

เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของเชิงลาดดินเหนียวอ่อนมากที่เสริมความแข็งแรง
ด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์

นายนิธิ ปรัชญาเศรษฐ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2554
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository(CUIR)
are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

STABILITY AND MOVEMENT OF A VERY SOFT CLAY SLOPE REINFORCED WITH
SOIL CEMENT COLUMN

Mr. Niti Pradchayaset

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
For the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering
Department of civil Engineering
Faculty of Engineering
Chulalongkorn University
Academic Year 2011

หัวข้อวิทยานิพนธ์	เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของเชิงลาดดินเหนียวอ่อนมาก ที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์
โดย	นายนิธิ ปรัชญาเศรษฐ
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวี ฐานะเจริญกิจ)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวีตร บุญญะฐิติ)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร.ก่อโชค จันทวารางกูร)

นิธิ ปรัชญาเศรษฐ : เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของเชิงลาดดินเหนียวอ่อนมาก
 ที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ (STABILITY AND MOVEMENT OF A
 VERY SOFT CLAY SLOPE REINFORCE WITH SOIL CEMENT COLUMN) อาจารย์
 ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : รศ.ดร.วันชัย เทพรักษ์, 165 หน้า

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรม รูปแบบการพังทลาย รวมไปถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของด้านข้างและเสถียรภาพของเชิงลาดที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยศึกษาการเคลื่อนตัวและรูปแบบการกระจายแรงในดินด้วยวิธี ไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยจำลองพฤติกรรมของดินด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb เปรียบเทียบกับผลการวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างด้วย Inclinometer เพื่อหาค่าอัตราส่วนของ Young's modulus ต่อกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว E_u/S_u ที่เหมาะสม และยังได้ทำการทดลองด้วยแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง ใช้อัตราส่วนการฝังยึดจากแนวระนาบเฉือน ออกเป็น 3 ระดับด้วยกัน คือ 3, 6 และ 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง เพื่อศึกษาถึงรูปแบบการวิบัติ และกำลังรับแรงเฉือนรวมของระบบ เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนกับความลึกจากแนวระนาบเฉือน

ผลการวิเคราะห์ย้อนกลับตามขั้นตอนการก่อสร้าง โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยประเมินการเคลื่อนตัวเปรียบเทียบกับผลตรวจวัดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงให้มีความสอดคล้องกันพบว่า ได้ค่า E_u/S_u ที่เหมาะสมสำหรับการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่า 100 มิลลิเมตร เท่ากับ 200, 350, 400, 500, และ 850 สำหรับการเคลื่อนตัวที่มากกว่า 170 มิลลิเมตร เท่ากับ 100, 200, 330, 500, และ 550 สำหรับ ดินเหนียวอ่อนมาก, ดินเหนียวอ่อน, ดินเหนียวแข็งปานกลาง, ดินเหนียวแข็งมาก, และเสาเข็มดินซีเมนต์ตามลำดับ

ผลการทดลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง พบว่ากำลังรับแรงเฉือนรวมของแท่งดินซีเมนต์กับดินเหนียวอ่อนมาก จะมีค่าสูงสุดเมื่อแท่งดินซีเมนต์มีระยะฝังยึดลึกจากระนาบเฉือนประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และการวิบัติเกิดในรูปแบบที่แท่งดินซีเมนต์ไม่สามารถรับแรงทางข้างได้ ตัวเลขลดทอนกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม $\mu_{(model\ test)} = -0.154 \ln(A_{SCC}) + 0.882$ A_{SCC} คืออัตราส่วนร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์ เพื่อปรับลดค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากวิธี Weighted Average Shear Strength ซึ่งทำให้ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่สอดคล้องกับขั้นตอนการก่อสร้างจริง

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิติ.....

สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....

ปีการศึกษา.....2555.....

5270768421 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: SOIL CEMENT COLUMN / SCC / FEM / LIMIT EQUILIBRIUM / SOIL IMPROVEMENT

NITI PRADCHAYASET: STABILITY AND MOVEMENT OF A VERY SOFT CLAY SLOPE REINFORCED WITH SOIL CEMENT COLUMN. THESIS ADVISOR : ASSOC.PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D.ENG., 165 pp.

This research aims to study the engineering properties, causes and patterns of collapse, as well as a behavior of soil movement and stability of slope reinforced with soil cement column.(SCC) The Soil movement and soil behavior was studied by finite element method (FEM) base on Mohr-Coulomb failure theory. The result of FEM analysis was compared with field inclinometer measurement to determine the appropriate ratio of Young's modulus and undrain shear strength (Eu/Su). The box model direct shear test on lateral resistance of SCC was carried with difference ratio of embedded length beneath the shear plane. The ratio of embedding length from shear plane was tested at 3 levels as 3, 6 and 9 times of SCC diameter. The model test aims to study the pattern of failure and average shear strength of SCC and very soft clay

Results of the back analysis of stability of slope by FEM by compare the estimate soil movement and measured inclinometer showed the appropriate Eu/Su value for movement less than 100 millimeter at 200, 350, 400, 500, and 850 while for the movement more than 170 millimeter amount 100, 200, 330, 500, and 550 for very soft clay, soft clay, medium stiff, very stiff and soil cement column respectively.

Results of box modeling direct shear test showed the total maximum shear strength of SCC pile and soft clay was found when embedded length of SCC pile was 3 time of diameter beneath shear plane. The failure patterns of SCC pile is the collapse of SCC pile against lateral force. The reduction factor of shear strength of $\mu_{\text{model test}} = -0.154\ln(A_{\text{SCC}}) + 0.882$ where A_{SCC} equal to percentage of SCC area is proposed. The stability analysis by limit equilibrium method base on the proposed reduction factor present the safety factor agree with field performance.

Department : Civil Engineering Student's Signature

Field of Study : Civil Engineering Advisor's Signature

Academic Year : 2012

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาในหัวข้อวิทยานิพนธ์นี้สามารถสำเร็จลงได้ ต้องขอกราบขอบพระคุณความเอาใจใส่ของบิดา มารดา และครอบครัว ที่ช่วยเหลือทั้งร่างกาย แรงใจ ทุนทรัพย์ และความห่วงใยเสมอ

ขอขอบพระคุณ รศ.ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้โอกาสในการทำวิทยานิพนธ์นี้ พร้อมทั้งให้ความรู้ คำแนะนำ และคำปรึกษา ในปัญหาต่างๆ ที่เกิดขึ้น ในการปฏิบัติงานจนสามารถจัดทำวิทยานิพนธ์ได้สำเร็จลุล่วง

ขอขอบพระคุณ รศ.ดร.จิรวัดร์ บุญญะฐิติ ที่ให้คำปรึกษาและความช่วยเหลือในการวิจัย รวมทั้งให้ข้อคิดที่เป็นประโยชน์ ในการวิจัยครั้งนี้

ขอขอบพระคุณ คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่าน ที่กรุณาสละเวลา และให้คำแนะนำ รวมถึงข้อคิดที่เป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์

ขอขอบพระคุณ บริษัท Altemtech และบริษัท บริษัท ช.การช่าง จำกัดมหาชน สำหรับความช่วยเหลือในการจัดทำเครื่องมือสำหรับทดสอบ และอำนวยความสะดวกในสถานที่ทำการทดสอบและ และข้อมูลสำหรับการศึกษาวิจัยครั้งนี้

และสุดท้ายนี้ขอขอบคุณ รุ่นพี่ และเพื่อนๆ ทุกคน ในความเป็นเพื่อนร่วมงาน ในความช่วยเหลือ ในการเป็นผู้ฟัง และให้คำแนะนำดีๆ เสมอมา รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้เอ่ยถึงในที่นี้ ที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้จัดทำวิทยานิพนธ์ ขอขอบคุณทุกท่านเป็นอย่างยิ่ง

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
1.3 สมมุติฐานการวิจัย.....	4
1.4 ขอบเขตของการวิจัย.....	4
1.5 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	4
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 ลักษณะชั้นดินของโครงการ.....	6
2.2 เสถียรภาพของเชิงลาด (Stability of Soil Slope).....	8
2.3 เสาเข็มดินซีเมนต์ (Cement Column).....	19
2.4 การใช้เสาเข็มเสริมเสถียรภาพในเชิงลาด.....	36
2.5 รูปแบบการวิบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่ม.....	47
2.6 Finite Element Method.....	54
2.7 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน.....	56
2.8 PLAXIS Program.....	60
2.9 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	63
บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย.....	69
3.1 ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในบริเวณแปลงทดลอง.....	71
3.2 ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมทางเสาเข็มดินซีเมนต์.....	78

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.3 แปลงทดลองที่ทำการวิเคราะห์.....	80
3.5 วิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพ ด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์.....	97
3.6 วิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์.....	97
3.7 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม.....	98
บทที่ 4 การวิเคราะห์ผลและอภิปรายผล.....	102
4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมจากแบบจำลอง.....	102
4.2 ผลการศึกษาผลกระทบที่มีต่อพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์.....	109
4.3 ผลการศึกษาวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของเชิงลาดคลองระบายน้ำ ที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์.....	124
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ.....	134
5.1 แบบจำลองเสาเข็มดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง.....	134
5.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element.....	135
5.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium Method.....	135
5.4 สรุปประเด็นที่ได้จากการวิจัย.....	136
5.5 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	137
รายการอ้างอิง.....	138
ภาคผนวก.....	142
ภาคผนวก ก.....	143
ภาคผนวก ข.....	151
ภาคผนวก ค.....	156
ภาคผนวก ง.....	161

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 แสดงการเปรียบเทียบวิเคราะห์ Finite Slope แบบต่างๆ.....	15
2.2 ข้อมูลทั่วไปของดินที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี Deep Cement Mixing (DCM).....	31
2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเพิ่มขึ้นของกำลัง (Terashi, 1997).....	32
2.4 การพิจารณาชนิดของเสาเข็ม.....	39
2.5 ค่า Subgrade Reaction (k_s).....	39
3.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับความแข็งแรงของดินเหนียว.....	72
3.2 ลักษณะชั้นดินจากการเจาะสำรวจ.....	77
4.1 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม.....	104
4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาด คลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 1.....	109
4.3 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 1.....	110
4.4 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาด คลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 2.....	111
4.5 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 2.....	112
4.6 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 3.....	117
4.8 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 3.....	118

สารบัญตาราง(ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.9 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อหาเสถียรภาพของงานชุด.....	124
4.10 ผลการวิเคราะห์ความมั่นคงของเชิงลาดกันคลองระบายน้ำ.....	125

สารบัญภาพ

ภาพที่	หน้า
1.1 รูปพื้นที่คลองระบายน้ำและถนนคันคลอง.....	1
1.2 รูปตัดเชิงลาดที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ในกรณีดินอ่อนมาก.....	2
2.1 แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.....	7
2.2 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ.....	7
2.3 ความสัมพันธ์ของความเค้น (σ) และความเครียด (ϵ) แบบต่างๆ.....	9
2.4 Infinite Slope.....	11
2.5 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน Infinite Slope.....	12
2.6 Finite Slope.....	13
2.7 หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Simplified Bishop Method.....	17
2.8 วิธีการก่อสร้าง Cement/Lime Column.....	23
2.9 กระบวนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมเปียก (Wet Mixing).....	25
2.10 กระบวนการเจาะผลิต Cement Column วิธี ผสมเปียก (Wet Mixing).....	26
2.11 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมแห้ง (Dry Mixing).....	27
2.12 กระบวนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมแห้ง (Dry Mixing).....	28
2.13 กระบวนการเจาะผลิต Cement Column วิธี Pressure Grout Mixing Jet Grouting.....	29
2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัด (U.C.S.), ปริมาณซีเมนต์และดิน.....	32
2.15 ผลกระทบที่เกิดจากการเก็บตัวอย่าง.....	34
2.16 การทดสอบดึง-ถอนเสาเข็มดิน-ซีเมนต์.....	35
2.17 Flowchart การตรวจสอบการก่อสร้างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์.....	36
2.18 ลักษณะการใช้เสาเข็มในการเพิ่มเสถียรภาพของเชิงลาด.....	37
2.19 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง.....	38
2.20 ลักษณะการกระจายหน่วยแรงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง.....	38
2.21 ค่าสัมประสิทธิ์ n_p	40
2.22 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ ของเสาเข็มสั้นชนิดหัวอิสระ.....	41
2.23 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มสั้นชนิดหัวอิสระ.....	42

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
2.24 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ ของเสาเข็มยาวชนิดหัวอิสระ	43
2.25 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มยาวชนิดหัวอิสระ	43
2.26 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ ของเสาเข็มสั้นชนิดยึดหัว	44
2.27 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ ของเสาเข็มยาวปานกลางชนิดยึดหัว	45
2.28 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ ของเสาเข็มยาวปานกลางชนิดยึดหัว	46
2.29 Failure Mode ของเสาเข็มดินซีเมนต์	47
2.30 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดิน	48
2.31 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินแบบเลื่อน	50
2.32 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินแบบกำลังรับแรงอัด	51
2.33 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการพลิก	52
2.34 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการแยก	53
2.35 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการเลื่อน	54
2.36 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของวัสดุ	58
2.37 พื้นผิวพิบัติของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก	60
2.38 Position of node and stress points in soils element	61
2.42 ผลการศึกษากำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีกล่องเลื่อนโดยตรง	68
3.1 แผนผังแสดงขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	70
3.2 ระบายวิบัติและกำลังต้านทานของดิน	73
3.3 ค่าปรับแก้สำหรับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากผลการทดสอบไบริดในสนาม	74
3.4 ความสัมพันธ์ของความชื้นเหลวกับกำลังของดิน	75
3.5 การทดลองแรงกดแกนเดี่ยว (Unconfined compression test)	76
3.6 ตัวอย่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่สุ่มเจาะ	78

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.7 ตัวอย่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ดึงขึ้นมาทดสอบ	79
3.8 การทดสอบ Pile Load Test	79
3.9 รูปตัดแปลงทดลองที่ 1	80
3.10 รูปแปลนแปลงทดลองที่ 1	81
3.11 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 1	82
3.12 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 2	83
3.13 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 3	83
3.14 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 4	84
3.15 รูปตัดแปลงทดลองที่ 2	85
3.16 รูปแปลนแปลงทดลองที่ 2	86
3.17 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 1	87
3.18 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 2	88
3.19 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 3	88
3.20 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 4	89
3.21 รูปตัดแปลงทดลองที่ 3	91
3.22 รูปแปลนแปลงทดลองที่ 3	92
3.23 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 1	93
3.24 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 2	94
3.25 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 3	94
3.26 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 4	95
3.27 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 5	95
3.28 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 6	96
3.29 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 7	96
3.30 กล้องทดสอบแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง	98
3.31 รูปด้านกล้องทดสอบ Side View	99
3.32 รูปด้านกล้องทดสอบ Top View	99

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
3.33 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึจากกระนาบเนียน 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง.....	100
3.34 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึจากกระนาบเนียน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง.....	100
3.35 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึจากกระนาบเนียน 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง.....	101
3.36 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึจากกระนาบเนียน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และมีช่องห่างระหว่างแท่งดินซีเมนต์.....	101
4.1 กราฟระหว่าง Stress - Strain ของแท่งดินซีเมนต์ที่ใช้ทดสอบ.....	103
4.2 กำลังรับแรงเฉือนของแบบจำลอง.....	104
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับความลึของแท่งดินซีเมนต์.....	105
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์.....	106
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์เฉพาะ แบบจำลองที่มีแท่งดินซีเมนต์.....	107
4.6 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม.....	108
4.7 การวิบัติของแท่งดินซีเมนต์ภายหลังการทดสอบ.....	108
4.8 รูปแบบการเคลื่อนตัวของเชิงลาดของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 1 ในขั้นตอนที่ 3.....	111
4.9 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 2 ในขั้นตอนที่ 1 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	113
4.10 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 2 ในขั้นตอนที่ 2 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	114
4.11 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 2 ในขั้นตอนที่ 3 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	115
4.12 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 2 ในขั้นตอนที่ 4 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	116
4.13 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 3 ในขั้นตอนที่ 2 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	119
4.14 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 3 ในขั้นตอนที่ 3 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	120

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.15 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 3 ในขั้นตอนที่ 4 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	121
4.16 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 3 ในขั้นตอนที่ 5 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	122
4.17 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลอง ที่ 3 ในขั้นตอนที่ 8 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนามจริง.....	123
4.18 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	128
4.19 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	128
4.20 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	129
4.21 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	129
4.22 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	130
4.23 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	130
4.24 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	131
4.25 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	131
4.26 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	132

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
4.27 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย กำลังรับแรงเฉือน โดยวิธี Weighted Average Shear Strength.....	132
4.28 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	133
4.29 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้ กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลดทอนกำลัง.....	133
ก.1 แสดงท่อตรวจวัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer) ในแปลงทดลอง.....	144
ก.2 แสดงการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์เพิ่มเติม ในส่วนของ SCC5 และ SCC6.....	144
ก.3 แสดงการตรวจวัดการเคลื่อนตัว.....	145
ก.4 แสดงการเก็บตัวอย่างทดสอบแท่งดินซีเมนต์ที่อายุ 28 วัน.....	145
ก.5 แสดงการถม บดอัดดินบริเวณขานคลอง ชั้นตอนที่ 1-ก.....	146
ก.6 แสดงการตัดแต่งเชิงลาดบริเวณคันคลอง ชั้นตอนที่ 1-ข.....	146
ก.7 แสดงการลอกดินที่ระดับท้องคลองบริเวณแนวศูนย์กลางคลอง ชั้นตอนที่ 2.....	147
ก.8 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ชั้นตอนที่ 3.....	147
ก.9 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ชั้นตอนที่ 4.....	148
ก.10 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ชั้นตอนที่ 5.....	148
ก.11 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ชั้นตอนที่ 6.....	149
ก.12 แสดงการปล่อยน้ำเข้าคลองระบายน้ำ ที่ระดับ -2.00 เมตร ชั้นตอนที่ 8.....	149
ก.13 แสดงรอยแยกบริเวณขานคลองของแปลงทดลองที่ 1.....	150
ก.14 การเคลื่อนตัวของบริเวณขานคลองและถนนของแปลงทดลองที่ 2.....	150
ข.1 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 1-(1).....	152
ข.2 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 1-(2).....	152
ข.3 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 2.....	152
ข.4 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 3.....	153
ข.5 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 4.....	153
ข.6 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 5.....	153

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่	หน้า
ข.7 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 6.....	154
ข.8 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 1 ชั้นตอนที่ 7.....	154
ข.9 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 1 ปล่อยน้ำเข้าแปลงทดลองที่ระดับ -2.00 เมตร.....	154
ข.10 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 1.....	155
ข.11 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 2.....	155
ข.12 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 3.....	155
ข.13 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 4.....	155
ค.1 การติดตั้งกล่องทดสอบแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง.....	157
ค.2 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 1-2.....	157
ค.3 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 2-1.....	158
ค.4 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 2-2.....	158
ค.5 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 3-2.....	159
ค.6 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 3-2.....	159
ค.7 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแห่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 4-2.....	160

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

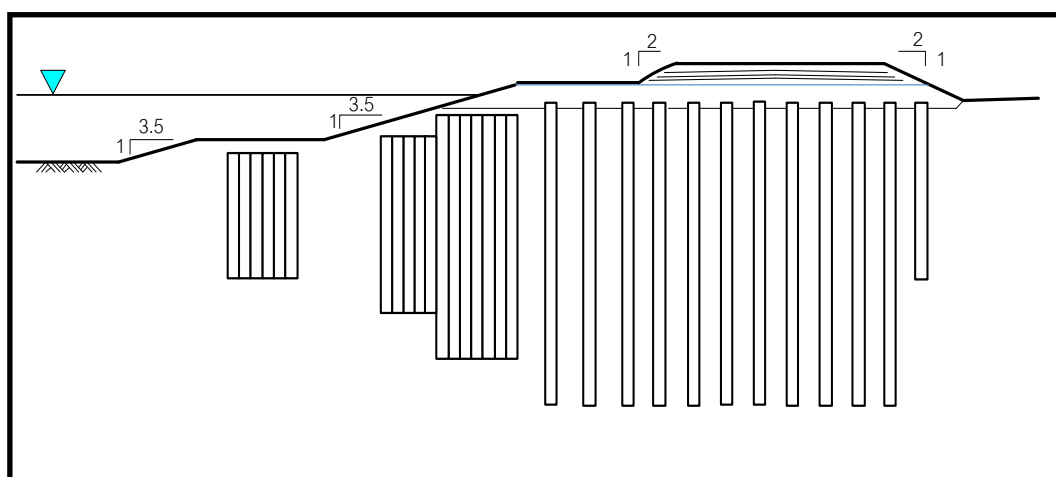
โครงการก่อสร้างคลองระบายน้ำ มีวัตถุประสงค์ในการก่อสร้างขึ้นเพื่อแก้ไขปัญหาท่วมพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพมหานครและพื้นที่ใกล้เคียง ซึ่งมีสภาพเป็นพื้นที่ลุ่มต่ำ และเป็นแหล่งรับน้ำปริมาณมาก อีกทั้งยังเป็นทางน้ำห่างจากพื้นที่ตอนบน ทำให้เกิดน้ำท่วมขังอยู่เสมอ จึงมีมาตรการเร่งด่วนเพื่อแก้ไขปัญหาท่วมในพื้นที่ โดยการก่อสร้างคลองระบายน้ำสายใหม่ เพื่อเร่งระบายน้ำ และสูบน้ำออกสู่ทะเลโดยตรง

คลองระบายน้ำเป็นคลองดินหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมู ขนาดท้องคลองกว้าง 48 เมตร ความลึกของน้ำในคลอง 3.36 เมตร ความเร็วการไหลของน้ำอยู่ที่ 0.5 เมตรต่อวินาที โดยมีอัตราการระบายน้ำสูงสุด 100 ลูกบาศก์เมตร/วินาที ความลาดเอียงของเชิงลาด 1:3.5 ลาดตามยาวของคลอง 1:25,000 และมีถนนบนคันคลอง 2 ฟันคลอง



ภาพที่ 1.1 รูปพื้นที่คลองระบายน้ำและถนนคันคลอง

บริเวณพื้นที่ทำการก่อสร้างคลองระบายน้ำ ตั้งอยู่ในบริเวณลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างฝั่งตะวันออกในอดีตเป็นพื้นที่ทำการเกษตรกรรมของผู้อยู่อาศัยในพื้นที่ และบางส่วนเป็นลำน้ำเดิม มีชั้นดินเหนียวอ่อนมากความหนาประมาณ 10 – 12 เมตร ถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน และชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ตามลำดับ โดยมีชั้นวัสดุดินถมคันทางที่เป็นชั้นดินแข็งหนาประมาณ 1.5 เมตร อยู่ด้านบน ชั้นดินเหนียวอ่อนมากบริเวณพื้นที่ทำการก่อสร้างเชิงลาดมีปริมาณความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ (Natural Water Content) สูงกว่า 100 เปอร์เซ็นต์ อีกทั้งยังมีกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ที่ต่ำมากอีกด้วย การก่อสร้างเชิงลาดจึงต้องมีการปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวอ่อนมากเสียก่อน ซึ่งในโครงการก่อสร้างนี้ได้ทำการปรับปรุงคุณภาพกำลังรับแรงของชั้นดินฐานรากด้วยวิธีการเสริมความแข็งแรงโดยใช้เสาเข็มดินซีเมนต์



ภาพที่ 1.2 รูปตัดเชิงลาดที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ในกรณีดินอ่อนมาก

ในโครงการนี้ได้ทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธี Mechanical Mixing Type แบบ Wet Mixing (ผสมเปียก) หรือ Rotary Mixing Low Pressure โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ $W/C = 0.75$ เสาเข็มดินซีเมนต์แต่ละต้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.60 เมตร โดยเสาเข็มมีความยาว 15 เมตร ใช้สำหรับถ่ายแรงจากพื้นผิวคันทางลงสู่ชั้นดินแข็งที่อยู่ลึกกลงไปเป็นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของชั้นฐานรากถนน[พินิต] และเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มีความยาว 12 เมตร และ 8 เมตร บริเวณเชิงลาดและเสาเข็มดินซีเมนต์ความยาว 5 เมตร บริเวณ Berm ที่กั้นคลอง ด้วยหลักการ Earth Reinforcement

การออกแบบในขั้นต้น ได้ใช้วิธี Limit Equilibrium ได้กำหนดอัตราส่วนปลอดภัยที่สูงกว่า 1.30 ขณะก่อสร้าง และสูงกว่า 1.50 ขณะใช้งาน ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยวิธีดังกล่าวไม่ได้คำนึงถึงการเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกิดขึ้น ค่าอัตราส่วนปลอดภัยได้มาจากแรงต้านทานสูงสุดที่มวลดินสามารถรับได้ ซึ่งค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าที่ความเป็นจริง เพราะเหตุที่ว่าเสาเข็มดินซีเมนต์และมวลดินไม่ได้ช่วยกันต้านทานแรงเฉือนตามสมมุติฐานของการออกแบบตามทฤษฎี การพิบัติจึงเกิดขึ้นเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของมวลดิน

งานวิจัยนี้เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างและเสถียรภาพของเชิงลาดที่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ โดยศึกษาการเคลื่อนตัวและรูปแบบการกระจายแรงในดินด้วยวิธี ไฟไนท์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยจำลองพฤติกรรมของดินด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb เปรียบเทียบกับผลการวัดการเคลื่อนตัวด้านข้างของเชิงลาดด้วย Inclinator เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ E_u/S_u ที่เหมาะสมเพื่อใช้ประเมินหาการเคลื่อนตัวของดิน และหาความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน กับ อัตราส่วนความปลอดภัย และทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาด ระหว่างวิธีการวิเคราะห์ด้วย Finite Element Method กับ Limit Equilibrium Method การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน ระหว่างวิธีการวิเคราะห์ด้วย Finite Element Method กับ Limit Equilibrium Method

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.2.1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในแนวราบและรูปแบบการกระจายแรงของเชิงลาดดินที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ ระหว่างขั้นตอนการก่อสร้าง

1.2.2 ทำการทดลองเพื่อหาค่ารับแรงเฉือนที่ได้จากความลึกที่ต่างกันของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ จากแนวระนาบเฉือน

1.3 สมมุติฐานการวิจัย

เสาเข็มดินซีเมนต์มีความสามารถในการรับแรงอัดที่ดี แต่มีความสามารถในการรับแรงดึงน้อยมาก มีการวิบัติแบบเปราะ การเคลื่อนตัวของมวลดินการเคลื่อนตัวของมวลดินจะก่อให้เกิดการวิบัติเพราะเสาเข็มไม่สามารถต้านทานแรงดันดินทางด้านข้างได้แม้ว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยที่สูงก็ตาม

1.4 ขอบเขตของการวิจัย

1.4.1 ศึกษาและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกิดขึ้นในโครงการก่อสร้างลาดดินในดินเหนียวอ่อนมาก ด้วย Finite Element Method กับ Limit Equilibrium Method

1.4.2 ทำการทดลองด้วยแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์เพื่อรับแรงทางด้านข้าง โดยการทดสอบแบบเฉือนโดยตรง

1.5 ขั้นตอนการดำเนินงาน

1.5.1 ขั้นตอนการเก็บรวบรวมข้อมูลของโครงการ

1.5.1.1 ข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติของดิน

1.5.1.2 ข้อมูลการออกแบบและการทดสอบเสาเข็มดิน-ซีเมนต์

1.5.1.3 ตำแหน่งที่ติดตั้งเสาเข็มดิน-ซีเมนต์

1.5.1.4 ขั้นตอนการก่อสร้าง

1.5.1.5 ตำแหน่งที่ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว

1.5.1.6 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของลาดดิน

1.5.2 ขั้นตอนการวิเคราะห์

1.5.2.1 วิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของมวลดินด้วย Finite Element Method ตามขั้นตอนการก่อสร้าง

1.5.2.2 หาความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาณการเคลื่อนตัวของดิน กับ อัตราส่วนความปลอดภัย

1.5.2.3 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน ระหว่างวิธีการวิเคราะห์ด้วย Finite Element Method กับ Limit Equilibrium Method

1.5.2.4 ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์ย้อนกลับ เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของดิน c_u/s_u โดยเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวที่ได้จาก Finite Element Method กับผลการตรวจวัดในสนาม

1.5.3 ขั้นตอนการทดสอบ

1.5.3.1 สร้างแบบจำลองทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่เสาเข็มดิน-ซีเมนต์ มีระดับความลึกต่างๆจากแนวพิบัติ

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.6.1 ทราบถึงพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของเชิงลาดดินที่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดิน-ซีเมนต์

1.6.1 ทราบถึงทฤษฎีและวิธีการที่เหมาะสมที่จะนำไปใช้คาดคะเนเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดดินที่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ในดินเหนียวอ่อนมาก

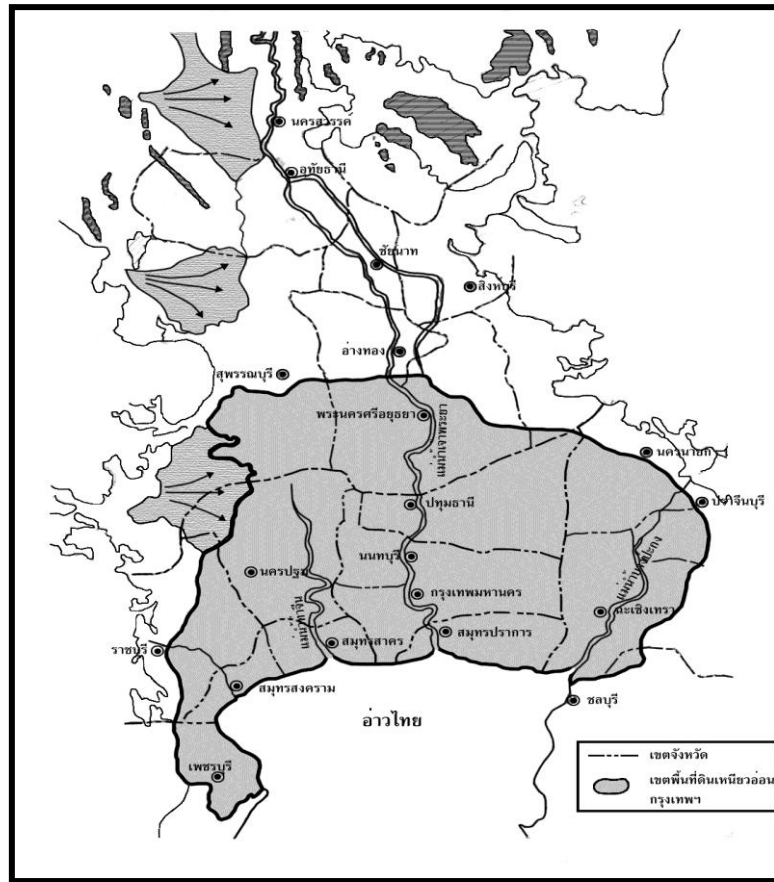
1.6.3 เป็นแนวทางในการวิเคราะห์และออกแบบ รวมถึงการเลือกพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับโครงการก่อสร้างลาดดินที่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ในดินเหนียวอ่อนมาก

บทที่ 2

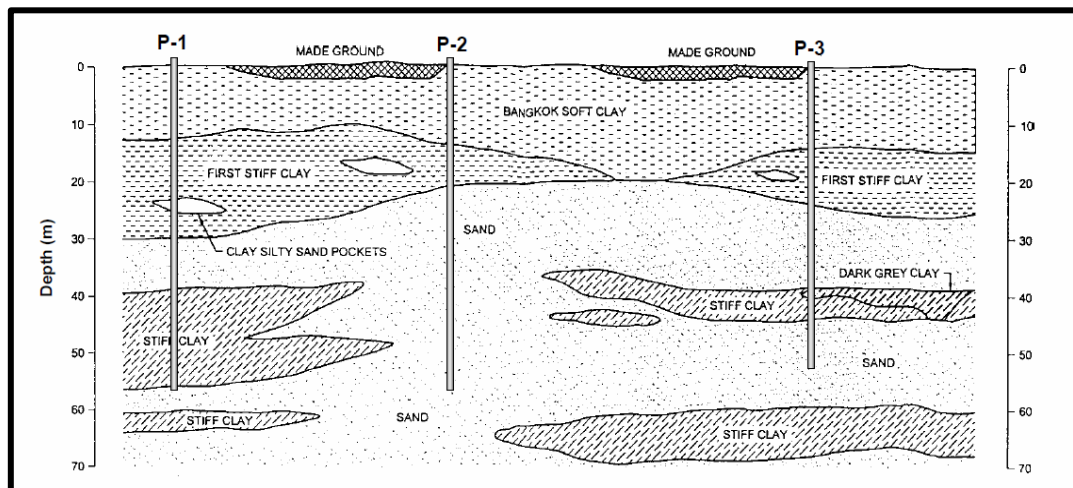
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะชั้นดินของโครงการ

ชั้นดินในโครงการมีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำ จากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลอง และแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ ดินตะกอนผิวนี้ปกคลุมเต็มพื้นที่และบางส่วนของ 14 จังหวัด (สมุทรสาคร สมุทรสงคราม กรุงเทพฯ สมุทรปราการ นครปฐม นนทบุรี ปทุมธานี ฉะเชิงเทรา สุพรรณบุรี พระนครศรีอยุธยา และนครนายก) รวมพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 14,000 ตารางกิโลเมตร ดังแสดงในภาพที่ 2.1 ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 13 – 16 เมตรความชื้นของดิน (Water contents) อยู่ในช่วง 70 – 85 % มีความไวสูง กำลังรับแรงเฉือนประมาณ 1 – 1.5 ตันต่อตารางเมตร ถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ความชื้นของดินอยู่ระหว่าง 25 – 30 % มีความไวต่ำ อยู่ที่ระดับความลึก 16 – 25 เมตร กำลังรับแรงเฉือนอยู่ที่ 8 - 16 ตันต่อตารางเมตร ถัดลงมาก็จะเป็นชั้นทรายชั้นแรกที่อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำหนา 10 – 15 เมตร มีค่า SPT N-Value อยู่ระหว่าง 30 – 50 ครั้งต่อฟุต ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วไปแสดงในภาพที่ 2.2



ภาพที่ 2.1 แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (วิชาญ, 2545)



ภาพที่ 2.2 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ (Thasnanipan. N, M.A. Anwar and Maung A.W., 1999)

2.2 เสถียรภาพของเชิงลาด (Stability of Soil Slope)

2.2.1 แบบของการพังทลาย (Type of Failure)

เมื่อดินเกิดการเลื่อนตัวและพังทลายขึ้นบนพื้นลาดที่ไม่อยู่ในแนวคิ่ง ส่วนใหญ่แนวของการเลื่อนตัวของดินจะมีลักษณะเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Arc) ซึ่งแนวส่วนโค้งนี้อาจตัดที่ผิวหน้าความลาดของดินเรียกว่า Slope failure หรือตัดที่ผิวด้านความลาดของดิน เรียกว่า Toe Failure หรืออาจตัดลึกลงไปใต้ฐานความลาดของดินเรียก Base Failure

สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีจะใช้สมมุติฐานความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแบบ Rigid Perfectly Plastic Material ซึ่งมีพื้นฐานที่สมมุติว่ามวลดินจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวจนกระทั่งถึงแรงวิกฤติ หรือกล่าวได้ว่าการคำนวณจะไม่พิจารณาผลของการเคลื่อนตัวก่อนเกิดการวิบัติวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีมีด้วยกัน 3 วิธี ได้แก่

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

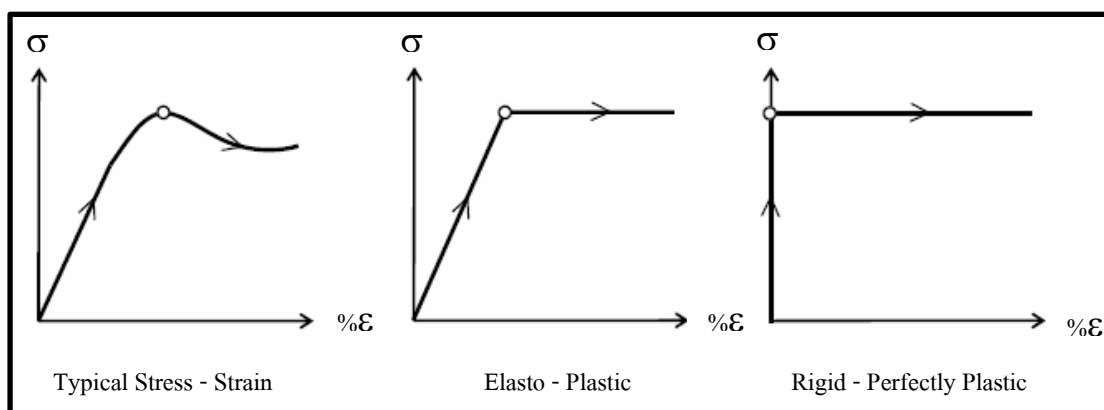
วิธีที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในการวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีคือ วิธี Limit Equilibrium เนื่องจากสามารถวิเคราะห์ปัญหาในทางปฏิบัติที่มีความสลับซับซ้อน ได้แก่ การรับแรงภายนอกที่กระทำต่อ โครงสร้าง และปัญหาที่ประกอบด้วยชั้นดินที่มีคุณสมบัติที่ไม่เท่ากันตลอดความลึก (Non-Homogeneous Soil Profile) การคำนวณด้วยวิธี Slip-line Analysis และ วิธี Limit Analysis แม้จะสามารถวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพได้ถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี Limit Equilibrium แต่เนื่องจากไม่มีสมมุติฐานอื่นๆเพิ่มเติมในการคำนวณ และมีข้อจำกัดคือต้องใช้การคำนวณด้วยมือจะทำให้เกิดความยุ่งยากในการนำมาวิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อน ดังนั้นในการวิจัยนี้จะกล่าวถึงวิธี Limit Equilibrium เท่านั้น

2.2.1.1 Limit Equilibrium Analysis

วรากร (2542) หลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินนั้น โดยปกติใช้วิธีการพิจารณา สมดุลย์จำกัดของมวลดิน (Limit Equilibrium) โดยสมมุติให้มวลดินที่สนใจเกิดการเคลื่อนพังและ ณ.ช่วงเวลาที่เกิดการเคลื่อนพังพอดี ในขณะที่มวลดินอยู่ในสถานะสมดุล การวิเคราะห์เริ่มด้วยการสมมติรูปแบบลักษณะ ของผิวการเคลื่อนพัง ว่าเป็นแบบใด เช่น เส้นตรง วงกลม โค้งก้นหอย รูปหลายเหลี่ยม ฯลฯ แล้วทำการคำนวณแรงต้านทานที่เพียงพอทำให้เกิดความสมดุลย์ของมวลดินที่พิบัติ โดยค่าความแข็งแรงของมวลดินที่ใช้ในการวิเคราะห์จะพิจารณาจากจุดที่มีความแข็งแรงสูงสุดที่มวลดินสามารถรับได้

สมมติฐานหลักของวิธี Limit Equilibrium คือ

- 1) ดินเป็นวัสดุแบบ Rigid-Perfectly Plastic ดังภาพที่ 2.3
- 2) เงื่อนไขการวิบัติเป็นไปตาม Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$)
- 3) ค่าอัตราส่วนปลอดภัยของความเชื่อมั่นเท่ากับของแรงเสียดทาน ($F.S_c = F.S_\phi$)



ภาพที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของความเค้น (σ) และความเครียด (ϵ) แบบต่างๆ (รัฐธรรม, 2547)

2.2.2 แนวความคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

เมื่อดินมีความลาดเอียง ความลาดนั้นไม่ว่าจะเกิดจากการขุดหรือการถมก็ตาม ก็จะมีแรงเกิดขึ้นซึ่งพยายามจะทำให้ดินเคลื่อนที่จากจุดที่สูงกว่ามายังจุดที่ต่ำกว่า แรงกระทำเหล่านี้ที่สำคัญได้แก่ แรงดึงดูดของโลกและแรงที่เกิดขึ้นจากการไหลซึมของน้ำ ซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรง

เลื่อนขึ้นในดิน ส่วนในดินก็จะมีแรงต้านทานต่อแรงเฉือนของดิน ที่สำคัญได้แก่ แรงเสียดทานภายใน และแรงเชื่อมแน่นของดิน ถ้าแรงต้านทานมีมากกว่าแรงกระทำดินก็จะไม่เกิดการเลื่อนตัวและพังทลาย

เสถียรภาพของลาดดินก็คือการหาอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ต่อการพังทลาย

$$\text{อัตราส่วนปลอดภัย} = \frac{\text{แรงต้านทาน (หรือโมเมนต์ของแรงต้านทาน)}}{\text{แรงกระทำ (หรือโมเมนต์ของแรงกระทำ)}} \dots\dots\dots(2.1)$$

กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) ทุกๆจุดบนผิวของการวิบัติ (Failure Surface) จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงที่กระทำตั้งฉากกับผิวของการวิบัติ (Normal Stress) ตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb

$$\tau_f = C + \sigma_n \tan \phi \dots\dots\dots(2.2)$$

τ_f คือ กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) กำลังต้านทานภายในสูงสุดของดินที่มีต่อแรงกระทำภายนอก โดยดัชนีล่าง f แทนเงื่อนไขวิบัติ (Failure Condition)

C คือ แรงยึดเหนี่ยวภายใน (Cohesion) เป็นค่าที่กำหนดขึ้นเพื่อบอกถึงขนาดแรงที่ยึดประสานอนุภาคดิน

σ_n คือ ความเค้นตั้งฉาก (Normal Stress) หน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำต่อพื้นผิวของการวิบัติ

ϕ คือ มุมแรงเสียดทาน (Angle of Frictional Resistance) เป็นค่าที่กำหนดขึ้นเพื่อบอกถึงขนาดของกำลังรับแรงเฉือนของดิน

2.2.3 ลักษณะการพังทลายของลาดดิน

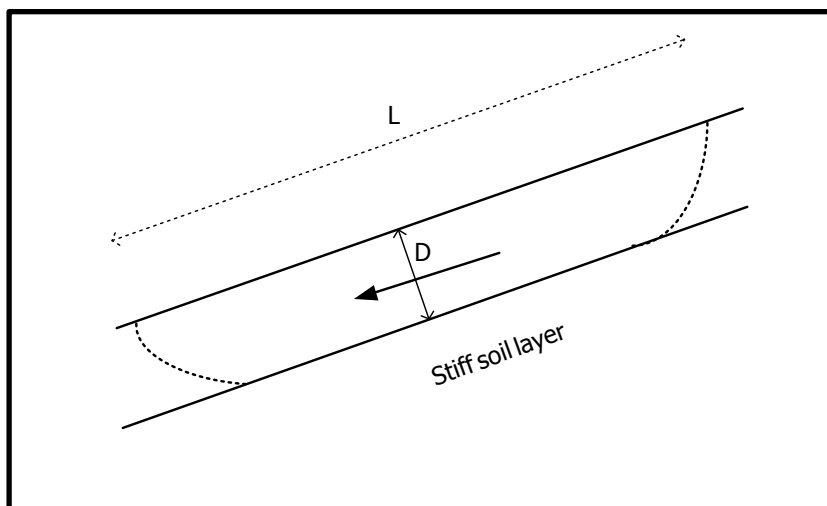
ลักษณะของลาด (Slope) อาจแบ่งได้คร่าวๆจากลักษณะการพังทลาย คือ

- 1) Infinite Slope ดินลาดแบบต่อเนื่องไม่จำกัด ($\frac{D}{L} < 0.1$)
- 2) Finite Slope ดินลาดแบบจำกัด ($\frac{D}{L} > 0.15$)

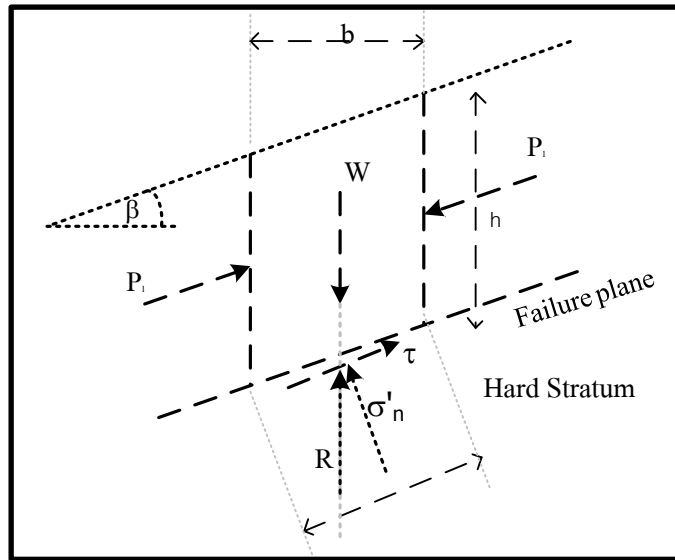
โดยที่ D = ความลึกที่ดินลาดอาจพังทลายได้
 L = ความยาวของการพังทลายตามแนวลาด

2.2.3.1 Infinite Slope

Infinite Slope คือ ลาดดินที่เกิดการพังทลายอย่างต่อเนื่องขยายไปเป็นระยะไกล เช่น ดินถล่มที่มักเกิดจากการหลาของน้ำ (Earth Flow) โดยพื้นที่การพังทลายที่กว้างมากแต่ความลึกไม่มาก ดังแสดงในภาพที่ 2.4



ภาพที่ 2.4 Infinite Slope



ภาพที่ 2.5 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายใน Infinite Slope

$$W = \gamma bh \dots\dots\dots(2.3)$$

$$\sigma'_n = \frac{W}{l} \cos \beta \dots\dots\dots(2.4)$$

$$\sigma'_n = \frac{\gamma bh}{l} \cos \beta = \frac{\gamma bh \cos \beta}{\frac{b}{\cos \beta}} = \gamma h \cos^2 \beta \dots\dots\dots(2.5)$$

หน่วยแรงต้านการไถล

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi \dots\dots\dots(2.6)$$

$$\tau = c' + (\gamma h \cos^2 \beta) \tan \phi \dots\dots\dots(2.7)$$

หน่วยแรงผลักดันจากน้ำหนักดิน

$$= \frac{W}{l} \sin \beta \dots\dots\dots(2.8)$$

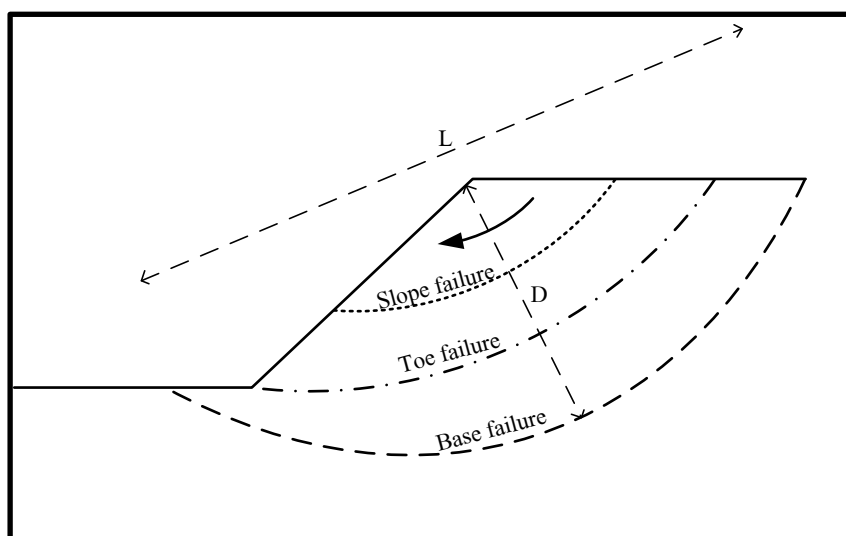
$$= \frac{\gamma b h \sin \beta}{\frac{b}{\cos \beta}} \dots\dots\dots(2.9)$$

$$= \gamma h \sin\beta \cos\beta \quad \dots\dots\dots(2.10)$$

$$\text{F.S.} = \frac{\text{หน่วยแรงต้านทานการไถลตามแนวพังทลาย}}{\text{หน่วยแรงผลักดันจากน้ำหนักดิน}} \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

$$\text{F.S.} = \frac{c' + (\gamma h \cos^2 \beta) \tan\phi'}{\gamma h \sin\beta \cos\beta} \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

2.2.3.2 Finite Slope



ภาพที่ 2.6 Finite Slope

Finite Slope คือ ลาดดินที่เกิดขึ้นอยู่บริเวณจำกัด ดังแสดงในภาพที่ 2.6 ลาดดินที่พังทลายจะไม่แผ่ไปไกล ส่วนมากเกิดขึ้นเป็นส่วนโค้งของวงกลม สาเหตุการพังทลายของลาดดิน อาจเกิดจากแรงโน้มถ่วงของโลก แรงเนื่องจากการซึมของน้ำ (Seepage of water) การเกิดการร่อนของผิวลาดเนื่องจากการไหลของน้ำ การลดลงของระดับน้ำบริเวณหน้าลาดดิน (Draw down effect) และผลจากแผ่นดินไหว ฯลฯ เมื่อดินเกิดการเคลื่อนตัวและพังทลายขึ้นบนพื้นลาดที่ไม่อยู่ในแนวโค้ง ส่วนใหญ่แนวการเคลื่อนตัวของดินจะมีลักษณะเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Arc) ส่วนแนวโค้งนี้อาจจะตัดที่ผิวหน้าความลาดของดินเรียกว่า Slope Failure หรือตัดที่ผิวล่างความลาดของดิน เรียกว่า Toe Failure หรืออาจจะตัดลึกลงไปใต้ฐานความลาดของดินเรียกว่า Base Failure

การคำนวณ Finite Slope ซึ่งเกิดเป็นบริเวณแคบ (พังทลายเป็นรูปวงกลม หรือคล้ายส่วนโค้ง) ส่วนมากจะนิยมใช้วิธีแบ่งชั้นดินตามแนวตั้ง (Principle of Slices) โดยวิธีนี้จะสมมติให้ชั้นส่วนในแนวตั้งพังทลายแยกเป็นชั้นๆ และสถานะสมดุลของแต่ละชั้นจะถูกพิจารณา วิธีนี้ยอมให้มีรูปแบบการพังทลายที่ซับซ้อนได้ และยอมให้มีการแปรผันได้ของชนิดดินตลอดจนสภาพแรงดันน้ำในช่องว่าง (Pore Water Pressure) ที่เกิดจากระดับน้ำใต้ดิน

ปัจจุบันมีวิธีที่นิยมใช้กันแยกดังนี้

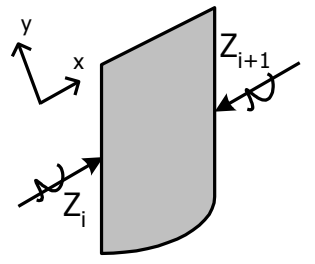
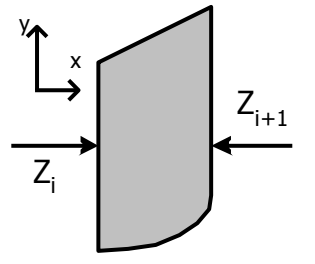
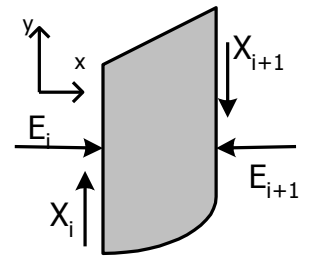
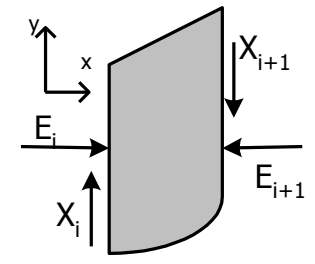
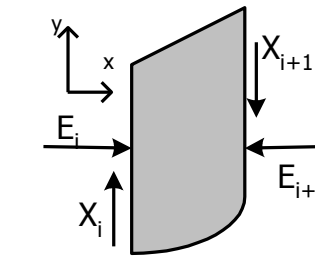
- 1) Fellenius Method (1936)
- 2) Simplified Bishop Method (1955)
- 3) Janbu Method (1954)
- 4) Morgenstern and Price Method (1967)

ในการวิเคราะห์ Slope Stability ของ Finite Slope จะมีการเลือกใช้ทั้งระนาบพังทลายที่เป็นส่วนหนึ่งของวงกลม (Circular Slips) และแบบไม่เป็นส่วนของวงกลม (Non-Circular Slips) การใช้ Circular Slips เป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากทำการคำนวณได้สะดวก และมีความผิดพลาดไม่มากยอมรับได้ ส่วน Non-Circular Slips ควรจะกำหนดให้ใช้ในกรณีที่สามารถเห็นหรือทราบลักษณะการวางตัวของรอยเลื่อนที่เกิดสนาม หรือ มีการพังทลายในระดับตื้นๆ

หลักการวิเคราะห์โดยวิธี Principle of Slices จะต้องแก้ปัญหาของสมการสมดุลดังนี้

- 1) สมดุลของแรงภายในชั้นแนวตั้ง (Fore Equilibrium of Single Slice)
- 2) สมดุลของโมเมนต์ภายในชั้นแนวตั้ง (Moment Equilibrium of Single Slice)
- 3) สมดุลของแรงของชั้นแนวตั้งทั้งหมด (Fore Equilibrium of Total Mass)
- 4) สมดุลของโมเมนต์ของชั้นแนวตั้งทั้งหมด (Moment Equilibrium of Total Mass)

ตารางที่ 2.1 แสดงการเปรียบเทียบวิเคราะห์ Finite Slope แบบต่างๆ

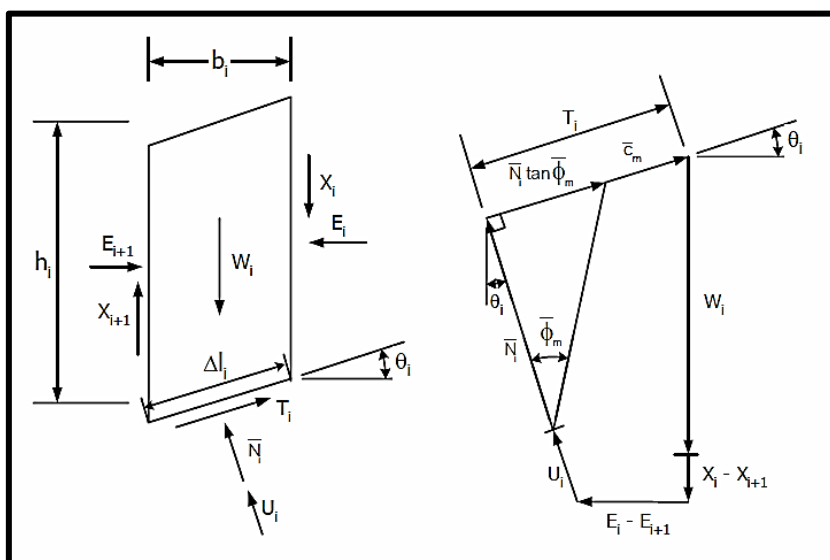
	FELLENIOUS METHOD	BISHOP METHOD	SPENCER METHOD	JANBU METHOD	MORGANTERN METHOD
PERIOD	Long – Term Analysis (Effective Stress Analysis)				
SHAPE of Failure	Circular			Non-Circular	
ASSUMPTION FOR INTERSLICE FORCE	 <p>Over-Determinate</p>	 <p>Over-Determinate</p>	 <p>Over-determinate</p>	 <p>Determinate</p>	 <p>Determinate</p>

ตารางที่ 2.1 แสดงการเปรียบเทียบวิเคราะห์ Finite Slope แบบต่างๆ (ต่อ)

	FELLENIUS METHOD	BISHOP METHOD	SPENCER METHOD	JANBU METHOD	MORGANTERN METHOD
BASIC EQUATION	$Z_i = Z_{i+1}$ $\sum F_{\text{slice}, y} = 0$ $\sum M_{\text{total}} = 0$	$Z_i = Z_{i+1}$ $\sum F_{\text{slice}, y} = 0$ $\sum M_{\text{total}} = 0$	$X/E = \text{constant}$ $\sum F_{\text{slice}, x \text{ and } y} = 0$ $\sum M_{\text{total}} = 0$	X uses correction factor $\sum F_{\text{slice}}$ $\sum M_{\text{total}}$	$f(x) = \frac{1}{\lambda} \frac{x}{E}$ $\sum F_{\text{slice}, x \text{ and } y} = 0$ $\sum M_{\text{total}} = 0$
ERROR F.S.	Under Estimation $\approx 5 - 20\%$	Under Estimation About 2-7%		$\approx 5\%$	$\approx 5\%$ (Only For Computer Calculation)
การนำไปใช้	<ul style="list-style-type: none"> - มีความคลาดเคลื่อนสูง - ไม่ประหยัด - ไม่เหมาะสมกับ Circle ที่ ลึกๆ (α มีค่าสูง) 	<ul style="list-style-type: none"> - เป็นที่นิยมใช้ เนื่องจากมีความคลาดเคลื่อนต่ำและสามารถคำนวณด้วยมือได้ - Error มากในกรณีที่ circular failure อยู่ลึก 	<ul style="list-style-type: none"> - เช่นเดียวกับวิธี Bishop 	<ul style="list-style-type: none"> - เหมาะสมในการคำนวณด้วยมือ - เหมาะในการใช้เมื่อทราบรูปแบบของผิวพังทลายที่ไม่ใช้วงกลมในสนามแล้ว 	<ul style="list-style-type: none"> - ไม่เหมาะสมกับการคำนวณด้วยมือควรใช้ Computer เข้าช่วย - เสียเวลาในการคำนวณมากกว่า

2.2.4 Simplified Bishop Method

เป็นการวิเคราะห์ความมั่นคงที่มีการแบ่งมวลดินออกเป็นชั้น หรือแท่งเช่นเดียวกับ Slices Method แต่ได้พิจารณาแรงและสมมูลของแรงละเอียดขึ้น คือ คัดสมมูลของ Moment ของแท่งดินแต่ละแท่งด้วยแทนที่จะคิดเฉพาะแรงของมวลดินทั้งหมดแต่เพียงอย่างเดียว แล้วยังนำเอาแรงที่กระทำด้านข้างของแท่งดินมาพิจารณาด้วย ทำให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้น่าเชื่อถือและถูกต้องมากขึ้น วิธีนี้ภายหลังมีการปรับให้ง่ายขึ้นโดย Janbu (1956) จากการเขียน Free Body Diagram และ Force Polygon ของมวลดินดังแสดงในภาพที่ 2.7 สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของแรงต่างๆ ได้ดังนี้



ภาพที่ 2.7 หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Simplified Bishop Method (ชูเลิศ, 2544)

จากภาพที่ 2.7 แสดงถึงแรงที่กระทำบนแท่งดินที่ตัดแบ่งแท่งหนึ่ง โดยแรงกระทำด้านข้างของแท่งดินประกอบด้วย

$$\text{แรงดันในแนวราบ} \quad E_i - E_{i+1} \quad = \Delta E$$

$$\text{แรงเฉือนในแนวตั้ง} \quad X_i - X_{i+1} \quad = \Delta X$$

$$\text{น้ำหนักรวมของแท่งดิน} \quad = W_i$$

$$\text{แรงดันน้ำที่ตั้งฉากกับผิวเคลื่อน} \quad = U_i$$

$$\text{แรงประสิทธิผลที่กระทำตั้งฉากกับผิวเคลื่อน} \quad = \bar{N}_i$$

แรงต้านทานการเคลื่อนที่ฐานของแท่งดินเพียงพอที่จะให้เกิดการสมดุล = T_i
 ความเหนียว และมุมเสียดทานภายในของมวลดินที่ผิวเคลื่อน = \bar{c}_i และ ϕ_i
 มุมเอียงของเส้นสัมผัสผิวเคลื่อน ณ. จุดที่น้ำหนักดินตัดผ่าน = θ_i
 อัตราส่วนปลอดภัย = FS

$$\text{ดังนั้น } T_i = \frac{\bar{c}_i \Delta l_i}{FS} + \frac{\bar{N}_i}{FS} \tan \phi_i \dots\dots\dots(2.13)$$

จาก Force Polygon ในภาพที่ 2.7 เมื่อแท่งดินอยู่ในสมดุล แรงรวมในแนวตั้งจะต้องเท่ากับศูนย์ ($\sum F_v = 0$)

$$\sum F_v = (\bar{N}_i + U_i) \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i - W_i - (X_i - X_{i+1}) = 0 \dots\dots\dots(2.14)$$

สำหรับวิธี Simplified Bishop Method จะถือว่าผลรวมของแรงเฉือนในแนวตั้งด้านข้างของแท่งดิน $\Delta X = (X_i - X_{i+1}) = 0$ ดังนั้นสมการที่ 2.14 จะเขียนในเทอมของ T_i ได้ดังนี้

$$T_i = \frac{W_i - (\bar{N}_i + U_i) \cos \theta_i}{\sin \theta_i} \dots\dots\dots(2.15)$$

เมื่อสมการที่ 2.13 เท่ากับสมการที่ 2.15 และแทนค่า $W_i = \gamma_i \cdot b_i \cdot h_i$ และ $U_i = \frac{\gamma_w b_i h_{wi}}{\cos \theta_i}$ ลงไป จะได้

$$\bar{N}_i = \frac{b_i (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) - \frac{(\bar{c}_i h_i \tan \theta_i)}{FS}}{\cos \theta_i + \sin \theta_i \tan \phi_i} \dots\dots\dots(2.16)$$

เมื่อพิจารณาสมดุลของโมเมนต์ รอบจุดศูนย์กลางของ Sliding Circle ($\sum M = 0$) ของแท่งดิน ทั้งหมดในมวลดินที่เคลื่อนพังจะได้

$$\sum_{i=1}^n W_i R \sin \theta_i = \sum_{i=1}^n T_i R \dots\dots\dots(2.17)$$

เมื่อ T_i เท่ากับสมการที่ 2.13 ดังนั้น

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [\bar{c}_i \Delta l_i + \bar{N}_i \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n [W_i \sin \theta_i]} \dots\dots\dots (2.18)$$

แทนค่า \bar{N}_i จากสมการที่ 2.16 ลงใน 2.18 จะได้

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{c}_i b_i + b_i (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi} \tan \phi_i)}{M_\theta} \right]}{\sum_{i=1}^n [\gamma b_i h_i \sin \theta_i]} \dots\dots\dots (2.19)$$

เมื่อ M_θ เป็นเทอมย่อ ของ $\cos \theta_i + \frac{(\sin \theta_i \tan \phi)}{FS}$

ในสมการที่ 2.19 จะเห็นได้ว่าค่าอัตราส่วนปลอดภัยปรากฏขึ้นทั้งสองข้างของสมการ จึงต้องแก้สมการ โดยวิธี Iterative โดยการสมมติค่า FS แล้วแทนค่าเข้าจนได้ค่า FS ที่ไม่เปลี่ยนแปลง ซึ่งถ้าเป็นการคำนวณด้วยมือแล้วจะยุ่งยากและเสียเวลามาก

2.3 เสาเข็มดินซีเมนต์ (Cement Column)

เสาเข็มดินซีเมนต์ คือ การปรับปรุงคุณภาพดินฐานรากในด้านกำลังรับน้ำหนักจากสิ่งก่อสร้างให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มสูงขึ้นจากเดิม โดยใช้ซีเมนต์ที่มีกำลังสูงกว่าเข้าไปผสมกับดินเดิมซึ่งจะแทรกลงไปดินฐานรากแล้วใช้เทคโนโลยีในการก่อสร้างจัดให้อยู่ในรูปของ Column ลักษณะที่เกิดขึ้นเสาเข็มดินซีเมนต์จะช่วยรับน้ำหนักจากสิ่งก่อสร้าง และโดยรวมกำลังของดินในบริเวณที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินจะเพิ่มสูงขึ้น ทำให้รับน้ำหนักจากสิ่งก่อสร้างได้มากขึ้น อีกทั้งยังช่วยลดการทรุดตัวและเพิ่มเสถียรภาพให้กับงานก่อสร้างได้ดียิ่งขึ้น

2.3.1 วิวัฒนาการของเสาเข็มดินซีเมนต์

Leroueil et al. (1990) ทำการเก็บและรวบรวมประวัติ รวมทั้งความเป็นมาทางด้านวิศวกรรมการก่อสร้างของคันทางถนนที่ก่อสร้างอยู่บนชั้นดินอ่อนและได้ทำการแบ่งการพัฒนา รวมทั้งเทคโนโลยีของการก่อสร้างออกเป็น 3 ช่วง คือ

2.3.1.1 การพัฒนาในช่วงแรก

ช่วงปี ค.ศ. 1923 ในส่วนของงานก่อสร้างคันทางบนชั้นดินเหนียวอ่อนนั้น ได้ใช้ท่อนไม้รองเพื่อเสริมแรงให้กับฐานรากเป็นที่นิยมกันมาก ซึ่ง FLODIN กับ BROMS ก็ได้กล่าวอ้างถึงประโยชน์ ก่อนที่การเริ่มต้นในช่วงของทศวรรษนี้ จะมีการใช้ชานทางมาเพิ่มเสถียรภาพของคันทางถนน หรือการที่ต้องแบ่งการก่อสร้างออกเป็นช่วง ๆ หรือการใช้วัสดุหน้าหนัก เขามาเป็นวัสดุก่อสร้างเป็นคันทางถนนในประเทศไทย เป็นต้น

ในประเทศสวีเดน จะใช้เสาเข็มไม้เพื่อทำการรองรับน้ำหนักคันทาง เพื่อที่จะถ่ายน้ำหนักลงชั้นดินที่ดีกว่า รวมทั้งยังใช้ในการเพิ่มเสถียรภาพของคันทางถนนด้วย และยังมีคำแนะนำในการใช้ SWEDISH ROAD BOARD ด้วย ขณะที่ MOREAU ได้แนะนำการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวโดยการเร่งระบายน้ำออก ซึ่งการพัฒนาส่วนหนึ่งของวิธีก็คือการใช้ Sand Drain โดย MORAN และ BARRON ก็ได้มีส่วนในการพัฒนาทฤษฎีที่จำเป็นในการวิเคราะห์การระบายน้ำขึ้นมา

2.3.1.2 ช่วงปี ค.ศ. 1948 – 1970

ในช่วงนี้เป็นการพัฒนาเรื่อย ๆ จะไม่ชัดเจนมากนักโดยใช้เป็น Lime Column Method ซึ่งจะอยู่ในปี ค.ศ. 1960 แต่พัฒนาการช่วงสำคัญจะเกี่ยวกับการใช้ระเบียบวิธีแบบ Finite Element ซึ่งใช้ในการแก้ปัญหาที่เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแนวระนาบภายใต้เชิงลาดคันทาง และใช้สถานะแบบ Plane Strain มาวิเคราะห์พฤติกรรมของดินภายใต้คันทาง

2.3.1.3 ช่วงปี ค.ศ. 1970 – ปัจจุบัน

ในช่วงปีต้น ค.ศ. 1970 การปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ Lime / Cement Column ได้ทำการศึกษาค้นคว้ากันแพร่หลายในประเทศสวีเดน และประเทศญี่ปุ่น โดย Linden – Alimak AB และ Professor Bengt Broms จาก The Swedish Geotechnical Institute ได้มุ่งมั่นและทำการวิจัยแล้วจึงนำเทคนิค Lime Column มาใช้ในงานฐานรากบนดินเหนียวอ่อน เช่น งานคันทางงานขุดดิน เป็นต้น

ในช่วงปลายปี ค.ศ. 1970 ในประเทศญี่ปุ่นได้มีการพัฒนาวิธีปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้การผสมลึกในที่ (Deep Mixing of in-situ) โดยผู้ที่เริ่มพัฒนา ได้แก่ Terashi et al. (1979), Kawasaki et al. (1981), Suzuki (1982) เรื่อยมา ซึ่งเริ่มต้นของงาน Deep Mixing Method ถูกนำมาใช้ในงานอุโมงค์เรือ และ โครงสร้างต่าง ๆ บริเวณอ่าวริมทะเล

ในช่วงปี ค.ศ. 1975 ได้เริ่มทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบเปียกมาใช้ในงานก่อสร้างและ ช่วงปี ค.ศ. 1980 ได้พัฒนาเทคนิคการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบแห้งมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างอีกมากมาย

ปัจจุบันวิธีนี้ถูกนำมาใช้ในงาน โครงสร้างของฐานรากต่าง ๆ เช่น งานคันทางถนน งานตึกอาคาร และงานฐานรากของถังเก็บน้ำ โดยที่ประเทศไทยนิยมใช้การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบเปียกมาใช้ในงานก่อสร้างถนนบนดินอ่อน

2.3.2 กลไกการปรับปรุงคุณสมบัติของดินโดยผสมซีเมนต์

กลไกการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์ ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดิน (อนุวัตร, 2538) ได้กล่าวถึงรายละเอียดเกี่ยวกับกลไกที่เกิดขึ้นดังนี้

2.3.2.1 ความสามารถในการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง เนื่องจากปฏิกิริยาซีเมนต์ไฮเดรชันทำให้เกิดแคลเซียมไฮดรอกไซด์แล้วเกิดการแลกเปลี่ยนหรือ รวมตัวกันของประจุไฟฟ้ารอบอนุภาคเม็ดดิน ทำให้มีแรงดึงดูดระหว่างเม็ดดินจึงจับตัวกันเป็นก้อน

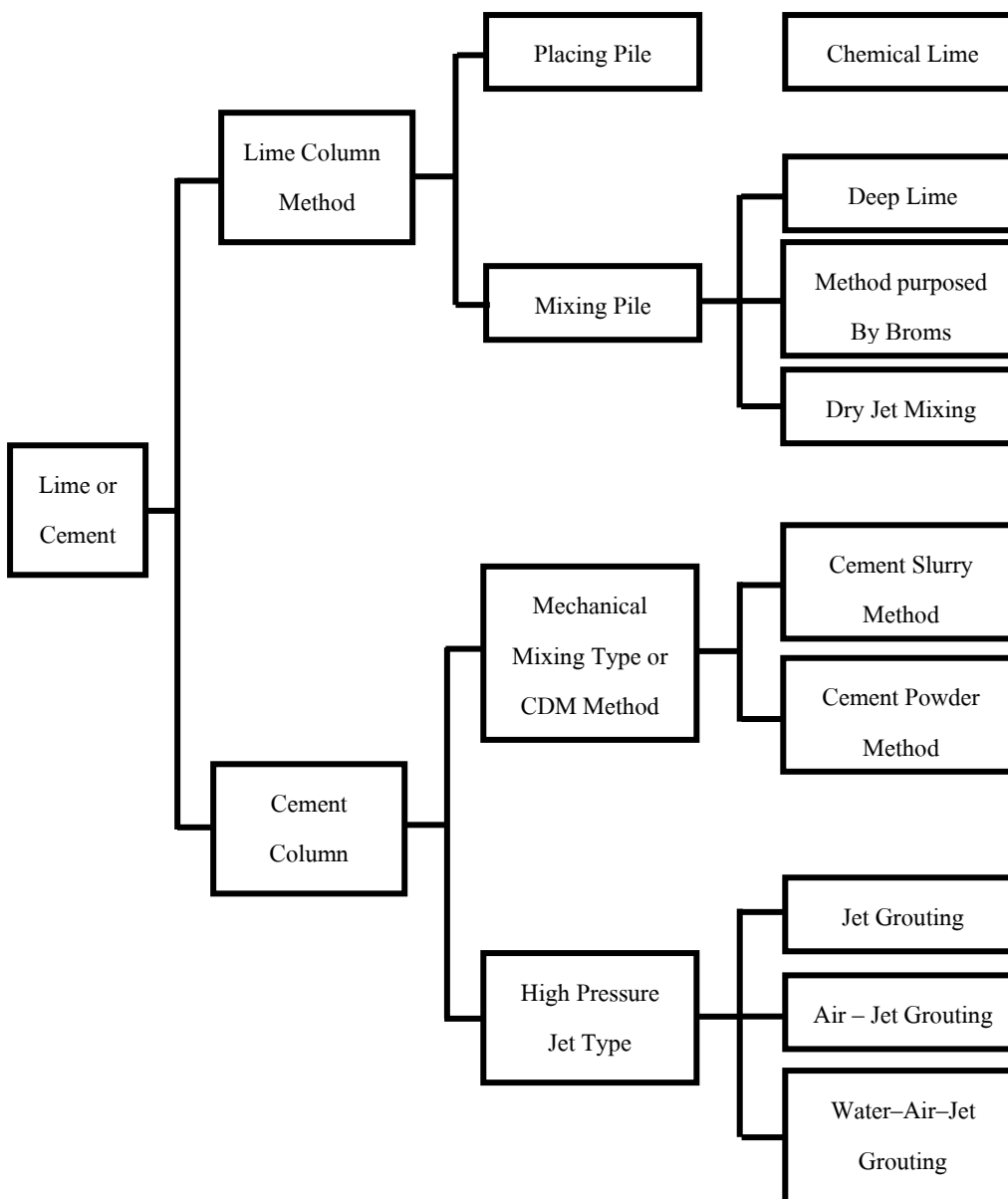
2.3.2.2 การยึดประสานในการบดอัดดินซีเมนต์ ส่วนประกอบต่างๆ ของซีเมนต์จะทำให้ปฏิกิริยาไฮเดรชันเกิดขึ้นในเวลาต่างกันไป เม็ดดินเกิดการเกาะยึดกันเป็นก้อน และสามารถรับแรงอัดได้ การยึดเกาะกันนี้เกิดขึ้นระหว่างเม็ดดินกับซีเมนต์ และซีเมนต์กับซีเมนต์เอง ซึ่งแยกประเภทตามขนาดของเม็ดดินได้ดังนี้

ก. ดินเม็ดละเอียด การผสมซีเมนต์กับเม็ดดินละเอียดนั้นทำได้ทั้งชนิด Clayey และ Silty Soil แต่ต้องใช้ปริมาณซีเมนต์สูงกว่าดินชนิดเม็ดหยาบ เนื่องจากดินชนิดเม็ดละเอียดมีพื้นที่ผิวและจุดสัมผัสมากกว่าชนิดเม็ดหยาบ ลักษณะการยึดเกาะกันจะประกอบด้วย Mechanical Interlock และ Chemical Cementation โดยซีเมนต์จะช่วยในการเกาะตัวกันของเม็ดดินให้แข็งแรงขึ้น อันเป็นผลมาจาก CSH และ CAH ทำให้ช่วยลดค่าความเหนียว (Plasticity) เพิ่มค่ากำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของดิน ทั้งนี้เพราะปฏิกิริยาเคมีของซีเมนต์เนื่องจากการแลกเปลี่ยนไอออนโดย Ca^{2+} จาก Cement เข้าไปแทนที่ Na^+ และ H^+ ครอบๆ อนุภาคของ Clay ทำให้มีขนาดเล็กลงเสมือนไล่น้ำออกจากอนุภาค Clay จากนั้นจะจับตัวในรูป Flocculate ซึ่งเรียกขบวนการนี้ว่า Pozzolanic Reaction นอกจากนั้น Si^- และ Al^{2-} จะจับตัวกับ Ca^{2+} ในขบวนการ Pozzolanic นี้ดังปรากฏตามรายงานของ Lambe, Mitchael และ Mohr ทำให้ลดการบวมและอ่อนตัวของดินเมื่อมีน้ำภายนอกซึมเข้าไป

ข. ดินเม็ดหยาบ ในมวลดินที่มีขนาดเม็ดหยาบ เมื่อเกิดซีเมนต์ไฮเดรชันการยึดเกาะกันของเม็ดดินคล้ายกับในคอนกรีต แต่ซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) ไม่สามารถแทรกตัวให้เต็มช่องว่างระหว่างอนุภาคของเม็ดดินได้ แรงยึดเกาะที่เกิดขึ้นจะประกอบด้วย Mechanical Interlock ของ CSH และ CAH ที่บริเวณผิวของอนุภาคดินสำหรับเม็ดทรายการยึดเกาะจะเกิดขึ้นบริเวณผิวสัมผัส เม็ดทรายที่มีการบดอัดแน่นช่องว่างระหว่างเม็ดทรายจะมีน้อยพื้นที่ผิวสัมผัสมีมาก การยึดเกาะกันจะแข็งแรงขึ้น ถ้าทรายเป็นวัสดุชนิดเม็ดขนาดคละกันดี (Well Grade) พื้นที่ผิวสัมผัสจะมีมากปริมาณที่ใช้จึงน้อยกว่าทรายชนิดที่มีเม็ดขนาดเดียวกันตลอด (Uniform Grade)

2.3.3 วิธีการก่อสร้าง Cement Column

วิธีการก่อสร้าง Cement Column สามารถจำแนกออกได้ตามวิธีการก่อสร้างเป็น 2 แบบ คือ High Pressure Jet Type กับ Mechanical Mixing Type ดังภาพที่ 2.8 การก่อสร้างทั้งสองแบบมีลักษณะแตกต่างกันที่เครื่องจักรหลักแต่ให้ผลที่ใกล้เคียงกันขึ้นอยู่กับลักษณะงานที่ใช้

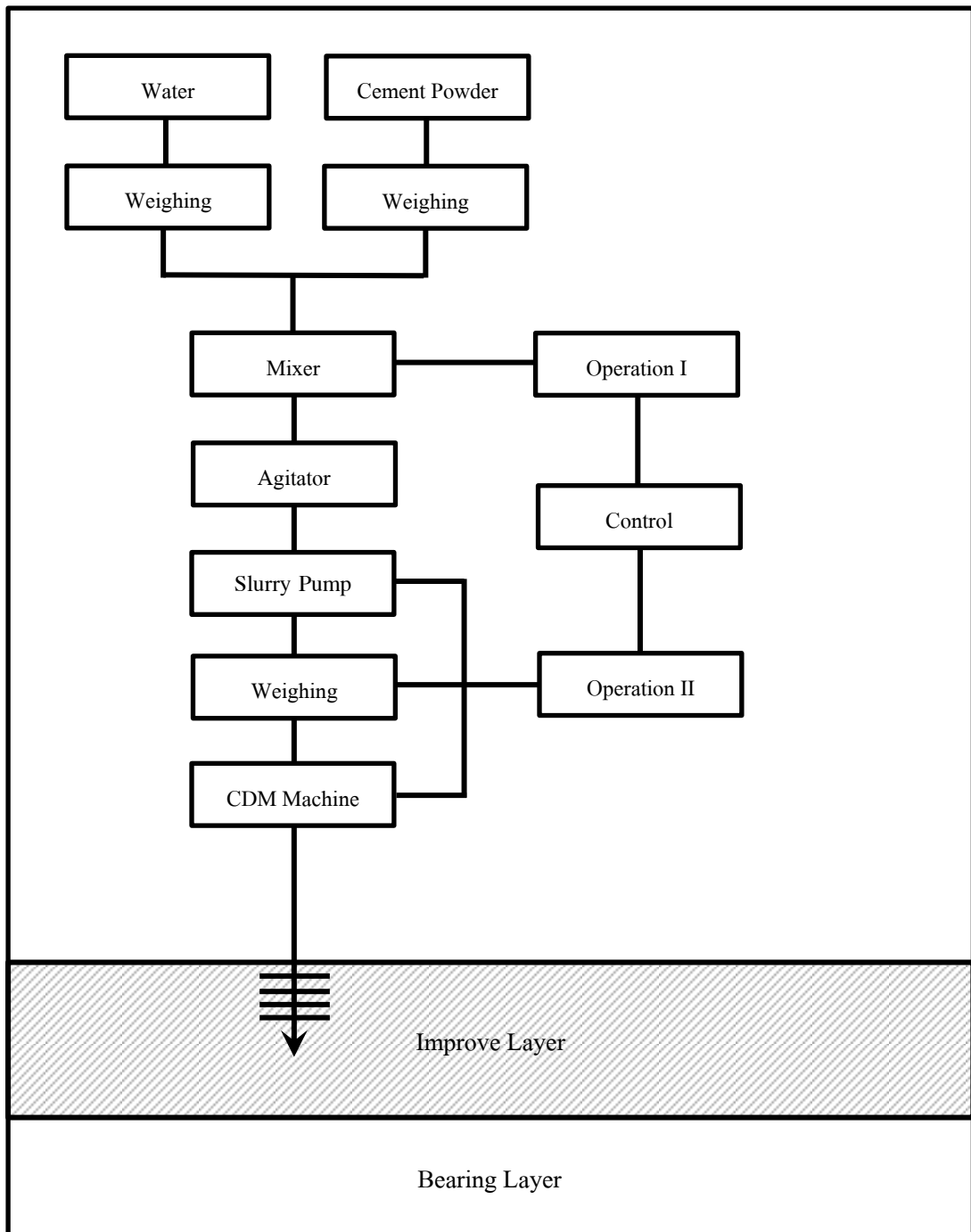


ภาพที่ 2.8 วิธีการก่อสร้าง Cement/Lime Column (JICA, 1998)

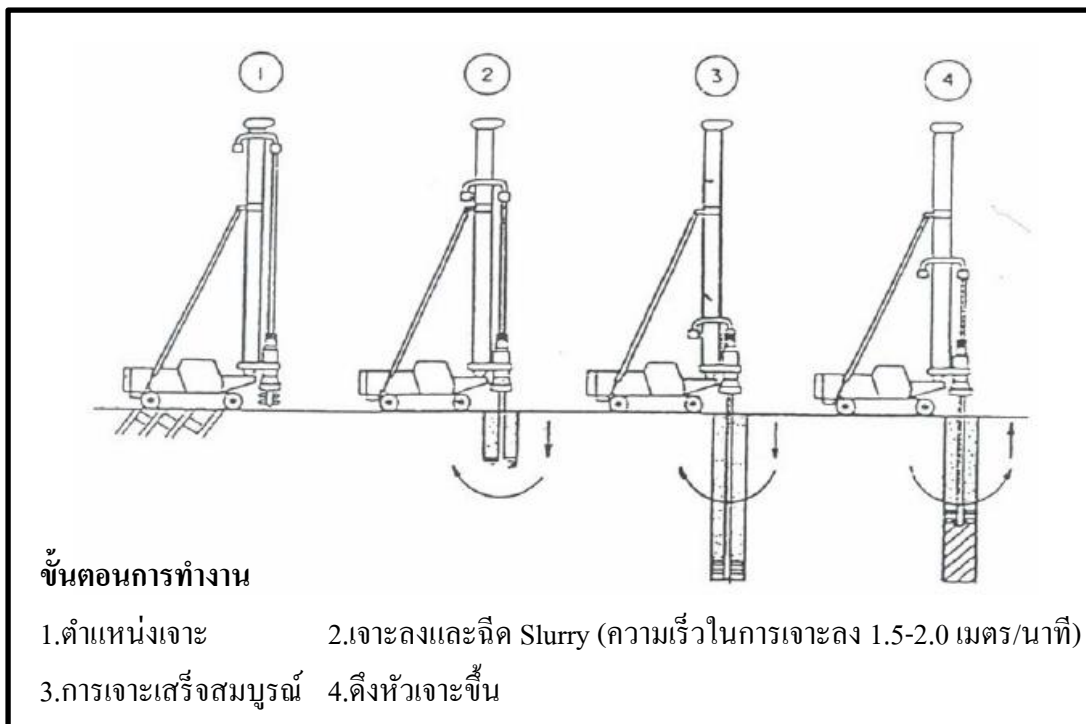
2.3.3.1 วิธี Mechanical Mixing Type สามารถแยกออกได้เป็น 2 แบบตามลักษณะของสารผสมที่ใช้ผสมลงในดินดังนี้

ก. แบบ Wet Mixing หรือ Rotary Mixing Low Pressure (ผสมเปียก) ใช้หลักการปรับปรุงคุณสมบัติดินอ่อนตลอดชั้นความหนา ด้วยการฉีดสารผสมซึ่งเป็นน้ำปูนซีเมนต์ลงไปผสมกับดิน และทำการตีกวนผสมเพื่อให้ดินและปูนซีเมนต์เข้ากันเป็นเนื้อเดียว ดังนั้น ต้องอาศัยเครื่องจักรที่มีลักษณะคล้ายกับเครื่องทำเสาเข็มเจาะ เพื่อเจาะดินลงไปฉีดน้ำปูนและตีกวนผสมที่มีความลึกต่างๆ ด้วยใบมีดที่มีลักษณะเฉพาะและขนาดช่องฉีดน้ำปูนที่เหมาะสม โดยไม่มีการเจาะดินขึ้นมาจากหลุมเหมือนงานเข็มเจาะ จะผสมตีกวนอยู่กับที่ หลุมเจาะจึงไม่มีปัญหาพังทลายหรือเข็มเกิดขอดกั้ว ขนาดของ Column จะเท่ากับขนาดของใบมีดตีกวน Cement Slurry จากการผสมซีเมนต์ผสมกับน้ำด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสมเพื่อให้มีสภาพความเข้มข้นที่เหมาะสมกับการทำงาน หากเข้มข้นเกินไปจะเกิดปัญหาอุดตันง่ายหรือเหลวเกินไปจะทำให้ได้กำลังต่ำ โดยปกติอัตราที่ใช้ W/C Ratio คือ 0.6 - 1.0 การผสมน้ำปูนจะต้องทำอย่างต่อเนื่องเพื่อให้เพียงพอสำหรับการเจาะทำ Cement Column แต่ครั้งไม่ขาดตอน ด้วยความดันที่ไม่สูงมาก (<5 บาร์) ตัวอย่างกระบวนการผลิตสารผสมของ Cement Column วิธีผสมเปียกแสดงดังภาพที่ 2.9

ดังนั้นเพื่อให้ได้ผลผลิตที่ดีตามต้องการในการก่อสร้าง จึงต้องควบคุมตัวแปรหลักได้แก่ อัตราการฉีดน้ำปูน (ลิตร/นาที) สัดส่วนในการผสมน้ำปูน (W/C Ratio) ความเร็วในการเจาะขึ้นและเจาะลง (เมตร/นาที) ความเร็วในการหมุนของก้านเจาะ (<50 รอบ/นาที) ซึ่งจะเป็นตัวควบคุมปริมาณสารผสมที่ฉีดลงในดิน และจำนวนครั้งของการตีกวนดินในแต่ละชั้นความลึก ดังนั้น ในการเจาะทำ Cement Column ที่มีความลึกหนึ่ง ๆ ระยะเวลาที่ใช้จะกำหนดโดยความเร็วในการเคลื่อนก้านเจาะขึ้นลง และความเร็วรอบในการหมุนของใบมีดกวนดินที่เหมาะสม เพื่อให้การผสมเข้ากันดี (โดยเฉลี่ยประมาณ 0.5-1.0 เมตร/นาที) ดังนั้น ถ้าเครื่องจักรมีแกนเจาะมากกว่าหนึ่งแกนสามารถทำ Cement Column ได้พร้อมกันหลายต้นเป็นการลดเวลาในการก่อสร้าง การฉีดน้ำปูนนั้นโดยปกติถ้าดินเดิมตีให้แยกจากกันยาก จะฉีด Cement ช่วงการเจาะขาขึ้น เนื่องจากต้องตีดินให้แตกกระจายก่อนในการเจาะขาลง ในกรณีของดินเหนียวอ่อน เช่น ดินกรุงเทพฯ สามารถฉีดน้ำปูนช่วงการเจาะขาลงจะเป็นการเพิ่มจำนวนรอบในการกวนผสมให้มากขึ้นดังแสดงในภาพที่ 2.10



ภาพที่ 2.9 กระบวนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมเปียก (Wet Mixing) (JICA, 1998)



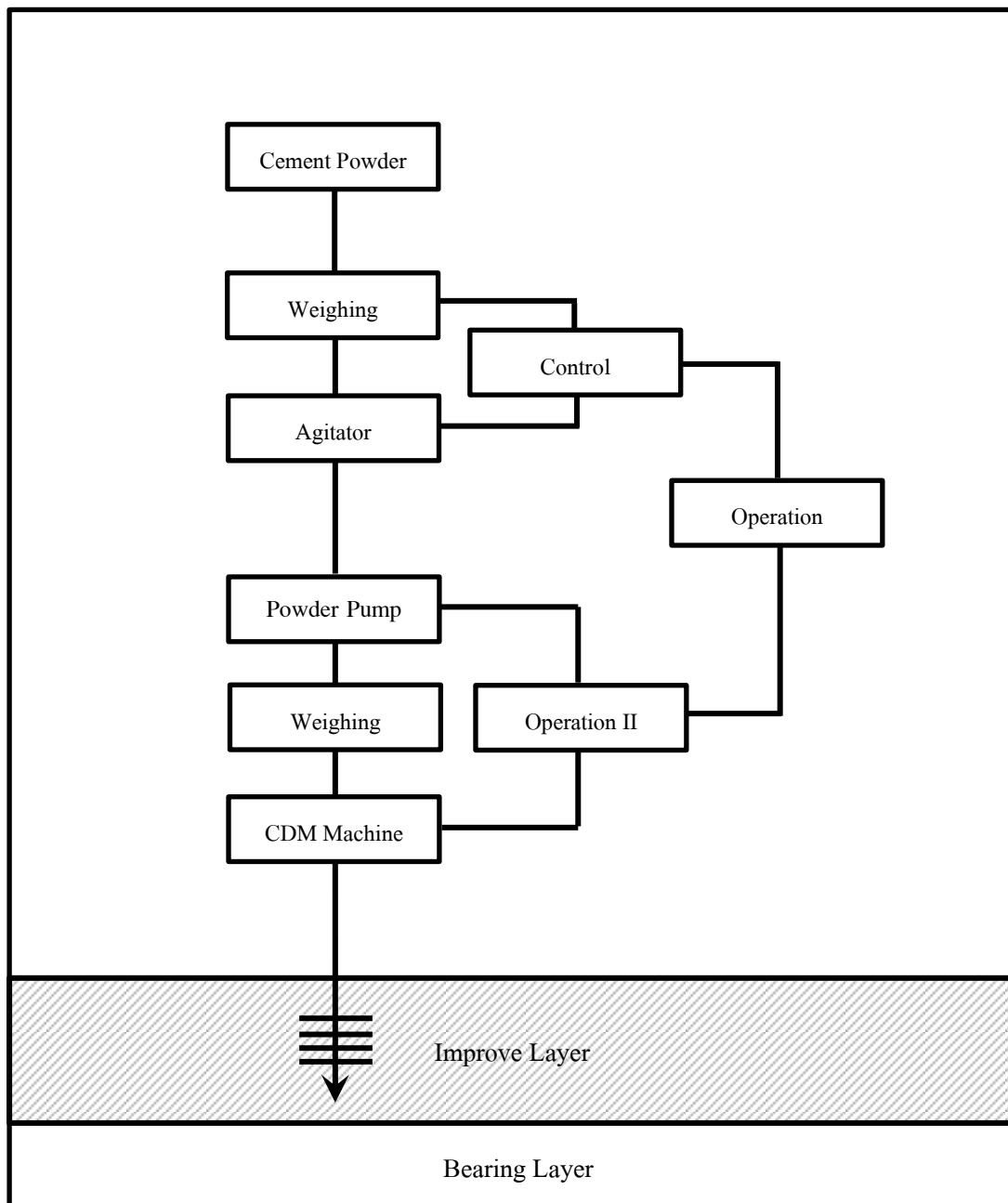
ภาพที่ 2.10 กระบวนการเจาะผลิต Cement Column วิธี ผสมเปียก (Wet Mixing) (JICA, 1998)

ข. แบบ Dry Mixing (ผสมแห้ง) วิธีนี้ต่างกับผสมเปียก (Wet Mix) ที่สถานะของสารผสม คือ ใช้ผงซีเมนต์ (Cement Powder) ลงไปผสมกับชั้นดินที่ต้องการปรับปรุง ฉีดพ่นด้วยความดันสูงประมาณ 5 บาร์ และผสมตีควนให้เข้ากันด้วยใบมีดผสมที่ได้ออกแบบมา โดยเฉพาะวิธีนี้โดยปกติใช้ Ordinary Portland Cement เป็น Hardening Agent แต่บางครั้งก็ใช้ปูนขาวเป็นผงหรือเป็นเม็ดขึ้นอยู่กับลักษณะของดินที่ต้องการปรับปรุงคุณภาพฉีดพ่นผ่านท่อลงไปในชั้นดิน

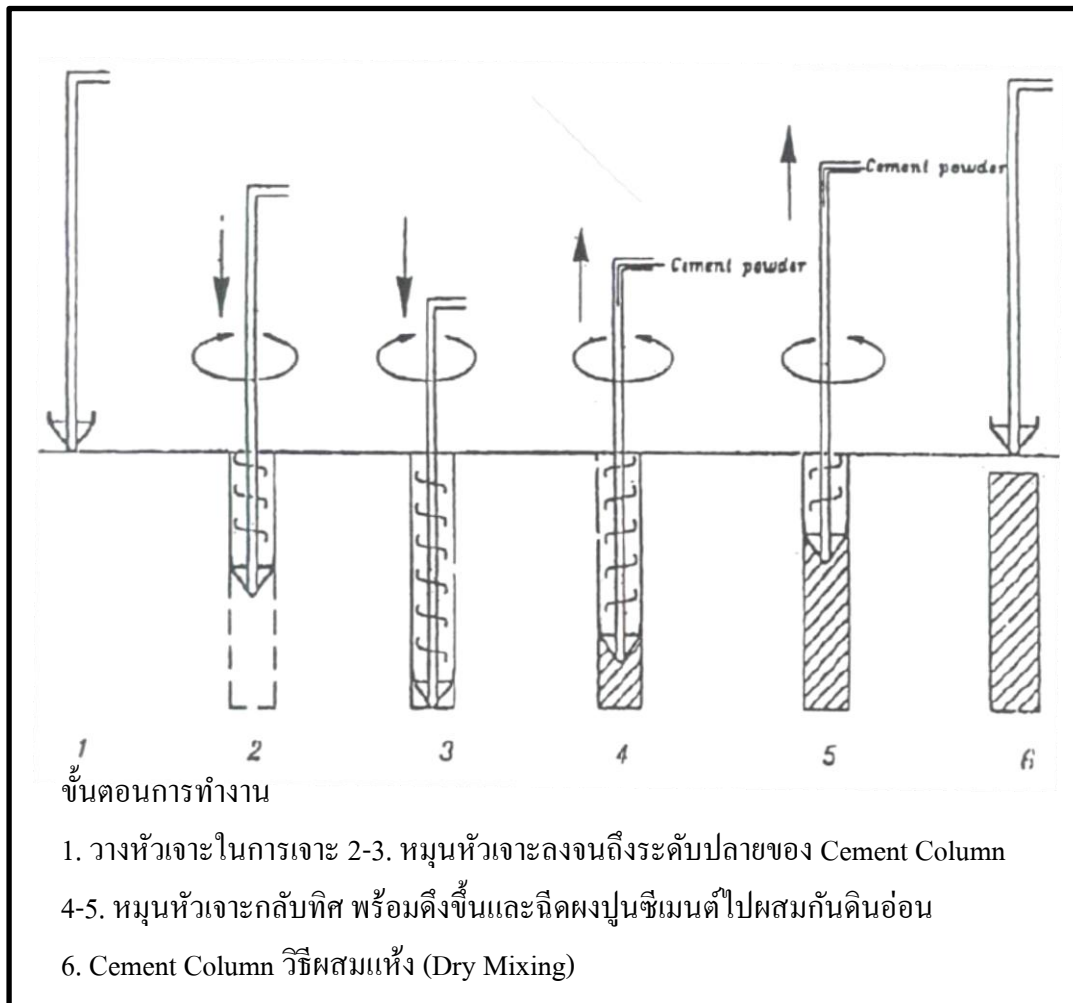
ซึ่งวิธีนี้ Mixing Plant เป็น Silo สำหรับเก็บ Hardening Agent ซึ่งติดกับตัวเครื่องเจาะเทคนิคนี้เหมาะสำหรับดินที่อยู่ใต้ระดับน้ำ มี Water Content สูง สัดส่วน Stabilizing Agent ที่ใช้น้อยกว่าในวิธีที่ใช้ Slurry ในสภาพดินลักษณะเดียวกัน และดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้วไม่ปูดขึ้นมา (Heave) ในภายหลัง กระบวนการใช้สารผสมวิธีผสมแห้ง (Dry Mixing) ดังแสดงในภาพที่ 2.11

สำหรับในขั้นตอนการก่อสร้างวิธีนี้แสดงในภาพที่ 2.12 เนื่องจากเป็นการผสมด้วยระบบสารผสมแห้ง จึงต้องทำการ Pre-cut ดินเดิมเพื่อให้แยกตัวออกจากกันทำให้

ปูนซีเมนต์สามารถกระจายได้ทั่วถึงตลอดหน้าตัด ในขั้นตอนที่ 2-3 หากเป็นดินเหนียวควรทำซ้ำก่อนที่จะผสมปูนซีเมนต์เพื่อให้ดินแยกตัวมากขึ้น



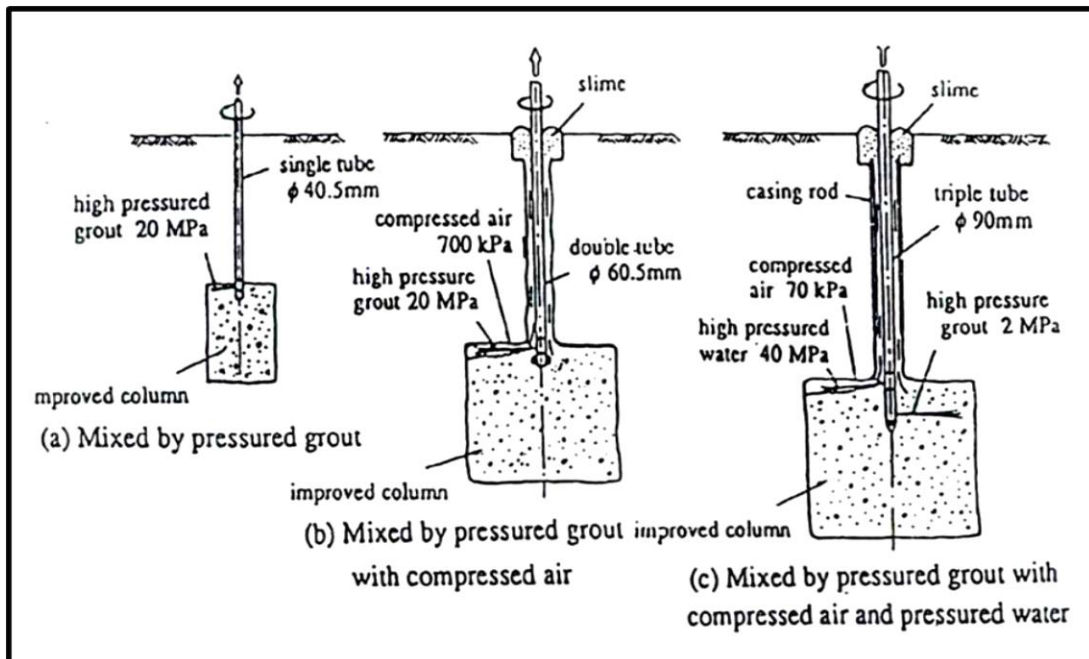
ภาพที่ 2.11 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมแห้ง (Dry Mixing) (JICA, 1998)



ภาพที่ 2.12 กระบวนการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธีผสมแห้ง (Dry Mixing) (JICA, 1998)

2.3.3.2 วิธี High Pressure Jet Type หรือ Slurry Jet Mixing Method

Chida (1982) กล่าวว่า การปรับปรุงวิธีนี้จะใช้สารผสมในรูป Slurry พ่นด้วยแรงดันสูงประมาณ 200-500 บาร์ ผ่านรูเล็กๆ (Nozzles) ที่ปลายหัวเจาะพร้อมกับหมุนก้านเจาะเพื่อให้การผสมในรูป Slurry ผสมรวมเข้าเป็นเนื้อเดียวกัน เมื่อสารผสมที่เป็น Slurry ทำปฏิกิริยากับดินโดยรอบแล้วจะกลายเป็นแท่ง Column ในการก่อสร้างยังมีเทคนิคแยกย่อยออกไปอีก เช่นการกดหัวเจาะไปพร้อมการทำ Pre Cut ดินจนถึงระดับปลายเข็ม อาจทำได้โดยการใช้ น้ำฉีดหรือใช้น้ำและอากาศอัดลงไปพร้อมกันเพื่อทำการกวาดดินให้เหลวก่อน เพื่อง่ายต่อการฉีด Slurry ผสมกับดินขณะดึงก้านเจาะขึ้น ระบบของการทำ Column วิธีนี้ ดังแสดงในภาพที่ 2.13



ภาพที่ 2.13 กระบวนการเจาะผลิต Cement Column วิธี Pressure Grout Mixing Jet Grouting (JICA, 1998)

การก่อสร้าง Column วิธีนี้จะมีข้อดีในส่วนของชุดเครื่องจักรที่มีจำนวนน้อยกว่าวิธีอื่นขนย้ายสะดวกและสามารถก่อสร้าง Column ขนาดใหญ่ ๆ ได้ง่ายกว่า แต่มีข้อเสียในด้านควบคุมคุณภาพ เช่น ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง อาจจะมีขนาดที่เปลี่ยนแปลงขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของดินการผสมให้เข้าเป็นเนื้อเดียวกันค่อนข้างยาก และอาจจะมีผลกระทบต่อดินข้างเคียงขณะอัดด้วยแรงดันสูง โดยเฉพาะในพื้นที่ที่ดินอ่อนมากๆ

2.3.4 องค์ประกอบที่มีผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของ Cement Column

การควบคุมคุณภาพของ Cement Column ให้มีคุณภาพมาตรฐานใกล้เคียงกัน ควรจะมีการพิจารณาองค์ประกอบบางประการต่อไปนี้

2.3.4.1 ชนิดของดินที่ทำการปรับปรุง แร่ธาตุ องค์ประกอบในดิน ความชื้น และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในการเลือกสารผสม

2.3.4.2 ปริมาณของปูนซีเมนต์ที่ใช้จะต้องสัมพันธ์กับระบบการปรับปรุงดิน และชนิดของดิน ทั้งนี้จะกำหนดจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ และการทำ Cement Column ทดสอบในสนาม

2.3.4.3 ชนิดของใบกวนผสมในระบบ Mechanical Mixing ต้องเหมาะสมที่จะผสมดินให้เข้าเป็นเนื้อเดียวกันกับ Cement Slurry หรือ Cement Powder

2.3.4.4 การหมุน และอัตราการดึงขึ้นของหัวเจาะที่เหมาะสม ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของเครื่องจักรชนิดของดินและกรรมวิธีการก่อสร้าง เช่น การทำ Pre Cut ก่อนทำการผสมกับซีเมนต์

2.3.4.5 แรงดันของ Cement Slurry หรือ Cement Powder หรือน้ำ/อากาศ ในการ Pre Cut โดยเฉพาะอย่างยิ่งในระบบ Slurry Jet Mixing Column ซึ่งจะมีผลต่อขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลาง Column และการผสมให้เนื้อดินมีความสม่ำเสมอ

2.3.5 คุณสมบัติสำคัญด้านวิศวกรรมของส่วนผสมดินซีเมนต์

Mitchell(1976) พบว่า Unconfined Compressive Strength, q_u ของดินเหนียวผสมปูนซีเมนต์ จะเพิ่มขึ้นเป็นกราฟเส้นตรงตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์กับค่า Unconfined Compressive Strength, q_u สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$q_u(t) = q_u(t_0) + k \log t/t_0 \quad \dots\dots\dots(2.20)$$

$q_u(t)$ คือ USC at t days, KPa

$q_u(t_0)$ คือ USC at t_0 days, KPa

K คือ 480C สำหรับดินทราย และ 70C สำหรับดินเหนียว

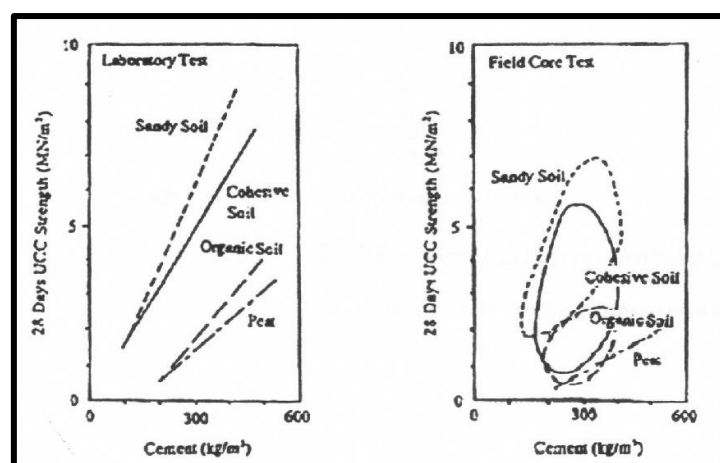
C คือ ปริมาณปูนซีเมนต์(ร้อยละของน้ำหนักมวล)

และค่ากำลังรับแรงคด (Flexural Strength) จะมีค่าระหว่างร้อยละ 20 ถึงร้อยละ 33 ของ Unconfined Compressive Strength, q_u

ตารางที่ 2.2 ข้อมูลทั่วไปของดินที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี Deep Cement Mixing
(ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์, 2548: 25)

U.C.S.	0.20 – 0.50 MPa 0.5 – 5.0 MPa สำหรับดินเหนียว 0.20 - 2.0 MPa สำหรับดินละเอียด
K	$10^{-6} - 10^{-9}$ m/s (ต่ำกว่านี้ถ้าใช้ Bentonite)
E	350 – 1000 เท่าของ U.C.S. จากตัวอย่างทดสอบ 150 – 500 เท่าของ U.C.S. จากตัวอย่างในสนาม
Shear Strength	40 – 50 % ของ U.C.S. ที่ค่า U.C.S. < 1 MPa แต่อัตราส่วนนี้จะลดลงเมื่อ U.C.S. เพิ่มขึ้น
Tensile Strength	8 – 14% ของ U.C.S. (Bruce, D.A., Ellen, M.C., Dimillio, A.F. 1998)

กำลังของดินซีเมนต์มีอิทธิพลมาจากปัจจัยหลัก คือ ประเภทของดิน ปริมาณซีเมนต์ ปริมาณน้ำของซีเมนต์เหลว ระยะเวลาในการบ่มและความทั่วถึงในชั้นตอนผสม โดยทั่วไปกำลังของดินซีเมนต์ในทราย จะมีค่าสูงกว่าในดินเหนียว ความสัมพันธ์ของกำลังเสาเข็มดินซีเมนต์กับชนิดของดิน และปริมาณซีเมนต์ดังที่แสดงในภาพที่ 2.14 ข้อมูลในภาพดินถูกปรับปรุงด้วยน้ำปูนด้วยอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์แปรผัน 0.60 ถึง 1.20 และอัตราการฉีดน้ำปูนด้วยค่าแปรผันจาก 0.23 ถึง 0.35 โดยปริมาตร โดยที่ซีเมนต์ถูกผสมกับน้ำที่อัตราส่วน น้ำต่อซีเมนต์ที่เหมาะสม



ภาพที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัด (U.C.S.), ปริมาณซีเมนต์และดิน (Hibino, 1989)

ตารางที่ 2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเพิ่มขึ้นของกำลัง (Terashi, 1997)

ลักษณะของการเชื่อมประสาน	ชนิดของสารเชื่อมประสาน
	คุณภาพของสารเชื่อมประสาน
	การผสมน้ำและสารผสมเพิ่ม
ลักษณะและเงื่อนไขของดิน โดยเฉพาะดินเหนียว	คุณสมบัติทางกายภาพ เคมีและแร่ของดิน
	ปริมาณสารอินทรีย์
	ค่าความเป็นกรดเป็นด่างของน้ำในช่องว่าง
	ปริมาณน้ำของส่วนผสมดินซีเมนต์
เงื่อนไขการผสม	ปริมาณการผสมซีเมนต์ต่อดิน
	เวลาที่ใช้ในการผสม
	คุณภาพของสารเชื่อมประสาน
เงื่อนไขการบ่ม	อุณหภูมิ
	ระยะเวลาที่ใช้บ่ม
	ความชื้น
	ความเปียก ความแห้ง การแข็งตัวและการละลาย

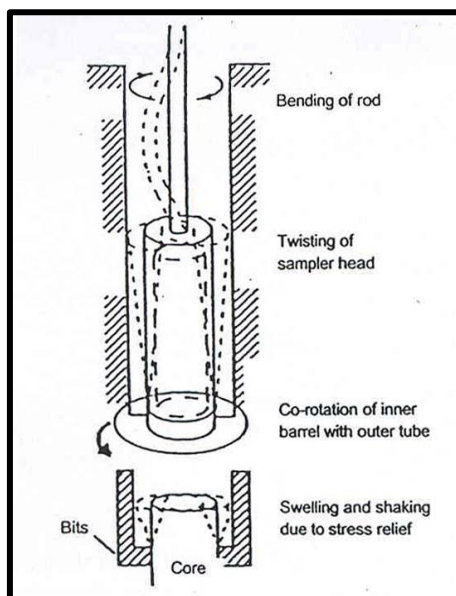
2.3.6 การทดสอบในสนาม

ก่อนจะเริ่มงานเสาเข็มดิน-ซีเมนต์จำเป็นต้องมีการทดลองทำในแปลงทดสอบก่อน โดยทดลองทำเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ด้วยค่าตัวแปรที่แตกต่างกัน แล้วทดสอบคุณสมบัติต่างๆ ของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ว่าเป็นไปตามข้อกำหนดของผู้ออกแบบหรือไม่ ซึ่งจะทำให้สามารถหาค่าตัวแปรที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการทำการก่อสร้างเสาเข็มใช้งานต่อไปมีรายละเอียดดังนี้

2.3.6.1 Coring & Unconfined Compression Test เป็นการเจาะเก็บแท่งตัวอย่าง ต่อเนื่องตลอดคืนของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ เมื่อเสาเข็มดิน-ซีเมนต์มีอายุประมาณ 7 วัน และจะต้องสามารถเจาะเก็บตัวอย่างได้ในลักษณะเป็นแท่งสมบูรณ์ โดยตัวอย่างที่สุ่มเลือกแต่ละแท่งจะต้องยาวไม่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางในแต่ละช่วงของความลึก และไม่มีช่วงใดสูญหายไปตลอดความลึกของเสาเข็มเพื่อให้สามารถตรวจสอบความสม่ำเสมอของเนื้อวัสดุดิน-ซีเมนต์ได้ตลอดคืน ตัวอย่างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์จะถูกสุ่มเลือกจากทุกระยะ 1 เมตร ไปทดสอบหาค่า Unconfined Compressive Strength และ Unit Weight ที่ห้องทดสอบ และให้ห่อหุ้มแท่งตัวอย่างด้วย Plastic wrapping Sheet ทันทีที่เก็บตัวอย่างเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น และให้เรียงแท่งตัวอย่างตามลำดับความลึกในกล่องเก็บตัวอย่าง

Porbaha (2002) อธิบายถึงลักษณะของตัวอย่างที่ได้จากการเก็บในสนาม (Core Sampling) ที่ส่งผลกระทบต่อกำลังของดินขึ้นกับรอยร้าวที่เกิดขึ้นในระหว่างเก็บตัวอย่าง, ความแข็งของตัวอย่าง และการหมุนของหัวเจาะเก็บตัวอย่าง ดังภาพที่ 2.15

ธีระชาติ (2541) สรุปว่า ผลการทดสอบ Undrain Shear Strength โดยวิธี Unconfined Compression Test ที่อายุ 28 วัน ที่ระดับความลึกต่างๆ ของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ที่ได้ทำการก่อสร้างของงานถนนสายบางนา-บางปะกง ตอน 1-4 โดยก่อสร้างแบบ Wet Mixing Process ที่มีปริมาณปูนซีเมนต์ 150 กก./ม³ จะเห็นได้ว่าค่า Undrain Shear Strength ของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ จะแปรเปลี่ยนในช่วง 30-60 ดัน/ม² โดยส่วนใหญ่มีค่าระหว่าง 30-40 ดัน/ม²



ภาพที่ 2.15 ผลกระทบที่เกิดจากการเก็บตัวอย่าง
ที่มา: Porbaha (2002)

2.3.6.2 Pull Out Test เป็นการทดสอบดึง-ถอนเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ จะกระทำเพื่อคุณลักษณะของเสาเข็มที่อยู่ในสภาพเรียบร้อยมีขนาดและเนื้อวัสดุสม่ำเสมอหรือไม่ การทดสอบนี้จะกระทำ เมื่อเสาเข็มอายุไม่น้อยกว่า 14 วัน โดยใช้ปลอกเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 80 ซม. กดครอบเสาเข็มไว้ภายใน แล้วดึงปิดกลไกที่ปลายปลอกเหล็ก หลังจากนั้นจะสามารถยกถอนเสาเข็มขึ้นมา ได้โดยง่ายด้วยรถเครน ในกรณีที่ดึง-ถอนเสาเข็มดิน-ซีเมนต์แล้วพบว่าส่วนใดของลำต้นคอดเล็กโดยมีความยาวของเส้นรอบรูปเมื่อเทียบกับความยาวของเส้นรอบรูปที่ออกแบบไว้แล้วสั้นเกินกว่า 15% หรือยาวเกินกว่า 20% จากแบบเป้าหมาย ให้ปรับปรุงกรรมวิธีในการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ใหม่จนกว่าจะได้ขนาดเสาเข็มสม่ำเสมอตามที่กำหนด จึงจะอนุญาตให้นำวิธีการก่อสร้างไปใช้กับงานจริงได้ ดังภาพที่ 2.16

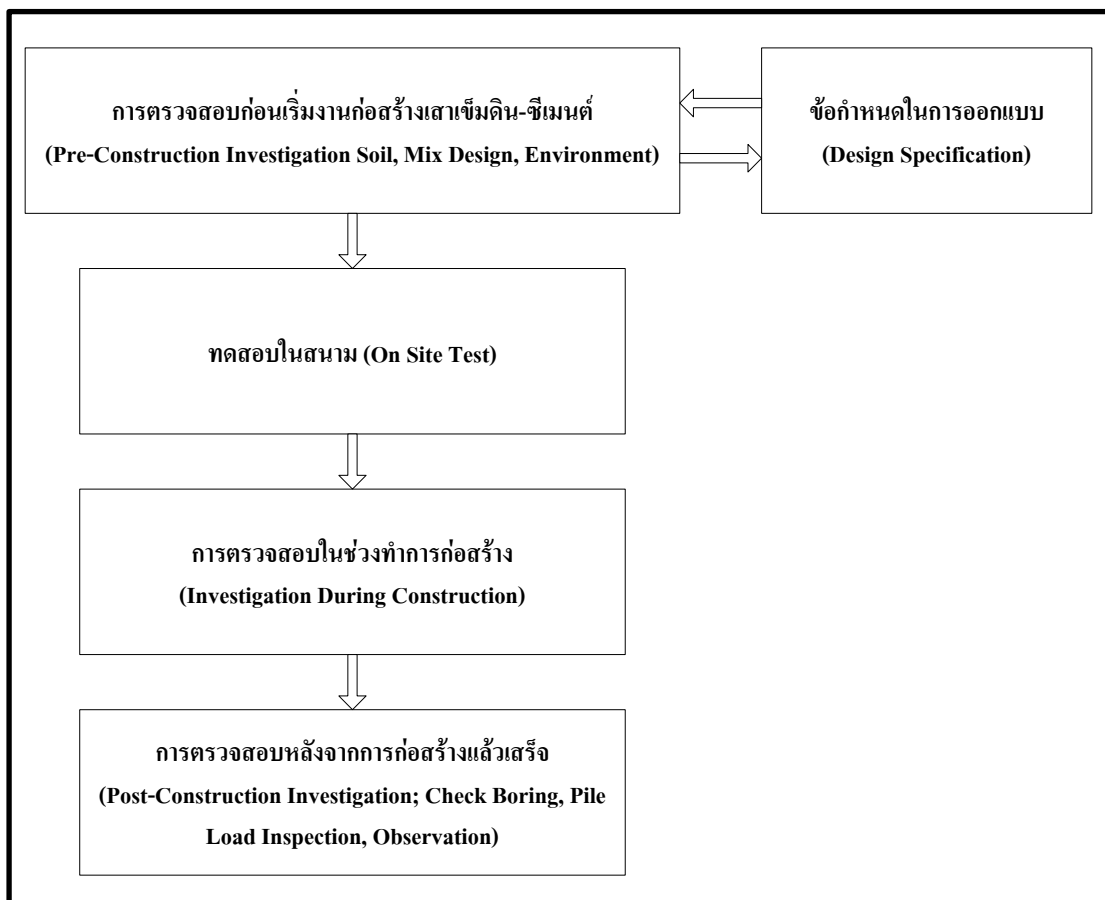


ภาพที่ 2.16 การทดสอบดึง-ถอนเสาเข็มดิน-ซีเมนต์

Seah (1998) ใช้วิธีการ Coring ในการตรวจสอบโครงการวงแหวนรอบนอก บริเวณถนนสุขาภิบาล 3 ซึ่งใช้หัวเจาะมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 10 เซนติเมตร โดยการเจาะทดสอบแนะนำให้ทำการเจาะที่บริเวณ 15 เซนติเมตร จากจุดศูนย์กลางของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ และในการเจาะควรระวังไม่ให้มีการหนีศูนย์กลางมากนัก เนื่องจากอาจทะลุออกไปด้านข้างของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ และไม่ควรรอง Coring ตรงศูนย์กลางของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ เนื่องจากวัสดุที่กึ่งกลางเป็นตำแหน่งเดียวกันกับก้านเจาะปริมาณปูนซีเมนต์จะมีส่วนผสมน้อยกว่าตำแหน่งอื่น ซึ่งไม่สามารถใช้เป็นตัวอย่างของเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ทั้งหมดได้

2.3.6.3 การตรวจสอบและควบคุมคุณภาพในระหว่างการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์

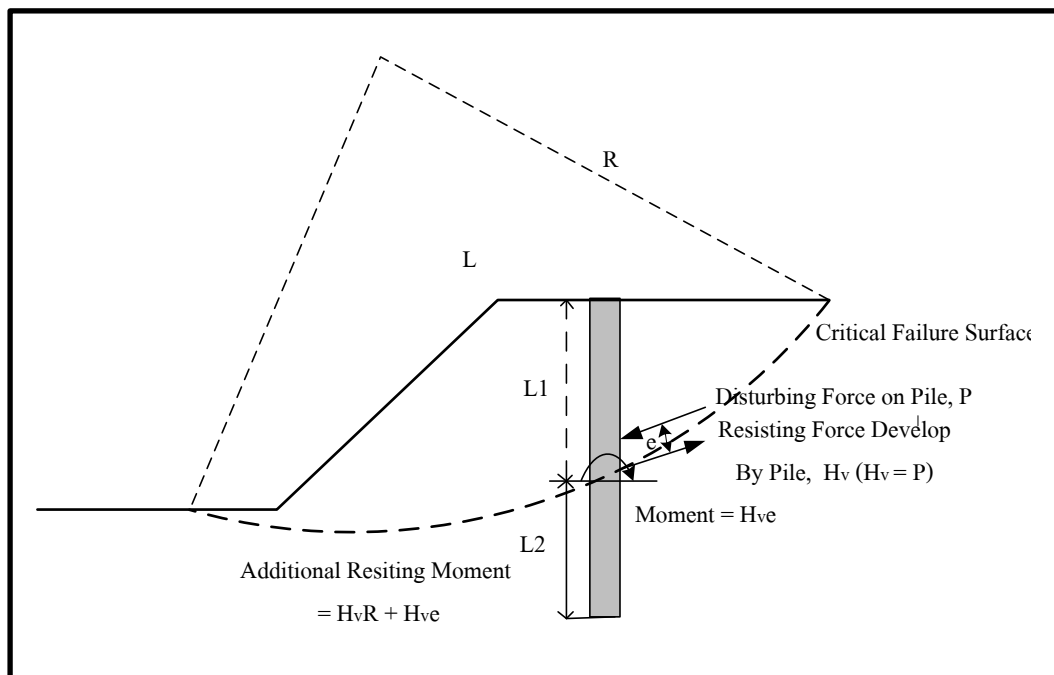
ขั้นตอนการตรวจสอบและควบคุมคุณภาพในระหว่างการก่อสร้างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ สามารถแยกออกเป็น 3 ขั้นตอนหลักคือ ช่วงก่อนทำการก่อสร้าง ระหว่างทำการก่อสร้าง และหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ แสดงความสัมพันธ์ดังภาพที่ 2.17



ภาพที่ 2.17 Flowchart การตรวจสอบการก่อสร้างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์
(สมพงษ์ โรจน์กั้งสดาล, 2553)

2.4 การใช้เสาเข็มเสริมเสถียรภาพในเชิงลาด

การใช้เสาเข็มเสริมเสถียรภาพของเชิงลาดในการวิเคราะห์เสถียรภาพจำเป็นต้องคำนึงถึงความสามารถในการรับแรงทางด้านข้างของเสาเข็ม (Lateral Resistance of Pile) ลักษณะการใช้เสาเข็มเสริมในงานเพิ่มเสถียรภาพของเชิงลาดดังแสดงในภาพที่ 2.18



ภาพที่ 2.18 ลักษณะการใช้เสาเข็มในการเพิ่มเสถียรภาพของเชิงลาด (Poulos, H.G., 1980)

2.4.1 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็ม โดยวิธีของ Broms, B.B. (1974)

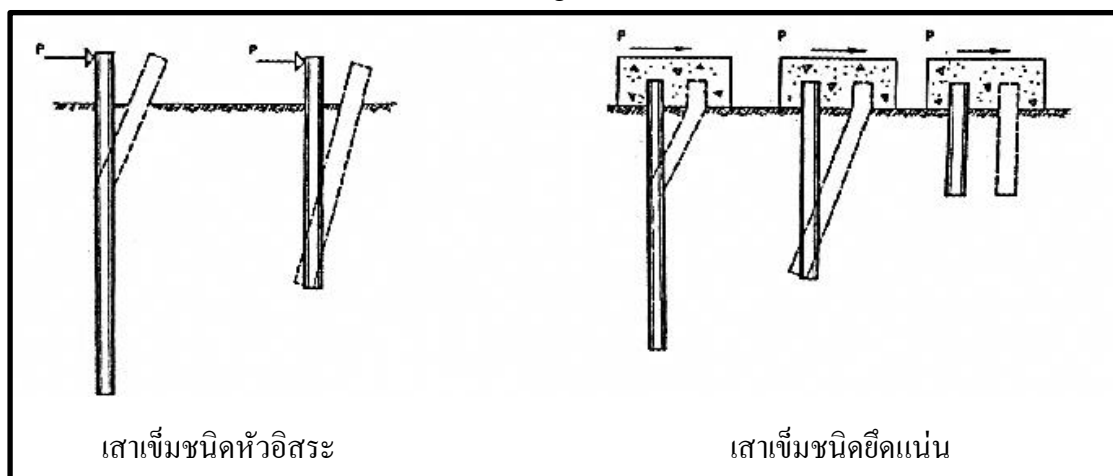
2.4.1.1 การวิเคราะห์แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มในดินเหนียว (Lateral Resistance of Pile in Cohesive Soils) Broms, B.B. (1974) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงดึงด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ในดินเหนียว โดยแบ่งประเภทเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภท คือ

ก. เสาเข็มแบบหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)

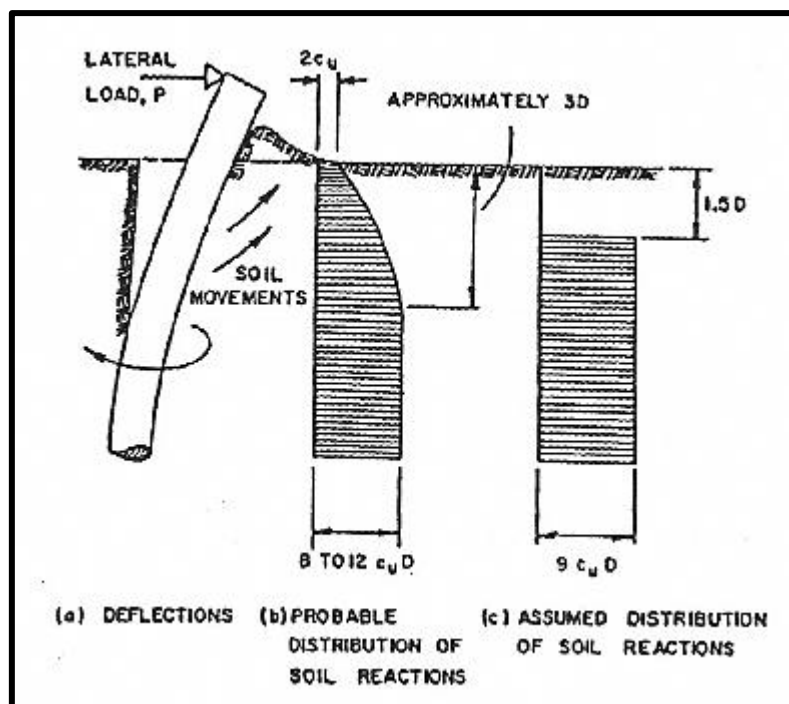
- 1) เสาเข็มสั้น (Short Pile)
- 2) เสาเข็มยาว (Long Pile)

ข. เสาเข็มแบบหัวยึด (Fix Head or Restrained Pile)

- 1) เสาเข็มสั้น (Short Pile)
- 2) เสาเข็มยาวปานกลาง (Intermediate Pile)
- 3) เสาเข็มยาว (Long Pile)



ภาพที่ 2.19 ลักษณะการวิบัติของเสาเข็มเมื่อรับแรงกระทำด้านข้าง (Broms, B.B., 1964)



ภาพที่ 2.20 ลักษณะการกระจายหน่วยแรงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง (Broms, B.B., 1964)

ตารางที่ 2.4 การพิจารณาชนิดของเสาเข็ม (Tomlinson, M.J., 1991)

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

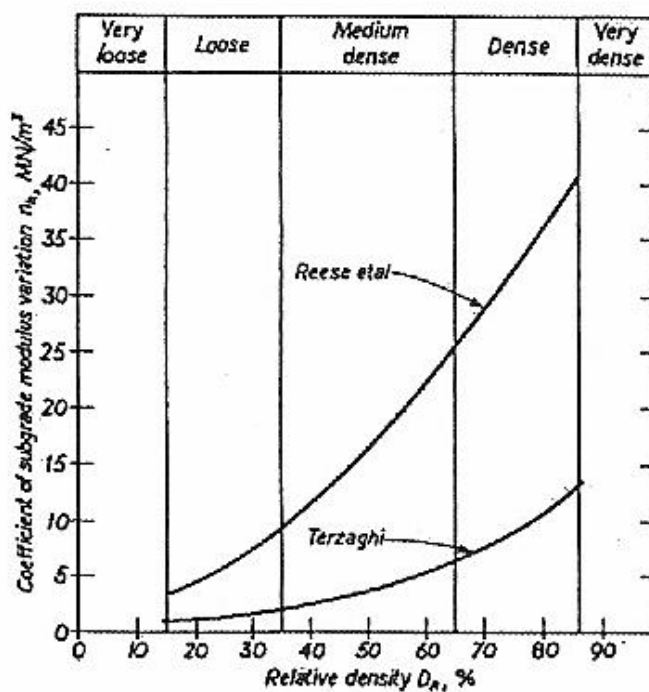
เมื่อ L = ระยะความยาวของเสาเข็มในดิน
 T =
$$\frac{5 \sqrt{EI}}{\sqrt{n_h}}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}}$$

$$K \approx \frac{k_1}{5B}$$

ตารางที่ 2.5 ค่า Subgrade Reaction (k_1) (Tomlinson, M.J., 1991)

Consistency	Stiff	Very Stiff	Hard
Undrain Shear Strength, (C_u) kN/m^2	50 - 100	100 - 200	> 200
Range of k_1 MN/m^3	15 - 30	30 - 60	> 60
Soil Modulus (K) MN/m^2	3 - 6	6 - 12	> 12



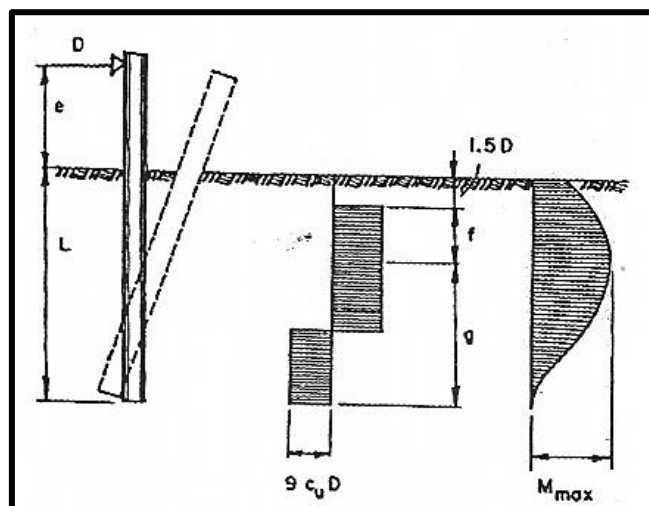
ภาพที่ 2.21 ค่าสัมประสิทธิ์ n_h (Tomlinson, M.J., 1991)

แรงกระทำด้านข้างที่เสาเข็มสามารถรับได้นั้นแยกวิเคราะห์ตามชนิดและประเภทของเสาเข็มดังต่อไปนี้

2.4.1.2 เสาเข็มหัวอิสระ (Free Head or Unrestrained Pile)

ก. เสาเข็มสั้น (Short Pile)

การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากดินไม่สามารถที่จะรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 2.22 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้โดยใช้กราฟที่แสดงในภาพที่ 2.23 หรือสมการที่ 2.21, 2.22 และ 2.23



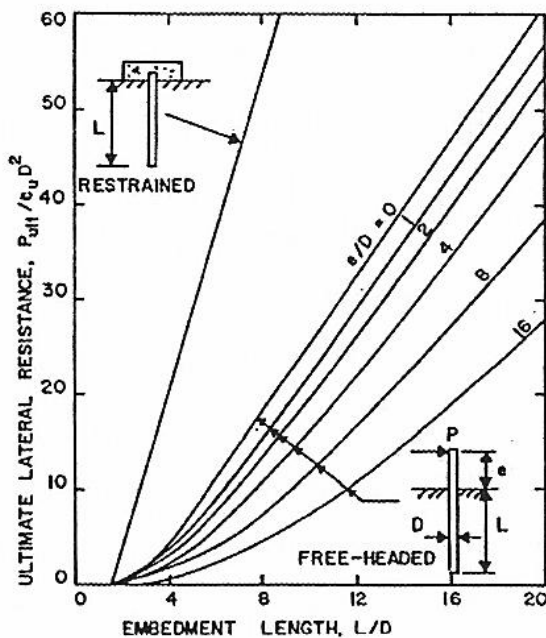
ภาพที่ 2.22 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ของเสาเข็มสั้นชนิดหัวอิสระ (Broms, B.B., 1964)

ที่มา:

$$f = \frac{P}{9C_u D} \dots\dots\dots(2.21)$$

$$M_{max}^{pos} = P(e + 1.5D + 0.5f) \dots\dots\dots(2.22)$$

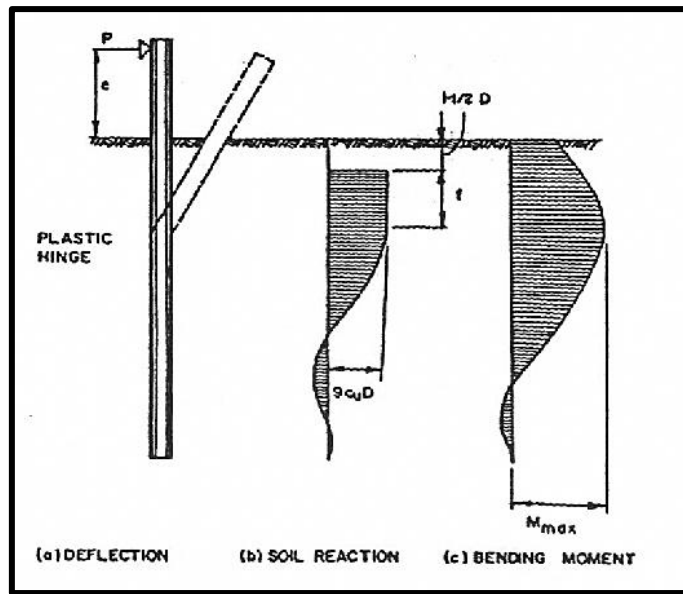
$$M_{max}^{pos} = 2.25Dg^2 \dots\dots\dots(2.23)$$



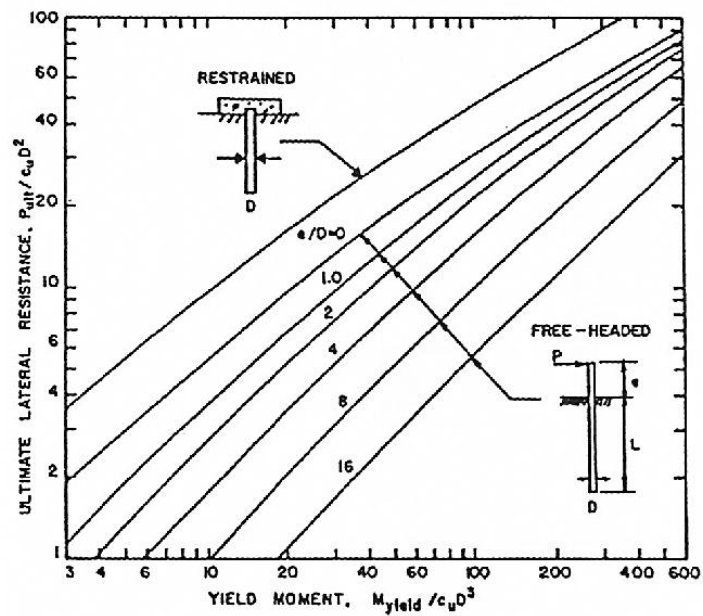
ภาพที่ 2.23 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มสั้นชนิดหัวอิสระ (Broms, B.B., 1964)

ข. เสาเข็มยาว (Long Pile)

การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเกิดมาจากเสาเข็มไม่สามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างได้ ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 2.24 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้จากกราฟในภาพที่ 2.25



ภาพที่ 2.24 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ของเสาเข็มยาวชนิดหัวอิสระ (Broms, B.B., 1964)

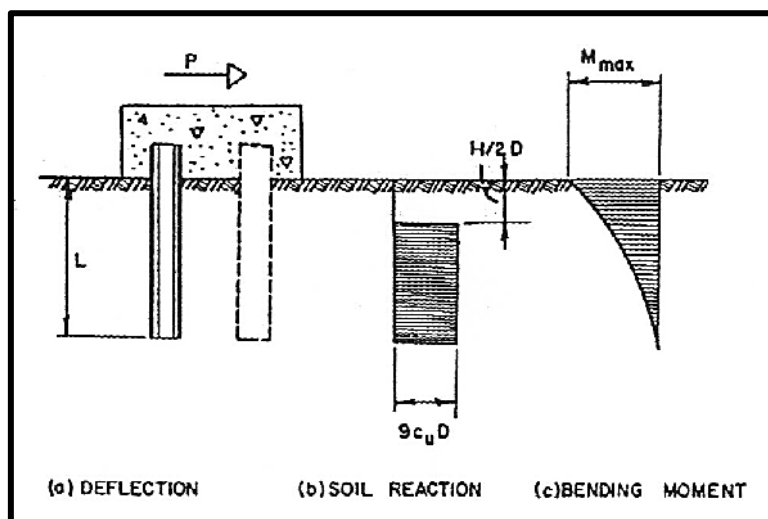


ภาพที่ 2.25 แรงต้านทานด้านข้างของเสาเข็มยาวชนิดหัวอิสระ (Broms, B.B., 1964)

2.4.1.3 เสาเข็มแบบยึดหัว (Fix Head or Restrained Pile)

ก. เสาเข็มสั้น (Short Pile)

การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเนื่องจากดินไม่สามารถที่จะรองรับหรือต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้ และเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวไปตามแนวนอน ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 2.25 แรงต้านทานด้านข้าง (P_{ult}) สามารถคำนวณได้โดยใช้สมการที่ 2.24



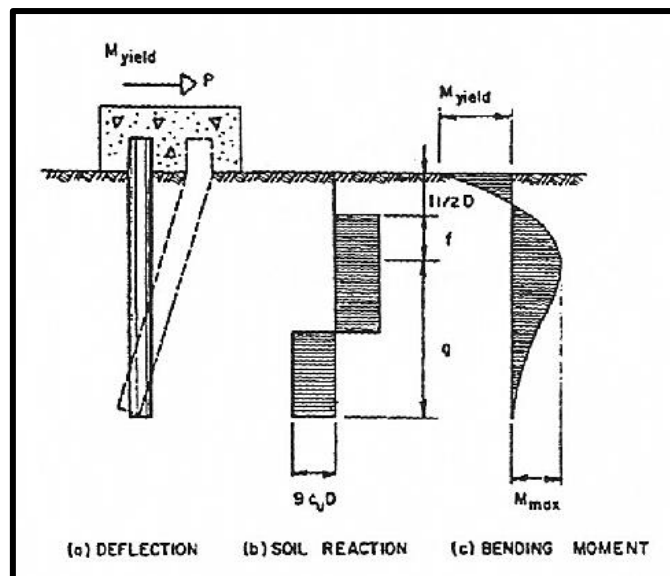
ภาพที่ 2.26 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ของเสาเข็มสั้นชนิดยึดหัว (Broms, B.B., 1964)

$$P_{ult} = 9C_u D(L - 1.5D) \dots\dots\dots(2.24)$$

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

ข. เสาเข็มยาวปานกลาง (Intermediate Pile)

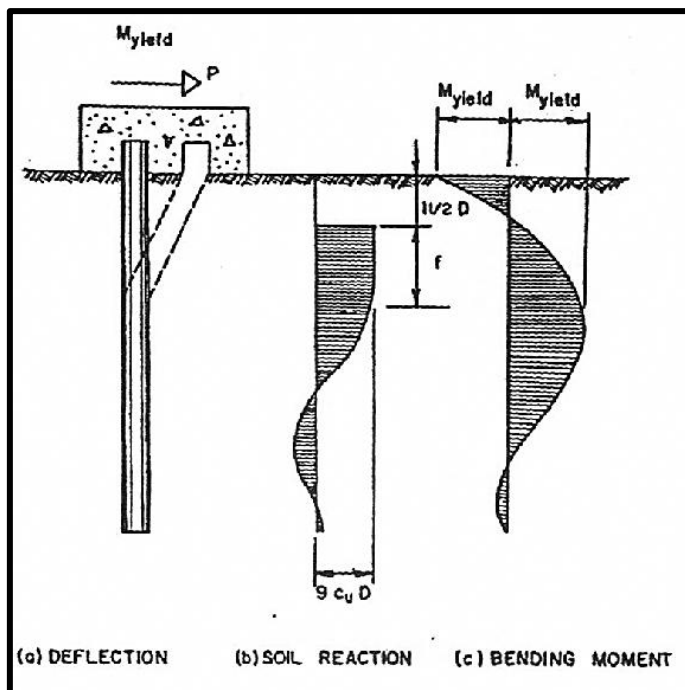
การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้ส่วนมากเกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัดสูงสุดได้จุดยึดมีค่ามากกว่ากำลังครากของเสาเข็ม ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 2.27 แรงต้านทานด้านข้างสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.21 และสมการที่ 2.22



ภาพที่ 2.27 ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ของเสาเข็มยาวปานกลางชนิดยึดหัว (Broms, B.B., 1964)

ค. เสาเข็มยาว (Long Pile)

การวิบัติของเสาเข็มชนิดนี้โดยมากเกิดเนื่องมาจากเสาเข็มเกิด Plastic Hinge 2 จุด โดยที่จุดแรกเกิดขึ้นได้จุดยึดบริเวณหัวเสาเข็ม จุดที่สองเกิดขึ้นที่ตำแหน่งความลึก $1.5D + f$ ลักษณะการแอนตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายของโมเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 2.28 แรงต้านทานด้านข้างสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.25



ภาพที่ 2.28 ลักษณะการแอ่นตัวด้านข้าง แรงปฏิกิริยาของดิน และการกระจายโมเมนต์ของเสาเข็มยาวปานกลางชนิดยึดหัว (Broms, B.B., 1964)

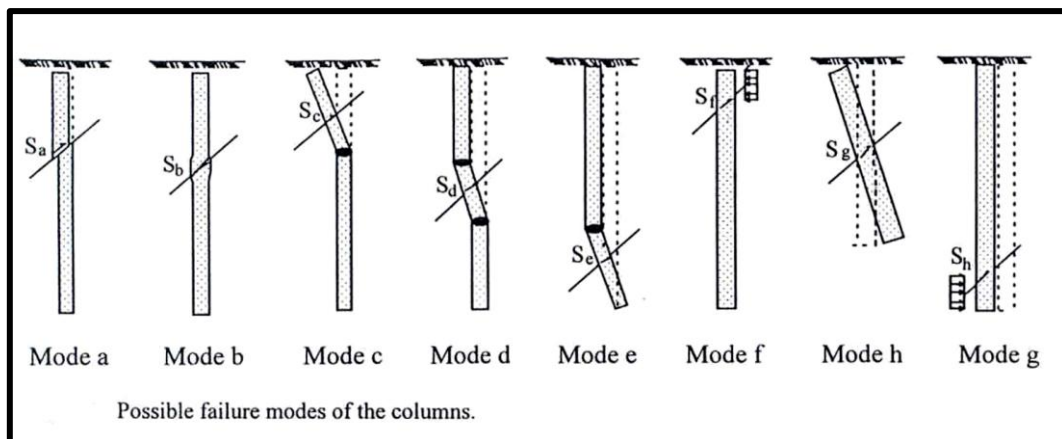
โดยที่

$$P_{ult} = \frac{2M_{yield}}{1.5D + 0.5f} \dots\dots\dots(2.25)$$

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

2.4.2 ลักษณะการพัง(Mode of Failure) ของเสาเข็มดินซีเมนต์

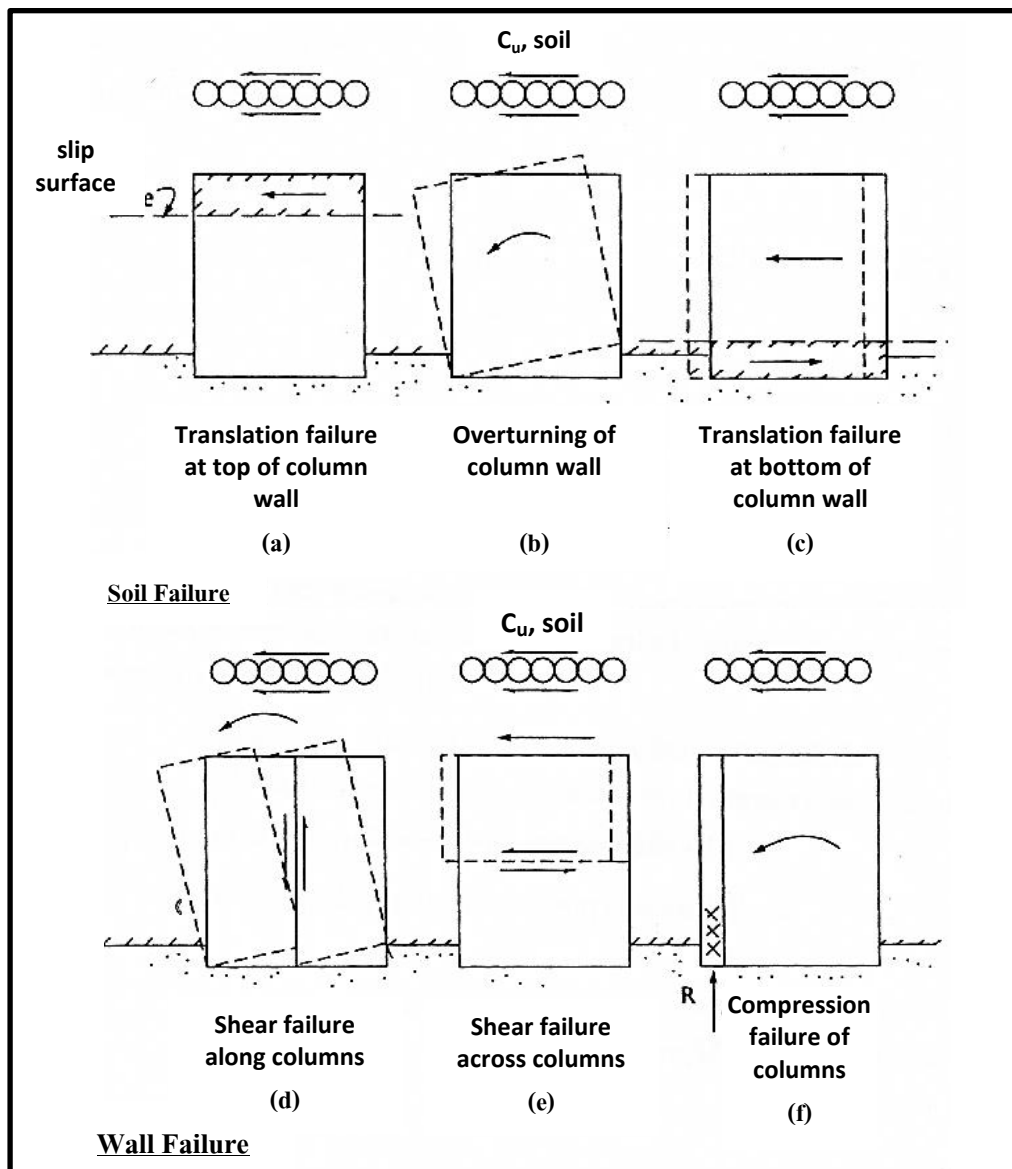
Kivelo M. (1998) ได้เสนอลักษณะการพัง (Mode of Failure) ของเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 2.29 กรณีของ Failure Mode a และ b เกิดขึ้นจากค่าหน่วยแรงกระทำเกินค่า Shear Strength หรือ ค่า Compressive Strength ของ Column ซึ่งจะเกิดในกรณีที่ Column มีค่า Stiffness และ Shear Strength ต่ำๆ ส่วนกรณี Failure Mode c, d และ e เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ที่กระทำเกินค่าที่ Column จะรับได้ จะเกิดในกรณีที่ Column มีค่า Shear Strength สูงๆ ซึ่ง Column จะทำหน้าที่เป็นเสาเข็มหรือเหล็กเดือย (Dowel) กรณีของ Failure Mode f, g และ h เกิดขึ้นในกรณีที่ดินที่อยู่รอบๆ Column ไม่สามารถรับแรงดันทางด้านข้างได้



ภาพที่ 2.29 Failure Mode ของเสาเข็มดินซีเมนต์ (Kivelo, M., 1998)

2.5 รูปแบบการวิบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์แบบกลุ่ม (Brom, 2004)

เนื่องจากโครงสร้างเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ เป็นโครงสร้างที่เกิดขึ้นจากการประกอบกัันระหว่างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ กับ เชิงลาดดิน ดังนั้นรูปแบบการวิบัติ นอกจากเสถียรภาพทั้งหมดที่เสนอโดย Yong Shao et al.(1998) แล้วยังต้องพิจารณารูปแบบการวิบัติภายในโครงสร้าง ซึ่งเกิดจากเสาเข็มดินซีเมนต์หรือดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุง Brom (2004) สรุปรูปแบบการวิบัติที่เป็นไปได้ดังภาพที่ 2.30



ภาพที่ 2.30 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดิน (Brom, 2004)

2.5.1 การวิบัติเนื่องจากแรงผลักของดินส่วนที่ไม่ได้รับการปรับปรุง (Extrusion Failure)

Terashi et al.(1983) “ทดสอบ Centrifuge เรื่องความต้านทานของการผลักของดินที่ไม่ปรับปรุงระหว่างเสาเข็มดินดินซีเมนต์ ความต้านทานแรงเฉือนระหว่าง โครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กับกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำของดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุง”

2.5.2 การวิบัติแบบเฉือน (Shear Failure)

รูปแบบการวิบัตินี้เกิดจากแรงเฉือนในแนวตั้งบริเวณที่ทับซ้อนกันของเสาเข็มดินซีเมนต์ เท่ากับกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังในภาพที่ 2.31 เมื่อแรงเฉือนในแนวตั้งเป็นไปตามสมการ 2.26

$$\frac{S}{b} = C_{u,soil} b \quad \dots\dots\dots(2.26)$$

เมื่อ β คือ ตำแหน่งการเลื่อนอยู่ที่ส่วนบนสุดของ โครงสร้างเท่ากับ 0.5

$$\frac{S}{b} = C_{u,soil} b(1 - \beta) \quad \dots\dots\dots(2.27)$$

เมื่อ β คือ ตำแหน่งการเลื่อนอยู่สูงกว่ากึ่งกลางของ โครงสร้างเท่ากับ 0.5

Larsson และ Hakansson (1998) “ทดสอบ Cone Penetration Test แนวเอียงพบว่า ความต้านทานแรงเฉือนของส่วนที่ทับซ้อนระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าต่ำ เนื่องจากการผสมที่ไม่เพียงพอหรือระยะทับซ้อนน้อยเกินไป”

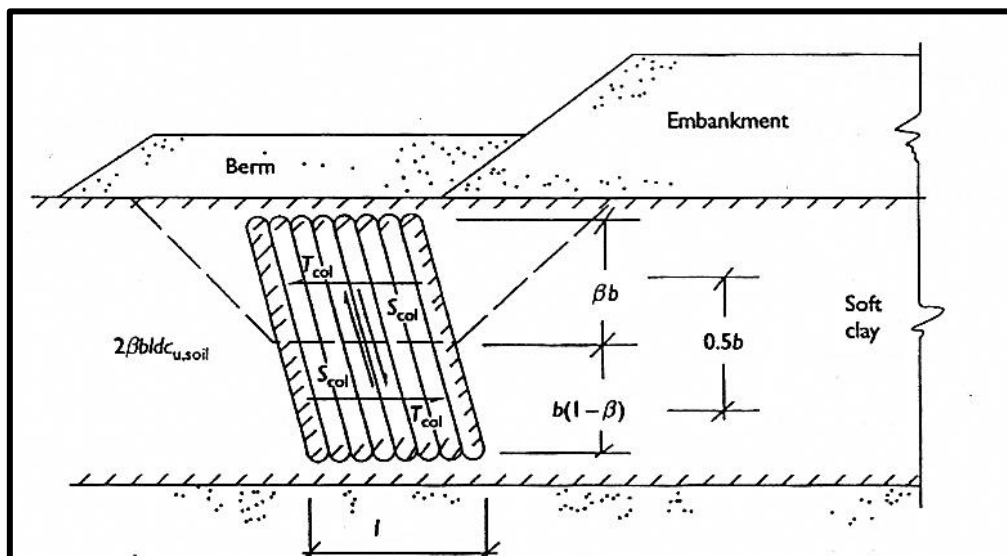
Yohida (1996) “รายงานว่าความต้านทานแรงเฉือนของดินปรับปรุงในบริเวณที่ทับซ้อนมีค่าเพียง 2 ใน 3 ของกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ ความต้านทานแรงเฉือนของส่วนที่ทับซ้อนอยู่ในช่วงร้อยละ 40 ถึง ร้อยละ 70 ของกำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยของเสาเข็มดินซีเมนต์”

แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างหาได้จากสมการที่ 2.28

$$\frac{2S_{column}}{b} = C_{u,soil} b \dots\dots\dots(2.28)$$

เมื่อ β คือ ตำแหน่งการเลื่อนอยู่ที่ส่วนบนสุดของโครงสร้างเท่ากับ 0.5

อย่างไรก็ตามความเครียดเฉือน $\frac{2T_{col}b}{l}$ ตามแนวทับซ้อนของเสาเข็มดินซีเมนต์ ความกว้าง $\frac{d}{2}$ ต้องน้อยกว่าความเครียดเฉือนปลอดภัย $\frac{q_{u,col}}{4}$ หรือครึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของส่วนทับซ้อนระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์จะควบคุมกำลังรับแรงเฉือนของโครงสร้าง

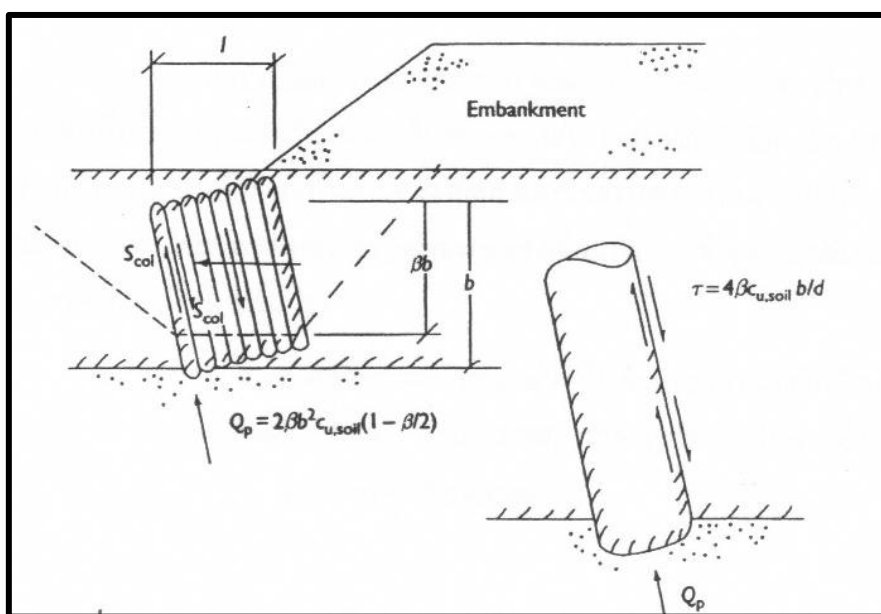


ภาพที่ 2.31 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดินแบบเฉือน (Brom, 2004)

2.5.3 การวิบัติของกำลังรับแรงอัด (Compression Failure)

เกิดขึ้นเมื่อแรงเฉือนสูงสุด และระนาบวิบัติอยู่ใกล้ส่วนล่างของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดิน จนกระทั่งเสารับแรงแบกทานเป็นจุด ($\beta = 1$) ดังที่แสดงในภาพที่ 2.32 แรงเฉือนมีค่าเท่ากับ $\frac{S_{col}}{b}$ ควรจะน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของส่วนทับซ้อน

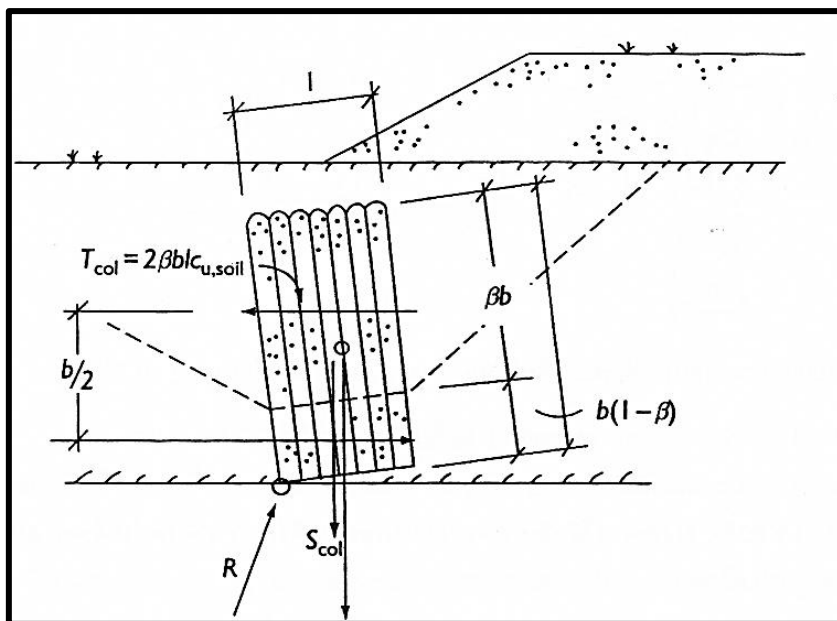
แรงกระทำตามแนวแกนเป็น $2c_{u,soil}\beta b^2 \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$ สำหรับเสาที่อยู่ในตำแหน่งไกลจากอีกด้านหนึ่งของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดิน ในกรณีของเสารับแรงแบกทานเป็นจุดเมื่อโครงสร้างหมุนในดิน แรงกระทำในแนวแกนน้อยกว่ากำลังรับแรงอัด $q_{u,col}$



ภาพที่ 2.32 รูปแบบการวิบัติของ โครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดินแบบกำลังรับแรงอัด (Brom, 2004)

2.5.4 การวิบัติเนื่องจากการพลิก (Overturning Failure)

ความต้านทานโมเมนต์ของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดิน จากการพลิกคว่ำดังแสดงในภาพที่ 2.33 สามารถเพิ่มขึ้นได้ด้วยการเพิ่มความยาวของเสาเข็มดินซีเมนต์หรือเพิ่มจำนวนแถวของเสาเข็มดินซีเมนต์



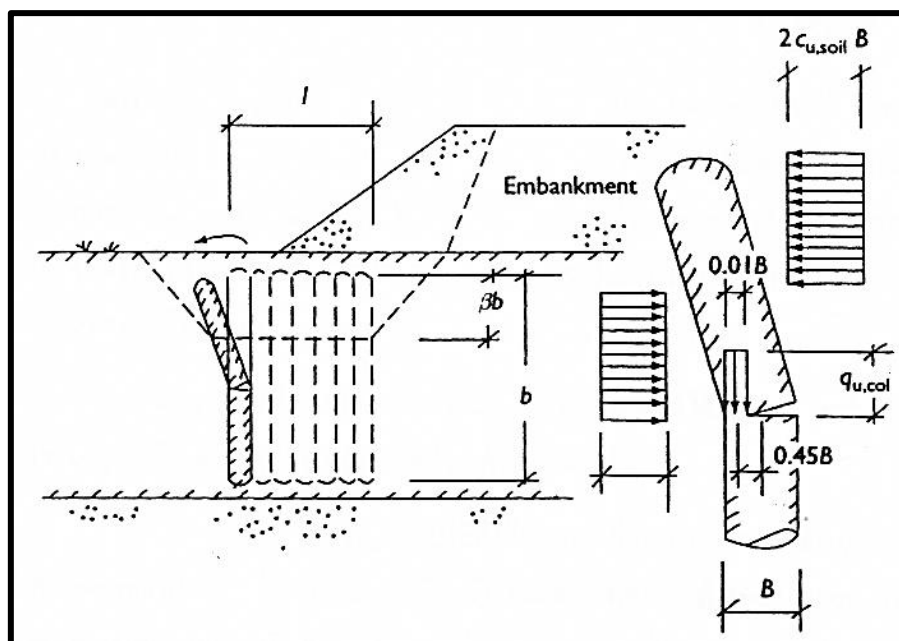
ภาพที่ 2.33 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการพลิก
(Brom, 2004)

2.5.5 การวิบัติเนื่องจากการแยก (Separate Failure)

เนื่องจากการแยกกันของเสาเข็มดินซีเมนต์ภายใน โครงสร้างดังแสดงในภาพที่ 2.34 เป็นการวิบัติที่ระนาบวิบัติเกิดในตำแหน่งใกล้ส่วนบนของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ แรงดันด้านข้างที่แยกสามารถประมาณได้ด้วยการสมมติว่าความต้านทานแรงเฉือนทั้งสองข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุง

เสาจะแยกออกจากกันเมื่อความกว้างของส่วนทับซ้อนระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์น้อยและกำลังรับแรงดึงของช่วงทับซ้อนต่ำ

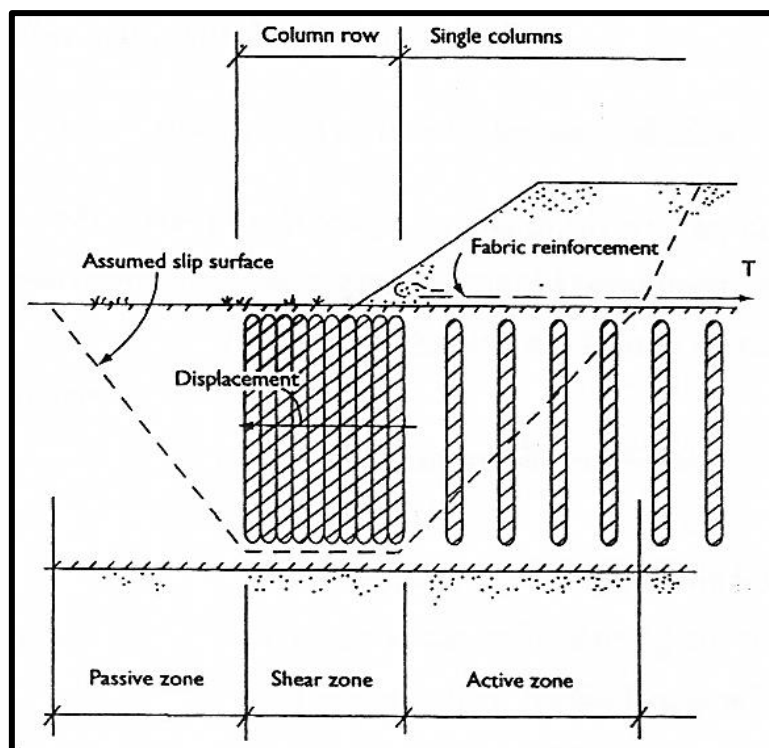
Terashi et al. (1980) รายงานว่ากำลังรับแรงดึงมีค่าประมาณ ร้อยละ 10 ถึง ร้อยละ 20 ของกำลังรับแรงอัดแบบ USC ของเสาเข็มดินซีเมนต์



ภาพที่ 2.34 รูปแบบการวิบัติของ โครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กั้นดินเนื่องจากการแยก
(Brom, 2004)

2.5.6 การวิบัติเนื่องจากการเลื่อน (Sliding Failure)

การเลื่อนของโครงสร้างดังแสดงในภาพที่ 2.35 ความต้านทานแรงเฉือนของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์เพียงพอ จึงทำให้เกิดการเลื่อนของระนาบดินใต้แนวเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อกำลังรับแรงเฉือนลดลงจึงเกิดการเลื่อนของโครงสร้างที่อยู่เหนือระดับการเลื่อนของโครงสร้างที่อยู่เหนือระนาบการเลื่อน โครงสร้างจะต้องมีขนาดใหญ่พอที่จะต้านทานแรงดันทานข้างใต้ระนาบการเลื่อนได้



ภาพที่ 2.35 รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กันดินเนื่องจากการเลื่อน
(Brom, 2004)

2.6 Finite Element Method

วิธี Finite Element นำมาใช้ทางวิศวกรรมปฐพีเป็นครั้งแรกโดย Clough and Woodward (1967) ในการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของเขื่อนดิน ลักษณะโดดเด่นที่สำคัญที่สุดของวิธีการนี้ คือ การใช้รูปความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเชิงเส้นของ Stress – Strain (Non-linear Stress – Strain Characteristics)

วิธี Finite Element เป็นวิธีที่ใช้กันในการแก้ปัญหาใน Continuum Mechanics ซึ่งสามารถใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณให้มีความแม่นยำ และรวดเร็วยิ่งขึ้น หลักการโดยทั่วไป คือ ทำการแบ่งวัตถุที่มีความต่อเนื่องออกเป็นส่วนย่อยเล็กๆ เรียกว่า Element ซึ่งเป็นได้ทั้งรูปสามเหลี่ยมและรูปสี่เหลี่ยมโดยที่ Element เหล่านี้ถูกแยกออกจากกันด้วยเส้นสมมติ (Imaginary Line) หรือพื้นผิวสมมติ (Imaginary Surface) และต่อเชื่อมระหว่างกันด้วยจุด (Node) ที่อยู่บนขอบเขตของ

Element ในการคำนวณหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวจะทำการคำนวณในทุก Element ทำให้ได้ค่าที่มีความละเอียดสูง (Chowdhury, 1978)

ในกรณีของดินหรือหิน ความสัมพันธ์ของ Stress–Strain มักไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear Stress–Strain Characteristics) ดังนั้นการวิเคราะห์เชิงตัวเลขจึงมีความจำ เป็นต้องปรับความสัมพันธ์ดังกล่าวให้ถูกต้อง ซึ่งโดยทั่วไปมี 3 วิธีคือ

2.6.1 Incremental method คือการแบ่งความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรงออกเป็น ส่วนประกอบ ของเส้นตรงหลายช่วง โดยแต่ละช่วงให้ถือว่าความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นเป็นเส้นตรง

2.6.2 Iterative method คือการเริ่มกำหนดความสัมพันธ์เริ่มต้นค่าใดค่าหนึ่ง แล้ว คำนวณหาความเบี่ยงเบนจากค่าที่แท้จริงเพื่อปรับหาค่าความสัมพันธ์ในช่วงถัดไป

2.6.3 Mixed method คือการรวม 2 วิธีข้างต้นเข้าด้วยกันส่วนสำคัญของวิธี Finite Element คือค่าสติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลิเมนต์ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่า Poisson’s Ratio (ν) และ Modulus of Elasticity (E) ของดิน เนื่องจากมีจุดต่อเป็นจำนวนมากจึงมีสมการการเคลื่อนที่ของจุดต่อมาก การแก้สมการเหล่านี้จึงต้องอาศัยหลักการของเมตริกซ์ (Matrix algebra) และคำตอบของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์จะขึ้นอยู่กับรูปของสมการสมดุลและความสอดคล้องของแต่ละจุดต่อ ซึ่งสามารถทำสมการให้อยู่ในรูปของเมตริกซ์ ดังนี้

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad \dots\dots\dots(2.29)$$

เมื่อ

$$\{F\} = \text{แรงที่กระทำ (Vector of applied nodal forces)}$$

$$[K] = \text{Stiffness matrix}$$

$$\{\delta\} = \text{Unknown modal displacement vector}$$

เมื่อแก้สมการจะทำให้ทราบค่าการเคลื่อนตัวของดินได้ฐานราก ทำ การเปลี่ยนค่าการเคลื่อนตัวของแต่ละจุดต่อไปเป็นความเครียดของแต่ละเอลิเมนต์และใช้ความสัมพันธ์ของ Stress-strain หาค่าหน่วยแรงในเอลิเมนต์

วิธี Finite Element จะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทุกๆ จุดที่กำหนดขึ้นบนแบบจำลองได้ดี แต่ค่าที่ได้อาจไม่ถูกต้องเนื่องจากการแบ่งขนาดของเอลิเมนต์ การกำหนดขอบเขต (Boundary condition) ไม่เหมาะสมและอาจเนื่องจากการเลือกใช้คุณสมบัติของดินที่ไม่เหมาะสมกับสภาพความเป็นจริง (พินิจ, 2528)

2.7 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน

จากทฤษฎีของกลศาสตร์ของแข็ง (Solid Mechanics) เมื่อวัสดุได้รับแรงกระทำ จะเกิดการกระจายหน่วยแรงและจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัว (Deformation) ลักษณะและขนาดของการเคลื่อนตัวจะขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ Stress-strain ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (Stress-strain relation) ของวัสดุแต่ละชนิดมีความแตกต่างกัน ดังภาพที่ 2.36 ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

- 1) Nonlinearly Elastic คือ ความสัมพันธ์ที่มีความยืดหยุ่นโดยสมบูรณ์แต่ไม่เป็นเชิงเส้น วัสดุที่มีความสัมพันธ์เช่นนี้ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นสามารถคืนกลับได้หมดเมื่อนำ แรงกระทำ ออก
- 2) Linearly Elastic ความสัมพันธ์เป็นแบบเดียวกันกับข้อ 1 แต่เป็นเชิงเส้น
- 3) Nonelastic คือความสัมพันธ์ในกรณีที่มีความเครียดไม่สามารถคืนกลับได้ทั้งหมดเมื่อเอาน้ำหนักกระทำ ออกค่าความเครียดจะคืนตัวได้บางส่วน ลักษณะนี้เรียกว่า ความเครียดพลาสติก
- 4) Perfectly Plastic คือความสัมพันธ์ที่มีความเป็นพลาสติกโดยสมบูรณ์ เมื่อเอาน้ำหนักกระทำ ออก ค่าความเครียดจะไม่มี การคืนตัว ลักษณะเช่นนี้เรียกว่า Rigid-Plastic
- 5) Elasto-Plastic คือความสัมพันธ์ในลักษณะที่มีทั้งแบบที่สามารถคืนกลับได้และที่ไม่สามารถคืนกลับได้ ซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบผสมผสานทั้งอลาสติกและพลาสติก เป็นความสัมพันธ์ที่มีความยืดหยุ่น โดยสมบูรณ์ในช่วงแรกจนกระทั่งถึงจุดคลากความสัมพันธ์จะเปลี่ยนไปเป็นแบบพลาสติก ซึ่งแบ่งออกได้ 3 ลักษณะคือ

Curve 1 เป็น Perfectly Plastic มีความเป็นพลาสติกโดยสมบูรณ์ กรณีที่หน่วยแรงไม่มีผลกับความเครียดในช่วงพลาสติก

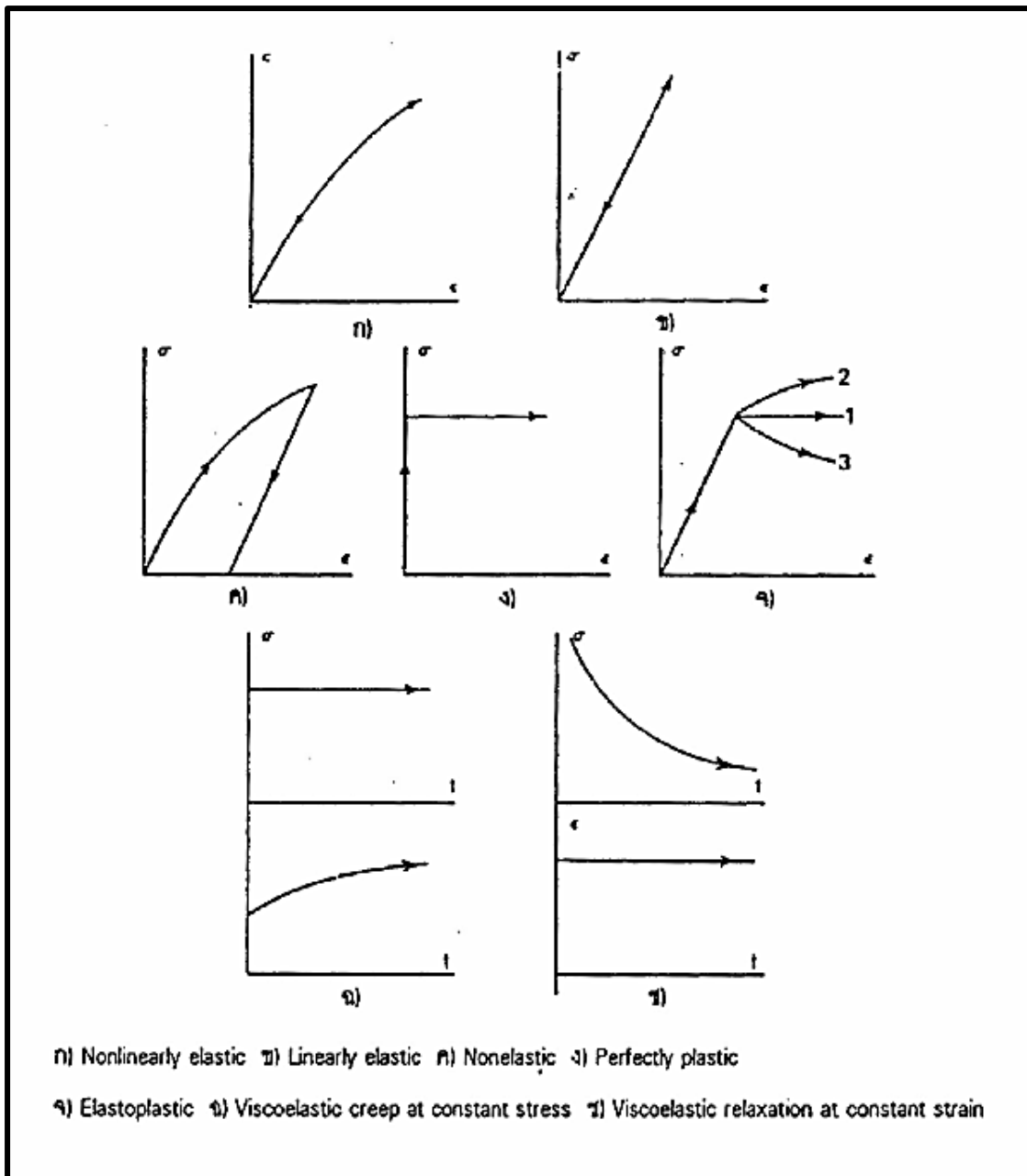
Curve 2 เป็น Strain Hardening ค่าความเค้นในเนื้อวัสดุเพิ่มขึ้นเมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น

Curve 3 เป็น Strain Softening มีค่าความเค้นในเนื้อวัสดุลดลงเมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น

6) Viscoelastic Creep at Constant Stress คือความสัมพันธ์ในวัสดุที่มีแรงกระทำคงที่แต่ความเครียดเพิ่มขึ้นตามเวลาที่ผ่านไป เช่น กรณีของการเกิดการคืบและ Consolidation

7) Viscoelastic Relaxation at Constant Strain คือความสัมพันธ์ในวัสดุที่มีความเครียดคงที่แต่แรงกระทำ ลดลงตามเวลาที่ผ่านไป

ในงานวิจัยนี้ได้พิจารณาเลือกใช้แบบจำลอง 2 แบบในการวิเคราะห์ซึ่งเป็นแบบจำลองที่มีอยู่ในโปรแกรม PLAXIS โดยใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb (Elasto-Plastic) ในการวิเคราะห์ด้านเสถียรภาพ และแบบจำลอง Soft Soil ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินฐานรากทางด้านการทรุดตัว (Settlement) การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral Displacement) และความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure)



ภาพที่ 2.36 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดของวัสดุ (พงษ์ศิลป์, 2544)

2.7.1 แบบจำลอง Mohr-Coulomb (Elasto-Plastic)

เป็นแบบจำลองที่มีพื้นผิวพิบัติ (Yield surface) ที่แน่นอน ซึ่ง Yield surface นี้จะถูกกำหนดโดยคุณสมบัติของดิน (Soil parameter) ที่ใส่เข้าไป และ Yield surface นี้จะไม่ขึ้นอยู่กับความเครียด (Strain) สถานะของหน่วยแรง (Stress) ใดๆ ก็ตามที่อยู่ภายในขอบเขตของ Yield surface จะมีพฤติกรรมเป็น Elastic โดยสมบูรณ์

ในการกำหนดขอบเขตของพื้นผิวพิบัติจะให้กฎของ Mohr-Coulomb เป็นตัวกำหนด ซึ่งรูปแบบของ Mohr-coulomb yield function สามารถจำแนกออกเป็น 3 สมการด้วยกัน ซึ่งแต่ละสมการแสดงอยู่ในเทอมของหน่วยแรงหลัก (Principle stress) ดังนี้

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi - C\cos\phi \leq 0 \dots\dots\dots(2.30)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi - C\cos\phi \leq 0 \dots\dots\dots(2.31)$$

$$f_3 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi - C\cos\phi \leq 0 \dots\dots\dots(2.32)$$

Yield function ของแบบจำลอง Mohr-Coulomb สามารถแสดงเป็นรูปกรวย 6 เหลี่ยมในระนาบของหน่วยแรงหลัก (Principle stress) ได้ดังภาพที่ 2.37

ตัวแปรพื้นฐาน (Basic parameter) ที่ใช้ในแบบจำลอง Mohr-Coulomb มีทั้งหมด 5 ตัวด้วยกัน ซึ่งทั้งหมดเป็นพารามิเตอร์ที่ทราบกันดีทางด้านวิศวกรรมปฐพี โดยตัวแปรทั้ง 5 ตัว คือ

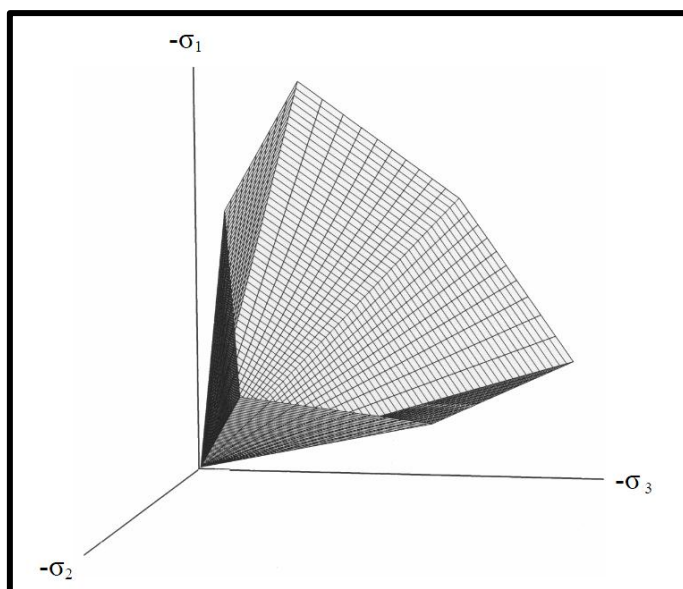
E : Young's Modulus

V : Poisson's Ratio

ϕ : Friction Angle

C : Cohesion

Ψ : Dilatancy Angle



ภาพที่ 2.37 พื้นผิวพิบัติของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก
(PLAXIS V.8 Material Models Manual, 2002: 3-3)

2.8 PLAXIS Program

โปรแกรม PLAXIS เป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองทางธรณีเทคนิคด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1987 ที่ Technical University of Delft ประเทศเนเธอร์แลนด์ สามารถวิเคราะห์ปัญหาได้ทั้งแบบ Undrained และ Consolidation Analysis ทั้งในระบบ 3 มิติ และ 2 มิติ (Plane Strain or Axisymmetry) สามารถกำหนดขอบเขตของการเคลื่อนตัว ความดันน้ำส่วนเกิน และสามารถจำลองขั้นตอนของการก่อสร้าง (Construction Stage) ได้

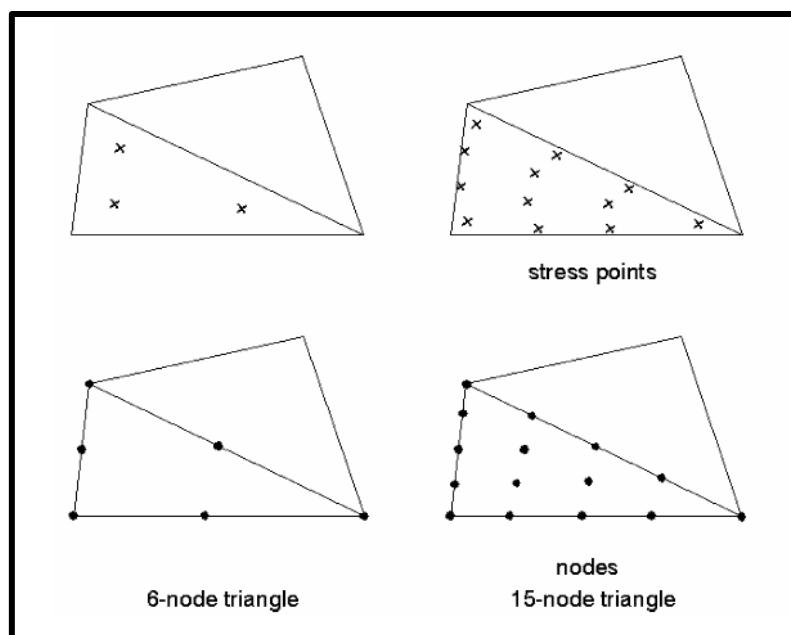
โปรแกรม PLAXIS ประกอบด้วยกลุ่มงาน 3 กลุ่มหลักและมีความต่อเนื่องกัน โดยสามารถอธิบายได้ดังนี้

2.8.1 INPUT เป็นกลุ่มงานที่ใช้ในการกำหนดลักษณะ ขอบเขตของแบบจำลองของชั้นดิน และคุณสมบัติของรูปร่างของแบบจำลอง (Geometry) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งในการทำงานมีลักษณะที่สำคัญดังต่อไปนี้

2.8.1.1 ในการกำหนดขอบเขตชั้นดิน (Soil Layer) โครงสร้างประกอบ (Structures) ขั้นตอนการก่อสร้าง (Construction Stage) และขอบเขตเงื่อนไขของแบบจำลอง (Boundary Condition) ได้โดยใช้วิธีการทางกราฟิก

2.8.1.2 รูปแบบของเอลิเมนต์ (Element) สามารถกำหนดเป็น Beams, Geotextiles, Anchors, Interface Element และ Tunnels

2.8.1.3 ชนิดของเอลิเมนต์ (Element) ที่สามารถกำหนดในโปรแกรม PLAXIS ประกอบด้วย 6-node triangular element และ 15-node triangular element สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาใน 2 มิติ (2D Analysis) ส่วนในการวิเคราะห์ปัญหาใน 3 มิติ (3D Analysis) สามารถกำหนดได้เพียงรูปแบบเดียวคือ 15-node wedge element ดังแสดงในภาพที่ 2.41



ภาพที่ 2.38 Position of node and stress points in soils element
(PLAXIS V.8 Reference Manual, 2002: 3-9)

2.8.1.4 แบบจำลองของชั้นดิน (Soil Model) ที่สามารถกำหนดได้ในโปรแกรม PLAXIS มีทั้งหมด 5 แบบ คือ Linear Elastic, Mohr-Coulomb, Soft-Soil model, Hardening Soil model, Soft-Soil creep model, Jointed Rock Model และ User-defined model

2.8.2 CALCULATION เป็นกลุ่มงานที่ใช้ในการคำนวณ ในโปรแกรม PLAXIS มีขั้นตอนการคำนวณที่แยกจากกันชัดเจนระหว่าง Plastic Calculation, Consolidation Analysis และ Update Mesh Analysis ดังนั้นในการวิเคราะห์แต่ละโครงการจะมีขั้นตอนในการคำนวณมากกว่าหนึ่งขั้นตอน ลักษณะเฉพาะของการคำนวณที่มีในโปรแกรม PLAXIS มีดังต่อไปนี้

2.8.2.1 Automatic Load Stepping โปรแกรม PLAXIS สามารถกำหนดลำดับและเวลาของขั้นตอนการเพิ่มของน้ำหนักกระทำ (Load) ได้โดยอัตโนมัติ

2.8.2.2 Arc-Length Control ในการคำนวณหาค่าน้ำหนักกระทำ ที่ทำให้โครงสร้างเกิดการพิบัติ (Collapse Load) และกลไกของการพิบัติ (Failure Mechanisms) โปรแกรม PLAXIS จะใช้หลักการ Arc-Length Control ซึ่งเป็นหลักการทาง Mechanical Engineering เข้ามาใช้ในการควบคุมและตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์

2.8.2.3 Stage Construction โปรแกรม PLAXIS สามารถที่จะจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างเช่น สามารถจำลองลำดับของงานขุด (Excavation) และงานถม ได้ใกล้เคียงกับลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างจริงที่เกิดขึ้นในสนาม

2.8.2.4 Safety Factor โปรแกรม PLAXIS มีหลักการพิเศษที่เรียกว่า Phi-c-reduction สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างได้โดยตรงจากวิธี Finite Element

2.8.3 OUTPUT เป็นกลุ่มงานที่ใช้สรุปผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการป้อนข้อมูลใน INPUT และผลการคำนวณจาก CALCULATION รูปแบบการแสดงผลของโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

2.8.3.1 รูปแบบกราฟิก โดยสามารถแสดงผลในรูปของ Contour Line, Contour Shading, Deformed Mesh, Displacement Arrows, Cross-Sections นอกจากนี้ยังมีฟังก์ชันพิเศษที่

สามารถแสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) เพื่อใช้ในการติดตามและตรวจสอบพฤติกรรมของชั้นดินที่เกิดจากก่อสร้างในแต่ละขั้นตอนได้

2.8.3.2 รูปแบบตาราง ผลการคำนวณที่ได้สามารถแสดงค่าในรูปแบบของตาราง และสามารถนำ ค่าในตารางที่ได้จากโปรแกรมนี้เชื่อมโยงเข้ากับโปรแกรมอื่น เช่น Microsoft Words และ Microsoft Excels ได้

2.9 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ประสม ฒ ชาตรี (2545) ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวและเสถียรภาพของคันดินที่ก่อสร้างบริเวณชั้นดินโคลนปากแม่น้ำ โดยที่คันดินมีการก่อสร้างโดยใช้วัสดุเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ โดยมีการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวเพื่อเก็บข้อมูลปริมาณการทรุดตัวของคันดิน ระหว่างทำการก่อสร้างและภายหลังการก่อสร้างเสร็จแล้ว อีกทั้งยังมีการเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวของดินฐานรากบริเวณด้านข้างของคันดินทดสอบเพื่อตรวจสอบการวิบัติของคันดิน

ผลการวิเคราะห์ด้านเสถียรภาพพบว่าดินเดิมมีค่าความปลอดภัยของกำลังรับแรงแบกทาน และความปลอดภัยของเชิงลาดต่ำมาก โดยการใส่วัสดุเสริมแรงด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ ทำให้เสถียรภาพเชิงลาดหลังจากการเกิดการแทนที่ของดินถมเข้าไปในดินโคลนฐานรากมีค่าสูงขึ้น แม้จะเกิดการวิบัติเนื่องจากการไหลของดิน แต่ก็ยังเป็นวิธีการที่สามารถก่อสร้างได้ และช่วยให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินน้อยลง

ในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การใช้วัสดุเสริมแรงด้วย แผ่นใยสังเคราะห์ ไม้ไผ่ และเสาเข็มไม้ เป็นระบบพุงให้เกิดกระเปาะดิน

นฤทธิ์ ประกอบบุญ (2546) ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ ที่ออกแบบให้เป็นระบบกำแพงกันดินสำหรับการขุดดินเพื่อก่อสร้างบ่อเก็บน้ำสำรองของโรงไฟฟ้าพลังงานความร้อนร่วมวังน้อย ระบบกำแพงกันดินก่อสร้างด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ความลึกประมาณ 8 เมตร ฝังลงในชั้นดินเหนียวแข็ง ประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างด้วยวิธี ไฟไนต์เอลิ

เมนต์ (FEM) โดยจำลองพฤติกรรมของเสาเข็มด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินด้วย Inclinator

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

ในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การลดความเครียดทางข้าง (Lateral Strain) ของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เป็นกำแพงกันดินลงได้โดยการเพิ่มความลาดของดิน เพื่อป้องกันการพังทลาย

แสวงอรุณ เก้าเอียน (2546) ศึกษาเสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณตลิ่งท้ายเขื่อนทดน้ำบางปะกง ในกรณีลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว เพื่อใช้ประเมินการเคลื่อนตัวของดิน และหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดิน กับอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดของตลิ่ง โดยวิเคราะห์เสถียรภาพของตลิ่งโดยทฤษฎี Simplified Bishop และหาการเคลื่อนตัวของดินด้วยไฟไนท์เอลิเมนต์

ผลการวิเคราะห์พบว่า การพังทลายอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนมากหนา 6 เมตร โดยเกิดจากการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วส่งผลให้เกิดแรงดันน้ำในมวลดินไหลย้อนกลับ ผลการวิเคราะห์พบว่าค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Young Modulus และกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Eu/Su) ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 60 และ 120 สำหรับดินเหนียวอ่อนมาก และดินเหนียวอ่อนตามลำดับ

ในการศึกษานี้มีจุดเด่นอยู่ที่การศึกษาการเกิดแรงดันน้ำในมวลดินไหลย้อนกลับเนื่องจากการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วและค่าความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดินในแนวราบของตลิ่งกับอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุด

ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์ (2548) ศึกษาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่มาประยุกต์ใช้สำหรับงานขุดดินลึกในดินกรุงเทพฯ เพื่อก่อสร้างโครงสร้างกันดินใน 2 ส่วน คือ

โครงสร้างประตูประบายน้ำและโครงสร้างคลองโครงสร้างประตูประบายน้ำมีการขุดดินลึกประมาณ 11.5 เมตร และมีระบบป้องกันดินชั่วคราวเป็นกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร 9 แถวต่อเนื่องกันเป็นความหนา 6.34 เมตร ความลึกเสาเข็มดินซีเมนต์อยู่ระหว่าง 11.00 – 18.00 เมตร โดยออกแบบเป็นกำแพงทึบ

ผลการวิเคราะห์พบว่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์เป็นลักษณะคานยื่นค่าความเครียดเฉือน (Shear Strain) ของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์อยู่ระหว่าง 1-2% แต่เมื่อการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นค่าความเครียดเฉือนก็จะเพิ่มขึ้นมากกว่า 2% จะเกิดการวิบัติและเสาเข็มดินซีเมนต์จะแยกออกจากกัน ผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าค่ากำลังผิวสัมผัสระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์มีค่าประมาณ 44-70% และ 20-43% ของกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ สำหรับการเคลื่อนตัวของกำแพงเสาเข็มดินซีเมนต์ ที่มีค่าความเครียดเฉือนอยู่ระหว่าง 1-2% และมากกว่า 2% ตามลำดับ

ในการศึกษานี้มีจุดเด่น คือ มีการศึกษาถึงความสัมพันธ์ของความเครียดเฉือน กับกำลังผิวสัมผัสของเสาเข็มดินซีเมนต์

อนุวัตร ทองคำ (2538) ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยวิธีผสมซีเมนต์ ศึกษาผลการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯซึ่งผสมซีเมนต์อย่างเดี่ยว และผสมด้วยซีเมนต์และสารผสมเพิ่ม การผสมจะแปรเปลี่ยนตามปริมาณและประเภทของสารผสม จากนั้นจึงทำการบดอัดดินเหนียวและส่วนผสมเป็นรูปทรงกระบอก หาค่ากำลังโดยการทดสอบ Unconfined Compression Test หลังจากทำการบ่มจนครบตามระยะเวลา

ผลการวิเคราะห์พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและส่วนผสมจะขึ้นอยู่กับปริมาณการผสมและระยะเวลาในการบ่ม การผสมด้วยซีเมนต์จะช่วยให้การปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเดิม ส่วนสารผสมเพิ่มส่วนใหญ่จะช่วยให้การเพิ่มกำลังของดินผสมซีเมนต์ที่ปริมาณการผสมเพียง 4 % เท่านั้น

การศึกษานี้มีจุดเด่น คือ มีการใช้สารผสมชนิดอื่นๆ เพิ่มเติมในการผสมกับดินซีเมนต์เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน

จิราณัฐวัฒน์ ฌรงค์ (2548) ศึกษาพฤติกรรมทางกลของเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจากคันทางบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ หลักการวิเคราะห์ตั้งอยู่บนพื้นฐานทางทฤษฎี Continuum Mechanics ซึ่งใช้ระเบียบวิธีทางตัวเลขไฟไนท์เอลิเมนต์ เป็นเครื่องมือสำคัญ คุณสมบัติลักษณะคันทางและเสาเข็มดินซีเมนต์ ใช้ตามมาตรฐานกรมทางหลวง และข้อมูลชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งได้ทำการจำลองการก่อสร้างคันทางโดยถมความสูงคันทางทีละชั้นไปเรื่อยๆ จนเกิดการพังทลายของคันทาง

ผลการวิเคราะห์พบว่า พฤติกรรมทางกลที่เกิดขึ้นสามารถแบ่งตามสภาวะการเปลี่ยนแปลงของดินฐานรากเป็น 5 สภาวะ ระยะห่างของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เหมาะสมอยู่ที่ 2.5 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ค่า Elastic Modulus ที่มีความเหมาะสมมีค่าประมาณ 45000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร หรือประมาณ 150 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ และการกระจายน้ำหนักลงสู่ฐานราก ถ่ายเทลงสู่เสาเข็มดินซีเมนต์ประมาณร้อยละ 62.5 ของน้ำหนักทั้งหมดและลงสู่ดินร้อยละ 32.5

การศึกษานี้มีจุดเด่น คือ มีการเปรียบเทียบผลระหว่างพื้นฐานทางทฤษฎี Continuum Mechanics กับทฤษฎี Rigid Body Mechanics

มนตรี เดชาสกุลสม และคณะ (2552) ศึกษาการเพิ่มเสถียรภาพ และแก้ไขป้องกันการชะล้างพังทลายและเคลื่อนตัวของเชิงลาด เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของเชิงลาดโดยใช้การตรวจวัดจากเครื่องมือทางธรณีเทคนิค เทียบแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งประเมินพฤติกรรมและเสถียรภาพของเชิงลาดโดยใช้ ระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ โดยอาศัยกรณีศึกษาจากการออกแบบและก่อสร้างงานแก้ไขการพังทลายเชิงลาดภูเขาทางด้าน Side Slope

ผลการวิเคราะห์พบว่า การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่วัดได้ในส่วนดินถมส่วนบนที่เสริมแรงด้วย Geogrid และดินถมส่วนล่าง มีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM ทั้งนี้อาจจะเป็นผลมาจากแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์ และค่าความลาดชันจริงของเชิงลาด

การศึกษานี้มีจุดเด่นคือ การติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคและนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยใช้ Finite Element Method

สมพงษ์ วัฒนังกวด (2552) ศึกษาคุณสมบัติดินที่มีผลต่อการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์กรณีศึกษาในโครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ซึ่งใช้เสาเข็มดินซีเมนต์จำนวน 246,300 ต้น เพื่อเพิ่มความแข็งแรงบริเวณลาดคันคลองและเสริมความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากถนน โดยทำการศึกษาลักษณะสภาพชั้นดิน ความสัมพันธ์เชิงสถิติของคุณสมบัติดิน และเปรียบเทียบวิธีการก่อสร้างจากผลการทดสอบของเสาเข็มดินซีเมนต์

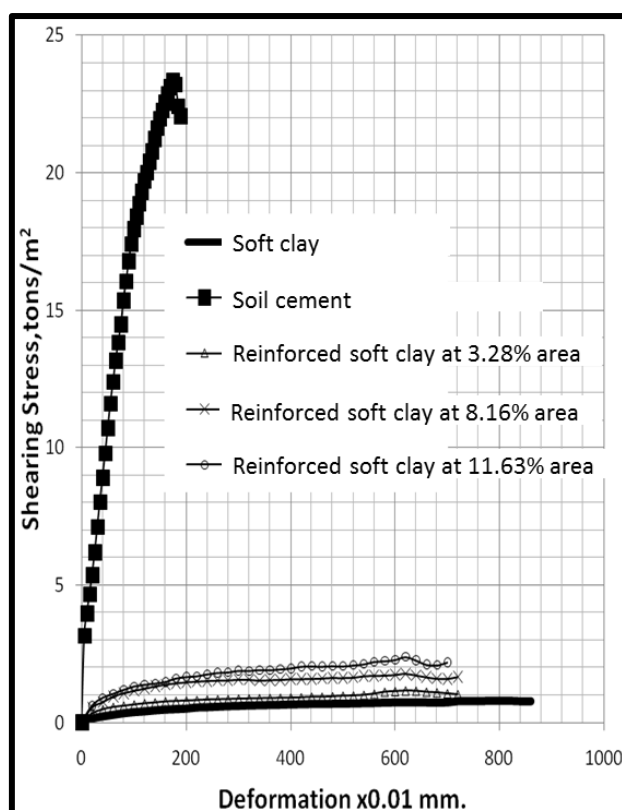
ผลการจำแนกชั้นดินโดยอาศัยคุณสมบัติของดินและคุณลักษณะทางกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ เรียงลำดับจากผิวดินได้ดังนี้คือ ชั้นดินเหนียวอ่อน อยู่ในช่วงระดับ 0.00 - 15.00 เมตร ถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ช่วงระดับ 15.00 - 20.00 เมตรและชั้นทรายปนดินเหนียว อยู่เหนือชั้นทรายชั้นแรก ในช่วงระดับ 20.00 เมตร ดินเหนียวอ่อนในบริเวณโครงการฯ เป็นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง ซึ่งมีค่าเฉลี่ยดัชนีสภาพพลาสติก (PI) เท่ากับ 55% ทำให้มีค่าเฉลี่ยปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) ใกล้เคียงกับค่าเฉลี่ยพิกัดเหลว (LL) เท่ากับ 83% และ 93% ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression Test (S_{uc}) เท่ากับ 1.18 ตันต่อตารางเมตร ส่วนการเปรียบเทียบคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ พบว่า วิธี High Pressure Mechanical Mixing และ Low pressure Mechanical Mixing มีคุณสมบัติใกล้เคียงกันทางด้านกำลังที่ดีและมีแรงยึดหยุ่น ส่วนวิธี Modified Dry Mixing และ Jet Grouting มีคุณสมบัติทางด้านกำลังที่สูงซึ่งเนื้อวัสดุมีความแข็งแต่เปราะ

การศึกษานี้มีจุดเด่นคือ มีการวิเคราะห์ความแข็งแรงของชั้นดินจากกราฟความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและความลึกของชั้นดินแบบ Soil Strength Line Pattern "C" (SSL "C") และแบบ Soil Strength Line Pattern "CC" (SSL "CC")

ขนาด คงสมบูรณ์ (2553) ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของลาดคลองขุดที่เสริมเสาเข็มดินซีเมนต์ของงานขุดคลองในดินเหนียวอ่อนมาก และทำการศึกษากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมระหว่างดินเหนียวอ่อนมากกับดินซีเมนต์

ผลการศึกษาการเสริมความมั่นคงของลาดคลองนี้ด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ต้องใช้หลักการ Earth Reinforcement เท่านั้นไม่สามารถใช้หลักการ Retaining Wall ที่ต้องใช้วัสดุที่เป็นกำแพงที่ต้องรับโมเมนต์คดได้สูงนอกจากจะให้มีส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดินเพิ่มขึ้นแล้ว ยังจะต้องคำนึงถึงการออกแบบให้มีการเคลื่อนตัวที่จำกัดอยู่ในช่วงที่ปลอดภัยลดการ

เคลื่อนตัวของลาดดิน การเพิ่มแรงต้านทาน Passive force ด้วยการทำเป็น berm ที่กั้นคลองและริบนาน้ำเข้าสู่ก้นคลอง เป็นการเพิ่มความมั่นคงที่มีประสิทธิภาพ และจากการทดสอบ Combination shear strength พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้ของวัสดุผสม ไม่เหมาะสมที่จะใช้ทฤษฎี Area Average Strength เพราะพฤติกรรมไม่เป็นการเฉลี่ยของกำลัง ในการออกแบบจึงได้ค่าที่สูงกว่าที่ควรจะเป็นมาก ดังแสดงในภาพที่ 2.42



ภาพที่ 2.42 ผลการศึกษากำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีกล่องเฉือน โดยตรง (ขนาดล, 2553)

การศึกษานี้มีจุดเด่นคือ มีการทดสอบ Combination shear strength ด้วยกล่องแรงเฉือนอย่างง่ายเพื่อศึกษาพฤติกรรมของวัสดุผสมระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อน

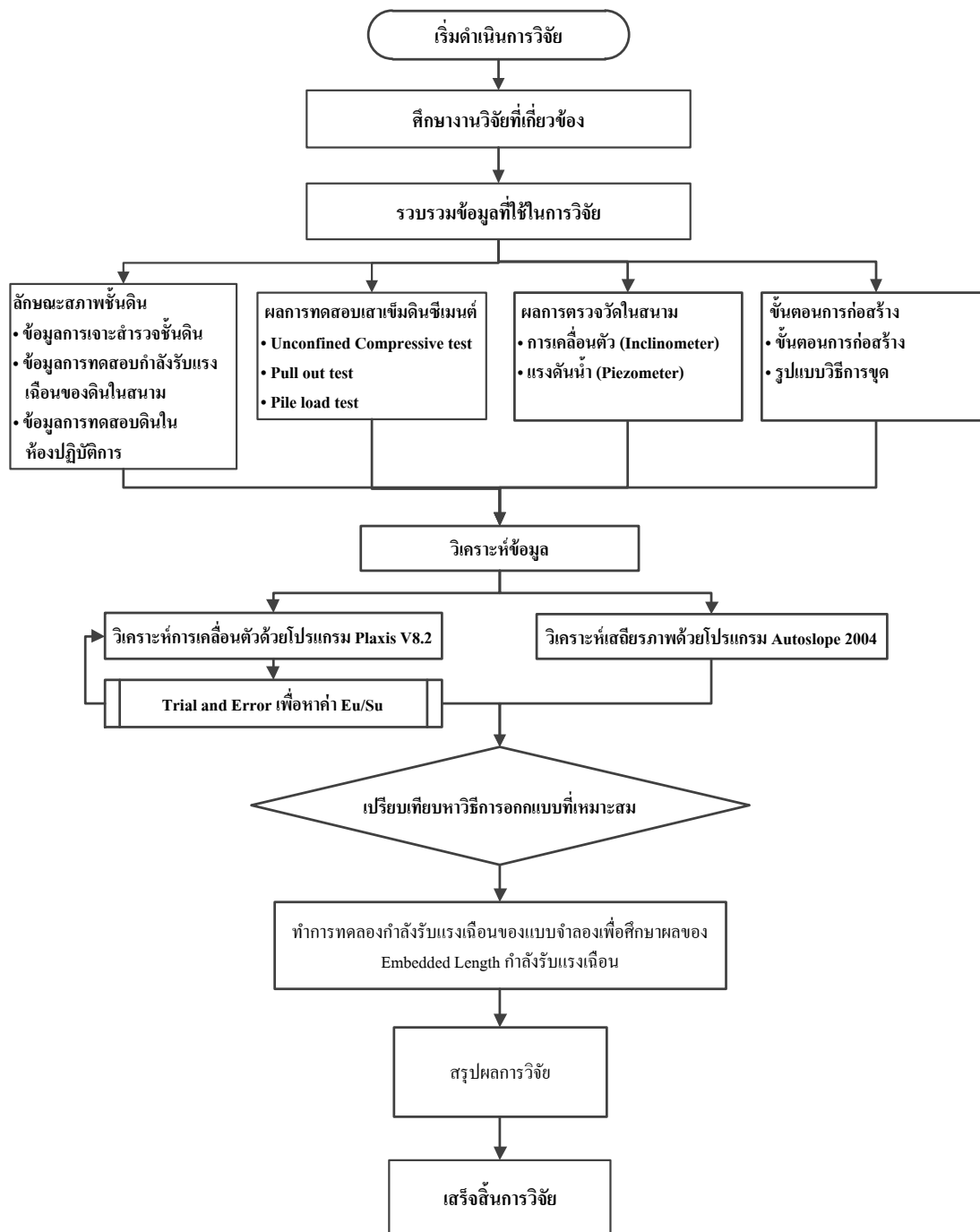
บทที่ 3

วิธีการดำเนินการวิจัย

การวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของมวลดิน ที่มีผลกระทบเสถียรภาพของเชิงลาดในดินเหนียวอ่อนมากที่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยทำการรวบรวมข้อมูลจากแปลงทดสอบของบริษัท ช.การช่าง ซึ่งการวิจัยได้ทำการแบ่งหัวข้อที่จะศึกษาออกเป็นหัวข้อย่อยดังนี้

1. ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในบริเวณแปลงทดลอง
2. ศึกษาขั้นตอน และวิธีการดำเนินการก่อสร้างเชิงลาดที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์
3. เก็บรวบรวมข้อมูลการตรวจวัดเคลื่อนตัวทางด้านข้าง และข้อมูลการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ
4. วิเคราะห์เสถียรภาพ และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาด แล้วทำการเปรียบเทียบหาความสัมพันธ์กันระหว่างเสถียรภาพและการเคลื่อนตัว
5. ดำเนินการทดลองในแบบจำลองเสาเข็มรับแรงทางด้านข้าง

แผนการดำเนินการวิจัย (Conceptual Model)



ภาพที่ 3.1 แผนผังแสดงขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

3.1 ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในบริเวณแปลงทดลอง

ทำการเจาะสำรวจชั้นดินในบริเวณโครงการก่อสร้างคลองระบายน้ำ จนถึงความลึก 30 - 35 เมตร ใช้เครื่องเจาะแบบ Portable ในช่วง 1 - 2 เมตรแรกจากผิวดินทำการเจาะโดยใช้ Auger ที่ระดับลึกลงไปใช้วิธีการเจาะแบบ Wash Boring ขณะทำการเจาะได้มีการติดตั้งปลอกเหล็ก (Casing) และใช้น้ำโคลนหมุนเวียนเพื่อป้องกันหลุมพัง ทำการเก็บตัวอย่างโดยอาศัยกระบอกบาง (Shelly Tube Soil Sample) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 72 มิลลิเมตร วิธีนี้เป็นการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) เก็บตัวอย่างทุกระยะ 1 เมตร จากผิวดินจนถึงความลึกประมาณ 20 เมตร จากนั้นใช้วิธีการเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอกผ่า (Split-spoon Soil Sampler) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร จนถึงความลึกที่ 30.45 เมตร และทำการทดสอบ Field Vane Test ที่ความลึกประมาณ 17 - 21.5 เมตร

การสำรวจดินแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ

- 1) การหาคุณสมบัติของดินโดยการทดสอบในสนาม (In-situ Test of Soil)
- 2) การหาคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Test of Soil)

3.1.1 การหาคุณสมบัติของดินโดยการทดสอบในสนาม (In-situ Test of Soil)

3.1.1.1 การทดสอบทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) (ASTM D1586-99 & D6066-96)

การทดสอบใช้กระบอกเก็บตัวอย่างที่เรียกว่า Shelby Tube ที่เป็นกระบอกเปลือกบาง มีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 3 นิ้ว ในช่วง 20 เมตรแรก และใช้กระบอกเก็บตัวอย่างมาตรฐานที่เรียกว่า Split-Spoon ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว หลังจากความลึก 20 เมตรลงไปจนถึงจุดสิ้นสุดการเจาะสำรวจ ทำการทดสอบโดยใช้ตุ้มหนัก 63.5 กิโลกรัม ยกขึ้นสูง 76 เซนติเมตร แล้วปล่อยให้ตกอย่างอิสระนับจำนวนครั้งของการกระแทกให้จมลงไปในดิน 45 เซนติเมตร ถือจำนวนครั้งที่ตกในระยะ 30 เซนติเมตรหลัง และคำนวณออกมาเป็นจำนวนครั้งต่อฟุต (N, Blows/ft)

เพื่อหาความหนาแน่นสัมพัทธ์และความแข็งแรงของดิน โดย Terzaghi และ Peck (1967) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับความแข็งแรงของดินเหนียวดังแสดงในตาราง 3.1

ตารางที่ 3.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับความแข็งแรงของดินเหนียว

N (blows/ft)	Unconfined Compressive strength (ตันต่อตารางเมตร)	Consistency
0-2	0-2.5	Very soft
2-4	2.5-5.0	Soft
4-8	5.0-10.0	Medium stiff
8-15	10.0-20.0	Stiff
15-30	20.0-40.0	Very stiff
มากกว่า 30	มากกว่า 40.0	Hard

ที่มา: Terzaghi & Peck (1967)

โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ สามารถหาได้จากสมการ ที่ 3.1 เสนอโดย วีระนันท์, 2526

$$s_u = 0.685N_{60} \dots\dots\dots(3.1)$$

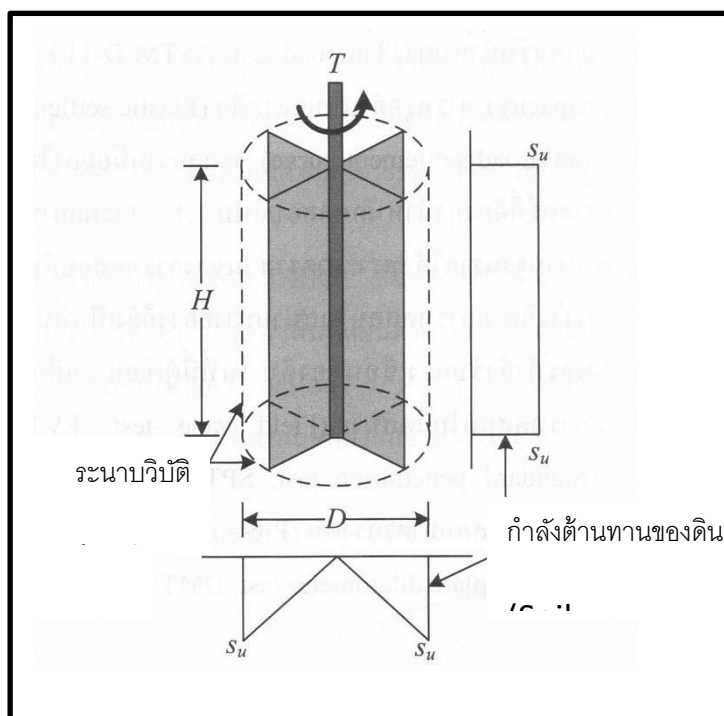
โดย N คือ จำนวนครั้งที่ทำการตอกต่อความลึก 1 ฟุต

s_u คือ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ตันต่อตารางเมตร

3.1.1.2 การทดสอบใบมีดในสนาม (Field Vane Test, FVT) (ASTM D2573-01)

เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว อุปกรณ์ทดสอบประกอบไปด้วยมีดโลหะบางสี่แฉกรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าตั้งฉากกัน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง

55 มิลลิเมตร ความสูง 110 มิลลิเมตร อัตราส่วนระหว่างความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลาง $H/D = 2$ และอัตราส่วนพื้นที่ใบมีดต่อดินที่ถูกเฉือน (Area Ratio) น้อยกว่า 15% เพื่อป้องกันการรบกวนดินมากเกินไปขณะคั่นใบมีด



ภาพที่ 3.2 ระนาบวิบัติและกำลังต้านทานของดิน (Failure plain and soil resistance)

ที่มา: Soil Mechanic Fundamental, Suched (2008)

แรงบิดรวมมีค่า $T = \frac{\pi}{2} D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{3} \right) S_u$ ในกรณี $H/D = 2$ จะได้ว่า

$$T = \frac{7}{6} \pi D^3 S_u \dots\dots\dots(3.2)$$

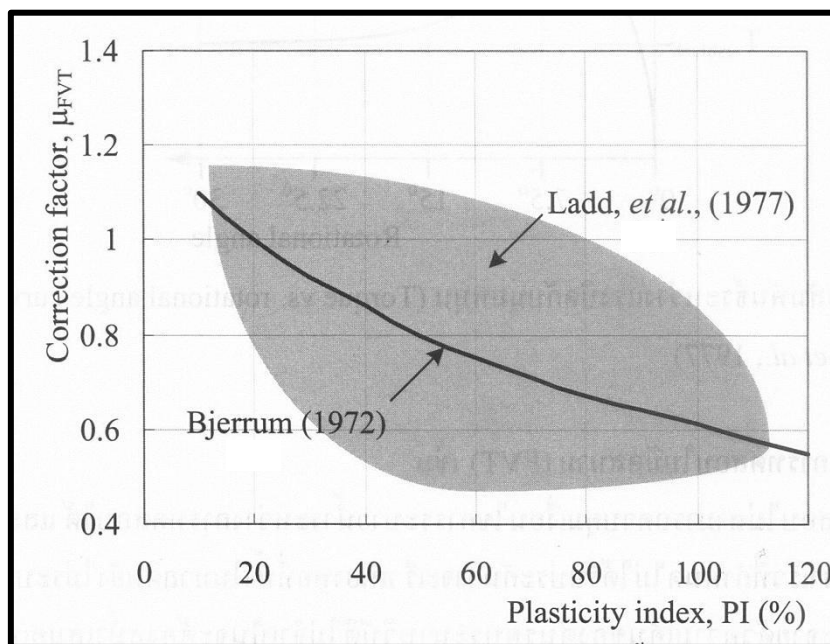
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบใบมีดในสนาม มีค่ามากกว่าความเป็นจริง (Overestimate) เพราะมีข้อบกพร่องเรื่องการควบคุมเงื่อนไขที่ไม่เป็นไปตามสมมุติฐาน จึงต้องมีการทำการปรับแก้โดย

$$S_{uField} = \mu_{FVT} S_{uFVT} \dots\dots\dots(3.3)$$

โดยที่ μ_{FVT} คือตัวเลขลดทอนสำหรับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ จากผลการทดสอบไบมีดในสนาม (Bjerrum, 1972) เปรียบเทียบค่า s_u จากการทดสอบ FVT กับค่า s_u ที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ สรุปความสัมพันธ์ระหว่าง μ_{FVT} กับค่าดัชนีพลาสติก (PI)

$$\mu_{FVT} = 1.18 - 0.0107PI + 5.13 \times 10^{-5}PI^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

เมื่อ PI คือ ค่าดัชนีพลาสติกในหน่วย % แต่ภายหลัง Ladd, *et al.*, 1977 พบว่าข้อมูลการวิเคราะห์ก่อนข้างกระจายในวงกว้าง ดังแสดงในภาพที่ 3.3



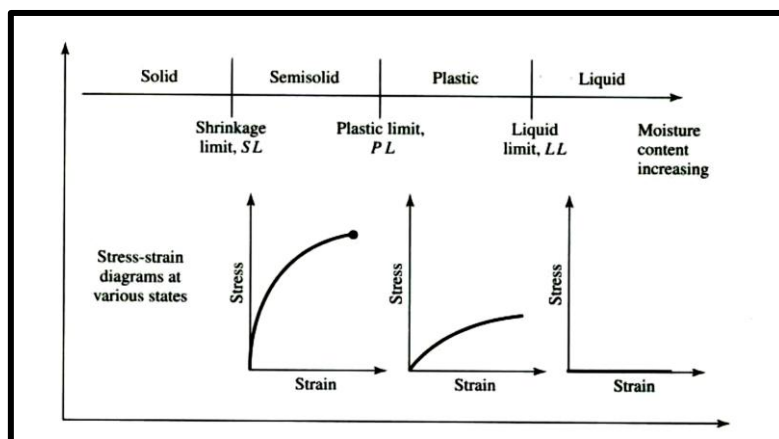
ภาพที่ 3.3 ค่าปรับแก้สำหรับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากผลการทดสอบไบมีดในสนาม (Bjerrum, 1972 วาดใหม่จาก Ladd, *et al.*, 1977)

3.1.2 การหาคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Test of Soil)

3.1.2.1 ความชื้นตามธรรมชาติของดิน (ASTM D 2216-98) คำนวณจากสัดส่วนของน้ำในดินต่อน้ำหนักดินแห้งเป็นเปอร์เซ็นต์โดยการทดสอบตามมาตรฐาน

3.1.2.2 ชีดจำกัดความชื้นเหลว เป็นพิกัดซึ่งแสดงถึงความชื้นเหลวของดินซึ่งมีผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน โดยพิกัดที่เกี่ยวข้องกับงานวิศวกรรมปฐพีได้แก่ พิกัดเหลว (Liquid Limit) พิกัดพลาสติก (Plastic Limit) และพิกัดหดตัว (Shrinkage Limit) ซึ่งถูกกำหนดโดย

Albert M. Atterberg นักวิทยาศาสตร์ชาวสวีเดน ในปี ค.ศ. 1911 และต่อมาในปี ค.ศ. 1932 คาซากรานเด (Casagrande) ได้นำค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์กมาประยุกต์ใช้ในงานด้านวิศวกรรมกลศาสตร์ของดิน โดยได้กำหนดรูปแบบเครื่องมือและวิธีการทดสอบพิกัดเหลว (Liquid Limit) พิกัดพลาสติก (Plastic Limit) ด้วยเครื่องมือที่เรียกว่า ดัวยคาซากรานเด (ASTM D-4318) ที่ใช้หาค่าดัชนีพลาสติกซึ่งเป็นดัชนี สำคัญที่ใช้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์ดินอย่างแพร่หลายในดินจำพวกดินเม็ดละเอียด (fine-grained soil) พฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์สัมพันธ์กับสภาพชื้นเหลวของดิน โดยเมื่อความชื้นเหลวของดินเปลี่ยนแปลงก็จะส่งผลให้พฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของดินเปลี่ยนแปลงตามไปด้วย เช่น เมื่อดินมีความชื้นต่ำมาก ๆ ดินจะมีพฤติกรรมคล้ายกับของแข็ง (Solid) แต่เมื่อความชื้นในดินเพิ่มขึ้นพฤติกรรมของดินก็จะเปลี่ยนไปคล้ายกับพลาสติก (Plastic) และของเหลว (Liquid) ดังแสดงในภาพที่ 3.4



ภาพที่ 3.4 ความสัมพันธ์ของความชื้นเหลวกับกำลังของดิน (Das, 2000)

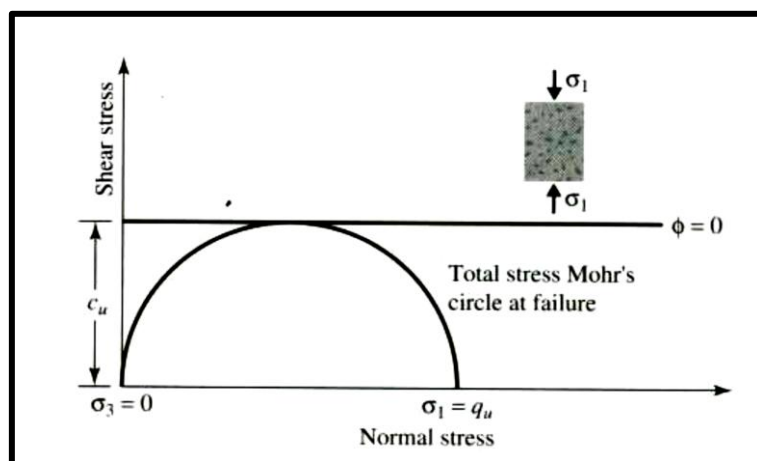
จากภาพที่ 3.4 จะพบว่าสถานะของดินขึ้นอยู่กับความชื้นของดิน และเมื่อสถานะของดินเปลี่ยนไป พฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของดินก็จะเปลี่ยนไปด้วย โดยค่าพิกัดเหลวและค่าพิกัดพลาสติกสามารถหาได้จากการทดลองตามมาตรฐาน ASTM D-4318-98 ค่าพิกัดหดตัว (Shrinkage Limit) สามารถหาได้จากการทดลองตามมาตรฐาน ASTM D-427-98

จากค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit, LL) และพิกัดพลาสติก (Plastic Limit, PL) สามารถนำไปคำนวณหาค่าดัชนีพลาสติก (Plastic Index, PI) ได้โดยสมการ 3.5

$$PI = LL - PL \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

โดยค่าดัชนีพลาสติกมีความสำคัญมากในการจำแนกชนิดของดินและค่าดัชนีพลาสติกยังสามารถนำไปประเมินคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ได้หลายอย่าง เช่น กำลังของดิน, การยุบ - บวมตัวของดิน, ความสามารถในการให้น้ำซึมผ่านของดิน เป็นต้น

3.1.2.3 การทดสอบแรงกดแกนเดี่ยว (Unconfined Compression Test, UC) (ASTM D-2166-91) เป็นการทดสอบหาค่าลรับแรงเฉือนของดินเหนียวอย่างง่าย โดยการนำตัวอย่างดินที่เก็บจากสนามมาเตรียมตัวอย่างแบบทรงกระบอกมาตรฐานขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางต่อความสูง $H/D = 2$ โดยทำการให้แรงกดในแนวตั้งอย่างรวดเร็วโดยไม่มีแรงดันด้านข้าง (Confining pressure) การทดสอบจะทำโดยไม่ให้เกิดการระบายน้ำ จึงเป็นการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำค่ากำลังที่ได้จึงเป็นกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Untrained Shear Strength) ดังแสดงในภาพที่ 3.5

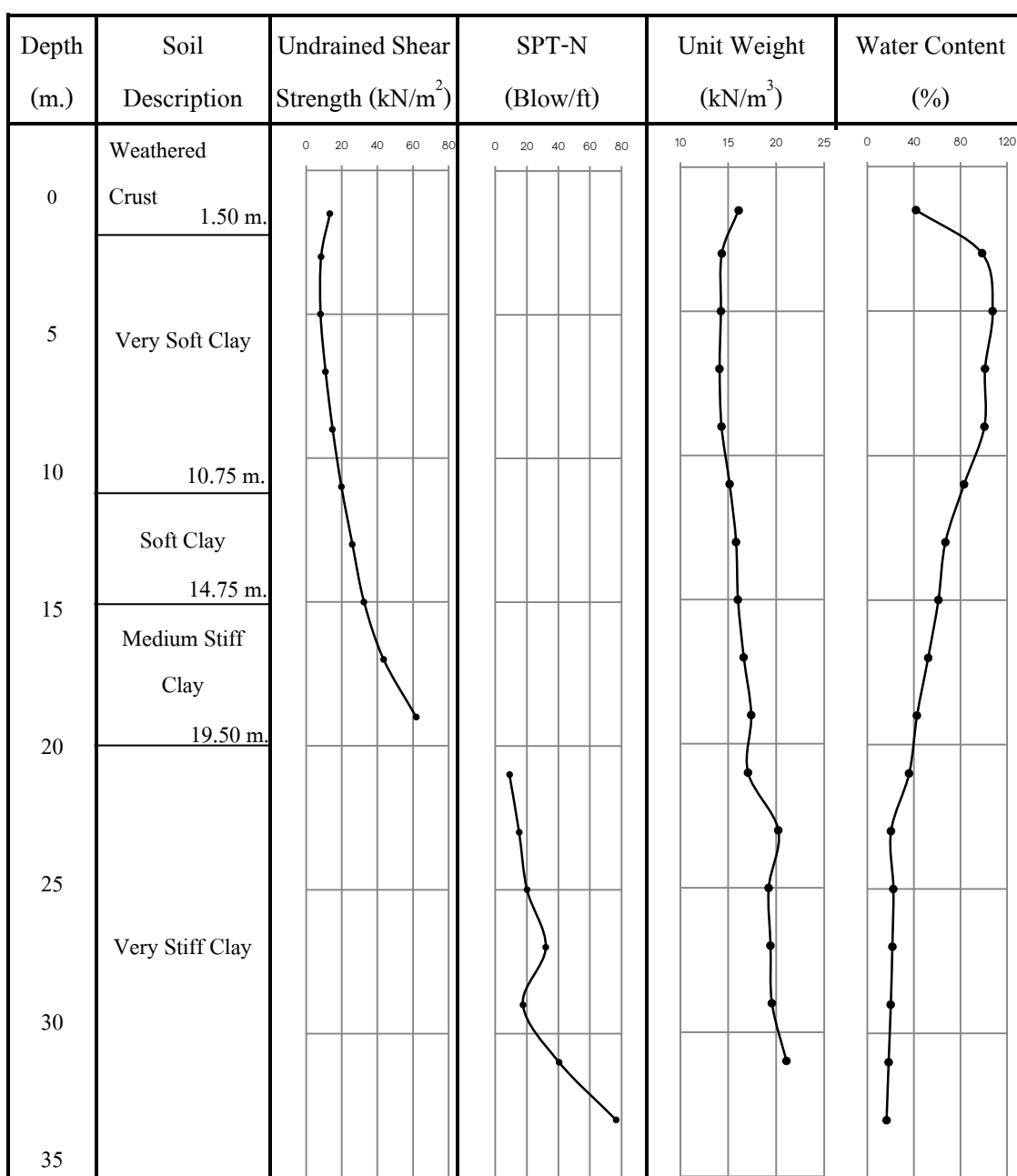


ภาพที่ 3.5 การทดสอบแรงกดแกนเดี่ยว (Unconfined compression test) (Das, 2000)

3.1.3 ลักษณะชั้นดินในบริเวณแปลงทดลอง

สภาพภูมิประเทศเป็นพื้นที่ราบลุ่มต่ำ เดิมเคยมีแนวลำน้ำพาดผ่าน ดินชั้นบนในบริเวณนี้เกิดขึ้นจากการทับถมของตะกอนลำน้ำ ระดับความสูงพื้นดิน +0.50 เมตรจากระดับน้ำทะเลปานกลาง ระดับน้ำใต้ดินอยู่ -0.60 เมตรจากผิวดิน ดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ลักษณะชั้นดินจากการเจาะสำรวจ



3.2 ทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมทางเสาเข็มดินซีเมนต์

3.2.1 Coring Inspection ทำการสุ่มเจาะเก็บตัวอย่างบริเวณใกล้จุดศูนย์กลางไปทดสอบเมื่อก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ทุก 3000 ต้น หรือทุกระยะ 50 เมตร ทุกความลึก 1 เมตรตลอดความลึกของเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 3.6 เก็บตัวอย่างเมื่อเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เป็นตัวอย่างก่อสร้างแล้วเสร็จ 7 วัน เอาตัวอย่างไปทดสอบ Unconfined Compression Test เพื่อหาค่ารับแรงเฉือน ตามมาตรฐาน ASTM D-2166 และหาหน่วยน้ำหนัก

3.2.1.1 การทดสอบแรงกดแกนเดียว หากผลการทดสอบต่ำกว่าเกณฑ์ให้สุ่มเจาะเก็บตัวอย่างอีกหนึ่งต้นในรัศมี 7.5 เมตรจากเข็มต้นที่เลือกไว้ก่อน นำตัวอย่างไปทดสอบอีกครั้ง

ก. หากการทดสอบในต้นที่สองผ่านเกณฑ์ให้ถือว่าต้นแรกที่ตรวจสอบไม่ผ่านเกณฑ์เพียงต้นเดียว ให้มีการทำเข็มแซมอีกหนึ่งต้นเพิ่มขึ้นด้านข้าง

ข. หากการทดสอบในต้นที่สองไม่ผ่านเกณฑ์ให้ถือว่าพื้นดินในรัศมี 7.5 เมตรโดยรอบเสาเข็มทั้งสองต้นยังไม่ได้รับการปรับปรุงต้องทำการก่อสร้างใหม่ทั้งหมด



ภาพที่ 3.6 ตัวอย่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่สุ่มเจาะ

3.2.2 Pull Out Test ทำการสู่มทดสอบ เพื่อตรวจสอบความสม่ำเสมอของเนื้อเสาเข็มดินซีเมนต์ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็มดินซีเมนต์ต้องไม่น้อยกว่า 15% และไม่มากกว่า 20% โดยทำการดึงเสาเข็มดินซีเมนต์ทั้งต้นขึ้นมาเพื่อทำการตรวจสอบ ดังในภาพที่ 3.7

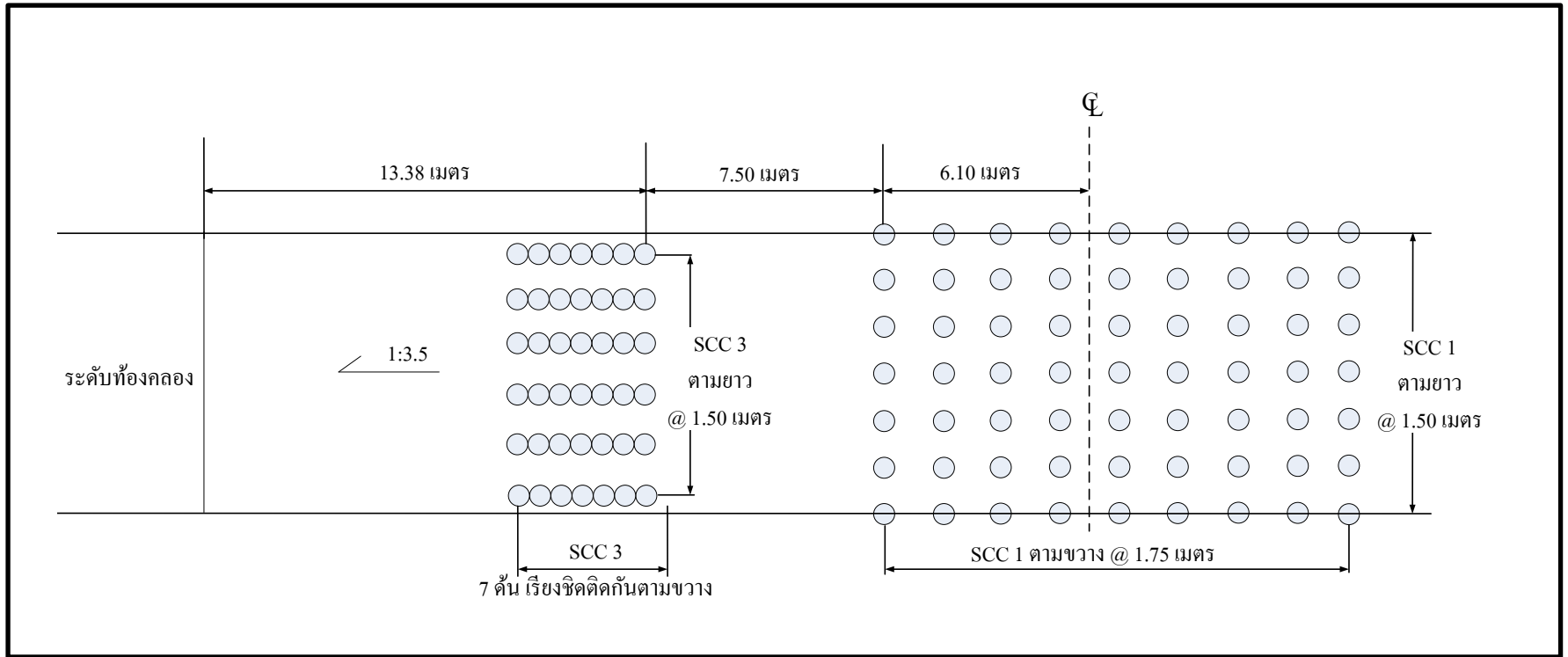


ภาพที่ 3.7 ตัวอย่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ดึงขึ้นมาทดสอบ

3.2.3 Pile Load Test ทำการทดสอบเมื่อเสาเข็มดินซีเมนต์ต้นที่สู่มมาทดสอบมีอายุ 21 วัน ตามมาตรฐาน ASTM D1143-94 หากกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทางสถิติศาสตร์ (Bearing Capacity) ระยะการทรุดตัวของเสาเข็ม (Pile Settlements) ดังแสดงในภาพที่ 3.8



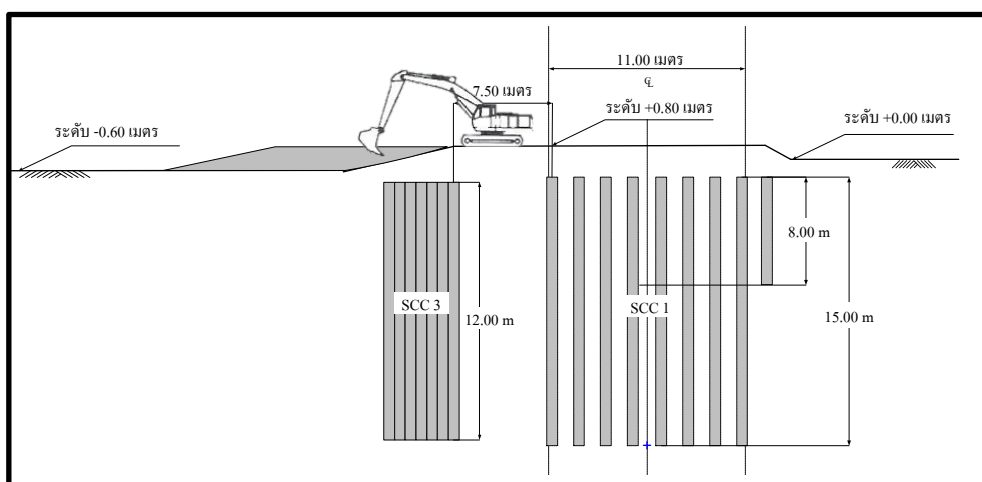
ภาพที่ 3.8 การทดสอบ Pile Load Test



ภาพที่ 3.10 รูปแปลนแปลงทดคลองที่ 1

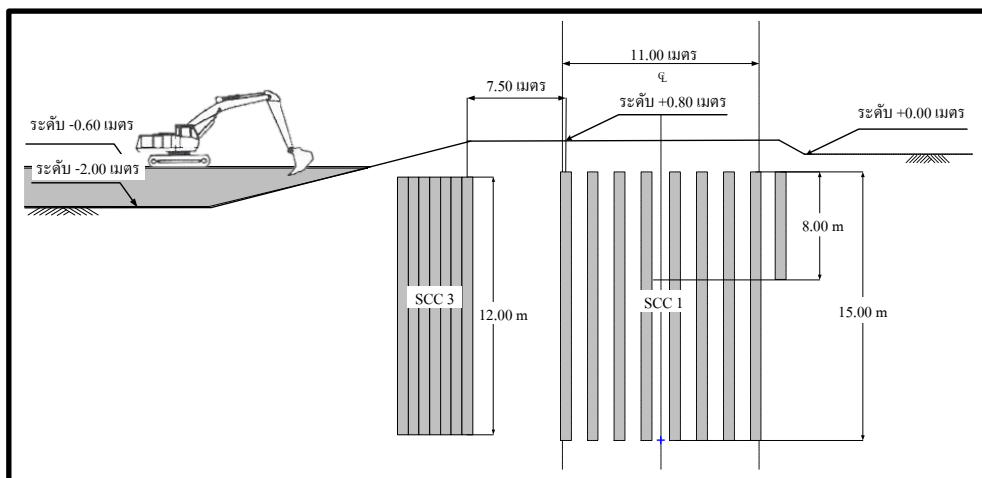
3.3.1.1 ขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1

ก. ขั้นตอนที่ 1 ทำการขุดลอกหน้าดินที่มีวัชพืชออก ลึกประมาณ 30 เซนติเมตร จากนั้นทำการถมดินจนถึงระดับ +0.80 เมตร และเข้าไปในบริเวณคลองระบายน้ำ ประมาณ 10 เมตร เพื่อใช้ในการก่อสร้าง SCC 3 จากนั้นทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ตามแบบ เมื่อเสาเข็มดินซีเมนต์มีอายุได้ 28 วัน จึงทำการขุดแต่งเชิงลาดคลองในส่วนของคันดินที่ทำสำหรับ ก่อสร้าง SCC 3 ตั้งแต่ระดับ +0.80 เมตร ถึง -0.60 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 3.11 โดยอนุญาตให้ รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้



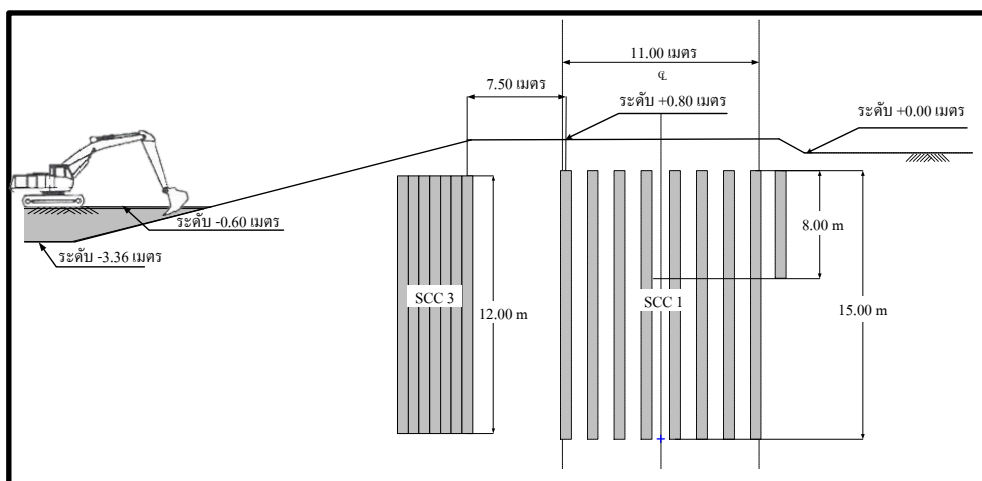
ภาพที่ 3.11 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ขั้นตอนที่ 1

ข. ขั้นตอนที่ 2 ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจากระดับ -0.60 เมตร มาจนถึงระดับ -2.00 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดให้อยู่ภายในคลอง เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเชิงลาดอันเนื่องมาจากเครื่องจักรแต่ยังอนุญาตให้รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้ ดังแสดงในภาพที่ 3.12



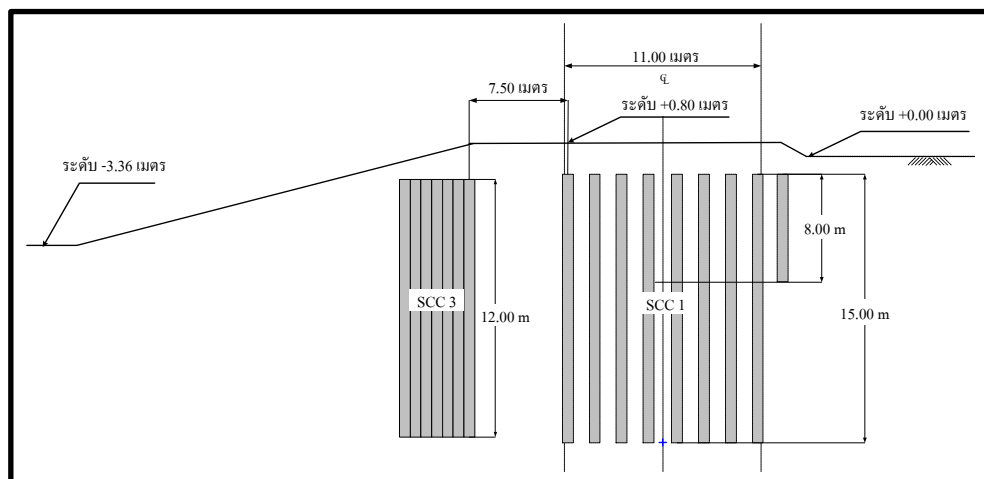
ภาพที่ 3.12 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ขั้นตอนที่ 2

ค. ขั้นตอนที่ 3 ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจากระดับ -2.00 เมตร มาจนถึงระดับ -3.36 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดให้อยู่ภายในคลอง เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเชิงลาดอันเนื่องมาจากเครื่องจักรแต่ยังอนุญาตให้รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้ ดังแสดงในภาพที่ 3.13



ภาพที่ 3.13 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ขั้นตอนที่ 3

ง. ขั้นตอนที่ 4 สิ้นสุดการก่อสร้าง ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจนถึงระดับ -3.36 เมตร โดยที่คลองระบายน้ำอยู่ในสภาพแห้ง ดังแสดงในภาพที่ 3.14

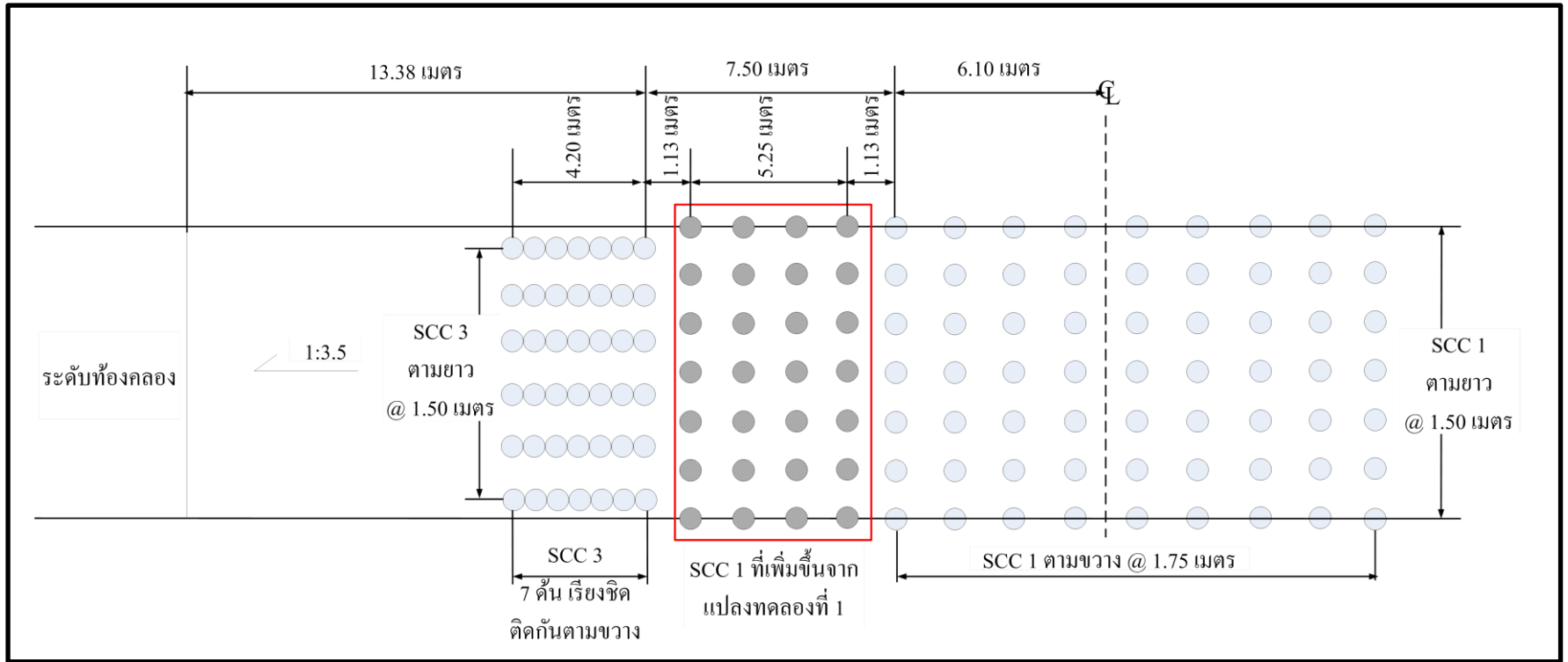


ภาพที่ 3.14 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1 ขั้นตอนที่ 4

3.3.2 แปลงทดลองที่ 2 แปลงทดลองที่มีการปรับปรุง โดยการเสริมเสาเข็มดินซีเมนต์เพิ่มขึ้นจากแปลงทดลองที่ 1

เป็นแปลงทดลองที่ทำการปรับปรุงจากแปลงทดลองเริ่มแรกที่ เนื่องจากเกิดการพังทลายของเชิงลาดในส่วนที่ไม่เสาเข็มดินซีเมนต์รองรับ จึงมีการเสริมเสาเข็มดินซีเมนต์เพื่อให้ถ่ายน้ำหนักบรรทุกจรลงสู่ดินชั้นล่าง โดยการเพิ่มเสาเข็มดินซีเมนต์เข้าไปรองรับถนนระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 1 และเสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 3 จำนวน 4 ต้น ดังแสดงในภาพที่ตัด 3.15 และภาพแปลนที่ 3.16 และมีขั้นตอนการก่อสร้างในช่วงการขุด 4 ขั้นตอน เช่นเดียวกับแปลงทดลองที่ 1 ดังแสดงในรูปที่ 3.11 ถึง 3.15 ผลจากการดำเนินการก่อสร้างพบว่าการพังทลายเกิดขึ้นหลังจากขั้นตอนการขุดที่ 3.3.1.1 (ง.) หรือการขุดได้เสร็จสิ้นไปแล้ว

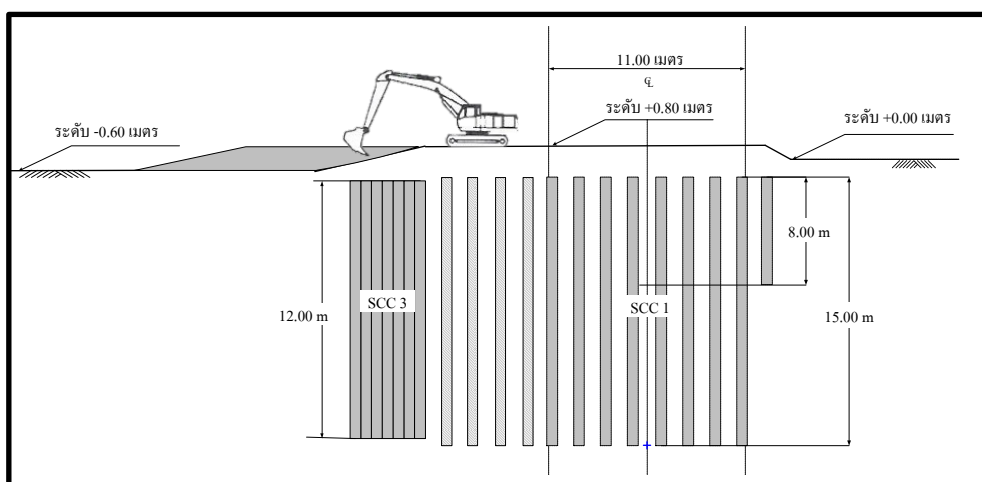
เสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 1 (SCC 1) เส้นผ่านศูนย์กลาง 600 มิลลิเมตร ยาว 15 เมตร กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 600 kN/m^2 เว้นระยะตามขวาง 1.75 เมตร ตามยาว 1.5 เมตร ทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากถนนลงสู่ชั้นดินแข็ง



ภาพที่ 3.16 รูปแปลนแปลงทดลองที่ 2

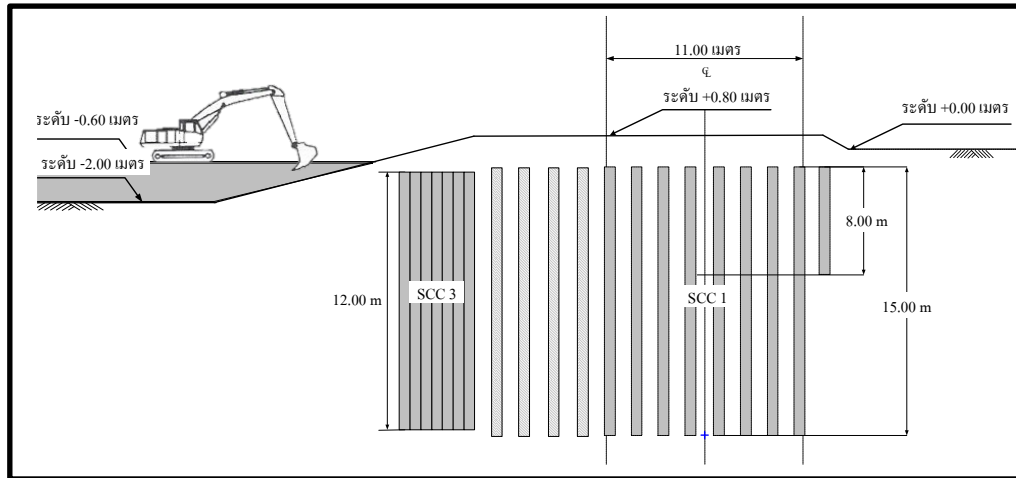
3.3.2.1 ขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2

ก. ขั้นตอนที่ 1 ขุดทำการขุดลอกหน้าดินที่มีวัชพืชออก ลึกประมาณ 30 เซนติเมตร จากนั้นทำการถมดินจนถึงระดับ +0.80 เมตร และเข้าไปในบริเวณคลองระบายน้ำ ประมาณ 10 เมตร เพื่อใช้ในการก่อสร้าง SCC 3 จากนั้นทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ตามแบบ เมื่อเสาเข็มดินซีเมนต์มีอายุได้ 28 วัน จึงทำการขุดแต่งเชิงลาดคลองในส่วนของคนดินที่ทำสำหรับก่อสร้าง SCC 3 ตั้งแต่ระดับ +0.80 เมตร ถึง -0.60 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 3.17



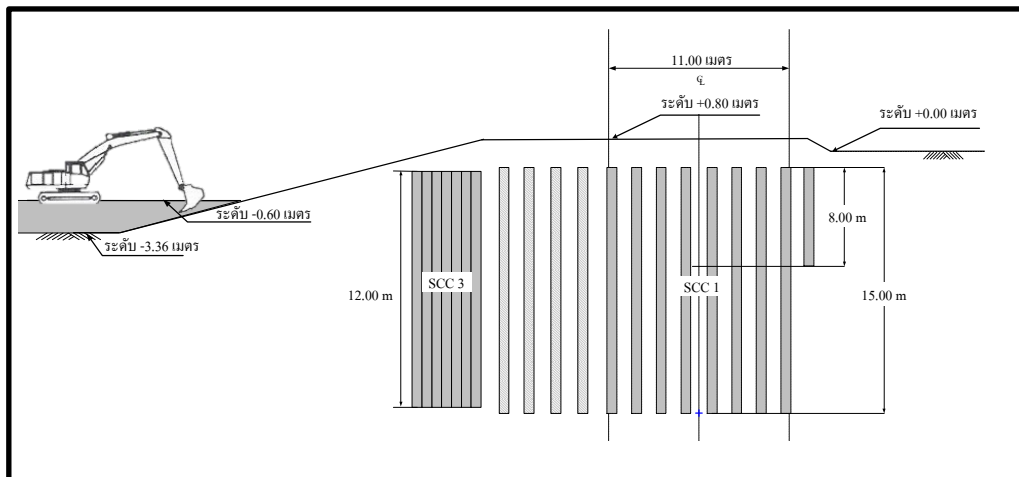
ภาพที่ 3.17 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ขั้นตอนที่ 1

ข. ขั้นตอนที่ 2 ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจากระดับ -0.60 เมตร มาจนถึงระดับ -2.00 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดให้อยู่ภายในคลอง เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเชิงลาดอันเนื่องมาจากเครื่องจักรแต่ยังอนุญาตให้รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้ ดังแสดงในภาพที่ 3.18



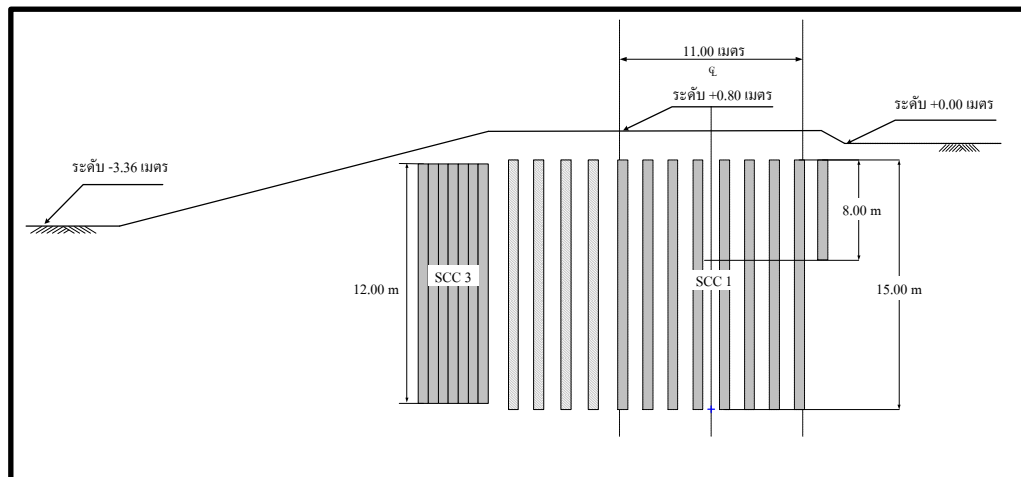
ภาพที่ 3.18 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ขั้นตอนที่ 2

ก. ขั้นตอนที่ 3 ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจากระดับ -2.00 เมตร มาจนถึงระดับ -3.36 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดให้อยู่ภายในคลอง เพื่อลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเชิงลาดอันเนื่องมาจากเครื่องจักรแต่ยังอนุญาตให้รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้ ดังแสดงในภาพที่ 3.19



ภาพที่ 3.19 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ขั้นตอนที่ 3

ง. ขั้นตอนที่ 4 สิ้นสุดการก่อสร้าง ขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำจนถึงระดับ - 3.36 เมตร โดยที่คลองระบายน้ำอยู่ในสภาพแห้ง ดังแสดงในภาพที่ 3.20 โดยอนุญาตให้รถบรรทุกวิ่งบนถนนได้



ภาพที่ 3.20 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 2 ขั้นตอนที่ 4

3.3.3 แปลงทดลองที่ 3 แปลงทดลองที่มีการปรับปรุงเพิ่มเติมจากแปลงทดลองที่ 2 โดยการเสริมจำนวนเสาเข็มดินซีเมนต์และเปลี่ยนขั้นตอนการขุด

เป็นแปลงทดลองที่ทำการปรับปรุงจากแปลงทดลองที่ 1 และ 2 เนื่องจากเกิดการพังทลายของเชิงลาด จึงมีการเสริมเสาเข็มเพื่อให้ถ่ายน้ำหนักบรรทุกจรลงสู่ดินชั้นล่าง ในลักษณะเดียวกับแปลงทดลองที่ 2 และได้ทำการเพิ่มเสาเข็มเข้าไปบริเวณเชิงลาดอีก 2 ชุดด้วยกัน คือ SCC 5 และ SCC 6 อีกทั้งยังมีการกำหนดให้มีคันดินบริเวณท้องคลอง กว้าง 6 เมตร สูง 1 เมตร ดังแสดงในภาพที่ตัด 3.21 และภาพแปลนที่ 3.22 และมีขั้นตอนการก่อสร้างในช่วงการขุดทั้งหมด 6 ขั้นตอน ดังแสดงในรูปที่ 3.11 ถึง 3.15 และห้ามไม่ให้มีรถบรรทุกวิ่งบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง ผลจากการดำเนินการก่อสร้างไม่พบว่าเกิดการพังทลายขึ้นในแปลงทดลองที่ 3

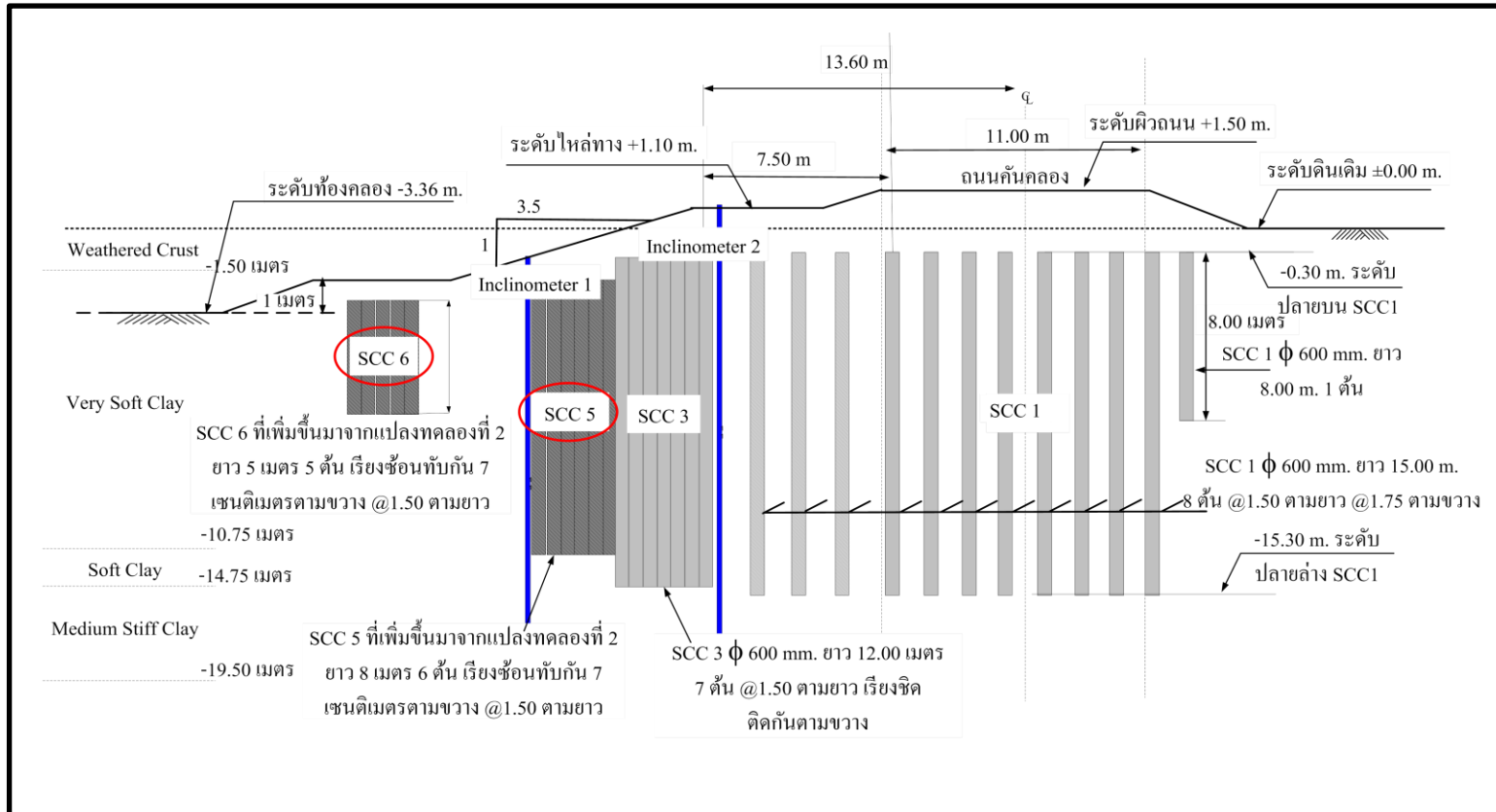
เสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 1 (SCC 1) เส้นผ่านศูนย์กลาง 600 มิลลิเมตร ยาว 15 เมตร กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 600 kN/m^2 เว้นระยะตามขวาง 1.75 เมตร เว้นระยะตามยาว 1.5 เมตร ทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักบรรทุกจรจากถนนลงสู่ชั้นดินแข็ง

เสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 3 (SCC 3) เส้นผ่านศูนย์กลาง 600 มิลลิเมตร ยาว 12 เมตร กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 1000 kN/m^2 เรียงชิดติดกัน 8 ต้นตามขวาง เว้นระยะตามยาว 1.5 เมตร ทำหน้าที่ป้องกันการพังทลายของเชิงลาด

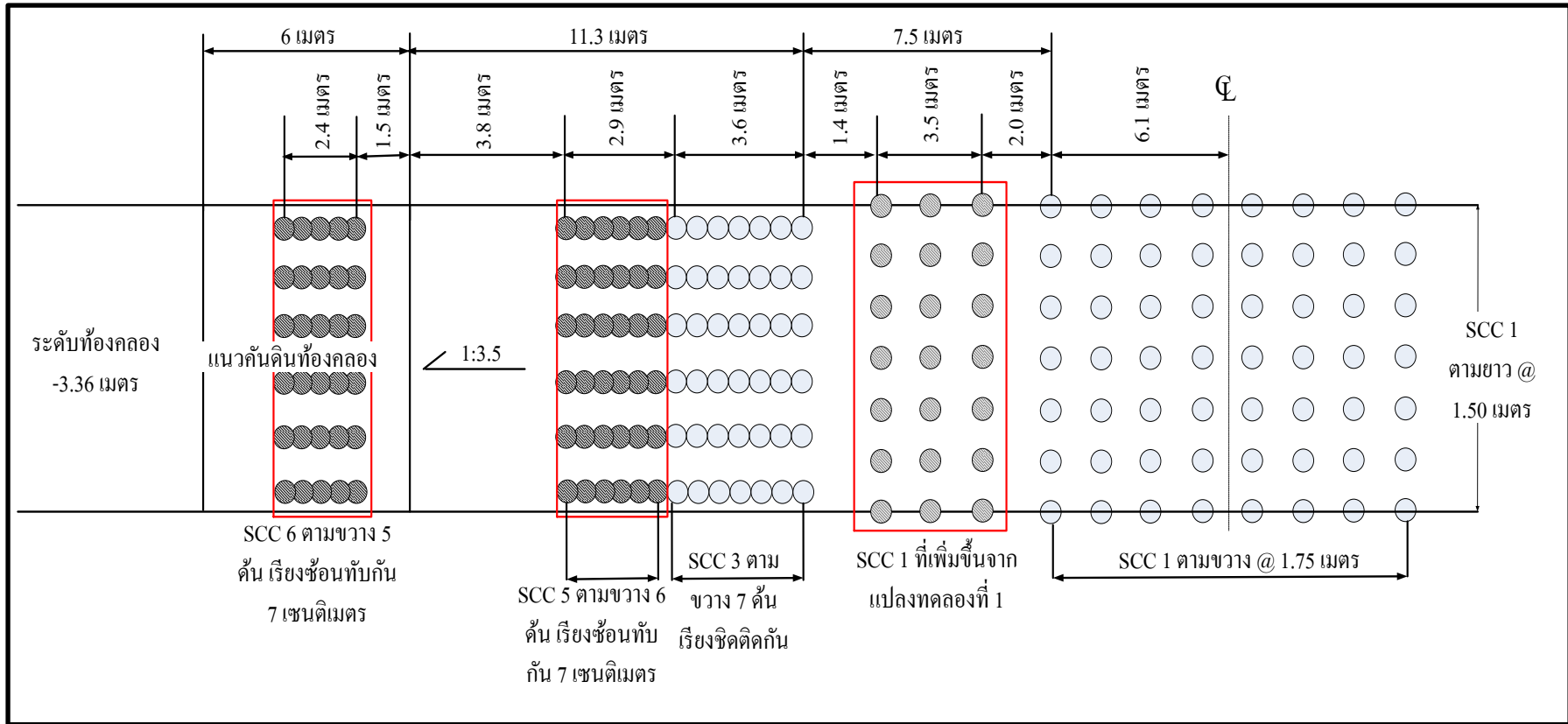
เสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 5 (SCC 6) เส้นผ่านศูนย์กลาง 600 มิลลิเมตร ยาว 8 เมตร อยู่ติดกับแนวเสาเข็มชุดที่ 3 กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 1000 kN/m^2 เรียงซ้อนทับกัน 7 เซนติเมตร จำนวน 7 ต้นตามขวาง เว้นระยะตามยาว 1.5 เมตร ทำหน้าที่ป้องกันการพังทลายของเชิงลาด

เสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 6 (SCC 6) เส้นผ่านศูนย์กลาง 600 มิลลิเมตร ยาว 5 เมตร อยู่ติดอยู่บริเวณคันดินท้องคลอง กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 1000 kN/m^2 เรียงซ้อนทับกัน 7 เซนติเมตร จำนวน 5 ต้นตามขวาง เว้นระยะตามยาว 1.5 เมตร ทำหน้าที่ป้องกันการพังทลายของเชิงลาด

แปลงทดลองที่ 3 ได้มีการ ติดตั้ง เครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัว(Inclinometer) โดยติดตั้งในเชิงลาดคลองระหว่างแนวเสาเข็มดินซีเมนต์ 2 จุด ระหว่างแนวเสาเข็มรับน้ำหนักจากถนนกับเสาเข็มรับแรงเฉือน และบริเวณกลางลาดดินชิดกับแนวเสาเข็มดินซีเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 3.21



ภาพที่ 3.21 รูปตัดแปลงทดลองที่ 3



ภาพที่ 3.22 รูปแปลนแปลงทดลองที่ 3

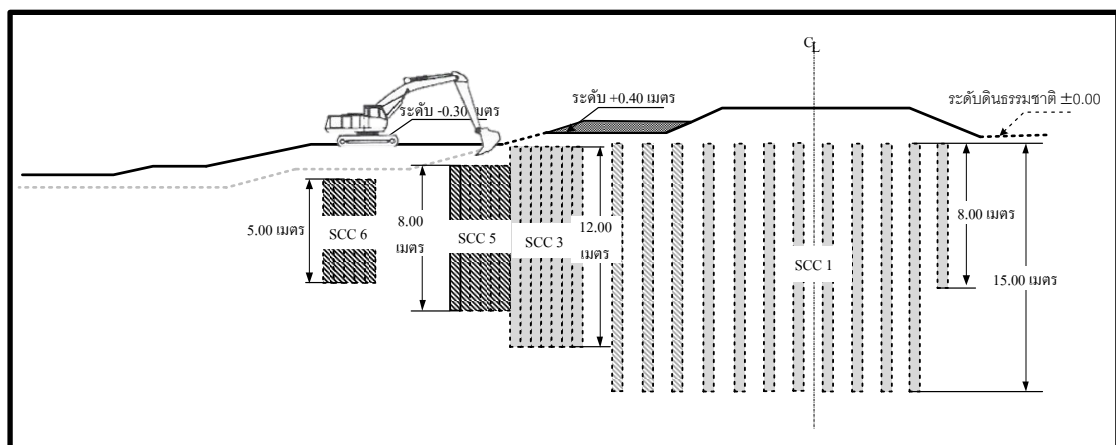
3.3.3.3 ขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3

ก. ขั้นตอนที่ 1

(1) ขุดทำการขุดลอกหน้าดินที่มีวัชพืชออก ลึกประมาณ 30 เซนติเมตร จากนั้นทำการถมดินก่อสร้างเป็นถนนคันคลองถึงระดับ +1.00 เมตร จากนั้นทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ตามแบบแปลงทดลองที่ 1 แล้วทำการปรับพื้นที่เชิงลาดเพื่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์ชุดที่ 5 และชุดที่ 6 เพื่อเสริมเสถียรภาพ เมื่อเสาเข็มอายุครบ 28 วันจึงดำเนินการก่อสร้างในข้อ (2) และ (3)

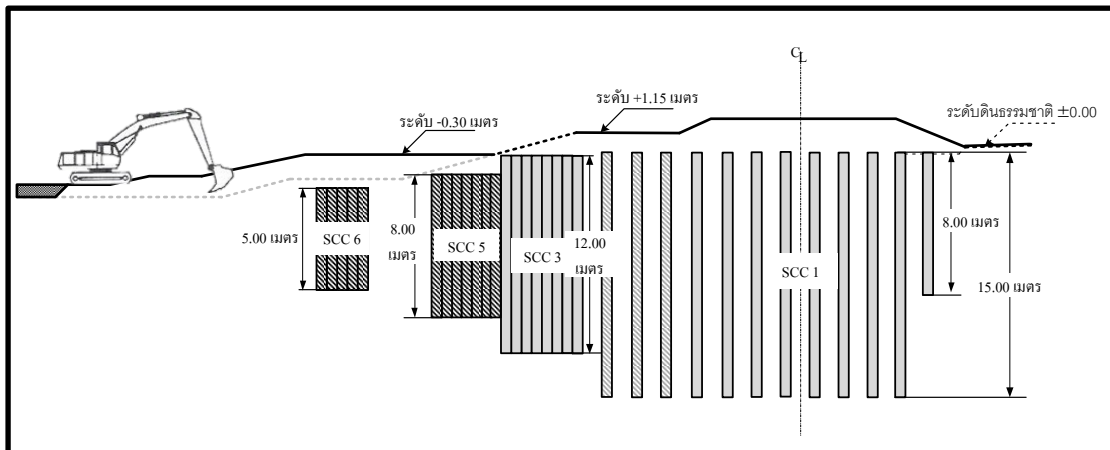
(2) ถมดินและบดอัดบริเวณชันคลองให้ถึงระดับ +1.10 จากระดับ +0.40 เมตร

(3) ตัดแต่งเชิงลาดบริเวณคันคลอง ให้อยู่ที่ระดับ -0.30 เมตร ดังแสดงในภาพ 3.22



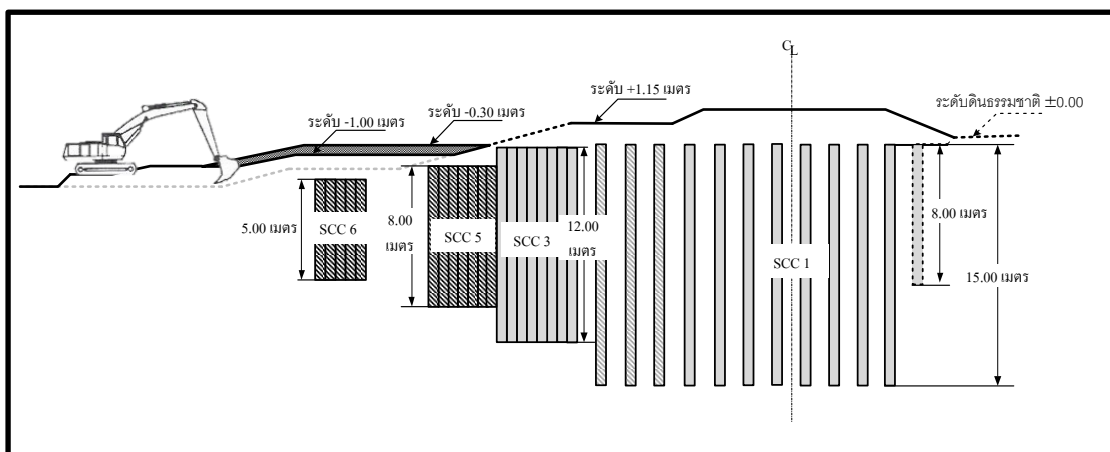
ภาพที่ 3.23 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 1

ข. ขั้นตอนที่ 2 ขุดลอกดินที่ระดับท้องคลองบริเวณแนวศูนย์กลางคลองระบายน้ำจนได้ระดับท้องคลองตามที่ออกแบบไว้คือ โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดเชิงลาดจะอยู่ในแนวคลองเท่านั้น และไม่ให้น้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง 3.181 เมตร ดังแสดงในภาพ 3.23



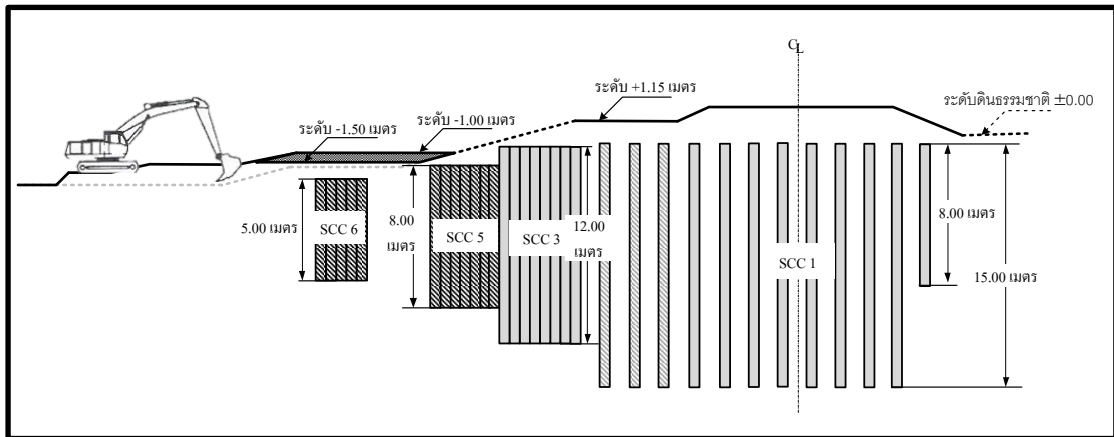
ภาพที่ 3.24 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 2

ค. ขั้นตอนที่ 3 ขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลองจากระดับ -0.30 จนได้ระดับ -1.00 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดเชิงลาดจะอยู่ในแนวคลองเท่านั้น และไม่ให้น้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง ดังแสดงในภาพ 3.24



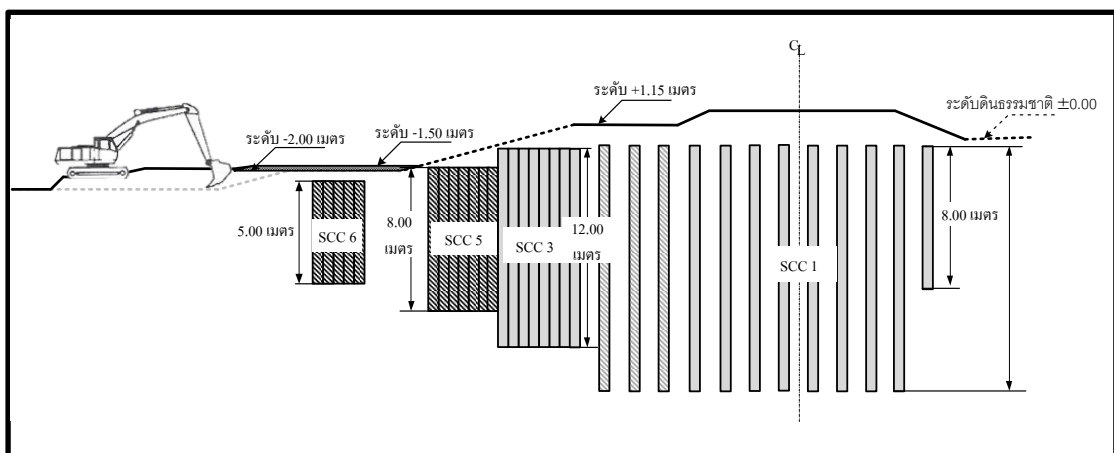
ภาพที่ 3.25 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 3

ง. ขั้นตอนที่ 4 ขุดดินบริเวณเชิงลาดคลองออกจากระดับ -1.00 เมตร จนได้ระดับ -1.50 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดเชิงลาดจะอยู่ในแนวคลองเท่านั้น และไม่ให้น้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง ดังแสดงในภาพ 3.25



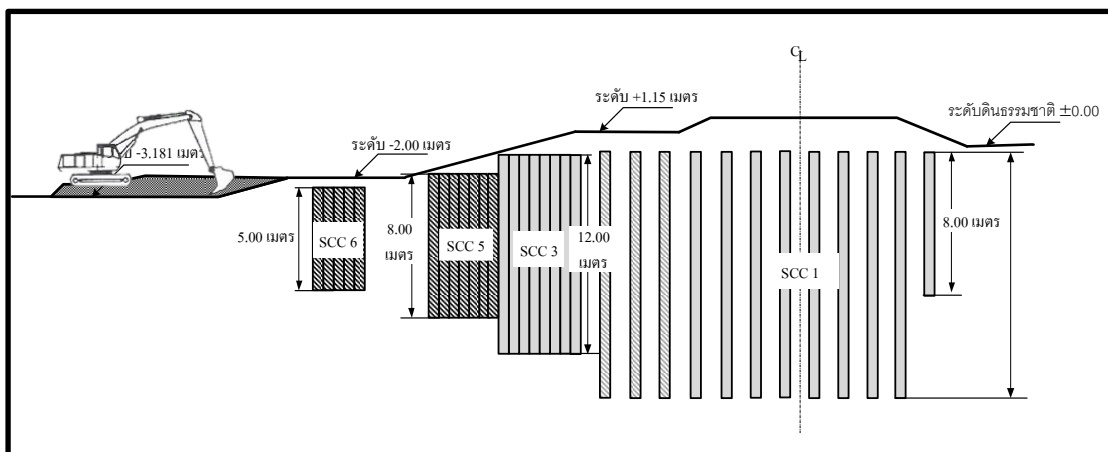
ภาพที่ 3.26 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 4

จ. ขั้นตอนที่ 5 ขุดดินบริเวณเชิงลาดคลองออกจากระดับ -1.50 เมตร จนได้ระดับ -2.00 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดเชิงลาดจะอยู่ในแนวคลองเท่านั้น และไม่ให้น้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง ดังแสดงในภาพ 3.26



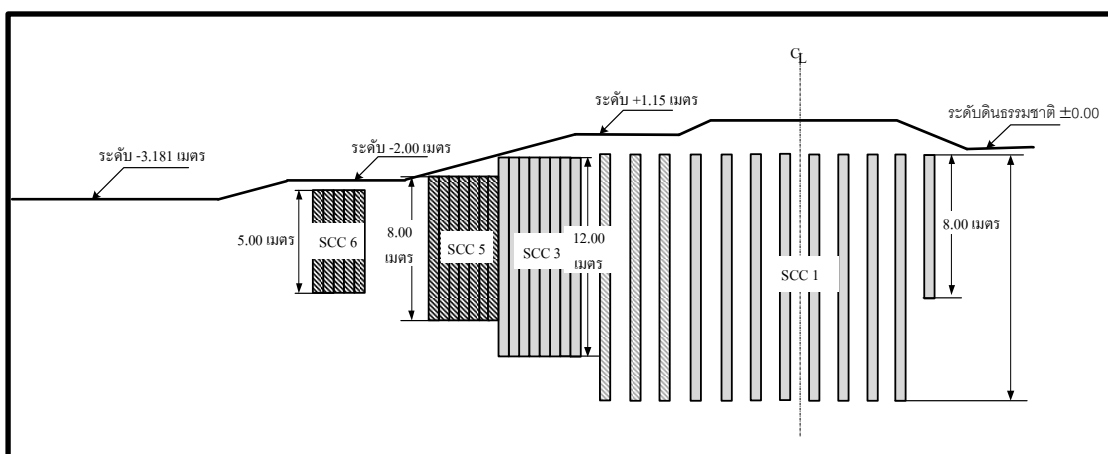
ภาพที่ 3.27 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 5

ฉ. ขั้นตอนที่ 6 ขุดดินบริเวณท้องคลองที่เหลือ -2.00 เมตร จนได้ระดับท้องคลอง 3.181 เมตร โดยตำแหน่งเครื่องจักรที่ใช้ในขั้นตอนการขุดเชิงลาดจะอยู่ในแนวคลองเท่านั้น และไม่ให้น้ำหนักบรรทุกทุกเกิดขึ้นบริเวณถนนคันคลองขณะทำการก่อสร้าง ดังแสดงในภาพ 3.27



ภาพที่ 3.28 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 6

ค. ขั้นตอนที่ 7 สิ้นสุดการก่อสร้างดินบริเวณท้องคลองอยู่ที่ระดับ 3.181 เมตร โดยที่ภายในคลองอยู่ในสภาพแห้ง ดังแสดงในภาพ 3.28



ภาพที่ 3.29 การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 3 ขั้นตอนที่ 7

3.5 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดดินได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ PLAXIS ด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb failure Criteria กรณีการวิเคราะห์แบ่งตามขั้นตอนที่ทำการก่อสร้างแปลงทดลอง โดยทำการปรับค่า E_u/S_u ของดินในแต่ละชั้น โดยแปลงทดลองที่ 1 ไม่มีการตรวจวัดการเคลื่อนตัวทำการวิเคราะห์โดยให้เกิดพฤติกรรมเคลื่อนตัวของเชิงลาดจนเกิดการวิบัติ อัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้น้อยกว่า 1 สำหรับแปลงทดลองที่ 2 และแปลงทดลองที่ 3 เปรียบเทียบผลจากการวิเคราะห์กับผลการเคลื่อนตัวที่วัดได้จากเครื่องมือตรวจวัดในสนามให้มีความสอดคล้องกัน

3.6 วิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์

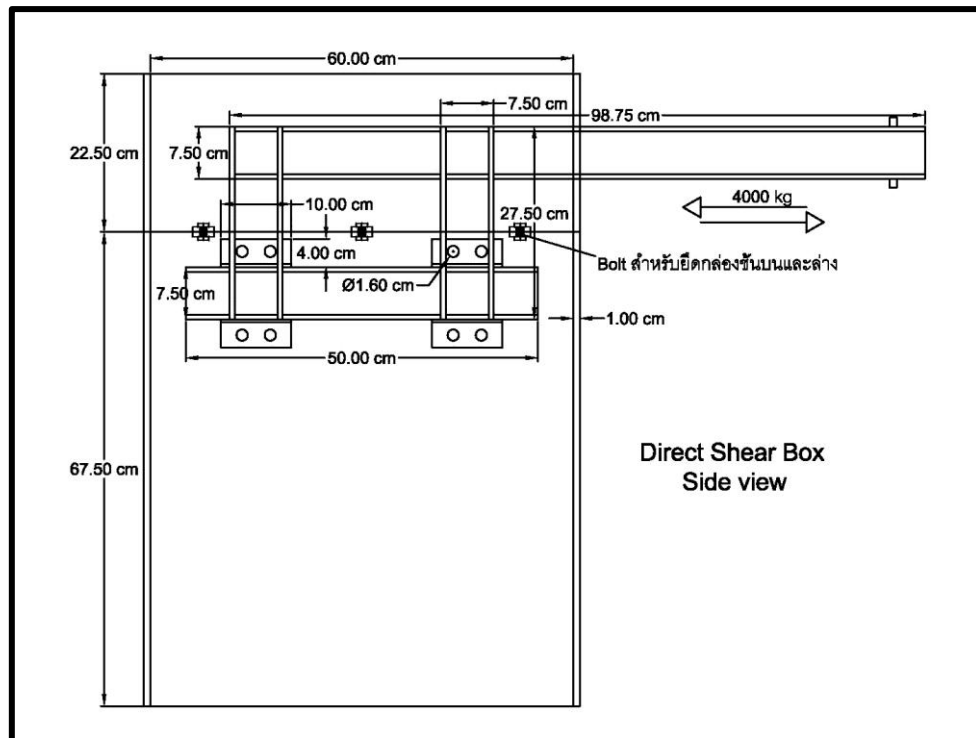
การวิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาด ได้ใช้วิธีวิเคราะห์เสถียรภาพแบบ Simplified Bishop (1955) ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ AutoSLOPE 2004 กรณีการวิเคราะห์ตามวิธีการก่อสร้างแปลงทดลองเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธีหาค่ากำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยตามทฤษฎี Weighted Average Shear Strength กับผลที่ได้จากการทดลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง

3.8 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมโดยใช้ Large Scale Direct Shear Box Test

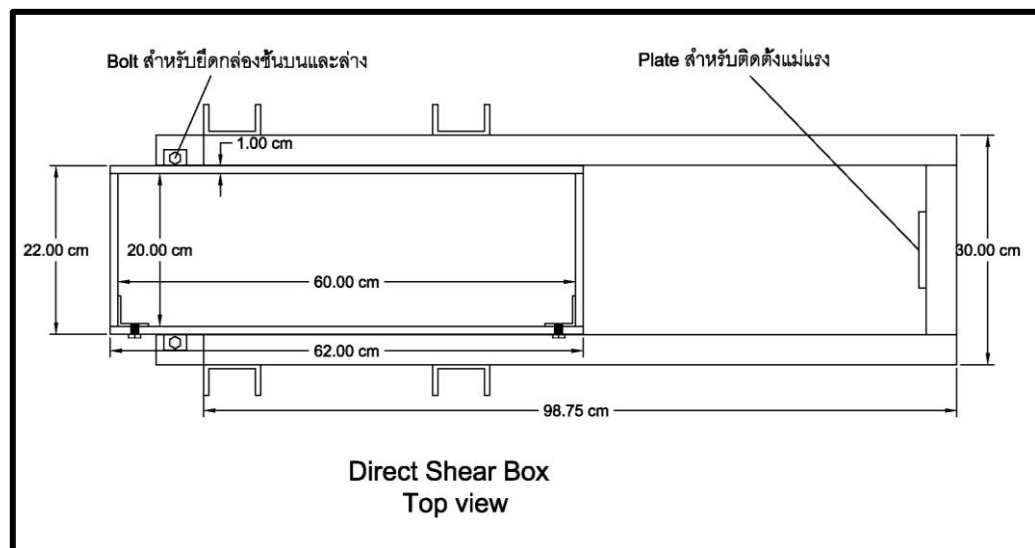
ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากวัสดุผสมระหว่างแท่งดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนมาก ที่ระดับความลึกจากแนวพิบัติที่แตกต่างกัน การทดสอบโดยใช้ รูปแบบของกล่องเฉือนโดยตรง (Direct Shear Box Test, DSB) โดยทำการสร้างกล่องทดสอบที่มีขนาด กว้าง 20 เซนติเมตร ยาว 60 เซนติเมตร แบ่งออกเป็น 2 ชั้น โดยที่ชั้นบนมีความสูง 22.50 เซนติเมตร และชั้นล่างมีความสูง 67.50 เซนติเมตร ความหนาของกล่องทดสอบเท่ากับ 0.7 เซนติเมตร ดังแสดงในภาพที่ 3.21



ภาพที่ 3.30 กล่องทดสอบแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง



ภาพที่ 3.31 รูปด้านกล่องทดสอบ Side View



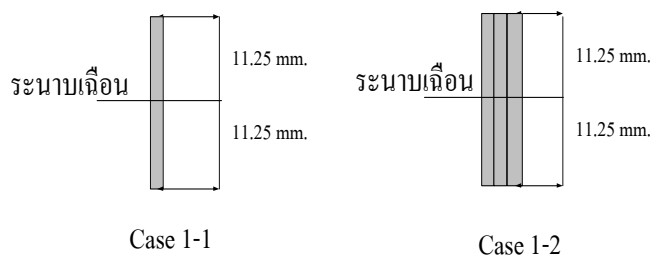
ภาพที่ 3.32 รูปด้านกล่องทดสอบ Top View

3.8.1 รูปแบบที่ทำการทดสอบแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม

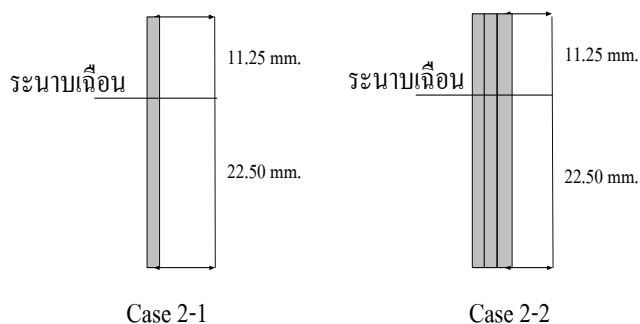
การทดสอบแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม เพื่อหาความแตกต่างของกำลังรับแรงเฉือนและรูปแบบการวิบัติของแท่งดินซีเมนต์ เมื่อแท่งดินซีเมนต์มีความลึกจากระนาบเฉือนที่ต่างกันออกไป 3 ระดับ คือ 3, 6 และ 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางแท่งดินซีเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 3.27 ถึง 3.30 โดยให้ความสูงเหนือระดับเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสมอ โดยที่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางแท่งดินซีเมนต์ที่ใช้ทดสอบมีขนาดประมาณ 38 มิลลิเมตร และแบ่งการทดสอบตามการจัดเรียงออกเป็น 3 รูปแบบหลักคือ

1. แท่งดินซีเมนต์เรียงชิดติดกัน 3 ท่อน(Wall Type)
2. แท่งดินซีเมนต์แท่งเดียว
3. แท่งดินซีเมนต์ 3 ท่อนเรียงแบบมีช่องว่าง

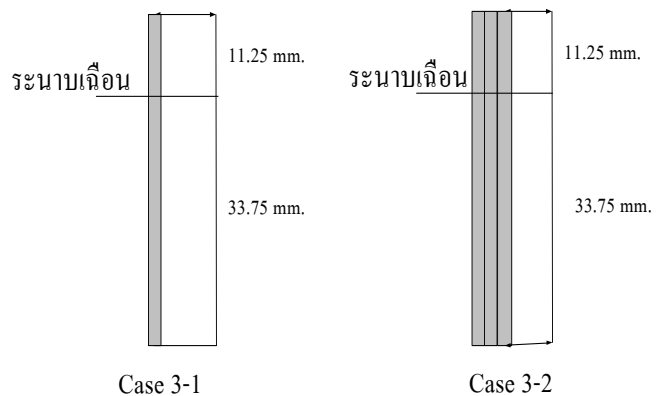
ทิศทางการเรียงแถวของแท่งดินซีเมนต์จะถูกจัดให้อยู่ในลักษณะตามทิศทางการ
เฉือน



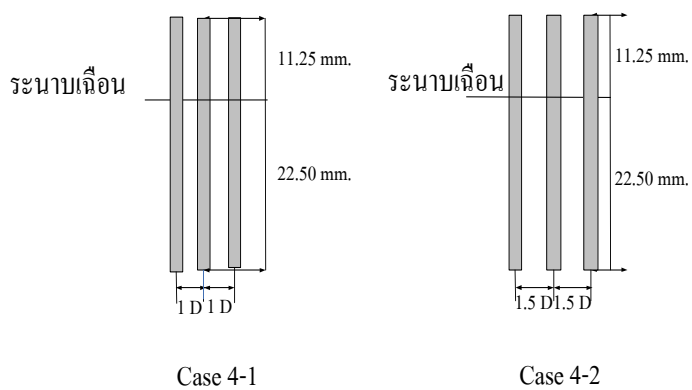
ภาพที่ 3.33 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึกจากระนาบเฉือน 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง



ภาพที่ 3.34 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึกจากระนาบเฉือน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง



ภาพที่ 3.35 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึกลับจากระนาบเฉือน 9 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง



ภาพที่ 3.36 รูปแบบที่ใช้ทำการทดสอบความลึกลับจากระนาบเฉือน 6 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง และมีช่องห่างระหว่างแท่งดินซีเมนต์

บทที่ 4

การวิเคราะห์ผลและอภิปรายผล

จากการศึกษาข้อมูล และทำการวิจัยตามที่กล่าวมาในบทที่ 3 การวิเคราะห์และอภิปรายผลต่างๆ จะแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 3 ส่วนดังต่อไปนี้

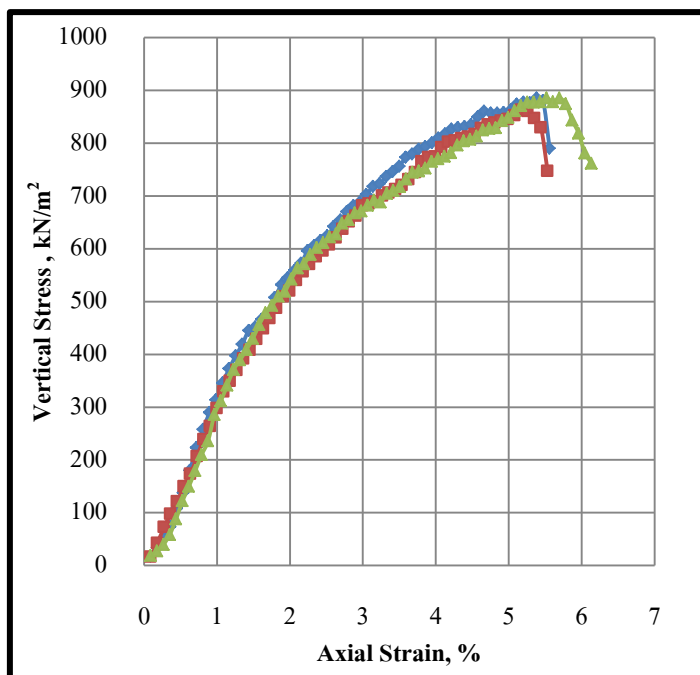
1. การศึกษากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมระหว่างแท่งดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนด้วยแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางค้ำข้าง
2. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเชิงลาดคลองระบายน้ำด้วยวิธี Finite Element
3. การวิเคราะห์เสถียรภาพขอเชิงลาดคลองระบายน้ำด้วยวิธี Limit Equilibrium

4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมจากแบบจำลอง

ผลการทดสอบ และการวิเคราะห์ผลการทดสอบจากการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนามของวัสดุผสมระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนมาก

4.1.1 ผลการทดสอบแรงกดแกนเดี่ยว(Unconfined Compression test, UC)

ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ หาดัตราส่วนผสมของดินเหนียวและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่หนึ่งที แล้วนำผลที่ได้มาวิเคราะห์เพื่อหากราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวแกน(σ_a) และความเครียดในแนวแกน(ϵ_u) ดังแสดงในภาพที่ 4.1 ซึ่งได้ค่า Unconfined Compressive Strength(q_u) เท่ากับ 887.603 kN/m^2 และ Secant Young's modulus at 50% of yield(E_{u50}) เท่ากับ 15427.863 kN/m^2

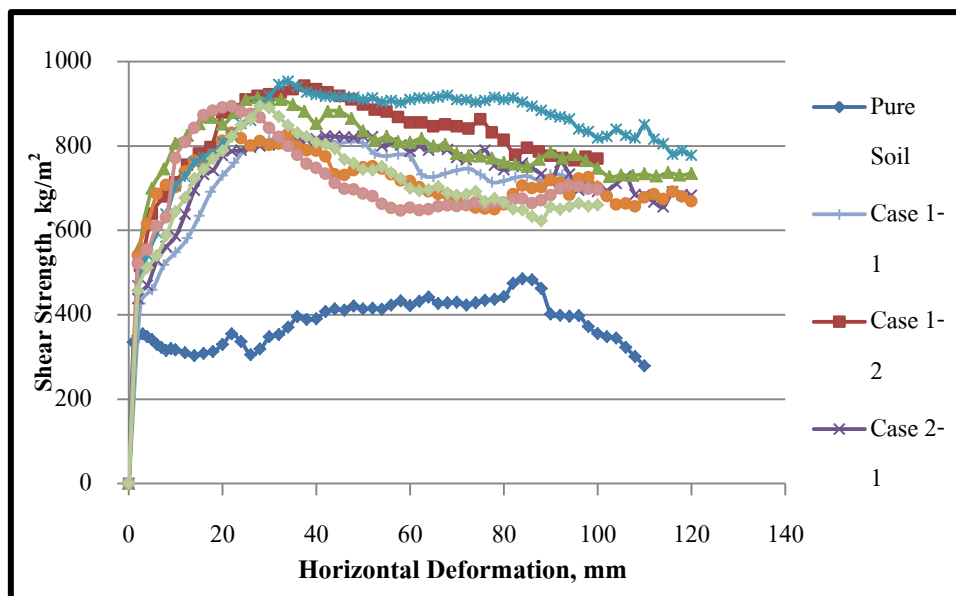


ภาพที่ 4.1 กราฟระหว่าง Stress - Strain ของแท่งดินซีเมนต์ที่ใช้ทดสอบ

4.1.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม

การทดสอบทำในภาคสนาม บริเวณโครงการก่อสร้างโรงสูบน้ำริมคลองพระองค์เจ้าไชยานุชิต การทดลองทำในชั้นดินเหนียวอ่อนมากสีเทาอ่อนอมเขียว ความชื้นในมวลดิน (Moisture Content) มีค่ามากกว่า 100% และกำลังรับแรงเฉือนต่ำมาก

รูปแบบที่ใช้ในการทดสอบแบ่งออกเป็น 9 รูปแบบ ที่แตกต่างกันตามความลึก และรูปแบบการจัดเรียง ดังที่แสดงในภาพที่ 3.32 ถึง 3.35 กำลังรับแรงเฉือนที่ได้ดังแสดงสรุปในภาพที่ 4.2 ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ สรุปเป็นข้อมูลทางสถิติโดยการคำนวณหาค่าทางสถิติ ได้แก่ ค่าสูงสุด (Max) ค่าต่ำสุด (Min) ค่าเฉลี่ย (\bar{x}) และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (S.D.) ได้ผลดังตารางที่ 4.1



ภาพที่ 4.2 กำลังรับแรงเฉือนของแบบจำลอง

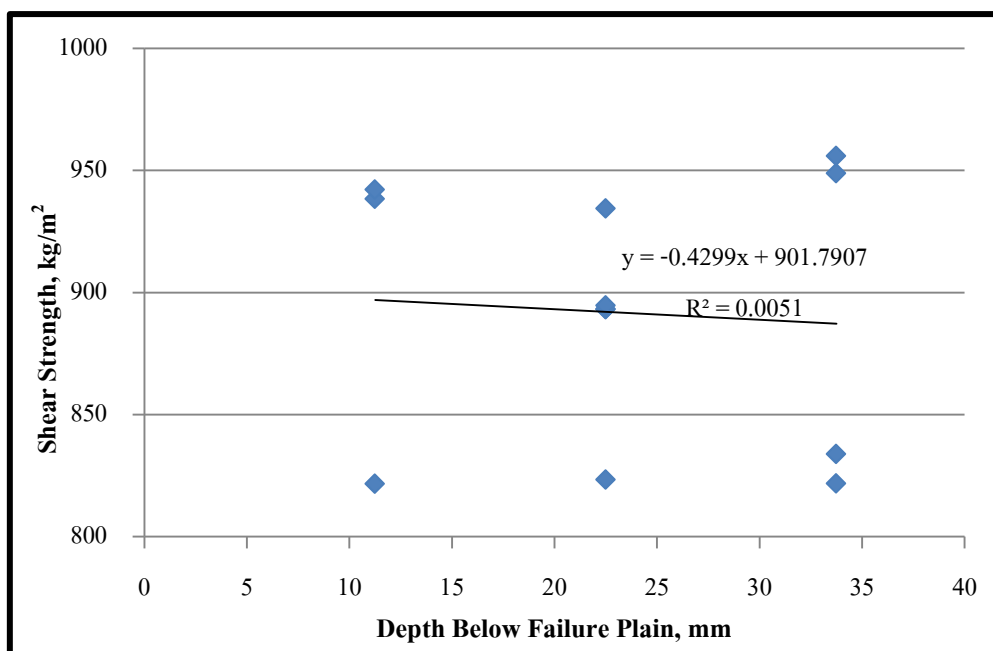
จากข้อมูลผลการทดสอบในตารางที่ 4.9 พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของแท่งดินซีเมนต์แท่งเดียว สามารถประมาณค่าได้โดยวิธี Weighted Average Shear Strength แต่ไม่สามารถใช้วิธีนี้ในการประเมินหากำลังรับแรงเฉือนได้กับรูปแบบ แท่งดินซีเมนต์ที่เรียงชิดติดกัน 3 แท่ง และ แท่งดินซีเมนต์ 3 แท่งที่เรียงห่างกัน

ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม

กำลังรับแรงเฉือนของแท่งดินซีเมนต์ที่เรียงชิดติดกัน 3 แท่ง kg/m ²				กำลังรับแรงเฉือนของแท่งดินซีเมนต์แท่งเดียว kg/m ²				กำลังรับแรงเฉือนของแท่งดินซีเมนต์ 3 แท่งที่เรียงห่างกัน kg/m ²			
Max	Min	Mean	S.D.	Max	Min	Mean	S.D.	Max	Min	Mean	S.D.
955.86	893.06	935.39	22.10	843.81	811.67	824.74	12.71	894.61	893.20	893.91	1.02

จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมในภาพที่ 4.3 นำค่าสูงสุดของแต่ละรูปแบบมาสร้างกราฟเพื่อหาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง ความลึกในการฝังแท่งดินซีเมนต์จากระนาบเหนือ กับกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดลอง ได้ค่า Coefficient of Determination(R-Square) เท่ากับ 0.0051 ซึ่งมีค่าน้อยมาจนเข้าใกล้ศูนย์ จึงสรุปได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของแท่งดิน

ซีเมนต์ในดินเหนียวอ่อน ที่มีระยะฝังมากกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางทั้งในด้านบนและด้านล่างจากแนวระนาบเดือน ไม่มีความสัมพันธ์กับความลึก



ภาพที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับความลึกของแท่งดินซีเมนต์

จากการวิเคราะห์ด้วย สัมประสิทธิ์การถดถอย (Regression Coefficient) ที่ใช้ค่าความสัมพันธ์กันระหว่างพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์ (A_{SCC}) ที่แบ่งออกได้เป็น 3 กลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 4.4 คือ 0% สำหรับแบบจำลองที่ไม่มีแท่งดินซีเมนต์ 0.921% สำหรับแบบจำลองที่มีแท่งดินซีเมนต์แท่งเดียว และ 2.761% สำหรับแบบจำลองที่มีแท่งดินซีเมนต์ 3 แท่ง ได้สมการถดถอยที่เป็นเส้นตรงดังในสมการที่ 4.1

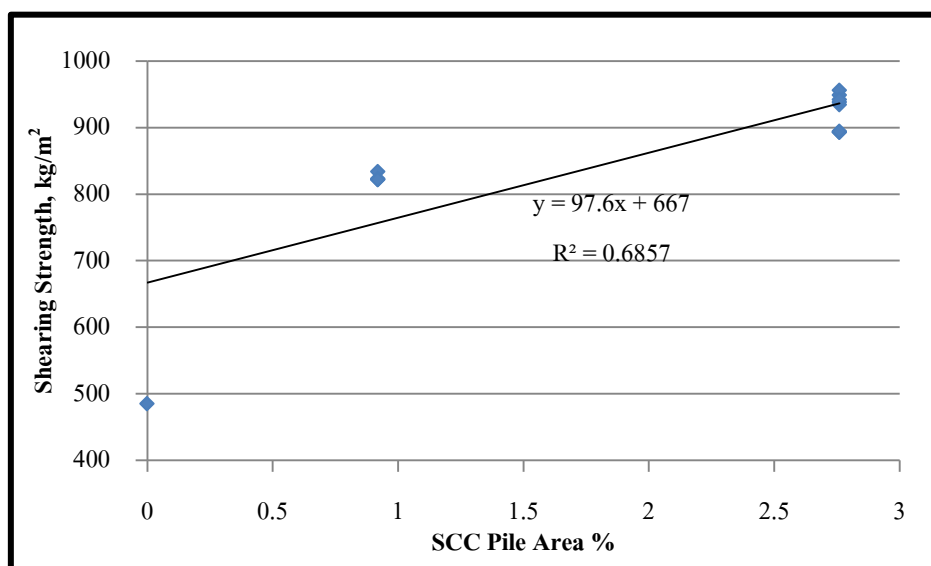
$$\text{Shear Strength} = 97.6A_{SCC} + 667 \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ของการตัดลिनใจที่ได้จากกราฟเท่ากับ 0.6857 ซึ่งสมการที่มักนำไปใช้ควรมีค่า R-Square อย่างน้อย 0.75 (Haaland , 1989 และ Hu , 1999) สมการถดถอยที่เป็นเส้นตรงในสมการที่ 4.1 จึงขาดความเหมาะสมในการนำไปใช้งาน เพราะกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในกรณีที่ไม่มีแท่งดินซีเมนต์เลย(0%) กับในกรณีที่มีแท่งดินซีเมนต์หนึ่งแท่ง(0.921%) มีความแตกต่างกันถึงร้อยละ 170.181 และในกรณีที่ไม่มีแท่งดินซีเมนต์เลย(0%) กับกรณีที่มีแท่งดิน

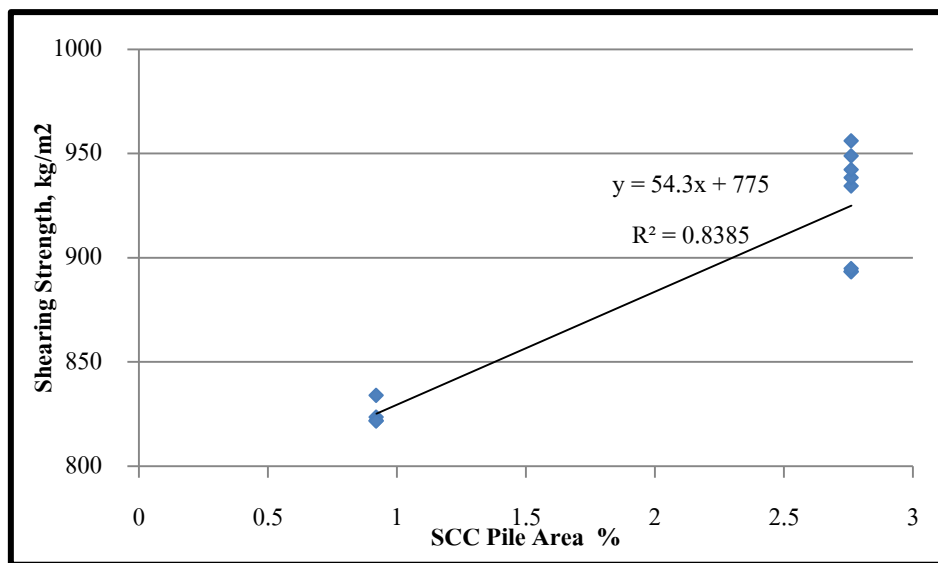
ซีเมนต์สามแท่ง(2.761%) กำลังรับแรงเฉือนมีความแตกต่างกันร้อยละ 192.931 แต่ในกรณีที่มีแท่งดินซีเมนต์หนึ่งแท่ง(0.921%) กับกรณีที่มีแท่งดินซีเมนต์สามแท่ง(2.761%) กำลังรับแรงเฉือนมีความแตกต่างกันเพียงร้อยละ 113.368 อันเนื่องมาจากมีตัวแปรอย่างอื่นที่ทำให้กำลังรับแรงเฉือนไม่ได้เพิ่มตามหน้าตัดของแท่งดินซีเมนต์เพียงอย่างเดียวคือ กำลังของผิวสัมผัสระหว่างแท่งดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนมาก ซึ่งสัมพันธ์กับการถดถอยที่แบ่งพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์(A_{SCC}) ที่แบ่งออกได้เป็น 2 กลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 4.5 คือ 0.921% สำหรับแบบจำลองที่มีแท่งดินซีเมนต์แท่งเดียว และ 2.761% ได้สมการถดถอยที่มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงดังในสมการที่ 4.2

$$\text{Shear Strength} = 54.3A_{SCC} + 775 \dots\dots\dots(4.2)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ของการตัดสินใจเท่ากับ 0.8385 ซึ่งถือได้ว่าสูงเพียงพอที่จะสามารถนำไปใช้ทำนายกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นของวัสดุผสมได้



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์



รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง กำลังรับแรงเฉือนกับพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์เฉพาะแบบจำลองที่มีเสาเข็มดินซีเมนต์

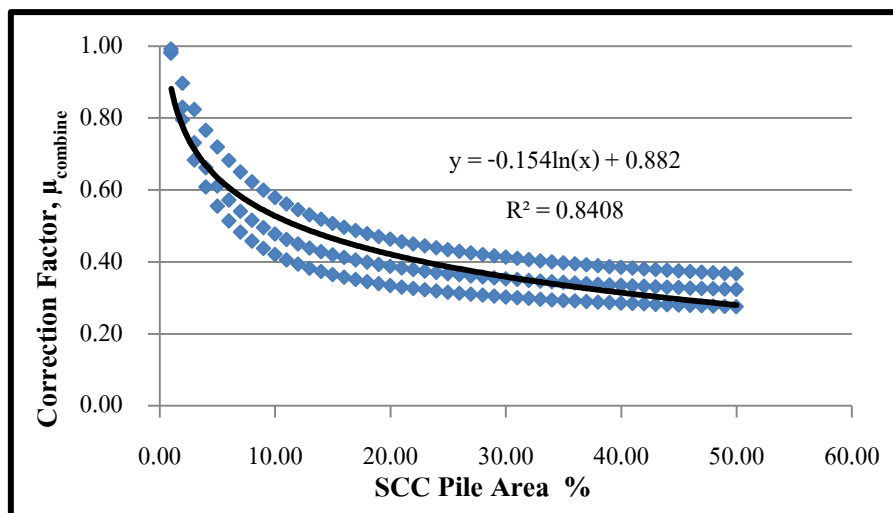
ค่ากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์กับดินเหนียวอ่อนมากที่ได้จากวิธี Weighted Average Shear Strength มีค่ามากกว่าที่ควรจะเป็น จึงต้องมีการทำการปรับแก้โดย

$$S_{u(\text{model test})} = \left[\frac{S_{u(\text{SCC})} \times \text{Area}(\text{SCC}) + S_{u(\text{Soil})} \times \text{Area}(\text{Soil})}{\text{Total Area}} \right] \mu_{\text{model test}} \dots \dots \dots (4.3)$$

โดยที่ $\mu_{\text{model test}}$ คือตัวเลขลดทอนกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม สรุปความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu_{\text{model test}}$ กับค่าอัตราส่วนร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์ได้ดังสมการที่ 4.4

$$\mu_{\text{model test}} = -0.154 \ln(A_{\text{SCC}}) + 0.882 \dots \dots \dots (4.4)$$

เมื่อ A_{SCC} คืออัตราส่วนร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์ เขียนเป็นกราฟได้ดังรูปที่ 4.6



ภาพที่ 4.6 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม

4.1.3 รูปแบบการวิบัติของแท่งดินซีเมนต์

รูปแบบการวิบัติของแบบจำลองกำแพงดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้างในดินเหนียวอ่อนมากเกิดการวิบัติในรูปแบบที่มีแรงกระทำต่อแท่งดินซีเมนต์สูงเกินกว่าที่แท่งดินซีเมนต์จะสามารถรับได้ ซึ่งเป็นกรณีที่แท่งดินซีเมนต์มีค่า Shear Strength สูงกว่าดินเหนียวอ่อนมาก ทำให้แท่งดินซีเมนต์ทำหน้าที่เป็นเสาเข็มหรือเหล็กเดือย (Dowel) ตามหลักการของ Earth reinforcement รูปการวิบัติดังแสดงในภาพที่ 4.17 และในภาคผนวก ก.



ภาพที่ 4.7 การวิบัติของแท่งดินซีเมนต์ภายหลังการทดสอบ

4.2 ผลการศึกษาผลกระทบที่มีต่อพฤติกรรมเคลื่อนตัวของด้านข้างของเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของด้านข้างของโครงสร้างเชิงลาดคลองระบายน้ำ ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งในการวิเคราะห์จะสมมติให้อยู่ในลักษณะของ 2 มิติแบบ Plain Strain โดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D VERSION 2010 แบบจำลองที่เลือกมาใช้ในการศึกษาการเคลื่อนตัวของด้านข้างของเชิงลาดคลองระบายน้ำนี้คือ แบบจำลอง Elasto-Plastic และใช้ Material Model ในรูปแบบ Mohr-Coulomb Failure Envelope ในการจำลองมวลดิน ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะอยู่ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สำหรับแปลงทดลองที่ 1 ที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว ทำการวิเคราะห์ย้อนกลับโดยให้เกิดการวิบัติของเชิงลาดขึ้นในขั้นตอนการก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้างดังที่แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.1 ช่วงขั้นตอนการขุดที่ 3 (ภาพที่ 3.13 หน้า 83) และค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าน้อยกว่า 1

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 1

ความลึก เมตร	ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ						
		γ_t kN/m ²	U'	E' kN/m ²	$S_{u\text{ ref}}$ kN/m ²	Rinter	E_u/S_u	Drainage Type
0.00-1.50	Weathered Crust	15.69	0.35	1146.67	12.90	0.90	100	Undrained B
1.50-10.75	Very Soft Clay	14.14	0.35	871.11	9.80	0.90	100	Undrained B
10.75-14.75	Soft Clay	15.76	0.35	3331.33	24.99	0.90	150	Undrained B
14.75-19.50	Medium Stiff Clay	16.57	0.33	8022.22	45.13	0.90	200	Undrained B
ลึกกว่า 19.50	Very Stiff Clay	19.56	0.30	55530.67	208.24	0.90	300	Undrained B

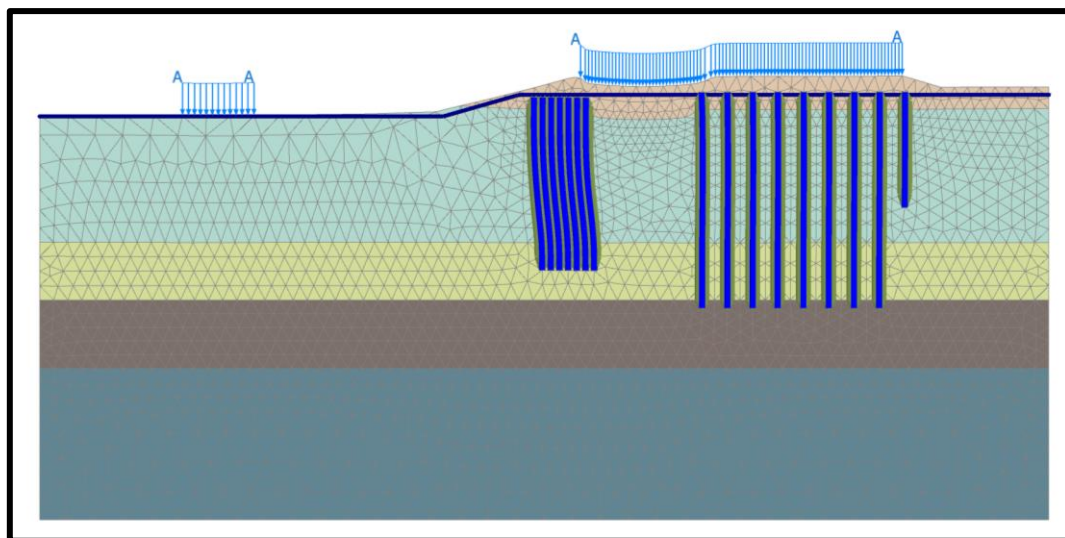
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 1

ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ							
	E kN/m ²	I m ⁴	A m ²	U	γ_t kN/m ³	EI kN/m	EA kN m ² /m	Material Type
SCC 1	161809.7	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	90.31	30500.41	Elastic
SCC 3	269682.9	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	150.51	50834.02	Elastic

4.2.3 ผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำ แปลงทดลองที่ 1

ภาพที่ 4.8 แสดงผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำแปลงทดลองที่ 1 ซึ่งมีขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำตามหัวข้อ 3.3.1.1 ซึ่งเกิดการวิบัติของเชิงลาดขึ้นในขั้นตอนการก่อสร้างที่ 4 โดยขั้นตอนการก่อสร้างที่ 3 พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเชิงลาดมีค่าเท่ากับ 1.082 และมีการเคลื่อนตัวจนเกิดการวิบัติบริเวณระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์ที่รองรับถนน(SCC1) และเสาเข็มดินซีเมนต์บริเวณเชิงลาด(SCC3) ซึ่งมีความสอดคล้องไปกับสภาพการก่อสร้างจริง

โดยค่าอัตราส่วน E_w/S_u ที่เหมาะสม สำหรับดินเหนียวอ่อนมากเท่ากับ 100 ดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 150 ดินเหนียวแข็งปานกลางเท่ากับ 200 ดินเหนียวแข็งมากเท่ากับ 300 และเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากับ 550



ภาพที่ 4.8 รูปแบบการเคลื่อนตัวของเชิงลาดของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 1 ในขั้นตอนที่ 3

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงในขณะที่ทำการก่อสร้างให้มีความสอดคล้องกัน โดยในการก่อสร้างเชิงลาดคลองระบายน้ำในแปลงทดลองที่ 2 นี้ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวไว้ 1 ตำแหน่งบนเชิงลาดดังแสดงในภาพที่ 3.15(น.85)

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 2

ความลึก เมตร	ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ						
		γ_t kN/m ²	U'	E' kN/m ²	S_u ref kN/m ²	Rinter	E_u/S_u	Drainage Type
0.00-1.50	Weathered Crust	15.69	0.35	1146.67	12.90	0.90	100	Undrained B
1.50-10.75	Very Soft Clay	14.14	0.35	871.11	9.80	0.90	100	Undrained B
10.75-14.75	Soft Clay	15.76	0.35	4441.78	24.99	0.90	200	Undrained B
14.75-19.50	Medium Stiff Clay	16.57	0.33	13236.67	45.13	0.90	330	Undrained B
ลึกกว่า 19.50	Very Stiff Clay	19.56	0.30	92551.11	208.24	0.90	500	Undrained B

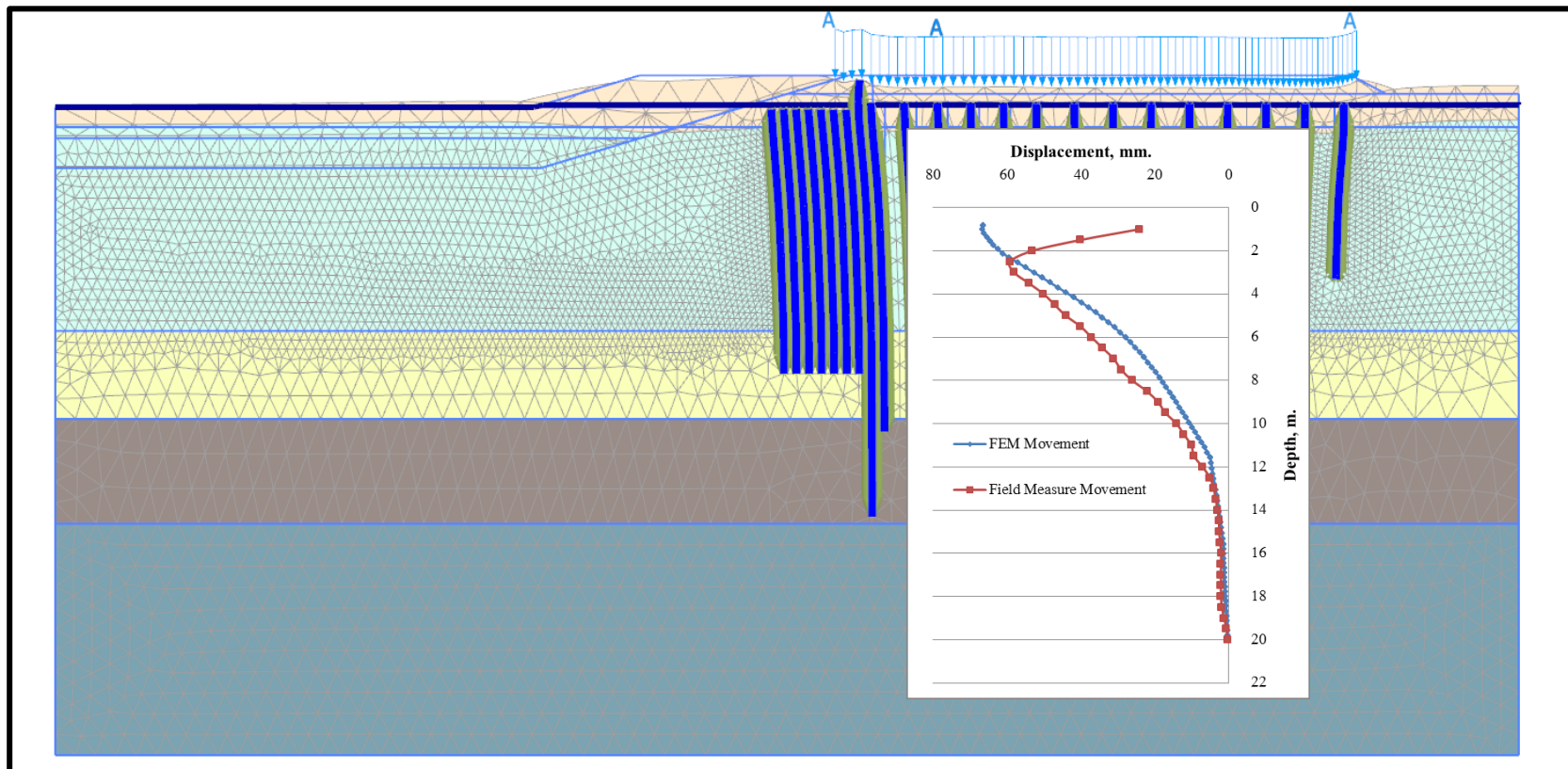
ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 2

ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ							
	E kN/m ²	I m ⁴	A m ²	U	γ_t kN/m ³	EI kN/m	EA kN m ² /m	Material Type
SCC 1	161809.7	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	90.308	30500.414	Elastic
SCC 3	269682.9	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	150.513	50834.024	Elastic

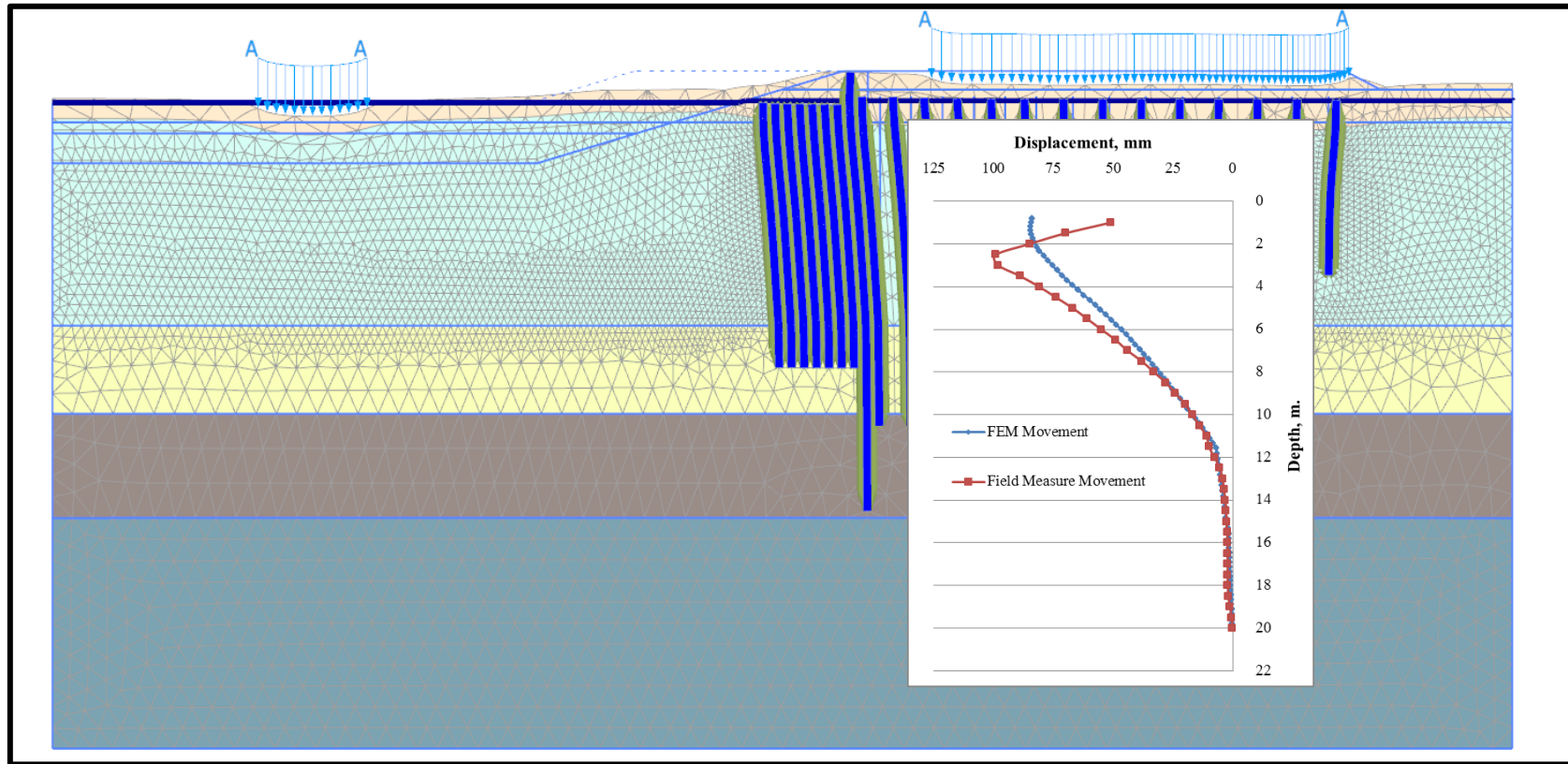
ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินด้วยวิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม Plaxis วิเคราะห์ตามขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ได้แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.2 โดยทำการประมาณค่า Undrain Modulus of Elasticity (E_u) ซึ่งมีผลต่อการเคลื่อนตัวของเชิงลาด และทำการตรวจสอบความถูกต้องของค่าที่ได้จากการประมาณ โดยเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากแบบจำลอง และค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดจาก Inclinometer ให้มีความสอดคล้องกัน

4.2.2 ผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำ แปลงทดลองที่ 2 เปรียบเทียบค่าที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Inclinometer

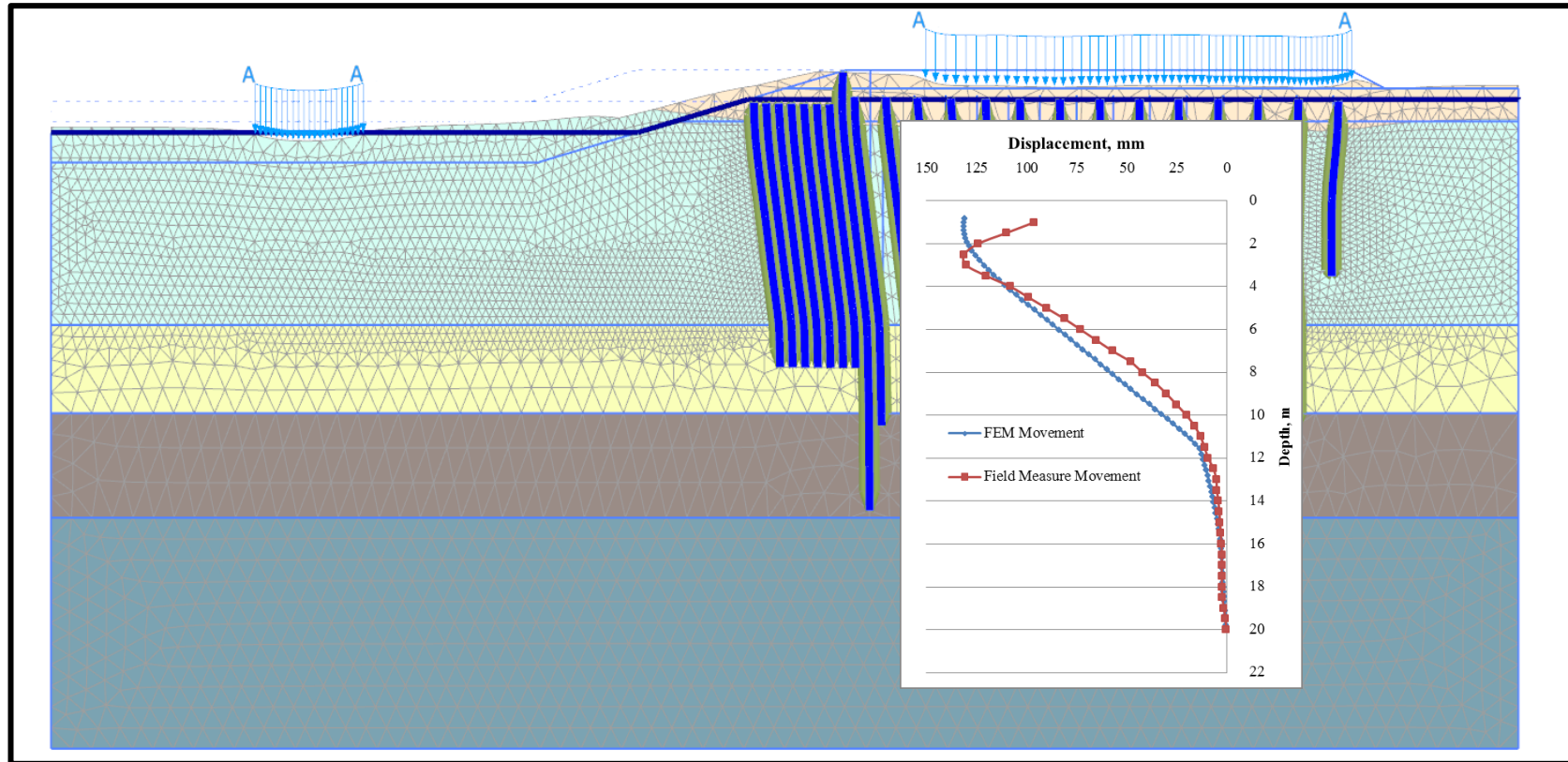
ภาพที่ 4.9 ถึงภาพที่ 4.12 แสดงผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำแปลงทดลองที่ 2 ตามขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ได้แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.2 เปรียบเทียบค่าที่ได้จากการตรวจวัดการเคลื่อนตัวจริง ที่ระดับความลึกตั้งแต่ -1.00 เมตรจากระดับปลายบนของท่อ Inclinometer ถึงระดับความลึก -20.00 เมตร ที่ระดับปลายล่างของท่อ Inclinometer พบว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM มีความสอดคล้องไปกับการวัดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริง โดยค่าอัตราส่วน E_u/S_u ที่เหมาะสมจากการทำ Back Analysis สำหรับทุกขั้นตอนของการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำ สำหรับดินเหนียวอ่อนมากเท่ากับ 100 ดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 200 ดินเหนียวแข็งปานกลางเท่ากับ 330 ดินเหนียวแข็งมากเท่ากับ 500 และเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากับ



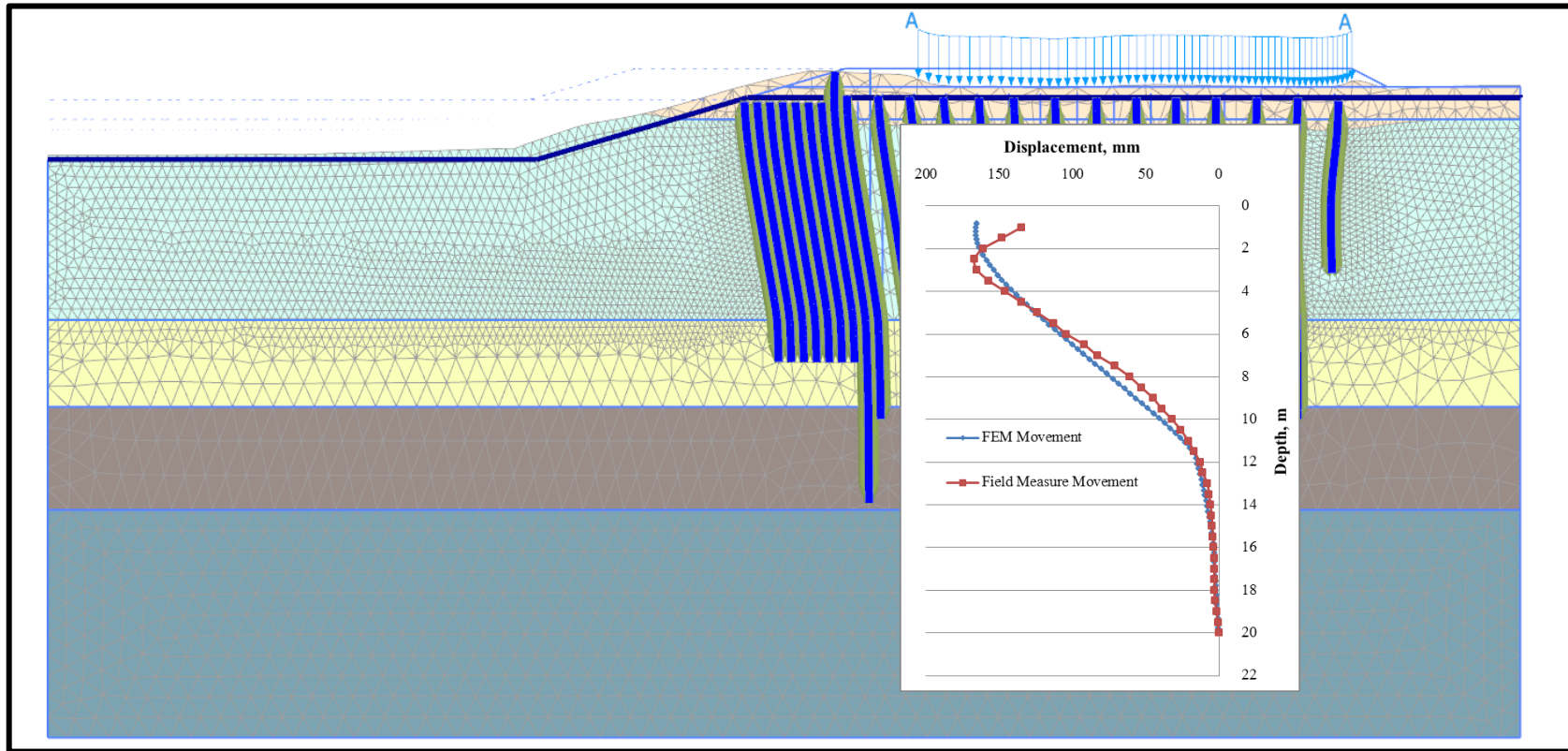
ภาพที่ 4.9 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 2 ในชั้นตอนที่ 1 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.10 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 2 ในขั้นตอนที่ 2 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.11 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 2 ในชั้นตอนที่ 3 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.12 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 2 ในชั้นตอนที่ 4 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ จำเป็นจะต้องมีการกำหนดคุณสมบัติและพารามิเตอร์ของดิน และเสาเข็มดินซีเมนต์ เพื่อให้ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงในขณะทำการก่อสร้างมีความสอดคล้องกัน โดยในการก่อสร้างเชิงลาดคลองระบายน้ำในแปลงทดลองที่ 3 นี้ได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวไว้ 2 ตำแหน่งบนเชิงลาดดังแสดงในภาพที่ 3.21 (น.90) แต่เนื่องมาจากเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างหมายเลข 2 พบว่ามีปัญหาในการอ่านค่าการวิเคราะห์จึงทำเฉพาะ เครื่องมือตรวจวัดหมายเลข 1 เท่านั้น

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 3

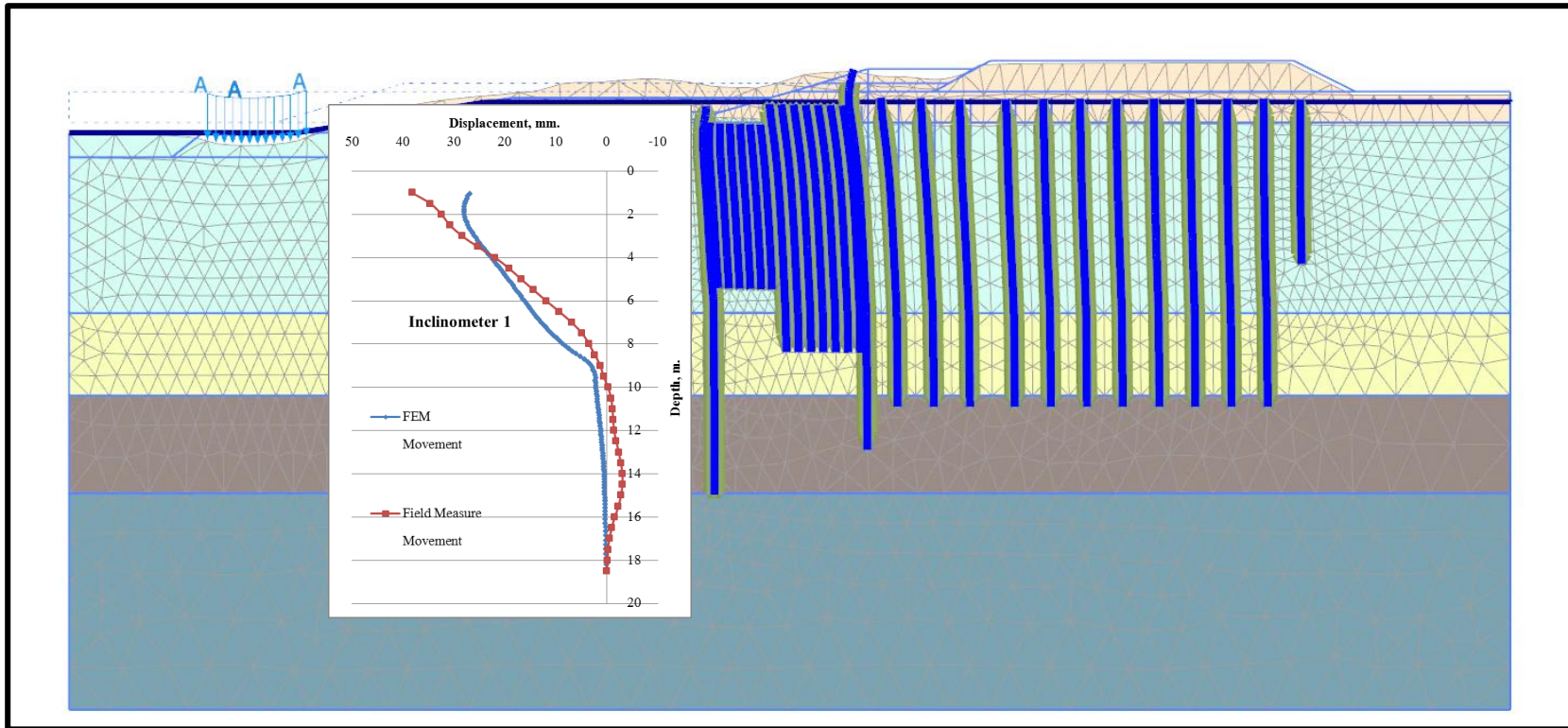
ความลึก เมตร	ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ						
		γ_t kN/m ³	U'	E' kN/m ²	$S_{u,ref}$ kN/m ²	Rinter	E_u/S_u	Drainage Type
0.00-1.50	Weathered Crust	15.69	0.35	2293.33	12.90	0.90	200	Undrained B
1.50-10.75	Very Soft Clay	14.14	0.35	1742.22	9.80	0.90	200	Undrained B
10.75-14.75	Soft Clay	15.76	0.35	7777.78	24.99	0.90	350	Undrained B
14.75-19.50	Medium Stiff Clay	16.57	0.33	16035.56	45.13	0.90	400	Undrained B
ลึกกว่า 19.50	Very Stiff Clay	19.56	0.30	92533.33	208.24	0.90	500	Undrained B

ตารางที่ 4.7 คุณสมบัติของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element สำหรับเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ แปลงทดลองที่ 3

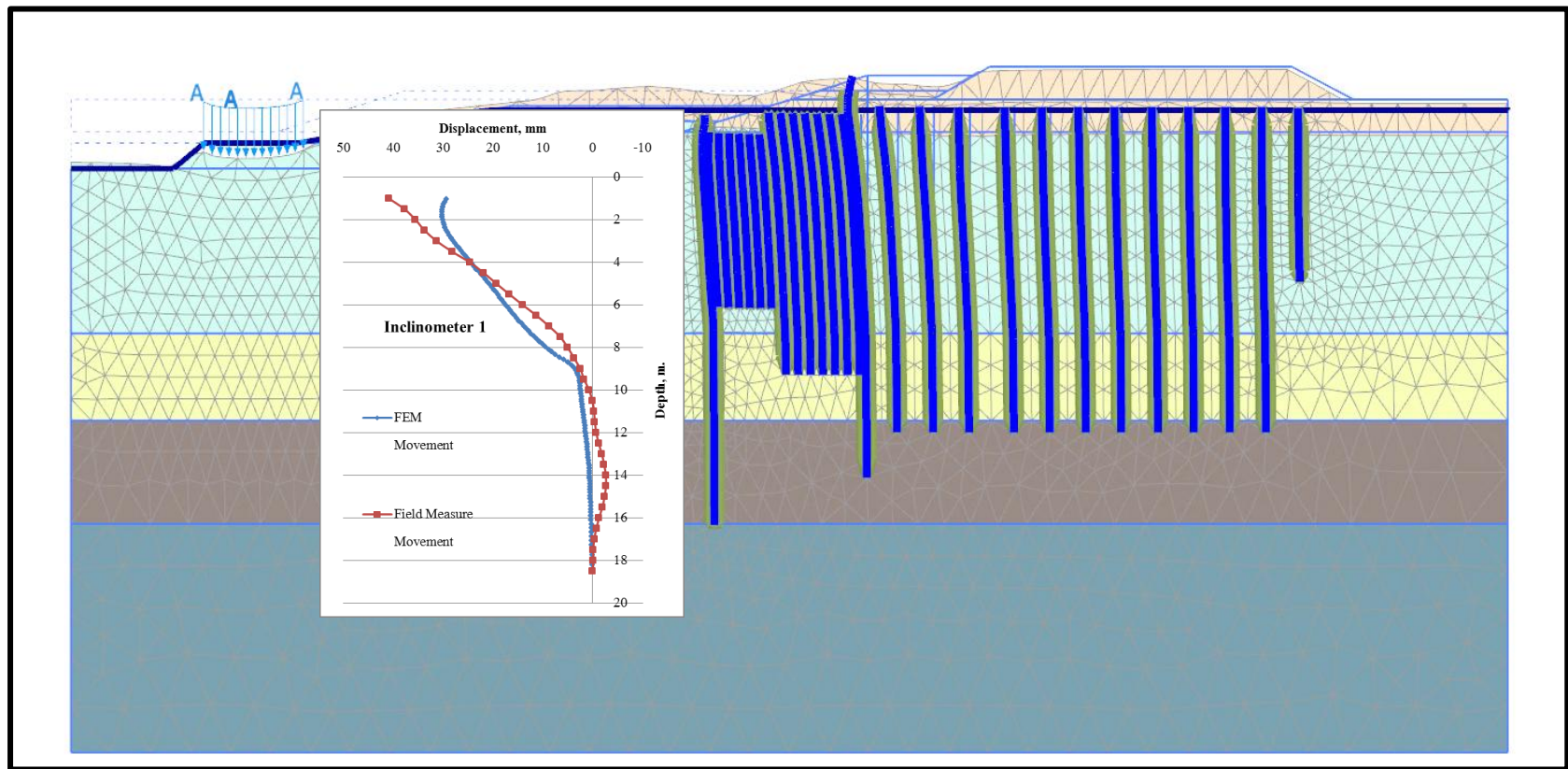
ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ							
	E kN/m ²	I m ⁴	A m ²	U	γ_i kN/m ³	EI kN/m	EA kN m ² /m	Material Type
SCC 1	161809.7	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	139.57	47137.00	Elastic
SCC 3	269682.9	5.58×10^{-4}	0.189	0.15	16.18	232.61	78561.67	Elastic
SCC 5-6 ต้นริม	294199.5	5.20×10^{-4}	0.184	0.15	16.18	216.60	76715.79	Elastic
SCC 6 ต้นกลาง	294199.5	4.83×10^{-4}	0.179	0.15	16.18	201.34	74869.99	Elastic

ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของชั้นดินด้วยวิธี Finite Element โดยใช้โปรแกรม Plaxis วิเคราะห์ตามขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ได้แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.3 โดยทำการประมาณค่า Undrain Modulus of Elasticity (E_u) ซึ่งมีผลต่อการเคลื่อนตัวของเชิงลาด และทำการตรวจสอบความถูกต้องของค่าที่ได้จากการประมาณ โดยเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากแบบจำลอง และค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดจาก Inclinator ให้มีความสอดคล้องกัน

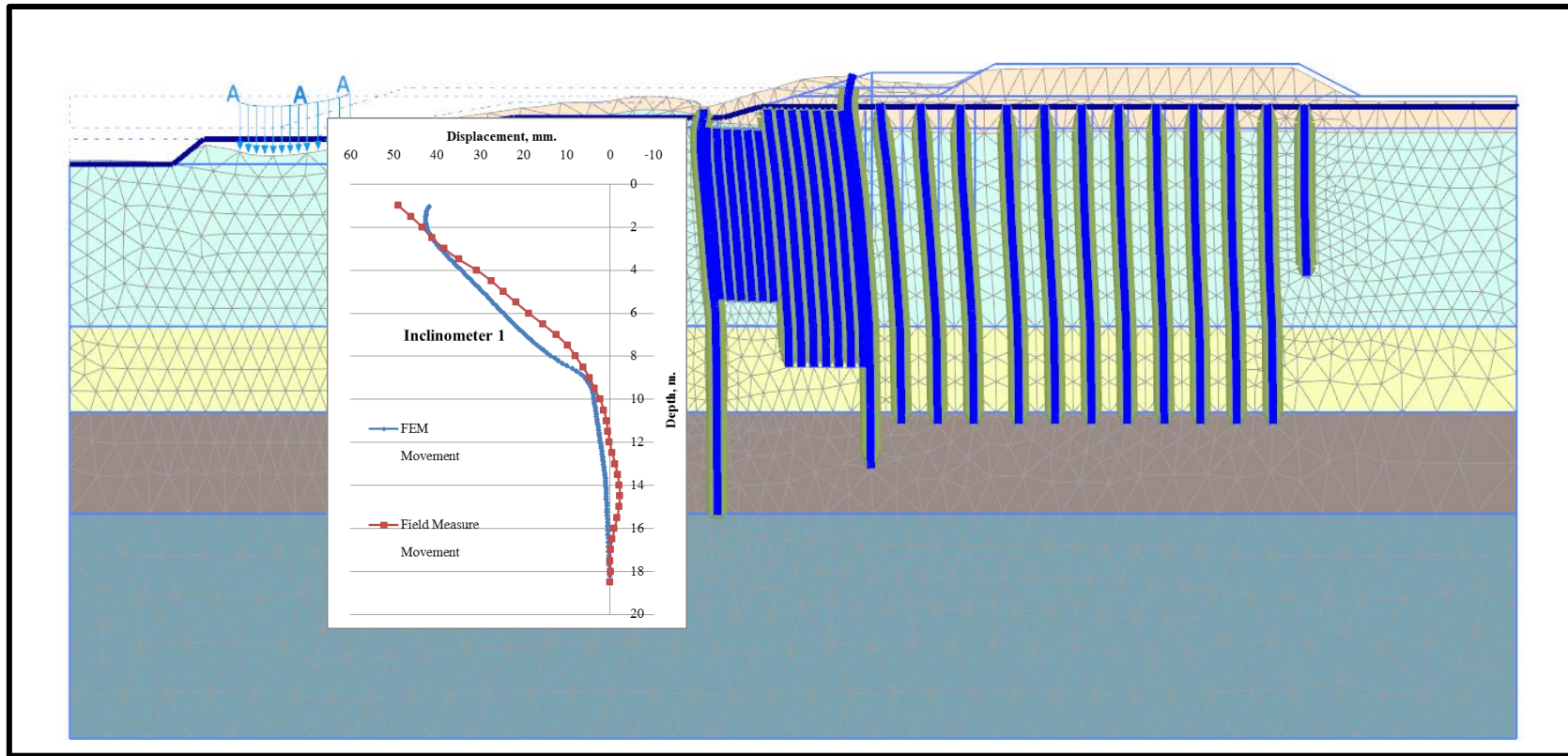
4.2.1 ผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำแปลงทดลองที่ 1 เปรียบเทียบค่าที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Inclinator แสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จากการตรวจวัดและค่าที่ได้จากแบบจำลองมีความใกล้เคียงกัน ภาพที่ 4.13 ถึงภาพที่ 4.17 แสดงผลการวิเคราะห์การขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำใน ตามขั้นตอนการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ได้แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.3 เทียบค่าที่ได้จากการตรวจวัดการเคลื่อนตัวจริง ที่ระดับความลึกตั้งแต่ -1.00 เมตรจากระดับปลายบนของท่อ Inclinator ถึงระดับความลึก -18.50 เมตร ที่ระดับปลายล่างของ Inclinator พบว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM มีความสอดคล้องไปกับการวัดการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริง โดยค่าอัตราส่วน E_u/S_u ที่เหมาะสมจากการทำ Back Analysis สำหรับทุกขั้นตอนของการขุดเชิงลาดคลองระบายน้ำ สำหรับดินเหนียวอ่อนมากเท่ากับ 200 ดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 350 ดินเหนียวแข็งปานกลางเท่ากับ 400 ดินเหนียวแข็งมากเท่ากับ 500 และเสาเข็มดินซีเมนต์เท่ากับ



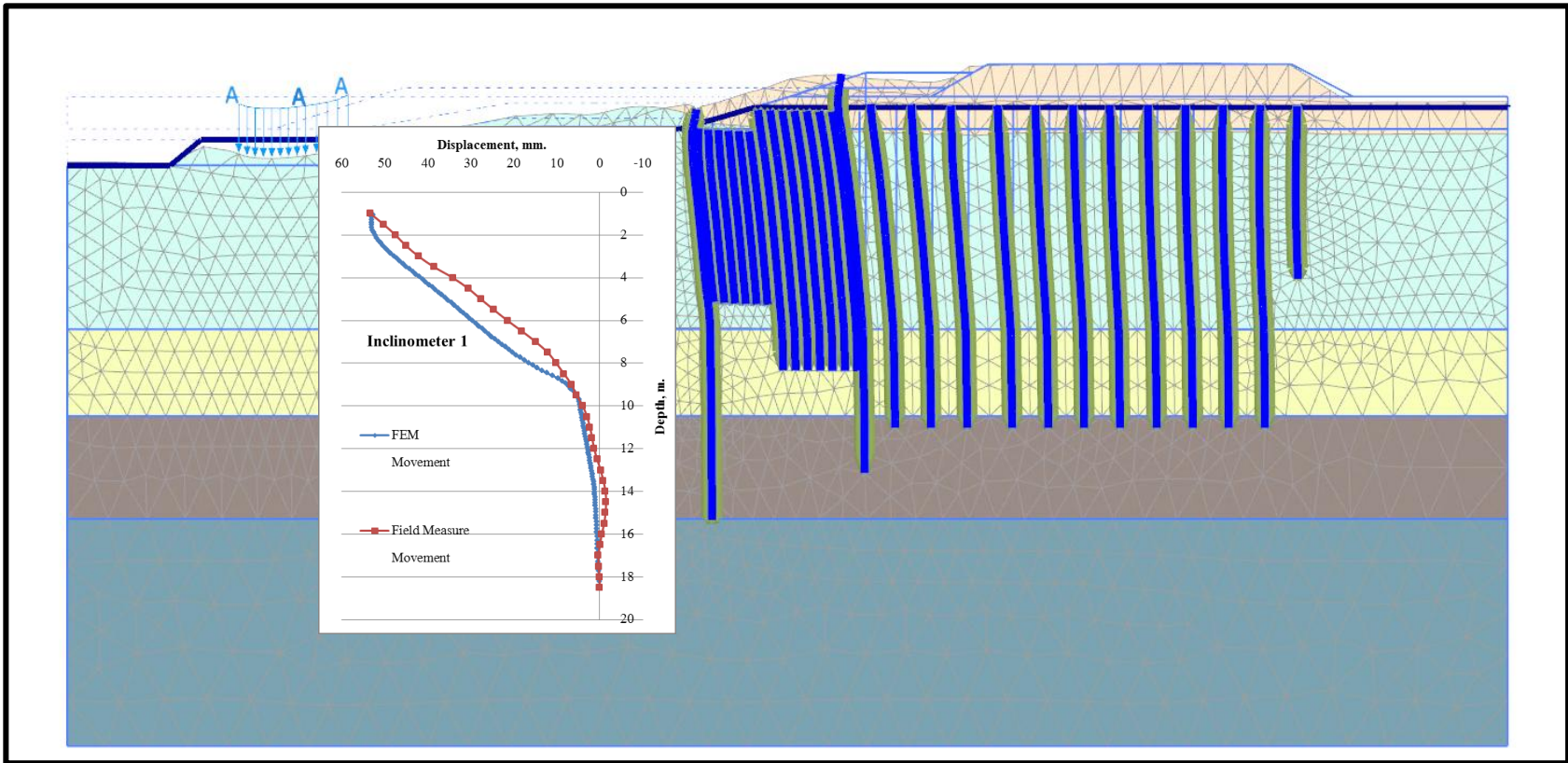
ภาพที่ 4.13 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 3 ในชั้นตอนที่ 2 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



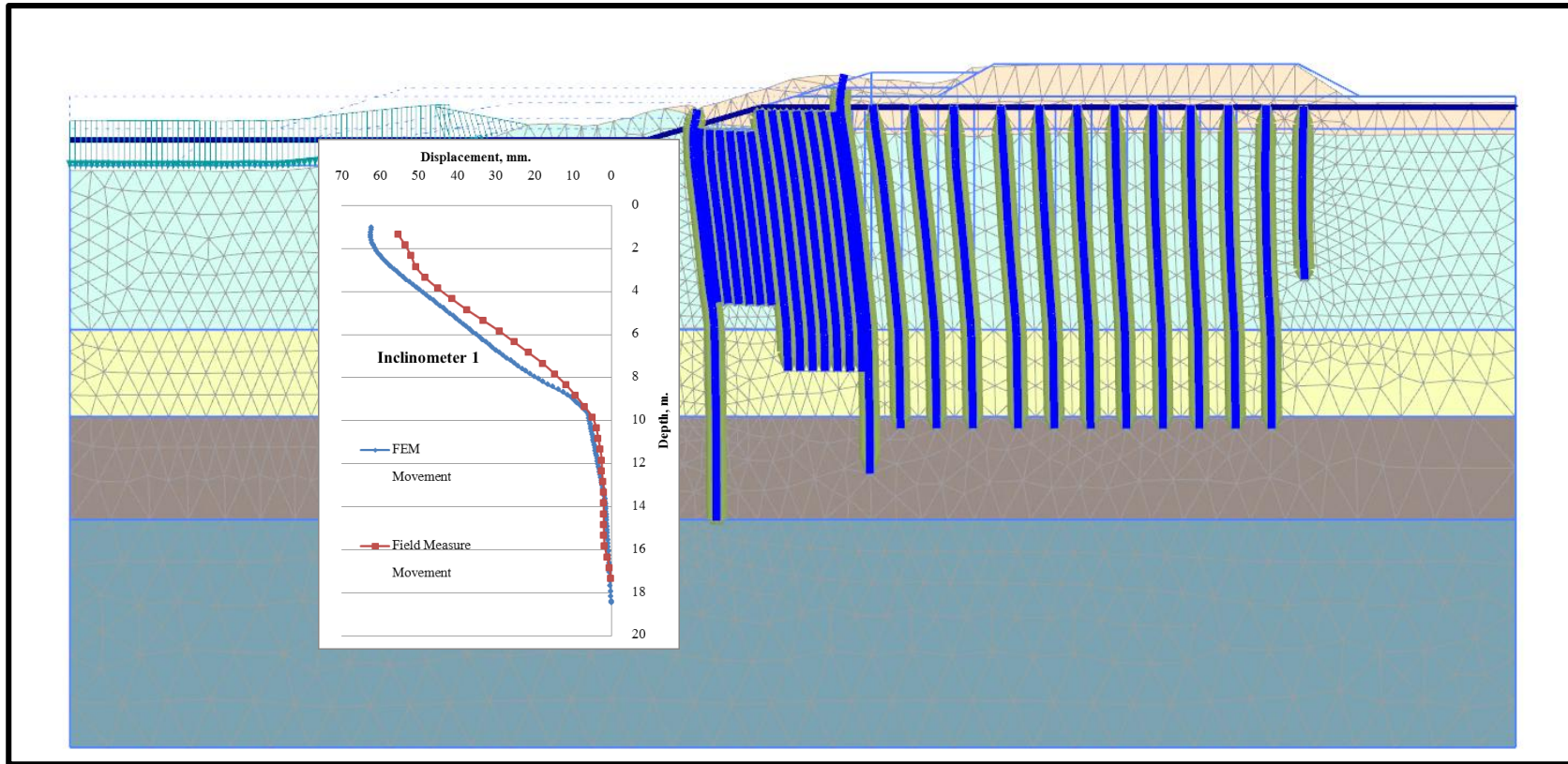
ภาพที่ 4.14 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 3 ในชั้นตอนที่ 3 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.15 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการชุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 3 ในชั้นตอนที่ 4 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.16 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 3 ในชั้นตอนที่ 5 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม



ภาพที่ 4.17 ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของการขุดเชิงลาดแปลงทดลองที่ 3 ในชั้นตอนที่ 8 ที่ได้จาก FEM กับผลที่วัดได้ในสนาม

4.3 ผลการศึกษาวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของเชิงลาดคลองระบายน้ำที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์

การวิเคราะห์เสถียรภาพในขั้นตอนการก่อสร้างเชิงลาดคลองระบายน้ำของแปลงทดลองที่ 1, 2 และ 3 ได้แสดงไว้ในหัวข้อ 3.3.1, 3.3.2 และ 3.3.3 ด้วยโปรแกรม AutoSlope 2004 ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ Simplified Bishop คุณสมบัติดินที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium ดังแสดงในตารางที่ 4.8 วิเคราะห์เปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ระหว่างการเฉื่อยกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength และกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมที่ทำการปรับแก้ด้วยตัวเลขลดทอนกำลัง ด้วยสมการที่ 4.3 และ 4.4 ให้มีความเหมาะสมกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน และเสาเข็มดินซีเมนต์ที่อยู่ในแปลงทดลอง

ตารางที่ 4.9 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อหาเสถียรภาพของงานขุด

ความลึก เมตร	ประเภทวัสดุ	คุณสมบัติ	
		Unit Weight, kN/m ³	Undrained Shear Strength, kN/m ²
0.00-1.50	Weathered Crust	15.69	12.90
1.50-10.75	Very Soft Clay	14.14	9.80
10.75-14.75	Soft Clay	14.69	24.99
14.75-19.50	Medium Stiff Clay	16.57	45.13
ลึกกว่า 19.50	Very Stiff Clay	19.56	208.24
0.30-15.30	SCC 1 (Weighted Average Shear Strength)	15.81	45.43
0.30-15.30	SCC 1 (Model Test)	15.81	23.43
0.68-12.68	SCC 3 (Weighted Average Shear Strength)	15.90	162.54
0.68-12.68	SCC 3 (Model Test)	15.90	57.04
1.68-9.68	SCC 5 (Weighted Average Shear Strength)	14.83	170.49
1.68-9.68	SCC 5 (Model Test)	14.825	58.198
3.18-8.18	SCC 6 (Weighted Average Shear Strength)	14.82	170.06
3.18-8.18	SCC 6 (Model Test)	14.823	58.11

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของ ดินเหนียวอ่อนมาก ถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางได้จากผลการทดสอบใบมีดในสนาม และปรับแก้ตัวเลขลดทอนกำลังที่เสนอโดย Bjerrum

ตารางที่ 4.10 ผลการวิเคราะห์ความมั่นคงของเชิงลาดคั่นคลองระบายน้ำ

แปลง ทดลอง	วิธีการเฉลี่ยกำลังรับแรงเฉือน	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพขณะก่อสร้าง			ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเมื่อก่อสร้างแล้วเสร็จ			ผลจากการ ดำเนินการ ก่อสร้างจริง
		อัตราส่วน ความปลอดภัย	ขั้นตอนที่ทำการ วิเคราะห์	ผลการ วิเคราะห์แสดง ในภาพที่	อัตราส่วน ความปลอดภัย	ขั้นตอนที่ทำการ วิเคราะห์	ผลการ วิเคราะห์แสดง ในภาพที่	
1	Weighted Average Shear Strength	2.05	3/4 (น.83)	4.18	1.29	4/4 (น.84)	4.19	เกิดการวิบัติขณะ ทำการก่อสร้าง
	Model Test	1.08	3/4 (น.83)	4.20	0.92	4/4 (น.84)	4.21	
2	Weighted Average Shear Strength	2.23	3/4 (น.88)	4.22	1.69	4/4 (น.89)	4.23	เกิดการวิบัติ หลังจากการ ก่อสร้างแล้วเสร็จ
	Model Test	1.68	3/4 (น.88)	4.24	1.07	4/4 (น.89)	4.25	
3	Weighted Average Shear Strength	2.22	6/7 (น.96)	4.26	2.07	7/7 (น.96)	4.27	ไม่เกิดการวิบัติ ของเชิงลาด
	Model Test	1.93	6/7 (น.96)	4.28	1.58	7/7 (น.96)	4.29	

4.3.1 ผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยจากกำลังรับแรงเฉือนรวมด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength

4.3.1.1 แปลงทดลองที่ 1 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.05 สำหรับหน้าตัด
ชั้นตอนที่ 3 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.29 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 4 จากขั้นตอนการ
ก่อสร้างจริงพบว่าการวิบัติของเชิงลาด ในขณะที่ทำการก่อสร้างตามชั้นตอนที่ 3 ผลการ
ดำเนินการก่อสร้างจริงและผลจากการวิเคราะห์ไม่สอดคล้องกัน

4.3.1.2 แปลงทดลองที่ 2 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.22 สำหรับหน้าตัด
ชั้นตอนที่ 3 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.29 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 4 จากขั้นตอนการ
ก่อสร้างจริงพบว่าการวิบัติของเชิงลาด ขณะก่อสร้างถึงชั้นตอนที่ 4 ผลการดำเนินการก่อสร้าง
จริงและผลจากการวิเคราะห์ไม่สอดคล้องกัน

4.3.1.3 แปลงทดลองที่ 3 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.22 สำหรับหน้าตัด
ชั้นตอนที่ 6 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.07 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 7 จากขั้นตอนการ
ก่อสร้างจริงไม่พบว่าการวิบัติของเชิงลาด สอดคล้องกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการ
วิเคราะห์ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้มีค่าที่สูงเกินกว่าที่ควรจะเป็น

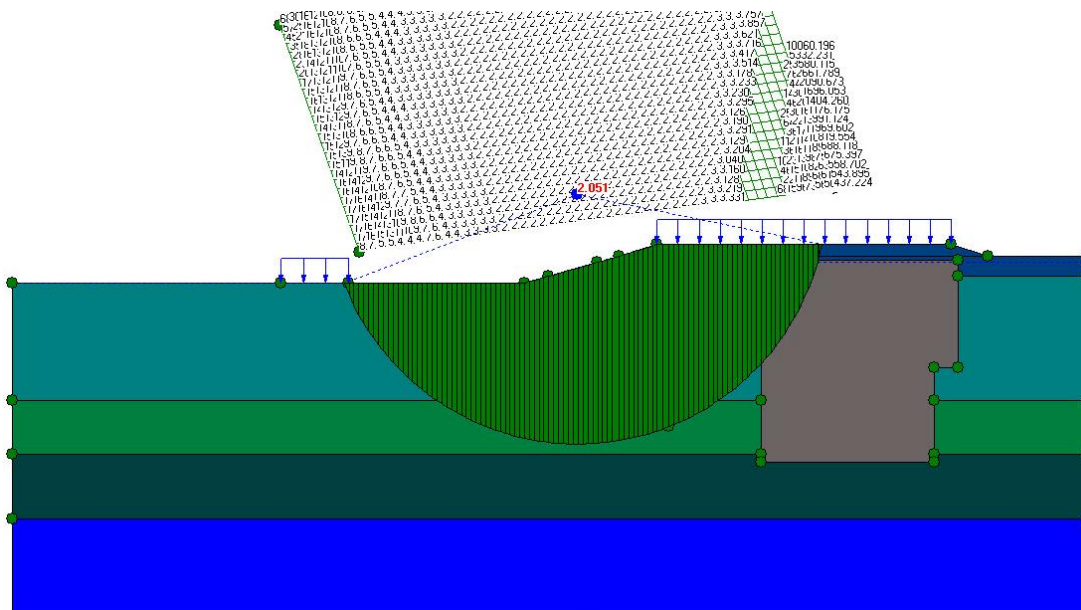
4.3.2 ผลการวิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยจากกำลังรับแรงเฉือนรวมด้วยวิธี Model Test

4.3.2.1 แปลงทดลองที่ 1 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.08 สำหรับหน้าตัด
ชั้นตอนที่ 3 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 0.92 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 4 จากขั้นตอนการ
ก่อสร้างจริงพบว่าการวิบัติของเชิงลาด ในขณะที่ทำการก่อสร้างตามชั้นตอนที่ 3 ผลการ
ดำเนินการก่อสร้างจริงและผลจากการวิเคราะห์มีความสอดคล้องกัน

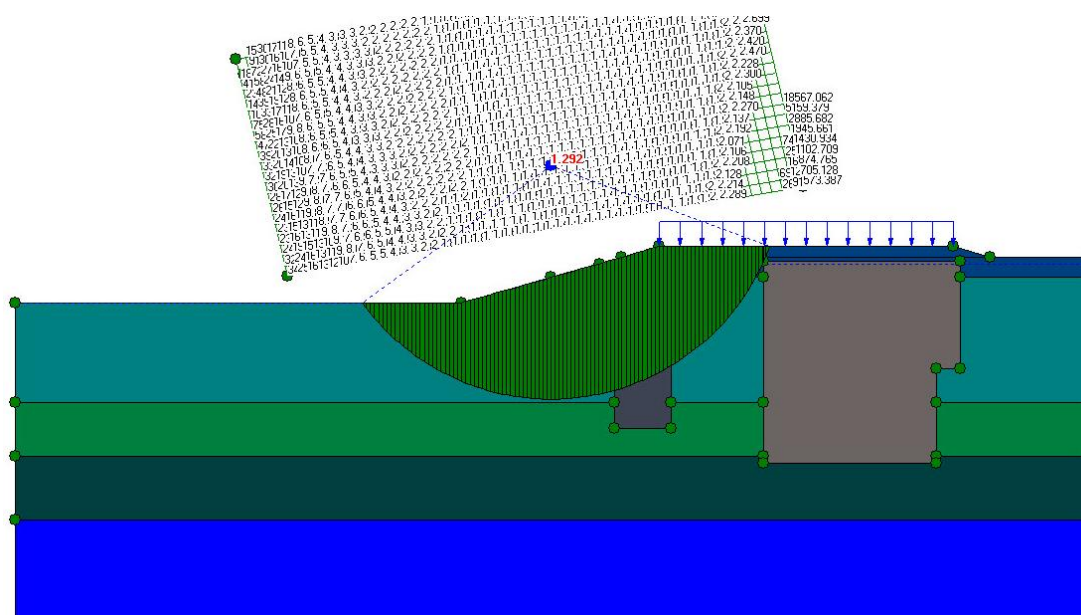
4.3.2.2 แปลงทดลองที่ 2 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.69 สำหรับหน้าตัด
ชั้นตอนที่ 3 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.07 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 4 จากขั้นตอนการ
ก่อสร้างจริงพบว่าการวิบัติของเชิงลาด ขณะก่อสร้างถึงชั้นตอนที่ 4 ผลการดำเนินการก่อสร้าง
จริงและผลจากการวิเคราะห์มีความสอดคล้องกัน

4.3.2.3 แปลงทดลองที่ 3 ได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.93 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 6 และอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 1.58 สำหรับหน้าตัดชั้นตอนที่ 7 จากขั้นตอนการก่อสร้างจริงไม่พบว่าการเกิดการวิบัติของเชิงลาด ผลการดำเนินการก่อสร้างจริงและผลจากการวิเคราะห์มีความสอดคล้องกัน และค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้อยู่ในระดับที่มีความเหมาะสม

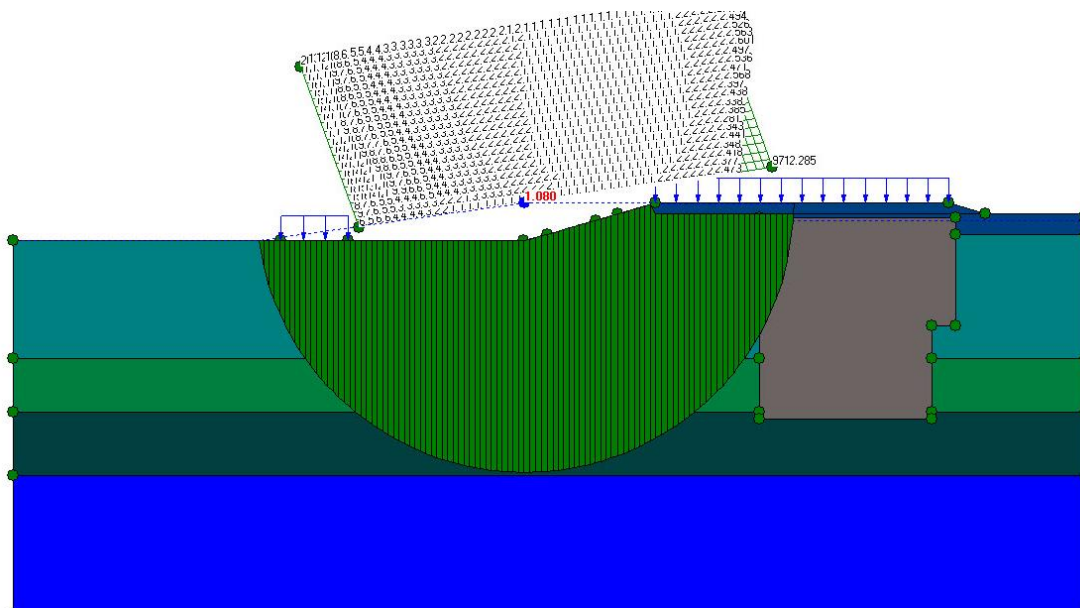
ผลการวิเคราะห์ดังแสดงในตารางที่ 4.2 พบว่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength จะมีค่าที่สูงกว่า วิธีที่มีการปรับแก้ด้วยตัวเลขลดทอนกำลัง ที่ได้จากการทดลองเป็นอย่างมาก ส่งผลให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธี Weighted Average Shear Strength มีค่าที่อยู่ในระดับปลอดภัยสำหรับทุกขั้นตอนการก่อสร้างของทุกแปลงทดลอง แต่จากการก่อสร้างแปลงทดลองที่ 1 และ 2 เกิดการวิบัติของเชิงลาดในระหว่างการก่อสร้าง ซึ่งในวิธีที่มีการปรับแก้ด้วยตัวเลขลดทอนกำลัง ให้อัตราส่วนความปลอดภัยที่มีความสอดคล้องไปกับพฤติกรรมจริง



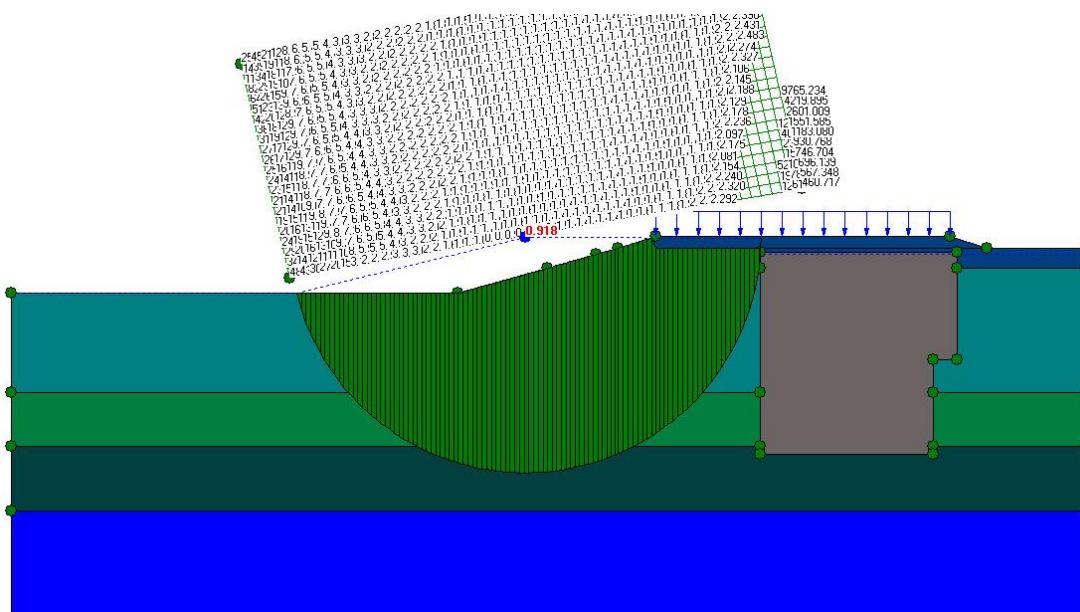
ภาพที่ 4.18 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



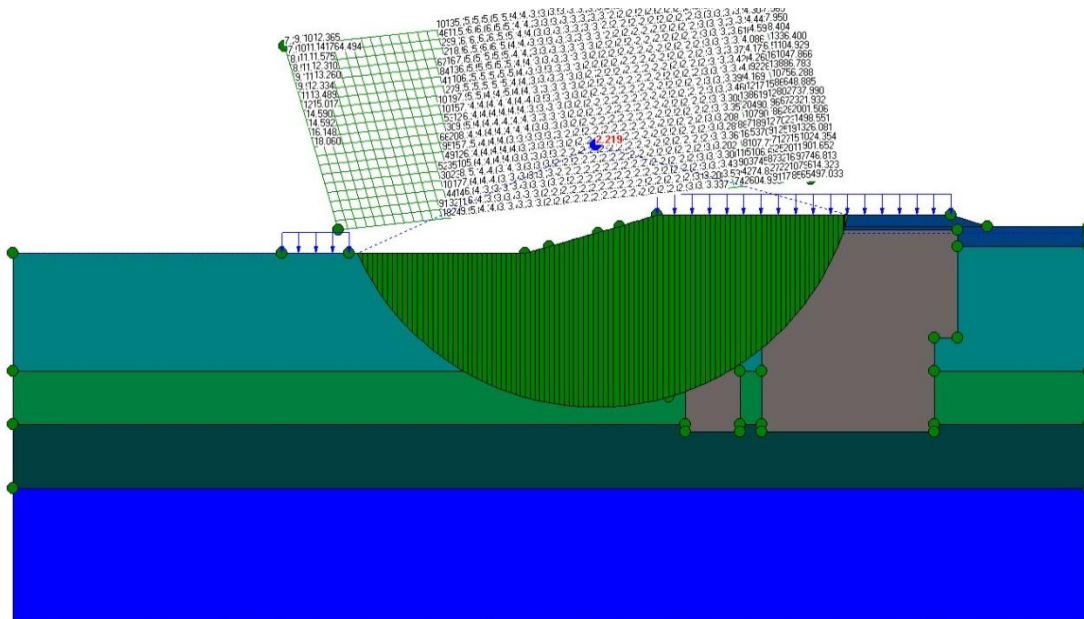
ภาพที่ 4.19 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



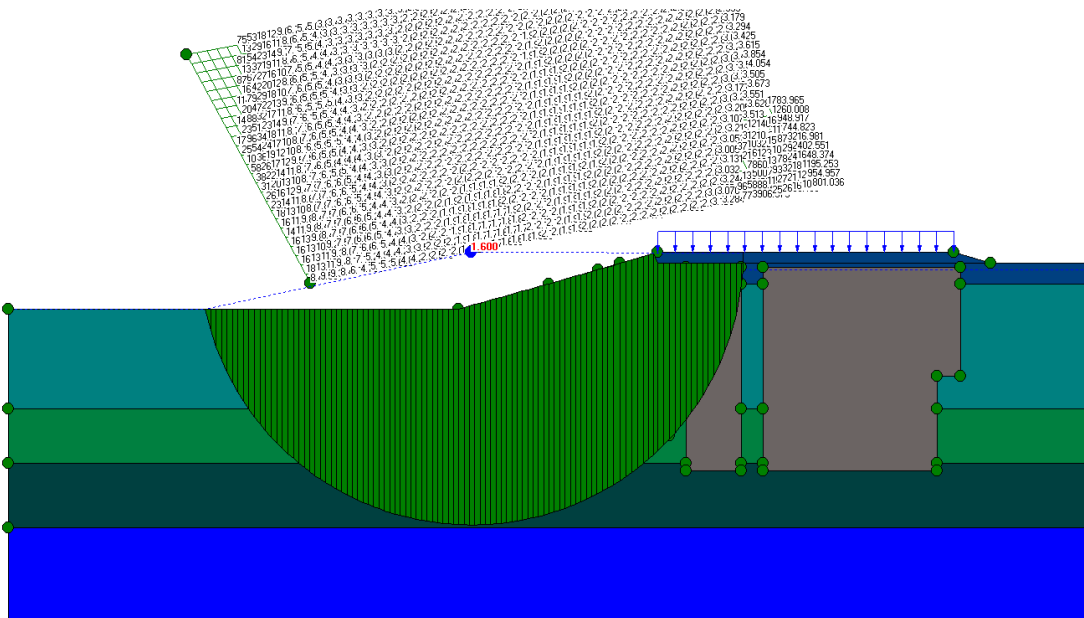
ภาพที่ 4.20 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลทอนกำลัง



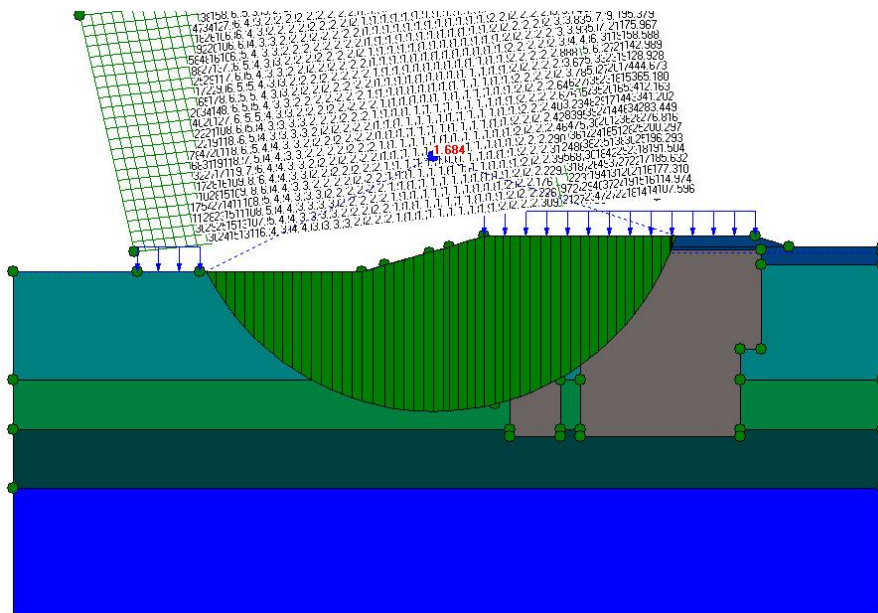
ภาพที่ 4.21 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 1 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลทอนกำลัง



ภาพที่ 4.22 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



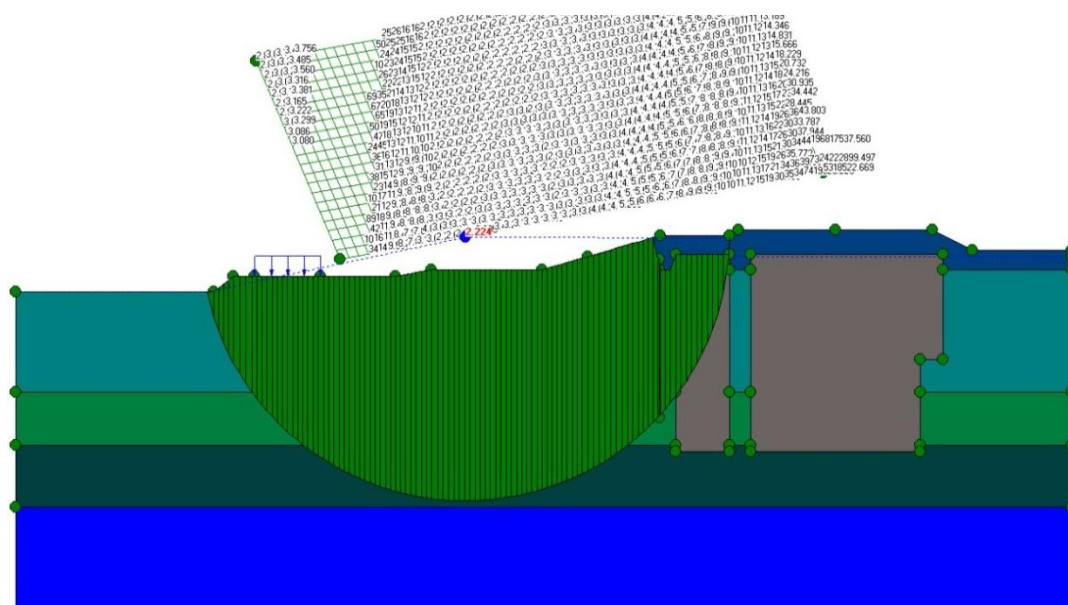
ภาพที่ 4.23 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



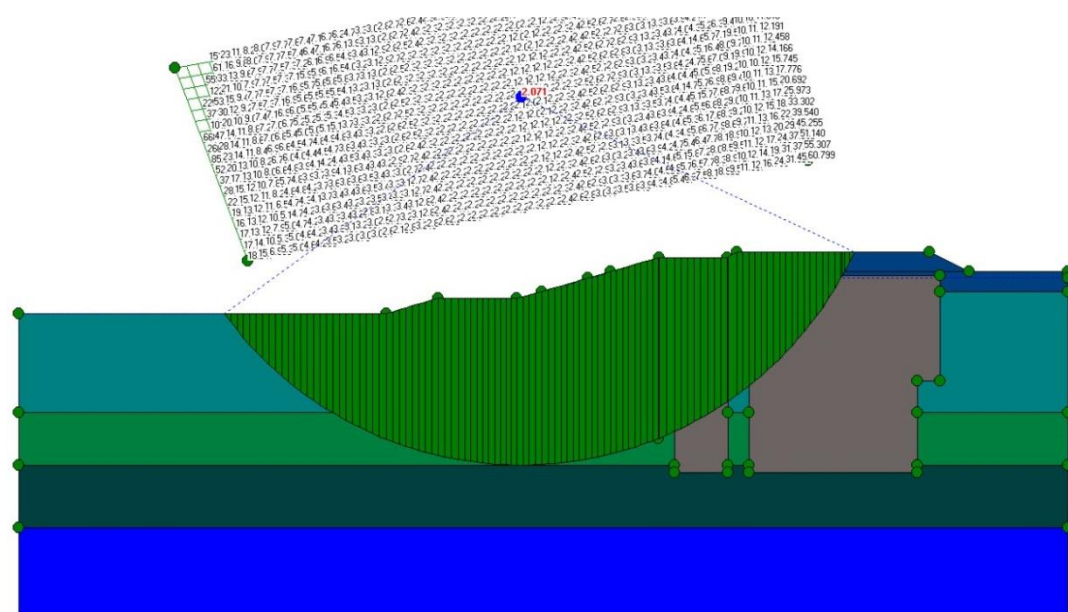
ภาพที่ 4.24 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขคทอนกำลัง



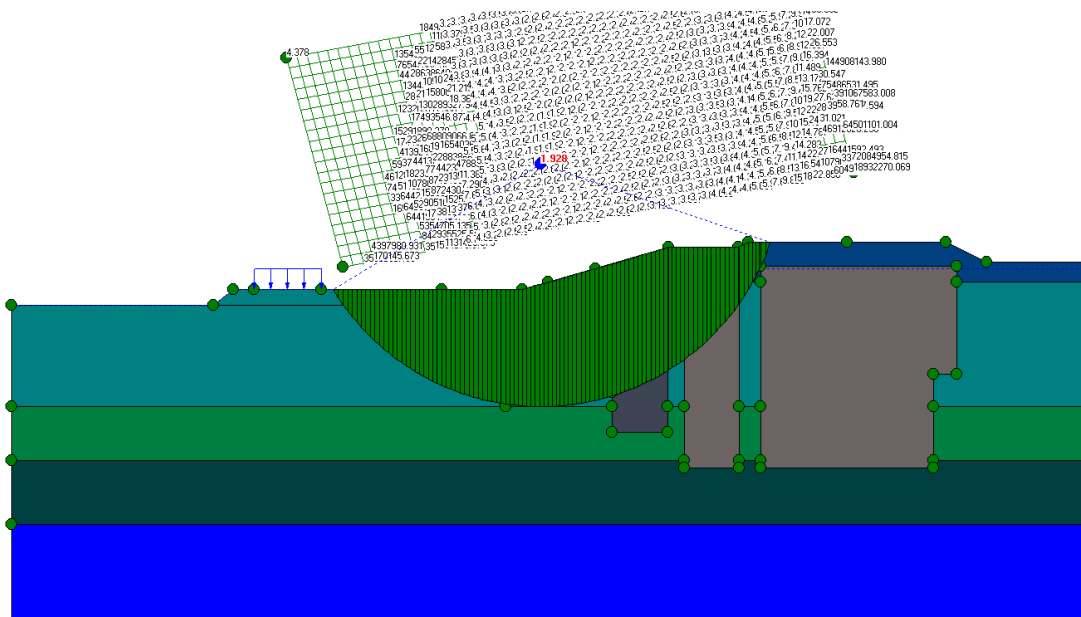
ภาพที่ 4.25 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 2 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขคทอนกำลัง



ภาพที่ 4.26 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงชั้นตอนการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



ภาพที่ 4.27 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง เฉลี่ย
กำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี Weighted Average Shear Strength



ภาพที่ 4.28 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงขั้นตอนการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลทอนกำลัง



ภาพที่ 4.29 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพบริเวณแปลงทดลองที่ 3 ช่วงสิ้นสุดการก่อสร้าง ปรับแก้กำลังรับแรงเฉือน โดยตัวเลขลทอนกำลัง

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

5.1 แบบจำลองเสาเข็มดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง

จากผลการทดลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้างที่ได้จากวัสดุผสม ในรูปแบบที่มีพื้นที่หน้าตัดของแท่งดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนเท่ากันแต่มีความลึกของแท่งดินซีเมนต์จากระนาบเนียนต่างกัน กำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีความแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย จากการนำค่าแรงเฉือนสูงสุดของแต่ละรูปแบบทดลองมาสร้างกราฟเพื่อหาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง ความลึกในการฝังแท่งดินซีเมนต์จากระนาบเนียน กับกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดลอง ได้ค่า R-Square เท่ากับ 0.0051 ซึ่งมีค่าน้อยมาจนเข้าใกล้ศูนย์ จึงสรุปได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของแท่งดินซีเมนต์ในดินเหนียวอ่อน ที่มีระยะฝังยึดประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางทั้งในด้านบนและด้านล่างจากแนวระนาบเนียน จะให้กำลังรับแรงเฉือนสูงสุด โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นที่แท่งดินซีเมนต์

สหสัมพันธ์ (Correlation) ของกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมจากการทดลอง สามารถใช้ประมาณกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม ที่เกิดขึ้นจากการทดลอง เพื่อที่จะใช้ประมาณกำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้น

$$\text{Shear Stress} = 54.3A_{\text{SCC}} + 775$$

รูปแบบวิบัติที่เกิดจากการทดสอบแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้างในดินเหนียวอ่อนมาก การวิบัติในรูปแบบที่มีแรงกระทำต่อแท่งดินซีเมนต์สูงเกินกว่าที่แท่งดินซีเมนต์จะสามารถรับได้ แท่งดินซีเมนต์ทำหน้าที่เป็นเสาเข็ม ตามหลักการของ Earth reinforcement ซึ่งมีลักษณะสอดคล้องไปกับพฤติกรรมของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่เสริมความแข็งแรงในเชิงลาด ที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM

5.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี **Finite Element**

จากการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ ในขั้นตอนการก่อสร้างแปลงทดลองด้วยวิธี FEM เสาเข็มดินซีเมนต์ที่เรียงชิดกัน 7 ต้นความยาว 12 เมตร มีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในรูปแบบของคานยื่น (Cantilever Mode) ทั้งในแปลงทดลองที่ 1 และแปลงทดลองที่ 2

การวิเคราะห์ย้อนกลับเพื่อหาค่า E_u/S_u ที่เหมาะสมกับการขุดเชิงดินเหนียวอ่อนมากที่เสริมความแข็งแรงด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ใช้ Material Model ในรูปแบบ Mohr-Coulomb Failure Envelope ในการจำลองมวลดิน สำหรับแปลงทดลองที่ 1 ที่เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดเท่ากับ 69.22 มิลลิเมตร ได้ค่า E_u/S_u ที่เหมาะสมในขั้นตอนการขุดคลองระบายน้ำ เท่ากับ 240, 380, 460, 600, และ 800 สำหรับ ดินเหนียวอ่อนมาก, ดินเหนียวอ่อน, ดินเหนียวแข็งปานกลาง, ดินเหนียวแข็งมาก, และเสาเข็มดินซีเมนต์ตามลำดับ และสำหรับแปลงทดลองที่ 2 ที่เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดเท่ากับ 165.96 มิลลิเมตร ได้ค่า E_u/S_u ที่เหมาะสม เท่ากับ 120, 230, 330, 500, และ 550 สำหรับ ดินเหนียวอ่อนมาก, ดินเหนียวอ่อน, ดินเหนียวแข็งปานกลาง, ดินเหนียวแข็งมาก, และเสาเข็มดินซีเมนต์ตามลำดับ ซึ่งพบว่าดินเหนียวอ่อนมาก และดินเหนียวอ่อน มีค่าโมดูลัสที่ลดลงตามค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดินเหนียวอ่อนมากจะมีค่าโมดูลัสต่ำลงไปเรื่อยๆ เมื่อดินมีการเคลื่อนที่มากขึ้น จนค่าโมดูลัสหรือความแข็งแรงของมวลดินต่ำ จนไม่สามารถต้านทานแรงกระทำได้ จึงทำให้เกิดการพิบัติ

ขั้นตอนการก่อสร้างที่จะควบคุมการเคลื่อนตัวให้เกิดขึ้นน้อย ด้วยวิธีการเพิ่มความแข็งแรงให้กับดินตามหลักการ Earth Reinforcement และการขุดเชิงลาดโดยเหลือคันดินเอาไว้เพื่อเพิ่มความดันเชิงรับ จะเป็นการช่วยไม่ให้เกิดการลดลงของโมดูลัสของดินเหนียวอ่อนมากและดินเหนียวอ่อน ซึ่งจะส่งผลไม่ให้เกิดการวิบัติของเชิงลาดตามมา

5.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธี **Limit Equilibrium Method**

จากผลการศึกษาวิเคราะห์พบว่า การวิเคราะห์ด้วย Limit Equilibrium Method ที่ทำการเฉลี่ยกำลังรับแรงเฉือนของดินและเสาเข็มดินซีเมนต์ด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength ให้อัตราส่วนปลอดภัยที่สูงเกินกว่าจะทำให้เกิดการวิบัติในทุกขั้นตอนการก่อสร้างในทุกแปลงทดลอง

ซึ่งขัดแย้งกับผลการดำเนินการก่อสร้างจริงที่ปรากฏว่ามีการวิบัติของเชิงลาดในแปลงทดลองที่ 2 และในแปลงทดลองที่ 3 การเฉลี่ยกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมที่มีการปรับแก้ด้วยตัวเลขลดทอนกำลังตั้งในสมการที่ 5.1 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์ต่ำกว่า วิธี Weighted Average Shear Strength และมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ค่อนข้างสอดคล้องกับการดำเนินการก่อสร้างจริง

$$\mu_{\text{combine}} = -0.154\ln(A_{\text{SCC}}) + 0.882 \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

โดยที่ A_{SCC} คืออัตราส่วนร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์

วิธีการนี้อาศัยหลักการ Retaining wall ที่ใช้ความแข็งแรงของการเสริมเสาเข็มดินซีเมนต์ในรูปแบบของกำแพง วิธีการ Limit Equilibrium จะไม่มีการคำนึงถึงการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นของเชิงลาด โดยทำการวิเคราะห์โดยคำนึงถึงความแข็งแรงของดิน แต่จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดินเหนียวอ่อนมากและดินเหนียวอ่อนจะมีค่าโมดูลัสที่ลดลงตามการเคลื่อนตัวที่เพิ่มขึ้นจึงก่อให้เกิดการพังทลายได้ แม้การคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่สูงกว่า 1

5.4 สรุปประเด็นที่ได้จากการวิจัย

5.4.1 การเสริมความมั่นคงของลาดคลองนี้ด้วยเสาเข็มดินซีเมนต์ต้องใช้หลักการ Earth Reinforcement ไม่สามารถใช้หลักการ Retaining Wall เพราะเสาเข็มดินซีเมนต์มีความสามารถในการรับโมเมนต์คดได้ต่ำ

5.4.4 กำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ที่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนมาก จะมีกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเมื่อมีระยะฝังลึกประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางจากระนาบเหนือ ระดับความลึกที่มากกว่านั้นจะไม่ส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนที่เสาเข็มสามารถรับได้เปลี่ยนแปลง

5.4.5 กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสม ไม่ได้เพิ่มขึ้นตามปริมาณหน้าตัดแท่งดินซีเมนต์เพียงอย่างเดียว ยังต้องพิจารณาถึงกำลังของผิวสัมผัสระหว่างแท่งดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนมาก และ

รูปแบบการจัดวางของแท่งดินซีเมนต์อีกด้วย ซึ่งจากการทดลองรูปแบบที่แท่งดินซีเมนต์เรียงชิดติดกันให้กำลังรับแรงเฉือนสูงที่สุด

5.4.2 ดินเหนียวอ่อนมาก และดินเหนียวอ่อน มีค่าโมดูลัสที่ลดลงตามค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้น ดินเหนียวอ่อนมากจะมีค่าโมดูลัสต่ำลงไปเรื่อยๆ เมื่อดินมีการเคลื่อนที่มากขึ้น

5.4.3 กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์กับดินเหนียวอ่อนมากที่ได้จากวิธี Weighted Average Shear Strength ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่าที่ควรจะเป็น จากการทดลองจะต้องมีการใช้ตัวเลขลดทอนกำลังรับแรงเฉือน ($\mu_{\text{model test}}$) เพื่อให้มีความเหมาะสมในการนำไปใช้งาน

5.5 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

5.5.1 ข้อมูลดินที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์เป็นผลจากการทดสอบแบบ Short-Term Condition ซึ่งกำหนดให้ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น ซึ่งในความเป็นจริงและจะมีการระบายน้ำเกิดขึ้นในระหว่างขั้นตอนการขุด ดังนั้นการใช้คุณสมบัติของดินแบบระบายน้ำจะให้ความถูกต้องของการวิเคราะห์มากกว่า

5.5.2 การเรียงตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์จะมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มในแกน X-X และ Z-Z แต่การวิเคราะห์ในแบบ Plain Strain ไม่สามารถกำหนดให้มีช่องว่างในแกน Z-Z เพื่อให้ได้ค่าที่ถูกต้องความใช้การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

5.5.3 เพิ่มขนาดกล่องทดสอบแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง เพื่อให้เกิดการรบกวนต่อกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นน้อยลง และทำการศึกษาที่ความลึกในการฝังจากกระนาบเหนือที่น้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง

5.5.4 ทำการทดลองกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุผสมระหว่างเสาเข็มดินซีเมนต์และดินเหนียวอ่อนมาก โดยเพิ่มอัตราส่วนพื้นที่หน้าตัดแท่งดินซีเมนต์ และรูปแบบการจัดเรียง ต่างๆ

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- เกษตรและสหกรณ์, กระทรวง.กรมชลประทาน. รายงานเทคนิคของการทดสอบการขุดในพื้นที่แปลงทดสอบ โครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ. รายงานเทคนิค, 2552
- เกษตรและสหกรณ์, กระทรวง.กรมชลประทาน. รายงานการออกแบบเสาเข็มดิน-ซีเมนต์ โครงการก่อสร้างคลองระบายน้ำสุวรรณภูมิ อ.บางพลี จ.สมุทรปราการ. รายงานการออกแบบ, 2550
- กรีธา คำสุข. การวิเคราะห์เสถียรภาพและพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ค้นดินถม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหาร. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2546
- จิราวุฒัน ณรงค์. ศึกษาพฤติกรรมทางกลของเสาเข็มดินซีเมนต์เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจากคันทางบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหาร. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2548
- รัฐธรรม อิศโรพาร. การพัฒนาโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินด้วยวิธี Generalized Limit Equilibrium. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหาร. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2547
- ณัฐกฤต วิสุทธิแพทย์. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเสาเข็มดินซีเมนต์ลึกสำหรับงานโครงสร้างกันดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหาร. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2548
- ชนาดล ลงสมบูรณ์ และ เพิ่มพร ศรีโรบล. การแก้ไขการพิบัติของลาดคลองระบายน้ำ. ใน การสัมมนา ทางวิชาการ โยธาแห่งชาติครั้งที่ 14. 13-15 พฤษภาคม 2552. ณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, 2552.
- นฤทธิ์ ประกอบบุญ. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเสาเข็มดินซีเมนต์ในงานขุด. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหาร. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546
- บริษัท ช. การช่าง จำกัด (มหาชน). รายงานเกณฑ์การออกแบบเสาเข็มดิน-ซีเมนต์. โครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ งานก่อสร้างคลองระบายน้ำและถนนพร้อมอาคารประกอบ, 2549

- บริษัท เอส ที เอส อินสตรูमेंท์ จำกัด. รายงานผลการเจาะสำรวจดินเพื่อการก่อสร้างคลองระบายน้ำและถนนพร้อมอาคารประกอบ ส่วนที่ 1. โครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ งานก่อสร้างคลองระบายน้ำและถนนพร้อมอาคารประกอบ, 2549
- บริษัท เอส ที เอส อินสตรูमेंท์ จำกัด. รายงานผลทดสอบ Field Vane Shear บริเวณ กม. 3+250-กม.5+013 FV-1 ถึง FV-21. โครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ งานก่อสร้างคลองระบายน้ำและถนนพร้อมอาคารประกอบ, 2551
- ประสม ณ ชาตรี. พฤติกรรมหลังการวิบัติของคันดินบนชั้นดินโคลนบริเวณปากแม่น้ำ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545
- มณเฑียร กังสทิเทียม. กลศาสตร์ของดินด้านวิศวกรรม. พิมพ์ครั้งที่ 10. กรุงเทพฯ : อมรินทร์พริ้นติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง, 2547
- มนตรี เดชาสกุลสม และคณะ. การศึกษาพฤติกรรมของลาดคันทางเสริมแรงบนทางหลวงหมายเลข 1095 ที่ กม. 178+950 ด้วยเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค. รายงานฉบับที่ วพ. 263 สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง, 2552
- สถาพร ภูวิจิตรจารุ. การเจาะสำรวจดินทางวิศวกรรม : การเจาะสำรวจ เก็บตัวอย่าง และการทดสอบในสนาม. จำนวน 2000 เล่ม. พิมพ์ครั้งที่ 1. ISBN974-553-901-5. 50 พลโยธิน จตุจักร กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2544
- สมพงษ์ โรจน์กั้งสาด. คุณสมบัติดินที่มีผลต่อการก่อสร้างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์: กรณีศึกษาในโครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2552
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิพิภคศาสตร์ หลักการพื้นฐาน. จำนวน 1000 เล่ม. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2551
- แสงอรุณ เก้าเอียน. เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณตลิ่งท้ายเขื่อนทดน้ำบางปะกงในกรณีลระดับน้ำอย่างรวดเร็ว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546
- อนุวัตร ทองคำ. การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยวิธีผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2538

- อบเชย ท้วมประดิษฐ์. พฤติกรรมของแบบจำลองเสาเข็มเอียงในดินเหนียวประชิดกรุงเทพมหานคร
แรงกระทำด้านข้าง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชา
 วิศวกรรมโยธา บัณฑิต วิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2544
- จิรวัตร บุญญะฐิติ. การประมาณค่าพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่องาน
วิศวกรรมปฐพี. การอบรมเชิงปฏิบัติการเรื่อง การประยุกต์ใช้โปรแกรม Plaxis เพื่องาน
ด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา : จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 2548

ภาษาอังกฤษ

- ASTM. ASTM D 3080-98 Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated
 Drained Conditions. Annual Book of American Society for Testing and Materials
standards (2007)
- Bishop, A. W. The use of the Slip Circle in the stability analysis of slope. Geotechnique 5(1)
 (1955): 7-17
- Bishop, A. W. and Morgenstern, N.R. Stability coefficients for earth slope. Geotechnique
 10(4) (1960) : 129-150
- Bjerrum, L. Progressive Failure in slope of over consolidation plastic clay and clay shales.
Journal of soil mechanics and Foundation Engineering. S.M.5 (1967): 1-54
- Broms, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of soil mechanics and
Foundation Engineering 90(2) (1964) : 27-64
- Broms, B.B. Stabilization of soft clay with lime columns. Proc. Seminar on Soil Improvement
and Construction Techniques in Soft Ground. Nanyang Technological Institute,
 Singapore. 1975.
- Broms, B.B. and Boman, P. Stabilization of soil with Lime columns. Department of soil and
 Rock Mechanics. Royal Institute of technology. Stockholm. 1978
- Broms, B.B. Lime and lime cement columns. In M.P.Moseley & K.Kirsch. Ground
Improvement, 2nd edition. New York : Spon Press. 2004 : 252-330
- Budhu, M. Soil Mechanics and Foundation, 2nd edition. John Wiley & Sons, 2007
- Casagrande, A. Characteristics of cohesionless soil affecting the stability of slopes and earth fills.
 J. Boston Soc. Civil Engrs. 1936
- Das, B.M. Principles of Geotechnical Engineering, 6th edition. CENGAGE learning, 2006

- DOH and JICA. Manual for Design and Construction of Cement Column Method. Final Draft. Japan- Thailand joint Study Project on Soft Clay Foundation. 1998
- Fredlund, D.G. and Krahn, J. Comparison of slope stability methods of analysis. Can.Geotech. J. 14. (1977): 429-439
- Hausmann, M.R. Engineering principles of ground modification. Singapore. McGraw-Hill Book Co – Singapore. 1990
- Ladd, C.C. and Foot, R. New design procedure for stability of soft clay. Journal of the geotechnical engineering division (1974): 763-787
- Skempton, A.W. Long term stability of clay slope. Geotechnique. Vol. 14, 1964: 77-101
- Teparaksa, W., Thasananipan, N and Anwar, M.A. Based Grouting of wet process bored pile in Bangkok Sub soils. 11th Asian Conference in Soil mech. & Geo.Eng. Korea. 1999
- Kivelo, M. Stabilization of Embankments on Soft Soil with Lime/Cement Column, Doctoral Dissertation, Department of Geotechnical Engineering, faculty of Civil Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1998

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก.
รูปแสดงขั้นตอนการก่อสร้าง



ภาพที่ ก.1 แสดงท่อตรวจวัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer) ในแปลงทดลอง



ภาพที่ ก.2 แสดงการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์เพิ่มเติม ในส่วนของ SCC5 และ SCC6



ภาพที่ ก.3 แสดงการตรวจวัดการเคลื่อนตัว



ภาพที่ ก.4 แสดงการเก็บตัวอย่างทดสอบแท่งดินซีเมนต์ที่อายุ 28 วัน



ภาพที่ ก.5 แสดงการถม บดอัดดินบริเวณชานคลอง ขั้นตอนที่ 1-ก.



ภาพที่ ก.6 แสดงการตัดแต่งเชิงลาดบริเวณคันคลอง ขั้นตอนที่ 1-ข.



ภาพที่ ก.7 แสดงการลอกดินที่ระดับท้องคลองบริเวณแนวศูนย์กลางคลอง ขั้นตอนที่ 2



ภาพที่ ก.8 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ขั้นตอนที่ 3



ภาพที่ ก.๑ แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ขั้นตอนที่ 4



ภาพที่ ก.10 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ขั้นตอนที่ 5



ภาพที่ ก.11 แสดงขุดลอกดินบริเวณเชิงลาดคลอง ชั้นตอนที่ 6



ภาพที่ ก.12 แสดงการปล่อยน้ำเข้าคลองระบายน้ำ ที่ระดับ -2.00 เมตร ชั้นตอนที่ 8



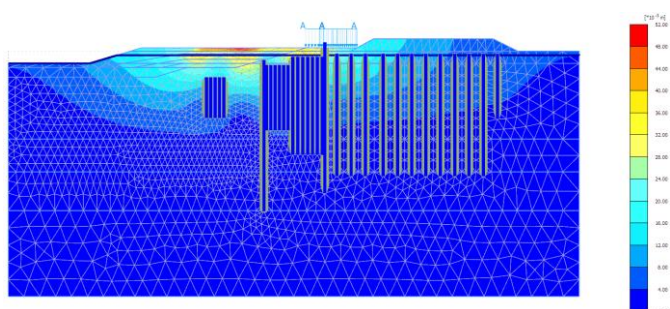
ภาพที่ ก.13 แสดงรอยแยกบริเวณชั้นโคลนของแปลงทดลองที่ 1



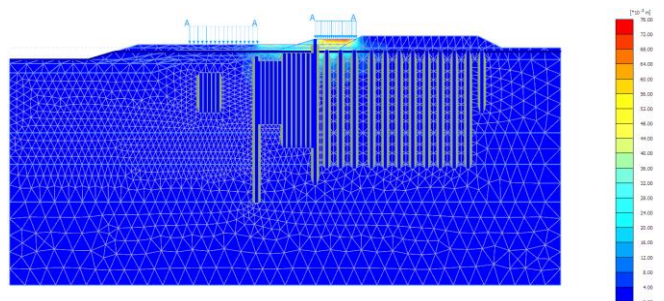
ภาพที่ ก.14 การเคลื่อนตัวของบริเวณชั้นโคลนและถนนของแปลงทดลองที่ 2

ภาคผนวก ข.

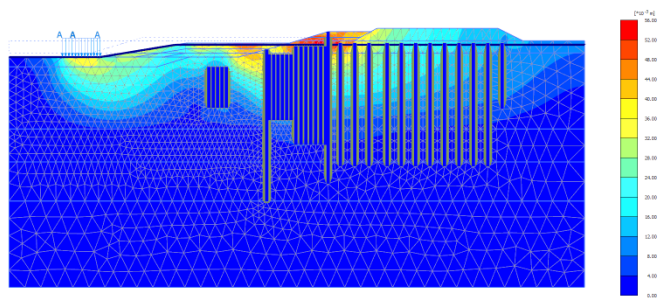
แบบจำลอง การวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element และ Limit Equilibrium



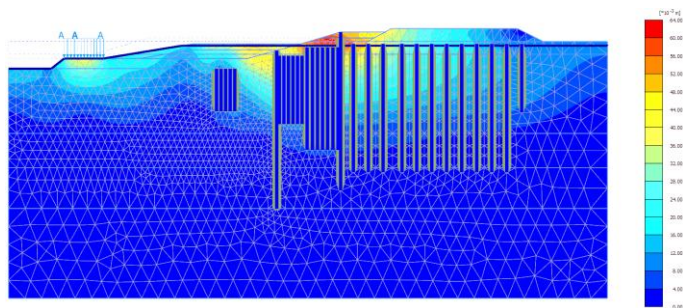
ภาพที่ ข.1 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 1-ก.



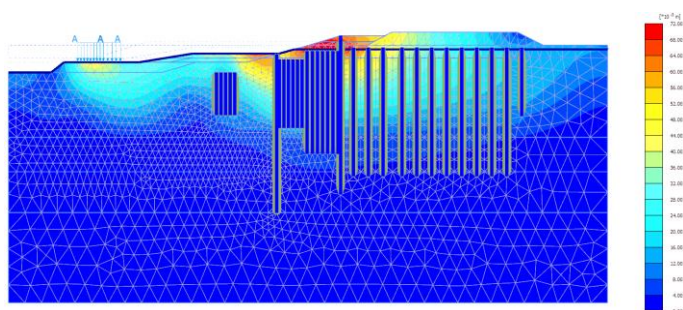
ภาพที่ ข.2 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 1-ข.



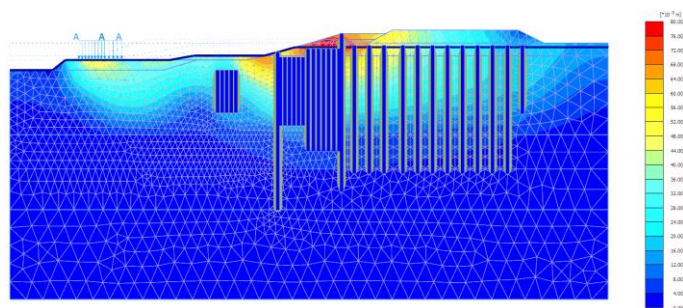
ภาพที่ ข.3 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 2



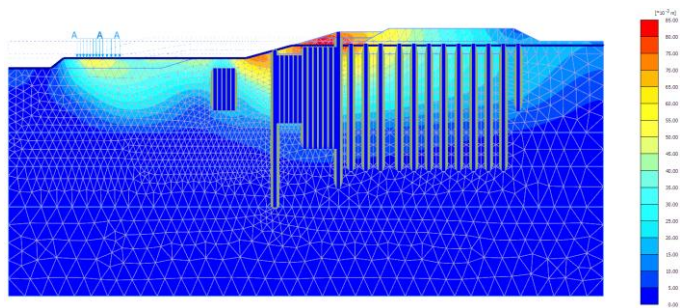
ภาพที่ ข.4 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 3



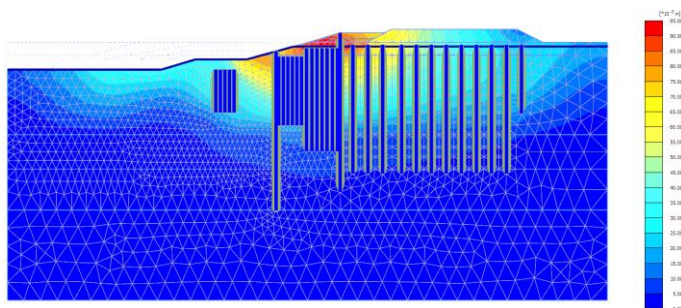
ภาพที่ ข.5 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 4



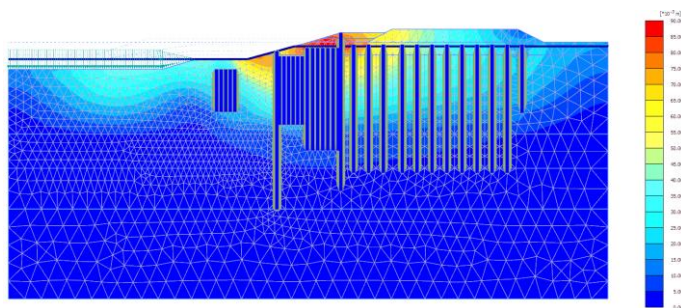
ภาพที่ ข.6 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 5



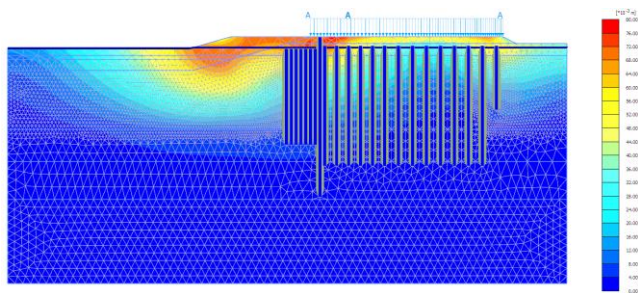
ภาพที่ ข.7 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 6



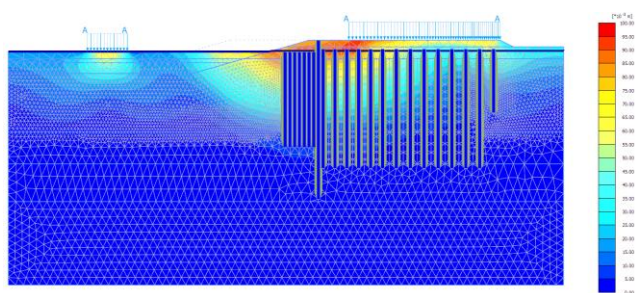
ภาพที่ ข.8 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ชั้นตอนที่ 7



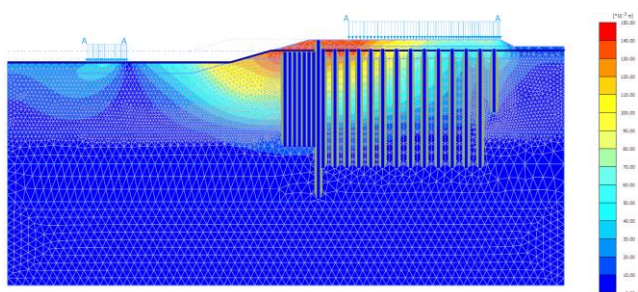
ภาพที่ ข.9 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 3 ปล่องน้ำเข้าแปลงทดลอง
ที่ระดับ -2.00 เมตร



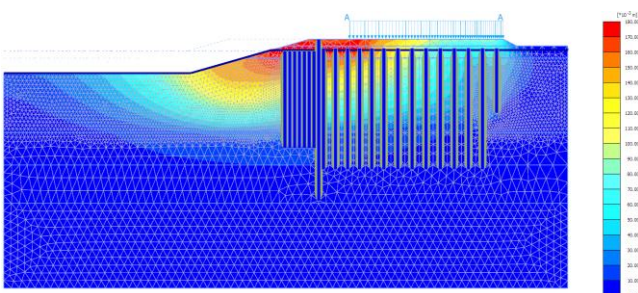
ภาพที่ ข.10 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 1



ภาพที่ ข.11 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 2



ภาพที่ ข.12 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 3



ภาพที่ ข.13 แสดงระนาบการเคลื่อนตัว แปลงทดลองที่ 2 ชั้นตอนที่ 4

ภาคผนวก ค.

การทดลองแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง



ภาพที่ ค.1 การติดตั้งกล่องทดสอบแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง



ภาพที่ ค.2 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 1-2



ภาพที่ ค.3 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 2-1



ภาพที่ ค.4 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 2-2



ภาพที่ ค.5 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 3-2



ภาพที่ ค.6 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 3-2



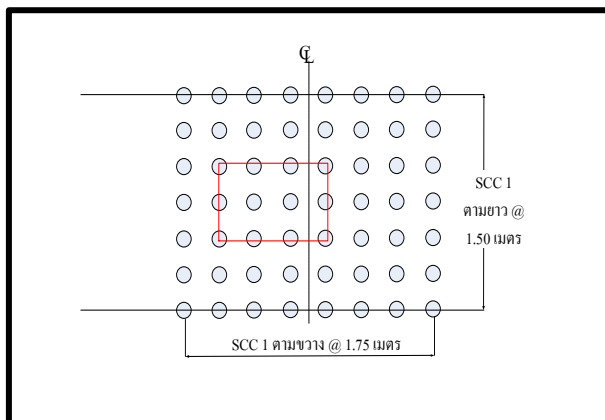
ภาพที่ ค.7 รูปแบบการวิบัติแบบจำลองแท่งดินซีเมนต์รับแรงทางด้านข้าง Case 4-2

ภาคผนวก ง.

ตัวอย่างการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์และดินเหนียว
ด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength

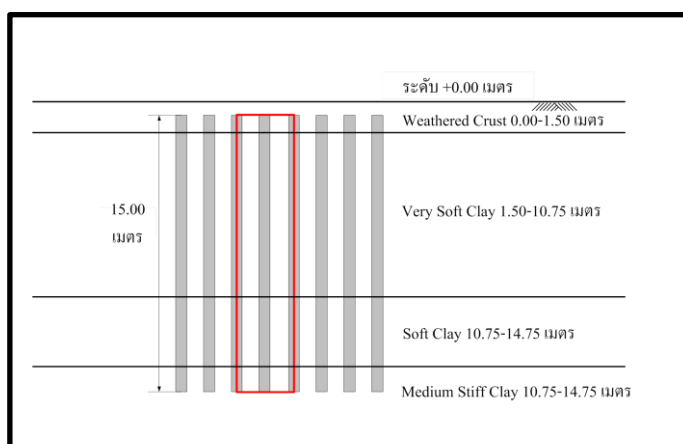
การคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์และดินเหนียวด้วยวิธี Weighted Average Shear Strength และกำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยจาก Model shear box test กรณีเสาเข็มดินซีเมนต์ (SCC Pile) มีกำลังรับแรงเฉือน 30 ตัน/ม.² หรือ 294.20 kN/m²

1. หาพื้นที่ตัวแทนกลุ่มเสาเข็มดินซีเมนต์ SCC1



- เลือกพื้นที่ขนาด 3.00×5.25 เมตร ได้พื้นที่หน้าตัดรวม 15.75 ตารางเมตร
- จำนวนเสาเข็มในพื้นที่ 6 ต้น พื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์ 1.70 ตารางเมตร
- พื้นที่หน้าตัดดิน ปริมาณพื้นที่รวม – ปริมาณพื้นที่เสาเข็มเท่ากับ 14.05 ตารางเมตร
- ร้อยละของพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มดินซีเมนต์ 10.77%

2. เฉลี่ยกำลังตามความลึก



2.1 กำลังรับแรงเฉือนของเสาเข็มดินซีเมนต์ 294.20 kN/m²

2.2 ชั้น Weathered Crust ความลึก -0.30 ถึง -1.5 เมตร

- กำลังรับแรงเฉือน 12.90 kN/m²
- ระดับปลายบนเสาเข็ม -0.30 เมตร
- ระยะฝังในชั้น Weathered Crust 1.20 เมตร
- กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยในชั้น Weathered Crust

$$S_u = \left[\frac{S_{u(SCC)} \times Area_{(SCC)} + S_{u(Soil)} \times Area_{(Soil)}}{Total Area} \right] Depth$$

$$S_u = \left[\frac{294.20 \times 1.70 + 12.90 \times 14.05}{15.75} \right] 1.20$$

$$S_u = 51.84 \text{ kN/m}^2$$

2.3 ชั้น Very Soft Clay ความลึก -1.5 ถึง -10.75 เมตร

- กำลังรับแรงเฉือน 12.90 kN/m²
- ระดับปลายบนเสาเข็มในชั้นดิน -1.5 เมตร
- ระยะฝังในชั้น Very Soft Clay 9.25 เมตร
- กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยในชั้น Very Soft Clay

$$S_u = \left[\frac{294.20 \times 1.70 + 9.80 \times 14.05}{15.75} \right] 9.25$$

$$S_u = 374.02 \text{ kN/m}^2$$

2.4 ชั้น Soft Clay ความลึก -10.75 ถึง -14.75 เมตร

- กำลังรับแรงเฉือน 24.99 kN/m²
- ระดับปลายบนเสาเข็มในชั้นดิน -10.75 เมตร
- ระยะฝังในชั้น Soft Clay 4.00 เมตร
- กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยในชั้น Soft Clay

$$S_u = \left[\frac{294.20 \times 1.70 + 24.99 \times 14.05}{15.75} \right] 4.00$$

$$S_u = 215.95 \text{ kN/m}^2$$

2.4 ชั้น Medium Stiff Clay ความลึก -14.75 ถึง -15.30 เมตร

- กำลังรับแรงเฉือน 45.13 kN/m²
- ระดับปลายบนเสาเข็มในชั้นดิน -14.75 เมตร
- ระยะฝังในชั้น Weathered Crust 0.55 เมตร
- กำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยในชั้น Soft Clay

$$S_u = \left[\frac{294.20 \times 1.70 + 45.13 \times 14.05}{15.75} \right] 0.55$$

$$S_u = 39.58 \text{ kN/m}^2$$

2.5 กำลังรับแรงเฉือนจากวิธี Weighted Average Shear Strength

$$S_u = \left[\frac{51.84 + 374.02 + 215.95 + 39.58}{15.00} \right]$$

$$S_u = 45.43 \text{ kN/m}^2$$

2.6 กำลังรับแรงเฉือนจากวิธี Model shear box test

$$\mu_{\text{model test}} = -0.154 \ln(10.77) + 0.882$$

$$S_{u \text{ Model Test}} = (45.43 \text{ kN/m}^2) \times 0.516$$

$$S_{u \text{ Model Test}} = 23.44 \text{ kN/m}^2$$

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย นิธิ ปรัชญาเศรษฐ์ เกิดเมื่อวันที่ 12 ธันวาคม พ.ศ. 2529 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญา
วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา-ชลประทาน
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในปี พ.ศ. 2552 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์
มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์
มหาวิทยาลัย ในปีเดียวกันจนจบหลักสูตรในปีการศึกษา