

เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9
ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ

SLOPE STABILITY AND DEFORMATION OF RAMA 9
RESERVOIR UNDER DRAWDOWN CONDITIONS.

ธนา ทองเฉลิม

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ปีการศึกษา 2558
ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9
ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ

ธนา ทองเฉลิม

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ปีการศึกษา 2558
ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

หัวข้อวิทยานิพนธ์

เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9
ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ

Slope Stability and Deformation of the Rama 9 Reservoir Under Drawdown
Conditions.

ชื่อ - นามสกุล

นายธนา ทองเฉลิม

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา

ผู้ช่วยศาสตราจารย์วีระศักดิ์ ละอองจันทร์, Dr.-Ing.

ปีการศึกษา

2558

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

ประธานกรรมการ

(อาจารย์ศุภสิทธิ์ พงศ์วิฑูรย์, Ph.D.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ณพล อยู่บรรพต, วศ.ด.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์หมิง จิ่ง, D.Eng.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์วีระศักดิ์ ละอองจันทร์, Dr.-Ing.)

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี อนุมัติวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ศิวกร อ่างทอง, Ph.D.)

วันที่ 2 เดือน สิงหาคม พ.ศ. 2559

หัวข้อวิทยานิพนธ์	เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ
ชื่อ - นามสกุล	นายธนา ทองเฉลิม
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์วีระศักดิ์ ละอองจันทร์, Dr.-Ing.
ปีการศึกษา	2558

บทคัดย่อ

สระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกใช้เพื่อการชลประทานและการผลิตประปา ส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำลดลง ส่งผลให้แรงดันน้ำในที่กระทำต่อลาดตลิ่งหายไปแต่แรงเฉือนในลาดตลิ่งเพิ่มขึ้น ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเป็นอีกสาเหตุสำคัญที่ก่อให้เกิดการพังทลายของลาดตลิ่ง

การตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนการลดลงระดับน้ำ, อัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ วิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีสมมูลจำกัด ด้วยโปรแกรม SLOPE/W และวิธีพี/ซี ริคค์ชัน ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D แสดงผลอัตราส่วนความปลอดภัยและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งตามอัตราส่วนการลดลงระดับน้ำและอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ

จากการศึกษาพบว่าเมื่ออัตราส่วนการลดลงระดับน้ำเท่ากับ 1.00 ในกรณีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเท่ากับ 1.00 อัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีสมมูลจำกัดจะน้อยกว่าวิธีพี/ซี ริคค์ชัน ผลการวิเคราะห์เท่ากับ 0.920 และ 1.371 ตามลำดับ และในกรณีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเท่ากับ 0.10 อัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีพี/ซี ริคค์ชัน จะน้อยกว่าวิธีสมมูลจำกัด ผลการวิเคราะห์เท่ากับ 1.458 และ 2.605 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวรวมสูงสุดในกรณีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเท่ากับ 1.00 มีการเคลื่อนตัวน้อยกว่ากรณีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเท่ากับ 0.10 ผลการวิเคราะห์เท่ากับ 0.29 ม. และ 0.765 ม. ตามลำดับ เนื่องมาจากการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม

คำสำคัญ: การเคลื่อนตัว การลดลงระดับน้ำ เสถียรภาพลาดตลิ่ง วิธีสมมูลจำกัด วิธีพี/ซี ริคค์ชัน

Thesis Title Slope Stability and Deformation of the Rama 9 Reservoir
Under Drawdown Conditions.

Name - Surname Mr.Tana Thongchaloem

Program Civil Engineering

Thesis Advisor Assistant Professor Werasak Raongjant, Dr.-Ing.

Academic Year 2015

ABSTRACT

The Rama 9 reservoir is used for irrigation and waterworks, which induce a change of water level. The reduction of water level, drawdown, causes a decrease of water pressure act on the side slope, and an increase of shear stress on the embankment. Therefore, the drawdown condition is an important factor causing the slope failure.

Investigation of the slope stability and deformation of the Rama 9 reservoir under drawdown conditions depends on the drawdown ratio and the drawdown rate. The deformation is analyzed using the finite element method with the Plaxis 2D program. The slope stability is analyzed using the limit equilibrium method with the SLOPE/W program, and the Phi-C reduction method with the Plaxis 2D program. The result showed that the factor of safety and the slope deformation changed with the drawdown ratio and the drawdown rate.

It can be seen that, when the drawdown ratio equal 1.0, in the case of drawdown rate equal 1.0, the factor of safety calculated with the limit equilibrium method was less than when calculated with the Phi-C reduction method, which is 0.920 and 1.371, respectively. When the drawdown rate equal 0.1, the factor of safety calculated with the Phi-C reduction method was less than when calculated with the limit equilibrium method, which is 1.458 and 2.605, respectively. The result of the maximum total displacement, when drawdown rate equal 1.0 was less than when the drawdown rate equal 0.1, which is 0.29 m. and 0.765 m, respectively. This difference is because the changes in the total stresses dissipate the arising from the excess pore water pressure.

Keywords: deformation, drawdown, slope stability, limit equilibrium method, phi/c reduction method

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผศ.ดร.วิรัชศักดิ์ ละอองจันทร์ ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาให้คำแนะนำข้อคิดต่างๆ ในการวิจัยและวิธีดำเนินการวิจัย ตลอดจนให้ข้อเสนอแนะและแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ ของการทำวิจัยนี้เป็นอย่างดี

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ดร. ศุภสิทธิ์ พงศ์ศิระสถิต ที่ได้กรุณาให้เกียรติมาเป็นประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ณพล อยู่บรรพต และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. หิมังจิ่ง ที่ได้กรุณาให้เกียรติเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์และให้คำแนะนำสิ่งที่มีประโยชน์แก่การเขียนวิทยานิพนธ์ผู้วิจัยขอขอบพระคุณอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้

วิทยานิพนธ์นี้ต้องพบอุปสรรคหลายประการแต่ด้วยความช่วยเหลือเอื้อเฟื้ออย่างดีจากหลายๆฝ่าย ทำให้ผู้วิจัยฝ่าฟันอุปสรรคจนประสบผลสำเร็จได้ จึงขอขอบพระคุณทุกทุกท่านที่กล่าวนามมาดังนี้

ขอขอบพระคุณ โครงการเพื่อการศึกษาสระเก็บน้ำพระรามเก้าเพื่อให้เกิดการไหลเวียนของกระแสน้ำในสระเก็บน้ำพระรามเก้า ระหว่างการประปาส่วนภูมิภาคกับมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรีเป็นอย่างยิ่งที่สนับสนุนงบประมาณสำหรับทำวิจัยในครั้งนี้

ขอขอบพระคุณส่วนออกแบบเขียน สำนักออกแบบวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน ที่ให้ความอนุญาติให้ใช้โปรแกรม GeoStudio2004 ในการทำวิจัยและยังช่วยเหลือผู้วิจัยตลอดการทำวิจัยครั้งนี้

เหนือสิ่งอื่นใดผู้วิจัยขอกราบแทบเท้าขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่ส่งลูกเรียนจนมีวันนี้ได้ และกราบขอบพระคุณครูทุกท่านที่เคยอดรมสั่งสอนผู้วิจัยตั้งแต่เล็กจนโต รวมถึงขอขอบคุณเพื่อนๆ 52341 CVE, M56CE และน้องๆชาววิศวกรรมโยธาราชมงคล ทุกคนที่คอยให้กำลังใจอันยิ่งใหญ่ด้วยดีตลอดมา จนสามารถดำเนินการวิจัยและจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้เสร็จสมบูรณ์

นายธนา ทองเฉลิม

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	(3)
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	(4)
กิตติกรรมประกาศ.....	(5)
สารบัญ.....	(6)
สารบัญตาราง.....	(9)
สารบัญรูป.....	(10)
บทที่ 1 บทนำ.....	16
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	16
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	18
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	18
1.4 ขั้นตอนการศึกษา.....	19
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	20
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	21
2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ.....	21
2.2 แนวความคิดพื้นฐานที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ.....	22
2.3 หลักการในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน (Method of Stability Analysis).....	26
2.4 คันดินธรรมชาติ (Natural Slope).....	29
2.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength).....	31
2.6 แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure).....	34
2.7 สาเหตุการวิบัติของคันดินธรรมชาติ.....	39
2.8 ลักษณะของการวิบัติของเชิงลาด.....	41
2.9 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM).....	44
2.10 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	68
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย.....	77
3.1 สํารวจภูมิประเทศ.....	77

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.2 เจาะสำรวจชั้นดิน เก็บตัวอย่างดินและหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน.....	79
3.3 ทดสอบหาค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการ	87
3.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง.....	101
3.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัด (LEM) โดยโปรแกรม SLOPE/W.....	106
3.6 การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งด้วยวิธี Phi/C Reduction โดยโปรแกรม PLAXIS 2D.....	109
บทที่ 4 ผลการทดลองและวิเคราะห์.....	116
4.1 ผลการสำรวจภูมิประเทศ	116
4.2 ผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการและในสนาม	116
4.3 ระดับน้ำใต้ดิน	127
4.4 การเคลื่อนตัวลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9	128
4.5 เสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9.....	143
4.6 เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง	156
บทที่ 5 สรุปและข้อเสนอแนะ.....	160
5.1 สรุปผลการศึกษา.....	160
5.2 ข้อเสนอแนะ	163
บรรณานุกรม	164
ภาคผนวก	168
ภาคผนวก ก. หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 จากการสำรวจ และหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์ ..	169
ภาคผนวก ข. คุณสมบัติพื้นฐานทางวิศวกรรมของดิน Summary of Test Results.....	177
ภาคผนวก ค. ผลการทดสอบยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)	190
ภาคผนวก ง. พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ในแต่ละหน้าตัด	229
ภาคผนวก จ. แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดิน (Excess pore pressure)	239
ภาคผนวก ฉ. เส้นชั้นการเคลื่อนตัวทวิสรวมของลาดตลิ่ง	245
ภาคผนวก ช. ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งด้วยวิธีสมมูลจำกัด (LEM).....	255
ภาคผนวก ซ. ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งด้วยวิธี Phi/C Reduction	265

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
ภาคผนวก ฉ. ตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งในขั้นตอนการก่อสร้าง และการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ.....	272
ภาคผนวก ฉ. ผลงานตีพิมพ์เผยแพร่.....	277
ประวัติผู้เขียน	305



สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 การเลือกตัวประกอบที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ.....	29
ตารางที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ	53
ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ (ต่อ)	54
ตารางที่ 2.4 ความสัมพันธ์ Cam-Clay parameters และความสัมพันธ์ Normalized Parameters	65
ตารางที่ 3.1 พิกัดแนวสำรวจ	79
ตารางที่ 3.2 เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด.....	105
ตารางที่ 3.3 เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด.....	105
ตารางที่ 3.4 อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดของเขื่อนดินในประเทศไทย.....	106
ตารางที่ 4.1 ผลจากการตรวจวัดระดับน้ำในป่อสังเกตการณ์.....	128
ตารางที่ 4.4 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีการลดระดับน้ำ (DR)=1.00 DR=1.0	146
ตารางที่ 4.5 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีการลดระดับน้ำแบบช้า DR=0.1	146
ตารางที่ 4.6 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีการลดระดับน้ำ (DR)=1.00 DR = 1.0	147
ตารางที่ 4.7 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีการลดระดับน้ำแบบช้า DR = 0.1	147

สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 1.1 สระเก็บน้ำพระราม 9	17
รูปที่ 2.1 แนวการวิบัติสมมติ	24
รูปที่ 2.2 Free body diagram เนื่องจากแรงดันดิน	24
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวเมื่อเปรียบเทียบ ที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งเดียวกัน	32
รูปที่ 2.4 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสำหรับการพิบัติของปัญหาเสถียรรูปลาดดิน	33
รูปที่ 2.5 การคำนวณปัญหาเสถียรรูป ในกรณีมีการไหลแบบ Steady Seepage	37
รูปที่ 2.6 การหาความดันน้ำในโพรงดิน สำหรับการไหลแบบ Steady Seepage ในทิศทางขนานกับความลาด	38
รูปที่ 2.7 สมมุติฐานการหาแรงดันน้ำในโพรงดิน ในกรณี Rapid drawdown	39
รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติของลาดดินและหินแบบต่างๆ	43
รูปที่ 2.9 ลักษณะการวิบัติเป็นแนวโค้งวงกลม	44
รูปที่ 2.10 แสดงค่าประมาณ Modulus multiplier ของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ	51
รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบ Elastic Perfectly Plastic	54
รูปที่ 2.12 The Mohr – Coulomb Yield Surface ในเทอมของ Principle Stress ($C = 0$)	56
รูปที่ 2.13 พารามิเตอร์ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์	58
รูปที่ 2.14 นิยามของ E_{ur} และ E_{50} สำหรับมาตรฐานการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน	58
รูปที่ 2.15 วงกลมหน่วยแรงที่จุด yield ; จุดสัมผัสวงกลมคูลอมบ์	59
รูปที่ 2.16 พารามิเตอร์ Mohr-Coulomb ขึ้นสูง	60
รูปที่ 2.17 ลอการิทึมแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรความเครียดและความเค้น	62
รูปที่ 2.18 พื้นผิวแบบจำลองดินอ่อนในระบบ	64
รูปที่ 2.19 Total yield contour of soft soil model in principal stress space	64
รูปที่ 2.20 พารามิเตอร์ของแบบจำลอง Soft Soil Model	65
รูปที่ 2.21 แนวระนาบเลื่อนไถลด้วยวิธี ELSM ที่ อัตราส่วนพิวซอง = 0.3 และ 0.49	73
รูปที่ 2.22 เปรียบเทียบแนววิบัติเลื่อนไถลลาดชัน ผลจากมุมขยายตัว	74
รูปที่ 2.23 เปรียบเทียบแนววิบัติเลื่อนไถลลาดชันที่มีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่	74

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 2.24 เปรียบเทียบแนววิถีเลื่อนไถลลาดชันที่หลายชั้น.....	75
รูปที่ 3.1 การสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounder).....	78
รูปที่ 3.2 แผนที่แนวการสำรวจ.....	79
รูปที่ 3.3 แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจและหลุมทดสอบ Field Vane Shear.....	80
รูปที่ 3.4 แสดงการเตรียมเครื่องจักรสำหรับการเจาะสำรวจดิน BH-06.....	81
รูปที่ 3.5 การเจาะสำรวจแบบฉีดล้าง (Wash Boring) BH-08.....	81
รูปที่ 3.6 การเก็บด้วยกระบอกบาง (Shelby Tube).....	82
รูปที่ 3.7 การเก็บด้วยการเก็บด้วยกระบอกผ่าและทำการทดสอบ Standard Penetration Test.....	83
รูปที่ 3.8 หลักการทำงานของ Field Vane Shear Test.....	84
รูปที่ 3.9 ค่ารับแก้ Undrained Shear Strength ที่ได้จาก Field Vane Shear Test	85
รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนามด้วย Field Vane Shear Test.....	85
รูปที่ 3.11 แสดงเจาะหลุมติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ Standpipe pizometer.....	86
รูปที่ 3.12 แสดงติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ Standpipe pizometer.....	87
รูปที่ 3.13 แสดงนำกระป๋องเก็บตัวอย่างดินเข้าคู่อบ.....	88
รูปที่ 3.14 แสดงการทดสอบ Liquid Limit.....	92
รูปที่ 3.15 แสดงการทดสอบ Plastic Limit.....	93
รูปที่ 3.16 แสดงการหาปริมาณกร่อนดินแห้ง.....	94
รูปที่ 3.17 แต่งดินลงใน consolidation ring.....	94
รูปที่ 3.18 หมุนปรับลูกตุ้มถ่วงน้ำหนัก (Counterbalance weight).....	95
รูปที่ 3.19 วางน้ำหนักและพร้อมปรับเข็มหน้าปัดของ Dial gauge ให้อยู่ที่ศูนย์.....	95
รูปที่ 3.20 Consolidation Cell.....	96
รูปที่ 3.21 การหาค่าหน่วยแรงดันสูงสุดในอดีต.....	99
รูปที่ 3.22 แผนภูมิความเหนียว (Plasticity Chart).....	100
รูปที่ 3.23 แผนที่บริเวณหน้าตัดทำการวิเคราะห์.....	103

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 3.24 รูปแสดงตัวอย่างหน้าตัดในการวิเคราะห์.....	104
รูปที่ 3.25 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, R).....	104
รูปที่ 3.26 อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (Drawdown ratio = L/H).....	104
รูปที่ 3.27 แสดงตัวอย่างการใช้คำสั่ง KeyIn Points ป้อนข้อมูลพิกัดแกน X Y	107
รูปที่ 3.28 แสดงตัวอย่างการใส่ข้อมูลดิน.....	108
รูปที่ 3.29 การกำหนดเงื่อนไขในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม GeoStudio.....	109
รูปที่ 3.30 แสดง free body diagram และแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นด้วยวิธี Bishop's Simplified method.....	109
รูปที่ 3.31 แสดงการวาดแบบจำลอง.....	111
รูปที่ 3.32 การใส่พารามิเตอร์แบบจำลอง Soft Soil Model.....	112
รูปที่ 3.33 การใส่พารามิเตอร์ดินแบบมอร์-คูลอมป์ (Mohr-Coulomb Model).....	112
รูปที่ 3.34 แสดงการแบ่งชั้นดินเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh generation).....	113
รูปที่ 3.35 แสดงตัวอย่างการแบ่งลำดับเงื่อนไขในการวิเคราะห์.....	115
รูปที่ 4.1 ปริมาณความชื้นในมวลดิน (Wn), พิกัดเหลว(Liquid Limit, LL), ดัชนีความเหลว(Liquidity Index, LI) ต่อความลึก.....	118
รูปที่ 4.2 กำลังรับแรงเฉือนของดิน(Unconfined Compressive Strength,Su).....	118
รูปที่ 4.3 กำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su _{FV}).....	119
รูปที่ 4.4 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio),e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 3.00-3.50 เมตร.....	121
รูปที่ 4.5 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ C _v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 3.00-3.50 เมตร.....	122
รูปที่ 4.6 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio),e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 6.00-6.50 เมตร.....	122
รูปที่ 4.7 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ C _v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 6.00-6.50 เมตร.....	123

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 4.8 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio), e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 9.00-9.50 เมตร.....	123
รูปที่ 4.9 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ำ C_v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 9.00-9.50 เมตร.....	124
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Initial Void ratio, e_0 และ สัมประสิทธิ์การซึมผ่าน, k (m/day)ที่ความลึกต่างๆ.....	124
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression Index, C_c และ Swelling Index, C_s ที่ความลึกต่าง.....	125
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันสูงสุดในอดีต : P'_c และ Overconsolidation clay : OCR ที่ความลึกต่างๆ.....	125
รูปที่ 4.13 กำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su_v).....	126
รูปที่ 4.14 Standard Penetration Test (SPT-N) ต่อความลึก.....	127
รูปที่ 4.15 แรงดันน้ำส่วนเกินต่ออัตราส่วนการลดลงระดับน้ำ ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR=1.0).....	129
รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศทางราบต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=1.00 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	131
รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศทางค้งต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=1.00 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	131
รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศรวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=1.00 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	132
รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศทางทางราบต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=0.10 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	132
รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศทางค้งต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=0.10 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	133
รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งทิศรวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีลดลงระดับน้ำ (DR)=0.10 บริเวณคันทิ้ง (Crown).....	133

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 4.42 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 6....	150
รูปที่ 4.43 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 7....	151
รูปที่ 4.44 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 8....	151
รูปที่ 4.45 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 9....	152
รูปที่ 4.46 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 1.....	153
รูปที่ 4.47 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 2.....	153
รูปที่ 4.48 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 3.....	153
รูปที่ 4.49 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 4.....	154
รูปที่ 4.50 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 5.....	154
รูปที่ 4.51 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 6.....	154
รูปที่ 4.52 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 7.....	155
รูปที่ 4.53 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 8.....	155
รูปที่ 4.54 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 9.....	155
รูปที่ 4.55 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางราบในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=1.00.....	157
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางตั้งในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=1.00.....	157
รูปที่ 4.57 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศรวมในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=1.00.....	158
รูปที่ 4.58 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางราบในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=0.10.....	158
รูปที่ 4.59 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางตั้งในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=0.10.....	159
รูปที่ 4.60 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางรวมในกรณีลดลงของระดับน้ำ (DR)=0.10.....	159

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

เมื่อวันที่ 19 เมษายน 2531 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว ทรงพระกรุณาโปรดเกล้าฯ ให้ พลเอกเปรม ติณสูลานนท์ นายกรัฐมนตรีนำเจ้าหน้าที่จากส่วนราชการต่างๆ ฝ่าฝืนละอองธุลีพระบาท ณ พระตำหนักจิตรลดารโหฐาน น้อมเกล้าฯ น้อมกระหม่อมถวายที่ดินของส่วนราชการที่จับจองไว้แต่ยังมีได้ทำประโยชน์ในเขตอำเภอคลองหลวงและอำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี เพื่อใช้เป็นสถานที่ก่อสร้างแหล่งเก็บน้ำเอนกประสงค์ขนาดใหญ่ตามพระราชดำริ ต่อมาเมื่อวันที่ 30 พฤษภาคม 2532 คณะรัฐมนตรีได้อนุมัติให้กระทรวงการคลังทูลเกล้าฯ ถวายที่ดินบริเวณดังกล่าวข้างต้นเพื่อใช้ดำเนินโครงการในนามมูลนิธิชัยพัฒนาพระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว ได้พระราชทานพระราชดำริให้ สำนักงานเลขาธิการมูลนิธิชัยพัฒนาสำนักงานคณะกรรมการพิเศษเพื่อประสานงานโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริกรมชลประทานร่วมกับส่วนราชการที่เกี่ยวข้องพิจารณาดำเนินการก่อสร้างแหล่งน้ำเอนกประสงค์ในเขตที่ดินดังกล่าวด้วยวิธีที่เหมาะสมโดยด่วน ซึ่งแหล่งเก็บน้ำขนาดใหญ่แห่งนี้เมื่อดำเนินการเสร็จตามโครงการแล้วจะเกิดประโยชน์อย่างยิ่งต่อประชาชน ทั้งในเขตจังหวัดปทุมธานีและกรุงเทพมหานครบางส่วนที่สำคัญเป็นแหล่งเก็บน้ำปริมาณมากสำหรับท้องที่ ดังกล่าวได้ใช้ทำนาปรังและปลูกพืชต่างๆ ในช่วงแห้งแล้งน้ำมีมากอาจแบ่งไปใช้ในการบรรเทาน้ำเน่าเสียตามคลองและชุมชนบางแห่งในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้ นอกจากนี้แล้วสระเก็บน้ำยังทำหน้าที่ช่วยเก็บน้ำในฤดูน้ำหลากส่วนหนึ่งเพื่อช่วยบรรเทาน้ำท่วมแก่พื้นที่ทางตอนล่างได้อีกด้วย

สระเก็บน้ำพระราม 9 อันเนื่องมาจากพระราชดำริมีที่ตั้งโครงการอยู่ระหว่างคลองระบายน้ำรังสิต 5 และคลองระบายน้ำรังสิต 6 ที่อำเภอคลองหลวงและอำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ทางเข้าโครงการฯ เริ่มจากถนนสายรังสิต - นครนายกด้านทิศเหนือไปตามคลองระบายน้ำรังสิต 5 ระยะทางประมาณ 2 กิโลเมตร ส่วนทางด้านทิศเหนือไปตามคลองระบายน้ำรังสิต 6 ระยะทางประมาณ 2.3 กิโลเมตร บริเวณที่ตั้งโครงการแสดงในแผนที่มาตราส่วน 1:50,000 แผ่นระวาง 5137, 5136 สระเก็บน้ำพระราม 9 มีพื้นที่ของโครงการรวม 2,827 ไร่ 2 งาน 10 ตารางวา มีส่วนประกอบที่สำคัญดังนี้ สระเก็บน้ำขนาดใหญ่ เนื้อที่รวม 2,580 ไร่ ความลึกที่ระดับ -3.00 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลางแยกเป็น 2 สระ มีทางน้ำเชื่อมถึงกันได้ สระเก็บน้ำที่ 1 พื้นที่ประมาณ 790 ไร่ ความจุประมาณ 6 ล้านลูกบาศก์

เมตร เพื่อรับน้ำ จากคลองระบายน้ำรังสิต 6 สระเก็บน้ำที่ 2 พื้นที่ประมาณ 1,790 ไร่ ความจุประมาณ 11.10 ล้านลูกบาศก์เมตร เพื่อรับน้ำ จากคลองระบายน้ำรังสิต[1]



รูปที่ 1.1 สระเก็บน้ำพระราม 9 [1]

สระเก็บน้ำพระราม 9 ปัจจุบันยังไม่สามารถใช้งานได้เต็มประสิทธิภาพเนื่องจากการระบายและเก็บกักน้ำในปัจจุบันอาศัยแรงโน้มถ่วงโลก แม้สระพระราม 9 สามารถเก็บกักน้ำสูงสุดได้ถึง 24 ล้านลูกบาศก์เมตรก็ตาม แต่สามารถระบายออกได้เพียง 4 ล้านลูกบาศก์เมตรเท่านั้นซึ่งเท่ากับว่าสามารถนำน้ำในฤดูน้ำหลากเข้าไปเก็บได้แค่ 4 ล้านลูกบาศก์เมตรเช่นกัน อย่างไรก็ตามกรมชลประทานมีโครงการที่จะทำการก่อสร้างสถานีสูบน้ำ 2 แห่งคือ ที่บริเวณคลอง 5 และคลอง 6 หากดำเนินการก่อสร้างเสร็จเรียบร้อย จะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการระบายน้ำได้ไม่น้อยกว่า 7 ล้านลูกบาศก์เมตร รวมทั้งยังจะทำให้การบริหารจัดการน้ำมีประสิทธิภาพเพิ่มขึ้นอีกด้วย[2]

อีกทั้งขนาดของชุมชนในอำเภอคลองหลวง อำเภอธัญบุรีและอำเภอลำลูกกาที่มีการเติบโตทางเศรษฐกิจ และขยายตัวชุมชน หมู่บ้านจัดสรรเติบโตขึ้นมากให้มีความต้องการใช้น้ำประปามากขึ้น ส่งผลให้กำลังการผลิตน้ำประปาในบริเวณนี้ไม่เพียงพอต่อการใช้งาน การประสานส่วนภูมิภาคจึงประสานขอสูบน้ำดิบจากสระเก็บน้ำพระราม 9 เพื่อนำมาผลิตและจ่ายให้บริการในพื้นที่อำเภอคลองหลวง อำเภอธัญบุรีและอำเภอลำลูกกาเพื่อใช้ในการอุปโภคบริโภคและแก้ปัญหาการการไม่เพียงพอของน้ำประปาในระยะยาวอีกด้วย[3]

จากสาเหตุที่กล่าวมาข้างต้นจะเห็นได้ว่าความต้องการใช้น้ำจากสระเก็บน้ำพระราม 9 ในด้านชลประทานและใช้ในการผลิตน้ำประปามีแนวโน้มความต้องการใช้น้ำในอัตราเพิ่มขึ้นอย่างมาก อาจส่งผลให้ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 มีการลดระดับน้ำ ซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ลาดคืบดินเกิดการวิบัติ เนื่องจากสภาวะการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Condition) ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในโพรงดิน เป็นสาเหตุให้กำลังต้านทานแรงเฉือนลดลงซึ่งส่งผลต่อเสถียรภาพของลาดตลิ่งลดลงด้วย ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงทำการศึกษาเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งของสระเก็บน้ำพระราม 9 เนื่องจากสภาวะการลดลงของระดับน้ำ เพื่อให้ทราบถึงอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1 เพื่อศึกษาข้อมูลความลึกและลักษณะหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9
- 1.2.2 เพื่อเก็บและรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 ในห้องปฏิบัติการ
- 1.2.3 เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และวิธี Phi/C reduction

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 อำเภอคลองหลวง จังหวัดปทุมธานี ภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ มีขอบเขตการวิจัยดังนี้

- 1.3.1 สำรวจความลึกและหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยวิธีการใช้เสียงสะท้อน (echo sounder)
- 1.3.2 เจาะสำรวจแบบฉีดล้าง (Wash Boring) จำนวน 12 หลุม ในบริเวณรอบสระเก็บน้ำพระราม 9 เก็บตัวอย่างดินเพื่อทำการหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการและทำการทดสอบ Field Vane Test จำนวน 12 จุด
- 1.3.3 หาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการ ทำการทดสอบหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของสระเก็บน้ำพระราม 9

1.3.4 วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 อำเภอคลองหลวง จังหวัดปทุมธานี ภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element) โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D 2012

1.3.5 วิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 อำเภอคลองหลวง จังหวัดปทุมธานี ภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และวิธี Phi/C reduction โดยใช้โปรแกรม GeoStudio 2004 และโปรแกรม PLAXIS 2D 2012

1.4 ขั้นตอนการศึกษา

งานวิจัยเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 แบ่งขั้นตอนการศึกษาดังนี้

1.4.1 สํารวจภูมิประเทศ

สํารวจความลึกและหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยวิธีการใช้เสียงสะท้อน (echo sounder)

1.4.2 เจาะสํารวจชั้นดิน เก็บตัวอย่างดินและหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

ทำการเจาะสํารวจแบบชนิดล้าง (Wash Boring) จำนวน 12 หลุมและ Field Vane Test จำนวน 12 หลุม ในบริเวณรอบสระเก็บน้ำพระราม 9 และเก็บตัวอย่างดินเพื่อทำการหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการ

1.4.3 วิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง

วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 อำเภอคลองหลวง จังหวัดปทุมธานี ภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element) และวิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่ง ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และวิธี Phi/C reduction โดยใช้โปรแกรม GeoStudio 2004 และโปรแกรม Plaxis 2012

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.5.1 ทำให้ทราบข้อมูลความลึกและลักษณะหน้าตัดของสระเก็บน้ำพระราม 9
- 1.5.2 ทำให้ทราบถึงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินบริเวณรอบของสระเก็บน้ำพระราม 9
- 1.5.3 ทำให้ทราบถึงการศึกษาเสถียรภาพ การคาดคะเนการเคลื่อนตัว และอัตราส่วนความปลอดภัย ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำของสระเก็บน้ำพระราม 9 เพื่อใช้ประกอบในการปรับปรุงเสถียรภาพลาดตลิ่ง ในการออกแบบและหาวิธีการป้องกันการพังทลายของลาดตลิ่ง



บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์ปัญหาก่อสร้างในงานวิศวกรรมปฐพีสามารถแบ่งประเภทได้เป็น 2 กลุ่มใหญ่ๆ คือ

1. ปัญหาเสถียรภาพ (Stability Problems) เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาค่าแรงวิกฤติที่ทำให้เกิดการวิบัติในมวลดิน (Failure or Collapse Calculation)

2. ปัญหาการเคลื่อนตัว (Deformation Problems) เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของมวลดิน โครงสร้าง และระบบโครงสร้างทั้งระบบ ทางแนวค้ำข้างและทางแนวดิ่ง

ตัวอย่างปัญหาเสถียรภาพ (Stability Problems) ได้แก่ การวิเคราะห์แรงดันค้ำข้างของมวลดิน (Lateral Earth Pressure) การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด (Slope Stability)

ตัวอย่างปัญหาการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว (Deformation Problems) ได้แก่ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวค้ำข้างของตลิ่ง การหาค่าการทรุดตัวของความลาด [4]

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีจะใช้สมมติฐานความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแบบ Rigid Perfectly Plastic Material (RPP) ซึ่งมีพื้นฐานที่สมมติว่ามวลดินจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวจนกระทั่งถึงแรงวิกฤติขึ้นหรือกล่าวได้ว่าการคำนวณจะไม่พิจารณาผลของการเคลื่อนตัวก่อนการวิบัติ (No Pre-failure Deformation) วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีที่ใช้สมมติฐาน RPP มีด้วยกัน 3 วิธี ได้แก่

- 1) วิธี Limit Equilibrium
- 2) วิธี Slip-Limit Analysis
- 3) วิธี Limit Analysis

วิธีที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในการวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพี ได้แก่ วิธี Limit Equilibrium เนื่องจากสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาในทางปฏิบัติที่มีความสลับซับซ้อน ได้แก่ การรับแรงภายนอกที่สลับซับซ้อนกระทำต่อโครงสร้าง (Complex Loading) และปัญหาที่ประกอบด้วยชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนไม่เท่ากันตลอดความลึก (Non-homogeneous Soil Profile) การคำนวณโดยวิธี Slip-Line Analysis วิธี Limit Analysis นั้นแม้จะสามารถวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพได้อย่างถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี Limit Equilibrium เนื่องจากไม่มีสมมติฐานเพิ่มเติมอื่นๆ ใน

การคำนวณ แต่ก็มีข้อจำกัดคือ การคำนวณด้วยมือโดยวิธีดังกล่าวจะยุ่งยากและไม่สะดวกที่จะนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น

ด้วยเหตุผลที่กล่าวมาแล้วข้างต้น วิธีที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในการวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีได้แก่ วิธี Limit Equilibrium เนื่องจากสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาในทางปฏิบัติที่มีความสลับซับซ้อนได้ ดังนั้นในการวิจัยครั้งนี้จะกล่าวถึงเฉพาะวิธี Limit Equilibrium เท่านั้น [4]

2.2 แนวความคิดพื้นฐานที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

โดยทั่วไปแล้ว การคำนวณเสถียรภาพของคันดิน (Slop Stability Analysis) ที่จุดวิกฤตอาจเกิดขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในทางลาดของตัวมันเองหรือจากแรงภายนอกมากระทำสำหรับปัญหาทางด้านเสถียรภาพแล้วสนใจเรื่องการวิบัติที่สามารถพิจารณาจากหลักการสมดุลทางแรง ดังนั้นในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพจึงใช้การวิเคราะห์แบบข้อจำกัดทางด้านสมดุล (Principle of Limit Equilibrium) โดยพิจารณาอัตราส่วนความปลอดภัยจากสัดส่วนระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength Parameter) ที่มีอยู่กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้เพื่อให้อยู่ในสภาพสมดุลและค่าพิสัยความปลอดภัยอาจหาได้จากวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) หรือแบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) [4]

2.2.1 ข้อจำกัดทางด้านสมดุล

ค่าจำกัดความของอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพคือ

$$F = \frac{S}{\tau} \quad 2.1$$

โดยที่

F	=	อัตราปลอดภัย (Factor of Safety)
S	=	ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)
τ	=	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น หรือหน่วยแรงเฉือนด้านที่ดินต้องใช้ (Mobilized Shear Stress)

กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) ทุกๆ จุดบนผิวของการวิบัติ (Failure Surface) จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงกระทำที่ตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ (Normal Stress) ตามทฤษฎีของ Mohr และ Coulomb ดังสมการที่ 2.2

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

โดยที่ C และ ϕ คือความเชื่อมั่นที่ปรากฏและมุมต้านทานหน่วยแรงเฉือนจากสมการของ Mohr Coulomb นี้จะเห็นได้ว่าก่อนที่จะทราบค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน จำเป็นที่จะต้องทราบค่าหน่วยแรงในแนวตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ (Normal Stress) ที่ทุกๆ จุดบนผิวของการวิบัติก่อน

ปัญหาของการหาค่าหน่วยแรงกระทำในแนวตั้งฉากกับผิวของการวิบัติเมื่อพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงเป็นปัญหาแบบ Statically Indeterminate ซึ่งจะพบว่าจำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหา มีน้อยกว่าจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าในสมการ ดังนั้นในการแก้ปัญหา จำเป็นต้องลดจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าลง หรือทำการเพิ่มสมการขึ้นจำนวนสมการที่เพิ่มขึ้นนี้หาได้จากการพิจารณาคุณสมบัติความเครียดและความเค้น (Stress Strain Characteristics) หรืออีกวิธีหนึ่งคือ การลดจำนวนตัวแปรลงโดยการกำหนดสมมุติฐานขึ้นมาเพื่อลดจำนวนตัวแปรลง โดยมากแล้วพบว่าวิธีการที่จะใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแล้ว จะกำหนดสมมุติฐานขึ้นมาเพื่อที่จะลดจำนวนตัวแปรลง วิธีการวิเคราะห์ซึ่งให้ผลละเอียดตามความต้องการทางด้านวิศวกรรมคือ วิธีการแบ่งดินออกเป็นชั้นบางๆ (Method of Slices) ซึ่งสามารถพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงเฉือนของดินและชนิดของดินกับความลึกอันเกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติ เพื่อช่วยให้การวิเคราะห์ในแต่ละ Slice เป็นไปได้ ข้อสมมุติฐานต่างๆ จึงถูกกำหนดขึ้นมาเพื่อลดตัวแปร วิธีการของ Slice (Method of Slices) ทำได้โดยแบ่งดินเป็น Slice[4] โดยจะกล่าวในหัวข้อถัดไป

2.1.2 การวิเคราะห์ความลาดชันด้วยวิธีการแบ่งดินออกเป็นชั้นบางๆ (Method of Slices)

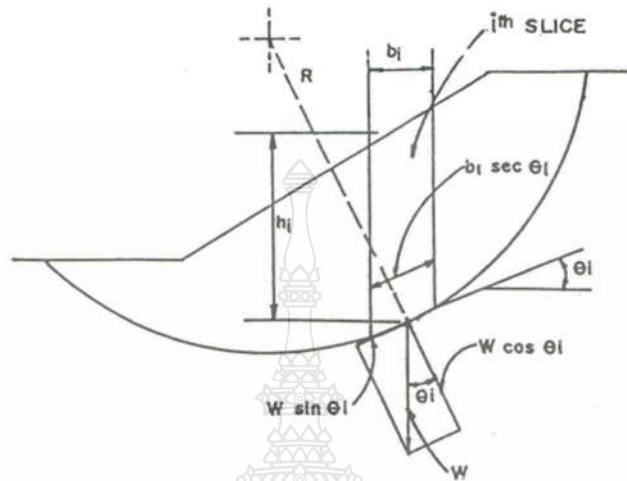
1. จากการพิจารณาว่าหน่วยแรงที่กระทำในแนวตั้งฉากกับผิวของการเกิดการวิบัติพิจารณาเฉพาะในกรณี Static Equilibrium โดยไม่พิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเครียดและความเค้นของดิน จำเป็นต้องพิจารณาถึงตำแหน่งและทิศทางแรงที่กระทำทางด้านข้างของ Slice

2. โดยทั่วไปแล้ว สำหรับวิธีการทางด้านข้อจำกัดทางด้านสมดุลจะพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะเท่าๆ กันทุก ๆ Slice ซึ่งในความเป็นจริงแล้วจะเป็นไปไม่ได้ที่จะเกิดกรณีเช่นนี้ขึ้น ยกเว้นเมื่อการเกิดวิบัติขึ้น อัตราส่วนความปลอดภัยจะเท่ากับหนึ่ง

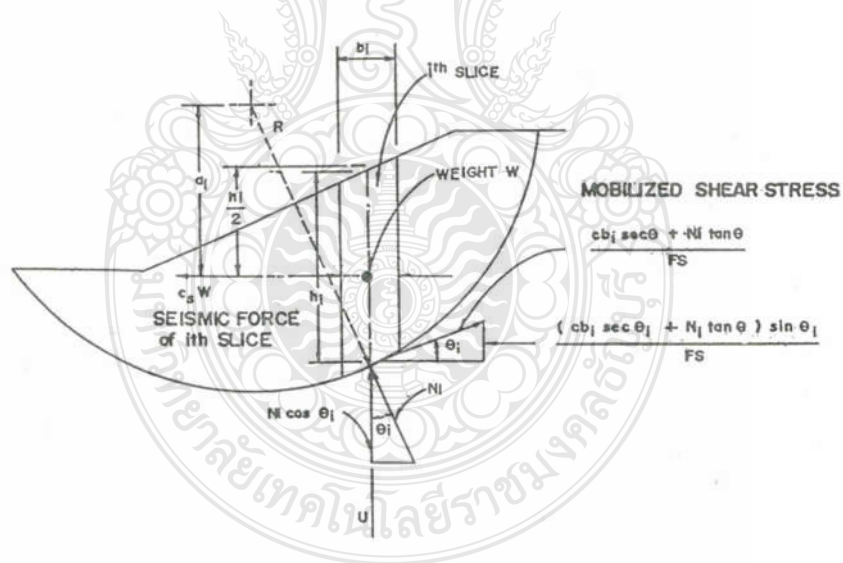
3. สำหรับบางวิธีการตั้งสมมุติฐานเพื่อแก้ปัญหาแตกต่างกันไปแล้วแต่วิธีที่เสนอ (Fellenius หรือ Bishop) เช่น

2.1.2.1 วิธี Bishop's Simplified Method (Bishop, 1955) จะพิจารณาสมดุลในแนวตั้งแต่ละ Slice (Vertical Equilibrium) และพิจารณาสมดุลทางโมเมนต์ของระบบ (Overall Moment of Equilibrium) โดยที่ไม่ทราบขนาดของแรงในแนวราบ (Horizontal Force) นั่นคือแรงในแนวตั้งบริเวณด้านข้างของ Slice ต้องเท่ากันหรือมิฉะนั้นต้องเท่ากับศูนย์ ส่วนแรงในแนวนอนระหว่าง Slice จะมีค่า

ทำได้ก็ได้นั้นจึงได้ผลรวมของแรงในแนวราบเป็นศูนย์ ส่วน โมเมนต์ของแต่ละ Slice อาจไม่เท่ากับ ศูนย์แต่เมื่อพิจารณาโมเมนต์ของทั้งระบบจะสมดุล



รูปที่ 2.1 แนวการวิบัติสมมุติ[5]



รูปที่ 2.2 Free body diagram เนื่องจากแรงดันดิน[5]

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{C \cdot b_i + (W - U) \tan \phi}{\cos \theta_i + (\sin \theta_i \tan \phi) / F.S.} \right]}{\sum_{i=1}^n \left[W \sin \theta_i + \frac{C_s}{R} \cdot W \cdot a_i \right]} \quad 2.3$$

เมื่อ

F.S. = อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety Against Sliding)

n = จำนวนแถบของมวลดิน (Number of Slices)

C = แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (Cohesion of Soil)

b_i = ความกว้างของ Slice แต่ละแถบ (Width of the Slice)

h_i = ความสูงของ Slice แต่ละแถบ (Height of the Slice)

W = น้ำหนักของมวลดินแต่ละแถบ (Total Weight of the Slice)

U = แรงดันน้ำในแนวตั้งที่กระทำต่อ Failure Surface ของ Slice แถบ
ใดๆ = U_i(b_i)

φ = มุมของความเสียดทานภายในของดิน (Angle of Internal Friction)

θ_i = มุมเอียงของเส้นสัมผัส (Angle of Inclination)

C_s = สัมประสิทธิ์ความสิ้นสะท้อนจากแผ่นดินไหว

R = รัศมีวงกลมของการเคลื่อนที่

a_i = แขน โมเมนต์

วิธีการคำนวณค่า Factor of Safety (F.S.) วิธีการคำนวณค่า F.S. จะทำการคำนวณตามขั้นตอน ดังนี้

(ก.) เขียนรูปตัดดินที่ต้องการวิเคราะห์ กำหนดแนวดินถมและดินฐานราก เส้นแบ่ง Zone ของวัสดุที่ใช้ ตลอดจนเส้น Phreatic Line และลักษณะต่างๆ ทางด้านเรขาคณิตให้ครบถ้วนตามแนวแกน X และ Y

(ข.) กำหนด Potential Failure Surface เป็นส่วนของวงกลม โดยมีจุดศูนย์กลางที่ Coordinate ต่างกัน

(ค.) แบ่งลาดดิน Failure Surface เป็น Slice แนวตั้งเพื่อคำนวณต่อไป

(ง.) คำนวณค่า F.S. ตามสมการดังกล่าวข้างต้น ด้วยค่า Material Properties ที่ได้จากการทดลองและค่า Pore Water Pressure หรือ Hydrostatic Water Pressure ทั้งของตัวเขื่อนและ

ของฐานรากให้เหมาะสมตามกรณีที่ทำการวิเคราะห์เพื่อคำนวณหาแรงของแต่ละ Slice ที่ Failure Surface.

(จ.) ทำการคำนวณหาค่า F.S. ตามข้อ

(ง.) สำหรับ Failure Surface ซึ่งมีจุดศูนย์กลางต่างๆ กันหลายจุด เพื่อให้ค่า F.S. มีค่าน้อยที่สุด

2.1.2.2 Ordinary Method of Slice (Fellenius, 1927) จะตั้งสมมุติฐานว่า แรงที่กระทำด้านข้างของ Slice เท่ากับศูนย์และแต่ละ Slice จะมีแรงลัพธ์เป็นศูนย์ในทิศทางที่ตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ Slice นั้น ๆ ดังนั้นจะพิจารณาหาสมดุลของ โมเมนต์ทั้งระบบ

Wriecht (1973) [6] กล่าวว่าสำหรับ Limit Equilibrium บางวิธีการสามารถพิจารณาถึงสมดุลได้ทุกๆ กรณี เช่น Janbu's generalied procedure หรือ Morgenstern and price's procedure โดยจะสามารถหาสมการได้ 3 สมการ สำหรับแต่ละ Slice โดยเป็นสมการสมดุลทางแรง 2 สมการ และสมการสมดุลทางโมเมนต์ 1 สมการเมื่อพิจารณาการวิบัติของปัญหาเสถียรภาพแล้ว การวิบัติจริงๆ ไม่ได้เกิดขึ้นพร้อมกับทุกจุดในมวลดิน (การวิบัติแบบนี้เรียกว่า Progressive Failure) แต่เมื่อพิจารณาโดยใช้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) จะสมมุติว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นพร้อมกันตลอดความยาวของผิวการวิบัติ

2.3 หลักการในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน(Method of Stability Analysis)

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน จำเป็นต้องเกี่ยวข้องกับลักษณะรูปร่างของคันดิน (Geometry) แรงที่กระทำ (Stress) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength Parameter) และแรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้น (Pore Water Pressure) Lambe, (1987)[7]

การวิเคราะห์อาจแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน คือ

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

ตามรายละเอียดที่แสดงอยู่ในตารางที่ 2.1 สำหรับคันดินที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ

เนื่องจากการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดินเป็นปัญหาการวิเคราะห์ถึงขีดสุดของกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ทำให้เกิดสมดุล (Limiting Equilibrium Problem) จึงจำเป็นต้องหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เหมาะสมกับวิธีการวิเคราะห์และสภาพการระบายน้ำในสนาม ซึ่งสามารถหาได้ 2 วิธี คือ

2.3.1 วิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

พิจารณาขณะที่เกิดการวิบัติไม่มีการเปลี่ยนแปลงความชื้นในมวลดิน (Moisture Content) นั่นคือน้ำไม่สามารถกระจายออกจากดินได้ในขณะที่เกิดการวิบัติและกำลังรับแรงเฉือนของดินคำนวณจากทฤษฎีของ Mohr และ Coulomb ในรูปของหน่วยแรงรวม สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $\phi = 0$ ในการวิเคราะห์เมื่อใช้ค่า σ_u เป็นหน่วยแรงรวม ตามสมการที่ 2.4 จะได้ว่า

$$\tau = \frac{S_u}{F} \quad 2.4$$

ในกรณีนี้จากหลักการ $\phi = 0$ ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะไม่ขึ้นกับหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉากกับผิวของการเกิดวิบัติ สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำแล้วกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength : S) หาได้จากการทดสอบแบบ Unconsolidated Undrained Triaxial Test หรือ Consolidated Undrained Test จากตัวอย่างที่ดินไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) หรือหาได้จากการทดสอบในสนาม (In Situ Test) เช่น Field Vane Test เป็นต้น โดยทั่วไปแล้วค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) จะเปลี่ยนแปลงตามความลึก ซึ่งค่าที่นำมาใช้ควรเป็นค่าที่เกิดขึ้นบริเวณรอยผิวของการวิบัติ

สำหรับการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมจะให้ค่าถูกต้องในกรณีที่สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งวัดได้หลายวิธีได้อย่างเหมาะสม โดยพิจารณาจากการวิบัติที่เกิดขึ้นจริงวิเคราะห์ตามลักษณะของผิวของการวิบัติและสภาพการระบายน้ำที่เกิดขึ้นจริง[4]

US Army Corps of Engineers (USCE) (Ladd & Koutsotas, 1985)[8] ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพแบบ Conventional Method ดังต่อไปนี้ คือ ใช้การทดสอบ Isotropically Consolidated – Undrained Triaxial Compression Test (CIUC) เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากการอัดตัวคายน้ำ

ตารางที่ 2.1 การเลือกตัวประกอบที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Lambe, 1987)[7]

Safety Assessment

	GEOMETRY	STRESS	STRENGTH	PORE PRESSURE
PRELIMINARY	Experience in area Exploration of site	τ form stability charts τ & σ_n ' form infinite slope analysis to statics	S form $s = f$ (index properties) Use $\phi = 30^\circ$	$U = f(w)$ Estimate to flow line to obtain positive pore pressures Ignore negative pore pressures
APPROXIMATE	Experience in area Exploration of site Geology – consider and weak Or strong layers ; high permeability layers Analyses of find geometry for min FS	Stress analysis based on linear Elastic soil behavior Can use chart solutions if applicable	Drained Direct Shear tests on Compacted specimens Available test data	Flow analyses Consider negative pore pressures
REFINED	In addition to those above Survey measurement of slides in area Excavation of slides to locate failure surfaces	Numerical Method solution (e.g. Finite Element) to obtain p.q.v for stages in line of selected elements	Lab tests along calculated stress Path Direct Shear tests on different Sample orientations	Flow analysis Lab measurements of residual pore pressure Measure U, w, γ_d in field & use Relationships of $u_r = f(w, \gamma_d \dots)$

2.3.2 วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

ในกรณีของการวิเคราะห์หน่วยแรงประสิทธิผล ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ

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

โดยที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety : F) นำมาเพื่อใช้พิจารณาถึงสมดุลตลอดผิวที่มีการวิบัติ ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะหาได้จากการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained Shear Strength) ค่าหน่วยแรงรวมในแนวตั้งฉาก (σ_n) หากจากมวลดินที่อยู่เหนือการวิบัติ โดยใช้วิธีที่เหมาะสม เช่น จากวิธีการคำนวณ ส่วนวิธีในการหาแรงดันของ (Pore Pressure) หาได้ 2 วิธี โดยพิจารณาตามสภาพการไหลของน้ำออกจากมวลดิน ดังนี้คือ

1. พิจารณาว่า แรงดันน้ำไม่ขึ้นกับหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไปนั่นคือน้ำที่สามารถไหลออกจากดินได้สะดวกค่าแรงดันน้ำสามารถหาได้จากระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Table) ในกรณีที่ไม่มีการไหล หรือจากตาข่ายการไหล (Flow Net) ในกรณีที่ไม่มีการไหลคงที่กับเวลา (Steady Seepage) โดยที่ค่าแรงดันน้ำจะหาได้จากการคำนวณหรือวัดค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

2. พิจารณาว่า แรงดันน้ำขึ้นกับหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไปคือน้ำไม่สามารถไหลออกจากดินได้สะดวก ทำให้เกิดแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่ม (Excess Pore Pressure, ΔU) โดยคำนวณแรงดันน้ำจากผลของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง หรือทำการวัดค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม[4]

2.4 ค้นดินธรรมชาติ (Natural Slope)

ค้นดินตามธรรมชาติเป็นค้นดินที่เกิดจากการก่อตัวขึ้นทางด้านภูมิศาสตร์ ซึ่งเป็นค้นดินที่อาจจะได้มาจากการกัดเซาะ (Erosion) หรือการเลื่อนไถลของพื้นดิน (Slide) หรืออาจจะพิจารณาว่าค้นดินที่เกิดจากการขุดของมนุษย์ที่แรงดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Pressure) ซึ่งเป็นผลมาจากการขุดหายไปหมดแล้ว จะพิจารณาค้นดินประเภทนี้เหมือนกันค้นดินตามธรรมชาติ (Natural Slope)

คุณสมบัติอันหนึ่งของค้นดินธรรมชาติคือ ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินก่อนการวิบัติเป็นค่าที่หาได้จากระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Condition) และการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน จะเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงฤดูกาล (Season Variable) ในระหว่างการวิบัติความดันน้ำในดินเหนียวอาจเพิ่มขึ้น ขึ้นอยู่กับอัตราการเคลื่อนตัวของค้นดิน[9]

ในการพิจารณาปัญหาเสถียรภาพของคันดินเป็นปัญหาทางด้าน Unloading ซึ่งเกิดจากการนำน้ำหนักกระทำออก (เช่น การขุด) จึงเป็นกรณีของปัญหาที่สภาพวิกฤติ (Critical Condition) จะอยู่ในระยะยาว (Long Term Condition) กล่าวคือแรงดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure) มีค่าเป็นศูนย์ก่อนที่คันดินจะเกิดการวิบัติการวิเคราะห์อาจจะใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งหมายความว่า การเคลื่อนตัวของคันดินเป็นไปอย่างช้ามาก จนกระทั่งระหว่างการวิบัติค่าแรงดันน้ำในดินเหนียวไม่มีการเปลี่ยนแปลงอีก โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength Parameter : $\bar{C}, \bar{\phi}$) จะได้มาจากการทดสอบแบบระบายน้ำ (Drained Test) หรืออาจจะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน ($\bar{C}, \bar{\phi}$) ที่ $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$ สูงสุดจากการทดสอบแบบ Consolidated Undrained Test (CU Test) โดยทำการวัดแรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้นก็ได้ หรือเมื่อการวิบัติเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจนเกิดแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นในดินเหนียว การวิเคราะห์ควรทำแบบวิธีหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength : S_u) อันเกิดจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ในขณะที่วิบัติ (Effective Overburden Pressure : $\bar{\sigma}_{vo}$) ที่เกิดขึ้นจริงก่อนการวิบัติ (Ladd, 1988)[8]

ส่วนในกรณีที่เกิดการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) อาจพิจารณาตามสมมุติฐานได้ 2 กรณี คือ

1. เวลาในการที่น้ำจะไหลออกจากโพรงดินมากกว่าเวลาที่ใช้ในการลดระดับน้ำ (Consolidation Time Much Larger Than Drawdown Time) การคำนวณอาจแบ่งออกได้เป็น 2 วิธี คือ คำนวณโดยใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) จะทำการคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure) ซึ่งเป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทำให้เกิดการวิบัติ ส่วนในกรณีคำนวณแบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) จะใช้ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ภายใต้อายุหน่วยแรงที่กระทำกับดินก่อนหน้าที่จะมีการลดระดับน้ำเกิดขึ้น

2. เวลาในการที่น้ำไหลออกจากโพรงดินน้อยกว่าเวลาที่ใช้ในการลดระดับน้ำ (Consolidation Time Much Less Than Drawdown Time) การคำนวณจะใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยคำนวณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจากตาข่ายการไหล (Flow Net)[9]

Bishop and Henkel (1962) [10] กล่าวว่า การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินธรรมชาติในกรณีที่มีการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วสำหรับดินเหนียว (Natural Slope Subject to Rapid Drawdown) ให้วิเคราะห์โดยใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน ($\bar{C}, \bar{\phi}$) จากการทดสอบ Consolidated Undrained Test ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจะคำนวณจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง (ในการ

ทดสอบตัวอย่างดินจะถูกทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำและอัดตัวคายน้ำภายใต้หน่วยแรงที่จะเกิดก่อนการลดระดับน้ำ และมีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเนื่องจากการลดระดับน้ำ โดยที่ไม่มีภาระบายน้ำ)

Lambe (1979)[11]กล่าวว่า ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดินในกรณีของปัญหาระยะยาวแล้ว ให้ใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยใช้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจากระดับน้ำใต้ดินที่อยู่ในสภาพวะสมดุล (Equilibrium Ground Water Condition)

2.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)

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

การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด คือ

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

2.5.1 การทดสอบในสนาม (Field Test)

การทดสอบในสนามเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สามารถหาได้จากการทดสอบหลายแบบ เช่น Standard Penetration Test และ Field Vane Test

2.5.2 การทดสอบในห้องทดลอง (Laboratory Test)

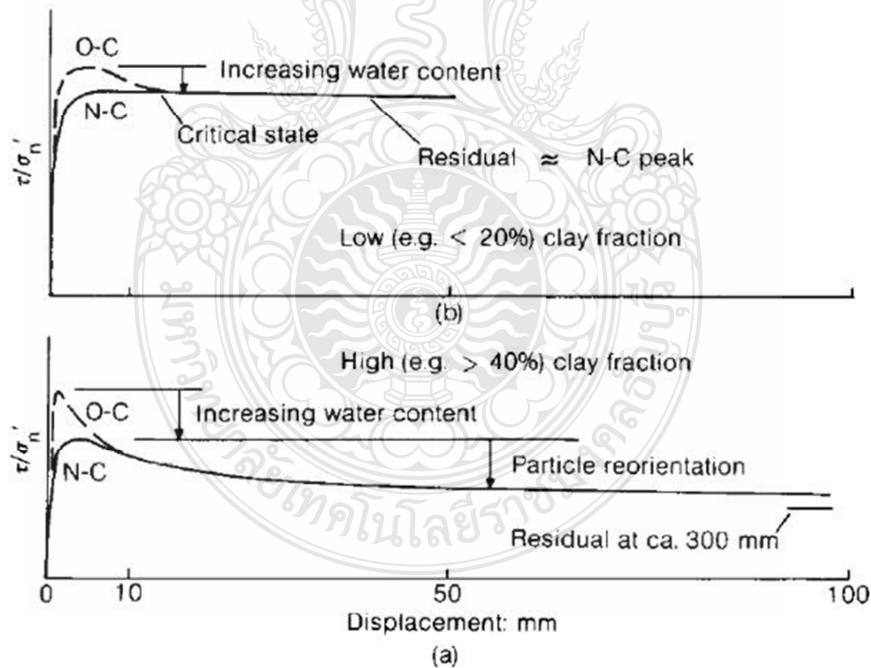
การทดสอบในห้องทดลอง จะสามารถใช้หาค่ากำลังรับแรงเฉือนทั้งแบบหน่วยแรงรวม และหน่วยแรงประสิทธิผลได้ โดยที่การทดสอบในห้องทดลองสามารถแทนเงื่อนไขที่จะเกิดขึ้นในปัญหาทางวิศวกรรมได้ดีกว่าการทดสอบในสนาม สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ จะใช้การทดสอบในห้องทดลองต่อไปนี้ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน เช่น

1. Unconfined Compression Test
2. Triaxial Test

โดยหลักการแล้วในภาคปฏิบัติในประเทศไทย การทดสอบ (Unconfined Compression Test) จะทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ส่วนการทดสอบ Triaxial Test จะทำกับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ แล้วแต่ชนิดของการทดสอบ ซึ่งประกอบด้วยการทดสอบแบบ Unconsolidated Undrained

Tested (UU Test), Consolidated Undrained Test (CU Test) และ (Consolidated Drained Test (CD Test)[9]

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินนั้น เมื่อพิจารณาหน่วยแรงเฉือนที่ดินถูกกระทำกับการเคลื่อนตัว (Shear Strength VS Displacement) จะพบว่ามีการลดลงของค่ากำลังรับแรงเฉือน เมื่อมีการเคลื่อนตัวมากขึ้น ดังปรากฏในรูปที่ 2.3 สำหรับดินประเภท Intact Over Consolidated Clay จะมีการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ (Drained Strength) เป็นผลมาจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นในมวลดิน และการจัดเรียงค่าใหม่ของอนุภาคของดินให้มีทิศทางขนานกับทิศทางของการเฉือนโดยที่จุดสิ้นสุดของการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนครั้งแรกเรียกว่า Fully Softened หรือ Critical Stage และเมื่อมีการเคลื่อนตัวดังต่อไปนี้ เมื่อมีการจัดเรียงตัวของอนุภาคดินในทิศทางที่ขนานกับการเฉือนจนสมบูรณ์แล้ว ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะลดลงจนมีค่าคงที่เรียกว่า Residual Strength สำหรับ Normally Consolidated Clay แล้วเมื่อมีการเคลื่อนตัวหลังจากที่ถึงจุดกำลังแรงเฉือนสูงสุด (Peak Strength) เพียงเล็กน้อย จะมีการลดลงของกำลังรับแรงเฉือนไม่มากนักเป็นผลมาจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคใหม่ไม่มากนัก [4]



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัว เมื่อเปรียบเทียบที่หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเดียวกัน (Skempton, 1985)[12]

ลักษณะการวิบัติของดินเพื่อพิจารณาระบบของหน่วยแรงที่สามารถเกิดการวิบัติที่สอดคล้องกับการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการที่ใช้อยู่ แบ่งการพิจารณาออกได้เป็น 2 แบบด้วยกันคือ

1) การวิบัติของดินบริเวณจุดเริ่มต้นของการวิบัติ จะสอดคล้องกับการทดลอง Plane Strain Compression (PSC) หรือ Triaxial Compression (TC)

2) การวิบัติของดินบริเวณส่วนกลางของการวิบัติ จะสอดคล้องกับการทดสอบ Direct Simple Shear (DSS)

จากระบบของหน่วยแรงที่ทำให้เกิดการวิบัติทั้ง 2 แบบ หากจะทำการวิเคราะห์เสถียรภาพให้ถูกต้องแล้ว กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ต้องแบ่งออกเป็น 2 ส่วน แต่ในการกระทำเช่นนี้แล้ว โดยปกติ มักจะไม่ทำกัน เนื่องจากเกิดความยุ่งยาก[8]

Ladd & Foott (1974)[13]ในการพิจารณาเสถียรภาพของคันดินในกรณีที่เกิดการวิบัติเป็นส่วนโค้งวงกลมอย่างสมบูรณ์ สำหรับระบบหน่วยแรงจาก Active ไปจนถึง Passive แล้ว ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของ Normalized Strength จาก PSA และ PSP Test หรือจาก TC และ TE Test เพื่อทำการวิเคราะห์สำหรับดินเหนียวชั้นดินแปรปรวน

2.5.4.2 การใช้ข้อมูลจากการทดลองในสนาม

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ นอกจากจะใช้ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองแล้ว อาจจะใช้ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบในสนามก็ได้ การทดสอบในสนามที่เป็นที่นิยมนำกำลังรับแรงเฉือนมาวิเคราะห์เสถียรภาพในประเทศไทย คือ Geonor Field Vane Test [4]

2.6 แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure)

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

$$r_u = U / \gamma_T H \quad 2.6$$

การใช้ Pore Water Pressure Ratio จะไม่เหมาะสมกับปัญหาเสถียรภาพที่แรงดันน้ำในโพรงดินขึ้นอยู่กับเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดิน เช่น การก่อสร้างคันดินก่อนที่จะมีการอัดตัวคายน้ำ แต่จะเหมาะสมกับการคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดินจากกรณีของ Steady Stage หรือ Hydrostatic ในความเป็นจริงแล้วค่า Pore Pressure Ratio จะไม่คงที่ตลอดรูปร่างหน้าตัดของการเกิด

วิบัติ แต่การใช้ค่าเฉลี่ยในกรณีดังกล่าวก็มิได้ทำการวิเคราะห์ผิดพลาดไปมากนัก (Bishop and Morgenstern, 1960)[14]

แรงดันน้ำในโพรงดินที่มีปัญหาเสถียรภาพอาจแบ่งออกได้เป็น 3 แบบ คือ

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

2.6.1 กรณี Steady Seepage

สำหรับคันดินธรรมชาติ ในกรณีที่เกิดว่าเป็นปัญหาระยะยาวแล้ว แรงดันน้ำในโพรงดินจะหาจากสภาพ Steady Seepage โดยที่สมมุติขณะที่ดินเริ่มเกิดการวิบัติไม่เกิดค่าแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้น อันเป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล ดังนั้นค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจะถูกควบคุมด้วยระดับน้ำในใต้ดินและทิศทางการไหลของน้ำ การหาค่าการกระจายของแรงดันน้ำในโพรงดิน อาจทำได้โดยการวัดค่า Piezometer ในสนามและติดตั้ง Observation Well ในทิศทางตั้งฉากกับคันดิน หรือคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน (Sevaldson, 1950) การวิเคราะห์ใช้วิธีของหน่วยแรงประสิทธิผล[4]

รูปที่ 2.5 แสดงการคำนวณปัญหาเสถียรภาพ ในกรณีที่มีการไหลแบบ Steady Seepage ในกรณีใช้ Method of Slice โดยคิดว่าดินเป็นเดียวกัน (Homogenous Soil) ดังนั้นค่าแรงดันน้ำในโพรงดินของแต่ละ Slice จะคำนวณในรูปฟังก์ชันของค่าเฉลี่ย Pressure Head ของแต่ละ Slice

Lambe (1979)[11] ได้แสดงวิธีการหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน เมื่อพิจารณาว่าการไหลเป็นแบบ Steady Seepage ในทิศทางขนานกับความลาด (Slope) ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้กับคันดินธรรมชาติ ดังรูปที่ 2.6

ในดินเหนียวอ่อนหรือแข็งปานกลาง การเคลื่อนตัวของคันดินอาจทำให้เกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้น เนื่องจากการเคลื่อนตัวอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ การวิเคราะห์ทำได้โดยวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress) โดยใช้ค่า S_u ที่เกิดจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง โดยวัดความดันน้ำในสภาพ Steady State (Ladd, 1988)[14]

2.6.2 Rapid Drawdown

ในกรณีที่มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) จะทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง โดยที่ก่อนหน้าที่จะมีการลดระดับน้ำ ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินอยู่ในสภาพสมดุล ผลของการลดระดับน้ำจะทำให้เกิด Boundary Condition ใหม่ โดยจะทำให้การไหลของน้ำไม่คงที่กับเวลา จนกว่า Phreatic Line จะอยู่ในภาพสมดุลอันใหม่[8]

ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินหลังจากการลดระดับน้ำ สามารถหาได้จากผลการทดลอง Triaxial Test โดยหาความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลง Pore Pressure จากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก

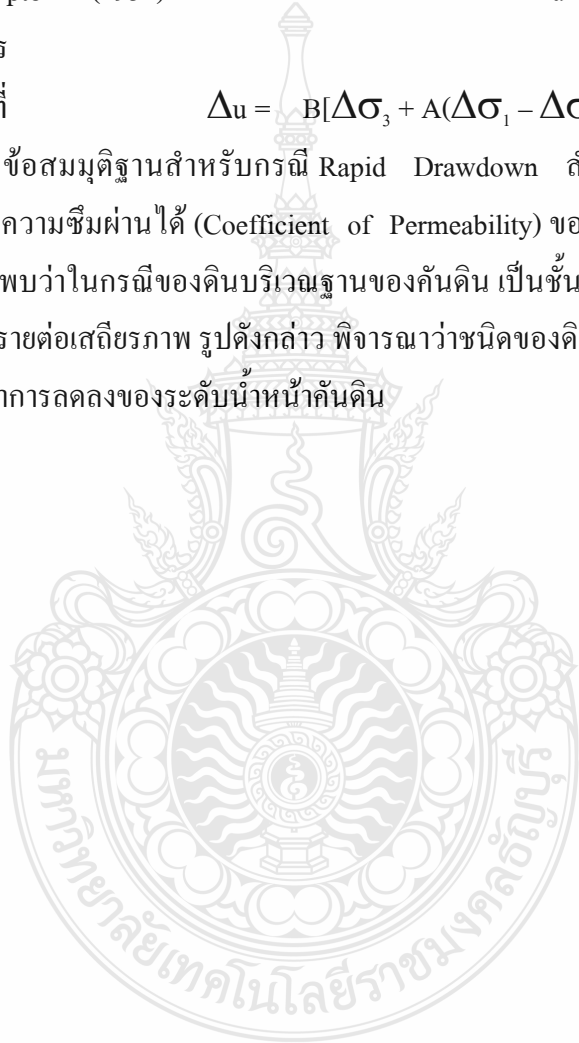
$$\text{โดยที่} \quad u = u_0 + \Delta u \quad 2.7$$

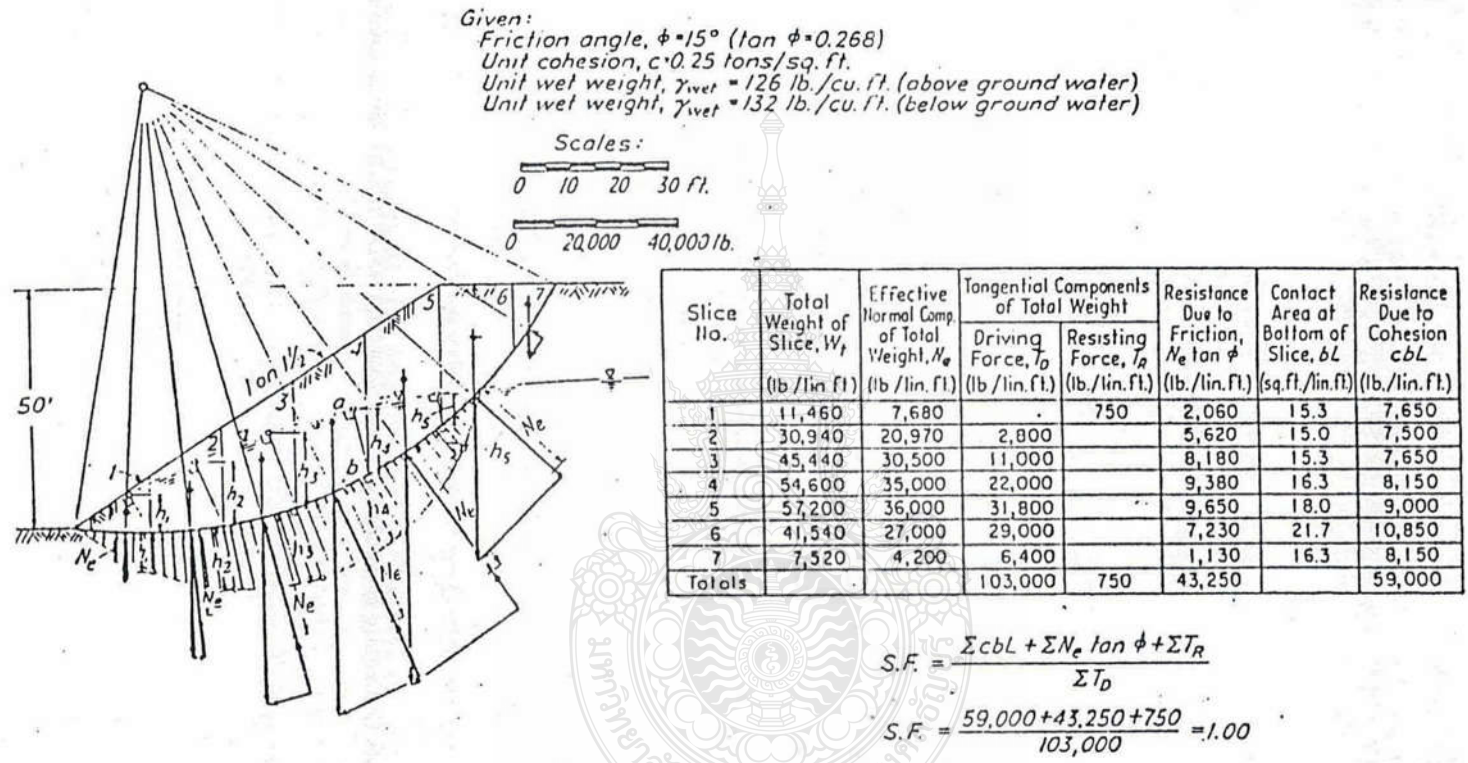
$$\Delta u = B \Delta \sigma_1 \quad 2.8$$

Skempton (1954) ได้หาค่าความสัมพันธ์ของ Δu ในรูปของ Pore Pressure Coefficient จากสมการ

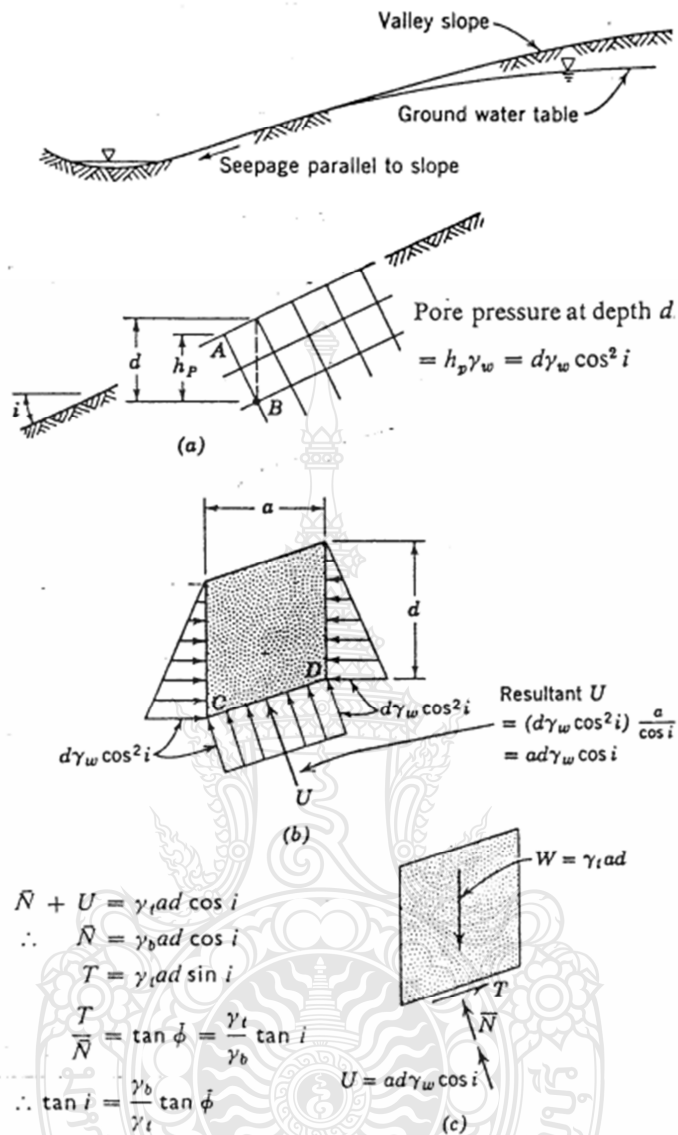
$$\text{โดยที่} \quad \Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad 2.9$$

Hough (1957) ได้ตั้งข้อสมมุติฐานสำหรับกรณี Rapid Drawdown สำหรับการวิเคราะห์ปัญหา เสถียรภาพ โดยขึ้นอยู่กับความซึมผ่านได้ (Coefficient of Permeability) ของดินชั้นฐานของคันดิน ดังปรากฏในรูปที่ 2.5 จะพบว่าในกรณีของดินบริเวณฐานของคันดิน เป็นชั้นดินที่น้ำสามารถซึมผ่านได้ ยาก จะทำให้เป็นอันตรายต่อเสถียรภาพ รูปดังกล่าว พิเคราะห์ว่าชนิดของดินที่เป็นคันดิน เป็นดินชนิดที่น้ำไหลออกได้ช้ากว่าการลดลงของระดับน้ำหน้าคันดิน





รูปที่ 2.5 การคำนวณปัญหาเสถียรภาพ ในกรณีมีการไหลแบบ Steady Seepage (Hough, 1957)[16]



รูปที่ 2.6 การหาความดันน้ำในโพรงดิน สำหรับการไหลแบบ Steady Seepage ในทิศทางขนานกับความลาด (Lambe, 1979)[11]

2.6.3 Artesian Pressure

แรงดันน้ำบาดาลจะมีผลต่อชั้นดินที่ความชื้นผ่านได้สูง โดยจะทำให้แรงเสียดทานภายในของเม็ดดิน (Intergranular Pressure) ลดลง ทำให้อาจมีผลทำให้เกิดการวิบัติ Hough (1957) แนะนำว่า ในกรณีวิเคราะห์ดินที่มี Granular Soil บริเวณฐานของคันดิน ควรลดค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินลงเนื่องจากผลของ Artesian Pressure[4]

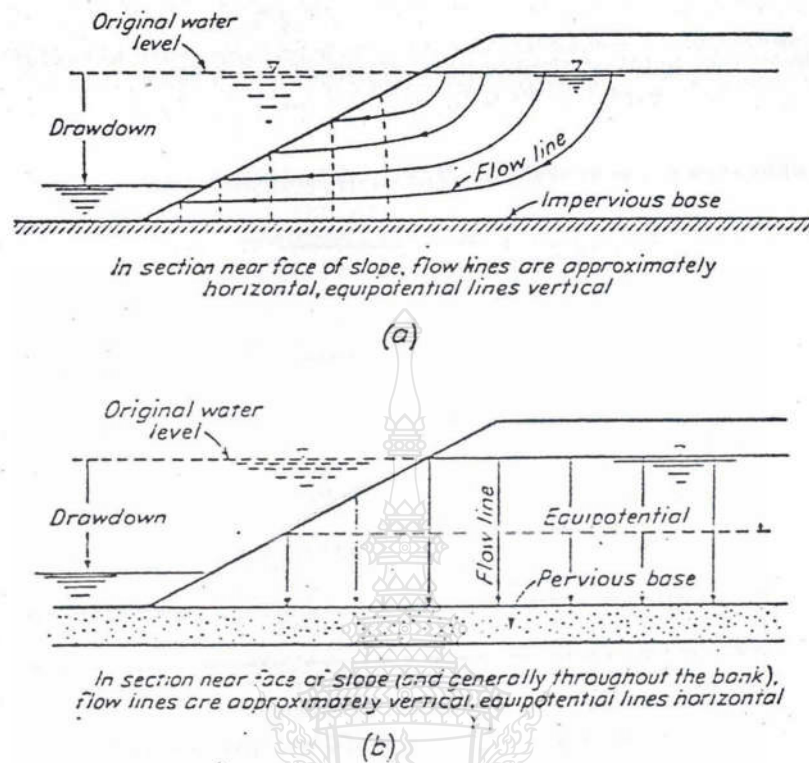


Figure redrawn from Terzaghi & Peck, *Soils Mechanics in Engineering Practice*. Copyright 1948. John Wiley & Sons, Inc.

รูปที่ 2.7 สมมุติฐานการหาแรงดันน้ำในโพรงดิน ในกรณี Rapid drawdown (Hough, 1957)[16]

2.7 สาเหตุการวิบัติของคันดินธรรมชาติ

สาเหตุการวิบัติของคันดินธรรมชาติจะเป็นผลมาจากน้ำหนักของตัวมันเอง หรือการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในดินและแรงภายนอก โดยอาศัยความต้านทานแรงเฉือนในตัวมันเอง เป็นตัวต้านการวิบัติ การวิบัติจะเกิดขึ้นเมื่อแรงต้านทานต่อแรงเฉือน (Shearing Resistance) มีไม่เพียงพอที่จะทำให้เกิดสมดุลกับแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว

คันดินธรรมชาติที่ตั้งอยู่ได้มาเป็นเวลานาน อาจเกิดการวิบัติขึ้นทันทีทันใด สาเหตุของการวิบัติอาจเกิดขึ้นจากสาเหตุหลายประการ ดังต่อไปนี้[9]

1. การรบกวนต่อรูปร่างคันดิน
2. แรงกระทำภายนอก เช่น แผ่นดินไหว หรือ ภูเขาไฟระเบิด
3. การเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในโพรงดิน จากการที่ระดับน้ำใต้ดินสูงขึ้น

4. การปรับตัวอยู่ในสภาพสมดุลของแรงดันน้ำในโพรงดิน หลังการขุดในกรณีคันดินมีความชื้นได้ต่ำ

5. การลดลงของแรงเฉือนในคันดิน

6. การผูกพันตามธรรมชาติ อาจเป็นสาเหตุหนึ่งทำให้รูปร่างของคันดินเปลี่ยนไป หรือกำลังรับแรงเฉือนของดินลดลง

ในกรณีคันดินประกอบด้วยวัสดุหลายๆ ชนิด ซึ่งจะพบโดยทั่วไปสำหรับคันดินธรรมชาติ (Natural Slope) อาจเป็นสาเหตุอย่างหนึ่งในการที่จะทำให้เกิดการวิบัติขึ้น หากคันดินประกอบด้วยวัสดุ ดังต่อไปนี้

1. การลดลงของกำลังรับแรงเฉือน สำหรับชั้นดินที่สึกลงไป

2. มีชั้นดินประเภท Weak Plastic Material อยู่ภายใต้คันดิน

3. มีการสลับกันของชั้นดินที่มีความชื้นผ่านของน้ำได้ดี กับชั้นดินที่น้ำซึมผ่านได้ยาก การวิบัติอาจเกิดขึ้น โดยการที่ความดันน้ำในชั้นดินที่น้ำซึมผ่านได้ดีเพิ่มขึ้น ซึ่งมีผลทำให้เสถียรภาพของคันดินต่ำลง

น้ำจะเป็นสาเหตุใหญ่ในการที่ทำให้เกิดการวิบัติขึ้นสำหรับคันดิน ผลกระทบจากน้ำที่มีต่อคันดินธรรมชาติ คือ

1. ปริมาณฝน

2. การขึ้นลงของระดับน้ำ

ปริมาณน้ำฝน ผลกระทบของปริมาณน้ำฝนที่มีต่อเสถียรภาพคันดิน มีดังต่อไปนี้

1. เมื่อปริมาณน้ำฝนไหลซึมลงไปดิน จะเป็นการเพิ่มค่าแรงดันน้ำในโพรงดินตลอดรอยผิวของการวิบัติ (Slip Surface) ซึ่งจะทำให้ค่าแรงกระทำในแนวตั้งฉากในรูปแรงประสิทธิผล (Effective Normal Stress) ลดลง ดังนั้นค่าแรงต้านทานสำหรับการเลื่อนไถล (Friction Resistance) ลดลง

2. ในดินจำพวก Stiff Fissure Clay ที่ไม่อึดตัวด้วยน้ำแล้วน้ำฝนจะทำให้เกิดการบวม (Swelling) ขึ้น ซึ่งจะมีผลทำให้แรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion) ลดลง

3. น้ำฝนที่ซึมลงในดินจะมีผลทำให้ปริมาณความชื้น (Moisture Content) ในดินเพิ่มขึ้น ซึ่งจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลง

4. ในกรณีที่ดินมีรอยแตก (Tension Crack) เมื่อน้ำฝนขังในรอยแตกนั้น จะทำให้เกิดแรงดันน้ำขึ้น (Hydrostatic Pressure) ซึ่งมีผลทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง

5. น้ำฝนจะเพิ่มน้ำหนักกระทำบนผิวดิน และทำให้ค่าความหนาแน่นของดินสูงขึ้น

การขึ้นลงของระดับน้ำ สำหรับคันดินธรรมชาติในรูปของตลิ่งแม่น้ำ หรือคันดินรอบอ่างเก็บน้ำ การขึ้นลงของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ หรือแม่น้ำ จะเป็นสาเหตุใหญ่ในการทำให้เกิดการวิบัติขึ้น โดยที่

1. เมื่อระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำสูงขึ้น จะทำให้ปริมาณความชื้นของดินชั้นบนสูงขึ้นไป ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินบริเวณชั้นนี้ลดลง การวิบัติจะเริ่มจากส่วนนี้ก่อนแล้วจะลุกลามไปทั่วคันดิน

2. เมื่อระดับน้ำในแม่น้ำสูงขึ้นเป็นเวลานาน ทำให้ระดับน้ำใต้ดินสูงตามขึ้นไปด้วยถ้าเกิดน้ำในระดับแม่น้ำลดลงอย่างรวดเร็ว ระดับน้ำใต้ดินไม่สามารถลดลงตามไม่ทัน ทำให้เกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นในโพรงดิน และ Negative Driving Moment ซึ่งคอยพยุงคันดินอยู่ลดลง ซึ่งอาจเป็นสาเหตุของการวิบัติของตลิ่งได้

3. ตลิ่งตามลำน้ำทั่วไป อาจเกิดการวิบัติเนื่องจากผลของการกัดเซาะของแม่น้ำ โดยเฉพาะในฤดูน้ำหลาก

นอกจากนั้น คันดินอาจเกิดการวิบัติจากผลของการเพิ่มน้ำหนักกระทำบนคันดินหรือ การลดแรงต้านทานการเลื่อนไถลลง ซึ่งพบว่าคันดินธรรมชาติ โดยมากแล้วการวิบัติจะมีผลมาจากการขูดบริเวณปลายของคันดิน (Toe of Slope) หรือจากการเพิ่มน้ำหนักบนคันดิน ซึ่งอาจมาจากสิ่งก่อสร้างบนคันดิน[8]

NAVFAC DM-7 (1982)[17] กล่าวว่า การวิบัติของคันดินจะเกิดขึ้นเมื่อมีการเกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเฉือน หรือกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งทำให้เกิดการไม่สมดุลระหว่างแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวมีมากกว่าแรงต้านทานการเคลื่อนตัว สำหรับคันดินธรรมชาติ การไม่สมดุลระหว่างแรงอาจมีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของคันดิน ซึ่งมีผลทำให้เป็นการเพิ่มแรงที่ทำให้เกิดการเลื่อนไถล หรือลดลงด้านการไหล การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำจะมีผลทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลลดลง และรับแรงเฉือนของดินลดลงไปด้วย การผุพังตามธรรมชาติ (Weathering) การเปลี่ยนแปลงแร่ธาตุ การแยกตัวและรอยแตกของมวลดิน ก็จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของมวลดินลดลง

2.8 ลักษณะของการวิบัติของเชิงลาด

รูปแบบหรือลักษณะของการวิบัติ (Mode of Failure) มีส่วนสำคัญมากที่จะนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์เพื่อเลือกใช้ทฤษฎีที่จะประยุกต์ใช้ในการคำนวณหาอัตราส่วนปลอดภัย (F.S.) และหาวิธีที่จะแก้ไขปรับปรุงในบริเวณนั้นๆ ให้มีความมั่นคง การจำแนกรูปแบบการวิบัติอย่างง่าย ๆ โดย Blong (1973)สามารถจำแนกชนิดของการวิบัติดังแสดงรูปที่ 2.8 แบ่งออกเป็น 4 ประเภทดังนี้[18]

1. การร่วงหล่น (Fall) มักเกิดขึ้นในบริเวณหน้าผาที่สูงชัน ซึ่งมวลดินหรือหินมีรอยแตกจากการกัดกร่อนผุพังตามธรรมชาติ หรือเกิดจากการกัดเซาะใต้ฐานล่าง จึงเกิดการเสถียรสมดุลของวัตถุ ทำให้มวลดินหรือหินกิ้งร่วงหล่นลงเบื้องล่างและอาจจะมีการกระเด็นกระดอน หรือกิ้งตัวต่อไป เมื่อตกถึงพื้นเบื้องล่างแล้ว ลักษณะเช่นนี้ไม่มีรูปแบบในการคำนวณวิเคราะห์ที่แน่นอน นอกจากการพิจารณาแรงสมดุลของแต่ละก้อนดินหรือมวลหินเป็นส่วนๆ ไป

2. การเลื่อนถล่มหมุน (Rotational Slides) จะมีการเคลื่อนตัวของมวลดินเป็นลักษณะผิวเฉือนที่โค้งโค้งส่วนโค้งของวงกลม หรือรูปร่างของมวลดินที่มีการเคลื่อนตัว อาจเป็นส่วนหนึ่งของรูปทรงกระบอกถ้าดูการเคลื่อนตัวใน 3 มิติ สาเหตุหลักของการเลื่อนถล่มแบบนี้เกิดจากการกัดเซาะที่บริเวณฐานของลาดดิน การตัดลาดดินบริเวณฐานออก หรือการเอาส่วนที่รองรับ (Support) ออก

(สุรพล 2544)[19] การเคลื่อนตัววิบัติรูปแบบนี้เกิดในมวลดินละเอียดหรือมวลวัสดุดินเหนียว (Cohesive Soils) ที่มีความหนาและไม่มีแนวแผ่นจุดอ่อน (Weakness Plane) ที่จะก่อให้เกิดการวิบัติแบบระนาบ (Planar Slide) ความลึกของพื้นผิวการวิบัติขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีวิทยา ระดับของน้ำใต้ดินและค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่แปรเปลี่ยนตามความลึก ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้

การวิบัติของมวลดินในระดับลึก (Deep-Seated Failure Surface) มักเกิดในมวลวัสดุดินเหนียวที่มีลักษณะอ่อนถึงแน่น (Soft to Firm Clays)

การวิบัติของมวลดินในระดับตื้น (Shallow-Seated Failure Surface) มักเกิดในดินเศษหินเชิงเขา (Colluvial Soils) ดินทรายที่มีความเหนียวน้อยหรือไม่มีความเหนียว

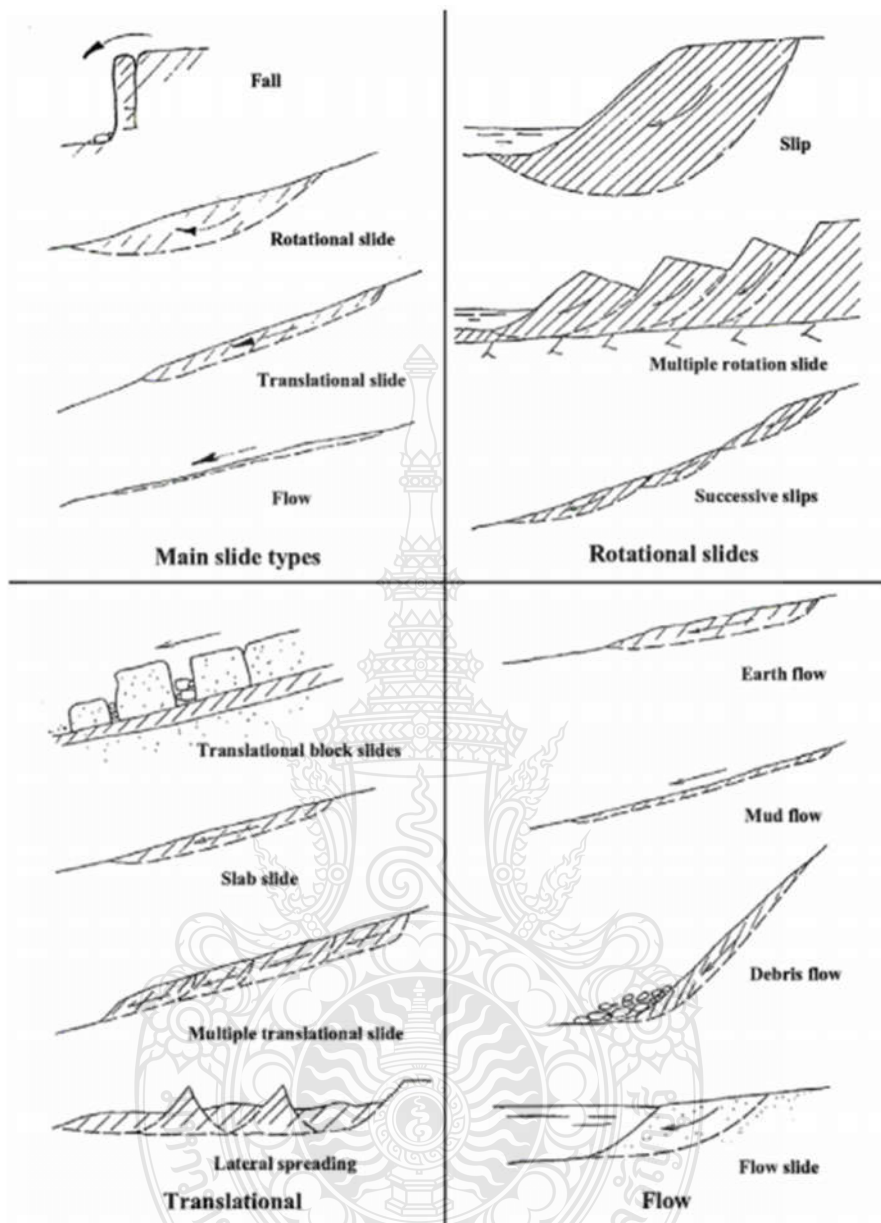
3. การเลื่อนถล่มตามระนาบ (Translational Slides) การวิบัติในลักษณะนี้จะปรากฏผิวเลื่อนเป็นระนาบ (Plane) ซึ่งมักจะขนานกับผิวน้ำของลาดดิน การวิบัติลักษณะเช่นนี้มักจะเกิดเมื่อมีผิวระนาบที่ลื่น หรืออ่อนอยู่ชัดเจน เช่น ดินหรือหินที่คลุมปิดหน้าหินพิศ หินทิ้งบนลาดเขื่อน

4. การไหล (Flows) มักเกิดขึ้นในลาดดินที่มีน้ำเข้าผสม จนดินอ่อนตัวเสียกำลังและเริ่มอืดตัวจนเกิดการไหลของวัสดุชั้นเหลวที่มีความหนืด (Viscous Flow) ดังเช่น กรณีการพังของไหลภูเขาในภาคใต้เนื่องจากฝนตกหนัก (Wieland, 1989)[20]หรือการเคลื่อนตัวของธารน้ำแข็งในบริเวณขั้วโลกเป็นต้น

สุรพล (2544)[19] จำแนกชนิดของการวิบัติของลาด ตามปัจจัยต่างๆ ดังนี้

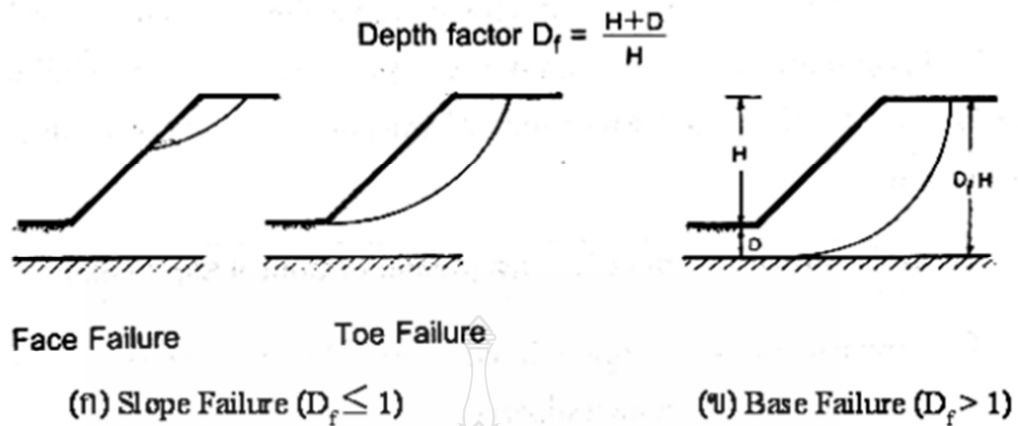
1. รูปแบบลักษณะการเคลื่อนตัว (Movement Form) เช่น การพัง (Fall) การเลื่อนไหล (Slide) การเลื่อน - ไหล (Slide - Flow) และการไหล (Flow)

2. ปัจจัยรูปร่างลักษณะการของพื้นผิวการวิบัติ (Failure Surface Form) เช่น มีรูปร่างเป็นส่วนโค้ง (Arc Shaped) แผ่นราบ (Planar) พื้นผิวไม่เรียบ (Irregular)



รูปที่ 2.8 ลักษณะการวิบัติของลาดดินและหินแบบต่างๆ (Blong,1973)[21]

(วินิต, 2547) [22] ลักษณะพื้นฐานของการวิบัติเป็นแนวโค้ง แบ่งได้เป็น 2 แบบคือ การวิบัติที่ลาด (Slope Failure) และการวิบัติที่ฐาน (Base Failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 การวิบัติที่ลาดยังแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ การวิบัติที่ผิว (Face Failure) และการวิบัติที่ปลายลาด (Toe Failure) การวิบัติที่ฐาน (Base Failure) เกิดขึ้นได้เมื่อดินใต้ฐานของลาดเป็นดินอ่อน



รูปที่ 2.9 ลักษณะการวิบัติเป็นแนวโค้งวงกลม (วินิต, 2547)[22]

2.9 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีเชิงตัวเลขที่ใช้แก้สมการเชิงอนุพันธ์และปัจจุบันนิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมอย่างกว้างขวาง หลักการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะแบ่งระบบใหญ่ๆ ออกเป็นเอลิเมนต์ย่อย โดยที่แต่ละเอลิเมนต์เชื่อมกันด้วยจุดต่อ (Node) แล้วนำมาเทริกต์ของทุกๆ เอลิเมนต์ของทุกๆ เอลิเมนต์มารวมกันเพื่อหาผลเฉลย ข้อเด่นของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์คือ[23]

1. แสดงพฤติกรรมการพิบัติที่เกิดขึ้นแท้จริงตามธรรมชาติของวัสดุ
2. การวิเคราะห์ไม่ต้องกำหนดระนาบการวิบัติแต่อย่างใด
3. หากข้อมูลดินที่นำมาวิเคราะห์ของคันดินเป็นของจริง สามารถที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวและความเค้นที่เกิดขึ้นจริง

4. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแสดงระนาบการพิบัติออกมาเป็นรูปภาพ รวมทั้งการพิบัติของส่วนอื่นๆ ของคันดินหมดได้ทั้งหมด

ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

1. แบ่งโครงสร้างเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ โดยให้สอดคล้องกับรูปร่างเดิมมากที่สุด ซึ่งเรียกว่า “แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์” (Finite Element Model) การเลือกใช้ชนิดของเอลิเมนต์ต้องคำนึงถึงรูปร่างแบบจำลอง ลักษณะแรงกระทำและค่าตัวแปรที่ต้องการ

2. กำหนดพิกัดและเลือกฟังก์ชันรูปร่าง (Coordinate and Shape Function) ซึ่งเป็นฟังก์ชันที่แสดงความต่อเนื่องของจุดต่อ (Node) การเลือกต้องให้สอดคล้องกับจำนวนจุดต่อและดีกรีความอิสระ (Degree Of Freedom, DOF)

3. กำหนดความสัมพันธ์ของสมการ เช่น กำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและการกระจัดหรือความเค้นและความเครียด ว่ามีลักษณะเป็นเชิงเส้น (Linear) หรือไม่เชิงเส้น (Non-Linear)

4. หาค่าสติฟเนสเมทริกซ์และแก้สมการของแต่ละอิลิเมนต์ ในขั้นตอนนี้มีวิธีการหาค่าสติฟเนสวิธี แต่ละวิธีที่นิยมใช้คือ วิธีสมดุลพลังงาน (Potential-Energy Equilibrium) หลังจากได้สมการสมดุลของแรงในรูปสติฟเนสเมทริกซ์และการกระจัดที่จุดต่อของอิลิเมนต์ สามารถเขียนในรูปเมทริกซ์ได้ $f = kq$ หรือ

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \cdot \\ f_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdot & \cdot & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdot & \cdot & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & \cdot & \cdot & k_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdot & \cdot & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

โดยที่ $f =$ เมทริกซ์ของแรงกระทำที่จุดต่อ
 $k =$ สติฟเนสของอิลิเมนต์
 $q =$ การกระจัดของจุดต่อที่บารังตัวอาจทราบค่าและยังไม่ทราบค่า
 $n =$ จำนวน Degree Of Freedom

5. สร้างสมการรวมของระบบ (Global Matrix) และเงื่อนไขขอบเขต (Boundary Conditions) สมการรวมคือ การรวมสมการ (Assembly) ของแต่ละอิลิเมนต์ในขั้นตอนที่ 4 และใส่แรงที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างที่คำนวณอย่างเช่น น้ำหนักของโครงสร้าง แรงกระทำในแนวราบ แรงจากแผ่นดินไหว เป็นต้น ด้วยวิธีซ้อนทับโดยอาศัยหลักสมดุลแรงที่จุดต่อและหลักการต่อเนื่อง (Continuity) ของโครงสร้าง สามารถเขียนรูปเมทริกซ์ได้ คือ $F = Kq$ หรือ

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \cdot \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdot & \cdot & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdot & \cdot & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & \cdot & \cdot & K_{3n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdot & \cdot & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

โดยที่ $F =$ เมทริกซ์รวมของแรงกระทำที่จุดต่อ
 $K =$ สติเฟนสมเมทริกซ์รวมของอิลิเมนต์

จากสมการที่ 2.11 จะทำการหาค่าการกระจัดของระบบ หลังจากกำหนดเงื่อนไขขอบหรือเงื่อนไขบังคับการกระจัด วิธีที่ใช้มีหลายวิธี เช่น วิธีของเกาส์ (Gauss's Elimination Method) วิธีสมมติค่าเป็นลำดับ (Iteration Method) และคุณสมบัติการรวมของระบบด้วย K^{-1} ทั้งสองข้าง โดยที่ K ต้องไม่เป็น Singular Matrix

6. หาคำตอบของสมการและตีความผลลัพธ์ ได้แก่ การกระจัด ค่าความเค้น ความเครียด โมเมนต์และแรงเฉือน เป็นต้น

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของวัสดุ สำหรับวัสดุที่อยู่ในช่วงอีลาสติก ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมาจากกฎของฮุก สำหรับวัสดุที่เป็นแบบไอโซทรอปิก มีสองคุณสมบัติของวัสดุคือ โมดูลัสยืดหยุ่น E และอัตราส่วนปัวซอง ν จากความสัมพันธ์ของฮุกจะเขียนเป็นสมการได้ว่า

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} \\ \epsilon_y &= -\nu \frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} \end{aligned} \quad (2.12-1)$$

$$\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad (2.12-2)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

โดยดูลัสเฉือน G คือ

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.13)$$

จากกฎของฮุก Hook's Law สามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{(1-2\nu)}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (2.14)$$

จากความสัมพันธ์ของสมการ $(\sigma_y + \sigma_z)$ และ (2.14) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของ Inverse Relation

$$\sigma = D\epsilon \quad (2.15)$$

โดยที่ σ คือ เวกเตอร์ของความเค้น $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T$
 ϵ คือ เวกเตอร์ของความเครียด $\{\epsilon\} = [\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}]^T$
 D คือ เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ \nu & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

การจำลองแบบไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อใช้วิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane Strain ใช้ ๓ กรณีเมื่อวัสดุที่มีหน้าตัดคงที่ตลอดความยาว ถูกกระทำด้วยแรงในแนวขวางตามแนวยาวของวัสดุ ในกรณีเช่นนี้ความเครียดในทิศ ϵ_z, γ_{zx} และ γ_{yz} มีค่าเป็นศูนย์ ดังนั้นจากสมการ (2.12) และ (2.15) สามารถเขียน Inverse Relation ได้โดยตรงดังนี้

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

สำหรับการวิเคราะห์ความมั่นคงลาดชันของตัวเขื่อนดินจะใช้การวิเคราะห์ ปัญหา ระบายความเครียดแบบ 2 มิติ เนื่องจากถือว่าความยาวของตัวเขื่อนมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมาก เมื่อ เทียบกับความกว้างของเขื่อน

2.9.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรงประสิทธิผล

การวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผล ทำได้โดยใช้ แบบจำลองพารามิเตอร์ประสิทธิผล ซึ่งการวิเคราะห์แบบนี้เป็นการพิจารณาวัดดินและแรงดันน้ำในดิน แยกออกจากกัน แต่จะอยู่ร่วมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้ จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียว มักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล จะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมตามสมการที่ 2.18 [24]

$$E = \frac{2(1+\nu')}{3} E_u \quad (2.18)$$

เมื่อ E คือ Effective Young's modulus

E_u คือ Undrained Young's modulus

ν' คือ Drained Poisson's Ratio

เมื่อใช้ความสัมพันธ์ของ Hook's Law แทนค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวที่เป็น Elastic จะได้ดังสมการที่ 2.19 และเมื่ออินทิเกรตสมการ 2.15 จะได้สมการที่ 2.20 ในรูปของเมตริกซ์

$$\left\{ \dot{\sigma}' \right\} = [D^e] \left\{ \dot{\epsilon}^e \right\} = [D^e] \left(\left\{ \dot{\epsilon}^e \right\} - \left\{ \dot{\epsilon}^p \right\} \right) \quad (2.19)$$

เมื่อ $[D^e]$ คือ Stiffness Matrix

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

ดังนั้นจะสามารถเขียนให้อยู่ในเทอมของพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล
ได้ดังสมการ 2.21

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

2.9.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์หน่วยแรงรวม

สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบของอัตราหน่วยแรงรวม Total stress rate, $\dot{\sigma}$) กับ
อัตราส่วนปัวของแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) ดังสมการที่ 2.22 [24]

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{xz}^e \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

ในเชิงทฤษฎี ν_u จะมีค่าเท่ากับ 0.5 เมื่อไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ซึ่งก่อให้เกิดปัญหาในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข ดังนั้น ในการสมมุติพฤติกรรมดังกล่าวจึงใช้ค่า $\nu_u = 0.495$ เมื่อ $E = E_u$ และ $\Phi = \Phi_u = 0$

2.9.3 โมดูลัสของดิน (Soil modulus)

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญในการวิเคราะห์ด้วย FEM ที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน โดยค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงตามระดับของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งสามารถหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ได้ดังนี้

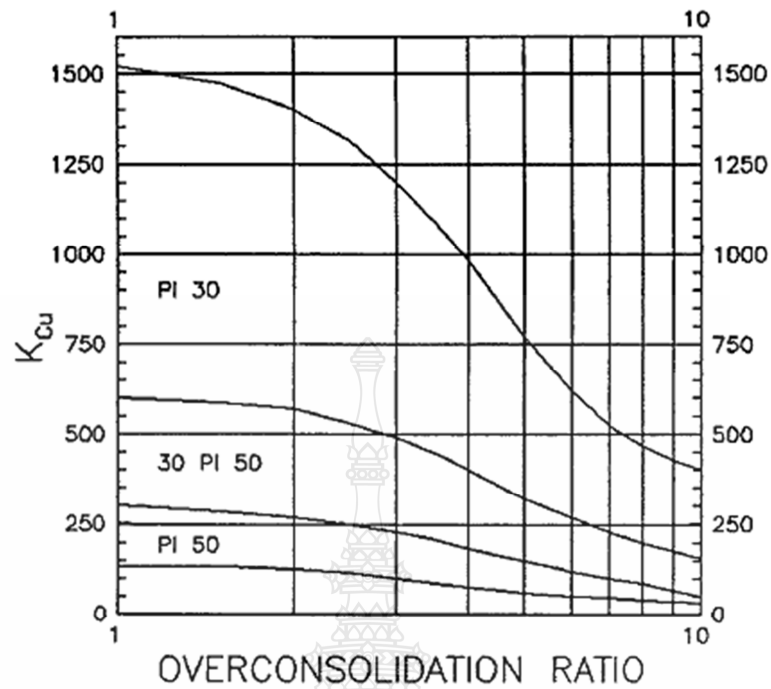
$$E_u = M \times S_u \quad (2.23)$$

เมื่อ $E_u =$ โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำในช่วง Elastic ก่อนที่จะถึงสภาพ Plastic yielding

$M =$ Modulus multiplier

$S_u =$ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

โดยค่า E_u นี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ระดับของหน่วยแรงเฉือนก่อนถึงจุด Yield และ M ขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้างและลักษณะของโครงสร้าง โดย Duncan and Buchinghani (1976) แนะนำค่า M ที่อยู่ในช่วงระหว่าง 600 – 1000 สอดคล้องกับค่าประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง E_u กับ S_u ของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติ $PI < OCR = 1$ ดังรูปที่ 2.10



- $E_s = K_{Cu} C_u$
 E_s - UNDRAINED ELASTIC MODULUS
 K_{Cu} - FACTOR RELATING E_s WITH C_u
 C_u - UNDRAINED SHEAR STRENGTH

รูปที่ 2.10 แสดงค่าประมาณ Modulus multiplier ของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ
 (Duncan. And Buchighani., 1976) [24]

รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวอ่อน
 กรุงเทพฯและชั้นดินเหนียวแข็งที่มีผู้เสนอไว้ ดังตารางที่ 2.2 และ 2.3 ตามลำดับ

ตารางที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพ[24]

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 240-1200S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ PI = 40-63%, OCR < 3 (Tonyagate, 1978)
$E_u = 300-600S_u$	NAVFAC.DM.7.1 (1982)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ PI = 40-63%, OCR < 3 (Tonyagate, 1978) โดยคุณสมบัติของดิน OCR < 3 (Obchittikul, 1989) ค่า $30 < PI < 50\%$ และค่า $PI < 50\%$
$E_u = 500S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 1000S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 2000S_u$	วันชัย (1999)	Back analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 480S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพ ช่วง Strain 0.1-1.0%
$E_u = 1000-1100S_u$	วันชัยและธีรพันธ์ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 600-700S_u$ ($E_u = 650-750S_u$ สำหรับ SCC)	นฤทธิ (2546)	Back analysis งานระบบกำแพงกันดินสำหรับ การขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย

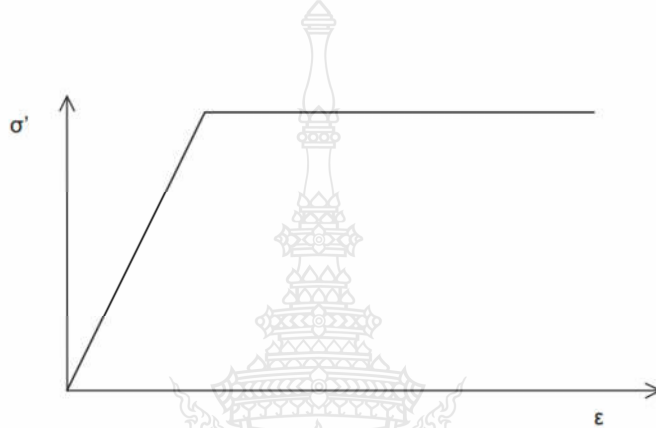
ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic modulus และค่า S_u ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ(ต่อ)[24]

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 250-500S_u$	Bjerrum (1964)	$S_u =$ Undrained shear strength unconfined Compression test or Vane shear test
$E_u = 500S_u$	Cox. (1973)	จากการทดสอบการทรุดตัวของดินในถนนธนบุรี-ปากท่อ โดย $S_u =$ คิดจากค่าเฉลี่ยของชั้นดินอ่อนที่สุด
$E_u = 100-500S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	Buchighani (1976) OCR < 3 (Tonyagate, 1978) จากการทดสอบ $C_{kou} - T_o$ ตัวอย่างของถนนบางนา-บางปะ
$E_u = 125-300S_u$	Paraploy (1985)	$S_{u(FV1)} =$ Uncorrected field vane shear strength $S_u =$ ได้จากการทดสอบ Vane shear test
$E_u = 70-250S_{u(FV1)}$	Balasubramaniam	เมื่อ $S_{u(FV1)} =$ Corrected field vane shear
$E_u = 100-150S_u$	บันฑิต (2529)	
$E_u = 42-162S_{u(FV1)}$	Brenner (1987)	(Bejerum, 1972) เมื่อ PI = 80%
$E_u = 150S_u$	Bergado et al. (1987)	Bangkok clay เมื่อ PI > 50% จากการศึกษ การทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางปะรง จากหน้าตัด 30 จุดสายทาง 55 กม.
$E_u = 150S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยกำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 250-500S_u$	Tanseng (1997)*	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยกำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 500S_u$	วันชัน (1999)	Back Analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพฯ
$E_u = 240S_u$	วันชันและชินวุฒิ (2001)	Back Analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพฯ ช่วง Strain 0.1-1.0%
$E_u = 120-180S_u$	นฤทธิ (2546)*	Back Analysis งานระบบกำแพงกันดิน สำหรับการขุดดินเพื่อการก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรอง โรงไฟฟ้าพลังความร้อนร่วมวังน้อย

2.9.4 แบบจำลองพฤติกรรมดินของ Mohr-Coulomb

พฤติกรรมของแบบจำลองเป็นแบบ Perfect – Plasticity ดังแสดงรูปที่ 2.21 ใช้อธิบายพฤติกรรมการตอบสนองของดินแบบ Non-Linear หลักพื้นฐานของอีลาสโตพลาสติก (Elastoplasticity) คือ ความเครียดและอัตราส่วนความเครียด มาจากส่วนของ Elastic และ Plastic ดังสมการ (2.24)

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (2.24)$$



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบ Elastic Perfectly Plastic[25]

โดยที่ ϵ^e = ความเครียดส่วนของอีลาสติก ϵ^p = ความเครียดส่วนของพลาสติกจากกฎของฮุก Hook's Law ได้สมการ (2.25) ส่วนของความเครียด Plastic ϵ^p สามารถเขียนได้ดังสมการ (2.26)

$$\sigma' = D^e \epsilon^e = D^e (\epsilon - \epsilon^p) \quad (2.25)$$

$$\epsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (2.26)$$

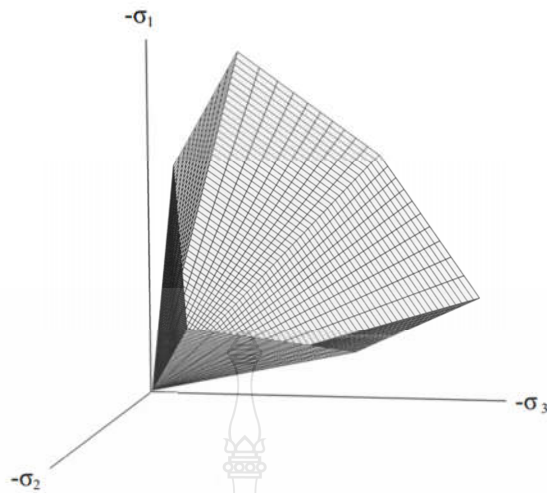
โดยที่ σ' = ความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress), D^e = ระยะเวลาการเคลื่อนตัวช่วงยืดหยุ่น (Elastic Displacement), g = สมการพลาสติก (Plastic Potential Function), f = สมการการคราก (Yield Function) และ λ = ค่าคงที่ตามคุณสมบัติ (The Plastic Multiplier) มีค่าตามพฤติกรรมที่เป็น Elastic และ Plastic

$$\lambda = 0 \text{ for } f < 0 \text{ or: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \cdot D^e \varepsilon^e < 0 \quad (\text{Elasticity}) \quad (2.27)$$

$$\lambda = 0 \text{ for } f = 0 \text{ or: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \cdot D^e \varepsilon^e > 0 \quad (\text{Plasticity}) \quad (2.28)$$

ทั้งนี้วัสดุจะเกิดการคราก โดยการพิจารณาเทียบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกับฟังก์ชันคราก (Yield Function) โดยสามารถอธิบายความเค้นที่จุดต่างๆ ตามกฎ Coulomb's Friction และเขียนสมการได้ 6 รูปแบบในเทอมของความเค้นหลัก (Principle Stresses) ดังนี้ และเขียนเป็น Yield Surface ดังรูปที่ 2.12

$$\begin{aligned} F_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \\ F_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \\ F_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \\ F_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \\ F_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \\ F_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) \sin \phi - C \cos \phi \leq 0 \end{aligned} \quad (2.29)$$



รูปที่ 2.12 The Mohr – Coulomb Yield Surface ในเทอมของ Principle Stress (C =0) [25]

ส่วนค่าตัวแปร g อธิบายความเค้นที่จุดต่างๆ ที่มีคุณสมบัติ Plastic สามารถเขียนสมการ Yield Function ได้ 6 สมการในเทอมของความเค้นหลัก (Principle Stresses)

$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \sin \psi \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin \psi \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \psi \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) \sin \psi
 \end{aligned} \tag{2.30}$$

จากสมการ (2.29) และ (2.30) มีตัวแปรแบบจำลองพลาสติก 3 ตัว ϕ = Friction Angle, C = Cohesion และ ψ = Dilation Angle (เกิดขึ้นกับเฉพาะดินแน่น)

2.9.4.1 Basic parameter of the Mohr-Coulomb model

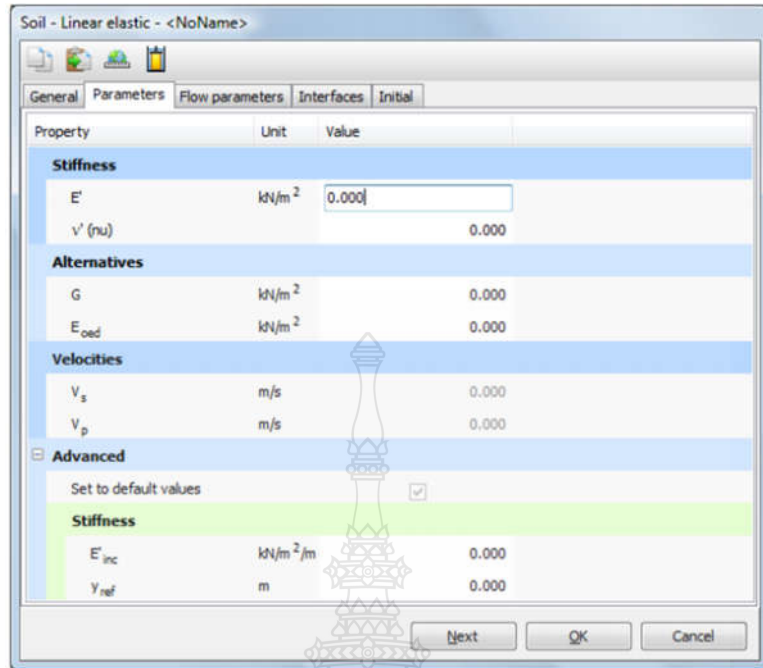
Mohr-Coulomb ต้องการตัวแปรทั้งหมด 5 ตัวแปร ซึ่งสามารถหาได้จากกรทดสอบของตัวอย่างดิน ดังนี้

E	=	Young's modulus	$[\text{kN/m}^2]$
ν	=	Poisson's ratio	$[-]$
ϕ	=	Friction angle	$[\text{O}]$
C	=	Cohesion	$[\text{kN/m}^2]$
ψ	=	Dilatancy angle	$[\text{O}]$

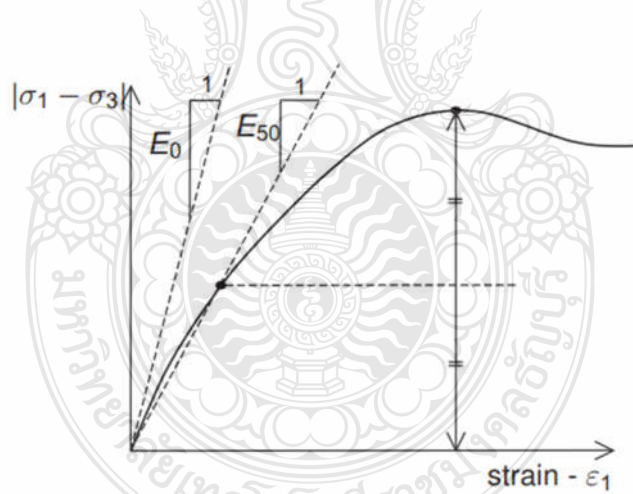
1) โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus, E) Plaxis ใช้ Young's Modulus เป็นพื้นฐานของโมดูลัสความแข็งในรูปแบบการยืดหยุ่นและแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์แต่บางทางเลือกโมดูลัสความแข็งแรงผลออกมาดี โมดูลัสความแข็งมีมิติของความเครียดค่าของพารามิเตอร์ความแข็งถูกกำหนดในการคำนวณที่ต้องการความสนใจเป็นพิเศษด้านวัสดุทางภูมิศาสตร์เป็นจำนวนมาก ดังแสดงในพฤติกรรมเชิงเส้นจากจุดเริ่มต้นของการให้น้ำหนัก ในกลศาสตร์ของดินที่มีลาดชันเริ่มต้นโดยปกติมักแสดงเป็น E_0 และโมดูลัสเส้นตรงที่ตัดวงกลมที่ 50% มีความแข็งเป็น E_{50} ดังแสดงในรูปที่ 2.12 สำหรับวัสดุที่มีช่วงความยืดหยุ่นเชิงเส้นขนาดใหญ่เหมือนจริงใช้ E_0 แต่สำหรับการให้น้ำหนักของดินชนิดหนึ่งโดยทั่วไปใช้ E_{50} พิจารณาปัญหาการถ่ายน้ำหนัก เช่น กรณีของการเจาะอุโมงค์ใช้ E_{ur} แทน E_{50}

สำหรับดินที่ทำการถอนแรงกด E_{ur} และที่มีแรงกด, E_{50} นั้นจะมีการเพิ่มขึ้นของแรงดันตามความลึกของชั้นดิน ดินจะมีความแข็งแรงมากจากชั้นดินที่ตื้นและลดลงไป สังเกตได้จากความเค้นนั้นจะขึ้นอยู่กับความแข็งของดิน ความแข็งจะเกิดขึ้นได้สูงสำหรับขณะที่ทำการถอนแรงกดและใส่แรงกดตามเดิม ดินที่แข็งจะอยู่ในสมการของ Young's modulus มีความแข็งที่คงที่ ดินจะมีค่าความเค้นที่คงที่ซึ่งความเค้นจะขึ้นอยู่กับลักษณะของดิน สำหรับ Mohr-Coulomb จะใช้ค่าความแข็งของดินจากส่วนที่ลึกที่สุด

2) อัตราส่วนของปัวซอง (Poisson's ratio, ν) ค่ามาตรฐานที่ใช้ทดสอบ drained triaxial สำหรับปริมาตรที่ลดลง เช่น axial loading ซึ่งค่าอัตราส่วนปัวซอง, ν จะมีค่าที่ต่ำ แต่ในบางกรณีเช่น เช่น กรณีไม่มีน้ำหนักกดจะใช้ค่าเริ่มต้นที่ต่ำ



รูปที่ 2.13 พารามิเตอร์ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์[25]



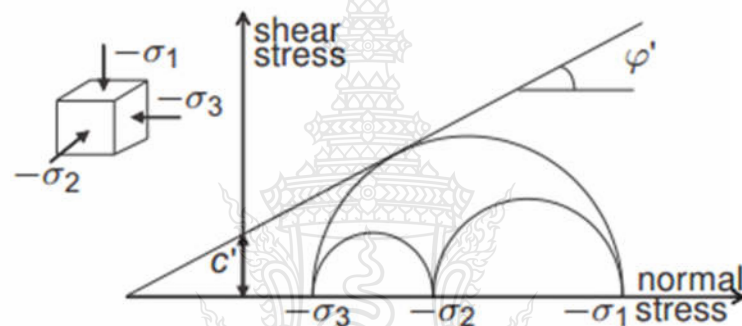
รูปที่ 2.14 นิยามของ E_{ur} และ E_{50} สำหรับมาตรฐานการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน[25]

แต่ถ้าเราใช้ Mohr-Coulomb จะใช้ค่าที่สูงขึ้น สำหรับอัตราส่วนปัวซองจะใช้ในตัวอย่างเฉพาะ คือ elastic model หรือ Mohr-Coulomb model จะใช้สำหรับ loading (ΣM_{weight} จาก 0 ถึง 1 ใน plastic) สำหรับชนิดของ loading PLAXIS จะให้ $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ ซึ่งจะได้ $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ สำหรับ 1 มิติ

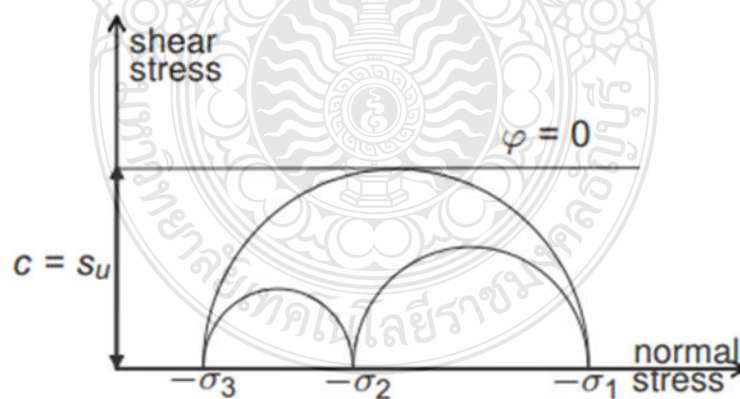
ซึ่ง V ที่ได้จาก K_0 นั้นค่า V อยู่ระหว่าง 0.3-0.4 โดยปกติใช้ใน loading สำหรับ unloading จะอยู่ระหว่าง 0.15-0.25

3) แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion, c) จะใช้ในการคำนวณหาค่าความเค้นของวัสดุทรายจะมีค่า $c = 0$ แต่บางกรณีจะไม่แสดงเพราะมีค่าน้อยแต่จะใช้ค่า $c > 0.2$ kPa แต่ค่า c นั้นจะเพิ่มขึ้นเมื่อชั้นดินมีความลึกเพิ่มขึ้น

4) ค่ามุมที่มีผลต่อแรงเสียดทาน (Friction angle, ϕ) แรงเสียดทานจะเกิดขึ้นจากความหนาแน่นของดิน ซึ่งทำการคำนวณจากเวลาเพิ่มขึ้นหรือแรงเสียดทานที่น้อยลง ค่าแรงเสียดทานของมุมที่สูงขึ้นนั้นจะแสดงการคำนวณเฉพาะส่วนซึ่งแรงเสียดทานของมุมจะกำหนดค่าแรงเฉือน



ก. พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบประสิทธิผล



ข. พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

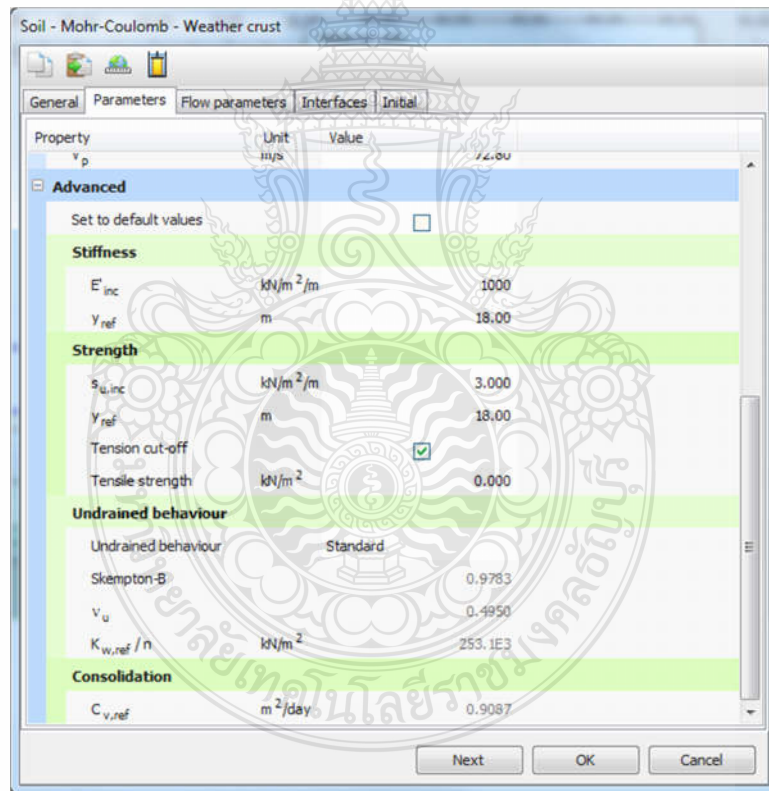
รูปที่ 2.15 วงกลมหน่วยแรงที่จุด yield ; จุดสัมผัสวงกลมคูลอมบ์ [25]

จากรูปที่ 2.13 จะได้อค่าความเค้นจากวงกลมมอร์โดยปกติจะแสดงอยู่ในรูปที่ 2.10 ซึ่ง Mohr-Coulomb ไม่สามารถหาลักษณะของดินดีที่สุดเช่นเดียวกับ Druker - Prager ได้

5) Dilatancy angle (ψ) จะหาได้จากชั้นดินที่แข็ง,ดินเหนียวจะมีค่า Dilatancy angle ที่น้อย ($\psi = 0$) ขึ้นอยู่กับความหนาแน่นและแรงเสียดทานสำหรับผลึกของทรายจะมี ψ ประมาณ $\phi-30$ องศา ดังนั้นค่ามุมที่ 0 องศาของ ψ จะมีค่าน้อยเมื่อทรายจับตัวแบบหลวม

2.9.4.2 Advanced parameter of the Mohr-Coulomb model

เมื่อใช้ Mohr-Coulomb (Advanced) ทำการกดปุ่มที่ parameter tab sheet คลิกที่ปุ่ม enter ที่หน้าต่าง parameter ลงไปผลที่เกิดขึ้นจะมีหน้าต่างปรากฏดังรูปที่ 2.16 ทำการเพิ่มค่าความแข็งและค่ากำลังการยึดเกาะซึ่งสัมพันธ์กับความลึก ส่วนค่าแรงดึงนั้นจะทำการตัดออกโดยไม่นำมาคิด



รูปที่ 2.16 พารามิเตอร์ Mohr-Coulomb ขั้นสูง[25]

1) Increase of stiffness ($E_{increment}$) ค่าความเครียดนั้นจะขึ้นอยู่กับความแข็งของวัสดุ ซึ่งปกติแล้วความแข็งที่เพิ่มขึ้นจะเกิดจากความลึกนั่นเอง เมื่อเราใช้ Mohr-Coulomb จะได้อค่า

ความแข็งที่คงที่ แต่เมื่อเราเพิ่มความแข็งจะได้ $E_{\text{increment}}$ และถ้าให้ y_{ref} ทำการกด enter ใน parameter tab sheet จะได้ค่าของโมดูลัสยืดหยุ่นในจุดของความเค้นได้จาก $E_{\text{increment}}$ ในระหว่างการคำนวณหาความแข็งโดยการเพิ่มความลึกจะไม่สามารถเปลี่ยนฟังก์ชันของความเค้นได้

2) Increase of cohesion ($c_{\text{increment}}$) สำหรับดินเหนียวนั้นจะเพิ่มค่าการยึดเกาะ โดยจะใช้ $c_{\text{increment}}$ ซึ่งในการเพิ่มค่าของการยึดเกาะจะได้

y_{ref} และจะได้ cohesion, C_{ref} ส่วนค่าการยึดเกาะจากจุดของความเค้นจะได้ $c_{\text{increment}}$

3) Tension cut-off

จาก Coulomb จะแสดงรูปที่ 2.14 เมื่อเกิดแรงเฉือนขึ้นเพียงเล็กน้อยบริเวณที่เป็นดินเหนียวก็อาจจะมียรอยแตก ซึ่งจะนำค่าของความเค้นเฉือนใช้แทนแรงดึง เช่น การใช้โปรแกรม PLAXIS ในการวิเคราะห์โดยจะทำการตัดค่าแรงดึงออกเช่นเดียวกันกับในกรณีของการวิเคราะห์โดยวงกลมมอร์ก็ไม่นิยมเช่นกัน โดยจะทำการตัดค่ากำลังของแรงดึงออก ทำการกด enter สำหรับ Mohr-Coulomb และ Hardening-soil และเลือกกำลังของแรงดึงเป็น 0

2.9.5 The soft Soil model

จุดสำคัญของ Soft-Soil จะกล่าวถึง เริ่มจาก version 7 เปลี่ยนจาก PLAXIS จาก version 6 PLAXIS ประกอบด้วย Mohr-Coulomb, Soft-Soil และ Hard Soil ใน version 7 จะใช้แยกสำหรับ Soft-Soil และ Hard-Soil ได้เลยซึ่ง Hard-Soil พัฒนามาต่อจาก Soft ไปยัง hard จะได้เป็นผลจาก Hardening-soil model ที่ Soft-Soil-Creep จะเป็นลักษณะเฉพาะของ Soft-Soil โดยตรง ซึ่งเป็นผลได้ Soft-Soil แทน Hardening-soil หรือ Hardening-soil ซึ่งลักษณะของ Soft-Soil ดังนี้

- ความเครียดขึ้นอยู่กับความแข็ง (พฤติกรรมการบีบอัดลอกการตีพิมพ์)
- ความแตกต่างระหว่างการให้น้ำหนักเริ่มต้นการถ่ายน้ำหนักและการให้น้ำหนักใหม่
- หน่วยความจำสำหรับความเครียดก่อนการยุบอัดตัวคายน้ำ
- พฤติกรรมพังทลายตามกฎของมอร์-คูลอมป์

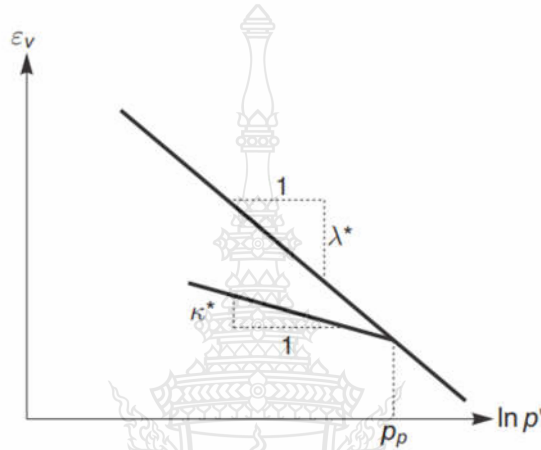
1) Isotropic states of stress and strain

ใน Soft-Soil model จะแสดงความสัมพันธ์ลอกการตีพิมพ์ระหว่างปริมาณความเครียดและการเกิดความเค้น, p' แสดงสมการ

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = \lambda * \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad 2.31$$

ในสมการ 2.10 ค่าของ p' มีค่าน้อยที่สุดกำหนดโดยหน่วยของความเครียด ซึ่งค่า λ^* เป็นค่าแรงอัดที่ปรับแก้แล้วโดยกำหนดแรงอัดของวัสดุจากน้ำหนักที่กระทำบนที่ค่า λ^* ที่แตกต่างจากค่า λ ที่ใช้โดย Burland (1965)

ความแตกต่างของสมการ 2.31 จะแสดงความสัมพันธ์ของปริมาณความเครียดแทนช่องว่างของอากาศซึ่งจะพล็อตได้จากสมการที่ 2.31 จะแสดงในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ลอการิทึมแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรความเครียดและความเค้น[25]

แรงกระทำทุกทิศทางจะสัมพันธ์ในขณะถอนโหลดออกและโหลดอีกครั้งดังสมการ

$$\epsilon_v^e - \epsilon_v^{e0} = -K^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \quad (\text{unloading and reloading}) \quad 2.32$$

ค่าของ p' ที่มีค่าน้อยที่สุดจะอยู่ในหน่วยความเค้นซึ่งค่า K^* จะเป็นค่าที่เกิดจากการดัชนีการบวมจะกำหนดจากแรงอัดของวัสดุในขณะถอนโหลดออกและปล่อยโหลดอีกครั้ง บนที่ค่า K^* ที่แตกต่างจากดัชนีค่า K ของ Burland โดยใช้อัตราส่วน Burland λ/K ดังนั้นดินในขณะที่ถอนโหลดออกและโหลดใหม่จะสมมติอยู่ในรูป elastic โดยเขียนในรูป e แสดงในสมการที่ 2.32 และ elastic จะอธิบายโดยกฎของฮุก (Hook's law) และสมการเส้นตรงของความเค้นขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ของโมดูลัสการไหลนั้นคือสมการ

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{K^*} \quad 2.33$$

ในโดยใช้ตัวห้อย ur แสดงถึงการถอนโหลดและการโหลดใหม่บันทึกผลและพิจารณาจากดินที่ไม่คายน้ำซึ่งอาจจะใช้ตัวห้อย ur หรืออาจจะไม่ใช่ทั้งค่าโมดูลัสการไหล K_{ur} และโมดูลัสยืดหยุ่น E_{ur} , V_{ur} และ K^* เป็นค่าคงที่ของการคำนวณจากเส้นตรงของความเครียดจากการถอนโหลดออกและนำโหลดเข้าจะไม่สิ้นสุดซึ่งมีค่าตรงกันกับค่าความเค้น p_p แรงเค้นที่เกิดจากการยุบตัวของดินแสดงได้ค่าที่มากจากการถอนโหลดออกและโหลดใหม่โดยแรงเค้นที่เกิดจากการยุบตัวยังมีค่าคงที่ในการโหลดใหม่ ค่าการยุบตัวจะเพิ่มขึ้นอยู่กับระดับความเครียดแต่ความเครียดจะไม่เพิ่ม

2.9.5.1 Yield function for triaxial stress and state

Soft-Soil model เป็นดินที่มีลักษณะพฤติกรรมขึ้นอยู่กับภายใต้ความเค้นหลักในการทำเป็นช่วง ๆ ข้อจำกัดในการโหลดสามแกนการยุบอัดตัวจะได้ $\sigma_2' = \sigma_3'$ ที่ความเค้นในจุดครากของ Soft-Soil model หาได้จากสมการ

$$f = f - p_p \quad 2.34$$

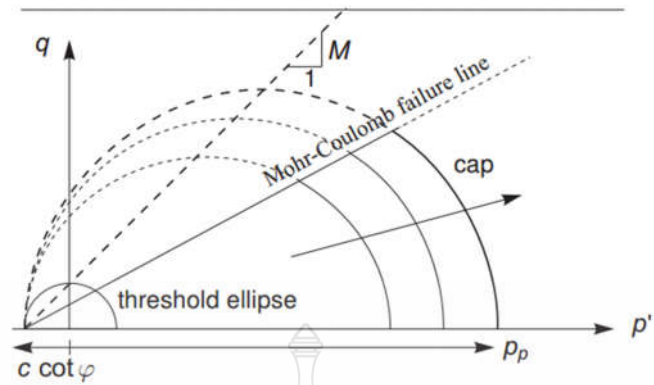
เมื่อ f เป็นค่าฟังก์ชันของความเค้น (p', q) และ p_p เป็นการยุบตัวเกิดจากการแรงเค้นอัดเป็นซึ่งเป็นฟังก์ชันของความเครียดดั่งสมการ

$$f = \frac{q^2}{M^2(p'+c \cot \phi)} + p' \quad 2.35$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - K^*}\right) \quad 2.36$$

จุดครากในฟังก์ชัน f สามารถอธิบายในวงรี p', q และค่า M ในสมการ 2.35 โดยการหาความสูงของวงรีจะได้อัตราส่วนความเค้นทั้งแนวนอนและแนวตั้งใน 1 มิติ ผลของค่า M จะได้ค่าสัมพันธ์จากแรงดันของโลก K_0^{nc} ได้

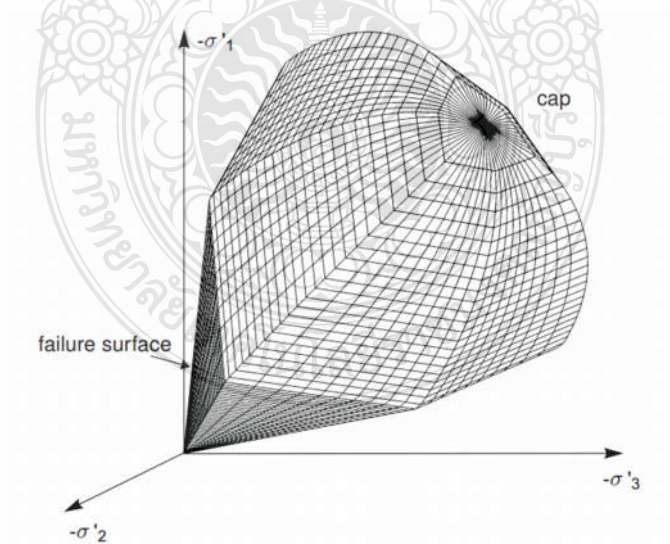
ด้านบนของวงรีได้จากความชัน M ใน p', q ดัดแปลงมาจาก Cam-clay model เส้นตรง M เรียกว่า เส้นวิกฤตและแสดงค่าของความเค้นที่มากที่สุดแต่ไม่เกินเส้นวิกฤต Mohr-Coulomb จะมีเกณฑ์ของ ϕ และ c ซึ่งจะไม่ตรงกับเส้น M แรงเค้นที่เกิดจากการยุบตัว จะได้จากขอบเขตของวงรี ระหว่างการ loading ค่าตรง p_p ในที่ $p' < 0$ วงรี $c \cot \phi$ แสดงในสมการ 2.35 ในทางขวามือของวงรี เป็นโซนของแรงอัด ($p' > 0$) ค่าของ $c \cot \phi$ มากที่สุดจะอยู่ p_p ที่น้อยที่สุด คำนวณได้จากหน่วยความเค้น ด้วยเหตุนี้ค่าเริ่มต้นของวงรีแสดงในรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 พื้นผิวของแบบจำลองดินอ่อนในระบบ[25]

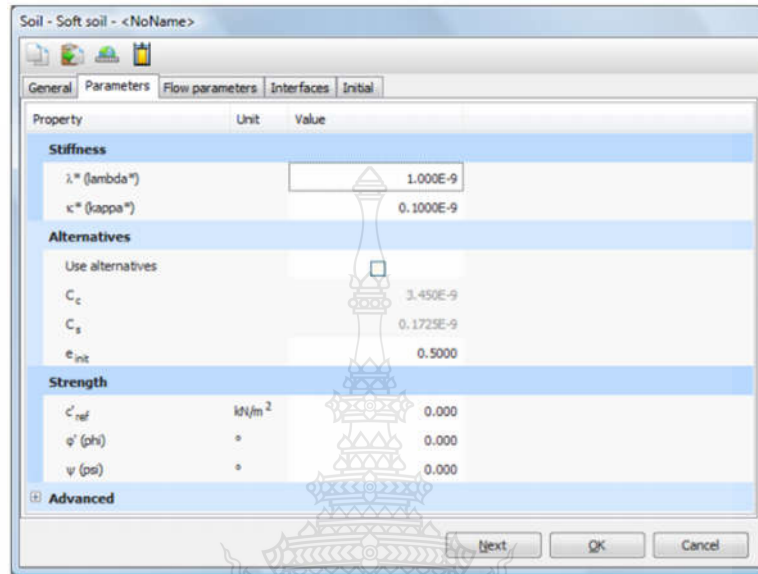
ใน Soft-soil จะแสดงฟังก์ชันอยู่ในสมการที่ 2.34 อธิบายโดยแรงอัดในขั้นต้น และแสดงโดย cap และใช้เป็น failure state, Mohr-Coulomb เป็นต้น โดยรูปที่ 2.15 แสดงเส้นตรงของ p'-q-plan ความชันมีน้อยกว่าความชันเส้นตรง M

จากความเค้นหลัก ค่าพลาสติกเริ่มต้นของ Soft Soil model เป็นตัวกำหนด ฟังก์ชันรวม 6 ฟังก์ชัน จาก 3 แรงอัด และ 3 Mohr – Coulomb รวมเป็นความเค้นหลักแสดงในรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 Total yield contour of soft soil model in principal stress space[24]

ในรูปที่ 2.20 แสดงในโปรแกรม PLAXIS จะคำนวณค่า M อัดโนมัตจากค่าสัมประสิทธิ์ K_0^{nc} โดยใช้สมการที่ 2.38 โดย M จะแตกต่างได้จาก Cam-Clay model



รูปที่ 2.20 พารามิเตอร์ของแบบจำลอง Soft Soil Model[25]

1) Modified swelling index and modified compression index ตัวแปรที่ได้จากการทดสอบแรงอัดประกอบด้วยกรดอนโหลดออกเมื่อจากกราฟลอการิทึมของความเค้นและฟังก์ชันของความเครียดจะได้เส้นตรง 2 เส้น ความชันเริ่มต้นจากใส่โหลดใหม่มาจากแรงอัดและความชันเส้นของการดอนโหลดออกจากการเกิด swelling ซึ่งความแตกต่างระหว่างค่า λ และค่า K และ λ^* และ K^* โดยที่กำหนดในอัตราส่วน e แทนความเครียดจาก λ^* และ K^* ได้จากการทดสอบแรงอัด 1 มิติ ดังนั้นความสัมพันธ์ได้รับแรงอัด 1 มิติ และแรงอัดส่วนกลับ C_c และ C_r จะสรุปได้ดังตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ความสัมพันธ์ Cam-Clay parameters และความสัมพันธ์ normalized parameters[25]

1. $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	2. $K^* = \frac{K}{1+e}$
3. $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	4. $K^* = \frac{2C_r}{2.3(1+e)}$

หมายเหตุบนตาราง 2.4

- ในความสัมพันธ์ที่ 1 และ 2 อัตราส่วนช่องว่างจะถือว่าเป็นค่าคงที่แต่ในความจริงเปลี่ยนแปลงระหว่างการทดสอบการอัดตัว มีความแตกต่างที่มีขนาดค่อนข้างเล็กในอัตราส่วนช่องว่างสำหรับค่า e หนึ่งสามารถใช้เป็นอัตราส่วนช่องว่างเฉลี่ยที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบหรือเพียงแค่ค่าเริ่มต้น

- ในความสัมพันธ์ที่ 6 ไม่มีความสัมพันธ์ที่แน่นอนระหว่าง K^* และค่าดัชนีการขยายตัวหนึ่งมิติ เพราะอัตราส่วนของความเครียดในแนวนอนและแนวตั้งที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาวะความเครียดในระหว่างการถ่ายน้ำหนักเป็นสภาวะความเครียดโดยรอบคือ ความเครียดในแนวนอนและแนวตั้งมีค่าเท่ากัน

- ค่า 2.3 ในความสัมพันธ์ที่ 3 ได้มาจากอัตราส่วนระหว่างลอการิทึมฐาน 10 และลอการิทึมธรรมชาติ

- อัตราส่วน $\lambda^*/K^* = \lambda/K^*$ โดยทั่วไปอยู่ที่ 2.5 และ 7

2) Cohesion ค่าการยึดเกาะหาได้จากความเค้นจะมีค่าเป็น 0 เมื่อใช้ที่ค่าการยึดเกาะ 1kPa ทางด้านซ้ายมือของวงรี p' -axis มีค่า $-c \cot \phi$ ทางด้านขวามือของวงรีเป็น โชนความดัน p_p เป็นค่ามากที่สุดของ $c \cot \phi$ ส่วนที่ Cohesion มีค่าเป็น 0 ผลมาจาก over-consolidation ขึ้นอยู่กับขนาดและการเกิดความเครียดเริ่มต้นถ้า Cohesion มีค่าสูงนั้น ใน friction angle จะมีค่าเป็น 0

3) Friction angle ประสิทธิภาพของแรงเสียดทานของมุมเป็นการเพิ่มขึ้นของแรงเฉือนโดยผลของความเค้นค่าของแรงเสียดทานจะไม่มีค่าเป็น 0 แต่อย่างไรก็ตามจะใช้ ϕ_{cv} เช่นจุดวิกฤตของแรงเสียดทานค่ามากก็จะมีแรงเค้นน้อย

4) Dilatancy angle

ขึ้นอยู่กับประเภทวัสดุซึ่งสามารถอธิบายโดย Soft-Soil model โดยมีค่า Dilatancy angle มีค่าเป็น 0 จะเป็นค่ามาตรฐานของ Soft-Soil model

5) Poisson' ratio ใน Soft-Soil model, อัตราส่วนปัวซองใช้สำหรับความยืดหยุ่นมากและความยื่นหยุ่นแฝงใช้ใน Mohr-Coulomb จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.1-0.2 ถ้าสำหรับ Soft-Soil model จะอยู่ที่ $\nu_{ur} = 0.15$ สำหรับน้ำหนักที่กระทำจะใช้กับวัสดุที่แข็ง แต่ในสภาวะไม่มีแรงมากระทำเช่นในการเกิดแรงอัดใน 1 มิติ ความสัมพันธ์ของอัตราส่วนปัวซองจะส่งผลของความเครียดที่ลดลงเมื่อความเครียดแนวตรงลดลง ผลของสัดส่วนแนวนอนของความเครียดเพิ่มขึ้น เมื่อความเครียดเพิ่มขึ้นในการทดสอบแรงอัดในสภาวะที่ไม่มีแรงมากระทำ และทำการทดสอบอีกครั้ง

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \text{ (unloading and reloading)} \quad 2.37$$

6) K_0^{nc} -parameter ซึ่งมีตัวแปร M ในการคำนวณโดยมีค่าสัมประสิทธิ์เกิดขึ้น K_0^{nc} ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ M และ K_0^{nc} โดยให้สมการ

$$M \approx 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2v_{ur})(\lambda^*/K^* - 1)}{(1+2K_0^{nc})^2(1-2v_{ur})\lambda^*/K^* - (1-K_0^{nc})(1+v_{ur})}} \quad 2.38$$

โดยค่าของ M จะสามารถหาได้จากสมการที่ 2.17 M จะได้จาก Poisson's ; v_{ur} และสัดส่วนของ λ^*/K^* ดังนั้น K_0^{nc} ในสมการ 2.17 สามารถหาได้จากสมการ 2.18

$$M \approx 3.0 - 2.8K_0^{nc} \quad 2.39$$

2.9.6 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D ในพฤติกรรมเป็นแบบไม่ระบายน้ำ พื้นฐานที่ใช้วิเคราะห์ประยุกต์มาจากวิชากลศาสตร์ที่เกี่ยวกับความต่อเนื่อง (Continuum Mechanics) สันนิษฐานว่าดินประกอบด้วยโพรงดินและแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลในการคำนวณหาความเครียด แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจริง แบบจำลองวัสดุเป็นแบบ Nonlinear elasto-plastic ในครั้งนี้ใช้แบบจำลอง มอร์-คูลอมบ์ ในการวิเคราะห์ปัญหาด้วยโปรแกรม Plaxis 2D [26]

2.9.7 การยุบอัดตัวคายน้ำ

ในระหว่างการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำค่อๆลดลง เกิดการยุบอัดตัวคายน้ำ จะเกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แรงดันน้ำในโพรงดินกระจายออกจากช่องว่างเม็ดดินตามสภาวะการลดระดับน้ำ ทำการวิเคราะห์การยุบอัดตัวคายน้ำควบคู่กับการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ใช้ทฤษฎี Biot's consolidation[9] และพิจารณาพฤติกรรมวัสดุแบบไม่เป็นเส้นตรงในการศึกษาครั้งนี้ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินได้มาจากการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ[26]

2.9.8. การวิเคราะห์เสถียรภาพ

ในทางวิศวกรรม อัตราส่วนความปลอดภัย มักจะเป็นตัวกำหนดอัตราส่วนพังทลาย สำหรับคันดินน้ำหนักทั้งหมดจากน้ำหนักดินและน้ำหนักกระทำเพิ่มเติมที่กระทำกับคันดิน อาจจะไม่ทำให้ลาดดินพังทลาย เนื่องจากยังมีกำลังเสียดทานของดิน อัตราส่วนความปลอดภัย กำหนดได้ดังนี้

$$\text{Safety factor} = \frac{S_{\text{maximum available}}}{S_{\text{needed for equilibrium}}} \quad 2.40$$

เมื่อ S คือ กำลังรับแรงเฉือน คำนวณหากำลังที่ต้องการน้อยสุดที่ทำให้เกิดความสมดุล นำกฎของคูลอมบ์ อัตราส่วนความปลอดภัยหาได้จาก

$$\text{safety factor} = \frac{C - \sigma_n \tan \phi}{C_r - \sigma_n \tan \phi_r} \quad 2.41$$

โดยที่ C และ ϕ คือกำลังของดิน และ σ_n คือหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ส่วนพารามิเตอร์ที่ C_r และ ϕ_r คือการลดกำลังให้เพียงพอกับการสมดุล อธิบายหลักการหาอัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้โปรแกรม Plaxis ในการหาอัตราส่วนความปลอดภัยโดยการความเชื่อมั่นและมุมเสียดทานลงอย่างเป็นสัดส่วนดังนี้

$$\frac{C}{C_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \Sigma \text{Msf} \quad 2.42$$

ΣMsf เรียกว่า factor of safety (F.S) วิธีนี้เรียกว่า Phi-C reduction โดยวิธีนี้ไม่ต้องกำหนดระนาบผิวการเคลื่อนพัง จะสามารถหาระนาบการเคลื่อนพังโดยอัตโนมัติ เพราะฉะนั้นจะสามารถหาระนาบการเคลื่อนพังได้ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง[26]

2.10 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Terzaghi (1950)[28] อธิบายว่า หนึ่งในสาเหตุหลักที่ทำให้เกิดการเลื่อนถล่มของลาดดิน ก็คือแรงดันน้ำในโพรงดิน ซึ่งเกี่ยวข้องกับระดับน้ำใต้ดินและน้ำฝนในดินเมื่อละเอียดปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นจากน้ำฝนทำให้แรงดึงดูดของรูเล็ก (Capillary) หรือแรงดูดเมทริกซ์ลดลง เป็นผลให้การยึดเกาะกัน (Cohesion) ลดลง และระดับน้ำใต้ดินที่เพิ่มขึ้นทำให้แรงเสียดทานในมวลดินลดลง ซึ่งเป็นผลจากแรงลอยตัวทำให้หน่วยแรงตั้งฉากลดลง

Orr (1987)[29] ได้ศึกษาถึงผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดินต่อค่าอัตราส่วนปลอดภัยของลาดดิน ในงานวิจัยของ Orr เป็นการวิจัยทางสถิติแสดงให้เห็นถึงความไม่แน่นอนของระดับน้ำใต้ดินที่มีอิทธิพลต่อเสถียรภาพของลาดดิน ความน่าจะเป็นของลาดดินที่จะเกิดการพังทลายจะเพิ่มขึ้นอย่างมาก เมื่อระดับน้ำใต้ดินมีการเปลี่ยนแปลงสูงขึ้น และในบทความนี้ได้แสดงให้เห็นว่าระดับน้ำใต้ดินและความไม่แน่นอนของระดับน้ำใต้ดินมีอิทธิพลต่อความปลอดภัยของลาดดินมากกว่าปัจจัยอื่นๆ

วรากร และคณะ (2542)[30] อธิบายว่า กรณีเป็นลาดดินธรรมชาติ (Natural Slopes) หรือลาดเขาที่มีการตัดถนนผ่านและลาดบ่อที่มีการขุดเพื่อเก็บน้ำ อาจไม่เกิดการเลื่อนถล่มในระหว่างเวลาที่มีการก่อสร้างหรือในช่วงที่มีความชื้นในมวลดินต่ำ ทั้งนี้เพราะเมื่อมวลดินยังไม่อิ่มตัว ความชื้นในมวลดินจะเกิดแรงดึงผิวที่ส่งผลให้เกิดแรงดูดที่ช่วยยึดเกาะให้มวลดินแข็งแรงขึ้น หรือเกิดความดันในโพรงเป็นลบ (Negative Pore Pressure) ซึ่งทำให้ค่ากำลังประสิทธิผลของดินสูงขึ้น ตามสมการมอร์-กุลอมบี เมื่อลาดดินได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของสภาพภูมิอากาศที่เปลี่ยนแปลงไปตามฤดูกาล เช่น ในฤดูที่มีฝนตกชุกทำให้ระดับน้ำใต้ดินสูงขึ้น ดินมีความชื้นมากขึ้น ทำให้แรงดึงผิวในดินถูกทำลาย และค่าความดันน้ำในดินเป็นบวก กำลังประสิทธิผลของดินก็จะลดลงจนถึงจุดวิกฤติที่เกิดการพังทลายของลาดดินได้

Griffiths and Lane (1997) [31] ได้วิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัย (Safety factor) โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เปรียบเทียบกับวิธีสมมูลจำกัดของมวล (LEM) จากแบบจำลองในระนาบ 2 มิติ ผลการศึกษาสรุปได้ว่าการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความเชื่อถือได้และแม่นยำในการประมาณค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมั่นคง

ยงยุทธ (2544)[32] เมื่อน้ำใต้ดินมีผลต่อเสถียรภาพของลาดดินมาก ในการวิเคราะห์เสถียรภาพจำเป็นต้องทราบขนาดของขอบเขตของแรงดันน้ำในโพรงดินให้ถูกต้องที่สุดเท่าที่จะทำได้ ซึ่งจริงๆแล้วเป็นงานที่ค่อนข้างยาก เนื่องจากความซับซ้อนของสภาพทางธรณีวิทยา ลักษณะสูงต่ำของพื้นที่ พฤติกรรมของดินและการเปลี่ยนแปลงของสภาพภูมิอากาศ การทำนายแรงดันน้ำในโพรงดิน จึงไม่อาจที่จะเชื่อถือแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพียงอย่างเดียว ทั้งนี้ความไม่แน่นอนอาจจะเกิดจากความผิดพลาดจากการประมาณค่าความสามารถในการซึมผ่านได้ของดิน ความไม่เอกสภาพ (Anisotropic) ของมวลดิน และลักษณะของสภาพขอบเขต (Boundary Condition) ดังนั้นในการคำนวณควรใช้ค่าจากเครื่องมือวัดแรงดันน้ำในโพรงดินที่ติดตั้งให้มีรูปแบบและจำนวนที่เหมาะสมกับพื้นที่ประกอบกันด้วย เนื่องจากความยุ่งยากในการคำนวณแรงดันน้ำใต้ดิน เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน จึงนิยมสมมุติให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดินในช่วงที่มีฝนตกหนัก

ซึ่งสอดคล้องกับสภาพที่เป็นจริง เนื่องจากการเคลื่อนตัวของลาดดินในหลายกรณีจะเกิดรอยแตกขึ้นที่ผิวด้านบน ซึ่งน้ำฝนสามารถไหลเข้าไปได้ แต่ถ้าเป็นกรณีแรงดันน้ำในชั้นดินอุ้มน้ำที่ถูกบีบจากชั้นดินข้างเคียง ระดับน้ำจากมาตรความดัน (Piezometer) อาจสูงกว่าระดับผิวดินด้านบน การสมมุติให้ระดับน้ำอยู่ที่ผิวดินก็จะไม่ปลอดภัย

ประสม ฌ ชาติรี (2545) [33] ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวและเสถียรภาพของคันดินที่ก่อสร้างบริเวณชั้นดินโคลนปากแม่น้ำ โดยที่คันดินมีการก่อสร้างโดยใช้วัสดุเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ โดยมีการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวเพื่อเก็บข้อมูลปริมาณการทรุดตัวของคันดิน ระหว่างทำการก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้างเสร็จแล้ว อีกทั้งยังมีการเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินฐานรากบริเวณด้านข้างของคันดินทดสอบเพื่อตรวจสอบการวิบัติของคันดิน

ผลการวิเคราะห์ด้านเสถียรภาพพบว่า ดินเดิมมีค่าความปลอดภัยของกำลังรับแรงแบกทาน และความปลอดภัยของเชิงลาดต่ำมาก โดยการใส่วัสดุเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ทำให้เสถียรภาพเชิงลาดหลังจากการเกิดการแทนที่ของดินถมเข้าไปในดินโคลนฐานรากมีค่าสูงขึ้นแม้จะเกิดการวิบัติเนื่องจากการไหลของดินแต่ก็เป็นวิธีการที่สามารถก่อสร้างได้และช่วยให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินน้อยลงในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การใส่วัสดุเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ เป็นระบบพวงให้เกิดกระเปาะดิน

นฤทธิ ประกอบบุญ (2546)[34] ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ออกแบบให้เป็นระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรองของโรงไฟฟ้าพลังงานความร้อนร่วมวังน้อยระบบกำแพงกันดินก่อสร้างด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ความลึกประมาณ 8 เมตร ฝังลงในชั้นดินเหนียวแข็ง ประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) โดยจำลองพฤติกรรมของเสาเข็มด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินด้วย Inclinator

ผลการวิเคราะห์การขุดในแนวตั้ง (Vertical Excavation) ลึก 7 เมตร ก่อให้เกิดความเครียดในกำแพงกันดินประมาณ 1.4% และมีการเคลื่อนตัวในลักษณะคานยื่น การเปลี่ยนลักษณะการขุดมาเป็นการเพิ่มความลาดดิน (Slope Excavation) ในส่วนที่ลึกกว่า 3.5 เมตร ทำให้สามารถลดความเครียดทางด้านข้างลงเหลือเพียง 0.21-0.34% และอัตราส่วนระหว่าง Young's Modulus กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (E_u/S_u) เท่ากับ (120-180), (600-700) และ (650-750) สำหรับดินเหนียวอ่อน ดินเหนียวแข็ง และเสาเข็มดินซีเมนต์ตามลำดับ

ในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การลดความเครียดทางข้าง (Lateral Strain) ของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เป็นกำแพงกันดินลงได้โดยการเพิ่มความลาดของดินเพื่อป้องกันการพังทลาย

แสงอรุณ เก้าเอี้ยน (2546)[4] ศึกษาเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณตลิ่งท้ายเขื่อนทดน้ำบางปะกงในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วเพื่อใช้ประเมินการเคลื่อนตัวของดิน และหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดิน กับอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดของตลิ่ง โดยวิเคราะห์เสถียรภาพของตลิ่ง โดยทฤษฎี Simplified Bishop และหาการเคลื่อนตัวของดินด้วยไฟไนท์เอลิเมนต์

ผลการวิเคราะห์พบว่า การพังทลายอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนมากหนา 6 เมตร โดยเกิดจากการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดแรงดันน้ำในมวลดินไหลย้อนกลับ ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Young Modulus และกำลังรับแรงเฉือนของดิน (E_u/S_u) ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 60 และ 120 สำหรับดินเหนียวอ่อนมาก และดินเหนียวอ่อนตามลำดับ

ในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การศึกษาการเกิดแรงดันน้ำในมวลดินไหลย้อนกลับเนื่องจากการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว และค่าความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบของตลิ่ง กับอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด

บรรพต (2548)[35] ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมการวิบัติของลาดดินในพื้นที่ต้นน้ำของกลุ่มน้ำย่อยแม่น้ำจันทบุรี พบว่ากำลังเฉือนของดินแปรผกผันกับค่าความอิ่มตัวของน้ำในมวลดินรูปแบบของพื้นที่ต่างกัน มีอิทธิพลต่อการวิบัติของลาดดิน ค่าความชื้นผ่านได้ และค่าความชื้นที่สภาวะเริ่มต้นมีผลต่อปริมาณน้ำที่ไหลซึมสู่ชั้นดิน ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญในการวิเคราะห์การไหลซึมของน้ำฝนสู่ลาดดิน ช่วงเวลาที่ฝนตกมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดิน และค่าอัตราส่วนปลอดภัยน้อยสุดเกิดในช่วงท้ายของฝนที่มีความเข้มมากในช่วงเวลาที่ฝนตก

Mehmet M. Berigen (2006)[26] ทำการตรวจสอบเสถียรภาพลาดดินภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (drawdown) ทำการตรวจสอบลาดดินมีความสูงต่างกัน ($H=7m$. และ $H=14 m$) drawdown rate $1m/day$ และ $0.1m/day$ ตรวจสอบการไหลซึมและความเค็มที่เกิดขึ้นจากการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วสามกรณีประกอบด้วย fully slow drawdown, general drawdown, fully rapid drawdown, ตรวจสอบการไหลซึมด้วยโปรแกรม PLAXFLOW วิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของลาดดินด้วยโปรแกรม PLAXIS

ที่ความสูง $H=7m$. กรณีค่าสัมประสิทธิ์ในการซึมผ่านต่ำ ($k=10^{-6} cm/s$) และมีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำสูง ($R=1m/d$) พฤติกรรมจะเป็นเงื่อนไข fully rapid drawdown เส้น phreatic จะเข้าใกล้ผิวของลาดดิน ในกรณี fully rapid drawdown อาจจะทำให้เกิดการไหลซึมและการยุบอัดตัวคายน้ำซึ่งมักจะละเอียดในการวิเคราะห์ ในกรณีมีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำช้า ($R=0.1m/d$) อัตราส่วนความปลอดภัยยังคงใกล้เคียงกับกรณี fully rapid drawdown ส่วนกรณีค่าสัมประสิทธิ์ในการซึมผ่านต่ำ ($k=10^{-4} cm/s$) และมีอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำช้า ($R=0.1m/d$) ค่อนข้างจะเกิดการ

เปลี่ยนแปลงระดับน้ำช้าอัตราส่วนความปลดกัยต่ำกว่ากรณี fully slow drawdown และสูงกว่ากรณี fully rapid drawdown ซึ่งแตกต่างจากลาดชันที่มีความสูง $H=14\text{m}$. ค่าสัมประสิทธิ์ในการซึมผ่านต่ำ ($k=10^{-4}\text{ cm/s}$) จะมีพฤติกรรมใกล้เคียงกับ fully undrained

ถ้าหากลาดดินระนาบเอียงทั้งสองเป็นมีลักษณะเหมือนกันภายใต้สภาวะ rapid drawdown สามารถคำนวณอัตราส่วนความปลดกัยที่ความสูง 7m เท่ากับ 2.67 และ 14m มีค่าเท่ากับ 2.02 โดยที่เป็นลักษณะ submergence.

S. M. Ali Zomorodian (2010) [36] ได้ศึกษาผลของระบบระบายน้ำแนวราบลาดเหนือหน้า ในระหว่างการเปลี่ยนแปลงระดับอย่างรวดเร็ว โดยใช้ FEM และวิธี limit equilibrium ตรวจสอบการเปลี่ยนแปลง pore water pressure และอัตราส่วนความปลดกัยลาดเหนือหน้าของเขื่อนดิน การศึกษานี้ได้นำระบบระบายน้ำติดตั้งที่บริเวณลาดเหนือหน้าเพื่อลดแรงดันน้ำส่วนเกิน ศึกษาแนวโน้ม equipotential line ที่เหมาะสม ซึ่งมีผลต่อเสถียรภาพของเขื่อนเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว

ผลการวิเคราะห์พบว่า การไหลซึมของน้ำในดินภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็วเมื่อติดตั้งระบบระบายน้ำแนวราบด้านลาดเหนือหน้าทำให้การไหลซึมของน้ำเปลี่ยนไปและเส้น equipotential line เปลี่ยนไปจากผิวของเขื่อนลาดเหนือหน้า เข้ายังในตัวเขื่อนบริเวณปลายระบบระบายน้ำแนวราบ

López-Acosta N.P (2013)[37] ศึกษาความปลดกัยของคันกั้นน้ำภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว วิเคราะห์ transient seepage และเสถียรภาพ รูปแบบการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็วแบ่งได้ 3 กรณี a) fully slow drawdown, b) fully rapid drawdown, c) general (transient) drawdown, จำลองปัญหาแบบ plane-strain จำลอง FEM โดยใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์มาช่วยในการวิเคราะห์ โปรแกรม PLAXFLOW ในการวิเคราะห์ transient seepage และใช้โปรแกรม PLAXIS วิเคราะห์ การเคลื่อนตัวของอุ้บอัดตัวคายน้ำและเสถียรภาพ

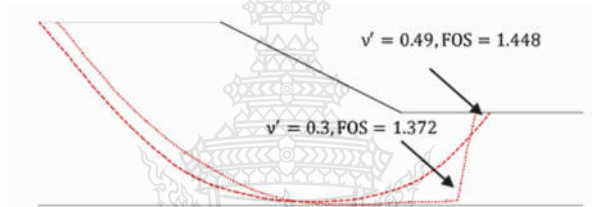
ผลการวิเคราะห์พบว่าภายใต้สภาวะเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว fully rapid drawdown เมื่อลดระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำอย่างรวดเร็ว pore water pressure กระจายไป ผลมาจาก drawdown ไม่เพียงแต่ผลจากระดับน้ำอาจมีผลจากการเปลี่ยนแปลงช่วงเวลาอย่างรวดเร็วส่งผลต่อเสถียรภาพของดินลาดเอียงลดลงด้วย

S.Y.Lui (2014)[38] เสถียรภาพและระนาบเลื่อนไถลจากวิธีสมมูลจำกัด (LEM) และ วิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ทำการศึกษาเสถียรภาพและระนาบเลื่อนไถลจากวิธีสมมูลจำกัด (LEM) วิธี the enhanced limit strength method (ELSM) และวิธี Strength reduction method (SRM) ซึ่ง 2 วิธีหลัง

เป็นวิธีจากไฟไนต์เอลิเมนต์ ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเนื่องจาก ผลของอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) ผลของมุมขยายตัว (dilation angle) ลาดชันที่มีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่ และผลของลาดตลิ่งหลายๆชั้น ผลการวิเคราะห์แบ่งออกเป็นแต่ละหัวข้อดังนี้

พิจารณาผลอัตราส่วน

1. ผลของอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) พิจารณาผลอัตราส่วนความปลอดภัยและระยะนาบเลื่อนไถล เทียบผลอัตราส่วนความปลอดภัยกับวิธี LEM B กับ LEM C , SRM และ ELSM มีความแตกต่างกัน -6.4% 0.3% และ 0.5% ตามลำดับ สังเกตได้ว่าผลอัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างใกล้เคียงกัน ผลวิเคราะห์ระยะนาบเลื่อนไถลด้วยวิธี ELSM ที่ อัตราส่วนปัวซอง = 0.3 และ 0.49 แสดงผลดังรูปที่ 2.21



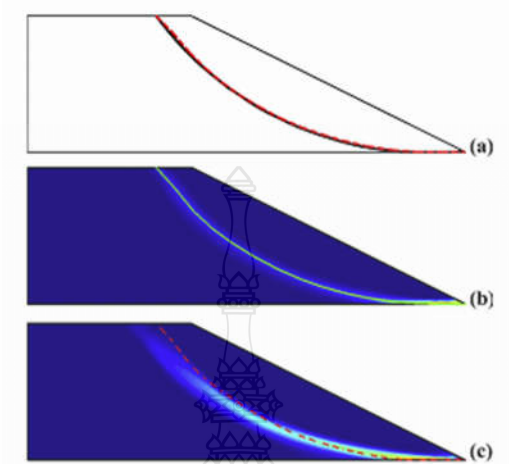
รูปที่ 2.21 แนวระยะนาบเลื่อนไถลด้วยวิธี ELSM ที่ อัตราส่วนปัวซอง = 0.3 และ 0.49

2. ผลของมุมขยายตัว ให้มุม $\psi = \varphi'$ และ $\psi = 0$ ผลของอัตราส่วนความปลอดภัยเทียบวิธี LEM กับวิธี SRM และวิธี ELSM ผลจาก $\psi = \varphi'$ มีความแตกต่างเท่ากับ 0.8 และ 0.6 และผลจาก $\psi = 0$ มีความแตกต่างเท่ากับ 1.7, -1.7 และ 0.6 ตามลำดับ ส่วนแนววิถีเลื่อนไถลมีความใกล้เคียงกันของแต่ละวิธีแสดงดังรูปที่ 2.22

3. ลาดชันที่มีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่ เปรียบเทียบผลอัตราส่วนความปลอดภัยของวิธี LEM 2 (Spencer) กับวิธี LEM 1 (Morganstern-price), SRM และวิธี ELSM ผลความต่างเท่ากับ 12.6, 3.8 และ 0.9 ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์ระยะนาบเลื่อนไถล แสดงดังรูป 2.23 โดยที่แนวเลื่อนไถลจากวิธี LEM และ ELSM ใช้ลักษณะการเคลื่อนพังเงื่อนไขไม่เป็นเส้นโค้ง ส่วนวิธี SMR ในการเลือกแนวเลื่อนไถลอัตโนมัติซึ่งจะมีความน่าเชื่อถือกว่า

4. ลาดตลิ่งหลายๆชั้น ในลาดตลิ่งหลายๆชั้นนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยของคร่อม (Global) และอัตราส่วนความปลอดภัยในแต่ละชั้น (Local) มีความสำคัญพอกัน ในวิธี SRM จะเป็น

การหาอัตราส่วนความปลอดภัยของคร่อม ส่วนวิธี LEM และ ELSM สามารถกำหนดบริเวณที่ต้องการหาอัตราส่วนความปลอดภัยได้ แนวเลื่อนไหลแสดงดังรูป 2.24

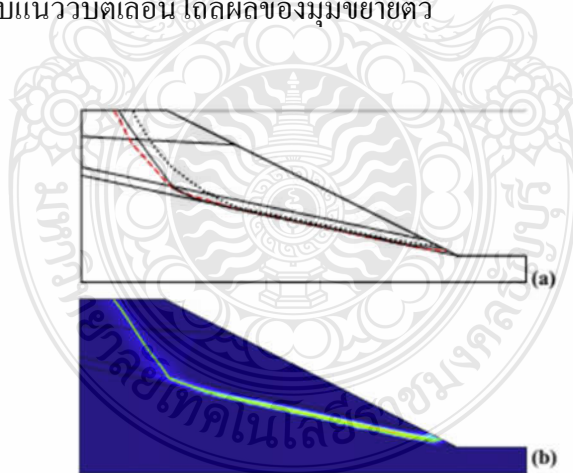


(a) แนวเลื่อนไหลจากวิธี LEM (เส้นทึบ) และ ELSM (เส้นประ)

(b) แนววิถีเลื่อนไหลวิธี SRM ($\psi = \phi'$)

(c) เปรียบเทียบแนววิถีเลื่อนไหลวิธี SRM (เส้นทึบ) กับแนววิถีเลื่อนไหลวิธี ELSM (เส้นทึบ)

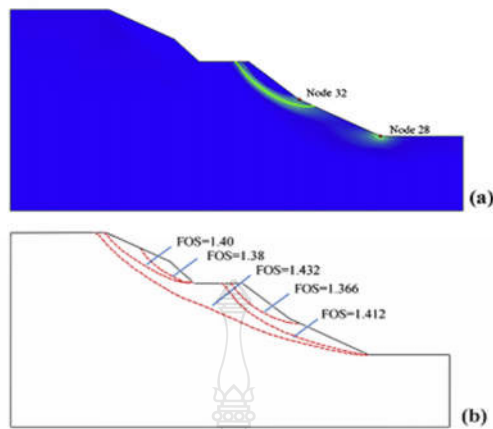
รูปที่ 2.22 เปรียบเทียบแนววิถีเลื่อนไหลผลของมุมขยายตัว



(a) แนวเลื่อนไหลจากวิธี LEM (เส้นเต็ม, เส้นจุด) และแนวเลื่อนไหลจากวิธี ELSM (เส้นประ)

(b) แนวเลื่อนไหลจากวิธี SRM

รูปที่ 2.23 เปรียบเทียบผลแนวเลื่อนไหลลาดชันที่มีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่



(a) แสดงแนวเลื่อนไถลจากวิธี SRM
 (b) แนววิบัติเลื่อนไถลจากวิธี ELSM

รูปที่ 2.24 เปรียบเทียบผลแนวเลื่อนไถลลาดคดโค้งหลายๆชั้น

Shivamant A. (2015) [39] ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพคันสระเก็บแฉะถ่าน (Fly ash) โดยใช้วิธีสมมูลจำกัดและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ทำอัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้โปรแกรม SLOPE/W ด้วยวิธี Morganstarn-price และโปรแกรม Plaxis 2D ด้วยวิธี Strength-Reduction พิจารณาคันดินน้ำสูง 14 ม. สันกว้าง 6 ม. ความลาดชัน 1:2 ทั้งสองด้าน คันดินนี้วางตัวอยู่บนชั้นหินผุหนา 2 ม. ถัดไปเป็นชั้นหินแข็ง วิเคราะห์เสถียรภาพโดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D แบ่งเป็น 3 กรณี กรณีที่ 1 การก่อสร้างเสร็จสิ้น กรณีที่ 2 ในกรณีเก็บแฉะถ่านหิน กรณีที่ 3 ในสภาวะการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว และเปรียบเทียบผลวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W

ผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 1 หลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้น และมีน้ำหนักกระทำแบบแผ่กระจายที่คันดิน 20 kPa มีอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.64 มากกว่าอัตราส่วนที่ยอมให้ 1.5

ผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 2 ในกรณีเก็บแฉะถ่านหิน และมีน้ำหนักกระทำแบบแผ่กระจายที่คันดิน 20 kPa ระดับน้ำใต้ดินเป็นสภาวะ Steady-state ระดับน้ำในสระเท่ากับระดับแฉะถ่าน (Fly ash) บริเวณที่เกิดการเคลื่อนตัวด้าน Down-stream มีอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.58 มากกว่าอัตราส่วนที่ยอมให้ 1.5

ผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 3 วิเคราะห์เสถียรภาพโดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D ในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว และมีน้ำหนักกระทำแบบแผ่กระจายที่คันดิน 20 kPa ระดับน้ำในสระเกิดการลดลงอย่างรวดเร็วลดลง 5 ม.ภายใน 5 วัน บริเวณที่เกิดการเคลื่อนตัวด้าน up-stream มีอัตราส่วน

ความปลอดภัยเท่ากับ 1.57 มากกว่าอัตราส่วนที่ยอมให้ 1.5 ส่วนการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W มีอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.76

เปอร์เซ็นต์ความต่างอัตราส่วนความปลอดภัยระหว่างผลวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D และผลวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W กรณี 12 % สังเกตได้ว่าผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณีมีความแตกต่างกันอยู่ แต่ผลของอัตราส่วนความปลอดภัยยังเพียงพอต่อเสถียรภาพการใช้งานระยะยาว



บทที่ 3

วิธีการดำเนินการวิจัย

ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการดำเนินงานวิจัยศึกษาเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ วิธีการดำเนินการจะเริ่มจากการสำรวจภูมิประเทศเพื่อทราบหน้าตัดลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 จากนั้นทำการเจาะสำรวจดินนำตัวอย่างดินที่ได้จากการเจาะสำรวจมาทดสอบในห้องปฏิบัติการและทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในสนาม ทำการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน แล้วนำข้อมูลมาวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดดินด้วยวิธีวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D 2012 วิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินด้วยวิธีสมมูลจำกัดด้วยโปรแกรม GeoStudio 2004 และวิธี Phi/C Reduction ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D 2012 ขึ้นตอนและวิธีการดำเนินการวิจัยสามารถแบ่งออกเป็นหัวข้อหลักๆดังนี้

3.1 สำรวจภูมิประเทศ

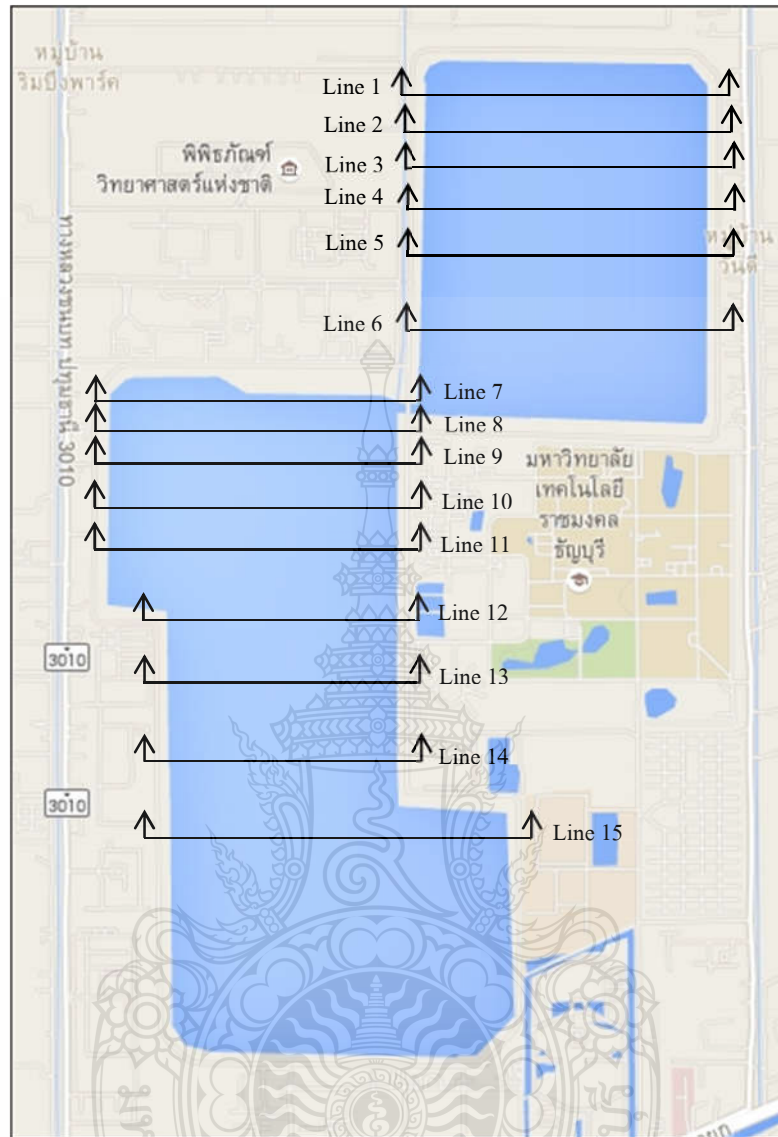
สำรวจภูมิประเทศบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยการสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounder) ทำการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี วิธีการนี้เป็นวิธีการที่ทำให้สามารถวัดความลึกได้อย่างต่อเนื่องและถูกต้อง ซึ่งทำโดยส่งคลื่นเสียงจากเรือ คลื่นเสียงจะเดินทางผ่านมวลน้ำชั้นต่างๆจนถึงพื้นสระเก็บน้ำ และเมื่อคลื่นเสียงสะท้อนกลับมาที่เครื่องตรวจรับบริเวณท้องเรือจะนำเวลาที่ใช้ไปในการเดินทางของเสียงมาคำนวณหาความลึกบริเวณนั้นได้เมื่อทราบความยาวคลื่นเสียงและความเร็วเสียงเมื่อเดินทางผ่านตัวกลาง ในงานวิจัยนี้เริ่มแนวสำรวจหน้าตัดความลึก (Cross-Section) ของสระจากทิศตะวันตกไปทางทิศตะวันออก ทำการสำรวจให้สระเก็บน้ำ 1 จำนวน 6 Line และสระเก็บน้ำ 2 จำนวน 9 line ตามลำดับ ข้อมูลพิกัดแต่ละ Line แสดงในตารางที่ 3.1 และแสดงแผนที่แนวการสำรวจในรูปแบบที่ 3.2 แสดงผลโดยนำข้อมูลแต่ละ Line มาวาดหน้าตัดของสระและพิจารณาหน้าตัดที่มีความลาดชันมากที่สุดไปใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินและการเคลื่อนตัวของสระพระราม 9 ต่อไป



รูปที่ 3.1 การสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหั่งความลึก (Echo Sounder)

ตารางที่ 3.1 พิกัดแนวเส้นสำรวจ

Line	จุดพิกัดด้านซ้าย	จุดพิกัดด้านขวา
Line 1	14.051161,100.722629	14.051161,100.729442
Line 2	14.049793,100.722629	14.049793,100.729442
Line 3	14.048425,100.722629	14.048425,100.729442
Line 4	14.047057,100.722629	14.047057,100.729442
Line 5	14.045690,100.722629	14.045690,100.729442
Line 6	14.042954,100.722629	14.042954,100.729442
Line 7	14.041606,100.71166	14.041299,100.72034
Line 8	14.04031,100.71166	14.040074,100.72034
Line 9	14.03903,100.71166	14.038849,100.72034
Line 10	14.03774,100.71166	14.037624,100.72034
Line 11	14.03645,100.71166	14.036399,100.72034
Line 12	14.03489,100.71355	14.03489,100.72034
Line 13	14.03311,100.71355	14.03311,100.72034
Line 14	14.03073,100.71355	14.03073,100.72034
Line 15	14.02698,100.71366	14.02696, 100.72386



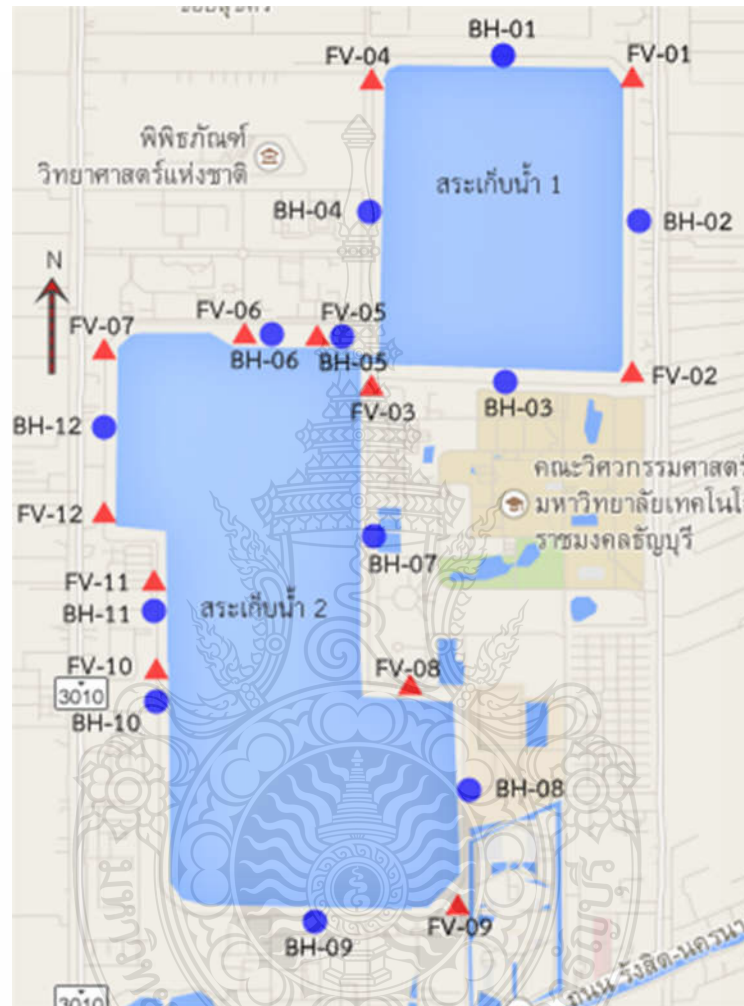
รูปที่ 3.2 แผนที่แนวการสำรวจ

3.2 เจาะสำรวจชั้นดิน เก็บตัวอย่างดินและหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

3.2.1 การเจาะสำรวจดิน

การเจาะสำรวจดิน (Soil Boring) ได้ทำการเจาะสำรวจแบบฉีดล้าง (Wash Boring) จำนวน 12 หลุมบริเวณตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจดังรูปที่ 3.3 การเจาะสำรวจดินกระทำโดยใช้เครื่องเจาะชนิด Skit-Mounted Types เจาะโดยใช้สว่านชนิด Post-Hole ดัดที่ปลายก้านเหล็ก หมุนด้วยกำลังเครื่องยนต์เพื่อเจาะหลุมและก้านเหล็ก จะยกขึ้นลงโดยใช้ระบบ

Hydraulics หรือ Winch หากการเจาะทำบริเวณที่มีชั้นดินอ่อน เช่น กรุงเทพฯ จะต้องให้ปลอกเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ตอกนำก้านเจาะลงไปด้วยเพื่อป้องกันผนังหลุมเจาะพังและเพื่อความสะดวกในการหมุนเวียนน้ำโคลนในการเจาะล้างหลุม (Wash Boring)



รูปที่ 3.3 แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจและหลุมทดสอบ Field Vane Shear



รูปที่ 3.4 แสดงตัวอย่างการเตรียมเครื่องจักรสำหรับการเจาะสำรวจดินในหลุมเจาะ BH-06



รูปที่ 3.5 แสดงตัวอย่างการเจาะสำรวจแบบฉีดล้าง (Wash Boring) ในหลุมเจาะ BH-08

3.2.2 การเก็บตัวอย่างดิน

การเก็บตัวอย่างดินในการทดสอบนี้จะเก็บทุกระยะความลึก 1.50 เมตร แต่ในบางโอกาส หากชั้นดินเปลี่ยนแปลงมากจะเก็บทุกระยะ 1.00 เมตร เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด ได้ทำการเจาะเก็บตัวอย่างดิน โดยแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ตามอุปกรณ์การเก็บดังนี้

1) การเก็บด้วยกระบอกบาง (Shelby Tube)

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ยาว 75 เซนติเมตร สามารถเก็บตัวอย่างได้ประมาณ 50 เซนติเมตร ตามมาตรฐาน ASTM D 1587 ที่ชั้น Clay ด้วยระบบ Hydraulics มีค่า Consistency อยู่ในช่วง Very Soft ถึง Stiff ตัวอย่างดินนี้เรียกว่า ตัวอย่างดินคงสภาพ คือ ไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Samples) หลังจากเก็บตัวอย่างดินได้แล้วต้องปิดหัวและท้ายกระบอกด้วยเทียนไข เพื่อป้องกันความชื้นระเหยแล้วขนย้ายไปห้องปฏิบัติการด้วยความระมัดระวัง และเก็บตัวอย่างไว้ในที่ควบคุมความชื้น เพื่อทดสอบหาค่าแรงเฉือน (Shear Strength) และคุณสมบัติพื้นฐานทางด้านวิศวกรรมของดิน (Soil Properties)



รูปที่ 3.6 การเก็บด้วยกระบอกบาง (Shelby Tube)

2) การเก็บด้วยกระบอผ่า (Split Spoon Sampler)

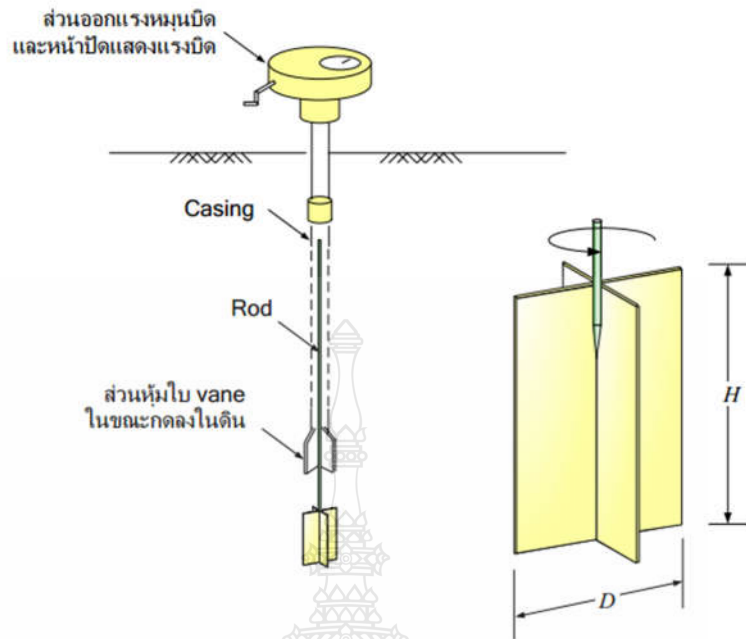
ใช้เก็บตัวอย่างดินในส่วนชั้นดินแข็งและชั้นทราย ตามมาตรฐาน ASTM D1586-84(90) หรือเรียกว่า Standard Penetration Test (SPT) คือ ใช้กระบอผ่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 50.8 มิลลิเมตร และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 35 มิลลิเมตร ทำการตอกลงไปในชั้นดินที่ทำการทดสอบ ด้วยลูกตุ้มเหล็กที่มีน้ำหนัก 63.5 กิโลกรัม และระยะตกกระทบ 760 มิลลิเมตร แล้วนับจำนวนครั้งในการตอกเป็น 3 ช่วง ๆ ละ 150 มิลลิเมตร แล้วนำค่าที่นับได้ใน 2 ช่วงสุดท้าย รวมกันเป็นจำนวนครั้งในการตอกในช่วง 300 มิลลิเมตร เป็นค่า Standard Penetration Number (N-Value) ซึ่งจะนำไปวิเคราะห์หาค่าความต้านทานดินเพื่อตรวจสอบกับค่าที่ได้จากห้องปฏิบัติการ สำหรับดินที่ได้จากกระบอผ่าจะตัดแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ๆ ละ 15 เซนติเมตร (วัดจากปลายปากกระบอผ่า) บรรจุภาชนะให้แน่นหนาแล้วส่งไปยังห้องปฏิบัติการทดสอบคุณสมบัติของดินทางด้านวิศวกรรมและจำแนกประเภทดิน



รูปที่ 3.7 การเก็บด้วยการเก็บด้วยกระบอผ่าและทำการทดสอบ Standard Penetration Test

3.2.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนามด้วย Field Vane Shear Test

ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนามด้วย Field Vane Shear Test จำนวน 12 ตำแหน่ง บริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 โดยใช้ใบมีดกากบาท (Cross blade) ซึ่งต่อกับก้านกดลงในดินแล้วทำการหมุนก้านและวัดแรงบิด (Torque) ที่จะทำให้ดินเกิดการวิบัติ (Fail) รอบใบมีด (Vane) ดังแสดงในรูปที่ 3.8 โดยค่าแรงเฉือนจะคำนวณได้จากแรงบิดที่วัดได้ดังสมการ



รูปที่ 3.8 หลักการทำงานของ Field Vane Shear Test

โดยสามารถคำนวณหา Undrained Shear Strength ที่คำนวณจากแรงบิดทดสอบดัง
สมการ

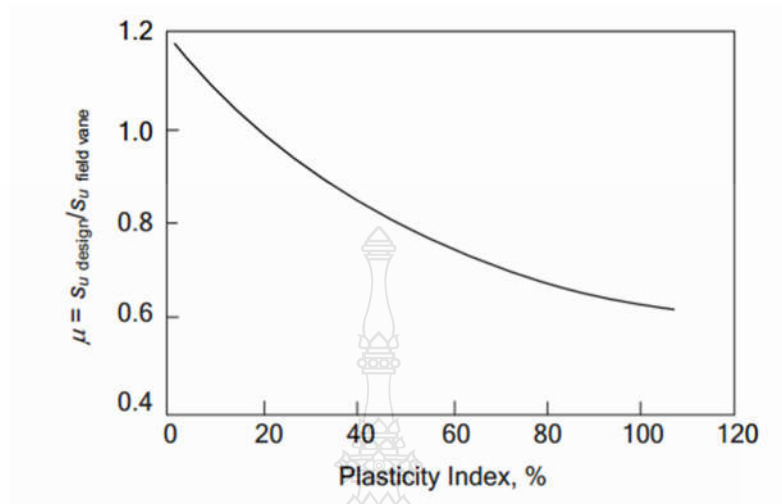
$$S_u = \frac{T}{\pi \left(\frac{HD^2}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad (3.1)$$

เมื่อ T = แรงบิดสูงสุดที่ได้จากการทดสอบ H = ความสูงของใบพัด D = ความกว้าง
ของใบพัดจากขอบถึงขอบ

ในการทดสอบด้วยวิธีนี้หลังจากทดสอบจนดินวิบัติแล้วจะทำการบั่นดิน (Remolded) ประมาณ 15-25
รอบ จากนั้นทดสอบหาแรงเฉือนอีกครั้งจะได้ค่าแรงเฉือนที่ Remolded แล้ว (S'_u) จากการทดสอบ
เพิ่มนี้จะได้ค่าความไวของดิน (Sensitivity – S_u / S'_u) ซึ่งถ้าดินที่บั่นแล้วมีกำลังลดลงมากจะเป็นดินที่
มีความไวสูง ซึ่งเมื่อถูกรบกวนจะสูญเสียกำลังไปอย่างมาก

การนำค่าไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของดินจะต้องปรับแก้ค่าก่อน โดยค่าปรับแก้จะ
ขึ้นอยู่กับค่า Plasticity ของดิน ซึ่ง Bjerrum (1972) ได้เสนอไว้ดังรูปที่ 3.9

$$(S_u)_{\text{design}} = \mu(S_u)_{\text{field test}} \quad (3.2)$$



รูปที่ 3.9 ค่าปรับแก้ Undrained Shear Strength ที่ได้จาก Field Vane Shear Test



รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนามด้วย Field Vane Shear Test

3.2.4 การตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน (Water Table Observation)

ระดับน้ำใต้ดินจะมีบทบาทสำคัญในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน เพราะอิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินเป็นสิ่งสำคัญจะต้องพิจารณา การตรวจวัดค่าระดับน้ำใต้ดินที่หลุมเจาะต่างๆ กัน จึงจำเป็นต้องกระทำทุกหลุมเจาะ ในการวัดระดับน้ำติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ Standpipe piezometer บริเวณที่ทำการเจาะสำรวจโดยทำการเจาะหลุมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 200 มม. ฝังท่อลงไป หลุมเจาะลึก 4 ม. เพื่อความลึกกันหลุมประมาณ 30 ซม. เพื่อเป็นชั้นกรองสำหรับหัวกรองตรงปลายท่อ สำหรับส่วนกรองยาวประมาณ 1 ม. ทำการเจาะร่องตามข้อกำหนด พันด้วยแผ่นใยสังเคราะห์รอบๆท่อเจาะ ร่อง ชั้นกรองจะกรองด้วยทรายละเอียดที่สะอาดรวมความยาวชั้นกรองยาวประมาณ 1 ม. ในส่วนชั้น ถัดไปอาจใช้ Clay Slurry หรือวัสดุผสมระหว่างทรายกับเบโทไนต์กรอกจนถึงปากหลุม



รูปที่ 3.11 แสดงเจาะหลุมติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ (Standpipe piezometer)



รูปที่ 3.12 แสดงติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ (Standpipe piezometer)

3.3 ทดสอบหาค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบคุณสมบัติของดินเพื่อที่จะใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน โดยได้ทำการทดสอบเฉพาะคุณสมบัติที่จำเป็นต้องใช้ประกอบการวิเคราะห์คำนวณออกแบบงานในการวิจัยนี้ โดยเลือกทำการทดสอบตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการดังนี้

3.3.1 การทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของดิน (ASTM D 4718 – 87)

ขั้นตอนการทดสอบ

- 1) ชั่งวงแหวนตัวอย่างพร้อมทั้งวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและวัดความสูง 2-3 ครั้ง
- 2) ใช้จารบีทาภายในวงแหวนบาง ๆ

3) ตัดตัวอย่างดินที่จะใช้ทดสอบให้มีความยาวกว่าความสูงของวงแหวนเล็กน้อย วางตัวอย่างดินลงบนพื้นโต๊ะ ใช้เลื่อยเส้นลวดตัดตัวอย่างดินในแนวตั้งให้มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่กว่าเส้นผ่าศูนย์กลางของวงแหวนเล็กน้อย ตั้ววงแหวนลงบนตัวอย่างดิน แล้วกดวงแหวนลงในดินตามแนวตั้ง จนกระทั่งมิดและดินภายในวงแหวนพื้นของวงแหวนเล็กน้อย ใช้เลื่อยเส้นลวดตัดดินทั้งหัว และท้ายให้เรียบ ทำความสะอาดเศษดินที่ติดอยู่นอกวงแหวนจนสะอาด

- 4) นำวงแหวนที่มีตัวอย่างดินบรรจุอยู่ขึ้นชั่งน้ำหนัก พร้อมจดบันทึกค่า

3.3.2 ปริมาณน้ำในดินตามธรรมชาติ (ASTM D2216-92)

ขั้นตอนการทดสอบหาปริมาณความชื้น

- 1) ทำความสะอาด และเช็ดกระป๋องเก็บตัวอย่างดินพร้อมฝาปิดให้แห้ง แล้วนำกระป๋องเก็บตัวอย่างดินพร้อมฝาปิดไปชั่งน้ำหนัก บันทึกผลน้ำหนักกระป๋องที่ได้
- 2) เลือกตัวอย่างดินที่จะทำการทดลองอย่างน้อย 2 – 5 ตัวอย่าง บรรจุลงในกระป๋องเก็บตัวอย่างแล้วปิดฝาทันที นำไปชั่งน้ำหนัก (ควรให้น้ำหนักของแต่ละตัวอย่างมีความใกล้เคียงกัน และไม่ควรน้อยกว่า 100 กรัม) บันทึกผลน้ำหนักกระป๋องกับน้ำหนักดินเปียกที่ได้
- 3) นำกระป๋องเก็บตัวอย่างดินเข้าสู่ตูบ โดยนำฝากระป๋องวางไว้ใต้กระป๋องก่อน และใช้อุณหภูมิในการอบที่ 105 ± 5 °C อย่างน้อย 16 ชั่วโมง หรือจนกระทั่งน้ำหนักของดินไม่เปลี่ยนแปลง
- 4) นำกระป๋องเก็บตัวอย่างดินออกจากตูบ แล้วนำฝากระป๋องมาปิดไว้ โดยทิ้งไว้ให้กระป๋องเย็นก่อน (สามารถจับได้ด้วยมือเปล่า) จึงนำมาชั่งน้ำหนัก บันทึกผลน้ำหนักกระป๋องกับน้ำหนักดินแห้งที่ได้



รูปที่ 3.13 แสดงการนำกระป๋องเก็บตัวอย่างดินเข้าสู่ตูบ

3.3.3 ความถ่วงจำเพาะของดิน (ASTM D854-00)

- 1) ทำความสะอาดขวดแก้วพลาสติกที่จะใช้ทำการทดลอง
- 2) เติมน้ำกลั่นในขวดประมาณ 3/4 ของคอขวด (เพื่อไม่ให้ น้ำเดือดขวดแก้วจะแตก)

3) ไล่อากาศในน้ำ ด้วยการต้มน้ำให้เดือดในเตาบนเส้น หรือ เตาแผ่นร้อน (Hot Plate) ประมาณ 10 นาที นำขวดแล้วลงจากเตา เติมน้ำกลั่นที่ต้มไล่ฟองอากาศทิ้งไว้แล้วลงในขวดแก้วพลาสติกให้เต็มด้วยวิธีการลักน้ำ (Siphon) จุ่มปลายสายยางลงใต้ผิวน้ำเพื่อไม่ให้อากาศเข้าไปผสมในน้ำอีก ปล่อยให้เย็น ถ้าต้องการให้เย็นเร็ว อาจแช่ในอ่างน้ำ (Water Bath) จนกระทั่งอุณหภูมิลดลงถึงประมาณ 40(50) องศา ตรวจสอบว่าอุณหภูมิของน้ำในขวดแล้วเท่ากันทุกระดับถ้าไม่เท่ากัน คลึงขวดเอียงไปมาหรือใช้หลอดแก้วคน

4) แต่งขอบน้ำให้อยู่ที่ขีดบอกปริมาณ 500 ซม.³ สังเกตขอบล่างของโค้งผิวน้ำ เช็ดขวดภายนอกและภายในเหนือผิวน้ำให้แห้ง

5) นำขวดแล้วและน้ำขึ้นชั่ง และวัดอุณหภูมิ ตรวจสอบอีกครั้งว่าอุณหภูมิของน้ำในขวดเท่ากันทุกระดับหรือไม่

6) ทำการทดลองในข้อ 4 – 5 อีก 3 – 4 ครั้ง ในช่วงอุณหภูมิจากประมาณ 40 (หรือ 50) องศา จนถึงอุณหภูมิห้อง ถ้าต้องการให้อุณหภูมิต่ำกว่าอุณหภูมิของห้อง ใช้น้ำแข็งผสมในอ่างแช่น้ำ แต่ต้องระวังขณะอ่านค่า อุณหภูมิทดลองจะต้องกวนน้ำ (แบบไม่ให้อากาศเข้าไปผสม) ให้มีอุณหภูมิเท่ากันทั่วขวด

3.3.4 ทดสอบหาขนาดเม็ดดินโดยใช้ตะแกรงมาตรฐาน (ASTM D –422)

1) ทำความสะอาดตะแกรงทั้งหมดด้วยแปรงทำความสะอาด แล้วทำการชั่งน้ำหนักของตะแกรงแต่เบอร์บันทึกค่า (ชั่งน้ำหนักของ Pan ด้วย)

2) นำตะแกรงมาเรียงซ้อนกันโดยใช้ตะแกรงที่มีขนาดช่องใหญ่อยู่บน แล้วเรียงขนาดเล็กลงมาตามลำดับจนถึงตะแกรงขนาดเล็กที่สุด ดังนี้ NO. 3/8, 4, 10, 20, 40, 100, 200 และ Pan

3) นำตัวอย่างดินที่เตรียมไว้ลงบนตะแกรงชั้นบนสุด ปิดฝาแล้วนำเข้าเครื่องเขย่า ใช้เวลาในการเขย่าอย่างน้อย 10 นาที เสร็จแล้วนำตะแกรงไปชั่งน้ำหนัก จะได้น้ำหนักตะแกรงรวมกับดินที่ค้างบนตะแกรง นำดินที่ค้างอยู่บนตะแกรงออกทิ้งแล้วทำความสะอาดตะแกรงให้เรียบร้อย

3.3.5 การทดสอบการหาขนาดเม็ดดินโดยไฮโดรมิเตอร์ (ASTM D 854-00)

1) เตรียมสารช่วยเม็ดดินกระจายตัว (Dispersing Agent) ความเข้มข้น 4% โดยนำผง Sodium Hexa – Metaphosphate มาละลายในน้ำ โดยใช้อัตราส่วน 4 กรัม ละลายน้ำ 100 ลบ.ซม. แล้วตั้งทิ้งไว้ โดย ASTM แนะนำว่าควรทิ้งไว้ไม่น้อยกว่า 16 ชั่วโมง

2) นำตัวอย่างดินแห้งที่เตรียมไว้ประมาณ 50 กรัม ผสมเข้ากับสารช่วยเม็ดดินกระจายตัว (4% Sodium Hexa – Metaphosphate) โดยใช้เครื่องกวนดินไฟฟ้าปั่นส่วนผสมดิน

ประมาณ 10 นาที แล้วเทลงในกระบอกตดตะกอน ใช้น้ำกลั่นฉีดดินออกจากเครื่องผสมให้หมดแล้ว เติมน้ำจนถึงขีดบอกปริมาณ 1,000 ลบ.ซม.

3) ใส่น้ำกลั่นในกระบอกตดตะกอนอีกอันหนึ่ง เพื่อใช้ล้างน้ำโคลนที่อาจติดไฮโดรมิเตอร์มาหลังจากการวัด (โดยจับที่ก้านไฮโดรมิเตอร์จุ่มลงไปใต้น้ำแล้วหมุนไปมา) และแช่ไฮโดรมิเตอร์ในระหว่างที่ไม่ใช้วัด

4) ใช้จุกยางปิดปากกระบอกตดตะกอนที่มีส่วนผสมดิน แล้วเขย่าส่วนผสมให้เข้ากัน ประมาณ 1 นาที จากนั้นวางลงแล้วเริ่มจับเวลาที่ทันที

5) หย่อนไฮโดรมิเตอร์ลงในน้ำโคลนเพื่ออ่านค่า R ที่เวลา $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, 1 และ 2 นาที ตามลำดับ (15 วินาที, 30 วินาที, 1 นาที, 2 นาที) โดยไม่ต้องยกไฮโดรมิเตอร์ออกขณะที่อ่านค่าตามเวลาดังกล่าว เมื่ออ่านค่าเวลาครบแล้วจึงยกไฮโดรมิเตอร์ออกแล้วทำการวัดอุณหภูมิของน้ำโคลนด้วย

6) เขย่ากระบอกอีกครั้งตามขั้นตอนที่ 4 แล้ววัดค่า R ที่ 2, 5, 10, 20, ... นาที (เพิ่มระยะเวลาอ่านครั้งต่อไปประมาณ 2 เท่า) จนกระทั่งค่าที่อ่านได้คงที่โดยประมาณจึงหยุดการทดลอง โดยทุกครั้งที่ย่านค่า R ให้วัดอุณหภูมิของส่วนผสมน้ำโคลน หลังจากเสร็จการอ่านค่าแต่ละครั้งให้ยกไฮโดรมิเตอร์ออกไปจุ่มไว้ในกระบอกน้ำเปล่าที่เตรียมไว้และปิดปากกระบอกน้ำโคลนด้วยจุกยาง

7) หลังจากการทดสอบเสร็จสิ้นแล้วให้เขย่ากระบอก เทน้ำโคลนออกจากกระบอกใส่ภาชนะ โดยต้องล้างดินที่ก้นกระบอกออกให้หมด แล้วนำไปอบเพื่อหาน้ำหนักของดินแห้ง

3.3.6 การทดสอบหาขีดจำกัดอัตราเบอร์ก (ASTM D4318-93 ,ASTM D427-98)

ขั้นตอนการทดสอบ Liquid Limit

1) นำดินที่เตรียมไว้ใส่ในถ้วยเคลือบแล้วใส่น้ำประมาณ 15 – 20 มิลลิลิตร หรือในปริมาณที่ไม่เหนียวจนเกินไป แล้วผสมให้เข้ากัน

2) เตรียมอุปกรณ์ชุดทดสอบ ให้ความสูงของก้นจานอยู่สูงกว่าพื้นรอง 1 ± 0.2 เซนติเมตร โดยใช้ค้อนของ Grooving Tool วัดทำการปรับปุ่มเลื่อนต่าง ๆ ให้แน่น แล้วใช้มีดปาดดิน (Spatula) ตักดินใส่ลงในจาน แล้วปาดให้เรียบ โดยให้มีความหนาของดินตรงกลางประมาณ 1 เซนติเมตร

3) ทำการบากดินในจาน ด้วย Grooving Tool ให้เป็นร่องในครั้งเดียวจนเห็นพื้นรองจาน และรอยร่องนี้จะแบ่งดินออกเป็น 2 ข้างเท่า ๆ กัน (ในการบากดินเป็นร่องควรทำครั้งเดียวไม่ควรทำหลายครั้ง เพราะแนวร่องที่ตัดซ้ำจะไม่อยู่ในรอยเดิม ทำให้ยากแก่การสังเกตแนวร่องที่ดินจะไหลมาชนกันจากการตกกระทบของจาน)

4) ทำการหมุนให้จานตกกระทบกับพื้นรองในทันที ซึ่งใช้ความเร็วในการหมุน 1.9 – 2.1 ครั้ง ต่อ 1 วินาที (ประมาณ 2 ครั้ง ต่อ 1 วินาที) โดยนับจำนวนครั้งไว้ด้วย ทำการหมุนจนกระทั่งดินที่ปากไ่วไหลเข้ามาชนกันเป็นระยะทาง $\frac{1}{2}$ นิ้ว 12.7 มิลลิเมตร)

5) ในการหาค่า Liquid Limit จะนับจำนวนการเคาะที่ 25 ครั้ง แล้วดินไหลมาชนกันเป็นระยะทาง $\frac{1}{2}$ นิ้ว (12.7 มิลลิเมตร) พอดีนั้นทำได้ยาก จึงได้มีการกำหนดจำนวน การเคาะครั้งแรก และครั้งต่อ ๆ ไป เพื่อความสะดวก ดังนี้ (ตามมาตรฐาน ASTM D 4318)

จำนวนการเคาะ ครั้งที่ 1	ประมาณ 25 – 35 ครั้ง
จำนวนการเคาะ ครั้งที่ 2	ประมาณ 20 – 30 ครั้ง
จำนวนการเคาะ ครั้งที่ 3	ประมาณ 15 – 25 ครั้ง

6) เมื่อได้จำนวนการเคาะตามที่กำหนด และดินไหลมาชนกันเป็นระยะทาง $\frac{1}{2}$ นิ้ว แล้วทำการตักดินเฉพาะตรงที่ดินไหลมาชนกัน โดยใช้ Spatula ปาดขนานกันให้ระยะห่างพอดีกับระยะที่ดินไหลมาชนกันนี้แล้วจึงตัดหัวท้ายของรอยตัดขาดนี้ในแนวตั้งฉากกัน นำดินที่ถูกตักใส่ในกระป๋อง แล้วนำไปอบเพื่อหาค่าปริมาณความชื้น

7) นำดินที่เหลือในจานออกแล้วนำกลับไปผสมกับดินที่เหลืออยู่ในถ้วยเคลือบ โดยเติมน้ำที่ละน้อย ผสมเข้ากันให้ทั่ว ทำความสะอาดจานของชุดทดสอบ , Grooving Tool, Spatula ให้เรียบร้อย อย่าให้มีเศษดินติดอยู่ พร้อมทั้งทำการทดสอบครั้งต่อไป

8) ทำการทดสอบซ้ำเหมือนขั้นตอนที่ 4) – 7) จนกระทั่งครบตามจำนวนตัวอย่างดินที่ต้องการทดสอบ

9) นำข้อมูลที่จำนวนการเคาะ (N) และปริมาณความชื้น (Water Content, w%) ไปเขียนกราฟในกระดาษกราฟ Semi – Log โดยให้จำนวนการเคาะ (N) อยู่ในแนว แกน X (Scale Log) และปริมาณความชื้น (Water Content, w%) อยู่ในแนวแกน Y แล้วลากเส้นตรงผ่านจุดเหล่านั้น

10) จากจำนวนการเคาะ 25 ครั้ง ให้ลากเส้นตรงในแนวตั้งตัดเส้นกราฟที่ได้เขียนไว้ แล้วลากเส้นขนานแนวราบไปตัดแกน Y ค่าปริมาณความชื้นที่ได้นี้คือ ค่า Liquid Limit, L.L. ดังแสดงในรูปที่ 3.14

ขั้นตอนการทดสอบ Plastic Limit

1) นำดินที่เตรียมไว้สำหรับการหาค่า Liquid Limit นำมาประมาณ 20 กรัม ผสมกับน้ำให้เข้ากัน พยายามหามาที่สุด แล้วปั้นเป็นก้อนกลม เส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 10 มิลลิเมตร

2) นำไปคลึงบนแผ่นกระจกในอัตรา 80 – 90 ครั้ง/นาที จนกระทั่งเป็นเส้นกลมยาว เส้นผ่านศูนย์กลาง 1/8 นิ้ว (3.2 มิลลิเมตร) แล้วให้เกิดรอยแตกเล็ก ๆ ทั่วไป จึงจะนำตัวอย่างที่ได้ไปใส่กระป๋องเพื่อหาค่าปริมาณความชื้น

3) ทำการทดสอบซ้ำอย่างน้อย 3 – 5 ตัวอย่าง แล้วนำค่ามาเฉลี่ยกัน (ค่าที่จะนำมาเฉลี่ยได้ต้องมีค่าใกล้เคียงกัน คือต่างกันไม่เกิน 2%)



รูปที่ 3.14 แสดงการทดสอบ Liquid Limit

ขั้นตอนการทดสอบ Shrinkage Limit

1) นำดินที่เตรียมไว้จากการหาค่า Liquid Limit มาประมาณ 30 กรัม ผสมกับน้ำให้พอเหลวเพื่อใส่ใน shrinkage Dish ได้ ก่อนทำการทดสอบให้นำ Shrinkage Dish ไปชั่งน้ำหนักก่อน แล้วทาน้ำมันภายในบาง ๆ เพื่อป้องกันดินติดกับ shrinkage Dish เมื่อเวลาดินแห้ง

2) นำดินที่ผสมแล้วใส่ลงใน Shrinkage Dish จำนวน 3 ชั้น เท่า ๆ กัน และทำการเคาะ Shrinkage Dish เมื่อใส่ดินในแต่ละชั้น เพื่อให้ฟองอากาศออกจากดิน ทำการปรับผิวหน้าดินให้เรียบเสมอกวบของ Shrinkage Dish แล้วนำไปชั่งน้ำหนัก ปล่อยให้วางไว้ในอากาศ (อุณหภูมิห้อง) ประมาณ 3 – 6 ชั่วโมง ให้สีของดินเปลี่ยนเป็นสีอ่อน จึงค่อยนำเข้าเตาอบ ที่อุณหภูมิ $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ ทิ้งไว้ประมาณ 1 คืน (เพราะถ้ารีบนำเข้าเตาอบจะทำให้ดินแตกเมื่อดินแห้ง)



รูปที่ 3.15 แสดงการทดสอบ Plastic Limit

3) นำ Shrinkage Dish ออกจากเตาอบ ทิ้งไว้ให้เย็นลงสักครู่ แล้วจึงค่อยจุ่มมาชั่งน้ำหนัก

4) การหาปริมาณก้อนดินเปียกทำได้โดย นำเอาก้อนดินแห้งออกจาก Shrinkage Dish แล้วใส่ปรอทลงใน Shrinkage Dish จนเต็ม วางด้วยบรรจุปรอทในถ้วยกระเบื้อง ใช้แผ่นกระจกที่มีสามขาตกลงบนขอบด้วยบรรจุปรอท ปรอทส่วนเกินจะล้นออกมาอยู่ในถ้วยกระเบื้องปริมาณปรอทจะเท่ากับขอบด้วยพอดี นำ Shrinkage Dish ที่บรรจุปรอทนำขึ้นซึ่งจะได้น้ำหนักรวมของ Shrinkage Dish + ปรอท เสร็จแล้วเทปรอทออกจาก Shrinkage Dish ซึ่งเราสามารถหาน้ำหนักปรอทใน Shrinkage Dish ซึ่งสามารถนำไปหาปริมาณที่เท่ากับก้อนดินเปียกได้ (นั่นก็คือการหาปริมาณของ Shrinkage Dish นั้นเอง)

5) การหาปริมาณก้อนดินแห้งได้โดย วาง Shrinkage Dish ที่บรรจุปรอทเต็มลงในถ้วยกระเบื้อง นำตัวอย่างดินที่อบแห้งแล้วมาวางบนปรอทใน Shrinkage Dish แล้วจึงนำแผ่นกระจกที่มีสามขาคลไ้ดินจมลงไป จนปรอทส่วนเกินล้นออกจากถ้วย ชั่งน้ำหนัก Shrinkage Dish + ปรอท ที่เหลือเพื่อนำไปหักออกจาก Shrinkage Dish + ปรอท จะได้น้ำหนักปรอทที่ถูกแทนที่เพื่อแปลงเป็นปริมาณก้อนดินแห้ง



รูปที่ 3.16 แสดงการหาปริมาตรก้อนดินแห้ง

3.3.7 การทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ

การเตรียมตัวอย่างเอใช้ในการทดลอง

1) ตัวอย่างดินมาตัดแต่งลงใน Consolidation ring

2) วัดขนาดตัวอย่างและชั่งน้ำหนักเพื่อจะคำนวณหาความหนาแน่นและต่อไป ส่วน

ดินที่เหลือจากการตัดแต่งให้นำไปหาความชื้น ซึ่งเป็นความชื้นของตัวอย่างก่อนทดลอง

วิธีการทดสอบ (ทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ ตามมาตรฐาน ASTM D 2435-96)

1) เตรียมน้ำหนักที่ได้จากคำนวณเพื่อนำมาแขวนที่กานในแต่ละชั้นของการเพิ่ม

น้ำหนัก



รูปที่ 3.17 แต่งดินลงใน Consolidation ring

2) หมุนปรับลูกตุ้มถ่วงน้ำหนัก (Counterbalance Weight) ให้แนวคาน สมดุลและขนานกับแนวราบโดยสังเกตจาก ระดับน้ำฟองยาวที่ติดตั้งไว้ที่คาน จากนั้นหมุนสกรูให้ไปยันกับด้านล่างของคานและหมุนสกรูให้ไปยันกับด้านล่างของคาน



รูปที่ 3.18 หมุนปรับลูกตุ้มถ่วงน้ำหนัก (Counterbalance Weight)

3) วางน้ำหนักในชั้นแรก ลงบนที่แขวนน้ำหนักแล้ว ตรวจสอบความความพร้อมก่อนการปล่อยน้ำหนัก โดยให้ปลายของ Dial gauge ยันกับ Loading stem พร้อมปรับเข็มหน้าปัดของ Dial gauge ให้อยู่ที่ศูนย์

4) หมุนที่รับคานงัด (Beam support jack) ลงให้สุดพร้อมกับเริ่มจับเวลา ที่เวลาต่างๆ ดังนี้ 15, 30 วินาที 1, 2, 4, 8, 15, 30 นาที 1, 2, 4, 24 ชั่วโมง และบันทึกค่าการทรุดตัวจาก Dial gauge ตามเวลาที่ได้กำหนดไว้ แล้วนำค่าที่ได้ไป Plot กราฟ โดยวิธี Square Root Time หรือ Log Time



รูปที่ 3.19 วางน้ำหนักและพร้อมปรับเข็มหน้าปัดของ Dial gauge ให้อยู่ที่ศูนย์

5) หลังจากปล่อยน้ำหนักครบ 24 ชั่วโมง จึงทำการเพิ่มน้ำหนักขึ้นไป โดยการหมุนที่รองรับคานขึ้นมาและที่ได้คานพอดี แล้วนำน้ำหนักขึ้นไปมาแขวนที่แผ่นรับน้ำหนัก พร้อมกับเอาน้ำหนักเดิมออก รอจับเวลาปล่อยน้ำหนักเพื่อ อ่านค่าการทรุดตัวที่ระยะเวลาต่างๆเหมือนขั้นตอนที่ 4

6) เมื่อเพิ่มน้ำหนักถึงขั้นสุดท้ายแล้วจากนั้นทำการถอนน้ำหนักออกทีละระดับโดยแต่ละระดับให้ใช้เวลาประมาณ 6 – 8 ชั่วโมง แล้วบันทึกค่าการบวมตัวทุกระดับจนหมดน้ำหนัก

7) หลังจากทดสอบตัวอย่างดินเรียบร้อยแล้ว ให้ถอด Consolidation Cell ออกเพื่อนำตัวอย่างดินที่อยู่ในCutting Ring มาชั่งน้ำหนักแล้วนำตัวอย่างดินไปอบหาความชื้นหลังการทดสอบ



รูปที่ 3.20 Consolidation Cell

การเลือกน้ำหนักที่แขวน

- 1) จากข้อมูลชั้นดินคำนวณหาค่า $\sigma'_{VO} = \gamma \times D$, Kg/cm²
- 2) คำนวณหาค่า $\sigma'_{v0}, \frac{1}{4} \sigma'_{v0}, \frac{1}{2} \sigma'_{v0}, \sigma'_{v0}, \sigma'_{v0}, 4 \sigma'_{v0}, 8 \sigma'_{v0}, 16 \sigma'_{v0}, 32 \sigma'_{v0}$
- 3) คำนวณหา Load ที่จะใช้แขวนคานในแต่ละขั้นของการให้ Load

$$\text{Load} = \frac{\sigma' A}{R} \text{ kg.} \quad (3.1)$$

เมื่อ

Load = น้ำหนักที่แขวนปลายคาน (Applied Load, kg)

σ = แรงดันกดทับ (Applied Pressure, kg/cm²)

A = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ (Area of Sample, cm²)

R = อัตราส่วนแทนน้ำหนักของคาน (Beam Ratio) สมมุติใช้ 10:1 ($R=10$)

4) เลือกน้ำหนักที่จะใช้แขวนจริงให้ใกล้เคียงกับน้ำหนักที่คำนวณได้ เนื่องจากค้อนน้ำหนักที่ใช้จะเป็นจำนวนเต็ม

5) ย้อนหา Stress ที่เกิดขึ้นจริงบนตัวอย่างดินใน Consolidation Cell $= \frac{Load \cdot R}{A}$, kg/cm^2

การคำนวณค่าที่ได้จากการทดลอง

เขียนกราฟซึ่งประกอบด้วย กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Strain กับ Root Time, กราฟ แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio, e กับ Pressure (Stress) (Log scale) เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันสูงสุด P'_c และรายละเอียดของตัวอย่างดินที่ใช้ในการคำนวณเรียบร้อยแล้วนำมาคำนวณหาค่าต่างๆได้ดังนี้

1) ค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัว C_v

การหาค่า C_v โดยวิธี Square Root Time (t)

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t} = \frac{0.848 \cdot H^2}{t_{90}} \quad (3.2)$$

เมื่อ

T_v = Time Factor (ดูได้จากตารางที่ 12.1 เมื่อทราบค่า U_v)

U_v = เปอร์เซนต์การยุบอัดตัว

H = ระยะทางที่น้ำระบายออก (Drainage Path) เป็นระยะที่มากที่สุดที่น้ำสามารถระบายออกไปจากตัวอย่างดินได้ ในการทดสอบ H จะมีค่าเท่ากับ ครึ่งหนึ่งของความสูงของตัวอย่างดิน $\left(\frac{h}{2}\right)$

T = ระยะเวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวของดิน

2) หาค่าดัชนีของความกดอัด, C_c

C_c = ความชันของกราฟระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง Void Ratio กับ $\log P'$ ในช่วงที่เป็นเส้นตรง (Normal Consolidation)

C_c = Slope

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log P'_2 - \log P'_1} = \frac{\Delta_e}{\log \left(\frac{P'_2}{P'_1} \right)} \quad (3.3)$$

เมื่อ e_1 = อัตราส่วนช่องว่างที่เกิดขึ้นที่แรงกดอัด P'_1
 e_2 = อัตราส่วนช่องว่างที่เกิดขึ้นที่แรงกดอัด P'_2

3) ค่าสัมประสิทธิ์ความสามารถในการยุบตัว, m_v

$$m_v = \frac{1}{H} \times \frac{\Delta h}{\Delta P} \quad (3.4)$$

เมื่อ H = ความหนาของตัวอย่างดินในวงแหวนก่อนทดสอบ

Δh = ระยะยุบตัวของดิน

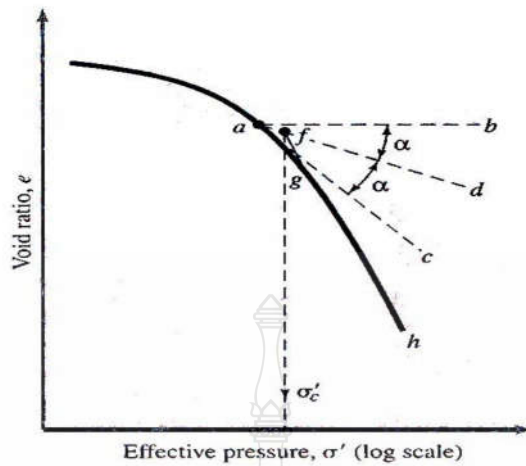
ΔP = ความแตกต่างของน้ำหนัก = $P_2 - P_1$

4) ค่าหน่วยแรงดันสูงสุด (P'_c) — Reconsolidation Pressure or Maximum

Recompression ค่าหน่วยแรงดันสูงสุด เป็นค่าหน่วยแรงดันที่ดินเคยได้รับมาจากหน่วยแรงกดต่างๆ ไม่ว่าจะจากชั้นดินหรือสิ่งที่กดทับที่อยู่เหนือขึ้นไป หรือจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งดินจะจัดเรียงตัวให้แน่นที่สุดตามสภาพแวดล้อมต่างๆ ที่เกิดขึ้น เมื่อดินมีเสถียรภาพอยู่ได้ตามธรรมชาติ ค่าหน่วยแรงดันสูงสุดจะอยู่ในสภาพ Effective Stress ซึ่งเป็นค่าหน่วยแรงดันโดยเนื้อแท้ของดิน การหาค่าหน่วยแรงดันสูงสุดของดินสามารถหาได้จากการเขียนกราฟ Semi - log ของความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างของดิน (Void Ratio, e) กับหน่วยแรงกดที่ถูกกระทำจากการใส่ น้ำหนัก (Pressure, P) มีวิธีการหาค่าดังนี้

- เลือกจุดที่มีรัศมีน้อยที่สุดบนเส้น Consolidation Curve (จุด a)
- ลากเส้นในแนวอนจากจุด a (เส้นตรง ab)
- ลากเส้นสัมผัสโค้งที่จุด a (เส้นตรง ac)
- ลากครึ่งมุมจากการตัดกันของทั้งสองเส้น ($\alpha/2$)
- ลากเส้นตรงจากส่วนของกราฟที่เป็นเส้นตรงมาตัดกับเส้นแบ่งครึ่งมุมที่จุด f
- จากนั้นลากเส้นตรงที่จุด f ลงมาตามแนวตั้งจะได้ค่าหน่วยแรงดันสูงสุดใน

อดีต, σ'_c

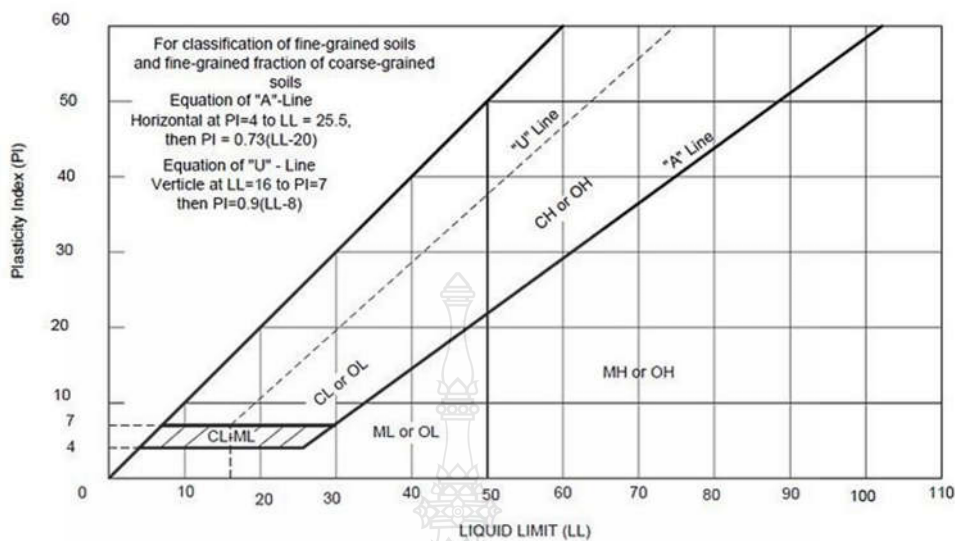


รูปที่ 3.21 การหาค่าหน่วยแรงดันสูงสุดในอดีต

3.3.8 การจำแนกประเภทดิน

การจำแนกประเภทของดินนั้นต้องมีการทดสอบหาคุณสมบัติต่างๆของดินก่อนเพื่อใช้ในการพิจารณาการแบ่งประเภทดิน ดังนั้นเมื่อได้ผลกาทดสอบก็สามารถแบ่งชนิดของดินได้โดยประเภทของดินนั้นสามารถแบ่งได้ออกเป็น 2 ประเภทใหญ่ๆ คือ ชนิดที่มีเม็ดหยาบกับชนิดที่มีเม็ดละเอียดโดยในกลุ่มดินประเภทเดียวกันมักมีคุณสมบัติที่ใกล้เคียงกัน โดยในที่นี้จะใช้ระบบการจำแนกประเภทดินเอกภาพ (Unified soil classification system) ซึ่งการศึกษาคุณสมบัติดินในการทำวิทยานิพนธ์นี้เป็นการศึกษาคุณสมบัติดินภายในสระเก็บน้ำพระราม 9 ซึ่งโครงสร้างดินเป็นดินเหนียวมีลักษณะเป็นเม็ดละเอียด ดังนั้นการจำแนกประเภทดินโดยระบบ Unified จะจำแนกดินเม็ดละเอียดโดยอาศัยแผนภูมิความเหนียวดังรูปที่ 3.22 ซึ่งถือเป็นหัวใจสำคัญในการจำแนกประเภทดินของดินเม็ดละเอียดโดยใช้กระบวนการของระบบนี้จากรูปที่ 3.22 เป็นแผนภูมิที่ใช้ในการแบ่งประเภทของดินเม็ดละเอียด ซึ่งจะใช้การพล็อตหาความสัมพันธ์ระหว่างขีดจำกัดเหลว (Liquid limit) กับดัชนีความเหนียว (Plastic index) ในการแบ่งประเภทดินซึ่งแผนภูมินี้สามารถแบ่งประเภทดินได้ดังนี้

- 1) เหนือเส้น A-LINE ที่ LL. น้อยกว่า 50 จะเป็นดินประเภท CL หรือ OL
- 2) เหนือเส้น A-LINE ที่ LL. มากกว่า 50 จะเป็นดินประเภท CH หรือ OH
- 3) ใต้เส้น A-LINE ที่ LL. น้อยกว่า 50 จะเป็นดินประเภท ML หรือ OL
- 4) ใต้เส้น A-LINE ที่ LL. น้อยกว่า 50 จะเป็นดินประเภท MH หรือ OH
- 5) เหนือเส้น A-LINE ที่ PI. มีค่าอยู่ในช่วง 4 ถึง 7 นั้น จะเป็นดินประเภท CL-ML



รูปที่ 3.22 แผนภูมิความเหนียว (Plasticity Chart) [22]

3.3.9 การทดสอบแรงเฉือนแบบไม่ถูกจำกัด Unconfined Compression Test (D 2166-00)

การเตรียมตัวอย่างการทดสอบตัวอย่างดินคงสภาพ

1) นำตัวอย่างดินคงสภาพ ซึ่งอาจห่อหุ้มเทียนหรือฟุ้งเอาออกจากกระบอกเก็บตัวอย่างมาตัดแต่งให้เป็นรูปทรงกระบอก โดยที่ความสูงของตัวอย่างต้องมากกว่า 2 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางการตัดแต่งต้องกระทำด้วยความระมัดระวัง โดยใช้เลื่อยเส้นลวดและเครื่องตัดแต่งตัวอย่างดิน

2) ใช้กระบอกผ่า (Spilt Mold) หุ้มตัวอย่างแล้วตัดส่วนล่างและส่วนบนของตัวอย่างให้ได้ความยาวตามต้องการ แล้วทำการวัดขนาดที่แน่นอน โดยใช้เวอร์เนีย ความสูงควรวัดอย่างน้อย 3 ค่ารอบตัวอย่าง เช่นเดียวกับเส้นผ่านศูนย์กลางก็ควรวัดตอนบน ตอนกลาง และตอนล่าง เพื่อนำค่าเหล่านี้มาหาค่าเฉลี่ยต่อไป

3) จัดวางตัวอย่างลงบนเครื่องทดสอบ จัดให้ได้ศูนย์กลางของแนวคดปกติ มักจะมีแผ่นพลาสติกกลมประกบไว้ทั้งด้านล่างและด้านบนเพื่อลดความฝืดที่ไม่ต้องการ แล้วจัด Dial Gauge สำหรับวัดการหดตัวให้เข้าที่ โดยเริ่มตั้งแต่ที่เลขศูนย์เพื่อสะดวกในการอ่านก็ได้

ขั้นตอนการทดสอบ

1) เป็นกคของเครื่องจะต้องสัมผัสตัวอย่างพอดี

2) Dial Gauge สำหรับวัดการหดตัวและวัดแรง (ใน Proving Ring) ให้ปรับค่าเริ่มต้นอยู่ที่ศูนย์

3) ในกรณีที่เครื่องทดสอบแบบมือหมุน ผู้ทดสอบจะต้องซ้อมหมุนให้ได้อัตราทดตามต้องการ (ในกรณีที่ยังไม่มีตัวอย่างดิน)

4) เริ่มการกดตัวอย่างโดยให้อัตราการกดคงที่ (การเคลื่อนที่แนวตั้งของเครื่องให้อยู่ในช่วง 0.02 ถึง 0.1 นิ้วต่อนาที ปรกติใช้ 0.05 นิ้วต่อนาที) ตามความเหมาะสมในช่วงการอ่านต่าง ๆ กัน

5) บันทึกข้อมูลจากวงแหวนวัดแรงทุก ๆ การหดตัว 0.005 นิ้ว ของตัวอย่าง (อาจใช้ 0.02 นิ้วในกรณีตัวอย่างเป็นดินเปราะ)

6) เมื่อแรงในวงแหวนวัดแรงเพิ่มขึ้นไปสูงสุดแล้วจึงเริ่มลดลง ซึ่งแสดงว่าถึงจุดสูงสุดของกำลังของดิน ให้ยังอ่านผลต่อไปจนเห็นแนวเฉือน (Failure Plane) บนตัวอย่างได้ชัดเจน ในบางกรณีที่ไม่มีรอยเฉือนปรากฏชัด เช่น ตัวอย่างดินเปลี่ยนสภาพ ให้ทดสอบจนการหดตัวถึงประมาณ 20% ของความสูงตัวอย่าง

7) วาดรูปลักษณะการเกิดรอยเฉือน และวัดมุมที่รอยแอนทำกับแนวราบ

8) ตัวอย่างดินที่ทำการทดสอบเสร็จแล้วต้องนำไปชั่งและเข้าเตาอบเพื่อหาปริมาณความชื้น (Moisture Content)

3.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง

ในหัวข้อนี้กล่าวถึงการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ทั้งหมด 4 หน้าตัดในสระเก็บน้ำที่ 1 และ 5 หน้าตัดในสระเก็บน้ำที่ 2 แผนทีบริเวณหน้าตัดทำการวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 3.23 แบ่งการวิเคราะห์ 2 กรณี ทำการวิเคราะห์ 2 กรณี แตกต่างกันที่อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) แสดงในรูปที่ 3.25 อัตราการส่วนลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, DR) แสดงในรูปที่ 3.26

ในกรณีที่ 1 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 1.00 พิจารณาว่าการลดลงของระดับน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ระดับน้ำใต้ดินบริเวณลาดตลิ่งอยู่ที่ระดับน้ำแรกเริ่มก่อนระดับน้ำ ในสระเก็บน้ำจะลดลง ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินไม่สามารถระบายออกได้ทันเวลาพิจารณาแบบ Short-term พฤติกรรมวัสดุแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, R) = 1.00 ม./วัน

ในกรณีที่ 2 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 0.10 การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเกิดขึ้นยาวนาน พิจารณาแบบ Long-Term แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินสามารถระบายออกได้ พฤติกรรมวัสดุแบบระบายน้ำ (Drained) อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 0.10 ม./วัน

ทั้งสองกรณีกำหนดให้มีการลดลงของระดับน้ำจาก +2.00 ม.(ร.ส.ม.) ถึง -2.00 ม.(ร.ส.ม.) แสดงผลอัตราส่วนความปลอดภัยต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (Drawdown Ratio = L/H) ที่ 1.00, 0.75, 0.50 และ 0.25 โดยการวิเคราะห์แบ่งเป็น 2 ประเด็น ได้แก่การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งและเสถียรภาพของลาดตลิ่ง การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ในบทความวิจัยนี้นำเสนอการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์จากโปรแกรม PLAXIS 2D 2012 วิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) จากโปรแกรม GeoStudio 2004 และวิธี Phi/C Reduction จากโปรแกรม PLAXIS 2D 2012 และโดยจะกล่าวรายละเอียดในหัวข้อ 3.5 และ 3.6 ตามลำดับ และตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งในกรณีขั้นตอนการก่อสร้างและการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำด้วยวิธี Phi/C Reduction โดยโปรแกรม PLAXIS 2D ในภาคผนวก ฉ

3.4.1 เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด

รวบรวมเกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดแดงไว้ในตารางที่ 3.2 ถึงตารางที่ 3.4 การพิจารณาใช้เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆดังต่อไปนี้

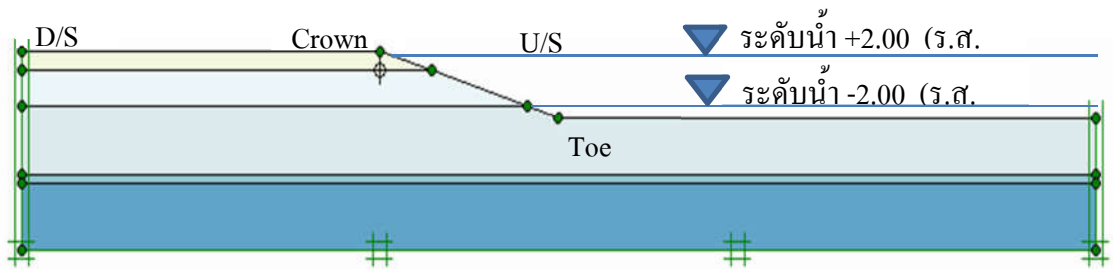
- ความมั่นใจในข้อมูลที่ได้มาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบ
- ช่วงเวลาใช้งานหรือช่วงเวลาความเสี่ยงที่อาจเกิดขึ้นในช่วงกรณีวิกฤติต่างๆ
- ผลเสียหายที่อาจเกิดขึ้นภายหลังถ้ามีการพิบัติ
- ฝีมือหรือคุณภาพการทำงานและการควบคุมในระหว่างก่อสร้าง

ในงานวิจัยครั้งนี้ใช้เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดจากตารางที่ 3.4

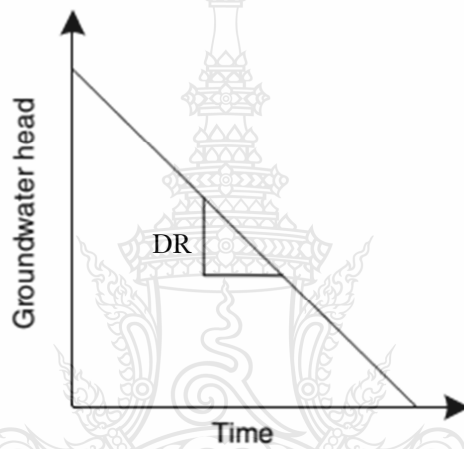
Case 4 Rapid Drawdown Condition Static อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดเท่ากับ 1.3



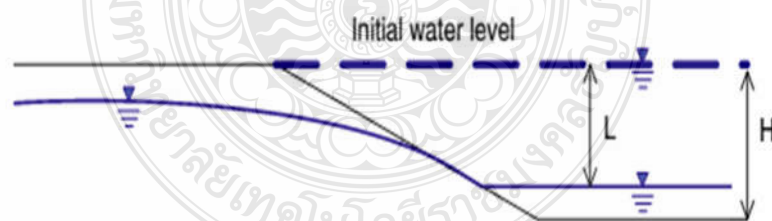
รูปที่ 3.23 แผนที่บริเวณหน้าตัดทำการวิเคราะห์



รูปที่ 3.24 รูปแสดงตัวอย่างหน้าตัดในการวิเคราะห์



รูปที่ 3.25 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, DR)



รูปที่ 3.26 อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (Drawdown ratio = L/H)

ตารางที่ 3.2 เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด[40]

CASE	DESIGN	CONDITION	JAPAN (1)	ICOLD (2)	Corp.of ENG. (3)	SCDWR (4)	US. Federal (5)
1	End of	Static	-	1.3	1.3	1.3	1.3
	Construction	Earthquake	1.2	1	1	-	-
2	Max. Water	Static	1.2	1.5	1.4	-	-
	level	Earthquake	-	1	-	-	-
3	Normal Water	Static	-	-	1.5	1.5	1.5
	Level	Earthquake	1.2	-	-	1.1	1
4	Rapid	Static	-	1.2	1.2	1.2	-
	Drawdown	Earthquake	1.2	-	-	-	-
5	intermediate	Static	-	1.5	1.5	1.5	1.5
	water level	Earthquake	1.2	1	1	1.1	1

- 1) Design Criteria of Ministry of Construction
- 2) International Commission on Large Dam
- 3) Corp of Engineers (America)
- 4) State of California Department of Water Resources
- 5) United State Federal Register (1977)

ตารางที่ 3.3 เกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด[41]

เสถียรภาพของ	การวิเคราะห์	FS
งานขุดชั่วคราวและคันดินถม	วิเคราะห์ด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (C_u)	1.1 ถึง 1.3
งานขุดถาวร	วิเคราะห์ด้วยมุมเสียดทานสภาวะวิกฤติ (ϕ'_{cs})	1.2 ถึง 1.4
ฐานรากของคันดินถม	วิเคราะห์ด้วย C_u หรือ ϕ'	1.2 ถึง 1.5
คันดินถม (ดินบดอัด)	วิเคราะห์ด้วย ϕ'	1.2 ถึง 1.4
ดินถมบนระนาบวิบัติเก่า	วิเคราะห์ด้วยมุมเสียดทานคงค้าง (ϕ'_p)	ธรรมชาติ

ตารางที่ 3.4 อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดของเขื่อนดินในประเทศไทย[40]

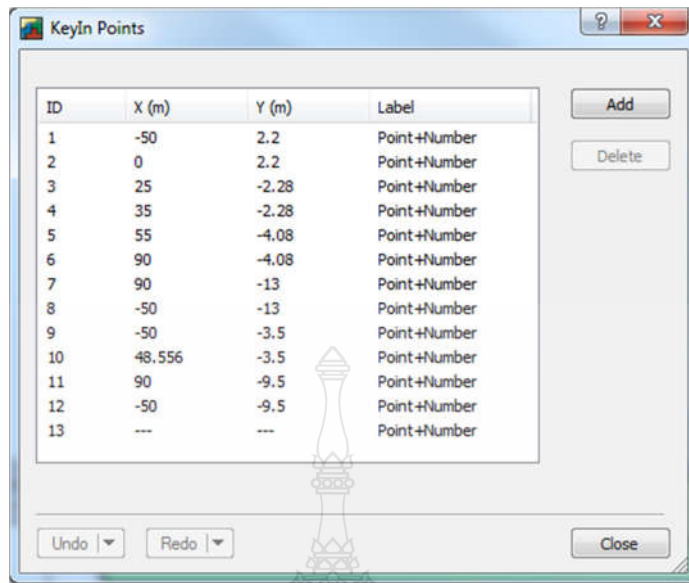
CASE	DESIGN	CONDITION	เขื่อนใหญ่	เขื่อนเล็ก
1	End of Construction	Static	1.3	1.5
		Earthquake	1.1	-
2	Max. Water level	Static	1.5	1.5
		Earthquake	1.1	-
3	Normal Water Level	Static	1.5	1.5
		Earthquake	1.2	-
4	Rapid Drawdown	Static	1.3	1.3
		Earthquake	1.1	-
5	intermediate water level	Static	1.5	-
		Earthquake	1.2	-

3.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัด (LEM) โดยโปรแกรม SLOPE/W

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีสมมูลจำกัด(LEM) โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W เลือกใช้วิธี Bishop's simplified method เป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยแบ่งมวลดินออกเป็นชั้นๆ คัดสมมูลของโมเมนต์ของแต่ละแท่งดินและนำเอาแรงด้านข้างที่กระทำต่อแท่งดินมาพิจารณาด้วย

3.5.1 การกำหนดพิกัดในหน้าตัดลาดตลิ่ง

แบบจำลองจะมีลักษณะเป็นสองมิติมีขนาดความกว้างตามแนวแกน X และความลึกตามแนวแกน Y การวาดเส้นรูปร่างในแบบจำลองโดยใช้คำสั่ง KeyIn Points ป้อนข้อมูลพิกัดแกน X Y



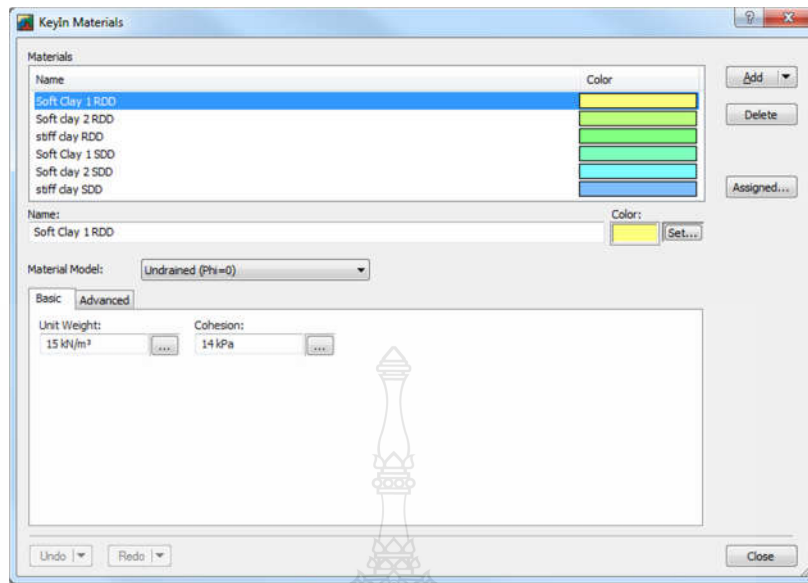
รูปที่ 3.27 แสดงตัวอย่างการใช้คำสั่ง KeyIn Points ป้อนข้อมูลพิกัดแกน X Y

3.5.2 การใส่คุณสมบัติชั้นดิน

ข้อมูลคุณสมบัติของชั้นดิน ค่าหน่วยน้ำหนักของดิน ค่ากำลังรับแรงเฉือน และมุมเสียดทาน สามารถหาค่าได้จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินและการทดสอบคุณสมบัติของดินในหัวข้อที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ ในกรณีที่ 1 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 1.00 เลือกใช้ Material Model รูปแบบ Undrained (Phi=0) และในกรณีที่ 2 อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 0.10 เลือกใช้ Material Model รูปแบบ Mohr-Coulomb

3.5.3 ขั้นตอนในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการลดลงระดับน้ำ วิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Analysis Type วิธี Bishop, Ordinary and Janbu สุ่มแนวระนาบเลื่อนไหลแบบ Grid and Radius โดยใช้การจำลองระดับน้ำเปลี่ยนแปลงและระดับน้ำในลาดตลิ่งด้วยโปรแกรม SEEP/W



รูปที่ 3.28 แสดงตัวอย่างการใส่ข้อมูลดิน

3.5.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีสมมูลจำกัด(LEM) โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W

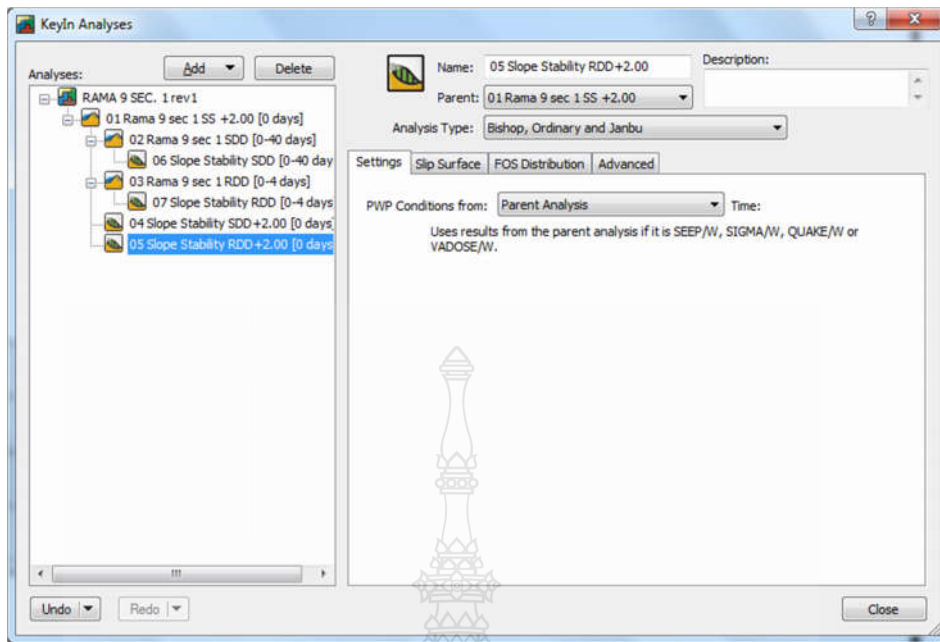
การวิเคราะห์ด้วยวิธีสมมูลจำกัด(LEM) โดยใช้โปรแกรม SLOPE/W เลือกใช้วิธี Bishop's simplified method เป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยแบ่งมวลดินออกเป็นชั้นๆ คัดสมมูลของ โมเมนต์ของแต่ละแท่งดินและนำเอาแรงดันข้างที่กระทำต่อแท่งดินมาพิจารณาด้วย สมการในการหา อัตราส่วนความปลอดภัยของ(FS) Bishop's simplified โดยไม่นำแรงดันน้ำในมวลดินมาพิจารณาดังนี้

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{c \beta + W \tan \theta - \frac{c \beta}{FS} \sin \alpha \tan \theta}{m_\alpha} \quad (3.2)$$

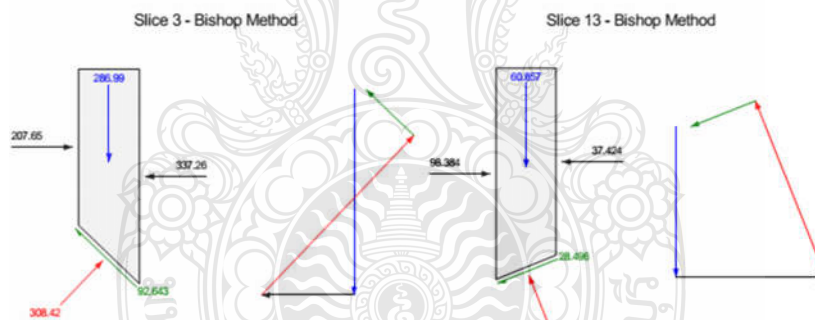
เทอมของ m_α สามารถหาได้จาก

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \theta}{FS} \quad (3.3)$$

ในการหาอัตราส่วนความปลอดภัย โปรแกรม SLOPE/W จะทำการเดาค่า m_α โดยการทำซ้ำไปเรื่อยๆ จนกว่า FS ทั้งสองข้างเท่ากัน จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยอัตราส่วนความปลอดภัย แสดง free body diagram และแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นดังรูปที่ 3.30



รูปที่ 3.29 การกำหนดเงื่อนไขในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม GeoStudio



รูปที่ 3.30 แสดง free body diagram และแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นด้วยวิธี Bishop's Simplified Method

3.6 การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งด้วยวิธี Phi/C Reduction โดยโปรแกรม PLAXIS 2D

ในขั้นตอนของการสร้างรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ตลอดจนการวิเคราะห์ผลที่ได้โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ PLAXIS 2D เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งเป็นโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element) ที่ใช้จำลองและวิเคราะห์ปัญหาทางธรณีเทคนิคที่เป็นที่นิยมใช้กันและยอมรับในปัจจุบัน

สามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินถมและดินฐานรากที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความลาดชันและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำโดยการจำลองรูปแบบของปัญหาให้อยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์แล้วกำหนดน้ำหนักที่กระทำต่อแบบจำลองจากนั้นก็ให้โปรแกรมทำการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยสามารถแสดงเป็นตารางและกราฟของแรงการทรุดตัว การเคลื่อนตัวของดิน และสามารถเลือกพิจารณาแนวแรงได้ตามต้องการ

ลักษณะและความสามารถโดยทั่วไปของโปรแกรม PLAXIS 2D (ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดดิน) มีดังต่อไปนี้

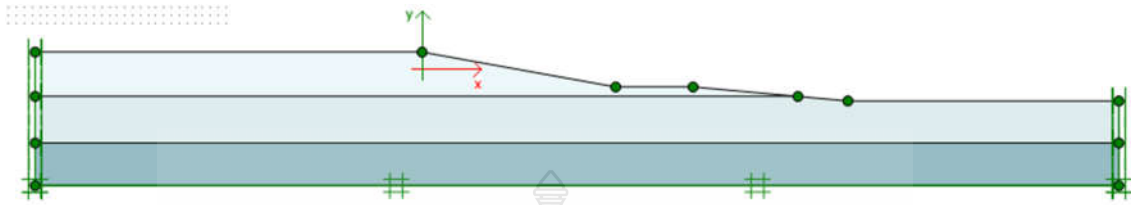
- 1) การวิเคราะห์ที่อยู่บนพื้นฐานของการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบไฟไนต์เอลิเมนต์
- 2) สามารถกำหนดชั้นดินที่แตกต่างกันได้หลายชั้น(Multi-layered soil)
- 3) สามารถวิเคราะห์ผลกระทบของความดันน้ำได้โดยกำหนดให้อยู่ในรูปของ Pore Water Pressure Ratio (r_u) และ Phreatic Surface
- 4) สามารถวิเคราะห์ผลกระทบจากแผ่นดินไหวในแนวตั้งและแนวราบได้ (Vertical and Horizontal seismic acceleration)
- 5) สามารถหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยได้โดยอัตโนมัติ
- 6) สามารถหาปริมาณการเคลื่อนตัวของลาดค้ำทั้งในแนวตั้งและแนวราบ
- 7) สามารถหาค่าแรงดันน้ำในมวลดินที่เกิดขึ้น
- 8) มี User Interface ที่ง่ายและสะดวกต่อการใช้งาน
- 9) สามารถใช้งานได้บนหลายๆ Platform เช่น Windows xp, Windows 7

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดค้ำสระเก็บน้ำพระราม 9 ทำการจำลองในลักษณะแบบจำลองสองมิติ ทางด้านคุณสมบัติของดินใช้ลักษณะแบบ Mohr-coulomb จากข้อมูลที่ได้จากการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการ หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดค้ำสระเก็บน้ำพระราม 9 โดยใช้โปรแกรม PLAXIS 2D มีขั้นตอนทั้งหมดดังจะกล่าวต่อไปตามลำดับ

3.6.1 การกำหนดพิกัดในหน้าตัดลาดค้ำ

แบบจำลองจะมีลักษณะเป็นสองมิติมีขนาดความกว้างตามแนวแกน X และความลึกตามแนวแกน Y การวาดเส้นรูปร่างในแบบจำลองโดยใช้คำสั่ง Geometry Line วาดตามข้อมูลหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 หรือใช้การป้อนข้อมูลพิกัดแกน X Y ในตารางลักษณะของขอบเขตการวิเคราะห์(Boundary Condition) สามารถตั้งค่าได้โดยคำสั่ง Standard Fixities โดยปกติโปรแกรมจะกำหนดขอบเขตทางด้านซ้ายและขวาของแบบจำลองให้สามารถเคลื่อนตัวได้ในแนวตั้งและไม่ให้มี

การเคลื่อนตัวในแนวราบ ส่วนด้านล่างสุดของแบบจำลองจะกำหนดไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นไม่ว่าในแนวใดๆ



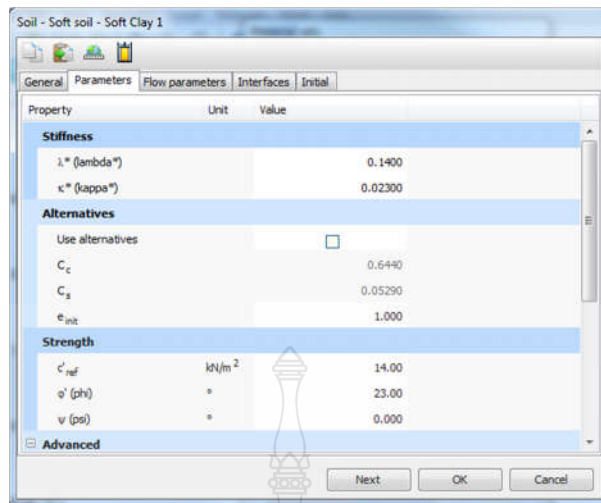
รูปที่ 3.31 แสดงการวาดแบบจำลอง

3.6.2 การใส่คุณสมบัติชั้นดิน

ข้อมูลคุณสมบัติของชั้นดิน ค่าหน่วยน้ำหนักของดินหรือความหนาแน่น ค่ากำลังรับแรงเฉือน และมุมเสียดทาน สามารถหาค่าได้จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินและการทดสอบคุณสมบัติของดินในหัวข้อที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ และแบบจำลองพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ควรจะเป็นแบบจำลองที่มีพฤติกรรมเดียวกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในชั้นดินหรือใกล้เคียงที่สุดและสามารถนำข้อมูลคุณสมบัติของชั้นดินมาใช้ในการทดสอบที่ไม่ยุ่งยากมากนักดังนี้โดยจะเลือกใช้แบบจำลองต่างๆตามความเหมาะสมต่อไป

1) แบบจำลอง Soft Soil Model

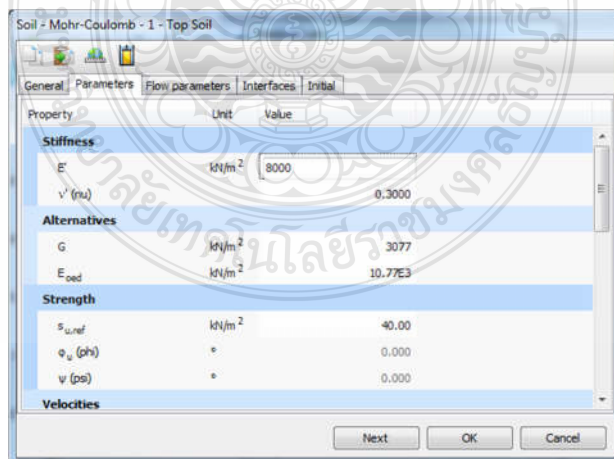
แบบจำลอง Soft Soil Model ถูกใช้เพื่อจำลองพฤติกรรมของชั้นดินอ่อน ซึ่งเป็นดินเหนียวประเภทอัดตัวปกติ (Normally Overconsolidated Clay) และดินเหนียวประเภทอัดตัวเกินปกติเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) นอกจากนี้ก็เกณฑ์การพังทลายของมอร์คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Failure Criteria) สามารถจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวประเภทอัดตัวเกินปกติเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) ได้



รูปที่ 3.32 การใส่พารามิเตอร์แบบจำลอง Soft Soil Model

2) แบบจำลองดินแบบมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Model)

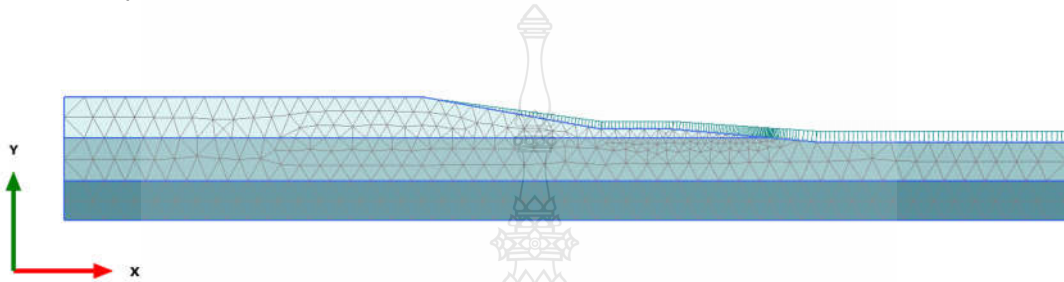
แบบจำลองดินแบบมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Model) เมื่อมีน้ำหนักกระทำและมีความเค้น-ความเครียดเกิดขึ้นในช่วงที่ยังไม่ถึงจุดวิบัติ พฤติกรรมของดินจะเป็นลักษณะของวัสดุยืดหยุ่น (Elastic) เมื่อเอาน้ำหนักกระทำออกความเครียดที่เกิดขึ้นก็จะหมดไป ในขณะที่เมื่อกราฟความเค้น-ความเครียดผ่านจุดวิบัติไปและน้ำหนักที่กระทำออก ก็จะเกิดการเสียรูปแบบถาวรปริมาณหนึ่งที่ไม่สามารถคืนสถานะเดิมได้ (Plastic)



รูปที่ 3.33 การใส่พารามิเตอร์ดินแบบมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Model)

3.6.3 การแบ่งชั้นดินเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh generation)

การสร้างเอลิเมนต์ของชั้นดินนั้น โปรแกรมจะทำการสร้างให้โดยอัตโนมัติ ซึ่งผู้ใช้งานสามารถกำหนดขนาดของเอลิเมนต์ที่เหมาะสมได้ควรกำหนดบริเวณที่ให้ความสนใจเป็นพิเศษมีเอลิเมนต์ขนาดเล็กเพื่อความละเอียดในการวิเคราะห์ส่วนบริเวณที่ไม่ต้องการรายละเอียดมากนักควรกำหนดขนาดเอลิเมนต์ให้ใหญ่กว่าเพื่อความรวดเร็วในการคำนวณของคอมพิวเตอร์การแบ่งชั้นดินออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ



รูปที่ 3.34 แสดงการแบ่งชั้นดินเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh generation)

3.6.4 การสร้างสภาพชั้นดินก่อนการวิเคราะห์ (Initial Condition)

ก่อนเริ่มการวิเคราะห์จำเป็นต้องทำให้โปรแกรมรู้ถึงสภาพความเค้นในมวลดินในปัจจุบันจากอิทธิพลของแรงดึงดูดของโลก เช่น น้ำหนักของดินที่ความลึกระดับต่างๆ แรงดันดินด้านข้าง แรงดันน้ำที่มีอยู่การยอมให้เคลื่อนตัวในแนวต่างๆ

3.6.5 การกำหนดขั้นตอนในการวิเคราะห์

ในโปรแกรม Plaxis แบ่งโหมดในการวิเคราะห์ในกรณีอัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 1.00 ใช้ Classical mode ส่วนในกรณีอัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown Rate, DR) = 0.10 ใช้ Classical mode แบ่งแยกออกเป็นแต่ละ Phase โดยจะเรียงลำดับในการวิเคราะห์ดังนี้

1. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D 2012 ในพฤติกรรมเป็นแบบไม่ระบายน้ำ พื้นฐานที่ใช้วิเคราะห์ประยุกต์มาจากวิชากลศาสตร์ที่เกี่ยวกับความต่อเนื่อง (Continuum Mechanics) สันนิษฐานว่าดินประกอบด้วยโพรงดินและแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลในการคำนวณหาความเครียด แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจริง

แบบจำลองวัสดุเป็นแบบ Nonlinear elasto-plastic ในครั้งนี้ใช้แบบจำลอง มอร์-คูลอมบ์ ในการวิเคราะห์ปัญหาด้วยโปรแกรม Plaxis 2D 2012

2. การยุบอัดตัวคายน้ำ

ในระหว่างการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำค่อยๆลดลง เกิดการยุบอัดตัวคายน้ำ จะเกิดแรงค้ำน้ำเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แรงค้ำน้ำในโพรงดินกระจายออกจากช่องว่างเม็ดดินตามสภาวะการลดระดับน้ำ ทำการวิเคราะห์การยุบอัดตัวคายน้ำควบคู่กับการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวด้วยโปรแกรม Plaxis 2D 2012 ใช้ทฤษฎี Biot's consolidation[9] และพิจารณาพฤติกรรมวัสดุแบบไม่เป็นเส้นตรงในการศึกษาครั้งนี้ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินได้มาจากการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ

3. การวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัย (Safety of Factor)

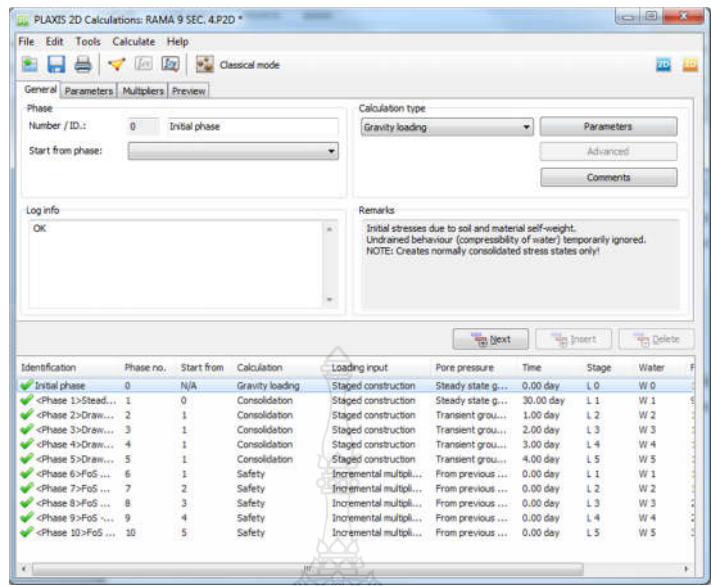
ตัวคูณรวม ΣMsf ที่ใช้ในการกำหนดกำลังของดิน มีขั้นตอนในการวิเคราะห์ดังนี้

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduc}} = \frac{C_{input}}{C_{reduc}} = \frac{Su, input}{Su, reduced} \quad (3.2)$$

โดยที่ ΣMsf เรียกว่า factor of safety (F.S) วิธีนี้เรียกว่า Phi-C reduction โดยวิธีนี้ไม่ต้องกำหนดระนาบผิวการเคลื่อนพังจะสามารถหาระนาบการเคลื่อนพังโดยอัตโนมัติ เพราะฉะนั้นจะสามารถหาระนาบการเคลื่อนพังได้ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง[10]

3.6.6 การแสดงผล

การวิเคราะห์เสถียรภาพของสระเก็บน้ำพระราม 9 โดยโปรแกรม PLAXIS 2D ที่ใช้ในการศึกษานี้สามารถทำการวิเคราะห์หาเสถียรภาพของลาดตลิ่งและวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งได้ซึ่งในโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพต่างๆไปจะวิเคราะห์ได้เพียงเสถียรภาพในรูปของอัตราส่วนความปลอดภัยเท่านั้น ผลของการวิเคราะห์ยังสามารถเรียกดูได้จากส่วนที่เป็น Output Program การแสดงผลการวิเคราะห์สามารถแสดงการเคลื่อนตัวและความเค้น (Stress) ที่เกิดขึ้นในแบบจำลองโดยจะแสดงตำแหน่งของลาดตลิ่งก่อนและหลังเกิดการเคลื่อนตัวเนื่องจากน้ำหนักที่กระทำ



รูปที่ 3.35 แสดงตัวอย่างการแบ่งลำดับเงื่อนไขในการวิเคราะห์



บทที่ 4

ผลการทดลองและวิเคราะห์

ในบทนี้จะกล่าวถึงผลจากการสำรวจภูมิประเทศ ผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินในสนาม ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน ผลการตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 และทำการวิเคราะห์ผล โดยรวบรวมและนำเสนอแบ่งตามหัวข้อที่จะกล่าวดังต่อไปนี้

4.1 ผลการสำรวจภูมิประเทศ

นำผลจากการสำรวจภูมิประเทศบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยการสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounder) วัดหน้าตัดในด้านเดียวกัน ผลการสำรวจพบว่าหน้าตัดที่ 9 มีความชันมากที่สุดเท่ากับ 1:2.24 ถัดมาหน้าตัดที่ 5 และ 6, 7 มีความชันเท่ากับ 1: 2.5 และ 1: 3.00 ส่วนหน้าตัดที่ 9 มีความลาดมากที่สุดเท่ากับ 1:9.04 ทำการเลือกหน้าตัดในการวิเคราะห์ในแต่ละด้านแบ่งเป็น 9 หน้าตัด แสดงหน้าตัดที่ 1 – 9 แสดงไว้ในภาคผนวก ก.

4.2 ผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการและในสนาม

นำผลจากการเจาะสำรวจชั้นดินในสนาม BH-1 ถึง BH-12 และทดสอบคุณสมบัติต่างๆ ของดินมารวบรวมอธิบายลักษณะการเรียงตัวของชั้นดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 และคุณสมบัติพื้นฐานของดินดังนี้

4.2.1 ลักษณะและการเรียงตัวของชั้นดิน

พบว่าจากผิวดินถึงความลึกประมาณ 2.5 ม. เป็นชั้น Weathered Crust เป็นดินเหนียวอ่อนขกเว้น ถัดมาที่ความลึกประมาณ 2.5 ม. ถึงประมาณ 12 ม. เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very soft to Medium Stiff Clay) มีลักษณะสีเทา บริเวณหลุมเจาะ BH-1 และ BH-10 ดินชั้นนี้จะหนาประมาณ 16 ม. ถัดมาที่ความลึกประมาณ 12 ม. ถึง 30 ม. เป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากที่สุด (Stiff to Hard Clay) มีลักษณะ สีเทาและน้ำตาล ที่บริเวณหลุมเจาะ BH- 10 พบชั้นทรายแทรกที่ความลึกประมาณ 16 ม. ถึง 18 ม.

4.2.2 คุณสมบัติพื้นฐานของดิน

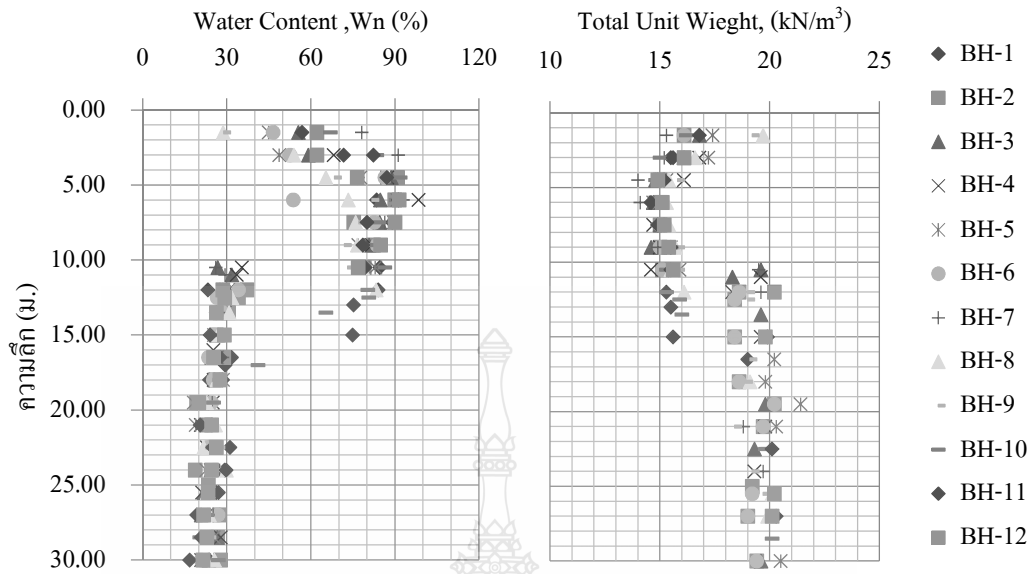
นำผลจากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการของตัวอย่างดินจากหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-12 และทดสอบคุณสมบัติต่างๆของดินมารวบรวมอธิบายลักษณะการเรียงตัวของชั้นดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 แบ่งตามลักษณะชั้นดินดังนี้

1) ชั้น Weathered Crust มีปริมาณความชื้นในมวลดิน (W_n) ประมาณ 28% - 78% ชีดจำกัดพลาสติกประมาณ 55% - 82% หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 15.3 – 19.7 kN/m^3 กำลังรับแรงเฉือน (S_u) 6 - 25 kN/m^2 ในบริเวณ BH- 8 ถึง BH- 9 เป็นชั้นดินเหนียวมีกำลังรับแรงเฉือน 137-177.3 kN/m^2

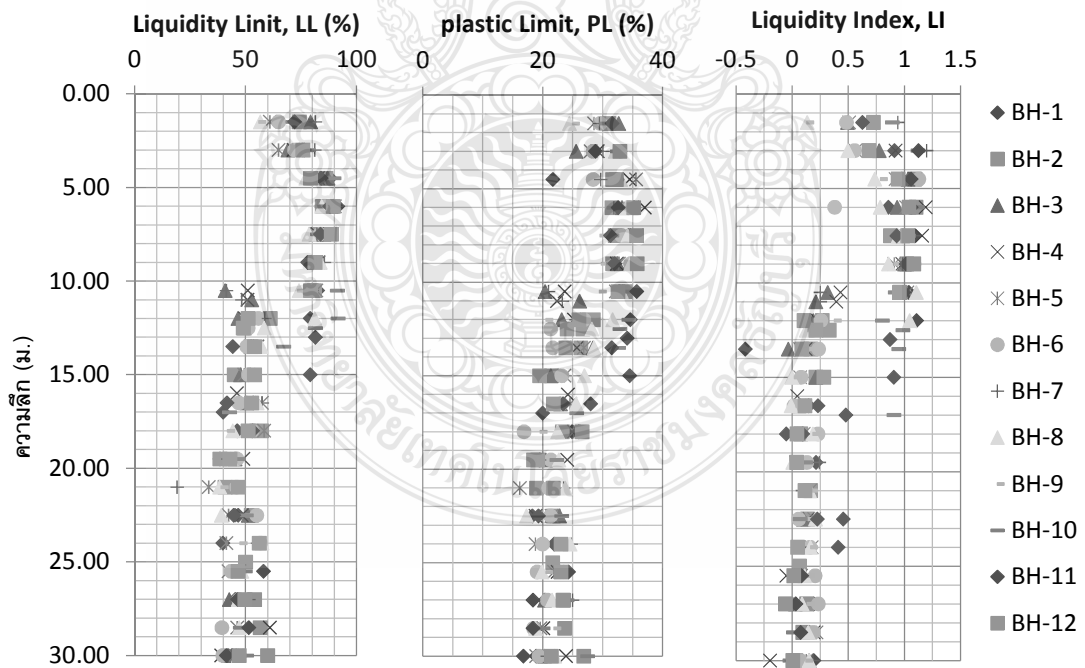
2.) ชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very soft to Medium Stiff Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดิน(W_n) ประมาณ 50%-98% ชีดจำกัดพลาสติกประมาณ 75% - 92% ดัชนีความเหลว(Liquidity Index, LI) หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 14 – 16.1 kN/m^3 กำลังรับแรงเฉือน (S_u) 4.7-27.5 kN/m^2

3.) ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากที่สุด (Stiff to Hard Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดิน(W_n) ประมาณ 22%-32% ชีดจำกัดพลาสติกประมาณ 38% - 60% หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 18 – 20.3 kN/m^3

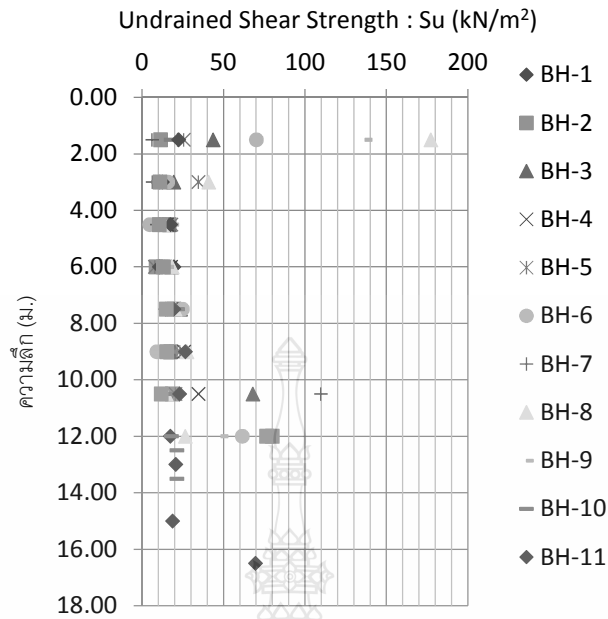
แสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นในมวลดิน (W_n) พิกัดเหลว(Liquid Limit, LL) ดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ต่อความลึก ในรูปที่ 4.11 และแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของดิน(Unconfined Compressive Strength, S_u) ต่อความลึกในรูปที่ 4.12 ตามลำดับ และนำเสนอเป็น Borehole Log และ Basic Properties แสดงไว้ในภาคผนวก ข. และภาคผนวก ค. ตามลำดับ



รูปที่ 4.1 ปริมาณความชื้นในมวลดิน (W_n), พิกัดเหลว (Liquid Limit, LL), ดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ต่อความลึก



รูปที่ 4.2 ปริมาณความชื้นในมวลดิน (W_n), พิกัดเหลว (Liquid Limit, LL), ดัชนีความเหลว (Liquidity Index, LI) ต่อความลึก



รูปที่ 4.3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength : Su)

4.2.3 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ

นำตัวอย่างดินจากการเจาะสำรวจดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดิน ผลของอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio, e) ในแต่ละการรับน้ำหนักมาเขียนกราฟความสัมพันธ์กับแรงดัน (Log scale) แสดงดังรูปที่ 4.4 ถึงรูปที่ 4.9 และผลของพารามิเตอร์ต่างๆตามความลึกแสดงดังรูปที่ 4.10 ถึง รูปที่ 4.12 สามารถสรุปแยกตามความลึกของชั้นดินได้ดังนี้

1) อัตราส่วนช่องว่างแรกเริ่ม (Initial Void ratio, e_0)

- ชั้นดินลึก 3.00 ม. ถึง 3.50 ม. จากผิวดิน ค่า Initial Void ratio, e_0 อยู่ในช่วงระหว่าง 1.65 - 2.05 ยกเว้น BH-05 และ BH-07 มีค่า Initial Void ratio, e_0 เท่ากับ 1.27 และ 2.304

- ชั้นดินลึก 6.00 ม. ถึง 6.50 ม. จากผิวดิน BH-01 BH-02 และ BH-04 ค่า Initial Void ratio, e_0 อยู่ในช่วงระหว่าง 2.03 - 2.16 ส่วน BH-07 และ BH-11 มีค่า Initial Void ratio, e_0 เท่ากับ 1.62-1.66

- ชั้นดินลึก 9.00 ม. ถึง 9.50 ม. จากผิวดิน BH-02 BH-04 และ BH-09 ค่า Initial Void ratio, e_0 อยู่ในช่วงระหว่าง 1.94 - 2.00 ส่วน BH-11 มีค่า Initial Void ratio, e_0 เท่ากับ 2.41

2) สัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (k)

- ชั้นดินลึก 3.00 ม. ถึง 3.50 ม. จากผิวดิน BH-01, BH-02, BH-04, BH-06 BH-08 มีค่า k อยู่ในช่วงระหว่าง 1.04×10^{-3} (m/day) ถึง 0.64×10^{-3} (m/day) ส่วน BH-07, BH-11 มีค่า k อยู่ในช่วงระหว่าง 1.95×10^{-2} (m/day) ถึง 2.31×10^{-3} (m/day) และ BH-12 มีค่า k เท่ากับ 3.11×10^{-2} (m/day)

- ชั้นดินลึก 6.00 ม. ถึง 6.50 ม. จากผิวดิน BH-01, BH-02, BH-04, BH-07 มีค่า k อยู่ในช่วงระหว่าง 1.73×10^{-3} (m/day) ถึง 4.32×10^{-3} (m/day) ส่วน BH-11 มีค่า k เท่ากับ 2.42×10^{-2} (m/day)

- ชั้นดินลึก 9.00 ม. ถึง 9.50 ม. จากผิวดิน BH-02, BH-04, BH-06, BH-07 มีค่า k อยู่ในช่วงระหว่าง 3.89×10^{-3} (m/day) ถึง 4.32×10^{-3} (m/day) ส่วน BH-11 มีค่า k เท่ากับ 1.47×10^{-2} (m/day)

3) ดัชนีการอัดตัว (Compression index : Cc) ดัชนีการขยายตัว (Swelling index : Cs)

- ชั้นดินลึก 3.00 ม. ถึง 3.50 ม. จากผิวดิน ค่า Compression index : Cc อยู่ในช่วงระหว่าง 0.20 – 0.96 ส่วนค่า Swelling index : Cs อยู่ในช่วงระหว่าง 0.07 – 0.33

- ชั้นดินลึก 6.00 ม. ถึง 6.50 ม. จากผิวดิน ค่า Compression index : Cc อยู่ในช่วงระหว่าง 0.65 – 0.91 ส่วนค่า Swelling index : Cs อยู่ในช่วงระหว่าง 0.09 – 0.39

- ชั้นดินลึก 9.00 ม. ถึง 9.50 ม. จากผิวดิน มีค่า Compression index : Cc อยู่ในช่วงระหว่าง 0.94 – 1.00 ส่วนค่า Swelling index : Cs อยู่ในช่วงระหว่าง 0.19 – 0.39 ส่วน BH-11 มีค่า Compression index : Cc เท่ากับ 0.96

4) แรงดันสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure : P'_c)

- ชั้นดินลึก 3.00 ม. ถึง 3.50 ม. จากผิวดิน ค่า P'_c อยู่ในช่วงระหว่าง 1.1-1.2 (kg/cm²) ยกเว้น BH-03 และ BH-08 มีค่า P'_c เท่ากับ 1.7 (kg/cm²) และ 0.8 (kg/cm²) ตามลำดับ

- ชั้นดินลึก 6.00 ม. ถึง 6.50 ม. จากผิวดิน ค่า P'_c อยู่ในช่วงระหว่าง 0.9-1.2 (kg/cm²) ยกเว้น BH-02 มีค่า P'_c เท่ากับ 1.5 (kg/cm²)

- ชั้นดินลึก 9.00 ม. ถึง 9.50 ม. จากผิวดิน ค่า P'_c อยู่ในช่วงระหว่าง 1.0-1.3 (kg/cm²)

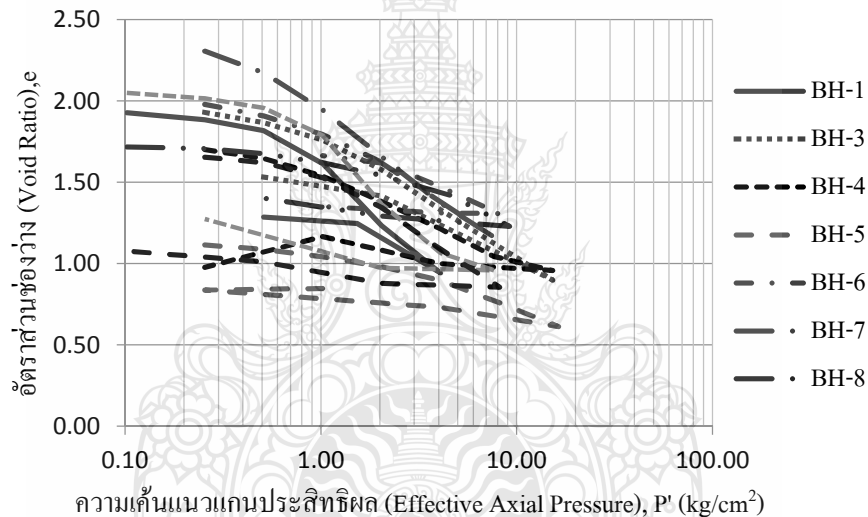
5) Over Consolidation Clay : OCR

- ชั้นดินลึก 3.00 ม. ถึง 3.50 ม. จากผิวดิน BH-01, BH-02, BH-08 มีค่า OCR อยู่ในช่วงระหว่าง 1.16 – 1.58 ส่วน BH-02, BH-04, BH-06, BH-11 มีค่า OCR อยู่ในช่วงระหว่าง 2.2-2.58 และ BH-03 มีค่า OCR เท่ากับ 3.38

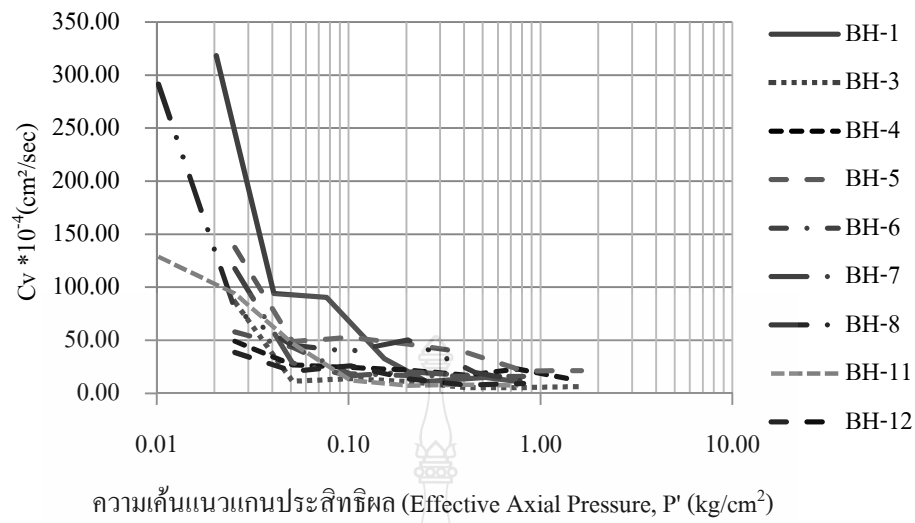
- ชั้นดินลึก 6.00 ม. ถึง 6.50 ม. จากผิวดิน ค่า OCR อยู่ในช่วงระหว่าง 0.94-1.3

- ชั้นดินลึก 9.00 ม. ถึง 9.50 ม. จากผิวดิน ค่า OCR อยู่ในช่วงระหว่าง 0.85-0.12

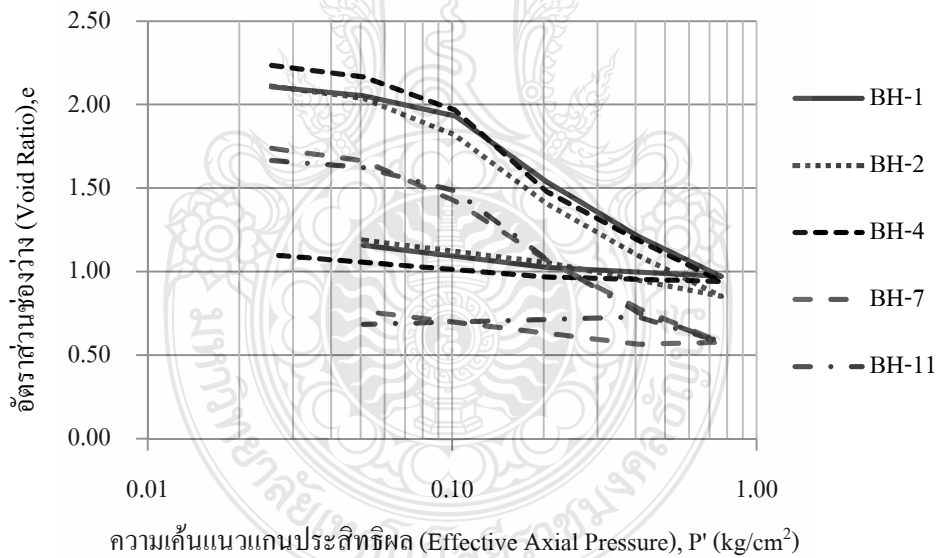
สังเกตผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (k), แรงดันสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure : P'_c), OCR ในช่วงความลึก 3.00 – 3.50 ม. มีความแปรปรวนเป็นผลเนื่องจากการขึ้นลงของระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9



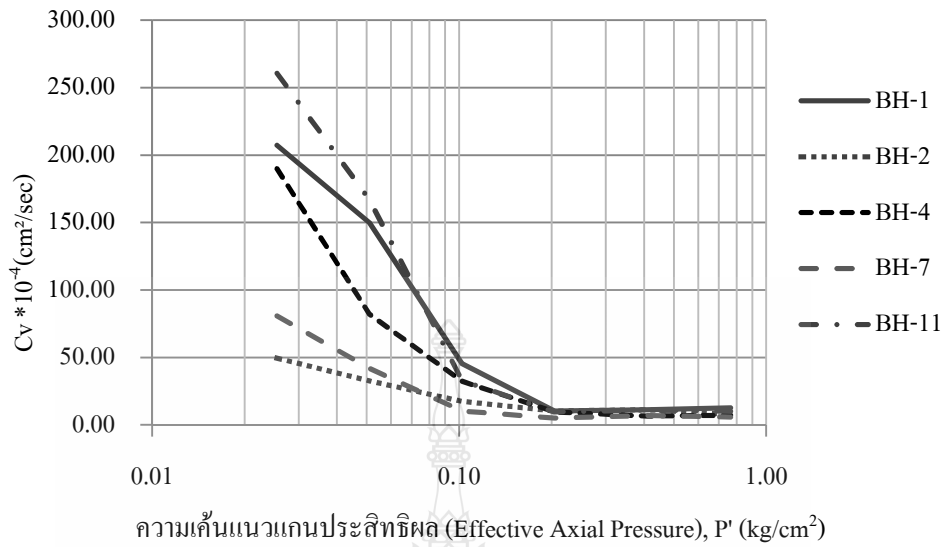
รูปที่ 4.4 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio),e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 3.00-3.50 เมตร



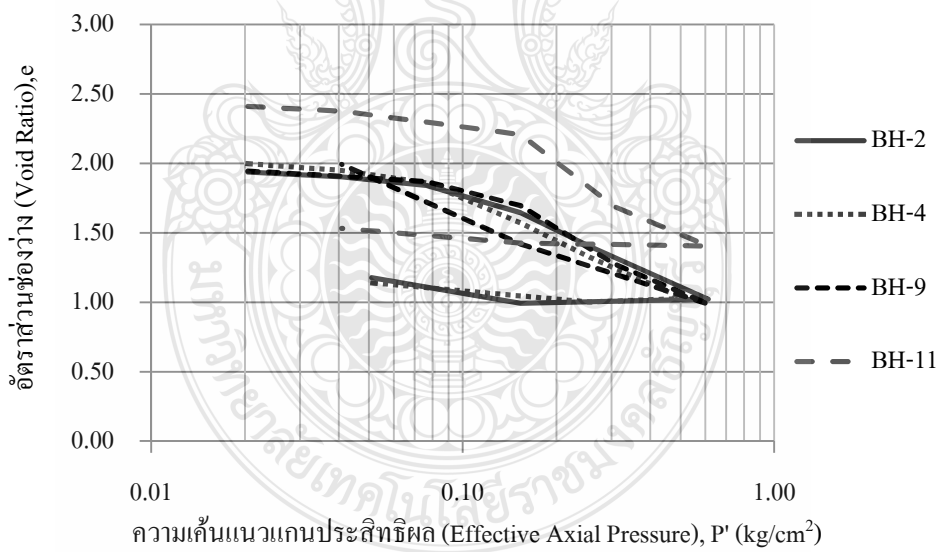
รูปที่ 4.5 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ำ C_v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 3.00-3.50 เมตร



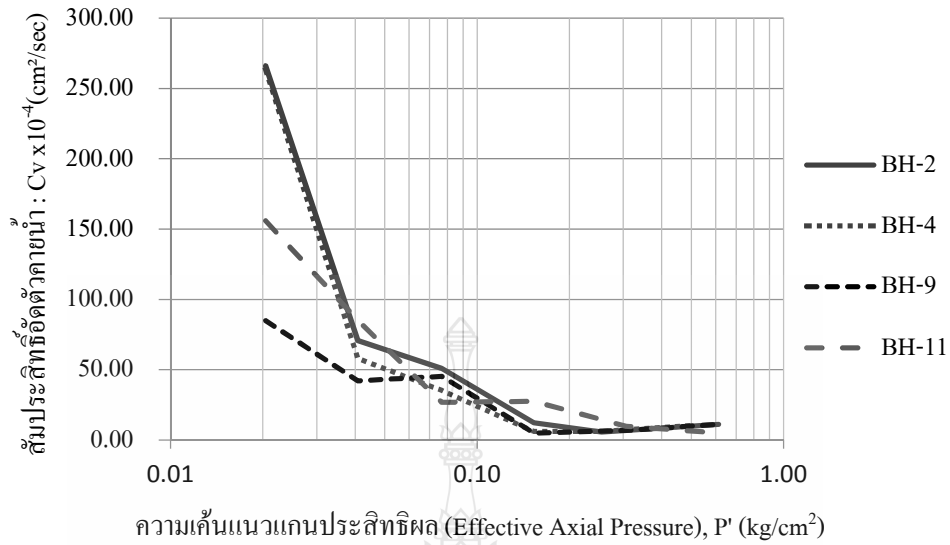
รูปที่ 4.6 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio), e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 6.00-6.50 เมตร



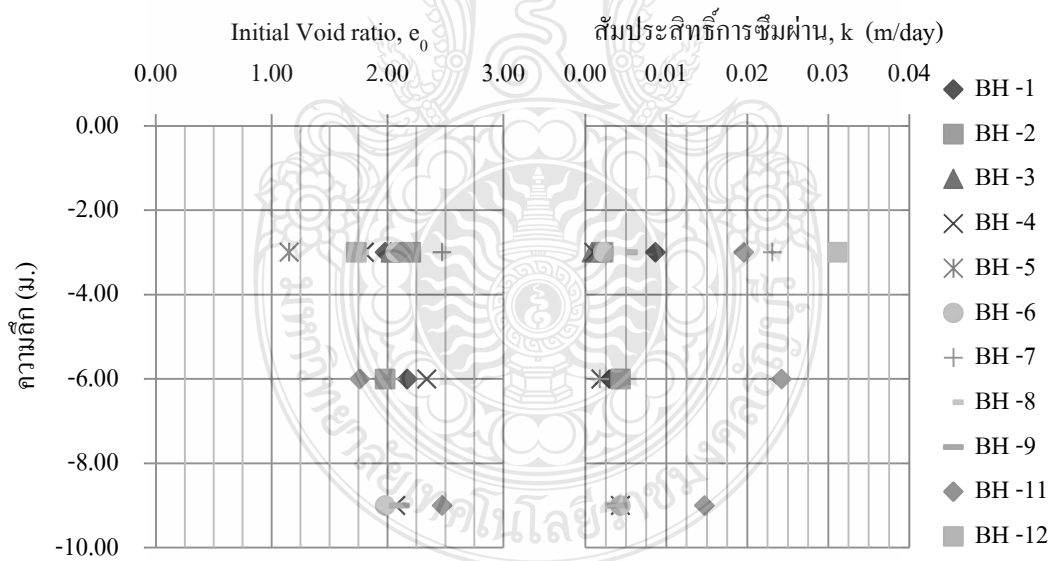
รูปที่ 4.7 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ำ C_v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 6.00-6.50 เมตร



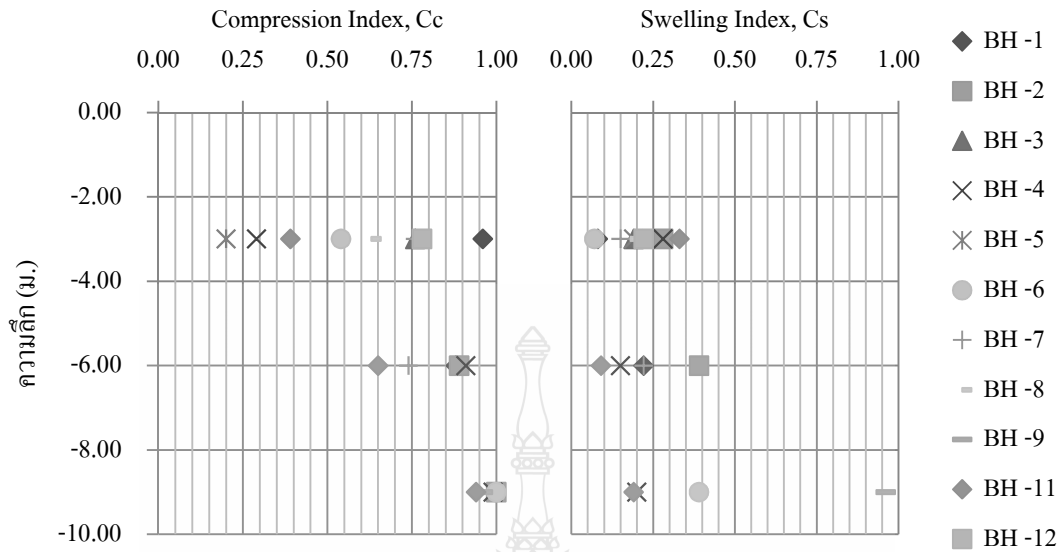
รูปที่ 4.8 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio), e และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 9.00-9.50 เมตร



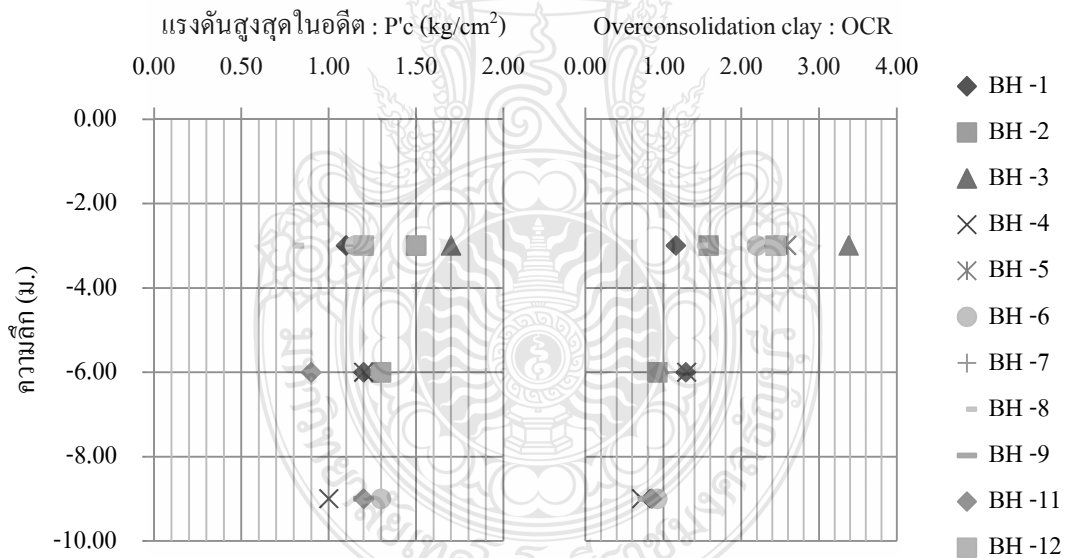
รูปที่ 4.9 สัมประสิทธิ์อัดตัวคายน้ำ C_v และความเค้นแนวแกนประสิทธิผล (Effective Axial Pressure), P' ที่ความลึก 9.00-9.50 เมตร



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Initial Void ratio, e_0 และ สัมประสิทธิ์การซึมผ่าน, k (m/day) ที่ความลึกต่างๆ



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression Index, Cc และ Swelling Index, Cs ที่ความลึกต่างๆ



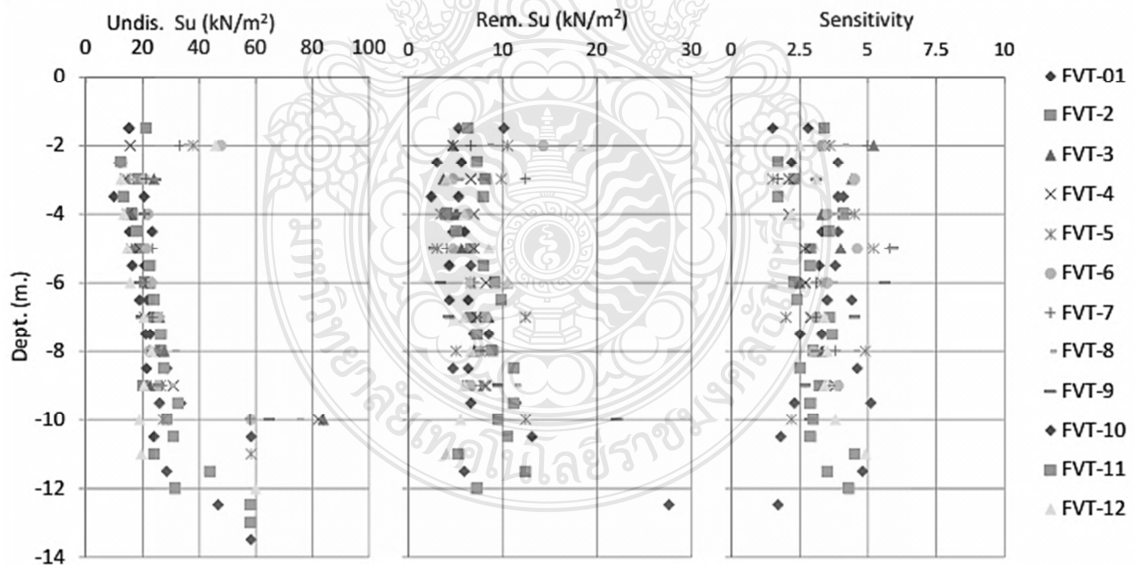
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันสูงสุดในอดีต : Pc และ Overconsolidation clay : OCR ที่ความลึกต่างๆ

4.2.4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su_{FV})

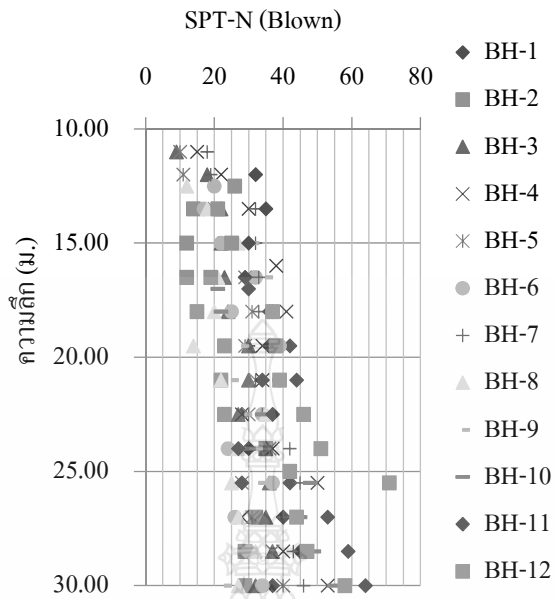
ผลการทดสอบ กำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su_{FV}) ในชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very soft to Medium Stiff Clay) ความลึกจากผิวดินประมาณ 10.00 -13.00 ม. มีผลการทดสอบดังนี้ กำลังรับแรงเฉือนของดินคงสภาพ (Undisturbed Su) อยู่ในช่วงประมาณ 10 – 35 kN/m^2 และที่ความลึกสุดท้ายที่ทำการทดสอบจะมีกำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้นอยู่ในช่วงประมาณ 30 - 60 kN/m^2 ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้รับการกระทบกระเทือน (Remolded Su) อยู่ในช่วงประมาณ 2.5 - 12 kN/m^2 และมีความไวตัวของดิน อยู่ในช่วงประมาณ 1.5 ถึง 5 โดยส่วนใหญ่อยู่ในเกณฑ์ประมาณ 3.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su_{FV}) ต่อความลึกในรูปแบบที่ 4.13

4.2.5 ผลการทดสอบตอกทะลวงมาตรฐาน Standard Penetration Test (SPT-N)

ผลการทดสอบตอกทะลวงมาตรฐาน Standard Penetration Test (SPT-N) ในช่วงความลึกประมาณ 10.50 – 20 ม. มีค่า SPT-N อยู่ในช่วงประมาณ 10 – 40 blows/ft ที่ความลึกประมาณ 20 – 30 ม. blow/ft อยู่ในช่วงประมาณ 20 – 50 blow ความสัมพันธ์ Standard Penetration Test (SPT-N) ต่อความลึกแสดงดังรูปที่ 4.14



รูปที่ 4.13 กำลังรับแรงเฉือนในสนามของดินในสนาม Field Vane Shear Test (Su_{FV})



รูปที่ 4.14 Standard Penetration Test (SPT-N) ต่อความลึก

ทำการรวบรวมข้อมูลจากการทดสอบคุณสมบัติของดินด้านวิศวกรรม แสดงคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวสระเก็บน้ำพระราม 9 แสดงไว้ในภาคผนวก ง

4.3 ระดับน้ำใต้ดิน

4.3.1 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินในสนาม

ผลการตรวจวัดระดับน้ำ 4 ครั้ง ในวันที่ 31 ต.ค. 57 21 พ.ย. 57 และในวันที่ 19 มี.ค. 58 ตามลำดับ แสดงผลระดับน้ำในบ่อสังเกตการณ์เป็นระดับสมมุติ (ร.ส.ม.) โดยในการวัดระดับน้ำครั้งที่ 1 ครั้งที่ 2 และครั้งที่ 3 ระดับน้ำใต้ดินมีแนวโน้มสูงขึ้นตามลำดับ ยกเว้นตำแหน่ง OB-4 และ OB9 ระดับน้ำจากการตรวจวัดครั้งที่ 3 มีแนวโน้มลดลงจากครั้งที่ 2 ประมาณ 0.27 ม. และ 0.55 ม. ตามลำดับ ผลของระดับน้ำใต้ดินที่ทำการตรวจวัดได้มีความแปรปรวนเกิดจากอิทธิพลของน้ำฝนท่วมข้างบริเวณปากบ่อ แสดงผลจากการตรวจวัดระดับน้ำในบ่อสังเกตการณ์ดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ผลจากการตรวจวัดระดับน้ำในบ่อสังเกตการณ์

ตำแหน่ง	พิกัด		ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตการณ์ ระดับเป็น ม.(ร.ส.ม.)		
	N	E	วันที่ 31 ต.ค. 57	วันที่ 21 พ.ย. 57	วันที่ 19 มี.ค. 58
OB-1	14.0521	100.726	1.47	1.60	1.92
OB-2	14.047	100.731	1.50	1.44	1.65
OB-3	14.0407	100.726	1.14	1.26	1.55
OB-4	14.0466	100.722	1.64	1.64	1.37
OB-5	14.0417	100.718	0.60	1.01	1.05
OB-6	14.0417	100.72	0.32	0.58	0.71
OB-7	14.0347	100.721	0.70	1.68	1.82
OB-8	14.0255	100.724	0.66	0.66	0.64
OB-9	14.021	100.717	1.56	0.86	0.31
OB-10	14.0313	100.713	1.30	1.26	1.48
OB-11	14.0327	100.713	1.07	1.18	1.15
OB-12	14.0382	100.711	0.18	0.98	0.99

4.4 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9

การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ในกรณีระดับน้ำเปลี่ยนแปลง ผลที่ได้ในครั้งนี้คือ แรงดันน้ำในลาดตลิ่ง และการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง โดยแบ่งการวิเคราะห์เป็น 2 กรณี กรณีที่ 1 อัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และกรณีที่ 2 อัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 ทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D แสดงผลการวิเคราะห์ดังหัวข้อต่อไปนี้

4.4.1 แรงดันน้ำส่วนเกิน

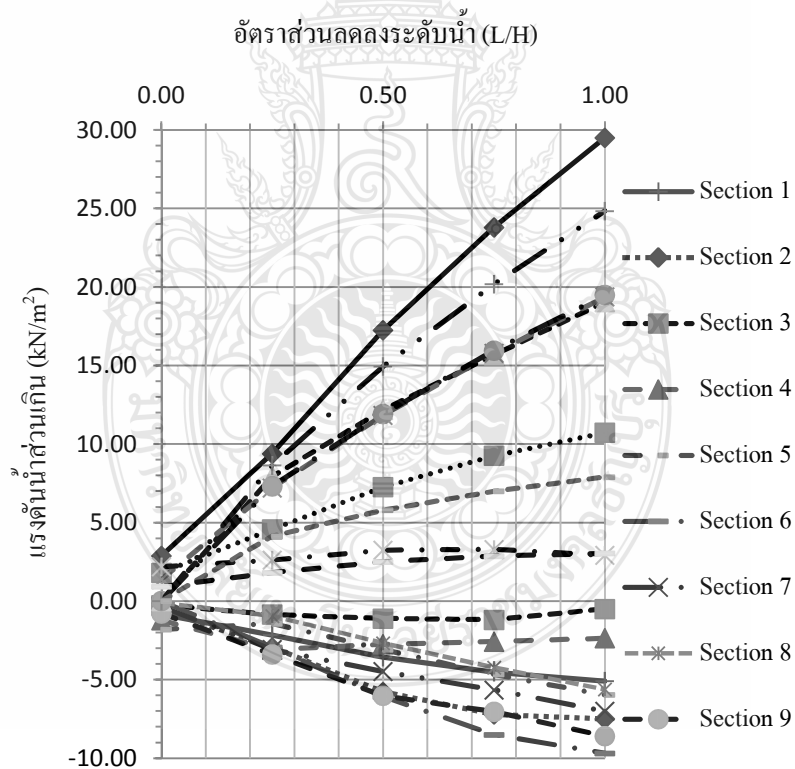
เมื่อระดับน้ำในสระมีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 พิจารณาเป็นกรณี Short-term แรงดันน้ำส่วนเกินไม่สามารถระบายออกได้ ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินจากโปรแกรม Plaxis 2D (แรงดันน้ำมีค่าเป็นลบ และแรงอัดมีค่าเป็นบวก) พบว่าตำแหน่งการเกิดแรงดันน้ำสูงสุด(ค่าลบ) ใกล้เคียงกัน โดยอยู่บริเวณใต้บริเวณคันตลิ่ง(Crown) ต่ำจากผิวดินประมาณ -1.00 ม. ถึง -8.00 ม. ต่ำจากเส้น Phreatic Line โดยที่หน้าตัดที่ 6, 9 และ 7 มีแรงดันน้ำสูงสุดเท่ากับ -9.63, -8.59 และ -7.00 (kN/m²) ตามลำดับ ในหน้าตัดที่ 3 เกิดแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ -0.49 (kN/m²) ส่วนแรงอัด (ค่าบวก)

เกิดบริเวณใต้บริเวณปลายด้านล่าง (Toe) โดยที่หน้าตัดที่ 1, 7 และ 6 มีแรงดันน้ำสูงสุดเท่ากับ 29.5, 24.8 และ 19.49 (kN/m²) ตามลำดับ ในหน้าตัดที่ 5 เกิดแรงอัดต่ำสุดเท่ากับ 2.92 (kN/m²) แสดงผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินไว้ในรูปที่ 4.14 และแสดงไว้ในภาคผนวก จ.

ในกรณีระดับน้ำประมามีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 พิจารณาเป็นกรณี Long-term แรงดันน้ำส่วนเกินสามารถระบายออกได้ทันจึงไม่เกิดผลของแรงดันน้ำส่วนเกิน

4.4.2 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9

เมื่อระดับน้ำในสระลดลง ผลของแรงดันดิน แรงดันน้ำ ส่งผลให้ลาดตลิ่งเกิดการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งในทิศทางราบ ทิศทางตั้ง และทึสรวม แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งเคลื่อนในทิศทางราบ ทิศทางตั้ง และทึสรวม ของตัวลาดตลิ่งบริเวณก้นตลิ่ง(Crown) และบริเวณปลายด้านล่าง (Toe) ที่อัตราส่วนการลดลงระดับน้ำ (L/H) ดังรูปที่ 4.15 ถึง รูปที่ 4.26 แสดงเส้นชั้นการเคลื่อนตัวไว้ในภาคผนวก อธิบายการเคลื่อนตัวดังนี้



รูปที่ 4.15 แรงดันน้ำส่วนเกินต่ออัตราส่วนการลดลงระดับน้ำ ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1

1) บริเวณก้นตลิ่ง(Crown)

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00

- หน้าตัดที่ 1, 9 และ 6 มีการเคลื่อนตัวในทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.193, 0.185 และ 0.164 ม. ตามลำดับหน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศทางรำน้อยสุด เท่ากับ 0.009 ม.

- หน้าตัดที่ 9, 1 และ 7 มีการเคลื่อนตัวในทิศทางตั้งสูงสุดเท่ากับ -0.223, -0.207 และ -0.004 ม.ตามลำดับหน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศทางตั้งน้อยสุด เท่ากับ -0.004 ม.

- หน้าตัดที่ 9, 6 และ 1 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดตามเท่ากับ 0.290, 0.265 และ 0.232 ม. ลำดับหน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุด เท่ากับ 0.010 ม.

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

- หน้าตัดที่ 9, 6 และ 1 มีการเคลื่อนตัวในทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.336, 0.257 และ 0.198 ม. ตามลำดับหน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศทางรำน้อยสุด เท่ากับ 0.045 ม.

- หน้าตัดที่ 9, 6 และ 7 มีการเคลื่อนตัวในทิศทางตั้งสูงสุดเท่ากับ -0.687, -0.539 และ -0.488 ม. ตามลำดับหน้าตัดที่ 5 มีการเคลื่อนตัวทิศทางตั้งน้อยสุด เท่ากับ -0.075 ม.

- หน้าตัดที่ 9, 6 และ 7 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.765, 0.597 และ 0.481 ม. ตามลำดับหน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุดเท่ากับ 0.092 ม.

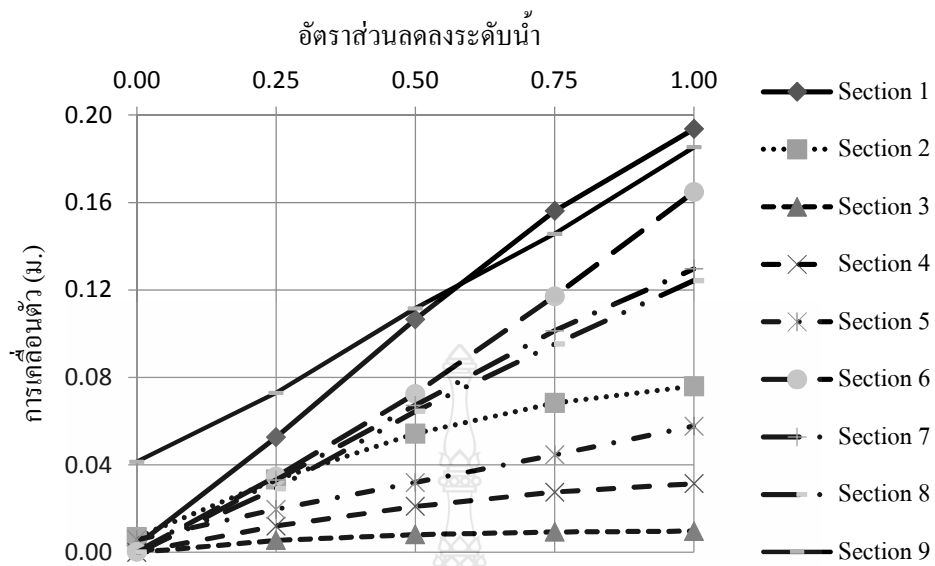
2) บริเวณปลายด้านล่าง (Toe)

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00

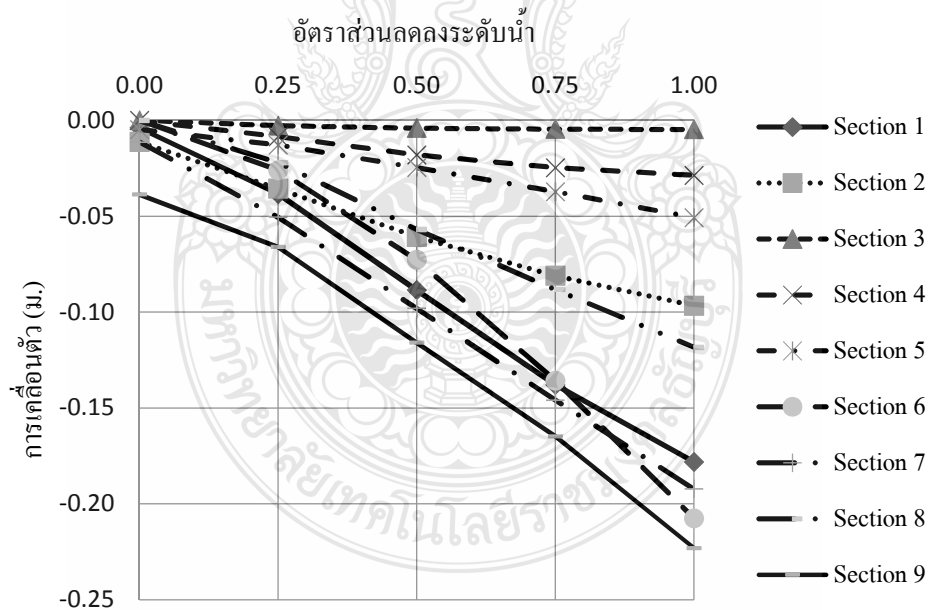
- หน้าตัดที่ 1, 7 และ 8 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.223, 0.155 และ 0.146 ม.ตามลำดับหน้าตัดที่ 5 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุดเท่ากับ 0.006 ม.

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

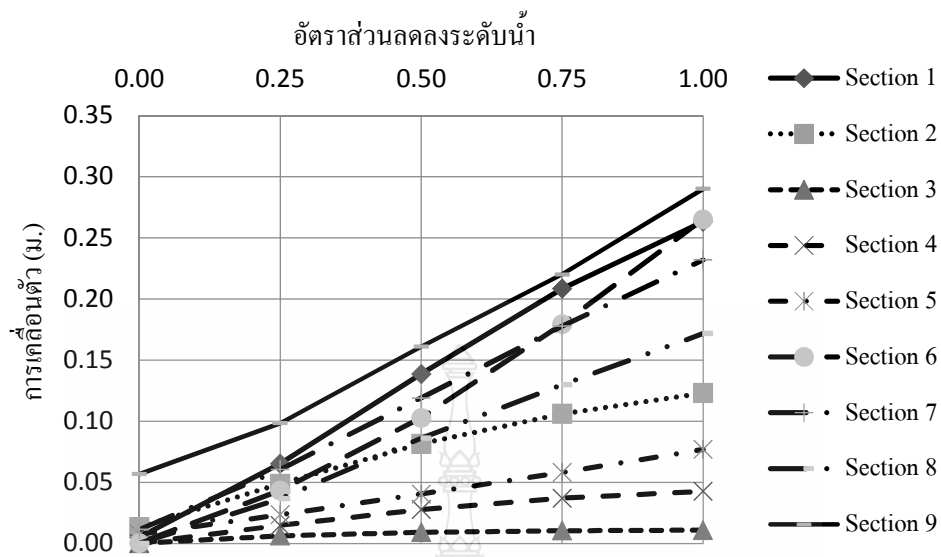
- หน้าตัดที่ 1, 8 และ 6 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.216, 0.142 และ 0.094 ม. ตามลำดับหน้าตัดที่ 5 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุดเท่ากับ 0.006 ม.



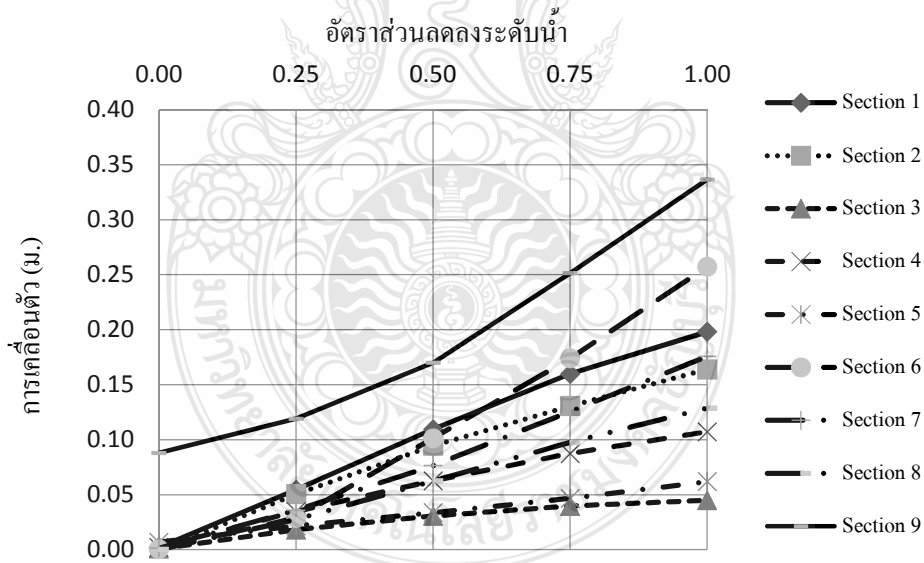
รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่สททางราบต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณค้ำค้ำ (Crown)



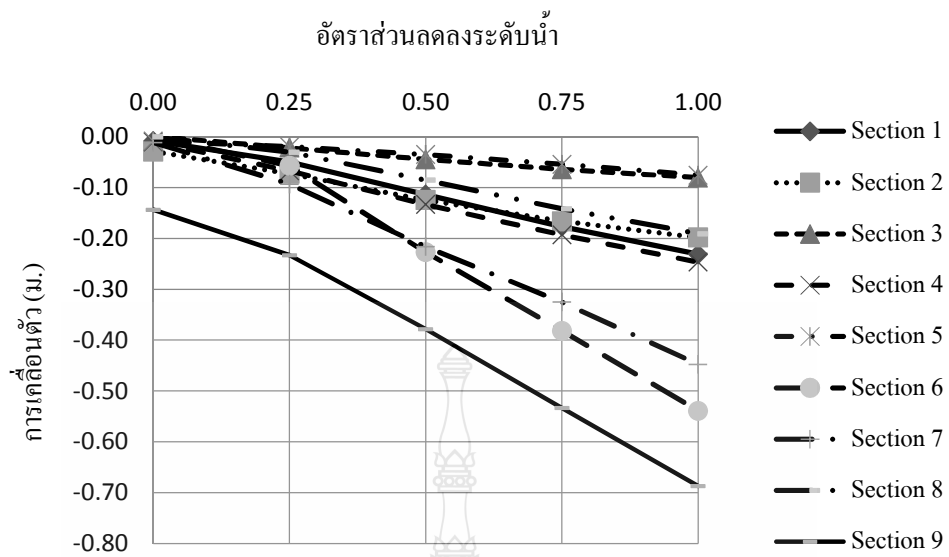
รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่สททางค้ำต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณค้ำค้ำ (Crown)



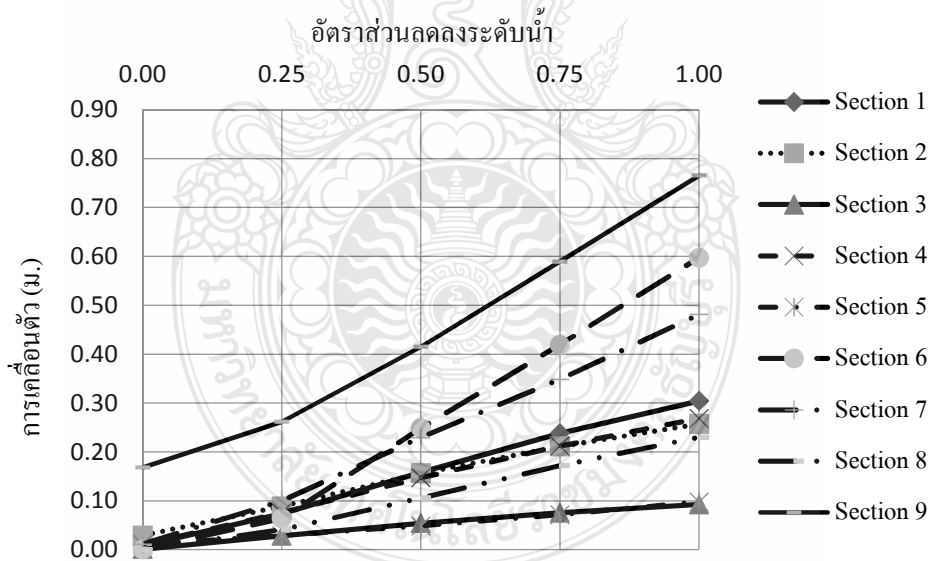
รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่สรวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณคันทลิ่ง (Crown)



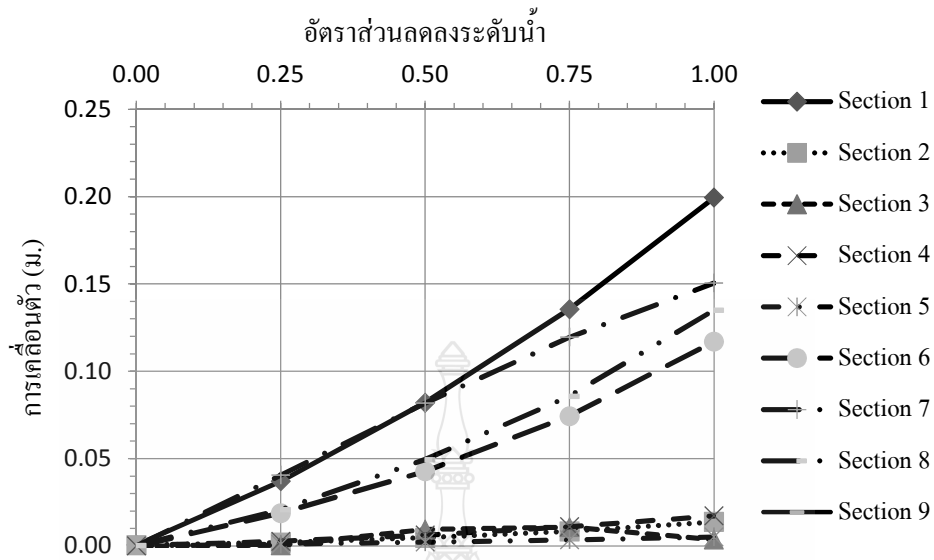
รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่สทางทางราบต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณคันทลิ่ง (Crown)



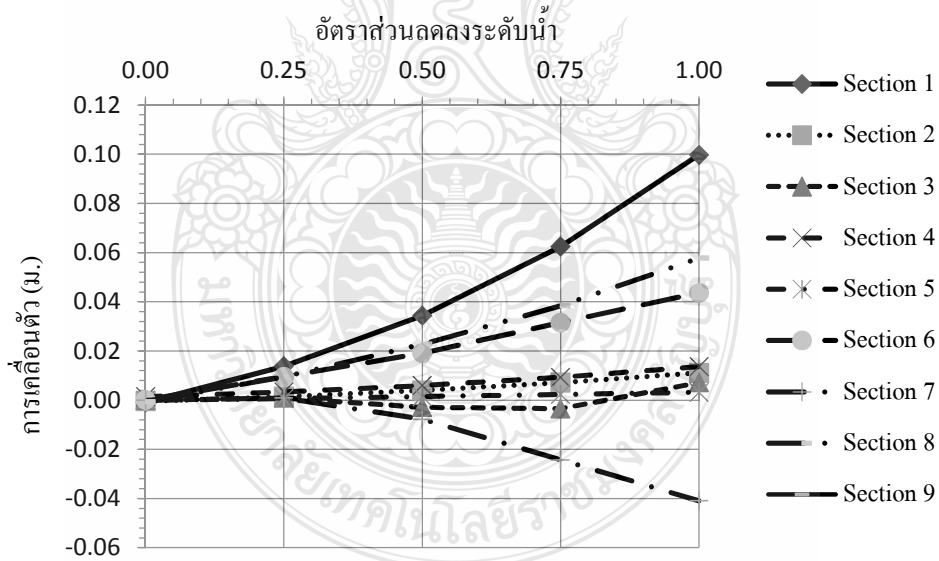
รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งทิศทางฝั่งต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณก้นตลิ่ง (Crown)



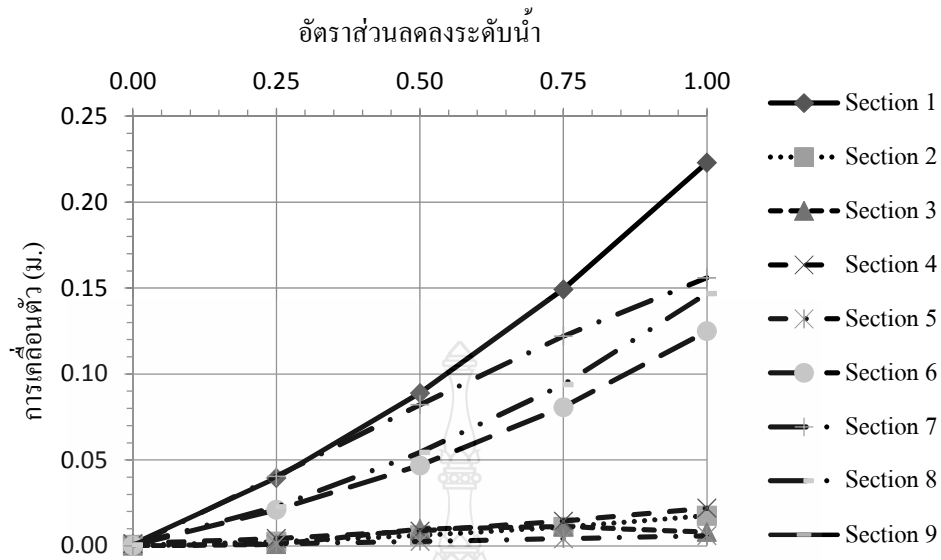
รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งทิศรวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณก้นตลิ่ง (Crown)



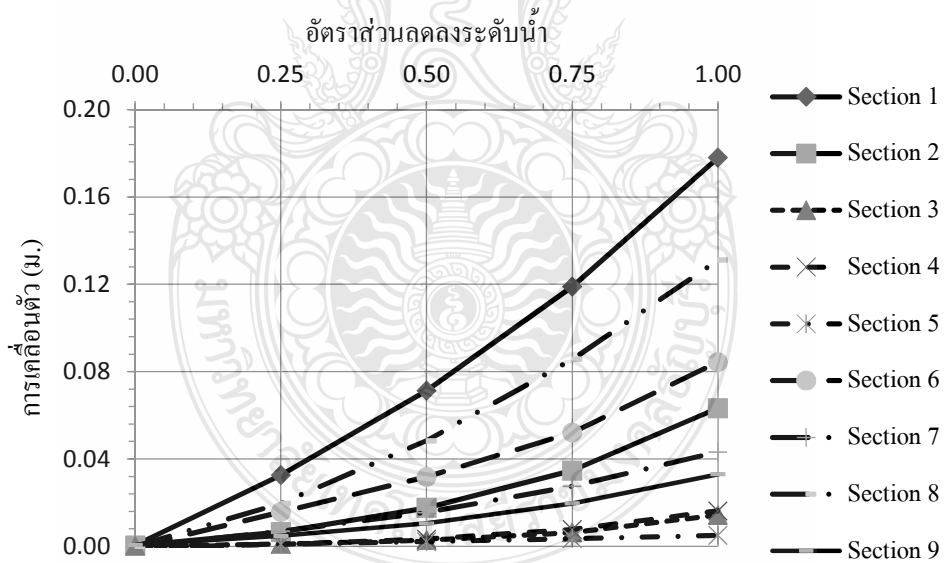
รูปที่ 4.22 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่สวางราบต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณปลายค้ำด้านล่าง (Toe)



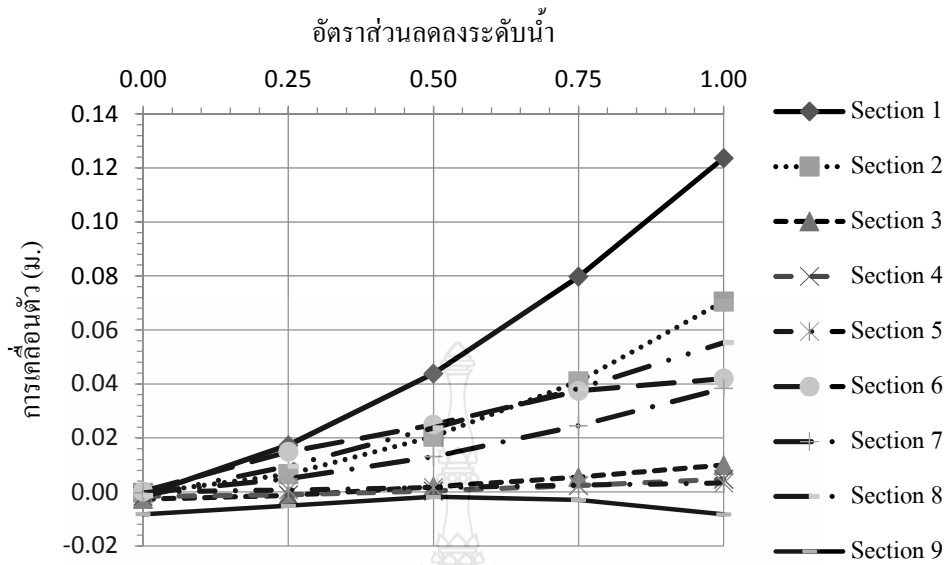
รูปที่ 4.23 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่สวางค้ำต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณปลายค้ำด้านล่าง (Toe)



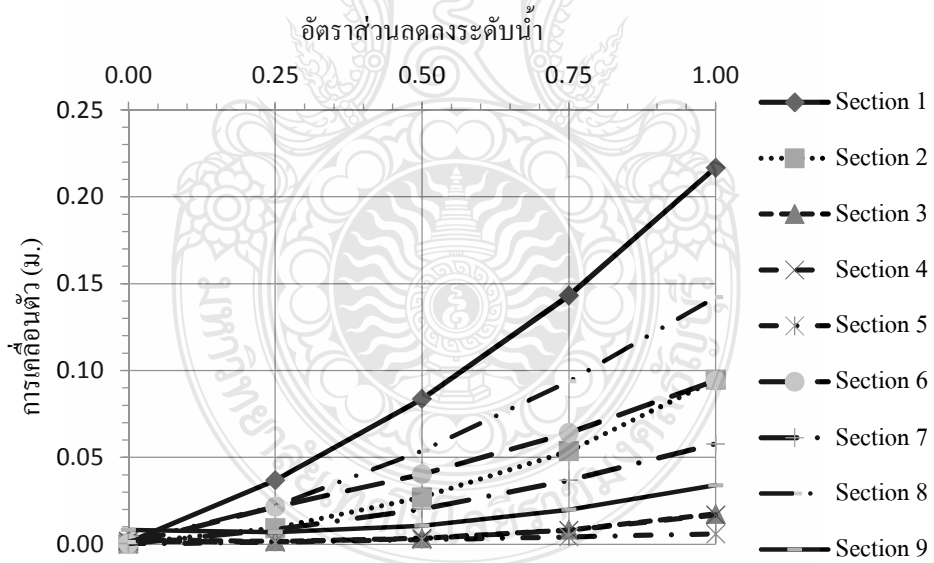
รูปที่ 4.24 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่รวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 บริเวณปลายด้านล่าง (Toe)



รูปที่ 4.25 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่ทางค้ำรับอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณปลายด้านล่าง (Toe)



รูปที่ 4.26 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่ศทางคิ่งต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณปลายด้านล่าง (Toe)



รูปที่ 4.27 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่ศรวมต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 บริเวณปลายด้านล่าง (Toe)

4.4.3 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ทิศทางราบที่ความลึกต่างๆ

แสดงการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งทิศทางราบต่อความลึกที่บริเวณคันตลิ่ง(Crown) ของแต่ละหน้าตัดแสดงดังรูปที่ 4.27 ถึง รูปที่ 4.35 อธิบายลักษณะการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งทิศทางราบต่อความลึกที่บริเวณคันตลิ่ง(Crown)ของหน้าตัดดังต่อไปนี้

- หน้าตัดที่ 1 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.20 ม. ที่ระดับความลึก +0.00 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -9.50 ม. และที่ระดับ -15.00 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 2 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.164 ม. ที่ระดับความลึก -0.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -11.00 ม. และที่ระดับ -15.00 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 3 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.045 ม. ที่ระดับความลึก +0.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -10.00 ม. และที่ระดับ -13.50 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 4 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.081 ม. ที่ระดับความลึก +2.20 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -7.00 ม. และที่ระดับ -13.50 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 5 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.628 ม. ที่ระดับความลึก +0.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -10.00 ม. และที่ระดับ -11.20 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 6 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม.ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.257 ม. ที่ระดับความลึก -0.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -11.00 ม. และที่ระดับ -15.00 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

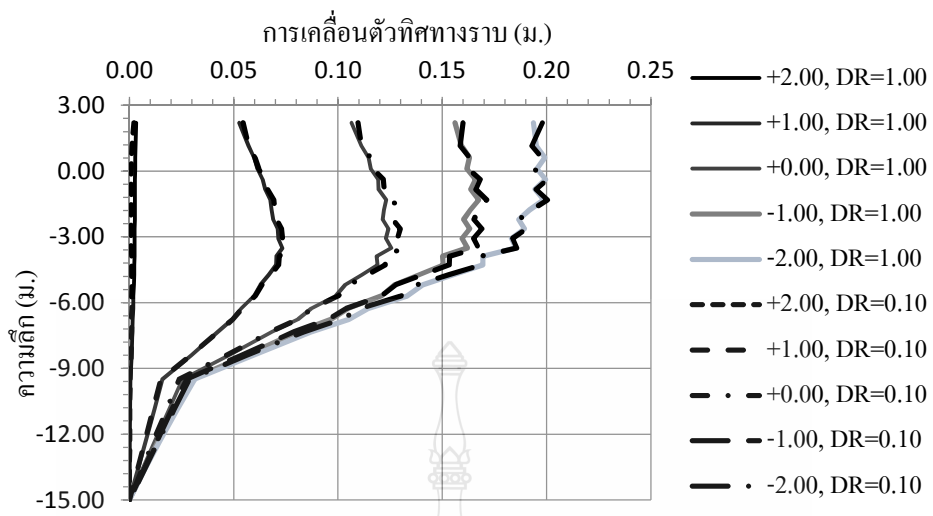
- หน้าตัดที่ 7 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม. ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.125 ม. ที่ระดับความลึก -1.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -11.00 ม. และที่ระดับ -17.50 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

- หน้าตัดที่ 8 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม. ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.151 ม. ที่ระดับความลึก -1.50 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -13.00 ม. และที่ระดับ -20.00 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

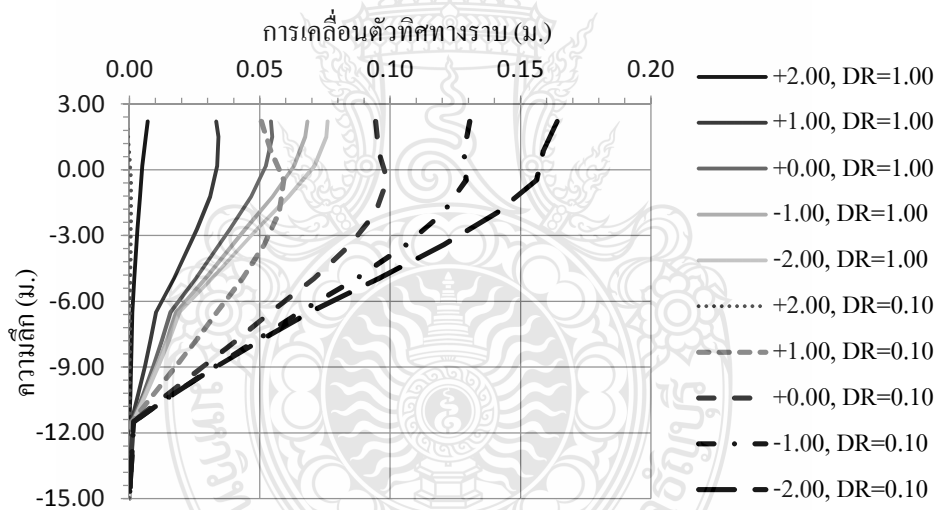
- หน้าตัดที่ 9 เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ 2.00 ม. ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 สังเกตการเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดเท่ากับ 0.183 ม. ที่ระดับความลึก +2.20 ม. จากนั้นมีการเคลื่อนตัวลดลงจนถึงระดับ -10.00 ม. และที่ระดับ -15.00 ม. เกิดการเคลื่อนตัวน้อยสุด

สังเกตได้ว่าระดับความลึกที่การเคลื่อนตัวทิศทางราบสูงสุดที่ไล่เรียงจากระดับผิวดิน +2.20 ม. ได้แก่หน้าตัดที่ 4, 6 และ 9 ลำดับถัดมาที่ระดับประมาณ +0.00 ม. ได้แก่หน้าตัดที่ 2, 3 และ 5 ลำดับถัดมาที่ระดับประมาณ -1.50 ม. ได้แก่หน้าตัดที่ 7 และ 8 ส่วนความลึกที่เกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดที่ -3.00 หน้าตัดที่ 1

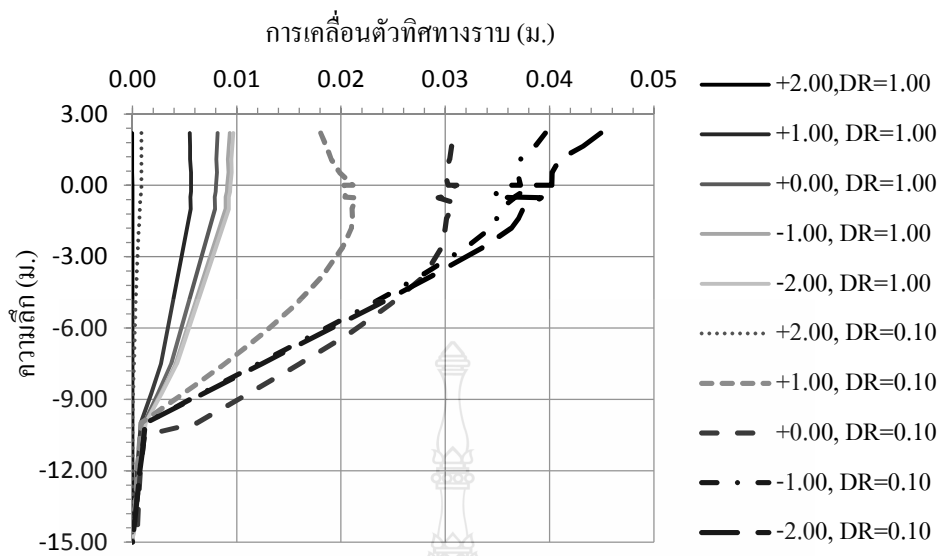
หน้าตัดที่มีชั้น Weathered Crust เป็นชั้นบนสุดซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนของดินสูงผลการเคลื่อนตัวทิศทางราบจะเกิดขึ้นสูงสุดระดับประมาณ -1.00 ถึง -3.00 ม. ส่วนหน้าตัดที่เป็นชั้นดินชนิดเดียวกันจากผิวดินจะเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ระดับผิวดิน



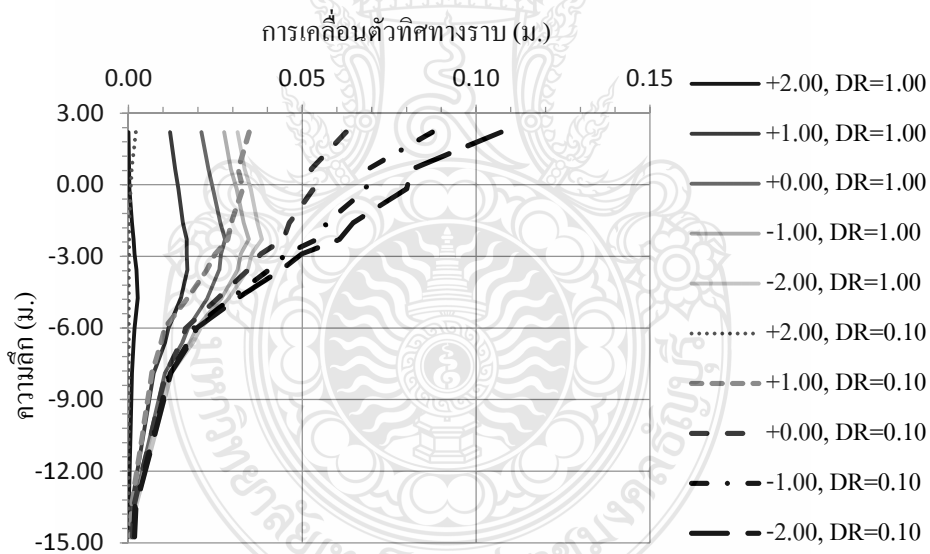
รูปที่ 4.28 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่ศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 1



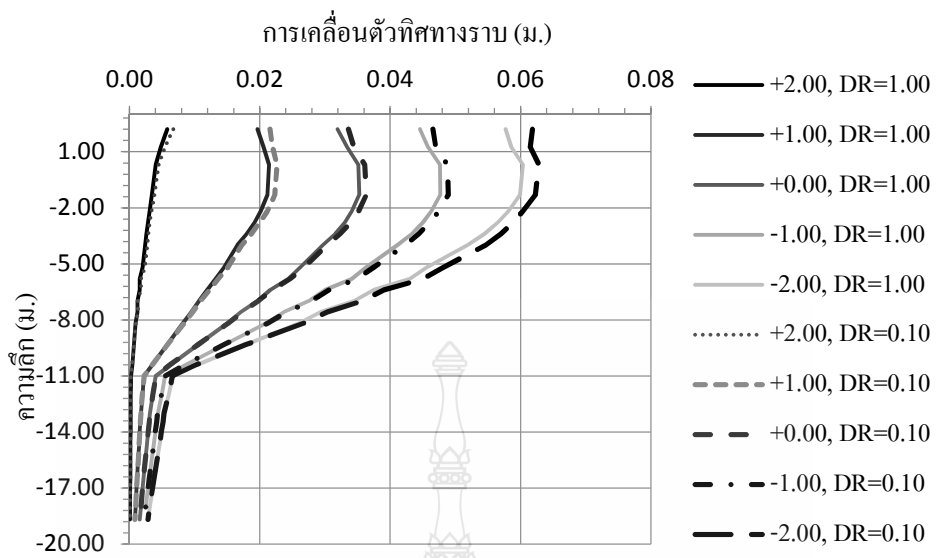
รูปที่ 4.29 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งที่ศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 2



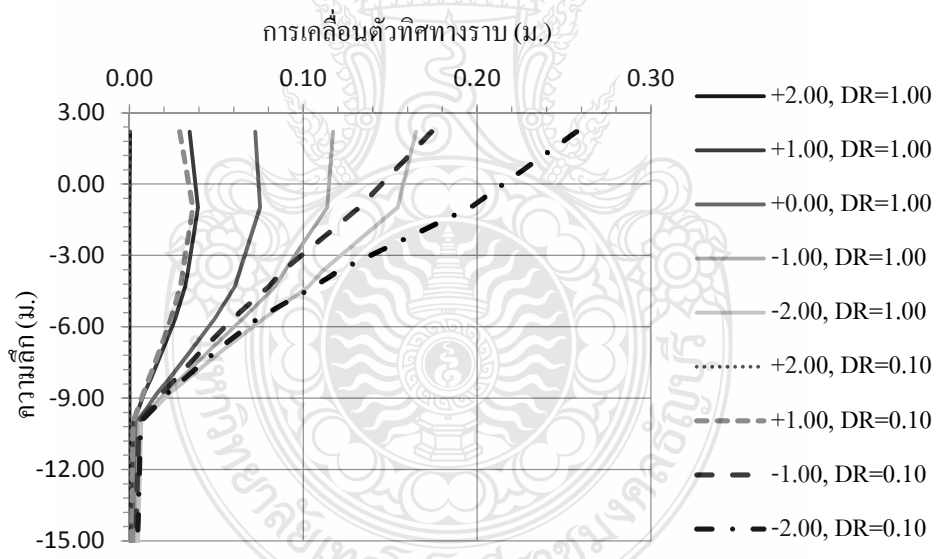
รูปที่ 4.30 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งที่สททางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 3



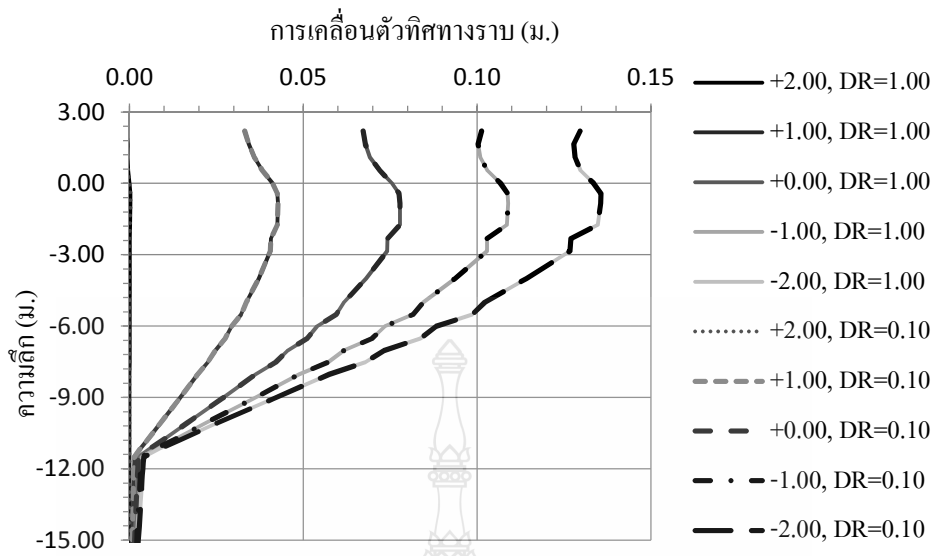
รูปที่ 4.31 การเคลื่อนตัวของลาดคดโค้งที่สททางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 4



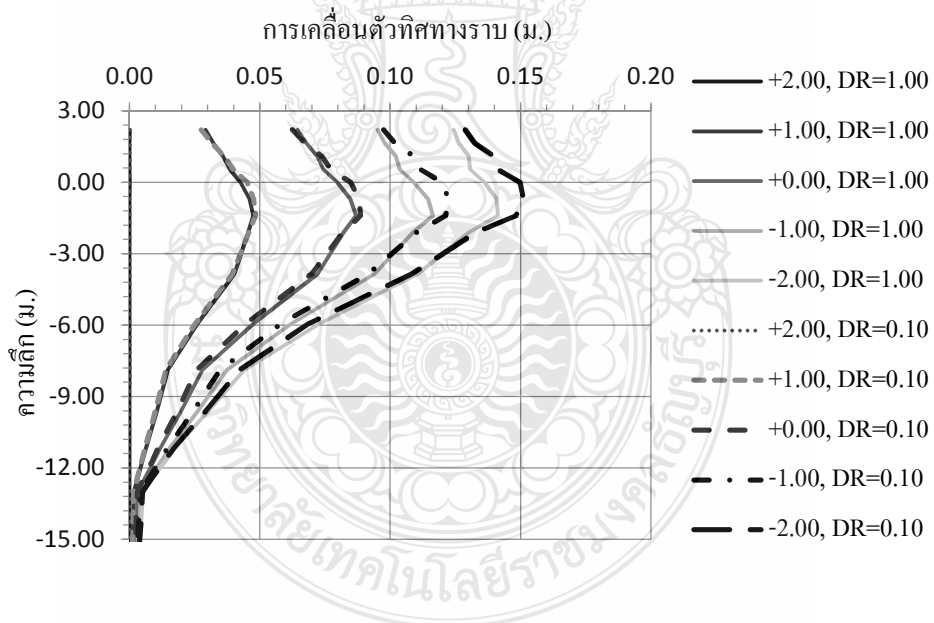
รูปที่ 4.32 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่ศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 5



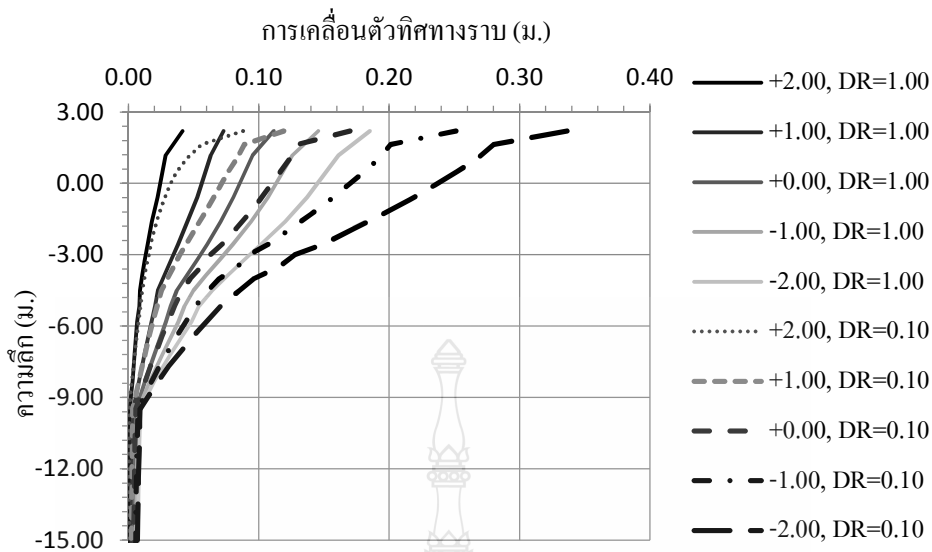
รูปที่ 4.33 การเคลื่อนตัวของลาดค้ำที่ศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 6



รูปที่ 4.34 การเคลื่อนตัวของลาดคดถึงทิศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 7



รูปที่ 4.35 การเคลื่อนตัวของลาดคดถึงทิศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 8



รูปที่ 4.36 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งทิศทางราบต่อความลึกของหน้าตัดที่ 9

4.5 เสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9

4.5.1 ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ด้วยโปรแกรม GeoStudio 2004

ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) จากโปรแกรม SLOPE/W ของลาดดินแต่ละหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 แสดงอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ที่ระดับน้ำต่างๆ ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 แสดงไว้ในตารางที่ 4.2 และ 4.3 ตามลำดับ

กรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ศ.ม.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดคือหน้าตัดที่ 9 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 0.920 ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุดคือหน้าตัดที่ 3 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 2.626

กรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ศ.ม.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดคือ Section 9 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 2.065 ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุดคือ Section 3 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 4.771

ที่ระดับน้ำลดลง +0.00 อัตราส่วนความปลอดภัยหน้าตัดที่ 9 เท่ากับ 1.122 และเมื่อระดับน้ำลดลง -2.00 อัตราส่วนความปลอดภัยหน้าตัดที่ 5 และ 7 เท่ากับ 1.114 และ 1.086 ตามลำดับ น้อยกว่าเกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้เท่ากับ 1.2

4.5.2 ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction จากโปรแกรม Plaxis 2D

ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction จากโปรแกรม Plaxis 2D ของลาดดินแต่ละหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเก็บน้ำที่ 1 แสดงอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ที่ระดับน้ำต่างๆ ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 ดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.4 และ 4.5 ตามลำดับ

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ส.ม.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยสุดคือหน้าตัดที่ 6 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 1.371 ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุดคือหน้าตัดที่ 3 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 2.626

ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ส.ม.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยสุดคือหน้าตัดที่ 6 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 1.458 ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุดคือหน้าตัดที่ 3 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 3.810

ผลการวิเคราะห์เสถียรด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction หน้าตัดที่ 5, 6 และ 9 มีผลอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยสุด เป็นผลมาจากความชันลาดตลิ่ง และกำลังของดินค่อนข้างต่ำส่งผลให้มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อย ส่วนในหน้าตัดที่ 3 อัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุด มีความลาดชันตลิ่งเท่ากับ 1:9.04 และชั้นบนของดินเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมีรอยแตก (Weather crust) ส่งผลต่ออัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างสูง

4.5.4 อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H)

นำผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) จากโปรแกรม SLOPE/W และผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction จากโปรแกรม Plaxis 2D ของลาดดินแต่ละหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) กับอัตราส่วนลดลงของระดับน้ำต่างๆ แสดงดังรูปที่ 4.42 ถึง 4.50

ในหน้าตัดที่ 1 2 3 4 6 และ 8 มีเส้นแนวโน้มลดลงเป็นไปในลักษณะเดียวกัน เส้นแนวโน้มระหว่างอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ 0.00 ถึง 0.50 มีลักษณะเส้นโค้งหงาย ส่วนระหว่างอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ 0.50 ถึง 1.00 มีลักษณะเกือบเป็นเส้นตรง เส้นแนวโน้มของวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มีค่าสูงสุด ถัดมาเป็นเส้นแนวโน้มวิธี Phi/C reduction ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 และในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 ตามลำดับ ส่วนวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เป็นลำดับต่ำสุด โดยหน้าตัดที่ 4 หน้าตัด เส้นแนวโน้มวิธีสมมูลจำกัดของ

มวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และวิธี Phi/C reduction ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เส้นแนวโน้มมีใกล้เคียงกัน

หน้าตัดที่ 5 7 และ 9 มีเส้นแนวโน้มลดลงเป็นไปในลักษณะเดียวกัน เส้นแนวโน้มระหว่างอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ 0.00 ถึง 0.50 มีลักษณะเส้นคล้ายเส้นตรง เส้นแนวโน้มของวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มีค่าสูงสุด ถัดมาเป็นเส้นแนวโน้มวิธีทางวิธี Phi/C reduction ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 และในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 ตามลำดับ ส่วนวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เป็นลำดับต่ำสุด ส่วนเส้นแนวโน้มระหว่างอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ 0.50 ถึง 1.00 มีลักษณะเส้นคล้ายเส้นตรง เส้นแนวโน้มของวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มีค่าสูงสุด ถัดมาเป็นเส้นแนวโน้มวิธี Phi/C reduction ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 ตามลำดับ ส่วนวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เป็นลำดับต่ำสุด

วิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มีเส้นแนวโน้มลำดับสูงสุดทุกหน้าตัด เป็นผลมาจากเงื่อนไขระยะเวลาแบบ Long-Term และ Material Model รูปแบบ Mohr-Coulomb ถัดมาเป็นเส้นแนวโน้มวิธีทางวิธี Phi/C reduction ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 และในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 ตามลำดับ เป็นผลมาจากความแตกต่างเงื่อนไขระยะเวลาแบบ Long-Term, Short-Term อีกทั้งเงื่อนไขคุณสมบัติวัสดุแบบพฤติกรรมวัสดุแบบระบายน้ำ (drained) และพฤติกรรมวัสดุแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) ส่งผลให้มีความแตกต่างของอัตราส่วนความปลอดภัย ส่วนวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีระดับน้ำอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เป็นลำดับต่ำสุดเป็นผลมาจากเงื่อนไขระยะเวลาแบบ Short-Term และ Material Model รูปแบบ Undrained (Phi=0)

ตารางที่ 4.2 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00

ระดับน้ำ ม.(ร.ศ.ม.)	ระดับน้ำ ลดลง(ม.)	Drawdown ratio (L/H)	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.)								
			Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6	Section 7	Section 8	Section 9
+2.00	ระดับน้ำ ปกติ	0.00	5.650	3.676	5.872	3.701	1.975	2.307	2.389	3.588	1.435
+1.00	-1.00	0.25	3.747	2.692	4.364	2.790	1.645	1.768	1.986	2.430	1.279
+0.00	-2.00	0.50	2.760	2.100	3.308	2.177	1.411	1.437	1.704	1.896	1.122
-1.00	-3.00	0.75	2.282	1.733	2.809	1.885	1.241	1.221	1.498	1.603	0.999
-2.00	-4.00	1.00	2.143	1.510	2.626	1.718	1.114	1.086	1.348	1.458	0.920

ตารางที่ 4.3 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

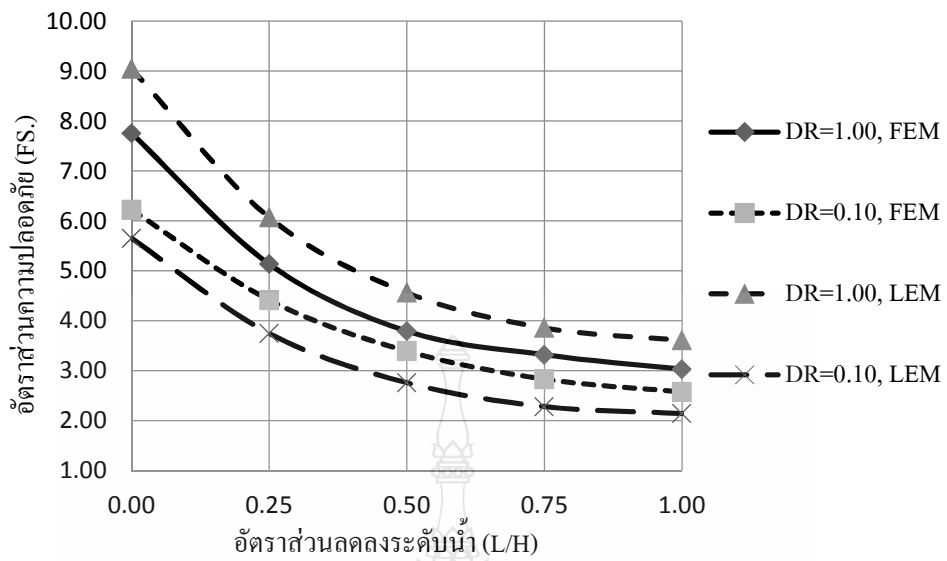
ระดับน้ำ ม.(ร.ศ.ม.)	ระดับน้ำ ลดลง(ม.)	Drawdown ratio (L/H)	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.)								
			Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6	Section 7	Section 8	Section 9
+2.00	ระดับน้ำ ปกติ	0.00	9.040	6.713	10.224	7.059	3.479	4.553	4.432	6.126	3.605
+1.00	-1.00	0.25	6.069	5.187	7.944	5.368	3.042	3.467	3.813	4.673	2.935
+0.00	-2.00	0.50	4.562	3.980	6.204	4.184	2.669	2.827	3.293	3.744	2.520
-1.00	-3.00	0.75	3.857	3.294	5.210	3.480	2.376	2.512	2.916	3.155	2.246
-2.00	-4.00	1.00	3.609	2.906	4.771	3.111	2.147	2.373	2.625	2.836	2.065

ตารางที่ 4.4 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราการลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00

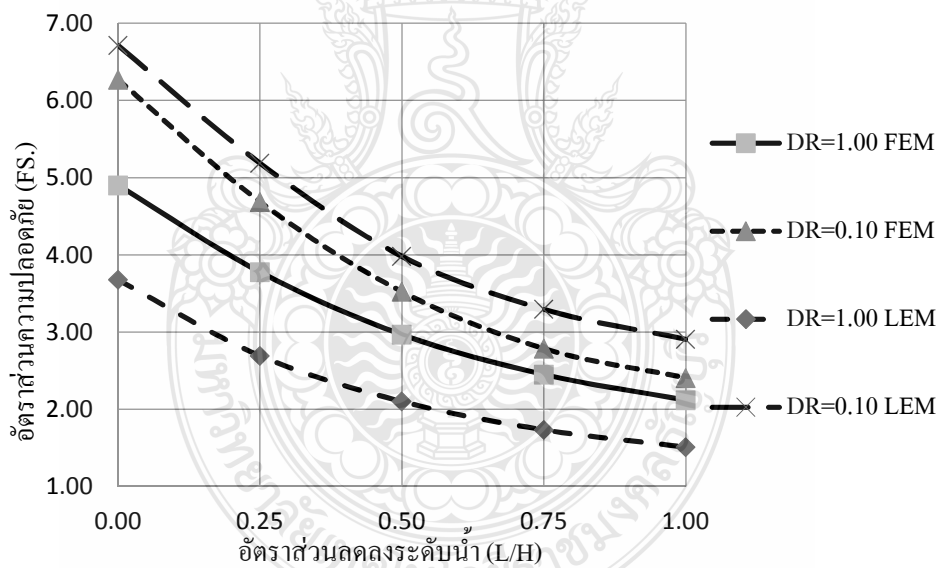
ระดับน้ำ ม.(ร.ศ.ม.)	ระดับน้ำ ลดลง(ม.)	Drawdown ratio (L/H)	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.)								
			Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6	Section 7	Section 8	Section 9
+2.00	ระดับน้ำ ปกติ	0.00	6.222	3.701	9.892	3.680	2.990	3.233	3.838	4.987	2.311
+1.00	-1.00	0.25	4.415	3.193	7.176	2.758	2.600	2.400	3.275	3.696	2.065
+0.00	-2.00	0.50	3.393	2.760	5.533	2.166	2.230	1.907	2.809	2.901	1.828
-1.00	-3.00	0.75	2.831	2.471	4.736	1.841	1.959	1.560	2.451	2.433	1.638
-2.00	-4.00	1.00	2.576	2.253	4.304	1.664	1.748	1.371	2.188	2.173	1.478

ตารางที่ 4.5 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราการลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

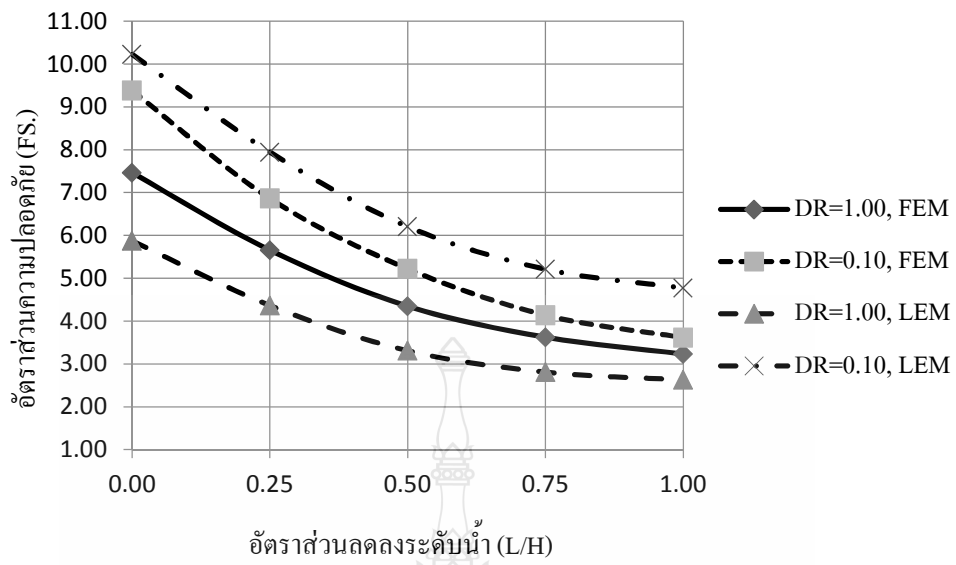
ระดับน้ำ ม.(ร.ศ.ม.)	ระดับน้ำ ลดลง(ม.)	Drawdown ratio (L/H)	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.)								
			Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6	Section 7	Section 8	Section 9
+2.00	ระดับน้ำ ปกติ	0.00	7.752	6.270	9.380	4.342	3.100	3.733	4.200	5.543	2.709
+1.00	-1.00	0.25	5.136	4.687	6.680	3.278	2.813	2.70	3.421	3.893	2.368
+0.00	-2.00	0.50	3.794	3.523	5.196	2.605	2.329	2.047	2.822	2.934	2.050
-1.00	-3.00	0.75	3.320	2.785	4.297	2.209	1.941	1.661	2.385	2.500	1.766
-2.00	-4.00	1.00	3.031	2.406	3.810	2.000	1.642	1.458	2.063	2.235	1.580



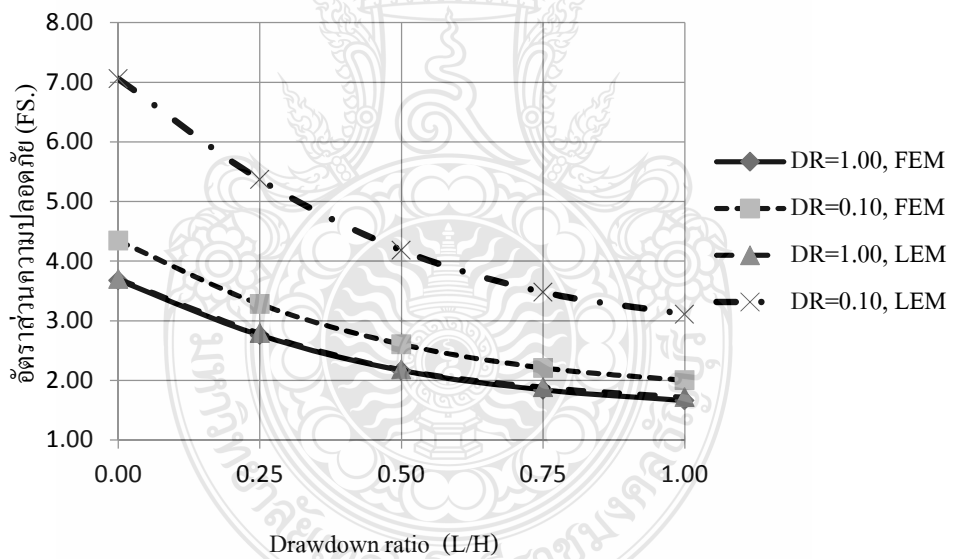
รูปที่ 4.37 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 1



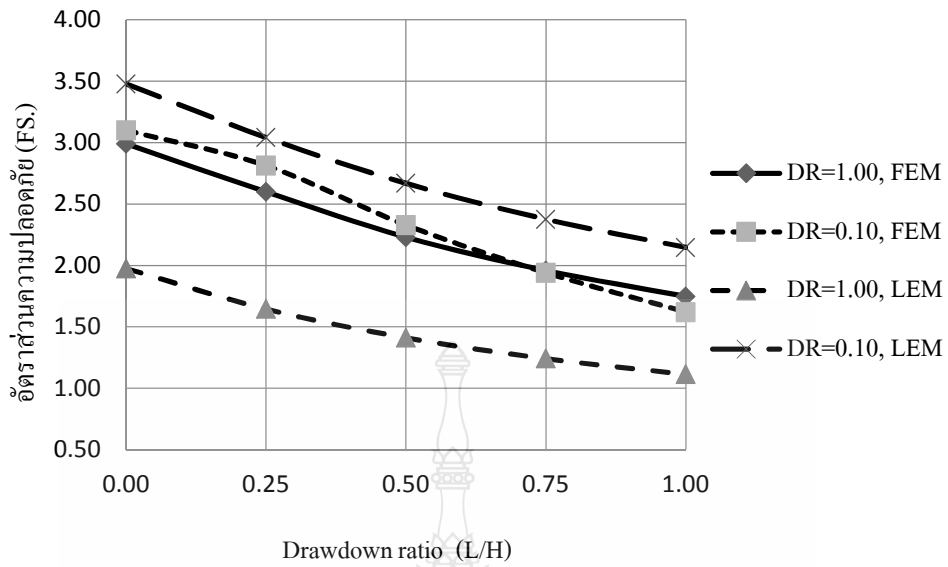
รูปที่ 4.38 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 2



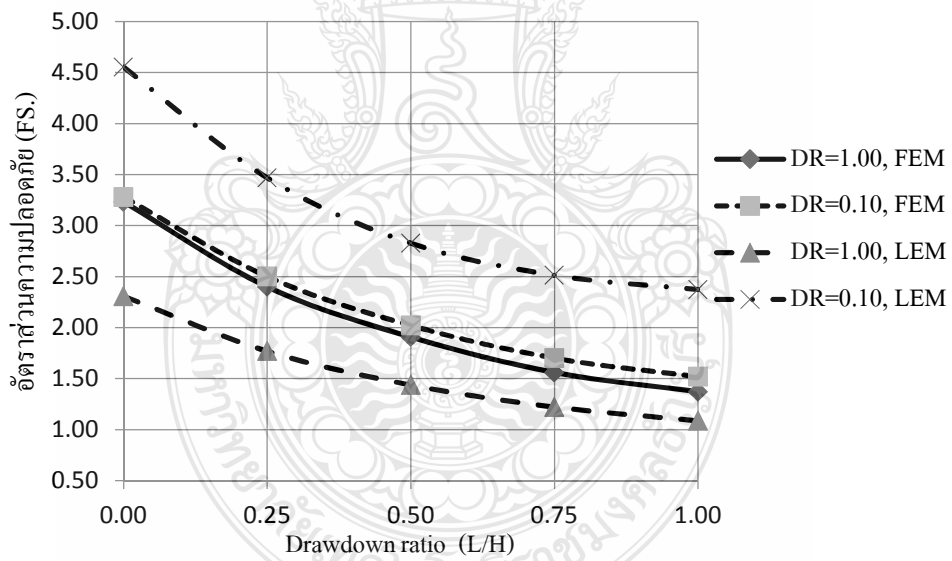
รูปที่ 4.39 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 3



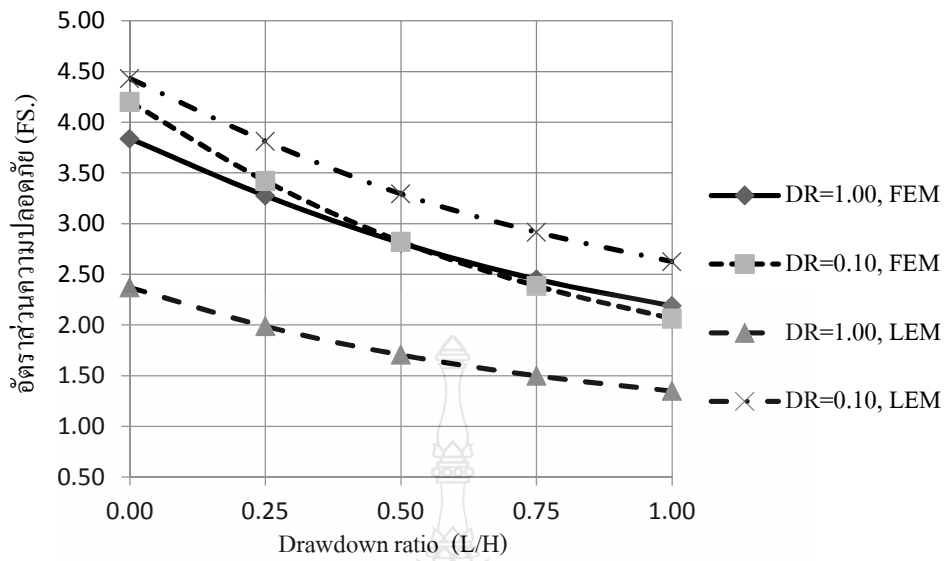
รูปที่ 4.40 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 4



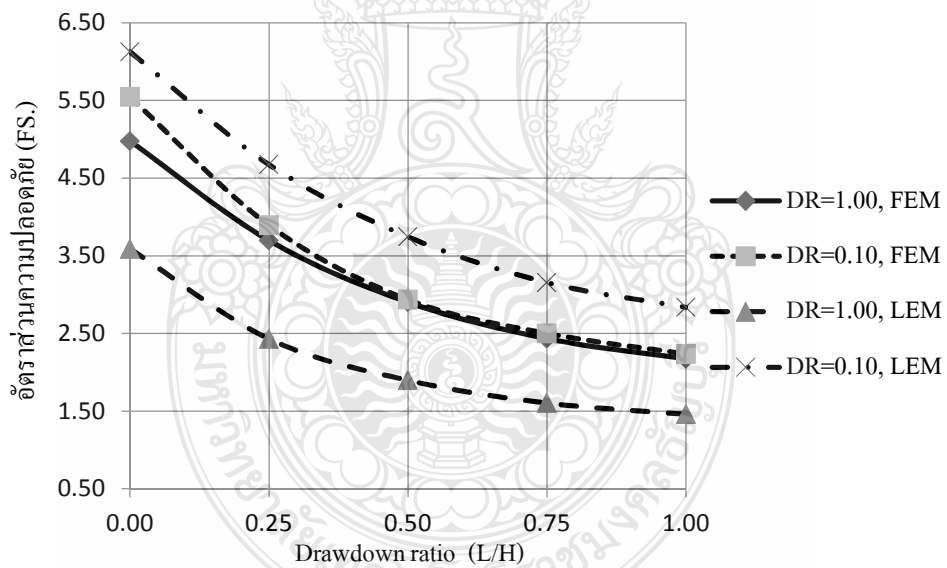
รูปที่ 4.41 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 5



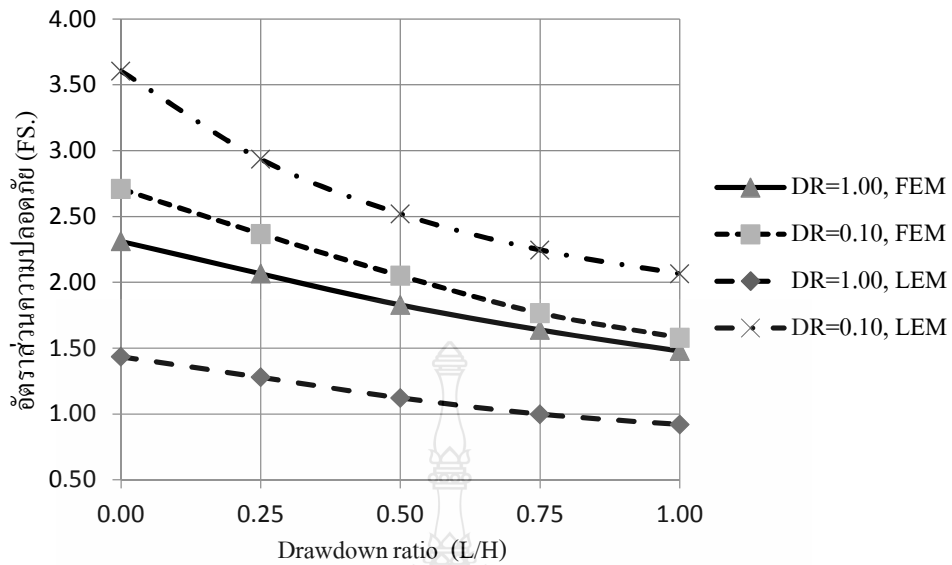
รูปที่ 4.42 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 6



รูปที่ 4.43 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 7



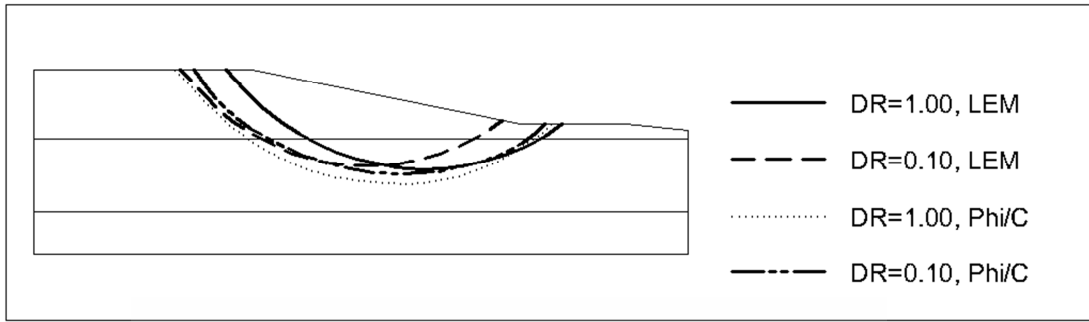
รูปที่ 4.44 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 8



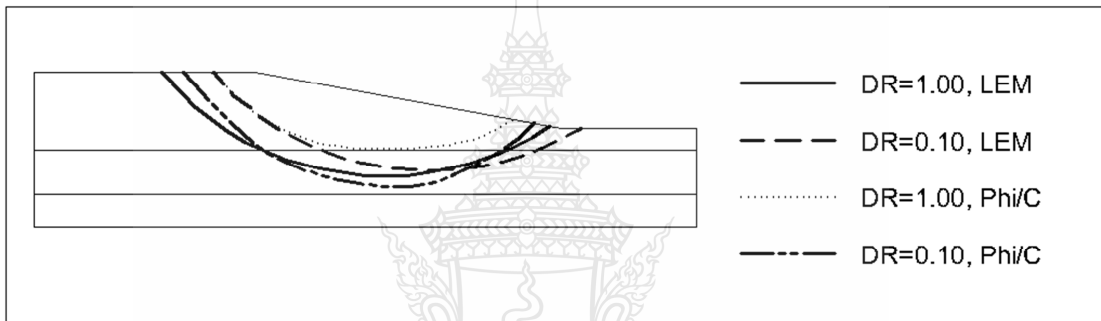
รูปที่ 4.45 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ต่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) หน้าตัดที่ 9

4.5.5 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces)

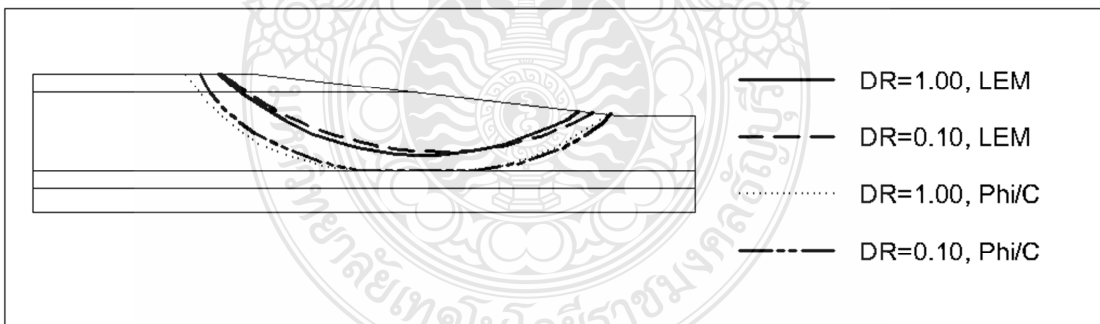
นำระนาบเลื่อนไถลจากการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 และกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มาแสดงระนาบเลื่อนไถลในแต่ละหน้าตัด พบว่าระนาบเลื่อนไถลเกิดขึ้นห่างจากคันตลิ่ง (Crown) ประมาณ 1.00 – 5.00 ม. และเกิดขึ้นบริเวณปลายด้านล่าง (Toe) ในกรณีค่า Undrained shear strength มีค่าประมาณ 10 – 25 kN/m² ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) จะเกิดขึ้นใกล้เคียงกัน เช่น หน้าตัดที่ 1, 2, 4, 8, ส่วนหน้าตัดที่มี Undrained shear strength มีค่าประมาณ 30 – 43 kN/m² บริเวณเกิดระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) จะมีความแตกต่างกัน เช่น หน้าตัดที่ 3, 5, 9, ดังแสดงในรูปที่ 4.45 ถึง รูปที่ 4.53



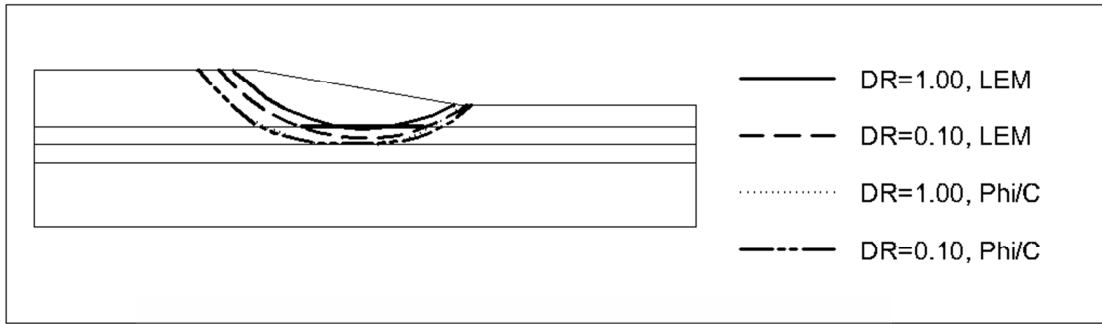
รูปที่ 4.46 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 1



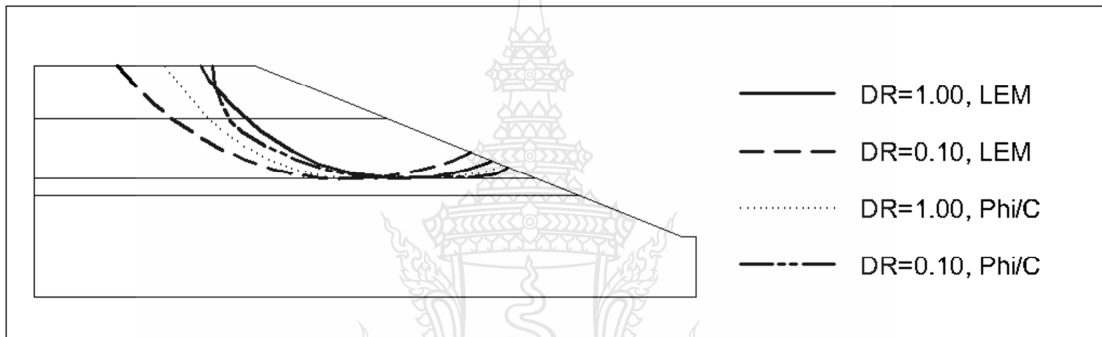
รูปที่ 4.47 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 2



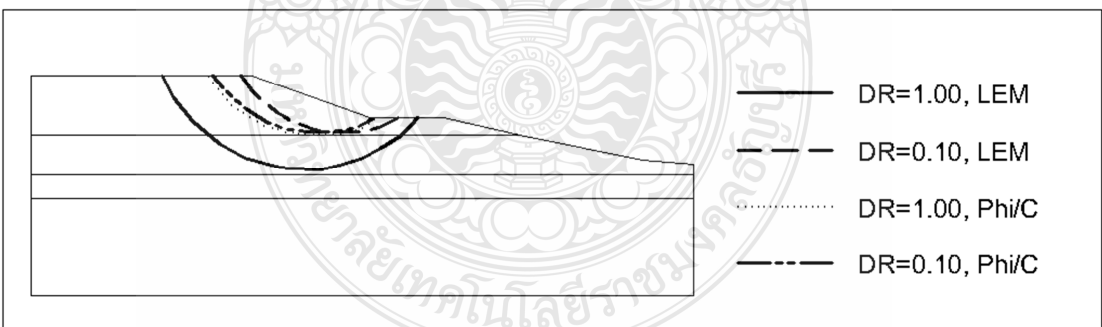
รูปที่ 4.48 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 3



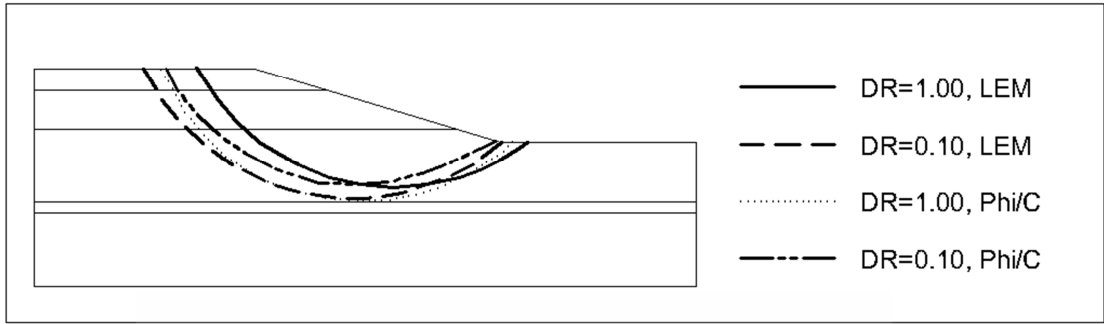
รูปที่ 4.49 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 4



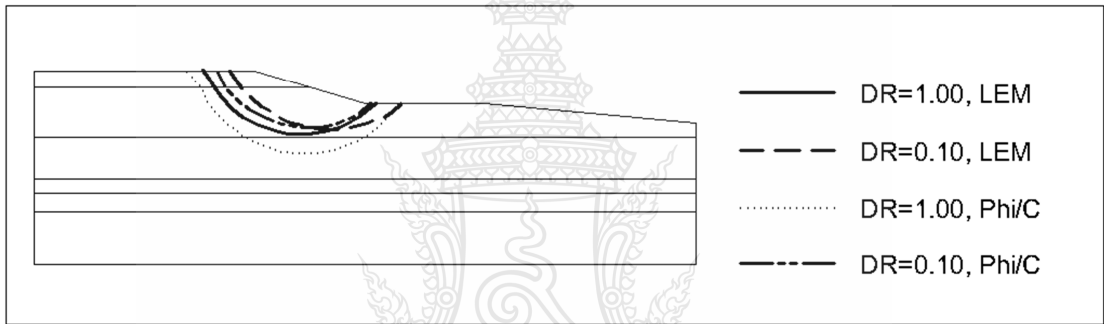
รูปที่ 4.50 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 5



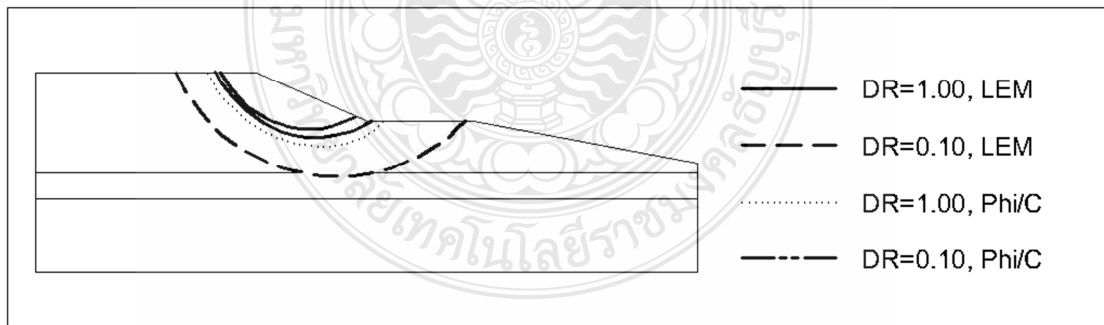
รูปที่ 4.51 ระบายเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 6



รูปที่ 4.52 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 7



รูปที่ 4.53 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 8



รูปที่ 4.54 ระนาบเลื่อนไถล (Slip surfaces) หน้าตัดที่ 9

4.6 เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง

นำผลการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง มาแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการเคลื่อนตัวของทิศทางราบ ทิศทางตั้ง และทิศรวม ของลาดตลิ่งแต่ละหน้าตัด สังเกตบางส่วนแนวโน้มที่ใกล้เคียงกันเป็นผลมาจากความลาดชันของลาดตลิ่งและคุณสมบัติของดินที่ใกล้เคียงกัน

4.6.1 ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00

ในแต่ละหน้าตัดเมื่อมีการเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงตามลำดับความสัมพันธ์การเคลื่อนตัว แสดงความสัมพันธ์ดังรูปที่ 4.55 ถึง 4.57 เส้นแนวโน้มระหว่างการเคลื่อนตัวรวมกับอัตราส่วนความปลอดภัยนี้ได้ดังนี้

- หน้าตัดที่ 1 สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 20.975 X^{-4.31}$, $R^2=0.926$

- หน้าตัดที่ 2 สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 5.1745 X^{-4.309}$, $R^2=0.8981$

- หน้าตัดที่ 3 สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 2587.4 X^{-7.816}$, $R^2=0.7355$

- หน้าตัดที่ 4 และหน้าตัดที่ 5 มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 3.5486X^{-6.467}$, $R^2=0.696$

- หน้าตัดที่ 6 และ 9 มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 5.864X^{-6.752}$, $R^2=0.8164$

- หน้าตัดที่ 7 และ 8 มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 136.12X^{-7.375}$, $R^2=0.78$

4.6.2 ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

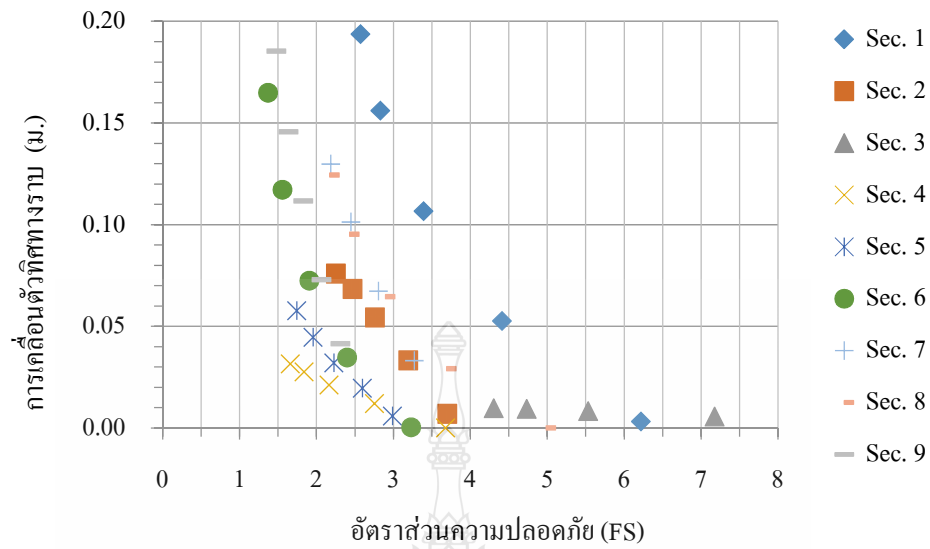
ในแต่ละหน้าตัดเมื่อมีการเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงตามลำดับสังเกตความสัมพันธ์การเคลื่อนตัวทิศรวมเมื่อมีการลดลงระดับน้ำ - 2.00 ได้ดังนี้

- หน้าตัดที่ 1, 2, 4 และ 8 มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y=3.8973X^{-3.16}$, $R^2=0.5067$

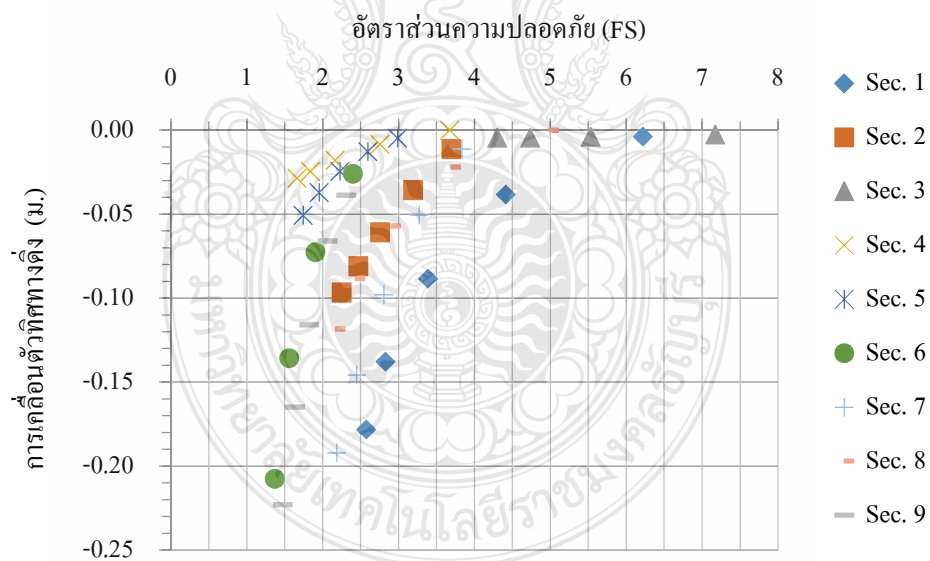
- หน้าตัดที่ 3 สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 19.897X^{-4.178}$, $R^2=0.8618$

- หน้าตัดที่ 5 สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 0.3402 X^{-3.042}$, $R^2=0.8935$

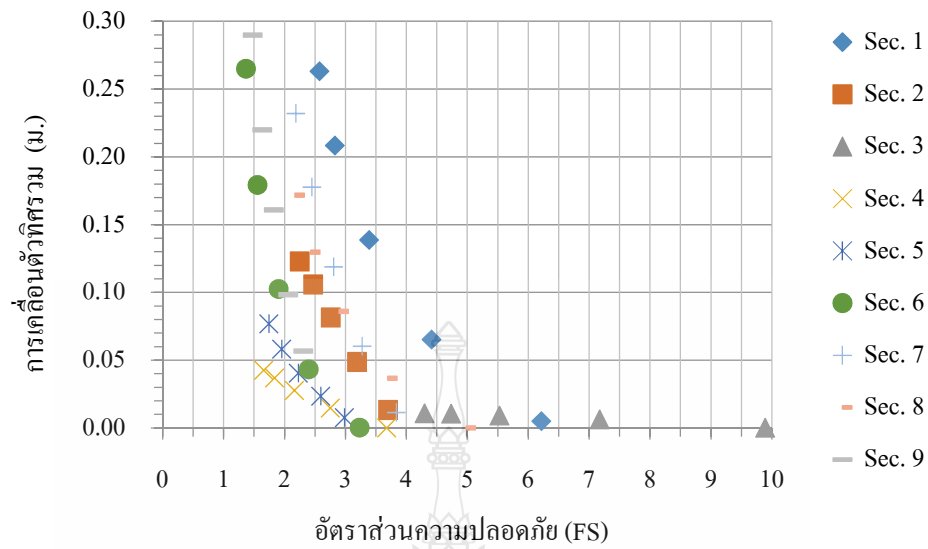
- หน้าตัดที่ 6, 7 และ 9 มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สมการเส้นแนวโน้มเท่ากับ $Y = 9.2709 X^{-4.798}$, $R^2=0.6178$



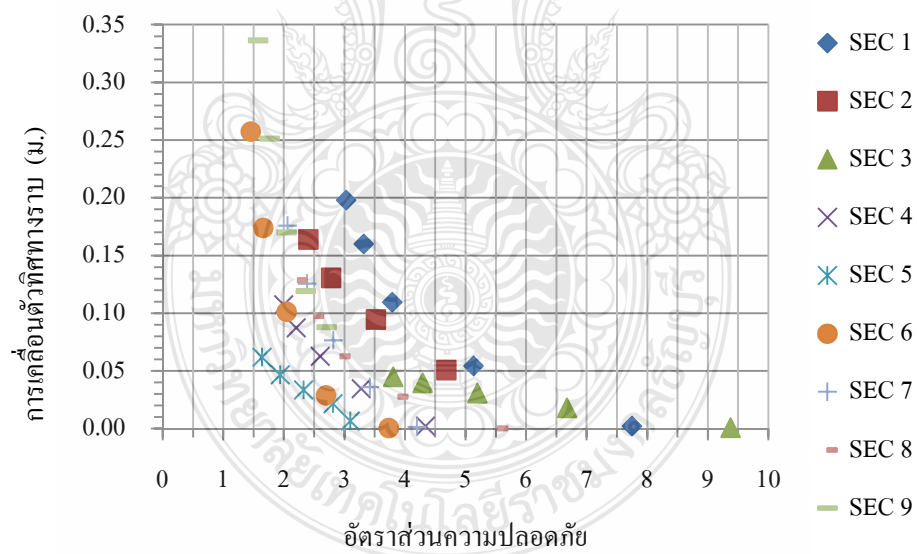
รูปที่ 4.55 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางราบ ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00



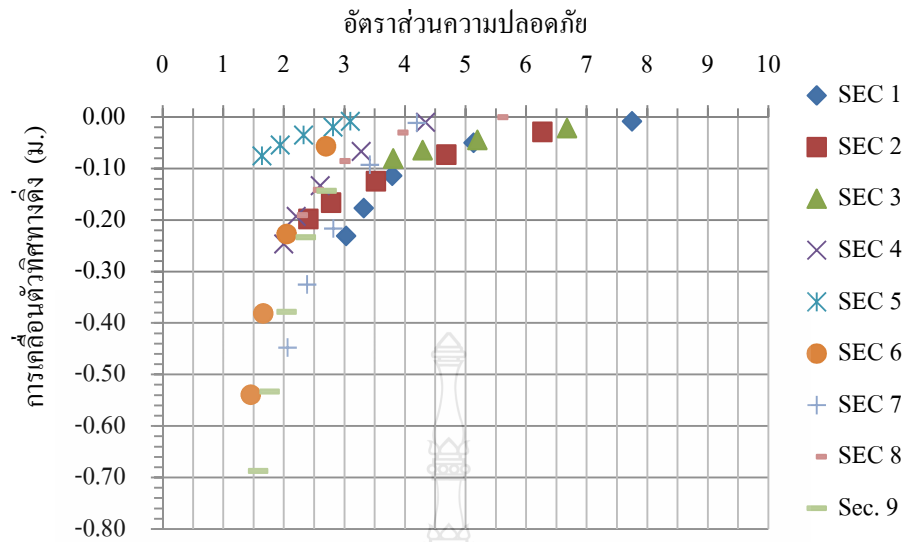
รูปที่ 4.56 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางตั้ง ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00



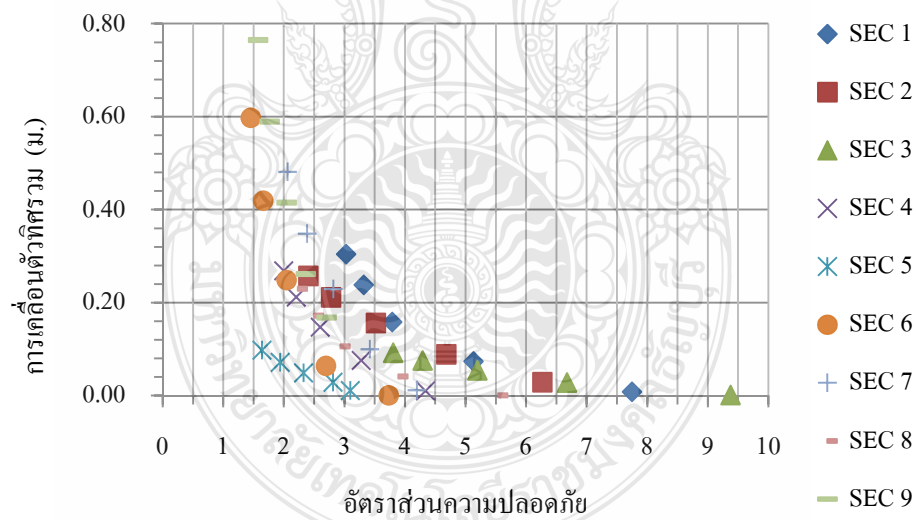
รูปที่ 4.57 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งที่รวมในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00



รูปที่ 4.58 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางราบในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10



รูปที่ 4.59 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางตั้ง
ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10



รูปที่ 4.60 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งทิศทางรวม
ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10

บทที่ 5

สรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการศึกษา

ในการศึกษาการตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ สรุปผลการศึกษาดังต่อไปนี้

5.1.1 หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9

สระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกขุดแบบไม่มีรูปทรง โดยส่วนมากมีความลึกประมาณ 5.00-7.00 ม. บริเวณความลึกสูงสุด 21 ม. ลาดตลิ่งแต่ละด้านมีความลาดชันต่างๆกันไป โดยหน้าตัดที่มีความชันมากที่สุด และหน้าตัดที่ 9 ความลาดชัน 1: 2.24 และหน้าตัดที่มีความชันน้อยสุดหน้าตัดที่ 3 ความลาดชัน 1:9.04

5.1.2 ลักษณะการเรียงตัวของชั้นดินและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9

1) ชั้น Weathered Crust พบว่าจากผิวดินถึงความลึกประมาณ 2.5 ม. เป็นชั้น Weathered Crust เป็นดินเหนียวอ่อน มีปริมาณความชื้นในมวลดิน (W_n) ประมาณ 28% - 78% จีดจำกัดพลาสติกประมาณ 55% - 82% หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 15.3 - 19.7 kN/m^3 กำลังรับแรงเฉือน (S_u) 6 - 25 kN/m^2 ในบริเวณ BH- 8 ถึง BH- 9 เป็นชั้นดินเหนียวมีกำลังรับแรงเฉือน 137-177.3 kN/m^2

2.) ที่ความลึกประมาณ 2.5 ม. ถึงประมาณ 10 ม. เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very soft to Medium Stiff Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดิน(W_n) ประมาณ 50%-98% จีดจำกัดพลาสติกประมาณ 75% - 92% ดัชนีความเหลว(Liquidity Index, LI) หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 14 - 16.1 kN/m^3 กำลังรับแรงเฉือน (S_u) 4.7-27.5 kN/m^2

3.) ที่ความลึกประมาณ 12 ม. ถึง 30 ม. ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากที่สุด (Stiff to Hard Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดิน(W_n) ประมาณ 22%-32% จีดจำกัดพลาสติกประมาณ 38% - 60% หน่วยน้ำหนัก (γ_t) ประมาณ 18 - 20.3 kN/m^3 ที่บริเวณหลุมเจาะ BH- 10 พบชั้นทรายแทรกที่ความลึกประมาณ 16 ม. ถึง 18 ม.

ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนาประมาณ 10-12 ม. มีดัชนีรีริความเหลว (Liquidity Index, L.I.) สูงประมาณ 0.9 – 1.0 เมื่อเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทำให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวมในดิน ซึ่งดินบริเวณนี้อาจกลายเป็นของเหลวได้

5.1.4 ลักษณะการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่ง

- ผลการเคลื่อนตัวของบริเวณคันทลิ่ง(Crown) ในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วหน้าตัดที่ 1, 7 และ 8 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.23 ม. 0.155 ม. และ 0.146 ตามลำดับ หน้าตัดที่ 5 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุด 0.006 ม. ส่วนในกรณีลดระดับน้ำ (DR)=0.10 หน้าตัดที่ 9, 6 และ 7 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.762 ม. 0.597 ม. และ 0.481 ตามลำดับ หน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุด 0.098 ม.

- ผลการเคลื่อนตัวของบริเวณปลายด้านล่าง(Toe) ในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วหน้าตัดที่ 9, 1 และ 6 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.29 ม. 0.265 ม. และ 0.260 ตามลำดับ หน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุด 0.018 ม. ส่วนในกรณีลดระดับน้ำ (DR)=0.10 หน้าตัดที่ 1, 8 และ 2 มีการเคลื่อนตัวในทิศรวมสูงสุดเท่ากับ 0.217 ม. 0.142 ม. และ 0.095 ตามลำดับ หน้าตัดที่ 3 มีการเคลื่อนตัวทิศรวมน้อยสุด 0.006 ม.

- การเคลื่อนตัวในทิศทางราบเกิดขึ้นสูงสุดที่ระดับ -3.00 จากนั้นการเคลื่อนตัวจะลดลงถึงที่ระดับความลึกประมาณ -10.00 ถึง -12.00 ซึ่งเป็นชั้นดินชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) มีการเคลื่อนตัวน้อยมาก

- สังเกตได้ว่าการเคลื่อนตัวของบริเวณคันทลิ่ง(Crown) เกิดการเคลื่อนตัวสูงกว่าบริเวณปลายด้านล่าง(Toe) และในกรณีลดระดับน้ำ (DR)=0.10เกิดการเคลื่อนตัวลาดตลิ่งสูงกว่าในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว เป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ หน่วยแรงรวม แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นภายในลาดตลิ่ง ระยะเวลา และความลาดชันของหน้าตัด

- หน้าตัดที่มีชั้น Weatered Crust เป็นชั้นบนสุดซึ่งมีกำลังรับแรงเฉือนของดินสูง ผลการเคลื่อนตัวทิศทางราบจะเกิดขึ้นสูงสุดระดับประมาณ -1.00 ถึง -3.00 ม. ส่วนหน้าตัดที่เป็นชั้นดินชนิดเดียวกันจากผิวดินจะเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ระดับผิวดิน

5.1.5 เสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9

- ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) กรณีการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (rapid drawdown) ที่ระดับน้ำลดลง +0.00 อัตราส่วนความปลอดภัยหน้าตัดที่ 9 เท่ากับ 1.122 และเมื่อ ระดับน้ำลดลง -2.00 อัตราส่วนความปลอดภัยหน้าตัดที่ 5 และ 7 เท่ากับ 1.114 และ 1.086 ตามลำดับน้อยกว่าเกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุดเท่ากับ 1.2 ส่วนกรณีการ

ลดลงของระดับน้ำแบบช้า (Slow drawdown) เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม. ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดคือ Section 9 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 2.065 มากกว่าเกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้เท่ากับ 1.2

- ผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ท.ก.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดคือหน้าตัดที่ 6 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 1.371 และในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 เมื่อระดับน้ำลดลงที่ระดับ -2.00 ม.(ร.ท.ก.) ลาดตลิ่งที่มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดคือหน้าตัดที่ 6 โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย 1.458 มากกว่าเกณฑ์กำหนดอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้เท่ากับ 1.2

- สังเกตผลอัตราส่วนความปลอดภัยด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) กรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 มีอัตราส่วนความปลอดภัยสูงสุด ถัดมาเป็นผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 0.10 และผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction ในกรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 ตามลำดับ ส่วนผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) กรณีอัตราลดลงระดับน้ำ (DR) = 1.00 ได้ผลอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด โดยที่เปอร์เซ็นต์ความแตกต่าง (Percent Difference) เพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนลดลงของระดับน้ำ

- ผลการวิเคราะห์เสถียรด้วยวิธีสมมูลจำกัดของมวลดิน (LEM) และผลการตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธี Phi/C reduction หน้าตัดที่ 5, 6 และ 9 มีผลอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุด เป็นผลมาจากความชันของตลิ่ง และกำลังของดินค่อนข้างต่ำส่งผลให้มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อย ส่วนในหน้าตัดที่ 3 อัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุด มีความลาดชันตลิ่งเท่ากับ 1:9.04 และชั้นบนของดินเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมีรอยแตก (Weather crust) ส่งผลต่ออัตราส่วนความปลอดภัยค่อนข้างสูง

- ลักษณะการเลื่อนไถลจะเกิดขึ้นบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อนเกิดการเลื่อนไถลแบบ Circular และจะไม่เกิดการเลื่อนไถลในชั้นดินเหนียวแข็ง หากวงเกิดการเลื่อนไถลถึงชั้นดินเหนียวแข็ง วงการเลื่อนไถลจะเป็นลักษณะ Compound Slip

5.2 ข้อเสนอแนะ

5.2.1 เนื่องจากลาดตลิ่งบางบริเวณมีระดับแตกต่างกันอยู่พอสมควร ควรทำการสำรวจภูมิประเทศสระเก็บน้ำพระราม 9 เพื่อใช้ในการควบคุมการลดระดับน้ำให้ถูกต้อง

5.2.2 ในการใช้ระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งมีพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องจำนวนมาก ควรทำการทดสอบหาพารามิเตอร์ให้ครบถ้วนเพื่อความถูกต้องในการนำไปใช้วิเคราะห์ต่อไป

5.2.3 ควรมีการวัดการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งในสนามที่ระดับความลึกต่างๆ เพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์

5.2.4 การใช้น้ำสระเก็บน้ำพระราม 9 ในกรณีการลดระดับน้ำ (DR)=1.00 (Rapid Drawdown) ควรคำนึงถึงอัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในสระซึ่งจะมีผลต่อการลดลงเสถียรภาพบริเวณ หน้าตัดที่ 9, 6 และ 5



บรรณานุกรม

- [1] มูลนิธิชัยพัฒนา.โครงการสระเก็บน้ำพระราม 9 อันเนื่องมาจากพระราชดำริ ตำบลคลองหลวง อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี .สืบค้นจาก <http://www.chaipat.or.th>
- [2] ร่วมด้วยช่วยกัน.กรมชลประทานชุดแก้มลิง"เชียงราก" จับมือกปน.ฟื้นฟูลำเจ้าพระยาเดิมใช้กักเก็บน้ำสำรองผลิตประปา.สืบค้นจาก<http://www.rd1677.com/>
- [3] การประปาส่วนภูมิภาค. กปน.สาขารังสิต(พ) ให้สัมภาษณ์ผู้สื่อข่าวผู้ ปณ.ข่าว 3. สืบค้นจาก <http://www.pwa.co.th/>
- [4] แสงอรุณ เก้าเอี้ยน. (2546). เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณตลิ่งท้ายเขื่อนทดน้ำบางประกง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ,จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- [5] คณะทำงานจัดทำมาตรฐานเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ. (2545). แนวทางและหลักเกณฑ์การออกแบบเขื่อนเก็บกักน้ำและอาคารประกอบ. กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์
- [6] Weigth, S.G., Kulhawy. (1973). F.H. and Duncan, J.M. (1973), **Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis**, Jour of Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 99 No. SM10, 783-791
- [7] Lambe T.W., Silva F., Lambe C.P. (1987). **Stability of an unloaded slope**. 9th Southeast Asian Geotechnical conference Bangkok, Thailand.
- [8] Ladd, C.C., and Koutseftas C.D., **Design Strengths for an Offshore Clay**, Geotechnique Vol.111, 1985: 337-355
- [9] ทศพร ศรีเอี่ยม. (2533). การวิเคราะห์เสถียรภาพของตลิ่งแม่น้ำป่าสัก:กรณีศึกษาบริเวณวัดศาลาลอย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ,จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- [10] Bishop, Alan W. & D.J.Henkel. (1962). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. E.arnold. London
- [11] Lambe., and Whitman, R.V. (1979). **Soil Mechnics**, SI Version, John Wiley and Sons, Inc. New York
- [12] Skempton, A. W.(1985). **Residul Strength of clay in landslide, folded strata and laboratory**. Geotechnique No. 1.

บรรณานุกรม (ต่อ)

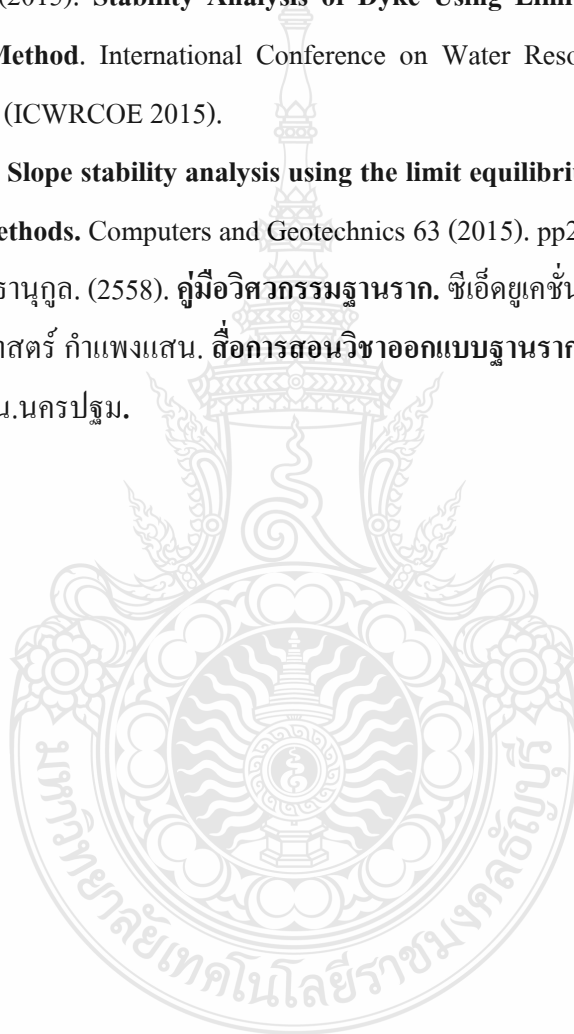
- [13] สถาพร ภู่วิจิตรจารุ. (2541). **ทดลองปฐพีกลศาสตร์**. สำนักพิมพ์ไลบรารี นาย. กรุงเทพมหานคร
- [14] Ladd, C. C. and Foot, R. (1974). **New design procedure for Stability of Soft clay**. Journal of the geotechnical engineering division.
- [15] Bishop, A.W. and Morgmstern, N. R. (1960) . **Stability Coefficients foe Earth Slope**. Geotechnique, Vol.10, No. 4
- [16] Hough, B.K. (1957). **Undrained Earth Slopes and Embankments**. Basic soils Engineering. Ronald Press Company. New yok
- [17] NAVFAC DM-7. **Design Manual, Soil Mechanics**, Foundations and Earth Structure, Department of the Navy , Naval Facilities Engineering Command.
- [18] อุดลย์ ชะ โก๊บบ. (2551) . **การศึกษาการปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินในทางหลวงหมายเลข 41 ตอน อ.ทุ่งสง-ร่อนพิบูลย์,ภาคใต้ประเทศไทย** . วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต ,มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.
- [19] สุรพล สงวนแก้ว. (2544). **ปัญหาการพังทลายเนื่องจากสภาพทางธรณีวิทยา**. การสัมมนา เทคนิควิธีการแก้ไขป้องกันการชะล้างพังทลายและการเคลื่อนตัวเชิงลาด. 14 กันยายน 2544. โรงแรมดิเอ็มเพลส กรุงเทพมหานคร.
- [20] Wieland, M. (1989) . **Effect of Flood of November 18-23. 1988. In Southern Thailand on Highway Bridge and Large Dams**. Swiss Disaster Relief Unit. Bangkok. 188p.
- [21] Blong, R. J. (1973). **A Numerical Classification of Selected Landslide of Debris Slide Avalanch-flow Type**. Engineering Geology7.
- [22] วินิต ช่อวิเชียร. (2552). **ปฐพีกลศาสตร์ Soil Mechanics**. กรุงเทพมหานคร.
- [23] บัญชา สันสุขเศรษฐ์. (2553) . **ผลของแรงแผ่นดินไหวที่มีต่อพฤติกรรมของเขื่อนแม่ทะลบลหลวง**. วิทยานิพนธ์(วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต), มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.
- [24] วิจิต นามวิเศษ. (2556) . **พฤติกรรมของกำแพงกันดินและเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้กับงานขุดดินลึกด้วยระบบ top-down ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ**. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยสุรนารี
- [25] R.B.J, Brinkgreve (2012). **PLAXIS 2D 2012 Material Models Manual**. Delft University of Technology and Plaxis bv. Netherlands.

บรรณานุกรม (ต่อ)

- [26] Berilgen MM. (2006). **Investigation of slopes under drawdown conditions.**
Computers and Geotechnics. Vol 34, issue2, pp81-91
- [27] R.B.J, Brinkgreve (2012). **PLAXIS 2D 2012 Reference Manual.** Delft University of
Technology and Plaxis bv. Netherlands.
- [28] Terzaghi, K. (1950). **Mechanism of Landslide.** Application of Geology to Engineering
Practice. Barkey Volume Sidney paige. Chairman. Geol. Soc. Am. pp 83-123.
- [29] Orr, T.L.L. (1987). **Effect of Uncertainty in the Groundwater Laval on Safety in
Geotechnical Design.** Proceeding of the Ninth European Conference on Soil Mechanics
and Foundation Engineering. Vol. 3. 31 August-3 September 1987. Dublin.
- [30] วรากร ไม้เรียง. (2542). **วิศวกรรมเขื่อนดิน.** ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและโครงการซ่อมแซมและ
ปรับปรุงเขื่อนมูลบน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. กรุงเทพมหานคร.
- [31] Griffiths, D.V. and Lane, P.A. (1997). **Slope Stability by Finite Element,** Geotechnique, 49
No.3, pp.387-403
- [32] ขงยุทธ แต่ศิริ (2544). **ปัญหาน้ำใต้ดินในตลาดคันทองและตลาดธรรมชาติ.** การสัมมนาเทคนิค
วิธีการแก้ไขป้องกันกาชะล้างพังทลายและการเคลื่อนตัวเชิงลาด. 14 กันยายน 2544.
โรงแรมดิเอ็มเพรส กรุงเทพมหานคร.
- [33] ประสม ณ ชาตรี. (2545). **พฤติกรรมการวิบัติของคันดินบนดินชั้นดินโคลนบริเวณปากแม่น้ำ.**
วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- [34] นฤทธิ์ ประกอบบุญ. (2546). **การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุด.**
วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- [35] บรรพต กุลสุวรรณ. (2548). **การศึกษาพฤติกรรมการพิบัติของลาดดินในพื้นที่ต้นน้ำของกลุ่ม
น้ำย่อยแม่น้ำจันทบุรี.** วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต,
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- [36] S. M. Ali Zomorodian. (2010). **Effect of Horizontal Drains on Upstream Slope
Stability During Rapid Drawdown Condition.** International Journal of Geology.
Issue 4, Volume 4.

บรรณานุกรม (ต่อ)

- [37] López-Acosta N.P. (2013). **Safety of a protection levee under rapid drawdown conditions. Coupled analysis of transient seepage and stability.** 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris.
- [38] Shivamant A. (2015). **Stability Analysis of Dyke Using Limit Equilibrium and Finite Element Method.** International Conference on Water Resources, Coastal and Ocean Engineering (ICWRCOE 2015).
- [39] S.Y.Lui. (2014). **Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods.** Computers and Geotechnics 63 (2015). pp291–298.
- [40] พัลลภ วิสุทธิ์เมฆานุกูล. (2558). **คู่มือวิศวกรรมฐานราก.** ซีเอ็ดดูเคชั่น, กรุงเทพฯ.
- [41] คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน. **สื่อการสอนวิชาออกแบบฐานราก.** มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน. นครปฐม.

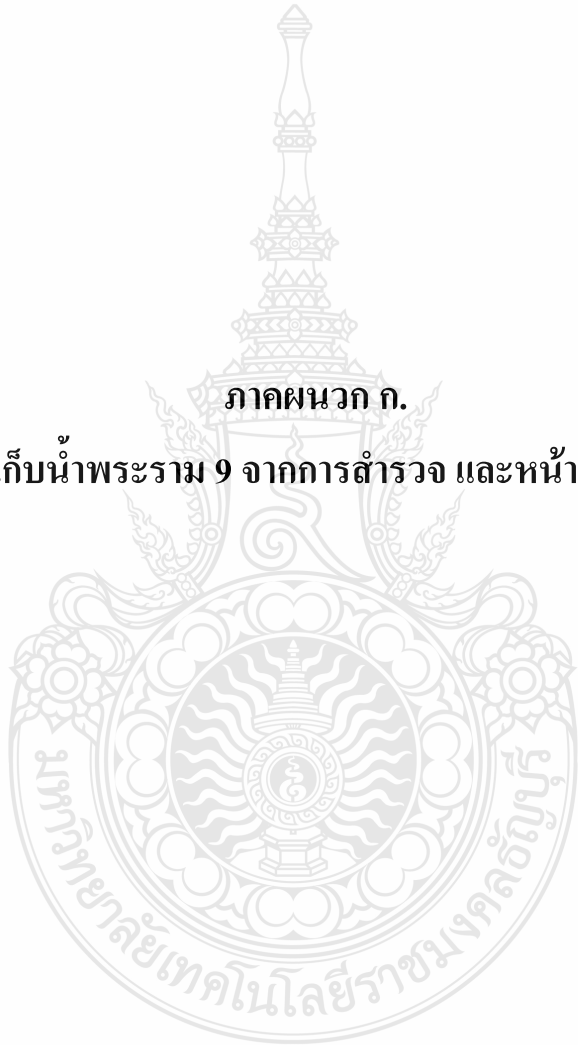


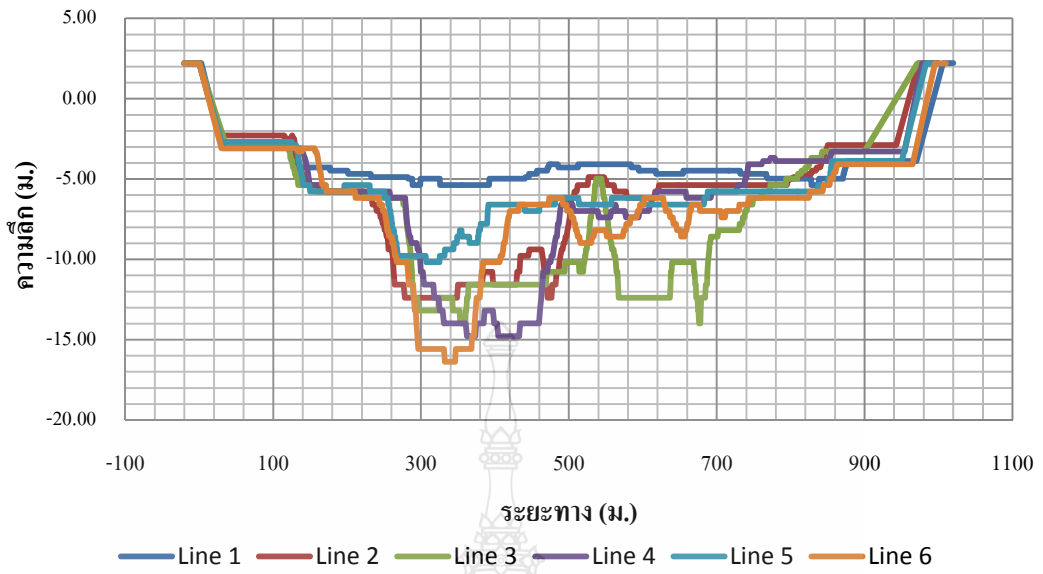
ภาคผนวก



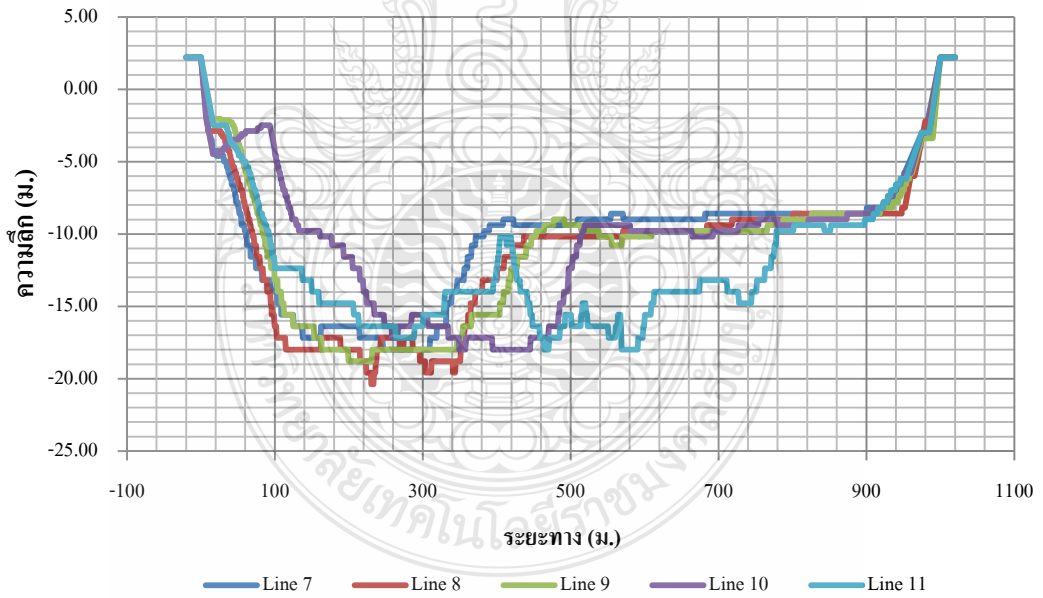
ภาคผนวก ก.

หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 จากการสำรวจ และหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์

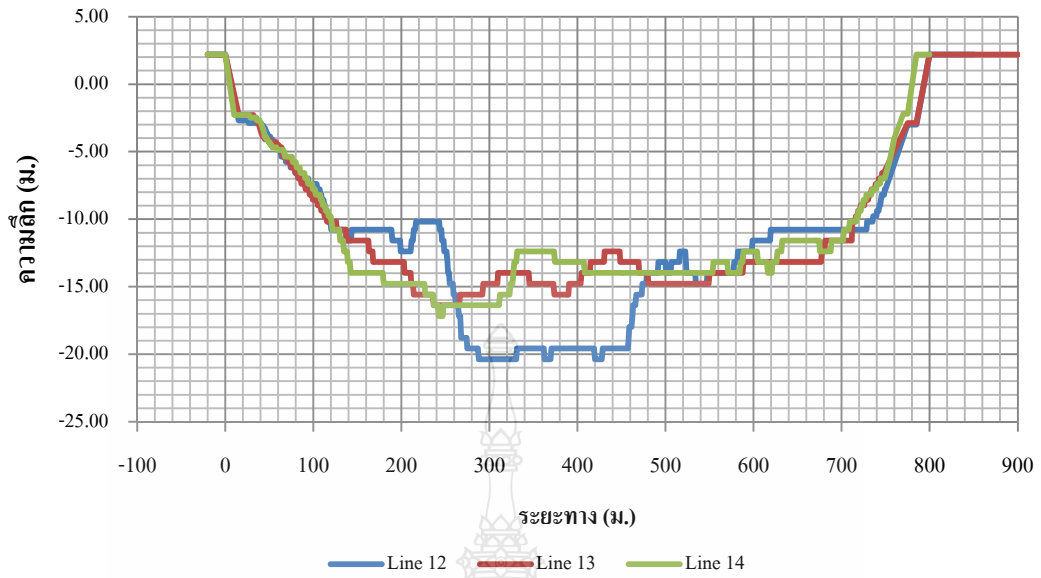




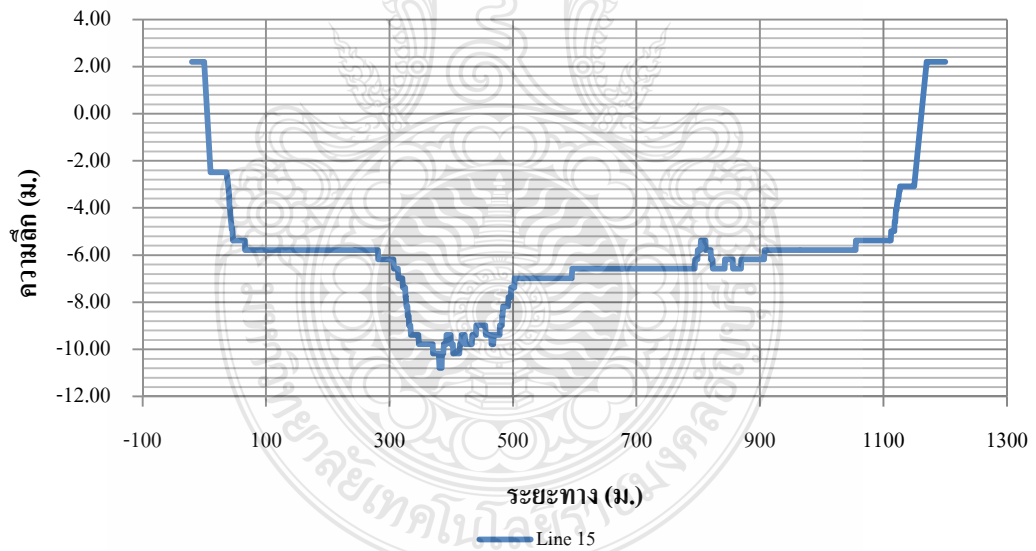
รูปผนวกที่ ก1 ผลการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 Line 1 ถึง Line 6



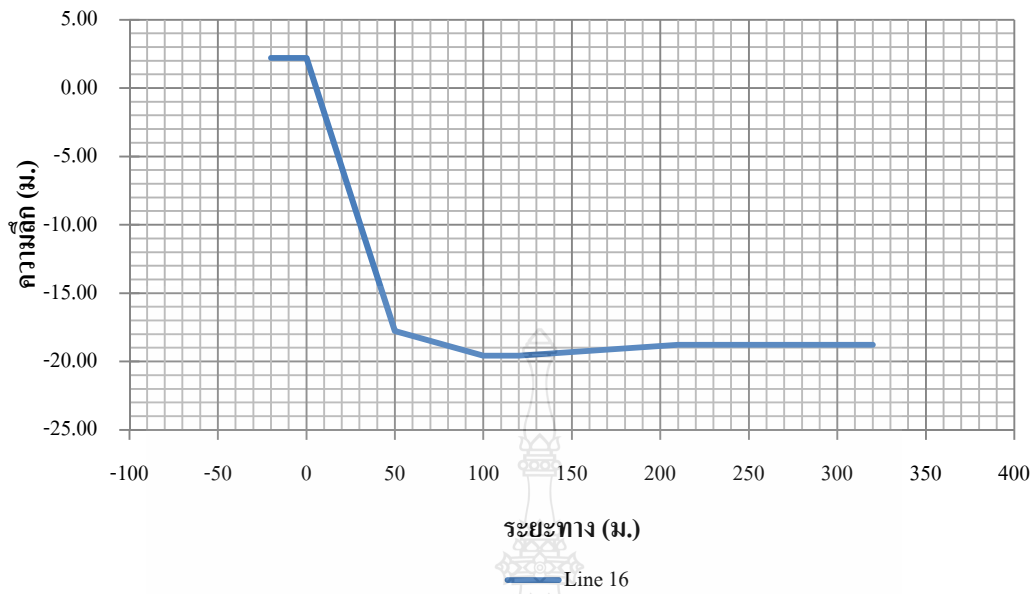
รูปผนวกที่ ก2 ผลการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 Line 7 ถึง Line 11



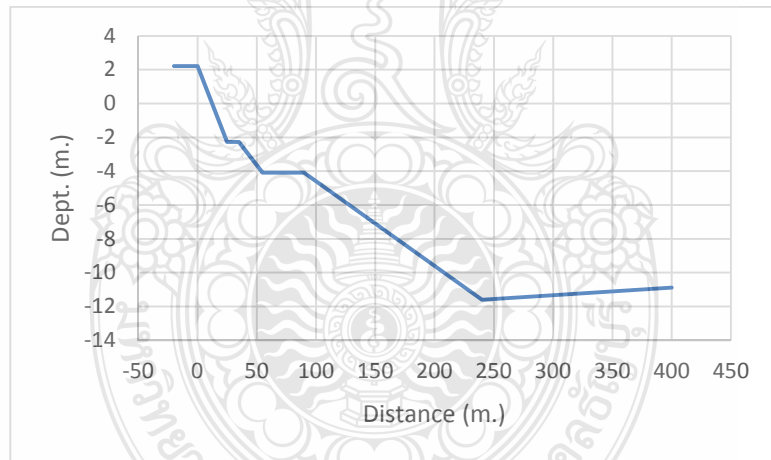
รูปผนวกที่ ก3 ผลการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 Line 12 ถึง Line 13



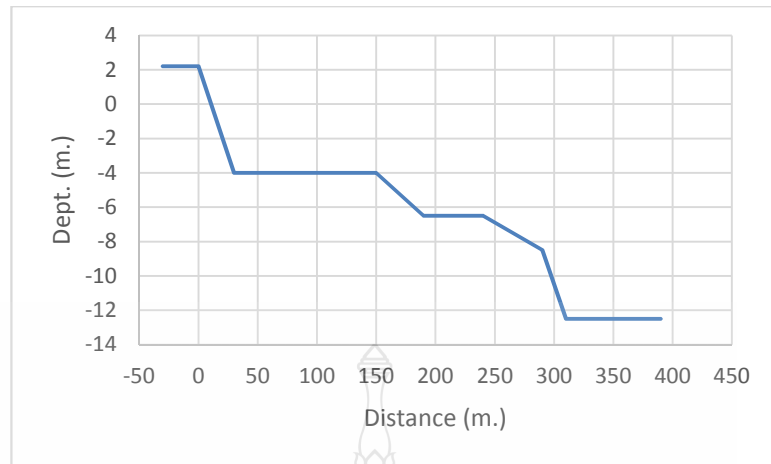
รูปผนวกที่ ก4 ผลการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 Line 15



รูปผนวกที่ ก5 ผลการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 Line 16



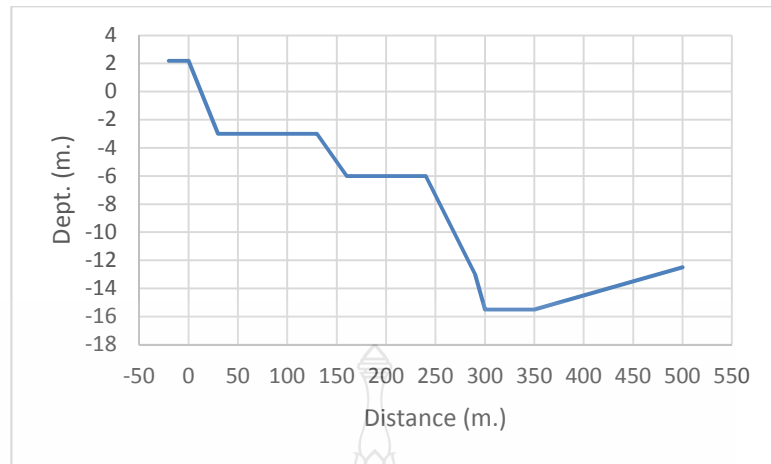
รูปผนวกที่ ก6 หน้าตัดที่ 1



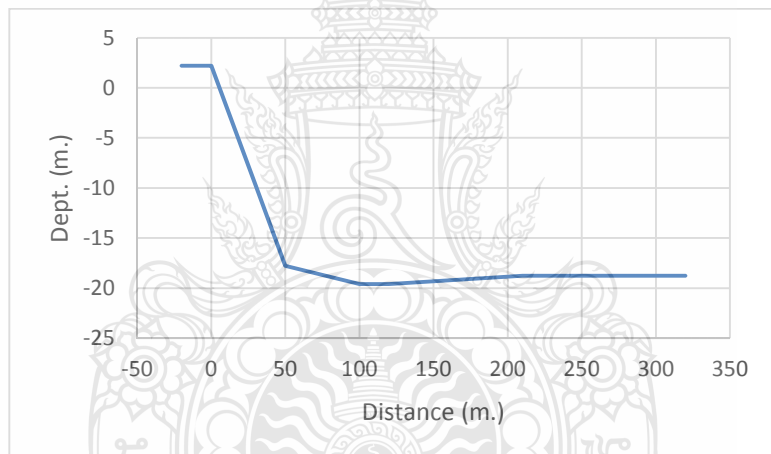
รูปผนวกที่ ก7 หน้าตัดที่ 2



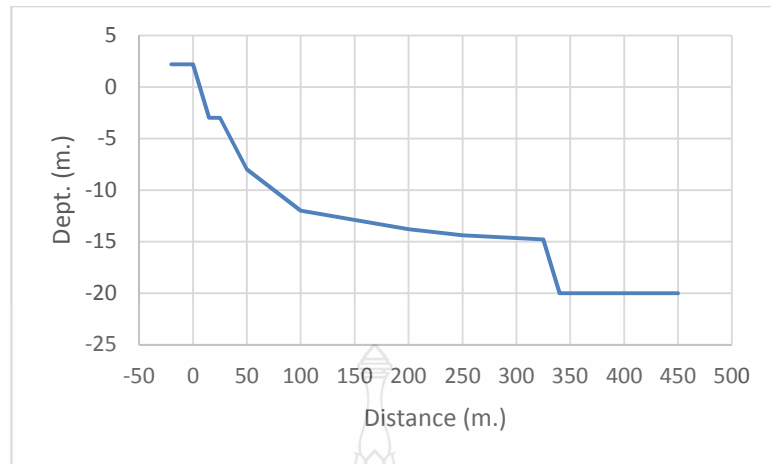
รูปผนวกที่ ก8 หน้าตัดที่ 3



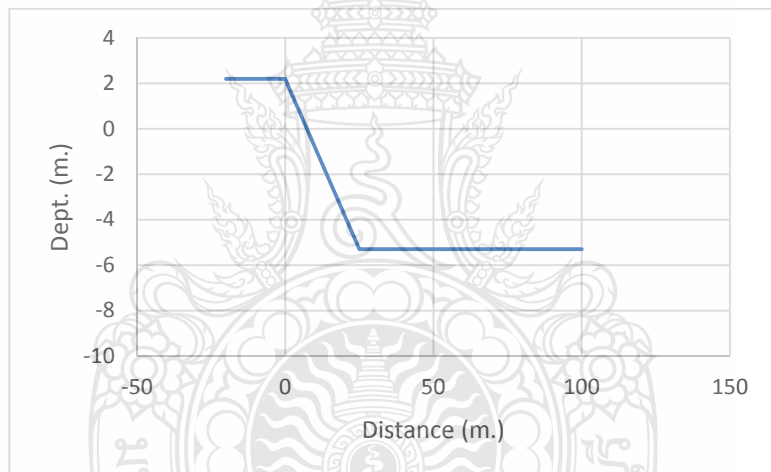
รูปผนวกที่ ก9 หน้าตัดที่ 4



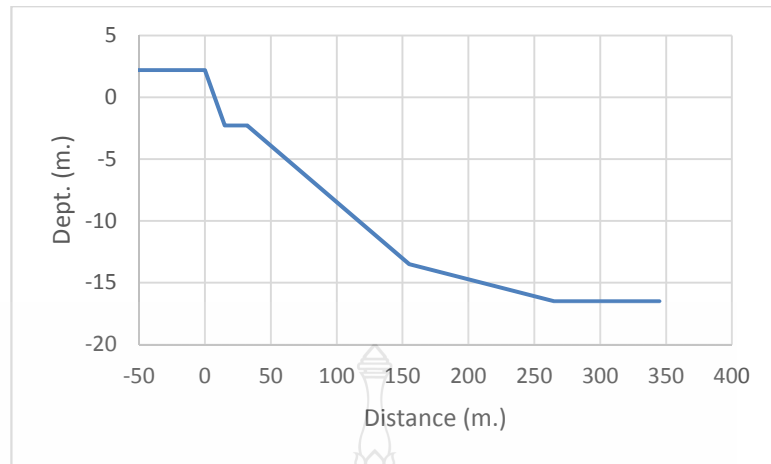
รูปผนวกที่ ก10 หน้าตัดที่ 5



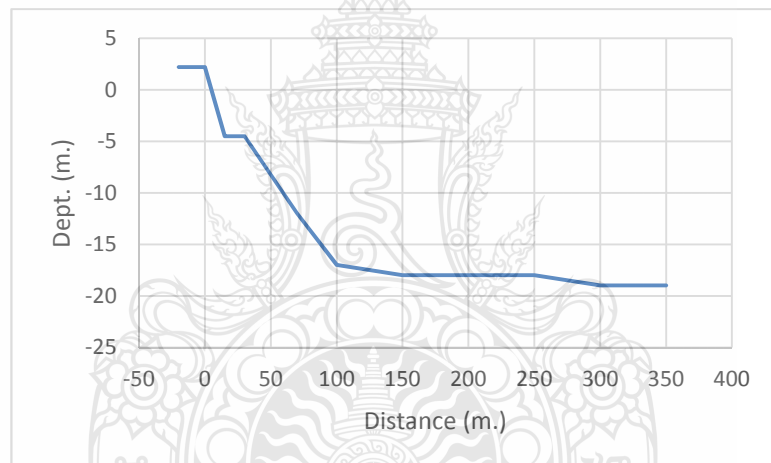
รูปผนวกที่ ก11 หน้าตัดที่ 6



รูปผนวกที่ ก12 หน้าตัดที่ 7



รูปผนวกที่ ก13 หน้าตัดที่ 8



รูปผนวกที่ ก14 หน้าตัดที่ 9

ภาคผนวก ข.

คุณสมบัติพื้นฐานทางวิศวกรรมของดิน Summary of Test Results.



ตารางผนวกที่ ข1 Summary of Test Results BH-01

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-1

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)			
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c	
ST- 1	3.00	3.50	71.7	75.5	32.9	42.6					100	97	CH	0.0	18.0	10.8	15.5			
ST- 2	4.50	5.00	76.6	88.0	31.7	56.3					100	99	CH	0.0	18.0	10.4	14.9			
ST- 3	6.00	6.50	83.5	91.5	35.2	56.3					100	99	98	CH	0.0	21.0	19.1	15.0		
ST- 4	7.50	8.00	89.1	84.4	34.3	50.1					100	99	98	CH	0.0	21.0	14.5	15.2		
ST- 5	9.00	9.50	-				No Recovery													
ST- 6	10.50	11.00	84.6	82.5	32.8	49.8					100	98	97	CH	0.0	15.0	14.5	15.4		
ST- 7	12.00	12.50	84.0	79.1	34.6	44.6					100	98	CH	0.0	17.0	17.3	15.3			
ST- 8	13.50	14.00	75.3	81.4	34.1	47.3					100	98	CH	0.0	22.0	20.7	15.5			
ST- 9	15.00	15.50	74.9	79.1	34.5	44.6					100	98	CH	0.0	22.0	18.7	15.6			
ST- 10	16.50	17.00	31.7	53.4	28.0	25.4					100	98	CH	62.5	48.0	69.6	19.0			
SS- 1	17.00	17.45	29.5	39.9	20.0	19.9					100	99	97	CL	112.5				30	
SS- 2	18.00	18.45	23.8	46.2	24.9	21.4					100	98	89	CL	112.5				37	
SS- 3	19.50	19.95	23.5	38.4	19.5	18.9					99	93	79	CL	62.5				42	
SS- 4	21.00	21.45	24.7	Insufficient Sample							100	98	93	(CL)	75.0				44	
SS- 5	22.50	22.95	31.2	46.7	18.3	28.4					100	99	98	97	94	CL	62.5			28
SS- 6	24.00	24.45	29.2	39.8	21.9	17.9					100	99	92	CL	75.0				30	
SS- 7	25.50	25.95	26.2	Insufficient Sample							100	96	93	(CL)	112.5				42	
SS- 8	27.00	27.45	25.2	45.4	20.4	25.0					100	99	88	CL	87.5				40	
SS- 9	28.50	28.95	24.0	Insufficient Sample							100	98	98	81	(CL)	-				45
SS- 10	30.00	30.45	23.7	43.9	18.9	25.0					100	97	96	64	CL	-				37

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข2 Summary of Test Results BH-02

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-2

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)			
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{ac} ^b			Torvane	S _{uc} ^c	
	ST- 1	1.50		2.00	62.2	74.2	31.1	43.1					100	99	93			82	CH	0.0
ST- 2	3.00	3.50	-																	
ST- 3	4.50	5.00	91.0	86.2	31.7	54.5				100	95	85	83	CH	0.0	15.0	16.7	15.0		
ST- 4	6.00	6.50	90.5	84.6	31.6	53.0				100	98	94	92	CH	0.0	15.0	8.7	15.0		
ST- 5	7.50	8.00	75.4	81.7	32.1	49.6				100	99	98	97	CH	0.0	15.0	19.6	15.0		
ST- 6	9.00	9.50	82.4	81.4	31.7	49.7				100	99	97	96	CH	0.0	17.0	17.7	15.0		
ST- 7	10.50	11.00	79.1	81.0	33.8	47.2					100	97	94	CH	0.0	18.0	18.9	15.1		
ST- 8	12.00	12.50	37.2	61.1	28.5	32.6				100	99	98	97	CH	75.0	57.0	80.0	18.6		
SS- 1	12.50	12.95	34.2	49.4	26.7	22.7					100	98	97	CL				18.4	14	
SS- 2	13.50	13.95	30.7	52.5	26.4	26.1					100	99	97	CH				-	12	
SS- 3	15.00	15.45	26.4	44.9	21.5	23.4						100	98	CL				18.4	12	
SS- 4	16.50	16.95	29.0	Insufficient Sample							100	99	98	(CL)				-	15	
SS- 5	18.00	18.45	25.9	57.2	23.3	33.9					100	98	96	CH				18.6	23	
SS- 6	19.50	19.95	19.3	38.5	18.5	20.0				100	99	97	96	CL				20.2	22	
SS- 7	21.00	21.45	22.6	40.8	19.0	21.8					100	99	98	CL				19.7	23	
SS- 8	22.50	22.95	26.0	52.6	21.8	30.8					100	98	96	CH				-	35	
SS- 9	24.00	24.45	18.8	Insufficient Sample							100	99	98	(CL)				-	42	
SS- 10	25.50	25.95	23.5	50.0	21.7	28.3					100	99	98	CH				19.2	32	
SS- 11	27.00	27.45	27.4	54.0	23.5	30.5					100	99	98	CH				19.0	29	
SS- 12	28.50	28.95	26.8	56.7	23.7	33.0					100	98	97	CH				-	29	
SS- 13	30.00	30.45	27.9	60.0	26.9	33.1						100	99	CH				19.4	25	

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{ac} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข3 Summary of Test Results BH-03

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-3

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)			
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c	
	ST- 1	1.50		2.00	55.6	79.3	32.7	46.6					100	96	87			84	CH	25.0
ST- 2	3.00	3.50	59.2	69.0	26.5	42.5				100	99	98		CH	0.0	16.0	19.4	16.1		
ST- 3	4.50	5.00	88.7	87.1	32.3	54.8				100	91	90	89	CH	0.0	15.0	16.8	14.8		
ST- 4	6.00	6.50	84.9	88.5	33.3	55.3				100	98	97	97	CH	0.0	10.0	18.2	14.7		
ST- 5	7.50	8.00	84.6	85.3	34.6	50.7				100	93	93	93	CH	0.0	13.0	23.6	15.0		
ST- 6	9.00	9.50	80.8	80.9	32.5	48.4						100	99	CH	0.0	15.0	17.1	14.6		
ST- 7	10.50	11.00	26.8	40.8	20.4	20.3			100	97	96	94		CL	62.5	75.0	68.5	19.6		
SS- 1	11.00	11.45	31.8	52.8	26.2	26.7						100	99	CH				18.3	9	
SS- 2	12.00	12.45	27.6	46.6	23.2	23.4			100	98	97	97	91	CL				-	18	
SS- 3	13.50	13.95	27.5	53.6	28.4	25.2				100	99	99	96	CH				19.6	22	
SS- 4	15.00	15.45	26.9	47.7	21.4	26.3				100	99	99	92	CL				-	22	
SS- 5	16.50	16.95	24.7	50.6	23.0	27.6				100	99	98	97	CH				-	23	
SS- 6	18.00	18.45	25.7	Insufficient Sample								100	98	97	(CL)				-	24
SS- 7	19.50	19.95	21.5	45.3	20.5	24.8						100	97	95	CL				19.8	30
SS- 8	21.00	21.45	-				No Recovery											-	30	
SS- 9	22.50	22.95	25.6	51.2	22.8	28.4						100	99	98	CH				19.3	27
SS- 10	24.00	24.45	-				No Recovery											-	35	
SS- 11	25.50	25.95	21.9	Insufficient Sample								100	99	96	(CL)				-	36
SS- 12	27.00	27.45	20.9	42.6	20.3	22.3						100	99	96	CL				-	35
SS- 13	28.50	28.95	26.7	Insufficient Sample								100	98	97	(CL)				-	37
SS- 14	30.00	30.45	23.6	42.4	20.3	22.1			100	99	97	95	89	CL				19.6	32	

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ๗4 Summary of Test Results BH-04
Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-4

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))						USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^c (Blows/300 mm)	
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40	#100		#200	P _{uc} ^b	Torvane			S _{uc} ^c
ST- 1	3.00	3.50	68.2	71.6	29.2	42.4				100	97	96	96	CH	0.0	18.0	12.0	15.2	
ST- 2	4.50	5.00	87.2	82.6	34.5	48.1				100	98	96	95	CH	0.0	18.0	15.2	15.0	
ST- 3	6.00	6.50	98.4	88.7	37.0	51.7				100	97	94	91	CH	0.0	21.0	17.8	14.9	
ST- 4	7.50	8.00	89.7	82.4	35.7	46.7				100	99	99		CH	0.0	23.0	18.2	14.9	
ST- 5	9.00	9.50	81.8	82.9	32.4	50.5				100	99	99		CH	0.0	25.0	25.7	15.2	
ST- 6	10.50	11.00	35.4	51.0	23.7	27.3				100	97	96	94	CH	37.5	40.0	34.6	18.5	
SS- 1	11.00	11.45	33.6	50.9	22.4	28.5				100	98	98	95	CH	50.0			-	15
SS- 2	12.00	12.45	30.7	49.7	25.2	24.6				100	99	92		CL	75.0			19.3	22
SS- 3	13.50	13.95	29.2	55.4	25.7	29.7				100	100	98		CH	75.0			-	30
SS- 4	15.00	15.45	26.1	Insufficient Sample						100	99	87		(CL)	125.0			-	24
SS- 5	16.50	16.95	25.2	46.1	24.2	21.9				100	99	98	84	CL	125.0			-	38
SS- 6	18.00	18.45	25.3	Insufficient Sample						100	98	97	95	(CL)	137.5			20.1	41
SS- 7	19.50	19.95	25.0	49.0	24.1	24.9				100	98	96	91	CL	162.5			-	34
SS- 8	21.00	21.45	20.8	Insufficient Sample						100	98	92	73	(CL)	112.5			-	34
SS- 9	22.50	22.95	22.9	48.2	18.8	29.5				100	98	92	79	CL	112.5			19.9	28
SS- 10	24.00	24.45	24.3	Insufficient Sample						100	98	96	93	(CL)	112.5			-	37
SS- 11	25.50	25.95	21.2	47.1	22.5	24.6				100	98	97	94	CL	225.0			20.2	65
SS- 12	27.00	27.45	25.2	Insufficient Sample						100	98	96	94	(CL)	112.5			-	28
SS- 13	28.50	28.95	27.8	60.9	20.1	40.7				100	99	96	95	CH	62.5			-	40
SS- 14	30.00	30.45	20.9	39.1	23.9	15.2				100	99	56	51	CL	-			-	53

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข5 Summary of Test Results BH-05

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-5

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))						USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)			
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40	#100		#200	P _{uc} ^b	Torvane			S _{uc} ^c		
ST- 1	1.50	2.00	45.0	61.0	28.6	32.5				100	99	99	CH	25.0	37.0	25.5	17.4				
ST- 2	3.00	3.50	48.7	64.9	28.0	36.9			100	98	96	95	CH	12.5	38.0	34.6	17.2				
ST- 3	4.50	5.00	77.7	81.4	35.6	45.8					100	99	CH	0.0	20.0	18.0	15.3				
ST- 4	6.00	6.50	90.9	90.2	34.2	56.0					100	99	CH	0.0	15.0	7.8	14.7				
ST- 5	7.50	8.00	-				No Recovery														
ST- 6	9.00	9.50	77.0	81.5	32.7	48.8			100	99	99	99	CH	0.0	20.0	23.3	15.5				
ST- 7	10.50	11.00	83.0	81.8	32.2	49.6			100	99	99	99	CH	0.0	20.0	20.4	15.9				
SS- 1	11.00	11.45	32.7	Insufficient Sample					100	99	98	97	95	(CH)					-	10	
SS- 2	12.00	12.45	-				No Recovery														
SS- 3	13.50	13.95	28.9	55.1	26.9	28.2			100	99	98		CH					-	20		
SS- 4	15.00	15.45	25.4	49.4	23.6	25.8			100	99	72		CL					-	23		
SS- 5	16.50	16.95	26.6	57.3	24.6	32.6			100	99	99		CH					20.2	29		
SS- 6	18.00	18.45	28.6	58.3	25.2	33.2			100	99	98		CH					19.8	31		
SS- 7	19.50	19.95	18.2	Insufficient Sample					100	98	96	94	91	(CL)					21.4	29	
SS- 8	21.00	21.45	18.9	33.4	16.2	17.2			100	98	96	94	90	CL					20.3	32	
SS- 9	22.50	22.95	25.6	42.4	21.5	20.9			100	98	94	91	86	CL					-	30	
SS- 10	24.00	24.45	22.7	41.4	18.8	22.6	100	98	94	87	81	69	CL						-	36	
SS- 11	25.50	25.95	23.5	42.3	21.9	20.4			100	99	96	85	75	CL					-	28	
SS- 12	27.00	27.45	25.7	Insufficient Sample					100	98	95	89		(CL)						-	31
SS- 13	28.50	28.95	25.3	46.2	19.6	26.6			100	99	94	85		CL						-	37
SS- 14	30.00	30.45	21.9	42.9	18.9	24.0			100	94	85		CL						20.5	40	

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข6 Summary of Test Results BH-06

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-6

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)		
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c
ST- 1	1.50	2.00	46.6	64.8	29.6	35.2				100	98	97	96	CH	62.5	50.0	70.3	17.8	
ST- 2	3.00	3.50	52.6	72.0	28.4	43.7			100	99	98	96	95	CH	0.0	25.0	15.7	16.4	
ST- 3	4.50	5.00	86.5	79.9	28.4	51.5					100	99	99	CH	0.0	10.0	4.7	15.2	
ST- 4	6.00	6.50	83.8	86.1	34.3	51.8						100	99	CH	0.0	10.0	14.5	15.1	
ST- 5	7.50	8.00	82.7	83.4	33.2	50.2						100	99	CH	0.0	15.0	24.7	15.2	
ST- 6	9.00	9.50	83.7	82.0	34.7	47.3						100	99	CH	0.0	10.0	9.1	15.2	
ST- 7	10.50	11.00	-				No Recovery												
ST- 8	12.00	12.50	34.3	55.8	26.9	28.9			100	99	99	96	CH	75.0	45.0	61.5	19.1		
SS- 1	12.50	12.95	26.6	51.2	21.3	29.9			100	99	97	88	CH				19.8	20	
SS- 2	13.50	13.95	28.5	50.6	21.7	28.9						100	98	CH				19.1	17
SS- 3	15.00	15.45	25.4	51.3	23.2	28.0					100	96	92	CH				20.1	22
SS- 4	16.50	16.95	23.5	47.0	23.1	23.9			100	95	91	69	CL				-	32	
SS- 5	18.00	18.45	25.2	52.9	16.9	35.9						100	99	CH				19.6	25
SS- 6	19.50	19.95	24.6	46.1	21.4	24.7			100	98	97	96	CL				-	39	
SS- 7	21.00	21.45	24.0	45.9	21.0	24.9			100	99	98	96	CL				19.1	39	
SS- 8	22.50	22.95	23.3	55.1	21.3	33.8			100	99	81	71	CH				-	34	
SS- 9	24.00	24.45	25.8	56.7	20.0	36.7			100	99	95	84	CH				-	24	
SS- 10	25.50	25.95	24.1	43.5	19.1	24.4			100	96	93	89	CL				-	37	
SS- 11	27.00	27.45	26.9	47.0	20.8	26.2			100	97	91	87	CL				-	26	
SS- 12	28.50	28.95	22.4	39.3	18.5	20.8					100	94	83	CL				21.1	30
SS- 13	30.00	30.45	20.9	39.8	19.4	20.4					100	93	81	CL				19.5	34

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข7 Summary of Test Results BH-07

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-7

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)			
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c	
	ST- 1	1.50		2.00	78.2	81.4	29.5	51.9										100	CH	0.0
ST- 2	3.00	3.50	91.2	81.2	30.1	51.1				100	94	93	93	CH	0.0	12.0	6.4	15.2		
ST- 3	4.50	5.00	89.0	86.4	29.7	56.7			100	97	87	83	82	CH	0.0	13.0	8.8	14.0		
ST- 4	6.00	6.50	93.0	90.9	31.9	59.1			100	98	95	94	94	CH	0.0	15.0	13.8	14.1		
ST- 5	7.50	8.00	86.5	82.2	31.4	50.9			100	99	95	95	95	CH	0.0	16.0	14.7	15.2		
ST- 6	9.00	9.50	84.6	85.5	31.8	53.7			100	98	95	93	93	CH	0.0	18.0	20.3	14.9		
ST- 7	10.50	11.00	26.1	41.4	21.0	20.4			100	99	98	96	96	CL	87.5	100.0	109.8	19.5		
SS- 1	11.00	11.45	29.5	48.2	23.3	24.9			100	99	98	97	97	CL				-	18	
SS- 2	12.00	12.45	29.3	58.6	25.6	33.0			100	99	99	95	95	CH				19.6	19	
SS- 3	13.50	13.95	27.3	Insufficient Sample									100	99	(CH)				-	32
SS- 4	15.00	15.45	29.2	Insufficient Sample									100	97	(CH)				-	32
SS- 5	16.50	16.95	28.5	57.5	23.7	33.9				100	99	98	98	CH				-	33	
SS- 6	18.00	18.45	26.7	Insufficient Sample									100	99	(CH)				-	33
SS- 7	19.50	19.95	24.9	41.9	19.5	22.4				100	98	98	98	CL				-	30	
SS- 8	21.00	21.45	23.1	49.1	23.5	25.6				99	98	98	98	CL				18.8	39	
SS- 9	22.50	22.95	26.7	Insufficient Sample						100	98	98	97	(CH)				-	34	
SS- 10	24.00	24.45	27.5	55.4	24.8	30.6				100	99	98	98	CH				19.7	42	
SS- 11	25.50	25.95	-				No Recovery											-	45	
SS- 12	27.00	27.45	25.2	51.4	25.0	26.4				100	99	98	97	CH				-	40	
SS- 13	28.50	28.95	24.0	Insufficient Sample						100	99	98	96	(CL)				-	43	
SS- 14	30.00	30.45	26.0	48.9	20.8	28.1				100	98	97	95	CL				-	46	

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข8 Summary of Test Results BH-08

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-8

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))						USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^c (Blows/300 mm)		
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40	#100		#200	P _{uc} ^b	Torvane			S _{uc} ^c	
	ST- 1	1.50		2.00	28.8	56.7	24.5	32.2				100		96	94	CH			175.0	150.0
ST- 2	3.00	3.50	54.0	76.3	32.1	44.1				100	99	98	97	CH	10.0	30.0	41.4	16.6		
ST- 3	4.50	5.00	65.4	77.1	33.0	44.1				100	99	99	99	CH	0.0	18.0	13.9	15.4		
ST- 4	6.00	6.50	73.4	84.3	34.1	50.2					100	100		CH	0.0	18.0	18.6	15.3		
ST- 5	7.50	8.00	76.1	78.6	34.2	44.4					100	99	97	CH	0.0	20.0	20.2	15.4		
ST- 6	9.00	9.50	76.6	83.6	34.7	49.0					100	99		CH	0.0	20.0	27.5	15.7		
ST- 7	10.50	11.00	78.4	74.1	33.1	41.0					100	99		CH	0.0	20.0	14.7	15.5		
ST- 8	12.00	12.50	83.4	81.2	31.7	49.5					100	100		CH	0.0	22.0	26.6	16.1		
SS- 1	12.50	12.95	31.9	58.3	28.2	30.1					100	100		CH				-	12	
SS- 2	13.50	13.95	30.9	57.1	28.6	28.5					100	99	98	CH				-	18	
SS- 3	15.00	15.45	26.9	54.2	27.0	27.2					100	99	98	CH				-	27	
SS- 4	16.50	16.95	25.3	55.2	25.6	29.6					100	99	99	CH				-	21	
SS- 5	18.00	18.45	26.5	44.2	22.5	21.8					100	98		CL				19.1	20	
SS- 6	19.50	19.95	22.8	43.4	22.7	20.7					100	97	81	CL				-	14	
SS- 7	21.00	21.45	26.0	38.3	23.8	14.5					100	99	98	CL				-	22	
SS- 8	22.50	22.95	21.8	39.0	17.3	21.6					100	93	76	CL				-	35	
SS- 9	24.00	24.45	29.9	57.4	24.6	32.8					100	99	98	CH				-	27	
SS- 10	25.50	25.95	23.0	48.2	19.9	28.3					100	99	99	CL				20.1	25	
SS- 11	27.00	27.45	23.8	46.7	21.6	25.2					100	97	96	93	CL				19.9	27
SS- 12	28.50	28.95	22.8	47.1	18.8	28.3					100	97	96	94	CL				-	32
SS- 13	30.00	30.45	25.7	46.7	22.0	24.7					100	99	98	96	CL				-	27

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข9 Summary of Test Results BH-09
Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-9

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))						USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)	
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40	#100		#200	P _{uc} ^b	Torvane			S _{uc} ^c
ST- 1	1.50	2.00	29.0	56.0	25.0	31.0						100	CH	100.0	70.0	137.1	19.2		
ST- 2	3.00	3.50	-				No Recovery												
ST- 3	4.50	5.00	68.5	78.7	31.2	47.5					100	100	CH	0.0	15.0	18.4	15.8		
ST- 4	6.00	6.50	81.9	82.6	33.3	49.3					100	99	CH	0.0	20.0	15.1	15.0		
ST- 5	7.50	8.00	77.2	81.9	29.6	52.4					100	98	CH	0.0	12.0	23.2	15.0		
ST- 6	9.00	9.50	72.1	76.5	29.8	46.7				100	97	96	CH	0.0	25.0	12.3	15.8		
ST- 7	10.50	11.00	73.2	73.5	29.5	44.0				100	99	98	CH	0.0	11.0	8.0	15.8		
ST- 8	12.00	12.50	33.1	53.9	20.6	33.4			100	98	98	97	CH	50.0	55.0	48.6	19.0		
SS- 1	12.50	12.95	27.5	50.7	23.8	26.9				100	99	99	CH				19.0	19	
SS- 2	13.50	13.95	26.0	52.3	22.3	30.0				100	98	98	CH				-	21	
SS- 3	15.00	15.45	22.9	50.6	22.4	28.3			100	99	99	98	CH				19.5	31	
SS- 4	16.50	16.95	22.9	49.4	22.0	27.4			100	99	98	98	CL				19.1	35	
SS- 5	18.00	18.45	23.7	41.9	19.6	22.3			100	99	99	98	CL				18.9	21	
SS- 6	19.50	19.95	22.6	40.3	21.3	19.0			100	98	98	97	CL				-	28	
SS- 7	21.00	21.45	23.4	39.1	20.3	18.8			100	98	96	96	CL				18.4	25	
SS- 8	22.50	22.95	26.9	50.0	23.2	26.8			100	98	97	97	CH				19.6	39	
SS- 9	24.00	24.45	26.4	47.5	22.2	25.4			100	99	98	98	CL				19.2	32	
SS- 10	25.50	25.95	23.9	45.5	20.6	24.9			100	98	97	97	CL				19.7	33	
SS- 11	27.00	27.45	26.0	46.4	22.9	23.5			100	99	99	99	CL				-	43	
SS- 12	28.50	28.95	23.7	48.6	21.9	26.7			100	99	97	97	CL				-	27	
SS- 13	30.00	30.45	24.5	47.4	21.3	26.1			100	99	98	98	CL				-	23	

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข10 Summary of Test Results BH-10

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-10

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))						USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)		
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40	#100		#200	P _{uc} ^b	Torvane			S _{uc} ^c	
ST- 1	1.50	2.00	67.0	71.4	30.7	40.7				100	99	99	CH	0.0	25.0	17.9	16.2			
ST- 2	3.00	3.50	83.6	78.2	32.5	45.7				100	99	98	CH	0.0	15.0	10.3	15.0			
ST- 3	4.50	5.00	91.9	89.8	32.4	57.5					100	98	CH	0.0	15.0	10.8	14.8			
ST- 4	6.00	6.50	90.5	84.5	31.9	52.6				100	99	99	CH	0.0	15.0	10.6	15.0			
ST- 5	7.50	8.00	84.3	82.5	31.6	50.9				100	97	97	CH	0.0	18.0	21.9	14.9			
ST- 6	9.00	9.50	83.2	79.3	31.8	47.5					100	99	CH	0.0	18.0	20.1	15.5			
ST- 7	10.50	11.00	86.5	91.2	33.6	57.6					100	99	CH	0.0	18.0	17.2	15.3			
ST- 8	12.00	12.50	80.4	91.7	34.4	57.3					100	99	CH	0.0	18.0	18.2	15.3			
ST- 9	13.50	14.00	80.7	81.4	32.9	48.5					100	99	CH	0.0	18.0	21.5	15.9			
ST- 10	15.00	15.50	65.4	67.2	32.7	34.5				100	95	91	CH	0.0	25.0	21.5	16.0			
ST- 11	16.50	17.00	28.1	Non Plastic			100	99	87	22	18		SM							
SS- 1	17.00	17.45	41.2	42.8	25.7	17.1				100	93	63	60	CL					21	
SS- 2	18.00	18.45	27.6	Insufficient Sample			100	98	88	40	37		(SC)						22	
SS- 3	19.50	19.95	25.3	46.7	22.4	24.4				100	98	96	94	CL					37	
SS- 4	21.00	21.45	24.7	Insufficient Sample			100	97	95	93			(CL)						39	
SS- 5	22.50	22.95	25.1	50.3	23.2	27.0				100	99	97	96	CH				19.8	34	
SS- 6	24.00	24.45	24.6	Insufficient Sample			100	99	97	96			(CL)						30	
SS- 7	25.50	25.95	25.2	49.8	23.6	26.3				100	99	96	94	CL					48	
SS- 8	27.00	27.45	23.1	46.9	24.1	22.8				100	95	90	84	CL					45	
SS- 9	28.50	28.95	20.4	47.7	20.1	27.6				100	99	97	96	CL				20.1	49	
SS- 10	30.00	30.45	27.0	50.5	27.5	23.0				100	98	93	89	85	CH					55

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข11 Summary of Test Results BH-11
Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-11

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^e (Blows/300 mm)		
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c
ST- 1	1.50	2.00	56.9	72.1	31.6	40.6	100	99	99	98	97	CH	0.0	35.0	22.5	16.8			
ST- 2	3.00	3.50	82.3	76.4	28.8	47.6						100	CH	0.0	16.0	12.5	15.6		
ST- 3	4.50	5.00	87.1	84.0	32.4	51.6						100	CH	0.0	18.0	17.4	15.2		
ST- 4	6.00	6.50	91.2	87.9	32.6	55.3						100	CH	0.0	18.0	10.6	14.6		
ST- 5	7.50	8.00	80.1	83.7	31.3	52.4						100	CH	0.0	22.0	19.5	14.9		
ST- 6	9.00	9.50	78.6	78.0	32.0	46.0						100	CH	0.0	20.0	26.2	15.5		
ST- 7	10.50	11.00	79.4	79.6	35.7	43.9						100	CH	0.0	24.0	23.0	15.5		
ST- 8	12.00	12.50	-				No Recovery												
SS- 1	12.50	12.95	23.3	Insufficient Sample			100	87	81	75	69	67	(CL)	125.0			32		
SS- 2	13.50	13.95	26.2	44.2	21.5	22.7	100	94	89	82	71	68	CL	137.5			35		
SS- 3	15.00	15.45	24.1	Insufficient Sample								100	99	(CL)	112.5		19.9	30	
SS- 4	16.50	16.95	27.6	41.7	23.4	18.2	100	99	98	98	95	92	CH	125.0			29		
SS- 5	18.00	18.45	28.5	53.2	26.0	27.2	100	98	96	93	92	92	CH	137.5			36		
SS- 6	19.50	19.95	-				No Recovery												
SS- 7	21.00	21.45	20.5	Insufficient Sample			100	98	95	93	91	91	(CL)	137.5			34		
SS- 8	22.50	22.95	25.0	44.6	19.3	25.3	100	97	93	91	89	89	CL	112.5		20.1	37		
SS- 9	24.00	24.45	29.8	Insufficient Sample								100	99	(CH)	87.5			27	
SS- 10	25.50	25.95	27.1	58.1	24.3	33.8						100	99	CH	100.0			28	
SS- 11	27.00	27.45	19.3	46.4	18.4	28.0						100	99	CL	187.5		20.3	53	
SS- 12	28.50	28.95	20.9	51.4	18.4	33.0						100	99	CH	150.0			59	
SS- 13	30.00	30.45	16.8	41.4	16.8	24.6	100	97	93	91	90	90	CL	150.0			64		

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ตารางผนวกที่ ข12 Summary of Test Results BH-12

Summary of Test Results

โครงการเพื่อศึกษาการพังทลายของตลิ่ง
และการปรับปรุงภูมิทัศน์ของสระเก็บน้ำพระรามเก้า

BH-12

Sample No.	Depth (m)		W _n (%)	Atterberg Limits (%)			Sieve Analysis (% Passing (US Standard Sieve))					USCS Group ^a	Soil Strength (kN/m ²)			Unit ^d Weight (kN/m ³)	SPT-N ^c (Blows/300 mm)		
	From	To		LL	PL	PI	1/2"	3/8"	#4	#10	#40		#100	#200	P _{uc} ^b			Torvane	S _{uc} ^c
	ST- 1	3.00		3.50	62.2	75.8	32.9	42.9					100	98	97			CH	0.0
ST- 2	4.50	5.00	76.6	79.3	32.3	47.1				100	98		CH	0.0	16.0	10.6	14.9		
ST- 3	6.00	6.50	91.6	89.5	35.2	54.3				100	99		CH	0.0	17.0	13.2	15.1		
ST- 4	7.50	8.00	90.1	88.7	35.7	53.1				100	98		CH	0.0	21.0	14.9	15.2		
ST- 5	9.00	9.50	85.0	81.3	35.8	45.5				100	98		CH	0.0	23.0	15.1	15.4		
ST- 6	10.50	11.00	77.0	79.2	32.6	46.6			100	99	98	96	CH	0.0	23.0	11.8	15.6		
ST- 7	12.00	12.50	28.7	51.2	26.0	25.1				100	99	88	CH	100.0	47.0	76.5	20.2		
SS- 1	12.50	12.95	29.3	49.0	24.1	24.9				100	98	86	CL				-	26	
SS- 2	13.50	13.95	26.4	54.0	23.9	30.1				100	99	95	CH				-	21	
SS- 3	15.00	15.45	29.2	54.1	19.5	34.6				100	99	97	CH				19.8	25	
SS- 4	16.50	16.95	25.3	52.8	21.8	31.0			100	98	87	80	78	CH			-	19	
SS- 5	18.00	18.45	27.6	51.1	26.6	24.4				100	97	96	94	CH			-	37	
SS- 6	19.50	19.95	20.1	43.0	19.2	23.7			100	98	95	93	88	CL			-	38	
SS- 7	21.00	21.45	24.6	46.8	21.8	24.9			100	98	96	93	89	CL			-	39	
SS- 8	22.50	22.95	26.4	Insufficient Sample					100	98	97	95	92	(CL)			-	46	
SS- 9	24.00	24.45	24.7	56.2	23.1	33.1				100	98	95	89	CH			-	51	
SS- 10	25.50	25.95	23.4	46.7	23.1	23.6				100	99	97	95	CL			20.2	71	
SS- 11	27.00	27.45	21.8	49.7	23.4	26.3				99	97	96	CL			20.1	44		
SS- 12	28.50	28.95	22.9	Insufficient Sample					100	99	99	98	(CL)			-	47		
SS- 13	30.00	30.45	21.6	47.1	21.5	25.6				98	97	96	CL			-	58		

Notes:

- ^a USCS groups provided in parenthesis are from visual classification
- ^b P_{uc} = Pocket Penetrometer Resistance
- ^c S_{uc} = q_u/2; where q_u is Unconfined Compressive Strength from Unconfined Compression Test
- ^d Unit Weight provided for split spoon samples (SS) are for disturbed samples from SPT tests.
- ^e If the sampler is driven less than 450 mm, the number of blows per each complete and partial (less than or equal to 150 mm) increments were recorded.

ภาคผนวก ค.

ผลการทดสอบบูรณาการความรู้ (Consolidation Test)



ตารางภาคผนวก ค1 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.1

Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load (kg.)	Pressure (kg./cm. ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm. ² /sec.)	m _v (kg./cm. ²)	k (cm./sec.)
0	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.98				
0.2	0.10	0.36	20.11	19.75	9.96	1.93	2.10	318.19	0.18	5.5E-04
0.5	0.26	0.66	19.75	19.45	9.80	1.88	3.80	93.98	0.10	9.1E-05
1	0.51	1.12	19.45	18.99	9.61	1.82	3.80	90.40	0.09	8.2E-05
2	1.02	2.49	18.99	17.62	9.15	1.61	6.00	32.89	0.14	4.6E-05
4	2.04	5.08	17.62	15.03	8.16	1.23	9.20	11.13	0.14	1.6E-05
8	4.09	7.04	15.03	13.07	7.03	0.94	6.60	16.02	0.06	1.0E-05
3	1.53	4.98	13.07	15.13	7.05	1.25				
1	0.51	4.72	15.13	15.39	7.63	1.28				
0	0.00	3.45	15.39	16.66	8.01	1.47				
P_c = 1.10							C_s = 0.08			
C_c = 0.96							OCR = 1.16			

REMARK

ตารางภาคผนวก ค2 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.1

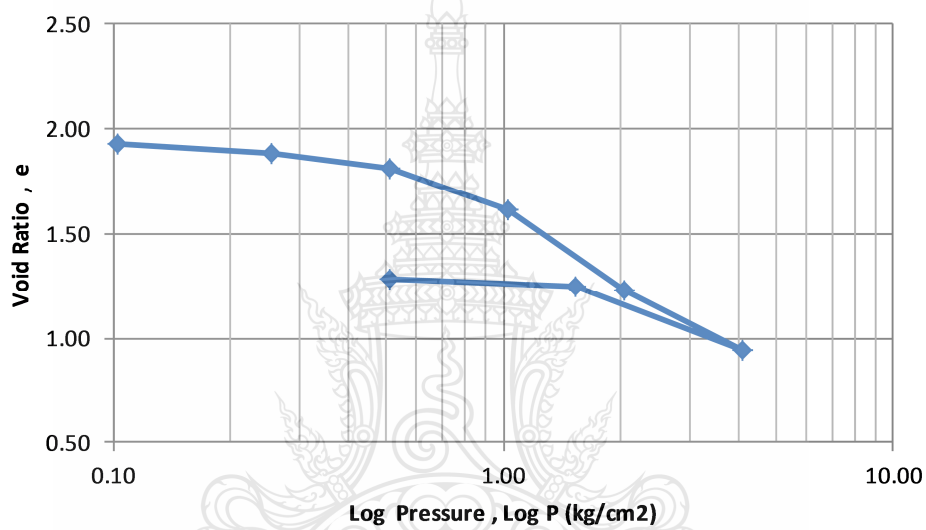
Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

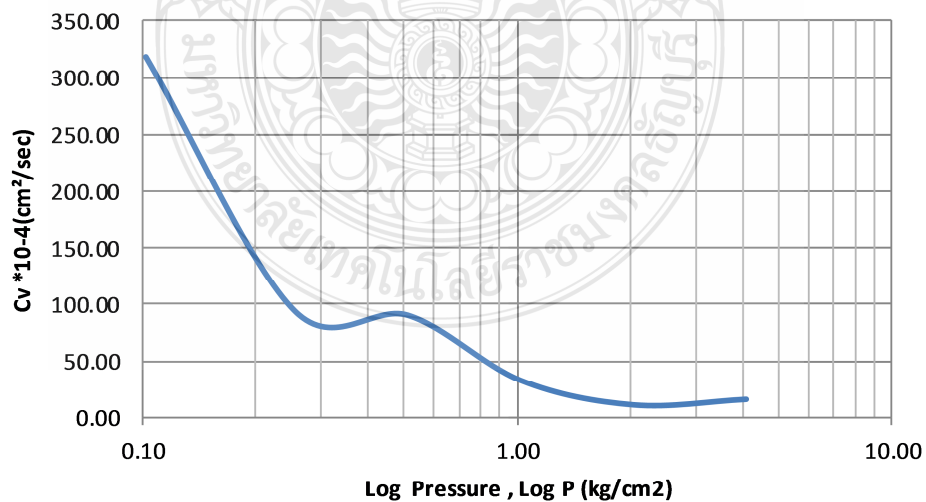


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค3 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.1

Depth. 6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load (kg.)	Pressure (kg./cm. ²)	End of Loading (mm.)	H _i (mm.)	H _f (mm.)	H _{ave} /2 (mm.)	Void Ratio	T ₉₀ (min)	C _v (cm. ² /sec.)	m _v (kg./cm. ²)	k (cm./sec.)
0	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.17				
0.50	0.26	0.41	20.11	19.70	9.95	2.11	2.60	207.13	0.08	1.61E-04
1.00	0.51	0.75	19.70	19.36	9.77	2.05	3.00	149.78	0.07	1.00E-04
2.00	1.02	1.52	19.36	18.59	9.49	1.93	5.70	39.15	0.08	3.01E-05
4.00	2.04	4.04	18.59	16.07	8.66	1.54	10.20	10.20	0.13	1.33E-05
8.00	4.09	6.12	16.07	13.99	7.52	1.21	8.40	11.32	0.06	7.02E-06
15.00	7.66	7.65	13.99	12.46	6.61	0.97	7.00	12.62	0.03	3.78E-06
4.00	2.04	7.30	12.46	12.81	6.32	1.03				
1.00	0.51	6.46	12.81	13.65	6.62	1.16				
0.00	0.00	4.70	13.65	15.41	7.27	1.43				
P'_c = 1.200							C_s = 0.22			
C_c = 0.88							OCR = 1.288			

REMARK

ตารางภาคผนวก ค4 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.1

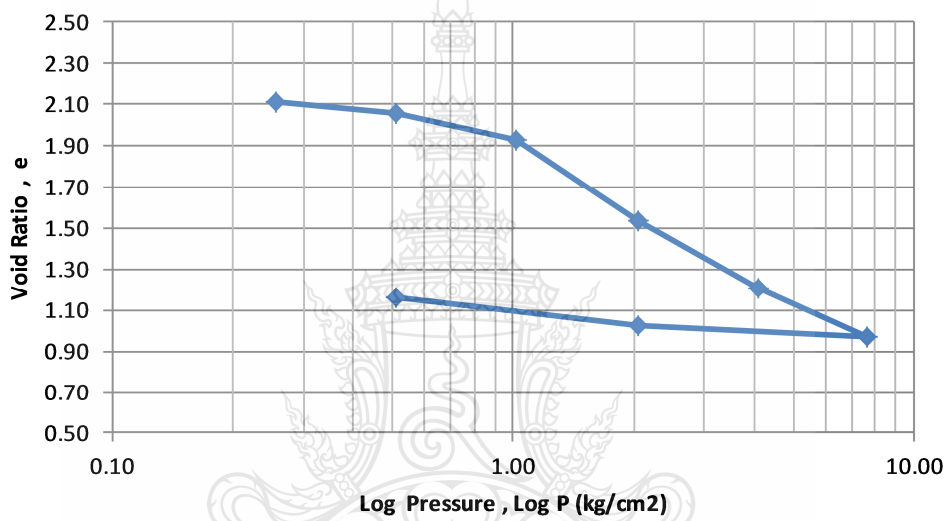
Depth. 6.00-6.50 m.



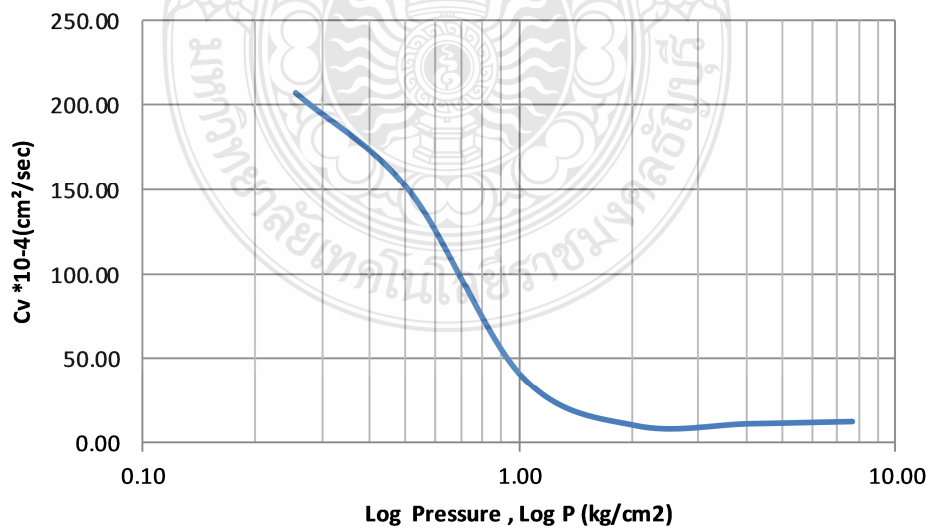
ตารางบันทึกผลการทดสอบ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค5 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.2

Depth. 6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	H _i (mm.)	H _f (mm.)	H _{ave} /2 (mm.)	Void Ratio	T ₉₀ (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.22				
0.5	0.26	0.66	20.11	19.45	9.89	2.11	2.80	49.37	0.13	6.23E-05
1	0.51	1.12	19.45	18.99	9.61	2.04	4.00	32.63	0.09	2.95E-05
2	1.02	2.50	18.99	17.61	9.15	1.82	6.80	17.40	0.14	2.44E-05
4	2.04	5.08	17.61	15.03	8.16	1.41	9.20	10.23	0.14	1.44E-05
8	4.09	7.04	15.03	13.07	7.03	1.10	6.20	11.25	0.06	7.03E-06
15	7.66	8.56	13.07	11.55	6.16	0.85	6.80	7.88	0.03	2.52E-06
4	2.04	7.30	11.55	12.81	6.09	1.05				
1	0.51	6.46	12.81	13.65	6.62	1.19				
0	0.00	4.70	13.65	15.41	7.27	1.47				

P'_c = 1.50

C_s = 0.28

C_c = 0.89

OCR = 1.58

REMARK

ตารางภาคผนวก ค6 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.2

Depth. 6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

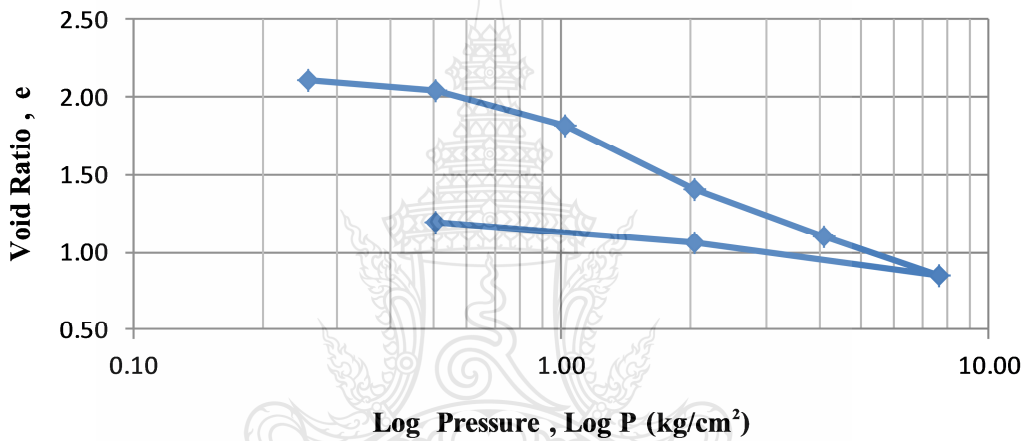


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

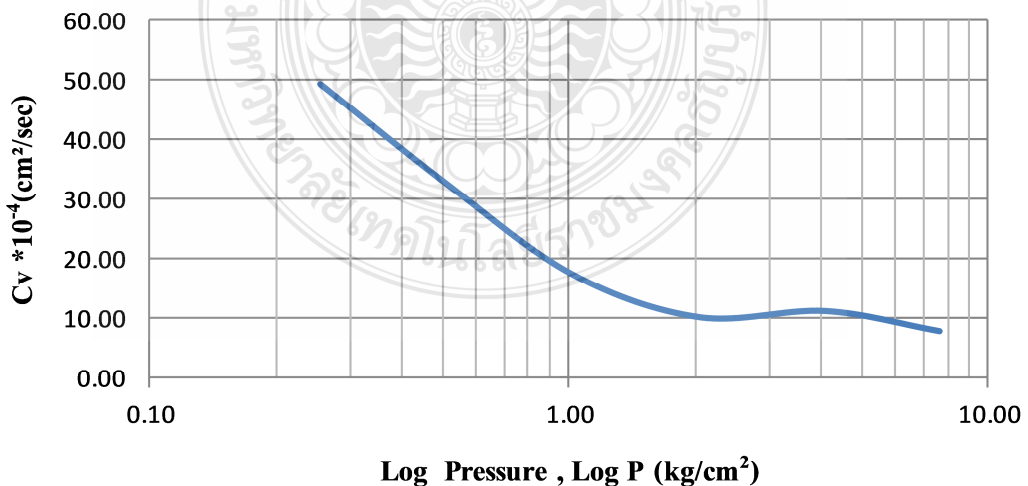
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค7 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.2

Depth. 9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.98		1.00E-06		
0.40	0.20	0.30	20.11	19.81	9.98	1.94	2.30	266.04	0.07	0.00
0.80	0.41	0.55	19.81	19.56	9.84	1.90	4.40	70.71	0.06	4.2E-05
1.50	0.77	0.97	19.56	19.14	9.68	1.84	5.00	52.93	0.06	3.1E-05
3.00	1.53	2.29	19.14	17.82	9.24	1.65	9.90	12.32	0.09	1.1E-05
5.00	2.55	3.94	17.82	16.17	8.50	1.40	13.40	5.69	0.09	5.1E-06
12.00	6.13	6.52	16.17	13.59	7.44	1.02	12.50	5.01	0.04	2.2E-06
3.00	1.53	6.71	13.59	13.40	6.75	0.99				
1.00	0.51	5.46	13.40	14.65	7.01	1.18				
0.00	0.00	3.94	14.65	16.17	7.71	1.40				
P_c = 1.30					C_s = 0.39					
C_c = 1.00					OCR = 0.92					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค8 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.2

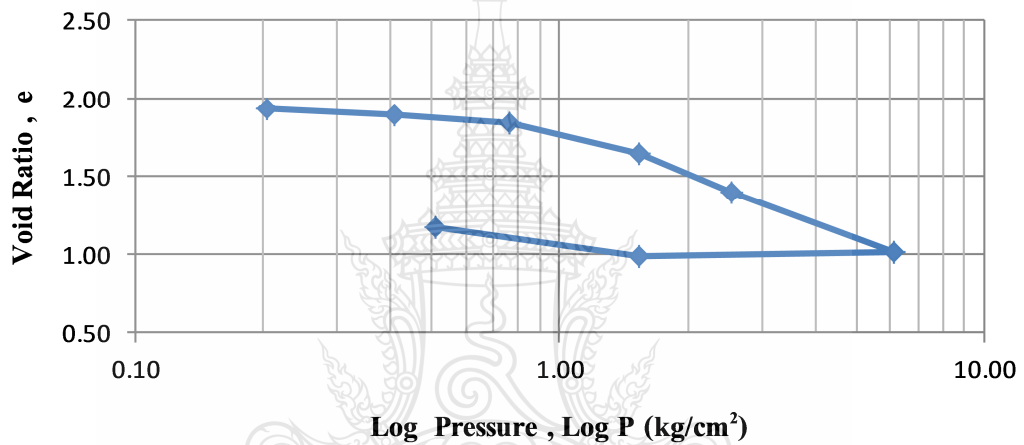
Depth. 9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

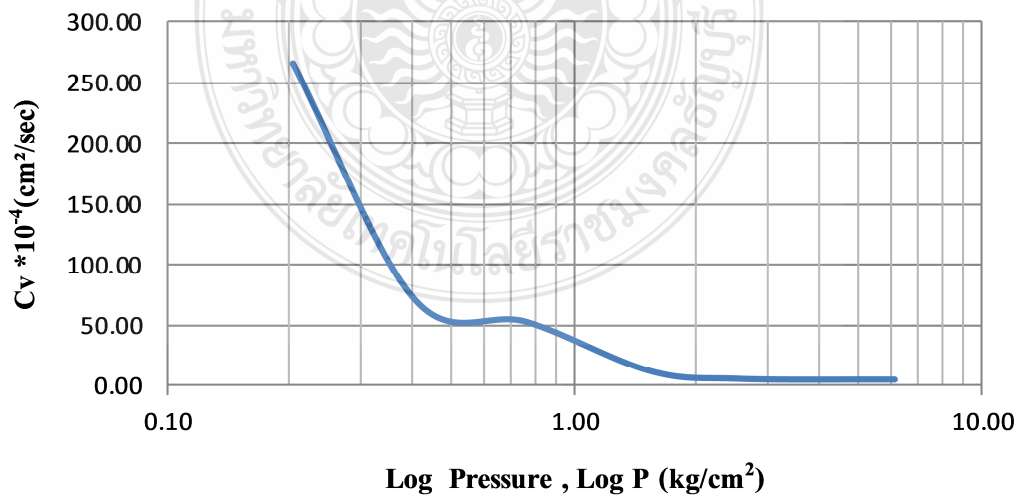


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค9 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) BH.3

Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.03				
0.50	0.26	0.68	20.11	19.43	9.88	1.93	4.00	86.30	0.13	1E-04
1.00	0.51	1.10	19.43	19.01	9.61	1.87	10.70	11.40	0.08	1E-05
2.00	1.02	1.82	19.01	18.29	9.33	1.76	9.40	13.91	0.07	1E-05
4.00	2.04	3.04	18.29	17.07	8.84	1.58	10.00	11.05	0.07	7.2E-06
8.00	4.09	4.67	17.07	15.44	8.13	1.33	13.30	5.28	0.05	2.5E-06
15.00	7.66	6.05	15.44	14.06	7.37	1.12	12.00	5.34	0.02	1.3E-06
30.00	15.32	7.57	14.06	12.54	6.65	0.90	10.00	6.25	0.01	8.8E-07
4.00	2.04	4.11	12.54	16.00	7.14	1.42				
1.00	0.51	3.33	16.00	16.78	8.20	1.53				
0.00	0.00	1.47	16.78	18.64	8.86	1.81				
P'_c = 1.70					C_s = 0.19					
C_c = 0.76					OCR = 3.38					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค10 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.3

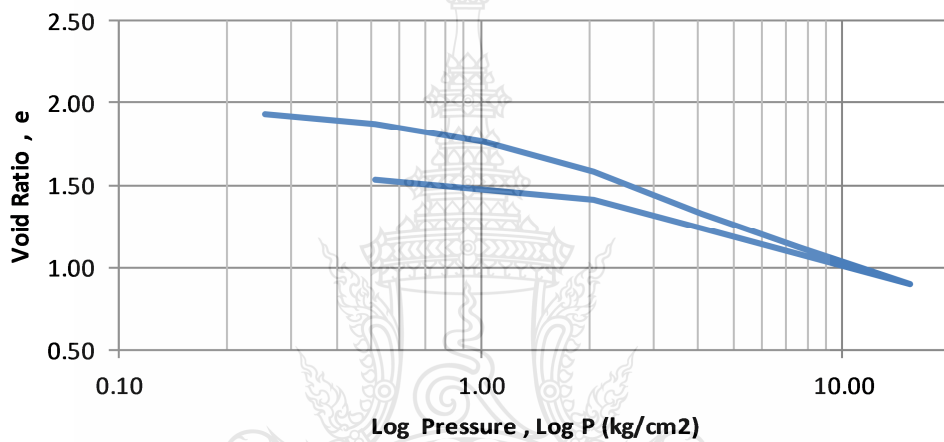
Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

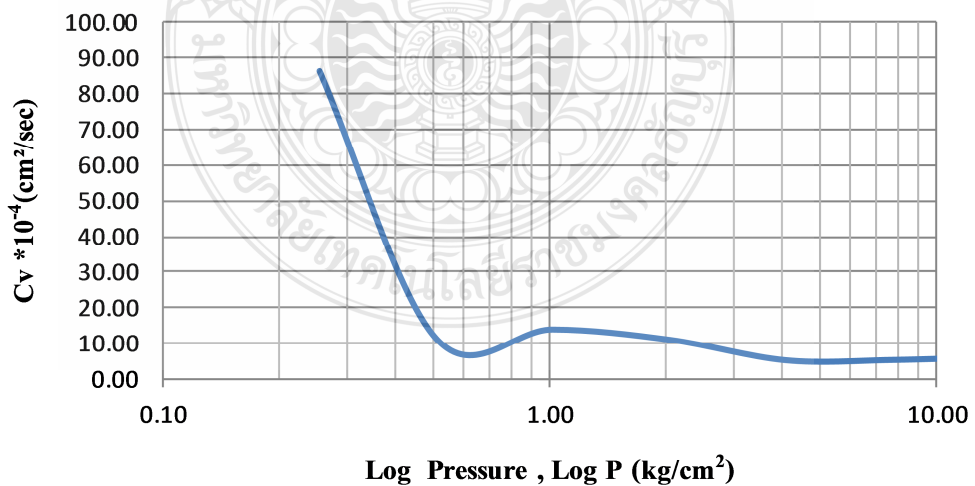


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค11 ผลการทดสอบการยุบตัวของดิน (Consolidation Test) BH.4

Depth.9.00-9.50 m.



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวของดิน (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	H _i (mm.)	H _f (mm.)	H _{ave} /2 (mm.)	Void Ratio	T ₉₀ (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.07				
0.40	0.20	0.51	20.11	19.60	9.93	2.00	2.30	263.34	0.12	0.00032
0.80	0.41	0.81	19.60	19.30	9.72	1.95	4.80	58.01	0.08	4.3E-05
1.50	0.77	1.42	19.30	18.69	9.50	1.86	6.00	35.41	0.09	3E-05
3.00	1.53	3.30	18.69	16.81	8.88	1.57	13.40	6.20	0.13	8E-06
5.00	2.55	4.93	16.81	15.18	8.00	1.32	12.20	6.07	0.09	5.6E-06
10.00	5.11	6.88	15.18	13.23	7.10	1.03	8.20	10.60	0.05	5.2E-06
5.00	2.55	7.06	13.23	13.05	6.57	1.00				
1.00	0.51	6.15	13.05	13.96	6.75	1.14				
0.00	0.00	3.91	13.96	16.20	7.54	1.48				
P'_c = 1.00						C_s = 0.20				
C_c = 0.99						OCR = 0.72				

REMARK

ตารางภาคผนวก ค12 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.4

Depth. 9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

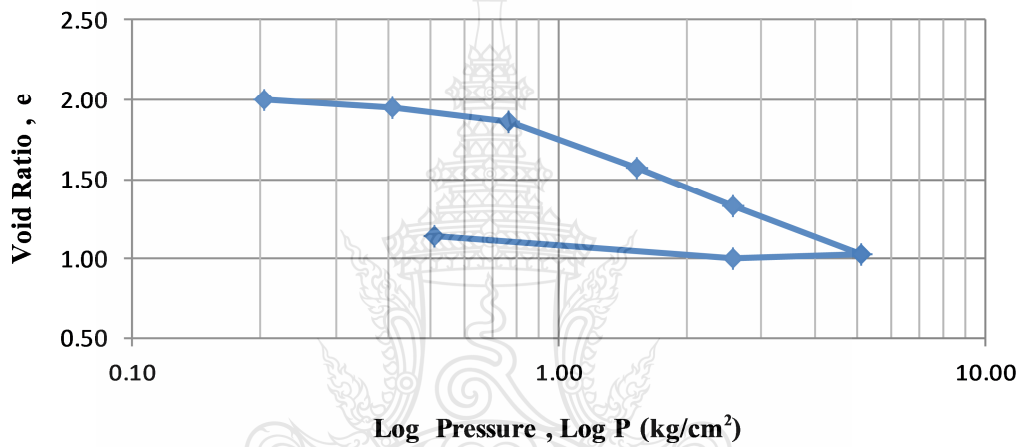


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

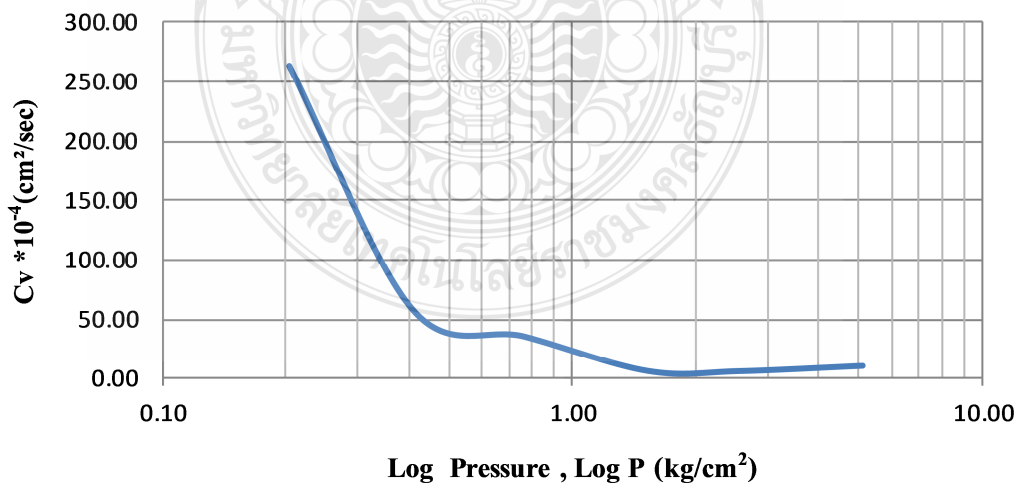
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค13 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)BH.4

Depth.6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.34				
0.50	0.26	0.64	20.11	19.48	9.90	2.24	2.70	189.87	0.12	2.3E-04
1.00	0.51	1.05	19.48	19.06	9.63	2.17	4.00	81.96	0.08	6.8E-05
2.00	1.02	2.26	19.06	17.85	9.23	1.97	6.10	32.34	0.12	3.9E-05
4.00	2.04	5.21	17.85	14.90	8.19	1.48	10.00	9.48	0.16	1.5E-05
8.00	4.09	6.97	14.90	13.14	7.01	1.19	10.40	6.42	0.06	3.6E-06
15.00	7.66	8.47	13.14	11.64	6.19	0.94	8.70	7.16	0.03	2.2E-06
4.00	2.04	8.08	11.64	12.03	5.92	0.97				
0.50	0.26	7.11	12.03	13.00	6.26	1.10				
0.00	0.00	5.16	13.00	14.95	6.99	1.11				

P'_c = 1.20

C_s = 0.15

C_c = 0.91

OCR = 1.30

REMARK

ตารางภาคผนวก ค14 ผลการทดสอบการยุบตัวของดิน (Consolidation Test) BH.4

Depth. 6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

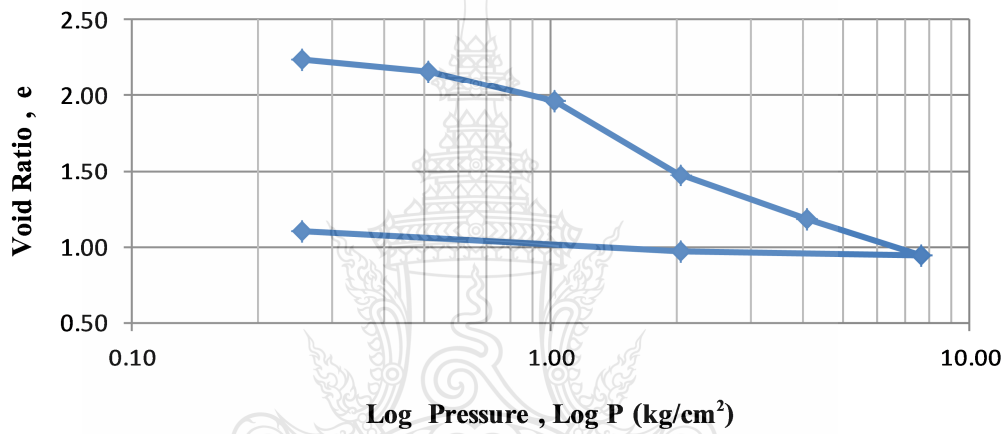


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

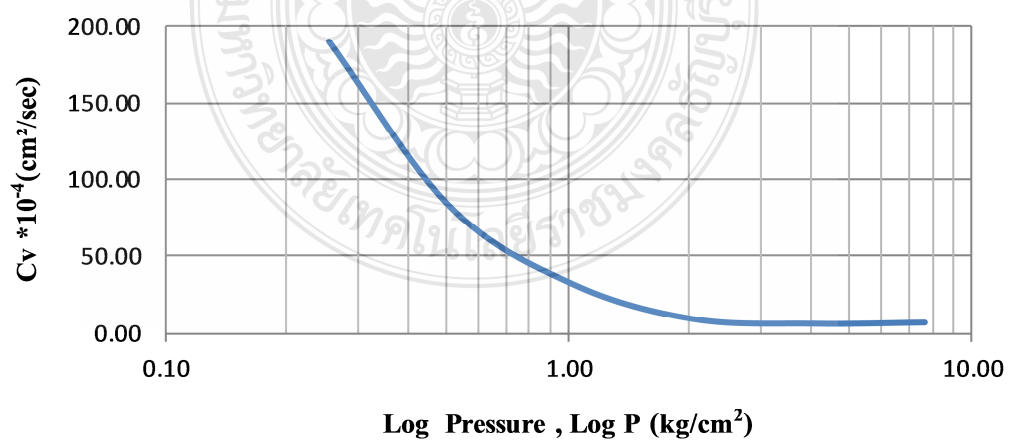
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวของดิน (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค15 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.4

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.80				
0.50	0.26	0.68	20.11	19.43	9.88	1.70	5.30	49.16	0.13	6.4E-05
1.00	0.51	1.08	19.43	19.03	9.61	1.65	7.00	26.66	0.08	2.1E-05
2.00	1.02	1.87	19.03	18.24	9.32	1.54	7.10	24.35	0.08	1.9E-05
4.00	2.04	2.99	18.24	17.12	8.84	1.38	7.10	21.91	0.06	1.3E-05
8.00	4.09	4.20	17.12	15.91	8.26	1.21	7.50	17.13	0.03	5.8E-06
15.00	7.66	5.44	15.91	14.67	7.65	1.04	6.00	22.95	0.02	4.9E-06
30.00	15.32	6.53	14.67	13.58	7.06	0.96	7.60	12.21	0.01	1.2E-06
8.00	4.09	5.84	13.58	14.27	6.96	1.00				
2.00	1.02	4.95	14.27	15.16	7.36	1.17				
0.00	0.00	4.19	15.16	15.92	7.77	1.02				
P'_c = 1.20					C_s = 0.28					
C_c = 0.29					OCR = 2.58					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค16 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.4

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

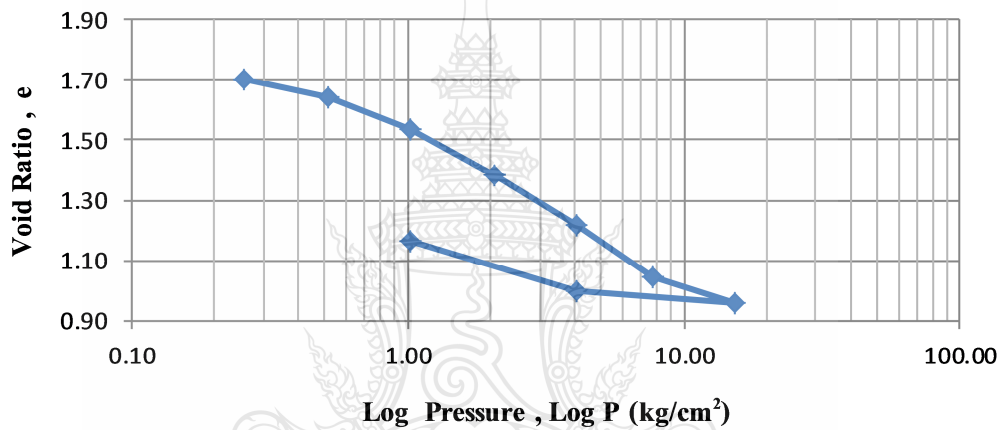


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

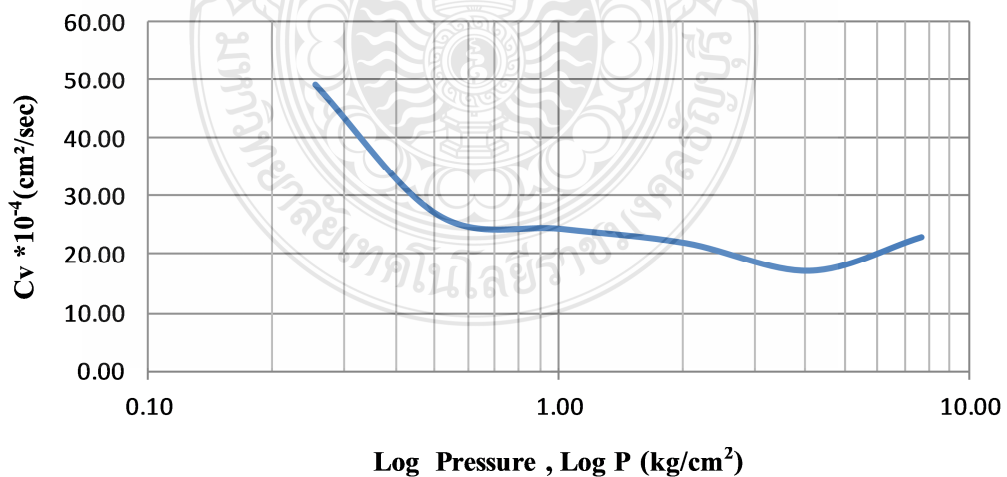
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค17 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.5

Depth.3.00-3.50 m..

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.15				
0.50	0.26	0.30	20.11	19.81	9.98	1.11	3.20	137.47	0.06	7.9E-05
1.00	0.51	0.56	19.81	19.55	9.84	1.09	5.30	48.71	0.05	2.5E-05
2.00	1.02	0.98	19.55	19.13	9.67	1.04	5.00	52.86	0.04	2.2E-05
4.00	2.04	1.56	19.13	18.55	9.42	0.98	5.20	46.38	0.03	1.4E-05
8.00	4.09	2.36	18.55	17.75	9.07	0.90	5.50	38.47	0.02	8.0E-06
16.00	8.17	3.66	17.75	16.45	8.55	0.76	7.00	21.09	0.02	3.7E-06
32.00	16.34	5.20	16.45	14.91	7.84	0.61	6.40	21.21	0.01	2.4E-06
8.00	4.09	3.87	14.91	16.24	7.79	0.73				
0.50	0.26	3.12	16.24	16.99	8.31	0.84				
0.00	0.00	1.88	16.99	18.23	8.81	0.97				
P'_c = 1.20					C_s = 0.09					
C_c = 0.20					OCR = 2.27					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค18 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.5

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

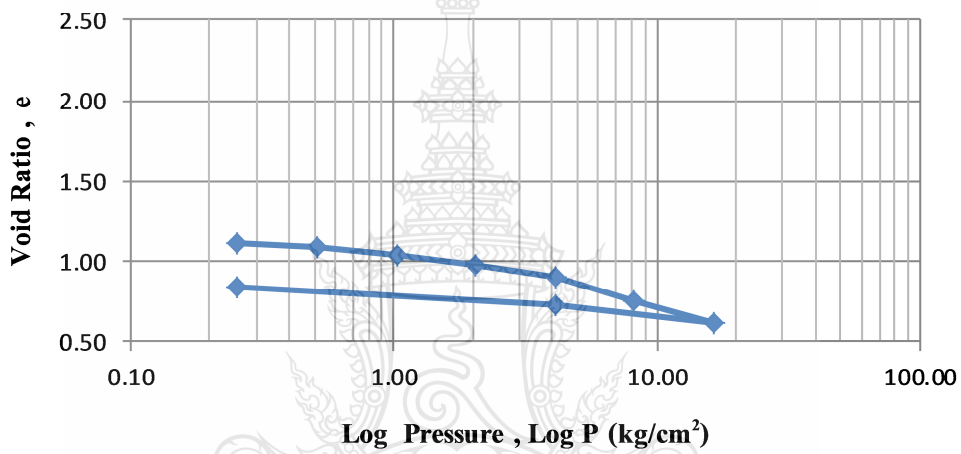


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

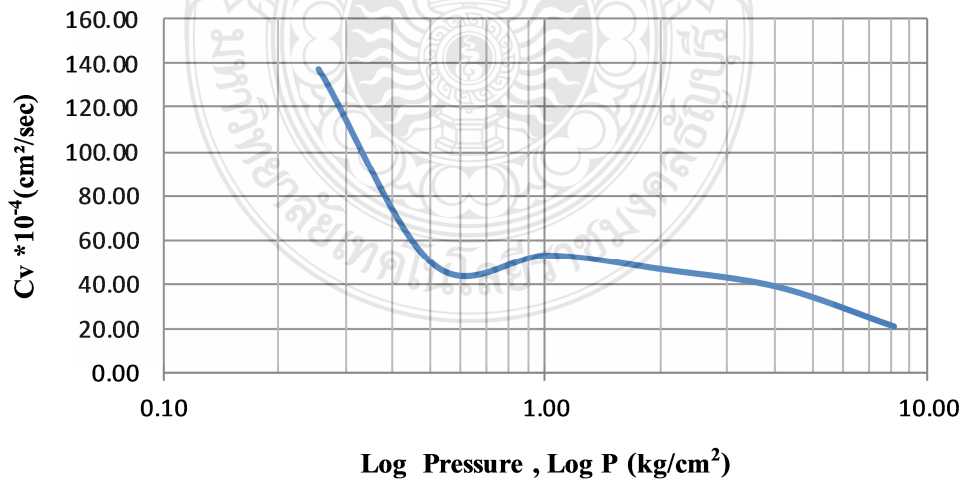
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค19 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.6

Depth.9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.98				
0.40	0.20	0.30	20.11	19.81	9.98	1.94	2.30	266.04	0.07	2E-04
0.80	0.41	0.55	19.81	19.56	9.84	1.90	4.40	70.71	0.06	4E-05
1.50	0.77	0.97	19.56	19.14	9.68	1.84	4.00	82.70	0.06	5E-05
3.00	1.53	2.29	19.14	17.82	9.24	1.65	9.90	12.32	0.09	1E-05
5.00	2.55	3.94	17.82	16.17	8.50	1.40	13.40	5.69	0.09	5E-06
12.00	6.13	6.52	16.17	13.59	7.44	1.02	8.40	11.09	0.04	5E-06
3.00	1.53	6.71	13.59	13.40	6.75	0.99				
1.00	0.51	5.46	13.40	14.65	7.01	1.18				
0.00	0.00	3.94	14.65	16.17	7.71	1.40				

P_c = 1.30

C_s = 0.39

C_c = 1.00

OCR = 0.92

REMARK

ตารางภาคผนวก ค20 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.6

Depth.9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

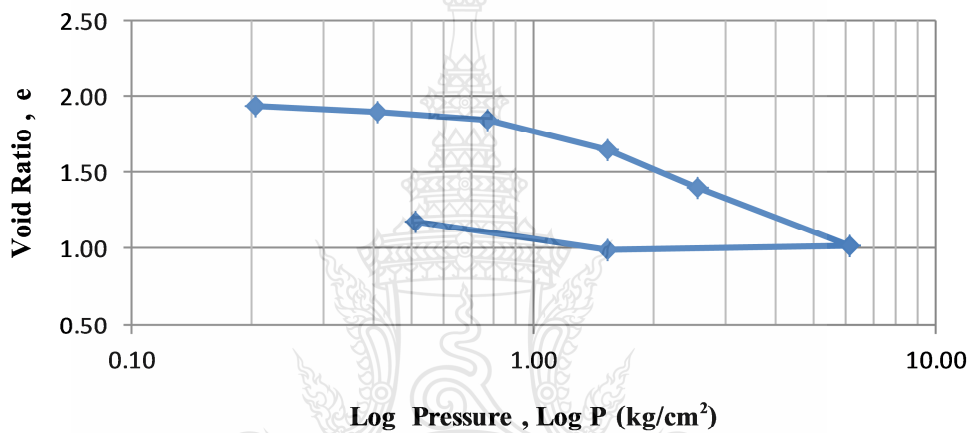


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

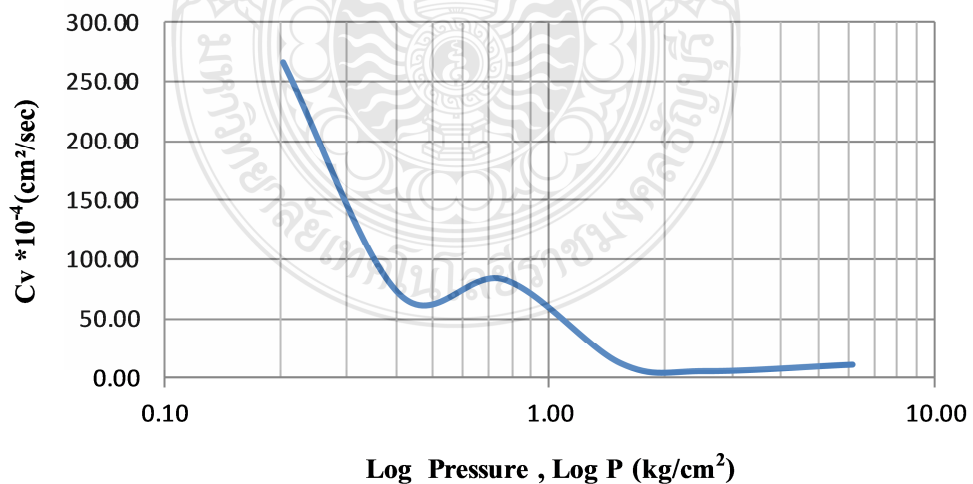
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค21 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.6

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm./sec.)
0	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.07				
0.5	0.26	0.58	20.11	19.53	9.91	1.98	4.90	57.82	0.11	6.368E-05
1	0.51	1.05	19.53	19.06	9.65	1.91	5.50	43.50	0.09	4.016E-05
2	1.02	1.80	19.06	18.31	9.34	1.79	8.20	18.35	0.08	1.399E-05
4	2.04	2.91	18.31	17.20	8.88	1.62	8.10	16.97	0.06	9.882E-06
8	4.09	3.93	17.20	16.18	8.34	1.47	7.80	16.17	0.03	4.602E-06
16	8.17	5.00	16.18	15.11	7.82	1.31	7.40	15.79	0.02	2.511E-06
8	4.09	4.98	15.11	15.13	7.56	1.31				
2	1.02	4.72	15.13	15.39	7.63	1.35				
0	0.00	3.45	15.39	16.66	8.01	1.54				

P'_c = 1.15

C_s = 0.07

C_c = 0.54

OCR = 2.20

REMARK

ตารางภาคผนวก ค22 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.6

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

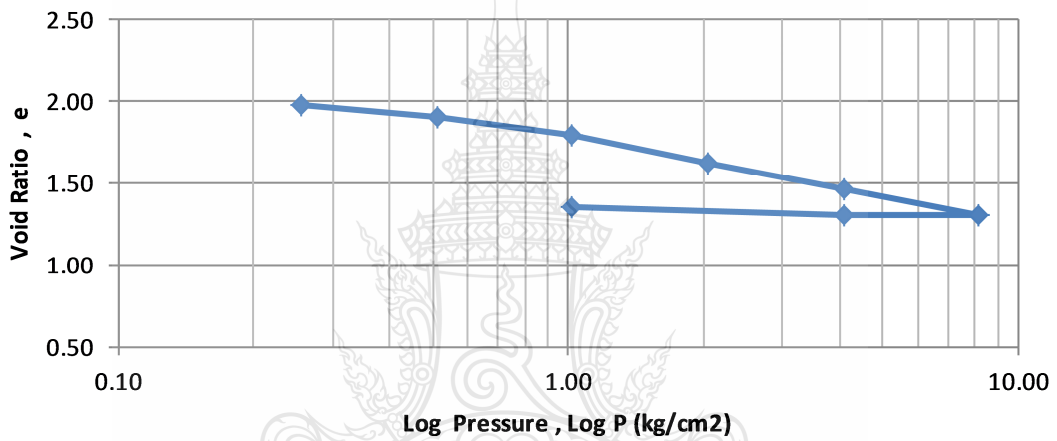


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

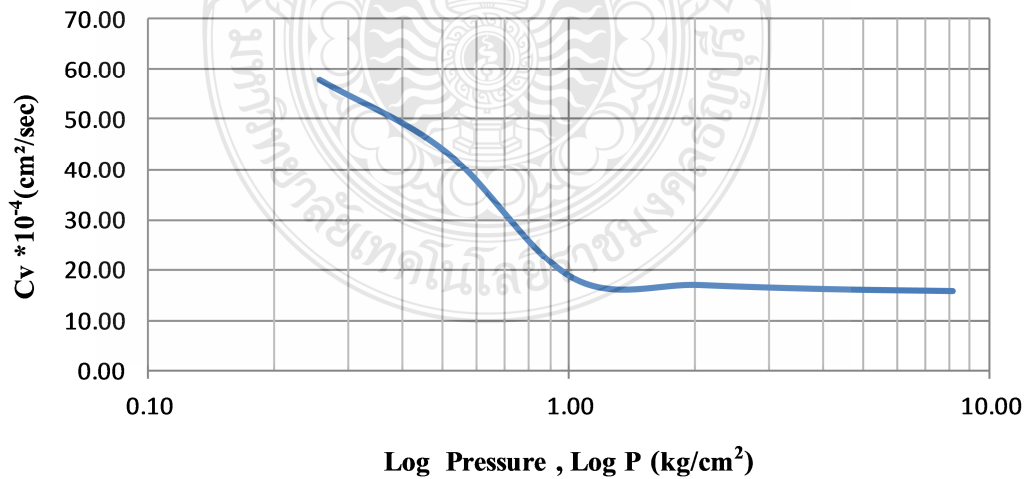
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค23 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.7

Depth.6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.03		1E-06		
0.50	0.26	1.96	20.11	18.15	9.57	1.74	4.00	80.83	0.38	3E-04
1.00	0.51	2.46	18.15	17.65	8.95	1.66	5.20	41.87	0.11	5E-05
2.00	1.02	4.06	17.65	16.05	8.42	1.42	9.90	10.23	0.18	2E-05
4.00	2.04	6.43	16.05	13.68	7.43	1.07	12.50	5.00	0.14	7E-06
8.00	4.09	8.36	13.68	11.75	6.36	0.78	9.00	7.06	0.07	5E-06
15.00	7.66	9.70	11.75	10.41	5.54	0.58	8.60	5.87	0.03	2E-06
8.00	4.09	9.78	10.41	10.33	5.18	0.57				
1.00	0.51	8.47	10.33	11.64	5.49	0.76				
0.00	0.00	6.96	11.64	13.15	6.20	0.99				

P_c = 0.90

C_s = 0.22

C_c = 0.74

OCR = 1.00

REMARK

ตารางภาคผนวก ค24 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.7

Depth.6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

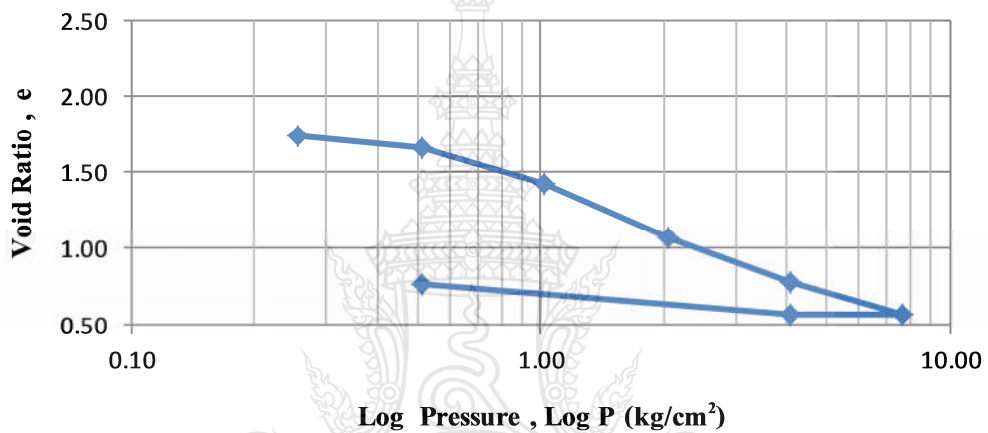


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลบุรีรัมย์

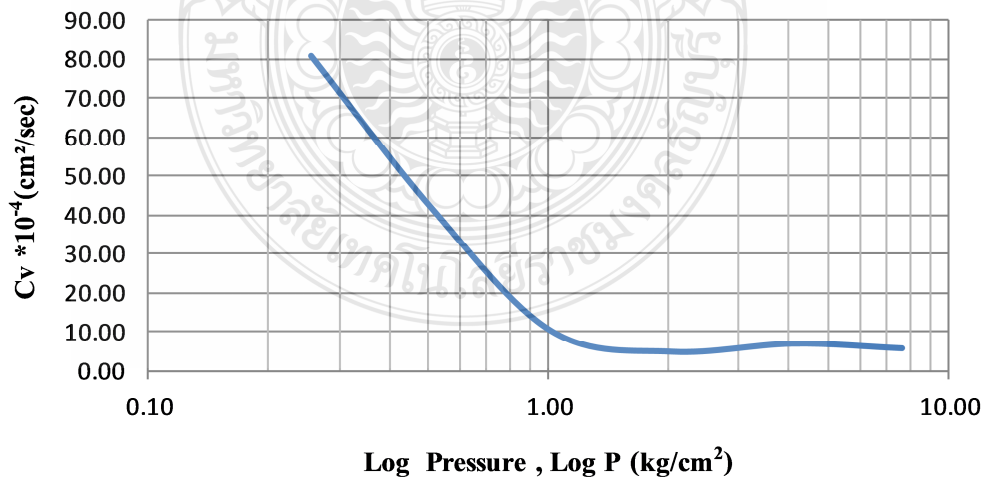
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค25 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.7

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.47				
0.5	0.03	0.99	20.11	19.12	9.807	2.30	3.40	117.60	1.929	2.23E-03
1	0.05	1.75	19.12	18.36	9.369	2.17	6.60	28.48	1.562	4.36E-04
2	0.10	3.08	18.36	17.03	8.847	1.95	8.20	16.45	1.413	2.28E-04
4	0.20	4.75	17.03	15.36	8.098	1.66	6.80	20.04	0.961	1.89E-04
8	0.41	6.41	15.36	13.70	7.264	1.37	6.60	17.12	0.530	8.91E-05
15	0.77	7.62	13.70	12.49	6.547	1.16	7.40	11.06	0.246	2.67E-05
2	0.10	4.72	12.49	15.39	6.970	1.66				
0	0.00	3.45	15.39	16.66	8.013	1.88				
P_c = 1.15							C_s = 0.57			
C_c = 0.76							OCR = 2.46			

REMARK

ตารางภาคผนวก ค26 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.7

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

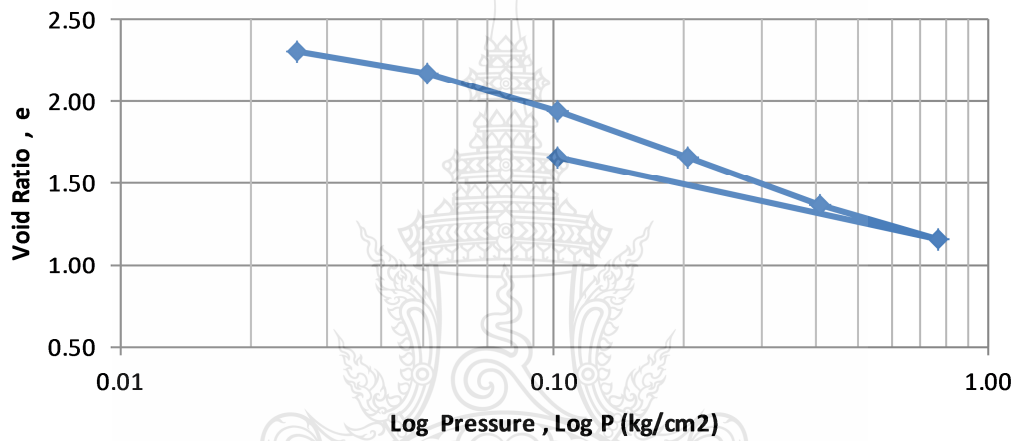


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

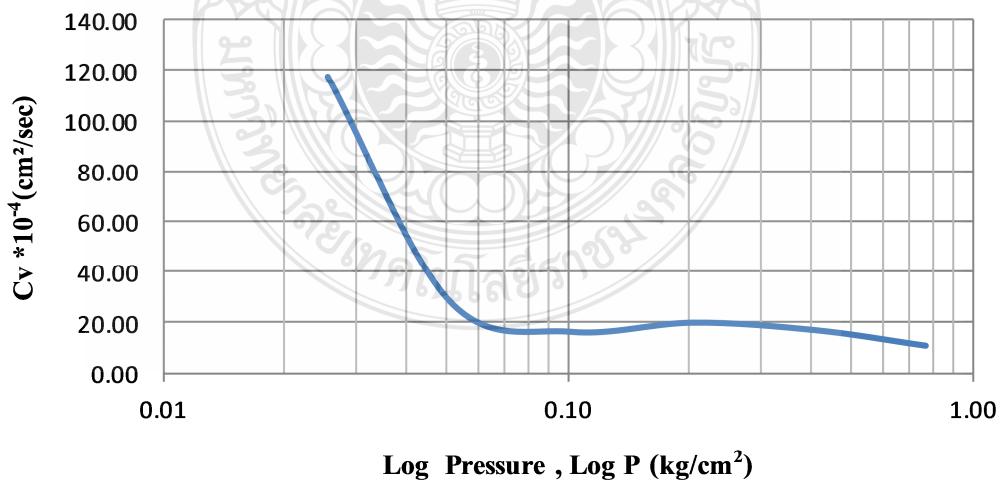
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค27 ผลการทดสอบการยุบตัวของดินเหนียว(Consolidation Test) BH.8

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวของดินเหนียว (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.75				
0.20	0.10	0.25	20.11	19.86	9.99	1.72	2.20	291.51	0.12	0.00035
0.50	0.26	0.33	19.86	19.78	9.91	1.71	4.20	78.67	0.03	1.9E-05
1.00	0.51	0.56	19.78	19.55	9.83	1.67	5.50	45.17	0.05	2E-05
2.00	1.02	0.96	19.55	19.15	9.68	1.62	5.80	39.34	0.04	1.5E-05
4.00	2.04	1.54	19.15	18.57	9.43	1.54	5.00	50.29	0.03	1.5E-05
9.00	4.60	2.44	18.57	17.67	9.06	1.42	7.70	19.57	0.02	3.6E-06
18.00	9.19	3.84	17.67	16.27	8.49	1.23	10.30	9.59	0.02	1.6E-06
4.00	2.04	3.37	16.27	16.74	8.25	1.29				
1.00	0.51	2.57	16.74	17.54	8.57	1.40				
0.00	0.00	1.12	17.54	18.99	9.13	1.60				
P'_c = 0.80					C_s = 0.18					
C_c = 0.63					OCR = 1.44					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค28 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test) BH.8

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

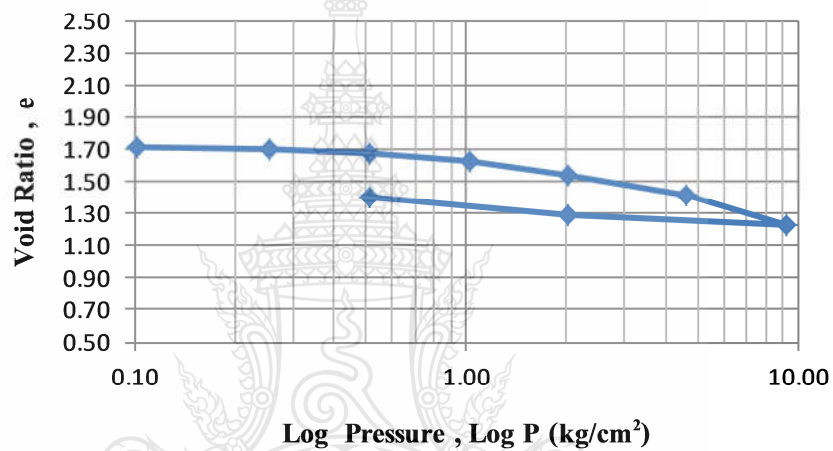


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

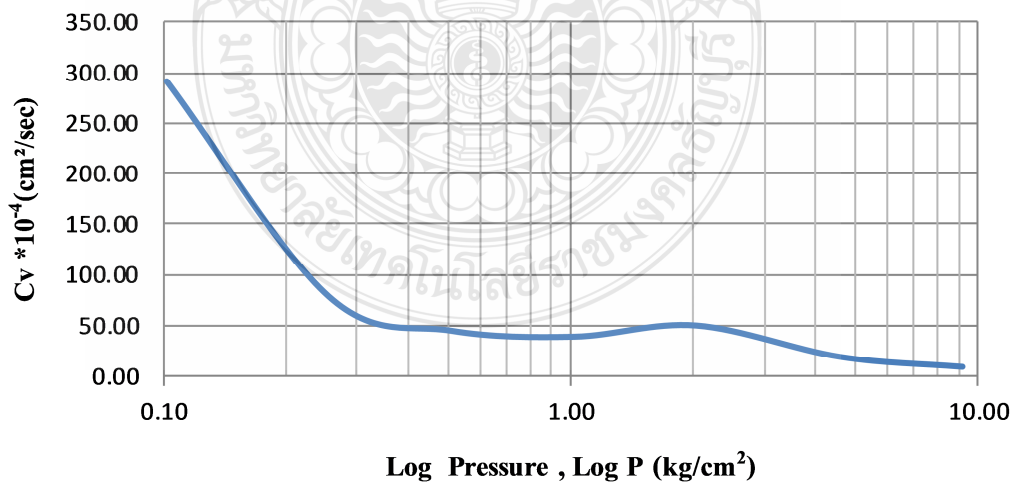
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค29 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.9

Depth.9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.10				
0.40	0.20	0.99	20.11	19.12	9.81	1.95	4.00	84.96	0.24	2.0E-04
0.80	0.41	1.24	19.12	18.87	9.50	1.91	5.00	50.99	0.06	3.2E-05
1.50	0.77	1.50	18.87	18.61	9.37	1.87	5.25	45.03	0.04	1.7E-05
3.00	1.53	2.62	18.61	17.49	9.03	1.70	15.00	5.12	0.08	3.9E-06
6.00	3.06	5.36	17.49	14.75	8.06	1.28	11.60	6.83	0.10	6.9E-06
12.00	6.13	7.24	14.75	12.87	6.90	0.99	7.80	11.07	0.04	4.5E-06
3.00	1.53	6.71	12.87	13.40	6.57	1.07				
0.80	0.41	5.46	13.40	14.65	7.01	1.26				
0.00	0.00	3.94	14.65	16.17	7.71	1.49				
P'_c = 1.20					C_s = 0.33					
C_c = 0.96					OCR = 0.80					

REMARK

ตารางภาคผนวก ค30 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.9

Depth.9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

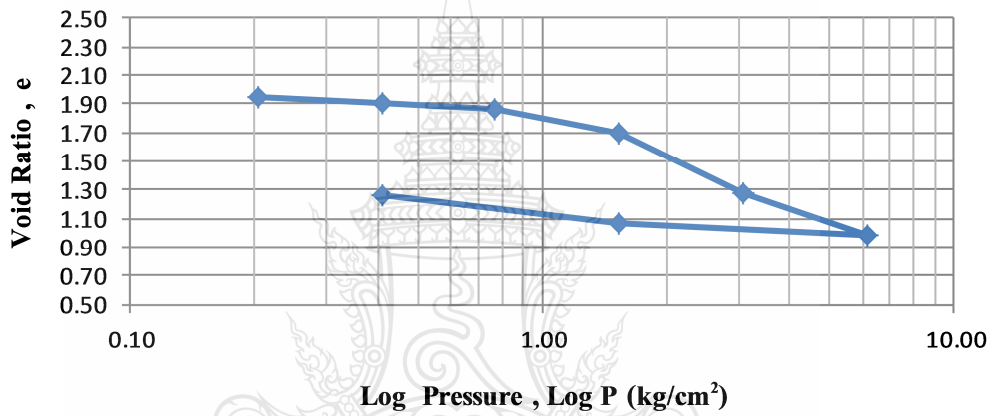


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

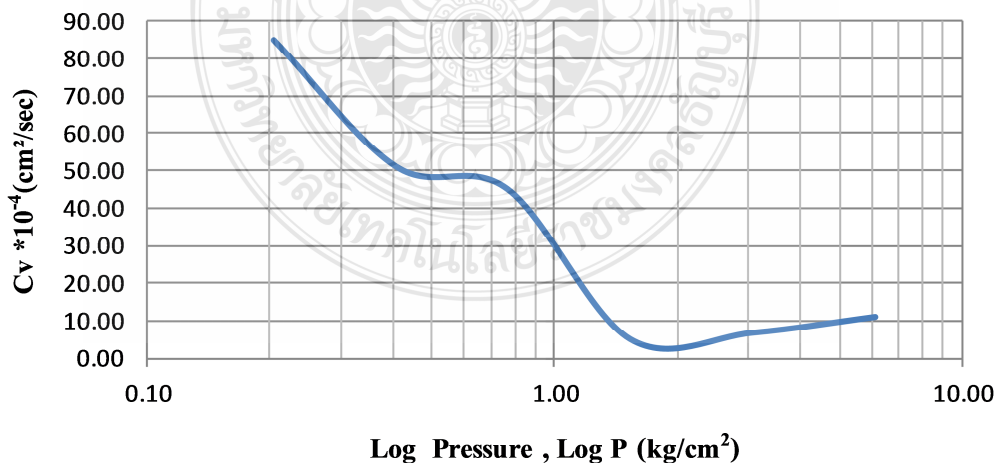
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค31 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.11

Depth.6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.76				
0.50	0.26	0.71	20.11	19.40	9.88	1.66	2.30	260.65	0.14	3.5E-03
1.00	0.51	1.02	19.40	19.09	9.62	1.62	2.80	166.94	0.06	1.0E-03
2.00	1.02	2.03	19.09	18.08	9.29	1.48	6.10	32.80	0.10	3.4E-04
4.00	2.04	5.03	18.08	15.08	8.29	1.07	10.10	9.52	0.16	1.5E-04
8.00	4.09	7.37	15.08	12.74	6.96	0.76	7.90	10.96	0.08	8.2E-05
15.00	7.66	8.66	12.74	11.45	6.05	0.58	7.20	9.97	0.03	2.8E-05
8.00	4.09	7.57	11.45	12.54	6.00	0.73				
1.00	0.51	7.89	12.54	12.22	6.19	0.68				
0.00	0.00	5.74	12.22	14.37	6.65	0.98				
P_c = 0.90						C_s = 0.09				
C_c = 0.65						OCR = 0.94				

REMARK

ตารางภาคผนวก ค32 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.11

Depth.6.00-6.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

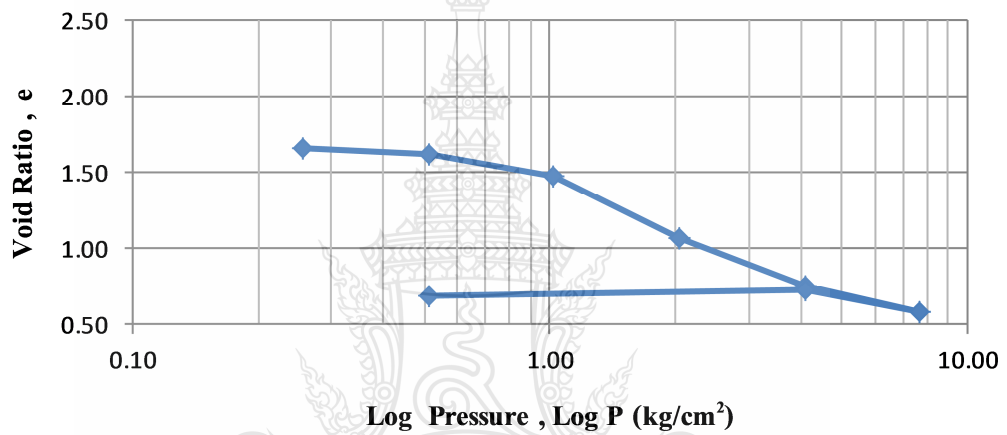


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

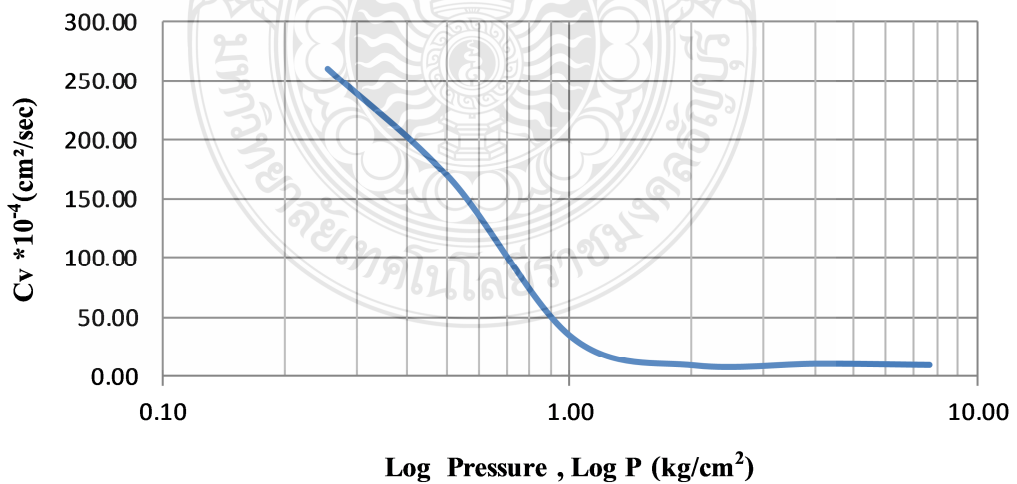
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค33 ผลการทดสอบการยุบตัวของดิน (Consolidation Test) BH.11

Depth.3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลบุรีรัมย์
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวของดิน (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	H _i (mm.)	H _f (mm.)	H _{ave} /2 (mm.)	Void Ratio	T ₉₀ (min)	C _v (cm ² /sec) 1E-06	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.11				
0.20	0.10	0.38	20.11	19.73	9.96	2.05	3.30	128.72	0.19	2.36E-03
0.50	0.26	0.61	19.73	19.50	9.81	2.02	3.80	94.13	0.07	6.91E-04
1.00	0.51	0.99	19.50	19.12	9.65	1.96	5.30	46.90	0.08	3.52E-04
2.00	1.02	2.10	19.12	18.01	9.28	1.79	10.00	12.18	0.11	1.35E-04
4.00	2.04	4.83	18.01	15.28	8.32	1.37	11.70	7.15	0.15	1.04E-04
8.00	4.09	6.78	15.28	13.33	7.15	1.07	9.50	8.01	0.06	4.92E-05
15.00	7.66	8.23	13.33	11.88	6.30	0.96	8.60	7.59	0.03	2.26E-05
4.00	2.04	7.95	11.88	12.16	6.01	0.97				
0.50	0.26	6.60	12.16	13.51	6.42	1.27				
0.00	0.00	5.59	13.51	14.52	7.01	1.03				
P'_c = 1.20						C_s = 0.33				
C_c = 0.39						OCR = 2.42				

REMARK

ตารางภาคผนวก ก34 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.11

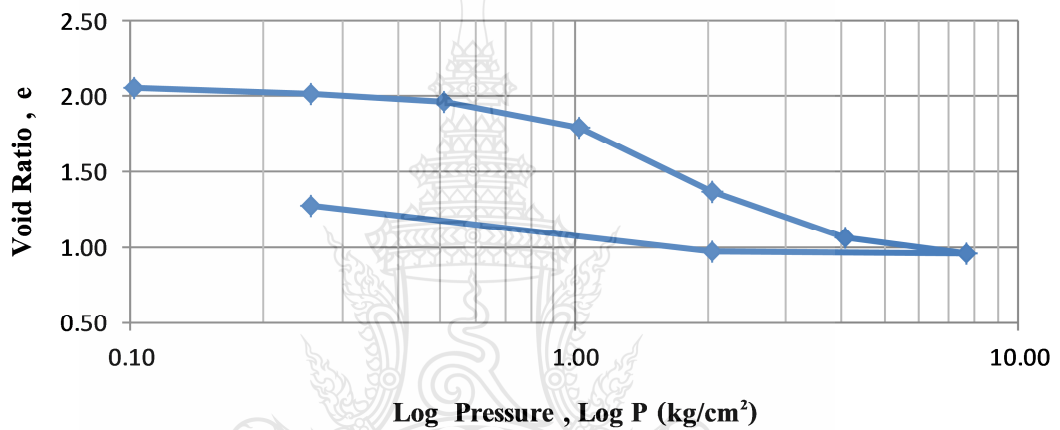
Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

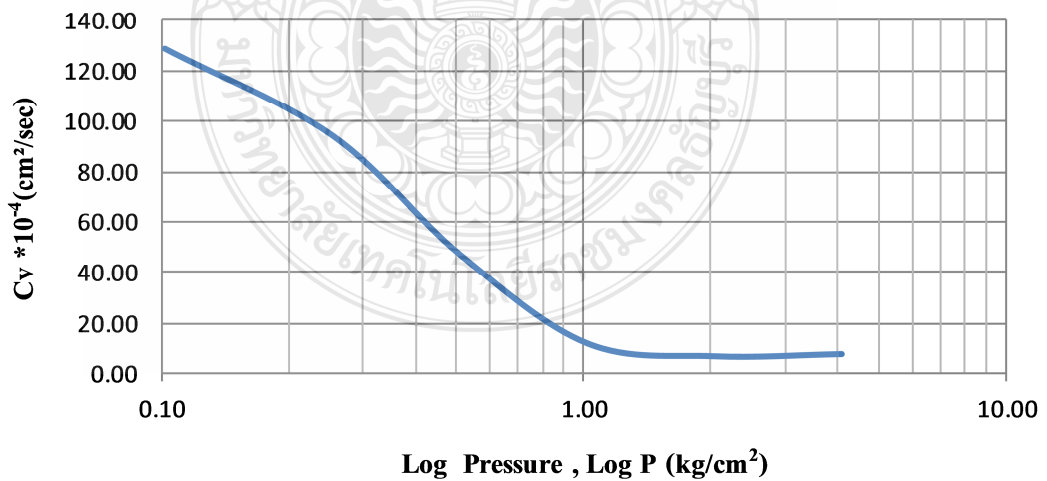


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ค35 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.11

Depth. 9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	2.47				
0.40	0.20	0.37	20.11	19.74	9.96	2.41	3.00	155.84	0.09	1.4E-03
0.80	0.41	0.58	19.74	19.53	9.82	2.37	4.00	85.12	0.05	4.3E-04
1.50	0.77	1.04	19.53	19.07	9.65	2.30	7.00	26.86	0.07	1.7E-04
3.00	1.53	1.55	19.07	18.56	9.41	2.21	6.80	27.06	0.04	9.3E-05
6.00	3.06	4.57	18.56	15.54	8.52	1.69	10.20	9.87	0.11	1.0E-04
12.00	6.13	6.22	15.54	13.89	7.36	1.40	12.30	5.06	0.03	1.7E-05
3.00	1.53	5.93	13.89	14.18	7.02	1.43				
0.80	0.41	5.19	14.18	14.92	7.28	1.53				
0.00	0.00	3.66	14.92	16.45	7.84	1.53				

P'_c = 1.20

C_s = 0.19

C_c = 0.94

OCR = 0.85

REMARK

ตารางภาคผนวก ค36 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.11

Depth. 9.00-9.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

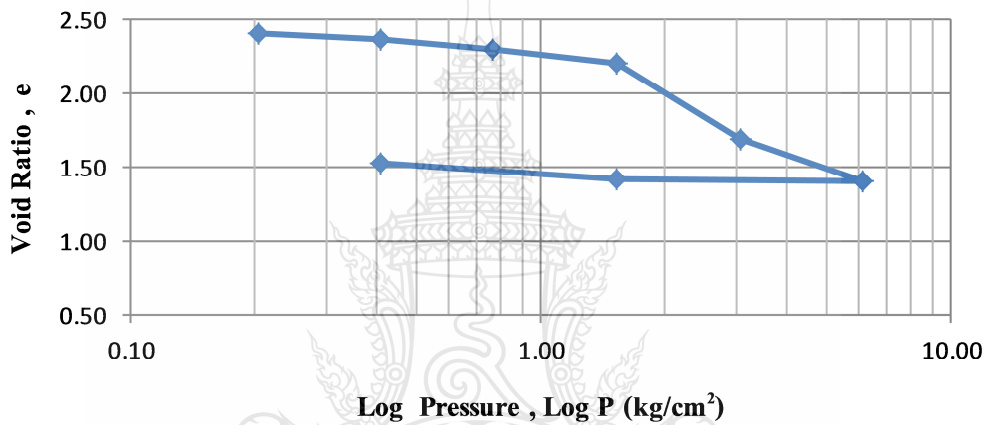


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

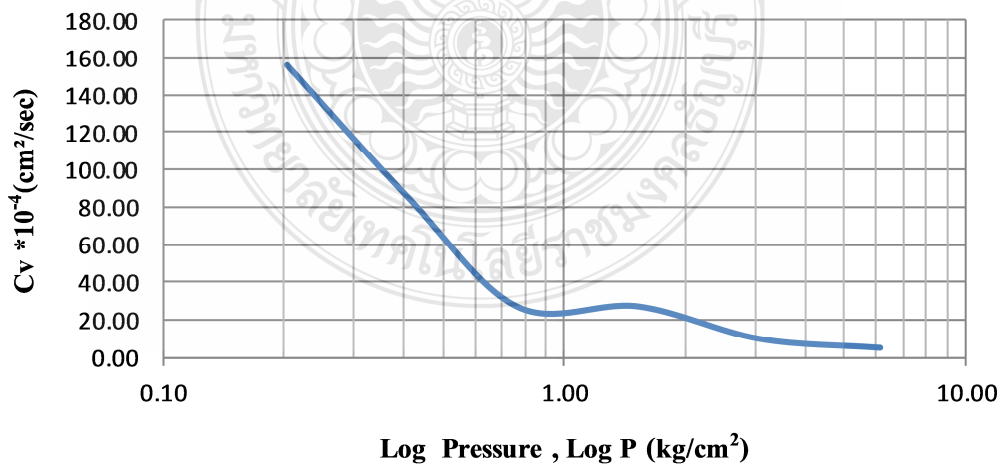
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE



กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ตารางภาคผนวก ก37 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.12

Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ



มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

SUMMARY

Load kg	Pressure (kg/cm ²)	End of Loading (mm.)	Hi (mm.)	Hf (mm.)	Have/2 (mm.)	Void Ratio	T90 (min)	C _v (cm ² /sec)	m _v (kg/cm ²)	k (cm/sec)
0.00	0.00	0.00	20.11	20.11	10.06	1.73				
0.50	0.26	0.56	20.11	19.55	9.92	1.65	6.00	38.60	0.11	4.1E-04
1.00	0.51	0.81	19.55	19.30	9.71	1.62	8.00	20.84	0.05	1.0E-04
2.00	1.02	1.50	19.30	18.61	9.48	1.53	7.00	25.91	0.07	1.8E-04
4.00	2.04	2.86	18.61	17.25	8.97	1.34	9.20	13.43	0.07	9.4E-05
8.00	4.09	4.75	17.25	15.36	8.15	1.09	11.00	7.76	0.05	4.1E-05
16.00	8.17	6.48	15.36	13.63	7.25	0.85	9.00	9.17	0.03	2.5E-05
4.00	2.04	6.31	13.63	13.80	6.86	0.88				
1.00	0.51	5.33	13.80	14.78	7.15	1.01				
0.00	0.00	4.11	14.78	16.00	7.70	1.17				

P'_c = 1.200

C_s = 0.22

C_c = 0.78

OCR = 2.44

REMARK

ตารางภาคผนวก ค38 ผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ(Consolidation Test)BH.12

Depth. 3.00-3.50 m.

ตารางบันทึกผลการทดสอบ

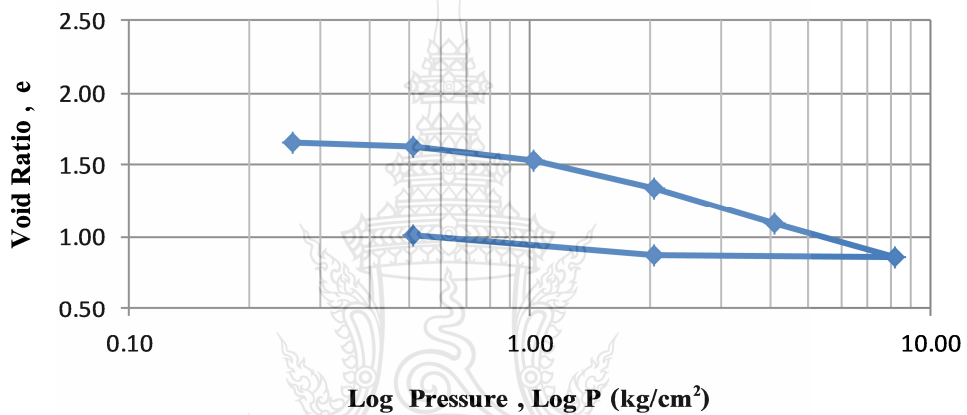


มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

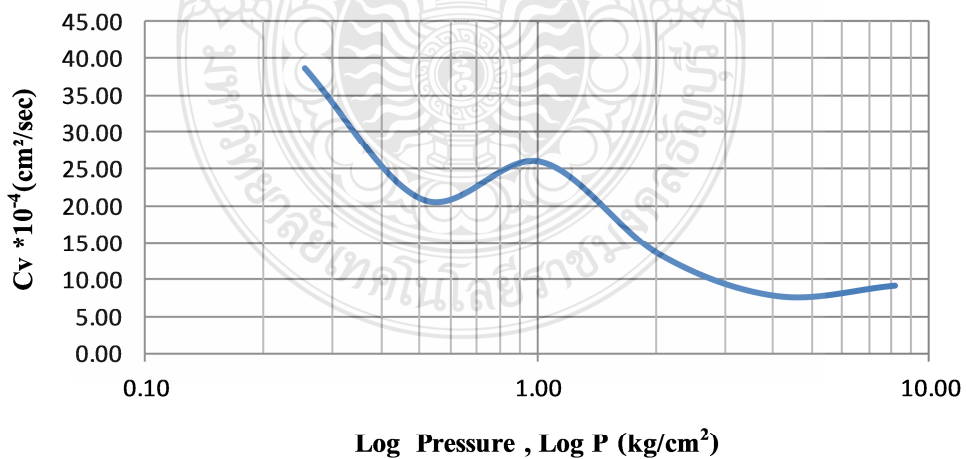
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

การทดสอบ : การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง VOID RATIO กับ PRESSURE

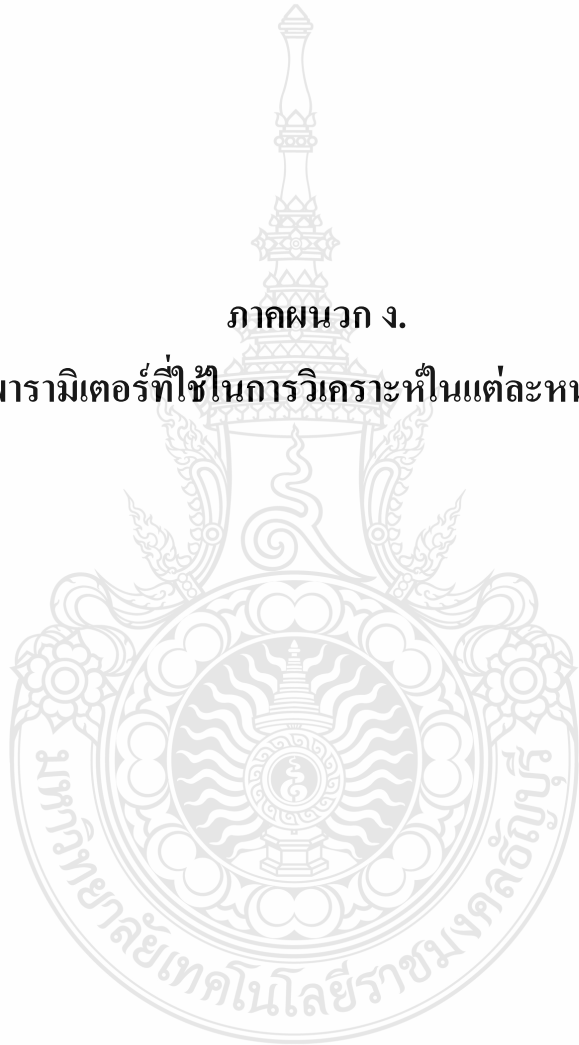


กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง COEFFICIENT OF CONSOLIDATION กับ PRESSURE



ภาคผนวก ง.

พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ในแต่ละหน้าตัด



ตารางผนวกที่ ง.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 1

Parameter	Name	Soft soil 1	Soft soil 2	Soft Soil3	Unit
General					
Dept	m.	+2.20 to -3.50	-3.50 to -9.50	-9.50 to 15.00	m
Materail model	Model	Soft Soil	Soft Soil	Soft Soil	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	15.00	15.30	15.47	kN/m^3
Soil unit weight beloe p.l.	γ_{sat}	16.2	16.7	17.6	kN/m^3
Parameter					
Modified Compression index	λ^*	0.14	0.237	0.237	-
Modified Swelling index	κ^*	0.023	0.059	0.059	-
Young's modulus	E'	-	-	-	kN/m^2
Poisson's ratio	ν'	-	-	-	-
Undrained shear strength	S_u^{ref}	14	18	20	kN/m^2
Friction angle	ϕ'	23	23	23	$^\circ$
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	$^\circ$
Flow					
Flow data set	-	USDA	USDA	USDA	-
Model	-	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	-	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	8.64E-03	3.28E-03	3.28E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๑.๒ พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ ๒

Parameter	Name	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay	Unit
General					
Dept	m.	+2.20 to -6.50	-6.50 to -11.50	-11.50 to 15.00	m
Material model	Model	Soft Soil	Soft Soil		-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	15	15	18.4	kN/m^3
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	15.6	15.3	20.8	kN/m^3
Parameter					
Modified Compression index	λ^*	0.13	0.109	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.082	0.085	-	-
Young's modulus	E'	-	-	16000	kN/m^2
Poisson's ratio	ν'	-	-	0.3	-
Undrained shear strength	S_u^{ref}	15	17	80	kN/m^2
Friction angle	ϕ'	23	23	30	$^\circ$
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	$^\circ$
Flow					
Flow data set		USDA	USDA	USDA	-
Model		Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil		Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	8.64E-04	2.18E-03	4.23E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๓.3 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 3

Parameter	Name	Weather crust	Soft soil 1	Soft soil 2	Stiff Clay	Unit
General						
Dept	m.	+2.20 to -0.00	-0.00 to -10.00	-10.00 to -12.00	-12 to -15.00	m
Materail model	Model	Mohr-Colomb	Soft Soil	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	16.8	15	19.6	19.6	kN/m^3
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	17.9	15.5	22.5	22.4	kN/m^3
Parameter						
Modified Compression index	λ^*	0.11	0.11	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.055	0.055	-	-	-
Young's modulus	E'	8000	-	13600	30000	kN/m^2
Poisson's ratio	ν'	0.3	-	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	S_u^{ref}	40	19	68	150	kN/m^2
Friction angle	ϕ'	23	23	30	33	$^\circ$
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	$^\circ$
Flow						
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x = k_y$	7.78E-04	4.19E-03	5.18E-03	5.18E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๓.4 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 4

Parameter	Name	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay 1	Stiff Clay 2	Unit
General						
Dept	m.	+2.20 to -6.00	-6.00 to -8.50	-8.50 to 11.00	-11.00 to -20.00	m
Materail model	Model	Soft Soil	Soft Soil	Morh-culomb	Morh-culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	16.8	15.2	14.6	14.6	kN/m^3
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	17	16.8	17.8	17.8	kN/m^3
Parameter						
Modified Compression index	λ^*	0.12	0.52	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.18	0.35	-	-	-
Young's modulus	E'	-	-	6800	45000	kN/m^2
Poisson's ratio	ν'	-	-	0.3	0.3	-
Cohesion	S_u^{ref}	15	20	34	150	kN/m^2
Friction angle	ϕ'	23	23	30	38	$^\circ$
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	$^\circ$
Flow						
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	1.04E-03	2.42E-03	4.32E-03	4.32E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๓.5 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 5

Parameter	Name	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay 1	Stiff Clay 2	Hard Clay	Unit
General							
Dept	m.	+2.20 to -4.00	-4.00 to -11.00	-11.00 to 13.00	-13.00 to -17.00	-17.00 to -25.00	m
Material model	Model	Soft Soil	Soft Soil	Morh-culomb	Morh-culomb	Morh-culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	16	15.9	20.2	20.2	20.2	kN/m ³
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	16.6	16	23	23	23	kN/m ³
Parameter							
Modified Compression index	λ^*	0.093	0.176	0.336	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.042	0.023	0.131	-	-	-
Young's modulus	E'	-	-	-	30000	40000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	-	-	-	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	S_u^{ref}	35	15	61.5	150	200	kN/m ²
Friction angle	ϕ'	23	23	30	33	36	°
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	0	°
Flow							
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x = k_y$	2.07E-03	4.32E-03	4.32E-03	4.32E-03	4.32E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๓.6 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 6

Parameter	Name	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay 1	Stiff Clay 2	Unit
General						
Dept	m.	+2.20 to -5.00	-5.00 to -10.00	-10.00 to 13.00	13.00 to -25.00	m
Materail model	Model	Soft Soil	Soft Soil	Morh-culomb	Morh-culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	15.2	14.2	19.5	18.8	kN/m^3
Soil unit weight beloe p.l.	γ_{sat}	16.6	15	20.6	20	kN/m^3
Parameter						
Modified Compression inde	λ^*	0.219	0.244	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.043	0.073	-	-	-
Young's modulus	E'	-	-	20000	40000	kN/m^2
Poisson's ratio	ν'	-	-	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	Su_{ref}	12	15	100	200	kN/m^2
Friction angle	ϕ'	23	23	33	36	$^\circ$
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	$^\circ$
Flow						
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	2.31E-02	1.73E-03	1.73E-03	1.73E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๗.7 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 7

Parameter	Name	Weather crust	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay 1	Stiff Clay 2	Unit
General							
Dept	m.	+2.20 to -0.00	-0.00 to -4.00	-4.00 to -11.50	-10.00 to -12.00	-12 to -15.00	m
Materail model	Model		Soft Soil	Soft Soil	Morh-culomb	Morh-culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	19.7	15.5	15	19.6	19.6	kN/m ³
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	22.1	16	15.5	22.5	22.4	kN/m ³
Parameter							
Modified Compression index	λ^*	-	0.229	0.239	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	-	0.065	0.071	-	-	-
Young's modulus	E'	8200	-	-	13600	30000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	0.3	-	-	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	C'_{ref}	41	27.5	20.5	68	150	kN/m ²
Friction angle	Su'_{ref}	23	23	23	30	33	°
Dilatancy angle	ϕ'	0	0	0	0	0	°
Flow							
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	4.98E-03	4.98E-03	3.89E-03	3.89E-03	3.89E-03	m/day

ตารางผนวกที่ ๓.๘ พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ ๘

Parameter	Name	Weather crust	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Hard Clay1	Stiff Clay	Hard Clay2	Unit
General								
Dept	m.	+2.2 to -0.0	-0.0 to -6.5	-6.5.0 to -13.0	-12.0 to -15.0	-15.0 to -17.5	-17.5 to -25.0	m
Materail model	Model	Mohr Culomb	Soft Soil	Soft Soil	Mohr Culomb	Mohr Culomb	Mohr Culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	16.8	15.1	15.3	19	19.9	20.1	kN/m ³
Soil unit weight beloe p.l.	γ_{sat}	17.5	15.5	16.3	22	22.8	22.9	kN/m ³
Parameter								
Modified Compression inde	λ^*	-	0.14	0.9	-	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	-	0.56	0.36	-	-	-	-
Young's modulus	E'	4600	3000	4600	15300	30000	40000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	0.3	-	-	0.3	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	Su'ref	23	15	23	76.5	150	200	kN/m ²
Friction angle	ϕ'	23	23	23	30	33	35	°
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	0	0	°
Flow								
Flow data set	Flow data set	USDA	USDA	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	1.95E-02	1.95E-02	2.42E-02	2.42E-02	2.42E-02	2.42E-02	m/day

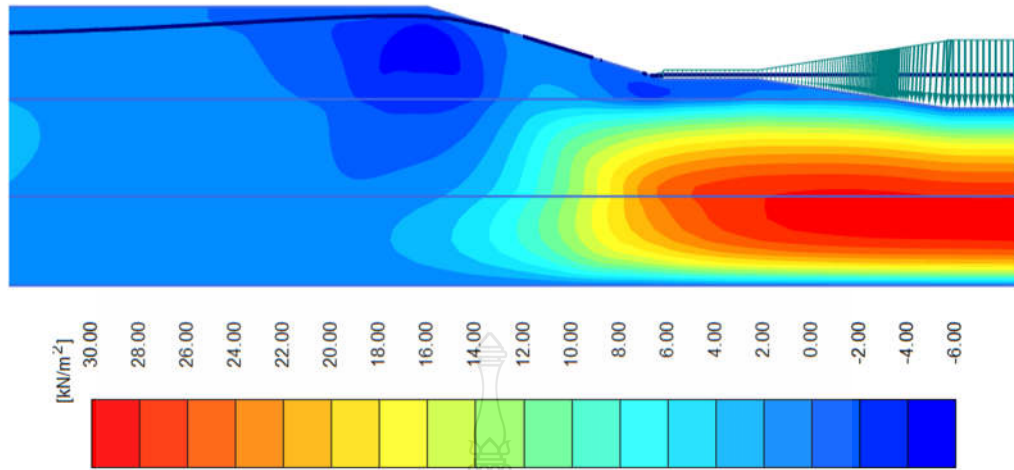
ตารางผนวกที่ ๙.๙ พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ ๑

Parameter	Name	Soft Clay 1	Soft Clay 2	Stiff Clay 1	Stiff Clay 2	Hard Clay	Unit
General							
Dept	m.	+2.20 to -4.50	-4.50 to -9.50	-9.50 to -11.50	-11.50 to 15.00	-15.00 to 25.00	m
Materail model	Model	Soft Soil	Soft Soil	Morh-culomb	Morh-culomb	Morh-culomb	-
Soil unit weight above p.l.	γ_{unsat}	19.2	15.4	17.4	17.4	17.4	kN/m ³
Soil unit weight below p.l.	γ_{sat}	21.7	15.6	18.6	18.6	18.6	kN/m ³
Parameter							
Modified Compression index	λ^*	0.286	0.12	-	-	-	-
Modified Swelling index	κ^*	0.081	0.033	-	-	-	-
Young's modulus	E'	-	-	15200	30000	40000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	-	-	0.3	0.3	0.3	-
Undrained shear strength	Su'ref	11	16	76	150	200	kN/m ²
Friction angle	ϕ'	23	23	30	33	38	°
Dilatancy angle	ψ	0	0	0	0	0	°
Flow							
Flow data set	Model	USDA	USDA	USDA	USDA	USDA	-
Model	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Soil	Soil	Clay	Clay	Clay	Clay	Clay	-
Permeability	$k_x=k_y$	3.11E-02	3.11E-02	2.42E-02	2.42E-02	2.42E-02	m/day

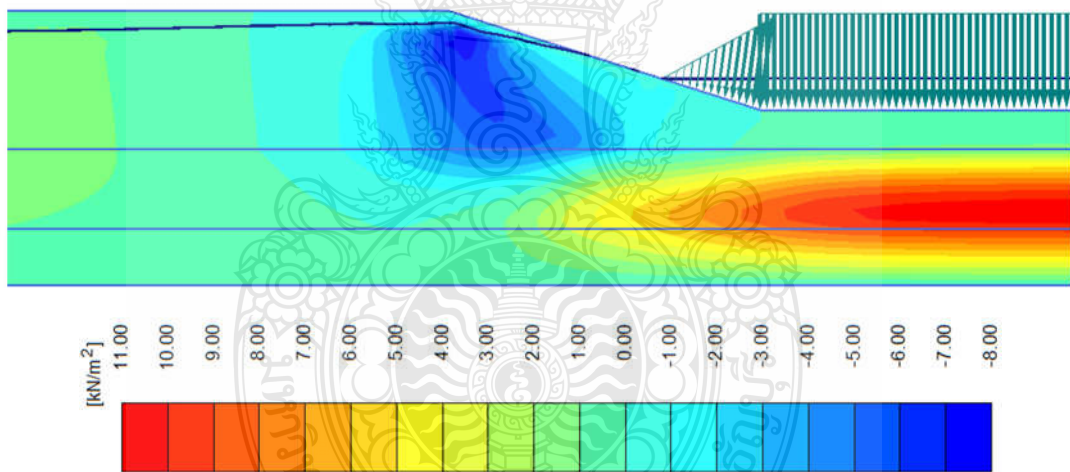
ภาคผนวก จ.

แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดิน (Excess pore pressure)

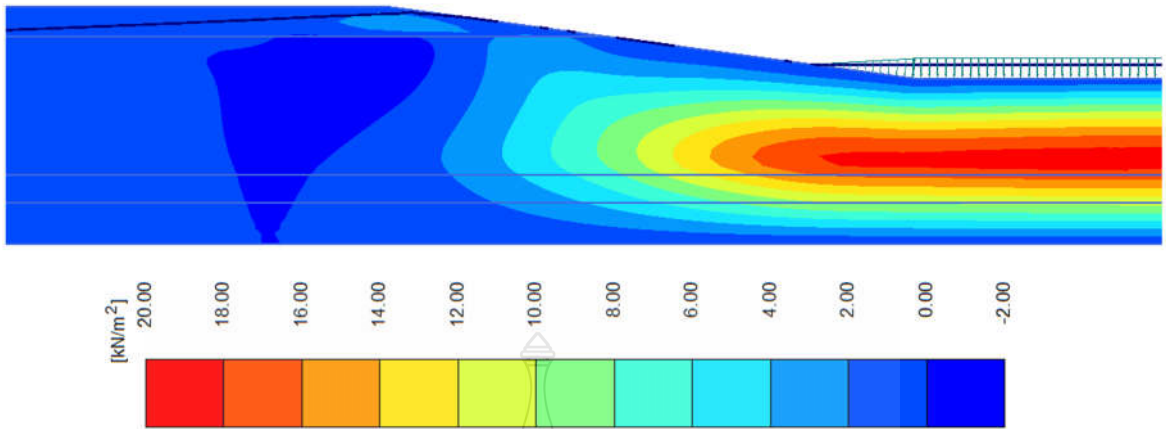




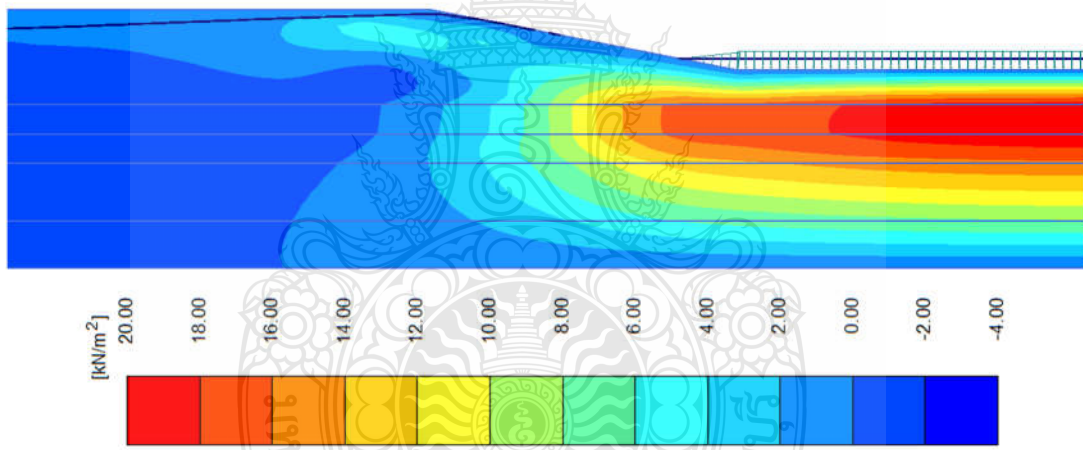
รูปผนวกที่ จ.1 แรงแค่น้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



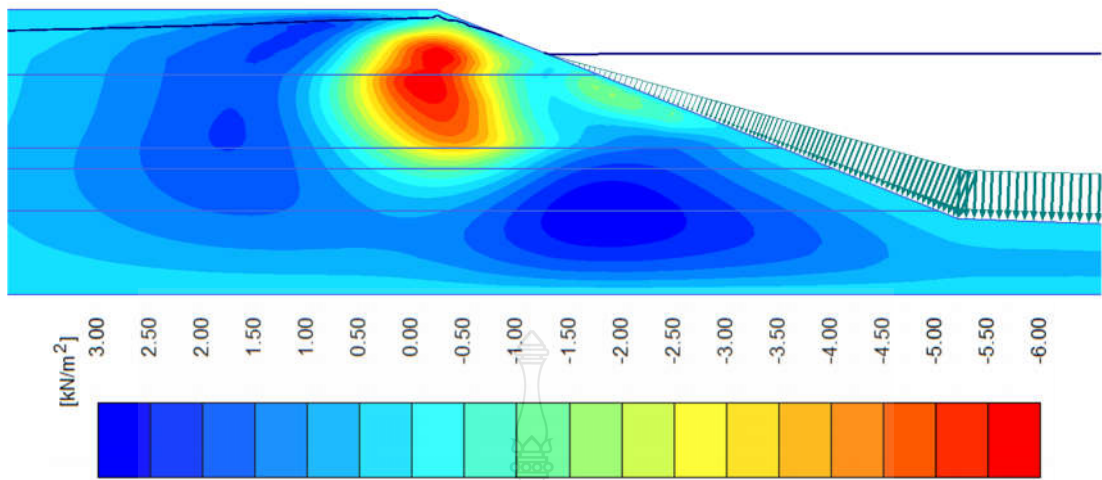
รูปผนวกที่ จ.2 แรงแค่น้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



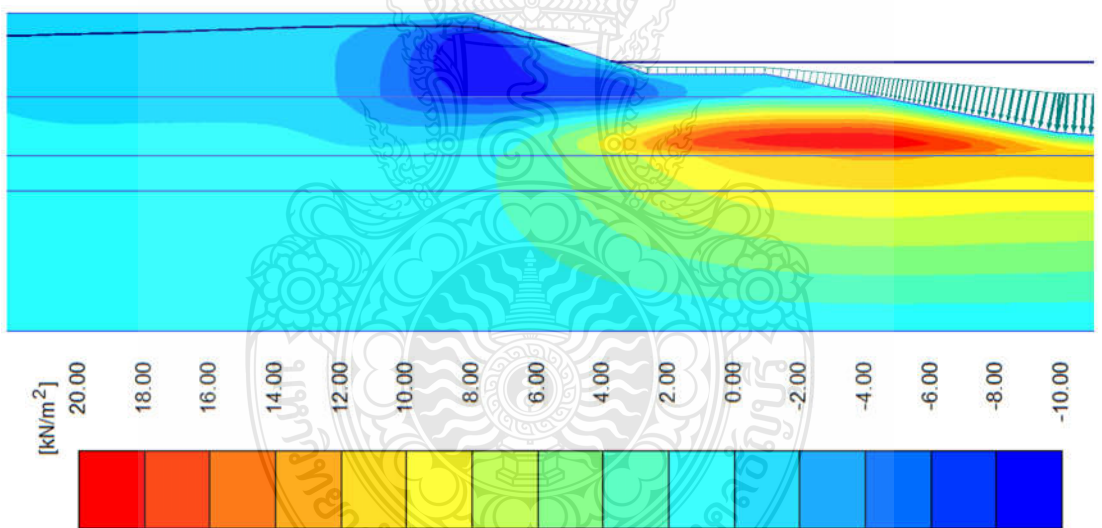
รูปผนวกที่ จ.3 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



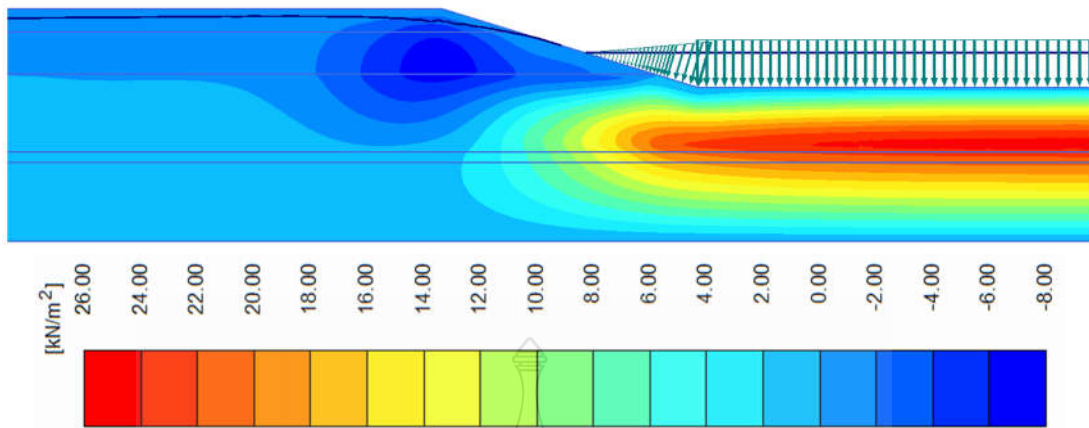
รูปผนวกที่ จ.4 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



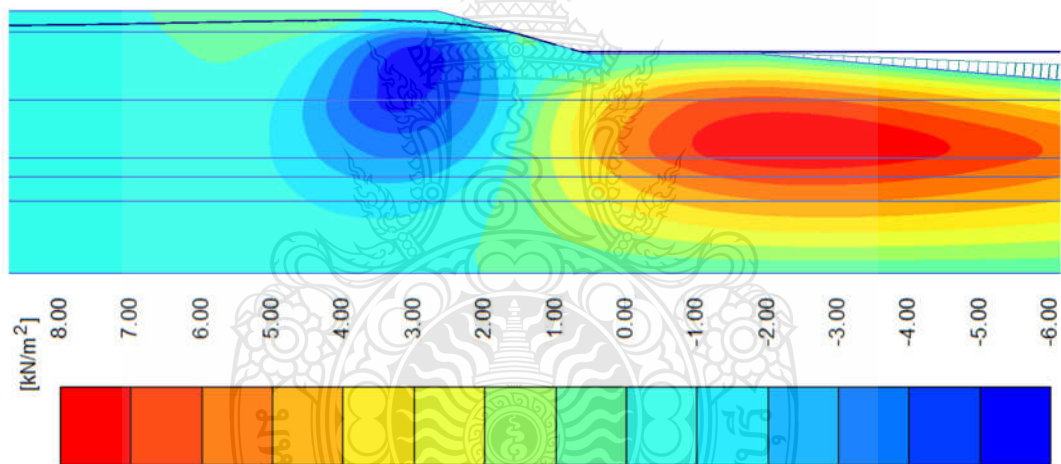
รูปผนวกที่ จ.5 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



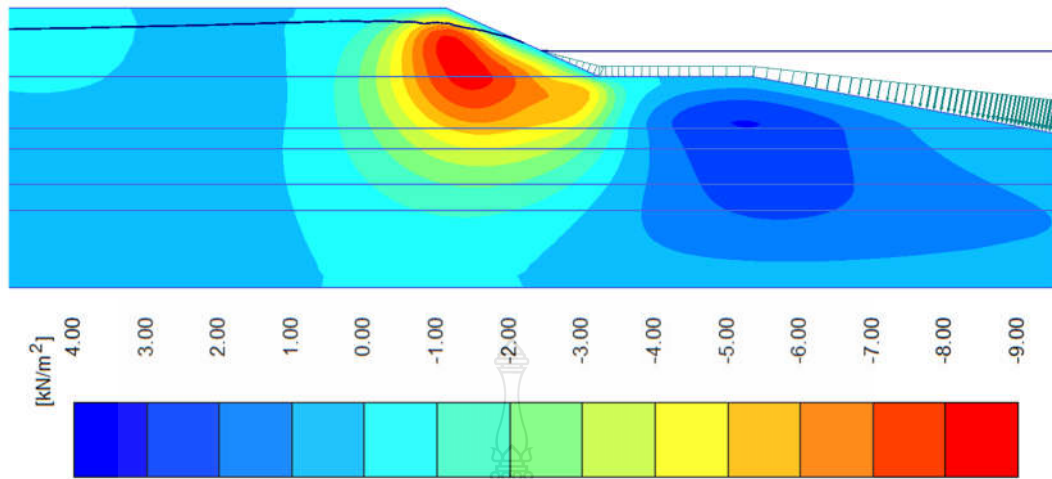
รูปผนวกที่ จ.6 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ จ.7 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ จ.8 แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



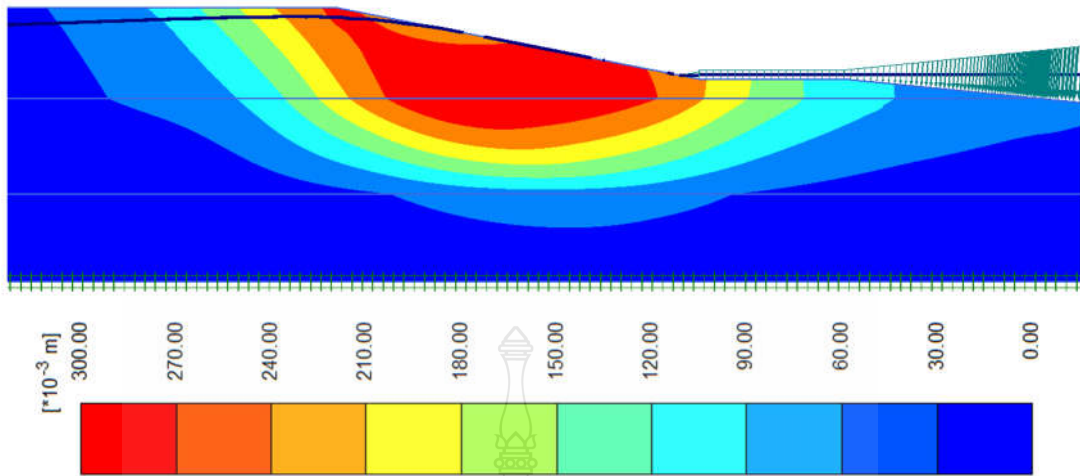
รูปผนวกที่ จ.๑ แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ ๑ ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR)= 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



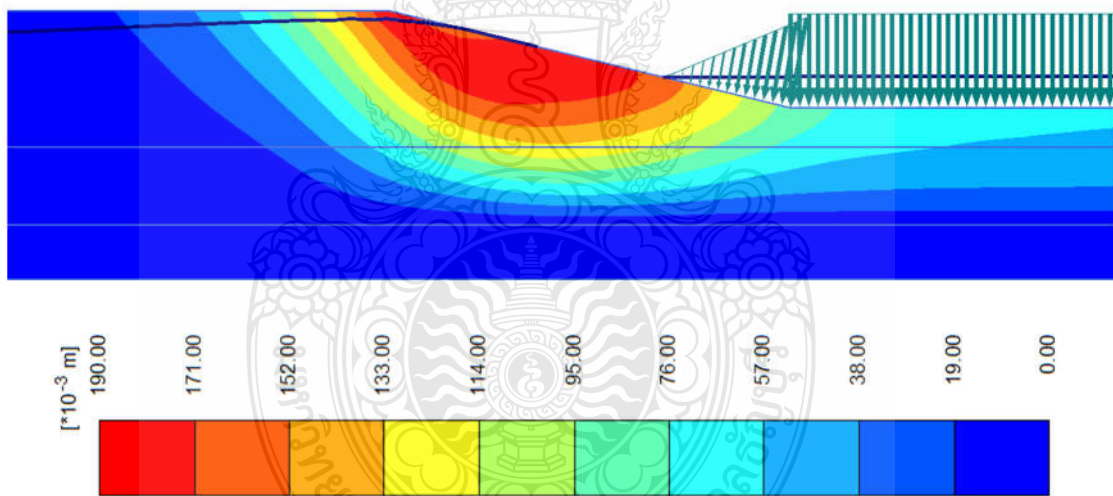
ภาคผนวก ฉ.

เส้นชั้นการเคลื่อนตัวทิศรวมของลาดตลิ่ง

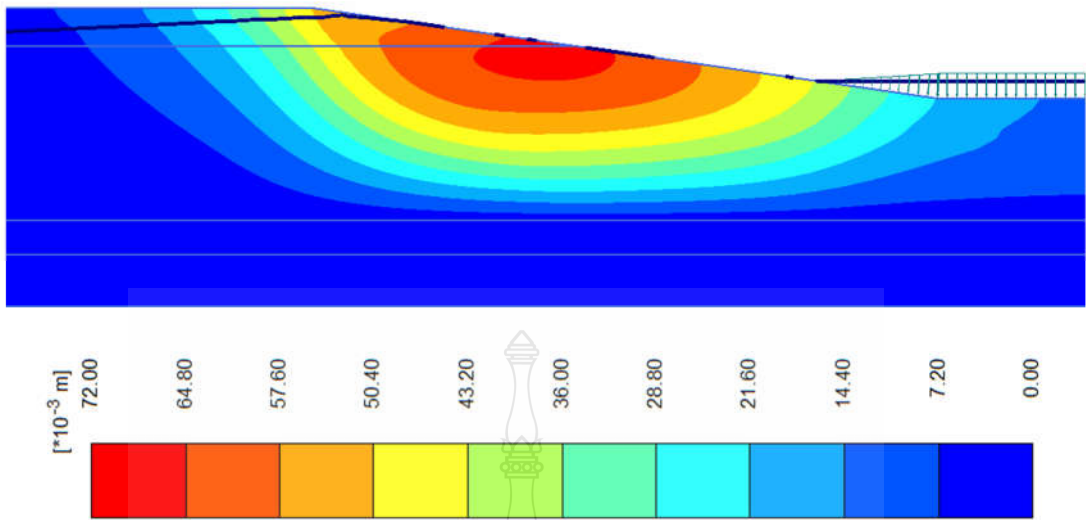




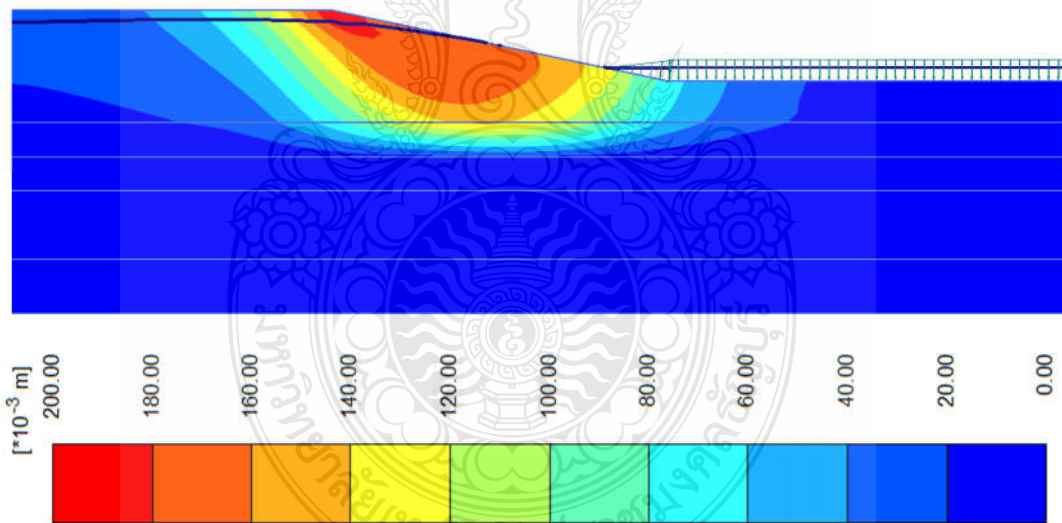
รูปผนวกที่ ฉ.1 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



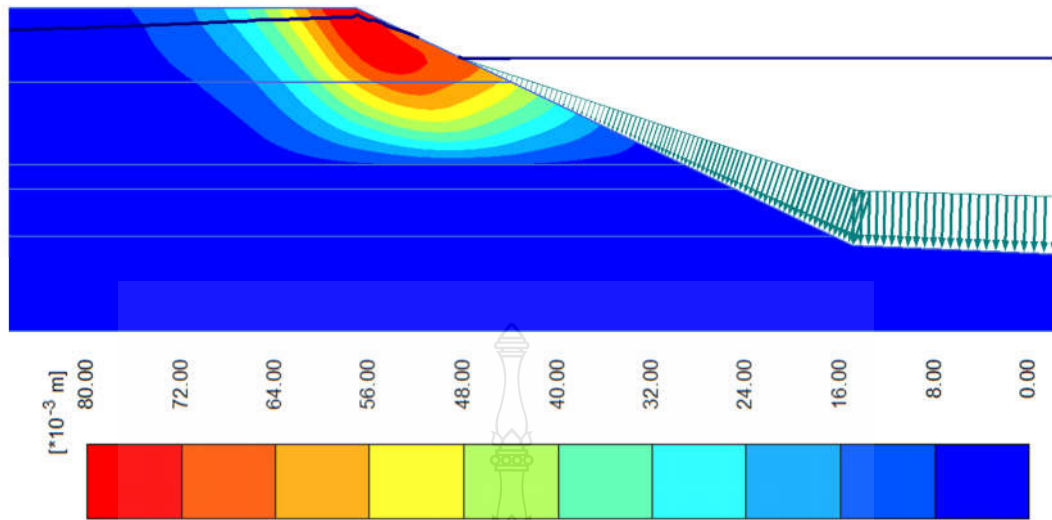
รูปผนวกที่ ฉ.2 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



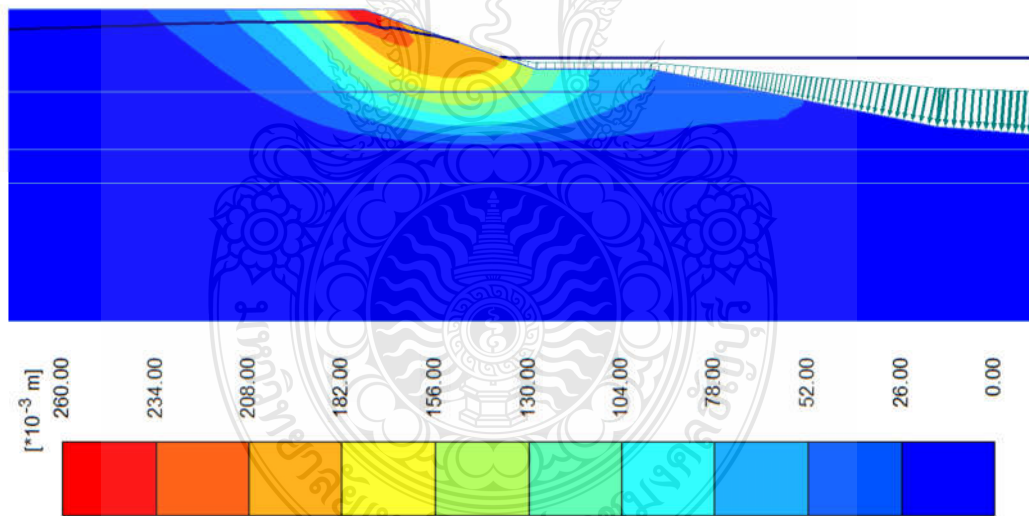
รูปผนวกที่ จ.3 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการผลิตระดับน้ำ (DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



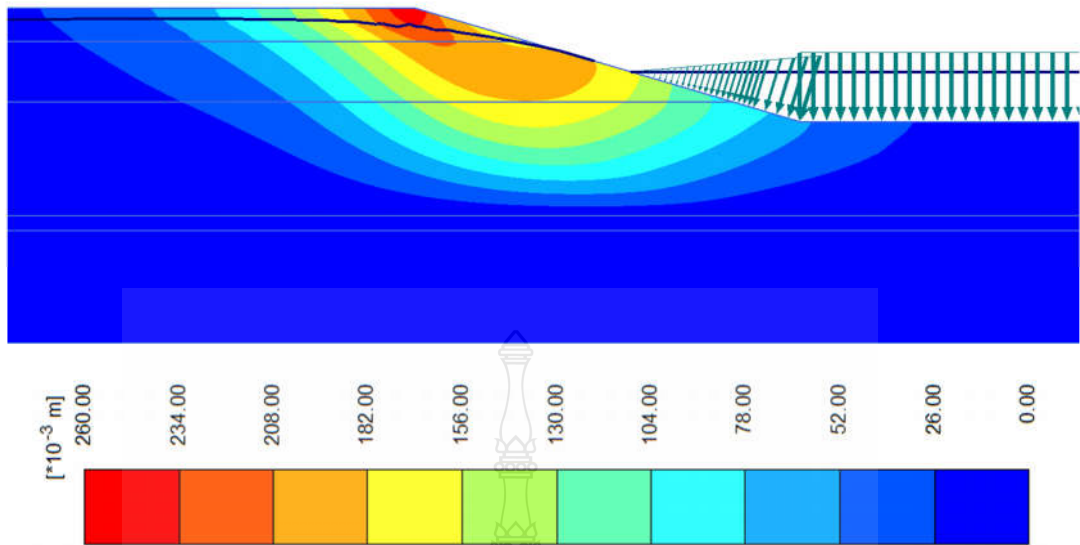
รูปผนวกที่ จ.4 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการผลิตระดับน้ำ (DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



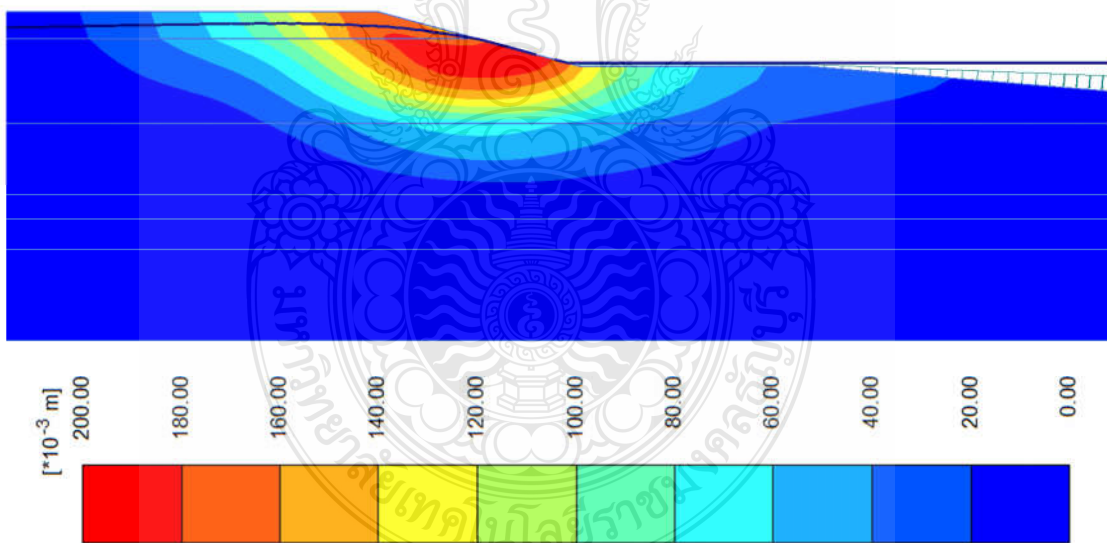
รูปผนวกที่ ฉ.5 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



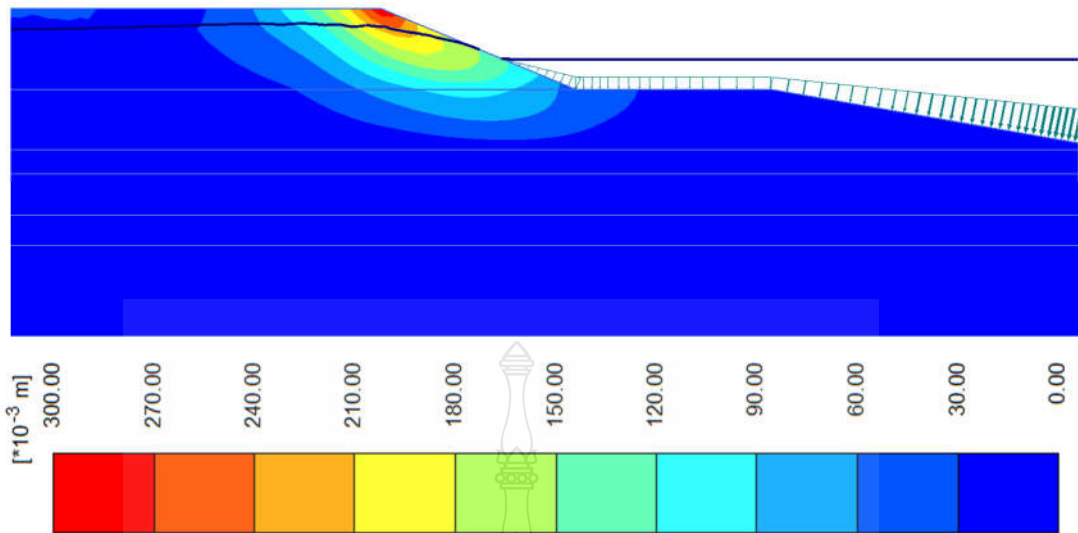
รูปผนวกที่ ฉ.6 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



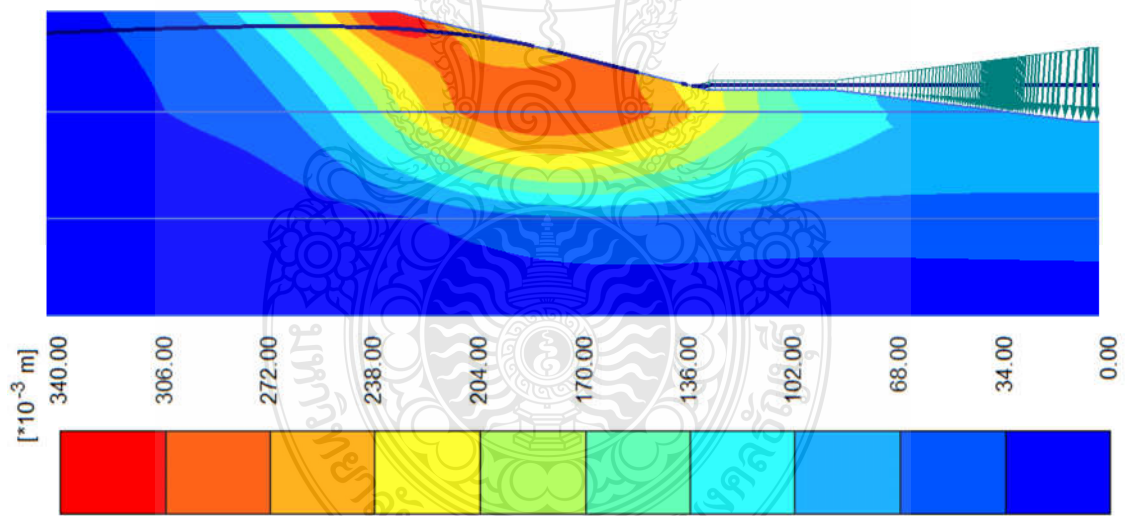
รูปผนวกที่ ๗.7 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



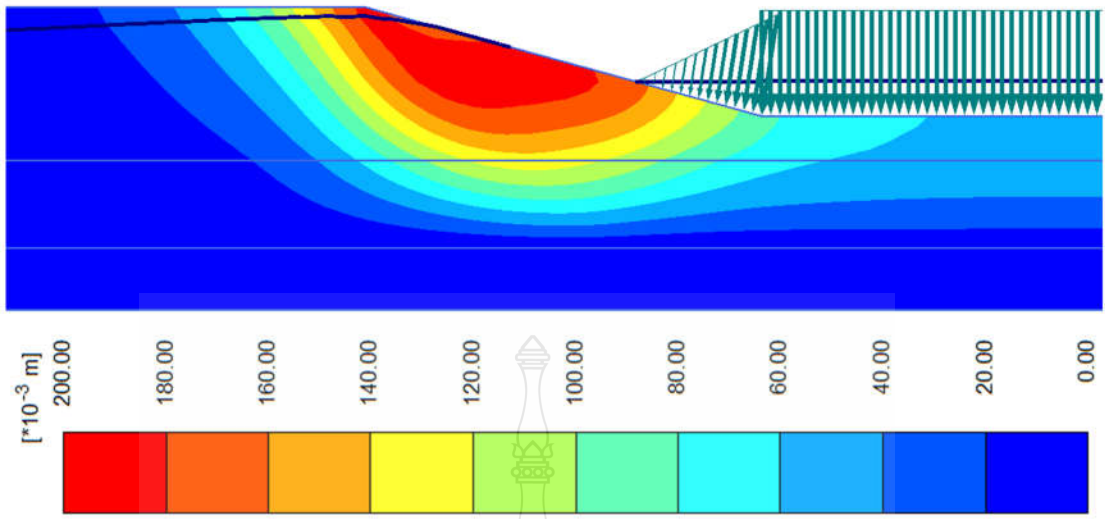
รูปผนวกที่ ๗.8 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



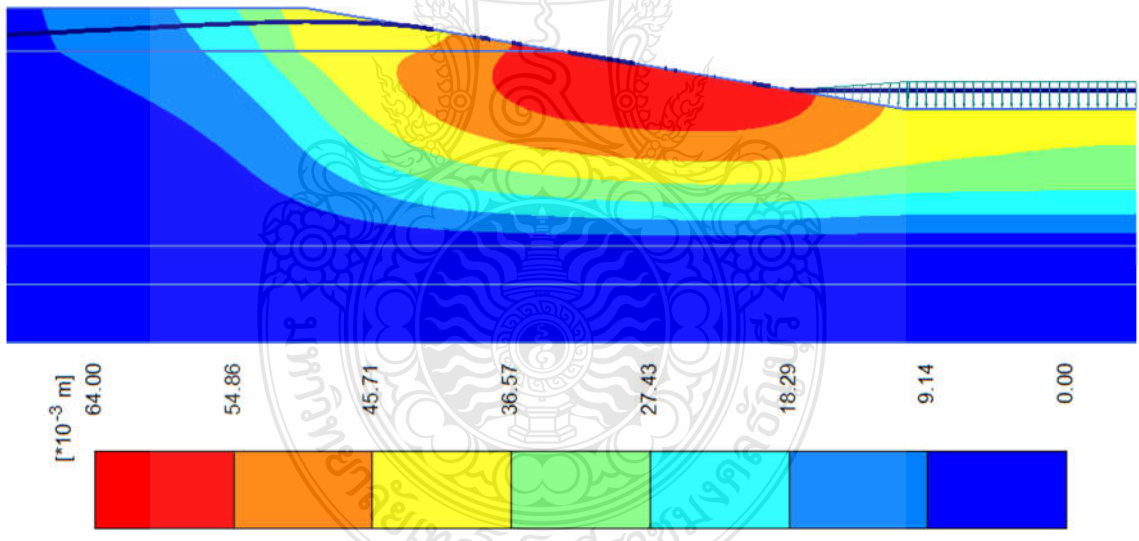
รูปผนวกที่ จ.9 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 9 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



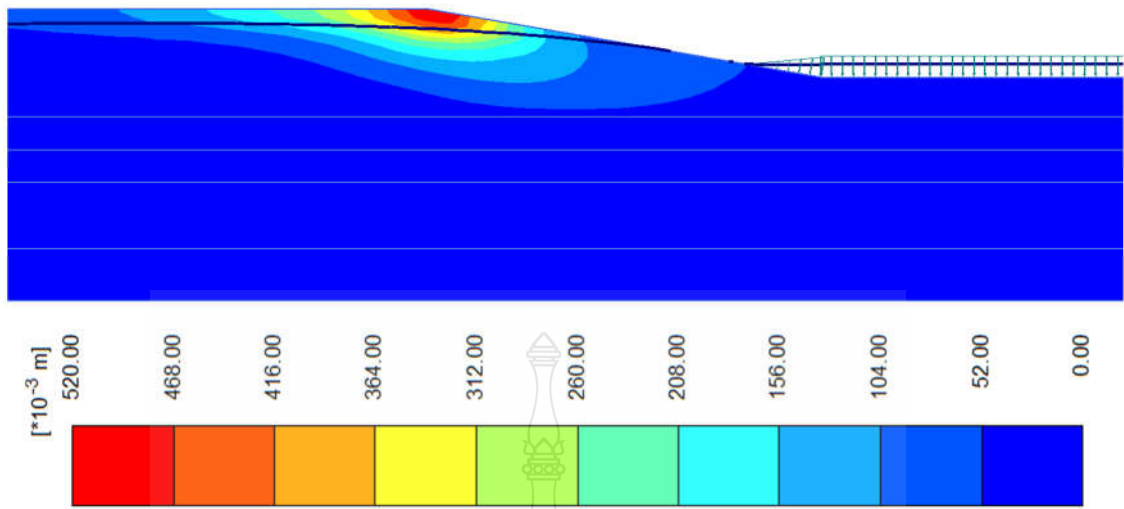
รูปผนวกที่ จ.10 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



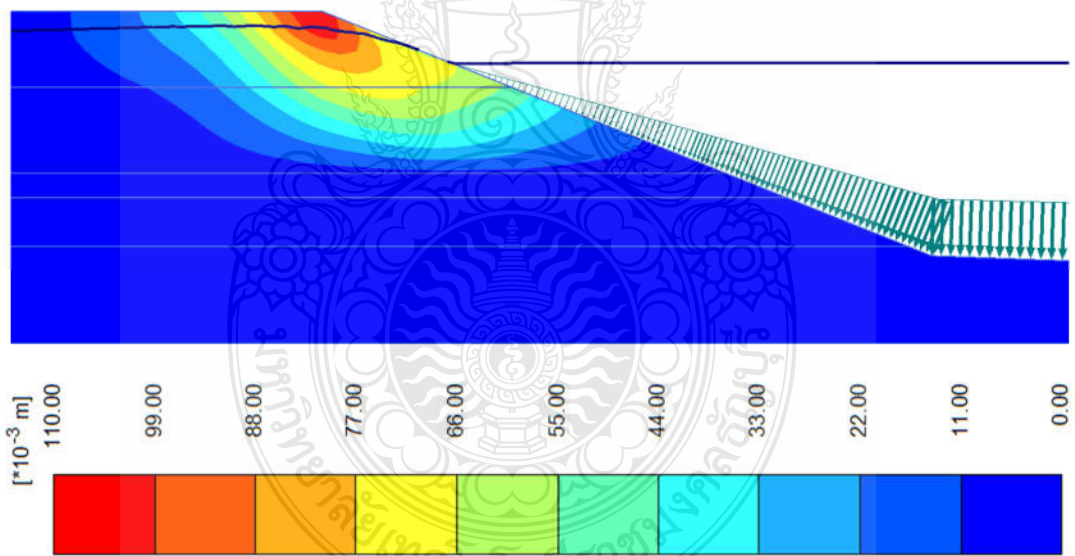
รูปผนวกที่ จ.11 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



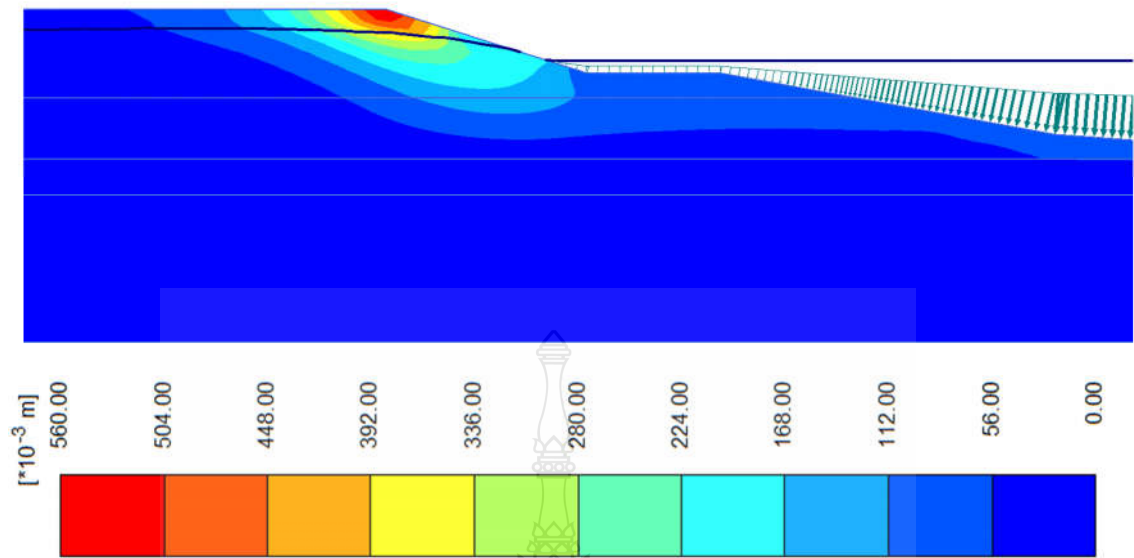
รูปผนวกที่ จ.12 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



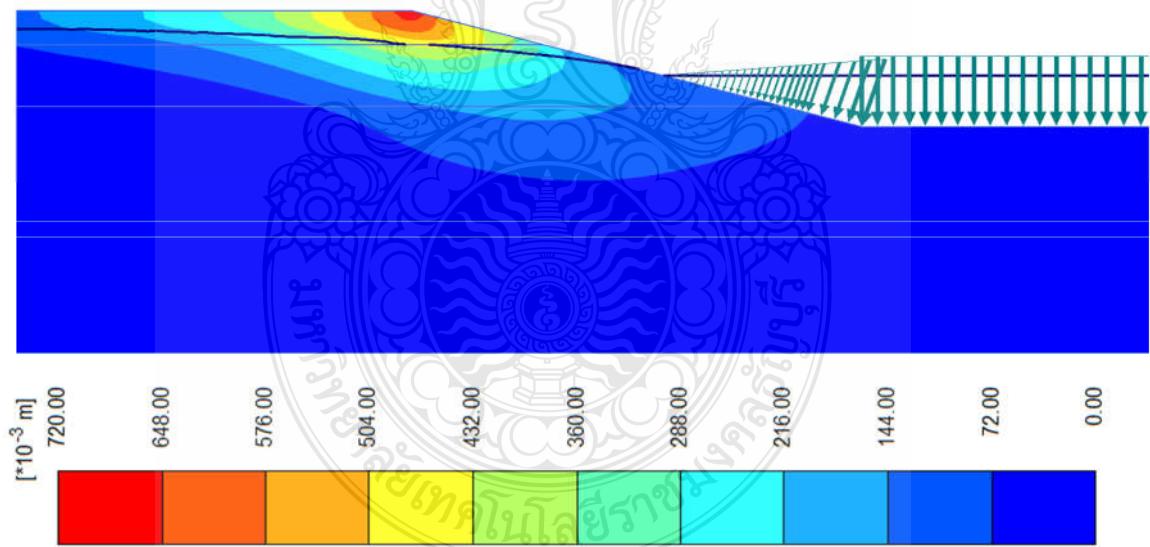
รูปผนวกที่ ฉ.13 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



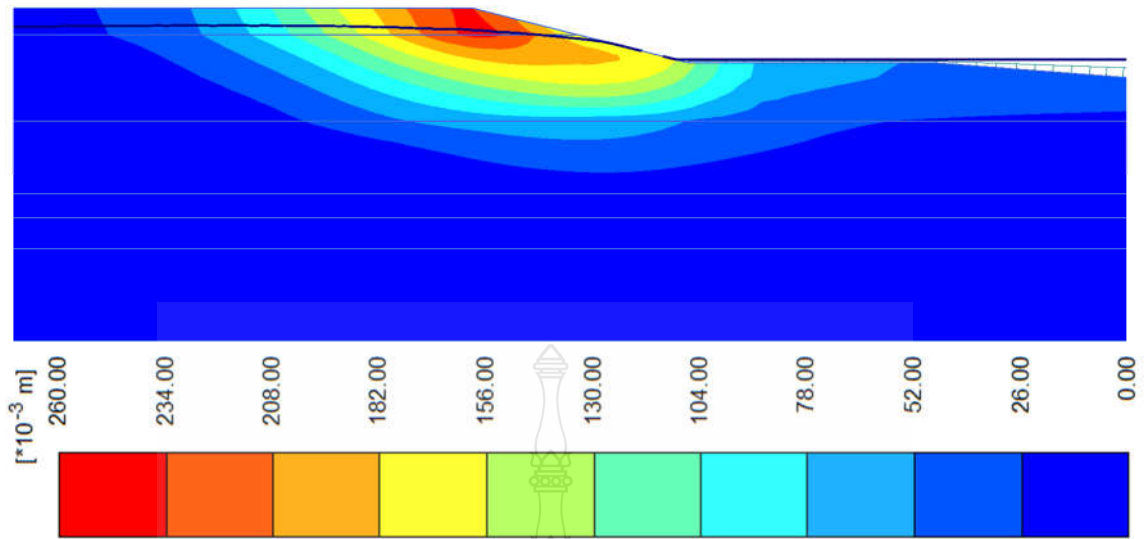
รูปผนวกที่ ฉ.14 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



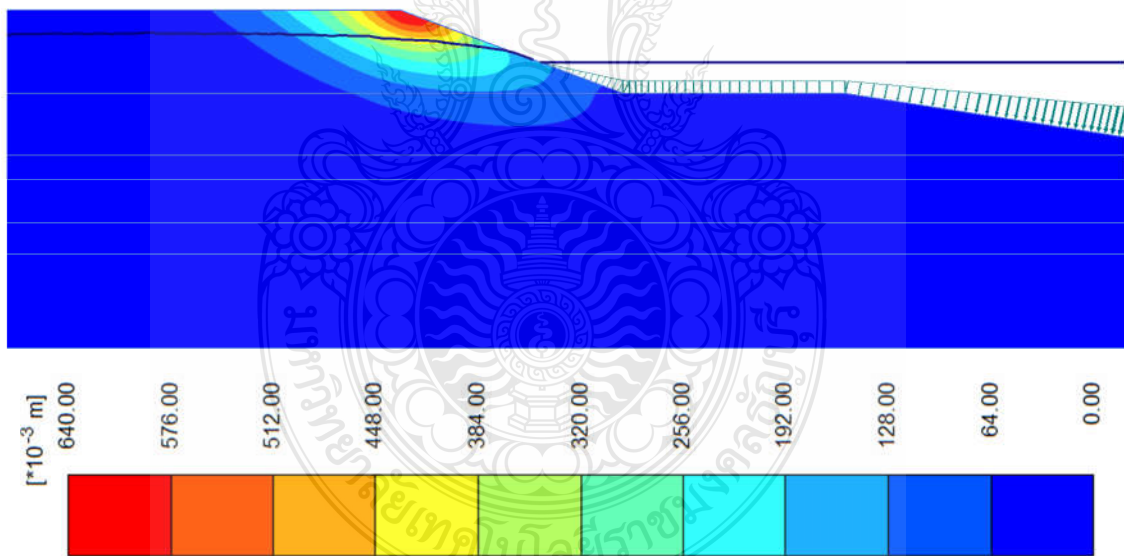
รูปผนวกที่ ฉ.15 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ ฉ.16 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ จ.17 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00

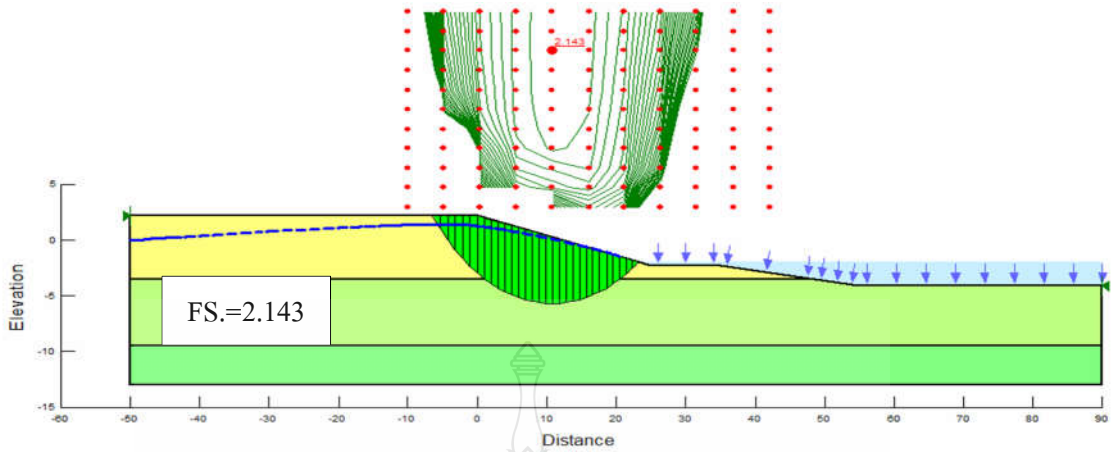


รูปผนวกที่ จ.18 เส้นชั้นการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00

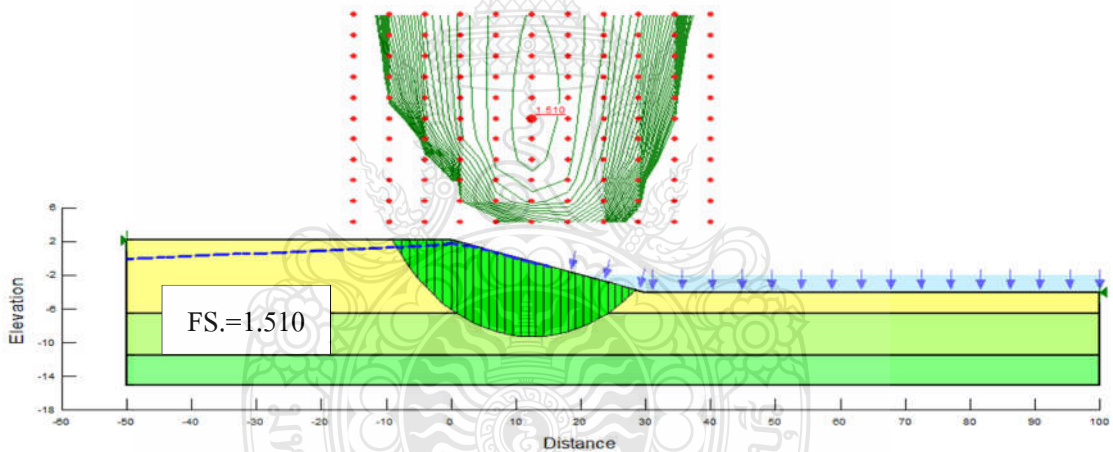
ภาคผนวก ช.

ระนาบเลื่อนไถลของลาดตลิ่งด้วยวิธีสมดุลงำกัด (LEM)

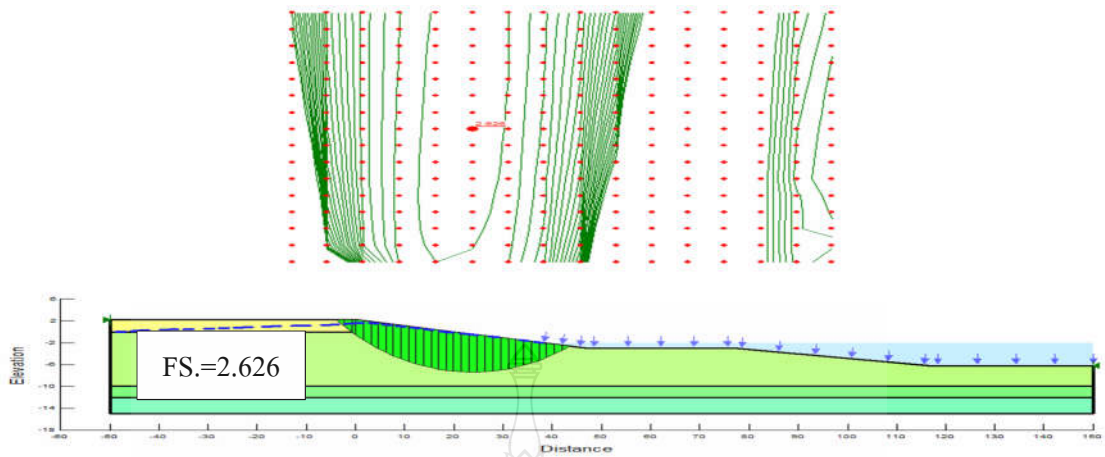




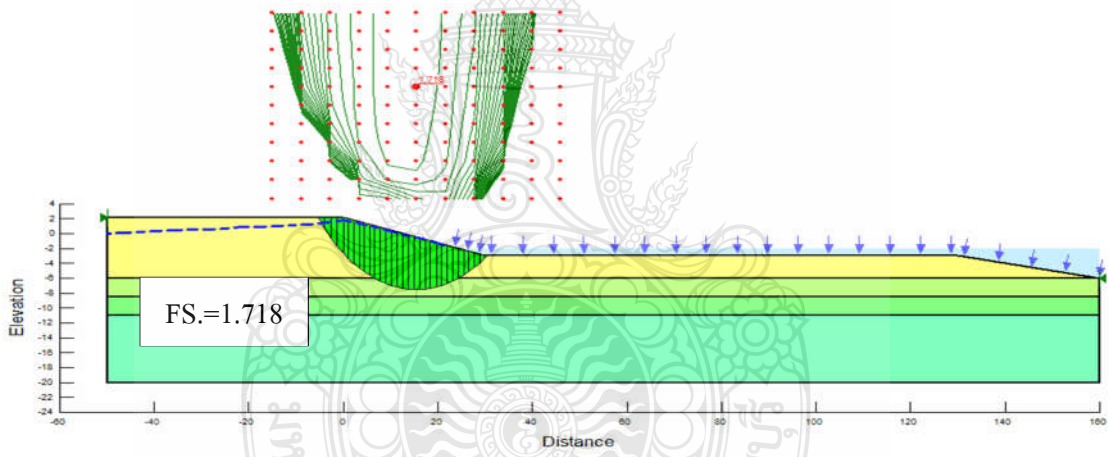
รูปผนวกที่ ข.1 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



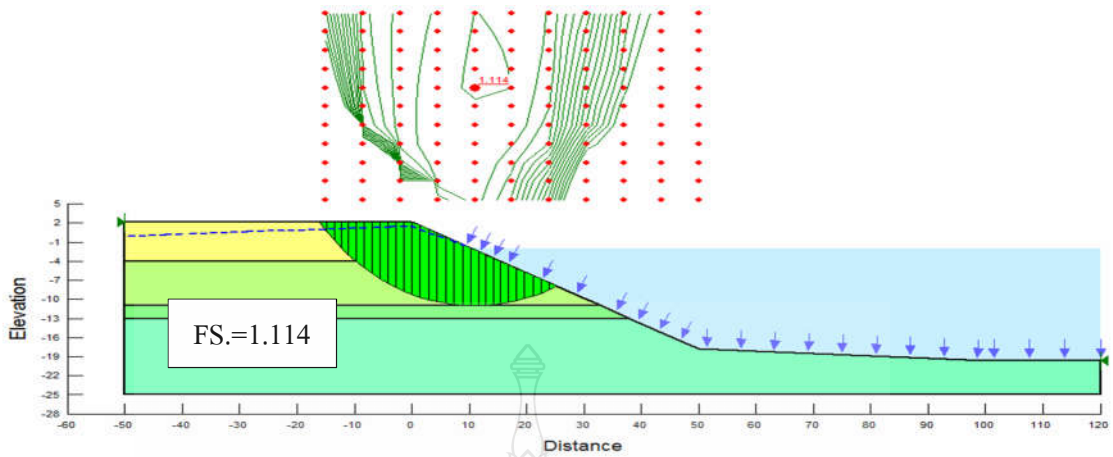
รูปผนวกที่ ข.2 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



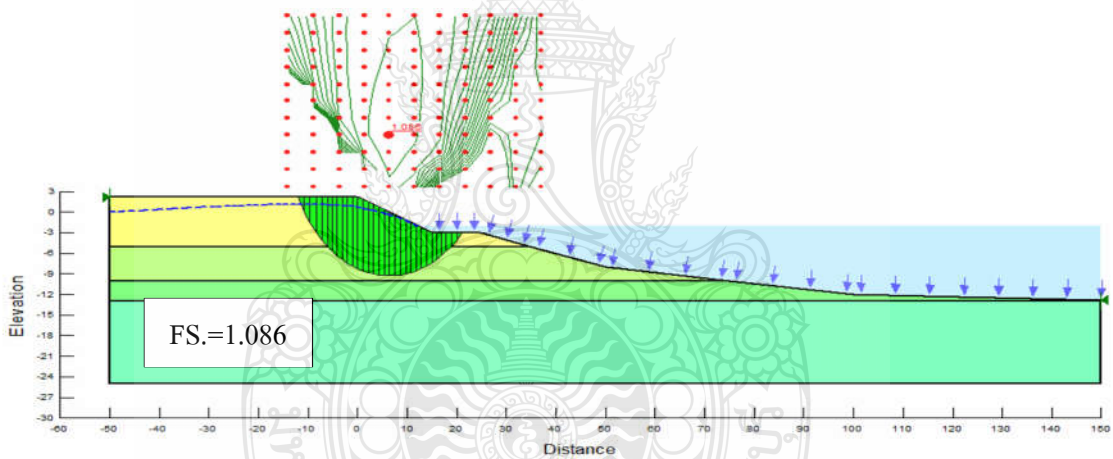
รูปผนวกที่ ข.3 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



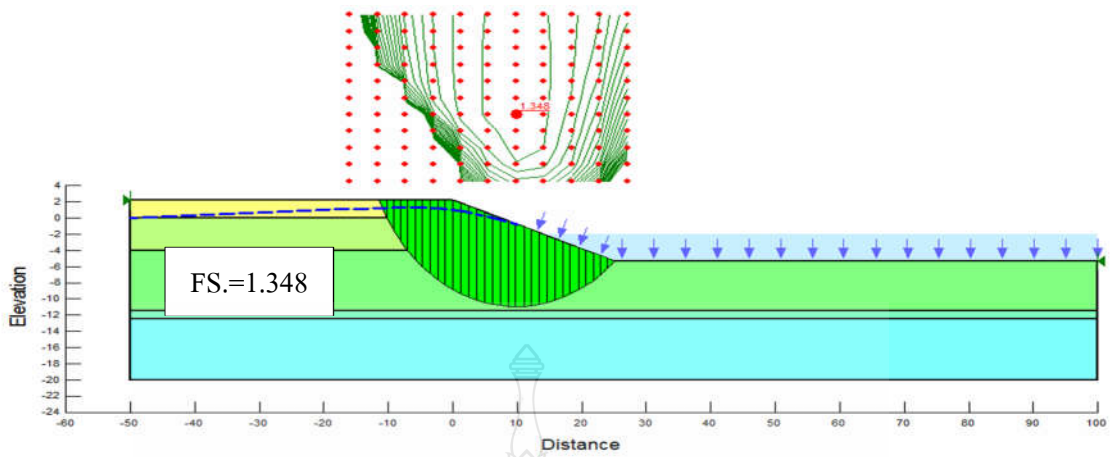
รูปผนวกที่ ข.4 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



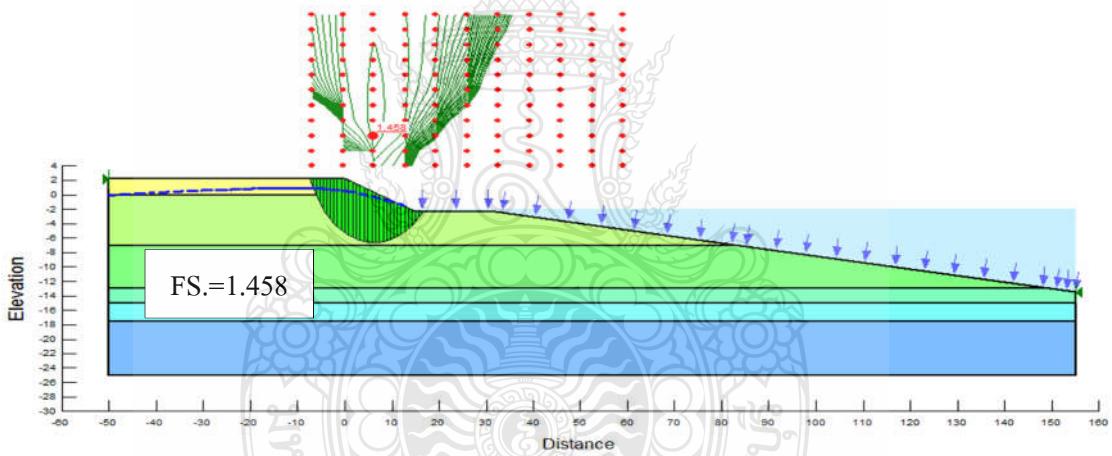
รูปผนวกที่ ข.5 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



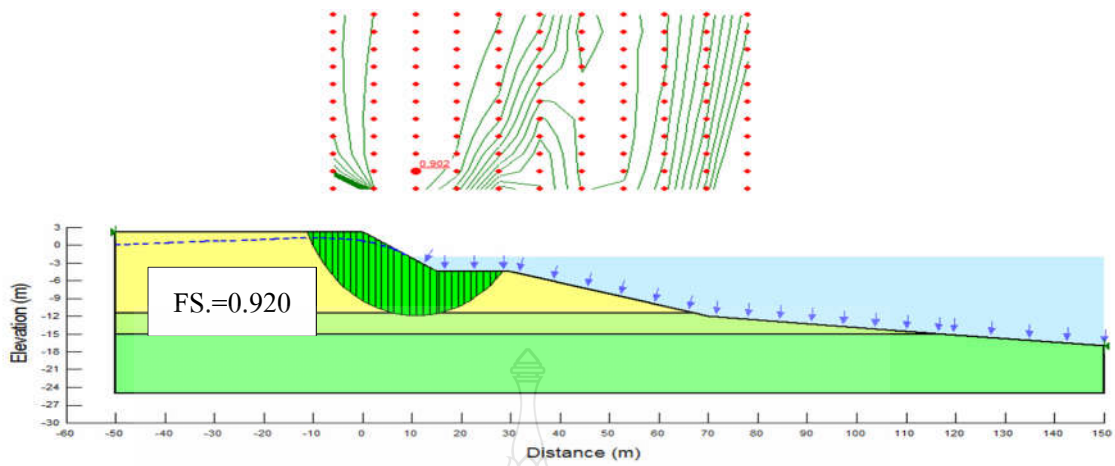
รูปผนวกที่ ข.6 ระบายเส้นไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



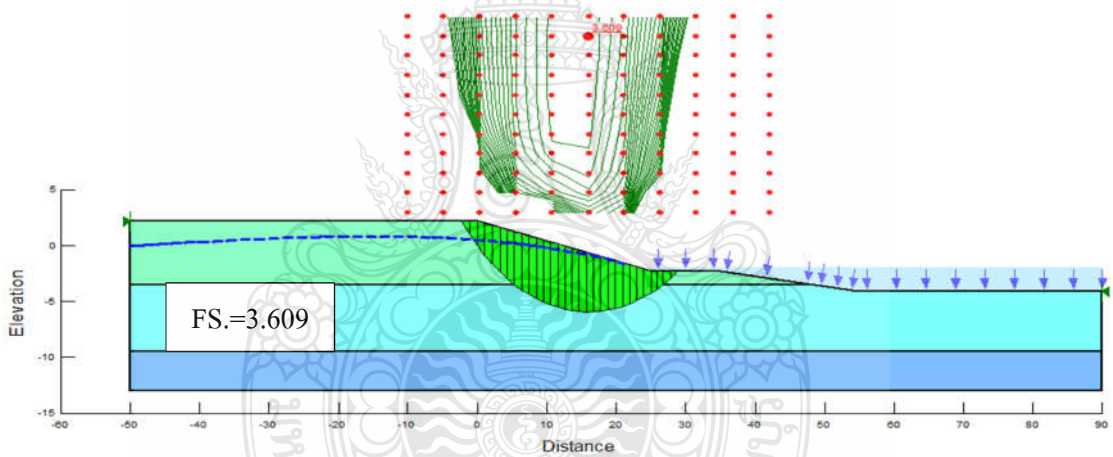
รูปผนวกที่ ข.7 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



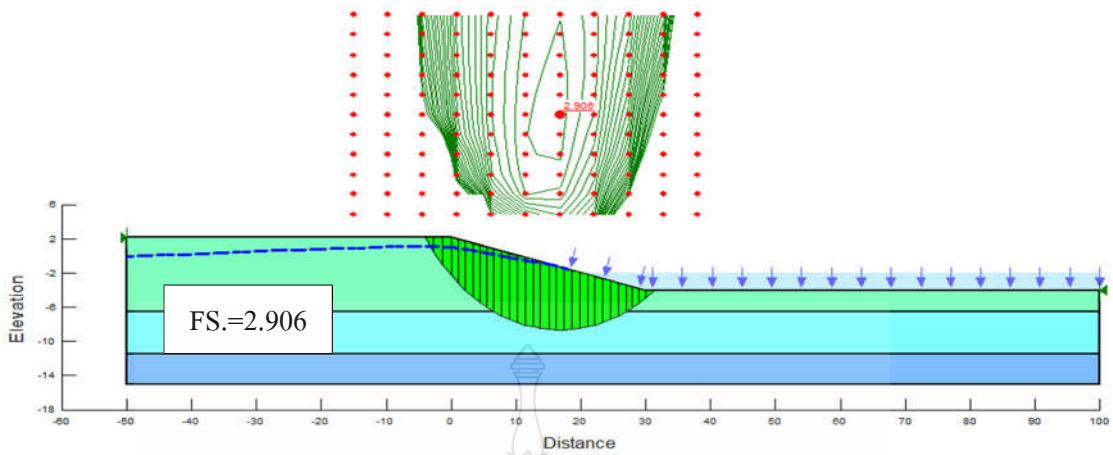
รูปผนวกที่ ข.8 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



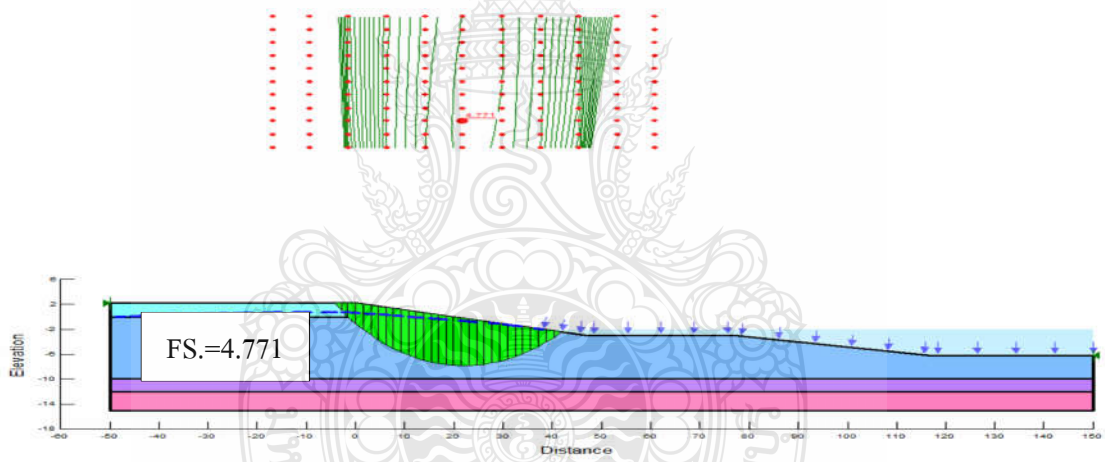
รูปผนวกที่ ข.9 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 9 ในกรณีอัตราการผลิตระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



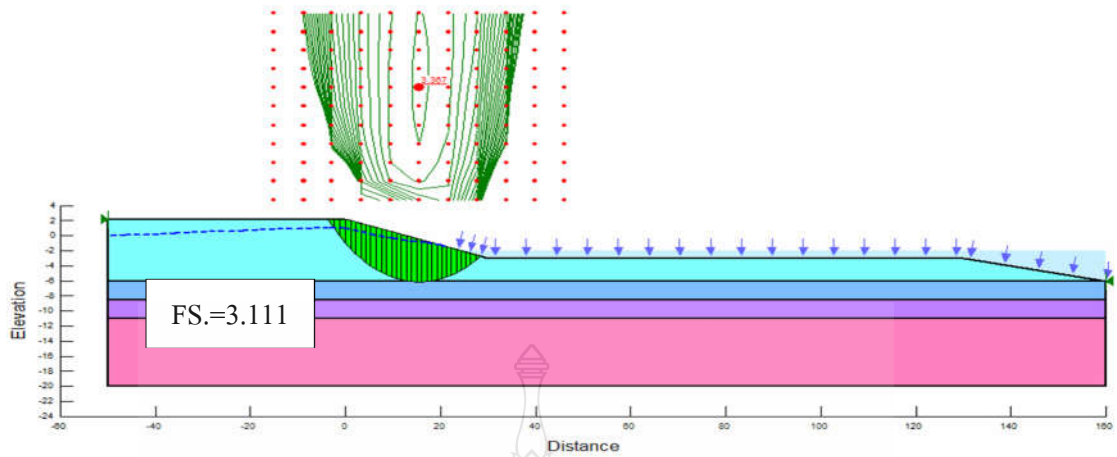
รูปผนวกที่ ข.10 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการผลิตระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



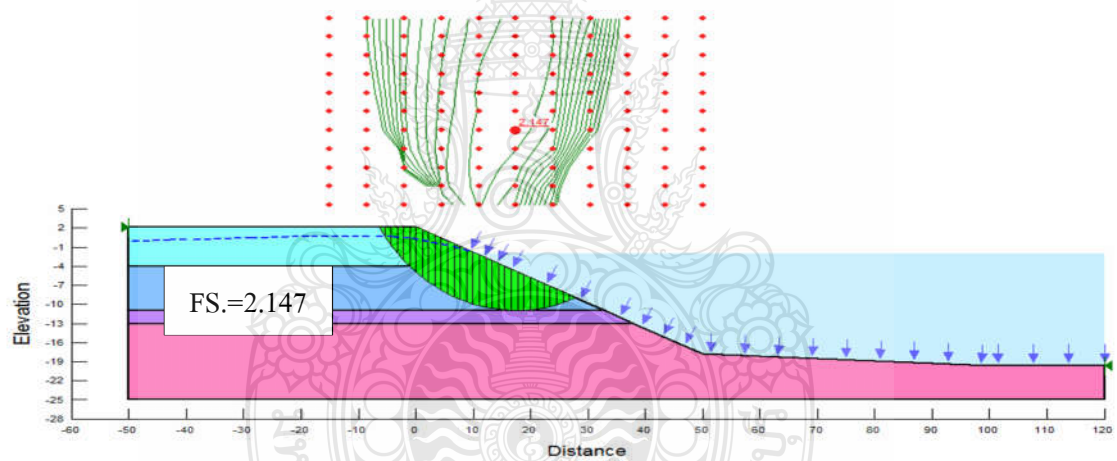
รูปผนวกที่ ข.11 ระบายเดือนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



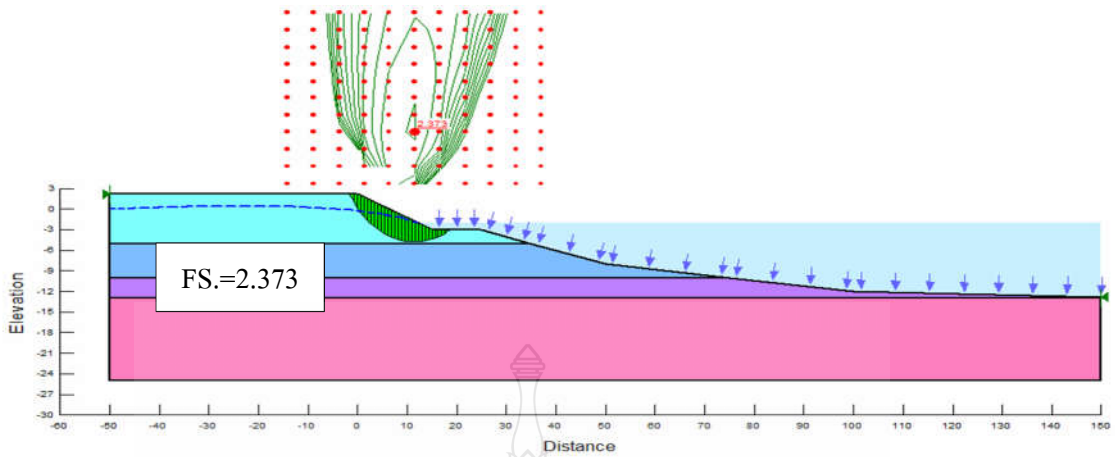
รูปผนวกที่ ข.12 ระบายเดือนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



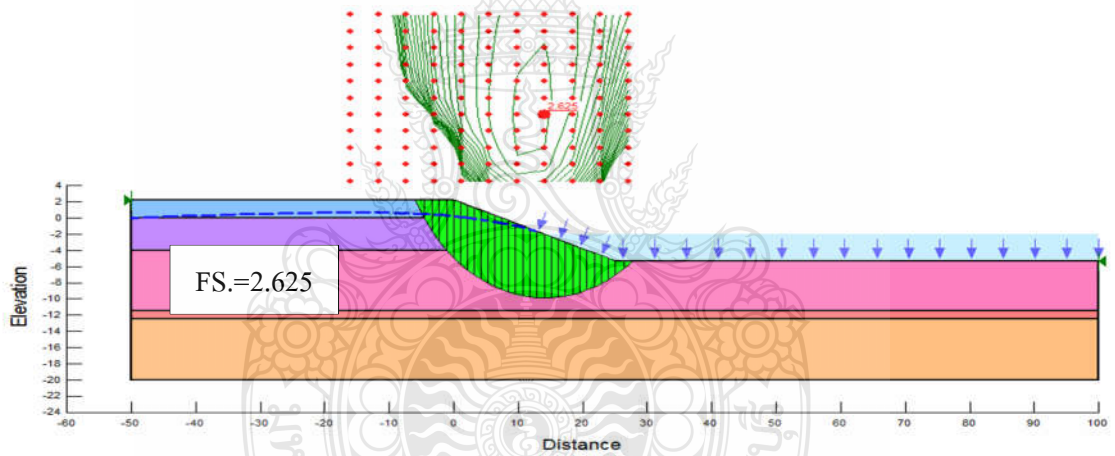
รูปผนวกที่ ข.13 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



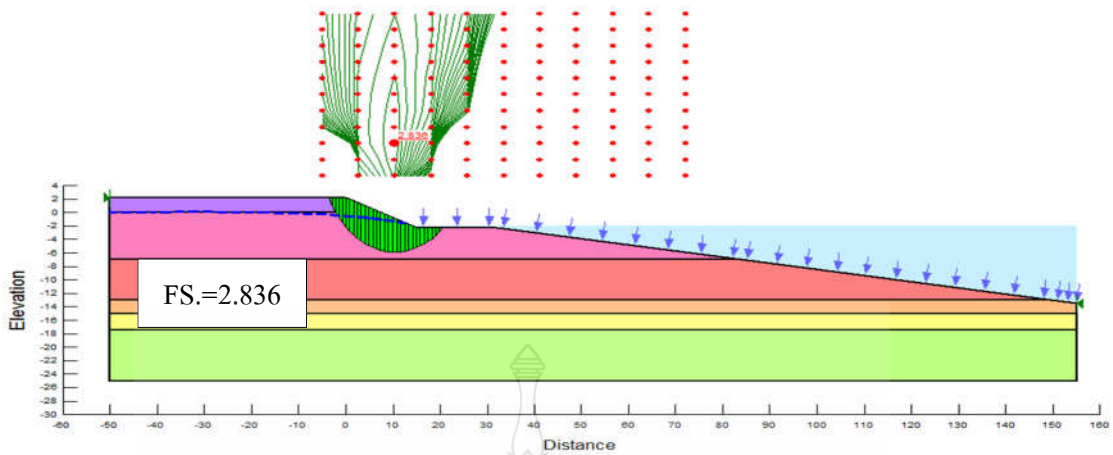
รูปผนวกที่ ข.14 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



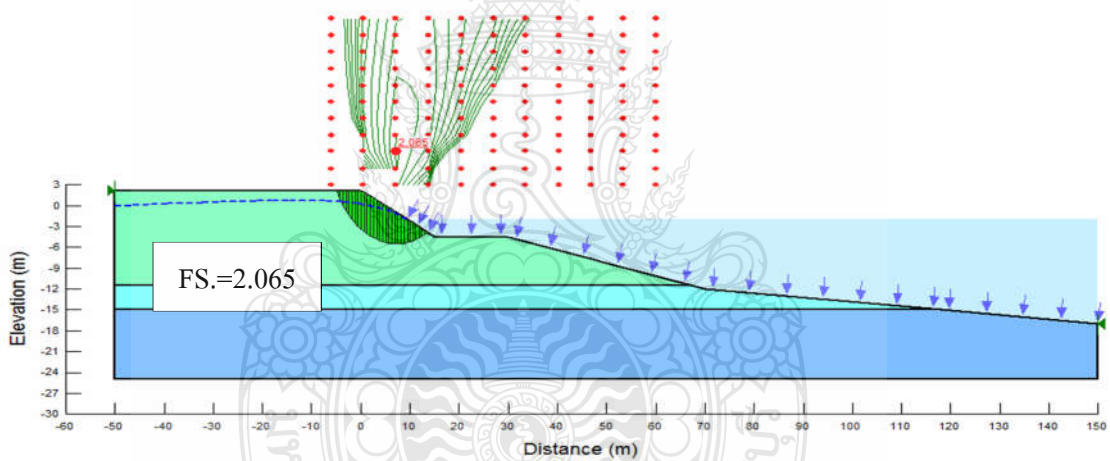
รูปผนวกที่ ข.15 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
 (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ ข.16 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
 (DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00

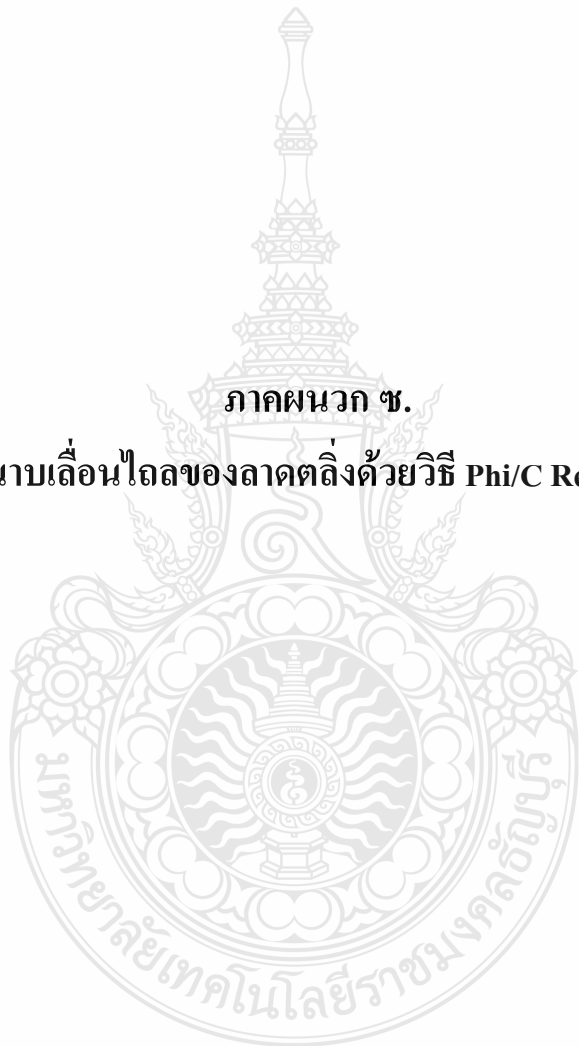


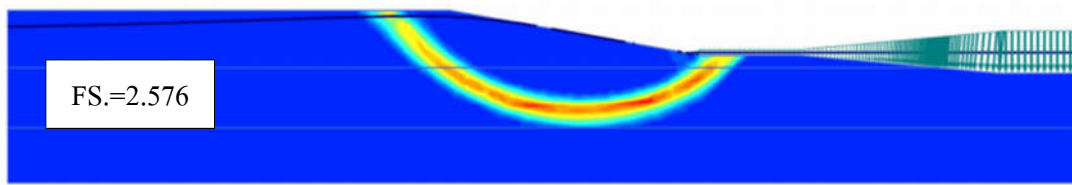
รูปผนวกที่ ข.17 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



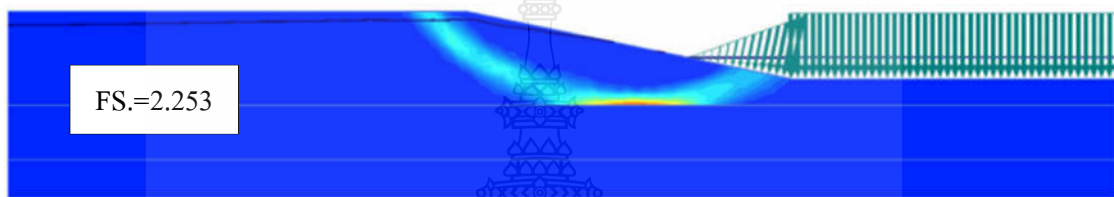
รูปผนวกที่ ข.18 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 9 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00

ภาคผนวก ซ.
ระนาบเลื่อนไถลของลาดตลิ่งด้วยวิธี Phi/C Reduction

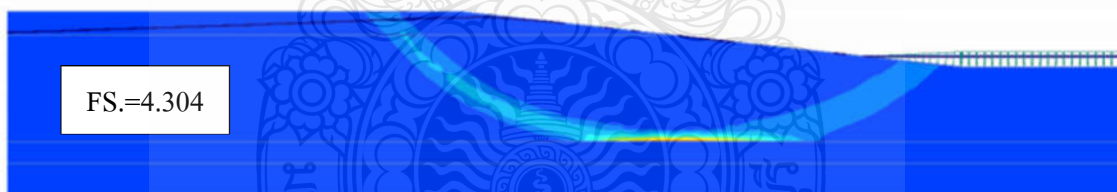




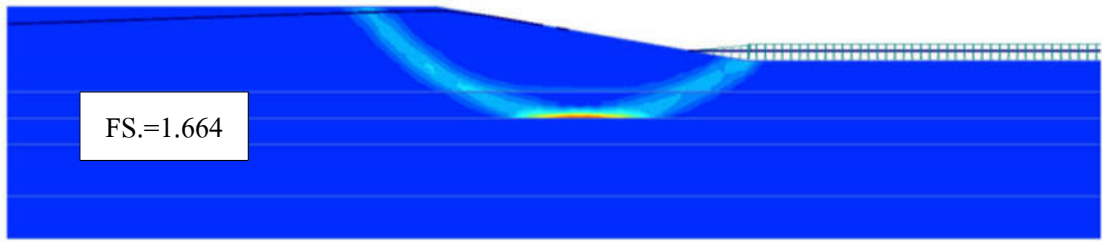
รูปผนวกที่ ข.1 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



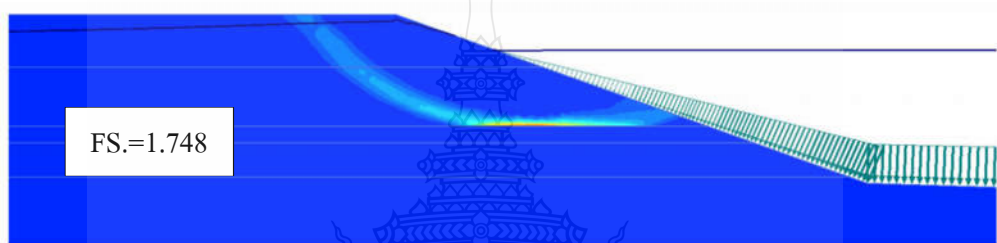
รูปผนวกที่ ข.2 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



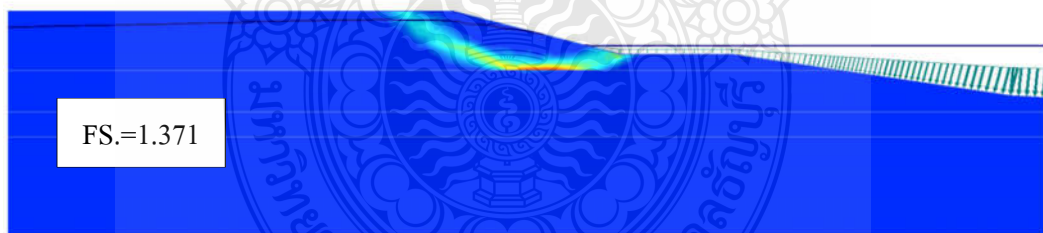
รูปผนวกที่ ข.3 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



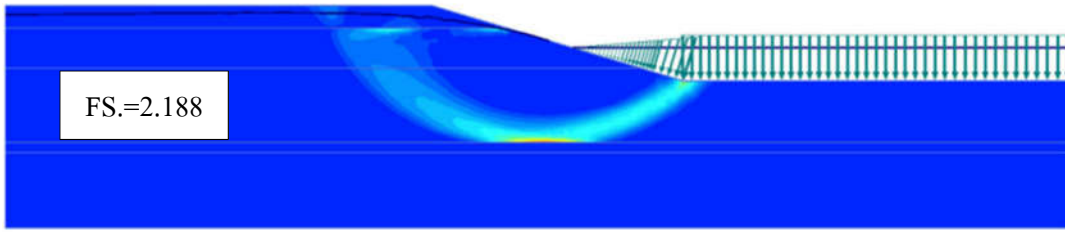
รูปผนวกที่ ข.4 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



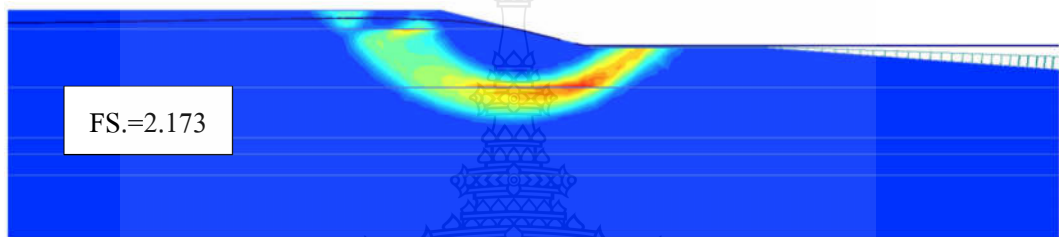
รูปผนวกที่ ข.5 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



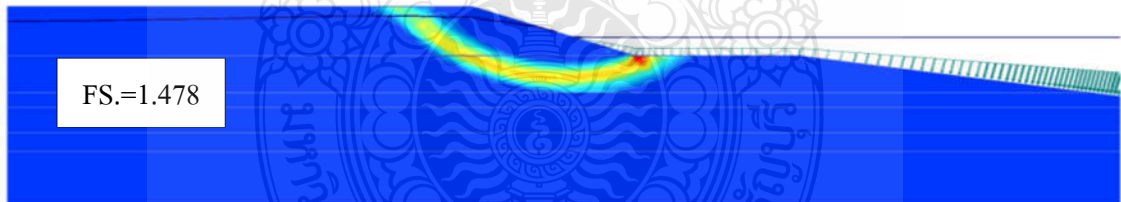
รูปผนวกที่ ข.6 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



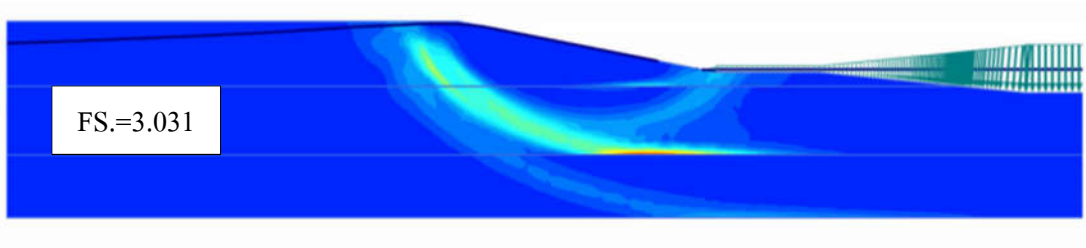
รูปผนวกที่ ข.7 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



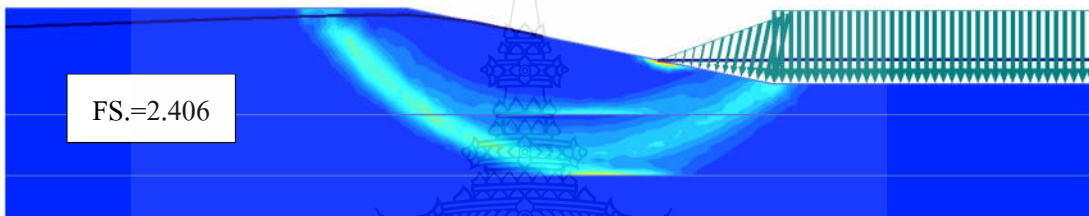
รูปผนวกที่ ข.8 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



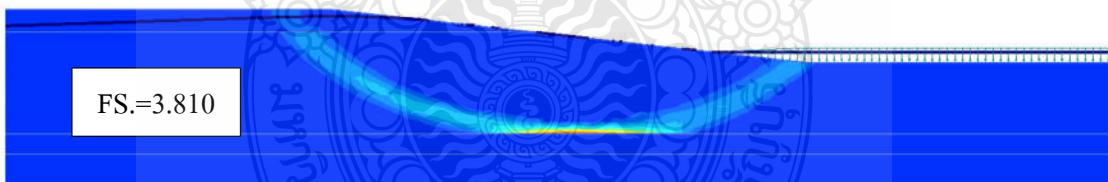
รูปผนวกที่ ข.9 ระบายเลื่อนไหลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 9 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 1.00 ที่ระดับน้ำ -2.00



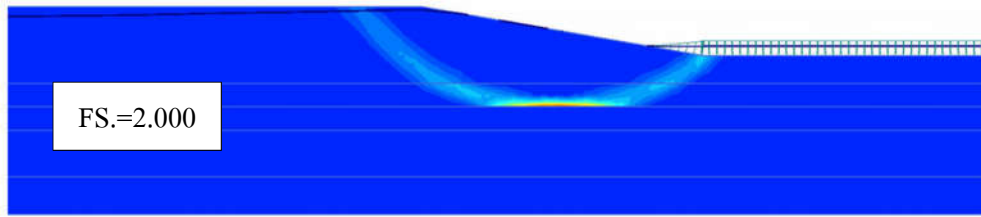
รูปผนวกที่ ข.10 ระบายเลื่อนไหลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 1 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



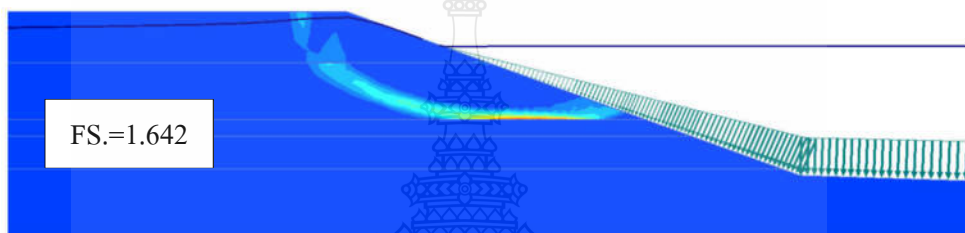
รูปผนวกที่ ข.11 ระบายเลื่อนไหลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 2 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



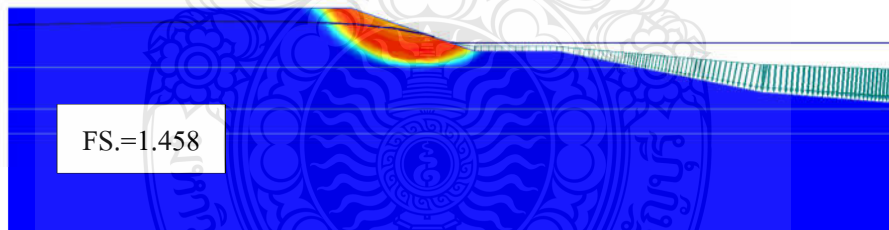
รูปผนวกที่ ข.12 ระบายเลื่อนไหลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 3 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



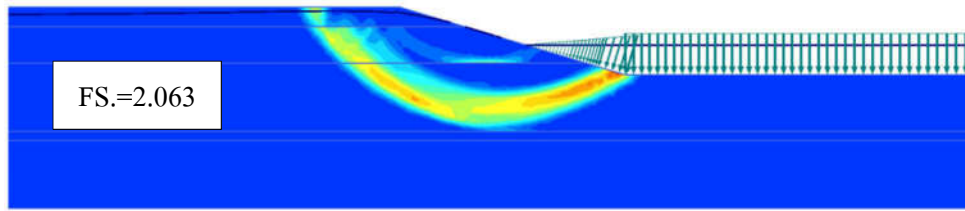
รูปผนวกที่ ข.13 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 4 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



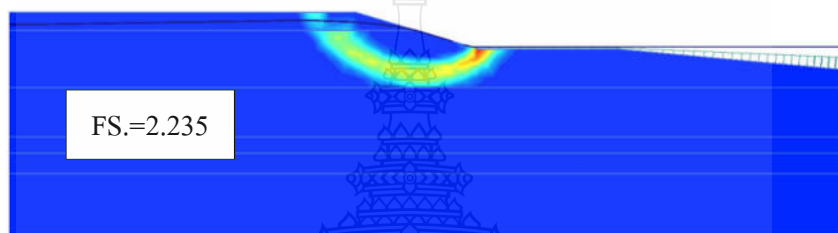
รูปผนวกที่ ข.14 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 5 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



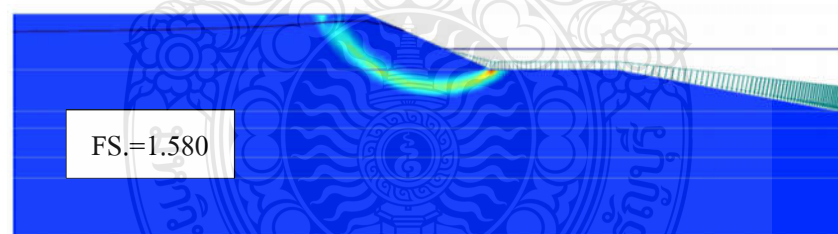
รูปผนวกที่ ข.15 ระบายเลื่อนไถลของลาดตลิ่งหน้าตัดที่ 6 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ ข.16 ระนาบเลื่อนไถลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 7 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



รูปผนวกที่ ข.17 ระนาบเลื่อนไถลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 8 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00



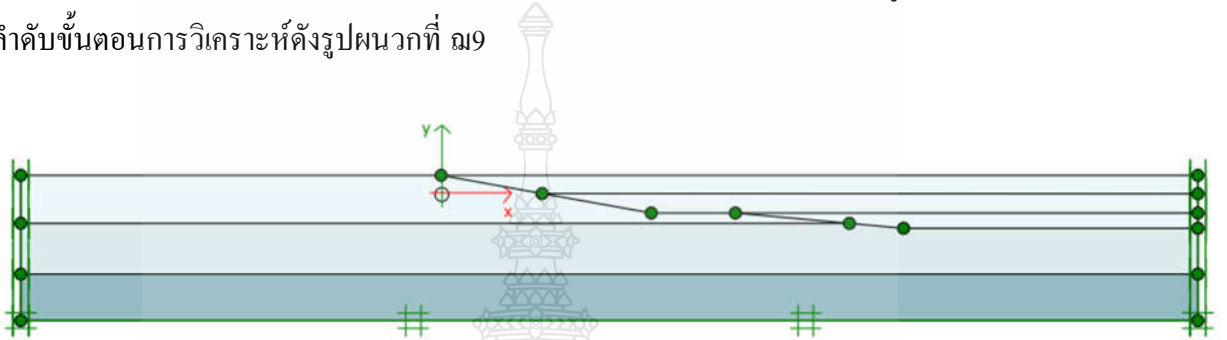
รูปผนวกที่ ข.18 ระนาบเลื่อนไถลของลาดค้ำหน้าตัดที่ 9 ในกรณีอัตราการลดระดับน้ำ
(DR) = 0.10 ที่ระดับน้ำ -2.00

ภาคผนวก ก.

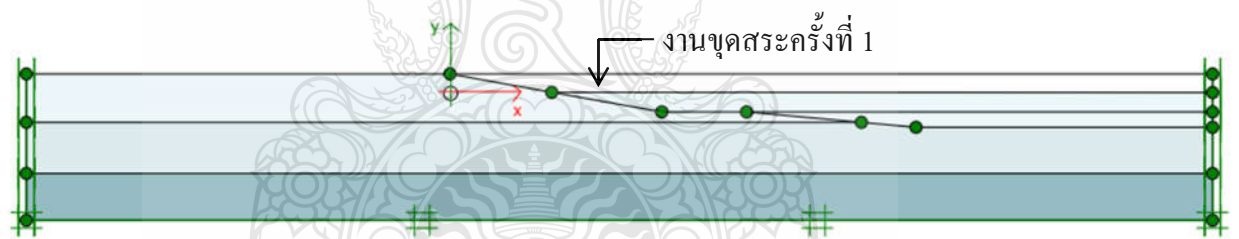
ตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งในขั้นตอนการก่อสร้าง
และการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ



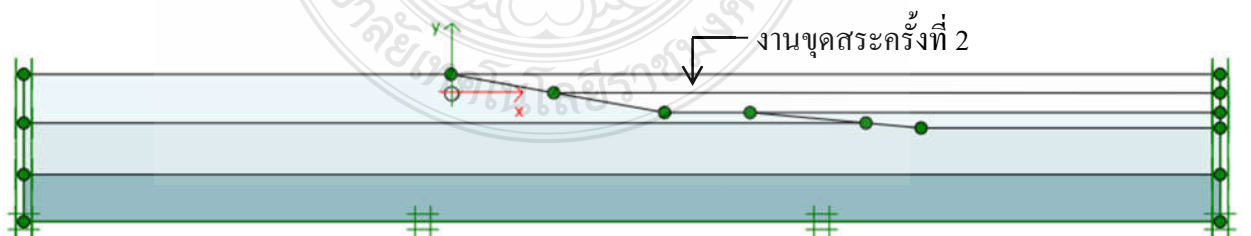
ในหัวข้อนี้กล่าวถึงตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ในการก่อสร้าง (Staged construction) และการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ โดยทำการจำลองงานขุดสระเก็บน้ำพระราม 9 หลังจากนั้นเป็นกรณีการเก็บน้ำ และกรณีการลดลงของระดับน้ำ โดยที่งานขุดสระแบ่งเป็นงานขุด 3 ครั้ง แสดงตัวอย่างดังรูปผนวกที่ ฅ2 ถึงรูปผนวกที่ ฅ4 และกรณีเก็บน้ำแบ่งเป็น 3 ครั้ง แสดงตัวอย่างดังรูปผนวกที่ ฅ5 ถึงรูปผนวกที่ ฅ7 จากนั้นเป็นกรณีลดลงของระดับน้ำ จากเก็บน้ำเต็มสระ +2.20 ลดลงที่ระดับน้ำ +0.00 และ -2.00 ตามลำดับ แสดงตัวอย่างดังรูปผนวกที่ ฅ8 แสดงลำดับขั้นตอนการวิเคราะห์ดังรูปผนวกที่ ฅ9



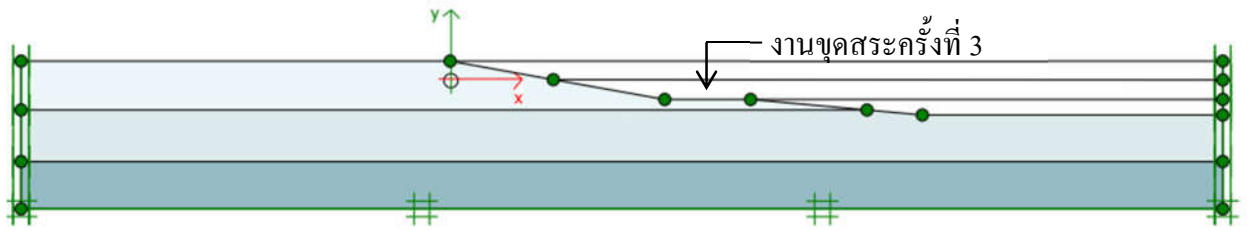
รูปผนวกที่ ฅ1 แสดงตัวอย่างในการวิเคราะห์หน้าตัดที่ 1



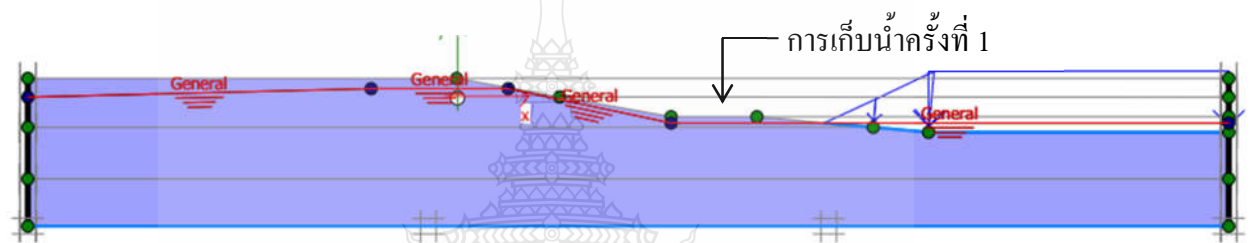
รูปผนวกที่ ฅ2 แสดงตัวอย่างงานขุดสระครั้งที่ 1 หน้าตัดที่ 1



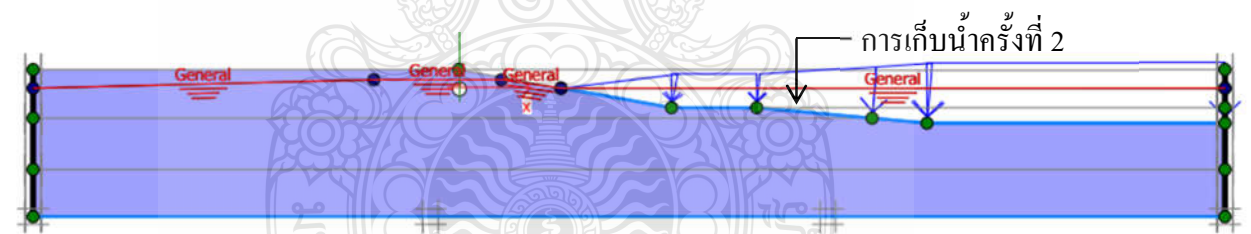
รูปผนวกที่ ฅ3 แสดงตัวอย่างงานขุดสระครั้งที่ 2 หน้าตัดที่ 1



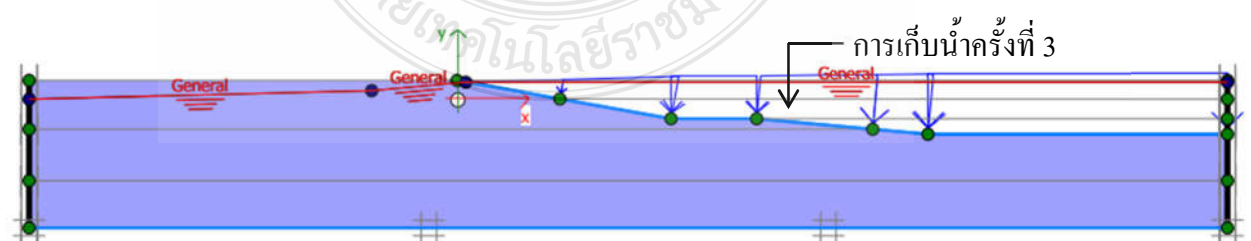
รูปผนวกที่ ๓4 แสดงตัวอย่างงานขุดสระครั้งที่ 3 หน้าตัดที่ 1



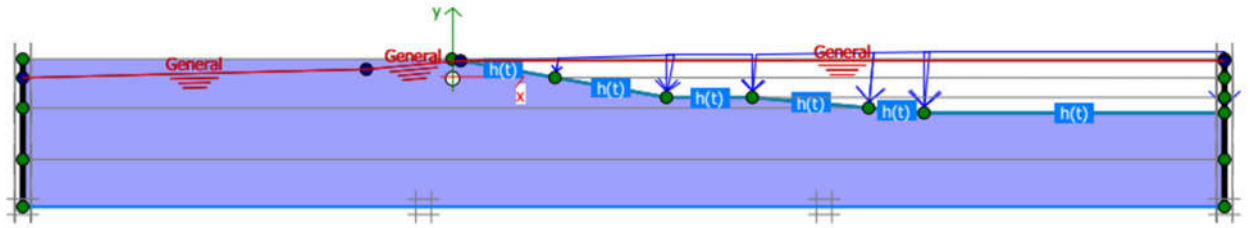
รูปผนวกที่ ๓5 แสดงตัวอย่างการเก็บน้ำครั้งที่ 1 หน้าตัดที่ 1



รูปผนวกที่ ๓6 แสดงตัวอย่างการเก็บน้ำครั้งที่ 2 หน้าตัดที่ 1



รูปผนวกที่ ๓7 แสดงตัวอย่างการเก็บน้ำครั้งที่ 3 (ระดับน้ำเต็มสระ +2.00) หน้าตัดที่ 1



รูปผนวกที่ ๓๘ แสดงตัวอย่างการลดลงของระดับน้ำ หน้าตัดที่ 1

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Pore pressure	Time	Stage	Water	First	Last
Initial phase	0	N/A	Gravity loading	Staged construction	Steady state groundwater flow	0.00	0	0	1	230
<Phase 1>	1	0	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	30.00	1	1	231	235
<Phase 2>	2	1	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	30.00	2	2	236	240
<Phase 3>	3	2	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	30.00	3	3	241	245
<Phase 4>	4	3	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	30.00	4	4	246	250
<Phase 5>	5	4	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	30.00	5	5	251	255
<Phase 6>	6	5	Consolidation	Staged construction	Steady state groundwater flow	100.00	6	6	256	262
<Phase 7>	7	6	Consolidation	Staged construction	Transient groundwater flow	2.00	7	7	263	268
<Phase 8>	8	6	Consolidation	Staged construction	Transient groundwater flow	4.00	8	8	269	274
<Phase 9>	9	2	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	2	2	275	374
<Phase 10>	10	3	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	3	3	375	474
<Phase 11>	11	4	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	4	4	475	574
<Phase 12>	12	5	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	5	5	575	674
<Phase 13>	13	6	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	6	6	675	774
<Phase 14>	14	7	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	7	7	775	874
<Phase 15>	15	8	Safety	Incremental multipliers	From previous phase	0.00	8	8	875	974

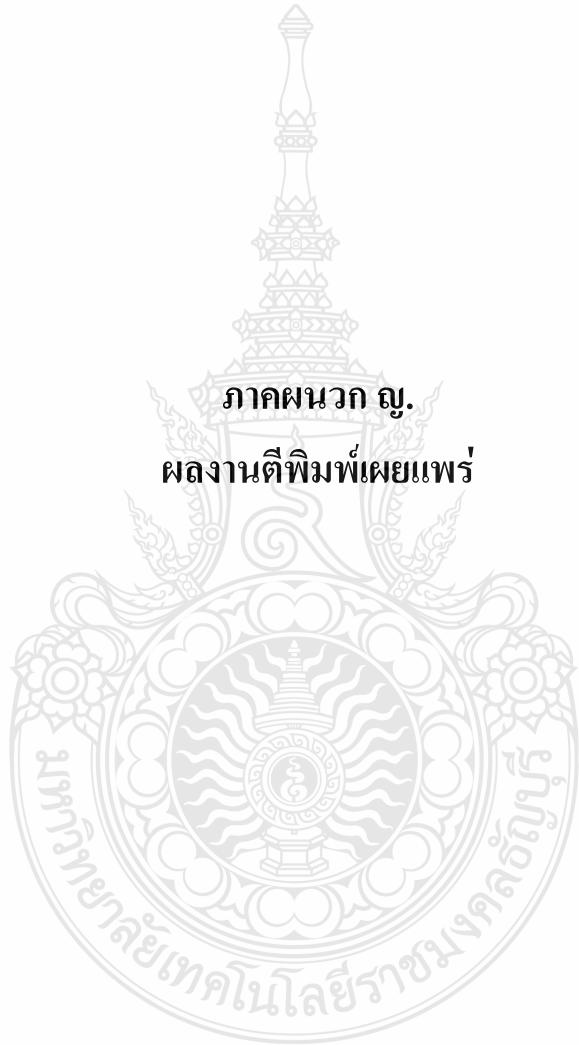
รูปผนวกที่ ๓๙ แสดงตัวอย่างการขั้นตอนในการวิเคราะห์

ตารางที่ ๓1 อัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) ด้วยวิธี Phi/C reduction ในขั้นตอนการก่อสร้างและการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ

ลำดับที่	กรณี	เวลา (วัน)	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.)								
			หน้าตัด 1	หน้าตัด 2	หน้าตัด 3	หน้าตัด 4	หน้าตัด 5	หน้าตัด 6	หน้าตัด 7	หน้าตัด 8	หน้าตัด 9
1	งานขุดสระครั้งที่ 1	30	2.970	3.956	5.042	4.414	1.971	1.870	4.499	2.337	1.605
2	งานขุดสระครั้งที่ 2	30	2.953	2.653	3.333	2.806	1.455	1.903	2.848	2.305	1.612
3	งานขุดสระครั้งที่ 3	30	2.943	2.121	3.310	2.462	1.465	1.916	2.077	2.309	1.634
4	การเก็บน้ำครั้งที่ 1	30	2.928	2.419	3.269	2.659	1.473	1.927	2.471	2.381	1.571
5	การเก็บน้ำครั้งที่ 2	100	2.984	3.332	4.493	3.551	1.721	1.996	3.157	2.418	1.624
6	การเก็บน้ำครั้งที่ 3	100	6.840	5.477	7.689	5.592	3.371	4.008	4.117	5.321	2.661
7	การลดลงของระดับน้ำ (+0.00)	2	3.800	3.358	4.761	4.031	2.438	2.042	3.049	3.116	2.083
8	การลดลงของระดับน้ำ (-2.00)	4	2.852	2.372	4.462	2.602	1.960	1.842	2.411	2.342	1.715

ภาคผนวก ญ.

ผลงานตีพิมพ์เผยแพร่





การประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20
The 20th National Convention on Civil Engineering



วิศวกรรมโยธากับการก้าวเข้าสู่ประชาคมเศรษฐกิจอาเซียน
Civil Engineering Moving Towards
ASEAN Economic Community

วันที่ 8-10 กรกฎาคม 2558 ณ โรงแรมเดอะชานน์ พัทยาเหนือ จ.ชลบุรี



วันที่ 8 กรกฎาคม 2558

Magenta : GTE-1

08.30 – 10.15 น.

ประธานภาค : รศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์

179-GTE	EFFECTS OF CLIMATE CHANGE ON LANDSLIDE IN SOUTHERN THAILAND: A CASE STUDY OF TEPPARAT AREA, NAKORN SRI THAMMARAT PROVINCE ไชนุน ไทยเจริญ, ธนิศ เฉลิมยานนท์ และ ธนินท์ ชูอุปการ
013-GTE	DEVELOPMENT OF A RAINFALL SIMULATOR FOR THE EXPERIMENTAL STUDY OF SLOPE FAILURE ภาณุ พร้อมพูนทงกูร, บรรเจิด กาญจนเจตน์ และ ถาวร เกื้อสกุล
297-GTE	INVESTIGATION OF SLOPE STABILITY AND DEFORMATION OF RAMA 9 RESERVOIR UNDER DRAWDOWN CONDITIONS ธนา ทองเฉลิม และ วีระศักดิ์ ละอองจันทร์
305-GTE	EROSION AND SLOPE STABILITY STUDY FOR CUT SLOPES: CASE STUDY AT NONG LOENG PLUAI DETENTION BASIN ก้องรัฐ นกแก้ว และ บารมศ วรรณภูติ
314-GTE	CONCEPTUAL DESIGN FOR EROSION CONTROLS USING SOIL-BIOENGINEERING: CASE STUDY AT NONG LOENG PLUAI DETENTION BASIN ก้องรัฐ นกแก้ว และ อภินิติ โชติสังภาส
123-GTE	STABILITY EVALUATION OF SOIL SLOPE REINFORCED BY SOIL NAIL USING FINITE ELEMENT METHOD จตุรงค์ คำขาว และ ธวัชชัย ต้นชัยสวัสดิ์
204-GTE	DETERMINATION OF EROSIONAL PARAMETERS OF U-TAPAO RIVERBANK USING SUBMERGED JET DEVICE สุวิติ เส็มหมัด, ธนิศ เฉลิมยานนท์ และ ธนินท์ ชูอุปการ

Magenta : GTE-2

10.30 – 12.15 น.

ประธานภาค : ผศ.ดร.อติเทพ ศรีคังศรี

048-GTE	CASE STUDY OF GROUND IMPROVEMENT WORK BY PREFABRICATED VERTICAL DRAIN WITH PRELOADING EMBANKMENT FOR LANDSIDE ROAD SYSTEM AT SUVARNABHUMI INTERNATIONAL AIRPORT สินาด โกศลนันท์ และ เพน จี หลิน
146-GTE	EVALUATION BEHAVIORS OF THE BRIDGE APPROACH STRUCTURE WITH EXPANDED POLYSTYRENE FOAM (EPS) AS BACKFILL MATERIAL ชานนท์ วงษ์หัตถ์ และ สมโพธิ อยู่ไฉ
147-GTE	STUDY ON THE STRENGTH AND DEFORMATION PROPERTIES OF EPS BEAD-SAND MIXTURES เอกรวิทย์ เลาว์พิทย และ วรัช ก้องกิจกุล
265-GTE	COMPARISON OF SOIL IMPROVEMENT SUCH AS HVDM, HIGH NEGATIVE PRESSURE SUCTION SYSTEM AND DYNAMIC COMPACTION ON BANGKOK SOFT CLAY ฉัตร ชิตวงค์, สกฤต ท่อโนทยาน และ สุพจน์ ศรีนิล
299-GTE	EFFECTS OF TEMPERATURE ON THE LOAD-STRAIN BEHAVIOURS OF POLYMER GEOSYNTHETIC REINFORCEMENTS สุดาพรรณ นันทโชติ, วรัช ก้องกิจกุล และ Fumio Tatsuoka
359-GTE	EFFECT OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENTS ON THE INDIRECT TENSILE OF ASPHALT W. Kompor, S. Rattanapongwattana, I. Prangchaiyaphum and W. Kongkitkul
459-GTE	CONSTITUTIVE MODEL TO SIMULATION THE DEFORMATION CHARACTERISTIC OF EPS (EXPANDED POLYSTYRENE) SUBJECTED TO MONOTONIC UNIAXIAL LOADING อรรถพล มาลัย, นรพงศ์ชัย ภูมิสมุท และ สมโพธิ อยู่ไฉ

ผู้ทรงคุณวุฒิพิจารณาบทความการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20

รายชื่อผู้ทรงคุณวุฒิ

รศ.ดร.บุญไชย สถิตมั่นในธรรม	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.วิฑิต ปานสุข	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ดร.อรอนงค์ ลาภปริสุทธิ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.ศรีเลิศ โชติพันธรัตน์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ดร.เบญจพร สุวรรณศิลป์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ศ.ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฉวีไชย	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.อัครวัชร เก่นวาริ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.ธัญวัฒน์ โพธิศิริ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ศ.ดร.ทักษิณ เทพชาตรี	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ดร.พิชชา จองวิวัฒสกุล	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.วิสุทธิ์ ช่อวิเชียร	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.วีระศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ศ.ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.ชเนศ ศรีศิริโรจนากร	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.จิตติชัย รุจนกนกนาถ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.เกษม ชูจารุกุล	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.ศักดิ์สิทธิ์ เถลิมพงศ์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.นพพล จอกแก้ว	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.วัชระ เพียรสุภาพ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.จรูญ รุ่งอมรรรัตน์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.รัฐวุฒิ ฐู่แทนคุณ	บริษัท ทีม คอนซัลติ้ง เอนจิเนียริ่ง แอนด์ แมเนจเมนท์ จำกัด
ดร.ชนะ บุญยสิริกุล	บริษัท ผลิตไฟฟ้าราชบุรีโฮลดิ้ง จำกัด (มหาชน)
ผศ.ดร.นันทวัฒน์ ขมหวาน	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ดร.วิษุวัตต์ แต่สมบัติ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

ดร.จิระกานต์ ศิริวิชญ์ไมตรี	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ดร.สมชาย ดอนเจดีย์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ดร.ปนัดดา กสิกิจวิวัฒน์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ดร.วัจนวงศ์ กรีพละ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ สกลนคร
ผศ.ต่อศักดิ์ ประเสริฐสังข์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ สกลนคร
อ.ฐิตาภรณ์ ฟอบุตรี	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ สกลนคร
ผศ.ดร.วันชัย ยอดสุดใจ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ดร.ธิดารัตน์ จิระวัฒนาสมกุล	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
รศ.ดร.ดิบุญ เมธากุลชาติ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.ปิยนุช เวทย์วิวัฒน์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.สุนิรัตน์ กุศลาศัย	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
รศ.ดร.ก่อโชค จันทรวงกูร	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.อภินิติ โชติสังกาศ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.ทวีศักดิ์ ปิติคุณพงศ์สุข	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ดร.สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ดร.สุริยน เปรมปราโมทย์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.อดิษฐ์ พรพรหมินทร์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ดร.พรรณพิมพ์ พุทธรักษา	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
รศ.ดร.สุธาริน สถาปิตานนท์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.วีระเกษตร สวนผกา	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
ผศ.ดร.เหมือนมาส วิเชียรสินธุ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
รศ.ดร.ชวเลข วณิชเวทิน	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
รศ.ดร.วัชรินทร์ วิทยกุล	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน

ศ.ดร.ปริญญา จินดาประเสริฐ	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.วันชัย สะตะ	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.วินัย ศรีอำพร	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.กิตติเวช ชันติยวิชัย	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ดร.ชนากร เมธาธรรม	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.พงศกร พรรณรัตน์ศิลป์	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.ธนศ เสถียรนาม	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.พนกฤษณ คลังบุญครอง	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.วิชุดา เสถียรนาม	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.ลัดดา ต้นวณิชกุล	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.วัชรินทร์ กาสลัก	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.ดลฤดี หอมดี	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.พุทธิพล คำรังชัย	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
รศ.ดร.ธนพร สุปรียศิลป์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.ธวัชชัย ต้นชัยสวัสดิ์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ดร.เกรียงไกร อรุโณทยานันท์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ดร.ปรีดา พิษยาพันธ์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ดร.อรรถวิทย์ อุปโยคิน	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.ปุ่น เทียงบูรณะธรรม	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
รศ.ชูโชค อายุพงศ์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.อุมา สีนุญเรือง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ผศ.ธีระ ลาภิศขยางกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ศ.ดร.ชัย จาตุรพิทักษ์กุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.วีรชาติ ตั้งจิรภัทร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.ทวิช พูลเงิน	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.ชูชัย สุจิ্বরกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

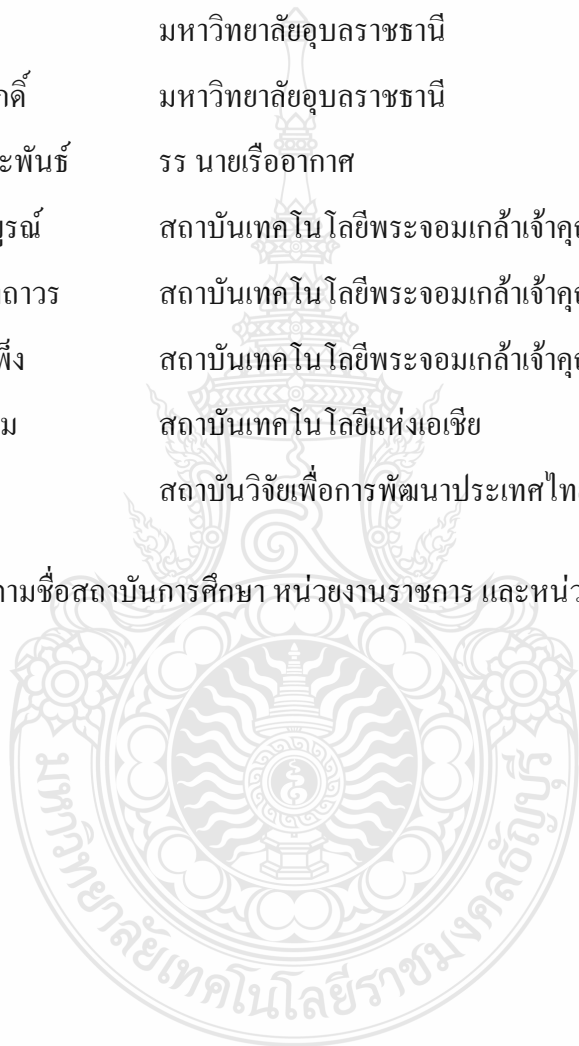
รศ.ดร.วรัช ก้องกิจกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ดร.นงลักษณ์ บุญรัตน์กิจ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ดร.ทรงเกียรติ ภัทรปัทมาวงศ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.ธิดารัตน์ บุญศรี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ศ.ดร.ชัยยุทธ ชินณะราศรี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.พิชญ์ สุธีรวรรณ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.สันติ เจริญพรพัฒนา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.วิโรจน์ ศรีสุรภานนท์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.มาโนช สรรพกิจทิพากร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ดร.ณัฐพงศ์ มกระชัย	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.กิตติภูมิ รอดสิน	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.สมิตร ส่งพิริยะกิจ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.ขวัญเนตร สมบัติสมภาพ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.พิทยา แจ่มสว่าง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
อ.สุรัตน์ ศรีจันทร์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ดร.ณพล อยู่บรรพต	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.กิริติกานต์ พิริยะกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.ชัยศาสตร์ สกุดศักดิ์ศรี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.กวิน ตันติเสวี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.วรรณวิทย์ แต้มทอง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.ศักดา กตเวทวารักษ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.ชัยรัตน์ ชีระวัฒน์สุข	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.สุพรชัย อุทัยนฤมล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.การุณ ใจปัญญา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.สันชัย อินทพิชัย	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

ดร.เจนจิต เอี่ยมจตุรภัทร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ศ.ดร.ปิติ สุคนธ์สุขกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.ศิริศักดิ์ คงสมศักดิ์สกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ดร.ประสิทธิ์ ประมงอุดมรัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.กิตติชัย ชนทรัพย์สิน	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.เทอดศักดิ์ ร่องวิริยะพานิช	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.กมลวัลย์ ลือประเสริฐ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.สุชัยญา ไปยยะนันท์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ดร.ภาณุวัฒน์ ปิ่นทอง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.สยาม แกมขุนทด	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ดร.กฤษชัย ศรีบุญมา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
รศ.ดร.พิสมท์ อุดมวรรัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.พิจิตร เจียมวรางกูร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.วิไลลักษณ์ สระมูล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ผศ.ดร.ปิตินันต์ กร้ามาตร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ดร.จตุพล ตั้งปกาศิต	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ดร.สนธยา ทองอรุณศรี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา ดาก
ดร.เกียรติสุดา สมณา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ดร.รัฐพล สมณา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
รศ.ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ผศ.ดร.ปรียาพร โกษา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
รศ.ดร.วชรภูมิ เบญจโอฬาร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ผศ.ดร.รัฐพล ภูบวบผาพันธ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ผศ.ดร.พรพจน์ ต้นเส็ง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ดร.วรางคณา แสงสร้อย	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.นุรฉัตร นัฏวีระ	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

รศ.ดร.นคร กุัวโรดม	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.ชวลิต ชาลักรักษ์ตระกูล	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.สายันต์ ศิริมนตรี	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.อุรยา ลีชะวณิช	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.วีรยา ฉิมอ้อย	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
อ.ภักพงค์ หอมเนียม	มหาวิทยาลัยนเรศวร
ดร.รัฐภูมิ ปรีชาตปรีชา	มหาวิทยาลัยนเรศวร
ดร.กัภาพ ทรัพย์สมบูรณ์	มหาวิทยาลัยนเรศวร
ดร.ศิริชัย ดันรัตน์วงศ์	มหาวิทยาลัยนเรศวร
ผศ.ดร.ทวีชัย สำราญวานิช	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ธรรมนุญ รัชมีมาสเมือง	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.เพชรรัตน์ ลิ้มสุปรีyaratน์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.วรรณวรงค์ รัตนานิกม	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.สยาม ยัมศิริ	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ปิติ ไรจน์วรรณสินธุ์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ร.อ.ผศ.ดร.สรารุช ลักษณะโต	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ฐิติมา วงศ์อินตา	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.พัทรพงษ์ อาสนจินดา	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ	มหาวิทยาลัยพะเยา
ผศ.ดร.สมบูรณ์ เชียงฉิน	มหาวิทยาลัยพะเยา
ผศ.ดร.กริสัน ชัยมูล	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
ผศ.ดร.สมชาย ปฐมศิริ	มหาวิทยาลัยมหิดล
ดร.วศพร เตชะพีรพานิช	มหาวิทยาลัยมหิดล
ดร.ณัฐวัฒน์ จุฑารัตน์	มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ผศ.ดร.ภาสกร ชัยวิริยะวงศ์	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

ดร.วิชัยรัตน์ แก้วเจือ	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
รศ.ดร.สุชาติ ลิ่มกัตัญญ	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ดร.ปรเมศวร์ เหลือเทพ	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ดร.ฐกฤษณ์ เจนจิวัฒนกุล	มหาวิทยาลัยสยาม
ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์ แก้วกุลชัย	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
รศ.ดร.สถาพร โกคา	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ผศ.ดร.สิทธิธา เจนศิริศักดิ์	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
น.อ.รศ.ดร.ชนากร พิระพันธ์	รร นายเรืออากาศ
ผศ.ดร.ชนาดล คงสมบูรณ์	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
รศ.แหลมทอง เหล่าคงถาวร	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
รศ.ดร.จักรพงษ์ พงษ์เพ็ง	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
รศ.ดร.โชติชัย เจริญงาม	สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย
ดร.สุเมธ องกิตติกุล	สถาบันวิจัยเพื่อการพัฒนาประเทศไทย

หมายเหตุ: เรียงลำดับตามชื่อสถาบันการศึกษา หน่วยงานราชการ และหน่วยงานเอกชน (ก-ฮ)





การตรวจสอบเสถียรภาพและการภาพเคลื่อนตัวลาดตลิ่ง
สระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ
Investigation of Slope Stability and Deformation
of Rama 9 Reservoir Under Drawdown Conditions.

ธนา ทองเฉลิม¹ วีระศักดิ์ ละออจันทน์²

¹นักศึกษาระดับปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี

²อาจารย์ประจำ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี

บทคัดย่อ

สระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกใช้เพื่อการชลประทานส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำเป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญก่อให้เกิดพิบัติของลาดตลิ่งในบทความนี้ นำเสนอการตรวจสอบเสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ, อัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำและเงื่อนไขของน้ำหนักระทำ เพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพ โดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์สำหรับลาดตลิ่ง วิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่งเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว โดยอัตราส่วนความปลอดภัยเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ จากการศึกษาพบว่าเมื่อ อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ = 0.75 อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.16 น้อยกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับ 1.3 เป็นผลเนื่องมาจากการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรง

คำสำคัญ: เสถียรภาพของลาดตลิ่ง, การเคลื่อนตัว, การลดระดับน้ำ, ไฟไนต์อีลิเมนต์,

Abstract

Rama 9 reservoir was used for irrigation, which induced the change of water level in Rama 9 reservoir. The change of water level in reservoir is one of the most important factors causing a slope failure. This paper presents an investigation on the slope stability of Rama 9 reservoir under drawdown conditions

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: tana.en.mutt@gmail.com

depending on drawdown ratio, drawdown rate and the loading conditions. For this purpose, deformation analysis together with the stability analysis. Were performed by using the FEM for slopes. The results of the slope stability under drawdown conditions, were studied by taking the safety factor as a function of the drawdown ratio. It can be seen that for drawdown ratio 0.75 the safety of factor was 1.16 for the drawdown ratio of 0.75, more than the minimum allowable safety of factor 1.3 This is because changes in the total stresses dissipate arising from the excess pore water pressure.

Keywords: Slope stability, Deformation, Drawdown, Finite element

1. คำนำ

สระเก็บน้ำพระราม 9 อันเนื่องมาจากพระราชดำริ ตั้งอยู่ที่ตำบลคลองห้า อำเภอลองหลวง จังหวัดปทุมธานี ประกอบด้วยสระเก็บน้ำ 2 สระ คือ สระเก็บน้ำ 1 และสระเก็บน้ำ 2 เก็บน้ำได้ราว 20.8 ล้าน ลบ.ม. และ 39.1 ล้าน ลบ.ม. ตามลำดับ[1] จังหวัดสระเก็บน้ำพระราม 9 แสดงในรูปที่ 1 ปัจจุบันปัญหาภัยแล้งและการขยายตัวของชุมชนบริเวณอำเภอลองหลวง และอำเภอลำลูกกาเพิ่มขึ้นอย่างมาก ส่งผลให้มีความต้องการใช้น้ำจากสระเก็บน้ำพระราม 9 ในด้านชลประทานและมีความต้องการใช้น้ำในการผลิตน้ำประปาในอัตราเพิ่มขึ้นอย่างมาก อาจทำให้ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำลดลงอย่างรวดเร็ว เมื่อทำการกักเก็บน้ำในฤดูฝน ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 สูงขึ้นเป็นเวลานาน ทำให้ระดับน้ำใต้ดินบริเวณลาดตลิ่งสูงขึ้น เมื่อมีการใช้น้ำในสระเก็บน้ำ ส่งผลต่อระดับน้ำในสระเก็บน้ำลดลงอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) ในกรณี

ระดับน้ำในสระลดลงอย่างรวดเร็ว แรงดันด้านข้างซึ่งเกิดจากแรงดันน้ำจะหายไป และในกรณีของดินเหนียวแรงดันน้ำส่วนเกินที่อยู่ในดินระบายออกไม่ทัน ทำให้คันดินวิบัติในสภาพที่ไม่มีการระบายน้ำ (undrained condition) และถึงแม้ว่าคันดินจะไม่เกิดการวิบัติในขณะนั้นแต่น้ำที่อยู่ในลาดคดลิ่งไหลออกมาสู่สระเก็บน้ำ จะทำให้เกิดแรงจากการไหลของน้ำ แรงจากการไหลของน้ำสามารถก่อให้เกิดการวิบัติของลาดคดลิ่งได้[2] ดังเหตุการณ์ในอดีตที่ผ่านมาทั้งลาดคดดินจากธรรมชาติและที่มนุษย์สร้างขึ้น เช่น เขื่อนพิลาชิตอส ทางตอนใต้ของซานฟรานซิสโก เขื่อนวอลเตอร์บูลดินในแอลแบมา และคดลิ่งของแม่น้ำมอนเทไร ในประเทศเปรูอีกหลายแห่งเป็นต้น[3]

ในการวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดคดดิน (Factor of Safety, F.S.) มักนิยมใช้วิธี limit equilibrium และกระบวนการทางไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) ซึ่งใช้กันอย่างกว้างขวาง ในกรณีที่ดินที่ระบายน้ำได้ช้า (Short-term) พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (total stress analysis) ส่วนในกรณีที่ดินระบายน้ำได้อย่างรวดเร็ว (Long-term) พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress analysis)[4] ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคดดินภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) มีการใช้พารามิเตอร์ในการวิเคราะห์ทั้งสองกรณียกตัวอย่างเช่น Corps of Engineers Method[5], Lowe และ Karafath's Method [6], Duncan, Wright และ Wong Method[7], ใช้วิธีหน่วยแรงรวม (total stress analysis) ส่วน Svano และ Nordal[8], Wright และ Duncan[7] ใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress analysis) อย่างไรก็ตามหน่วยแรงรวม (total stress analysis) มักนิยมใช้มากกว่าเนื่องจากความยุ่งยากในการหาแรงดันน้ำในโพรงดิน (pore water pressures)

ในบทความวิจัยนี้นำเสนอการตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดคดลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการลดลงระดับน้ำ บริเวณลาดคดลิ่งสระเก็บน้ำที่ 2 คดลิ่งด้านทิศเหนือ โดยขึ้นอยู่กับปัจจัย Drawdown ratio, Drawdown rate และเงื่อนไขของน้ำที่กระทำ ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม plaxis 2d 2012 วิเคราะห์เสถียรภาพคำนวณหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้การลดทอนกำลัง (Phi-C-Reduction) และพิจารณาพฤติกรรมของวัสดุเป็นแบบ elasto-plastic สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดคดลิ่ง

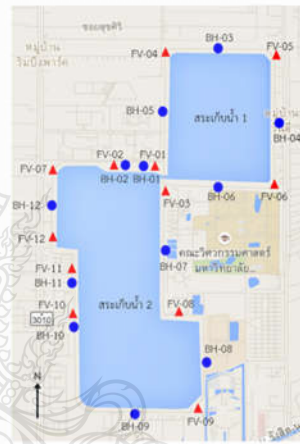
2. การสำรวจหน้าตัดและการทดสอบหาคูณสมบัติดิน

2.1 การสำรวจหน้าตัด

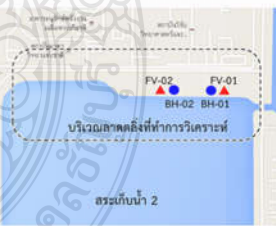
เริ่มจากการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยการใช้การสำรวจหน้าตัดด้วยเครื่องยิงความลึก (Echo Sounder) วิธีการนี้เป็นวิธีการที่ทำให้สามารถวัดความลึกได้อย่างต่อเนื่องและถูกต้อง ซึ่งทำโดยส่งคลื่นเสียงจากเรือ คลื่นเสียงจะเดินทางผ่านมวลน้ำขึ้นต่ำๆ จนถึงพื้นสระเก็บน้ำ และเมื่อคลื่นเสียงสะท้อนกลับมายังเครื่องตรวจรับบริเวณท้องเรือจะนำเวลาที่ใช้ในการเดินทางของเสียงมาคำนวณหาความลึกบริเวณนั้นได้เมื่อทราบความยาวคลื่นเสียงและความเร็ว ความเร็วเสียงเมื่อเดินทางผ่านตัวกลาง

2.2 เจาะสำรวจชั้นดิน

การเจาะสำรวจชั้นดินและเก็บตัวอย่างเพื่อทราบลักษณะของชั้นดิน ความแข็งแรงของชั้นดินที่ความลึกต่างๆ โดยทำการทดสอบ Field vane shear test จำนวน 12 จุด FV-01 ถึง FV-12 และเจาะสำรวจดินจำนวน 12 หลุม ลึกประมาณ 30 ม. BH-01 ถึง BH-12 ตำแหน่งการเจาะสำรวจแสดงในรูปที่ 2 ทำการเจาะสำรวจโดยใช้เครื่องเจาะแบบ Precession เพื่อเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) ในชั้นดินอ่อนและเก็บตัวอย่างดินแบบเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) ในชั้นดินแข็ง พร้อมทั้งทำการทดสอบคดทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) โดยตำแหน่งเก็บตัวอย่างจะพิจารณาจากชั้นดินเป็นหลัก ในบทความวิจัยนี้เลือกพิจารณาตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดคดลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 บริเวณลาดคดลิ่งด้านทิศเหนือสระเก็บน้ำ 2 และตำแหน่งหลุมเจาะแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 1 คัดบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9



รูปที่ 2 บริเวณลาดคดลิ่งที่ทำการวิเคราะห์

2.3 การตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน (Water Table Observation)

ระดับน้ำใต้ดินจะมีบทบาทสำคัญในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดคดดิน เพราะอิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินตั้งเป็นสิ่งที่สำคัญจะต้องพิจารณาการตรวจวัดค่าระดับน้ำใต้ดินที่หลุมเจาะต่างๆ กันจึงจำเป็นต้องกระทำทุกหลุม เจาะในการวัดระดับน้ำใต้ดินต้องสำรวจระดับน้ำ Standpipe pizometer



รูปที่ 3 เจาะสำรวจดินและเก็บตัวอย่าง

บริเวณที่ทำการเจาะหลุมขนาดประมาณ \varnothing 100 มม. ลึก 5 ม. ฝังท่อลง PVC \varnothing 55 มม. ไปในหลุมเจาะลึก 4 ม. โดยปลายท่อ PVC ทำการเจาะร่องจากปลายท่อขึ้นมา 1 ม. และทำการตรวจวัดระดับน้ำเป็นประจำ

2.4 ทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

โดยก็นำตัวอย่างดินจากการเจาะสำรวจตัวอย่างแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) และตัวอย่างดินแบบเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) นำมาทดสอบหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินการทดสอบแสดงในตารางที่ 1

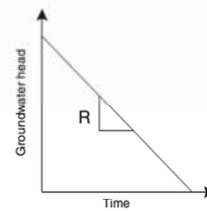
ตารางที่ 1 รายการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

รายการทดสอบ	มาตรฐานการทดสอบ
Unit Weight	ASTM D 4718-87
Natural Water content	ASTM D 2216
Sieve Analysis	ASTM D 422
Atterberg's Limits	ASTM D 4318
Unconfined compression Test	ASTM D 2166-00

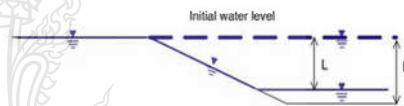
3. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวภาคตัดถึง

การวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของภาคตัดถึงสระเก็บน้ำพระราม 9 ในบทความวิจัยนี้นำเสนอการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเก็บน้ำที่ 2 คลังด้านทิศเหนือด้วยวิธี FEM ทำการวิเคราะห์ 2 กรณี แตกต่างกันที่อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, R) อัตราการลดลงของระดับน้ำแสดงในรูปที่ 4 ในกรณีที่ 1 การลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (rapid drawdown) พิจารณาว่าการลดลงของระดับน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, R) = 0.30 ม./วัน ระดับน้ำใต้ดินบริเวณลาดตลิ่งอยู่ที่ระดับน้ำแรกก่อนระดับน้ำ ในสระเก็บน้ำจะลดลง ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินไม่สามารถระบายออกได้ทันเวลาพิจารณาแบบ Short-term พฤติกรรมวัสดุแบบไม่ระบายน้ำ (undrained) และในกรณีที่ 2 การลดลงของระดับน้ำแบบช้า (slow drawdown) พิจารณาการเปลี่ยนแปลง

ระดับน้ำเกิดขึ้นยาวนาน อัตราการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown rate, R) = 0.10 ม./วัน พิจารณาแบบ Long-term แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินไม่สามารถระบายออกได้ พฤติกรรมวัสดุแบบระบายน้ำ (drained) ทั้งสองกรณีกำหนดให้มีการลดลงของระดับน้ำจาก +2.00 ม.รทก. ถึง -2.00 ม.รทก. แสดงผลอัตราส่วนความปลอดภัยต่ออัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (Drawdown ratio = L/H) ที่ 1.00, 0.75, 0.50 และ 0.25 ดังแสดงในรูปที่ 5 ในการตรวจสอบเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้วยโปรแกรม Plaxis 2D 2012 กำหนดลักษณะของปัญหาโดยมีสมมติฐานว่าเป็นลักษณะ 2 มิติ (Plane - Strain) แบ่งชั้นส่วนคันดินและฐานรากเป็นชั้นส่วนย่อยๆ (Mesh) ชั้นส่วนรูปสามเหลี่ยมแบบมี 15 จุดต่อ



รูปที่ 4 อัตราการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (Drawdown rate, R) [4]



รูปที่ 5 อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (Drawdown ratio, L/H) [4]

3.1 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D 2012 ในพฤติกรรมเป็นแบบไม่ระบายน้ำ พื้นฐานที่ใช้วิเคราะห์ประยุกต์มาจากวิชากลศาสตร์ที่เกี่ยวกับความต่อเนื่อง (Continuum Mechanics) สันนิษฐานว่าดินประกอบด้วยโพรงดินและแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลในการคำนวณหาความเครียด แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจริง แบบจำลองวัสดุเป็นแบบ Nonlinear elasto-plastic ในครั้งนี้ใช้แบบจำลอง มอร์-คูลอมบ์ ในการวิเคราะห์ปัญหาด้วยโปรแกรม Plaxis 2D 2012

3.2 การยุบตัวของคาน้ำ

ในระหว่างการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว เกิดการยุบตัวของคาน้ำ จะเกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แรงดันน้ำในโพรงดินกระจายออกจากช่องว่างเม็ดดินตามสภาวะการลดระดับน้ำ ทำการวิเคราะห์การยุบตัวของคาน้ำควบคู่กับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วยโปรแกรม Plaxis 2D 2012 ใช้ทฤษฎี Biot's consolidation [9] และพิจารณาพฤติกรรมวัสดุแบบไม่เป็นเส้นตรงในการบทความวิจัยครั้งนี้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินได้มาจากการทดสอบการยุบตัวของคาน้ำ

3.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพ

การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดค้ำใช้โปรแกรม Plaxis 2D 2012 ในการหาค่าความเค้น จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและการวิเคราะห์การยุบตัวของดิน และใช้วิธีการลดค่ามุมเสียดทานและแรงยึดเกาะ (Phi-C Reduction) นำมาหาอัตราส่วนความปลอดภัยโดยเทียบกับค่าแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นคำนวณด้วยการลดกำลังของพารามิเตอร์ดังแสดงในสมการที่ 1

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \theta_{input}}{\tan \theta_{reduc}} = \frac{C_{input}}{C_{reduc}} \quad (1)$$

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้แบบจำลอง มอร์-คูลอมป์ จะสามารถหาค่า ΣMsf เรียกว่า factor of safety (F.S) วิธีนี้เรียกว่า Phi-C reduction โดยวิธีนี้ไม่ต้องกำหนดขนาดมุมการเคลื่อนที่ จะสามารถหาขนาดการเคลื่อนที่โดยอัตโนมัติ เพราะฉะนั้นจะสามารถหาขนาดการเคลื่อนที่ใดก็ได้ที่ตรงกับค่า Strain Rate โดยไม่คิดค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองค้ำนี้ โมดูลัสของยัง, อัตราส่วนปัวซอง, แรงยึดเกาะ, ค่ามุมเสียดทาน และ มุมขยายตัวเชิงปริมาตร

3.4 แบบจำลองของดินเหนียว

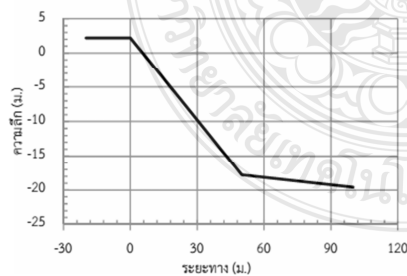
การวิเคราะห์ไฟในตอสิเมนต์จำลองให้ดินเหนียวพฤติกรรมแบบ มอร์-คูลอมป์ ซึ่งประกอบด้วยความสัมพันธ์ของค่า Stain กับค่า Strain Rate โดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองค้ำนี้ โมดูลัสของยัง, อัตราส่วนปัวซอง, แรงยึดเกาะ, ค่ามุมเสียดทาน และ มุมขยายตัวเชิงปริมาตร

4. ผลการสำรวจหน้าตัดและผลการทดสอบคุณสมบัติดิน

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงผลจากการสำรวจหน้าตัดและผลการทดสอบคุณสมบัติของดินแบ่งแสดงผลดังหัวข้อที่จะกล่าวดังต่อไปนี้

4.1 ผลสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9

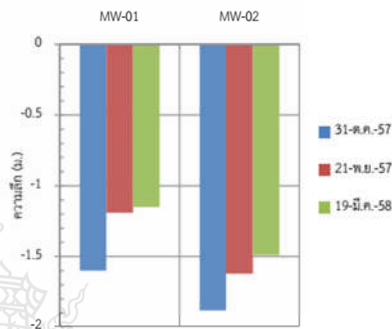
จากการสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounder) ได้ทำการแปลงข้อมูลที่ได้ลงจุดจุด ละจุดจุดและระดับความลึก พบว่าหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกขุดลึกประมาณ 4 ม. และถูกขุดไม่มีรูปทรงลึกลงไปอีกหลายแห่ง ความลึกมากสุดของสระเก็บน้ำที่ 2 ลึก 21.41 ม. ในการเลือกหน้าตัดที่ทำการวิเคราะห์หน้าตัดสำรวจหน้าตัดในด้านเดียวกัน เลือกใช้หน้าตัดที่มีความลาดชันมากที่สุด นำไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 บริเวณสระเก็บน้ำที่ 2 ด้านทิศเหนือแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 หน้าตัดสระเก็บน้ำที่ 2 ด้านทิศเหนือ

4.2 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน

ระดับน้ำ Standpipe pizometer ที่ทำการศึกษาค้นคว้าทำการตรวจวัดระดับน้ำเมื่อวันที่ 31 ต.ค. 57, 21 พ.ย. 57 และวันที่ 19 มี.ค.58 โดยระดับในสระเก็บน้ำพระราม 9 ในวันที่ทำการตรวจวัดแต่ละครั้ง 1.75 ม.รทก., 1.71 ม.รทก. และ 1.36 ม. จากผลการตรวจวัดสังเกตได้ว่า ระดับน้ำใน Standpipe pizometer ทั้ง 3 ครั้ง ระดับแนวโน้มระดับน้ำสูงขึ้นประมาณ 0.40 ม. แต่ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 มีการลดระดับน้ำลงประมาณ 0.40 ม. ผลการวัดระดับน้ำใต้ดินแสดงในรูปที่ 7 โดยค่าที่แสดงเป็นค่าระดับน้ำวัดจากผิวน้ำในบ่อสำรวจถึงระดับดินเดิม



รูปที่ 7 ระดับน้ำใต้ดิน

4.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติดิน

นำตัวอย่างดินจากการเจาะสำรวจดิน ทำการทดสอบหาคุณสมบัติของดินด้านกำลังของดินเพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไปประกอบด้วย 3 ส่วนหลักๆดังจะกล่าวต่อไปนี้ แล้วนำผลการทดสอบต่างๆ พิจารณาเลือกใช้ค่าความกำลังรับแรงเฉือนของดินไปใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป

4.3.1 ลักษณะการเรียงตัวของดิน

ลักษณะชั้นดินบริเวณสระเก็บน้ำพระราม 9 มีการเรียงตัวของชั้นดินจาก 0.00 ม. ถึง -2.00 ม. เป็นวัสดุถมและผิวดิน ถัดมา -2.00 ม. ถึง -10.00 ม. เป็นดินเหนียวอ่อนมากถึงแข็งปานกลาง (Very Soft to Medium Stiff Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดินสูงและมีค่าความเป็นพลาสติกที่สูงสุด ถัดมา -10.00 ม. ถึง -19.00 ม. เป็น ดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) มีปริมาณความชื้นในมวลดินต่ำและมีค่าความเป็นพลาสติกที่สูงสุดถึงต่ำ ชั้นถัดมา -19.00 ม. ถึง -30.00 ม. ดินเหนียว (Stiff to Hard Clay) เป็นลักษณะดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากที่สุด มีปริมาณความชื้นในมวลดินต่ำและค่าความเป็นพลาสติกที่ต่ำ

4.3.2 ผลการทดสอบหากลังรับแรงเฉือนของดิน

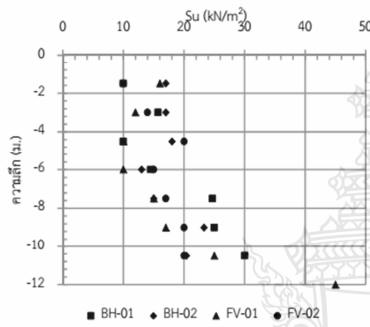
นำตัวอย่างดินเหนียวอ่อนมาทดสอบหากลังรับแรงเฉือนด้วยวิธี Unconfined compression Test ผลการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 8 และทำการทดสอบหากลังรับแรงเฉือนของดินในสนามและทำการปรับแก้ผลของ

กำลังรับแรงเฉือนผลการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 8 สังเกตได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในชั้นดินเหนียวอ่อนจากการทดสอบทั้ง 2 กรณีค่าใกล้เคียงกันที่ระดับความลึก 0.00 ม. ถึง -8.00 ม. กำลังรับแรงเฉือนของดินใกล้เคียงกัน จากนั้นกำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าเพิ่มขึ้น

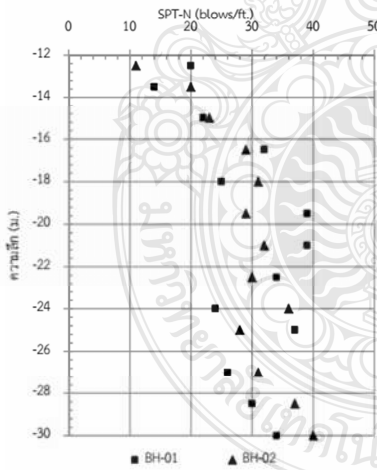
วิเคราะห์เสถียรภาพและและการลาดตลิ่งแปรผันตามความลึกต่างๆแสดงไว้ในตารางที่ 2

4.3.3 ผลการทดสอบ Standard Penetration Test

ผลจากการทดสอบ Standard Penetration Test ของดินที่ไม่สามารถเก็บตัวอย่างแบบคงสภาพได้นำผลการทดสอบมาปรับแก้เท่ากับกำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกจาก -12.00 ถึง -19.00 จากนั้นกำลังของดินค่อนข้างมีค่าใกล้เคียงกันจาก -19.00 ถึง -30.00 แสดงผลการทดสอบไว้ในรูปที่ 9



รูปที่ 8 กำลังของดินตามความลึก



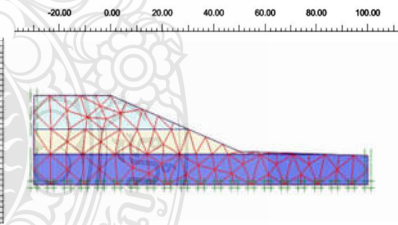
รูปที่ 9 กำลังของดินตามความลึก

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

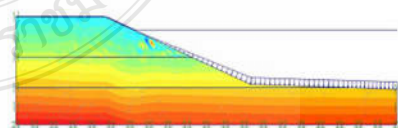
พารามิเตอร์	ชั้นดิน (ม.)		
	+2.20ถึง-10.00	-10.00ถึง-19.00	-19.00ถึง-30.00
Material Model	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb
Consistency	Soft clay	Stiff clay	Hard clay
Unit weight of soil (kN/m ³)	16.20	19.65	20.5
Permeability (m/d)	2.7x10 ⁻⁴	8x10 ⁻⁶	1x10 ⁻⁷
Cohesion (kN/m ²)	18	110	180
Internal friction angle (°)	0	0	0
Dilatancy angle (°)	0	0	0
Poisson's ratio	0.3	0.35	0.35
reference stiffness modulus (kN/m ²)	150S _u	250S _u	500S _u

5. ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัว

จากข้อมูลที่รวบรวมมาทำการจำลองปัญหาแบบ (Plane-Strain) แบ่งชิ้นส่วนย่อยๆ (Mesh) แบบจำลองโครงข่ายอิเลเมนต์แสดงในรูปที่ 10 ในส่วนการวิเคราะห์แรงดันน้ำในโพรงดินประกอบด้วย 2 ส่วนหลักๆ คือ active pore pressure และ excess pore pressure แสดงในรูปที่ 11 และแสดงในรูปที่ 12 ตามลำดับ โดยทั้งสองส่วนเกิดขึ้นบริเวณเชิงลาดตลิ่ง ซึ่งจะส่งผลต่อเสถียรภาพลาดตลิ่ง



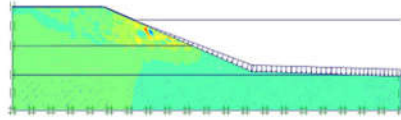
รูปที่ 10 แบบจำลองโครงข่ายอิเลเมนต์



รูปที่ 11 ผลการวิเคราะห์ active pore pressure

4.4 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

จากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการแปรผลกำลังของดินตามความลึกต่างๆ ในหัวข้อนี้ทำการรวบรวมข้อมูลพารามิเตอร์ต่างๆเพื่อใช้ในการ

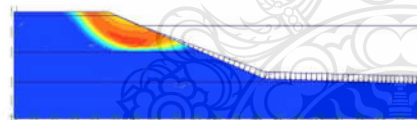


รูปที่ 12 ผลการวิเคราะห์ excess pore pressure

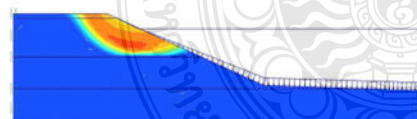
5.1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว

รูปแบบการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งแสดงการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งตามเส้นชั้นการเคลื่อนตัวประกอบด้วย 2 กรณี slow drawdown และ rapid drawdown แสดงดังรูปที่ 13 และรูปที่ 14 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำในกรณี rapid drawdown จะเกิดการเคลื่อนตัวสูงกว่ากรณี slow drawdown โดยมีการเคลื่อนตัวรวม 0.42 ซม. และ 0.34 ซม. ตามลำดับ

เมื่อเทียบการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งต่อการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (Displacement/Height,%) กับอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H) แสดงในรูปที่ 15 ในกรณี slow drawdown ที่ drawdown ratio = 0.25, 0.50, 0.75, และ 1.00 Displacement/Height (%) ในทิศทาง U_x เท่ากับ 1.15, 2.25, 4.25 และ 6.25 ตามลำดับ ในทิศทาง U_y เท่ากับ -1.63, -2.50, -5.00 และ -6.50 ตามลำดับ ในกรณี rapid drawdown ที่ drawdown ratio = 0.25, 0.50, 0.75, และ 1.00 Displacement/Height (%) ในทิศทาง U_x เท่ากับ 1.50, 4.15, 6.00 และ 7.50 ตามลำดับ ในทิศทาง U_y เท่ากับ -1.75, -4.00, -5.75 และ -6.50 ตามลำดับ



รูปที่ 13 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งกรณี slow drawdown

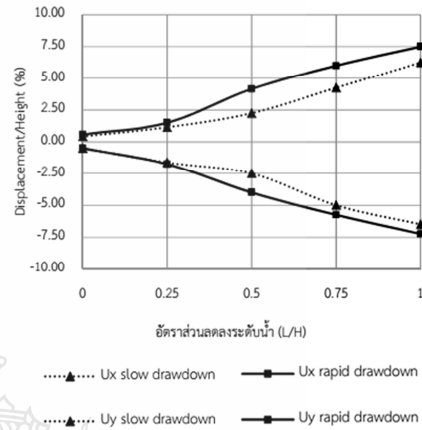


รูปที่ 14 การเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งกรณี rapid drawdown

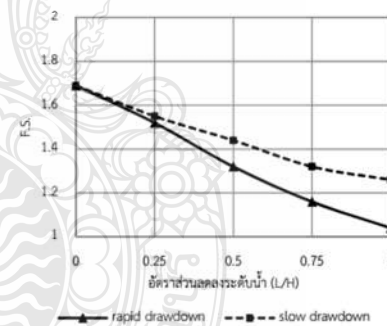
5.2 ผลการวิเคราะห์การเสถียรภาพ

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 บริเวณลาดตลิ่งด้านทิศเหนือ สระเก็บน้ำที่ 2 แบ่งผลการวิเคราะห์เป็น 2 กรณี rapid drawdown และ slow drawdown แสดงผลของการวิเคราะห์เสถียรภาพในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัย, F.S. กับอัตราส่วนลดลงของระดับน้ำแสดงในรูปที่ 16 ในกรณี rapid drawdown ที่

drawdown ratio = 0.25, 0.5, 0.75 และ 1 ผลอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งเท่ากับ เท่ากับ 1.52, 1.44, 1.32 และ 1.26 ตามลำดับ และในกรณี rapid drawdown ที่ drawdown ratio = 0.25, 0.5, 0.75 และ 1 ผลอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งเท่ากับ 1.52, 1.32, 1.16 และ 1.04 ตามลำดับ



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Displacement/Height(%) กับอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ(L/H)



รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่าง F.S. กับอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ (L/H)

6. บทสรุป

ในบทความวิจัยครั้งนี้ทำการวัดความลึกสูงสุดได้ 21.41 ม. ลักษณะการเรียงตัวของชั้นดินบริเวณลาดตลิ่งมีชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 10 – 12 ม. มีตรรชนีความเหลว (Liquidity Index, L.I.) มีค่าค่อนข้างสูงประมาณ 0.9-1.0 เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทำให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวมดินบริเวณนี้ซึ่งอาจกลายเป็นของเหลวซึ่งส่งผลต่อเสถียรภาพของลาดตลิ่งลดลงอาจเกิดการพิบัติได้

จากการตรวจสอบเสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 บริเวณลาดตลิ่งด้านทิศเหนือ สระเก็บน้ำ 2 เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ

ลดลงที่ drawdown ratio = 0.75 อัตราส่วนความปลอดภัย = 1.16 น้อยกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้ = 1.3 ในกรณี slow drawdown ที่ drawdown ratio = 1.00 อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งเท่ากับ 1.26 น้อยกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้ 1.3 หากมีการใช้น้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 ควรระมัดระวังการลดลงของระดับน้ำให้ค่อยๆมีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ไม่ควรให้มีการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วหากมีการลดลงของระดับน้ำควรสังเกตการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งรอบๆสระพระราม 9 อย่างสม่ำเสมอ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณโครงการเพื่อการศึกษาสระเก็บน้ำพระรามเก้าเพื่อให้เกิดการไหลเวียนของกระแสในสระเก็บน้ำพระรามเก้า ระหว่างการประปาส่วนภูมิภาคกับมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรีที่สนับสนุนงบประมาณสำหรับทำวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษารังสิตเหนือ สำนักชลประทานที่ 11 กรมชลประทาน, "โครงการสระเก็บน้ำพระราม 9 อันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอคลองหลวงและอำเภอดัญบุรี จังหวัดปทุมธานี", พ.ศ. 2557.
- [2] พรพจน์ ดันเส็ง, *วิศวกรรมฐานราก*, พ.ศ.2554, หน้า 304-312.
- [3] Duncan JM, Wright SG, Wong KS. "Slope stability during rapid drawdown". In: *Proceeding of the H. Bolton seed memorial symposium*, Vol. 2., p. 253-72. May 1990.
- [4] Berilgen M, "Investigation of stability of slopes under drawdown condition", *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, pp.81-91, 2007.
- [5] US Army Corps Of Engineers, "Engineering and design manual –slope stability". Engineer Manual EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington (DC), 2003.
- [6] Lowe J, Karafiath L, "Stability of earth dams upon drawdown". In: *Proceedings of the first Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico City, vol. 2, pp. 537–52, 1960.
- [7] Wright SG, Duncan JM, "An examination of slope stability computation procedures for sudden drawdown", US Army Corps Engineering, Waterway Experiment Station, Vicksburg (MS), 1987.
- [8] Svano G, Nordal S, "Undrained effective stability analysis". In: *Proceedings of the ninth European conference on soil mechanics and foundation*, Dublin, 1987.
- [9] Brinkgreve RBJ, "Plaxis finite element code for soil and rock analyses", Version 8. Balkema, 2001.

[10] Griffiths DV, Lane PA, "Slope stability analysis by finite elements". *Geotechnique*, 49(3),pp.387–403. 1999.



รายชื่อผู้ทรงคุณวุฒิการประชุมวิชาการระดับชาติ

วิศวกรรมและการก่อสร้าง ครั้งที่ 2

คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย

ผศ.ดร.ชูชัย	สุจิวรกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.ธีรวัฒน์	สินศิริ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ดร.วีระศักดิ์	ละอองจันทร์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ดร.ณรงชัย	วิวัฒน์ชา่ง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลสุวรรณภูมิ
ผศ.ดร.สินิท	วงษา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.ดร.ณัฐพงศ์	ดำรงวิริยะนุกาพ	มหาวิทยาลัยพะเยา
ดร.ทงศักดิ์	โนไชยา	มหาวิทยาลัยนครสวรรค์
ดร.สุรศักดิ์	คลังสุภาพพัฒนา	มหาวิทยาลัยเอเชียอาคเนย์
ผศ.ดร.ภัทร์	สุขแสน	มหาวิทยาลัยศิลปากร
ผศ.ดร.เฉลิมเกียรติ	วงศัณัฐวี	มหาวิทยาลัยสยาม
รศ.ดร.เสถียร	อัษฎายุทธธรรม์	สถาบันเทคโนโลยีปทุมวัน
ผศ.ดร.ชูศักดิ์	ศรีรัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์
ดร.รัฐศักดิ์	พรหมมาศ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์
ผศ.ดร.คณัย	วันทนากกร	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.บุรฉัตร	ฉัตรวีระ	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.แหลมทอง	เหลาคงดาว	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
รศ.จรูญ	เจริญเนตรกุล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
ดร.นที	สุรียานนท์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ดร.ชาคริต	ศรีสุวรรณรัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.นนทฉัตร	กุลประภา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ผศ.ดร.สารดา	จารุพันธ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.ทงศักดิ์	อัมใจ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.วันโชค	เครีพงษ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ผศ.สุชาติ	เอื้อไตรรัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
นายทองพูล	ทวลีเพชร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.สุรัชย์	นุ่มสารพัฒน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.ศศิธร	สรรพอดำ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.วรวิทย์	จิรัฐติเจริญ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

การตรวจสอบเสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ
ธนา ทองเฉลิม¹, วีระศักดิ์ ละอองจันทร์²

¹ นักศึกษาระดับปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email address: thana.t@en.rmutt.ac.th

² อาจารย์ประจำ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

Email address: werasak.r@en.rmutt.ac.th

บทคัดย่อ : สระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกใช้เพื่อการชลประทานและการผลิตประปาส่งผลให้ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 เปลี่ยนแปลง การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเมื่อเกิดขึ้นกับลาดตลิ่งของอ่างเก็บน้ำ การลดลงของระดับน้ำภายนอกส่งผลต่อเสถียรภาพของลาดตลิ่ง ทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งไม่เพียงพอต่อการต้านทานพังทลาย ในบทความนี้นำเสนอการตรวจสอบเสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การความชื้นผาน Drawdown ratio และเงื่อนไขของน้ำหนักกระทำเพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพ โดยใช้การวิเคราะห์ FEM สำหรับลาดตลิ่ง วิเคราะห์ผลเสถียรภาพของลาดตลิ่งเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว โดยอัตราส่วนความปลอดภัยเป็นฟังก์ชันของ Drawdown ratio จากการศึกษาพบว่าเมื่อ drawdown ratio = 0.75 อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.26 น้อยกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมให้ (1.3) เป็นผลเนื่องมาจากการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินส่งผลให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม

คำสำคัญ : เสถียรภาพลาดตลิ่ง, การลดระดับน้ำ, ไฟไนต์อีลิเมนต์, หน่วยแรงรวม

Abstract: Rama 9 reservoirs was use for irrigation and water works make, which induced the change of water level in rama 9 reservoir. The drawdown condition arises at slopes of when with the external water level which decrease rapidly might lead to instability of slopes that do not have sufficient level of safety against failure. This paper presents an investigation on the slope stability of rama9 reservoir under drawdown conditions, whose value depend on the soil permeability, the drawdown ratio and the loading conditions. For this purpose, stability analysis. were performed by using the FEM for slopes. The results of the slope stability under drawdown conditions, ware studied by taking the safety factor as a junction of the drawdown ratio. It can be seen that for drawdown ratio 0.75 the safety of factor was 1.26 for the drawdown ratio of 0.75, more than the minimum allowable safety of factor 1.3 . This is because changes in the total stresses dissipates arising from the excess pore water pressure.

Keyword: Slope stability, Drawdown, Finite element, total stresses

¹ ผู้ติดต่อหลัก (Corresponding author)

1. บทนำ

สระเก็บน้ำพระราม 9 ตั้งอยู่บริเวณตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานีประกอบด้วยสระเล็กและสระใหญ่ มีคลองเชื่อมเข้าหากัน ความจุประมาณ 17 ล้าน ลบ.ม. ปัจจุบันปัญหาภัยแล้งและการขยายตัวของชุมชนบริเวณอำเภอคลองหลวงและอำเภอลำลูกกาเพิ่มขึ้นอย่างมาก ส่งผลให้มีความต้องการใช้น้ำจากสระเก็บน้ำพระราม 9 ในด้านชลประทานและใช้ในการผลิตน้ำประปามีความต้องการใช้น้ำในอัตราเพิ่มขึ้นอย่างมาก อาจทำให้ระดับน้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9 มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ

เมื่อมีการกักเก็บน้ำ ระดับน้ำในสระเก็บน้ำสูงขึ้นเป็นเวลานาน ทำให้ระดับน้ำใต้ดินสูงตามขึ้นไปด้วยทำให้เกิดระดับน้ำในสระเก็บน้ำลดลงอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) ระดับน้ำใต้ดินไม่สามารถลดลงตามไม่ทันทำให้เกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นในโพรงดิน และ Negative Driving Moment ซึ่งคอยพยุงดินอยู่ลึกลง อาจเป็นสาเหตุของการวิบัติของตลิ่งได้ [1] การลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) ส่งผลให้เกิดการพังทลายของลาดดิน ดังเหตุการณ์ในอดีตที่ผ่านมาทั้งลาดดินจากธรรมชาติและที่สร้างขึ้นมาเช่น เขื่อน Pilarcitos ทางตอนใต้ของ San Francisco เขื่อน Walter Bouldin ใน Alabama และตลิ่งของแม่น้ำ Montero ในประเทศเปรู อีกหลายแห่ง [2] เป็นต้น

หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันมีหลักการและวิธีการวิเคราะห์อยู่หลายวิธี ซึ่งแต่ละหลักการหรือวิธีการวิเคราะห์จะแตกต่างกันในเรื่องของการตั้งสมมุติฐานทางทฤษฎี การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพเชิงลาดของมวลดินไม่ว่าจะเป็นงานถมหรืองานขุด ทั้งนี้เนื่องจากมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวจากจุดที่สูงกว่าไปยังจุดที่ต่ำกว่า ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดของมวลดิน คือ การหาส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, FoS.) ต่อการพังทลาย[1]

$$FoS = \frac{S}{\tau} \quad (1)$$

โดยที่ FoS = อัตราปลอดภัย (Factor of Safety)

S = ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength)

τ = หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

ในการวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดินมักนิยมใช้วิธี limit equilibrium และวิธี finite elements method, FEM ซึ่งใช้กันอย่างกว้างขวาง ในกรณี Short-term หรือกรณีที่ดินที่ระบายน้ำได้ช้า พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (total stress analysis) ส่วนในกรณี Long-term หรือกรณีที่ดินระบายน้ำได้อย่างรวดเร็วพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress analysis)[3] ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินภายใต้สภาวะการลดลงของระดับน้ำ (Drawdown) มีการใช้พารามิเตอร์ในการวิเคราะห์ทั้งสองกรณี ยกตัวอย่างเช่น Corps of Engineers Method[4], Lowe และ Karafiath's Method [5], Duncan, Wright และ Wong Method[6], ใช้วิธีหน่วยแรงรวม (total stress analysis) ส่วน Svano และ Nordal[6], Wright และ Duncan[7] ใช้วิธี หน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress analysis) อย่างไรก็ตามหน่วยแรงรวม (total stress analysis) มักนิยมใช้มากกว่าเนื่องจากความยุ่งยากในการหาแรงดันน้ำในโพรงดิน (pore water pressures)

ในบทความนี้นำเสนอการตรวจสอบเสถียรภาพลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเล็กภายใต้สภาวะการลดลงระดับน้ำ โดยขึ้นอยู่กับสัมประสิทธิ์การความซึมผ่าน และ Drawdown ratio และเงื่อนไขของน้ำหนักกระทำ วิเคราะห์เสถียรภาพ โดยใช้การวิเคราะห์ FEM สำหรับลาดตลิ่ง วิเคราะห์ผลเสถียรภาพของลาดตลิ่ง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระรามตามอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ Drawdown ratio

2. เรายียบวิธีวิจัย

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงวิธีการดำเนินงานวิจัยศึกษาเสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ขั้นตอนและวิธีการดำเนินการวิจัยสามารถแบ่งออกเป็นหัวข้อหลักๆ ดังนี้

2.1. สสำรวจหน้าตัด

สำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ตำบลคลองห้า อำเภอธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี ด้วยการสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounder) วิธีการนี้เป็นวิธีการที่ทำให้สามารถวัดความลึกได้อย่างต่อเนื่องและถูกต้อง ซึ่งทำโดยส่งคลื่นเสียงจากเรือ คลื่นเสียงจะเดินทางผ่านมวลน้ำชั้นต่างๆจนถึงพื้นสระเก็บน้ำ และเมื่อคลื่นเสียงสะท้อนกลับมาก็ที่เครื่องตรวจวัดบริเวณท้องเรือ จะนำเวลาที่ใช้ไปในการเดินทางของเสียงมาคำนวณหาความลึกบริเวณนั้นได้ หากเราทราบความยาวของคลื่นเสียงและความเร็วเสียงเมื่อเดินทางผ่านตัวกลาง

2.2. เจาะสำรวจชั้นดิน

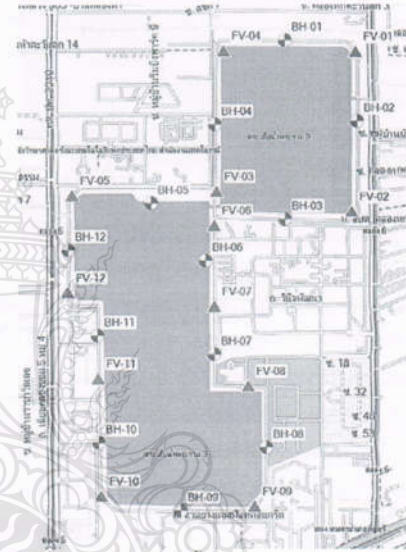
ทำการเจาะดินจำนวน 4 หลุม ลึกประมาณ 30 เมตร และทำการทดสอบ Field vane shear test จำนวน 4 จุดบริเวณตลิ่งรอบสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเล็ก เพื่อเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) ในชั้นดินอ่อน และเก็บตัวอย่างดินแบบเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) ในชั้นดินแข็ง พร้อมทั้งทำการทดสอบทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test) โดยตำแหน่งเก็บตัวอย่างจะพิจารณาจากชั้นดินเป็นหลัก

2.3. ทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการ โดยการนำตัวอย่างดินจากการเจาะสำรวจตัวอย่างแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) และตัวอย่างดินแบบเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) การทดสอบแสดงในตารางที่ 1 ดังตารางที่ 1

2.4. การตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน (Water Table Observation)

ระดับน้ำใต้ดินจะมีบทบาทสำคัญในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน เพราะอิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินเป็นสิ่งสำคัญจะต้องพิจารณา การตรวจวัดค่าระดับน้ำใต้ดินที่หลุมเจาะต่าง ๆ กัน จึงจำเป็นต้องกระทำทุกหลุมเจาะ ในการวัดระดับน้ำติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ Standpipe pizometer บริเวณที่ทำการเจาะหลุมขนาดประมาณ Ø 200 มม. ลึก 5 ม.



รูปที่ 1 แผนที่สระเก็บน้ำพระราม 9

ตารางที่ 1 รายการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

รายการทดสอบ	มาตรฐานอ้างอิง
1. Natural Water Content, Unit Weight	ASTM D 2216 ASTM D 4718 – 87
2. Sieve Analysis	ASTM D – 422
3. Atterberg 's Limits	ASTM D4318-93, ASTM D427-98
4. Consolidation Test	ASTM D 2435-96
5. Unconfined Compression Test	ASTM D 2166-00



รูปที่ 2 แสดงการเจาะสำรวจเพื่อเก็บตัวอย่างดิน



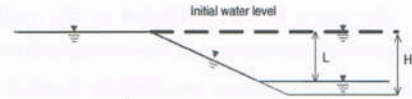
รูปที่ 3 แสดงการทดสอบ Field vane shear

ฝั่งท่อลง PVC \varnothing 100 มม. ไปในหลุมเจาะลึก 4 ม. โดยปลายท่อ PVC ทำการเจาะร่องจากปลายท่อขึ้นมา 1 ม. และทำการตรวจวัดระดับน้ำเป็นประจำทุกเดือน

2.5. วิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่ง

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 ด้วยวิธี FEM ทำการวิเคราะห์ ในกรณีการลดระดับน้ำ (drawdown) พิจารณาว่าการลดลงของระดับน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ระดับน้ำใต้ดินบริเวณลาดตลิ่งอยู่ที่ระดับน้ำแรกเริ่มก่อนระดับน้ำ ในสระเก็บน้ำจะลดลง ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินไม่สามารถระบายออกได้ทันเวลา พารามิเตอร์จึงใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (total stress analysis) โดยในการวิเคราะห์ที่กำหนดให้มีการลดลงของระดับน้ำจาก +1.75 ม.รทก. ถึง -2.25 ม.รทก. แสดงผลอัตราส่วนความปลอดภัยตามอัตราส่วนลดลงระดับน้ำ Drawdown ratio = L/H) แสดงดังรูปที่ 4 ในบทความนี้ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพสระเก็บน้ำ

พระราม 9 สระเล็กแบ่งเป็น 4 section ดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 4 อัตราส่วนลดลงระดับน้ำ



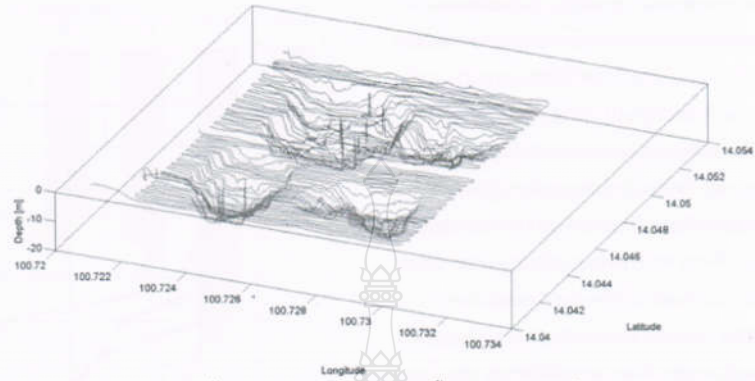
รูปที่ 5 แผนที่แสดงหน้าตัดที่ใช้วิเคราะห์

3. ผลการวิจัยและอภิปรายผล

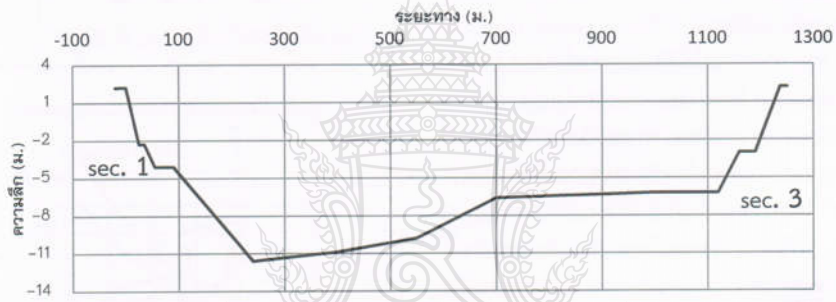
จากการสำรวจหน้าตัดสระ เก็บตัวอย่างดิน ทดสอบดินเพื่อหาคุณสมบัติของดินจากนั้นทำการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 แบ่งผลการวิจัยออกตามหัวข้อดังนี้

3.1 หน้าตัดสระเก็บน้ำ

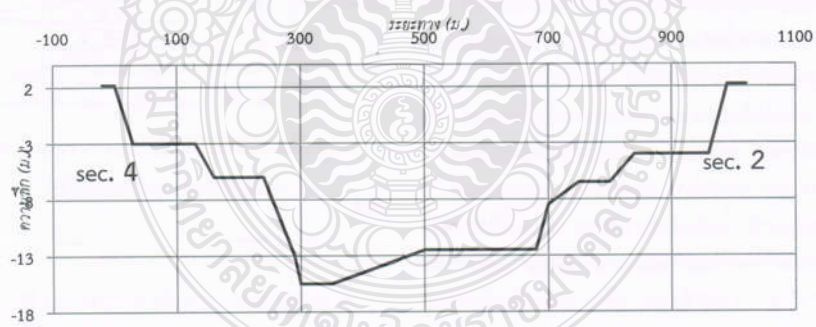
จากการสำรวจทางน้ำโดยเครื่องหยั่งความลึก (Echo Sounding) ได้ทำการแปลงข้อมูลพิกัดลงตลิ่งจุดละจุดและระดับความลึก สามารถแสดง ดังแสดงลักษณะสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเล็กในรูปที่ 6 หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกขุดลึกลงประมาณ 4 ม. และถูกขุดไม่มีรูปทรงลึกลงไปอีกหลายแห่ง ความลึกมากที่สุดของบริเวณสระเล็กและสระใหญ่



รูปที่ 6 ลักษณะความลึกสระเก็บน้ำพระราม 9 สรเล็ก



ก. หน้าตัดด้านเหนือ-ใต้



ข. หน้าตัดด้านตะวันตก-ตะวันออก

รูปที่ 7 หน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 สรเล็ก ก. หน้าตัดด้านเหนือ-ใต้

ข. หน้าตัดด้านตะวันตก-ตะวันออก

16.69 ม. และ 21.41 ม. ตามลำดับ ในการเลือกหน้าตัดที่ทำการวิเคราะห์หน้าผลสารสำรวจหน้าตัดแต่ละส่วนในด้านเดียวกัน เลือกหน้าตัดที่มีความลาดชันและลึกมากที่สุดมาวิเคราะห์ต่อไป หน้าตัดด้านเหนือ-ใต้และหน้าตัดด้านตะวันออก-ตะวันตกแสดงดังรูปที่ 7

3.2 ผลการทดสอบดินในสนามและห้องปฏิบัติการ

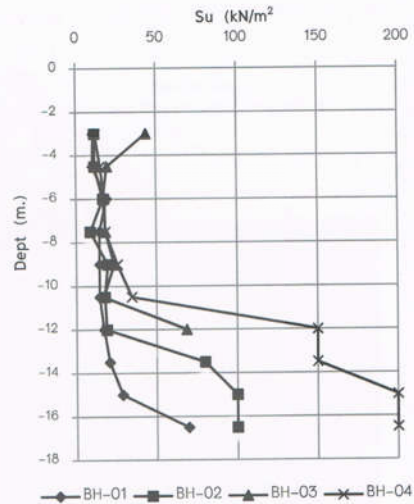
นำตัวอย่างดินจากการเจาะสำรวจดินมาทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ หากกำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Unconfined Compression Test และผลจากการทดสอบ Standard Penetration Test นำมาแสดงค่าความแข็งแรงของดินตามความลึกต่างๆ แสดงในรูปที่ 8 และรูปที่ 9 ตามลำดับ

3.3 ระดับน้ำใต้ดิน

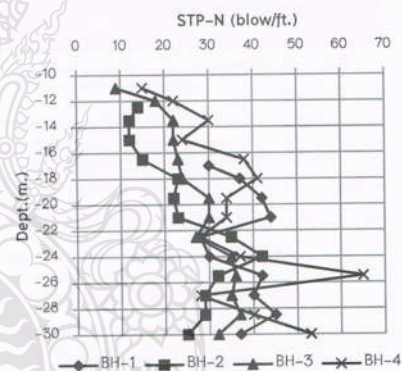
ทำการวัดระดับน้ำใต้ดินในลาดตลิ่งรอบๆ สระเก็บน้ำพระราม 9 วัดระดับน้ำหลังจากติดตั้งปล่องสำรวจระดับน้ำ Standpipe piezometer อย่างสม่ำเสมอในบทความนี้ นำเสนอข้อมูลระดับน้ำใต้ดินรอบๆสระเล็กดังแสดงในรูปที่ 10 ตรวจวัดเมื่อวันที่ 31 ต.ค. 57 และวันที่ 21 พ.ย. 57 โดยที่ค่าที่แสดงเป็นค่าระดับน้ำซึ่งวัดจากผิวน้ำในปล่องจนกระทั่งถึงระดับดินเดิม ระดับน้ำภายในสระเก็บน้ำพระราม 9 เมื่อวันที่ 31 ต.ค. 57 และวันที่ 21 พ.ย. 57 วัดได้ 1.75 ม.รทก. และ 1.71 ม.รทก. ตามลำดับสังเกตได้ว่าระดับน้ำที่ตรวจวัดได้มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำเพิ่มขึ้นส่วนในสระเก็บน้ำมีการลดลงเล็กน้อย

3.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่ง

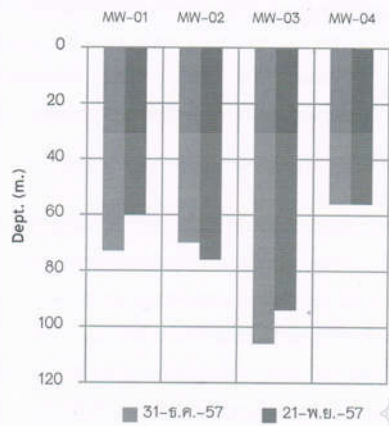
เมื่อได้ข้อมูลจากการสำรวจหน้าตัดสระเก็บน้ำพระราม 9 และข้อมูลทางวิศวกรรมของดิน ต่อมาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดตลิ่งของสระเล็กในสภาวะระดับน้ำเก็บกักปัจจุบันและระดับน้ำในสระเก็บน้ำลดลงอัตราส่วนความปลอดภัย แสดงดังรูปที่ 11 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีระดับน้ำลดลงเสถียรภาพของลาดตลิ่ง Section 3 มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากที่สุด ถัดมาเป็น Section 4, Section 1 และ Section 2 มีอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยที่สุดใน Section 2 เมื่อ Drawdown ratio = 0.75 และ 1 ลาดตลิ่งมี FoS = 1.26 และ FoS = 1.25 ตามลำดับซึ่งแต่ละหน้าตัดมีการลดลงของอัตราส่วนความปลอดภัยเช่นกัน



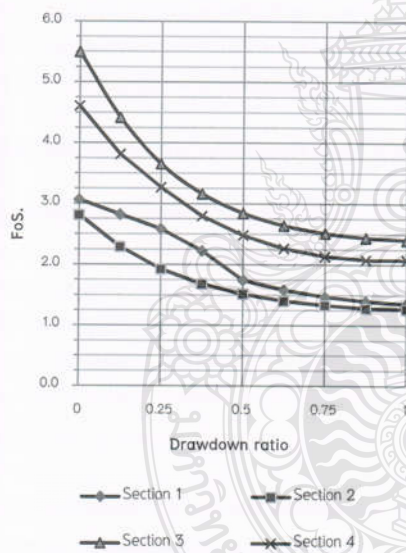
รูปที่ 8 ความแข็งแรงของดินตามความลึก



รูปที่ 9 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Unconfined Compression Test



รูปที่ 10 แสดงระดับน้ำใต้ดินแต่ละจุด



รูปที่ 11 แสดงการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนความปลอดภัย ตาม Drawdown ratio

ตามลำดับ ซึ่งเป็นผลมาจากการลดลงของระดับน้ำทำให้แรงดันน้ำเป็นผลให้แรงดันน้ำในโพรงดิน (pore water pressures) เพิ่มขึ้นทำให้มีการเปลี่ยนแปลงหน่วย

แรงรวมลดลงในช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำส่งผลให้อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดตลิ่งลดลง

4. สรุปผลการวิจัย

สระเก็บน้ำพระราม 9 ถูกขุดลึกประมาณ 4 เมตร และขุดลึกลงไปอีกหลายแห่ง ลาดตลิ่งของสระเก็บน้ำพระราม 9 วางอยู่บนดินเหนียวอ่อน (soft clay) หนาประมาณ 10 เมตร ถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) หนาประมาณ 10 เมตร

จากการตรวจสอบเสถียรภาพของลาดตลิ่งสระเก็บน้ำพระราม 9 สระเล็กภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ส่งผลให้อัตราส่วนความปลอดภัยลดลง แปรผันตาม Drawdown ratio จนอาจเกิดการพังทลายของลาดตลิ่ง เป็นผลจากการใช้น้ำในสระเก็บน้ำพระราม 9

5. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ โครงการเพื่อการศึกษาสระเก็บน้ำพระรามเก้าเพื่อให้เกิดการไหลเวียนของกระแสในสระเก็บน้ำพระรามเก้า ระหว่างการประปาส่วนภูมิภาคกับมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรีที่สนับสนุนงบประมาณสำหรับทำวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] แสงอรุณ เก้าเอี้ยน. (2546). เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณตลิ่งท้ายเขื่อนทดน้ำบางปะกง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- [2] Duncan JM, Wright SG, Wong KS. Slope stability during rapid drawdown. In: Proceeding of the H. Bolton seed memorial symposium, Vol. 2 ; May 1990. P. 253-72.
- [3] Berilgen M. 2007. Investigation of stability of slopes under drawdown condition. Computers and Geotechnics, Vol. 34, 81-91.
- [4]. US Army Corps Of Engineers. Engineering and design manual –slope stability, Engineer Manual EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington (DC); 2003.
- [5] Lowe J, Karafiath L. Stability of earth dams upon drawdown. In: Proceedings of the first

- Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, vol. 2; 1960. p. 537-52.
- [6] Svano G, Nordal S. Undrained effective stability analysis. In: Proceedings of the ninth European conference on soil mechanics and foundation, Dublin; 1987.
- [7] Wright SG, Duncan JM. An examination of slope stability computation procedures for sudden drawdown, US Army Corps Engineering, Waterway Experiment Station, Vicksburg (MS); 1987.



ประวัติผู้เขียน

ชื่อ - นามสกุล	นายธนา ทองเฉลิม
วัน เดือน ปีเกิด	11 ธันวาคม 2530
ที่อยู่	107 บ้านหมื่นศรีน้อย หมู่ที่ 1 ตำบลหมื่นศรี อำเภอสำโรงทาบ จังหวัดสุรินทร์ 32170
การศึกษา	สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ประสบการณ์การทำงาน	นายช่างโยธาปฏิบัติงาน ส่วนออกแบบเขื่อน สำนักออกแบบวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน พ.ศ. 2553-ปัจจุบัน
เบอร์โทรศัพท์	0872528535
อีเมล	tana.en.rmutt@gmail.com

