

พฤติกรรมของกำแพงกันดินไดอะแฟรมมวลลึสำหรับงานขุดลึกในดินเหนียวกรุงเทพ



นายธีรพงศ์ แพนเกาะ

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา


คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-17-5530-9

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL FOR DEEP EXCAVATION IN BANGKOK CLAY



Mr. Teerapong Pankoh

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2005

ISBN 974-17-5530-9

ธีรพงศ์ แทนเกาะ : พฤติกรรมของกำแพงกันดินไคอะแฟรมวอลล์สำหรับงานขุดลึกในดินเหนียวกรุงเทพ. (BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL FOR DEEP EXCAVATION IN BANGKOK CLAY) อ. ที่ปรึกษา: รศ.ดร.วันชัย เทพรักษ์, 105 หน้า. ISBN 974-17-5530-9

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไคอะแฟรมวอลล์ในโครงการก่อสร้างเขื่อนทรลเวิร์ลพลาซาบนถนนราชดำริ กำแพงไคอะแฟรมวอลล์หนา 1.00 ม. ลึก 18.00 ม. และปลายจมอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง ระบบค้ำยันมีจำนวน 1 ชั้นเป็นค้ำยันเหล็ก 2W350x350@6.00 ม. ค้ำยันกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ที่ระดับ -2.10 ม. และยันเฉียงลงเข้ากับโครงสร้างพื้นอาคารเดิมที่ระดับความลึกประมาณ -8.20 ม. อันส่งผลให้ระบบค้ำยันมีความแข็งแรงต่ำ โดยได้นำระบบอัดแรงในค้ำยัน (Preloading) มาช่วยเพิ่มความแข็งแรงของค้ำยันและลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง

พฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์จากผลการตรวจวัดด้วย Inclinomater ที่ฝังอยู่ในกำแพงไคอะแฟรมวอลล์จำนวน 13 จุดพบว่า การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ที่มีระบบค้ำยันเพียงชั้นเดียวจะมีลักษณะเป็นคานยื่น (Cantilever Mode) และเมื่อมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงมากขึ้น แรงอัดในค้ำยันจากการวัดด้วย Pressure Gauge มีค่าลดลงเนื่องจากระบบค้ำยันไม่แข็งแรงเพียงพอเพราะค้ำยันเป็นค้ำยันเฉียงโดยพบว่าเกิดแรงดันขึ้นเพียง 30 กิโลนิวตัน/ตร.ม. ซึ่งต่ำมาก ผลการวิเคราะห์หักลับเพื่อตรวจสอบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) โดยใช้ทฤษฎีการพังทลายของดินชนิด Mohr-Coulomb พบว่าที่ขั้นตอนการขุดสุดท้ายของการขุด ค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) ในรูปอัตราส่วนกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน (S_u) มีค่าประมาณ 250, 300 และ 1500 เท่า สำหรับดินเหนียวอ่อน, ดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวแข็งตามลำดับ นอกจากนี้ค่าโมดูลัสของดินมีพฤติกรรมความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear Modulus Behavior) ขึ้นอยู่กับระดับการเสียรูป (Shear Strain) ของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต ธีรพงศ์ แทนเกาะ
 สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา วันชัย เทพรักษ์ (hw)
 ปีการศึกษา 2548.....

4670333121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: DIAPHRAGM WALL / LATERAL WALL MOVEMENT / DEEP EXCAVATION / FINITE ELEMENT METHOD

TEERAPONG PANKOH: BEHAVIOR OF DIAPHRAGM WALL FOR DEEP EXCAVATION IN BANGKOK CLAY. THESIS ADVISOR: ASSOC.PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 105 pp. ISBN 974-17-5530-9.

This research aims to investigate the lateral movement behavior of diaphragm wall, Central World Plaza project, on Rajdamri Road. The diaphragm wall was 1 meter thick and 18 meters depth with tip penetrated into the stiff clay layer. There was only one layer of temporary steel bracing (2W350x350@6.00 m.) braced to diaphragm wall at -2.1 m. and slope braced to the existing basement floor of Central World Plaza building at -8.20 m. depth. This incline bracing system lead to induce low stiffness on the bracing. Therefore, preloading in the strut was applied for increasing stiffness of bracing system and reducing lateral diaphragm wall movement.

Based on 13 inclinometers installed in the diaphragm wall, the lateral movement behavior of diaphragm wall showed the cantilever shape for only one layer of bracing system. Whenever lateral wall movement increased, the strut force measured by pressure gauge was decreased due to the weak stiffness of inclined strut system. The earth pressure back calculated from strut force showed active soil pressure induced in the diaphragm wall system only 30 kN/m^2 . The Back analysis by means of Finite Element Method (FEM) to verify the lateral wall movement was carried out based on plane strain condition with Mohr-Coulomb soil modeling. The results showed that at the final excavation stage the appropriate ratio between Young's Modulus and undrained shear strength of soil (E_u/S_u) was in the order of 250, 300 and 1500 for soft clay, medium stiff clay and stiff clay, respectively. Nevertheless, the Non-linear Modulus behavior of soil depended on the shear strain level of lateral diaphragm wall movement.

DepartmentCivil Engineering.....
Field of studyCivil Engineering.....
Academic year2005.....

Student's signature
Advisor's signature

Teerapong Pankoh
Wanchai Teprak

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้จัดทำสำเร็จไปได้ด้วยความช่วยเหลือจากหลายบุคคล ผู้วิจัยขอกราบ
ขอบพระคุณบิดามารดาและครอบครัวที่สนับสนุนและเป็นกำลังใจให้ตลอดเวลา

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรัักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา
วิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษาและแนะนำ รวมถึงการตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศศิริวงศ์ ที่ได้กรุณาเป็น
ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมทั้ง ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ก่อโชค จันทรวงกูร และ
อาจารย์ ดร. ธเนศ ศรีศิริโรจนากร ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ผู้วิจัยขอขอบคุณ วิศวกรของบริษัท สีพระยาการก่อสร้าง จำกัด, บริษัท อัลเท็มเทค จำกัด
และบริษัท สแตรตีเจีย เอ็นจิเนียริง คอนซัลแตนท์ จำกัด ที่ได้เอื้อเฟื้อข้อมูลต่างๆในโครงการ
ตลอดจนคำแนะนำและความช่วยเหลือในหลายๆด้านจนสำเร็จออกมาเป็นวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สุดท้ายนี้ ผู้วิจัยขอขอบคุณทุกท่านที่อยู่ในทุกหน่วยงานที่ช่วยเหลือ และรวมทั้งผู้ที่ไม่ได้
กล่าวถึง ณ ที่นี้ ที่สนับสนุนการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญรูป.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ลักษณะของงานวิจัย.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย.....	2
บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure).....	4
2.1.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral Earth Pressure at Rest).....	4
2.1.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine.....	7
2.1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Pressure Envelop or Pressure Diagram).....	12
2.2 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation).....	15
2.2.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng	15
2.2.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory...	17
2.2.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide ...	18

2.3	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด.....	19
2.4	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil).....	20
2.4.1	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว.....	20
2.4.2	กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ.....	22
2.5	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic modulus of soil).....	24
2.5.1	ค่าโมดูลัสของดินเหนียว.....	24
2.5.2	ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ.....	28
2.6	ความเครียด (strain).....	28
2.7	การวิเคราะห์งานขุดโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method for Excavation Analysis).....	29
2.7.1	ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem).....	30
2.7.2	ลักษณะของอีลิเมนต์ (Element Type).....	30
2.7.3	ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior).....	31
2.7.4	ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis).....	33
2.7.5	แบบจำลองของ Mohr-Coulome.....	34
2.8	ระบบกำแพงกันดิน.....	35
2.8.1	Slurry wall.....	36
2.8.2	กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall).....	37
2.8.3	ขั้นตอนการก่อสร้าง.....	41
2.8.4	การควบคุมคุณภาพระหว่างก่อสร้าง.....	43
2.8.5	พฤติกรรมถ่ายแรง-รับแรงของระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์.....	45
2.8.6	ระบบค้ำยัน.....	45
2.8.7	การออกแบบคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete).....	47
2.8.8	การอัดแรง (Preload).....	48
บทที่ 3	วิธีดำเนินการวิจัย.....	50
3.1	รายละเอียดข้อมูลโครงการ Central World Plaza.....	50

3.1.1	ข้อมูลทั่วไป.....	50
3.1.2	รายละเอียดการก่อสร้างในบริเวณที่จะนำมาใช้วิเคราะห์.....	72
3.2	สภาพชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน.....	75
3.3	วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method).....	75
บทที่ 4	ผลการวิเคราะห์.....	76
4.1	ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok sub soils).....	76
4.2	ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	78
4.2.1	คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	78
4.2.2	คุณสมบัติของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	78
4.3	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	80
4.3.1	ลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 แนว....	80
4.3.2	ลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์บริเวณที่ ศึกษา.....	81
4.3.3	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัส ของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Eu/Su) กับค่า ความเครียดเฉือน (shear strain).....	85
4.3.4	การนำผลการวิเคราะห์ไปใช้กับโซนการขุดอื่นๆใน โครงการ.....	86
4.4	แรงดันดิน (Apparent Earth Pressure Diagram).....	89
4.5	การวิเคราะห์พฤติกรรมในแต่ละขั้นตอนของการขุด.....	91
บทที่ 5	สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ.....	99
5.1	สรุปผลการวิเคราะห์.....	99
5.2	ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	101
	รายการอ้างอิง.....	102
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	105

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของดินกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Eu/Su) ของดินชั้นต่างๆ.....	28
ตารางที่ 3.1 ค่าคุณสมบัติต่างๆของชั้นดินในโครงการ.....	75
ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	78
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของกำแพงไดอะแฟรมมวลที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	78
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) ที่ใช้ในการวิเคราะห์	79
ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (Flat Slab B2 ที่ระดับ -7.25 ม. ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	79
ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติของค้ำยันที่ระดับ -2.10 ม. (2WF 350x350x137 กก./ม.) ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	79
ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติของ Raker (WF 350x350x137 กก./ม.) ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	80
ตารางที่ 4.7 อัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Eu/Su) กับค่าความเครียดเฉือน (Shear Strain).....	85

สารบัญรูป

		หน้า
รูปที่ 2.1	ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker&Ireland, 1965).....	6
รูปที่ 2.2	สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977).....	7
รูปที่ 2.3	Rankine's Active Earth Pressure State.....	8
รูปที่ 2.4	แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's Active State.....	10
รูปที่ 2.5	Rankine's Passive Earth Pressure State.....	11
รูปที่ 2.6	แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State.....	12
รูปที่ 2.7	ไดอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967).....	13
รูปที่ 2.8	รูปแบบแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1979).....	14
รูปที่ 2.9	รูปแบบแรงดันดินโดย Sower (1979).....	14
รูปที่ 2.10	ลักษณะการเกิด Heave Effect (Teng, 1980).....	15
รูปที่ 2.11	การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธี Terzaghi	18
รูปที่ 2.12	Bearing capacity factor, N_c (after Bjerrum and Eide).....	19
รูปที่ 2.13	ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough, 1981).....	20
รูปที่ 2.14	ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV.....	21
รูปที่ 2.15	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ Undrained Shear Strength (S_u) (วีระนันท์, 2526).....	22
รูปที่ 2.16	ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (PECK, HANSONÞBURN, 1974).....	23
รูปที่ 2.17	ความสัมพันธ์ระหว่าง C_n กับ ϕ'_{vo}	24
รูปที่ 2.18	ความแตกต่างจากการวัด Strain.....	25
รูปที่ 2.19	Typical Strain Rang (Mair, 1993).....	26

รูปที่ 2.20	ความสัมพันธ์ระหว่าง G/Su กับ Shear Strain (%) ของดินเหนียว กรุงเทพ (Bangkok Clay) (Teparaksa, 1999).....	27
รูปที่ 2.21	ความเครียดเฉือน (Shear Strain).....	29
รูปที่ 2.22	ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน.....	31
รูปที่ 2.23	ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของโครงสร้าง.....	31
รูปที่ 2.24	Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model.....	34
รูปที่ 2.25	ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point.....	35
รูปที่ 2.26	Elastic and Plastic Stress Point.....	35
รูปที่ 2.27	การเสริมเหล็กอัดแรงลงในกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์.....	39
รูปที่ 2.28	รูปแบบของรอยต่อระหว่างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แต่ละแผง.....	40
รูปที่ 2.29	ลำดับขั้นตอนการก่อสร้างกำแพงกันดินแบบแผงสลับแผง.....	42
รูปที่ 2.30	Clamshell สำหรับการขุดรอกกำแพง.....	42
รูปที่ 2.31	ขั้นตอนการกรอกทรายและน้ำโคลนเบนโทไนท์เพื่อนำกลับมาใช้ใหม่.....	43
รูปที่ 2.32	Hydrofraise เครื่องจักรที่ใช้ขุดดินและหินพร้อมทำความสะอาดกันหลุม อย่างต่อเนื่อง.....	44
รูปที่ 2.33	การเปลี่ยนแรงดันดินปรากฏไปเป็นแรงดันดินด้านข้าง.....	47
รูปที่ 3.1	ผังบริเวณรอบโครงการ Central World Plaza.....	51
รูปที่ 3.2	ตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 1.....	52
รูปที่ 3.3	ตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 2.....	53
รูปที่ 3.4	ตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 3.....	54
รูปที่ 3.5	ตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 4 และชั้นที่ 5.....	55
รูปที่ 3.6	ตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของ Raker.....	56
รูปที่ 3.7	รายละเอียดของ Raker.....	57
รูปที่ 3.8	การแบ่งโซนการขุดในโครงการ.....	57
รูปที่ 3.9	ภาพตัดบริเวณโซน D (Section A-A ในรูปที่ 3.2).....	58
รูปที่ 3.10	ภาพตัดบริเวณโซน H (Section B-B และ B'-B' ในรูปที่ 3.2).....	60
รูปที่ 3.11	ภาพตัดบริเวณโซน H (Section C-C และ C'-C' ในรูปที่ 3.2).....	61
รูปที่ 3.12	ภาพตัดบริเวณโซน H (Section C-C และ C'-C' ในรูปที่ 3.2).....	63
รูปที่ 3.13	ตำแหน่งของเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclinator.....	64

รูปที่ 3.14	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน D.....	65
รูปที่ 3.15	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน H.....	67
รูปที่ 3.16	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน S.....	69
รูปที่ 3.17	ขั้นตอนการอัดแรง (Preload).....	71
รูปที่ 3.18	Hydraulic Jack และตัวควบคุมที่ใช้ในการอัดแรง.....	71
รูปที่ 3.19	ลักษณะของ load cell ที่ใช้ในโครงการ.....	72
รูปที่ 3.20	ตำแหน่งของ load cell.....	72
รูปที่ 3.21	รายละเอียดในแต่ละขั้นตอนการขุด.....	74
รูปที่ 4.1	ลักษณะของชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544).....	76
รูปที่ 4.2	ลักษณะของระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544).....	77
รูปที่ 4.3	FEM Mesh ของโครงการ.....	80
รูปที่ 4.4	โครงการมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (Teparaksa, 1999).....	82
รูปที่ 4.5	โครงการทางลอดใต้แยกดินแดง (Teparaksa, 1999).....	82
รูปที่ 4.6	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์วัดจาก Inclinometer หมายเลข P-26 เปรียบเทียบกับ FEM.....	84
รูปที่ 4.7	อัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Eu/Su) กับค่าความเครียดเฉือน (Shear Strain)	86
รูปที่ 4.8	ภาพตัดบริเวณโซน H.....	87
รูปที่ 4.9	การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในโซน H ที่ระดับการขุดสุดท้าย.....	87
รูปที่ 4.10	ภาพตัดบริเวณโซน S.....	88
รูปที่ 4.11	การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในโซน S ที่ระดับการขุดสุดท้าย.....	88
รูปที่ 4.12	Earth Pressure Diagram ทั้งที่ได้จากการวัดจริงและจากทฤษฎีต่างๆ...	90
รูปที่ 4.13	แรงอัดที่วัดได้จาก load cell ในช่วงเวลาต่างๆ.....	90
รูปที่ 4.14	ผลการวัดแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก load cell ที่ติดตั้งในค้ำยันใน ช่วงเวลาต่างๆ.....	91
รูปที่ 4.15	แรงเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิในช่วงเวลาต่างๆ.....	91
รูปที่ 4.16	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 1.....	92
รูปที่ 4.17	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 2.....	93
รูปที่ 4.18	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 3.....	94

	หน้า
รูปที่ 4.19	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 4..... 95
รูปที่ 4.20	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 5..... 96
รูปที่ 4.21	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 6..... 97
รูปที่ 4.22	พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 7..... 98



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ลักษณะของงานวิจัย

ในปัจจุบัน กรุงเทพมหานครมีการเจริญเติบโตอย่างรวดเร็ว ทำให้มีการก่อสร้างอาคารสูงชันเป็นจำนวนมาก รวมไปถึงการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินเพื่อวัตถุประสงค์ต่างๆ เช่น โครงการลานจอดรถใต้ดิน โครงการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินหรือโครงการสร้างบ่อเพื่อใช้ต้นทุนบำบัดน้ำเสียและอุโมงค์ผันน้ำ เป็นต้น ซึ่งในการก่อสร้างโครงการเหล่านี้จำเป็นต้องก่อสร้างด้วยระบบไดอะแฟรมวอลล์ ซึ่งเป็นระบบกำแพงกันดินที่เหมาะสมสำหรับงานขุดดินที่ลึกมากและต้องการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินให้มีปริมาณน้อยที่สุด พร้อมทั้งสามารถปรับเปลี่ยนเป็นโครงสร้างใต้ดินถาวร (Permanent Structure) ได้อีกด้วย ในการออกแบบไดอะแฟรมวอลล์นั้น จำเป็นต้องใช้การวิเคราะห์ที่มีความแม่นยำซึ่งในปัจจุบันมีโปรแกรมวิเคราะห์สำเร็จรูปมากมายที่จะช่วยให้การวิเคราะห์ถูกต้องและรวดเร็วขึ้น อย่างไรก็ตามตัวแปรสำคัญในการออกแบบนั้นมิได้อยู่ที่โปรแกรมคอมพิวเตอร์เพียงอย่างเดียว แต่จะขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดิน (Soil Parameter) ที่ใช้และประสบการณ์ของผู้ออกแบบซึ่งอาจจะทำให้โครงสร้างประหยัดและปลอดภัย หรืออาจจะทำให้โครงสร้างไม่ปลอดภัยและก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวมากกว่าที่วิเคราะห์ไว้หรือสิ้นเปลืองอย่างมาก

สำหรับระบบที่เราจะทำการศึกษาวิจัยในครั้งนี้ คือ ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid Wall) ของโครงการ Central World Plaza ที่ทำการก่อสร้างอยู่ทางด้านหลังของห้างสรรพสินค้า Central World Plaza ที่ตั้งอยู่บนถนนราชดำริ โดยในการก่อสร้างนั้นใช้กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) ที่มีความหนาเท่ากับ 1.00 เมตร ความลึกของปลายไดอะแฟรมวอลล์อยู่ที่ระดับ -18.00 เมตร ระบบค้ำยัน (Bracing) เป็นค้ำยันชั้นเดียวแบบเอียงโดยมีการนำระบบการอัดแรง (Preload) เข้ามาใช้เพื่อลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ด้วย อีกทั้งยังมีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclinator เพื่อวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ทั้งหมดจำนวน 13 จุด ความลึกของปลาย Inclinator จะอยู่ที่ระดับความลึกเดียวกับปลายของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

การวิจัยเรื่อง “พฤติกรรมของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์สำหรับงานชุดลิ้นในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ” มีวัตถุประสงค์ในการวิจัยดังนี้

1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบบมีค้ำยัน 1 ชั้นเข้าสู่อาคารและมีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในระบบค้ำยัน (Strut) จากการก่อสร้างโครงการ Central World Plaza

2 เพื่อศึกษาถึงค่าพารามิเตอร์ของดิน (Young's Modulus) ที่เหมาะสมในการประมาณค่าการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์โดยใช้วิธี Finite Element Method ทำการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) เพื่อเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวของด้านข้างที่เกิดขึ้นจริงของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ แบบมีค้ำยัน 1 ชั้นเข้าสู่อาคารและมีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในระบบค้ำยัน (Strut) จากการก่อสร้างโครงการ Central World Plaza

3 เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อระบบค้ำยัน (Temperature Effect)

4 เพื่อศึกษาถึงแรงดันดินที่เกิดขึ้นจริง และนำไปเปรียบเทียบกับแรงดันดินจากทฤษฎีต่างๆ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษาวิจัยในครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบบมีค้ำยัน 1 ชั้นเข้าสู่อาคารและมีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในระบบค้ำยัน (Strut) จากการก่อสร้างโครงการ Central World Plaza เพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) โดยใช้วิธี Finite Element Method (FEM) แบบ Plane Strain (2D Finite Element) หาค่าพารามิเตอร์ของดิน (Young's Modulus) ที่เหมาะสม

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย

1 เพื่อนำเอาค่าพารามิเตอร์ของดิน (Young's Modulus) ที่ได้จากการวิจัยมาใช้ประโยชน์ในการออกแบบก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ในกรุงเทพฯต่อไปในอนาคต

2 เพื่อใช้เป็นการเตือนภัยและป้องกันอันตรายที่อาจจะเกิดขึ้นจากการก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ทั้งในขณะทำการก่อสร้างและหลังจากก่อสร้างเสร็จสิ้น

3 เพื่อเป็นแนวทางในการขยายผลการวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ของ
ดินต่อไปในอนาคต



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

แนวคิดและทฤษฎี

สำหรับในส่วนของแนวคิดและทฤษฎีนั้น เพื่อให้ง่ายต่อการศึกษา ผู้จัดทำจึงได้แบ่งทฤษฎีออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ 1) แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวกับดิน และ 2) แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวกับไดอะแฟรมวอลล์

ส่วนที่ 1 แนวคิดและทฤษฎีเกี่ยวกับดิน

2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

ในการวิเคราะห์หาหน่วยแรงดันดินที่กระทำกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน (Retaining Structures) มีแนวคิดที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง 3 แนวคิด คือ

2.1.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral Earth Pressure at Rest)

เป็นการวิเคราะห์ที่ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก (High Stiffness) เช่น Diaphragm Wall, Secant Pile Wall โดยมีสมมุติฐานว่าจะไม่เกิดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดิน ซึ่งจะได้

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo} \quad \dots 2.1$$

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \quad \dots 2.2$$

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \quad \dots 2.3$$

$$\sigma_{ho} = K_o \sigma'_{vo} + u \quad \dots 2.4$$

เมื่อ $K_o =$ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดินหรือ Coefficient of Earth Pressure at Rest

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพจริงตามธรรมชาตินั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_o ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_o ของดินที่ใช้ นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้ในแต่ละเฉพาะพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_o ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

2.1.1.1 ค่า K_o สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesionless Soil)

โดยปกติแล้วค่า K_o ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสถานะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_o อาจประเมินได้จาก

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \text{Jaky (1994)} \quad \dots 2.5$$

2.1.1.2 ค่า K_o สำหรับดินเหนียว (Cohesive Soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_o ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับค่า PI และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยที่ค่า K_o ของ Normally Consolidated Clay (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$K_{o(NC)} = 0.4 + 0.007(PI) \quad \dots 2.6(1)$$

(สำหรับค่าของ PI ที่อยู่ระหว่าง 0 – 40 %)

$$K_{o(NC)} = 0.64 + 0.001(PI) \quad \dots 2.6(2)$$

(สำหรับค่าของ PI ที่อยู่ระหว่าง 40 – 80 %)

$$K_{o(NC)} = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots 2.6(3)$$

(เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC Clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20 ถึง 30)

$$K_{o(NC)} = 0.19 + 0.233 \log (PI) \quad \text{Alpan (1967)} \quad \dots 2.7$$

$$K_{o(NC)} = 0.24 + 0.311 \log (PI) \quad \text{Lee\&Jin (1979)} \quad \dots 2.8$$

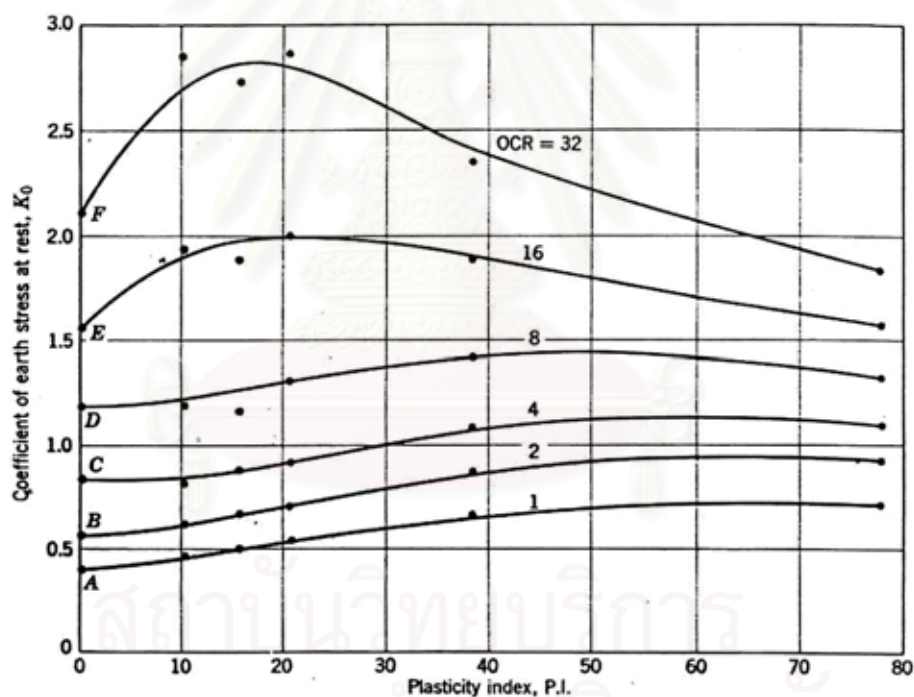
$$K_{o(NC)} = 0.44 + 0.0042(PI) \quad \text{Massarsch (1974)} \quad \dots 2.9$$

สำหรับการหาค่า K_o ของ Over Consolidated Clay, $K_{o(OC)}$ โดย Schmidt (1965) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง $K_{o(NC)}$ กับ $K_{o(OC)}$ อยู่ในรูปสมการเคลื่อนที่กับค่า OCR ของดินดังนี้

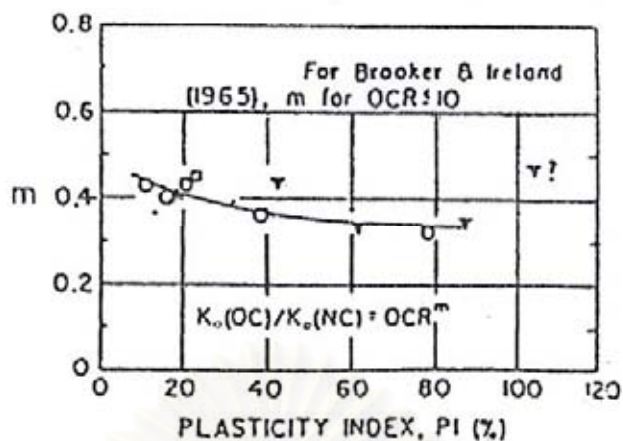
$$K_{o(OC)} = K_{o(NC)} OCR^m \quad \dots 2.10$$

เมื่อ $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 80% ถึง 20% (Ladd et al, 1977) ดังแสดงในรูปที่ 2.2

$$m = 0.54 \exp\left(-\frac{PI}{281}\right) \quad \text{Alpan (1967)}$$



รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ของ K_o ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker&Ireland, 1965)



รูปที่ 2.2 สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_o และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

ในกรณีชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok Clay) พบว่าค่า PI มีค่าอยู่ระหว่าง 36 – 40 % ดังนั้นหากใช้ความสัมพันธ์ของ Brooker and Ireland (1965) พบว่าค่า K_o เท่ากับ $0.4 + 0.007(38) = 0.67$ ซึ่งค่าที่ได้จะใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากรูปที่ 2.1 เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯจะมีค่า OCR ประมาณ 1.5 – 1.6 จะได้ค่า $K_o = 0.7$ ซึ่งจากผลการวิจัยดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯนั้นจะมีค่า K_o ประมาณ 0.65

2.1.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine

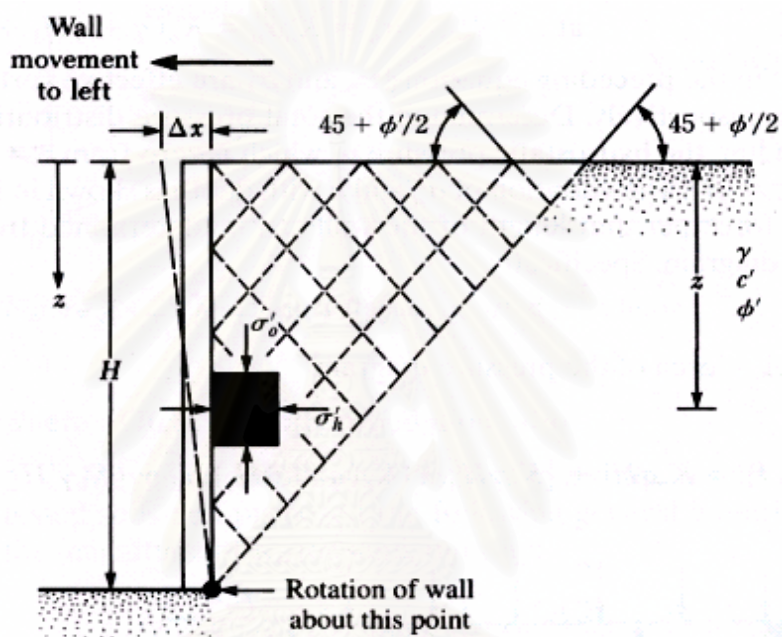
การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar Surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal Layer โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และสภาพการวิบัติแบบ Passive

2.1.2.1 Rankine's Active Earth Pressure

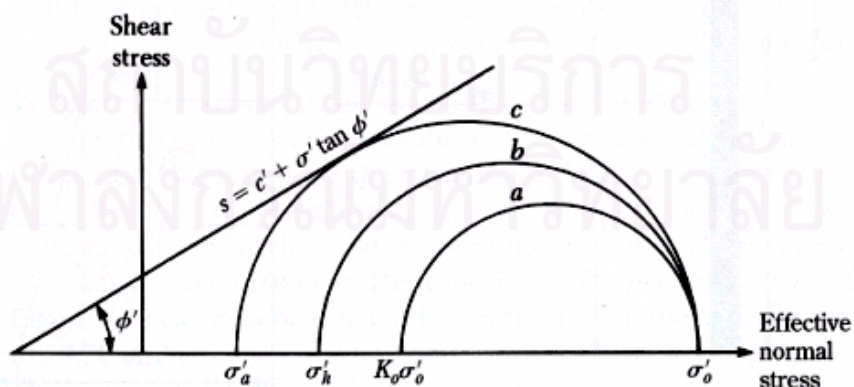
ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่ง

สภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine Active State โดยลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.3a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ($\tau_{ff} = C + \sigma_{ff} \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินดังแสดงในรูปที่ 2.3b ได้ดังนี้



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's Active Pressure

รูปที่ 2.3 Rankine's Active Earth Pressure State

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \tan \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots 2.11$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless Soil ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots 2.12$$

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots 2.13$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankin's Active Earth Pressure, K_a ดังนั้น จากสมการที่ 2.11

$$\sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \dots 2.14$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับทรายและกรวด (Cohesionless Soil) แสดงในรูปที่ 2.4a

สำหรับในกรณี Cohesive Soil จะเกิด Tension Crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_C ดังนั้น

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{ha} = -2C\sqrt{K_a} \quad \dots 2.15$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

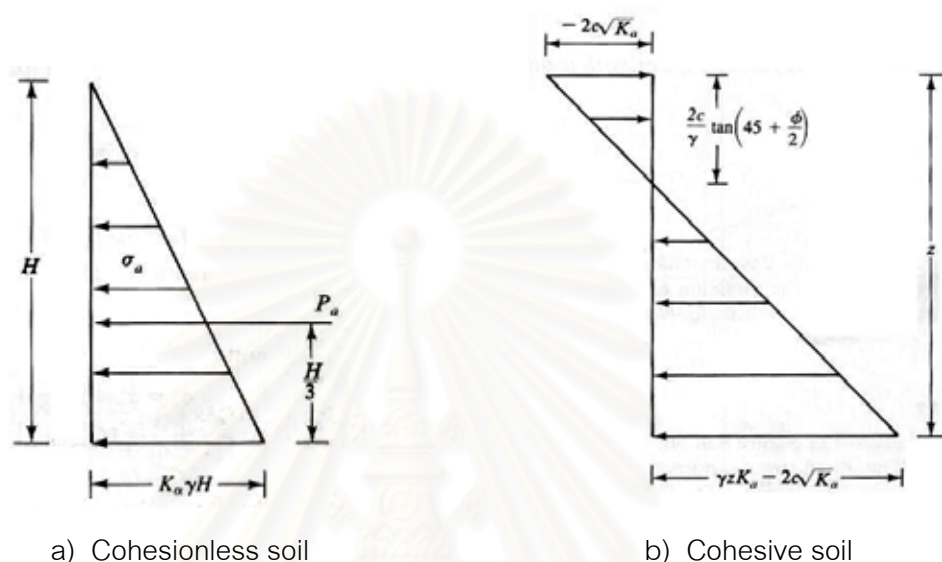
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \dots 2.16$$

เมื่อเกิด Tension crack ($\sigma_v = 0$) จะหาระยะ Z_C ได้ดังนี้

$$0 = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad \dots 2.17$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive Soil หรือ ดินเหนียว แสดงในรูปที่ 2.4b

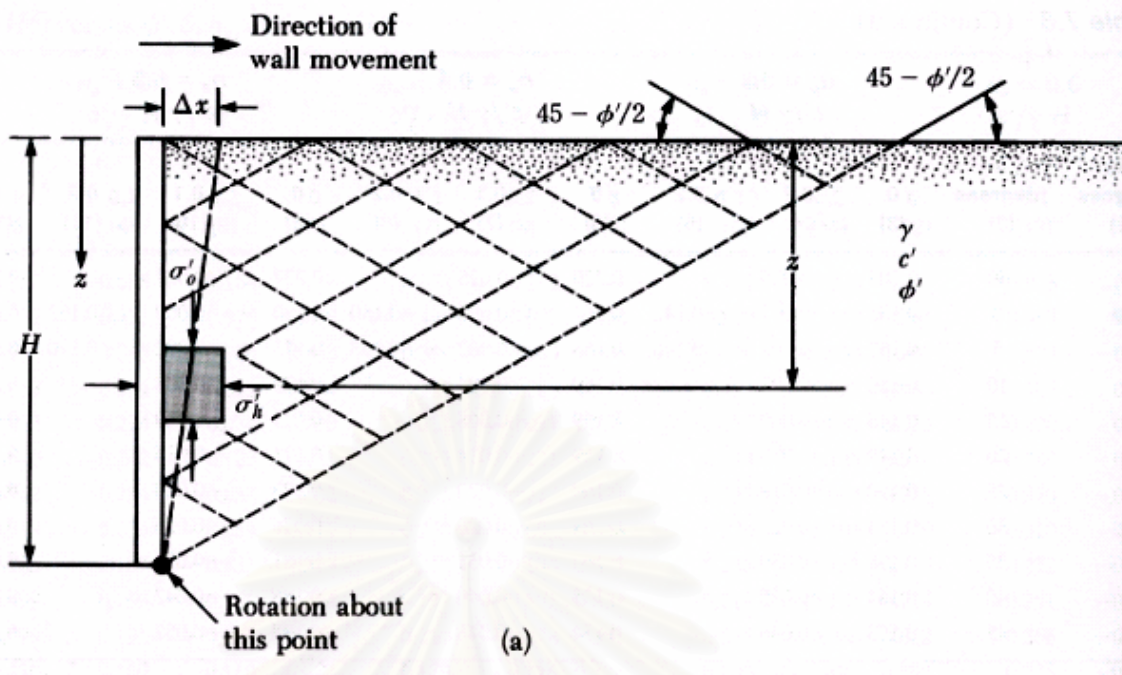


รูปที่ 2.4 แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's Active State

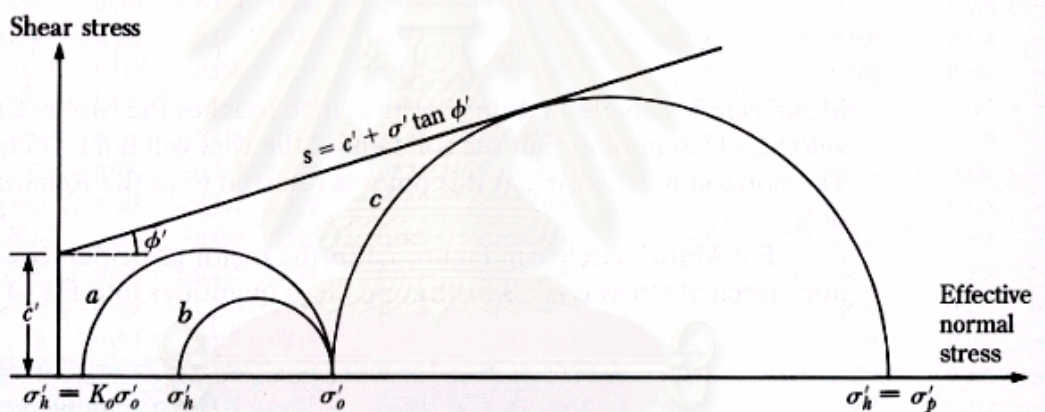
2.1.2.2 Rankine's Passive Earth Pressure

การวิเคราะห์ของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวเข้าของกำแพงกันดินในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอนในขณะที่ยังคงมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial Stress ในขณะที่ Confining Pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.5a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในกรณีที่มวลดินอยู่ในสภาพตามธรรมชาติ ค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_o \sigma'_{vo} + u_o$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.5b



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine



b) Rankine's Passive Pressure

รูปที่ 2.5 Rankine's Passive Earth Pressure State

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots 2.19$$

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots 2.20$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankin's Passive Earth Pressure, K_p ดังนั้น

$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2C \sqrt{K_p} \quad \dots 2.21$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ของทรายและกรวด (Cohesionless Soil) ดังแสดงในรูปที่ 2.6a

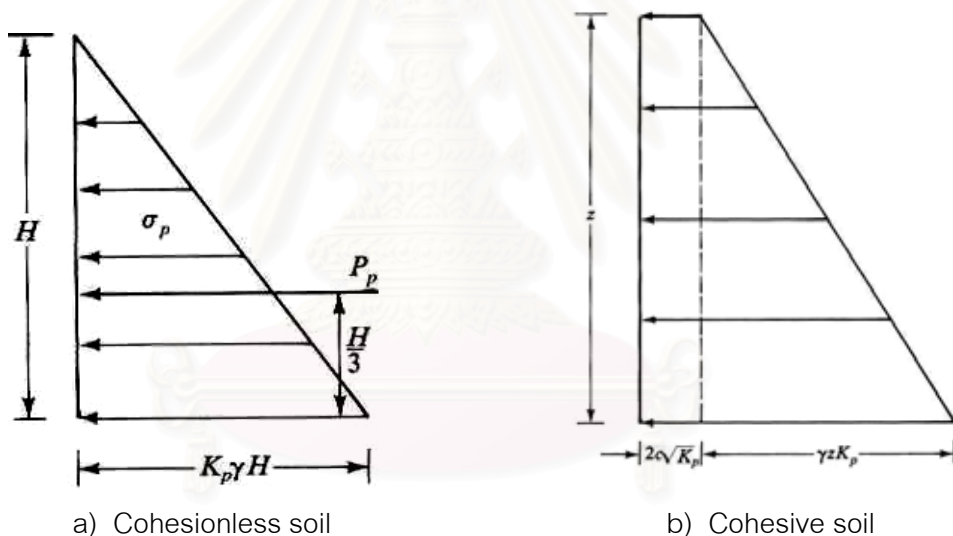
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive Soil จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.6b

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \qquad \sigma_{hp} = 2C\sqrt{K_p} \qquad \dots 2.22$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

$$\sigma_v = \gamma H \qquad \sigma_{ha} = \gamma H K_p + 2C\sqrt{K_p} \qquad \dots 2.23$$



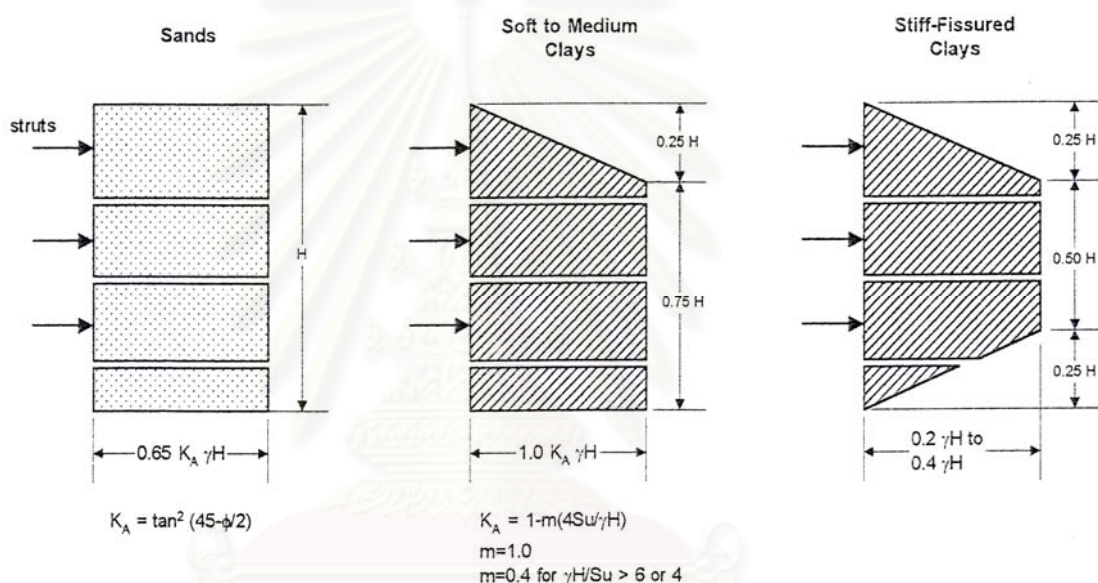
รูปที่ 2.6 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State

2.1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Pressure Envelop or Pressure Diagram)

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยวิธีนี้ได้มาจากการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันของงานขุดในอดีต ซึ่งพิจารณาได้ว่าเป็นวิธีที่สามารถใช้ได้กับเฉพาะที่ (Empirical Method) ในการประยุกต์ใช้เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างกับงานขุดดินค้ำยันโดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณา โดยมีแนวคิดต่าง ๆ ดังนี้

2.1.3.1 ไตอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Terzaghi and Peck (1967)

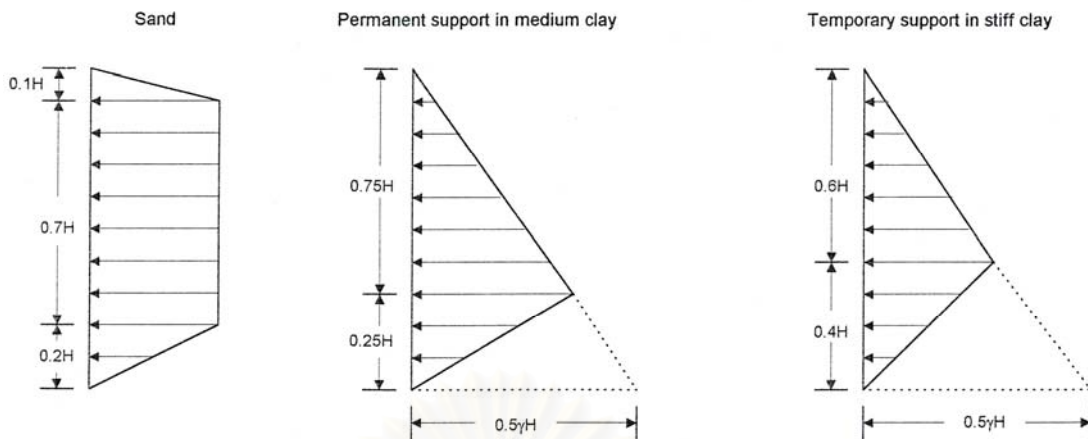
การหาหน่วยแรงดันดินโดยวิธีนี้จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เกิดขึ้นของชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clays) สำหรับวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับค่า m โดยในชั้นดินในกรุงเทพฯ นั้นจะมีความเหมาะสมที่จะใช้ไตอะแกรมของกรณี Soft to Medium Clays เพื่อนำไปประมาณหาปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยหลักการของ Terzaghi and Peck (1967)



รูปที่ 2.7 ไตอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck (1967)

2.1.3.2 ไตอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1973)

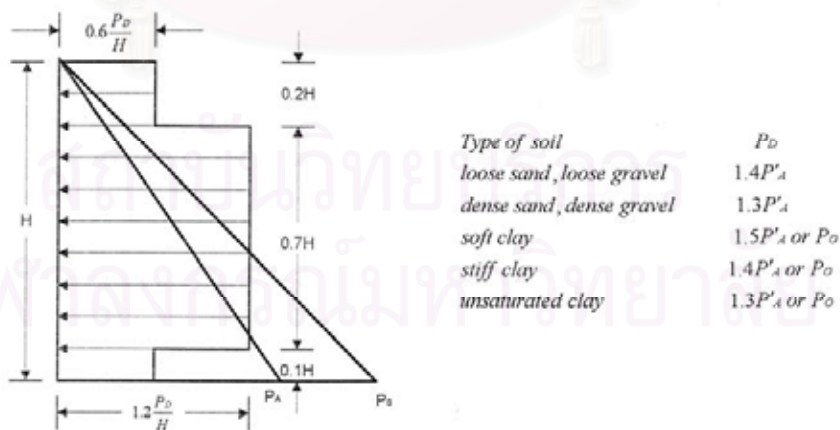
การประมาณหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotarioff (1973) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงค้ำยันที่ใช้ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยจะพบว่าหน่วยแรงดันดินที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่าที่น้อยกว่าไตอะแกรมที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) เป็นอย่างมาก



รูปที่ 2.8 รูปแบบแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1979)

2.1.3.3 ไตอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Sower (1979)

การประมาณหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ได้จาก Sower (1979) ซึ่งสามารถแบ่งได้ตามชนิดของดินต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.9 สำหรับค่าหน่วยแรงที่ได้นั้นจะมีค่าน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าของ P_D' ที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามลักษณะชนิดของดินที่พิจารณา โดยในชั้นทรายค่า P_D' จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินที่ได้จากหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะ Active (P'_A) และในชั้นดินเหนียวค่า P_D' จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะสถิตย์ (Later Earth Pressure at Rest, P_0) หรือค่าของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่อยู่ในสภาวะ Active (P'_A)



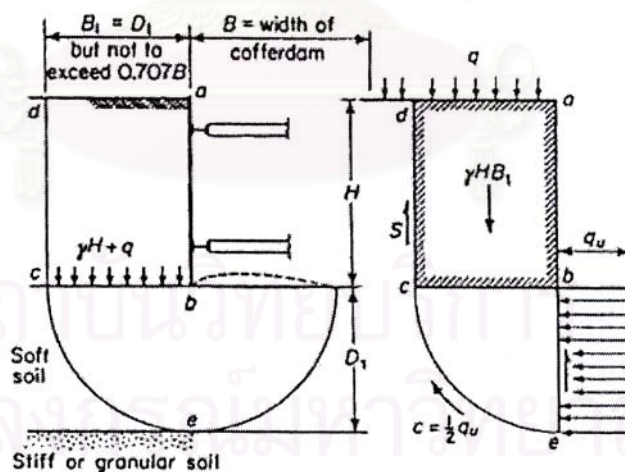
รูปที่ 2.9 รูปแบบแรงดันดินโดย Sower (1979)

2.2 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)

ในงานการขุดดินโดยอาศัยระบบค้ำยันนั้นนอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อระบบค้ำยันแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่งในการพิจารณาจะสมมติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดิน สำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.2.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng พิจารณาได้ว่าสำหรับงานขุดดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดดังแสดงในรูปที่ 2.10 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถ้าค่าของแรงกระทำมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าความสามารถในการรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity) จะมีผลทำให้ที่บริเวณด้านล่างของการขุดเกิดการพังทลายเนื่องจากการปูดขึ้นของดินกันหลุม (Heaving) ดังนี้



รูปที่ 2.10 ลักษณะการเกิด Heave Effect (Teng, 1980)

เมื่อพิจารณารูปที่ 2.10 สำหรับดินเหนียวจะได้อ่าวลดิน abcd จะเคลื่อนตัวลงมาในแนวตั้ง โดยที่ค่าแรงเฉือนที่ต้านทานการเคลื่อนตัวของดินตามแนว cd จะมีค่าเท่ากับ s ดังแสดงในรูป Free Body Diagram ในรูปที่ 2.10 และสมการที่ 2.24

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{2} q_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \\
 &= S_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \quad \dots 2.24
 \end{aligned}$$

เมื่อ q_{u1} = Unconfined Compressive Strength above Excavation Level
 $= 2S_{u1}$

สำหรับค่าแรงต้านทานตามแนว ce จะมีค่าเท่ากับ c หรือ Cohesion ของดินเหนียวหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ดังแสดงในสมการที่ 2.25

$$C = S_u = \frac{q_{u2}}{2} \quad \dots 2.25$$

โดยที่ q_{u2} = Unconfined Compressive Strength beneath Excavation Level

ในการหาเสถียรภาพเพื่อหาค่า Factor of Safety ได้จากสมการสมดุลของโมเมนต์รอบจุด b จากสมการที่ 2.26 ดังนี้

$$\begin{aligned}
 \text{F.S.} &= \frac{\text{Resisting moment}}{\text{Acting moment}} \\
 &= \frac{SB_1 + cB_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_{u2} B_1 \frac{B_1}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}} \\
 &= \frac{2S + s_{u2} \pi B_1 + 2s_{u2} B_1}{(\gamma H + q) B_1} \quad \dots 2.26
 \end{aligned}$$

โดยที่ γ = Total unit weight of soil, t/m³
H = Depth of excavation, m
q = Surcharge around the excavation, t/m³
L = Length of sheet pile below the bottom excavation, m
D₁ = Depth of soft clay beneath excavation, m
B₁ = L เมื่อ L > D₁
= D₁ เมื่อ L < D₁

2.2.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

การหาเสถียรภาพของกันหลุมจากวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดมีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างของการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้ จากสมการที่ 2.27

$$F.S. = \frac{Q_u}{(\gamma HB_1 - S_u H + q)} \quad \dots 2.27$$

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1$$

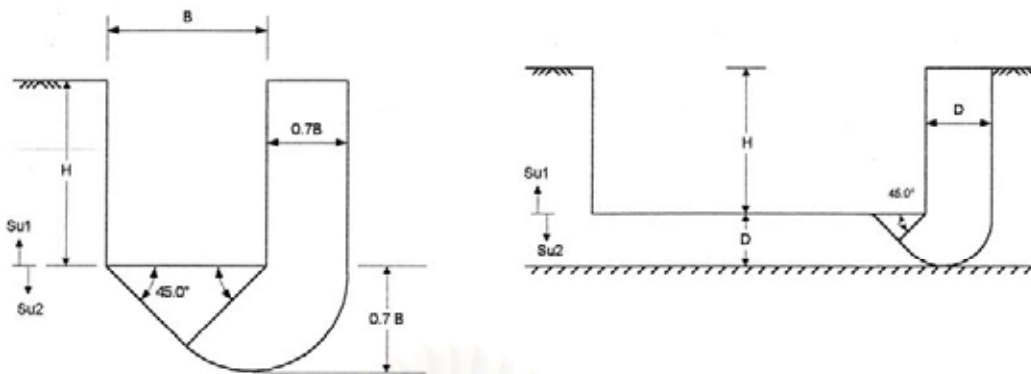
เมื่อ Q_u = Ultimate bearing capacity

S_u = Undrained shear strength below excavation level

N_c = Bearing capacity factor = 5.7 for clay

นอกจากนี้ Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของการขุดในกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.11a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูป 2.11b

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



$$F.S. = \frac{1}{H} \times \frac{S_{u2} N_c}{\gamma - S_{u1} / 0.7B}$$

$$F.S. = \frac{1}{H} \times \frac{S_{u2} N_c}{\gamma - S_{u1} / D}$$

- a) กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามาก b) กรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็ง

รูปที่ 2.11 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธี Terzaghi

2.2.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของอนุภาคเป็นลักษณะรูปลิ่มเหลี่ยมจัตุรัส, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาในการขุดเสมือนเป็นรากฐานที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave ดังมีค่าแสดงในสมการที่ 2.28

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H + q} \quad \dots 2.28$$

เมื่อ N_c = Bearing capacity factor

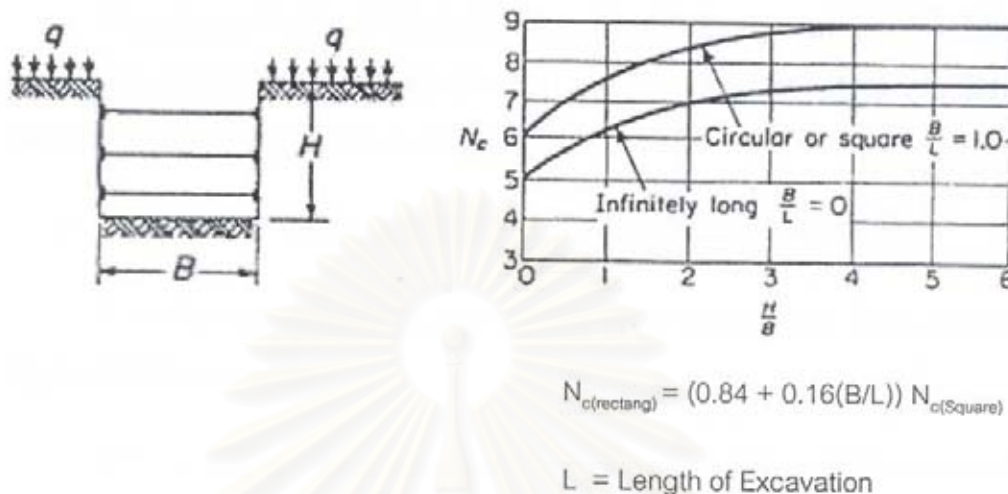
C = Undrained shear strength of clay, t/m^2

γ = Unit weight of soil above the bottom of excavation, t/m^3

H = Depth of excavation, m

q = Uniform surcharge load around excavation, t/m^2

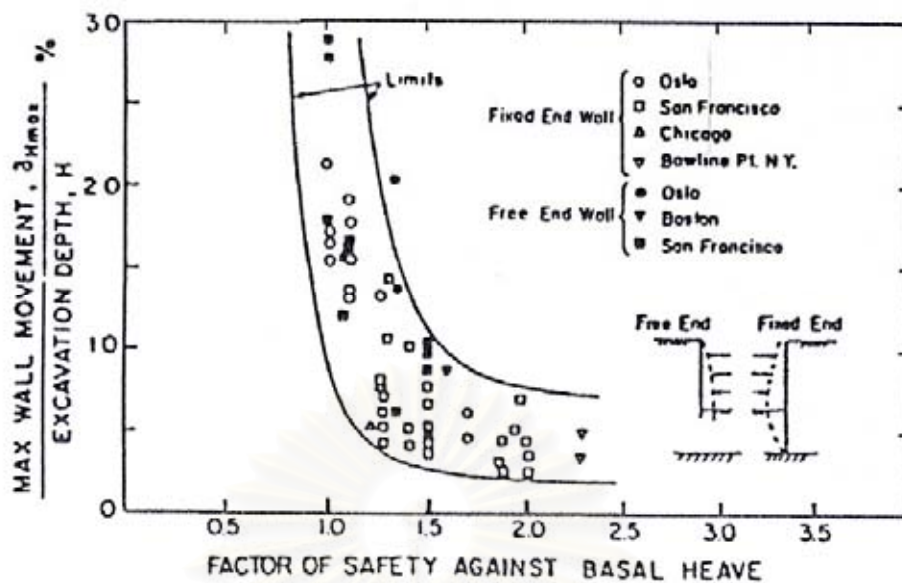
โดยค่า N_c สามารถหาได้จากรูปที่ 2.12 และสมการที่ 2.28 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



รูปที่ 2.12 Bearing capacity factor, N_c (after Bjerrum and Eide)

2.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด

การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินได้มาจากการศึกษาของ Mana and Clough (1981) ซึ่งได้มาจากการรวบรวมข้อมูลงานขุดในสนามแบบใช้ค้ำยันสำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางจำนวน 11 แห่งมีค่า Plasticity Index อยู่ประมาณ 10-60% และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2-8 โดยแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave (ค่า F.S. จากวิธีของ Terzaghi, 1943) กับอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินกับความลึกของการขุด ($\frac{\delta_{H \max}}{H}$) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 จากความสัมพันธ์ที่ได้นั้นจะเห็นว่าที่ค่า F.S. ที่มีค่าต่ำกว่า 1.4-1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{H \max}}{H}$ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพคราก) ในขณะที่ F.S. ที่มีค่ามากกว่า 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{H \max}}{H}$ ที่มีค่าค่อนข้างคงที่ในปริมาณ 0.5% (แสดงให้เห็นว่าดินยังไม่เกิด Local Yield) จากข้อมูลที่ได้นั้นจะเห็นว่าการกระจายค้ำยันจำนวนมากอันเป็นผลเนื่องมาจากความแตกต่างกันของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, สติฟเนส (Stiffness) ของกำแพงกันดิน, ระยะห่างของค้ำยัน, กำลังแรงเฉือนของดินและขนาดของงานขุด



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ Non-dimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough, 1981)

2.4 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

กำลังรับแรงเฉือนของดินเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานหน่วยแรงภายนอกที่กระทำกับมวลดิน โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวเกิดจากแรงเสียดทาน, แรงเสียดสีและแรงเชื่อมแน่น (Cohesion) ซึ่งเกิดจากความต้านทานของโครงสร้างของดินต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและความต้านทานที่เกิดบริเวณที่เม็ดดินติดกัน ส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบเกิดจากแรงต้านทานต่อการเสียดสีและแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน รวมทั้งแรงต้านทานที่เกิดจากการทำให้เม็ดดินที่เรียงตัวกันแบบอัดแน่นขยายตัวขึ้น (Dilatancy)

2.4.1 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว

การประเมินกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากในสนามและห้องปฏิบัติการที่นิยมใช้โดยทั่วๆ ไปมีดังนี้

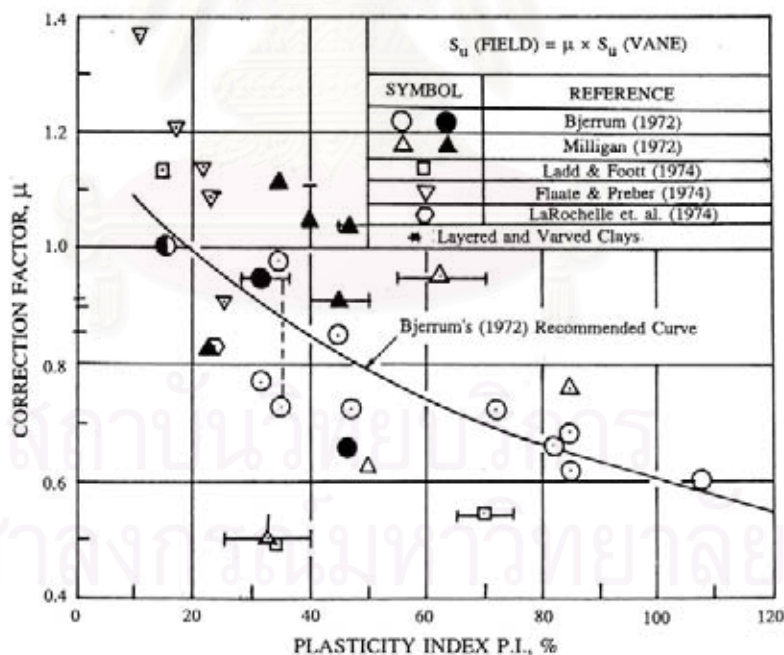
2.4.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane Shear Test

การทดสอบแบบนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคล้ายใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ เวนเกิดการวิบัติและนำค่าแรงบิด (Torque) สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

จากค่า S_u (FV) ที่ได้นั้น Bjerrum (1972) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง S_u (FV) จะมีค่าสูงเกินไป สำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI > 20% เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้ จากค่า μ ดังสมการที่ 2.29

$$S_u = \mu * S_u \text{ (FV)} \tag{2.29}$$

เมื่อ μ = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972) จากรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV

สำหรับค่า μ ที่ใช้ในการปรับแก้ค่า S_u (FV) นั้น Bjerrum (1972) เสนอว่าเป็นผลของการใช้ อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สมบัติของดินที่

ไม่เท่ากันทุกด้าน เมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการบิดของมวลดินบนระนาบการบิดที่ไม่พร้อมกัน ซึ่งค่าปรับแก้ที่เหมาะสมของดินเหนียวกรุงเทพฯ เท่ากับ 0.70

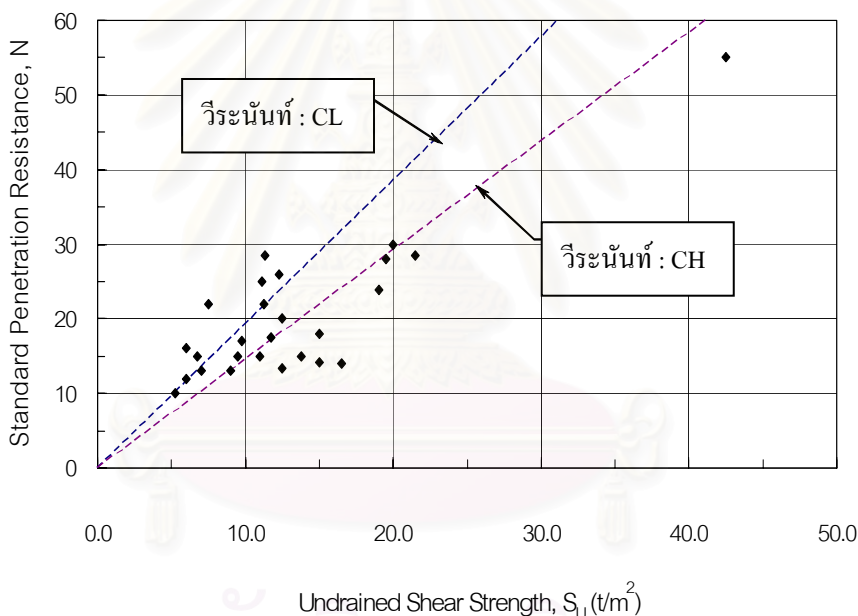
2.4.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ได้แก่ การทดสอบ SPT ซึ่งเหมาะสมกับชั้นดินเหนียวแข็ง โดยในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N ดังแสดงในรูปที่ 2.15 โดยความสัมพันธ์

ระหว่าง N กับ S_u ($S_u = \frac{q_u}{2}$) มีค่าดังนี้

$$S_u = 0.685N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{ดินเหนียวชนิด CH} \quad \dots 2.30$$

$$S_u = 0.520N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{ดินเหนียวชนิด CL} \quad \dots 2.31$$



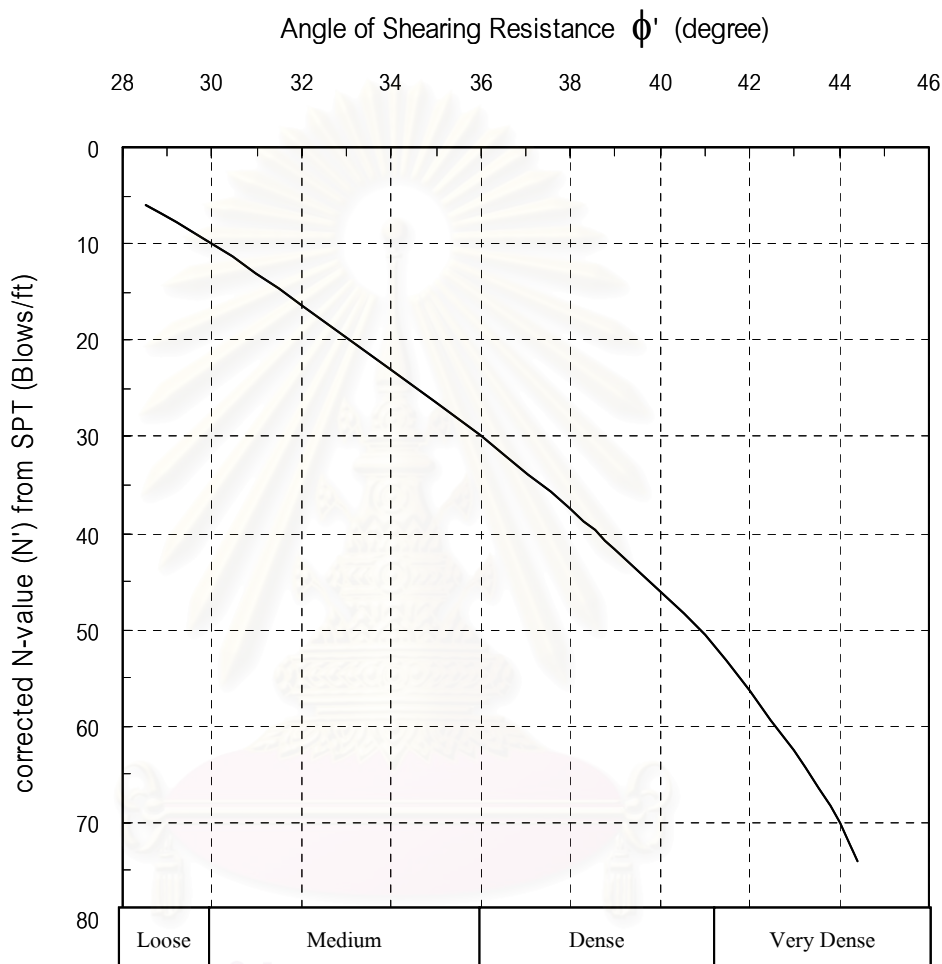
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ Undrained Shear Strength (S_u) (วีระนันท์, 2526)

2.4.2 กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดินโดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะนำค่า N ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัยความสัมพันธ์เฉพาะที่ มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ N กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ϕ') ได้ถูกเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1974) ดังแสดงในรูปที่ 4.5 โดยในรูปดังกล่าวค่า N ต้องได้รับการปรับแก้ด้วยผลจาก

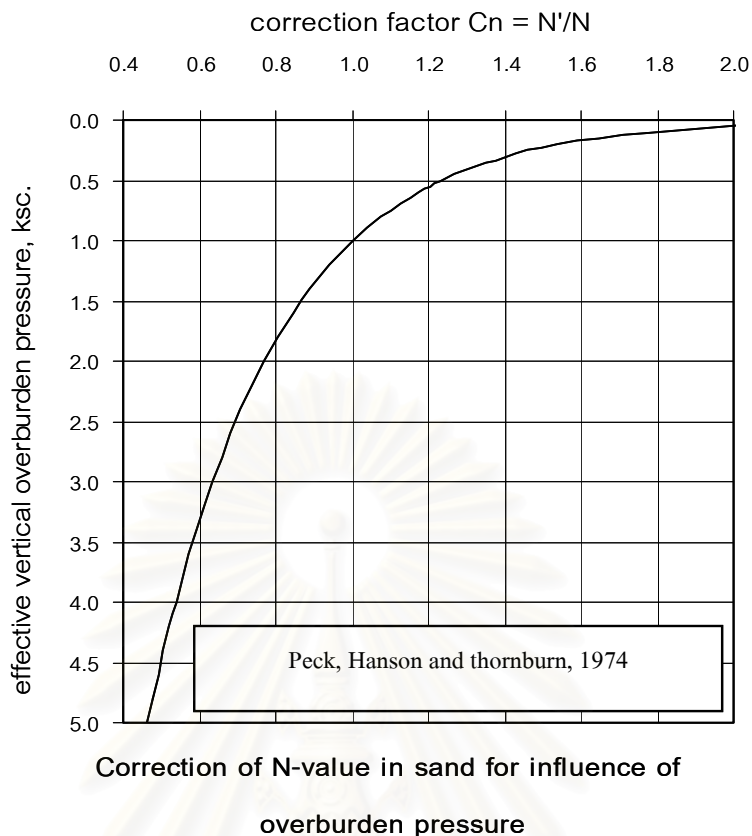
หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ, ϕ'_{vo} ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบด้วยค่าปรับแก้ C_n (Correction factor) แสดงในรูปที่ 2.16 โดยใช้สมการที่ 2.32

$$N_{cor} = C_n \times N_{field} \quad \dots 2.32$$



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (PECK, HANSONÞBURN, 1974)

สำหรับค่าปรับแก้ C_n ซึ่งได้จากการเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้หน่วยแรงกดมาตรฐาน $\phi'_{vo} = 1.0$ ตัน/ฟุต² ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ส่วนค่า N_{field} คือ ค่า N ที่วัดได้จากในสนามที่หน่วยแรงมาตรฐาน ($\phi'_{vo} = 1.0$ ตัน/ฟุต²)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง C_n กับ ϕ'_{vo} ($C_n = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\phi'_{vo}}$)

2.5 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic modulus of soil)

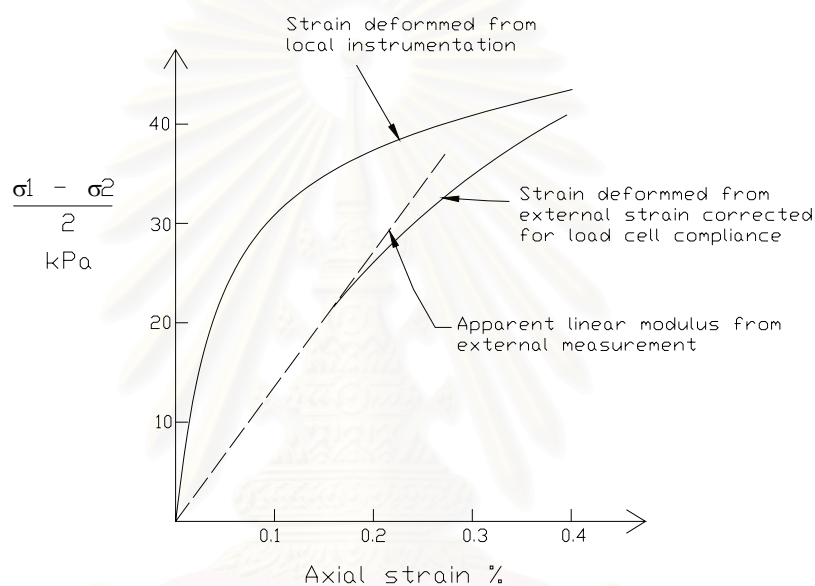
โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (Elastic Modulus of Soil, E_s) เป็นค่าที่แสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูป (Deformation) ของดินเมื่อมีน้ำหนัก หรือแรงกดอัดกระทำ จากการทำงานวิจัยที่เกี่ยวข้องและการวิเคราะห์ห้กลับ (Back Analysis) เพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินกรุงเทพฯ สามารถแบ่งได้ตามชนิดของดินดังนี้

2.5.1 ค่าโมดูลัสของดินเหนียว

โดยทั่วไปแล้วค่าโมดูลัสของดินเหนียวจะหาได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u), ค่าดัชนีความเหลว (PI) และ OCR

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีผู้ศึกษาถึงเรื่องการวิเคราะห์ห้กลับเพื่อหาค่า Young's modulus ของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าค่า Young's Modulus ที่ได้จากการวิเคราะห์ห้กลับมีค่าสูง

กว่าค่า Young's Modulus ที่ทดสอบได้จากห้องทดสอบ (Laboratory Test) จนกระทั่งได้มีการคิดค้นวิธีการวัด Strain ในตัวอย่างโดยตรง (Local Strain Measurement) จึงได้พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่แต่จะแปรผันตามค่า Strain ของดินโดยพบว่าที่ระดับ Strain ของดินต่ำๆ ค่า Young's Modulus ของดินจะมีค่าสูงมาก และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Behavior) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Strain ต่ำ แต่ที่ระดับ Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลงดังแสดงในรูปที่ 2.18 ซึ่งได้เปรียบเทียบระหว่างการวัด Strain ด้วยวิธีปกติกับการวัด Strain ในตัวอย่างดิน

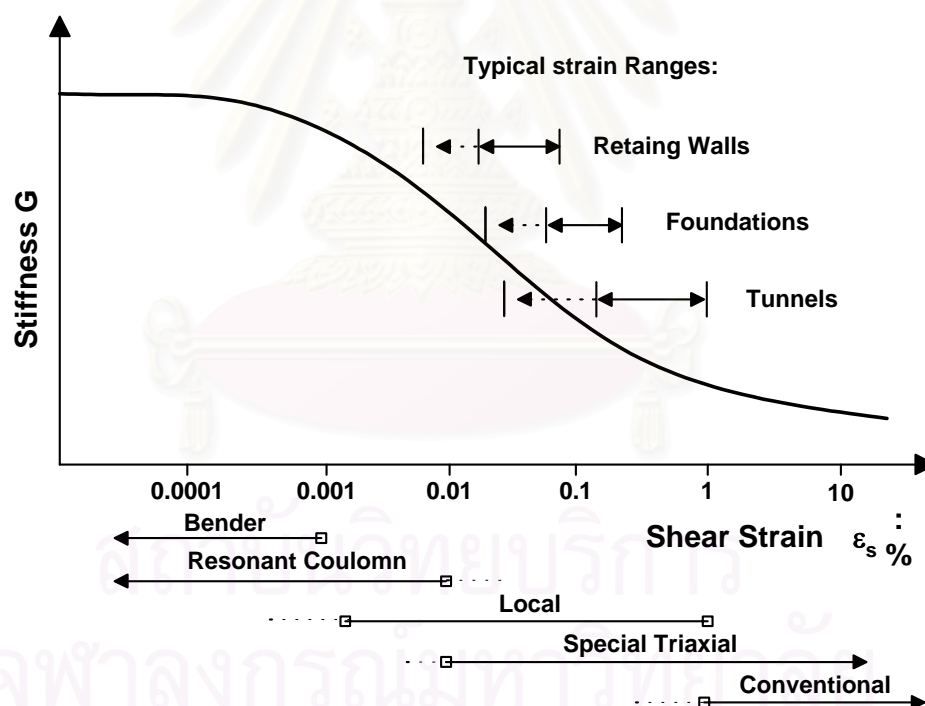


รูปที่ 2.18 ความแตกต่างจากการวัด Strain

ในการทดสอบจะเห็นได้ว่าค่า Young's Modulus จะต่างกันอย่างมากที่ระดับของ Strain ต่ำๆ ในส่วนของโครงสร้างใต้ดินอาทิเช่น อุโมงค์, กำแพงใต้ดิน Mair (1993) พบว่าค่า Stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงตามระดับของ Strain ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า Shear Stiffness จะแปรเปลี่ยนไปตามค่า Shear Strain โดยกรณีของไดอะแฟรมวอลล์ ซึ่ง Strain Level จะมีค่าอยู่ในช่วง 0.01% ถึง 0.10 % เท่านั้น ซึ่งค่า Shear Modulus ใน Strain ช่วงนี้สูงเกินกว่าที่การทดสอบแบบธรรมดาในห้องทดสอบ (Conventional Laboratory Test) จะทำการทดสอบได้

สำหรับค่า Shear Modulus ที่ระดับ Small Strain ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ได้จากการทดลองและการวัดในสนาม ค่า Shear Modulus (G_{max}) จะอยู่ระหว่าง 300 ถึง 500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) ซึ่งถ้าแปลเป็นค่า Young's

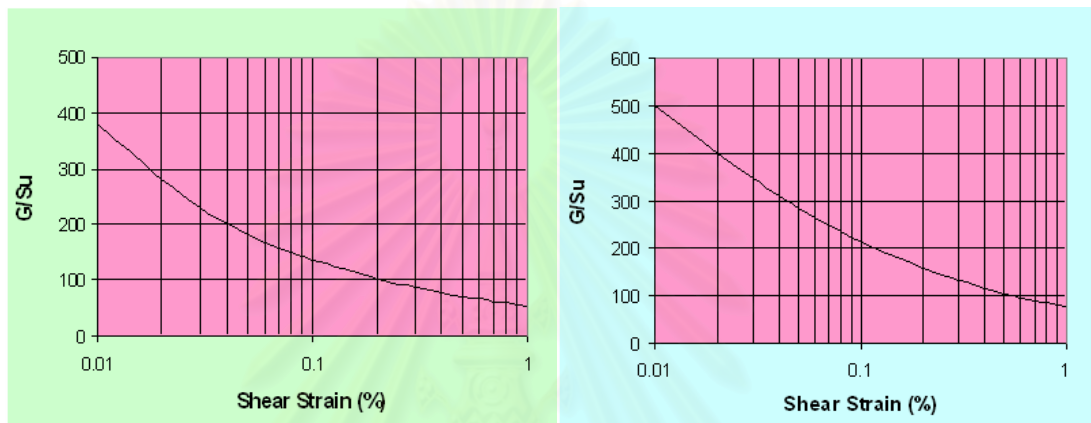
Modulus ก็จะมีค่าอยู่ระหว่าง 900 ถึง 1500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) โดย Shibuya (1997) นอกจากนี้ Teramast N. (1998) ยังทำการทดสอบหาค่า G_{max} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยใช้ Bender Element Test พบว่า G_{max} มีค่าอยู่ในช่วง 440 ถึง 570 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) โดยวิธีการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวัดจริงในการก่อสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลีเมนต์ (Finite element method) โดยที่ค่า Young's Modulus ของดินที่เหมาะสมที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่ากลับสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ เสนอโดย ชีระพันธ์ (2545) ได้ค่าประมาณ 500 ถึง 600 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) และ 1000 ถึง 1150 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u) ตามลำดับ



รูปที่ 2.19 Typical Strain Rang (Mair, 1993)

ผลการวิจัยโดย Teparaksa (1999, 2000 และ 2001) พบว่า ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินเข็มพีต (Sheet Pile Wall) และระบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall) ด้วยวิธีไฟไนต์อีลีเมนต์ (Finite Element Method)

จำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน (Young Modulus of Soils) หรือค่า Soil Stiffness ที่แตกต่างกัน ถึงแม้ว่าจะเป็น การขุดลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เหมือนกันก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในระบบกำแพงกันดินที่ไม่เท่ากัน จะทำให้เกิด Shear Strain ที่แตกต่างกัน ซึ่งมีผลทำให้ค่าโมดูลัสของดิน (Young Modulus of Soils) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ที่ไม่เท่ากันตามไปด้วย กล่าวคือ ถ้าต้องการปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่น้อยๆ ค่าโมดูลัสของดินที่จะใช้ก็ ต้องมากขึ้นตามไปด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.20



a) ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft clay) b) ดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯชั้นแรก (1st Stiff clay)

รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{G}{S_u}$ กับ Shear Strain (%) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

(Bangkok Clay) (Teparaksa, 1999)

สำหรับในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯนั้น ถ้าเป็นการวิเคราะห์เกี่ยวกับระบบเข็มพืด (Sheet pile wall) ที่เป็นระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible wall) นั้น ค่าโมดูลัสของดินที่ใช้เท่ากับ 150 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนของดิน ($E_u = 150 S_u$) แต่ถ้าระบบที่วิเคราะห์เป็นกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid wall) เช่น กำแพงกันดินไดอะแฟรมมวลแล้ว ค่าโมดูลัสของดินที่ใช้จะเท่ากับ 500 เท่าของกำลังรับแรงเฉือนของดิน ($E_u = 500 S_u$) และสำหรับชั้นดินอื่นๆนั้น ค่าอัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของดินกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) สามารถดูได้จากตารางที่ 2.1 ข้างล่างนี้

ตารางที่ 2.1 อัตราส่วนระหว่างโมดูลัสของดินกับกำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) ของดินชั้นต่างๆ

Type of Structure	Soft clay	1 st Stiff clay
Sheet pile wall	150	500
Diaphragm wall	500	1000
Tunnel	240	480

2.5.2 ค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ

จากการก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในกรุงเทพมหานครหลายโครงการ ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสของดินเม็ดหยาบ ได้มีการใช้ความสัมพันธ์จากการทดสอบ SPT โดยใช้ SPT N-value ในการหาค่าโมดูลัสของดินของชั้นทรายกรุงเทพฯ จาก สมการที่ 2.33

$$E'_s = 200 N_{field} \quad \dots 2.33$$

2.6 ความเครียด (strain)

เมื่อวัสดุได้รับแรงกระทำจากภายนอก จะเกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดและรูปร่างตามทิศทางของแรงที่มากระทำ ตัวอย่างเช่น เมื่อได้รับแรงดึง วัสดุก็จะยืดออก (elongate) หรือเมื่อได้รับแรงอัด วัสดุก็จะหดเข้า (contract) ดังแสดงในรูปที่ 2.16

ในทางวิศวกรรม นิยมระบุส่วนที่ยืดออกหรือหดเข้าเป็น “อัตราส่วนระหว่างความยาวของวัสดุที่เปลี่ยนไปเนื่องจากการยืดหรือหดต่อความยาวเดิมของวัสดุก่อนได้รับแรงกระทำ” เรียกอัตราส่วนนี้ว่า “ความเครียด” ดังนั้น

$$e = \frac{L - L_o}{L_o} = \frac{\Delta L}{L_o}$$

$$\% \text{ elongation} = \frac{\Delta L}{L_o} \times 100$$

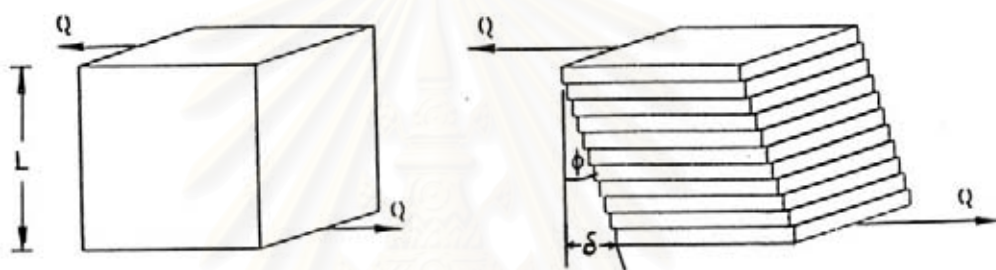
โดยที่ e = ความเครียด
 L_o = ความยาวเดิม

L = ความยาวใหม่ภายหลังได้รับแรงกระทำ

ความเครียดจะไม่มีหน่วย นิยมบอกเป็นเปอร์เซ็นต์ (%) แต่ถ้าแรงที่มากกระทำเป็นแรงเฉือน วัสดุจะไม่ยืดออกหรือหดเข้า แต่เกิดการแปรรูปเอียงเป็นมุม ดังรูป 2.21 จากรูปจะได้ว่า

$$\tan \phi = \frac{\delta_s}{L}$$

เนื่องจากมุมเฉือนมีขนาดเล็กมากและมีหน่วยเป็นเรเดียน ดังนั้น $\phi = \frac{\delta_s}{L}$



รูปที่ 2.21 ความเครียดเฉือน (Shear Strain)

2.7 การวิเคราะห์งานขุดโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method for Excavation Analysis)

การใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปีค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุดดิน ฯลฯ

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

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

...2.34

เมื่อ F = Vector of applied nodal force

K = Stiff matrix

U = Unknown nodal displacements of temperature

สำหรับการวิจัยนี้จะนำวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานก่อสร้างทางวิศวกรรมปฐพีโดยรายละเอียดกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

2.7.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิดคือ

2.7.1.1 Plane Strain Problem

เป็นการวิเคราะห์ของปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณาโดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนดโดยมีค่าเท่ากับศูนย์

2.7.1.2 Axisymmetric Problem

เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตรโดยมีรัศมีขนาดสม่ำเสมอ และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่นการวิเคราะห์สำหรับฐานรากที่เป็นรูปวงกลม โดยระบบของปัญหาเหล่านี้จะให้ค่าตามแกนในแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของค่าการเปลี่ยนแปลงในรูปของมุมและค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา (Axial Direction)

2.7.1.3 3D Axisymmetry Problem

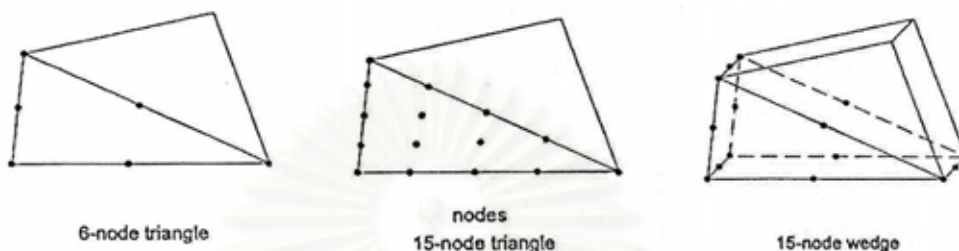
เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้งสามทิศทาง

2.7.2 ลักษณะของอีลิเมนต์ (Element Type)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยอีลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของอีลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆ ดังนี้

2.7.2.1 อิลลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element)

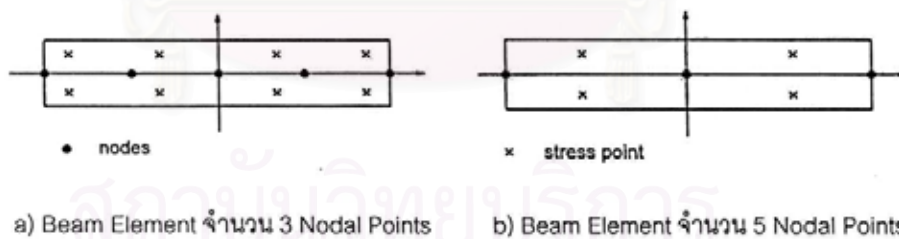
มีรูปแบบของอิลลิเมนต์โดยโครงสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละอิลลิเมนต์ได้ 6 จุดและ 15 จุดดังแสดงในรูปที่ 2.22



รูปที่ 2.22 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอิลลิเมนต์ของดิน

2.7.2.2 อิลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Beam Element)

มีรูปแบบอิลลิเมนต์ที่มีลักษณะเสมือนเป็นแผ่นบางๆ โดยความหนาของอิลลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ $d_{eq} (d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}})$ นอกจากนี้ในอิลลิเมนต์หนึ่งๆ สำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal Point ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอิลลิเมนต์ของโครงสร้าง

2.7.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมแบบ Non-Linear Stress Strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการ

พิจารณาสำหรับในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบจำลองดังนี้

2.7.3.1 Linear Elastic Model

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

2.7.3.2 Mohr Coulomb Model

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

2.7.3.3 Hardening Soil Model

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

2.7.3.4 Soft Soil Model

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

2.7.3.5 Soft Soil Creep Model

เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อจาก Soft Soil Model และนำมาใช้กับดินที่ต้องการจำลองพฤติกรรมในลักษณะที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Behavior)

2.7.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานขุดดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

2.7.4.1 วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปแบบหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้อาจมาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์จากหน่วยแรงรวมดังนี้

$$E = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u \quad \dots 2.35$$

เมื่อ E = Effective young's modulus

E_u = Untrained young's modulus

ν = Drained poisson's ratio

2.7.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม (Undrained Analysis with Total Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณารวมเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้เลือกวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ใช้อยู่ในปัจจุบันทำให้มีความสะดวกในการหาค่าพารามิเตอร์ที่นำไปวิเคราะห์

2.7.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plasticity ซึ่งประกอบด้วย ความสำคัญของค่า Strain กับค่า Strain Rate ของส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ดังสมการที่ 2.36 โดยในส่วนของ การเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic อาศัยกฎของ Hooke สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield Function (f) ดังนี้

$$f = r - \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad \dots 2.36$$

เมื่อ r = Radius of Mohr's stress circle

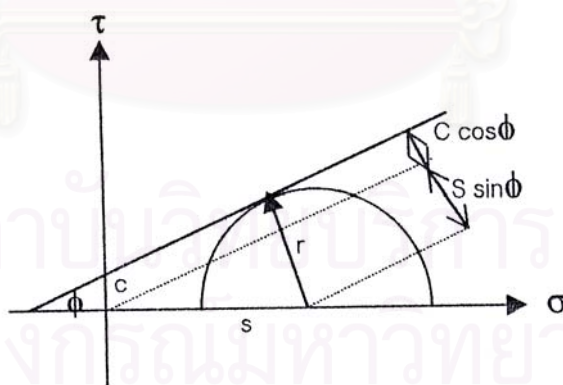
s = Center of Mohr's stress circle

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \varepsilon^{\cdot} = \varepsilon^{\cdot e} + \varepsilon^{\cdot p} \quad \dots 2.37$$

เมื่อ $\varepsilon, \varepsilon^{\cdot}$ = Strain and strain rate

$\varepsilon^e, \varepsilon^{\cdot e}$ = Strain and strain rate of elastic

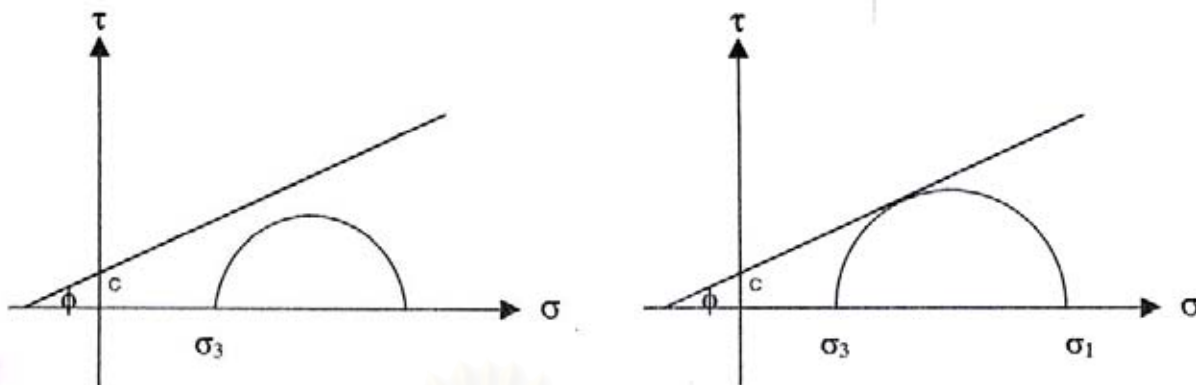
$\varepsilon^p, \varepsilon^{\cdot p}$ = Strain and strain rate of plastic



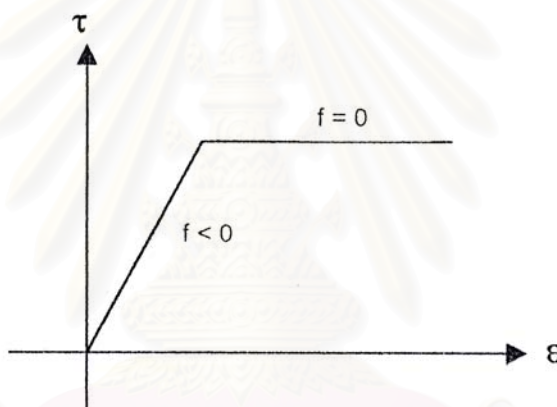
รูปที่ 2.24 Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model

สำหรับกรณีที่ $f \leq 0$ จะพิจารณาเป็น Elastic Point ดังแสดงในรูปที่ 2.25a

$f = 0$ จะพิจารณาเป็น Plastic Point ดังแสดงในรูปที่ 2.25b

a) Elastic Point, $f \leq 0$ b) Plastic Point, $f = 0$

รูปที่ 2.25 ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic Point และ Plastic Point



รูปที่ 2.26 Elastic and Plastic Stress Point

ส่วนที่ 2 แนวคิดและทฤษฎีเกี่ยวกับระบบกำแพงกันดิน

2.8 ระบบกำแพงกันดิน

วิธีการที่ใช้ในการป้องกันการพังทลายของดินในงานขุดแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ งานขุดประเภทที่ไม่ใช้ระบบกำแพงกันดิน ซึ่งจะอาศัยการปรับลดระดับของพื้นเอียงทางด้านข้าง หรือการใช้เชิงลาดคั่นดิน (Side Slope) ซึ่งในขณะที่ทำงานขุดมีความจำเป็นที่จะต้องมีความสูง (Clearance) มากพอสำหรับการทำงานก่อสร้างและต้องไม่มีสิ่งกีดขวางในบริเวณสำหรับใช้ในการปรับลดระดับทำพื้นเอียงด้านข้างแต่จะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง และอีกประเภทหนึ่งก็คือประเภทที่ใช้ระบบกำแพงกันดินเหมาะกับการขุดที่ลึกมาก (Deep Excavation) และมี

พื้นที่ในการก่อสร้างจำกัด โดยระบบกำแพงกันดินที่นิยมใช้ในการป้องกันการพังทลายของดินขณะทำการขุดดินมีอยู่ 2 ระบบ คือ

ก) ระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)

เป็นระบบกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดที่มีความลึกไม่เกิน 10 – 12 เมตร (วันชัย, 2539) โดยระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะมีค่าสตีฟเนส (Stiffness) ต่ำเป็นผลให้มีปริมาณการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นมาก แต่ระบบนี้ก็ยังคงเป็นที่นิยมใช้กันมากเนื่องจากราคาในการก่อสร้างต่ำ, ก่อสร้างง่าย, ประหยัดเวลาในการก่อสร้าง, ผู้รับเหมาที่มีความคุ้นเคยรวมถึงสามารถนำกลับมาใช้ได้อีก สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบนี้ ได้แก่ ระบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Bracing System) แต่ข้อจำกัดของระบบกำแพงกันดินแบบนี้ก็คือ 1) มักเกิดปัญหาความเสียหายต่ออาคารข้างเคียงเนื่องจากกาเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีมาก และ 2) ไม่สามารถขุดได้ลึกมาก เนื่องด้วยอาจเกิดจากปัญหาการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มาก รวมทั้งข้อจำกัดในเรื่องความยาวของ Sheet Pile ไม่เพียงพอเนื่องจากไม่สามารถตอกได้ในทางปฏิบัติ

ข) ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงกันดินแบบแข็งจะมีค่าสตีฟเนส (Stiffness) สูง ได้แก่ Slurry Wall, Secant Pile Wall, Contiguous Bored Pile Wall (CBP Wall) และ Burlin Wall ซึ่งระบบกำแพงกันดินแบบนี้เหมาะสำหรับงานขุดลึก (Deep Excavation) รวมถึงงานที่ต้องการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินให้มีปริมาณน้อยที่สุด พร้อมทั้งสามารถปรับเปลี่ยนไปเป็นโครงสร้างใต้ดินถาวร เช่น การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน, การก่อสร้างทางลอดใต้ดินบริเวณแยกต่างๆและบ่อ Shaft เป็นต้น แต่ค่าก่อสร้างจะมีราคาแพงกว่าระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่นหลายเท่าตัวและต้องใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างที่นานกว่าด้วย

2.8.1 Slurry wall

คำว่า “Slurry wall” มักจะหมายถึง เทคนิคการก่อสร้าง ผนัง กำแพง หรือฐานรากใต้ดิน ซึ่งมีการขุดลงในชั้นดินเป็นร่องลึก โดยมีน้ำโคลนวิทยาศาสตร์ (Bentonite Slurry) หล่ออยู่ในร่องขุดตลอดเวลา เพื่อพยุงมิให้ร่องขุดพังทลาย ป้องกันการไหลของน้ำใต้ดินเข้ามาในร่องขุด และเพิ่มความแข็งแรงของเนื้อดินโดยรอบร่องขุดด้วยการที่น้ำโคลนแทรกเข้าไปเชื่อมยึดเม็ดดิน เมื่อการขุดด้วยเครื่องมือขุดที่มีลักษณะเฉพาะถึงระดับที่ต้องการแล้ว จึงมีการทำความสะอาด ดูดตะกอนกันหลุมออกแล้วจึงเทวัสดุถมกลับที่ต้องการ เช่น คอนกรีต พลาสติกคอนกรีต ดิน-เบนโทไนท์ หรืออื่นๆที่มีคุณสมบัติตามวัตถุประสงค์การใช้งานลงไป ในร่องขุดจนเต็ม โดยการไล่น้ำโคลนขึ้นมา ในบางครั้งจะใช้ชื่ออื่นๆ เรียกกัน ซึ่งมีความหมายเฉพาะเจาะจงขึ้น เป็นต้นว่า

“Diaphragm Wall” หมายถึง ผนังคอนกรีตทำหน้าที่รับแรงด้านข้างและแรงแนวตั้งเป็นหลัก

“Cutoff Wall” หมายถึง กำแพงที่บดน้ำที่ปิดกั้นการไหลซึมผ่านของน้ำใต้ดิน

“Barrette Wall” หมายถึง กำแพงกันดินในส่วนที่ยังลึกถึงชั้นดินดานเพื่อถ่ายน้ำหนักจากสิ่งก่อสร้าง ทำหน้าที่คล้ายเสาเข็มด้วย

สำหรับในประเทศไทย มีการนำวิธีการของ Slurry wall ใช้ครั้งแรกในการก่อสร้างผนังกันดินในการก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคารธนาคารกรุงเทพ จำกัด (มหาชน) สำนักงานใหญ่ ที่ถนนสีลม เมื่อปี 2520 โดยมีลักษณะเป็นแผง (Panel) ยาวท่อนละ 3-8 เมตร ลึก 14 เมตร ทำหน้าที่เป็นกำแพงกันดินชั่วคราวแทนเข็มพืด (Sheet Pile) และขณะเดียวกันส่วนบนของกำแพงได้ใช้เป็นผนังถาวรชั้นใต้ดินด้วย ในช่วงเวลาที่ใกล้เคียงกัน วิธีการนี้ก็นำมาใช้ในการก่อสร้างปล่องอุโมงค์ (Shaft) สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำประปาในกรุงเทพ และหลังจากนั้นก็มีการนำไปใช้อย่างแพร่หลายทั้งในงานก่อสร้างฐานรากและชั้นใต้ดินของอาคาร การก่อสร้างทางลอดใต้ดินและการสร้างปล่องอุโมงค์

บริเวณขอบนอกของพื้นที่ภายนอกของแนว Slurry wall ก็จะสามารถทำงานได้ เมื่อเทียบกับพื้นที่ในการขุดเปิดเป็นลาดดินกว้างออกไป

2.8.2 กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (Diaphragm Wall)

กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ถูกใช้ในกรณีกำแพงที่จะก่อสร้าง ต้องการทั้งความแข็งแรงในการรับแรงดันดิน ความแข็งแรงในการส่งผ่านแรงจากโครงสร้างสู่ดินฐานรากและความที่บดน้ำในระหว่างการขุดและใช้งานตามปกติ ซึ่งกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์นั้นเป็นกำแพงกันดินชนิดขุดหล่อในที่ (Cast-In Concrete Wall) โดยการเทคอนกรีตเสริมเหล็กลงไป ในร่องขุดดิน (Trench) ที่ขุดเตรียมไว้ ตัวกำแพงจะถูกสร้างขึ้นในลักษณะต่อเนื่องกันไปเรื่อยๆ ด้วยการใช้แผง (Panel) มาต่อกันและใช้ Interlock ช่วยในการล็อกแต่ละแผงเอาไว้ ซึ่งในการเสริมเหล็กอาจทำได้โดยการผูกเหล็กเป็นกรงแล้วหย่อนลงในร่องขุดเป็นท่อนๆตามความยาวของเหล็กเสริม โดยมีระยะที่เพียงพอในบริเวณที่ต้องการเชื่อมต่อกับโครงสร้างภายในอาคาร หรือจุดสมอยึดดิน (Earth Anchor) ก็สามารถจะจัดเตรียมไว้ก่อนได้

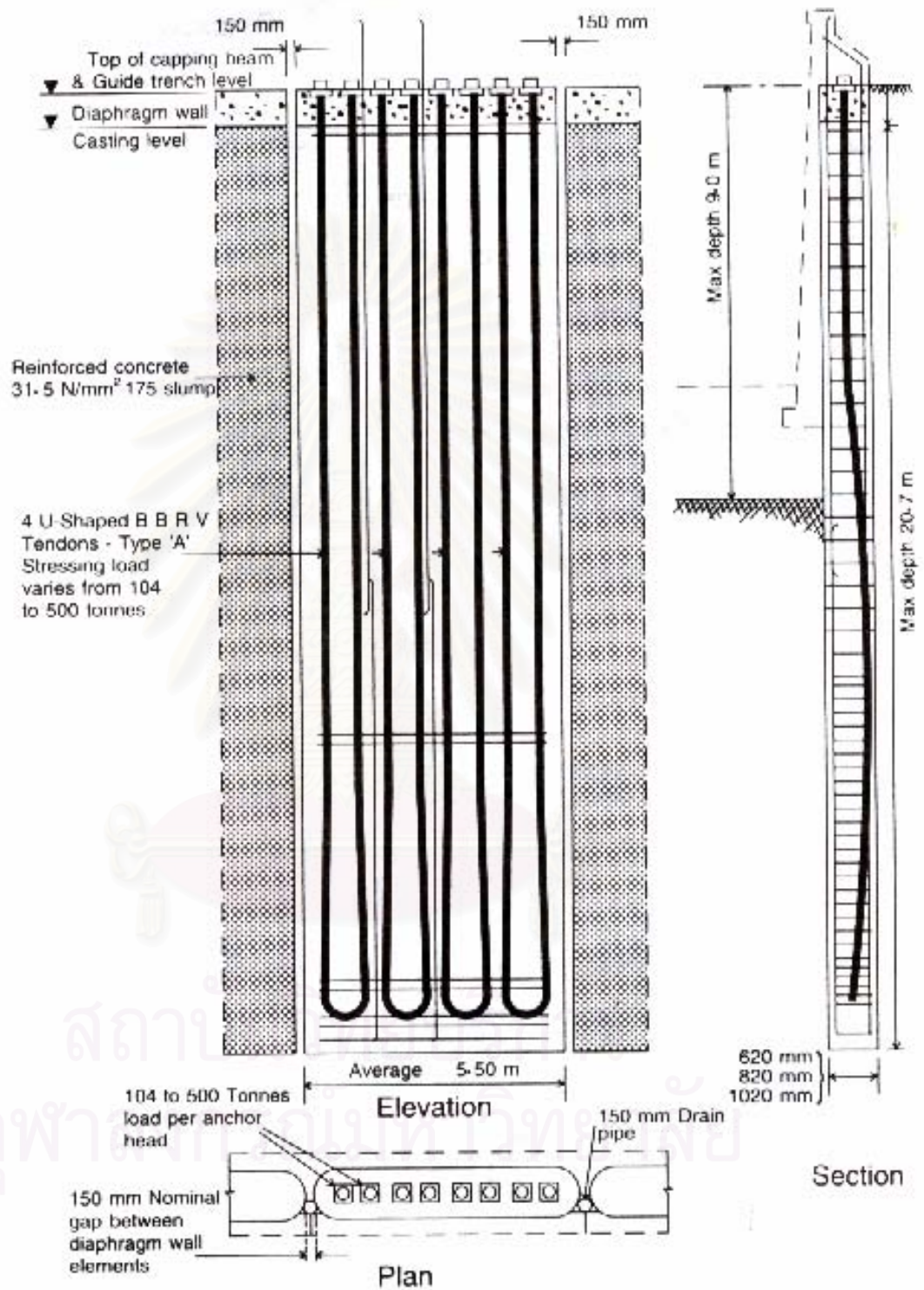
สำหรับกำแพงที่ต้องรับโมเมนต์ดัดมากๆ ยังสามารถเพิ่มกำลังได้โดยใช้เหล็กเสริมอัดแรง (Prestressing Tendons) เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.27 และเพื่อป้องกันการไหลซึมผ่านของน้ำที่บริเวณรอยต่อของแต่ละ Panel จึงต้องมีการใส่ Joint เข้าไป ซึ่งแยกได้เป็น

- Round Pipe Joint โดยใช้ท่อเหล็กคั่นไว้ระหว่างแผงเพื่อเพิ่มระยะทางในการซึมผ่านของน้ำ และบริเวณรอยต่อก็จะมีเบนโทไนท์ไปเคลือบอยู่จนที่บนน้ำ
- Steel Beam Joint โดยที่รอยต่อจะมีเหล็กรูปพรรณ (I-Beam หรือ H-Beam) ฝังคั่นไว้ระหว่างแผงแบบถาวร ทั้งยังทำหน้าที่เป็นเหล็กเสริมไปด้วย
- Key Joint โดย Stop End ซึ่งสามารถสอดแถบยางกันซึม (Water-stop) เข้าไปคั่นไว้ระหว่างแผงได้ เมื่อเทคอนกรีตก็สามารถจะฝังเชื่อมรอยต่อได้ดี

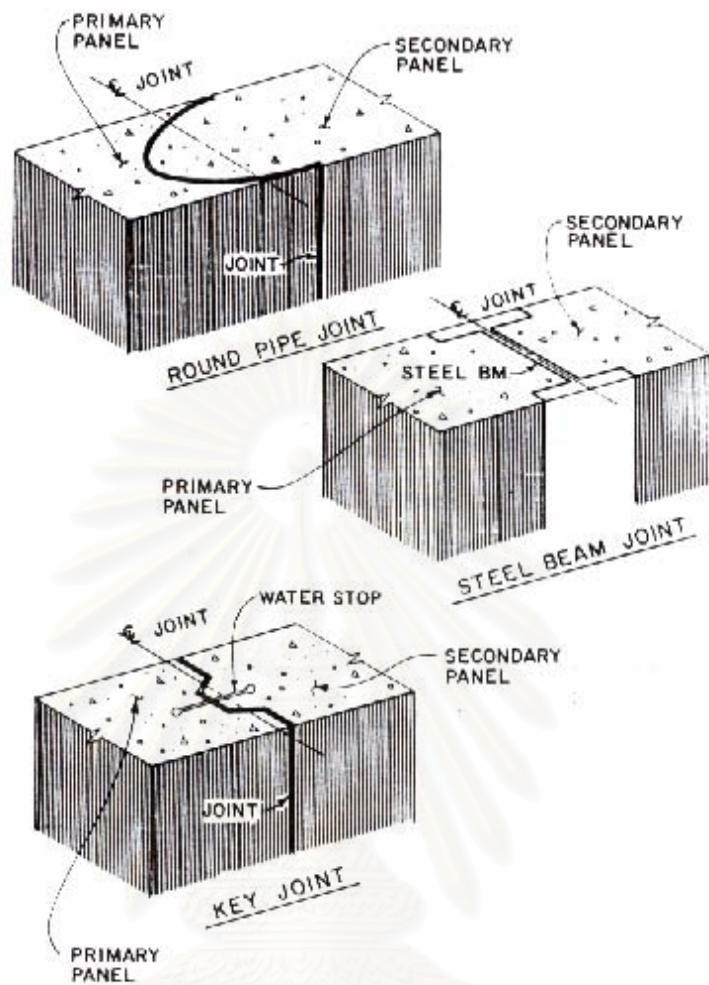
รูปแบบของรอยต่อเชื่อมของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แสดงไว้ในรูปที่ 2.28

กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์มักจะถูกใช้ในงานก่อสร้างที่ต้องจำกัดขนาดของ Ground Movement ที่จะเกิดขึ้น โดยเฉพาะเมื่อในบริเวณนั้นมีอาคารหรือสิ่งก่อสร้างใดๆที่มีการก่อสร้างอยู่เหนือระดับกันหลุมที่ทำการขุด

กำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์เป็นระบบค้ำยันที่สามารถเป็นได้ทั้งแบบชั่วคราวหรือจะสร้างให้เป็นโครงสร้างถาวรเลยก็ได้ ซึ่งข้อดีที่น่าสนใจอย่างยิ่งของการทำกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ให้เป็นโครงสร้างถาวรก็คือ สามารถตัดปัญหาเรื่องราคาหรือค่าใช้จ่ายในการสร้างผนังด้านใน (cast-in-place concrete interior wall) ได้ อีกทั้งยังช่วยให้การก่อสร้างที่ใช้ระบบ Top-down ทำงานได้ง่ายขึ้น เหมาะกับงานที่ต้องการใช้เวลาทำงานบริเวณผิวดินให้น้อยที่สุด เช่น งานสร้างทางลอดใต้ถนนในบริเวณที่มีปริมาณการจราจรหนาแน่น



รูปที่ 2.27 การเสริมเหล็กอัดแรงลงในกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลด์



รูปที่ 2.28 รูปแบบของรอยต่อระหว่างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แต่ละแผง

ส่วนข้อเสียของวิธีนี้ก็มิเช่นกันอันได้แก่

- ราคาค่อนข้างแพง เมื่อเทียบกับกำแพงกันดินแบบอื่น
- ผิวหนังของ Slurry wall ไม่เรียบ เนื่องจากต้องใช้ผิวดินเป็นแบบ
- มีอุปสรรคจากหินลอยก้อนใหญ่ขวางแนวร่องชุด
- เป็นเทคนิคที่ต้องการผู้มีความรู้ความชำนาญและประสบการณ์สูงในการควบคุมคุณภาพงาน

2.8.3 ขั้นตอนการก่อสร้าง

การก่อสร้างกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบ่งได้เป็น 2 ลักษณะคือ การก่อสร้างแบบขุดเป็นร่องต่อเนื่อง (Open Trenching) และขุดเป็นแผงสลับแผง (Alternate Panels) ซึ่งวิธีการก่อสร้างแบบแผงสลับจะทำให้ความมั่นคงของร่องขุดดินดีขึ้น เนื่องจากการเกิดการค้ำยันของดินระหว่างแผงที่ขุดแล้วกับแผงที่ยังไม่ได้ขุด รูปที่ 2.29 แสดงขั้นตอนการก่อสร้างแบบแผงสลับแผง

การก่อสร้างกำแพงกันดินแบบขุดเป็นแผงสลับแผง

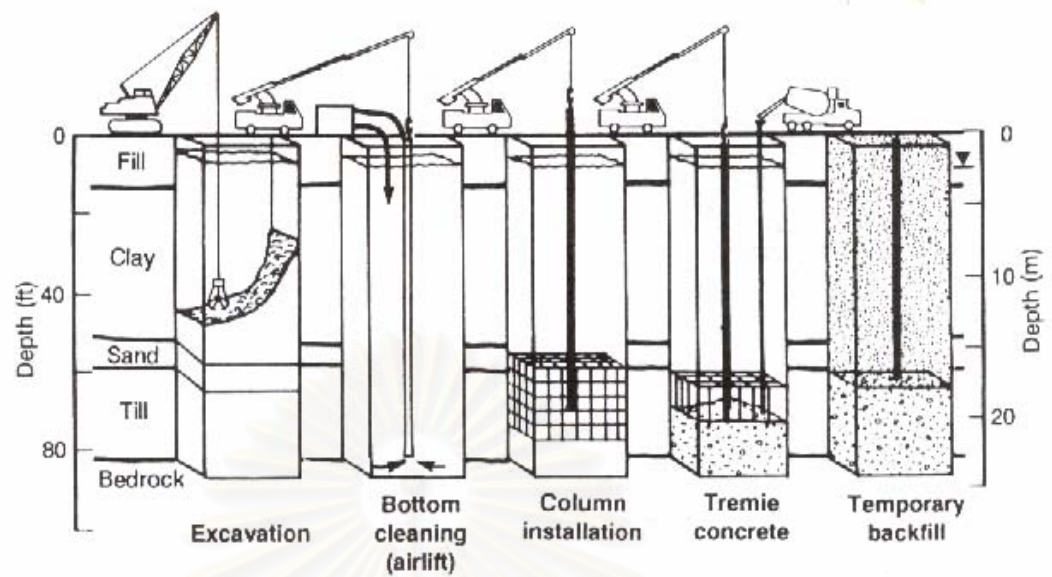
ขั้นตอนที่ 1 วางแนวการขุดโดยทำการหล่อ Guide Beam เป็นแนวคานคอนกรีตค้ำขึ้นโดยทิ้งความกว้างให้เท่ากับความกว้างของ Diaphragm Wall

ขั้นตอนที่ 2 ขุดในแต่ละแผงโดยใช้ Clamshell ดังรูปที่ 2.30 โดยกำหนดความยาวของแต่ละแผงใกล้เคียงกันคือประมาณ 5 – 8 เมตร โดยแบ่งการขุดเป็น 3 ช่วงในแต่ละแผงเพื่อความสะดวกของแรงดันดิน ดำเนินการขุดจนถึงระดับความลึกที่ต้องการ

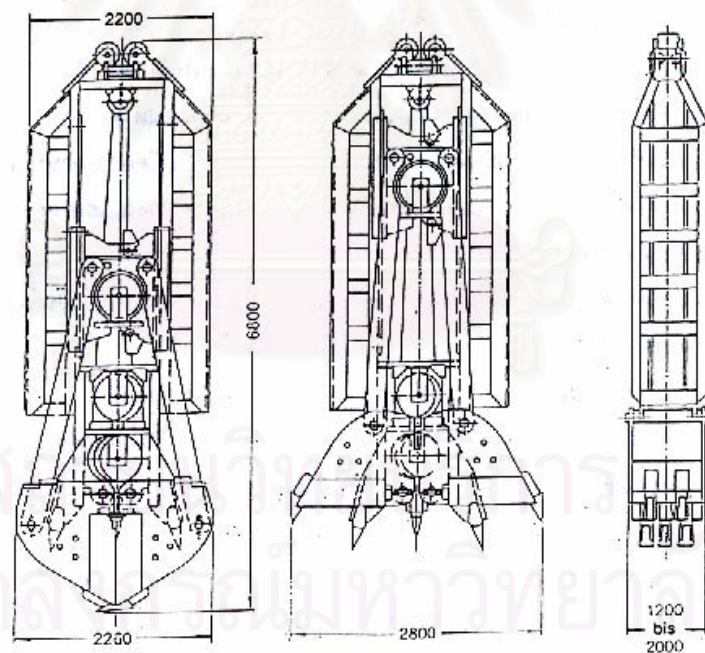
ขั้นตอนที่ 3 ทำความสะอาดกันหลุม โดยการสูบน้ำเบนโทไนท์กันหลุมพร้อมตะกอนขึ้นมารองแยกทรายให้ปริมาณทรายที่ตกอยู่กันหลุมไม่เกิน 5 % เพื่อไม่ให้เป็นการอุดรอยร้าว การเทคอนกรีต โดยให้คอนกรีตสามารถไล่น้ำเบนโทไนท์จากกันหลุมขึ้นมาได้

ขั้นตอนที่ 4 เทคอนกรีตด้วยท่อ Trimie จากกันหลุมขึ้นมา โดยตรวจสอบปริมาณวัสดุและความลึกที่ผิวหน้าวัสดุเพื่อประเมินความกว้างของร่องขุดไปด้วย เทจนคอนกรีตถึงระดับผิวดินพร้อมทั้งทำการติดตั้ง Stop End เข้าไปด้วย แล้วจึงปิดด้วยแผ่นพลาสติกหรือดินเพื่อป้องกันการระเหยของน้ำในส่วนบน

ขั้นตอนที่ 5 ขุดและเทคอนกรีตในแผงที่ห่างออกไปหนึ่งช่วง โดยช่วงที่เว้นไว้จะกลับมาขุดภายหลังเมื่อคอนกรีตได้กำลังที่สามารถยืนอยู่ในแนวตั้งได้เอง โดยขุดที่ขุดก่อนเรียกว่า “Primary Panels” และขุดที่ขุดทีหลังเรียกว่า “Secondary Panels”

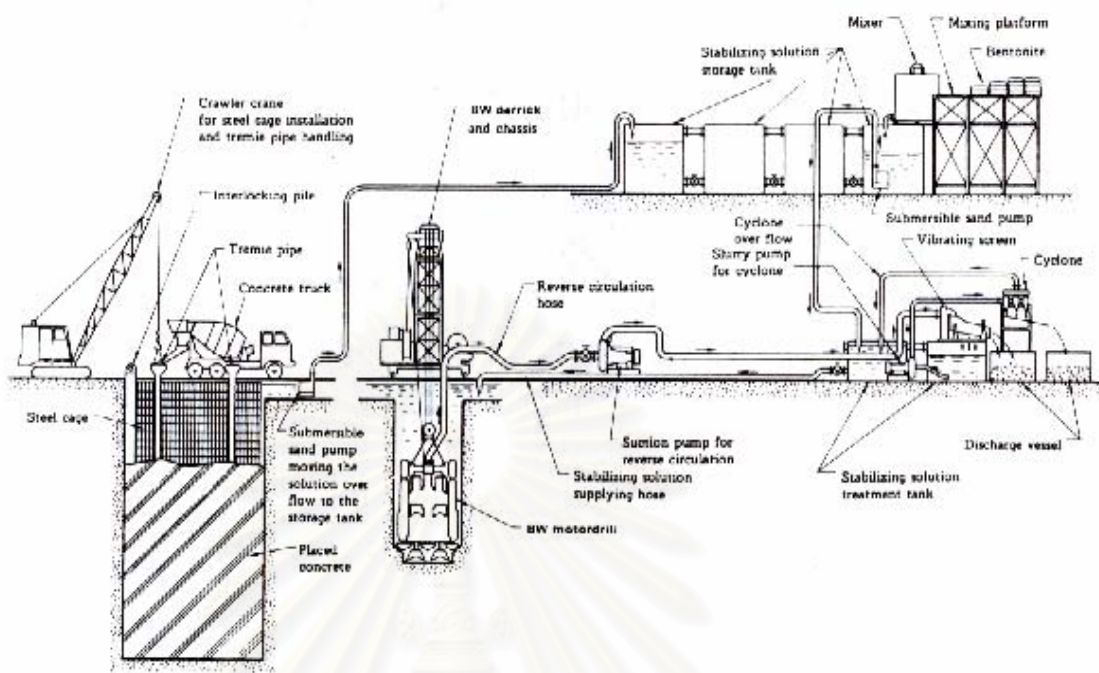


รูปที่ 2.29 ลำดับขั้นตอนการก่อสร้างกำแพงกันดินแบบแผงสลับแผง



รูปที่ 2.30 Clamshell สำหรับการขุดร่องกำแพง

สำหรับการขุดในลักษณะนี้ จำเป็นต้องมีการสูบน้ำโคลนเบนโทไนท์ขึ้นมากรองทรายออก แล้วปรับคุณภาพให้สามารถใช้งานได้อีก ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 2.31

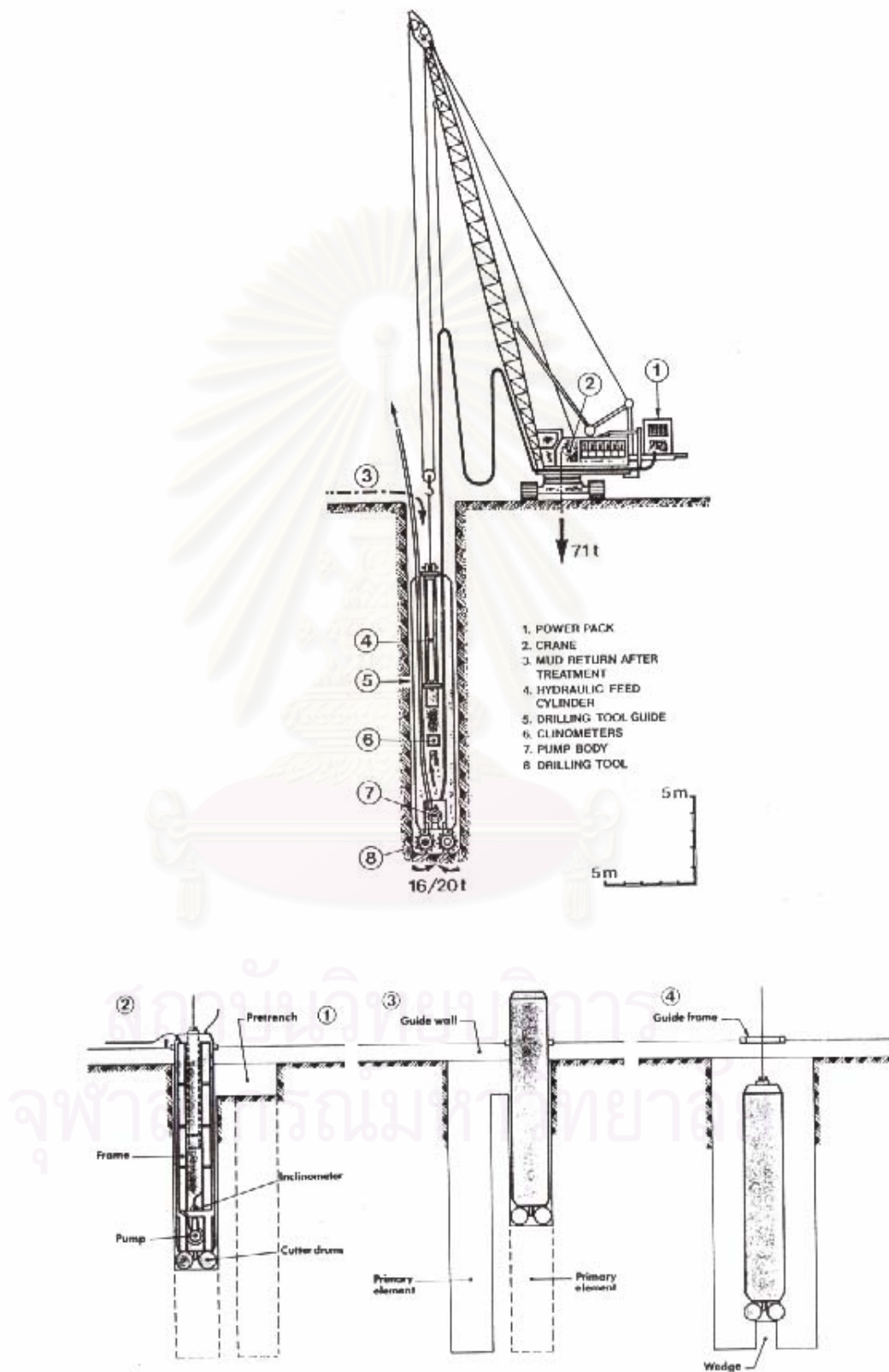


รูปที่ 2.31 ขั้นตอนการกรองทรายและน้ำโคลนเบนโทไนท์เพื่อนำกลับมาใช้ใหม่

และในปัจจุบัน ได้มีการออกแบบเครื่องจักรพิเศษสำหรับที่มีประสิทธิภาพสูง เรียกว่า “Hydrofraise” ดังแสดงอยู่ในรูปที่ 2.32 เครื่องจักรตัวนี้สามารถรักษาแนวตั้งได้โดยอัตโนมัติโดยใช้ Inclinometer และมีหัวกัดที่สามารถกัดดินแข็งหรือหินได้โดยไม่ต้องใช้ลิ่วช่วย

2.8.4 การควบคุมคุณภาพระหว่างการก่อสร้าง

การควบคุมคุณภาพของการก่อสร้างกำแพงกันดินไโดอะแฟรมวอลล์นั้นควรเริ่มตั้งแต่การออกแบบ โดยเลือกข้อกำหนดในการออกแบบ วิธีการขุดและคุณสมบัติของคอนกรีตที่เหมาะสมสอดคล้องกับความต้องการหรือวัตถุประสงค์ ซึ่งจะปรากฏอยู่ในแบบและข้อกำหนดทางวิศวกรรม (Specification) ซึ่งในงานก่อสร้างกำแพงกันดินไโดอะแฟรมวอลล์นั้นเป็นงานที่ใช้เทคนิคเฉพาะและเครื่องจักรที่มีในแต่ละบริษัทไม่เหมือนกัน ดังนั้นวิศวกรผู้ออกแบบจึงควรกำหนดคุณสมบัติหลักเอาไว้ในลักษณะที่เป็นความต้องการของวัสดุและคุณสมบัติที่จำเป็นเมื่อก่อสร้างเสร็จแล้ว (End Product Specification) มากกว่าที่จะเจาะจงในรายละเอียดวิธีการทำ แล้วให้ผู้รับจ้างเสนอวิธีการทำงาน (Method Statement) ของตัวเองเข้ามา ว่าจะสามารถทำงานให้ได้กำแพงกันดินไโดอะแฟรมวอลล์ตามวัตถุประสงค์ที่ตั้งไว้ได้หรือไม่



รูปที่ 2.32 Hydrofraise เครื่องจักรที่ใช้ขุดดินและหินพร้อมทำความสะอาดกันหลุมอย่างต่อเนื่อง

2.8.5 พฤติกรรมการถ่ายแรง-รับแรงของระบบกำแพงกันดินไโดอะแฟรมวอลล์

เมื่อแรงดันดินกระทำกับไโดอะแฟรมวอลล์ แรงดันจากไโดอะแฟรมวอลล์จะถ่ายไปสู่ระบบ Wale ซึ่ง Wale จะเป็นคานเหล็กยาวต่อเนื่อง จากนั้นจึงถ่ายแรงกระทำไปสู่ค้ำยัน (Strut) แรงจากค้ำยันจะถ่ายจากอีกด้านหนึ่งไปยังอีกด้านหนึ่งโดยใช้ Kingpost เป็นจุดยึด (Pin Point) และเพื่อวัตถุประสงค์ในการลดความยาวประสิทธิผล (Effective Length) ของค้ำยัน ดังนั้นบริเวณจุดตัดระหว่างค้ำยันกับ Kingpost ต้องไม่ทำการเชื่อมติดกันเด็ดขาด เนื่องจากแรงดันดินอาจจะไม่สมดุลและทำให้เกิดการดึงรั้งหรือดันให้ Kingpost พังลงมา ทำให้ระบบพังทลายที่ โดยต้องออกแบบให้ค้ำยันสามารถเลื่อนไปมาได้ (Sliding Strut) โดยมีหูช้างหรือที่รองรับจาก Kingpost โดยทำเป็นเหล็กรัดรอบหลวมๆ ดังนั้น Kingpost จะรับน้ำหนักเฉพาะแนวตั้งจากน้ำหนักของ Platform เท่านั้น โดยจะไม่รับแรงกระทำด้านข้างจากค้ำยัน เนื่องจากค้ำยันได้รับการออกแบบให้เลื่อนไปมาบน Kingpost ได้ ซึ่งสามารถสรุปหน้าที่ได้ดังต่อไปนี้

แรงกระทำ	ได้มาจากทฤษฎีแรงดันดินด้านข้าง
ไโดอะแฟรมวอลล์	ใช้รับแรงทางด้านข้าง สามารถหาความยาวและความหนาของไโดอะแฟรมวอลล์ได้จากแรงกระทำของแรงดันดิน
Wale	เป็นคานรัดขวางไโดอะแฟรมวอลล์ ทำหน้าที่ถ่ายแรงจาก Uniform Load ให้มาเป็น Line Load และถ่ายเข้าสู่ระบบค้ำยัน
ค้ำยัน (Strut)	รับแรง Line Load จาก Wale และทำการถ่ายแรงจากด้านหนึ่งไปยังอีกด้านหนึ่ง

2.8.6 ระบบค้ำยัน

ระบบค้ำยันนั้นจะรับแรงดันดินโดยผ่านจากกำแพงกันดินมาสู่ Waler แล้วจึงค่อยถ่ายเข้าสู่ระบบค้ำยันในลักษณะของ Line Load ซึ่งสามารถสรุปหลักการของตัวค้ำยันได้ดังนี้

- ค้ำยันนั้นจะรับเฉพาะแรง Axial Force เท่านั้น
- ห้ามยึดหรือเชื่อมติดกับ Kingpost เด็ดขาด มิฉะนั้น Kingpost จะต้องรับแรงทางด้านข้างด้วย
- ต้องคิดผลกระทบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิด้วย

2.8.6.1 ผลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่มีต่อแรงอัดในโครงสร้างเหล็ก

เนื่องจากโครงสร้างเหล็กนั้นสามารถขยายตัวหรือหดตัวได้เมื่ออุณหภูมิมีการเปลี่ยนแปลง จึงมีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาผลของอุณหภูมิด้วยเนื่องจากงานก่อสร้างในประเทศไทยมีอากาศร้อนอยู่แล้ว ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นที่เกิดภายในโครงสร้างเหล็กกับอุณหภูมิที่เปลี่ยนไปสามารถประมาณได้ดังนี้ (Teparaksa, 1995)

$$\Delta\sigma = 0.000011 \times E_s \times \Delta t \quad \dots 2.38$$

เมื่อ E_s คือ ค่าโมดูลัสของเหล็ก, กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ksc)

$$= 2.1 \times 10^6 \text{ ksc}$$

Δt คือ อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง, องศาเซลเซียส ($^{\circ}\text{C}$)

มีค่าในการออกแบบโดยทั่วไปเท่ากับ 5°C

$$\Delta\sigma = 0.000011 \times 2.1 \times 10^6 \times 5 = 115.5 \text{ ksc}$$

2.8.6.2 การคิดกำลัง Over Stress ของโครงสร้างเหล็ก

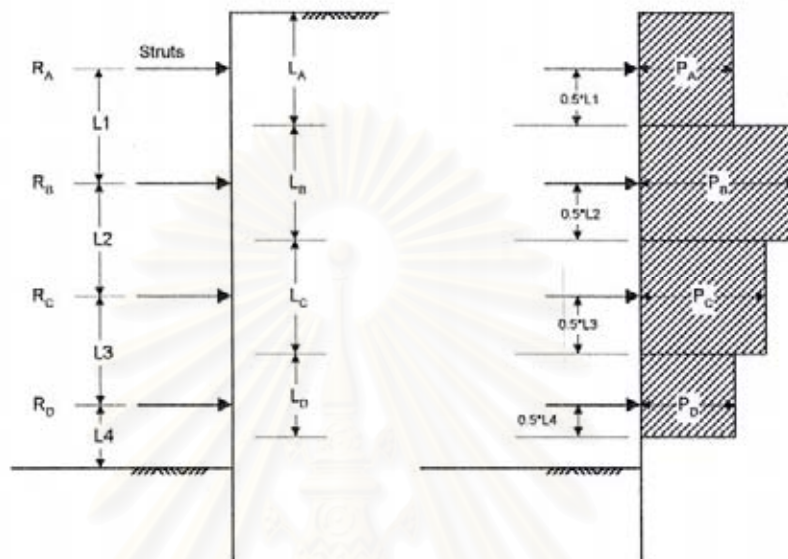
เนื่องจากโครงสร้างเหล็กในระบบค้ำยันนั้น เป็นโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Work) ดังนั้น ในการออกแบบบางครั้งจึงยอมให้เกิดการ Over Stress ได้ แต่ไม่ควรเกิน 30% (Teng, 1980) ทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยในตัวเอง ดังนั้นถ้าผู้ออกแบบยอมให้เกิดค่า Over Stress จะได้ค่าแรงเค้นในแนวแกน (Acting Axial Stress) จะลดลง ดังนี้

$$F = \frac{\text{Force}}{1.3 \times \text{Area}} \quad \dots 2.39$$

2.8.6.3 การเปลี่ยนแรงดันดินไปเป็นแรงในค้ำยัน

การประมาณแรงกระทำในค้ำยัน สามารถประมาณได้จากทฤษฎีแรงดันดินต่างๆ ที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น โดยแบ่งแรงดันดินออกเป็นช่วงๆ ตามตำแหน่งของค้ำยันโดยแบ่งบริเวณจุดกึ่งกลางของระดับค้ำยันแต่ละชั้น และเปลี่ยนแรงดันดินไปเป็นแรงในค้ำยันได้ตามรูปที่ 2.33 โดยในรูปที่ 2.33 ประกอบด้วยค้ำยันจำนวน 4 ชั้น คือ R_A , R_B , R_C และ R_D โดยจะพบว่าค้ำยัน R_A จะรับแรงดันดินกระทำในส่วนระยะ L_A , ค้ำยัน R_B จะรับแรงดันดินในส่วนระยะ L_B , ค้ำยัน R_C จะรับแรงดันดินกระทำในส่วนระยะ L_C และสุดท้ายค้ำยัน R_D จะรับแรงดันดินกระทำในส่วนระยะ

L_D แต่จะพบว่าแรงดันดินส่วนล่างใต้ระยะ L_D หรือแรงดันดินเท่ากับ $L_4/2$ ไม่ได้ถ่ายแรงให้ค้ำยัน
อะไรเลย ดังนั้นจึงต้องมีการออกแบบคอนกรีตหยาบ (Lean concrete) เพื่อมารับแรงในส่วนระยะ
 $L_4/2$ นี้



รูปที่ 2.33 การเปลี่ยนแรงดันดินปรากฏไปเป็นแรงดันดินด้านข้าง

2.8.7 การออกแบบคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete)

คอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) คือส่วนที่สำคัญมากส่วนหนึ่งในงานชุด
เนื่องจากว่าแรงดันดินในส่วนล่างสุด คือส่วนที่ความกว้างเท่ากับ $L_4/2$ ดังแสดงในรูปที่ 2.34 นั้น
จำเป็นที่จะต้องมีการรับไว้ ในความเข้าใจของวิศวกรทั่วไปเข้าใจว่า แรงดันดินด้านข้างส่วน
นี้น่าจะรับโดยแรงต้านดินภายใน (Passive Earth Pressure) โดยอนุญาตให้แรงดันดินด้านข้าง
ส่วน $L_4/2$ นี้ถ่ายเข้ามาและแรงดันดินภายในด้านอยู่ ซึ่งแสดงว่ากำแพงกันดินจะต้องขยับตัวออก
ทำให้จุดหมุนหรือจุด Fixed Point จะไม่อยู่ที่ระดับดินชุด แต่จะเลื่อนต่ำลงมาอันจะส่งผลให้เกิด
โมเมนต์กระทำกับกำแพงกันดินมากขึ้นและการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเกิดมากขึ้นด้วย

นอกจากเหตุผลข้างต้นแล้ว การเทคอนกรีตหยาบที่ระดับความลึกการขุดมาก
ที่สุดนั้น จะช่วยทำให้เกิดจุดหมุนที่ระดับความลึกสุดท้ายของการขุด ซึ่งส่วนนี้จะเป็นส่วนที่สำคัญ
มาก เพราะคอนกรีตหยาบจะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับค้ำยัน (Strut) ทั่วไป แต่เป็นค้ำยันที่บางและ
เทเป็นแผ่นๆ ซึ่งนอกจากจะมีประโยชน์ในประเด็นการรับแรงและลดโมเมนต์ในกำแพงกันดินแล้ว

ยังทำให้บริเวณที่จะวางเหล็กเสาะอาดและเทคอนกรีตฐานรากได้สะดวก และลดการทรุดตัวของฐานรากขณะเทคอนกรีต ในกรณีที่กำลังรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity of Soils) ไม่เพียงพอ

การออกแบบคอนกรีตหยาบสามารถออกแบบได้ดังนี้

$$f_{c(\text{Lean Concrete})} = 0.1 f'_c \quad \dots 2.40$$

โดยที่ $f_{c(\text{Lean Concrete})}$ = กำลังรับแรงอัดปลอดภัยของคอนกรีตหยาบ (Allowable Compressive Strength of Lean Concrete), ksc

f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตหยาบ (Ultimate Compressive Strength of Lean Concrete), ksc

เนื่องจากคอนกรีตหยาบนั้นหนาเพียง 0.10 – 0.15 ม. ดังนั้นพฤติกรรมจะเป็นลักษณะของพื้นบาง (Thin Plate) สูตรกรม (2532) แนะนำในฐานะของผู้เชี่ยวชาญด้านวิศวกรรมโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยในการออกแบบว่า ควรใช้กำลังของคอนกรีตหยาบเพียง 10 % ของกำลังสูงสุดเท่านั้น

2.8.8 การอัดแรง (Preload)

การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน นับเป็นปัญหาใหญ่สำหรับการก่อสร้าง เพราะนอกจากจะทำให้เกิดการเสียหายต่ออาคารใกล้เคียงแล้ว ยังอาจจะทำให้เกิดการดันให้เสาเข็มในโครงการหักหรือชำรุดได้อีกด้วย ดังนั้นเราจึงควรพยายามทำให้เกิดการเคลื่อนตัวให้น้อยที่สุด จากการศึกษาของวันชัย (2542) และ Teparaksa (2000) พบว่า ระบบการอัดแรงในค้ำยัน (Preload on Strut) จะช่วยลดปัญหาการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินและลดปัญหาการเกิดการทรุดตัวของดินบริเวณรอบๆโครงการได้ อย่างไรก็ตามการอัดแรงในค้ำยันจำเป็นต้องออกแบบให้เหมาะสมกับลักษณะและสภาพของแต่ละโครงการ การอัดแรงในค้ำยันนั้นเป็นวิธีเพิ่มประสิทธิภาพของค้ำยัน เพราะในขณะที่ทำการอัดแรงในค้ำยันนั้น แรงทั้งหมดจากการอัดแรงจะถ่ายเข้าสู่กำแพงกันดิน ในขณะที่แรงต้าน (Resistance) จะถ่ายเข้าสู่ค้ำยัน ซึ่งแรงต้านที่ถ่ายเข้าสู่ค้ำยันนั้นจะเกิดการสูญเสีย (Energy Loss) เพราะว่าค้ำยันมีการแอนตัวขึ้นเล็กน้อย โดยแรงกระทำจะลดลงประมาณ 80% ที่ระยะห่างจากจุดที่ทำการอัดแรงประมาณ 12 ม. หรือ 2 ช่วงเสา (Bay) ของค้ำยัน ดังนั้นการอัดแรงในค้ำยันจึงควรทำการอัดแรงที่ปลายทั้ง 2 ด้านของค้ำยันหนึ่ง

เส้นและให้ใกล้กับกำแพงกันดินให้ได้มากที่สุดทั้ง 2 ด้าน (ส่วนใหญ่จะเป็นช่วงเสาแรก) การอัดแรงบริเวณกึ่งกลางความยาวของค้ำยันจะไม่ช่วยอะไรทั้งสิ้น ดังนั้นจึงควรคำนึงถึงผลลัพธ์ที่จะได้และผลเสียที่จะเกิดขึ้นด้วย และในส่วนของปริมาณการอัดแรงในค้ำยันนั้นโดยส่วนใหญ่นิยมใช้ประมาณ 40 - 50% ของแรงที่คำนวณได้จากแรงกระทำในค้ำยันของแต่ละชั้น

การทรุดตัวของผิวดินบริเวณรอบโครงการ (Ground Settlement) เกิดขึ้นเนื่องจากการแ่นตัวหรือเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน (Lateral Movement of Retaining Wall) อันจะนำไปสู่การทำให้เกิดการทรุดตัวและการแตกร้าวของอาคารข้างเคียง ซึ่งจากการศึกษาข้อมูลของโครงการก่อสร้างต่างๆพบว่า ถ้าระบบการอัดแรงในค้ำยันทำอย่างมีประสิทธิภาพและถูกต้องตามหลักวิชาการแล้ว จะช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินได้เป็นอย่างมาก

บริเวณที่เหมาะสมกับการประยุกต์ใช้การ Preload คือ

- บริเวณที่มีการก่อสร้างขนาดใหญ่ และบริเวณนั้นมีชั้นดินอ่อน (Weak Soil Layer)
- รอบๆบริเวณก่อสร้างมีอาคารอยู่ใกล้เคียง

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

การศึกษาวิจัยในครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์จากการก่อสร้างโครงการ Central World Plaza เพื่อนำมาวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) สำหรับการหาค่าพารามิเตอร์ของดิน (Young's Modulus) โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากโครงการ Central World Plaza ที่มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ของดิน รวมทั้งข้อมูลอื่นๆ ทำให้สามารถกำหนดขั้นตอนของการวิจัยได้ดังนี้

1 รวบรวมข้อมูลดินทั่วไป, ข้อมูลเกี่ยวกับลักษณะของชั้นดิน, ข้อมูลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินและข้อมูลเกี่ยวกับแรงที่อัดเข้าไปในระบบค้ำยัน (Preloading) ของโครงการ Central World Plaza

2 รวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับรายละเอียดของการทำระบบค้ำยัน, ขั้นตอนการขุดดินและการทำระบบค้ำยัน, ตำแหน่งของเครื่องมือตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบบที่มีการอัดแรง (Preload) เข้าไปใน Strut

3 ทำการวิเคราะห์โดยอาศัยวิธีการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดิน (Young's Modulus) โดยจะมีการนำมาเปรียบเทียบกันระหว่างผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบบที่มีการอัดแรง (Preload) เข้าไปใน Strut ที่ได้จากการวัดจริงในงานก่อสร้างกับที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element ด้วยโปรแกรม PLAXIS

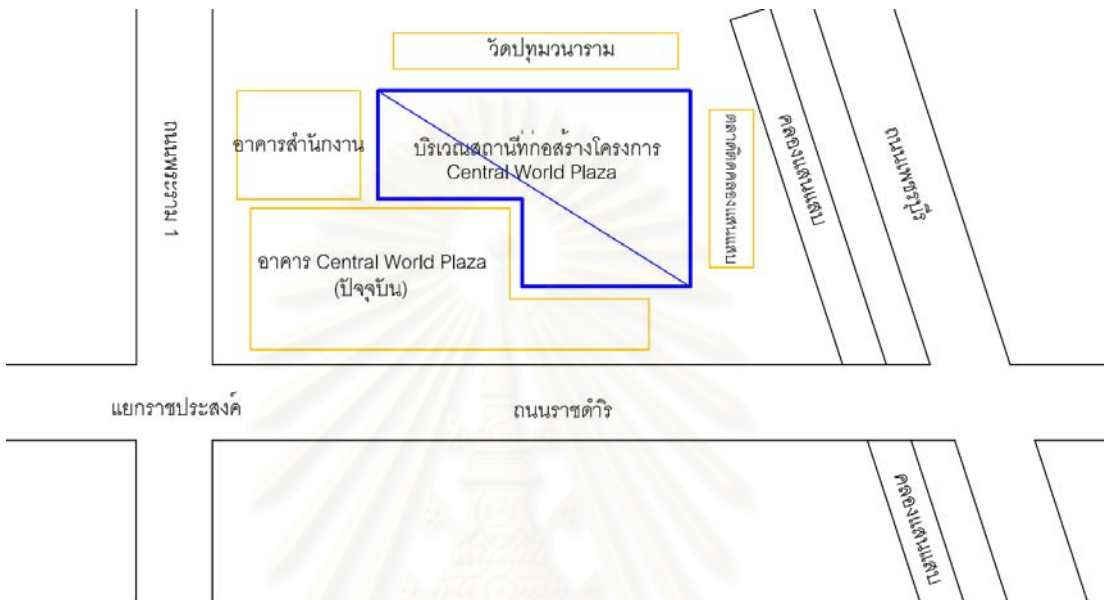
การเก็บรวบรวมข้อมูล

3.1 รายละเอียดข้อมูลโครงการ Central World Plaza

3.1.1 ข้อมูลทั่วไป

บริเวณโครงการก่อสร้างที่ใช้ในการทำวิจัยอยู่บริเวณด้านหลังของห้างสรรพสินค้า Central World Plaza ตั้งอยู่บนถนนราชดำริ เขตปทุมวัน จังหวัดกรุงเทพมหานคร บริเวณรอบๆ โครงการประกอบไปด้วยสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ดังต่อไปนี้ คือ

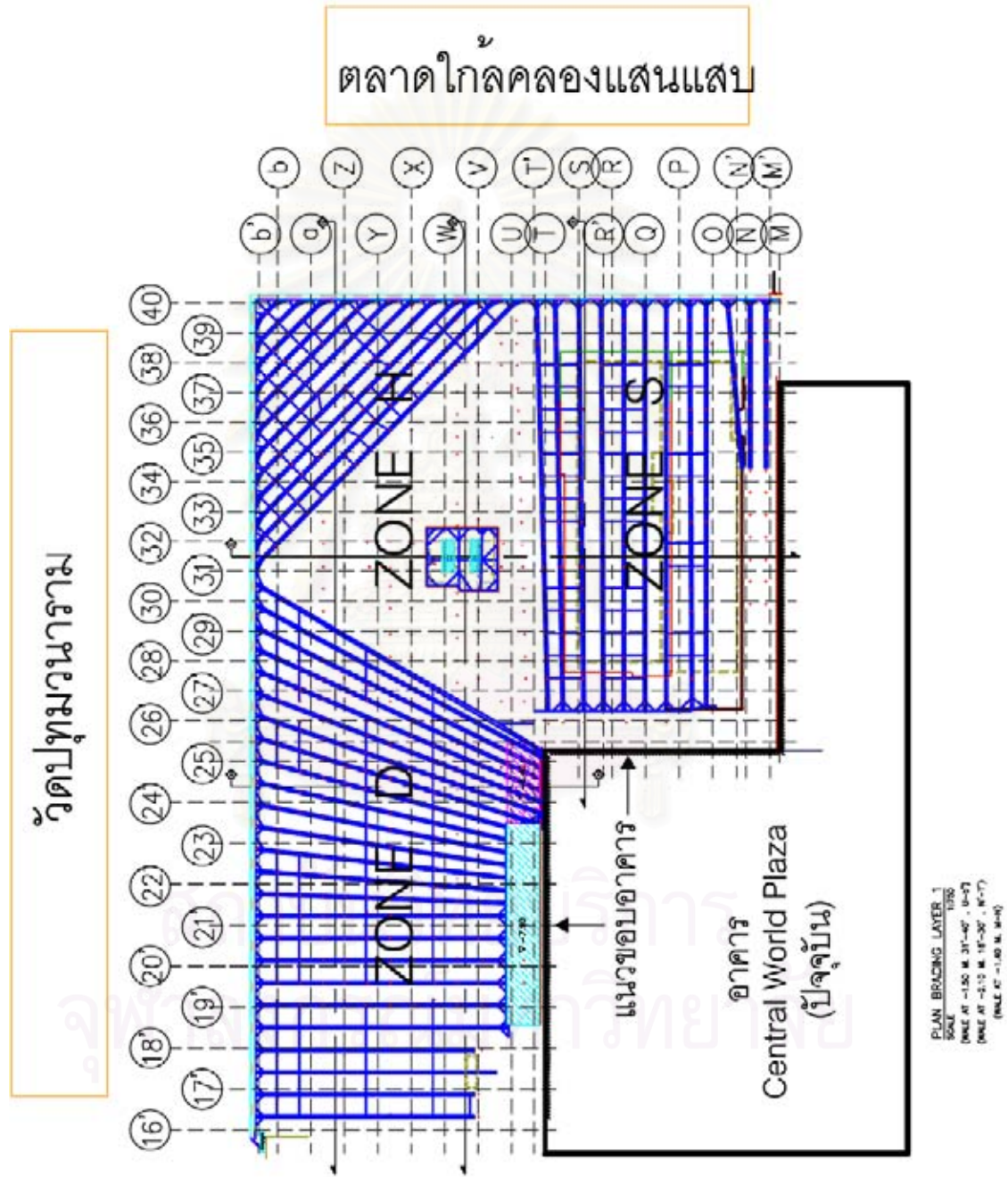
ด้านทิศเหนือ	ติดกับ ตลาดติดคลองแสนแสบ
ด้านทิศใต้	ติดกับอาคารสำนักงาน The Office @ Central World
ด้านทิศตะวันออก	ติดกับอาคาร Central World Plaza (ปัจจุบัน)
ด้านทิศตะวันตก	ติดกับปทุมวนาราม ดังแสดงในรูปที่ 3.1



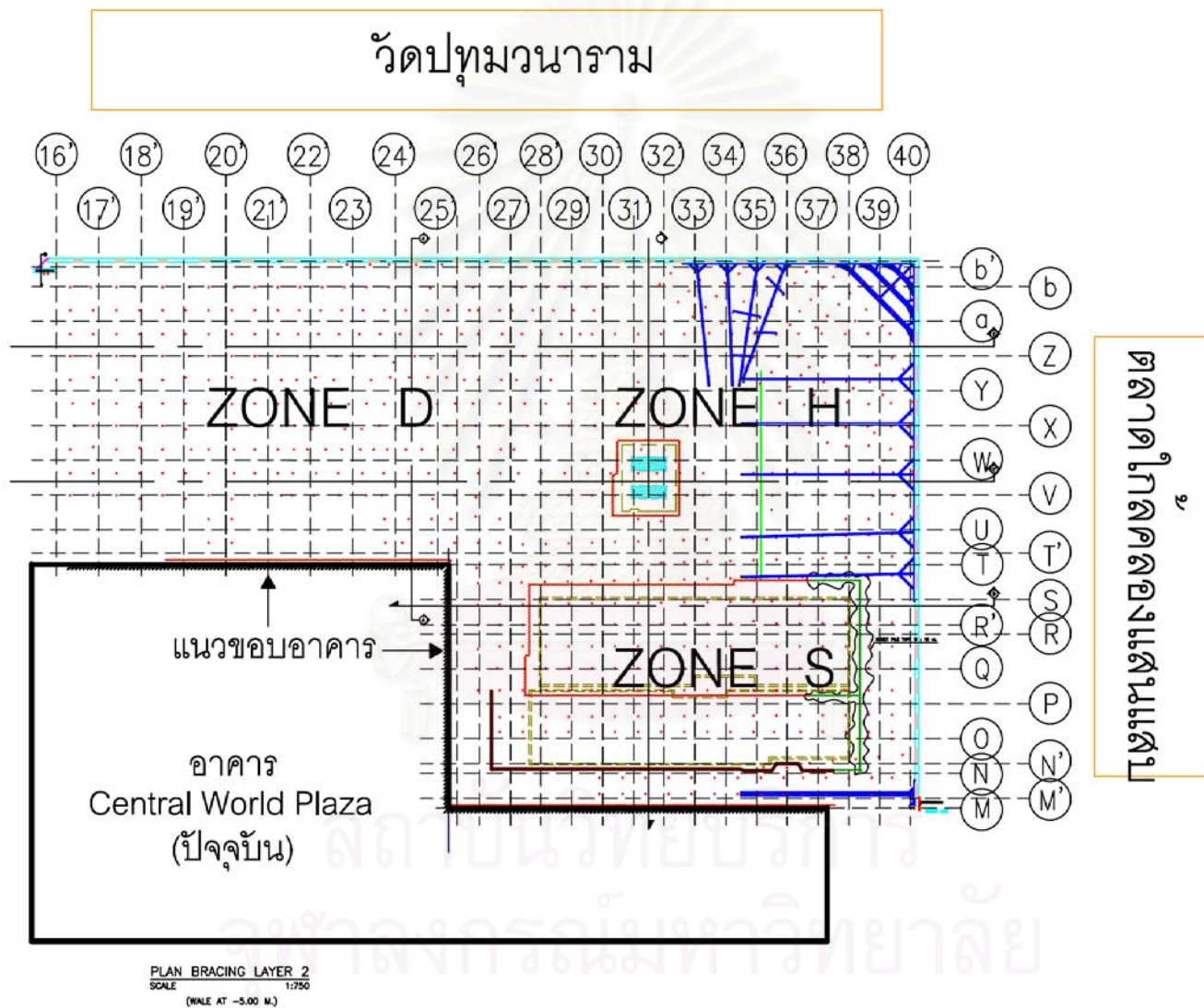
รูปที่ 3.1 ผังบริเวณรอบโครงการ Central World Plaza

โดยโครงการนี้ใช้ระบบกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมเหล็กไดอะแฟรมวอลล์ (RC Diaphragm Wall) ขนาดความหนา 1.00 ม. ยาว 18.00 ม. ปลายล่างของไดอะแฟรมวอลล์อยู่ที่ระดับ -18.00 ม. จากระดับผิวดิน ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') เท่ากับ 280 กก./ตร.ซม. และเนื่องจากว่าในโครงการนี้ระบบค้ำยันของไดอะแฟรมวอลล์จะเป็นแบบมีค้ำยันเพียงชั้นเดียวยื่นเข้าสู่อาคาร โดยปลายด้านหนึ่งของค้ำยัน (Strut) จะยื่นเข้าหาฐานราก (Mat Footing) ที่อยู่โดยรอบอาคาร Central World Plaza (ปัจจุบัน) และปลายอีกด้านหนึ่งจะยื่นเข้ากับไดอะแฟรมวอลล์ เพราะฉะนั้นตำแหน่งที่ตั้งของไดอะแฟรมวอลล์จะมีอยู่เพียง 2 ด้าน คือ ด้านที่ติดกับวัดปทุมวนารามและด้านที่ติดกับ ตลาดติดคลองแสนแสบ ความยาวของไดอะแฟรมวอลล์ด้านที่ติดกับวัดปทุมวนารามประมาณ 226.45 ม. และยาวประมาณ 139.70 ม. ทางด้านที่ติดกับตลาดใกล้คลองแสนแสบ ระบบค้ำยันชั่วคราวที่ใช้ในโครงการนี้มีทั้งแบบค้ำยันอยู่ในแนวตรง และค้ำยันที่อยู่ในแนวเอียงซึ่งก็จะขึ้นอยู่กับว่าอยู่ในโซนการขุดไหน รูปที่ 3.2 ถึงรูปที่ 3.5 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันในแต่ละชั้น และมีการติดตั้ง Raker (WF 350x350x137 กก.) ติดเป็นรูปพัดฐานหนึ่งไม่เกิน 5 พัด ปลายบนอยู่ที่ระดับ -2.1 ม. ยื่นเข้ากับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ระดับ -7.25 ม. (พื้นใช้ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') เท่ากับ

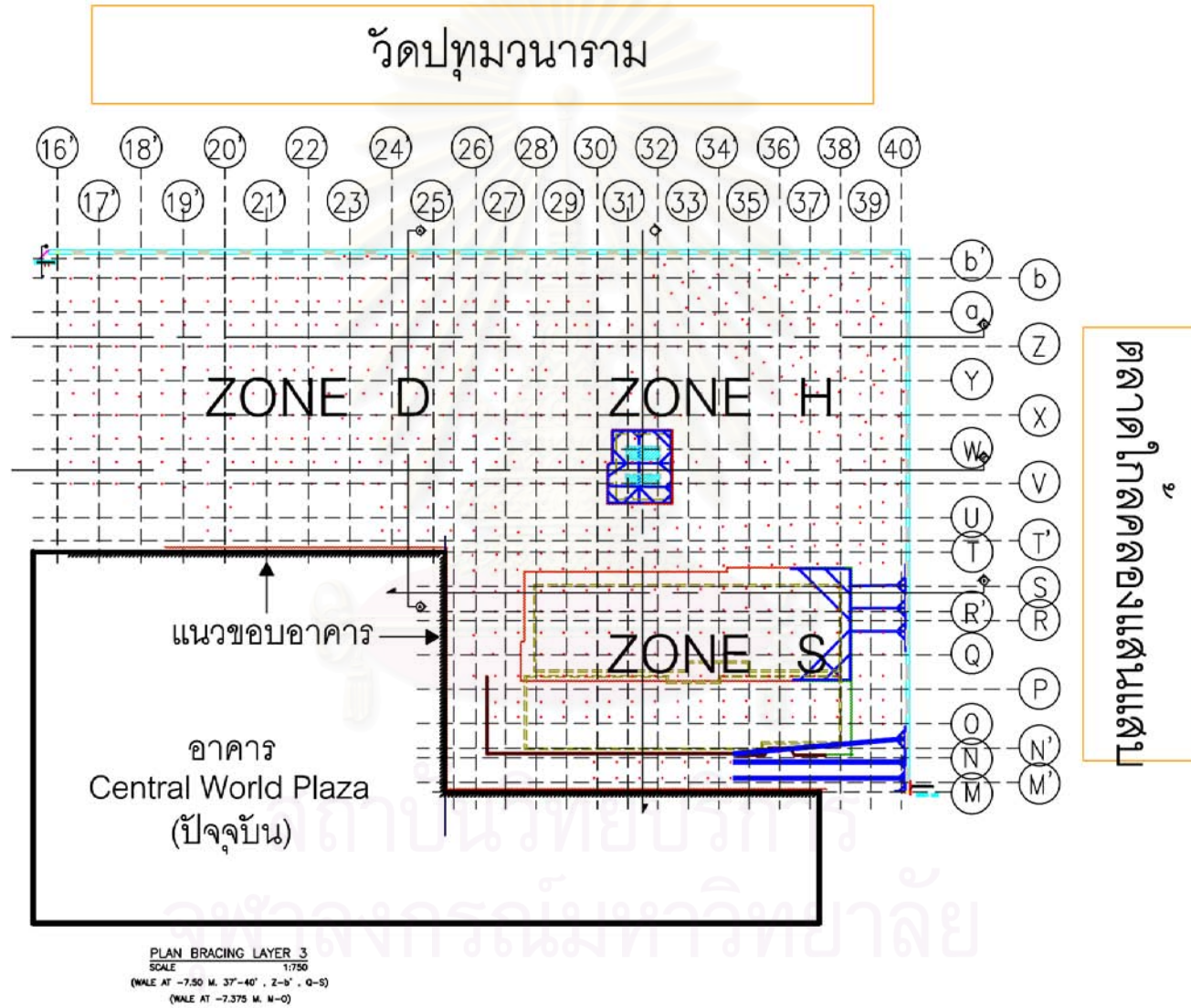
350 กก./ตร.ซม.) ยันโดยรอบของไดอะแฟรมวอลล์ ดังแสดงในรูปที่ 3.6 ในส่วนขั้นตอนการติดตั้ง Raker นั้นจะติดตั้งเมื่อเทพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ระดับ -7.25 ม. เสร็จแล้วจึงติดตั้ง Raker พร้อมทั้งปลดค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม. ออก ซึ่งในโครงการนี้ สามารถแบ่งโซนการขุดได้ทั้งหมด 3 โซนการขุดด้วยกันคือ โซน D, โซน H และโซน S ดังแสดงในรูปที่ 3.8 รายละเอียดในแต่ละโซนมีดังต่อไปนี้



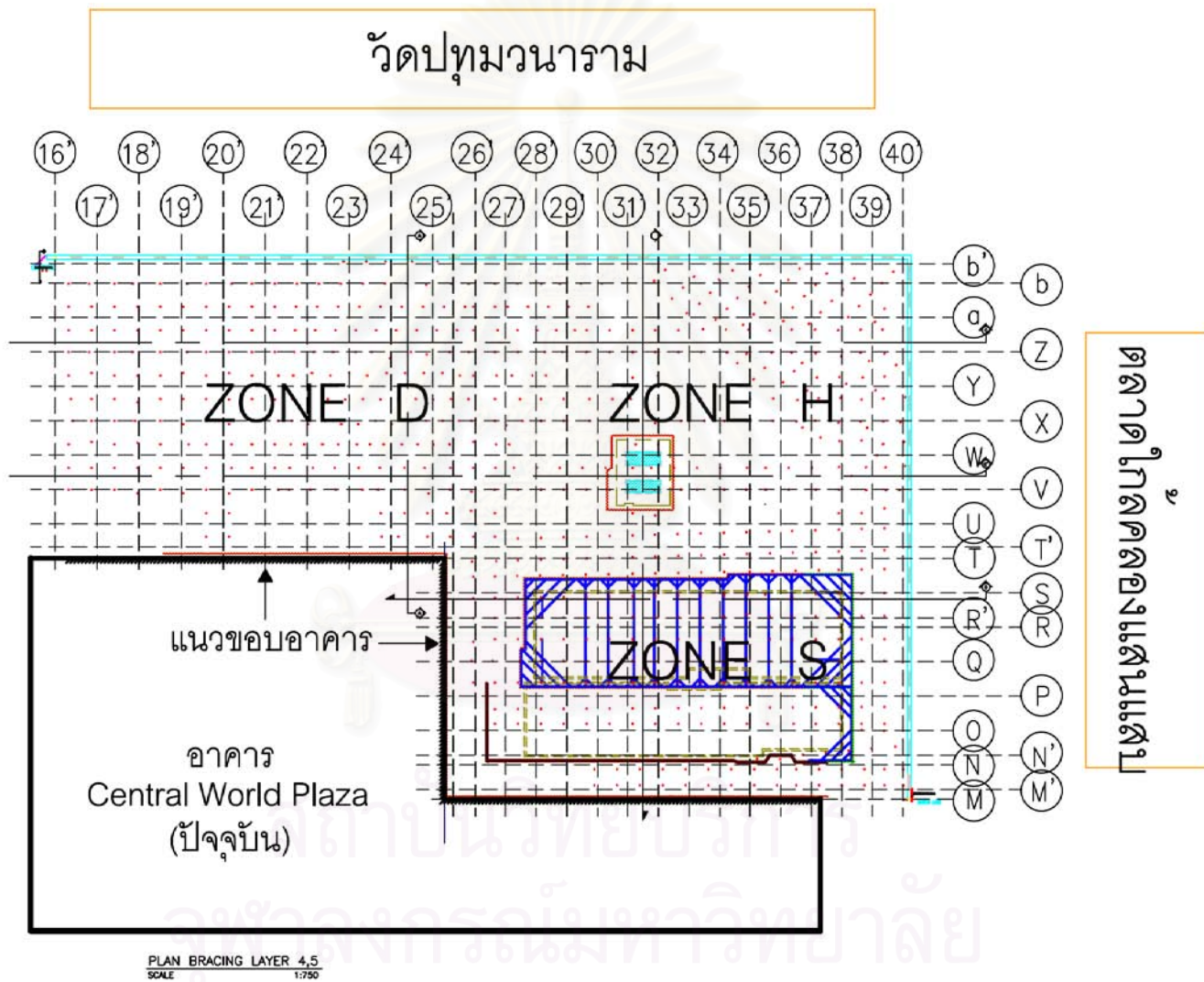
รูปที่ 3.2 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 1



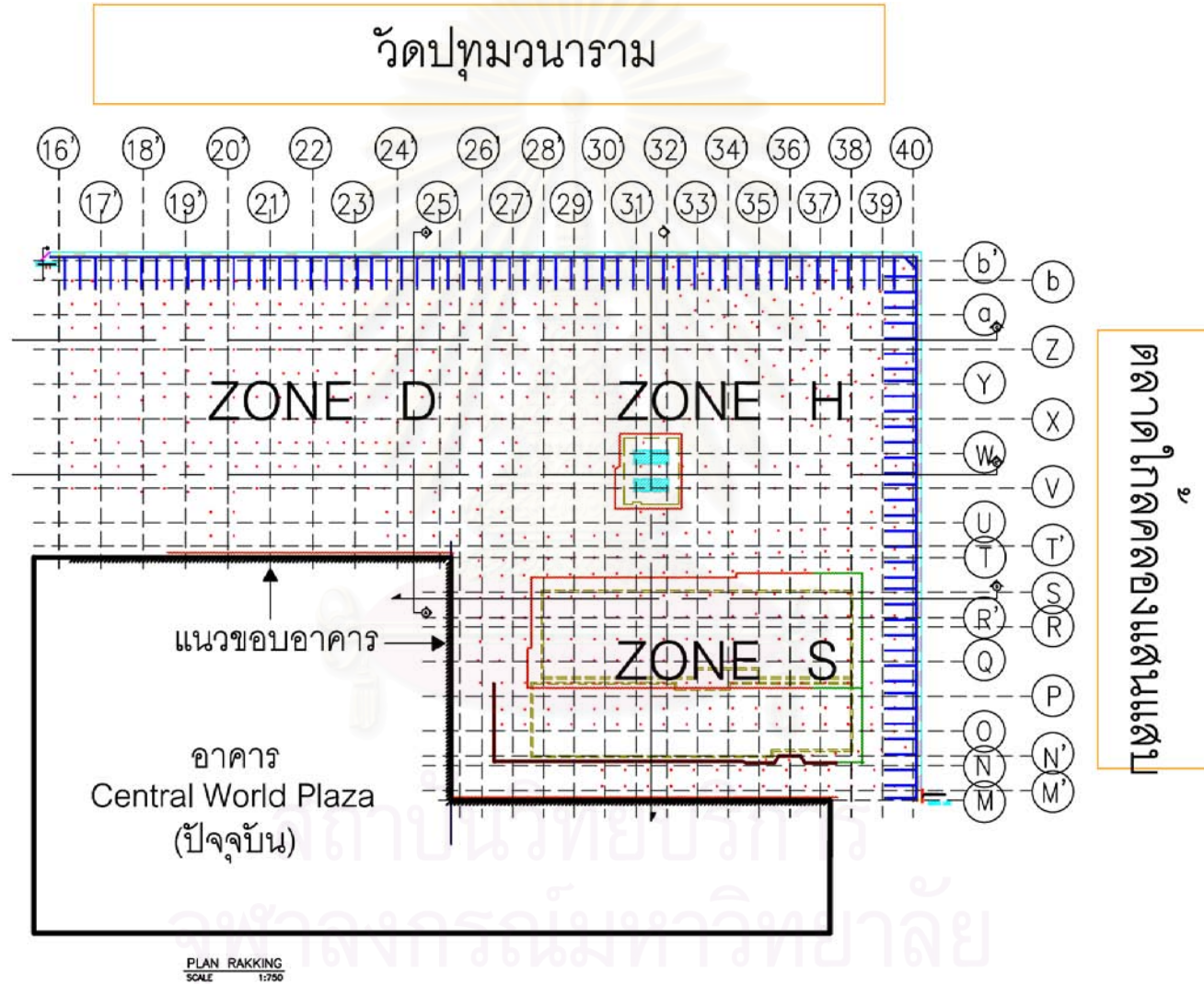
รูปที่ 3.3 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 2



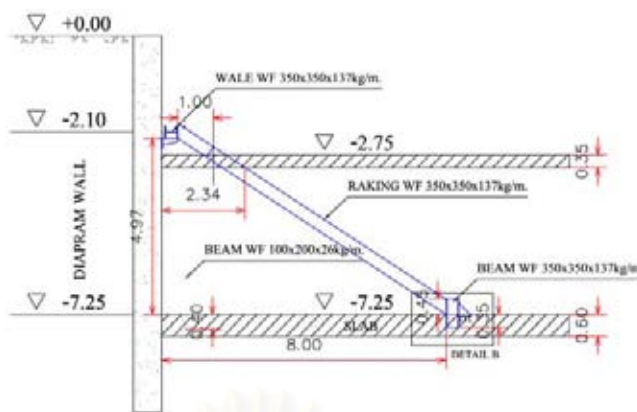
รูปที่ 3.4 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 3



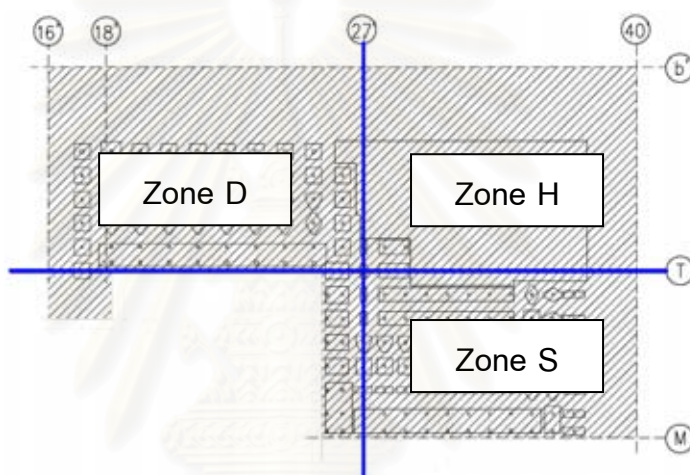
รูปที่ 3.5 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของค้ำยันชั้นที่ 4 และชั้นที่ 5



รูปที่ 3.6 แสดงตำแหน่งของไดอะแฟรมวอลล์และแนวของ Raker



รูปที่ 3.7 รายละเอียดของ Raker

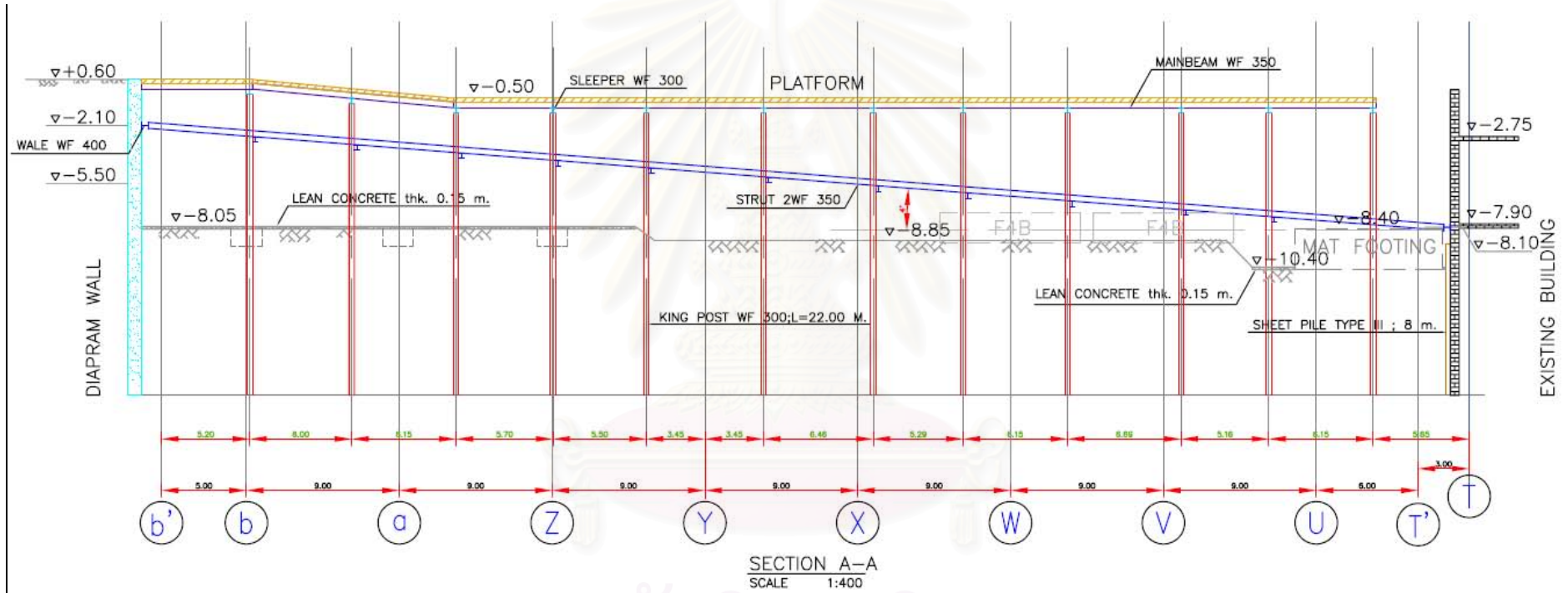


รูปที่ 3.8 การแบ่งโซนการขุดในโครงการ

โซน D

ไดอะแฟรมมวลลึกลับของโซนนี้ยาวประมาณ 120.25 ม. ความยาวของค้ำยันที่ยาวที่สุดประมาณ 88.78 ม. ระดับการขุดทั่วไปอยู่ที่ระดับ -8.05, -8.55 ม. และการขุดลึกที่สุดอยู่ที่ -10.40 ม.

ค้ำยันมีเพียง 1 ชั้นเป็นค้ำยันเอียงปลายบนอยู่ที่ระดับ -2.1 ม. และยันเข้าสู่อาคาร Central World Plaza ปัจจุบันที่ระดับ -7.90 ม. บริเวณ Mat Foundation ใกล้อาคาร Central World Plaza ปัจจุบัน ค้ำยันเป็นค้ำยันคู้ใช้เหล็ก 2-WF 350x350x137 กก./ม. @ 6.00 ม. เอียงทำมุมกับแนวราบ ส่วน Waler ใช้เหล็ก WF 400x400x172 กก./ม. ติดที่ระดับ -2.1 ม. Raker ใช้ WF 350x350x137 กก./ม. ปลายบนอยู่ที่ระดับ -2.1 ม. และยันเข้ากับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ระดับ -7.25 ม. ค่าการเคลื่อนตัวที่มากที่สุดในโซนนี้เท่ากับ 58.09 มม. ที่ Inclinator หมายเลข P-26 ภาพตัดของบริเวณนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 3.9 (section A-A ในรูปที่ 3.2)



รูปที่ 3.9 ภาพตัดบริเวณโซน D (Section A-A ในรูปที่ 3.2)

โซน H

ไดอะแฟรมวอลล์มีความยาวประมาณ 106.20 ม. ทางด้านที่ติดกับวัดปทุมวนารามและยาวประมาณ 79.21 ม. ที่ด้านติดกับตลาดใกล้คลองแสนแสบ ความยาวของค้ำยันที่มากที่สุดเท่ากับ 101.09 ม. ระดับการขุดทั่วไปอยู่ที่ระดับ -8.05, -10.90 ม. และลึกสุดอยู่ที่ -12.80 ม. ในบริเวณบ่อลิฟท์ (Lift pit) ซึ่งในการขุดบ่อลิฟท์นั้นได้มีการทำ Inner Sheet Pile ด้วย โดยปลายล่างของ Sheet Pile อยู่ที่ระดับ -18.00 ม. ใช้ Sheet Pile Type III ความยาวของ Sheet Pile เท่ากับ 8 ม.

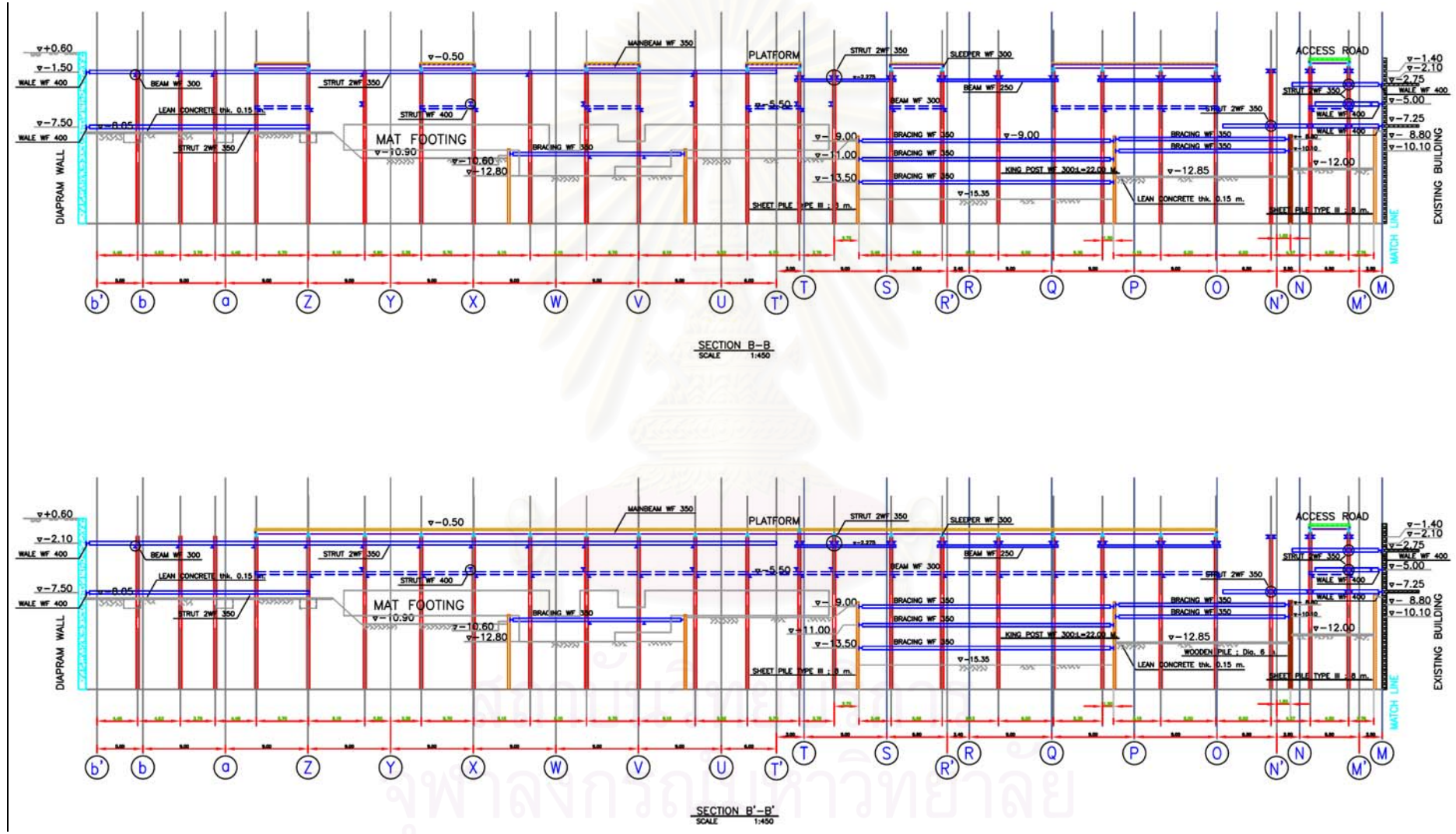
ค้ำยันในบริเวณนี้มีทั้งหมด 3 แบบ คือ

1) ค้ำยันเอียง (Diagonal Strut) ยันบริเวณมุมของไดอะแฟรมวอลล์และยันเข้ากับไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 ด้าน มีทั้งหมด 2 ชั้น ชั้นแรกค้ำยันและ Waler อยู่ที่ระดับ -1.50 ม. ชั้นที่สองยันที่ระดับ -7.50 ม. ทั้งสองชั้นใช้ค้ำยันแบบคู้เหล็กขนาด 2-WF 350x350x137 กก./ม. @ 6.00 ม. ส่วน Waler ใช้ WF 400x400x172 กก./ม. ค้ำยันที่ยาวที่สุดยาวประมาณ 101.09 ม.

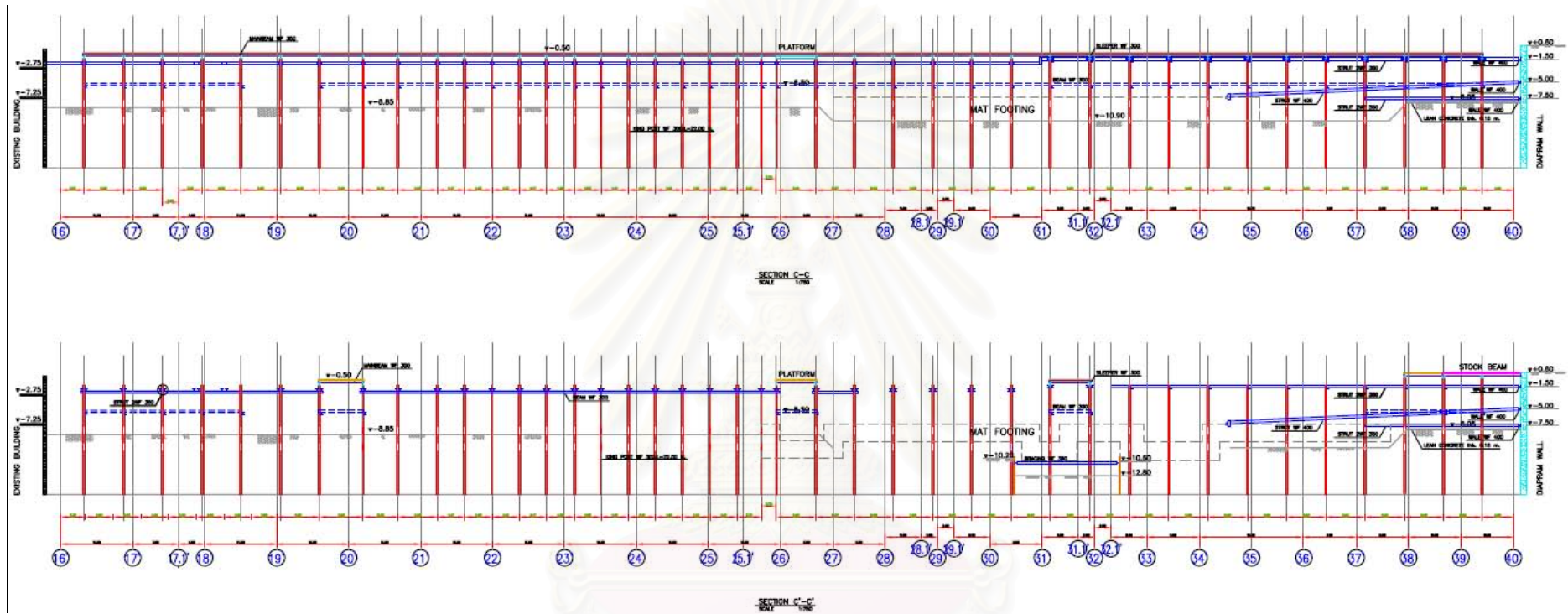
2) ค้ำยันแบบเอียงยันจากไดอะแฟรมวอลล์ที่ระดับ -5.00 ม. เข้ากับ Mat Foundation ที่ -7.25 ม. เป็นค้ำยันเดี่ยวใช้เหล็ก WF 400x400x172 กก./ม. @ 6.00 ม. และ Waler ใช้ WF 400x400x172 กก./ม. ติดที่ระดับ -5.00 ม. ยาวประมาณ 44.87 ม. ค้ำยันชั้นนี้เป็นค้ำยันที่ติดเพิ่มเข้ามาภายหลัง เนื่องจากว่า เมื่อขุดถึงระดับประมาณ -2.60 ม. ไดอะแฟรมวอลล์มีการเคลื่อนตัวเข้ามาในบริเวณก่อสร้างค่อนข้างมาก จึงต้องทำการติดค้ำยันชั้นนี้เพิ่มเพื่อลดการเคลื่อนตัวที่อาจจะเคลื่อนเข้ามาอีกเมื่อทำการขุดต่อไป

3) ค้ำยันแบบตรงในโซนนี้ยันอยู่ใน Inner Sheet Pile บริเวณบ่อลิฟท์ (Lift Pit) ยันเข้าหา Sheet Pile ทั้ง 2 ด้าน มีค้ำยันเพียงชั้นเดียวที่ระดับ -10.60 ม. (ระดับขุดลึกสุดอยู่ที่บริเวณนี้ที่ระดับ -12.80 ม.) เป็นค้ำยันเดี่ยวใช้เหล็ก WF 350x350x137 กก./ม. ยาวประมาณ 19.00 ม.

ค่าการเคลื่อนตัวที่มากที่สุดในโซนนี้เท่ากับ 68.56 มม. ที่ Inclinator หมายเลข P-50 ภาพตัดของบริเวณนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 3.10 (section B-B, B'-B' ในรูปที่ 3.2) และรูปที่ 3.11 (section C-C และ C'-C' ในรูปที่ 3.2)



รูปที่ 3.10 ภาพตัดบริเวณโซน H (Section B-B และ B'-B' ในรูปที่ 3.2)



รูปที่ 3.11 ภาพตัดบริเวณโซน H (Section C-C และ C'-C' ในรูปที่ 3.2)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โซน S

ไดอะแฟรมมวลลึกลับของโซนนี้ยาวประมาณ 63.00 ม. ระดับการขุดทั่วไปอยู่ที่ระดับ -8.05, -12.00 และ -12.85 ม. ส่วนระดับการขุดที่ลึกที่สุดอยู่ที่ -15.50 ม. ในบริเวณบ่อบำบัดน้ำเสีย (WWT) โดยก่อนที่จะทำการขุดในบริเวณ WWT นั้นต้องทำการตอก Inner Sheet Pile ก่อน โดยระดับปลายล่างของ Inner Sheet Pile อยู่ที่ -18.00 ม. เท่ากันทั้ง 2 ด้าน แต่ความยาวของ Sheet Pile ทั้ง 2 ด้านจะไม่เท่ากันคือ ด้านที่อยู่ใกล้กับอาคาร Central World Plaza ปัจจุบันใช้ Sheet Pile Type III ความยาว 8.00 ม. และสำหรับ Inner Sheet Pile อีกด้านที่อยู่ใกล้กับ ไดอะแฟรมมวลลึกลับนั้นจะใช้ Sheet Pile Type III เหมือนกันแต่ความยาวต่างกันคือ ด้านนี้มี ความยาว 12.00 ม.

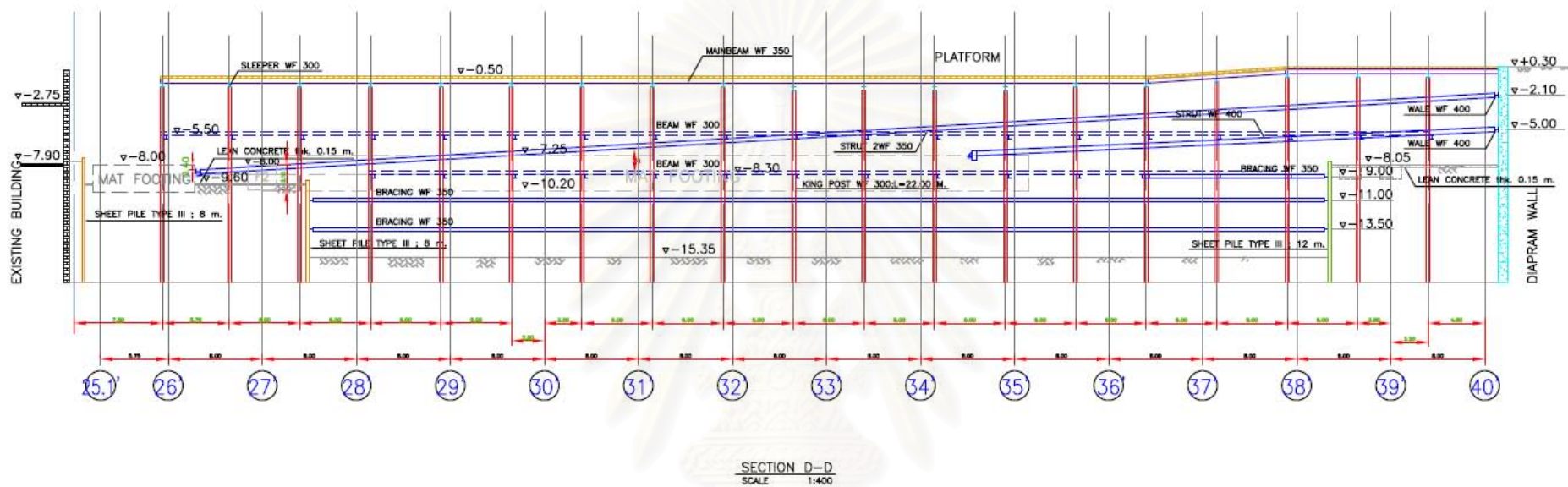
ค้ำยันในโซนนี้แบ่งได้เป็น 2 ส่วน คือ ค้ำยันที่ยันกับไดอะแฟรมมวลลึกลับและค้ำยันที่อยู่ ใน Inner Sheet Pile

1. ค้ำยันที่ยันกับไดอะแฟรมมวลลึกลับมี 2 ชั้น คือ

ชั้นแรกเป็นค้ำยันเฉียงค้ำที่ระดับ -2.1 ม. ยันเข้าหา Mat Foundation ที่อยู่ใกล้กับอาคาร Central World Plaza ปัจจุบันที่ระดับประมาณ -8.40 ม. เป็นค้ำยันคู่ใช้เหล็ก 2-WF 350x350x137 กก./ม. @ 6.00 ม. ยาวประมาณ 111.00 ม. สำหรับ Waler ใช้ WF 400x400x172 กก./ม. ติดที่ระดับ -2.1 ม. และชั้นที่สองนั้นเป็นค้ำยันเฉียงปลายบนที่ระดับ -5.00 ม. ยันเข้ากับ Mat Foundation ที่ระดับ -7.25 ม. เป็นค้ำยันเดี่ยวยาวประมาณ 86.70 ม. Waler ติดที่ระดับเดียวกับค้ำยันคือ -5.00 ม. ทั้งค้ำยันและ Waler ใช้เหล็ก WF 400x400x172 กก./ม. เหมือนกัน

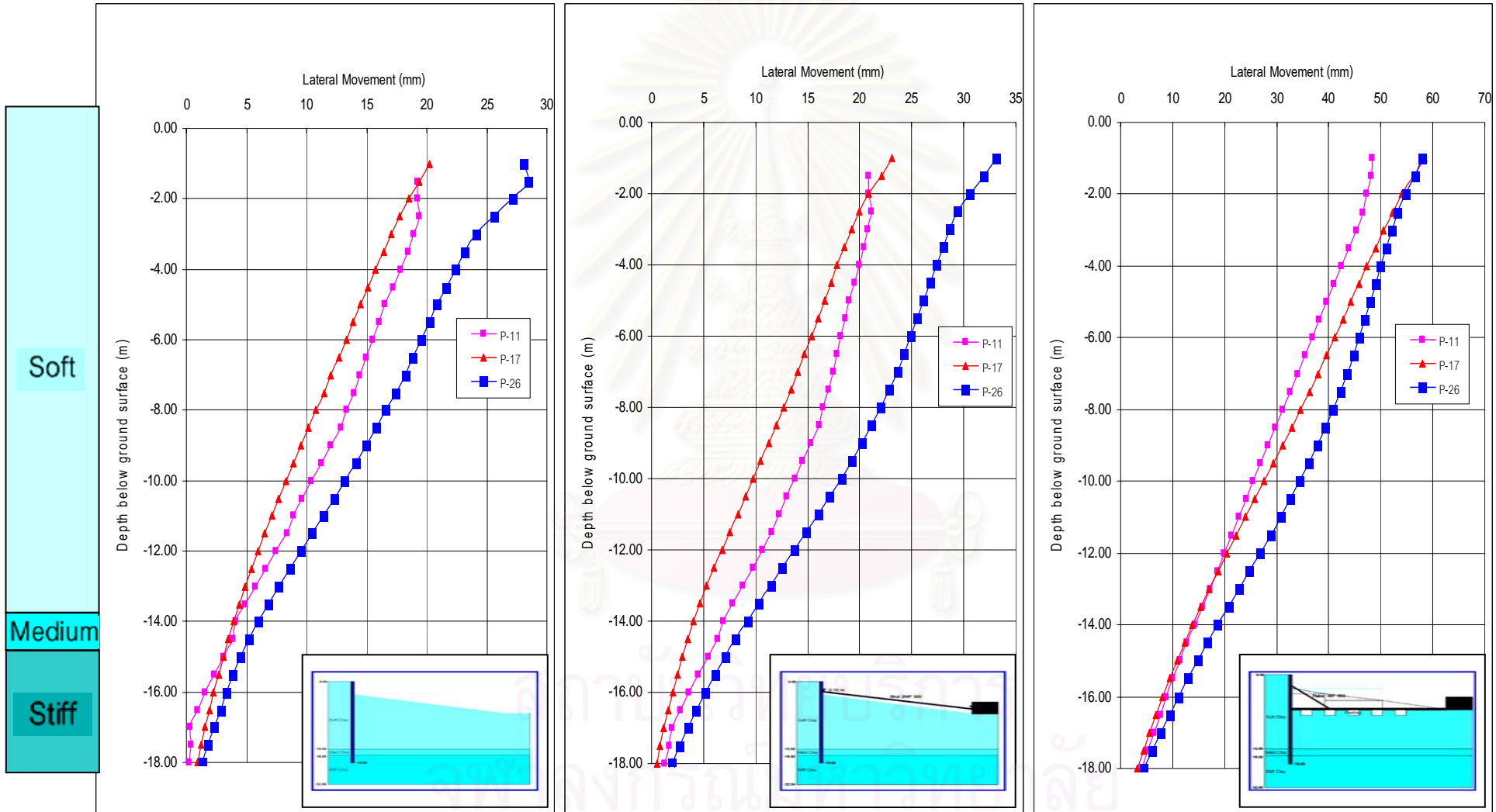
2. ค้ำยันที่อยู่ใน Inner Sheet Pile ทุกชั้นยันเข้าหา Sheet Pile เป็นค้ำยันเดี่ยวใช้เหล็กขนาด WF 350x350x137 กก./ม. มีทั้งหมด 3 ชั้น คือ ที่ระดับ -9.00, -11.00 และ -13.50 ม. ตามลำดับ (ระดับการขุดลึกสุดประมาณ -15.50 ม.)

ค่าการเคลื่อนตัวที่มากที่สุดในโซนนี้เท่ากับ 64.66 มม. ที่ Inclinator หมายเลข P-82 รายละเอียดภาพตัดในโซนนี้แสดงในรูปที่ 3.10 (Section B-B และ B'-B' ในรูปที่ 3.2) และในรูปที่ 3.12 (Section D-D ในรูปที่ 3.2)



รูปที่ 3.12 ภาพตัดบริเวณโซน H (Section C-C และ C'-C' ในรูปที่ 3.2)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



a) First Excavation Stage

b) Preloading Stage

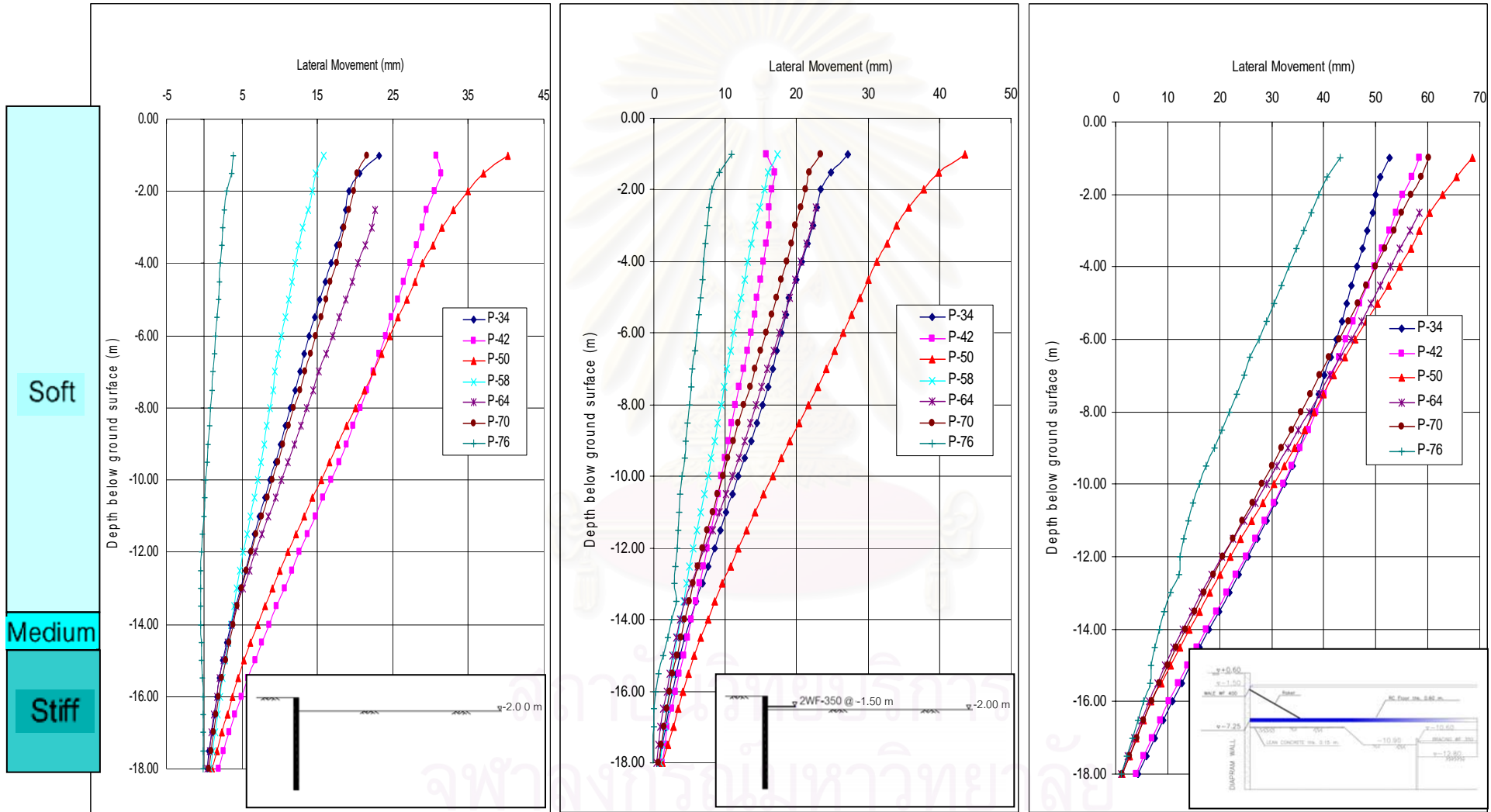
c) Final Excavation Stage

รูปที่ 3.14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน D

จากรูปที่ 3.14a พบว่า ลักษณะการโก่งตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดชั้นแรก (First Excavation Stage) ในโซนนี้มีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ทุกจุด ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากที่สุดในขั้นตอนการขุดนี้อยู่ที่ Inclinator หมายเลข P-26 เท่ากับ 28.10 มม.

จากรูปที่ 3.14b พบว่า ลักษณะการโก่งตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดชั้นการอัดแรง (Preloading Stage) ในโซนนี้มีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ที่ Inclinator หมายเลข P-17 และ P-26 ส่วนการเคลื่อนตัวของหมายเลข P-11 นั้นมีลักษณะเป็นแบบ Proped Shape ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากที่สุดในขั้นตอนการขุดนี้อยู่ที่ Inclinator หมายเลข P-26 เท่ากับ 33.12 มม.

จากรูปที่ 3.14c พบว่า ลักษณะการโก่งตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดชั้นสุดท้าย (Final Excavation Stage) ในโซนนี้มีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ทุกจุด ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากที่สุดในขั้นตอนการขุดนี้อยู่ที่ Inclinator หมายเลข P-26 เท่ากับ 58.09 มม.



a) First Excavation Stage

b) Preloading Stage

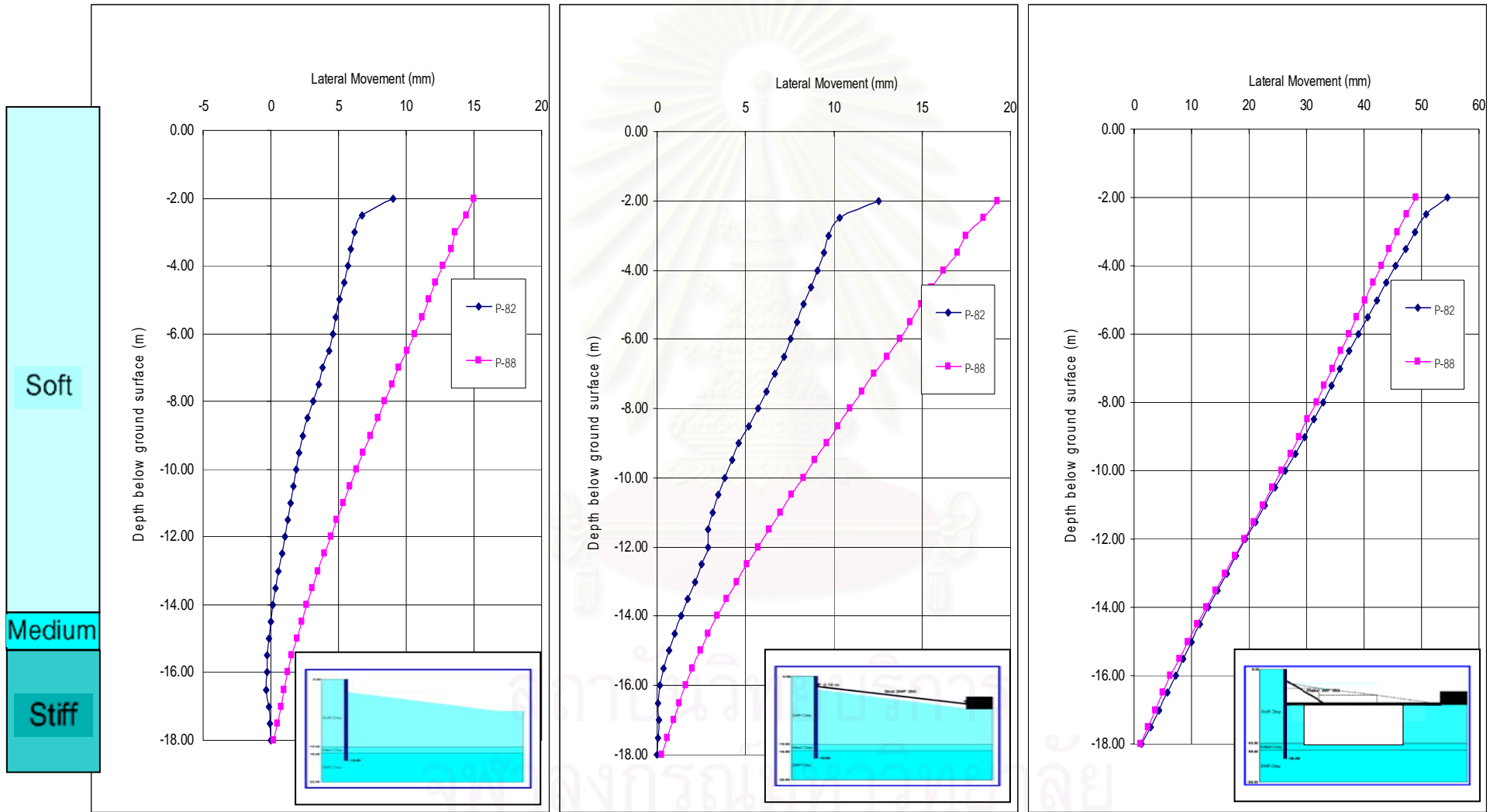
c) Final Excavation Stage

รูปที่ 3.15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน H

จากรูปที่ 3.15a, 3.15b และ 3.15c พบว่า ลักษณะการโก่งตัวของ ไดอะแฟรมวอลล์ในทุกขั้นตอนการขุดในโซนนี้ ทั้งหมดมีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากที่สุดในโซนนี้ในขั้นตอนการขุดขั้นแรก (First Excavation Stage), ชั้นทำการอัดแรง (Preloading Stage) และขั้นสุดท้าย (Final Excavation Stage) นั้นอยู่ที่ Inclinator หมายเลข P-50 ทุกขั้นตอนซึ่งมีค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเท่ากับ 40.27, 43.59 และ 68.56 มม. ตามลำดับ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



a) First Excavation Stage

b) Preloading Stage

c) Final Excavation Stage

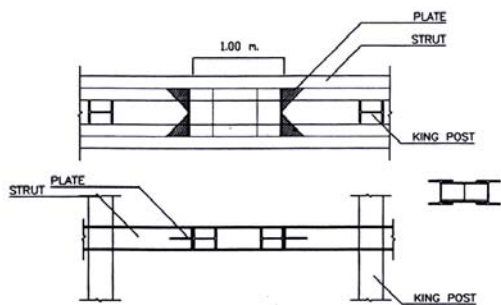
รูปที่ 3.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงในสนามบริเวณโซน S

จากรูปที่ 3.16 ทั้ง 3 รูปย่อย พบว่า ลักษณะการโก่งตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในทุกขั้นตอนการขุดในโซนนี้ ทั้งหมดมีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มากที่สุดในโซนนี้ในขั้นตอนการขุดขั้นแรก (First Excavation Stage), ขั้นตอนการอัดแรง (Preloading Stage) นั้นอยู่ที่บริเวณ Inclinometer หมายเลข P-88 ซึ่งมีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเท่ากับ 15.03 และ 19.25 มม. ตามลำดับ แต่ในขั้นตอนการขุดขั้นสุดท้าย (Final Excavation Stage) นั้นการเคลื่อนตัวที่มากที่สุดเปลี่ยนมาอยู่ที่บริเวณ Inclinometer หมายเลข P-82 ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างเท่ากับ 54.46 มม.

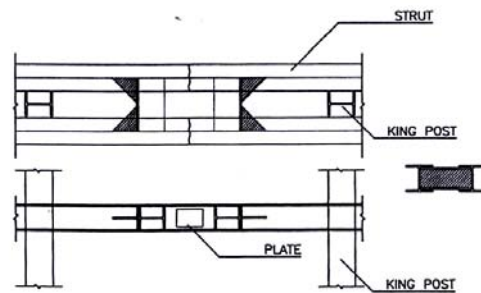
และเพื่อลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ จึงได้มีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในค้ำยัน (Strut) ซึ่งในโครงการ Central World Plaza นั้น ได้กำหนดแรงที่ใส่เข้าไปในค้ำยันเท่ากับ 30%

ขั้นตอนการอัดแรง (Preload) แสดงในรูปที่ 3.12

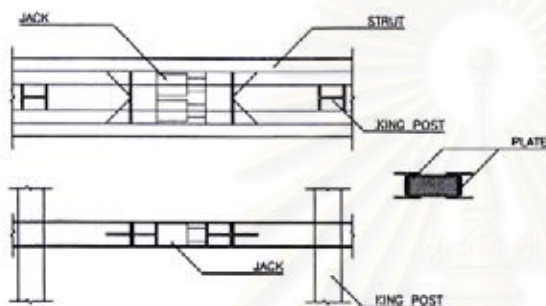
- 1 ทำการเชื่อม H-Beam 300x300 เข้าไปชนกับ Bracing ทั้ง 2 Line ให้แข็งแรง โดยให้ H-Beam 300x300 ทั้ง 2 ตัวห่างกัน 0.4 ม. ตามรูปที่ 3.17 ภาพขั้นตอนที่ 1
- 2 ทำการตัด Bracing ระหว่างกลางของ H-Beam 300x300 ทั้ง 2 Line พร้อมทั้งเชื่อม Plate ไว้ที่ตำแหน่งที่ตัด Bracing ทั้ง 2 Line เพื่อความพร้อมต่อการเชื่อมล๊อคทันทีหลังจากใส่แรงได้ตามที่ต้องการ ตามรูปที่ 3.17 ภาพขั้นตอนที่ 2
- 3 ทำการติดตั้ง Hydraulic Jack ระหว่าง H-Beam 300x300 ทั้งสอง แล้วทำการกำหนดจุดระยะห่างไว้ก่อนทำการ Preload บันทึกระยะห่างลงในตาราง แล้วทำการเดินเครื่องเพิ่มแรงดันให้ได้ 20 ตัน แล้วหยุดวัดค่าระยะห่างลงในตาราง พร้อมทั้งสังเกตการเปลี่ยนแปลงของ Strut หากอยู่ในสภาพปกติให้ทำการเพิ่มแรงดันขึ้นทุกๆ 20 ตัน บันทึกค่าระยะห่าง กระทำทุกขั้นตอนเหมือนครั้งแรก จนได้แรงดันตามที่กำหนดในแต่ละ Line ตามรูปที่ 3.17 ภาพขั้นตอนที่ 3
- 4 ทำการเชื่อม Plate และเชื่อมเสริม Bracing จนแข็งแรง แล้วนำ Hydraulic Jack ออก ตามรูปที่ 3.17 ภาพขั้นตอนที่ 4



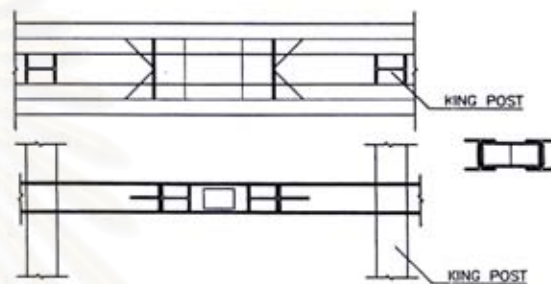
ขั้นตอนที่ 1 ทำการเชื่อม Plate และ H-Beam เพื่อติดตั้ง Hydraulic Jack



ขั้นตอนที่ 2 ทำการตัดค้ำยันพร้อมทั้งเชื่อม Plate



ขั้นตอนที่ 3 ทำการติดตั้ง นำ Hydraulic Jack พร้อมทั้งทำการอัดแรง



ขั้นตอนที่ 4 ทำการเชื่อม Plate และ Strut จนแข็งแรง จึงถอดชุดที่ใช้ทำการอัดแรงออก

รูปที่ 3.17 ขั้นตอนการอัดแรง (Preload)

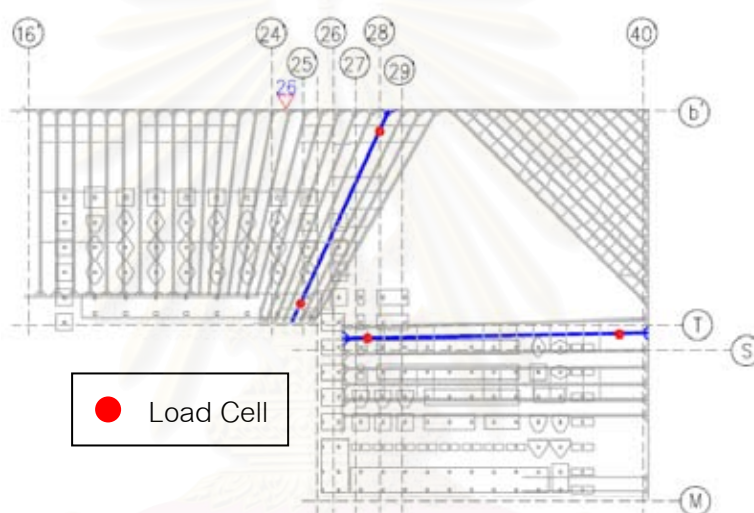


รูปที่ 3.18 Hydraulic Jack และตัวควบคุมที่ใช้ในการอัดแรง

ในส่วนของการวัดค่าแรงดันดินนั้น ได้มีการติดตั้ง Load Cell ไว้กับค้ำยัน (Strut) จำนวน 2 เส้น เส้นละ 4 ตัว คือ บริเวณด้านที่ยันเข้ากับไดอะแฟรมวอลล์ 2 ตัวและด้านที่ยันเข้ากับฐานรากอีก 2 ตัว รวมทั้งหมด 8 ตัว โดยจะทำการติดตั้งไว้ให้ใกล้กับไดอะแฟรมวอลล์หรือฐานรากมากที่สุดเท่าที่จะทำได้เพื่อป้องกันการสูญเสียแรงที่อัดเข้าไปในระบบค้ำยัน ดังแสดงรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20



รูปที่ 3.19 ลักษณะของ Load Cell ที่ใช้ในโครงการ



รูปที่ 3.20 ตำแหน่งของ Load Cell

3.1.2 รายละเอียดการก่อสร้างในบริเวณที่จะนำมาใช้วิเคราะห์

เนื่องจากวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมมวลล้นแบบมีค้ำยัน 1 ชั้นพร้อมทั้งมีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในค้ำยัน ซึ่งวัตถุประสงค์ดังกล่าวตรงกับลักษณะของระบบค้ำยันในโซน D ดังนั้นจึงเลือก Inclinator หมายเลข P-26 ซึ่งอยู่ในโซน D มาใช้ในการวิจัย สาเหตุเนื่องมาจากเป็นตำแหน่งที่มีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างมากที่สุดโซนนี้

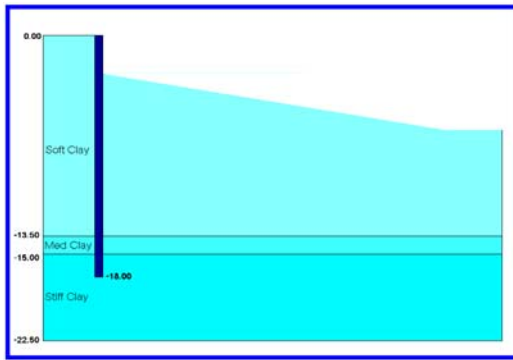
ระบบค้ำยันชั่วคราวที่ใช้มีค้ำยันเพียง 1 ชั้นเป็นค้ำยันเอียงปลายบนอยู่ที่ระดับ -2.1 ม. และยื่นเข้าสู่อาคาร Central World Plaza ปัจจุบันที่ระดับ -7.90 ม. บริเวณ Mat Foundation ใกล้อาคาร Central World Plaza ปัจจุบัน ค้ำยันเป็นค้ำยันคู่ใช้เหล็ก 2-WF 350x350x137 กก./ม. @ 6.00 ม. เอียงทำมุมกับแนวราบ ส่วน Water ใช้เหล็ก

WF 400x400x172 กก./ม. ติดที่ระดับ -2.1 ม และเพื่อเพิ่มกำลังต้านการเคลื่อนตัวด้านข้างของ ไดอะแฟรมวอลล์ ตลอดระยะเวลาของการขุดจึงได้มีการนำเทคนิคการขุดแบบการขุดทิ้งคันดิน (Berm) และเทคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) พร้อมได้มีการอัดแรง (Preload) แบบด้านเดียว เข้าไปในระบบค้ำยัน โดยทำการอัดแรงเข้าหาไดอะแฟรมวอลล์ โดยแรงที่ใช้มีค่ามากที่สุดไม่เกิน 17.04 ตัน/ม. (ขึ้นอยู่กับตำแหน่งของค้ำยัน ซึ่งการอัดแรงในค้ำยันมีค่าประมาณ 30% ของแรงที่ ออกแบบในค้ำยัน)

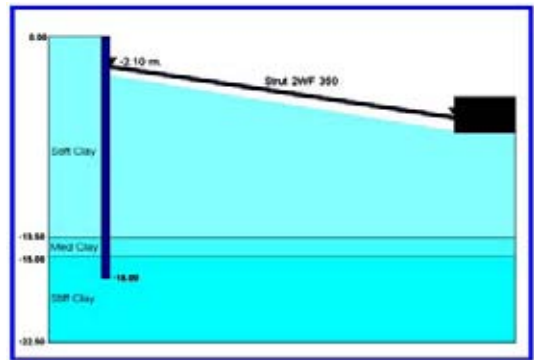
ขั้นตอนการขุด ณ ตำแหน่งของเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง Inclinator หมายเลข P-26 ดังแสดงในรูปที่ 3.21



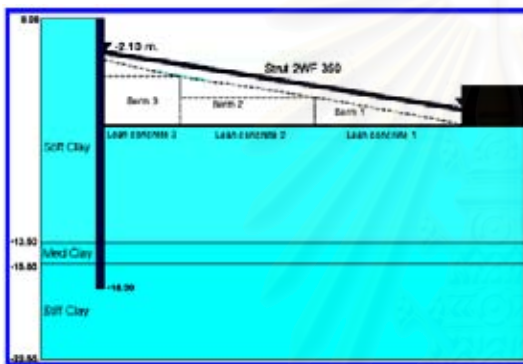
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



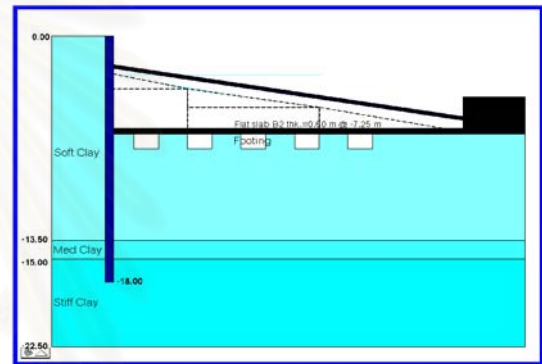
ขั้นตอนที่ 1 ทำการขุดดินด้านติดกับ ไโดอะแฟรมวอลลงไปถึงระดับ -2.60 ม. และด้านที่ติดกับอาคารเดิมที่ระดับ -8.20 ม.



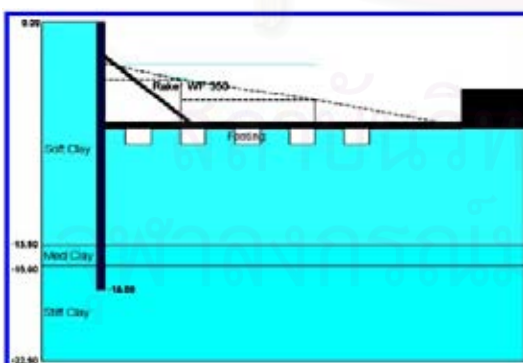
ขั้นตอนที่ 2 ติดตั้งค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม. พร้อมทั้งทำการอัดแรง



ขั้นตอนที่ 3 ขุดดินแบบทิ้ง Berm ต่อ โดยแบ่ง การขุดออกเป็น 3 ส่วน ซึ่งเมื่อทำการขุดในแต่ละส่วนเสร็จต้องเทคอนกรีตหยาบในส่วนนั้นๆ ทันที (ไม่ต้องรอเทพพร้อมกัน)



ขั้นตอนที่ 4 ทำการก่อสร้างฐานรากและเท Flat Slab B2 ที่ระดับ -7.25 ม.



ขั้นตอนที่ 5 ติดตั้ง Raker โดยปลายบนยันเข้ากับไโดอะแฟรมวอลที่ระดับ -2.1 ม. และปลายล่างยันเข้ากับพื้น B2 พร้อมทั้งปลดค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม.

รูปที่ 3.21 แสดงรายละเอียดในแต่ละขั้นตอนการขุด

3.2 สภาพชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

ในการเจาะสำรวจสภาพชั้นดินของโครงการนั้น ได้ทำการเจาะทั้งหมด 3 หลุมที่ 2 ระดับความลึกคือ มี 2 หลุมที่ระดับความลึกในการเจาะสำรวจอยู่ที่ประมาณ -26.00 ม. และอีก 1 หลุมทำการเจาะสำรวจจนถึงระดับประมาณ -70.00 ม. จากระดับผิวดิน ซึ่งสามารถสรุปพารามิเตอร์ต่างๆออกมาได้ดังตารางที่ 3.1 นี้

ตารางที่ 3.1 ค่าคุณสมบัติต่างๆของชั้นดินในโครงการ

Soil type	Depth (m)	ω_n (%)	Unit weight , γ_t ton/m ³	S_u (FV)* ton/m ²	SPT-N Blows/ft
Soft Clay	0.00-13.50	51-70	1.6	2.1	-
Medium Clay	13.50-15.00	50	1.7	3.9	-
Stiff Silty Clay	15.00-22.50	25	1.9	11.6	17
Hard Clay	22.50-30.00	20	2.0	22.5	30

* กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field vane shear test

3.3 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method)

ในการออกแบบกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ (RC Diaphragm wall) นั้น สามารถทำได้หลายวิธี เช่น วิธี Finite Difference, วิธี Beam on Elastic Foundation และวิธี Finite Element Method (FEM) ซึ่งวิธีที่เป็นที่รู้จักและถูกใช้อยู่บ่อยๆคือ 2D Finite Element หรือ Plain Strain นั่นเอง ในการที่จะประมาณค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการทำ FEM ให้ได้ใกล้เคียงกับค่าการเคลื่อนตัวที่วัดได้จริงจากสนามมากที่สุดนั้น โมเดลที่เหมาะสมและค่าคุณสมบัติของดินที่จะใส่เข้าไปนั้นเป็นตัวแปรที่สำคัญที่จะทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมของมันออกมาได้ และคุณสมบัติที่มีความสำคัญเป็นอันดับต้นๆอย่างหนึ่งก็คือ ค่าความแข็งแรงของดินในแต่ละชั้น ซึ่งโดยปกติจะเรียกกันว่า “ค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u)” ค่าของ E_u นั้นมีความสำคัญมากโดยเฉพาะในชั้นดินเหนียวอ่อนที่เป็นชั้นที่จะเป็นตัวชี้้นำที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างและการทรุดตัวที่ผิวดินระหว่างการขุดได้ ซึ่งค่าของ E_u จะขึ้นอยู่กับค่าระดับของความเครียดเฉือน (Shear Strain Level) ดังแสดงในรูปที่ 2.19

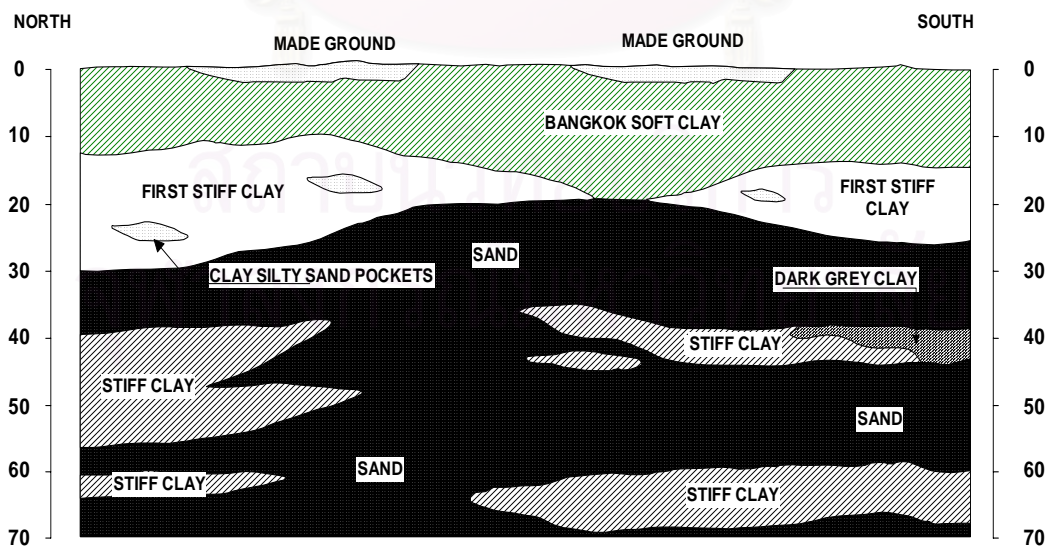
บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

งานวิจัยครั้งนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินใต้อะแพรมวอลล์ของโครงการ Central World Plaza โดยเปรียบเทียบจากข้อมูลที่ได้จากการวัดด้วยเครื่องมือวัดในสนามและผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) โดยใช้โปรแกรม Plaxis ซึ่งข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ และผลการวิเคราะห์ จะได้นำเสนอในหัวข้อต่างๆ ดังต่อไปนี้

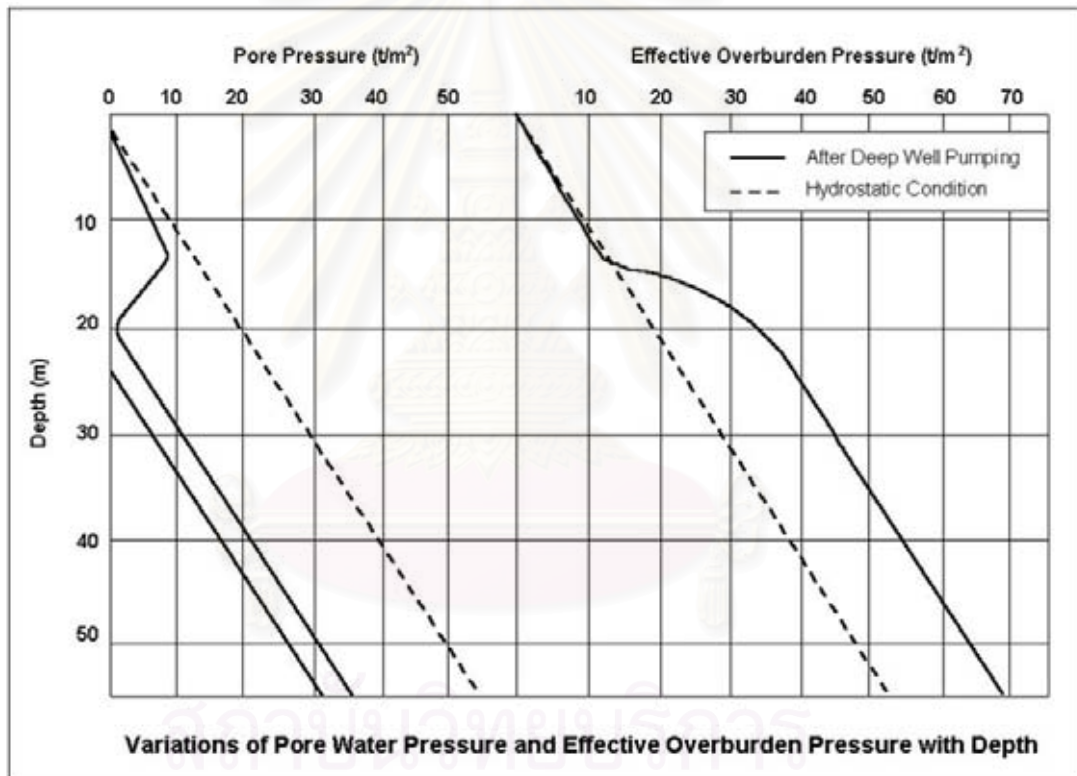
4.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok sub soils)

วันชัย (2544) พบว่าชั้นดินกรุงเทพฯ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 13-16 ม. ความชื้นของดิน (Water Contents) อยู่ระหว่าง 70-80 % มีความไวตัวสูง กำลังรับแรงเฉือนประมาณ 1-1.5 ตัน/ม² ถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ความชื้นของดินอยู่ในช่วง 25-30 % มีความไวตัวต่ำ อยู่ที่ระดับความลึก 16-25 ม. กำลังรับแรงเฉือนสูงประมาณ 8-16 ตัน/ม² ถัดลงมาเป็นชั้นทรายชั้นแรกอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำหนา 10-15 ม. มีค่า SPT N-value อยู่ในช่วง 30-50 ครั้ง/ฟุต ลักษณะชั้นดินทั่วไปแสดงในรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 ลักษณะของชั้นดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544)

ลักษณะแรงดันน้ำใต้ดินจะเป็นแบบ Hydrostatic ในชั้นดินเหนียวอ่อนและจะเริ่มลดลงที่ระดับความลึก 8-10 ม. จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ (Drawdown) ที่ระดับความลึกประมาณ 23 ม. ทั้งนี้เนื่องจากผลการสูบน้ำบาดาลหลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นเป็น Hydrostatic อีกครั้งดังแสดงในรูปที่ 4.2 ซึ่งพอสรุปได้ว่าระดับ Piezometric Level หรือแรงดันน้ำที่แท้จริงของชั้นดินกรุงเทพฯ จะอยู่ที่ระดับประมาณ 23 ม. จากผลการลดระดับของน้ำใต้ดินดังกล่าวจึงเกิดปัญหาแผ่นดินทรุดในเขตกรุงเทพฯ และปริมณฑล ทั้งนี้เนื่องจาก Effective Overburden Pressure ที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.2 นอกจากนี้การลดระดับของน้ำใต้ดิน ทำให้การขุดดินลึกในกรุงเทพฯ จะไม่พบปัญหาและอุปสรรคจากน้ำแต่ประการใด รวมทั้งสามารถก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบแห้ง (Dry Process Bored Pile) ได้ลึกถึงประมาณ 20-21 ม.



รูปที่ 4.2 ลักษณะของระดับน้ำใต้ดินในเขตกรุงเทพมหานคร (วันชัย, 2544)

4.2 ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS พารามิเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์สามารถแบ่งได้ดังต่อไปนี้

4.2.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์

Soil type	Depth (m)	W _n (%)	Unit weight , γ_t ton/m ³	Su(FV) ton/m ²	SPT-N Blows/ft	ν	R _{inter}
Soft Clay	0.00-13.50	51-70	1.6	2.1	-	0.5	0.96
Medium Clay	13.50-15.00	50	1.7	3.9	-	0.5	0.82
Stiff Silty Clay	15.00-22.50	25	1.9	11.6	17	0.5	0.59
Hard Clay	22.50-30.00	20	2.0	22.5	30	0.5	0.44

4.2.2 คุณสมบัติของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์

คุณสมบัติของไดอะแฟรมวอลล์และระบบค้ำยันที่ใช้ในการวิเคราะห์ แสดงดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
f'_c	280	ksc
EA	2.545E+06	ton/m
EI	2.121E+05	tonm ² /m
ω	2.400	ton/m/m
ν	0.15	-

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของคอนกรีตหยาบ (lean concrete) ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
f'_c	150	ksc
thickness	0.15	m
EA	2.794E+05	ton/m
EI	523.923	tonm ² /m
ω	0.36	ton/m/m
ν	0.2	-

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (Flat Slab B2 ที่ระดับ -7.25 ม.) ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
f'_c	350	ksc
thickness	0.60	m
EA	1.707E+06	ton/m
EI	5.122E+04	tonm ² /m
ω	1.44	ton/m/m
ν	0.20	-

ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติของค้ำยันที่ระดับ -2.10 ม. (2WF 350x350x137 กก./ม.) ที่ใช้ในการวิเคราะห์

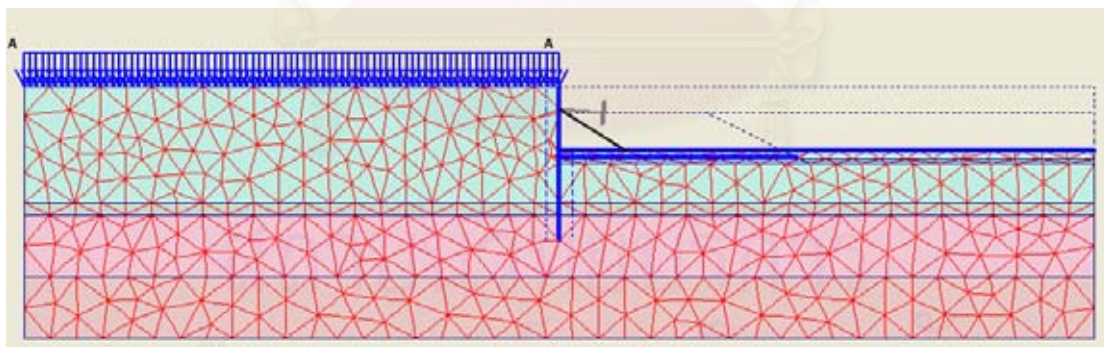
Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
EA	5.113E+05	ton
L_{spacing}	6.00	m

ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติของ Raker (WF 350x350x137 กก./ม.) ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Value	Unit
Material Type	Elastic	-
EA	2.556E+05	ton
$L_{spacing}$	6.00	m

4.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในการวิเคราะห์หักลับ (Back Analysis) ได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Finite Element ชื่อ PLAXIS ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane Strain โดยได้จำลองแบบชั้นดินโดยแบ่งเป็นอิลลิเมนต์ย่อยๆ และจำลองคุณสมบัติดินโดยใช้ Mohr-Coulomb Soil Modeling มีน้ำหนัก (Surcharge) กระทำ 1 ตัน/ม² เนื่องจากชั้นดินทั้งหมดเป็นดินเหนียวจึงใช้การวิเคราะห์เป็นแบบ Total Stress Analysis เท่านั้น และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Su) ของดินได้มาจากการทดสอบด้วยวิธี Field Vane Shear Test ลักษณะของแบบจำลองเป็น Finite Element Mesh ของโครงการแสดงในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 FEM Mesh ของโครงการ

4.3.1 ลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 แนว

ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 แนวนั้นมีลักษณะการโก่งตัวแบบคานยื่น (Cantilever Shape) เกือบทั้งหมด โดยดูได้จากรูปที่ 3.14 ถึงรูปที่ 3.16 ซึ่งเมื่อพิจารณาจากค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างแล้วจะพบว่ามี การเคลื่อนตัวเป็นอย่างมาก ซึ่งส่วนหนึ่ง

ก็มาจากกรณีที่ระบบค้ำยันไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอที่จะรับแรงดันดินที่มากกระทำกับ ไตอะแฟรมวอลล์ได้ซึ่งอาจจะมีสาเหตุมาจากการที่ค้ำยันไม่อยู่ในแนวระนาบทำให้ไม่สามารถรับแรงได้อย่างเต็มที่ ดังนั้นในการก่อสร้างไตอะแฟรมวอลล์นั้นจำเป็นต้องมีระบบค้ำยันที่มีประสิทธิภาพด้วย ซึ่งในการออกแบบนั้นควรจะทำควบคู่กันไปทั้งหมดคือ การออกแบบ ไตอะแฟรมวอลล์, การออกแบบระบบค้ำยันและการอัดแรง และสุดท้ายก็คือในเรื่องของขั้นตอน การขุด ซึ่งทุกส่วนมีความสำคัญเท่ากันทุกส่วน แต่ของโครงการ Central World Plaza นั้นบริษัทที่ ทำการก่อสร้างไตอะแฟรมวอลล์กับบริษัทที่มาดำเนินการขุดนั้นเป็นคนละบริษัทกัน

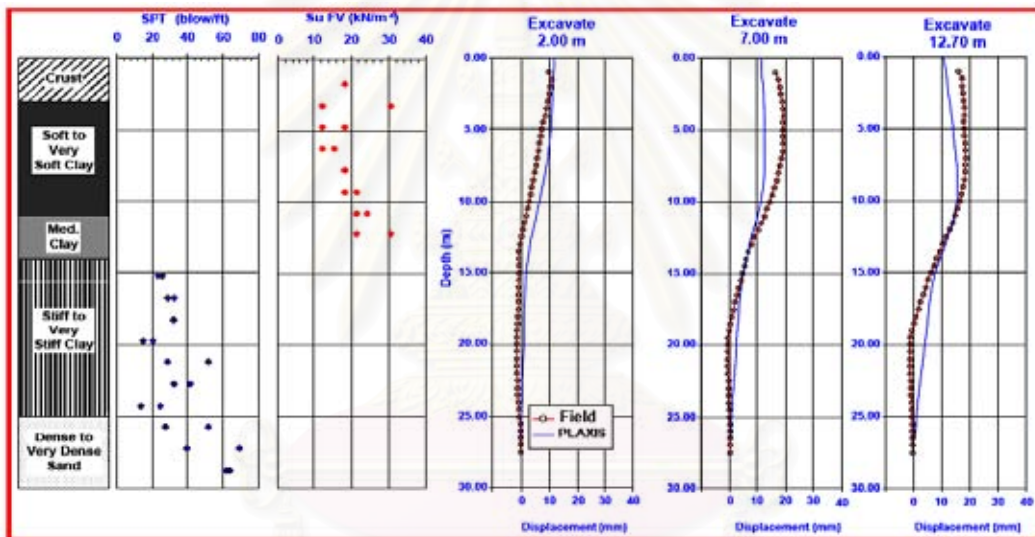
ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่มากที่สุดของโครงการเกิดขึ้นในโซน H ณ ตำแหน่งของ Inclinometer หมายเลข P-50 มีค่าเท่ากับ 68.56 มม. ซึ่งเมื่อพิจารณาจากรูปจะ พบว่า สาเหตุที่โซน H ซึ่งมีระดับการขุดที่น้อยกว่า (-8.05 ม.) นั้นมีค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ของไตอะแฟรมวอลล์มากกว่าโซน S ที่มีระดับการขุดที่ลึกกว่าคือขุดถึงระดับ -15.50 ม. ในส่วนของ บ่อบำบัดน้ำเสียและมีค้ำยันแบบตรงนั้นเป็นเพราะว่า ค้ำยันแบบตรงของโซน S นั้นมีประสิทธิภาพ (Effective) ในการรับแรงดันดินที่ลึกกว่าค้ำยันแบบ Diagonal ของโซน H จึงทำให้ค่าการเคลื่อนตัว ด้านข้างของโซน S น้อยกว่าการเคลื่อนตัวของโซน H นั่นเอง

จากค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดได้จริงจากสนามพบว่า ที่บริเวณปลายล่าง ของ Inclinometer มีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นบ้าง ซึ่งอาจจะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนบ้างเล็กน้อย สาเหตุของการเคลื่อนบริเวณปลายล่างน่าจะมาจากการฝัง Inclinometer ตื้นเกินไป กล่าวคือ ที่ ระดับความลึก -18.00 ม. ซึ่งยังเป็นชั้น^{1st} Stiff Clay นั้นไม่เพียงพอ ควรจะต้องทำการติดตั้งให้ลึก กว่านี้หรืออาจจะต้องให้ฝังลึกถึงชั้น hard clay ส่วนสาเหตุที่ทำให้โครงการนี้ไม่สามารถฝังท่อให้ ลึกกว่านี้เป็นเพราะว่า ในการฝังท่อวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างนั้นทำพร้อมกับการก่อสร้าง ไตอะแฟรมวอลล์ ซึ่งเป็นขั้นตอนการก่อสร้างที่แล้วเสร็จก่อนที่เราจะเข้าไปทำการวิจัย ดังนั้นจึงถือ เป็นข้อจำกัดของงานวิจัยอย่างหนึ่ง

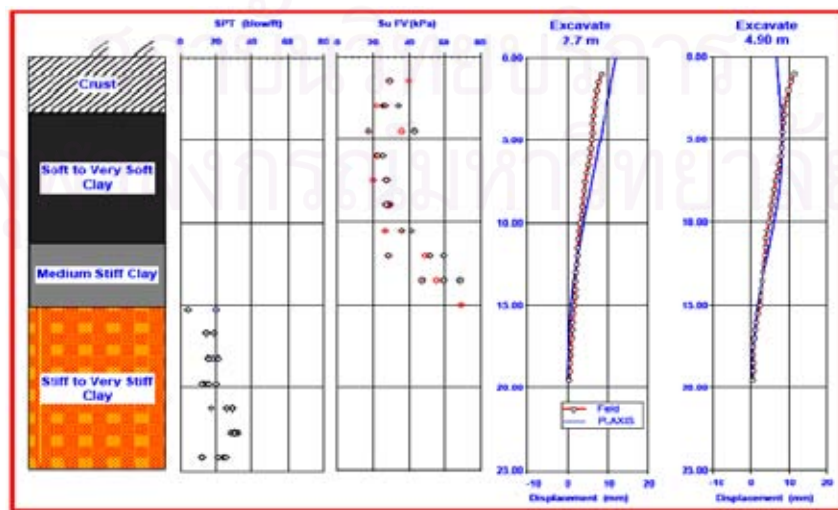
4.3.2 ลักษณะการเคลื่อนตัวของไตอะแฟรมวอลล์บริเวณที่ศึกษา (Inclinometer หมายเลข P-26)

การศึกษาวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพง กันดินเพื่อนำมาทำการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) สำหรับการหาค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) ในแต่ละขั้นตอนการขุดและนำไปเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวของ ไตอะแฟรมวอลล์ที่วัดได้จริงในสนามให้ใกล้เคียงกันมากที่สุด ซึ่งจากงานวิจัยที่เคยทำไว้ก่อนนี้ของ Wanchai (1999) ทั้งในโครงการของมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, โครงการทางลอดใต้แยกดินแดง

หรือโครงการสารคอมเพล็กซ์นั้นใช้ค่าโมดูลัสของดิน (Eu) ที่ใช้ในขั้นตอนการขุดสุดท้าย (Final Excavation) เท่ากับ 500 และ 2000 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Su) ของดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.4 และรูปที่ 4.5 ซึ่งค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับนั้นจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงที่วัดจาก Inclinometer เฉพาะในขั้นตอนสุดท้ายเท่านั้น แต่ในงานวิจัยนี้ เราจะทำการประมาณค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์หักกลับให้ใกล้เคียงกับค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริงที่วัดจาก Inclinometer ในทุกๆขั้นตอนการขุด ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็นขั้นๆดังต่อไปนี้คือ 1) ขั้นตอนการขุดลึก -2.6 ม. (1st Excavation Stage) 2) ขั้นตอนการขุดลึก 2.6 ม. และทำการติดตั้งค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม. พร้อมทั้งอัดแรง (Preloading Stag) และ 3) ขั้นตอนการขุดลึกสุดท้ายที่ระดับ -8.85 ม. (Final Excavation Stage)



รูปที่ 4.4 โครงการมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (Teparaksa, 1999)



รูปที่ 4.5 โครงการทางลอดใต้แยกดินแดง (Teparaksa, 1999)

4.3.2.1 ขั้นขุดลึก -2.6 ม. (First Stage)

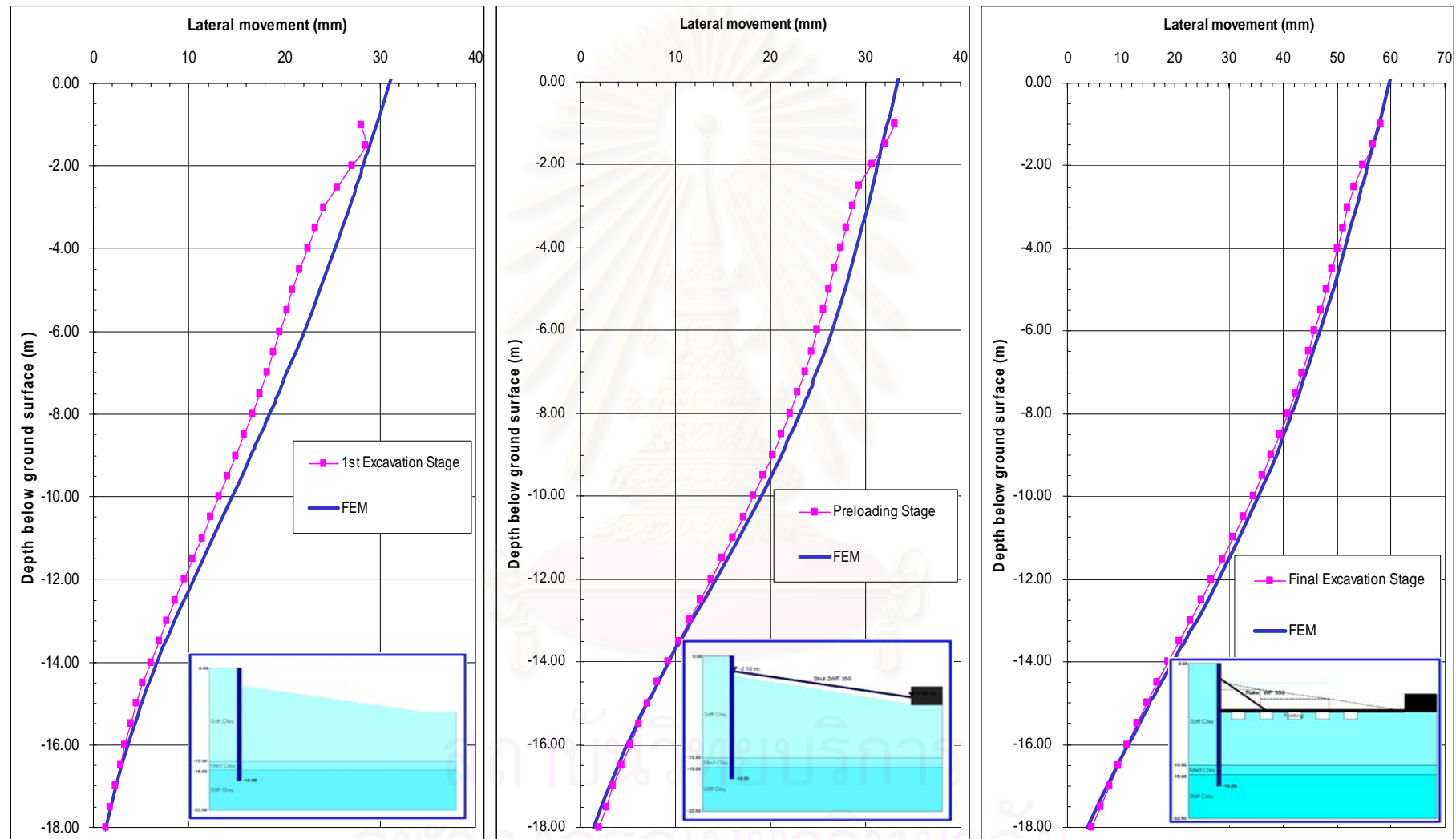
ในขั้นตอนการขุดนี้ ค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 750, 750 และ 2000 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1^{st} stiff Clay) ตามลำดับ และผลจากการทำ FEM พบว่าค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดเท่ากับ 29.05 มม. ในขณะที่ค่าจากการวัดจริงได้เท่ากับ 28.47 มม. ที่ระดับความลึก -1.5 ม. ดังแสดงในรูปที่ 4.6a

4.3.2.2 ขั้นขุดลึก 2.6 ม.และทำการติดตั้งค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม. พร้อมตั้งอัดแรง (Preloading Stage)

ค่าการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการทำ FEM มีค่ามากที่สุดที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์เท่ากับ 32.57 มม. ในขณะที่การเคลื่อนตัวมากที่สุดของไดอะแฟรมวอลล์ที่วัดจริงเท่ากับ 33.12 มม. ต่างกัน 0.55 มม. ลักษณะการเคลื่อนตัวทั้งที่ได้จากการวัดจริงและได้จากการทำ FEM แสดงในรูปที่ 4.6b ซึ่งจะเห็นว่าลักษณะการเคลื่อนตัวมีลักษณะไปในทิศทางเดียวกัน สำหรับค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) ที่เหมาะสมมีค่าเท่ากับ 400, 400 และ 1600 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1^{st} stiff Clay) ตามลำดับ

4.3.2.3 ขั้นขุดลึกสุดท้ายที่ระดับ -8.85 ม. ((Final Excavation Stage)

จากการวิจัยพบว่าค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) ที่เหมาะสมในขั้นตอนการขุดนี้มีค่าเท่ากับ 250, 300 และ 1500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1^{st} stiff Clay) ตามลำดับ ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จาก FEM นั้นมีค่าเท่ากับ 58.20 มม. ที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์ และเมื่อนำมาเทียบกับข้อมูลการเคลื่อนตัวที่วัดได้จริงจากในสนามซึ่งมีค่าเท่ากับ 58.09 มม. นั่นถือว่าใกล้เคียงกันมาก (แตกต่างกันเพียง 0.11 มม. หรือ 0.189%) อีกทั้งลักษณะการเคลื่อนตัวจากการทำ FEM และจากการวัดในสนามนั้นเป็นไปในลักษณะเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด ดังแสดงในรูปที่ 4.6c



a) ชั้นขุดลึก -2.6 ม.

b) ชั้นขุดลึก 2.6 ม. และทำการติดตั้งค้ำยันที่ระดับ
-2.1 ม. พร้อมทั้งอัดแรง

c) ชั้นขุดลึกสุดท้ายที่ระดับ -8.20 ม.

รูปที่ 4.6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์วัดจาก Inclinator หมายเลข P-26 เปรียบเทียบกับ FEM

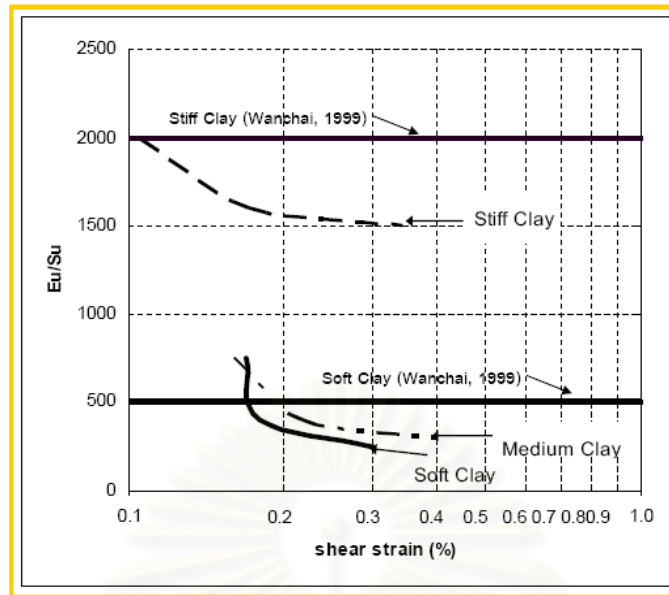
4.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) กับค่าความเครียดเฉือน (shear strain)

ความเครียดเฉือน (Shear strain) ที่ได้วัดจากการเคลื่อนตัวจริงที่วัดจากในสนามของไดอะแฟรมวอลล์ และนำมาหาความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) ได้ดังตารางข้างล่างนี้

ตารางที่ 4.7 อัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) กับค่าความเครียดเฉือน (shear strain)

		ชั้นขุดลึก -2.6 ม.	ชั้นขุดลึก 2.6 ม. และทำการติดตั้งค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม. พร้อมทั้งอัดแรง	ชั้นขุดลึกสุดที่ระดับ -8.20 ม.
Soft clay	Shear strain (%)	0.17	0.18	0.30
	$\frac{E_u}{S_u}$	750	400	250
Medium clay	Shear strain (%)	0.16	0.22	0.40
	$\frac{E_u}{S_u}$	750	400	300
1 st Stiff clay	Shear strain (%)	0.10	0.17	0.34
	$\frac{E_u}{S_u}$	2000	1600	1500

จากการวิเคราะห์พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่แต่จะแปรผันตามค่า Strain ของดินโดยพบว่าที่ระดับ Strain ของดินต่ำๆ ค่า Young's Modulus ของดินจะมีค่าสูงมาก และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear Behavior) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Strain ต่ำ แต่ที่ระดับ Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลงดังแสดงในรูปที่ 4.7 ซึ่งจะต่างกับผลการวิจัยของ Wanchai (1999) ที่จะใช้ค่าเดียวกันในทุกขั้นตอนของการขุด



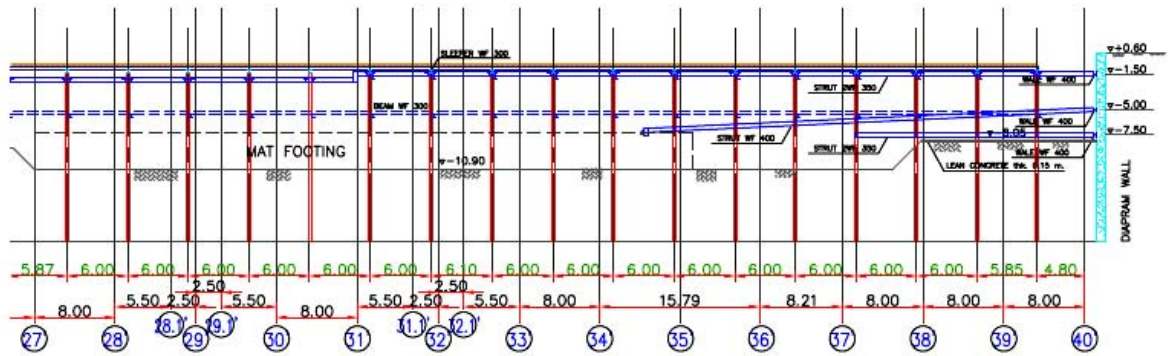
รูปที่ 4.7 อัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสของดินกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ($\frac{E_u}{S_u}$) กับค่าความเครียดเฉือน (Shear Strain)

4.3.4 การนำผลการวิเคราะห์ไปใช้กับโซนการขุดอื่นๆในโครงการ

เนื่องจากวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์แบบมีค้ำยัน 1 ชั้นพร้อมทั้งมีการอัดแรง (Preload) เข้าไปในค้ำยัน ดังนั้นจึงได้ทำการเลือก Inclinomater หมายเลข P-26 ที่อยู่ในโซน D มาใช้ในการวิจัยนั้น (สาเหตุเนื่องมาจาก ณ ตำแหน่งนี้มีค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างมากที่สุดโซนนี้) ซึ่งควรจะมีการนำผลการทำการวิเคราะห์หักลับ (Back Analysis) จากบริเวณนี้ไปใช้ประมาณค่าการเคลื่อนตัวของด้านข้างในโซนอื่นด้วย โดยใช้ค่าโมดูลัส (E_u) ของดินเฉพาะที่ขั้นตอนการขุดสุดท้าย (Final Excavation Stage) ภายใต้สมมติฐานเดียวกัน ซึ่งได้ผลดังต่อไปนี้

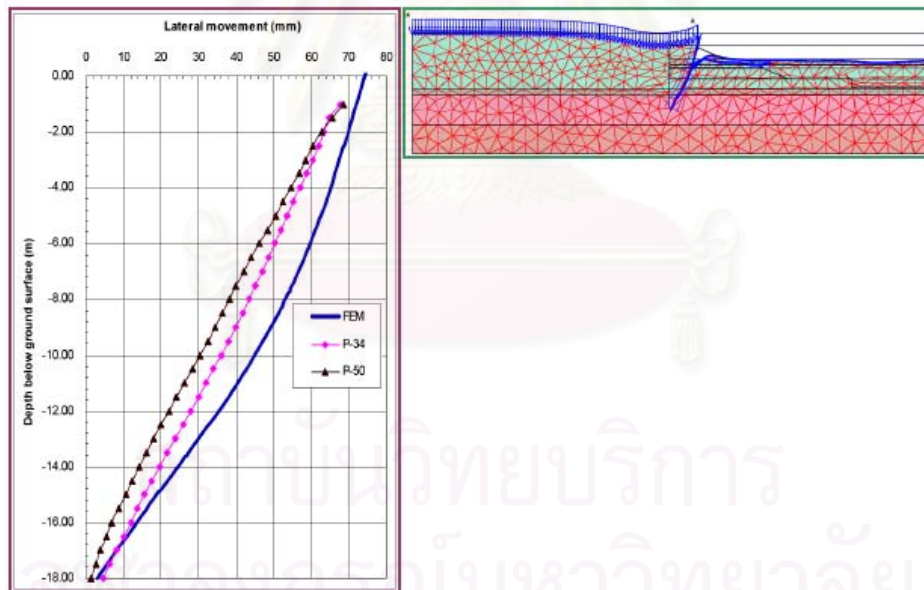
4.3.4.1 ค่าการเคลื่อนตัวในโซน H

ระดับการขุดลึกที่สุดอยู่ที่ -12.80 ม. อยู่ในบ่อลิฟท์ ค้ำยันในโซนนี้แบ่งเป็น 3 แบบ คือ 1) ค้ำยันเอียง (Diagonal Strut) ยันเข้าหาไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 ด้าน 2) ค้ำยันเอียงยันเข้ากับ Mat Foundation และสุดท้ายคือค้ำยันตรงที่อยู่ใน Inner Sheet Pile ดังแสดงในรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 ภาพตัดบริเวณโซน H

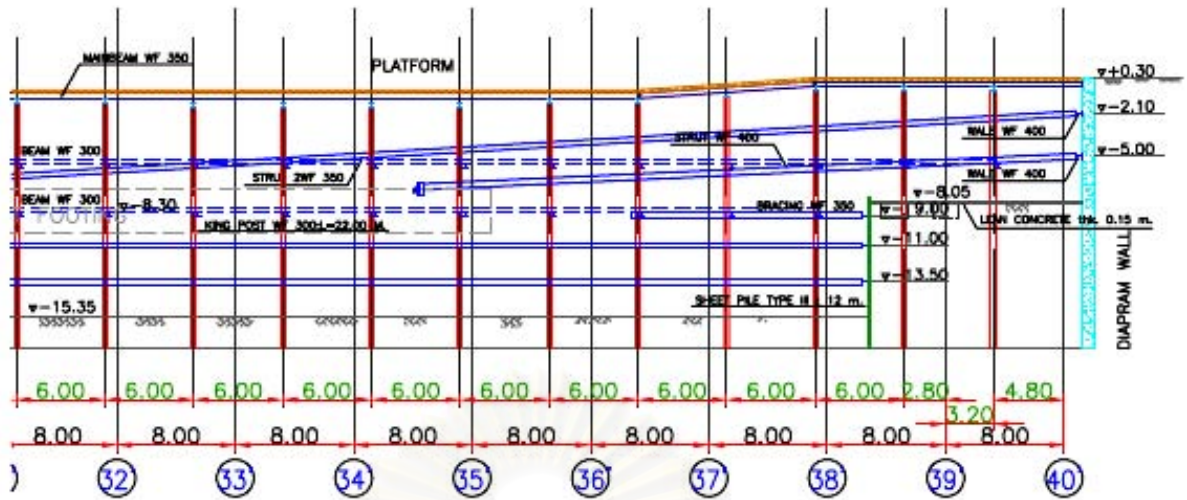
สำหรับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงจากในสนามที่ถูกนำมาใช้เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวจากการทำ FEM คือค่าการเคลื่อนตัวจาก Inclinator หมายเลข P-50 ซึ่งมีการการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่บริเวณปลายมากที่สุดโซนนี้ และค่าการเคลื่อนตัวจาก Inclinator หมายเลข P-34 ซึ่งมีค่าการเคลื่อนตัวที่ปลายน้อยกว่า P-50 แต่มีค่าการเคลื่อนตัวบริเวณช่วงกลางของระดับการขุดที่มากกว่า ผลการวิเคราะห์ที่กลับดังแสดงในรูปที่ 4.9



รูปที่ 4.9 การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมมวลลในโซน H ที่ระดับการขุดสุดท้าย

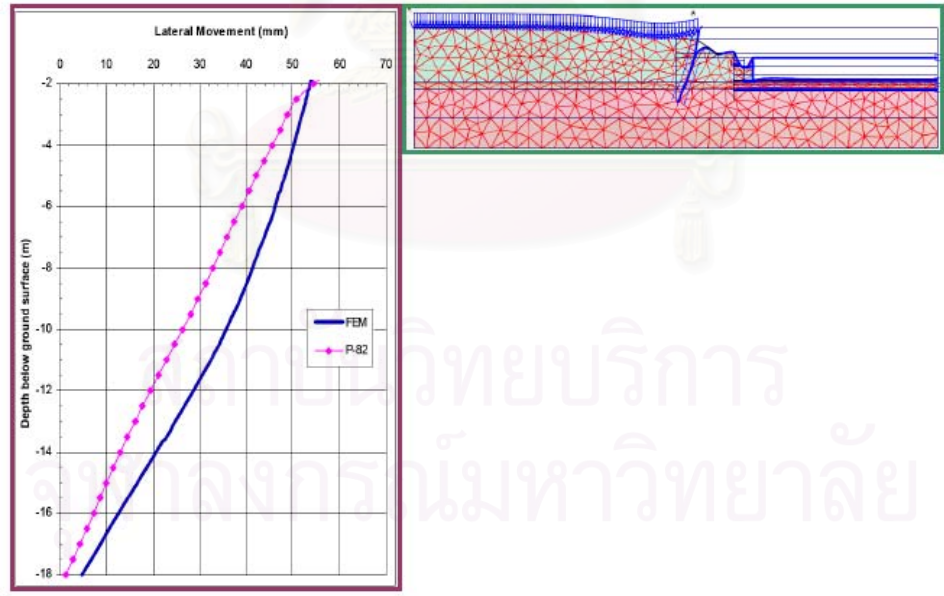
4.3.4.2 ค่าการเคลื่อนตัวในโซน S

ระดับการขุดลึกสุดอยู่ในบ่อบำบัดน้ำเสีย (WWT) ที่ระดับ -15.50 ม. ค้ำยันในโซนนี้แบ่งได้ดังต่อไปนี้คือ 1) ค้ำยันเอียงยันเข้ากับ Mat Foundation ที่อยู่ใกล้กับอาคาร Central World Plaza ปัจจุบัน 2) ค้ำยันเอียงยันเข้ากับ Mat Foundation และสุดท้ายค้ำยันที่ยันใน Inner Sheet Pile ดังแสดงในรูปที่ 4.10



รูปที่ 4.10 ภาพตัดบริเวณโซน S

สำหรับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่วัดจริงจากในสนามที่ถูกลำนำมาใช้เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวจากการทำ FEM คือค่าการเคลื่อนตัวจาก Inclinator หมายเลข P-82 ซึ่งมีการการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่บริเวณปลายมากที่สุดโซนนี้ ผลการวิเคราะห์ห้กลับดังแสดงในรูปที่ 4.11



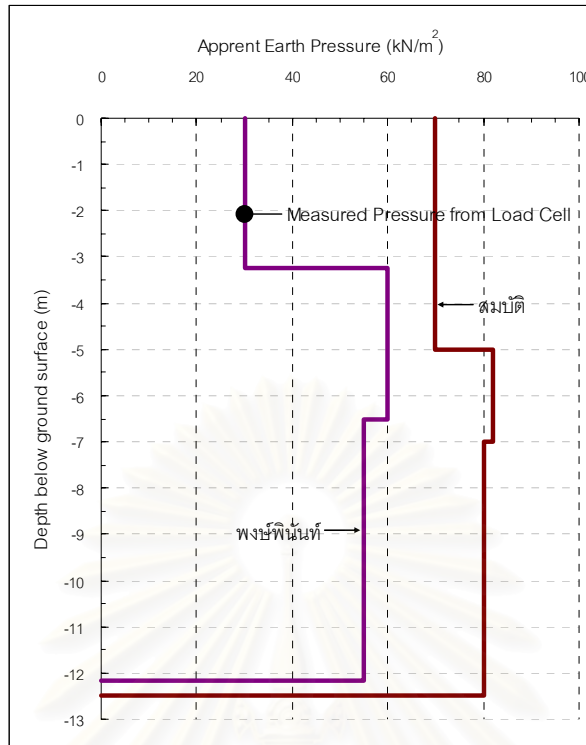
รูปที่ 4.11 การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมมวลลในโซน S ที่ระดับการขุดสุดท้าย

4.4 แรงดันดิน (Apparent Earth Pressure Diagram)

โครงการ Central World Plaza ได้มีการติดตั้ง Load Cell จำนวน 8 ตัวเพื่อวัดแรงในค้ำยันเพื่อศึกษาผลของแรงอัด ณ จุดต่างๆ พบว่า แรงอัดบริเวณจุดที่ติดกับไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าสูงสุดและลดลงจนเกือบจะเป็นศูนย์หรือไม่มีแรงอัดเลยในบริเวณที่ห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ออกไป ทั้งนี้เนื่องจากการสูญเสีย (Loss) พลังงานเนื่องจากการโก่งตัวของค้ำยัน

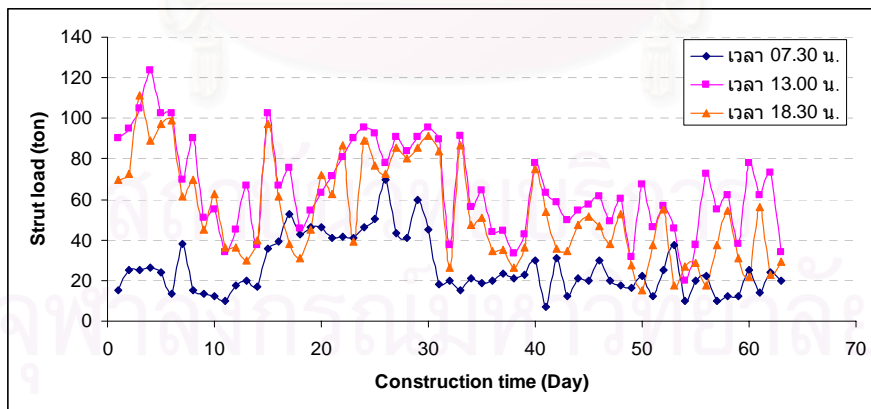
ในส่วนแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก load cell ที่ติดในค้ำยันที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.12 นั้นพบว่ามีความเท่ากับ 30 kN/m^2 ซึ่งถือว่าต่ำมาก อาจเกิดจากการที่ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์มีค่ามากหรือกล่าวอีกอย่างหนึ่งก็คือระบบค้ำยันยังไม่แข็งแรง ซึ่งอาจเป็นเพราะการที่ค้ำยันเอียงทำให้ไม่สามารถรับแรงได้เต็มที่ ซึ่งเมื่อนำค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load cell ที่ติดในค้ำยันของโครงการ Central World Plaza ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยของพงษ์พินันท์ (2548) ที่ทำวิจัยในโครงการ Siam Paragon และงานวิจัยของสมบัติ (2548) ที่ทำโครงการ The Park Chidlom จะพบว่า ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load cell ที่ติดในค้ำยันนั้นของสมบัติจะมีค่ามากที่สุด รองลงมาคือของพงษ์พินันท์และน้อยที่สุดคือของโครงการ Central World Plaza สาเหตุที่เป็นเช่นนั้นเนื่องจากว่าระบบค้ำยันของโครงการ Central World Plaza มีความแข็งแรงน้อยที่สุด ซึ่งในงานวิจัยของสมบัติที่ทำไว้ในโครงการ The Park Chidlom นั้น ระบบค้ำยันเป็นแบบยันตรงเข้ากับ Secant Pile Wall ค้ำยันจึงสามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่ ในขณะที่งานวิจัยของพงษ์พินันท์ที่ทำวิจัยในโครงการ Siam Paragon นั้นเป็นการค้ำยันแบบผสม คือมีทั้งค้ำยันตรงและค้ำยันเอียงยันเข้าหาไดอะแฟรมวอลล์ ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจึงน้อยกว่าของสมบัติ สุดท้ายคือของงานวิจัยนี้นั้น ระบบค้ำยันเป็นค้ำยันเอียงเพียงอย่างเดียว ทำให้ไม่สามารถรับแรงได้อย่างเต็มที่ และอีกสาเหตุหนึ่งก็คือความยาวของค้ำยันที่ยาวมากกว่าของโครงการ Siam Paragon ทำให้ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงมีค่าน้อยที่สุด

สถาบันนวัตกรรมการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



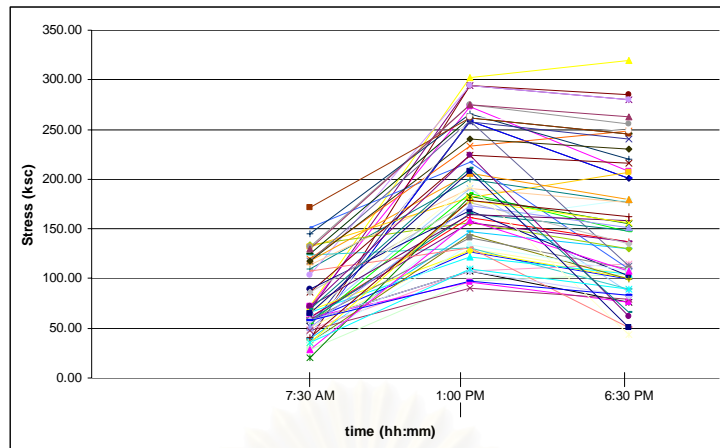
รูปที่ 4.12 Earth Pressure Diagram ทั้งที่ได้จากการวัดจริงและจากทฤษฎีต่างๆ

จากรูปที่ 4.13 พบว่า แรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดตั้งในค้ำยันจะแปรผันตามกับอุณหภูมิ กล่าวคือ ถ้าอุณหภูมิเพิ่มขึ้น ตัวอย่างเช่น อุณหภูมิในตอนเช้าจนถึงเวลากลางวัน ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดตั้งในค้ำยันก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย

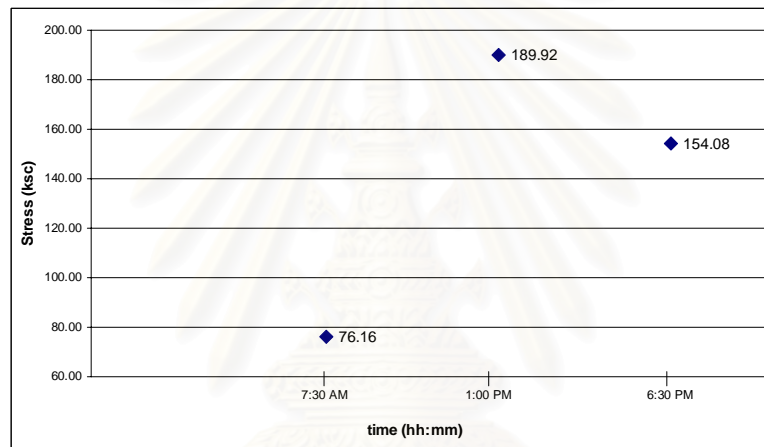


รูปที่ 4.13 แรงอัดที่วัดได้จาก Load Cell ในช่วงเวลาต่างๆ

ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่มีต่อระบบค้ำยัน (Temperature Effect) นั้น เมื่อนำมาทำการวิเคราะห์ก็กลับพบว่า แรงเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิที่ได้จากการวัดจริงนั้นมีค่าเท่ากับ 113.82 ksc ดังแสดงในรูปที่ 4.14 และรูปที่ 4.15



รูปที่ 4.14 ผลการวัดแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดไว้ในค้ำยันในช่วงเวลาต่างๆ



รูปที่ 4.15 แรงเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิตั้งในช่วงเวลาต่างๆ

4.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมในแต่ละขั้นตอนของการขุด

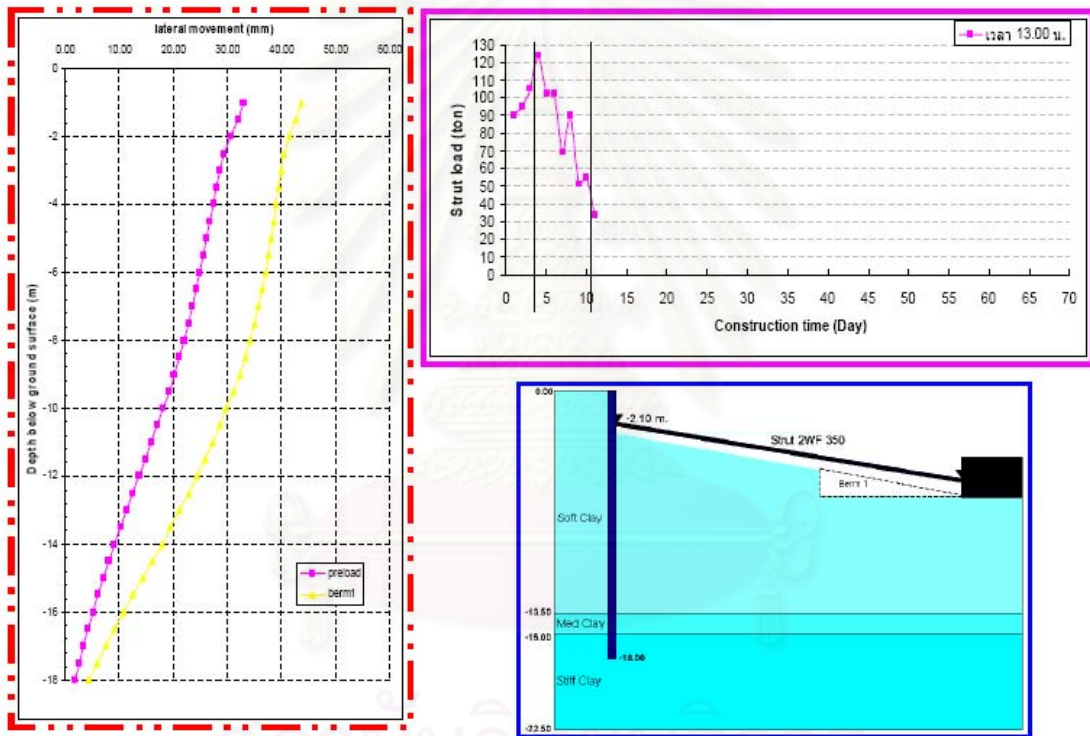
เนื่องจากการขุดในแต่ละขั้นตอนนั้น จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์และแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดไว้ในค้ำยันที่แตกต่างกันออกไป ดังนั้นจึงควรนำพฤติกรรมในแต่ละขั้นตอนการขุดมาทำการวิเคราะห์ โดยสามารถแบ่งขั้นตอนการขุดได้ดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 ขุดคันดิน 1 ออก

จากรูปที่ 4.16 ตามหลักการแล้ว เมื่อทำการขุดคันดิน (Berm) ออก ค่าแรงใน load cell ต้องมีค่ามากขึ้นเพราะว่าไดอะแฟรมวอลล์เกิดการเคลื่อนตัวเข้าหาด้านที่มีการขุด แต่ในงานวิจัยนี้เมื่อขุดคันดิน (Berm) ออก ค่าแรงใน Load Cell กลับมีค่าลดลง แสดงให้เห็นว่าค้ำยันไม่แข็งแรงที่จะรับค่าแรงดันดินที่เกิดขึ้นกับไดอะแฟรมวอลล์ได้ กล่าวคือ เมื่อไดอะแฟรมวอลล์เกิดการ

เคลื่อนตัวเข้ามาในด้านที่มีการขุดนั้น ค้ำยันก็จะถอยออกมาเรื่อยๆเหมือนกัน ทำให้ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ลดลง และเมื่อพิจารณาจากลักษณะการเคลื่อนตัวพบว่า ไดอะแฟรมวอลล์มีการเคลื่อนทั้งตัวอีกทั้งยังมีลักษณะเป็นการโก่งตัวแบบป่องกลาง ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่มากที่สุดที่สุดในขั้นตอนนี้เมื่อเทียบกับการเคลื่อนตัวในขั้นตอนการขุดขั้นที่แล้ว (Preloading Stage) นั้นจะอยู่ที่ประมาณ -7.00 ถึง -9.00 ม. แสดงให้เห็นว่า การเคลื่อนตัวที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นอยู่ในบริเวณนี้ ไม่ใช่บริเวณปลายบนของไดอะแฟรมวอลล์ที่มีค้ำยันอยู่และอีกสาเหตุหนึ่งก็คือการที่ค้ำยันมีความยาวมากนั้น ทำให้ยันไม่ค่อยอยู่ ดังนั้นค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงใน Load Cell จึงมีค่าลดลง

ชุด Berm 1 ออก

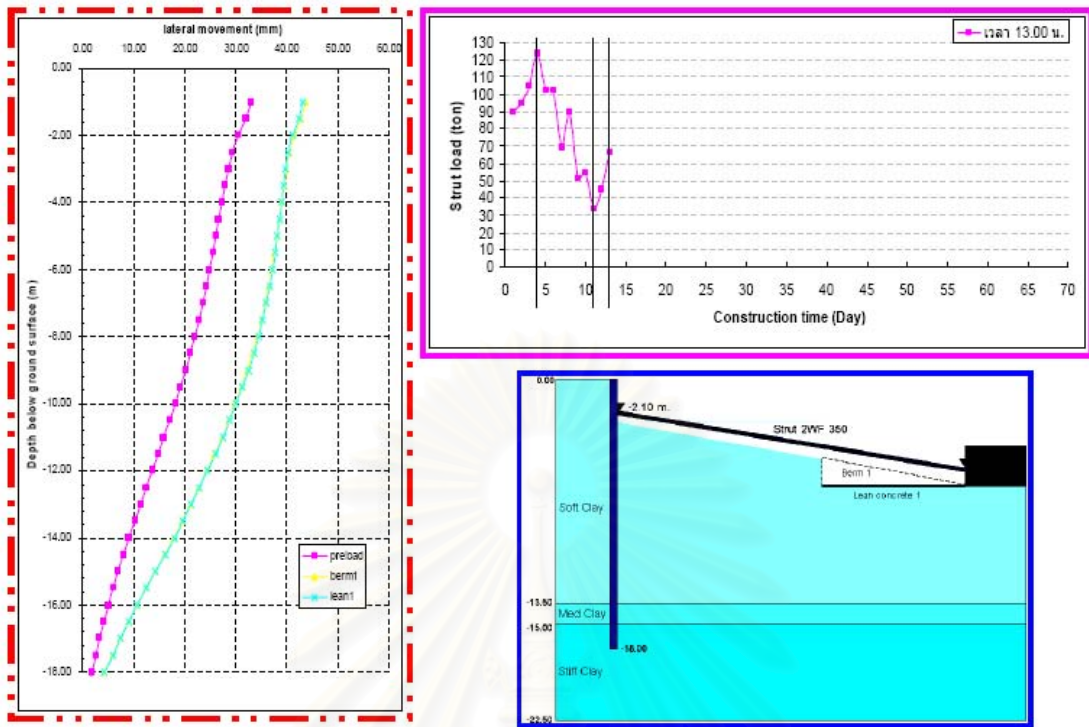


รูปที่ 4.16 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 1

ขั้นตอนที่ 2 เทคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) 2

จากรูปที่ 4.17 พบว่า เมื่อเทคอนกรีตหยาบแล้ว ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงใน Load Cell มีค่าเพิ่มขึ้น แสดงว่าการเทคอนกรีตหยาบสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้โดยพิจารณาจากกราฟการเคลื่อนตัวด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์จะเห็นว่า มีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นน้อยมาก

เสา lean concrete 1

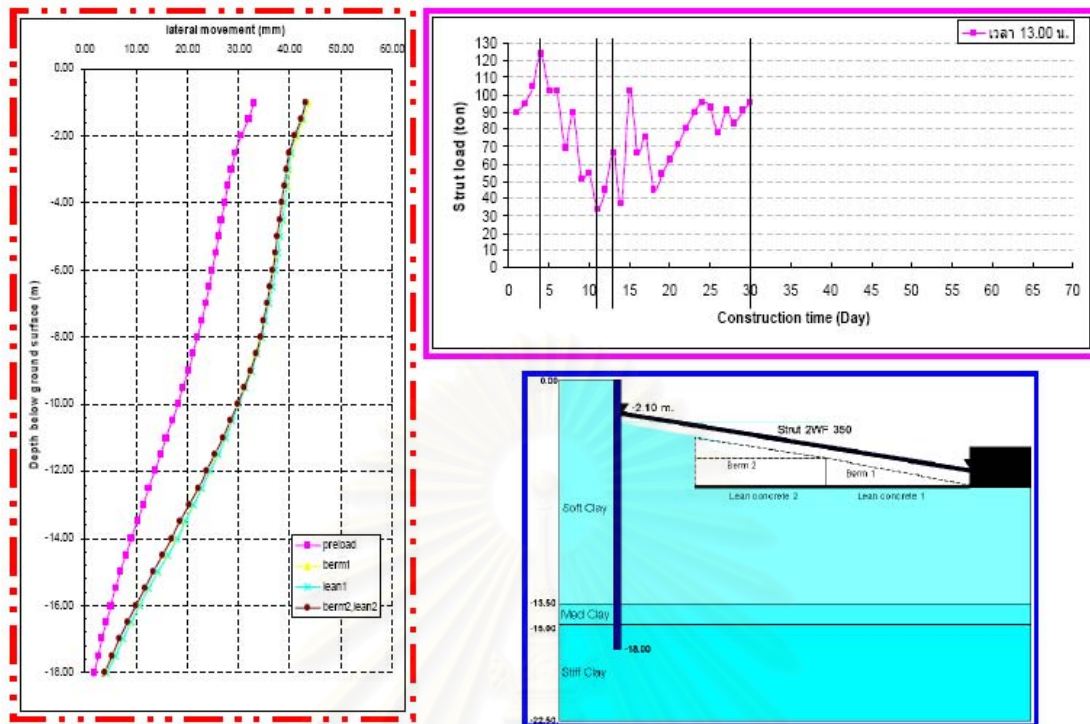


รูปที่ 4.17 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 2

ขั้นตอนที่ 3 ขุดคันดิน (Berm) 2 และเทคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) 2

จากรูปที่ 4.18 พบว่า ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างคือ ค่าแรงดันดินที่เพิ่มขึ้นหมายความว่าค้ำยันสามารถรับแรงดันดินที่กระทำกับไดอะแฟรมวอลล์ได้ จึงทำให้เกิดการเคลื่อนตัวที่ไม่มากนัก

ชุด Berm 2 และเท lean concrete 2



รูปที่ 4.18 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 3

ขั้นตอนที่ 4 ชุดคันดิน (Berm) 3 และเทคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) 3

ในขั้นตอนนี้เป็นขั้นตอนที่อันตรายที่สุดในงานชุดก็ว่าได้เนื่องจากว่า ต้องทำการชุดคันดิน (Berm) ที่ติดกับไดอะแฟรมวอลล์ออกทั้งหมด ดังนั้นในการชุดจึงต้องทำการชุดแบบเป็นร่องๆ (Strip) กว้างร่องละประมาณ 6.00 ม. ไล่เข้าหาไดอะแฟรมวอลล์และเทคอนกรีตหยาบ (Lean Concrete) ทันที ค่อยๆทำที่ละร่องจนเสร็จ ซึ่งจะทำให้ต้องใช้เวลาในการชุดค่อนข้างนาน ทำให้ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงมีค่าค่อนข้างกระจัดกระจายแต่ก็ยังเป็นแนวโน้มลงอยู่ ซึ่งสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นมากอย่างเห็นได้ชัดดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งจากงานวิจัยของวันชัย (2543) พบว่า การชุดแบบใช้คันดินพร้อมกับเทคอนกรีตหยาบจะช่วยทำให้การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินลดลงอย่างมาก ซึ่งพฤติกรรมของคันดินและคอนกรีตหยาบน่าจะประกอบไปด้วยพฤติกรรม 3 ส่วนด้วยกันคือ

1. แรงเสียดทาน เป็นแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างคันดินกับคอนกรีตหยาบ ซึ่งพฤติกรรมและการคำนวณนั้น มีวิธีการเช่นเดียวกับการคำนวณหาแรงเสียดทานในเสาเข็ม

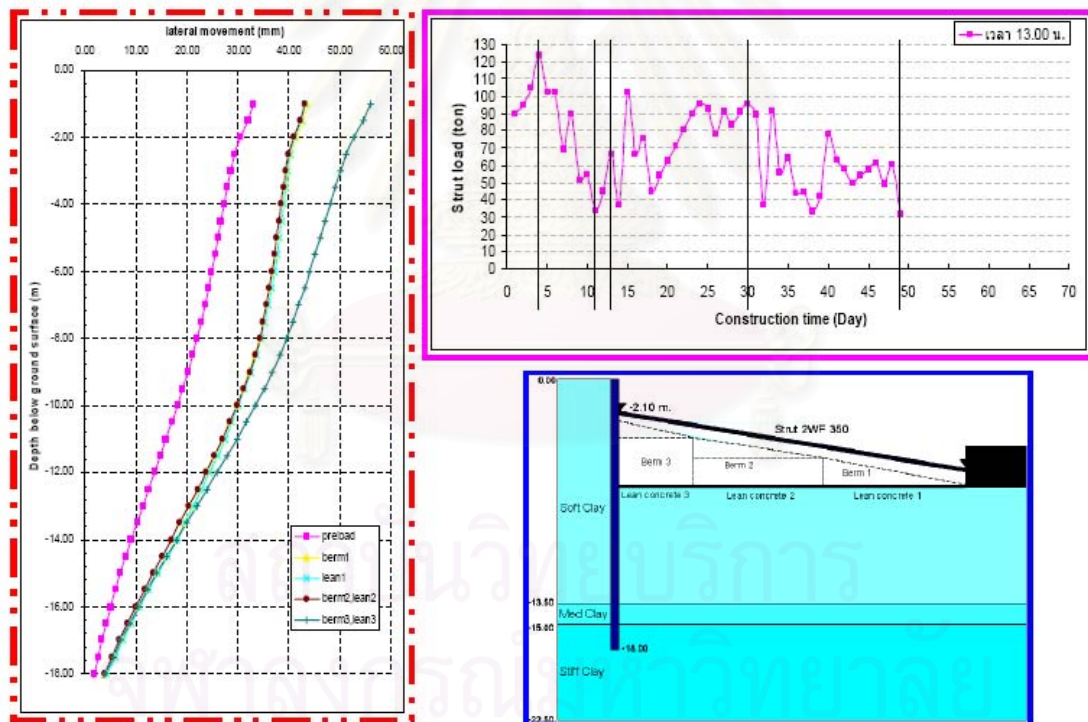
2. Passive Force เป็นแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน กล่าวคือ เมื่อมีการชุดดินเพื่อทำการก่อสร้างนั้น จะเกิดแรงดันดินที่อยู่หลังกำแพงกันดินขึ้นแรงที่เกิดขึ้นเรียกว่า At Rest Earth Pressure แรงที่เกิดขึ้นนี้จะกระทำกับกำแพงกันดิน ทำให้

กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวเข้ามาภายในบริเวณงานก่อสร้าง ขณะที่กำแพงกันดินเคลื่อนตัวนั้น แรงดันดินจะเปลี่ยนจาก At Rest Earth Pressure กลายเป็น Active Earth Pressure ขณะเดียวกันเมื่อกำแพงกันดินเคลื่อนตัวเข้ามานั้นจะทำให้คันดินที่อยู่ภายในบริเวณงานก่อสร้างนั้นเกิดแรงต้านภายในคันดินขึ้น ซึ่งเรียกแรงต้านนี้ว่า Passive Earth Pressure หลักการวิเคราะห์และคำนวณนั้นได้ใช้ทฤษฎี Rankine Passive Earth Pressure

3. Bearing Capacity เมื่อคันดินถูกแรงดันดินกระทำ แนวความวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนก็จะขยายกลับไปกระทำกับกำแพงกันดิน ทำให้เกิดแรงกระทำกระทำด้านแรงดันดินที่กระทำมา

ดังนั้นงานวิจัยของวันชัย (2543) นี้จึงสามารถสรุปได้ว่าการนำคอนกรีตหยาบและคันดินมาใช้สามารถเพิ่มประสิทธิภาพให้กับระบบค้ำยันของกำแพงกันดินได้เป็นอย่างมาก นอกจากนั้นคันดินน่าจะรับแรงดันดินด้านข้างด้วยพฤติกรรมแบบ Bearing และ Passive Force

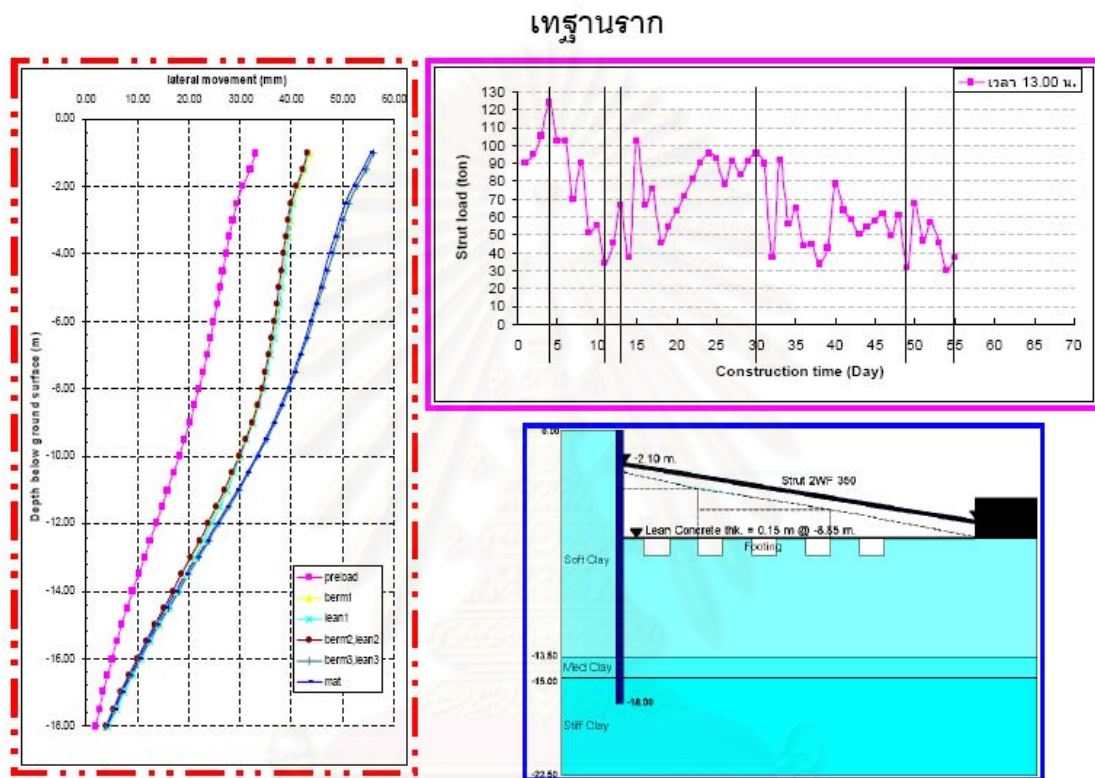
ชุด Berm 3 และเท lean concrete 3



รูปที่ 4.19 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการชุดที่ 4

ขั้นตอนที่ 5 เฐานราก

จากรูปที่ 4.20 พบว่าแนวโน้มของแรงค้ำข้างจะคงที่ เพราะว่าหลังจากเทคอนกรีตหยาบแล้ว ระบบจะเริ่มเข้าสู่ภาวะสมดุล จึงทำให้แรงดันดินที่วัดได้จริงไม่ค่อยจะจัดกระจายมากนัก

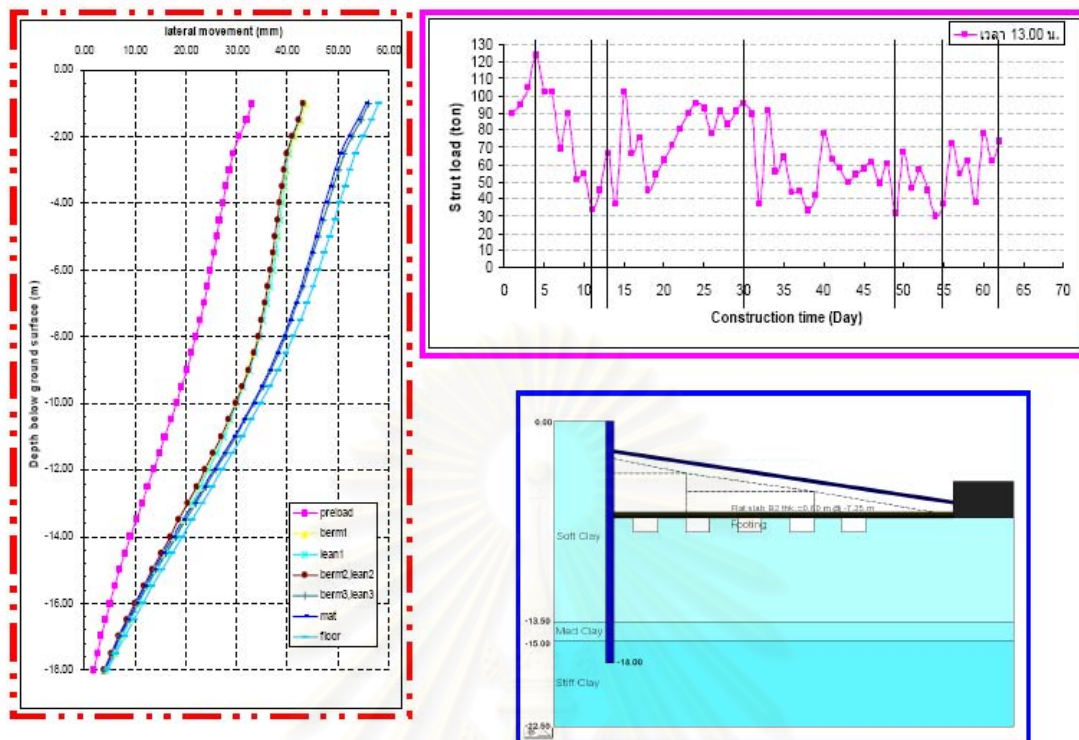


รูปที่ 4.20 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 5

ขั้นตอนที่ 6 ทำพื้นที่ระดับ -7.25 ม.

ในรูปที่ 4.21 นั้นพบว่า แรงดันดินที่วัดได้จริงมีลักษณะคล้ายกับขั้นตอนที่แล้วคือ ค้ำข้างจะนิ่งแต่เป็นแนวโน้มขึ้น และสาเหตุที่ไม่ทำการเทพื้นที่ระดับ -7.25 ม. ไปหลังจากการขุดคันดิน 2 และเทคอนกรีตหยาบ 2 เสรีก็เพราะเชื่อว่าพฤติกรรมของคอนกรีตหยาบจะสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวด้านข้างที่อาจจะเกิดขึ้นตามที่ได้กล่าวมาแล้ว

ทำพื้นที่ระดับ -7.25 ม.



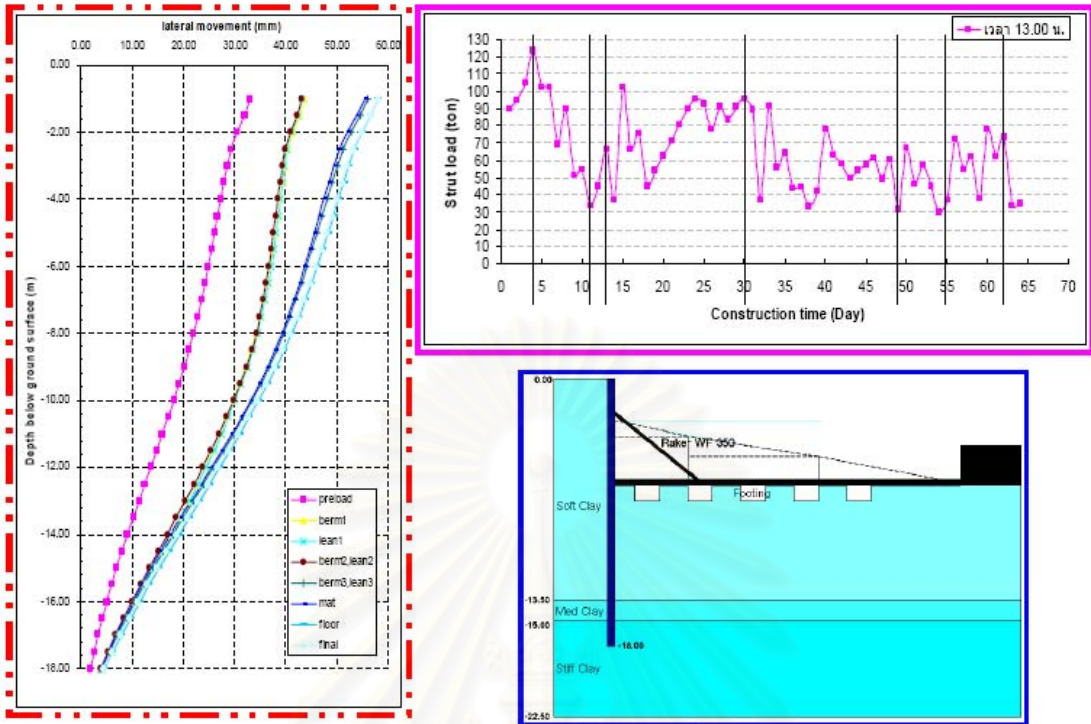
รูปที่ 4.21 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลลิ์ในขั้นตอนการขุดที่ 6

ขั้นตอนที่ 7 ติด Raker และปลดค้ำยันที่ระดับ -2.1 ม.

จากรูปที่ 4.22 จะเห็นว่า ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจะตกลงมาเพราะว่าแรงบางส่วนมีการถ่ายเข้าสู่ Raker ไปบ้างจึงเป็นเหตุให้แรงลดลง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ติดตั้ง Raker และตัด Strut ที่ระดับ -2.1 ม.



รูปที่ 4.22 พฤติกรรมของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดที่ 7

บทที่ 5

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิเคราะห์

5.1.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์และความมีประสิทธิภาพในการรับแรงดันดินที่มากกระทำกับไดอะแฟรมวอลล์นั้น สามารถอธิบายได้จากค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดไว้ในค้ำยัน (Strut) กล่าวคือ เมื่อมีการขุดดินเพื่อทำการก่อสร้างนั้น จะเกิดแรงดันดินที่อยู่หลังไดอะแฟรมวอลล์ขึ้น (At Rest Earth Pressure) แรงที่เกิดขึ้นนี้จะกระทำกับไดอะแฟรมวอลล์ ทำให้ไดอะแฟรมวอลล์เกิดการเคลื่อนตัวเข้ามาภายในบริเวณงานก่อสร้างและทำให้ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell มีค่าเพิ่มมากขึ้น ซึ่งหมายความว่าค้ำยันสามารถรับแรงดันดินที่กระทำกับไดอะแฟรมวอลล์ได้ (ค้ำยันมีประสิทธิภาพหรือแข็งแรง) แต่ไม่สามารถบอกได้ว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมากหรือน้อย แต่ถ้าไดอะแฟรมวอลล์เกิดการเคลื่อนตัวเข้ามาภายในบริเวณงานก่อสร้างและทำให้ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell มีค่าลดลงขึ้นนั้นแสดงให้เห็นว่าระบบค้ำยันไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอหรือไม่แข็งแรงที่จะรับแรงดันดินที่มากกระทำกับไดอะแฟรมวอลล์ได้ ซึ่งอาจก่อให้เกิดอันตรายขึ้นเพราะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่เกิดขึ้นค่อนข้างมาก

5.1.2 การก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์นั้น จำเป็นต้องมีระบบค้ำยันที่มีประสิทธิภาพด้วย ซึ่งในการออกแบบควรจะทำควบคู่กันไปด้วยทั้ง 3 อย่างคือ การออกแบบไดอะแฟรมวอลล์, การออกแบบระบบค้ำยันและการอัดแรงเข้าไปในค้ำยัน และสุดท้ายคือในเรื่องของขั้นตอนการขุดดิน เพราะทั้ง 3 องค์ประกอบนี้มีผลต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเป็นอย่างมาก ซึ่งเมื่อพิจารณาจากการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นอย่างมากแล้ว จึงสามารถสรุปได้ว่าไม่ควรใช้ระบบค้ำยันแบบชั้นเดียวเพราะว่าถ้าระบบค้ำยันไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอ อาจเกิดการเคลื่อนตัวที่มากกว่าที่ทำการประมาณค่าการเคลื่อนตัวเอาไว้ทำให้ต้องเสียบงบประมาณมาติดตั้งค้ำยันเพิ่มหรืออาจเกิดอันตรายขึ้นได้

5.1.3 แรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดในค้ำยันของโครงการมีค่าเท่ากับ 30 กิโลนิวตัน/ม² ซึ่งถือว่าต่ำมาก อาจเกิดจากการที่ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์มีค่ามากหรือกล่าวอีกอย่างหนึ่งก็คือระบบค้ำยันยังไม่แข็งแรง ซึ่งอาจเป็นเพราะการที่ค้ำยันยังทำให้ไม่สามารถรับแรงได้เต็มที่ ซึ่งเมื่อนำค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดในค้ำยันของ

โครงการ Central World Plaza ไปเปรียบเทียบงานวิจัยของพงษ์พิณณ์ (2548) และงานวิจัยของสมบัติ (2548) พบว่าระบบค้ำยันที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดคือค้ำยันแบบตรงในแนวระนาบ และรองลงมาคือค้ำยันเอียง ซึ่งความยาวของค้ำยันก็มีผลต่อค่าการเคลื่อนตัวเหมือนกันคือยิ่งยาวมาก ค่าความแข็งแรงของค้ำยัน (Stiffness of Strut) ก็จะมีค่าน้อยและทำให้เกิดการเคลื่อนตัวได้ง่าย

5.1.4 แรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดไว้ในค้ำยันจะแปรผันตามกับอุณหภูมิ กล่าวคือ ถ้าอุณหภูมิเพิ่มขึ้น ตัวอย่างเช่น อุณหภูมิในตอนเช้าจนถึงเวลากลางวัน ค่าแรงดันดินที่วัดได้จริงจาก Load Cell ที่ติดไว้ในค้ำยันก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วยและผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่มีต่อระบบค้ำยัน (Temperature Effect) นั้นเมื่อนำมาทำการวิเคราะห์หาค่ากลับพบว่า แรงดันที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิที่ได้จากการวัดจริงนั้นมีค่าเท่ากับ 113.82 กก./ซม.^2

5.1.5 ในงานชุดที่มีการนำเทคนิคการก่อชุดแบบทิ้งคันดินและเทคอนกรีตหยาบ (Brem and Lean Concrete) ไปพร้อมกันมาใช้นั้น จะช่วยลดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างได้เป็นอย่างมาก ซึ่งจากการศึกษาของวันชัย (2543) พบว่า คันดิน (Berm) น่าจะรับแรงด้วยพฤติกรรมแบบ Passive Force และ Bearing Capacity

5.1.6 ลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ทั้ง 2 แนวนั้นมีลักษณะแบบคานยื่น (Cantilever shape) ทั้งหมด ค่าการเคลื่อนตัวที่มากที่สุดเกิดขึ้นในโซน H ที่ตำแหน่งของ Inclinator หมายเลข P-50 มีค่าเท่ากับ 68.56 มม.

5.1.7 จากการวิเคราะห์หาค่ากลับ (Back Analysis) ภายใต้สมมติฐานดังต่อไปนี้คือ

- ทำการวิเคราะห์หาค่ากลับโดยใช้โปรแกรม Finite Element ชื่อโปรแกรม PLAXIS
- ใช้การวิเคราะห์ปัญหาแบบ Plane Strain
- จำลองคุณสมบัติดินโดยใช้ Mohr-Coulomb Soil Modeling
- มีน้ำหนัก (Surcharge) กระทำ 1 ตัน/ม.^2
- เนื่องจากชั้นดินทั้งหมดเป็นดินเหนียวจึงใช้การวิเคราะห์เป็นแบบ Total Stress Analysis เท่านั้น
- ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินได้มาจากการทดสอบด้วยวิธี Field Vane Shear Test

พบว่า ลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์บริเวณที่ศึกษา (Inclinator หมายเลข P-26) มีลักษณะเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) ในทุกชั้นตอนการขุด โดยสามารถสรุปในแต่ละชั้นตอนได้ดังต่อไปนี้

5.1.7.1 ชั้นขุดลึก -2.6 ม. พบว่าลักษณะการโก่งตัวเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) และค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) มีค่าเท่ากับ 750, 750 และ 2000 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1st Stiff Clay)

5.1.7.2 ชั้นขุดลึก 2.6 ม.และทำการติดตั้งค้ำยันพร้อมทั้งอัดแรง พบว่าลักษณะการโก่งตัวเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) และค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) มีค่าเท่ากับ 400, 400 และ 1600 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1st Stiff Clay) ตามลำดับ

5.1.7.3 ชั้นขุดลึกสุดท้ายที่ระดับ -8.85 ม. พบว่าลักษณะการโก่งตัวเป็นแบบคานยื่น (Cantilever Shape) และค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus, E_u) มีค่าเท่ากับ 250, 300 และ 1500 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (1st Stiff Clay) ตามลำดับ ซึ่งผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลการวัดเป็นอย่างมาก

5.1.7.4 จากการวิเคราะห์พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่แต่จะแปรผันตามค่า Shear Strain ของดินโดยพบว่าที่ระดับ Shear Strain ของดินต่างๆ ค่า Young's Modulus ของดินจะมีค่าสูงมาก และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear behavior) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Shear Strain ต่ำ แต่ที่ระดับ Shear Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลง

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของปล่องอุโมงค์ในงานวิจัยนี้ ประกอบไปด้วย

5.2.1 การติดตั้ง Inclinator ควรจะต้องทำการติดตั้งให้ลึกกว่าที่ระดับ -18.00 ม. หรืออาจจะต้องให้ฝังลึกถึงชั้น Hard Clay เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวบริเวณปลายของ Inclinator

5.2.2 ขณะที่ทำการวัด Load Cell นั้น ควรจะวัดอุณหภูมิด้วย เพื่อข้อมูลที่ละเอียดขึ้น

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- กฤษฎณ์ ดำรงรัตน์, ทรงพล ภู่ออนุสรณ์ชัย และสมหมาย พงศ์พรทรัพย์. ประสิทธิภาพของคอนกรีตอัดและคั่นดินในการควบคุมการขุดดินลึกด้วยระบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก. โครงการทางวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.
- ธีรพันธ์ ภูมิรัตนประพิณ. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.
- บุญชัย อุกฤษฏาชน. Foundation Engineering. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2541.
- พิพัฒน์ ศรีวัฒนวงศ์. พฤติกรรมการของระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดแบบใช้ค้ำยันสำหรับงานขุดขนาดลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2535.
- วันชัย เทพรักษ์. การอัดแรงในการค้ำยันกับการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานขุดด้วยการค้ำยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2 2541.
- วันชัย เทพรักษ์. การออกแบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2547.
- วันชัย เทพรักษ์. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินและตัวอุโมงค์จากการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลในดินกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 7 2544.
- วันชัย เทพรักษ์. พฤติกรรมการของกำแพงไดอะแฟรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินกรุงเทพ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 5 2542.
- วันชัย เทพรักษ์. วิศวกรรมฐานรากเสาเข็ม. โครงการอบรมออกแบบฐานรากเสาเข็ม 2546.

วรรณี ศุขสาตร. วิศวกรรมฐานราก. ครั้งที่ 6. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา วิทยาลัยวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยรังสิต, 2545.

วรากร ไม้เรียง. Ground Modification by Slurry Wall. ทางเลือกใหม่ในงานวิศวกรรมปฐพี ประเทศไทย: การปรับปรุงคุณภาพและการเสริมกำลังดิน 2538 : หน้า 1-22.

วีระนันท์ ปิตุปรกรณ์. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสแตนด์การ์ดเพเนเทรชันเทสต์ ใน ชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

ศิริมาส วิเศษศรี. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานขุดค้ำยันในดินเหนียวอ่อน กรุงเทพ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2541.

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.

ภาษาอังกฤษ

Bjerrum, I. and Eide, O. Stability of Struttred Excavations in Clay. Geotechnique, Vol. 6, 1956.

Bowles, J.E. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. New York: McGrawHill, 1997.

Das, B.M. Principles of Geotechnical Engineering: Fifth Edition: BROOKS/COLE, 2004.

Das, B.M. Foundation Engineering. Fifth Edition: BROOKS/COLE, 2004.

Peck, R.B. Foundation Engineering. Second Edition. New York: JOHN WILEY and SONS, 1974.

Phien-wej, N. Soil Movements in Braced Sheet Pile Excavation in Bangkok Clay. First Young Asian Geotechnical Engineering Conference, Thailand, 1991.

Salvi, G. Diaphragm Wall. Seminar on Foundation and Underground Construction, Thailand, 1991.

Teparaksa, W. Behavior of Deep Excavation Using Sheet Pile Bracing System in Soft Bangkok Clay. Proc. of Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, Paper No.5.21, 1993.

Teparaksa, W. Movement and Its Influence Zone of Flexible Sheet Pile Wall for Deep Basement Excavation in Soft Bangkok Clay. Conf. on Deep Foundations and Ground Improvement Schemes, 21-24 Nov., Thailand, 1994.

Teparaksa, W. Analysis of Lateral Wall Movements for Deep Excavation of Bangkok Subsoils. Civil and Environmental Conf. New Frontiers & Challenges. 8-12 Nov., Thailand, 1999.



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายธีรพงศ์ แพนเกาะ เกิดวันที่ 9 สิงหาคม พ.ศ.2523 ที่จังหวัด อุทัยธานี สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัย เทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ปี พ.ศ.2545 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย เมื่อ ปี พ.ศ. 2546



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย