

พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในงานชุดชั้นใต้ดินลึกถึงชั้นทรายชั้นแรกใน  
ชั้นดินกรุงเทพ



นายณัฐดนัย ป้อมบุญมี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2565

BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL USING FOR DEEP EXCAVATION  
TO FIRST SAND LAYER OF BANGKOK SUBSOILS



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of  
Master of Engineering in Civil, Transportation and Geo-resources Engineering

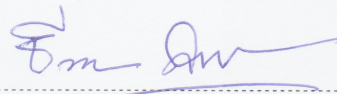
Suranaree University of Technology

Academic Year 2022

พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลลิ์ในงานชุดชั้นใต้ดินลึกถึงชั้นทรายชั้นแรกใน  
ชั้นดินกรุงเทพ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นักวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา  
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์




(ผศ. ดร.ธีรวัฒน์ สิ้นศิริ)

ประธานกรรมการ



(ผศ. ดร.พรพจน์ ตันเส็ง)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



(รศ. ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีรัมย์)

กรรมการ



(รศ. ดร.ฉัตรชัย โชติษฐยางกูร)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและประกันคุณภาพ



(รศ. ดร.พรศิริ จงกล)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ณัฐณัย ป้อมบุญมี: พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในงานขุดชั้นใต้ดินลึกถึงชั้นทรายชั้นแรก  
ในชั้นดินกรุงเทพ (BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL USING FOR DEEP EXCAVATION  
TO FIRST SAND LAYER OF BANGKOK SUBSOILS)

อาจารย์ที่ปรึกษา: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ พรพจน์ ต้นเส็ง, 79 หน้า.

คำสำคัญ : ไดอะแฟรมวอลล์ การขุดดินลึก น้ำใต้ดิน วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์สองมิติ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานขุดชั้นใต้ดินของโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าใต้ดินย่อยเขตคลองเตย มีความต้องการขุดดินลึก 24.30 เมตร ลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินในกรุงเทพมหานคร ใช้ระบบค้ำยันชั่วคราว 5 ชั้น และมีระดับดินขุดอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน จึงมีความจำเป็นต้องลดระดับน้ำใต้ดินโดยวิธีการสูบ ในงานวิจัยได้ศึกษาค่าสติฟเนสของดินที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง, อิทธิพลที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน และศึกษาพฤติกรรมการคืบตัวของน้ำใต้ดินในบ่อขุด

จากผลการศึกษาค่าสติฟเนสในเทอม  $E_u / S_u$  ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งที่เหมาะสมในการประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงมีค่าเท่ากับ 750, 1000 ตามลำดับ และในเทอม  $E' / N$  ของชั้นทรายมีค่าเท่ากับ 2000 ในงานวิจัยยังพบว่า อิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินที่มีการเปลี่ยนแปลง ส่งผลทำให้แรงอัดในค้ำยันมีค่าแปรผกผันกับระดับน้ำใต้ดิน และอิทธิพลจากการอัดแรงส่งผลทำให้แรงอัดในค้ำยันมีค่าเพิ่มขึ้น โดยแรงมีค่าการสูญเสียสูงสุดประมาณ 62 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้ยังพบอีกว่า พฤติกรรมการคืบตัวของน้ำใต้ดินมีอัตราการคืบตัวต่างกันตามปริมาณน้ำใต้ดินที่มีอยู่ในบ่อ เมื่อน้ำใต้ดินมีอยู่ในปริมาณมาก ระดับน้ำมีอัตราการคืบตัวสูงกว่าน้ำใต้ดินที่มีปริมาณน้อย



NUTDANAI POMBOONMEE : BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL USING FOR DEEP  
EXCAVATION TO FIRST SAND LAYER OF BANGKOK SUBSOILS

THESIS ADVISOR : ASST. PROF PORNPOT TANSENG 79 PP.

KEYWORD : DIAPHRAGM WALL/DEEP EXCAVATION/GROUNDWATER/2D FINITE ELEMENT  
METHOD

This research study the behavior of diaphragm wall retaining structures used in the excavation of an underground substation for the Khlong Toei District electricity project in Bangkok. The excavation depth required for this project is 24.30 meters, reaching the upper layer of sand in Bangkok subsoils. A temporary bracing system consisting of five levels is utilized, and the excavation level is below the groundwater level, necessitating dewatering measures. The research examines the appropriate stiffness values of the soil for predicting the lateral displacements of the wall, the influence on compression forces within the bracing system, and the behavior of groundwater recharge in the excavation pit.

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

School of Civil Engineering  
Academic Year 2022

Student's Signature.....นิตดาณิ พอมบูน  
Advisor's Signature.....พรพศ

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงด้วยดีโดยได้รับการสนับสนุน และการให้ความร่วมมือจากบุคคล และกลุ่มบุคคลที่กรุณาให้คำปรึกษาในเชิงวิชาการและการดำเนินงานวิจัยในขั้นตอนต่างๆ ของการวิจัย ทั้งนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลต่างๆ ดังรายนามต่อไปนี้

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ตันเส็ง อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้การอบรมสั่งสอน ชี้แนะ ช่วยเหลือในการดำเนินการวิจัยในทุกๆ ขั้นตอน ตลอดจนให้คำแนะนำในการเขียน และตรวจแก้ไขวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ธีรวัฒน์ สิ้นศิริ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมถึงคณะกรรมการ รองศาสตราจารย์ ดร.สุทธิศักดิ์ ตรีลัมพ์ ที่กรุณาให้การแนะนำ คำปรึกษา ชี้แนะแนวทางที่เป็นประโยชน์สำหรับการปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความครบถ้วนสมบูรณ์ทั้งด้านเนื้อหา ระเบียบ วิธีการวิจัย ตลอดจนแนวทางในการนำไปใช้ประโยชน์

สุดท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดูตลอดจนส่งเสริมการศึกษา ให้กำลังใจเป็นอย่างดีเสมอมา และผู้ที่ผู้วิจัยให้ความเคารพทุกท่าน ที่ให้การสนับสนุน และเป็นกำลังใจที่ดีมาโดยตลอด จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ

ณัฐดนัย บ่อมบุญมี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ก
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูปภาพ.....	ฉ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ .....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย .....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย .....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	2
บทที่ 2 ปรัชญาบรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	3
2.1 บทนำแนวคิดทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง .....	3
2.2 ระบบป้องกันดินพังในงานชุด .....	15
2.2.1 กำแพงกันดิน .....	15
2.2.2 ระบบค้ำยัน.....	17
2.3 อิทธิพลจากการอัดแรงที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน .....	17
2.4 พารามิเตอร์ของดินที่มีผลต่อเสถียรภาพของดิน .....	17

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.4.1	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil).....	18
2.4.2	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil).....	21
2.5	การใช้วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์สำหรับวิเคราะห์งานชุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน (Finite Element Method).....	24
2.5.1	ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem).....	24
2.5.2	ลักษณะของอีลิเมนต์ (Element Type).....	25
2.5.3	ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior).....	26
2.5.4	ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis).....	27
บทที่ 3	วิธีการดำเนินงาน .....	28
3.1	ข้อมูลโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าใต้ดินย่อยคลองเตย .....	29
3.1.1	รายละเอียดของโครงการ .....	29
3.1.2	รายละเอียดขั้นตอนการก่อสร้าง.....	30
3.1.3	ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน.....	33
3.2	การตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างชั้นใต้ดินในสนาม .....	34
3.2.1	การวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง .....	34
3.2.2	การวัดระดับน้ำใต้ดิน .....	35
3.2.3	การวัดอัตราการสูบน้ำใต้ดินในชั้นทราย .....	36
3.3	การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ .....	36
บทที่ 4	ผลวิจัยและการวิเคราะห์ข้อมูล.....	39
4.1	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงในสนามขณะชุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน.....	39
4.1.1	การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศเหนือ .....	39



## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.1.2	การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศใต้..... 40
4.1.3	การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันออก ..... 41
4.1.4	การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันตก..... 42
4.2	แรงอัดที่เกิดขึ้นในเหล็กค้ำยันระหว่างการก่อสร้าง..... 43
4.2.1	แรงอัดที่เกิดจากการขุดดิน..... 43
4.2.2	แรงอัดจากการอัดแรงในค้ำยันที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง ..... 46
4.3	ข้อมูลจากการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน ..... 47
4.3.1	การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน ..... 48
4.3.2	การวัดอัตราการสูบน้ำใต้ดินของเครื่องสูบน้ำ ..... 49
4.4	การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ ..... 49
4.5	การวิเคราะห์กลับการเคลื่อนตัวของกำแพง..... 52
4.5.1	การวิเคราะห์กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวอ่อน . 53
4.5.2	การวิเคราะห์กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวแข็ง .... 54
4.5.3	การวิเคราะห์กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นทราย ..... 54
4.6	การวิเคราะห์อิทธิพลที่ส่งผลต่อแรงอัดที่เกิดขึ้นในเหล็กค้ำยัน ..... 56
4.6.1	อิทธิพลจากระดับน้ำใต้ดินที่มีการเปลี่ยนแปลง ..... 56
4.6.2	อิทธิพลจากการอัดแรงในค้ำยัน..... 56
4.7	การวิเคราะห์อัตราการคืบตัวของน้ำใต้ดินในชั้นทราย..... 61
บทที่ 5	สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ..... 64
5.1	สรุปผลที่ได้จากงานวิจัย ..... 64

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5.2 ข้อเสนอแนะของผู้วิจัย .....	65
เอกสารอ้างอิง .....	66
บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ .....	69
ประวัติผู้เขียน .....	79



## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพกับค่า $S_u$ .....	21
2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสของดินเหนียวแข็งกรุงเทพกับค่า $S_u$ .....	22
3.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	37
3.2 คุณสมบัติของเหล็กค้ำยันที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	37
3.3 คุณสมบัติของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	38

## สารบัญรูปภาพ

รูปที่	หน้า
2.1 รูปตัดชั้นใต้ดินแสดงระดับค้ำยัน .....	4
2.2 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามและการวิเคราะห์ด้วย FEM .....	5
2.3 แนวกำแพงกันดินบ่อขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน .....	6
2.4 รูปตัดชั้นใต้ดินแสดงกำแพงกันดินและระดับค้ำยัน.....	6
2.5 การเคลื่อนตัวของกำแพง D-wall ฝั่ง British Embassy กับไฟไนท์อีลิเมนต์ .....	7
2.6 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ .....	8
2.7 การเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ .....	9
2.8 รูปตัดโครงสร้างชั้นใต้ดินขุดเจาะอุโมงค์ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน.....	10
2.9 การเคลื่อนตัวของกำแพงที่ค้ำยันกันระหว่าง D-wall กับ D-wall .....	10
2.10 การเคลื่อนตัวของกำแพงที่ค้ำยันกันระหว่าง D-wall กับ Sheet Pile .....	11
2.11 FEM Mesh บ่อขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน .....	11
2.12 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ตรวจวัดในสนาม .....	12
2.13 รายละเอียดบ่อขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน .....	13
2.14 รายละเอียดระดับค้ำยัน.....	14
2.15 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามที่ได้จากการตรวจวัด .....	15
2.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงโดยอะแพรมวอลล์พื้นฐาน.....	16
2.17 ตัวปรับแก้ $\mu$ ที่ใช้กับการทดสอบ (FV).....	18
2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับ $S_u$ .....	19
2.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับ $\phi'$ ของดินเม็ดหยาบ .....	20
2.20 ผลของ Effective overburden pressure ต่อค่า SPT .....	20
2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างสติเฟนสของดินทรายในเทอม $E' / N_{60}$ กับอัตราส่วนการรับน้ำหนัก บรรทุก .....	23
2.22 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอีลิเมนต์ของดิน.....	25
2.23 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอีลิเมนต์ของโครงสร้าง.....	25



## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.1 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย .....	28
3.2 ผังบ่อขุดแสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด 293.3 ผังแสดงรูปตัดชั้นใต้ดินและระดับเหล็กค้ำยัน .....	30
3.4 รูปตัดชั้นดินและคุณสมบัติของดิน .....	34
3.5 การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงโดยอะพรมวอลล์ขณะอัดแรงใน Strut .....	35
3.6 การใช้เครื่องมือวัดระดับน้ำในบ่อสูบน้ำใต้ดิน .....	36
3.7 การวัดอัตราการไหลของน้ำโดยใช้ฝายรูปตัววี (V-notch weir method).....	36
4.1 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศเหนือตรวจวัดโดย Inclinomter ตำแหน่ง I-6, I-8.....	40
4.2 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศใต้ตรวจวัดโดย Inclinomter ตำแหน่ง I-3, I-7.....	41
4.3 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันออกตรวจวัดโดย Inclinomter ตำแหน่ง I-4, I-5.....	42
4.4 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันตกตรวจวัดโดย Inclinomter ตำแหน่ง I-1, I-2.....	43
4.5 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 1 .....	44
4.6 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 2 .....	44
4.7 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 3 .....	45
4.8 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 4 .....	45
4.9 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 5 .....	45
4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านใกล้แม่แรงกับแรงอัดในค้ำยัน .....	46
4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านไกลแม่แรงกับแรงอัดในค้ำยัน .....	47
4.12 ระยะเวลาของแม่แรงที่ทำให้ค้ำยันเคลื่อนตัวออกเมื่อมีการอัดแรง .....	47
4.13 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินในบ่อขุด .....	48
4.14 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามกับวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ สำหรับระดับชั้นทรายที่อยู่ในช่วงความลึก 22 ถึง 30 เมตร .....	50
4.15 แสดงลักษณะทางกายภาพของดินที่ระดับขุดสุดท้ายในสนาม .....	51

## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.16 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามกับวิธีไฟไนท์อีลีเมนต์ สำหรับระดับชั้นทรายที่อยู่ในช่วงความลึก 27 ถึง 32 เมตร .....	52
4.17 การแปรผันค่ายังโมดูลัสในเทอมของ $E_u / S_u$ ของชั้นดินเหนียวอ่อน .....	53
4.18 การแปรผันค่ายังโมดูลัสในเทอมของ $E_u / S_u$ ของชั้นดินเหนียวแข็ง .....	54
4.19 การแปรผันค่ายังโมดูลัสในเทอมของ $E' / N$ ของชั้นทราย .....	55
4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในค้ำยันกับระดับน้ำใต้ดิน .....	56
4.22 แสดงแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันเปรียบเทียบกับแรงอัดจากการออกแบบ (a) การอัดแรงในค้ำยันที่อยู่ตามแนวขวางกับกำแพง และ (b) การอัดแรงในค้ำยันที่อยู่ตามแนวยาวกับกำแพง .....	58
4.23 แสดงตำแหน่งการติดตั้งของแม่แรงและ Pressure gauge .....	58
4.24 การอัดแรงในค้ำยันและมีผลต่อแรงอัดในค้ำยันที่ระดับอื่น .....	60
4.25 การคืบตัวของน้ำใต้ดิน a) แสดงการคืบตัวของน้ำใต้ดินในขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 4 และภาพ b) แสดงการคืบตัวของน้ำใต้ดินในขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 5 .....	62
4.26 ปริมาณน้ำในชั้นทรายที่ถูกสูบออกสะสม .....	63

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$E_u$	=	โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ
$E'$	=	โมดูลัสของดินแบบระบายน้ำ
$S_u$	=	กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ
$\nu$	=	Poisson's ratio
$\gamma_t$	=	หน่วยน้ำหนักดิน
$\sigma'_v$	=	หน่วยแรงประสิทธิผล
$A$	=	พื้นที่หน้าตัด
$FEM$	=	การคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

ในปัจจุบันการก่อสร้างชั้นใต้ดินมีความจำเป็นอย่างมากในกรุงเทพมหานคร เนื่องจากสามารถเพิ่มพื้นที่ประโยชน์ใช้สอยของชั้นใต้ดินให้เกิดความคุ้มค่าสูงสุด เช่น การก่อสร้างชั้นจอดรถใต้ดิน สถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน หรือระบบระบายน้ำ เป็นต้น ซึ่งโครงการเหล่านี้มีความจำเป็นต้องก่อสร้างโดยอาศัยระบบป้องกันดินพังที่มีความเหมาะสมในงานขุดดินและต้องมีการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง รวมถึงดินรอบบ่อขุดให้เกิดขึ้นในปริมาณน้อยที่สุด เพื่อไม่ให้ส่งผลกระทบต่ออาคารข้างเคียงให้เกิดความเสียหายได้

การก่อสร้างชั้นใต้ดินในกรุงเทพมหานครในอดีตที่ผ่านมา ก่อนปี พ.ศ. 2540 การขุดดินมีความลึกถึงประมาณ 13 เมตร นับตั้งแต่นั้นมาจนถึงปัจจุบัน มีการขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึง 30 เมตร ซึ่งความลึกระดับนี้ดินส่วนใหญ่เป็นทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพฯ ทำให้การขุดดินในชั้นทรายเสี่ยงไม่ได้ที่จะประสบกับปัญหาการไหลของน้ำใต้ดินที่อาจซึมเข้ามาในบ่อขุดได้

น้ำใต้ดินเป็นปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างชั้นใต้ดิน เช่น โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยายวงแหวน, โครงการก่อสร้างบ่อพักท่อร้อยสายไฟลงใต้ดินบริเวณถนนพระราม 3 อยู่ห่างจากโครงการที่ดำเนินการวิจัยประมาณ 6 กิโลเมตร เกิดปัญหาดินทรุดกว้างมากกว่า 10 เมตร จุดหนึ่งห่างออกไปพบน้ำใต้ดินไหลพาทรายเข้ามาในอุโมงค์ที่ความลึก 24 ถึง 28 เมตร (MGR Online, 2565) เนื่องจากปัญหาน้ำใต้ดินดังกล่าวนี้ทำให้ปัจจุบันมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาพฤติกรรมการไหลของน้ำใต้ดินมากขึ้น เพื่อใช้เป็นแนวทางในการป้องกันหรือลดความเสียหายต่อโครงการก่อสร้างที่อาจเกิดขึ้นได้ ทั้งในขั้นตอนการออกแบบและขั้นตอนการก่อสร้าง

วิทยานิพนธ์นี้ศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานขุดดินลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพมหานคร ที่มีระบบเหล็กค้ำยันชั่วคราวเข้ามาช่วยเพิ่มเสถียรภาพของระบบป้องกันดินพัง อีกทั้งยังศึกษาพฤติกรรมการไหลของน้ำใต้ดินในชั้นทรายที่อยู่ภายในบ่อขุด ซึ่งมีการลดระดับน้ำภายในบ่อและมีการวัดระดับน้ำอยู่ตลอดเวลาของการก่อสร้าง นอกจากนี้ยังได้มีการศึกษาปัจจัยของการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน อุณหภูมิ การอัดแรง ที่ส่งผลกระทบต่อแรงอัดในค้ำยัน



## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ของการวิจัยดังนี้

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในงานชุดชั้นใต้ดินลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพฯ และศึกษาค่ายังโมดูลัสของดินที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์
2. เพื่อศึกษาอิทธิพลการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดินและการอัดแรง ที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน
3. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการคืบตัวของน้ำใต้ดินในชั้นทราย

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. ใช้พื้นที่ศึกษาการเก็บรวบรวมข้อมูลที่ใช้สำหรับงานวิจัยจากโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยใต้ดิน เขตคลองเตย กรุงเทพมหานคร
2. การวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรมไฟไนท์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ ด้วยโปรแกรม PLAXIS ใช้แบบจำลองดิน Mohr-Coulomb วิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. เพื่อเป็นประโยชน์สำหรับผู้ออกแบบที่ต้องการศึกษาพฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานชุดดินลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพฯ ที่ได้รับผลกระทบจากน้ำใต้ดิน และสามารถนำไปพิจารณาประยุกต์ใช้สำหรับการวิเคราะห์ออกแบบกำแพงไดอะแฟรมวอลล์
2. เพื่อเป็นประโยชน์สำหรับผู้ออกแบบและผู้ก่อสร้างที่ต้องการศึกษาพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงของน้ำใต้ดินในชั้นทราย ซึ่งเป็นแนวทางที่ใช้ในการคำนึงถึงปัญหาและอุปสรรคที่อาจจะเกิดขึ้นได้
3. เพื่อเป็นประโยชน์กับงานชุดก่อสร้างชั้นใต้ดินลึก ในกรณีที่มีความต้องการสูบน้ำใต้ดินในชั้นทรายออก และปลายล่างสุดของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ฝังอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่มีระดับอยู่ต่ำกว่าชั้นทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพฯ

## บทที่ 2

### ปริทัศน์วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

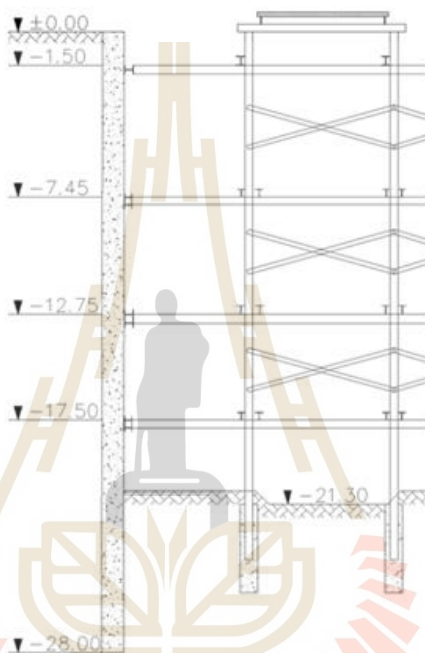
#### 2.1 บทนำแนวคิดทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

ในปัจจุบันมนุษย์ได้เริ่มให้ความสนใจเกี่ยวกับการขุดดินใต้ดินเป็นอย่างมาก อาทิเช่น ใช้เป็นพื้นที่จอดรถ การทำอุโมงค์รถไฟ การขุดเพื่อทำฐานรากของอาคารสูง การทำสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน อุโมงค์ทางลอด และเพื่อประโยชน์อื่นๆ อีกหลายประการ ทั้งนี้หากทำการขุดใต้ดินในที่ชั้นดินมีเสถียรภาพไม่เพียงพอต่อการขุด มีความจำเป็นต้องอาศัยโครงสร้างชั่วคราว (temporary structure) หรือโครงสร้างถาวร (permanent structure) เข้ามาช่วยรักษาเสถียรภาพของบ่อขุดเพื่อให้เกิดความปลอดภัยและลดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียง อีกประการหนึ่งคือ เมื่อมีความต้องการที่จะขุดดินเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินแล้ว สิ่งที่ต้องคำนึงถึงตามมาก็คือเรื่องของน้ำที่อยู่ใต้ดิน เนื่องจากเป็นปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่งสำหรับงานขุดใต้ดินในพื้นที่กรุงเทพ เนื่องจากในอดีตกรุงเทพมหานครนิยมสูบน้ำใต้ดินมาใช้ตั้งแต่ปี ค.ศ.1960 เป็นสาเหตุให้ระดับน้ำใต้ดินลดลงอยู่ต่ำกว่าระดับ Hydrostatic และต่ำที่สุดในปี ค.ศ.1997 หลังจากนั้นมาทางกรุงเทพมหานครได้ออกมาตรการควบคุมเพื่อลดปริมาณการสูบน้ำใต้ดิน หากไม่มีความจำเป็น เนื่องจากพบว่าการสูบน้ำใต้ดินมาใช้ส่งผลทำให้อาคารบ้านเรือนหรืออาคารสูงมีการทรุดตัวและมีรอยแตกร้าว ซึ่งผลกระทบต่อสำหรับงานขุดเพื่อสร้างชั้นใต้ดินที่มาจากการคืนกลับสู่สภาวะสมดุลของน้ำใต้ดิน อาจทำให้มีแรงดันน้ำผุดขึ้นมาจากก้นบ่อโดยผ่านชั้นทรายซึ่งไม่ทึบน้ำและมีผลทำให้การก่อสร้างอาจเกิดการชะลอตัวได้ ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันมีนักวิจัยจำนวนหลายท่านที่ให้ความสนใจที่จะศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน และยังไม่มียานวิจัยที่ศึกษาเกี่ยวกับกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดที่มีระดับขุดต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษารวบรวมเฉพาะงานวิจัยที่ศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดิน ดังนี้

Teparaksa (1993) ได้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงแบบยืดหยุ่น (flexible wall) พบว่ากำแพงชนิดนี้มีสติฟเนสต่ำ (stiffness) มีการเคลื่อนตัวสูงมากจึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้สำหรับงานขุดใต้ดินที่ความลึกมากกว่า 11.50 เมตร ของชั้นดินในกรุงเทพมหานคร

Teparaksa (2015) ได้รายงานการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่มีระบบค้ำยันเข้ามาช่วยในงานขุด สำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึง 21.30 เมตร ในชั้นดินกรุงเทพของโครงการ

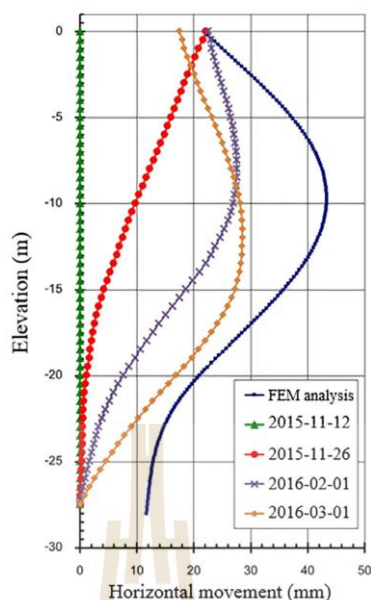
แห่งหนึ่ง บนถนนเพลินจิต เขตปทุมวัน โดยใช้ระบบค้ำยันจำนวน 4 ชั้น ดังรูปที่ 2.1 ขนาดของกำแพงมีความหนา 1 เมตร ปลายล่างสุดของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ฝังอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Very Stiff Clay) ที่ระดับ -30.00 เมตร ในระหว่างการขุดดินนั้นไม่พบน้ำใต้ดิน และจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ให้ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงสูงสุดเท่ากับ 43.34 มิลลิเมตร โดยในการก่อสร้างจริงพบว่กำแพงไคอะแฟรมวอลล์การเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ที่ 28.41 มิลลิเมตรในชั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้าง และมีลักษณะการโค้งตัวเป็นรูปแบบ (Free End)



รูปที่ 2.1 รูปตัดชั้นใต้ดินแสดงระดับค้ำยัน (Teparaksa, 2015)

ในส่วนของการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2D โดย Mohr-Coulomb Soil Model ได้กำหนดค่ากำลังของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's modulus,  $E_u$ ) ความสัมพันธ์กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) ดังนี้

สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางกำหนดให้  $E_u = 500 S_u$  ถึง  $700 S_u$  สำหรับชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากกำหนดให้  $E_u = 1000 S_u$  และสำหรับชั้นทรายกำหนดให้  $E' = 2000N$  (SPT-N Value) ซึ่งให้ผลวิเคราะห์จากวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ดังรูปที่ 2.2 เห็นได้ว่าค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนามมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แต่มีลักษณะการโค้งตัวที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน

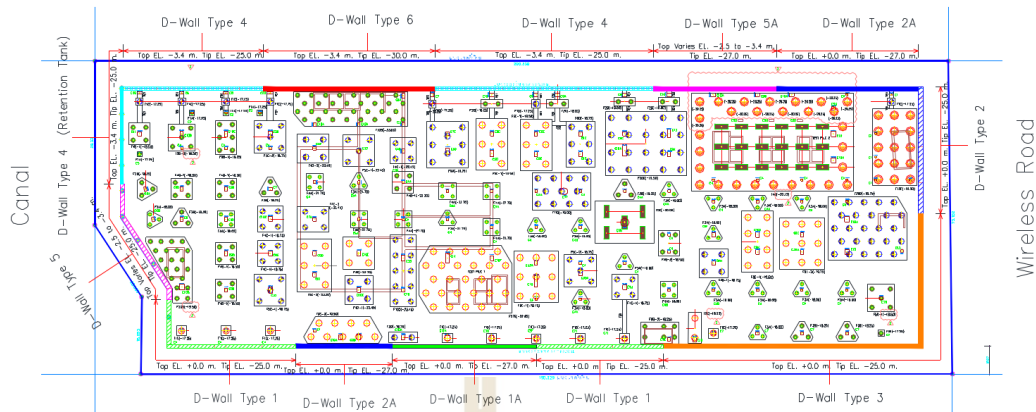


รูปที่ 2.2 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามและการวิเคราะห์ด้วย FEM (Teparaksa, 2015)

Teparaksa (2012) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ที่มีความหนา 2 ขนาด คือ 0.8 และ 1 เมตร มีความยาวตั้งแต่ 25 ถึง 30 เมตร เพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดินของโครงการหนึ่งบริเวณถนนสุขุมวิทที่มีความลึกการขุดประมาณ 24.20 เมตร เป็นพื้นที่ขุดประมาณ 16,500 ตารางเมตร ดังในรูปที่ 2.3 โดยโครงการนี้เป็นพื้นที่ถูกจำกัดเนื่องจากบริเวณรอบขุดติดกับอาคารข้างเคียงรอบด้าน คือ สถานีรถไฟฟ้าบีทีเอส ถนนสุขุมวิท และคลองระบายน้ำกรุงเทพฯ เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินรอบโครงการ ใช้วิธีก่อสร้างแบบบนลงล่าง (Top - down Construction) มีค้ำยัน 5 ชั้น โครงการใช้กำแพงกันดินชนิด Sheet Pile Wall และ Soil cement column, SCC-Wall ร่วมกัน โดยมี SCC-Wall คั่นกลางระหว่าง SP-Wall กับ D-wall และเหล็กค้ำยันชั้นที่ 1 ค้ำยันระหว่าง SP-Wall (ติดกับสถานีรถไฟฟ้าบีทีเอส) กับ D-wall (ติดกับ British England) ดังในรูปที่ 2.4 ซึ่งความต่างของสตีเฟนส์กำแพงชนิด Flexible Wall กับ Rigid Wall ส่งผลต่อเสถียรภาพการรับแรงที่ไม่เท่ากันจึงใช้เทคนิค Unbalance preloading technique ในค้ำยันชั้นแรกเพื่อเพิ่มเสถียรภาพของดินฝั่ง D-Wall และเสถียรภาพของดินหลังกำแพง SP-Wall จากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ที่ใช้ค่าดิฟเฟนส์ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลางเท่ากับ  $500 S_u$  ดินเหนียวแข็งมีค่าเท่ากับ  $1000 S_u$  และชั้นทรายเท่ากับ  $2000 N$  เทียบกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม พบว่า D-Wall ฝั่ง British England มีลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ไม่ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากไฟไนท์อีลิเมนต์ โดยผลการเคลื่อนตัวในสนาม มีรูปแบบคล้าย simple support beam ค่าการโก่งตัวสูงสุดประมาณ 40 มิลลิเมตร ส่วนลักษณะการเคลื่อนตัวของ D-Wall จากผลไฟไนท์อีลิเมนต์มีรูปแบบคล้าย Fix end support beam มีค่าการโก่งตัวน้อยกว่ากำแพงในสนามดังในรูปที่ 2.5

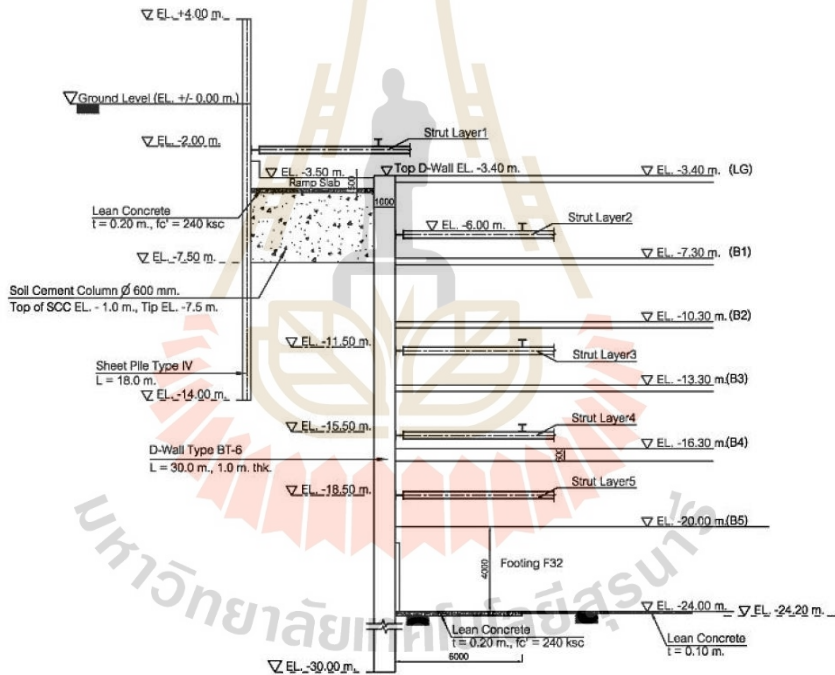


British Embassy

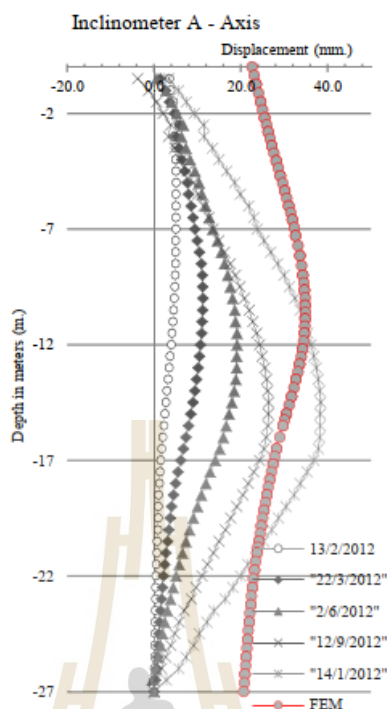


Sukhumvit Road (BTS)

รูปที่ 2.3 แนวกำแพงกันดินปอดูดก่อสร้างชั้นใต้ดิน (Teparaksa, 2012)

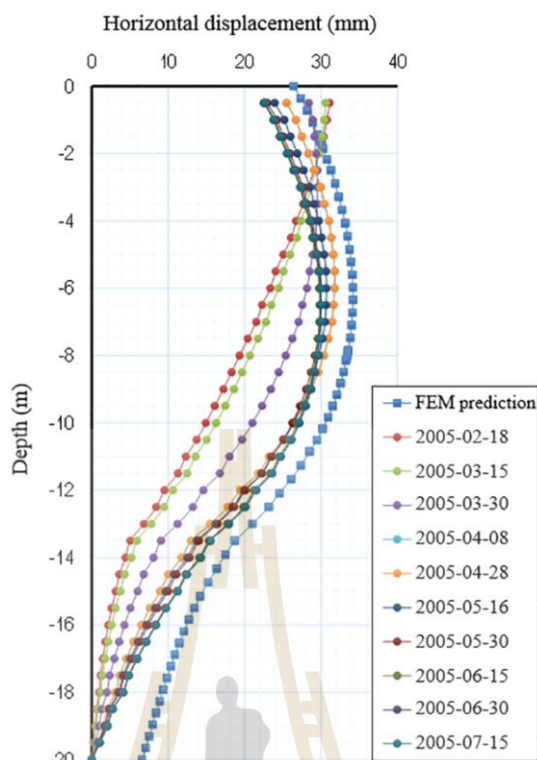


รูปที่ 2.4 รูปตัดชั้นใต้ดินแสดงกำแพงกันดินและระดับค้ำยัน (Teparaksa, 2012)



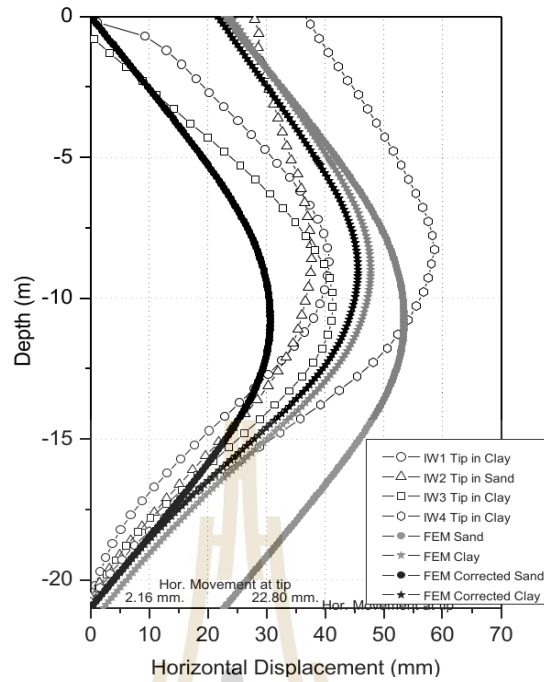
รูปที่ 2.5 การเคลื่อนตัวของกำแพง D-wall ฝั่ง British Embassy กับไฟไนท์อีลิเมนต์ (Teparaksa, 2012)

Teparaksa (2016) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินไโดอะแพรมวอลล์เพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคารสำนักงาน งานขุดมีจำกัดโดยมีอาคารข้างเคียงจำนวนมาก และบ่อขุดอยู่บริเวณริมแม่น้ำเจ้าพระยา โครงการนี้มีความต้องการขุดดินลึก 15.80 เมตร เพื่อทำชั้นจอดรถใต้ดินจำนวน 5 ชั้น ที่ระดับ 1.2, 4.7, 7.7, 10.7 และ 15.7 เมตรจากระดับผิวดิน ใช้กำแพงไโดอะแพรมวอลล์หนา 1 เมตร ยาว 20 เมตร ปลายกำแพงวางอยู่บนเสาเข็มที่มีปลายอยู่ภายในชั้นทรายแน่น (very dense sand) ความลึก 50 เมตร ใช้เทคนิคการก่อสร้างแบบบนลงล่าง จากรูปที่ 2.6 เป็นผลจากการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามพบว่าในช่วงแรกเริ่มของการขุดลักษณะการโค้งตัวของกำแพงมีรูปแบบคานยื่น (cantilever shape) และที่ความลึกการขุดดินที่ระดับสุดท้าย พบว่ากำแพงมีรูปแบบการโค้งตัวแบบ Fixed support beam เมื่อนำผลมาเปรียบเทียบกับวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ที่กำหนดค่ายังโมดูลัสของดินเหนียวอยู่ในช่วง  $500 S_u$  ถึง  $1000 S_u$



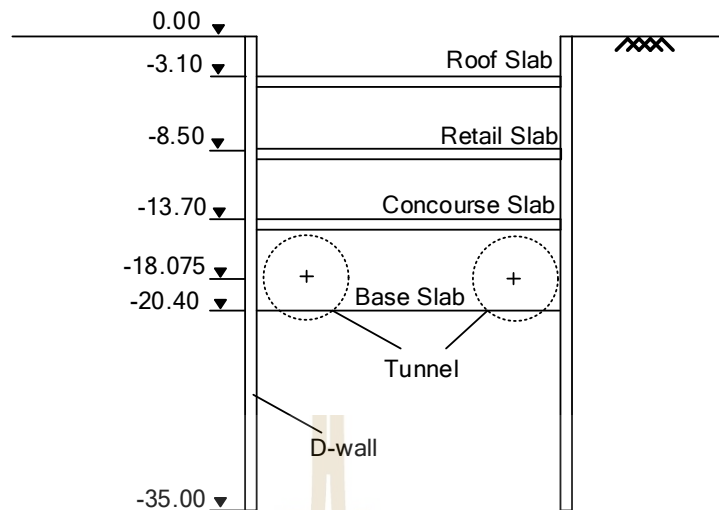
รูปที่ 2.6 ผลวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (Teparaksa, 2016)

Teparaksa (2022) ได้ศึกษาพฤติกรรมของกำแพงไคอะแพรมวอลล์ที่มีความหนา 0.8 เมตร ปลายล่างสุดฝังอยู่ในชั้นทรายที่ -21.00 เมตร ที่ใช้สำหรับงานขุดชั้นใต้ดินเพื่อก่อสร้างอาคารที่จอดรถอัตโนมัติมีความต้องการขุดดินลึก 13.20 เมตร แบ่งเป็นชั้นใต้ดินได้ 4 ชั้น และก่อสร้างด้วยวิธีจากล่างขึ้นบน (Bottom - Up Construction) มีระบบค้ำยันระหว่างขุดดินข้างล่างทั้งหมด 3 ชั้น จากการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม พบว่าในขั้นตอนการขุดดินที่ระดับสุดท้าย (final excavation) กำแพงมีลักษณะการโค้งตัวแบบ simple support beam ค่าการโก่งตัวมากที่สุดประมาณ 58.68 มิลลิเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากไฟไนท์อีลิเมนต์โดยใช้ค่ายังโมดูลัสในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลางเท่ากับ  $500 S_u$  ถึง  $700 S_u$  ดินเหนียวแข็งมีค่าเท่ากับ  $1000 S_u$  และชั้นทรายเท่ากับ  $2000 N$  พบว่าการเคลื่อนตัวของกำแพงที่บริเวณปลายล่างสุดที่ฝังอยู่ในชั้นทราย ปลายของกำแพงมีการเคลื่อนออกจากตำแหน่งเดิมค่อนข้างมากดังในรูปที่ 2.7 สาเหตุอาจเกิดจากการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม ตำแหน่งปลายท่อ inclinometer ไม่สามารถทราบตำแหน่งในแนวราบได้ และผลการเคลื่อนตัวที่ปลายล่างของกำแพงฝังในชั้นทรายที่ได้จากวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ นั้นก็มีความเป็นไปได้เนื่องจากค่ายังโมดูลัสของทรายมีค่าต่ำกว่าค่ายังโมดูลัสของดินเหนียว



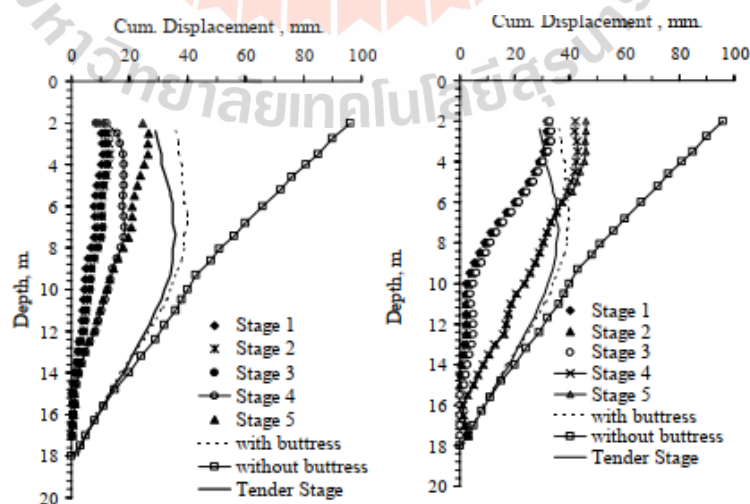
รูปที่ 2.7 การเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Teparaksa, 2022)

ประลองยุทธ์ (2545) ได้รายงานการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ร่วมด้วย ของโครงการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินแห่งหนึ่งในเขตกรุงเทพมหานคร มีระดับความลึกการขุดประมาณ 22.15 เมตร ปลายกำแพงอยู่ที่ระดับความลึก 35.00 เมตร ในทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพดังในรูปที่ 2.8 จากผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามมีลักษณะการโก่งตัวเป็นรูปแบบแบบคานยื่น มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดประมาณ 10 มิลลิเมตร ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าผลกระทบจากการขุดเจาะอุโมงค์ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์น้อย

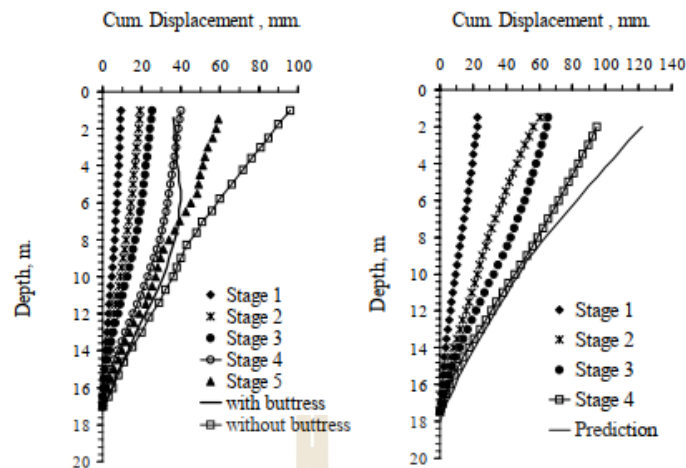


รูปที่ 2.8 รูปตัดโครงสร้างชั้นใต้ดินจุดเจาะอุโมงค์ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน (ประลองยุทธ์, 2545)

ชาญชัย (2547) ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคโอแฟรมวอลล์และกำแพง Sheet Pile Wall เพื่อก่อสร้างชั้นจอดรถใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานครที่มีความต้องการขุดดินลึก 6.00 เมตร ใช้กำแพงไคโอแฟรมวอลล์หนา 0.6 เมตร ปลายกำแพงอยู่ที่ความลึก 16.00 เมตร มีระบบค้ำยันแบบเอียงเข้ามาช่วยถ่ายแรงของกำแพงทั้งสองฝั่ง โดยใช้ค้ำยันระหว่าง D-Wall กับ D-wall และ D-Wall กับ Sheet Pile ในระหว่างการขุดมีการทิ้งคันดินถม (Berm) จากการศึกษาพบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ค้ำยันกันระหว่าง D-Wall กับ D-Wall มีพฤติกรรมคล้าย simple support beam ดังในรูปที่ 2.9 และพบว่ากำแพงที่ค้ำยันระหว่าง D-Wall กับ Sheet Pile มีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวคล้ายรูปแบบคานยื่น ดังในรูปที่ 2.10 ที่มีการเคลื่อนตัวมากกว่าการค้ำยันกันระหว่าง D-wall กับ D-wall

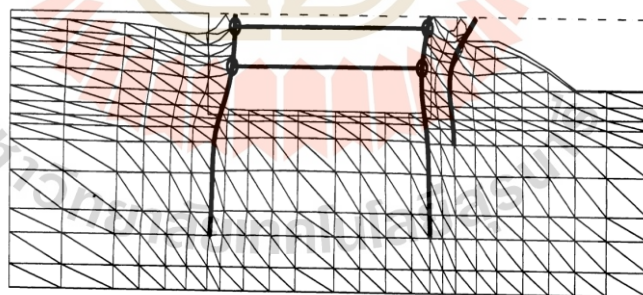


รูปที่ 2.9 การเคลื่อนตัวของกำแพงที่ค้ำยันกันระหว่าง D-wall กับ D-wall (ชาญชัย, 2547)



รูปที่ 2.10 การเคลื่อนตัวของกำแพงที่ค้ำยันกันระหว่าง D-wall กับ Sheet Pile (ชาญชัย, 2547)

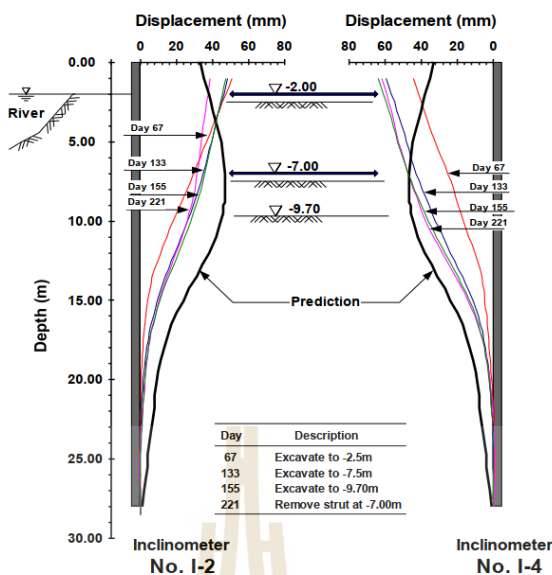
Thasananipan et al. (1998) ได้รายงานถึงพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดิน ไตอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ค้ำยันเข้ามาช่วยในงานขุด มีความต้องการขุดดินประมาณ 12.70 เมตร ระดับดินด้านหนึ่งของอาคารอยู่บนตลิ่งที่มีระดับสูงกว่าระดับด้านที่ติดกับริมแม่น้ำเจ้าพระยาดังรูปที่ 2.11 ซึ่งก่อให้เกิดแรงดันดินที่ไม่สมดุล เมื่อวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ พบว่ารูปแบบการเคลื่อนตัวของกำแพงไตอะแฟรมวอลล์ที่อยู่ในแนวตั้งฉากกับแม่น้ำเจ้าพระยา เมื่อลำดับการขุดดินในฝั่งที่ติดกับริมแม่น้ำเจ้าพระยาก่อน ส่งผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านดินที่สูงกว่าไปยังด้านติดแม่น้ำเจ้าพระยาดังรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.11 FEM Mesh บ่อขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน (Thasananipan, 1998)

จากรูปแบบการเคลื่อนตัวที่ได้จากผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ จึงเห็นปัญหาที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างก่อสร้าง จึงมีการปรับลำดับขั้นตอนของการขุดดินให้เหมาะสมกับความเป็นจริง โดยเริ่มขุดดินด้านฝั่งที่ติดกับริมแม่น้ำเจ้าพระยาไปยังฝั่งตรงข้ามที่มีแรงดันดินมากกว่า เพื่อบังคับให้แรงดันดินด้านแม่น้ำเกิดขึ้นมากกว่าและดันกำแพงฝั่งตรงข้ามให้เกิดการเคลื่อนตัวน้อยที่สุด จากผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามดังรูปที่ 2.12 เห็นได้ว่าการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งติดกับแม่น้ำเคลื่อนตัวมากกว่า



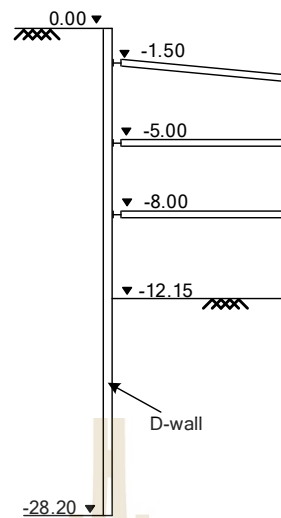


รูปที่ 2.12 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ตรวจวัดในสนาม (Thasananipan, 1998)

ธีรพงศ์ (2548) ได้รายงานการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ของโครงการก่อสร้างหนึ่งบนถนนราชดำริ เขตปทุมวัน กรุงเทพมหานคร โดยโครงการนี้ใช้กำแพงไคอะแฟรมวอลล์ที่มีความหนา 1 เมตร ปลายล่างสุดอยู่ที่ความลึก 18 เมตรเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) และมีระบบค้ำยันจำนวน 1 ชั้น ในการขุดดินมีการทิ้งคันดิน (Berm) ไว้บริเวณรอบกำแพง พบว่าสามารถเพิ่มประสิทธิภาพให้กับค้ำยันและลดการเคลื่อนตัวของกำแพงได้เป็นอย่างมาก อีกทั้งยังสามารถรับแรงดันดินด้านข้างด้วยพฤติกรรมแบบ Bearing และ Passive Force ซึ่งมีงานศึกษาวิจัยของ (วันชัย, (2543)) ได้ผลลัพธ์ของการทิ้งคันดินถมไว้ข้างกำแพงเช่นเดียวกับงานวิจัยของ (ธีรพงศ์, (2548)) และมีเหล็กค้ำยันที่ปลายด้านหนึ่งถูกยึดไว้กับกำแพงและอีกด้านหนึ่งเป็นค้ำยันเอียงถูกค้ำยันไว้ที่ฐานราก (mat foundation) พบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์มีลักษณะการโก่งตัวแบบคานยื่น มีค่าการโก่งตัวสูงสุดเท่ากับ 68.56 มิลลิเมตร จากผลลัพธ์ที่ได้นี้ผู้วิจัยจึงตั้งข้อสังเกตว่าอาจเป็นเพราะระบบค้ำยันที่ใช้เป็นค้ำยันเอียงและมีขนาดที่ยาวมากทำให้ความแกร่งของค้ำยันมีประสิทธิภาพลดลง

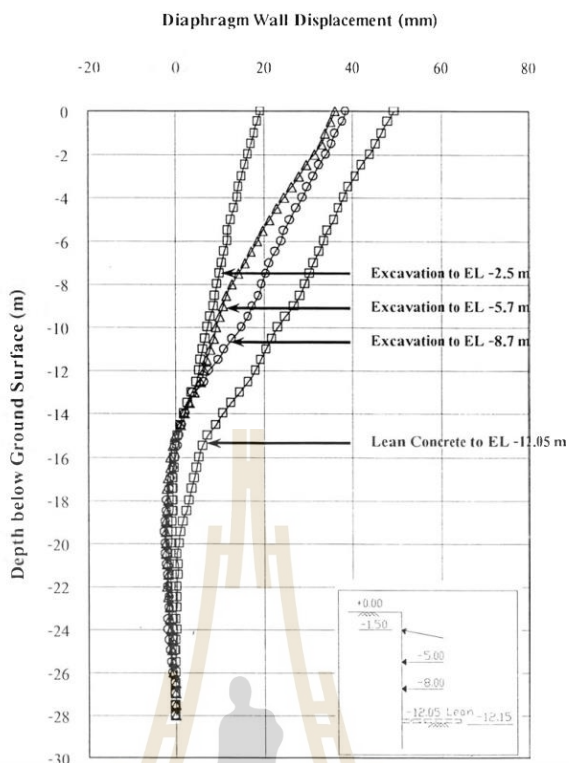
ภัทรารุช (2551) ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ เพื่อทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินของโครงการหนึ่งติดกับถนนอโศกมนตรี เขตวัฒนา กรุงเทพมหานคร ที่มีความลึกการขุดประมาณ 21.45 เมตร กำแพงมีความหนา 0.8 เมตร พบว่าเมื่ออยู่ในช่วงขุดที่ต้นลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงจะเป็นแบบคานยื่น และเป็นแบบปลายยึดแน่น (Fix end) แต่หากมีระดับการขุดที่ลึกขึ้นลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงจะอยู่ในรูปแบบปล้องบริเวณตรงกลางและส่วนปลายมีการเคลื่อนตัวแบบอิสระ (Free end) โดยขึ้นอยู่กับระยะฝั่งของปลายกำแพงที่อยู่ในชั้นดินแข็ง





รูปที่ 2.14 รายละเอียดระดับค้ำยัน (พงษ์พินันท์, 2546)

จากการศึกษาพบว่ากำแพงมีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในทุกขั้นตอนการขุดมีรูปแบบคานยื่น  
 ในขั้นตอนการอัดแรงค้ำยันชั้นที่ 2 การเคลื่อนตัวของกำแพงยังคงมีค่าสูง แม้ว่าจะมีการอัดแรงและ  
 ติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1 เสร็จเรียบร้อยแล้ว ซึ่งสาเหตุดังกล่าวเกิดจาก temporary support ของค้ำยันชั้น  
 ที่ 1 เกิดการเคลื่อนตัว จึงทำการแก้ปัญหาโดยการอัดแรงค้ำยันชั้นที่ 1 ซ้ำอีกครั้ง ควบคู่ไปกับอัด  
 แรงค้ำยันชั้นที่ 2 สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบไดอะแฟรมวอลล์ซึ่งเป็น Rigid Wall ค่าสติเฟนสข  
 องระบบโครงสร้างค้ำยันมีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง นอกจากนี้ยังพบว่า ขั้นตอนการ  
 ขุดดินระดับสุดท้าย จากผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ติดกับวัดปทุมวนาราม กำแพงมีการเคลื่อนตัว  
 สูงมากซึ่งสาเหตุอาจเกิดในการก่อสร้างมีการขุดดินและติดตั้งค้ำยันช้าเกินไปดังในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามที่ได้จากการตรวจวัด (พงษ์พินันท์, 2546)

## 2.2 ระบบป้องกันดินพังในงานขุด

ในงานขุดดินสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินในกรุงเทพมหานครมีความจำเป็นต้องพิจารณาเสถียรภาพของบ่อขุดและการเคลื่อนตัวของดินบริเวณพื้นที่ของการก่อสร้าง อีกทั้งยังต้องคำนึงถึงความเสียหายอาจจะเกิดขึ้นกับสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงที่มีโอกาสจะได้รับผลกระทบเนื่องจากการก่อสร้าง ดังนั้นการเลือกใช้ระบบป้องกันดินพังที่มีความเหมาะสมกับงานก่อสร้างจึงเป็นเรื่องที่มีความสำคัญ ซึ่งระบบป้องกันดินพังประกอบด้วย 2 ส่วนดังนี้

### 2.2.1 กำแพงกันดิน

เป็นโครงสร้างที่ช่วยรักษาเสถียรภาพของบ่อขุดที่มีความลึกของการขุดน้อยจนถึงบ่อขุดที่มีความลึกมาก โดยแบ่งกำแพงกันดินออกเป็น 2 ประเภทตามความแกร่ง (Stiffness) คือระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall) และระบบกำแพงแบบแข็งเกร็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall) ซึ่งได้แก่ ระบบเข็มพืด (Sheet Pile) ส่วนมากจะใช้เป็นกำแพงกันดินสำหรับงานขุดในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ กำแพงชนิดนี้มีสติฟเนสต่ำทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงค่อนข้างสูง จึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในงานขุดที่มีความลึกมากกว่า 11.50 เมตร (Teparaksa, 1996) ข้อดีของกำแพงชนิดนี้ คือ สามารถก่อสร้างได้ง่าย รวดเร็ว และมีความค่าใช้จ่ายค่อนข้างต่ำกว่าระบบกำแพงกันดินแบบแข็งเกร็ง (Rigid Wall) โดยกำแพงชนิดนี้จัดเป็น

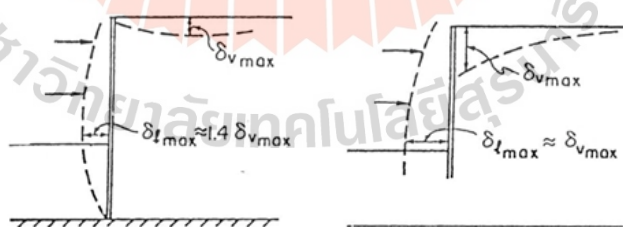
โครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure) จะถูกรื้อถอนเมื่อการก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์สามารถนำกลับมาใช้ในโครงการอื่นๆ ต่อไปได้

### 2.2.1.1 รูปแบบการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ขั้นพื้นฐาน

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและค้ำยัน หลังจากที่ได้ดำเนินการขุดดินออกไปแล้วจะมีรูปแบบพื้นฐานการเคลื่อนตัว 2 แบบ คือ

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวน้อย (Small displacement) กรณีนี้การเคลื่อนตัวของมวลดินมีทิศทางเข้าหาบ่อขุด การทรุดตัวของดินหลังกำแพงมีน้อยและเกิดขึ้นเมื่อปลายของกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง ซึ่งมีระดับการยึดรั้ง (Degree of Fixity) ที่ปลายของกำแพงสูงมาก เป็นผลทำให้มีประสิทธิภาพในการต้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพงได้ดี นอกจากรายละเอียดพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาข้างต้นนี้ การทรุดตัวของดินหลังมีลักษณะเป็นรูปแฉ่ง โดยจุดเริ่มต้นโค้งอยู่ที่ริมกำแพง เนื่องจากในขณะทำการขุดดินออกจะเกิดแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดินกับผิวของกำแพงจะถูกเหนี่ยวนำให้การทรุดตัวไม่ถึงค่าสูงสุด ทำให้กำแพงสามารถพยุงหรือต้านมวลดินหลังกำแพงไว้ได้ดังรูปที่ 2.16ก

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวมาก (Large displacement) เกิดเมื่อปลายของกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินอ่อนทำให้ประสิทธิภาพการต้านการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพงมีน้อย การทรุดตัวของดินหลังกำแพงจึงเกิดได้มากเมื่อเทียบกับกำแพงที่ปลายอยู่ในชั้นดินแข็ง เนื่องจากความเสียดทานของเม็ดดินกับผิวสัมผัสของกำแพงมีค่าต่ำ จึงเป็นผลทำให้กำแพงไม่สามารถพยุงหรือต้านทานมวลดินหลังกำแพงได้มากพอ ซึ่งรูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่หลังกำแพงจะลดลงตามระยะห่างจากกำแพงที่เพิ่มขึ้นดังในรูปที่ 2.16ข



ก) พฤติกรรมของกำแพงที่เคลื่อนตัวน้อย ข) พฤติกรรมของกำแพงที่เคลื่อนตัวมาก

รูปที่ 2.16 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์พื้นฐาน

### 2.2.1.2 พฤติกรรมการรับแรงทางด้านข้างของกำแพงกันดิน

เมื่อมีการขุดดิน ทำให้เกิดแรงดันดินของระหว่างกำแพงทั้งสองด้านไม่สมดุลกัน แรงที่กระทำขึ้นอยู่กับชนิดของดิน, หน่วยงานกั้นดิน, และระดับความลึกของชั้นดิน และอีก

หลายปัจจัยที่ส่งผลกับแรงกระทำ ซึ่งพฤติกรรมการรับแรงของกำแพงกันดินเมื่อมีแรงดันดินมากระทำที่ด้านข้าง จะก่อให้เกิดโมเมนต์บริเวณด้านหน้ากำแพงที่มีการขุดดินออกไปและจะเกิดโมเมนต์ลบบริเวณหลังกำแพงที่ไม่มีการขุดดิน นั่นหมายความว่าโครงสร้างของกำแพงกันดินจะทำหน้าที่รับโมเมนต์เป็นหลัก

### 2.2.2 ระบบค้ำยัน

เป็นโครงสร้างเหล็กgrupพรรณ สามารถใช้เป็นโครงสร้างชั่วคราวหรือถาวรได้ขึ้นอยู่กับวิธีการทางเทคนิคผู้ออกแบบ โดยระบบค้ำยันจะเป็นโครงสร้างที่ใช้รับแรงมาจากกำแพงกันดินประกอบด้วย 3 ส่วน คือ ส่วนที่รับแรงจากกำแพงกันดิน (Wale) ส่วนที่รับแรงจากคาน (Strut) ส่วนที่รับแรงในแนวตั้งและใช้เป็นจุดยึดตรึง (Kingpost) ในประเทศไทยส่วนมากจะนิยมใช้เหล็กค้ำยันขนาด W350x137 kg/m และ W400x172 kg/m

### 2.3 อิทธิพลจากการอัดแรงที่ส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยัน

การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน เป็นปัญหาสำคัญในการก่อสร้างชั้นใต้ดินเพราะนอกจากจะทำให้เกิดความเสียหายต่ออาคารใกล้เคียงแล้ว ยังสามารถทำให้เสาเข็มฐานรากเสียหายเนื่องจากดินที่เคลื่อนตัวมากระทำได้ ดังนั้นจึงควรพยายามทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงกันดินให้น้อยที่สุด โดยจากการศึกษาของ Teparaksa, (1999) และ Teparaksa, (2000) พบว่าการอัดแรงในค้ำยัน (Preload) จะช่วยลดปัญหาการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและช่วยลดปัญหาการทรุดตัวของดินรอบๆ โครงสร้างได้ อย่างไรก็ตามการอัดแรงในค้ำยันจำเป็นต้องมีการออกแบบให้เหมาะสมกับลักษณะและสภาพของชั้นดินแต่ละแห่ง การอัดแรงในค้ำยันเป็นวิธีเพิ่มประสิทธิภาพของค้ำยัน เพราะในขณะที่ทำการอัดแรงในค้ำยันนั้น แรงทั้งหมดจากการอัดแรงจะถ่ายเข้าสู่กำแพงกันดิน ในขณะที่แรงต้าน (resistance) จะถ่ายเข้าสู่ค้ำยัน ซึ่งมีแรงต้านที่ถ่ายเข้าสู่ค้ำยันนั้นจะเกิดการสูญเสีย (Energy loss) เพราะค้ำยันสามารถเกิดการแอ่นตัวได้ โดยแรงกระทำจะลดลงประมาณ 80 เปอร์เซ็นต์ ที่ระยะห่างจากจุดที่ทำการอัดแรงประมาณ 12 เมตร หรือ 2 ช่วงเสา (Bay) ของระบบค้ำยัน ดังนั้นการอัดแรงในค้ำยันจึงควรที่จะอัดแรงที่ปลายทั้ง 2 ด้านต่อค้ำยัน 1 เส้น และควรอยู่ใกล้กับกำแพงกันดินให้มากที่สุด ส่วนมากจะไม่สามารถอัดแรงในช่วงเสาแรกได้เนื่องจากมีการติดค้ำยันเอียง (diagonal strut) การอัดแรงบริเวณตำแหน่งกึ่งกลางความยาวของค้ำยันจะไม่มีประโยชน์ทั้งสิ้น ดังนั้นจึงต้องคำนึงถึงผลลัพธ์ที่จะได้และผลเสียที่จะเกิดขึ้นด้วย และในส่วนของปริมาณการอัดแรงในค้ำยันนั้น โดยส่วนมากนิยมใช้ค่าอัดแรงประมาณ 30 ถึง 50 เปอร์เซ็นต์ ของแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันที่มากที่สุดในแต่ละชั้น

### 2.4 พารามิเตอร์ของดินที่มีผลต่อเสถียรภาพของดิน



## 2.4.1 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

กำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานหน่วยแรงภายนอกที่กระทำกับมวลดิน โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวเกิดจากการเสียดทาน, แรงเสียดสีและแรงเชื่อมแน่น (Cohesion) ซึ่งเกิดจากความต้านทานของโครงสร้างของดินต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและความต้านทานที่เกิดบริเวณที่เม็ดดินติดกัน ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบเกิดจากแรงต้านทานต่อการเสียดสีและแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน รวมทั้งแรงต้านทานที่เกิดจากการทำให้เม็ดดินเรียงตัวกันแบบอัดแน่นขยายตัวขึ้น (Dilatancy)

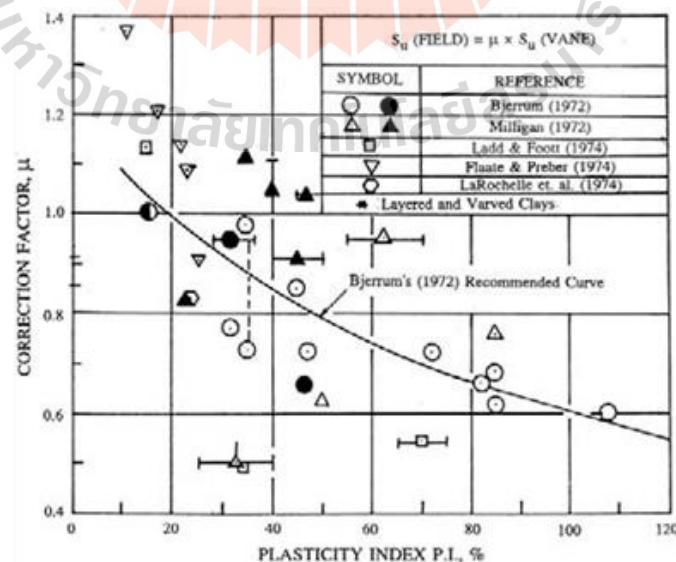
### 2.4.1.1 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว

กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test, (FV) การทดสอบเช่นนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคล้ายใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ เวนเกิดการวิบัติและนำค่าแรงบิด (Torque) สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

จากค่า  $S_u$  (FV) ที่ได้นั้น (Bjerrum, (1972)) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง  $S_u$  (FV) จะมีค่าสูงเกินไป สำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI > 20 เปอร์เซ็นต์ เมื่อนำไปใช้ในกรณีตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย  $S_u$  ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้ จากค่า  $\mu$  ดังสมการที่ 2.1

$$S_u = \mu * S_u \text{ (FV)} \quad \dots 2.1$$

เมื่อ  $\mu$  คือ ตัวปรับแก้ที่ได้จาก (Bjerrum, (1972)) จากรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ตัวปรับแก้  $\mu$  ที่ใช้กับการทดสอบ (FV) (Bjerrum, 1992)

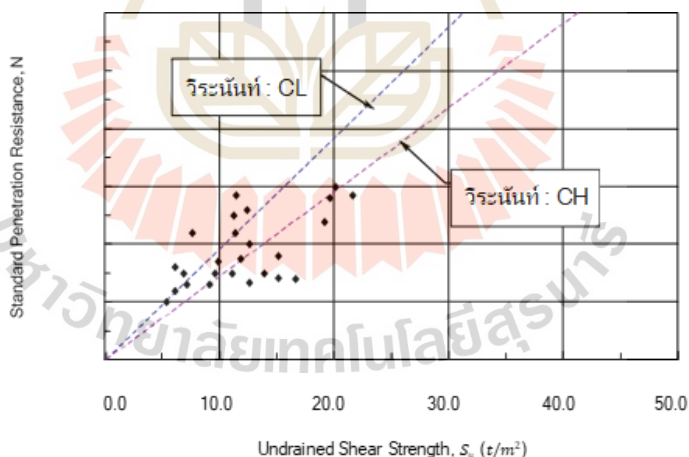
สำหรับค่า  $\mu$  ที่ใช้ในการปรับค่า  $S_u$  (FV) นั้น (Bjerrum, (1972)) เสนอว่าเป็นผลของการใช้อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สบัตินของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้าน เมื่อมีหน่วยแรงมากระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติไม่พร้อมกัน ซึ่งค่าปรับแก้ที่เหมาะสมของดินเหนียวกรุงเทพฯ เท่ากับ 0.70

กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ได้แก่ การทดสอบ SPT-N ซึ่งเหมาะสมกับชั้นดินเหนียวแข็ง โดยในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น (วีระนันท์, (2526)) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u$  กับ  $N$  ดังแสดงในรูปที่ 2.18 โดยความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  กับ  $S_u$  มีค่าดังนี้

$$S_u = 0.68N \text{ ตันต่อตารางเมตร} \quad \text{ชนิด CH} \quad \dots 2.2$$

$$S_u = 0.52N \text{ ตันต่อตารางเมตร} \quad \text{ชนิด CL} \quad \dots 2.3$$

โดยค่า  $N$  คือ ค่าการทดสอบในสนามการทะลุทะลวงมาตรฐาน (blows/ft) ที่ไม่มีการปรับแก้ค่า ส่วนชนิดของดินเหนียวจะแบ่งเป็นประเภทโดยอาศัยหลักการตาม Unconfined Soil Classification อย่างไรก็ตามสิ่งที่ต้องพึงระลึกอยู่เสมอ คือความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ซึ่งมีระดับความลึกที่ 14 ถึง 25 เมตร และมีค่า  $N$  มากกว่า 8



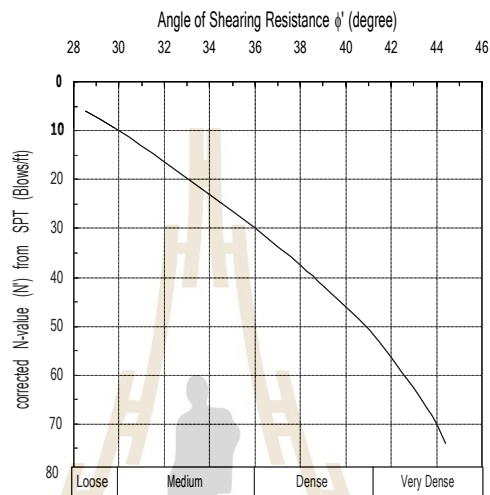
รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  กับ  $s_u$  (วีระนันท์, 2526)

#### 2.4.1.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

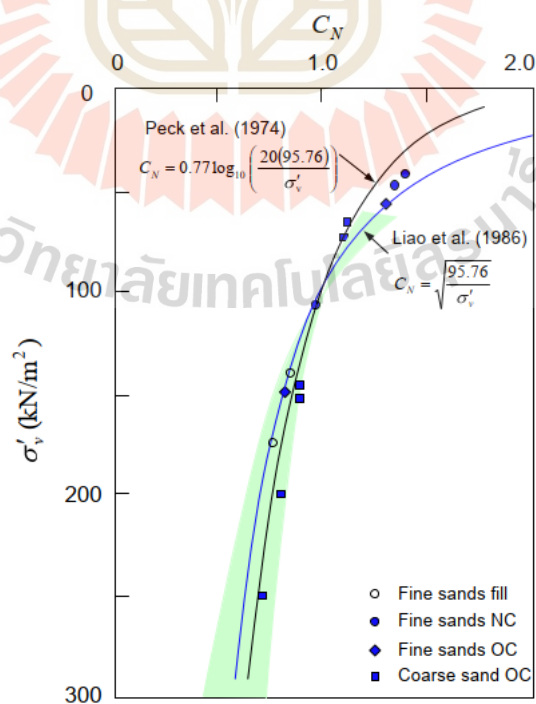
ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดินโดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะทำค่า  $N$  ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัยความสัมพันธ์เฉพาะที่ มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ  $N$  กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\phi'$ ) ได้ถูกเสนอโดย (Peck Hanson and

Thornburn, (1974)) ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยในรูปดังกล่าวค่า  $N$  ปรับแก้ด้วยผลจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติที่สัมพันธ์กับค่าปรับแก้  $C_N$  (Correction factor) ดังในรูปที่ 2.20 โดยใช้สมการที่ 2.4 สำหรับการปรับแก้

$$N_{correct} = C_N N \quad \dots 2.4$$



รูปที่ 2.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  กับ  $\phi$  ของดินเม็ดหยาบ (Peck and Hanson & Thornburn, 1974)



รูปที่ 2.20 ผลของ Effective overburden pressure ต่อค่า SPT (Skempton, 1986)

## 2.4.2 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil)

โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil,  $E_s$ ) เป็นค่าที่แสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (deformation) ของดินเมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำ จากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องและการคำนวณวิเคราะห์กลับ เพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินกรุงเทพฯ สามารถแบ่งได้ตามชนิดของดินดังนี้

### 2.4.2.1 ค่าโมดูลัสของดินเหนียว

สำหรับในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้น หากเป็นการวิเคราะห์เกี่ยวกับ Sheet Pile Wall ที่เป็นระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น Flexible Wall ค่ายังโมดูลัสของดินที่ใช้เท่ากับ  $150 S_u$  แต่ถ้าหากวิเคราะห์กำแพงกันดินแบบแข็งเกร็ง เช่น กำแพงไดอะแฟรมวอลล์ ค่าโมดูลัสของดินที่ใช้มีค่าเท่ากับ  $500 S_u$  และสำหรับชั้นดินอื่นๆ นั้นสามารถดูได้จากตารางที่ 2.1 และตารางที่ 2.2 ที่รวบรวมไว้โดย (วารุณี, 2553)

ตารางที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ กับค่า  $S_u$

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 250-500 S_u$	Bjerrum (1964)	$S_u$ = Undrained shear strength unconfined compression test or Vane shear test
$E_u = 500 S_u$	Cox. (1973)	จากการทดสอบการทรุดตัวของดินในถนนธนบุรี-ปากท่อ โดย $S_u$ คิดจากค่าเฉลี่ยของชั้นดินอ่อนที่สุดของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ $PI = 40-63\%$
$E_u = 100-500 S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	Buchighani (1976) $OCR < 3$ (Tonyagate, 1978) จากการทดสอบ $C_{kou} - T_0$ ตัวอย่างของถนนบางนา-ตราด
$E_u = 125-300 S_u$	Parnploy (1985)	$S_{u(FV1)}$ = Uncorrected field vane shear strength $S_u$ = ได้จากการทดสอบ Vane shear test
$E_u = 42-162 S_{u(FV1)}$	Brenner (1987)	Bejerum (1972) เมื่อ $PI = 80\%$
$E_u = 150 S_u$	Bergado et al. (1987)	Bangkok clay เมื่อ $PI > 50\%$ จากการศึกษากการทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางปะกง จากหน้าตัด 30 จุดสายทาง 55 กม.

ตารางที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพกับค่า  $S_u$  (ต่อ)

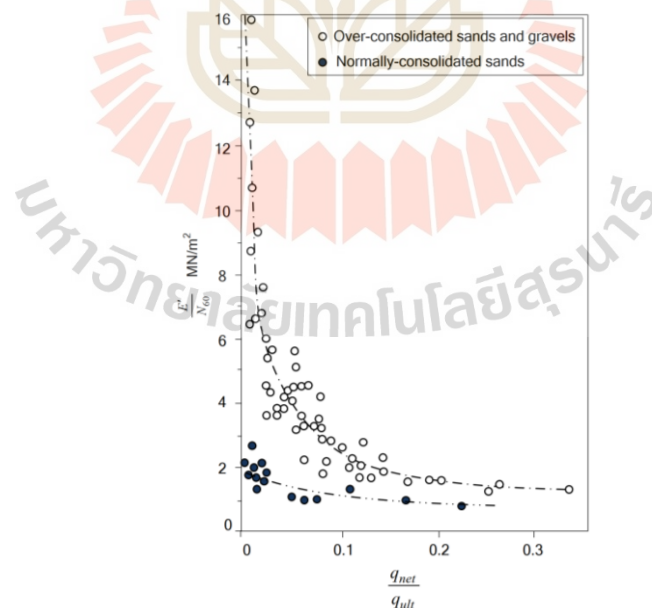
$E_u = 150 S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 250-500 S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 500 S_u$	วันชัย (1999)	Back analysis งานก่อสร้าง D-wall สถานีรถไฟฟ้ ใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 240 S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ ช่วง Strain 0.1-1.0%

ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสของดินเหนียวแข็งกรุงเทพกับค่า  $S_u$

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 300-600 S_u$	NAVFAC.DM.7.1 (1982)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ $PI = 40-63\%$ (Tonyagate, 1978) โดยคุณสมบัติของดิน $OCR < 3$ (Obchittikul, 1989) ค่า $30 < PI < 50\%$ และค่า $PI < 50\%$
$E_u = 500 S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Flexible wall
$E_u = 1000 S_u$	Tanseng (1997)	Back analysis parameters สำหรับงานขุดดินลึก โดยใช้กำแพงระบบ Rigid wall
$E_u = 2000 S_u$	วันชัย (1999)	Back analysis งานก่อสร้าง D-wall สถานีรถไฟฟ้ ใต้ดินกรุงเทพ
$E_u = 480 S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ ช่วง Strain 0.1-1.0%
$E_u = 1000-1100 S_u$	วันชัยและธีรพันธ์ (2001)	Back analysis งานก่อสร้าง D-wall สถานีรถไฟฟ้ ใต้ดินกรุงเทพ

### 2.4.2.2 ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ

สติฟเนสของดินมีความสำคัญในการคำนวณการเสีรูปของดินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในมวลดิน สติฟเนสของดินจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้น อาจใช้ไม่ได้กับการเสีรูปของดินในปัญหาบางประเภท เช่น การคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน เนื่องจากการขุดดินโดยใช้กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นต้น สาเหตุหลักเกิดจากการเคลื่อนตัวของกำแพงถูกจำกัดเพื่อลดผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง การลดการเคลื่อนตัวทำให้ความเครียดในมวลดินเกิดขึ้นในระดับต่ำ แต่วัดค่าความเครียดของดินในห้องปฏิบัติการนั้นไม่ละเอียดพอสำหรับวัดความเครียดในระดับต่ำ ทำให้ผลการคำนวณคลาดเคลื่อนไปจากความเป็นจริงมาก ดังนั้นการคำนวณการเสีรูปของดินจึงมักใช้ค่าเชิงประสบการณ์และผลการทดสอบด้วยอุปกรณ์หรือวิธีที่สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้ รูปที่ 2.21 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสของทรายในเทอม  $E'/N_{60}$  กับอัตราส่วนหน่วยแรงในมวลดินต่อกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย เห็นได้ว่า  $E'/N_{60} = 1000$  กิโลปาสคาล ในกรณีที่สัดส่วนความปลอดภัยประมาณ 3.0 ( $q_{net}/q_{ult} \approx 0.33$ ) ซึ่งฐานรากแผ่ส่วนใหญ่มีสัดส่วนความปลอดภัยสูงกว่า 3 ดังนั้นค่า  $E'/N_{60}$  อาจสูงถึง 2000 กิโลปาสคาล สำหรับดินอัดตัวปกติ (Normally consolidated clay) และ 16000 สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Over consolidated clay)



รูปที่ 2.21 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสของดินทรายในเทอม  $E'/N_{60}$  กับอัตราส่วนการรับน้ำหนักบรรทุก (Stroud, 1989)



## 2.5 การใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สำหรับวิเคราะห์งานขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน (Finite Element Method)

การใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหา ได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาทางเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุด ฯลฯ

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหากับวัสดุที่มีขนาดและค่าคุณสมบัติของวัสดุนั้นโดยทำการจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยอีลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละอีลิเมนต์ย่อยๆ นั้น จะมีจุดที่เชื่อมต่อกันด้วยจุดที่เรียกว่า Nodal Point พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปของ Matrix ดังนี้

$$\{F\} = \{K\}\{U\}$$

เมื่อ  $F$  = Vector of applied nodal force

$K$  = Stiffness matrix

$U$  = Unknown nodal displacements of temperature

สำหรับในการวิจัยนี้จะนำวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานก่อสร้างในทางวิศวกรรมปฐพีได้ โดยรายละเอียดเกี่ยวกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

### 2.5.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิดคือ

#### 1) Plane Strain Problem

เป็นการวิเคราะห์ปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณาโดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนด โดยมีค่าเท่ากับศูนย์

#### 2) Axisymmetric Problem

เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตรโดยมีรัศมีขนาดสม่ำเสมอและเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่นการวิเคราะห์สำหรับฐานรากที่เป็นรูปวงกลม โดยระบบของปัญหาเหล่านี้จะให้ค่าตามแกนแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของค่าการเปลี่ยนแปลงในรูปของมุม

และค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา (Axial Direction)

### 3) 3D Axisymmetric Problem

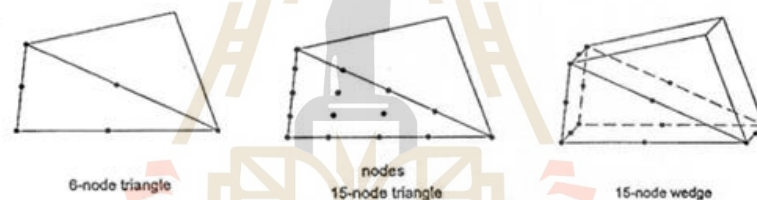
เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้งสามทิศทาง

## 2.5.2 ลักษณะของอีลิเมนต์ (Element Type)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยอีลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของอีลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆ ดังนี้

### 1) อีลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element)

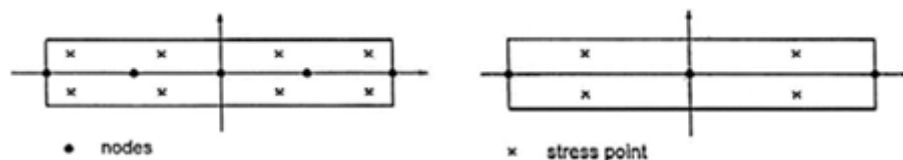
มีรูปแบบของอีลิเมนต์โดยโครงสร้างสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละอีลิเมนต์ได้ 6 จุดและ 15 จุด ดังแสดงในรูป 2.22



รูปที่ 2.22 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอีลิเมนต์ของดิน

### 2) อีลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Beam Element)

มีรูปแบบอีลิเมนต์ที่มีลักษณะเหมือนแผ่นบางๆ โดยความหนาของอีลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ  $d_{eq}$  โดย  $d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$  นอกจากนี้ในอีลิเมนต์หนึ่งๆ สำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.23



a) Beam Element จำนวน 3 Nodal Points

b) Beam Element จำนวน 5 Nodal Points

รูปที่ 2.23 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอีลิเมนต์ของโครงสร้าง

### 2.5.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมแบบ Non-Linear Stress Strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณาสำหรับในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบ ดังนี้

#### 1) Linear Elastic Model

เป็นแบบจำลองที่อาศัยกฎของ Hooke's สำหรับพฤติกรรมแบบ Isotropic Linear Elastic โดยค่าพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องมี 2 ชนิดคือ Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับการจำลองโดยแบบจำลองชนิดนี้มักจะใช้กับโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ที่เป็นโครงสร้างอยู่ในดิน

#### 2) Mohr Coulomb Model

เรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Elastic Perfectly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินโดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิดคือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction Angle และ Dilatancy Angle

#### 3) Hardening Soil Model

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาแตกต่างไปจากรูปแบบของ Mohr Coulomb โดยที่ขอบเขตของการวิบัติ (Yield Surface) ในแบบจำลองนี้จะไม่ถูกกำหนดให้คงที่ใน Principal Stress Space แต่จะมีการเปลี่ยนแปลงตามค่าของ Plastic strain ซึ่งจะใช้ทฤษฎีของ Plasticity มาวิเคราะห์มากกว่า Elastic theory และนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินที่มีความแตกต่างกันได้ เช่น Soft Soil และ Stiff Soil

#### 4) Soft Soil Model

เรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Cam Clay Model โดยสามารถนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินจำพวกดินอ่อน เช่น NC-Clay และ Peat ซึ่งแบบจำลองนี้เหมาะอย่างมากในการใช้กับการจำลองทดสอบที่เป็นการอัดตัวครั้งแรกของดิน (Primary Compression) สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้คือ Friction Angle, Dilatancy Angle, Modified Compression Index และ Modified Swelling Index

## 5) Soft Soil Creep Model

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อจาก Soft Soil Model และนำมาใช้กับดินที่ต้องการจำลองพฤติกรรมในลักษณะที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Behavior)

### 2.5.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดไว้ให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

1) วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์เช่นนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์ในรูปแบบหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้อาจจากการแปลงค่าพารามิเตอร์จากหน่วยแรงรวม ดังนี้

$$E' = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u \quad \dots 2.5$$

เมื่อ  $E'$  = Effective young's modulus

$E_u$  = Undrained young's modulus

$\nu$  = Drained poisson's ratio

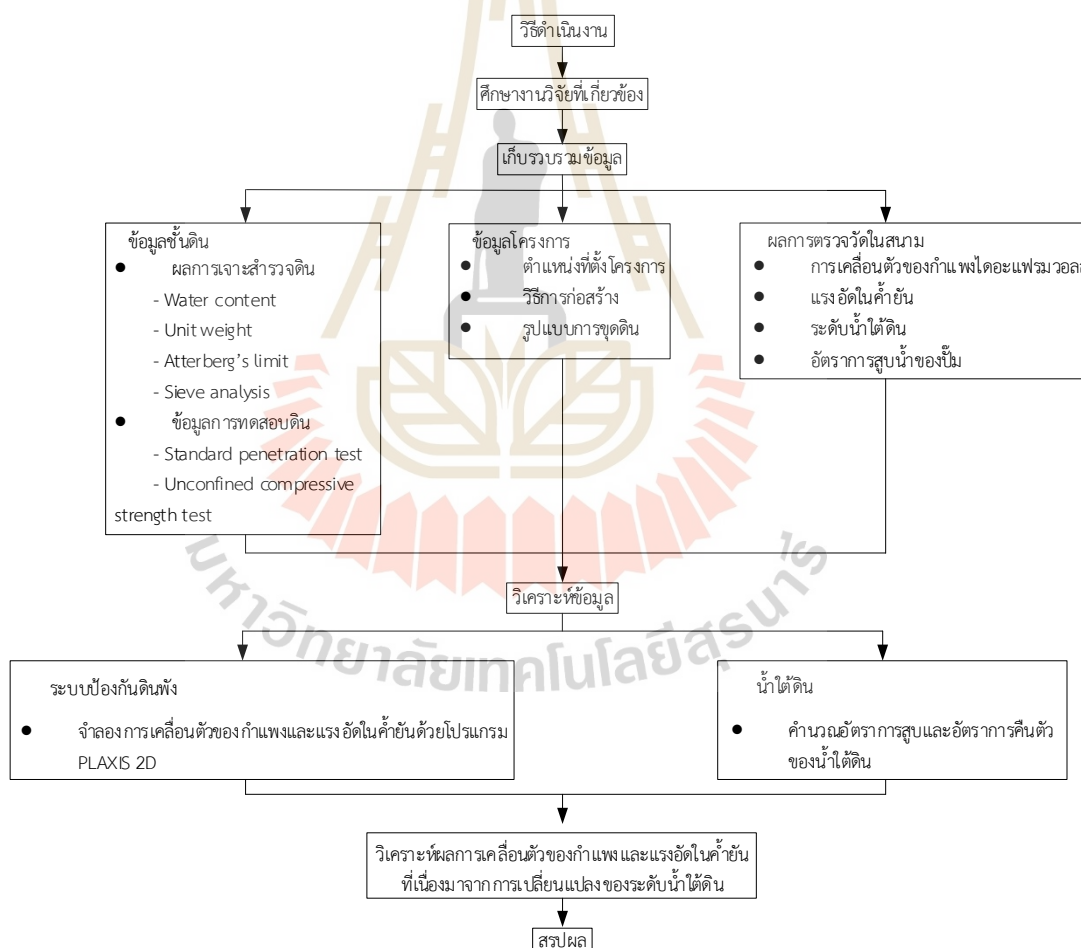
2) การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม (Undrained Analysis with Total Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณารวมเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะมีความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน เนื่องจากมีพารามิเตอร์ที่ครบถ้วนเหมาะสมแล้ว

### บทที่ 3

## วิธีการดำเนินงาน

การศึกษาวิจัยในครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของโดอะแฟรมวอลล์ร่วมกับการใช้ค้ำยันเข้ามาช่วยเพิ่มเสถียรภาพของกำแพงของการขุดดินลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้ข้อมูลจากโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าใต้ดินย่อยในเขตคลองเตย และจะนำข้อมูลมาวิเคราะห์คำนวณเปรียบเทียบกับวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ซึ่งสรุปขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยได้ดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย

### 3.1 ข้อมูลโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าใต้ดินย่อยคลองเตย

#### 3.1.1 รายละเอียดของโครงการ

โครงการสถานีไฟฟ้าใต้ดินย่อยคลองเตยเป็นโครงการที่ก่อสร้างเพื่อใช้เป็นจุดศูนย์รวมทางไฟฟ้าส่งจ่ายไปตามแนวถนนพระราม 4 จนถึงแยกราชดำริ ระยะทางประมาณ 2.3 กิโลเมตร ซึ่งตัวสถานีมีพื้นที่ประมาณ 1,000 ตารางเมตร ก่อสร้างส่วนที่อยู่เหนือดิน 8 เมตร และก่อสร้างชั้นใต้ดินลึก 24.30 เมตร โดยโครงการถูกล้อมรอบด้วยสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ดังนี้

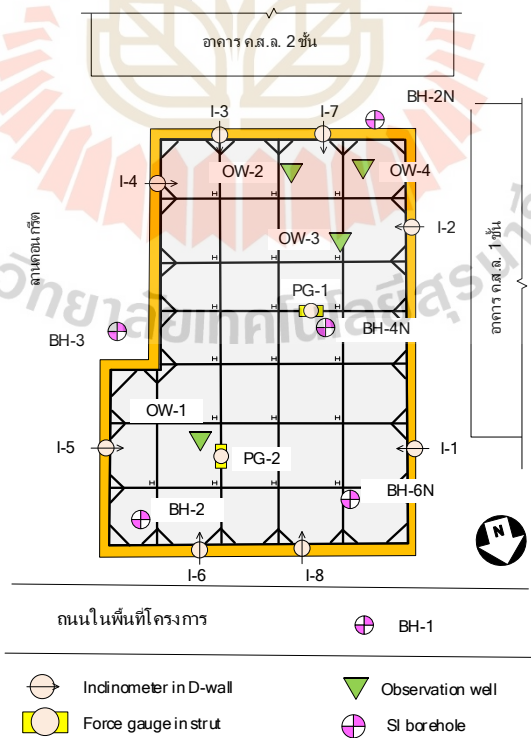
ทิศเหนือ (N) : ติดกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้น

ทิศใต้ (S) : ติดกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น

ทิศตะวันออก (E) : ติดกับลานคอนกรีต

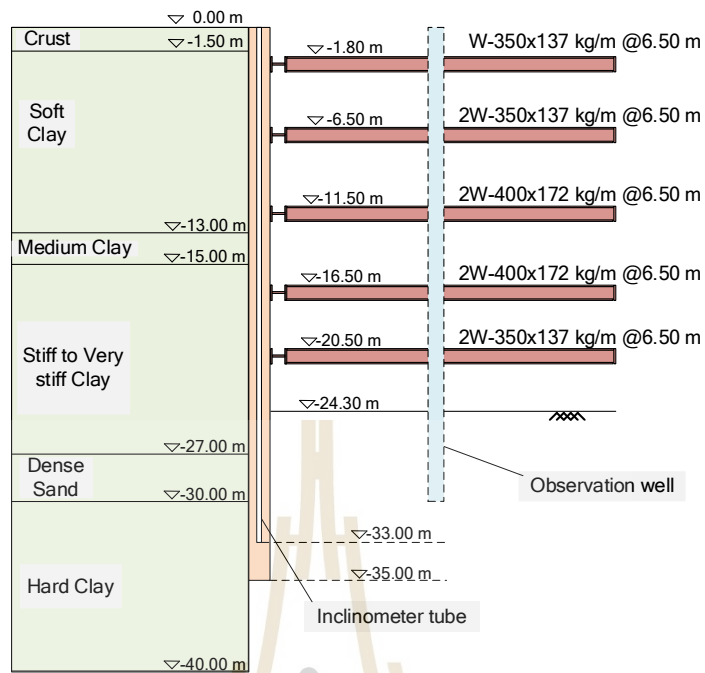
ทิศตะวันตก (W) : ติดกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น

โครงการใช้ระบบกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กไดอะแฟรมวอลล์ (RC Diaphragm Wall, D-wall) ที่มีขนาดความหนา 1 เมตร ยาว 35 เมตร แสดงผังบ่อชุดและรูปตัดชั้นใต้ดินในรูปที่ 3.2 และรูปที่ 3.3 ตามลำดับ



รูปที่ 3.2 ผังบ่อชุดแสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด

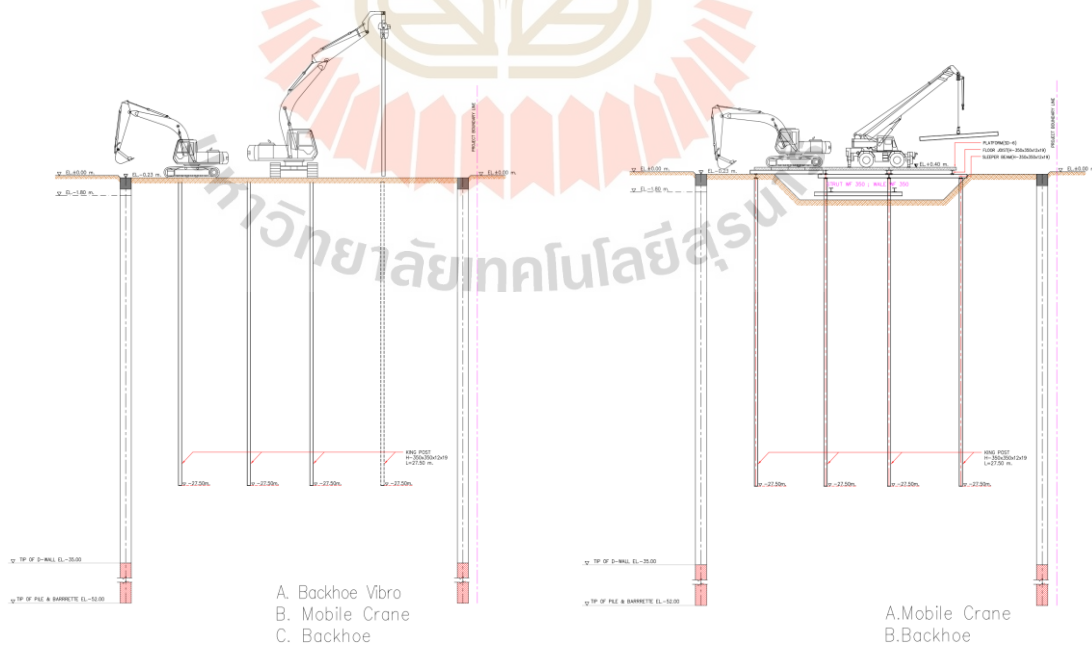




รูปที่ 3.3 ผังแสดงรูปตัดชั้นใต้ดินและระดับเหล็กค้ำยัน

### 3.1.2 รายละเอียดขั้นตอนการก่อสร้าง

วิธีก่อสร้างใช้รูปแบบการก่อสร้างแบบล่างขึ้นบน (Bottom-Up Construction) โดยจะเริ่มขุดดินจากทางทิศใต้จนสิ้นสุดทางทิศเหนือของการขุดดินแต่ละชั้น ลำดับการก่อสร้างดังนี้

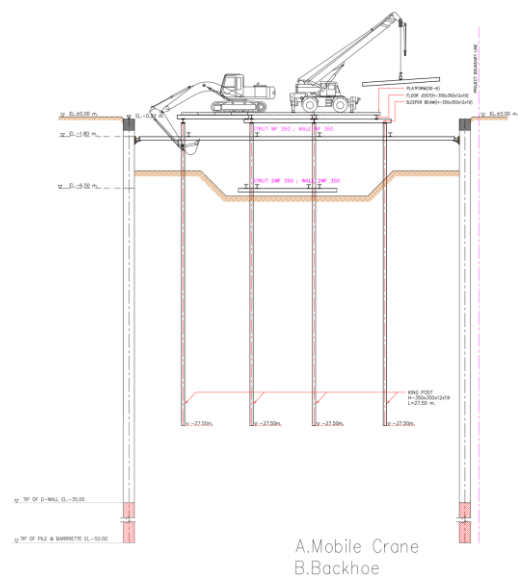
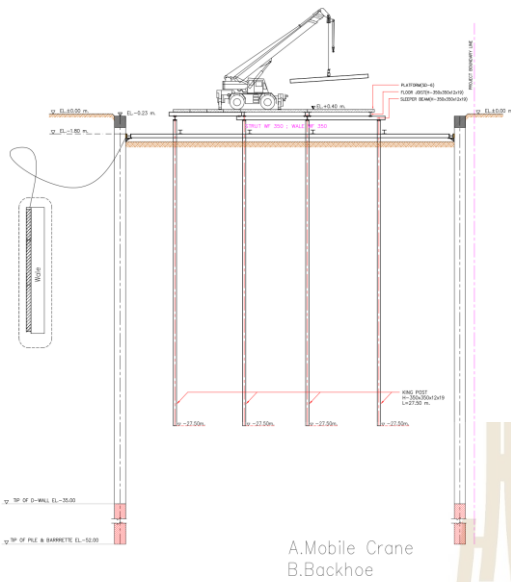


ขั้นตอนที่ 1 : Installed kingpost -27.50 m.

Installed Platform

ขั้นตอนที่ 2 : Excavation level -2.50 m.

Installed bracing level -1.80 m.

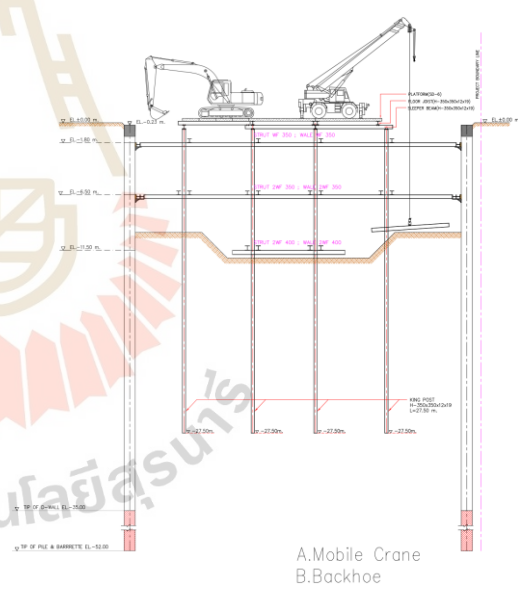
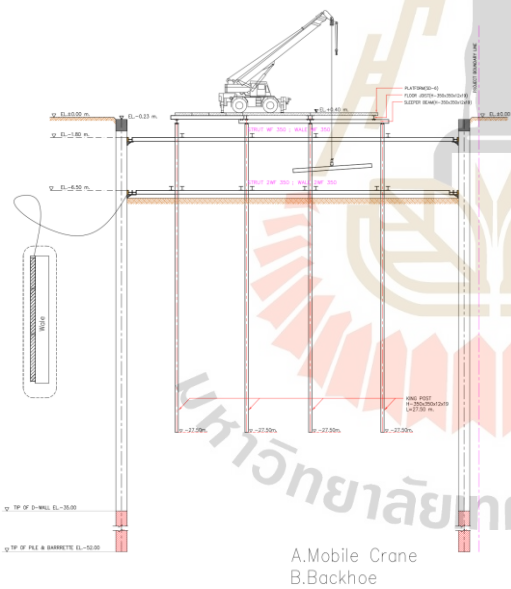


ขั้นตอนที่ 3 : Packing Concrete

ขั้นตอนที่ 4 : Excavation -7.20 m.

Preload in Strut

Installed bracing level -6.50 m.

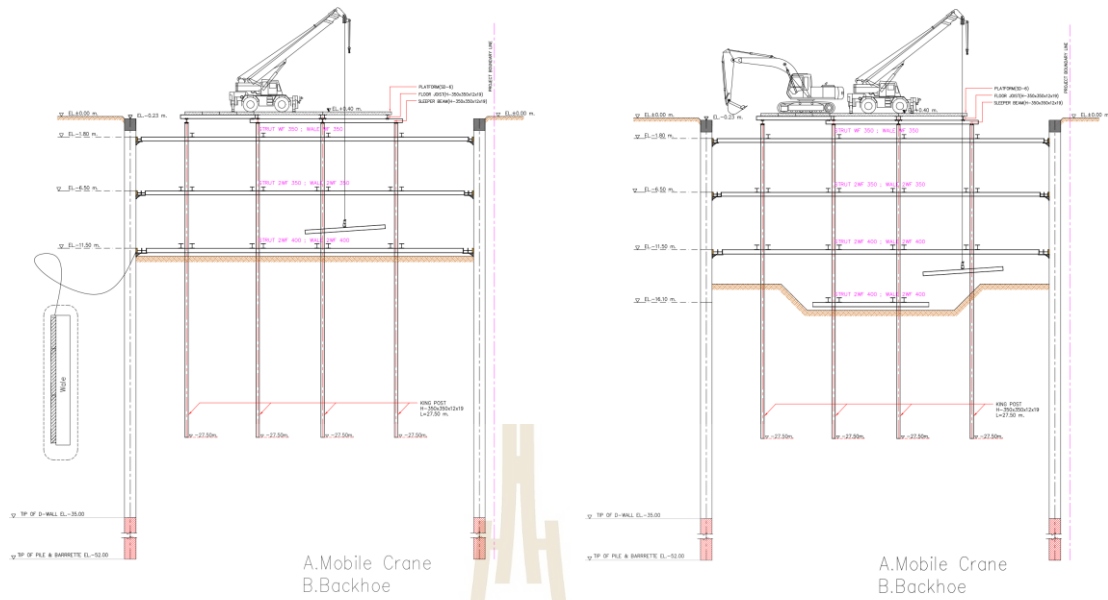


ขั้นตอนที่ 5 : Packing Concrete

ขั้นตอนที่ 6 : Excavation level -12.20 m.

Preload in Strut

Installed bracing level -11.50 m.

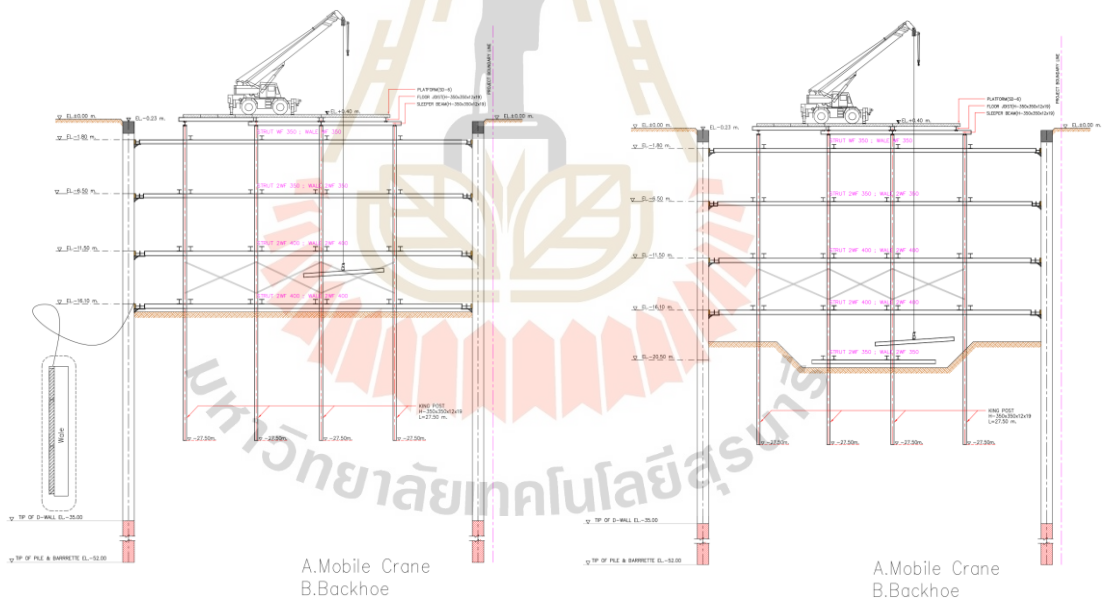


ชั้นตอนที่ 7 : Packing Concrete

Preload in Strut

ชั้นตอนที่ 8 : Excavation level -16.80 m.

Installed bracing level -16.50 m.

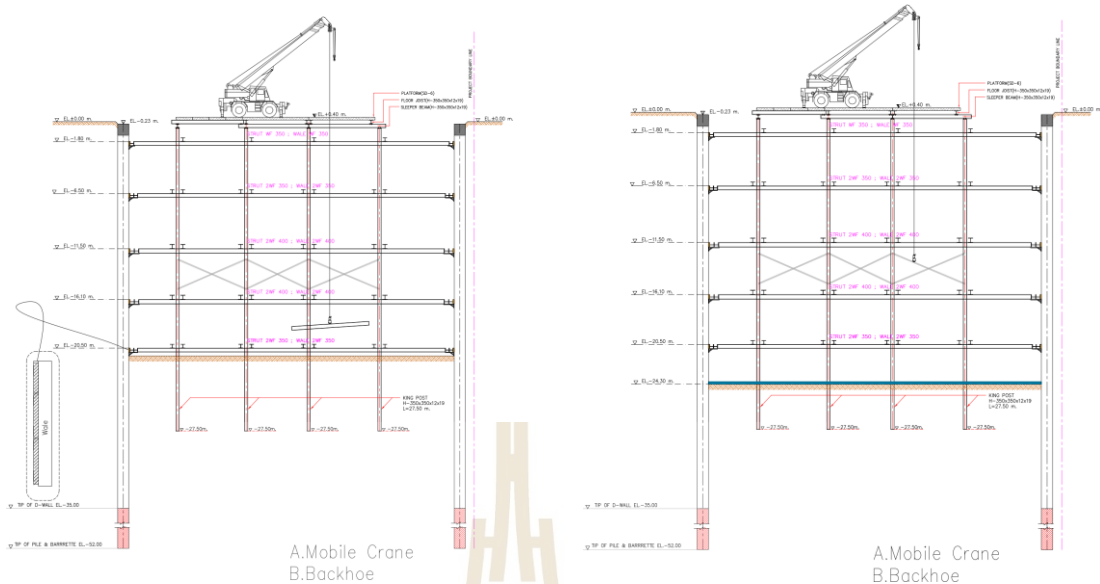


ชั้นตอนที่ 9 : Packing Concrete

Preload in Strut

ชั้นตอนที่ 10 : Excavation level -21.20 m.

Installed bracing level -20.50 m.



ชั้นตอนที่ 11 : Packing Concrete

Preload in Strut

ชั้นตอนที่ 12 : Excavation level -21.20 m.

Packing concrete foundation 0.80 m.

### 3.1.3 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

จากผลการเจาะสำรวจดินจำนวน 6 หลุม มีตำแหน่งการเจาะสำรวจดังรูปที่ 3.2 พบว่าชั้นดินบริเวณโครงการมีลักษณะที่แตกต่างกัน โดยสรุปเป็นรูปตัดชั้นดินดังในรูปที่ 3.4 และมีลักษณะทางกายภาพดังนี้

ชั้นดิน (Crust) มีลักษณะเป็นดินเหนียวปนทรายเล็กน้อยและมีสีเทาปนน้ำตาล มีความหนาตั้งแต่ระดับผิวดินจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ -1.50 เมตร

ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวสีเทาปนน้ำตาลเล็กน้อย อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ -1.50 ถึง -13.00 เมตร

ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง (Medium Clay) ดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวที่มีสีเทาเข้มมากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อน อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ -13.00 ถึง -15.00 เมตร

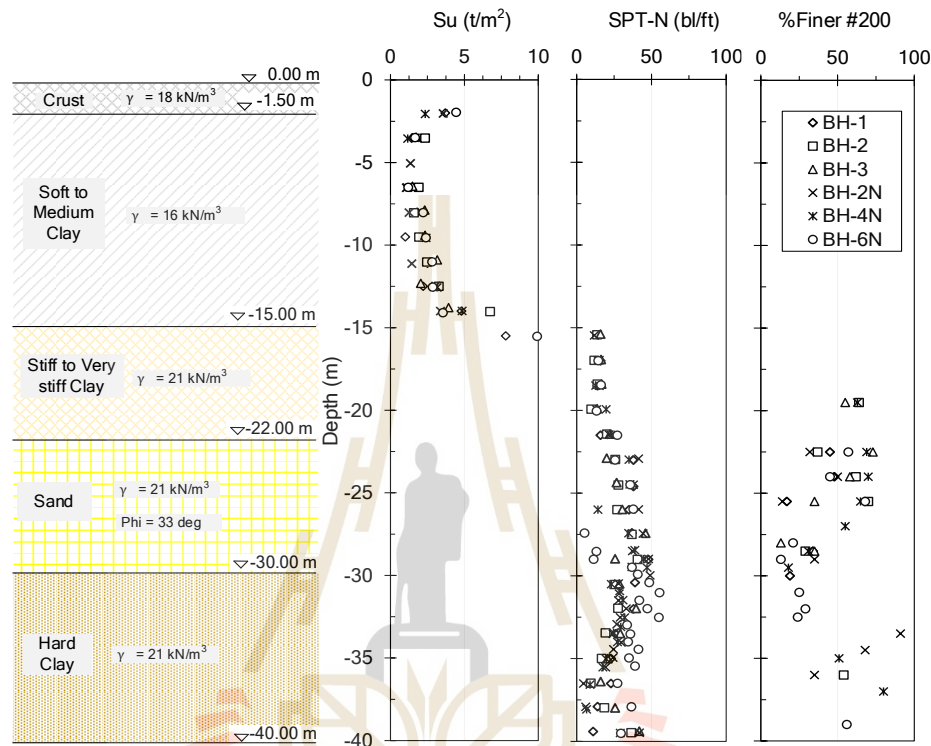
ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff Clay) ดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวปนทรายมากขึ้น มีสีเทาเข้มปนน้ำตาล ดินชั้นนี้อยู่ที่ระดับความลึกประมาณ -15.00 ถึง -22.00 เมตร

ชั้นทราย (Silty Sand) ดินมีลักษณะเป็นเนื้อทรายค่อนข้างละเอียดมีซิลต์ปนอยู่ปริมาณมากในช่วงความลึก -22.00 ถึง -25.00 เมตร ซึ่งดินชั้นนี้อยู่ที่ระดับความลึก -22.00 เมตร ถึง -30.00 เมตร

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) ดินมีลักษณะสีน้ำตาลปนเทาเล็กน้อย โดยอยู่ที่ระดับความลึก -30.00 ถึง -36.00 เมตร

ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง (Medium Clay) ดินมีลักษณะเป็นดินเหนียวสีเทาเข้ม มีทรายสีน้ำตาลปนอยู่เล็กน้อย โดยดินชั้นนี้อยู่ที่ระดับความลึก -36.00 ถึง -39.00 เมตร

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard Clay) ดินมีลักษณะสีน้ำตาลเข้มปนเทาในบางส่วน ซึ่งดินชั้นนี้อยู่ที่ระดับความลึก -39.00 ถึง -40.70 เมตร

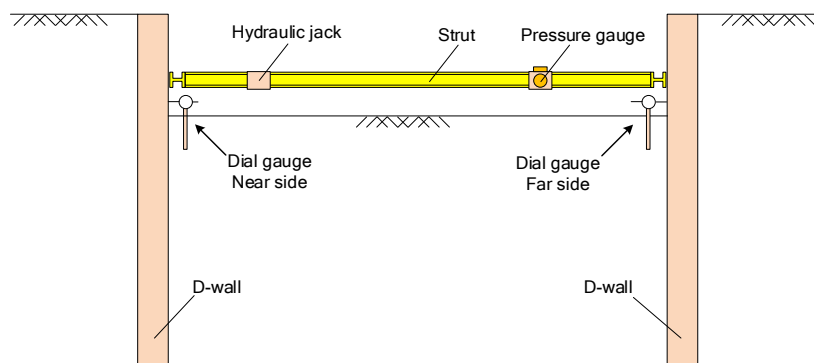


รูปที่ 3.4 รูปตัดชั้นดินและคุณสมบัติของดิน

## 3.2 การตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างชั้นใต้ดินในสนาม

### 3.2.1 การวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง

การตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงโดยใช้ Inclinometer จะตรวจวัดเมื่อระดับของดินชุดมีการเปลี่ยนแปลง และในส่วนของ การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงขณะที่มีการอัดแรงในค้ำยัน ใช้ dial gauge ติดตั้งไว้ที่ข้างกำแพงเพื่อวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งที่อยู่ใกล้แม่แรง (dial gauge near side) และกำแพงที่อยู่ฝั่งไกลจากแม่แรง (dial gauge far side) ซึ่งในการติดตั้ง dial gauge นี้จะนำส่วนขาติดตั้งไว้ในดินประมาณ 50 เซนติเมตร และส่วนปลายจะถูกกดไว้กับกำแพงบันทึกเป็นค่าเริ่มต้น เมื่อเริ่มมีการอัดแรงใน strut เข็มบนหน้าปัดของ dial gauge จะมีการเปลี่ยนแปลงไปจนกระทั่งสิ้นสุดการอัดแรงและอ่านค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงจาก dial gauge อีกครั้ง โดยค่าของแรงจากการอัดแรงจะอ่านค่าจาก Pressure gauge ที่ติดตั้งไว้บน Strut แสดงการติดตั้งเครื่องมือวัดดังในรูปที่ 3.5



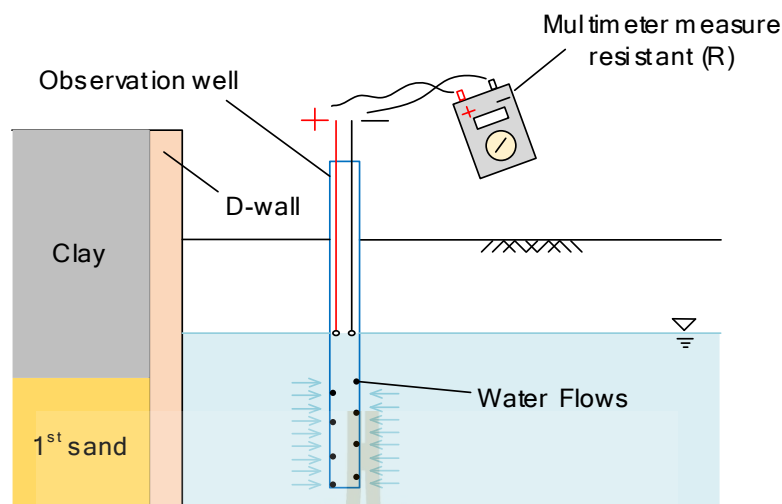
รูปที่ 3.5 การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงไคเอะแพรมวอลล์ขณะอัดแรงใน Strut

### 3.2.2 การวัดระดับน้ำใต้ดิน

ในการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินจะทำการตรวจวัดโดยอาศัยท่อสูบน้ำที่มีการกรุบ่อเพื่อเป็นรูทางไหลเข้าของน้ำที่อยู่ในระดับทรายชั้นแรกช่วงความลึก 26 ถึง 30 เมตร ซึ่งการตรวจวัดระดับน้ำในช่วงที่ระดับดินขุดไม่เกิน 10 เมตร จะวัดระดับน้ำสัปดาห์ละครั้ง แต่เมื่อระดับดินขุดลึกมากกว่า 10 เมตร จะมีความถี่ในการตรวจวัดมากขึ้น เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินมีระดับใกล้เคียงกับระดับดินขุดเพื่อที่จะสามารถใช้ประเมินสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินและนำไปสู่การพิจารณาการสูบน้ำ

น้ำใต้ดินในพื้นที่กรุงเทพมหานครมีสภาพความเป็นต่างและมีความสามารถในการนำไฟฟ้า จึงเก็บตัวอย่างน้ำใต้ดินมาทดสอบเพื่อออกแบบเครื่องมือวัดระดับน้ำ โดยใช้เครื่องมือที่สามารถปล่อยกระแสไฟฟ้าไหลผ่านตัวกลาง (น้ำใต้ดิน) จึงได้เลือกใช้เครื่องมือมัลติมิเตอร์ไฟฟ้า (Electrical multimeter) เพื่อส่งกระแสไฟฟ้าจากขั้วลบผ่านตัวกลางไปยังขั้วบวกทำให้ไฟฟ้าครบวงจร ซึ่งตัวเครื่องจะแปลงค่ากระแสไฟฟ้าและแสดงผลเป็นค่าความต้านทาน (resistant,  $R$ ) แสดงวิธีวัดดังรูปที่ 3.6 โดยจะไม่คำนึงถึงค่าความต้านทาน กล่าวคือ เมื่อ Multimeter เริ่มแสดงค่า resistant ผ่านหน้าจอได้ จะหมายถึงระดับน้ำใต้ดินมีความลึกอยู่ที่ตำแหน่งปลายสายพอดี



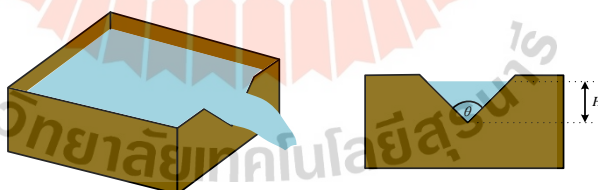


รูปที่ 3.6 การใช้เครื่องมือวัดระดับน้ำในบ่อสูบน้ำใต้ดิน

### 3.2.3 การวัดอัตราการสูบน้ำใต้ดินในชั้นทราย

การวัดอัตราการไหลของน้ำใต้ดินในชั้นทรายจะเริ่มจากวัดระดับน้ำก่อนที่จะมีการสูบน้ำ เมื่อเวลาผ่านไประยะหนึ่งจะหยุดสูบน้ำและวัดระดับน้ำอีกครั้งเพื่อทราบถึงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ

สำหรับการตรวจวัดอัตราการสูบน้ำของบ่อบำบัดเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงขณะที่ทำการสูบน้ำ จะใช้วิธีวัดปริมาณน้ำที่ถูกสูบลงในภาชนะตวงพร้อมจับเวลา (bucket and stop watch method) กับวิธีใช้ฝายรูปตัววีปิดกั้นทางไหลของน้ำในบ่อพักน้ำ (V-notch weir method) ดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.7 การวัดอัตราการไหลของน้ำโดยใช้ฝายรูปตัววี (V-notch weir method)

### 3.3 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ ใช้โปรแกรม PLAXIS 2D จำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยแบบจำลองดิน Mohr-Coulomb และกำหนดค่าพารามิเตอร์คุณสมบัติของดินที่ได้จากผลการเจาะสำรวจ (Boring log) เพื่อใช้ในการทำนายพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพง และนำผลมาเปรียบเทียบกับผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามที่วัดได้จากเครื่องมือ Inclinator ตำแหน่ง I-1 และตำแหน่ง I-8 ที่มีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของกำแพงในแต่ละด้าน

ในส่วนของการวิเคราะห์กลับจะใช้การแปรผันค่าสติฟเนสของดินที่อยู่ในเทอมของ  $E_u / S_u$  สำหรับดินเหนียว และ  $E' / N$  สำหรับชั้นทราย เพื่อหาค่าสติฟเนสที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง โดยจะแปรผันค่าสติฟเนสจำนวน 3 ค่า ในชั้นดินเหนียวอ่อน คือ 250, 500, 750 และจะกำหนดค่าสติฟเนสของชั้นดินเหนียวแข็งและค่าสติฟเนสของชั้นทรายให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 และ 2000 ตามลำดับ จากนั้นเมื่อได้ค่าสติฟเนสที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนแล้ว จะนำไปใช้สำหรับการวิเคราะห์หาค่าสติฟเนสที่เหมาะสมของชั้นดินเหนียวแข็ง มีการแปรผันค่าสติฟเนสจำนวน 3 ค่า คือ 1000, 1500, 2000 และกำหนดค่าสติฟเนสของชั้นทรายให้คงที่เท่ากับ 2000 สุดท้ายนี้จะทำการแปรผันค่าสติฟเนสของชั้นทรายจำนวน 3 ค่า คือ 2000, 4000, 6000 ซึ่งค่าสติฟเนสของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งจะใช้ค่าที่เหมาะสม ที่ได้จากการวิเคราะห์มาในขั้นตอนวิเคราะห์กลับก่อนหน้า ซึ่งค่าคุณสมบัติของดิน กำแพงโคอะแฟรมวอลล์และเหล็กค้ำยัน สรุปไว้ในตารางที่ 3.1 ตารางที่ 3.2 และตารางที่ 3.3 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

Soil type	Depth (m)	Unit weight, $\gamma_t$ ( $kN / m^3$ )	$S_u$ ( $kN / m^2$ )	$\phi$ (deg)	$\nu$
Crust	0.0 - 1.5	18	30	-	0.495
Soft Clay	1.5 - 13.0	16	15	-	0.495
Medium Clay	13.0 - 15.0	17	40	-	0.495
Stiff Clay	15.0 - 26.0	21	150	-	0.495
1 <sup>st</sup> Sand	26.0 - 30.0	21	-	33	0.300
Hard Clay	30.0 - 40.0	21	190	-	0.495
2 <sup>nd</sup> Sand	40.0 - 50.0	21	-	34	0.300

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเหล็กค้ำยันที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
$EA$	2.545E+07	$kN$
$L_{spacing}$	6.5	$m$

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
$f'_c$	2.80E+04	$kN / m^2$
$EA$	2.545E+07	$kN$
$EI$	2.121E+06	$kN \cdot m^2 / m$
Unit weight	24	$kN / m^3$
$\nu$	0.20	-



## บทที่ 4

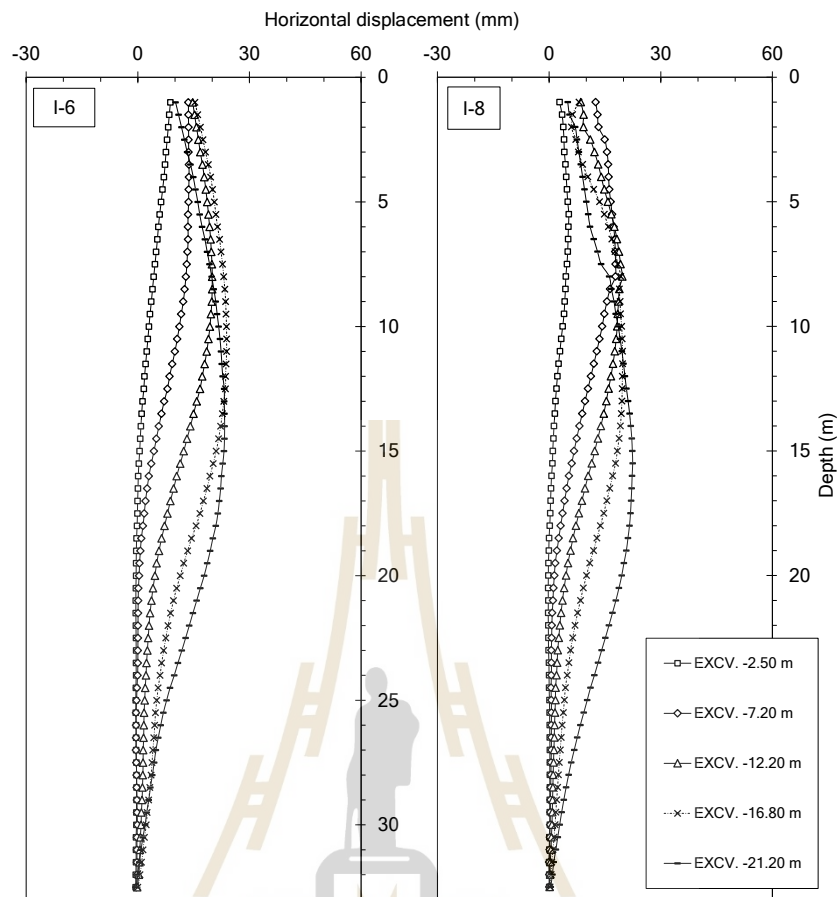
### ผลวิจัยและการวิเคราะห์ข้อมูล

#### 4.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงในสนามขณะขุดก่อสร้างชั้นใต้ดิน

ผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงที่ได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือ Inclinator ตำแหน่งที่ I-1, I-2, I-3, I-4, I-5, I-6, I-7 และ I-8 ดังในรูปที่ 3.2 ซึ่งจำแนกการรายงานผลการเคลื่อนตัวของกำแพงในแต่ละด้าน ดังนี้

##### 4.1.1 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศเหนือ

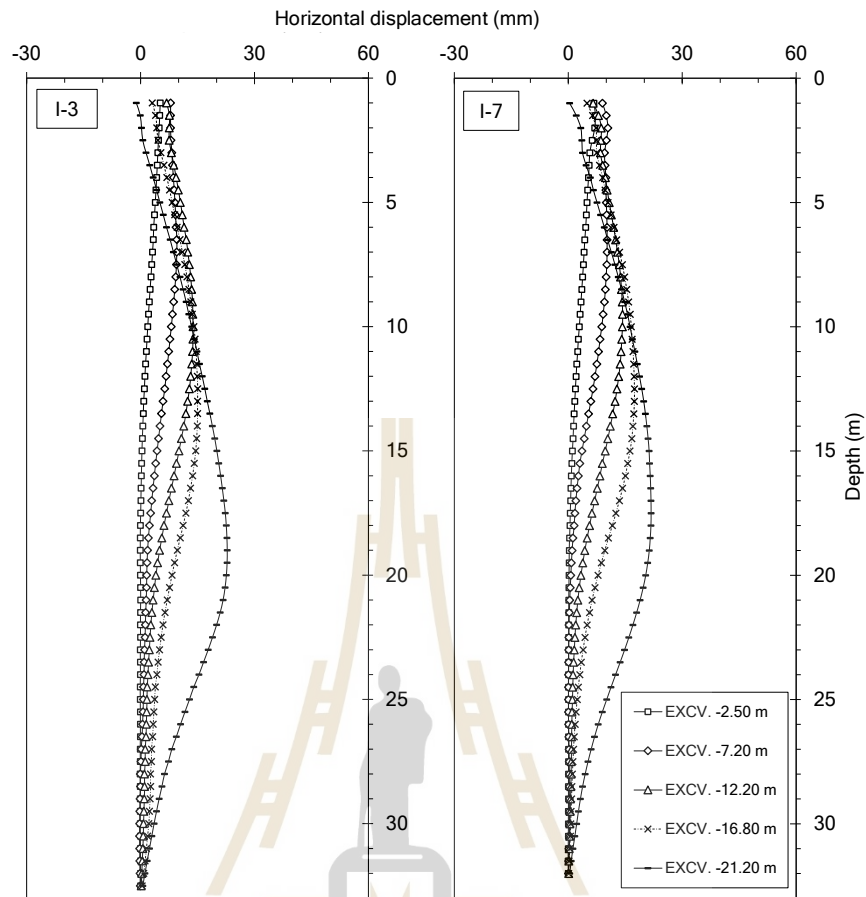
สำหรับการเคลื่อนตัวของกำแพงในฝั่งนี้ใช้ผลการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดโดยท่อ Inclinator ตำแหน่งที่ I-6 และ I-8 แสดงดังในรูปที่ 4.1 จะเห็นได้ว่าในช่วงขั้นตอนการขุดดินที่ -2.50 และ -7.20 เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงมีรูปแบบเป็นคานยื่น (Cantilever Shape) การเคลื่อนตัวสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ปลายด้านบนสุดมีค่าประมาณ 9.17 มิลลิเมตร เมื่อมีการขุดดินที่ -12.20 และ -16.80 เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงมีการโก่งตัวแบบป้องกันบริเวณตรงกลางของความลึกการขุด การโก่งตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 24.56 มิลลิเมตร และเมื่อขุดดินที่ระดับ -21.20 เมตร กำแพงมีการโก่งตัวสูงสุดเท่ากับ 24.82 มิลลิเมตร มีลักษณะการโก่งตัวแบบป้องกันบริเวณใกล้กับระดับดินขุด



รูปที่ 4.1 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศเหนือตรวจวัดโดย Inclinometer ตำแหน่ง I-6, I-8

#### 4.1.2 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศใต้

การเคลื่อนตัวของกำแพงในฝั่งนี้ใช้ผลการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดด้วยท่อ Inclinometer ตำแหน่งที่ I-3 และ I-7 แสดงดังในรูปที่ 4.2 จะเห็นได้ว่าในช่วงขั้นตอนการขุดดินที่ -2.50 และ -7.20 เมตร กำแพงมีลักษณะการเคลื่อนตัวแบบคานยื่น (Cantilever Shape) การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดบริเวณปลายด้านบนสุดมีค่าประมาณ 6.94 มิลลิเมตร เมื่อมีการขุดดินที่ -12.20 และ -16.80 เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงมีการโค้งตัวแบบป่องบริเวณตรงกลางของความลึกการขุด การโค้งตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 17.41 มิลลิเมตร และเมื่อขุดดินที่ระดับ -21.20 เมตร กำแพงมีค่าการโค้งตัวสูงสุดเท่ากับ 21.79 มิลลิเมตร มีลักษณะการโค้งตัวแบบป่องบริเวณใกล้กับระดับดินขุด

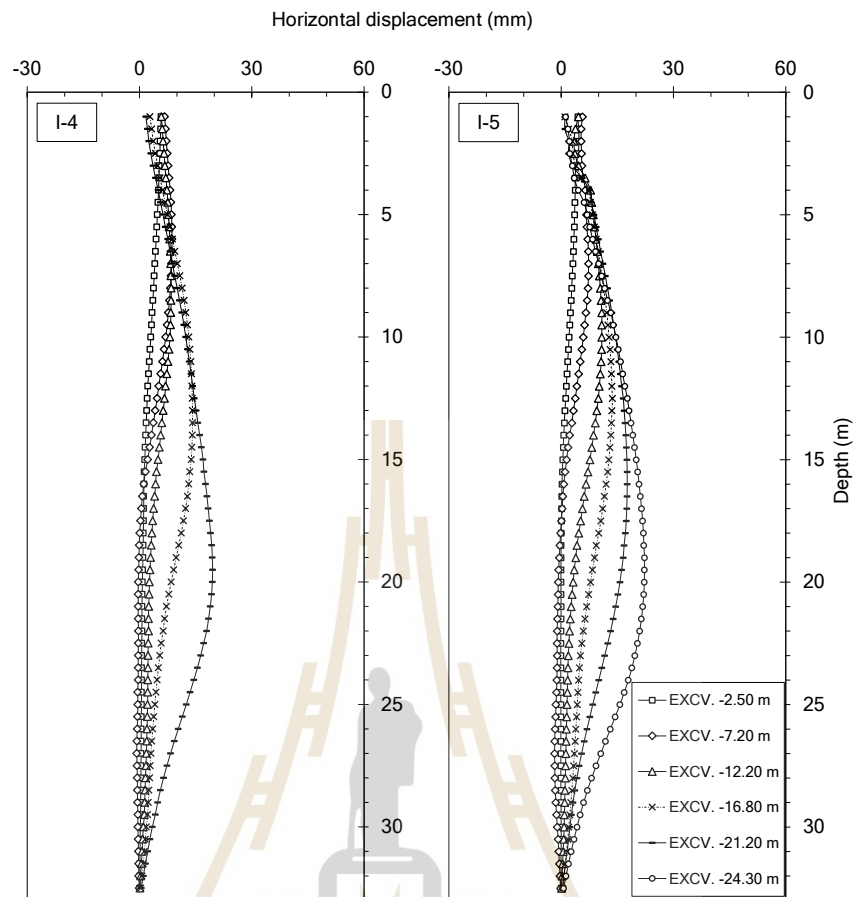


รูปที่ 4.2 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศใต้ตรวจวัดโดย Inclinometer ตำแหน่ง I-3, I-7

#### 4.1.3 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันออก

สำหรับการเคลื่อนตัวของกำแพงในทิศนี้จะใช้ผลการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดโดยท่อ Inclinometer ตำแหน่งที่ I-4 และ I-5 จากรูปที่ 4.3 จะเห็นได้ว่าในช่วงขั้นตอนการขุดดินที่ -2.50 และ -7.20 เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงมีการโก่งตัวแบบคานยื่น (Cantilever Shape) การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณปลายด้านบนมีค่าประมาณ 5.77 มิลลิเมตร เมื่อขุดดินที่ระดับ -12.20 และ -16.80 เมตร กำแพงมีลักษณะการโก่งตัวแบบบริเวณตรงกลางของความลึกการขุด การโก่งตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 14.17 มิลลิเมตร และเมื่อขุดดินที่ระดับ -21.20 และ -24.30 เมตร กำแพงมีค่าการโก่งตัวสูงสุดเท่ากับ 22.25 มิลลิเมตร มีลักษณะการโก่งตัวแบบปล่องออกบริเวณใกล้กับระดับดินขุด

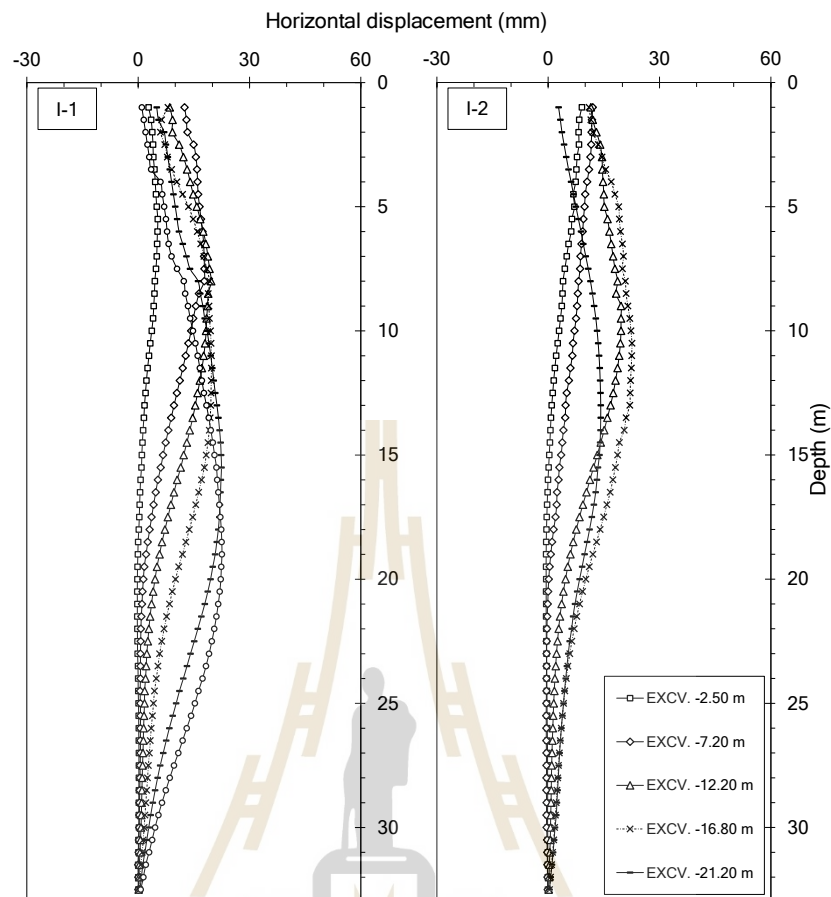




รูปที่ 4.3 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันตกตรวจวัดโดย Inclinometer ตำแหน่ง I-4, I-5

#### 4.1.4 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันตก

สำหรับการเคลื่อนตัวของกำแพงในทิศนี้ จะใช้ผลการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดโดยท่อ Inclinometer ตำแหน่งที่ I-1 และ I-2 จากรูปที่ 4.4 จะเห็นได้ว่าในช่วงขั้นตอนการขุดดินที่ -2.50 และ -7.20 เมตร ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงมีการโก่งตัวแบบคานยื่น (Cantilever Shape) การเคลื่อนตัวสูงสุดเกิดขึ้นที่บริเวณปลายด้านบนมีค่าประมาณ 5.77 มิลลิเมตร เมื่อขุดดินที่ระดับ -12.20 และ -16.80 เมตร กำแพงมีลักษณะการโก่งตัวแบบบริเวณตรงกลางของความลึกการขุด การโก่งตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 14.17 มิลลิเมตร และเมื่อขุดดินที่ระดับ -21.20 และ -24.30 เมตร กำแพงมีค่าการโก่งตัวสูงสุดเท่ากับ 22.25 มิลลิเมตร มีลักษณะการโก่งตัวแบบปล่องบริเวณใกล้กับระดับดินขุด



รูปที่ 4.4 การเคลื่อนตัวของกำแพงด้านทิศตะวันตกตรวจวัดโดย Inclinometer ตำแหน่ง I-1, I-2

## 4.2 แรงอัดที่เกิดขึ้นในเหล็กค้ำยันระหว่างการก่อสร้าง

### 4.2.1 แรงอัดที่เกิดจากการขุดดิน

จากที่ได้ติดตั้งเครื่องมือวัดแรงในค้ำยันทั้งสองแกนที่ตั้งฉากกัน คือแกน I-3 to I-6 ใช้วัดแรงที่ส่งผ่านจากกำแพงด้านทิศเหนือสู่กำแพงด้านทิศใต้ และแกน I-2 to I-4 ใช้วัดแรงที่ส่งผ่านมาจากกำแพงด้านทิศตะวันออกสู่กำแพงด้านทิศตะวันตก ซึ่งรูปที่ 4.5 ถึงรูปที่ 4.9 แสดงแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 1 ถึงค้ำยันชั้นที่ 5 ที่ได้จากการวัดตลอดระยะเวลาของการก่อสร้าง การเพิ่มขึ้นของแรงของค้ำยันทุกชั้นจะเห็นได้ว่า หลังจากที่มีการติดตั้งค้ำยันและจะดำเนินการขุดดินระดับถัดไป แรงในค้ำยันแกน I-2 to I-4 มีอัตราการเพิ่มขึ้นมากกว่าแรงในค้ำยันแกน I-3 to I-6 ซึ่งรายละเอียดการเปลี่ยนแปลงของแรงในค้ำยันแต่ละชั้นอธิบายได้ดังนี้

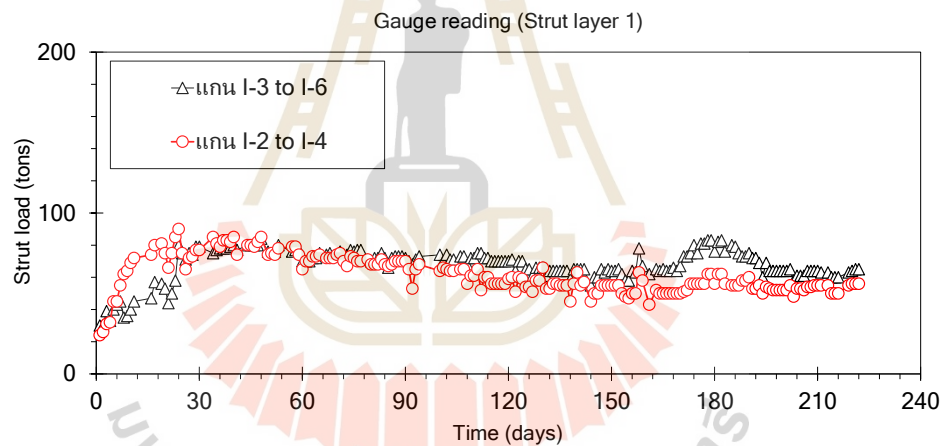
ค้ำยันชั้นที่ 1 หลังจากเริ่มขุดดินชั้นที่ 2 แรงอัดทั้งสองแกนเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง และแรงที่เพิ่มขึ้น มีค่าที่ใกล้เคียงกัน เมื่อมีการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2 และมีการขุดดินชั้นที่ 3 ในลำดับถัด

มา แรงในค้ำยันยังคงค่อนข้างคงที่อย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งเริ่มมีการขุดดินชั้นที่ 4 แรงในค้ำยันมีค่าลดต่ำลงจากเดิม และเป็นเช่นนี้ไปจนถึงสิ้นสุดการขุดดินที่ระดับสุดท้าย

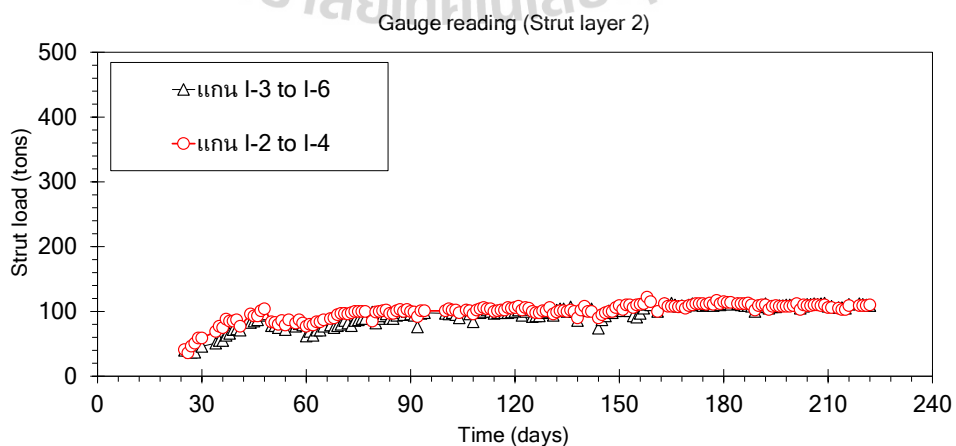
ค้ำยันชั้นที่ 2 หลังจากที่มีเริ่มมีการขุดดินชั้นที่ 3 แรงอัดทั้งสองแกนมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3 ซึ่งจะเห็นได้อีกว่าหลังจากที่มีการขุดดินชั้นที่ 4 ไประยะเวลาหนึ่ง แรงมีค่าลดลงเล็กน้อยและคืนค่าเท่าเดิมคงที่ต่อเนื่อง จนกระทั่งสิ้นสุดการขุดดินที่ระดับสุดท้าย

ค้ำยันชั้นที่ 3 หลังจากที่มีเริ่มขุดดินชั้นที่ 4 แรงอัดของค้ำยันทั้งสองแกน มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อมีการติดตั้งชั้นที่ 4 แต่เมื่อมีการขุดดินชั้นที่ 5 และขุดไปจนถึงระดับดินขุดสุดท้าย แรงยังคงมีค่าเพิ่มขึ้นต่อเนื่อง ซึ่งต่างจากแรงในค้ำยันชั้นที่ 1 และค้ำยันชั้นที่ 2 ที่มีแรงค่อนข้างคงที่

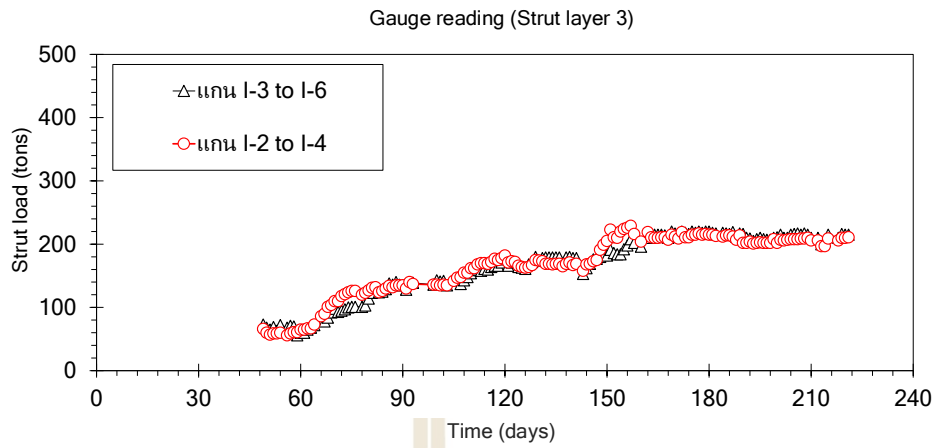
สำหรับค้ำยันชั้นที่ 4 และ 5 แรงที่เกิดขึ้นมีลักษณะการเพิ่มขึ้นคล้ายกับแรงในค้ำยันชั้นที่ 3 คือแรงจะมีอัตราเพิ่มขึ้นต่อเนื่องไปเรื่อยๆ แม้ว่าจะมีการติดตั้งค้ำยันสมบูรณ์แล้วก็ตาม



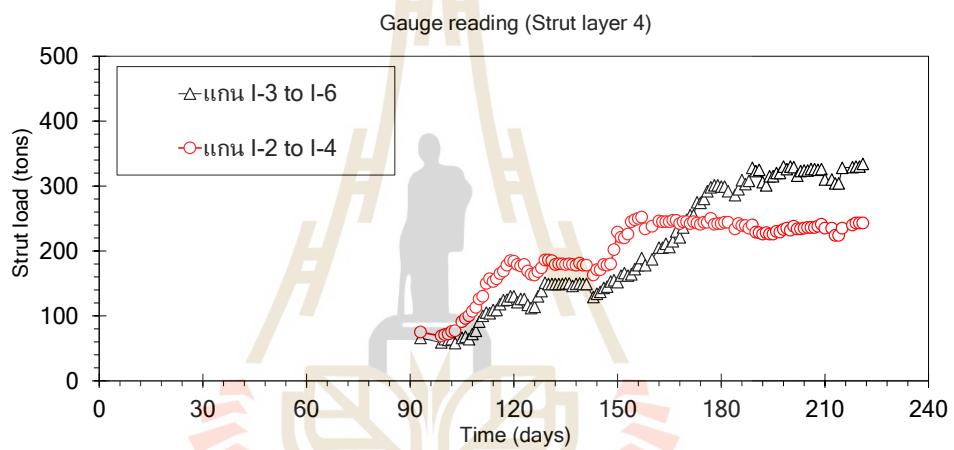
รูปที่ 4.5 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 1



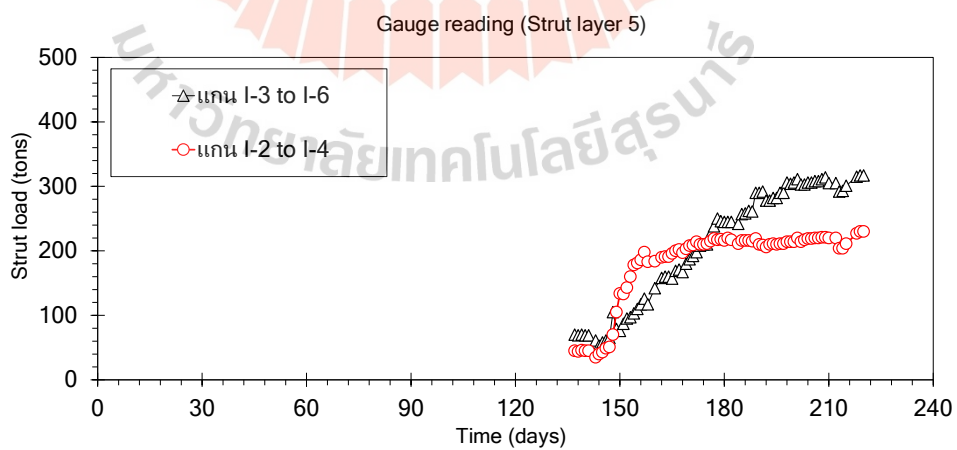
รูปที่ 4.6 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 2



รูปที่ 4.7 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 3



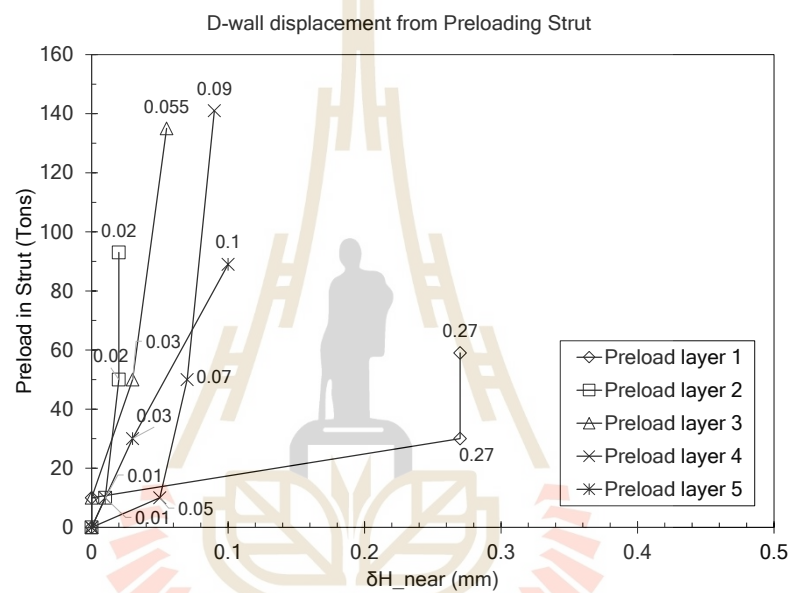
รูปที่ 4.8 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 4



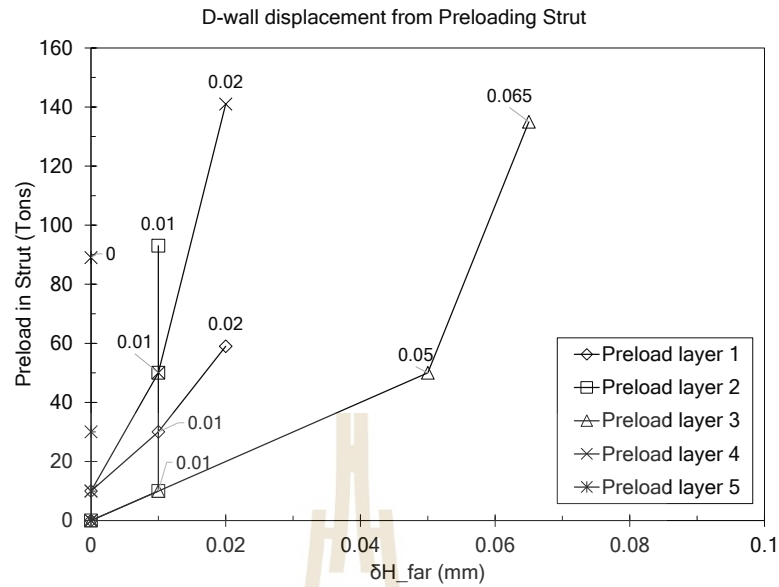
รูปที่ 4.9 แสดงค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันชั้นที่ 5

#### 4.2.2 แรงอัดจากการอัดแรงในค้ำยันที่ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง

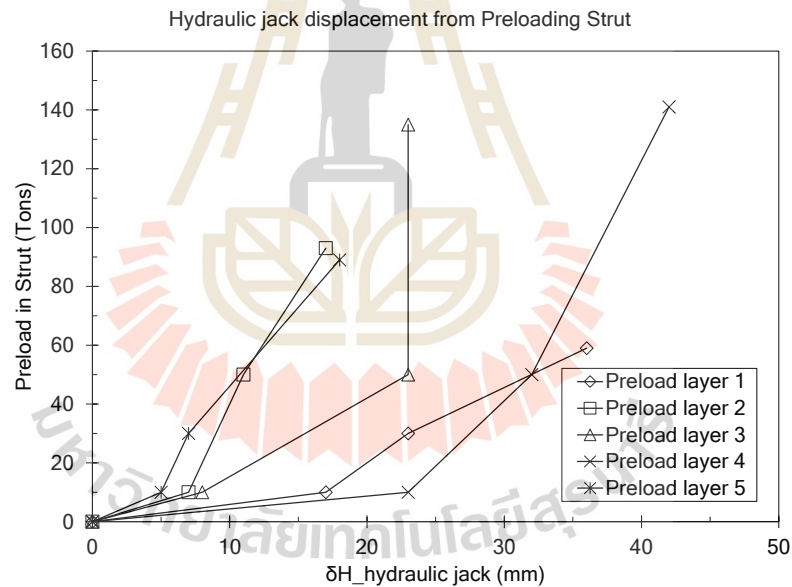
จากการอัดแรงส่งผลทำให้แรงในค้ำยันมีค่าเพิ่มขึ้นก่อนที่จะมีการขุดดิน และทำให้แรงในค้ำยันมีการเปลี่ยนแปลง ได้ความสัมพันธ์ของแรงอัดกับการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งใกล้แม่แรง และกำแพงฝั่งไกลแม่แรงดังรูปที่ 4.10 และรูปที่ 4.11 ตามลำดับ พบว่ากำแพงทั้งสองฝั่งมีการเคลื่อนตัวออกจากบ่อขุดในแต่ละชั้นน้อยมากเมื่อเทียบกับระยะยึดตัวของแม่แรงกับแรงอัดตั้งในความสัมพันธ์ที่ 4.12 โดยกำแพงฝั่งที่อยู่ใกล้แม่แรงมีการเคลื่อนตัวมากกว่ากำแพงฝั่งที่อยู่ด้านไกลของการอัดแรงในค้ำยันที่อยู่ระดับเดียวกัน



รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านใกล้แม่แรงกับแรงอัดในค้ำยัน



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านไกลแม่แรงกับแรงอัดในค้ำยัน



รูปที่ 4.12 ระยะยัดของแม่แรงที่ทำให้ค้ำยันเคลื่อนตัวออกเมื่อมีการอัดแรง

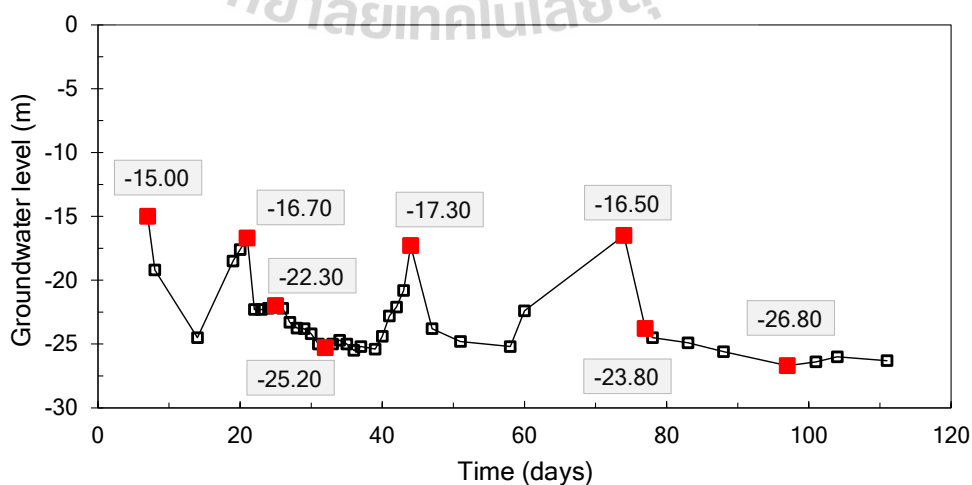
### 4.3 ข้อมูลจากการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน

ระดับน้ำใต้ดินเดิมของพื้นที่โครงการจากการตรวจวัดที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.2.2 พบว่าระดับน้ำใต้ดินของโครงการอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดินประมาณ 15 เมตร ในระหว่างก่อสร้างได้มีการสูบน้ำให้ระดับน้ำลดต่ำลง และเมื่อหยุดสูบน้ำระดับน้ำใต้ดินมีการคืนตัวเพิ่มขึ้น ทำให้ในระหว่างที่มีการก่อสร้าง มีความจำเป็นต้องวัดระดับน้ำอยู่บ่อยครั้ง ซึ่งการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินและอัตราการสูบน้ำในแต่ละช่วงเวลาของการก่อสร้างได้ผลดังนี้



### 4.3.1 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน

จากรูปที่ 4.13 เป็นผลการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน หลังจากที่ได้วัดระดับน้ำใต้ดินครั้งแรกนั้น ได้สูบน้ำต่อเนื่องเป็นระยะเวลา 1 สัปดาห์ ระดับน้ำลงอยู่ที่ประมาณ -19.00 เมตร (วัดจาก OW-2) เมื่อผ่านไป 7 ชั่วโมง ระดับน้ำลดลงอีกประมาณ 20 เซนติเมตร ซึ่งหลังสูบน้ำผ่านไป 2 สัปดาห์ เครื่องสูบน้ำ OW-1 หยุดไหลและมีระดับน้ำอยู่ที่ -24.50 เมตร ในช่วง 1 เดือนหลังจากนั้น ใช้เวลาสูบน้ำวันละ 3 ชั่วโมง ทำให้น้ำในบ่อสูบแห้ง (บ่อสูบ OW-2 หยุดไหลเข้า OW-1 ประมาณ 1 ชั่วโมง) เมื่อมีการสูบน้ำมาถึงขั้นตอนการขุดดินชั้นที่ 3 พบว่าระดับน้ำเพิ่มขึ้นมาประมาณ 2 เมตร (จากเดิม -24.50 เมตร) และสูบน้ำได้น้อยลง หลังจากนั้นก่อนที่จะมีการขุดดินชั้นที่ 4 ได้เจาะบ่อสูบ OW-3 เพิ่มอีกหนึ่งบ่อ สาเหตุหนึ่งที่โครงการนี้เลือกเจาะบ่อบาดาลเพิ่มบริเวณ OW-2 เนื่องจากระดับน้ำที่ OW-2 สูบน้ำได้น้อยลงและระดับน้ำไม่ลด ซึ่งเมื่อเทียบกับบ่อสูบ OW-1 ที่น้ำในบ่อแห้งแม้ว่าจะหยุดสูบน้ำเป็นระยะเวลานานกว่า 2 เดือน โดยก่อนที่จะมีการเจาะบ่อสูบ OW-3 และพักการสูบน้ำ น้ำใต้ดินมีระดับอยู่ที่ -18.50 เมตร ซึ่งในระหว่างที่หยุดสูบน้ำเป็นเวลา 3 วัน ระดับน้ำเพิ่มขึ้นมาที่ระดับ -16.70 เมตร ซึ่งเท่ากับระดับขุดดินชั้น 4 ที่กำลังเริ่มดำเนินการขุด จึงได้สูบน้ำทันทีและใช้เวลาประมาณ 8 ชั่วโมง น้ำลดประมาณ 5 เมตร (ระดับ -23.00 เมตร) จนกระทั่งบ่อ OW-3 เริ่มเปิดใช้งาน สูบน้ำไปสักกระยะหนึ่ง พบว่าน้ำลดอีก 2 เมตร (ระดับ -25.00 เมตร) ในระหว่างที่ก่อสร้างขุดถึงระดับดินชั้น 4 ได้ลดเวลาการสูบน้ำเหลือวันละประมาณ 3 ชั่วโมง ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้น้ำใต้ดินคืนตัวขึ้นมาที่ปากบ่อ จึงเพิ่มอัตราการสูบน้ำเป็น 5 ชั่วโมง และเมื่อหยุดสูบน้ำประมาณ 7 ชั่วโมง จะมีน้ำคืนตัวกลับมาเช่นเดิม จนกระทั่งขั้นตอนการก่อสร้างติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 5 พบว่าระดับน้ำจะเพิ่มลดอยู่ในช่วง -24.00 ถึง -25.00 เมตร ซึ่งเมื่อถึงขั้นตอนการขุดดินระดับ -24.30 เมตร ได้ติดตั้งบ่อสูบ OW-4 เพิ่ม เนื่องจากระดับน้ำต่างจากระดับขุดดินไม่ถึง 1 เมตร หลังจากที่มีสูบน้ำได้สักกระยะหนึ่ง ระดับน้ำลดลงอีก 1 เมตร ทำให้โครงการดำเนินการก่อสร้างไปจนถึงขั้นตอนการขุดดินที่ระดับสุดท้ายได้



รูปที่ 4.13 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินในบ่อขุด

#### 4.3.2 การวัดอัตราการสูบน้ำใต้ดินของเครื่องสูบน้ำ

เนื่องจากช่วงเวลาแรกที่มีการสูบน้ำ ปริมาณน้ำที่ถูกสูบขึ้นมาจากบ่อขุดมีการไหลที่ค่อนข้างเต็มท่อ แต่เมื่อมีการก่อสร้างไปสักระยะเวลาหนึ่งเริ่มสังเกตเห็นว่าน้ำมีปริมาณการไหลลดลงจากเดิมมาก ซึ่งได้ทราบปัญหาในภายหลังว่าเกิดจากมีทรายเม็ดละเอียดจำนวนมากอุดรูทางสูบน้ำของเครื่องสูบน้ำอยู่ ทางหน่วยงานจึงได้จัดการแก้ปัญหาทำให้ปริมาณน้ำไหลเต็มท่อมามากขึ้น แต่ก็ยังเกิดปัญหาอยู่เช่นเดิมอย่างซ้ำไปซ้ำมา ผู้วิจัยจึงได้ลองตรวจวัดอัตราการสูบน้ำพบว่าอัตราการสูบเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 2.80 ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมง ซึ่งในความเป็นจริงแล้วเครื่องสูบมีความสามารถในการสูบน้ำได้ 10 ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมง มีระดับต่ำสุดของการสูบจากระดับผิวดิน 50 เมตร และหลังจากนั้นปีต้นมา แม้ว่าจะมีการเจาะบ่อสูบน้ำเพิ่มหรือบ่อสูบลึก ปริมาณน้ำที่ไหลออกจากท่อสูบก็ไม่ได้แตกต่างกันอย่างชัดเจน จึงทำให้ผู้วิจัยไม่ได้มีการตรวจวัดอัตราการสูบน้ำในเวลาถัดไป และสมมติให้การสูบน้ำของโครงการมีอัตราเท่ากับจำนวนเท่าของอัตราการสูบน้ำเฉลี่ยที่ได้จากการตรวจวัด

#### 4.4 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์

จากการจำลองการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ ได้ผลการวิเคราะห์ดังในรูปที่ 4.14 พบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงจากไฟไนท์อีลิเมนต์ มีรูปแบบการโก่งตัวไม่สอดคล้องกับการโก่งตัวของกำแพงในสนาม เห็นได้ว่าการโก่งตัวของกำแพงในช่วงที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน ความลึกตั้งแต่ระดับผิวดินถึงความลึกประมาณ 15 เมตร ไฟไนท์อีลิเมนต์ให้รูปแบบการโก่งตัวของกำแพงใกล้เคียงกับกำแพงในสนาม และช่วงความลึกที่เป็นชั้นดินเหนียวแข็งประมาณ 15 ถึง 22 เมตร เป็นตำแหน่งที่กำแพงเกิดการดัดกลับ มีค่าการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับกำแพงในสนาม สำหรับช่วงความลึก 22 ถึง 30 เมตร ที่เป็นชั้นทราย การเคลื่อนตัวของกำแพงช่วงบริเวณปลายล่างที่ได้จากไฟไนท์อีลิเมนต์ มีค่าไม่สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวในสนาม

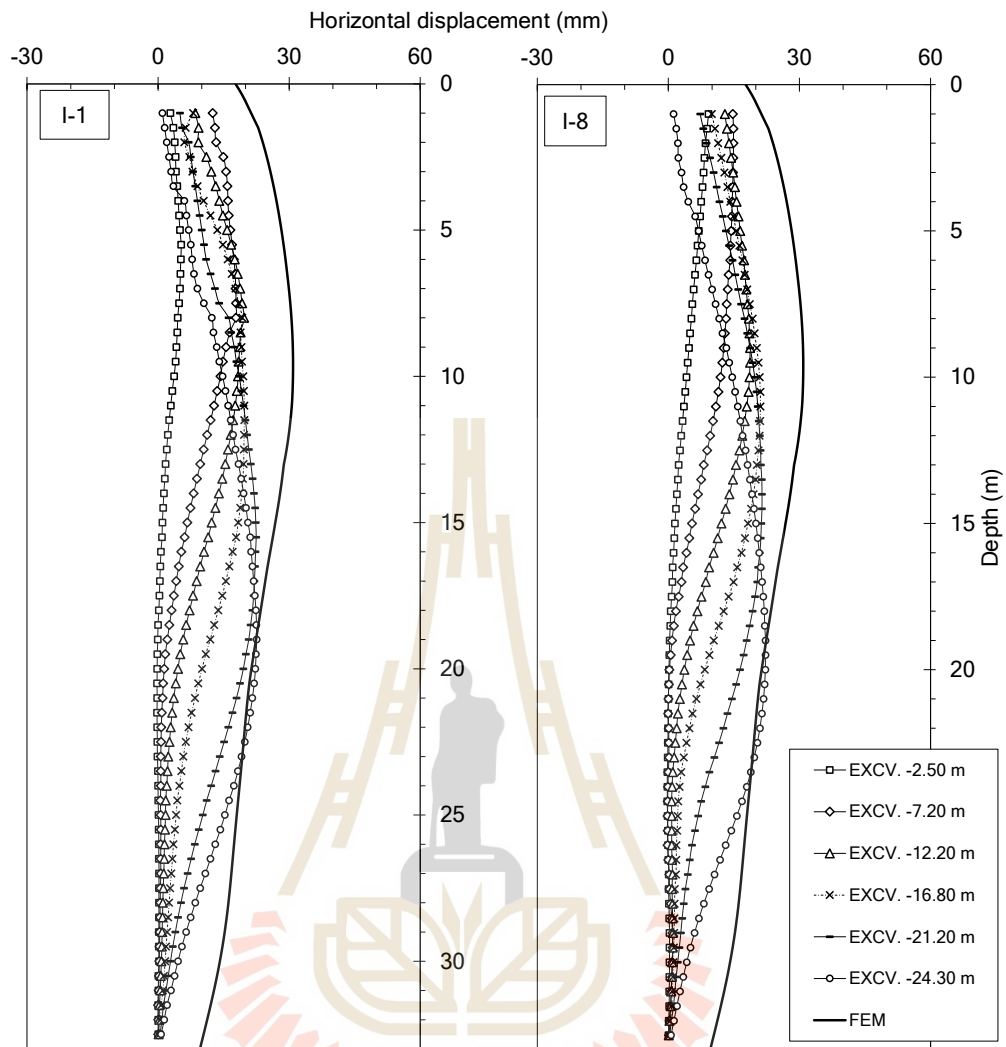
เนื่องจากลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ดังกล่าวมาข้างต้นนี้ กำแพงมีรูปแบบการโก่งตัวไม่สอดคล้องกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม โดยเฉพาะการเคลื่อนตัวของกำแพงในช่วงความลึกที่เป็นชั้นทราย จึงได้วิเคราะห์และพิจารณาถึงขนาดผลของชั้นดินที่เป็นทราย จากข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดินโดยวิธีร่อนดินผ่านตะแกรง (sieve analysis) พบว่าในช่วงความลึกประมาณ 22 ถึง 27 เมตร ขนาดผลของดินที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มีดินเม็ดละเอียดที่ผ่านตะแกรงมากกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ และดินที่ความลึก 27 ถึง 32 เมตร มีปริมาณดินเม็ดละเอียดที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 น้อยกว่า 50 เปอร์เซ็นต์ กล่าวคือ ดินในช่วงความลึกนี้ มีความเป็นเนื้อทรายมากกว่าดินในช่วงความลึก 22 ถึง 27 เมตร แสดงผลขนาดผลขนาดเม็ดดินดังรูปที่ 3.4 และจากรูปที่ 4.15 แสดงลักษณะทางกายภาพของดินชุดที่ระดับสุดท้ายในสนาม พบว่าดินที่ระดับความลึกนี้ มีลักษณะเนื้อดินค่อนข้างที่จะเป็นเนื้อดินเหนียวมากกว่าดินทราย





รูปที่ 4.15 แสดงลักษณะทางกายภาพของดินที่ระดับขุดสุดท้ายในสนาม

จากการวิเคราะห์และพิจารณาปริมาณดินเม็ดละเอียดที่ร้อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ในช่วงความลึก 22 ถึง 30 เมตร จึงจำลองชั้นดินที่เป็นชั้นทรายด้วยไฟไนท์อิลลิเมนต์อีกครั้ง โดยจำลองชั้นทรายอยู่ที่ช่วงความลึก 27 ถึง 32 เมตร ได้ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วยไฟไนท์อิลลิเมนต์ดังในรูปที่ 4.16 พบว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงมีลักษณะการโก่งตัวคล้ายกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม กล่าวคือ การจำลองชั้นทรายที่อยู่ในช่วงความลึกนี้ มีส่วนทำให้ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงจากวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ มีรูปแบบการโก่งตัวใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม เนื่องจากการจำลองชั้นดินที่เป็นชั้นทรายด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ หมายถึงชั้นทรายที่ควรจะปราศจากปริมาณดินเม็ดละเอียด หรือมีปริมาณดินเม็ดละเอียดน้อยกว่า 50 เปอร์เซ็นต์



รูปที่ 4.16 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามกับวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ สำหรับระดับชั้นทรายที่อยู่ในช่วงความลึก 27 ถึง 32 เมตร

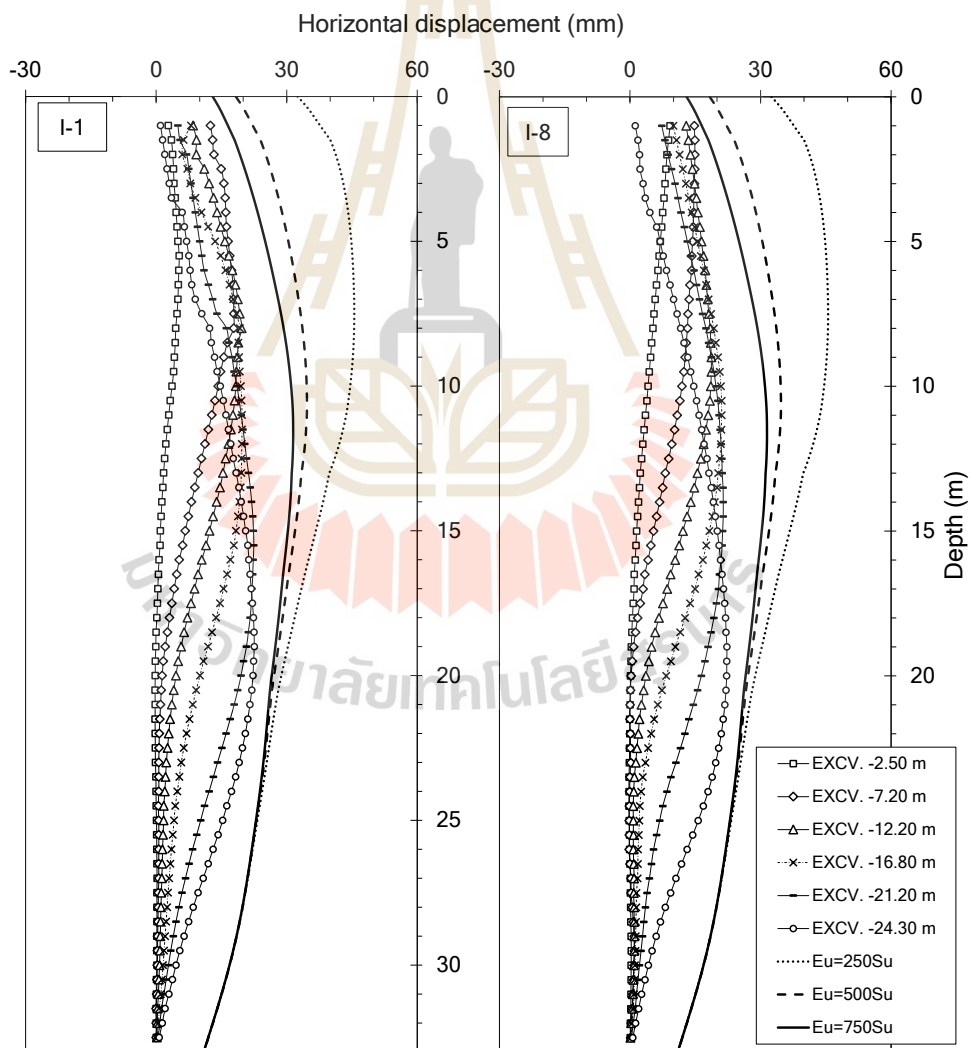
#### 4.5 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวของกำแพง

การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงเพื่อหาค่า Young's Modulus ( $E_u$ ) ที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินกรุงเทพ จากผลการวิเคราะห์รูปแบบการจำลองชั้นดินทรายในหัวข้อที่ 4.4 พบว่าการจำลองชั้นทรายในช่วงความลึก 27 ถึง 32 เมตร ให้ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่มีลักษณะการโก่งตัวใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนาม จึงใช้รูปแบบจำลองนี้ในการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงเพื่อหาค่า Young's Modulus ที่เหมาะสมสำหรับชั้นดินกรุงเทพ



#### 4.5.1 การวิเคราะห์ห้กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวอ่อน

จากผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวของกำแพงโดยแปรผันค่ายังโมดูลัสของชั้นดินเหนียวอ่อนดังในรูปที่ 4.17 พบว่าค่ายังโมดูลัสในเทอมของ  $E_u / S_u = 750$  ให้ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงค่อนข้างใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามมากที่สุดเมื่อเทียบกับค่ายังโมดูลัสที่มีค่าเท่ากับ  $250 S_u$  และ  $500 S_u$  กล่าวคือ ค่าสติเฟเนสที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ใช้สำหรับโครงการนี้มีค่าเท่ากับ  $750 S_u$  ซึ่งมีค่ามากกว่า (วันชัย, (1999)) สาเหตุเนื่องจากบ่อขุดของโครงการนี้มีขนาดบ่อไม่กว้างเมื่อเทียบกับโครงการของ (วันชัย, (1999)) และลักษณะของแนวกำแพงไดอะแฟรมวอลล์มีด้านที่ไม่สมมาตรกัน จึงทำให้การเคลื่อนตัวของกำแพงในช่วงที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมีการเคลื่อนตัวน้อย

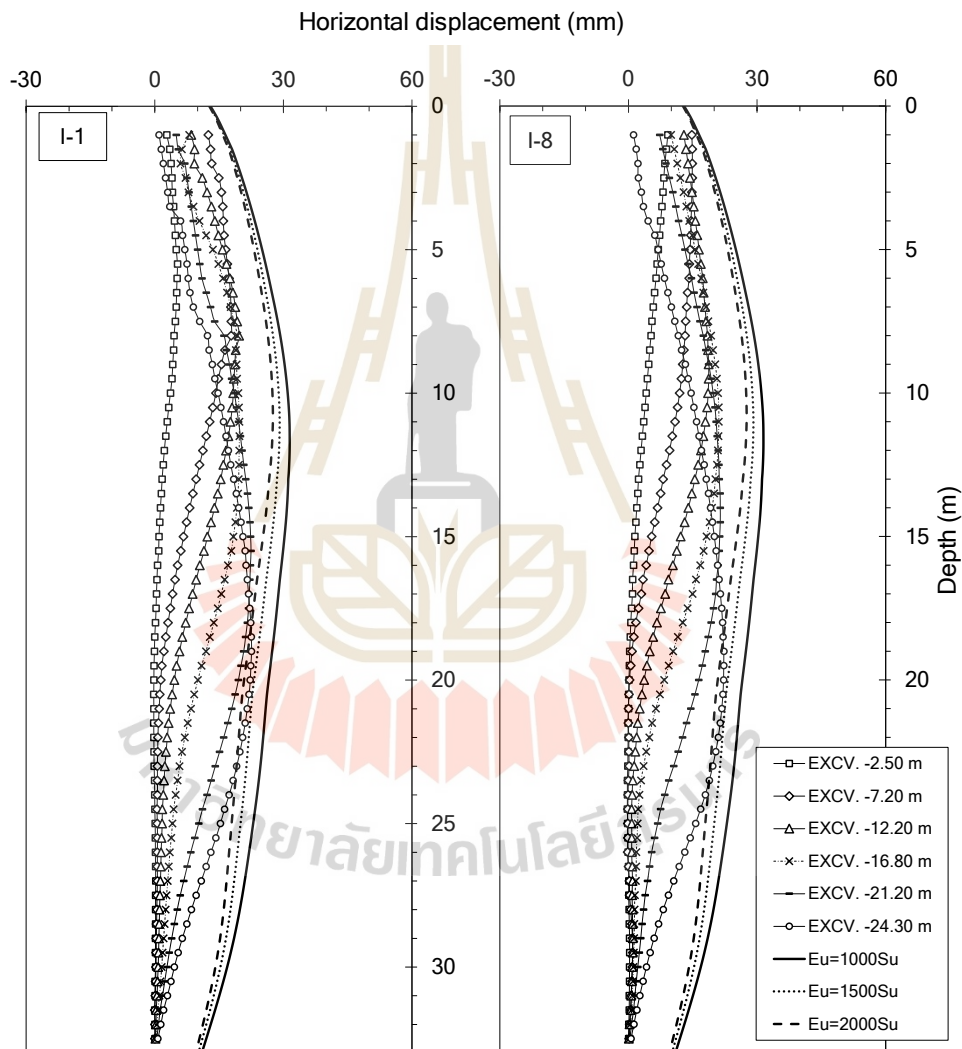


รูปที่ 4.17 การแปรผันค่ายังโมดูลัสในเทอมของ  $E_u / S_u$  ของชั้นดินเหนียวอ่อน



#### 4.5.2 การวิเคราะห์ห้กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวแข็ง

จากผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวของกำแพงโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นดินเหนียวแข็งดังในรูปที่ 4.18 พบว่าค่า Young's Modulus ในเทอมของ  $E_u / S_u = 1000$  ให้ผลการเคลื่อนตัวและลักษณะการโก่งตัวของกำแพงใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามมากที่สุด และค่า Young's Modulus ที่มีค่าเท่ากับ  $1500 S_u$  และ  $2000 E_u / S_u$  ให้ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงแตกต่างกันเล็กน้อยโดยเฉพาะในช่วงความลึกประมาณ 19 ถึง 23 เมตร

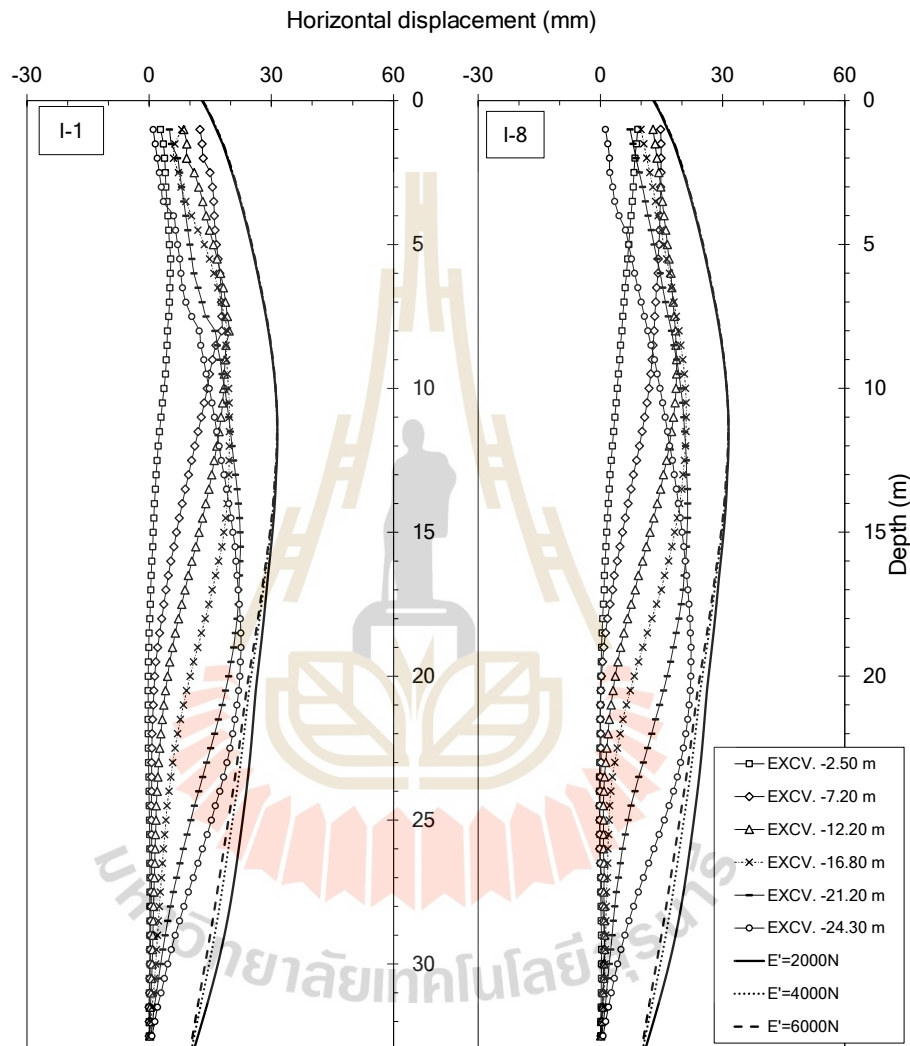


รูปที่ 4.18 การแปรผันค่า Young's Modulus ในเทอมของ  $E_u / S_u$  ของชั้นดินเหนียวแข็ง

#### 4.5.3 การวิเคราะห์ห้กลับโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นทราย

จากผลการวิเคราะห์ห้กลับการเคลื่อนตัวของกำแพงโดยแปรผันค่า Young's Modulus ของชั้นทรายเป็นดังในรูปที่ 4.19 พบว่าค่า Young's Modulus ในเทอมของ  $E' / N = 2000$  ให้ผลการเคลื่อนตัวและลักษณะการโก่งตัวของกำแพงใกล้เคียงกับการเคลื่อนตัวของกำแพงในสนามมากที่สุด จากการแปรผัน

ค่ายังโมดูลัสทั้ง 3 ค่า และพิจารณาการเคลื่อนตัวของกำแพงที่บริเวณปลายล่าง พบว่าให้ผลการเคลื่อนตัวที่ไม่แตกต่างกันมากนัก ถึงแม้ว่าค่ายังโมดูลัสจะมีค่ามากกว่ากันประมาณหนึ่งเท่าตัว กล่าวคือ การแปรผันค่ายังโมดูลัสของชั้นทรายส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงที่อยู่บริเวณปลายล่าง น้อยมาก

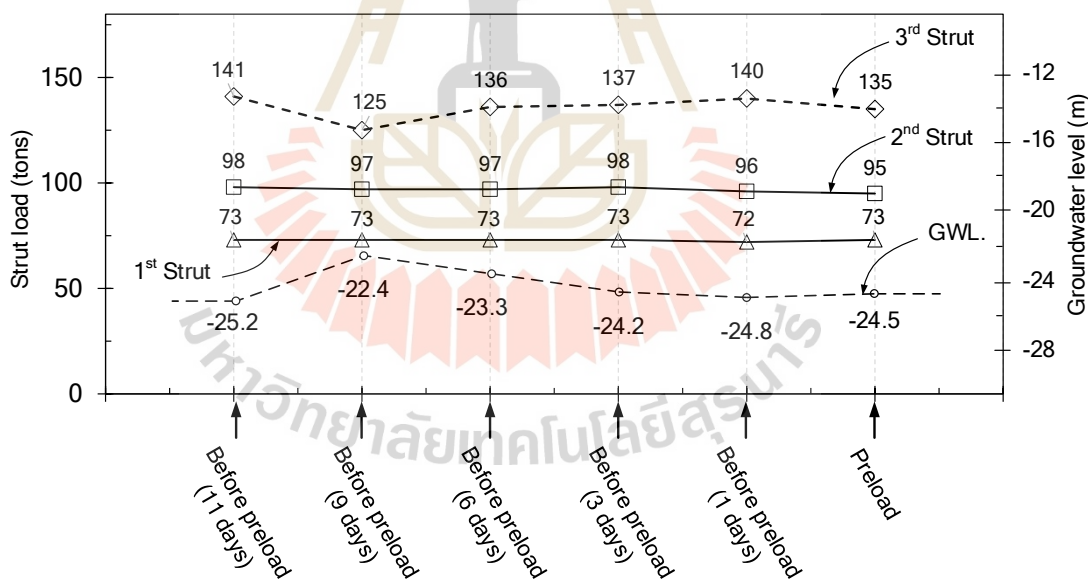


รูปที่ 4.19 การแปรผันค่ายังโมดูลัสในเทอมของ  $E' / N$  ของชั้นทราย

## 4.6 การวิเคราะห์อิทธิพลที่ส่งผลต่อแรงอัดที่เกิดขึ้นในเหล็กค้ำยัน

### 4.6.1 อิทธิพลจากระดับน้ำใต้ดินที่มีการเปลี่ยนแปลง

จากการนำผลการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินในรูปที่ 4.13 เป็นช่วงที่ไม่มีการขุดดินและมีการสูบน้ำและหยุดสูบน้ำตลอดระยะเวลาในช่วงของการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 4 ได้ผลการเปลี่ยนแปลงดังความสัมพันธ์ของระดับน้ำใต้ดินกับแรงอัดในค้ำยันดังในรูปที่ 4.20 จะเห็นได้ว่าแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 3 มีการเปลี่ยนแปลงแปรผกผันกับการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน เริ่มแรกก่อนที่จะมีการอัดแรงในค้ำยันชั้นที่ 4 ประมาณ 11 วัน แรงอัดในค้ำยันมีค่าประมาณ 141 ตัน ในขณะที่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ -25.2 เมตร เมื่อเวลาผ่านไปประมาณ 2 วัน ระดับน้ำใต้ดินเพิ่มสูงขึ้นเป็น -22.4 เมตร แรงอัดในค้ำยันมีค่าลดลงอยู่ที่ 125 ตัน หลังจากนั้นผ่านไปจนถึงวันที่มีการอัดแรงในค้ำยัน ระดับน้ำใต้ดินมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่อง สังเกตเห็นได้ว่าแรงในค้ำยันมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับน้ำใต้ดินที่ระดับลดต่ำลงอย่างมีนัยยะสำคัญ หากพิจารณาแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 1 และค้ำยันชั้นที่ 2 เห็นได้ว่าแรงอัดไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญที่เห็นได้อย่างชัดเจนกับการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน สาเหตุเนื่องจากระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงน้อย จึงไม่อาจส่งผลต่อแรงอัดในค้ำยันได้

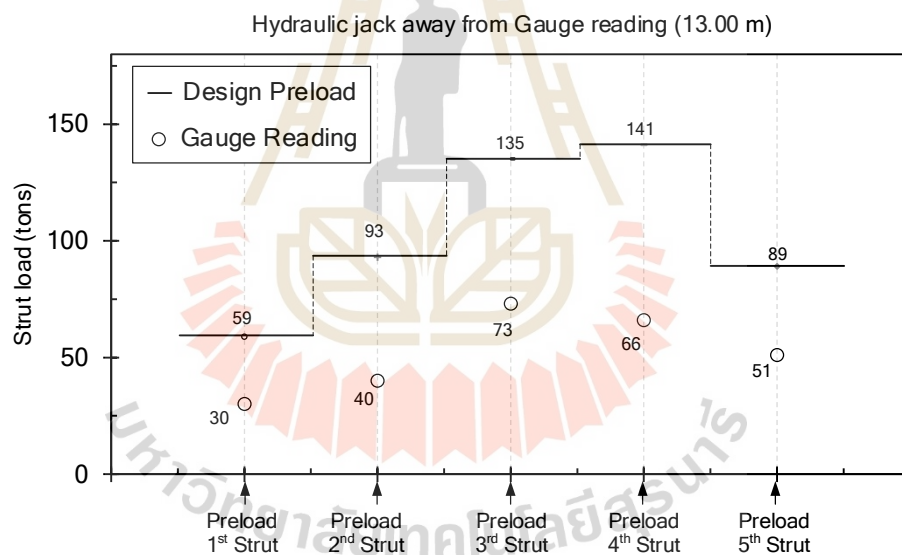


รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในค้ำยันกับระดับน้ำใต้ดิน

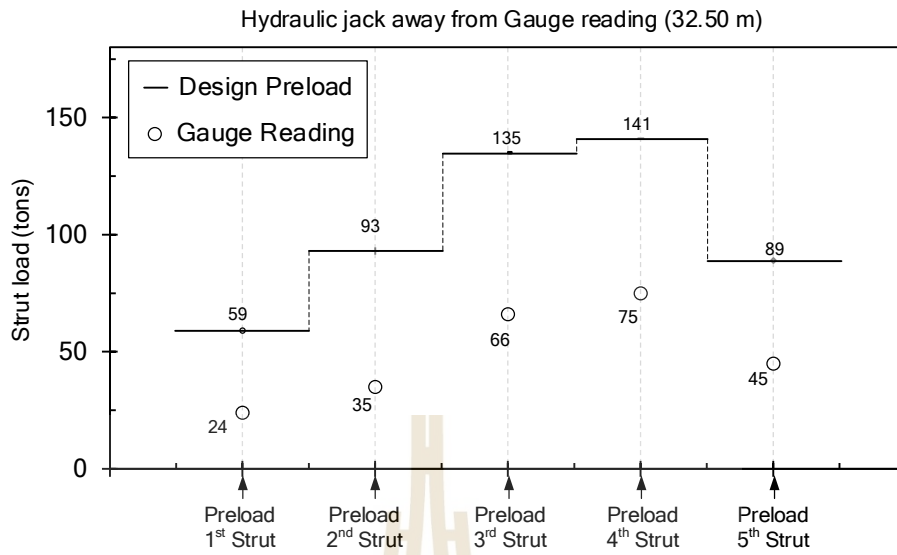
### 4.6.2 อิทธิพลจากการอัดแรงในค้ำยัน

การสูญเสียแรงอัดในค้ำยันจากการอัดแรง หากดูจากรูปที่ 4.22a แสดงแรงอัดของค้ำยันที่อยู่ตามแนวขวางกับกำแพง พบว่าค้ำยันชั้นที่ 1, 2, 3, 4 และ 5 สูญเสียแรงอัดเท่ากับ 49, 58, 46, 53 และ 43 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และจากรูปที่ 4.22b แสดงแรงอัดของค้ำยันที่อยู่ตามแนวยาวกับกำแพง พบว่าค้ำยันชั้นที่ 1, 2, 3, 4 และ 5 สูญเสียแรงอัดเท่ากับ 59, 62, 51, 47 และ 49

เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ซึ่งเห็นได้ว่าแรงอัดที่สูญเสียในค้ำยันตามแนวยาวกับกำแพงมีค่าการสูญเสียมากกว่าค้ำยันตามแนวขวางกับกำแพงประมาณ 6 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ เนื่องจากค้ำยันที่อยู่ตามแนวยาวกับกำแพงมีระยะห่างระหว่างแม่แรง (Hydraulic jack) กับเครื่องมือวัดแรงอัดในค้ำยัน (Pressure gauge) ประมาณ 32.5 เมตร แต่ค้ำยันที่อยู่ในแนวตามขวางกับกำแพงมีระยะห่างประมาณ 13 เมตร จากการรายงานของ (วันชัย, (1999) และ วันชัย, (2000)) พบว่าแรงอัดในค้ำยันมีค่าสูญเสียประมาณ 80 เปอร์เซ็นต์ รายละเอียดตำแหน่งแม่แรงกับ Pressure gauge ดูได้จากรูปที่ 4.23 เมื่อค้ำยันไม่มีการโก่งตัว และวิเคราะห์ปริมาณแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างผิวเหล็กค้ำยัน พบว่าค่าแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับแรงสูญเสียทั้งหมด กล่าวคือ ปัจจัยหลักที่ทำให้สูญเสียแรงในค้ำยัน เกิดจากการโก่งตัวของเหล็กค้ำยัน ทำให้ไม่สามารถส่งถ่ายแรงไปยังกำแพงอีกฝั่งหนึ่งได้อย่างสมบูรณ์ และเนื่องจากผลการวิเคราะห์นี้สามารถยืนยันได้ว่า เหตุใดกำแพงฝั่งที่อยู่ไกลจากแม่แรงในรูปที่ 4.11 จึงมีค่าการเคลื่อนตัวน้อยกว่ากำแพงที่อยู่ใกล้แม่แรงดังในรูปที่ 4.10

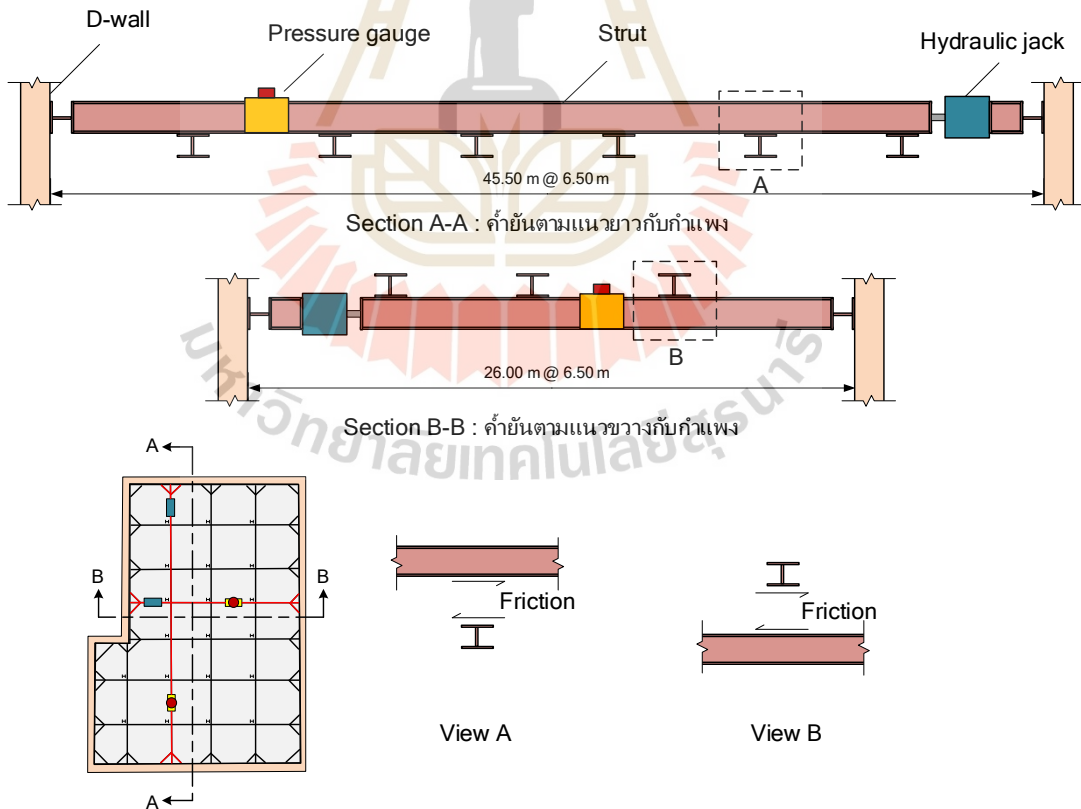


(a)



(b)

รูปที่ 4.21 แสดงแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันเปรียบเทียบกับแรงอัดจากการออกแบบ (a) การอัดแรงในค้ำยันที่อยู่ตามแนวขวางกับกำแพง และ (b) การอัดแรงในค้ำยันที่อยู่ตามแนวยาวกับกำแพง

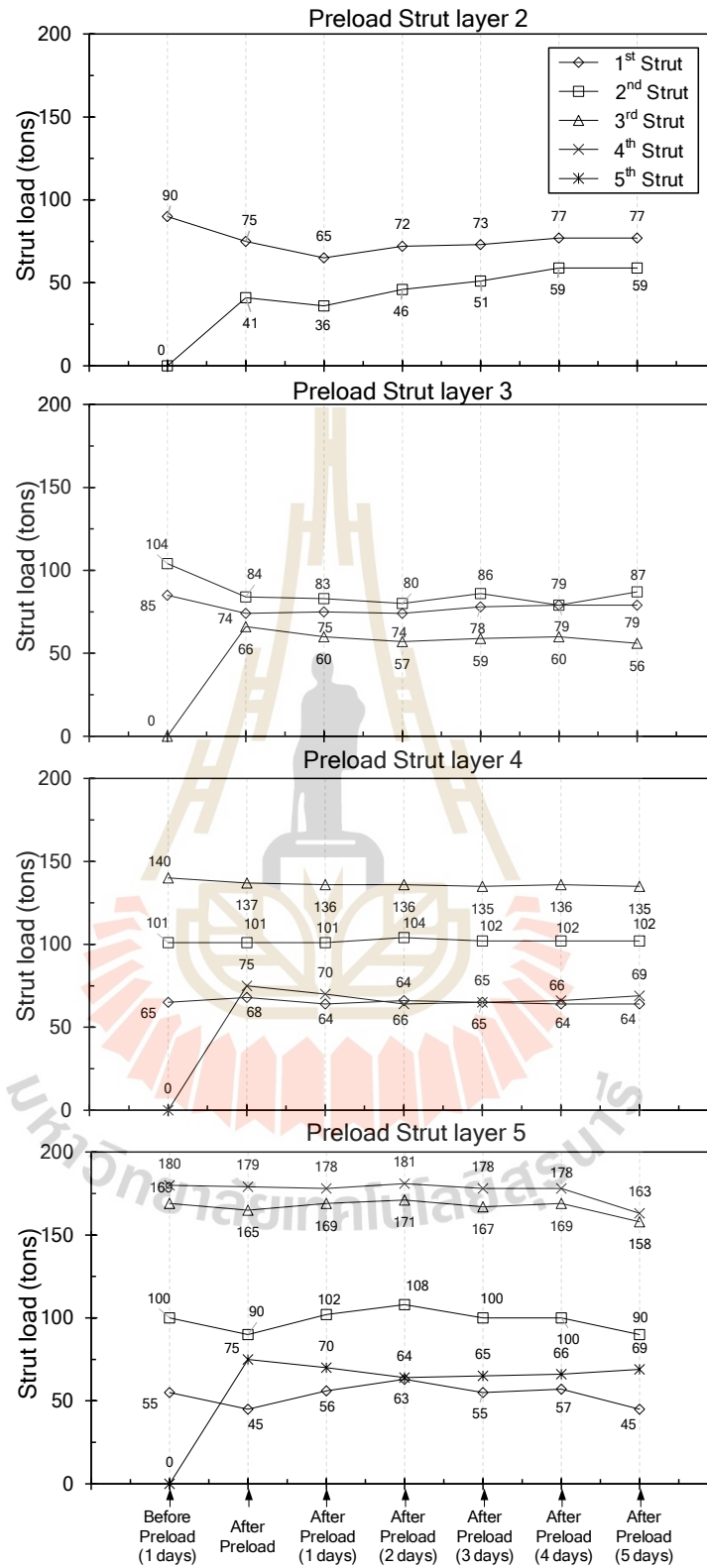


รูปที่ 4.22 แสดงตำแหน่งการติดตั้งของแม่แรงและ Pressure gauge

การอัดแรงในค้ำยันที่ส่งผลต่อแรงในค้ำยันที่ระดับอื่น จากรูปที่ 4.24 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในค้ำยันกับช่วงเวลาก่อนและหลังจากการอัดแรง จะเห็นได้ว่าผลจากการอัดแรง ส่งผลทำให้แรงอัดในค้ำยันชั้นก่อนหน้ามีการเปลี่ยนแปลง โดยหลังจากที่ค้ำยันถูกอัดแรง แรงอัดในค้ำยันชั้นก่อนหน้าทุกชั้นมีค่าลดลงทันที เนื่องจากกำแพงถูกค้ำยันดันให้เคลื่อนตัวออกจากบ่อขุด หลังจากนั้นแรงมีค่าลดลงเล็กน้อยต่อเนื่องกันประมาณ 4 ถึง 5 วัน และจะมีค่าคืนกลับมาคงที่แต่มีค่าน้อยกว่าแรงก่อนที่จะมีการอัดแรงในค้ำยัน





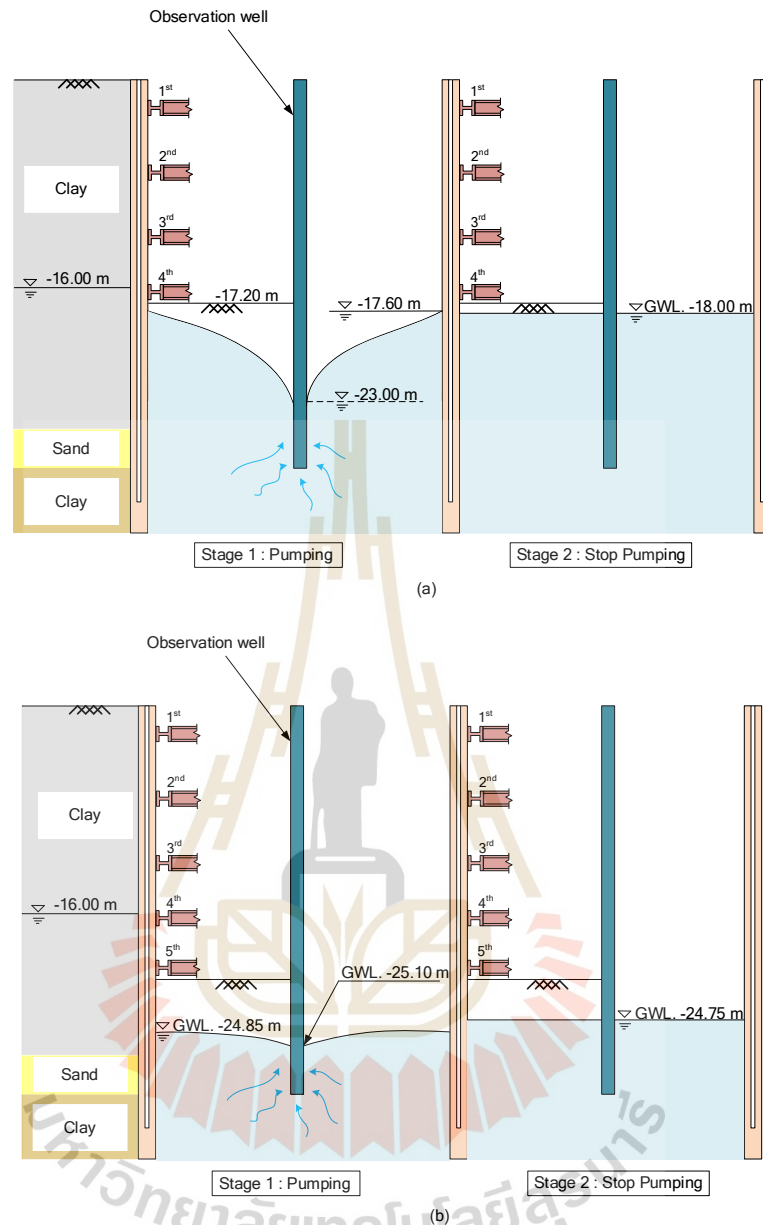


รูปที่ 4.23 การอัดแรงในค้ำยันและมีผลต่อแรงอัดในค้ำยันที่ระดับอื่น

#### 4.7 การวิเคราะห์อัตราการคืบตัวของน้ำใต้ดินในชั้นทราย

จากรูปที่ 4.25 แสดงการคืบตัวของน้ำใต้ดินที่แตกต่างกันของช่วงการก่อสร้าง โดยในรูปที่ 4.25a เป็นการคืบตัวของน้ำใต้ดินในช่วงขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 4 ก่อนที่จะมีการขุดดินไปที่ระดับดินชั้นที่ 5 ระดับน้ำใต้ดินในขณะนั้นอยู่สูงเกือบจะเทียบเท่ากับระดับผิวดินในบ่อขุด ทำให้มีความจำเป็นต้องสูบน้ำ (Stage 1) ใช้เวลาสูบน้ำประมาณ 1 สัปดาห์ ระดับน้ำอยู่ที่ -23.00 เมตร หลังจากนั้นได้หยุดสูบน้ำ (Stage 2) เป็นระยะเวลาประมาณ 5 วัน (120 ชั่วโมง) พบว่าน้ำใต้ดินคืบตัวขึ้นมาอยู่ที่ระดับ -18.00 เมตร หากคิดเป็นอัตราการคืบตัวประมาณเท่ากับ 0.042 เมตรต่อชั่วโมง และในรูปที่ 4.25b เป็นการคืบตัวของน้ำใต้ดินในช่วงขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 5 หลังจากติดตั้งค้ำยันเสร็จ ก่อนที่จะมีการขุดดินไปที่ระดับสุดท้าย (-24.30 เมตร) ระดับน้ำในช่วงเวลาเข้าก่อนเริ่มงานอยู่ที่ -24.85 เมตร และหลังจากที่มีการสูบน้ำตลอดวัน (Stage 1) ระดับน้ำอยู่ที่ -25.10 เมตร จากนั้นหยุดสูบน้ำ (Stage 2) เป็นระยะเวลา 1 คืน (15 ชั่วโมง) พบว่าน้ำใต้ดินคืบตัวขึ้นมาอยู่ที่ -24.75 เมตร หากคิดเป็นอัตราการคืบตัวประมาณเท่ากับ 0.023 เมตรต่อชั่วโมง เมื่อเปรียบเทียบกับอัตราการคืบตัวของน้ำใต้ดินในช่วงขั้นตอนการก่อสร้างในรูปที่ 4.25a จะเห็นได้ว่าในขั้นตอนการก่อสร้างรูปที่ 4.25b มีอัตราการคืบตัวน้อยกว่า สาเหตุเนื่องจากปริมาณน้ำใต้ดินในช่วงขั้นตอนการก่อสร้างรูปที่ 4.25a มีอยู่มากเมื่อเทียบกับขั้นตอนการก่อสร้างในรูปที่ 4.25b

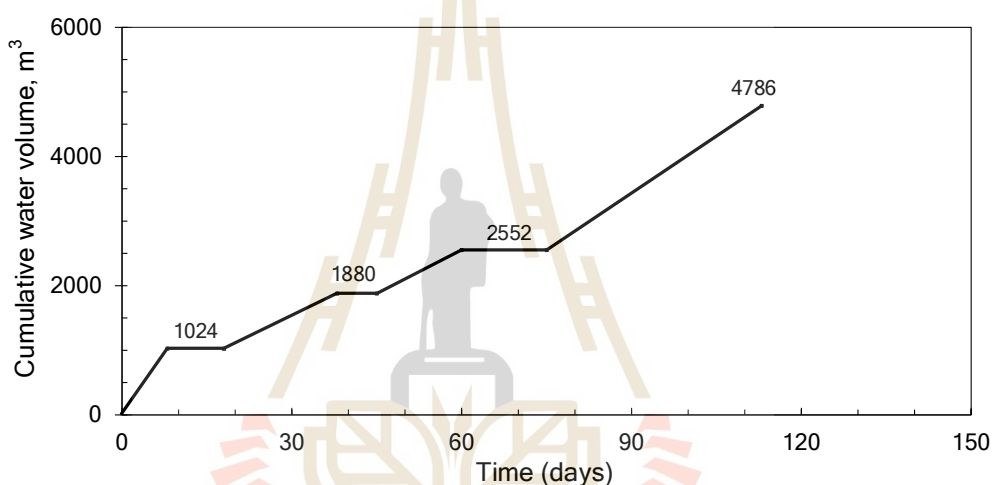




รูปที่ 4.24 การคืนตัวของน้ำใต้ดิน a) แสดงการคืนตัวของน้ำใต้ดินในขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 4 และภาพ b) แสดงการคืนตัวของน้ำใต้ดินในขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 5

จากข้อมูลที่ได้จากการวัดอัตราการสูบน้ำของเครื่องสูบน้ำในหัวข้อที่ 4.3.2 นำมาวิเคราะห์ปริมาณน้ำในชั้นทรายที่สูบออกสะสม ได้ผลการวิเคราะห์ดังในรูปที่ 4.26 เห็นได้ว่า นับตั้งแต่วันแรกหลังจากที่มีการติดตั้งบ่อสูบน้ำเสร็จสมบูรณ์ ได้เริ่มมีการสูบน้ำทันที ติดต่อกันประมาณ 10 วัน ก่อนที่จะพักการสูบน้ำ มีปริมาณน้ำที่สูบออกมีค่าประมาณ 1,024 ลูกบาศก์เมตร จากนั้นมีการสูบน้ำต่อเนื่องกันประมาณ 30 วัน ได้ปริมาณน้ำที่สูบออกสะสมเท่ากับ 1,880 ลูกบาศก์เมตร จนกระทั่งระยะเวลาผ่านไปประมาณ 120 วัน นับตั้งแต่วันแรกที่มีการสูบน้ำ เป็นช่วงระยะเวลาที่มีการขุดดินถึงระดับสุดท้าย พบว่าน้ำที่สูบออกจากชั้นทรายมีปริมาณสะสมประมาณเท่ากับ 4,786 ลูกบาศก์เมตร

ซึ่งในช่วงเวลานั้น ระดับน้ำใต้ดินมีระดับต่ำสุดอยู่ในช่วง -26 ถึง -27 เมตร และเครื่องสูบน้ำสามารถสูบน้ำขึ้นมาได้น้อยมากหรือในบางครั้งไม่สามารถสูบน้ำขึ้นมาได้ หากนำปริมาณน้ำสะสมสุดท้ายเปรียบเทียบกับการประมาณปริมาณน้ำที่อยู่ในชั้นทรายจากข้อมูลชั้นดินที่ได้จากผลเจาะสำรวจดิน ดังรูปที่ 3.4 ที่มีชั้นทรายหนาประมาณ 8 เมตร อยู่ในพื้นที่บ่อขุดของโครงการประมาณ 1,000 ตารางเมตร ซึ่งหากวิเคราะห์และคำนวณปริมาณน้ำจากข้อมูลในส่วนนี้ ชั้นทรายอาจจะมีปริมาณน้ำประมาณ 8,000 ลูกบาศก์เมตร ซึ่งเห็นได้ว่าปริมาณน้ำที่สูบออก มีปริมาณไม่สอดคล้องกับการประมาณปริมาณน้ำจากผลเจาะสำรวจดิน สาเหตุเนื่องจาก ในช่วงความลึกที่เป็นชั้นดินทรายมีความหนาไม่ต่อเนื่องกัน จึงส่งผลทำให้ปริมาณน้ำมีค่าแตกต่างกัน



รูปที่ 4.25 ปริมาณน้ำในชั้นทรายที่ถูกสูบออกสะสม

## บทที่ 5

### สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลที่ได้จากงานวิจัย

จากผลการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานชุดชั้นใต้ดินลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินในกรุงเทพฯ สามารถสรุปได้ดังนี้

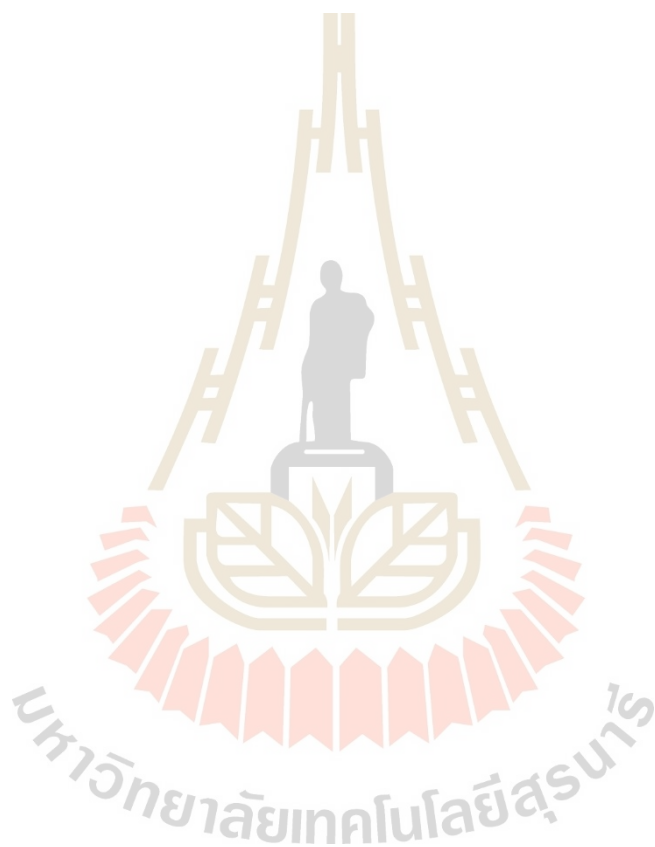
1) พฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานชุดชั้นใต้ดินที่ลึกถึงทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพฯ กำแพงมีลักษณะการโก่งตัวแบบปล่องออกบริเวณกึ่งกลางชั้นของปากบ่อชุดกับระดับดินชุด ซึ่งการโก่งตัวในลักษณะนี้เกิดขึ้นในช่วงที่ระดับดินชุดอยู่ต่ำกว่าระดับปากบ่อชุดประมาณ 12.20 เมตร หากระดับดินชุดมีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่า 12.20 เมตร ถึงระดับดินชุดสุดท้าย กำแพงมีลักษณะการโก่งตัวแบบปล่องออกบริเวณใกล้กับระดับดินชุด นอกจากนี้ยังพบว่าค่ายังโมดูลัสที่เหมาะสมสำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงมีค่าเท่ากับ 750 และ 1,000 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง ตามลำดับ

2) อิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินที่เปลี่ยนแปลง ส่งผลทำให้แรงอัดในค้ำยันมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อระดับน้ำลดต่ำลง และแรงอัดในค้ำยันมีค่าลดลงเมื่อระดับน้ำใต้ดินมีการคืนตัว นอกจากนี้อิทธิพลของการอัดแรงในค้ำยัน ส่งผลทำให้แรงอัดในค้ำยันชั้นก่อนหน้ามีค่าลดลง เนื่องจากการอัดแรงมีส่วนทำให้กำแพงเคลื่อนตัวออกจากบ่อชุด

3) พฤติกรรมการคืนตัวของน้ำใต้ดินในชั้นทรายมีอัตราการคืนตัวที่แตกต่างกันในแต่ละช่วงเวลาของการก่อสร้างที่ระงับการสูบน้ำ เนื่องจากในช่วงแรกเริ่มของการก่อสร้าง ปริมาณน้ำใต้ดินยังมีอยู่มาก ซึ่งเป็นเหตุทำให้น้ำใต้ดินมีอัตราการคืนตัวมากกว่าอัตราการคืนตัวของน้ำใต้ดินของการก่อสร้างที่ผ่านไปเป็นระยะเวลาหนึ่ง เนื่องจากในเวลานี้ปริมาณน้ำใต้ดินมีอยู่ไม่มากเมื่อเทียบกับในช่วงเวลาแรก

## 5.2 ข้อเสนอแนะของผู้วิจัย

กรณีการศึกษาค่าสถิติเฟนสของชั้นดินเหนียวและชั้นดินทรายที่อยู่ในเทอมของ  $E_u / S_u$  และ  $E' / N$  ตามลำดับ เป็นค่าที่ใช้สำหรับการประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ในงานก่อสร้างชุดชั้นใต้ดินของโครงการก่อสร้างในงานวิจัยนี้เท่านั้น ซึ่งอาจไม่ครอบคลุมถึงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ ในงานชุดก่อสร้างชั้นใต้ดินของชั้นดินกรุงเทพมหานครทั้งหมด





## เอกสารอ้างอิง

- ชาญชัย ทรัพย์มณีวงศ์. (2547). พฤติกรรมของกำแพงพืดกันดินอย่างบางชนิดชุด-หล่อในที่โครงการอาคารจอดรถใต้ดินในกรุงเทพฯ, การประชุมวิชาการการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9, เพชรบุรี.
- ธีรพงศ์ แพนเกาะ. (2548). พฤติกรรมของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์สำหรับงานชุดลิคในดินเหนียวกรุงเทพฯ, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- ธีรพันธ์ ภูมิรัตนประพิณ. (2543). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- ประลองยุทธ์ กสิวงศ์. (2545). ผลกระทบของการเจาะอุโมงค์ผ่านสถานีรัชดาต่อการเคลื่อนตัวของดินและกำแพงสถานี, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- พงษ์พันธ์ บูรณะกิติ. (2548). พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดและไดอะแฟรมสำหรับงานชุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวกรุงเทพฯ, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธาบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- ภัทรารุช อวจำปา. (2551). กำแพงไดอะแฟรมในการขุดดินลึกในเขตปลอดภัยของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วารุณี กะการดี. (2553). การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินโดยวิธีสมมูลจำกัดและวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ กรณีศึกษาขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์. 156 น.

- วีระนันท์ ปิตุปรกรณ์. (2526). การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยแทนดาร์ดเพนเทรชันเทสต์  
ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะ  
วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วันชัย เทพรักษ์. (2541). การอัดแรงในค้ำยันกับการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานชุดด้วยการค้ำ  
ยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2
- วันชัย เทพรักษ์. (2542). พฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการ  
ออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ  
ครั้งที่ 5.
- วันชัย เทพรักษ์. (2544). พฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินและอุโมงค์จากการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน  
สายเฉลิมรัชมงคลในดินกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7
- เอกพิศิษฐ์ จันทร์ทอง. (2564). การจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินและไดอะแฟรมวอลล์ที่  
ก่อสร้างในพื้นที่กรุงเทพมหานครด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- Bjerrum, L., and Eide, O. (1973). Stability of Struttred Excavations in Clay, Geotechnical.  
Peck, Hanson, and Thornburn, Foundation Engineering, John Wiley.
- Paveenchana, T. and Saowiang, K. (2012). “The change of piezometric pressure in the  
subsoil strata affecting substructures in the Bangkok area”, Proceeding in  
Seminar of soil mechanics and foundation engineering 2012. Engineering  
Institute of Thailand, Bangkok.
- Stroud M.A. (1989). The Standard Penetration Test-Its Application and Interpretation,  
Proc. ICE Conf. On Penetration Testing in the UK., Birmingham.
- Teparaksa J. (2022). Effect of Different Soil Type at Diaphragm Wall Tip on Diaphragm  
Wall Behavior, The 27th National Convention on Civil Engineering, Chiang Rai.
- Teparaksa, W. (1993). Behavior of Deep Excavation Using Sheet Pile Bracing System in  
Soft Bangkok Clay. Pro. of Third International Conference on Case Histories in  
Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, Paper No.5.21.

- Teparaksa W. (2013). Deep Basement Construction of Bank of Thailand Along Chao Phraya River closed to Tewavej Palace and Bangkhumphrom Palace, Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013
- Teparaksa W. (2013). Recent Development on Deep Basement Construction in Soft Bangkok Clay next to British Embassy, The 15<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japan 2018.
- Teparaksa W. (2017). Displacement of diaphragm wall for very deep basement excavation in soft Bangkok clay, international journal of GEOMATE, Japan.
- Teparaksa W. (2018). Comparison of diaphragm wall movement prediction and field performance for different construction techniques, Article department of Civil Engineering, Chulalongkorn University.
- Thasananipan N., Muang A. W. and Tanseng P., and Wei S. H. (1998). Performance of a Braced Excavation in Bangkok Clay, Diaphragm wall Subjected to unbalance loading conditions, Proceeding of the 13<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical conference, Taipei Tawan ROC., 1998, pp.655-660.
- Zaw. Z. A., Boonyarak T., Thasananipan N., and Prongmanee N. (2015). Diaphragm Wall Support Deep-Excavations for Underground Space in Bangkok Subsoil, Proceedings of the International Conference & Exhibition on Tunnelling & Underground Space (ICETUS2015) 3-5 March 2015 Kuala Lumpur.



ภาคผนวก ก

บทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

## รายชื่อบทความวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

ณัฐดนัย ป้อมบุญมี, กิตติศักดิ์ วิริยะหิรัญไพบูลย์, และพรพจน์ ตันเส็ง. (2566). พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในงานก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึงทรายชั้นแรกในชั้นดินกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 28 (The 28<sup>th</sup> National Convention on Civil Engineering), GTE32, โรงแรม จ.ภูเก็ต. 24-26 พฤษภาคม 2566.



## พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในงานก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึงทรายชั้นแรกในชั้นดินกรุงเทพ Behavior of D-Wall Using for Deep Excavation to First Sand Layer of Bangkok Subsoils

ณัฐคนัย ป้อมบุญมี<sup>1</sup>, กิตติศักดิ์ วิริยะศิริบุญกุล<sup>2</sup> และ พรพจน์ ต้นเส็ง<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup> สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ. นครราชสีมา

<sup>2</sup> บริษัทเพื่อนแท้ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด

\*Corresponding author; E-mail address: pornpot@sut.ac.th

### บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนองานวิจัยการศึกษาพฤติกรรมของกำแพงกันดินในงานก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึงทรายชั้นแรกในชั้นดินกรุงเทพ พื้นที่ศึกษาเป็นโครงการขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินลึก 24.3 เมตร ระบบป้องกันดินพังเป็นกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ (diaphragm wall, D-wall) หนา 1 เมตร ยาว 35 เมตร และใช้ค้ำยันชั่วคราว 5 ชั้น ระดับของดินขุดต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินของชั้นดินกรุงเทพทำให้ต้องลดระดับน้ำใต้ดินโดยใช้วิธีสูบน้ำ งานวิจัยได้ทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ D-wall และแรงอัดในค้ำยัน และทำการวิเคราะห์กลับพบว่าค่ายังโมดูลัสเท่ากับ 500 และ 1500 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเป็นค่าเหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งตามลำดับ ส่วนชั้นทรายมีค่ายังโมดูลัสที่เหมาะสมเท่ากับ 2000N (kPa) แรงอัดในค้ำยันจากการจำลองด้วย FEM มีค่าสูงกว่าที่ได้จากการตรวจวัด การศึกษาพบว่าระดับน้ำใต้ดินที่ลดลงจากการสูบน้ำในชั้นทราย ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ในงานวิจัยได้นำเสนอพฤติกรรมของกำแพงเมื่ออัดแรงในค้ำยัน และการศึกษาผลของระดับน้ำใต้ดินชี้ให้เห็นว่าเมื่อชั้นดินมีการระบายน้ำจะทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และการเคลื่อนตัวของระดับน้ำใต้ดินในชั้นทรายแต่ละระดับความลึกเมื่อหยุดสูบน้ำมีอัตราเปลี่ยนแปลงที่แตกต่างกัน

คำสำคัญ: ไดอะแฟรมวอลล์, การขุดชั้นใต้ดินลึก, น้ำใต้ดิน, ไฟไนต์เอลิเมนต์

### Abstract

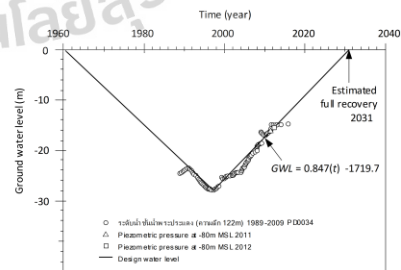
This paper presents the research on the behavior of D-wall in deep basement construction in the first sand layer of Bangkok subsoils. The research uses a 24.3 m deep basement construction project in Bangkok for the research area. The retaining structure of the project consists of 1m thick diaphragm wall, D-wall with tip at -35 m. The D-wall is supported by 5 bracing levels. Since the excavation level is below ground water level, dewatering by deep well is used to lower ground water level. The research observed the displacement of the D-wall and observed the force in strut and back-calculated to obtain

the stiffness of the soil. The results indicate that the appropriate is 500 and 1500 times of undrained shear strength for soft clay and stiff clay, respectively. For sand the appropriate 'E' is 2000N (kPa). The study also report that the dewatering has significant influence on D-wall movement. The response of D-wall to preloading force in strut is also reported. The rebound of the ground water after stop pumping is different for different depth of sand layer.

Keywords: diaphragm wall, deep basement, groundwater, FEM

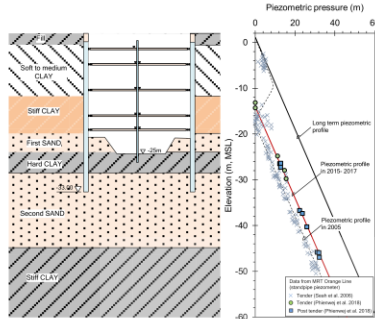
### 1. บทนำ

การก่อสร้างชั้นใต้ดินในกรุงเทพมหานครในอดีตที่ผ่านมาเมื่อปี พ.ศ. 2540 มีความลึกถึงประมาณ 13 เมตร นับตั้งแต่ต้นจนถึงปัจจุบันมีการขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินลึกถึง 30 เมตร ซึ่งความลึกระดับนี้ดินส่วนใหญ่เป็นทรายชั้นแรกของชั้นดินกรุงเทพ การขุดดินในชั้นทรายเสี่ยงไม่ได้ที่จะประสบปัญหาการไหลของน้ำใต้ดินเข้ามาในบ่อขุด และปัญหาอื่นที่ความรุนแรงมากขึ้นเมื่อมีการเคลื่อนตัวของระดับน้ำใต้ดิน จากงานวิจัย [1] ได้ศึกษาการเคลื่อนตัวของน้ำใต้ดิน ดังรูปที่ 1 และจากการเทียบการขุดเพื่อก่อสร้างชั้นใต้ดินโดยทั่วไปกับข้อมูลแรงดันน้ำใต้ดินโดย [2] ได้แสดงถึง piezometric profile ที่มีการเคลื่อนตัวอย่างชัดเจน ดังรูปที่ 2



รูปที่ 1 การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินในกรุงเทพมหานคร [1]





รูปที่ 2 piezometric pressure ที่ได้จากการขุดก่อสร้างชั้นใต้ดินของชั้นทรายเป็นชั้นดินกรุงเทพ [2]

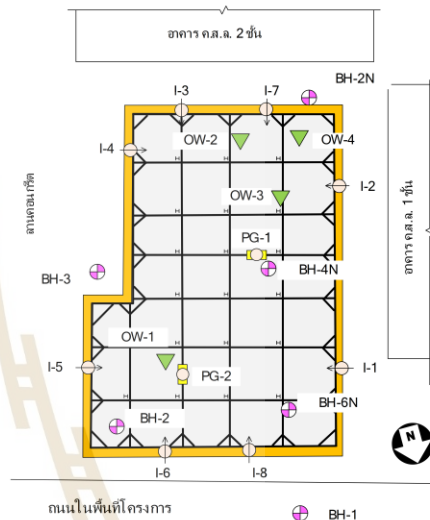
จากปัจจัยการคืนตัวของระดับน้ำใต้ดินเป็นปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างชั้นใต้ดินของโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยายรังบุรีพา ที่มีระดับจุดเจาะอุโมงค์อยู่ในระดับชั้นทรายได้รับผลกระทบจากน้ำใต้ดิน เนื่องจากในระหว่างเทพื้นคอนกรีตมีน้ำใต้ดินไหลเข้ามาในอุโมงค์ไม่สามารถดำเนินการก่อสร้างต่อไปได้ (MGR Online, 2560) และโครงการก่อสร้างบ่อพักท่อร้อยสายไฟลงใต้ดินบริเวณถนนพระราม 3 อยู่ห่างจากโครงการที่ดำเนินการวิจัยประมาณ 6 กิโลเมตร เกิดปัญหาดินทรุดเป็นบริเวณกว้างมากกว่า 10 เมตร อีกจุดหนึ่งห่างออกไปพบน้ำใต้ดินไหลทะลักพวยพุ่งเข้ามาในอุโมงค์ในช่วงความลึก 24 ถึง 28 เมตร (MGR Online, 2565) เนื่องจากปัญหาน้ำใต้ดินดังกล่าวนี้ทำให้ปัจจุบันมีความจำเป็นที่จะต้องคำนึงถึง ทั้งในขั้นตอนการออกแบบและขั้นตอนการก่อสร้าง ซึ่งมีงานวิจัย [3] ที่มีการขุดก่อสร้างชั้นใต้ดินที่ขุดถึงชั้นทรายแต่ไม่พบระดับน้ำใต้ดิน เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินมีอัตราการฟื้นตัวยังไม่ถึงระดับชั้นทราย และงานวิจัย [4]-[7] ที่มีการขุดก่อสร้างชั้นใต้ดินแต่มีระดับการขุดไม่ถึงชั้นทราย ซึ่งงานวิจัยที่ผ่านมาทั้งหมดนี้ต่างจากโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินของงานวิจัยฉบับนี้ ที่มีการขุดถึงชั้นทรายและพบน้ำใต้ดิน

ที่ผ่านมาโครงการส่วนมากเป็นโครงการที่มีขนาดใหญ่ ทำให้การเก็บข้อมูลสำหรับปัญหาดังกล่าวค่อนข้างยุ่งยากและใช้เวลานาน งานวิจัยนี้จึงเลือกพื้นที่ของโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยใต้ดินในเขตคลองเตย กรุงเทพมหานคร มีพื้นที่ก่อสร้างประมาณ 1,000 ตารางเมตร เพื่อใช้ศึกษาพฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์, ระบบค้ำยันชั่วคราว และน้ำใต้ดิน

2. พื้นที่วิจัย สภาพชั้นดินและคุณสมบัติของชั้นดิน

พื้นที่ที่ใช้เก็บข้อมูลงานวิจัย เป็นโครงการก่อสร้างขุดชั้นใต้ดินลึก 24.30 เมตร ใช้ D-wall หนา 1.00 เมตร ยาว 35.00 เมตร ด้านทิศเหนือติดกับถนนในพื้นที่, ทิศใต้ติดอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (ค.ส.ล.) 2 ชั้น, ทิศตะวันออกติดอาคารเก็บของหลังคาโครงเหล็ก, ด้านทิศตะวันตกติดกับอาคาร ค.ส.ล. 1 ชั้น ในระหว่างก่อสร้างได้ติดตั้ง inclinometer ยาว 33 เมตร ไว้ในกำแพงจำนวน 8 จุด, ติดตั้ง pressure gauge ไว้ในค้ำยันชั้นละ 2 จุด เพื่อวัดแรงอัดในค้ำยันระหว่างก่อสร้างดังรูปที่ 3 รายละเอียดรูปตัดชั้นใต้ดินที่แสดงระดับค้ำยันและระดับบ่อสูบน้ำดังรูปที่ 4

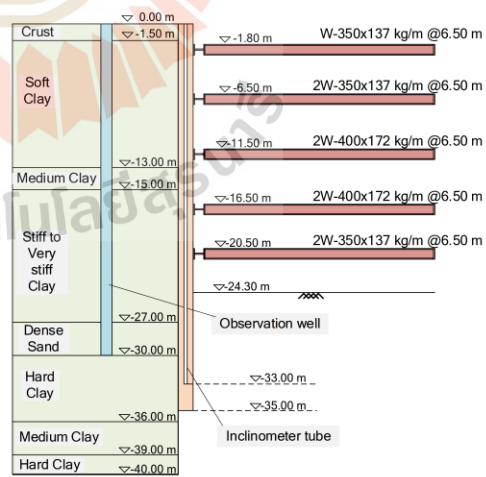
การสำรวจชั้นดินในพื้นที่ได้มีการเจาะสำรวจจำนวน 6 หลุม ลักษณะชั้นดินที่ความลึกช่วง 2 ถึง 15 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน ถัดมาที่ระดับความลึก 15 ถึง 27 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง วางทับอยู่บนชั้นทรายหนาประมาณ 3 เมตร ดังรูปที่ 5



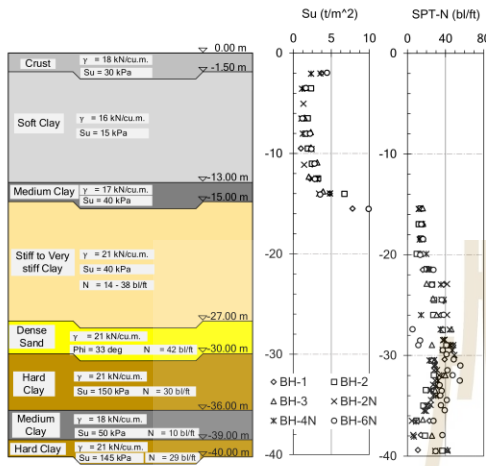
แผนในแผนที่โครงการ

- Inclinometer in D-wall
- Force gauge instrum
- Observation well
- SI borehole

รูปที่ 3 มังบ่อจุดแสดงตำแหน่งค้ำยันและตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัด



รูปที่ 4 รูปตัดชั้นใต้ดินของบ่อขุด

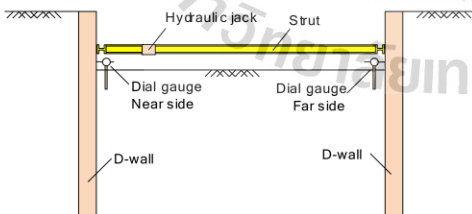


รูปที่ 5 รูปร่างชั้นดินและคุณสมบัติของดิน

3. วิธีการวิจัย

3.1 การตรวจวัดการโก่งของกำแพงโคยแพรวอลล์

การตรวจวัดการโก่งตัวของ D-wall จะตรวจวัดเมื่อระดับของดินขุดมีการเปลี่ยนแปลงและหลังจากที่มีการอัดแรงในค้ำยัน ในส่วนของการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของ D-wall ขณะที่ทำการอัดแรงในค้ำยัน จะใช้ dial gauge ติดตั้งไว้ที่ข้างผนัง D-wall ดังรูปที่ 6 เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งที่อยู่ใกล้แม่แรง (dial gauge near side) และฝั่งไกลจากแม่แรง (dial gauge far side) ซึ่งเครื่องมือจะอยู่ใต้เหล็กค้ำยันในตำแหน่งเดิมของการอัดแรงทั้ง 5 ชั้น ในขณะที่อ่านค่าการเคลื่อนตัวของ D-wall จะอ่านค่าแรงอัดจาก pressure gauge และวัดค่าการยึดตัวของแม่แรง (hydraulic jack) ด้วย ซึ่งการตรวจวัดทั้ง 3 ค่านี้ จะวัดตามลำดับการอัดแรงที่ผู้ออกแบบกำหนด



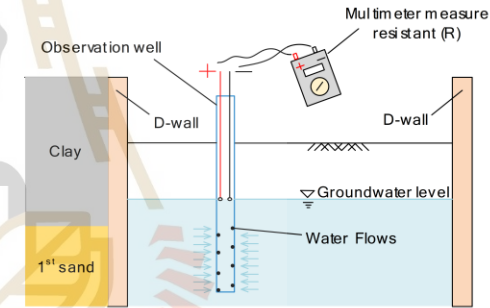
รูปที่ 6 การติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของ D-wall ขณะอัดแรงใน strut

3.2 การตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินในชั้นทราย

ในการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินจะทำการตรวจวัดโดยอาศัยบ่อสูบน้ำที่มีการกรุเพื่อเป็นรูไหลเข้าของน้ำอยู่ในระดับชั้นทรายที่ช่วงความลึก 26 ถึง 30 เมตร ซึ่งการตรวจวัดระดับน้ำในช่วงที่ระดับดินขุดไม่เกิน 10 เมตร จะวัดระดับน้ำสัปดาห์ละครั้ง แต่เมื่อระดับดินขุดลึกมากกว่า 10 เมตร จะมี

ความถี่ในการตรวจวัดมากขึ้น เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินมีระดับใกล้เคียงกับระดับดินขุด เพื่อที่จะสามารถใช้ประเมินสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดินและนำไปสู่การพิจารณาการสูบน้ำ

น้ำใต้ดินในพื้นที่กรุงเทพมหานครมีสภาพความเป็นต่างและมีความสามารถในการนำไฟฟ้า จึงเก็บตัวอย่างน้ำใต้ดินมาทดสอบเพื่อออกแบบเครื่องมือวัดระดับน้ำ โดยจะต้องใช้เครื่องมือที่สามารถปล่อยกระแสไฟฟ้าไหลผ่านตัวกลาง (น้ำใต้ดิน) จึงได้เลือกใช้เครื่องมือมัลติมิเตอร์ไฟฟ้า (multimeter) เพื่อส่งกระแสไฟฟ้าจากขั้วลบผ่านตัวกลางไปยังขั้วบวกทำให้ไฟฟ้าครบวงจร ซึ่งตัวเครื่องจะแปลงค่ากระแสไฟฟ้าและแสดงผลเป็นค่าความต้านทาน (resistant, R) แสดงวิธีวัดดังรูปที่ 7 โดยจะไม่คำนึงถึงความต้านทาน ดังนั้นเมื่อกระแสไหลครบวงจรจะหมายถึงการพบผิวน้ำใต้ดิน ซึ่งเมื่อนำไปประยุกต์ใช้ในภาคสนามที่มีความลึกของบ่อมากไม่สามารถนำปลายสายขั้วบวก-ขั้วลบ ส่งไปสัมผัสกับผิวน้ำได้ จึงใช้สายไฟที่ยาวเท่ากับความลึกของบ่อเชื่อมต่อกับมัลติมิเตอร์ และวัดความยาวของสายไฟที่หย่อนลงไปใบบ่อเมื่อถึงผิวน้ำใต้ดิน

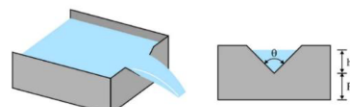


รูปที่ 7 การใช้เครื่องมือวัดระดับน้ำในบ่อสูบน้ำใต้ดิน

3.3 การตรวจวัดอัตราการไหลของน้ำในชั้นทราย

ในการตรวจวัดอัตราการไหลของน้ำในชั้นทรายจะเริ่มจากวัดระดับน้ำก่อนที่จะมีการสูบน้ำ เมื่อเวลาผ่านไประยะหนึ่งจะหยุดสูบน้ำและวัดระดับน้ำอีกครั้งเพื่อให้ทราบถึงการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ สามารถนำมาใช้วิเคราะห์อัตราการไหลของน้ำใต้ดิน

สำหรับการตรวจวัดอัตราการสูบน้ำของบ่อก็ใช้ในการวิเคราะห์ที่เปรียบเทียบกับระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงขณะที่ทำการสูบน้ำจะใช้วิธีวัดปริมาณน้ำที่ถูกสูบลงในภาชนะตวงพร้อมจับเวลา (bucket and stop watch method) กับวิธีใช้ฝายรูปตัว V ปิดกั้นทางไหลของน้ำใบบ่อน้ำ (V-notch weir method) ดังรูปที่ 8



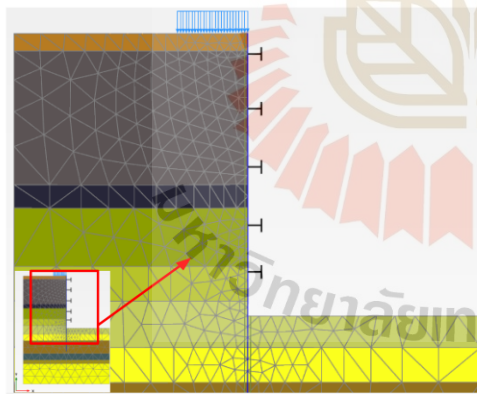
รูปที่ 8 การวัดอัตราการไหลของน้ำที่สูบน้ำขึ้นโดยใช้ฝายรูปตัววี (V-notch weir method)

3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method, FEM) ด้วย PLAXIS 2D เพื่อจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของ D-wall และแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยัน โดยใช้แบบจำลองดินมอห์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินจากผลการสำรวจชั้นดิน สำหรับชั้นดินเหนียวจะกำหนดเป็นสภาวะ undrained type C และสำหรับชั้นทรายเป็นสภาวะ drained กำหนดค่า Young's modulus ในชั้นดินเหนียวที่อยู่ในความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $S_u$ ) มีค่า  $E_u/S_u = 500$  ถึง 1500 และชั้นทรายกำหนดอยู่ในความสัมพันธ์กับ SPT-N มีค่า  $E'/N = 2000$  (kPa) สำหรับค่า cohesion ของดินเหนียวได้ปรับลดค่าตั้งแต่ 20 ถึง 50 เปอร์เซ็นต์ เฉพาะในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก และกำหนดค่า cohesion ของทรายชั้นแรกเท่ากับ 4 ตันต่อตารางเมตร สรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติเชิงกลของดิน

Soil layer	Depth (m)	$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$	$\nu_u$	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
Crust	0 - 1.50	18	30	15000	-	-	0.5	30
Soft Clay	1.5 - 13.0	16	15	7500	-	-	0.5	15
Medium Clay	13.0 - 15.0	17	40	32000	-	-	0.5	40
Stiff to Very stiff Clay	15.0 - 27.0	21	80 - 190	285000	-	-	0.5	40 - 85
Dense Sand 1st	27.0 - 30.0	21	-	105000	33	0.300	0	40
Hard Clay	30.0 - 36.0	21	150	225000	-	-	0.5	150
Medium Clay	36.0 - 39.0	18	50	50000	-	-	0.5	50
Hard Clay	39.0 - 40.0	21	145	217500	-	-	0.5	145
Dense Sand 2nd	40.0 - 50.0	21	-	100000	34	0.300	0	-



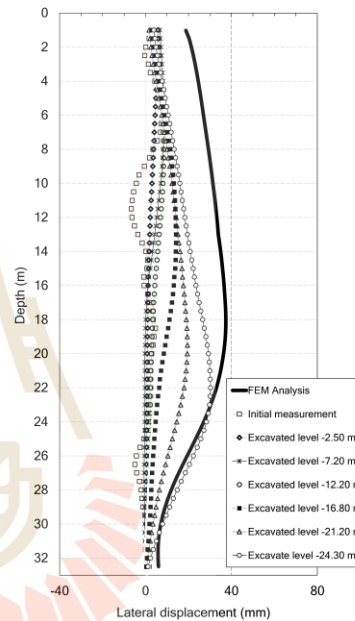
รูปที่ 9 FEM Mesh ที่ใช้ในการจำลองกำแพงกันดินและระบบค้ำยัน

4. ผลการวิจัย

4.1 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโคะแพรมวอลส์

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของ D-wall ที่ดินขุดชั้นที่ 1 ถึง 5 ความลึก 2.50, 6.80, 12.20, 16.80, 21.20 เมตรตามลำดับ ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงในช่วงการขุดดินชั้นที่ 1 ถึง 3 มีลักษณะคล้ายรูปแบบ cantilever beam ปลายด้านบนของกำแพงมีการเคลื่อนตัวออก

จากตำแหน่งเดิมประมาณ 9.76 มิลลิเมตร สำหรับลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงในช่วงหลังจากการขุดดินชั้นที่ 4,5 มีลักษณะคล้ายรูปแบบ simple beam ปลายกำแพงด้านบนไม่มีการเคลื่อนตัวและค่าการโก่งตัวสูงสุดของกำแพงเท่ากับ 23.30 มิลลิเมตร ที่ความลึกประมาณ 22.00 เมตร ดังรูปที่ 10 เมื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย FEM พบว่าผลจาก FEM กำแพงมีลักษณะการโก่งตัวค่อนข้างสอดคล้องกับการตรวจวัดในสนาม เว้นแต่ในชั้นดินเหนียวให้ผลการเคลื่อนตัวที่มากกว่าการตรวจวัด ดังรูปที่ 10



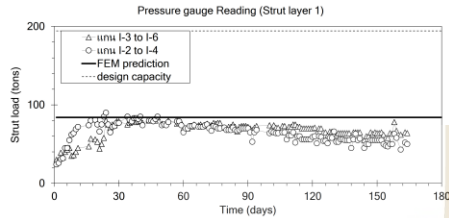
รูปที่ 10 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของ D-wall ที่ได้จากการตรวจวัดและการจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

4.2 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยัน

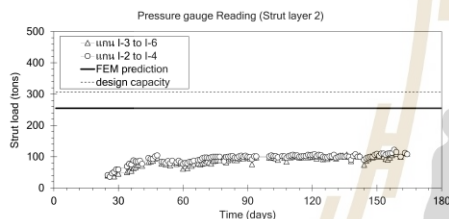
ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันที่ได้จากค่าจากเครื่องมือวัดดังรูปที่ 11-15 พบว่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันแนวแกน I-2 ถึง I-4 ทุกชั้นตอนการขุดดินแต่ละชั้น มีค่าสูงกว่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในค้ำยันแกน I-3 ถึง I-6 เนื่องจากค้ำยันแนวแกน I-2 ถึง I-4 ถูกใช้ค้ำยันผนัง D-wall ด้านฝั่งที่ตบะวันออกกับทิศตะวันตกซึ่งกำแพงมีด้านที่กว้างกว่ากำแพงด้านแกนที่ตั้งฉากกัน และหลังจากที่ทำการอัดแรงเข้าไปในค้ำยันเสร็จสิ้นแล้ว พบว่าแรงอัดในค้ำยันทุกชั้นก่อนหน้านี้มีแรงอัดลดลง และเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องเมื่อระดับดินขุดมีความลึกมากขึ้นจนถึงช่วงเวลาหนึ่งแรงอัดในค้ำยันเริ่มคงที่ไปตลอดจนถึงชั้นตอนการขุดดินที่ความลึกชั้นถัดไป

สำหรับการประมาณแรงอัดด้วย FEM ในชั้นตอนสุดท้ายของการขุดดินที่ความลึก 24.30 เมตร พบว่าการวิเคราะห์ผลในค้ำยันชั้นที่ 1 ค่อนข้างสอดคล้องกับผลจากการตรวจวัดในสนาม แต่สำหรับค้ำยันชั้นที่ 2, 3, 4

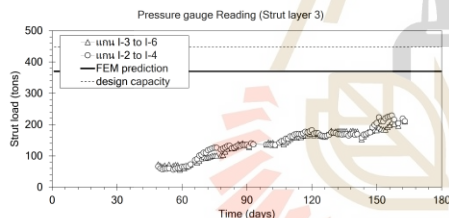
และ 5 นั้นมีผลที่มากกว่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในสนามค่อนข้างมาก สาเหตุอาจมาจากการที่เกิดช่องว่างระหว่างกำแพงและดิน ทำให้แรงดันดินที่กระทำต่อกำแพงมีค่าน้อยและส่งผลให้เกิดแรงอัดในค้ำยันน้อยตามไปด้วย



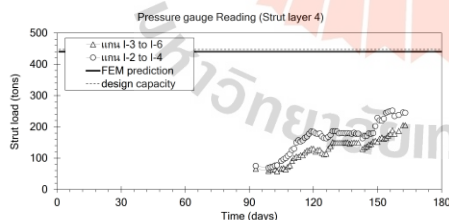
รูปที่ 11 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 1



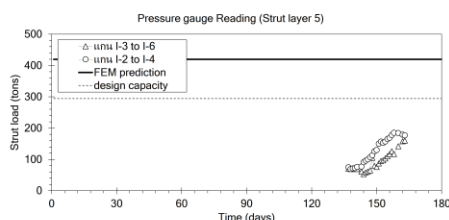
รูปที่ 12 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 2



รูปที่ 13 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 3



รูปที่ 14 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 4

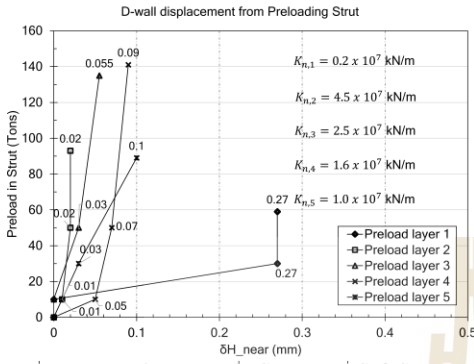


รูปที่ 15 ผลการตรวจวัดแรงอัดในค้ำยันชั้นที่ 5

#### 4.3 ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงจากการอัดแรงในค้ำยัน

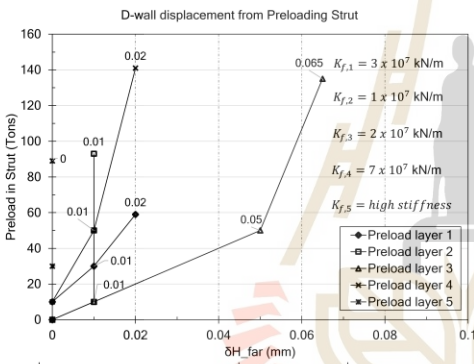
หลังจากขั้นตอนติดตั้งค้ำยัน จะอัดแรงแต่ละชั้นที่ระดับอยู่ในชั้นดินที่มีกำลังรับแรงของดินแตกต่างกัน พบว่าปริมาณการเคลื่อนตัวของค้ำยันของกำแพงมีค่าแตกต่างกันไปโดยขึ้นอยู่กับกำลังรับแรงของดินแต่ละชนิดและแรงอัดที่กำลังอัดแรง ซึ่งพบว่ามีการเคลื่อนตัวของกำแพงที่อยู่ใกล้กับแม่แรงมีค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงออกจอบ่อขุดมากกว่ากำแพงที่อยู่ไกลจากแม่แรงของการวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงทุกระดับค้ำยัน จากรูปที่ 16 ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งใกล้แม่แรง ( $\delta H_{near}$ ) สำหรับค้ำยันชั้นที่ 2 และ 5 ขณะที่มีการอัดค้ำยันเท่ากัน พบว่าค้ำยันที่ 5 ในชั้นดินเหนียวแข็งเคลื่อนตัวมากกว่าค้ำยันชั้น 2 ที่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน ที่มีระดับความลึกต่างกัน 14 เมตร และสำหรับค้ำยันชั้นที่ 3 กับ 4 ที่มีแรงอัดในค้ำยันเท่ากัน พบว่าค้ำยันชั้นที่ 4 อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งมากเคลื่อนตัวมากกว่าค้ำยันชั้น 3 ที่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลางเช่นเดียวกัน เมื่อวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวของกำแพงเพื่อหาค่าสติฟเนสของกำแพง (wall stiffness near hydraulic jack,  $K_n$ ) ที่สัมพันธ์กับความลึกของค้ำยันแต่ละชั้น พบว่าสติฟเนสมีค่าลดลงตามความลึก สำหรับผลการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งไกลแม่แรง ( $\delta H_{far}$ ) ในรูปที่ 17 ค้ำยันชั้นที่ 2 และ 5 พบว่าชั้นที่ 5 กำแพงไม่เคลื่อนตัวแต่ในค้ำยันชั้นที่ 2 กำแพงมีการเคลื่อนตัวเล็กน้อยในระยะแรกและคงที่ถึงแม้ว่าแรงอัดจะมีค่าเพิ่มขึ้น สำหรับค้ำยันชั้นที่ 3 กับ 4 พบว่าการเคลื่อนตัวของกำแพงชั้นที่ 4 เคลื่อนตัวน้อยกว่าชั้นที่ 3 เมื่อวิเคราะห์หาค่าสติฟเนสของกำแพง (wall stiffness far hydraulic jack,  $K_f$ ) ที่สัมพันธ์กับความลึกพบว่าสติฟเนสมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกของระดับค้ำยัน ซึ่งเมื่อนำผลการเคลื่อนตัวของกำแพงทั้ง 2 ฝั่งเปรียบเทียบกับพบว่าทั้งผลการเคลื่อนตัวของกำแพงและสติฟเนสของกำแพงตามความลึกให้ผลที่ตรงข้ามกันขณะที่แรงอัดเท่ากัน คือการเคลื่อนตัวของกำแพงที่อยู่ใกล้แม่แรงสำหรับค้ำยันที่ลึกกว่าจะเคลื่อนตัวมากกว่าค้ำยันที่อยู่ระดับตื้น แต่สำหรับกำแพงที่อยู่ไกลแม่แรง ค้ำยันที่อยู่ลึกกว่าจะเคลื่อนตัวน้อยกว่าค้ำยันที่อยู่ระดับตื้นจึงทำให้ค่าสติฟเนสของกำแพงแปรผกผันกัน สำหรับผลการยึดตัวของแม่แรง ในรูปที่ 18 พบว่าเมื่อแม่แรงยึดตัวค้ำยันหลักค้ำยันส่งแรงอัดผ่าน Strut ไปยังกำแพงทั้งสองฝั่ง ทำให้กำแพงมีการเคลื่อนตัวฝั่งหนึ่ง หรือทั้งสองฝั่งตามแรงอัดที่เพิ่มขึ้น ผลการยึดตัวของแม่แรงที่มีแรงอัดเท่ากันในค้ำยันชั้นที่ 2 และ 5 พบว่าแม่แรงมีการยึดตัวใกล้เคียงกัน และสำหรับค้ำยันชั้นที่ 3 กับ 4 การเคลื่อนตัวของแม่แรงในค้ำยันชั้นที่ 4 เคลื่อนตัวมากกว่าชั้นที่ 3 เมื่อวิเคราะห์หาค่าสติฟเนส (hydraulic jack stiffness,  $K_j$ ) พบว่าลักษณะการเปลี่ยนแปลงของสติฟเนสที่สัมพันธ์กับความลึกมีผลและลักษณะการยึดค้ำยันกับการเคลื่อนตัวของกำแพงที่อยู่ใกล้แม่แรง





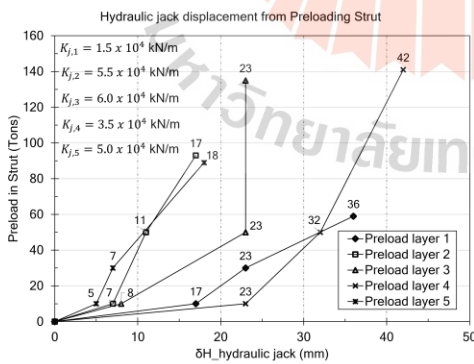
รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านใกล้แม่แรงกับ

แรงอัดในค้ำยัน



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงฝั่งด้านไกลแม่แรงกับ

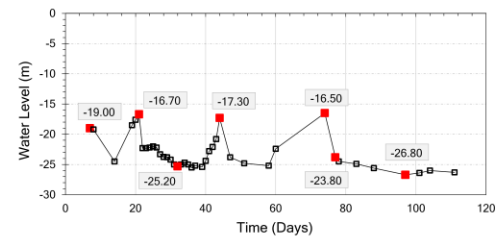
แรงอัดในค้ำยัน



รูปที่ 18 ระยะเวลาของแม่แรงที่ทำให้ค้ำยันถ่างออกเมื่อให้แรงในค้ำยัน

4.4 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดิน

จากรูปที่ 19 เป็นผลการตรวจวัดระดับน้ำในระหว่างก่อสร้าง โดยก่อนที่เริ่มมีการสูบน้ำใต้ดินครั้งแรกได้ตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินไว้อยู่ที่ -16.00 เมตร หลังจากนั้นมาได้สูบน้ำวันละ 16 ชั่วโมง เป็นระยะเวลา 1 สัปดาห์ พบว่าระดับน้ำลดลงอยู่ที่ประมาณ -19.00 เมตร (วัดจาก OW-2) จากนั้นสูบน้ำต่อเนื่องอีก 7 ชั่วโมงในวันเดียวกัน พบว่าระดับน้ำลดลงประมาณ 20 เซนติเมตร หลังสูบน้ำผ่านไป 2 สัปดาห์ พบว่าเครื่องสูบน้ำ OW-1 หยุดไหล และวัดระดับน้ำไว้ที่ -24.50 เมตร ในระหว่าง 1 เดือนถัดมา พบว่าใช้เวลาสูบน้ำเพียงวันละ 3 ชั่วโมง น้ำจะหยุดไหล (บ่อสูบ OW-2 หยุดไหลช้า OW-1 ประมาณ 1 ชั่วโมง) ซึ่งเมื่อมีการสูบน้ำมาถึงขั้นตอนการก่อสร้างชั้นที่ 3 (ระดับ -12.20 เมตร) พบว่าระดับน้ำเพิ่มขึ้นมาประมาณ 2 เมตร (จากเดิม -24.50 เมตร) หลังจากนั้นก่อนที่จะมีการขุดดินชั้นที่ 4 (ระดับ -16.80 เมตร) ได้เจาะบ่อ OW-3 เพิ่มอีกหนึ่งบ่อ สาเหตุหนึ่งที่โครงการนี้เลือกเจาะบ่อบาดาลเพิ่มบริเวณ OW-2 เนื่องจากพบว่าระดับน้ำที่ OW-2 ไม่ลดลง ซึ่งเมื่อเทียบกับบ่อ OW-1 ที่น้ำหยุดไหลแล้ว แม้ว่า จะหยุดสูบน้ำเป็นระยะเวลา นานกว่า 2 เดือน โดยก่อนที่จะมีการเจาะบ่อสูบ OW-3 เพิ่มและจะหยุดการสูบน้ำ ได้วัดระดับน้ำไว้เท่ากับ -18.50 เมตร จากการหยุดสูบน้ำเป็นเวลา 3 วัน พบว่าระดับน้ำเพิ่มขึ้นมาอยู่ที่ -16.70 เมตร ซึ่งเท่ากับระดับขุดดินชั้น 4 ที่กำลังเริ่มดำเนินการขุด จึงเริ่มสูบน้ำต่อเนื่องที่บ่อ OW-2 ทันที และใช้เวลาสูบประมาณ 8 ถึง 9 ชั่วโมง พบว่าระดับน้ำลดลงไปประมาณ 5 เมตร (ระดับ -23.00 เมตร) จนกระทั่งบ่อ OW-3 เริ่มเปิดใช้งานสูบน้ำไปสัก ระยะเวลาหนึ่ง พบว่าระดับน้ำลดลงอีกประมาณ 2 เมตร (ระดับ -25.00 เมตร) ในระหว่างที่ก่อสร้างขุดถึงระดับดินชั้น 4 ได้ลดอัตราการสูบน้ำเหลือวันละประมาณ 3 ถึง 4 ชั่วโมงจาก ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้มีน้ำใต้ดินซึมเข้ามาที่ปากบ่อ OW-2 (บ่อ OW-2 อยู่ระดับเดียวกับดินขุดชั้นที่ 4) จึงต้องเพิ่มอัตราการสูบน้ำเป็น 5 ถึง 6 ชั่วโมง และเมื่อหยุดสูบน้ำได้ประมาณ 7 ชั่วโมง จะมีน้ำซึมกลับขึ้นมาเช่นเดิม ในระหว่างนั้นพบผนังโคะแพรมวลถล่มด้านทิศตะวันออกมีรูรั่วขนาด 4 ถึง 5 นิ้ว ทำให้น้ำเข้ามาในบ่อขุด จนกระทั่งขุดดินและติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 5 ได้วัดระดับน้ำพบว่าระดับน้ำจะเพิ่มลดยู่ในช่วง -24.00 ถึง -25.00 เมตร ซึ่งเมื่อถึงขั้นตอนการขุดดินระดับสุดท้ายที่ -24.30 เมตร ได้ติดตั้งบ่อสูบน้ำ OW-4 เพิ่ม เนื่องจากระดับน้ำต่างจากระดับขุดดินไม่ถึง 1 เมตร หลังจากที่มีสูบน้ำได้สักระยะเวลาหนึ่ง พบว่าระดับน้ำลดลงจากเดิมประมาณ 1 เมตร (ระดับ -26.00 เมตร) ไปจนถึงขั้นตอนการก่อสร้างฐานราก (mat foundation)



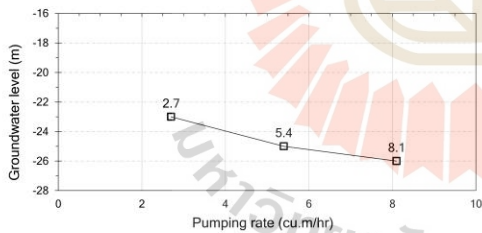
รูปที่ 19 ผลการตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินในบ่อสังเกตการณ์ระหว่างการก่อสร้าง



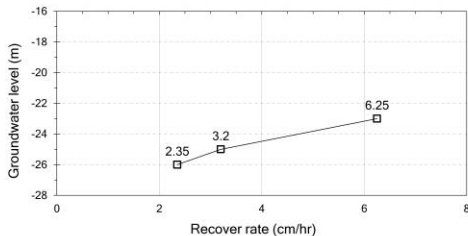
รูปที่ 20 ภาพถ่ายแสดงให้เห็นถึงระดับน้ำใต้ดินที่ไหลเข้ามาในบ่อเมื่อขุดดินถึงความลึก 20 เมตร หลังติดตั้งค้ำยันที่ 4

4.5 ผลการตรวจวัดอัตราการไหลเข้าของน้ำใต้ดินในชั้นทราย

จากการตรวจวัดอัตราการสูบน้ำของบ่มี พบว่ามีอัตราการสูบน้ำต่อเครื่องประมาณ 2.7 ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมง เมื่อวิเคราะห์กลับหาปริมาณน้ำใต้ดินที่อยู่ในชั้นทราย พบว่าชั้นทรายมีน้ำอยู่ประมาณ 5,000 ลูกบาศก์เมตร รูปที่ 19 เป็นผลการตรวจวัดระดับน้ำในระหว่างก่อสร้างทั้งขณะสูบน้ำและหยุดสูบน้ำ เมื่อมีข้อมูลระดับน้ำใต้ดินต่ำสุดที่มีการใช้จำนวนเครื่องสูบน้ำแตกต่างกัน สามารถนำมาอธิบายได้ในรูปที่ 21 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการสูบน้ำกับระดับน้ำใต้ดินที่สามารถสูบได้ต่ำสุด จากแนวโน้มของกราฟจะเห็นได้ว่าเมื่ออัตราการสูบน้ำเพิ่มขึ้น ทำให้ระดับน้ำลดลงจากระดับต่ำสุดที่มีอัตราการสูบน้ำน้อยกว่า

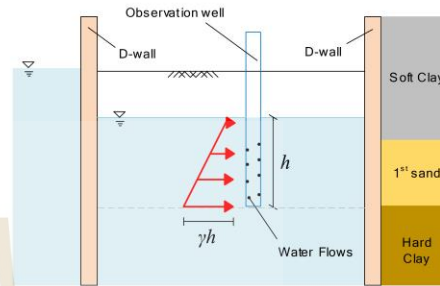


รูปที่ 21 อัตราการสูบน้ำกับระดับน้ำใต้ดินที่สามารถสูบได้ต่ำสุด



รูปที่ 22 อัตราการคืนตัวของน้ำใต้ดินในช่วงความลึกต่างกัน

จากรูปที่ 22 เป็นความสัมพันธ์ของอัตราการคืนตัวของน้ำใต้ดินที่ระดับความลึกต่างๆ จะเห็นได้ว่าอัตราการคืนตัวของน้ำมีการเปลี่ยนแปลงและลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้นซึ่งมีลักษณะดังรูปที่ 23



รูปที่ 23 แนวคิดการลดลงของแรงดันน้ำเมื่อสูบน้ำใต้ดินออกจากบ่อ

5. บทสรุป

ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้

- 5.1 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของ D-wall ด้วย FEM ให้ผลที่สอดคล้องกับการตรวจวัดในสนาม โดยเฉพาะการเคลื่อนตัวของ D-wall ในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย
- 5.2 แรงอัดค้ำยันทั้งสองแกนที่ตั้งฉากกันมีความไม่สมดุลในช่วงแรกอันเนื่องมาจากแรงดันดินมีค่าไม่เท่ากัน และจะกลับมาเท่ากันเมื่อระดับดินขุดคงที่ แต่มีค่าต่ำกว่าการประมาณด้วย FEM ในชั้นดินเหนียวแข็งประมาณ 2.27 เท่า สาเหตุอาจเกิดจากการสูบน้ำในระหว่างก่อสร้าง ทำให้พื้นที่อยู่ชั้นดินเหนียวปนทรายที่ความลึกประมาณ 15 เมตร ลงไปจนถึงทรายชั้นแรกมีการระบายน้ำออกจากชั้นดินและมีกำลังรับแรงเฉือนสูงขึ้น
- 5.3 ปริมาณน้ำใต้ดินในชั้นทรายที่ได้จากการวิเคราะห์กลับของอัตราการสูบน้ำ พบว่ามีปริมาณน้ำเทียบเท่ากับปริมาณน้ำที่ได้จากการประมาณด้วยผลสำรวจดิน ซึ่งต่างกันประมาณเพียง 16 เปอร์เซ็นต์

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ คุณบุญญฤทธิ์ บุญเกิด, คุณโสโรชา โประทอง, คุณศรุตภรณ์ ทรงศรี, คุณอรุษา คำหนองไผ่, คุณกาญจนา หิรัญวัฒน์ และคุณไพโรจน์ ลิ่มสุขเสกสรรค์ ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Paveenchana, T., and Saowiang, K.2012. The change of piezometric pressure in the subsoil strata affecting substructures in the Bangkok area. In *Proceeding of the Seminar of Soil Mechanics and Foundation Engineering 2012*, Engineering Institute of Thailand, Bangkok. pp. 1-12.

[2] Phienwei, N., Asanprakit, A., Kittiyodom, P. and Timpong, S. (2018). Increasing geotechnical challenges in the design and construction planning of the third phase Bangkok MRT



- underground. 20<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference (SEAGC), Indonesia, 6-7 November 2018.
- [3] Teparaksa W. (2017), Displacement of diaphragm wall for very deep basement excavation in soft Bangkok clay, *international journal of GEOMATE*, Japan 2018
- [4] Teparaksa W. (2018), Comparison of diaphragm wall movement prediction and field performance for different construction techniques, *Article department of Civil Engineering*, Chulalongkorn University, 2019
- [5] Teparasa J. (2022), Effect of Different Soil Type at Diaphragm Wall Tip on Diaphragm Wall Behavior, *The 27<sup>th</sup> National Convention on Civil Engineering*, Chiang Rai 2022.
- [6] Thasananipan N., Muang A. W. and Tanseng P., and Wei S. H., (1998), Performance of a Braced Excavation in Bangkok Clay, Diaphragm wall Subjected to unbalance loading conditions, *Proceeding of the 13<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical conference*, Taipei Taiwan ROC., 1998 pp.655-660.
- [7] Zaw. Z. A., Boonyarak T., Thasananipan N., and Prongmanee N. (2015), Diaphragm Wall Support Deep-Excavations for Underground Space in Bangkok Subsoil, *Proceedings of the International Conference & Exhibition on Tunnelling & Underground Space (ICETUS 2015)* 3-5 March 2015 Kuala Lumpur.

## ประวัติผู้เขียน

นายณัฐดนัย ปัมบุญมี เกิดวันจันทร์ที่ 10 สิงหาคม พ.ศ. 2541 สำเร็จการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาตอนต้นและมัธยมศึกษาตอนปลายจากโรงเรียนพิษณุโลกพิทยาคม อำเภอเมือง จังหวัดพิษณุโลก ในปีการศึกษา พ.ศ. 2559 และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2563 ในภาคการศึกษาสุดท้ายได้ออกสหกิจศึกษาที่บริษัท ซีพีโก้ จำกัด มหาชน เป็นระยะเวลา 4 เดือน และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2564 จากการศึกษาวิจัยครั้งนี้ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ และเข้าใจดีในด้านพฤติกรรมของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในงานชุดชั้นใต้ดินลึกของชั้นดินในกรุงเทพมหานคร โดยมีผลงานตีพิมพ์เผยแพร่จำนวน 1 เรื่อง ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 28 (The 28<sup>th</sup> National Convention on Civil Engineering). GTE32

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี