

กำแพงไดอะแฟรมในการขุดดินลึกในเขตปลอดภัยของสถานีรถไฟใต้ดิน



นายภัทรารุช อวจำปา

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

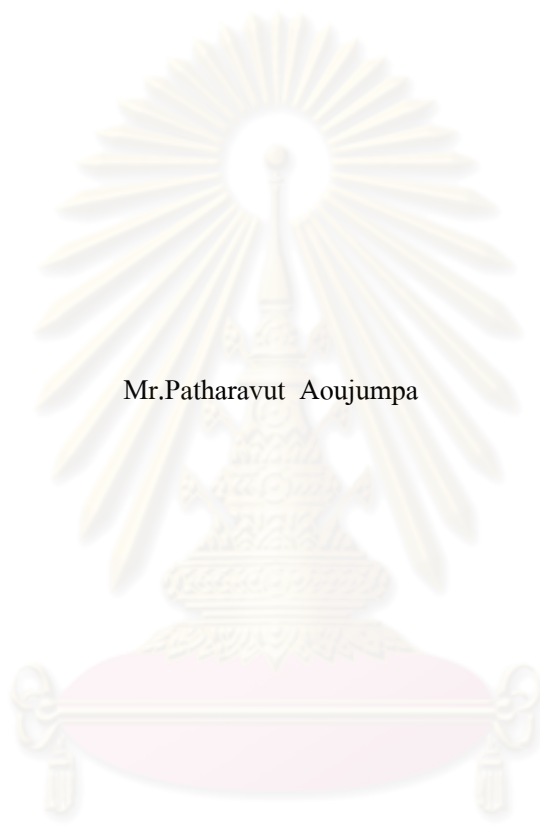
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2551

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DIAPHRAGM WALL FOR DEEP EXCAVATION IN SAFETY ZONE OF SUBWAY  
STATION



Mr.Patharavut Aoujumpa

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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 2008

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์                      กำแพงไดอะแฟรมในการชูดินลึกลงในเขตปลอดภัยของสถานีรถไฟฟ้าใต้  
 คิน  
 โดย    นายภัทรารุช อวจำปา  
 สาขาวิชา                                        วิศวกรรมโยธา  
 อาจารย์ที่ปรึกษา                              รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น  
 ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

*ว.ต.*  
 ..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
 (รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

*ว.ต.*  
 ..... ประธานกรรมการ  
 (รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

*ว.ช.*  
 ..... อาจารย์ที่ปรึกษา  
 (รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์)

*จิ.ว.*  
 ..... กรรมการ  
 (รองศาสตราจารย์ ดร. จิรวัด บุญญะฐิติ)

*พรพ.*  
 ..... กรรมการ  
 (ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. พรพจน์ ดันเส็ง)

ศูนย์วิทยานิพนธ์  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภัทรารุช อวจำปา : กำแพงไคอะเฟรมในการขุดดินลึกในเขตปลอดภัยของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน (DIAPHRAGM WALL FOR DEEP EXCAVATION IN SAFETY ZONE OF MRT SUBWAY STATION) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : รศ. ดร. วันชัย เทพรักษ์. 160 หน้า.

การก่อสร้างชั้นใต้ดินของโครงการอโศก คอมเพล็กซ์ ได้ทำการก่อสร้างด้วยระบบไคอะเฟรมวอลล์ เพื่อขุดดินลึกประมาณ 16 ม.จากระดับผิวดิน ชั้นใต้ดินก่อสร้างอยู่บนพื้นที่ ที่จำกัดมากติดกับอาคารพาณิชย์ข้างเคียง และก่อสร้างอยู่บน โครงสร้างทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสุขุมวิทของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย ระบบไคอะเฟรมวอลล์ได้ทำการก่อสร้างไปพร้อมกับโครงสร้างทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสุขุมวิทตั้งแต่ปี พ.ศ.2543 หลังจากนั้นได้หยุดการก่อสร้างไป 6 ปี จากนั้นได้ทำการเปลี่ยนแปลงทั้งแบบโครงสร้างและชั้นใต้ดิน การก่อสร้างชั้นใต้ดินได้เริ่มในปี พ.ศ. 2549 โดยอาคารทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสุขุมวิทที่สร้างเสร็จแล้วมีชั้นใต้ดิน 2 ชั้น ในขณะที่ชั้นใต้ดินของโครงการอโศกคอมเพล็กซ์ มีชั้นใต้ดิน 3 ชั้นลึกกว่าอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดิน ระบบค้ำยันเพื่อการก่อสร้างชั้นใต้ดินได้ออกแบบไว้ 3 ชั้น โดยไม่ให้มีการถ่ายแรงดันดินจากกำแพงไคอะเฟรมเข้าสู่ทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

ขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินได้ทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะเฟรมด้วย Inclinometers แรงอัดในค้ำยันจาก Pressure gauge ที่ติดตั้งในค้ำยันพร้อมตรวจสอบผลของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะเฟรมจากการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์(Finite Element Method, FEM) มีความสอดคล้องกับผลที่ได้จากการตรวจวัด การก่อสร้างชั้นใต้ดินได้แล้วเสร็จโดยไม่ก่อให้เกิดผลกระทบต่ออาคารข้างเคียงและ โครงสร้างทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินแต่อย่างใด

## ศูนย์วิทยทรัพยากร จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา : วิศวกรรมโยธา

สาขาวิชา : วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา : 2551

ลายมือชื่อนิติ:.....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก:.....

## 4870726321: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: DIAPHRAGM WALL/ FINITE ELEMENT METHOD/ INCLINOMETERS/  
PRESSURE GAUGE

PATHARAVUT AOUJUMPA: DIAPHRAGM WALL FOR DEEP  
EXCAVATION IN SAFETY ZONE OF MRT SUBWAY STATION. THESIS  
PRINCIPAL ADVISOR: ASSOC. PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 160  
PP.

The diaphragm wall system was used to construct the basement of 16m. depth of the Asoke complex building project. The construction site was located in the limited area and adjacent to the commercial buildings. The complex was also located above the entrance box structure of the Sukhumvit subway station. The diaphragm wall system of the basement was constructed at the same time with Sukhumvit MRT subway entrance box since the year 2000. The entrance box of Sukhumvit MRT subway station consisted of 2 story basements. The project was stopped for 6 year during financial crisis. The Asoke complex project was reconstructed in 2006. The basement of Asoke Complex project was 3 story basements which was deeper than the MRT entrance box. The excavation was designed with three bracing layers by protection the load transfer from earth pressure to the entrance box structure.

During construction, fully monitoring system was carried out by measuring diaphragm wall movement by inclinometers, strut force by pressure gauge with temperature effect. The prediction of diaphragm wall movement by Finite Element Method agrees with the measured results. The basement construction was completed without any effects or disturbance to the adjacent buildings and the MRT's entrance box.

Department :.....Civil Engineering.....

Student's signature: 

Field of study: Civil Engineering.....Thesis Principal Advisor's signature: 

Academic year :.....2008.....

## กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “กำแพงไดอะแฟรมในการขุดดินลึกในเขตปลอดภัยของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน“ ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรัักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ซึ่งได้ให้คำปรึกษาและข้อคิดเห็นต่างๆ ตลอดจนช่วยเหลือไขข้อบกพร่องในการทำวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ , รองศาสตราจารย์ ดร. จีรวัดร์ บุญญะฐิติ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พรพจน์ ต้นเส็ง ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทความรู้ต่างๆ ให้แก่ผู้เขียนเป็นอย่างดี

ขอขอบคุณพี่ชลธิชา บุญส่งและเพื่อน บริษัท สแตรดิเจีย เอ็นจิเนียริง แอน คอนซัลแตนท์ส จำกัด (SECC) ที่ได้อนุญาตในการรวบรวมและนำข้อมูลต่างๆมาใช้ในการทำวิจัย

ขอขอบคุณพี่ๆบริษัท ALTEMTECH CO.,Ltd. และ บริษัท โปรเจค แพลนนิ่ง เซอร์วิส จำกัด ที่ได้ให้ความช่วยเหลือเกี่ยวกับข้อมูลการก่อสร้างเพื่อการทำวิจัย

ขอขอบคุณเพื่อนๆ ญาติพี่น้อง และบุคคลรอบข้างทุกคนที่ช่วยเป็นกำลังใจและเป็นแรงผลักดันให้การวิจัยสำเร็จ

ท้ายที่สุดขอกราบขอบพระคุณบิดา-มารดา นายธวัช-นางฐิติพร อวจำปา ที่ได้อบรมสั่งสอนและส่งเสริมให้ผู้เขียนสำเร็จการศึกษาจนมาถึงปัจจุบันนี้

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญ

หน้า

|                                 |   |
|---------------------------------|---|
| บทคัดย่อภาษาไทย .....           | ง |
| บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....        | จ |
| กิตติกรรมประกาศ.....            | ฉ |
| สารบัญ .....                    | ช |
| สารบัญตาราง .....               | ฐ |
| สารบัญภาพ .....                 | ฑ |
| คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ ..... | ณ |

### บทที่

|   |    |
|---|----|
| บทที่ 1 บทนำ.....   | 1  |
| 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา .....  | 1  |
| 1.2 วัตถุประสงค์.....   | 2  |
| 1.3 ขอบเขตของการวิจัย .....   | 2  |
| 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย.....   | 3  |
| บทที่ 2 ทฤษฎีและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....  | 4  |
| 2.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ.....   | 4  |
| 2.2ระบบกำแพงกันดินในงานขุดดินลึก.....   | 5  |
| 2.2.1ระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall).....  | 5  |
| 2.2.2ระบบกำแพงแบบแข็ง (Rigid Wall).....   | 5  |
| 2.3การประเมินค่าแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อระบบกำแพงกันดิน.....                          | 5  |
| 2.3.1การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์<br>(Lateral earth pressure at rest)..... | 5  |
| 2.3.1.1ค่า $K_0$ สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesion less soil).....                              | 6  |
| 2.3.1.2ค่า $K_0$ สำหรับดินเหนียว (Cohesive soil).....                                     | 6  |
| 2.3.2การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine.....                      | 7  |
| 2.3.2.1 Rankine's active earth pressure.. ..  | 7  |
| 2.3.2.2 Rankine's passive earth pressure... ..  | 10 |

|  |    |
|--|----|
| 2.3.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างโดยใช้หลักการของหน่วยแรงดันดิน |    |
| ปรากฏ (Apparent Pressure Envelop).....                                 | 12 |
| 2.3.3.1 Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck ( 1967 ).....         | 13 |
| 2.3.3.2 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff ( 1973 ) .....         | 14 |
| 2.3.3.3 Pressure Diagram เสนอโดย Sower( 1973 ) .....                   | 14 |
| 2.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวที่ผิวดินของกำแพงกันดิน.....     | 15 |
| 2.4.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน ( $\delta_H$ ).....  | 16 |
| 2.4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน ( $\delta_v$ ).....   | 17 |
| 2.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่ผิวดิน.. | 19 |
| 2.5 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของผิวดิน.....     | 20 |
| 2.5.1 พารามิเตอร์ของดิน.....   | 20 |
| 2.5.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength, $S_u$ )..... | 20 |
| 2.5.1.1.1 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ               |    |
| เวนในสนาม(Field Vane Shear Test) ของ Bjerrum.....                      | 20 |
| 2.5.1.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับค่า $S_u$ ของชั้นดินกรุงเทพฯ..... | 22 |
| 2.5.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil modulus, $E_u$ ) .....                     | 22 |
| 2.5.2 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation).....          | 25 |
| 2.5.2.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980).....                   | 25 |
| 2.5.2.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943).....      | 27 |
| 2.5.2.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956).....       | 28 |
| 2.5.3 ระบบโครงสร้างค้ำยัน.....   | 29 |
| 2.5.3.1 สติฟเนสของกำแพงกันดิน (Walls Siffness, EI).....                | 29 |
| 2.5.3.2 สติฟเนสของค้ำยัน (Strut Stiffness, S).....                     | 31 |
| 2.5.3.3 การอัดแรงในค้ำยัน (Preloading of strut).....                   | 32 |
| 2.5.3.4 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน.....                   | 32 |
| 2.5.3.5 การเกิด Over Stress ในค้ำยัน.....                              | 33 |
| 2.5.4 ขนาดของงานขุด (Geometric Condition).....                         | 33 |
| 2.5.4.1 ความลึกของการขุด (Depth of Excavation, H). .....               | 33 |
| 2.5.4.2 ความกว้างของการขุด (Width of excavation, B).....               | 34 |



|  |    |
|--|----|
| 2.5.4.3 ความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง (Thickness of soil below the bottom of excavation to hard stratum , T ).....      | 34 |
| 2.5.5 วิธีการก่อสร้าง (Method of construction).....  | 35 |
| 2.5.5.1 ขนาดลำดับขั้นตอนการขุด (Excavation Step size, $\Delta H$ ).....  | 35 |
| 2.5.5.2 ขนาดของการเว้นคันดิน (Berm size, W).....   | 36 |
| 2.6 การวิเคราะห์งานขุดดิน โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method for Excavation Analysis).....                                | 36 |
| 2.6.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem).....  | 37 |
| 2.6.1.1 Plane Strain Problem.....  | 37 |
| 2.6.1.2 Axisymmetric Problem.....  | 37 |
| 2.6.1.3 3D Axisymmetry Problem.....  | 37 |
| 2.6.2 ลักษณะของเอลิเมนต์ (Element Type).....   | 37 |
| 2.6.2.1 เอลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element).....   | 37 |
| 2.6.2.2 เอลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Structure Element).....  | 38 |
| 2.6.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior). ...  | 38 |
| 2.6.3.1 Linear Elastic Model.....  | 38 |
| 2.6.3.2 Mohr Coulomb Model.....  | 39 |
| 2.6.3.3 Hardening Soil Model.....  | 39 |
| 2.6.3.4 Soft Soil Model.....   | 39 |
| 2.6.3.5 Soft Soil Creep Model.....   | 39 |
| 2.6.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis).....   | 39 |
| 2.6.4.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล(Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)..      | 39 |
| 2.6.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม (Undrained Analysis with Total Stress Parameters).....            | 40 |
| 2.6.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb.....  | 40 |
| 2.7 การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก (Assessing the risk of building damage due to deep excavation)..... | 43 |
| 2.7.1 ความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก.....  | 43 |

|  |    |
|--|----|
| 2.7.2 ระดับของความเสี่ยง (Level of risk).....  | 43 |
| บทที่ 3 การรวบรวมและข้อมูลในการวิจัย.....  | 45 |
| 3.1 บทนำ.....  | 45 |
| 3.2 โครงการ ASOKE COMPLEX.....   | 45 |
| 3.2.1 รายละเอียดของโครงการที่ดำเนินการศึกษาวิจัย.....  | 45 |
| 3.2.2 รายละเอียดการก่อสร้างของงานขุดดินลึก.....  | 47 |
| 3.2.3 ขั้นตอนการก่อสร้างงานขุดดินและระบบค้ำยัน (Sequence of construction) .....  | 56 |
| 3.2.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดินภายในโครงการ .....  | 59 |
| 3.2.5 ข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินจากเครื่องมือ Inclimometer .....  | 62 |
| 3.2.6 ข้อมูลการวัดแรงในระบบค้ำยันจากเครื่องมือ Pressure Gauge.....   | 69 |
| 3.2.7 ข้อมูลการวัดการทรุดตัวของผิวดิน.....   | 70 |
| 3.2.8 หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง ในระบบค้ำยัน.....  | 71 |
| 3.2.9 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของอาคารทางเข้าสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน.....  | 72 |
| 3.3 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE.....  | 73 |
| 3.3.1 รายละเอียดของโครงการที่ดำเนินการศึกษาวิจัย.....  | 73 |
| 3.3.2 รายละเอียดการก่อสร้างของงานขุดดินลึก.....  | 76 |
| 3.3.3 ขั้นตอนการก่อสร้างงานขุดดินและระบบค้ำยัน (Sequence of construction). .....   | 79 |
| 3.3.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดินภายในโครงการ .....  | 81 |
| 3.3.5 ข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินจากเครื่องมือ Inclimometer.....   | 83 |
| บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล .....   | 90 |
| 4.1 ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method).....  | 91 |
| 4.2 ผลการวิเคราะห์ภายในโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex.....   | 91 |
| 4.2.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินบริเวณก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....          | 91 |
| 4.2.2 ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนาม.....  | 92 |
| 4.2.2.1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขณะทำ<br>การก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-07)..... | 98 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.2.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-08).....                       | 103 |
| 4.2.2.3 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-09).....                       | 109 |
| 4.2.2.4 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-10).....                       | 116 |
| 4.2.2.5 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-11).....                       | 121 |
| 4.2.2.6 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-12).....                       | 122 |
| 4.2.2.7 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินบริเวณรอบข้าง.....   | 131 |
| 4.2.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงคั้นดินของโครงการที่วิจัย.....   | 133 |
| 4.2.3.1 การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงกำลังอัดในค้ำยัน.....  | 133 |
| 4.2.3.2 การประมาณค่าไคอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงคั้นดิน.....  | 138 |
| 4.2.3.3 การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน.....   | 139 |
| 4.2.4 ผลการวิเคราะห์การเอียงตัวของอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินขณะทำการก่อสร้าง.....   | 140 |
| 4.2.5 มาตรการความปลอดภัยและการตรวจวัดขณะทำการก่อสร้าง.....   | 142 |
| 4.2.6 การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวในสนามกับค่าความปลอดภัย (Trigger level)..   | 143 |
| 4.3 ผลการวิเคราะห์ภายในโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดิน   |     |
| อาคารMILLENNIUM RESIDENCE... ..  | 144 |
| 4.3.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆของดินบริเวณก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์การวิเคราะห์.....              | 144 |
| 4.3.2 ผลการวิเคราะห์หาค่าประสิทธิผลของการค้ำยันโดยใช้การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวระหว่างการวิเคราะห์โดยวิธี FEM กับเครื่องมือตรวจวัดในสนาม..... | 148 |

|   |     |
|---|-----|
| บทที่ 5 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ ..... | 150 |
| 5.1 สรุปผลการวิเคราะห์ .....                  | 150 |
| 5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....        | 151 |
| รายการอ้างอิง.....                            | 152 |
| ภาคผนวก.....                                  | 156 |
| ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....              | 160 |



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

| ตาราง  | หน้า |
|--|------|
| 2.1 การแบ่งชนิดความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานขุดลึก(Burland et al, 2001).....   | 43   |
| 3.1 แสดงลักษณะและคุณสมบัติชั้นดินของโครงการ ASOKE COMPLEX.....   | 61   |
| 3.2 แสดงชั้นความปลอดภัยกับค่าของ Tilt Difference.....  | 72   |
| 3.3 แสดงลักษณะและคุณสมบัติชั้นดินของโครงการ MILLENNIUM RESIDENCE....   | 82   |
| 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร Asoke Complex.....                               | 91   |
| 4.2 คุณสมบัติของชั้นส่วน โครงสร้างสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....               | 92   |
| 4.3 คุณสมบัติของชั้นส่วน โครงสร้างค้ำยันสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....         | 92   |
| 4.4 แบบการเทียบระหว่างอุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclinomater<br>กับ แบบจำลองการวิเคราะห์ที่บริเวณต่างๆ.....     | 93   |
| 4.5 แสดงทิศทางการเอียงตัวของอาคารจากเครื่องตรวจวัด Tilt meter<br>ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง....                               | 141  |
| 4.6 ค่าความปลอดภัยในการตรวจวัด (Trigger level).....  | 142  |
| 4.7 แสดงค่าการเคลื่อนตัวในสนามเปรียบเทียบกับค่าความปลอดภัย (Trigger level).....  | 143  |
| 4.8 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับการก่อสร้างฐานราก<br>อาคาร MILLENNIUM RESIDENCE.....                            | 147  |
| 4.9 คุณสมบัติของชั้นส่วน โครงสร้างสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....        | 147  |
| 4.10 คุณสมบัติของชั้นส่วน โครงสร้างค้ำยันสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดิน<br>อาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์..... | 147  |

## สารบัญภาพ

| รูปที่ | หน้า  |
|--------|---|
| 2.1    | แสดงลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วไป( Teparaksa 1999 ) .....4   |
| 2.2    | ความสัมพันธ์ของ $K_0$ ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR<br>(Brooker&Ireland, 1965)..... 7  |
| 2.3    | Rankine’s active earth pressure state..... 8  |
| 2.4    | แรงดันดินด้านข้างของ Rankine’s active state..... 9  |
| 2.5    | Rankine’s passive earth pressure state..... 10  |
| 2.6    | แรงดันดินด้านข้างของ Rankine’s passive state..... 11  |
| 2.7    | วิธีการคิดแรงดันดิน Earth Pressure Diagram... ..... 12  |
| 2.8    | หน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck(1967)..... 13  |
| 2.9    | Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff( 1973 )... ..... 14   |
| 2.10   | Pressure Diagram เสนอโดย Sower( 1973 )..... 15  |
| 2.11   | แสดง Typical Profiles of Movement for Braced Walls from<br>( Clough and O’ Rourke ,1990 ).... ..... 15                                      |
| 2.12   | แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave<br>And Maximum lateral wall deflections (Mana and Clough, 1981) ..... 16    |
| 2.13   | แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน..... 17  |
| 2.14   | แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด<br>ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง( Mana และ Clough ( 1981 )). ..... 18 |
| 2.15   | แสดงค่า Variation of Maximum yield with depth<br>( Mana and Clough ,1981 ).... ..... 19   |
| 2.16   | แสดงค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972 ) สำหรับการใส่ Geonor Vane... .....21   |
| 2.17   | แสดงการวัด Strain ในการทดสอบ..... 24  |
| 2.18   | แสดง Typical Strain Range..... 24   |
| 2.19   | แสดงผลการทดสอบ Pressure meter test<br>ของดินกรุงเทพฯ( Teparaksa,1999 ).... ..... 24   |
| 2.20   | ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng(1980)..... 26   |
| 2.21   | การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi..... 28   |
| 2.22   | Bearing Capacity Factor, $N_c$ (after Bjerrum and Eide) ..... 29  |

| รูปที่ | หน้า  |
|--------|---|
| 2.23   | แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน<br>( $\delta H_{max} / \delta x$ ( for $EI/h^4\gamma = 27$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติเฟนของ<br>กำแพงกันดิน ( $EI/h^4\gamma$ ) ( Mana และ Clough ,1981 ) .....30 |
| 2.24   | แสดงผลของค่าสติเฟนของกำแพงกันดินต่อปริมาณการเคลื่อนตัว<br>ด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน( Clough, Hansen และ Mana ,1979 ).....30  |
| 2.25   | แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน<br>( $\delta H_{max} / \delta x$ ( for $S/H\gamma = 286$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติเฟนของ<br>กำแพงกันดิน ( $S / H\gamma$ ) ( Mana และ Clough ,1981 ) .....31    |
| 2.26   | แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน<br>กับอัตราส่วน T/B ( Wong and Broms ,1989 ) .....34   |
| 2.27   | แสดงผลของ $\Delta H$ ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $\delta H_{max}$ )<br>ของกำแพงกันดิน( Clough, Hansen และ Mana , 1979 )... .....35   |
| 2.28   | ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน.....38   |
| 2.29   | ลักษณะของ Nodal Point ของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง.....38   |
| 2.30   | Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model.....41   |
| 2.31   | ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point....41   |
| 2.32   | Elastic and Plastic Stress Point.... .....41  |
| 2.33   | แสดง Initial Conditions and Summary of Geometric Parameters.....42  |
| 2.34   | แสดง Excavation Sequence in Finite Element method.....42  |
| 3.1    | โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย ASOKE COMPLEX.....46  |
| 3.2    | แสดงแผนที่ตั้งโครงการ ASOKE COMPLEX.....46  |
| 3.3    | แสดงแบบแปลนฐานรากโครงการ ASOKE COMPLEX.....47   |
| 3.4    | แสดงแปลนของระบบกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมวอลล์.....49  |
| 3.5    | แสดงแปลนพื้นที่การขุดดิน Zone A และ Zone B.....50   |
| 3.6    | แสดงรูปตัดโครงสร้างอาคารชั้นใต้ดิน.....51   |
| 3.7    | แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่หนึ่ง.....52   |
| 3.8    | แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่สอง.....52   |
| 3.9    | แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่สาม.....53   |
| 3.10   | แสดงรูปตัด B-B.....53   |

| รูปที่ | หน้า  |
|--------|---|
| 3.11   | แสดงรูปตัด A-A.....54   |
| 3.12   | แสดงรูปตัด C-C.....55   |
| 3.13   | แสดงรูปตัด D-D.....55   |
| 3.14   | ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนจุดคานงัด -12.80 เมตร.....57  |
| 3.15   | แสดงแปลนตำแหน่งหลุมทดสอบ.....61   |
| 3.16   | แสดงแปลนตำแหน่งการติดตั้ง เครื่องมือตรวจวัด.....62  |
| 3.17   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.7ในโครงการ Asoke Complex..... 63 |
| 3.18   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.8ในโครงการ Asoke Complex.....64  |
| 3.19   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.9ในโครงการ Asoke Complex.....65  |
| 3.20   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.10ในโครงการ Asoke Complex.....66 |
| 3.21   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.11ในโครงการ Asoke Complex.....67 |
| 3.22   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม<br>โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.12ในโครงการ Asoke Complex.....68 |
| 3.23   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันกับผนังชนิดไคอะเฟรม<br>โดย Pressure Gauge ..... 69  |
| 3.24   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันด้านยาวกับผนังชนิดไคอะเฟรม<br>โดยPressure Gauge..... 69   |
| 3.25   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันแนวค้ำ MRTAกับผนังไคอะเฟรม<br>โดยPressure Gauge..... 70   |
| 3.26   | แสดงตำแหน่งการติดตั้ง หมุดวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน..... 71  |
| 3.27   | แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดิน..... 71   |
| 3.28   | แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยัน ณ เวลาที่แตกต่างกัน..... 72  |
| 3.29   | แสดงค่าการเคลื่อนตัว Tilt Difference ของตัวอาคารในทิศทาง 1-3 กับเวลา... 73  |
| 3.30   | แสดงค่าการเคลื่อนตัว Tilt Difference ของตัวอาคารในทิศทาง 2-4 กับเวลา... 73  |



| รูปที่ | หน้า   |
|--------|--|
| 3.31   | โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยMILLENNIUM RESIDENCE..... 74  |
| 3.32   | แผนที่ตั้งโครงการ MILLENNIUM RESIDENCE..... 75   |
| 3.33   | แปลนโครงการก่อสร้างและอาคารข้างเคียง..... 75   |
| 3.34   | แปลนโครงการก่อสร้างและระบบค้ำยัน โชน1 อาคารที่ 1 และ 2..... 77   |
| 3.35   | แปลนโครงการก่อสร้างและระบบค้ำยัน โชน2 อาคารที่ 3..... 78   |
| 3.36   | แปลนโครงการก่อสร้างและระบบค้ำยัน โชน1 อาคารที่ 4..... 78   |
| 3.37   | แปลนรูปตัดของโครงการก่อสร้าง โชน1, 2 และ 3 บริเวณที่ใช้เข็มพืดเหล็ก.... 79   |
| 3.38   | แปลนรูปตัดของโครงการก่อสร้าง โชน1 และ 3 บริเวณที่ใช้ Pile Wall..... 79   |
| 3.39   | ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนชุดคินดิก -6.70 เมตร..... 80   |
| 3.40   | แปลนแสดงตำแหน่งหลุมเจาะของโครงการ..... 82  |
| 3.41   | แปลนแสดงตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือ Inclinator..... 83  |
| 3.42   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.1 โครงการMILLENNIUM RESIDENCE.. ..... 84                |
| 3.43   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.2 โครงการMILLENNIUM RESIDENCE..... 85                   |
| 3.44   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.3โครงการMILLENNIUM RESIDENCE.. ..... 86                 |
| 3.45   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.4โครงการMILLENNIUM RESIDENCE... ..... 87                |
| 3.46   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.6โครงการMILLENNIUM RESIDENCE.. ..... 88                 |
| 3.47   | แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย<br>Inclinator หมายเลข NO.8โครงการMILLENNIUM RESIDENCE... ..... 89                |
| 4.1    | รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะเฟรมและดินบริเวณ<br>รอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex<br>โดยโปรแกรมPLAXIS..... 94 |
| 4.2    | รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะเฟรมและดินบริเวณ<br>รอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex<br>โดยโปรแกรมPLAXIS..... 95 |

| รูปที่ | หน้า  |
|--------|---|
| 4.3    | รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม PLAXIS..... 96  |
| 4.4    | รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไดอะแฟรมและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม PLAXIS..... 97  |
| 4.5    | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงสร้าง Asoke Complex..... 99                        |
| 4.6    | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงสร้าง Asoke Complex..... 100                       |
| 4.7    | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก-11.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงสร้าง Asoke Complex..... 101                       |
| 4.8    | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงสร้าง Asoke Complex..... 102 |
| 4.9    | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงสร้าง Asoke Complex..... 104                       |
| 4.10   | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงสร้าง Asoke Complex..... 105                       |
| 4.11   | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -11.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงสร้าง Asoke Complex..... 106                      |

| รูปที่   | หน้า |
|--|------|
| 4.12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -15.90 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-08โครงการ Asoke Complex.....                     | 107  |
| 4.13 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -15.90และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08โครงการ Asoke Complex.....  | 108  |
| 4.14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-09โครงการ Asoke Complex.....                       | 110  |
| 4.15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-09โครงการ Asoke Complex .....                     | 111  |
| 4.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -11.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-09โครงการ Asoke Complex .....                    | 112  |
| 4.17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -15.90 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-09โครงการ Asoke Complex.....                     | 113  |
| 4.18 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -15.90และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09โครงการ Asoke Complex ..... | 114  |
| 4.19 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-10โครงการ Asoke Complex .....                      | 117  |
| 4.20 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-10โครงการ Asoke Complex .....                     | 118  |

| รูปที่  | หน้า |
|---|------|
| 4.21 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-11.50ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-10โครงการ Asoke Complex .....                    | 119  |
| 4.22 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -12.80และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-10โครงการ Asoke Complex..... | 120  |
| 4.23 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-11 โครงการ Asoke Complex .....                    | 123  |
| 4.24 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-11โครงการ Asoke Complex .....                     | 124  |
| 4.25 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-11.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-11โครงการ Asoke Complex .....                    | 125  |
| 4.26 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก -12.80และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-11โครงการ Asoke Complex..... | 126  |
| 4.27 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-12โครงการ Asoke Complex .....                     | 127  |
| 4.28 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-7.00 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-12โครงการ Asoke Complex .....                     | 128  |
| 4.29 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน ลึก-11.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXISเปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้ จาก IN-12โครงการ Asoke Complex .....                    | 129  |

| รูปที่ | หน้า  |
|--------|---|
| 4.30   | การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดิน<br>ลึก -12.80และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS<br>เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-12โครงการ Asoke Complex ..... 130 |
| 4.31   | ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้จากFEM<br>เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง.. ..... 132  |
| 4.32   | ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.00 ที่ได้จากFEM<br>เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง..... ..... 132   |
| 4.33   | ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 ที่ได้จากFEM<br>เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง... ..... 133  |
| 4.34   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันชนิดไคอะแฟรมวอลล์<br>โดย Pressure Gauge..... ..... 134  |
| 4.35   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันด้านยาวกับผนังไคอะแฟรมวอลล์<br>โดย Pressure Gauge.... ..... 135   |
| 4.36   | แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันแนวกำแพง MRTA กับ<br>ผนังไคอะแฟรมวอลล์ โดย Pressure Gauge..... ..... 136  |
| 4.37   | เปรียบเทียบ Apparent Earth Pressure ระหว่างค่าจากสนาม กับค่าจากทฤษฎี... 139   |
| 4.38   | แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยัน ณ เวลาที่แตกต่างกัน.... ..... 140  |
| 4.39   | แสดงการปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall<br>โดย Inclinometer หมายเลข NO.1 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE..... 145   |
| 4.40   | แสดงการของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall และ ตำแหน่งการยึดรั้ง<br>บริเวณมุมระหว่างเสาเข็มพีคเหล็กในสองแนว..... ..... 146   |
| 4.41   | รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของPile wall และ<br>ดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างฐานราก<br>อาคาร MILLENNIUM RESIDENCE โดยโปรแกรมPLAXIS..... 146  |
| 4.42   | การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของPile wall<br>โดยโปรแกรมPLAXISกับค่าการตรวจวัดในสนาม..... 149  |

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

|                |  |
|----------------|--|
| $C$            | = Cohesion   |
| $C_N$          | = ค่าปรับแก้ที่ได้จาก Peck Hanson and Thornburn (1973)           |
| $E'$           | = Drained Young's Modulus  |
| $E_u$          | = Undrained Young's Modulus                                      |
| $\phi'$        | = มุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล                   |
| $G$            | = Shear Modulus  |
| $K_o$          | = Coefficient of Earth Pressure at Rest                          |
| $K_{o(NC)}$    | = สัมประสิทธิ์แรงดันดินทางด้านข้างของดินเหนียวชนิดอัดแน่นปกติ    |
| $K_{o(OC)}$    | = สัมประสิทธิ์แรงดันดินทางด้านข้างของดินเหนียวชนิดอัดแน่นเกินตัว |
| OCR            | = Overconsolidated Ratio   |
| $q_u$          | = Unconfined Compression Strength                                |
| $\gamma_t$     | = Total Unit Weight  |
| $S_u$          | = Undrained Shear Strength                                       |
| $S_{u(FV)}$    | = Undrained Shear Strength from Field Vane Shear Test            |
| $\sigma_{ho}$  | = Horizontal Total Overburden Pressure                           |
| $\sigma_{vo}$  | = Vertical Total Overburden Pressure                             |
| $\sigma'_{ho}$ | = Horizontal Effective Overburden Pressure                       |
| $\sigma'_{vo}$ | = Vertical Effective Overburden Pressure                         |
| $\sigma'_p$    | = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต                                 |
| $\tau_f$       | = ค่ารับแรงเฉือนสูงสุดของดินขณะเกิดการวิบัติ                     |
| $u$            | = Pore Water Pressure  |
| $\mu$          | = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum                                    |
| $\nu$          | = Undrained Poisson's Ratio                                      |
| $\nu'$         | = Drained Poisson's Ratio  |
| CD Test        | = Consolidated Drained Triaxial Test                             |
| CU Test        | = Consolidated Undrained Triaxial Test                           |
| UU Test        | = Unconsolidated Undrained Triaxial Test                         |

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันการขุดดินลึกเพื่อก่อสร้างฐานรากอาคาร ระบบสาธารณูปโภค อุโมงค์ลอดถนน หรือทางแยกยังคงมีอยู่มากมายในบริเวณกรุงเทพมหานครซึ่งจะพบว่าจะมีชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีกำลังรับแรงต่ำอยู่ด้านบน และการก่อสร้างดังกล่าวบางครั้งต้องก่อสร้างติดกับโครงสร้างเดิมที่ก่อสร้างมานาน หรือระบบระบบสาธารณูปโภคที่ไม่สามารถกระทบกระเทือนได้ ซึ่งอันอาจก่อให้เกิดความเสียหายขึ้นได้ เนื่องจากปัญหาของการเคลื่อนตัวของดิน เพราะดินบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้นเป็นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องมีการบริหารจัดการที่ดี โดยเริ่มจากขั้นตอนการออกแบบ ขั้นตอนการก่อสร้าง การตรวจวัดและประเมินผลกระทบ เพื่อหาวิธีการแก้ไขปัญหา เพื่อที่จะป้องกันปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นได้ โดยงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมกำแพงกันดินและผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารข้างเคียงในการขุดชั้นใต้ดินลึกในบริเวณดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยได้ทำการศึกษางานขุดดินลึกในโครงการก่อสร้างอาคาร ASOKE COMPLEX และอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE

โดยในการก่อสร้างชั้นใต้ดิน โครงการ ASOKE COMPLEX ได้ทำการก่อสร้างด้วยระบบไคอะแพรมวอลล์ เพื่อขุดดินลึกประมาณ 16 ม.จากระดับผิวดิน โดยที่อาคาร ASOKE COMPLEX จะทำการก่อสร้างอยู่บนโครงสร้างทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสุขุมวิท ของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม.) โดยที่ระบบไคอะแพรมวอลล์ได้ทำการก่อสร้างไปพร้อมกับโครงสร้างทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสุขุมวิทตั้งแต่ปี พ.ศ.2543 แต่การก่อสร้างชั้นใต้ดินโครงการอโศกได้ทำการเปลี่ยนแปลงทั้งแบบโครงสร้างและระบบทั้งหมด และได้เริ่มทำการก่อสร้างใหม่อีกครั้งในปี พ.ศ.2549 ซึ่งได้ทำการออกแบบระบบค้ำยันเพื่อการก่อสร้างชั้นใต้ดินไว้ทั้งสิ้น 3 ชั้น โดยไม่ให้มีการถ่ายแรงดันดินเข้าสู่ทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน นอกจากนี้การก่อสร้างชั้นใต้ดินต้องสร้างอยู่บนพื้นที่ที่จำกัดมากและติดกับอาคารพาณิชย์ข้างเคียง ส่วนโครงการก่อสร้างอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE เป็นโครงการก่อสร้างเพื่อใช้สำหรับเป็นที่พักอาศัยมีทั้งหมด 4 อาคาร ซึ่งตัวอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาคารมีความสูง 191 เมตรและมีระดับห้องฐานรากอยู่ที่ - 6.7 เมตร โดยพื้นที่ของโครงการก่อสร้างฐานรากใต้ดินที่ทำการวิจัยนี้ ถูกล้อมรอบด้วยสิ่งปลูกสร้างใกล้เคียง ทำให้ในการก่อสร้างฐานรากในโครงการนี้ได้ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall และเข็มพืดเหล็กร่วมกันกับระบบค้ำยัน โดยที่จะใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด

Pile Wall ในบริเวณที่ใกล้กับสิ่งก่อสร้างมาก ส่วนเข็มพืดเหล็กนั้นจะใช้ในบริเวณทั่วไปในโครงการก่อสร้าง

งานวิทยานิพนธ์นี้ได้ทำการศึกษาผลกระทบต่อโครงสร้างทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดิน และอาคารข้างเคียงจากผลของการขุดดินเพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน โดยวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(Finite Element Method, FEM) และในการก่อสร้างได้ทำติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีทั้ง Inclinometers และ Pressure gauge และอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง เพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วย FEM ขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดิน

## 1.2 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ประกอบด้วย

1. เพื่อศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครรอบข้างจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน
2. เพื่อศึกษาการติดตั้งและเป็นแนวทางการประยุกต์ใช้เครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีในการขุดดินก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน
3. เพื่อศึกษาและวิเคราะห์การจำลองพฤติกรรมของกำแพงกันดินและระบบค้ำยันพร้อมทั้งระบบทั้งหมดที่เกี่ยวข้อง โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)
4. เพื่อศึกษาผลกระทบจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดินต่อโครงสร้างและสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ข้างเคียง โดยการเปรียบเทียบพฤติกรรมของกำแพงกันดินและดินรอบข้างสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งได้จากการวัดโดยเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของด้านข้าง (Inclinometer) ที่ติดตั้งในดินและ Pressure gauge ที่ติดตั้งเข้ากับระบบค้ำยัน กับผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method, FEM)

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. ศึกษาการใช้โปรแกรม Plaxis7.1. เพื่อช่วยในการวิเคราะห์
2. ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในขณะที่ขุดดินเพื่อทำการก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน
3. ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพในขณะที่ทำการขุดดินเพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน

โดยในการศึกษาวิจัยนี้อาศัยข้อมูลที่ได้จากโครงการก่อสร้างอาคาร ASOKE COMPLEX และอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE เท่านั้น



#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย

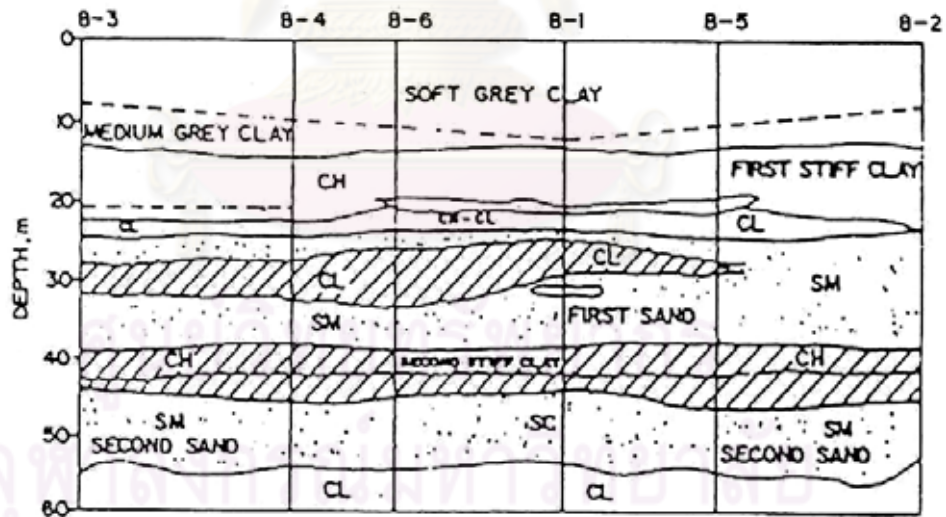
การวิจัยครั้งนี้มีประโยชน์ต่างๆ มากมายหลายด้านทั้งประโยชน์ต่อผู้ทำการวิจัยและบุคคลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องซึ่งสามารถแบ่งออกเป็นดังนี้

1. เพื่อเรียนรู้เกี่ยวกับเทคนิคและวิธีการก่อสร้างระบบกำแพงกันดินในเขตกรุงเทพมหานคร ซึ่งก่อสร้างด้วยระบบไคอะแฟรมวอลล์ , Pile Wall และเสาเข็มพีค
2. เพื่อเรียนรู้ลักษณะชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างและพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบเพื่อนำไปใช้ในออกแบบต่อไป
3. เพื่อเรียนรู้เกี่ยวกับพฤติกรรมและแนวโน้มที่เกิดขึ้นกับกำแพงกันดินและดินรอบข้างในขณะขุดดินก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดิน ทำให้ทราบถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นกับอาคารรอบๆบริเวณก่อสร้าง เพื่อหาทางป้องกันปัญหาที่อาจเกิดขึ้น และใช้ในการออกแบบต่อไป
4. เพื่อใช้เป็นการเตือนภัยและป้องกันอันตรายที่อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างและสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงจากการขุดดินเพื่อก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดินทั้งในขณะทำการก่อสร้างและหลังจากการก่อสร้างเสร็จสิ้น
5. เพื่อเป็นแนวทางในการนำเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมไปประยุกต์ใช้กับงานขุดที่จะเกิดขึ้นต่อไป

## บทที่ 2 ทฤษฎีและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ

ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯจะมีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมาก จะทำให้เกิดปัญหามากมายทั้งงานขุด งานเสาเข็ม เป็นต้น โดยที่ชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) หนาประมาณ 13.5 เมตร ค่า Undrained Shear Strength อยู่ระหว่าง 1-2 ตัน/ตารางเมตร โดยค่า Water Contents อยู่ระหว่าง 80% ถึงมากกว่า 100% ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Stiff Clay) หนาประมาณ 1.50 เมตร ค่า Undrained Shear Strength อยู่ประมาณ 4 ตัน/ตารางเมตร ถัดจากนั้นจะพบชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) จนถึงความลึกประมาณ 22-25 เมตร จากนั้นจึงจะพบชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer) ส่วนชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer) จะพบที่ความลึกประมาณ 50 เมตร โดยลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วๆ ไป (ดังแสดงในรูปที่ 2.1)



รูปที่ 2.1 แสดงลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วๆ ไป (Teparaksa 1999)

## 2.2 ระบบกำแพงกันดินในงานขุดดินลึก

ในการวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับระบบกำแพงกันดินแบบ Brace cut โดยที่ได้เน้นที่ระบบกำแพงกันดินแบบ Sheet Pile ซึ่งจัดเป็นแบบ Flexible Wall และแบบ Diaphragm Wall, Pile wall ที่จัดเป็นแบบ Rigid Wall

### 2.2.1 ระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น ( Flexible Wall )

ระบบกำแพงแบบนี้ได้แก่ ระบบเข็มพืด ( Sheet Pile ) ซึ่งมีค่าสติเฟเนสต่ำ ดังนั้นจึงทำให้เกิดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงค่อนข้างสูง โดยใช้กันมากเนื่องจากการก่อสร้างทำได้ง่าย รวดเร็ว ราคาถูก โดยจัดเป็นโครงสร้างชั่วคราว ( Temporary Structure ) และจะทำการถอนออกเมื่อทำการก่อสร้างเสร็จ แล้วสามารถนำกลับไปใช้ได้อีก

### 2.2.2 ระบบกำแพงแบบแข็ง ( Rigid Wall )

ระบบกำแพงกันดินนี้จะมีความแข็งแรงทนทานเป็นอย่างมาก เป็นผลให้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงมีค่าน้อย ( ไม่เกิน 5 ซม.) ระบบกำแพงกันดินชนิดนี้สามารถจะก่อสร้างเป็นโครงสร้างถาวร ( Permanent Structure ) ได้ โดยที่ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างจะมีราคาสูงกว่า ระบบ Flexible Wall มากหลายเท่าตัว ระบบกำแพงกันดินแบบ Rigid Wall ได้แก่ Diaphragm Wall , Secant Pile Wall , Jet Grouted , Gravity Wall , Burlin Wall เป็นต้น

## 2.3 การประเมินค่าแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อระบบกำแพงกันดิน

### 2.3.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ ( Lateral earth pressure at rest )

การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ ( Lateral earth pressure at rest ) ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก เช่น Diaphragm wall โดยมีสมมุติฐานว่า จะไม่เกิดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

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

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

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

$$\sigma_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

เมื่อ  $K_0$  = Coefficient of earth pressure at rest

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพดินตามธรรมชาตินั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า  $K_0$  ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า  $K_0$  ของดินที่ใช้นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้ในแต่ละเฉพาะพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า  $K_0$  ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

### 2.3.1.1 ค่า $K_0$ สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesion less soil)

โดยปกติแล้วค่า  $K_0$  ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสถานะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า  $K_0$  นำเสนอโดย Jaky(1944) ประเมินได้จาก

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

### 2.3.1.2 ค่า $K_0$ สำหรับดินเหนียว (Cohesive soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า  $K_0$  ของ Normally consolidated clays (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า  $\phi'$  ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$K_{0(NC)} = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

เมื่อ  $\phi'$  เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง  $20^\circ$  ถึง  $30^\circ$

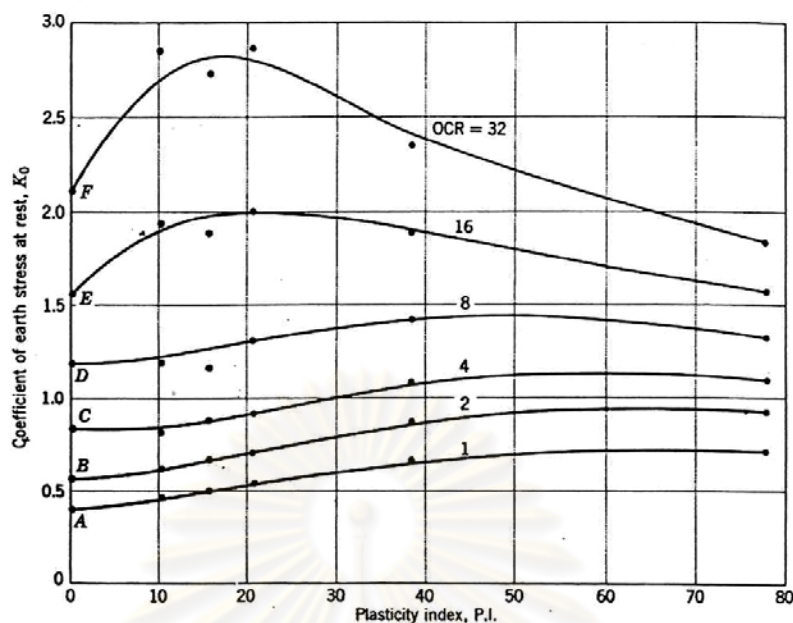
หรือ  $K_0$  ของ NC clay สามารถประมาณได้จากค่า PI ด้วยความสัมพันธ์

$$K_{0(NC)} = 0.4 + 0.007(PI) \quad (PI = 0 - 40\%) \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$K_{0(NC)} = 0.64 + 0.001(PI) \quad (PI = 40 - 80\%) \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

สำหรับ Overconsolidated clays (OC Clay)

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^{0.5} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของ  $K_0$  ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker&Ireland, 1965)

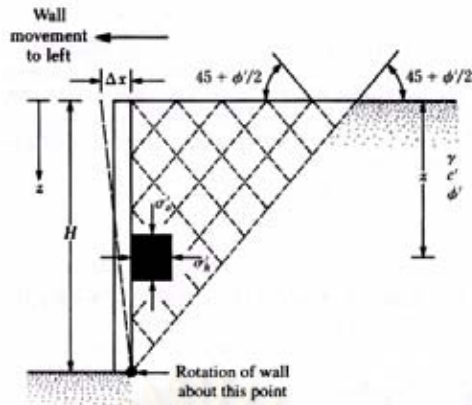
### 2.3.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดินด้านข้างโดยใช้หลักการของ Rankine

การหาค่าหน่วยแรงดินด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และ สภาพการวิบัติแบบ Passive

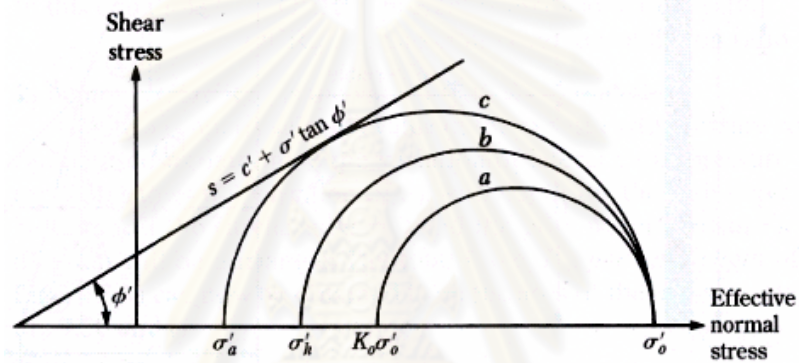
#### 2.3.2.1 Rankine's active earth pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine pactive state โดยลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.3a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก  $Z$  โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ( $\tau_{ff} = C + \sigma_{ff} \tan \phi$ ) โดยใช้ช่วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดินดังแสดงในรูปที่ 2.3b ได้ดังนี้



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's active pressure

รูปที่ 2.3 Rankine's active earth pressure state

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) - 2C \tan (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า C = 0 จะได้

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$K_a = \sigma_{ha} / \sigma_v = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

โดยอัตราส่วน  $\sigma_{ha} / \sigma_v$  เรียกว่า Coefficient of Rankin's active earth pressure,  $K_a$  ดังนั้นจากสมการที่ 2.10

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesionless soil หรือทรายและกรวด แสดงในรูปที่ 2.4a

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก  $Z_c$  ดังนั้น

ที่ระดับผิวดิน  $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{ha} = -2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ที่ระดับความลึก  $Z = H$

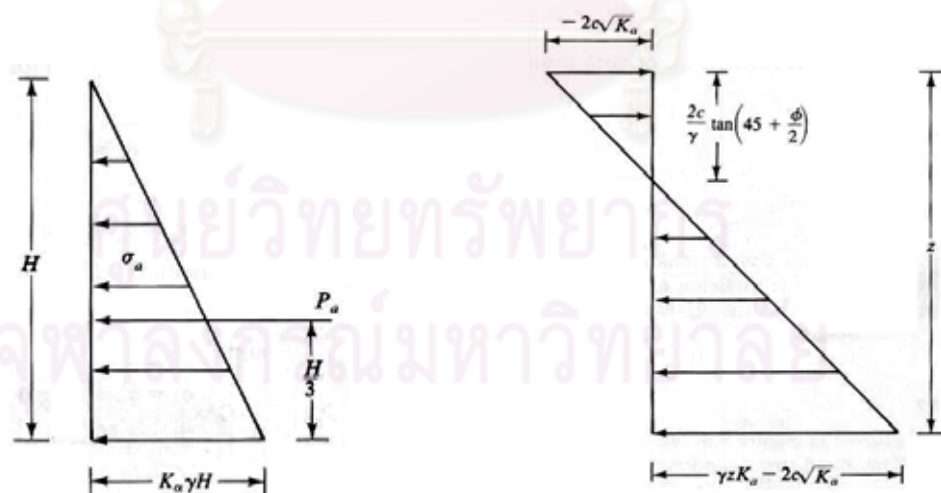
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C K_a^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

เมื่อเกิด Tension crack ( $\sigma_h = 0$ ) จะหาระยะ  $Z_c$  ได้ดังนี้

$$0 = \gamma H K_a - 2C K_a^{1/2}$$

$$Z_c = 2C / (\gamma K_a^{1/2}) \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive soil หรือ ดินเหนียวดังแสดงในรูปที่ 2.4b



(a) Cohesionless soil

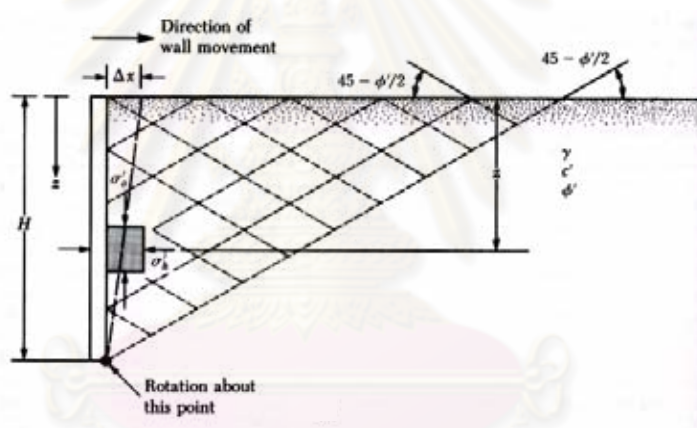
(b) Cohesive soil

รูปที่ 2.4 แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's active state

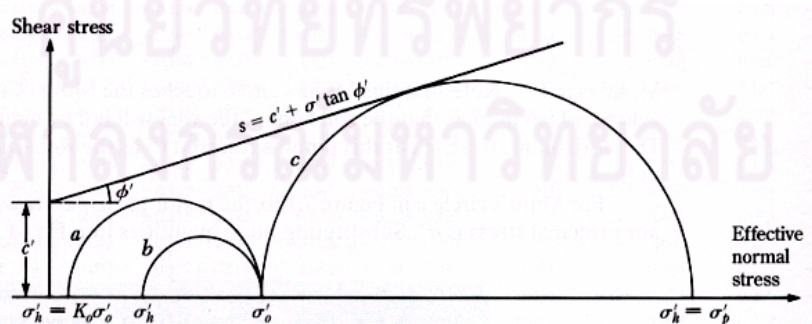
2.3.2.2 Rankine's passive earth pressure

การวิเคราะห์ของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวเข้าของกำแพงกันดินในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอน ในขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial Stress ในขณะที่ Confining pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.5a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก  $Z$  โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในกรณีที่มวลดินอยู่ในสภาพตามธรรมชาติ ค่าหน่วยแรงในแนวนอน ( $\sigma_h$ ) จะมีค่าเท่ากับ  $K_0 \sigma'_v + u$  และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง ( $\sigma_{hp}$ ) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.5b



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาวะ Passive ของ Rankine



b) Rankine's passive pressure

รูปที่ 2.5 Rankine's passive earth pressure state



$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) + 2C \tan (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า  $C = 0$  ดังแสดงในรูปที่ 2.6a

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

$$K_p = \sigma_{hp} / \sigma_v = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

โดยอัตราส่วน  $\sigma_{hp} / \sigma_v$  เรียกว่า Coefficient of Rankin's passive earth pressure,  $K_p$  ดังนั้น

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

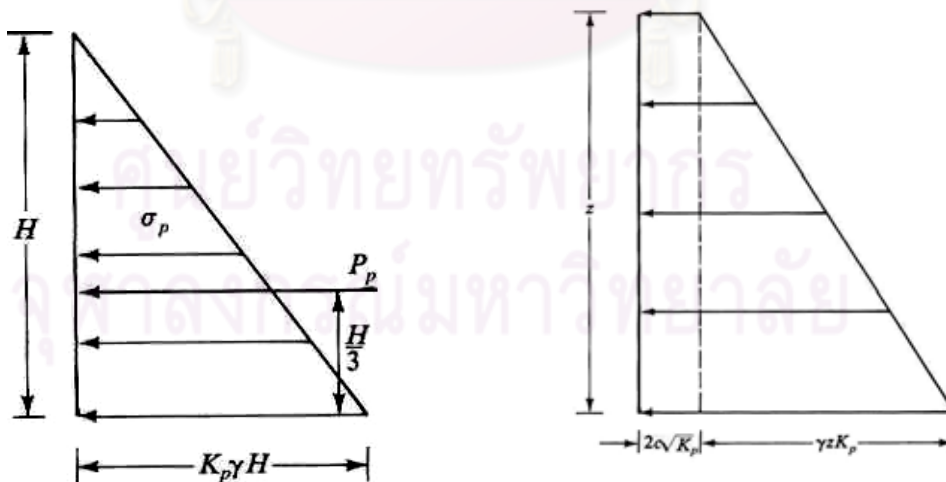
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive soil จะสามารถหาค่า  $\sigma_{hp}$  ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.6b

ที่ระดับผิวดิน  $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{hp} = 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

ที่ระดับความลึก  $Z = H$

$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C K_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.22)$$



(a) Cohesionless soil

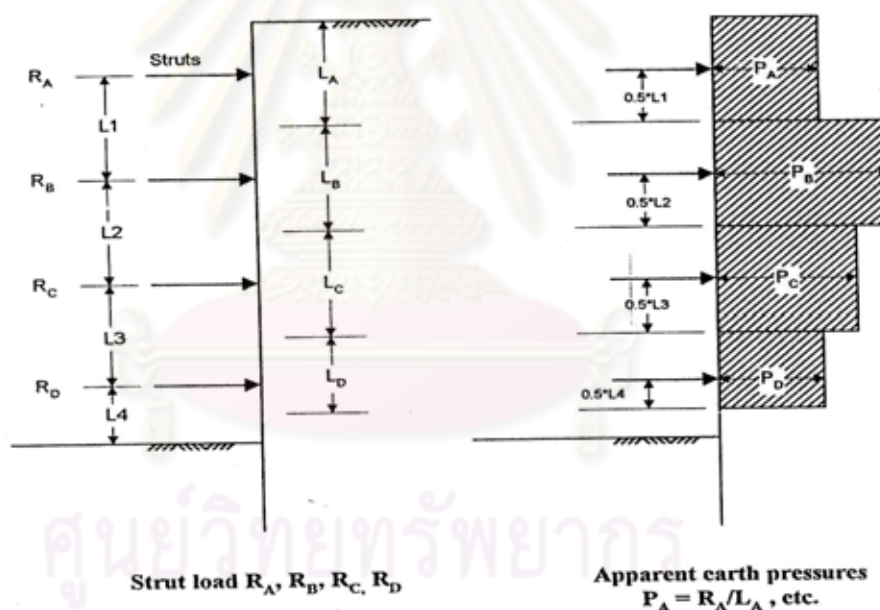
(b) Cohesive soil

รูปที่ 2.6 แรงดันดินด้านข้างของ Rankine's passive state

### 2.3.3. การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินด้านข้างโดยใช้หลักการของหน่วยแรงดันดินปรากฏ

#### (Apparent Pressure Envelop)

การกำหนดแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินระบบ brace cut นั้น การที่จะคาดคะเนค่าที่แท้จริงนั้นทำได้ยากมาก ซึ่งในช่วงแรกนั้นจะใช้วิธีการคิดหาแรงดันดินจาก Rankine Earth Pressure Diagram เพื่อที่จะหาแรงในค้ำยัน ( Strut ) แต่จากการทดลองในสนามพบว่าแรงในค้ำยันจะมีค่าความคลาดเคลื่อนอยู่เป็นอย่างมาก ดังนั้นการคาดคะเนหน่วยแรงดันดินด้านข้างนี้ส่วนใหญ่นิยมที่จะใช้วิธี Empirical โดยอาศัยข้อมูลจากการวัดแรงของตัวค้ำยัน ( Strut ) ในสนาม จากการอ่านค่าจากการติดตั้งเครื่องมือวัดแรงดันดินในค้ำยัน Pressure Gauge และทำการรวมแรงในค้ำยันทั้งหมดเข้าด้วยกัน จากนั้นจะเปลี่ยนมาเป็นแรงดันทางด้านข้างของดินเพื่อให้ออกมาเป็นรูปครุฑ โดยให้หลักการจากการใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ ( Apparent Earth Pressure Envelope or Pressure Diagram ) ( ดังแสดงในรูปที่ 2.7 )

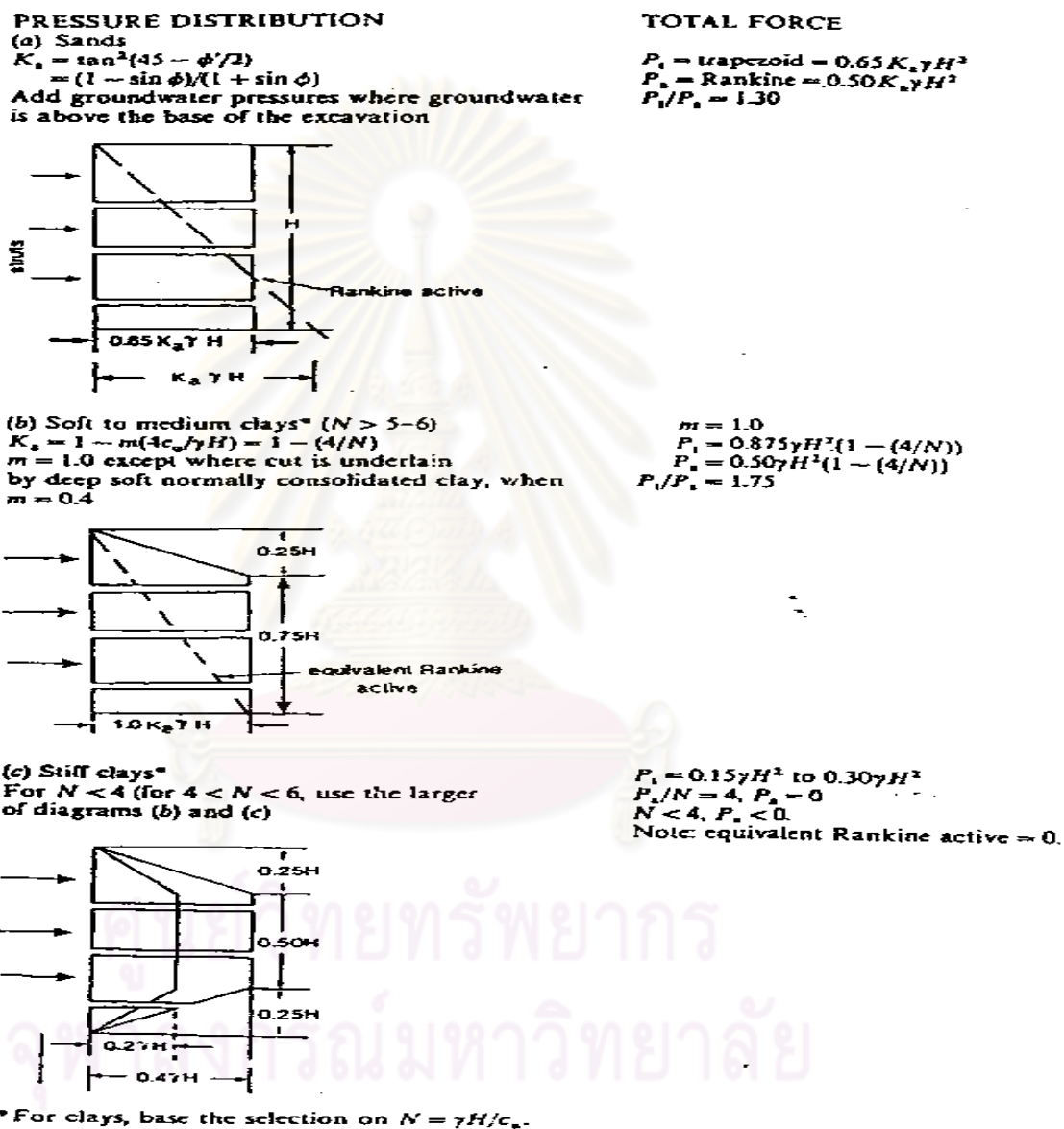


รูปที่ 2.7 วิธีการคิดแรงดันดิน Earth Pressure Diagram

ในการประยุกต์ใช้หลักการของ Apparent Earth Pressure Envelope or Pressure Diagram นี้มีการนำเสนอจากทฤษฎีมากมาย จะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณาโดยมีแนวคิดต่างๆ ดังนี้

2.3.3.1 Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967)

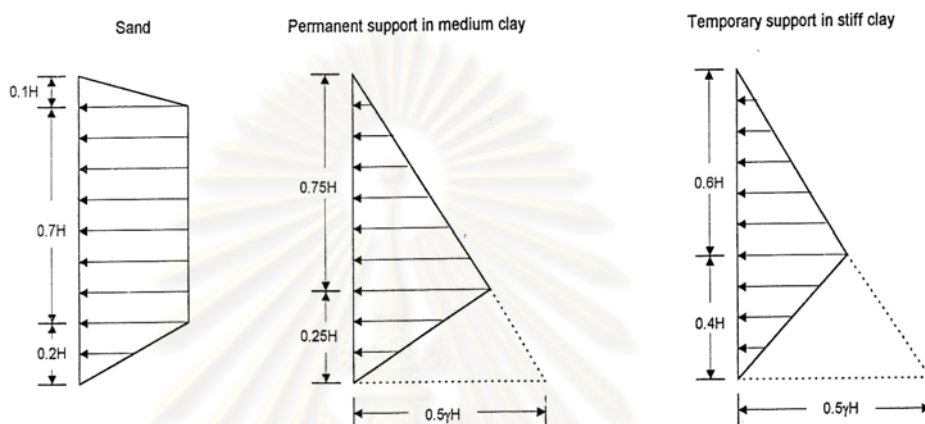
การหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยวิธีนี้ได้มาจากการรวมรวมข้อมูลเกี่ยวกับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันของงานขุดในอดีตามาคำนวณค่ากลับมาเป็นหน่วยแรงดันดินซึ่งการนำไปใช้นั้นจะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณาด้วยโดยแบ่งได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะชั้นดิน ( ดังแสดงในรูปที่ 2.8 )



รูปที่ 2.8 หน่วยแรงดันดินปรากฏโดย Terzaghi and Peck(1967)

### 2.3.3.2 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff ( 1973 )

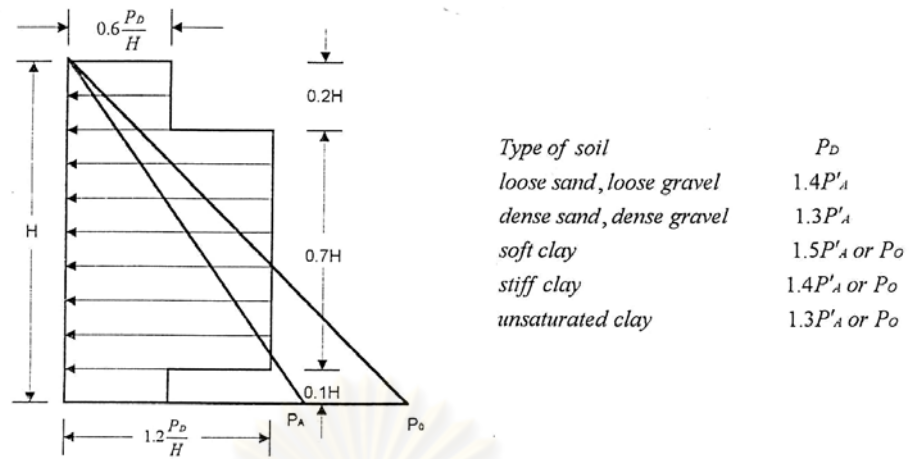
การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotarioff ( 1973 ) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงระบบค้ำยันที่ใช้ติดตั้ง ( ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ) โดยจะพบว่าหน่วยแรงดันดินที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่าที่น้อยกว่าไคอะแกรมของกรณี Terzaghi & Peck ( 1967 ) เป็นอย่างมาก



รูปที่ 2.9 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff ( 1973 )

### 2.3.3.3 Pressure Diagram เสนอโดย Sower ( 1973 )

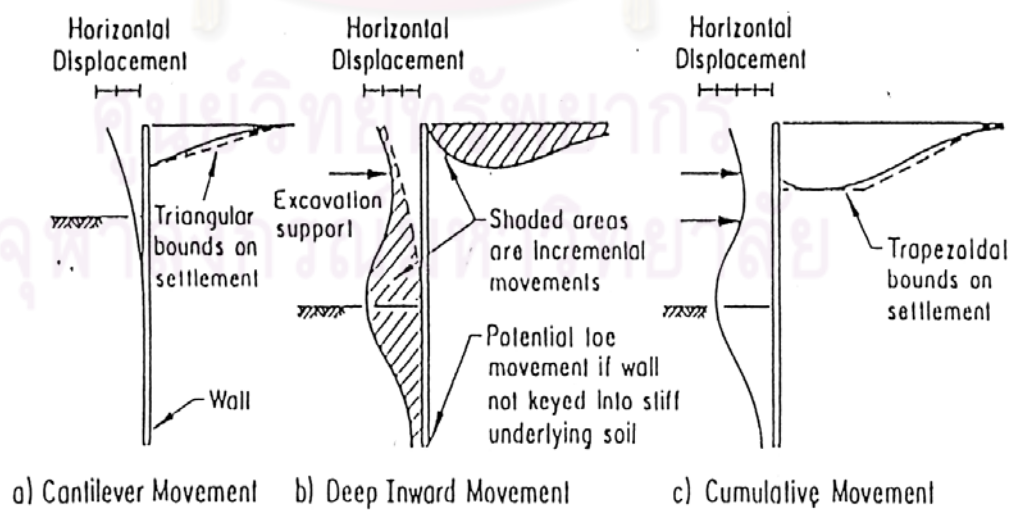
การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Sower ( 1973 ) สามารถแบ่งออกได้ตามชนิดต่างๆของดิน ( ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ) สำหรับค่าหน่วยแรงที่ได้นั้นจะมีค่าน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าของ  $P_D$  ที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามลักษณะชนิดของดินที่พิจารณา โดยในชั้นทรายค่า  $P_D$  จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินที่ได้จากหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะ Active (  $P'_a$  ) และในชั้นดินเหนียวค่า  $P_D$  จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะสถิตย์ ( Lateral Earth Pressure at Rest ,  $P_o$  ) หรือค่าของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่อยู่ในสภาวะ Active (  $P'_a$  )



รูปที่ 2.10 Pressure Diagram เสนอโดย Sower ( 1973 )

2.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวที่ผิวดินของกำแพงกันดิน

ในงานขุดดินลึกโดยใช้กำแพงกันดินเป็นตัวป้องกันแรงดันของดิน ซึ่งจะทำให้กำแพงกันดินมีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในลักษณะต่างๆ Clough and O' Rourke ,( 1990 ) ได้แสดงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นดังนี้ ( ดังแสดงในรูปที่ 2.11 )

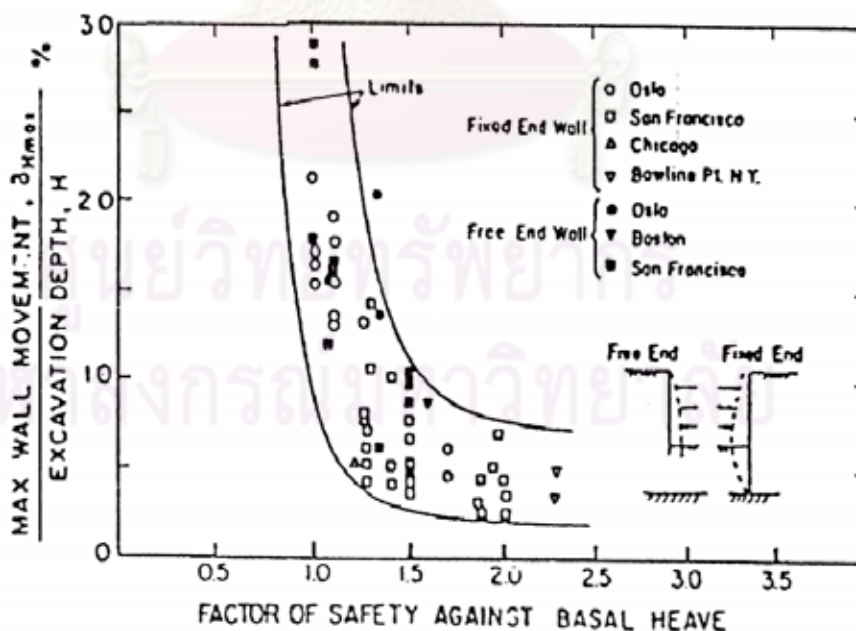


รูปที่ 2.11 แสดง Typical Profiles of Movement for Braced Walls  
from ( Clough and O' Rourke ,1990 )

### 2.4.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ( $\delta_H$ )

Mana และ Clough ( 1981 ) ได้รวบรวมข้อมูลในสนามของงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลาง ( Soft to medium clay ) จำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่า Plasticity Index ( PI ) อยู่ในช่วงที่ต่ำถึงปานกลางโดยประมาณ 10 - 60 และมีความไวตัว ( Sensitivity ) อยู่ในช่วง 2 ถึง 8 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave ( FS. ) โดยวิธีของ ( Terzaghi, 1943 ) กับอัตราส่วนของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินสูงสุดของกำแพงกันดินต่อความลึกของการขุด ( $\delta_{Hmax} / H$ ) ( ดังแสดงในรูปที่ 2.12 )

จากรูปที่ 2.12 จะพบว่าค่า Factor of safety against basal heave ( FS. ) และค่า Maximum lateral wall deflections ( $\delta_{Hmax}$ ) มีความสัมพันธ์กันอย่างชัดเจน กล่าวคือ กรณีที่ค่า FS. น้อยกว่า 1.4 ถึง 1.5 ซึ่งจะทำให้ค่าของ  $\delta_{Hmax} / H$  เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว แสดงให้เห็นว่าดินจะมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพจุดคราก ( Yield condition ) ในขณะที่ค่า FS. มากกว่า 1.5 ขึ้นไป จะทำให้ค่าของ  $\delta_{Hmax} / H$  มีค่าค่อนข้างที่จะคงที่ประมาณ 0.5% แสดงให้เห็นว่าดินจะมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงที่ยังไม่เกิดสภาพจุดคราก ( Local yield ) ซึ่งอย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ดังกล่าว มีความกระจัดกระจาย ( Scatter ) เนื่องจากผลของความแตกต่างกันในเรื่องของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, ค่าสติเฟนส, ระยะห่างของค้ำยัน, กำลัรับแรงเฉือนของดินที่แท้จริงและขนาดของบ่อขุด

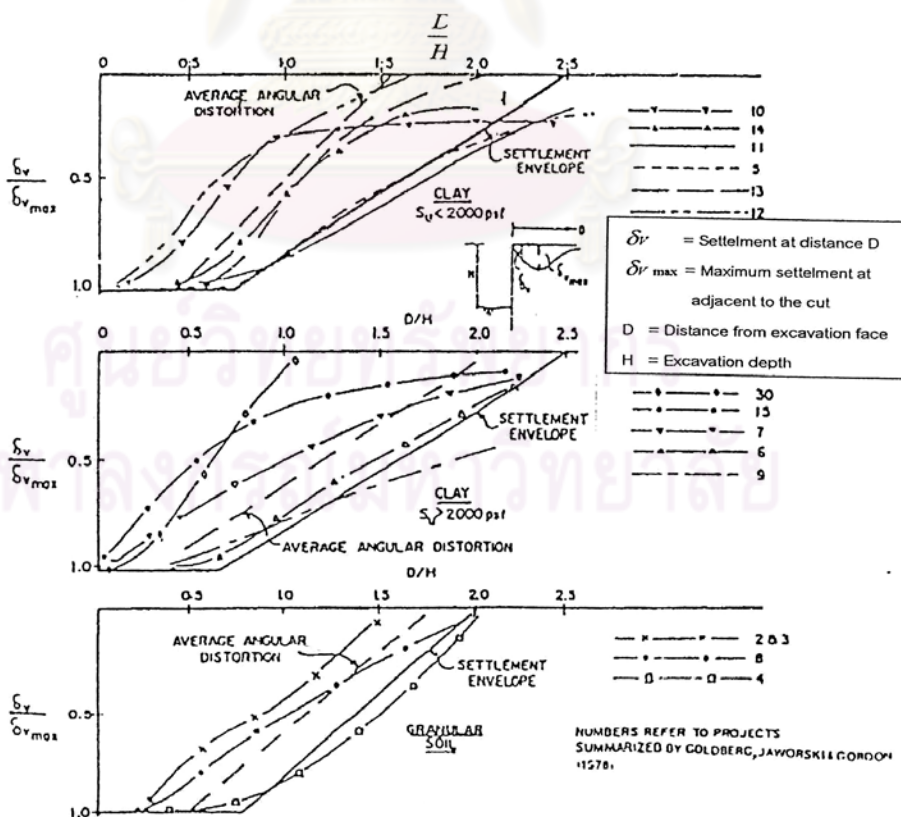


รูปที่ 2.12 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave And Maximum lateral wall deflections ( Mana and Clough ,1981 )

Goldberg , Jaworski และ Gordon ( 1976 ) พบว่างานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวแข็ง ( Stiff Clay ) ที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ( FS. ) มีค่าสูงจะทำให้ค่า  $\delta_{Hmax} / H$  มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5% เหมือนกับกรณีเป็นดินเหนียวอ่อน ( Soft Clay )

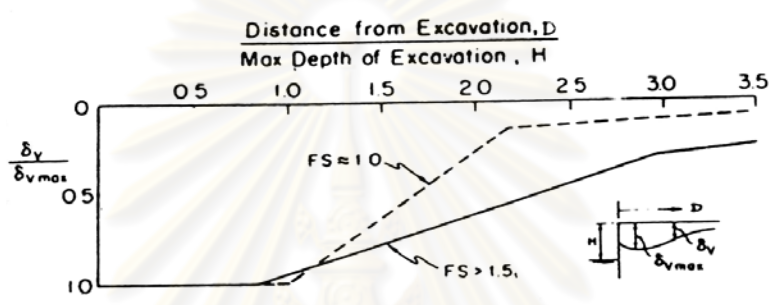
2.4.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดิน (  $\delta_v$  )

Peck (1969 ) ได้แนะนำ Settlement Envelopes ของบริเวณที่เกิดจากการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดินอันเนื่องมาจากงานขุด โดยได้รวบรวมมาจากผลที่วัดได้ในสนาม จำนวน 15 แห่ง จากงานขุดในดิน 3 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียว 2 ชนิด และดินทรายอีก 1 ชนิด ( ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวของผิวดิน ( Surface Settlement,  $\delta_v$  ) อาจเกิดขึ้นมากในบริเวณห่างจากกำแพงกันดิน ( Distance from behind wall, D ) ออกมาเป็นระยะ 2.0 ถึง 2.5 เท่าของความลึกที่ขุด ( H ) และการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน ( Maximum Surface Settlement,  $\delta_{vmax}$  ) จะเกิดขึ้นทันทีในบริเวณที่อยู่ใกล้กับกำแพงกันดิน โดยมีระยะห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.7 ถึง 0.8 เท่า ของความลึกที่ขุด ( H ) ทั้งนี้ความลึกที่ขุด ( H ) และระยะ ( D ) จะมีปริมาณมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับคุณภาพของการทำงาน ( Quality of workman ship ) รวมทั้งชนิดและสภาพของชั้นดินที่ขุด ( Soil condition )



รูปที่ 2.13 แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน

Mana และ Clough ( 1981 ) พบว่า การขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางนั้น ( Soft to Medium clay ) การทรุดตัวหลังกำแพงกันดินจะมีพฤติกรรม ( ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ( Surface Settlement,  $\delta_v$  ) จะเกิดขึ้นในระยะที่ห่างออกมาจากหลังกำแพงกันดิน ( Distance from behind wall,  $D$  ) ไม่น้อยกว่า 3.5 เท่าของความลึกที่ขุด (  $H$  ) และการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน ( Maximum Surface Settlement,  $\delta_{vmax}$  ) ซึ่งจะเกิดขึ้นในระยะห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.9 ถึง 1.0 เท่าของความลึกที่ขุด (  $H$  ) โดยที่จะขึ้นกับค่า Factor of safety against basal heave ( FS. )



รูปที่ 2.14 แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ( Mana และ Clough ( 1981 ) )

สำหรับการทรุดตัวที่ผิวดิน ( Surface Settlement,  $\delta_v$  ) เนื่องมาจากผลของการเกิด การอัดตัวคายนํ้า ( Consolidation settlement ) ที่เกิดขึ้นบริเวณหลังกำแพงกันดินนั้น ได้มีผู้ศึกษาวิจัยทั้งในงานขุดในชั้นดินเหนียวและชั้นดินทราย ไว้ดังนี้

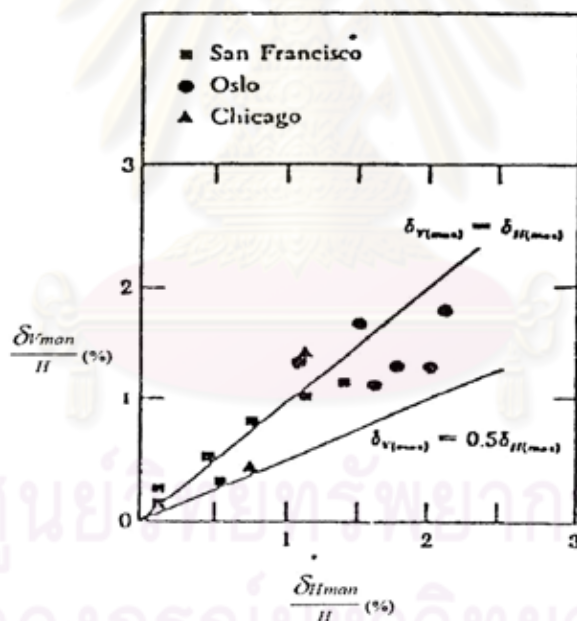
NGI ( 1962 ) พบว่าการขุดดินในชั้นดินเหนียว เมื่อเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน ( Maximum Surface Settlement,  $\delta_{vmax}$  ) ในปริมาณที่สูงแล้ว การทรุดตัวที่ผิวดิน (  $\delta_v$  ) เนื่องมาจากผลของการอัดตัวคายนํ้ามีผลต่อค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (  $\delta_{vmax}$  ) ไม่มากนัก กล่าวคือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน (  $\delta_v$  ) เนื่องมาจากผลของการอัดตัวคายนํ้ามีค่าต่ำมากเมื่อเทียบกับค่าของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (  $\delta_{vmax}$  ) ที่วัดได้ในสนาม



### 2.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่ผิวดิน

มีผู้ศึกษาวิจัยเพื่อจะหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่ผิวดิน ( $\delta_H$  กับ  $\delta_V$ ) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากงานขุดดินแบบใช้ค้ำยัน ซึ่งโดยส่วนมากมักจะแสดงระหว่างปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (Maximum Surface Settlement,  $\delta_{Vmax}$ ) กับปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Maximum lateral wall deflections,  $\delta_{Hmax}$ ) โดยจะเปรียบเทียบปริมาณที่เวลาเดียวกันหรือที่เงื่อนไขต่างๆเดียวกัน แต่ตำแหน่งที่นำมาเปรียบเทียบแตกต่างกัน ดังจะได้กล่าวดังต่อไปนี้

Mana และ Clough ( 1981 ) กล่าวว่า ค่า  $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$  สำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง แบบใช้ค้ำยันที่ Intermediate และ Final stage of construction มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 ( ดังแสดงในรูปที่ 2.15 )



รูปที่ 2.15 แสดงค่า Variation of Maximum yield with depth.

( Mana and Clough ,1981 )

D' Appolonia ( 1979 ) พบว่าในงานขุดของชั้นดินทุกชนิดค่าของ  $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$  มีค่าเท่ากับ 0.5 ถึง 2.0 โดยในช่วงของ 0.67 ถึง 1.33 จะเป็นช่วงที่น่าเชื่อถือมากที่สุด

## 2.5 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของผิวดิน

ความสัมพันธ์ของปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างและการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดิน โดยจะขึ้นอยู่กับตัวแปรและปัจจัยต่างๆ ดังนี้

### 2.5.1 พารามิเตอร์ของดิน

#### 2.5.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน ( Undrained Shear Strength, $S_u$ )

Bishop และ Skemton ( 1954 ) ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (  $S_u$  ) โดยใช้การทดสอบแบบอันเดรน ( Undrained Test ) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด ( Maximum Shear Strength ) ที่ดินจะได้รับ

$$S_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad \dots\dots\dots ( 2.23 )$$

โดยที่กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรน (  $S_u$  ) นั้นมีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ถ้าดินมีค่า  $S_u$  ต่ำจะทำให้ค่า  $\delta_{Hmax}$  มีค่าสูง กำลังรับแรงเฉือนของดินจะสามารถหาจากความสัมพันธ์ในรูปแบบต่างๆ ดังนี้

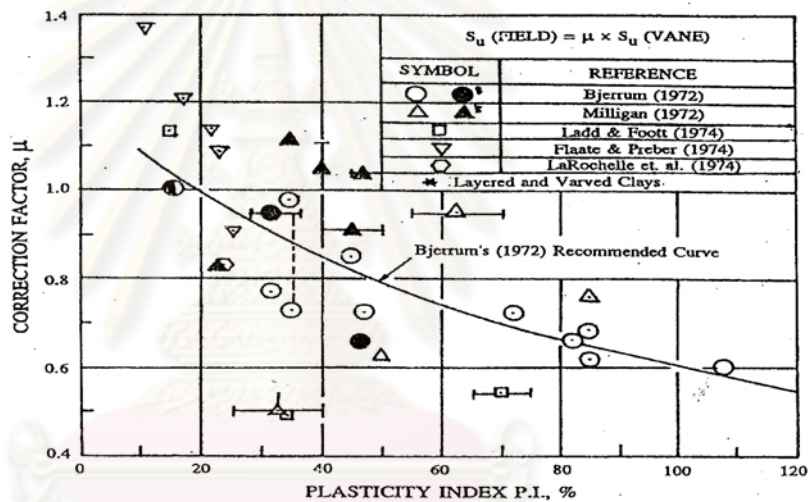
#### 2.5.1.1.1 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test ) ของ Bjerrum

Bjerrum(1972)ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ Geonor Vane ในสนาม ( Field Vane Shear Test ) โดยใช้ค่าปรับแก้ ( Correction Factor,  $\mu$  ) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity ( PI ) ของดินเหนียว ( ดังแสดงรูปที่ 2.16 ) ค่าปรับแก้ นี้ ได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้กำลังรับแรงเฉือน (  $S_u$  ) ที่ได้จากทดสอบแบบ Geonor Vane ในสนามมาทำการวิเคราะห์หาค่าเสถียรภาพของคันดินถม มักจะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ( Factor of safety, FS. ) ที่สูงกว่าความเป็นจริง เนื่องมาจากผลกระทบดังนี้

- 1) Progress failure ,
- 2) Anisotropy ,
- 3) Strain Rate

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้รวมทั้งผลของ Friction ระหว่างการทดสอบ Geonor Vane จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความเป็นจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพของการใช้ Geonor Vane แล้วการพิบัติเกิดขึ้นที่พิสัยความปลอดภัยมากกว่า 1.0 จากกรณีต่างๆ แล้วนำมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดิน จึงเป็นผลในลักษณะ Empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) จะเป็นสมการดังนี้

$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u \text{ (FV)}} \quad \dots\dots\dots (2.24)$$



รูปที่ 2.16 แสดงค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972) สำหรับการ ใช้ Geonor Vane

Track et al (1979) เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรณ โดยวิธี USALS กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mensri (1975) สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มี OCR ต่ำมาก โดยจะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ( $\sigma'_p$ ) จะเป็นสมการดังนี้

$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u \text{ (FV)}} = 0.22 \sigma'_p \quad \dots\dots (2.25)$$

ซึ่งจะสามารถนำสมการ (2.25) และผลทดสอบ Oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินได้

### 2.5.1.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ กับค่า $S_u$ ของชั้นดินกรุงเทพฯ

ในดินเหนียวกรุงเทพฯ วีรนนท์ ( 2526 ) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  กับ  $S_u$  ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก ( First stiff clay ) ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Terzaghi , Peck ( 1948 ) และ Sower et al ( 1961 ) สำหรับดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกสูง ( CH )

$$S_u = 0.685 N \quad t / m^2 \quad \dots\dots\dots(2.26)$$

สำหรับดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง ( CL )

$$S_u = 0.520 N \quad t / m^2 \quad \dots\dots\dots(2.27)$$

โดย  $N$  คือ ค่าจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน ( ครึ่ง/ฟุต ) ที่ไม่มีการปรับแก้ ซึ่งได้จากการทดสอบ Standard Penetration Test ( SPT ) ใดๆก็ตามสิ่งที่จะต้องระลึกอยู่เสมอ คือ ความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ( First stiff clay ) โดยมีความลึกอยู่ระหว่าง 14-25 เมตร ซึ่งมีค่า  $N$  มากกว่า 8 โดยค่า  $N$  นี้สามารถที่นำมาแทนค่าโดยไม่ต้องมีการปรับแก้

### 2.5.1.2 โมดูลัสของดิน ( Soil modulus, $E_u$ )

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน เช่น ในงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวปานกลาง ( Medium Clay ) ถ้าระบบโครงสร้างค้ำยันเป็น Linear elastic แล้ว เมื่อค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระดับของหน่วยแรงเปลี่ยนแปลงไป จะทำให้ค่าการเคลื่อนตัวของดินเปลี่ยนแปลงอย่างเป็นสัดส่วนผกผัน ( Inversely proportional change ) ใดๆก็ตาม สำหรับในกรณีการก่อสร้างมี Marginal Stability ซึ่งพฤติกรรมของดินได้เปลี่ยนจากสภาพ Elastic มาเป็นสภาพที่จุดคราก ( Yield condition ) เนื่องจากการขุดดินที่เพิ่มขึ้นนั้น ไม่อาจประเมินค่าการเคลื่อนตัวของดินอย่างเป็นสัดส่วนกันกับค่าโมดูลัสของดินที่เปลี่ยนแปลงได้

ในการใช้ Finite Element Analysis ( FEA ) คาดคะเนค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน โดยที่การเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน ซึ่งอาจหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ได้ดังนี้

$$E_u = M \cdot S_u \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

เมื่อ  $E_u =$  Undrained modulus ในช่วง Elastic ก่อนถึงสภาพ Plastic Yield

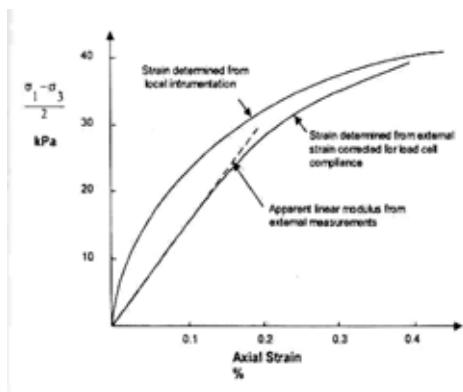
$S_u =$  กำลังรับแรงเฉือนของดิน

$M =$  Modulus multiplier

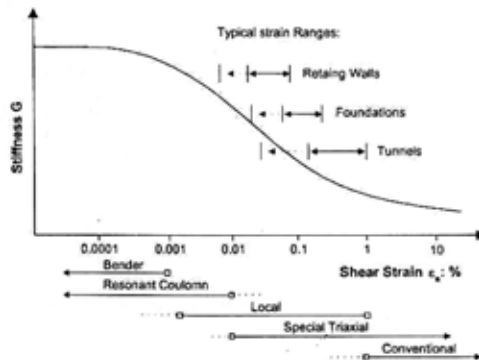
นอกจากนี้  $M$  ยังขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง เนื่องจากการขุดเอาดินออก ค่า  $M$  ควรมีค่าแตกต่างกับในกรณีการทรุดตัว โดยปกติค่า  $M$  สำหรับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างควรสูงกว่าค่า  $M$  ในกรณีการทรุดตัวอยู่ในแนวตั้ง และค่า  $M$  จะลดลงเรื่อยตาม Stress level ที่เกิดขึ้น

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีผู้ศึกษาถึงเรื่องการวิเคราะห์หาค่าโมดูลัสของดิน ( Young's Modulus ,  $E_u$  ) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่า ค่า Young's Modulus ที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่าสูงกว่าค่า Young's Modulus ที่ทดสอบได้จากห้องทดสอบ ( Laboratory Test ) จนได้มีการคิดค้นวิธีการวัด Strain ในตัวอย่างโดยตรง ( Local Strain Measurement ) จึงได้พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่ แต่จะแปรผันกับค่า Strain ของดิน โดยจะพบว่าที่ระดับของ Strain ต่ำๆ โมดูลัสของดินจะมีค่าสูงมากและแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง ( Non linear behavior ) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Strain ต่ำ แต่ที่ระดับของ Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลง ( ดังแสดงในรูปที่ 2.17 )

จากรูปจะเห็นได้ว่าค่า Young's Modulus จะต่างกันอย่างมากที่ระดับของ Strain ต่ำๆ ในส่วนของงานโครงสร้างใต้ดิน อาทิเช่น อุโมงค์, กำแพงใต้ดิน จะพบว่าค่า Shear Stiffness (  $G$  ) จะแปรเปลี่ยนไปตามค่า Shear Strain (  $\epsilon_s$  ) โดยในกรณีของ กำแพง Rigid Wall ซึ่ง Strain level จะมีค่าอยู่ในช่วง 0.01% ถึง 0.10 % เท่านั้น ( ดังแสดงในรูปที่ 2.18 ) ซึ่งค่า Shear Modulus ใน Strain ช่วงนี้จะสูงกว่าที่การทดสอบแบบธรรมดาในห้องทดสอบ ( Conventional Laboratory Test )



รูปที่ 2.17 แสดงการวัด Strain ในการทดสอบ



รูปที่ 2.18 แสดง Typical Strain Range

จากทฤษฎีของ Elasticity สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $E_u$  และ  $G$  ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ( ดังแสดงในรูปที่ 2.19 ) ได้ดังนี้

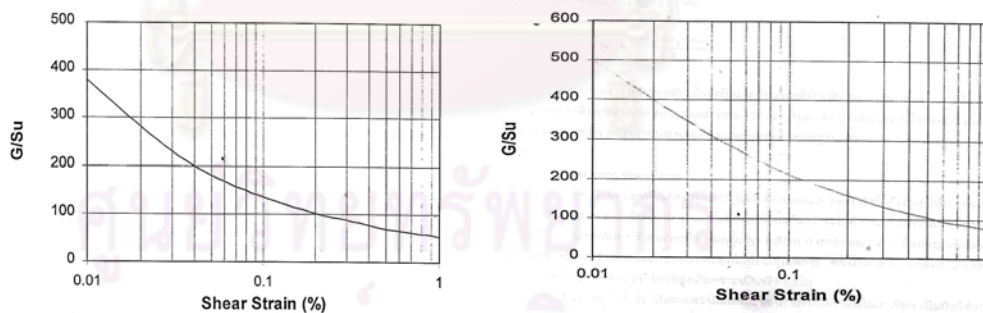
$$E_u = 2G(1+V) \dots\dots\dots (2.29)$$

เมื่อ

$E_u$  = Undrained Yong's Modulus

$G$  = Shear Modulus

$V$  = อัตราส่วนปัวซองของดินเหนียว ( $V = 0.5$ )



a. Bangkok Soft

b. Bangkok Stiff

รูปที่ 2.19 แสดงผลการทดสอบ Pressure meter test ของดินกรุงเทพฯ ( Teparaksa,1999 )

ในปัจจุบัน ได้มีผู้ทำการวัดค่า Shear Modulus ที่ระดับ Small Strain ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งในห้องทดลองและในสนามโดยค่า Shear Modulus ( $G_{max}$ ) ซึ่งอยู่ระหว่าง  $300 \cdot Su$  ถึง  $500 \cdot Su$  โดยแปลงเป็นค่า Young's Modulus ก็จะมีค่าอยู่ระหว่าง  $900 \cdot Su$  ถึง  $1500 \cdot Su$  ( Shibuya et al.,1997 ) นอกจากนี้ยังมีการทดสอบหาค่า  $G_{max}$  ของดินเหนียวอ่อน

กรุงเทพฯ โดยใช้ Bender Element Test พบว่า  $G_{max}$  มีค่าอยู่ในช่วง  $440 \cdot S_u$  ถึง  $570 \cdot S_u$  (Teramast N., 1998)

ธีระพันธ์ (2545) ได้ทำการศึกษาหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus,  $E_u$ ) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ( $S_u$ ) โดยวิธีการวิเคราะห์ก่กลับ (Back Analysis) เปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการวัดจริงในการก่อสร้างของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยที่ค่า Young's Modulus ของดินที่เหมาะสมที่ได้จากการวิเคราะห์ก่กลับสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ มีค่าประมาณ  $(500-600)S_u$  และ  $(1000-1150)S_u$  ตามลำดับ

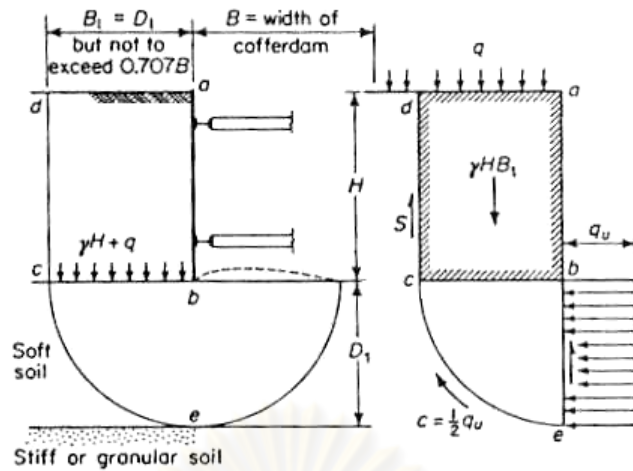
## 2.5.2 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)

ในงานขุดดินแบบค้ำยัน พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินรอบบริเวณบ่อขุดจะเกิดการเพิ่มมากขึ้นด้วย ซึ่งมีสาเหตุเบื้องต้นมาจากหน่วยแรงเฉือน ( Shear Stress ) ที่กระทำมีค่ามากขึ้น ขณะที่ค่าเสถียรภาพของดินกั้นหลุมหรือ Factor of safety against basal heave ( FS. ) มีค่าลดลง

โดยที่ในงานการขุดดิน โดยอาศัยระบบค้ำยันนั้น นอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่ กระทำต่อระบบค้ำยันแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกั้นหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่ง ในการพิจารณาจะสมมุติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมี พฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกั้นหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงด้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดิน สำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกั้นหลุมหรือค่า Factor of safety against basal heave ( FS. ) มีวิธีพิจารณาดังนี้

### 2.5.2.1 การหาเสถียรภาพของกั้นหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng พิจารณาได้ว่าสำหรับงานขุดดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดดังแสดงในรูปที่ 2.20 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถ้าค่าของแรงกระทำมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าค่าความสามารถในการรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity) จะมีผลทำให้ที่บริเวณด้านล่างของการขุดเกิดการพังทลายเนื่องจากการอูดขึ้นของดินกั้นหลุม (Heaving) ดังนี้



รูปที่ 2.20 ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 2.20 สำหรับดินเหนียวจะได้ว่ามวลดิน  $abcd$  จะเคลื่อนตัวลงมาในแนวตั้ง โดยที่ค่าแรงเฉือนที่ต้านทานการเคลื่อนตัวของดินตามแนว  $cd$  จะมีค่าเท่ากับ  $S$  ดังแสดงในรูป Free body diagram ในรูปที่ 2.20 และสมการที่ 2.30

$$S = \frac{1}{2} q_{u1} \left( H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right)$$

$$= S_{u1} \left( H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \dots\dots\dots (2.30)$$

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

สำหรับค่าแรงต้านทานตามแนว  $ce$  จะมีค่าเท่ากับ  $c$  หรือ Cohesion ของดินเหนียว หรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) ดังแสดงในสมการที่ 2.31

$$C = S_u = \frac{q_{u2}}{2} \dots\dots\dots (2.31)$$

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

ในการหาเสถียรภาพเพื่อหาค่า Factor Safety ได้จากสมการสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุด  $b$  จากสมการที่ 2.32 ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}}$$



$$F.S. = \frac{SB_1 + cB_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_u 2B_1 \frac{B_1}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.5q_u \pi B_1 + q_u 2B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$F.S. = \frac{2S + s_u 2\pi B_1 + 2s_u 2B_1}{(\gamma H + q) B_1} \dots\dots\dots (2.32)$$

- โดย  $\gamma$  = Total Unit weight of soil, t/m<sup>3</sup>
- H = Depth of excavation, m.
- q = Surcharge around the excavation, t/m<sup>2</sup>
- L = Length of sheet pile below the bottom excavation
- D<sub>1</sub> = Depth of soft clay beneath Excavation
- B<sub>1</sub> = L เมื่อ L > D<sub>1</sub>
- = D<sub>1</sub> เมื่อ L < D<sub>1</sub>

**2.5.2.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi’s Theory (1943)**

การหาเสถียรภาพของกันหลุมจากวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดที่มีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้จากสมการที่ 2.33

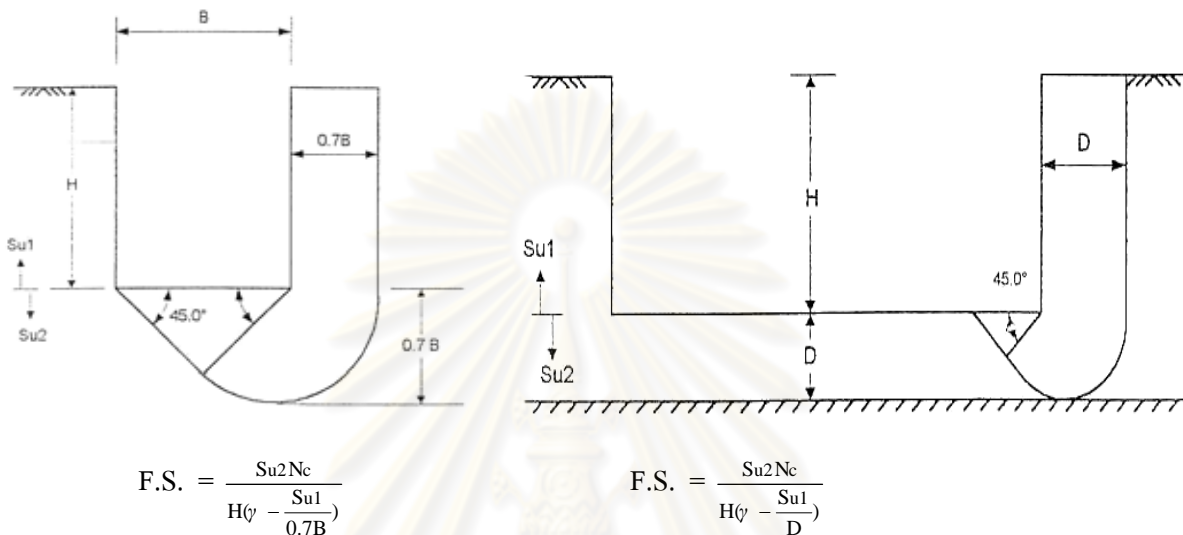
$$F.S. = \frac{Q_u}{(\gamma HB_1 - S_u H + q)}$$

$$F.S. = \frac{5.7S_u B_1}{(\gamma HB_1 - S_u H + q)} \dots\dots\dots (2.33)$$

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

- เมื่อ  $Q_u$  = Ultimate Bearing Capacity
- $S_u$  = Undrained Shear Strength below Excavation Level
- $N_c$  = Bearing Capacity Factor = 5.7 for clay

นอกจากนี้ค่า Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของงานขุดในกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.21 โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.21a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูปที่ 2.21b



- a) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนามาก      b) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีชั้นดินแข็งรองรับ

รูปที่ 2.21 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

### 2.5.2.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของงานขุดเป็นลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ( $H > B$ ) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้การขุดเสมือนเป็นฐานรากที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave มีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.34

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H + q} \dots\dots\dots (2.34)$$

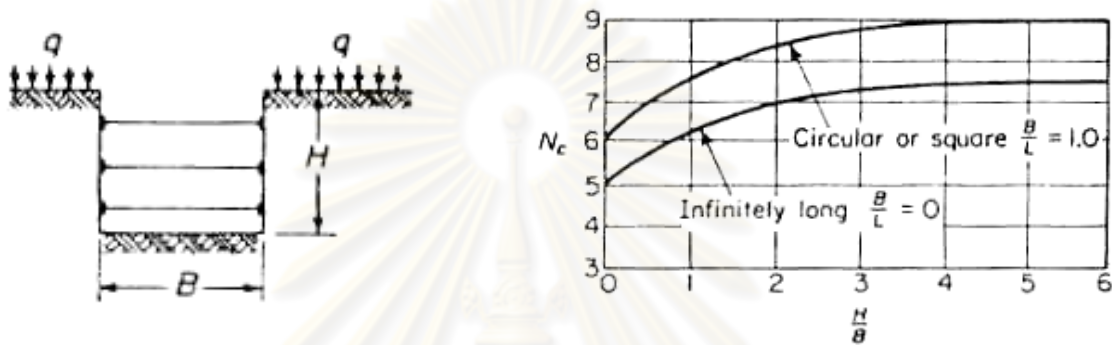
- เมื่อ  $N_c$  = Bearing Capacity Factor  
 $c$  = Undrained Shear Strength of Clay ( $t/m^2$ )

$\gamma$  = Unit Weight of Soil above the Bottom of Excavation ( $t/m^2$ )

H = Depth of Excavation (m)

q = Uniform Surcharge Load around Excavation ( $t/m^2$ )

โดยค่า  $N_c$  สามารถหาได้จากรูปที่ 2.22 และสมการที่ 2.34 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



$$N_{c(\text{rectang})} = (0.84 + 0.16(B/L)) N_{c(\text{Square})}$$

L = Length of Excavation

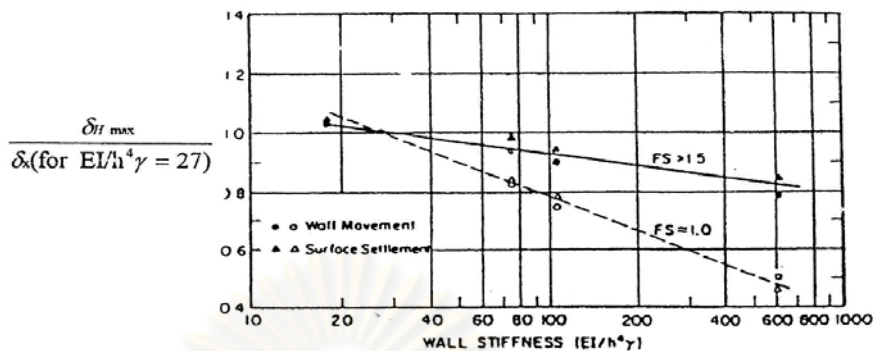
รูปที่ 2.22 Bearing Capacity Factor,  $N_c$  (after Bjerrum and Eide)

### 2.5.3 ระบบโครงสร้างค้ำยัน

#### 2.5.3.1 สถิฟเนสของกำแพงกันดิน ( Walls Siffness, EI )

Mana และ Clough ( 1981 ) ได้ศึกษาถึงผลของสถิติฟเนสของกำแพงกันดินแบบใช้ค้ำยันในงานขนาดลึกประมาณ 9-15 เมตร ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธี Finite element method จากข้อมูลที่ได้สนามจำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่าสถิติฟเนสของกำแพง ( EI ) จำนวน 4 ค่า คือ 5,310, 8,088, 22,200 และ 18,300 ตัน-ตารางเมตร/เมตร ซึ่งได้แสดงผลในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  ( for  $EI/h^4\gamma = 27$  ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสถิติฟเนสของกำแพง ( $EI/h^4\gamma$ ) ซึ่งอยู่ใน Semi-log ( เมื่อ h คือ ระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำยันและ  $\gamma$  คือหน่วยน้ำหนักรวมของชั้นดิน ) พบว่าสถิติฟเนสของกำแพงกันดิน ( EI ) และระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำยัน ( h ) มีความสัมพันธ์กับ Factor of safety against basal heave ( FS. ) การเพิ่มค่า EI และ

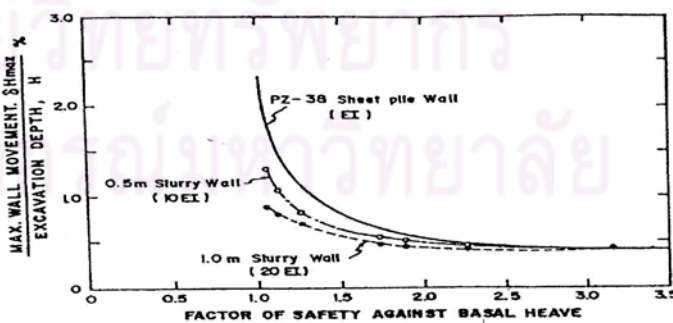
ลดค่า  $h$  ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax}$ ) ลดลงมาก เมื่อมีค่า FS. น้อยกว่า 1 ( ดังแสดงในรูปที่ 2.23 )



รูปที่ 2.23 แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (for  $EI/h^4\gamma = 27$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติเฟเนสของกำแพงกันดิน ( $EI/h^4\gamma$ ) ( Mana และ Clough ,1981 )

Wong , Broom และ Goh ( 1990 ) พบว่านอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน กับค่าความลึกของการขุด ( $\delta_{Hmax} / H$ , %) จะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อสติเฟเนสของกำแพงกันดิน มีค่าตั้งแต่ 2,000 ตัน/ตารางเมตร/เมตร ขึ้นไป

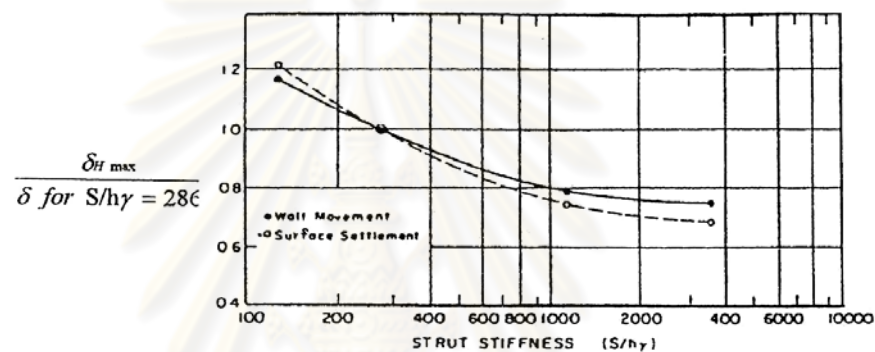
Clough, Hansen และ Mana ( 1979 ) พบว่า กำแพงกันดินที่ค่าสติเฟเนสต่ำ มีผลทำให้กำแพงกันดิน เกิดการเคลื่อนตัวมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่องานขุดนั้นมีค่า FS. ต่ำ แต่ค่าสติเฟเนส ( $EI$ ) ของกำแพงกันดิน แทบจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน เมื่องานขุดมีค่า FS. สูง ( ดังแสดงในรูปที่ 2.24 )



รูปที่ 2.24 แสดงผลของค่าสติเฟเนสของกำแพงกันดินต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( Clough, Hansen และ Mana ,1979 )

### 2.5.3.2 สถิติของค้ำยัน (Strut Stiffness, S)

Mana and Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสถิติของค้ำยันที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน โดยได้แสดงในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (for  $S/HY = 286$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสถิติของค้ำยัน ( $S/HY$ ) พบว่าการเพิ่มค่าสถิติของค้ำยัน ( $S$ ) จะทำให้ค่า  $\delta_{Hmax}$  ลดลงแต่ไม่มีผลเมื่อค่าสถิติของค้ำยันมีค่าสูงมาก(ดังแสดงในรูปที่ 2.25)



รูปที่ 2.25 แสดงนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax} / \delta_x$  (for  $S/HY = 286$ ) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสถิติของกำแพงกันดิน ( $S/HY$ ) ( Mana และ Clough ,1981 )

ผลของระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $h$ ) ของกำแพงกันดิน ( $\delta_{Hmax}$ ) จะแสดงในเทอมของสถิติของกำแพง ( $EI$ ) และค่าสถิติของค้ำยัน ( $S$ ) ( ดังแสดงในรูปที่ 2.25) จะเห็นได้ว่าค่า  $h$  เพียงเล็กน้อยจะทำให้ค่า  $h^4$  มีค่ามาก โดยจะมีผลให้ค่า  $\delta_{Hmax}$  เปลี่ยนแปลงไปด้วย

สำหรับระยะห่างในแนวตั้ง( $h$ )ของการติดตั้งค้ำยันในชั้นแรกซึ่งจะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเสียดรูปแบบคานยื่น ( Cantilever ) นั้น Peck ( 1969 ) และ Clough Davidson ( 1977 ) ได้แนะนำว่าไม่ควรมามีค่าเกิน  $2S_u / \gamma$  ( เมื่อ  $S_u$  คือกำลัง รั้งแรงเนียนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ และ  $\gamma$  คือหน่วยน้ำหนักรวมของดิน ) ซึ่งจะทำให้เกิดค่า  $\delta_{Hmax}$  เกิดขึ้นมาก โดยเฉพาะหากทำการติดตั้งค้ำยันล่าช้า

### 2.5.3.3 การอัดแรงในค้ำยัน ( Preloading of strut )

วันชัย ( 2534 ) พบว่า ระบบการอัดแรงในค้ำยันหรือการ Preload ใน Strut จะช่วยลดปัญหาการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและสามารถลดการเกิดปัญหาการทรุดตัวของดินรอบๆ โครงการอย่างไรก็ตาม การ Preload ใน Strut จำเป็นที่จะต้องออกแบบให้เหมาะสมกับสภาพในสนาม อัตราการ Preload ไม่จำเป็นต้องเท่ากันทุกครั้งไป ควรประยุกต์ให้เหมาะสมกับลักษณะและสภาพของโครงการ

Mana และ Clough (1981) พบว่าการอัดแรงในค้ำยันช่วยลดค่า  $\delta_{Hmax} / H(\%)$  ลงได้ แต่จะมีผลน้อยลงเมื่อการอัดแรงมีค่าสูงกว่า 80% ของค่า  $\gamma H$  นอกจากนี้การอัดแรงในปริมาณที่สูงมากอาจจะมีผลทำให้กำแพงกันดินถูกดันออกเฉพาะตำแหน่งที่มีการอัดแรงในค้ำยัน และอาจจะทำให้อาคารข้างเคียงได้รับความเสียหายได้

การ Preload นั้นเป็นวิธีเพิ่มประสิทธิภาพของ Strut ทั้งนี้ในขณะที่ Preload ใน Strut นั้น แรงกระทำ 100% จากแรง Preload จะถ่ายเข้าสู่กำแพงกันดิน ในขณะที่แรงต้าน Resistance หรือ Reaction จะถ่ายเข้าสู่ Strut แรง Reaction ที่ถ่ายเข้าสู่ Strut จะเกิดการสูญเสีย โดยที่แรงกระทำจะลดลงประมาณ 80% ที่ระยะห่างจากจุด Preload ประมาณ 12 เมตร หรือ 2 Bay ของค้ำยัน จากเหตุผลดังกล่าวจึงควรมีการ Preload จำนวน 2 จุดใน Strut หนึ่งเส้น คือ Preload บริเวณที่จุดใกล้กับกำแพงกันดินมากที่สุดทั้ง 2 ด้าน ( ส่วนใหญ่จะเป็น Bay แรก ) การ Preload ด้านใดด้านหนึ่งหรือ Preload บริเวณกึ่งกลางของความยาว Strut จะไม่ช่วยอะไรทั้งสิ้น ดังนั้นการ Preload มิใช่คือการอัดแรงเข้าไปใน Strut อย่างเดียว แต่ต้องคำนึงถึงผลลัพธ์ที่จะได้ และผลเสียที่จะเกิดขึ้นด้วย

### 2.5.3.4 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน

เนื่องจากค้ำยัน ( Strut ) เป็นโครงสร้างเหล็กที่สามารถขยายตัวหรือหดตัวได้เมื่ออุณหภูมิของอากาศเกิดการเปลี่ยนแปลงขึ้น จึงมีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาผลของอุณหภูมิเนื่องจากการก่อสร้างในประเทศไทยมีอากาศร้อนอยู่แล้ว ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างค้ำยันกับอุณหภูมิที่เปลี่ยนไปสามารถประมาณได้ดังนี้ ( Teparaksa, 1995 )

$$\Delta\sigma^t = 0.000011 \times E_s \times \Delta t \quad (2.35)$$

เมื่อ

$$\Delta\sigma^t = \text{Axial Stress}$$

$$\Delta t = \text{อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในหน่วย } ^\circ\text{C}$$

$$E_s = \text{โมดูลัสของค้ำยันเหล็กในหน่วย ksc}$$

### 2.5.3.5 การเกิด Over Stress ในค้ำยัน

เนื่องจากระบบโครงสร้างของค้ำยันเหล็กในระบบป้องกันดินนั้นเป็นระบบโครงสร้างค้ำยันชั่วคราว ( Temporary Work ) ดังนั้นในการออกแบบ จึงยอมให้เกิดค่า Over Stress ในโครงสร้างของค้ำยันเหล็กได้ แต่ไม่ควรเกิน 30% ( Teng, 1980 ) ทั้งนี้เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในตัวขอระบบโครงสร้างค้ำยัน โดยจะกำหนดให้คิดค่าของ Over Stress เฉพาะในแรงอัดเท่านั้น ซึ่งไม่รวมถึงค่า Bending Stress จะได้ค่า Acting Axial Stress จะมีค่าลดลงดังนี้

$$F = \frac{\text{Force}}{1.3 \times \text{Area}} \quad (2.36)$$

## 2.5.4 ขนาดของงานขุด ( Geometric Condition )

### 2.5.4.1 ความลึกของการขุด ( Depth of Excavation , H )

เมื่อความลึกของการขุด ( H ) มีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (  $\delta_{H_{\max}}$  ) มีค่าเพิ่มมากขึ้นด้วย

Wong and Broms ( 1989 ) พบว่า ความลึกของการขุด ( H ) มีผลต่อค่า (  $\delta_{H_{\max}} / H, \%$  ) ถ้าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  คงที่ตลอดความลึกแล้ว ค่าของความลึกของการขุด ( H ) กับค่า (  $\delta_{H_{\max}} / H, \%$  ) จะมีความสัมพันธ์เป็นแบบเชิงเส้นตรงกัน โดยที่การขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  ต่ำจะทำให้ค่า (  $\delta_{H_{\max}} / H, \%$  ) มีค่าสูงกว่าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  สูง แต่สำหรับการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  เพิ่มขึ้นตามความลึกที่ขุดมีแนวโน้มว่าค่า (  $\delta_{H_{\max}} / H, \%$  ) อาจลดลง

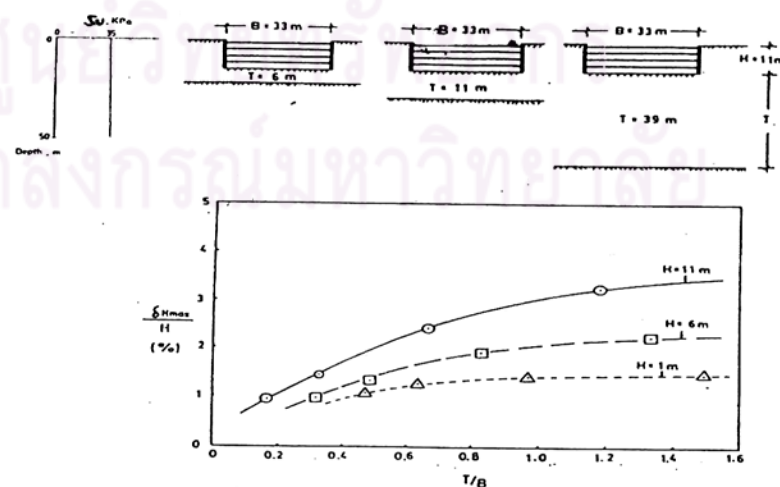
**2.5.4.2 ความกว้างของการขุด ( Width of excavation , B )**

Wong and Broms ( 1989 ) กล่าวว่าถ้าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  คงที่ตามความลึก และมีความหนามาก Plastic Yielding จะไม่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดแล้วค่า  $( \delta_{Hmax} / H, \% )$  จะเพิ่มขึ้นตามความกว้างของการขุด ( B ) โดยมีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นตรง (Linear)

**2.5.4.3 ความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง ( Thickness of soil below the bottom of excavation to hard stratum , T )**

ชั้นดินเหนียวในส่วนที่อยู่ใต้บ่อขุดลงมาถึงชั้นดินแข็งมีความหนาเป็น T จะมีผลต่อค่า  $( \delta_{Hmax} / H, \% )$  เนื่องจากดินในส่วนนี้อาจจะเกิดสภาวะหน่วยแรงที่จุดคราก (Yield) ได้ ซึ่งจะทำให้ดินในส่วนนี้เกิดการเคลื่อนตัวสูง ทั้งนี้เพราะค่า  $N_c$  เปลี่ยนแปลงไม่มากในกรณีที่ความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนมีไม่มากนัก

Wong and Broms ( 1989 ) พบว่า การขุดในชั้นดินเหนียวที่มี  $S_u$  คงที่ตามความลึกซึ่งใช้กำแพงกันดินที่มีปลายล่างไม่ได้ยังถึงชั้นดินแข็ง(Free end support) จากความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $( \delta_{Hmax} / H, \% )$  กับ T/B โดยที่เมื่อค่า T/B เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า  $( \delta_{Hmax} / H, \% )$  มีค่าที่เพิ่มขึ้นตามด้วย และที่ค่า T/B ประมาณ 0.5 ขึ้นไปพบว่าจะมีผลต่อค่า  $( \delta_{Hmax} / H, \% )$  ไม่มากนัก ( ดังแสดงในรูปที่ 2.26 )



**รูปที่ 2.26** แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน กับอัตราส่วน T/B ( Wong and Broms ,1989 )



### 2.5.5 วิธีการก่อสร้าง (Method of construction)

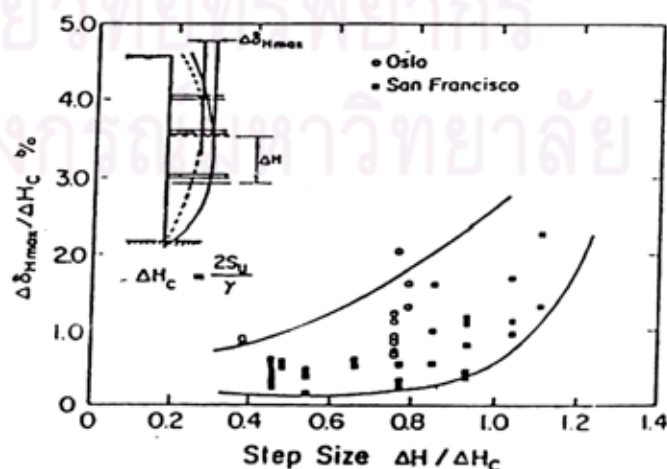
วิธีการก่อสร้างมีผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวหรือกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวได้ โดยอาจจะเกิดขึ้นก่อนมีการขุดดิน เช่น ผลจากการเตรียมงานในสนาม, การตรวจสอบตำแหน่งและสาธารณูปโภคที่อยู่ใต้ดิน, การรื้อฐานรากเดิม, การเจาะดินเพื่อทำฐานรากเสาเข็มเจาะ เป็นต้น

ในระหว่างการทำงานขุดดิน ตัวประกอบที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวของดิน ได้แก่ ประสิทธิภาพของการทำงาน เช่น ความชำนาญและความรวดเร็วในการทำงาน, ขั้นตอน-วิธีการขุดดิน เช่น Excavation Step และ Berm Size และ Dewatering นอกจากนี้ปัญหาของระยะเวลาภายหลังการขุดดินแล้วเสร็จก็เป็นตัวประกอบที่ทำให้เกิดการทรุดตัวและกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้นอีกด้วย

#### 2.5.5.1 ขนาดลำดับขั้นตอนการขุด (Excavation Step size, $\Delta H$ )

ความลึกของการขุดดินที่เพิ่มขึ้นในแต่ละขั้นตอนของการขุด ( $\Delta H$ ) จะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง ( $\delta_H$ ) ในปริมาณที่เพิ่มขึ้น ซึ่งปริมาณการเคลื่อนตัวนี้จะขึ้นอยู่กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ( $S_u$ ) ที่เปลี่ยนไปตามความลึกที่ขุด

Clough, Hansen และ Mana (1979) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\delta_{Hmax}/\Delta H_c$  กับ  $\Delta H/\Delta H_c$  (ดังแสดงในรูปที่ 2.27) พบว่า เมื่อค่าของ  $\Delta H/\Delta H_c$  มีค่ามากกว่า 0.80 จะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้น



รูปที่ 2.27 แสดงผลของ  $\Delta H$  ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ( $\delta_{Hmax}$ ) ของกำแพงกันดิน (Clough, Hansen และ Mana, 1979)

### 2.5.5.2 ขนาดของการเว้นคันดิน ( Berm size , W )

Burland ( 1979 ) กล่าวว่า ในการขุดดินหากทำการทิ้งคันดิน ( Berm ) ใวกว้างและสามารถที่จะขุดคันดินออกพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันให้เสร็จสิ้นภายในเวลาอันรวดเร็ว จะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน (  $\delta_H$  ) และการทรุดตัวของผิวดิน (  $\delta_V$  ) ด้านหลังกำแพงกันดินได้

## 2.6 การวิเคราะห์งานขุดดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

### (Finite Element Method for Excavation Analysis)

การใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุดดิน ฯลฯ

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหากับวัสดุที่มีขนาดและค่าคุณสมบัติของวัสดุนั้น โดยทำการจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วย เอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละเอลิเมนต์ย่อยๆ ที่อยู่ข้างเคียงกันจะมีการเชื่อมต่อกันด้วยจุดที่เรียกว่า Nodal Point พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปแบบของ Matrix ดังนี้

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

เมื่อ  $F$  = Vector of Applied Nodal Force

$K$  = Stiff Matrix

$U$  = Unknown Nodal Displacements or Temperatures

สำหรับในการวิจัยนี้จะนำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานการก่อสร้างทางวิศวกรรมปฐพี โดยรายละเอียดเกี่ยวกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

## 2.6.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิด คือ

**2.6.1.1 Plane Strain Problem** เป็นการวิเคราะห์ของปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์

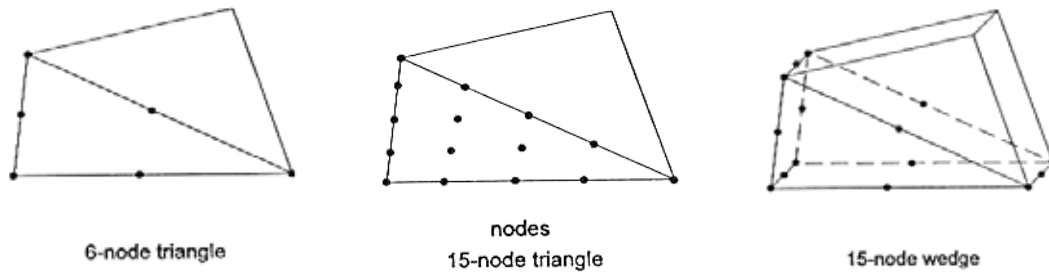
**2.6.1.2 Axisymmetric Problem** เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตร โดยมีรัศมีขนาดสม่ำเสมอ และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่น การวิเคราะห์สำหรับฐานรากที่เป็นรูปวงกลม โดยระบบของปัญหาแบบนี้จะให้ค่าตามแกนในแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของค่าการเปลี่ยนแปลงในรูปของมุมและค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา (Axial Direction)

**2.6.1.3 3D Axisymmetry Problem** เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้ง 3 ทิศทาง

## 2.6.2 ลักษณะของเอลลิเมนต์ (Element Type)

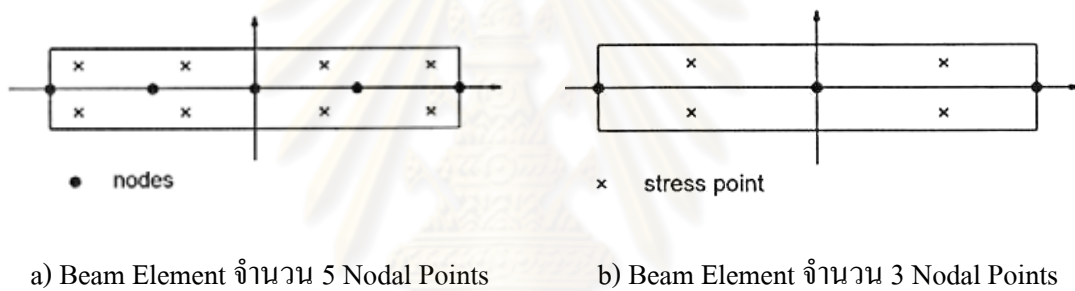
ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยเอลลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของเอลลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆ ดังนี้

**2.6.2.1 เอลลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element)** มีรูปแบบของเอลลิเมนต์เป็นโครงสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละเอลลิเมนต์ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.28



รูปที่ 2.28 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน

**2.6.2.2 เอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Structure Element)** มีรูปแบบเอลลิเมนต์ที่มีลักษณะเหมือนเป็นแผ่นบางๆ โดยความหนาของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมุติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ  $d_{eq}$  ( $d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$ ) นอกจากนี้ในเอลลิเมนต์หนึ่งๆ สำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal Point ได้ 3 จุด และ 5 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.29 ลักษณะของ Nodal Point ของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง

**2.6.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)**

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา สำหรับในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบจำลองดังนี้

**2.6.3.1 Linear Elastic Model** เป็นแบบจำลองที่อาศัยกฎของ Hooke สำหรับพฤติกรรมแบบ Isotropic Linear Elasticity โดยค่าพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องมี 2 ชนิด คือ Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับการจำลองโดยแบบจำลองชนิดนี้มักจะใช้กับโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ที่เป็นโครงสร้างอยู่ในดิน

**2.6.3.2 Mohr Coulomb Model** หรือเรียกอีกอย่างว่า Elastic Perfectly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดิน โดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิด คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle และ Dilatancy angle

**2.6.3.3 Hardening Soil Model** เป็นแบบจำลองที่พัฒนาแตกต่างไปจากรูปแบบของ Mohr Coulomb โดยที่ขอบเขตของการวิบัติ (Yield Surface) ในแบบจำลองนี้จะไม่ถูกกำหนดให้ คงที่ใน Principal Stress Space แต่จะมีการเปลี่ยนแปลงตามค่าของ Plastic Strain ซึ่งจะใช้ ทฤษฎีของ Plasticity มาวิเคราะห์มากกว่า Elasticity Theory และจะนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินที่มีความแตกต่างกันได้ เช่น Soft Soil กับ Stiff Soil

**2.6.3.4 Soft Soil Model** หรือเรียกอีกอย่างว่า Cam Clay Model โดยสามารถนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินจำพวกดินอ่อน เช่น NC Clay และ Peat ซึ่งแบบจำลองนี้เหมาะสม อย่างมากในการใช้กับการจำลองทดสอบที่เป็นการอัดตัวครั้งแรกของดิน (Primary Compression) สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้ คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle, Dilatancy angle, Modified Compression Index ( $\lambda$ ) และ Modified Swelling Index (K)

**2.6.3.5 Soft Soil Creep Model** เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อจาก Soft Soil Model และนำมาใช้กับดินที่ต้องการจำลองพฤติกรรมในลักษณะที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Behavior)

## 2.6.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานขุดดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

### 2.6.4.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรง

#### ประสิทธิผล(Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียว

มักจะหาค่า พารามิเตอร์ในรูปหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมดังนี้

$$E = \frac{2(1 + \nu)}{3} E_u \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

- เมื่อ  $E$  = Effective Young's Modulus
- $E_u$  = Undrained Young's Modulus
- $\nu$  = Drained Poisson' Ratio

**2.6.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม(Undrained Analysis with Total Stress Parameters)**

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณาเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้เลือกวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้ พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ใช้อยู่ในปัจจุบันทำให้ มีความสะดวกในการหาค่าพารามิเตอร์ที่นำไปวิเคราะห์

**2.6.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb**

การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plasticity ซึ่งประกอบด้วย ความสัมพันธ์ของค่า Strain กับ ค่า Strain Rate ของส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ดังสมการที่ 2.39 โดยในส่วนของ การเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield function (f) ดังนี้

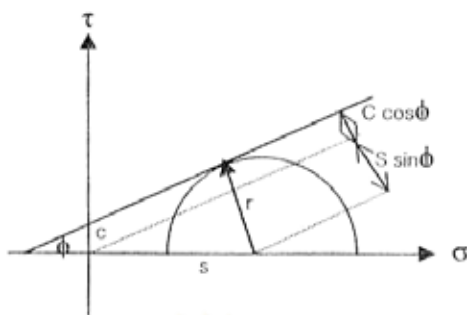
$$f \equiv r - s \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

- เมื่อ  $r$  = radius of Mohr's stress circle
- $s$  = Center of Mohr's stress circle

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

- โดย  $\epsilon, \dot{\epsilon}$  = Strain and Strain Rate
- $\epsilon^e, \dot{\epsilon}^e$  = Strain and Strain Rate of Elastic

$\epsilon^p, \dot{\epsilon}^p$  = Strain and Strain Rate of Plastic



รูปที่ 2.30 Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model

สำหรับกรณี  $f \leq 0$  จะพิจารณาเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.31ก

$f = 0$  จะพิจารณาเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.31ข

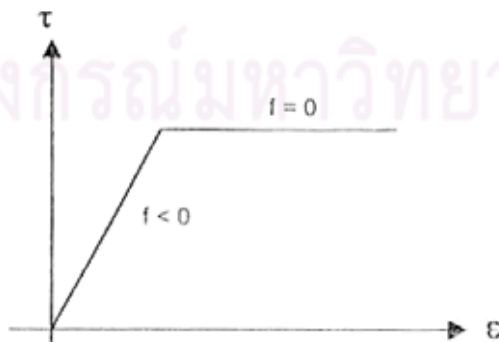


ก) ค่า Elastic point สำหรับกรณี  $f \leq 0$

ข) ค่า Plastic point สำหรับกรณี  $f = 0$

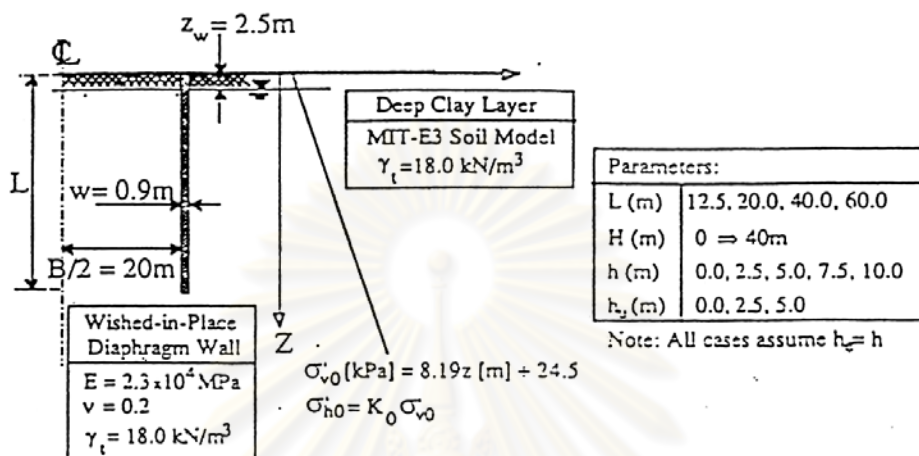
รูปที่ 2.31 ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

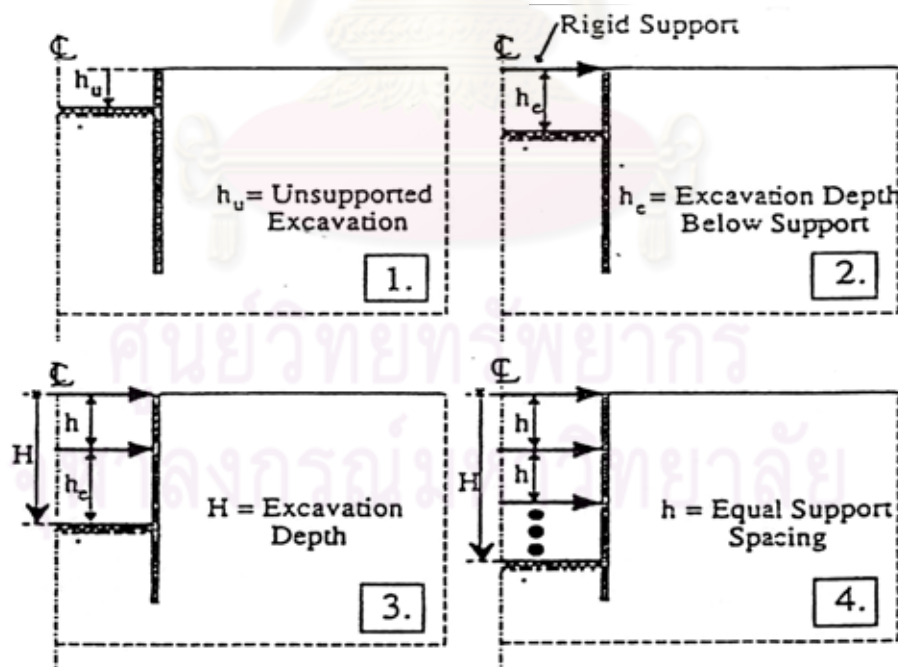


รูปที่ 2.32 Elastic and Plastic Stress Point

การใช้โปรแกรมวิเคราะห์ Finite Element method ( Hashash and Whittle, 1966 ) ในการคาดคะเนพฤติกรรมต่างๆ ของกำแพงกันดิน สำหรับงานขุดดินลึก ( Deep Excavation ) โดยในการป้อนข้อมูลและพารามิเตอร์ต่างๆ จะมีเงื่อนไขในการป้อนข้อมูลและข้อมูลลำดับของ การขุดดิน ( ดังแสดงในรูปที่ 2.33 และ 2.34 )



รูปที่ 2.33 แสดง Initial Conditions and Summary of Geometric Parameters



รูปที่ 2.34 แสดง Excavation Sequence in Finite Element method



## 2.7 การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก (Assessing the risk of building damage due to deep excavation)

### 2.7.1 ความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก

Burland et al (2001) ได้แนะนำวิธีการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุดลึก โดยได้แบ่งความเสียหายของอาคารที่เกิดจากงานขุด ออกเป็น 3 ประเภทใหญ่ๆ คือประเภทที่ 1 ความเสียหายเล็กน้อย (Aesthetics), ประเภทที่ 2 ความเสียหายต่อการใช้งาน (Serviceability), ประเภทที่ 3 ความเสียหายต่อเสถียรภาพ (Stability) โดยยังแบ่งย่อยออกเป็นอีก 6 ชนิดความเสียหาย เรียงตามระดับของความเสียหายตั้งแต่ ชนิด 0 จนถึง ชนิด 5 ดังที่แสดงไว้ในตารางที่ 2.1 โดยทั่วไปแล้วความเสียหายชนิดที่ 0, 1 และ 2 จะจัดอยู่ในประเภทความเสียหายเล็กน้อย (Aesthetics) ชนิดที่ 3 และ 4 จัดอยู่ในประเภทความเสียหายต่อการใช้งาน (Serviceability) และชนิดที่ 5 จะจัดอยู่ในประเภทความเสียหายต่อเสถียรภาพ (Stability)

### 2.7.2 ระดับของความเสี่ยง (Level of risk)

ระดับของความเสี่ยง คือความเป็นไปได้ที่จะเกิดความเสียหายตามตารางที่ 2.1 อาคารจะถูกพิจารณาว่ามีความเสี่ยงต่อการเสียหายต่ำก็ต่อเมื่อมีการคาดเดาความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นอยู่ในชนิดที่ 0 ถึง 2 ตามตารางที่ 2.1 แต่ทั้งนี้ต้องใช้ความระมัดระวังในการพิจารณาเนื่องจากการแบ่งชนิดของความเสียหายตามตารางที่ 2.1 นั้นจะขึ้นอยู่กับความยากง่ายในการซ่อมแซม และจะใช้สำหรับอาคารทั่วไป แต่สำหรับอาคารพิเศษ เช่น โบราณสถาน หรืออาคารที่ใช้วัสดุปูผิวที่แตกหักง่าย อาจจะไม่เหมาะสมที่จะแบ่งชนิดของความเสียหายตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 การแบ่งชนิดความเสียหายของอาคารเนื่องจากงานขุดลึก (Burland et al, 2001)

| Category of damage | Normal degree of severity | Description of typical damage  |
|--------------------|---------------------------|--|
| 0                  | Negligible                | Hairline cracks less than about 0.1 mm   |
| 1                  | Very Slightly             | Fine which are easily treated during normal decoration.<br>Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry. Typical crack widths up to 1 mm. |

| Category of damage | Normal degree of severity | Description of typical damage  |
|--------------------|---------------------------|--|
| 2                  | Slight                    | Cracks easily filled. Re-decoration probably required. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Cracks may be visible externally and some repointing may be required to ensure weather-tightness. Doors and windows may stick slightly. Typical crack widths up to 5 mm.  |
| 3                  | Moderate                  | The cracks require some opening up and can be patched by mason. Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced. Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Weather-tightness often impaired. Typical crack widths are 5 to 15 mm or several greater than 3 mm                                 |
| 4                  | Severe                    | Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably. Walls leaning or bulging noticeably, some loss bearing in beam. Service pipes disrupted. Typical crack widths are 15 to 25 mm but also depends on the number of cracks |
| 5                  | Very Severe               | This requires a major repair job involving partial or complete rebuilding. Beams loss bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability. Typical crack widths are greater than 25 mm but depends on the number of cracks  |

### บทที่ 3

#### การรวบรวมและข้อมูลในการวิจัย

##### 3.1 บทนำ

ข้อมูลสำหรับการวิจัยนี้เป็นข้อมูลที่ได้มาจากโครงการก่อสร้างอาคาร ASOKE COMPLEX และโครงการก่อสร้างอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ซึ่งมีการติดตั้งเครื่องมือวัดทางวิศวกรรมปฐพีที่ครอบคลุมพฤติกรรมของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์, ดินบริเวณรอบข้าง และอาคาร สิ่งปลูกสร้างข้างเคียงทั้งในขณะทำการก่อสร้างและขณะที่อุโมงค์เจาะทะลุผ่านกำแพงสถานีซึ่ง ได้แก่ Inclinator in diaphragm wall , Inclinator in ground , Ground surface settlement marker , Vibrating wire piezometer , Tilt meter , Jack out total pressure cell โดยรายละเอียดของการรวบรวมข้อมูลแต่ละชนิดจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

##### 3.2 โครงการ ASOKE COMPLEX

###### 3.2.1 รายละเอียดของโครงการที่ดำเนินการศึกษาวิจัย

โครงการก่อสร้างอาคาร ASOKE COMPLEX เป็นโครงการก่อสร้างเพื่อใช้สำหรับเป็นสำนักงาน, ร้านขายสินค้า, ภัตตาคารอาหาร และอาคารจอดรถ ซึ่งตัวอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาคารมีความสูง 133.45 เมตร มีจำนวน 34 ชั้น และมีชั้นใต้ดินอีก 2 ชั้น ( ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ) โดยภายในโครงการมีส่วนต่อเชื่อมกับทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินสถานีสุขุมวิทโดยที่อาคารนี้ ได้ทำการดำเนินก่อสร้างมาก่อนแล้วบางส่วน คือในส่วนของระบบผนังชั้นใต้ดินหรือผนังกันดิน และงานในส่วนเสาเข็มเจาะ(Bored Pile) แต่โครงการก็ได้ทำการหยุดการก่อสร้างลงเนื่องจากผลกระทบจากสภาวะเศรษฐกิจในปี 2540 จึงทำให้การก่อสร้างในส่วนอาคารชั้นใต้ดินต้องหยุดลง แต่ในปี 2549 โครงการก่อสร้างนี้ก็ได้นำมาก่อสร้างต่อจากส่วนเดิมที่ได้ก่อสร้างไว้ในปี 2540 และได้มีการแก้ไขแบบจากเดิมบางส่วน โดยที่ตั้งของอาคารตั้งอยู่บริเวณ 4 แยกที่ตัดกันระหว่าง ถนนสุขุมวิท ซอย 21(ถนนอโศก)และถนนสุขุมวิท ในเขตกรุงเทพมหานคร ( ดังแสดงในรูปที่ 3.2 ) โดยพื้นที่ของโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินที่ทำการวิจัยนี้ ถูกล้อมรอบด้วยสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ดังนี้

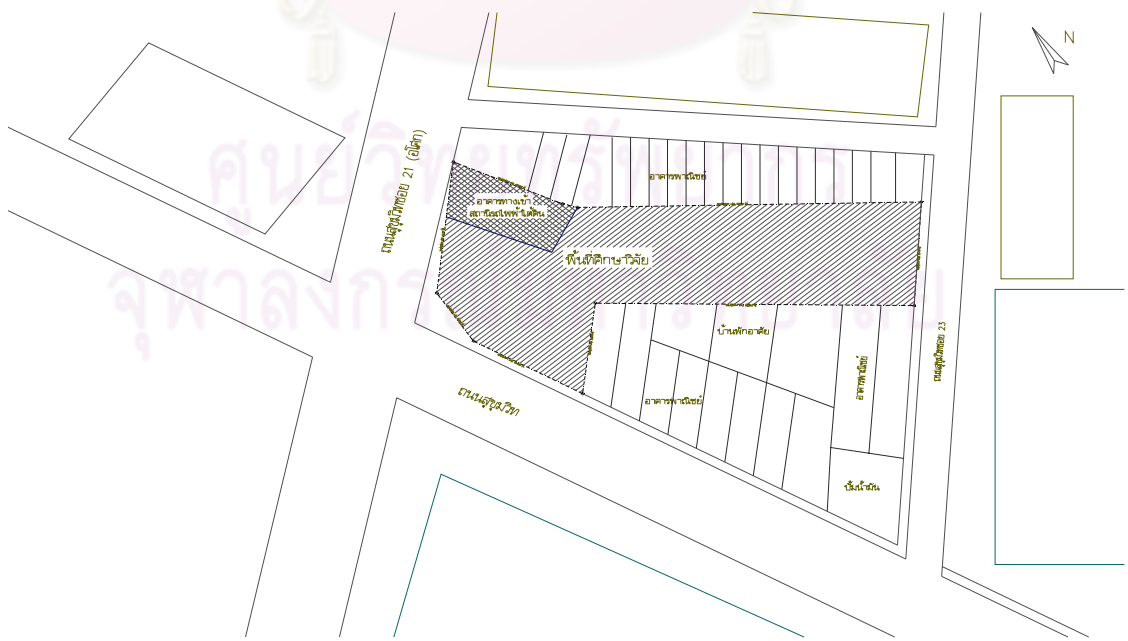
- (1) ทิศเหนือ (N) : ติดกับอาคารพาณิชย์ 4 และ 3 ชั้น
- (2) ทิศใต้ (S) : ติดกับอาคารพาณิชย์ 5, 3 ½, 2 ชั้น และบ้านพักอาศัย 2 ชั้น
- (3) ทิศตะวันออก (E) : ติดกับถนนสุขุมวิท ซอย 23
- (4) ทิศตะวันตก (W) : ติดกับถนนสุขุมวิท ซอย 21(ถนนอโศก) และประกอบด้วย

ทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดินสถานีสุขุมวิท

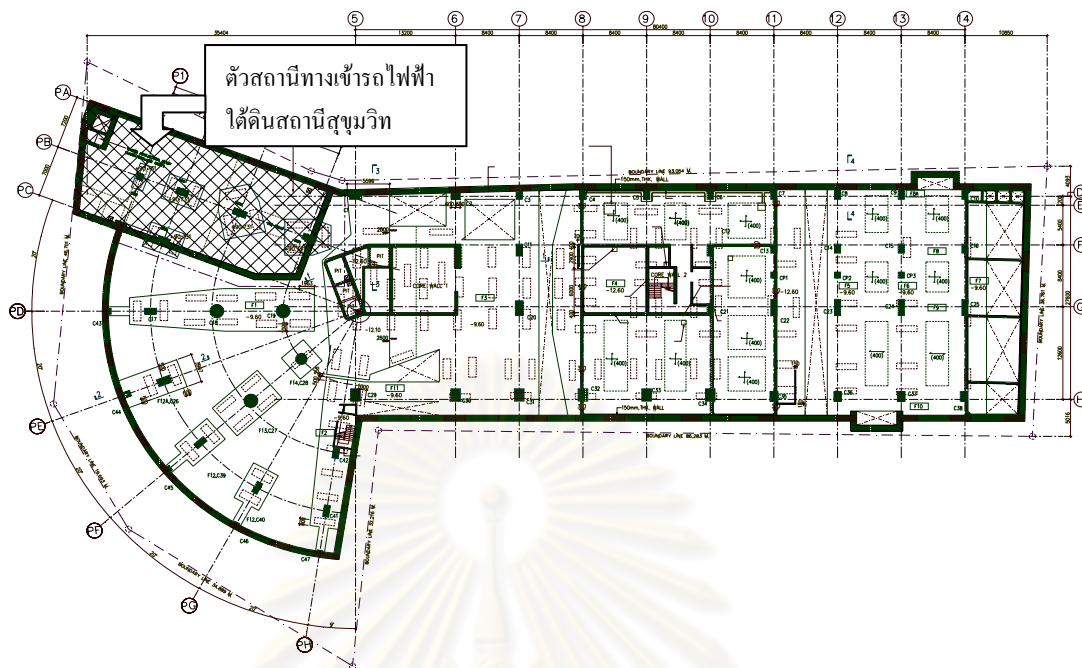


รูปที่ 3.1 โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย ASOKE COMPLEX

โครงการ ASOKE COMPLEX นี้ มีขนาดพื้นที่โครงการโดยประมาณ  $130 \times 33$  เมตร คิดเป็นพื้นที่ประมาณ 4300 ตารางเมตร ลักษณะรูปร่างโครงการ แผนที่ตั้งโครงการและผังบริเวณที่ดำเนินการวิจัย ( ดังแสดงในรูปที่ 3.1 และ 3.2 ) ซึ่งได้มีการก่อสร้างชั้นใต้ดินโดยแบ่ง เป็นสองโซน คือ โซน”A”มีการขุดดินลึกประมาณ 12.80 เมตร จากระดับดินเดิม เพื่อก่อสร้างฐานรากเป็นแบบแผ่น ( Mat foundation ) หนา 3.00 เมตร และโซน”B”คือบริเวณบ่อลิฟท์ที่มีการขุดดินมากกว่าถึงประมาณ 15.90 เมตร เพื่อก่อสร้างฐานรากเป็นแบบแผ่นเช่นกัน หนา 3.00 เมตรที่รองรับโครงสร้างในส่วนปล่องลิฟท์ โดยทั้งสองโซนมีฐานรากที่ใช้ Barrette pile ที่ก่อสร้างไว้เดิมและเสาเข็มเจาะที่มาทำการเจาะเพิ่มภายหลังอีกประมาณ 10 ต้น( ดังแสดงในรูปที่ 3.3 และ 3.5 )



รูปที่ 3.2 แสดงแผนที่ตั้งโครงการ ASOKE COMPLEX



รูปที่ 3.3 แสดงแบบแปลนฐานรากโครงการ ASOKE COMPLEX

### 3.2.2 รายละเอียดการก่อสร้างของงานขุดดินลึก

ลักษณะโครงสร้างชั้นใต้ดินของอาคาร ประกอบด้วยฐานรากเผื่อที่มีระดับท้องฐานรากอยู่ที่ระดับ -12.60 เมตรและระดับ -15.70 เมตรในส่วนของฐานรากที่ใช้รองรับโครงสร้างปล่องลิฟท์ ในส่วนระดับพื้นชั้นใต้ดิน จะมีอยู่สองชั้น ชั้นที่ 1 มีระดับ -5.20 เมตร และชั้นที่ 2 มีระดับ -9.60 เมตร ในส่วนของอาคารจอดรถชั้นใต้ดินจะมีระดับพื้นของลานจอดรถอยู่ที่ระดับ -2.70, -4.30, -5.70, -7.00 และ -8.30 เมตร( ดังแสดงในรูปที่ 3.6) โดยที่พื้นชั้นใต้ดินที่ระดับ -5.20 เมตรนั้นจะมีการเชื่อมต่อเข้ากับส่วนของอาคารทางเข้า ขึ้น-ลง สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินของสถานี สุขุมวิท ซึ่งในส่วนของอาคารทางเข้า ขึ้น-ลง สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินนั้นได้ถูกก่อสร้างแล้วเสร็จก่อนโดยที่อาคารสถานีทางเข้านี้ก็ถูกออกแบบมาเป็นส่วนหนึ่งของอาคาร Asoke complex เพื่อใช้รองรับส่วนของตัวอาคารนี้ด้วย แต่เนื่องจากสภาวะวิกฤตเศรษฐกิจในปี 2540 นั้นทำให้โครงการก่อสร้างต้องหยุดตัวลง จึงมีเพียงส่วนของสถานีทางเข้าและตัวสถานีเท่านั้นที่ถูกก่อสร้างจนแล้วเสร็จ ดังนั้นในการขุดดินเพื่อทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินจึงอาจมีผลของการขุดดินที่อาจส่งผลกระทบต่อส่วนของอาคารข้างเคียงนี้ได้

ระบบกำแพงกันดินของงานขุดดินลึกในโครงการนี้ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดไคอะแพรมวอลล์หนา 0.80 เมตร โดยมีความลึกของไคอะแพรมวอลล์อยู่ 6 ระดับ ซึ่งแบ่งเป็น 7 โซน คือในโซน A มีความลึก -19.00 เมตร และโซนที่ B มีความลึก -20.50 เมตร โซนที่ C มีความลึก -19.00 เมตร โซนที่ D มีความลึก -18.45 เมตร โซนที่ E มีความลึก -20.45 เมตร โซนที่ F มีความ

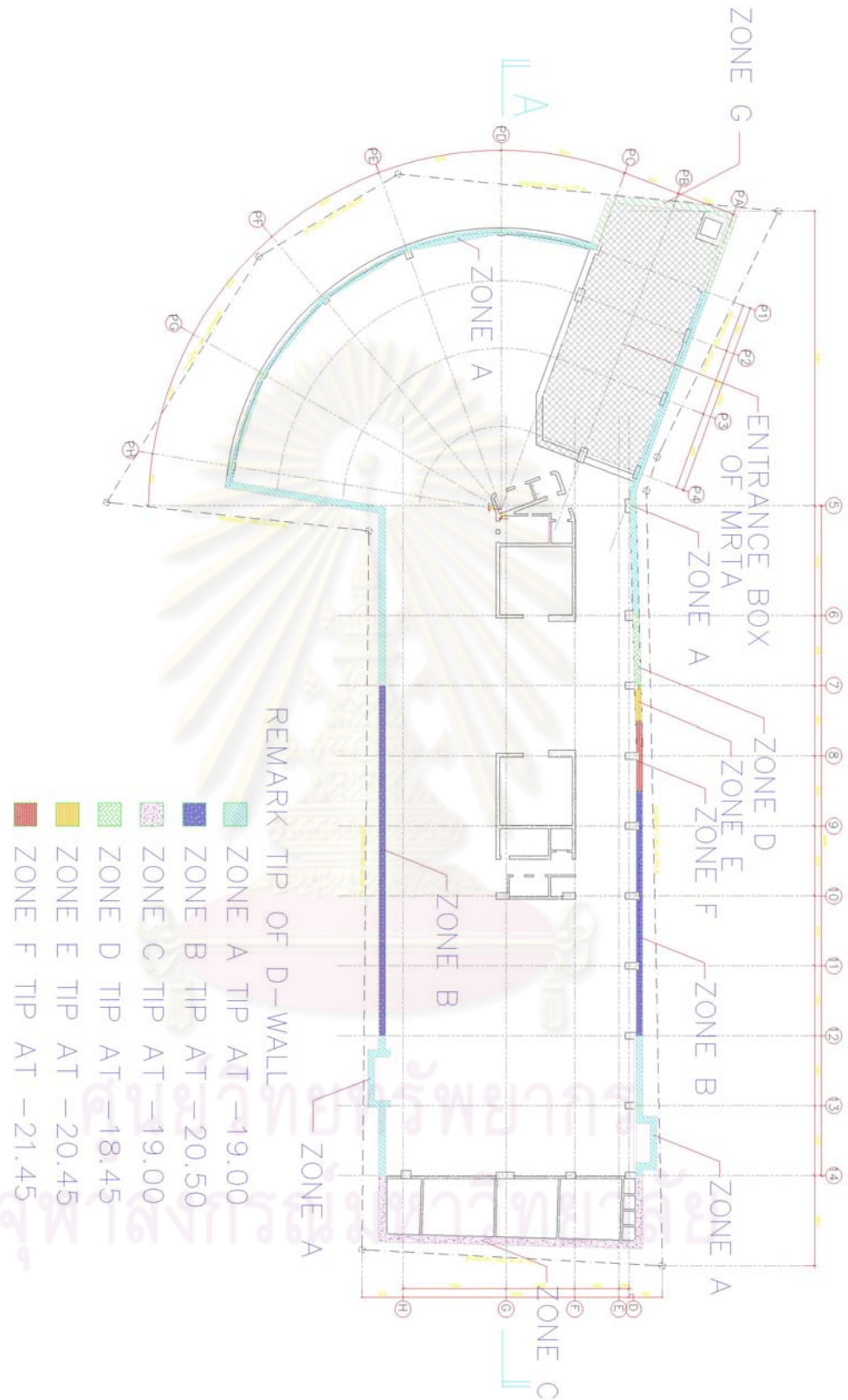
ลึก -21.45 เมตร และโซนที่ G มีความลึก -19.00 เมตร เทียบกับระดับดินเดิมอยู่ที่ระดับ 0.00 เมตร ( ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ) ในการขุดดินจะทำการแบ่งพื้นที่การขุดออกเป็น 2 โซนตามระดับที่จะต้องการทำฐานราก คือที่โซน A จะขุดลึกถึงระดับ -12.80 เมตร โดยที่ใช้การค้ำยัน 2 ชั้น ชั้นแรกอยู่ที่ระดับ -2.00 และชั้นสองอยู่ที่ระดับ -6.90 เมตร และในโซน B จะขุดลึกถึงระดับ -15.90 เมตร โดยที่ใช้การค้ำยัน 3 ชั้น ชั้นแรกอยู่ที่ระดับ -2.00 ชั้นสองอยู่ที่ระดับ -6.90 เมตร และชั้นที่สามอยู่ที่ระดับ -11.00 เมตร ( ดังแสดงในรูปที่ 3.5 ) โดยในบริเวณพื้นที่ก่อสร้างที่มีลักษณะเป็นส่วนโค้งนั้น(ช่วงแนว Grid Line แนวตั้งที่ A ถึง C แนวนอนที่ 1 ถึง 5) จะมีการค้ำยันกำแพงกันดินเข้ากับส่วนของผนังอาคารสถานีทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดิน, กำแพงกันดินส่วนด้านใน (ช่วงแนว Grid Line แนวตั้งที่ 6 และ 7 แนวนอนที่ D), กำแพงกันดินส่วนด้านหลัง(ช่วงแนว Grid Line แนวที่ A และ B หรือ G) และกำแพงกันดินในบริเวณหัวโค้ง (ช่วงแนว Grid Line แนวที่ PF ถึง PH) ( ดังแสดงในรูปที่ 3.6 ถึง 3.11 ) และในบริเวณพื้นที่ขุดเป็นสี่เหลี่ยมพื้นผิวนั้น จะใช้การค้ำยันระหว่างกันของกำแพงกันดินด้วยกัน(ดังแสดงในรูปที่ 3.6 ถึง 3.11 ) ในส่วนด้านท้ายนั้นจะใช้การค้ำยันโดยที่จะใช้ค้ำยันตามแนวยาวยันระหว่างกำแพงกันดินบริเวณส่วนด้านกับส่วนด้านหน้าที่เป็นส่วนโค้ง(ดังแสดงในรูปที่ 3.6 ถึง 3.11 ) รายละเอียดของละเอียดของระบบโครงสร้างค้ำยัน มีดังนี้

1. Horizontal Strut ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-400x400x13x21 มิลลิเมตร จำนวน 2 ตัว ใช้ค้ำยันที่การค้ำยัน 2 ชั้น และ 3 ชั้น ที่ความลึกเท่ากับ -2.00 เมตร, -6.90 เมตร และ -11.00 เมตร ตามลำดับ

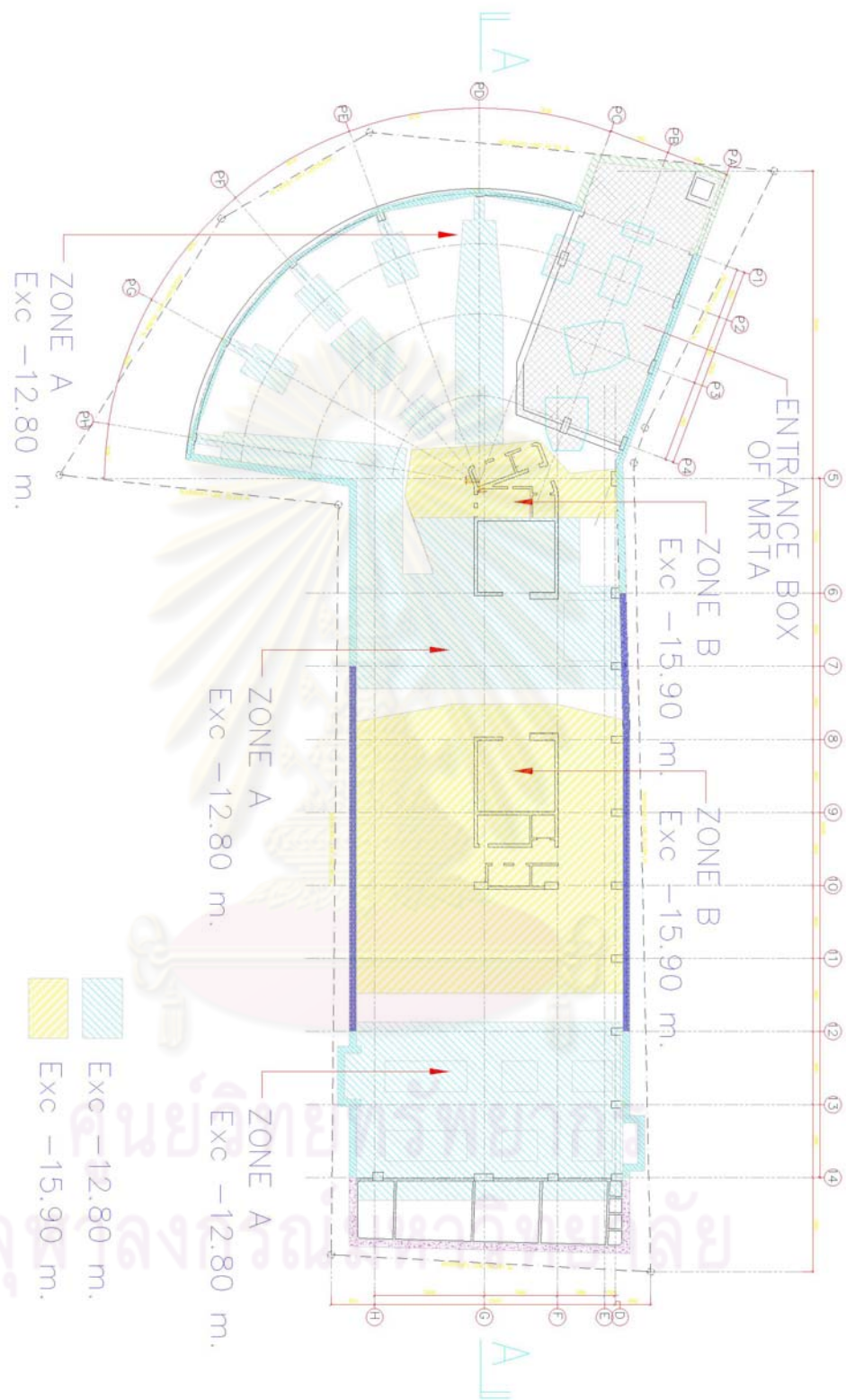
2. Wale ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-350x350x12x19 มิลลิเมตรจำนวน 2 ตัว ใช้ค้ำยันที่การค้ำยัน 2 ชั้น และ 3 ชั้น ที่ความลึกเท่ากับ -2.00 เมตร, -6.90 เมตร และ -11.00 เมตร ตามลำดับ

3. Raking Strut และ Wale ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-400x400x13x21 มิลลิเมตร จำนวน 1 ตัวทุกๆระยะ 6.50 เมตร ใช้ค้ำยันที่ความลึกเท่ากับ -2.00 เมตร

โดยในส่วนที่มีการค้ำยันกับส่วนของอาคารสถานีทางเข้าของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินนั้นก็เพื่อเป็นระบบค้ำยันเพื่อความปลอดภัย โดยได้ทำการออกแบบให้ระบบค้ำยันในแนวตรงยาวเป็นระบบค้ำยันหลักและมีการอัดแรงในค้ำยันโดยระบบค้ำยันที่ยันกับโครงสร้างอาคารทางเข้าสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจะพยายามมิให้เกิดการถ่ายแรงเข้าสู่ระบบกำแพงสถานีแต่จะเป็นระบบความปลอดภัยไว้ด้านแรงกระทำไม่สมดุลของส่วนสถานีทางเข้าสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน เพื่อให้โครงสร้างมีเสถียรภาพทั้ง 2 ทิศทางให้เกิดการส่งถ่ายแรงดันดินระหว่างด้านหน้ากำแพงกำแพงกันดินชนิดโคอะเฟรมวอลล์ และส่วนของสถานีทางเข้าของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเพื่อทำให้โครงสร้างอาคารทางเข้าของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเกิดเสถียรภาพ

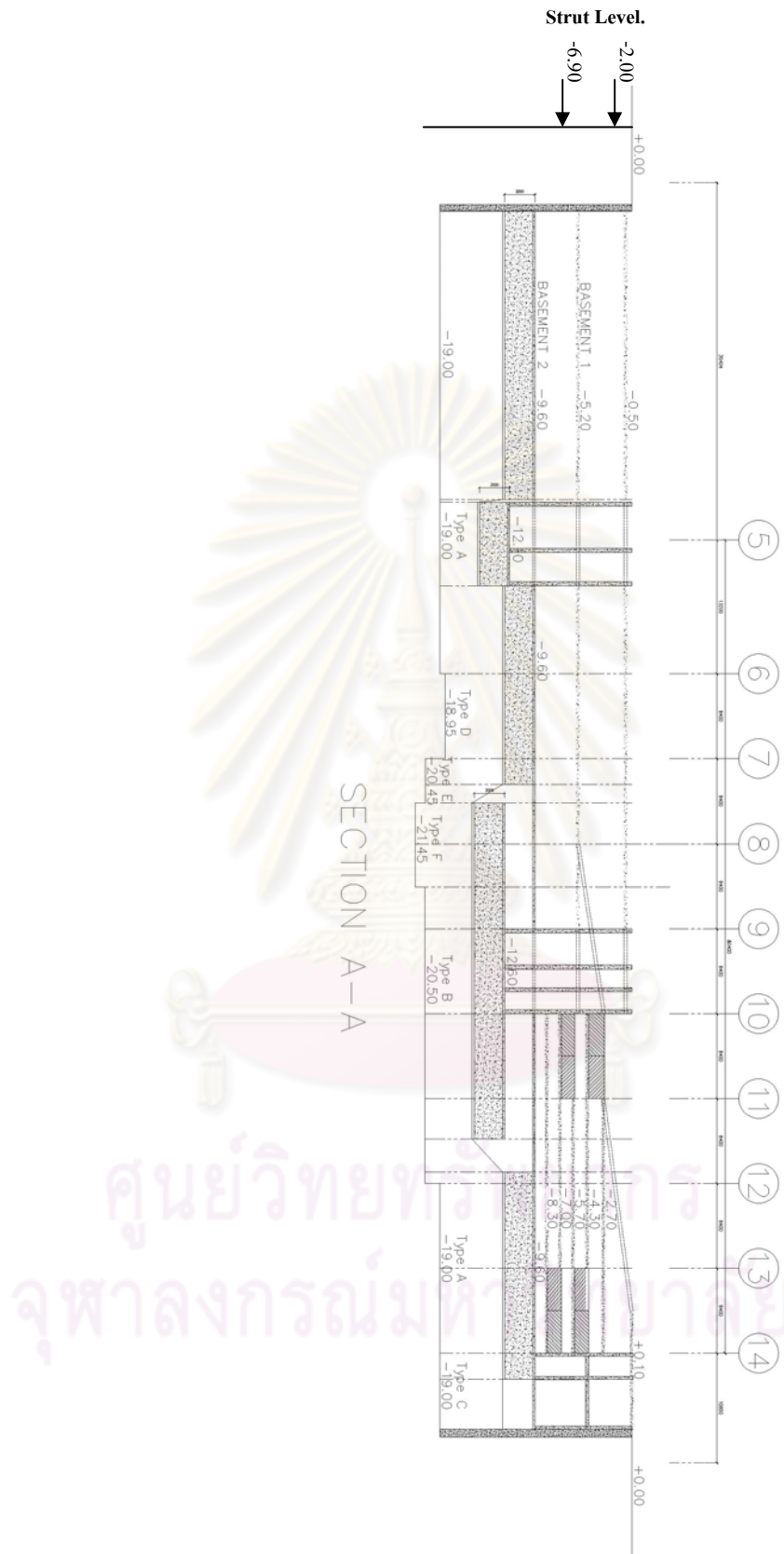


รูปที่ 3.4 แสดงแปลนของระบบกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมวอลล์

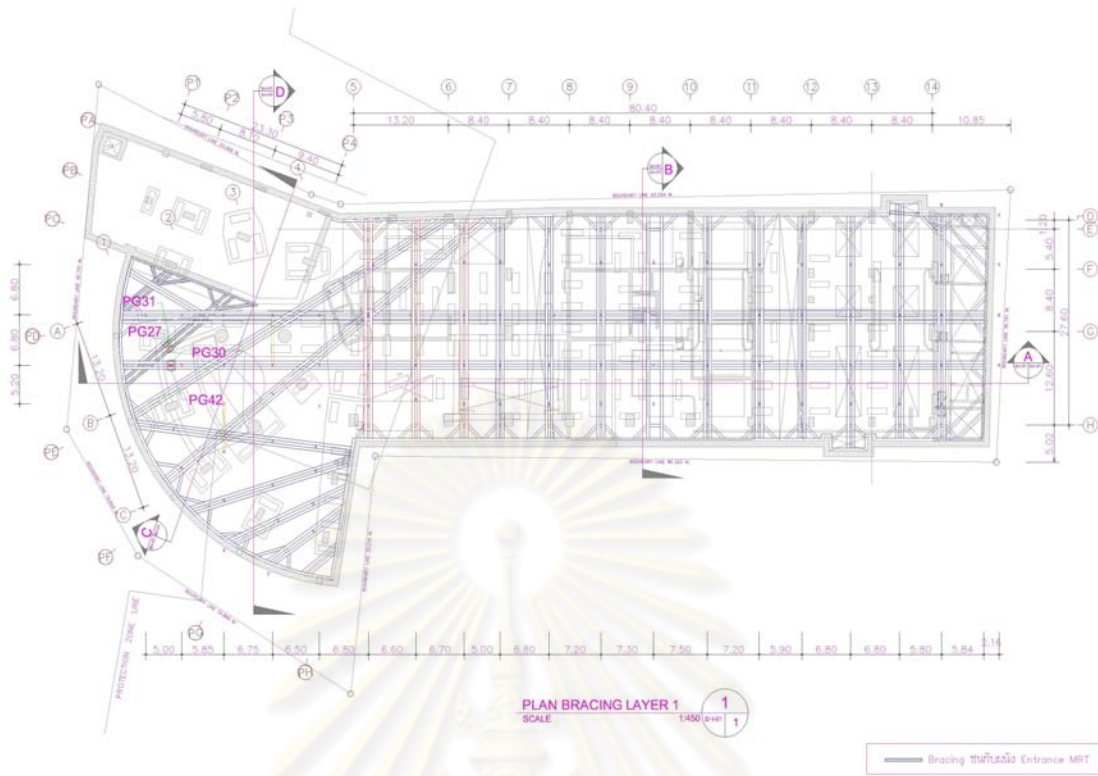


รูปที่ 3.5 แสดงแปลนพื้นที่การขุดดิน Zone A และ Zone B

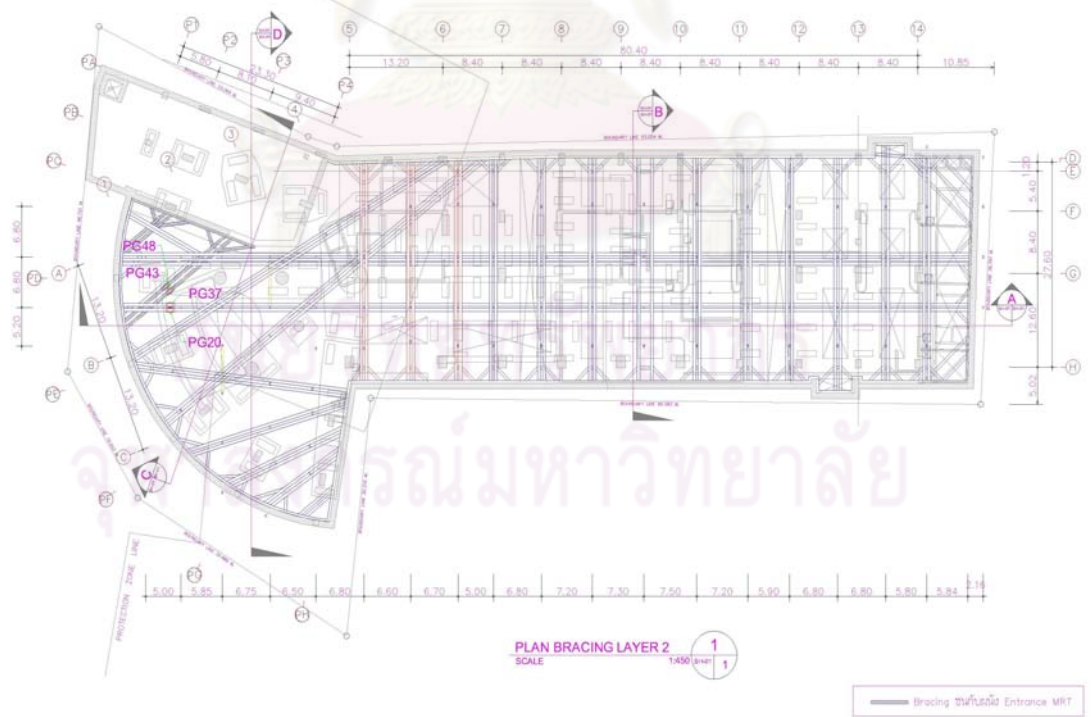




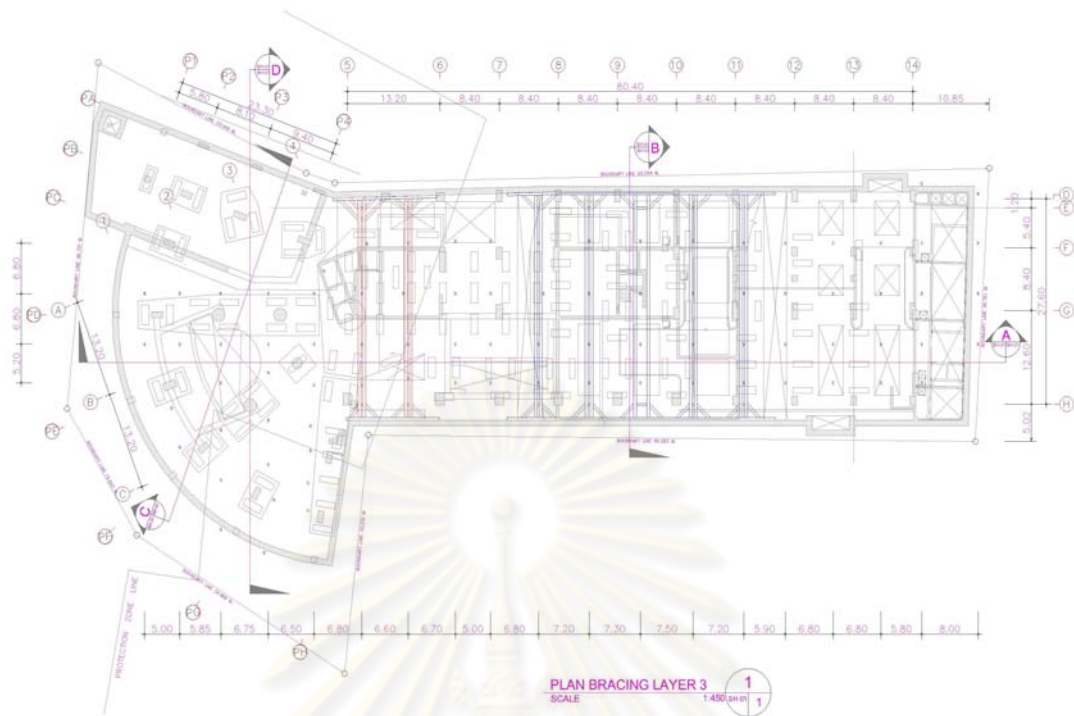
รูปที่ 3.6 แสดงรูปตัดโครงสร้างอาคารชั้นใต้ดิน



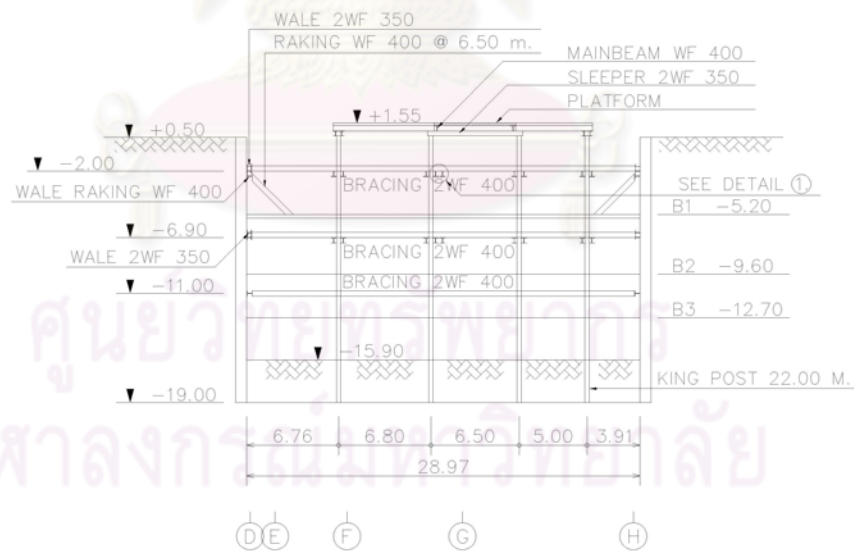
รูปที่ 3.7 แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่หนึ่ง



รูปที่ 3.8 แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่สอง

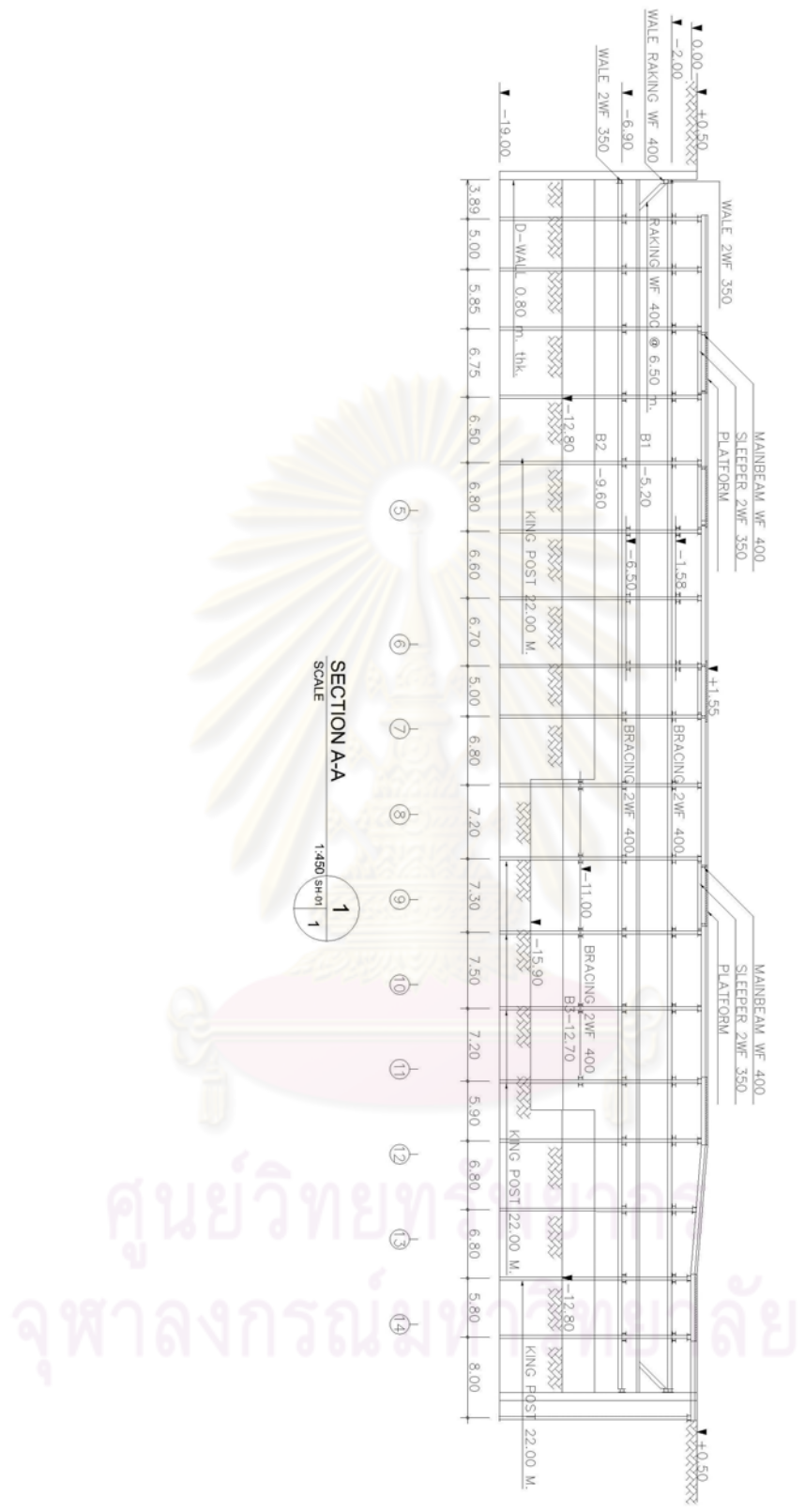


รูปที่ 3.9 แสดงแบบแปลนการค้ำยันชั้นที่สาม

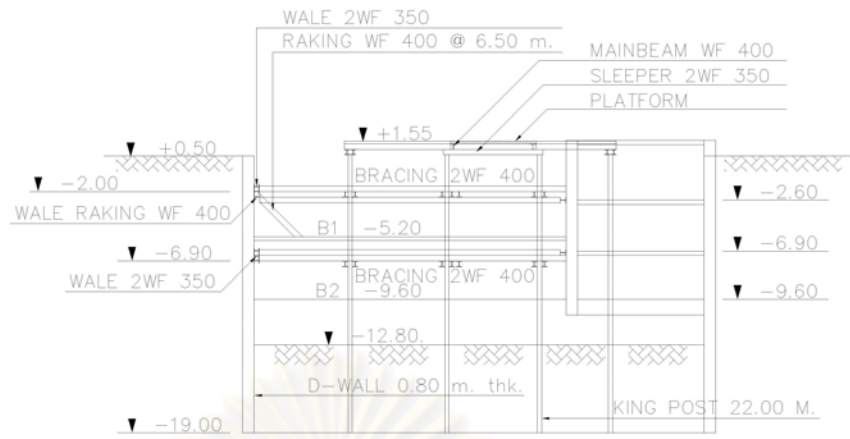


SECTION B-B  
SCALE 1:450 SH-01

รูปที่ 3.10 แสดงรูปตัด B-B



รูปที่ 3.11 แสดงรูปตัด A-A



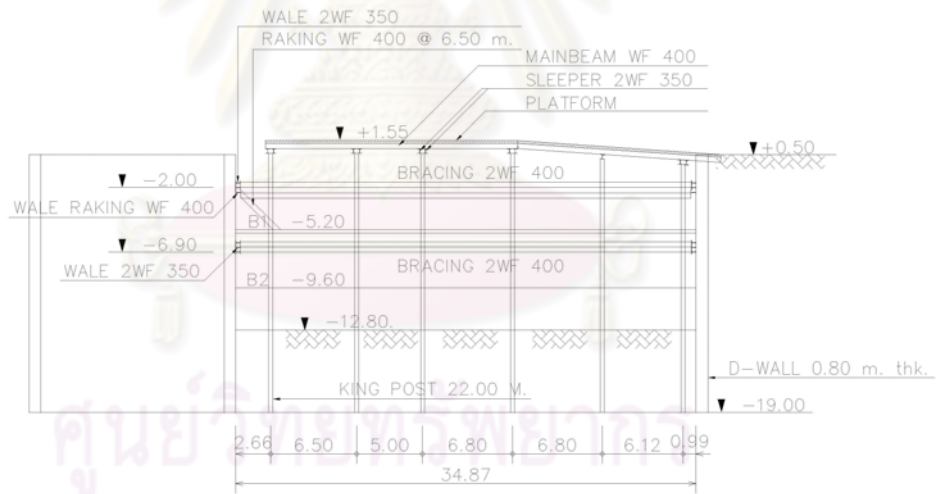
SECTION C-C

SCALE

1:450



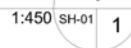
รูปที่ 3.12 แสดงรูปตัด C-C



SECTION D-D

SCALE

1:450



รูปที่ 3.13 แสดงรูปตัด D-D


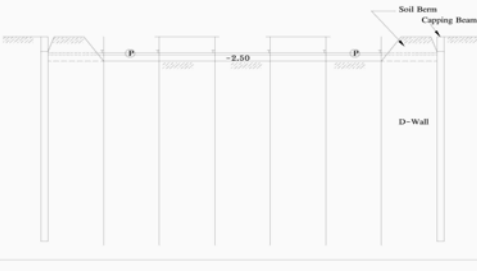
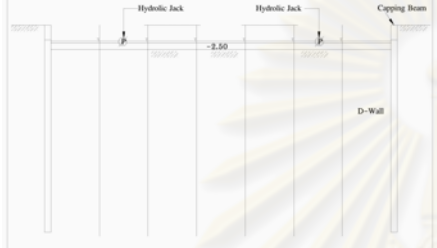
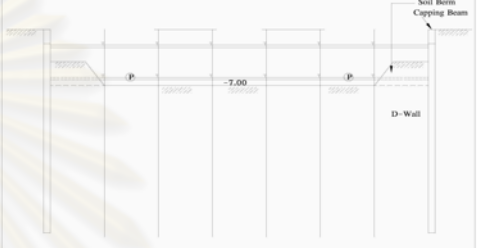
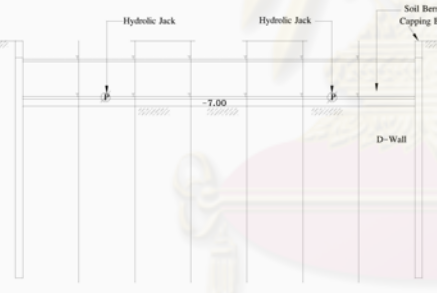
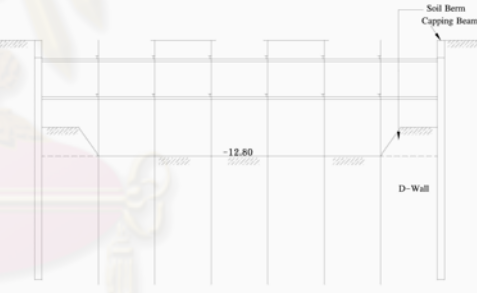
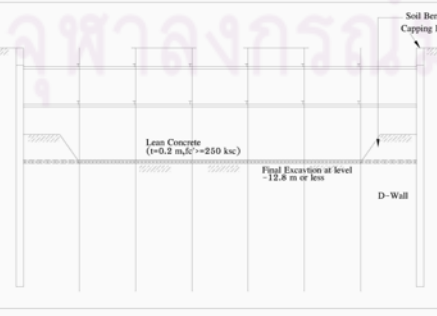
### 3.2.3 ขั้นตอนการก่อสร้างงานขุดดินและระบบค้ำยัน (Sequence of construction)


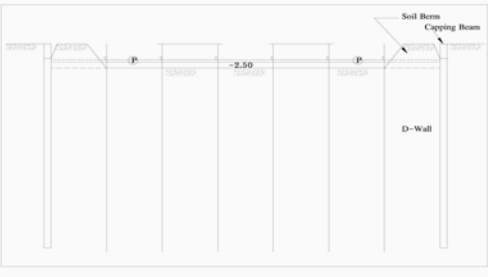
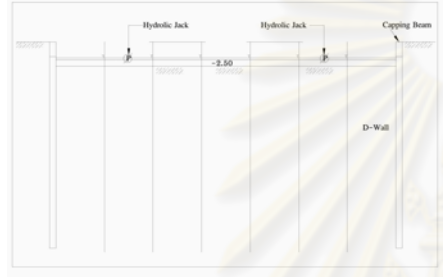
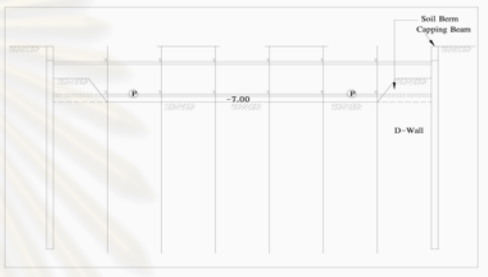
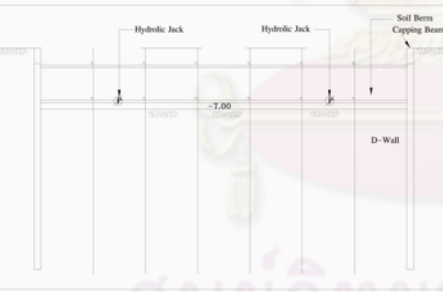
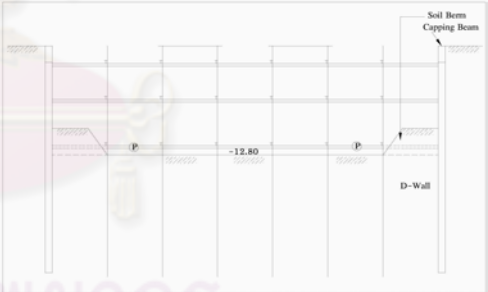
เนื่องจากโครงการก่อสร้างที่ทำการวิจัยได้มีการเจาะทำไดอะแฟรมวอลล์หนา 0.80 เมตร และเสาเข็มขนาดเจาะชนิด Barrette pile โดยที่โครงการนี้ได้ถูกยกเลิกไปเมื่อตอนวิกฤตเศรษฐกิจปี 2540 จึงทำให้ทางเจ้าของต้องพักโครงการไว้นานประมาณ 10 ปี ปัจจุบันจึงได้เริ่มดำเนินการก่อสร้างอาคารใหม่โดยเริ่มที่ห้องใต้ดินโดยมีขั้นตอนรายละเอียดการก่อสร้างโดยสังเขปมีดังนี้ ( ดังแสดงรูปที่ 3.14)

1. การขุดดิน มีขั้นตอนการขุดดินดังนี้ (1) ในช่วงแรกได้ทำการขุดลอกหน้าดินเดิมก่อน ซึ่งเป็น จากนั้นเริ่มขุดในบริเวณตรงกลางที่ระดับ - 2.50 เมตร โดยเว้นระยะคันดิน (Berm width) ไว้โดยรอบพร้อมกับติดตั้งค้ำยันในบริเวณตรงกลาง จากนั้นขยายการขุดดินออกไปโดยรอบจนชิดแนวกำแพงกันดิน แล้วเริ่มติดตั้งเวลและค้ำยันที่เหลือให้แล้วเสร็จแล้วทำการอัดแรงในค้ำยันทันที (2) ทำการขุดดินชั้นที่ 2 ในบริเวณตรงกลางที่ระดับ - 7.00 เมตร โดยเว้นระยะคันดินไว้โดยรอบการขุดดินในชั้นนี้จะเริ่มติดตั้งเนื่องจากเริ่มพบหัวเสาเข็มเจาะ ดังนั้น ต้องทำการตัดทอนเสาเข็มให้เสร็จแล้วจึงติดตั้งค้ำยันในบริเวณตรงกลาง จากนั้นขยายการขุดดินออกไปโดยรอบจนชิดแนวกำแพงกันดิน พร้อมกับตัดทอนเสาเข็มส่วนที่เหลือริบติดตั้งเวลและค้ำยันที่เหลือให้แล้วเสร็จแล้วจึงทำการอัดแรงในค้ำยันทันที (3) ทำการขุดสำหรับในชั้นตอนที่เหลือตามลำดับของทั้งสองโซน

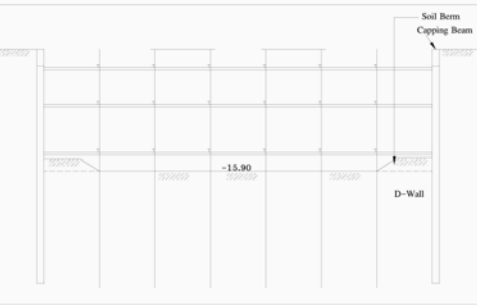
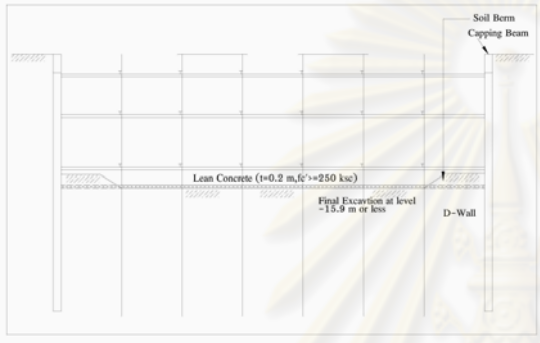
2. การอัดแรงในค้ำยัน (preloading of strut) ในขั้นตอนการติดตั้งระบบค้ำยันแต่ละชั้นเมื่อติดตั้งแล้วเสร็จได้ดำเนินการอัดแรงในค้ำยันทันทีโดยใช้ Hydraulic jack 2 ตัว ทำการอัดแรงทั้งสองปลายของค้ำยันพร้อมกัน โดยทำรอยต่อตัดขาดที่ติดตั้ง Kirin Jack เมื่ออัดแรงแล้วเสร็จทำการตอก Kirin Jack ที่รอยต่อตัดขาดให้แน่น ในระหว่างการอัดแรงได้บันทึกค่าแรงดันและปริมาณการเคลื่อนตัวของปลายค้ำยันทั้งสองข้าง เพื่อตรวจสอบว่าการอัดแรงนั้นได้ผลหรือไม่ การอ่านค่าแรงดันในระหว่างการอัดแรงจะอ่านจาก Pressure gauge ส่วนปริมาณการเคลื่อนตัวของปลายค้ำยันทั้งสองข้าง จะทำการอ่านจากไม้บรรทัด ( มีความละเอียดเพียงมีหน่วยเป็นมิลลิเมตร ) ซึ่งได้จากการวัดระยะจากแนวลอยร่น ( off-set ) โดยการยิงเชือกเอ็น ปริมาณของการอัดแรงในค้ำยันแต่ละตัว ( % of preloading ) ได้จากการคำนวณตาม Apparent pressure diagrams ที่เสนอโดย Terzaght & Peck (1967) ในปริมาณ 30% โดยคือนำหนักบรรทุกบนผิวดินเท่ากับ 2 ตัน/ตร.ม.

3. การเทคอนกรีตหยาบ เมื่อการขุดดินชั้นสุดท้ายแล้วเสร็จ โดยที่คอนกรีตหยาบหนา 20 ซม. และเสริมเหล็กตะแกรง 0.12 มม. ระยะ 20 ซม. จำนวนสองชั้นด้วยเหตุผลสองข้อ คือ (1) ช่วยป้องกันปัญหาการออกซัน ( Up heave ) ของพื้นบ่อขุด (2) ช่วยเป็นตัวค้ำยันให้กำแพงกันดิน และ (3) ช่วยให้การทำงานในการตัดทอนเสาเข็มมีสะดวกขึ้น

|  |  |
|--|--|
|     |        |
| <p>1.ติดตั้ง King Post, Temp. Road และทำ Capping Beam</p>                            | <p>2.ขุดดินถึงระดับ-2.5 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นแรก</p> |
|     |        |
| <p>3.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>4.ขุดดินถึงระดับ-7.0 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นสอง</p> |
|   |      |
| <p>5.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>6.ขุดดินถึงระดับ-12.8 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง</p>                             |
|   |  |
| <p>7.หล่อคอนกรีตหนา 20 ซม</p>  |  |
| <p>รูปที่ 3.14(ก) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนขุดดินลึก -12.80 เมตร</p>        |  |

|  |   |
|--|---|
|     |         |
| <p>1.ติดตั้ง King Post, Temp. Road และทำ Capping Beam</p>                            | <p>2.ขุดดินถึงระดับ-2.5 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นแรก</p>  |
|     |         |
| <p>3.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>4.ขุดดินถึงระดับ-7.0 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นสอง</p>  |
|   |       |
| <p>5.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>6.ขุดดินถึงระดับ-12.8 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นสาม</p> |
| <p><b>รูปที่ 3.14(ข)</b> ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนขุดดินลึก -15.90 เมตร</p> |   |



|   |  |
|---|--|
|      |  |
| <p>7. ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>8. ขุดดินถึงระดับ-15.90 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง</p>                     |
|     |  |
| <p>9. หล่อคอนกรีตหนา 20 ซม</p>  |  |
| <p>รูปที่ 3.14(ข) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนขุดดินลึก -15.90 เมตร</p>         |  |

### 3.2.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดินภายในโครงการ

โครงการก่อสร้าง ASOKE COMPLEX นี้ มีลักษณะของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งได้จากการเจาะสำรวจดินจำนวน 2 หลุมคือ BH-1 และ BH-2 ตามตำแหน่งที่ระดับความลึกการขุดเจาะประมาณ 50 – 60 เมตร จากระดับผิวดิน ( ดังแสดงรูปที่ 3.15 ) พบว่าสภาพชั้นดินประกอบด้วย ดังนี้

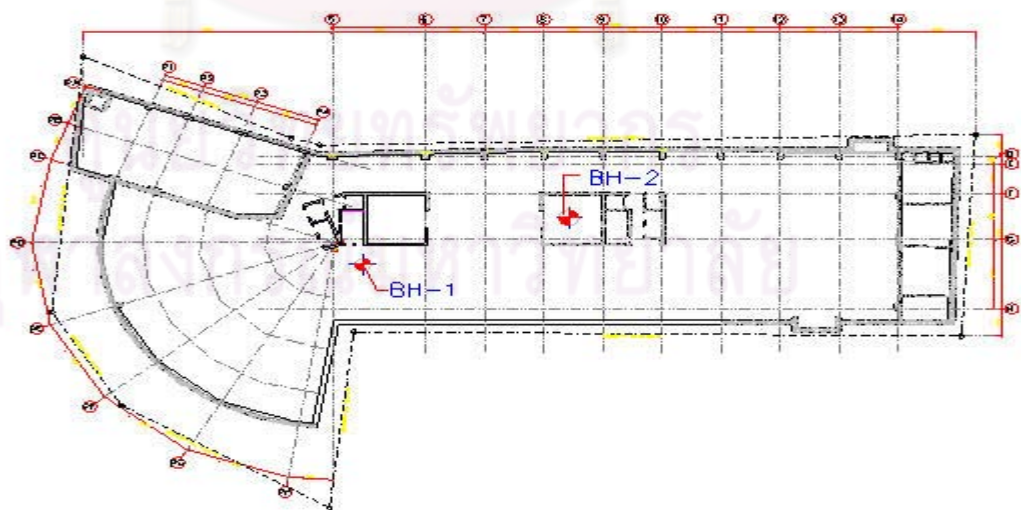
- (1) ชั้นดินเหนียวอ่อนสีเทา ( Soft grey clay ) มีความลึกประมาณ 10.5 เมตร จากระดับของผิวดิน โดยที่มีค่าเปอร์เซ็นต์ความชื้น ( Water content ,  $W_n$  ) อยู่ระหว่าง 45-75 % และมีค่ากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( Undrained Shear Strength ,  $S_u$  ) อยู่ระหว่าง 1.25 – 1.50  $t/m^2$

- (2) ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ( Soft to Medium silty clay ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -10.50 ถึง -15.00 เมตร โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์ความชื้น ( Water content,  $W_n$ ) ระหว่าง 30-50 % ค่ากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) มีค่าอยู่ประมาณ  $2.50 \text{ t/m}^2$
- (3) ชั้นดินเหนียวแข็ง ( Stiff silty clay ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -15.00 ถึง -18.00 เมตร โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์ความชื้น ( Water content,  $W_n$ ) ระหว่าง 20-30 % ค่ากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) มีค่าอยู่ประมาณ  $4 - 8 \text{ t/m}^2$  และมีค่าจากการทดสอบ SPT N-value อยู่ที่ค่า ประมาณ 3 - 6 blows/ft
- (4) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก ( Very stiff silty clay ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -18.00 ถึง -21.00 เมตร ค่ากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) มีค่าอยู่ประมาณ  $10 - 14 \text{ t/m}^2$  และมีค่าจากการทดสอบ SPT N-value อยู่ที่ค่า ประมาณ 10 - 20 blows/ft
- (5) ชั้นทรายปนดินเหนียว ( Clayey sand ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -21.00 ถึง -21.50 เมตร โดยมีค่าจากการทดสอบ SPT N-value ที่ประมาณระหว่างค่า 12 - 15 blows/ft
- (6) ชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็ง ( Hard silty clay ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -21.50 ถึง -40.50 เมตร โดยค่ากำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) มีค่าอยู่ประมาณ  $20 - 25 \text{ t/m}^2$  และมีค่าจากการทดสอบ SPT N-value อยู่ที่ค่า ประมาณ 28 - 30 blows/ft
- (7) ชั้นทรายปนดินตะกอน ( Dense silty sand ) มีความลึกอยู่ที่ระดับประมาณ -40.50 ถึง -66.00 เมตร โดยมีค่าจากการทดสอบ SPT N-value ที่ประมาณระหว่างค่า 42 - 57 blows/ft

จากการเจาะสำรวจดินโครงการก่อสร้าง ASOKE COMPLEX รายละเอียดของชั้นดินและคุณสมบัติของชั้นดิน ( ดังตารางที่ 3.1 ) โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ของชั้นดิน Soft Clay และ Medium Clay นั้นได้มาจากการทดสอบ Unconfined Compressive ส่วนในชั้นดิน Stiff Clay และ Hard Clay นั้นได้มาจากการทดสอบทะลวงมาตรฐาน

ตารางที่ 3.1 แสดงลักษณะและคุณสมบัติชั้นดินของโครงการ ASOKE COMPLEX

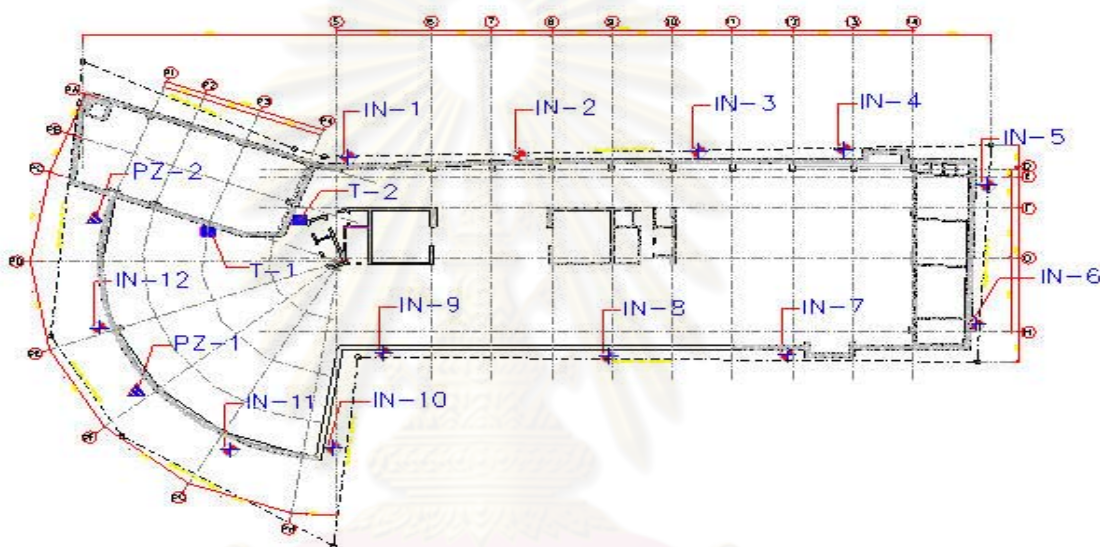
| Depth(m.)   | Soil Type                | Unit Weigth<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | N ,SPT<br>(Blow/ft) | Undrained<br>Shear Strength<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | Natural Water<br>Content (%) |
|-------------|--------------------------|-------------------------------------|---------------------|---|------------------------------|
| 0.0 – 10.5  | Soft Clay                | 1.60                                | -                   | 1.40  | 45 - 75                      |
| 10.5 – 15.0 | Soft to medium<br>clay   | 1.60                                | -                   | 3.00  | 30 - 50                      |
| 15.0 – 18.0 | Stiff silty clay         | 1.90                                | 7                   | 4.60  | 20 - 30                      |
| 18.0 – 21.0 | Very stiff silty<br>clay | 2.00                                | 15                  | 10.0  | -                            |
| 21.0 – 21.5 | Clayey sand              | 2.00                                | 24                  | -   | -                            |
| 21.5 – 40.5 | Hard silty clay          | 2.00                                | 30                  | 25.0  | -                            |
| 40.5 – 66.0 | Dense silty sand         | 2.00                                | 50                  | -   | -                            |



รูปที่ 3.15 แสดงแปลนตำแหน่งหลุมทดสอบ

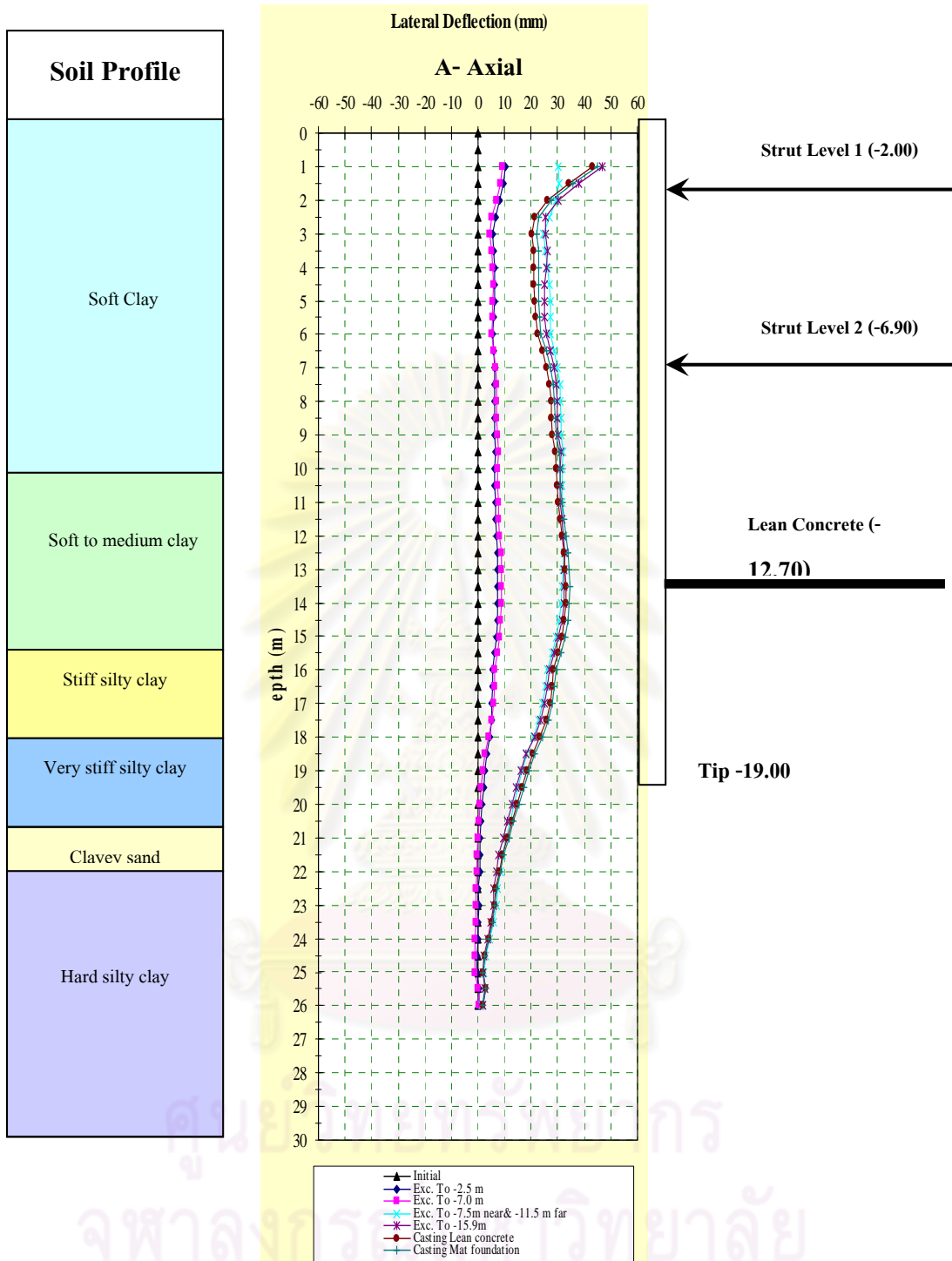
### 3.2.5 ข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินจากเครื่องมือ Inclimometer

งานชุดเพื่อทำการก่อสร้างอาคารส่วนฐานรากและชั้นใต้ดินของโครงการ ASOKE COMPLEX นี้ เนื่องจากเป็นโครงสร้างกำแพงไดอะแฟรมวอลล์เดิมซึ่งไม่สามารถหาตำแหน่ง Inclimometer ได้จึงได้มีการทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclimometer เพิ่มเติมรอบโครงการจำนวน 12 ตัว แต่เนื่องจากพื้นที่ในบริเวณก่อสร้างนั้นมีจำกัดทำให้ไม่สามารถติดตั้งในบางส่วนได้ ดังนั้นจึงสามารถติดตั้งได้เพียง 7 ตัว ได้แก่ NO.7 ,NO.8 ,NO.9 ,NO.10 ,NO.11 และ NO.12 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ Inclimometer แสดงในรูปที่ 3.16 และค่าการเคลื่อนตัวของแต่ละเครื่องดังรูปที่ 3.17 ถึง 3.22

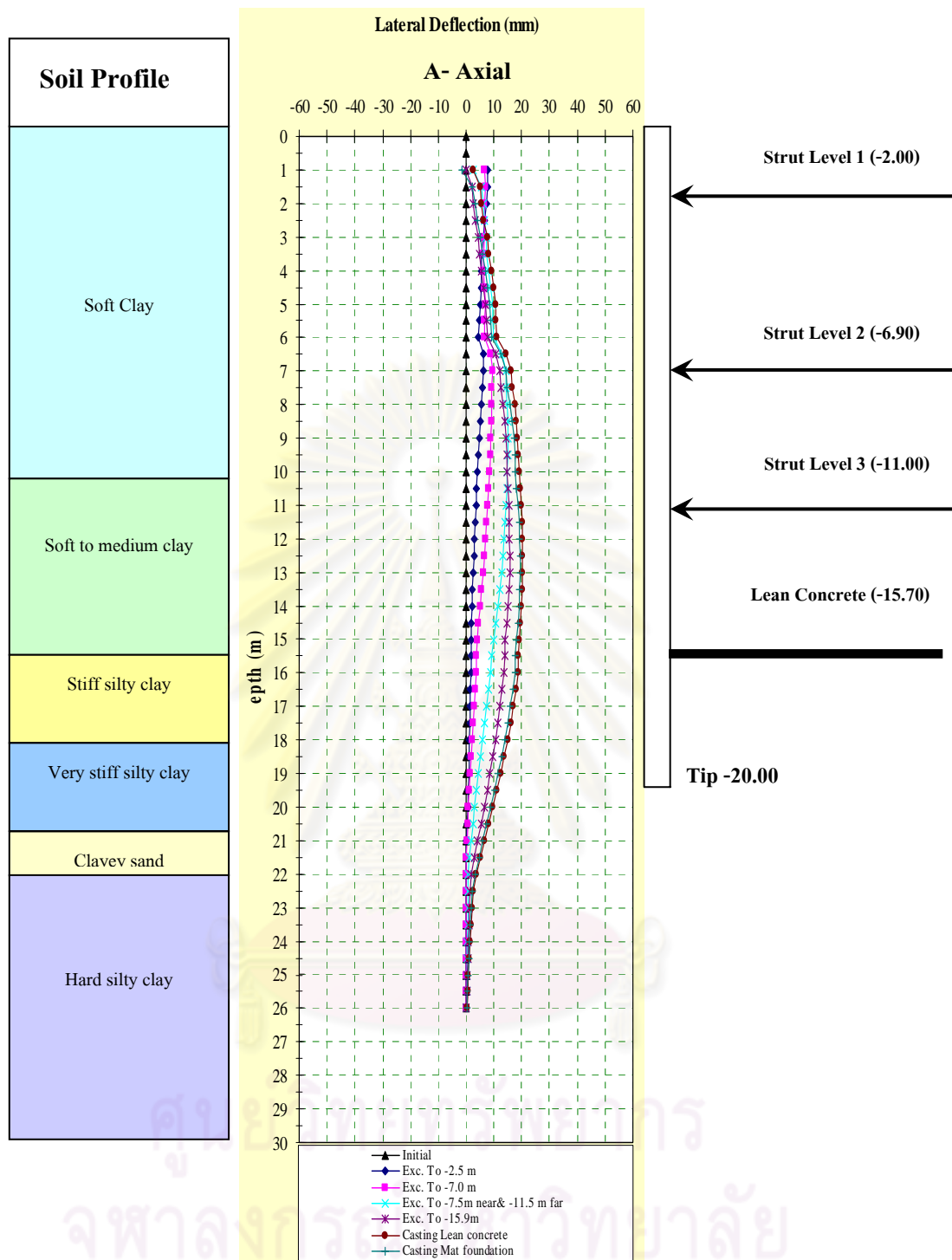


รูปที่ 3.16 แสดงแปลนตำแหน่งการติดตั้ง เครื่องมือตรวจวัด

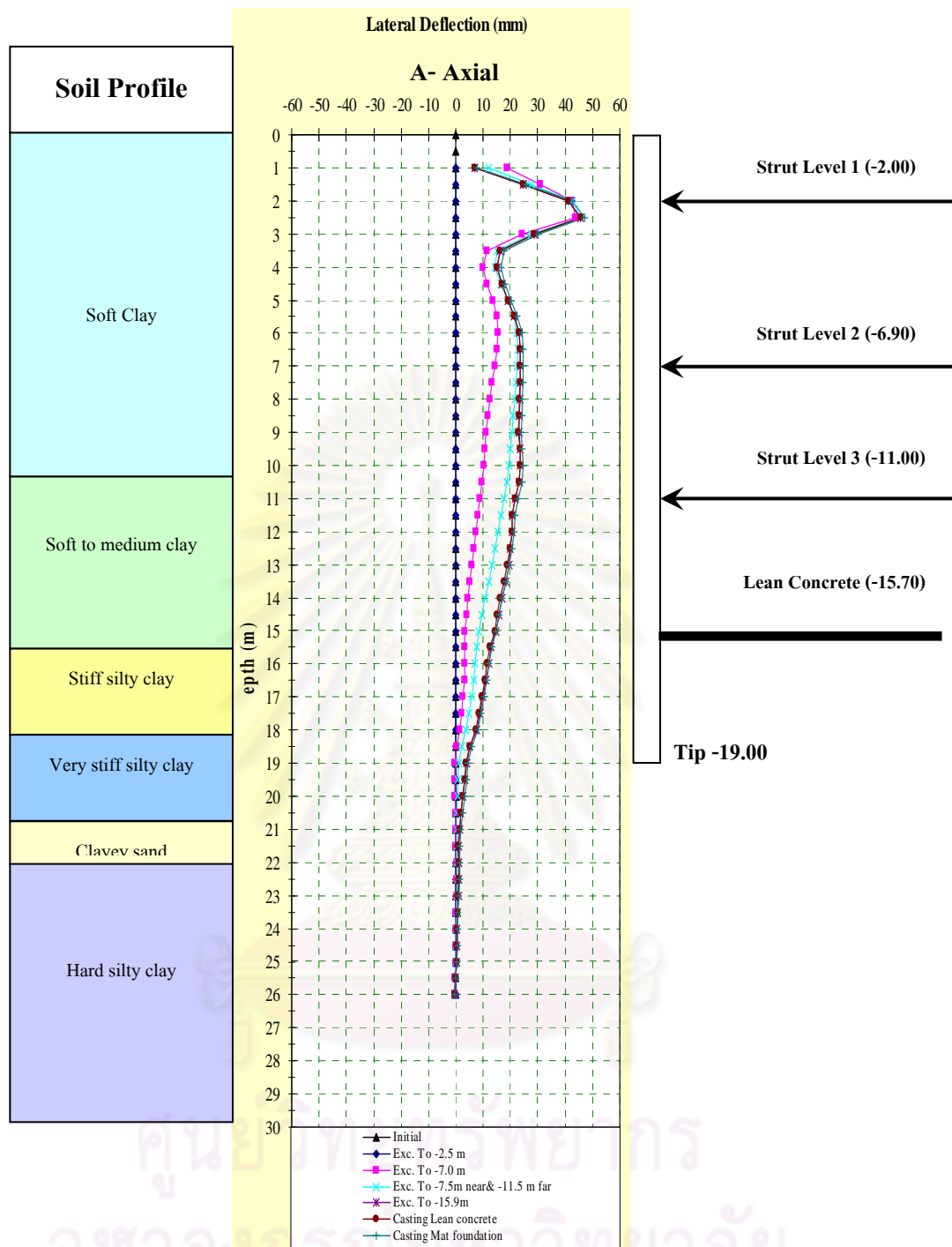
ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



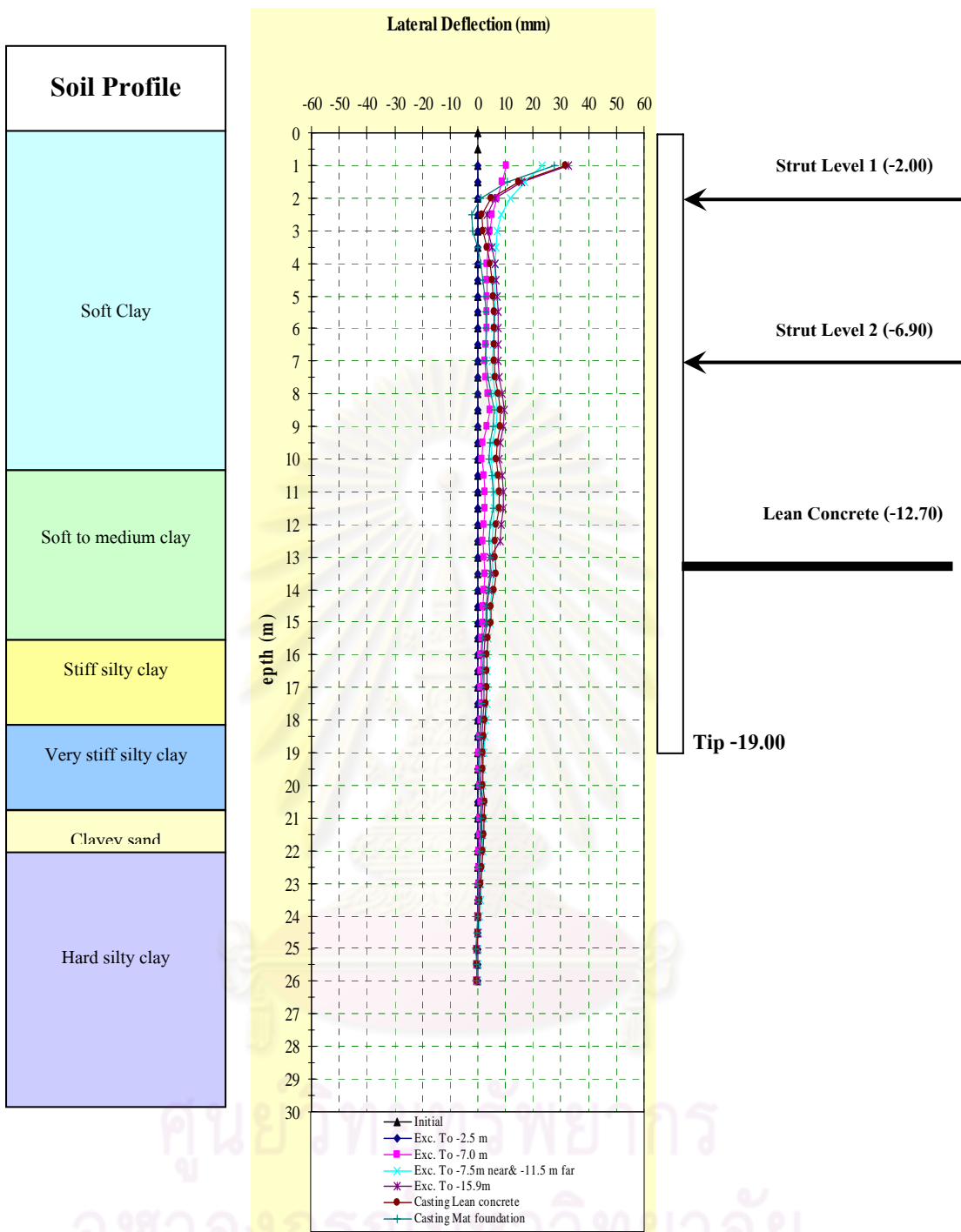
รูปที่ 3.17 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.7 ในโครงการ Asoke Complex



รูปที่ 3.18 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรม โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.8 ในโครงการ Asoke Complex

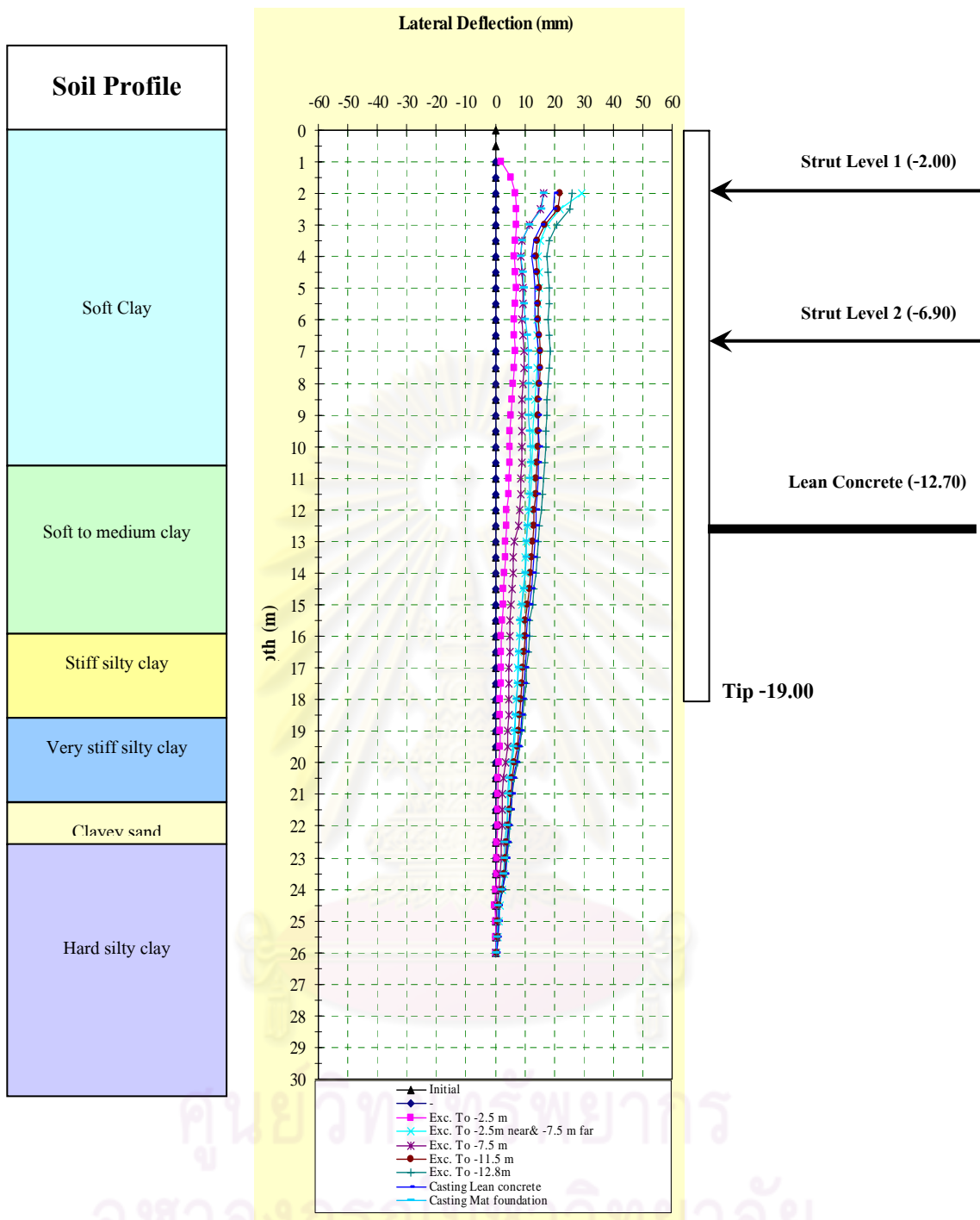


รูปที่ 3.19 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรม โดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.9 ในโครงการ Asoke Complex

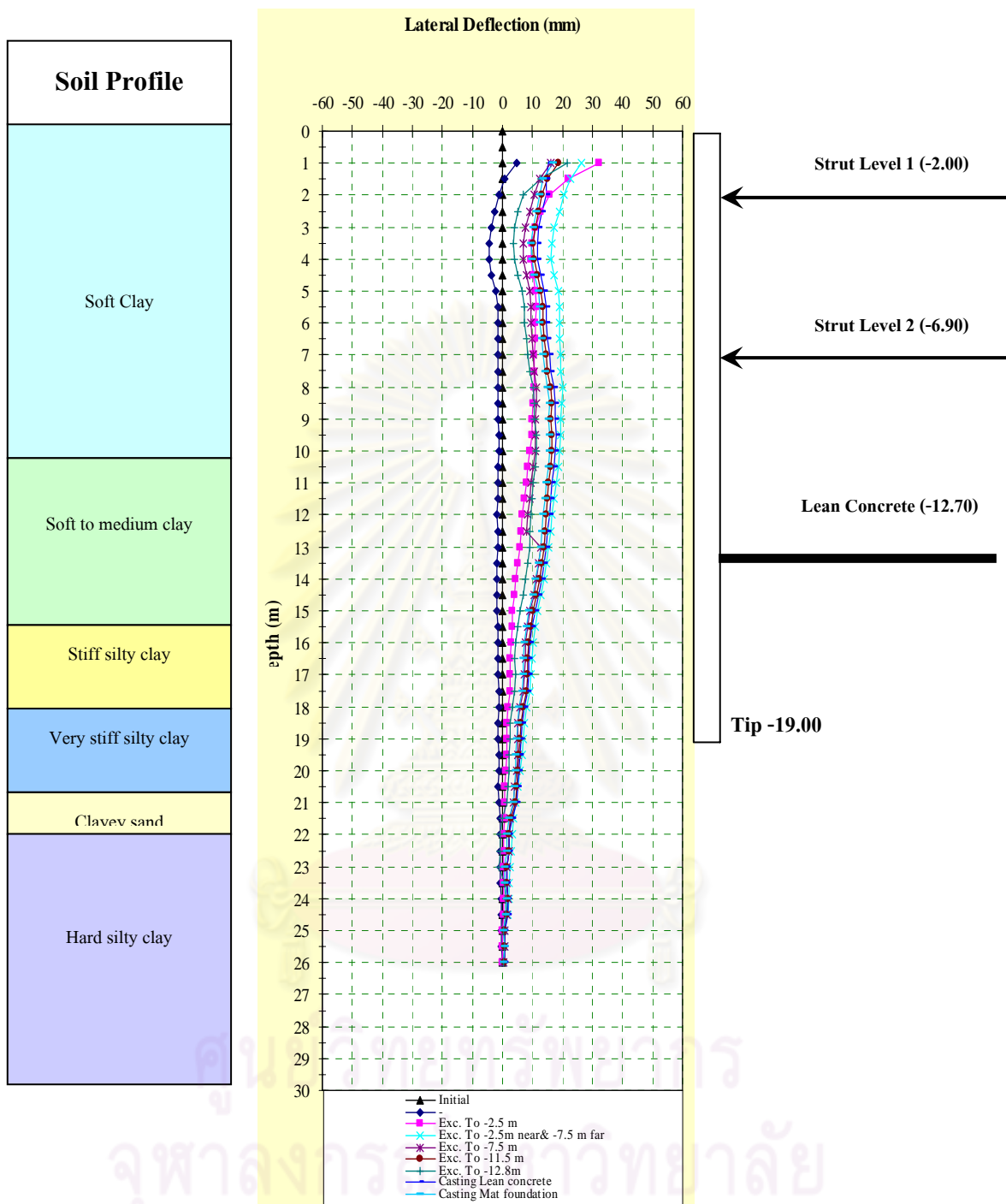


รูปที่ 3.20 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะเฟรม โดยเครื่องมือ Inclinometer หมายเลข NO.10 ในโครงการ Asoke Complex





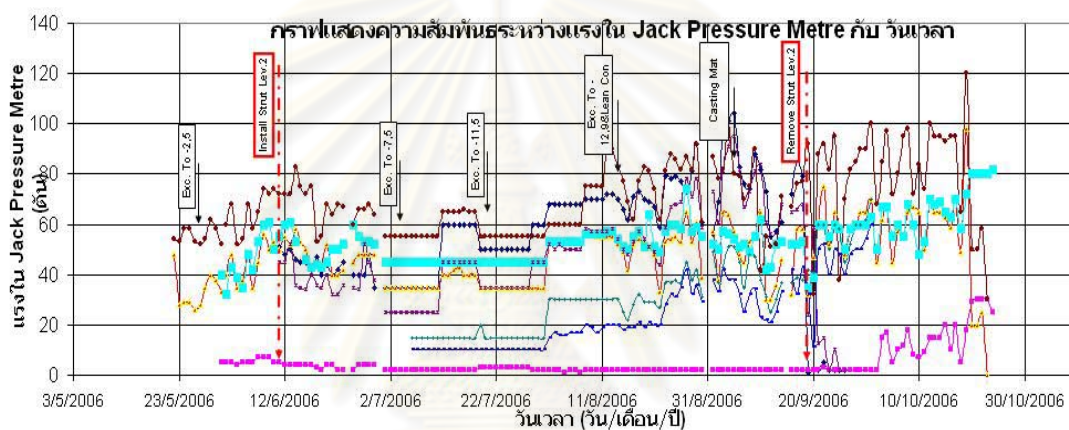
รูปที่ 3.21 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรม โดยเครื่องมือ Inclinometer หมายเลข NO.11 ในโครงการ Asoke Complex



รูปที่ 3.22 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไดอะแฟรมโดยเครื่องมือ Inclinator หมายเลข NO.12 ในโครงการ Asoke Complex

### 3.2.6 ข้อมูลการวัดแรงในระบบค้ำยันจากเครื่องมือ Pressure Gauge

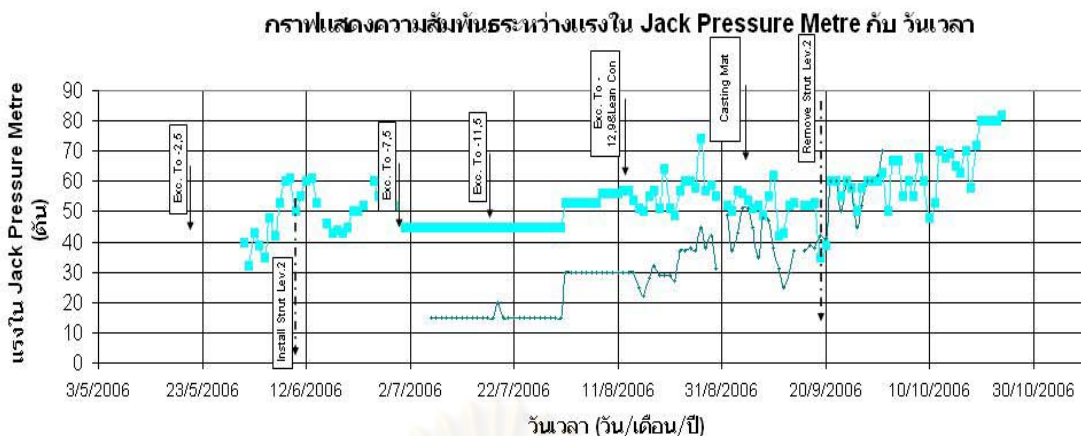
งานชุดเพื่อทำการก่อสร้างอาคารส่วนฐานรากและชั้นใต้ดินของโครงการ ASOKE COMPLEX นี้ได้มีการทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดแรงภายในค้ำยันโดยเครื่องมือ Pressure Gauge โดยทำการติดตั้งเครื่องมือวัดที่ Strut ทั้ง 2 ชั้น คือ ชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2 ซึ่งชั้นที่ 1 จะติดตั้ง PG30และ PG42 ใน Strut Line ค้ำยันตามแนวยาว และติดตั้ง PG27และPG31ใน Strut Line ค้ำยันกับสถานีทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดิน ส่วนการติดตั้งเครื่องมือวัดในชั้นที่ 2 นั้นจะติดตั้ง PG20และPG37 ใน Strut Line ค้ำยันตามแนวยาว และติดตั้ง PG43และPG48ใน Strut Line ค้ำยันกับสถานีทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดิน ดังรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันกับผนังชนิดไดอะแฟรม โดย Pressure Gauge



รูปที่ 3.24 แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันด้านยาวกับผนังไดอะแฟรม โดย Pressure Gauge



**รูปที่ 3.25** แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันแนวค้ำ MRTA กับผนังไดอะแฟรม โดย Pressure Gauge

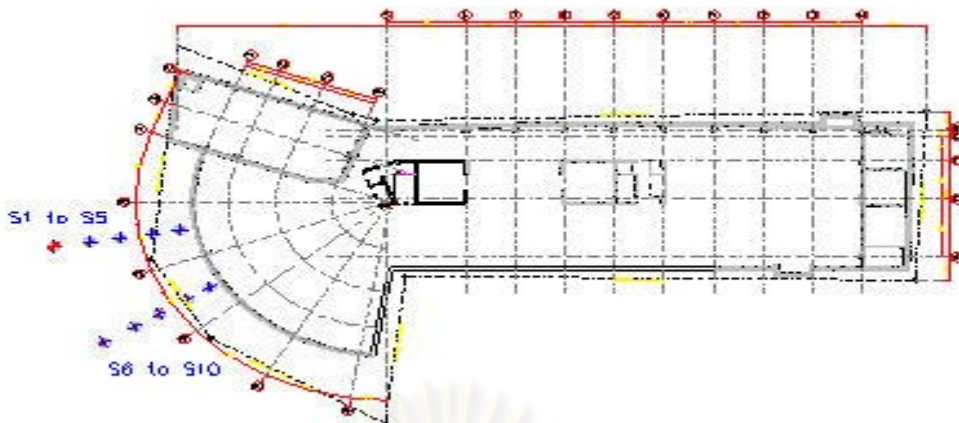
จากรูปที่ 3.23, 3.24 และรูปที่ 3.25 จากข้อมูลจากการวัดค่าแรงในระบบค้ำยัน นั้นจะพบว่าหลังจากติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1 ตามแนวยาว ค่าแรงจะมีค่าค่อยเพิ่มขึ้นจากการที่มีการขุดดินเพิ่มขึ้น จากนั้นเมื่อทำการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2 ตามแนวยาว จะพบว่าค่าแรงของค้ำยันในชั้นที่ 1 จะมีแนวโน้มมีค่าลดลง ส่วนค้ำยันในชั้น 2 ที่ติดตั้งนั้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นจากการอัดแรงในช่วงแรงและหลังจากนั้นก็จะมีค่าลดลง แต่จะมีค่าเพิ่มขึ้นที่ทำการขุดดินต่อ และเมื่อทำการหล่อคอนกรีตหยาบจะทำให้แรงในระบบค้ำยันทั้งสองชั้นนั้นมีแนวโน้มลดลง ซึ่งจากการหล่อคอนกรีตฐานรากและพื้นเสร็จก็จะมีผลทำให้ค่าแรงในระบบค้ำยันทั้งสองชั้นนั้นมีแนวโน้มลดลงเหมือนกัน หลังจากทำการหล่อพื้นชั้นใต้ดินแล้วเสร็จและปลดค้ำยันชั้นที่ 2 ออกก็จะพบว่าค่าแรงในระบบค้ำยันชั้นที่ 2 ในแนวทะแยงกับสถานีทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดินและระบบค้ำยันในแนวยาวชั้นที่ 1 นั้นจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และหลังจากทำการหล่อพื้นชั้นใต้ดินแล้วเสร็จและปลดค้ำยันชั้นที่ 1 ออกก็จะพบว่าค่าแรงในระบบค้ำยันชั้นที่ 1 ในแนวทะแยงกับสถานีทางเข้ารถไฟฟ้าใต้ดินและระบบค้ำยัน Racking Strut นั้นจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น

### 3.2.7 ข้อมูลการวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน

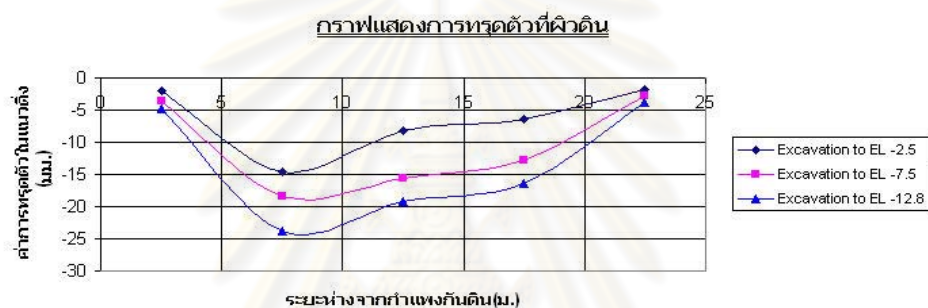
การติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวที่ผิวดินได้ทำการติดตั้งไว้รอบแนวกำแพงกันดิน และบนแนวถนน

การวัดการทรุดตัวที่ผิวดินได้ทำการวัดประจำทุกสัปดาห์ๆละ 1 ครั้ง โดยการใช้กล้องระดับวัดการทรุดตัวทุกครั้งที่ทำกรวัด

ข้อมูลการวัดการทรุดตัวที่ผิวดินที่นำมาใช้เพื่อการวิจัยคือ ข้อมูลของเครื่องมือวัดที่ตำแหน่ง S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9 และ S10 ตามรูปที่ 3.26 และข้อมูลที่ได้แสดงในรูปที่



รูปที่ 3.26 แสดงตำแหน่งการติดตั้ง หมุดวัดการทรุดตัวที่ผิวดิน

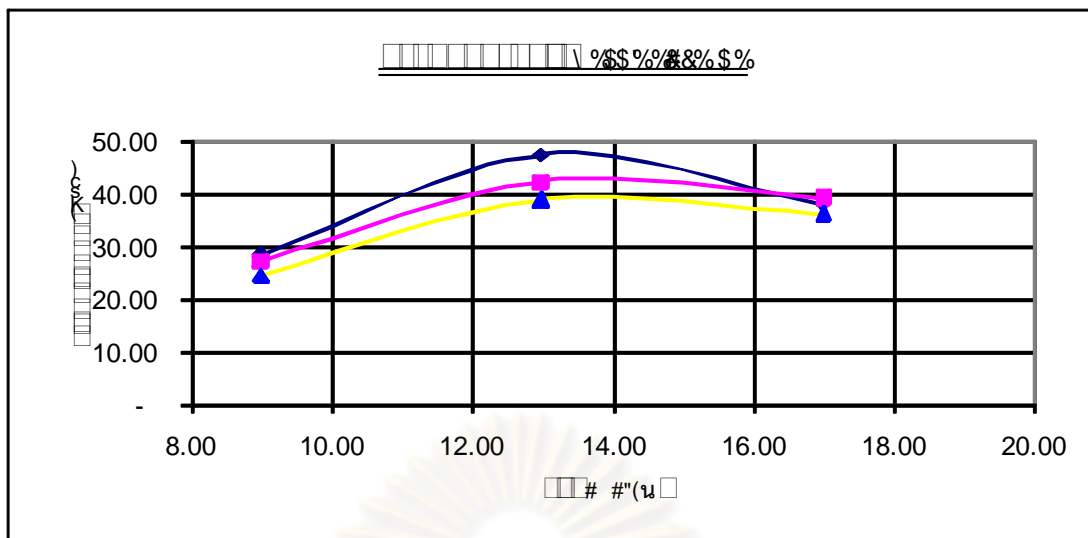


รูปที่ 3.27 แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดิน

### 3.2.8 หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง ในระบบค้ำยัน

ข้อมูลที่ใช้หาค่าหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงนั้น นำมาจาก ข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันของค้ำยันชั้นที่ 1 จาก Guage หมายเลข NO.42 ซึ่งทำการวัด ค่าแรง 3 ครั้งต่อวัน ณ เวลาที่แตกต่างกัน แล้วนำค่าแรงในค้ำยันที่ได้มาเปลี่ยนเป็น ค่าหน่วยแรง ซึ่ง แสดงไว้ในรูปที่ 3.28

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



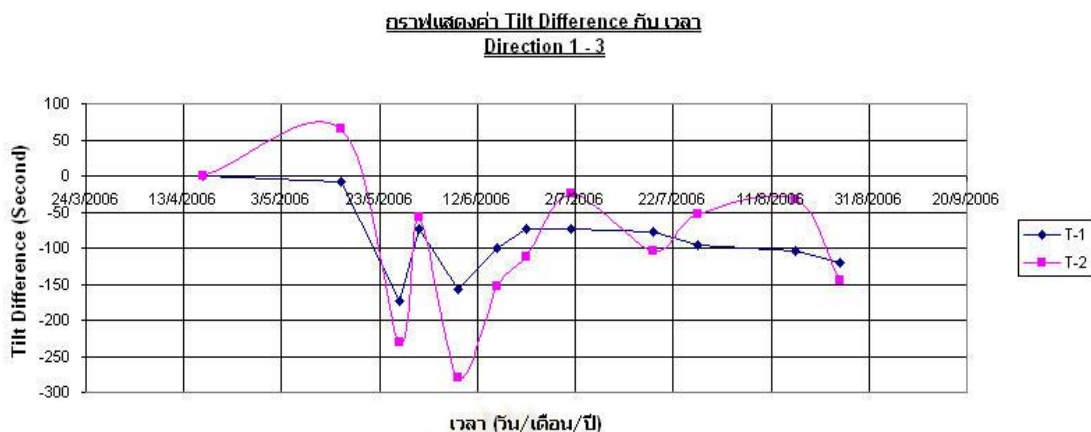
รูปที่ 3.28 แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยัน ณ เวลาที่แตกต่างกัน

### 3.2.9 ข้อมูลการเคลื่อนตัวของอาคารทางเข้าสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

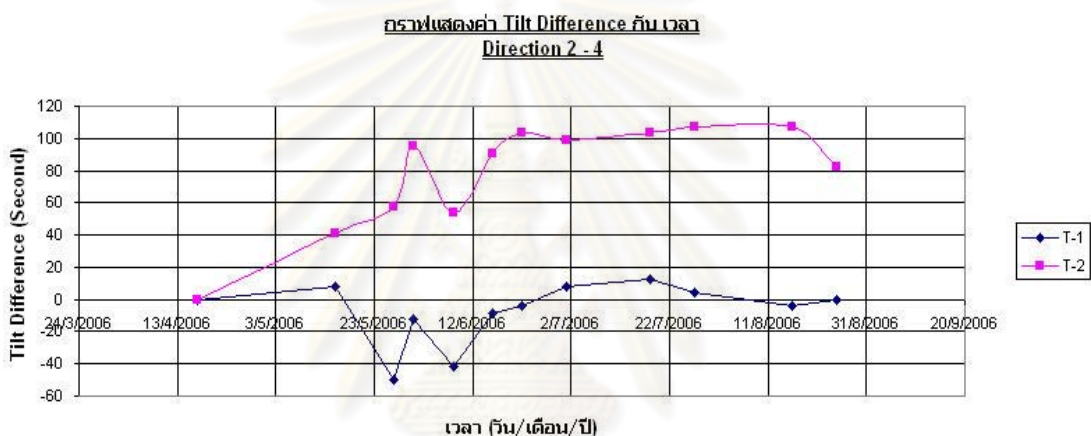
เนื่องจากการค้ำยันกับตัวสถานีทางเข้าของรถไฟฟ้าใต้ดิน จึงอาจทำให้ตัวสถานีเกิดการเคลื่อนตัว เมื่อทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวของอาคาร Tilt meter กับตัวอาคารทางเข้าดังรูปที่ 3.16 และข้อมูลที่ได้จะแสดงไว้ในรูปที่ 3.29 และ 3.30 โดยที่ในการตรวจวัดนั้นได้ทำการกำหนดค่าความปลอดภัยในการดำเนินการก่อสร้างไว้ 3 ชั้นตามค่าของ Tilt Difference ดังตารางที่ 3.2

| Item | Level        | Tilt Difference |
|------|--------------|-----------------|
| 1    | Alert Level  | +/- 295         |
| 2    | Alarm Level  | +/- 412         |
| 3    | Action Level | +/- 589         |

ตารางที่ 3.2 แสดงชั้นความปลอดภัยกับค่าของ Tilt Difference



รูปที่ 3.29 แสดงค่าการเคลื่อนตัว Tilt Difference ของตัวอาคารในทิศทาง 1-3 กับเวลา



รูปที่ 3.30 แสดงค่าการเคลื่อนตัว Tilt Difference ของตัวอาคารในทิศทาง 2-4 กับเวลา

### 3.3 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE

#### 3.3.1 รายละเอียดของโครงการที่ดำเนินการศึกษาวิจัย

โครงการก่อสร้างอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE เป็นโครงการก่อสร้างเพื่อใช้สำหรับเป็นที่พักอาศัยมีทั้งหมด 4 อาคาร และอาคารจอดรถอีก 1 อาคาร โดยในการศึกษาได้ทำการวิจัยในส่วนของงานก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยทั้ง 4 อาคาร ซึ่งตัวอาคารเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอาคารมีความสูง 191 เมตร มีจำนวน 50 ชั้น และมีระดับที่องฐานรากอยู่ที่ - 6.7 เมตร ( ดังแสดงในรูปที่ 3.31 ) โดยที่อาคารตั้งอยู่บริเวณช่วงระหว่างซอยสุขุมวิท 18 ถึงซอยสุขุมวิท 20 ในเขตกรุงเทพมหานคร ( ดังแสดงในรูปที่ 3.32 ) โดยพื้นที่ของโครงการก่อสร้างฐานรากได้ดินที่ทำการวิจัยนี้ ถูกล้อมรอบด้วยสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ดังนี้ ( ดังแสดงในรูปที่ 3.33 )

- (4) ทิศเหนือ (N) : ติดกับบ้านพักอาศัย 2 ชั้นและตึกแถว 3 ชั้น
- (5) ทิศใต้ (S) : ติดกับบ้านพักอาศัย 1 ชั้น
- (6) ทิศตะวันออก (E) : ติดกับบ้านพักอาศัย 1,2 ชั้นและตึกแถว 3 ชั้น 1/2
- (4) ทิศตะวันตก (W) : ติดกับบ้านพักอาศัย 1 และ 2 ชั้น



รูปที่ 3.31 โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย  
MILLENNIUM RESIDENCE

โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE นี้ มีขนาดพื้นที่โครงการโดยประมาณ  $150 \times 175$  เมตร คิดเป็นพื้นที่ประมาณ 26,250 ตารางเมตร แผนที่ตั้งโครงการและผังบริเวณที่ดำเนินการวิจัย ( ดังแสดงในรูปที่ 3.32 ) ซึ่งได้มีการก่อสร้างฐานรากใต้ดินโดยแบ่ง เป็น 3 โซน คือ โซนแรกมีการขุดดินลึกประมาณ -6.7 เมตร จากระดับดินเดิม มีฐานรากเป็นแบบแผ่ ( Mat foundation ) หนา 3.50 เมตร เป็นส่วนโครงสร้างอาคาร 1 และ 2 โซนที่สองมีการขุดดินลึกประมาณ ประมาณ -6.7 เมตร จากระดับดินเดิม มีฐานรากเป็นแบบแผ่ ( Mat foundation ) หนา 3.50 เมตร เป็นส่วนโครงสร้างอาคาร 3 และโซนที่สุดท้ายมีการขุดดินลึกประมาณ ประมาณ -6.7 เมตร จากระดับดินเดิม มีฐานรากเป็นแบบแผ่ ( Mat foundation ) หนา 3.50 เมตร เป็นส่วนโครงสร้างอาคาร 4 โดยที่ทั้งสามโซนมีฐานรากเสาแบบ Barrette pile ( ดังแสดงในรูปที่ 3.33 )

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 3.32 แผนที่ที่ตั้งโครงการ MILLENNIUM RESIDENCE

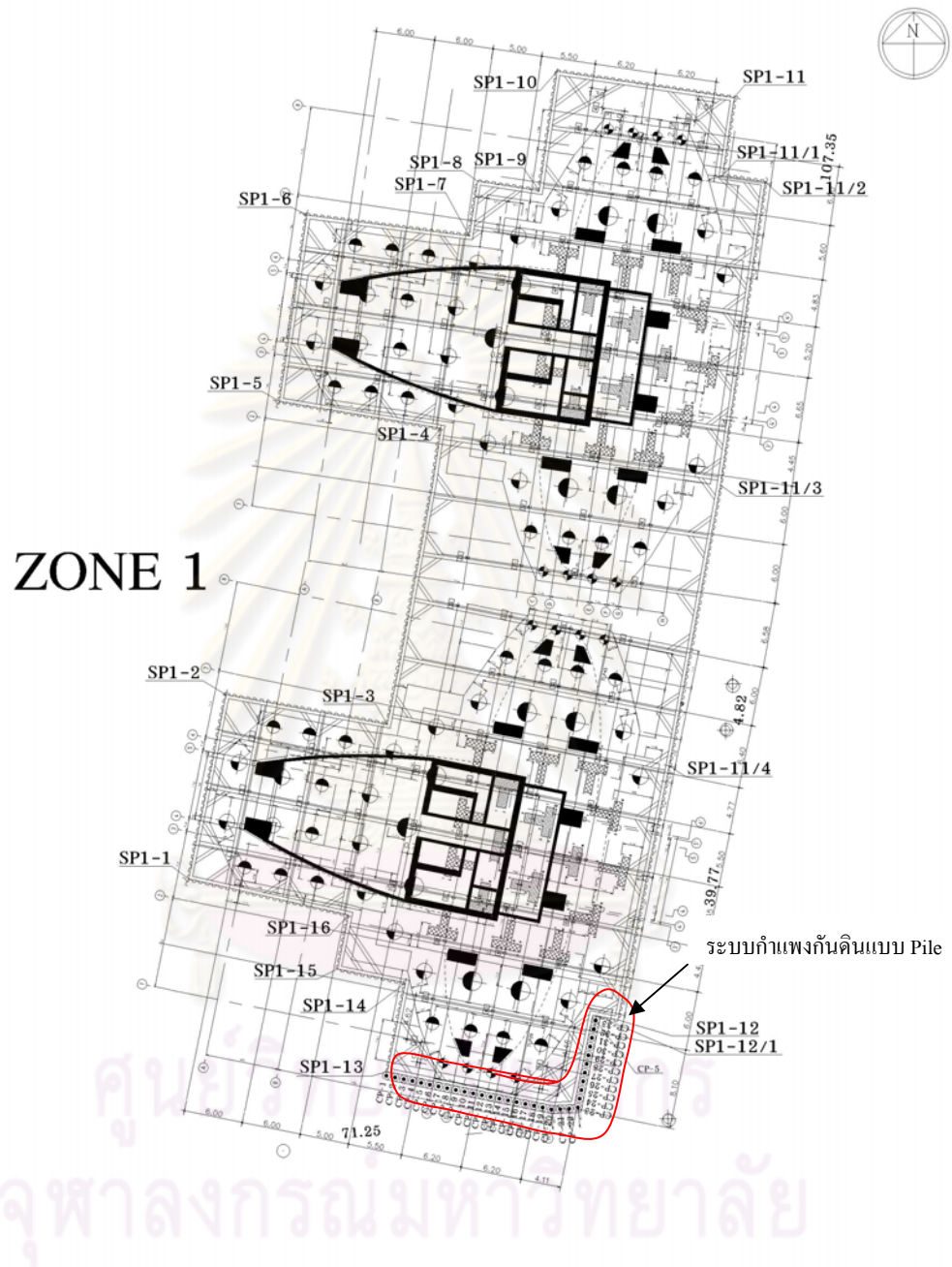


รูปที่ 3.33 แพลนโครงการก่อสร้างและอาคารข้างเคียง

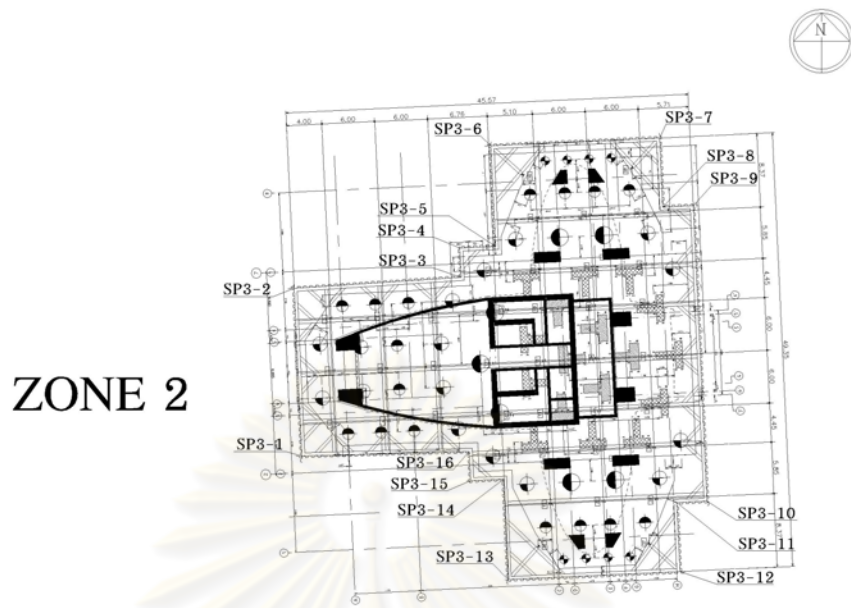
### 3.3.2 รายละเอียดการก่อสร้างของงานขุดดินลึก

ระบบกำแพงกันดินของงานขุดดินลึกในโครงการนี้ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และชนิดเข็มพืดเหล็ก โดยมีความลึกอยู่ -20.0 และ -16.0 ตามลำดับ แบ่งพื้นที่การขุดออกเป็น 3 โซน โซนที่ 1 นั้นจะเป็นการก่อสร้างอาคารที่ 1 และ 2 โดยใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และชนิดเข็มพืดเหล็ก รวมกัน ซึ่งจะใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ในบริเวณที่ใกล้อาคารข้างเคียงเพื่อเพิ่มค่าความแข็งแรงทำให้กำแพงกันดินมีค่าความแข็งแรงเพิ่มขึ้นเพื่อลดการเคลื่อนตัวของดิน ในการก่อสร้างมีการขุดดินลึกลงไปที่ระดับ -6.70 เมตร เพื่อก่อสร้างฐานราก โดยจะมีลำดับการขุดอยู่ 4 ระดับ คือ ขุดลึก -2.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -4.5 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -6.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ถ้าเป็นระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall จะไม่มีการติดตั้งระบบค้ำยันในบริเวณนี้ และขุดลึก -6.7 เมตรแล้วหล่อคอนกรีตหยาบหนา 20 เซนติเมตรจากนั้นจึงทำฐานราก ในโซนที่ 2 นั้นจะเป็นการก่อสร้างอาคารที่ 3 โดยใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็ก ในการก่อสร้างมีการขุดดินลึกลงไปที่ระดับ -6.70 เมตร เพื่อก่อสร้างฐานราก โดยจะมีลำดับการขุดอยู่ 4 ระดับ คือขุดลึก -2.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -4.5 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -6.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน และขุดลึก -6.7 เมตรแล้วหล่อคอนกรีตหยาบหนา 20 เซนติเมตรจากนั้นจึงทำฐานราก โซนที่ 3 นั้นจะเป็นการก่อสร้างอาคารที่ 4 โดยใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และชนิดเข็มพืดเหล็กรวมกัน ซึ่งจะใช้ระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ในบริเวณที่ใกล้อาคารข้างเคียง ในการก่อสร้างมีการขุดดินลึกลงไปที่ระดับ -6.70 เมตร เพื่อก่อสร้างฐานราก โดยจะมีลำดับการขุดอยู่ 4 ระดับ คือขุดลึก -2.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -4.5 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยัน ขุดลึก -6.0 เมตรแล้วติดตั้งค้ำยันถ้าเป็นระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall จะไม่มีการติดตั้งระบบค้ำยันในบริเวณนี้ และขุดลึก -6.7 เมตรแล้วหล่อคอนกรีตหยาบหนา 20 เซนติเมตรจากนั้นจึงทำฐานราก (ดังแสดงในรูปที่ 3.34 ถึง 3.38) รายละเอียดของละเอียดของระบบโครงสร้างค้ำยัน มีดังนี้

1. Horizontal Strut และ Wale ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-400x400x13x21 มิลลิเมตร ใช้ค้ำยันที่การค้ำยันชั้นที่ 2 และชั้นที่ 3 ที่ความลึกเท่ากับ -4.00 เมตร และ -5.50 เมตร ตามลำดับ
2. Horizontal Strut และ Wale ใช้เหล็ก H-Beam ขนาด H-350x350x12x19 มิลลิเมตร ใช้ค้ำยันที่การค้ำยันชั้นที่ 1 ที่ความลึกเท่ากับ -1.50 เมตร



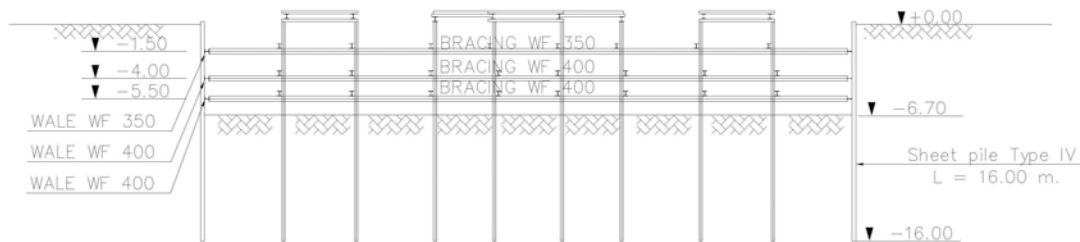
รูปที่ 3.34 แผนผังโครงสร้างก่อสร้างและระบบค้ำยัน โซน 1 อาคารที่ 1 และ 2



รูปที่ 3.35 แปลนโครงการก่อสร้างและระบบค้ำยัน โซน2 อาคารที่ 3



รูปที่ 3.36 แปลนโครงการก่อสร้างและระบบค้ำยัน โซน1 อาคารที่ 4



SECTION A-A

SCALE

1:450 SH-01



รูปที่ 3.37 แปลนรูปตัดของโครงการก่อสร้าง โซน 1, 2 และ 3 บริเวณที่ใช้เข็มพืดเหล็ก



SECTION A-A

SCALE

1:450 SH-01



รูปที่ 3.38 แปลนรูปตัดของโครงการก่อสร้าง โซน 1 และ 3 บริเวณที่ใช้ Pile Wall

3.3.3 ขั้นตอนการก่อสร้างงานขุดดินและระบบค้ำยัน (Sequence of construction)

โครงการก่อสร้าง MILLENNIUM RESIDENCE ที่ทำการวิจัยได้มีการใช้ระบบกำแพงกันดินแบบรวมกันระหว่างชนิด Pile Wall ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 80 เซนติเมตร และชนิดเสาเข็มพืด ส่วนฐานรากใช้เสาเข็มขนาดเจาะชนิด Barrette pile โดยที่โครงการนี้ดำเนินการก่อสร้างอาคารใหม่ โดยเริ่มที่ฐานรากใต้ดินที่อยู่ระดับ -6.70 เมตร โดยมีขั้นตอนรายละเอียดการก่อสร้างโดยสังเขปมีดังนี้

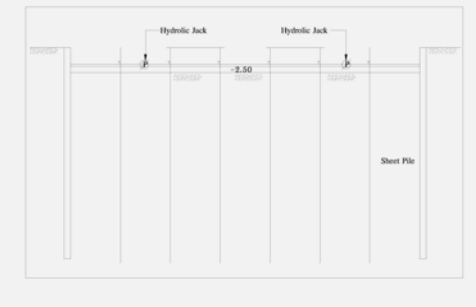
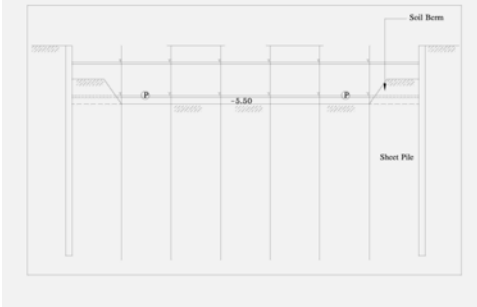
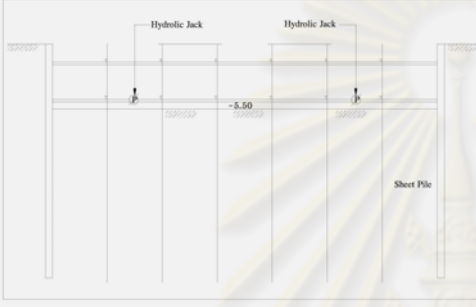
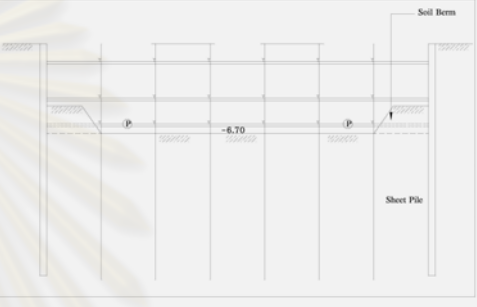
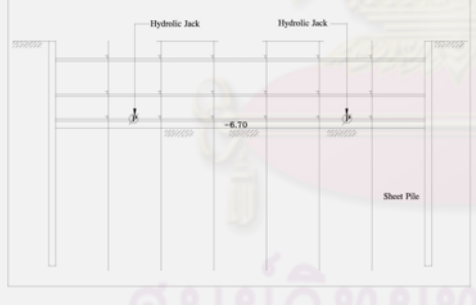

1. การขุดดิน มีขั้นตอนการขุดดินดังนี้ (1) ในช่วงแรกได้ทำการขุดลอกหน้าดินเดิมก่อนซึ่งเป็น จากนั้นเริ่มขุดในบริเวณตรงกลางที่ระดับ - 2.00 เมตร โดยเว้นระยะคันดิน (Berm width) ไว้

โดยรอบพร้อมติดตั้งค้ำยันในบริเวณตรงกลางจากนั้นขยายการขุดดินออกไปโดยรอบจนชิดแนวกำแพงกันดิน แล้วเริ่มติดตั้งเวลและค้ำยันที่เหลือให้แล้วเสร็จแล้วทำการอัดแรงในค้ำยันทันที (2) ทำการขุดดินชั้นที่ 2 ในบริเวณตรงกลางที่ระดับ - 4.00 เมตร โดยเว้นระยะกันดินไว้โดยรอบ การขุดดินในชั้นนี้จะเริ่มติดตั้งเนื่องจากเริ่มพบหัวเสาเข็มเจาะดังนั้นต้องทำการตัดทอนเสาเข็มให้เสร็จแล้วจึงติดตั้งค้ำยันในบริเวณตรงกลางจากนั้นขยายการขุดดินออกไปโดยรอบจนชิดแนวกำแพงกันดินพร้อมกับตัดทอนเสาเข็มส่วนที่เหลือติดตั้งเวลและค้ำยันที่เหลือให้แล้วเสร็จแล้วจึงทำการอัดแรงในค้ำยันทันที(3)ทำการขุดสำหรับในชั้นตอนที่เหลือตามลำดับของทั้งสามโซน(ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.39 )

2. การอัดแรงในค้ำยัน (preloading of strut) ในขั้นตอนการติดตั้งระบบค้ำยันแต่ละชั้นเมื่อติดตั้งแล้วเสร็จได้ดำเนินการอัดแรงในค้ำยันทันทีโดยใช้ Hydraulic jack 2 ตัว ทำการอัดแรงทั้งสองปลายของค้ำยันพร้อมกัน โดยทำรอยต่อตัดขาดที่ติดตั้ง Kirin Jack เมื่ออัดแรงแล้วเสร็จทำการดอกร Kirin Jack ที่รอยต่อตัดขาดให้แน่นในระหว่างการอัดแรงได้บันทึกค่าแรงดันและปริมาณการเคลื่อนตัวของปลายค้ำยันทั้งสองข้างเพื่อตรวจสอบว่าการอัดแรงนั้นได้ผลหรือไม่การอ่านค่าแรงดันในระหว่างการอัดแรงจะอ่านจาก Pressure gauge ส่วนปริมาณการเคลื่อนตัวของปลายค้ำยันทั้งสองข้าง จะทำการอ่านจากไม้บรรทัด ( มีความละเอียดเพียงมีหน่วยเป็นมิลลิเมตร ) ซึ่งได้จากการวัดระยะจากแนวถอยร่น ( off-set ) โดยการชิงเชือกเอ็น ปริมาณของการอัดแรงในค้ำยันแต่ละตัว ( % of preloading ) ได้จากการคำนวณตาม Apparent pressure diagrams ที่เสนอโดย Terzaght & Peck (1967) ในปริมาณ 30% โดยคิณน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินเท่ากับ 2 ตัน/ตร.ม.

3. การเทคอนกรีตหยาบ เมื่อการขุดดินชั้นสุดท้ายแล้วเสร็จ โดยที่คอนกรีตหยาบหนา 20 ซม. และเสริมเหล็กตะแกรง 0.12 มม. ระยะ 20 ซม. จำนวนสองชั้นด้วยเหตุผลสองข้อ คือ (1) ช่วยป้องกันปัญหาการอูดขึ้น ( Up heave ) ของพื้นบ่อขุด (2) ช่วยเป็นค้ำยันให้กำแพงกันดิน และ (3) ช่วยให้การทำงานในการตัดทอนเสาเข็มมีสะดวกขึ้น

|   |  |
|---|--|
|  |      |
| <p>1.ติดตั้ง King Post, Temp. Road และทำ Capping Beam</p>                           | <p>2.ขุดดินถึงระดับ-2.0 โดยทิ้งกันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นแรก</p> |
| <p>รูปที่ 3.39 ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนขุดดินลึก -6.70 เมตร</p>           |  |

|  |  |
|--|--|
|     |        |
| <p>3.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>4.ขุดดินถึงระดับ-4.5 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง และติดตั้ง ระบบค้ำยันชั้นสอง</p> |
|     |        |
| <p>5.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>6.ขุดดินถึงระดับ-6.00 โดยทิ้งคันดินไว้บริเวณใกล้กำแพง</p>                             |
|   |      |
| <p>7.ขุดคันดินพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันส่วนที่เหลือให้เชื่อมกันและทำการ Pre Load</p> | <p>8.ขุดดินถึงระดับ-6.70 แล้วหล่อคอนกรีตหนา 20 ซม</p>                                    |
| <p>รูปที่ 3.39(ต่อ) ขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินในส่วนขุดดินลึก -6.70 เมตร</p>       |  |

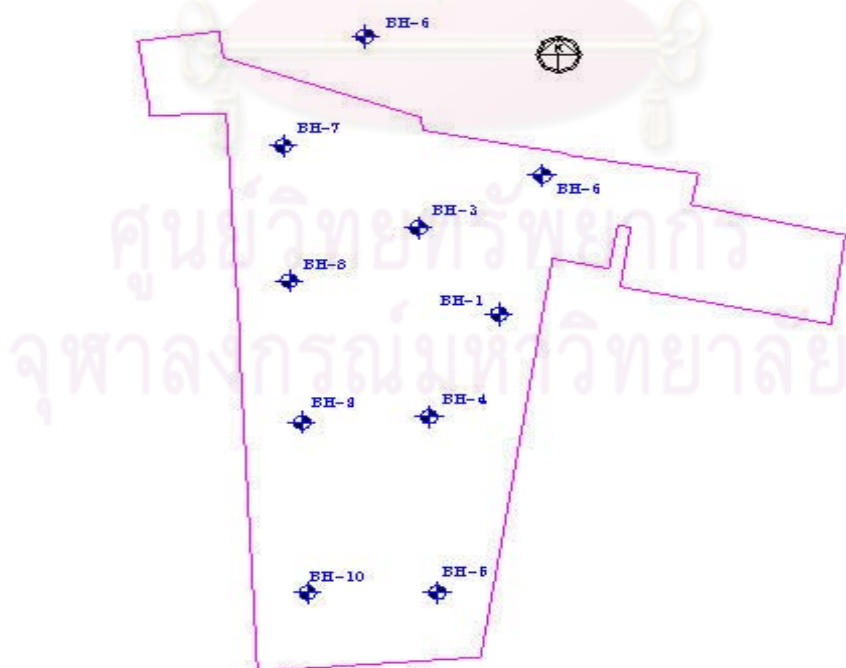
### 3.3.4 ลักษณะชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดินภายในโครงการ

โครงการก่อสร้าง MILLENNIUM RESIDENCE นี้ มีลักษณะของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งได้จากการเจาะสำรวจดินจำนวน 10 หลุมคือ BH-1 ถึง BH-10 ตามตำแหน่งที่ระดับความลึกการขุดเจาะประมาณ 80 เมตร จากระดับผิวดิน ( ดังแสดงรูปที่ 3.40 ) พบว่าจากการ

เจาะสำรวจดิน โครงการก่อสร้างนี้มีรายละเอียดของชั้นดินและคุณสมบัติของชั้นดิน(ดังตารางที่3.3) โดยกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ของชั้นดิน Soft Clay และ Medium Clay นั้น ได้มาจากการทดสอบ Unconfined Compressive ส่วนในชั้นดิน Stiff Clay และ Hard Clay นั้น ได้มาจากการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT)

ตารางที่ 3.3 แสดงลักษณะและคุณสมบัติชั้นดินของโครงการ MILLENNIUM RESIDENCE

| Depth(m.)   | Soil Type             | Unit Weigth (kN/m <sup>2</sup> ) | N ,SPT (Blow/ft) | Undrained Shear Strength (kN/m <sup>3</sup> ) | Natural Water Content (%) |
|-------------|-----------------------|----------------------------------|------------------|---|---------------------------|
| 0.0 – 10.0  | Soft Clay             | 1.60                             | -                | 1.30  | 20 - 38                   |
| 10.0 – 14.0 | Soft clay             | 1.60                             | -                | 2.50  | 20 - 30                   |
| 14.0 – 18.0 | Medium clay           | 1.7                              | 5                | 4.00  | 20 - 30                   |
| 18.0 – 22.0 | Stiff silty           | 2.00                             | 15               | 10.0  | -                         |
| 22.0 – 35.0 | Very stiff silty clay | 2.00                             | 24               | 16  | -                         |



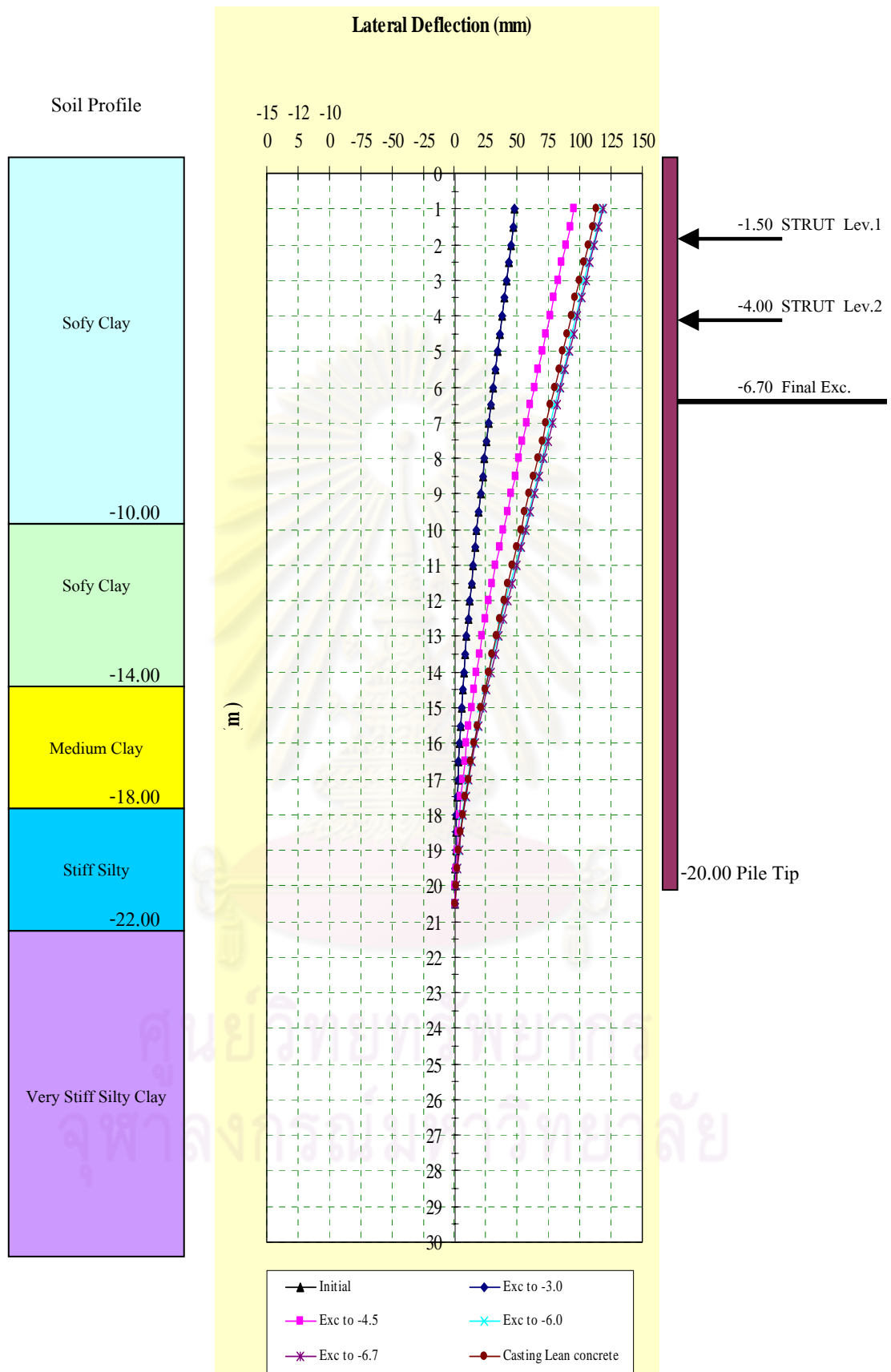
รูปที่ 3.40 แปลนแสดงตำแหน่งหลุมเจาะของโครงการ



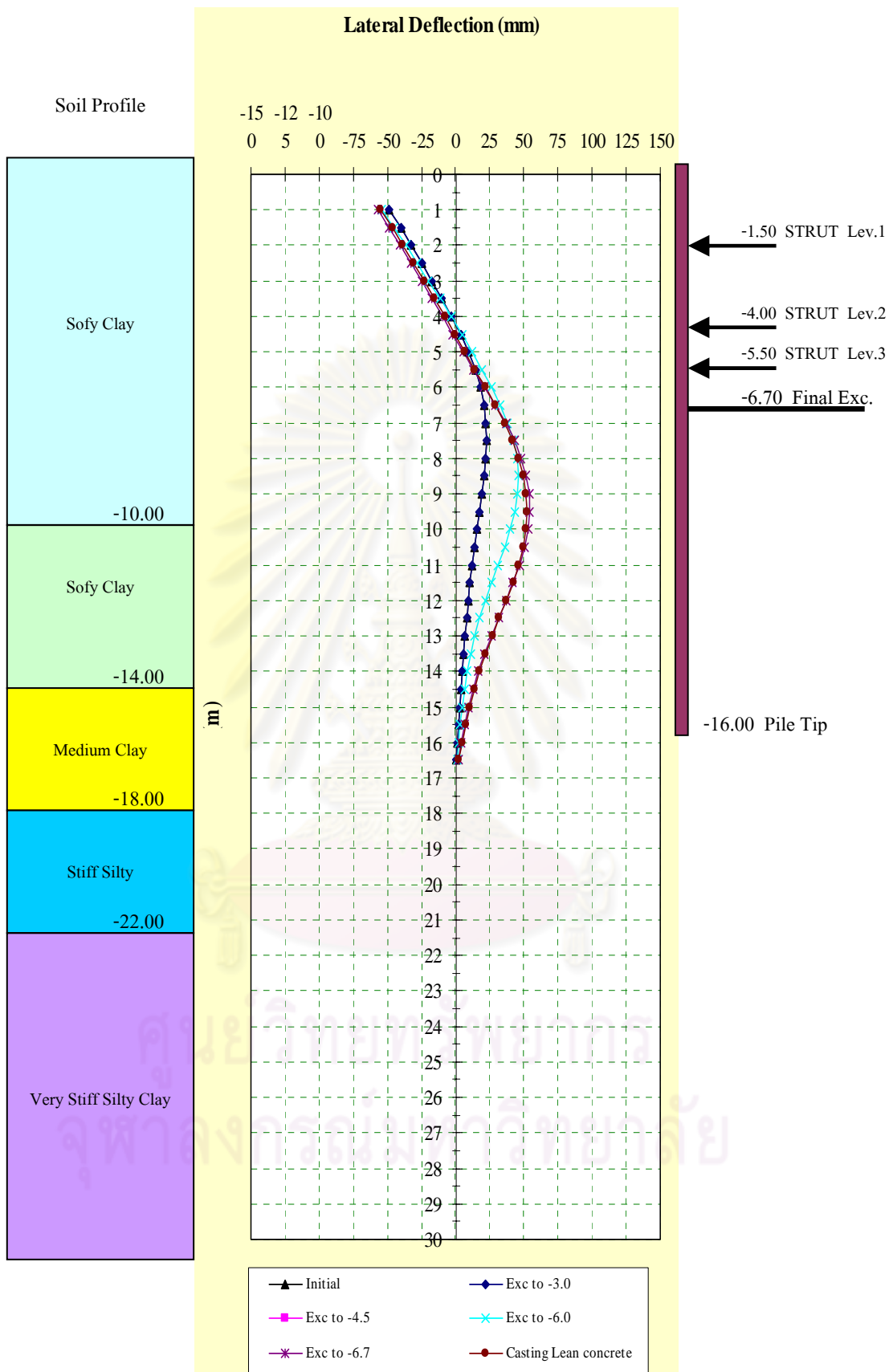
งานชุดเพื่อทำการก่อสร้างอาคารส่วนฐานรากและชั้นใต้ดินของโครงการ MILLENNIUM RESIDENCE นี้ได้มีการทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclinometer รอบชุดจำนวน 8 ได้แก่ NO.1 ,NO.2 ,NO.3 ,NO.4 ,NO.5 ,NO.6 ,NO.7 และ NO.8 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ Inclinometer แสดงในรูปที่ 3.41 และค่าการเคลื่อนตัวของแต่ละเครื่องดังรูปที่ 3.42 ถึง 3.47 โดยที่ IN-01 และ IN-06 นั้นจะแสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพงกันดินชนิด Pile Wall ในส่วน IN-02, IN-03, IN-04 และ IN-08 นั้นจะแสดงผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินหลังกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพีค



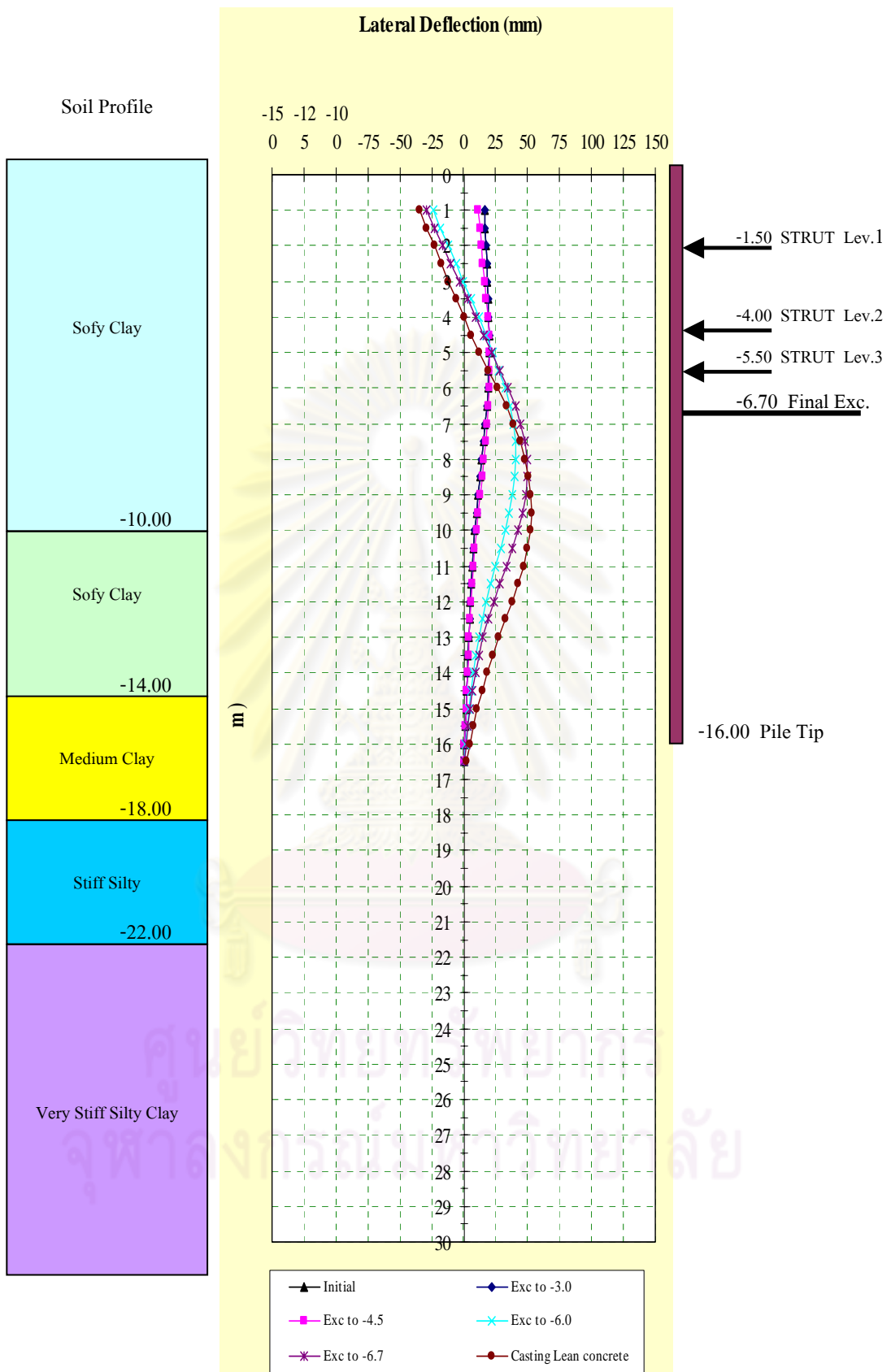
รูปที่ 3.41 แปลนแสดงตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือ Inclinometer



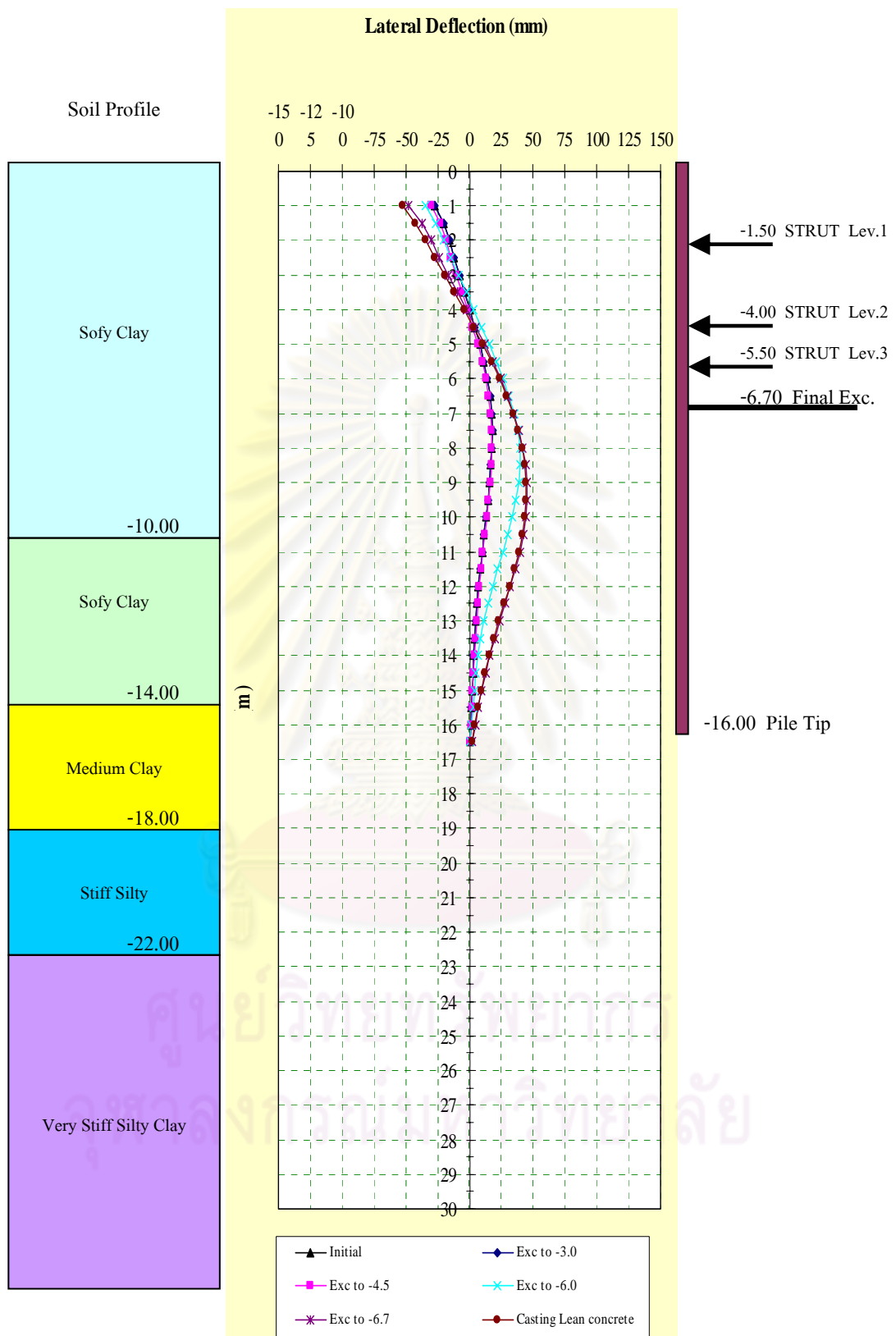
รูปที่ 3.42 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall โดย Inclinometer หมายเลข NO.1 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



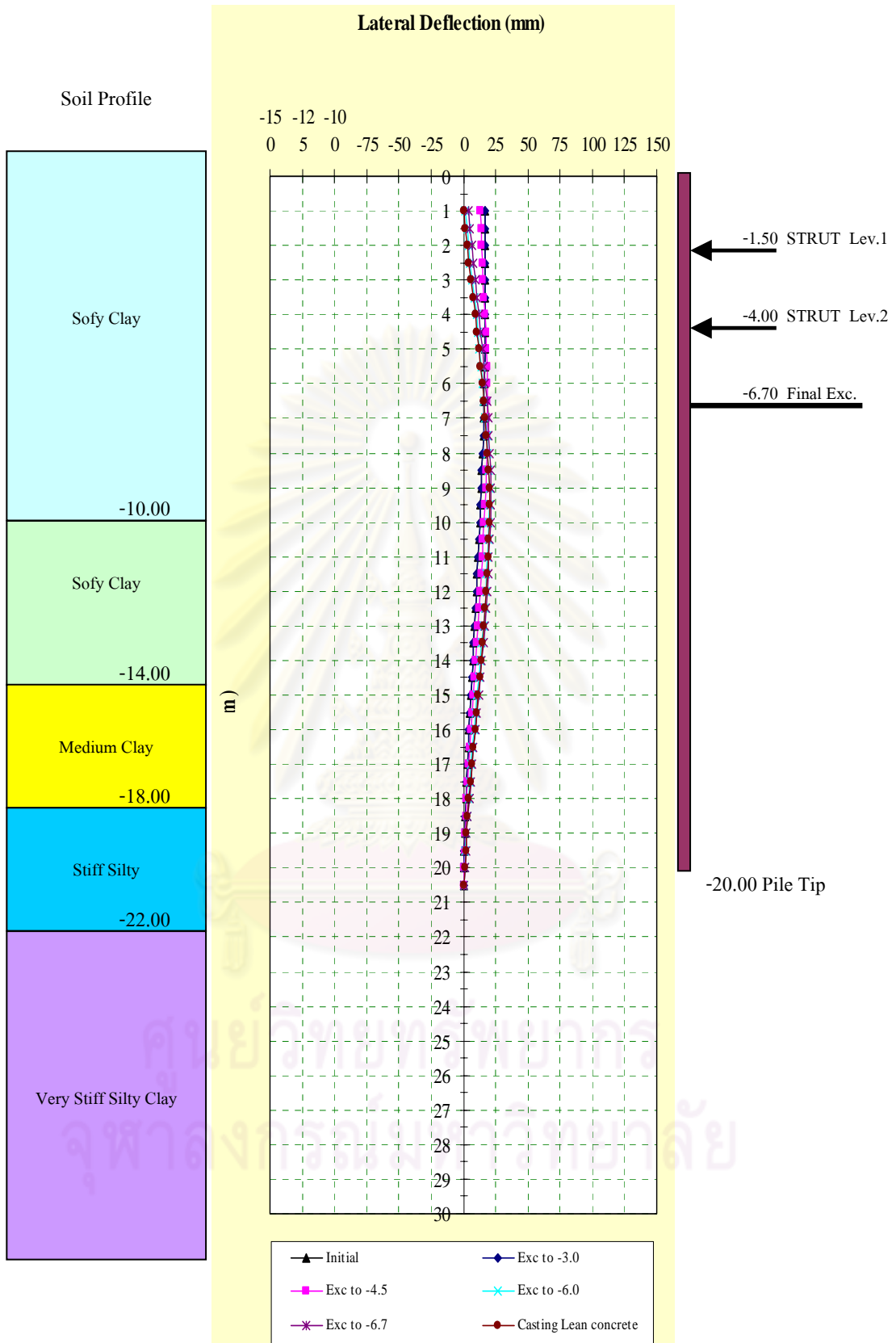
รูปที่ 3.43 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย Inclinometer หมายเลข NO.2 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



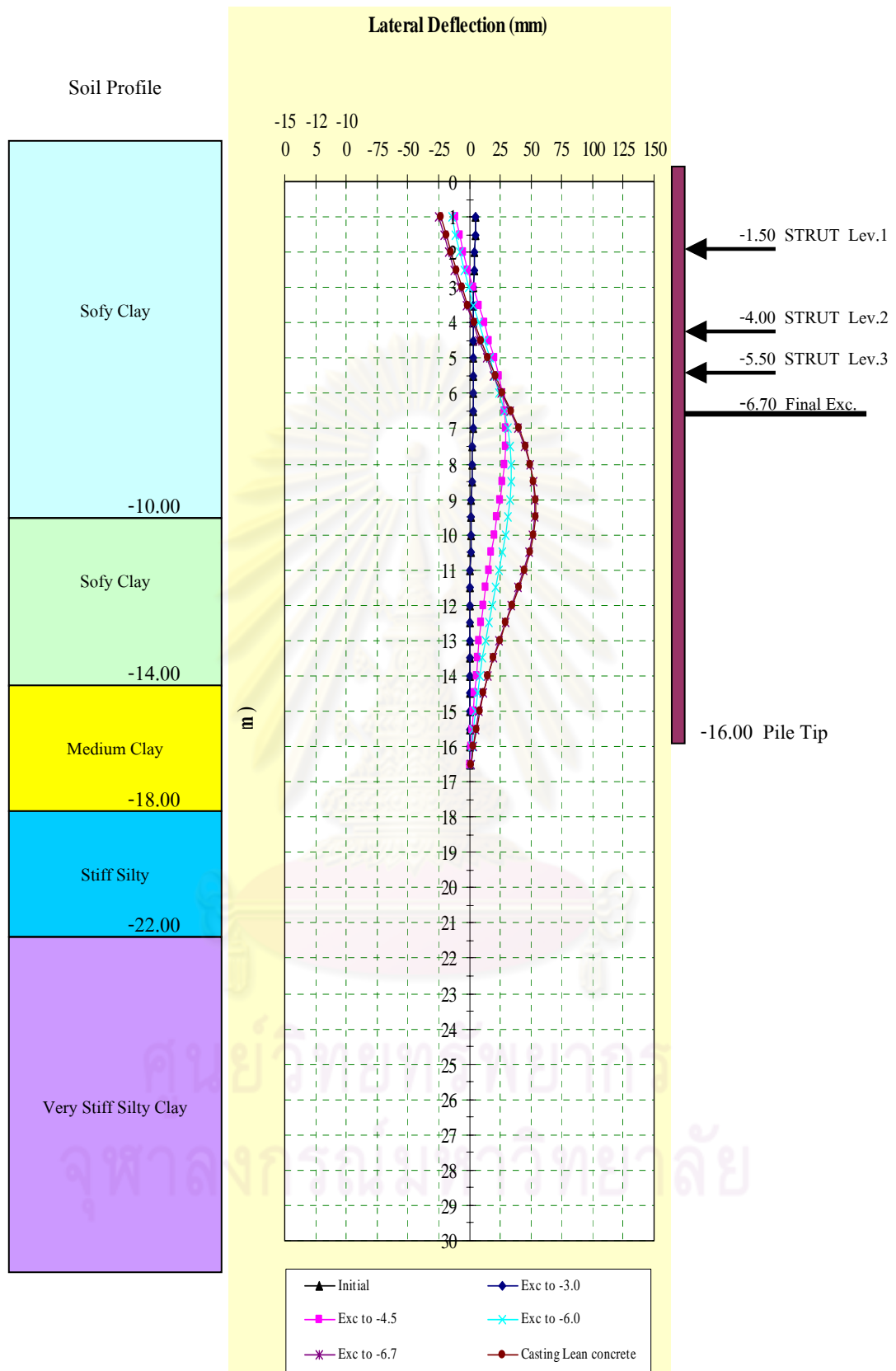
รูปที่ 3.44 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย  
Inclinometer หมายเลข NO.3โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



รูปที่ 3.45 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพีค โดย  
Inclinometer หมายเลข NO.4 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



รูปที่ 3.46 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall โดย  
Inclinometer หมายเลข NO.6 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



รูปที่ 3.47 แสดงผลการวัดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืด โดย  
Inclinometer หมายเลข NO.8 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE

## บทที่ 4

### ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

#### 4.1 ผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element method)

การวิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS มีความจำเป็นต้องรู้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของดิน เช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน, ค่าโมดูลัสของดิน และค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้นั้นต้องหามาจากวิธีการทดสอบต่างๆ พร้อมทั้งมีความสอดคล้องเหมาะสมกับการออกแบบของงานก่อสร้างแต่ละชนิดและเฉพาะบริเวณที่ทำการก่อสร้าง โดยค่าพารามิเตอร์ของดินสามารถหาได้จากวิธีการทดสอบต่างๆ ดังที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 2

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดโคอะเฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างอาคารนั้น จะใช้วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม ชื่อ PLAXIS ( Brinkgreve and Brand , 1996 ) มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งในการวิเคราะห์จะกำหนดลักษณะของปัญหาโดยมีสมมุติฐานว่าเป็นลักษณะ 2 มิติ (Plane Strain) และอาศัยแบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb Soil Modeling สำหรับใช้ในการจำลองมวลดิน โดยที่มีการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างและลักษณะเฉพาะของพื้นที่รอบข้างเพื่อให้มีความสอดคล้องเหมาะสมกับสภาพปัญหาจริงในการก่อสร้าง

สำหรับการวิเคราะห์ของดินจะใช้วิธีการวิเคราะห์ 2 แบบ คือ การวิเคราะห์สำหรับดินเหนียวจะใช้การวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะอยู่ในรูปแบบของหน่วยแรงรวมพร้อมทั้งจะอาศัยหลักการ  $\phi = 0$  มาร่วมในการวิเคราะห์ และการวิเคราะห์สำหรับดินเม็ดหยาบจะใช้การวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จะอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล



## 4.2 ผลการวิเคราะห์ภายในโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex

ในการก่อสร้างชั้นใต้ดิน โครงการ Asoke Complex มีความจำเป็นอย่างมากที่จะต้องควบคุมการขุดให้เหมาะสม ปลอดภัย และมีผลกระทบต่อโครงสร้างทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดิน และอาคารข้างเคียงน้อยที่สุด ดังนั้นจึงต้องมีการวิเคราะห์และออกแบบเพื่อที่จะกำหนดเกณฑ์เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์กับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนามเพื่อที่จะใช้ในการดำเนินงานก่อสร้างต่อไปได้อย่างปลอดภัย

### 4.2.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินบริเวณก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไคอะแฟรมวอลล์และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างอาคาร Asoke Complex โดยใช้โปรแกรม PLAXIS นั้น จำเป็นต้องมีการกำหนดค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดินรวมทั้งค่าพารามิเตอร์ของดินเพื่อนำผลที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS มาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดในงานก่อสร้างจริงโดยที่ค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดิน ค่าพารามิเตอร์ของดินแสดงอยู่ในตารางที่ 4.1

โดยค่าของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนได้มาจากกำลังรับแรงเฉือนจาก Field Vane Test ที่มีการปรับแก้ ( $S_u = \mu S_{u(FV)}$ ) สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยวีระนันท์ (2526) และสำหรับค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยธีระพันธ์ (2545)

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex

| Depth below Ground Surface (m) | Soil Description      | $\gamma_t$ ( $t/m^3$ ) | $W_n$ (%) | N (blow/ft) | $\phi$ ( $^\circ$ ) | $\nu$ (-) | E ( $t/m^2$ ) | $S_u$ ( $t/m^2$ ) | E/Su | $E'/N_{60}$ |
|--------------------------------|-----------------------|------------------------|-----------|-------------|---------------------|-----------|---------------|-------------------|------|-------------|
| 0.00-10.50                     | Soft CLAY             | 1.600                  | 45-75     | -           | 0                   | 0.49      | 700           | 1.4               | 500  | -           |
| 10.50-15.00                    | Soft to Medium CLAY   | 1.600                  | 30-50     | -           | 0                   | 0.49      | 1500          | 3.0               | 500  | -           |
| 15.00-18.00                    | Stiff silty CLAY      | 1.900                  | 20-30     | 7           | 0                   | 0.49      | 4600          | 4.6               | 1000 | -           |
| 18.00-21.00                    | Very stiff silty CLAY | 2.000                  | -         | 15          | 0                   | 0.49      | 10000         | 10.0              | 1000 | -           |
| 21.00-21.50                    | Clayey SAND           | 2.000                  | -         | 24          | 33                  | 0.30      | 4800          | -                 | -    | 2000        |
| 21.50-40.00                    | Hard silty CLAY       | 2.000                  | -         | 30          | 0                   | 0.30      | 6000          | 25.0              | -    | 2000        |

| Structural Member | $f_c'$<br>ksc | E<br>(t/m <sup>2</sup> ) | I<br>(m <sup>4</sup> /m) | A<br>(m <sup>2</sup> /m) | EI<br>t-m <sup>2</sup> /m | EA<br>(t/m)         |
|-------------------|---------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------|
| Diaphragm Wall    | 280           | $2.63 \times 10^7$       | $4.267 \times 10^{-2}$   | 0.8                      | $1.086 \times 10^5$       | $2.036 \times 10^6$ |
| Lean Concrete     | 150           | $1.862 \times 10^7$      | $6.667 \times 10^{-4}$   | 0.2                      | $1.24 \times 10^3$        | $3.72 \times 10^5$  |

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์

| Structural Member | Structure    | $f_y$<br>ksc | E<br>(t/m <sup>2</sup> ) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | EI<br>(t-m <sup>2</sup> ) | EA<br>(t)         |
|-------------------|--------------|--------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-------------------|
| Strut 1st         | 2-W400@6.0m. | 4000         | $2.01 \times 10^7$       | $1.332 \times 10^5$     | 437.4                   | $2.67 \times 10^4$        | $8.8 \times 10^5$ |
| Strut 2nd         | 2-W400@6.0m. | 4000         | $2.01 \times 10^7$       | $1.332 \times 10^5$     | 437.4                   | $2.67 \times 10^4$        | $8.8 \times 10^5$ |
| Strut 3rd         | 2-W400@6.0m. | 4000         | $2.01 \times 10^7$       | $1.332 \times 10^5$     | 437.4                   | $2.67 \times 10^4$        | $8.8 \times 10^5$ |

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างค้ำยันสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex ที่ใช้ในการวิเคราะห์

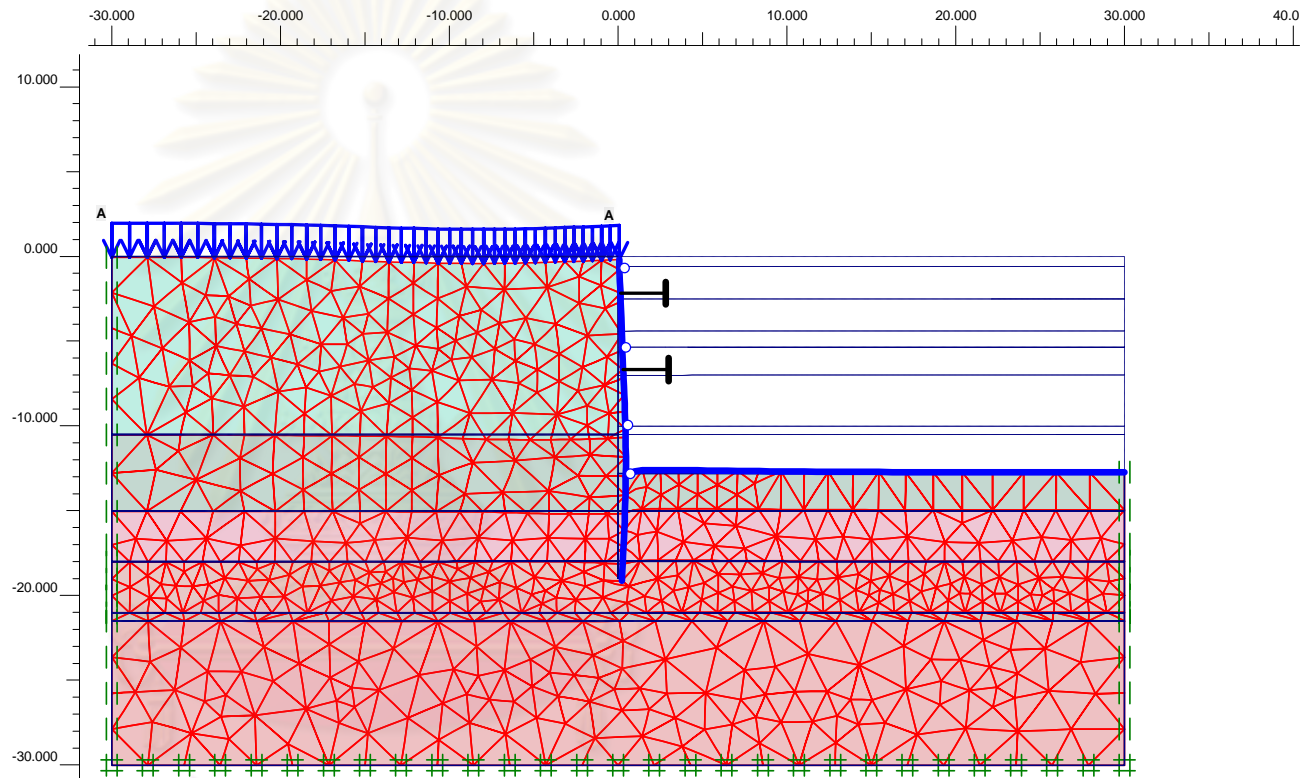
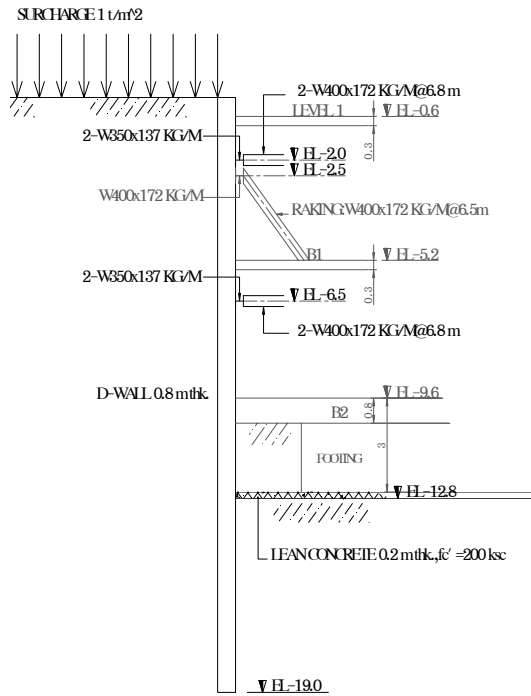
#### 4.2.2 ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนาม

การประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟมวอลล์และดินบริเวณรอบสถานที่ก่อสร้างอาคารใต้ดินวิเคราะห์โดยวิธี FEM โดยได้ทำการแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 4 แบบโดยแบ่งการวิเคราะห์ตามสภาพบริเวณสถานที่ก่อสร้างซึ่งบริเวณที่ 1 นั้นจะเป็นการแสดงลักษณะของรายละเอียดการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.1 คือ จะเป็นบริเวณที่มีกำแพงไคอะแฟมวอลล์ลึก -19.0 เมตร จุดดินลึก -12.8 เมตร และค้ำยัน 2 ชั้น บริเวณที่ 2 นั้นจะเป็นการแสดงลักษณะของรายละเอียดการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.2 คือ จะเป็นบริเวณที่มีกำแพงไคอะแฟมวอลล์ลึก -20.0 เมตร จุดดินลึก -15.9 เมตร และค้ำยัน 3 ชั้น บริเวณที่ 3 นั้นจะเป็นการแสดงลักษณะของรายละเอียดการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.3 คือ จะเป็นบริเวณที่มีกำแพงไคอะแฟมวอลล์ลึก -19.0 เมตร จุดดินลึก -15.9 เมตร และค้ำยัน 3 ชั้น และบริเวณที่ 4 นั้นจะเป็นการแสดงลักษณะของรายละเอียดการวิเคราะห์ในรูปที่ 4.4 คือ จะเป็นบริเวณที่เป็นส่วนของสถานี ขึ้น-ลง รถไฟฟ้าใต้ดิน ที่มีกำแพงไคอะแฟมวอลล์ลึก -19.0 เมตร มีการจุดดินลึก -12.8 เมตร และค้ำยัน 2 ชั้น โดยในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างจะได้ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนามดังนี้

|   |   |         |        |        |        |        |        |        |
|---|---|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Inclinometer ที่ใช้<br>อ้างอิง              | = | IN-07   | IN-08  | IN-09  | IN-10  | IN-11  | IN-12  |        |
| แบบจำลอง                                    | = | 1       | 2      | 3      | 1      | 1      | 1      |        |
| ความลึกของ D-Wall                           | = | -19.00  | -20.00 | -19.00 | -19.00 | -19.00 | -19.00 |        |
| ระดับการค้ำยัน<br>ค่าระดับ<br>Lean Concrete | = | 2       | 3      | 3      | 2      | 2      | 2      |        |
|   | 1 | =       | -2.00  | -2.00  | -2.00  | -2.00  | -2.00  | -2.00  |
|   | 2 | =       | -6.90  | -6.90  | -6.90  | -6.90  | -6.90  | -6.90  |
|   | 3 | =       | -      | -11.00 | -11.00 | -      | -      | -      |
|   | 4 | =       | -12.70 | -15.90 | -15.90 | -12.70 | -12.70 | -12.70 |
| ระดับการขุดดิน<br>ค่าระดับ                  | = | 3       | 4      | 4      | 3      | 3      | 3      |        |
|   | 1 | =       | -2.50  | -2.50  | -2.50  | -2.50  | -2.50  | -2.50  |
|   | 2 | =       | -7.00  | -7.00  | -7.00  | -7.00  | -7.00  | -7.00  |
|   | 3 | =       | -12.80 | -12.80 | -12.80 | -12.80 | -12.80 | -12.80 |
|   | 4 | =       | -      | -15.90 | -15.90 | -      | -      | -      |
| Excavation Zone                             | = | A       | B      | B      | A      | A      | A      |        |
| ตำแหน่งการติดตั้ง<br>Inclinometer           | = | 11 - 12 | 8 - 9  | 5 - 6  | Conner | Arch   | Arch   |        |

ตารางที่ 4.4 แบบการเทียบระหว่างอุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง Inclinometer กับ  
แบบจำลองการวิเคราะห์ที่บริเวณต่างๆ

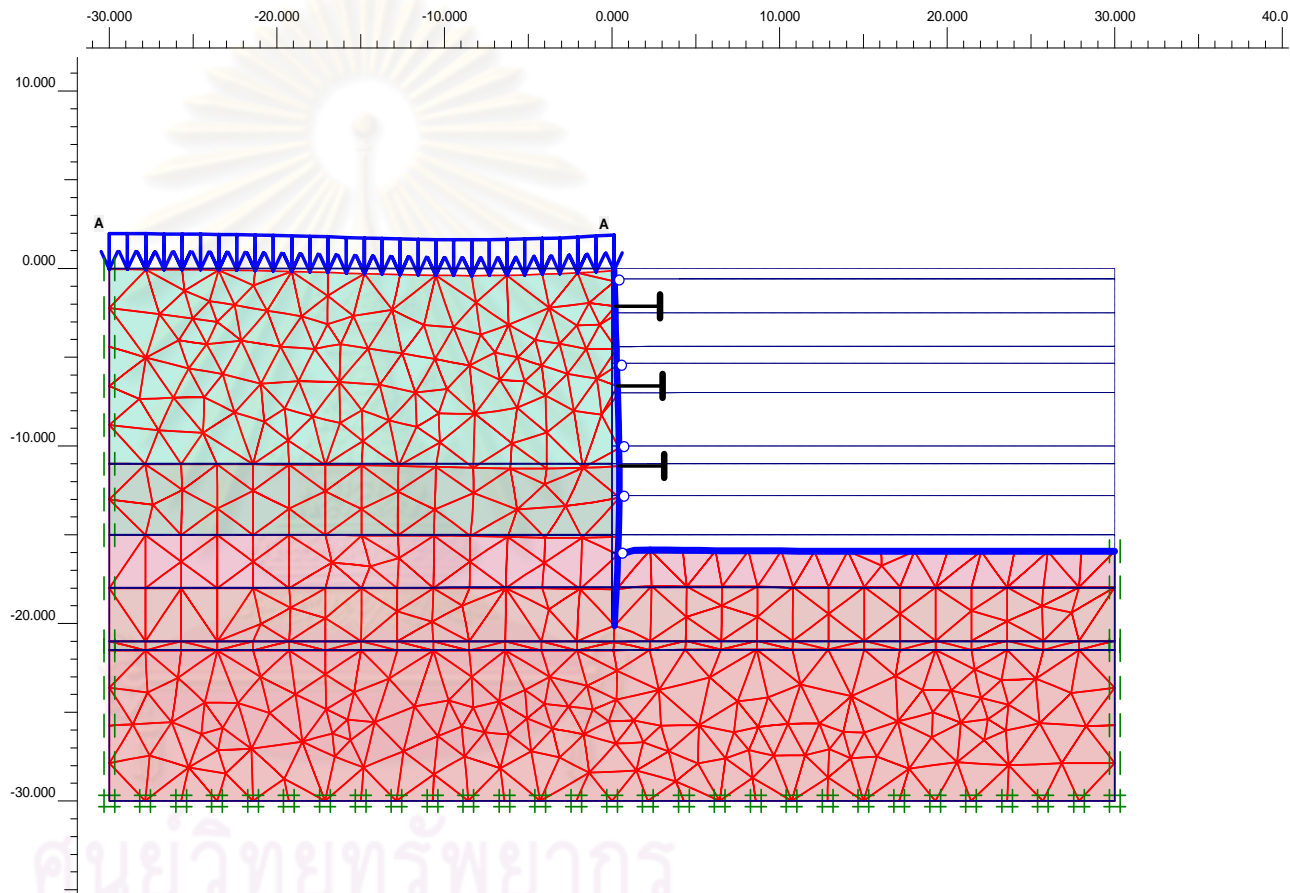
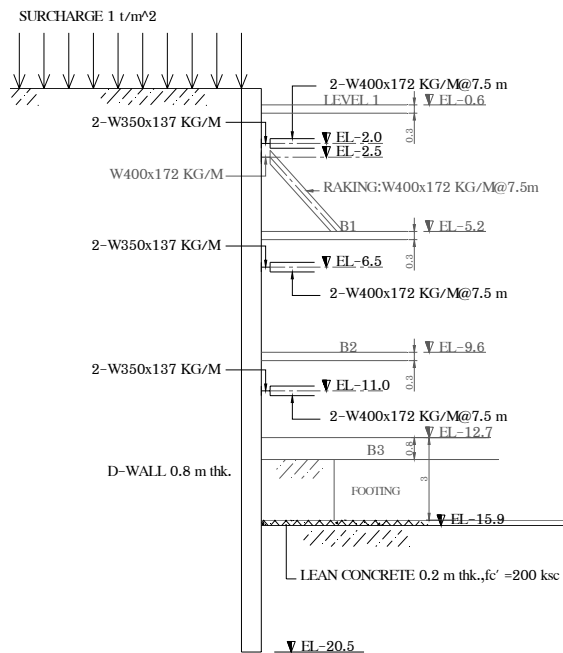
ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



Maximum lateral movement =44.96 mm.

รูปที่ 4.1 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงโคะแพร้มและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม

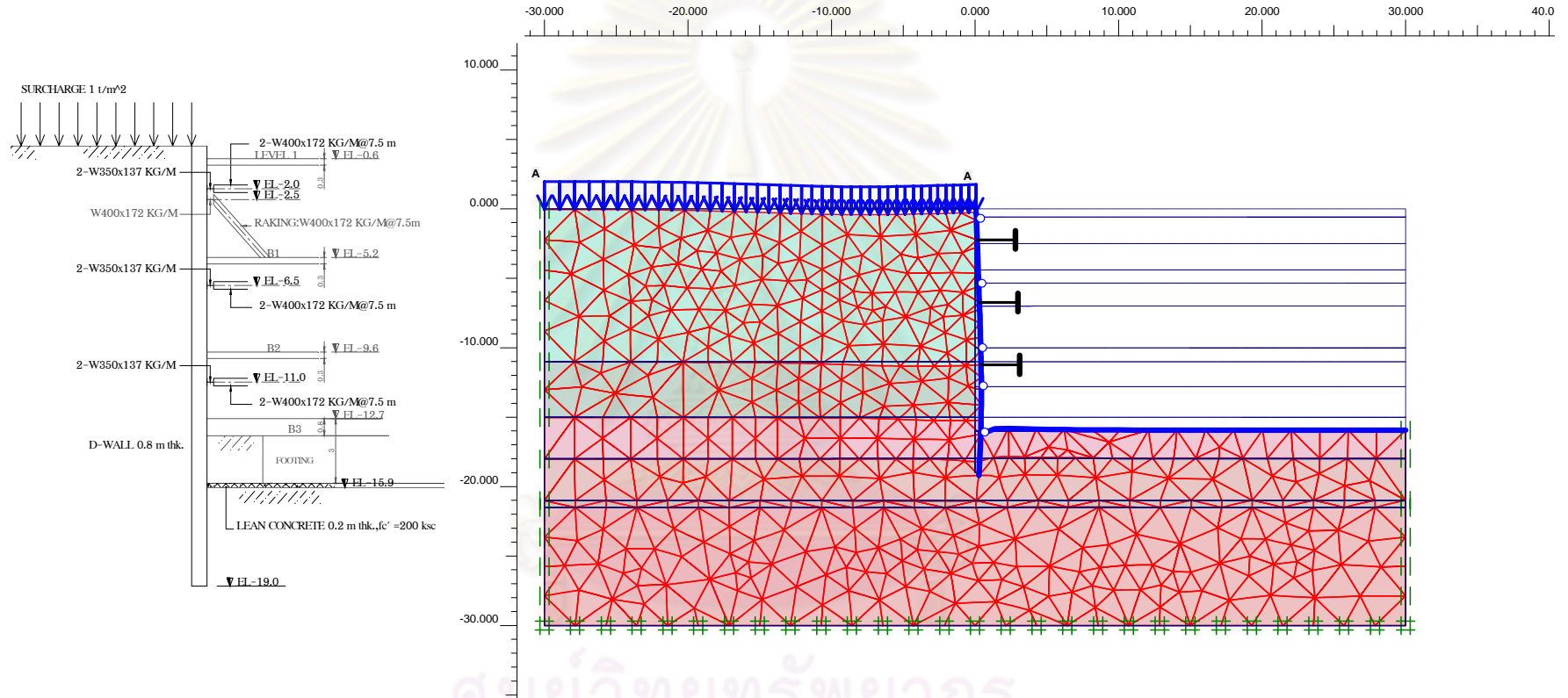
PLAXIS7.2



Maximum lateral movement=42.88 mm.

รูปที่ 4.2 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะเฟรมและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม

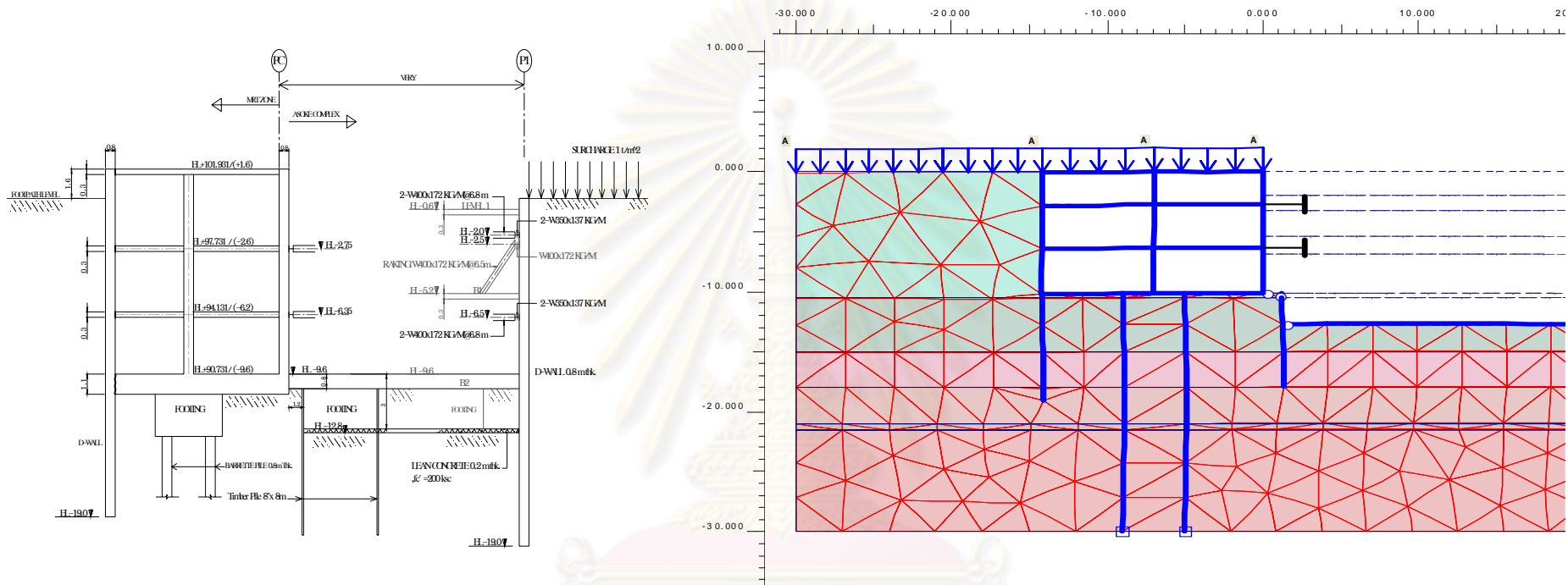
PLAXIS7.2



Maximum lateral movement=43.42 mm.

รูปที่ 4.3 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคเซเฟรมและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม

PLAXIS7.2



Maximum lateral movement=6.82 mm.

รูปที่ 4.4 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคเซแฟรมและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex โดยโปรแกรม PLAXIS7.2

#### 4.2.2.1 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม ในขณะที่ทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-07)

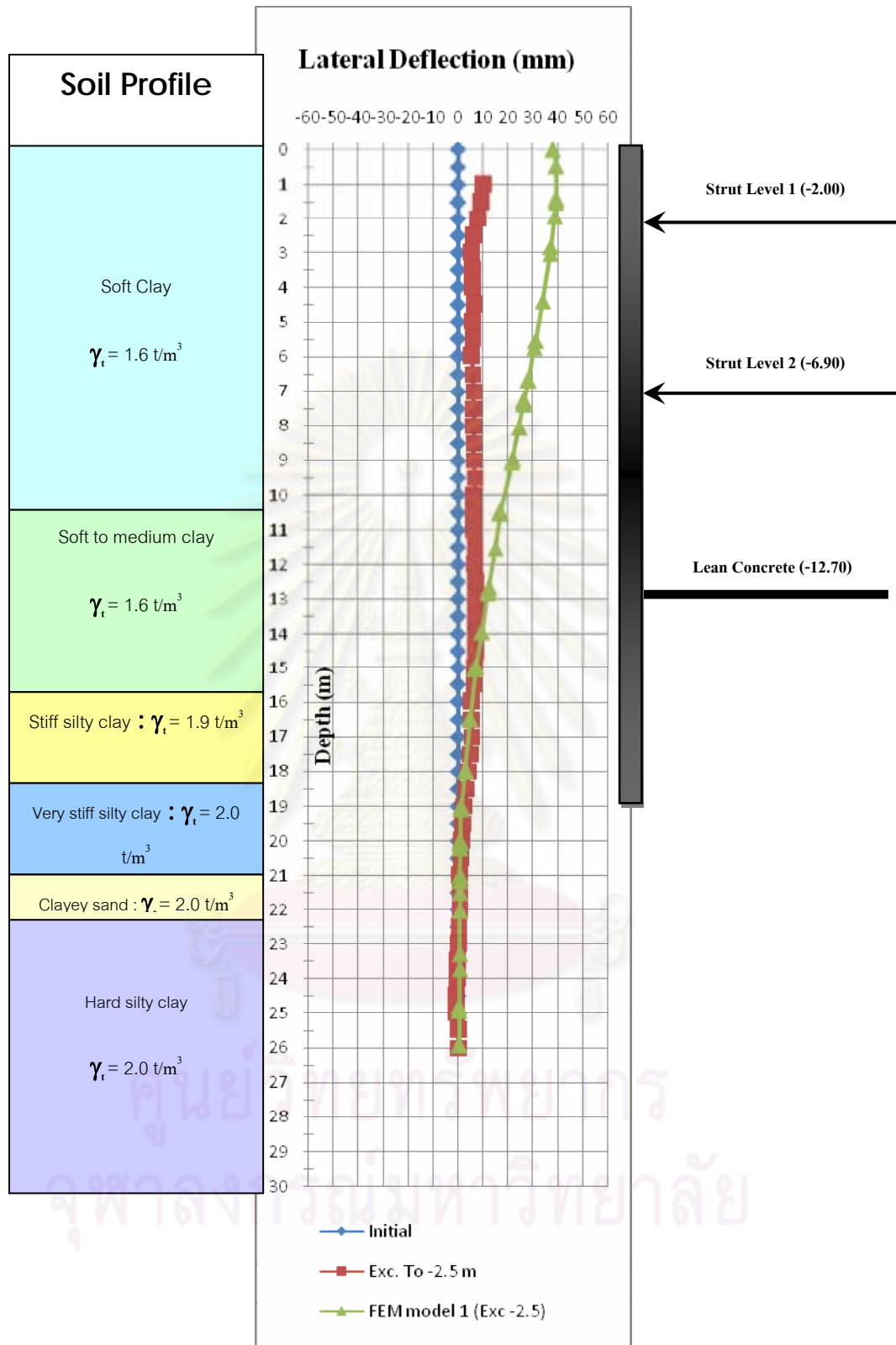
1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 10.21 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไคอะแฟรมวอลล์และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 2.16 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.24 ที่ระดับความลึกประมาณ 1.42 เมตรจากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในชั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.6 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 19.54 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 3.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 3.85 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 38.57 ที่ระดับความลึกประมาณ 8.00 เมตรจากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

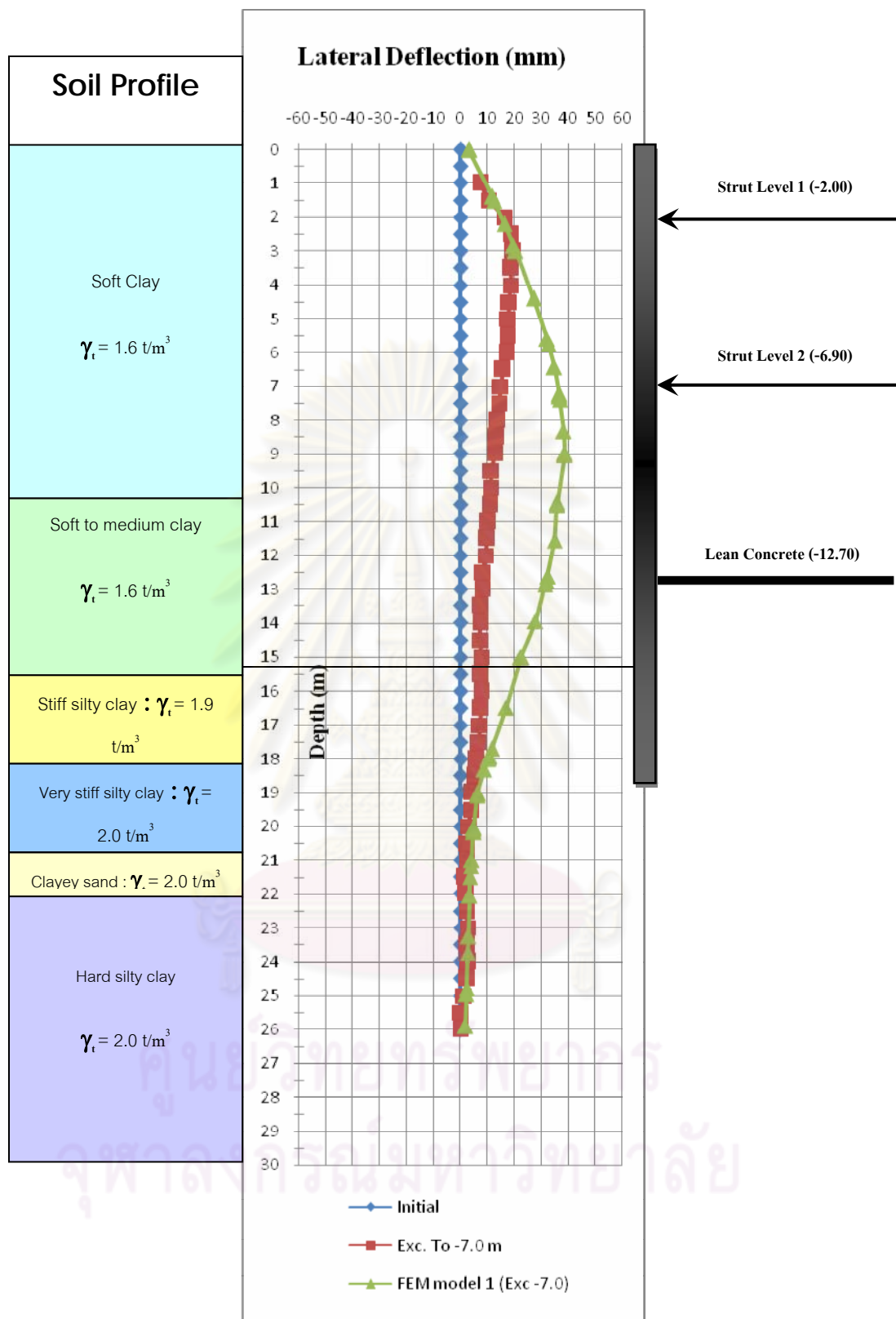
3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ในชั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.7 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 32.50 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 12.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 15.11 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.97 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 33.31 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 13.5 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 16.63 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.84 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่



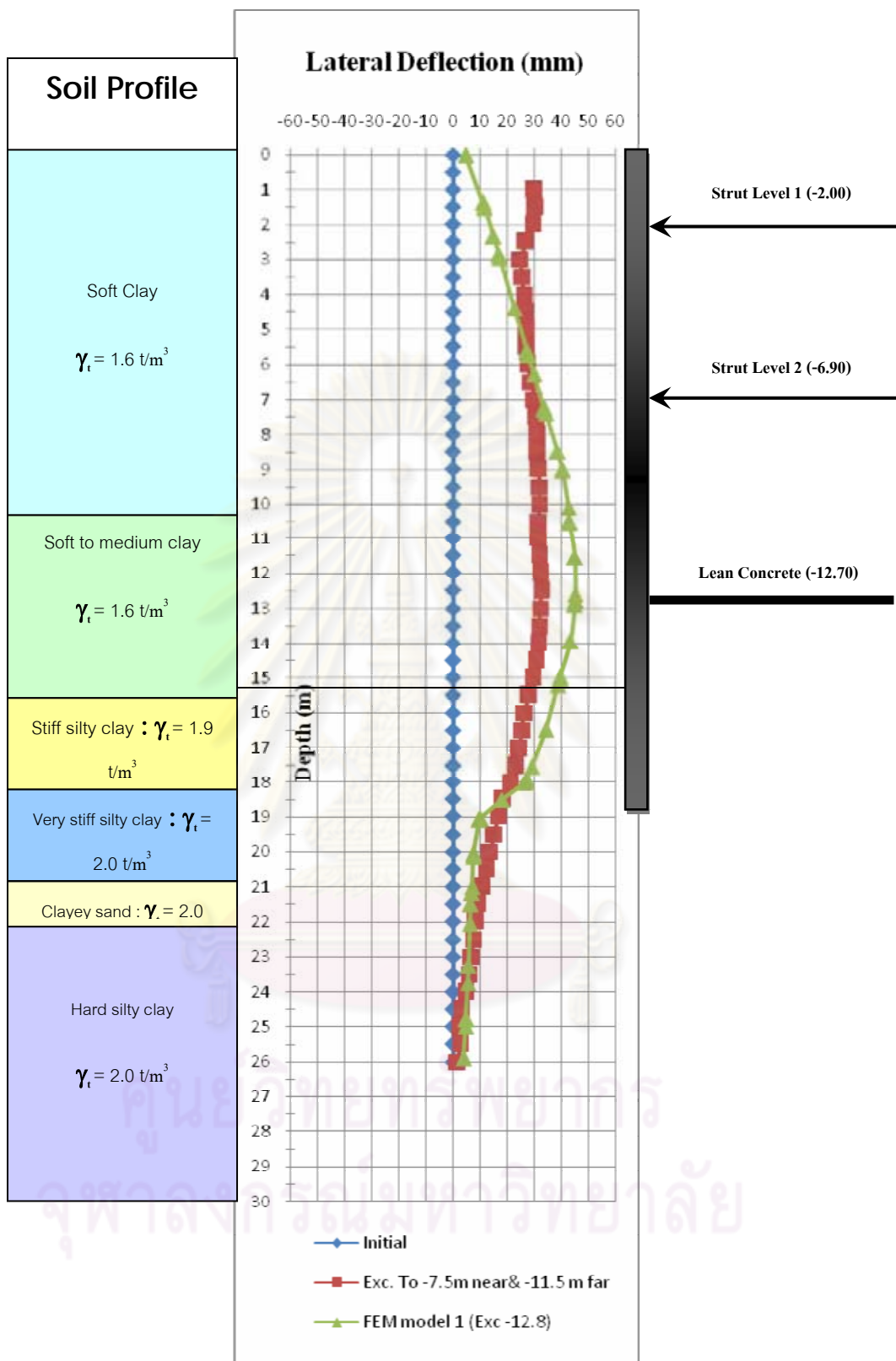


รูปที่ 4.5 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงการ Asoke Complex

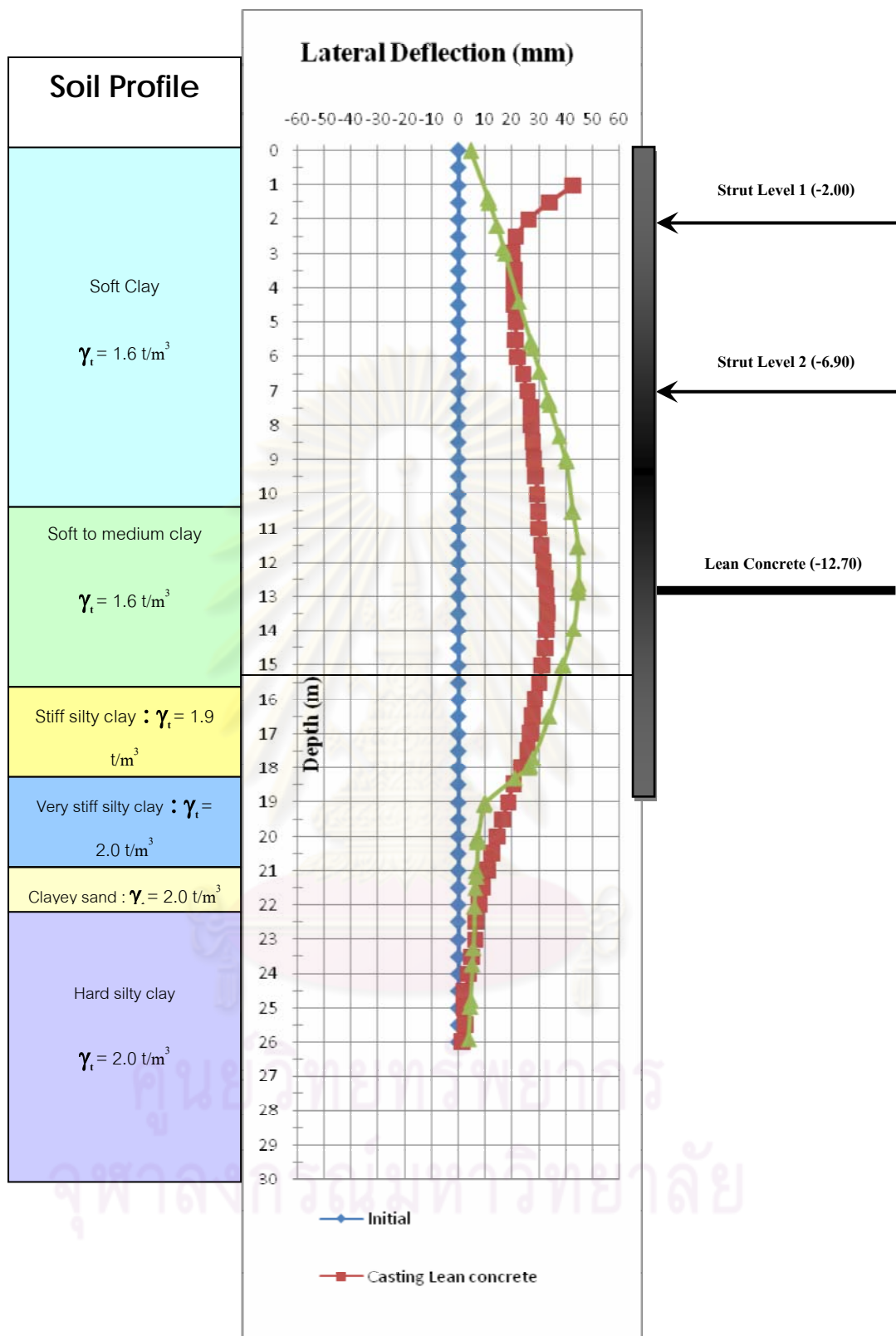


รูปที่ 4.6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.0 ที่ได้จาก

โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.7 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -11.5 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.8 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-07 โครงการ Asoke Complex

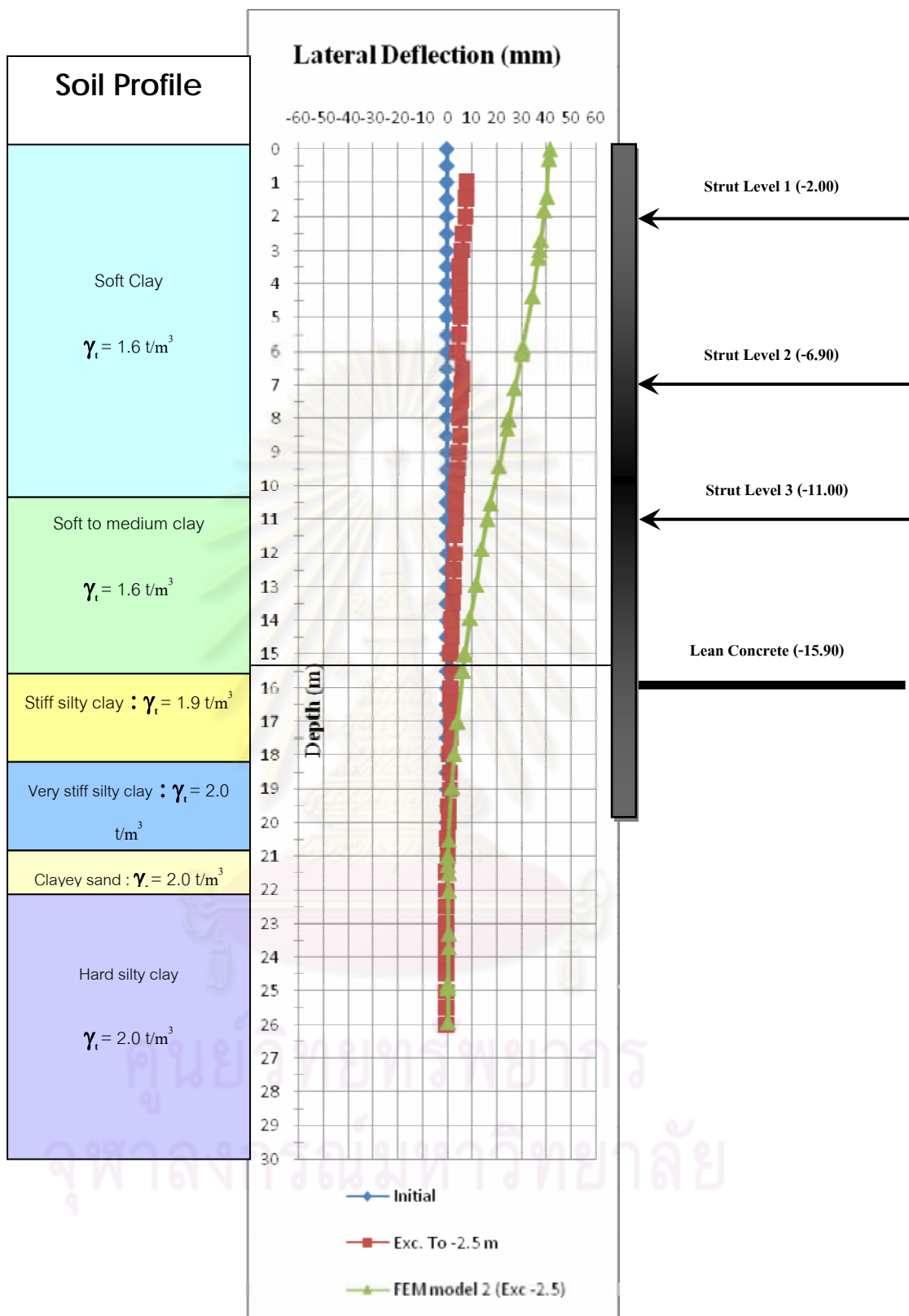
สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-07 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS นั้นจะให้ผลและลักษณะการเคลื่อนตัวที่ใกล้เคียงกันในช่วงขั้นตอนของการก่อสร้างชั้นใต้ดินที่มีการขุดดินลึก -7.00 ถึง -12.80 เมตรจากผิวดิน โดยที่จะพบว่าที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์ทั้งจากการวิเคราะห์และตรวจวัดในสนามนั้นในช่วงขั้นตอนการขุดดินลึก -7.00 ถึง -12.80 เมตรจากผิวดินนั้นจะมีการเคลื่อนที่เข้ามาทางฝั่งขุดใกล้เคียงกันจึงทำให้บริเวณนี้การเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์จะเป็นแบบ Free end และจะพบว่าค่าที่ได้จากการตรวจวัดในสนามนั้นมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS จึงทำให้ในขณะทำการก่อสร้างสามารถดำเนินการก่อสร้างต่อไปได้

#### 4.2.2.2 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรม ในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-08)

1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 7.82 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 0.41 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 41.50 ที่ระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

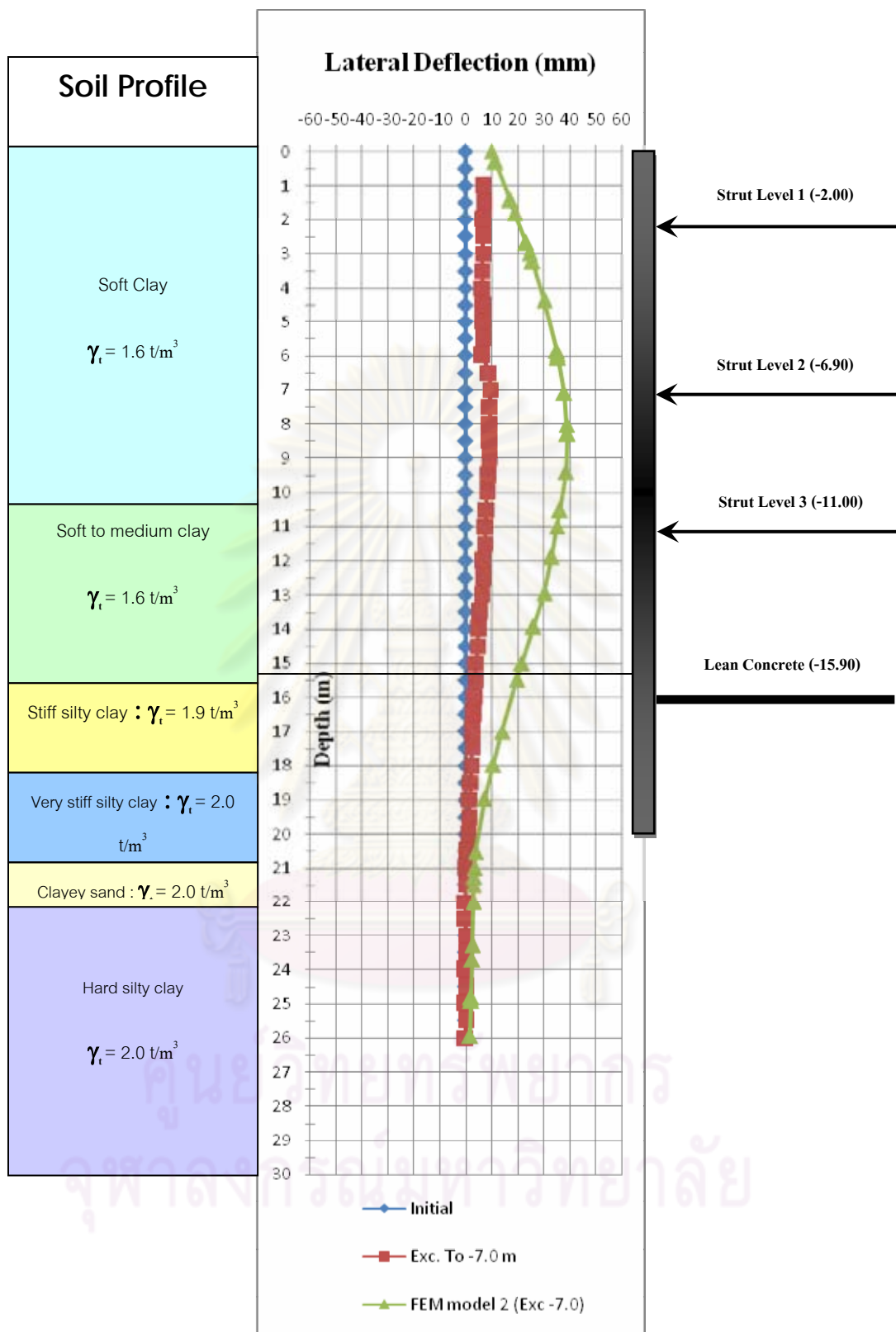
2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในชั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.10 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 9.5 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 7.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 0.63 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.01 ที่ระดับความลึกประมาณ 12.50 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในชั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.11 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 15.23 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 9.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 2.41 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 42.33 ที่ระดับความลึกประมาณ 16.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

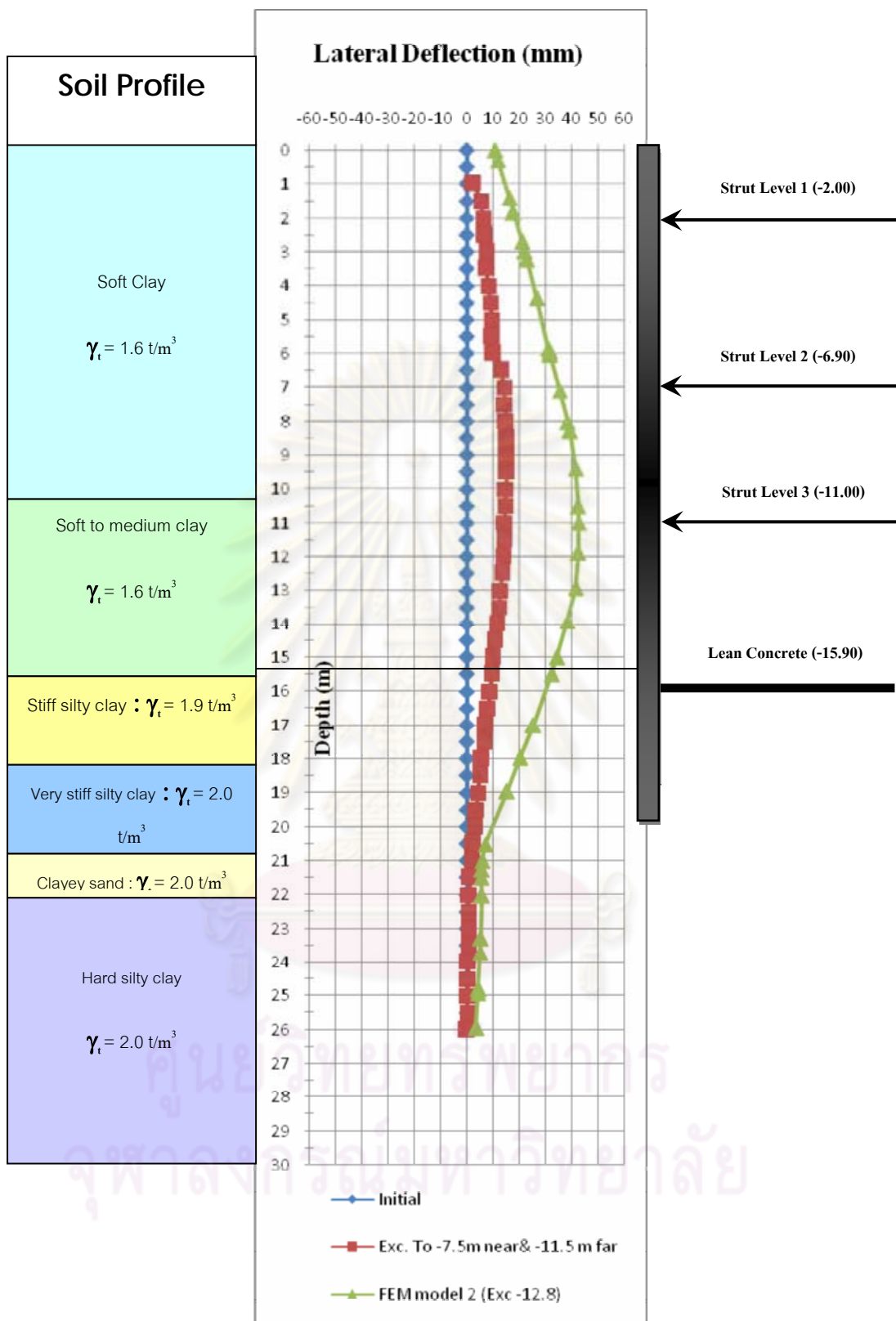


รูปที่ 4.9 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้จาก

โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงการ Asoke Complex



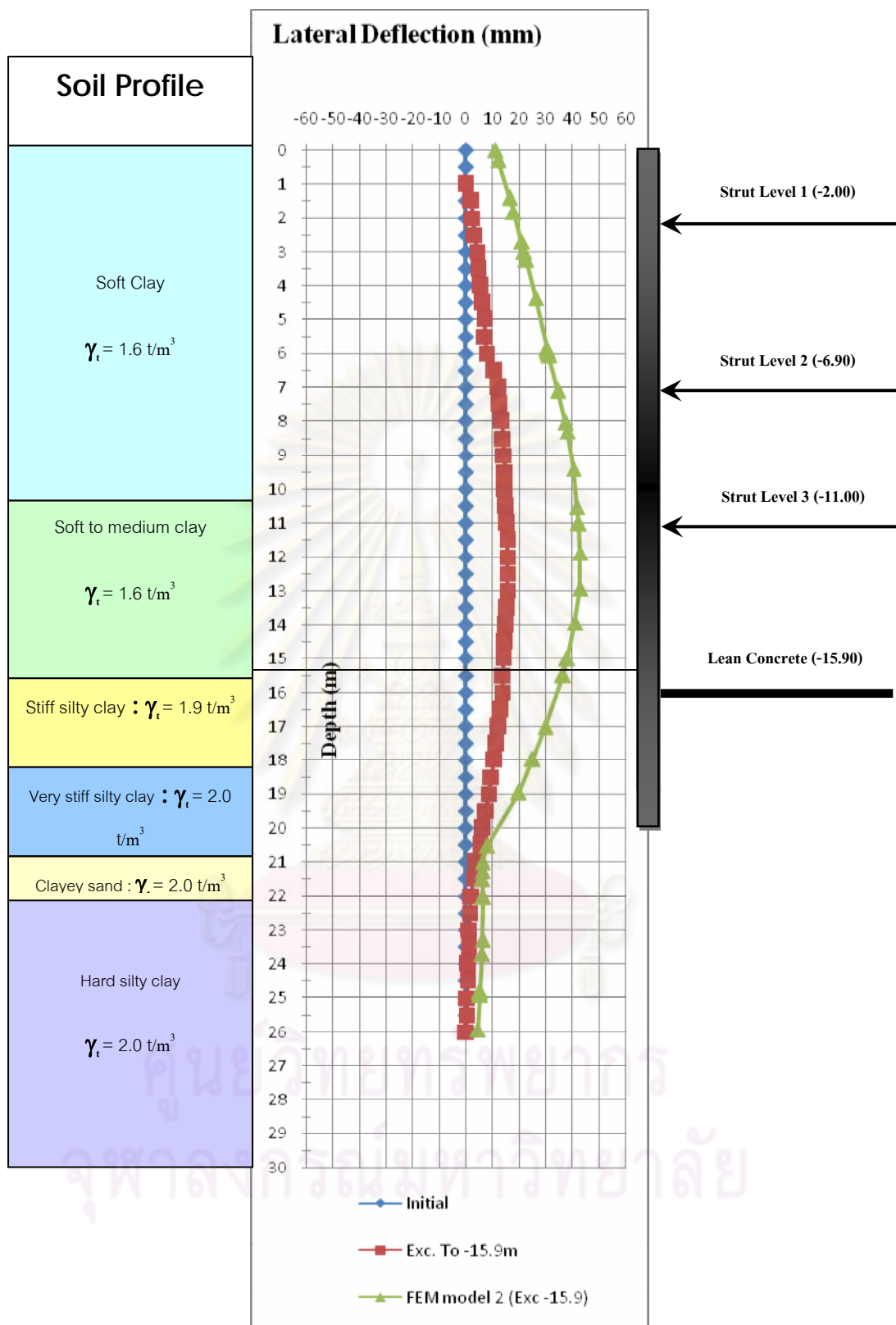
รูปที่ 4.10 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.0 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงการ Asoke Complex



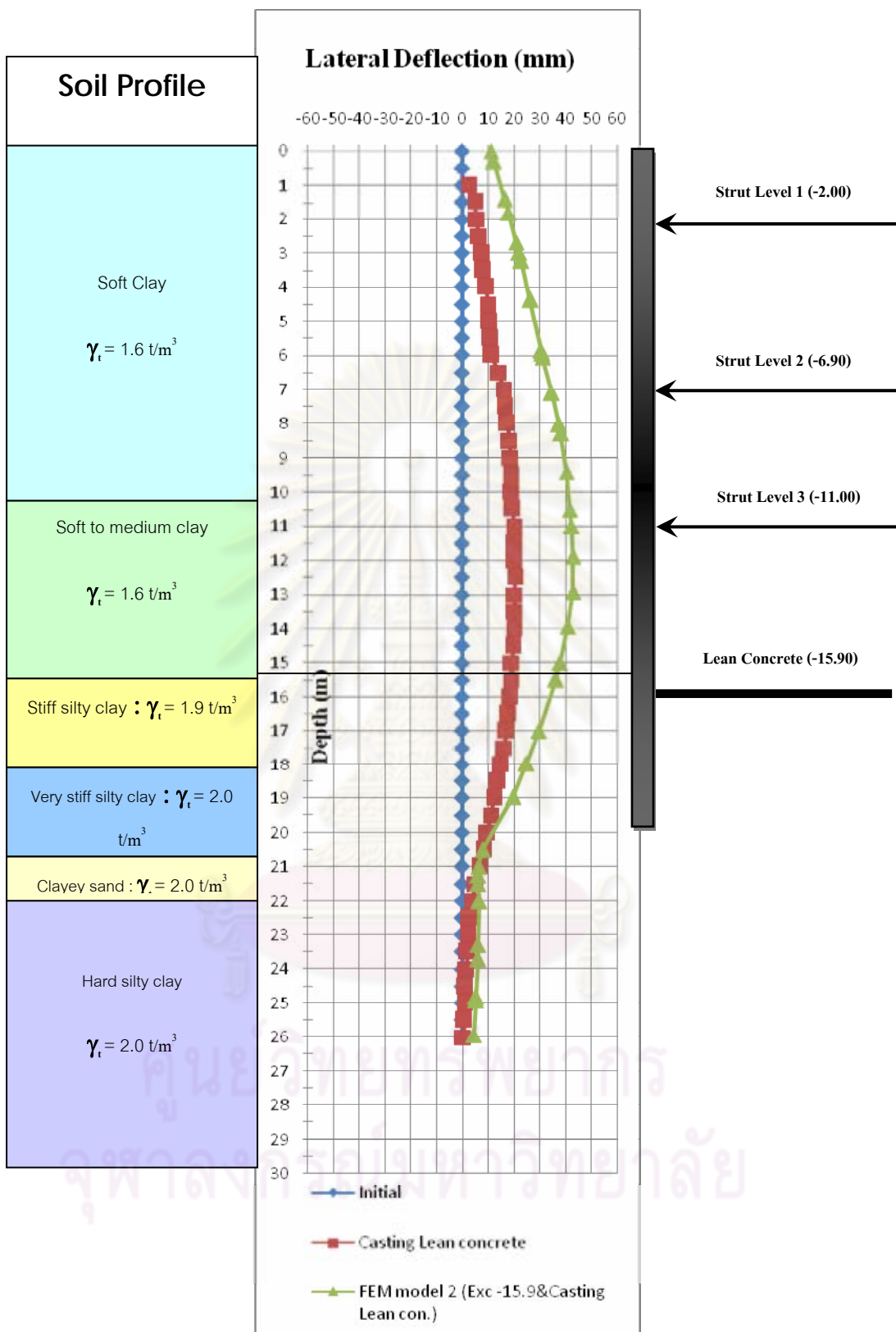
รูปที่ 4.11 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดิน -11.5 ที่ได้จาก

โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08-โครงการ Asoke Complex





รูปที่ 4.12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -15.90 ที่ได้  
จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08-โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.13 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -15.90 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-08 โครงการ Asoke Complex

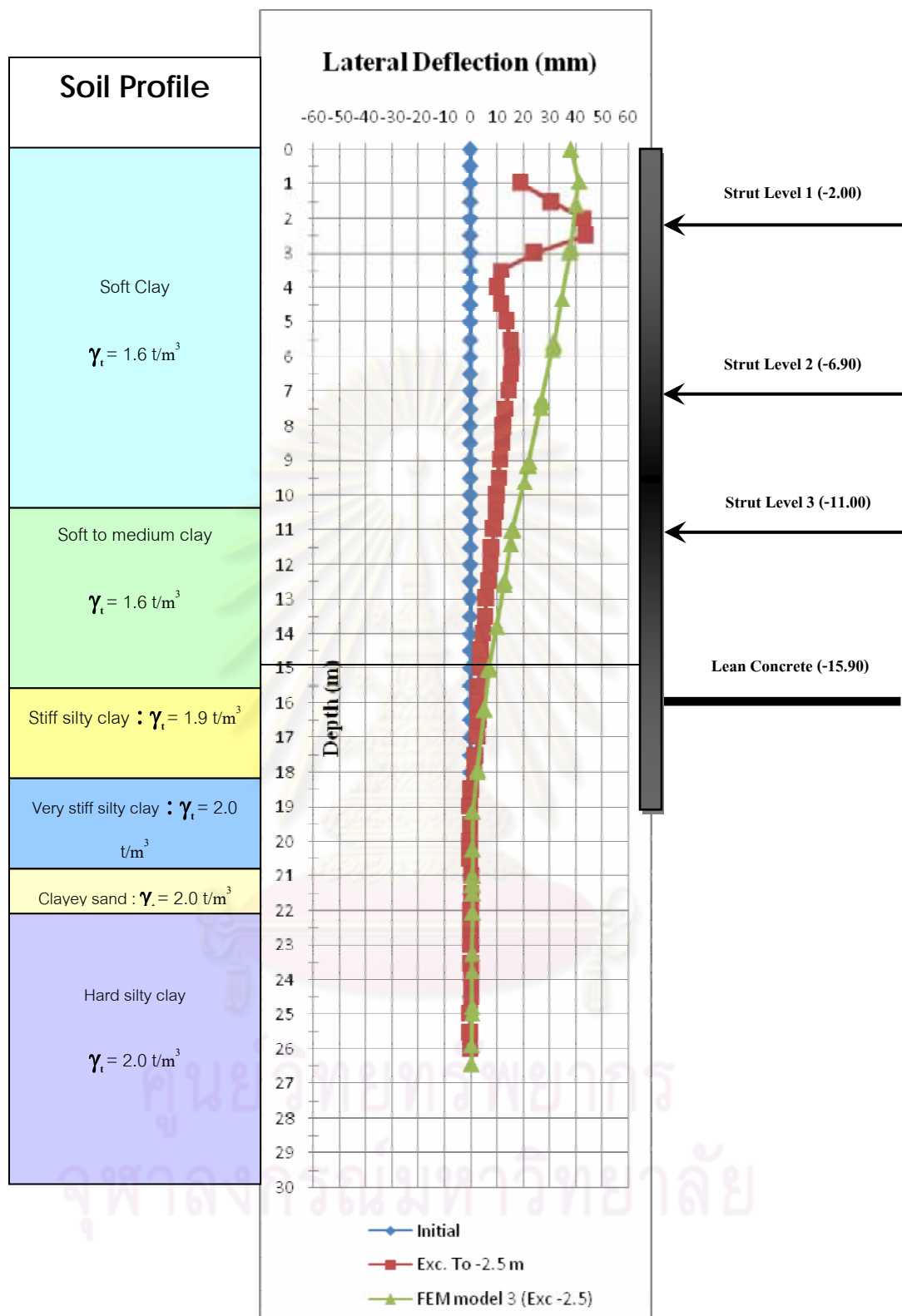
4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -15.90 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.12 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 15.72 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 12.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 5.36 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 42.88 ที่ระดับความลึกประมาณ 17.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

5) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 20.40 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 12.5 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 8.19 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 42.86 ที่ระดับความลึกประมาณ 17.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่ 4.13

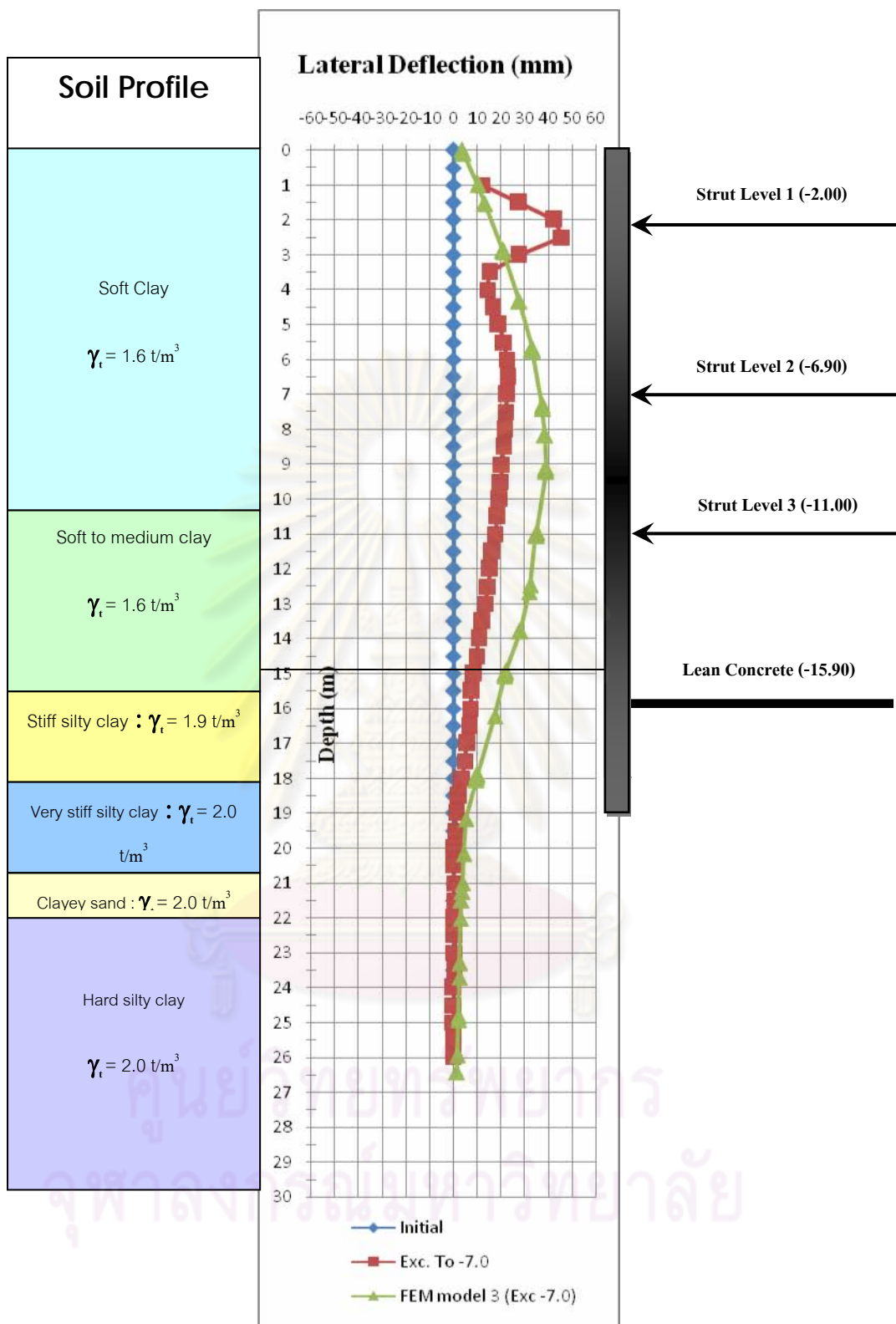
สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-08 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS จะพบว่าค่าของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-08 นั้นมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แต่จะพบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์นั้นมีแนวโน้มรูปร่างการเคลื่อนตัวที่ใกล้เคียงกัน และในช่วงการขุดจะพบว่าที่ปลายกำแพงมีการเคลื่อนที่ ซึ่งคือการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์จะเป็นแบบ free end ในบริเวณนี้

#### 4.2.2.3 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม ในขณะที่ทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-09)

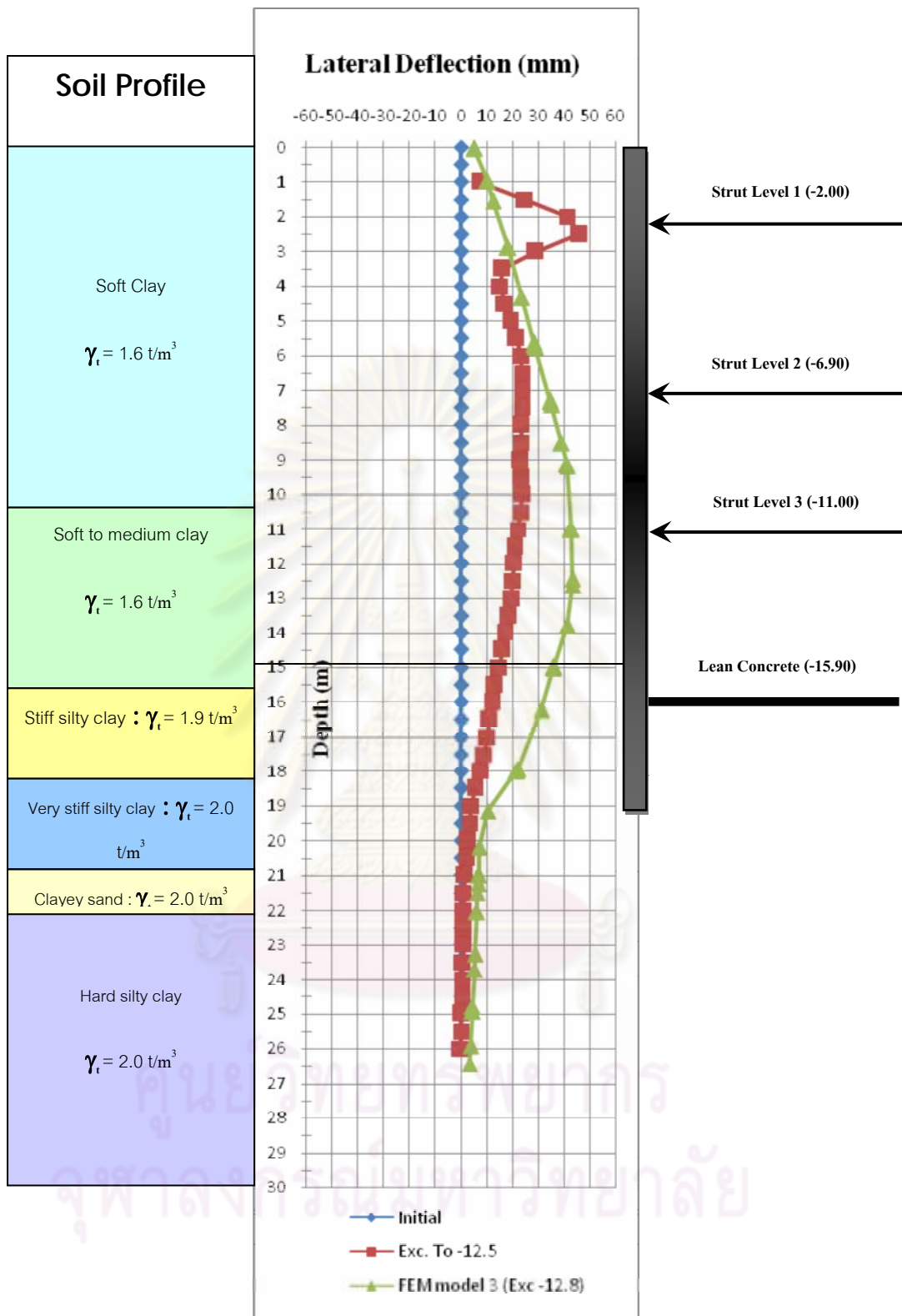
1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.14 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 18.82 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไคอะแฟรมวอลล์ โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 41.37 ที่ระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS



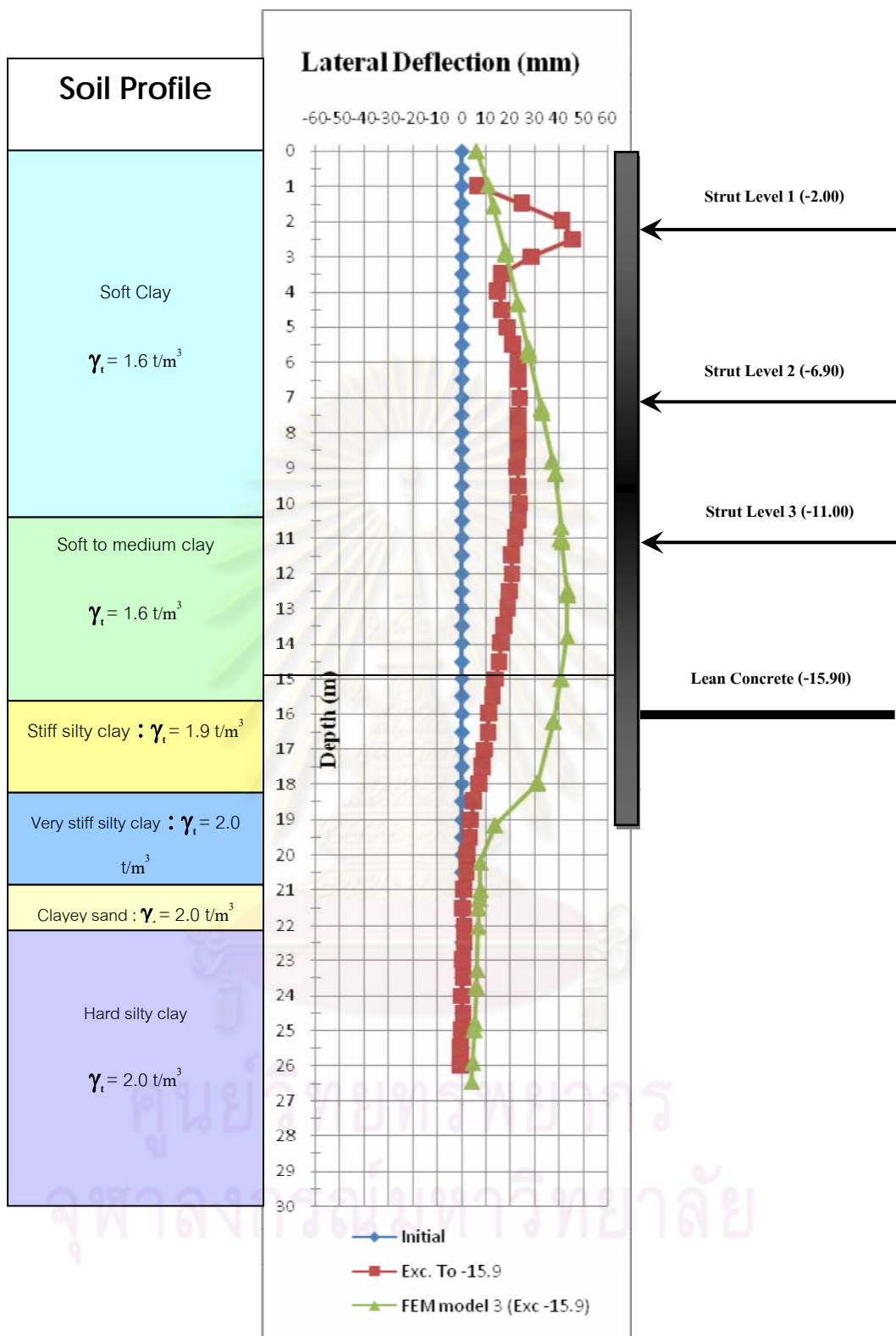
รูปที่ 4.14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก-2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.0 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09 โครงการ Asoke Complex

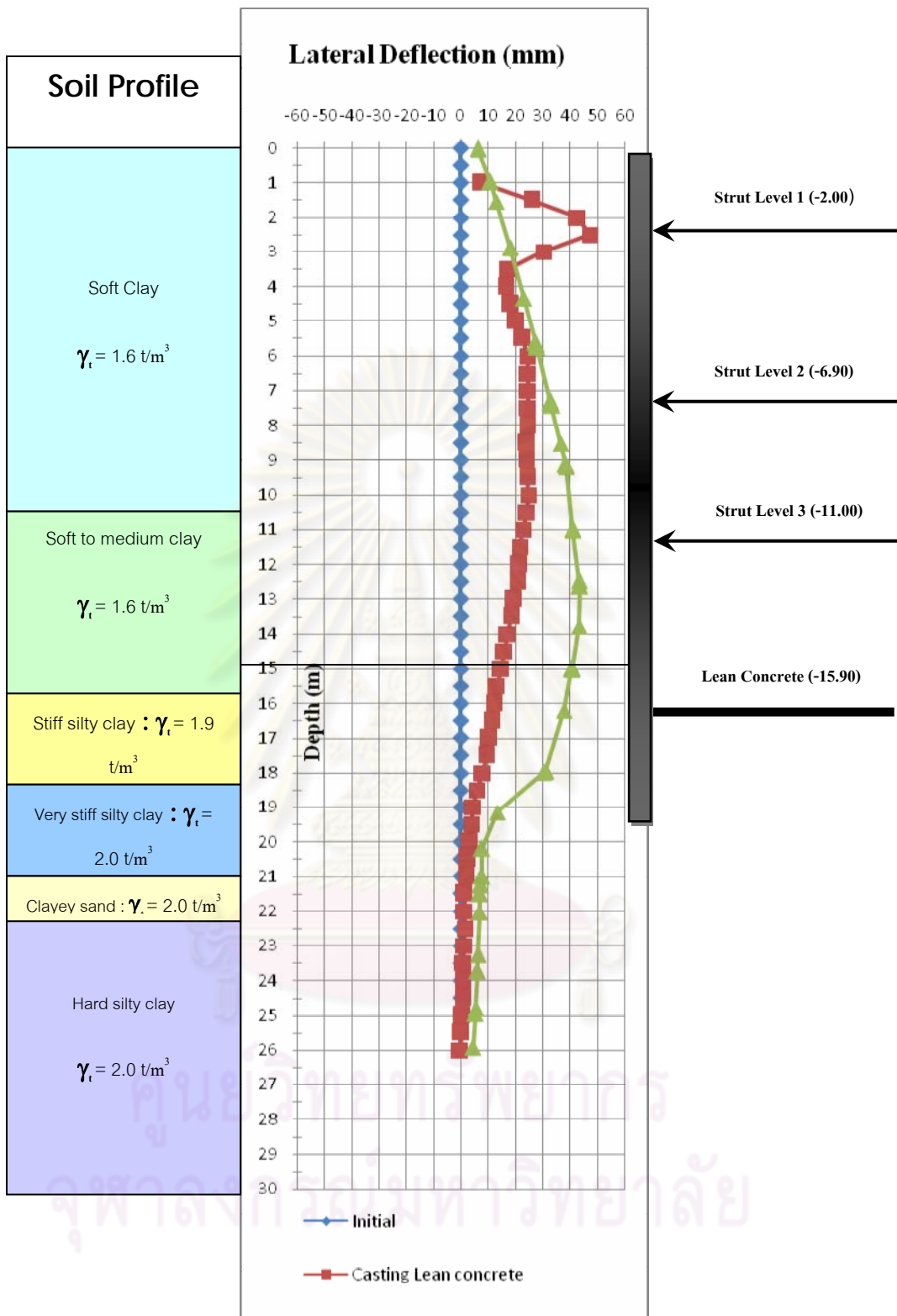


รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมชั้นตอนการขุดดินลึก -11.5 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09-โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -15.90 ที่ได้

จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09-โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงโคะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -15.90 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-09 โครงการ Asoke Complex



2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในขั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.15 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 22.86 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 6.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแพรมวอลล์จะมีค่า 0.83 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.00 ที่ระดับความลึกประมาณ 9.20 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแพรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.16 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 23.64 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 7.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแพรมวอลล์จะมีค่า 3.31 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 43.20 ที่ระดับความลึกประมาณ 12.46 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -15.90 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแพรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.17 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 23.70 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 10.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแพรมวอลล์จะมีค่า 3.19 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 43.42 ที่ระดับความลึกประมาณ 12.60 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

5) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 24.69 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 10.00 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไคอะแพรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 3.89 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 43.41 ที่ระดับความลึกประมาณ 12.63 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่ 4.18

สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-09 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS จะพบว่าค่าของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-09 นั้นมีค่าน้อยกว่า

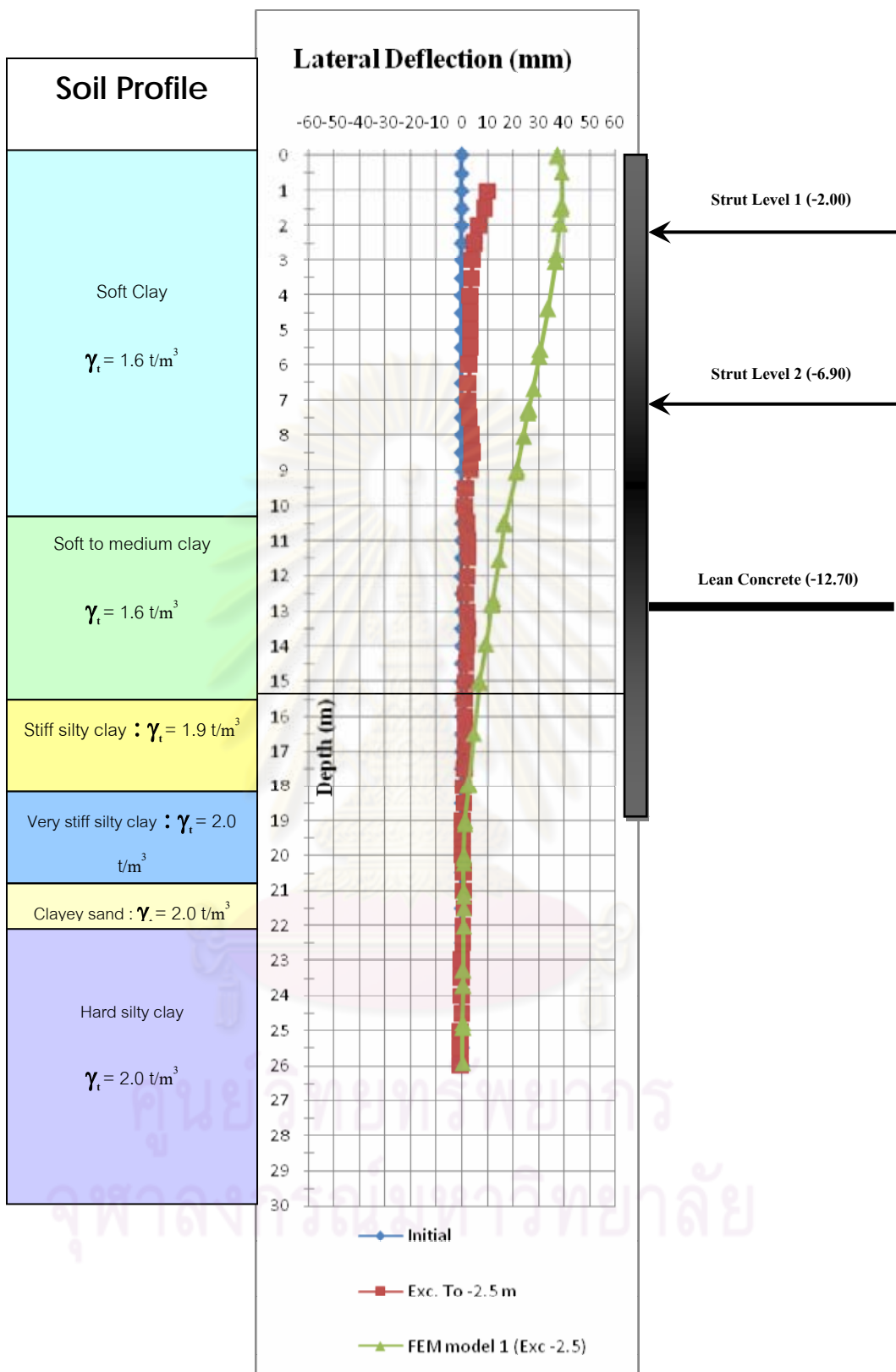
ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แต่จะพบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมวอลล์นั้นมีแนวโน้มรูปร่างการเคลื่อนตัวที่ใกล้เคียงกัน

#### 4.2.2.4 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรม ในขณะที่ทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-10)

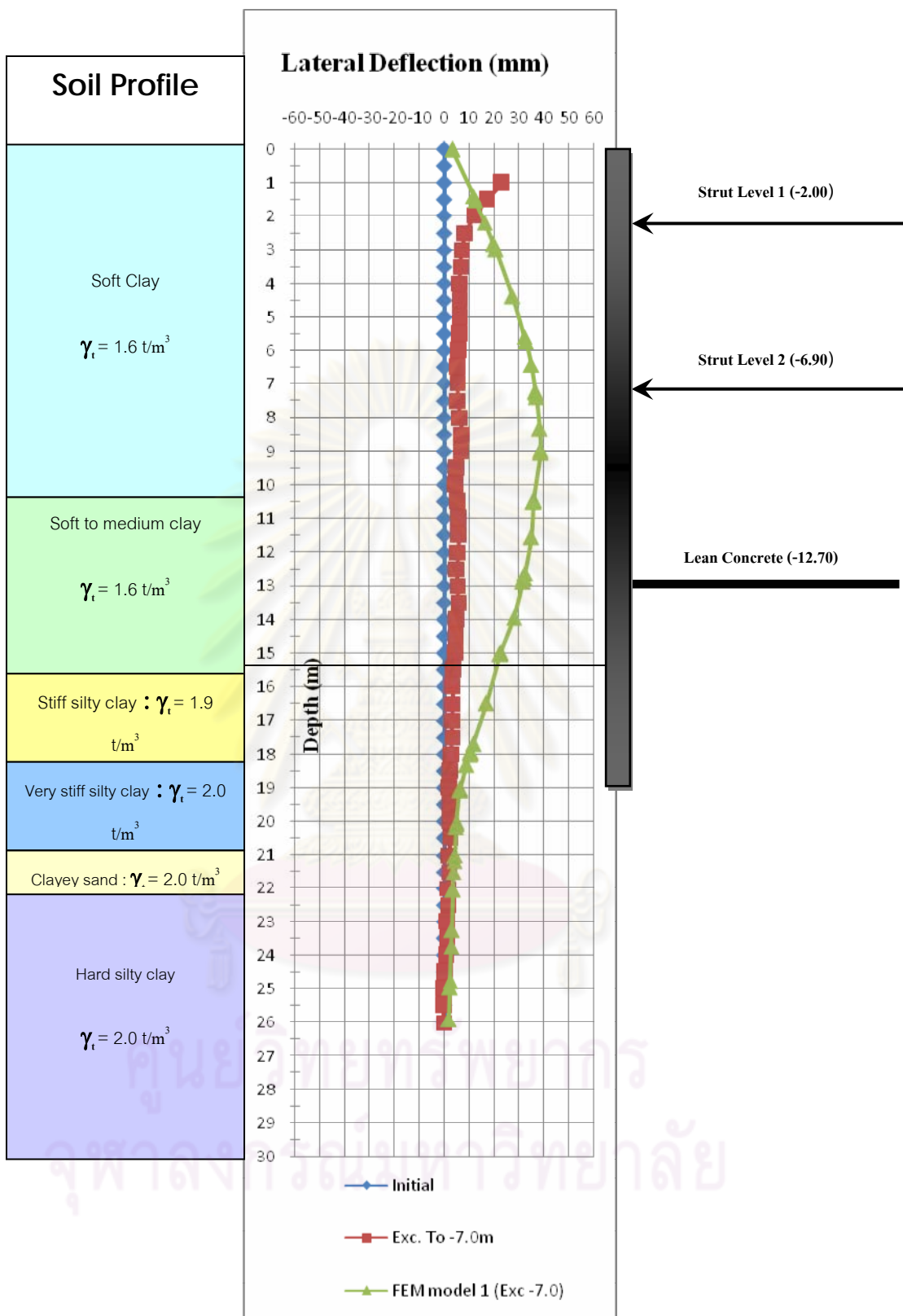
1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 8.84 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไคอะแฟรมวอลล์ โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.24 ที่ระดับความลึกประมาณ 1.42 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในขั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.20 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 7.13 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 8.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 1.93 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 38.57 ที่ระดับความลึกประมาณ 8.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

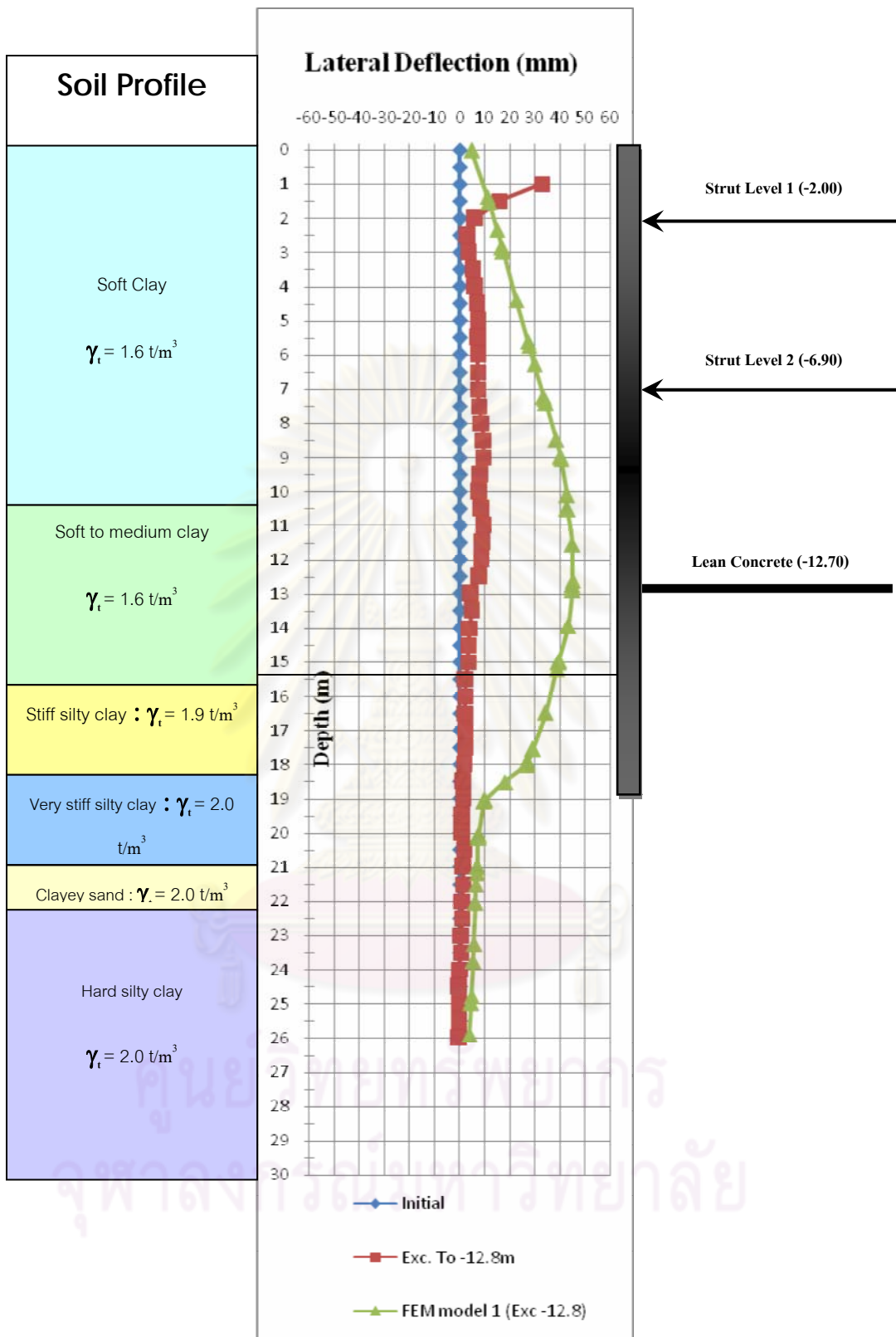
3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.21 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 9.68 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 8.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 1.16 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.97 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS



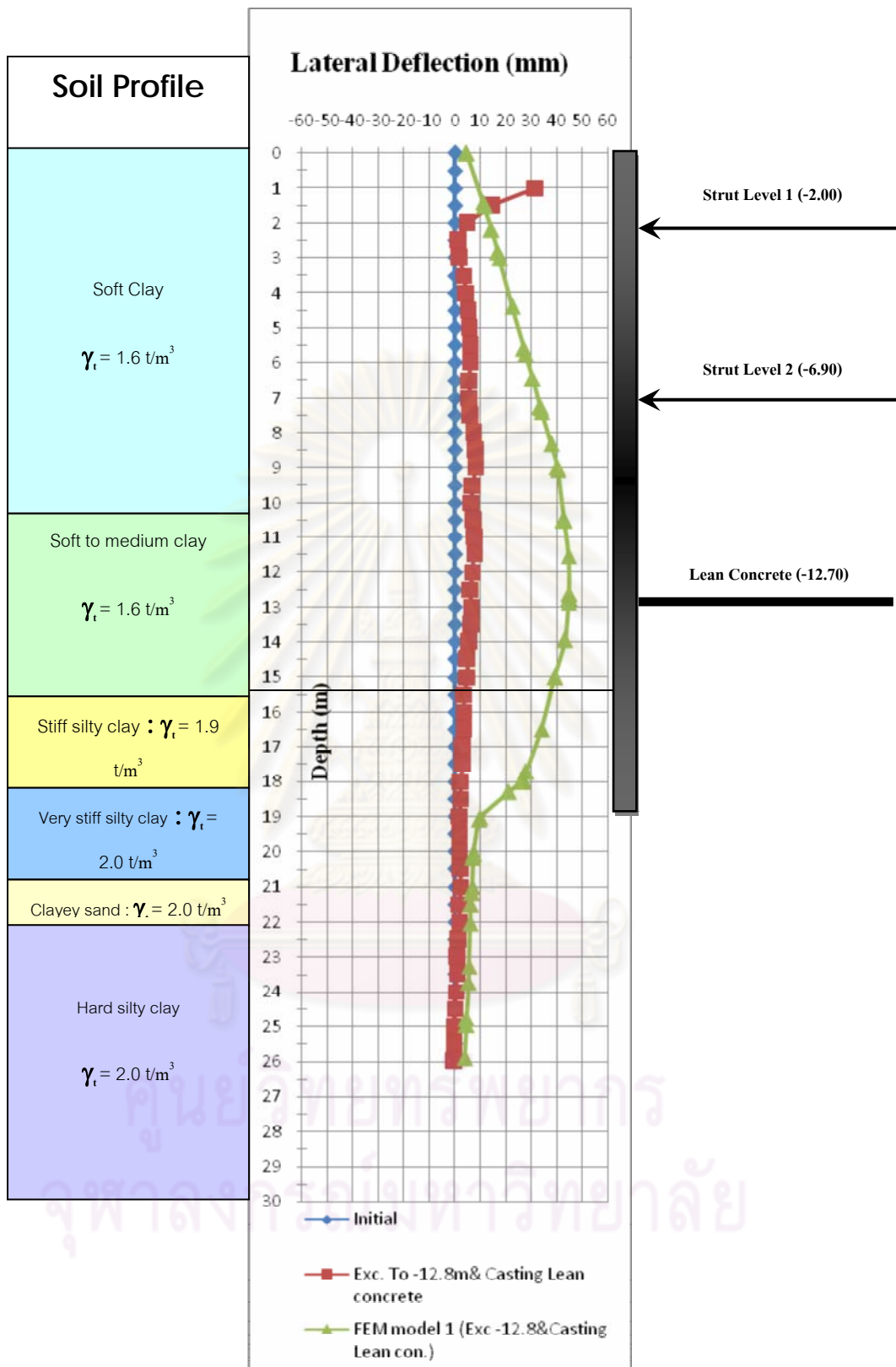
รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้  
จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-010 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมวอลล์ในขั้นตอนการขุดดินลึก-7.0 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-010 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก-11.5 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-010 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.22 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-010 โครงการ Asoke Complex

4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 8.28 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 8.50 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 1.82 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.84 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่ 4.22

สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-010 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS นั้นจะให้ผลที่น้อยกว่ามาก

#### 4.2.2.5 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรม

##### ในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-11)

1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.23 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 7.32 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.24 ที่ระดับความลึกประมาณ 1.42 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในขั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.24 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 9.82 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 7.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 4.13 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 38.57 ที่ระดับความลึกประมาณ 8.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.25 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 18.54 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 7.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 8.34 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.97 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จาก

ระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 14.84 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 10.00 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 8.07 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.84 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่ 4.26

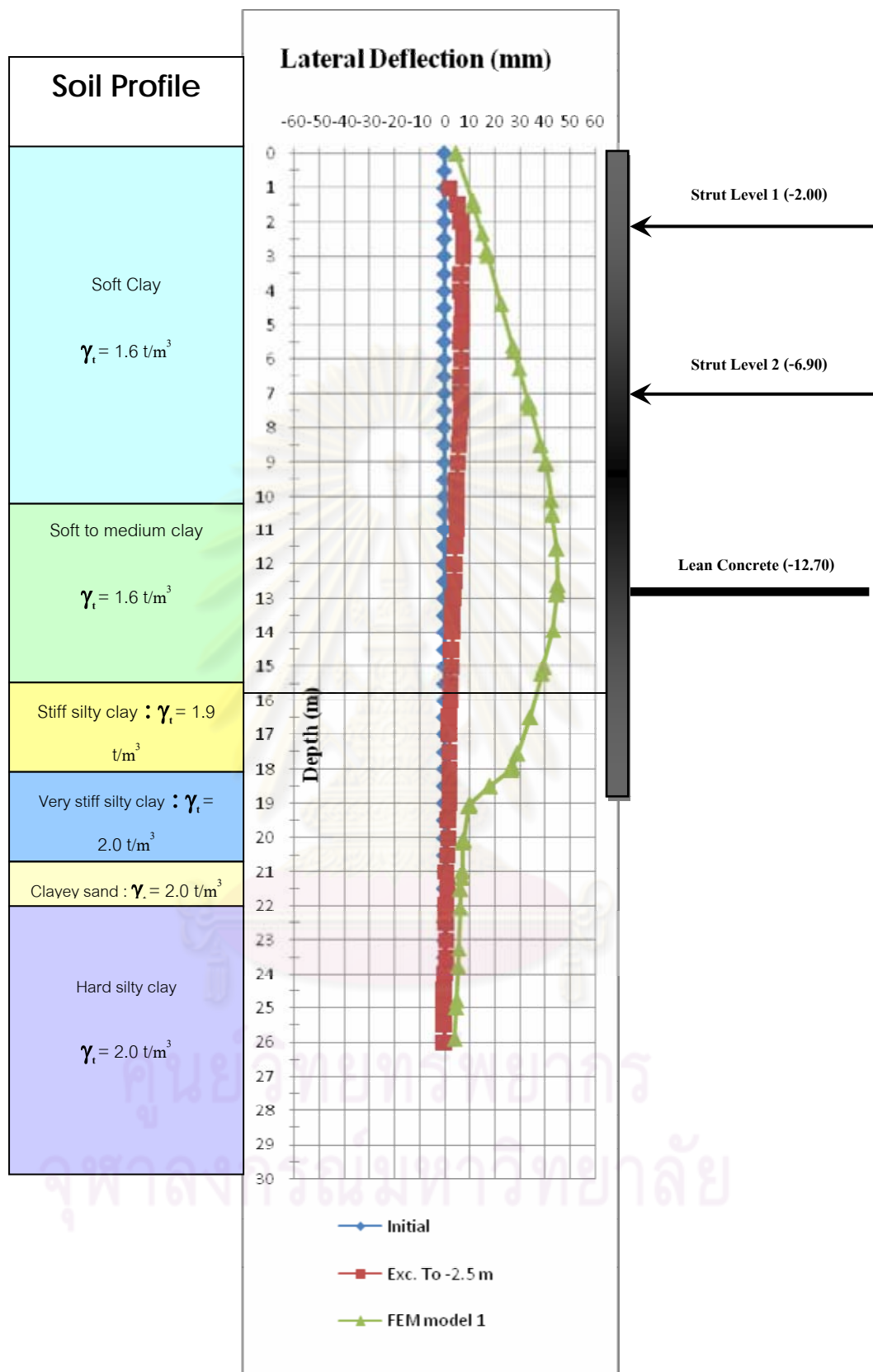
สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-011 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS นั้นจะให้ผลที่น้อยกว่ามาก

#### 4.2.2.6 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไดอะแฟรม ในขณะทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke Complex (IN-12)

1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.27 ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 11.01 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 39.24 ที่ระดับความลึกประมาณ 1.42 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

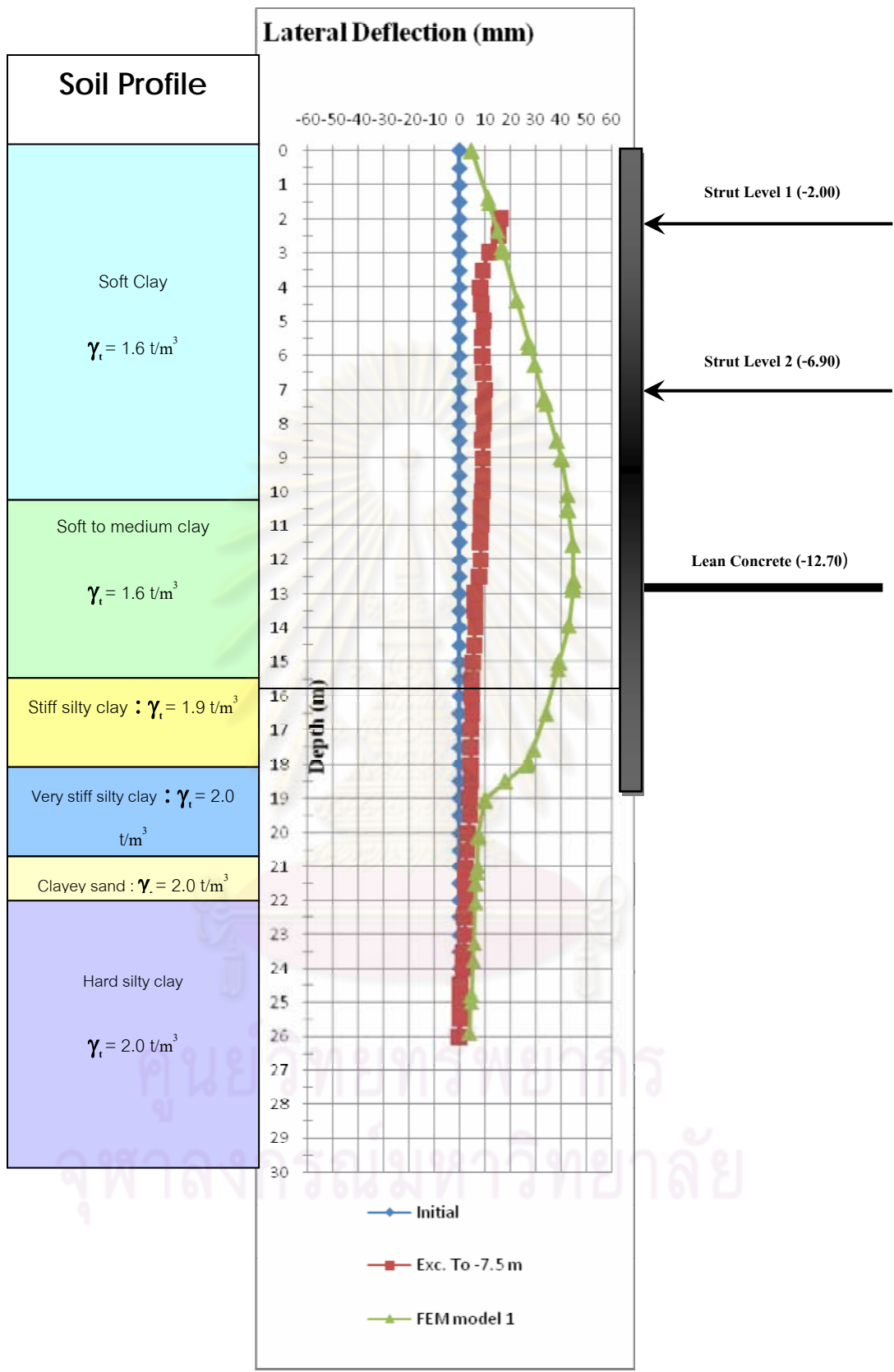
2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในชั้นตอนนี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.28 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 19.98 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 8.00 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 6.49 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 38.57 ที่ระดับความลึกประมาณ 8.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในชั้นตอนมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS



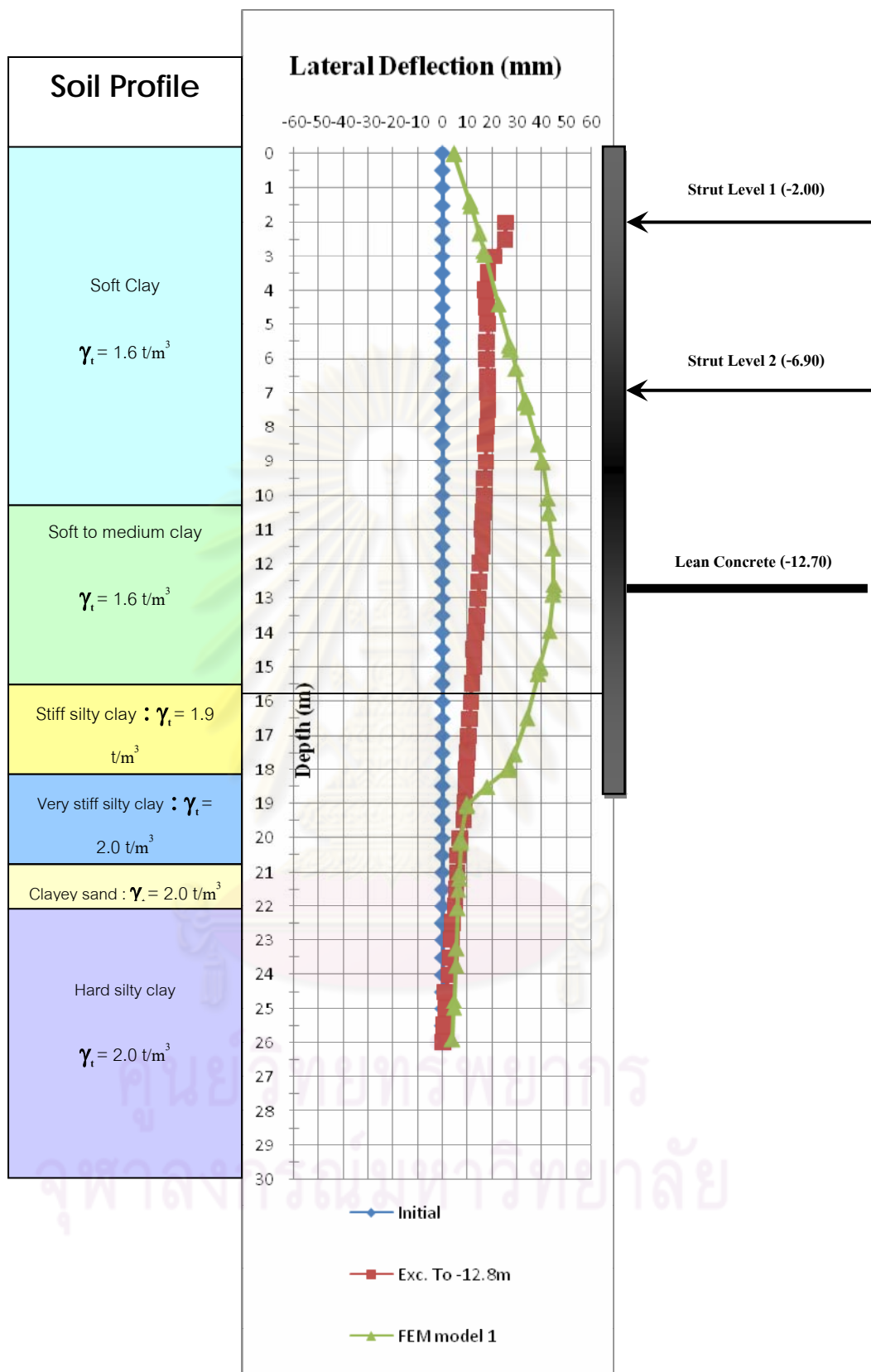


รูปที่ 4.23 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้

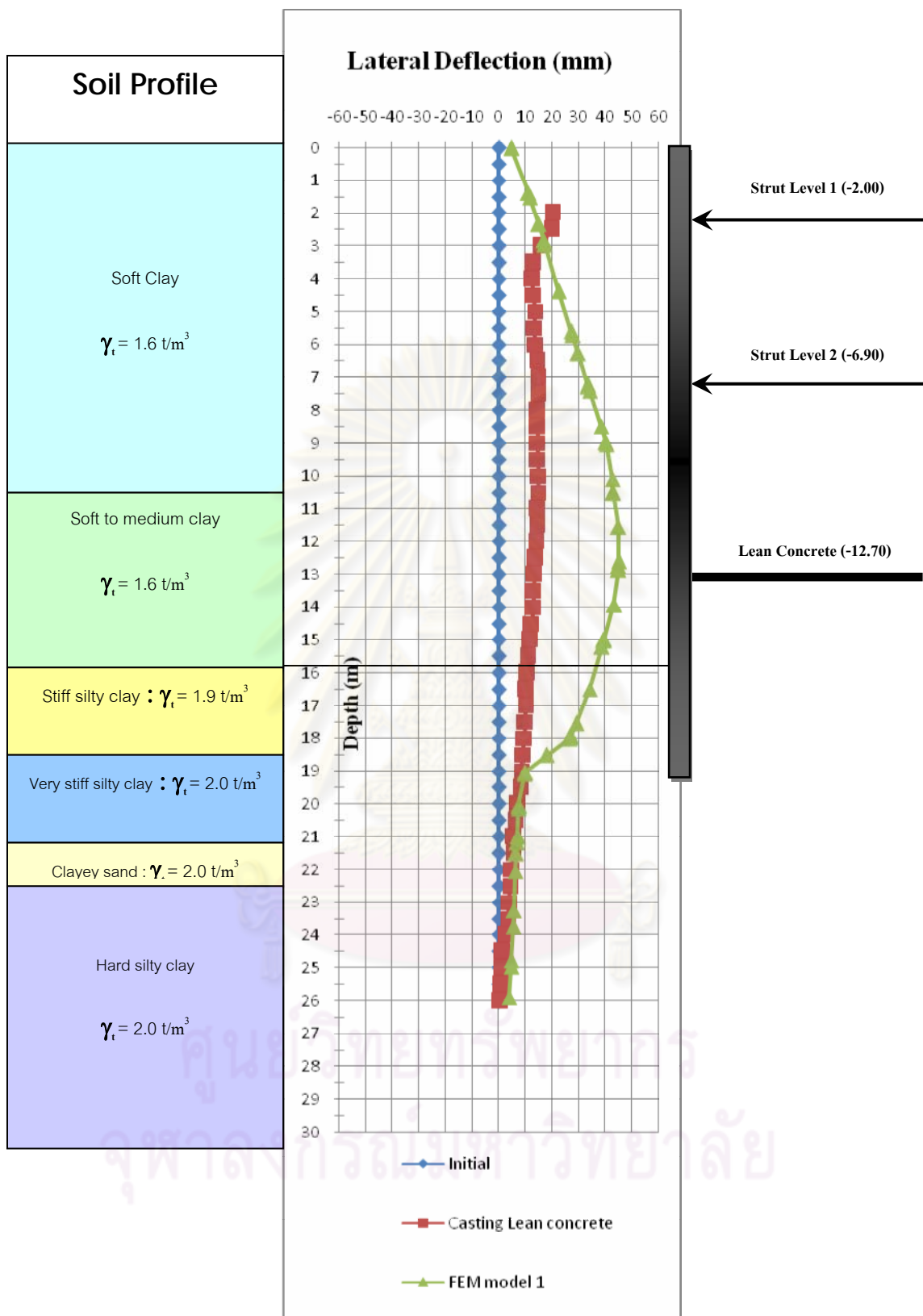
จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-011 โครงการ Asoke Complex



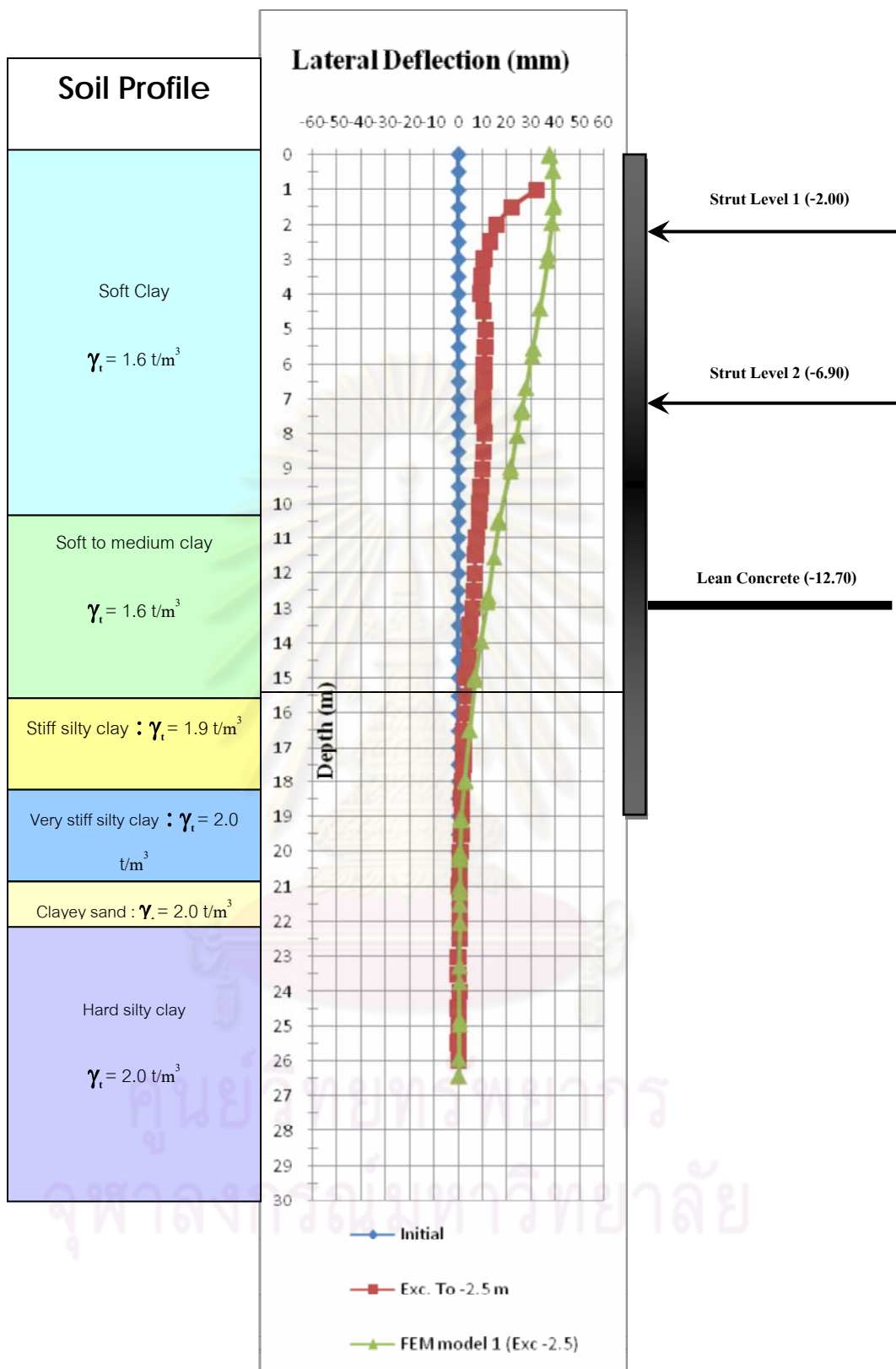
รูปที่ 4.24 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก-7.0 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-011 โครงการ Asoke Complex



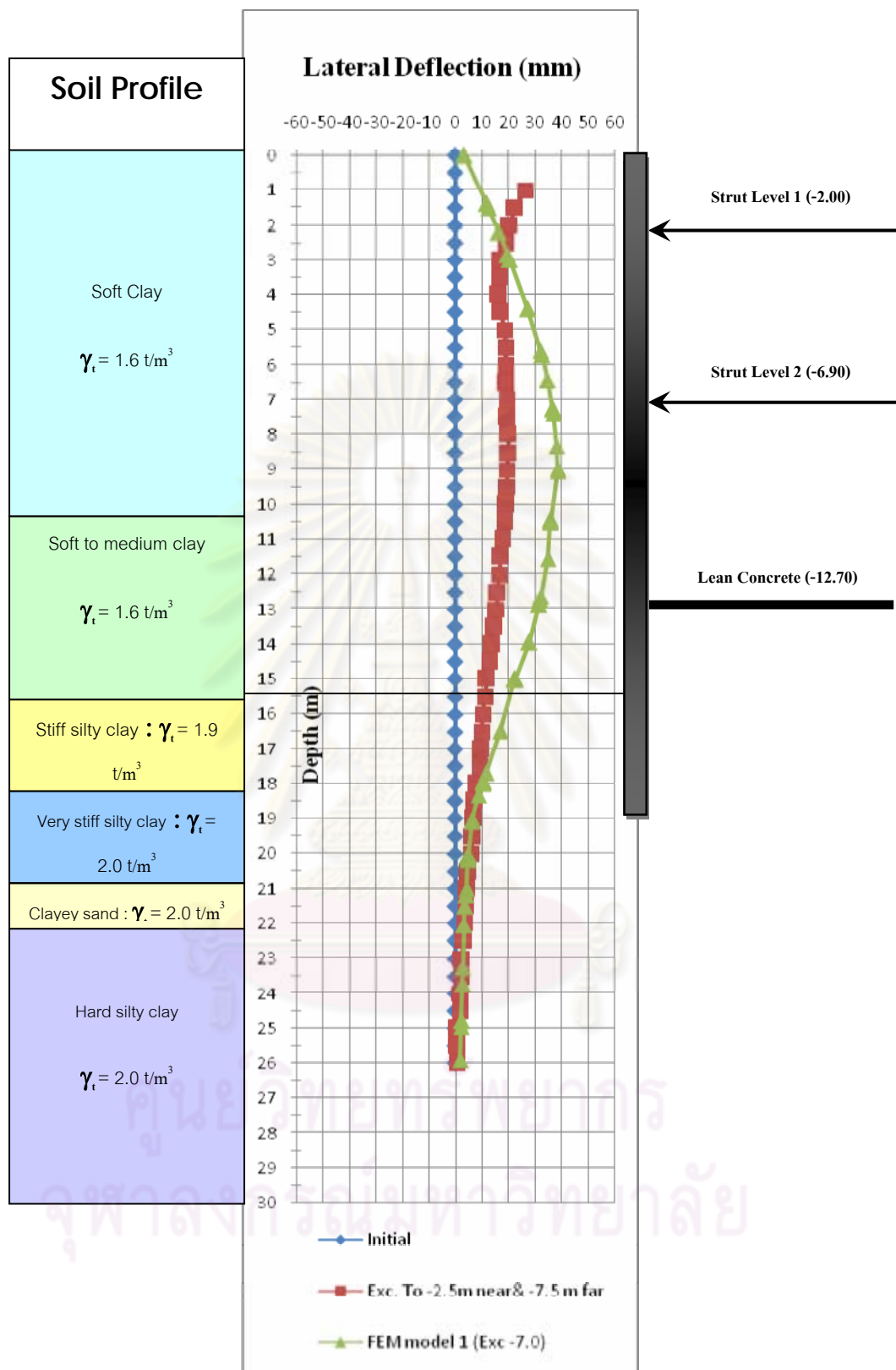
รูปที่ 4.25 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -11.5 ที่ได้  
จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-011 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.26 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงโคะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-011 โครงการ Asoke Complex

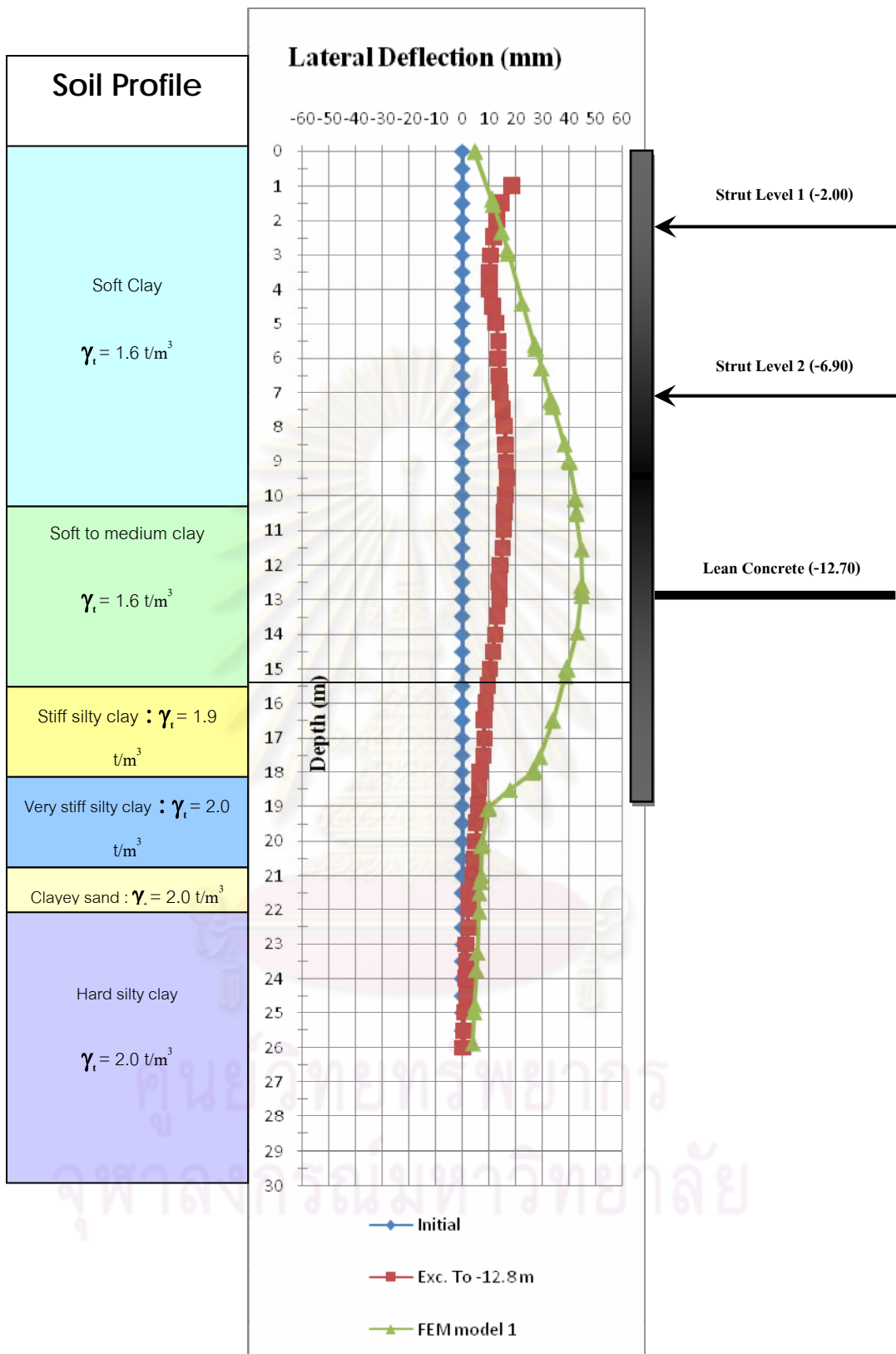


รูปที่ 4.27 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก 0 ถึง -2.50 ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-012 โครงการ Asoke Complex

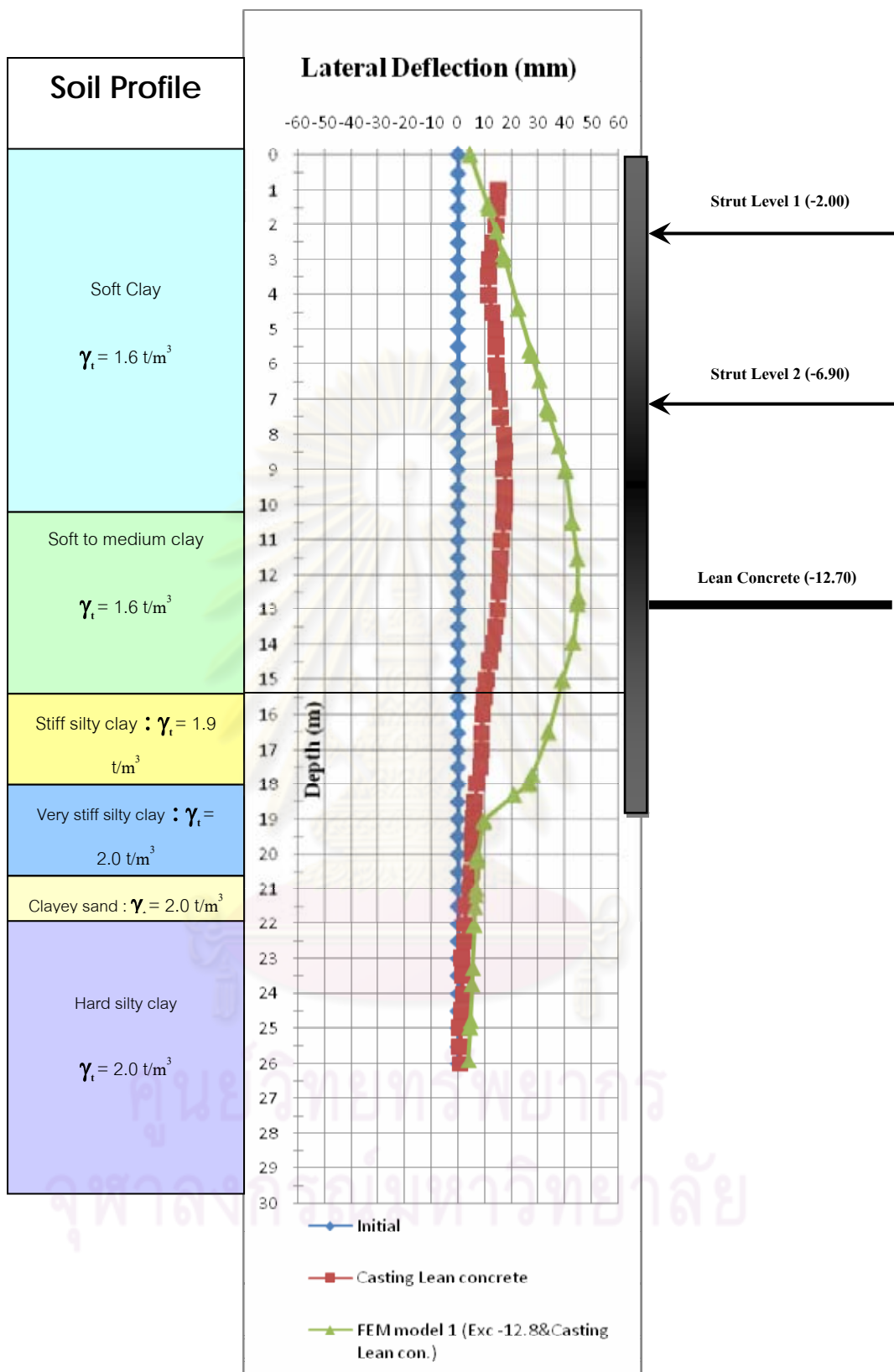


รูปที่ 4.28 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะแฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.0 ที่ได้จาก

โปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-012 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.29 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -11.5 ที่ได้  
จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-012 โครงการ Asoke Complex



รูปที่ 4.30 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงไคอะเฟรมในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 และเท Lean Concrete ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จาก IN-012โครงการ Asoke Complex



3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไคอะแฟรมวอลล์ในขั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.29 โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 16.61 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 9.50 เมตร จากระดับผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่า 5.58 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.97 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS

4) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเท Lean concrete การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 17.70 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 10.00 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไคอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 5.70 มิลลิเมตร โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS มากที่สุดมีค่าประมาณ 44.84 ที่ระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร จากระดับผิวดิน ดังนั้นค่าที่ได้จากการตรวจวัดในขั้นตอนนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS ดังแสดงในรูปที่ 4.30

สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จาก IN-012 กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS นั้นจะให้ผลที่น้อยกว่ามาก

#### 4.2.2.7 ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินบริเวณรอบข้าง

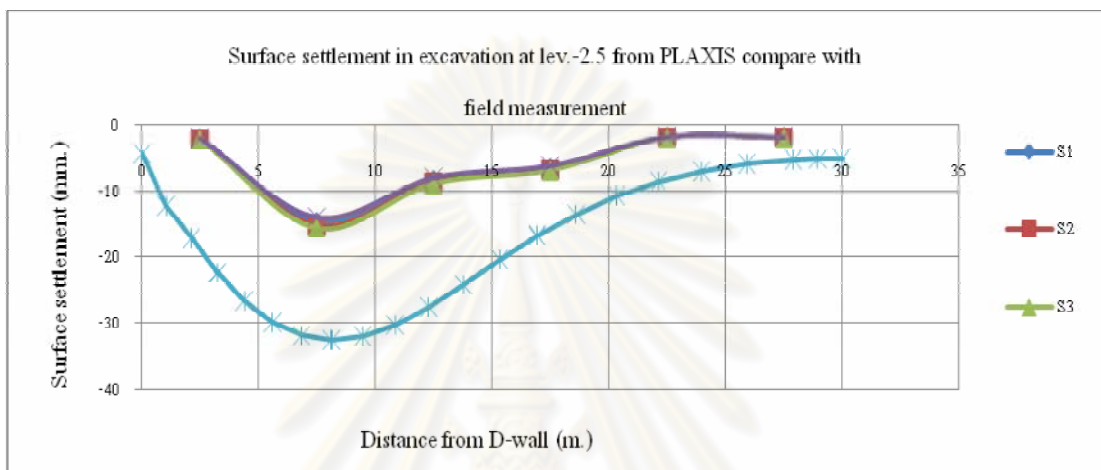
1) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -2.50 ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.31 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 15 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไคอะแฟรมวอลล์ประมาณ 7.5 เมตร ซึ่งค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าประมาณ 32.55 มิลลิเมตร

2) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -7.00 ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.32 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 18.3 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งห่างจากไคอะแฟรมวอลล์ประมาณ 7.5 เมตร ซึ่งค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าประมาณ 32.55 มิลลิเมตร

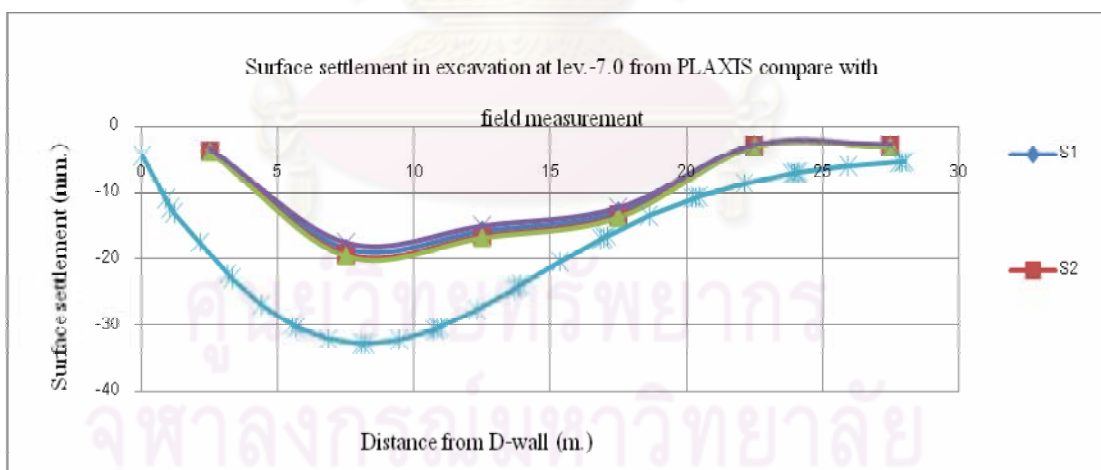
3) ขั้นตอนการก่อสร้างโดยการขุดดินลึก -12.80 ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินแสดงอยู่ในรูปที่ 4.33 โดยค่าการทรุดตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 23.8 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง

ห่างจากไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 7.5 เมตร ซึ่งค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าประมาณ 40.69 มิลลิเมตร

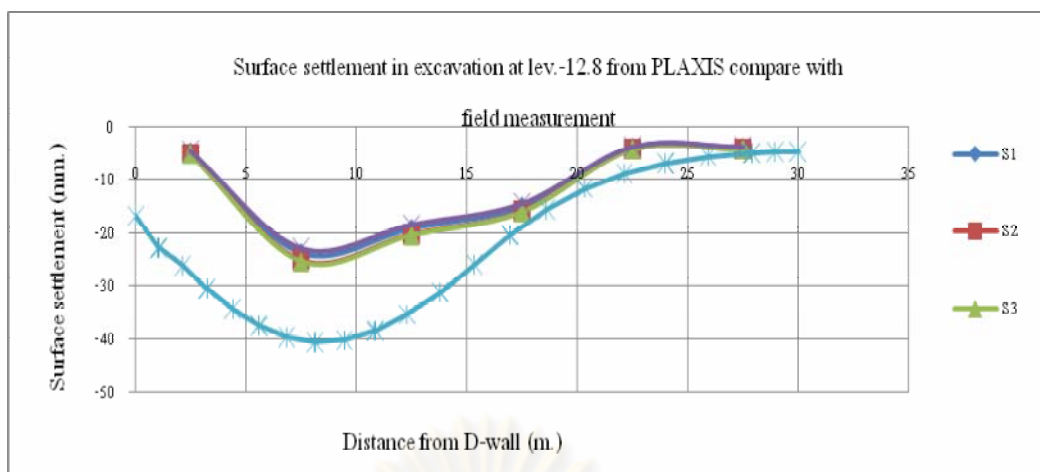
จากค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินของโครงการ Asoke Complex ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวของวัดได้จาก Ground surface settlement marker จะเห็นว่าค่าที่ได้ค่อนข้างจะแตกต่างกันคือค่าที่ได้จากการวัดในสนามให้ค่าการทรุดตัวที่น้อยกว่าการประมาณในทุกขั้นตอนการก่อสร้าง



รูปที่ 4.31 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -2.50 ที่ได้จากFEM เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



รูปที่ 4.32 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -7.00 ที่ได้จากFEM เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง



รูปที่ 4.33 ค่าการทรุดตัวของผิวดินในขั้นตอนการขุดดินลึก -12.80 ที่ได้จาก FEM เปรียบเทียบกับค่าที่วัดได้จริง

#### 4.2.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินของโครงการที่วิจัย

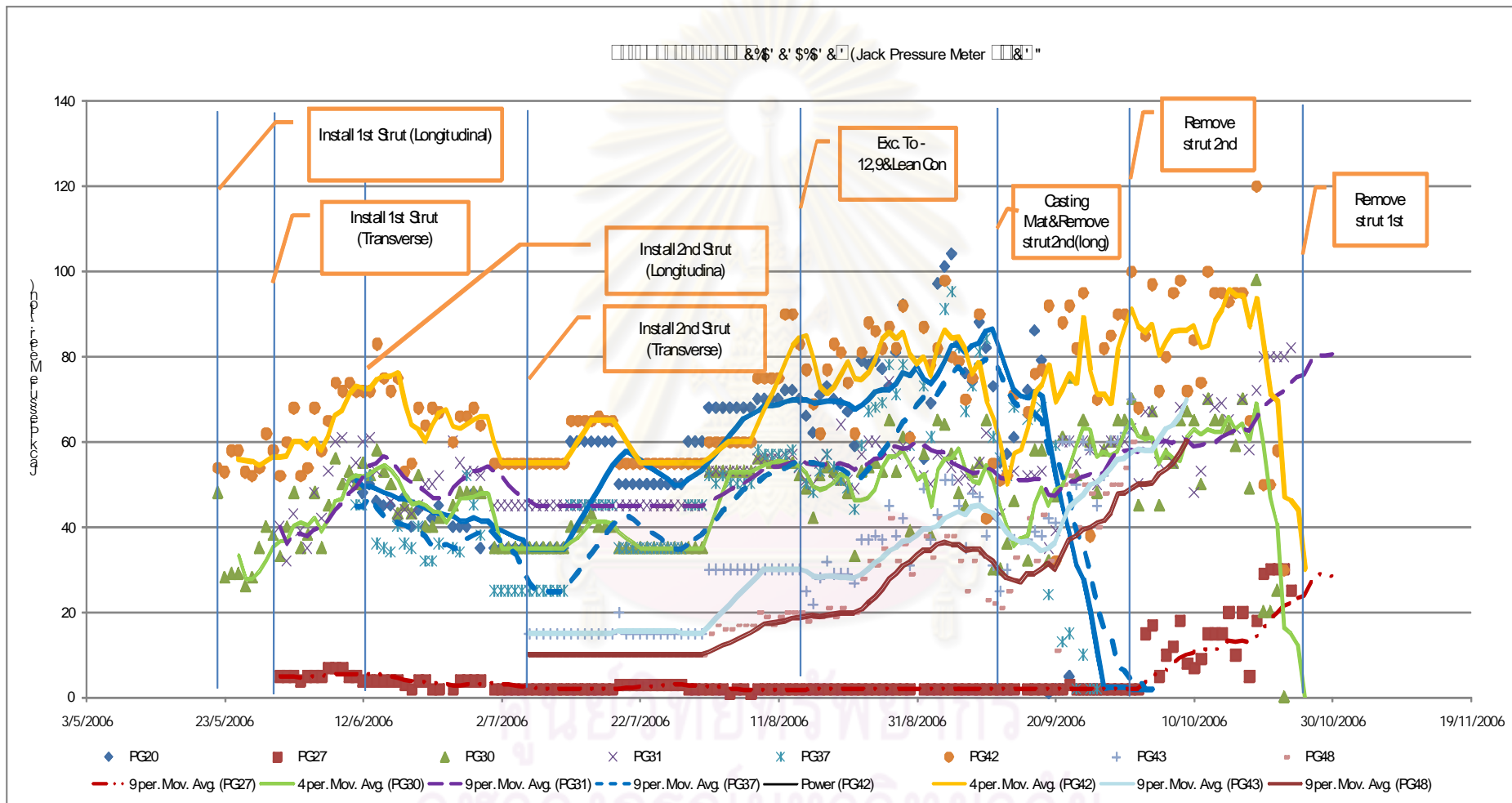
จากการติดตั้งเครื่องมือวัดแรงดันดินในระบบค้ำยัน ( Pressure Gauge ) ที่มีการติดตั้งในสนามของโครงการ Asoke Complex ทั้งในระบบค้ำยันแนวยาว ( Longitudinal Strut ) และในระบบค้ำยันแนวขวาง ( Transverse Strut ) ที่ซึ่งมีผลการวัดค่าแรงดันดินในระบบค้ำยันตั้งแต่เริ่มทำการติดตั้งค้ำยันในชั้นแรกไปจนถึงการปลดระบบค้ำยันออกในขั้นตอนสุดท้ายของโครงการที่ดำเนินการวิจัย ( ดังแสดงในรูปที่ 4.34 ) โดยสามารถวัดค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำในระบบค้ำยันของแต่ละชั้นตามลำดับได้ดังนี้

แรงดันดินเฉลี่ยชั้นที่ 1 = 109 Ton.

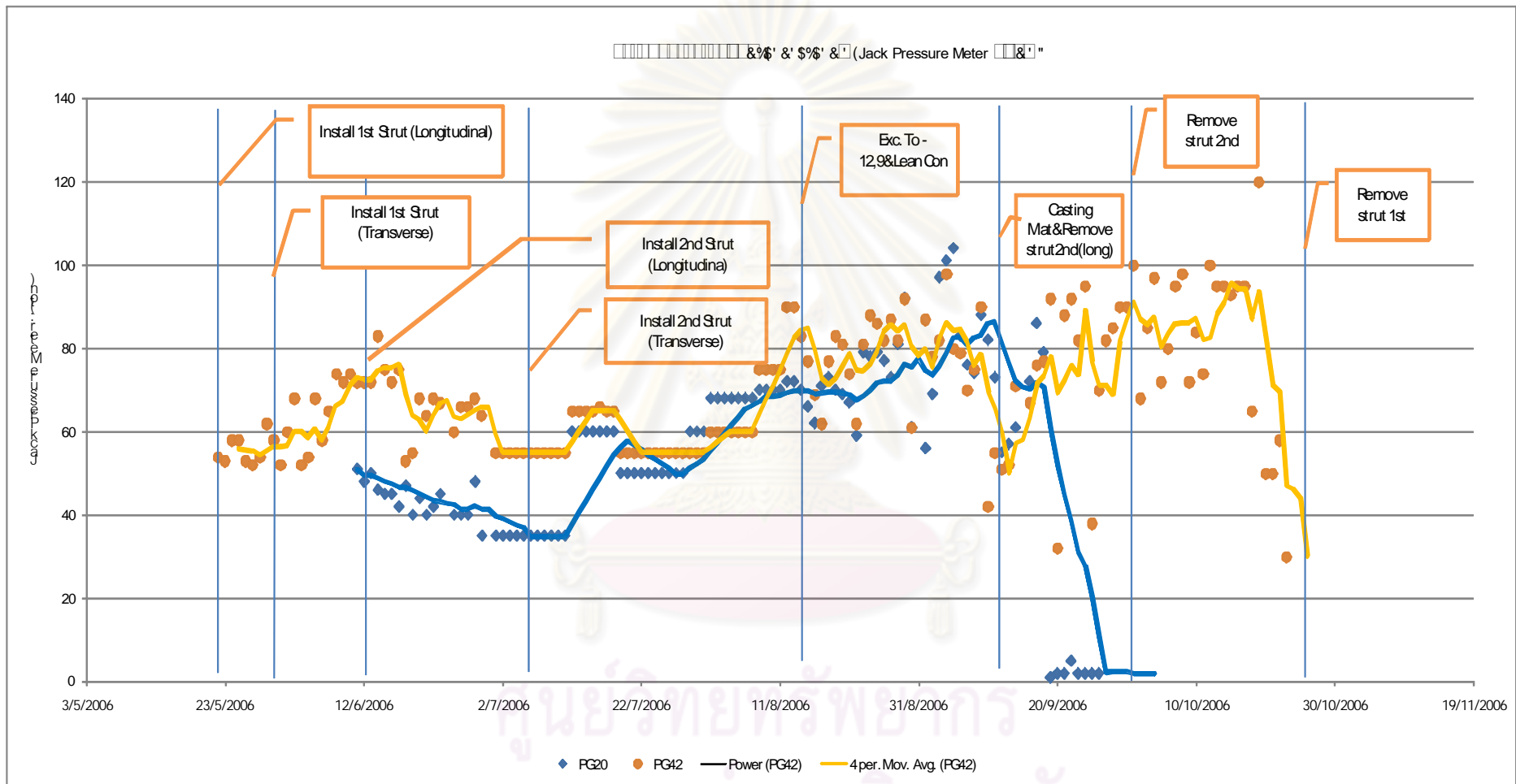
แรงดันดินเฉลี่ยชั้นที่ 2 = 99.5 Ton.

##### 4.2.3.1 การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงกำลังอัดในค้ำยัน

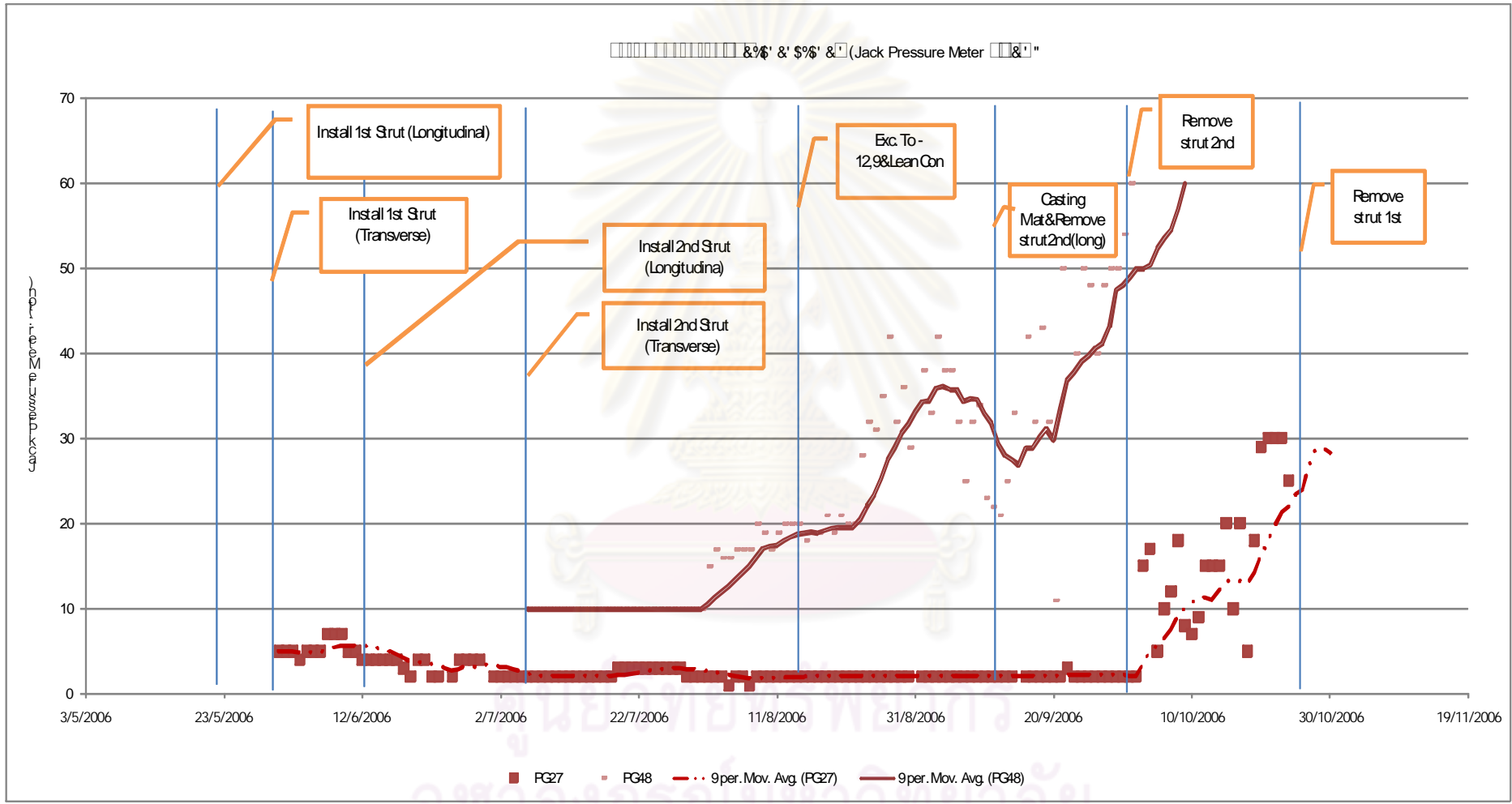
จากการติดตั้ง Pressure Gauge วัดแรงดันดินในค้ำยัน ( Strut ) ซึ่งนำค่าแรงดันดิน การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน ( Strut ) ที่ทำการติดตั้งของโครงการ Asoke Complex จากการออกแบบระบบค้ำยัน เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดิน จึงได้ออกแบบให้มีถ่ายแรงดันดินทั้งหมดเข้าสู่ค้ำยันในแนวยาวเป็นหลัก และให้ค้ำยันในแนวขวางที่ค้ำยันระหว่างผนังโคะแพรมวลลล์กับผนังของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินนั้นเป็นแนวรับแรงรองเพื่อรักษาเสถียรภาพของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเท่านั้น โดยได้นำค่าแรงดันดินจาก Pressure Gauge No.20



รูปที่ 4.34 แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันชนิดไดอะแฟรมวอลล์ โดย Pressure Gauge



รูปที่ 4.35 แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันด้านยาวกับผนังไดอะแฟรมวอลต์ โดย Pressure Gauge



รูปที่ 4.36 แสดงข้อมูลการวัดค่าแรงในระบบค้ำยันแนวค้ำ MRTA กับผนังไดอะแฟรมวอลล์ โดย Pressure Gauge

และ No.42 ของ ค้ำยันในชั้นที่ 1 และ 2 ที่เป็นค้ำยันตัวยาวที่ค้ำยันระหว่างผนังไดอะแฟรมวอลล์ , ค่าแรงดันดินจาก Pressure Gauge No.27 และ No.48 ของค้ำยันในชั้นที่ 1 และ 2 ที่เป็นค้ำยันที่ในแนวขวาง โดยค้ำยันในแนวนี้ก็จะค้ำยันระหว่างผนังไดอะแฟรมวอลล์กับผนังของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน ที่จะสามารถวิเคราะห์ผลของค่าแรงดันดินที่เกิดขึ้นในการขุดดินและติดตั้งค้ำยัน ซึ่งผลของแรงดันดินที่กระทำกับระบบค้ำยันในแต่ละขั้นตอนของการขุดดินจะมีการเปลี่ยนแปลงค่าของแรงดันดินในระบบค้ำยันแต่ละชั้นของการขุดดินแต่ละขั้นตอนต่างๆ ( ดังแสดงในรูปที่ 4.34 ถึง 4.36 )

จากรูป 4.34 และรูป 4.35 ที่แสดงการเปลี่ยนค่าแรงในค้ำยันในแนวขวางนั้น จะพบว่าในช่วงเริ่มต้นของกราฟเป็นการขุดดินถึงระดับ -2.50 เมตร เพื่อเตรียมทำการติดตั้งระบบค้ำยันในชั้นแรก ( First strut ) ซึ่งในช่วงนี้ยังไม่สามารถที่จะทำการตรวจวัดค่าแรงดันดินในระบบค้ำยันได้ โดยที่ค่าของแรงดันดินในค้ำยันจะเริ่มทำการตรวจวัดในช่วงที่มีการติดตั้งระบบค้ำยันของชั้นแรกและมีการอัดแรงในค้ำยัน ( Preload ) ประมาณ 30-40% แล้วเสร็จ ซึ่งจะเห็นได้ว่าในช่วงของการติดตั้งค้ำยันของชั้นนั้นแล้วเสร็จแรงดันดินทั้งหมดจะถ่ายลงสู่ ( Transfer ) ค้ำยันที่ติดตั้งในชั้นนั้นทันที ซึ่งเป็นผลให้ค่าของแรงดันดินในค้ำยันของชั้นนั้นมีค่าสูงตามไปด้วย และเมื่อมีการติดตั้งค้ำยันในชั้นถัดลงมาแล้วเสร็จจะพบว่าค่าแรงจะมีค่าลดลงเนื่องจากค่าแรงที่อัดแรงในชั้นนั้นนั้นมีค่าสูงกว่าแรงดันดินและเมื่อดินเกิดการคลายแรงดันจึงมีผลให้ค่าแรงมีค่าลดลงหลังจากติดตั้งค้ำยันในแนวขวางกับผนังของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินแล้วเสร็จค่าแรงจึงมีแนวโน้มที่และเพิ่มขึ้นตามขั้นตอนการขุดและจะพบว่าแรงดันดินในค้ำยันของชั้นด้านบนจะมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งจากการวิเคราะห์ค่าแรงในชั้นด้านบนควรมีแนวโน้มลดลงเมื่อมีการติดตั้งค้ำยันด้านล่างแล้ว แต่ถ้าเมื่อพิจารณาจากรูปร่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินของ IN-11 ( ดังแสดงในรูปที่ 4.23 ถึง 4.26 ) และ IN-12 ( ดังแสดงในรูปที่ 4.27 ถึง 4.30 ) จะพบว่าลักษณะการเคลื่อนตัวที่ได้จากการตรวจวัดจะเป็นแบบคานยื่น(Cantilever)แต่ลักษณะการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นจะเป็นเส้นโค้งโดยจะมีลักษณะโค้งตัวมากช่วงที่ค้ำยันด้านล่าง จึงแสดงให้เห็นว่าแรงดันดินที่กระทำบริเวณส่วนที่มีการก่อสร้างกำแพงกันดินมีลักษณะเป็นคานโค้ง(Arch beam)นั้นจะใ้ค่าแรงดันดินที่แตกต่างจากการสมมุติฐานการวิเคราะห์ที่เป็น Plan Strain และในช่วงของการเทคอนกรีตหยาบ ( Lean concrete ) ในลำดับขั้นตอนสุดท้ายของการขุดดิน ( Final Step ) รวมถึงการเทคอนกรีตฐานราก ค่าของแรงดันดินในระบบของค้ำยันในแต่ละชั้นของการขุดจะมีค่าคงที่

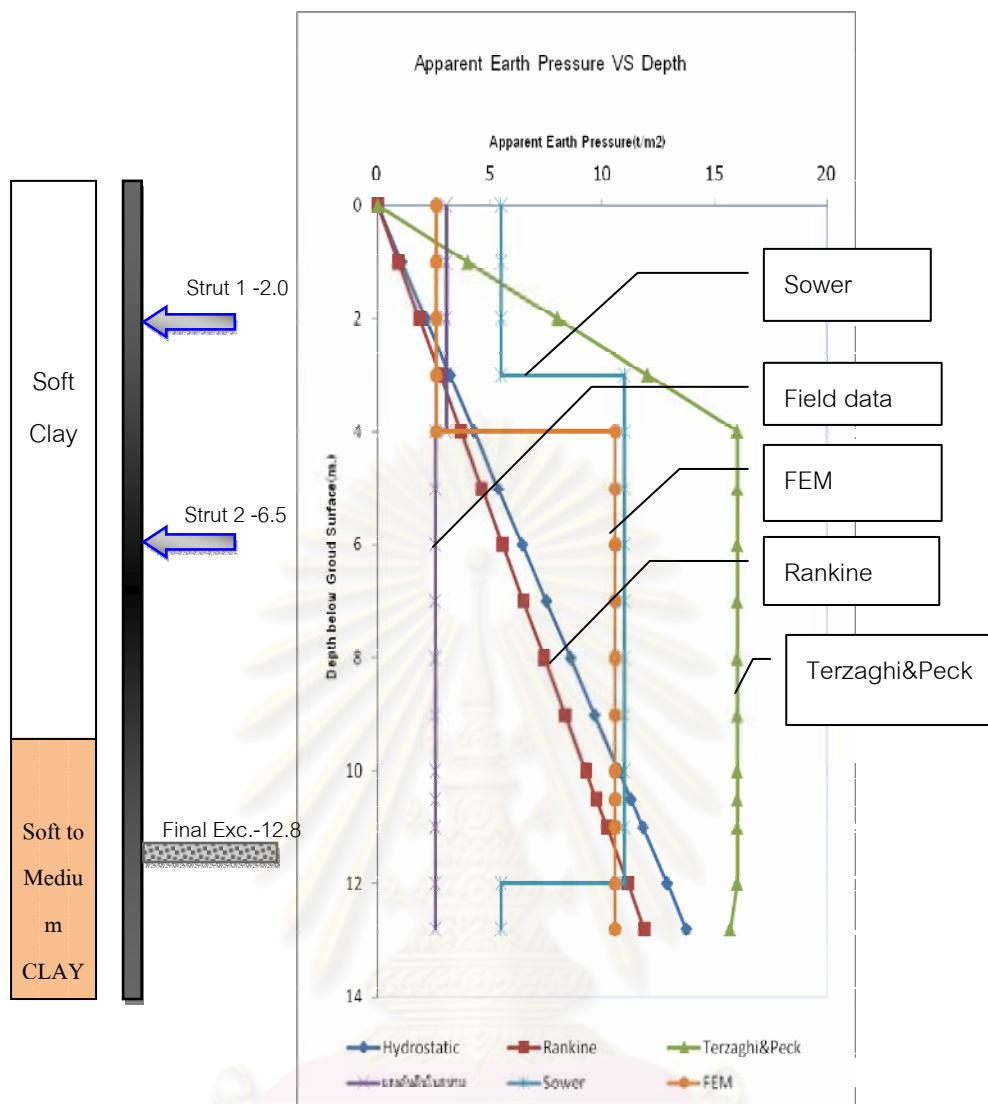
จากรูป 4.34 และรูป 4.36 ที่แสดงการเปลี่ยนค่าแรงในค้ำยันในแนวขวางซึ่งจะค้ำยันระหว่างผนังไดอะแฟรมวอลล์กับผนังของโครงสร้างสถานีทางขึ้น-ลงสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินนั้น จะพบว่าในแต่ละช่วงขั้นตอนของการขุดดิน เริ่มต้นของกราฟเป็นการขุดดินถึงระดับ -2.50 เมตร และทำการติดตั้งระบบค้ำยันในชั้นแรกและชั้นสองพร้อมทั้งมีการอัดแรงในค้ำยัน ( Preload )

โดยที่การอัดแรงนั้นจะอัดแรง (Preload) เพียงเล็กน้อยประมาณ 5% ก็เพื่อให้ค้ำยันเพียงแต่กับผนังของตัวสถานีเท่านั้น โดยไม่ยอมให้มีการถ่ายแรงเข้าสู่ตัวสถานีเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของตัวสถานี จนถึงจุดดินถึงระดับ -12.80 เมตร จะเห็นค่าแรงดันดินที่ถ่ายลงสู่ค้ำยันจะมีแนวโน้มคองที่ และเมื่อทำการก่อสร้างคอนกรีตหยาบและคอนกรีตฐานรากแล้วเสร็จและเริ่มปลดค้ำยันชั้นที่สองในแนวยาวออกจะพบว่าค่าแรงจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เพราะมีการถ่ายแรงดันดินจากค้ำยันชั้นที่สองในแนวยาวมาสู่ฐานรากและค้ำยันในแนวขวางที่ยังค้างอยู่

#### 4.2.3.2 การประมาณค่าไคอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดิน

จากการวัดค่าแรงดันดินในค้ำยัน (Strut) ซึ่งนำค่าแรงดันดินสูงสุดที่กระทำใน ค้ำยันของชั้นที่ 1 และ 2 โดยสามารถนำมาเขียนเป็นไคอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Earth Pressure Envelope) ( ดังแสดงในรูปที่ 4.37) จะแสดงค่าของไคอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏจากการวัดค่าแรงดันดินที่กระทำกับกำแพงกันดินระบบ Secant pile wall เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าของไคอะแกรมที่เสนอโดย Terzaghi (1967) และไคอะแกรมที่เสนอโดย Sower (1979) พบว่าการประมาณค่าของไคอะแกรมที่ได้จากค่าของโครงการที่ดำเนินการวิจัย จะให้ค่าของหน่วยแรงดันดินน้อยกว่าค่าจากการประมาณที่คิดโดยวิธี Terzaghi (1967) และค่าจากการประมาณที่คิดโดยวิธี Sower (1979) เมื่อมาพิจารณาที่รูปร่างของ Earth Pressure Envelope จะพบว่ารูปร่างไม่มีความใกล้เคียงกับค่าแรงดันดินตามทฤษฎี แต่จะพบในช่วงที่ค้ำยันของชั้นที่ 1 นั้นรูปร่างมีความใกล้เคียงกับของ Sower (1979) แต่มีขนาดเล็กกว่า และจะมีขนาดใหญ่กว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM โดยที่ในระบบค้ำยันของชั้นที่ 1 ค่าของหน่วยแรงดันดินมีค่ามากกว่าประมาณ  $2.625 \text{ ton/m}^2$  แต่ในระบบค้ำยันของชั้นที่ 2 ค่าของหน่วยแรงดันดินมีค่าน้อยกว่าของ Sower (1979) ประมาณ  $8.30 \text{ ton/m}^2$  โดยดูรายละเอียดการคำนวณค่าของหน่วยแรงดันดินได้ในภาคผนวก แต่เมื่อพิจารณารูปร่างระหว่างผลที่ได้จากการวิเคราะห์ FEM กับของ Sower (1979) นั้นจะพบรูปร่างมีความใกล้เคียงกัน และจะพบว่ารูปร่างแรงดันดินของ Rankine จะมีรูปร่างเหมือนกับ Hydrostatic แต่มีค่าแรงดันน้อยกว่า





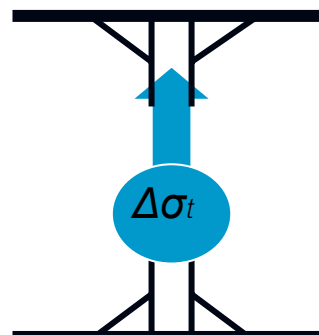
รูปที่ 4.37 เปรียบเทียบ Apparent Earth Pressure ระหว่างค่าจากสนาม กับค่าจากทฤษฎี

#### 4.2.3.3 การพิจารณาผลการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน

จากค่าความสัมพันธ์ของหน่วยแรงอัดในค้ำยันตามมาตรฐานการออกแบบของ AISC จะสามารถพิจารณาค่าของหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริงในค้ำยันเหล็กได้ดังนี้

$$f_a/F_a + f_b/F_b < 1$$

เมื่อ

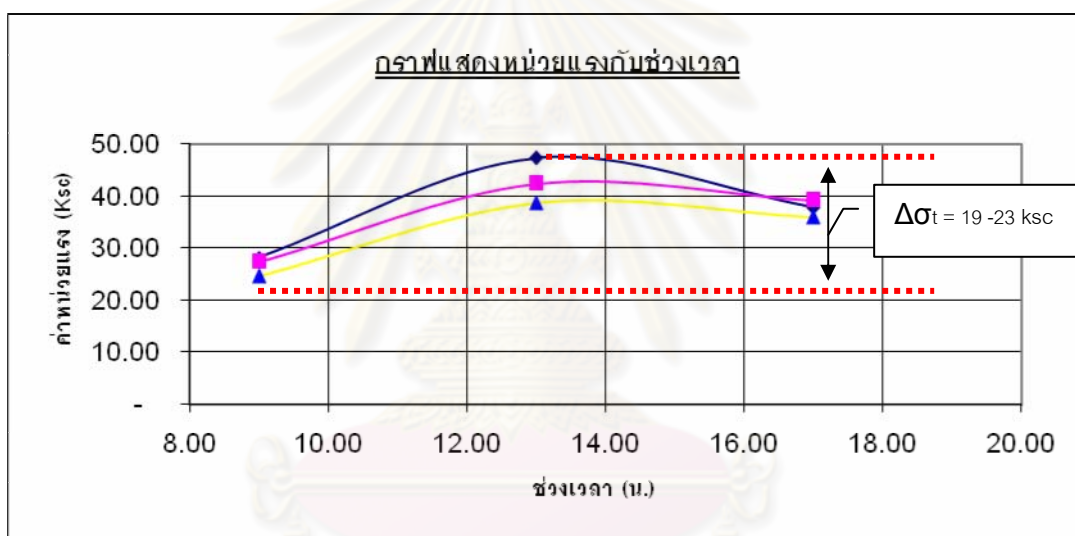


$$f_a = \text{หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง}$$

$$= P/A + \Delta\sigma_t$$

(โดยรวมหน่วยแรงอัดในค้ำยัน กับ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ)

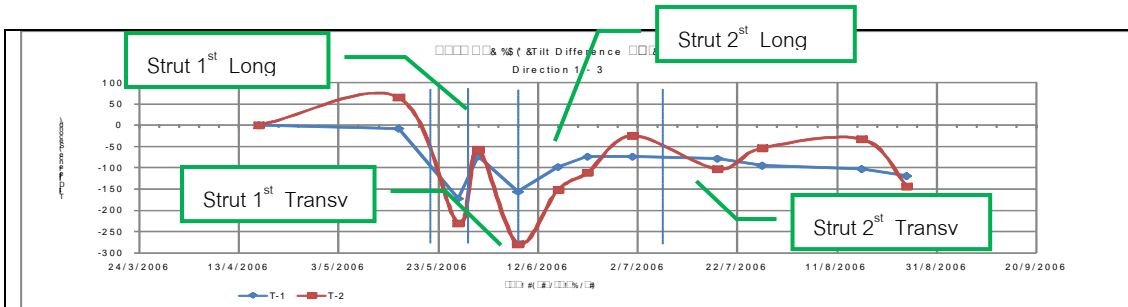
ผลจากการตรวจสอบค่าหน่วยแรง( Stress )ที่เกิดขึ้นในค้ำยัน( Strut Member ) จากการประมาณค่าจากแรงที่วัดได้จากการติดตั้ง Pressure Gauge ในค้ำยันที่เวลาต่างๆกัน โดยจะพบว่า การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในค้ำยันหลักจากการพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงในค้ำยันกับ ช่วงเวลาต่างๆ ( ดังแสดงในรูปที่ 4.38 ) โดยหน่วยแรงในค้ำยันจะมีการเปลี่ยนแปลงตามเวลาในแต่ละวัน ซึ่งจะพบว่าค้ำยันหลักเกิดค่า Stress ที่เพิ่มขึ้นจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงเวลา ( $\Delta\sigma_t$ ) โดยช่วงเวลาที่มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิสูงสุดจะอยู่ในช่วงเวลาระหว่างประมาณ 8.00น ถึง 17.00 น. ซึ่งจะมีค่าของ  $\Delta\sigma_t$  อยู่ในช่วงประมาณ 19 ksc ถึง 23 ksc



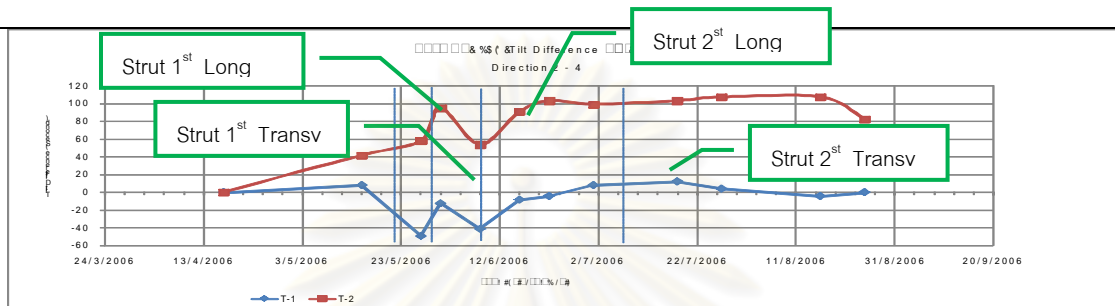
รูปที่ 4.38 แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในระบบค้ำยัน ณ เวลาที่แตกต่างกัน

#### 4.2.4 ผลการวิเคราะห์การเอียงตัวของอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินขณะทำการก่อสร้าง

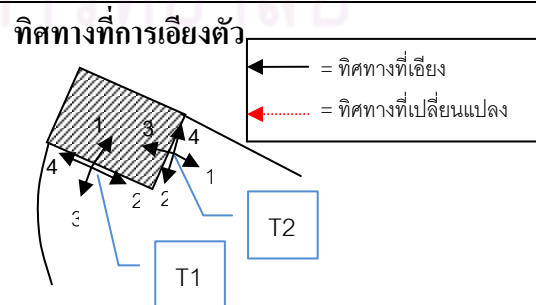
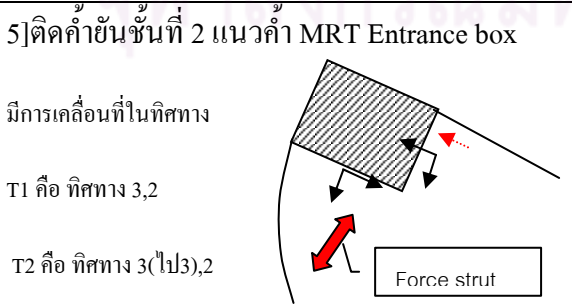
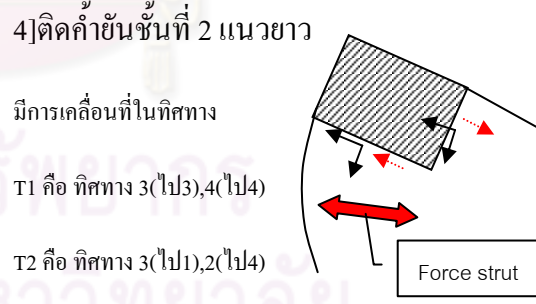
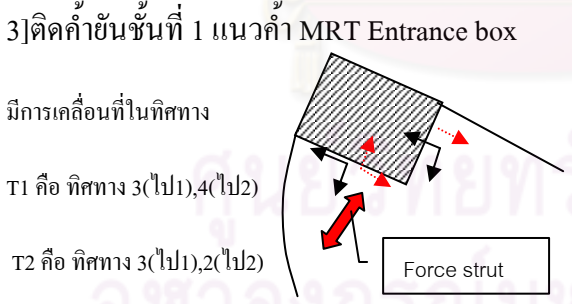
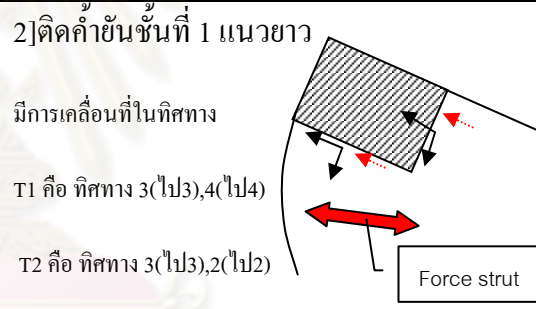
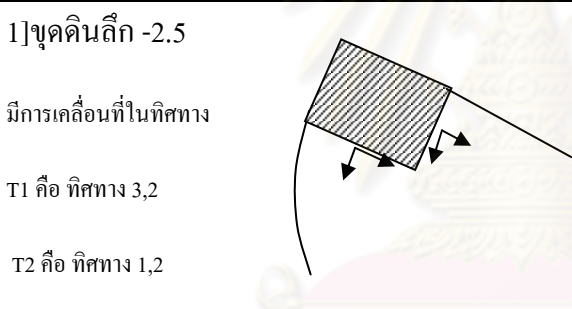
จากข้อมูลการตรวจวัดการเอียงตัวของอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินโดยเครื่องมือ Tilt meter ซึ่งจะพบว่าในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างมีผลต่อการเอียงตัวของอาคารในแต่ละทิศทาง โดยจะแสดงทิศทางการเอียงตัวดังแสดงในตารางที่ 4.5



การเอียงตัวในทิศทาง 1 - 3



การเอียงตัวในทิศทาง 2 - 4



ตารางที่ 4.5 แสดงทิศทางการเอียงตัวของอาคารจากเครื่องตรวจวัด Tilt meter ในแต่ละชั้นคอน

จากตารางที่ 4.5 จะพบว่า การเอียงตัวของอาคารเมื่อเริ่มต้นทำการขุดดินจะพบว่าตัวอาคารจะมีการเอียงตัวเข้ามาหาบริเวณขุด แต่เมื่อทำการติดตั้งค้ำยันและอัดแรงจะมีผลให้เกิดการเคลื่อนตัวมีแนวโน้มจะเคลื่อนตัวของอาคารไปในทิศทางที่สอดคล้องกับการอัดแรง เมื่อมีการขุดดินในขั้นต่อไปก็จะทำให้อาคารเคลื่อนตัวเข้ามาทางบริเวณขุด และเมื่อค้ำยันและอัดแรงในค้ำยันชั้นที่สองก็พบว่าจะมีผลทำให้อาคารเกิดการบิดตัวเข้ามาทางบริเวณขุด แต่เมื่อมีการค้ำยันในแนวขวางก็จะลดการบิดตัวของโครงสร้างอาคาร และในช่วงขั้นตอนการขุดดินในช่วงสุดท้ายจะพบว่า การเอียงตัวของอาคารมีแนวโน้มที่ลดลงขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้างชั้นใต้ดินของอาคาร Asoke Complex นั้นค่าการเอียงตัวสูงสุดอยู่ที่ +110 ถึง - 280 second หรือ 1/1875 ถึง 1/737 โดยการศึกษาลักษณะที่อาจมีผลต่ออาคารทางขึ้นลงรถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งตรงกับคำแนะนำของ Burland et al (2001) คือไม่พบรอย crack และผลการเอียงตัวน้อยกว่า 1/300

#### 4.2.5 มาตรการความปลอดภัยและการตรวจวัดขณะทำการก่อสร้าง

จากผลการวิเคราะห์ทางไฟไนท์อิเลเมนต์ดังกล่าวในหัวข้อที่ 4.2.1 ถึง 4.2.4 จึงได้กำหนดมาตรการความปลอดภัยและการตรวจวัดขณะทำการก่อสร้าง (Trigger Level) โดยที่จะกำหนดค่าผลที่เกิดจากการวิเคราะห์และข้อกำหนดความปลอดภัยมาเป็นค่าสูงสุด (Maximum Limit) เพื่อที่จะนำค่าดังกล่าวมาเป็นมาตรการความปลอดภัยและการตรวจวัดขณะทำการก่อสร้าง (Trigger Level) ดังแสดงในตารางที่ 4.6 ซึ่งในขณะที่ทำการก่อสร้างจะใช้มาตรการความปลอดภัย (Trigger Level) เป็นค่ามาตรฐาน โดยจะทำการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากเครื่องมือตรวจวัดในสนามในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง

ตารางที่ 4.6 ค่าความปลอดภัยในการตรวจวัด (Trigger level)

| Trigger Level  | D-Wall Lateral Movement (mm) | D-Wall Lateral Movement of MRTA (mm) | Surface settlement (mm.) | Tilt Difference (second) |
|----------------|------------------------------|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Alert Level    | 30.73                        | 4.77                                 | 32.02                    | +/- 295                  |
| Alarm Level    | 35.12                        | 5.46                                 | 36.60                    | +/- 412                  |
| Action Level   | 39.51                        | 6.14                                 | 41.17                    | +/- 589                  |
| Maximum Limit* | 43.90                        | 6.82                                 | 45.74                    | +/- 706                  |

#### 4.2.6 การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวของดินรอบอาคารและอาคารทางขึ้นลงรถไฟฟ้าใต้ดิน (Trigger level)

จากการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินรอบอาคารและอาคารทางขึ้นลงรถไฟฟ้าใต้ดินในทุกๆขั้นตอนการก่อสร้างชั้นใต้ดินจะนำมาเปรียบเทียบกับค่าความปลอดภัย(Trigger level) เพื่อประเมินความปลอดภัยของการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 แสดงค่าการเคลื่อนตัวของดินในสนามเปรียบเทียบกับค่าความปลอดภัย (Trigger level)

| Type of deformation      | Filed measurement | Trigger level |             |                | Trigger Level |
|--------------------------|-------------------|---------------|-------------|----------------|---------------|
|                          |                   | Alert Level   | Alarm Level | Action Level   |               |
| Lateral movement (mm)    | 8.28-33.31        | 30.73         | 35.12       | <b>39.51</b>   | Safe          |
| Surface settlement (mm.) | 1.79 – 23.80      | 32.02         | 36.60       | <b>41.17</b>   | Safe          |
| Tilt Difference (second) | -280 - +110       | +/- 295       | +/- 412     | <b>+/- 589</b> | Safe          |

จากตารางที่ 4.7 จะพบว่าค่าการเคลื่อนตัวของดินรอบบริเวณก่อสร้างของกำแพง D-Wall และการเอียงตัวของอาคาร โครงสร้างทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินที่เกิดขึ้นในทุกๆขั้นตอนการขุด มีค่าต่ำกว่าค่าที่ประเมินได้ที่ค่าความปลอดภัยกำหนดไว้ที่ค่า Action level ดังนั้นในขณะที่ทำการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร Asoke complex ในทุกๆขั้นตอนจึงมีความปลอดภัยต่ออาคารทางขึ้นลงรถไฟฟ้าใต้ดินและอาคารข้างเคียง ดังนั้นอาคาร โครงสร้างทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินยังคงสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยและมั่นคง

### 4.3 ผลการวิเคราะห์ภายในโครงการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE

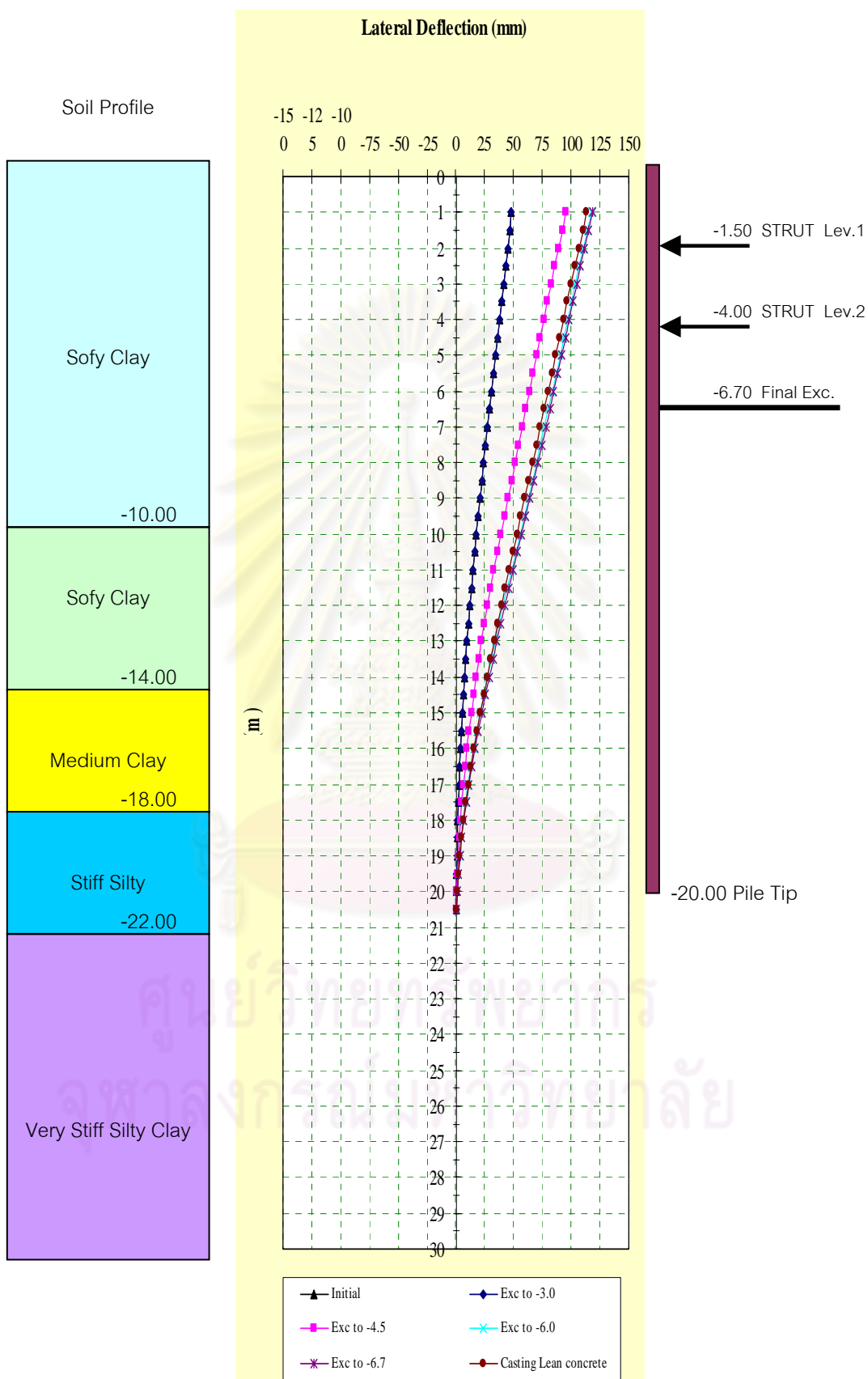
ในการก่อสร้างฐานราก โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE ที่มีความจำเป็นอย่างมากที่จะต้องควบคุมการขุดให้เหมาะสม ปลอดภัย และมีผลกระทบต่อโครงสร้างอาคารข้างเคียงน้อยที่สุด ดังนั้นจึงต้องมีการวิเคราะห์และออกแบบเพื่อที่จะกำหนดเกณฑ์เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์กับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนามเพื่อที่จะใช้ในการดำเนินงานก่อสร้างต่อไปได้อย่างปลอดภัย โดยในการศึกษาโครงการนี้จะเป็นการศึกษาผลของการค้ำยันที่มีผลต่อระบบค้ำยันโดยรวมของระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall

เนื่องจากภายในโครงการก่อสร้างฐานรากอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ในบริเวณอาคารที่ 1 นั้นเมื่อทำการขุดดินและทำการตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบๆ กำแพงกันดินชนิด Pile Wall ดังในรูปที่ 4.39 จะพบว่าค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงจะมีลักษณะรูปร่างเป็นคานยื่น โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นมีค่ามากผิดปกติและมีค่าเพิ่มขึ้นตามขั้นตอนการขุด ดังนั้นจึงได้มีการตรวจสอบขั้นตอนการก่อสร้างจึงพบว่าการยึดรั้งบริเวณมุมระหว่างเสาเข็มพืดเหล็กในสองแนวดังแสดงในรูปที่ 4.40 ไม่มีการยึดรั้งกันที่ดีเพียงพอที่จะถ่ายเทแรงระหว่างกันได้ จึงทำให้เกิดการหลุดออกจากกัน มีผลทำให้กำแพงกันดินชนิด Pile Wall ที่อาศัยการยึดรั้งของเสาเข็มพืด เกิดเสมือนมีการค้ำยันที่อ่อนลงจากเดิม ซึ่งในการศึกษานี้จะเป็นการหาค่าประสิทธิภาพของการค้ำยันโดยใช้การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวระหว่างการวิเคราะห์โดยวิธี FEM กับเครื่องมือตรวจวัดในสนาม โดยในการศึกษาโครงการนี้จะเป็นการศึกษาผลของการค้ำยันที่มีผลต่อระบบค้ำยันโดยรวมของระบบกำแพงกันดินชนิด Pile Wall

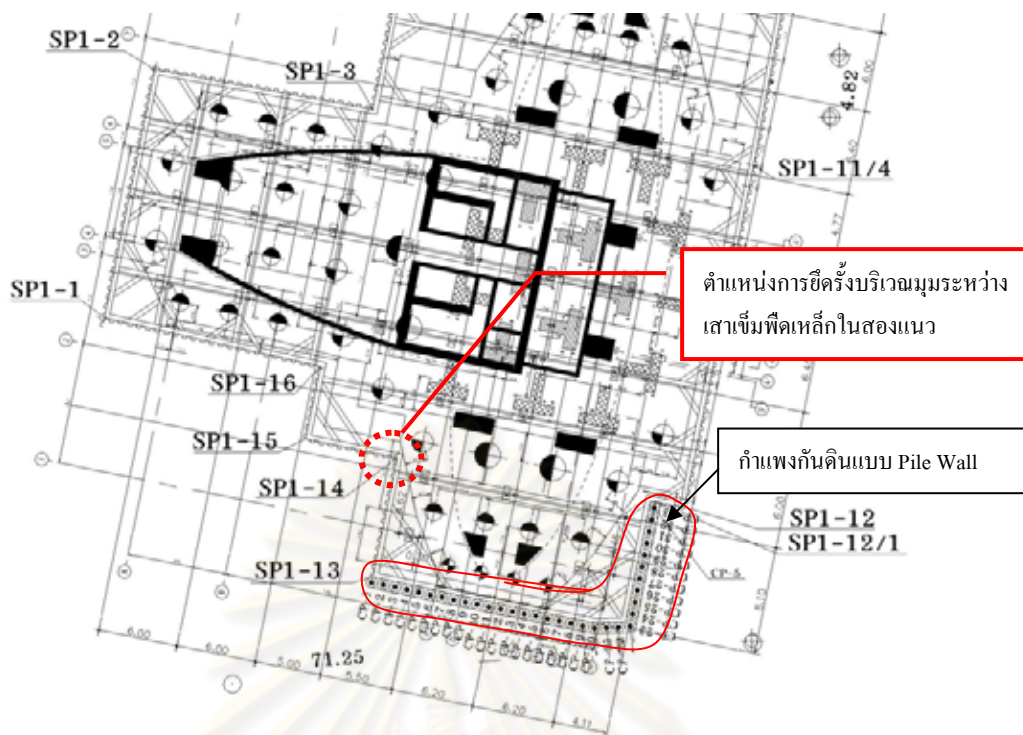
#### 4.3.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินบริเวณก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall และดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE โดยใช้โปรแกรม PLAXIS นั้นจำเป็นต้องมีการกำหนดค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดินรวมทั้งค่าพารามิเตอร์ของดินเพื่อนำผลที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS มาเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัดในงานก่อสร้างจริงโดยที่ค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดิน ค่าพารามิเตอร์ของดินแสดงอยู่ในตารางที่ 4.8

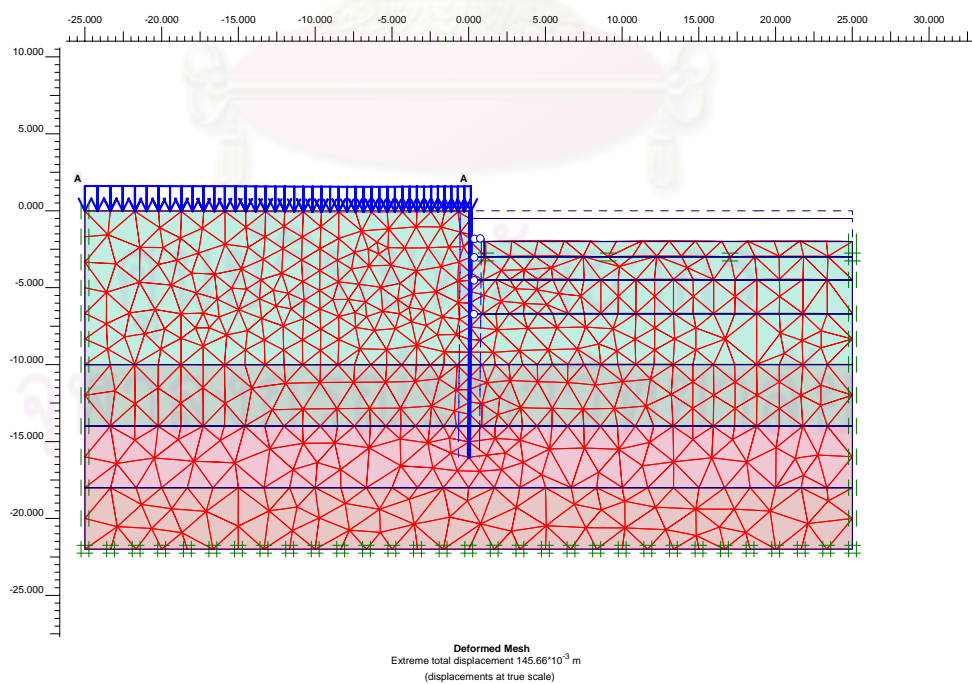
โดยค่าของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนได้มาจากกำลังรับแรงเฉือนจาก Field Vane Test ที่มีการปรับแก้ ( $S_u = \mu S_{u(FV)}$ ) สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยวีระนันท์ (2526) และสำหรับค่าโมดูลัสของชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งได้มาจากความสัมพันธ์ที่เสนอโดยธีระพันธ์ (2545)



รูปที่ 4.39 แสดงการปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall โดย Inclinator หมายเลข NO.1 โครงการ MILLENNIUM RESIDENCE



รูปที่ 4.40 แสดงการของกำแพงกันดินชนิด Pile Wall และตำแหน่งการขีต้งบริเวณมุมระหว่างเสาเข็มพืดเหล็กในสองแนว



รูปที่ 4.41 รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของPile wallและดินบริเวณรอบข้างในการก่อสร้างฐานรากอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE โดยโปรแกรมPLAXIS



ตารางที่ 4.8 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับการก่อสร้างฐานรากอาคาร

MILLENNIUM RESIDENCE

| Depth below<br>Ground<br>Surface (m) | Soil Description         | $\gamma_t$<br>( $t/m^3$ ) | $W_n$<br>(%) | N<br>(blow/ft) | $\phi$<br>( $^\circ$ ) | $\nu$<br>(-) | E<br>( $t/m^2$ ) | Su<br>( $t/m^2$ ) | E/Su | $E'/N_{60}$ |
|--------------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|----------------|------------------------|--------------|------------------|-------------------|------|-------------|
| 0.00-10.00                           | Soft CLAY                | 1.600                     | 20-38        | -              | 0                      | 0.49         | 700              | 1.3               | 500  | -           |
| 10.00-14.00                          | Soft to Medium<br>CLAY   | 1.600                     | 20-30        | -              | 0                      | 0.49         | 1500             | 2.5               | 500  | -           |
| 14.00-18.00                          | Medium CLAY              | 1.700                     | 20-30        | 5              | 0                      | 0.49         | 4600             | 4.0               | 1000 | -           |
| 18.00-22.00                          | Stiff silty CLAY         | 2.000                     | -            | 15             | 0                      | 0.49         | 10000            | 10.0              | 1000 | -           |
| 22.00-35.00                          | Very stiff silty<br>CLAY | 2.000                     | -            | 24             | 0                      | 0.30         | 6000             | 16.0              | -    | 2000        |

ตารางที่ 4.9 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์

| Structural<br>Member | $f_c'$<br>ksc | E<br>( $t/m^2$ )    | I<br>( $m^4/m$ )       | A<br>( $m^2/m$ ) | EI<br>$t-m^2/m$    | EA<br>( $t/m$ )    |
|----------------------|---------------|---------------------|------------------------|------------------|--------------------|--------------------|
| Pile Wall            | 280           | $2.63 \times 10^7$  | $2.01 \times 10^{-2}$  | 0.558            | $6.32 \times 10^4$ | $1.57 \times 10^6$ |
| Lean Concrete        | 150           | $1.862 \times 10^7$ | $6.667 \times 10^{-4}$ | 0.2              | $1.24 \times 10^3$ | $3.72 \times 10^5$ |

ตารางที่ 4.10 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงสร้างค้ำยันสำหรับการก่อสร้างชั้นใต้ดินอาคาร MILLENNIUM RESIDENCE ที่ใช้ในการวิเคราะห์

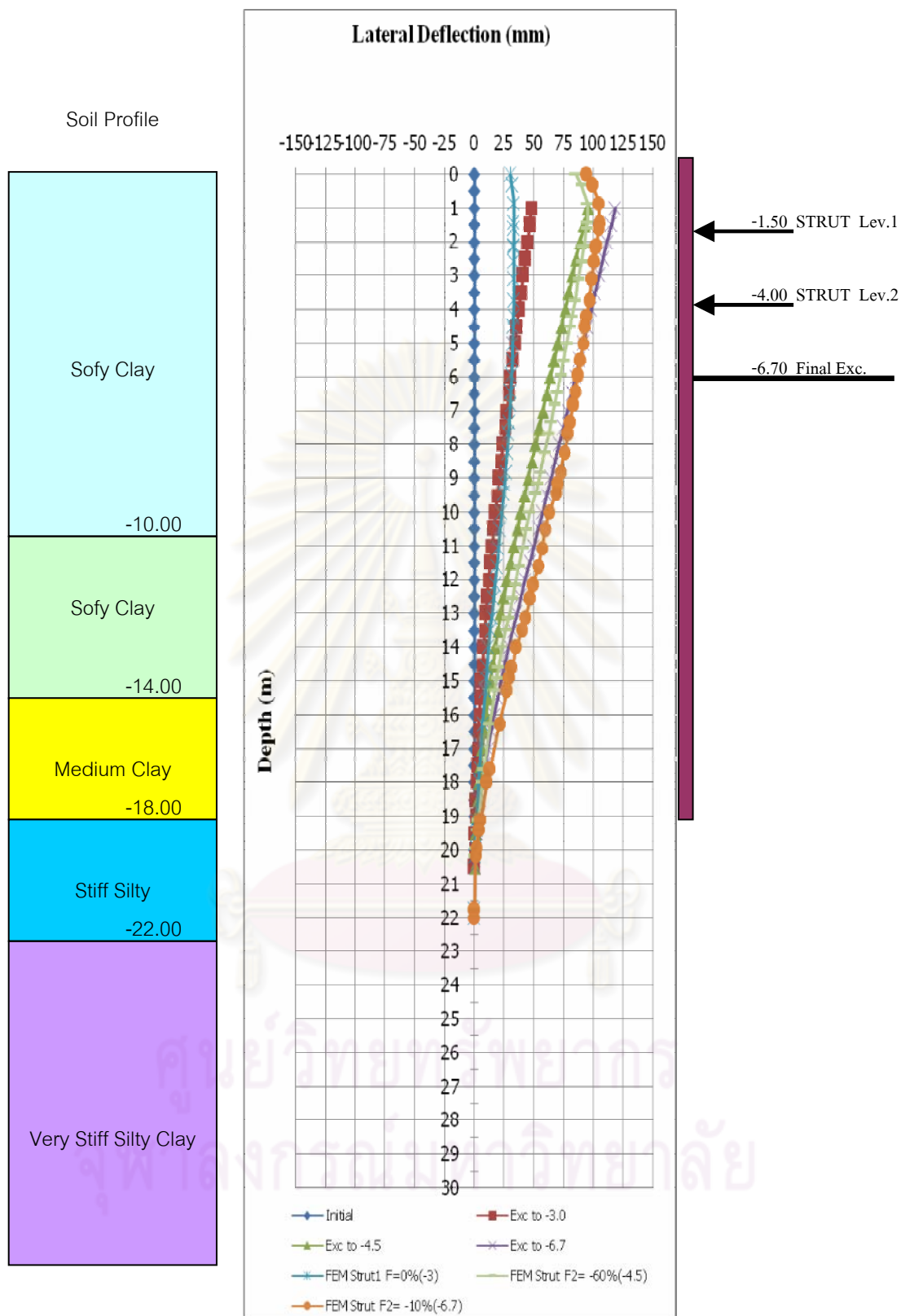
| Structural<br>Member | Structure    | $f_y$<br>ksc | E<br>( $t/m^2$ )   | I<br>( $cm^4$ )     | A<br>( $cm^2$ ) | EI<br>( $t-m^2$ )  | EA<br>(t)         |
|----------------------|--------------|--------------|--------------------|---------------------|-----------------|--------------------|-------------------|
| Strut 1st            | 2-W400@6.0m. | 4000         | $2.01 \times 10^7$ | $1.332 \times 10^5$ | 437.4           | $2.67 \times 10^4$ | $8.8 \times 10^5$ |
| Strut 2nd            | 2-W400@6.0m. | 4000         | $2.01 \times 10^7$ | $1.332 \times 10^5$ | 437.4           | $2.67 \times 10^4$ | $8.8 \times 10^5$ |

#### 4.3.2 ผลการวิเคราะห์หาค่าประสิทธิผลของการค้ำยันโดยใช้การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวระหว่าง ตัวระหว่างการวิเคราะห์โดยวิธี FEM กับเครื่องมือตรวจวัดในสนาม

การหาค่าประสิทธิผลของการค้ำยัน โดยใช้การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวระหว่างการวิเคราะห์โดยวิธี FEM กับเครื่องมือตรวจวัดในสนาม จะอาศัยการประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงชนิด Pile Wall และดินบริเวณรอบสถานที่ก่อสร้างอาคารได้วิเคราะห์โดยวิธี FEM โดยอาศัยค่าพารามิเตอร์ของดิน, โครงสร้าง และลำดับขั้นตอนการก่อสร้าง ตลอดจนน้ำหนักจากอาคารข้างเคียง ดังแสดงในตารางที่ 4.8 ถึง 4.10 ซึ่งนำมาจำลองลงในโปรแกรมดังรูปที่ 4.41

การวิเคราะห์จะทำการลดค่าแรงค้ำยันในแต่ละขั้นตอนการขุดดินลง โดยทำการลดแรงลงเป็นร้อยละ( % ) คือ ลดจากการอัดแรงที่ +40% ลงมา 0%, -10%, -20%, -40%, -80% และ -100% ตามลำดับแล้วพิจารณาเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวของดินที่ได้กับผลที่ได้จากการตรวจวัดในสนามดังแสดงในรูปที่ 4.42 ซึ่งจะพบว่าในช่วงการขุดลึก -3.0 เมตร ค่าร้อยละการลดลงจะอยู่ประมาณ -40 % จึงให้ผลของรูปร่างการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกัน ในช่วงการขุดลึก -4.5 เมตร ค่าร้อยละการลดลงจะอยู่ประมาณ -60 % จึงให้ผลของรูปร่างการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกันและในช่วงการขุดลึก -6.7 เมตร ค่าร้อยละการลดลงจะอยู่ประมาณ -10 % จึงให้ผลของรูปร่างการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกัน

ดังนั้นจากการยึดรั้งของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพีคที่มีการยึดรั้งกันเพื่อถ่ายแรงในโครงการนี้ เมื่อเกิดการหลุดออกจากกันจะทำให้ประสิทธิภาพในการค้ำยันเพื่อที่จะถ่ายแรงจะมีค่าลดลงประมาณ 40% ถึง 60% โดยดูจากค่าประสิทธิผลของการค้ำยันจะอยู่ที่ -40% ถึง -60%



**รูปที่ 4.42** การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของPile wallโดยโปรแกรมPLAXIS กับค่าการตรวจวัดในสนาม

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิเคราะห์

5.1.1 จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมและดินในบริเวณรอบข้างจากการก่อสร้างอาคาร ASOKE COMPLEX โดยใช้วิธี Finite Element ซึ่งกำหนดสมมติฐานให้ปัญหาที่ทำการวิเคราะห์มีลักษณะเป็น 2 มิติ และจำลองพฤติกรรมโดยแบบจำลองของ Mohr-Coulomb เปรียบเทียบกับข้อมูลที่ได้จากการวัดจริงในสนามพบว่า การประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะแฟรมด้วยวิธี FEM ได้ค่าใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดในสนามในขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้าง ส่วนการประมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในขั้นตอนระหว่างการก่อสร้างค่าที่ได้จาก FEM จะให้ค่าที่สูงกว่าผลการตรวจวัดในบริเวณก่อสร้างบ่อชุดที่มีลักษณะสี่เหลี่ยมผืนผ้าบางส่วน แต่การประมาณการเคลื่อนตัวในส่วนบริเวณก่อสร้างบ่อชุดที่มีลักษณะโค้งจะพบว่าการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินชนิดไคอะแฟรมวอลล์นั้น จะมีค่าที่สูงกว่าผลการตรวจวัดในสนามทุกๆขั้นตอน เมื่อนำผลที่ได้จากการวิเคราะห์แรงในค้ำยันที่ได้จากการตรวจวัดจะพบว่าแรงดันดินที่เกิดขึ้นในบริเวณนี้มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จาก FEM เนื่องจากผลของรูปร่างบ่อชุด โดยในโครงการ Asoke Complex นั้นจะแสดงว่าในบริเวณที่ติดตั้ง Inclinator หมายเลข 11 และ 12 ที่บริเวณโค้งนั้นจะให้ค่าการเคลื่อนตัวที่น้อยเนื่องจากผลของ Arching Effect และส่วนบริเวณที่ติดตั้ง Inclinator หมายเลข 9 และ 10 ที่บริเวณมุมนั้นจะให้ค่าการเคลื่อนตัวที่น้อยเนื่องจากผลของ Corner Effect ดังนั้นจึงพบว่าในการวิเคราะห์ปัญหา 2 มิติในบริเวณปัญหาที่เป็นแบบ 3 มิตินั้นสามารถให้ค่าที่ปลอดภัยกว่าแต่เมื่อต้องการความละเอียดในผลวิเคราะห์ การพิจารณาโดยการวิเคราะห์ที่เป็น 3 มิติจะให้ผลที่สอดคล้องกับลักษณะปัญหาที่เป็นแบบ 3 มิติมากกว่า

5.1.2 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงไคอะแฟรมในแต่ละช่วงชุดจะพบว่าในช่วงชุดต้นจะพบว่า รูปร่างการเคลื่อนตัวจะเป็นแบบคานยื่น และเป็นแบบปลายยึดแน่น (Fix End) แต่เมื่อมีการขุดลึกขึ้นลักษณะรูปร่างการเคลื่อนตัวจะมีลักษณะเป็นเส้น โค้งปล่องกลางและปลายก็จะมี การเคลื่อนตัว (Free End) โดยจะขึ้นอยู่ระยะที่ฝังที่อยู่ในชั้นดินแข็ง

5.1.3 เมื่อพิจารณาไคอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ Earth Pressure Envelope พบว่ารูปแบบแรงดันดินที่ได้จะมีค่าใกล้เคียงกับรูปแบบ Pressure Diagram ขอบเขต

หน่วยแรงดันดิน ที่เสนอโดย Sower ( 1979 ) และผลที่ได้จาก FEM แต่หน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่า เนื่องจากผลของรูปร่างบ่อขุดมีผลทำให้แรงดันดินในบริเวณที่มีการวัดมีค่าน้อยลง

5.1.4 จากการวิเคราะห์การเอียงตัวของอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินที่เกิดขึ้น เนื่องจากการก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดินของอาคาร ASOKE COMPLEX จะพบว่าการเอียงของอาคาร จะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่างที่จะต้องนำมาประกอบกัน เช่น แรงดันดิน แรงในค้ำยันและ ลักษณะรูปร่างบริเวณก่อสร้าง ตลอดจนระยะเวลาในการก่อสร้าง จากการศึกษาค่าการเอียงตัวของอาคารที่มีค่ามากที่สุดคืออัตรา 1:736 ในขั้นตอนช่วงการขุดดินและติดตั้งค้ำยันชั้นที่สอง ซึ่งเป็นค่าที่น้อยมาก โดยมีค่าน้อยกว่าค่าการเอียงตัวของอาคารที่กำหนดไว้ที่ 1/300

5.1.5 ผลกระทบเนื่องจากการก่อสร้างอาคารชั้นใต้ดินของอาคาร ASOKE COMPLEX ที่มีต่อการเคลื่อนตัวของอาคารสถานีทางขึ้น-ลงรถไฟฟ้าใต้ดินและอาคารข้างเคียง พบว่ามีผลกระทบ น้อยมากและไม่ก่อให้เกิดผลเสียหายต่อโครงสร้างแต่ประการใด

5.1.6 ผลจากการยึดรั้งกันของกำแพงกันดินชนิดเสาเข็มพืดเพื่อถ่ายแรง เมื่อเกิดการหลุดออกจากกันจะทำให้ประสิทธิภาพในการค้ำยันเพื่อที่จะถ่ายแรงลดลงประมาณ 40% ถึง 60%

## 5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

ในปัจจุบัน โครงการก่อสร้างขนาดใหญ่มักเป็นที่สนใจและถูกจับตามองจากผู้คนรอบข้าง และผู้ที่เกี่ยวข้องมากขึ้น ประกอบกับเริ่มมีการบังคับใช้พระราชบัญญัติสิ่งแวดล้อมในโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ ทำให้รายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อม (Environmental Impact Assessment, EIA) กลายเป็นสิ่งสำคัญอย่างหนึ่งในการประเมินความเหมาะสมของโครงการเบื้องต้น

ในอนาคตอันใกล้ การประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากการก่อสร้างใต้ดิน (Risk Damage Assessment due to Underground Construction) จะกลายเป็นส่วนหนึ่งของรายงานการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อมที่สำคัญยิ่งในโครงการก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นเพียงพื้นฐานส่วนหนึ่งของการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากการก่อสร้างใต้ดิน ซึ่งการประเมินความเสี่ยงต่อการเสียหายเนื่องจากการก่อสร้างใต้ดินที่เต็มรูปแบบนั้น ต้องอาศัยองค์ความรู้และข้อมูลอีกหลายด้านและหลายๆโครงการมาประกอบ เพื่อให้ครอบคลุมถึงความเสียหายต่างๆที่อาจจะเกิดขึ้นในงานก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ที่จะเกิดขึ้นในอนาคต

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

วีระนันท์ ปิตุปรกรณ์. การคาดคะเนการรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยสมมติคาร์ดเพเนเทรชันเทสต์ ในชั้นดินกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

ธีรพันธ์ ภูมิรัตนประพิณ. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.

พิพัฒน์ ศรีวัฒนวงศ์. พฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดแบบใช้ค้ำยันสำหรับงานขุดขนาดลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2535.

บุญชัย อุกฤษฏชน. เอกสารประกอบการสอนวิชา Foundation Engineering. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2541.

วันชัย เทพรักษ์. การใช้ SECANT PILE WALL ในการก่อสร้างห้องใต้ดินลึก สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. การประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2534, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2534.

วันชัย เทพรักษ์. การอัดแรงในการค้ำยันกับการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานขุดด้วยการค้ำยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 2 จ. เชียงใหม่, วสท., 2538.

วันชัย เทพรักษ์. การออกแบบระบบค้ำยันเข็มพืดสำหรับงานขุดดินลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. การสัมมนาวิชาการและทัศนศึกษาเรื่องประสบการณ์การก่อสร้างห้องใต้ดินลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, 2539.

วันชัย เทพรักษ์. พฤติกรรมของกำแพงไคอะเฟรมวอลล์และพารามิเตอร์ของดินในการออกแบบและก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 5 จ.ชลบุรี, 2542.

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.

ศิริมาศ วิเศษศรี. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเข็มพืดสำหรับงานขุดค้ำยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 2541.



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## ภาษาอังกฤษ

Bjerrum, L. Embankment on soft ground. In Proc. Spec. Conf. Performance of Earth and Earth Supported Structure, pp. 1-54. Purdue University, 1972.

Bjerrum, L., Clausen, C.J.F. and Duncan, J. Earth Pressures on Flexible Structure. A State of the Art Report, pp. 169-207, 1972.

Clough, G.W. and Denby, G.M. Stabilizing berm design for temporary wall in clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 103, pp. 75-90, February 1977.

Duncan, J.M., and Buchighani, A.L. An Engineering Manual for Settlement Studies. In Geotech. Eng. Report, Dept. of Civil Eng., University for California at Berkeley, 1976.

Gregory, P Tschebotarioff. Foundation Retaining and Earth Structure , ( n.p. ) 1973.

Ladd, C.C., Foote, R., Ishihara, K., Schiosser, F., and Poulos, H.G. Stress deformation and Strength Characteristic. In Proc. 9<sup>th</sup> International Conference on soil mechanics and foundation engineering, pp. 421-494, Vol.2, Tokyo, 1977.

Mesri, G. and Choi, Y.K. Discussion of The Behavior of Embankments on Clay Foundation by F.Tavenas and S.Leroueil. Can. Geotech, J. 18 (3), pp. 460-462, 1981.

Mana, A.L., and Clough, G.W. Prediction of movement for braced cuts in clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, pp. 759-777, Vol.107, June, 1981.

NAVFAC DM 7-1. Design manual. Soil Mechanics. Department of the navy, Naval Facilities Engineering Command, 1982.

NAVFAC DM 7-2. Design manual. Foundation Engineering and Earth Structure. Department of the navy, Naval Facilities Engineering Command, 1982.



Peck R.B. Deep excavation and tunneling in soft ground. In state of the soil report, 7<sup>th</sup> International Conference on soil mechanics and foundation engineering, State-of-the Art, Mexico, pp. 225-290, 1969.

Sower, G.F. Introductory Soil Mechanics and Foundation Geotechnical Engineering, 1979.

Terzaghi, K. and R.B. Peck. Soil Mechanics in Engineering Practice . 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley & Sons Inc., 1967.

Wong K.S. and Broms B.B. Lateral wall deflections of braced excavations in clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 115, pp. 853-870, June 1989.



ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



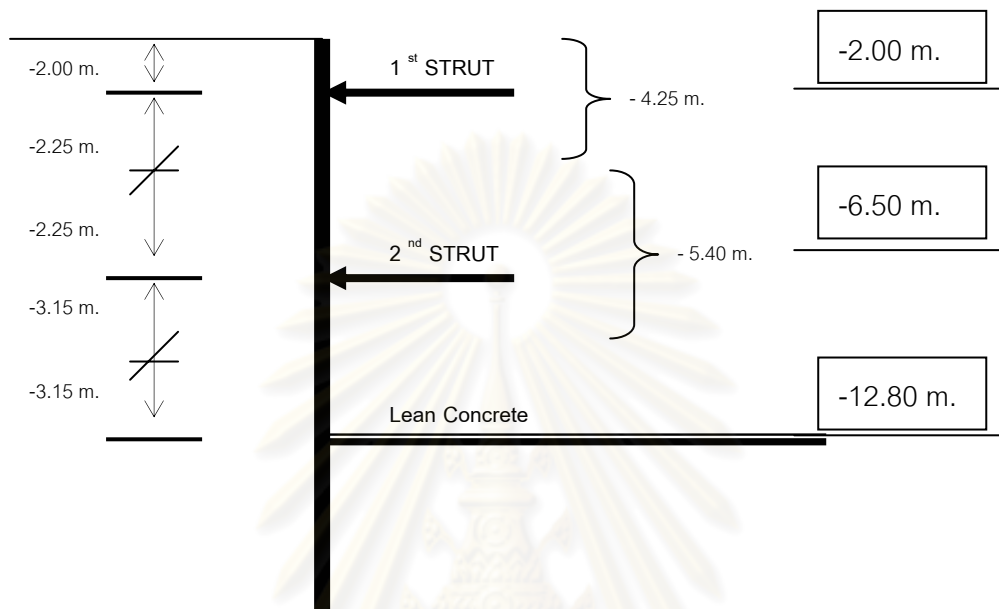
ภาคผนวก

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## วิธีการคิดแรงดันดิน ( Earth Pressure Diagram )

### 1.1 แรงดันดินที่คิดจากสนาม ( Field Data )

Strut Spacing = 7.50 m.



( จากรูป Pressure Diagram )

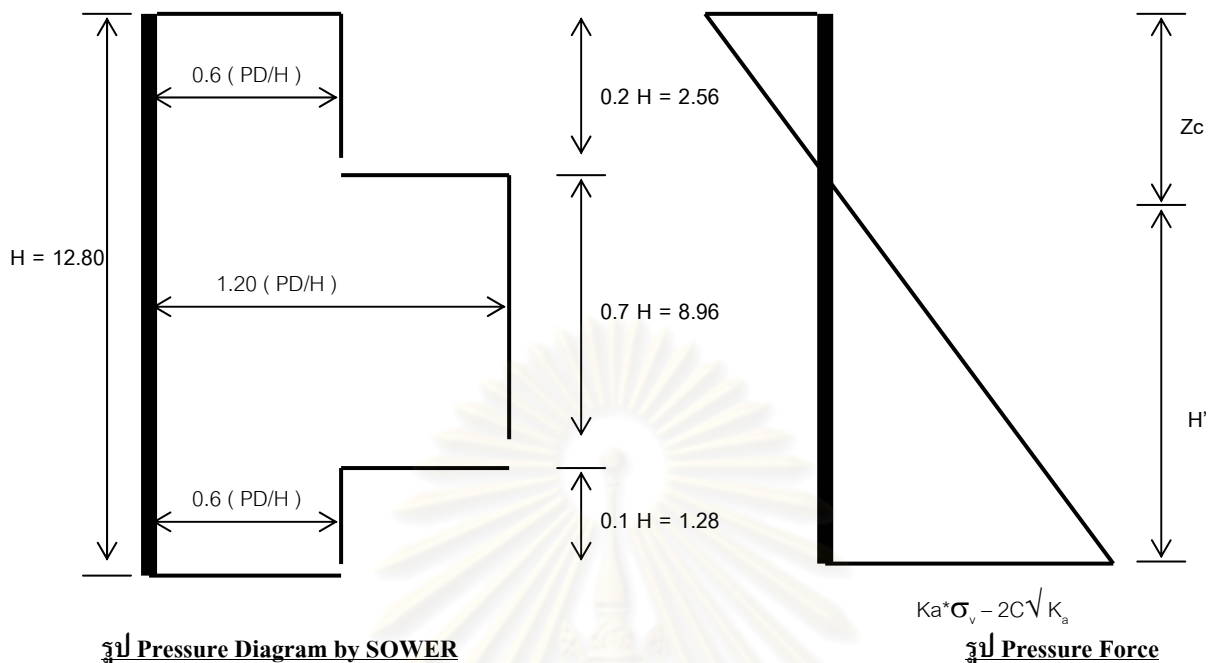
ชั้นที่ 1

$$\begin{aligned}
 \text{Max force 1}^{\text{st}} \text{ strut} &= 120 \text{ ton.} \\
 \text{PD} &= \frac{120}{4.25 \times 7.5} \\
 &= \underline{\underline{3.368 \text{ ton/m}^2}}
 \end{aligned}$$

ชั้นที่ 2

$$\begin{aligned}
 \text{Max force 2}^{\text{nd}} \text{ strut} &= 104 \text{ ton.} \\
 \text{PD} &= \frac{104}{5.40 \times 7.5} \\
 &= \underline{\underline{2.568 \text{ ton/m}^2}}
 \end{aligned}$$

1.2 แรงดันดินที่คิดแบบ SOWER ( 1979 )



รูป Pressure Diagram by SOWER

รูป Pressure Force

( จากรูป Pressure Force )

ใช้ค่า PD = 1.5 PA' ( soft clay )

$$PA' = 1/2 [ Ka \cdot \sigma_v - 2C\sqrt{K_a} ] * H'$$

แทนค่า

$$PA' = 1/2 [ 0.85 * ( 13.72 ) - ( 2 * 3.0 * \sqrt{0.85} ) ] * (12.8 - 1.375)$$

$$= 90.45 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore PD = 1.5 * 90.45$$

$$= 135.73 \text{ t/m}^2$$

( จากรูป Pressure Diagram by SOWER )

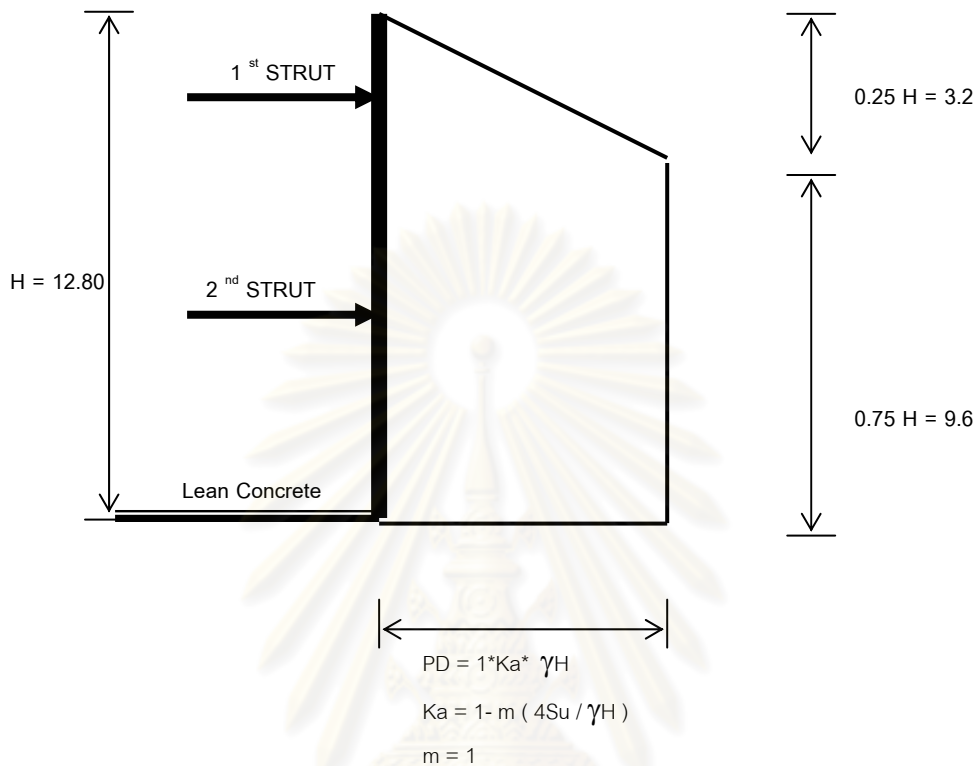
$$\therefore 0.6 PD/H = 0.6 * ( 135.73 / 12.80 )$$

$$= \underline{6.36 \text{ t/m}^2}$$

$$\therefore 1.2 PD/H = 1.2 * ( 135.73 / 12.80 )$$

$$= \underline{12.73 \text{ t/m}^2}$$

### 1.3 แรงดันดินที่คิดแบบ TERZAGHI and PECK (1967)



รูป Pressure Diagram by Terzaghi and Peck

(จากรูป Pressure Diagram กรณี Soft clay)

ใช้ค่า  $m = 0.4$  ( $rh/S_u > 6$  or 4)

$$\begin{aligned}
 K_a &= 1 - 0.4 [ (4 * 3) / (1.6 * 12.80) ] \\
 &= 0.766
 \end{aligned}$$

แทนค่า

$$\begin{aligned}
 \therefore PD &= 1 * 0.766 * 1.6 * 12.80 \\
 &= 15.68 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายภัทรารุช อวจำปา เกิดวันที่ 6 มีนาคม พ.ศ. 2523 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญา  
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เมื่อปี พ.ศ. 2544  
จากนั้นได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปี พ.ศ. 2548



ศูนย์วิทยพักร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย