos \phi \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \phi) \end{aligned} \quad (7.73)$$

เมื่อ เป็นดินทรายที่มีค่า Cohesion เท่ากับศูนย์



ภาพที่ 7.17 Anchor plate ในดินทราย



ภาพที่ 7.18 (a) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_a กับค่า ϕ สำหรับ $\delta = \phi$ (b) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $K_p \cos \delta$ กับ $K_p \sin \delta$ จากการวิเคราะห์ของ Ovensen และ Stromann

เมื่อ P_a = แรงดันดินสภาพเชิงรุกต่อหน่วยความยาวของ Anchor Plate
 ϕ = Angle of Friction
 δ = Angle of Friction ระหว่าง ดินกับ Anchor Plate
 K_p และ K_a = สัมประสิทธิ์แรงดันดินสภาพเชิงรับ และสภาพเชิงรุกของดิน
 ทราบที่มี $\delta = 0$ ตามลำดับ

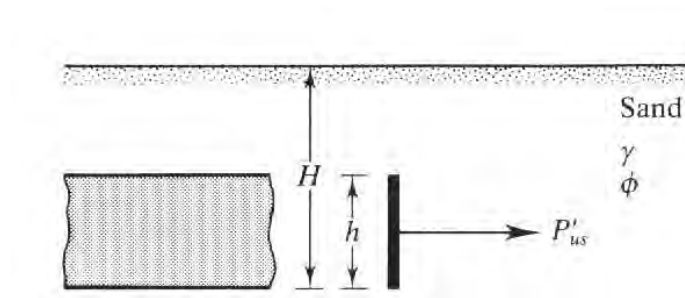
ค่า K_a พิจารณาได้จากภาพที่ 7.18 (a)

ค่า $K_p \cos \delta$ พิจารณาได้จากเริ่มต้นคำนวณค่า $K_p \sin \delta$ ซึ่งมีค่าเป็น

$$\begin{aligned} K_p \sin \delta &= \frac{W + P_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \\ &= \frac{W + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \end{aligned} \quad (7.74)$$

แล้วใช้กราฟภาพที่ 7.18 (b) หาค่า $K_p \cos \delta$

เมื่อ W = น้ำหนักของสมอยึด ต่อหน่วยความยาวของสมอยึด
 จากนั้นใช้สมการที่ 7.73 คำนวณค่า P_u'



ภาพที่ 7.19 การฝังสมอยึดในแนวตั้งยาวต่อเนื่อง

2.2) พิจารณาช่วงความสูงของ Anchor Plate, h โดยเริ่มจากสมมุติค่า h และกำหนด □ ให้สมอยึด เป็นแบบต่อเนื่อง ที่ ค่า $B = \infty$ (ช่วงระยะความลึกเท่ากับ H ซึ่งได้จาก ข้อ 2.1) ดังแสดงในภาพที่ 7.19 ค่าของแรงต้านทานประลัยของสมอยึดต่อหน่วยความยาวของสมอยึด, P'_{us} เป็น

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h} \right)} \right] P_u' \quad (7.75)$$

เมื่อ C_{ov} = 19 ถ้าเป็นดินทรายแน่น
 = 14 ถ้าเป็นดินทรายหลวม
 P_u' = แรงต้านทานประลัยของสมอยึด จากสมการที่ 7.73

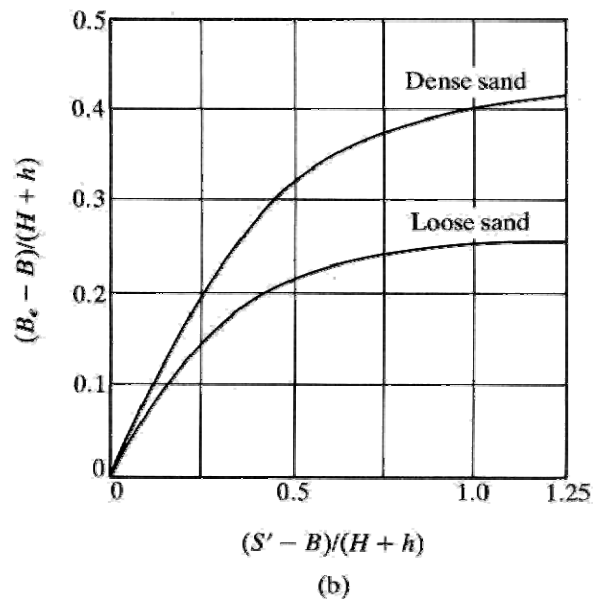
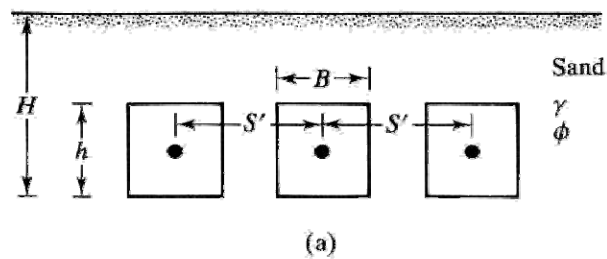
2.3) พิจารณาแรงต้านทานประลัยของแต่ละสมอยึด โดยทั่วไปมักจะวางสมอยึด เป็นแถวตามแนวความยาวของเข็มพืด โดยมีระยะห่างจากศูนย์กลาง ถึง ศูนย์กลางของสมอยึด (Spacing) เท่ากับ S' ดังแสดงในภาพที่ 7.20 (a) ค่าของแรงต้านทานประลัยของแต่ละสมอยึด, P_u เท่ากับ

$$P_u = P'_{us} B_e \quad (7.76)$$

เมื่อ $P'_{us} =$ ค่าแรงต้านทานประลัยของสมอยึดจากสมการที่ (7.75)

$B_e =$ Equivalent Length ซึ่งดูได้จากกราฟในภาพที่ 7.20 (b)

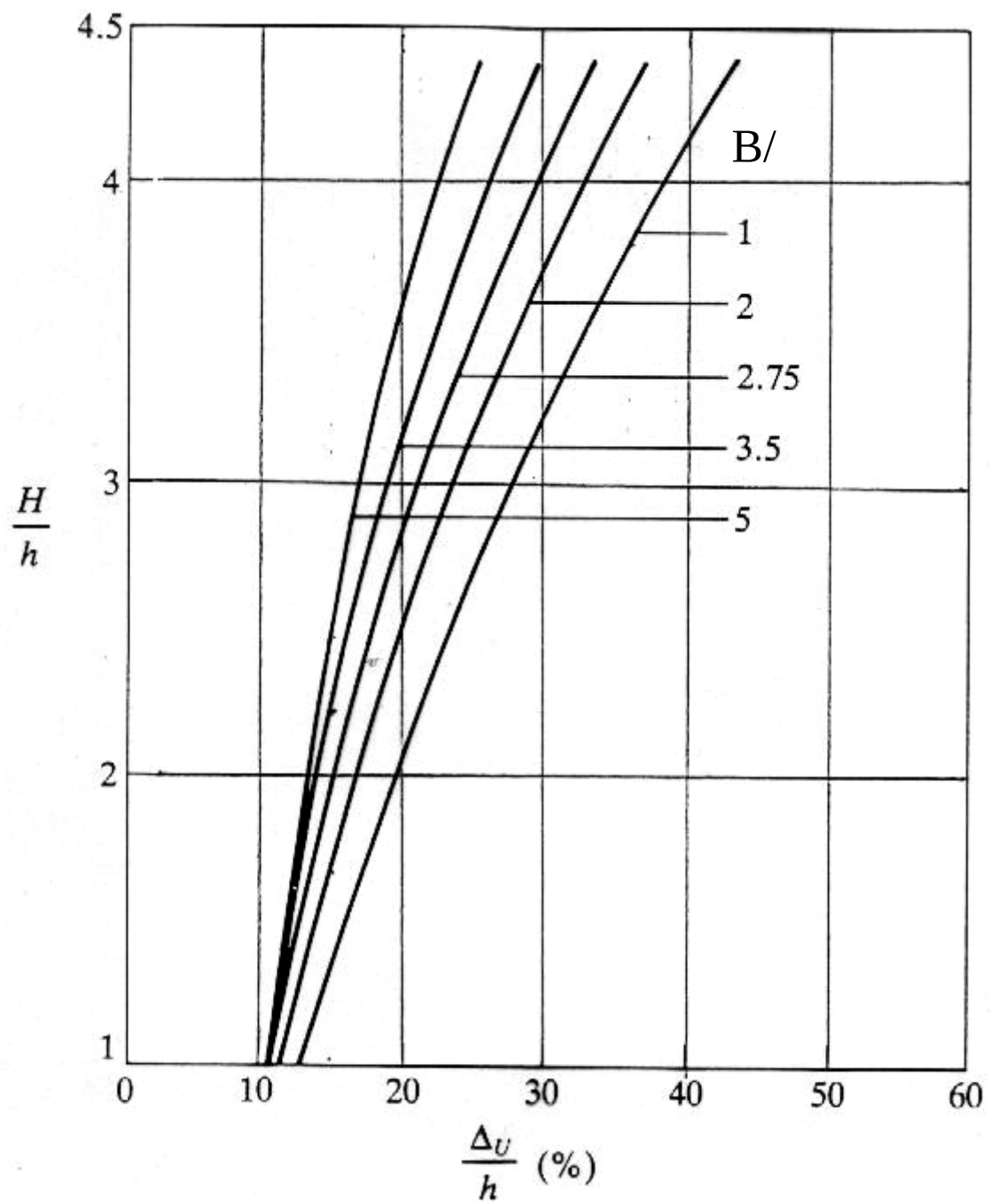
สำหรับดินทรายหลวม และทรายแน่น



ภาพที่ 7.20 (a) การวางสมอยึดโดยมีระยะห่าง S' ในงานจริง

(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง $(B_e - B)/(H + h)$ กับ $(S' - B)/(H + h)$

(Ovenson และ Stromann, 1972)



ภาพที่ 7.21 ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในแนวราบที่แรงดึงประลัยในสมอขีด (Neeley, Stuart และ Graham, 1973)

ภาพที่ 7.21 แสดงระยะจัดในแนวราบของสมอยึด ในช่วงของค่า H/h กับ B/h ต่าง ๆ จากผลการทดลองในดินทรายแน่นปานกลาง และดินทรายแน่น ของ Neely และคณะ (1973) ในทำนองเดียวกัน Das(1975) และ Das และ Seeley (1975) ได้ผลการทดลองเกี่ยวกับระยะจัดแนวราบของสมอยึดในดินทรายหลวม เป็นความสัมพันธ์ของแรงต้านทานและระยะจัดแนวราบ คือ $\bar{P}$

$$\bar{P} = \frac{\bar{\Delta}}{0.15 + 0.85\Delta} \quad (7.77)$$

เมื่อ $\bar{P} = \frac{P}{P_u}$

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta \cdot}{\Delta_u}$$

P = แรงกระทำในแนวราบที่กระทำกับ สมอยึด

P_u = แรงต้านประลัยของสมอยึด

Δ = ค่าระยะจัดในแนวราบของสมอยึด เมื่อมีแรงกระทำในแนวราบ P

Δ_u = ค่าระยะจัดในแนวราบของสมอยึด ที่จุดวิบัติ

สมการที่ 7.77 ใช้ได้ดี เมื่อ B/h มีค่าประมาณ 1 ถึง 5 และ H/h มีค่าประมาณ 1 ถึง 5

การคำนวณแรงต้านทานประลัยของ Anchor Plate และ Beams โดยวิธี Empirical

Ghaly (1997) ได้ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการและทดสอบจริงในสนาม ได้ความสัมพันธ์ของแรงต้านทานประลัยของสมอยึดดังภาพที่ 7.22 ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$P_u = \frac{5.4}{\tan \phi} \left(\frac{H^2}{A} \right)^{0.28} \gamma_{AH} \quad (7.78)$$

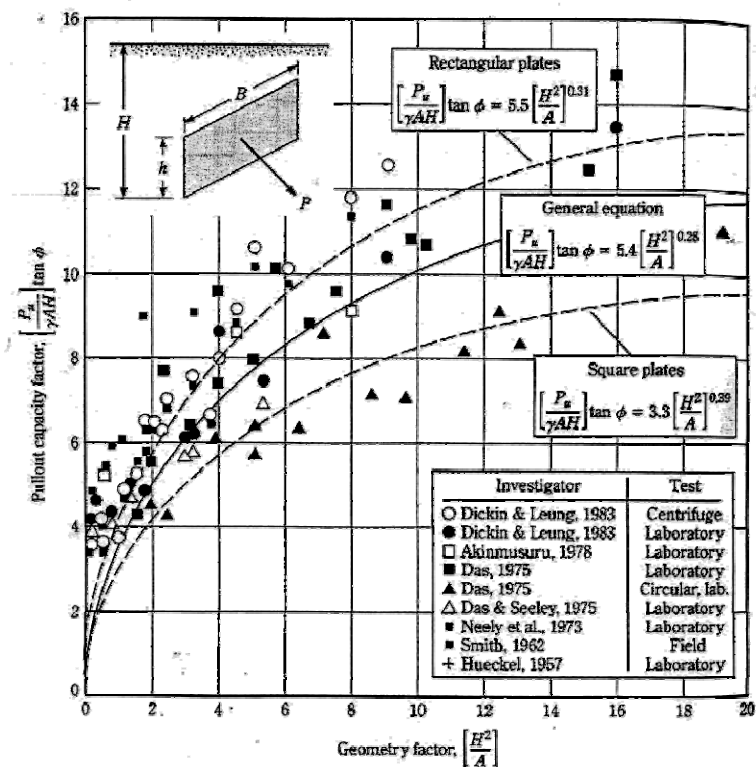
เมื่อ A = พื้นที่ของสมอยึด = Bh

นอกจากนี้ Ghaly (1997) ได้ใช้ผลทดสอบจากแบบจำลองของ Das และ Seeley (1975) พัฒนาหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงดึงประลัยกับการเคลื่อนตัวของสมอยึด ได้ความสัมพันธ์ดังภาพที่ 7.23 ซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

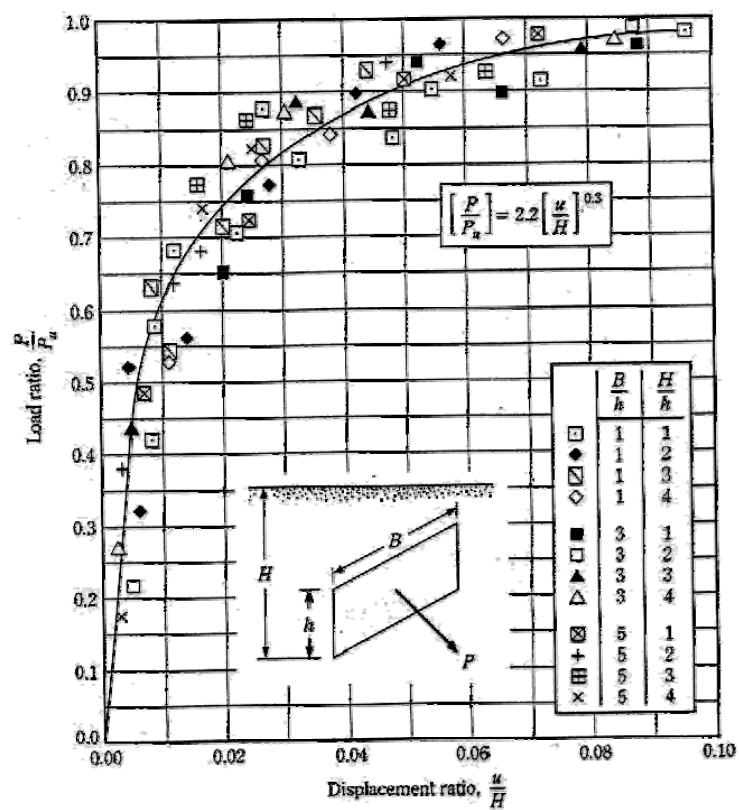
$$\frac{P}{P_u} = 2.2 \left(\frac{u}{H} \right)^{0.3} \quad (7.79)$$

เมื่อ u = การเคลื่อนตัวในแนวราบของสมอยึดเมื่อรับแรงกระทำ P

งานวิจัยของ Ghaly นั้นสำหรับสมอยึดเดี่ยว (single anchor) ซึ่งมี $S'/B = \infty$ แต่ในทางปฏิบัติเมื่อ $S'/B \approx 2$ สามารถใช้สมการของสมอยึดเดี่ยวได้



ภาพที่ 7.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง P_u กับ H^2/A สำหรับการฝังสมอยึดแบบดินในดินทราย (Ghaly, 1997)



ภาพที่ 7.23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Ghaly, 1997)

การคำนวณแรงต้านทานประลัยของ Anchor Plate และ Beams ในดินเหนียว สภาพ $\phi=0$

การประมาณค่าแรงต้านทานประลัยของสมอยึด Anchor Plate และ Beams ในดินเหนียว สภาพ $\phi=0$ หรือ Undrain Condition จาก Das, Tarquin และ Moreno (1985) มีวิธีดังนี้

กำหนดให้ขนาดของ Anchor Plate และ Beams เป็น $h \times B$ มีระยะฝังลึกเป็น H โดยที่ ถ้า $\frac{H}{h}$ มีค่าน้อย Failure Surface ในดินจะขยายไปที่ผิวดิน แต่ถ้า $\frac{H}{h}$ มีค่ามาก ก็จะเกิดเป็น Local Shear Failure ที่น้ำหนักบรรทุกประลัย ดังแสดงในภาพที่ 7.24

คำนวณค่า $\left(\frac{H}{h}\right)_{cr}$ หรือค่าวิกฤติของอัตราส่วน $\frac{H}{h}$ เมื่อ Shear Failure เปลี่ยนจาก General Shear Failure ไปเป็น Local Shear Failure นั่นคือ

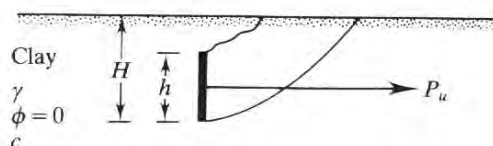
สำหรับสมอยึดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มี $\frac{B}{h} = 1$

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3} C \leq 7 \quad (7.80)$$

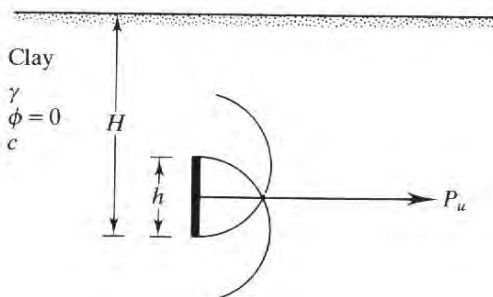
สำหรับสมอยึดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มี $\frac{B}{h} \geq 1$

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \left[0.9 + 0.1 \frac{B}{h}\right] \leq 1.3 \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \quad (7.81)$$

เมื่อ C = Undrained Cohesion หน่วยเป็น lb/ft^2

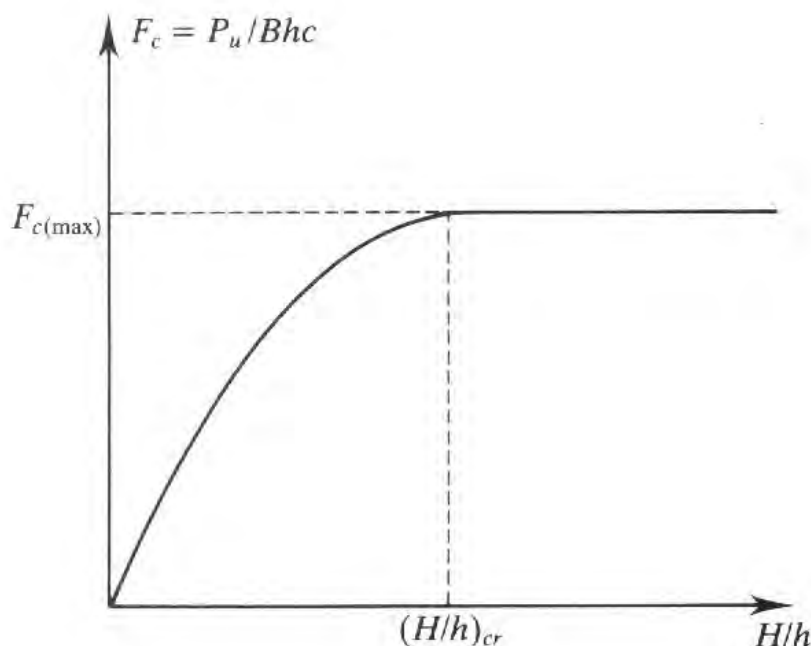


(a)



(b)

ภาพที่ 7.24 ลักษณะการวิบัติของดินรอบๆสมอยึด (a)เมื่อ H/h มีค่าน้อย (b) เมื่อ $H/h > (H/h)_{cr}$



ภาพที่ 7.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง F_c กับ H/h สำหรับการฝังสมอยึดแนวดิ่งในดินเหนียว

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Breakout Factor, F_c กับค่าของ $\frac{H}{h}$ ดังภาพที่ 7.25 สามารถเขียนอยู่ในรูปของสมการได้ดังนี้

$$F_c = \frac{P_u}{BhC} \quad (7.82)$$

เมื่อ F_c = Breakout Factor
 P_u = แรงต้านทานประลัยของสมอยึด

เมื่อค่า $\frac{H}{h} \geq \left(\frac{H}{h}\right)_{cr}$ จะได้ว่าค่า F_c มีค่ามากที่สุด และมีค่าคงที่ โดยที่ ถ้าเป็นสมอยึด สี่เหลี่ยมจัตุรัส ค่าของ $F_{c(max)}$ ที่ $\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S}$ เท่ากับ 9 ดังนั้นจะได้ P_u เป็น

$$P_u = 9 h^2 C \quad (7.83)$$

และสำหรับ P_u ของสมอยึดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$P_u = 9 BhC \left[0.825 + 0.175 \left(\frac{h}{B} \right) \right] \quad (7.84)$$

$$\text{หรือ } P_u = BhC \left[7.425 + 1.575 \left(\frac{h}{B} \right) \right]$$

ที่ค่า $\frac{H}{h} < \left(\frac{H}{h}\right)_{cr}$ ของสมอยึด สี่เหลี่ยมจัตุรัสและสี่เหลี่ยมผืนผ้า จะได้สมการสำหรับคำนวณ

ค่า P_u ดังนี้

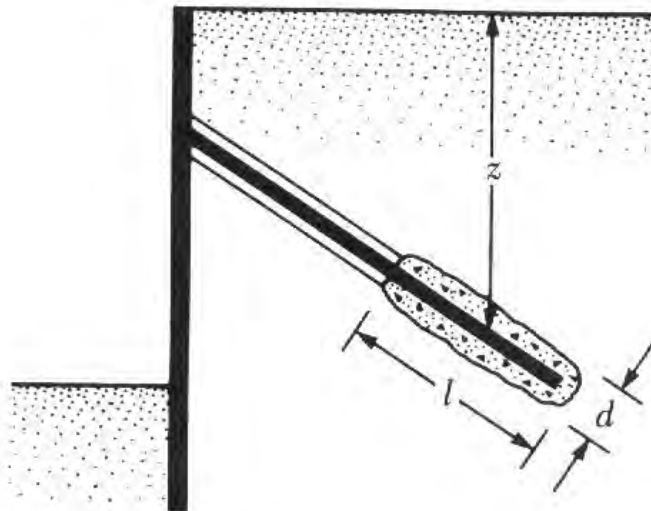
$$\frac{\left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right]}{\left[\frac{P_u / CBh}{7.425 + 1.575(h/B)} \right]} = 0.41 + 0.59 \left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right] \quad (7.85)$$

ค่าอัตราส่วนปลอดภัยสำหรับ Anchor Plate และ Beams โดยทั่วไปมักจะใช้ค่าอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) สำหรับค่าแรงต้านทานของสมอยึด ประมาณ 2.0 เพื่อจะได้ค่าแรงต้านทานโดยปลอดภัย ของสมอยึด, P_{all} คือ

$$\begin{aligned} P_{all} &= \frac{P_u}{F.S.} \\ \text{เมื่อ } F.S. &= \text{อัตราส่วนปลอดภัย} \end{aligned} \quad (7.86)$$

ระยะห่างของ Anchor Plate, S' สมการสำหรับคำนวณค่า S' ซึ่งเป็นระยะห่างจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของสมอยึดเป็น

$$\begin{aligned} S' &= \frac{F}{P_{all}} \\ \text{เมื่อ } F &= \text{แรงใน Anchor Tie Rod ต่อหน่วยความยาวของเข็มฟัด} \end{aligned} \quad (7.87)$$



ภาพที่ 7.26 ตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณแรงต้านประลัยของสมอยึดแบบ tie back

แรงต้านทานประลัยของสมอยึดแบบ Tie Backs จากภาพที่ 7.26 ค่าแรงต้านทานประลัยของ Tie Back ในดินทราย จะเป็น

$$P_u = \pi d \cdot l \cdot \bar{\sigma}_v K \cdot \tan \phi \quad (7.88)$$

เมื่อ P_u = แรงต้านทานประลัย

ϕ = ค่ามุมเสียดทานภายในของดินทราย ที่มีค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) เท่ากับศูนย์

$\bar{\sigma}_v$ = ค่า Effective Vertical Stress โดยเฉลี่ยประมาณเท่ากับ γ_z เมื่อเป็นทราย

แห้ง

K = สัมประสิทธิ์แรงดันดิน มีค่าโดยประมาณเท่ากับ K_0 หรือสัมประสิทธิ์

แรงดันดินที่สภาพสถิต ถ้าเป็นคอนกรีตที่อัดเข้าไปในรูที่เจาะแล้ว อยู่ภายใต้ความดัน (Littlejohn, 1970) ค่าต่ำสุดของ K จะเท่ากับค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินสภาพเชิงรุกของ Rankine

ค่าแรงต้านทานประลัยของ Tie Backs ในดินเหนียวจะมีค่าโดยประมาณเป็น

$$P_u = \pi d l C_a \quad (7.89)$$

เมื่อ C_a = Adhesion ประมาณเท่ากับ $\frac{2}{3} C$ ซึ่ง C คือ Undrained Cohesion

ค่าอัตราส่วนปลอดภัย โดยประมาณเท่ากับ 1.5 ถึง 2

7.7 กำแพงกันดินชนิดมีค้ำยัน (Braced Cuts)

กำแพงกันดินชนิดมีค้ำยัน (Braced Cuts) เป็นรูปแบบหนึ่งของกำแพงกันดิน ที่ประกอบด้วยการขุดดินเป็นร่อง หรือ เป็นลักษณะของห้องใต้ดิน โดยมีกำแพงกันดินสองฝั่ง และยึดกำแพงกันดิน ทั้งสองฝั่งด้วย ค้ำยัน (Strut) ภาพที่ 7.27 แสดงถึงประเภทของชนิดของกำแพงกันดินชนิดมีค้ำยัน ซึ่งแสดงไว้ 2 ประเภทด้วยกัน คือ

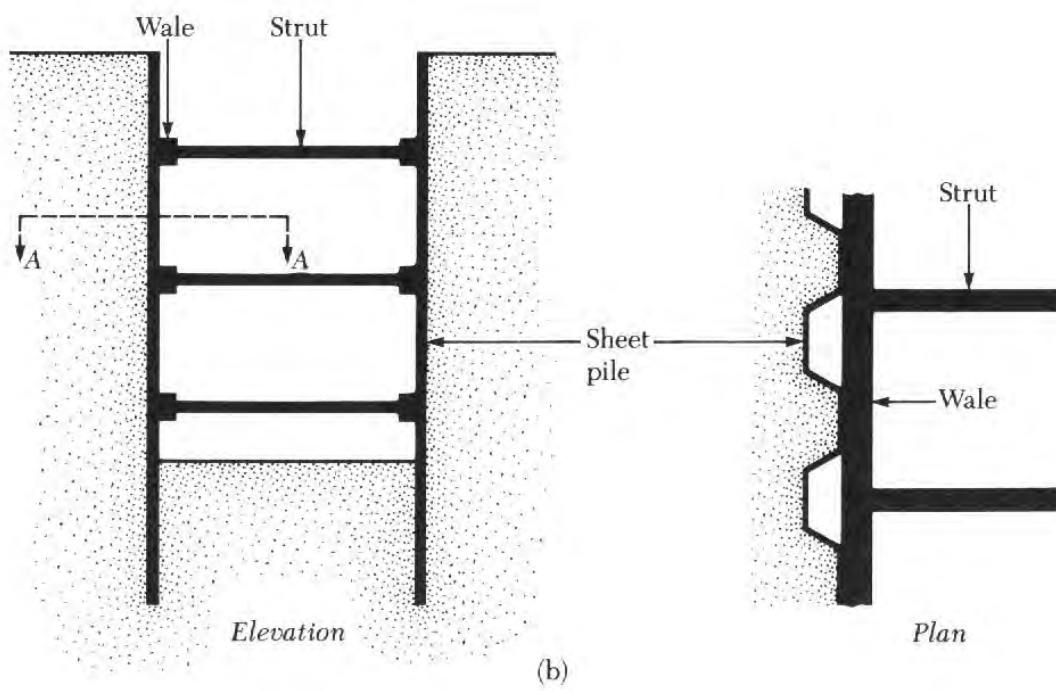
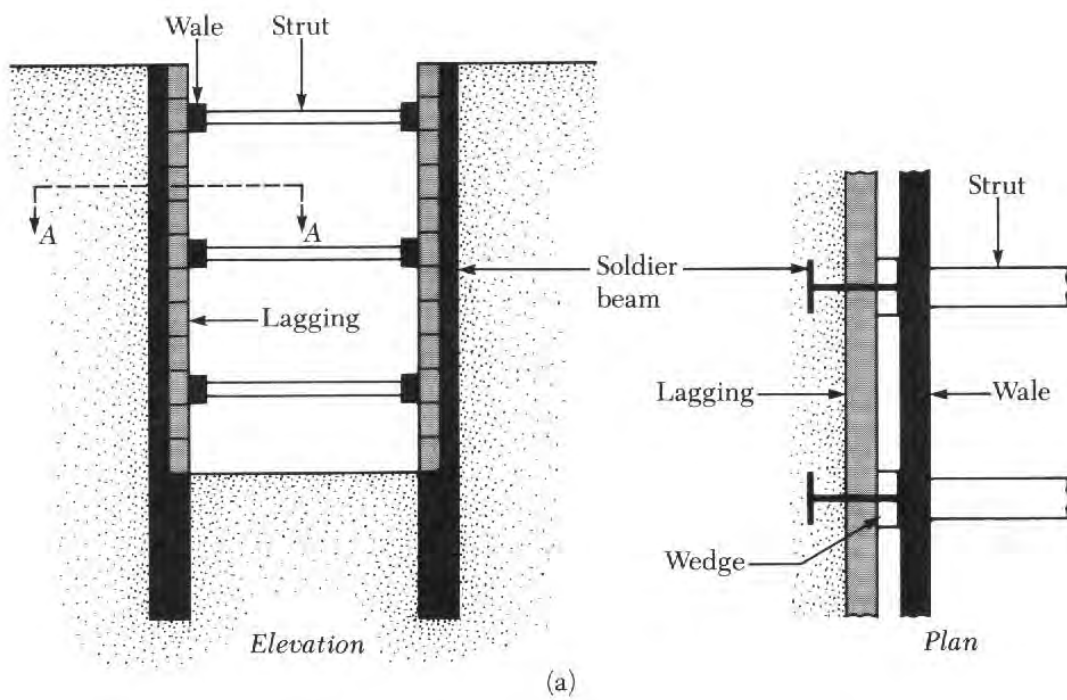
(1) เป็นระบบที่ประกอบด้วยการตอกเสาเข็มรูปตัวไอ (Soldier Beam) ลงไปในดินก่อนการขุดดิน ดังแสดงในภาพที่ 7.27 (a) หลังจากเริ่มทำการขุดดิน จึงทำการวาง Lagging ซึ่งเป็นไม้ท่อนใหญ่วางในแนวนอน โดยวางในช่วงระหว่างเสาเข็มรูปตัวไอ (Soldier Beam) เมื่อถึงระดับความลึกที่ต้องการ หรือที่ออกแบบไว้ จึงติดตั้ง Wale และ Strut ซึ่งเป็นคานเหล็กวางในแนวนอน โดยที่ Strut เป็นชิ้นส่วนที่รับแรงอัด (Compression Member)

(2) เป็นระบบที่ทำการตอก Interlocking Sheet Pile ลงไปในดินก่อนการขุดดิน แล้วจึงติดตั้ง Wale และ Strut ทันทีเมื่อขุดดินถึงระดับที่ต้องการ หรือที่ออกแบบไว้ ดังแสดงในภาพที่ 7.27 (b)

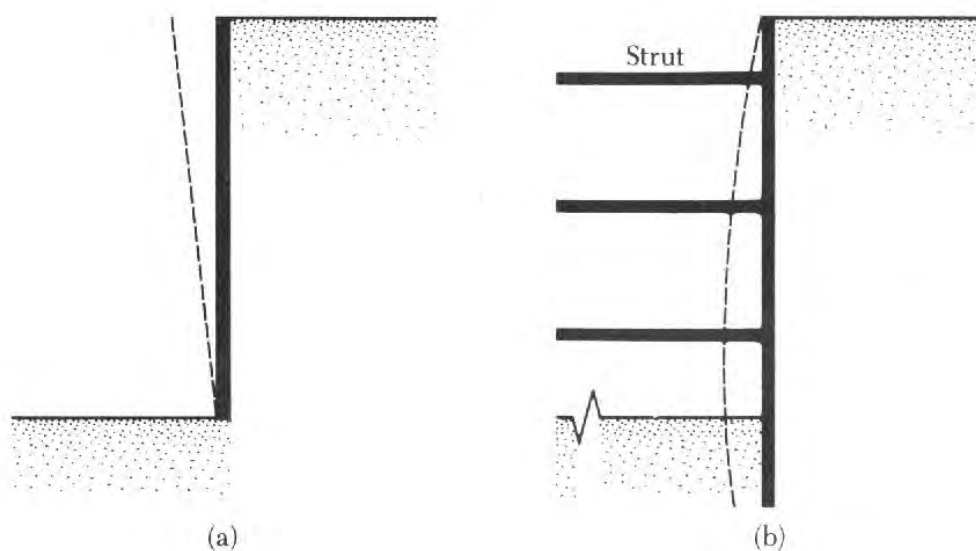
การพิจารณาแรงดันดินสุทธิตาม Braced Cuts เนื่องจาก ความแตกต่างในโครงสร้าง ของ Braced Cuts และกำแพงกันดิน ซึ่งมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของกำแพงกันดิน ดังแสดงในภาพที่ 7.28(a) และ 7.28(b) ทำให้การพิจารณาแรงดันดินสุทธิตาม Braced Cuts ใช้วิธีของ Rankine หรือ Coulomb ไม่ได้เหมือนของกำแพงกันดิน

ภาพที่ 7.29 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Force) , P ของดินบนกำแพงกันดิน และ Braced Cuts โดยใช้ทฤษฎี General Wedge ของ Terzaghi(1943a) สำหรับ Braced Cuts และทฤษฎีของ Rankine สำหรับกำแพงกันดิน ภาพที่ 7.29 (a) แสดงระนาบการวิบัติของดิน จากทฤษฎี General Wedge ของ Terzaghi เป็นรูป Logarithmic Spiral และภาพที่ 7.29 (b) แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงดันดินด้านข้างบน Braced Cuts ในดินทรายที่มีค่า Angle of Friction (ϕ) เท่ากับศูนย์ และบนกำแพงกันดิน ในดินทรายที่มีค่า C เท่ากับศูนย์ กำหนดให้ตำแหน่งที่แรงดันดินด้านข้าง , P กระทำ มีระยะเหนือส่วนล่างของกำแพงเท่ากับ nH สำหรับภาพที่ 7.29 กำแพงกันดิน จะมีค่า $n=1/3$ และในกรณีของ Braced Cuts จะมีค่าเท่ากับ 0.3 ถึง 0.5 หรือ 0.6

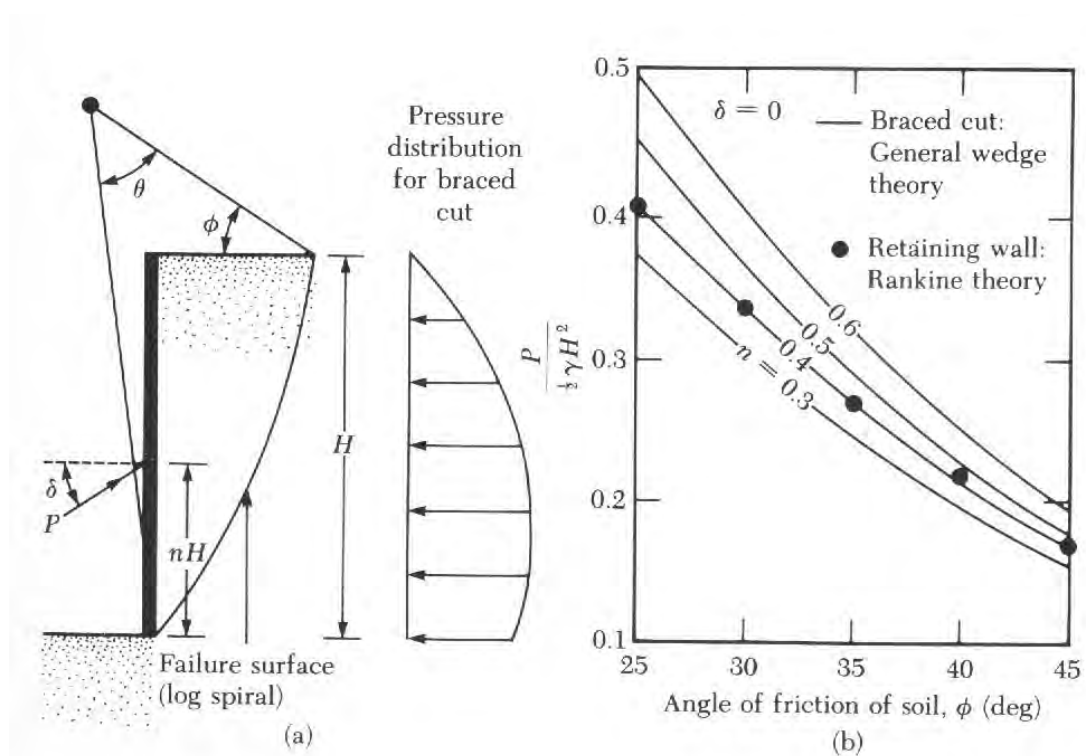
เนื่องจากความแตกต่างระหว่าง Braced Cuts และกำแพงกันดิน ดังที่ได้กล่าวข้างต้น จึงได้มีการเสนอแนะ Design Pressure Envelope หรือ ลักษณะการกระจายของแรงดันดินบน Braced Cuts ในดินทราย และ ดินเหนียว เช่น Peck (1969) และ Tschebotarioff (1973) มีรายละเอียดดังนี้



ภาพที่ 7.27 ชนิดของงานชุดแบบมีค้ำยัน (a)แบบใช้เสาเข็มไอ(soldier beam)และแผ่นเกลือบ(lagging) (b)แบบเสาเข็มพีค



ภาพที่ 7.28 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง (a) กำแพงกันดิน (b) เข็มพืดแบบมีค้ำยัน



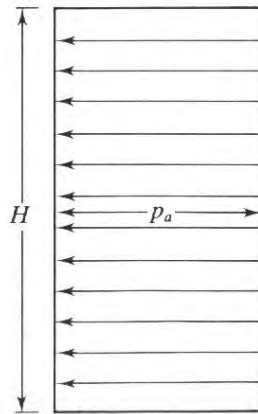
ภาพที่ 7.29 เปรียบเทียบแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อเสาเข็มพืดแบบมีค้ำยันและกำแพงกันดินในดินทราย

Pressure Envelope ของ Peck (1969) Peck ได้เสนอแนะรูปแบบของ Design Pressure Envelope ของดินบน Braced Cuts เป็น 2 ประเภทด้วยกัน ซึ่งแบ่งประเภทตามชนิดของดิน ดังนี้

1. Braced Cuts ในดินทราย ภาพที่ 7.30 แสดง Pressure Envelope สำหรับ Braced Cuts ในดินทราย โดยมีแรงดันดินสภาพเชิงรุก, P_a เป็น

$$P_a = 0.65 \gamma H K_a \quad (7.90)$$

เมื่อ γ = ค่าหน่วยน้ำหนักของดินทราย
 H = ค่าความสูงของ Braced Cuts
 K_a = สัมประสิทธิ์แรงดันดินสภาพเชิงรุกของ Rankine
 $= \tan^2(45^\circ - \phi/2)$



ภาพที่ 7.30 แรงดันดินสำหรับงานขุดในดินทราย

2. Braced Cuts ในดินเหนียว (สภาพ Undrain คือ $\phi = 0$) ในกรณีของ Braced Cuts ในดินเหนียว ยังแบ่งออกเป็น 2 ประเภทตามสภาพของดินเหนียว ซึ่งแบ่งตามค่าของ $\frac{\gamma H}{C}$ เมื่อ C เป็นค่า Undrain Cohesion

(2.1) Braced Cuts ในดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง สำหรับ ดินเหนียวประเภทนี้ กำหนดให้มีค่า

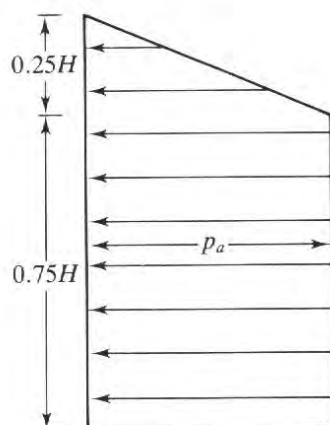
$$\frac{\gamma H}{C} > 4 \quad (7.91)$$

และมี Pressure Envelope ตามภาพที่ 7.31 ซึ่งมีแรงดันดินสภาพเชิงรุก, P_a เป็น

$$P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4C}{\gamma H} \right) \right] \quad (7.92)$$

หรือ $P_a = 0.3\gamma H \quad (7.93)$

โดยเลือกใช้ ค่าที่มากกว่าเป็นค่า P_a ที่ใช้ในการออกแบบ



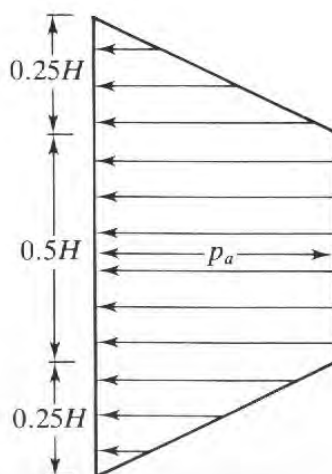
ภาพที่ 7.31 แรงดันดินสำหรับงานขุดในดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง

(2.2) Braced Cuts ในดินเหนียวแข็ง สำหรับดินเหนียวประเภทนี้ กำหนดให้มีค่า

$$\frac{\gamma H}{C} \leq 4 \quad (7.94)$$

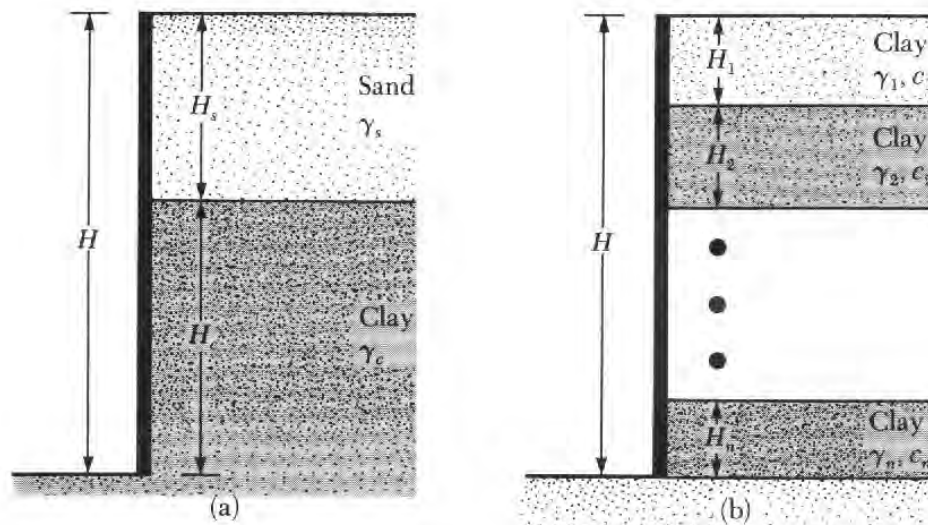
และมี Pressure Envelope ตามภาพที่ 7.32 ซึ่งมีแรงดันดินสภาพเชิงรุก, P_a เป็น

$$P_a = 0.2\gamma H \text{ ถึง } 0.4\gamma H \text{ ค่าเฉลี่ยประมาณ } 0.3\gamma H \quad (7.95)$$



ภาพที่ 7.32 แรงดันดินสำหรับงานขุดในดินเหนียวแข็ง

บางครั้ง Pressure Envelope ของ Peck เป็นเพียง Apparent Pressure Envelope แต่ถ้าจะเป็น Pressure Envelope ที่แท้จริง จะต้องพิจารณาลำดับขั้นตอนในการก่อสร้าง และ Relative Flexibility ของเข็มพืด ซึ่งมีค่าเท่ากับ $10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H^4}{EI} \right)$ ในหน่วย SI Unit คือ H เป็นเมตร, E เป็น MN/m² และ I เป็น m⁴/m ของความยาวของเข็มพืด และมีค่าเท่ากับ $\left(\frac{H^4}{EI} \right)$ ในหน่วยอังกฤษ คือ H เป็นฟุต, E เป็น lb/in² และ I เป็น in⁴/ft ของความยาวของเข็มพืด



ภาพที่ 7.33 งานขุดในชั้นดินหลายชั้น

เมื่อพบชั้นดินหลายชั้นคืออาจจะเป็นทั้ง ดินทราย และดินเหนียว ในภาพที่ 7.33 (a) จาก Peck (1943) ค่าของ Equivalence Cohesion (สภาพ $\phi = 0$) จะเป็น C_{ave} ในสมการที่ 7.96 ดังนี้

$$C_{ave} = \frac{1}{2H} [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi_s + (H - H_s) n' q_u] \quad (7.96)$$

เมื่อ

H = ความสูงทั้งหมดของ Braced Cuts

γ_s = ค่าหน่วยน้ำหนักของดินทราย

H_s = ความสูงหรือความหนาของชั้นทราย

K_s = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างของดินทราย (โดยทั่วไปจะประมาณเท่ากับ 1)

ϕ_s = มุมเสียดทานของดินทราย

q_u = Unconfined Compressive Strength ของดินเหนียว

n' = Coefficient of Progressive Failure (ประมาณเท่ากับ 0.5 ถึง 1 ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.75)

ค่าของ Average Unit Weight, γ_{ave} จะเป็น

$$\gamma_{ave} = \frac{1}{H} [\gamma_s H_s + (H - H_s) \gamma_c] \quad (7.97)$$

เมื่อ γ_c = ค่าหน่วยน้ำหนักของดินเหนียว

จากทั้งค่า C_{ave} และ γ_{ave} ให้นำมาใช้ในการคำนวณและพิจารณา Pressure Envelope ในดินเหนียว ในทำนองเดียวกัน เมื่อสภาพของชั้นดินหลายชั้นเป็นดินเหนียวทุกชั้น ซึ่งแต่ละชั้นมีค่าหน่วยน้ำหนัก (Unit Weight) และค่า Cohesion ที่แตกต่างกัน ดังแสดงในภาพที่ 7.33 (b) ค่า Average Undrain Cohesion , C_{ave} จะเป็น

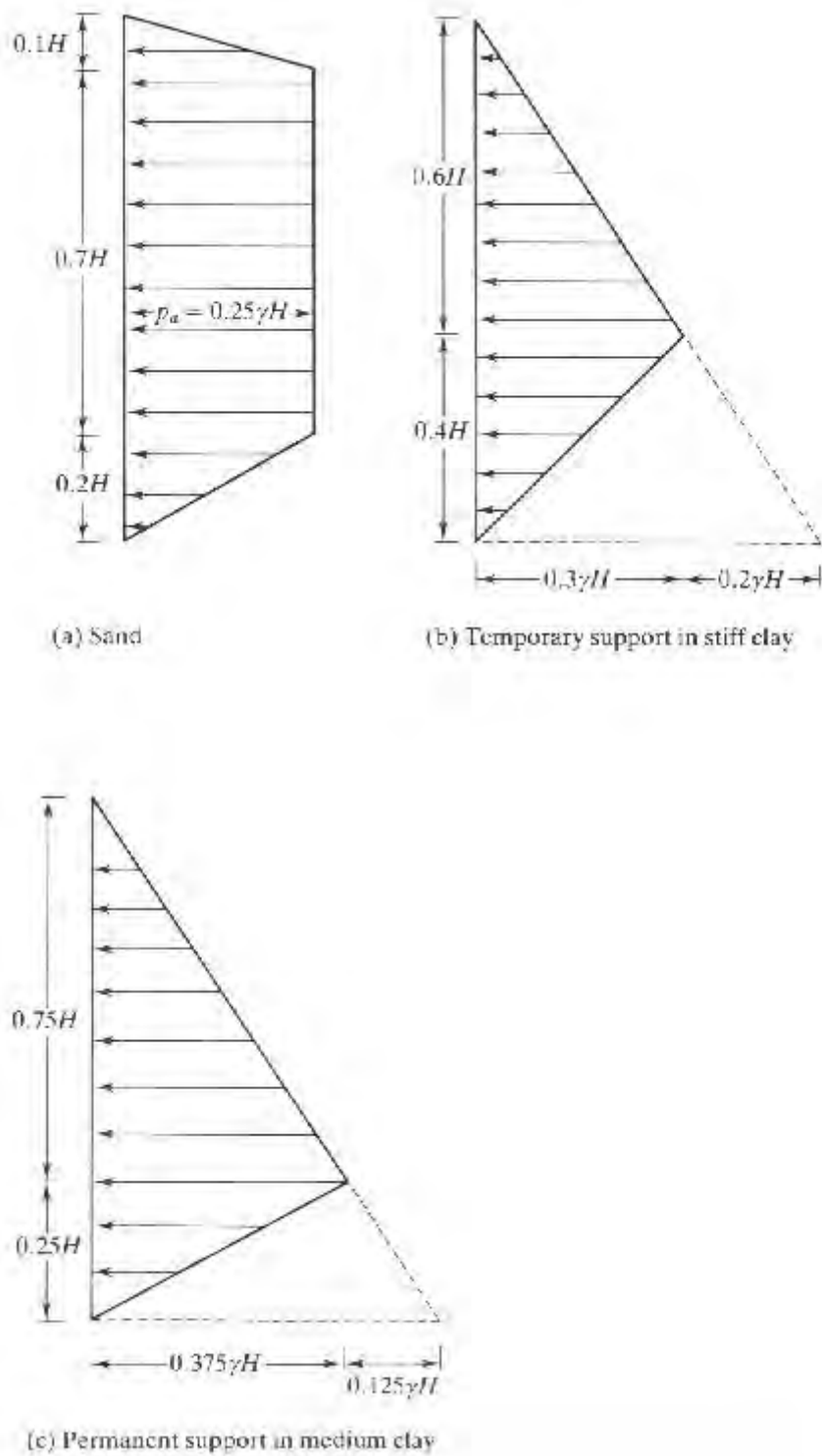
$$C_{ave} = \frac{1}{H} [C_1 H_1 + C_2 H_2 + \dots + C_n H_n] \quad (7.98)$$

และค่าหน่วยน้ำหนักเฉลี่ย, γ_{ave} จะเป็น

$$\gamma_{ave} = \frac{1}{H} [\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \dots + \gamma_n H_n] \quad (7.99)$$

เมื่อ $H_1, H_2, \dots, H_n$ = ความหนาของชั้นดินเหนียวชั้นที่ 1, 2, ..., n
 $C_1, C_2, \dots, C_n$ = คือค่า Undrain Cohesion ของชั้นดินเหนียวชั้นที่ 1, 2, ..., n
 $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ = ค่าหน่วยน้ำหนักของดินเหนียวชั้นที่ 1, 2, ..., n

Pressure Envelope ของ Tschebotarioff (1973) ในทำนองเดียวกับของ Peck(1969) Tschebotarioff (1973) ได้เสนอแนะ Pressure Envelope ของดินแต่ละประเภทใน Braced Cuts ดังแสดงในภาพที่ 7.34



ภาพที่ 7.34 แรงดันด้านข้างของดินในงานขุดแบบมีค้ำยันของ Tschebotarioff (1973)

7.8 การออกแบบ Braced Cuts

ในการออกแบบ Braced Cuts จะออกแบบแต่ละชั้นส่วน ใน Braced Cuts หลังจากที่เราทราบค่าแรงดันด้านข้างของดิน จาก Pressure Envelope ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้น รายละเอียดของการออกแบบแต่ละชั้นส่วน มีดังนี้

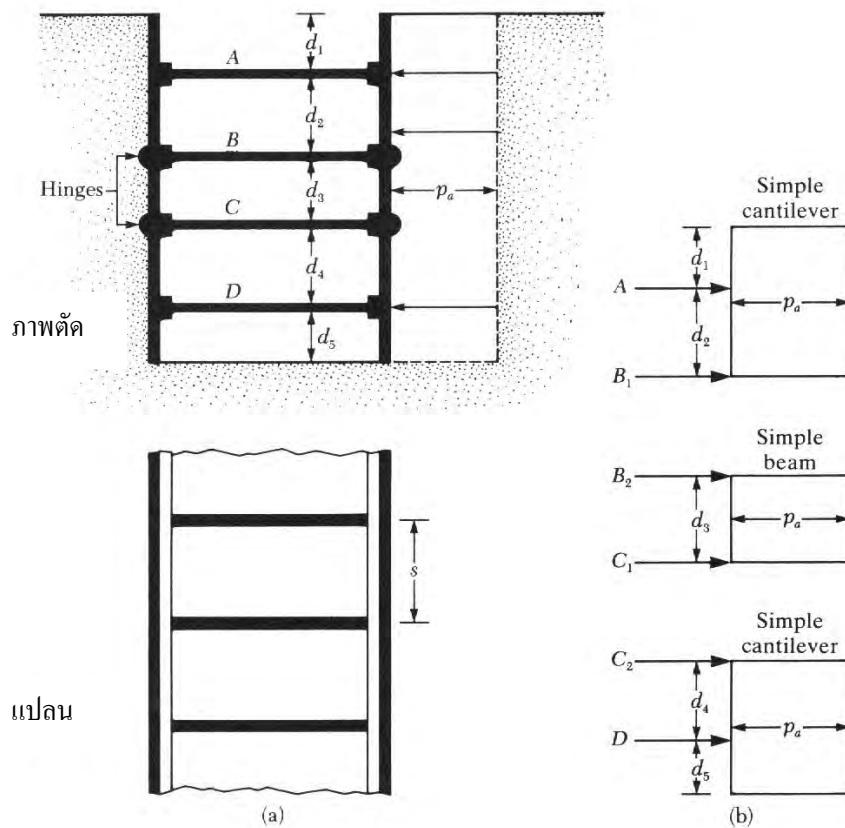
การออกแบบเข็มพืด (Sheet Pile Wall) มีลำดับขั้นตอนในการออกแบบดังนี้

- (1) พิจารณาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด ในแต่ละชั้นส่วน ที่แสดงในภาพที่ 7.35 (b)
- (2) จากค่า โมเมนต์ในชั้นตอนที่ 1 พิจารณาใช้ ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่านั้น
- (3) คำนวณค่า Section Modulus จาก

$$\text{Section Modulus, } S = \frac{M_{\max}}{\delta_{\text{all}}}$$

เมื่อ δ_{all} = Allowable Flexural Stress ของวัสดุที่ใช้ทำเข็มพืด

- (4) ออกแบบเข็มพืด โดยเลือกใช้เข็มพืด ที่มีค่า Section Modulus มากกว่าหรือเท่ากับ ค่าที่คำนวณได้ในขั้นตอนที่ 3



ภาพที่ 7.35 การคำนวณแรงในค้ำยัน (a)ภาพตัดและภาพแปลนของงานขุด (b)วิธีการหาแรงในค้ำยัน

การออกแบบ Wale มีขั้นตอนดังนี้

(1) Wale เป็นชิ้นส่วนที่มีลักษณะเป็นคานต่อเนื่อง คือมีหมุด (Pin) ที่ Strut ดังแสดงในภาพที่ 7.35(a) ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดใน Wale จะเป็น

$$\text{ที่ระดับ A, } M_{\max} = \frac{(A)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ B, } M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ C, } M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)(s)^2}{8}$$

$$\text{ที่ระดับ D, } M_{\max} = \frac{(D)(s)^2}{8}$$

(2) คำนวณค่า Section Modulus ของ Wale จาก

$$\text{Section Modulus, } S = \frac{M_{\max}}{\delta_{\text{all}}}$$

(3) ออกแบบ Wale ให้มีค่า Section Modulus มากกว่า หรือเท่ากับที่คำนวณได้

การออกแบบ Strut ลักษณะของ Strut เป็นชิ้นส่วน ประเภทเสาวางในแนวนอน ที่รับโมเมนต์ดัด โดยมีระยะห่างในแนวดิ่ง ไม่ควรน้อยกว่า 2.75 เมตร และการรับน้ำหนักของ Strut จะขึ้นอยู่กับค่า Slenderness Ratio, l/r (l =ช่วงความยาวของ Strut และ r =ขนาดความกว้างของหน้าตัดของ Strut) ในกรณีที่เป็น Braced Cuts ใน Clayey Soil จะต้องกำหนดให้ Strut ชิ้นแรกอยู่ต่ำกว่า ผิวดินน้อยกว่าความลึกของ Tension Crack, Z_c นั่นคือกรณีที่ไม่มี Surcharge หรือน้ำหนักกระทำที่ผิวดิน และไม่มีน้ำขังใน Tension Crack ค่าของ Z_c จะเป็น

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (7.100)$$

วิธีการออกแบบ Strut มีขั้นตอนดังนี้

(1) เขียน Pressure Envelope ของ Braced Cuts ตามที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น และกำหนดระดับตำแหน่ง□ของ Strut ด้วย ภาพที่ 7.35 (a) แสดง Pressure Envelope ของ Braced Cuts ในดินทราย (ใช้ Pressure Envelope ของ Peck สำหรับดินทราย) และตำแหน่งของ Strut เป็น A,B,C และ D สมมุติให้เข็มฟัดเป็น Hinge ที่ตำแหน่งของ Strut ยกเว้น Strut ชิ้นบนและชิ้นล่าง ในภาพที่ 7.35(a) จะเป็น Hinge ที่ Strut B และ C

(2) สำหรับช่วงบนและช่วงล่างของเข็มฟัด พิจารณาแรงปฏิกิริยาเป็นแบบ Cantilever Beam หรือ□คานยื่น และสำหรับคานที่อยู่ระหว่างช่วงบนและช่วงล่าง พิจารณาเป็น Simple Beam ภาพที่ 7.35(b) เป็นแรง□ปฏิกิริยา A_1, B_1, B_2, C_1, C_2 และ D

(3) คำนวณค่าแรง ใน Strut ในภาพที่ 7.35 จะเป็น

$$\text{ค่าแรงใน Strut A, } P_A = (A)(S)$$

$$\text{ค่าแรงใน Strut B, } P_B = (B_1 + B_2)(S)$$

$$\text{ค่าแรงใน Strut C, } P_C = (C_1 + C_2)(S)$$

$$\text{ค่าแรงใน Strut D, } P_D = (D)(S)$$

เมื่อ P_A, P_B, P_C, P_D = แรงในแต่ละ Strut ที่ระดับ A, B, C และ D ตามลำดับ

S = ช่วงระยะห่างในแนวนอนของแต่ละ Strut (ตามแปลนในภาพที่ 7.35 (a))

(4) เมื่อทราบค่าแรงใน Strut แล้ว ก็คำนวณหา ขนาดหน้าตัด และความยาวของ Strut โดยใช้

Steel Construction Manual

7.9 เสถียรภาพของ Braced Cuts

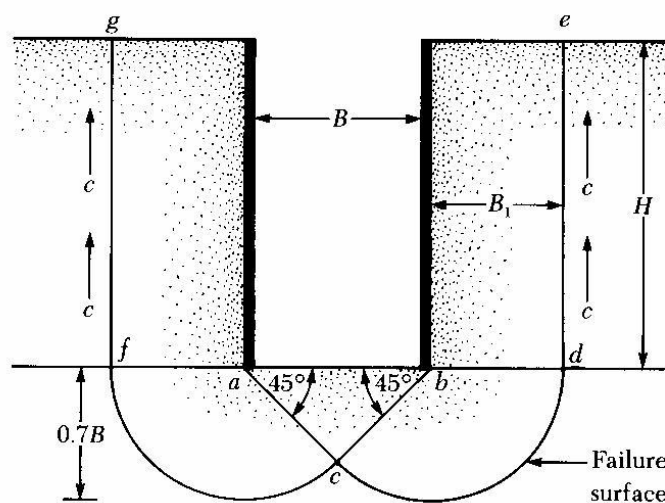
เสถียรภาพในการขุดดินในดินเหนียว Braced Cuts ในดินเหนียว อาจขาดเสถียรภาพ เนื่องจากเกิดการปูดของดิน (heave) ขึ้นที่ระดับดินขุดได้ Terzaghi (1943) ได้วิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนปลอดภัย ของ Braced Cuts ต่อการเกิดการปูดของดิน เมื่อพิจารณาค่าแรงกระทำในแนวดิ่ง ต่อความยาวของหลุมขุด ที่กระทำ ณ เส้นตรง bd และ af ในภาพที่ 7.36 มีค่าดังนี้

$$Q = \gamma H B_1 - C H$$

(7.101)

$$\text{เมื่อ } B_1 = 0.7 B$$

$$C = \text{Cohesion } (\phi = 0)$$



Note: cd and cf are arcs of circles with centers at b and a , respectively

ภาพที่ 7.36 เสถียรภาพของการขุดดินในแนวดิ่งโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi

จากทฤษฎีกำลังรับแรงดันของดิน ของ Terzaghi ค่าแรงดันประลัยต่อหนึ่งหน่วยความยาวของฐานราก คำนวณได้ดังนี้

$$Q_u = C N_c B_1 = 5.7 C B_1$$

ดังนั้นจะได้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่อการเกิดการปูดของดิน สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$F.S. = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7 C B_1}{\gamma H B_1 - C H} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7 C}{\gamma - \frac{C}{0.7 B}} \right) \quad (7.102)$$

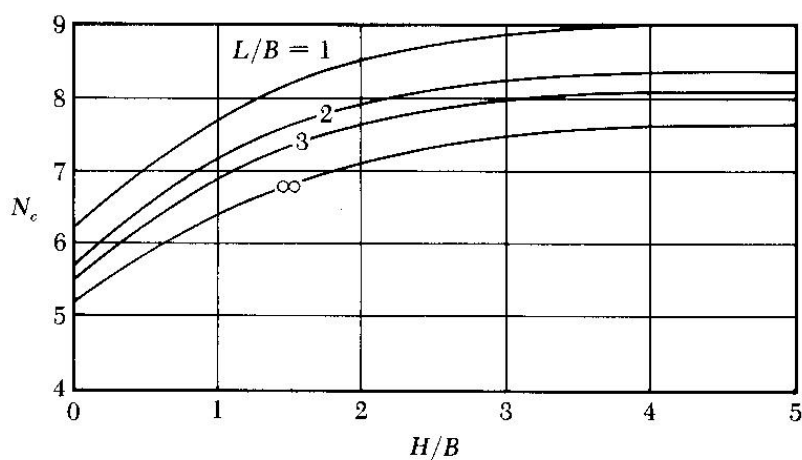
สมการที่ 7.102 วิเคราะห์บนสมมุติฐานที่ดินเป็นเนื้อเดียวกันตลอด อย่างน้อยจนถึงระยะ $0.7B$ จากระดับดินจุด กรณีที่มีชั้นดินแข็งหรือชั้นหิน อยู่ใต้ระดับดินจุดเป็นระยะ D และ $D < 0.7 B$ ค่าอัตราส่วนปลอดภัย จะเปลี่ยนเป็น

$$F.S. = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7 C}{\gamma - \frac{C}{D}} \right) \quad (7.103)$$

Bjerrum และ Eide (1956) ได้ศึกษาปัญหาการเกิดการปูดของดิน ของ Braced Cuts ในดินเหนียว และให้สมการ สำหรับหาค่า อัตราส่วนปลอดภัยดังนี้

$$F.S. = \frac{C N_c}{\gamma H} \quad (7.104)$$

โดยค่า N_c สามารถหาได้จากภาพที่ 7.37 และค่า N_c จะเปลี่ยนไปตามอัตราส่วน H/B และ L/B ซึ่งสามารถเขียนเป็นความสัมพันธ์ ได้ดังนี้



ภาพที่ 7.37 กราฟแสดงค่า N_c สำหรับใช้ในการคำนวณตามวิธีของ Bjerrum and Eide

$$N_{c(\text{rectangle})} = N_{c(\text{square})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L}\right) \quad (7.105)$$

ค่า N_c ที่ได้จากภาพที่ 7.37 เป็นกรณีที่ดินได้ระดับดินชุด เป็นเนื้อเดียวกันตลอด และมีค่า Undrain Cohesion เท่ากับ C อย่างไรก็ตาม ถ้ามีชั้นดินแข็งอยู่ใต้ระดับดินชุด ดังภาพที่ 7.38(a) ระบายการวิบัติของดินจะเปลี่ยนไปขึ้นอยู่กับค่า Undrain Cohesion C_1 และ C_2 ซึ่งในกรณีนี้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยจะเปลี่ยนเป็น

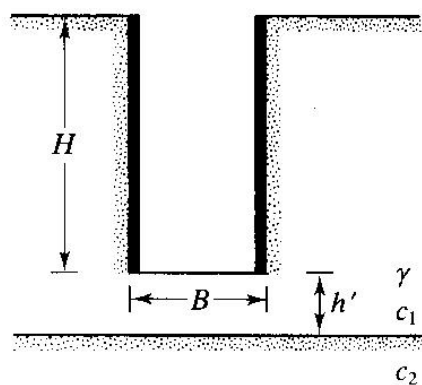
$$FS. = \frac{C_1 [N'_{c(\text{strip})} F_d] F_s}{\gamma H} \quad (7.106)$$

เมื่อ $N'_{c(\text{strip})}$ = ค่า Bearing Capacity ของงานชุดยาว Infinity ($B/L = 0$) อยู่ในรูปฟังก์ชันของ h/B และ C_2/C_1 ดังภาพที่ 7.38 (b)

F_d = Depth Factor อยู่ในรูปฟังก์ชันของ H/B

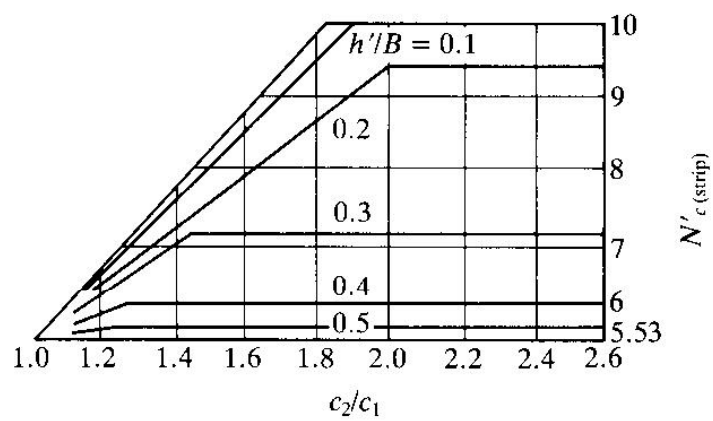
F_s = Shape Factor

$$= 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

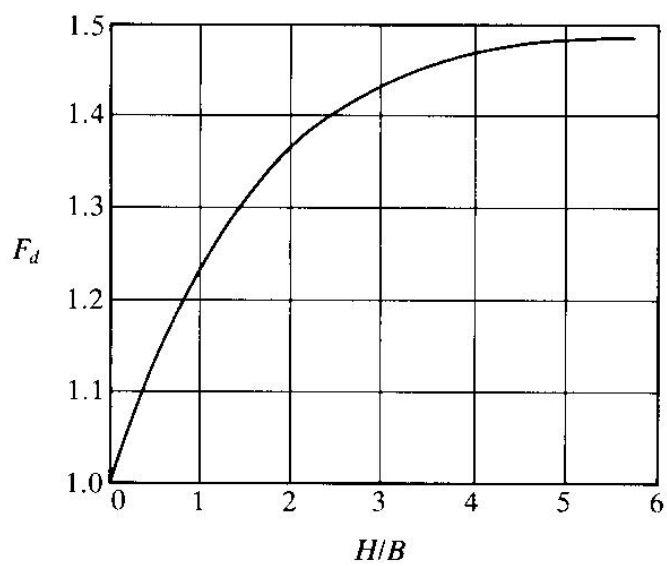


(Note: $c_2 > c_1$)

(a)



(b)

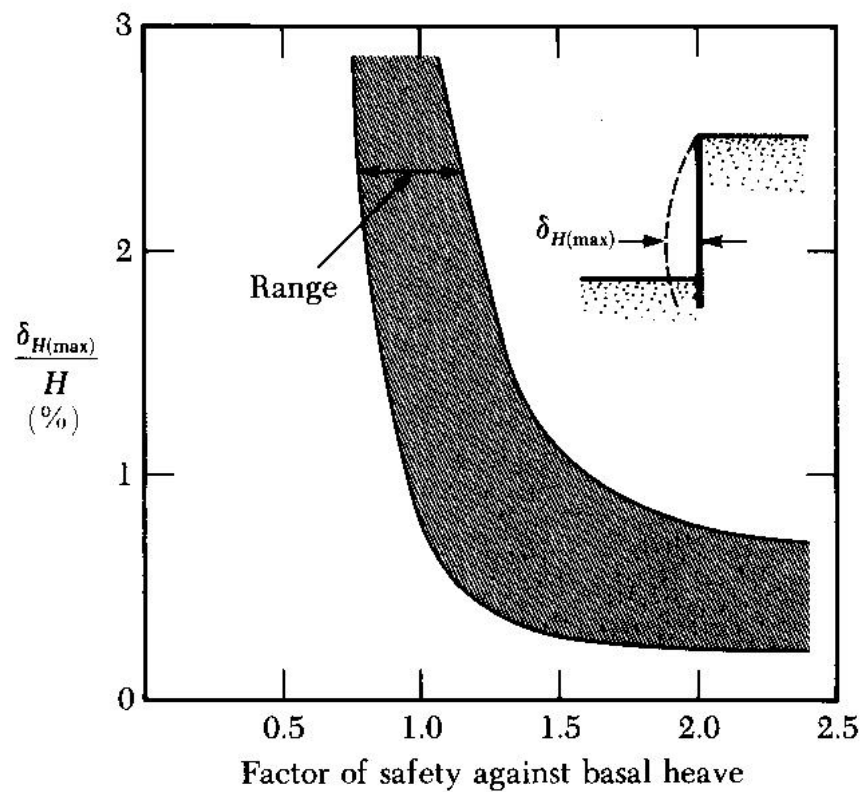


(c)

ภาพที่ 7.38 กราฟสำหรับหาค่า F_d และ N'_c (Reddy and Srinivasan, 1967)

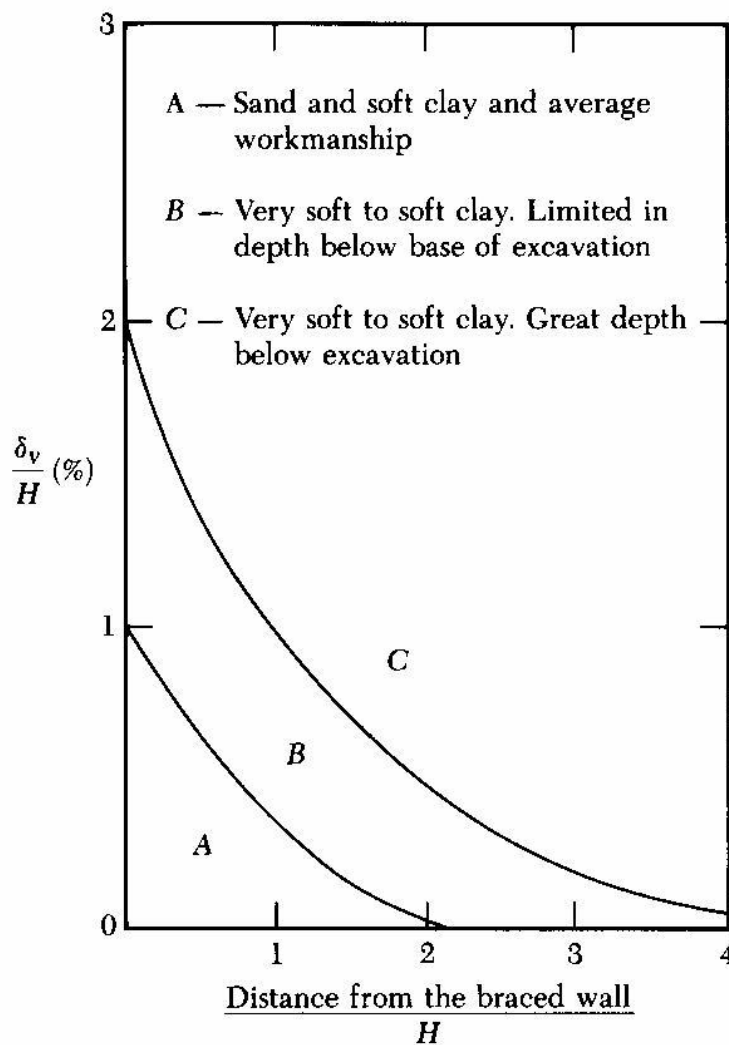
7.10 การเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มพืดและการทรุดตัวของดินรอบๆ เสาเข็มพืด

ในงานชุดโดยใช้โครงสร้างกันดินแบบเสาเข็มพืดนั้น เสาเข็มพืดจะเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง ดังแสดงในภาพที่ 4 การเคลื่อนตัวด้านข้างดังกล่าวขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย โดยเฉพาะระยะเวลาที่ใช้ระหว่างการติดตั้งค้ำยัน หลังจากทำงานชุดแล้วเสร็จ Mana and Clough (1981) ได้ทำการวิเคราะห์ผลจากการเก็บข้อมูลในสนามหลายแห่งพบว่าค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มพืด จะมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปลอดภัยของการปูคของดินภายในหลุมที่ขุดดังภาพที่ 7.39



ภาพที่ 7.39 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของเสาเข็มพืดสูงสุดกับค่าอัตราส่วนปลอดภัยของการปูคของดินภายในหลุมที่ขุด (Mana and Clough ,1981)

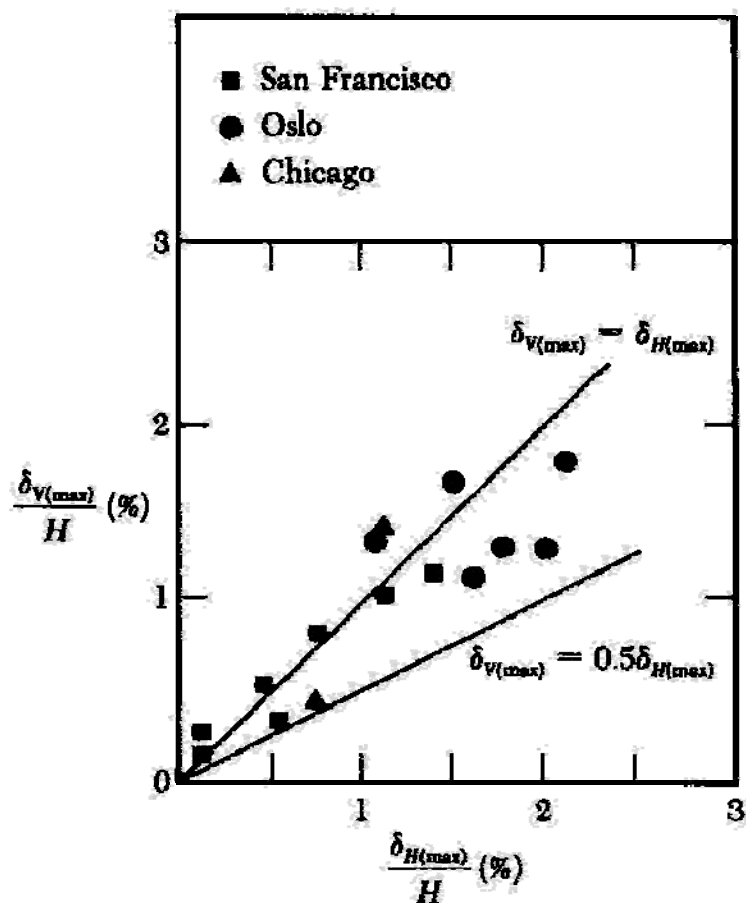
ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของดินรอบ ๆ เสาเข็มพืดสำหรับงาน open cuts ในดินเหนียวนั้น Peck (1969) ได้เสนอวิธีโดยประมาณจากกราฟ ดังภาพที่ 7.40 ซึ่ง จะได้ว่า การเคลื่อนตัวที่มากที่สุดของเข็มพืด จะมีค่าประมาณ 1 - 2 % ของความลึกที่ขุดสำหรับงานขุดในดินเหนียวอ่อน



ภาพที่ 7.40 การเคลื่อนตัวของดินรอบๆ โครงสร้างกันดินกับระยะทาง (Peck , 1969)

นอกจากนี้ Mana และ Clough (1981) ได้นำผลจากการวัดในสนามมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง $\delta_{H(max)}$ กับค่า การทรุดตัวของดินรอบเสาเข็ม $\delta_{V(max)}$ ได้ดังภาพที่ 7.41 ซึ่งจะได้ว่า

$$\delta_{V(max)} = 0.5 \text{ ถึง } 1.0 \delta_{H(max)}$$

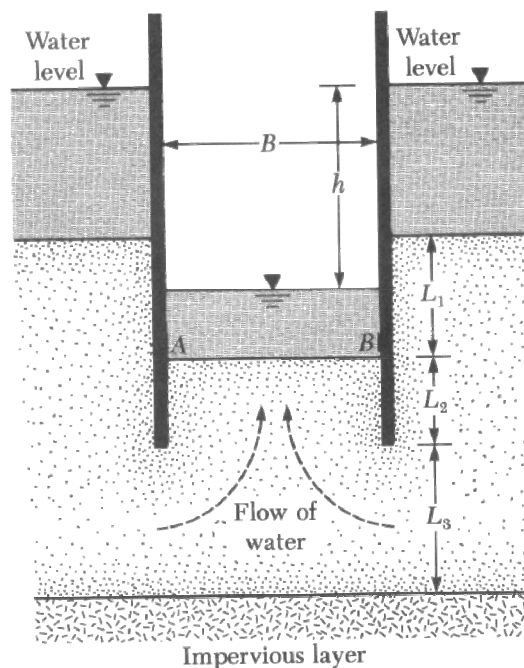


ภาพที่ 7.41 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างของเข็มพืดกับการทรุดตัวของดินรอบ ๆ
เข็มพืด (Mana และ Clough , 1981)

เสถียรภาพในกรณีงานขุดในดินทราย ในการขุดโดยใช้เข็มพืด มีบางกรณีที่จะต้องลดระดับลง ดังภาพที่ 7.42 ในกรณีนี้ดินอาจเกิดการวิบัติเนื่องจาก Piping ได้ ดังนั้นจึงต้องมีการตรวจสอบค่าอัตราส่วน □ปลอดภัยต่อการเกิด Piping โดยทั่วไป Piping จะเกิดขึ้นได้เมื่อ ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ของการไหลของน้ำเข้ามาในหลุมขุดมีค่าสูง ซึ่งอาจตรวจสอบง่าย ๆ ได้จากการเขียนตาข่ายการไหลของน้ำ เพื่อคำนวณค่า Exit Gradient สูงสุด ($i_{\max(\text{exit})}$) และค่าอัตราส่วนปลอดภัยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{FS.} &= \frac{i_{\text{cr}}}{i_{\max(\text{exit})}} \\ (7.107) \quad \text{เมื่อ } i_{\text{cr}} &= \text{ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์วิกฤติ} \\ &= \frac{G_s - 1}{e + 1} \end{aligned}$$

โดยค่า i_{cr} ของดินทั่วไป จะแปรผันอยู่ในช่วง 0.9 - 1.1 และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.0 ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม ควรมีค่าประมาณ 1.5

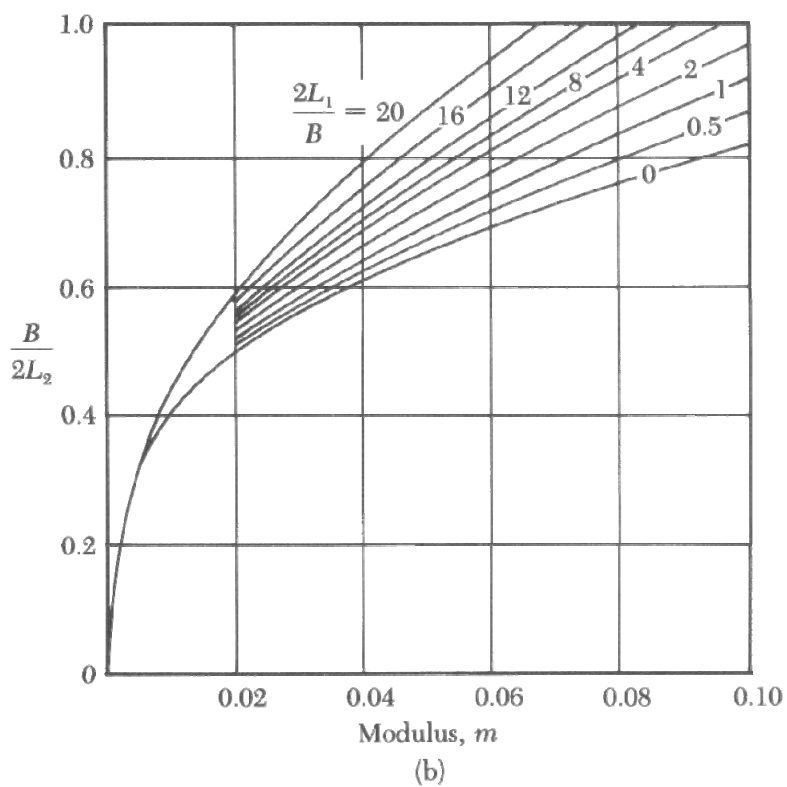
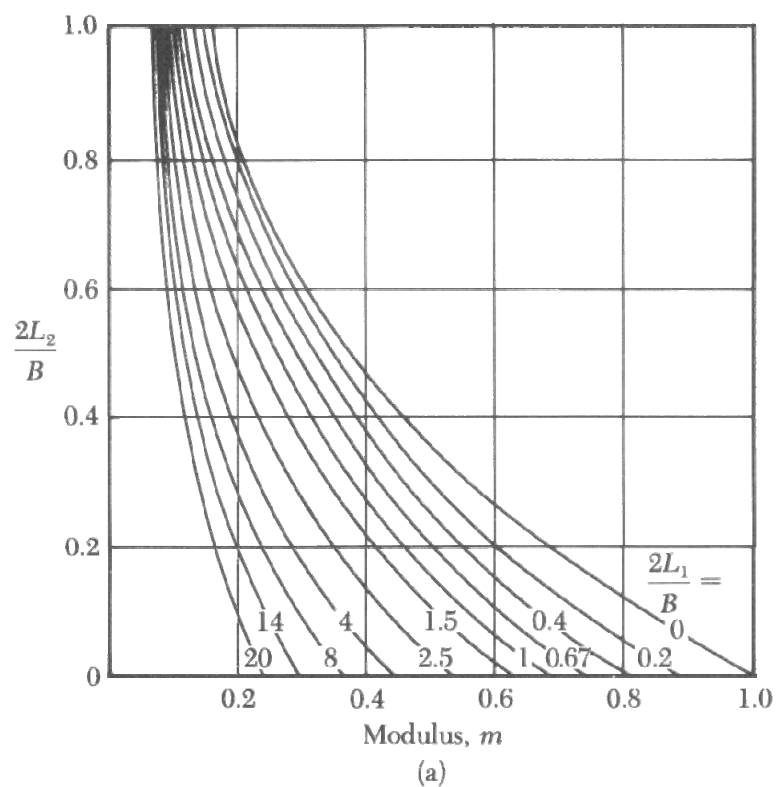


ภาพที่ 7.42 การเกิด Piping

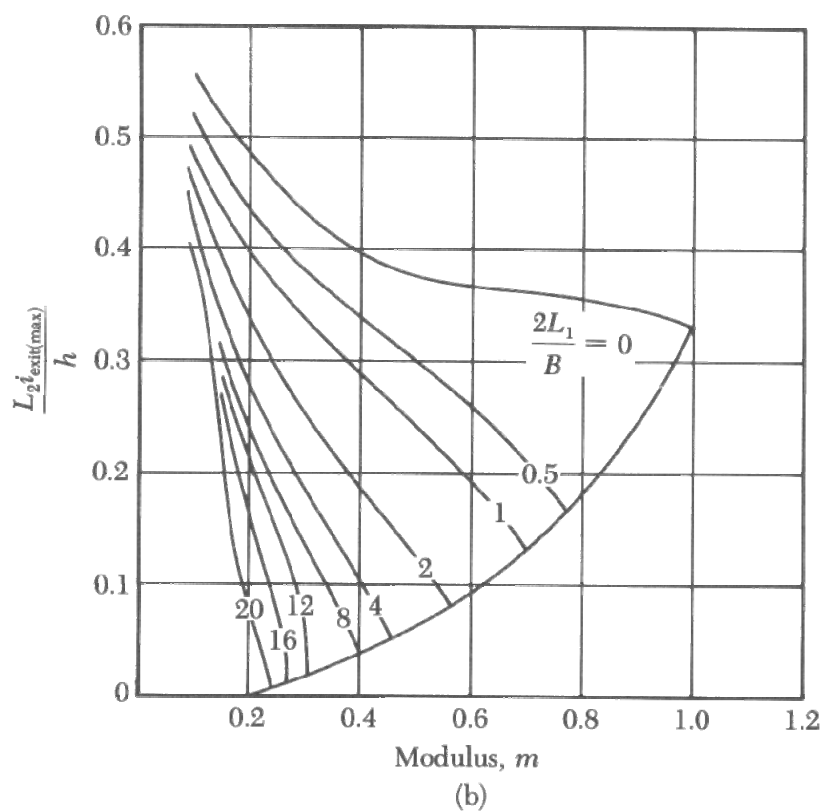
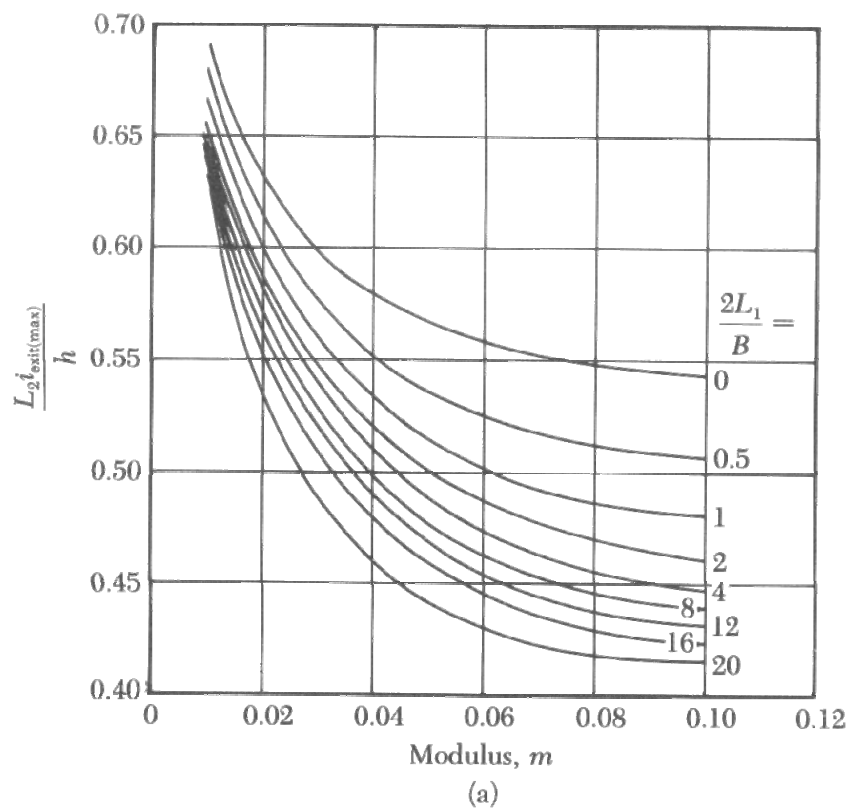
การคำนวณค่า Maximum Exit Gradient ในกรณีที่ $L_3 = \infty$ สามารถใช้วิธีของ Harr (1962) โดยใช้ ภาพที่ 7.43 และภาพที่ 7.44 ช่วยในการคำนวณดังนี้

- (1) คำนวณค่าโมดูลัส m จากภาพที่ 7.43 เมื่อทราบค่า $2L_2/B$ (หรือ $B/2L_2$) และ $2L_1/B$
- (2) จากค่าโมดูลัส m และ ค่า $2L_1/B$ ใช้ภาพที่ 7.44 คำนวณค่า $\frac{L_2 i_{\text{exit}(\max)}}{h}$ เนื่องจากทราบค่า L_2 และ h ดังนั้นสามารถคำนวณค่า $i_{\max(\text{exit})}$ ได้

(3) คำนวณค่าอัตราส่วนปลอกภัยโดยใช้สมการที่ 7.107

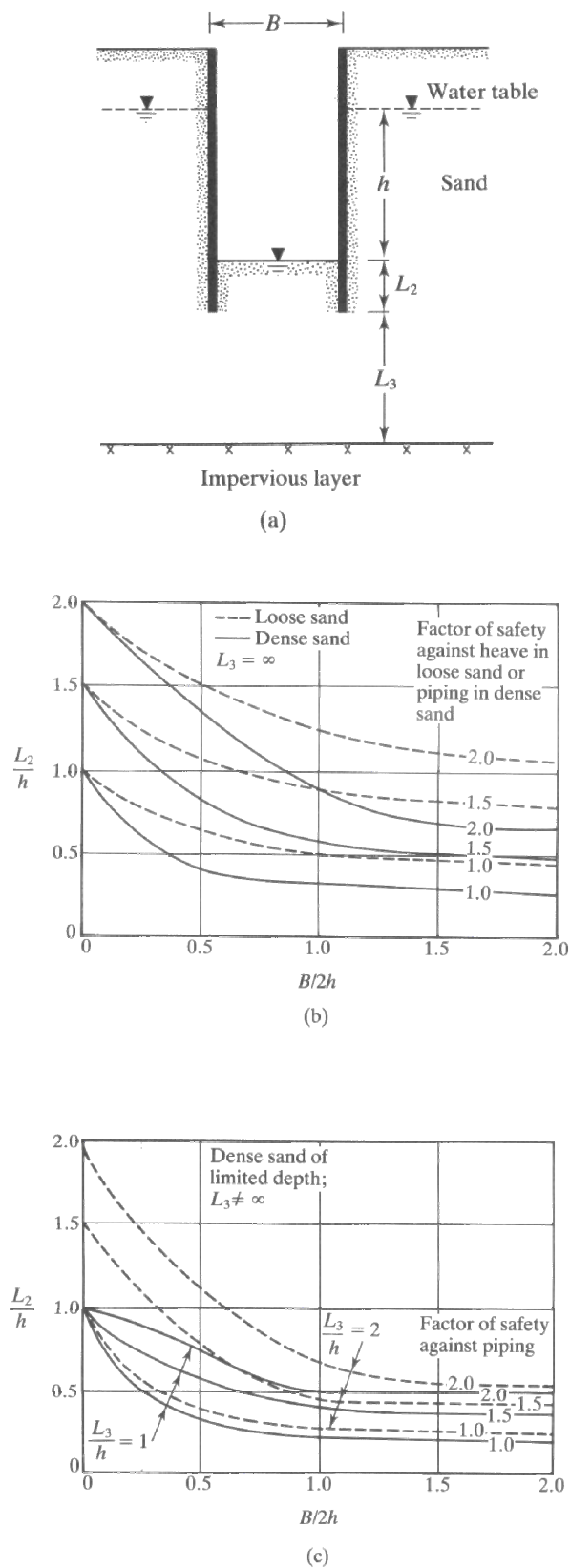


ภาพที่ 7.43 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัส m กับ $B/(2L_2)$



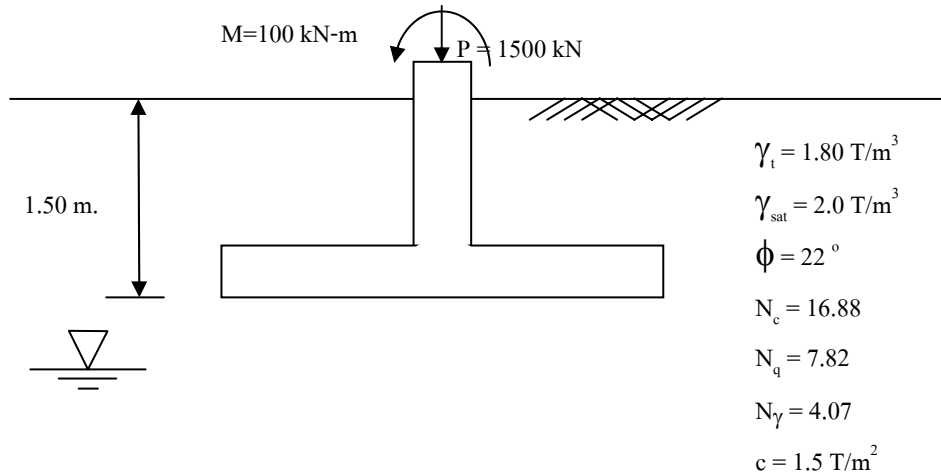
ภาพที่ 7.44 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัส m กับ $L_2 i_{\text{exit(max)}}/h$

นอกจากนี้ U.S. Department of the Navy (1971) ใน NAVFAC ได้เสนอภาพที่ 7.45 (a) (b) และ (c) สำหรับคำนวณค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่อการเกิด Piping ในดินทราย



ภาพที่ 7.45 แผนภาพสำหรับคำนวณค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่อการเกิด Piping ในดินทราย (Navy, 1971)

ตัวอย่างที่ 2.1 จงหาขนาดของฐานรากแผ่สี่เหลี่ยมจัตุรัสเพื่อรับน้ำหนัก 1500 kN และโมเมนต์ 100 kN-m โดยระดับฐานรากอยู่ใต้ผิวดิน 1.50 เมตร น้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 2.00 เมตรจากผิวดิน กำหนด F.S. = 3.0



วิธีทำ สมมุติขนาดฐานราก = 2.5 x 2.5 เมตร

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + (2.5/2.5)(7.82/16.88) = 1.463$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + (2.5/2.5) \tan(22) = 1.404$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(2.5/2.5) = 0.600$$

กรณี $D_f/B < 1$ ($1.5/2.5 = 0.6 < 1$)

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + (0.4) \left(\frac{1.5}{2.5} \right) = 1.24$$

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

$$= 1 + 2 \tan 22 (1 - \sin 22)^2 \left(\frac{1.5}{2.5} \right)$$

$$= 1 + 2 \times (0.404) (1 - 0.3746)^2 \times 0.60 = 1.189$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

$$q = (1.8)1.50 = 2.70 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{avg}} = [(1.8)0.5 + (2.0 - 1)2.0]/2.5 = 1.16 \text{ T/m}^3$$

$$q_u = 1.5(16.88)(1.463)(1.20)(1.0) + 2.70(7.82)(1.404)(1.189)(1.0) + 0.5(1.16)(2.50)(4.07)(0.6)(1.0)(1.0)$$

$$= 45.93 + 35.25 + 3.54 = 84.72$$

$$q_{u(\text{net})} = q_u - q = 84.72 - 2.7 = 82.02 \text{ Tons/m}^2$$

$$q_{\text{all}} = q_{u(\text{net})} / \text{FS} = 82.02/3.0 = 27.34 \text{ Tons/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P &= 1500/9.81 = 152.91 \text{ T} \\
 M &= 100/9.81 = 10.19 \text{ T-m} \\
 \text{Max stress} &= P/A + 6M/(BL^2) \\
 &= 152.91/6.25 + 6 \times 10.19/(2.5 \times 2.5^2) \\
 &= 24.46 + 3.91 = 28.38 \text{ Tons} > 27.34 \text{ Tons NO.K.}
 \end{aligned}$$

สมมุติขนาดฐานรากใหม่ = 2.6 x 2.6 เมตร

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + (2.6/2.6)(7.82/16.88) = 1.463$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + (2.6/2.6) \tan(22) = 1.404$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4(2.6/2.6) = 0.600$$

กรณี $D_f/B < 1$ $(1.5/2.6 = 0.58 < 1)$

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + (0.4) \left(\frac{1.5}{2.6} \right) = 1.23$$

$$\begin{aligned}
 F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\
 &= 1 + 2 \tan 22 (1 - \sin 22)^2 \left(\frac{1.5}{2.6} \right) \\
 &= 1 + 2 \times (0.404)(1 - 0.3746)^2 0.577 = 1.182
 \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

$$q = (1.8)1.50 = 2.70 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{avg} = [(1.8)0.5 + (2.0 - 1)2.1]/2.6 = 1.154 \text{ T/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.5(16.88)(1.463)(1.23)(1.0) + 2.70(7.82)(1.404)(1.182)(1.0) + 0.5(1.154)(2.60)(4.07)(0.6)(1.0)(1.0) \\
 &= 45.6 + 35.05 + 3.66 = 84.31
 \end{aligned}$$

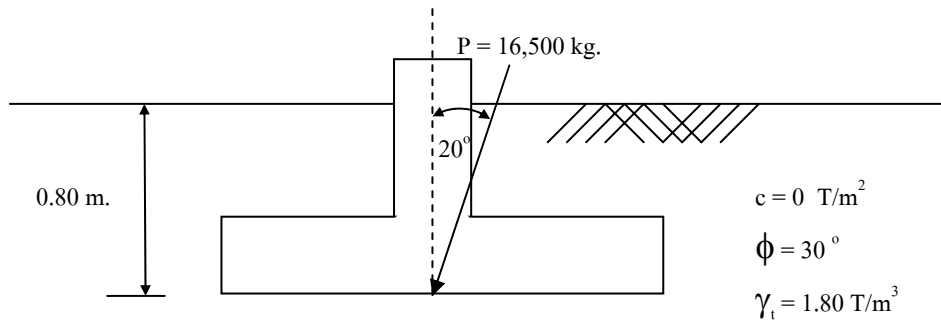
$$q_{u(net)} = q_u - q = 84.31 - 2.7 = 81.61 \text{ Tons/m}^2$$

$$q_{all} = q_{u(net)} / FS = 81.61/3.0 = 27.20 \text{ Tons/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Max stress} &= P/A + 6M/(BL^2) \\
 &= 152.91/6.76 + 6 \times 10.19/(2.6 \times 2.6^2) \\
 &= 22.62 + 3.48 = 26.10 \text{ Tons} < 27.20 \text{ Tons O.K.}
 \end{aligned}$$

ดังนั้นเลือกใช้ฐานรากขนาด 2.60 x 2.60 เมตร **ตอบ**

ตัวอย่างที่ 2.2 ฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 16,500 kg. โดยระดับฐานอยู่ต่ำจากระดับผิวดิน 0.80 เมตร แรงกระทำเอียงทำมุม 20° กับแนวดิ่งดังรูป จงหาความกว้างของฐานรากโดยใช้สมการ General Bearing Capacity กำหนด F.S. = 3.0



วิธีทำ เนื่องจาก $c = 0$ ดังนั้น $q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$

$$q = 0.8 \times 1.8 = 1.44 \text{ T/m}^2$$

จากตารางค่า Bearing Capacity ที่ $\phi = 30^\circ$

$$N_q = 18.40$$

$$N_\gamma = 22.40$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \tan(30) = 1.577$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 = 0.600$$

กรณี $D_f/B \leq 1.0$

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \\ &= 1 + 2 \tan 30 (1 - \sin 30)^2 \left(\frac{0.8}{B} \right) \\ &= 1 + \frac{0.289(0.8)}{B} = 1 + \frac{0.2312}{B} \end{aligned}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30} \right)^2 = 0.11$$

$$q_u = 1.44(18.4)(1.577) \left(1 + \frac{0.2312}{B} \right) (0.605) + 0.5(1.8) B (22.4)(0.6)(1.0)(0.11)$$

$$q_u = 25.279 + \frac{5.845}{B} + 1.331 B$$

$$q_{all} = q_u / FS = q_u / 3.0 = \frac{25.279}{3} + \frac{5.845}{3B} + \frac{1.331}{3} B$$

$$q_{all} = 8.426 + \frac{1.948}{B} + 0.444 B$$

$$Q = q_{all} \times B^2$$

$$q_{all} = \frac{16,500}{B^2} \quad \text{kg/m}^2 = \frac{16.50}{B^2} \quad \text{T/m}^2$$

ดังนั้น

$$\frac{16.50}{B^2} = 8.426 + \frac{1.948}{B} + 0.444 B$$

$$16.50 = 8.426 B^2 + 1.948 B + 0.444 B^3$$

จัดสมการใหม่

$$0.444 B^3 + 8.426 B^2 + 1.948 B - 16.50 = 0$$

โดยวิธี Trial and Error

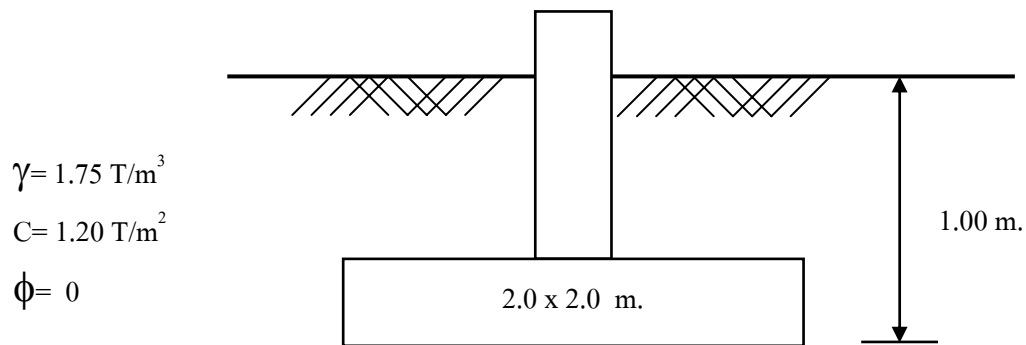
B	ผลลัพธ์	หมายเหตุ
1.0	-5.682	ไม่ผ่าน
1.2	-1.261	ไม่ผ่าน
1.25	-0.030	ไม่ผ่าน
1.26	0.220	ผ่าน
1.30	1.247	ผ่าน

โดยวิธี Trial and Error ได้ B = 1.26 m.

ดังนั้นเลือกใช้ฐานรากขนาด 1.30 x 1.30 เมตร

ตอบ

ตัวอย่างที่ 2.3 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากแผ่ดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi
เปรียบเทียบกับ ทฤษฎีของ Meyerhof



ทฤษฎีของ Terzaghi

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma$$

ที่ $\phi = 0$ จะได้

$$N_c = 5.7, \quad N_q = 1.0, \quad N_\gamma = 0.0$$

$$q = \gamma D_f$$

$$= 1.75 \times 1.0 = 1.75 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = 1.3 (1.2) (5.7) + 1.75 (1.0) + 0.4 (1.75) 2.0 (0.0)$$

$$q_u = 8.89 + 1.75 = 10.64 \text{ T/m}^2$$

$$q_{u(\text{net})} = 10.64 - 1.75 = 8.89 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{all}(\text{net})} = \frac{q_{u(\text{net})}}{\text{F.S.}} = \frac{8.89}{2.5} = \underline{\underline{3.55}} \text{ T/m}^2$$

ทฤษฎีของ Meyerhof

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

จากตารางค่า Bearing Capacity Factor จะได้

$$N_c = 5.14, N_q = 1.0, N_\gamma = 0.0 \quad ; \quad \frac{D_f}{B} = \frac{1}{2} \leq 1.0 \text{ ดังนั้น}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{2}{2} \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1.194$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.4 \left(\frac{1}{2} \right) = 1.2$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{2}{2} \tan(0) = 1.0$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan(0) (1 - \sin(0))^2 \frac{1}{2} = 1.0$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{2} \right) = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{0}{90} \right)^2 = 1.0$$

ดังนั้น

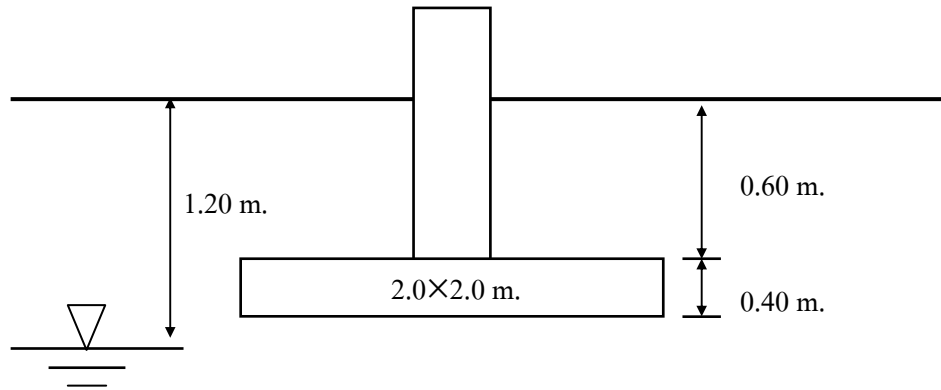
$$q_u = 1.2 (5.14)(1.194)(1.2)(1.0) + 1.75(1.0)(1.0)(1.0) + 0$$

$$q_u = 8.84 + 1.75 = 10.59 \text{ T/m}^2$$

$$q_{u(net)} = 10.59 - 1.75 = 8.84 \text{ T/m}^2$$

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{F.S.} = \frac{8.84}{2.5} = \underline{3.54} \text{ T/m}^2$$

ตัวอย่างที่ 2.4 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของชั้นดินทรายที่ยอมให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 cm. และกำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของฐานรากแผ่นขนาด 2.00x2.00 เมตร ความลึก 1.00 เมตร ดังรูป เมื่อกำหนดคุณสมบัติของชั้นดินดังตาราง



ความลึก	ชนิดของดิน	SPT (blows/ft)	Unit Weight (T/m ³)	Water Content (%)
0.50-0.95	SC	7	-	7
1.00-1.45	SC	8	1.80	6
1.50-1.95	SC	6	-	12
2.00-2.45	SC	10	-	11
2.50-2.95	SM	46	2.00	12
3.00-3.12	SM	50/12 cm.	-	13
4.00-4.19	SM	50/19 cm.	2.20	18
6.00-6.15	SM	50/15 cm.	-	20

$$\begin{aligned} \text{วิธีทำ Effective overburden pressure} &= 1.2(1.8)+0.8 (1.80-1.00) \\ &= 2.8 \quad \text{T/m}^2 = 0.28 \end{aligned}$$

ksc.

$$\begin{aligned} C_N &= 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.28) = \\ 1.427 \end{aligned}$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{1.2}{1 + 2} = 0.70$$

$$N' = C_N C_w N = 1.427 \times 0.70 \times \left(\frac{8+6}{2} \right) = 6.99$$

blows/ft.

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$\begin{aligned}
 D_f/B &= 1.0/2.0 = 0.5 \\
 \text{จะได้ค่า } q_{all(net)} &= 8.95 \text{ T/m}^2 \\
 \therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} &= 8.95 \times 2.0 \times 2.0 = \mathbf{35.8 \text{ Tons} \quad \underline{Ans}}
 \end{aligned}$$

กรณีดินน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$\begin{aligned}
 \text{Effective overburden pressure} &= 2.0 (1.80-1.00) \\
 &= 1.6 \text{ T/m}^2 = 0.16
 \end{aligned}$$

ksc.

$$\begin{aligned}
 C_N &= 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.16) = \\
 &1.615
 \end{aligned}$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{0}{1 + 2} = 0.50$$

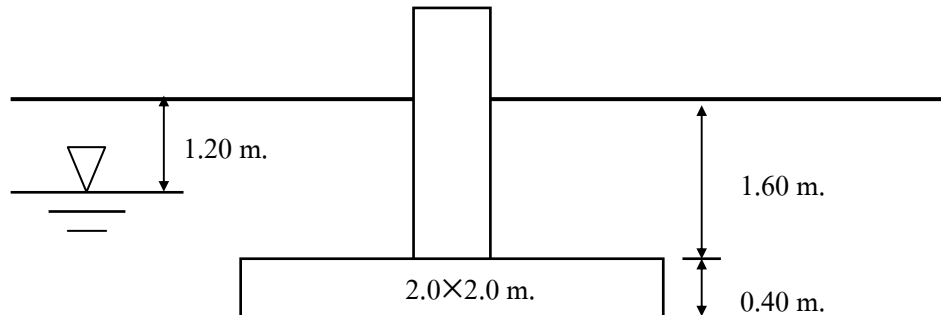
$$N' = C_N C_w N = 1.615 \times 0.50 \times \left(\frac{8+6}{2} \right) = 5.65$$

blows/ft.

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$\begin{aligned}
 D_f/B &= 1.0/2.0 = 0.5 \\
 \text{จะได้ค่า } q_{all(net)} &= 5.8 \text{ T/m}^2 \\
 \therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} &= 5.8 \times 2.0 \times 2.0 = \mathbf{23.2 \text{ Tons} \quad \underline{Ans}}
 \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 2.5 จงคำนวณกำลังรับน้ำหนักของชั้นดินทรายที่ยอมให้เกิดการทรุดตัวไม่เกิน 2.5 cm. และกำลังรับน้ำหนักโดยปลอดภัยของฐานรากแผ่นขนาด 2.00x2.00 เมตร ความลึก 2.00 เมตร ดังรูป เมื่อกำหนดคุณสมบัติของชั้นดินดังตาราง



ความลึก	ชนิดของดิน	SPT (blows/ft)	Unit Weight (T/m ³)	Water Content (%)
0.50-0.95	SC	4	-	7
1.00-1.45	SC	7	1.80	6
1.50-1.95	SC	9	-	12
2.00-2.45	SC	10	-	11
2.50-2.95	SM	46	2.00	12
3.00-3.12	SM	50/12 cm.	-	13
4.00-4.19	SM	50/19 cm.	2.20	18
6.00-6.15	SM	50/15 cm.	-	20

$$\begin{aligned}
 \text{วิธีทำ Effective overburden pressure} &= 1.2(1.8)+1.3(1.8-1.0)+0.5 (2.10-1.00) \\
 &= 3.7 \quad \text{T/m}^2 \\
 &= 0.37 \quad \text{ksc.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_N &= 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.37) = \\
 &1.334
 \end{aligned}$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{1.2}{2 + 2} = 0.65$$

$$N' = C_N C_w N = 1.334 \times 0.65 \times 10 = 8.67$$

blows/ft.

จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 2.0/2.0 = 1.0$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 9.7 \quad \text{T/m}^2$$

$$\therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 9.7 \times 2.0 \times 2.0 = 38.8 \text{ Tons } \underline{\text{Ans}}$$

กรณีดินน้ำอยู่ที่ระดับผิวดิน

$$\begin{aligned} \text{Effective overburden pressure} &= 2.5(1.8-1.0)+0.5(2.10-1.00) \\ &= 2.5 \text{ T/m}^2 \\ &= 0.25 \text{ ksc.} \end{aligned}$$

$$C_N = 0.77 \log (20/\sigma'_v) = 0.77 \log (20/0.25) = 1.465$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} = 0.5 + 0.5 \frac{0}{2+2} = 0.50$$

$$N' = C_N C_w N = 1.465 \times 0.50 \times 10 = 7.325$$

blows/ft.

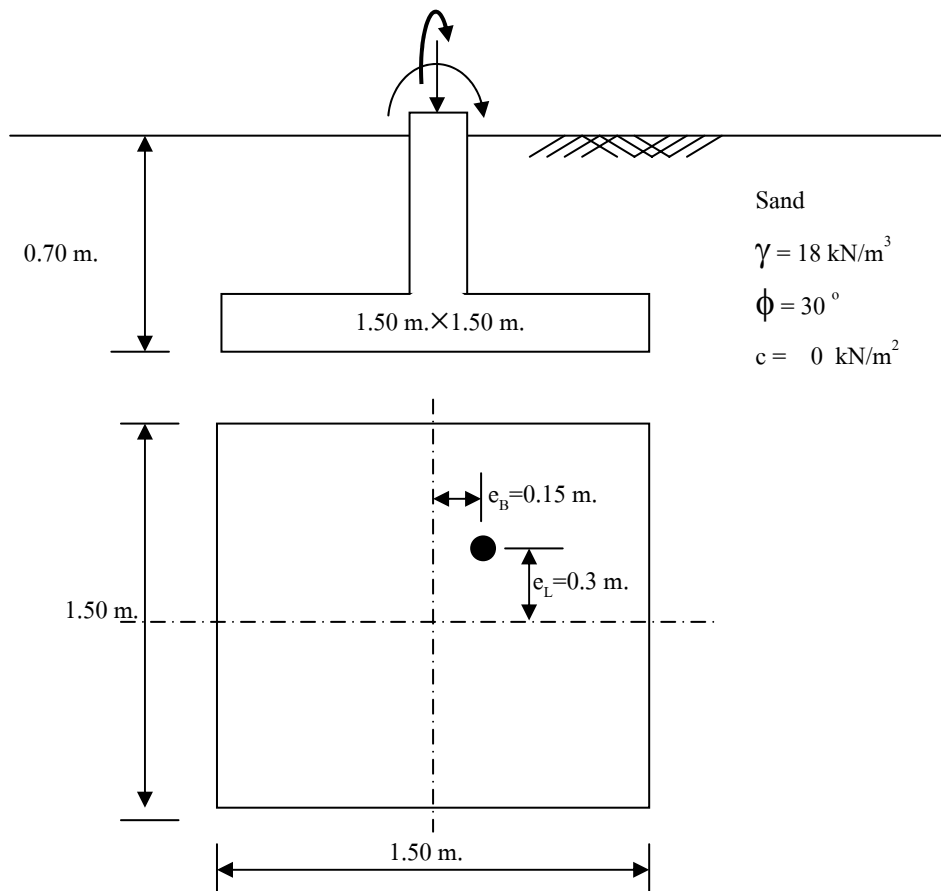
จากกราฟของ Peck, Hanson & Thornburn (1974)

$$D_f/B = 2.0/2.0 = 1.0$$

$$\text{จะได้ค่า } q_{all(net)} = 7.98 \text{ T/m}^2$$

$$\therefore \text{ฐานรากรับน้ำหนักปลอดภัยได้} = 7.98 \times 2.0 \times 2.0 = 31.9 \text{ Tons } \underline{\text{Ans}}$$

ตัวอย่างที่ 2.6 จงหาค่ารับน้ำหนักหน่วยประลัย(Q_{ult})ของฐานรากแผ่นสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด $1.5 \times 1.5 \text{ m}^2$ ดังรูป ซึ่งรับแรงเฉือนศูนย์กลางสองแกน กำหนดให้ $e_L = 0.3 \text{ m}$. และ $e_B = 0.15 \text{ m}$.

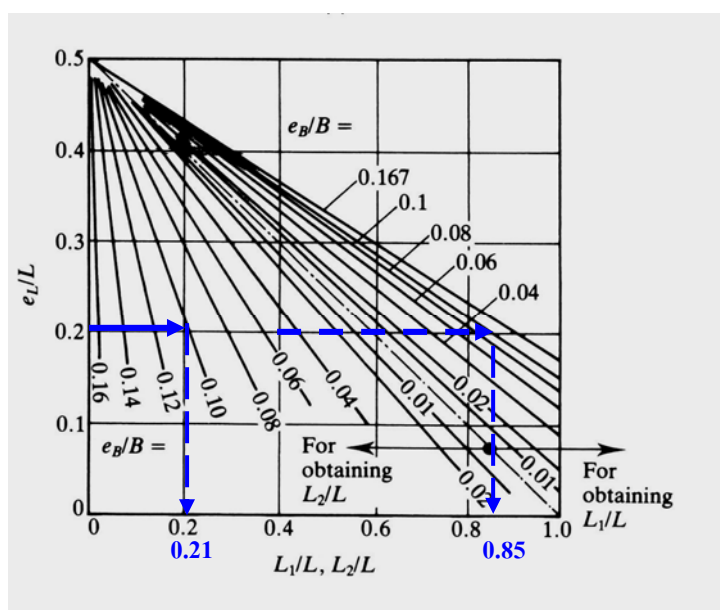


วิธีทำ

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

และ

$$\frac{e_B}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$



(๗.)

รูปที่ 2.14 พื้นที่ประสิทธิผลกรณี $e_L/L < 0.5$ และ $0 < e_B/B < 1/6$ (ต่อ)

จากรูปที่ 2.14(ข.) จะได้

$$\frac{L_1}{L} = 0.85 \quad \text{และ} \quad L_1 = 0.85 \times 1.5 = 1.275 \text{ m.}$$

$$\frac{L_2}{L} = 0.21 \quad \text{และ} \quad L_2 = 0.21 \times 1.5 = 0.315 \text{ m.}$$

$$A' = 0.5 (L_1 + L_2) B = 0.5(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m.}$$

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m.}$$

กรณี $c = 0$ จะได้

$$q_u' = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi}^{+1/2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)18 = 12.60 \text{ kN/m}^2$$

เมื่อ $\phi = 30^\circ$ ได้ $N_q = 18.401$ และ $N_\gamma = 22.402$ (Vasic, 1973)

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + (0.936/1.275) \tan(30) = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4(0.936/1.275) = 0.706$$

กรณี $D_f/B < 1$ ($0.7/1.5 = 0.467 < 1$)

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

$$= 1 + 2 \tan 30 (1 - \sin 30)^2 \left(\frac{0.7}{1.5} \right)$$

$$= 1 + 2 \times (0.577)(1 - 0.5)^2 \times 0.467 = 1.135$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1.0$$

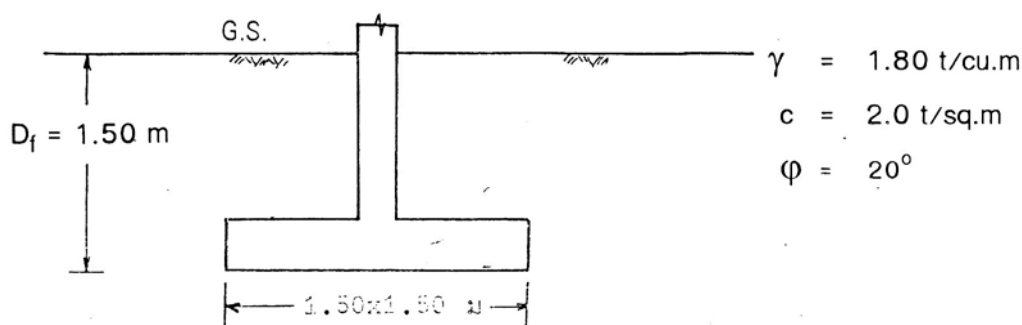
ดังนั้น $q_u' = 12.6(18.401)(1.424)(1.135)(1.0) + 0.5(18)(0.936)(22.402)(0.706)(1.0)(1.0)$

$$= 374.73 + 133.23 = 507.96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ult} = A' q_u' = 1.193 \times 507.96$$

$$= 606.00 \text{ kN}$$

ตัวอย่างที่ 2.7 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้หา allowable bearing pressure ของ square footing วางไว้ที่ความลึก 1.50 ม โดยใช้ทฤษฎีของ Trezaghi และส่วนลดหรือตัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3 (F=3)



วิธีทำ

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + \gamma_0 D_f N_q + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma$$

$$\text{net } q_{ult} = 1.3 c N_c + \gamma_0 D_f (N_q - 1) + 0.4 \gamma_1 B N_\gamma$$

$$\phi = 20^\circ; N_c = 17.7, N_q = 7.4, N_\gamma = 5.0$$

$$\text{net } q_{ult} = (1.3)(2.0)(17.7) + (1.80)(1.50)(7.4 - 1) + (0.4)(1.80)(1.50)(5.0)$$

$$= 46.02 + 17.28 + 5.40$$

$$= 68.70 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_a = q_{ns} = \frac{68.70}{3} = 22.9 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

หากดินมีค่า $c = 0.2 \text{ t/m}^2$ และ $\phi = 20^\circ$ ซึ่งเป็นดินที่อ่อนหรือหลวม ดังนั้นอาจเกิดในลักษณะของ local shear failure ได้

จากตาราง 3.1 สำหรับกรณี local shear failure

$$\phi = 20^\circ; N'_c = 11.8, N'_q = 3.9, N'_\gamma = 1.7$$

$$\text{net } q_{ult} = 1.3 \left(\frac{2}{3} \times 0.2 \right) (11.8) + (1.80)(1.50)(3.9 - 1) + (0.4)(1.80)(1.5)(1.7)$$

$$= 2.04 + 7.83 + 1.84$$

$$= 11.71 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_a = q_{ns} = \frac{11.71}{3} = 3.90 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

หมายเหตุ $\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi; \phi' = \tan^{-1} \frac{2}{3} \tan(\tan 20^\circ) = 13.6^\circ$

$$\phi = 13.6^\circ \text{ ได้ } N'_c = 11.0, N'_q = 3.5, N'_\gamma = 2.1$$

ตัวอย่าง 2.8 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) ฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 1.20 x 2.00 เมตร วางไว้ที่ความลึก 1.20 เมตรจากผิวดิน ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ดิน และดินมีคุณสมบัติดังนี้ $c=8$ ตัน / ตร.ม , $\phi=5^\circ$, $\gamma=1.95$ ตัน / ลบ.ม ให้น้ำหนักในแนวดิ่งที่ฐานรากสามารถรับได้ด้วยส่วนลดหรือสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3.0 และสมการของ Hansen

วิธีทำ

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c + \bar{q}(N-1)S_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$\phi=5^\circ, N_c=6.49, N'_q=1.6, N'_\gamma=0.1$$

$$d_c=1+0.4(1.2/1.2)=1.40, d_q=1+0.146(1.2/1.2)=1.15, d_\gamma=1.00$$

$$S_c=1.020(1.2/2.0)=1.12, S_q=1+\tan 5^\circ(1.2/2.0)=1.05$$

$$S_\gamma=1-0.4(1.2/2.0)=0.76$$

$$q_{ult} = 8(6.49)(1.12)(1.40) + (0.95 \times 1.2)(0.6)(1.05)(1.15) + 0.5(0.95)(1.2)(0.1)(0.76)(1.0)$$

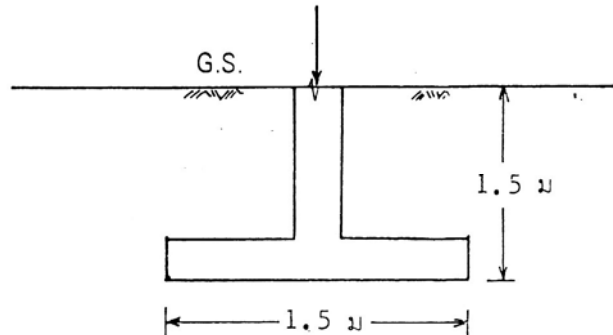
$$= 81.41+0.83+0.04$$

$$= 82.28 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_{ns} = 82.28/3 = 27.43 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งที่ฐานรากสามารถรับได้ $27.43(1.2 \times 2) = 65.83$ ตัน

ตัวอย่างที่ 2.8 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้หาความดันปลอดภัยที่ดินสามารถรับได้ของฐานรากที่สี่เหลี่ยมจัตุรัสดังแสดงไว้ในรูปทั้งนี้ให้ใช้ค่าส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3 และพิกัดของ Balla



$$\gamma = 1.6 \text{ t/cu.m}$$

$$c = 0, \phi = 30^\circ$$

วิธีทำ $b = B / 2 = 0.75 \text{ ม.}, c / b = 0$

จากรูป จะได้ $\rho = 4, \phi = 30^\circ$ แล้วจะได้

$$N_c = 40, N_q = 24, N_\gamma = 68$$

$$\text{net } q_{ult} = cN_c + q(n_q - 1) + b\gamma N_\gamma$$

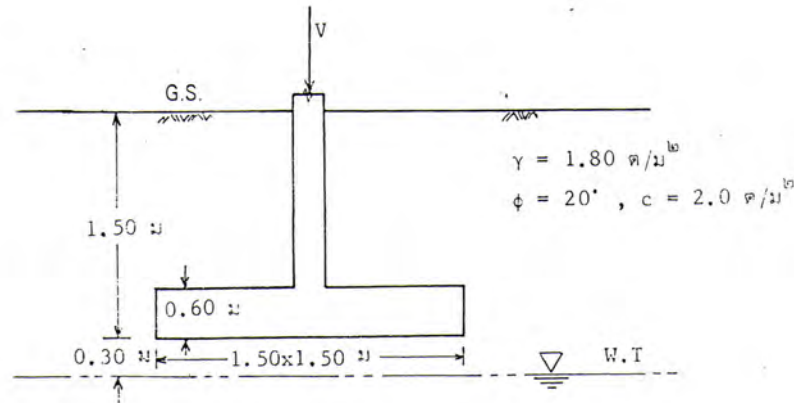
$$= 0 + (1.6 \times 1.5)(24 - 1) + 0.75(1.6)(68)$$

$$= 0 + 55.20 + 81.60$$

$$= 136.8 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_a = q_{ns} = 136.80 / 3 = 45.6 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

ตัวอย่างที่ 2.9 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) ให้
คำนวณหา allowable bearing pressure ของฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสดังแสดงไว้ในภาพต่อไปนี้โดย
ใช้ Terzaghi's bearing capacity equation และสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3.0 (F= 3.0)



วิธีทำ $c = 2.0$ ตัน / ตร.ม , $\phi = 20^\circ$ general shear failure จะได้

$$N_c = 17.7, N_q = 7.4, N_\gamma = 5.0$$

$$\text{net } q_{\text{ult}} = 1.3cN_c + \gamma_o D_f (N_q - 1)W + 0.4\gamma_1 B N_\gamma W'$$

$$\frac{a}{D_f} = 0 \Rightarrow W = 1.0, \frac{d}{B} = \frac{0.30}{1.50} = 0.20 \Rightarrow W' = 0.60$$

$$\text{net } q_{\text{ult}} = 1.3(2.0)(17.7) + (1.80)(1.50)(6.4)(1.0) + 0.4(1.80)(1.50)(5.0)(0.60)$$

$$= 46.02 + 17.28 + 3.24$$

$$= 33.54 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_{\text{ns}} = q_a = \frac{66.64}{3} = 22.18 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

คำนวณหา maximum allowable V

$$q_a = \frac{V}{1.50 \times 1.50} + (2.4 - 1.80)(0.60)$$

$$22.18 = \frac{V}{2.25} + 0.36$$

$$V = 2.25(22.18 - 0.36)$$

$$= 49.1 \text{ ตัน}$$

สมมติว่าระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน

$$\frac{a}{D_f} = \frac{1.50}{1.50} = 1.0 \Rightarrow W = 0.50, \frac{d}{B} = \frac{0}{1.50} = 0 \Rightarrow W' = 0.50$$

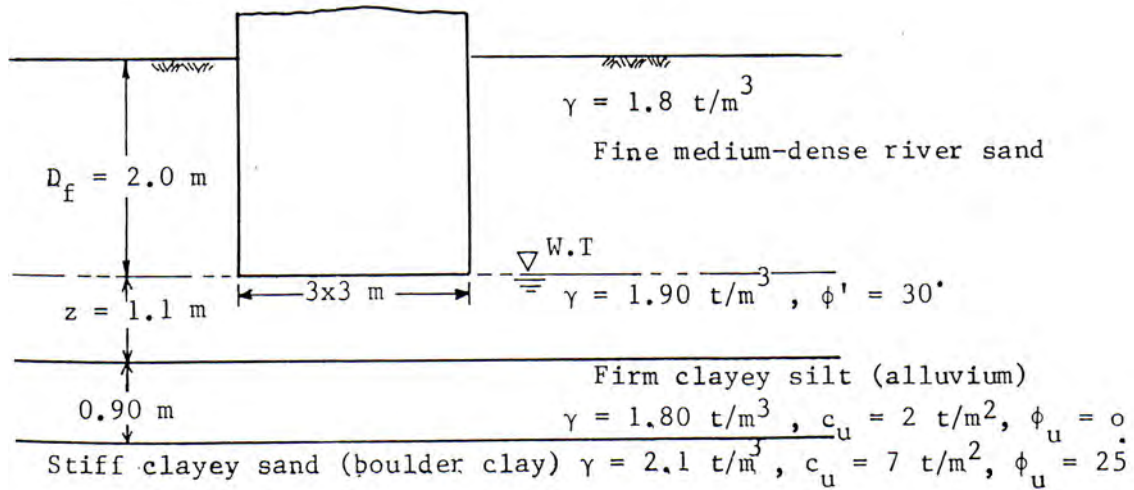
$$\begin{aligned}
 \text{net } q_{\text{ult}} &= 1.3(2.0)(17.7) + (1.80)(1.50)(6.4)(0.50) + 0.4(1.80)(1.50)(5.0)(0.50) \\
 &= 46.02 + 7.64 + 2.70 \\
 &= 57.36 \text{ ตัน / ตร.ม}
 \end{aligned}$$

หากไม่ใช้ water reduction factors แต่ใช้ effective unit weight แทน

$$\begin{aligned}
 \text{net } q_{\text{ult}} &= 1.3(2.0)(17.7) + (1.80 - 1)(1.50)(6.4)(0.50) + 0.4(1.80 - 1)(1.50)(5.0) \\
 &= 46.02 + 7.68 + 2.40 \\
 &= 56.10 \text{ ตัน / ตร.ม}
 \end{aligned}$$

จะเห็นว่าค่าที่ได้จากการคำนวณออกมาทั้งสองวิธีสำหรับระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินไม่แตกต่างกันมากนัก แต่ค่าดังกล่าวจะลดลงมากเมื่อระดับน้ำลดลงไปได้ฐานราก (จะสังเกตเห็นได้ชัดเจนสำหรับทราย)

ตัวอย่างที่ 2.10 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้
คำนวณหา allowable bearing pressure ของดินของฐานรากดังภาพข้างล่าง โดยใช้ Terzaghi's
bearing capacity factors และตัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3.0 (F=3.0)



วิธีทำ ดินที่อ่อนที่สุด คือ clayey silt และ $\phi_u = 0^\circ$ ซึ่งน้อยกว่า 5° ดังนั้น

$$\text{Square footing ; } q_{ult} = \left\{ (1 + 0.3)cN_c + \gamma_o D_f \right\} \frac{1}{\eta_o} + \gamma_o D_f$$

$$\phi_u = 0^\circ \Rightarrow N_c = 5.7$$

$$\frac{L}{B} = 1, \frac{z}{B} = \frac{1.1}{3.0} = 0.37 \text{ จากรูปที่ 3.16 จะได้ } \eta_o = 0.90$$

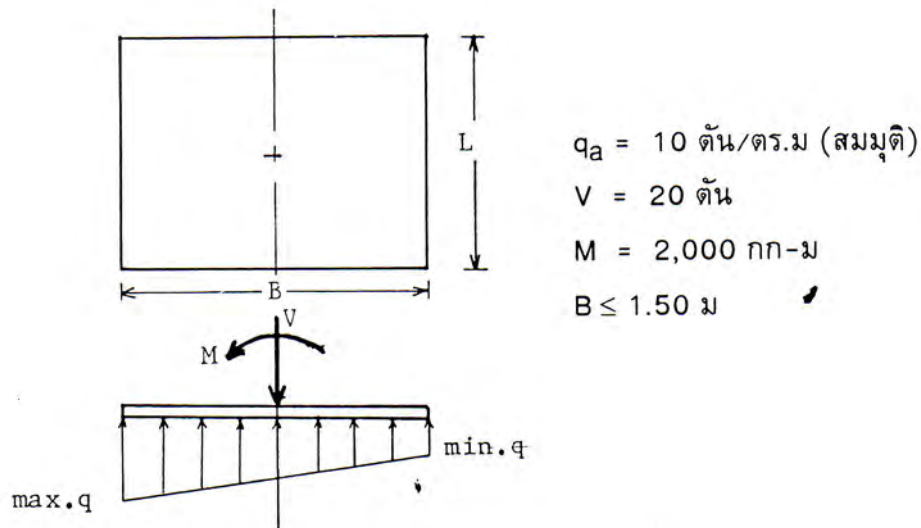
$$q_{ult} = \left\{ (1 + 0.3) \times 2 \times 5.7 + 180 \times 2.0 \right\} \frac{1}{0.9} + 1.80 \times 2.0$$

$$= 20.47 + 3.60 \text{ ตัน / ตร.ม.}$$

$$\text{net } q_{ult} = 24.07 - 1.80 \times 2.0$$

$$q_{ns} = q_a = \frac{20.47}{3} = 6.82 \text{ ตัน / ตร.ม.}$$

ตัวอย่าง 2.11 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้หาขนาดของฐานราก (ไม่เกิด tension) เมื่อแรงลัพธ์แนวตั้ง = 20 ตัน โมเมนต์ = 2,000 กก-ม และสมมติให้ q_a ของดินเท่ากับ 10 ตัน / ตร.ม



วิธีทำ

$$e_b = \frac{M}{V} = \frac{2,000}{20 \times 10^3} = 0.10 \text{ ม}$$

$$\text{max.}q = \frac{V}{BL} \left(1 + \frac{6e_b}{B} \right) = q_a \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$\frac{20}{BL} \left(1 + \frac{6 \times 0.10}{B} \right) = 10$$

$$\frac{20}{BL} \left(1 + \frac{0.6}{1.50} \right) = 10$$

Try $B = 1.50 \text{ ม}$ $\frac{20}{1.50L} \left(1 + \frac{0.6}{1.50} \right) = 10$

$$L = \frac{20}{1 \times 1.50} (1 + 0.4) = 10$$

$$= 1.87 \text{ ม} \cong 1.90 \text{ ม}$$

ใช้ฐานรากขนาด $1.50 \times 1.90 \text{ ม}$

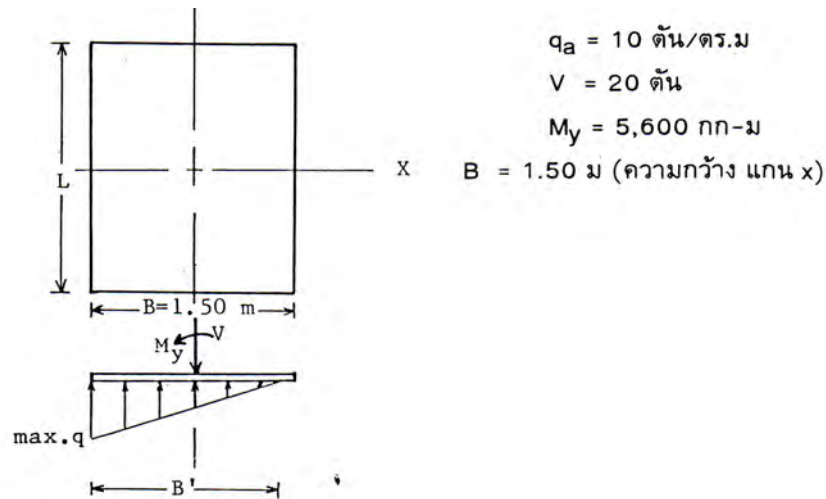
$$\text{max.}q = \frac{20}{1.50 \times 1.90} \left(1 + \frac{6 \times 0.1}{1.50} \right) = 9.82 \text{ ตัน / ตร.ม} < 10 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$\text{min.}q = \frac{20}{1.50 \times 1.90} \left(1 - \frac{6 \times 0.1}{1.50} \right) = 4.21 \text{ ตัน / ตร.ม} > 0$$

จะเห็นว่าแนวแรง R และ V นั้นทับกันและกระทำที่ระยะ $(\frac{B}{2} - e_b)$ จากขอบของฐาน

รากส่วนในการคำนวณหา q_{ult} จาก bearing capacity equation ให้ใช้ค่า B' (effective width) แทนที่ค่า B ในสมการ

ตัวอย่าง 2.12 ให้หาขนาดของฐานรากที่เล็กที่สุดที่สามารถรับแรงลัพธ์ ในแนวดิ่ง = 20 ตัน โมเมนต์ $M_y = 5,600$ กก-ม และ q_a ของดินเท่ากับ 10 ตัน / ตร.ม , $B = 1.50$ ม



วิธีทำ

$$e_b = \frac{M}{V} = \frac{5,600}{20 \times 10^3} = 0.28 \text{ ม} > \frac{B}{6} (0.25 \text{ ม})$$

$$B' = 3\left(\frac{B}{2} - e_b\right) = 3\left(\frac{1.50}{2} - 0.28\right) = 1.41 \text{ ม}$$

$$V = \frac{1}{2}(\text{max. } q)(B')(L)$$

$$= \frac{1}{2}(q_a)(B')(L)$$

$$20 = \frac{1}{2}(10)(1.41)(L)$$

$$L = \frac{2 \times 20}{10 \times 1.41}$$

$$2.84 \text{ ม} = 2.90 \text{ ม}$$

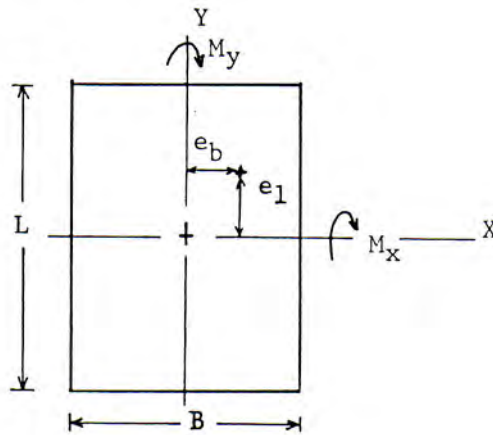
ใช้ฐานรากขนาด 1.50×2.90 ม, $e_b > \frac{B}{6}$

$$\text{max. } q = \frac{V}{BL} \left(\frac{4B}{3B - 6e_b} \right)$$

$$= \frac{20}{1.50 \times 2.90} \left(\frac{4 \times 1.50}{3 \times 1.50 - 6 \times 0.28} \right)$$

$$= 9.78 \text{ ตั๊น / ตร.ม} < 10 \text{ ตั๊น / ตร.ม}$$

ตัวอย่าง 2.13 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) ให้หาขนาดของฐานรากโดยใช้ Terzaghi's bearing capacity factors และสัดส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3.0



$$\begin{aligned} V &= 30 \text{ ตัน} \\ M_y &= 4,000 \text{ กก-ม} \\ M_x &= 3,300 \text{ กก-ม} \\ \gamma &= 1.80 \text{ ตัน/ลบ.ม} \\ c &= 1.0 \text{ ต/ตร.ม, } \phi = 25^\circ \\ D_f &= 1.50 \text{ ม} \end{aligned}$$

วิธีทำ

$$e_b = \frac{M_y}{V} = \frac{4,000}{30 \times 10^3} = 0.11 \text{ ม}$$

$$e_b = \frac{M_x}{V} = \frac{3,300}{30 \times 10^3} = 0.10 \text{ ม}$$

Try $1.50 \times 1.50 \text{ ม}$ (square footing) , $\frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ ม} > e_b, e_1$

$\phi = 25^\circ$, general shear failure $N_c = 25.1, N_q = 12.7, N_\gamma = 9.7$

$$\text{net } q_{ult} = 1.3(1.0)(25.1) + (1.80)(1.50)(12.7 - 1) \pm 0.4(1.80)(1.50)(9.7)$$

$$= 3.63 + 31.59 + 10.48$$

$$= 74.7 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_{ns} = q_a = \frac{74.7}{3} = 24.9 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$\begin{aligned} \text{max. } q &= \frac{30}{1.50 \times 1.50} \left(1 + \frac{6 \times 0.10}{1.50} + \frac{6 \times 0.11}{1.50} \right) \\ &= 13.3(1 - 0.40 - 0.44) \end{aligned}$$

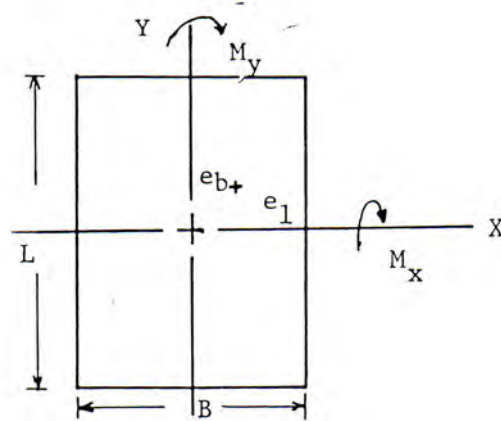
$$= 24.5 \text{ ตัน / ตร.ม} < 24.9 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$\text{min. } q = 13.3(1 - 0.40 - 0.44)$$

$$= 2.1 \text{ ตัน / ตร.ม} > 0 \text{ ไม่มี tension}$$

$\therefore$ สามารถใช้ฐานรากขนาด $1.50 \times 1.50 \text{ ม}$ ได้

ตัวอย่างที่ 2.14 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) จาก
ข้อมูลที่กำหนดให้ต่อไปนีให้หาขนาดของฐานรากที่สี่เหลี่ยมจัตุรัสซึ่งวางไว้ในชั้นของ coarse -
grained soil



$$\begin{aligned} V &= 20 \text{ ตัน} \\ M_x &= 8,000 \text{ กก-ม} \\ M_y &= 6,000 \text{ กก-ม} \\ D_f &= 1.50 \text{ ม} \\ \gamma &= 1.8 \text{ ตัน/ลบ.ม} \\ c &= 0.5 \text{ ตัน/ตร.ม} \\ \phi &= 30^\circ \\ F &= 3.0 \end{aligned}$$

วิธีทำ

$$\text{Try } B = L = 1.50 \text{ ม}$$

$$e_b = \frac{M_y}{V} = \frac{6,000}{20 \times 10^3} = 0.30 \text{ ม} > \frac{1.50}{6} (= 0.25)$$

$$e_l = \frac{M_x}{V} = \frac{8,000}{20 \times 10^3} = 0.40 \text{ ม} > \frac{1.50}{6} (= 0.25)$$

effective footing dimensions

$$B' = B - 2e_b = 1.50 - 2(0.30) = 0.90 \text{ ม}$$

$$L' = L - 2e_l = 1.50 - 2(0.40) = 0.70 \text{ ม}$$

Terzaghi's bearing capacity factors

$$\phi = 30^\circ, N_c = 37.2, N_q = 22.5, N_\gamma = 19.7$$

$$\text{net } q_{ult} = 1.3cN_c + q(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$= 1.3(0.5)(37.2) + (1.80)(1.50)(22.5 - 1) + 0.4(1.80)(0.70)($$

$$= 24.18 + 58.05 + 9.93$$

$$= 92.16 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_a = \frac{92.16}{3} = 30.7 \text{ ตัน / ตร.ม} \approx 31 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$\text{allowable vertical load} = 31 (B' L')$$

$$= 31(0.90 \times 0.70)$$

$$= 19.5 \text{ ตัน / ตร.ม} \approx 20 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

หรือคำนวณจากการใช้ reduction factor, R_c (granular soil)

$$\frac{e_b}{B} = \frac{0.30}{1.50} = 0.20 \Rightarrow R_e = 0.36$$

$$\frac{e_l}{L} = \frac{0.40}{1.50} = 0.27 \Rightarrow R_e = 0.19$$

$$\text{net } q_{\text{ult}} = 1.3(0.5)(37.2) + (1.50)(22.5 - 1) + 0.4(1.80)(1.50)(19.7)$$

$$= 24.18 + 58.05 + 21.28$$

$$= 103.51 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

$$q_a = \frac{(103.51)}{3} (0.36 \times 0.19)$$

$$= 2.36 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

จะเห็นว่าที่คำนวณได้จาก วิธีหลังมีค่าต่ำกว่าวิธีแรกมาก ดังนั้นวิธีนี้จึงไม่ค่อยเป็นที่นิยมใช้เท่าใดนัก ถ้าหากฐานรากมีระยะเยื้องศูนย์กลางที่สุดเดียวคือ e_l 0.40 ม

$$q_a = \frac{(103.51)}{3} (0.19) = 6.55 \text{ ตัน / ตร.ม}$$

ตัวอย่าง 2.15 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) จาก

ตัวอย่าง 3.8 ให้ทำใหม่โดยใช้ concept of useful width

วิธีทำ Try 1.50 x 1.50 ม. (square footing)

$$B' = B - 2e_b = 1.50 - 2(0.11) = 1.28 \text{ ม.}$$

$$L' = L - 2e_l = 1.50 - 2(0.10) = 1.30 \text{ ม.}$$

$$\text{net } q_{ult} = 1.3(1.0)(25.1) + (1.80)(1.50)(12.7 - 1) + 0.4(1.80)(1.28)(9.7)$$

$$= 32.63 + 31.59 + 8.94$$

$$= 73.16 \text{ ตัน/ม.}$$

$$q_a = \frac{73.16}{3} = 24.4 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$q = \frac{V}{B'L'} = \frac{30}{1.28 \times 1.30} = 18.0 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

จะเห็นว่า contact pressure ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าที่ได้จากตัวอย่าง 3.8 มาก

ตัวอย่างที่ 3.1 จงใช้สูตรของ Janbu คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตัน ขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ ดตกเสาเข็มโดยใช้ drop hammer เสาเข็มมี $f'_c = 360$ ksc. น้ำหนักของตุ้มตอก 10 ตัน และระยะยกตุ้ม 100 cm.

วิธีทำ

$$S = \frac{EWH}{2 \cdot C_d \cdot Q_u} - \frac{Q_u \cdot L}{2AE_p}$$

$$E = 0.70 \text{ เมื่อไม่มีปัญหาในการตอกเสาเข็ม}$$

$$W = \text{น้ำหนักของตุ้มตอก} = 10 \text{ T.}$$

$$H = \text{ระยะยกของตุ้มตอก} = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 200 \text{ T.}$$

$$L = \text{ความยาวของเสาเข็ม} = 2500 \text{ cm.}$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4270 \cdot w^{1.5} \sqrt{f'_c} = 4270 \times 2.45^{1.5} \times \sqrt{360} \\ &= 310,690 \text{ ksc.} = 310.69 \text{ T/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.45 = 5.5125 \text{ T.}$$

$$\begin{aligned} C_d &= 0.75 + 0.15 \left(\frac{P}{W} \right) = 0.75 + 0.15 \left(\frac{5.5125}{10} \right) \\ &= 0.8327 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0.70 \times 10 \times 100}{2 \times 0.833 \times 200} - \frac{200 \times 2500}{2 \times 900 \times 310.69}$$

$$= 2.101 - 0.894 = 1.207 \text{ cm/blow}$$

$$\therefore \text{Last 10 blows} = 12.07 \text{ cm.} \quad \underline{\text{Ans.}}$$

ตัวอย่างที่ 3.2 จงใช้สูตรของ Danish คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตัน ขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ ดอกเสาเข็ม โดยใช้ drop hammer เสาเข็มมี $f'_c = 360$ ksc. น้ำหนักของตุ้มตอก 10 ตัน ระยะยกตุ้ม 100 cm.

$$\begin{aligned}
 \text{วิธีทำ} \quad S &= \frac{EWH}{Q_u} - \sqrt{\frac{EWHL}{2AE_p}} \\
 E &= 0.75 \text{ (Drop Hammer)} \\
 W &= 10 \text{ T.} \\
 H &= \text{ระยะยกของตุ้มตอก} = 100 \text{ cm.} \\
 Q_u &= 200 \text{ T.} \\
 L &= \text{ความยาวของเสาเข็ม} = 2500 \text{ cm.} \\
 A &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \\
 E_p &= 4270 w^{1.5} \sqrt{f'_c} = 4270 \times 2.45^{1.5} \times \sqrt{360} \\
 &= 310,690 \text{ ksc.} = 310.69 \text{ T/cm}^2 \\
 S &= \frac{0.75 \times 10 \times 100}{200} - \sqrt{\frac{0.75 \times 10 \times 100 \times 2500}{2 \times 900 \times 310.69}} \\
 S &= 3.750 - \sqrt{3.353} = 3.750 - 1.831 \\
 &= 1.919 \text{ cm./blow}
 \end{aligned}$$

∴ Last 10 blows = 19.19 cm. Ans.

ตัวอย่างที่ 3.3 จงใช้สูตรของ Hiley คำนวณ Last 10 blows ของเสาเข็มหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสตัน ขนาด SS 0.30x0.30x25.00 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย 200 ตัน กำหนดให้ตอกเสาเข็มโดยใช้ drop hammer น้ำหนักตุ้ม 10 ตันระยะยกตุ้ม 100 cm. และใช้ไม้รองหัวเสาเข็มหนา 10 cm.

วิธีทำ

$$S = \frac{eWHZ}{Q_u} - \frac{C}{2}$$

$$e = \frac{W + Pr^2}{W + P}$$

$$W = 10 \text{ T}$$

$$P = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 2.45 = 5.5125 \text{ T.}$$

$$r = 0.25$$

$$e = \frac{10 + 5.5125(0.25)^2}{10 + 5.5125} = 0.667$$

$$H = 100 \text{ cm.}$$

$$Z = \text{Equipment Loss Factor} = 0.80$$

$$l = \text{ความหนาของไม้รองหัวเสาเข็ม} = 0.1 \text{ m.}$$

$$L = \text{ความยาวของเสาเข็ม} = 25 \text{ m.}$$

$$A = \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} = 900 \text{ cm}^2$$

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

$$C_1 = \frac{1.80 \cdot Q_u l}{A} = \frac{1.80 \times 200 \times 0.1}{900} = 0.04$$

$$C_2 = \frac{0.72 \cdot Q_u L}{A} = \frac{0.72 \times 200 \times 25}{900} = 4.00$$

$$C_3 = \frac{3.60 \cdot Q_u}{A} = \frac{3.60 \times 200}{900} = 0.80$$

$$C = C_1 + C_2 + C_3 = 0.04 + 4.00 + 0.80 = 4.84$$

$$S = \frac{0.667 \times 10 \times 100 \times 0.8}{200} - \frac{4.84}{2}$$

$$S = 2.668 - 2.42 = 0.245 \text{ cm./blow}$$

∴ Last 10 blows = 2.45 cm. Ans.

ตัวอย่างที่ 4.1 ฐานรากขนาด 1 x 2 เมตร รับแรงกระทำ $q_0 = 150 \text{ kN/m}^2$ กำหนดให้ดินมีค่า $E_s = 10,000 \text{ kN/m}^2$, $\mu_s = 0.3$ กำหนดให้ฐานรากเป็นแบบ Flexible จงหาการทรุดตัวยึดหยุ่น ที่กึ่งกลางของฐานรากเมื่อกำหนดเงื่อนไขดังต่อไปนี้

a) $D_f = 0$, $H = \infty$

b) $D_f = 0$, $H = 5 \text{ m}$.

วิธีทำ กรณี $D_f = 0$, $H = \infty$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha$$

เมื่อ $L/B = 2/1 = 2$ จากภาพที่ 4.2 $\alpha = 1.53$ ดังนั้น

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2) (1.53) = 0.0209 \text{ m} = 20.9 \text{ mm}.$$

กรณี $D_f = 0$, $H = 5$

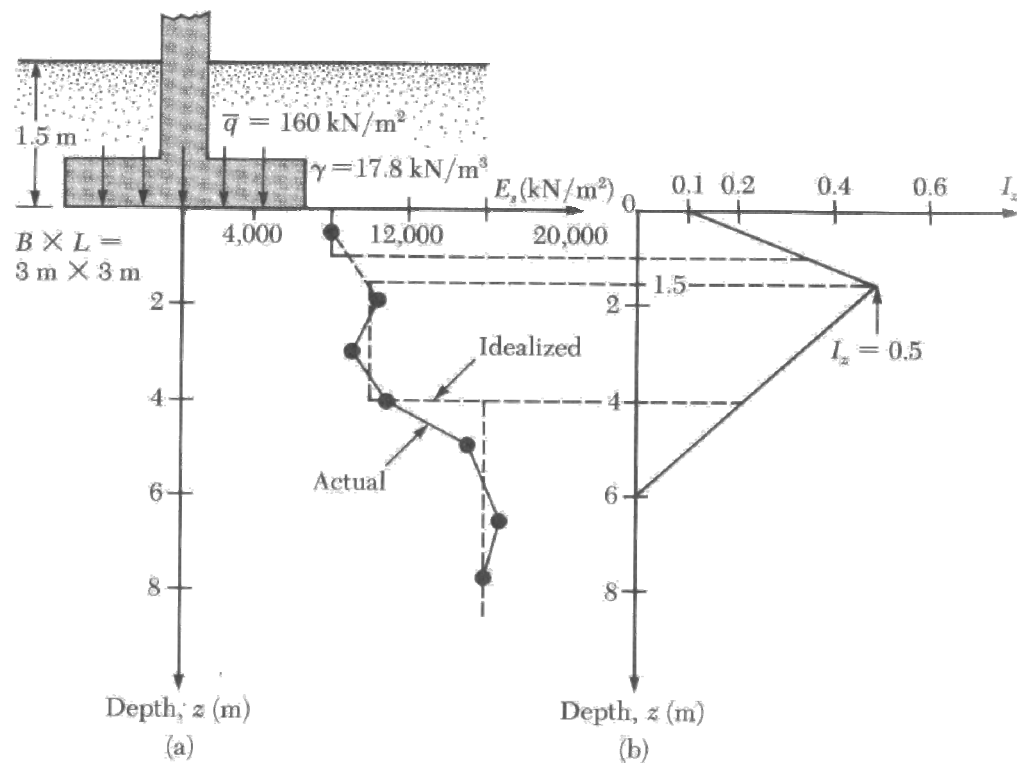
$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \left[(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2) F_2 \right]$$

เมื่อ $L/B = 2$ และ $H/B = 5$ จะได้ $F_1 = 0.525$ และ $F_2 = 0.06$

$$\begin{aligned} S_e &= \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2) \left[(1 - 0.3^2) 0.525 + (1 - 0.3 - 2 \times 0.3^2) 0.06 \right] \\ &= 0.007 \text{ m} = 7.0 \text{ mm}. \end{aligned}$$

ตัวอย่างที่ 4.2 ฐานรากขนาด 3 x 3 เมตร วางบนชั้นดินทราย ซึ่งมีค่า Young's modulus ที่ได้จากการทดสอบ SPT เปลี่ยนแปลงตามความลึกดังรูป จงใช้วิธี strain influence factor คำนวณค่าการทรุดตัวของฐานราก 5 ปีหลังจากก่อสร้าง

วิธีทำ จากข้อมูลของ Young's modulus ที่เปลี่ยนแปลงตามความลึก สามารถประมาณค่า Young's modulus ที่ใช้ในการคำนวณได้ดังตาราง



ความลึก (m.)	Δz (m)	E_s (kN/m ²)	ค่าเฉลี่ย I_z	$I_s \Delta z / E_s$ (m ³ /kN)
0-1	1	8,000	0.233	0.291×10^{-4}
1.0-1.5	0.5	10,000	0.433	0.217×10^{-4}
1.5-4.0	2.5	10,000	0.361	0.903×10^{-4}
4.0-6.0	2	16,000	0.111	0.139×10^{-4}
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{17.8 \times 1.5}{160 - (17.8 \times 1.5)} \right) = 0.9$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log (5/0.1) = 1.34$$

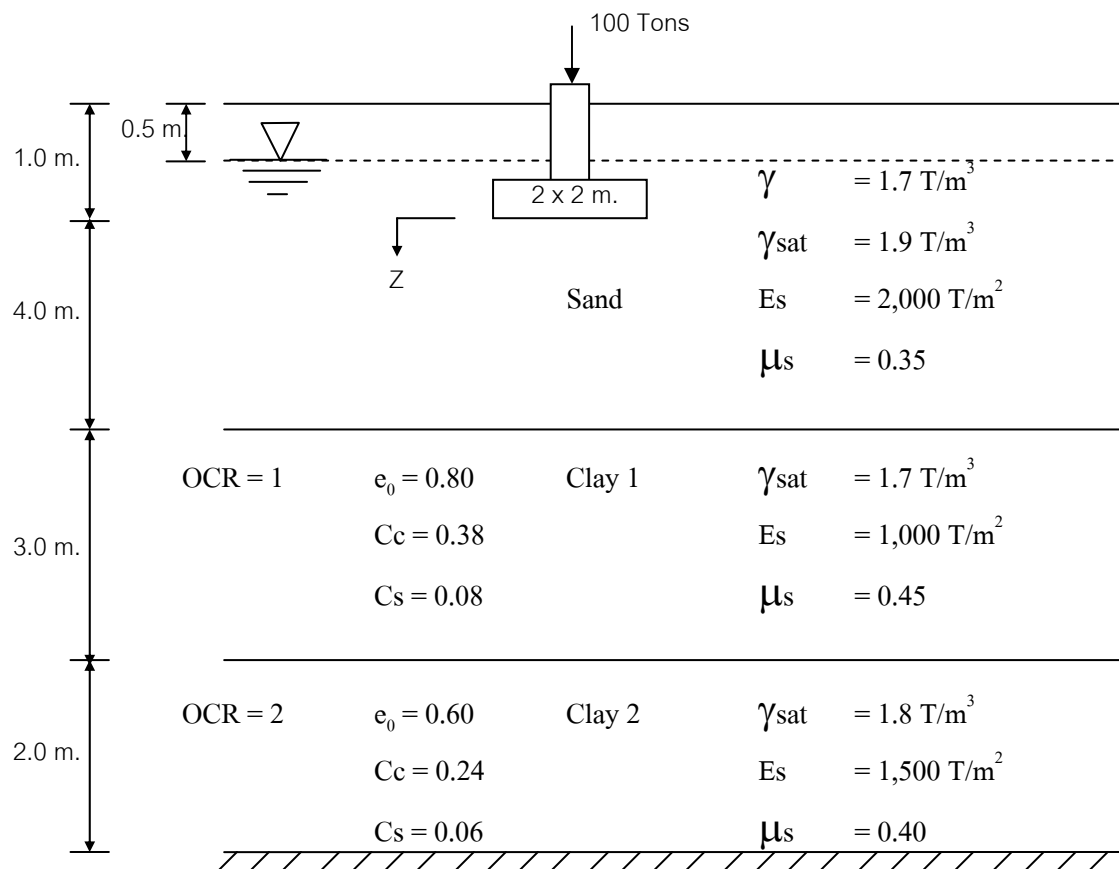
ดังนั้น

$$Se = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{2B} \frac{I_z}{E_s} (\Delta Z)$$

$$= (0.9) (1.34) [160 - (17.8 \times 1.5)] (1.55 \times 10^{-4})$$

$$= 249.2 \times 10^{-4} = 24.9 \text{ mm.}$$

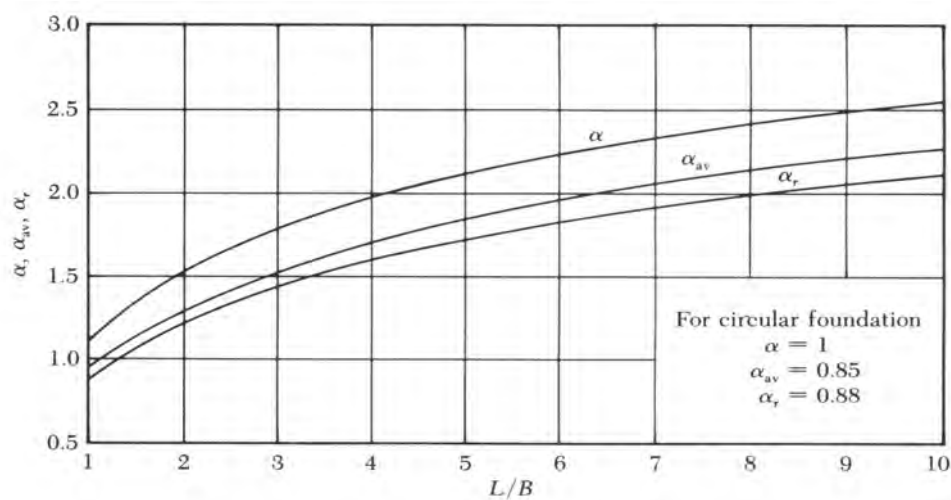
ตัวอย่างที่ 4.3 จงประมาณค่าการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นตามแนวกึ่งกลางของฐานรากดินตามรูป
เมื่อกำหนดให้ใช้วิธี 2 : 1 ในการคำนวณค่าแรงดันแนวดิ่งที่เพิ่มขึ้น (Increased Vertical Stress)



วิธีทำ Total Settlement = $S_i + S_c$

Immediate Settlement, S_i

เกิดในชั้นทราย เนื่องจากชั้นดินเหนียวอยู่ลึกจากฐานราก > 2 เท่า



ภาพที่ 4.9 ค่าของ α , α_{av} และ α_r

สำหรับ Rigid Foundation

$$S_i = \frac{Bq_0}{E_s} (1-\mu_s^2) \alpha_r$$

เมื่อ $q_0 = \frac{100}{2 \times 2} = 25 \text{ t/m}^2$

จากกราฟ ได้ $\alpha_r = 0.82$

$$S_i = \frac{2 \times 25}{2000} (1-0.35^2) 0.82$$

$$= 0.0180 \text{ m.} = 18.0 \text{ mm.}$$

พิจารณาค่า Consolidation Settlement , S_c ในชั้นดิน Clay 1 และ Clay 2

$$S_c = S_{c1} + S_{c2}$$

คำนวณ S_{c1} ใน Clay 1 $\Rightarrow$ N.C. Clay $\Rightarrow$ OCR = 1

$$S_{c1} = \frac{C_c \cdot H_c}{(1+e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

P_o ที่กึ่งกลางชั้น Clay 1

$$= (1.7)(0.5) + (1.9 - 1)(4.5) + (1.7 - 1)(1.5)$$

$$= 5.95 \text{ t/m}^2$$

คำนวณ ΔP

Z (m.)	$\Delta P_i = \frac{Q}{(B+Z)(L+Z)}$
4	2.78
5.5	1.78
7	1.23

$$\Delta p = \frac{1}{6} [\Delta P_t + 4(\Delta P_m) + \Delta P_b]$$

$$= \frac{1}{6} [2.78 + 4(1.78) + 1.23]$$

$$= 1.855 \text{ t/m}^2$$

$$S_{c1} = \frac{0.38(3.0)}{1+0.80} \log \frac{(5.95+1.855)}{5.95}$$

$$= 0.0746 \text{ m.} \quad = 74.6 \text{ mm.}$$

คำนวณ Sc_2 ใน Clay 2 $\Rightarrow$ o.c. Clay $\Rightarrow$ OCR = 2

Pre Consolidation Pressure ; $P_c = 2 (P_o)$

P_o ที่กึ่งกลางของ Clay 2

$$= 5.95 + (1.7 - 1)(1.5) + (1.8 - 1) (1)$$

$$= 7.8 \text{ t/m}^2$$

$$P_c = 2(7.8) = 15.6 \text{ t/m}^2$$

Z (m.)	$\Delta p_i = \frac{Q}{(B + Z)(L + Z)}$
7	1.23
8	1.00
9	0.83

$$\Delta P = \frac{1}{6} (\Delta P_i + 4(\Delta P_m) + \Delta P_b)$$

$$= \frac{1}{6} (1.23 + 4(1.00) + 0.83)$$

$$= 1.01 \text{ t/m}^2$$

$$P_o + \Delta p = 7.8 + 1.01 = 8.81 \text{ t/m}^2 < P_c$$

$$\therefore Sc_2 = \frac{C_s \cdot H_c}{(1 + e_o)} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

$$= \frac{0.06 (2)}{1 + 0.60} \log \frac{8.81}{7.8}$$

$$= 0.00396 \text{ m.} = 3.96 \text{ mm.}$$

$$\therefore \text{Total Settlement} = 18.0 + 74.6 + 3.96$$

$$= 96.56 \text{ mm.}$$

Ans

ตัวอย่างที่ 4.4 จง วิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว ที่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 0.40×0.40 ม.
ยาว 12 ม. รับน้ำหนักปลอดภัยได้ 35 tons เมื่อ กำหนดให้ค่า Young's Modulus ของเสาเข็ม
เท่ากับ 2×10^6 t/m², Young's Modulus ของชั้นดินเท่ากับ 3,000 t/m² และ Posson's Ratio ของ
ดินเท่ากับ 0.30 ถ้ากำลังรับน้ำหนักปลอดภัยที่ปลายเสาเข็มเท่ากับ 10 tons และกำลังรับน้ำหนัก
ปลอดภัยด้วยแรงเสียดทานเท่ากับ 25 tons

จากการทรุดตัวของเสาเข็ม, $S = S_1 + S_2 + S_3$

คำนวณค่า S_1

$$\text{จากสมการที่ 4.29, } S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

เมื่อ ξ เท่ากับ 0.67

$$\text{จะได้ } S_1 = \frac{(10 + (0.67)(25))12}{(0.4)^2 (2 \times 10^6)} = 0.0010 \text{ ม.} = 1 \text{ มม.}$$

- คำนวณค่า S_2

$$\text{จากสมการ 4.30 ; } S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$\text{เมื่อ } q_{wp} = \frac{10}{(0.4)^2} = 62.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{จากรูปที่ 4.9 } I_{wp} = 0.82$$

$$\text{ดังนั้น } S_2 = \frac{62.5(0.4)}{3000} (1 - 0.3^2)(0.82)$$

- คำนวณค่า S_3

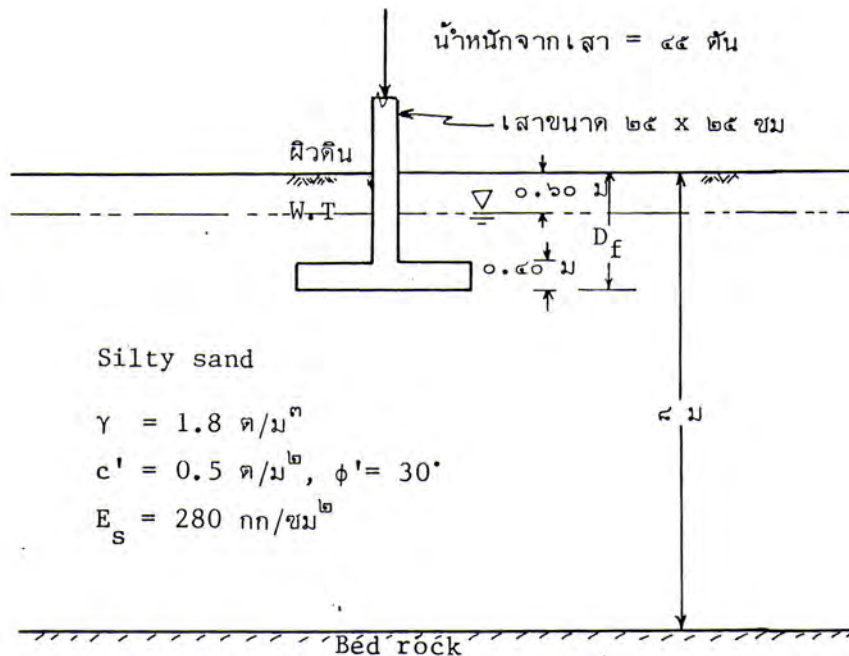
$$\text{จากสมการ 4.31 ; } S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \left(\frac{D}{E_s} \right) (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } I_{ws} &= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12}{0.4}} = 3.92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{จะได้ } S_3 &= \frac{(25)}{4(0.40)12} \times \frac{(0.40)}{3000} (1 - 0.3^2) (3.92) \\ &= 0.0006 \text{ m.} = 0.6 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{การทรุดตัวของเสาเข็ม ; } S &= 1 + 6.2 + 0.6 \\ &= 7.8 \text{ mm.} \end{aligned}$$

ตัวอย่าง 4.5 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) ให้
ออกแบบฐานรากแผ่ โดยมีน้ำหนักบรรทุกทุกจากเสาสูงสู่ฐานรากรวม = 45 ตัน และ
มีลักษณะของชั้นดินดังแสดงในรูป



วิธีทำ สมมติให้วางฐานรากไว้ที่ความลึก 1.50 ม. จากผิวดิน ($D_f = 1.50 \text{ ม.}$) และ $q_a = 20$
ตัน/ตร.ม. ต้องการพื้นที่ของฐานราก $= \frac{45}{20} = 2.25 \text{ ตร.ม.}$

ทดลองใช้ฐานรากแผ่ขนาด $1.50 \times 1.50 \times 0.40 \text{ ม.}$

footing pressure	=	$45 / (1.50 \times 1.50)$	=	20.00 ตัน/ตร.ม.
น้ำหนักของฐานราก	=	$(2.40 - 1.80) 0.40$	=	0.24 ตัน/ตร.ม.
net footing pressure	=	$20.00 + 0.24$	=	20.24 ตัน/ตร.ม.

Terzaghi's bearing capacity equation

q_{ult}	=	$1.3cN_c + qN_q W + 0.4\gamma_1 BN_\gamma W'$
net q_{ult}	=	$1.3cN_c + q(N_q - 1)W + 0.4\gamma_1 BN_\gamma W'$
c'	=	0.5 ตัน/ตร.ม., $\phi' = 30^\circ$ (general shear failure)
$\frac{a}{D_f}$	=	$\frac{0.90}{1.50} = 0.60 \Rightarrow W = 0.70$ และ $W' = 0.50$
net q_{ult}	=	$1.3(0.5)(37.2) + (1.80 \times 1.50)(22.5 - 1)(0.70) +$

$$\begin{aligned}
& 0.4(1.80)(1.50)(19.7)(0.50) \\
& = 24.18 + 40.64 + 10.64 \\
& = 75.46 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
q_{ns} & = \frac{netq_{ult}}{F} = \frac{75.46}{3} = 25.15 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 20.24 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
\text{หรือ } net q_{ult} & = 1.3cN_c + q(N_q - 1) + 0.4\gamma'_1BN_\gamma \\
& = 1.3(0.5)(37.2) + (1.80 \times 0.60 + 0.80 \times 0.90)(22.5 - 1) + \\
& \quad 0.4(1.80 - 1)(1.50)(19.7) \\
& = 24.18 + 38.70 + 9.46 \\
& = 72.34 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
q_{ns} & = \frac{netq_{ult}}{F} = \frac{72.34}{3} = 24.1 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 20.24 \text{ ตัน/ตร.ม.}
\end{aligned}$$

Settlement prediction

$$\begin{aligned}
\text{average } \rho_t &= \rho_i = \frac{\mu_0 \mu_1 q B}{E_s} \\
\frac{H}{B} &= \frac{(8 - 1.50)}{1.50} = \frac{6.50}{1.50} = 4.3 \Rightarrow \mu_1 = 0.63 \\
\frac{D_f}{B} &= \frac{1.50}{1.50} = 1 \Rightarrow \mu_0 = 0.92 \\
\rho_t &= \frac{(0.92)(0.63)(20.24)(1.50 \times 100)}{2,800} \\
&= (0.580)(1.084) \text{ ซม.} \\
&= 0.63 \text{ ซม.} < 2.54 \text{ ซม. (ขีดจำกัดการทรุดตัวสูงสุดที่ยอมให้}
\end{aligned}$$

ใช้ได้)

Structural design

$$\begin{aligned}
f_s &= 1,200 \text{ กก./ตร.ซม.}, f'_c = 111 \text{ กก./ตร.ซม.}, f_c = 0.45 f'_c \text{ กก./ตร.ซม.} \\
f_c &= 50 \text{ กก./ตร.ซม.}, n = 13, k = 0.351, j = 0.883, R = 7.75
\end{aligned}$$

โมเมนต์ :

$$\begin{aligned}
M &= \frac{1}{2} q \left(\frac{B}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 \\
&= \frac{1}{2} (20.24)(0.75 - 0.125)^2 \times 1,000 \text{ กก. - ม./ม.} \\
&= 3,953 \text{ กก. - ม./ม.}
\end{aligned}$$

$$\text{ต้องการ } d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{3,953}{1.75 \times 100}} = 22.6 \text{ ซม.} < 35 \text{ ซม.}$$

แรงเฉือน :

(a) แบบคานกว้างที่ระยะ d จากขอบเสา (wide beam shear)

$$\begin{aligned} v &= \frac{V}{bd} \\ &= \frac{(20.24 \times 1,000)(1.50)(0.625 - 0.35)}{(150)(35)} \\ &= 1.59 \text{ กก./ตร.ซม.} < 0.29 \sqrt{f'_c} = 3.1 \text{ กก./ตร.ซม.} \end{aligned}$$

(b) ที่ระยะ d/2 จากขอบเสา (punching shear)

$$\begin{aligned} v &= \frac{V}{bd} \\ &= \frac{(20.24 \times 1,000)[(1.50)^2 - (0.25 + 0.35^2)]}{4(25 + 35)(35)} \\ &= 4.55 \text{ กก./ตร.ซม.} < 0.53 \sqrt{f'_c} = 5.6 \text{ กก./ตร.ซม.} \end{aligned}$$

ปริมาณเหล็กเสริม :

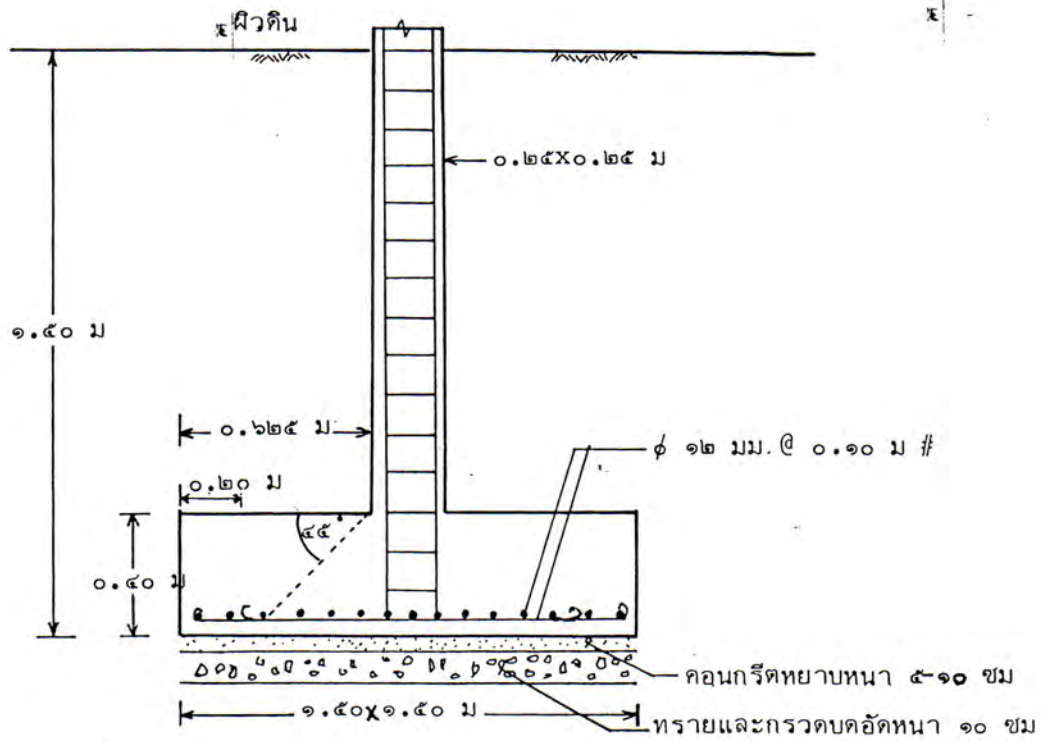
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3,953}{1,200 \times 0.883 \times 0.35} = 11 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

ใช้ RB12 มม. @ 0.10 ม. # ($A_s = 11.31$ ตร.ซม.)

แรงยึดเหนี่ยว :

$$\begin{aligned} u &= \frac{V}{\sum_0 jd} = \frac{(20.24 \times 1,000)(1.50)(0.75 - 0.125)}{(15 \times 3.77)(0.883)(35)} \\ &= 10.8 \text{ กก./ตร.ซม.} \approx 1.145 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} = 10.1 \text{ กก./ตร.ซม.} \end{aligned}$$

ใช้ฐานรากขนาด 1.50 x 1.50 x 0.40 ม. เสริมด้วย RB 12 มม. @ 0.10 ม. # โดยมีรายละเอียดดังแสดงในแผนภาพต่อไปนี้



ตัวอย่าง 4.6 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานกรังสรรค์) ให้
แสดงการกระจายของแรงเฉือนและโมเมนต์บน strap footing

วิธีทำ สมมติให้ $q_a = 10$ ตัน/ตร.ม.

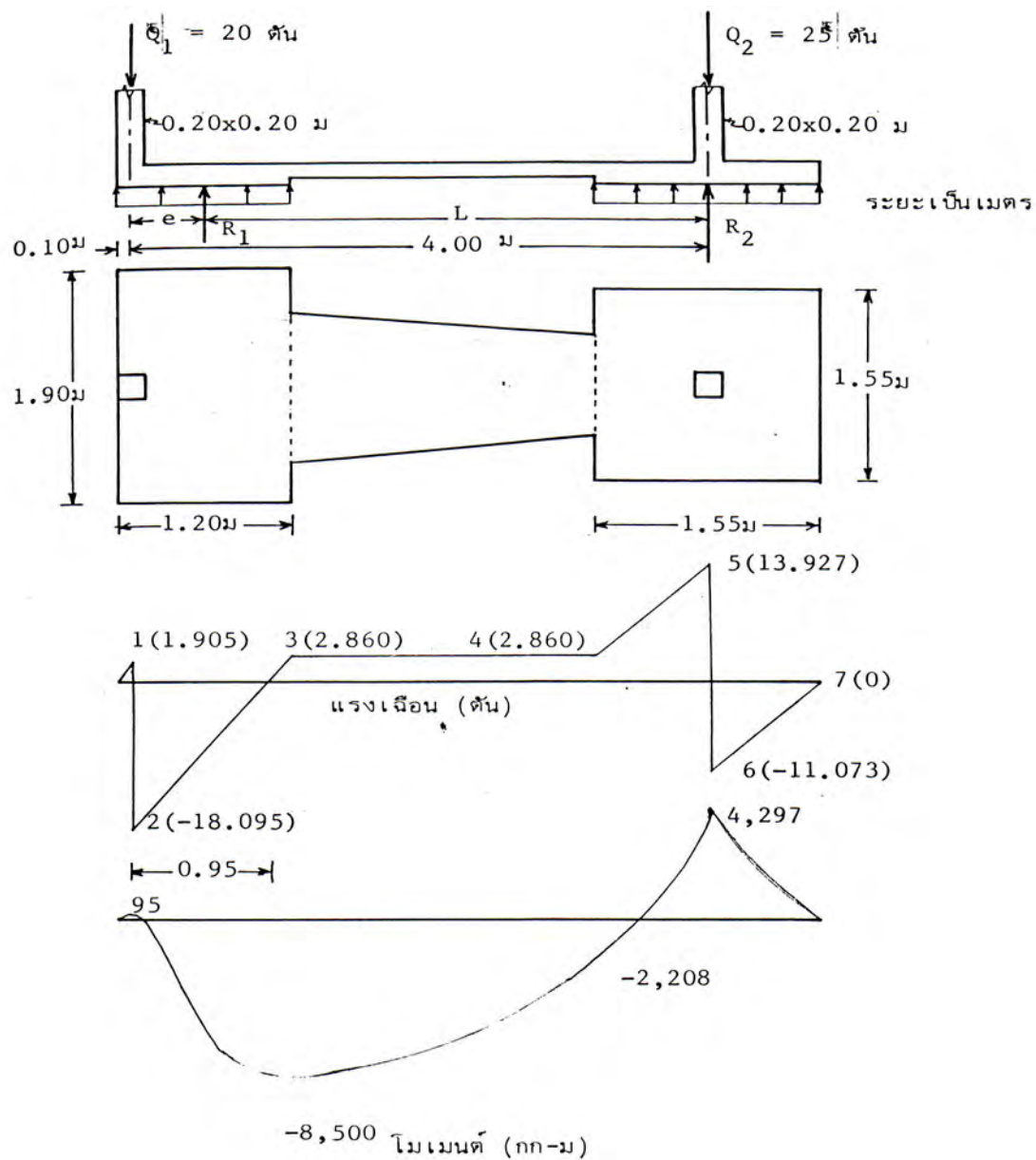
$$\text{Try } e = 0.50 \text{ ม.}$$

$$\therefore L = 4.00 - 0.50 = 3.50 \text{ ม.}$$

$$M = Q_1 \cdot e = 20,000(0.50) = 10,000 \text{ กก.-ม.}$$

$$R_1 = \frac{1}{3.50} \times 20 \times 4.00 = 22.86 \text{ ตัน}$$

$$R_2 = \frac{(25 \times 3.50 - 20 \times 0.50)}{3.50} = 22.14 \text{ ตัน}$$



Tentative area :

$$A_1 = \frac{R_1}{q_a} = \frac{22.86}{10} = 2.29 \text{ ตร.ม.}$$

ใช้ฐานราก 1.20 x 1.90 ม. พื้นที่ = 2.28 ตร.ม., e = 0.50 ม., q = 10.03 ตัน/ตร.ม.

$$A_2 = \frac{R_2}{q_a} = \frac{22.14}{10} = 2.29 \text{ ตร.ม.}$$

ใช้ฐานราก 1.55 x 1.55 ม. พื้นที่ = 2.40 ตร.ม., q = 9.22 ตัน/ตร.ม.

Soil pressure :

$$q_1 = \frac{R_1}{A_1} = \frac{22.86}{1.20} = 19.05 \text{ ตัน/ม.}$$

$$q_2 = \frac{R_2}{A_2} = \frac{22.14}{1.55} = 14.28 \text{ ตัน/ม.}$$

การกระจายของแรงเฉือน

ตำแหน่ง	รายการคำนวณ	แรงเฉือน (ตัน)
1	19.05 x 0.1	1.905
2	1.905 – 20	– 18.095
3	– 18.095 + 19.05 x 1.10	2.860
4	2.860	2.860
5	2.860 + 14.28(0.5 x 1.55)	13.927
6	13.927 – 25	– 11.073
7	– 11.073 + 14.28(0.5 x 1.55)	0.006 ≈ 0

การกระจายของโมเมนต์ดัด

ตำแหน่ง	รายการคำนวณ	โมเมนต์ (กก. – ม.)
1	(0.5)(1.905)(10 ³)(0.10)	95.2
4	– 8,499.9 + (0.5)(2.860 x 10 ³) (0.15) + (2.86 x 10 ³)(2.125)	– 2,207.9
5	– 2,207.9 + (0.5)(2.86 + 13.927) (0.5 x 1.55)(10) ³	4,297.1
6	4,297.1 – (0.5)(11.073 x 10 ³)	

	(0.5 x 1.55)	6.3
--	--------------	-----

$$\frac{x}{1.10 - x} = \frac{18.095}{2.86}, x = \frac{6,960}{7,326} = 0.95 \text{ ม.}$$

$$\text{max. - ve } M = 95.2 - (0.5)(18.095 \times 103)(0.95) = -8,499.9 \text{ กก. - ม.}$$

$$\text{max. + ve } M = 4,297.1 \text{ กก. - ม.}$$

โมเมนต์สูงสุดที่เกิดในคานยี่ดระหว่างฐานราก = 8,500 กก. - ม. และแรงเฉือน = 18.1 ตัน

ตัวอย่าง 4.7 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้
แสดงการกระจายของแรงเฉือนและโมเมนต์บน rectangular combined footing

วิธีทำ สมมติให้ $q_a = 10$ ตัน/ตร.ม., ขนาดของเสา = 20×20 ซม.

$$\sum Q = Q_1 + Q_2 = 20 + 25 = 45 \text{ ตัน}$$

$$\bar{x} = (25 \times 4.00) / 45 = 2.22 \text{ ม.}$$

$$\frac{L}{2} = 2.22 + 0.10 = 2.32 \text{ ม.}$$

$$L = 2 \times 2.32 = 4.64 \text{ ม.}$$

$$\text{ต้องการความกว้างฐานราก} = 45 / (4.64 \times 10) = 0.97 \text{ ม.}$$

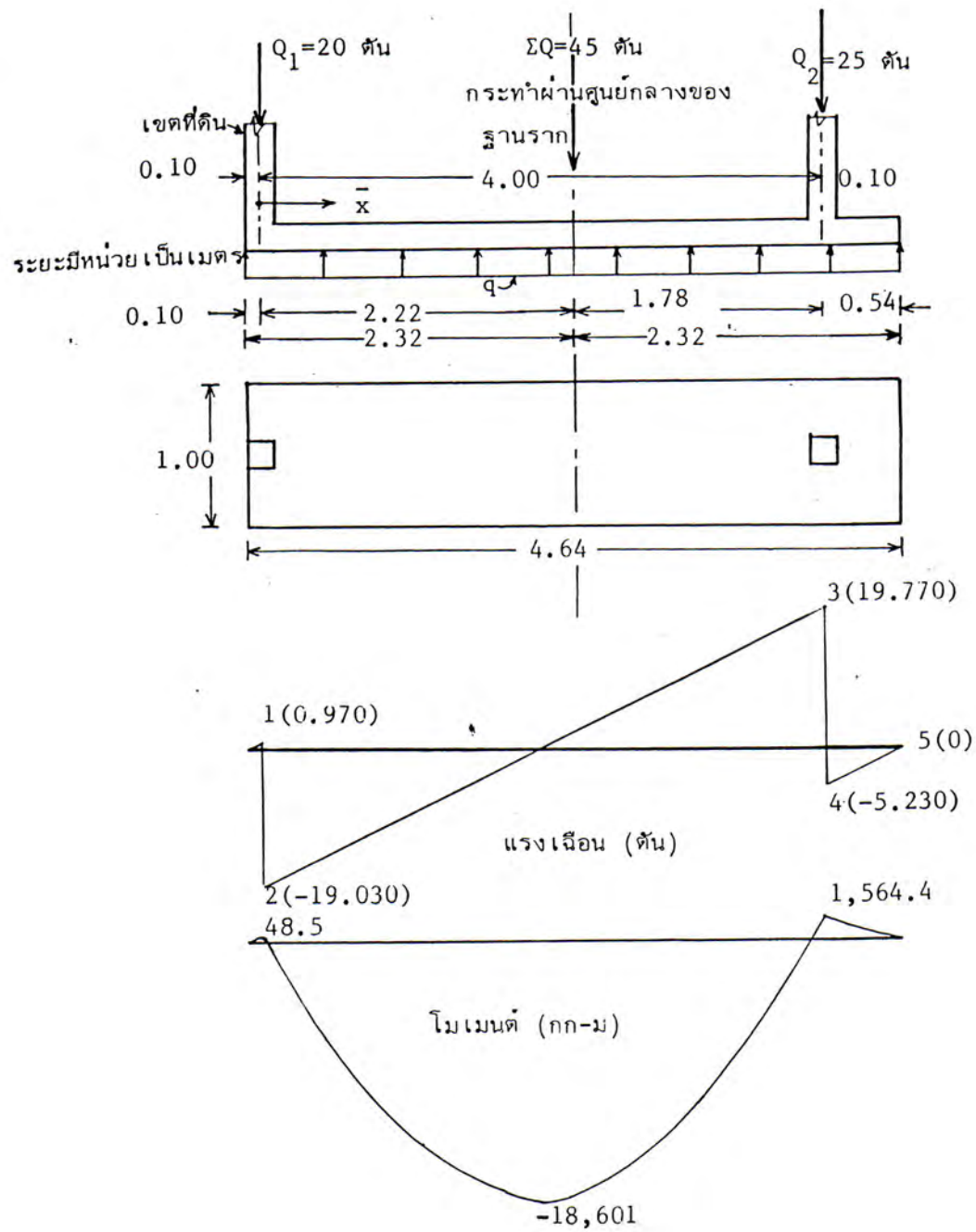
ใช้ 1.00×4.64 ม. rectangular combined footing

$$q = \frac{45}{1.00 \times 4.64} = 9.70 \text{ ตัน/ตร.ม.} < 10 \text{ ตัน/ตร.ม. concentric loading}$$

$\therefore$ uniform soil pressure = 9.70 ตัน/ตร.ม.

การกระจายของแรงเฉือน

ตำแหน่ง	รายการคำนวณ	แรงเฉือน (ตัน)
1	9.70×0.10	0.970
2	$0.970 - 20$	- 19.030
3	$- 19.030 + (9.70 \times 4.00)$	19.770
4	$19.770 - 25$	- 5.230
5	$- 5.230 + (9.10 \times 0.54)$	0.008



การกระจายของโมเมนต์ตัด

ตำแหน่ง	รายการคำนวณ	โมเมนต์ (กก. - ม.)
1, 2	$(0.5)(1.970 \times 10^3)(0.10)$	48.5
3	$-18,601 + (0.5)(19.770 \times 10^3)(2.04)$	1,564.4
4, 5	$1,564.4 - (0.5)(5.230 \times 10^3)(0.54)$	152.3

$$\text{ความคลาดเคลื่อน} \frac{152.3}{18,601} \times 100 = 0.8\%$$

หาโมเมนต์ลบสูงสุด

$$\frac{x}{400 - x} = \frac{19.03}{19.770}$$

$$x = 3.850 - 0.963x$$

$$x = \frac{3.850}{1.963}$$

$$x = 1.96 \text{ ม.}$$

$$\text{max. - ve M} = 48.5 - (0.5)(19.030 \times 10^3)(1.96) = -18,601 \text{ กก. - ม.}$$

ตัวอย่าง 4.8 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์)ให้
แสดงการกระจายของแรงเฉือนและโมเมนต์บน trapezoidal combined footing มีติ
เป็นเมตร

วิธีทำ สมมติให้ $q_a = 10$ ตัน/ตร.ม.

$$\sum Q = 20 + 25 = 45 \text{ ตัน}$$

$$\bar{x} = \frac{1}{45} (20 \times 4.00) = 1.78 \text{ ม.}$$

$$x' = 1.78 + 0.10 = 1.88 \text{ ม.}$$

$$\text{ต้องการพื้นที่ } A = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ ตร.ม.}$$

$$\text{จากสมการ 4.3 } A = \frac{(a + b)L}{2}$$

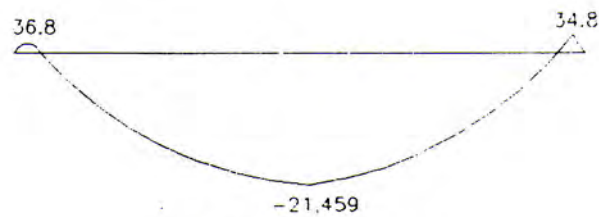
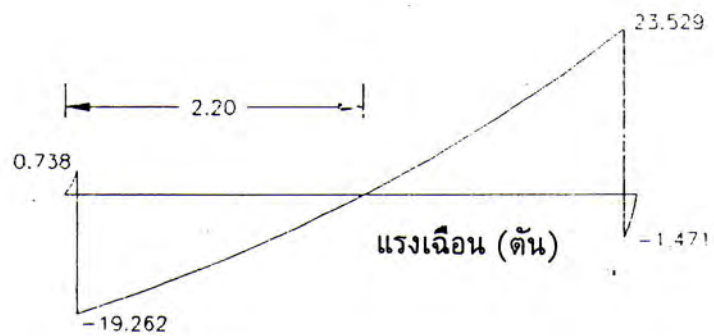
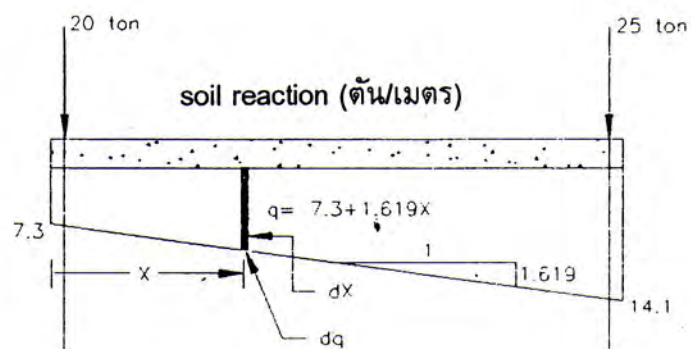
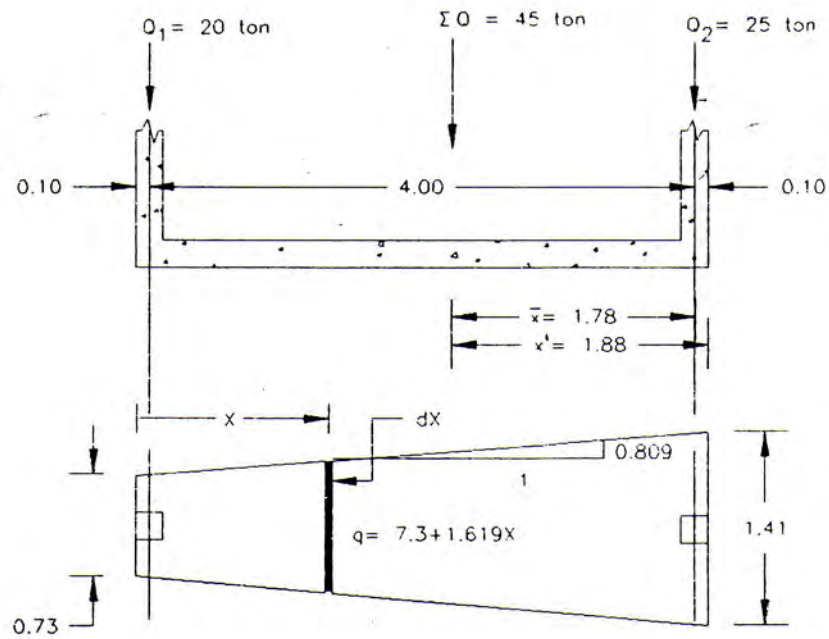
$$L = 4.00 + 0.10 + 0.10 = 4.20 \text{ ม.}$$

$$\therefore 4.50 = \frac{(a + b)(4.20)}{2}$$

$$a + b = 2.14$$

$$a = 2.14 - b$$

$$\text{จากสมการ 4.4 } x' = \frac{L}{3} \left(\frac{2a + b}{a + b} \right)$$



โมเมนต์ (กก-เมตร)

$$\begin{aligned}\therefore x' &= \frac{4.20}{3} \left(\frac{4.28 - 2b + b}{2.14 - b + b} \right) \\ x' &= 1.40 \frac{(4.28 - b)}{2.14} = 1.88 \text{ ม.} \\ a &= 2.14 - 1.41 = 0.73 \text{ ตัน/ม.} \\ q_1 &= (a)q_a = (0.73)(10) = 7.3 \text{ ตัน/ม.} \\ q_2 &= (b)q_a = (1.41)(10) = 14.1 \text{ ตัน/ม.}\end{aligned}$$

ความดันของดิน (soil reaction)

$$\begin{aligned}q &= 7.3 + \frac{(14.1 - 7.3)x}{4.20} \\ q &= 7.3 + 1.619x \text{ ตัน/ม.} \\ &= \frac{dQ}{dx}\end{aligned}$$

แรงเฉือน

$$\begin{aligned}Q &= \int_0^x q dx \\ Q &= 7.3x + 1.619 \frac{x^2}{2} + c, c = \text{ค่าคงที่ (น้ำหนักบรรทุกจากเสา)} \\ Q &= 7.3x + 0.809x^2 + c\end{aligned}$$

โมเมนต์

$$\begin{aligned}M &= \int_0^x Q dx \\ M &= 7.3 \frac{x^2}{2} + 0.809 \frac{x^3}{3} + cx + f, f = \text{ค่าคงที่} \\ M &= 3.65x^2 + 0.27x^3 + c(x - d), d = \text{ระยะจากจุดที่พิจารณาถึงน้ำหนักบรรทุกจากเสา}\end{aligned}$$

$x = 0$ ม.

$$Q = 0$$

$$M = 0$$

$x = 0.10^-$ ม.

$$Q = 7.30(0.10) + 0.809(0.10)^2 + 0 = 0.738 \text{ ตัน}$$

$$Q = 3.65(0.10)^2 + 0.270(0.10)^3 + 0 = 0.0368 \text{ ตัน/ม., } 36.8 \text{ กก. - ม.}$$

$x = 0.10^+$ ม.

$$Q = 7.30(0.10) + 0.809(0.10)^2 - 20 = -19.262 \text{ ตัน}$$

$$M = 3.65(0.10)^2 + 0.270(0.10)^3 + 0 = 0.0368 \text{ ตัน/ม., } 36.8 \text{ กก. - ม.}$$

$$x = 4.10^- \text{ ม.}$$

$$Q = 7.30(4.10) + 0.809(4.10)^2 - 20 = 23.529 \text{ ตัน}$$

$$M = 3.65(4.10)^2 + 0.270(4.10)^3 - 20(4.10 - 0.10) = -0.0348 \text{ ตัน/ม., } 34.8 \text{ กก. - ม.}$$

$$x = 4.10^+ \text{ ม.}$$

$$Q = 7.30(4.10) + 0.809(4.10)^2 - 45 = -1.471 \text{ ตัน}$$

$$M = 3.65(4.10)^2 + 0.270(4.10)^3 - 20(4.10 - 0.10) = -0.0368 \text{ ตัน/ม., } 34.8 \text{ กก. - ม.}$$

$$x = 4.20 \text{ ม.}$$

$$Q = 7.30(4.20) + 0.809(4.10)^2 - 45 = -0.069 \text{ ตัน}$$

$$M = 3.65(4.20)^2 + 0.270(4.20)^3 - 20(4.20 - 0.10) - 25(4.20 - 4.10)$$

$$= -0.1102 \text{ ตัน/ม., } 110.2 \text{ กก. - ม.}$$

หาโมเมนต์สูงสุด

$$Q = 7.3x + 0.809x^2 - 20 = 0$$

$$x = \frac{-7.30 \pm \sqrt{(7.30)^2 - 4(0.809)(-20)}}{2(0.809)}$$

$$= 2.20 \text{ ม.}$$

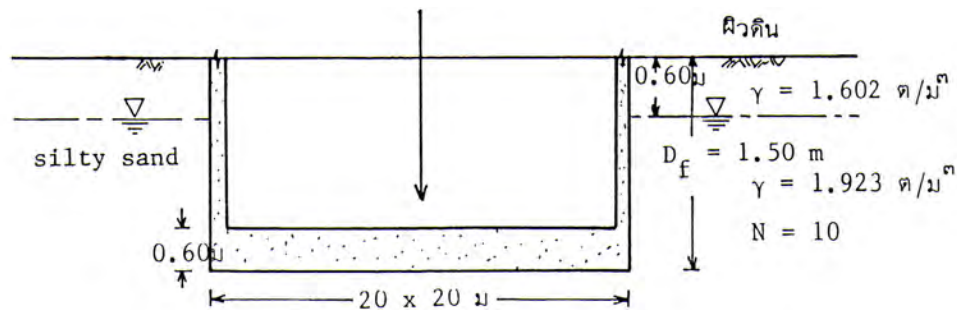
$$\text{max. } M = 3.65(2.20)^2 + 0.270(2.20)^3 - 20(2.20 - 0.10)$$

$$= -21.459 \text{ ตัน/ม.}$$

$$= -21,459 \text{ กก. - ม.}$$

ตัวอย่าง 4.9 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) Concentric loading

DL + LL = 2,500 ตัน (concentric loading)



วิธีทำ

น้ำหนักบรรทุกสุทธิ

$$\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่และจร (DL + LL)} = \frac{2,500}{20 \times 20} = 6,250 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{น้ำหนักของฐานราก} = 0.60 \times 2,400 = 1,440 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\therefore \text{foundation pressure} = 6.25 + 1.440 = 7.690 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

น้ำหนักของดินที่ขุดออกและแรงดันของน้ำ

$$\text{ดินที่ขุดออก} = (1.602 \times 0.60) + (0.923 \times 0.90) = 1.792 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{แรงดันของน้ำ} = (1 \times 0.90) = 0.900 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\therefore \text{ความดันรวม} = 1.792 + 0.900 = 2.692 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{net foundation pressure, } q_n = 7.690 - 2.692 = 4.998 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$q_n \text{ เมื่อไม่พิจารณาความดันของน้ำ} = 7.690 - 1.792 = 5.898 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{น้ำหนักของฐานราก - แรงดันของน้ำ} = 1.440 - 0.900 = 0.540 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 0 \text{ (ไม่ลอยตัว)}$$

Bearing capacity

$$q_{a1} = \frac{4}{3} N^2 B W' + 4(100 + N^2) D_f W$$

$$q_{a2} = 360(N - 3) W'$$

$$\frac{a}{D_f} = \frac{0.90}{1.50} = 0.60 \Rightarrow W = 0.7$$

$$\frac{d}{B} = 0 \Rightarrow W' = 0.5$$

$$B = 20 \text{ ม.} = 65.6 \text{ ฟุต, } D_f = 1.50 \text{ ม.} = 4.92 \text{ ฟุต}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore q_{a1} &= \frac{4}{3} (10)^2 (65.5)(0.5) + 4(100 + 10^2)(4.92)(0.7) = 7129 \text{ ปอนด์/ตร.ฟ.} \\
 q_{a2} &= 360(10 - 3)(0.5) = 1260 \text{ ปอนด์/ตร.ฟ.} \\
 q_a &= q_{a2} = 1,260 \text{ ปอนด์/ตร.ฟ.} \\
 &= 1,260 \times 0.00488 \text{ ต/ตร.ม.} \\
 &= 6.15 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 5.90 \text{ ตัน/ตร.ม.}
 \end{aligned}$$

หมายเหตุ ควรตรวจสอบ floating เมื่อระดับน้ำได้ดินขึ้นถึงระดับสูงสุดขณะทำการก่อสร้าง

ตัวอย่าง 4.10 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานกรังสรรค์) การ
ตรวจสอบหน้าตัดวิกฤตและหาปริมาณเหล็กเสริมต่อเนื่องจากตัวอย่างที่ 4.5 ระยะ
มีหน่วยเป็นเมตร และน้ำหนักจากเสาตงฐานรากมีหน่วยเป็นตัน

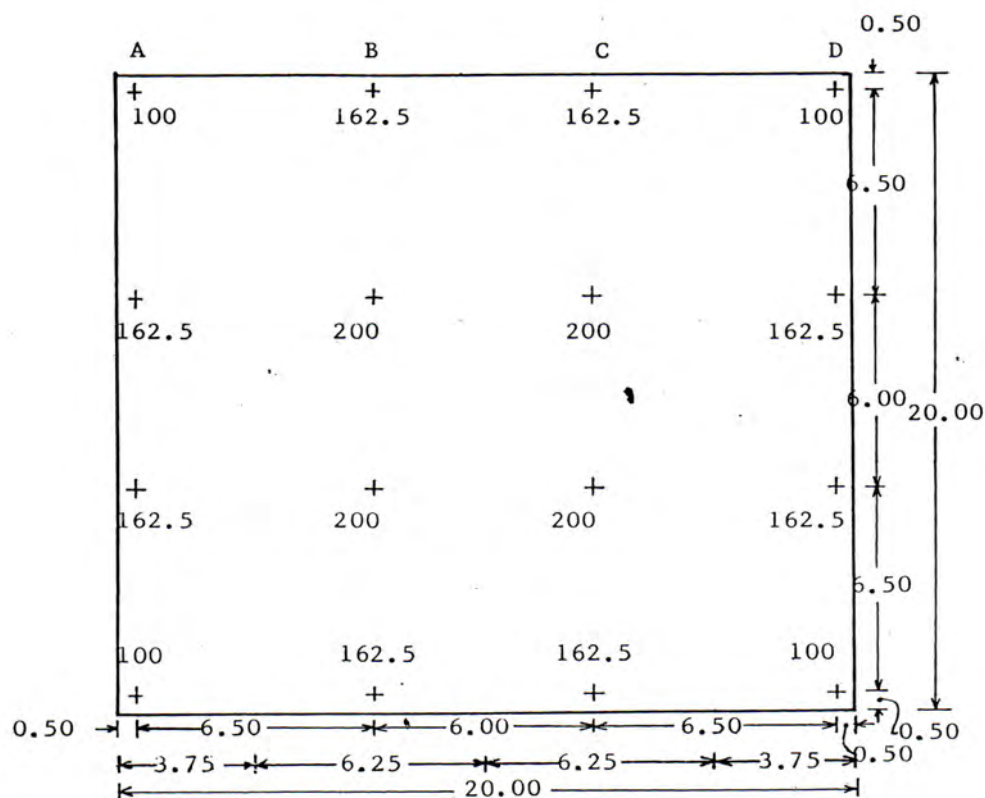
วิธีทำ $f_s = 1,200$ กก./ตร.ซม., $f'_c = 111$ กก./ตร.ซม., $f_c = 50$ กก./ตร.ซม.

$n = 13, k = 0.351, j = 0.883, R = 7.75$

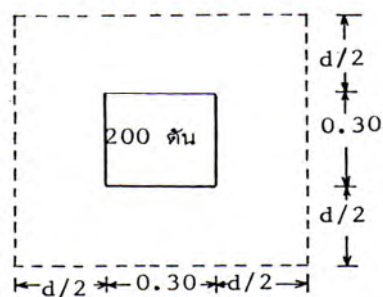
ขนาดของเสา = 0.30×0.30 ม., ขนาดของฐานราก = 20×20 ม.

$\sum Q = 4(100) + 8(162.5) + 4(2000) = 2,500$ ตัน concentric loading

สมมติให้ฐานรากมีความหนา = 0.60 ม., $\therefore d = 0.55$ ม.



ตรวจสอบแรงเฉือน :



Punching shear

$$a + 2(d/2) = 0.30 + 0.55 = 0.85$$

$$\text{เส้นรอบรูป} = 4(0.85) = 3.40 \text{ ม.}$$

$$\text{shear stress} = \frac{200 \times 1000}{55 \times 340} = 10.7 \text{ กก./ตร.ซม.} > 5.6 \text{ กก./ตร.ซม. ไม่}$$

ปลอดภัย

$$4(a + d)(5.6) = 200 \times 1000$$

$$4(30 + d)(d)(5.6) = 200,000$$

$$d^2 + 30d - 8929 = 0$$

$$d = \frac{-30 \pm \sqrt{(30)^2 - 4(1)(-8929)}}{2(1)}$$

$$= \frac{-30 \pm 191}{2}$$

$$d = 80.5 \text{ ซม.}$$

ใช้ฐานรากหนา 0.85 ม., $d = 0.80 \text{ ม.}$

$$\text{shear stress} = \frac{200 \times 1000}{(80)4(30 + 80)} = 5.68 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

ตรวจสอบโมเมนต์ :

$$M = 0.1 w l^2 \text{ (ค่าโดยประมาณ)}$$

net foundation pressure

$$= \frac{2,500}{20 \times 20} + 2.4 \times 0.85 - (1.602 \times 0.60 + 1.923 \times 0.90)$$

$$= 6.25 + 2.04 - 2.70$$

$$= 5.59 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

บางครั้งถือว่าน้ำหนักของฐานรากใกล้เคียงกับน้ำหนักดินและถือว่าน้ำหนักที่กดลงมานั้นดินต้องรับไว้หมด ดังนั้นจึงใช้ net foundation pressure = 6.25 ตัน/ตร.ม.

เมื่อแบ่งฐานรากออกเป็น 4 strips ในแนวแกน y นั่นคือ A, B, C, D

แนว	กว้าง (ม.)	น้ำหนักที่ดินรับไว้ (ตัน)	น้ำหนักบรรทุกทุกจากเสา (ตัน)	โมเมนต์ (กก. – ม./ม.)
A B C D	3.75	$6,250 \times 20 \times 3.75 = 469$	$2(100 + 162.5) = 525$	$0.10 \times 6,250(6.50)^2 = 26,406$
	6.25	$6,250 \times 20 \times 6.25 = 781$	$2(200 + 162.5) = 725$	$0.10 \times 6,250(6.50)^2 = 26,406$
	6.25	$6,250 \times 20 \times 6.25 = 781$	$2(200 + 162.5) = 725$	$0.10 \times 6,250(6.50)^2 = 26,406$
	3.75	$6,250 \times 20 \times 3.75 = 469$	$2(100 + 162.5) = 525$	$0.10 \times 6,250(6.50)^2 = 26,406$
		$\Sigma = 2,500$	$\Sigma = 2,500$	

$$Rbd^2 = (7.75)(1.00)(80)^2 = 49,600 > 26,406 \text{ กก. – ม./ม.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd} = \frac{26,406}{1,200 \times 0.88 \times 0.80} = 31.26 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

ใช้ $\varnothing 25$ มม. @ 0.15 ม. ($A_s = 32.70$ ตร.ซม./ม.)

ตรวจสอบแรงยึดเหนี่ยว

$$u = \frac{V}{\sum_0 jd} = \frac{(6,250)(1.00)(3.25 - 0.15)}{(7 \times 7.850)(0.883)(80)}$$

$$= 4.99 \text{ กก./ตร.ซม.} \approx 1.145 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} = 4.8 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

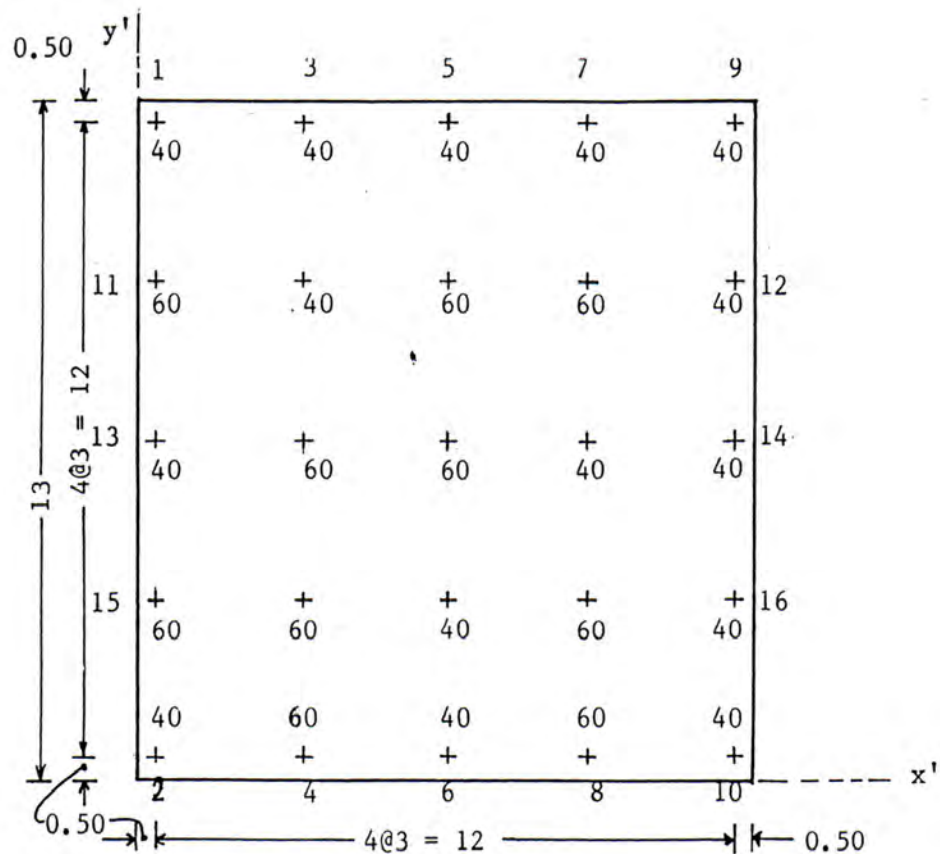
ในทำนองเดียวกัน การใส่เหล็กเสริมในแนวแกน x ก็ทำในลักษณะเดียวกัน แต่ในตัวอย่างนี้จะพบว่าเป็น concentric loading และน้ำหนักที่กระทำคล้ายคลึงกันทั้งในแนวแกน x และแกน y จึงสามารถใส่เหล็กเสริมขนาดเดียวกันในปริมาณเท่ากันทั้งสองแกนได้

ตัวอย่าง 4.11 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์

)Eccentric loading ของ mat foundation นำนักบรทุกมีหน่วยเป็นตัน

ระยะมีหน่วยเป็นเมตร ขนาดของเสา = 0.25 x 0.25 ม.

วิธีทำ



$$\sum Q = 15 \times 40 + 10 \times 60 = 1,200 \text{ ตัน}$$

$$\sum M_y = 0$$

$$\begin{aligned} 1,200 \bar{x} &= (0.50)(3 \times 40 + 2 \times 60) + (3.50)(2 \times 40 + 3 \times 60) + (6.50) \\ &\quad (3 \times 40 + 2 \times 60) + (9.50)(2 \times 40 + 3 \times 60) + (12.50)(5 \times 40) \\ &= 120 + 910 + 1,560 + 2,470 + 2,500 \\ &= 7,560 \end{aligned}$$

$$\bar{x} = \frac{7560}{1200} = 6.30 \text{ ม.}$$

$$\therefore e_x = 0.20 \text{ จากศูนย์กลางไปทางทิศตะวันตก}$$

$$\sum M_x = 0 ; 1,200 \bar{y} = (0.50)(3 \times 40 + 2 \times 60) + (3.50)(2 \times 40 + 3 \times 60) + (6.50)$$

$$\begin{aligned}
& (3 \times 40 + 2 \times 60) + (9.50)(2 \times 40 + 3 \times 60) + (12.50)(5 \times 40) \\
& = 120 + 910 + 1,560 + 2,470 + 2,500 \\
& = 7,560 \\
\bar{y} & = \frac{7560}{1200} = 6.30 \text{ ม.} \\
\therefore e_y & = 0.20 \text{ จากศูนย์กลางไปทางทิศใต้} \\
I_x & = \frac{1}{12} xy^3 = \frac{1}{12} (13)(13)^3 = 2,380 \text{ ม}^4 \\
I_y & = \frac{1}{12} x^3y = \frac{1}{12} (13)^3(13) = 2,380 \text{ ม}^4
\end{aligned}$$

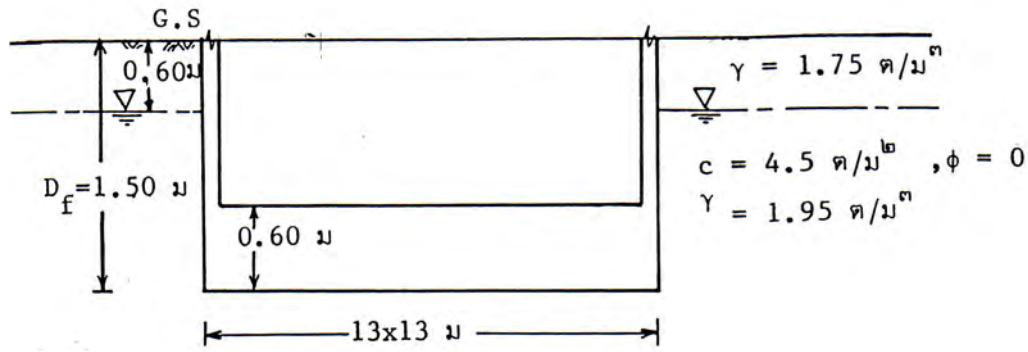
เมื่อไม่พิจารณาถึงน้ำหนักของฐานรากและน้ำหนักดินที่ขุดออก (ถือว่าใกล้เคียงกันและอยู่ในส่วนที่ปลอดภัยมากกว่า)

$$\begin{aligned}
q & = \frac{\sum Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \\
& = \frac{\sum Q}{A} \pm \frac{\sum Q e_y \cdot y}{I_x} \pm \frac{\sum Q e_x \cdot x}{I_y} \\
& = \frac{1,200}{13 \times 13} \pm \frac{(1,200 \times 0.20)y}{2,380} \pm \frac{(1,200 \times 0.20)x}{2,380} \\
& = 7.101 \pm 0.1008y \pm 0.1008x \text{ ตัน/ตร.ม.}
\end{aligned}$$

ตำแหน่ง	y (ม.)	x (ม.)	0.1008y (ตัน/ม ²)	0.1008x (ตัน/ม ²)	$\sum Q/A$ (ตัน/ม ²)	q (ตัน/ม ²)
1	- 6.50	+ 6.50	- 0.655	+ 0.655	7.101	7.101
2	+ 6.50	+ 6.50	+ 0.655	+ 0.655	7.101	8.411
3	- 6.50	+ 3.00	- 0.655	+ 0.302	7.101	6.748
4	+ 6.50	+ 3.00	+ 0.655	+ 0.302	7.101	8.058
5	- 6.50	0	- 0.655	0	7.101	6.446
6	+ 6.50	0	+ 0.655	0	7.101	7.756
7	- 6.50	- 3.00	- 0.655	- 0.302	7.101	6.144
8	+ 6.50	- 3.00	+ 0.655	- 0.302	7.101	7.454
9	- 6.50	- 6.50	- 0.655	- 0.655	7.101	5.791
10	+ 6.50	- 6.50	+ 0.655	- 0.655	7.101	7.101

สภาพการรับน้ำหนักของดิน

ค่าโดยเฉลี่ย = 7.101 ตัน/ตร.ม.



สภาพการรับน้ำหนักของดิน

$$\begin{aligned}
 \text{net } q_{\text{ult}} &= 5c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) \\
 &= 5 \times 4.50 \left(1 + 0.2 \times \frac{13}{13}\right) \left(1 + 0.2 \times \frac{1.50}{13}\right) \\
 &= 27.623 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
 q_a &= q_{\text{ns}} = \frac{27.623}{3} = 9.12 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 8.411 \text{ ตัน/ตร.ม. (สูงสุด)}
 \end{aligned}$$

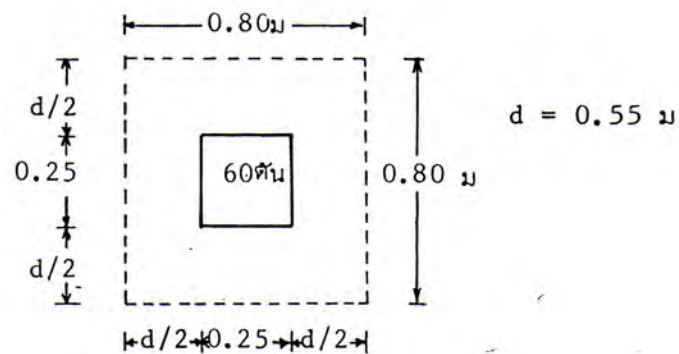
น้ำหนักดินที่ขุดออกและแรงดันขึ้นของน้ำ

$$\begin{aligned}
 \text{ดินที่ขุดออก} &= (1.75 \times 0.60) + (0.95 \times 0.90) = 1.905 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
 \text{แรงดันขึ้นของน้ำ} &= (1 \times 0.90) = 0.900 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
 \text{รวม} &= 2.805 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
 \text{น้ำหนักฐานราก} &= 0.60 \times 2.400 = 1.44 \text{ ตัน/ตร.ม.} > 0.900 \text{ ตัน/ตร.ม.} \\
 \text{ค่าโดยเฉลี่ยของ } q &= 7.101 \text{ ตัน/ตร.ม. (8.411 สูงสุด)} \\
 \text{total} &= 8.541 \text{ ตัน/ตร.ม. (9.851 สูงสุด)}
 \end{aligned}$$

$$\text{net foundation pressure} = 8.541 - 2.805 = 5.736 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

จะเห็นได้ว่าน้ำหนักของฐานรากใกล้เคียงกับน้ำหนักดินที่ขุดออก (7.046 ตัน/ตร.ม. สูงสุด)

แรงเฉือน :



$$\text{shear stress} = \frac{60,000}{(4 \times 80)(55)} = 3.4 < 5.6 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

โมเมนต์ :

หากต้องการข้อมูลละเอียด อาจใช้ $M = \frac{1}{10} w l^2$ สำหรับ interior span

และ $M = \frac{1}{8} w l^2, \frac{1}{9} w l^2$ สำหรับ exterior span

ในตัวอย่างนี้จะใช้ค่าโดยประมาณ คือ $M = \frac{1}{10} w l^2$ ในการหาปริมาณเหล็กเสริม

สำหรับการออกแบบโครงกาใหญ่ แล้วควรที่จะวิเคราะห์หาแรงในโครงสร้างให้ละเอียด
โดยสมมติให้เป็น continuous beam

แนว	ความ กว้าง (ม.)	q (ต/ม ²)	น.น ดินรับไว้ (ตัน)	น.น บรรทุกจาก เสา (ตัน)	โมเมนต์ (กก. – ม./ม.)
1-2	2.00	$0.5(7.101 + 8.411) =$	$2 \times 13q =$	$3(40) + 2(60) =$	$0.10 \times 7,765(3)^2 =$
3-4	3.00	7.756	201.6	240	6,980
5-6	3.00	$0.5(6.748 + 8.058) =$	$3 \times 13q =$	$2(40) + 3(60) =$	$0.10 \times 7,403(3)^2 =$
7-8	3.00	7.403	288.7	260	6,663
9-10	2.00	$0.5(6.446 + 7.756) =$	$3 \times 13q =$	$3(40) + 2(60) =$	$0.10 \times 7,101(3)^2 =$
		7.101	276.9	240	6,391
		$0.5(6.144 + 7.454) =$	$3 \times 13q =$	$2(40) + 3(60) =$	$0.10 \times 6,799(3)^2 =$
		6.799	265.2	260	6,119
		$0.5(5.791 + 7.101) =$	$2 \times 13q =$	$5(40) =$	$0.10 \times 6,446(3)^2 =$
		6.446	167.6	200	5,801
			$\Sigma = 1,200$	$\Sigma = 1,200$	

$$R_b d^2 = 7.75(1.00)(55)^2 = 23,444 > 6,980 \text{ กก. – ม./ม.}$$

$$A_s = \frac{6,980}{1,200 \times 0.883 \times 0.55} = 11.98 \text{ ตร.ซม./ม.}$$

ใช้ DB 20 มม. @ 0.20 ม. ($A_s = 15.70$ ตร.ซม./ม.)

การเสริมเหล็กอีกทางหนึ่งก็หาได้ในทำนองเดียวกัน นั่นคือ

หาความดันของดิน: $q = 7.101 \pm 0.1008y \pm 0.1008x$ ตัน/ตร.ม

จุด	y (ม.)	x (ม.)	$0.1008y$ (ตัน/ม ²)	$0.1008x$ (ตัน/ม ²)	$\Sigma Q/A$ (ตัน/ม ²)	q (ตัน/ม ²)
11	- 3.00	+ 6.50	- 0.3024	+ 0.6552	7.101	7.454
12	- 3.00	- 6.50	- 0.3024	- 0.6552	7.101	6.143
13	0	+ 6.50	0	+ 0.6552	7.101	7.756
14	0	- 6.50	0	- 0.6552	7.101	6.446
15	+ 3.00	+ 6.50	+ 0.3024	+ 0.6552	7.101	8.059
16	+ 3.00	- 6.50	+ 0.3024	- 0.6552	7.101	6.748

โมเมนต์ :

แนว	ความ กว้าง (ม.)	q (ตัน/ม ²)	น้ำหนัก ดินรับไว้ (ตัน)	น้ำหนัก บรรทุกจากเสา (ตัน)	โมเมนต์ (กก. - ม./ม.)
1-9	2.00	$0.5(7.101 + 5,791) =$	$2 \times 13q =$	$5(40) =$	$0.1 \times 6,446(3)^2 =$
11-	3.00	6.446	167.6	200	5,801
12	3.00	$0.5(7.454 + 6,143) =$	$3 \times 13q =$	$3(60) + 2(40) =$	$0.1 \times 6,798(3)^2 =$
13-	3.00	6.798	265.1	260	6,118
14	2.00	$0.5(7.756 + 6,446) =$	$3 \times 13q =$	$2(60) + 3(40) =$	$0.1 \times 7,101(3)^2 =$
15-		7.101	276.9	240	6,391
16		$0.5(8.059 + 6,748) =$	$3 \times 13q =$	$3(60) + 2(40) =$	$0.1 \times 7,404(3)^2 =$
2-10		7.404	288.8	260	6,664
		$0.5(8.411 + 7,101) =$	$2 \times 13q =$	$2(60) + 3(40) =$	$0.1 \times 7,756(3)^2 =$
		7.756	201.7	200	6,980
			$\Sigma = 1,200.1$	$\Sigma = 1,200$	

จะเห็นว่าโมเมนต์แนวแกน x และ y มีค่าเท่ากันเป็นคู่ ๆ คือ (1 - 2, 2 - 10);

(3 - 4, 15 - 16); (5 - 6, 13 - 14); (7 - 8, 11 - 12); (9 - 10, 1 - 9)

แรงยึดเหนี่ยว :

$$u = \frac{(7,756)(1.00)(1.50 - 0.125)}{(5 \times 6.29)0.88 \times .55}$$

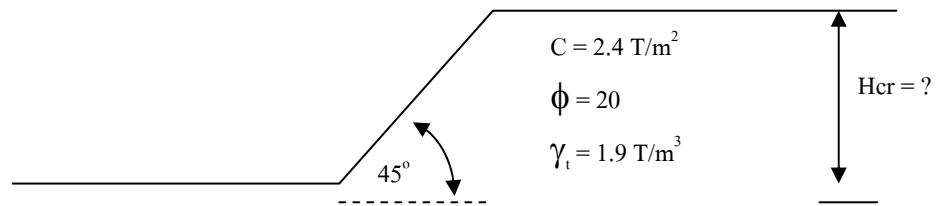
$$= 6.98 \text{ กก./ตร.ซม.} < 2 \times 1.145 \frac{\sqrt{f'_c}}{D} = 12.06 \text{ กก./ตร.ซม.}$$

ทั้งนี้อาจแยกเสริมเหล็กในปริมาณต่างกันในแต่ละแนวได้เช่นกัน เมื่อต้องการลดค่าใช้จ่าย

	1(7.101)	3(6.748)	5(6.446)	7(6.144)	9(5.791)	
11(7.454)	+	+	+	+		12(6.143)
13(7.756)						14(6.446)
15(8.059)						16(6.748)
	2(8.441)	4(8.058)	6(7.756)	8(7.454)	10(7.101)	

หากนำค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นสูงสุดไปหาปริมาณของเหล็กเสริม สามารถใช้เหล็กขนาดเดียวกันวางเป็นตะแกรงได้ แต่จะเป็นการสิ้นเปลืองวัสดุพอสมควร ดังนั้น ควรวิเคราะห์ปัญหาให้ละเอียดเพื่อลดวัสดุที่ไม่จำเป็นลงสำหรับการใช้ฐานรากประเภทนี้ เพราะส่วนมากจะมีขนาดค่อนข้างใหญ่

ตัวอย่างที่ 5.1 จงหาความสูงวิกฤติของลาดดินที่มี $\beta = 45^\circ$ เมื่อดินมีค่า $\phi = 20^\circ$ $C = 2.4 \text{ T/m}^2$
 $\gamma_t = 1.9 \text{ T/m}^3$



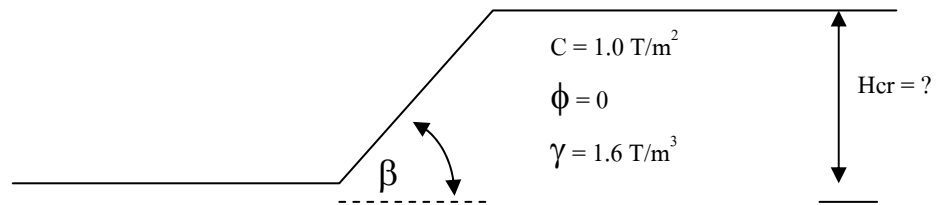
วิธีทำ ที่ $\beta = 45^\circ$ และ $\phi = 20^\circ$ ได้ $N_s = 0.062$

$$N_s = \frac{C}{\gamma \cdot H_{cr}}$$

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cdot N_s} = \frac{2.4}{1.9 \times 0.062}$$

$$= 20.37 \text{ m.}$$

ตัวอย่างที่ 5.2 จงหาความสูงของคันดินถมที่จะถมจากดินเดิมได้เมื่อกำหนดให้ F.S. = 1.5



วิธีทำ สมมุติถมดินที่ $\beta = 60^\circ$ และ $\phi = 0^\circ$ ได้ $N_s = 0.1945$

$$N_s = \frac{C}{\gamma \cdot H_{cr}}$$

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cdot N_s} = \frac{C}{0.1945 \cdot \gamma}$$

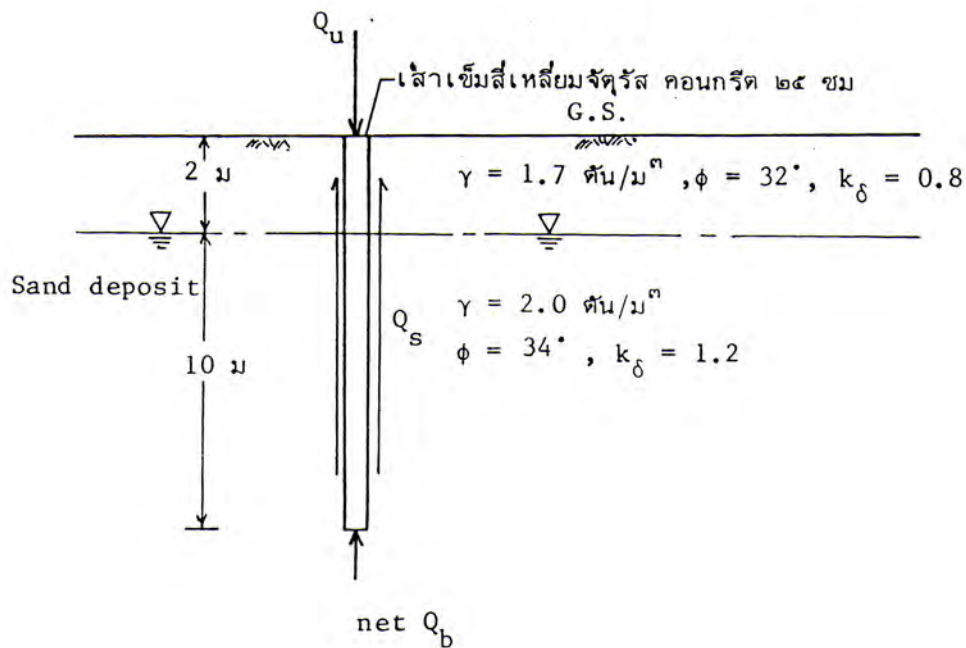
$$H_{cr} = \frac{5.14 \cdot C}{\gamma} = \frac{5.14 \times 1.0}{1.6}$$

$$H_{cr} = 3.21 \text{ m.}$$

$$H_{all} = \frac{H_{cr}}{F.S.} = \frac{3.21}{1.5}$$

$\therefore$ ถมดินได้สูง = 2.14 เมตร ตอบ

ตัวอย่าง 5.3 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะกรังสรรค์) ให้หา
 น้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มสี่เหลี่ยมคอรืตขนาด 25 x 25 เซนติเมตร
 ฝังลึกอยู่ในทราย 12 เมตร ตามลักษณะชั้นดินที่แสดงไว้ต่อไปนี้ โดยมีส่วนลด
 สำหรับความปลอดภัยเท่ากับ 2.5 หากใช้ drop hammer ที่มีน้ำหนักของลูกตุ้ม 3.5
 ตัน และยกขึ้นสูง 50 เซนติเมตร ให้ประเมินหาระยะที่เสาเข็มจมลงดินในการตอก
 10 ครั้ง สุดท้าย เพื่อให้เสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ต้องการโดยใช้ modified
 ENR และ ส่วนลดสำหรับความปลอดภัยเท่ากับ 6.0



วิธีทำ

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$\text{net } Q_b = A_b \cdot \overline{\sigma_v} \cdot (N_q - 1)$$

$$Q_s = \int_0^L P K \delta \overline{\sigma_v} \cdot \tan \delta \cdot dl$$

$$\overline{\sigma_v} = 1.72 \times 2 + (2.0 - 1.0)10 = 3.4 + 10 = 13.4 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

จากรูปที่ 5.6 $\phi = 34^\circ, D/B = 48, N_q = 40$

$$\text{net } Q_b = (0.25)^2 (13.4) (40 - 1) = 32.7 \text{ ตัน}$$

หรือ $\text{net } Q_b = (0.25)^2 (13.4) (400) = 33.5 \text{ ตัน}$

จากรูปที่ 5.6 $\phi = 32^\circ, V = 0.62 \text{ ม}^3/\text{ม.}, \delta = 0.68(32) = 21.8^\circ$

$$\phi = 34^\circ, V = 0.62 \text{ ม}^3/\text{ม.}, \delta = 0.68(34) = 23.1^\circ$$

$$Q_s = (4 \times 0.25)(0.8)(0.5 \times 3.4 \times 2) \tan 21.8^\circ + (4 \times 0.25)(1.2)(0.5)$$

$$(3.4 + 13.4)(10) \tan 23.1^\circ$$

$$= 1.09 + 42.99 = 44.08 = 44.1 \text{ ตัน}$$

$$Q_u = 33.5 + 44.1 = 77.6 \text{ ตัน}$$

$$Q_a = 77.6/2.5 = 31.0 \text{ ตัน}$$

$$\text{modified ENR } P_u = \frac{1.25 e_h E_h}{s + 0.1} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

$$e_h = 0.80, n = 0.5, \text{ น้ำหนักของ pile cap} = 0.6 \text{ ตัน}$$

$$W = 0.6 + (0.25 \times 0.25 \times 12)(2.4) = 2.4 \text{ ตัน}$$

$$E_h = 3.5(50/2.5) = 70 \text{ ตัน - นิ้ว}$$

$$P_u = 6 \times 31.0 = 186.0 \text{ ตัน (ควรใช้ค่าที่หักส่วนลดสำหรับเสา}$$

เข็มกลุ่มหรือน้ำหนักที่เสาเข็มแต่ดินได้รับจริงในที่นี้

พิจารณาเฉพาะเสาเข็มเดียว)

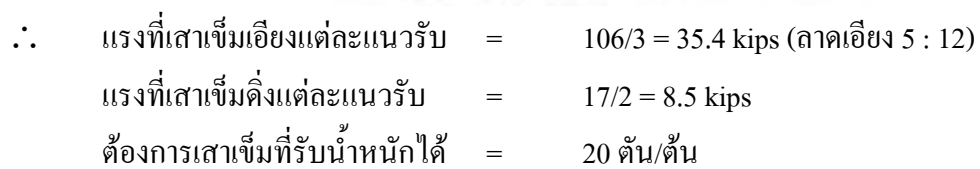
$$\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} = \frac{3.5 + (0.5)^2 (2.4)}{3.5 + 2.4} = 0.695$$

$$186.0 = \frac{1.25 \times 0.80 \times 70}{s + 0.1} \times 0.695$$

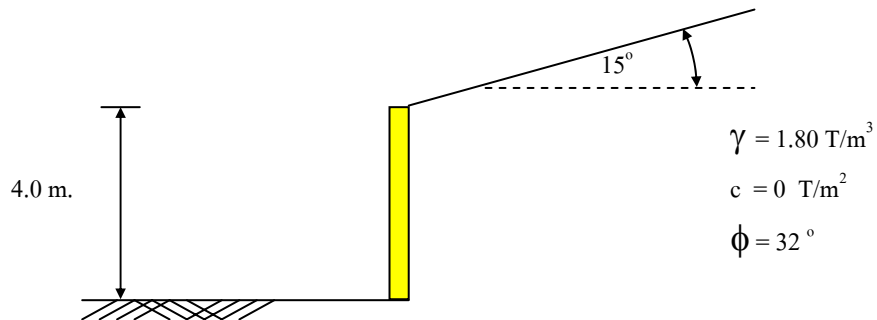
$$s = 0.162 \text{ นิ้ว} = 0.40 \text{ ซม.}$$

ต้องทำการตอกเสาเข็มให้ $s \leq 4.0$ ซม./10 ครั้งสุดท้าย

R = 120 kips (V = 113.1 kips, H = 39.4 kips)



ตัวอย่างที่ 6.1 จงคำนวณค่า Active Earth Force ที่กระทำกับกำแพงกันดินดังรูป โดยใช้ทฤษฎีของ Rankine และทฤษฎีของ Coulomb



วิธีทำ เนื่องจากเป็นดินชั้นเดียวและไม่มีน้ำใต้ดิน

จากทฤษฎีของ Rankine

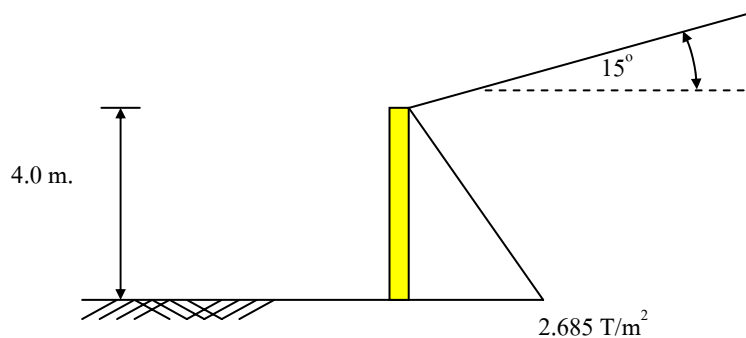
$$p_a = \bar{\sigma}_v K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } K_a &= \cos(\alpha) \cdot \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}}{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi)}} \\ &= \cos(15^\circ) \cdot \frac{\cos(15^\circ) - \sqrt{\cos^2(15^\circ) - \cos^2(30^\circ)}}{\cos(15^\circ) + \sqrt{\cos^2(15^\circ) - \cos^2(30^\circ)}} = 0.373 \end{aligned}$$

ดังนั้น จะได้ $p_a = (1.8)(4)(0.373) - 0 = 2.685 \text{ T/m}^2$

สามารถเขียน pressure diagram ได้ดังรูป

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } P_a &= \frac{1}{2}(4)(2.685) \\ &= 5.37 \text{ Tons/m.} \quad \underline{\text{Ans.}} \end{aligned}$$



จากทฤษฎีของ Coulomb

$$p_a = \bar{\sigma}_v K_a - 2 C \sqrt{K_a}$$

$$\text{เมื่อ } \delta = \frac{2}{3} \phi = 20^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } K_a &= \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 30)}{\sin^2(90) \cdot \sin(90 - 20) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \cdot \sin(30 - 15)}{\sin(90 - 20) \cdot \sin(15 + 90)}} \right]^2} \\ &= \frac{0.75}{0.94 \left[1 + \sqrt{\frac{0.198}{0.908}} \right]^2} = 0.371 \end{aligned}$$

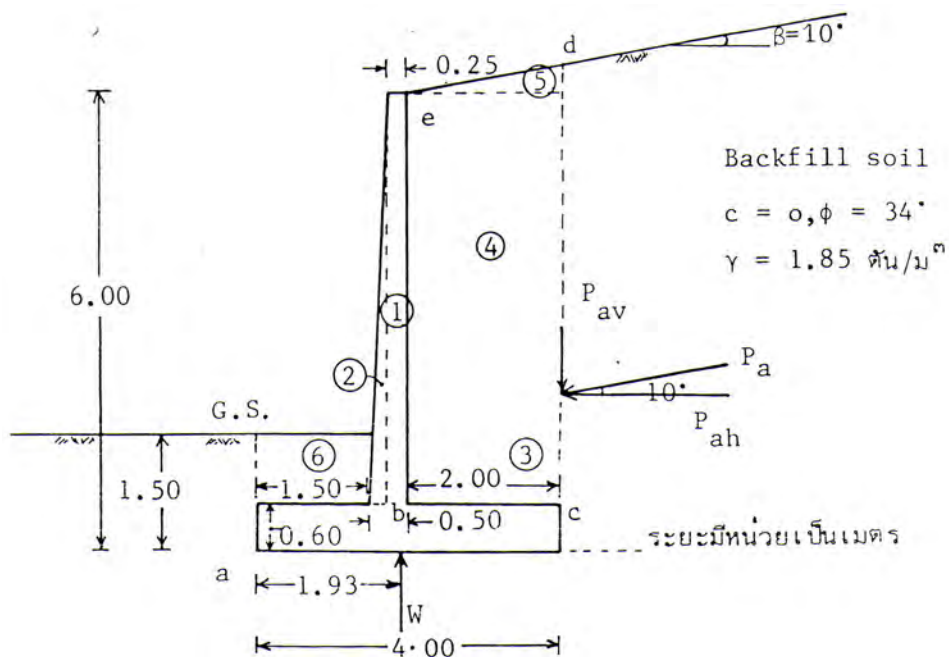
$$\text{ดังนั้น จะได้ } p_a = (1.8)(4)(0.371) - 0 = 2.669 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น } Pa &= \frac{1}{2}(4)(2.669) \\ &= 5.338 \text{ Tons/m.} \end{aligned}$$

Ans.

ตัวอย่าง 6.2 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) การหาเสถียรภาพการพังทลายของ cantilever retaining wall

(Backfill soil $c = 0$, $\phi = 34^\circ$, $\gamma = 1.85$ t/cu. m)



วิธีทำ

Active thrust : Rankine theory

$$K_a = 0.2944, H = cd = 6.00 + 2 \tan 10^\circ = 6.35 \text{ ม.}$$

$$P_a = 0.5 \gamma H^2 K_a$$

$$= 0.5 (1.85) (6.35)^2 (0.2944) = 10.98 \text{ ตัน/ม.}$$

$$P_{ah} = 10.81 \text{ ตัน/ม.}, P_{av} = 1.91 \text{ ตัน/ม.}, H/3 = 2.12 \text{ ม.}$$

Passive thrust : สมการของ Bell จาก Mohr's circle

$$K_p = \tan^2(45^\circ + 16^\circ) = 3.225, \sqrt{K_p} = 1.804 \text{ ม.}$$

$$P_p = 0.5 \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

$$= 0.5 (1.90) (1.50)^2 (3.225) + 2(2.0)(1.50)(1.804) \text{ ตัน/ม.}$$

$$= 17.78 \text{ ตัน/ม.}$$

Overturning : จากสมการที่ (6.22)

$$F = \frac{83.711}{10.892(12) - 1.91(4)} = 5.48 > 2.0$$

หมายเลข	น้ำหนักหรือแรง (ตัน/ม.)	ระยะตั้งฉากจาก a (ม.)	โมเมนต์รอบ a (ตัน - ม./ม.)
W _c (1)	0.25 x 5.40 x 2.4 = 3.24	2.00 - 0.12 = 1.88	6.091
(2)	0.5 x 0.25 x 5.40 x 2.4 = 1.62	1.50 + 2(0.25)/3 = 1.67	2.700
(3)	0.60 x 4.00 x 2.4 = 5.76	0.5(4.00) = 2.00	11.520
W _s (4)	2.00 x 5.40 x 1.85 = 19.98	2.00 + 1.00 = 3.00	59.940
(5)	0.5 x 2.00 x 0.35 x 1.85 = 0.65	2.00 + 2(2)/3 = 3.33	1.158
(6)	0.5(1.50 + 1.54)0.9 x 1.9 = 2.60	0.77	2.001
$\Sigma = 33.85$			$\Sigma = 84.410$

Sliding : จากสมการที่ (6.24)

$$\alpha_1 = 0.60, \alpha_2 = 0.75, W = 33.85 + 1.91 = 35.76 \text{ ตัน/ม.}$$

$$F = \frac{0.60(2.0)(4.00) + (35.76)(0.75) \tan 32^\circ}{10.81}$$

$$= 1.99 > 1.5$$

Bearing failure

$$\text{แรงฉีกที่กระทำห่างจาก a} = \frac{(84.410 + 1.91 \times 4 - 10.81 \times 2.12)}{33.85 + 1.91} = 1.93 \text{ ม.}$$

$$e = 2.00 - 1.93 = 0.070 \text{ ม.} < \frac{B}{6} = 0.67 \text{ ม.}$$

$$q = \frac{35.76}{4} \left(1 + \frac{6 \times 0.07}{4} \right) = 9.88 \text{ ตัน/ตร.ม.}$$

$$\text{HARR (1966) net } q_{ult} = cN'_c + \gamma_0 D_f (N'_q - 1) + 0.5 \gamma_1 B N'_\gamma$$

$$\phi = 32^\circ, \delta = \tan^{-1} 10.81/35.49 = 16.9^\circ, N'_c = 17, N'_q = 12, N'_\gamma = 7$$

$$\text{net } q_{ult} = 2(17) + 1.90(1.50)(12 - 1) + 0.5(1.90)(4)(7)$$

$$= 91.95 \text{ ตัน/ม.}$$

$$\text{safety factor } F = 91.95/9.88 = 9.31$$

ตัวอย่าง 7.1 (foundation engineering and tunneling : ดร. บุญเทพ นานะรังสรรค์) ให้หา

เสถียรภาพตามแนวลาดของอินโดใช้ Fellenius method of Slices ทั้งนี้ดินมี

คุณสมบัติดังนี้ $\phi' = 29^\circ$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ และความดันของน้ำตาม
ระนาบการพังทลายได้แสดงไว้ในรูป

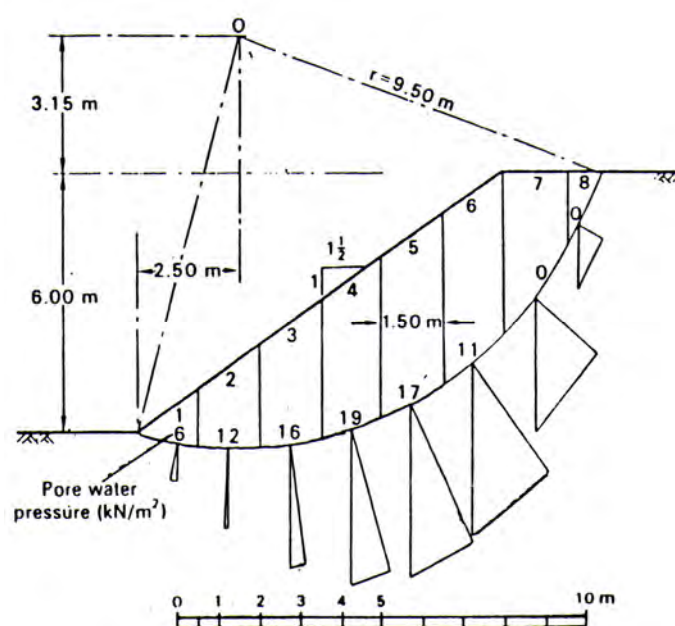
วิธีทำ $\Delta W = \gamma b h = 20 \times 1.5 h = 30h \text{ kN/m}$

H = ความสูงโดยเฉลี่ยของแต่ละ slice, b = ความกว้างของ slice = 1.50 m

$$\Delta N - u \Delta l = -u \Delta l = 30h \cdot \cos \alpha - u \Delta l \quad \text{kN/m}$$

$$\Delta T = \Delta W \sin \alpha \quad \text{kN/m}$$

ความยาวของส่วนโค้ง $L_s = \theta y = \sum \Delta l = 14.35 \text{ m}$



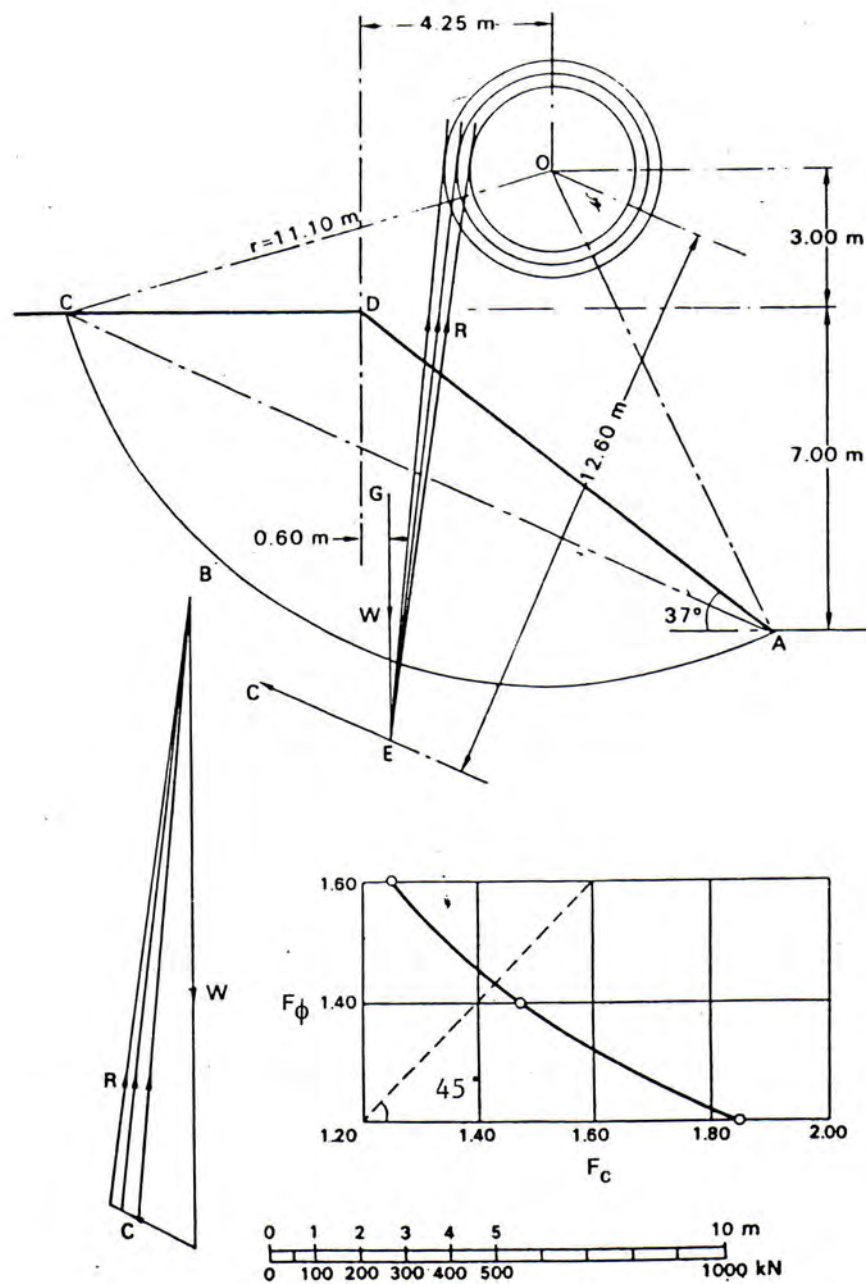
Slice No.	h (m)	(deg)	$h \cos \alpha$ (m)	$h \sin \alpha$ (m)	u (kN/m ²)	Δl (m)	$u \cdot \Delta l$ (kN/m)
1	0.85	− 9.0	0.84	− 0.13	6	1.55	9.3
2	1.85	− 2.0	1.85	− 0.06	12	1.50	18.0
3	2.86	7.5	2.84	0.37	16	1.55	24.8
4	3.53	16.5	3.38	1.00	19	1.60	30.4
5	3.95	26.0	3.55	1.73	17	1.70	28.9
6	4.03	36.5	3.24	2.40	11	1.95	21.4
7	3.09	50.0	1.99	2.37	0	2.35	0
8	1.42	62.0	0.67	1.25	0	2.15	0

	18.36	8.93		14.35	132.8
--	-------	------	--	-------	-------

$$\sum(\Delta W \cdot \cos \alpha - u \cdot \Delta l) = 30(18.36) - 132.8 = 418.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum \Delta W \cdot \sin \alpha = 30(8.93) = 267.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{\sum \Delta c' \cdot \Delta l + \sum (\Delta W \cdot \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi'}{\sum \Delta W \cdot \sin \alpha} \\ &= \frac{10(14.35) + 418 \tan 29^\circ}{267.9} \\ &= 1.40 \end{aligned}$$

$$(\gamma = 20 \text{ kN/m}^3), c_u = 15 \text{ kN/m}^2, \phi_u = 15^\circ$$
$$\phi_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15^\circ}{F_\phi} \right)$$


F_{ϕ}	ϕ_m	$r \sin \phi_m$ (m)	C (kN/m)	$c_m = c/L_c$ (kN/m ²)	$F_c = \frac{c_u}{c_m}$
1.20	12°35'	2.42	137	8.1	1.85
1.40	10°20'	2.08	172	10.2	1.47
1.60	9°30'	1.83	203	12.1	1.24

น้ำหนักของดินและตำแหน่งที่กระทำนั้นหาได้โดยใช้หลักกลศาสตร์ ซึ่งจะได้

$$W = 68 \times 20 = 1360 \text{ kN/m}$$

$$\text{ส่วนระยะ } r_c = L_a r / L_c = 19.15 \times 11.10 / 16.85 = 12.60 \text{ m}$$

$$\therefore F = F_c = F_{\phi} = 1.43$$