



ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

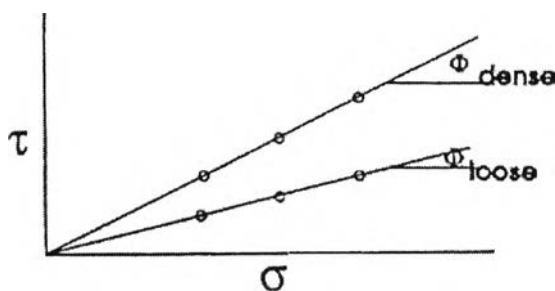
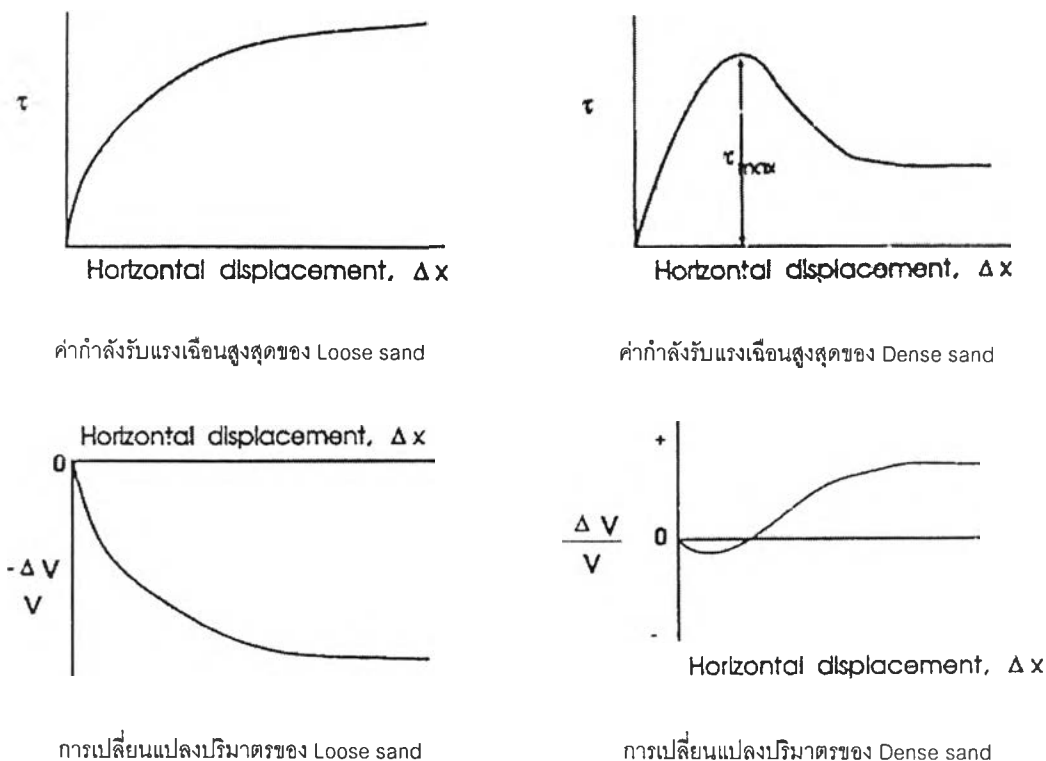
การวิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS มีความจำเป็นต้องรู้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของดิน เช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน, ค่าโมดูลัสของดิน และค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้นั้นจะต้องหามาจากวิธีการทดสอบต่างๆ พร้อมทั้งมีความสอดคล้องเหมาะสมกับการออกแบบของงานก่อสร้างแต่ละชนิดและเฉพาะบริเวณที่ทำการก่อสร้าง โดยค่าพารามิเตอร์ของดินสามารถหาได้จากวิธีการทดสอบต่างๆ ดังนี้

4.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานกับหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำต่อมวลดินเพื่อป้องกันการวิบัติของมวลดิน โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงกดทับในอดีต (Stress History), สภาพการระบายน้ำในขณะเกิดการเฉือนของมวลดิน, การรบกวนต่อตัวอย่างดินที่จะนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Disturbance), อัตราของความเครียดในดิน (Strain Rate), การเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในดิน (Volumetric Change) ฯลฯ สำหรับการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะแบ่งออกตามชนิดของดินได้เป็น 2 ประเภท คือ

4.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบซึ่งปกติเป็นดินจำพวกทรายส่วนใหญ่จะหาได้จากการทดสอบ Direct Shear โดยมีขั้นตอนการทดสอบตามมาตรฐานต่างๆ ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน เช่น มาตรฐาน ASTM โดยผลการทดสอบที่ได้นั้นเป็นการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายที่อยู่ในสภาพหลวม (Loose sand) และสภาพแน่น (Dense sand) ซึ่งจะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจะแปรผันโดยตรงกับค่าหน่วยแรงกดทับ (Normal stress) แต่ในส่วนของค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน (ϕ) สำหรับตัวอย่างทรายที่อยู่ในสภาพแน่นจะให้ค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานมากกว่าตัวอย่างทรายที่อยู่ในสภาพหลวม พร้อมทั้งลักษณะการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในทรายสภาพหลวมจะเกิดการลดลงของปริมาตรไปเรื่อยๆ ในขณะที่ทรายที่อยู่ในสภาพแน่นจะเกิดการลดลงของปริมาตรในช่วงแรกๆ ที่เพิ่มหน่วยแรงกดทับและเมื่อเพิ่มหน่วยแรงกดทับขึ้นอีกจะเป็นผลให้ปริมาตรของทรายเพิ่มขึ้น (Dilatancy) ซึ่งจะได้ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.1



เส้นการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Loose sand และ Dense sand

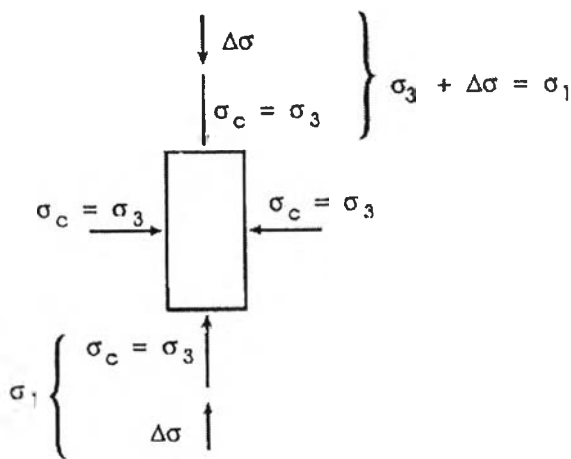
รูปที่ 4.1 ผลการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจากการทดสอบ Direct shear

4.1.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวสามารถหาได้จากวิธีการต่างๆ หลายวิธี คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ, ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test), ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical และค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี In Situ Self Boring Pressuremeter Test โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่ได้มานั้นอาจจะอยู่ในรูปของกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) นอกจากนี้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากวิธีการต่างๆ นั้นจะมีความเหมาะสมกับชนิดของดินและลักษณะของงานที่แตกต่างกันตามการพิจารณาของผู้ออกแบบ

4.1.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ใช้สำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวได้แก่ การทดสอบแบบ Triaxial ซึ่งจะหาค่ากำลังรับแรงเฉือนทั้งในสภาวะระบายน้ำและสภาวะไม่ระบายน้ำ โดยมีขั้นตอนการทดสอบคร่าวๆ คือ ขั้นแรกเป็นการให้หน่วยแรงโดยรอบเพื่อให้เหมือนสภาพธรรมชาติ (Cell pressure, σ_c) แก่ตัวอย่างดินพร้อมทั้งสามารถกำหนดให้ตัวอย่างดินเกิดการระบายน้ำ (Consolidated) หรือไม่ยอมให้เกิดการระบายน้ำ (Unconsolidated) ออกจากตัวอย่างดิน สำหรับขั้นตอนต่อไปจะเป็นการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้ง (Axial stress, $\Delta\sigma$) ให้แก่ตัวอย่างดินซึ่งสามารถกำหนดให้มีการระบายน้ำและไม่ระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเหมือนในขั้นตอนแรกดังแสดงในรูปที่ 4.2 โดยที่การทดสอบแบบ Triaxial สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ชนิด คือ

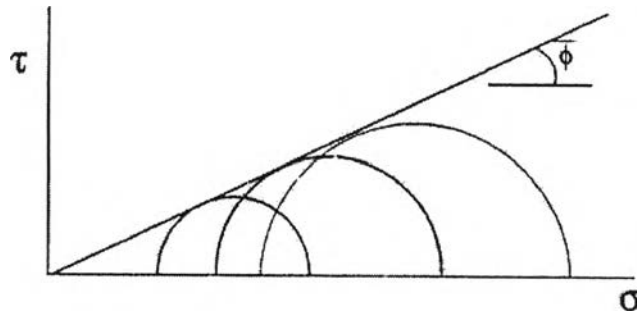


รูปที่ 4.2 หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินจากการทดสอบ Triaxial

n) Consolidated Drained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินทั้งในขั้นตอนที่ให้หน่วยแรง Cell pressure และขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress เป็นผลให้ค่าหน่วยแรงดันน้ำในดินของตัวอย่างมีค่าเป็นศูนย์ตลอดเวลา ดังนั้นค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินจะอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) จากกฎการวิบัติของ Mohr's Coulomb จะสามารถหาค่าหน่วยแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.3

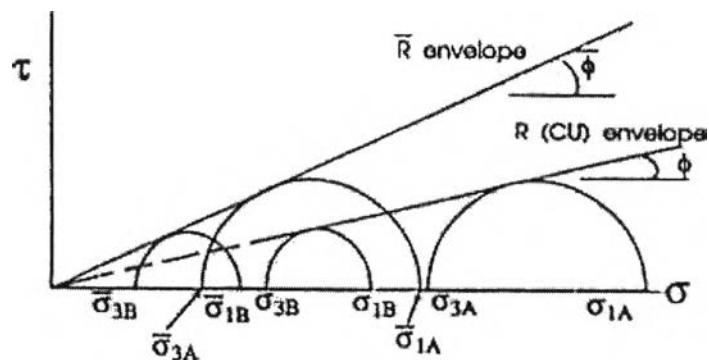
$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad \dots\dots\dots (4.1)$$



รูปที่ 4.3 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CD ของ NC Clay

ข) Consolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเฉพาะในขั้นตอนที่ใส่ Cell pressure แก่ตัวอย่างดินส่วนขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress นั้นจะไม่มีมีการระบายน้ำออกจากตัวอย่าง ซึ่งเป็นผลให้ได้ค่าเส้นการวิบัติทั้งในสภาพระบายน้ำ (เมื่อมีการวัดความดันน้ำในดินโดยใช้ Transducer) และสภาพไม่ระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CU ของ NC Clay

จากการทดสอบแบบ CU จะให้คุณสมบัติของดินเหนียวซึ่งสามารถนำมาใช้ในการออกแบบดังนี้

- ให้ค่า ϕ' และ c' สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยต้องทำการทดสอบอย่างน้อย 3 ตัวอย่างที่ σ'_c ต่างกัน รวมทั้งยังให้ค่า ϕ และ c สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงรวมแต่ยากแก่การนำไปใช้

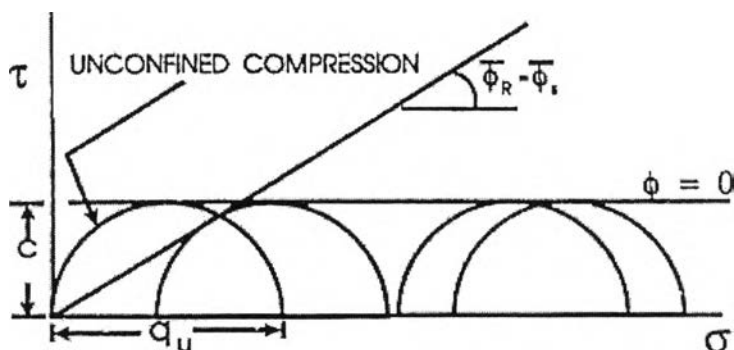
- ให้ค่า A พารามิเตอร์ของ Skempton ในการคาดคะเนความดันน้ำในดินที่ความเครียดต่างๆ โดยที่ค่า A หาได้เมื่อทราบค่า Δu

- ให้ S_u สำหรับการคาดคะเนความดันดินในสภาพ Active และโมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบไม่ระบายน้ำ

ค) Unconsolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะไม่มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินในขณะที่ทำการทดสอบเป็นผลให้สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) โดยอาศัยแนวคิด $\phi = 0$ ซึ่งในการทดสอบแบบ UU ค่ากำลังรับแรงเฉือนในดินจะขึ้นอยู่กับค่า Consolidation Stress แต่จะไม่ขึ้นกับค่า Cell Pressure (σ_c) ทำให้สามารถทดสอบโดยใช้ค่า σ_c ที่เท่ากับศูนย์ได้เหมือนการทดสอบแบบ Unconfined Compression จากหลักการ $\phi = 0$ และรูปของวงกลม Mohr ดังแสดงในรูปที่ 4.5 จะได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเท่ากับ

$$S_u = q_u / 2 = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) / 2 \quad \dots\dots\dots (4.2)$$



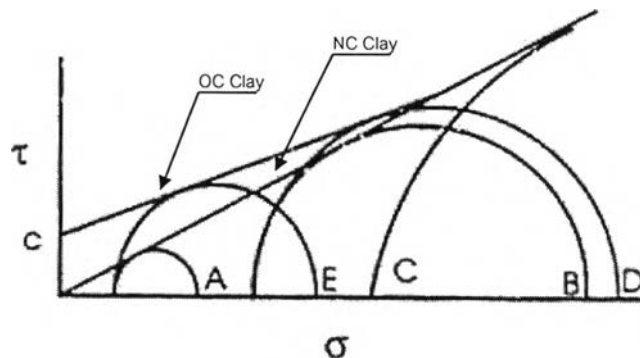
รูปที่ 4.5 เส้นการวิบัติจากการทดสอบแบบ UU และ Unconfined Compression ของ NC Clay

ง) กำลังรับแรงเฉือนของ Overconsolidated Clay

ดินเหนียวที่เป็น OC Clay จะเกิดมาจากการที่ในอดีตนั้นดินเหนียวเคยได้รับหน่วยแรงกดทับหรือที่เรียกว่า หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (σ'_p) มากกว่าค่าหน่วยแรงกดทับที่ได้รับอยู่ในสภาพปัจจุบัน ทำให้ค่า OCR ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$) มีค่ามากกว่า 1.0 โดยสาเหตุที่ทำให้ดินมีหน่วยแรงประสิทธิผลในอดีตมากกว่าปัจจุบันอาจเกิดจากผลของการสึกกร่อนของดินตามธรรมชาติ (Erosion), ผลของการมีอายุแก่ขึ้นของดินเหนียวที่มีพลาสติกซิตีสูง (Aging), ผลของปฏิกิริยาเคมีทำให้เกิดสารเชื่อมแน่น (Cementation) และการเปลี่ยนแปลงของระดับเส้นน้ำอิสระ

จากการเปรียบเทียบระหว่าง NC Clay กับ OC Clay ดังแสดงในรูปที่ 4.6 จะพบว่าที่ระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกัน OC Clay จะให้ค่าความแข็งแรงของดินมากกว่า NC Clay

โดยเส้นแสดงการวิบัติของดินที่ได้จาก Mohr-Coulomb จะตัดแกนของค่าแรงเฉือนที่ระยะ C ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนของ OC Clay จะมีค่าเท่ากับ $\tau_f = C + \sigma \tan \phi$



รูปที่ 4.6 เส้นแสดงการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Overconsolidated Clay

4.1.2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test)

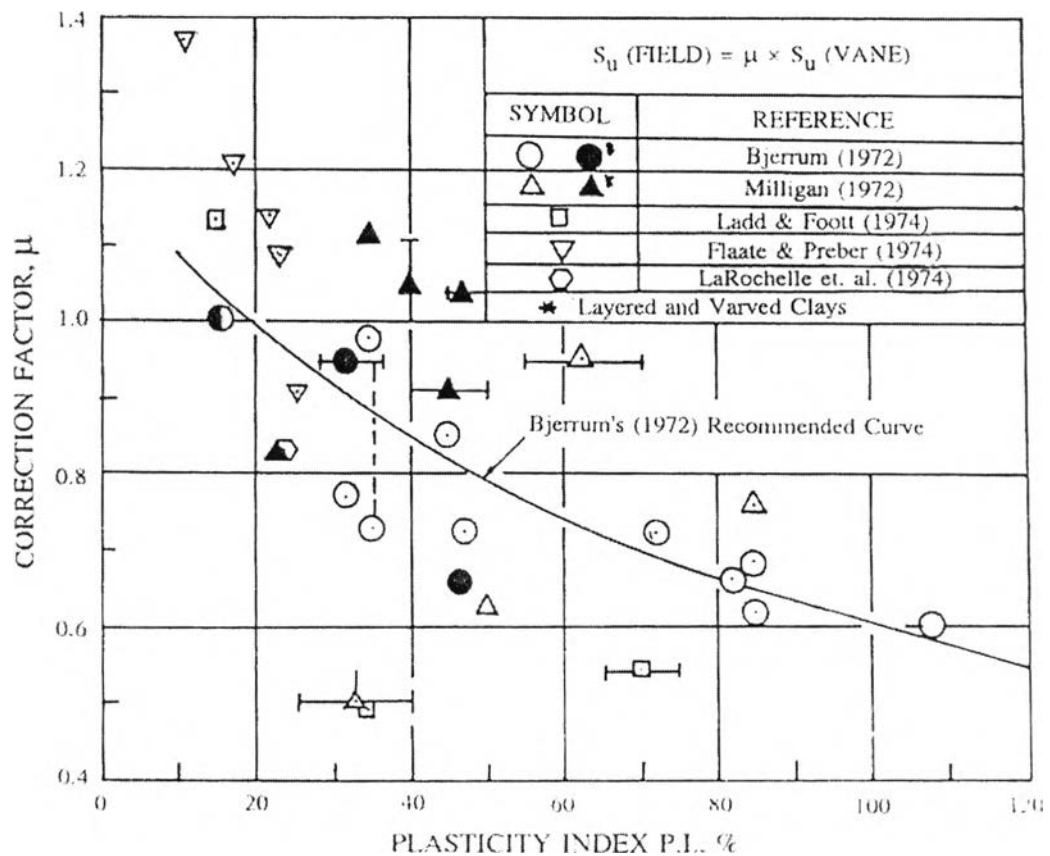
การทดสอบแบบนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคล้ายใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ เวนเกิดการวิบัติและนำค่า Torque สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

จากค่า $S_{u(FV)}$ ที่ได้นั้น Bjerrum (1972) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง $S_{u(FV)}$ จะมีค่าสูงเกินไปสำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI > 20% เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้จากค่า μ ดังสมการที่ 4.3

$$S_u = \mu S_{u(FV)} \dots\dots\dots (4.3)$$

เมื่อ μ = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972) จากรูปที่ 4.7

สำหรับค่า μ ที่ใช้ในการปรับแก้ค่า $S_{u(FV)}$ นั้น Bjerrum (1972) เสนอว่าเป็นผลของการใช้อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สมบัติของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้านเมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติที่ไม่พร้อมกัน



รูปที่ 4.7 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบแบบ FV

4.1.2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ ได้แก่ การทดสอบ SPT ซึ่งใช้ได้เฉพาะกับดินเหนียวแข็ง โดยในดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N และพบว่าความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับวิธีการทดสอบอย่างมาก โดยพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ($S_u = q_u / 2$) มีค่าดังนี้

$$S_u = 0.685N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CH} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$S_u = 0.520N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CL} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

นอกจากนี้ Stroud (1989) ยังได้เสนอความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในรูปของ N_{60} ดังแสดงในสมการที่ 4.6

$$S_u = 0.50N_{60} \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad (\text{Stroud, 1989}) \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

โดย $N_{60} = 10 + 1.55z$ เมื่อ $z = 0$ ที่ระดับความลึก 15 เมตรจากระดับผิวดิน หรือความลึก 86m ISD สำหรับโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

นอกจากวิธีการทดสอบ SPT แล้วการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถหาได้โดยอาศัยคุณสมบัติของการ Normalized ของดินเหนียวกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ'_{vo}) ที่เสนอโดย Ladd et al (1977) ดังนี้

$$(C_u/\sigma'_{vo}) = (C_u/\sigma'_{vo})_{NC} (OCR)^m \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

$$(C_u/\sigma'_{vo})_{NC} = 0.11 + 0.0037PI \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

เมื่อ $m = 1.5$ สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Eide & Holmberg, 1972)

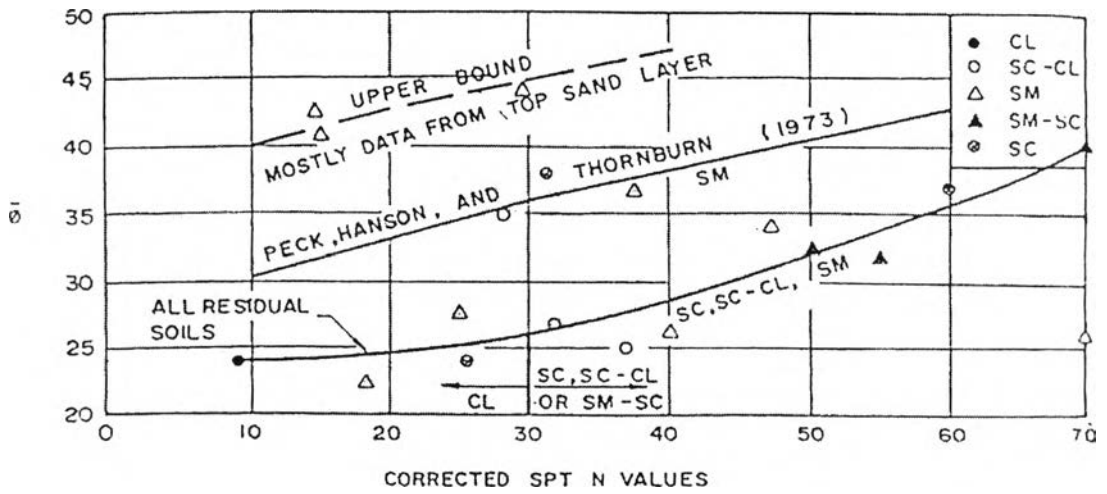
4.2 มุมต้านทานแรงเฉือนของดิน

ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดินโดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะนำค่า N ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัยความสัมพันธ์เฉพาะที่มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ N กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ϕ') ได้ถูกเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1973) ดังแสดงในรูปที่ 4.8 โดยในรูปดังกล่าวค่า N ต้องได้รับการปรับแก้ด้วยผลจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ σ'_{vo} ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบโดยใช้สมการที่ 4.9

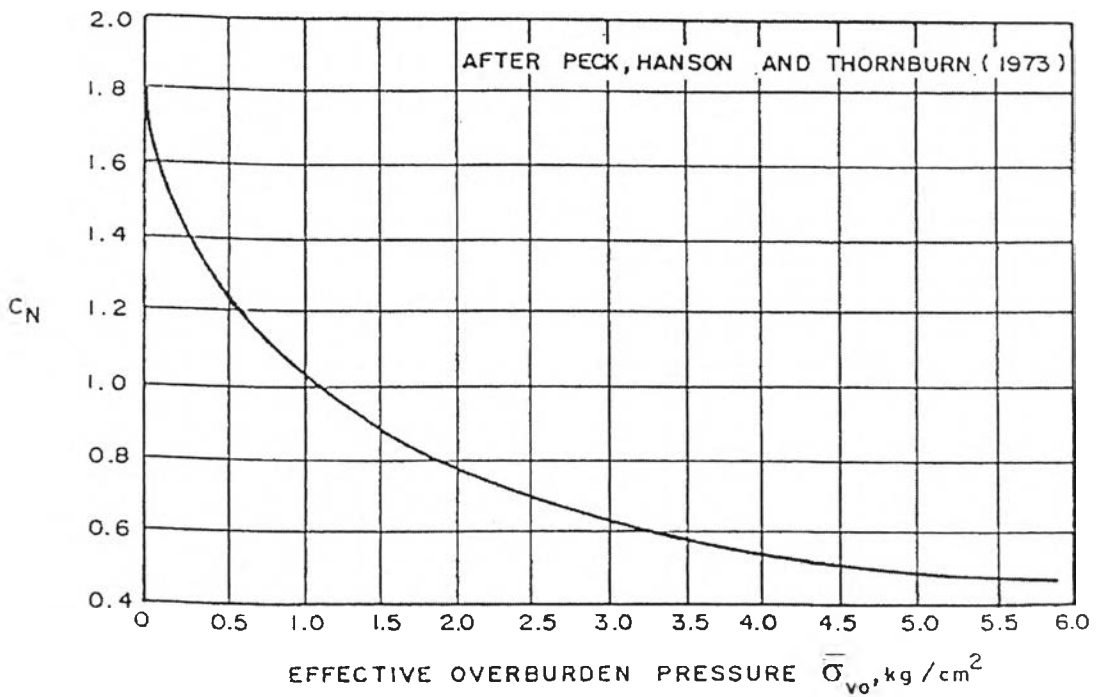
$$N_{cor} = C_N N_{field} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

สำหรับค่าปรับแก้ C_N ซึ่งได้จากการเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้หน่วยแรงกดมาตรฐาน $\sigma_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต ดังแสดงในรูปที่ 4.9 ส่วนค่า N_{field} คือ ค่า N ที่วัดได้จากในสนามที่หน่วยแรงมาตรฐาน ($\sigma_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต)

การใช้ความสัมพันธ์ N กับ σ'_{vo} นี้จำเป็นต้องใช้ด้วยความระมัดระวังมากเพราะปริมาณของดินชนิดอื่นที่มีมาผสมในทรายและขนาดของเม็ดทรายจะเป็นตัวประกอบที่ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' มีค่าเปลี่ยนไป



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (TPEC, 1985)

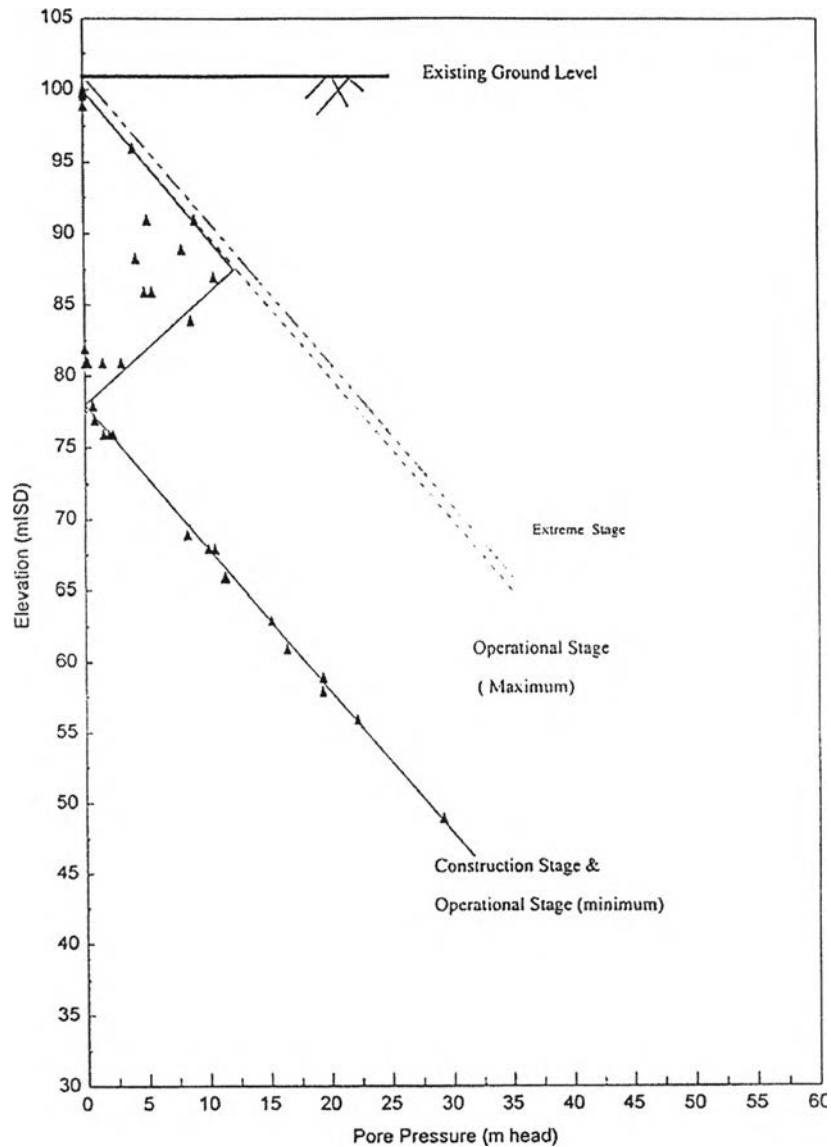


รูปที่ 4.9 ตัวปรับแก้ C_N สำหรับการหาค่า N_{cor} และ ϕ'

4.3 ระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Table)

ในกรุงเทพฯ เนื่องจากการสูบน้ำใต้ดินมาใช้เป็นผลให้ค่าระดับน้ำใต้ดินไม่ได้มีลักษณะเป็นแบบ Hydrostatic และทำให้ค่าของระดับน้ำใต้ดินกรุงเทพฯ เกิดการระบายออกจากชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง โดยที่ตั้งแต่ระดับต่ำกว่า 8 เมตร จากผิวดิน ค่าของแรงดันน้ำใต้ดินจะลดลงจนมีค่าเป็นศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 18 เมตร และค่าของแรงดันน้ำใต้ดินจะเริ่มมีการเพิ่มขึ้นแบบ Hydrostatic อีกครั้งหนึ่งที่ระดับความลึกประมาณ 23 เมตร จากผิวดิน ดังแสดง

ในรูปที่ 4.10 ผลจากการลดลงของระดับน้ำใต้ดินของกรุงเทพฯ เป็นสาเหตุทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของค่าหน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งของการเพิ่มขึ้นของค่าความแข็งแรงของดินตามความลึก โดยในการวิจัยนี้ได้นำผลของการลดลงของระดับน้ำใต้ดินกรุงเทพฯ มาพิจารณาประกอบการวิเคราะห์เพื่อหาค่าโมดูลัสของดินจากการวิเคราะห์ที่กลับ



รูปที่ 4.10 ค่าแรงดันน้ำใต้ดินเนื่องจากผลของการสูบน้ำบาดาลในชั้นดินกรุงเทพฯ

4.4 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

โดยทั่วไปแล้วค่าโมดูลัสของดินเหนียวจะหาได้จากความสัมพันธ์แบบ Empirical กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u), ค่าดัชนีความเหลว (PI) และ OCR หรือสามารถหาค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้จากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter

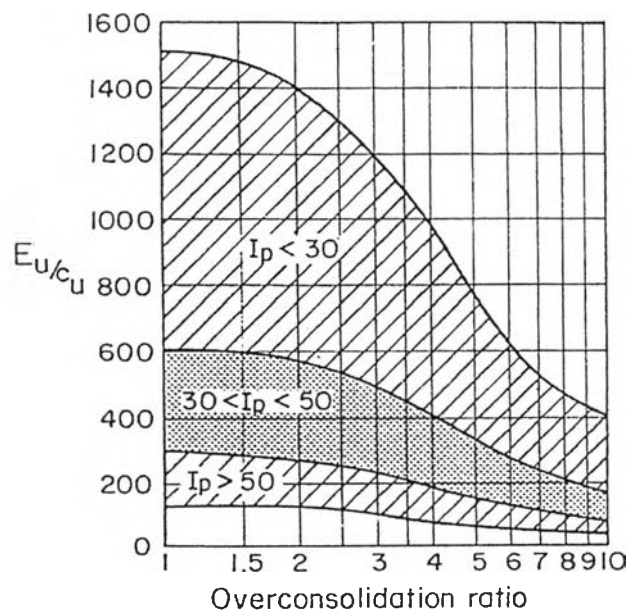
Duncan and Buchigani (1976) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ค่าดัชนีความเหลว และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดยปกติแล้วสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวอยู่ระหว่าง 30 - 50 % และ OCR อยู่ระหว่าง 1.0 – 2.0 จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 300 ถึง 600 สำหรับในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวต่ำกว่า 30 % จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 600 ถึง 1500 อย่างไรก็ตามช่วงค่าของ E_u / S_u ดังกล่าวจะมีค่าแตกต่างกันมากและเป็นค่าที่เกิดจากการประมาณเท่านั้น

สำหรับค่าโมดูลัสของดินที่หาจากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter ซึ่งปกติค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้มาจากการแปลงค่าของความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Modulus (G) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยอาศัยสมการที่ 4.10

$$E = 2G(1 + \nu) \dots\dots\dots (4.10)$$

สำหรับดินเหนียวสภาพไม่ระบายน้ำ $\nu = 0.5$ จะได้ $E_u = 3G$ โดยที่ค่าโมดูลัสของดินในสภาพระบายน้ำ (Drained Young's Modulus, E') กับค่าโมดูลัสของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Young' Modulus) มีความสัมพันธ์ดังแสดงสมการที่ 4.11

$$E' = (1 + \nu') E_u / (1 + \nu_u) \dots\dots\dots (4.11)$$



รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976)

4.5 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์สำหรับการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยวิธีการของไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งในการวิเคราะห์จะกำหนดลักษณะของปัญหาโดยมีสมมุติฐานว่าเป็นลักษณะ 2 มิติ (Plane Strain) และอาศัยแบบจำลองชนิด Mohr-Coulomb สำหรับใช้ในการจำลองมวลดิน

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

4.5.1 ข้อมูลเกี่ยวกับพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินสำหรับการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์เพื่อก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยใช้โปรแกรม PLAXIS จำเป็นต้องมีการกำหนดค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดิน รวมทั้งค่าพารามิเตอร์ของดินเพื่อนำผลการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS มาเปรียบเทียบกับผลการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินไดอะแฟรมวอลล์ที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือวัด (Inclinometer) จากงานก่อสร้างจริงของโครงการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน โดยที่ค่าคุณสมบัติต่างๆ ของดินรวมทั้งค่าพารามิเตอร์ของดินสำหรับนำมาใช้ในการวิเคราะห์ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินต่างๆ แสดงอยู่ในตารางที่ 4.1-4.4

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

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟใต้ดินเทียมร่วมมิตร

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su (-)	E/N ₆₀
Crust	18.00	-	25	0.30	7500	-	-	-
Soft clay	15.90	-	0	0.49	9000	16.92	532	-
Stiff clay	18.70	13	0	0.49	94500	89.05	1061	-
First sand	21.80	35	36	0.30	140000	-	-	4000
Very stiff clay	20.65	25	0	0.49	215000	150	1433	-

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟใต้ดินบางซื่อ

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su (-)	E/N ₆₀
Crust	18.20	7	30	0	12500	-	-	1786
Soft clay	16.55	-	0	0	14500	24.5	592	-
Stiff clay	19.40	16	0	0	125000	109.6	1141	-
First sand	20.50	36	36	6	165000	-	-	4583
Very stiff clay	21.00	25	0	0	185000	150	1233	-
Second sand	21.00	45	36	6	215000	-	-	4773

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟใต้ดินหัวลำโพง

1 Inclinometer No.03

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su (-)	E/N ₆₀
Crust	18.00	-	30	0.30	7500	-	-	-
Soft clay	16.63	-	0	0.49	8950	17.53	510	-
Stiff clay	19.37	16	0	0.49	119500	109.6	1090	-
First sand	20.20	34	35	0.30	140000	-	-	4118
Very stiff clay	20.80	22	0	0.49	182500	135	1352	-

2 Inclinometer No.04

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su (-)	E/N ₆₀
Crust	18.00	-	30	0.30	7500	-	-	-
Soft clay	16.63	-	0	0.49	9250	17.53	528	-
Stiff clay	19.37	16	0	0.49	113000	109.6	1031	-
First sand	20.20	34	35	0.30	140000	-	-	4118
Very stiff clay	20.80	22	0	0.49	182500	135	1352	-

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับสถานีรถไฟฟ้าวัดดินสามย่าน

Soil Type	γ_t (kN/m ³)	N (blow/ft)	ϕ ($^{\circ}$)	ν (-)	E (kN/m ²)	Su (kN/m ²)	E/Su (-)	E/N ₆₀
Crust	17.10	-	25	0.30	11500	-	-	-
Soft clay	15.73	-	0	0.49	8950	17.36	516	-
Stiff clay	19.50	12	0	0.49	85500	82.50	1036	-
First sand	20.70	30	32	0.30	110000	-	-	3667
Very stiff clay	20.10	22	0	0.49	175000	135	1296	-
Second sand	20.70	50	36	0.30	215000	-	-	4300

4.5.2 ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PLAXIS เปรียบเทียบกับข้อมูลในสนาม

จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS ในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างมีปริมาณของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของแต่ละสถานีรถไฟฟ้าวัดดินดังนี้

4.5.2.1 ผลการวิเคราะห์ของสถานีรถไฟฟ้าวัดดินเทียมร่วมมิตร

ก ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.12ก ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 28.73 มิลลิเมตร ที่ด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์และจะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 22 เมตร จากระดับผิวดิน

ข ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในชั้นตอน นี้จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.12ข โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 23 มิลลิเมตร และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณศูนย์

ค ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Orange line slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรม วอลล์ในชั้นตอนนี้จะแสดงในรูปที่ 4.12ค โดยปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 23 มิลลิเมตร และจะมีค่าคงที่ตั้งแต่ที่ระดับผิวดินจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ 12 เมตรนอกจากนี้ ที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวเล็กน้อยประมาณ 1.5 มิลลิเมตร

ง ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุด ประมาณ 23 มิลลิเมตร และมีค่าลดลงเล็กน้อยจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ 20 เมตร จากผิวดิน สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 5 มิลลิเมตร ดัง แสดงในรูปที่ 4.13

สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนามกับค่าการเคลื่อนตัว ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS โดยใช้ค่า E_p/S_p ของชั้นดิน Soft clay และชั้นดิน Stiff clay เท่ากับ 532 และ 1061 ตามลำดับ จะให้ผลที่ใกล้เคียงกันเกือบทุกชั้นตอนของการก่อสร้าง

4.5.2.2 ผลการวิเคราะห์ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบางซื่อ

ก ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างแสดงอยู่ในรูปที่ 4.14ก โดยค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 14.6 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุดของไดอะแฟรม วอลล์และปริมาณการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าเท่ากับศูนย์

ข ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังแสดง ในรูปที่ 4.14ข โดยมีค่ามากที่สุดประมาณ 12.5 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 6.5 เมตร จากผิวดิน และที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวประมาณ 1.3 มิลลิเมตร

ค ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรม วอลล์จะแสดงอยู่ในรูปที่ 4.15 โดยมีการเคลื่อนตัวสูงสุดประมาณ 14.5 มิลลิเมตร ที่ระดับ ความลึกประมาณ 12.6 เมตร และที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวมีค่า ประมาณ 3.5 มิลลิเมตร

จากค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS กับค่าการ เคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนามจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันเกือบทุกชั้นตอนของการก่อสร้างยกเว้นใน

ขั้นตอนของการก่อสร้างชั้น Roof slab โดยที่ค่า E_u/S_u ที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับชั้นดิน Soft clay และชั้นดิน Stiff clay เท่ากับ 592 และ 1141 ตามลำดับ

4.5.2.3 ผลการวิเคราะห์ของสถานีรถไฟใต้ดินหัวลำโพง

Inclinometer No. 03

ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างแสดงอยู่ในรูปที่ 4.16ก โดยค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 22 มิลลิเมตร ที่ระดับบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์และการเคลื่อนตัวที่ปลายล่างของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าเท่ากับศูนย์

ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากที่สุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 6 เมตร จากผิวดิน โดยลักษณะการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจะแตกต่างจากผลของข้อมูลที่ได้จากในสนามค่อนข้างมากดังแสดงในรูปที่ 4.16ข

ค ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของไดอะแฟรมวอลล์จะแสดงอยู่ในรูปที่ 4.17 โดยมีการเคลื่อนตัวสูงสุดประมาณ 18 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 9.5 เมตร และที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวมีค่าประมาณ 5.5 มิลลิเมตร

สำหรับการเปรียบเทียบผลของการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนามกับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS ที่ป้อนค่า E_u/S_u ของชั้นดิน Soft clay และชั้นดิน Stiff clay เท่ากับ 510 และ 1090 ตามลำดับ จะให้ผลที่ใกล้เคียงกันเกือบทุกขั้นตอนของการก่อสร้าง

Inclinometer No. 04

ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab มีรูปแบบของลักษณะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเป็นแบบ Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.18ก โดยค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 20 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์ และลดลงจนมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 18 เมตร

ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab มีรูปแบบของการเคลื่อนตัวดังแสดงในรูปที่ 4.18ข โดยปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดมีค่าประมาณ 16 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึกประมาณ 5.5 เมตร และที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 1.0 มิลลิเมตร

ค ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab การเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งปริมาณการเคลื่อนตัวสูงสุดมีค่าประมาณ 16 มิลลิเมตร ตั้งแต่ระดับผิวดินจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ 13 เมตร สำหรับการเคลื่อนตัวที่บริเวณปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าประมาณ 6 มิลลิเมตร

จากค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนามสำหรับ Inclinomter No.04 จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันเมื่อใช้ค่า E_p/S_u ของชั้นดิน Soft clay และชั้นดิน Stiff clay เท่ากับ 528 และ 1031 ตามลำดับ

4.5.2.4 ผลการวิเคราะห์ของสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสามย่าน

ก ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab ลักษณะของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นจะมีรูปแบบเสมือนเป็น Cantilever Beam ดังแสดงในรูปที่ 4.20ก ซึ่งจะมีการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 16 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่งด้านบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์และจะมีค่าลดลงจนเป็นศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 17 เมตรจากระดับผิวดิน

ข ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab มีลักษณะของการเคลื่อนตัวดังแสดงในรูปที่ 4.20ข โดยมีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดของไดอะแฟรมวอลล์ประมาณ 13.5 มิลลิเมตร ตั้งแต่ระดับบนสุดของไดอะแฟรมวอลล์ถึงระดับความลึก 6.5 เมตร จากผิวดิน และปริมาณการเคลื่อนตัวจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้นจนมีค่าเป็นศูนย์ที่ระดับความลึกประมาณ 32 เมตร จากผิวดิน

ค ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Upper platform slab มีลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์คล้ายกับในชั้นตอนของชั้น Concourse slab ดังแสดงในรูปที่ 4.21ก โดยมีค่าการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 15 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึก 12 เมตร จากผิวดิน และการเคลื่อนตัวที่ปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะมีค่าเป็นศูนย์พอดี

ง ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Plant slab จะเกิดการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ดังแสดงในรูปที่ 4.21ข โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 16 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึก 19 เมตร จากผิวดิน และที่ตำแหน่งปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวเล็กน้อยประมาณ 1.7 มิลลิเมตร

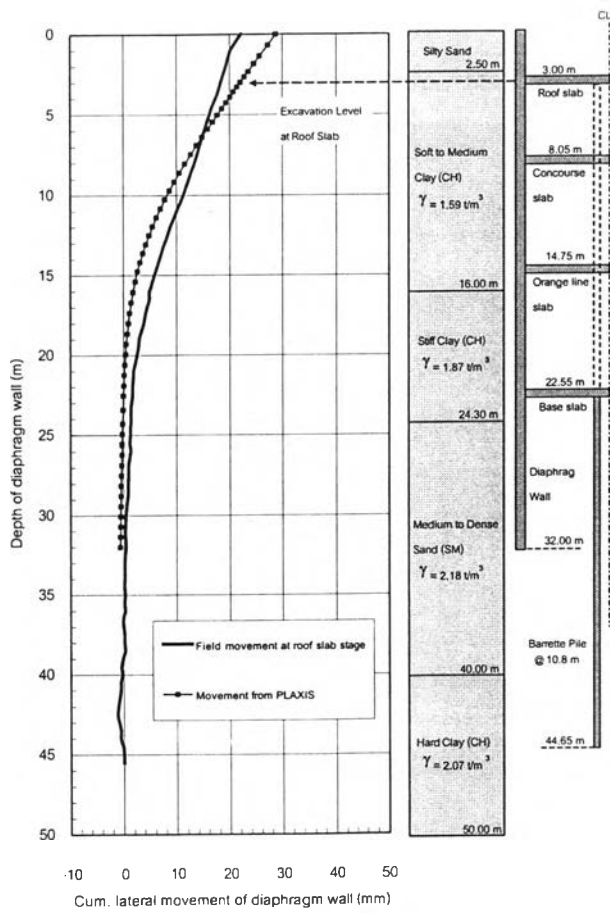
จ ชั้นตอนการก่อสร้างชั้น Base slab จะมีลักษณะการเคลื่อนตัวของไดอะแฟรมวอลล์ดังแสดงในรูปที่ 4.22 โดยมีปริมาณการเคลื่อนตัวมากที่สุดประมาณ 23.5 มิลลิเมตร ที่ระดับความ

ลึก 26 เมตร จากผิวดิน และที่ตำแหน่งปลายของไดอะแฟรมวอลล์จะเกิดการเคลื่อนตัวประมาณ 6.6 มิลลิเมตร

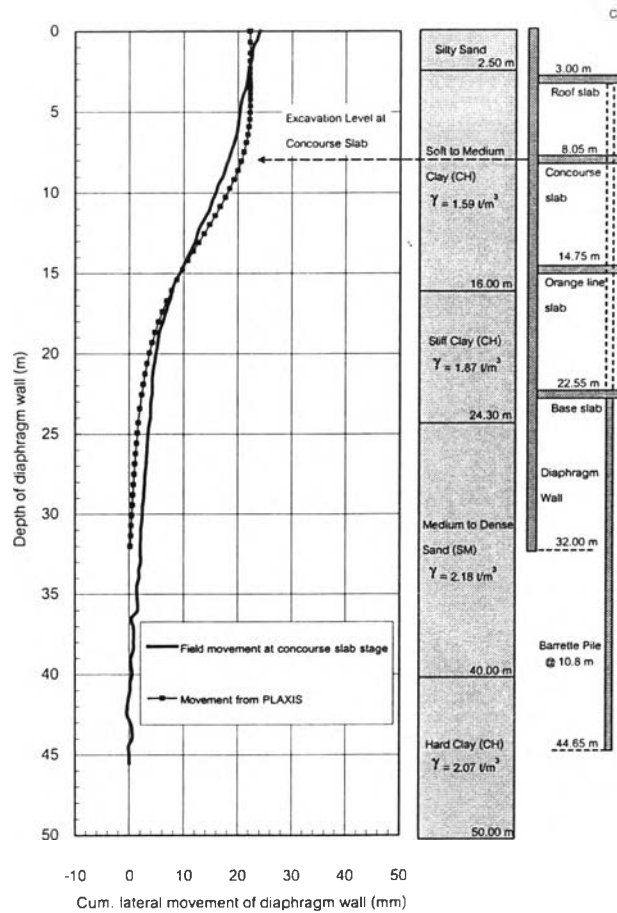
จากค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS กับค่าการเคลื่อนตัวที่ได้จากการวัดในสนามจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันทุกขั้นตอนของการก่อสร้างเมื่อใช้ค่า E_v/S_u ของชั้นดิน Soft clay และชั้นดิน Stiff clay เท่ากับ 516 และ 1036 ตามลำดับ ค่า Stiffness ดังกล่าวใกล้เคียงกับงานวิจัยของ Teparaksa & Tatsananipan (1998) และ Teparaksa et al (1999)

4.5.3 พฤติกรรม Plastic ของดินหลังการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน

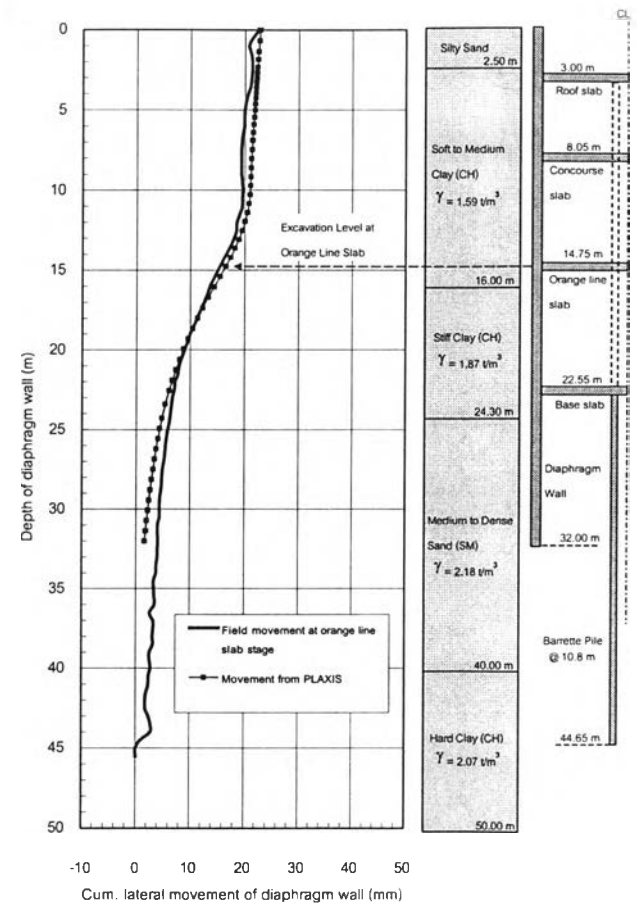
ในขณะที่ทำการขุดดินเพื่อก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจะเกิดการ Rebound หรือ Unloading ของชั้นดินในขั้นตอนการขุดแต่ละชั้นตอน การเกิด Rebound ของดินดังกล่าวจะเกิดพฤติกรรม Plastic ของดินเกิดขึ้น (Yield Point) อย่างไรก็ตามในขั้นตอนการขุดดินเช่น ชั้นหลังคา (Roof Slab), ชั้น Concourse Slab การเกิด Yield Point จะไม่เกิดปัญหาแต่อย่างใดเพราะจะต้องขุดดินลึกลงไปอีก ในขั้นตอนสุดท้ายของการขุดลึกที่สุด Yield Point อาจจะมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดินได้ การเกิด Yield Point หรือ Plastic Points หลังการขุดในแต่ละสถานีดังแสดงในภาคผนวก



ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab

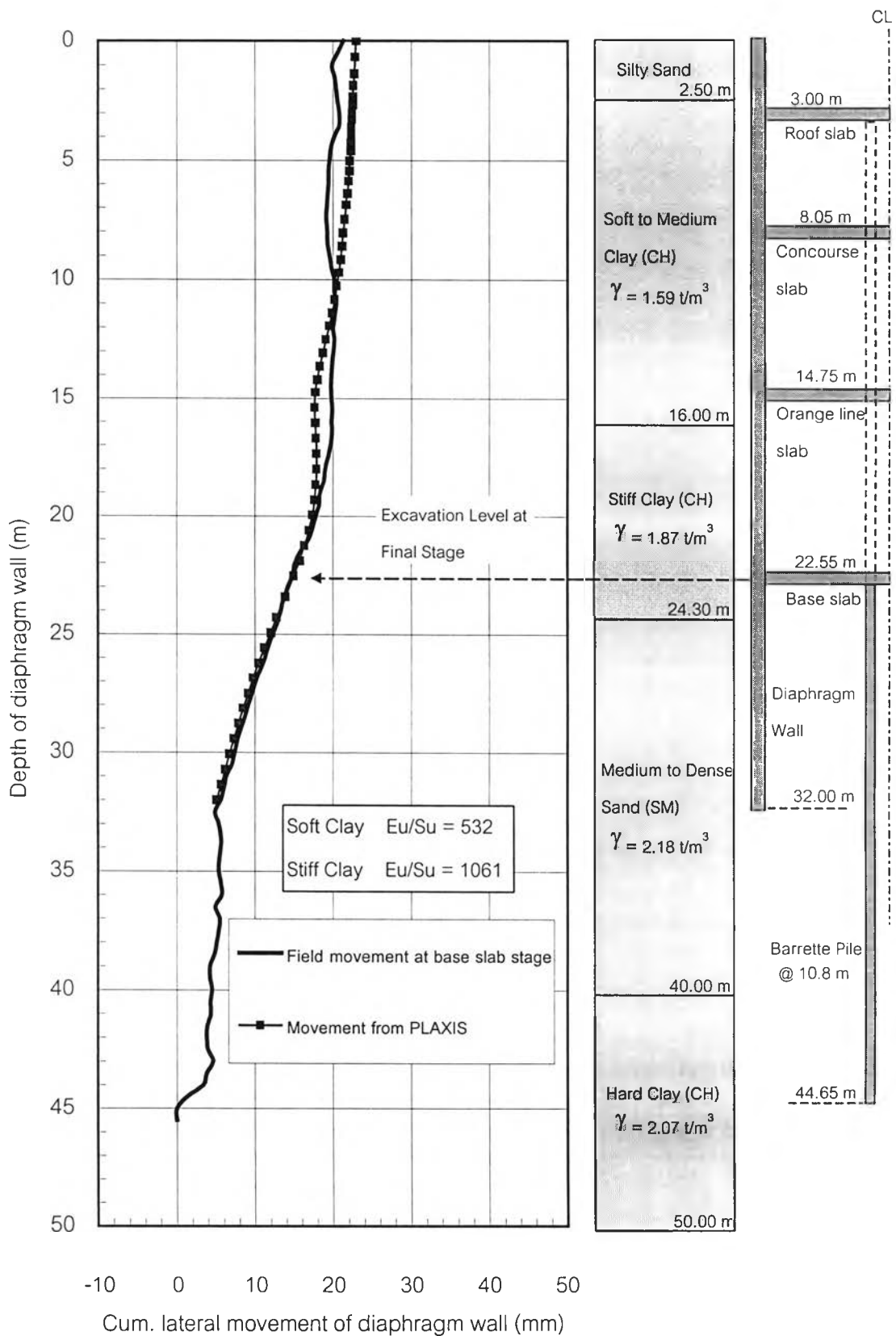


ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab

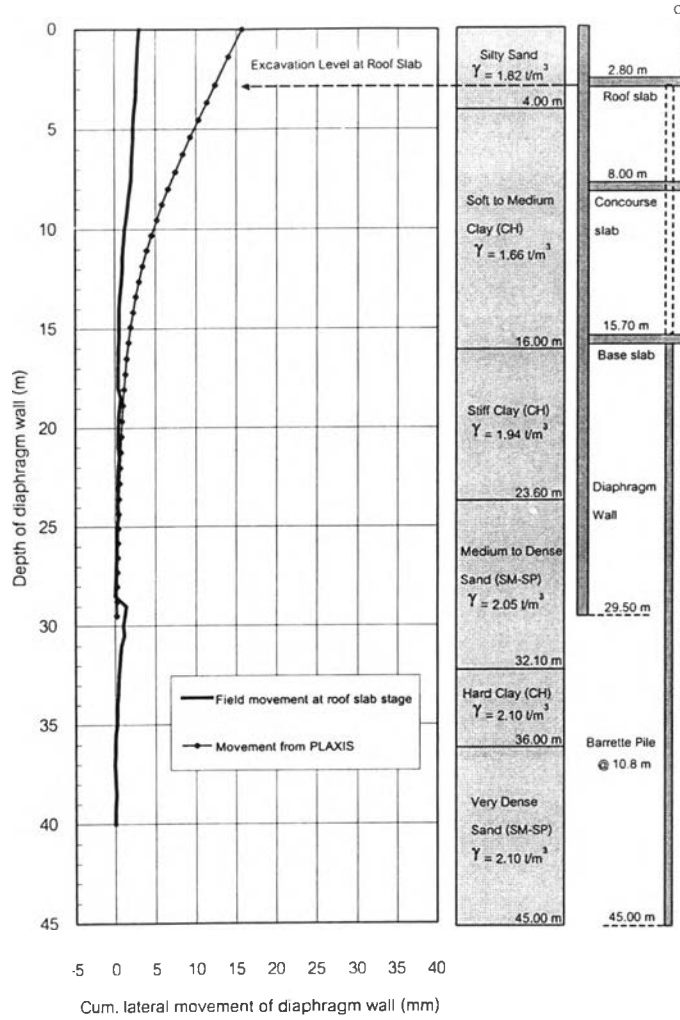


ค ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Orange line slab

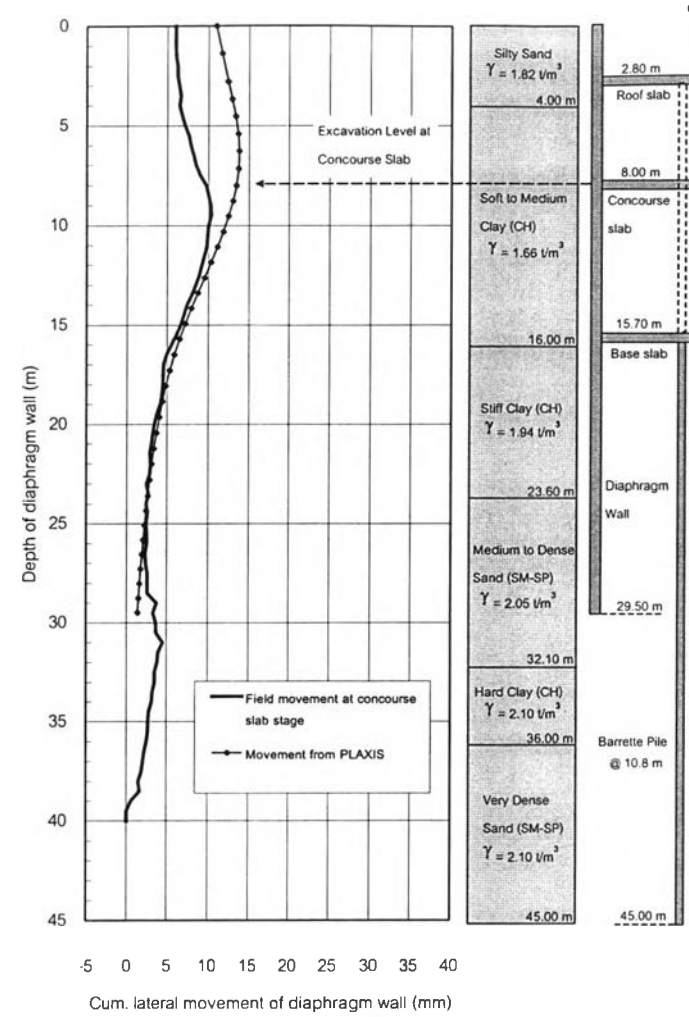
รูปที่ 4.12 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเทียมร่วมมิตร



รูปที่ 4.13 การเคลื่อนตัวของทางด้านข้างในขั้นตอนการก่อสร้างขั้นสุดท้ายที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินเทียมร่วมมิตร

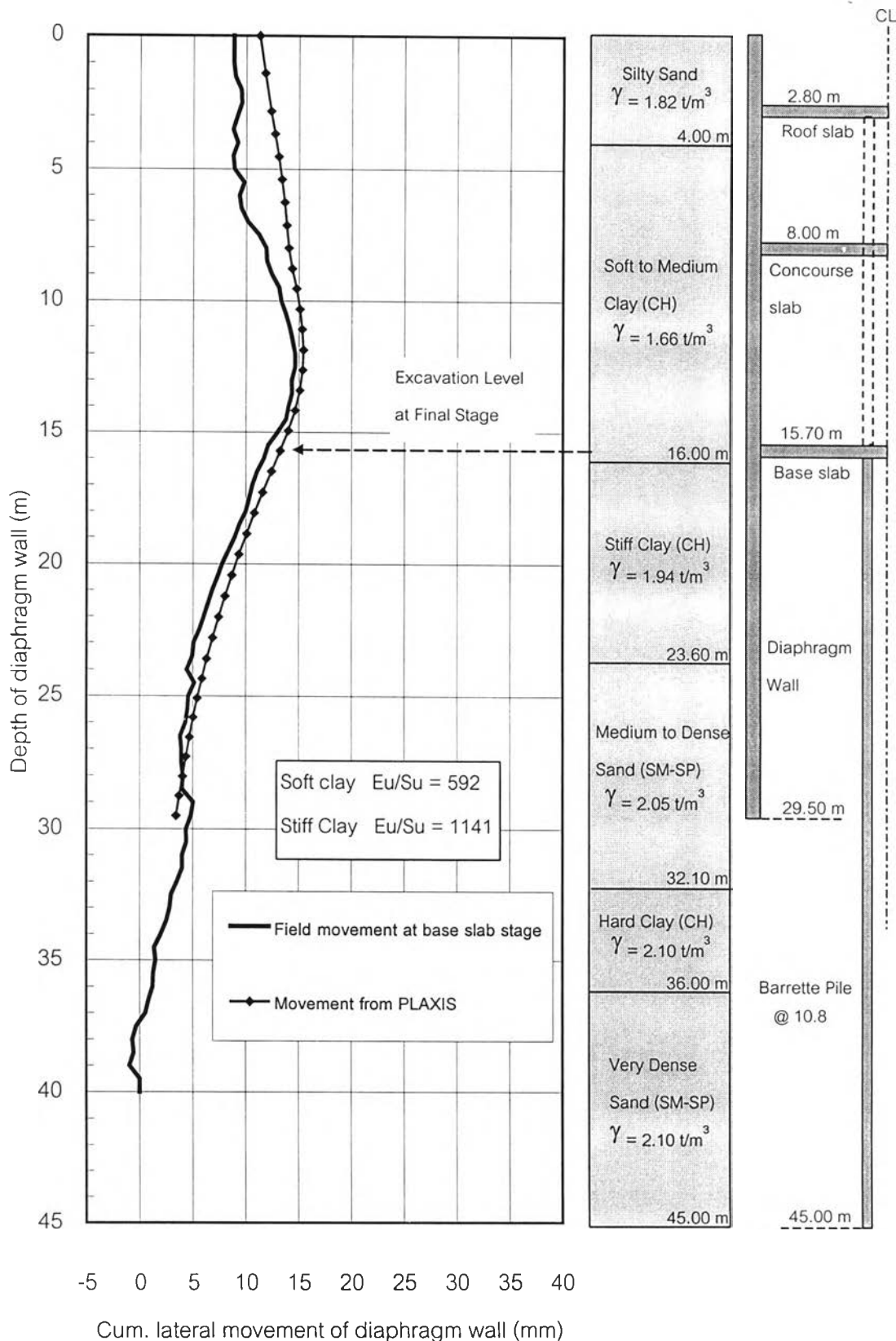


ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab

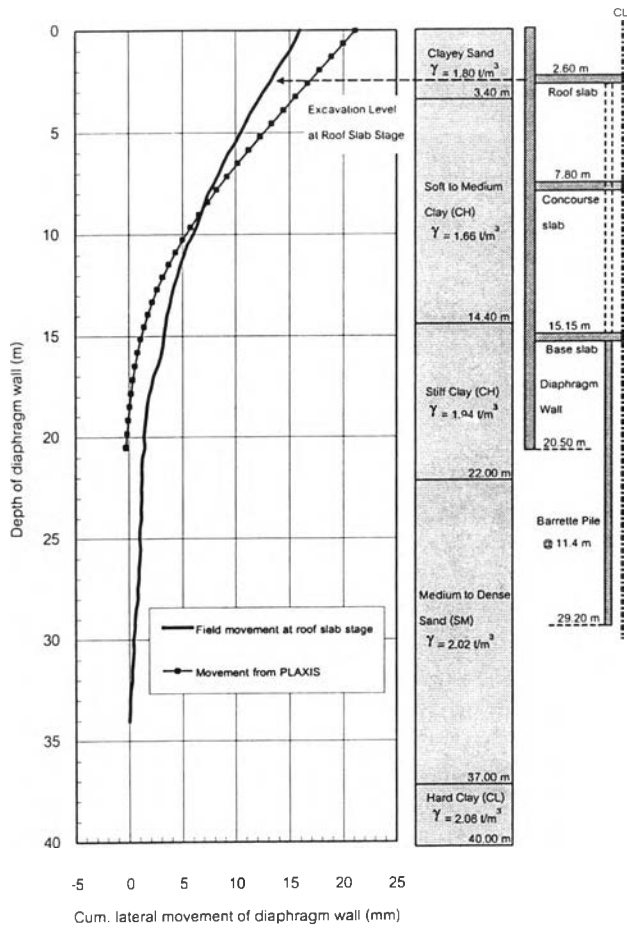


ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab

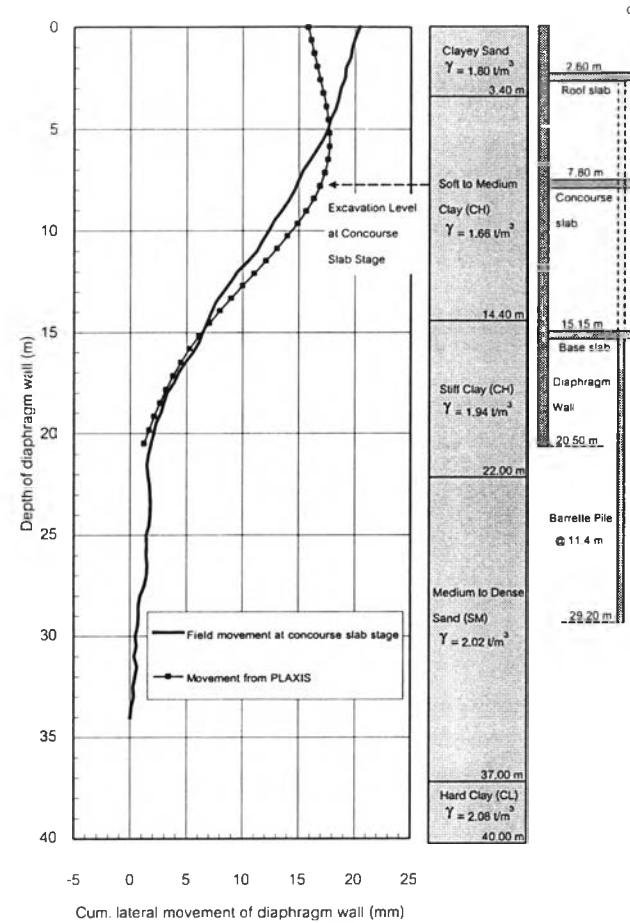
รูปที่ 4.14 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบางซื่อ



รูปที่ 4.15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในขั้นตอนการก่อสร้างขั้นสุดท้ายที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินบางซื่อ

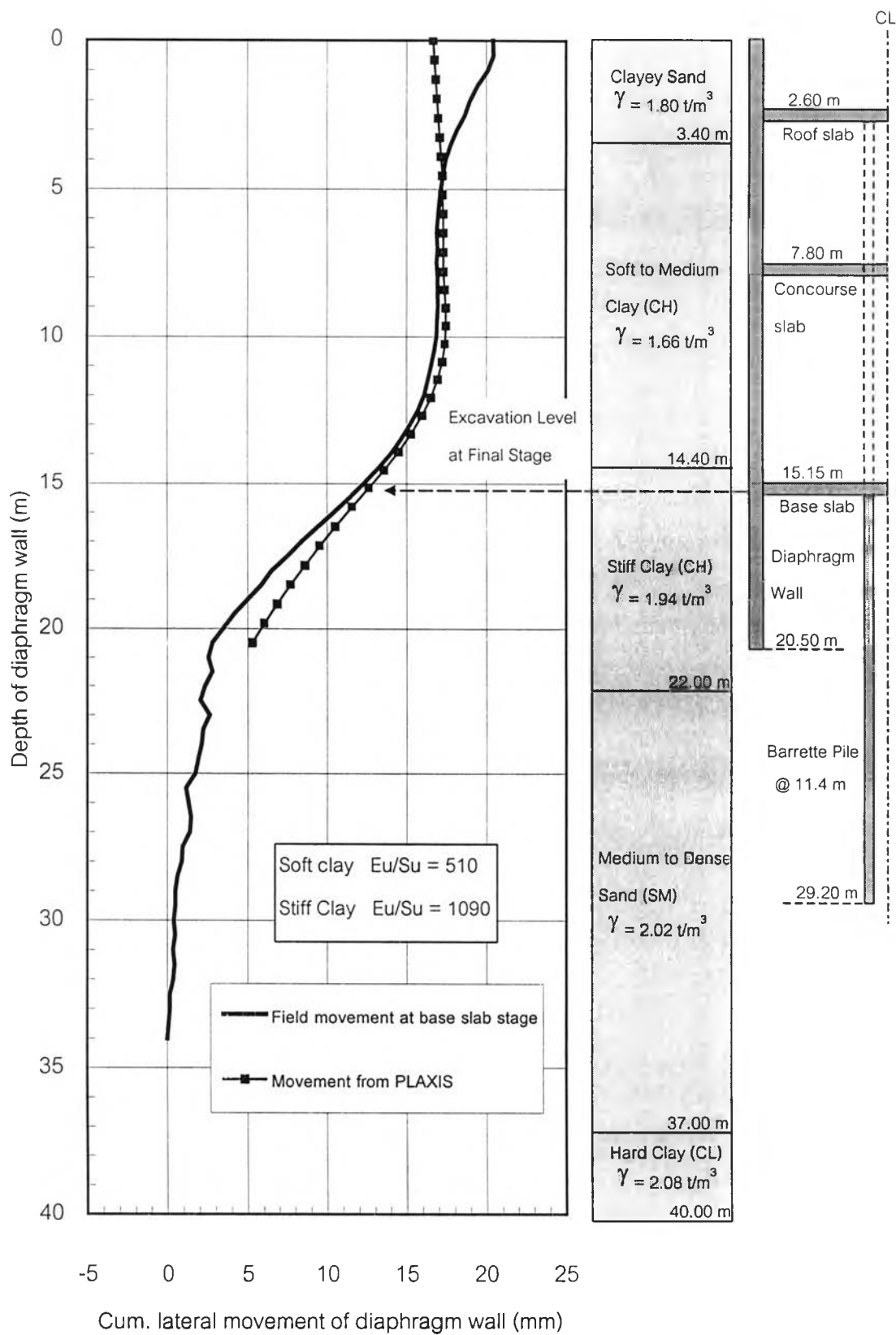


ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab

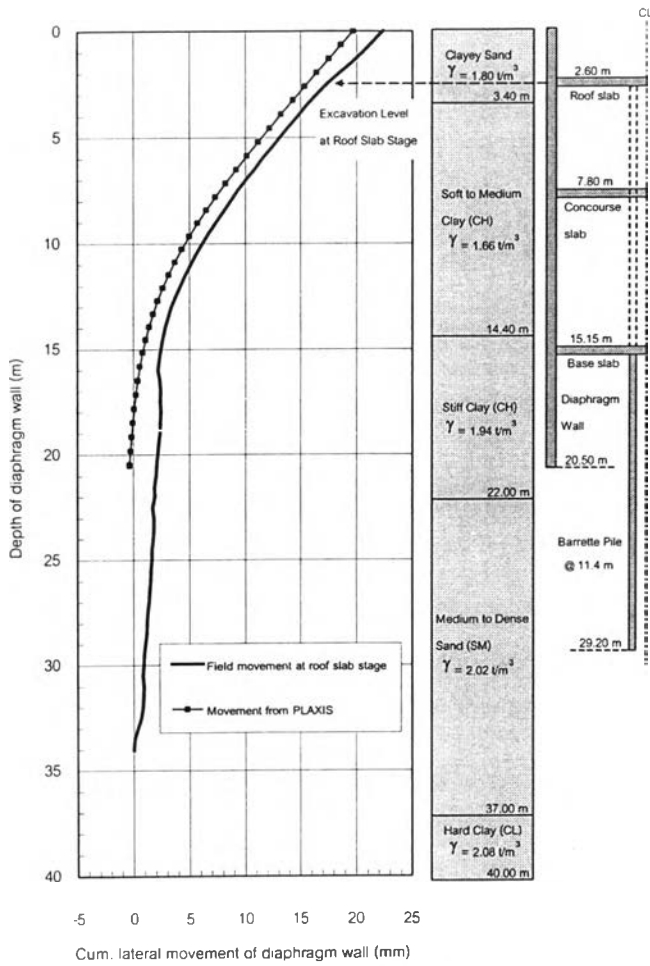


ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab

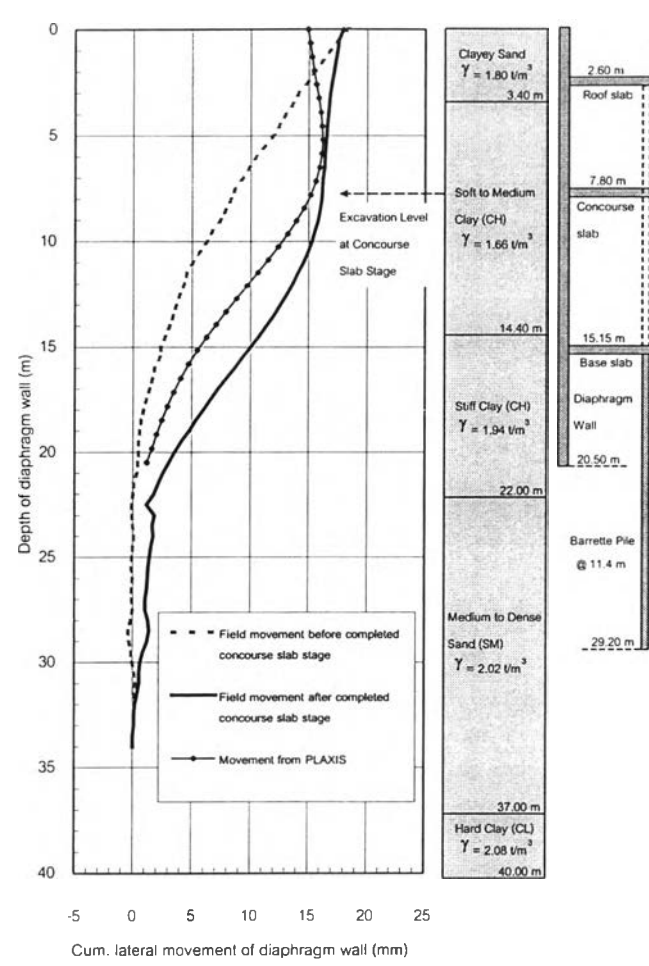
รูปที่ 4.16 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินหัวลำโพง (Inclinometer No.03)



รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในขั้นตอนการก่อสร้างขั้นสุดท้ายที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินหัวลำโพง (Inclinometer No.03)

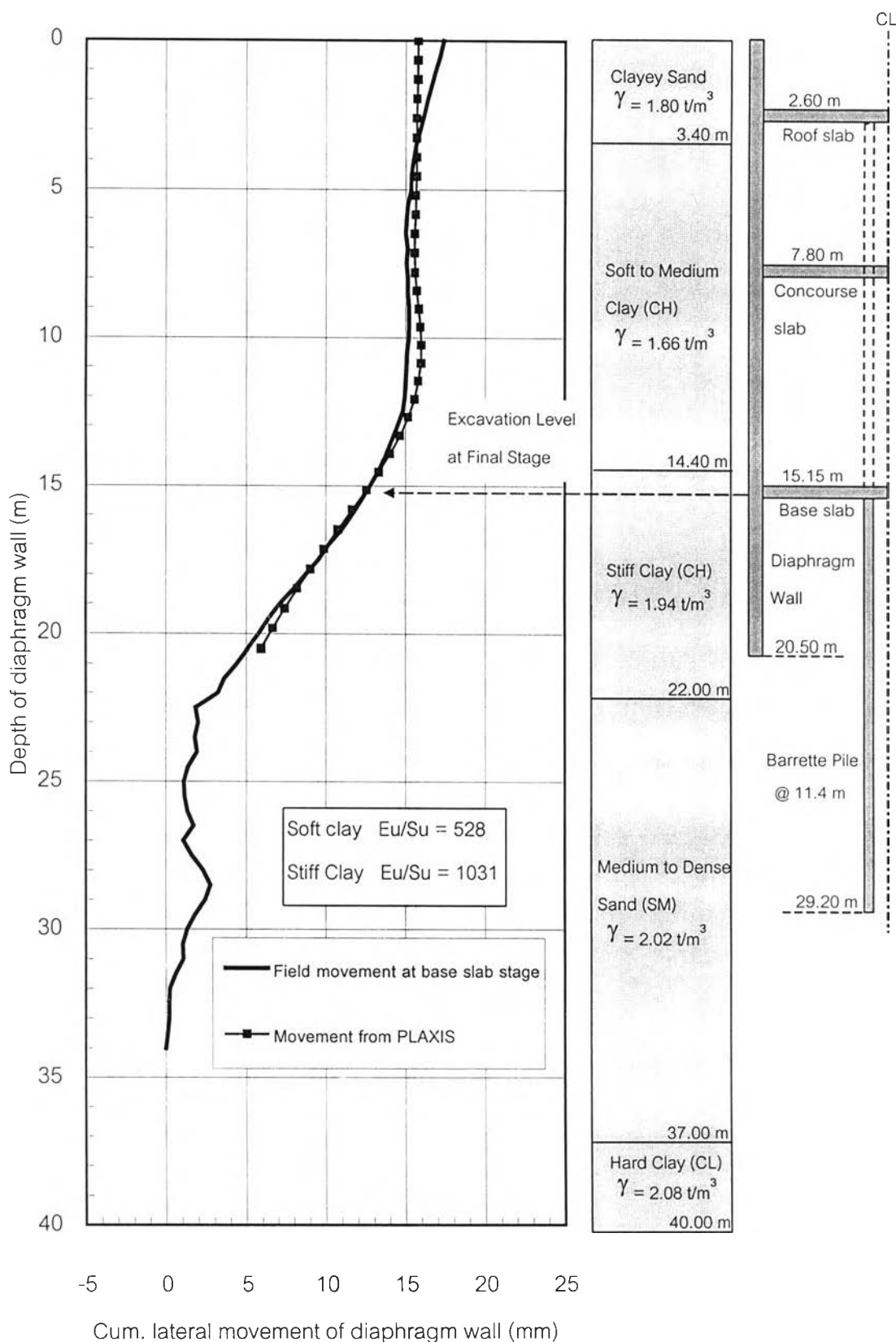


ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab

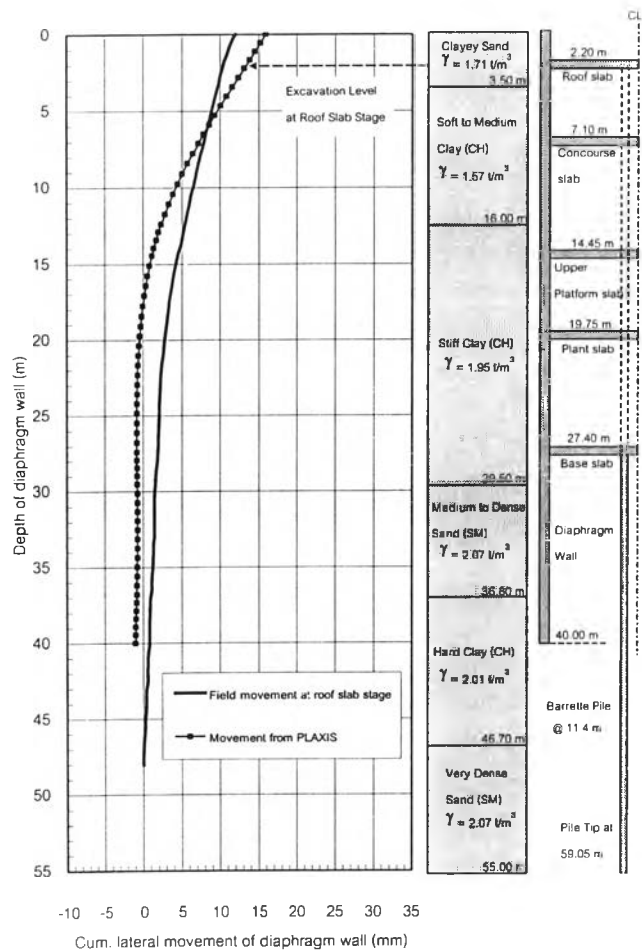


ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab

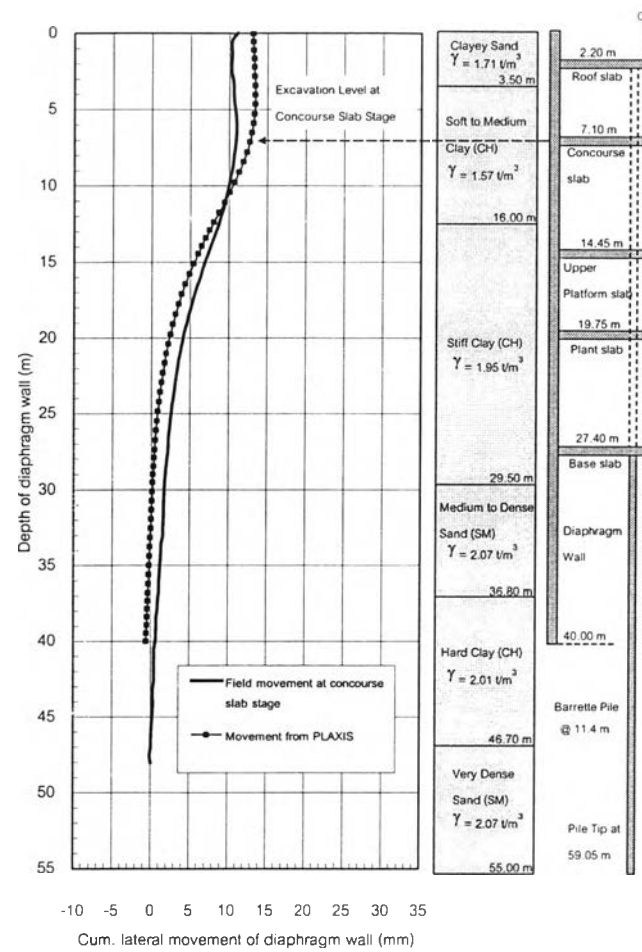
รูปที่ 4.18 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินหัวลำโพง (Inclinometer No.04)



รูปที่ 4.19 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในขั้นตอนการก่อสร้างขั้นสุดท้ายที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินหัวลำโพง (Inclinometer No.04)

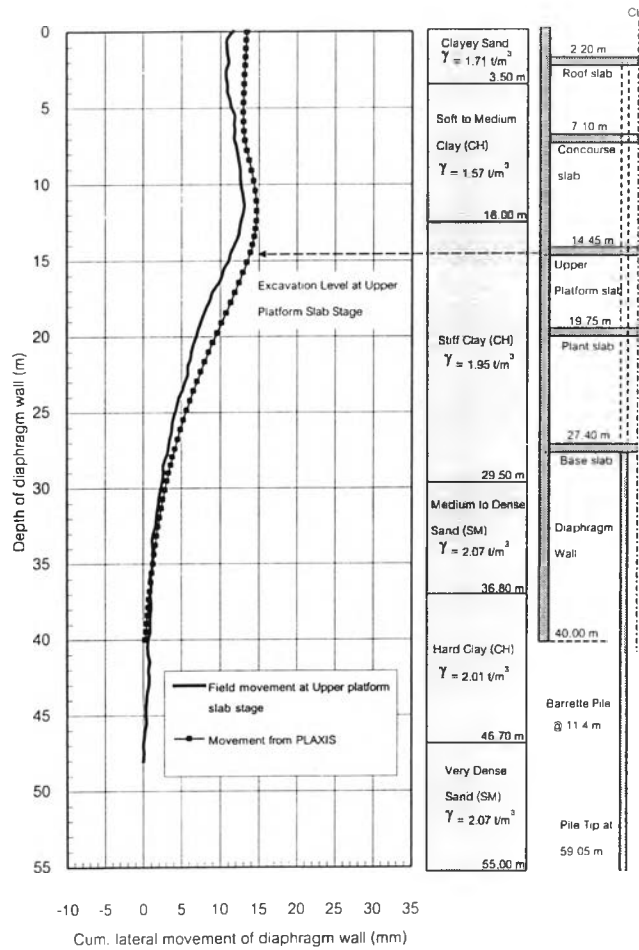


ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Roof slab

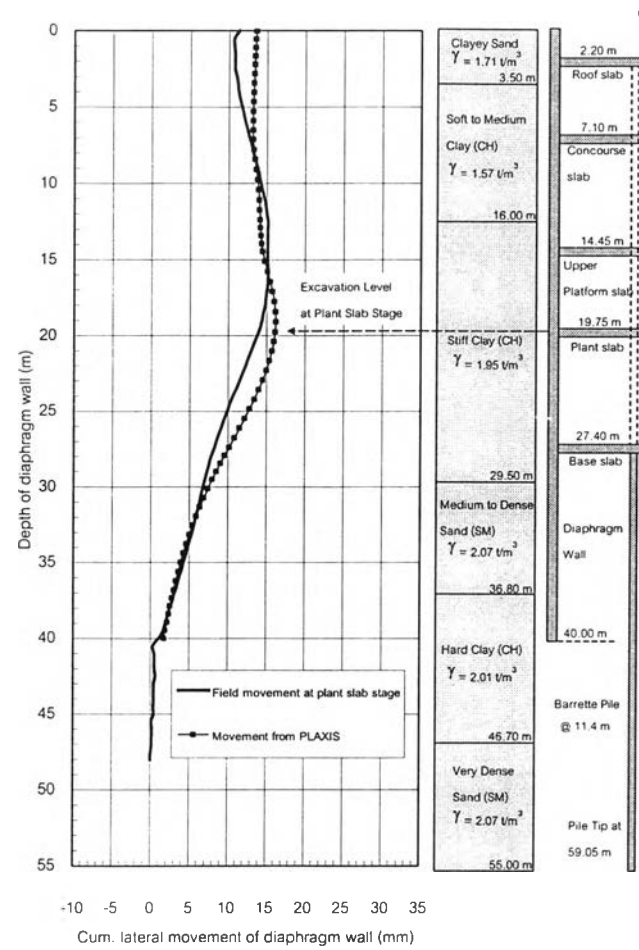


ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Concourse slab

รูปที่ 4.20 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสามย่าน

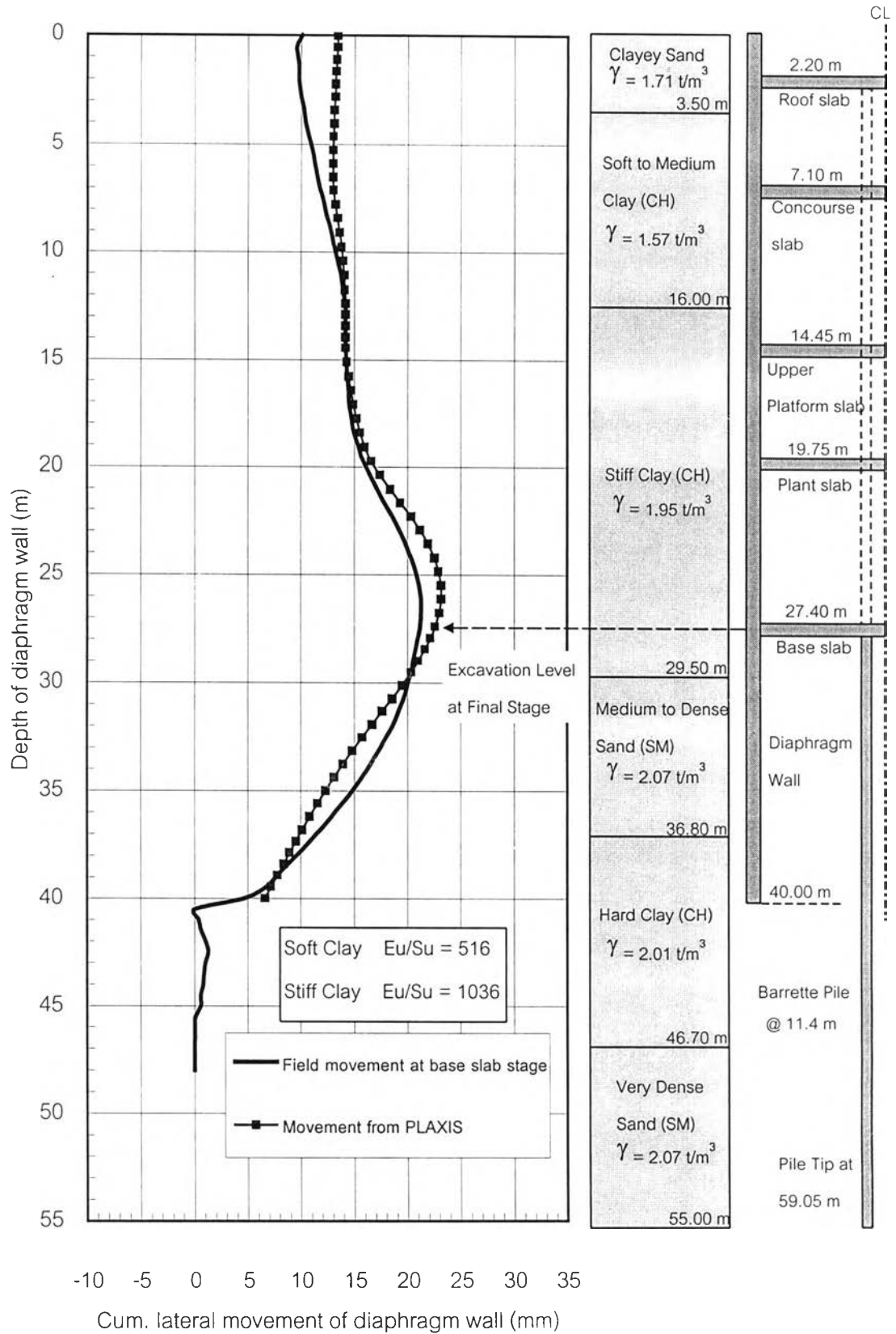


ก ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Upper Platform slab



ข ขั้นตอนการก่อสร้างชั้น Plant slab

รูปที่ 4.21 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าจากการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสามย่าน



รูปที่ 4.22 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในขั้นตอนการก่อสร้างขั้นสุดท้ายที่ได้จากโปรแกรม PLAXIS กับค่าการวัดจริงในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินสามย่าน