

การทดสอบแบบจำลองทางกายภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ใช้วัสดุ
ใยสังเคราะห์เป็นระบบระบายน้ำภายใต้สภาวะการไหล



นายอาทิตย์ อุดมชัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ปีการศึกษา 2556

**PHYSICAL MODEL TESTS ON MECHANICALLY
STABILIZED EARTH WALLS WITH GEOCOMPOSITE
DRAINAGE UNDER SEEPAGE CONDITION**

Artit Udomchai



**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the
Degree of Master of Engineering in Civil Engineering
Suranaree University of Technology**

Academic Year 2013

การทดสอบแบบจำลองทางกายภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ใช้วัสดุใยสังเคราะห์
เป็นระบบระบายน้ำภายใต้สภาวะการไหล

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยรับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

(ศ. ดร.พรพจน์ ตันเส็ง)

ประธานกรรมการ

(ศ. ดร.สุชนันต์ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)

(รศ. ดร.อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์)

กรรมการ

(ศ. ดร.ชูกิจ ลิ้มปีจันทร์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและนวัตกรรม

(รศ. ร.อ. ดร.กนต์ธร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

อาทิตย์ อุดมชัย : การทดสอบแบบจำลองทางกายภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ใช้
วัสดุใยสังเคราะห์เป็นระบบระบายน้ำภายใต้สภาวะการไหล (PHYSICAL MODEL
TESTS ON MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS WITH
GEOCOMPOSITE DRAINAGE UNDER SEEPAGE CONDITION)
อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 93 หน้า.

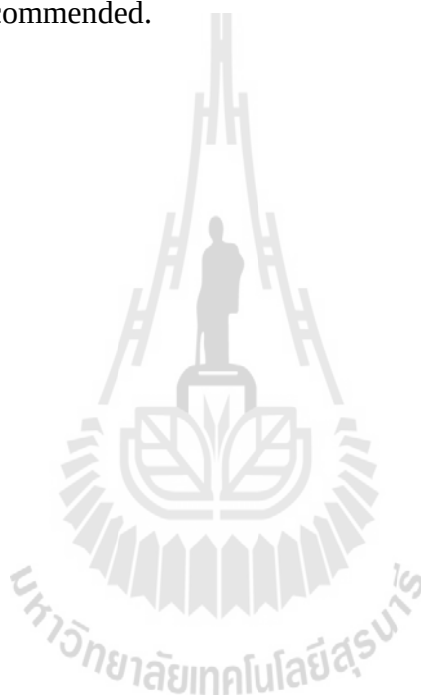
การวิจัยของกำแพงกันดินเสริมกำลังในบริเวณไหล่เขาสาเหตุหนึ่งเกิดจากการไหลซึม
ของน้ำผ่านมวลดิน ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของมวลดินถล่มและเสถียรภาพทั้งภายในและ
ภายนอกของกำแพงกันดินลดลง งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมทางกล (การทรุดตัวและการเคลื่อนตัว
ด้านข้าง) และพฤติกรรมการไหลซึม (เส้นระดับน้ำและความชื้นโดยปริมาตร) ของมวลดินในโซน
ไม่เสริมและเสริมกำลัง (ที่เสริมและไม่เสริม geocomposite) ผลการตรวจวัดได้นำมาเปรียบเทียบกับ
ผลการวิเคราะห์ทางไฟไนท์เอลิเมนต์ ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D (Plaxflow) โดยใช้เอลิเมนต์
แบบสามเหลี่ยมประกอบด้วย 15 โหนด ผลการศึกษาพบว่าผลการวิเคราะห์ทางไฟไนท์เอลิเมนต์มี
ความสอดคล้องกับผลการตรวจวัดทั้งในกรณีศึกษาที่มีการเสริมและไม่เสริม geocomposite
พฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินแปรผันตามระดับน้ำดันน้ำ โมดูลัสยืดหยุ่นของดินถม
สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ อัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในแกน x ของ geocomposite (k_x)
ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม (k_{soil}) และอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในแกน y
ของ geocomposite (k_y) ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม (k_{soil}) อิทธิพลของ k_y/k_{soil} ต่อการ
ทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังและการเคลื่อนตัวด้านข้างแบ่งออกได้เป็นสามช่วง ในช่วง $k_x/k_{soil} >$
0.08 การทรุดตัวสูงสุดและการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก แม้ว่า k_x/k_{soil} จะมีค่า
เพิ่มขึ้นถึง 10,000 ก็ตาม การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อ k_x/k_{soil} มีค่า
ลดลงในช่วง $8 \times 10^{-4} < k_x/k_{soil} < 0.08$ และมีค่าประมาณคงที่ เมื่อ k_x/k_{soil} มีค่าต่ำกว่า 8×10^{-4} การทรุด
ตัวในโซนเสริมกำลังจะมีความแตกต่างกับการทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังในช่วงที่ $k_x/k_{soil} < 0.08$
ทั้งนี้เนื่องจากระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังเพิ่มขึ้น แต่ระดับน้ำในโซนเสริมกำลังลดลง ตามการ
ลดลงของ k_x/k_{soil} การเสริม geocomposite ให้มีประสิทธิภาพต่อพฤติกรรมเชิงกลและพฤติกรรมการ
ไหลต้องพิจารณาค่า k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} Geocomposite ควรมีค่า k_x/k_{soil} ไม่น้อยกว่า 0.08 และมีค่า
 k_y/k_{soil} ไม่น้อยกว่า 10

ARTIT UDOMCHAI : PHYSICAL MODEL TESTS ON MECHANICALLY
STABILIZED EARTH WALLS WITH GEOCOMPOSITE DRAINAGE
UNDER SEEPAGE CONDITION. THESIS ADVISOR : PROF. SUKSUN
HORPIBULSUK, Ph.D., 93 PP.

MECHANICAL STABILIZED EARTHWALL/GEOCOMPOSITE/DRAINAGE
SYSTEM/PHYSICAL MODEL TEST

A failure of Mechanically Stabilized Earth (MSE) wall is caused by seepage flow, resulting in a reduction in shear strength of backfill and internal and external stability of MSE wall. Mechanical (settlement and lateral movement) and flow (phreatic line and volumetric water content) behaviors of backfill in both unreinforced and reinforced zones of three physical MSE wall models (with and without geocomposite drainage) are investigated and presented in this thesis. The measured test data are compared with Finite Element (FE) analysis data using PLAXIS 2D (Plaxflow) with 15 triangular nodes. The FE analysis and measured results are in good agreement for the MSE wall models both with and without geocomposite drainage. The mechanical behavior is mainly dependent upon water level, elastic modulus of backfill, ratio of permeability of geocomposite drainage in x direction (k_x) to permeability of backfill (k_{soil}) and ratio of permeability of geocomposite drainage in y direction (k_y) to permeability of backfill (k_{soil}). The effect of k_x/k_{soil} on the maximum settlement in unreinforced zone and the wall lateral movement is classified into three zones. For $k_x/k_{soil} > 0.08$, the maximum settlement and lateral movement are insignificantly changed, even with the increase in k_x/k_{soil} up to 10000. The maximum settlement and lateral movement increase significantly when

$8 \times 10^{-4} < k_x/k_{soil} < 0.08$ and level off when $k_x/k_{soil} < 8 \times 10^{-4}$. The same is not encountered for the maximum settlement in reinforced zone when $k_x/k_{soil} < 0.08$ because the phreatic line in the unreinforced zone increases while the phreatic line in the reinforced zone decreases as k_x/k_{soil} decreases. The effectiveness of geocomposite drainage in term of mechanical and seepage flow perspectives is controlled by k_x/k_{soil} and k_y/k_{soil} ; i.e., k_x/k_{soil} and k_y/k_{soil} values of greater than 0.08 and 10, respectively are recommended.



School of Civil Engineering

Academic Year 2013

Student's Signature _____

Advisor's Signature _____

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลทุกท่านที่มีส่วนช่วยให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี โดยเฉพาะอย่างยิ่ง พระคุณของบุพการี ผู้ให้กำเนิด อบรมเลี้ยงดู และเป็นทุกสิ่งของชีวิตลูก ขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และ รองศาสตราจารย์ ดร. อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ ที่กรุณาให้โอกาสทางการศึกษา ถ่ายทอดวิชาความรู้ แนวคิด และเป็นแบบอย่างในการดำเนินชีวิต ตลอดจนความเมตตาที่ท่านมอบให้ด้วยดีเสมอมา ประหนึ่งว่าผู้วิจัยเป็นบุตร ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งในความเมตตาของท่านเป็นอย่างยิ่ง และกราบขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ดันเส็ง ประธานกรรมการ ที่กรุณาถ่ายทอดวิชาความรู้ทั้งด้านวิชาการ และประสบการณ์ ให้แนวคิด ตลอดจนข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งจนวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ อาจารย์ ดร. เชิดศักดิ์ สุขศิริพิพัฒน์พงศ์ ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือ ให้คำแนะนำ ตลอดจนช่วยตรวจแก้วิทยานิพนธ์ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณสำหรับความเมตตาจาก คณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่าน รวมถึงความเมตตาจาก คุณณัฐญา กิ่งโคกกรวด และทีมงานเลขานุการ ที่กรุณาเป็นธุระในการติดต่อประสานงานให้ผู้วิจัยด้วยความรวดเร็ว ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้ ขอกราบขอบพระคุณศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่กรุณาเอื้อเฟื้อเครื่องมือการทดสอบ และสถานที่ในการทำวิจัยนี้

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ อาจารย์เสริมศักดิ์ ดิยะแสงทอง อาจารย์ สักดิ์สิทธิ์ พันทวี และ อาจารย์ ชาญชัย เจะปก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือมาโดยตลอด ขอขอบคุณ คุณเอนก เนรมิตกรบุรี และคุณอานนท์ ชลภัตสรณ์ ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือ และให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการจัดทำวิทยานิพนธ์ ขอขอบคุณน้อง ณรงค์ สารี และพวก สำหรับน้ำใจที่มาช่วยทำการทดสอบ และขอขอบคุณน้องประกายแก้ว พลแสน สำหรับกำลังใจ

วันนี้ยังมีได้ หากขาดสาขาวิศวกรรมโยธาบ้านหลังใหญ่ที่อบอุ่นของเรา

อาทิตย์ อุดมชัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย)	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ)	ข
กิตติกรรมประกาศ	ง
สารบัญ	จ
สารบัญตาราง	ช
สารบัญรูป	ฉ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	ฐ
บทที่	
1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	3
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
2 ปฏิทรรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 ส่วนประกอบของกำแพงกันดินเสริมกำลัง	5
2.1.1 วัสดุถม	5
2.1.2 วัสดุเสริมกำลัง	5
2.1.3 วัสดุปิดผิวหน้ากำแพง	5
2.2 การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง	5
2.2.1 เสถียรภาพภายนอก	6
2.2.2 เสถียรภาพภายใน	10
2.3 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อกำลังต้านทานการดึงของวัสดุเสริมกำลัง	16
2.4 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการออกแบบโดยวิธีพื้นฐาน	17
2.5 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการวัดค่าในสนาม	18
2.6 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	20

สารบัญ (ต่อ)

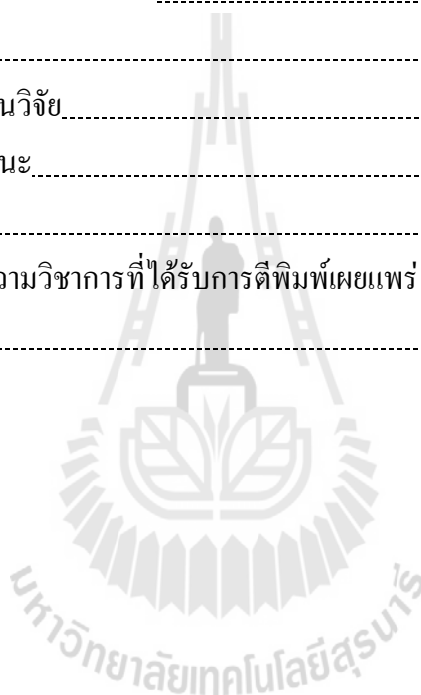
หน้า

3	วิธีการดำเนินงานวิจัย	22
3.1	บทนำ	22
3.2	สถานที่ก่อสร้างถึงทดสอบ	23
3.3	การสร้างถึงทดสอบ	23
3.4	การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในแบบจำลอง	24
3.5	มาตรฐานการทดสอบคุณสมบัติพื้นของดินตัวอย่าง	26
3.6	คุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง	26
3.7	การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ	27
3.8	การทดสอบแรงเฉือนตรง	27
3.9	การจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง และการทดสอบ	28
3.10	เงื่อนไขในการทดสอบ	29
4	การทดสอบและวิเคราะห์ผล	30
4.1	บทนำ	30
4.2	ข้อมูลการวิเคราะห์แบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง	30
4.3	พฤติกรรมการระบายน้ำของกำแพงกันดินเสริมกำลัง	34
4.3.1	ความชื้นโดยปริมาตร	34
4.3.2	เส้นระดับน้ำ	39
4.4	พฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง	43
4.4.1	การทรุดตัวของดินถม	43
4.4.2	การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง	50
4.5	อิทธิพลโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมกำแพงกันดิน	55
4.5.1	อิทธิพลโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมการระบายน้ำ	55
4.5.2	อิทธิพลโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมเชิงกล	55
4.6	อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมกำแพงกันดิน	68
4.6.1	อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมการระบายน้ำ	68

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.6.1	อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมเชิงกล ของกำแพง.....	69
4.7	อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite ต่อพฤติกรรมของ กำแพงกันดินเสริมกำลัง.....	78
5	บทสรุป.....	83
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	83
5.2	ข้อเสนอแนะ.....	84
	รายการอ้างอิง.....	85
	ภาคผนวก ก. รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่.....	87
	ประวัติผู้เขียน.....	93



สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123	14
3.1 รายละเอียดของการทดสอบ	29
4.1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองกายภาพย่อย	32
4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองกายภาพย่อย	33



สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	เหล็กเสริมแรงดึงแบบแผ่นที่มีสัน.....1
1.2	ลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบกทาน.....2
2.1	ส่วนประกอบของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....5
2.2	เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....6
2.3	การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....7
2.4	แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลัง.....8
2.5	ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก.....10
2.6	ระนาบการวิบัติของดิน.....11
2.7	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่างๆ.....12
2.8	ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก สำหรับเหล็กเสริมทุกชนิด.....13
2.9	ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง.....15
2.10	พฤติกรรมการต้านทานแรงกดของเหล็กแผ่น.....15
2.11	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง.....16
2.12	การเปรียบเทียบผลทดสอบในห้องปฏิบัติการกับโปรแกรม FLAC 3D สำหรับตะแกรงลวดเหล็กเสริมชนิดเคลือบสังกะสียาว 1 เมตร.....17
2.13	การทรุดตัวของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน.....18
2.14	การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน.....19
2.15	ผลการทรุดตัวที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....20
2.16	ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....21
2.17	ผลความดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....21
3.1	แผนการดำเนินงานวิจัย.....22
3.2	สถานที่ก่อสร้างแบบจำลอง.....23

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.3 รูปแบบถึงทดสอบ	24
3.4 แผนผังตำแหน่งของอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ	25
3.5 การกระจายตัวของเม็ดดิน	26
3.6 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง	28
4.1 Mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำลังกันดินเสริมกำลัง ของกรณีที่ 1 ถึง 3	32
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงคาพิวลาไรกับความเร็วของดิน	33
4.3 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้น โดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 1)	36
4.4 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้น โดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 2)	37
4.5 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้น โดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 3)	38
4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะการติดตั้งกำลังของกรณีที่ 1	40
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะการติดตั้งกำลังของกรณีที่ 2	41
4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นการไหลกับระยะการติดตั้งกำลังของกรณีที่ 3	42
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำลังของกรณีที่ 1	44
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำลังของกรณีที่ 2	45
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำลังของกรณีที่ 3	46
4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำลัง ที่ระดับต้นน้ำต่างๆ สำหรับกรณีทดสอบที่ 1, 2 และ 3	47
4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มระดับน้ำและการทรุดตัวกับเวลาของกรณีที่ 1 และ 2	48
4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มระดับน้ำและการทรุดตัวกับเวลาของกรณีที่ 2 และ 3	49
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำลังของกรณีที่ 1	51
4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำลังของกรณีที่ 2	53
4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำลังของกรณีที่ 3	53
4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำลังของกรณีที่ 2 และ 3	54
4.19 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อความเร็วโดยปริมาตรในโซนเสริมกำลังของ กรณีที่ 2 และ 3	56

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.20 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อความชื้นโดยปริมาตรในโซนไม่เสริมกำลังของ กรณีที่ 2 และ 3.....	57
4.21 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อความชื้นโดยปริมาตรของกรณีที่ 2 และ 3 ที่ระยะทางจากคันทันน้ำต่างกัน.....	58
4.22 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 40 เซนติเมตร).....	59
4.23 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 70 เซนติเมตร).....	60
4.24 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 100 เซนติเมตร).....	61
4.25 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 40 เซนติเมตร).....	62
4.26 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 70 เซนติเมตร).....	63
4.27 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 100 เซนติเมตร).....	64
4.28 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 40 เซนติเมตร).....	65
4.29 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 70 เซนติเมตร).....	66
4.30 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันทันน้ำ 100 เซนติเมตร).....	67
4.31 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อความชื้นโดยปริมาตร ในโซนเสริมกำลังของกรณีที่ 2 และ 3.....	71
4.32 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อความชื้นโดยปริมาตร ในโซนไม่เสริมกำลังของกรณีที่ 2 และ 3.....	72

สารบัญรูป (ต่อ)

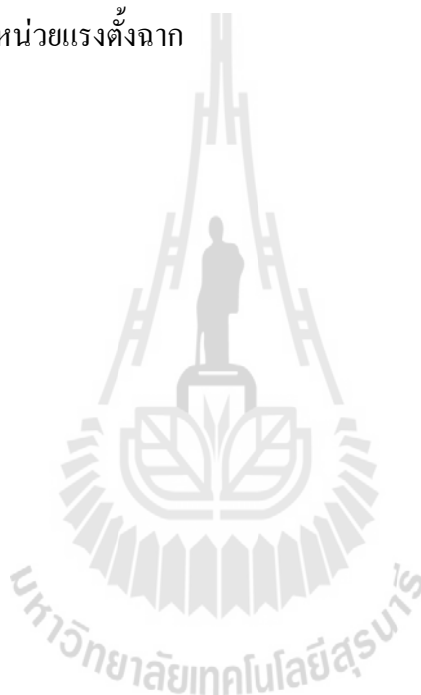
รูปที่	หน้า
4.33 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 40 เซนติเมตร).....	73
4.34 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 70 เซนติเมตร).....	74
4.35 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 100 เซนติเมตร).....	75
4.36 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3.....	76
4.37 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3.....	77
4.38 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการทรุดตัวสูงสุดของดินถมในโซนไม่เสริมกำลัง.....	79
4.39 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการทรุดตัวสูงสุดของดินถมในโซนเสริมกำลัง.....	79
4.40 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง.....	80
4.41 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อระดับน้ำหน้า geocomposite.....	81
4.42 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อระดับน้ำหลัง geocomposite.....	81

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

A_s	=	พื้นที่แรงเสียดทาน
c, c'	=	หน่วยแรงเหนี่ยวนำ
C_c	=	สัมประสิทธิ์ความโค้ง
C_u	=	สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ
D_{50}	=	ขนาดเฉลี่ยของเม็ดดิน
e	=	ระยะเยื้องศูนย์
G_s	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
K, K_a, K_o	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดิน
k	=	สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน
k_x, k_y	=	สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite
M_o	=	โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด
M_r	=	โมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด
OWC	=	ปริมาณน้ำเหมาะสม
P_f	=	แรงเสียดทาน
P_h	=	แรงต้านทานการเลื่อนไถล
q	=	น้ำหนักบรรทุกจร
$q_{\min}$	=	ความเค้นน้อยที่สุด
$q_{\max}$	=	ความเค้นมากที่สุด
S	=	แรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการเลื่อนไถล
SP	=	ดินทรายที่มีขนาดกละไม่ดี
S_h	=	ระยะห่างในแนวราบ
S_h	=	ระยะห่างในแนวราบ
S_u	=	กำลังต้านทานแรงเฉือน
S_v	=	ระยะห่างในแนวดิ่ง
T	=	แรงดึงในวัสดุเสริมกำลัง
$T_{\max}$	=	แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง
W	=	น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

β	=	มุมการวิบัติของดิน
δ	=	มุมเสียดทานรอบผิวสัมผัส
ε	=	ความเครียด
ϕ, ϕ'	=	มุมเสียดทานของดิน
$\gamma_{d \max}$	=	หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด
θ	=	ความชื้นโดยปริมาตร
$\sigma_h, \sigma'_s, \sigma_n, \sigma_v$	=	หน่วยแรงตั้งฉาก



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

การเสริมกำลังในมวลดินมีมาตั้งแต่สมัยโบราณ โดยใช้วัสดุที่ได้จากธรรมชาติ เช่น ดินไม้หรือกิ่งไม้ ในการเสริมกำลัง การนำเทคนิคการเสริมกำลังมาประยุกต์ใช้ในงานโครงสร้างกำแพงกันดินได้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องจนถึงปัจจุบัน โดยเปลี่ยนรูปแบบของวัสดุและวิธีการเสริมกำลังให้มีความมั่นคงแข็งแรงมากขึ้น รูปแบบการเสริมกำลังที่ใช้อยู่ในปัจจุบันมีต้นแบบจาก Vidal ในปี 1960 ที่ใช้เหล็กแถบ (ดังรูปที่ 1.1) เป็นวัสดุเสริมตามแนวนอนในดินทราย เหล็กเสริมชนิดนี้ไม่มีการผลิตในประเทศไทย ต้องนำเข้าจากประเทศแอฟริกา จึงทำให้ต้นทุนค่าก่อสร้างมีราคาสูง ด้วยเหตุนี้เอง นักวิจัยอีกหลายท่านจึงทำการศึกษาวิจัยและพัฒนาวัสดุเสริมกำลังอย่างต่อเนื่อง อาทิเช่น Bergado et al. (1996) ใช้ตะแกรงเหล็กเป็นวัสดุเสริมกำลัง ข้อได้เปรียบของเหล็กเสริมชนิดนี้คือกำลังต้านแรงจุดในโซนด้านทานมีค่าสูง แต่เหล็กเสริมชนิดนี้มีข้อด้อยในด้านการขนส่งและการประกอบเข้ากับ facing Horpibulsuk and Niramitkornburee (2010) ได้พัฒนาเหล็กเสริมกำลังชนิดใหม่ที่มีชื่อว่า “เหล็กเสริมแบกทาน” (แสดงดังรูปที่ 1.2) เหล็กเสริมประเภทนี้รวมข้อได้เปรียบของเหล็กแถบและตะแกรงเหล็กเข้าด้วยกัน ซึ่งมีกำลังด้านทานแรงจุดสูงในปริมาตรเหล็กที่น้อยและสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว



รูปที่ 1.1 เหล็กเสริมแรงดึงแบบแผ่นที่มีสัน

ในเวลาต่อมา Horpibulsuk et al. (2011) ได้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัว การกระจายความเค้น ในดินใต้ฐานราก การเคลื่อนตัวแนวราบ ความดันดินด้านข้าง และระนาบวิบัติ ของกำแพงกันดิน เหล็กเสริมแบบทวนทดสอบในสนาม (Full scale) ผลการศึกษาสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงาน ก่อสร้างสะพาน (Flyovers) และทางต่างระดับ (Bridge abutment)



รูปที่ 1.2 ลักษณะทั่วไปของเหล็กเสริมแบบทวน

สำหรับงานก่อสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง (MSE wall) ในเขตพื้นที่ภูเขา ที่ประยุกต์ใช้ สำหรับงานเสริมเสถียรภาพตามไหล่เขา เช่น งานโครงสร้างกันดิน (Retaining wall) ที่มีความชันสูง หรือตึ้งคิ่ง การออกแบบโครงสร้างเหล่านี้จำเป็นต้องมีระบบระบายน้ำ (Drainage) ในมวลดินหลัง โชนเสริมกำลัง เพื่อป้องกันการลดลงของหน่วยแรงประสิทธิผลและเสถียรภาพในโซนเสริมกำลัง การออกแบบโดยทั่วไปสมมติว่าระบบระบายน้ำทำงานอย่างสมบูรณ์ กล่าวคือไม่พิจารณาแรง เนื่องจากการไหลผ่านของน้ำ (Seepage force) Shibuya et al. (2007) รายงานสาเหตุการวิบัติของ MSE wall ที่ก่อสร้างบนภูเขา Yabu จังหวัดเฮียวโก ประเทศญี่ปุ่น ว่าการวิบัติที่เกิดขึ้นในปี ค.ศ. 2004 เกิดภายหลังจากการโจมตีของพายุไต้ฝุ่น สาเหตุหนึ่งของการวิบัติคือ การติดตั้งระบบ ระบายน้ำไม่เหมาะสม Shibuya et al. (2009) ได้แนะนำว่าแผ่น geocomposite ที่มีสัมประสิทธิ์การ ซึมผ่านน้ำสูง (ประมาณ 10-200 เท่าของวัสดุดินถมที่บดอัด) สามารถใช้เป็นระบบระบายน้ำใน กำแพงกันดินเสริมกำลังได้ Geocomposite มีข้อได้เปรียบกว่าวัสดุระบายน้ำแบบดั้งเดิม (Well-graded sand) คือ สามารถระบายน้ำได้ดีถึงแม้จะเกิดการเคลื่อนตัว (Movement) ของกำแพงที่เกิดขึ้น ภายใต้น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร นอกจากนี้ ระบบระบายน้ำ geocomposite ยังมี ราคาถูกและติดตั้งได้ง่ายกว่าระบบดั้งเดิม

ปัจจุบันงานวิจัยด้านพฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ใช้ geocomposite เป็นระบบระบายน้ำมีอยู่อย่างจำกัด และจำเป็นต้องได้รับการศึกษาเพิ่มเติม เพื่อเสริมศักยภาพทางด้านการคำนวณออกแบบ และคาดคะเนพฤติกรรมของ MSE wall ได้อย่างแม่นยำ งานวิจัยนี้จึงศึกษาพฤติกรรมทางกลและพฤติกรรมการไหลของน้ำใน MSE wall ผ่านแบบจำลองกายภาพย่อส่วน ทั้งที่มีและไม่มี geocomposite เป็นระบบระบายน้ำ แล้วเปรียบเทียบผลทดสอบที่ได้จากแบบจำลองกับผลการคำนวณเชิงตัวเลข ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D (Plaxflow)

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินถม การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพง การเปลี่ยนแปลงเส้นระดับน้ำ และความชื้นในมวลดิน เนื่องจากอิทธิพลของการไหลของน้ำด้านหลัง MSE wall แล้วเปรียบเทียบพฤติกรรมของ MSE wall ที่ได้จากแบบจำลองกับผลการคำนวณเชิงตัวเลข ด้วยโปรแกรม PLAXIS 2D (Plaxflow)

1.2.2 ศึกษาอิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถม สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม และอิทธิพลของอัตราส่วนระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite ทั้งในแกน x และแกน y ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน ต่อการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวในแนวราบสูงสุดของกำแพง

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

ถึงทดสอบของแบบจำลองย่อส่วนที่ใช้ในงานวิจัยนี้ทำจากเสริมเหล็กขนาดกว้าง 1.4 เมตร ยาว 3.6 เมตร และสูง 1.6 เมตร ผิวด้านในของถังคอนกรีตจะติดแผ่นเหล็กหนา 3 มิลลิเมตร เพื่อลดการดูดซึมของน้ำในผนังคอนกรีต แผ่นคอนกรีตพูนหนา 0.1 เมตร ความสูง 1.6 เมตร และ 0.2 เมตร ถูกติดตั้งทั้งด้านหน้าและด้านหลังถึงทดสอบ เพื่อใช้เป็นผนังกันทราย และทางระบายน้ำเข้าและออกภายในถัง ผู้วิจัยติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดความชื้น (Moisture probe) จำนวน 10 ตัว ติดตั้งท่อ Piezometer เพื่อตรวจวัดระดับน้ำจำนวน 3 ตัว และติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวอีก 10 ตัว ที่ผิวบนของดินถม ด้านหน้า wall ติดตั้งมาตรวัดการเคลื่อนตัว (Dial gauge) จำนวน 3 ตัว ที่ตำแหน่งด้านล่าง กึ่งกลาง และด้านบนของ wall

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทราบถึงผลเปรียบเทียบด้านพฤติกรรมเชิงกลและพฤติกรรมการไหล ในกรณีเสริมและไม่เสริม geocomposite

1.4.2 ทราบแนวทางการเลือก geocomposite ให้เหมาะสมกับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ
ของดินถม



บทที่ 2

ปริทรรศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

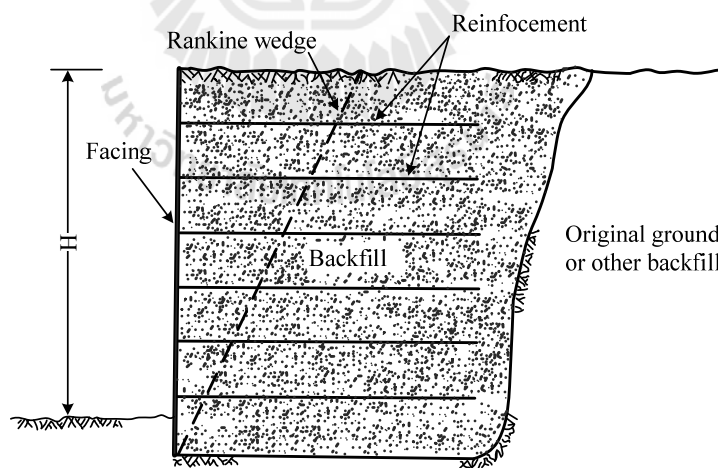
2.1 ส่วนประกอบของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

กำแพงกันดินมีส่วนประกอบที่สำคัญ 3 ส่วน ได้แก่ วัสดุถม วัสดุเสริมกำลัง และวัสดุปิดผิวหน้ากำแพง ซึ่งแต่ละส่วนประกอบทำหน้าที่ดังต่อไปนี้

2.1.1 วัสดุถม (Backfill) ทำหน้าที่เป็นน้ำหนักถ่วงไม่ให้กำแพงเกิดการเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงดันดินด้านหลังกำแพง

2.1.2 วัสดุเสริมกำลัง (Reinforcement) ทำหน้าที่ช่วยลดแรงเฉือนในมวลดินถม ส่งผลให้ดินถมมีเสถียรภาพมากขึ้น

2.1.3 วัสดุปิดผิวหน้ากำแพง (Facing) ทำหน้าที่ป้องกันการกัดเซาะที่ผิวด้านหน้าของวัสดุถม และยังช่วยให้กำแพงมีความสวยงาม ในกรณีที่วัสดุเสริมกำลังเป็นพลาสติก จะช่วยป้องกันไม่ให้วัสดุเสริมกำลังบริเวณผิวหน้ากำแพงถูกแสงแดดซึ่งจะส่งผลให้วัสดุเสริมกำลังเสื่อมคุณภาพ

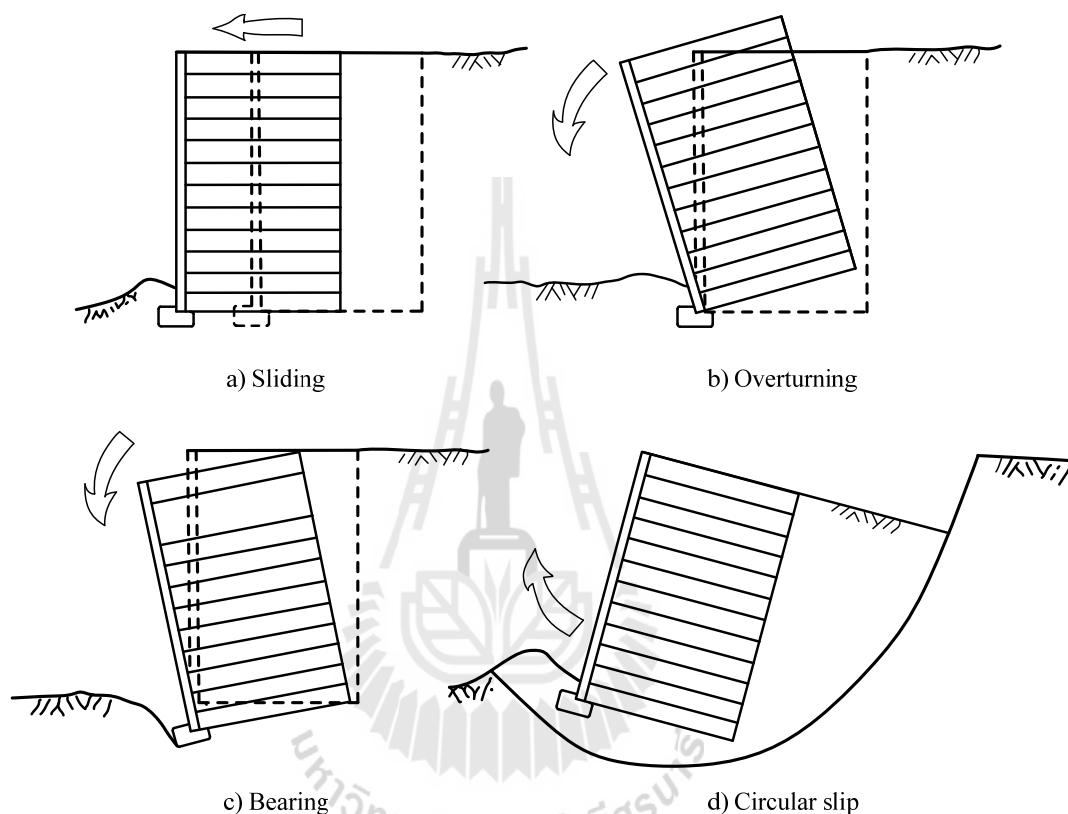


รูปที่ 2.1 ส่วนประกอบของกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Bowles, 1996)

2.2 การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง

มาตรฐานการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically stabilized earth wall) ประกอบด้วยการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก และภายใน (Lee et al., 1973; Anderson et al.,

1985; Mitchell and Villet, 1987) การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกทำเช่นเดียวกับกำแพงกันดินแบบ Gravity ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ซึ่งประกอบด้วย (1) การตรวจสอบการเลื่อนไถล (Sliding) (2) การพลิกคว่ำ (Overturning) (3) การวิบัติของดินฐานราก (Bearing capacity failure) และ (4) เสถียรภาพของลาดดิน (Circular slip)



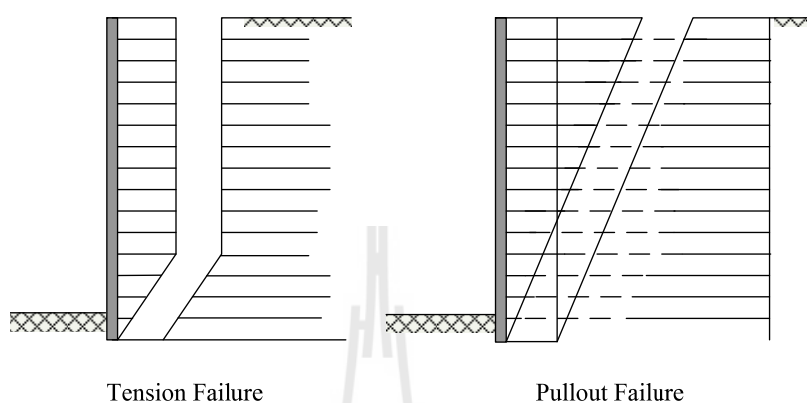
รูปที่ 2.2 เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินเสริมกำลัง (Clayton et al., 1993)

นอกจากเสถียรภาพภายนอกแล้วกำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีเสถียรภายในกล่าวคือวัสดุเสริมกำลังต้องมีกำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture reinforcement) และกำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout failure) ดังแสดงในรูปที่ 2.3

2.2.1 เสถียรภาพภายนอก

วิธีการออกแบบกำแพงกันดินเสริมกำลังด้านการวิบัติภายนอกโดยทั่วไป จะสมมติขนาดและรูปร่างของกำแพงกันดินและทำการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก ถ้าพบว่าเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันดินมีค่าต่ำหรือไม่เพียงพอ ก็ทำการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างใหม่และทำ

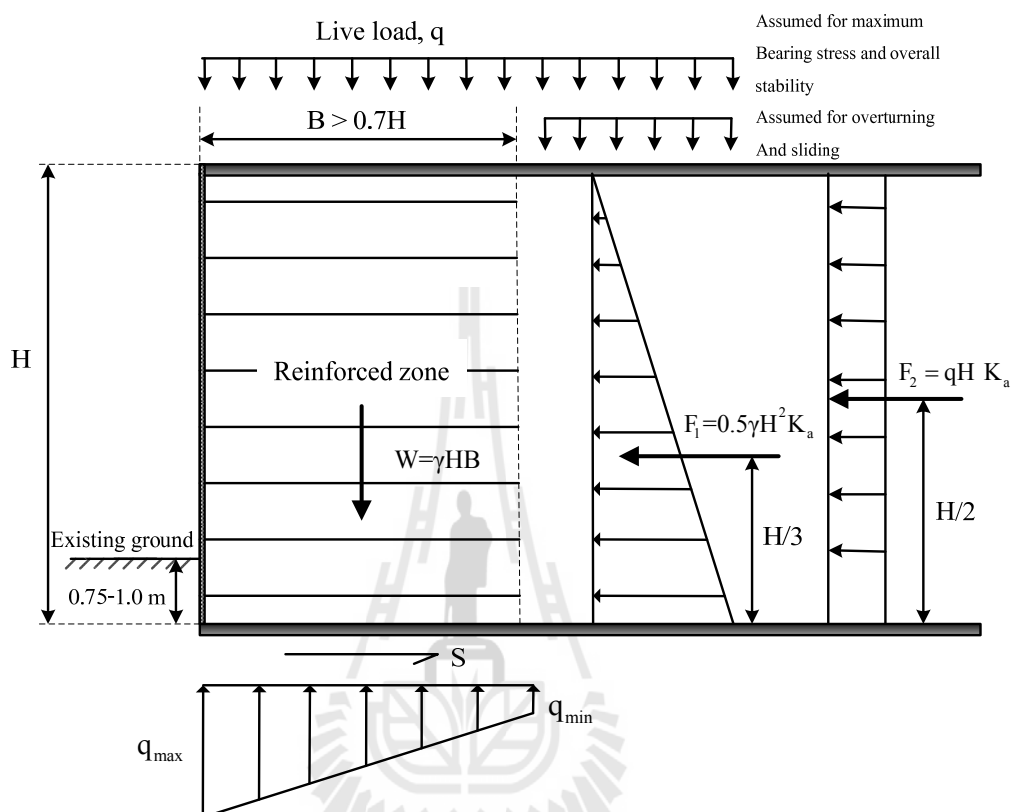
การตรวจสอบอีกครั้ง ขั้นตอนนี้จะถูกทำซ้ำ ๆ จนกระทั่งพบว่าการแก่งกันดินที่ออกแบบ มีเสถียรภาพเพียงพอต่อการใช้งาน ความยาวของเหล็กเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 0.7 เท่าของความสูงการแก่งกันดิน



รูปที่ 2.3 การตรวจสอบเสถียรภาพภายในของการแก่งกันดินเสริมกำลัง

การแก่งกันดินจะมีเสถียรภาพภายนอก ก็ต่อเมื่อการแก่งกันดินไม่มีการเคลื่อนตัวในสามทิศทางอันได้แก่ ในแนวนอน (การลื่นไถล) ในแนวตั้ง (การทรุดตัวที่มากกว่าปกติ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก) และการพลิกคว่ำ การออกแบบจะเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของการเคลื่อนตัวในสามทิศทางนี้ เพื่อให้ได้อัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม การตรวจสอบการเคลื่อนตัวในแนวนอนและการพลิกคว่ำอาศัยหลักสถิตยศาสตร์ (Law of statics) ส่วนการตรวจสอบการเคลื่อนในแนวตั้งอาศัยทฤษฎีกำลังรับแรงแบกทานของดิน (Bearing capacity theory) ในการตรวจสอบเสถียรภาพ (รูปที่ 2.4) ผู้ออกแบบต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรในสองกรณี คือ (1) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นทั้งในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) และในโซนไม่เสริมกำลัง (Unreinforced zone) และ (2) น้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้นเฉพาะในโซนไม่เสริมกำลัง น้ำหนักบรรทุกจรในโซนเสริมกำลังจะช่วยเพิ่มเสถียรภาพด้านการลื่นไถลและการพลิกคว่ำ แต่จะลดเสถียรภาพด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดินฐานราก ดังนั้น น้ำหนักจรในกรณี (2) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถลและด้านการพลิกคว่ำ ส่วนน้ำหนักจรในกรณี (1) จะใช้ในการตรวจสอบอัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทาน น้ำหนักจร (Live load, q) ที่นิยามใช้กันในการออกแบบการแก่งกันดินเสริมกำลังควรมีค่าไม่น้อยกว่า 20 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร AASHTO's Standard Specifications Highway Bridge Section 5.8

แนะนำว่ากำแพงกันดินเสริมกำลังต้องมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล การพลิกคว่ำ และการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานไม่น้อยกว่า 1.5 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ



รูปที่ 2.4 แรงที่กระทำต่อกำแพงกันดินเสริมกำลัง

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการลื่นไถล คืออัตราส่วนระหว่างแรงต้านทานการลื่นไถล (Sliding resistance force, P_h) ต่อแรงกระทำ (Sliding force) แรงต้านทานการลื่นไถล (S) เท่ากับ ผลคูณของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (W) กับสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction) ระหว่างฐานของกำแพงกันดินและดินด้านใต้ฐาน สำหรับดินเม็ดหยาบและเท่ากับผลคูณของกำลังต้านทานแรงเฉือน (S_u) กับความกว้างของกำแพงกันดิน (B) สำหรับดินเม็ดละเอียด ส่วนแรงที่ทำให้เกิดการลื่นไถลส่วนมากจะเป็นแรงในแนวนอนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินถม (Backfill) สำหรับการพิจารณาน้ำหนักจรในกรณี (2) แรงทั้งสองสามารถหาได้จาก

$$S = W \tan \phi \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดหยาบ} \quad (2.1)$$

$$S = S_u B \quad \text{สำหรับฐานรากที่เป็นดินเม็ดละเอียด} \quad (2.2)$$

$$P_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + qHK_a \quad (2.3)$$

เมื่อ K_a คือสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ H คือความสูงของกำแพงกันดิน อัตราส่วนปลอดภัยด้านการพลิกคว่ำ หาได้จากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ต้านทานการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total righting moment, M_r) ต่อโมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำทั้งหมด (Total overturning moment, M_o) ที่สภาวะสมดุลและการพลิกคว่ำเริ่มเกิดพอดี แรงปฏิกิริยาระหว่างดินและกำแพงกันดินจะอยู่ที่จุด Toe พอดี ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการคำนวณ (ไม่ต้องพิจารณาผลของแรงปฏิกิริยา) นิยมหาอัตราส่วนปลอดภัยที่สภาวะนี้ พิจารณาสมดุลการหมุนรอบจุด Toe (อ้างอิงรูปที่ 2.4) และพิจารณาน้ำหนักจรในกรณี (2) โมเมนต์ที่ก่อให้เกิดการพลิกคว่ำ และโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำสามารถคำนวณได้จาก

$$M_o = \left(F_1 \times \frac{H}{3} \right) + \left(F_2 \times \frac{H}{2} \right) \quad (2.4)$$

$$M_r = W \times \frac{B}{2} \quad (2.5)$$

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการวิบัติเนื่องจากแรงแบกทานของดิน หาได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงแบกทานประลัย (Ultimate bearing capacity) ต่อความดันที่มากที่สุดที่กระทำต่อฐานของกำแพงกันดิน (Actual maximum contact pressure) แรงในแนวนอนอันเนื่องจากแรงดันดินด้านข้างมักก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรากของกำแพงกันดิน ซึ่งอาจส่งผลให้การกระจายความเค้นใต้ฐานรากไม่สม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ในกรณีที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) มีค่าเท่ากับศูนย์ ความเค้นใต้ฐานรากจะกระจายสม่ำเสมอ (รูปที่ 2.5a) ความเค้นที่กระจายใต้ฐานรากจะมีความแตกต่างกันเมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าศูนย์ และจะก่อให้เกิดความเค้นมากที่สุด (q_{max}) และน้อยที่สุด (q_{min}) ความเค้นที่น้อยที่สุดจะมีค่าเป็นศูนย์ เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเท่ากับหนึ่งในหกของความกว้างฐานราก ($B/6$) (รูปที่ 2.5b) วิศวกรผู้ออกแบบไม่ควรออกแบบให้ระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่ามากกว่าหนึ่งในหกของความกว้างฐานรากเนื่องจากจะเกิดการทรุดตัวอย่างมากในด้านที่เกิดความเค้นมากที่สุด (รูปที่ 2.5c)

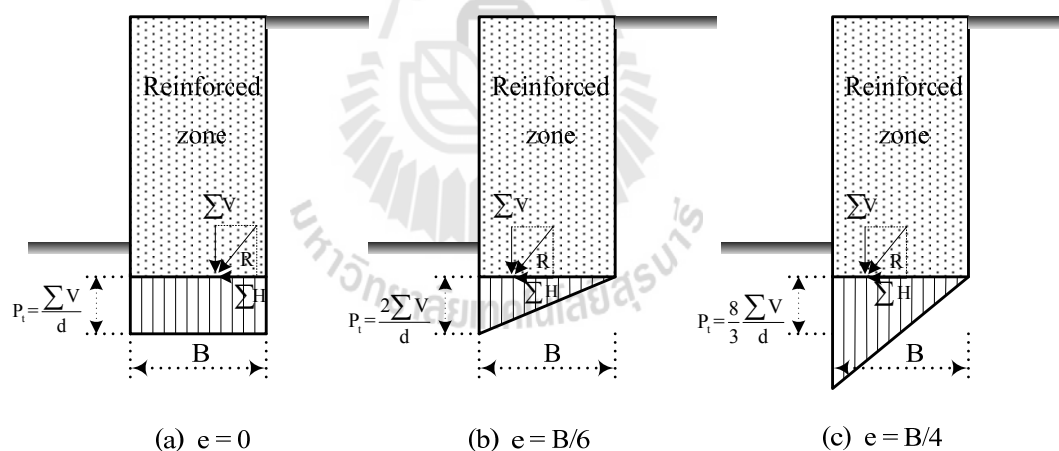
ระยะเยื้องศูนย์กลางและความดันดินใต้ฐานราก (รูปที่ 2.4) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6) ถึง (2.8)

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_o}{\Sigma V} \right) < \frac{B}{6} \quad (2.6)$$

$$q_{\max} = \left(\frac{\Sigma V}{B} \right) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < q_{all} \quad (2.7)$$

$$q_{\min} = \left(\frac{\Sigma V}{B} \right) \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 \quad (2.8)$$

เมื่อ ΣV คือน้ำหนักกดทับในแนวดิ่ง ซึ่งเท่ากับ W สำหรับกรณี (2) และเท่ากับ $W+qB$ สำหรับกรณี (1)



รูปที่ 2.5 ลักษณะการกระจายความเค้นในดินใต้ฐานราก

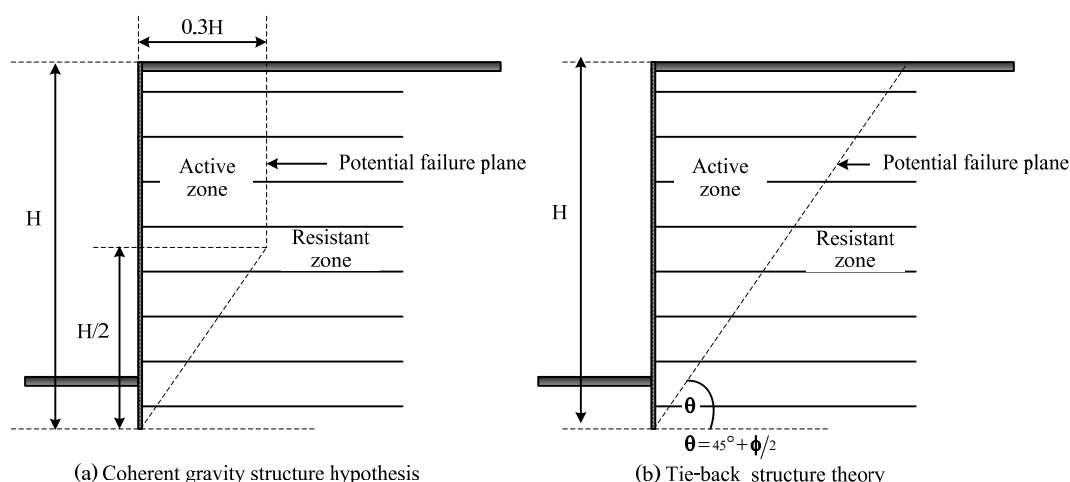
2.2.2 เสถียรภาพภายใน

เสถียรภาพภายในของกำแพงกันดินเสริมกำลังประกอบด้วยเสถียรภาพด้านการฉีกขาดของวัสดุ (Rupture resistance) และเสถียรภาพด้านการฉีกขาดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม (Pullout resistance) ในการหาอัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดและด้านการฉีกขาดวัสดุเสริมกำลังออกจากดินถม

จำเป็นต้องมีความสามารถในการคำนวณหาแรงสูงสุดและตำแหน่งของแรงสูงสุด ซึ่งแปรผันตามชนิดของวัสดุเสริมกำลัง

2.2.2.1 ตำแหน่งของแรงสูงสุดและระนาบวิบัติ

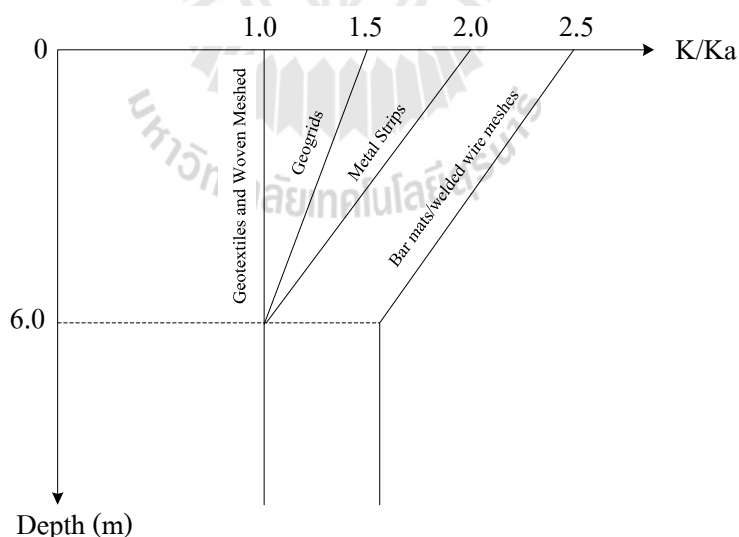
มวลดินภายในกำแพงกันดินเสริมกำลังถูกแบ่งออกเป็นสองโซน ได้แก่ โซนเคลื่อนตัว (Active zone) และ โซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) ในโซนเคลื่อนตัวดินพยายามเคลื่อนตัวออกจากกำแพงกันดิน แต่จะถูกต้านด้วยกำลังต้านทานแรงที่เกิดขึ้นตลอดแนวของวัสดุเสริมกำลัง แรงที่เกิดขึ้นในวัสดุเสริมกำลังจะมีทิศทางพุ่งเข้าสู่ Facing ส่งผลให้เกิดแรงต้านทานการหลุดออกของวัสดุเสริมกำลังในโซนต้านการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น โดยมีทิศทางพุ่งออกจาก Facing ดังนั้น แรงสูงสุดภายในวัสดุเสริมกำลังจึงเกิดขึ้นที่จุดเปลี่ยนโซนจากโซนเคลื่อนตัว (Active zone) เป็นโซนต้านการเคลื่อนตัว (Resistant zone) จุดเชื่อมต่อระหว่างแรงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลังนี้จะเป็นระนาบวิบัติของดิน ด้วยระนาบวิบัตินี้จะมีความแตกต่างกันตามแต่สถิติของวัสดุเสริมกำลัง รูปที่ 2.6 แสดงระนาบวิบัติที่ได้จาก Tie-back theory และ Coherent gravity structure hypothesis Anderson et al. (1987) แสดงให้เห็นว่าระนาบการวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Coherent gravity structure hypothesis ขณะที่ Juran and Christopher (1989) กล่าวว่าระนาบวิบัติของกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้สามารถประมาณได้จาก Tie-back theory ซึ่งมีลักษณะเป็นแนวเส้นตรงทำมุม $45^\circ + \phi/2$ องศา เมื่อ ϕ คือมุมเสียดทานภายในของดินถมในโซนเสริมกำลัง



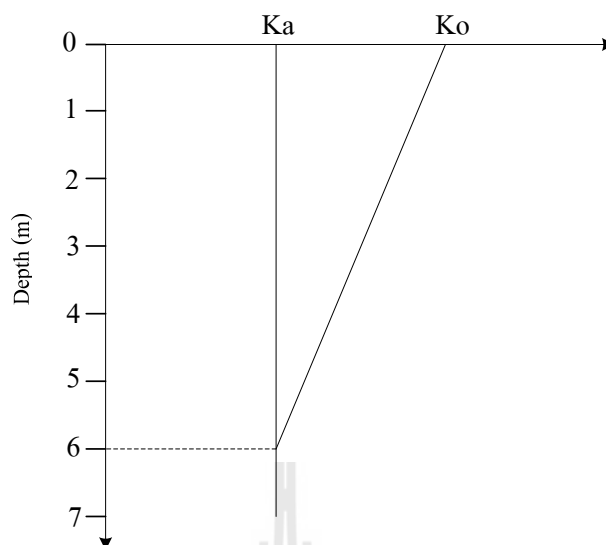
รูปที่ 2.6 ระนาบการวิบัติของดิน

2.2.2.2 แรงดึงสูงสุดในวัสดุเสริมกำลัง

ในกรณีที่กำลังด้านทานแรงจุดในโซนด้านการเคลื่อนตัวมีค่าสูงมากพอ (วัสดุเสริมกำลังอยู่ในสถานะสมดุล) แรงจุดที่เกิดขึ้นจะเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในวัสดุที่เสริมกำลัง ซึ่งจะสมดุลกับความดันดินด้านข้างที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลัง (Reinforced zone) ความดันดินด้านข้างที่กระทำต่อวัสดุเสริมกำลังในแต่ละชั้นจะเท่ากับค่าในแนวตั้งคูณด้วยสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (สถานะนิ่งหรือ Active) ซึ่งจะแปรผันตามสถิติของวัสดุเสริมกำลังในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่สามารถยึดได้ การเคลื่อนตัวด้านข้างจะเกิดขึ้นอย่างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณด้านบนของกำแพงกันดิน ส่งผลให้ความดันความดันดินด้านข้างอยู่ในสถานะ Active สำหรับวัสดุเสริมกำลังแบบไม่สามารถยึดได้ ความดันดินด้านข้างมีแนวโน้มจะอยู่ในสถานะนิ่ง (Atrest) ที่ส่วนบนของกำแพงกันดิน (ในช่วงความลึกน้อยกว่า 6.0 เมตร) และมีค่าลดลงตามความลึก รูปที่ 2.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึกของเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al., 1989) รูปที่ 2.8 แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก ในการตรวจสอบเสถียรภาพภายในสำหรับเหล็กเสริมกำลังทุกชนิดกำลังด้านทานแรงจุดด้านหลังระนาบวิบัติ AASHTO (1996) กำลังด้านทานการนิโคขาดของเหล็กเสริมกำลังต้องมีค่าสูงกว่าแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้น



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก
สำหรับเหล็กเสริมชนิดต่าง ๆ (Christopher et al., 1989)



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างกับความลึก
สำหรับเหล็กเสริมทุกชนิด (AASHTO's Standard Specifications
Highway Bridge Section 5.8)

2.2.2.3 กำลังต้านทานการฉีกขาด (Rupture resistant)

อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดของวัสดุเสริมกำลังแต่ละชั้นสามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างแรงดึงครากของวัสดุเสริมกำลังต่อแรงดึงสูงสุด อัตราส่วนปลอดภัยด้านการฉีกขาดควรมีค่าไม่น้อยกว่า 2.0 ตลอดอายุการใช้งาน (ไม่น้อยกว่า 75 ปี) ในกรณีของวัสดุเสริมกำลังที่ไม่สามารถยืดได้ (Inextensible reinforcement) กำลังต้านทานการฉีกขาดสามารถประมาณได้เท่ากับความเค้นครากของวัสดุคูณด้วยพื้นที่หน้าตัดของวัสดุเสริมกำลัง ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดจึงเป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมเสถียรภาพต้านทานการฉีกขาด พื้นที่หน้าตัดนี้จะลดลงตามการกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากสนิม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า เสถียรภาพการต้านทานการฉีกขาดจะมีค่าลดลงตามเวลา ในทางปฏิบัติเพื่อให้กำแพงกันดินมีเสถียรภาพไม่เปลี่ยนแปลงหรือเปลี่ยนแปลงน้อยกับเวลา การกัดกร่อนของวัสดุเสริมกำลังสามารถกระทำได้ด้วยการเคลือบสังกะสี (Galvanized) สังกะสีควรมีความหนาตามมาตรฐาน ASTM A123 ดังแสดงในตารางที่ 2.1

AASHTO's Standard (2002) กล่าวว่าเหล็กเสริมกำลังควรเคลือบสังกะสีมีความหนาพอตามมาตรฐาน สำหรับอายุการใช้งาน 75 ถึง 100 ปี โดยแนะนำให้ใช้อัตราการกัดกร่อน (Corrosion rate) ในการคำนวณหาหน้าตัดเหล็กที่อายุการใช้งานใด ๆ ดังนี้

- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.015 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งาน 2 ปีแรก
- อัตราการกัดกร่อนเท่ากับ 0.004 มิลลิเมตรต่อปี สำหรับช่วงอายุการใช้งานหลังจาก 2 ปี
- อัตราการกัดกร่อนของเหล็ก (หลังจากสังกะสีถูกกัดกร่อนหมด) เท่ากับ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี

ตารางที่ 2.1 ความหนาของสังกะสีเคลือบ ตามมาตรฐาน ASTM A123

วัสดุ	ความหนาของสังกะสีเคลือบ (ไมโครเมตร) สำหรับความหนาของเหล็ก (มิลลิเมตร)				
	<1.6	1.6– <3.2	3.2– 4.8	>4.8– 6.4	>6.4
วัสดุโครงสร้าง (Structural shapes)	45	65	85	85	100
เหล็กแถบ (Strip)	45	65	85	85	100
ท่อ (Pipe)	-	-	75	85	75
ลวด (Wire)	45	45	65	65	85

2.2.2.4 กำลังต้านทานแรงฉุด (Pullout resistant)

ถ้าวัสดุเสริมกำลังมีกำลังต้านทานการฉีกขาดสูงมากพอ เสถียรภาพภายในของโครงสร้างเสริมกำลังจะขึ้นอยู่กับปฏิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลัง กลไกหลักที่ควบคุมปฏิริยาร่วมระหว่างดินและวัสดุเสริมกำลังคือการเลื่อนไถลของดินบนวัสดุเสริมกำลัง (กลไกแรงเฉือนตรง) และการฉุดวัสดุเสริมกำลังออกจากมวลดิน (กลไกแรงฉุด) รูปที่ 2.9 แสดงกำแพงกันดินเสริมกำลังซึ่งเส้นประในรูปแสดงระนาบวิบัติ วัสดุเสริมกำลังด้านหลังระนาบวิบัติ (ตำแหน่ง A) จะเกิดกลไกปฏิริยาร่วมแบบแรงฉุด (Pullout interaction mechanism) ขณะที่ (ตำแหน่ง B) จะเกิดกลไกปฏิริยาร่วมแบบแรงเฉือนตรง (Direct shear mechanism) การทดสอบแรงเฉือนตรง (Direct shear) และการทดสอบแรงฉุด (Pullout) สามารถใช้จำลองพฤติกรรมทั้งสองได้ โดยปกติแล้วกลไกปฏิริยาร่วมแบบแรงฉุดจะเป็นตัวควบคุมเสถียรภาพของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

สำหรับเหล็กแถบ (Strip) เหล็กแผ่น (Sheet) เหล็กกลม (Bar) และเหล็กเสริมมีสัน (Rib) ปฏิริยาร่วมระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังเป็นแรงเสียดทานระหว่างดินและ

ผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกำลัง ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดเสียดทาน (P_f) สามารถประมาณได้จาก

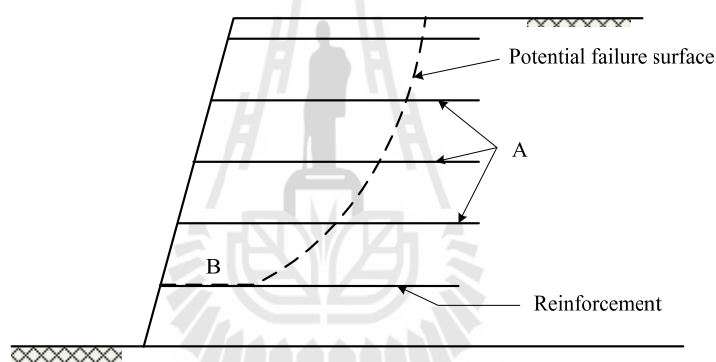
$$P_f = (c_a + \sigma_v \tan \delta) A_s \quad (2.9)$$

เมื่อ c_a คือ หน่วยแรงยึดเกาะ (Cohesion)

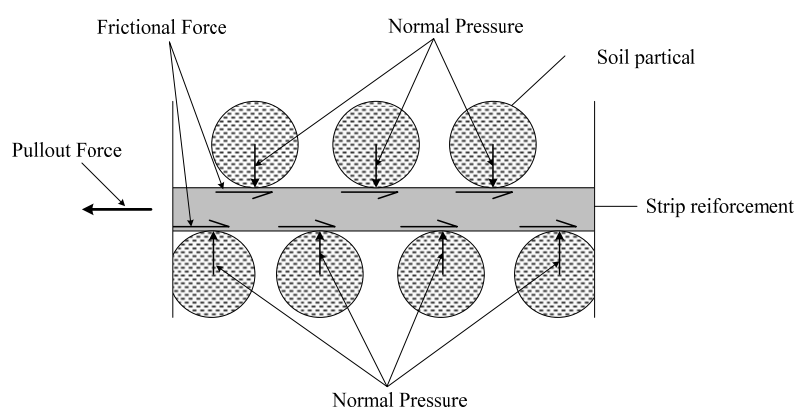
δ คือ มุมเสียดทานภายในระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลัง

σ_v คือ ความเค้นกดทับในแนวดิ่ง

A_s คือ พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมกำลังซึ่งมีค่าเท่ากับ $2bL_e$ สำหรับเหล็กแผ่น และเท่ากับ πbL_e สำหรับเหล็กกลม



รูปที่ 2.9 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างกันดินเสริมกำลัง

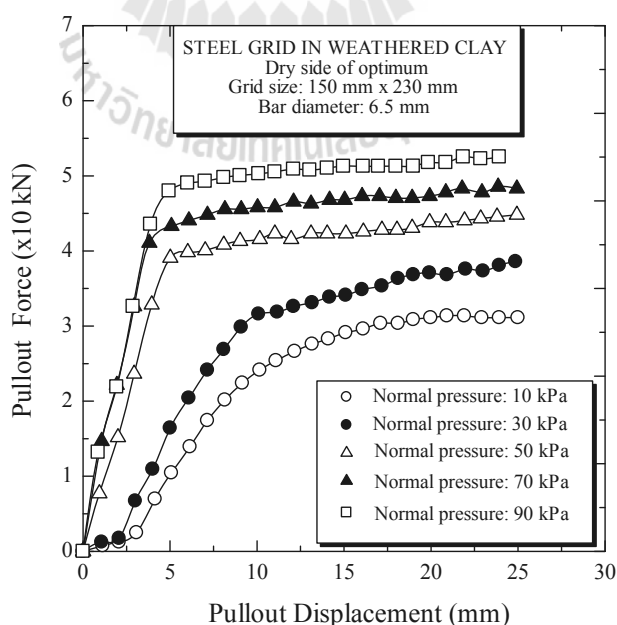


รูปที่ 2.10 พฤติกรรมการต้านทานแรงเฉือนของเหล็กแผ่น

ในกรณีที่ไม่มีผลการทดสอบแรงจุด หน่วยแรงยึดเกาะสามารถประมาณได้จากหน่วยแรงเหนียวนำของดิน (Cohesion) ของดินซึ่งอาจมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 0.7 เท่าของหน่วยแรงเหนียว นำมูมเสียดทานระหว่างดินและเหล็กเสริมกำลังมีค่าขึ้นอยู่กับความขรุขระของเหล็กเสริมกำลังและมูมเสียดทานภายในของดินโดยทั่วไป $\tan \delta$ มีค่าประมาณ $0.5 \tan \phi$ ถึง $\tan \phi$ AASHTO's Standard แนะนำให้ใช้ $\tan \delta$ ไม่เกิน 0.4

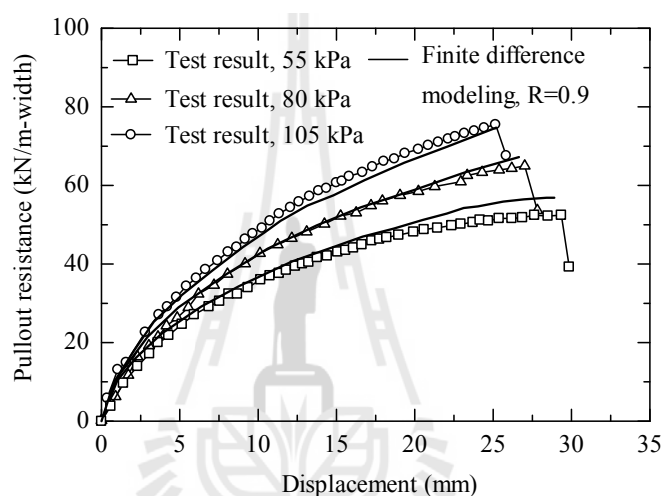
2.3 อิทธิพลของความเค้นในแนวตั้งต่อกำลังต้านทานการดึงของวัสดุเสริมกำลัง

Bergado et al. (1993) ได้ศึกษากำลังต้านแรงจุดออกทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนามของดินเชื่อมแน่นและดินเสียดทาน (Cohesive-frictional soil) 3 ชนิด ซึ่งได้แก่ ดินเหนียว (Weathered clay) ดินลูกรัง (Lateritic soil) และดินทรายปนดินเหนียว (Clayey sand) ดินทั้งสามชนิดถูกเสริมกำลังด้วยเหล็กตะแกรง (Steel grid) ที่ระดับการบดอัดไม่น้อยกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ ของพลังงานการบดอัดแบบมาตรฐาน รูปที่ 2.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดออกและการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมในดินเหนียวบดอัดด้านหนึ่งของปริมาณความชื้นเหมาะสมที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ จากผลการทดสอบพบว่า แรงต้านทานการดึงออกจะมีค่าสูงสุดเมื่อเหล็กเสริมเคลื่อนตัวออกประมาณ 20 มิลลิเมตร นอกจากนี้ยังพบว่าแรงต้านทานการดึงออกสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นในแนวตั้งหรือความสูงของดินถมด้านหลังกำแพง



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงจุดและการเคลื่อนตัวของเหล็กตะแกรง (Bergado et al., 1993)

Bergado et al. (2002) ได้ทดสอบกำลังรับแรงกดของวัสดุเสริมกำลังประเภทลวดเหล็กเหล็ม โดยใช้ลวดตาข่ายเหล็กเหล็มสองชนิดคือ แบบเคลือบสังกะสี และเคลือบพีวีซี แล้วนำเอาผลการทดสอบมาวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม FLAC 3D พบว่าแรงกดด้านทานที่ได้จากโปรแกรม มีค่าสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องทดลอง แสดงดังรูปที่ 2.12 โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ปฏิสัมพันธ์ที่ใช้ในแบบจำลองเท่ากับ 0.90 สำหรับลวดเหล็กเหล็มเคลือบสังกะสี และ 0.65 สำหรับลวดเหล็กเหล็มเคลือบพีวีซี และที่หน่วยแรงตั้งฉากเดียวกัน ค่าแรงด้านทานการดึงของลวดเหล็กเหล็มเคลือบสังกะสีมากกว่าลวดเหล็กเหล็มเคลือบพีวีซี เนื่องจากมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงกว่า



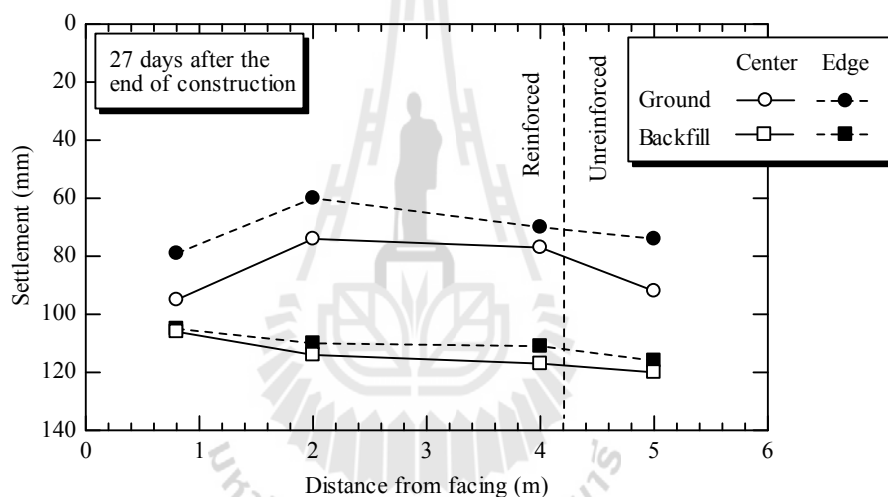
รูปที่ 2.12 การเปรียบเทียบผลทดสอบในห้องปฏิบัติการกับโปรแกรม FLAC 3D สำหรับตะแกรงลวดเหล็กเหล็มชนิดเคลือบสังกะสี ยาว 1 เมตร (Bergado et al., 2002)

2.4 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการออกแบบโดยวิธีพื้นฐาน

Fishman et al. (1993) ได้ตรวจวัดพฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ก่อสร้างขึ้นในสนามโดยใช้แผ่นตาข่ายจีโอกริด (Geogrid) เป็นวัสดุเสริมกำลัง ใช้ดินทรายเป็นวัสดุถม และใช้ Facing เป็นแผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จ แล้วนำข้อมูลจากการตรวจวัดในสนามไปเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ห่อออกแบบโดยใช้วิธีพื้นฐาน โดยคำนวณแรงดันดินด้านข้างด้วยทฤษฎีของ Rankine จากการศึกษพบว่า ค่าความเครียดในวัสดุเสริมกำลังที่วัดได้ในสนามมีค่าเพียงร้อยละ 0.3-0.8 และแรงดึงในวัสดุเสริมกำลังที่วัดได้มีค่าเพียงประมาณร้อยละ 4-11 ของค่ากำลังแรงดึงประลัย (Ultimate tensile strength) ที่ใช้ในการออกแบบ จากการศึกษาดังกล่าวจึงสรุปได้ว่า ค่าความเครียดและค่าแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงในวัสดุเสริมกำลังมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับค่าที่ได้จากการคำนวณออกแบบโดยวิธีพื้นฐาน

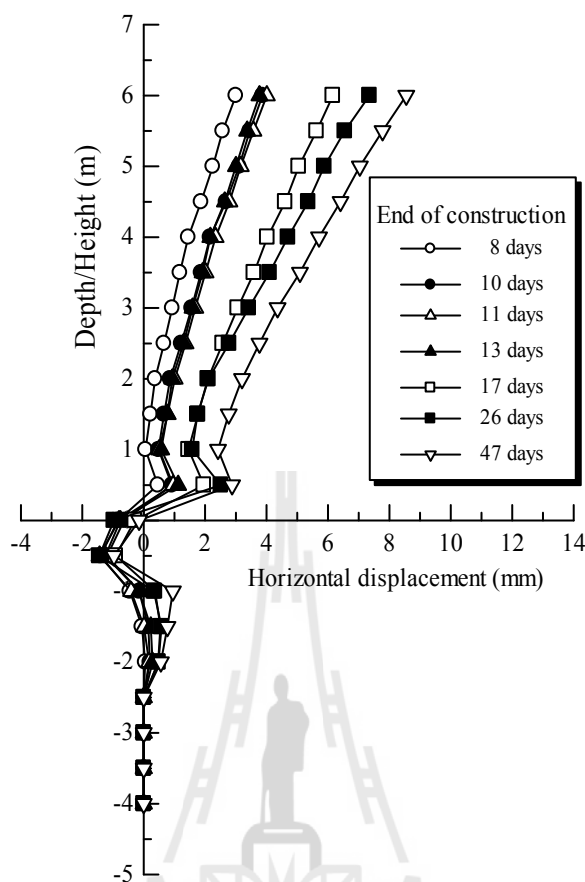
2.5 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการวัดค่าในสนาม

Horpibulsuk et al. (2011) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทานที่ก่อสร้างขึ้นภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เหล็กเสริมกำลังเป็นเหล็กเสริมแบกทาน Facing เป็นแผ่นคอนกรีตหล่อในที่หนา 0.14 เมตร และวัสดุถมเป็นทรายขนาดสม่ำเสมอ ผลการศึกษาพบว่า การทรุดตัวด้านหน้ากำแพงมีค่าสูงสุดเท่ากับ 95 มิลลิเมตร และบริเวณด้านหลังมีค่าเท่ากับ 77 มิลลิเมตร ที่ขอบด้านข้าง (Edge) ของกำแพง บริเวณหน้ากำแพงมีการทรุดตัวสูงสุดเท่ากับ 79 มิลลิเมตร และบริเวณด้านหลังมีการทรุดตัวเท่ากับ 70 มิลลิเมตร การทรุดตัวที่ตรงกลาง (Center) มีค่ามากกว่าที่ขอบด้านข้าง (Edge) เนื่องจากดินฐานรากที่ตรงกลาง (Center) ได้รับน้ำหนักบรรทุกที่สูงกว่าที่ขอบด้านข้าง (Edge) ของกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 การทรุดตัวของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน (Horpibulsuk et al., 2011)

การทรุดตัวด้านหน้ามีค่าสูงกว่าด้านหลังเนื่องจากน้ำหนักเอียงศูนย์ (Eccentric load) และน้ำหนักของแผ่นกำแพง รูปที่ 2.13 แสดงให้เห็นถึงการเปลี่ยนแปลงค่าการทรุดตัวอย่างทันทีระหว่างการทรุดตัวในโซนเสริมกำลัง และโซนไม่เสริมกำลัง (5 เมตรจากแผ่นกำแพง) การทรุดตัวมีค่าลดลงในช่วงเสริมกำลังและมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างฉับพลันในโซนไม่เสริมกำลัง แสดงให้เห็นว่ากำแพงกันดิน และดินถมหลังกำแพงเป็นโครงสร้างคนละส่วนกัน และกำแพงกันดินแสดงพฤติกรรมเป็นวัสดุแข็งเกร็ง ค่าการทรุดตัวที่กึ่งกลางชั้นดินถม (Backfill) มีค่ามากกว่าการทรุดตัวในชั้นฐานราก (Ground) เนื่องจากสลิปเฟสในชั้นดินถมมีค่าน้อยกว่าสลิปเฟสในชั้นดินฐานราก (Ground) การทรุดตัวในชั้นดินถมมีลักษณะการทรุดตัวคล้ายคลึงกัน

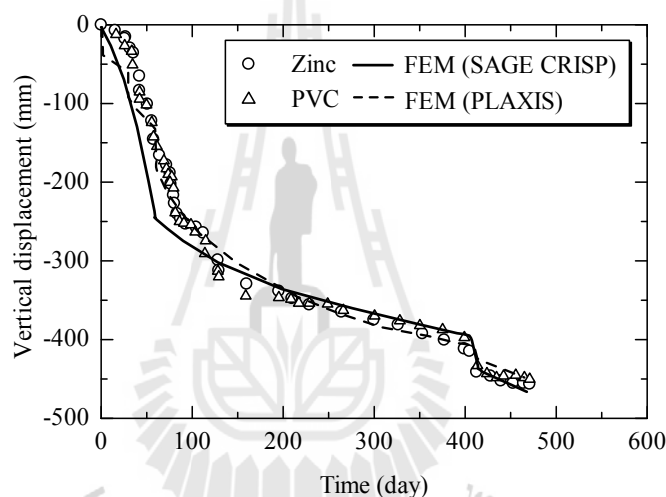


รูปที่ 2.14 การเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินเสริมเหล็กแบกทาน
(Horpibulsuk et al., 2011)

รูปที่ 2.14 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ซึ่งตรวจวัดโดย Inclinator อย่างต่อเนื่องหลังสิ้นสุดการก่อสร้างเป็นเวลา 47 วัน พบว่าการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย โดยที่ค่าสูงสุดเกิดที่ด้านบนของกำแพงและมีย่านน้อยกว่า 9 มิลลิเมตร ที่ 47 วันหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.16 อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวต่อความสูงมีค่าน้อยกว่าร้อยละ 0.15 ชั้นใต้ดินเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่ความลึกระหว่าง 1.5 ถึง 2.5 เมตร จากผิวดิน ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นทรายปนตะกอนแน่นปานกลาง ความดันดินสถานะแพสซีฟ (Passive earth pressure) เกิดขึ้นในชั้นใต้ดินที่ความลึกระหว่าง 0 ถึง 1.0 เมตรจากผิวดิน ซึ่งเกิดในชั้นดินผุกร่อน (Weathered crust) เนื่องจากความต้านทานของ Lean leveling pad

2.6 พฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจากการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

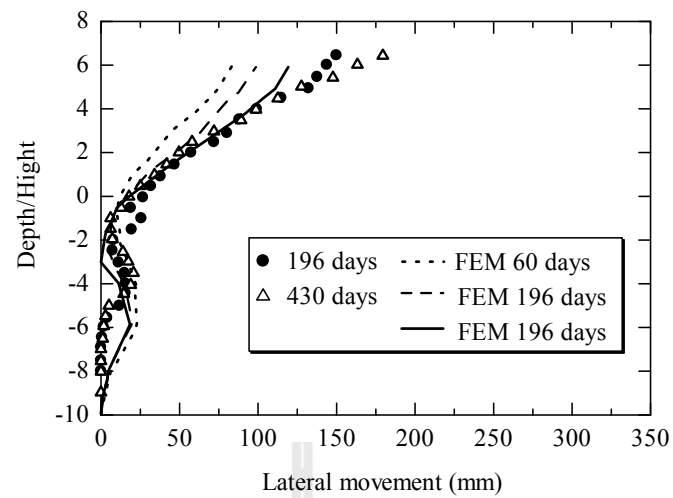
Bergado et al. (2003) ได้ศึกษาพฤติกรรมของ MSE wall ที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยใช้วัสดุเสริมกำลังประเภทตะแกรงลวดเหล็กเหลี่ยมสองชนิดคือ แบบเคลือบสังกะสี และเคลือบพีวีซี แล้วนำเอาผลการทดสอบมาวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAGE CRISP และ Plaxis พบว่าการทรุดตัวที่ได้จากการคำนวณของทั้งสองโปรแกรมมีค่าคล้ายคลึงกัน ซึ่งสอดคล้องกับค่าที่วัดได้ในสนาม ดังแสดงในรูปที่ 2.15 สาเหตุของการทรุดตัวส่วนหนึ่งเกิดจากการสลายของความดันน้ำส่วนเกิน ดังแสดงในรูปที่ 2.17



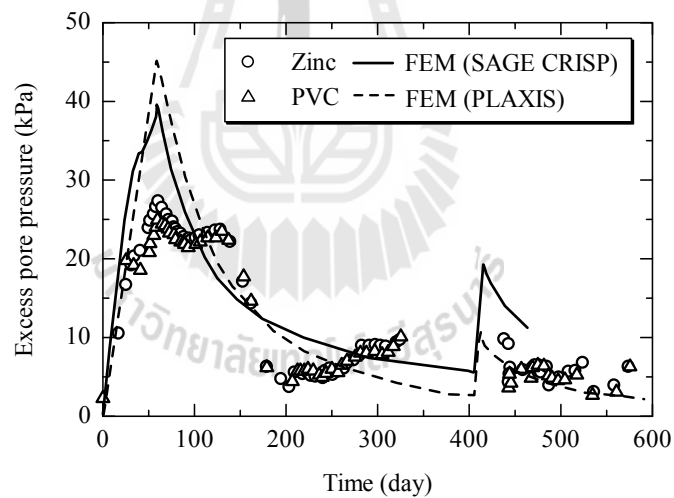
รูปที่ 2.15 ผลการทรุดตัวที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

(Bergado et al., 2003)

รูปที่ 2.16 เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Lateral displacement) ที่วัดได้ในสนามกับการคำนวณเชิงตัวเลขด้วยโปรแกรม SAGE CRISP และ Plaxis ที่เวลา 60, 196 และ 343 วัน จากการคำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของ MSE wall ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ของทั้งสองโปรแกรม มีค่าต่ำกว่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม สิ่งที่มีนัยสำคัญที่ทำให้ค่าที่คำนวณด้วยวิธีเชิงตัวเลขมีค่าที่ต่ำกว่าค่าที่วัดได้ในสนามนั้นเกิดจากวัสดุ Backfill ไม่เป็นเนื้อเดียวกันตลอด และมีคุณสมบัติไม่เหมือนกันทุกทิศทาง ซึ่งสอดคล้องกับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่พวกเขาสมมติให้สัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวนอนมีเป็นสองเท่าของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในแนวตั้ง ($k_h = 2k_v$)



รูปที่ 2.16 ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์
(Bergado et al., 2003)



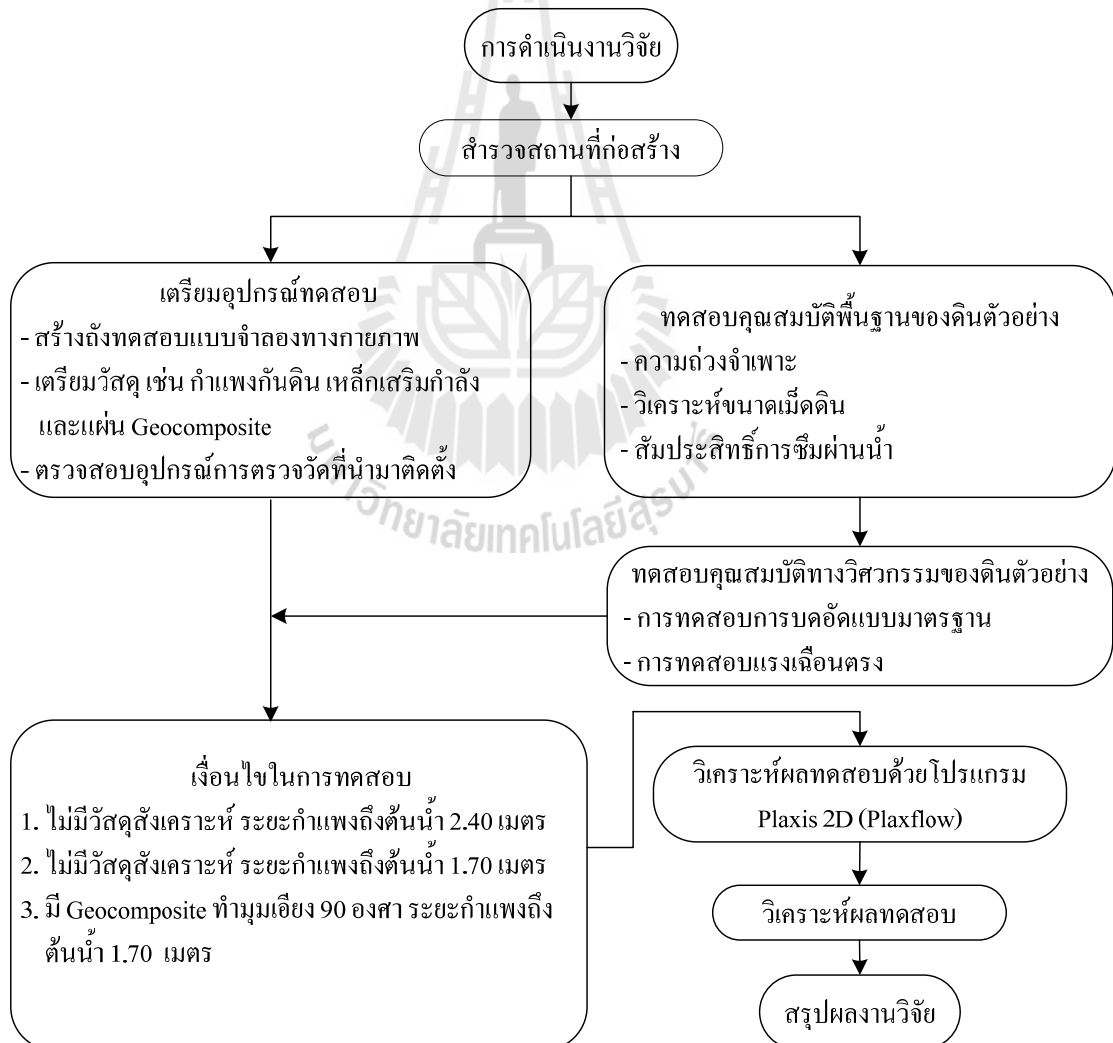
รูปที่ 2.17 ผลความดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้ในสนามเทียบกับการคำนวณวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์
(Bergado et al., 2003)

บทที่ 3

วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 บทนำ

บทนี้กล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดสอบ ตั้งแต่สถานที่และการสร้างถังทดสอบ การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด การทดสอบคุณสมบัติของดินตัวอย่าง การจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง ในถังทดสอบ และเงื่อนไขการทดสอบ ขั้นตอนการดำเนินงานแสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แผนการดำเนินงานวิจัย

3.2 สถานที่ก่อสร้างถังทดสอบ

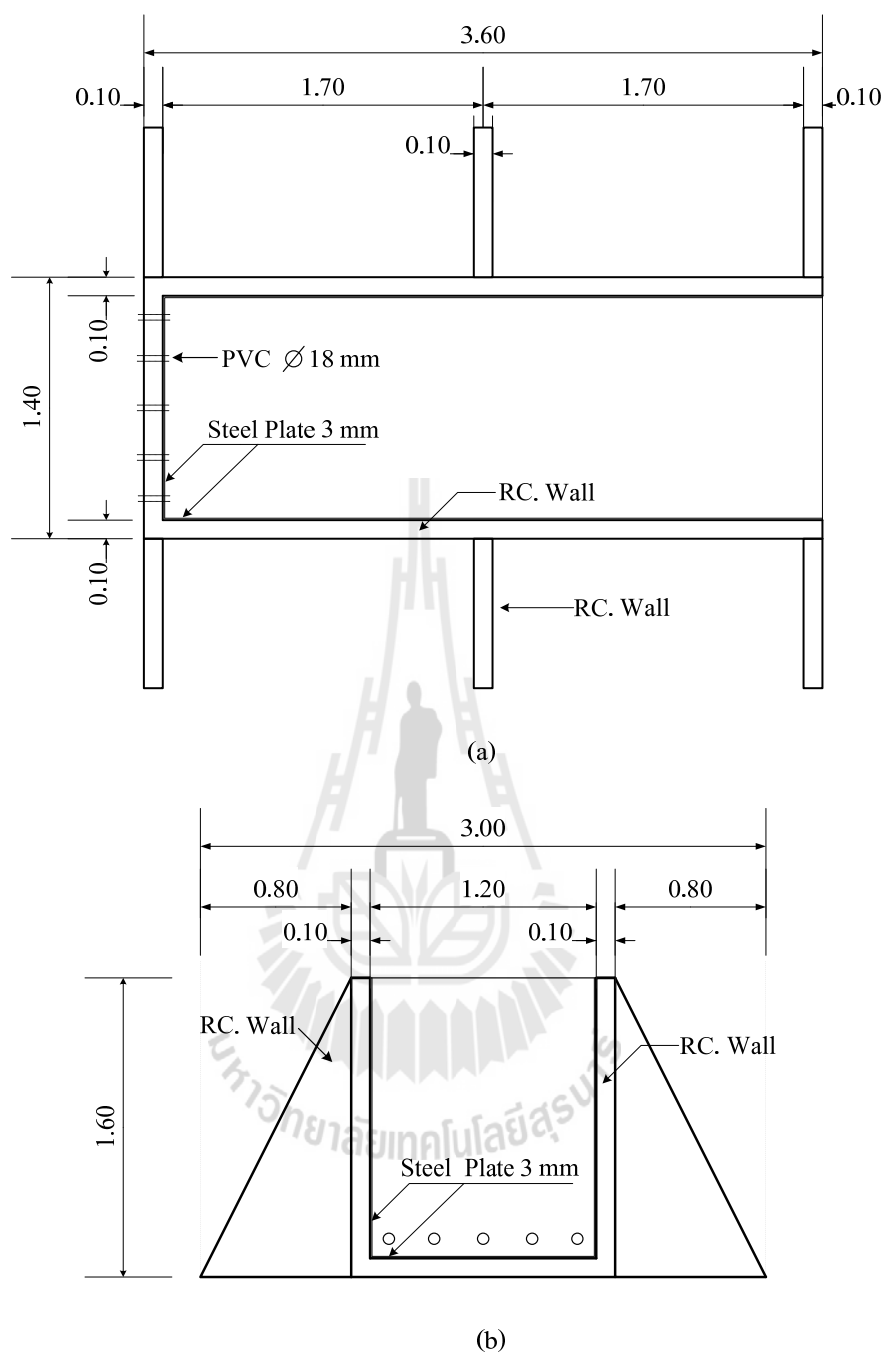
แบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลังก่อสร้างภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี บริเวณหลังอาคารเครื่องมือ 4 ติดกับอาคารเล็กสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สถานที่ก่อสร้างแบบจำลองพอสังเขปแสดงดังรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 สถานที่ก่อสร้างแบบจำลอง

3.3 การสร้างถังทดสอบ

รูปที่ 3.3 (a) และ (b) แสดงรูปแบบและขนาดของถังทดสอบ ซึ่งทำจากคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดกว้าง 1.4 เมตร ยาว 3.6 เมตร และสูง 1.6 เมตร ผิวด้านในของถังคอนกรีตเสริมเหล็กกรุด้วยแผ่นเหล็กหนา 3 มิลลิเมตร เพื่อลดการดูดซึมของน้ำในเนื้อคอนกรีต คอนกรีตพูนหนา 0.1 เมตร ความสูง 1.6 เมตร ถูกติดตั้งด้านหลังถังทดสอบ เพื่อเป็นผนังกันทรายและระบายน้ำเข้าในดินถม และคอนกรีตพูนหนา 0.1 เมตร ความสูง 0.2 เมตร จะติดตั้งเพื่อเป็นผนังกันทรายและระบายน้ำออกจากดินถม ท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 18 มิลลิเมตร จำนวน 5 ท่อน ถูกติดตั้งที่พื้นด้านหลังถังทดสอบเพื่อเพิ่มระดับน้ำในแบบจำลอง

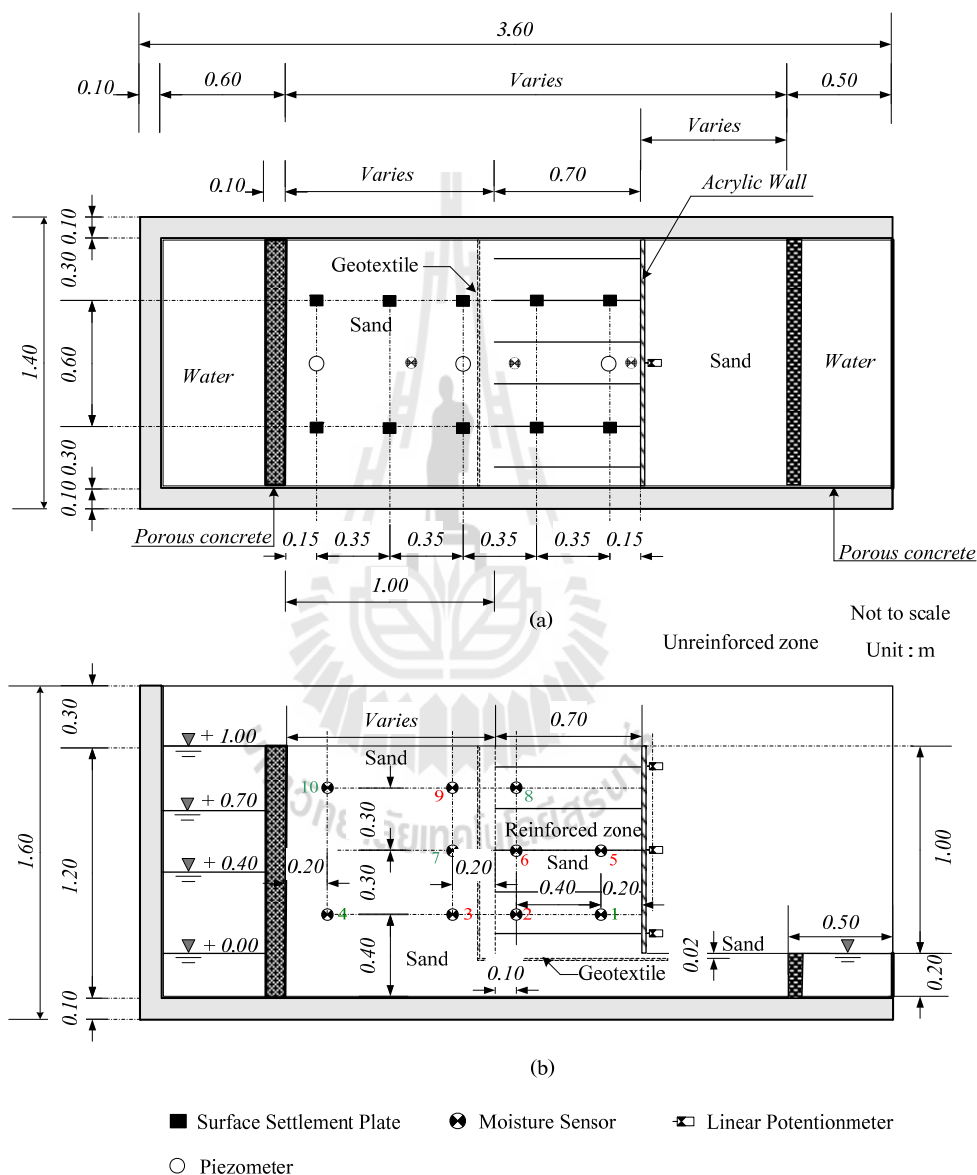


รูปที่ 3.3 รูปแบบถังทดสอบ (a) แปลนถังทดสอบ (b) รูปตัดถังทดสอบ

3.4 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในแบบจำลอง

รูปที่ 3.4 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าปริมาณความชื้น ระดับน้ำใต้ดิน การทรุดตัวในแนวดิ่ง และเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง การทดสอบจะทำการเพิ่มเสทความดันในแบบจำลอง ด้วยการเพิ่มระดับน้ำทางด้านหลังของกำแพงคอนกรีตพอร์ (Porous

concrete) ชั้นละ 0.20 และ 0.60 เมตร สำหรับกรณี ที่ 1 และ 0.40, 0.70 และ 1.0 เมตร สำหรับกรณี ที่ 2 และ 3 การเพิ่มระดับน้ำในแต่ละชั้นจะกระทำก็ต่อเมื่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง การทรุดตัวด้านบน และอัตราการไหลมีค่าคงที่ การบันทึกข้อมูลการเปลี่ยนแปลงของปริมาณ ความชื้น การทรุดตัวในแนวดิ่ง และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง จะทำทุกๆ 24 ชั่วโมง



รูปที่ 3.4 แผนผังตำแหน่งของอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ (a) แพลน (b) รูปตัดตามยาว

3.5 มาตรฐานการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

ดินตัวอย่างที่นำมาใช้ในการทดสอบ คือ ดินทราย จากท่าทรายอำเภอพิมาย จังหวัดนครราชสีมา คุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐานการทดสอบดังต่อไปนี้

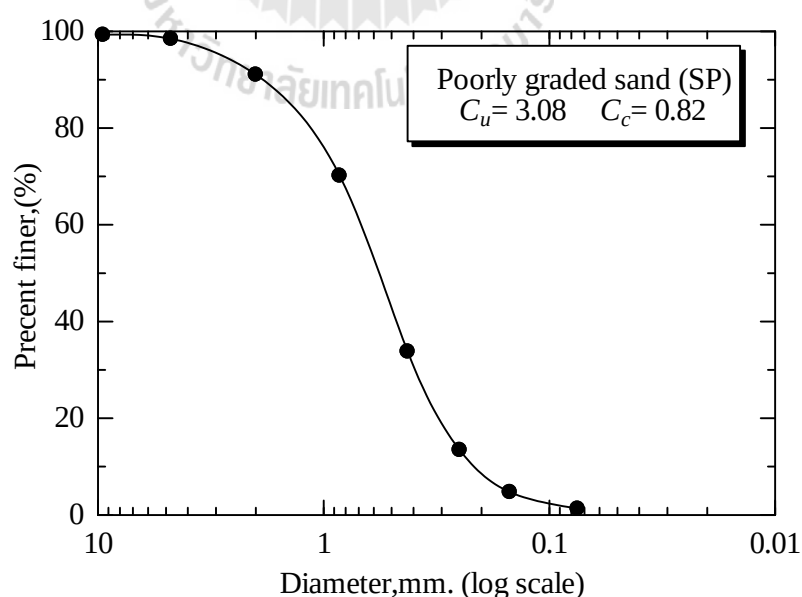
3.5.1 ความถ่วงจำเพาะของดิน (Specific gravity) ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 854

3.5.2 การวิเคราะห์ขนาดเม็ดดินโดยใช้แกรง (Sieve analysis) ทดสอบโดยการร่อนผ่านตะแกรงแบบแห้ง ตามมาตรฐาน ASTM D 422

3.5.3 ทดสอบสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ ตามมาตรฐาน ASTM D 2434

3.6 คุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง

รูปที่ 3.5 แสดงการจำแนกขนาดกะละของดินตัวอย่าง ซึ่งประกอบด้วยกรวดร้อยละ 0.3 ทรายร้อยละ 97 ดินตะกอนและดินเหนียวขนาดเล็กกว่า 0.075 มิลลิเมตร ร้อยละ 2.7 ซึ่งมีปริมาณน้อยกว่าร้อยละ 15 (สอดคล้องกับข้อกำหนดดินถมของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย) การกระจายของเม็ดดินเป็นดังนี้ ขนาดเฉลี่ย (D_{50}) เท่ากับ 0.53 มิลลิเมตร สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (C_u) เท่ากับ 3.08 และสัมประสิทธิ์ความโค้ง (C_c) เท่ากับ 0.82 จากการจำแนกตามระบบเอกภาพ (USCS) ดินตัวอย่างที่ทดสอบนี้จัดเป็นดินทรายที่มีขนาดกะละไม่ดี (SP) มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.72 และมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านเท่ากับ 2.3×10^{-2} เซนติเมตรต่อวินาที



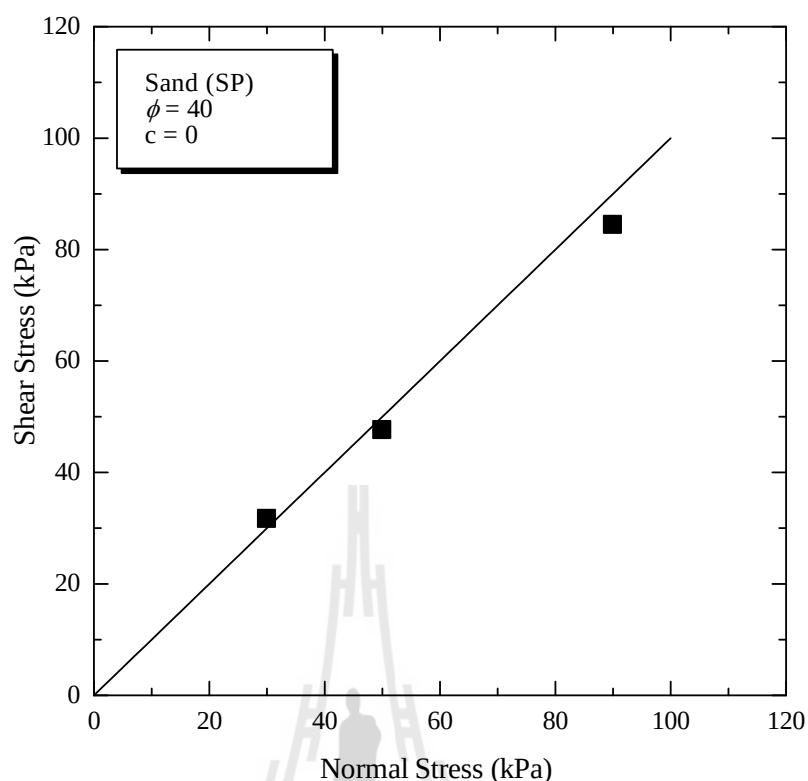
รูปที่ 3.5 การกระจายตัวของเม็ดดิน

3.7 การบดอัดดินในห้องปฏิบัติการ

ดินตัวอย่างจะถูกสุมเก็บตัวอย่างและนำมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดรูเปิด 19 มิลลิเมตร เพื่อคัดแยกส่วนผสมที่มีขนาดใหญ่ ซึ่งอาจก่อให้เกิดความไม่เหมาะสมทางด้านขนาดของวัสดุทดสอบกับแบบหล่อ (Mold) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 101.23 มิลลิเมตร และสูง 115.90 มิลลิเมตร การบดอัดดิน จะแปรผันปริมาณน้ำ 5 ถึง 7 จุด โดยการเติมน้ำใส่ลงไปในดินตัวอย่าง จากนั้นทำการบดอัดด้วยพลังงานแบบมาตรฐาน (Standard Proctor) ตามมาตรฐาน ASTM D 698-70 เพื่อสร้างกราฟการบดอัดและหาค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ($\gamma_{d,max}$) กับปริมาณความชื้นเหมาะสม (OWC) สำหรับนำไปควบคุมคุณภาพการบดอัดในแบบจำลอง จากผลทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานพบว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับร้อยละ 6.3 หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

3.8 การทดสอบแรงเฉือนตรง

ดินตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบแรงเฉือนตรงเพื่อหาพารามิเตอร์กำลัง (Strength parameters) ในห้องปฏิบัติการ และใช้ศึกษาพฤติกรรมของแบบจำลองในโปรแกรม Plaxis กล่องแรงเฉือนที่ใช้ทดสอบ (Shear box) มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.5 เซนติเมตร และสูง 3.5 เซนติเมตร เมื่อเตรียมตัวอย่างดินบรรจุในกล่องแล้ว จะให้น้ำหนักในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างผ่านเครื่องกด โดยรักษาให้ความเค้นมีค่าคงที่ตลอดการเฉือนดินตัวอย่าง ในขณะที่เฉือนดินตัวอย่าง กล่องเฉือนส่วนล่างจะถูกดันให้เคลื่อนที่ในแนวราบด้วยอัตราความเครียดในการเฉือนคงที่ (Constant rate of strain) แรงที่ใช้ในการเฉือน (Shear force) จะทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุในกล่องเฉือนเกิดการเฉือนบนระนาบที่เป็นรอยต่อระหว่างกล่องด้านบนและกล่องด้านล่าง แรงที่กระทำนี้วัดได้โดยใช้วงแหวนวัดแรง (Proving ring) ส่วนการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่างและการเคลื่อนที่ในแนวราบของกล่องเฉือนสามารถวัดได้โดยการติดตั้งมาตรวัด (Dial gauge) การทดสอบจะดำเนินไปจนได้ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ขอบเขตความแข็งแรงสร้างขึ้นจากความเค้นในแนวตั้งสามค่า ได้แก่ 30, 50 และ 90 กิโลปาสกาล (รูปที่ 3.2) พารามิเตอร์กำลังด้านทานแรงเฉือนที่ได้จากผลการทดสอบ มีค่าดังนี้ หน่วยแรงเหนี่ยวนำเท่ากับ 0 กิโลปาสกาล และมุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40 องศา



รูปที่ 3.6 ขอบเขตความแข็งแรงของดินตัวอย่าง

3.9 การจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง และการทดสอบ

หัวข้อนี้จะได้แสดงขั้นตอนการสร้างแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง และการทดสอบกำแพงกันดินเสริมกำลัง การก่อสร้างแบบจำลองและการทดสอบปฏิบัติตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) ทำการบดอัดดินในถังทดสอบให้ได้หน่วยน้ำหนักแห้งเท่ากับ 17 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ที่ระดับความสูง 0.2 เมตร จากพื้นถังทดสอบ ในที่นี้จะเรียกชั้นนี้ว่า Base (ระดับเท่ากับ ± 0.00 เมตร) แล้วทำการปรับ Base ให้ได้ระดับเดียวกันในแนวราบเพื่อวางฐานของกำแพงกันดิน

2) ทำการติดตั้งฐานของกำแพงกันดินเสริมกำลังให้ได้ระดับ จากนั้นทำการติดตั้งวัสดุส่วนหน้ากำแพงกันดินเสริมกำลัง (Facing) ซึ่งเป็นแผ่นอะคริลิกหนา 2.0 เซนติเมตร ความสูงและความกว้างเท่ากับ 1.0 และ 1.2 เมตร ตามลำดับ

3) ถมดินชั้นที่ 1 พร้อมทำการบดอัด แล้วติดตั้งเหล็กเสริมกำลัง ซึ่งเป็นเหล็กกลมผิวเรียบ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มิลลิเมตร ความยาวของเหล็กเสริมเท่ากับ $0.7H$ ของกำแพงกันดิน หรือประมาณ 70 เซนติเมตร การจัดวางเหล็กเสริมกำลังในแนวดิ่งและแนวราบเท่ากับ 0.2 และ 0.25 เมตร ตามลำดับ จากนั้นก็ทำการถมดินและติดตั้งเหล็กเสริมกำลัง ชั้นที่ 2, 3, 4, 5 และ 6 ซึ่งทำเช่นเดียวกับชั้นที่ 1

4) ปล่อยน้ำให้ระดับน้ำอยู่ที่ชั้น Base และรอจนกว่าระดับน้ำที่หน้า Wall จะสูงเท่ากับระดับต้นน้ำคือ 0.2 เมตร จากนั้นก็ทำการเพิ่มระดับต้นน้ำจากชั้น Base ให้ระดับน้ำอยู่ที่ 0.2 และ 0.6 เมตร (สำหรับกรณีที่ 1) และเพิ่มระดับน้ำ 0.4, 0.7 และ 1.0 เมตร (สำหรับกรณีที่ 2 และ 3) ในขั้นตอนการเพิ่มระดับน้ำแต่ละครั้งนั้น จะต้องรอจนกว่าค่าอัตราการไหล ค่าการทรุดตัว และค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพงกันดินมีค่าคงที่เสียก่อน จึงจะสามารถเปลี่ยนระดับน้ำได้ในครั้งต่อไป

3.10 เงื่อนไขในการทดสอบ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการกระทำภายใต้เงื่อนไข 3 เงื่อนไข ดังแสดงในตารางที่ 3.1 เพื่อศึกษาอิทธิพลของระยะห่างกำแพงจากแหล่งต้นน้ำ และอิทธิพลของ geocomposite ต่อพฤติกรรมเชิงกลและพฤติกรรมการไหลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดของการทดสอบ

Case No.	Distance of wall (m)	Upstream water level (m)	Geocomposite	Drainage direction (deg.)
I	2.40	Base 0.20 and 0.60	-	-
II	1.70	Base, 0.40, 0.70 and 1.00	-	-
III	1.70	Base, 0.40, 0.70 and 1.00	Use	90

บทที่ 4

การทดสอบและวิเคราะห์ผล

4.1 บทนำ

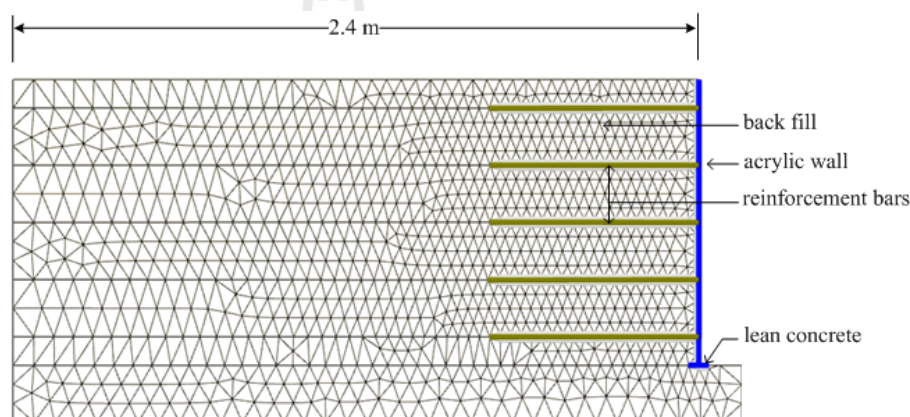
บทนี้นำเสนอพฤติกรรมของการระบายน้ำ และพฤติกรรมเชิงกลของแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลังที่ตรวจวัดได้ในห้องปฏิบัติการ ผลการตรวจวัดในห้องปฏิบัติการจะนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS และท้ายสุด จะศึกษาความไวตัวของพารามิเตอร์ต่อพฤติกรรมของการระบายน้ำ และพฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

4.2 ข้อมูลการวิเคราะห์แบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง

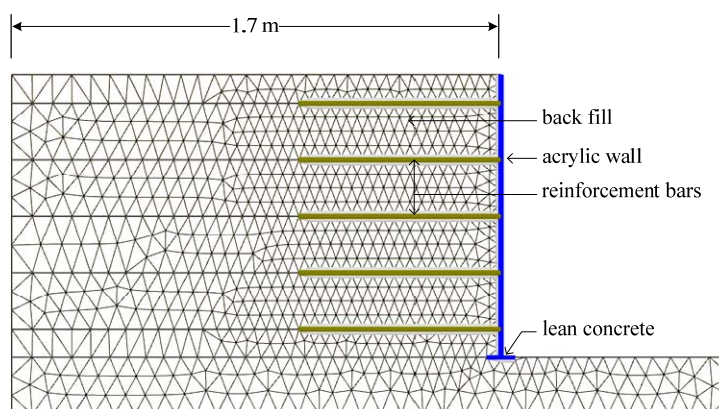
การวิเคราะห์พฤติกรรมของไหลและพฤติกรรมเชิงกลของแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลังด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ใช้โปรแกรม PLAXIS 2D โดยการจำลองเป็นระนาบ 2 มิติ (Plane strain) รูปที่ 4.1 แสดง Mesh ที่ใช้ในแบบจำลอง ดินถมจำลองด้วยเอลิเมนต์สามเหลี่ยมชนิด 15 จุดต่อ เหล็กเสริมกำลังจำลองด้วย Geogrid element ซึ่งแนะนำโดย Suksiripattanapong et al. (2013) ผิวสัมผัสระหว่างดินถมและเหล็กเสริมกำลังจำลองด้วยเอลิเมนต์อินเตอร์เฟซ (Interface element) ซึ่งใช้จำลองการเลื่อนตามยาวบริเวณผิวสัมผัสระหว่างเหล็กเสริมกำลังกับดินถม งานวิจัยนี้ค่า R_{inter} หาได้จากการควบคุมค่าการทรุดตัวที่ได้การคำนวณของทั้ง 3 กรณี ที่ให้ค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบมากที่สุด แล้วทำการลองผิดลองถูกค่า R_{inter} เพื่อให้ผลการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ได้การคำนวณสอดคล้องกับผลทดสอบมากที่สุด ค่า R_{inter} ที่ได้นี้มีค่าเท่ากับ 0.5 ซึ่งสอดคล้องกับค่าที่แนะนำโดย Stas and Kulhawy (1984) ที่แนะนำให้ใช้ค่า R_{inter} เท่ากับ 0.5 ถึง 0.6 สำหรับเสาเข็มเหล็กในชั้นทราย กำแพงอะคริลิกและคอนกรีตฐานรากรับกำแพงจำลองด้วย Plate element

ตารางที่ 4.1 และ 4.2 แสดงคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดินถมใช้แบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยกำหนดพฤติกรรมเป็นแบบระบายน้ำ (Drained) เนื่องจากดินถมที่ใช้เป็นทรายซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านน้ำสูง (ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงให้เห็นว่าเส้นระดับน้ำที่ทำการตรวจวัดเริ่มเข้าสู่สภาวะสุดท้ายที่เวลาประมาณเพียง 1-2 วัน) สัมประสิทธิ์การระบายน้ำของทรายบดอัดหาได้จากการทดสอบการซึมผ่านน้ำในห้องปฏิบัติการ ซึ่งมีค่าประมาณใกล้เคียงกันทั้งในแนวดิ่งและแนวนอน พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายบดอัดได้จากผลทดสอบแรงเฉือนตรง พารามิเตอร์การดูดซึมน้ำของทราย หาได้

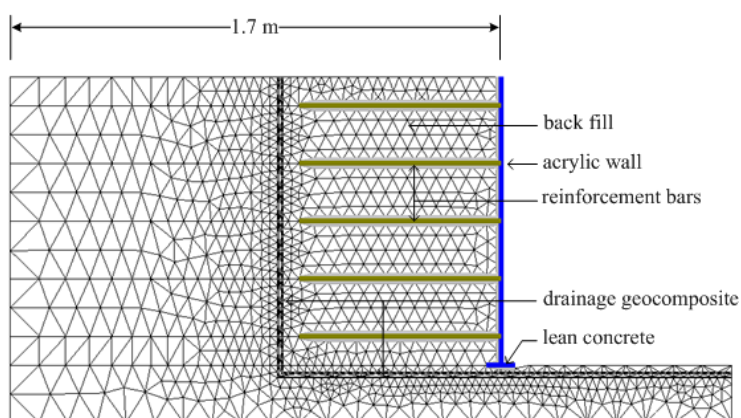
จากการทดสอบค่าแรงคาพิวลารีโดยใช้วิธีหม้อแรงดัน (Pressure plate method) ผลการทดสอบสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงคาพิวลารีกับความชื้น แสดงดังรูปที่ 4.2 คอนกรีตฐานรากกำแพงอะคริลิก และวัสดุเสริมกำลังสมมติให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก (Elastic) โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตฐานรากประมาณจากกำลังอัดประลัยตามสมการ $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ACI., 1989) ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของกำแพงอะคริลิกได้จากการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D638 สัมประสิทธิ์การซึมผ่านตามแนวแกนของ geocomposite หาได้จากผลคูณระหว่างค่า transmissivity (จากรายงานของผู้ผลิต) กับความหนาของ geocomposite และค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านตามขวางหาได้จากการลองผิดลองถูก โดยให้เส้นระดับน้ำและความชื้นโดยปริมาตรที่สอดคล้องกับผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ



a) Mesh สำหรับการวิเคราะห์ของกรณีที่ 1 (ไม่มี geocomposite)



b) Mesh สำหรับการวิเคราะห์ของกรณีที่ 2 (ไม่มี geocomposite)



c) Mesh สำหรับการวิเคราะห์ของกรณีที่ 3 (มี geocomposite)

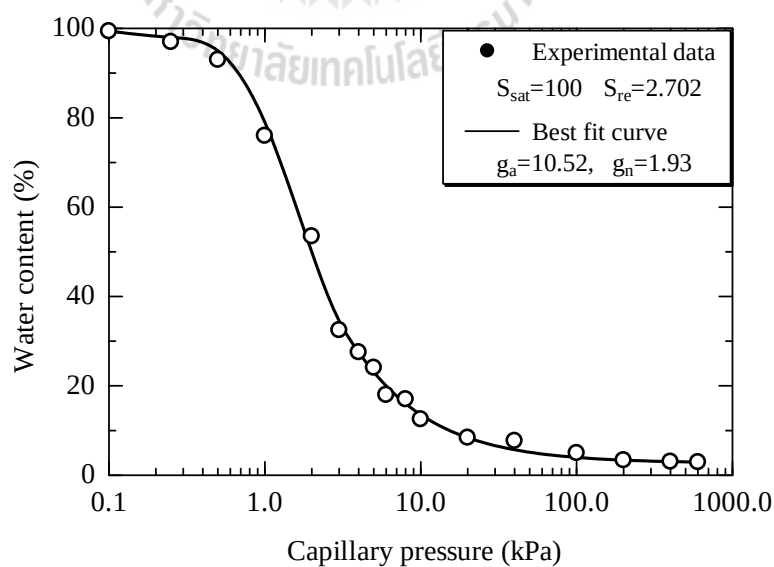
รูปที่ 4.1 Mesh ที่ใช้ในการวิเคราะห์กำแพงกันดินเสริมกำลัง ของกรณีที่ 1 ถึง 3

ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองกายภาพย่อส่วน

Parameter	Symbol	Steel reinforcement	Lean concrete	Acrylic facing	Unit
Material model	Model	Elastic	Elastic	Elastic	-
Young's modulus	E'	2.04×10^8	25.5×10^6	3.3×10^6	kN/m^2
Area	A	3.53×10^{-5}	0.05	0.02	m^2/m
Moment of inertia	I	-	1.04×10^{-5}	6.7×10^{-7}	m^4
Poisson's ratio	ν'	-	0.2	0.3	-
Density	γ	-	23.5	12	kN/m^3

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองกายภาพย่อย

Parameter	Symbol	Sand fill	Geocomposite (use soil element)	Unit
Material model	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type of behavior	Type	Drained	Drained	-
Unsaturated weight	γ_{unsat}	16.7	16.7	kN/m ³
Saturated weight	γ_{sat}	20.4	20.4	kN/m ²
Horizontal permeability	k_h	17	0.05	m/day
Vertical permeability	k_v	17	10,990	m/day
Young's modulus	E'	20,000	20,000	kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	0.35	0.35	-
Cohesion	c'	1	1	o
Friction angle	ϕ'	36	36	o
Dilatancy angle	ψ	0	0	o
Initial void ratio	e_{init}	0.6	0.6	-
Flow data set	-	(Van Genuchten)	(Van Genuchten)	-
Later earth pressure	K_0	0.41	0.41	-



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงคาพิลลารีกับความชื้นของดิน (SWCC)

4.3 พฤติกรรมการระบายน้ำของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

4.3.1 ความชื้นโดยปริมาตร (Volumetric water content)

รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นโดยปริมาตรกับเวลาของการทดสอบ ในกรณีที่ 1 (ไม่มี Geocomposite) ที่ตำแหน่งตัววัด 20, 50 และ 80 เซนติเมตร เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ ซึ่งการเพิ่มระดับน้ำจากระดับ 0 ถึง 60 เซนติเมตร การเพิ่มระดับน้ำในแต่ละครั้ง จะกระทำหลังจากพฤติกรรมการระบายน้ำและพฤติกรรมทางวิศวกรรมของกำแพงเข้าสู่ภาวะสมดุล ความชื้นโดยปริมาตรที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลีเมนต์ให้ผลที่สอดคล้องผลทดสอบ และมีความสูงกว่าที่วัดได้ในห้องปฏิบัติการเล็กน้อย ความชื้นโดยปริมาตรเริ่มต้นของดินบดอัดในถังทดสอบ (ก่อนการเพิ่มระดับน้ำ) มีค่าประมาณร้อยละ 3 ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในดินบดอัดในห้องปฏิบัติการ (ร้อยละ 2.6) เมื่อระดับน้ำอยู่ที่ฐาน (0 เซนติเมตร) ความชื้นในมวลดินที่ระดับ 50 และ 70 เซนติเมตร มีค่าใกล้เคียงกับความชื้นเริ่มต้น ในขณะที่ ปริมาณความชื้นที่ระดับ 20 เซนติเมตร มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและมีค่าประมาณคงที่ (ร้อยละ 7) หลังการเติมน้ำเพียง 5 ชั่วโมง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงทรายบดอัดมีความสามารถในการดูดซึมความชื้น เมื่อเพิ่มระดับน้ำจากชั้น Base จนถึงระดับ 20 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรในมวลดินจะเพิ่มขึ้นในทุกระดับของตัวตรวจวัด (20, 50 และ 80 เซนติเมตร) เนื่องจากอิทธิพลของการดูดซึมน้ำ (suction) ความชื้นโดยปริมาตรที่ทุกระดับ เพิ่มขึ้นทันทีที่มีการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ และมีค่าคงที่โดยไม่แปรผันตามเวลา แม้จะปล่อยเวลาไว้ถึง 22 ชั่วโมง ตัวตรวจวัดที่ระดับ EL.20 cm มีค่าความชื้นโดยปริมาตรสูงสุดที่บริเวณใกล้กับต้นน้ำ และมีค่าลดลงตามระยะทางจากต้นน้ำ ความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_3 ซึ่งอยู่ห่างจากระดับต้นน้ำระยะเท่ากับ 86 เซนติเมตร มีค่าเท่ากับร้อยละ 33 ในขณะที่ ความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_2 และ θ_1 ซึ่งอยู่ห่างจากต้นน้ำเป็นระยะ 153 และ 220 เซนติเมตร มีค่าความชื้นโดยปริมาตรเท่ากับร้อยละ 26 และ 21 ตามลำดับ แม้ว่า θ_3 จะมีค่าความชื้นโดยปริมาตรสูงที่สุด แต่ค่าที่วัดได้ยังต่ำกว่าความชื้นโดยปริมาตรที่สถานะอิ่มตัวด้วยน้ำ

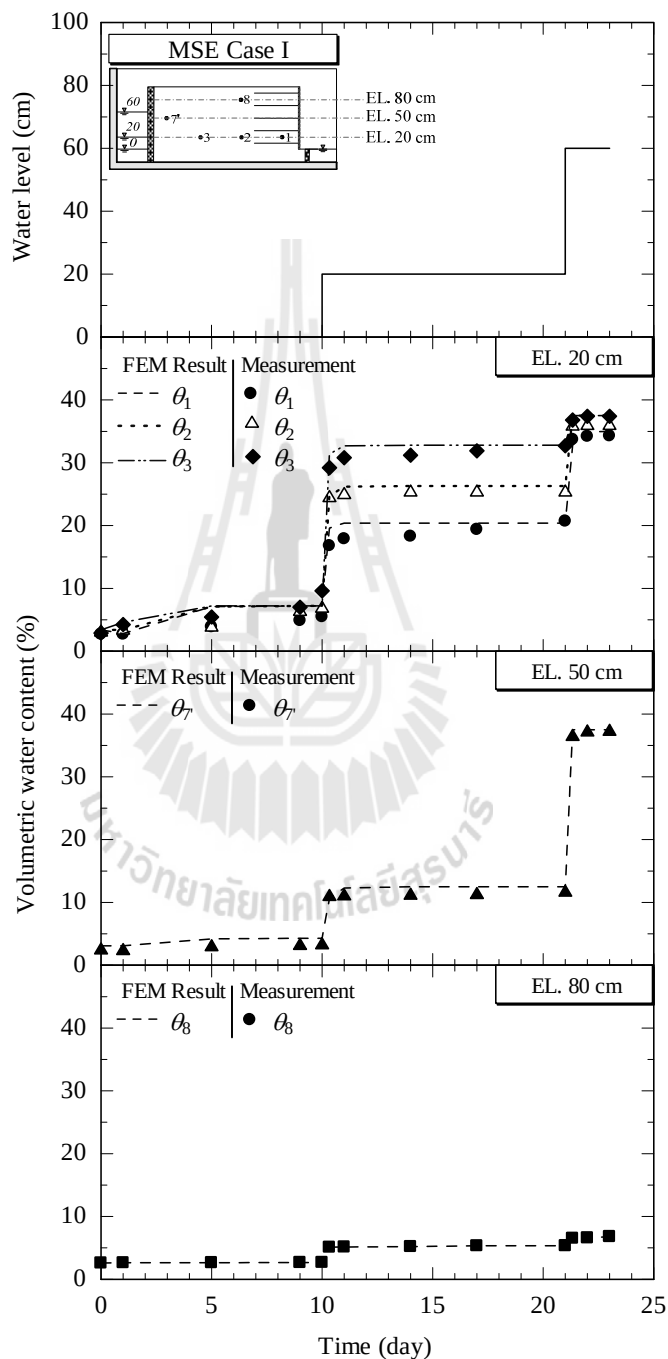
เมื่อเพิ่มระดับน้ำถึง 60 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับ EL.20 cm ที่ตำแหน่ง θ_3 , θ_2 และ θ_1 มีค่าเท่ากับ 37.5, 37.4 และ 35 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับความชื้นโดยปริมาตรที่สถานะอิ่มตัวด้วยน้ำ (ผลคูณระหว่างระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำกับความพรุนของดินเท่ากับ ร้อยละ 37.5) ตัวตรวจวัดที่ระดับ EL.50 cm ซึ่งอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำ แต่ใกล้กับต้นน้ำ ก็มีค่าความชื้นโดยปริมาตรใกล้เคียงกับความชื้นโดยปริมาตรที่สถานะอิ่มตัวด้วยน้ำ และมีค่าเท่ากับร้อยละ 37.5 อิทธิพลของการดูดซึมน้ำ (suction) แม้จะมีไม่มากนักที่ตำแหน่ง θ_3 ซึ่งอยู่ไกลจากต้นน้ำมาก แต่ก็ส่งผลให้ความชื้นโดยปริมาตรเพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นโดยปริมาตรกับเวลาของการทดสอบ ในกรณีที่ 2 (ไม่มี Geocomposite) ที่ซึ่งแบ่งการเพิ่มระดับน้ำเป็น 3 ระดับ คือ 40 70 และ 100 เซนติเมตร ผลการคำนวณด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ให้ค่าความชื้นโดยปริมาตรสูงกว่าผลการตรวจวัดเล็กน้อย การเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยปริมาตรของกรณีที่ 2 มีลักษณะเช่นเดียวกับกรณีที่ 1 กล่าวคือ ความชื้นโดยปริมาตรทั้งโซนไม่เสริมกำลังและโซนเสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มของระดับน้ำ ความชื้นโดยปริมาตร ณ ตำแหน่งที่ใกล้กับดินน้ำมีค่าสูงสุด และค่อยๆ ลดลงตามการเพิ่มขึ้นของระยะทางจากดินน้ำ

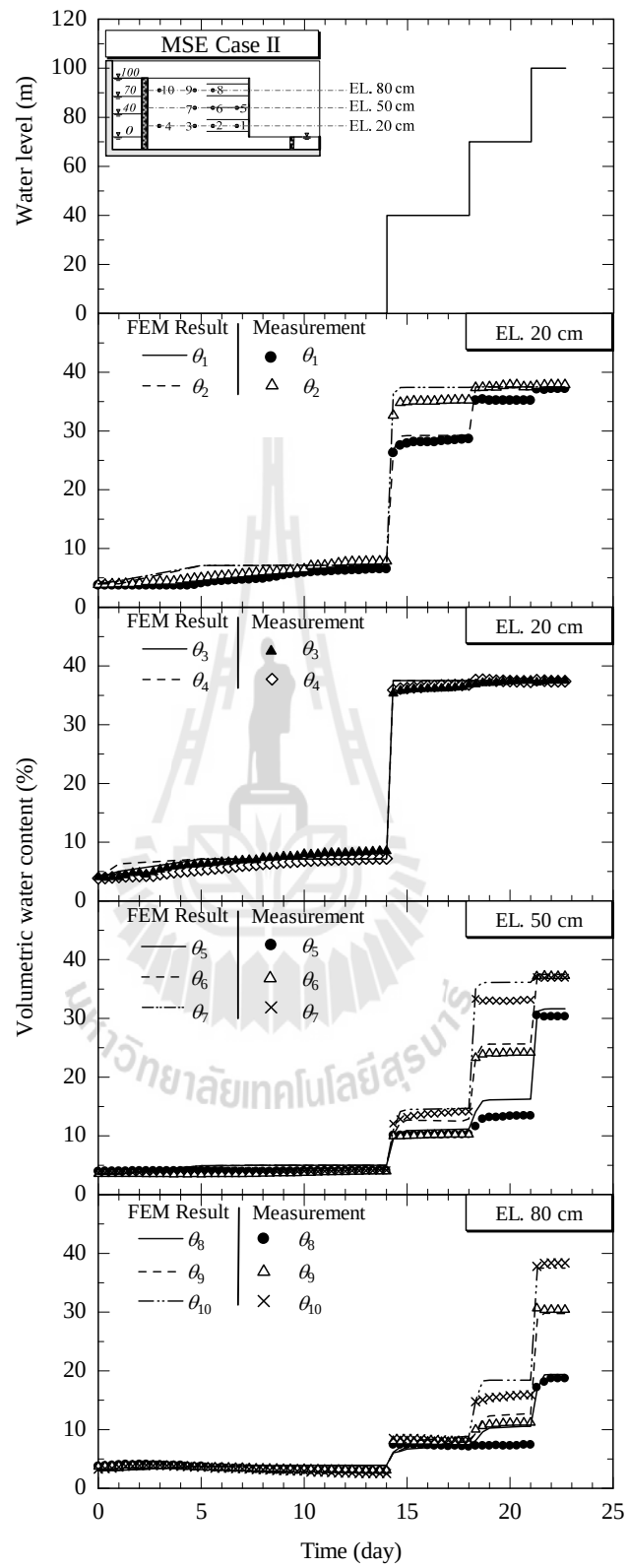
ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับ EL.20 cm มีค่าเพิ่มขึ้นจากค่าเริ่มต้น และมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 7.1, 7.1, 7.1 และ 7.2 สำหรับ θ_1 (ระยะ 150 เซนติเมตร จากดินน้ำ), θ_2 (ระยะ 110 เซนติเมตร จากดินน้ำ), θ_3 (ระยะ 80 เซนติเมตร จากดินน้ำ) และ θ_4 (ระยะ 20 เซนติเมตร จากดินน้ำ) ตามลำดับ เนื่องจากอิทธิพลของการดูดซึมน้ำ (suction) ที่ระดับดินน้ำเท่ากับ 40 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_4 มีค่าสูงสุดเท่ากับร้อยละ 37.5 และค่อยๆ ลดลงตามระยะทางไกลจากดินน้ำออกไป คือบริเวณความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_3 , θ_2 และ θ_1 มีความชื้นโดยปริมาตรเท่ากับร้อยละ 37, 35 และ 28 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าความชื้นที่ตำแหน่ง θ_4 , θ_3 และ θ_2 อยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ เมื่อเพิ่มระดับน้ำถึง 70 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับตรวจวัด 20 เซนติเมตร เข้าสู่สภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำทั้งหมด ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับ EL.50 cm (θ_5 , θ_6 และ θ_7) และ ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับ EL.70 cm (θ_8 , θ_9 และ θ_{10}) มีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ ความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_7 และ θ_{10} ซึ่งเป็นตำแหน่งที่ใกล้กับดินน้ำมากที่สุด เข้าสู่สภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ เมื่อระดับน้ำเพิ่มขึ้นถึง 100 เซนติเมตร

รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นโดยปริมาตรกับเวลาของการทดสอบ ในกรณีที่ 3 ซึ่งการเพิ่มระดับน้ำและลักษณะทางกายภาพเป็นเช่นเดียวกับกรณีที่ 2 เว้นแต่ในกรณีนี้มีแผ่น Geocomposite เป็นระบบระบายน้ำ การคำนวณด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์และผลทดสอบให้ค่าความชื้นโดยปริมาตรสอดคล้องกัน เมื่อเปรียบเทียบผลการตรวจวัดความชื้นโดยปริมาตรในกรณีที่ 3 กับกรณีที่ 2 พบว่าการเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยปริมาตรมีการเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ ในโซนไม่เสริมกำลังมีลักษณะเช่นเดียวกับในกรณีที่ 2 ประสิทธิภาพของ geocomposite ในการลดการเปลี่ยนแปลงของความชื้นโดยปริมาตรแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนในโซนเสริมกำลัง (ด้านหลัง geocomposite) ที่ระดับดินน้ำเท่ากับ 40 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรที่ได้จากการทดสอบที่ตำแหน่ง θ_1 (EL. 20 cm) มีค่าเท่ากับร้อยละ 16 ซึ่งน้อยกว่าความชื้นโดยปริมาตรของผลทดสอบกรณีที่ 2 (ร้อยละ 42.9) ความชื้นโดยปริมาตรที่ตำแหน่ง θ_7 (EL. 50 cm) ที่ระดับดินน้ำเท่ากับ 40 และ 70 เซนติเมตร มีค่าต่ำกว่ากรณีที่ 2 ถึงร้อยละ 14.3 และ 33.3 ตามลำดับ นอกจากช่วยลดความชื้นในโซนเสริมกำลังแล้วยังช่วยลดความชื้นในโซนไม่เสริมกำลังได้อีกด้วย ดังแสดงให้

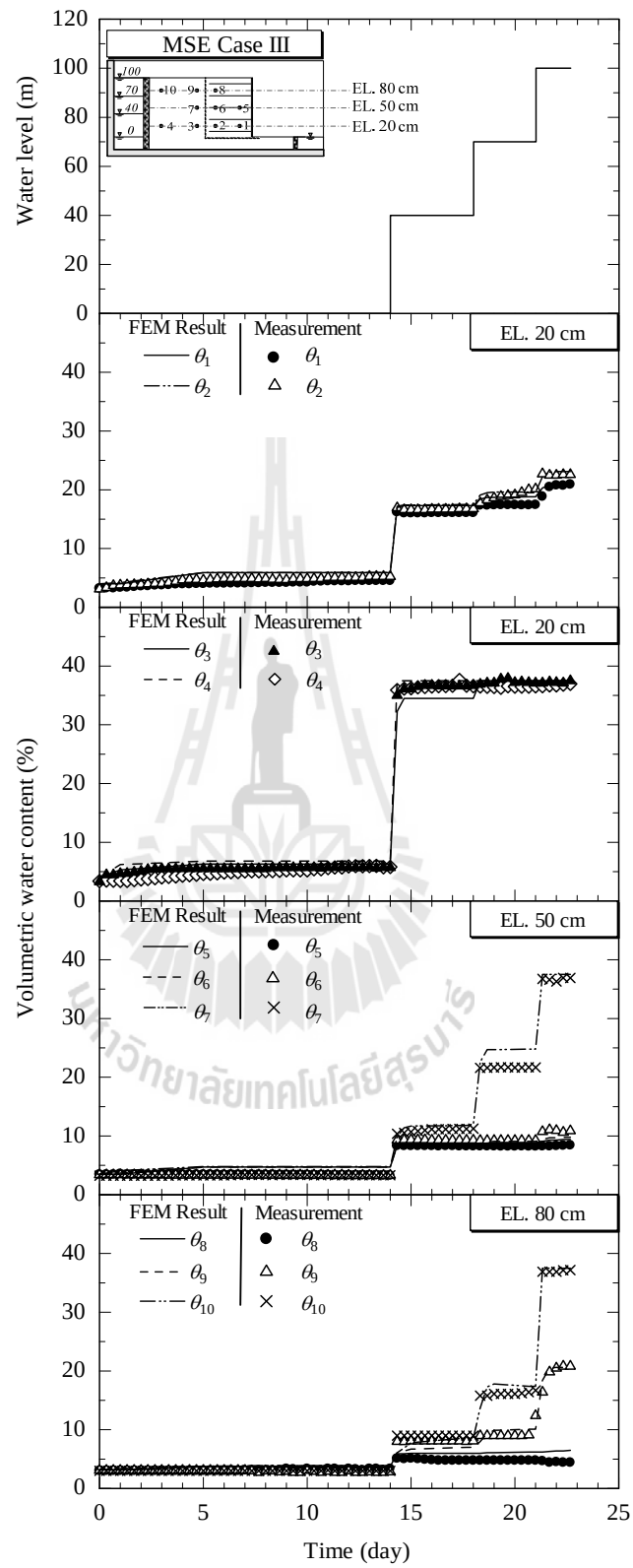
เห็นความแตกต่างระหว่างอุปกรณ์ตรวจวัดความชื้นตำแหน่ง θ_3 ของกรณีที่ 2 จะอยู่ใต้เส้นระดับน้ำ (รูปที่ 4.7) ส่วนอุปกรณ์ตรวจวัดความชื้นตำแหน่ง θ_3 จะอยู่เหนือเส้นระดับน้ำ (รูปที่ 4.7) เมื่อเพิ่มระดับต้นน้ำเท่ากับ 40 เซนติเมตร



รูปที่ 4.3 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 1)



รูปที่ 4.4 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 2)



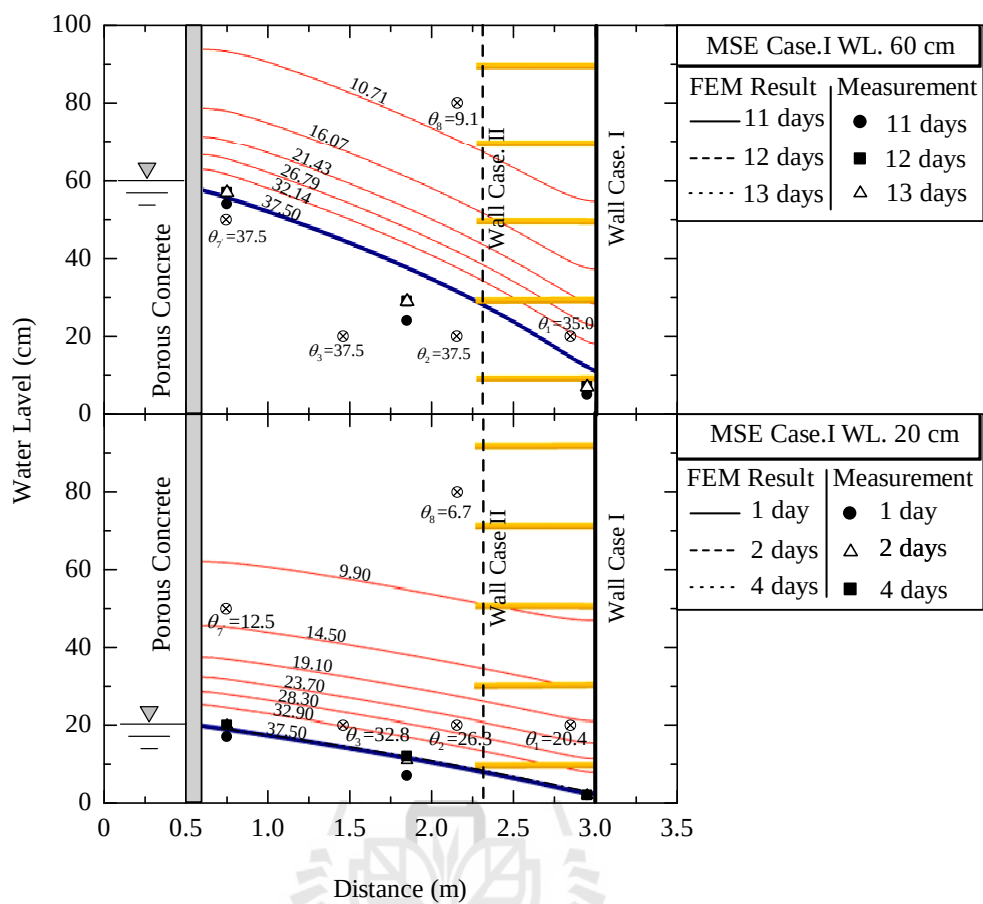
รูปที่ 4.5 การเพิ่มระดับน้ำและการเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยปริมาตรกับเวลา (กรณีที่ 3)

4.3.2 เส้นระดับน้ำ (Phreatic line)

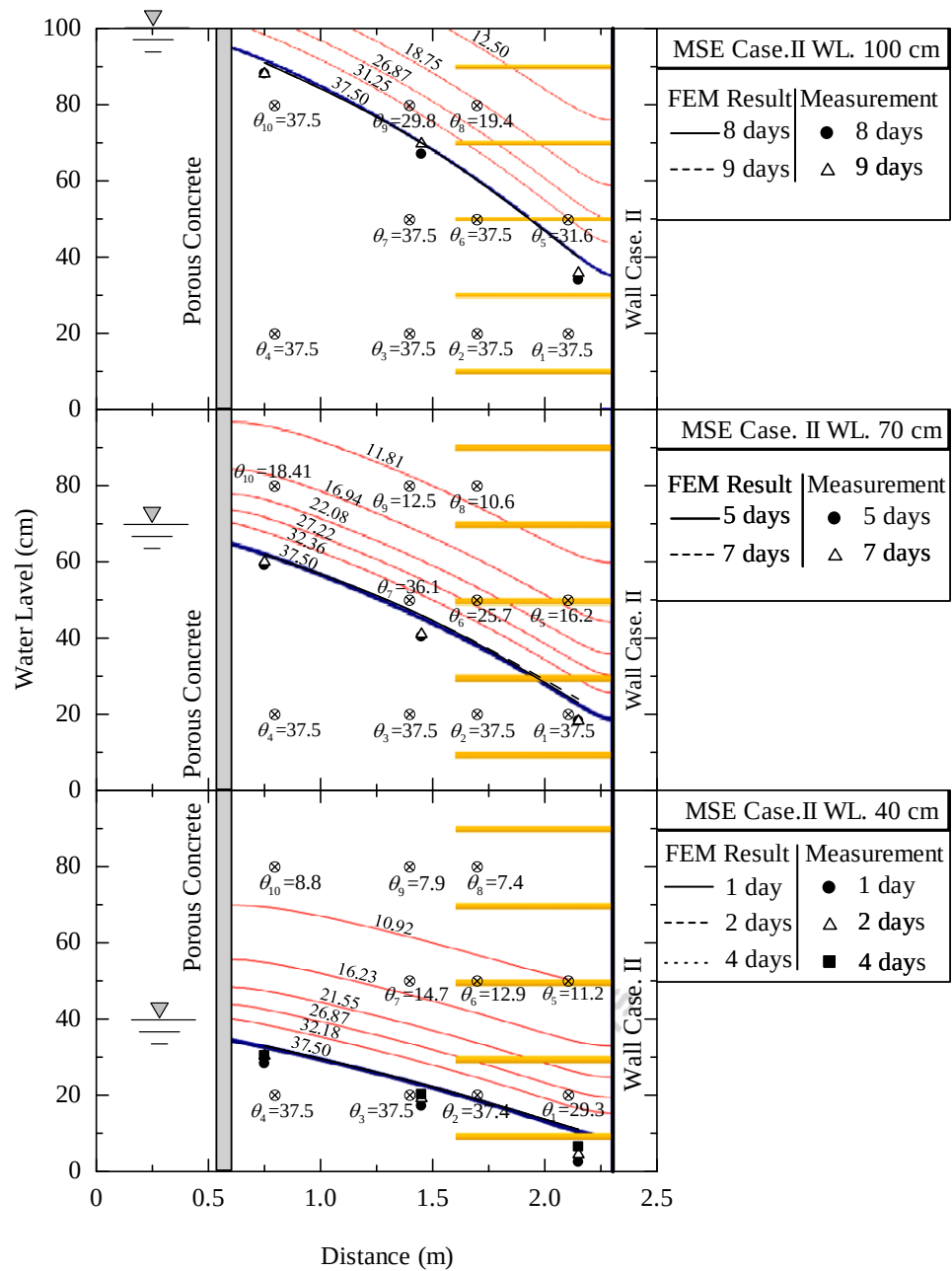
รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะทางจากต้นน้ำถึงผนังกำแพงในกรณีที่ 1 ที่เวลาการทดสอบต่างๆ เส้นระดับน้ำลดต่ำลงตามระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำแพง ระดับน้ำที่ด้านหน้ากำแพงมีค่าเท่ากับ 2 และ 7 เซนติเมตร สำหรับระดับต้นน้ำเท่ากับ 20 และ 60 เซนติเมตร ตามลำดับ การลดลงของระดับน้ำเกิดจากการสูญเสียหน้าเมื่อไหลผ่านดินถมหลังกำแพง นอกจากเส้นระดับน้ำ รูปที่ 4.6 ยังแสดงเส้นชั้น (contour) ความชื้นโดยปริมาตรเปรียบเทียบกับค่าตรวจวัด จะเห็นได้ว่าความชื้นโดยปริมาตรมีค่าประมาณเท่ากับร้อยละ 37.5 สำหรับทุกตำแหน่งที่อยู่ต่ำกว่าเส้นระดับน้ำ หรืออาจกล่าวได้ว่ามวลดินอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่าความชื้นโดยปริมาตรที่วัดได้มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการคำนวณมาก

รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะทางจากต้นน้ำถึงผนังกำแพงของการทดสอบในกรณีที่ 2 ผลการตรวจวัดพบว่าระดับน้ำบริเวณหน้ากำแพงมีค่าเท่ากับ 6.4, 18.3 และ 35.8 เซนติเมตร สำหรับระดับต้นน้ำเท่ากับ 40, 70 และ 100 เซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (เท่ากับ 11, 24 และ 40 เซนติเมตร ตามลำดับ) เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 1 ระดับน้ำด้านหน้ากำแพงมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 36, 33 และ 27.5 ตามลำดับ เนื่องจากกำแพงติดตั้งใกล้กับต้นน้ำมากกว่า ส่งผลให้การสูญเสียหน้าจากการไหลของน้ำในดินถมน้อยกว่า ที่ระดับต้นน้ำเท่ากัน

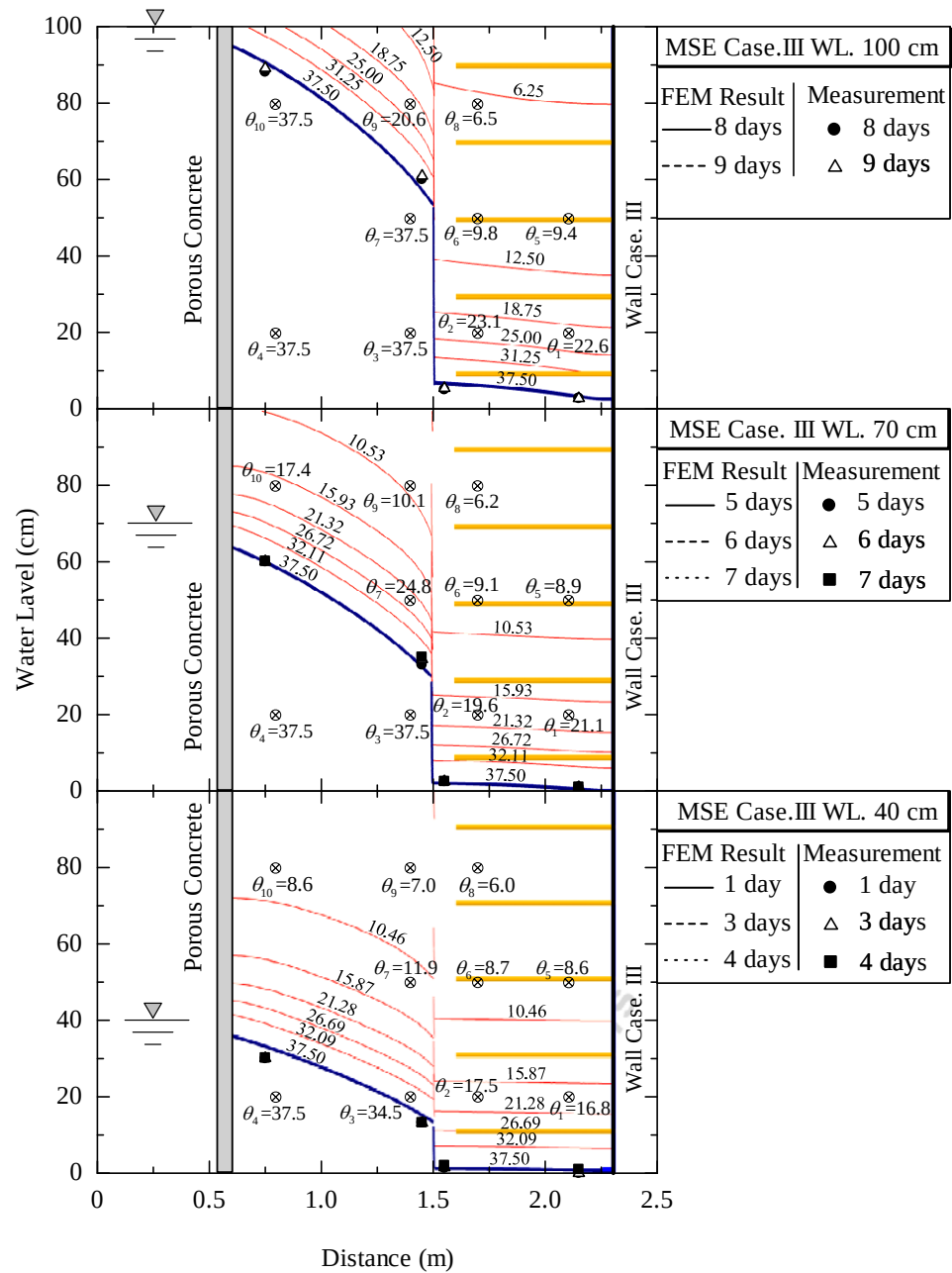
รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะทางจากต้นน้ำถึงผนังกำแพงของการทดสอบในกรณีที่ 3 ผลการตรวจวัดระดับน้ำที่ผนังกำแพงมีค่าเท่ากับ 1.0, 1.3 และ 2.76 เซนติเมตร สำหรับระยะต้นน้ำเท่ากับ 40, 70 และ 100 เซนติเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 2 ระดับน้ำด้านหน้ากำแพงมีค่าลดลงร้อยละ 84, 93 และ 92 ตามลำดับ ขณะที่ในโซนไม่เสริมกำลัง ระดับน้ำที่ด้านหลัง geocomposite มีค่าเท่ากับ 13.2, 35.0 และ 61 เซนติเมตร สำหรับระยะต้นน้ำเท่ากับ 40 70 และ 100 เซนติเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 2 ระดับน้ำด้านหน้ากำแพงมีค่าลดลงร้อยละ 34.5, 14.6 และ 12.6 ตามลำดับ การลดของระดับน้ำนี้แสดงถึงประสิทธิภาพของ geocomposite ในด้านการระบายน้ำ สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่สูงของ Geocomposite ช่วยป้องกันน้ำให้อยู่เพียงโซนที่ไม่เสริมกำลังและระบายน้ำออกบริเวณหน้ากำแพง ซึ่งจะช่วยลดแรงดันน้ำที่กระทำต่อกำแพงและลดความชื้นในมวลดินในโซนเสริมกำลังได้



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะการติดตั้งกำแพงของกรณีที่ 1



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะการติดตั้งกำแพงของกรณี 2



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นการไหลกับระยะการติดตั้งกำแพงของกรณี 3

4.4 พฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง

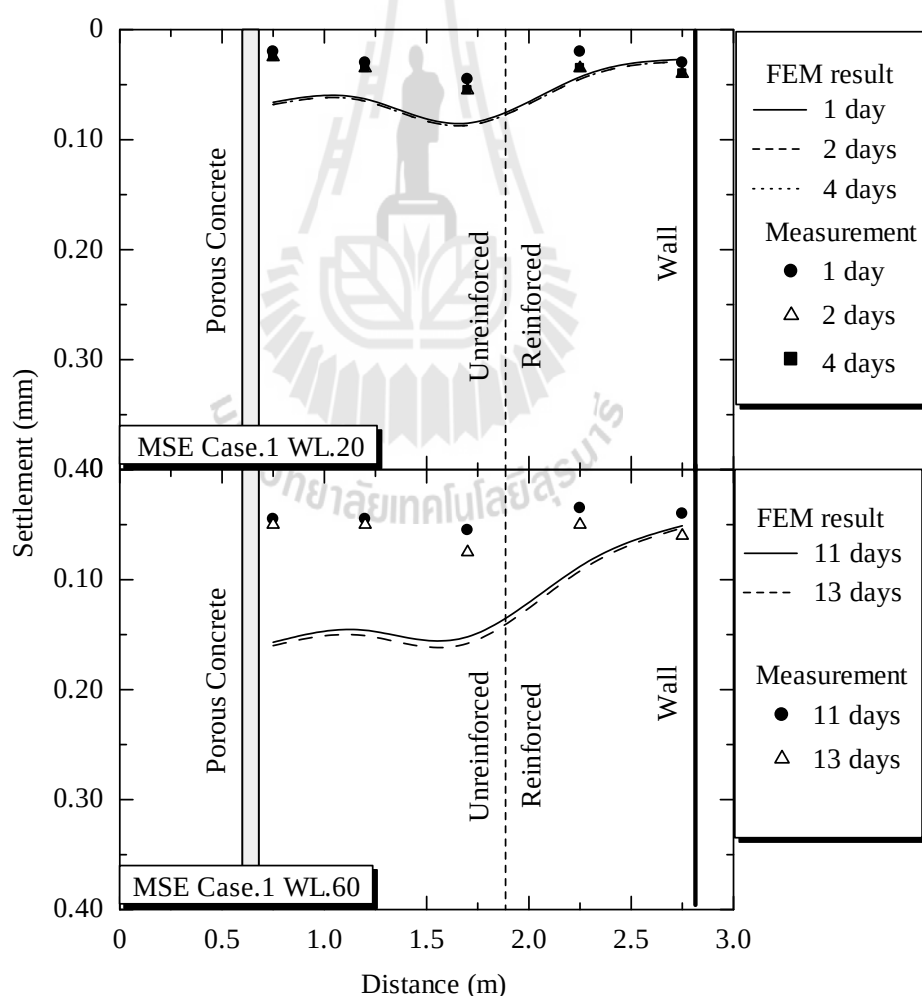
4.4.1 การทรุดตัวของดินถม (Surface settlement)

รูปที่ 4.9 ถึง 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำแพงของกรณีที่ 1 ถึง 3 ตามลำดับ รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำแพงของกรณีที่ 1 สำหรับระดับต้นน้ำเท่ากับ 20 และ 60 เซนติเมตร ผลการตรวจวัดและผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS มีความสอดคล้องกัน แต่การทรุดตัวที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าต่ำกว่าการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS เล็กน้อย เนื่องจากอิทธิพลของความฝืดด้านข้างถึงทดสอบ ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าการทรุดตัวมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับน้ำที่เพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากอิทธิพลของการเพิ่มขึ้นของความชื้นโดยปริมาตร ส่งผลให้ความเค้นประสิทธิผลในมวลดินลดลง ที่ระดับน้ำเท่ากับ 20 เซนติเมตร การทรุดตัวค่อนข้างสม่ำเสมอ (ความแตกต่างของการทรุดตัวในโซนเสริมกำลังและไม่เสริมกำลังมีค่าค่อนข้างต่ำ) เนื่องจากความชื้นโดยปริมาตรมีการกระจายตัวที่ค่อนข้างสม่ำเสมอ การทรุดตัวที่แตกต่างกันในโซนเสริมกำลังเริ่มเห็นได้ชัดเมื่อมีการเพิ่มระดับน้ำจนถึง 60 เซนติเมตร การทรุดตัวสูงสุดในโซนเสริมกำลังเกิดบริเวณจุดปลายของเหล็กเสริม โซนไม่เสริมกำลังมีความสม่ำเสมอกว่าโซนเสริมกำลัง การทรุดตัวที่แตกต่างกันในโซนเสริมกำลังเกิดเนื่องจากการความแตกต่างของความชื้นโดยปริมาตรบริเวณจุดปลายและจุดต้น (ผนังกำแพง) ของเหล็กเสริม การทรุดตัวที่แตกต่างกันในโซนเสริมกำลังมีมากถึง 0.07 มิลลิเมตร ที่ระดับน้ำ 60 เซนติเมตร คิดเป็นสัดส่วนระหว่างความแตกต่างของการทรุดตัวต่อความยาวของเหล็กเสริมเท่ากับร้อยละ 0.01

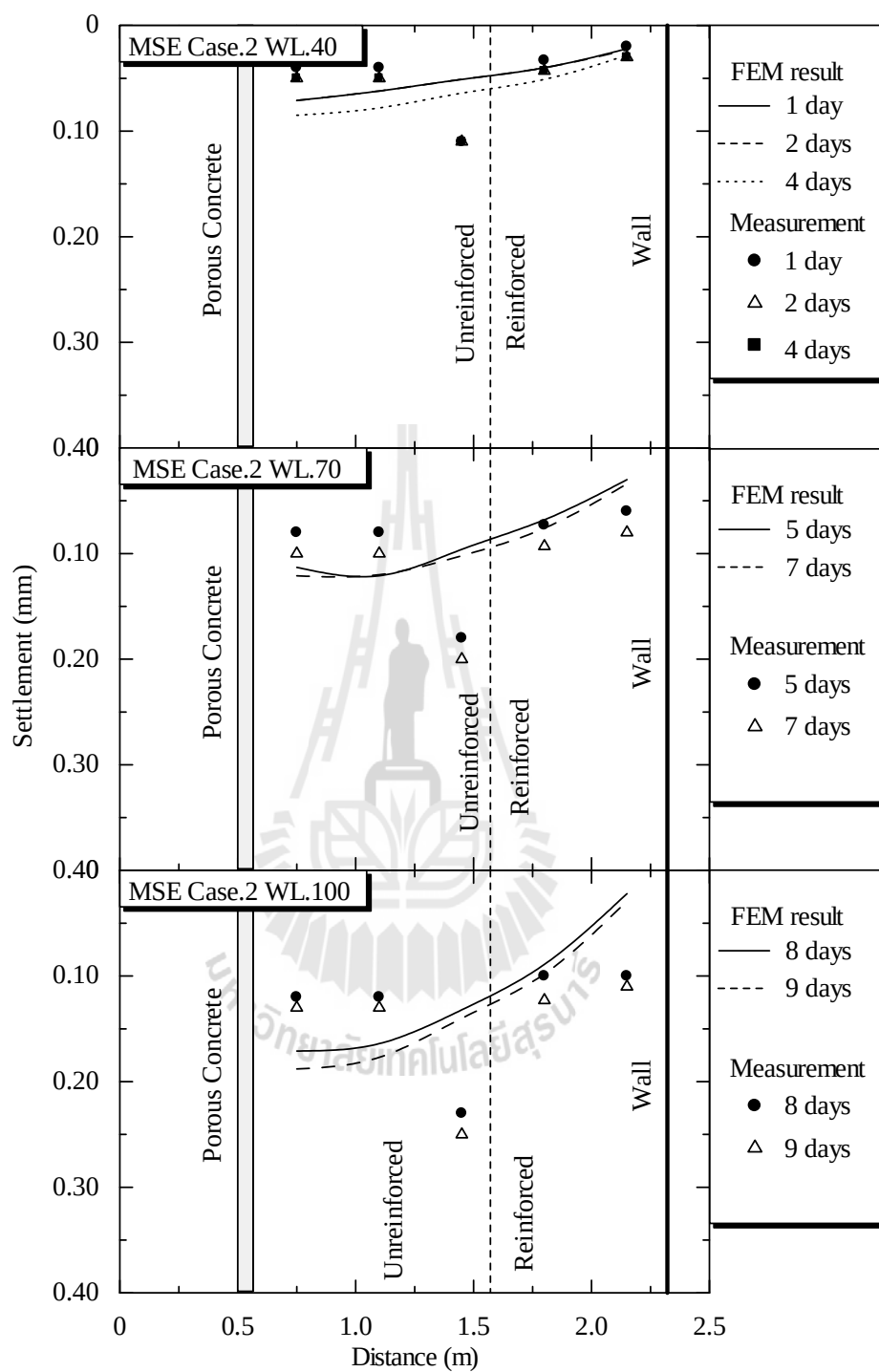
รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำแพง ของการทดสอบในกรณีที่ 2 ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS มีความสอดคล้องกับผลการตรวจวัดในทุกตำแหน่ง ยกเว้นบริเวณจุดต่อระหว่างโซนเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง ทั้งนี้อาจเนื่องจากบดอัดดินในถึงทดสอบบริเวณดังกล่าวทำได้ยาก จึงทำให้สัณฐานดินในบริเวณดังกล่าวต่ำกว่าบริเวณอื่น ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่สูง การทรุดตัวมีลักษณะเช่นเดียวกับการทรุดตัวที่วัดได้กับการทดสอบของกรณีที่ 1 ซึ่งการทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังมีความสม่ำเสมอกว่าในโซนเสริมกำลัง การทรุดตัวในถึงทดสอบที่ 2 มีค่าสูงกว่าการทรุดตัวในถึงทดสอบที่ 1 เนื่องจากต้นน้ำอยู่ใกล้กับผนังกำแพง ส่งผลให้เส้นระดับน้ำของการทดสอบกรณีที่ 2 สูงกว่ากรณีที่ 1 เมื่อระดับน้ำเท่ากัน (รูปที่ 4.12) และพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นโดยปริมาตรมีมากกว่า การเพิ่มขึ้นของความชื้นโดยปริมาตรทำให้ Matrix suction ลดลง (Kohgo et al., 1993) เมื่อ Matrix suction คือความไถ้ผิวน้ำที่เกิดขึ้นบนผิวสัมผัสระหว่างน้ำและอนุภาคดินเนื่องจากแรงดึงดูด การ

ลดลงของ Matrix suction มีผลให้กำลังอัดและกำลังต้านทานแรงเฉือนลดลง และทรุดตัวอย่างขึ้นมาก

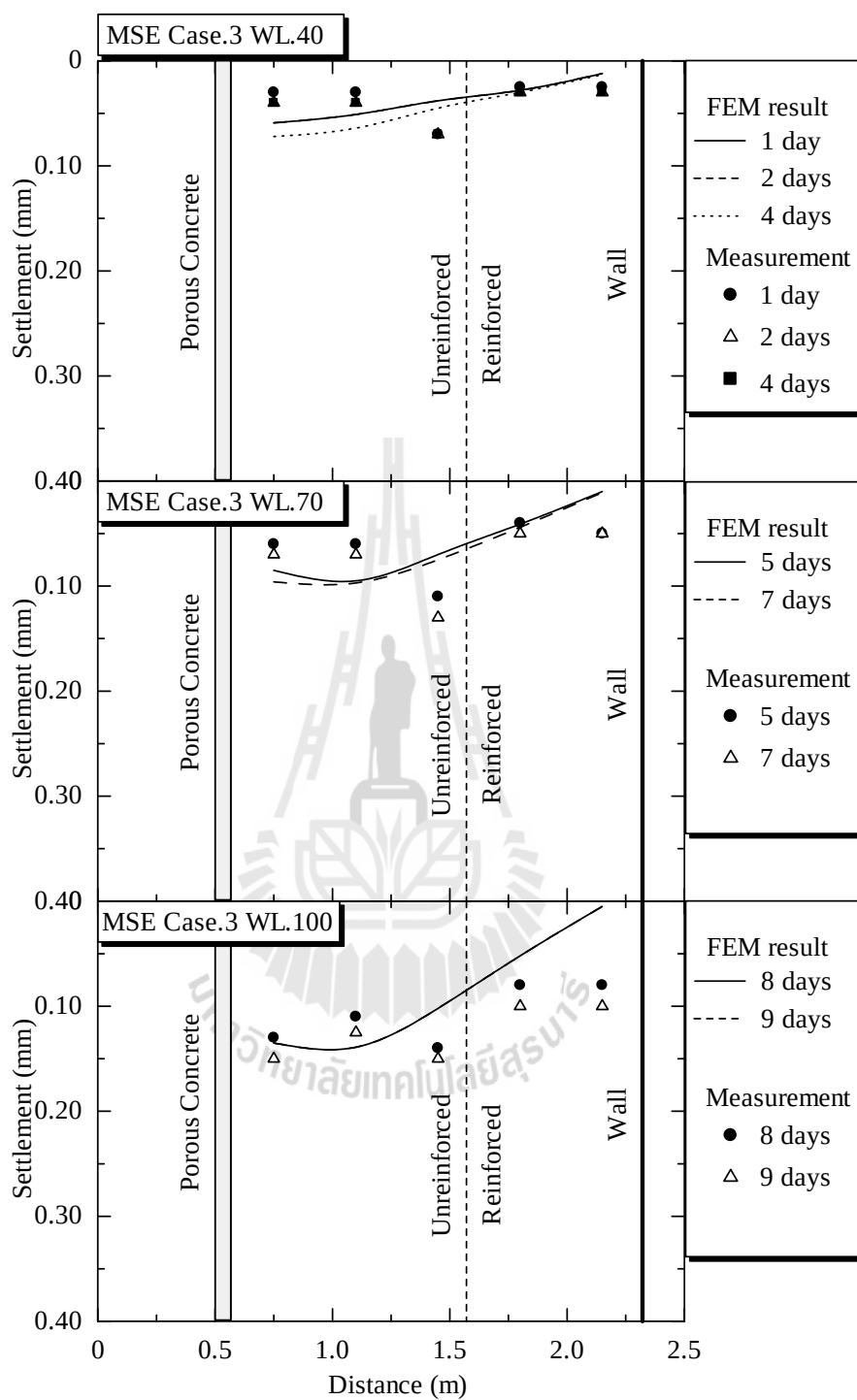
รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าทรุดตัวกับระยะจากคันน้ำถึงผนังกำแพงของการทดสอบในกรณีที่ 3 การช่วยระบายน้ำออกจากโซนเสริมกำลังของ geocomposite ทำให้เส้นระดับน้ำสูงสุดที่ไหลผ่านมวลดินในโซนเสริมกำลังเมื่อถึงหน้ากำแพงมีค่าเพียง 3 เซนติเมตร สำหรับความสูงของระดับน้ำดินน้ำเท่ากับ 100 เซนติเมตร (ดังแสดงในรูปที่ 4.8) เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS ของกรณีที่ 3 กับกรณีที่ 2 การทรุดตัวสูงสุดในโซนเสริมกำลังในกรณีที่ 3 มีค่าลดลง ร้อยละ 41, 42 และ 47 เมื่อระดับดินน้ำเท่ากับ 40, 70 และ 100 เซนติเมตร ตามลำดับ การลดลงของเส้นระดับน้ำและความชื้นโดยปริมาตรในโซนเสริมกำลัง ทำให้ความเค้นประสิทธิผลในกรณีที่ 3 เปลี่ยนแปลงน้อยกว่าในกรณีที่ 2



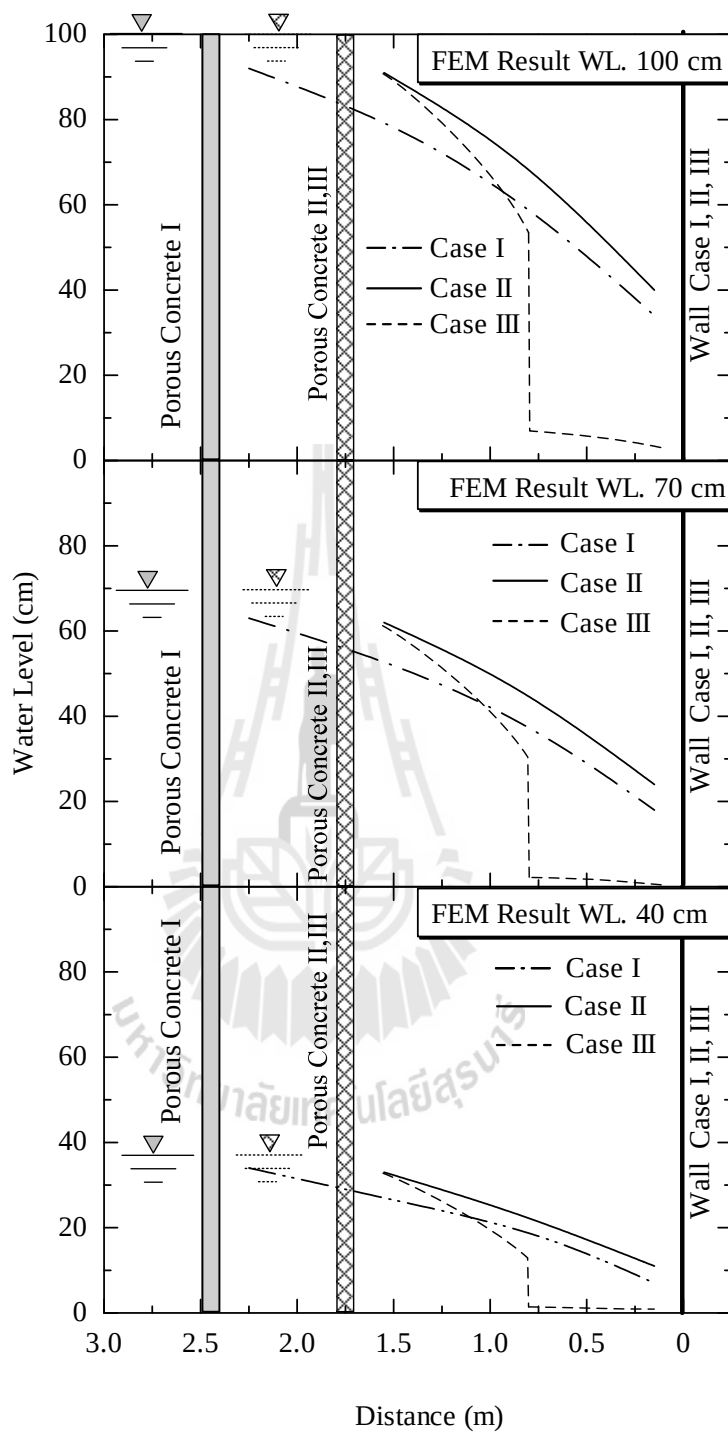
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากคันน้ำถึงผนังกำแพงของกรณีที่ 1



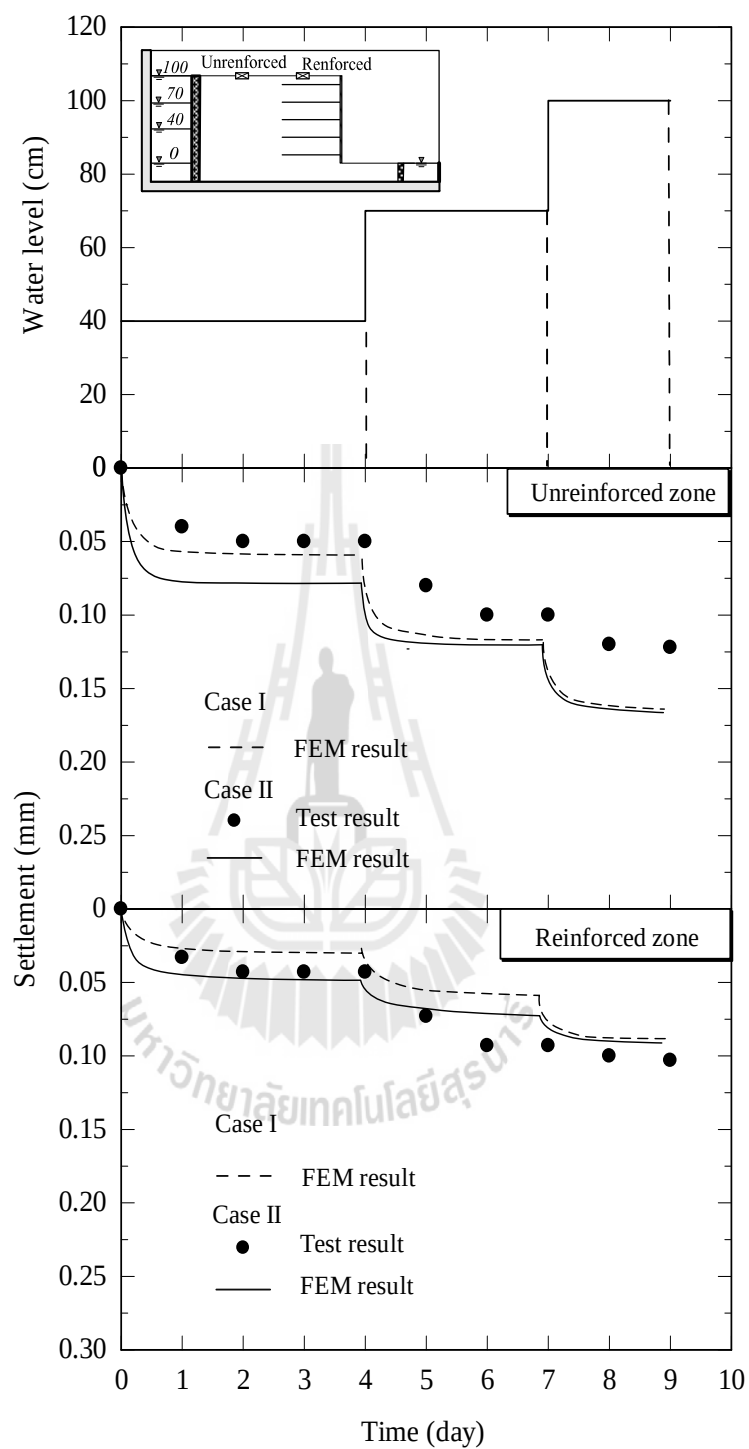
รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากตันท้ำถึงผนังกำแพงของกรณีที่ 2



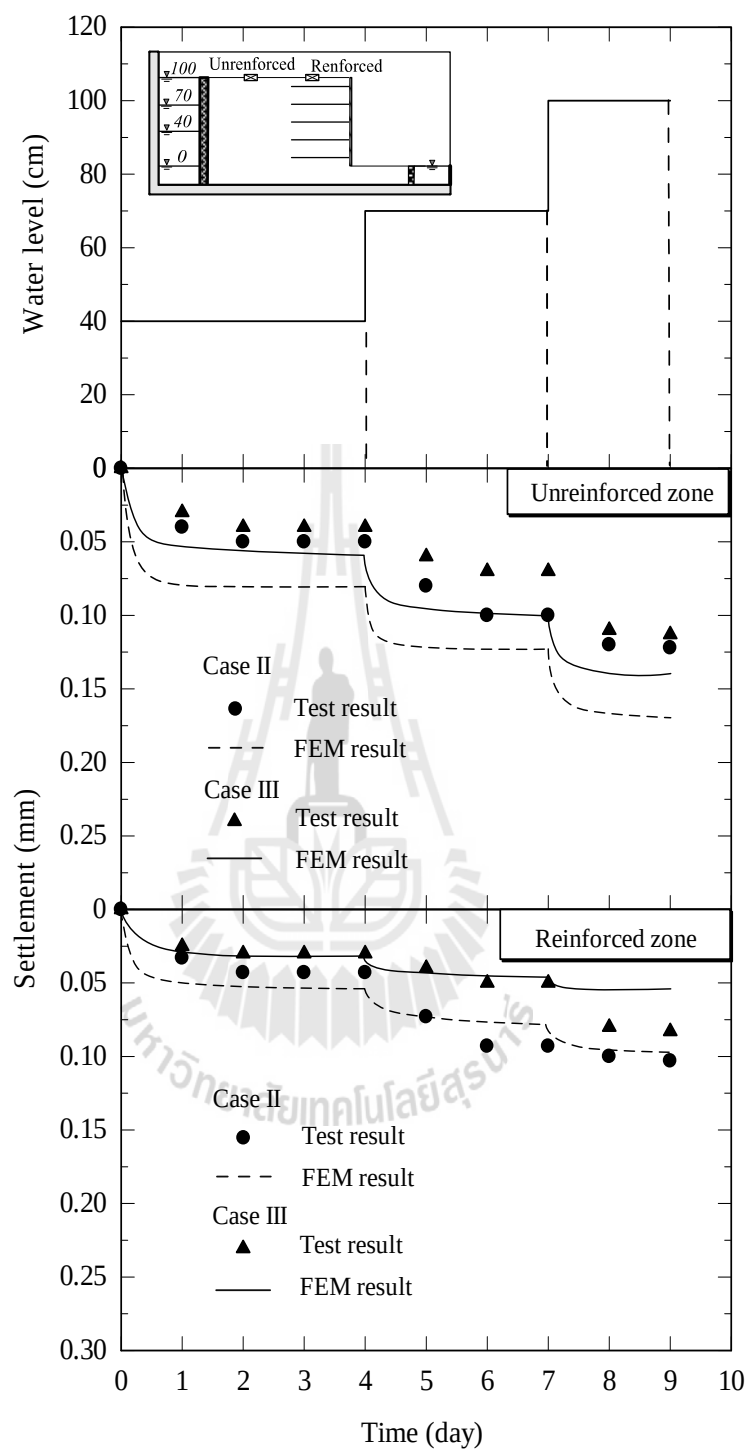
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับระยะจากตันท้ำถึงผนังกำแพงของกรณีที่ 3



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะจากต้นน้ำถึงผนังกำแพง ที่ระดับต้นน้ำต่างๆ
สำหรับกรณีทดสอบที่ 1, 2 และ 3



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มระดับน้ำและการทรุดตัวกับเวลาของกรณีที่ 1 และ 2



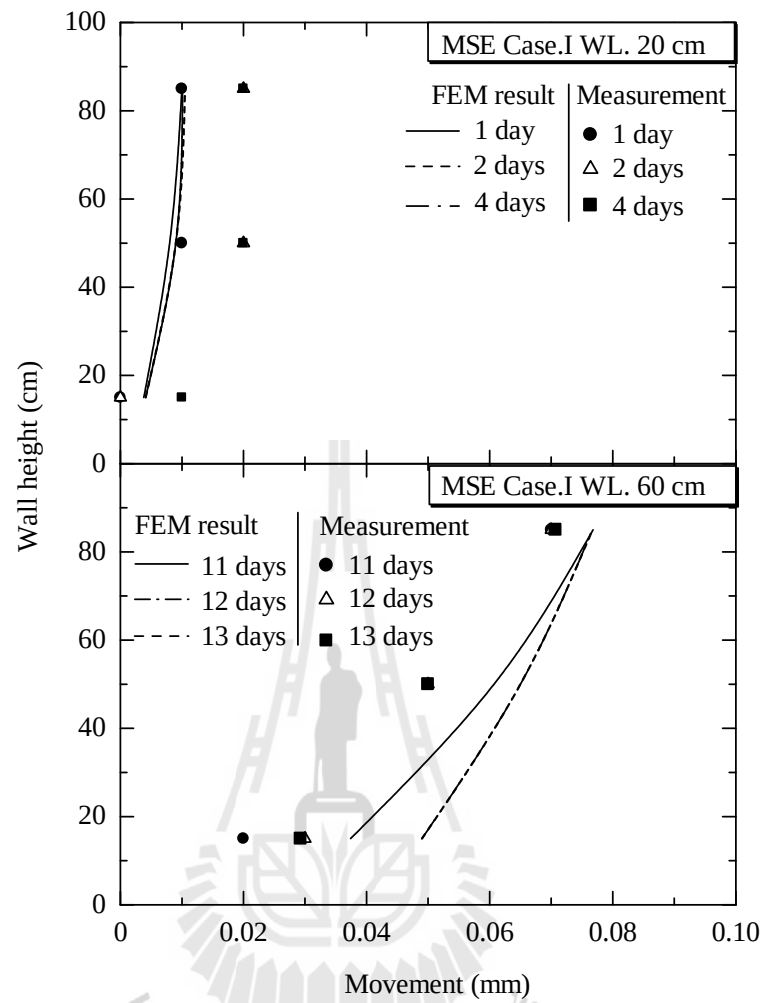
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มระดับน้ำและการทรุดตัวกับเวลาของกรณี 2 และ 3

4.4.2 การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง (Horizontal displacement)

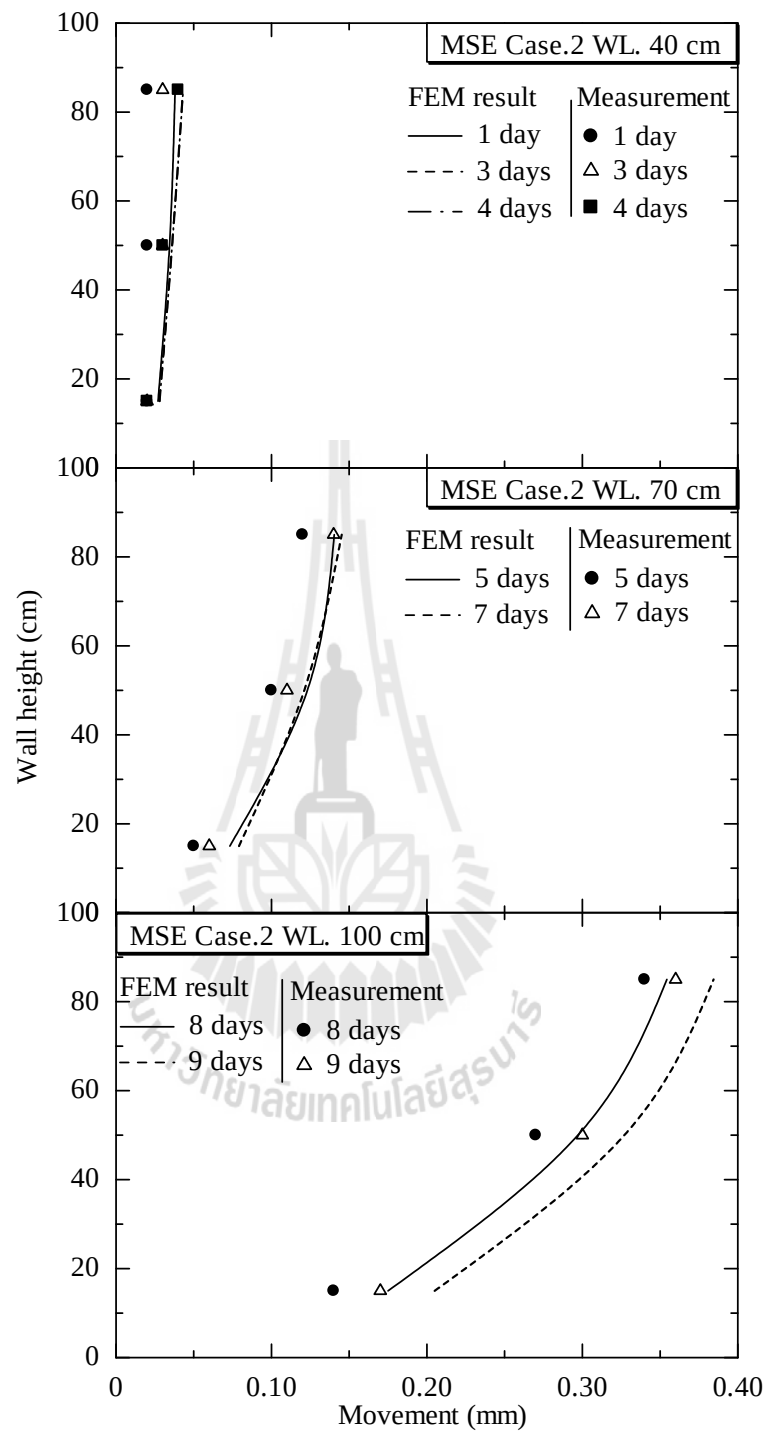
รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงกำแพงของการทดสอบในกรณีที่ 1 ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวด้านข้างมีความสอดคล้องกับผลการตรวจวัดก่อนข้างสูง ที่ระดับต้นน้ำค่าหนึ่ง การเคลื่อนตัวของผนังกำแพงเพิ่มขึ้นตามเวลา จนกระทั่งการไหลของน้ำเข้าสู่สภาวะราบเรียบ (steady state) การเคลื่อนตัวของกำแพงมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ ทั้งบริเวณด้านบน กึ่งกลาง และบริเวณด้านล่างของกำแพง ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าผนังกำแพงส่วนบนเกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุด ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLXAIIS แสดงให้เห็นถึงความโค้งของความสัมพันธ์ระหว่างการเสียรูปด้านข้างกับความสูงของกำแพง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าผนังกำแพงเกิดการแอ่นตัว เนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง ที่ระดับต้นน้ำเท่ากับ 60 เซนติเมตร การเคลื่อนตัวที่ได้จากการคำนวณมีค่าเท่ากับ 0.077 มิลลิเมตร 0.065 มิลลิเมตร และ 0.049 มิลลิเมตร ที่ด้านบน กึ่งกลาง และด้านล่างของผนังกำแพง ตามลำดับ

รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงกำแพงสำหรับการทดสอบในกรณีที่ 2 การเคลื่อนตัวของกำแพงจะมีการเพิ่มขึ้นอย่างฉับพลันภายในเวลา 1 วัน หลังการเพิ่มระดับน้ำ หลังจากนั้น อัตราการเคลื่อนตัวมีค่าลดลงและเข้าสู่สภาวะสมดุลในที่สุด การเคลื่อนตัวที่ได้จากการคำนวณมีค่าเท่ากับ 0.384 มิลลิเมตร 0.327 มิลลิเมตร และ 0.205 มิลลิเมตร ที่ด้านบน กึ่งกลาง และด้านล่างของผนังกำแพง ตามลำดับ

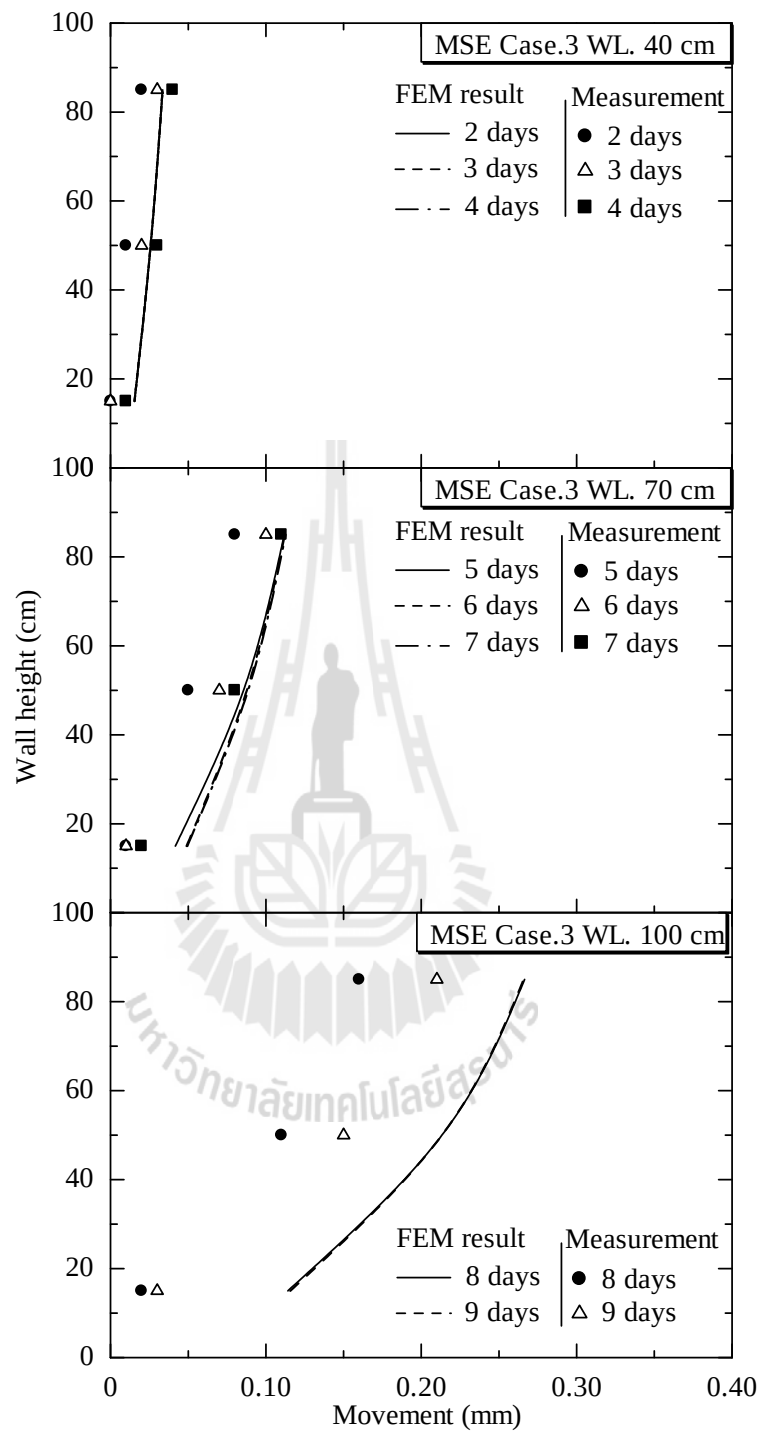
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงกำแพงสำหรับการทดสอบในกรณีที่ 3 ที่ระดับน้ำ 100 เซนติเมตร การเคลื่อนตัวที่ได้จากการคำนวณมีค่าเท่ากับ 0.266 มิลลิเมตร 0.213 มิลลิเมตร และ 0.116 มิลลิเมตร ที่ด้านบน กึ่งกลาง และด้านล่างของผนังกำแพง ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับผลการเคลื่อนตัวสำหรับการทดสอบในกรณีที่ 2 ค่าการเคลื่อนตัวบริเวณด้านบน ตรงกึ่งกลาง และด้านล่างของกำแพงในกรณีนี้มีค่าต่ำกว่าถึงร้อยละ 31, 35 และ 38 ตามลำดับ ดังนั้น จึงกล่าวได้ว่าการระบายน้ำของ geocomposite ในโซนเสริมกำลังช่วยลดความดันน้ำด้านหน้ากำแพงกันดิน และส่งผลให้การเสียรูปด้านข้างลดลง



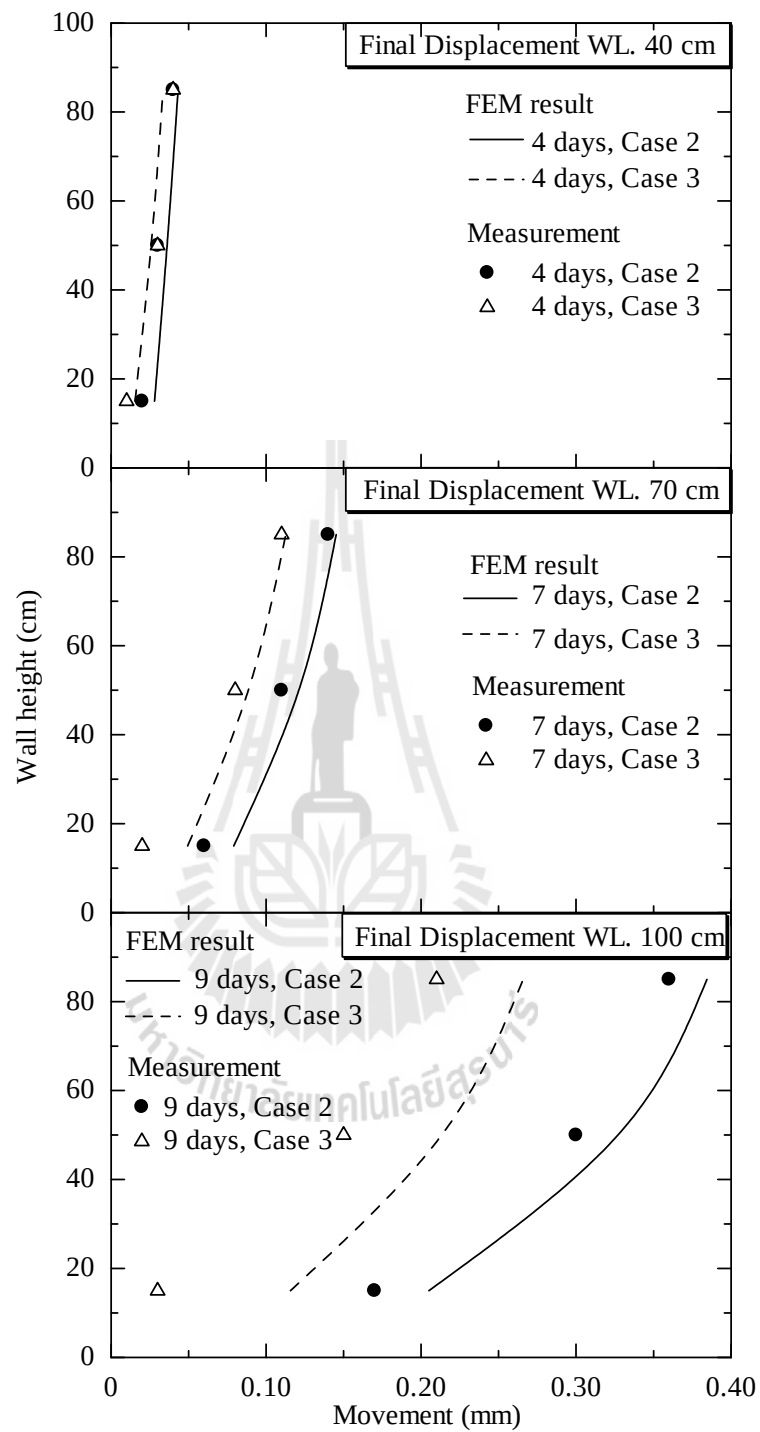
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำแพงของกรณีที่ 1



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของด้านข้างกับความสูงของกำแพงของกรณีที่ 2



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำแพงของกรณีที่ 3



รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับความสูงของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3

4.5 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมกำแพงกันดิน

รูปที่ 4.19 ถึง 4.30 แสดงพฤติกรรมการระบายน้ำและพฤติกรรมเชิงกล ของกำแพงกันดินเสริมกำลังในกรณี 2 และ 3 ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยใช้พารามิเตอร์ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ถึง 4.2 การวิเคราะห์ได้ทำการเปลี่ยนค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 3 ค่า คือ 10000, 20000 และ 40000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

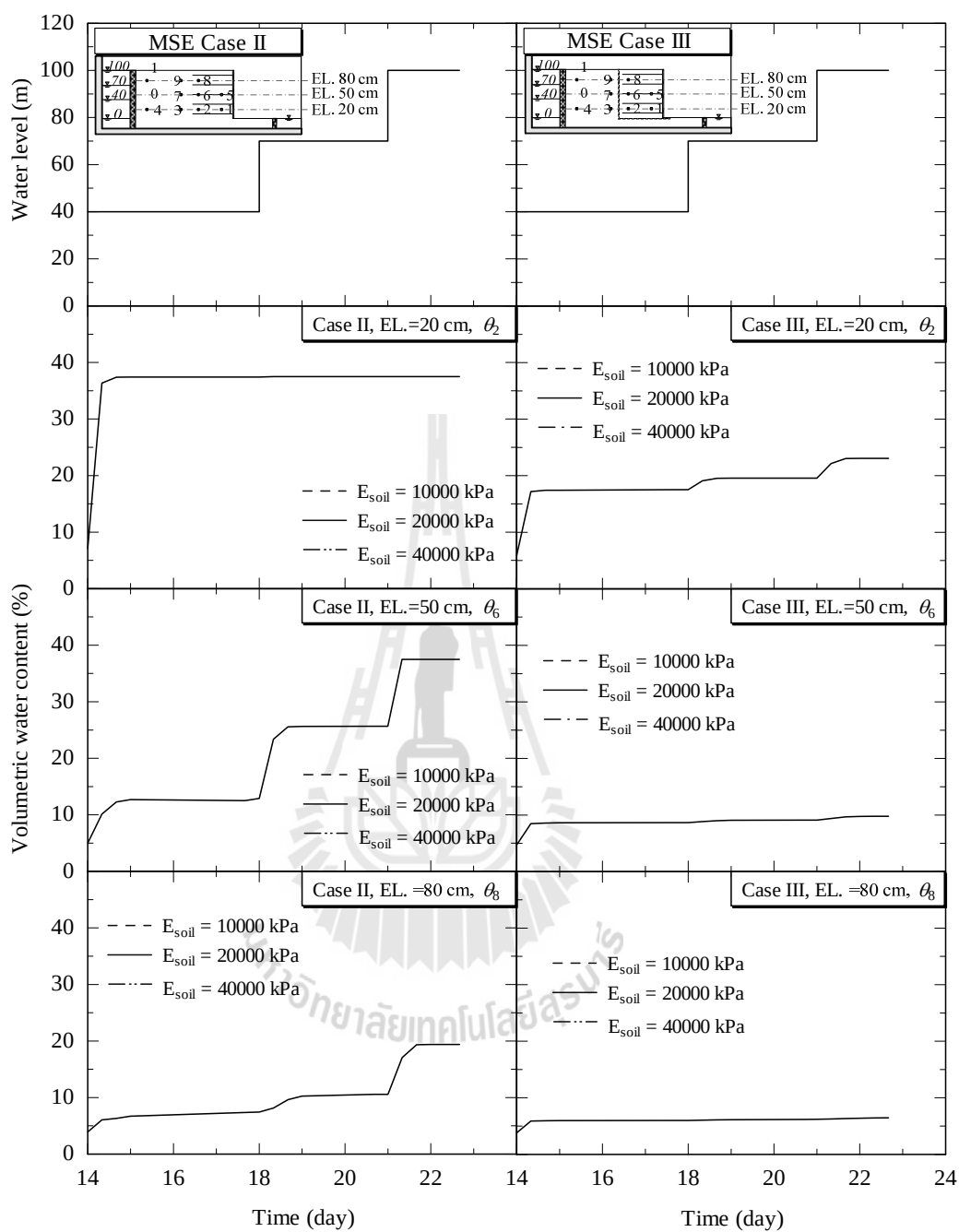
4.5.1 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมการระบายน้ำ

รูปที่ 4.19 ถึง 4.24 แสดงอิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อความชื้น โดยปริมาตรและเส้นระดับน้ำในกรณีที่ 2 และ 3 ความชื้นโดยปริมาตรและเส้นระดับน้ำไม่เปลี่ยนแปลง เมื่อการเพิ่มขึ้นหรือลดลงของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถม หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมไม่มีอิทธิพลต่อความชื้นโดยปริมาตรและเส้นระดับน้ำ

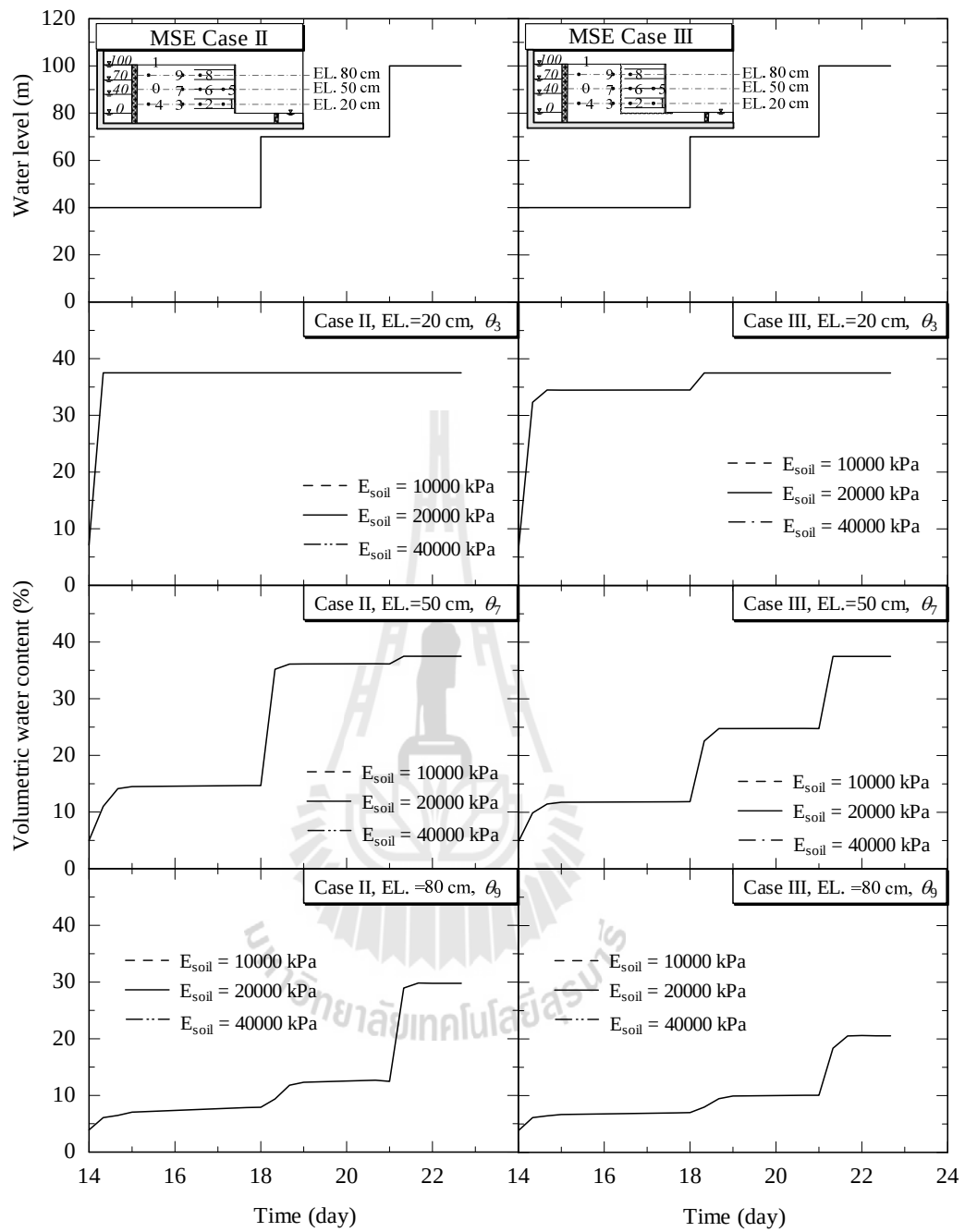
4.5.2 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อพฤติกรรมเชิงกล

รูปที่ 4.25 ถึง 4.27 แสดงอิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมหลังกำแพงในกรณีที่ 2 และ 3 การทรุดตัวของดินถมเพิ่มขึ้นตามการลดลงของค่าโมดูลัสยืดหยุ่น การทรุดตัวสูงสุดเกิดบริเวณโซนไม่เสริมกำลังที่ใกล้กับดินน้ำ และมีค่าลดลงตามระยะทางที่เพิ่มขึ้นจากดินน้ำ สำหรับระดับดินน้ำ 100 เซนติเมตร ของกรณีที่ 2 การทรุดตัวสูงสุดเกิดที่บริเวณใกล้กับดินน้ำ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.37, 0.19 และ 0.09 มิลลิเมตร สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 10000, 20000 และ 40000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 3 พบว่าการทรุดตัวมีค่าลดลงร้อยละ 30, 28 และ 36 ตามลำดับ

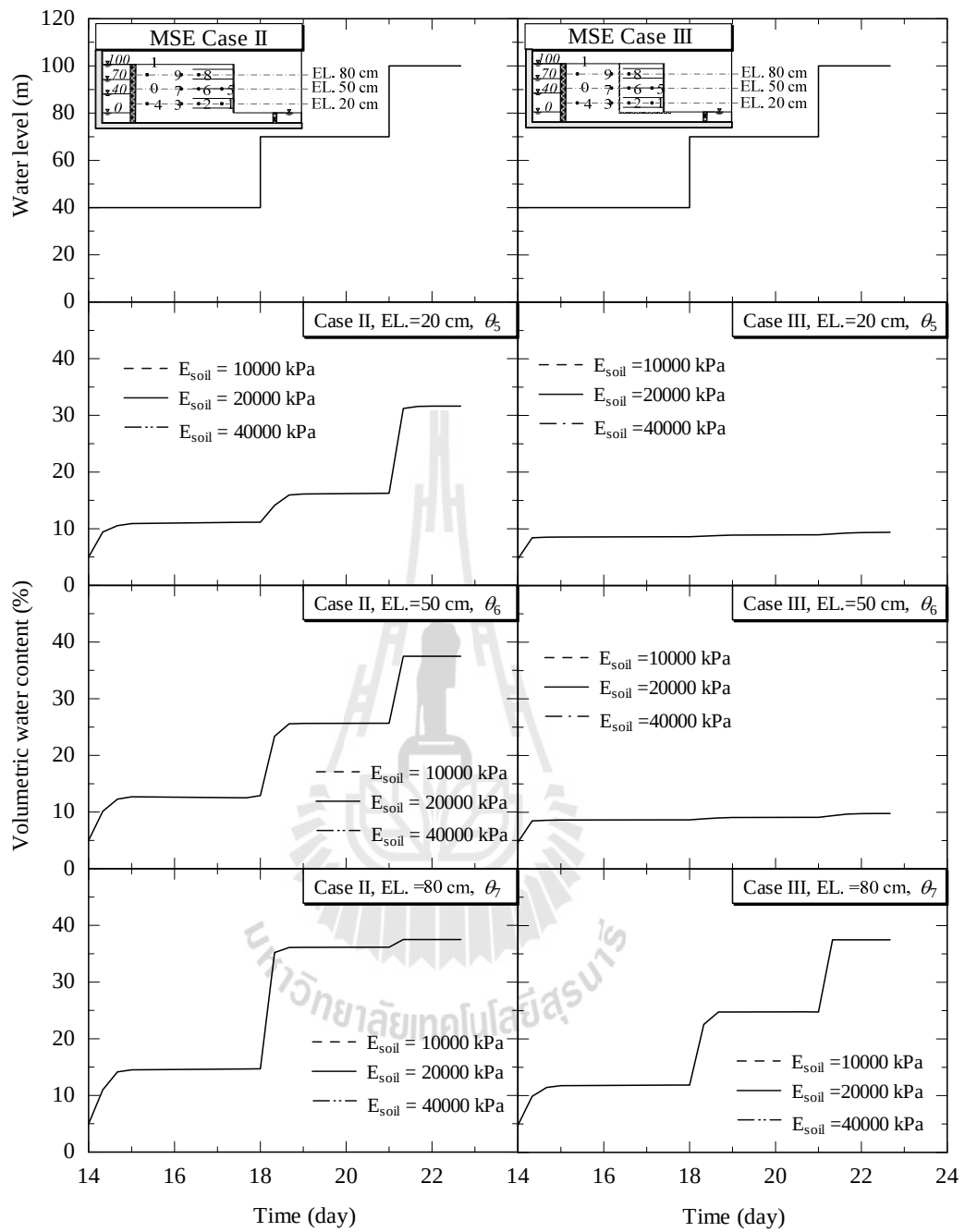
รูปที่ 4.28 ถึง 4.30 แสดงอิทธิพลโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงในกรณีที่ 2 และ 3 การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มของระดับดินน้ำ โดยทุกระดับดินน้ำ การเคลื่อนตัวด้านข้างลดลงตามการเพิ่มขึ้นของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถม สำหรับกรณีที่ 2 ที่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 40000 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเกิดที่บริเวณด้านบนของกำแพง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.02, 0.08 และ 0.21 สำหรับระดับดินน้ำเท่ากับ 40, 70 และ 100 เซนติเมตร ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ 3 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างบริเวณด้านบนของกำแพงมีค่าลดลงร้อยละ 23, 29 และ 36 ตามลำดับ



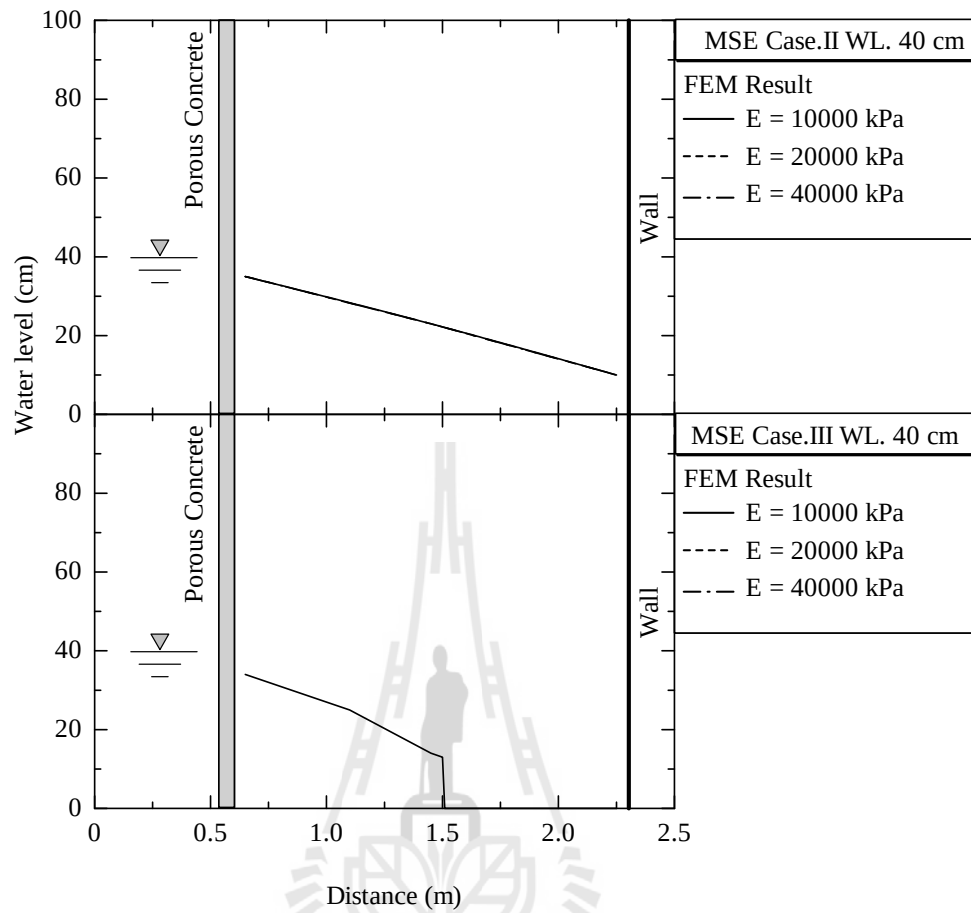
รูปที่ 4.19 อิทธิพลของโมดูลัสยึดหยุ่นต่อความชื้นโดยปริมาตรในโซนเสริมกำลังของ
กรณีที่ 2 และ 3



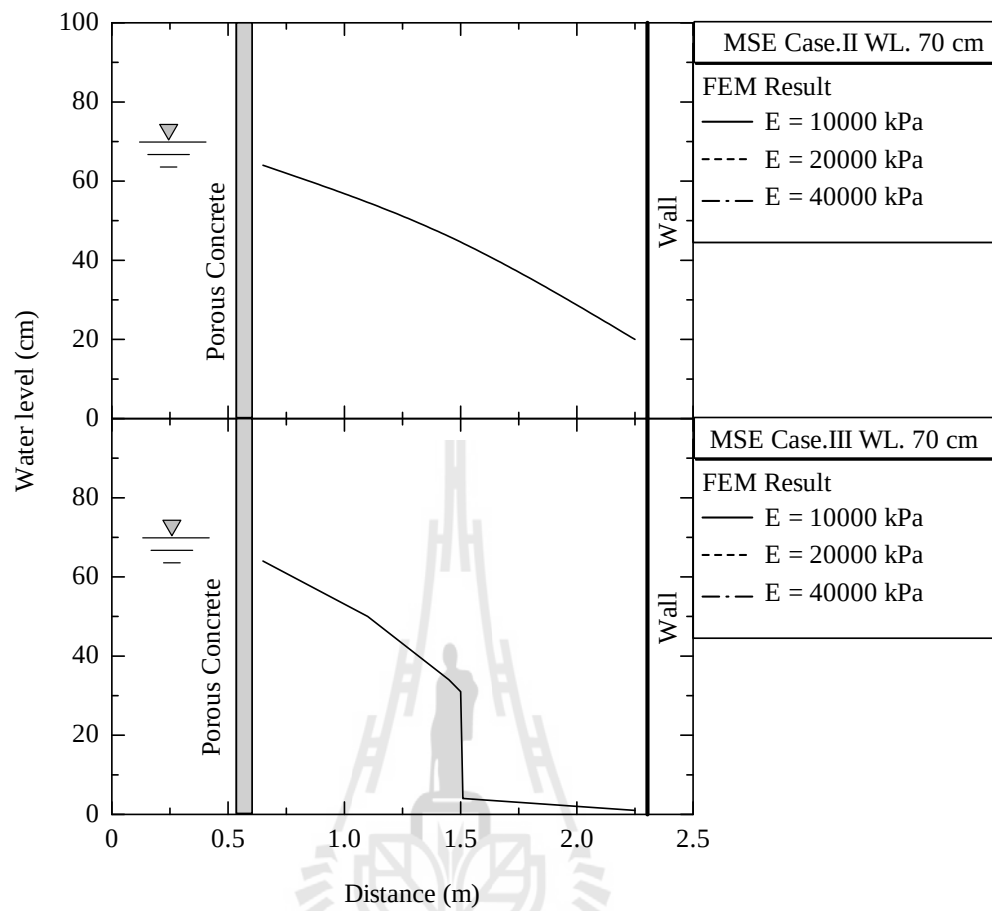
รูปที่ 4.20 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อความชื้นโดยปริมาตรในโซนไม่เสริมกำลังของ
กรณี ที่ 2 และ 3



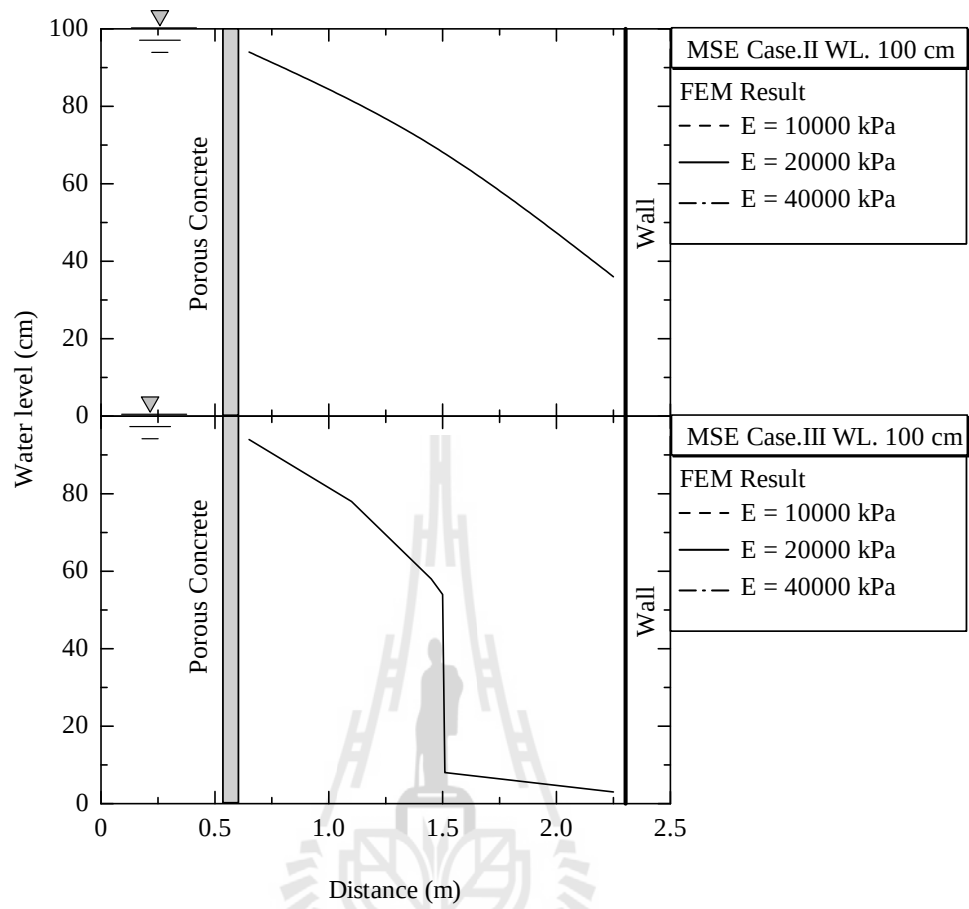
รูปที่ 4.21 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อความชื้น โดยปริมาณของกรณี 2 และ 3 ที่ระยะทางจาก
ดินน้ำต่างกัน



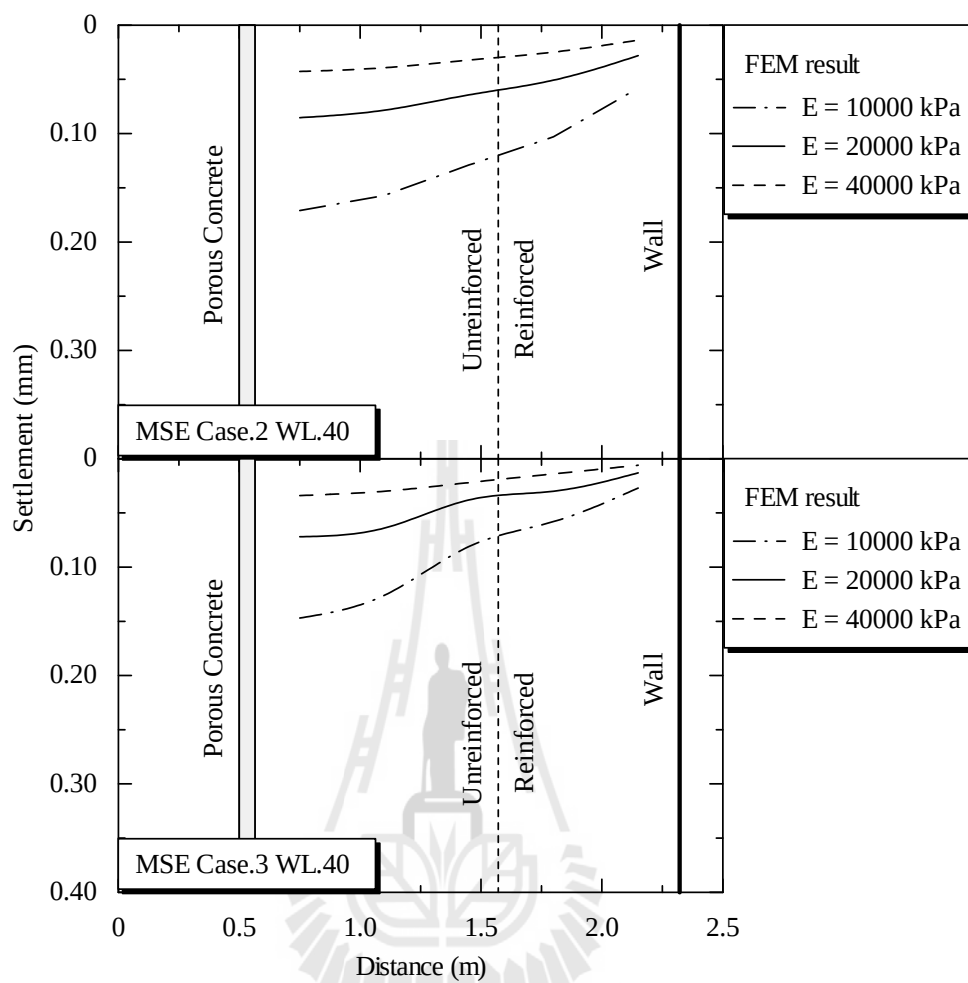
รูปที่ 4.22 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3
(ระดับต้นน้ำ 40 เซนติเมตร)



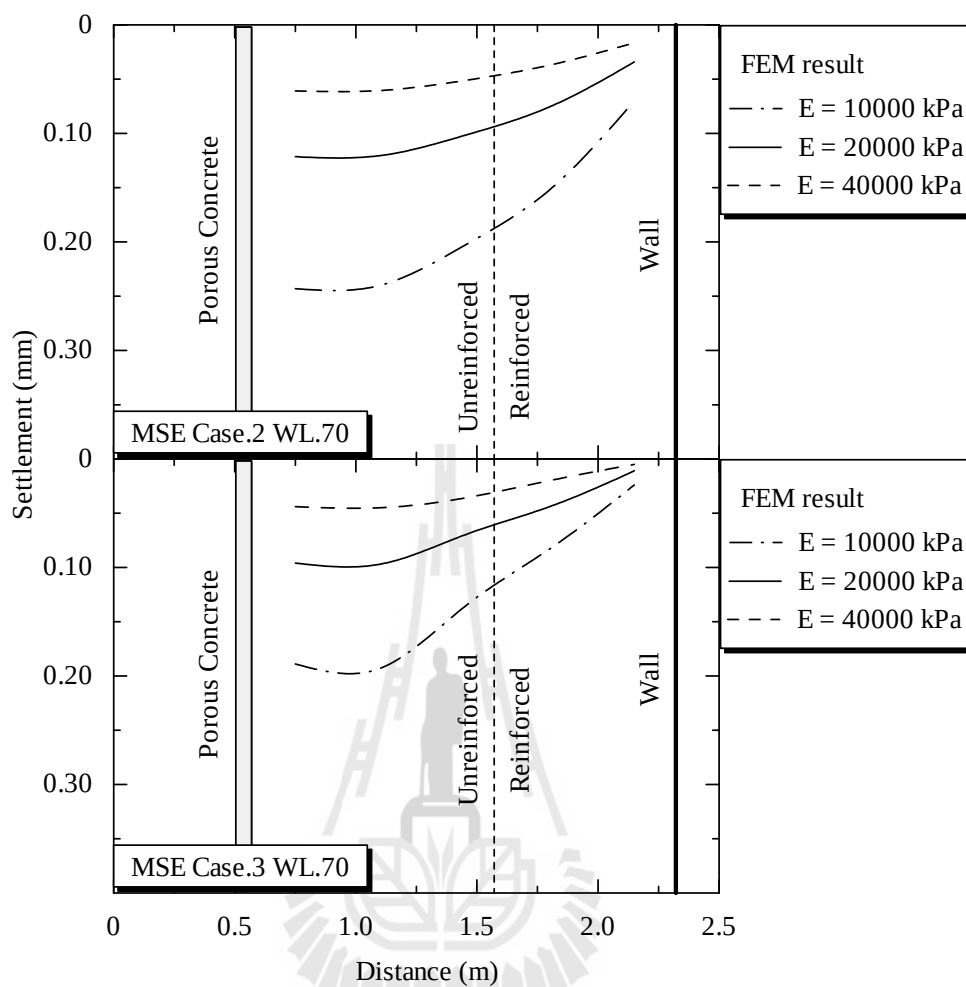
รูปที่ 4.23 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3
(ระดับต้นน้ำ 70 เซนติเมตร)



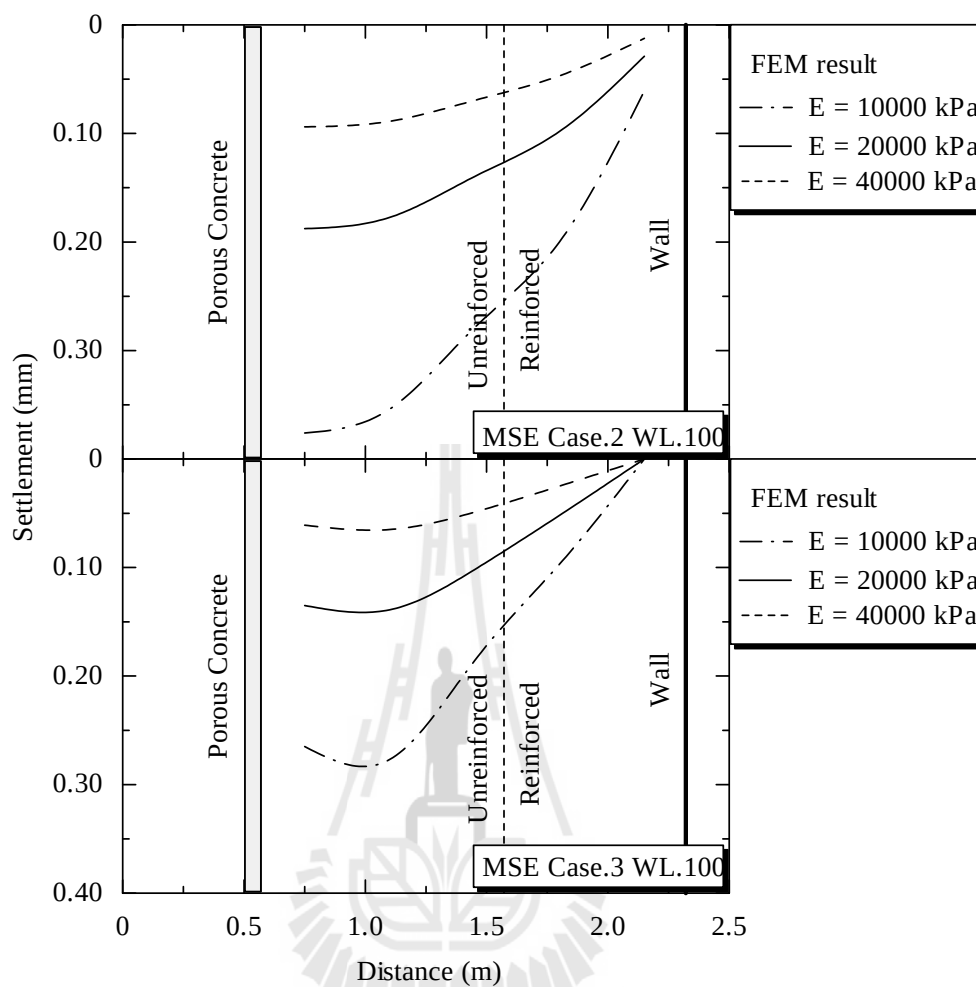
รูปที่ 4.24 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อเส้นระดับน้ำของกรณี 2 และ 3
(ระดับดินน้ำ 100 เซนติเมตร)



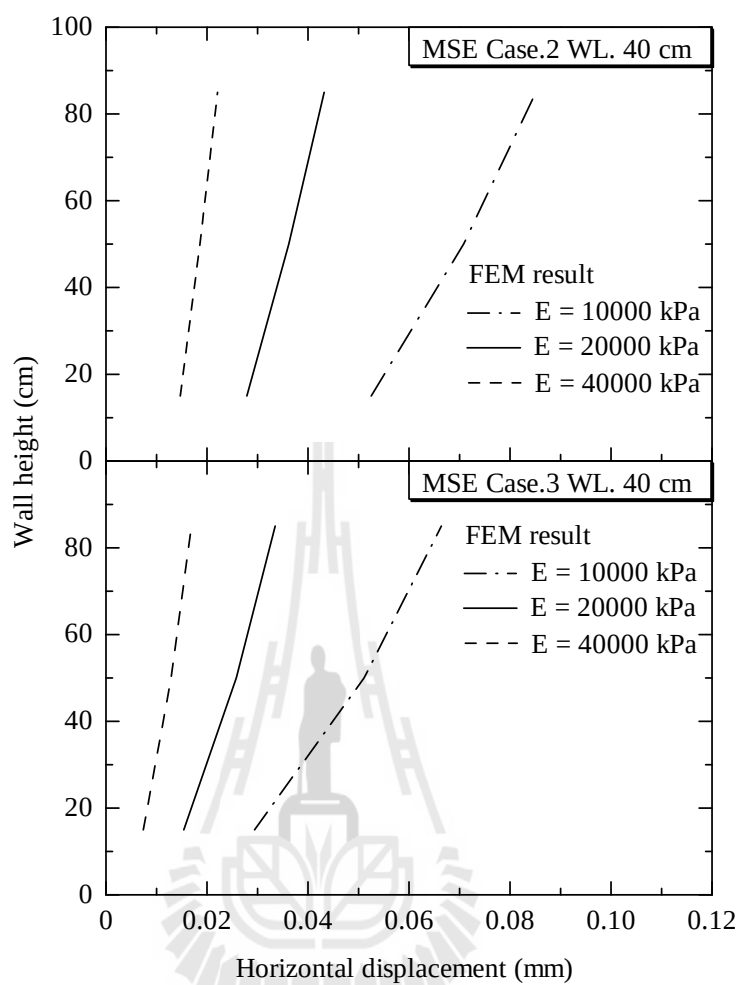
รูปที่ 4.25 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันน้ำ 40 เซนติเมตร)



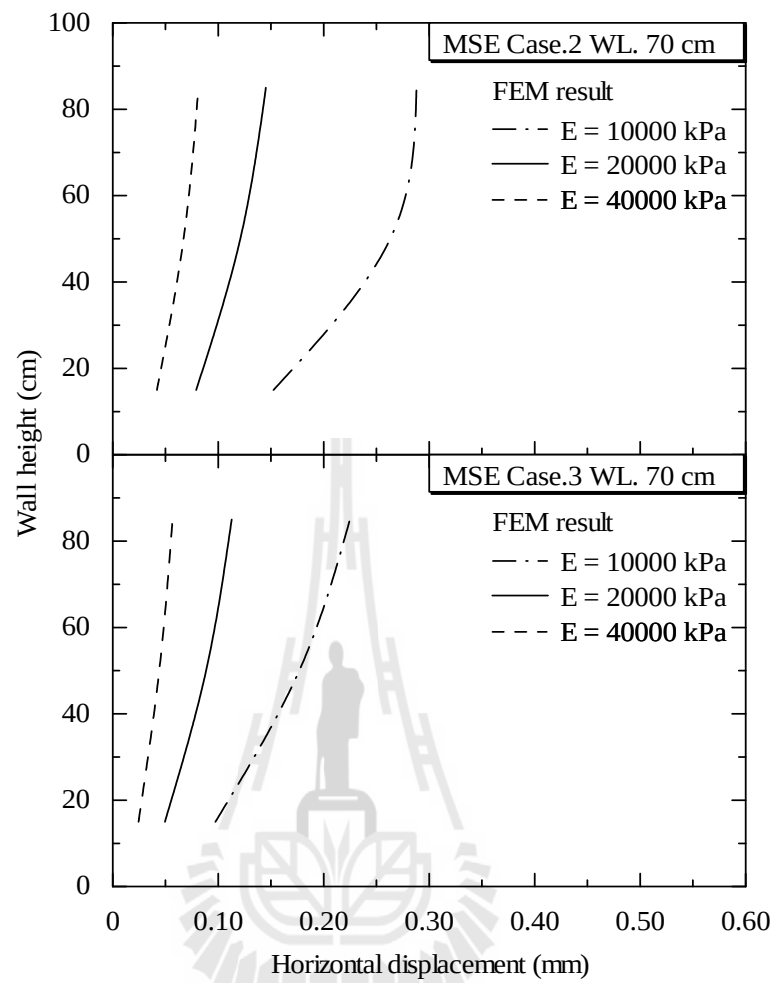
รูปที่ 4.26 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันน้ำ 70 เซนติเมตร)



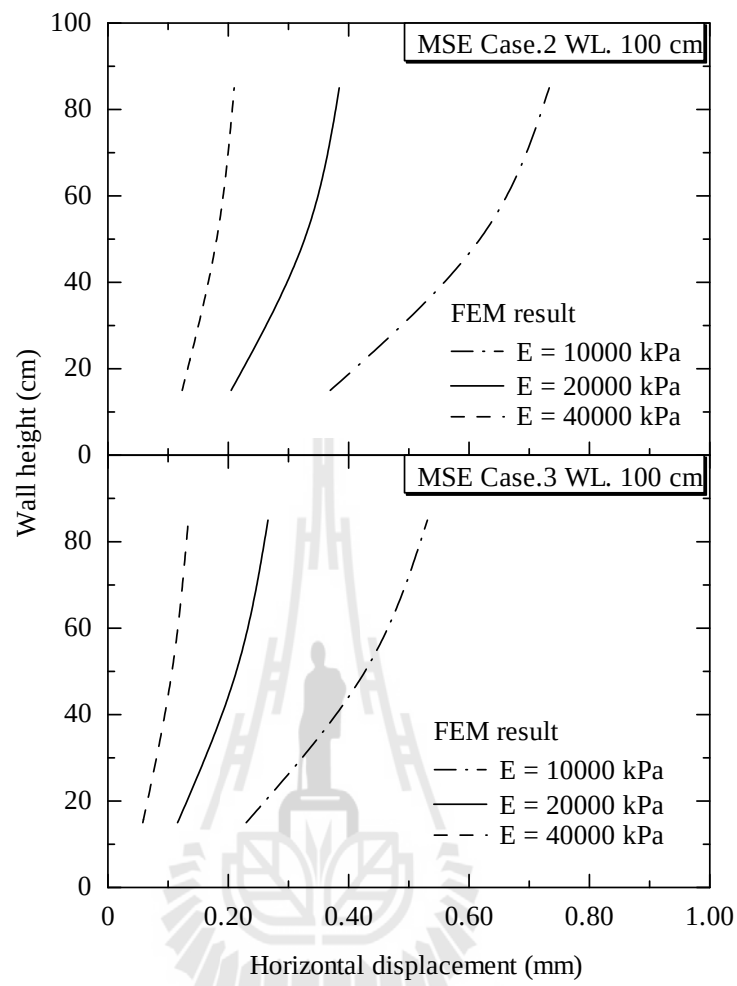
รูปที่ 4.27 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการทรุดตัวของดินถมของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับคันน้ำ 100 เซนติเมตร)



รูปที่ 4.28 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับดินน้ำ 40 เซนติเมตร)



รูปที่ 4.29 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับดินน้ำ 70 เซนติเมตร)



รูปที่ 4.30 อิทธิพลของโมดูลัสยืดหยุ่นต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับดินน้ำ 100 เซนติเมตร)

4.6 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อพฤติกรรมของกำแพงกันดิน

รูปที่ 4.31 ถึง 4.37 แสดงพฤติกรรมการระบายน้ำและพฤติกรรมเชิงกล ของกำแพงกันดินเสริมกำลังในกรณีที่ 2 และ 3 ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้พารามิเตอร์ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ถึง 4.2 การวิเคราะห์ทำโดยการเปลี่ยนค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน 3 ค่า คือ 1.7, 17 และ 170 เมตรต่อวัน

4.6.1 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อพฤติกรรมการระบายน้ำ

รูปที่ 4.31 แสดงอิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อความชื้นโดยปริมาตรในโซนเสริมกำลัง ในกรณีที่ 2 และ 3 ความชื้นโดยปริมาตรมีค่าเพิ่มขึ้นตามสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินที่เพิ่มขึ้นทั้งกรณีที่ 2 และ 3 แต่การเพิ่มขึ้นของความชื้นโดยปริมาตรมีการเปลี่ยนแปลงตามการเพิ่มขึ้นของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำไม่มากนัก ดังจะเห็นได้จากผลการวิเคราะห์ที่ระดับอุปกรณ์ตรวจวัดต่างๆ (20, 50 และ 70 เซนติเมตร) เมื่อเปรียบเทียบค่าปริมาณความชื้นโดยปริมาตรที่เกิดขึ้นในโซนเสริมกำลังในกรณีที่ 2 และ 3 จะเห็นได้ว่ากรณีที่ 3 มีความชื้นโดยปริมาตรต่ำกว่ากรณีที่ 2 อย่างชัดเจน ที่ระดับ 50 และ 70 เซนติเมตร ความชื้นโดยปริมาตรแทบไม่เปลี่ยนแปลงตามการเปลี่ยนแปลงของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ เนื่องจากระดับน้ำด้านหลัง geocomposite มีค่าต่ำมาก ในขณะที่ ความชื้นโดยปริมาตรที่ระดับ 50 และ 70 เซนติเมตร แปรผันตามสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำอย่างเห็นได้ชัด สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดินที่สูงเกินกว่าความสามารถในการระบายน้ำของ geocomposite ทำให้ระดับน้ำด้านหลัง geocomposite มีค่าสูงขึ้น และส่งผลให้ความชื้นโดยปริมาตรมีค่าสูงขึ้น

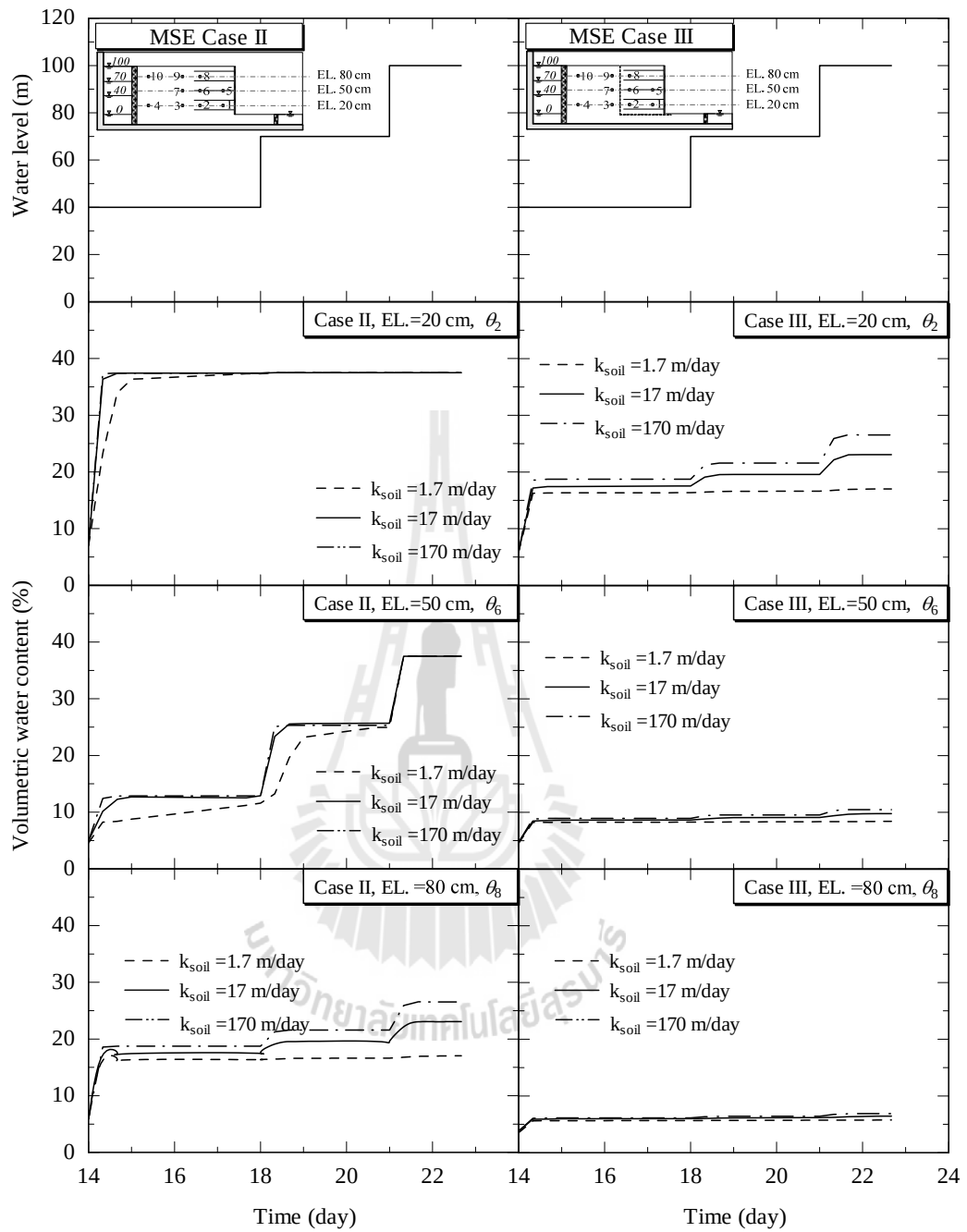
รูปที่ 4.32 แสดงอิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อความชื้นโดยปริมาตรในโซนไม่เสริมกำลังของกรณีที่ 2 และ 3 ความชื้นโดยปริมาตรของกรณีที่ 2 และ 3 มีค่าเพิ่มขึ้นตามสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน ความแตกต่างของความชื้นโดยปริมาตรเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำจาก 17 และ 170 เมตรต่อวัน มีเพียงเล็กน้อยสำหรับการไหลผ่านในกรณีที่ 2 ในขณะที่ ความชื้นโดยปริมาตรในกรณีที่ 3 มีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ความชื้นโดยปริมาตรในโซนเสริมกำลัง กล่าวคือสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดินที่สูงเกินกว่าความสามารถในการระบายน้ำของ geocomposite มีผลให้น้ำไม่สามารถไหลผ่าน geocomposite ได้ทัน ดังนั้น ปริมาณน้ำด้านหลัง geocomposite จึงเพิ่มขึ้นตามสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่เพิ่มขึ้น

รูปที่ 4.33 ถึง 4.35 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้นระดับน้ำกับระยะทางจากต้นน้ำ เมื่อแปรผันสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมสามค่า (1.7, 17 และ 170 เมตรต่อวัน) สำหรับระดับต้นน้ำ 40, 70 และ 100 เซนติเมตร ตามลำดับ เส้นระดับน้ำที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ในกรณีที่ 2 ไม่ขึ้นกับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ในขณะที่ เส้นระดับน้ำที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ในกรณีที่ 3 มีค่าลดลงตามการลดลงของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ความชื้นโดยปริมาตร (ปริมาณน้ำไม่สามารถระบายผ่าน geocomposite ได้ทันเมื่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมมีค่าสูง) ส่งผลให้ระดับน้ำด้านหลังและด้านหน้าของ geocomposite สูงขึ้น สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำมีอิทธิพลต่อการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำด้านหน้า geocomposite (โซนไม่เสริมกำลัง) มากกว่าระดับน้ำด้านหลัง geocomposite ยกตัวอย่างเช่น ที่ระดับต้นน้ำ 100 เซนติเมตร เส้นระดับน้ำของทุกสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดินถมมีค่าใกล้เคียงกันที่ตำแหน่งต้นน้ำ และความแตกต่างของเส้นระดับน้ำเริ่มเห็นชัดเมื่อระยะทางเพิ่มขึ้น ระดับน้ำด้านหน้า geocomposite มีค่าเท่ากับ 0, 54 และ 86 สำหรับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำเท่ากับ 1.7, 17 และ 170 เมตรต่อวัน ตามลำดับ

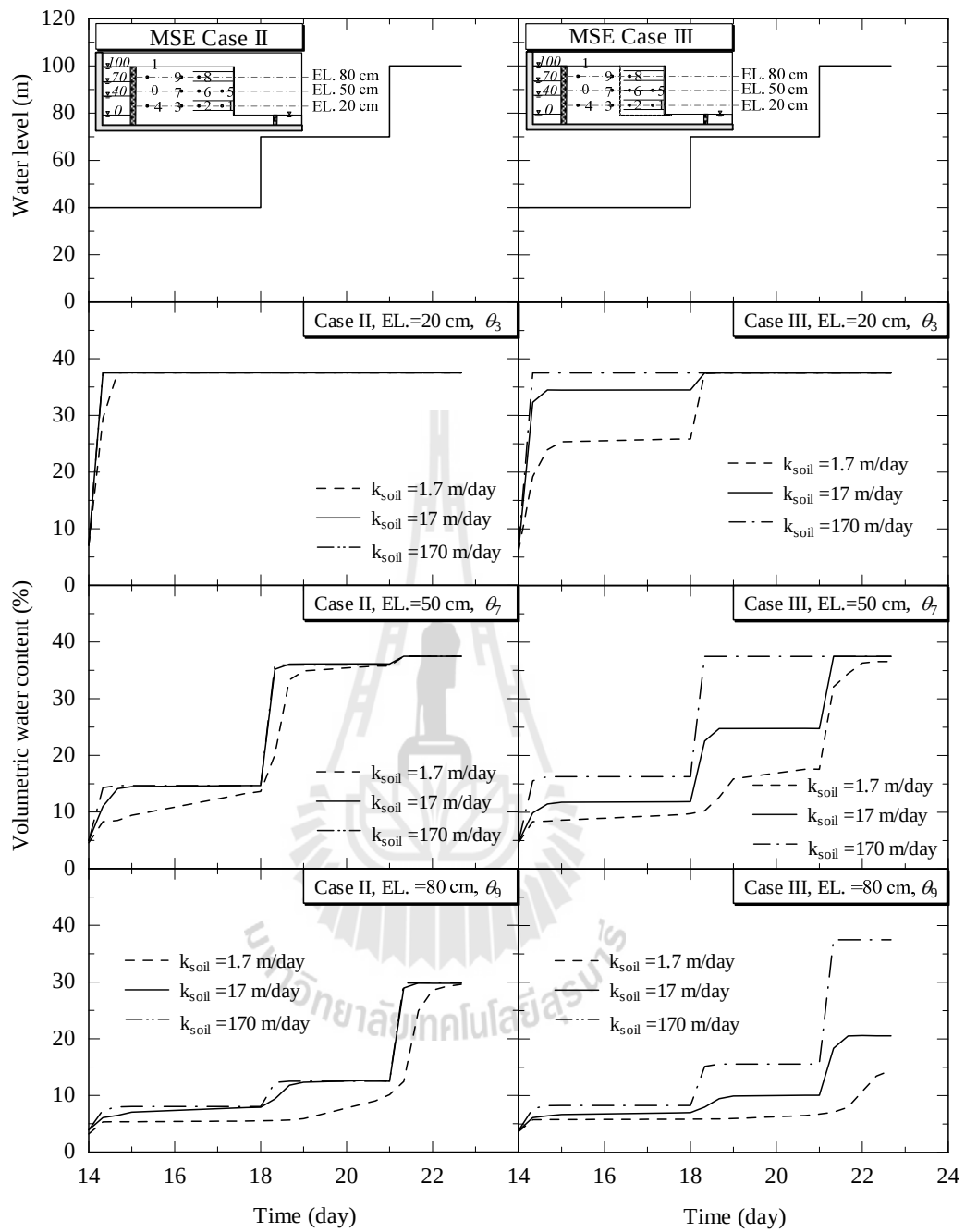
4.6.2 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมเชิงกลของกำแพง

รูปที่ 4.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของดินถม (ในโซนเสริมและไม่เสริมกำลัง) และระยะทาง สำหรับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่างๆ ของกรณีที่ 2 และ 3 สำหรับกรณีที่ 2 การทรุดตัวของดินถมในโซนเสริมกำลังและโซนไม่เสริมกำลังเพิ่มขึ้นเล็กน้อยตามการลดลงของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม สำหรับระดับต้นน้ำที่ต่ำกว่า 70 เซนติเมตร การทรุดตัวสูงสุดเกิดที่บริเวณใกล้ต้นน้ำ และค่อยๆ ลดลงเมื่อระยะทางจากต้นน้ำเพิ่มขึ้นจนมีค่าการทรุดตัวต่ำสุดที่บริเวณหน้ากำแพง เมื่อเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในกรณีที่ 2 และ 3 จะเห็นได้ว่าการเสริม geocomposite มีส่วนช่วยลดการทรุดทั้งในโซนไม่เสริมและเสริมกำลัง อย่างไรก็ตาม การทรุดตัวทั้งสองกรณีมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก การทรุดตัวของดินถมในโซนเสริมกำลังและโซนไม่เสริมกำลังเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่อการทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังเห็นได้อย่างชัดเจนเมื่อระดับต้นน้ำเท่ากับ 100 เซนติเมตร การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังส่งผลให้ความเค้นประสิทธิผลมีค่าลดลง อันนำมาซึ่งการทรุดตัวที่มากขึ้น การทรุดตัวในโซนเสริมกำลังแทบไม่แตกต่างกันมากนักแม้จะมีการเปลี่ยนแปลงของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ เนื่องจากระดับน้ำและความชื้นโดยปริมาตรมีการเปลี่ยนแปลงไม่มากนัก

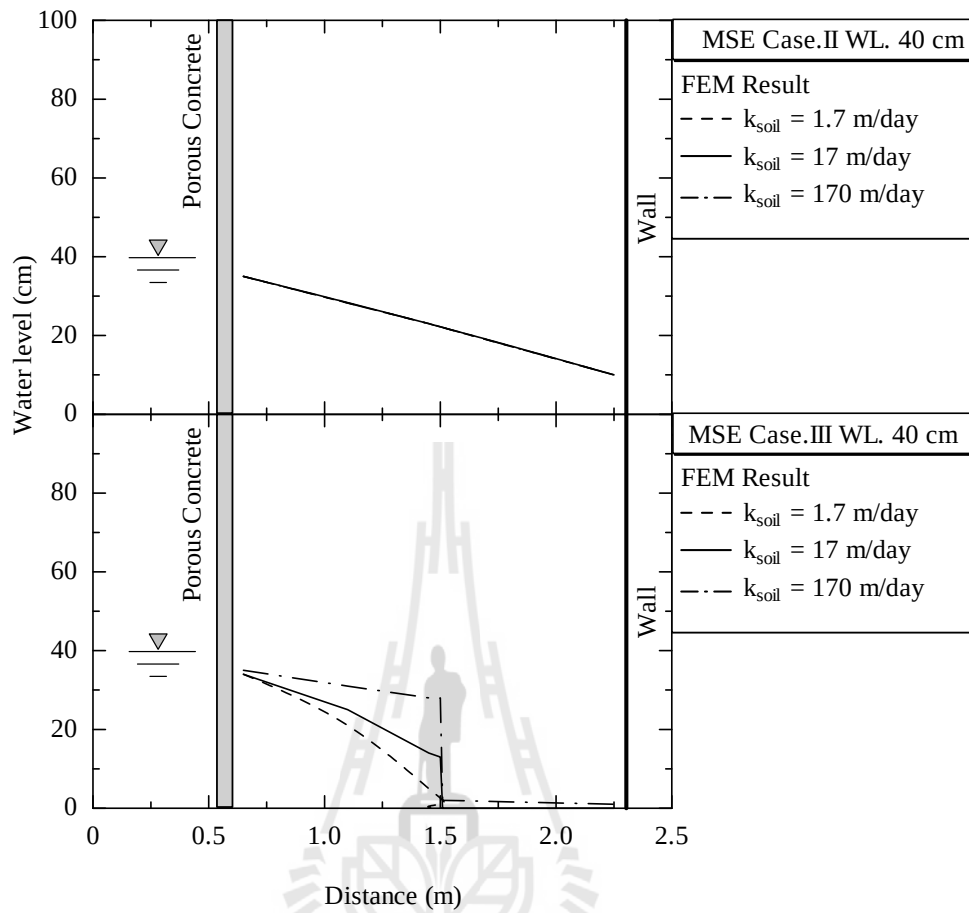
รูปที่ 4.37 แสดงอิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงของกรณีที่ 2 และ 3 การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงทั้งกรณีที่ 2 และ 3 มีลักษณะที่คล้ายกัน โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณด้านบนของกำแพง อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกรณีที่ 3 มีมากกว่าของกรณีที่ 2 geocomposite สามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินได้ ก็ต่อเมื่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินมีค่าต่ำกว่า 17 เมตรต่อวัน การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินแปรผันอย่างมากกับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดิน ซึ่งเป็นตัวควบคุมระดับน้ำด้านหน้าของ geocomposite และแรงดันน้ำที่กระทำต่อโซนเสริมกำลัง กล่าวคือเมื่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำมีค่าสูงเกินความสามารถในการระบายน้ำของ geocomposite แรงดันน้ำที่กระทำต่อโซนไม่เสริมกำลังจะมีค่าสูง (ระดับน้ำด้านหน้า geocomposite สูง) ส่งผลให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างสูง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า การใช้ geocomposite มีผลทางลบ เมื่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดินมีค่าสูงเกินกว่า 170 เมตรต่อวัน อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินแสดงได้ดังนี้ สำหรับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำเท่ากับ 170 เมตรต่อวัน และระดับดันน้ำเท่ากับ 100 เซนติเมตร ระดับน้ำที่บริเวณด้านหน้า geocomposite และบริเวณด้านหน้ากำแพงมีค่าเท่ากับ 87 และ 7.2 เซนติเมตร ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินตามลำดับ 1.7 เมตรต่อวัน ระดับน้ำบริเวณหน้า geocomposite และบริเวณหน้ากำแพง มีค่าเท่ากับ 2.8 และ 1 เซนติเมตร ดังนั้น การเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.38 และ 0.21 มิลลิเมตร สำหรับสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำเท่ากับ 170 และ 17 เมตรต่อวัน ตามลำดับ



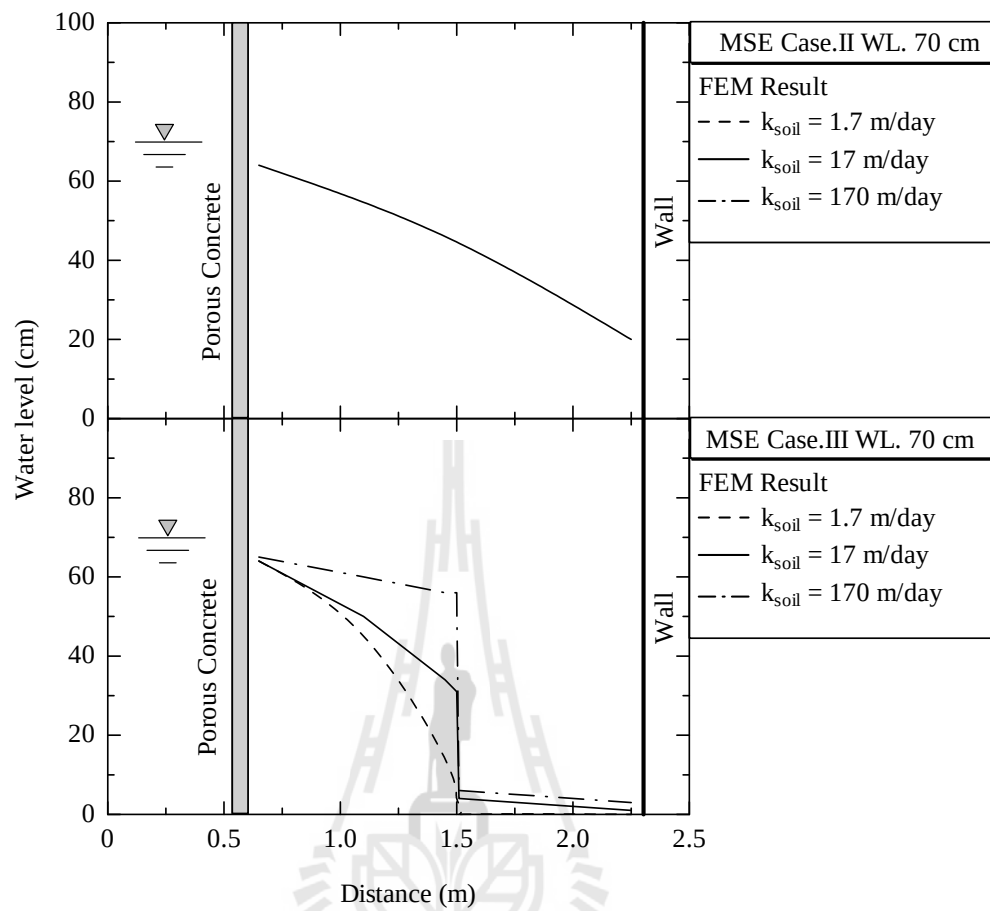
รูปที่ 4.31 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อความชื้นโดยปริมาตร
ในโซนเสริมกำลังของกรณีที่ 2 และ 3



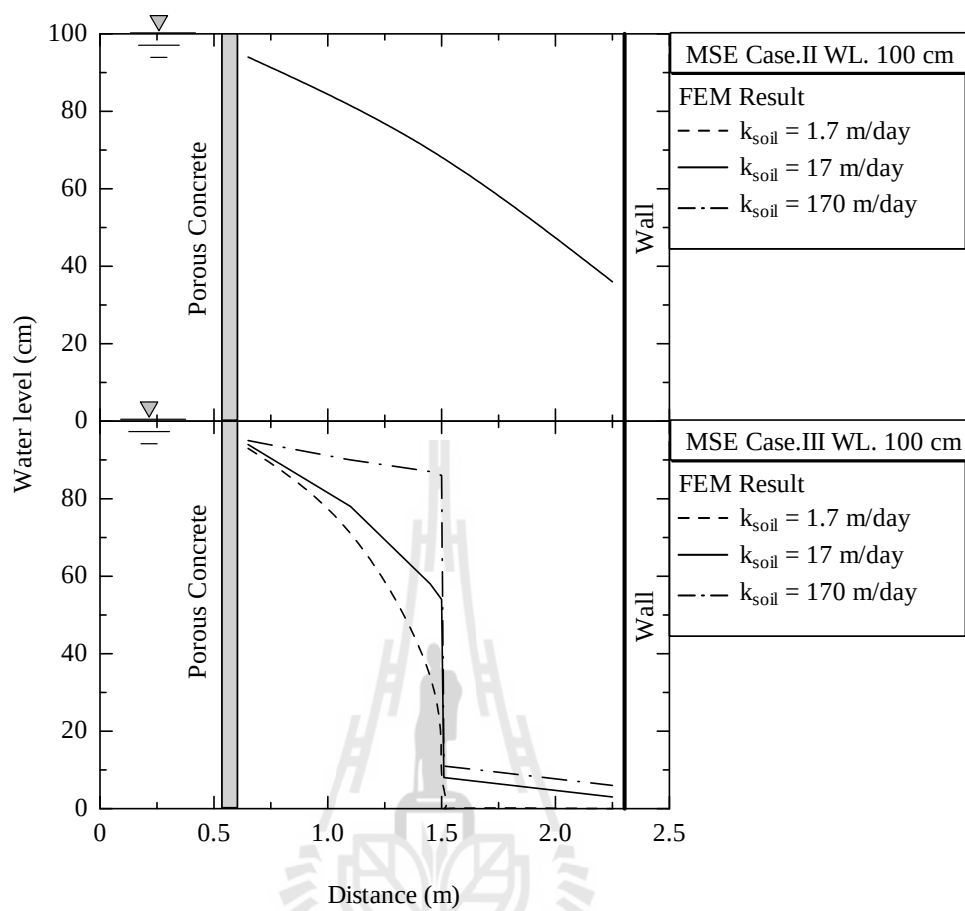
รูปที่ 4.32 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินต่อความชื้นโดยปริมาตร
ในโซนไม่เสริมกำลังของกรณีที่ 2 และ 3



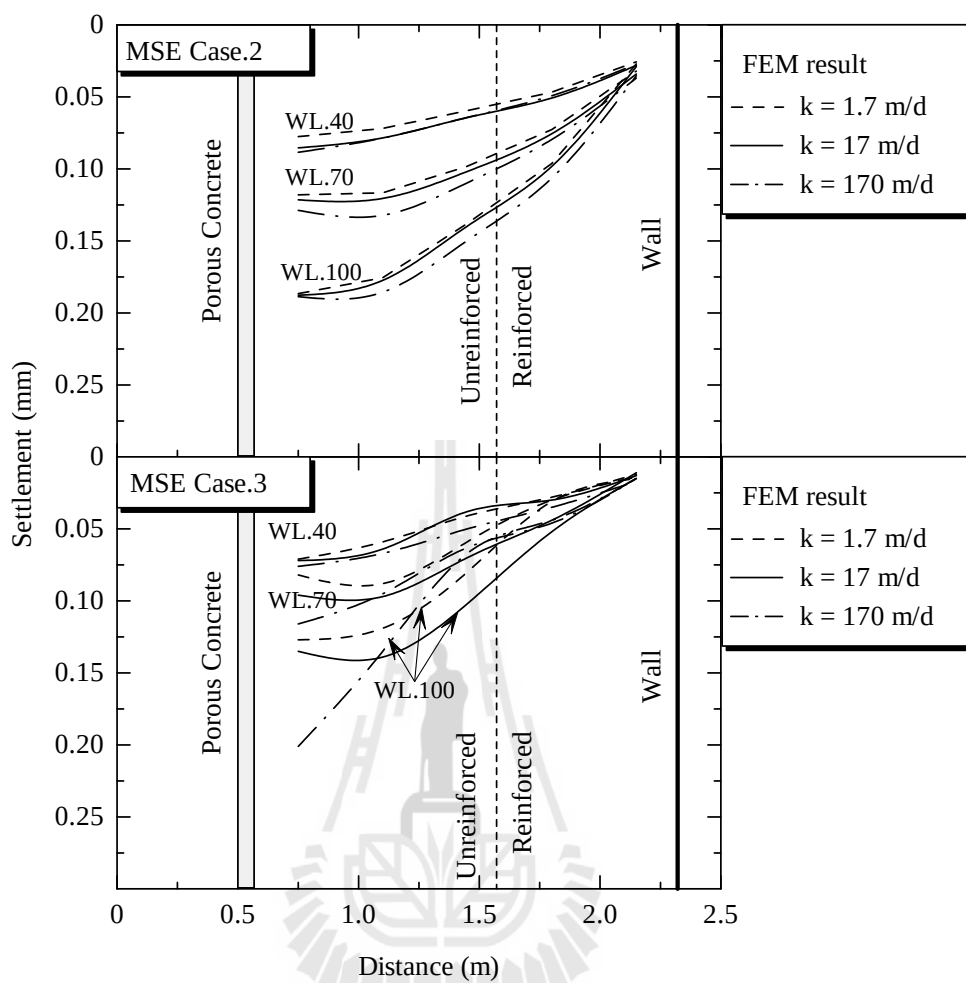
รูปที่ 4.33 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 40 เซนติเมตร)



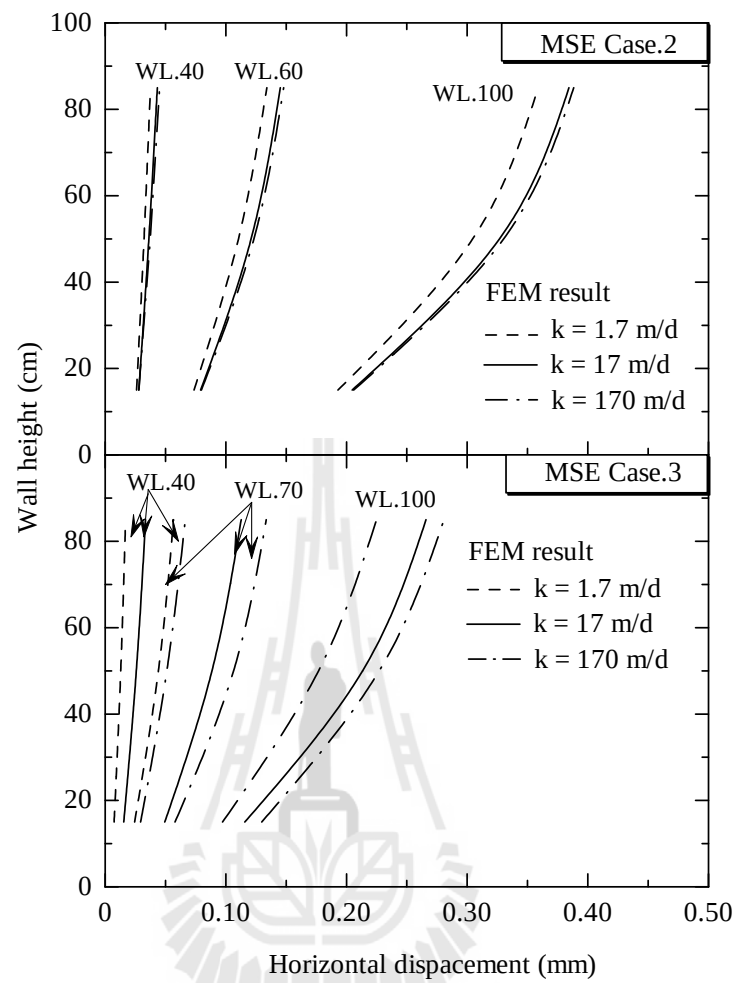
รูปที่ 4.34 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 70 เซนติเมตร)



รูปที่ 4.35 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อเส้นระดับน้ำของกรณีที่ 2 และ 3 (ระดับต้นน้ำ 100 เซนติเมตร)



รูปที่ 4.36 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อการทรุดตัวของดินถม
ของกรณีที่ 2 และ 3



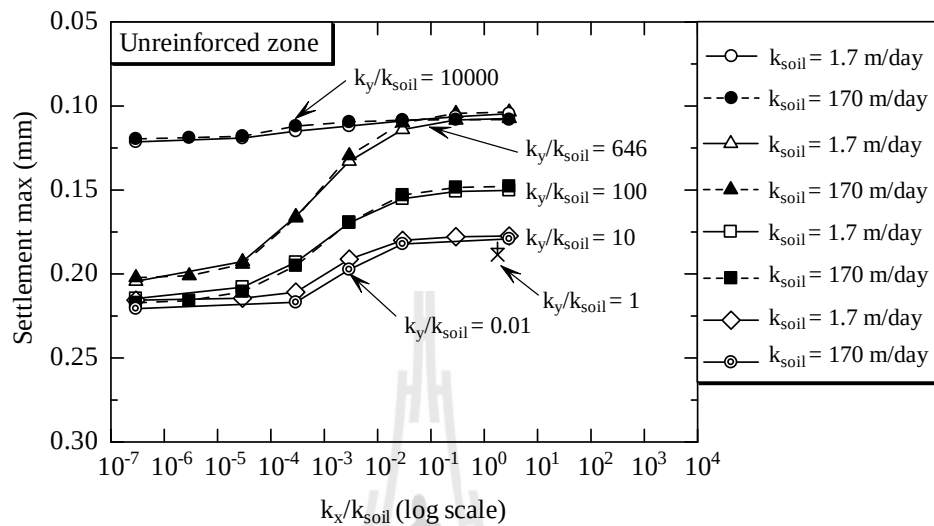
รูปที่ 4.37 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง
ของกรณีที่ 2 และ 3

4.7 อิทธิพลของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite ต่อพฤติกรรมของ กำแพงกันดินเสริมกำลัง

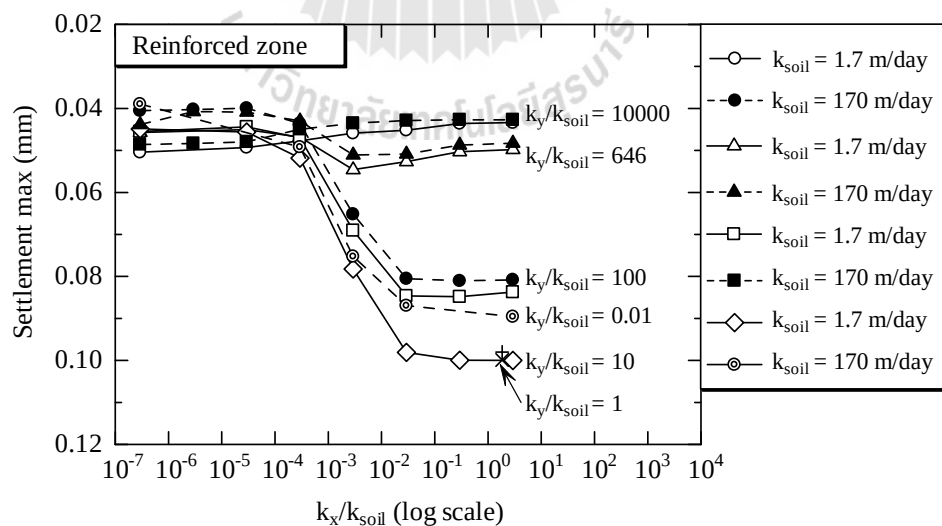
ผลการศึกษาข้างต้นแสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมมีอิทธิพลอย่างมากต่อพฤติกรรมทางกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง การเสริม geocomposite ที่มีความสามารถในการระบายน้ำต่ำกว่าความซึมผ่านน้ำของดินส่งผลในทางลบต่อพฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง หัวข้อนี้จะศึกษาอิทธิพลของอัตราส่วนระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite และสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมทางกลของกำแพงกันดิน เพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานที่สำคัญต่อการเลือก geocomposite ให้เหมาะสมกับคุณสมบัติการซึมผ่านน้ำของดินถมเมื่อดูแบบ รูปที่ 4.38 และ 4.39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดและอัตราส่วนระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite ในแกน x ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน (k_x/k_{soil}) เมื่อแปรผันอัตราส่วนระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของ geocomposite ในแกน y และสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดิน (k_y/k_{soil}) ข้อมูลที่แสดงในรูปที่ 4.38 ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS ซึ่งคุณสมบัติของกำแพง ดินถม และเหล็กเสริม ที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 4.1 ถึง 4.2 การศึกษาวิจัยในครั้งนี้สมมติให้สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินในแกน x และแกน y มีค่าเท่ากัน เนื่องจากโดยทั่วไปแล้วความแตกต่างของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในสองทิศทางของ geocomposite มีค่ามากกว่าความแตกต่างของสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในสองทิศทางของดิน

อิทธิพลของ k_x/k_{soil} ต่อการทรุดตัวสูงสุดในโซนไม่เสริมกำลังแสดงในรูปที่ 4.38 ค่าการทรุดตัวสูงสุดในกรณีที่ไม่เสริม geocomposite (กรณีที่ $k_x/k_{soil} = k_y/k_{soil} = 1$) แสดงด้วยเครื่องหมายบวกและกากบาท สำหรับค่า k_{soil} เท่ากับ 1.7 และ 170 เมตรต่อวัน ตามลำดับ ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าอัตราส่วน k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} เป็นตัวแปรหลักที่ควบคุมพฤติกรรมเชิงกล ดังจะเห็นได้ว่าการทรุดตัวสูงสุดมีค่าประมาณใกล้เคียงกัน เมื่อ k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} มีค่าเท่ากัน แม้ว่า k_x , k_y และ k_{soil} จะมีค่าต่างกัน การเสริม geocomposite ที่มีค่า k_x/k_{soil} เท่ากับ 1 มีส่วนช่วยลดค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในโซนไม่เสริมกำลังสำหรับทุกค่า k_y/k_{soil} ที่เกินกว่า 1.0 โดยที่การทรุดตัวสูงสุดมีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของ k_y/k_{soil} การลดลงของ k_x/k_{soil} มีผลต่อการทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลัง กล่าวคือ สำหรับค่า k_y/k_{soil} ค่าหนึ่ง การทรุดตัวสูงสุดมีการเปลี่ยนแปลงน้อยในช่วง $k_x/k_{soil} > 0.08$ (ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าค่าการทรุดตัวสูงสุดมีค่าไม่เปลี่ยนแปลงแม้ว่า k_x/k_{soil} จะมีค่าเพิ่มขึ้นถึง 10,000 ก็ตาม) การทรุดตัวในดินถมมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ k_x/k_{soil} มีค่าลดลงในช่วง $0.08 < k_x/k_{soil} < 8 \times 10^{-4}$ แต่เมื่อ k_x/k_{soil} มีค่าลดต่ำกว่า 8×10^{-4} สัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำจะไม่มีผลต่อการทรุดตัวสูงสุดในช่วงนี้ การทรุดตัวมีค่าประมาณคงที่สำหรับ k_y/k_{soil} ที่ต่ำกว่า 646 ผลการศึกษายังแสดงให้เห็นอีก

ว่า ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวและ k_x/k_{soil} มีค่าคงที่ แม้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลง k_y/k_{soil} ในช่วงที่ k_y/k_{soil} มีค่าน้อยกว่า 1.0

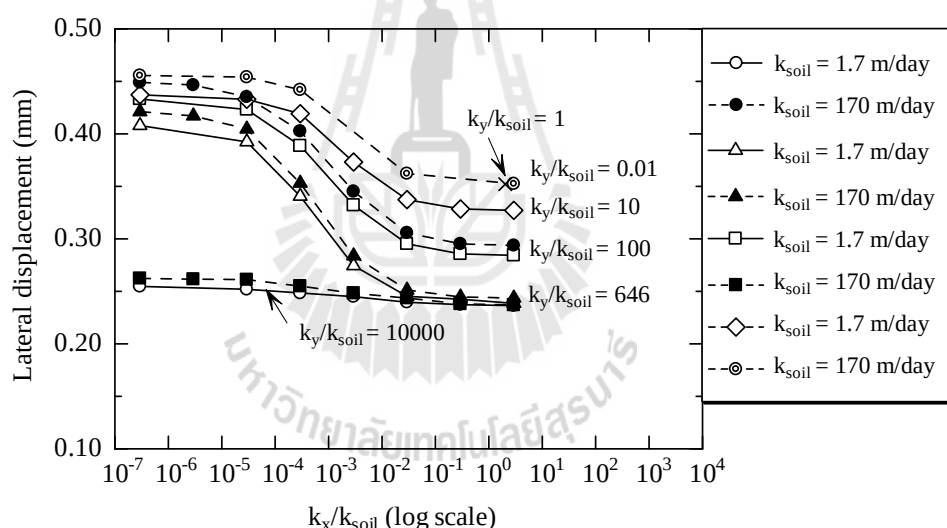


รูปที่ 4.38 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการทรุดตัวสูงสุดของดินถมในโซนไม่เสริมกำลัง



รูปที่ 4.39 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการทรุดตัวสูงสุดของดินถมในโซนเสริมกำลัง

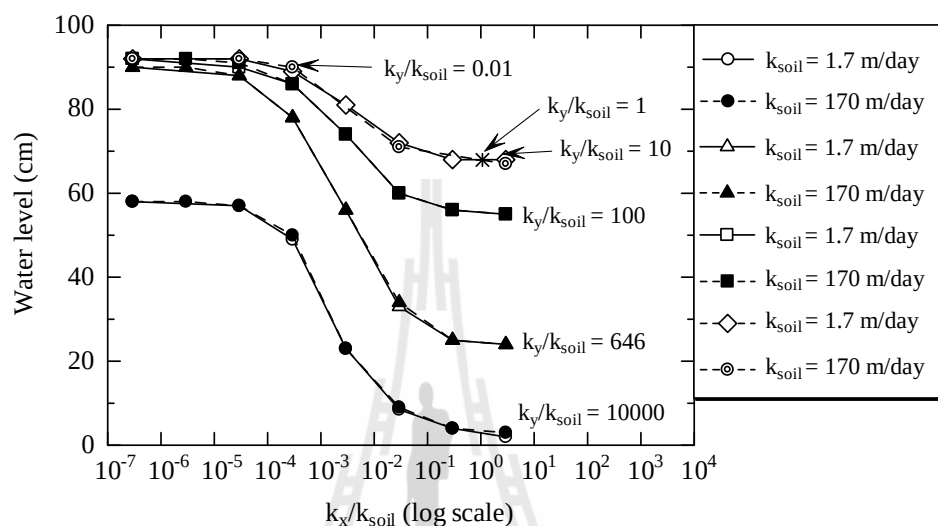
รูปที่ 4.39 แสดงอิทธิพลของ k_x/k_{soil} ต่อการทรุดตัวสูงสุดในโซนเสริมกำลัง ค่าการทรุดตัวสูงสุดในกรณีที่ไม่มีเสริม geocomposite (กรณีที่ $k_x/k_{soil} = k_y/k_{soil} = 1$) แสดงด้วยเครื่องหมายบวกและกากบาท สำหรับค่า k_{soil} เท่ากับ 1.7 และ 170 เมตรต่อวัน ตามลำดับ สำหรับค่า k_x/k_{soil} ค่าหนึ่ง การเพิ่ม k_y/k_{soil} จะช่วยให้การทรุดตัวในโซนเสริมกำลังมีค่าลดลง การเสริม geocomposite ที่มีค่า k_y/k_{soil} น้อยกว่า 1.0 มีผลเชิงลบ (ทำให้การทรุดตัวในโซนเสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นกว่ากรณีที่ไม่มีเสริม geocomposite) การลดลงของค่า k_x/k_{soil} ในช่วงที่ต่ำกว่า 0.08 สำหรับ k_y/k_{soil} ที่น้อยกว่า 646 ช่วยลดการทรุดตัวของดินถมในโซนเสริมกำลัง แต่ในทางตรงกันข้าม สำหรับ k_y/k_{soil} ที่มากกว่า 646 การลดลงของ k_x/k_{soil} ทำให้การทรุดตัวสูงขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากค่า k_y/k_{soil} ที่สูงเกินไปจะทำให้ระดับน้ำในโซนเสริมกำลังมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้ความเค้นประสิทธิผลมีค่าลดลง อัตราส่วน k_x/k_{soil} ที่ต่ำกว่า 8×10^{-4} ไม่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงการทรุดตัว ในช่วงที่ k_x/k_{soil} ต่ำกว่า 8×10^{-4} การทรุดตัวในโซนเสริมกำลังมีค่าไม่แปรผันตาม k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil}



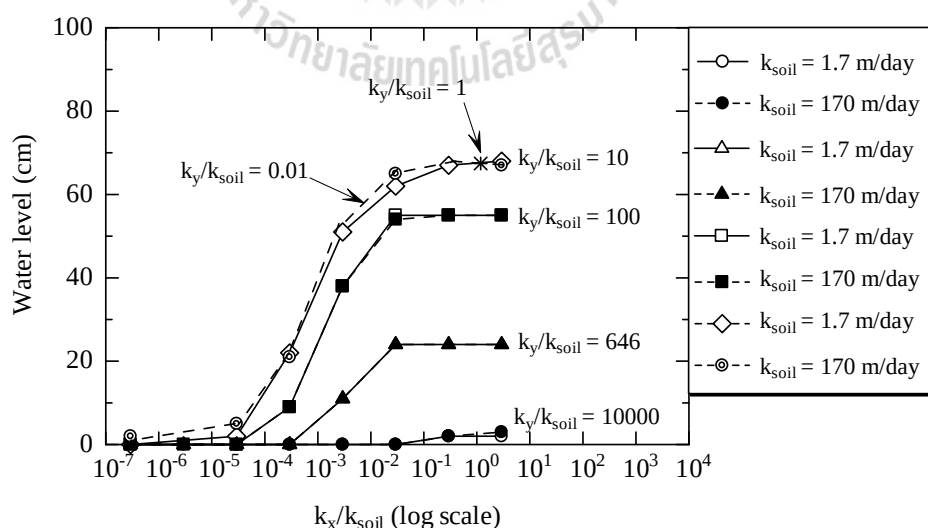
รูปที่ 4.40 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง

รูปที่ 4.40 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างของผนังกำแพงกับอัตราส่วน k_x/k_{soil} สำหรับ k_y/k_{soil} ต่างๆ ความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเช่นเดียวกับความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดในโซนไม่มีเสริมกำลังกับอัตราส่วน k_x/k_{soil} ซึ่งการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวด้านข้างแบ่งออกได้เป็นสามโซน และจุดเปลี่ยนโซนเท่ากับ 0.08 และ 8×10^{-4} ที่ k_x/k_{soil} เท่ากัน การเคลื่อนตัว

ด้านข้างของกำแพงลดลงตามการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วน k_y/k_{soil} k_x/k_{soil} แทบจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของผนังกำแพง เมื่อ k_y/k_{soil} มีค่าเกินกว่า 10,000 หรือกล่าวได้ว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในแกน y มีส่วนช่วยในการลดระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังและเสริมกำลังได้อย่างมาก แม้ว่าน้ำจะไม่สามารถระบายเข้าสู่ geocomposite ในแกน x หรือระบายได้ช้าก็ตาม



รูปที่ 4.41 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อระดับน้ำหน้า geocomposite



รูปที่ 4.42 อิทธิพลของอัตราส่วนสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำตามขวางของ geocomposite ต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม ต่อระดับน้ำหลัง geocomposite

รูปที่ 4.41 แสดงอิทธิพลของ k_x/k_{soil} ต่อระดับน้ำด้านหน้า geocomposite ความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเช่นเดียวกับความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดในโซนไม่เสริมกำลังกับอัตราส่วน k_x/k_{soil} ซึ่งการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวด้านข้างแบ่งออกได้เป็นสามโซน และจุดเปลี่ยนโซนเท่ากับ 0.08 และ 8×10^{-4} ที่ $k_y/k_{soil} = 10000$ ระดับน้ำด้านหน้า geocomposite สามารถลดลงได้ถึง 58 เซนติเมตร แม้ว่า k_x/k_{soil} จะมีค่าต่ำมาก การเลือกใช้ k_x/k_{soil} ที่น้อยกว่า 0.08 ร่วมกับ k_y/k_{soil} ที่มีค่าเกินกว่า 10 มีส่วนช่วยในลดระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังได้อย่างเห็นได้ชัด ระดับน้ำในโซนเสริมกำลังมีค่า 2 เซนติเมตร เมื่อ $k_y/k_{soil} = 10000$

รูปที่ 4.42 แสดงอิทธิพลของ k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} ต่อระดับน้ำด้านหลัง geocomposite (ในโซนเสริมกำลัง) ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า k_x/k_{soil} มีอิทธิพลอย่างมากต่อระดับน้ำในโซนเสริมกำลัง ค่า k_x/k_{soil} ที่ต่ำและ k_y/k_{soil} ที่สูง จะช่วยลดระดับน้ำในโซนเสริมกำลัง เมื่อพิจารณาค่า k_x/k_{soil} ในช่วงที่เหมาะสม ($k_x/k_{soil} > 0.08$) แม้ว่า k_y/k_{soil} ที่เท่ากับ 10 และ 100 จะช่วยลดระดับน้ำทางท้ายน้ำเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่เสริม geocomposite แต่การลดลงของระดับน้ำในโซนเสริมกำลังเกิดขึ้นไม่มากนัก จึงทำให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเมื่อน้อยกว่ากรณีไม่เสริม geocomposite แต่ก็ยังมีค่าสูงกว่ากรณีที่เสริม geocomposite ที่ค่า k_x/k_{soil} ต่ำกว่า 8×10^{-4} (รูปที่ 4.39) ผลการวิเคราะห์ทั้งหมดแสดงให้เห็นว่าการเสริม geocomposite มีส่วนช่วยลดการทรุดตัว (ทั้งในโซนเสริมและไม่เสริมกำลัง) และการเคลื่อนตัวด้านข้าง เมื่อ $k_x/k_{soil} > 0.08$ และ $k_y/k_{soil} > 10$

บทที่ 5

บทสรุป

5.1 สรุปผลงานวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการการระบายน้ำและพฤติกรรมเชิงกลของแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง และเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ทางไฟไนท์เอลิเมนต์ ท้ายสุด ศึกษาความไวตัวของพารามิเตอร์โมดูลัส และความชื้นผ่านน้ำของดินถมต่อพฤติกรรมทางกลของกำแพงกันดินเสริมกำลัง ประเด็นที่สำคัญของงานวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1) พฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดินแปรผันอย่างมากกับระดับดินน้ำ โมดูลัสยืดหยุ่นและสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถม การเสริม geocomposite ที่มีความสามารถในการระบายน้ำต่ำกว่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของดินถมส่งผลทางลบต่อพฤติกรรมเชิงกล พฤติกรรมการระบายน้ำไม่แปรผันกับโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถม ดังจะเห็นได้ว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินถมไม่อิทธิพลต่อความชื้นในมวลดินและเส้นระดับน้ำ ขณะที่ โมดูลัสยืดหยุ่นมีอิทธิพลอย่างมากต่อการทรุดตัวของดินถมและการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพง เนื่องจากโมดูลัสยืดหยุ่นมีความสัมพันธ์ต่อการต้านทานการเสียรูปของวัสดุ

2) โปรแกรม PLAXIS 2D สามารถทำนายพฤติกรรมการระบายน้ำและพฤติกรรมเชิงกลของแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลังได้ โดยผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์เอลิเมนต์ให้ค่าพฤติกรรมการระบายน้ำและพฤติกรรมเชิงกลสูงกว่าผลตรวจวัดเล็กน้อย

3) การทรุดตัวสูงสุดในโซนเสริมและไม่เสริมกำลังและการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินแปรผันตาม k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} ดังจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมดังกล่าวมีความคล้ายกัน เมื่อ k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} แม้ว่าจะมีการเปลี่ยนแปลงของค่า k_x , k_y และ k_{soil}

4) สำหรับ k_y/k_{soil} ค่าหนึ่ง อิทธิพลของ k_x/k_{soil} ต่อการทรุดตัวสูงสุดในโซนไม่เสริมกำลังและการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินแบ่งออกได้เป็น 3 ช่วง ในช่วง $k_x/k_{soil} > 0.08$ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าค่าการทรุดตัวสูงสุดและการเคลื่อนตัวด้านข้างไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก แม้ว่า k_x/k_{soil} จะมีค่าเพิ่มขึ้นถึง 10,000 ก็ตาม การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ k_x/k_{soil} มีค่าลดลงในช่วง $0.08 < k_x/k_{soil} < 8 \times 10^{-4}$ แต่เมื่อ k_x/k_{soil} การทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าลดลงต่ำกว่า 8×10^{-4}

5) เมื่อ k_x/k_{soil} มีค่าต่ำกว่า 0.08 ที่ k_y/k_{soil} ค่าหนึ่ง ระดับน้ำในโซนเสริมกำลังจะลดลง ขณะที่ระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังจะเพิ่มขึ้นตามการลดลงของ k_x/k_{soil} เนื่องจาก geocomposite จะ

ชะลอการไหลของน้ำเข้าสู่โซนเสริมกำลัง การลดลงของระดับน้ำในโซนเสริมกำลังตามการลดลงของ k_x/k_{soil} มีผลให้การทรุดตัวในโซนเสริมกำลังมีค่าลดลงในช่วงที่ k_y/k_{soil} มีค่าต่ำ (ต่ำกว่า 646) แต่เมื่อ k_y/k_{soil} มีค่าสูงเกินกว่า 646 การทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังแทบไม่เปลี่ยนแปลงตามการลดลงของ k_x/k_{soil} ในทางตรงกันข้าม ระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังจะเพิ่มขึ้นตามการลดลงของ k_x/k_{soil} การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำในโซนไม่เสริมกำลังตามการลดลงของ k_x/k_{soil} มีผลให้การทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้น

6) ผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์เอลิเมนต์แสดงให้เห็นว่า geocomposite จะมีประสิทธิภาพขึ้นอยู่กับค่าเลือก k_x/k_{soil} และ k_y/k_{soil} ให้เหมาะสม โดยที่ k_x/k_{soil} ควรมีค่าสูงกว่า 0.08 และ k_y/k_{soil} ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 10 ค่า k_x/k_{soil} ที่ต่ำเกินกว่า 0.08 จะทำให้ระดับน้ำด้านหน้า geocomposite สูงขึ้น และส่งผลให้หน่วยแรงประสิทธิผลของดินถมในโซนไม่เสริมกำลังลดลง และแรงดันน้ำที่กระทำต่อโซนเสริมกำลังเพิ่มขึ้น จึงมีผลให้การทรุดตัวในโซนไม่เสริมกำลังสูงขึ้น และการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงสูงขึ้น ในขณะที่ ในช่วง k_x/k_{soil} ที่สูงเกินกว่า 0.08 การเพิ่ม k_y/k_{soil} จะช่วยลดระดับน้ำทั้งในโซนเสริมกำลังและไม่เสริมกำลัง ดังนั้น การทรุดตัวทั้งสองโซนรวมทั้งการเคลื่อนตัวด้านข้างจึงลดลงตามการเพิ่มขึ้นของค่า k_y/k_{soil}

5.2 ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการระบายน้ำ และพฤติกรรมเชิงกลของแบบจำลองกำแพงกันดินเสริมกำลัง ด้วยการสร้างแบบจำลองกายภาพย่อส่วนในห้องปฏิบัติการที่ใช้เป็นทรายวัสดุถมเพื่อศึกษาความชื้นโดยปริมาตรในมวลดิน เส้นระดับน้ำ การทรุดตัวของดินถม และการเคลื่อนตัวในแนวราบของกำแพง เปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ทางไฟไนท์เอลิเมนต์ (โปรแกรม PLAXIS 2D) ผลการศึกษาสามารถนำมาขยายผลต่อยอดไปใช้ศึกษากับกำแพงกันดินที่ใช้ดินเม็ดละเอียดเป็นดินถม ซึ่ง geocomposite จะมีส่วนช่วยปรับปรุงพฤติกรรมเชิงกลของกำแพงกันดิน นอกจากนี้ งานวิจัยนี้ควรนำไปเป็นพื้นฐานต่อยอดในการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินเสริมกำลังจริง ซึ่งจะมีเงื่อนไขของความเค้นที่แตกต่างจากการศึกษาในแบบจำลอง

รายการอ้างอิง

- AASHTO (1996), **Standard Specifications for Highway and Bridge**, 1th edition. Washington D.C., American Association of state Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2002), **Standard Specifications for Highway and Bridge**, 7th edition. Washington D.C., American Association of state Highway and Transportation Officials.
- American Society of Testing and Materials (ASTM) (1989). **Annual Book of ASTM Standards**, Section 4, Construction, Vol. 04.08 Soil and Rock; Building Stones, Philadelphia, Pa.
- Anderson, L.R., Sharp, K.K., and Harding, O.T. (1987), Performance of a 50-feet high welded wire wall, **Soil Improvement A Ten year Update, Geotech, Special Publication No. 12**, ASCE, pp. 280-308.
- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C., and Balasubramanim, A. (1993), “Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand”, **Geotechnique**, Vol.43, No.4, pp.589-603.
- Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N., and Balasubramniam, A.S. (1996). **Soft Ground Improment in Lowland and Other Environment**. ASCE Press, New York
- Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C., and Balasubramanim, A. (2003), “The interaction mechanism and behaviour of hexagonal wire mesh rienforce embankment with silty sand backfill on soft clay”, **Computer and Geotechnics**, Vol.30, pp.517-534.
- Boles, Joseph E. (1996). “**Foundation Analysis and Design**”, McGraw-Hill.
- Christopher, B.R., Gill, B.S., Giroud, J.P., Juran, I., Schlosser, F., Mitchell, J.K., and Dunnicliff, J. (1989), Reinforced soil structure, Vol. 1: Design and Construction Guidelines, **Report Prepared for US Federal Highway Administration**, 287p.
- Clayton, C.R.I., Milititsky, J. and Woods, R.I. (1993). **Earth pressure and earth-retaining structures**, Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, Glasgow.
- Fishman, K.L., Desai, C.S. and Sogge, R.L (1993). “Field Behavior of Instrument Geogrid Soil Reinforced Wall”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, August, Vol. 119, N0. 8.

- Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010). Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. **Soils and Foundations**, Vol.50, No.2 (2010).
- Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, Ch., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A., Tangsutthi-non, T. (2011). Performance of an earth wall stabilized with bearing reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol.29, pp. 514-524.
- Koerner, R. M., and Welsh, J. P., **Contruction and Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics**. New York: Wiley, 1980.
- Koerner, R. M., and Bove, J. A., "In-Plane Hydraulic Properties of Geotextiles". **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, vol. 6, no. 4, 1983, pp. 190-195.
- Koerner, R. M., and Bove, J. A., and Martin, J. P., "Water and Air Transmissitivity of Geotextile-s", **Journal of Geotextile and Geomembranes**, vol. 1, 1984, pp. 57-73.
- Lawrence, C. A., and Koerner, R. M., "Flow behavior of Kinked Strip Drains", **Proceedings Geo-Synthetics for Soil Improvement**, ASCE, 1988, pp. 22-39.
- Lee, K.L., Adams, B.D., Vagneron, J.J. (1973). Rienforce earth retaining walls, **Journal of soil Mechanical and foundation Division**, Vol.99, No.3, pp. 69-77.
- Mitchell, J.K., and Villet, W.C.B. (1987), **Reinforcement of earth slopes and embankments**, National Cooperative Highway Research Program Report 290, Trans. Research Board, national Research Council, Wachington, D.C.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Pradhan, S. and Khan, A.J. (1998). Limit state analysis of geosynthetics reinforced soil structures. **Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics**. March, 25-19, 1998, Atlanta, GA, USA, pp.143-179.
- Shibuya, S., Kawagushi, T., and Chae, J. (2007), "Failure of reinforced earth as attacked by typhoon no.23 in 2004", **Soils and Foundations**, Vol.47, No.1, pp.153-160.
- Shibuya, S., Saito, M., Torii, N., and Hara, K. (2009), "Mitigating embankment failure due to heavy rainfall using L-shaped geosynthetic drain (LGD)", **Proceedings of Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitgation**, Kyoto, Japan, pp.229-306.
- Terzaghi, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**. Wiley. New York.
- Vidal, M. H. (1969), "**The principle of reinforced earth**", Highway Research Record 282, pp.1-16.

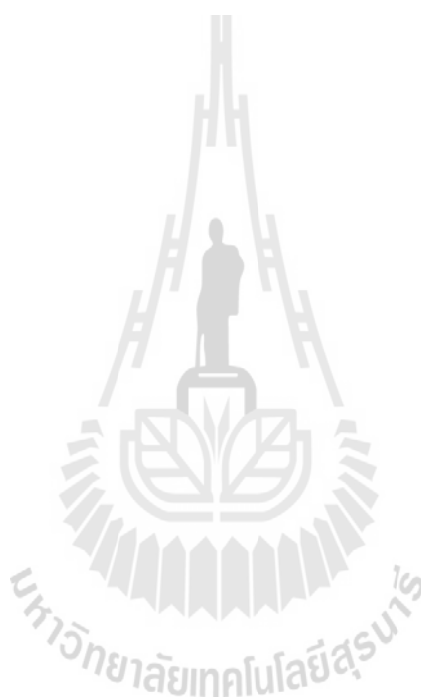
ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

รายชื่อบทความที่ได้รับการตีพิมพ์ในระหว่างศึกษา

Udomchai A., Chinkulkijniwat A. and Horpibulsuk S. (2012). **Physical model tests on Mechanically stabilized earth walls with geocomposite drainage under seepage condition.** Geosynthetics Asia 2012 Proceeding of the 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Bangkok, Thailand. pp.613-616.



PHYSICAL MODEL TESTS ON MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS WITH GEOCOMPOSITE DRAINAGE UNDER SEEPAGE CONDITION

Artit Udomchai¹, Avirut Chinkulkijniwat², Suksun Horpibulsuk³

¹M.Eng. student, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand, Tel: +66-44 22 4420; Fax: +66-44 22 4607

²Assistant Professor, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand, Tel: +66-44 22 4353; Fax: +66-44 22 4607; Email: avirut@sut.ac.th

³Professor, School of Civil Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand. Tel: +66-44 22 4322; Fax: +66-44 22 4607; Email: suksun@sc.sut.ac.th

ABSTRACT

Both external and internal stabilities are a main concern in design and construction manuals for the mechanically stabilized earth (MSE) wall. Literature showed that the failure of the MSE walls, especially in mountainous areas, is mainly caused by the attack of seasonal heavy rainfall. The seepage through the MSE wall due to the rainfall causes the increase in the lateral stress and the reduction in the effective stress, stiffness and strength of the backfill; hence the reduction in the factors of safety against external and internal failure. This paper investigates the flow and mechanical behaviors of the MSE wall with and without geocomposite grain under seepage condition. The investigation is performed using laboratory physical model tests. It is found that the water pressure significantly controls the performance and the failure of the MSE wall. As the water pressure increases, the settlements in the unreinforced zone increase. The failure of the MSE wall is caused by the piping of the reinforced soil. The geocomposite drainage reduces the water pressure and water content in the reinforced zone, hence the improvement of the stability of the MSE wall. For the same water pressure, the MSE wall with geocomposite drainage sustains lower settlements.

Keywords: mechanical stabilized earth wall, geocomposite, drainage system, physical model test

INTRODUCTION

The use of reinforcements to stabilize earth structures has grown rapidly in the past two decades. When used for retaining walls or steep slopes, they can be laid continuously along width of the reinforced soil system or laid intervals. The backfill is generally granular materials, according to a specification of the Department of Highways. The MSE wall can be used as an earth retaining structure along the mountainous area. The first project in Thailand was constructed in the Highway route no. 11 (Utaradit-Denchai) in 2011. Several MSE wall projects along the mountainous area will be released from the Department of Highways, Thailand such as in Khao Phu Pa and Lomsak. For the design of MSE wall in the mountainous areas, the external and internal stabilities must be confirmed. Generally, the examination of the external and internal stabilities can be referred to standard design manuals such as the American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO) and the Federal Highway Administration (FHWA), etc. It is worth noting that the design condition is generally assumed that the drainage system still functions. Shibuya et al. (2007) reported the causes of failure of a MSE

wall constructed in a mountain in Yabu, Hyogo prefecture, Japan. The failure occurred in 2004 after the attack of typhoon. One of the causes of failure is the inappropriate installation of the drainage system. Shibuya et al. (2009) recommended that the geocomposite drain with a high coefficient of permeability (10 to 200 times higher than that of the compacted backfill) can be used as a drain in the MSE wall. The advantage of the geocomposite drain over the conventional material (well-graded sand) is the high drainage capacity even under the MSE wall movement caused by dead and live loads. Besides, the geosynthetic drainage system is cheaper and simpler installed than the conventional system.

Presently knowledge in design of drainage system in MSE wall using geocomposite is very limited. Rigorous knowledge on influencing factors to drainage efficiency would enhance design potential. Understanding flow mechanism in MSE wall is crucial to develop design direction. This paper investigates the flow mechanism in the MSE wall with and without geocomposite. The investigation is performed using laboratory physical model tests. Results from the tests will be useful for further parameters analysis.

LABORATORY INVESTIGATION

Materials

The soil used in this investigation is a clean sand. It consists of 10% gravel, 87.3% sand, and 2.7% silt. The gradation of the sand is presented in Figure 1. This sand is classified as poorly graded sand (SP), according to the Unified Soil Classification System (USCS). Its specific gravity is 2.74. The compaction characteristics under standard Proctor energy are optimum water content (OWC) = 5.7% and maximum dry unit weight, $\gamma_{dmax} = 16.7 \text{ kN/m}^3$. Strength parameters of this sand at the optimum point obtained from a large direct shear apparatus with the diameter of 35 cm are $c' = 0 \text{ kN/m}^2$, and $\phi' = 40$ degrees. Generally, well-graded materials are used as backfill due to high efficiency of field compaction. The uniform sand was however used in this investigation for the consistency of the laboratory compaction for each test. Even though the tested sand is uniformly graded but its percent finer than 37, 4.75, 0.425, 0.150, and 0.075mm particle and its internal friction angle meet the specification of the Department of highways, Thailand.

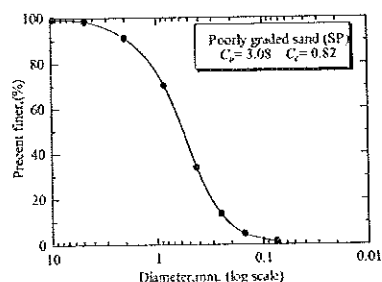


Fig. 1 Particle size distribution of the clean sand

Experimental Setup

A large scale tests were conducted in the campus of Suranaree University of Technology to simulate MSE wall under a condition of high ground water table. A reinforce concrete tank was built to carry out the experiment. The Dimensions of the tank is illustrated in Figure 2. The sand was filled to the tank to a dimension of 1.4x3.6x1.6 m. It was compacted in layers of about 0.15 m thickness to a density of higher than 90% the standard Proctor density. The compaction was carried out by hand compactors. The degree of compaction and water content were checked regularly at several points by the sand cone method. Wherever the degree of compaction was found to be inadequate, additional compaction was done until the desired standards

were met. The wall facing was made of an acrylic plate with 5 layers of steel reinforcement. The vertical and horizontal spacing between each layer was fixed at 0.20 m and 0.25 m, respectively. The reinforcements for all layers are 3 mm diameter and 0.7 m length (equal to 0.8H where H is the wall height). The reinforcement length of larger than 0.7H is recommended by ASSHTO (2002).

The MSE wall was extensively instrumented within the wall and the wall facing panel. Locations of the instruments are illustrated in Figure 2. Three piezometers, 10 surface settlement plates and 10 water sensor were installed to measure the change in water levels, settlements and water contents during seepage flow. The surface settlement plates were installed in middle of the backfill. Settlements were measured by a precise leveling with reference to a benchmark. Three linear potentiometers were installed at the wall facing panel to measure the lateral wall movement at different points during seepage.

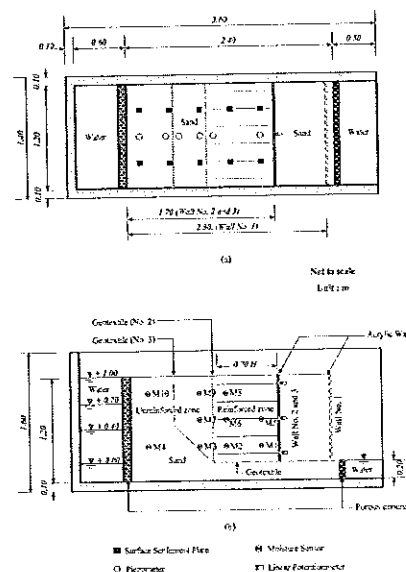


Fig. 2 Dimension of the tank and instrumentations.

The ground water table during the tests was controlled by water levels in the upstream and downstream water tanks. The water level in the downstream water tank was kept constant at 0.2 m height by a control weir. The water level in the upstream tank was varied from 0.2 m height to 1.0 m height as indicated in Table 1. Each test was begun with the water level of 0.2 m height in the upstream tank. At each level of upstream water, the upstream

water level was kept constant until steady state flow was arrived.

Table 1 Detail of the conducted experiments

Case	Wall distance [m]	Upstream water level [m]	Drainage Direction [deg.]
I	2.4	0.2, 0.4, 0.6	-
II	1.7	0.2, 0.4, 0.7, 1.0	-
III	1.7	0.2, 0.4, 0.7, 1.0	90
IV		0.2, 0.4, 0.7, 1.0	45

TEST RESULTS

Seepage Flow

Figure 3 shows the phreatic drawdown for different water levels for cases I and II. The water heights behind the unreinforced zone were 0.4 m and 0.6 m for the case I and 0.4 m and 0.7 m for the case II. The phreatic level decreases through the wall face due to the head loss in the sandy backfill. The distance of the wall face insignificantly affects the phreatic level. In other words, pore pressure acting on the wall face decreases as the distance from the water source to the wall face increases. The advantage of the geocomposite drainage on the reduction in water pressure in the reinforced zone is illustrated in Figure 4. The measured data of the water pressure for case II (no geocomposite) are compared with those for case III (with geocomposite). For both cases, the distance from the water source to the wall face is the same. The highly permeable geocomposite can collect the water in the unreinforced zone and drain out at the wall face. This reduces the water pressure acting on the wall face and pore water pressure in the reinforced zone.

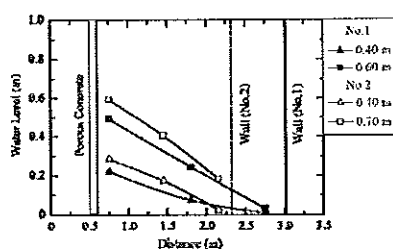


Fig. 3 Comparison between phreatic lines for cases I and II

It is interest to mention that the arrangement of the geocomposite plays a significant role on the drainage capacity. The inclined geocomposite drainage is not suitable in terms of workability, economic and engineering points of view. The inclined arrangement is hard in practice and uses more drainage. It is clearly seen from Figure 5 that the vertical arrangement is more effective than the inclined arrangement.

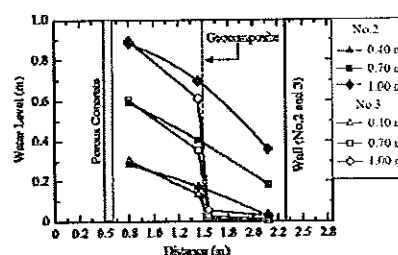


Fig. 4 Comparison between phreatic line for cases II and III

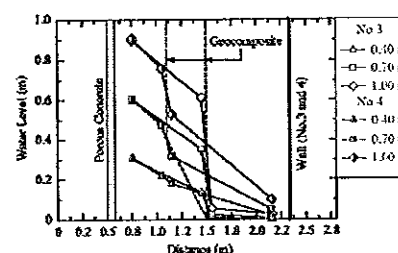


Fig. 5 Comparison between phreatic line for cases III and IV

Deformations

Comparisons among final surface settlements along a longitudinal direction at a specific water level in the upstream tank are presented in Figures 6 to 8. Figure 6 compares settlements for case I and those for case II. It is clearly shown that the settlements for case I are lower than those for case II. There are two factors induced the difference; 1) level of water in the upstream tank and 2) distance of the upstream water tank to the wall face. The water levels in the upstream water tank for cases I and II are 0.6 m and 0.7 m, respectively. Theoretically, the higher water level provides the greater magnitude of settlement. However, the more important factor is the distance of the upstream

water tank to the wall face. As the phreatic level decreases through the wall face, the shorter distance results the higher phreatic level at the wall face. Figure 3 shows that at the water level in the upstream water tank is 0.7 m the level of the phreatic line at the wall face remains relatively high at level of 0.3 m. The high phreatic line at the wall face induces piping of the soil at vicinity to the wall face. The piping later induces massive failure in the reinforced zone and hence, there occurs a relatively large settlement in the reinforcement zone as indicated in Figure 6.

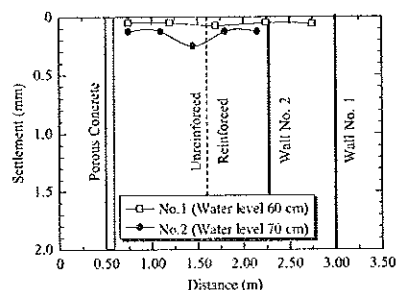


Fig. 6 Comparison between surface settlements for cases I and II.

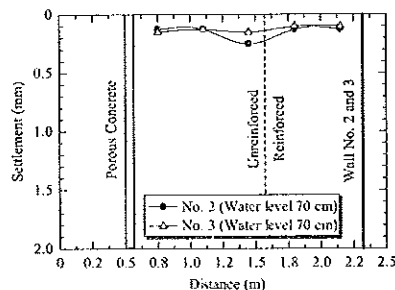


Fig. 7 Comparison between surface settlements for cases II and III.

Figure 7 compares the surface settlements for cases II and III. It is shown that the drainage system works well on its function. The surface settlements shown in Figure 8 show that the inclined geocomposite drainage opposes poor performance comparing with the vertical drainage. Comparing with the vertical drainage, the inclined drainage gives the higher level of phreatic line inside the reinforced zone as shown in Figure 5 resulting in the lower effective stresses inside the reinforced zone.

As such the greater magnitude of settlements for the inclined drainage than the vertical drainage is observed as shown in Figure 8.

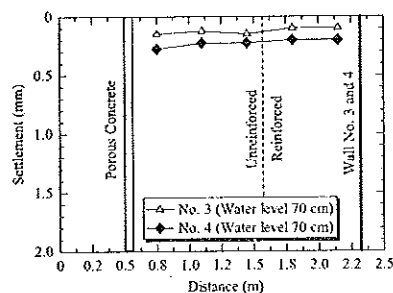


Fig. 8 Comparison between surface settlements for cases III and IV.

CONCLUSIONS

A series experiments for multistep flow through the MSE wall were conducted with and without geocomposite drainage in the campus of Suranaree University of Technology. Phreatic lines at a specific level of water level in the upstream tank of all cases are presented. It is found that geocomposite can be used as drainage material in the drainage system in MSE wall. Regarding the drainage efficiency, the performance of the vertical drainage is better than that of the inclined drainage. Surface settlements along longitudinal direction at a specific level of water level in the upstream water tank are presented for all cases. The measured settlements are consistent with the measure phreatic lines.

REFERENCES

- AASHTO (2002), Standard Specifications for Highway and Bridge, 7th edition. Washington D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Shibuya, S., Kawagushi, T., and Chae, J. (2007), "Failure of reinforced earth as attacked by typhoon no.23 in 2004", *Soils and Foundations*, Vol.47, No.1, pp.153-160.
- Shibuya, S., Saito, M., Torii, N., and Hara, K. (2009), "Mitigating embankment failure due to heavy rainfall using L-shaped geosynthetic drain (LGD)", *Proceedings of Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation*, Kyoto, Japan, pp.229-306.

ประวัติผู้เขียน

นายอาทิตย์ อุดมชัย เกิดเมื่อวันที่ 31 เดือนกรกฎาคม พ.ศ. 2531 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นจากโรงเรียนมิตรภาพ อำเภอแกดำ จังหวัดมหาสารคาม เมื่อปีการศึกษา 2541 สำเร็จการศึกษาระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพสาขาช่างก่อสร้าง เมื่อปีการศึกษา 2544 และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา จากศูนย์กลางมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ในปีการศึกษา 2550 เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2554 โดยขณะศึกษามีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่ จำนวน 1 เรื่อง ซึ่งมีรายละเอียดปรากฏในภาคผนวก ก.

