

การวิเคราะห์พฤติกรรมระยะยาวของโมเมนต์ไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพด้วยวิธีเชิงตัวเลข



นายศรัณย์ บำรุงชาติ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR) are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2557

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

NUMERICAL ANALYSIS OF LONG TERM BEHAVIOUR OF BANGKOK MRT TUNNELS

Mr. Sarun Bamrungchat



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 2014

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์พฤติกรรมการระยยะยาวของอุปกรณ์ไฟฟ้าใต้ดิน
	กรุงเทพมหานครด้วยวิธีเชิงตัวเลข
โดย	นายศรัณย์ บำรุงชาติ
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง)

.....กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(พันโท ดร. ชนตะน สุราษฎร์)

ศรัณย์ บำรุงชาติ : การวิเคราะห์พฤติกรรมระยะยาวของอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพด้วยวิธีเชิงตัวเลข (NUMERICAL ANALYSIS OF LONG TERM BEHAVIOUR OF BANGKOK MRT TUNNELS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร. สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, หน้า.

ปัจจุบันรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล ได้เปิดใช้งานมาแล้วประมาณ 10 ปี ซึ่งขณะก่อสร้างมีการขุดเจาะดินเพื่อก่อสร้างอุโมงค์และสถานีต่างๆ และเป็นที่ยูกันว่าดินกรุงเทพเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีค่ากำลังและการยุบตัวสูง จึงอาจส่งผลให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินจนอาจเป็นอันตรายต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียงได้ ดังนั้นในการก่อสร้างจึงจำเป็นต้องระมัดระวังไม่ให้เกิดการทรุดตัวมากเกินไปกว่าขีดระดับความปลอดภัย ทว่าภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ ก็ยังคงมีการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากกระบวนการอัดตัวคาน้ำหรือการทรุดตัวในระยะยาว ที่อาจส่งผลความเสียหายต่อตาดอุโมงค์หรือจุดเชื่อมต่อกับสถานี หรืออาจก่อให้เกิดเคลื่อนตัวที่ผิวมากเกินไปจนเป็นอันตรายต่อสิ่งก่อสร้างข้างเคียง ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงนำเสนอการทำนายค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและผลกระทบตอดาดอุโมงค์ในระยะยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินด้วยวิธีเชิงตัวเลข โดยเลือกหน้าตัดชั้นดินและการวางตัวของอุโมงค์ในแบบต่าง ๆ กันมาวิเคราะห์ด้วยซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลทิส คุณสมบัติดินถูกจำลองด้วยแบบจำลองดินฮาร์เดนนิ่งร่วมกับทฤษฎีของไบออตสำหรับการวิเคราะห์การอัดตัวคาน้ำแบบควบคู่ โดยกำหนดขั้นตอนการก่อสร้างด้วยวิธีต่าง ๆ เช่น วิธีกำหนดการหดตัว วิธีการลดความเค้น และวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊ส สำหรับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างด้วยค่าแรงดันหัวเจาะต่าง ๆ ที่บันทึกไว้จริงขณะก่อสร้างกับค่าที่คำนวณย้อนกลับสำหรับการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ผลการศึกษาพบว่า การจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊สมีความเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ เนื่องจากการทรุดตัวที่ผิวดินและความเค้น ความเครียดและแรงต่างๆ ในตาดอุโมงค์มีความน่าเชื่อถือ และสำหรับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติพบว่ากรณีที่กำหนดแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินและความกว้างของการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริงในสนาม

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2557

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง การวิเคราะห์พฤติกรรมระยะยาวของโหมงคร่ไฟฟ้าใต้ดิน กรุงเทพมหานครด้วยวิธีเชิงตัวเลข ผู้เขียนขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำต่างๆทั้งที่เกี่ยวข้องและไม่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย จนนำมาซึ่งความสำเร็จของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ขอขอบพระคุณพันโท ดร.ชนะตน สุรารักษ์ ที่เอื้อเพื่อข้อมูลสำคัญที่ใช้ในงานวิจัยรวมทั้งคำแนะนำที่เกี่ยวข้องกับการใช้งานโปรแกรมคอมพิวเตอร์ตลอดการดำเนินงาน ขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวีตร บุญญะฐิติ ที่ให้คำปรึกษาด้านโปรแกรมคอมพิวเตอร์เป็นอย่างดี ขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล และ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์ ท้ายที่สุดนี้ขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา พี่ชาย ที่รัก ห่วงใย ให้กำลังใจและสนับสนุนเสมอจนสามารถทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญตาราง(ต่อ).....	ฉ
สารบัญภาพ	ฐ
บทที่ 1	1
บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2	4
ทฤษฎีและการวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดิน (Background of MRT tunnels).....	4
2.1.1 ลักษณะโครงการ	4
2.1.2 รูปแบบของสถานีรถไฟใต้ดินและระบบรถ	5
2.1.3 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์	5
2.1.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์.....	9
2.1.5 ชนิดของหัวเจาะ	9
2.2 การขุดเจาะอุโมงค์แบบมีเครื่องป้องกัน (Shield Tunneling Method).....	10
2.2.1 ลักษณะทั่วไป	10

2.2.2	หลักการพื้นฐานของหัวเจาะระบบแรงดันสมดุล	10
2.2.3	คาดอุโมงค์ (Tunnel lining)	11
2.3	การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Ground Movement due to Tunneling).....	12
2.3.1	ลักษณะทั่วไป	12
2.3.2	การพิจารณาค่าการทรุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	13
2.3.3	การจำแนกการทรุดตัวที่ผิวดิน	14
2.4	พฤติกรรมระยะยาวของอุโมงค์ (Long-term Behaviours of Ground Movement due to Tunnelling).....	18
2.4.1	ลักษณะทั่วไป	18
2.4.2	ลักษณะของการเปลี่ยนแปลงในระยะยาว.....	18
2.4.3	การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวกับเวลา (Development of settlement with time).....	20
2.5	การทำนายการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์.....	22
2.5.1	การทำนายด้วยวิธีเอ็มไพริคอล	22
2.5.2	การจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์	23
2.5.3	การจำลองกระบวนการขุดเจาะในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	25
บทที่ 3	30
การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ	30
3.1	บทนำ.....	30
3.2	ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลคซิส (PLAXIS2D 2012).....	30
3.2.1	การป้อนข้อมูล (Input).....	30
3.2.2	การคำนวณ (Calculation).....	31
3.2.3	การแสดงผล (Output).....	32

3.3 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงกซิสกับการประยุกต์ใช้ในงานวิจัย	32
3.3.1 การป้อนข้อมูล (Input).....	33
3.3.2 การคำนวณ (Calculation)	37
3.3.3 การแสดงผล (Output).....	49
3.4 วิเคราะห์และสรุปผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยซอฟต์แวร์แพลงกซิส	59
3.4.1 การวิเคราะห์เปรียบเทียบวิธีการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ในซอฟต์แวร์แพลงกซิส	59
3.4.2 การวิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของชั้นดินที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิว	61
3.4.3 การวิเคราะห์เปรียบเทียบผลการทรุดตัวระยะยาว	64
3.5 สรุปผลการวิเคราะห์ท้ายบท	82
บทที่ 4	84
การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ	84
4.1 บทนำ.....	84
4.2 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงกซิส 3 มิติ	84
4.3 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงกซิสกับการประยุกต์ใช้ในงานวิจัย	86
4.3.1 การป้อนข้อมูล.....	86
4.3.2 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างที่ใช้ในการคำนวณซอฟต์แวร์แพลงกซิส 3 มิติ.....	87
4.3.3 การแสดงผล	101
4.4 วิเคราะห์การทรุดตัวของดินจากการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดยซอฟต์แวร์แพลงกซิส	110
4.4.1 การวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของดินแนวราบตัดตามยาว	110
4.4.2 การวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของดินแนวราบตัดตามขวาง	114

4.5 สรุปผลการวิเคราะห์ท้ายบท	117
บทที่ 5 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ	118
5.1 สรุปผลการวิเคราะห์งานวิจัย	118
5.1.1 สรุปผลวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดย ซอฟต์แวร์แพลคซิส (2D 2012 PLAXIS).....	118
5.1.2 สรุปผลวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดย ซอฟต์แวร์แพลคซิส (3D 2012 PLAXIS).....	121
5.1.3 การเปรียบเทียบและสรุปผลการทรุดตัวที่ผิวดินระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์ เอลิเมนต์แบบ 2 มิติกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ.....	122
5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม	125
รายการอ้างอิง	126
ภาคผนวก.....	129
- ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกับความลึก	130
- ผลการวิเคราะห์แรงต่างๆในตาดอูโมงค์.....	134
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	137

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
1.1 รายละเอียดเชิงเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล	2
3.1 คุณสมบัติของดินแต่ละประเภทตามแบบจำลองHardening Soil Model	33
3.2 คุณสมบัติของดาตอูโมงค์	34
3.3 ช่วงการขุดเจาะของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์	34
3.4 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการหัดตัว	39
3.5 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการลดความเค้น	42
3.6 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส	45
3.7 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นจากวิธีการจำลองทั้ง 3 แบบ	50
3.8 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรง	65
3.9 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา	70
3.10 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาว	75
3.11 ลำดับตารางที่ใช้อ้างอิงกับการทรุดตัวที่ผิวดินระยะยาวในช่วงเวลาต่างๆและการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุด	75
3.12 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001	76
3.13 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019...77	77
3.14 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	78
3.15 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	79
3.16 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	80
3.17 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	81
3.18 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	82
3.19 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	83

สารบัญตาราง(ต่อ)

ตาราง	หน้า
4.1 คุณสมบัติของดาดอูโมงค์ที่ใช้ในซอฟต์แวร์แพลทฟอร์ม 3 มิติ	87
4.2 คุณสมบัติของหัวเจาะอูโมงค์	88
4.3 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอูโมงค์สำหรับไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ	88
4.4 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ	103



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 สถานีและเส้นทางการให้บริการของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล	2
2.1 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินตามหน้าตัดแนวยาว	14
2.2 การทรุดตัวที่ผิวดินตามหน้าตัดแนวขวาง	16
2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $z/2R$ กับ i/R	17
2.4 กลไกการเคลื่อนตัวของชั้นดินในกระบวนการอัดตัวคายน้ำ.....	20
2.5 การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ	22
2.6 การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำที่เซนต์เจมส์พาร์ก	22
2.7 Annular Void และ Gap Parameter	24
2.8 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีหัดตัว	25
2.9 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีลดสติเฟเนส	26
2.10 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีการลดความเค้น	27
2.11 ไฟไนต์เอลิเมนต์จำลองการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีแรงดันแก๊ส	28
2.12 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส	29
3.1 ลักษณะชั้นส่วนแบบ 15 จุดต่อ	31
3.2 ลักษณะชั้นส่วนแบบ 6 จุดต่อ	31
3.3 ลักษณะชั้นดินในแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ	35
3.4 ลักษณะของแรงดันน้ำใต้ดินแบบลดที่เป็นผลจากการใช้น้ำบาดาล	37
3.5 ชั้นที่ 1: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่หนึ่ง (a) และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง (b)	40
3.6 ชั้นที่ 2: กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่หนึ่ง.....	40

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.7 ชั้นที่ 3: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่สอง (a) และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง (b)	41
3.8 ชั้นที่ 4: กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่สอง	42
3.9 ขั้นตอนที่ 1: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้ง (b) และกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ (c)	43
3.10 ขั้นตอนที่ 2: เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่หนึ่ง	43
3.11 ขั้นตอนที่ 3: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่สองเป็นแบบ แห้ง (b) และกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ (c)	44
3.12 ขั้นตอนที่ 4: เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่สอง	44
3.13 ชั้นที่1:ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์(a) และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อุโมงค์ที่หนึ่ง(b)	46
3.14 ชั้นที่ 2: เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันแก๊สให้อุโมงค์ที่หนึ่ง (b)	47
3.15 ชั้นที่ 3: กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้ง (a,b)	47
3.16 ชั้นที่ 4: การทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อุโมงค์ที่สอง (b)	48
3.17 ชั้นที่5: เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันแก๊สให้อุโมงค์ที่สอง (b)	49
3.18 ชั้นที่ 6: กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่สองเป็นแบบแห้ง (a,b)	49
3.19 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหดตัว ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	50
3.20 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหดตัว ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019	51
3.21 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหดตัว ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	51

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.22 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัตถ์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	52
3.23 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัตถ์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	52
3.24 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัตถ์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	53
3.25 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัตถ์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	53
3.26 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัตถ์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	54
3.27 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001	54
3.28 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	55
3.29 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	55
3.30 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001	56
31 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019	56
3.32 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	57
3.33 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	57
3.34 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	58

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.35 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	58
3.36 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	59
3.37 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	59
3.38 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	65
3.39 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019	65
3.40 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	66
3.41 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	66
3.42 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	67
3.43 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	67
3.44 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	68
3.45 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	68
3.46 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	69
3.47 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019	70
3.48 ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	70

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.49 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	71
3.50 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	71
3.51 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	72
3.52 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	72
3.53 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	73
3.54 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001	75
3.55 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-G3-007-019	76
3.56 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001	77
3.57 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D	78
3.58 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B	79
3.59 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o	80
3.60 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s	81
3.61 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	82
4.1 แถบแสดงเมนูส่วนการทำงานในซอฟต์แวร์แพลจิส 3 มิติ	85
4.2 ส่วนการทำงานต่างๆในซอฟต์แวร์แพลจิส 3 มิติ	85
4.3 ลักษณะชั้นดินในแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ	86

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.4 แบบจำลองขั้นตอนเริ่มต้นของ Section C: CS-4D	89
4.5 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 1 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C	93
4.6 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 2 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C	97
4.7 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 3 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C	100
4.8 แบบจำลอง ณ ขั้นตอนสุดท้ายของการขุดเจาะอุโมงค์ที่หนึ่ง ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C	101
4.9 แบบจำลอง ณ ขั้นตอนสุดท้ายของการขุดเจาะอุโมงค์ที่สอง ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C	101
4.10 ลักษณะการแสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์ ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงชีส 3 มิติ	102
4.11 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและ แรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the middle of twin tunnels)	103
4.12 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the middle of twin tunnels)	103
4.13 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและ แรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the center of SB tunnel)	104
4.14 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the center of SB tunnel)	104
4.15 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและ แรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C (at the middle of twin tunnels)	105

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.16 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C (at the middle of twin tunnels)	105
4.17 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด	106
4.18 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด	106
4.19 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ	107
4.20 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ	107
4.21 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด	108
4.22 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด	108
4.23 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตรจากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ	109
4.24 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ	109
4.25 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนาน ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	111

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.26 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางอุโมงค์ SB ณ ตำแหน่ง Section A : 23-AR-001	112
4.27 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนาน ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	113
4.28 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	114
4.29 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	115
4.30 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	116
4.31 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	116
5.1 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊สแบบ 2 มิติ และด้วยวิธีการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดแบบ 3 มิติ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001	123
5.2 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊สแบบ 2 มิติ และด้วยวิธีการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดแบบ 3 มิติ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C	123

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันงานก่อสร้างใต้ดินกำลังได้รับความนิยมเป็นอย่างสูงในกรุงเทพมหานคร เนื่องมาจากความคับแคบของพื้นที่จึงจำเป็นต้องใช้พื้นที่ซึ่งมีอย่างจำกัดและราคาสูงให้เกิดประโยชน์สูงสุด แต่การก่อสร้างใต้ดินถึงแม้ได้รับการออกแบบและควบคุมงานที่ดีแล้ว ก็ไม่อาจหลีกเลี่ยงการเกิดสภาวะของการทรุดตัวที่ผิวดินและ การทรุดตัวในชั้นดินที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างและจากธรรมชาติได้ ซึ่งการทรุดตัวเหล่านี้อาจก่อให้เกิดอันตรายและความเสียหายต่องานก่อสร้างโครงการนั้นๆ ตลอดจนอาคารข้างเคียงได้ อาทิเช่น การเคลื่อนตัวของดินและการพังทลายของโครงสร้างใต้ดิน อาคารสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงทรุดตัวและแตกร้าว เป็นต้น

โครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคลเป็นโครงการก่อสร้างใต้ดินขนาดใหญ่ที่มีจุดประสงค์เพื่อนำมาใช้สำหรับการแก้ปัญหาจราจรติดขัดบนท้องถนน โดยโครงการนี้ประกอบด้วย สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 18 สถานี ความยาวของโครงการประมาณ 20 กิโลเมตรและมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์ 6.3 เมตร และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในอุโมงค์ 5.7 เมตร ซึ่งแนวเส้นทางของรถไฟฟ้าใต้ดินของโครงการนี้แสดงในรูปที่ 1.1 โดยสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินแต่ละสถานีมีความลึกเฉลี่ยจากผิวดินประมาณ 20 เมตร ความกว้าง 18-25 เมตร และความยาว 150-200 เมตร ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพของพื้นที่ในบริเวณที่ตั้งของสถานี

เนื่องจากขนาดของอุโมงค์ที่ขุดเจาะมีขนาดใหญ่มากประกอบกับดินกรุงเทพมหานครมีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อน จึงทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ ซึ่งโดยส่วนมากแล้วผู้ออกแบบและผู้ก่อสร้างมักจะคำนึงถึงเพียงแต่การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในระยะสั้นหรือก็คือการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในระหว่างเริ่มต้นก่อสร้างจนถึงการก่อสร้างแล้วเสร็จซึ่งได้มีผู้ทำการศึกษาและตีพิมพ์แล้วมากมาย แต่ยังมีอีกสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินแต่อาจไม่ได้ถูกคำนึงถึงมากนักในประเทศไทย คือการอัดตัวคาน้ำของชั้นดินเหนียวที่จะเกิดขึ้นในพฤติกรรมระยะยาวภายหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ ที่อาจมากพอจนส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างข้างเคียงได้

งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นจากพฤติกรรมในระยะยาว ภายหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ โดยการวิเคราะห์วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรมแพลงซิสแบบ 2 มิติ (PLAXIS2D 2012) และโปรแกรมแพลงซิสแบบ 3 มิติ (PLAXIS3D 2012) ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมของมวลดินด้วยแบบจำลองชนิดต่างๆ และกำหนดลักษณะของปัญหาที่ต้องการวิเคราะห์

ในรูปแบบ 2 มิติ (Plane Strain) และ 3 มิติได้ โดยมีรายละเอียดพอสังเขปของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ดังตารางที่ 1.1



รูปที่ 1.1 สถานีและเส้นทางให้บริการของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล
(จาก www.bangkokmetro.co.th)

ตารางที่ 1.1 รายละเอียดเชิงเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

รายการ	รายละเอียด
ระยะทาง	ประมาณ 20 กิโลเมตร
จำนวนสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน	18 สถานีย่อย
ความลึกของอุโมงค์	ประมาณ 18-21 เมตร จากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์
ชนิดดิน	ส่วนใหญ่เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง
เครื่องขุดเจาะอุโมงค์	Shield Tunneling Type
วิธีการขุดเจาะอุโมงค์	Earth Pressure Balance Type
เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์	6.30 เมตร
เส้นผ่านศูนย์กลางภายในอุโมงค์	5.70 เมตร
ลักษณะของอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนาน และ อุโมงค์แบบซ้อนทับ

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- เพื่อศึกษาถึงผลกระทบจากพฤติกรรมในระยะยาวของอุโมงค์ต่อการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ จากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ขนานและแบบซ้อนทับ โดยใช้หัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) ทั้งสายเหนือและสายใต้ของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล

มกคลด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

- เพื่อประมาณเวลาสิ้นสุดของกระบวนการอัดตัวคายน้ำภายหลังการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาและวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์เนื่องมาจากปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมในระยะยาวของอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานครเฉลิมรัชมกคลด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรมแพลคซิสแบบ 2 มิติ (PLAXIS2D 2012) และโปรแกรมแพลคซิสแบบ 3 มิติ (PLAXIS3D 2012) ในการจำลองและวิเคราะห์ปัญหา ซึ่งขอบเขตของงานวิจัยสามารถแบ่งได้ดังนี้

- รวบรวมข้อมูลลักษณะชั้นดิน คุณสมบัติของดินที่เกี่ยวข้องซึ่งอยู่ใกล้กับบริเวณแนวการก่อสร้าง
- ศึกษารูปแบบพฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์
- วิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินในแนวตัดตามขวางด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ด้วยโปรแกรมแพลคซิสแบบ 2 มิติ (PLAXIS 2D 2012) ในกรณีที่มีการวางตัวเป็นแบบอุโมงค์คู่ขนานและแบบซ้อนทับด้วยวิธีจำลองการก่อสร้างแบบ 3 วิธี คือ วิธีการหดตัว (Contraction Method) วิธีการลดความเค้น (Stress Reduction Method) และวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ (Modified Grout Pressure Method)
- วิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินด้วยแบบจำลองเสมือนจริงโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ด้วยโปรแกรมแพลคซิสแบบ 3 มิติ (PLAXIS 3D 2012) ในกรณีที่มีการวางตัวเป็นแบบอุโมงค์คู่และแบบซ้อนทับ
- ประมาณระยะเวลาการสิ้นสุดของการอัดตัวคายน้ำเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- สามารถทำนายค่าการทรุดตัวระยะยาวที่ผิวดินเหนื่ออุโมงค์ได้ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- เพื่อเป็นแนวทางในพิจารณาการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์สำหรับโครงการอื่น ๆ โดยประยุกต์ใช้ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์
- เพื่อตระหนักถึงความสำคัญของการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวระยะยาวที่อาจเกิดขึ้นได้สำหรับการออกแบบก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินต่าง ๆ

บทที่ 2

ทฤษฎีและการวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ประวัติการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน (Background of MRT tunnels)

2.1.1 ลักษณะโครงการ

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ได้แบ่งงานก่อสร้างโครงการออกเป็น 5 สัญญา ก่อสร้างและ 1 สัญญาสัมปทาน ประกอบด้วย

- งานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดินส่วนใต้ (ช่วงหัวลำโพงถึงห้วยขวาง) โดย กิจการร่วมค้า BCKT เริ่มก่อสร้างในปี พ.ศ.2539
- งานออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์และสถานีใต้ดินส่วนเหนือ (ช่วงห้วยขวาง ถึง บางซื่อ) โดย กิจการร่วมค้า ION เริ่มก่อสร้างในปี พ.ศ.2540
- งานออกแบบและก่อสร้างศูนย์ซ่อมบำรุงโดยกิจการร่วมค้า SNMC เริ่มงานในปี พ.ศ.2541
- งานออกแบบ จัดทำ และติดตั้งระบบราง โดยกิจการร่วมค้า CKSL เริ่มงานในปี พ.ศ.2542
- งานออกแบบ จัดทำ ผลิตและติดตั้งระบบลิฟต์และบันไดเลื่อนโดยกิจการร่วมค้า MMW เริ่มงานในปี พ.ศ.2541

● งานคัดเลือกเอกชนลงทุนงานระบบรถไฟฟ้าและดำเนินกิจการเดินรถโดย บริษัทรถไฟฟ้า กรุงเทพมหานคร จำกัด (มหาชน) เป็นผู้ได้รับสัมปทานโครงการ

โครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล เป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินตลอดสายมีระยะทางทั้งสิ้นประมาณ 20 กิโลเมตร เริ่มต้นที่สถานีหัวลำโพงผ่านถนนพระราม 4 เลี้ยวเข้าถนนรัชดาภิเษก ผ่านศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถนนอโศก สี่แยกพระราม 9 สี่แยกสุทธิสาร เลี้ยวเข้าถนนลาดพร้าวที่สี่แยกรัชดา-ลาดพร้าว ผ่านสวนจตุจักร สถานีขนส่งหมอชิต เข้าถนนกำแพงเพชร สิ้นสุดที่สถานีรถไฟฟ้าบางซื่อ โดยแบ่งเป็นสายเหนือและสายใต้ มีทั้งสิ้น 18 สถานี ดังนี้

● สายใต้มีจำนวน 9 สถานี

สถานีหัวลำโพง → สถานีสามย่าน → สถานีสีลม → สถานีลุมพินี → สถานีคลองเตย → สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ → สถานีสุขุมวิท → สถานีเพชรบุรี → สถานีพระราม 9

● สายเหนือจำนวน 9 สถานี

สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย → สถานีห้วยขวาง → สถานีสุทธิสาร → สถานีรัชดาภิเษก → สถานีลาดพร้าว → สถานีพหลโยธิน → สถานีสวนจตุจักร → สถานีกำแพงเพชร → สถานีบางซื่อ

2.1.2 รูปแบบของสถานีรถไฟใต้ดินและระบบรถ

ลักษณะสถานีในโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคลของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (รฟม). แบ่งการออกแบบสถานีเป็น 3 รูปแบบ ได้แก่

- รูปแบบที่มีชานชาลากลาง เป็นลักษณะชานชาลาที่ให้ผู้โดยสารใช้ชานชาลาพร้อมกันทั้งเที่ยวไปและเที่ยวกลับ คือ มีชานชาลาอยู่ตรงกลางระหว่างอุโมงค์ทางวิ่งที่ขนานกันอยู่ 2 ข้างทาง สถานีที่มีลักษณะชานชาลาแบบนี้ได้แก่ สถานีหัวลำโพง สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ สถานีสุขุมวิท สถานีเพชรบุรี สถานีพระราม 9 สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย สถานีห้วยขวาง สถานีสุทธิสาร สถานีรัชดา สถานีลาดพร้าว สถานีพหลโยธิน และสถานีกำแพงเพชร

- รูปแบบที่มีชานชาลาข้าง เป็นลักษณะแยกชานชาลาสำหรับผู้โดยสารเที่ยวไปและเที่ยวกลับ คือ มีอุโมงค์ทางวิ่งวางตัวขนานกันอยู่ตรงกลางและมีชานชาลาอยู่ 2 ข้างของอุโมงค์ สถานีที่มีลักษณะนี้มีเพียง 2 สถานี ได้แก่ สถานีคลองเตยและสถานีบางซื่อ

- รูปแบบที่มีชานชาลา 2 ชั้น เป็นลักษณะชานชาลาที่มีการวางตัวของแนวอุโมงค์ขนานกันในแนวตั้ง ทำให้ต้องมีชานชาลาสำหรับผู้โดยสารเที่ยวไปและเที่ยวกลับแยกกันอยู่ในแต่ละชั้น ซึ่งรูปแบบนี้จะใช้ก่อสร้างในกรณีที่ไม่มีความจำเป็นในการก่อสร้างที่เพียงพอเนื่องจากสภาพพื้นที่บังคับ เช่น มีท่ออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง เสาเข็มยาวของสะพานลอยหรืออาคารสูง เป็นต้น สถานีที่มีลักษณะนี้มี 3 สถานี ได้แก่ สถานีสามย่าน สถานีสีลม และสถานีลุมพินี

2.1.3 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์

สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานครทั้งส่วนเหนือและส่วนใต้ได้วางแผนขุดเจาะของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่ระดับความลึกประมาณ 18-23 เมตร ทั้งนี้ เพราะฉะนั้นดินเหนียวแข็งจะเกิดการทรุดตัวได้น้อยเพราะมีเสถียรภาพมากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อน และไม่มีอุปสรรคในการก่อสร้างจากปัญหาน้ำใต้ดินเหมือนการขุดเจาะในชั้นทราย แต่ในช่วงของสายใต้ตั้งแต่สถานีคลองเตย ถึง หัวลำโพง จำเป็นต้องวางแผนขุดเจาะของอุโมงค์ซ้อนกันในแนวตั้งเนื่องจากพื้นที่ในการก่อสร้างจำกัด มีสิ่งปลูกสร้างอยู่ใกล้แนวขุดเจาะ ดังนั้นเพื่อหลีกเลี่ยงผลกระทบของการทรุดตัวที่จะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง จึงต้องก่อสร้างในลักษณะอุโมงค์สายใต้ขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรกที่ความลึก 25-28 เมตร และอุโมงค์สายเหนือขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่ระดับความลึก 18-23 เมตร

ลักษณะของการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีระบบแรงดันดินสมดุลและการติดตั้งตาดอุโมงค์สามารถจำแนกได้เป็น 5 ขั้นตอน คือ

- การขุดเจาะอุโมงค์ (Excavation) การขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มจากสถานีต้นทางไปยังสถานีปลายทาง โดยมีขั้นตอนต่างๆ ดังนี้

- งานเตรียมการ

- สกัดช่องเปิดที่ผนังของสถานีเพื่อเตรียมการขุดเจาะ

- ประกอบและติดตั้งเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ภายในสถานี ที่ระดับที่ได้วางแผนเส้นทาง
- ติดตั้งอุปกรณ์และระบบท่อขนส่งน้ำปูนสำหรับงานอัดน้ำปูน
- ติดตั้งรางสำหรับระบบขนส่งดินโดยใช้ รถขนดิน
- ติดตั้งระบบระบายอากาศและระบบส่องสว่าง

- งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วงแรกถึงระยะ 100 เมตร

หลังจากประกอบชุดของหัวเจาะและตรวจสอบระบบการทำงานต่างๆแล้วนั้นจะเริ่มขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ผ่านผนังที่สกัดเป็นช่องเปิดของกำแพงกันดินเข้าไปในชั้นดิน โดย Thrust Jack จะออกแรงดันกับผนังรับแรงชั่วคราว (Temporary Ring) ซึ่งจะถูกรองรับโดยโครงสร้างเหล็กลักษณะโครงถักโดยรับแรงจาก Thrust Jack ผ่านทางผนังรับแรงชั่วคราว โดยเมื่อประกอบ Permanent Segment วงแรก จะต้องตรวจสอบแนวระดับอีกครั้งเพื่อจัดตำแหน่งที่จะใช้วางรางสำหรับการขนส่งดิน จากนั้นงานอัดน้ำปูนจะเริ่มดำเนินการหลังจากได้ติดตั้งดาตอูโมงค์วงที่สองแล้วเสร็จและเริ่มขุดเจาะในช่วงดาตอูโมงค์วงที่สาม ในขณะที่การควบคุมค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure) ในช่วงนี้จะยังไม่สามารถควบคุมแรงดันของหัวเจาะให้อยู่ในระดับปกติ (1.5-2.0 bar) ได้ ถึงแม้ว่าเครื่องขุดเจาะจะมีประสิทธิภาพสูงและสามารถควบคุมการขุดเจาะได้ดี จึงต้องระวังการพังทลายของดินเหนียวอ่อนและการหลุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะดินออกในช่วงเริ่มขุดเจาะและเมื่อเครื่องขุดเจาะได้ขุดเจาะออกจากสถานีเป็นระยะทางประมาณ 100 เมตร จะต้องหยุดชั่วคราวเพื่อติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการทำงานของเครื่องขุดเจาะที่ด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์ ตลอดจนงานระบบต่างๆ เพื่อการควบคุมการขุดเจาะให้เป็นไปอย่างต่อเนื่องต่อไป

- งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วง 100 เมตร ถึง ระยะ 30 เมตร ก่อนจะถึงสถานีต่อไป

หลังจากติดตั้งงานระบบต่างๆแล้ว การขุดเจาะอุโมงค์จะดำเนินการอย่างต่อเนื่องจนเป็นรอบได้แก่ งานขุดเจาะอุโมงค์ งานติดตั้งดาตอูโมงค์คอนกรีตงานอัดน้ำปูนและงานตรวจสอบแนวระดับและแนวขุดเจาะอุโมงค์ โดยงานขุดเจาะอุโมงค์จะเริ่มเมื่อรถขนดาตอูโมงค์เข้ามาอยู่บริเวณด้านหลังของหัวเจาะและรถขนดินมาอยู่ที่สกรูลำเลียงดิน การขุดเจาะจะถูกควบคุมด้วย Shield Operator โดยการหมุนหัวเจาะอุโมงค์ ขณะเดียวกัน Drive Unit จะดัน Thrust Jack เพื่อกดดินให้เข้ามาในห้องพักดินแล้วจะถูกไล่เลียงขึ้นไปโดย Screw Conveyor ผ่านประตูปิด-เปิดไฮดรอลิก แล้วขนส่งดินต่อมายังสายพานลำเลียงดิน ลำเลียงไปตามสายพานลงสู่รถขนดินจนเต็มแล้วจึงขนดินออกไปจากอุโมงค์ ทั้งนี้ในกระบวนการขุดเจาะอาจมีแนวการขุดเจาะอุโมงค์บางช่วงโดยเฉพาะสายเหนือ ที่เครื่องขุดเจาะจำเป็นต้องขุดเจาะตัดปานเสาเข็มตอกขนาดเล็ก เช่น เสาเข็มของสะพานข้ามคลองน้ำแก้วบนถนนรัชดา จึงต้องทำการเสริมแรงฐานรากหรือฐานรากเสริม จากนั้นเครื่องขุดเจาะจะตัดผ่านเสาเข็มเก่าโดยฟันของเครื่องขุดเจาะซึ่งทำด้วยเหล็กคาร์ไบด์ สามารถตัดผ่านคอนกรีตไปได้เนื่องจากเหล็กเสริมมีขนาดเล็ก อย่างไรก็ตามหลังจากเจาะผ่านเสาเข็มไปแล้ว เหล็กเสริมของเสาเข็มคอนกรีตอาจไป

พันกับพื้นขอเครื่องขุดเจาะ ทำให้เกิดความเสียหายหรือประสิทธิภาพในการขุดเจาะลดลง ดังนั้นจึงต้องหยุดเครื่องขุดเจาะเพื่อตรวจสอบ นอกจากนี้บางช่วง เครื่องขุดเจาะจะต้องเจาะผ่านแนวเสาเข็มเจาะที่มีเหล็กเสริมขนาดใหญ่ เช่น แนวเสาเข็มของสะพานข้ามแยกลาดพร้าว ในกรณีนี้เสาเข็มเจาะและเหล็กเสริมจะมีขนาดใหญ่เกินกว่าที่ฟันของเครื่องขุดเจาะจะตัดผ่านไปได้ ฉะนั้นเมื่อทำการเสริมฐานรากแล้ว ระหว่างที่เครื่องขุดเจาะผ่านแนวเสาเข็มจะต้องหยุดเครื่องขุดเจาะและใช้คนลงไปสกัดเสาเข็ม ดังนั้นจึงต้องทำอัดน้ำปูนเพื่อป้องกันการพังทลายของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะเหนือขึ้นไปยังชั้นดินเหนียวอ่อนให้มีเสถียรภาพของดินเพียงพอต่อการเปิดหน้าดินบริเวณหน้าเครื่องขุดเจาะ

- งานขุดเจาะอุโมงค์ช่วงบรรจบกับสถานี

- กำแพงกันดินของสถานีส่วนสายเหนือ ผนังจะถูกเสริมด้วยเส้นใยไฟเบอร์ (Fibre Reinforcement) แทนเหล็กเสริมเพื่อให้หัวเจาะสามารถเจาะทะลุผ่านผนังกำแพงกันดินไปได้โดยก่อให้เกิดความเสียหายกับผนังให้น้อยที่สุด

- กำแพงกันดินของสถานีส่วนสายใต้ จะเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กโดยเฉพาะเหล็กเสริมที่มีขนาดใหญ่เกินกว่าที่ฟันของหัวเจาะจะสามารถตัดผ่านไปได้ จึงต้องมีการสกัดเอาคอนกรีตเสริมเหล็กของผนัง กำแพงกันดิน ออกเท่ากับขนาดของเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ระดับความลึกของแนวขุดเจาะเข้าสถานี แล้วจึงขับเคลื่อนหัวขุดเจาะผ่านเข้ามาในสถานีได้ ซึ่งจะช่วยลดความเสียหายของผนัง กำแพงกันดิน ดังนั้นจึงต้องใช้คนสกัดแบบธรรมดาทั้งขณะที่เครื่องขุดเจาะจะเข้าหรือออกจากสถานี ซึ่งวิธีดังกล่าวนี้จำเป็นต้องให้มีระยะห่างระหว่างหัวเจาะกับกำแพงกันดิน เพื่อให้ทำงานได้สะดวก

- การติดตั้งดาตอูโมงค์ (Segment Erection)

ดาตอูโมงค์ทำจากคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบเป็นวงหรือดาตอูโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร และเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร ประกอบด้วย Ordinary Segment จำนวน 4 ชั้น TB 1 ชั้น TC 1 ชั้น และ TK 1 ชั้น รวมเป็น 7 ชั้น สำหรับส่วนสายเหนือ และ Ordinary Segment จำนวน 3 ชั้น TB 1 ชั้น TC 1 ชั้น และ TK 1 ชั้น รวมเป็น 6 ชั้น สำหรับส่วนสายใต้ เมื่อดำเนินการขุดเจาะจนมีพื้นที่ด้านหลังหัวเจาะเพียงพอสำหรับติดตั้งดาตอูโมงค์แล้ว เครื่องยกจะยกดาตอูโมงค์ที่ละชิ้นจากรถขนดาตอูโมงค์มาวางที่บริเวณหลังหัวเจาะ ซึ่งเครื่องติดตั้งดาตอูโมงค์จะประกอบดาตอูโมงค์ที่ละชิ้นจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนจนครบเป็นดาตอูโมงค์ แล้วยึดด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู แล้วรีบอัดฉีดน้ำปูนตามรูเพื่อป้องกันน้ำซึมเข้ามาภายในอุโมงค์ โดยจุดที่ทำการอัดฉีดน้ำปูนจะเป็นบริเวณด้านบนของดาตอูโมงค์

บริเวณรอยต่อของดาตอูโมงค์จะมียางกันน้ำซึมเพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำกับน้ำปูนที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ และยังช่วยป้องกันความเสียหายจากการกระแทกในระหว่างการติดตั้งของดาตอูโมงค์ที่กำลังประกอบเข้าชิดกับ ดาตอูโมงค์ ก่อนหน้าที่ถูกยึดด้วยสลักเกลียวเป็นดาตอูโมงค์แล้ว ไม่ให้เกิด

ความเสียหายนอกจากนี้ แนวเส้นทางของอุโมงค์จะมีทั้งแนวเส้นตรงและแนวโค้ง จึงต้องผลิต ดาดอุโมงค์ ทั้งสองลักษณะ เพื่อให้แนวทิศทางของอุโมงค์เป็นไปตามที่ออกแบบ

- การควบคุมทิศทางของหัวเจาะ (Steering and Guidance System)

การขุดเจาะแนวอุโมงค์จะต้องมีระบบควบคุมทิศทางของการขุดเจาะที่มีประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่งสำหรับการตรวจสอบการทำงานของหัวเจาะว่า แนวขุดเจาะและตำแหน่งของหัวเจาะ อยู่ในแนวที่ออกแบบ มากน้อยเพียงใด โดยระบบควบคุมทิศทางของการขุดเจาะ สามารถแสดงผลข้อมูลผ่านทางเครื่องคอมพิวเตอร์ในส่วนห้องควบคุม เช่น แรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure), แรงบิดในใบมีด (Cutter Torque), ทรัสแจ็ก (Thrust Jack Speed), แรงแทรัส (Thrust Force), แรงบิดในสกรู (Screw Torque), ความเร็วสกรู (Screw Speed), Pitching Angle เป็นต้น แม้ว่าจะทราบลักษณะการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์แต่ก็จำเป็นต้องตรวจสอบแนวขุดเจาะจริงการการสำรวจ ด้วยกล้องวิดีโอโดไลท์เพื่อเปรียบเทียบและปรับแก้ข้อมูลให้มีความถูกต้องแม่นยำมากยิ่งขึ้น และ Shield Operator สามารถปรับเปลี่ยนการควบคุมทิศทางของการขุดเจาะให้อยู่ในแนวที่ออกแบบได้ถูกต้อง นอกจากนี้ต้องวัดการแอ่นตัวที่ตำแหน่งด้านบนอุโมงค์ (Tunnel Crown) ซึ่งไม่ควรเกิน 40 มิลลิเมตร และตรวจสอบขนาดภายในอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักดินที่กดทับด้านบน แรงดันดินด้านข้าง และแรงดันน้ำใต้ดินที่กระทำต่ออุโมงค์ ซึ่งจะทำให้ขนาดของอุโมงค์ลดลง

- การลำเลียงวัสดุ (Transportation System)

การลำเลียงวัสดุเข้าออกภายในอุโมงค์ จะขนส่งโดยใช้ระบบรางขั้วคราวติดตั้งจากสถานีต้นทางจนถึงด้านหลังของหัวเจาะโดยมี หัวรถจักรแบตเตอรี่เป็นเครื่องลากจูงรถขนดินขนาดความจุ 6-8 ลูกบาศก์เมตร จำนวน 6 คัน ที่บรรทุกปริมาณดิน 30-45 ลูกบาศก์เมตร จากการขุดเจาะดินให้ได้ดาดอุโมงค์ 1 วง และ รถขนดาดอุโมงค์ จำนวน 2 คันต่อวง ลำเลียงดาดอุโมงค์คอนกรีตมาเพื่อติดตั้งประกอบเป็นดาดอุโมงค์

- การอัดน้ำปูน (Backfill Grouting)

ช่องว่างระหว่างหัวเจาะและดาดอุโมงค์ เรียกว่า Gap หรือ Tail Voids จะเกิดขึ้นที่ด้านหลังของหัวเจาะ ซึ่งจะทำให้การอัดน้ำปูน ผ่านช่องอัดน้ำปูน (ทำมาในขั้นตอนการผลิตดาดอุโมงค์) ทันทีหลังจากดาดอุโมงค์หลุดจาก Tail Skin ที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะห่างจากดาดอุโมงค์ที่เพิ่งประกอบเสร็จประมาณ 2 วง โดยน้ำปูนจะเข้าไปแทนที่ช่องว่างนี้ก่อนที่ดินบริเวณรอบนอกของการขุดจะทรุดตัวลงมาแทนที่และแรงดันที่ใช้ในการอัดน้ำปูนในแต่ละช่วงการขุดเจาะจะไม่เท่ากัน ดังนี้

- ช่วงสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย ถึง รัชดา ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 2.5 bar
- ช่วงสถานีรัชดาภิเษก ถึง บางซื่อ ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 2.0-3.0 bar
- ช่วงสถานีเพชรบุรี ถึง สุขุมวิท ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 1.0-3.0 bar
- ช่วงสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถึง สีลม ใช้ความดันที่อัดฉีดน้ำปูน 3.0-4.2 bar

2.1.4 แผนงานการขุดเจาะอุโมงค์

แนวเส้นทางขุดเจาะสำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร แบ่งออกเป็น 2 ส่วนตามสัญญาการก่อสร้าง ดังนี้

- สายเหนือ (ช่วงห้วยขวางถึงบางซื่อ) จะใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด ซึ่งขุดเจาะอุโมงค์ตลอดแนวเส้นทางเป็นระยะทางทั้งสิ้น 14,219 เมตร โดยจะใช้เวลาก่อสร้างประมาณ 15 เดือน มีแผนงานการขุดเจาะดังนี้

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด (TBM#1,2) โดยเริ่มขุดเจาะที่สถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย มุ่งขึ้นเหนือผ่านสถานีห้วยขวาง สถานีสุทธิสาร และไปสิ้นสุดที่สถานีรัชดาภิเษก ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์สายได้นำไปก่อนแล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือตามไป

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด (TBM#3,4) เริ่มขุดเจาะที่สถานีรัชดาภิเษก มุ่งไปที่สถานีลาดพร้าว และสิ้นสุดที่สถานีพหลโยธิน จากนั้นทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ไปที่สถานีบางซื่อ แล้วเริ่มขุดเจาะจากสถานีบางซื่อไปสถานีกำแพงเพชร ทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ชุด ไปยังสถานีหมอชิตขุดเจาะจากสถานีหมอชิตไปสถานีพหลโยธิน และท้ายที่สุดทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะ 2 ชุด อีกครั้ง จะขุดเจาะย้อนกลับจากสถานีหมอชิตไปยังสถานีกำแพงเพชรอีกครั้ง ซึ่งจะขุดเจาะอุโมงค์สายได้นำไปก่อน แล้วจึงขุดเจาะอุโมงค์สายเหนือตามไป เช่นเดียวกับเครื่องขุดเจาะ 2 ชุดแรก

- สายใต้ (ช่วงหัวลำโพง ถึง ห้วยขวาง) จะใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุด ซึ่งขุดเจาะอุโมงค์ตลอดแนวเส้นทางเป็นระยะทางทั้งสิ้น 14,745 เมตร โดยจะใช้เวลาก่อสร้างประมาณ 18 เดือน มีแผนงานการขุดเจาะดังนี้

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด (TBM#1,2) เริ่มขุดเจาะจากสถานีพระราม 9 ผ่านสถานีเพชรบุรีมุ่งลงสถานีสุขุมวิท ไปสิ้นสุดที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ โดยขุดเจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด

- เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด (TBM#3,4) เริ่มขุดเจาะที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ผ่านสถานีคลองเตย สถานีลุมพินี สถานีสีลม สถานีสามย่าน แล้วสิ้นสุดที่สถานีหัวลำโพง โดยขุดเจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด

2.1.5 ชนิดของหัวเจาะ

สำหรับโครงการรถไฟฟ้ามหานครได้ใช้เครื่องขุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุล 2 ชนิด คือ

- Herrenknecht ขนาดความยาวของหัวเจาะ 6.19 ม. และช่องว่างที่ด้านท้ายหัวเจาะ 10.8 มม. ต่อมุม Pitching Angle 0.1 องศา โดยใช้ขุดเจาะอุโมงค์ช่วงสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถึงหัวลำโพง

- Kawasaki ขนาดความยาวของหัวเจาะ 8.33 ม. และช่องว่างที่ด้านท้ายหัวเจาะ 14.6 มม. ต่อมุม Pitching Angle 0.1 องศา โดยใช้ขุดเจาะอุโมงค์ช่วงสถานีพระราม 9 ถึง ศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ และช่วงสถานีศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย ถึง บางซื่อ

2.2 การขุดเจาะอุโมงค์แบบมีเครื่องป้องกัน (Shield Tunneling Method)

2.2.1 ลักษณะทั่วไป

การขุดเจาะอุโมงค์แบบมีเครื่องป้องกันมีการนำมาใช้ครั้งแรกในการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อลอดใต้แม่น้ำ โดยในปี ค.ศ. 1827 ได้มีการใช้เพื่อขุดเจาะอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ (Thames) ในลอนดอน ซึ่งเครื่องมือที่ใช้ถูกคิดค้นและพัฒนาโดย Mark I. Brunel และ J.H. Greathead และต่อมาได้มีการพัฒนาเทคนิคการขุดเจาะและค้ำยันด้านหน้าอุโมงค์ซึ่งทำให้เกิดเครื่องขุดเจาะชนิดต่างๆที่เหมาะสม และได้ประสิทธิภาพสูงสุดในการทำงานสำหรับสภาพลักษณะชั้นดินที่ต่างกัน

การก่อสร้างอุโมงค์สำหรับดินกรุงเทพฯซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนและมีความหนาแน่นของชุมชนสูง จึงได้มีการเปลี่ยนแปลงวิธีการขุดแบบ Cut-and-Cover เป็นการขุดแบบมีเครื่องป้องกันเนื่องจากวิธีนี้เป็นการขุดอยู่ใต้ดินตลอดแนวอุโมงค์ ซึ่งทำให้มีการรบกวนดิน ระบบอุปโภค บริโภค อาคาร บ้านเรือน ที่อยู่บนผิวดินน้อยกว่าการขุดด้วยวิธี Cut-and-Cover นอกจากนี้ระบบป้องกันจะทำหน้าที่เป็นค้ำยันชั่วคราวเพื่อป้องกันการพังทลายของดินและน้ำไม่ให้ไหลเข้าสู่อุโมงค์ทำให้มีเสถียรภาพในการขุดที่ดีกว่า

2.2.2 หลักการพื้นฐานของหัวเจาะระบบแรงดันสมดุล

เครื่องขุดเจาะระบบแรงดันดินสมดุลถูกคิดค้นเพื่อเป็นอีกทางเลือกหนึ่งเพื่อให้การขุดเจาะอุโมงค์ประหยัดและมีประสิทธิภาพ สามารถทำงานได้ในดินอ่อนจนถึงทรายและกรวดที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน โดยหลักการใช้ Slurry

● หลักการพื้นฐาน (The Principle of Earth Pressure Balance Type Shield)

หลักการพื้นฐานของเครื่องขุดเจาะประเภทแรงดันดินสมดุล คือ การเติมดินที่ขุดผ่านเข้าสู่ห้องพักดินและสร้างแรงดันด้วยการขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะ ซึ่งแรงดันที่เกิดขึ้นจะต้องใกล้เคียงกับแรงดันที่เกิดจากดินภายนอกด้านหน้าหัวขุด เพื่อเป็นการรักษาเสถียรภาพของดินไม่ให้ถล่มระหว่างการขุด โดยการเคลื่อนที่ของเครื่องขุดเจาะเกิดขึ้นจากแรงผลักดันที่มาจากการทำงานของทอร์สแจ็กกระจายผ่านผนังกันเข้าสู่มวลดิน ซึ่งเรียกว่า แรงดันดินด้านหน้า

ในการรักษาเสถียรภาพด้านหน้าเครื่องขุดเจาะโดยอาศัยแรงต้านจากแรงดันดินด้านหน้าให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพจะต้องทำการรักษาแรงดันนี้ตลอดเวลาขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่ด้วยการปรับอัตราการยืดตัวของ ไฮดรอลิกแจ็ก (Hydraulic Jacks) และอัตราการลำเลียงดินออกจากห้องพักดินผ่านทางสกรูลำเลียงดินและใช้รถขนดินขนดินขุดผ่านรางออกไปยังปล่องขุดซึ่งขั้นตอนทั้งหมดจะต้องมีความสัมพันธ์สอดคล้องกันอย่างราบรื่นเพื่อให้งานเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

● ลักษณะทั่วไปของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Fundamental Characters of Earth Pressure Balance Shield Type)

- ดินชุดต้องมีสภาพเป็นของไหลแบบพลาสติก เนื่องจากการขุดเจาะวิธีนี้ดินชุดจะเคลื่อนตัว และถูกลำเลียงออกอย่างต่อเนื่องผ่านสายพานลำเลียงดิน ในขณะที่ยังคงต้องรักษาเสถียรภาพแรงดันดินด้านหน้าให้เพียงพอต่อการค้ำยันดินด้านหน้าหัวเจาะและการรักษาสมดุลระหว่างดินที่ถูกลำเลียงออกกับดินที่ไหลเข้าสู่ ห้องพักดินมีความสำคัญเป็นอย่างมาก เนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของสายพานลำเลียงดิน มีขนาดเล็กกว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของช่องที่ดินผ่านจาก ห้องพักดินดังนั้นดินชุดจึงต้องมีความเป็นของไหลแบบพลาสติกเพื่อให้สามารถผ่านเข้าสู่ สายพานลำเลียงดินได้อย่างราบรื่น แต่ในทางกลับกันหากดินชุดในห้องพักดินไม่อยู่ในสภาพของไหลแบบพลาสติกการเคลื่อนตัวของดินชุดจะไม่ราบรื่นส่งผลให้อาจเป็นสาเหตุทำให้น้ำใต้ดินไหลเข้าสู่ภายในอุโมงค์ได้ และยังทำให้เกิดความล่าช้าในการทำงานอีกด้วย

- ดินชุดต้องมีความที่บ้น้ำ การค้ำยันถึงระดับน้ำใต้ดินมีความสำคัญมากระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ ฉะนั้นดินชุดทั้งที่อยู่ใน ห้องพักดินและในสายพานลำเลียงดิน จะต้องมีความที่บ้น้ำเพื่อสามารถต้านทานแรงดันของน้ำใต้ดิน เพราะถ้าขาดคุณสมบัตินี้แล้วอาจจะทำให้เกิดการทะลักผ่านของน้ำใต้ดินเข้าสู่ภายในอุโมงค์ ซึ่งทำให้เกิดความเสี่ยงต่อการพังทลายของดินด้านหน้าหัวเจาะ

2.2.3 ดาดอุโมงค์ (Tunnel lining)

ดาดอุโมงค์โดยทั่วไปจะแบ่งเป็น 2 ประเภทคือ Primary Lining และ Secondary Lining ซึ่งเป็นโครงสร้างค้ำยันรับแรงโดยตรงจากแรงภายนอกที่อยู่โดยรอบ ทั้งนี้การออกแบบและขั้นตอนการก่อสร้างจะต้องให้ความสำคัญเป็นพิเศษเพื่อให้มีความคงทนแข็งแรงที่เหมาะสม

- Primary Lining จะติดตั้งบริเวณส่วนท้ายของ Shield ภายใน Tail โดยทั่วไปจะมีลักษณะเป็นชั้นย่อยประมาณ 5-7 ชั้นและนำมาประกอบเป็น 1วงดาดอุโมงค์ มีความกว้างประมาณ 0.5 -1.2 เมตร โดยชั้นส่วนดาดอุโมงค์จะถูกหล่อมาจากภายนอก ทำการทดสอบ แล้วจึงขนส่งมายังสถานที่ก่อสร้าง การประกอบจะใช้สลักเกลียวเพื่อยึดระหว่างชั้นส่วน โดย Primary Lining มีหน้าที่รับแรงทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์และป้องกันน้ำใต้ดิน รวมถึงการทำหน้าที่เป็นตัวรับแรงในการผลักดันหัวเจาะไปด้านหน้าอีกด้วย โดยสามารถทำได้จากหลายวัสดุดังนี้

- ดาดอุโมงค์ไม้ (Wood Segment) ถือเป็นดาดอุโมงค์ที่นิยมใช้กันในช่วงยุคแรกของการก่อสร้างอุโมงค์เริ่มจาก Marc Brunel ผู้คิดค้นวิธีขุดเจาะอุโมงค์ระบบ Shield แต่ทว่าดาดอุโมงค์ไม้นั้นยังคงมีปัญหาในด้านความคงทนและความชื้นน้ำ ต่อมาความนิยมจึงค่อยๆลดลง

- ดาดอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforce Concrete Segments) ถือเป็นดาดอุโมงค์อีกรูปแบบหนึ่งที่มีการใช้กันมานาน โดยปกติจะใช้ในอุโมงค์ขนาดใหญ่ (เส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 4-5 เมตร) และจะประหยัดมากขึ้นเมื่ออุโมงค์มีขนาดใหญ่ขึ้น มีข้อดีคือ มีอายุการใช้งานนาน สามารถต้านทานการสึกกร่อนได้ และทนความร้อนได้ดี แต่ก็มีข้อเสียคือ มีน้ำหนักค่อนข้างมาก และรอยต่อค่อนข้างไม่แข็งแรงจึงมีแนวโน้มที่จะเกิดการเสียรูปค่อนข้างมาก

- ดาดูโมงค์เหล็ก (Steel Segments) โดยทั่วไปจะใช้กับอุโมงค์ที่มีขนาดเล็กถึงขนาดกลาง โดยขึ้นส่วนต่างๆ จะถูกยึดเข้าด้วยกันด้วยการเชื่อมและยึดอีกครั้งด้วยแผ่นเหล็กแล้วจึงค่อยลำเลียงมายังสถานที่ก่อสร้าง เนื่องจากดาดูโมงค์เหล็กมีน้ำหนักค่อนข้างเบาจึงง่ายต่อการประกอบและขนย้าย แต่เมื่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเพิ่มขึ้น อาจทำให้มีราคาสูงกว่า ดาดูโมงค์คอนกรีต นอกจากนี้ การต้านทานการสึกกร่อนยังไม่ดีเท่าที่ควร และมีปัญหาความเครียดและความเค้นที่เหลืออยู่จากการเชื่อมอีกด้วย

- ดาดูโมงค์ประกอบ (Composite Segments) ดาดูโมงค์แบบนี้จะเป็นการนำข้อดีจากดาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กและดาดูโมงค์เหล็กมาประกอบกันโดยจะนำแผ่นเหล็กมาประกบเข้ากับทั้งสองด้านของดาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กโดยมีเหล็กฉากเป็นตัวยึดเพื่อให้เกิดการถ่ายแรงแรงระหว่างกัน ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของดาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กแล้วพบว่าดาดูโมงค์ประกอบจะมีความแข็งแรงกว่าและสามารถลดความหนาของอุโมงค์ลงได้อีกด้วย แต่อาจยังคงมีปัญหาในเรื่องของรอยต่อที่เชื่อมด้วยสลักเกลียว และอาจมีราคาที่สูงกว่าดาดูโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กหากอุโมงค์มีขนาดใหญ่

- Secondary Lining เป็นโครงสร้างที่เสริมเข้าไปซึ่งจะอยู่ด้านในของ Primary Lining โดยมีทั้งแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก (หล่อในที่หรือหล่อสำเร็จ) หรือแบบท่อเหล็ก (ติดตั้งสำเร็จที่ปากอุโมงค์แล้วจึงเลื่อนเข้าไป) มีจุดประสงค์เพื่อให้ผิวด้านในของอุโมงค์เรียบขึ้น ป้องกันการซึมของน้ำและการสึกกร่อน รวมทั้งช่วยต้านทานแรงเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงในอนาคต ความหนาที่ใช้จะขึ้นอยู่กับลักษณะของแต่และที่และผู้ออกแบบ

2.3 การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Ground Movement due to Tunneling)

2.3.1 ลักษณะทั่วไป

การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน โดยทั่วไปจะส่งผลให้ดินรอบอุโมงค์เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพของความเค้นและความเครียดซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะต้องมีการควบคุมและตรวจสอบให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด เพื่อป้องกันผลกระทบที่อาจเกิดกับสิ่งก่อสร้างที่อยู่ในบริเวณใกล้เคียง

Peck(1969) แนะนำว่าในการออกแบบผู้ออกแบบควรต้องพิจารณาการสูญเสียมวลดินและคาดคะเนการทรุดตัวของดินด้วยวิธีการที่เหมาะสม โดยจะต้องพิจารณา ชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดิน รูปร่างและความลึกของอุโมงค์ นอกจากนี้ควรพิจารณาถึงการทรุดตัวที่เกิดจากความคลาดเคลื่อนหรือความผิดพลาดจากการปฏิบัติงานเพิ่มเข้าไปด้วย ซึ่งการประเมินปัญหาสามารถแบ่งได้เป็น 3 ขั้นตอน ดังนี้ ขั้นแรกเป็นการคาดคะเนการสูญเสียมวลดินที่เกิดระหว่างการขุดเจาะและการก่อสร้างอุโมงค์ ขั้นที่สองเป็นการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินโดยรอบที่เกิดจากการสูญเสียมวลดิน และขั้นที่สาม เป็น

การประเมินความเสียหายและความเสี่ยงที่อาจจะเกิดขึ้นกับโครงสร้างใกล้เคียงอันเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของมวลดิน

2.3.2 การพิจารณาค่าการหลุดตัวเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

● การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์ การสูญเสียมวลดินนี้จะเกิดขึ้นทันทีที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งยากที่จะควบคุมการไหลทะลักของดินขุดที่เข้ามาภายในอุโมงค์ เนื่องจากดินจะถูกเปลี่ยนสภาพให้มีความเป็นพลาสติกเพิ่มขึ้น เพื่อให้สามารถลำเลียงผ่านสกรูลำเลียงดินได้สะดวก ซึ่งการขุดทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเค้นในที่ (In Situ Stress) ที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยปริมาณดินขุดจะเท่ากับปริมาณของการสูญเสียมวลดิน สำหรับกรณีที่ดินเคลื่อนตัวเข้าหาหน้าอุโมงค์ด้วยอัตราเร็วคงที่ การสูญเสียมวลดินจะเป็นฟังก์ชันของการขุดเจาะอุโมงค์และอัตราการไหลของดินโดยเปอร์เซ็นต์ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ 2.1

$$\%V_L = \frac{(\pi R^2)(\text{Average Extrusion Rate at Face})}{(\text{Average Rate of Advance})} \quad \dots(2.1)$$

$\%V_L$ คือ ร้อยละการสูญเสียมวลดินต่อปริมาตรดินขุด

R คือ รัศมีการขุดเจาะ

● การสูญเสียมวลดินเหนือหัวเจาะอุโมงค์ การสูญเสียมวลดินนี้จะเกิดขึ้นเหนืออุโมงค์เมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวไปข้างหน้าทำให้เกิดช่องว่างระหว่างหัวเจาะและดินภายนอกเท่ากับปริมาตรของดินที่ขุดออก ซึ่งมีสาเหตุมาจากปัญหาการเบี่ยงเบนระหว่างแนวอุโมงค์ที่ขุดจริงกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ เนื่องจากในความเป็นจริงในทางปฏิบัติผู้ควบคุมหัวเจาะจะควบคุมให้หัวเจาะทำมุมเงยขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแนวอุโมงค์ในแบบเพื่อหลีกเลี่ยงการจมลงของหัวเจาะเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง โดยมุมที่เพิ่มขึ้น (Excess Pitch) ของการขุดเจาะจะทำให้เกิดการขุดเจาะเกิน (Overcutting) ของดินบริเวณด้านบนของอุโมงค์

ดังนั้นจึงสามารถประมาณค่า การสูญเสียมวลดิน นี้ได้โดยสมมติให้บริเวณที่อยู่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ตลอดความยาวของหัวเจาะคูณกับมุมที่เพิ่มขึ้นของหัวเจาะบนแนวอุโมงค์ที่ขุดจริง จากสมการ 2.2

$$\begin{aligned} V_{\text{shield}} &= \frac{2\pi aL}{2} \times (\text{excess pitch}) \\ &= \pi \left[\left(a + \frac{\omega}{2} \right)^2 - a^2 \right] \quad \dots(2.2) \end{aligned}$$

เมื่อ V_{shield} คือ ปริมาตรของงานขุดส่วนเกินต่อหน่วยความยาวของการขุดเจาะ
a คือ รัศมีภายในของอุโมงค์

L คือ ความยาวของหัวเจาะ

ω คือ Workmanship parameter = $L \times (\text{excess pitch})$

• การสูญเสียมวลดินในระหว่างการติดตั้งอุโมงค์ การสูญเสียมวลดินนี้เกิดขึ้นเนื่องจากดาตอโมงค์ที่ติดตั้งจะไม่สามารถแทนที่พื้นหน้าตัดทั้งหมดที่เกิดจากการขุดเจาะได้ เนื่องจากในการติดตั้งดาตอโมงค์จะต้องทำการติดตั้งภายในส่วนท้ายของหัวเจาะ (Tail) ทำให้เมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปด้านหน้าและดาตอโมงค์สุดท้ายพ้นจากส่วนท้ายของหัวเจาะจะเกิดช่องว่างระหว่างผิวดินภายนอกกับดาตอโมงค์ซึ่งระยะนี้จะต้องรวมถึงระยะเว้นขณะติดตั้งดาตอโมงค์ภายในส่วนท้ายของหัวเจาะเพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนที่ได้ด้วย ทำให้ผิวดินขุดภายนอกอุโมงค์ทรุดตัวเข้าหาแนวอุโมงค์ซึ่งอาจส่งผลร้ายแรงต่ออุโมงค์และผู้ปฏิบัติงานได้

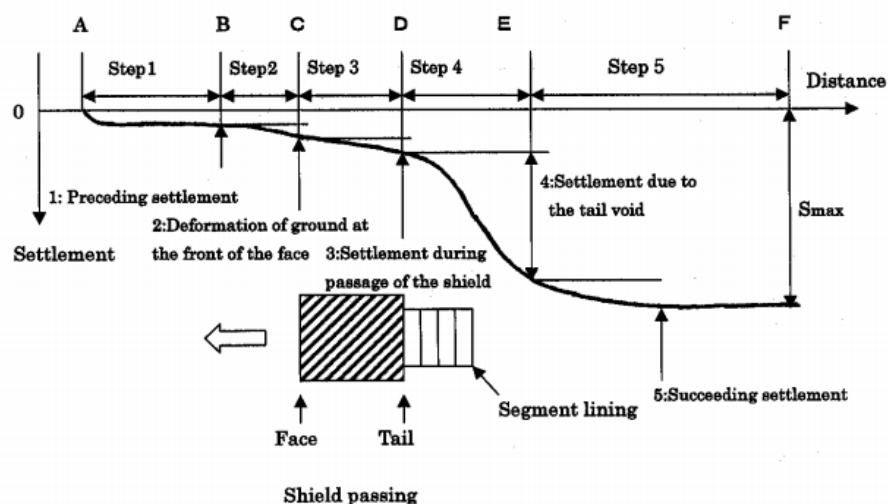
ค่าการสูญเสียมวลดินนี้จะถูกทำให้น้อยลงในขั้นตอนของการอัดวัสดุอุดช่องว่างของอุโมงค์ในที่นี่ให้ถือว่าใช้น้ำปูนเป็นวัสดุตั้งที่กล่าวไปแล้ว แต่ประสิทธิภาพของการอัดน้ำปูนจะขึ้นอยู่กับอัตราการเคลื่อนตัวของดินในช่องว่างนี้ ซึ่งขึ้นกับชนิดของดิน โดยหากเป็นดินทรายการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นเร็วมากอาจทำให้ประสิทธิภาพน้อยกว่าบริเวณที่เป็นดินเหนียวซึ่งเคลื่อนตัวช้ากว่า

นอกจากนี้ยังมีการเสียรูปของดาตอโมงค์และการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากแรงดันดินรอบๆอุโมงค์ที่ไม่เท่ากันในทุกทิศทาง แต่การแอ่นตัวนี้มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับการสูญเสียมวลดินชนิดอื่น

2.3.3 การจำแนกการทรุดตัวที่ผิวดิน

การทรุดตัวที่ผิวดินสามารถแบ่งได้ 2 แบบ คือ การทรุดตัวตามแนวยาว และการทรุดตัวตามแนวขวาง

• การทรุดตัวตามแนวยาว (Longitudinal Ground Movement) สามารถแบ่งได้เป็น 5 ส่วน ดังรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินตามหน้าตัดแนวยาว (A.sramoon and Sugimoto, 1999)

- Initial Settlement (Step1&Step2) การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านหรืออาจเกิดการยกตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่มาถึง มีสาเหตุมาจาก การทรุดตัว ด้านหน้าอุโมงค์ อันเนื่องมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันดินที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันที่กำหนดในให้หัวเจาะในส่วนหน้า นอกจากนี้ในดินที่มีความเชื่อมแน่นยังสามารถเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรดิน เนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเมื่อแรงดันดินส่วนหน้ามีค่าสูงกว่าแรงดันของดินด้านหน้าอุโมงค์ ในสถานะคงตัว (At Rest Earth Pressure)

- Shield Passing Settlement (Step3) คือ การทรุดตัวระหว่างหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านเป็นค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากตำแหน่งด้านหน้าหัวเจาะ ถึงด้านท้ายของหัวเจาะ (Tail) ซึ่งค่าทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินถูกรบกวนขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยเฉพาะแรงเสียดทานและแรงเฉือน ระหว่างผิวด้านนอกของหัวเจาะกับดินที่อยู่รอบๆ ทำให้สูญเสียกำลังและลดค่า Modulus ของดินและยังเกิดจาก การทรุดตัว ที่เกิดขึ้นรอบหัวเจาะอันเนื่องมาจาก Over Cutting และการเคลื่อนที่เบี่ยงเบนไปจากแนวเส้นทาง

- Tail Settlement (Step4) คือ การเคลื่อนตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน เป็นการทรุดตัวหลังจากที่ส่วนท้ายของหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยมีสาเหตุมาจาก การทรุดตัว เนื่องจากช่องว่างที่อยู่รอบดาตอโมเมนต์ ซึ่งไม่สามารถทำการอัดน้ำปูนได้ทันหลังจากเกิดช่องว่างขึ้น การใช้แรงดันและปริมาตรในการอัดน้ำปูนที่ต่ำเกินไป และการเสียรูปของดาตอโมเมนต์

- Long Term Settlement (Step5) คือ การทรุดตัวที่ตามมา เป็นการทรุดตัวในระยะยาวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปและอัดฉีดน้ำปูนเสร็จแล้ว ดินที่ด้านท้ายหัวเจาะจะเกิด Relaxation และทรุดตัวลงเรื่อยๆ เนื่องจากโครงสร้างดินถูกรบกวน กำลังของดินลดลง ต่อมาจะเกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำที่มีผลต่อพฤติกรรมระยะยาวของดิน

โดยการทรุดตัวตามแนวยาวในช่วง S1-S4 นั้นจะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากพฤติกรรมระยะสั้นของการก่อสร้าง กล่าวคือจะเกิดจากภายในช่วงเวลาของการก่อสร้างแต่สำหรับ Long Term Settlement (Step5) นั้นเป็นการทรุดตัวที่เกิดจากพฤติกรรมระยะยาวภายหลังการก่อสร้างซึ่งจะกล่าวในส่วนต่อไป แต่ช่วงที่มีค่าทรุดตัวที่ผิวดินจากพฤติกรรมระยะสั้นมากที่สุดคือ Tail Settlement (Step4) ซึ่งเมื่อดูจากค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของโครงการ MRTA ซึ่ง กิรติ เมืองแสน(2544) ได้ทำไว้พบว่าค่า Initial Settlement (Step1&Step2) มีค่าประมาณ 2-10 mm. ส่วนค่า Shield Passing Settlement (Step3) มีค่าประมาณ 5 mm. และค่า Tail Settlement (Step4) ซึ่งสูงที่สุดประมาณ 15-20 mm. แต่ในที่นี้ไม่มีการเก็บข้อมูลของส่วน Long Term Settlement (Step5) ซึ่งเป็นจุดประสงค์ของงานวิจัยนี้

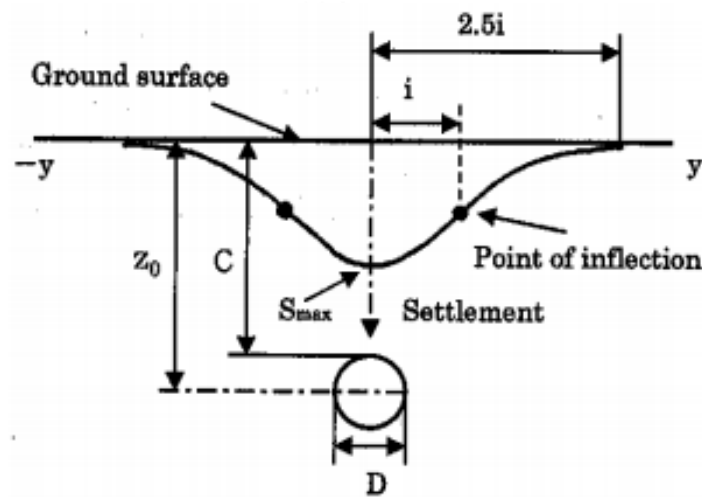
- การทรุดตัวตามแนวขวาง (Transverse Ground Movement)

Peck(1969) เสนอการทรุดตัวตามแนวขวางเกิดขึ้นด้วยสาเหตุเดียวกันกับการทรุดตัวตามแนว

ยาวของอุโมงค์ โดยปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์ สามารถแสดงได้ด้วย Gaussian Error Function หรือ Probability Curve ดังรูปที่ 2.2 โดยนิยามปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะใดๆ ดังแสดงในสมการ 2.3

$$S = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad \dots(2.3)$$

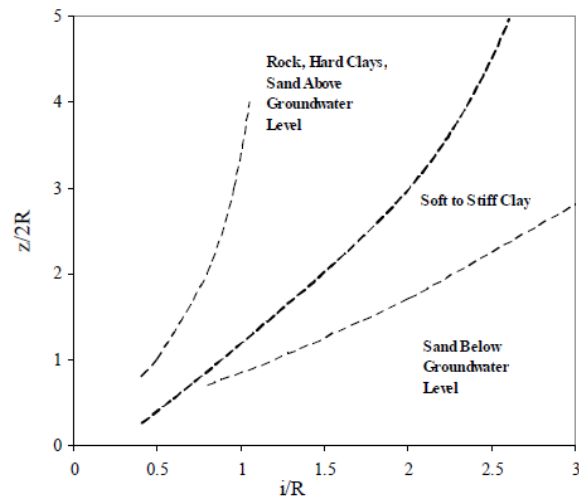
เมื่อ	S	คือ	ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะใดๆ จากจุดศูนย์กลางของแนวอุโมงค์
	S_{\max}	คือ	ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์
	x	คือ	ระยะตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์
	i	คือ	ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดเปลี่ยนความโค้ง (Inflexion point)



รูปที่ 2.2 การทรุดตัวที่ผิวดินตามหน้าตัดแนวขวาง (Peck, 1969)

- การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck(1996)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับ อัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ($z/2R$) สามารถใช้ประมาณค่า i จากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับชนิดดิน ดังรูปที่ 2.3



Plot of Settlement Trough Width Parameter versus Tunnel Depth
(Peck, 1969)

รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง $z/2R$ กับ i/R (จาก Peck, 1966)

- การนำทฤษฎีมาประยุกต์เพื่อคาดคะเนค่าการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์คู่ (Twin Tunnel) Peck (1969) แนะนำว่าการประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่นั้น สามารถประมาณค่าการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยวที่ละอุโมงค์รวมกัน ซึ่งกราฟเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะสมมาตร ถ้าระยะห่างจากอุโมงค์คู่น้อย (น้อยกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์) การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck สามารถสมมติได้ว่าการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยว ซึ่งมีรัศมีเพิ่มขึ้นเท่ากับรัศมีของอุโมงค์เดิมบวกกับครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่นี้ ดังสมการ 2.4

$$R' = R + \frac{d}{2} \quad \dots(2.4)$$

เมื่อ	R'	คือ	รัศมีของอุโมงค์คู่
	R	คือ	รัศมีของอุโมงค์เดี่ยว
	d	คือ	ระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์คู่นี้

ทำนองเดียวกัน ถ้าระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่มาก (มากกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์) การวิเคราะห์เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะพิจารณาค่าการทรุดตัวที่เกิดจากการขุดเจาะแต่ละอุโมงค์แล้วนำมารวมกัน ซึ่งจะได้ผลรวมของค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่รังวัดจากเครื่องมือในสนาม ทั้งนี้ค่าการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นในแต่ละอุโมงค์แตกต่างกัน เนื่องจากการควบคุมหัวเจาะต้องปรับเปลี่ยนค่าควบคุมตลอดเวลาในสภาวะการทำงานที่มีความแตกต่างกันตามลักษณะของดิน

และแนวระดับของอุโมงค์ ดังนั้นการตัดสินใจว่าจะพิจารณาเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินในลักษณะใด ก็ขึ้นอยู่กับข้อมูลทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นด้วย

2.4 พฤติกรรมระยะยาวของอุโมงค์ (Long-term Behaviours of Ground Movement due to Tunnelling)

2.4.1 ลักษณะทั่วไป

การทรุดตัวที่ผิวดินและน้ำหนักรรทุกที่กระทำต่อตาดอุโมงค์ที่เพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียวหลังจากการก่อสร้าง 20 ปี (Barratt *et al.*, 1994) เนื่องจากค่าการวัดค่าการทรุดตัวระยะยาวจากสถานที่จริงนั้นไม่มีข้อมูลเพราะการเก็บค่าหยุดหลังจากการก่อสร้างเสร็จไม่นาน (Mair, 2008) ถึงอย่างไรก็ตามการสังเกตและการศึกษาการทรุดตัวระยะยาวสามารถศึกษาได้จากปัจจัยที่มีผลกระทบ (Mair & Taylor, 1997) ดังนี้

- ขนาดและการกระจายของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง
- ความสามารถในการรับแรงอัดและความสามารถในการซึมผ่านของดิน
- เงื่อนไขของแรงดันน้ำในโพรงโดยเฉพาะอย่างยิ่งในเรื่องความสัมพันธ์ความสามารถในการซึมผ่านระหว่างดินกับตาดอุโมงค์

- การกระจายของแรงดันน้ำในดินในช่วงต้น

2.4.2 ลักษณะของการเปลี่ยนแปลงในระยะยาว

- การทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Movement) การเคลื่อนตัวภายหลังการก่อสร้างอุโมงค์ โดยทั่วไปแล้วจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินในแนวกว้างขึ้น (หรือ ค่า i เพิ่มขึ้น) และลึกขึ้น (หรือ ค่า S_{max} เพิ่มขึ้น) รวมทั้งการเคลื่อนตัวในแนวราบจะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยลงซึ่งน่าจะไม่มีผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างที่ผิวดิน (Mair & Taylor, 1997)

O'Reily *et al.* (1991) ได้เสนอว่าการขยายตัวเป็นวงกว้างจะเกิดขึ้นประมาณ 2-3 เท่าภายในเวลาช่วงเวลาประมาณ 11 ปีที่ทำการสำรวจ แต่จะไม่มีมีการเปลี่ยนแปลงของมุมการบิดเบี้ยว (angular distortions) และความเครียดในแนวระดับ เหนืออุโมงค์ที่อน้ำเสียในกริมสปี

Shirlaw (1995) ได้ทำการสังเกตพบแนวการขยายตัวของทรุดตัวเหนืออุโมงค์รถไฟใต้ดินสิงคโปร์และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าตรวจวัดจริง พบว่าเกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำในช่วง 30%-90% ของการทรุดตัวโดยรวม

Bower *et al.* (1996) ได้เสนอการเกิดการขยายตัวของทรุดตัวเป็นวงกว้างเหนือ Heathrow Express rail tunnels โดยที่มีการเปลี่ยนแปลงของความชื้น ความเครียดในแนวระดับและการทรุดตัวในแนวระดับ เพียงเล็กน้อย

Nyren (1998) ได้สังเกตการณ์ทรุดตัวเทียบกับเวลาที่เซนต์เจมส์พาร์กพบว่าเกิดการทรุดตัวเหนือส่วนแนวที่ขยายเป็นวงกว้างมากกว่าในแนวการทรุดตัวที่เกิดจากการก่อสร้างและเมื่อใช้การ

วิเคราะห์ด้วยวิธีการเชิงตัวเลขจำลองเหตุการณ์ก็จะพบปรากฏการณ์การเพิ่มขึ้นของแนวการทรุดตัวเช่นกัน

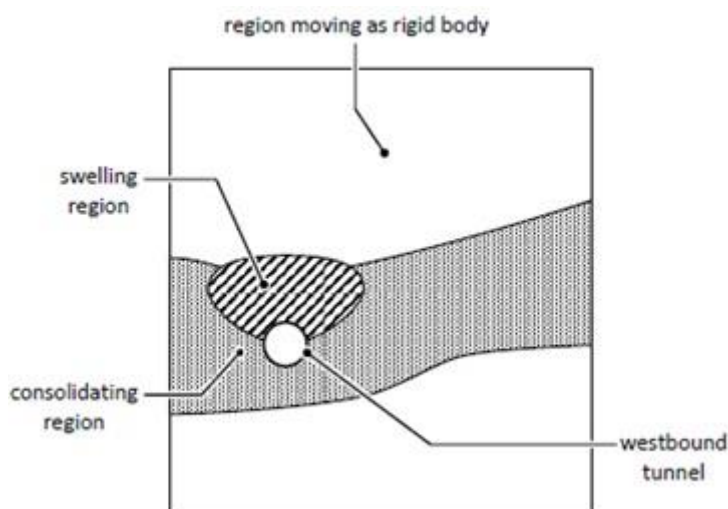
Addenbrook (1996) พบว่าแนวการทรุดตัวจะขยายเพิ่มขึ้นในที่สุดแม้ว่าจะเกิดเป็นบริเวณแคบในช่วงเริ่มต้นของกระบวนการอัดตัวคายน้ำ

Harris (2002) เสนอว่าจากการวิเคราะห์พบว่าการทรุดตัวที่ผิวจะเกิดเป็นวงกว้างมากกว่าการสูญเสียปริมาตร โดยจะเกิดห่างออกจากอุโมงค์ไปประมาณ 100 เมตร และยังพบว่าเป็นไปได้ที่จะเพิ่มขึ้นอย่างคงที่ในระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ฉะนั้นถึงแม้ว่าการทรุดตัวที่มากขึ้นอาจจะไม่เกิดแต่การทรุดตัวที่เกิดอยู่เดิมก็อาจก่อให้เกิดเหตุการณ์ที่แย่งได้ โดยเขาเสนอว่าสิ่งก่อสร้างบางที่เหนืออุโมงค์ส่วนต่อขยายเส้นจูบีส (JBE) เกิดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นในช่วงของกระบวนการอัดตัวคายน้ำ นอกจากนี้พบว่าค่าความแข็งของสิ่งก่อสร้างบนผิวดินทำให้ขอบเขตของกระบวนการอัดตัวคายน้ำน้อยกว่าขอบเขตของการสูญเสียปริมาตรชี้ให้เห็นว่ามีความรุนแรงที่ส่งไปยังสิ่งก่อสร้างแคบลง แต่อย่างไรก็ตามเขาสรุปว่าการเคลื่อนที่โดยรวมจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเป็นปัญหาที่แก้ยากน้อยกว่า การสูญเสียปริมาตรโดยที่มีการเพิ่มขึ้นของความเครียดเฉือนที่ละน้อย

ผลที่ตามมาของการเพิ่มขึ้นเป็นวงกว้างของแนวการทรุดตัว คือ รูปร่างของเส้นโค้งแกสเล็กลงเสนอโดย Wongsaroj (2005) ซึ่งทำการแทนค่าคงที่ที่น่าจะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของรูปร่างของเส้นโค้งแกสตามคำแนะนำของ Vorster *et al.* (2005) และจากการใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการศึกษาพบว่า การขยายตัวเป็นวงกว้างมากขึ้นเมื่อดาอุโมงค์มีความพรุนมากขึ้น อุโมงค์อยู่ในระดับลึกขึ้นและระดับของความพรุนน้ำที่ไม่เท่ากันทุกทิศทางมากขึ้น

- การเคลื่อนตัวในชั้นดิน (Subsurface Movement) ด้านใต้ของผิวดินกระบวนการอัดตัวคายน้ำจะเกิดขึ้นทุกวันเสนอโดย Wongsaroj (2005) จากการสังเกตงานของ Nyren (1998) ที่เซนต์เจมส์พาร์กดังรูปที่ 2.4 จะเห็นว่าดินที่อยู่ด้านข้างอุโมงค์เกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำในขณะที่ชั้นดินด้านบนเคลื่อนที่ลงในลักษณะวัสดุแข็งเกร็งทำให้เกิดการพองตัวขนาดเล็กเหนือตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์

สิ่งที่แตกต่างในบริเวณของกระบวนการอัดตัวคายน้ำ คือ การที่เกิดบริเวณที่มีการพองตัวของดินเหนือตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ไม่สามารถพิสูจน์ได้เนื่องจากยังไม่มีเก็บข้อมูลจากสนามในส่วนนี้



รูปที่ 2.4 กลไกการเคลื่อนตัวของชั้นดินในกระบวนการอัดตัวคายน้ำ
(จาก Wongsaroj, 2005)

2.4.3 การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวกับเวลา (Development of settlement with time)

มีผู้ศึกษาหลายคนทดลองหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวในระยะยาวกับฟังก์ชันล็อกของเวลาในรูปแบบกราฟซึ่งโดยทั่วไปจะได้เส้นกราฟเป็นรูปโค้งตัวเอสกลับด้าน (หรือเรียกสั้นๆว่ากราฟรูปตัวเอส) และมีผู้ศึกษาบางคนสังเกตเห็นความสัมพันธ์เชิงเส้นของการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำในช่วงต้นกับฟังก์ชันล็อกของเวลาซึ่งอย่างไรก็ตามในกรณีนี้จุดเริ่มต้นของเวลาที่ทำการเก็บข้อมูลไม่ได้เริ่มต้นจากการขุดเจาะอุโมงค์แล้วเสร็จทันทีหรือหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำเริ่มขึ้นแต่เริ่มจากที่เวลาหนึ่งหลังจากนั้นภายในส่วนที่จึงส่งผลให้กราฟรูปตัวเอสอาจแสดงผลไม่เป็นที่น่าพอใจในช่วงต้น

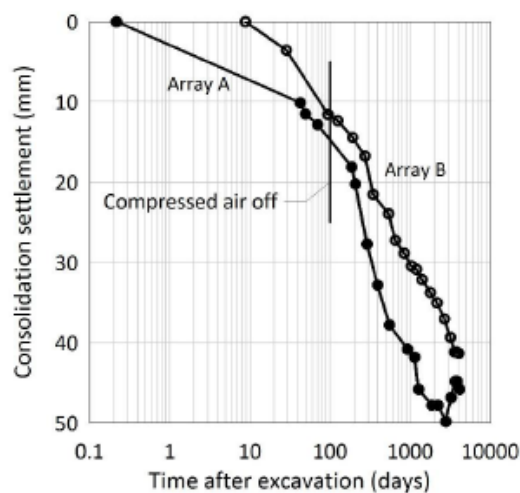
O'Reily *et al.* (1991) การสังเกตกราฟกระบวนการอัดตัวคายน้ำช่วงต้นจากการเคลื่อนตัวที่เกิดจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเหนืออุโมงค์ที่น้ำเสียที่กริมสบี (Grimsby) ดังแสดงกราฟความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.5a จากกราฟจะเห็นว่าแกนเวลามีได้เริ่มต้นหลังจากการทรุดตัวในระยะสั้นสิ้นสุดลงทันที และสังเกตพบรูปกราฟที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากอัตราการทรุดตัวจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงมากกว่ารูปตัวเอส เนื่องจากเริ่มพล็อตการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำหลังอากาศถูกอัดจนหมด (Compressed air was turned off) คือประมาณ 100 วันหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ แต่ในความเป็นจริงการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำดูเหมือนจะเกิดขึ้นเรียบริ้อยก่อนนั้นแล้วและการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำจะไม่ลดลงจนกระทั่งประมาณ 7-10 ปีหลังการก่อสร้าง

Bowers *et al.* (1996) พบว่าจากการหาความสัมพันธ์แบบเดียวกันจาก Heathrow Express trail tunnels จะได้กราฟในลักษณะรูปตัวเอสเช่นกัน โดยอธิบายว่าเส้นความสัมพันธ์แบบเส้นตรงจะเกิดขึ้นในช่วงเริ่มต้นเมื่อแกนฟังก์ชันล็อกของเวลาเริ่มต้นหลังจากการก่อสร้างเสร็จและกราฟรูปตัวเอสจะค่อยๆปรากฏขึ้นเมื่อเกิดการทรุดตัวในระยะยาวดังรูปที่ 2.5b

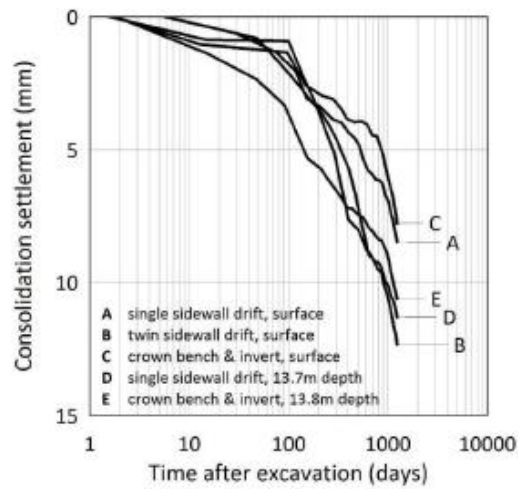
Mair (2008) พบว่าจากการศึกษาความสัมพันธ์ที่เซนต์เจมส์พาร์กได้เป็นกราฟรูปตัวเอสที่ค่อนข้างเห็นได้ชัดเจนดังรูปที่ 2.6 และยิ่งเหมือนกับที่ (Harris, 2002) ได้ใช้การทำนายด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แล้วพบว่ามีความสัมพันธ์เป็นกราฟรูปตัวเอสเช่นกัน ซึ่งจากกราฟพบว่าเกิดการทรุดตัวประมาณ 80 มิลลิเมตรและสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายน้ำหลังจากปีที่ 11 ไปแล้ว โดยที่อัตราการเพิ่มขึ้นของกระบวนการอัดตัวคายน้ำคงที่

Harris (2002) พบว่าการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำส่วนมากแล้วจะสิ้นสุดภายในระยะเวลาประมาณ 5-10 ปี และสำหรับส่วนต่อขยายอุโมงค์จูปีลี (JLE) ดูเหมือนว่ากระบวนการอัดตัวคายน้ำจะสิ้นสุดลงเมื่อการเคลื่อนตัวลดลงน้อยกว่า 2 มิลลิเมตรต่อปี โดยในกรณีนี้จะใช้เวลาประมาณ 2-5 ปี หลังจากการก่อสร้างซึ่งตรงกับผลที่ได้จากการทำนาย

Addenbrooke (1996) จากการใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าอัตราการกระบวนการอัดตัวคายน้ำจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวหลังจากประมาณ 10-15 ปี ถึงแม้แรงดันน้ำในโพรงจะยังไม่ถึงจุดสภาวะคงตัว หากดาตอูโมงค์มีความพรุนน้ำแต่ในกรณีที่ดาตอูโมงค์ที่บ้น้ำอาจต้องใช้เวลาประมาณ 20 ปี เนื่องจากมีระยะทางของการระบายมากกว่า

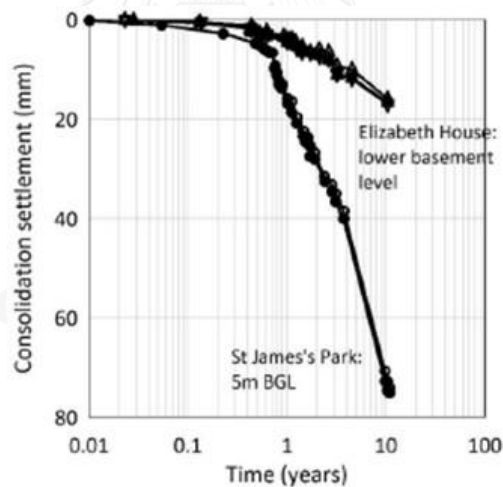


(a) For the Haycroft relief sewer, Grimsby (O'Reilly *et al.*, 1991)



(b) For the Heathrow Express trial tunnels (Bowers *et al.*, 1996)

รูปที่ 2.5 การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ
(จาก O'Reilly *et al.*, 1991 และ Bowers *et al.*, 1996)



รูปที่ 2.6 การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำที่เซนต์เจมส์พาร์ก
(Mair, 2008)

2.5 การทำนายการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์

2.5.1 การทำนายด้วยวิธีเอมไพริคอล

วิธีการทั่วไปที่นิยมใช้มากที่สุดในการทำนายการทรุดตัวในระยะสั้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะใช้วิธีการกระจายของแก๊สเซียนดั่งที่กล่าวข้างต้น ซึ่งสมมติฐานนี้ได้จากการสมมติแนวความกว้างของการทรุดตัวและปริมาตรที่สูญเสียไปโดยค่าที่ใช้ได้มาจากการเก็บข้อมูลในสนามหรือประสบการณ์

จากงานอื่น และถึงแม้ว่าสมมติฐานนี้เป็นวิธีที่ง่ายต่อการใช้งานแต่ก็ยังมียกจำกัดที่สามารถใช้ได้เฉพาะกรณีดังนี้ (Mair and Taylor, 1997)

- อุโมงค์เดี่ยวหรืออุโมงค์หลายอุโมงค์ที่ไม่มีนัยสำคัญต่อกัน
- การทรุดตัวในระยะสั้นเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียว เนื่องจากหลังการก่อสร้าง การทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายนํ้าจะมีผลน้อยกว่าวิธีเอมไพริคอล
- พื้นที่สีเขียว หรือพื้นที่ที่สิ่งก่อสร้างข้างเคียงไม่ส่งผลกระทบต่อพื้นที่ก่อสร้าง

2.5.2 การจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีการทางเลือกวิธีหนึ่งนอกจากวิธีเอมไพริคอลโดยการใช้เทคนิคการจำลองด้วยวิธีเชิงตัวเลขเริ่มมีการใช้แพร่หลายมากขึ้นในการแก้ปัญหาเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ซึ่ง (Negro and Querioz, 2000) พบว่าวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีการใช้กันอย่างกว้างขวางมากกว่าวิธีอื่นโดยข้อได้เปรียบจากการใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มากกว่าการใช้วิธีเชิงประสบการณ์ คือ

- กระทำภายใต้สถานะพื้นผิวที่ซับซ้อน
- จำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของดิน
- กำหนดขั้นตอนการก่อสร้าง
- กระทำภายใต้ผลกระทบที่เกิดจากการมีอุโมงค์หลายอุโมงค์
- สามารถกำหนดลักษณะของวัสดุที่ใช้ก่อสร้าง
- สามารถทำได้ทั้งกรณีเกิดทันทีทันใดและการเกิดในระยะยาว
- สามารถปรับปรุงคุณภาพพื้นผิวได้ เช่น การอัดนํ้าปูน
- มีการกำหนดขอบเขตการไหลที่ซับซ้อนได้

แต่อย่างไรก็ตามผู้ใช้งานจะต้องระวังปัจจัยที่มีผลต่อการศึกษาสภาพการทำงานจึงควรพิจารณาอย่างระมัดระวังเนื่องจากความแม่นยำของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่อไปนี้

- ระดับความยากง่ายและการสมมติค่าที่ใช้ในการแก้ปัญหาซึ่งรวมทั้งการประมาณขอบเขตการทำงาน ขอบเขตการไหล ความเค้นที่ผิวในช่วงต้น กระบวนการก่อสร้างและลักษณะเฉพาะของสิ่งก่อสร้าง

- แบบจำลองที่ใช้ในการอธิบายพฤติกรรมเชิงกลของดิน
- การเลือกใช้วิธีการเชิงตัวเลขของแบบจำลองและวิธีการแก้สมการไม่เชิงเส้น
- ความไม่ต่อเนื่องของปัญหาเช่นขนาดของโครงข่ายและขนาดขององค์ประกอบ

● วิธีการเชิงตัวเลขแบบ 2 มิติ

ในขณะที่การขุดเจาะอุโมงค์สามารถพิจารณาเป็นปัญหาในรูปแบบของ 3 มิติ ซึ่งการวิเคราะห์ในระบบ 3 มิติ จะใช้เวลาและต้องการคอมพิวเตอร์ที่มีประสิทธิภาพในการคำนวณสูง ดังนั้นการ

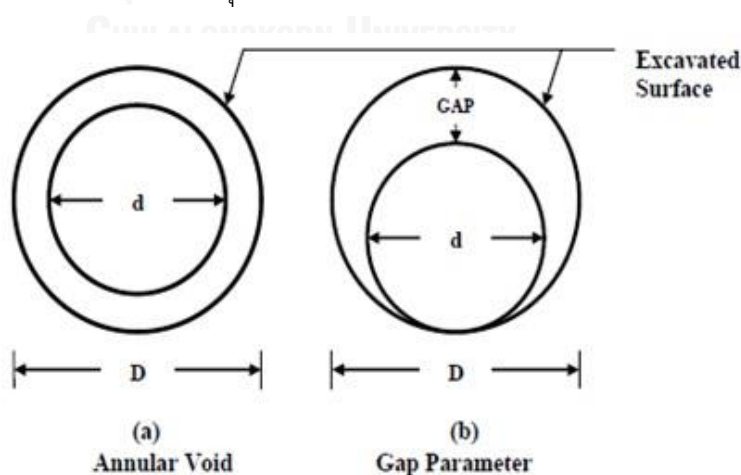
วิเคราะห์ในรูปแบบ 2 มิติ จึงถูกพิจารณาเป็นทางเลือกที่เหมาะสมและประหยัดทั้งในด้านการใช้งาน โปรแกรมและการคำนวณโดยคอมพิวเตอร์ เพราะฉะนั้นในส่วนนี้จะมุ่งหาข้อสรุปที่แตกต่างกันในแต่ละวิธี โดยวิธีนี้จะพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงของความเค้นและความเครียดจากการก่อสร้างอุโมงค์ในขณะที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความเครียดระนาบเพื่อจำลองการก่อสร้างอุโมงค์

Rowe *et al.* (1983) and Rowe and Kack (1983) เสนอวิธีการเชิงตัวเลขที่ใช้สำหรับประมาณค่าการทรุดตัวของดินของการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีนี้จะทำการพิจารณา ปฏิกริยาระหว่างดินและตาดอุโมงค์ น้ำหนักตาดอุโมงค์และการเสียรูปแบบพลาสติกในดิน ซึ่งจากปัจจัยการก่อสร้างอุโมงค์ดังกล่าวสามารถประมาณค่าได้ โดยเรียกว่า ตัวแปรช่องว่าง (g)

- ปริมาตรดินที่ลดลงในบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ
- การเคลื่อนที่ของดินด้านหน้าอุโมงค์ทั้งในแนวรัศมีและในแนวแกนในลักษณะเข้าหาอุโมงค์
- การทรุดตัวของดินเนื่องจากช่องว่างรูปวงแหวนที่เกิดจากขนาดหัวเจาะกับขนาดตาดอุโมงค์

ดังรูปที่ 2.7a ช่องว่างรูปวงแหวนมีค่าเท่ากับผลต่างของเส้นรอบวงของพื้นผิวการขุดกับเส้นรอบวงภายนอกของตาดอุโมงค์ และในขณะหัวเจาะเคลื่อนที่ไปด้านหน้าน้ำหนักของตาดอุโมงค์เป็นสาเหตุทำให้เกิดช่องว่างดังรูปที่ 2.7b ซึ่งในกรณีนี้ตัวแปรช่องว่างสามารถหาได้โดยวัดระยะในแนวตั้งระหว่างผิวนอกของตาดอุโมงค์ถึงผิวการขุดด้านบนอุโมงค์

ในวิธีนี้ Rowe *et al.* (1983) ได้ขยายการศึกษาตัวแปรดำเนินการเพื่อชี้ชัดว่าตัวแปรใดที่มีผลกระทบต่อการทำนายการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน โดยได้ทำการศึกษา 6 ตัวแปร ได้แก่ ช่องว่าง ความไม่เท่ากันทุกทิศทางแบบอิลาสติก สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) ความเป็นพลาสติก แรงดันจากการอัดน้ำปูน และหน่วยน้ำหนักของดิน ซึ่งผลการศึกษาพบว่า ช่องว่างเป็นตัวแปรที่มีผลกระทบมากที่สุดต่อการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ



รูปที่ 2.7 Annular Void และ Gap Parameter (Surarak, 2005)

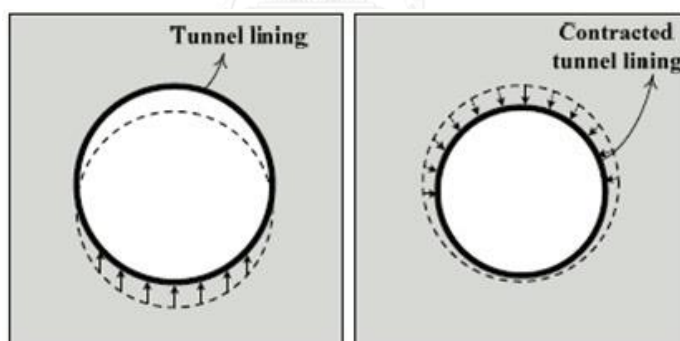
2.5.3 การจำลองกระบวนการขุดเจาะในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

เทคนิคการขุดเจาะอุโมงค์ในงานก่อสร้างจริงนั้นจะส่งผลให้เกิดปรากฏการณ์ต่างๆในรูปแบบ 3 มิติ ต่อชั้นดินที่ทำการก่อสร้าง ดังนั้นเมื่อต้องการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ จึงต้องใช้สมมติฐานที่สามารถครอบคลุม 1 มิติที่หายไปได้ด้วย ซึ่งมีหลายงานวิจัยที่มีสมมติฐานต่างกันถูกเผยแพร่ โดยจะอธิบายแต่ละสมมติฐานในส่วนต่อไป

อย่างไรก็ตามในงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นเกี่ยวกับข้อดีและข้อเสียของการนำสมมติฐานต่างๆมาใช้ในการทำนายการทรุดตัวที่ผิวดิน ความซับซ้อนและความน่าเชื่อถือของตัวแปรที่ใช้รวมทั้งอิทธิพลของแต่ละตัวแปรต่อแรงในดาดอุโมงค์

- วิธีการหดตัว (Contraction Method)

Vermeer and Brinkgreve (1993) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ใน 2 มิติ ที่เรียกว่า วิธีการหดตัว สำหรับการคำนวณการทรุดตัวของอุโมงค์ โดยแบ่งวิธีการคำนวณออกเป็น 2 ขั้นตอนดังรูป 2.8 ขั้นแรกเริ่มต้นจากการปิดการทำงานของดินภายในอุโมงค์ขณะที่ดาดอุโมงค์คงเปิดการทำงานไว้ซึ่งดาดอุโมงค์จะเคลื่อนตัวขึ้นจากการขุดดินออกไป และในขั้นที่สองดาดอุโมงค์จะค่อยๆหดตัวลงอย่างคงที่จนกระทั่งถึงค่าอัตราการหดตัวที่กำหนดไว้ก่อนแล้ว สิ่งสำคัญก็คือ ค่าอัตราการหดตัวควรใช้เท่ากับอัตราการการสูญเสียปริมาตรในสภาวะไม่ระบายน้ำ



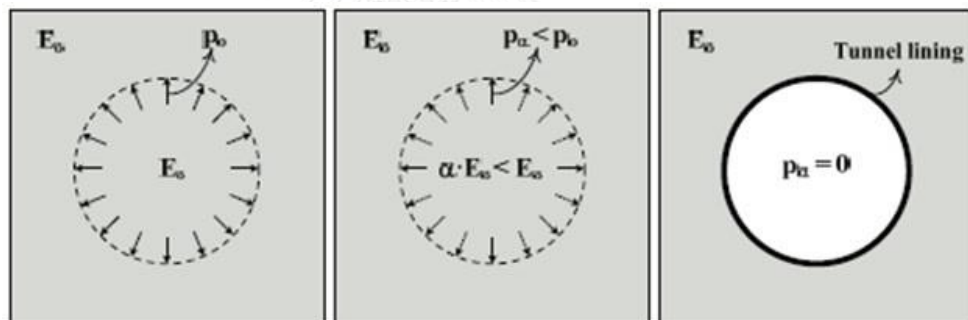
รูปที่ 2.8 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีหดตัว (Surarak, 2005)

- วิธีการลดความแข็ง (Stiffness Reduction Method, α -Method)

วิธีนี้จะคำนึงถึงการทรุดตัวที่ผิวดินตามธรรมชาติของรูปแบบ 3 มิติ ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ โดยการลดความแข็งของดินเพื่อจำลองส่วนที่ถูกขุดออกไปแล้วปล่อยให้ดินเกิดการทรุดตัวในสภาวะสมดุลใหม่ก่อนที่จะมีการติดตั้งดาดอุโมงค์ ซึ่งวิธีนี้ถูกคิดค้นขึ้นโดย Swoboda (1979) เพื่อจำลองขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธี New Austrian Tunneling Method (NATM) มีขั้นตอนการคำนวณดังรูป 2.9 โดยในขั้นต้นดินทั้งภายนอกและภายในส่วนขุดจะมีค่าความแข็งที่เท่ากับ E_0 และมีแรงดันพยางค์ที่ขอบเท่ากับ p_0 และในขณะที่มีการขุดจะจำลองค่าปัจจัยการลดความแข็ง α ให้กับค่า E_0 ซึ่งมีค่าตั้งแต่ 0 เป็นต้นไป เมื่อเข้าสู่ขั้นตอนของการคำนวณค่าของแรงดันพยางค์ p_α จะมีค่าน้อยกว่า

p_0 ซึ่งจะทำให้ดินบริเวณรอบๆสามารถเคลื่อนตัวเข้าสู่ขอบอุโมงค์ และในขั้นตอนสุดท้ายเมื่อทำการปิดการทำงานของส่วนชุดภายในและเปิดการทำงานของดาตอโมงค์ ค่าแรงดันพุง p_α จะมีค่าเป็นศูนย์และแรงกระทำจากดินรอบๆจะถูกรับโดยดาตอโมงค์

การใช้งานวิธีการลดความแข็งแกร่งกับการขุดเจาะแบบ NATM นั้นจะสามารถแบ่งการปิดการทำงานของหน้าตัดการขุดออกเป็นส่วนตามขั้นตอนการก่อสร้างได้และสามารถกำหนดค่า α ที่ต่างกันในแต่ละส่วนการขุดได้แต่อย่างไรก็ตามมีเหตุผล 2 ประการที่วิธีนี้ไม่ถูกนำมาใช้ในการศึกษานี้ คือ ประการแรกค่าปัจจัยการลดความแข็งแกร่ง α ที่กำหนดให้กับ E_0 จะได้จากผลการวิเคราะห์ห้กลับ ซึ่งกระบวนการนี้ จะมีความสัมพันธ์อย่างง่ายกับค่าความแข็งแกร่งค่าเดียวเมื่อเลือกใช้แบบจำลองดิน เช่น Mohr-Coulomb Model และในอีกทางหนึ่งเมื่อเลือกใช้แบบจำลองที่ซับซ้อนมากกว่าซึ่งจะต้องการค่าความแข็งแกร่งมากกว่าหนึ่งค่าการเลือกใช้ค่าที่เหมาะสมสำหรับ α นั้นอาจจะยุ่งยาก ประการที่สองจากผลการวิเคราะห์ห้กลับของ Heathrow Express Trial Tunnel Type-2 (Karakus, 2007) พบว่าวิธีการลดความแข็งแกร่งมีความละเอียดอ่อนมากกว่าต่อการเลือกใช้ Element Type ของดาตอโมงค์เมื่อเทียบกับวิธีอื่นๆ เช่น วิธีการลดความเค้น



รูปที่ 2.9 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีลดความแข็งแกร่ง (Surarak, 2005)

- วิธีการลดความเค้น (Stress Reduction Method, β or λ - Method)

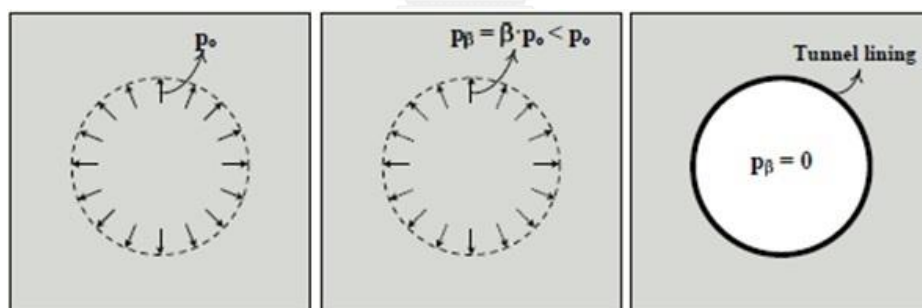
วิธีการลดความเค้นหรืออีกชื่อหนึ่งคือ convergence-confinement method เสนอโดย Panet and Gueot (1982) วิธีนี้จะใช้ ตัวแปรลดแรง(unloading factor β) เพื่อทดแทนพฤติกรรมแบบ 3 มิติ ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ดังรูปที่ 2.10 แสดงถึงขั้นตอนการคำนวณของวิธีนี้ โดยขั้นแรกจะมีแรงดันพุง (p_0) กระทำบนดาตอโมงค์ให้อยู่ในสภาวะสมดุลซึ่งในขั้นที่สองแรงดันพุงจะค่อยๆลดลงตามสมการ $p_\beta = \beta \cdot p_0$ โดย $0 < \beta < 1$ เพื่อให้ดินรอบๆเกิดการเสียรูป และในขั้นสุดท้ายทำการปิดการทำงานของดินภายในอุโมงค์ในขณะที่เปิดการทำงานของดาตอโมงค์ไว้เหมือนกับวิธีการลดความแข็งแกร่ง

Kim *et al.* (2006) เสนอวิธีการประมาณค่า ตัวแปรลดแรง ในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นและมีพฤติกรรม

อิลาสติกเชิงเส้น สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ทั้งแบบเปิดและแบบปิด ซึ่งค่าของตัวแปรจะขึ้นอยู่กับ 3 ปัจจัย ได้แก่ สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (K_0) มุมของแรงเสียดทานภายใน (ϕ') และ อัตราส่วนระหว่างระยะค้ำยันกับเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (L_{exc}/D) ซึ่งจากการศึกษาพบว่าค่า อัตราส่วน L_{exc}/D มีผลต่อค่าตัวแปรลดแรงมากที่สุด โดยสำหรับกรณีของการขุดเจาะอุโมงค์แบบเปิด พบว่าค่าของตัวแปรลดแรงจะอยู่ระหว่าง 0.45 ถึง 0.70 (โดย $0.6 \leq K_0 \leq 1.0$, $20 \leq \phi' \leq 40$, $0 \leq L_{exc}/D \leq 1.0$)

Moller (2006) เสนอค่าตัวแปรลดแรงที่ใกล้เคียง Kim *et al.* (2006) โดยอยู่ระหว่าง 0.5 ถึง 0.7 อย่างไรก็ตามในปัจจุบันนิยมใช้ค่าตัวแปรลดแรงระหว่าง 0.3 ถึง 0.4 ในการหารูปการทรุดตัวซึ่งได้จากการศึกษาวิเคราะห์กลับ (Back-analysis) แต่สำหรับการขุดอุโมงค์แบบเปิดค่าตัวแปรลดแรงอาจแปรผันอยู่ในช่วงที่มากกว่าขึ้นกับปัจจัยอื่นๆ เช่น กระบวนการก่อสร้าง ความล่าช้าในการติดตั้งค้ำยัน อุโมงค์ รูปแบบของการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ เป็นต้น ซึ่งผลกระทบจากปัจจัยดังกล่าวถูกทำการศึกษาด้วยวิธีเชิงตัวเลขโดย Karakus and Fowell, 2003; Karakus and Fowell, 2005

จากการเก็บข้อมูลและศึกษาหลายๆที่พบว่าเมื่อค่าตัวแปรลดแรงมีค่าต่ำจะหมายถึงแรงดันพยางค์ที่กระทำกับค้ำยันอุโมงค์น้อย ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากและแรงในค้ำยันอุโมงค์น้อย ในทางกลับกันเมื่อตัวแปรลดแรงมีค่าสูงจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยแต่เกิดแรงในค้ำยันอุโมงค์มาก



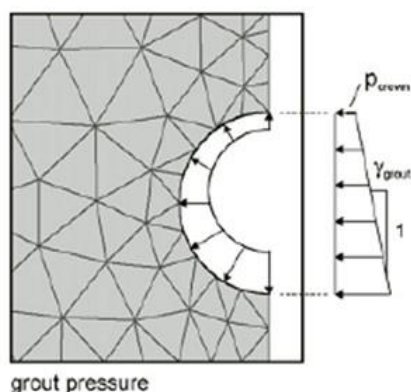
รูปที่ 2.10 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีการลดความเค้น (Surarak, 2005)

- วิธีแรงดันเกาส์ (Grout Method)

Moller (2006) และ Moller and Vermeer (2008) ได้สมมติขึ้นส่วนช่องว่างเพื่อจำลองลักษณะของช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างหัวเจาะกับตัวอุโมงค์ เช่นเดียวกับแรงดันเกาส์ซึ่งแรงดันจะถูกจำลองให้กระทำรอบอุโมงค์ดังรูปที่ 2.11 ซึ่งแรงดันจะเพิ่มขึ้นตามระดับความลึกจนถึงค่าหน่วยน้ำหนักที่กำหนด

ข้อได้เปรียบอย่างหนึ่งของวิธีแรงดันเกาส์ที่ดีกว่าวิธีอื่นๆคือสามารถทำนายรูปแบบการยกตัวได้ โดยถ้าเรากำหนดค่าแรงดันเกาส์ให้มีความมากกว่าแรงดันดินรวมที่ตำแหน่งเหนืออุโมงค์ ค่าที่ทำนายได้จะเป็นค่าที่จุดวิกฤตสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์แบบมีที่ป้องกันที่ระดับไม่ลึกมากในบริเวณพื้นที่เมือง

และโดยเฉพาะอย่างยิ่งระบบป้องกันของหัวเจาะมีแนวโน้มที่จะปรับค่าแรงดันด้านให้มีค่าสูงเพื่อลดปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ในขณะที่เดียวกันแรงดันด้านหน้าควรจะมีค่าไม่เกินแรงดันดินรวมชั้นต่ำที่ระดับไม่ลึกมาก



Grout Pressure Method (After Moller and Vermeer, 2008)

รูปที่ 2.11 ไฟไนต์เอลิเมนต์จำลองการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีแรงดันแก๊ส (Surarak, 2005)

- วิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส (Modified Grout Pressure Method)

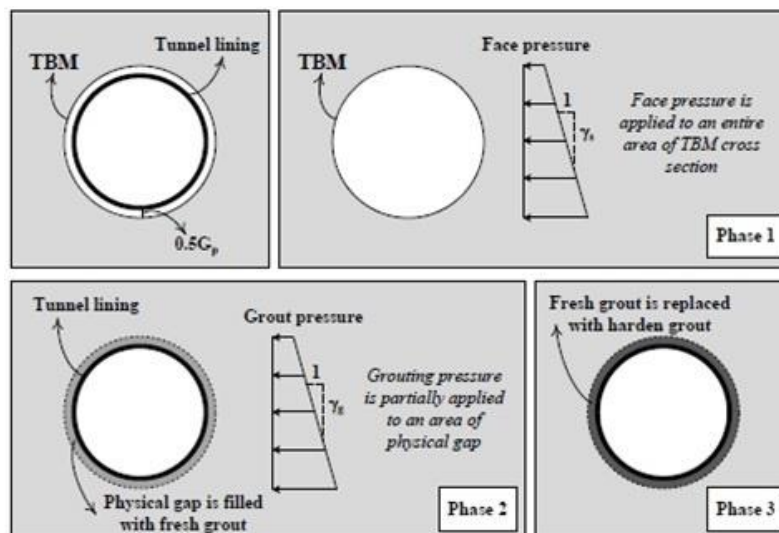
จากวิธีทั้งหมดที่สรุปข้างต้นยกเว้นวิธีการลดความแข็งถูกปรับปรุงเพื่อการก่อสร้างอุโมงค์แบบปิด (แบบมีเครื่องป้องกัน) และมีเพียงวิธีช่องว่างเท่านั้นที่แยกการทรุดตัวของอุโมงค์เป็น 3 แบบ (Face loss shield loss tail loss) ในขณะที่วิธีอื่นๆจะรวมการทรุดตัวเข้าด้วยกันโดยรูปร่างและขนาดของรูปแบบการทรุดตัวจะถูกควบคุมด้วยปัจจัยเดียว เช่น ตัวแปรลดแรง อัตราการหดตัว อัตราการสูญเสียปริมาตร เป็นต้น สิ่งสำคัญของวิธีช่องว่างคือการควบคุมการทรุดตัวในส่วนท้ายหัวเจาะซึ่งพิจารณาจากช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับตาดอุโมงค์และจากการศึกษาพบว่าช่องว่างนี้จะถูกเติมเต็มด้วยการอัดน้ำปูน (Lee *et al.*, 1992)

ในการศึกษานี้วิธีการแรงดันแก๊สจะถูกปรับปรุงโดยองค์ประกอบของการทรุดตัวที่แตกต่างกันจะถูกแยกกันคำนวณซึ่งจะแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอนดังรูปที่ 2.12

ขั้นแรกทำการปิดการทำงานของดินภายในอุโมงค์ในขณะเดียวกันใส่แรงดันในแนวตัดขวางด้านหน้าหัวเจาะซึ่งหมายถึงแรงดันของสารละลายในท้องพักดินโดยจะเพิ่มขึ้นลักษณะเชิงเส้นตามความลึกที่มีความชันเท่ากับหน่วยน้ำหนักของสารละลาย (γ_s)

ขั้นที่สองตาดอุโมงค์จะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบแผ่นและทำการเปิดการทำงานไว้แต่ให้ปิดการทำงานของดินภายในอุโมงค์และตั้งค่าให้เป็นสถานะแห้ง พื้นที่รอบอุโมงค์แสดงถึงช่องว่างซึ่งจะถูกเติมเต็มด้วยวัสดุแก๊สที่ไม่แข็งตัว (Fresh grout) และแรงดันที่กำหนดในส่วนท้ายของหัวเจาะ โดยแรงดันจะเพิ่มขึ้นตามหน่วยน้ำหนักของวัสดุแก๊ส (γ_g)

ชั้นที่สามแรงดันแก๊สถูกเอาออกและช่องว่างรอบอุโมงค์ถูกแทนที่ด้วยวัสดุแก๊สที่แข็งตัว (Harden grout)



รูปที่ 2.12 ขั้นตอนการคำนวณในวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส (Surarak, 2005)

ข้อดีของการแยกการคำนวณระหว่างแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สออกเป็น 2 ส่วน คือ

- สามารถควบคุมการหลุดตัวด้านหน้าหัวเจาะได้โดยการปรับแรงดันด้านหน้า และสามารถทำนายรูปแบบประเภทการยกตัวของดินคล้ายกับในวิธีแรงดันแก๊ส (Grout Pressure)
- สามารถจำกัดช่องว่างในส่วนท้ายของหัวเจาะด้วยค่าที่แท้จริงและยิ่งไปกว่านั้นพื้นที่ช่องว่างสามารถหดหรือขยายได้ขึ้นอยู่กับแรงดันแก๊สที่กำหนด

ข้อจำกัดอย่างหนึ่งของวิธีนี้คือการหลุดตัวเหนืออุโมงค์ (Shield loss) ไม่ถูกนำมาพิจารณาโดยการหลุดตัวนี้จะเกิดจากมุม Pitching ของหัวเจาะและการขุดเกินเมื่ออุโมงค์เคลื่อนที่ในแนวโค้ง

ฉะนั้นวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊สนี้อาจถูกจำกัดให้ใช้เมื่ออุโมงค์เคลื่อนที่เป็นแนวตรงหรืออีกทางหนึ่งอาจปรับขยายช่องว่างให้เพิ่มขึ้นเล็กน้อยเพื่อทดแทนมุม Pitching หรือการขุดเกิน

- วิธีการควบคุมการสูญเสียปริมาตร (Volume Loss Method)

Addenbrooke (1996) and Addenbrooke *et al.* (1997) ได้พัฒนาวิธีการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ใน 2 มิติ สำหรับการหลุดตัวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์แบบมีเครื่องป้องกัน ซึ่งวิธีนี้ได้รวมการลดความเค้นพุงรอบอุโมงค์จากวิธีการลดความเค้นเข้ากับการควบคุมการหลุดตัวโดยกำหนดค่าอัตราการสูญเสียปริมาตร โดยวิธีการนี้จำเป็นมากสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่ต้องการควบคุมอัตราการสูญเสียปริมาตรในขณะที่ค่าการปล่อยแรง(Unloading) นั้นไม่คงที่

ขั้นตอนการคำนวณของวิธีนี้จะเกี่ยวกับชุดขั้นตอนของการลดแรงดันพุงซึ่งหลังจากการลดลงแต่ระดับของแรงดันค่าการหลุดตัวก็จะถูกคำนวณและขั้นตอนการคำนวณจะสิ้นสุดเมื่อค่าการหลุดตัวเท่ากับค่าที่กำหนดไว้

บทที่ 3

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

3.1 บทนำ

งานวิจัยนี้ใช้ซอฟต์แวร์แพล็กซิส (PLAXIS 2D 2012) ซึ่งสามารถทำการจำลอง วิเคราะห์ และ คำนวณปัญหาในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคต่างๆ ในรูปแบบ 2 มิติ นั่นคือ แบบระนาบความเครียด (Plain Strain) หรือสมมาตรรอบแกน (Axi-symmetric) โดยสามารถจำลองปัญหา และแบ่งชั้นดิน ออกเป็นชิ้นส่วนย่อยๆ ที่ต่อเนื่องกันครอบคลุมขอบเขตของปัญหาที่ศึกษาซึ่งในแต่ละชิ้นส่วน จะมีกฎ ความเค้นและความเครียด (Stress-Strain Law) และเงื่อนไขวิบัติ (Failure Criteria) ที่ถูกกำหนดให้มี จุดต่อ (Nodal Point) ของชิ้นส่วนที่ติดกัน ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรง ความเครียด และการทรุดตัวของดินได้อย่างถูกต้องมากขึ้น รวมไปถึงการกำหนดความละเอียดของโครงข่ายชิ้นส่วน (Finite element mesh or Mesh) ที่พิจารณาจะส่งผลต่อความแม่นยำในการคำนวณอีกด้วย ซึ่งในการคำนวณจะมี Nodal Point เป็นจำนวนมาก และจะมีสมการการเสียรูปหรือการเคลื่อนที่ของ Nodal Point จำนวนมาก ฉะนั้นจึงต้องแก้สมการเหล่านี้ด้วย Matrix Algebra และ Compatibility ดัง สมการ 3.1

$$\{F\} = [k]\{\delta\} \quad \dots (3.1)$$

เมื่อ F = แรงกระทำ (Vector of applied nodal forces)

k = Stiffness matrix

δ = Unknown nodal displacement vector

3.2 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพล็กซิส (PLAXIS2D 2012)

Brinkgreve et al. (1996) ได้พัฒนาซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพล็กซิสขึ้นเพื่อใช้ในการ วิเคราะห์แบบจำลองทางธรณีเทคนิค ซึ่งสามารถวิเคราะห์ปัญหาได้ทั้งแบบเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ และการวิเคราะห์การทรุดตัว ทั้งบนระนาบความเครียด และสมมาตรรอบแกน โดยสามารถกำหนด ขอบเขตของการเคลื่อนตัว ความดันน้ำส่วนเกิน และยังสามารถจำลองขั้นตอนการก่อสร้างได้อีกด้วย โดยทั่วไปแล้วซอฟต์แวร์แพล็กซิสประกอบด้วยกลุ่มงาน 3 กลุ่มหลักที่มีความต่อเนื่องกัน ซึ่งสามารถ อธิบายโดยสังเขปได้ดังนี้

3.2.1 การป้อนข้อมูล (Input)

กลุ่มงานที่ใช้ในการกำหนดลักษณะ ขอบเขตแบบจำลองของชั้นดินและคุณสมบัติของรูปร่าง เรขาคณิตของแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งในการทำงานมีลักษณะที่สำคัญต่อไปนี้

- กำหนดขอบเขตชั้นดิน โครงสร้างและเงื่อนไขขอบของแบบจำลองโดยใช้วิธีทางกราฟิก
- รูปแบบของชิ้นส่วน สามารถกำหนดเป็นรูปแบบ plates, geogrids, beams,

embedded-piles, anchors, interface element และ tunnels ตามความเหมาะสมของปัญหาที่ต้องการวิเคราะห์

- ชนิดของชิ้นส่วนที่สามารถกำหนดในซอฟต์แวร์แพลงจิสประกอบด้วย 6-nodes triangular element และ 15-nodes triangular element ซึ่งในงานวิจัยนี้เลือกใช้ 15-nodes triangular element เพื่อความละเอียดและแม่นยำกว่าของผลการวิเคราะห์



a. 15-node triangle

รูปที่ 3.1 ลักษณะชิ้นส่วนแบบ 15 จุดต่อ



b. 6-node triangle

รูปที่ 3.2 ลักษณะชิ้นส่วนแบบ 6 จุดต่อ

- แบบจำลองดิน (Soil model) ที่สามารถกำหนดได้ในซอฟต์แวร์แพลงจิสมีทั้งหมด 12 แบบ คือ Linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil, HS small, Soft-soil, Soft-soil creep, Jointed rock, Modified Cam-Clay, NGI-ADP, Hoek-Brow, Sekiguchi-Ohta และ User-defined model

3.2.2 การคำนวณ (Calculation)

ซอฟต์แวร์แพลงจิสมีการแบ่งโหมดการคำนวณออกเป็น 3 แบบ ได้แก่ โหมดคลาสสิก (Classical mode) โหมดขั้นสูง (Advanced mode) โหมดการไหล (Flow mode) ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้เลือกโหมดคลาสสิกสำหรับการวิเคราะห์ปัญหา โดยมีรายละเอียดดังนี้

โหมดคลาสสิกนี้ได้ถูกกำหนดไว้เป็นโหมดปกติ (Default mode) ที่ซอฟต์แวร์จะเลือกใช้ เนื่องจากมีความคล้ายคลึงกับซอฟต์แวร์เวอร์ชันเก่าโดยจะใช้ทฤษฎีของเทอซากิ (Terzaghi) ในการกำหนดความเค้น โดยโหมดนี้แรงดันในโพรงจะถูกแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ แรงดันในโพรงที่สถานะคงตัวที่คำนวณจากเส้นระดับน้ำใต้ดิน (Phreatic levels) หรือการไหลของน้ำที่ผิว (Groundwater flow) กับแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงที่จะเกิดขึ้นในวัสดุที่มีสภาวะแบบไม่ระบายน้ำโดยจะเกิดขึ้นระหว่างการคำนวณแบบพลาสติกหรือการวิเคราะห์การอัดตัวคายน้ำ และหน่วยน้ำหนักของดินที่ถูก

นำมาคำนวณจะเทียบจากตำแหน่งของชั้นดินกับเส้นระดับน้ำใต้ดิน (Phreatic level) ซึ่งรูปแบบของการคำนวณที่สามารถทำได้ในโหมตคลาสสิกมีดังนี้

- พลาสติก (Plastic) สำหรับวิเคราะห์การเสียรูปแบบอิลาสติกพลาสติก (elastic-plastic) ซึ่งไม่นำผลของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกับเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์
- กระบวนการอัดตัวคายน้ำที่อาศัยแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงเป็นหลัก (Consolidation based on excess pore pressure) สำหรับวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ำในช่วงเวลาต่างๆ และจุดสิ้นสุดของกระบวนการ
- ค่าความปลอดภัย (Safety Factor หรือ Phi-C reduction) สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างได้โดยตรงจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- ไดนามิก (Dynamics, available in Dynamics module of PLAXIS 2D) สำหรับพิจารณาคืบความเค้น (Stress waves) และการสั่นสะเทือนในชั้นดินโดยจะวิเคราะห์ต่อจากการคำนวณแบบพลาสติก
- การสั่นสะเทือนแบบอิสระ (Free vibration, available in Dynamics module of PLAXIS 2D) สำหรับพิจารณาการสั่นสะเทือนที่มีแรงภายนอกคงที่เข้ามากระทำซึ่งสามารถวิเคราะห์ต่อจากการคำนวณแบบพลาสติกหรือกระบวนการอัดตัวคายน้ำเท่านั้น

3.2.3 การแสดงผล (Output)

เป็นส่วนที่ใช้สำหรับแสดงผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการป้อนข้อมูลและผลการคำนวณจากรูปแบบการแสดงผลของซอฟต์แวร์แฟลกชิส มีดังนี้

- รูปแบบกราฟฟิค โดยสามารถแสดงผลในรูปของ Velocity vectors plot, Incremental shear strain, Total incremental displacements-shadings, Stresses-effective stresses, Stresses-plastic points, Iso-areas นอกจากนี้ยังมีฟังก์ชันพิเศษที่สามารถแสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรง(stress path) เพื่อใช้ในการติดตามและตรวจสอบพฤติกรรมของชั้นดินที่เกิดจากการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอนได้
- รูปแบบตารางผลการคำนวณที่ได้สามารถแสดงค่าในรูปแบบของตารางและสามารถนำค่าในตารางที่ได้จากโปรแกรมเชื่อมโยงเข้ากับซอฟต์แวร์อื่น เช่น Microsoft Words และ Microsoft Excel ได้

3.3 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แฟลกชิสกับการประยุกต์ใช้ในงานวิจัย

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการนำซอฟต์แวร์แฟลกชิสเข้ามาใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองปัญหาของงานวิจัย ที่ต้องการทราบค่าการทรุดตัวในระยะยาวที่ผิวดินอันเนื่องมาจากการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล โดยจะแบ่งการอธิบายการใช้งานซอฟต์แวร์ออกเป็น 3 ส่วนใหญ่ๆตามลักษณะการทำงานของซอฟต์แวร์ที่กล่าวไว้ข้างต้น

3.3.1 การป้อนข้อมูล (Input)

งานวิจัยนี้เลือกใช้ชิ้นส่วนแบบ 15 จุดต่อสำหรับแบบจำลองเพื่อความละเอียดและความแม่นยำที่สูงกว่าในการวิเคราะห์ปัญหา และเลือกใช้แบบจำลองดินแบบ Hardening Soil Model ในการจำลองพฤติกรรมของดินซึ่งมีคุณสมบัติต่างๆตามแบบจำลองดินฮาร์เดนนิ่ง ดังตารางที่ 3.1(a) และมีการกำหนดค่าความซึมผ่านของดินในแนวราบ (Horizontal permeability, k_x) และในแนวตั้ง (Vertical permeability, k_y) แตกต่างกันจากซึ่งอ้างอิงจากการรถไฟฟ้าแห่งประเทศไทยโดย ขวัญ (2549) ดังตารางที่ 3.1(b) และคุณสมบัติของดาดูโมงค์ดังตารางที่ 3.2

● ลักษณะชั้นดินที่เลือกมาวิเคราะห์ในงานวิจัย

เนื่องจากโครงการรถไฟฟ้ามหานครเฉลิมรัชมงคล เป็นโครงการขนาดใหญ่และมีเส้นทางการขุดเจาะอุโมงค์ยาวมาก ผู้วิจัยจึงเลือกหน้าตัดชั้นดินที่มีลักษณะแตกต่างกัน 8 แบบ ดังรูปที่ 3.3 เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาว โดยสามารถแบ่งตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์แบบคู่ขนาน (Twin tunnel) 7 แบบ และการวางตัวแบบซ้อนทับ (Stacked tunnel) 1 แบบ (Surarak, 2005) ซึ่งเป็นข้อมูลที่ได้มาจากการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทยที่ทำการเจาะสำรวจช่วงการขุดเจาะที่แตกต่างกันดังตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของดินแต่ละประเภทตามแบบจำลอง Hardening Soil Model (Surarak, 2005; ขวัญ, 2549)

(a)

Soil type	Depth (m)	γ_s (kN/m^3)	E_{50}^{ref} (MN/m^2)	E_{oed}^{ref} (MN/m^2)	E_{ur}^{ref} (MN/m^2)	ϕ'	c' (kN/m^2)	V_{ur}	m	K_0^{nc}	R_f
MG	0-2.5	18	45.7	45.6	136.8	25	1	0.2	1	0.58	0.9
BSC	2.5-12	16.5	0.8	0.85	8.0	23	1	0.2	1	0.7	0.9
MC	12-14	17.5	1.65	1.65	5.4	25	10	0.2	1	0.6	0.9
1 st SC	14-20	19.5	8.5	9.0	30.0	25	25	0.2	1	0.5	0.9
CS	20-21.5	19	38.0	38.0	115.0	27	1	0.2	0.5	0.55	0.9
2 nd SC	21.5-26	20	8.5	9.0	30.0	26	25	0.2	1	0.5	0.9
HC	26-45	20	30.0	30.0	120.0	24	40	0.2	1	0.5	0.9

(b)

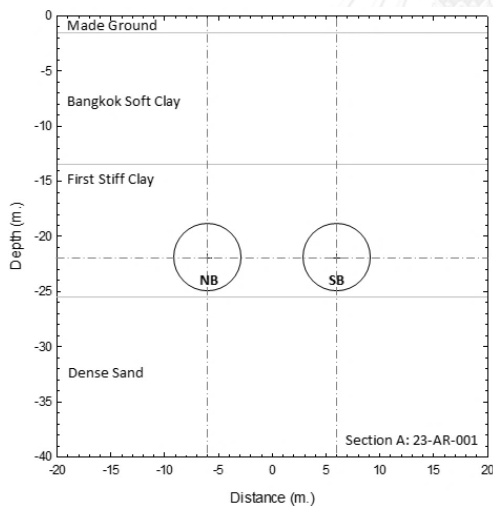
Soil	MG	BSC	MC	1 st SC	CS	2 nd SC	HC
k_x	8.64E-02	4.32E-04	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-03	1.73E-04
k_y	4.32E-02	6.85E-06	2.05E-06	1.92E-06	1.92E-06	9.59E-07	1.92E-06

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของดาดูโมงค์ (Surarak, 2005)

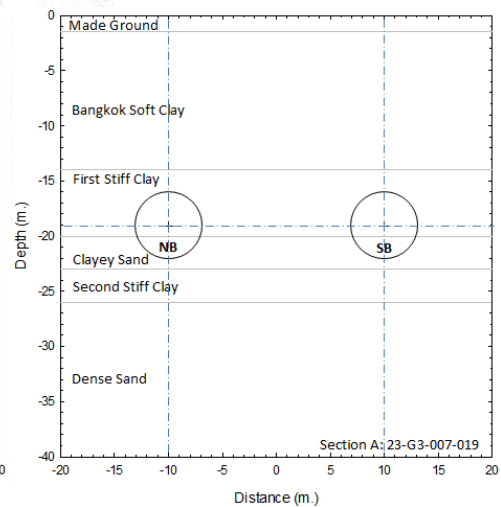
Material Type	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	d (m)	W (kN/m/m)	V
Elastic	8.00×10^6	5.60×10^4	0.3	25	0.15

ตารางที่ 3.3 ช่วงการขุดเจาะของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Surarak, 2005)

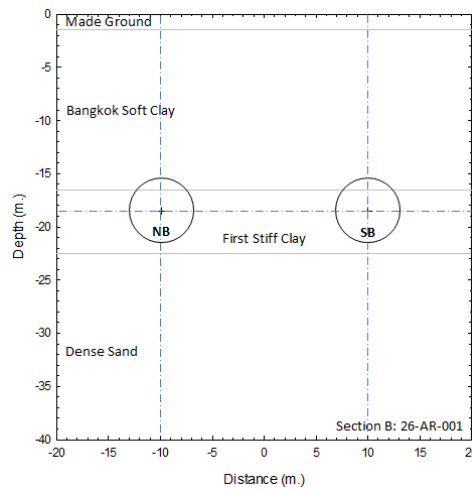
Section	Name	Location
A	23-AR-001	ศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย – ห้วยขวาง
A	23-G3-007-019	ศูนย์วัฒนธรรมแห่งประเทศไทย – ห้วยขวาง
B	26-AR-001	รัชดาภิเษก – ลาดพร้าว
C	CS-8B	พระราม 9 – เพชรบุรี
C	CS-8D	พระราม 9 – เพชรบุรี
C	CS-4C	ลุมพินี – คลองเตย
D	SS-5T-52e-s	ศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ – คลองเตย
D	SS-5T-22e-o	ศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ – คลองเตย



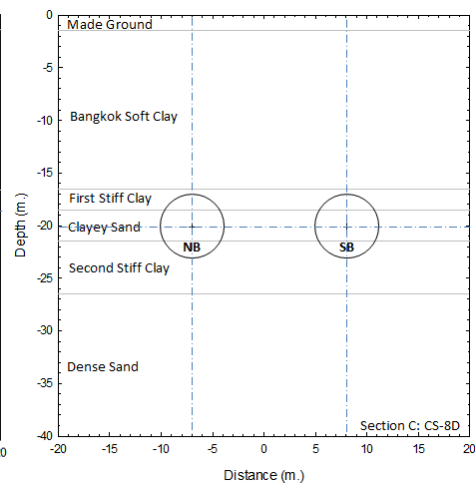
(a)



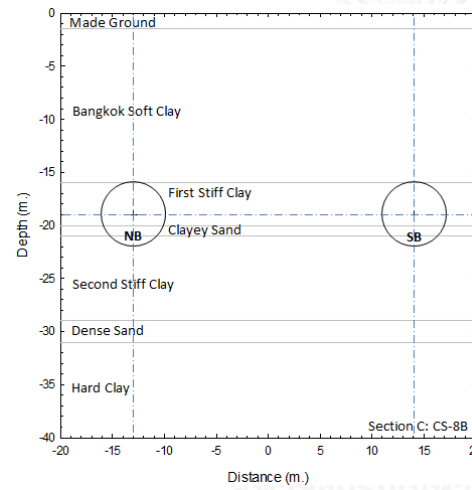
(b)



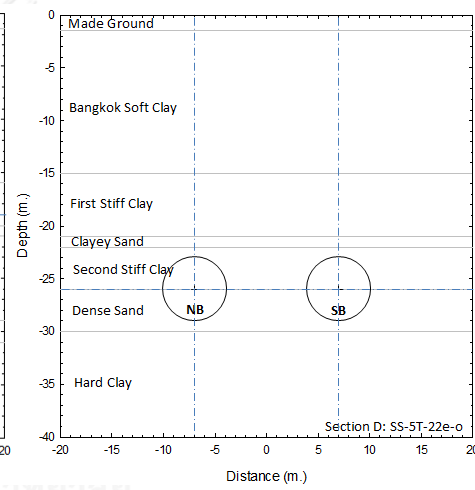
(c)



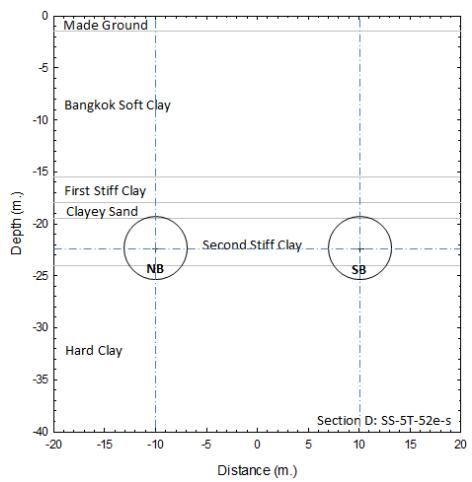
(d)



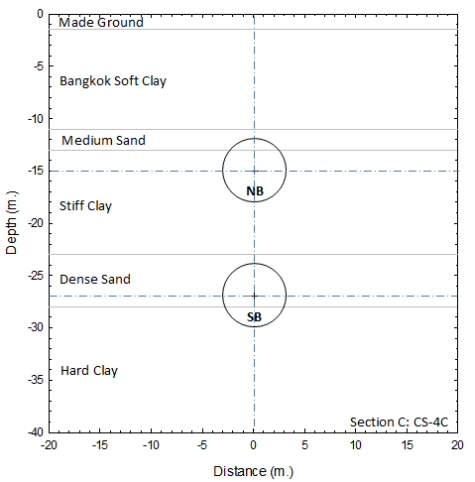
(e)



(f)



(g)



(h)

รูปที่ 3.3 ลักษณะชั้นดินในแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

● รูปเรขาคณิตของแบบจำลองแบบ 2 มิติ (Model)

การสร้างรูปเรขาคณิตของแบบจำลองแบบ 2 มิติ เพื่อกำหนดขอบเขตของแบบจำลองให้ได้ขนาดตามที่ต้องการรวมทั้งการจำลองและกำหนดตำแหน่งอุโมงค์ให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ จะใช้การป้อนค่าแบบจุด (Point) เส้น (Line) และรูปอุโมงค์ (Tunnel) ในการกำหนด

● เงื่อนไขขอบเขต (Boundary condition)

PLAXIS2D Reference Manual (2012) เครื่องมือ Standard fixity (ปุ่มเครื่องมือที่ใช้ในการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลอง) ถูกนำมาใช้ในแบบจำลองปัญหาส่วนใหญ่รวมทั้งในงานวิจัยนี้ เนื่องจากมีความสะดวกและรวดเร็วในการใช้งาน โดยเครื่องมือนี้จะทำการสร้างเงื่อนไขขอบเขตให้กับแบบจำลอง ดังนี้

- รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวตั้ง ในแนวแกน x จะเท่ากับค่าต่ำสุด หรือ สูงสุดในแนวแกน x ในแบบจำลองได้จากการยึดแนวราบให้อยู่กับที่ $u_x = 0$

- รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวราบ ในแนวแกน y จะเท่ากับค่าในแนวแกน y ในแบบจำลองซึ่งได้จากการยึดติดแน่นทั้งหมดอยู่กับที่ $u_x = u_y = 0$

● การสร้างโครงข่าย (Mesh generation)

การคำนวณทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของปัญหารูปเรขาคณิตจะอยู่ในลักษณะชิ้นส่วนของชิ้นส่วนประกอบกัน โดยผู้วิจัยเรียกว่า โครงข่ายชิ้นส่วน โดยเมื่อทำการกำหนดขอบเขตของปัญหาและกำหนดค่าคุณสมบัติของวัสดุไว้ใน คลัสเตอร์ (ขอบเขตย่อยในแบบจำลองที่ถูกแบ่งออกด้วยเส้น) และโครงสร้าง (สิ่งก่อสร้างที่กำหนดในแบบจำลอง) แล้วจะต้องทำการสร้างโครงข่ายชิ้นส่วนให้กับแบบจำลอง ซึ่งปกติแล้วซอฟต์แวร์จะกำหนดค่าพื้นฐานความละเอียดของการสร้างโครงข่ายชิ้นส่วนเป็นแบบปานกลาง แต่สามารถปรับความละเอียดของการสร้างโครงข่ายให้มากขึ้นได้เพื่อความแม่นยำของผลการวิเคราะห์ที่จะได้จากขั้นตอนการคำนวณของซอฟต์แวร์อย่างมีนัยสำคัญ

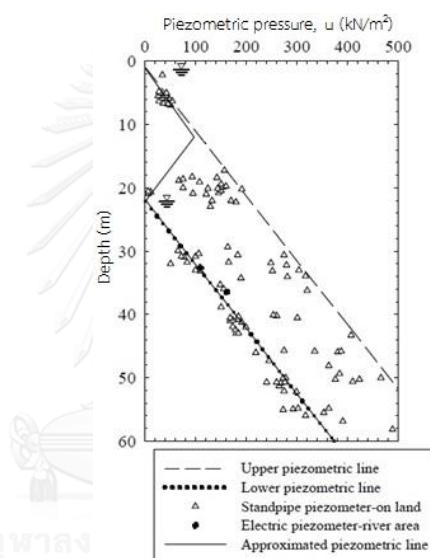
● เงื่อนไขของน้ำ (Water condition)

ซอฟต์แวร์แพลกลซิสโดยทั่วไปแล้ว เมื่อพิจารณาวิเคราะห์การเสียน้ำ ซึ่งต้องหาค่าความถูกต้องของแรงประสิทธิผล และเป็นสิ่งสำคัญ เส้นของระดับน้ำใต้ดิน (Phreatic level) จะถูกใช้ในการคำนวณแรงดันน้ำในแบบจำลอง แต่ในการวิจัยนี้ได้กำหนดให้เป็นระดับน้ำใต้ดินแบบลด (Drawdown) ดังรูปที่ 3.4 โดยจะใช้ฟังก์ชัน Interpolate Cluster และ Phreatic cluster ในการกำหนดรูปแบบแรงดันน้ำ

ซอฟต์แวร์แพลกลซิสปกติแล้วจะทำการวิเคราะห์ความเค้นประสิทธิผลโดยการแยกกันอย่างชัดเจนระหว่างแรงดันที่กระทำในโพรง (Active pore pressure) และ ความเค้นประสิทธิผล (Effective stresses) และสำหรับแรงดันที่กระทำในโพรงจะแยกเป็นแรงดันในโพรงที่สถานะคงตัว (Steady-state pore pressure) กับ แรงดันส่วนเกินในโพรง (Excess pore pressure)

$$U_{\text{active}} = U_{\text{steady}} + U_{\text{excess}}$$

แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงจะเกิดขึ้นเนื่องจากมีแรงกระทำเกิดขึ้นในวัสดุที่มีการกำหนดพฤติกรรมให้เป็นแบบไม่ระบายน้ำแบบ A (Undrained A) หรือ แบบไม่ระบายน้ำ B (Undrained B) ซึ่งในส่วนของการวิเคราะห์แบบพลาสติกนั้นแรงดันน้ำส่วนเกินจะเกิดขึ้นเฉพาะในส่วนของแบบจำลองที่มีการกำหนดให้มีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำเท่านั้น ส่วนการวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ำที่อ้างอิงจากแรงดันส่วนเกินในโพรงนั้นอาจใช้การคำนวณจากการกำหนด Time-dependent หรือกำหนดค่าการลดลงของแรงดันส่วนเกินในโพรง (Dissipation of excess pore pressure) ซึ่งซอฟต์แวร์จะคำนวณค่าแรงดันส่วนเกินในโพรงที่เกิดขึ้นจากตัวแปรค่าความซึมผ่าน (Permeability parameter) มากกว่าการกำหนดรูปแบบพฤติกรรมการระบายน้ำของวัสดุที่กำหนด



รูปที่ 3.4 ลักษณะของแรงดันน้ำใต้ดินแบบลดที่เป็นผลจากการใช้น้ำบาดาล (Surarak, 2005)

3.3.2 การคำนวณ (Calculation)

เนื่องจากในงานวิจัยนี้ทางผู้วิจัยเลือกใช้โหมดการคำนวณแบบพลาสติกและกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ดังนั้นจึงขอกล่าวถึงเพียง 2 โหมดการคำนวณนี้เท่านั้น

● พลาสติก

การคำนวณแบบพลาสติกจะเป็นการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในช่วงอีลาสติกและพลาสติกโดยไม่สนใจผลของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงที่ขึ้นกับเวลา ถ้าไม่มีการกำหนดให้อัพเดทโครงข่าย (Updated mesh) การคำนวณจะทำตามทฤษฎีการเคลื่อนตัวขนาดเล็ก (Small deformation theory) โดยเมทริกซ์ความแข็งในการคำนวณแบบพลาสติกโดยปกติจะยึดตามเรขาคณิตเดิมที่ยังไม่เกิดการเสียรูป ซึ่งการคำนวณแบบพลาสติกนี้จะเหมาะสมที่สุดสำหรับประยุกต์ใช้ในงานปฐพีศาสตร์

- **กระบวนการอัดตัวคายน้ในโหมดคลาสสิก**

การคำนวณกระบวนการอัดตัวคายน้ในโหมดคลาสสิก (Classical Mode) ของซอฟต์แวร์จะเกิดขึ้นเมื่อมีความจำเป็นต้องวิเคราะห์ความเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรง (Excess pore pressure) ของดินประเภทดินเหนียวที่มีความอิ่มตัวด้วยน้ำและเป็นฟังก์ชันกับเวลา และจะต้องมีพฤติกรรมแบบ true elastic-plastic โดยปกติแล้วการวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ในกรณีที่ไม่มีแรงกระทำเพิ่มจะเกิดขึ้นภายหลังการคำนวณพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำพลาสติก (Undrained plastic) แต่ก็สามารถที่จะเพิ่มแรงกระทำระหว่างการวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ได้เช่นกัน อย่างไรก็ตามควรระวังในกรณีที่เกิดการพังทลายปรากฏขึ้นเนื่องจากกระบวนการวนซ้ำอาจไม่ต่อเนื่องในกรณีดังกล่าว

- **การวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้แบบคู่ควบ (Consolidation coupled analysis)**

การวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ในซอฟต์แวร์แพคเกจนี้เป็นแบบคู่ควบ (Coupled Analysis) ตามทฤษฎีของไบออต (Biot's theory) และกฎของดาร์ซีสำหรับการไหลของของเหลว และพฤติกรรมของดิน โดยสมการพื้นฐานยึดตามทฤษฎีความเครียดขนาดเล็ก (Small Strain) และเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมเชิงกลศาสตร์ของดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated soil) และที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Partially saturated soil) โดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์อย่างแม่นยำนั้นจำเป็นต้องคำนึงถึงทั้งการเสียรูป (Deformation) และการไหลของน้ำในดิน (Groundwater flow) สำหรับพฤติกรรมแบบขึ้นกับเวลา (Time dependent) จะทำการรวมสมการของการเคลื่อนตัว (Displacement) และ แรงดันในโพรง (Pore pressure) ที่เรียกว่า Hydro-mechanical ซึ่งจะคำนวณทั้งสองอย่างพร้อมกัน และสำหรับปัญหาที่เกี่ยวข้องกับระดับน้ำผิวดินแนวระนาบสมการจะถูกแบ่งออกเป็นแรงดันในโพรงรวมคงที่ (Steady state pore pressure) และส่วนของ time dependent (Excess pore pressure) ซึ่งสมการต่าง ๆ นั้นยึดตามทฤษฎีของไบออต (Biot's theory)

- **การกำหนดค่าเริ่มต้นของรูปร่างทางเรขาคณิตและสนามความเค้นประสิทธิผล**

ซอฟต์แวร์แพคเกจนี้ได้มีการปรับเปลี่ยนส่วนของการสร้างค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) แบบอัตโนมัติมาไว้ในขั้นแรกของการคำนวณ ในชื่อ Initial phase โดยในขั้นนี้ซอฟต์แวร์จะดำเนินการให้แบบอัตโนมัติโดยการยกเลิกการใช้งานทั้งหมดของ Load และ Structure object เพื่อไม่ให้มีผลในตอนต้น เสมือนกับเป็นชั้นดินที่ยังไม่มีการกระทำใดๆจากภายนอก และทำการสร้างค่า K_0 แบบอัตโนมัติเข้าไปในแบบจำลอง สำหรับความเค้นเริ่มต้นนั้นจะไม่นำน้ำหนักภายนอกและน้ำหนักของชิ้นส่วนต่างๆเข้ามามีส่วนในการคำนวณเช่นกัน และสามารถสร้างได้ทั้ง 2 แบบ คือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) โดยเฉพาะ และใช้น้ำหนักจากแรงโน้มถ่วงของโลก (Gravity loading) แต่ในงานวิจัยนี้จะเลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0)

● **ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างที่ใช้ในการคำนวณในซอฟต์แวร์แพลทฟอร์ม**

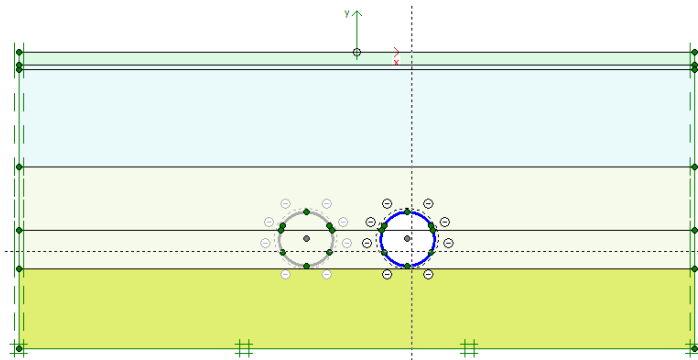
การจำลองขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ในลักษณะ 2 มิติ ที่ใกล้เคียงกับการก่อสร้างจริงในสนาม เพื่อสามารถนำมาใช้ในการกำหนดขั้นตอนการคำนวณในซอฟต์แวร์แพลทฟอร์มที่มีหลากหลายวิธีดังที่กล่าวในบทที่ 2 แต่ในงานวิจัยนี้ผู้วิจัยได้ทำการเลือก 3 วิธีการจำลองการก่อสร้างที่มีสมมติฐานค่อนข้างแตกต่างกันอย่างชัดเจนมาใช้ เพื่อทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ต่างๆต่อไป ซึ่งในหัวข้อนี้จะทำการอธิบายแต่ละขั้นตอนที่ใช้กำหนดในซอฟต์แวร์แพลทฟอร์มเพื่อให้เป็นไปตามสมมติฐานของแต่ละวิธี โดยแสดงผลขั้นตอนรวมในรูปแบบตารางและรูปเพื่อความชัดเจนแยกกัน ดังนี้

- *วิธีการหดตัว (Contraction Method)*

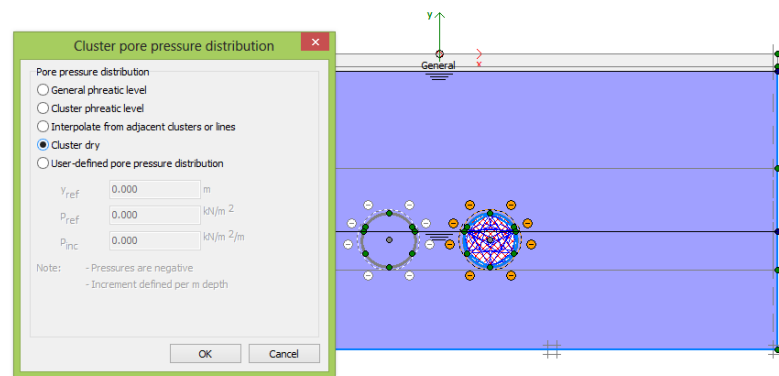
สามารถจำลองขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยซอฟต์แวร์แพลทฟอร์มเพื่อให้เป็นไปตามสมมติฐานของวิธีการหดตัวดังแสดงในตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการหดตัว

ขั้นตอน (Phase)	รายละเอียด (Detail)
Initial Phase	ขั้นตอนเริ่มต้นที่จะทำการกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) และกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นให้มีแรงดันน้ำเป็นแบบลด (Drawdown)
1	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ กำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง และเปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่หนึ่ง ดังรูปที่ 3.5
2	กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่หนึ่ง ดังรูปที่ 3.6
3	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ กำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง และเปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่สอง ดังรูปที่ 3.7
4	กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่สอง ดังรูปที่ 3.8
5	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำเป็นระยะเวลา 200 วัน ภายหลังการคำนวณการทรุดตัวระยะสั้น
6	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำเป็นระยะเวลา 5 ปี ภายหลังการคำนวณการทรุดตัวระยะสั้น
7	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำเป็นระยะเวลา 10 ปี ภายหลังการคำนวณการทรุดตัวระยะสั้น
8	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำเป็นระยะเวลา 20 ปี ภายหลังการคำนวณการทรุดตัวระยะสั้น
9	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำหลังจาก 20 ปี ไปจนถึงสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำซึ่งกำหนดไว้ที่ค่าแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ 1 kN/m^2
10	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคาน้ำหลังจากการคำนวณการทรุดตัวที่ผิวดินระยะสั้นไปจนถึงสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำซึ่งกำหนดไว้ที่ค่าแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ 1 kN/m^2

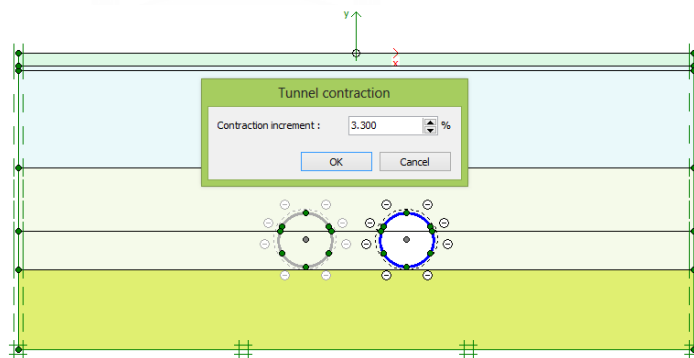


(a)

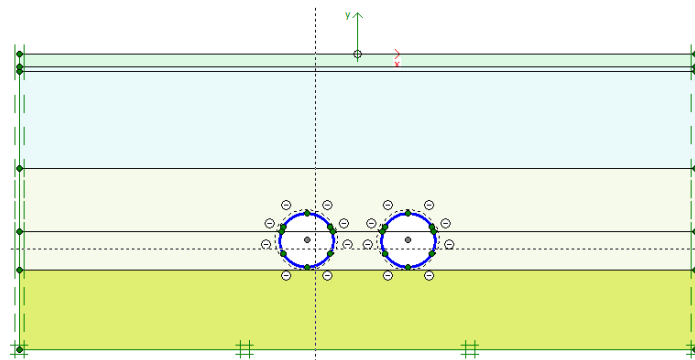


(b)

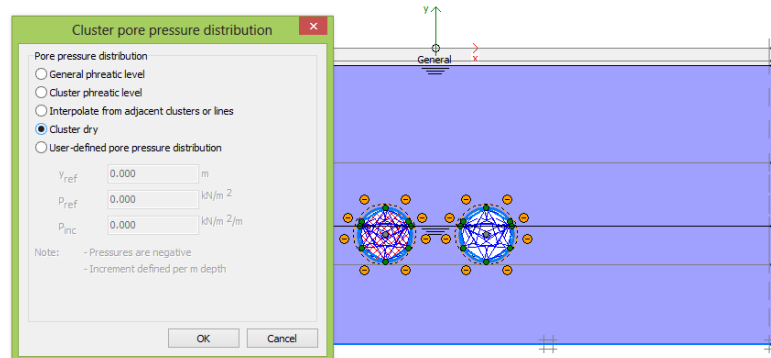
รูปที่ 3.5 ขั้นที่ 1: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ เปิดการทำงานของตาอุโมงค์ที่หนึ่ง (a) และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง (b)



รูปที่ 3.6 ขั้นที่ 2: กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่หนึ่ง

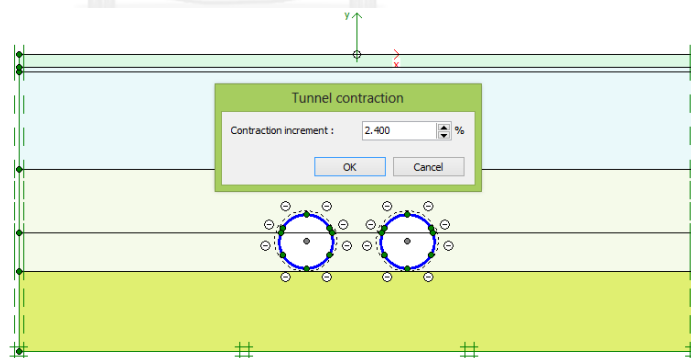


(a)



(b)

รูปที่ 3.7 ขั้นที่ 3: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ เปิดการทำงานของตาอุโมงค์ที่สอง (a) และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์เป็นแบบแห้ง (b)



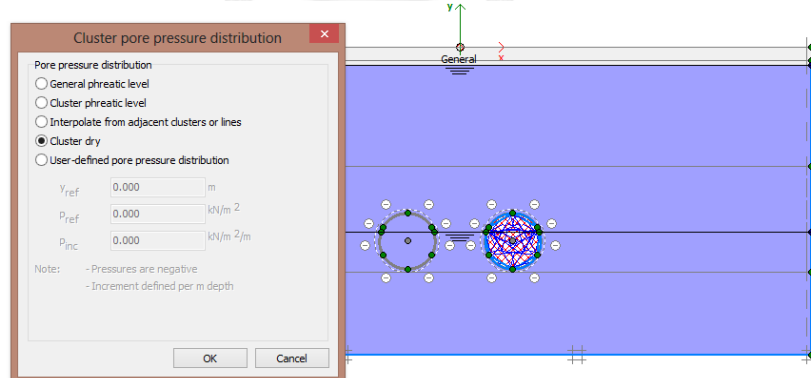
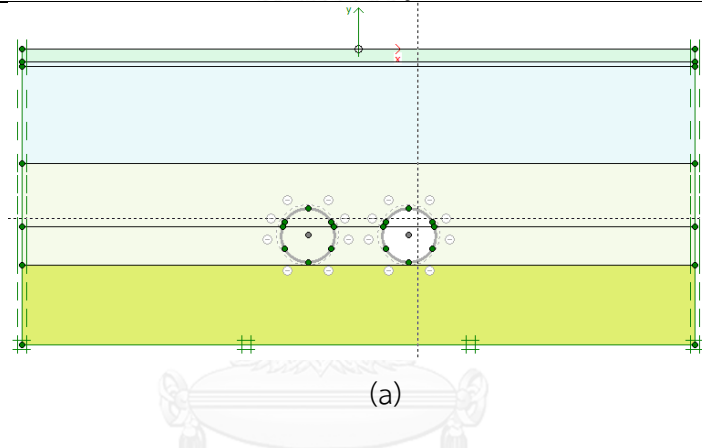
รูปที่ 3.8 ขั้นที่ 4: กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวให้อุโมงค์ที่สอง

- วิธีการลดความเค้น (*Stress Reduction Method*)

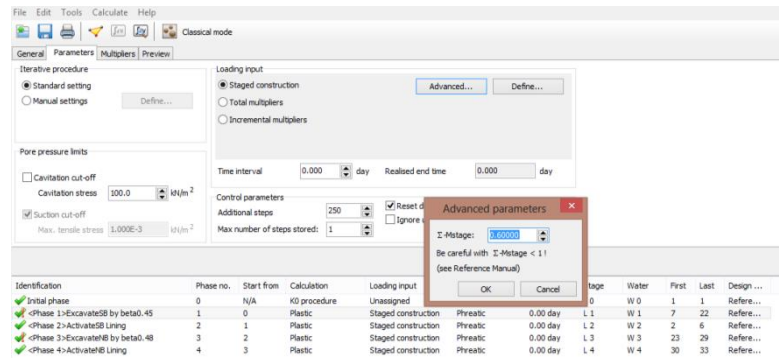
สามารถจำลองขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยซอฟต์แวร์แฟลกซีสเพื่อให้เป็นไปตามสมมติฐานของวิธีการลดความเค้นดังแสดงในตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการลดความเค้น

ขั้นตอน (Phase)	รายละเอียด (Detail)
Initial Phase	ขั้นตอนเริ่มต้นที่จะทำการกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) และกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นให้มีแรงดันน้ำเป็นแบบลด (Drawdown)
1	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้งกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ ดังรูปที่ 3.9
2	เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่หนึ่ง ดังรูปที่ 3.10
3	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์และกำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่สองเป็นแบบแห้ง กำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ ดังรูปที่ 3.11
4	เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่สอง ดังรูปที่ 3.12

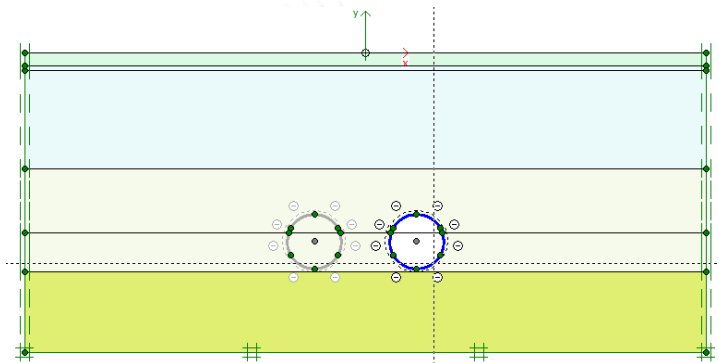


(b)

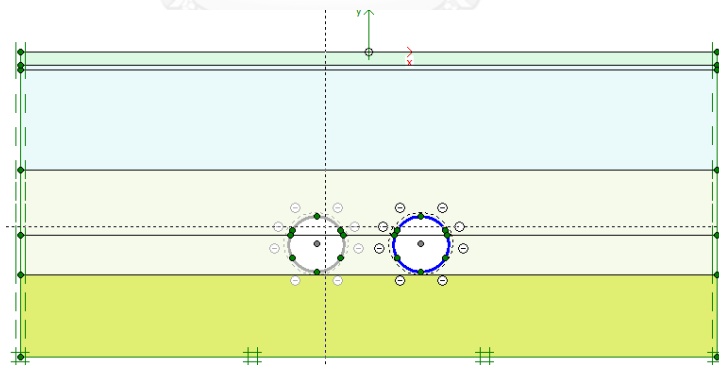


(c)

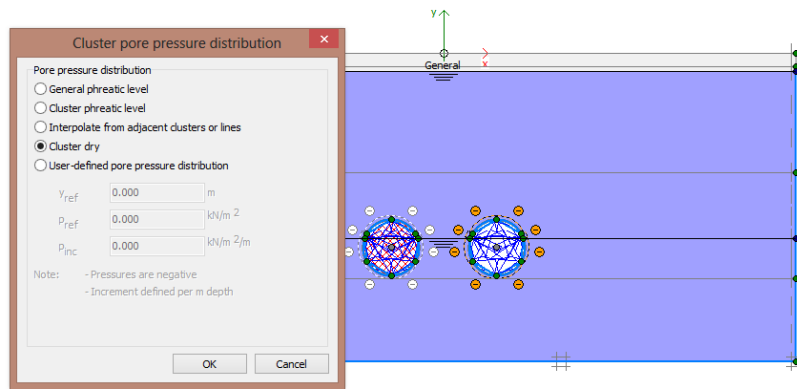
รูปที่ 3.9 ขั้นตอนที่ 1: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้ง (b) และกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ (c)



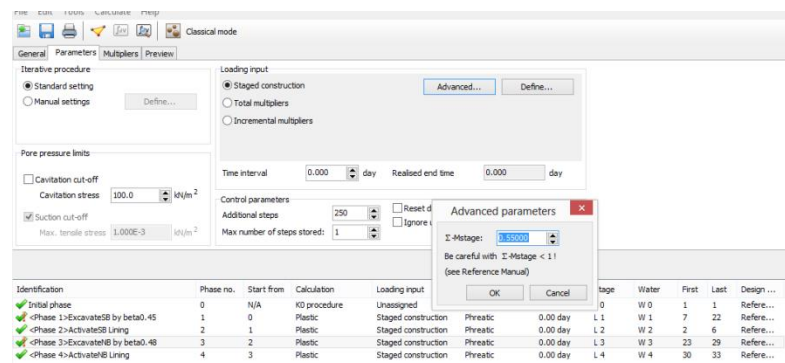
รูปที่ 3.10 ขั้นตอนที่ 2: เปิดการทำงานของดาตอุโมงค์ที่หนึ่ง



(a)

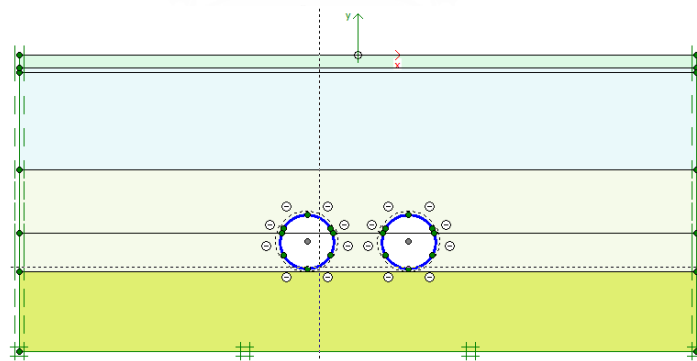


(b)



(c)

รูปที่ 3.11 ขั้นตอนที่ 3: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ของอุโมงค์ที่สองเป็นแบบแห้ง (b) และกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดย $M_{stage} = 1 - \beta$ (c)



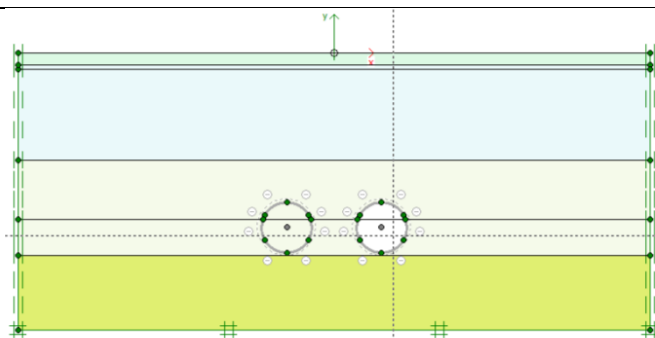
รูปที่ 3.12 ขั้นตอนที่ 4: เปิดการทำงานของดาดอุโมงค์ที่สอง

- วิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส (Modified Grout Method)

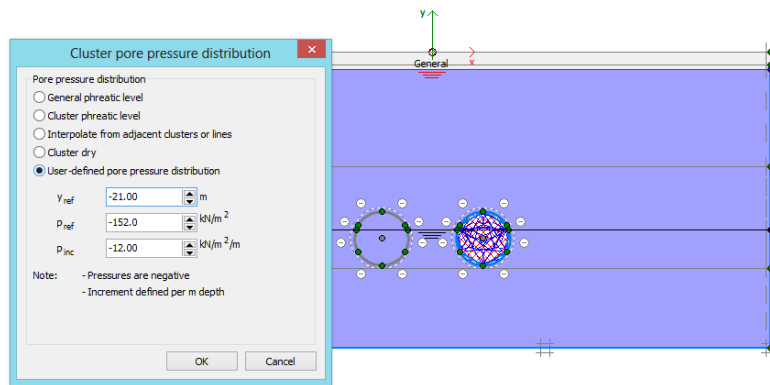
สามารถจำลองขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยซอฟต์แวร์แฟลกซิสเพื่อให้เป็นไปตามสมมติฐานของวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊สดังแสดงในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส

ขั้นตอน (Phase)	รายละเอียด (Detail)
Initial Phase	ขั้นตอนเริ่มต้นที่จะทำการกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) และกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นให้มีแรงดันน้ำเป็นแบบลด (Drawdown)
1	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อุโมงค์ที่หนึ่ง ดังรูปที่ 3.13
2	เปิดการทำงานของตาอุโมงค์และกำหนดค่าแรงดันแก๊สให้อุโมงค์ที่หนึ่ง ดังรูปที่ 3.14
3	กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้ง ดังรูปที่ 3.15
4	ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อุโมงค์ที่สอง ดังรูปที่ 3.16
5	เปิดการทำงานของตาอุโมงค์และกำหนดค่าแรงดันแก๊สให้อุโมงค์ที่สอง ดังรูปที่ 3.17
6	กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่สองเป็นแบบแห้ง ดังรูปที่ 3.18
7	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าเป็นระยะเวลา 200 วัน ภายหลังกํานวนการทรุดตัวระยะสั้น
8	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าเป็นระยะเวลา 5 ปี ภายหลังกํานวนการทรุดตัวระยะสั้น
9	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าเป็นระยะเวลา 10 ปี ภายหลังกํานวนการทรุดตัวระยะสั้น
10	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าเป็นระยะเวลา 20 ปี ภายหลังกํานวนการทรุดตัวระยะสั้น
11	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าหลังจาก 20 ปี ไปจนถึงสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายนํ้าซึ่งกำหนดไว้ที่ค่าแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ 1 kN/m^2
12	กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายนํ้าหลังจากการคำนวณการทรุดตัวที่ผิวดินระยะสั้น ไปจนถึงสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายนํ้าซึ่งกำหนดไว้ที่ค่าแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ 1 kN/m^2

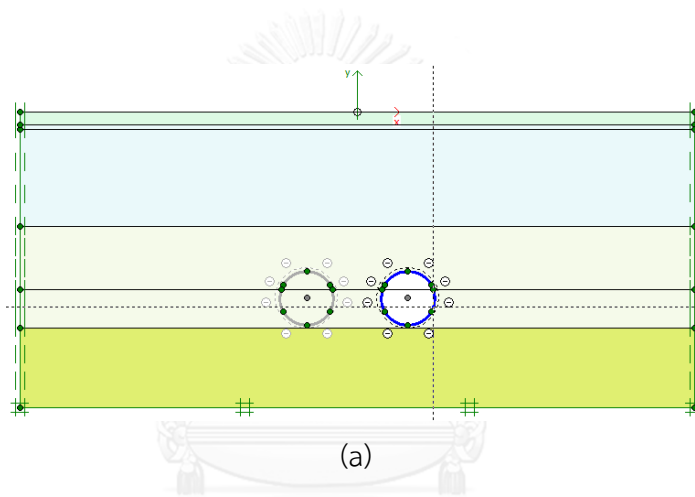


(a)

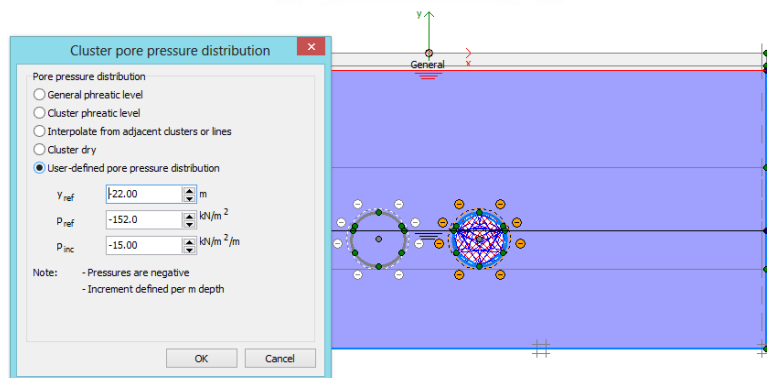


(b)

รูปที่ 3.13 ขั้นที่ 1: ปิดการทำงานดินภายในอุโมงค์(a)และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อูโมงค์ที่หนึ่ง(b)

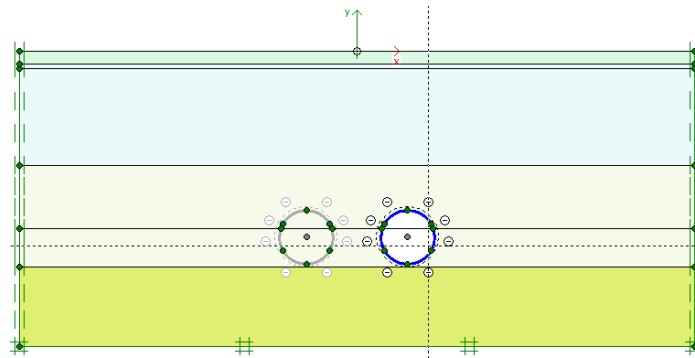


(a)

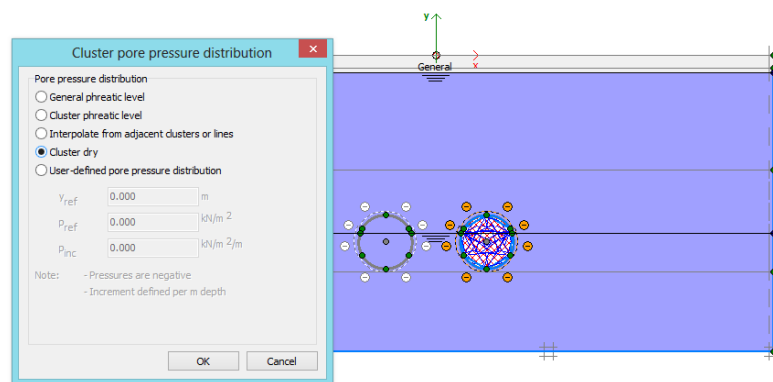


(b)

รูปที่ 3.14 ขั้นที่ 2: เปิดการทำงานของดาตอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันแกสให้อูโมงค์ที่หนึ่ง (b)

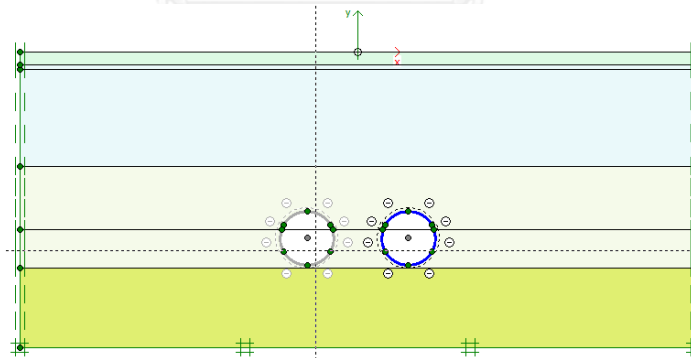


(a)

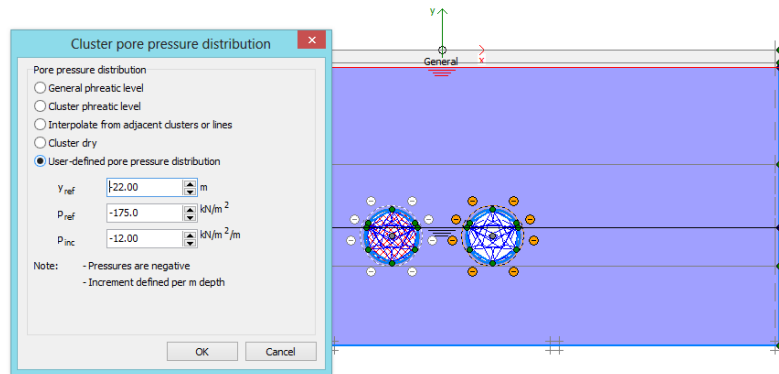


(b)

รูปที่ 3.15 ชั้นที่ 3: กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่หนึ่งเป็นแบบแห้ง (a,b)

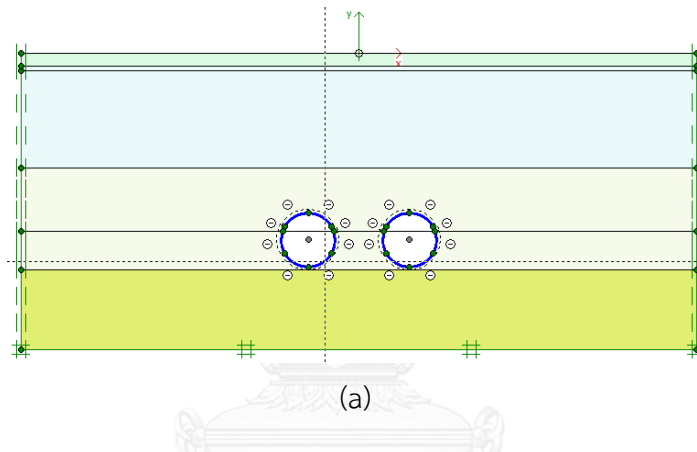


(a)

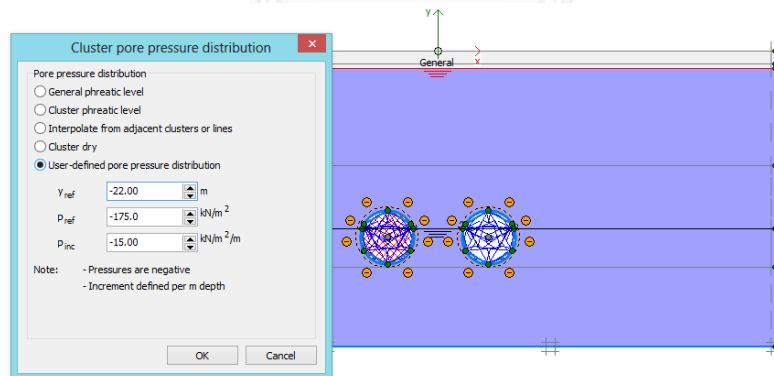


(b)

รูปที่ 3.16 ขั้นที่ 4: การทำงานดินภายในอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าให้อูโมงค์ที่สอง (b)

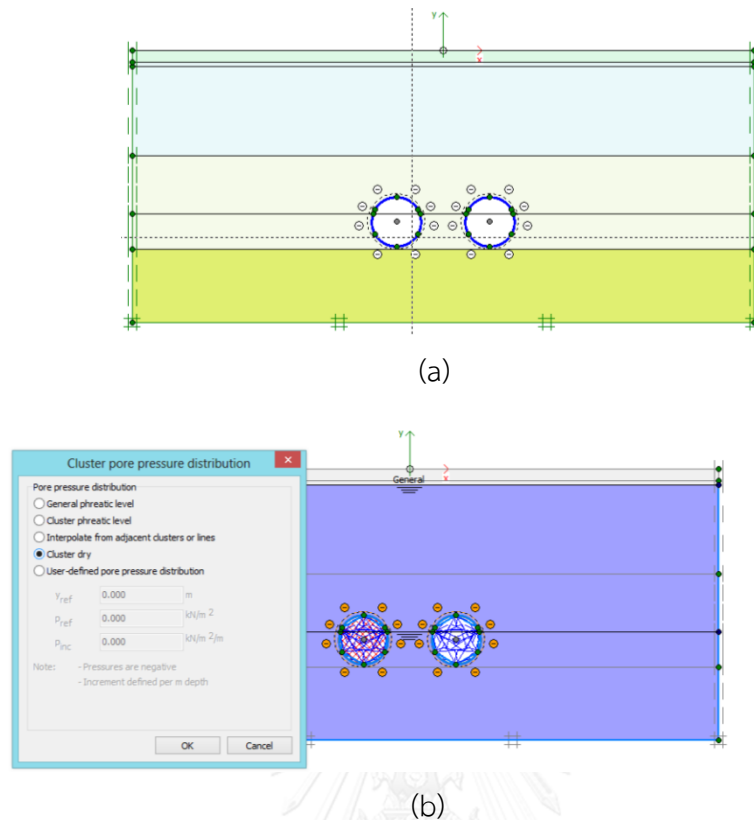


(a)



(b)

รูปที่ 3.17 ขั้นที่ 5: เปิดการทำงานของดาตอุโมงค์ (a) และกำหนดค่าแรงดันแก๊สให้อูโมงค์ที่สอง (b)



รูปที่ 3.18 ชั้นที่ 6: กำหนดสภาพภายในอุโมงค์ที่สองเป็นแบบแห้ง (a,b)

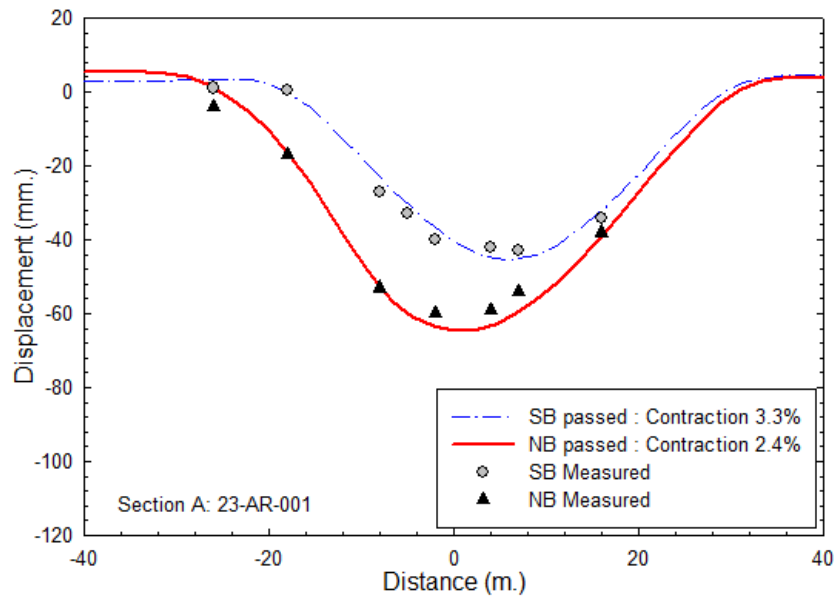
3.3.3 การแสดงผล (Output)

ผลลัพธ์ที่ผู้วิจัยต้องการทราบจากซอฟต์แวร์แฟลกซีส คือค่าการทรุดตัวที่ผิวดินระยะนาบตัดตามขวางทั้งในระยะสั้นและระยะยาวเหนืออุโมงค์ที่ระยะเวลา 200 วัน 5 ปี 10 ปี 20 ปี ภายหลังจากก่อสร้างและจนกว่าจะสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ แล้วนำค่าการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละขั้นตอนมาแสดงผลในรูปแบบกราฟเพื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบปัจจัยที่คาดว่าจะมีผลต่อการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินทั้งในระยะสั้นและระยะยาวซึ่งจะอธิบายในส่วนต่อไป ทั้งนี้ผู้วิจัยได้ทำการแสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวในระยะสั้นในรูปแบบกราฟจากวิธีการจำลองทั้ง 3 แบบ โดยรวบรวมลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงการแสดงผลไว้ในรูปแบบตารางเพื่อความสะดวกและง่ายต่อการค้นหา ดังตารางที่ 3.7

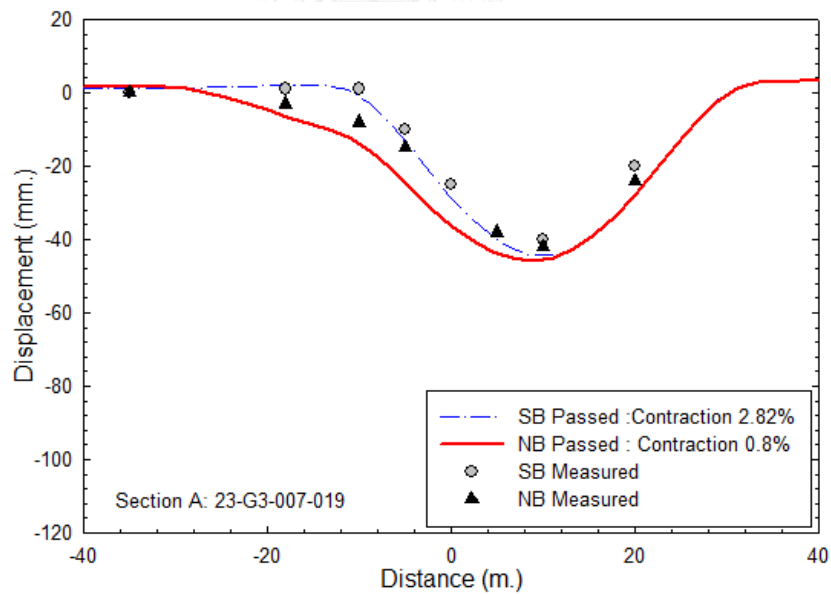
ตารางที่ 3.7 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นจากวิธีการจำลองทั้ง 3 แบบ

Section วิธีการจำลอง	23-AR-001	23-G3-007-019	26-AR-001	CS-8B	CS-8D	SS-5T-22e-o	SS-5T-52e-s	CS-4C
การหดตัว	3.19	3.20	3.21	3.22	3.23	3.24	3.25	3.26
ลดความเค้น	3.27	-	-	-	3.28	-	-	3.29
ปรับปรุงแรงดัน เกาส์	3.30	3.31	3.32	3.33	3.34	3.35	3.36	3.37

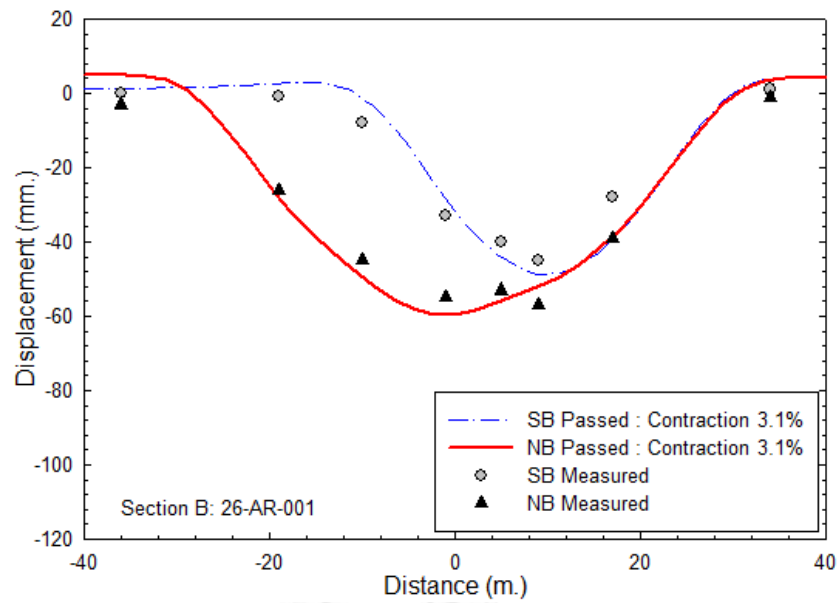
- ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว



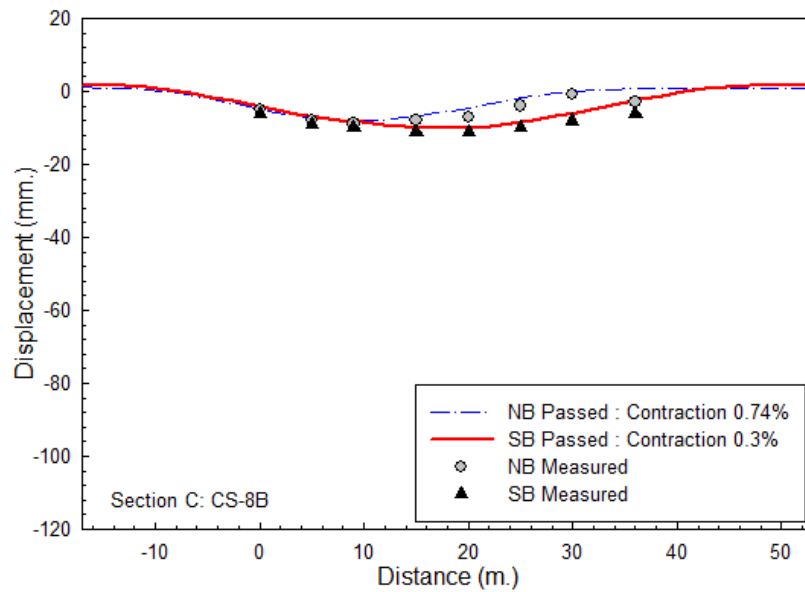
รูปที่ 3.19 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



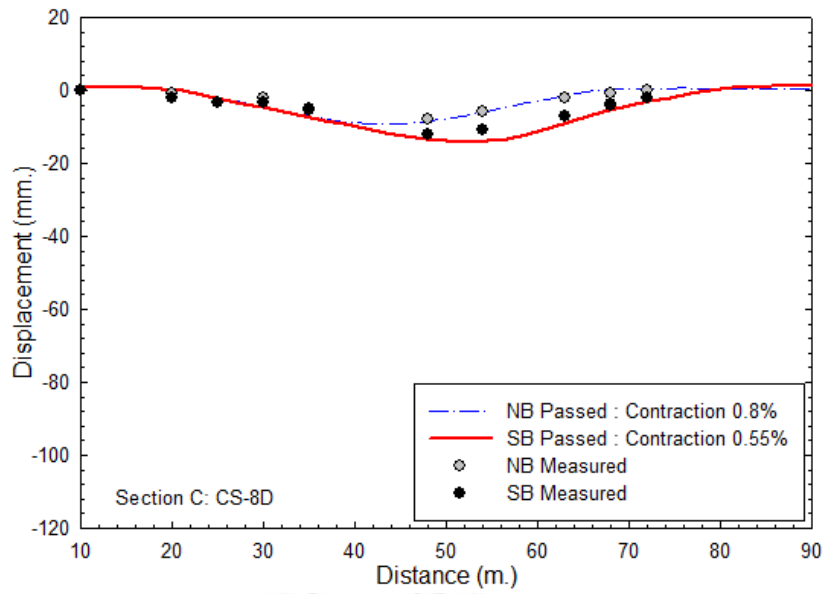
รูปที่ 3.20 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019



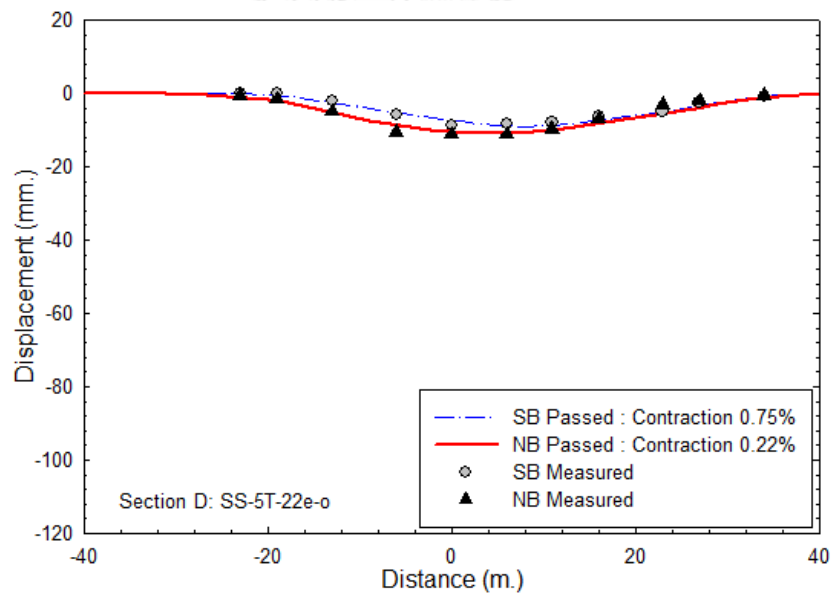
รูปที่ 3.21 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001



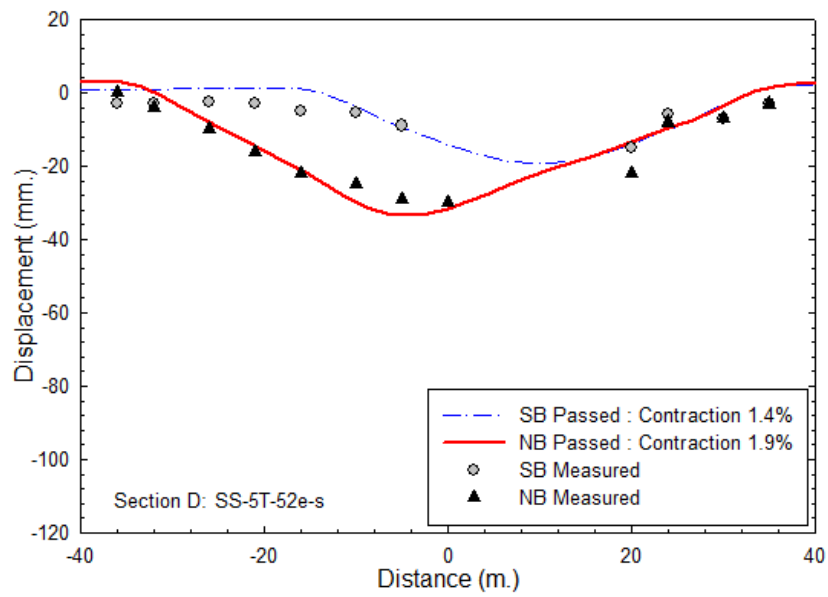
รูปที่ 3.22 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B



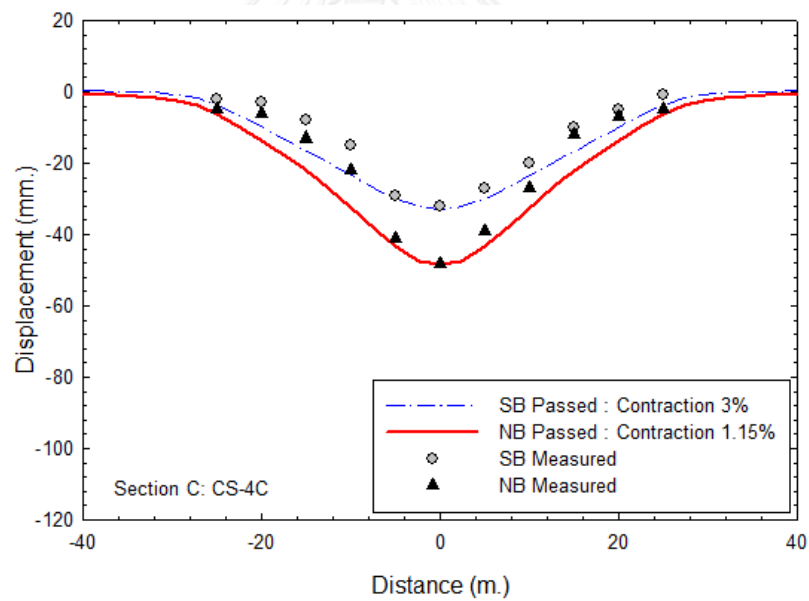
รูปที่ 3.23 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D



รูปที่ 3.24 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o

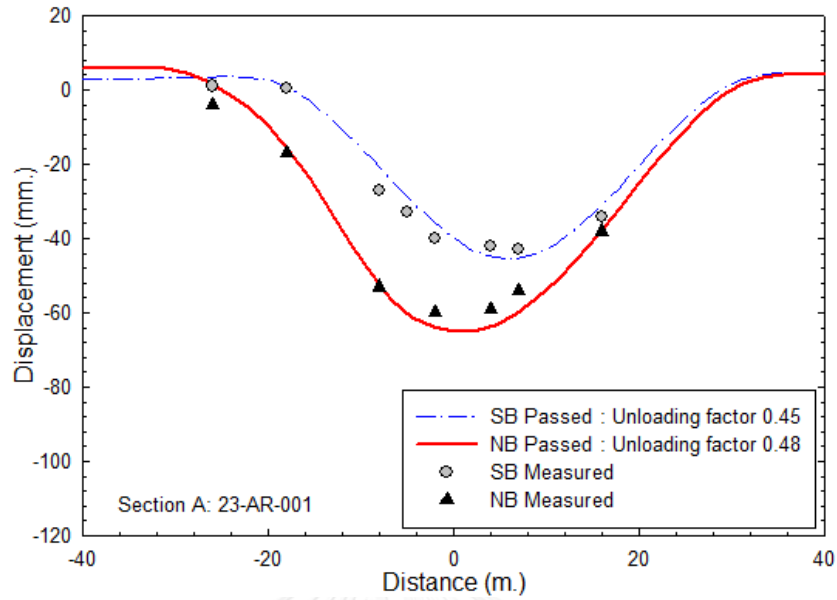


รูปที่ 3.25 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s

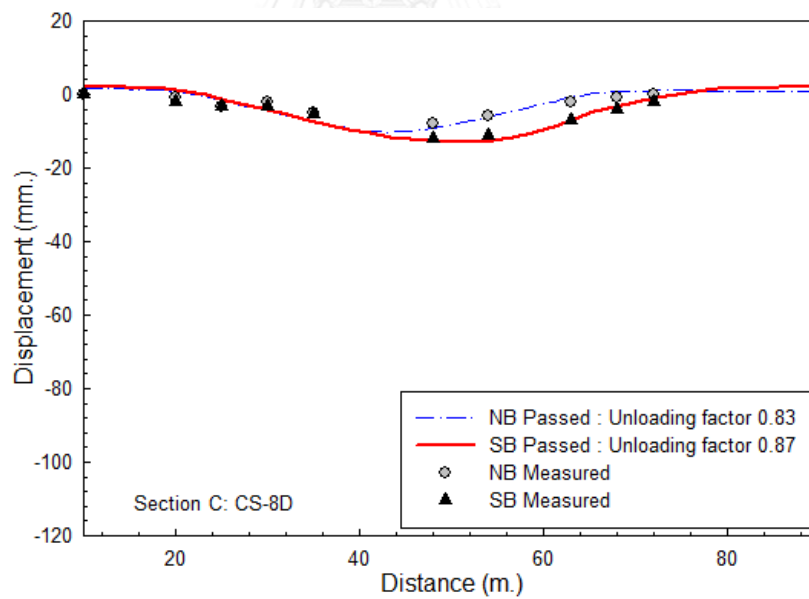


รูปที่ 3.26 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการหัดตัว ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

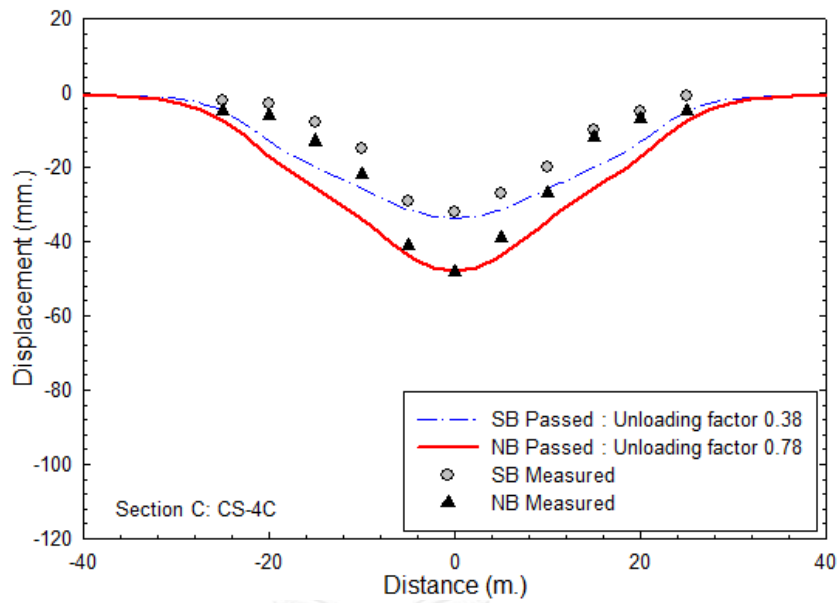
- ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น



รูปที่ 3.27 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น
ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001

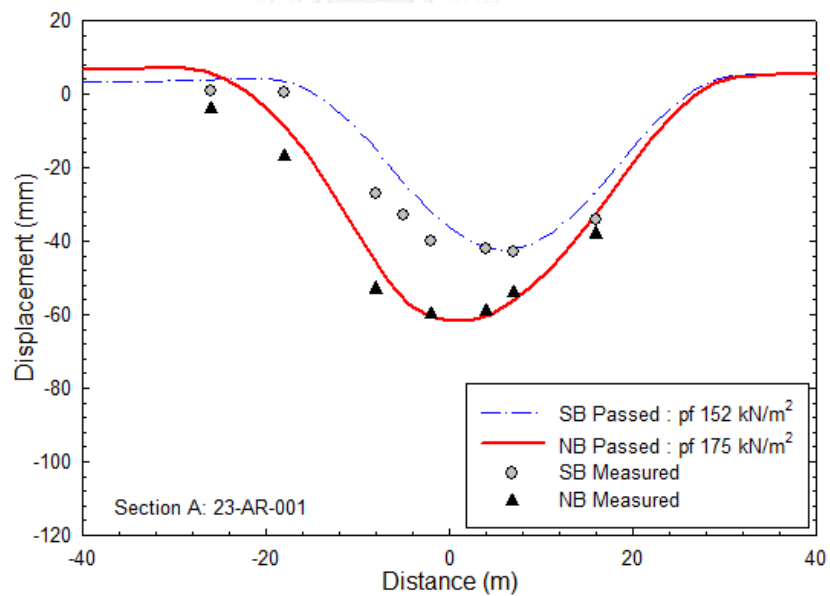


รูปที่ 3.28 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D

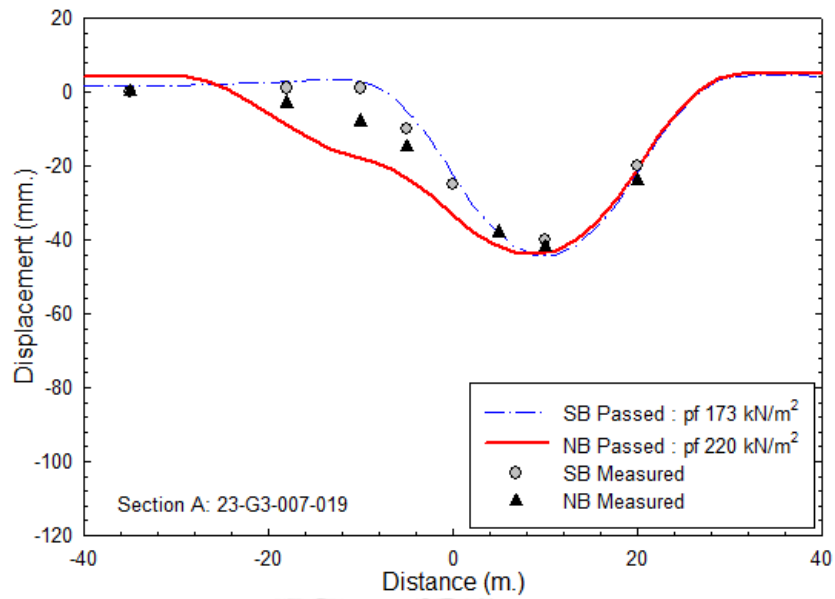


รูปที่ 3.29 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการลดความเค้น ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

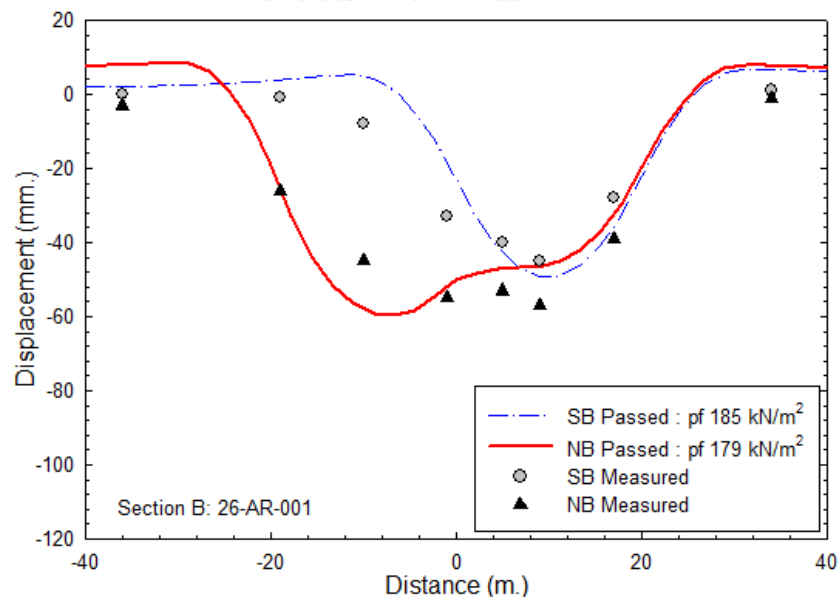
- ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊ส



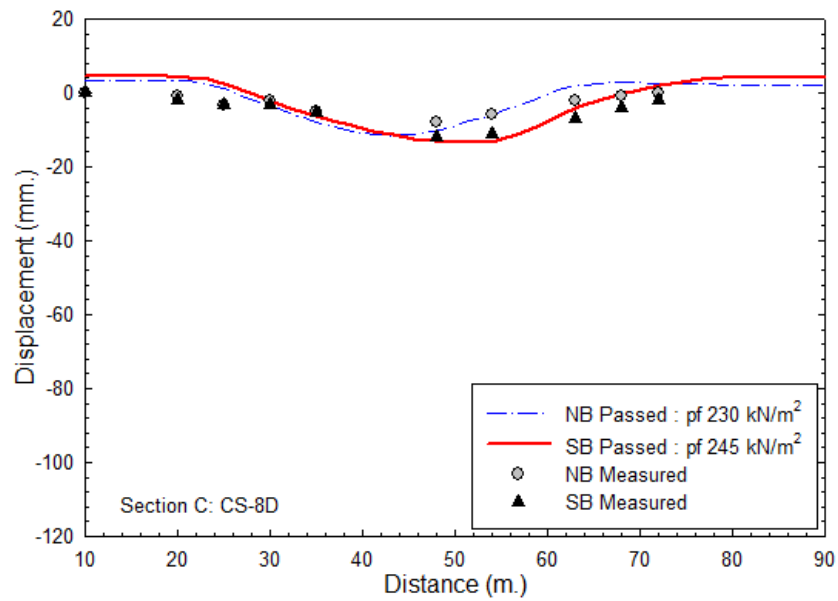
รูปที่ 3.30 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001



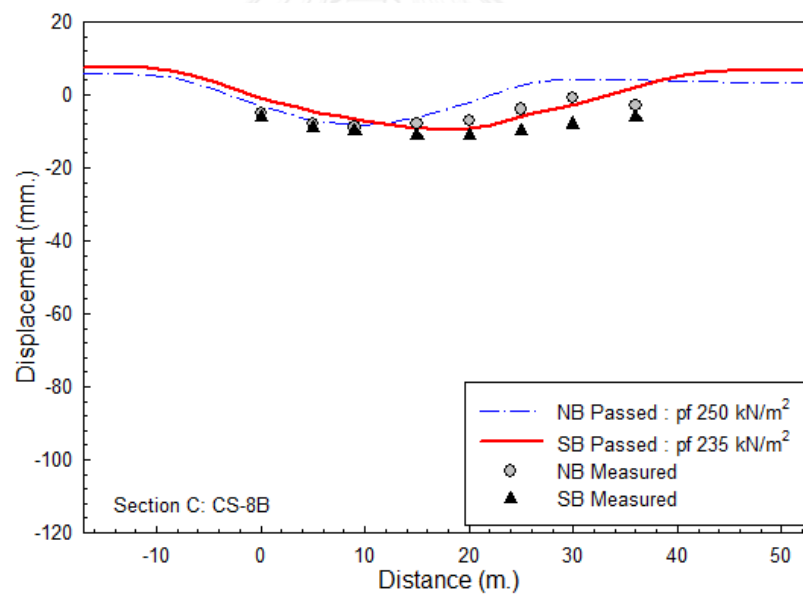
รูปที่ 3.31 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019



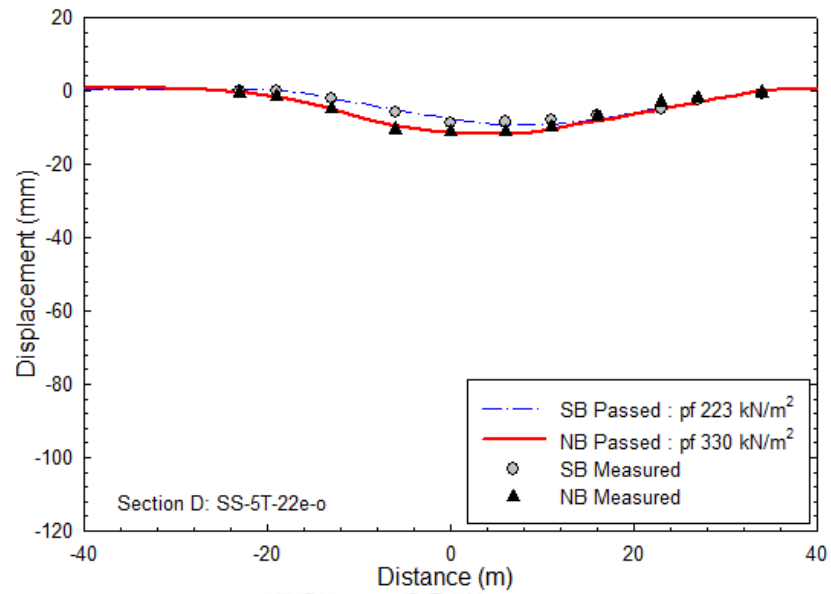
รูปที่ 3.32 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส
ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001



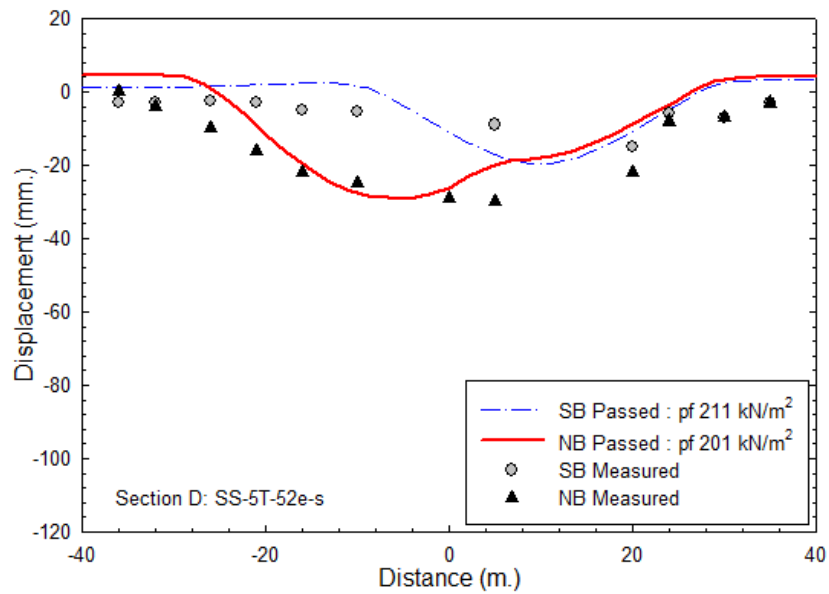
รูปที่ 3.33 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D



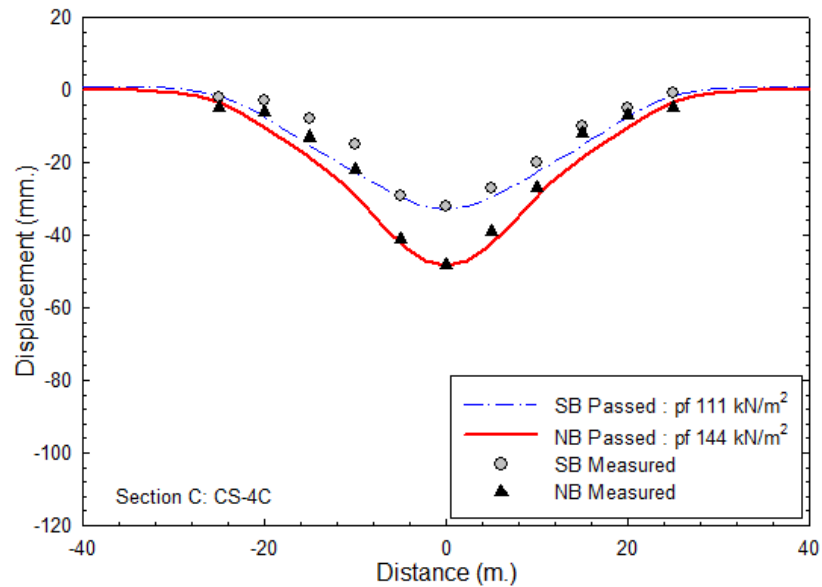
รูปที่ 3.34 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B



รูปที่ 3.35 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o



รูปที่ 3.36 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s



รูปที่ 3.37 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะสั้นด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

3.4 วิเคราะห์และสรุปผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยซอฟต์แวร์แพลกลซิส

3.4.1 การวิเคราะห์เปรียบเทียบวิธีการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ในซอฟต์แวร์แพลกลซิส

• วิธีการหดตัว (Contraction Method)

หลักการ วิธีนี้เสมือนเป็นการกำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวของตาดอุโมงค์ เพื่อให้ตาดอุโมงค์หดตัวเล็กน้อยในระหว่างการคำนวณ ซึ่งจำลองการเกิดช่องว่างระหว่างตาดอุโมงค์และชั้นดิน ส่งผลให้ดินที่อยู่รอบ ๆ ทรุดตัวเข้าหาตาดอุโมงค์ใหม่ที่หดตัวเล็กน้อย ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินขึ้น โดยค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัว (% contraction) ที่แนะนำให้ใช้นั้นควรมีค่าเท่ากับเปอร์เซ็นต์การสูญเสียมวลดิน (% volume loss) ที่เกิดขึ้นจากการตรวจวัดในสนาม ทั้งนี้อาจมีความคลาดเคลื่อนที่ขึ้นเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของชั้นดินและการจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ข้อดี

- ใช้ตัวแปรเพียงตัวเดียว คือ เปอร์เซ็นต์การหดตัว ในการควบคุมการทรุดตัวของผิวดิน
- ขั้นตอนการคำนวณง่ายและไม่ซับซ้อน
- ผลวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่ได้มีแนวโน้มของเส้นการทรุดตัวเป็นตามทฤษฎีเส้นโค้งเกาส์

ข้อเสีย

- ค่าความเค้นและความเครียด รวมถึงแรงและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นภายในตาดอุโมงค์ อาจไม่สามารถนำมาใช้ได้จริง เนื่องจากวิธีนี้ได้กำหนดให้ตาดอุโมงค์มีการหดตัวจนมีค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน

มีค่าเท่ากับค่าที่กำหนดไว้ ส่งผลให้การเคลื่อนตัวและขนาดของอุโมงค์มีการเปลี่ยนแปลงซึ่งอาจไม่สอดคล้องกับค่าการหดตัวจริงของตาดอุโมงค์ที่เกิดขึ้นได้

- เนื่องจากผลวิเคราะห์ถูกกำหนดด้วยตัวแปรเพียงตัวเดียว ซึ่งอาจคิดว่าวิธีนี้มีความไม่น่าเชื่อถือสูง

● วิธีการลดความเค้น (Stress Reduction Method, β or λ - Method)

หลักการ วิธีนี้อ้างอิงสมมติฐานที่กล่าวว่าในสภาวะปกติดินภายในและภายนอกอุโมงค์จะมีแรงดันเท่ากันแต่เมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์จะส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงระหว่างแรงดันภายในและภายนอก โดยแรงดันภายในจะถูกปรับให้มีค่าลดลงจนทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินขึ้น ซึ่งค่าแรงดันที่ลดลงถูกกำหนดด้วยตัวแปรลดแรงดันดิน

ข้อดี

- ในกรณีอุโมงค์เปิดจะสะดวกต่อการใช้งานเนื่องจากมีค่าตัวแปรลดแรงที่นิยมใช้งานกันอยู่แล้ว ไม่จำเป็นต้องอาศัยค่าที่ได้จากการตรวจวัดจริงในสนาม

- ลักษณะของเส้นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มเป็นไปตามทฤษฎีเส้นโค้งเกาส์

ข้อเสีย

- ค่าความเค้นและความเครียด รวมถึงแรงและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นภายในตาดอุโมงค์ อาจไม่สามารถนำมาใช้ได้จริง เนื่องจากเมื่อกำหนดค่าตัวแปรลดแรงมีค่าต่ำ ส่งผลให้แรงดันพยุ่งที่กระทำกับตาดอุโมงค์น้อย ซึ่งจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากและแรงภายในตาดอุโมงค์มีค่าน้อยด้วย ในทางกลับกันเมื่อตัวแปรลดแรงมีค่าสูง จะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินน้อยแต่เกิดแรงภายในตาดอุโมงค์มีค่ามาก ซึ่งเป็นเพียงผลจากการกำหนดขั้นตอนการคำนวณเท่านั้น ไม่ได้สอดคล้องกับความเป็นจริงแต่อย่างใด โดยเฉพาะอย่างยิ่งค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในมวลดินรอบอุโมงค์ จึงทำให้วิธีนี้ไม่เหมาะสมกับคำนวณกระบวนการอัดตัวคาน้ำ

- การกำหนดขั้นตอนการคำนวณค่อนข้างซับซ้อน

- ผลการวิเคราะห์ถูกกำหนดด้วยตัวแปรเพียงตัวเดียวและเป็นเพียงค่าที่นิยมใช้งานเท่านั้น ซึ่งอาจคิดว่าวิธีนี้มีความไม่น่าเชื่อถือเท่าที่ควร

● วิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ (Modified Grout Pressure Method)

วิธีนี้เป็นวิธีการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด โดยมีการนำค่าเฉลี่ยของแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face pressure) และค่าแรงดันเกาส์ (Grout pressure) จากค่าที่ตรวจวัดได้จริงในสนามมาใช้ในการกำหนดขั้นตอนการจำลองการก่อสร้าง ส่งผลให้ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์ค่อนข้างมีความน่าเชื่อถือกว่าวิธีอื่น

ข้อดี

- ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมีความน่าเชื่อถือกว่าวิธีอื่น เนื่องจากมีการใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สมาใช้ในการคำนวณ
- แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในมวลดินมีความน่าเชื่อถือมากกว่าวิธีอื่น
- ค่าความเค้นและความเครียด รวมถึงแรงและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นภายในตาตุ่มองค์ค่อนข้างมีความน่าเชื่อถือมากกว่าวิธีอื่น

ข้อเสีย

- ต้องการข้อมูลแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สในการวิเคราะห์
- การกำหนดขั้นตอนการคำนวณค่อนข้างซับซ้อน

3.4.2 การวิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของชั้นดินที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิว

จากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากซอฟต์แวร์แพคเกจซึ่งทำการวิเคราะห์แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล ที่มีลักษณะของชั้นดินและการวางตัวของอุโมงค์ที่แตกต่างกัน ผู้วิจัยพบว่า มีหลายปัจจัยที่คาดว่าจะมีอิทธิพลต่อค่าการทรุดตัวระยะสั้นและการทรุดตัวระยะยาวของการวางตัวอุโมงค์ในชั้นดินแตกต่างกัน โดยงานวิจัยนี้จะกล่าวถึงปัจจัยที่น่าสนใจ 5 ปัจจัย และแสดงผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างด้วยวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊สซึ่งเป็นวิธีหลักที่สนใจในงานวิจัยนี้เท่านั้น โดยแบ่งการพิจารณา ดังนี้

● วิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของการทรุดตัวของผิวดินระหว่างหน้าตัดดินที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นทรายหรือดินเหนียวแข็งมาก

Suwansawat (1994) ได้ทำการศึกษาพบว่าแรงดันด้านหน้า อัตราการขุดเจาะ มุมส่วนเกิน คุณภาพของวัสดุแก๊สล้วนเป็นปัจจัยที่มีผลต่อการเกิดการทรุดตัวของผิวดินโดยเฉพาะอย่างยิ่งแรงดันด้านหน้า ทว่าจากการสังเกตของผู้วิจัยพบว่าในจำนวนหน้าตัดดิน 8 แบบ ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ มีปัจจัยที่คาดว่าจะน่าจะเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลและสามารถช่วยทำนายการทรุดตัวของผิวดิน คือ ชั้นดินด้านล่างของแต่ละหน้าตัดดิน ซึ่งสามารถจำแนกออกได้เป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นทราย 4 แบบ (รูปที่ 3.3a-d) ที่เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ดังรูปที่ 3.30 ถึง รูปที่ 3.33 และกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมาก 4 แบบ (รูปที่ 3.3e-h) ที่เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ดังรูปที่ 3.34 ถึง รูปที่ 3.37 ซึ่งจากการวิเคราะห์โดยพิจารณาจากปัจจัยชั้นดินด้านล่างเพียงอย่างเดียวพบว่ากลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นทรายส่วนใหญ่มีแนวโน้มที่จะเกิดการทรุดตัวของผิวดินมากกว่ากลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งทั้งในช่วงของการทรุดตัวของผิวดินระยะสั้นและช่วงของการทรุดตัวของผิวดินระยะยาว ทั้งนี้อาจมีบางหน้าตัดที่ไม่เป็นไปตามข้อสังเกต ซึ่งผู้วิจัยคาดว่าจะเกิดจากผลของชั้นดินด้านล่างที่ไม่ทราบค่าซึ่งอยู่นอกเหนือการขุดเจาะสำรวจหรือเกิดจากผลของปัจจัยอื่นที่ยังมิได้กล่าวถึง

● วิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์ที่วางตัวในชั้นดินที่แตกต่างกัน

จากหัวข้อที่กล่าวข้างต้นผู้วิจัยได้ทำการแบ่งกลุ่มของหน้าตัดดินที่ใช้ในงานวิจัยออกเป็น 2 กลุ่มดังที่กล่าวแล้วนั้น ในหัวข้อนี้ผู้วิจัยจึงจะทำการเปรียบเทียบหน้าตัดดินเพียงเฉพาะที่อยู่ในกลุ่มเดียวกันเท่านั้น โดยผู้วิจัยยังสังเกตเห็นอีกปัจจัยหนึ่งที่สำคัญที่จะมีผลต่อการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินคือ การวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินที่มีลักษณะแตกต่างกัน

สำหรับกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินทรายนั้นพบว่าหน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินประมาณ 60 มม. ซึ่งมากที่สุด โดยอุโมงค์มีการวางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯกับดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 และเมื่อทำการพิจารณาเปรียบเทียบโดยการจับคู่หน้าตัดดินที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน ดังนี้

- เปรียบเทียบ Section A: 23-AR-001 กับ Section B: 26-AR-001 พบว่าหน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 มีค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินมากกว่าประมาณ 6 มม. เมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์แรก ซึ่งแตกต่างอย่างไม่มีนัยสำคัญแต่ผู้วิจัยคาดว่า การวางตัวของอุโมงค์ที่มีส่วนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯอยู่ด้วยเป็นปัจจัยหนึ่งส่งผลให้เกิดค่าการทรุดตัวสูงที่ผิวดินมากกว่าการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 เพียงอย่างเดียว

- เปรียบเทียบ Section A: 23-G3-007-019 กับ Section C: CS-8D พบว่าหน้าตัดดิน Section C: CS-8D มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่น้อยกว่าค่อนข้างมากประมาณ 30 มม. ซึ่งผู้วิจัยคาดว่า การวางตัวของอุโมงค์ที่มีส่วนของชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 อยู่ด้วยเป็นปัจจัยหนึ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินลดลง

สำหรับกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากนั้นพบว่าหน้าตัดดิน Section D: SS-5T-52e-s มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินประมาณ 30 มม. ซึ่งมากที่สุด โดยพิจารณาเฉพาะหน้าตัดดินที่มีการวางตัวของอุโมงค์แบบคู่ขนานเท่านั้น และเมื่อทำการพิจารณาเปรียบเทียบโดยการจับคู่หน้าตัดดินที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน ดังนี้

- Section C: CS-8B กับ Section D: SS-5T-22e-o พบว่าทั้งสองหน้าตัดดินมีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินค่อนข้างใกล้เคียงกันประมาณ 10 มม. โดยมีการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 เป็นส่วนใหญ่และมีการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 กับทรายเป็นส่วนใหญ่ตามลำดับ ซึ่งผู้วิจัยคาดว่าความเป็นจริงแล้วการที่อุโมงค์มีการวางตัวในชั้นทรายน่าจะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากแต่เนื่องจากครึ่งหนึ่งของอุโมงค์มีการวางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 จึงน่าจะเป็นปัจจัยหนึ่งที่ช่วยให้ผลของการทรุดตัวที่ผิวดินลดน้อยลง

- Section C: CS-8B กับ Section D: SS-5T-52e-s พบว่าหน้าตัดดิน Section D: SS-5T-52e-s มีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากกว่าประมาณ 20 มม. ซึ่งค่อนข้างมากและขัดแย้งกับการคาดการณ์

ของผู้วิจัยที่กล่าวว่าอุโมงค์ที่มีการวางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 จะมีค่าการทรุดตัวค่อนข้างน้อย ทั้งนี้ผู้วิจัยคาดว่าสาเหตุน่าจะเกิดจากความผิดพลาดจากปัจจัยภายนอกที่เกิดขึ้นหน้างานระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์หรือปัจจัยอื่นๆ

- Section D: SS-5T-22e-o กับ Section D: SS-5T-52e-s พบว่าหน้าตัดดินทั้งสองแบบนี้มีการวางตัวของอุโมงค์ส่วนใหญ่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 ซึ่งผู้วิจัยคาดว่าควรจะมีแนวโน้มการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินค่อนข้างน้อย ทว่าหน้าตัดดิน Section D: SS-5T-52e-s มีการทรุดตัวที่ผิวดินเกิดขึ้นค่อนข้างมากอย่างมีนัยสำคัญจึงเป็นเหตุสนับสนุนว่าสาเหตุมาจากเกิดจากความผิดพลาดจากปัจจัยภายนอกที่เกิดขึ้นหน้างานระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์หรือปัจจัยอื่นๆ

● **วิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของการทรุดตัวที่ผิวดินของอุโมงค์ที่มีระดับความลึกแตกต่างกันในชั้นดินที่คล้ายคลึงกัน**

สำหรับหัวข้อนี้ผู้วิจัยต้องการศึกษาถึงปัจจัยระดับความลึกในการวางตัวของอุโมงค์ว่ามีผลต่อการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากน้อยเพียงใด แต่เนื่องจากภายใต้รูปแบบหน้าตัดดินทั้ง 8 แบบมีเพียงหน้าตัดดิน Section C: CS-8B และหน้าตัดดิน Section D: SS-5T-22e-o เท่านั้นที่มีลักษณะชั้นดินค่อนข้างใกล้เคียงกันและมีระดับความลึกที่ต่างกันอย่างชัดเจน แต่สังเกตว่าเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินใกล้เคียงกัน ทั้งนี้ผู้วิจัยจึงคาดว่าระดับความลึกของการวางตัวอุโมงค์มีผลกระทบต่อเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินซึ่งอาจต้องพิจารณาพร้อมกับปัจจัยอื่นๆจากการขุดเจาะด้วย ทว่ากรณีศึกษาสำหรับการวิเคราะห์ปัจจัยนี้ยังไม่เพียงพอที่จะสรุปได้อย่างชัดเจนซึ่งคล้ายกับการวิเคราะห์จาก Suwansawat (1994) ที่พบว่าน่าจะมีปัจจัยภายนอกอื่นๆ ที่มีผลต่อความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของการวางตัวอุโมงค์กับการทรุดตัวที่ผิวดิน

● **วิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของการทรุดตัวที่ผิวดินที่มีระยะห่างระหว่างอุโมงค์แตกต่างกันในชั้นดินที่คล้ายคลึงกัน**

สำหรับหัวข้อนี้ผู้วิจัยต้องการศึกษาถึงปัจจัยระยะห่างระหว่างการวางตัวของอุโมงค์ซึ่งทำการวัดระยะระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ทั้งสองว่ามีผลต่อการทรุดตัวที่ผิวดินมากน้อยเพียงใด ซึ่งภายหลังจากการวิเคราะห์ผู้วิจัยพบว่าระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางของอุโมงค์เป็นปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลต่อทั้งลักษณะของเส้นการทรุดตัวและปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้น โดยมีแนวโน้มเป็นไปตามทฤษฎีของ Peck (1969) กล่าว คือ เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์น้อยกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ ลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะคล้ายกับเกิดการทรุดตัวจากอุโมงค์เดี่ยวแต่มีรัศมีของการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้น และ เมื่อระยะห่างระหว่างอุโมงค์มีค่ามากกว่าสองเท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ ลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะเกิดจากการทรุดตัวของแต่ละอุโมงค์แล้วนำมารวมกัน

● **วิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างของการทรุดตัวที่ผิวดินระหว่างอุโมงค์ที่มีลักษณะการวางตัวแบบคู่ขนานกับแบบซ้อนทับ**

สำหรับหัวข้อนี้ผู้วิจัยต้องการศึกษาปัจจัยลักษณะรูปแบบการวางตัวของอุโมงค์ว่ามีผลต่อการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากน้อยเพียงใด ซึ่งจากการวิเคราะห์เปรียบเทียบหน้าตัดดินในกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากแล้วพบว่าในกรณีที่อุโมงค์มีการวางตัวแบบซ้อนทับจะมีค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากที่สุด แต่มีความกว้างของการทรุดตัวค่อนข้างน้อย โดยอุโมงค์มีการวางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 และดินเหนียวแข็งมากเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งคาดว่ากรณีที่อุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับกันนั้นจึงทำให้เกิดการทรุดตัวสะสมจากการขุดเจาะมากกว่ากรณีที่อุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนาน และทำให้มีแนวโน้มการทรุดตัวในแนวลึกมากกว่าการกระจายการทรุดตัวออกในแนวระดับ

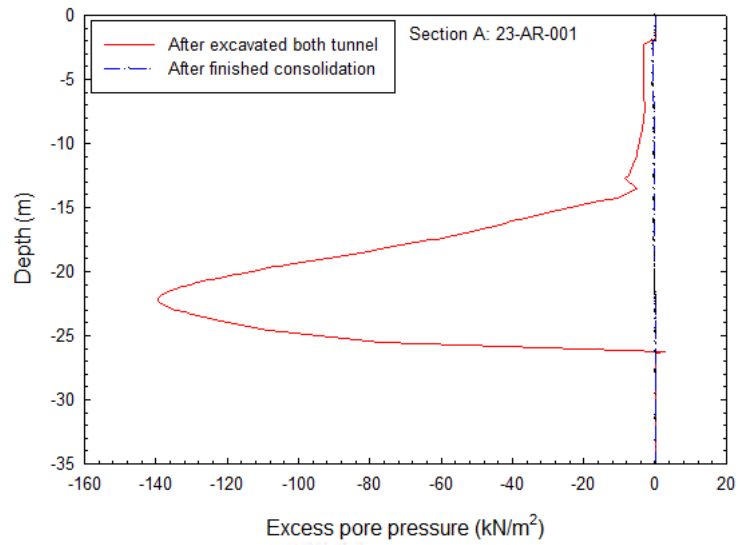
3.4.3 การวิเคราะห์เปรียบเทียบผลการทรุดตัวระยะยาว

● แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

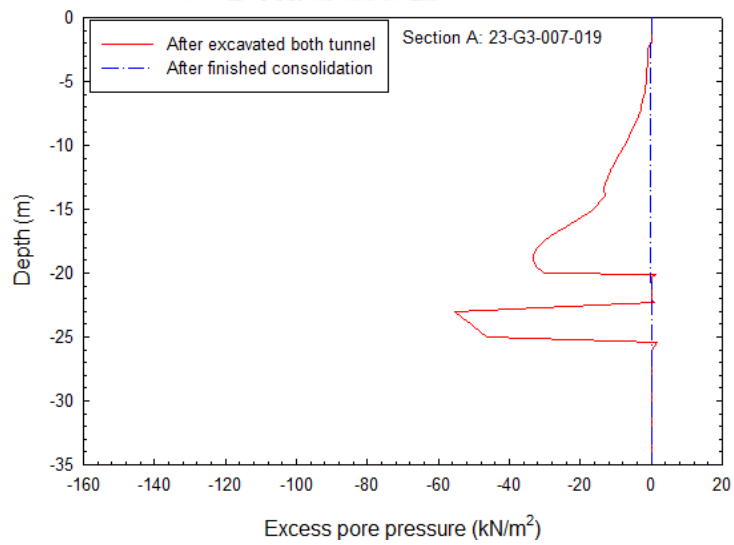
เนื่องจากการวิเคราะห์กระบวนการอัดตัวคายน้ำซึ่งส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวนั้นจะทำการคำนวณจากแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างที่ทำการรบกวนดินบริเวณรอบอุโมงค์ ดังนั้นผู้วิจัยจึงต้องการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรง โดยแสดงผลความสัมพันธ์ระหว่างความลึกของหน้าตัดชั้นดินและแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงที่เกิดขึ้นภายหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จในรูปแบบกราฟ ซึ่งรวบรวมลำดับการแสดงผลในลักษณะรูปดังตารางที่ 3.8 เพื่อความสะดวกสบายต่อการค้นหาและศึกษา

ตารางที่ 3.8 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรง

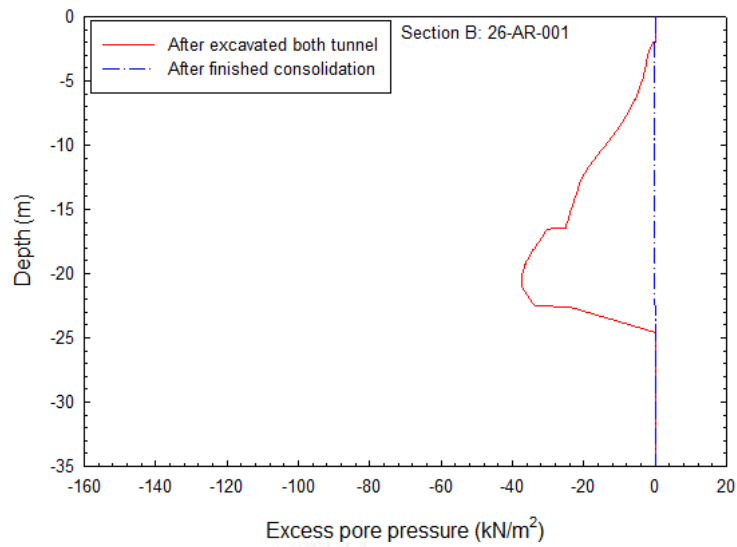
Section วิธีการจำลอง	23-AR-001	23-G3-007-019	26-AR-001	CS-8B	CS-8D	SS-5T-22e-o	SS-5T-52e-s	CS-4C
ปรับปรุง แรงดันแก๊ส	3.38	3.39	3.40	3.41	3.42	3.43	3.44	3.45



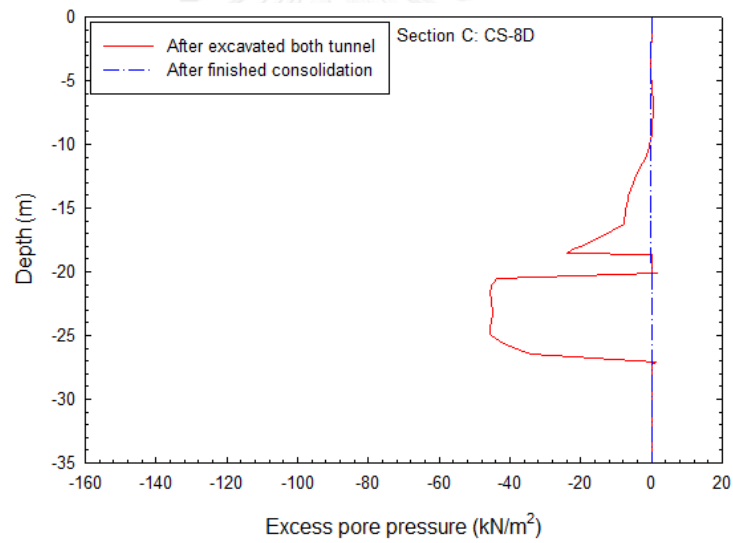
รูปที่ 3.38 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



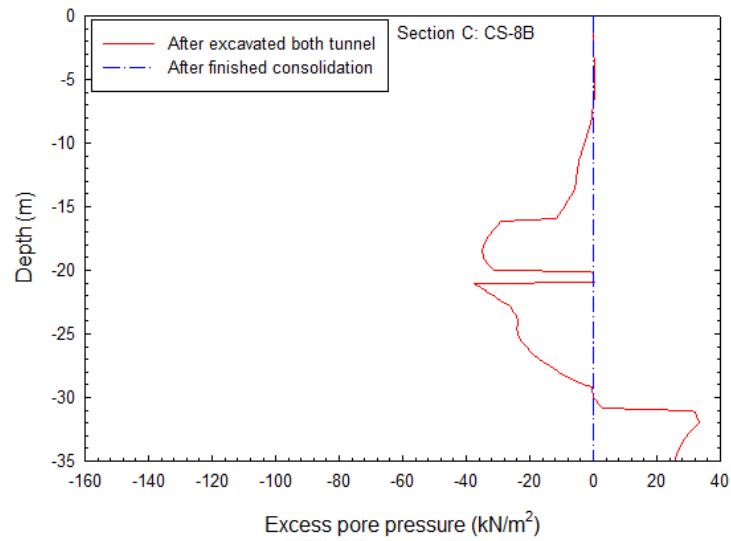
รูปที่ 3.39 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019



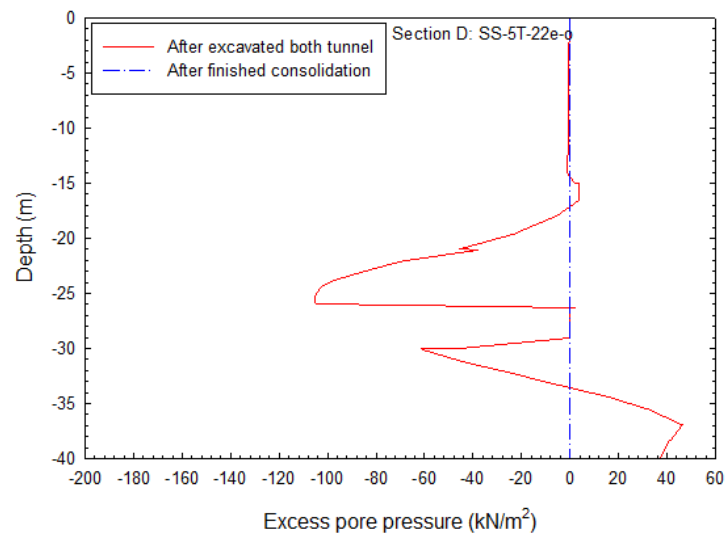
รูปที่ 3.40 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001



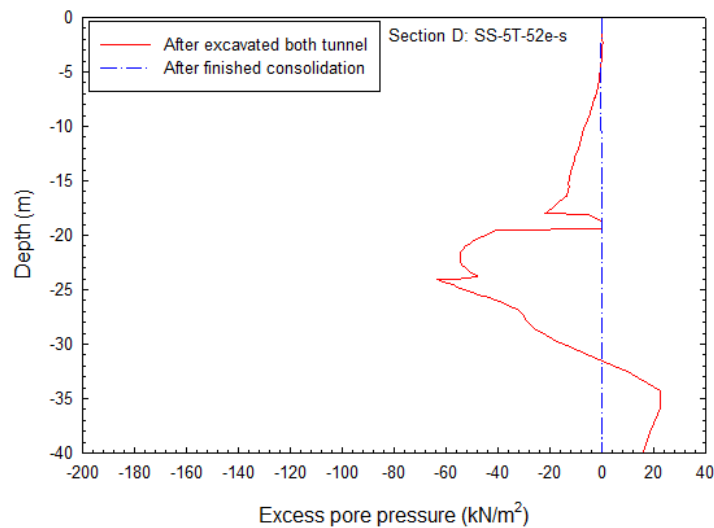
รูปที่ 3.41 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D



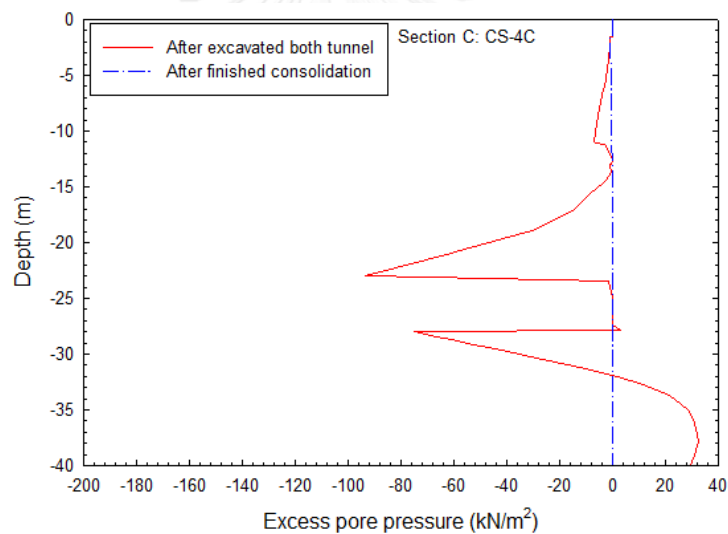
รูปที่ 3.42 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B



รูปที่ 3.43 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o



รูปที่ 3.44 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s



รูปที่ 3.45 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

เมื่อสังเกตกราฟแรงดันน้ำส่วนเกินพบว่าการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในดินบริเวณที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นดินเหนียวเท่านั้น เนื่องมาจากมีการกำหนดสภาวะแบบระบายน้ำสำหรับชั้นทราย โดยสังเกตพบว่ามีแนวโน้มเกิดการเปลี่ยนแปลงแรงดันเป็นลบค่อนข้างมากบริเวณใกล้กลับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์และในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ดินเหนียวแข็งชั้นที่ 1 และดินเหนียวแข็งชั้นที่ 2 แต่สังเกตพบว่ามีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงแรงดันลดลงจนเป็นบวก (เกิดการดูดน้ำกลับ) ในที่สุดซึ่งผู้วิจัยคาดว่าน่าจะมีสาเหตุมาจากการปลดปล่อย (Unloading) ของแรงดันที่กระทำจากการขุดเจาะอุโมงค์ ทั้งนี้พบว่า

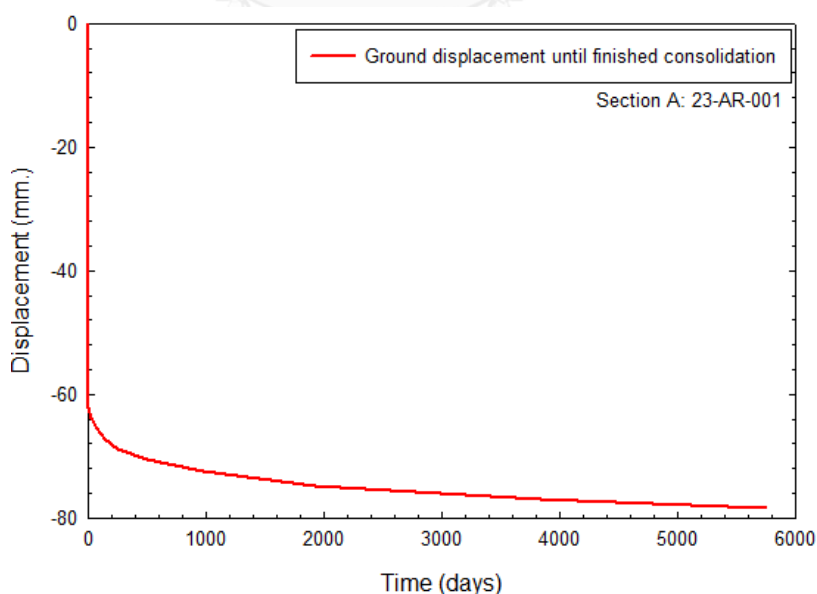
หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงสูงที่สุดประมาณ 140 kN/m^2 และมีการกระจายตัวกว้างมากที่สุด นอกจากนี้ผู้วิจัยพบว่าจากการวิเคราะห์หน้าตัดดินที่แตกต่างกัน 8 แบบ ไม่สามารถบ่งบอกได้อย่างชัดเจนว่าบริเวณการกระจายตัวและแรงดันสูงสุดที่เกิดการเปลี่ยนแปลงไปเป็นปริมาณเท่าใดซึ่งเป็นกรณีที่ควรศึกษาเพิ่มเติมต่อไป แต่สามารถบอกได้ว่าบริเวณที่เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงสูงที่สุด คือ บริเวณใกล้กับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์

- การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา

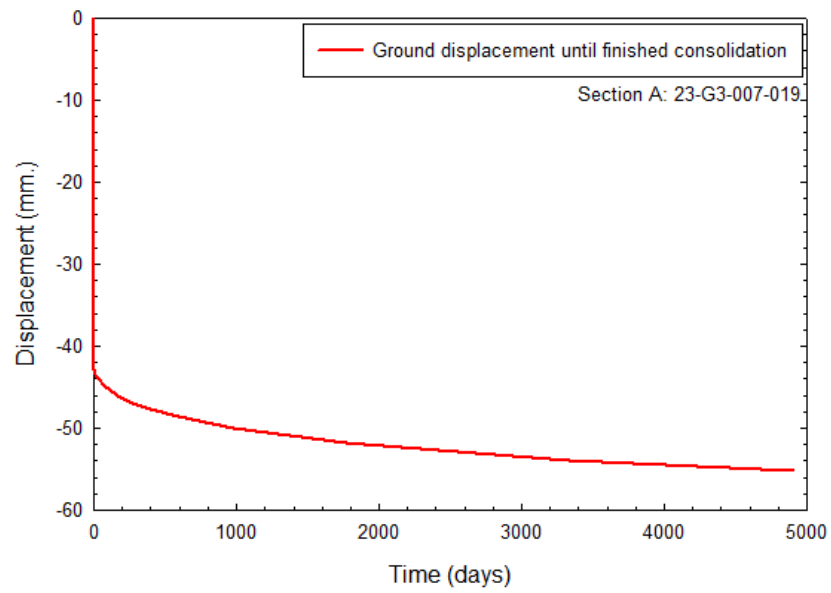
จากที่กล่าวข้างต้นว่าการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวเป็นผลเนื่องมาจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ ดังนั้นผู้วิจัยจึงต้องการทราบพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวที่ผิวดินเทียบกับเวลา โดยแสดงผลในลักษณะกราฟตามลำดับรูปที่รวบรวมไว้ดังตารางที่ 3.9 เพื่อความสะดวกสบายต่อการค้นหาและศึกษา

ตารางที่ 3.9 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา

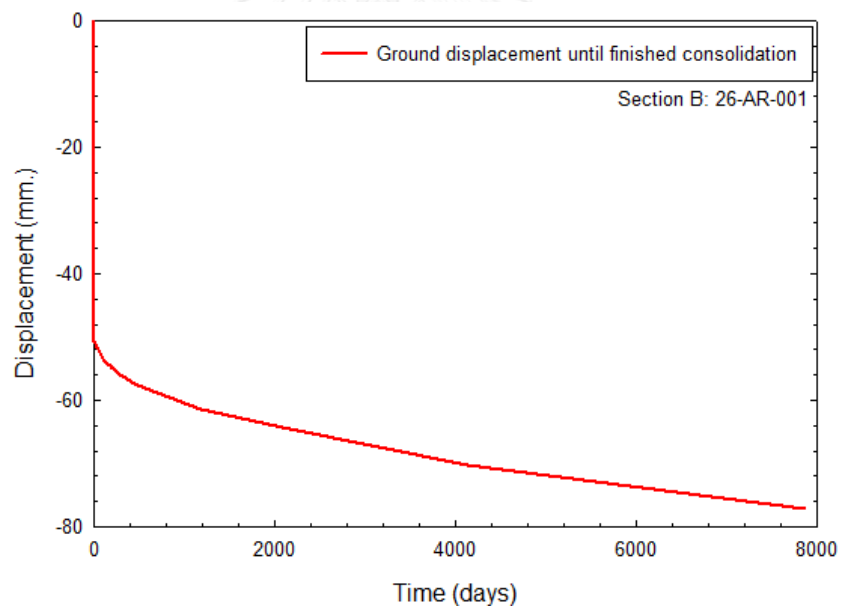
Section วิธีการจำลอง	23-AR-001	23-G3-007-019	26-AR-001	CS-8B	CS-8D	SS-5T-22e-o	SS-5T-52e-s	CS-4C
ปรับปรุง แรงดันแก๊ส	3.46	3.47	3.48	3.49	3.50	3.51	3.52	3.53



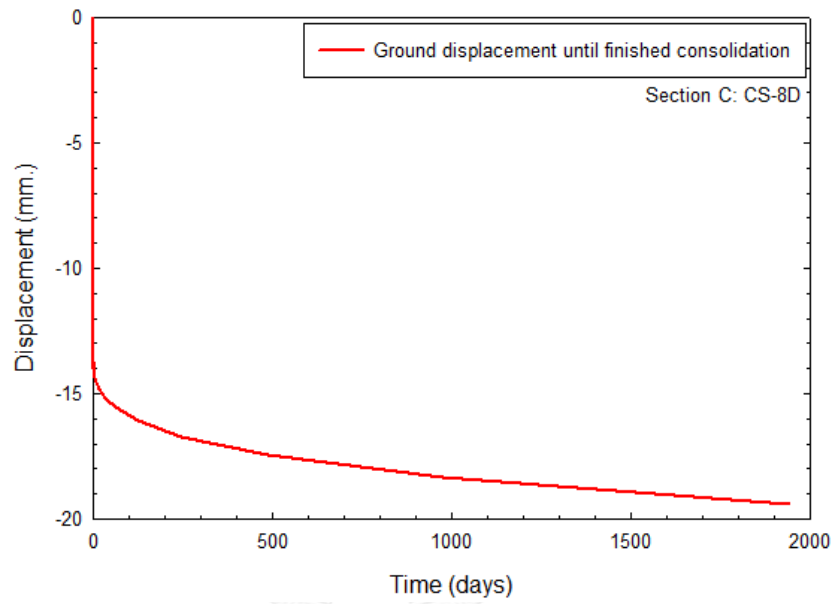
รูปที่ 3.46 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



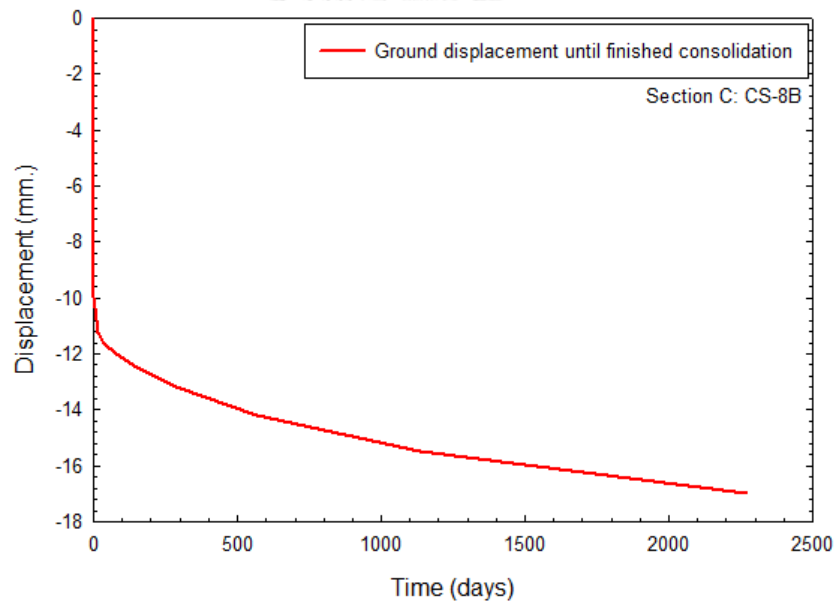
รูปที่ 3.47 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019



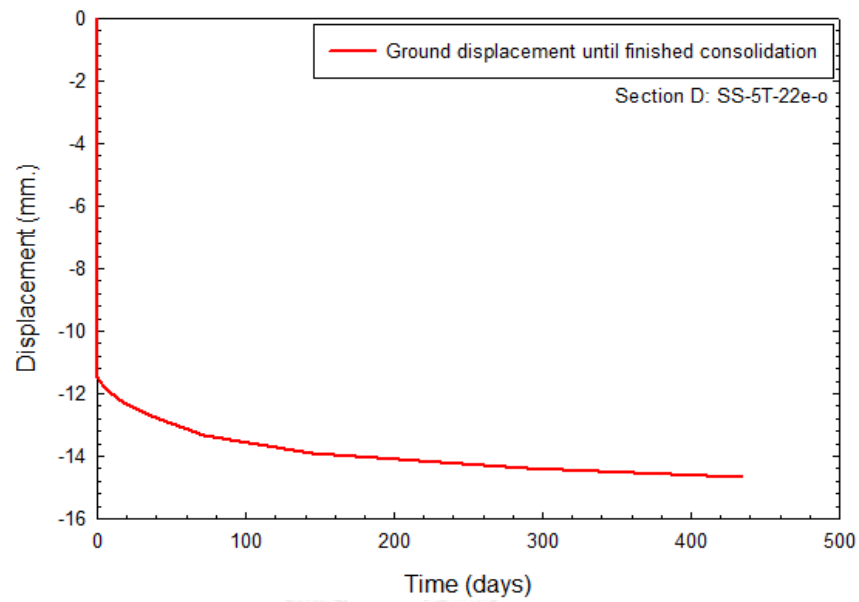
รูปที่ 3.48 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001



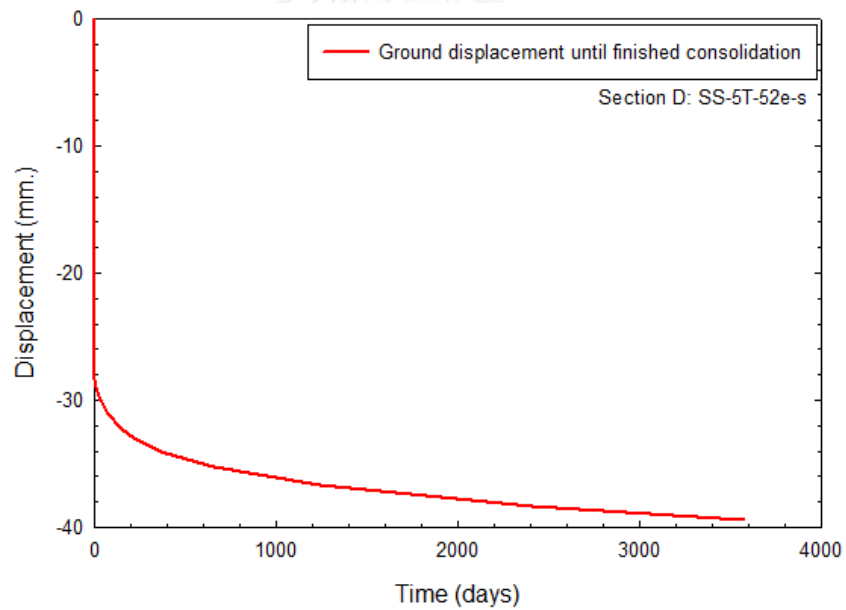
รูปที่ 3.49 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D



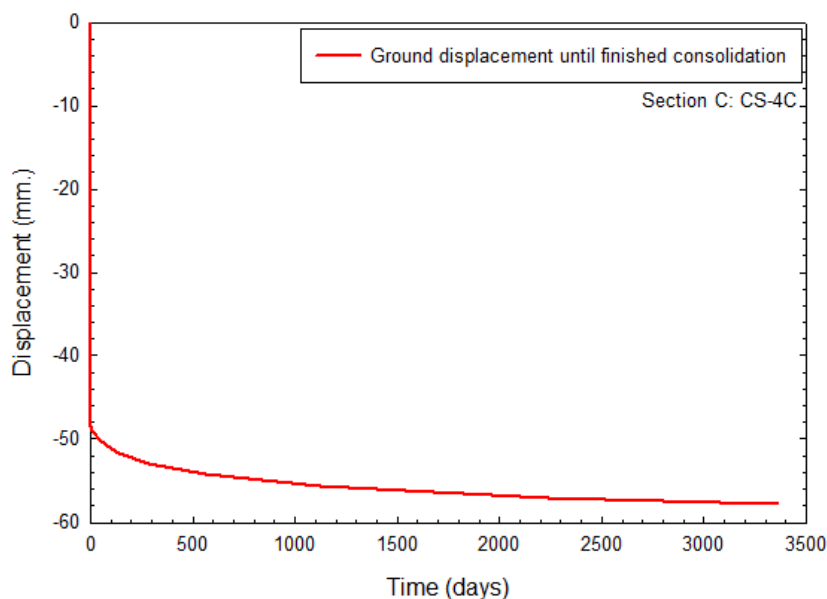
รูปที่ 3.50 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B



รูปที่ 3.51 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o



รูปที่ 3.52 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s



รูปที่ 3.53 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลา ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

จากการสังเกตกราฟการทรุดตัวที่ผิวดินกับเวลาพบว่าลักษณะการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวกับเวลาเป็นแบบฟังก์ชันเอกซ์โพเนนเชียล โดยอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จมีแนวโน้มการเพิ่มขึ้นมากที่สุดอย่างมีนัยสำคัญในช่วง 0-2000 วัน (5.5ปี) ภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ หลังจากนั้นการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวจะค่อยๆน้อยลงจนไม่มีนัยสำคัญต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน ยกเว้นหน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 ที่พบว่ายังคงมีอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญไปจนประมาณ 5000 วัน (13.7ปี) ภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

- การทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวแนวระนาบตัดตามขวางกับเวลา

สำหรับหัวข้อนี้ถือว่าเป็นหัวใจหลักของงานวิจัย โดยผู้วิจัยต้องการวิเคราะห์เปรียบเทียบเพื่อศึกษาผลกระทบจากการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในระยะยาวภายหลังการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งหลังการวิเคราะห์แบบจำลองทั้ง 8 หน้าตัดดินที่ต่างกันด้วยซอฟต์แวร์แพลงชีสแล้ว ผู้วิจัยจึงทำการนำค่าที่ได้มาแสดงผลลักษณะการทรุดตัวระยะยาวที่เกิดขึ้นที่ผิวดินในรูปแบบของกราฟ โดยรวบรวมลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงการแสดงผลไว้ในรูปแบบตาราง ดังตารางที่ 3.10 และแสดงผลค่าการทรุดตัวที่ผิวดินระยะยาวในช่วงเวลาต่างๆและการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุด ซึ่งได้รวบรวมลำดับที่ใช้อ้างอิงตารางแสดงผลไว้ในรูปแบบตารางเช่นเดียวกัน ดังตารางที่ 3.11 ทั้งนี้เพื่อความสะดวกต่อการค้นหาและศึกษา

ตารางที่ 3.10 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาว

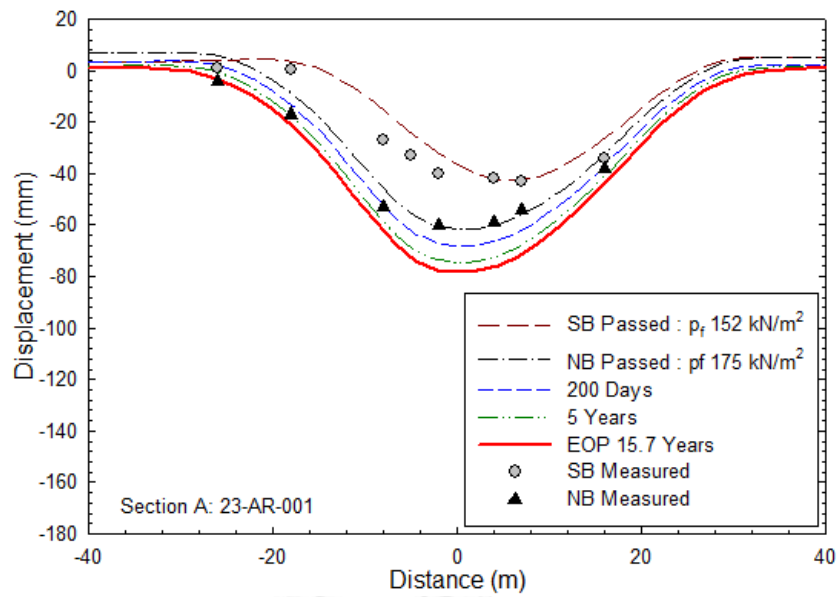
Section วิธีการจำลอง	23-AR-001	23-G3-007-019	26-AR-001	CS-8B	CS-8D	SS-5T-22e-o	SS-5T-52e-s	CS-4C
ปรับปรุง แรงดันแก๊ส	3.54	3.55	3.56	3.57	3.58	3.59	3.60	3.61

ตารางที่ 3.11 ลำดับตารางที่ใช้อ้างอิงกับการทรุดตัวที่ผิวดินระยะยาวในช่วงเวลาต่างๆ

และการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุด

Section วิธีการจำลอง	23-AR-001	23-G3-007-019	26-AR-001	CS-8B	CS-8D	SS-5T-22e-o	SS-5T-52e-s	CS-4C
ปรับปรุง แรงดันแก๊ส	3.12	3.13	3.14	3.15	3.16	3.17	3.18	3.19

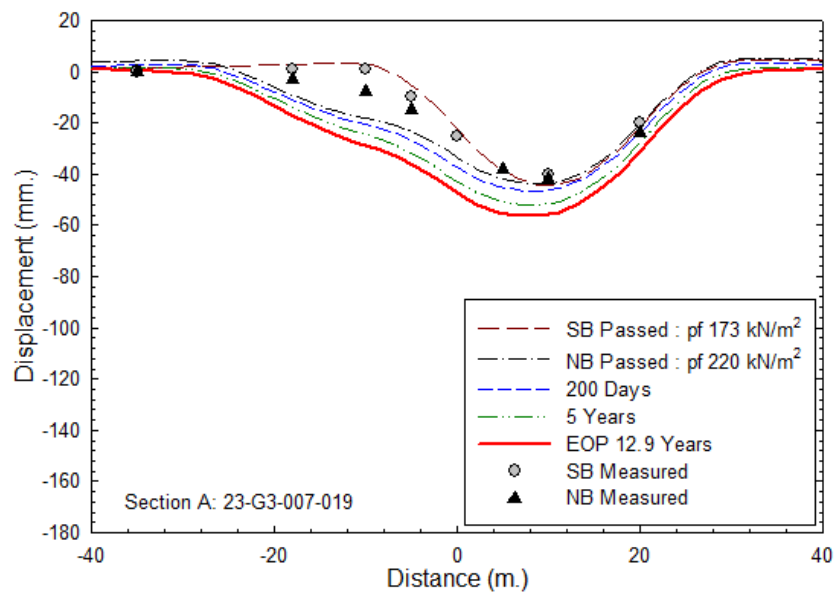
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นทรายและกลุ่มที่มีชั้นดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งพบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของการเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินในระยะยาวนั้นมากที่สุดในช่วงภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ 200 วัน ในช่วง 2.80 – 6.50 มม. โดยผู้วิจัยสังเกตเห็นว่าปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในกระบวนการอัดตัวคายนํ้านั้นจะแปรผันตามความหนาของชั้นดินเหนียวโดยรวมซึ่งเป็นเหตุเป็นผลมาจากการตั้งค่าของซอฟต์แวร์แพลทิกซิตีที่กำหนดพฤติกรรมของทรายเป็นแบบระบายน้ำและให้คำนวณกระบวนการอัดตัวคายนํ้าจากแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงเท่านั้น จากนั้นอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวที่ผิวดินจะลดต่ำลงแต่ยังคงเห็นค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนไปจนกระทั่งระยะเวลา 5 ปี ภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จโดยเพิ่มขึ้นในช่วง 2.80 – 7.20 มม. และหลังจากนั้นค่าอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวที่ผิวดินจะลดลงเหลือต่ำมากและสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายนํ้า โดยมีอัตราการเพิ่มขึ้นประมาณ 0.10 – 3.60 มม. ณ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงต่ำกว่า 1 kN/m² หรือ ณ เวลา 5.30 – 15.80 ปี ภายหลังการก่อสร้างซึ่งถือว่าน้อยมากและไม่น่าสำคัญซึ่งสอดคล้องกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาข้างต้น ทั้งนี้ลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวที่เกิดขึ้นจะมีแนวโน้มไปในลักษณะเดียวกับเส้นโค้งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังการขุดเจาะอุโมงค์ที่ 2 โดยปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นมากหรือน้อยนั้นจะแตกต่างกันไปตามลักษณะหน้าตัดดินที่พิจารณาและปัจจัยที่มีอิทธิพลต่างๆที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น



รูปที่ 3.54 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001

ตารางที่ 3.12 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001

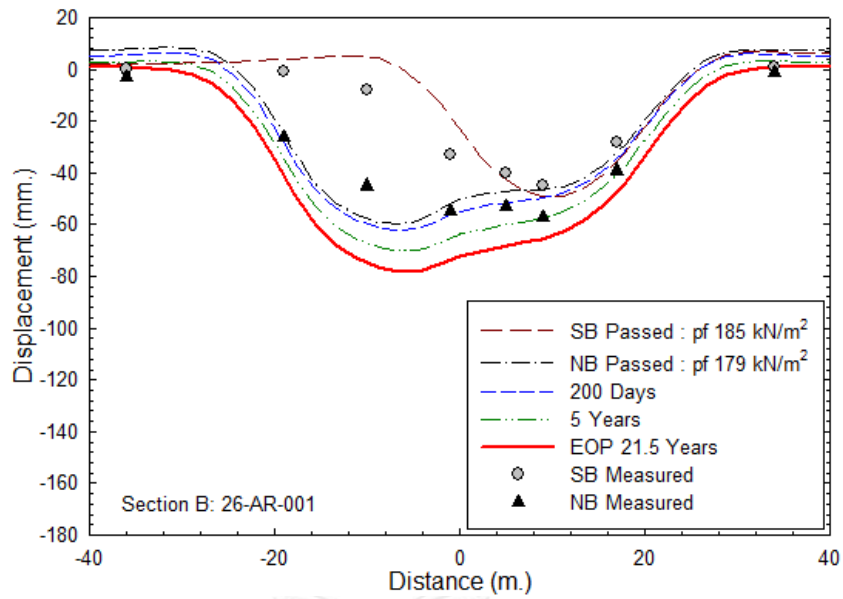
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
23-001	SB 152 kN/m ²	42.44	
	NB 175 kN/m ²	61.64	+19.20
	200days	68.21	+6.57
	5years	74.68	+6.47
	End of consolidation at 1 kN/m ²	78.29	+3.61
			5748 days



รูปที่ 3.55 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section A:23-G3-007-019

ตารางที่ 3.13 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019

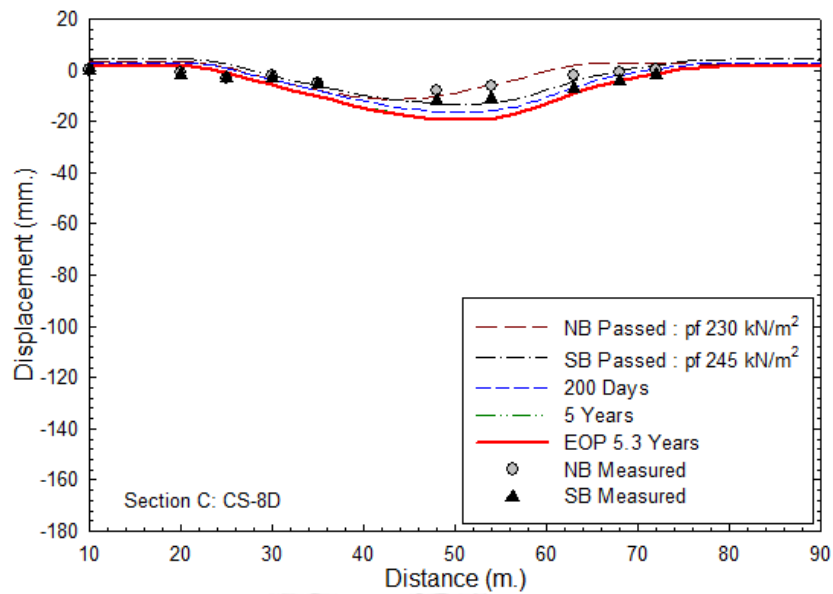
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
23-007	SB 173 kN/m ²	44.17	
	NB 220 kN/m ²	43.90	-0.27
	200days	46.71	+2.81
	5years	51.99	+5.28
	End of consolidation at 1 kN/m ²	55.15	+3.16
			4704 days



รูปที่ 3.56 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001

ตารางที่ 3.14 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001

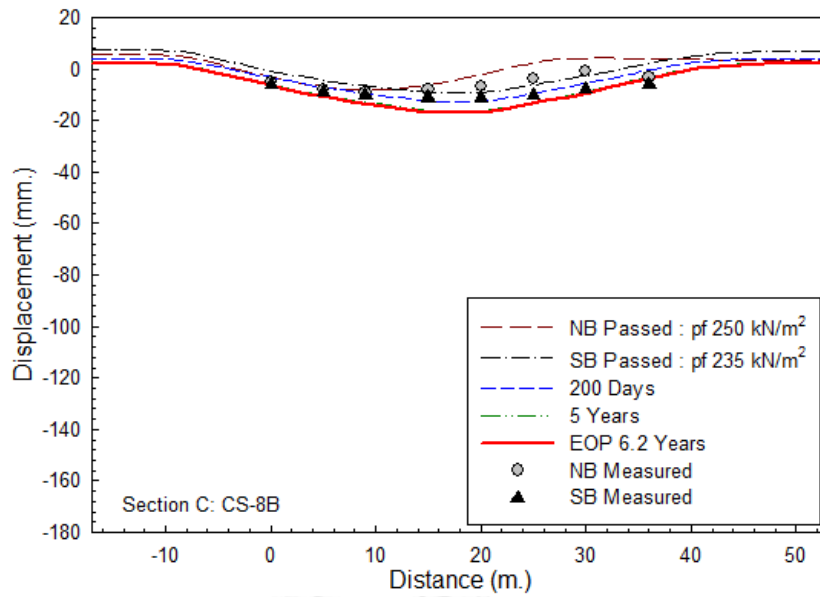
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
26-001	SB 185 kN/m ²	49.05	
	NB 179 kN/m ²	59.72	+10.67
	200days	62.71	+2.99
	5years	69.93	+7.22
	End of consolidation at 1 kN/m ²	77.42	+7.49
			7866 days



รูปที่ 3.57 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D

ตารางที่ 3.15 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D

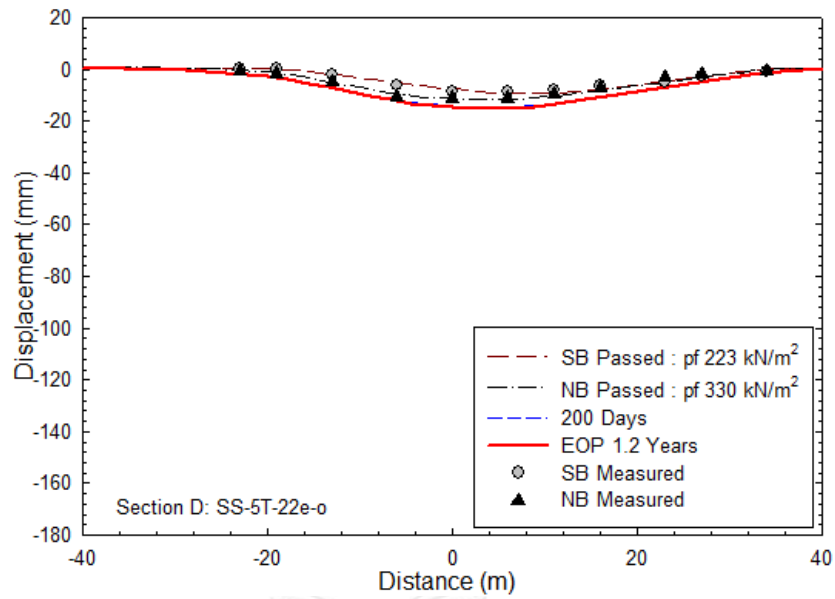
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
CS-8D	NB 230 kN/m ²	11.46	
	SB 245 kN/m ²	13.43	+1.97
	200days	16.51	+3.08
	5years	19.31	+2.80
	End of consolidation at 1 kN/m ²	19.40	+0.09
			1943 days



รูปที่ 3.58 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B

ตารางที่ 3.16 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B

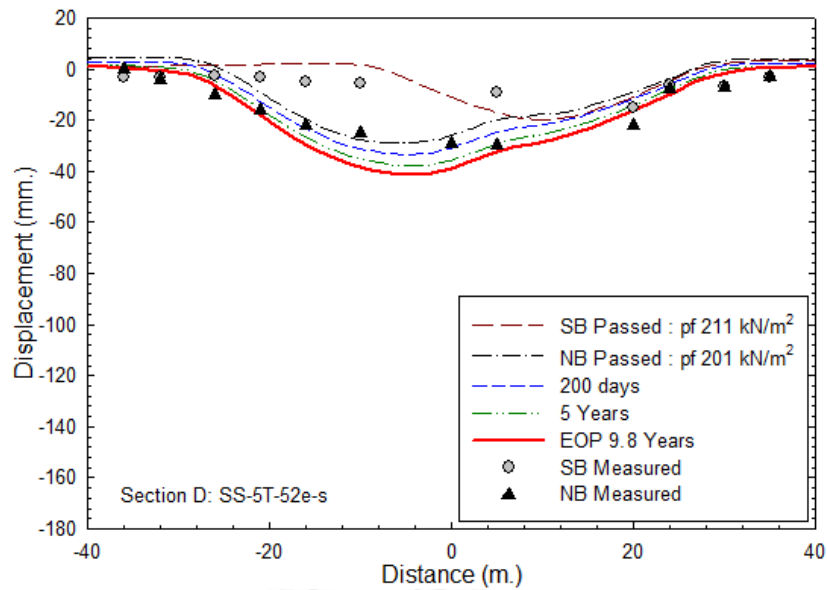
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
CS-8B	NB 250 kN/m ²	8.10	
	SB 235 kN/m ²	9.41	+1.31
	200days	12.78	+3.37
	5years	16.55	+3.77
	End of consolidation at 1 kN/m ²	17.00	+0.45
			2272 days



รูปที่ 3.59 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o

ตารางที่ 3.17 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o

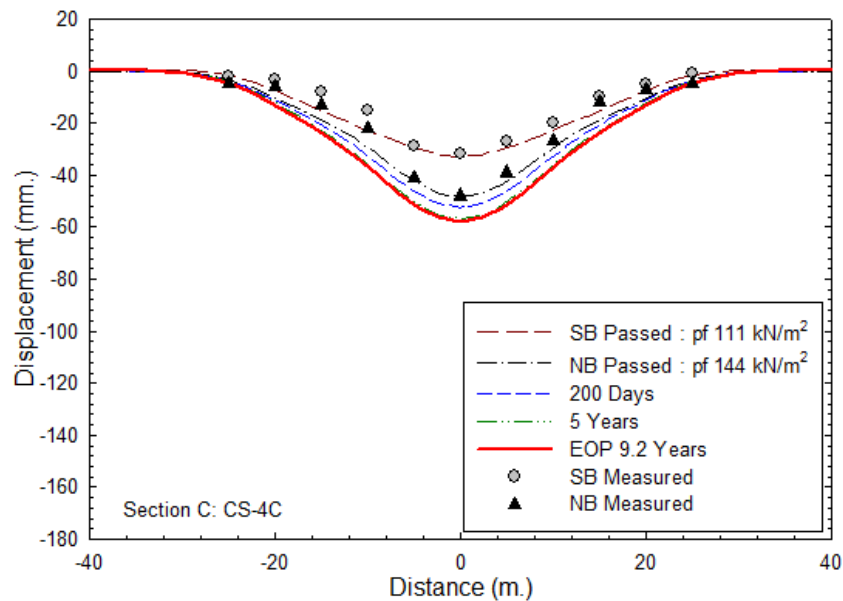
Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
5T-22	SB 223 kN/m ²	9.33	
	NB 330 kN/m ²	11.72	+2.39
	200days	14.62	+2.90
	End of consolidation at 1 kN/m ²	15.13	+0.51
			434 days



รูปที่ 3.60 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s

ตารางที่ 3.18 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s

Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
5T-52	SB 211 kN/m ²	19.62	
	NB 201 kN/m ²	28.95	+9.33
	200days	33.40	+4.45
	5years	37.92	+4.52
	End of consolidation at 1 kN/m ²	39.82	+1.90
			3575 days



รูปที่ 3.61 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวระยะยาวด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

ตารางที่ 3.19 ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดที่ระยะเวลาต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

Section	Detail	Modified Grout Method (mm.)	Incremental displacement (mm.)
CS-4C	SB 111 kN/m ²	32.73	
Stacked	NB 144 kN/m ²	48.32	+15.59
Tunnel	200days	52.33	+4.01
	5years	56.72	+4.39
	End of consolidation at 1 kN/m ²	58.73	+2.01
			3360 days

3.5 สรุปผลการวิเคราะห์ท้ายบท

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินระยะสั้นและระยะยาวภายหลังการก่อสร้างโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล ด้วยซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงกซิสแบบ 2 มิติ แล้วพบว่า

การจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการลดความเค้น ซึ่งค่าตัวแปรลดแรง (β) คือสิ่งที่ต้องกำหนดลงในในการวิเคราะห์ แต่ทว่าซอฟต์แวร์แพลงกซิสไม่สามารถกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดยตรงได้ จึงต้องประยุกต์การกำหนดค่าตัวแปรลดแรงโดยกำหนดค่า $Mstage = 1 - \beta$ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์แทน

ขั้นตอนการกำหนดใช้งานซอฟต์แวร์เพื่อวิเคราะห์แรงดันน้ำใต้ดินแบบลดมีความซับซ้อนค่อนข้างมากสำหรับการกำหนดระดับอ้างอิงและต้องทำการกำหนดโดยใช้ฟังก์ชัน General phreatic level, Cluster phreatic level และ Interpolate from adjacent cluster or line และต้องทำการแบ่งแบบจำลองเป็นส่วนตามระดับที่เกิดการลดลงของแรงดันน้ำก่อนการวิเคราะห์ด้วยเพื่อความแม่นยำของผลการวิเคราะห์



บทที่ 4

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

4.1 บทนำ

จากที่กล่าวแล้วในบทที่ 2 ว่าการวิเคราะห์แบบจำลองปัญหาด้วยวิธีการใน 2 มิตินั้น จะต้องเลือกวิธีที่มีสมมติฐานที่เหมาะสมเพื่อครอบคลุมอีกหนึ่งมิติที่หายไป

ดังนั้นในบทนี้ผู้วิจัยจึงสนใจที่จะวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินที่ในระยะสั้นและในระยะยาวด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่มีการกำหนดขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างได้อย่างสมจริงและสังเกตผลการวิเคราะห์ที่ได้ โดยผู้วิจัยเลือกใช้ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพล็กซิส 3 มิติ (PLAXIS3D 2012) ซึ่งสามารถทำการจำลอง วิเคราะห์ และคำนวณปัญหาในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคต่างๆ ในรูปแบบ 3 มิติสมบูรณ์ มาใช้ในงานวิจัยนี้

4.2 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพล็กซิส 3 มิติ

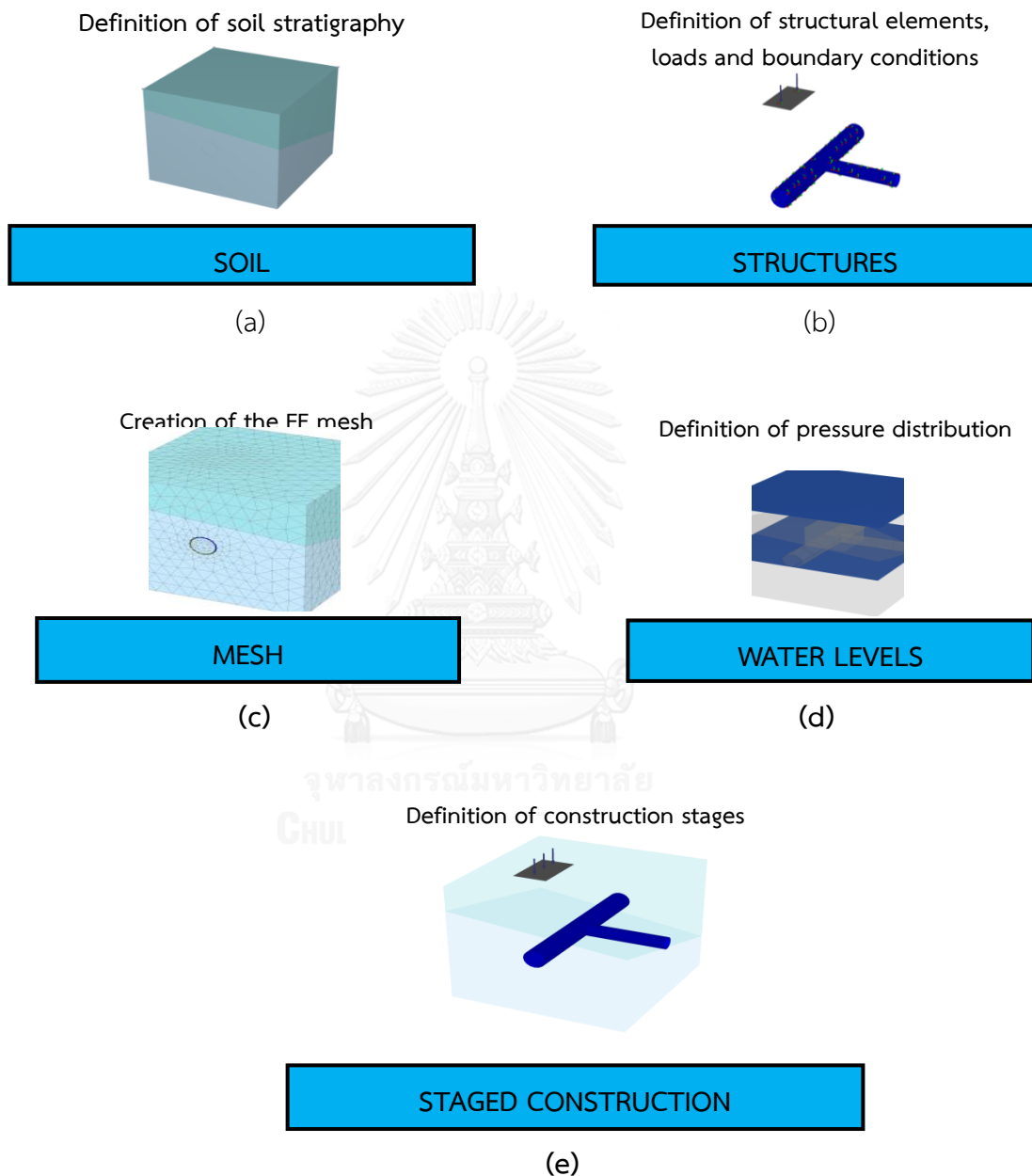
ซอฟต์แวร์แพล็กซิส 3 มิติ เป็นซอฟต์แวร์ที่นำเสนอในรูปแบบ Graphical User Interface (GUI) ที่รวมการใช้งานในส่วนการจำลองปัญหาและการวิเคราะห์ปัญหาได้อย่างสมจริงและสะดวกสบายต่อการใช้งาน โดยแบ่งส่วนการใช้งานออกเป็น 2 ส่วนหลัก คือ

- การป้อนข้อมูล (INPUT) ในเวอร์ชันนี้มีการรวมแถบเครื่องมือไว้เพื่อความสะดวกต่อการใช้งาน ดังรูปที่ 4.1 โดยแบ่งส่วนการทำงานออกเป็น 5 ส่วน ได้แก่
 - Soil ส่วนสำหรับกำหนดชั้นดินที่ใช้ในแบบจำลอง โดยสามารถใส่ข้อมูลจากหลายหลุมเจาะสำรวจ (Boreholes) ได้เพื่อให้ชั้นดินเดียวกันมีระนาบต่างกันเพื่อความสมจริง ซึ่งซอฟต์แวร์จะเชื่อมข้อมูลระหว่างหลุมเจาะด้วยฟังก์ชันเส้นตรง และใช้สำหรับกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นของแบบจำลองอีกด้วย ดังรูปที่ 4.2a
 - Structures ส่วนสำหรับกำหนดโครงสร้างและแรงกระทำต่างๆของปัญหาที่ต้องการวิเคราะห์ในแบบจำลองโดยสามารถ ดังรูปที่ 4.2b
 - Mesh ส่วนสำหรับสร้างโครงข่ายเอลิเมนต์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ต่อไป โดยสามารถกำหนดระดับความละเอียดได้เช่นเดียวกับแพล็กซิส 2 มิติ ดังรูปที่ 4.2c
 - Water levels ส่วนสำหรับกำหนดระดับน้ำที่ใช้ในแบบจำลอง ซึ่งโดยปกติแล้วจะยึดตามค่าระดับน้ำที่กำหนดไว้ในแถบ Soil แต่หากเป็นปัญหาที่มีการใช้ข้อมูลดินจากหลายหลุมเจาะหรืองานเฉพาะเช่น งานเขื่อน เป็นต้น ผู้ใช้สามารถกำหนดระดับน้ำที่แตกต่างในส่วนนี้ได้ ดังรูปที่ 4.2d
 - Stage construction ส่วนสำหรับกำหนดขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างเพื่อให้

การวิเคราะห์เสมือนงานก่อสร้างจริงมากที่สุด ดังรูปที่ 4.2e



รูปที่ 4.1 แถบแสดงเมนูส่วนการทำงานในซอฟต์แวร์แพลกซิส 3 มิติ



รูปที่ 4.2 ส่วนการทำงานต่างๆในซอฟต์แวร์แพลกซิส 3 มิติ

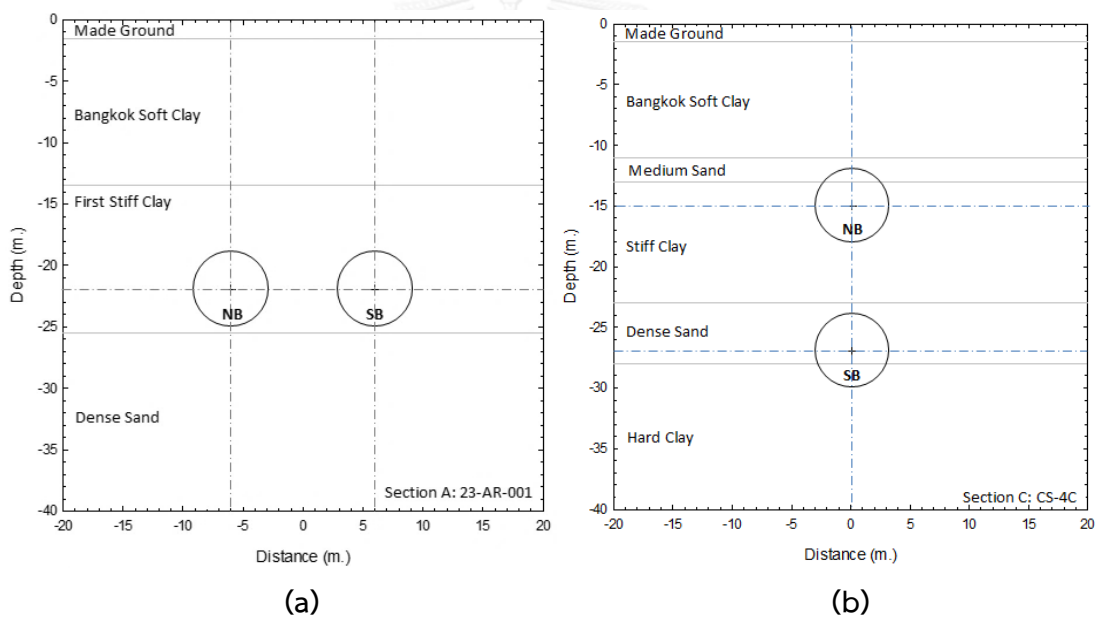
- การแสดงผล (OUTPUT) ส่วนสำหรับใช้แสดงผลหลังจากการวิเคราะห์ปัญหาแล้วเสร็จ โดยจะแสดงผลในรูปแบบ 3 มิติ และยังสามารถแสดงผลการวิเคราะห์ของหน้าตัดใดๆ รวมทั้งแสดงผล

เฉพาะจากจุดใดๆที่ทำการกำหนดไว้ก่อนการวิเคราะห์ แล้วสามารถนำค่าที่ได้ไปแสดงผลในรูปแบบของกราฟได้อีกด้วย

4.3 ขอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงกซ์กับการประยุกต์ใช้ในงานวิจัย

4.3.1 การป้อนข้อมูล

สำหรับในส่วนของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ นั้นผู้วิจัยได้ทำการเลือก 2 หน้าตัดที่มีลักษณะชั้นดิน ความลึกของการวางตัวอุโมงค์และรูปแบบการวางตัวของอุโมงค์ที่แตกต่างกัน ดังรูปที่ 4.3 และใช้ค่าคุณสมบัติของตาดอุโมงค์และหัวเจาะอุโมงค์ ดังตารางที่ 4.1 และตารางที่ 4.2 ตามลำดับ เพื่อวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินในระยะสั้นและในระยะยาวแล้วจึงนำผลที่ได้มาวิเคราะห์เปรียบเทียบต่อไป โดยยังคงใช้คุณสมบัติต่างๆของชั้นดินตามแบบจำลองดิน Hardening soil model รวมทั้งรูปแบบแรงดันน้ำใต้ดินแบบลด (Drawdown) เช่นเดียวกับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ



รูปที่ 4.3 ลักษณะชั้นดินในแต่ละหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของตาดอุโมงค์ที่ใช้ในซอฟต์แวร์แพลงกซ์ 3 มิติ (ชลธิชา, 2544)

Parameter	Material model	Drainage type	Unit weight above phreatic level	Young's modulus	Poisson's ratio	Interface strength
Concrete lining	Linear-elastic	Non-porous	24 (kN/m ³)	3.15E+7 (kN/m ²)	0.2	Rigid

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของหัวเจาะอุโมงค์ (Plaxis3D Tutorial Manual, 2012)

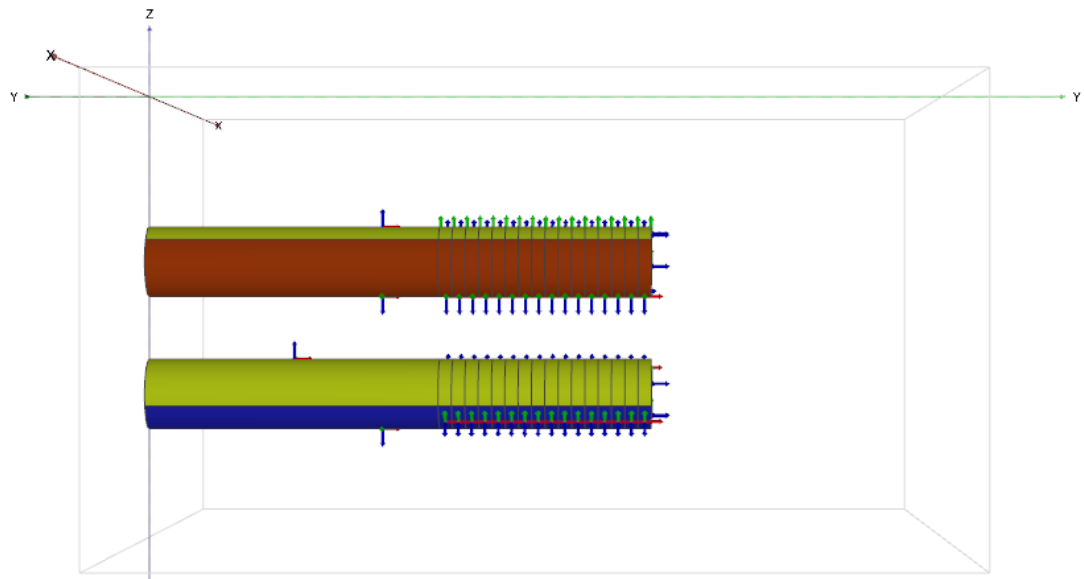
Parameter	Thickness	Material weight	Material behaviour	Young's modulus	Poisson's ratio	Shear modulus
TBM	0.35 (m.)	120 (kN/m ³)	Linear; Isotropic	23E+6 (kN/m ²)	0	11.5E+6 (kN/m ²)

4.3.2 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างที่ใช้ในการคำนวณซอฟต์แวร์เพลกซิส 3 มิติ

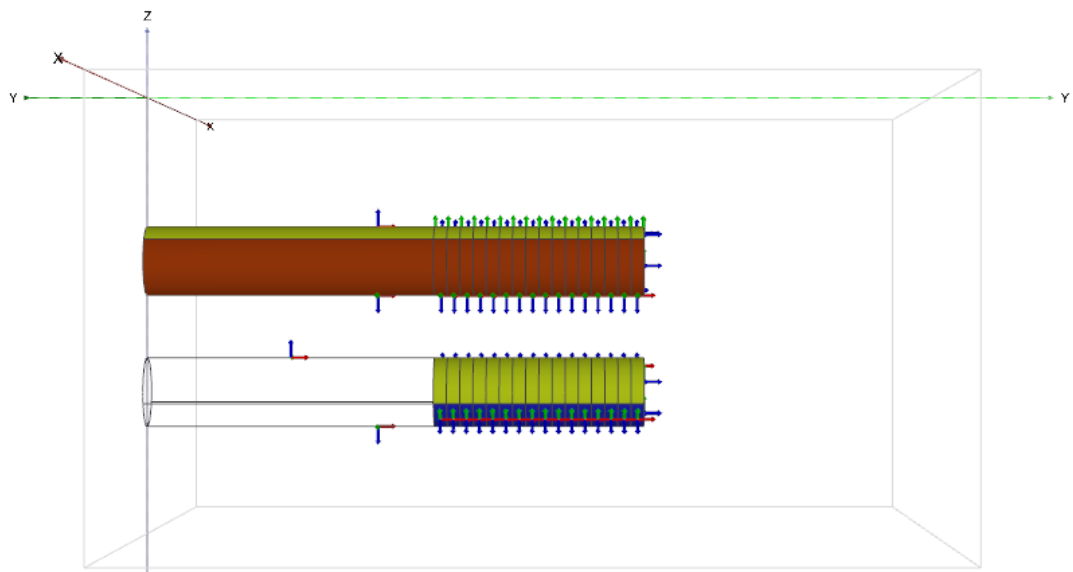
ตารางที่ 4.3 ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างอุโมงค์สำหรับไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ

ขั้นตอน (Phase)	รายละเอียด (Detail)
Initial Phase	ขั้นตอนเริ่มต้นที่จะทำการกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตย์ (K_0) และทำการกำหนดระดับน้ำเริ่มต้นซึ่งในงานวิจัยนี้จะกำหนดให้เป็นแบบแรงดันน้ำลดลง (Drawdown) ดังรูปที่ 4.4
1 ดังรูปที่ 4.5 (a – j)	<p>สมมติให้แบบจำลองอยู่ในสถานะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์แล้วเสร็จ 26.4 เมตร และหัวเจาะอยู่ในสถานะกำลังเริ่มขุดเจาะตามอุโมงค์วงต่อไป โดยกำหนดการทำงานดังนี้</p> <ul style="list-style-type: none"> - ปิดการทำงานของดินในช่วง 26.4 เมตร และกำหนดสถานะแบบแห้ง (a) - เปิดการทำงาน Plate, Interface และ Contraction โดยกำหนดค่าการหดตัวในช่วงนี้ด้วย %Contraction (b,c) - ปิดการทำงานของดินที่เป็นคาตอุโมงค์ที่จะขุดวงแรกระยะ 26.4 – 27.6 เมตร (d) และกำหนดสถานะแบบแห้ง เปิดการทำงาน Interface และเปิดการทำงานแรงดันแก๊สในช่วงนี้ (e) - ปิดการทำงานของดินในช่วง 27.6 - 36 เมตร ที่เป็นส่วนของหัวเจาะ (f) และกำหนดสถานะแบบแห้ง เปิดการทำงาน Plate, Interface, Contraction (g) - กำหนด %Contraction ในช่วง 27.6 - 28.8 เมตรแรก แบบ Uniform = 0.5% - กำหนด %Contraction ในช่วง 28.8 – 36 เมตร แบบ Axial Increment โดยกำหนดค่า $C_{ref} = 0.5\%$, $C_{inc,axial} = -0.0667\%/m$ - เปิดการทำงานแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ที่ตำแหน่ง 36 เมตร (h)
2 ดังรูปที่ 4.6 (a – i)	<p>กำหนดการติดตั้งคาตอุโมงค์ในช่วง 26.4 เมตรแรกและคาตอุโมงค์ที่ขุดเจาะวงแรก พร้อมกับการขุดเจาะคาตอุโมงค์วงถัดไป โดยกำหนดการทำงานดังนี้</p> <ul style="list-style-type: none"> - ปิดการทำงาน Plate และ Contraction ของช่วง 26.4 เมตร พร้อมเปิดการทำงาน Cluster ที่เป็นคาตอุโมงค์และกำหนดคุณสมบัติคอนกรีต (a) - ยกเลิกแรงดันแก๊สของคาตอุโมงค์วงแรกและกำหนดคุณสมบัติของคอนกรีต

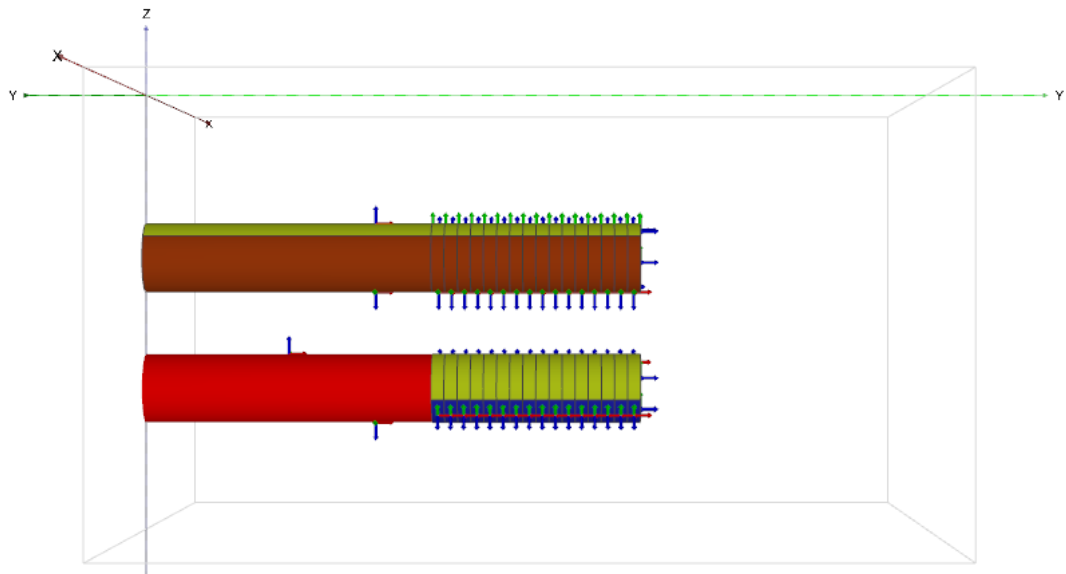
	<p>(b) เปิดการทำงานแรงดันทรัสต์แจ็ค (Thrust Jack) ที่ตำแหน่ง 27.6 เมตร (c)</p> <ul style="list-style-type: none"> - ปิดการทำงาน Plate, Interface และ Contraction ในช่วง 27.6-28.8 เมตร (ดาตอูโมงค์วงที่สอง) (d) และเปิดการทำงานแรงดันเกาส์ในช่วงนี้ (e) - ปิดการทำงานของดินในช่วง 36 – 37.2 เมตร พร้อมกำหนดสถานะแบบแห้ง (f) และเปิดการทำงาน Plate, Interface และ Contraction (h) - ปิดการทำงานแรงดันด้านหน้าหัวเจาะที่ตำแหน่ง 36 เมตร (g) - เปิดการทำงานแรงดันด้านหน้าหัวเจาะที่ทำแหน่ง 37.2 เมตร (i) - กำหนดค่า %Contraction ในช่วง 28.8 – 30 เมตร และช่วง 30 – 37.2 เมตร แบบเดียวกับขั้นตอนที่ 1 ตามลำดับ
3 ดั่งรูปที่ 4.7 (a – f)	<p>กำหนดการติดตั้งดาตอูโมงค์วงที่สอง พร้อมกับการขุดเจาะดาตอูโมงค์วงถัดไป โดยกำหนดการทำงาน ดังนี้</p> <ul style="list-style-type: none"> - ปิดการทำงานแรงดันเกาส์ และเปิดการทำงาน Interface ในช่วง 27.6-28.8 เมตร (a) - ปิดการทำงานแรงดันทรัสต์แจ็ค (Thrust Jack) ที่ตำแหน่ง 27.6 เมตร - กำหนดคุณสมบัติของคอนกรีตให้ Cluster ในช่วง 27.6-28.8 เมตร (b) - เปิดการทำงานแรงดันทรัสต์แจ็ค (Thrust Jack) ที่ตำแหน่ง 28.8 เมตร - ปิดการทำงาน Plate, Interface และ Contraction ในช่วง 28.8 – 30 เมตร (ดาตอูโมงค์วงที่สาม) (c) และเปิดการทำงานแรงดันเกาส์ในช่วงนี้ (d) - ปิดการทำงานแรงดันด้านหน้าหัวเจาะที่ตำแหน่ง 37.2 เมตร - ปิดการทำงานของดินในช่วง 37.2 – 38.4 เมตร พร้อมกำหนดสถานะแบบแห้ง (e) และเปิดการทำงาน Plate, Interface และ Contraction (f) - เปิดการทำงานแรงดันด้านหน้าหัวเจาะที่ตำแหน่ง 38.4 เมตร - กำหนดค่า %Contraction ในช่วง 30 – 31.2 เมตร และช่วง 31.2 – 38.4 เมตร แบบเดียวกับขั้นตอนที่ 1 ตามลำดับ
4 – 9 ดั่งรูปที่ 4.8	<p>กำหนดการติดตั้งดาตอูโมงค์วงที่สาม พร้อมกับการขุดเจาะดาตอูโมงค์วงถัดไป จนกระทั่งสิ้นสุดงานขุดของแบบจำลองนี้ (ครบทั้ง 8 วง) โดยกำหนดการทำงานแบบเดียวกันกับขั้นตอนที่ 3 ซึ่งทำการติดตั้งดาตอูโมงค์และขุดเจาะดินด้านหน้าใหม่ไปพร้อมๆกันเป็นช่วง ช่วงละ 1.2 เมตร</p>
10 – 18 ดั่งรูปที่ 4.9	<p>กำหนดขั้นตอนกระบวนการขุดเจาะอูโมงค์ที่สองโดยทำตามขั้นตอนที่ 1 – 9</p>
19	<p>กำหนดให้คำนวณการอัดตัวคายน้ำหลังจากการคำนวณการทรุดตัวที่ผิวดินระยะสั้นไปจนสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายน้ำซึ่งกำหนดไว้ที่ค่าแรงดันน้ำต่ำสุดเท่ากับ 1 kN/m^2</p>



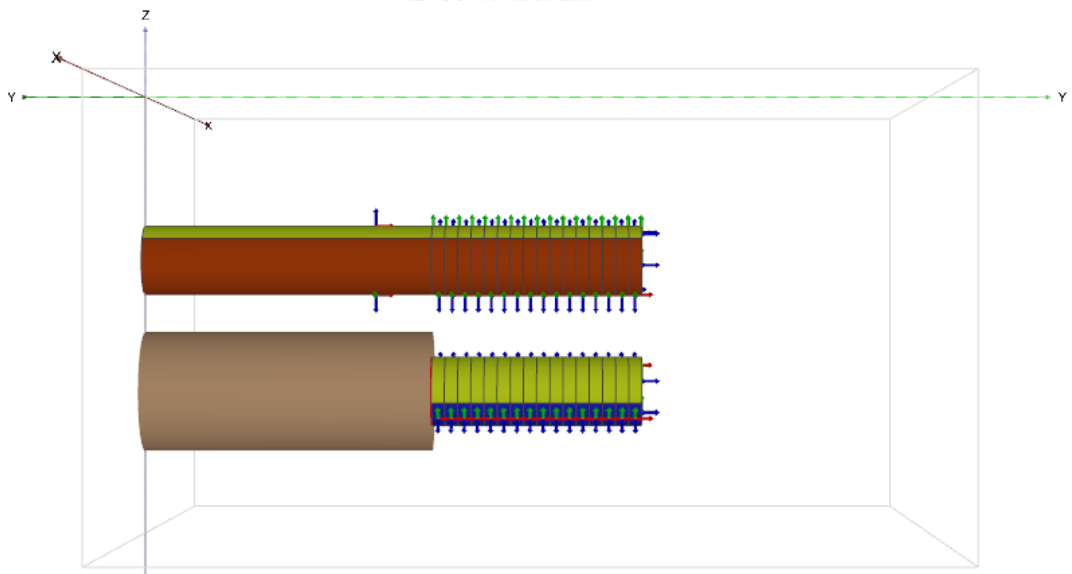
รูปที่ 4.4 แบบจำลองขั้นตอนเริ่มต้นของ Section C: CS-4D



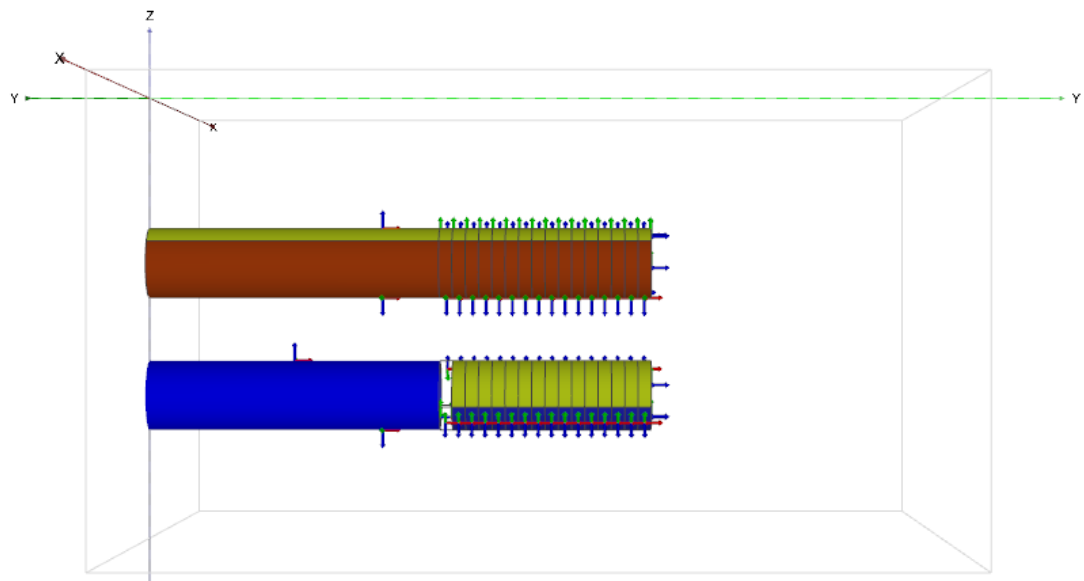
4.5(a)



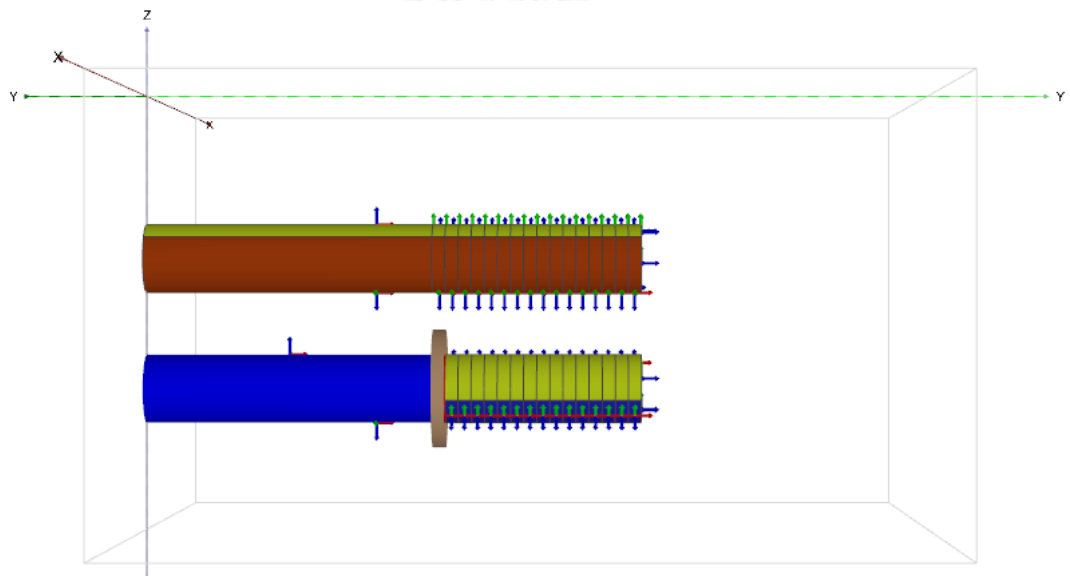
4.5(b)



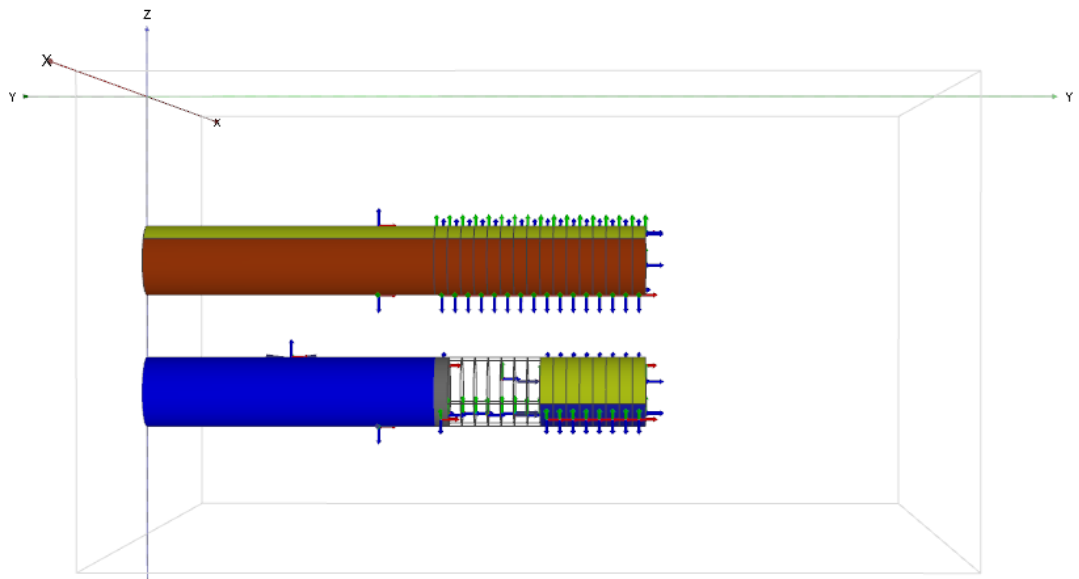
4.5(c)



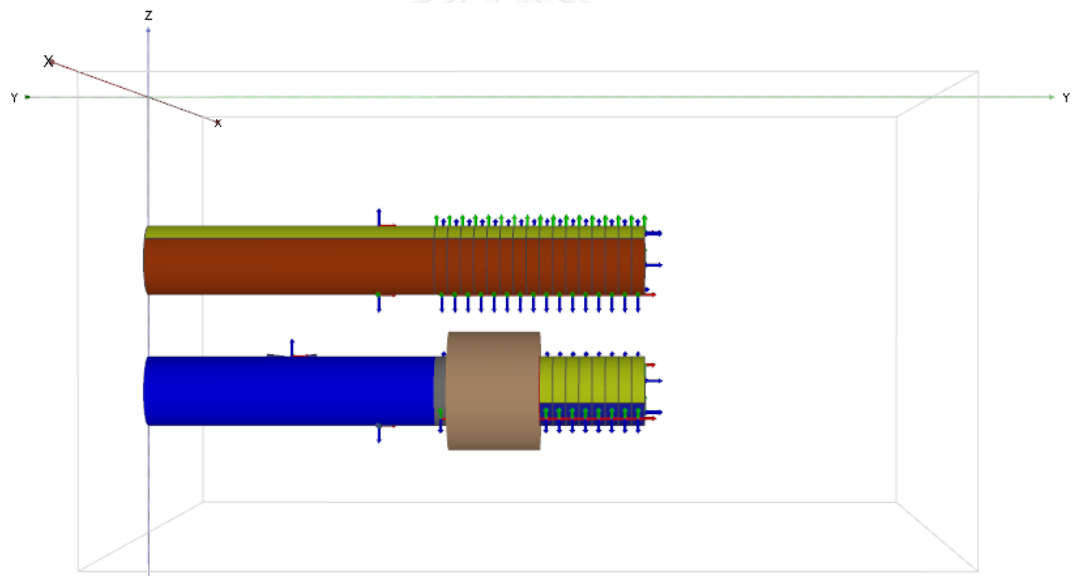
4.5(d)



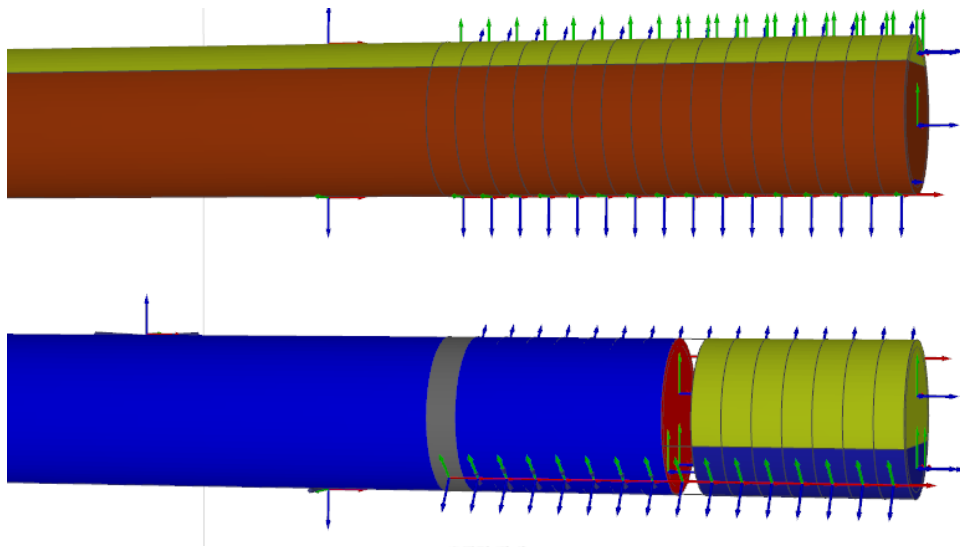
4.5(e)



4.5(f)

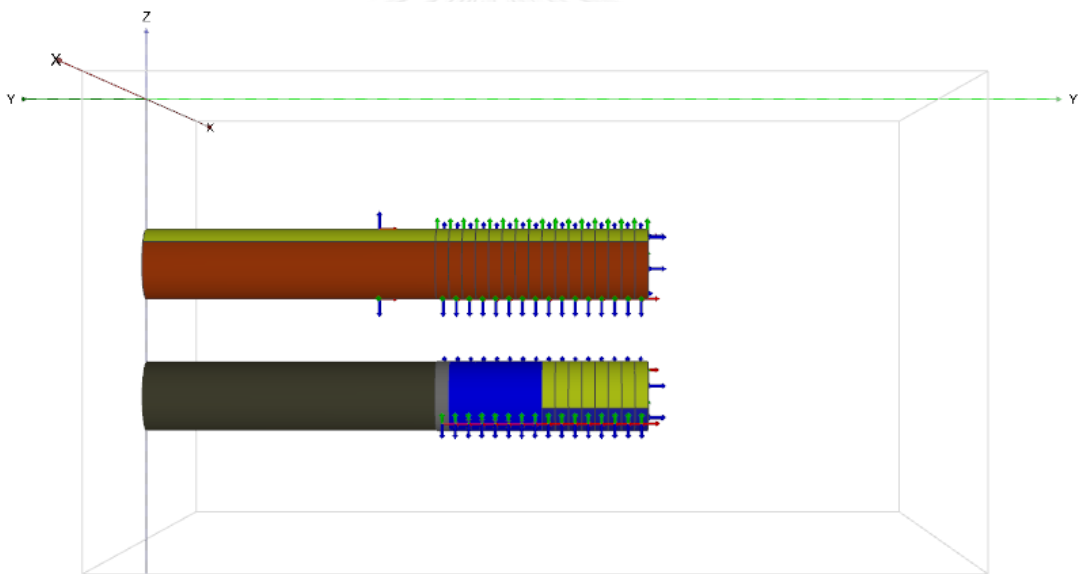


4.5(g)

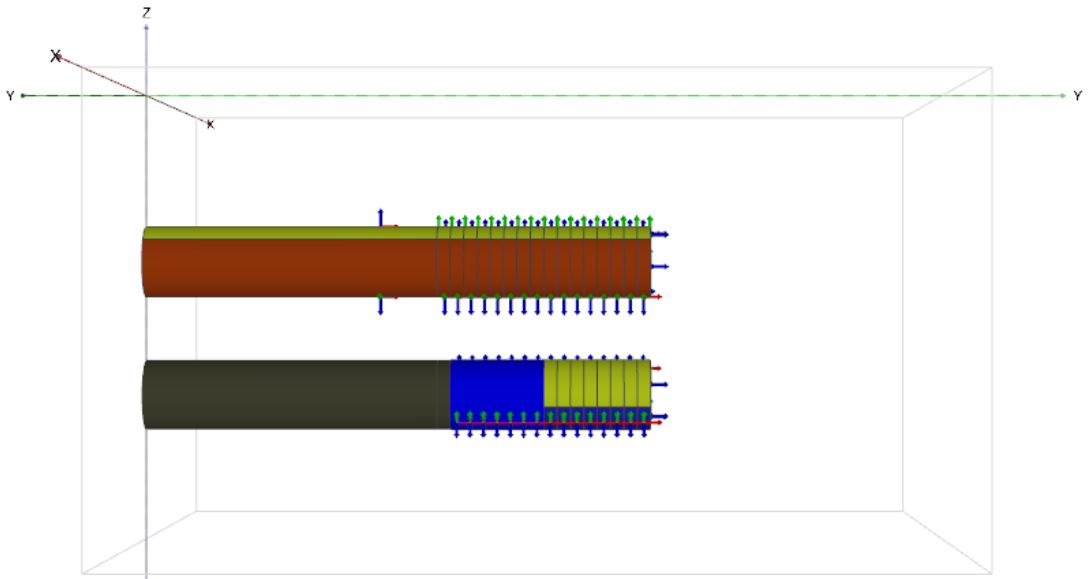


4.5(h)

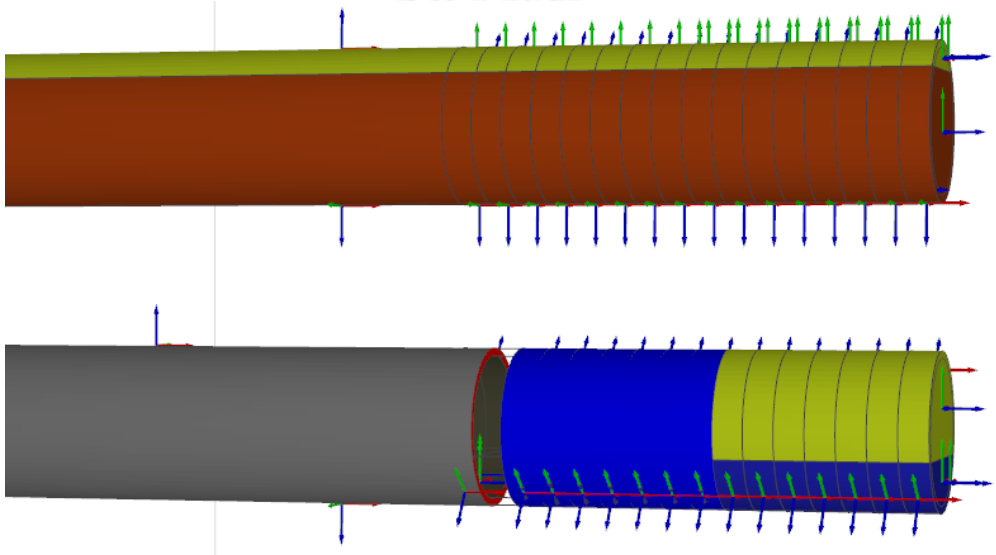
รูปที่ 4.5 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 1 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C



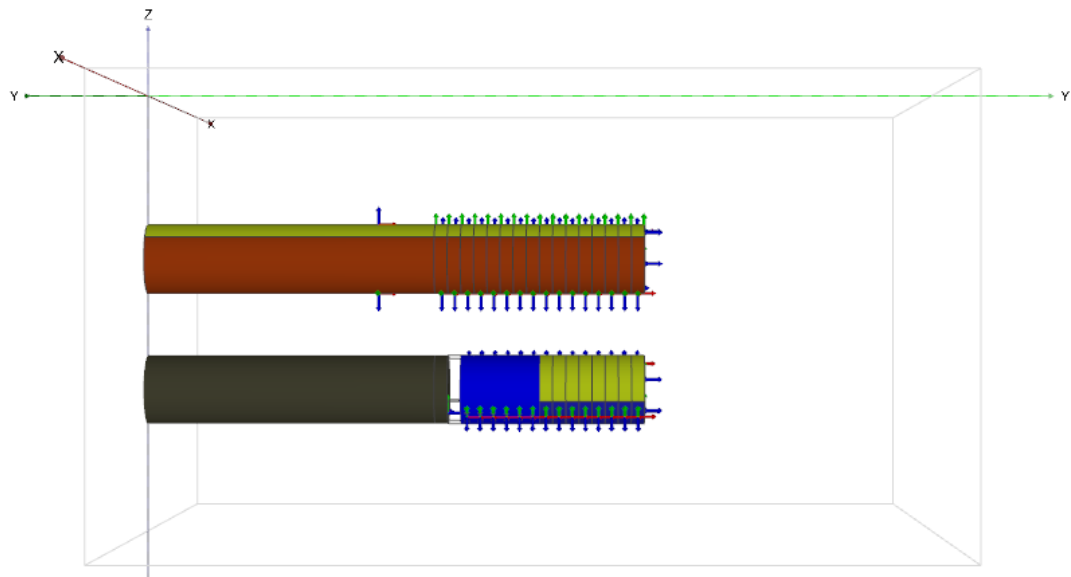
4.6(a)



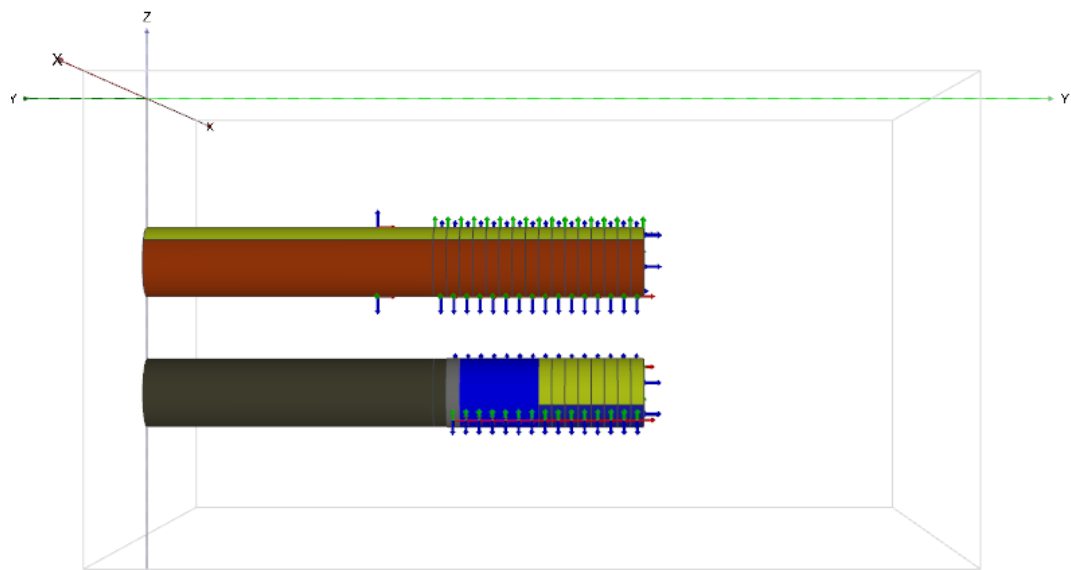
4.6(b)



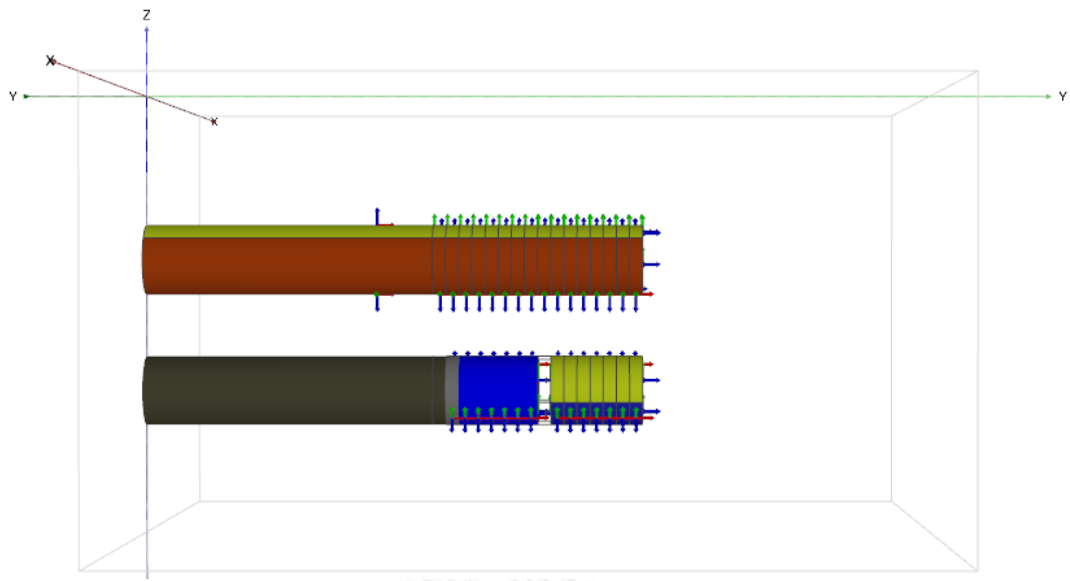
4.6(c)



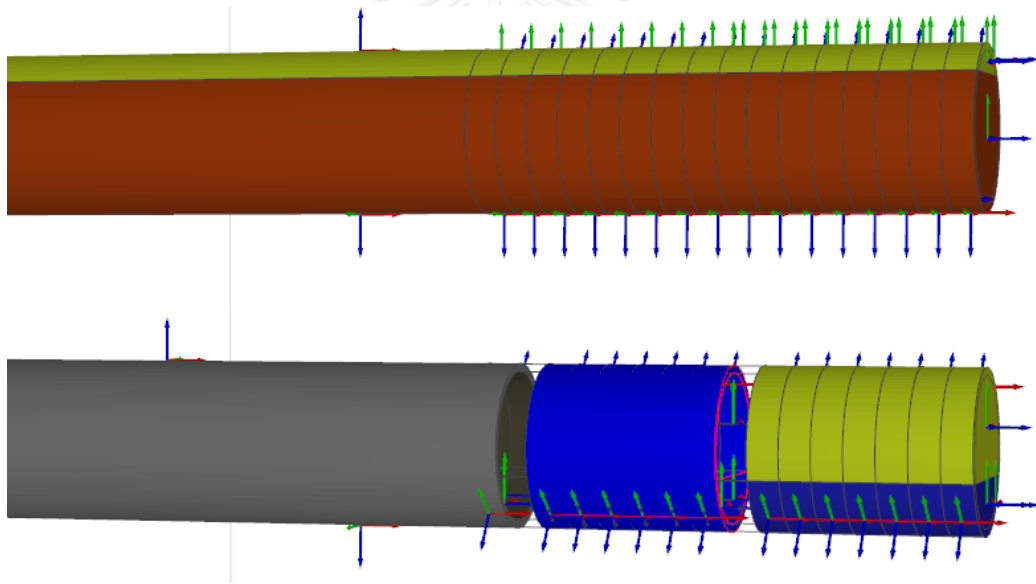
4.6(d)



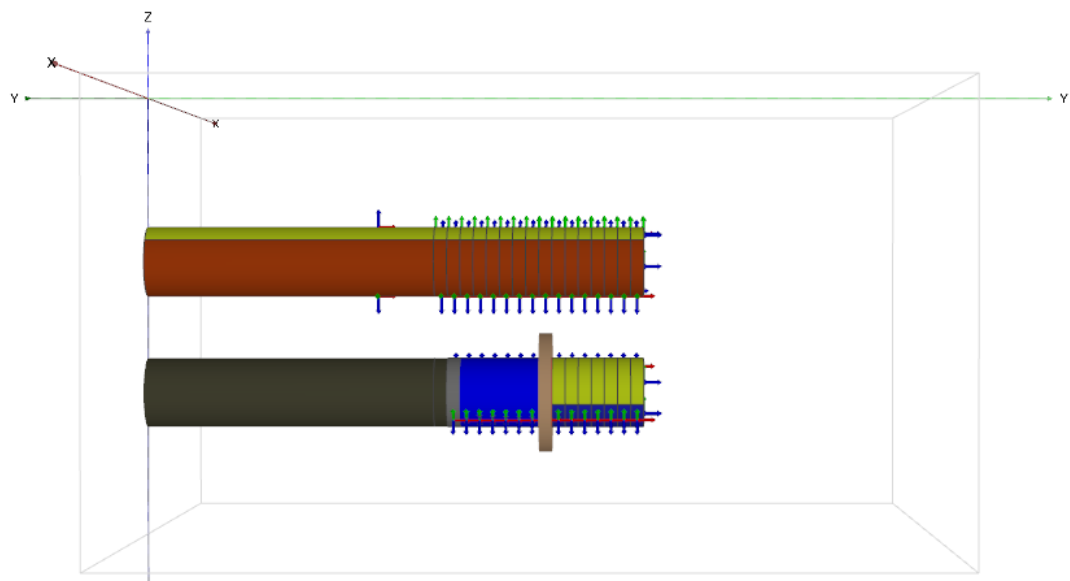
4.6(e)



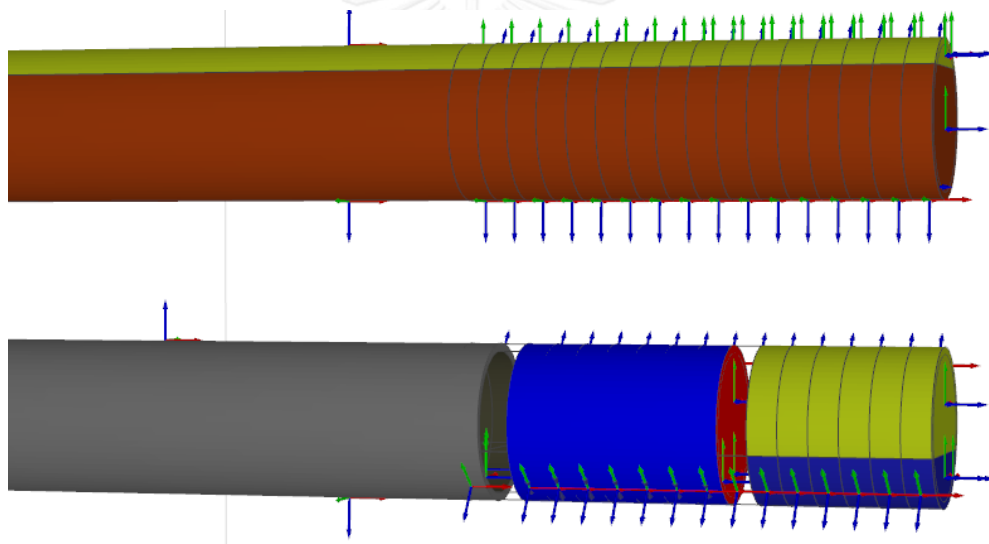
4.6(f)



4.6(g)

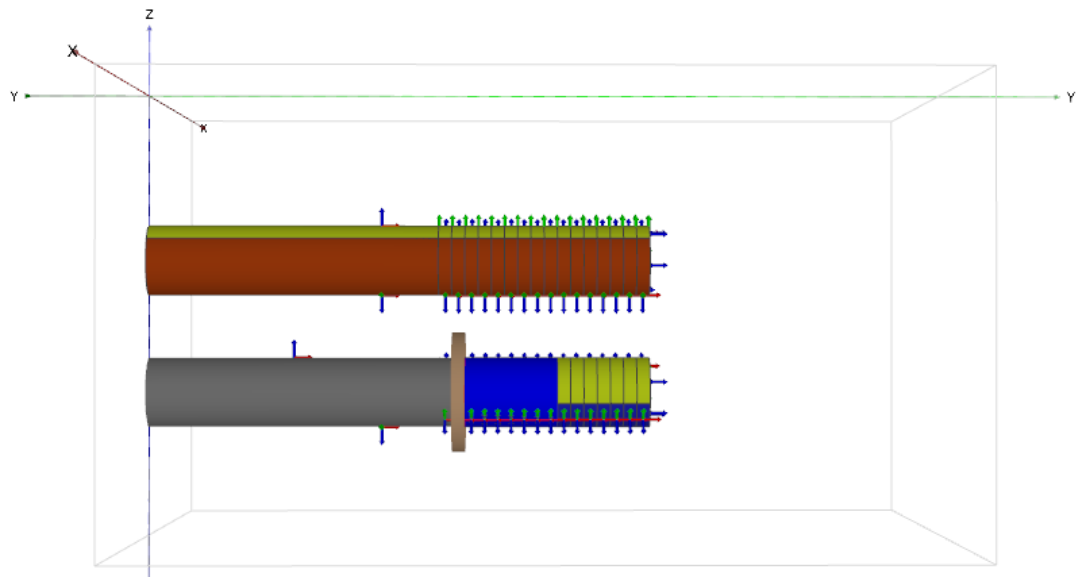


4.6(h)

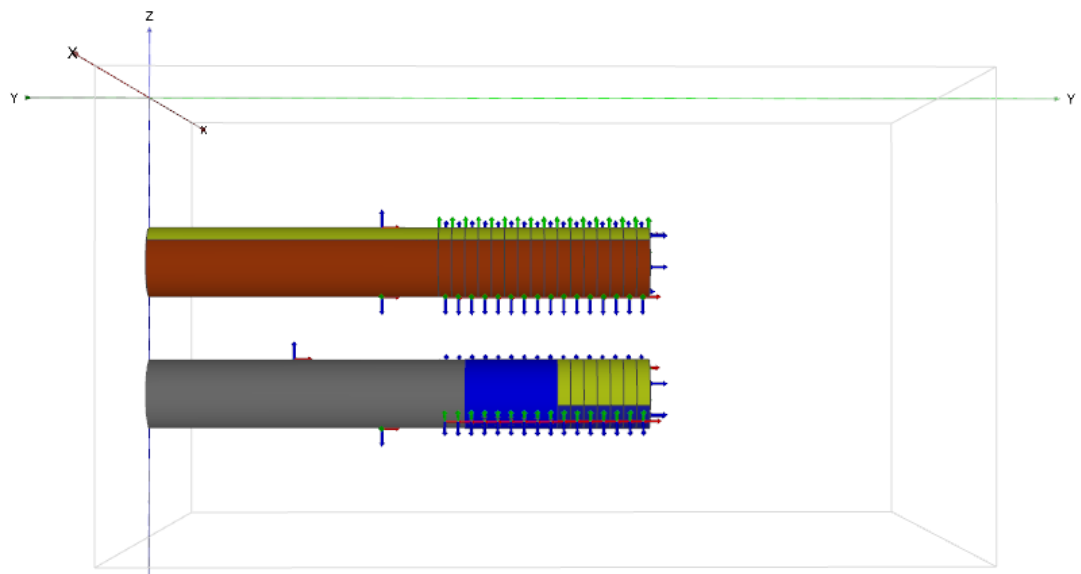


4.6(i)

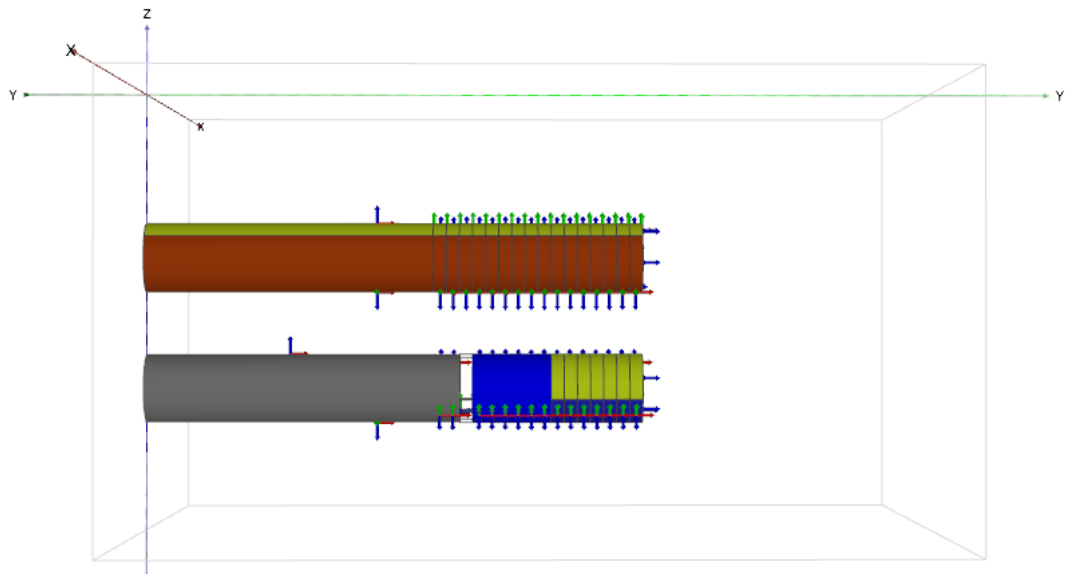
รูปที่ 4.6 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 2 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C



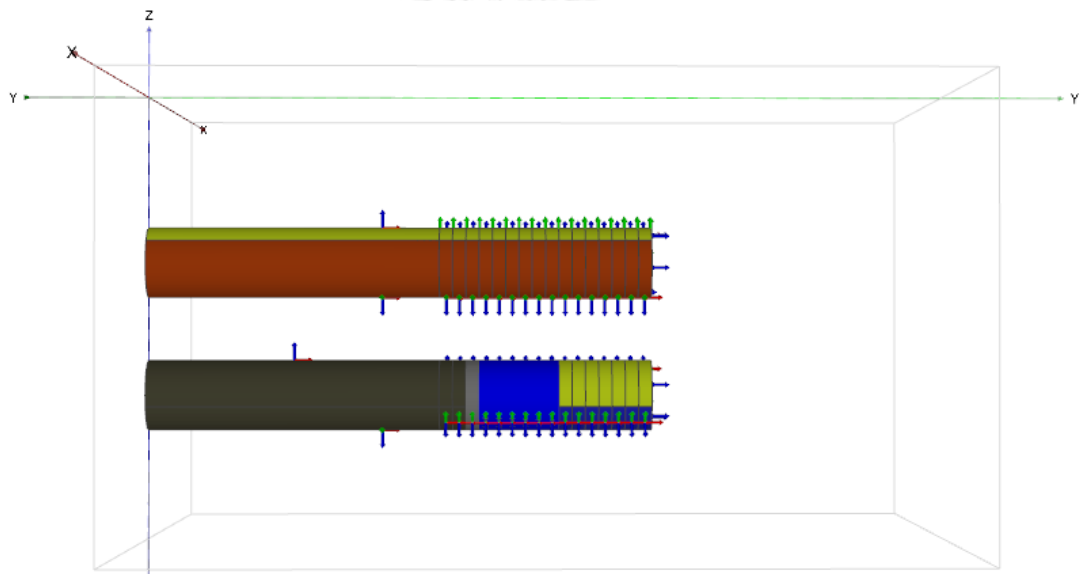
4.7(a)



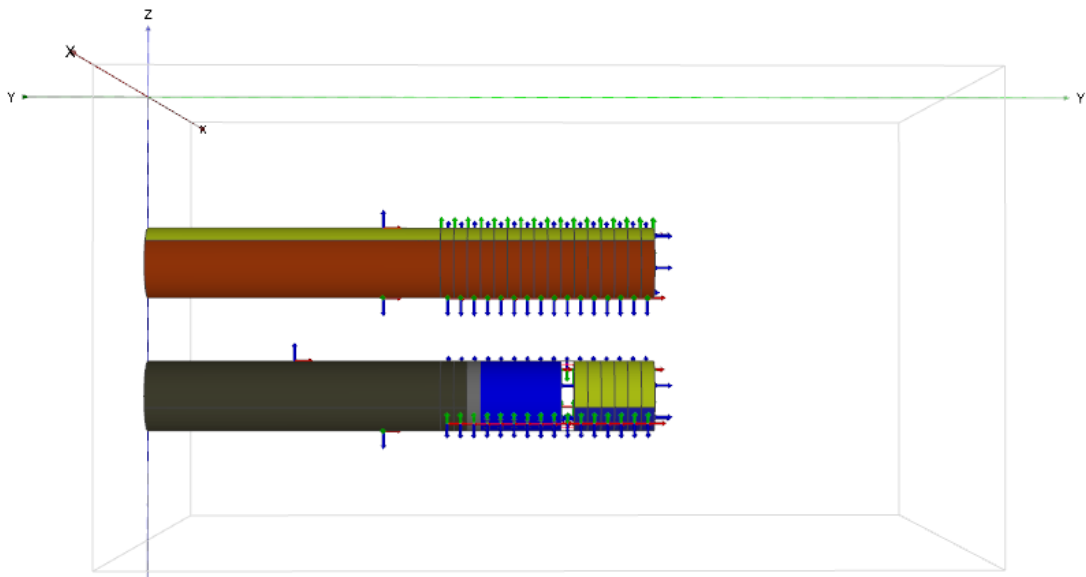
4.7(b)



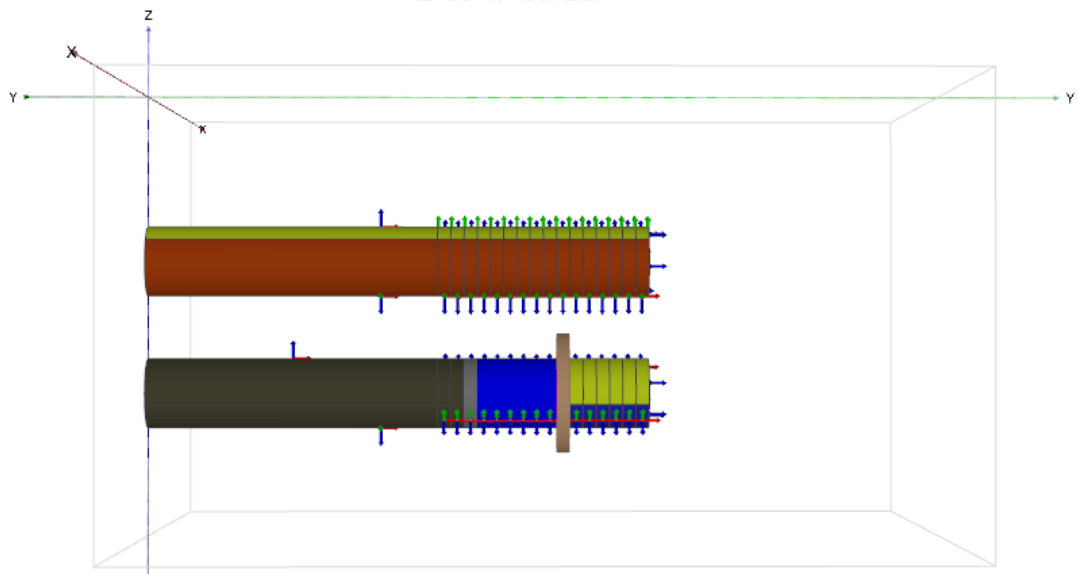
4.7(c)



4.7(d)

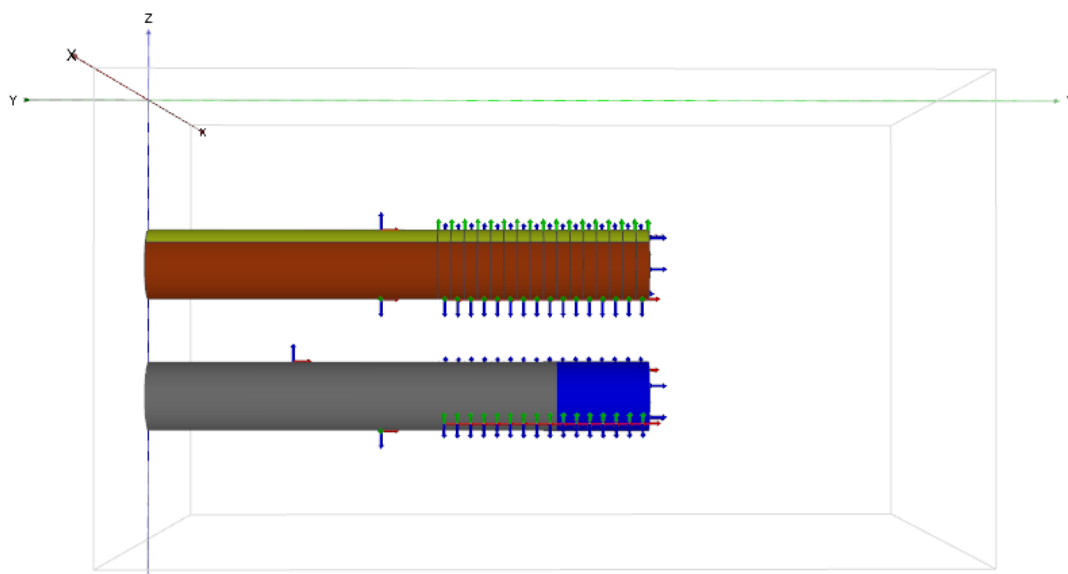


4.7(e)

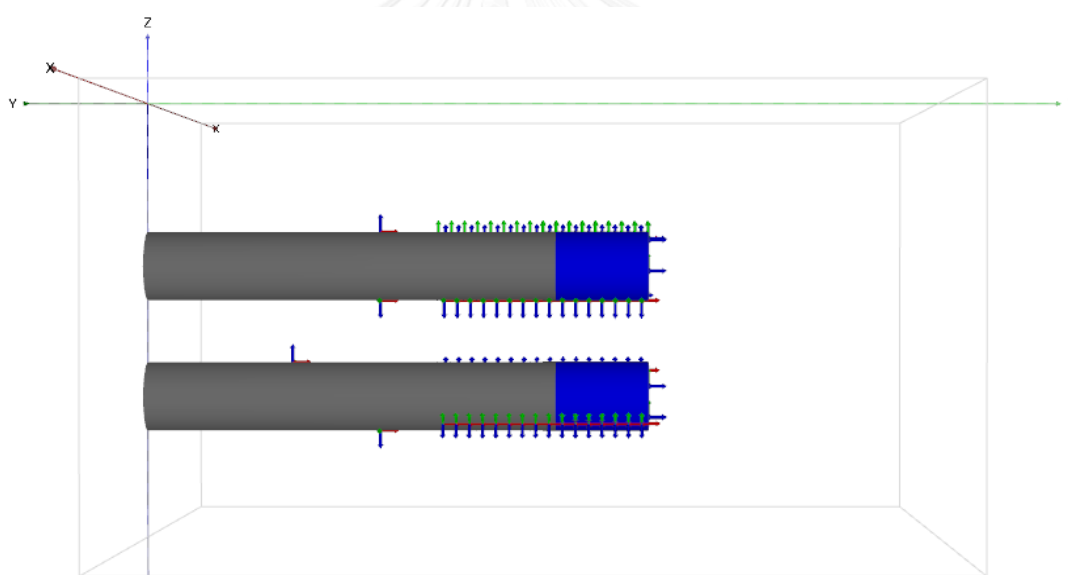


4.7(f)

รูปที่ 4.7 วิธีการกำหนดแบบจำลองในขั้นตอนที่ 3 ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C



รูปที่ 4.8 แบบจำลอง ณ ขั้นตอนสุดท้ายของการขุดเจาะอุโมงค์ที่หนึ่ง
ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C

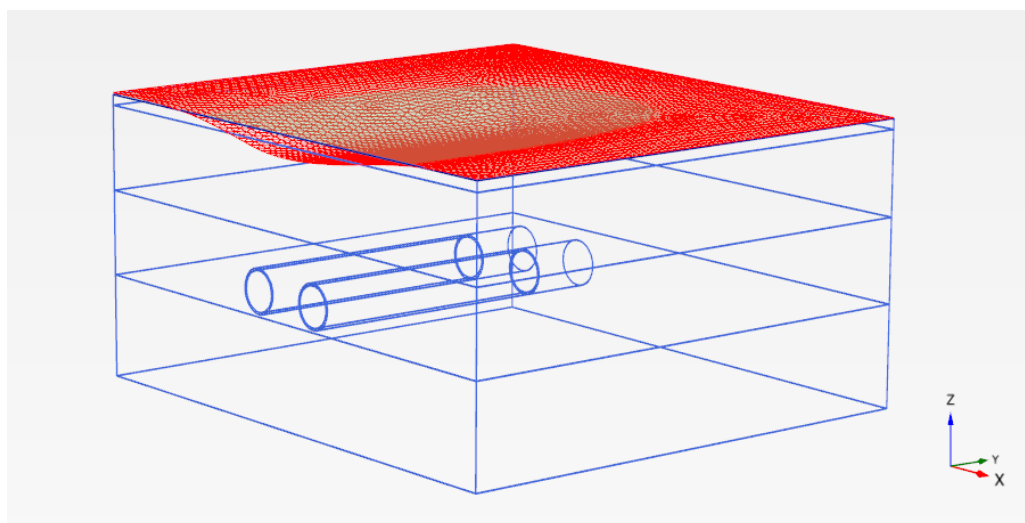


รูปที่ 4.9 แบบจำลอง ณ ขั้นตอนสุดท้ายของการขุดเจาะอุโมงค์ที่สอง
ของหน้าตัดดิน Section C: CS-4C

4.3.3 การแสดงผล

ผลลัพธ์ที่ผู้วิจัยต้องการทราบจากซอฟต์แวร์แพลงชีสแบบ 3 มิติ คือค่าการทรุดตัวที่ผิวดินในแนวระนาบตัดตามยาวและแนวระนาบตัดตามขวางทั้งในระยะสั้นและระยะยาวเหนืออุโมงค์จนกว่าจะสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำ ซึ่งซอฟต์แวร์แพลงชีสแบบ 3 มิติ มีการแสดงผลรูปแบบการทรุดตัวที่ผิวดิน ดังรูปที่ 4.10 และผู้วิจัยจึงทำการตัดแบบจำลองในแนวระนาบตามยาวและตามขวางเพื่อสังเกตลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวและการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินรวมถึงความกว้างของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละระนาบ โดยนำค่าที่ได้จากการวิเคราะห์มาแสดงผลในรูปแบบกราฟเพื่อวิเคราะห์

เปรียบเทียบปัจจัยที่คาดว่าจะมีอิทธิพลต่อการเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินทั้งในระยะสั้นและระยะยาว ซึ่งจะอธิบายในส่วนต่อไป ทั้งนี้ผู้วิจัยได้รวบรวมลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงการแสดงผลไว้ในรูปแบบตารางเพื่อความสะดวกและง่ายต่อการค้นหา ดังตารางที่ 4.4



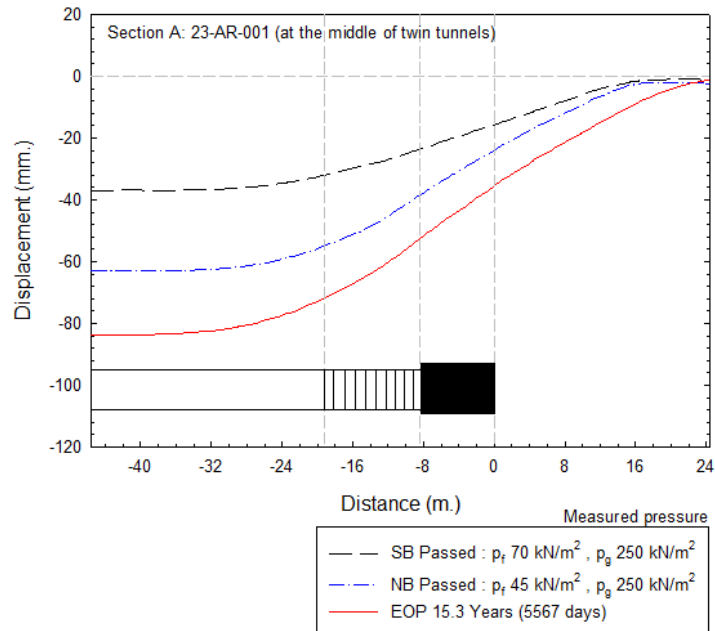
รูปที่ 4.10 ลักษณะการแสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แพลตฟอร์ม 3 มิติ

ตารางที่ 4.4 ลำดับรูปภาพที่ใช้อ้างอิงกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

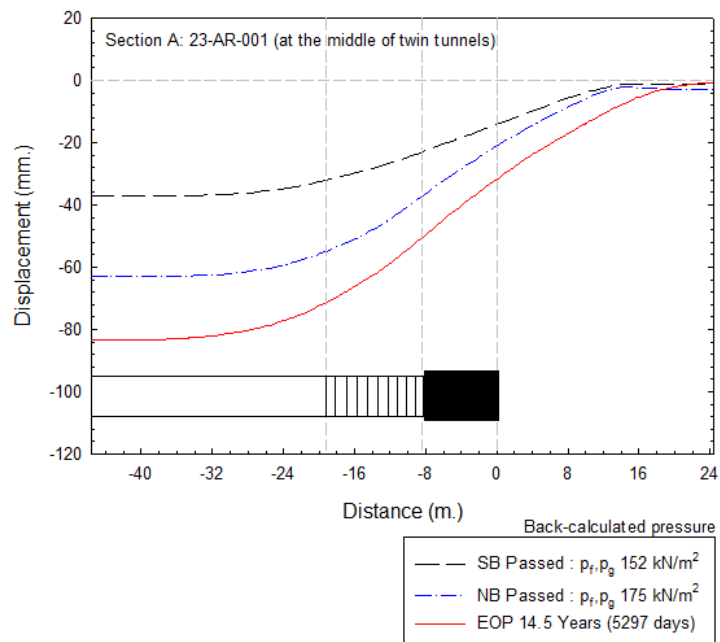
Section รายการ	23-AR-001		CS-4C	
	Measured pressure	Back-Calculated	Measured pressure	Back-Calculated
ระนาบตัดตามยาว				
at the middle of twin tunnel	4.11	4.12	4.15	4.16
at the center of SB tunnel	4.13	4.14	-	-
ระนาบตัดตามขวาง				
at 45.6 m behind the face of TBM	4.17	4.19	4.21	4.23
at the face of TBM	4.18	4.20	4.22	4.24

- ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาว

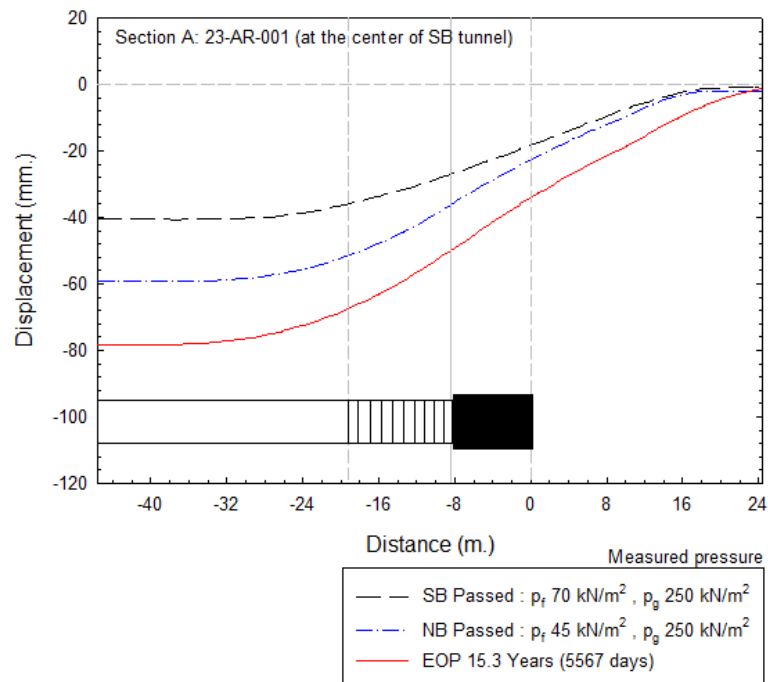
- หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001



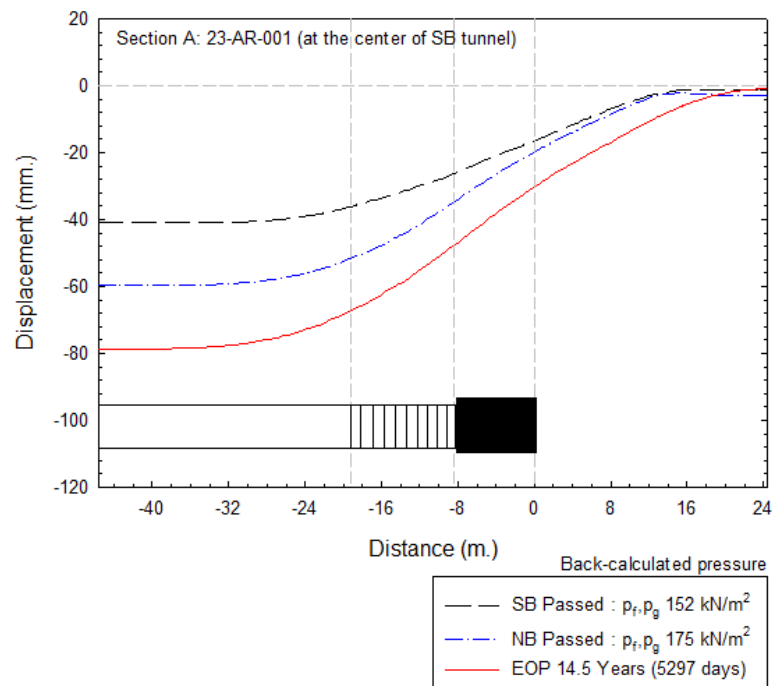
รูปที่ 4.11 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001 (at the middle of twin tunnels)



รูปที่ 4.12 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the middle of twin tunnels)

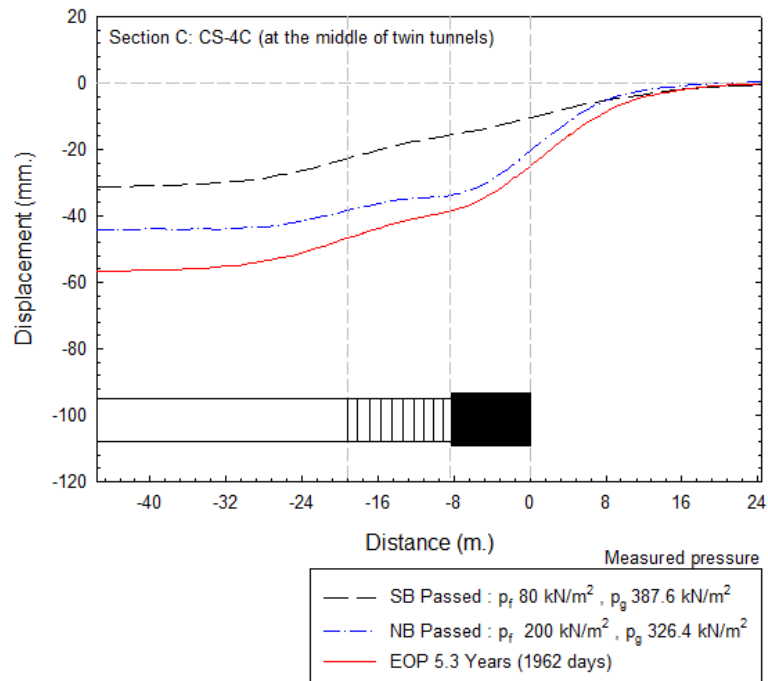


รูปที่ 4.13 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the center of SB tunnel)

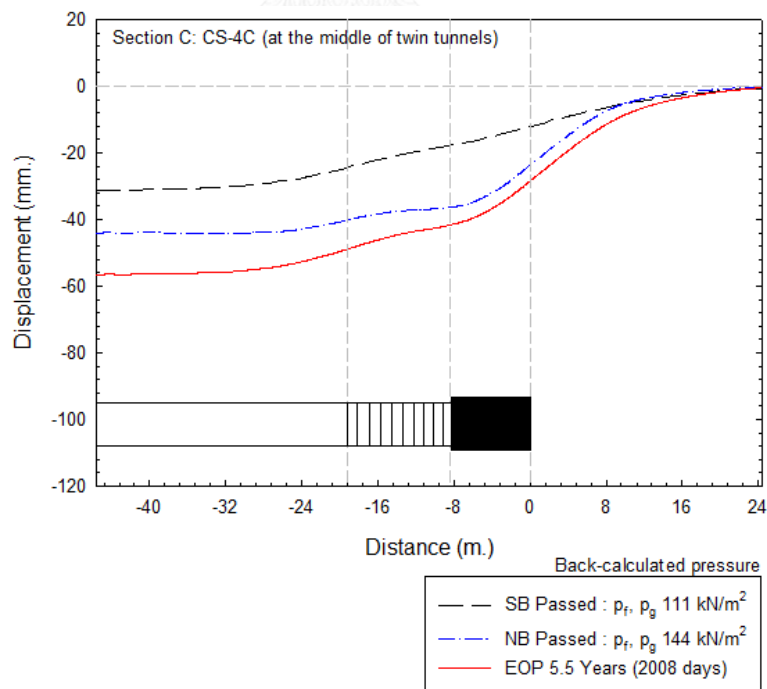


รูปที่ 4.14 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 (at the center of SB tunnel)

- หน้าตัดดิน Section C: CS-4C



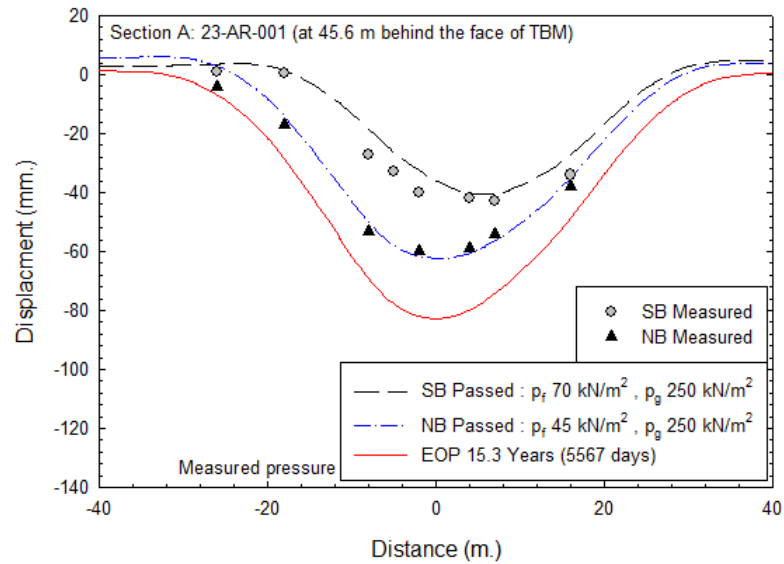
รูปที่ 4.15 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C (at the middle of twin tunnels)



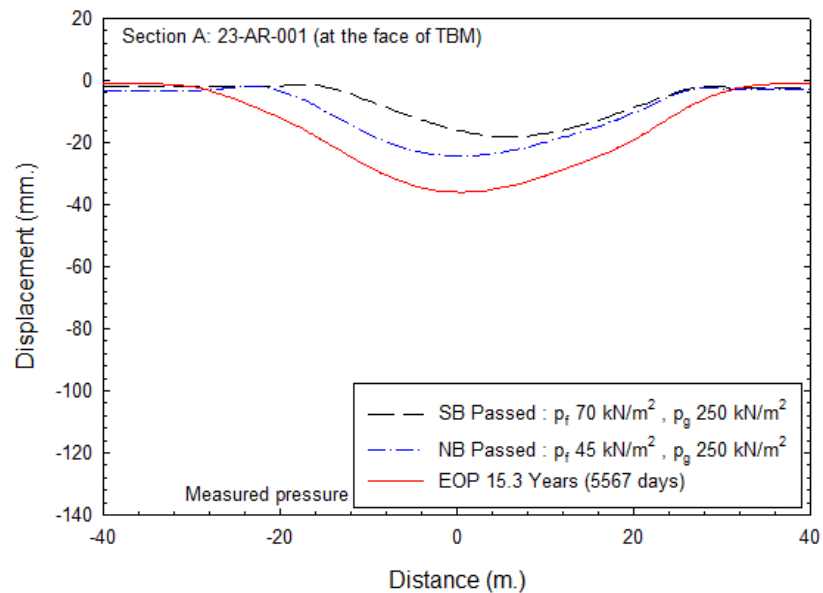
รูปที่ 4.16 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวโดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับ ณ ตำแหน่ง Section C:CS-4C (at the middle of twin tunnels)

- ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวาง

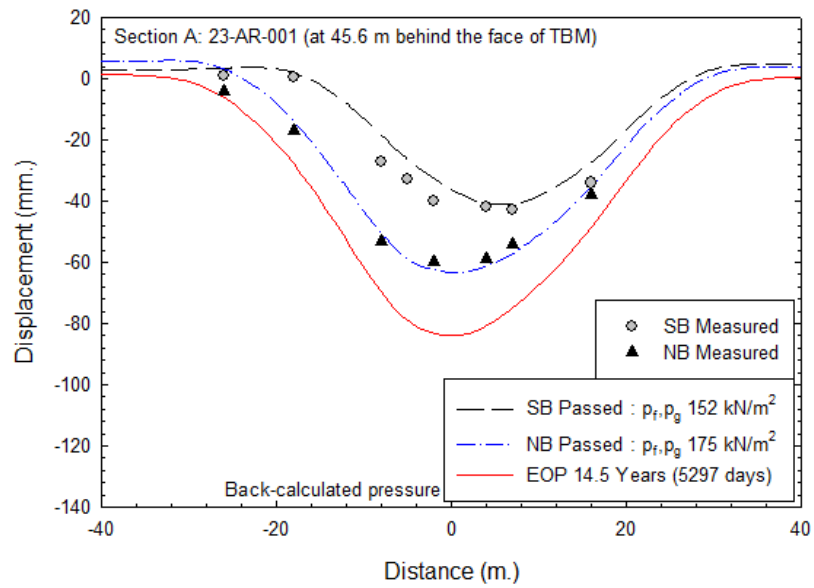
- หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001



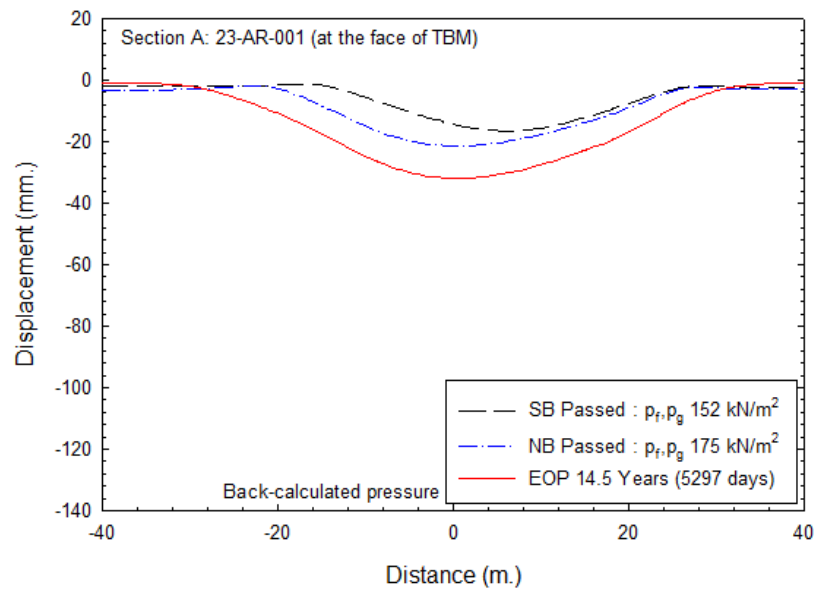
รูปที่ 4.17 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊สต่ำสุด



รูปที่ 4.18 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด

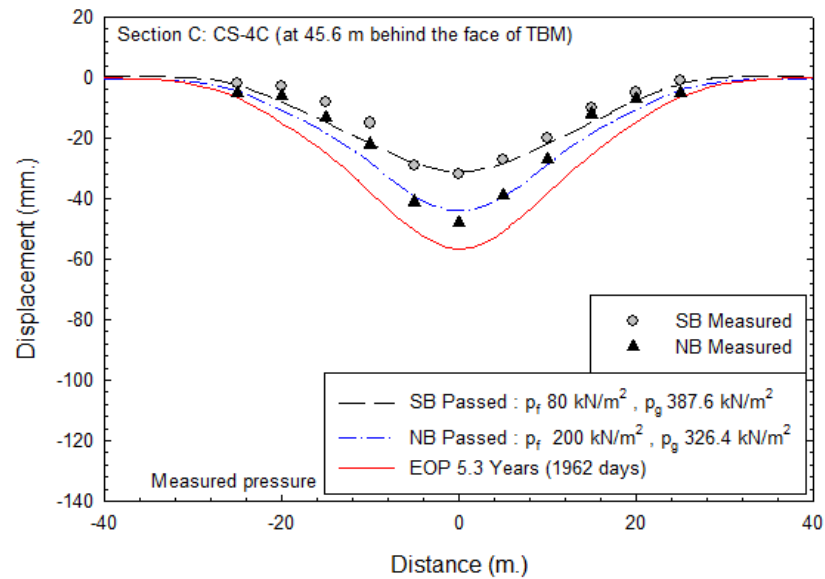


รูปที่ 4.19 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ

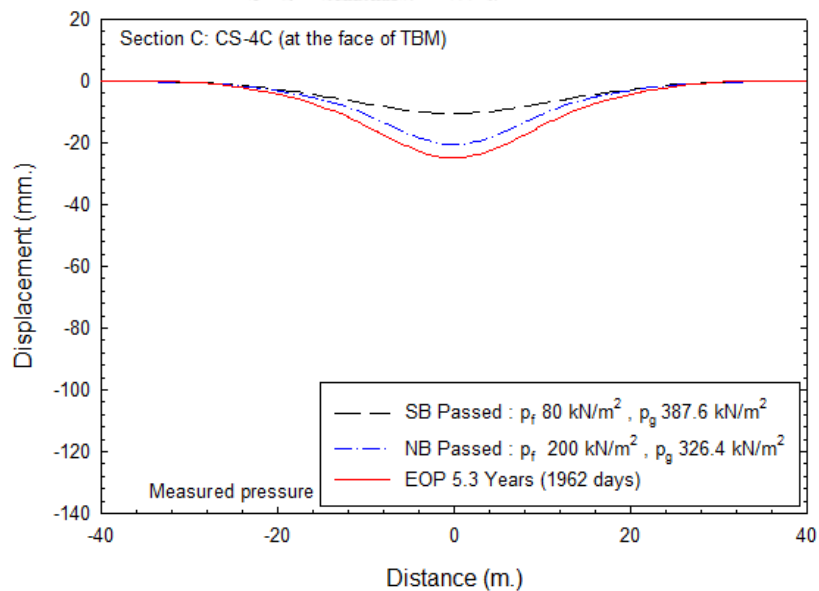


รูปที่ 4.20 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A:23-AR-001 โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ

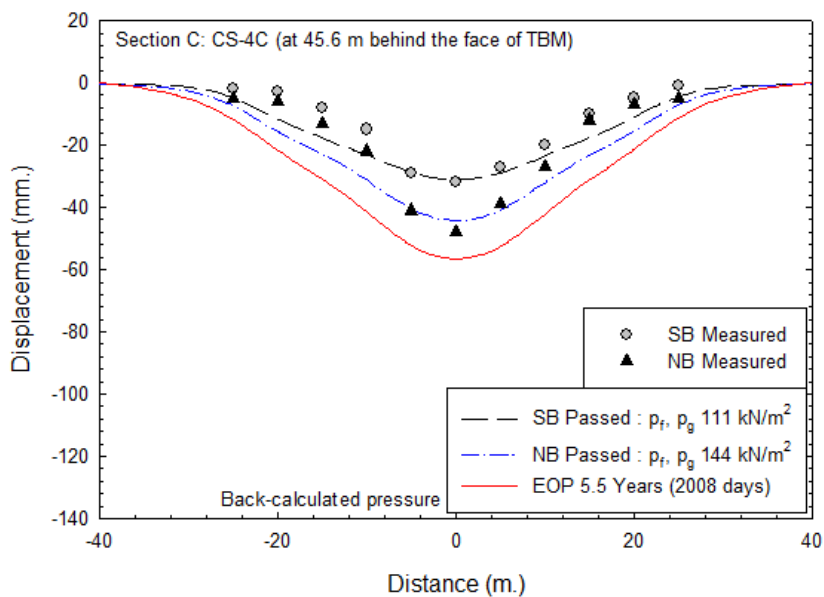
- หน้าตัดดิน Section C: CS-4C



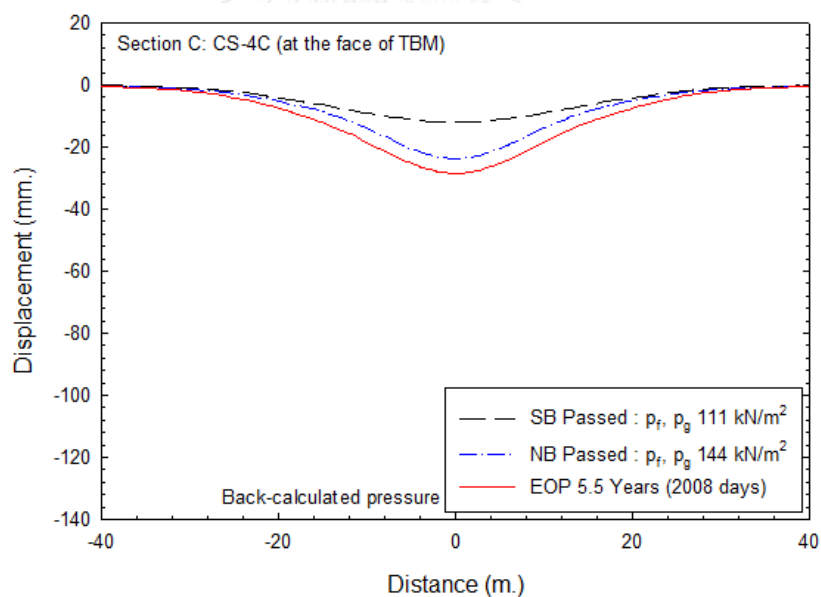
รูปที่ 4.21 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ และแรงดันแก๊สต่ำสุด



รูปที่ 4.22 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊สต่ำสุด



รูปที่ 4.23 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ



รูปที่ 4.24 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C โดยใช้ค่าแรงดันด้านหน้าหัวเจาะและแรงดันแก๊ส จากการคำนวณย้อนกลับ

4.4 วิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดยซอฟต์แวร์แพลกลซิส

4.4.1 การวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาว

● หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากแบบจำลองหน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ระหว่างกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สด้วยค่าต่ำสุดกับกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนานและที่ตำแหน่งกึ่งกลางอุโมงค์ SB ดังรูปที่ 4.25 และดังรูปที่ 4.26 ตามลำดับ พบว่า

รูปแบบเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่เกิดขึ้นในกรณีที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB แล้วเสร็จ กรณีที่ทำการขุดอุโมงค์ NB แล้วเสร็จและในกรณีที่สิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำ มีแนวโน้มของเส้นโค้งการทรุดตัวไปในทางเดียวกัน แต่กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินสูงกว่า ซึ่งผู้วิจัยคิดว่าเป็นผลมาจากแรงดันด้านหน้าที่ต่ำกว่ากรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับ และเมื่อแบ่งการสังเกตการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นออกเป็นช่วงจะเห็นได้ว่า

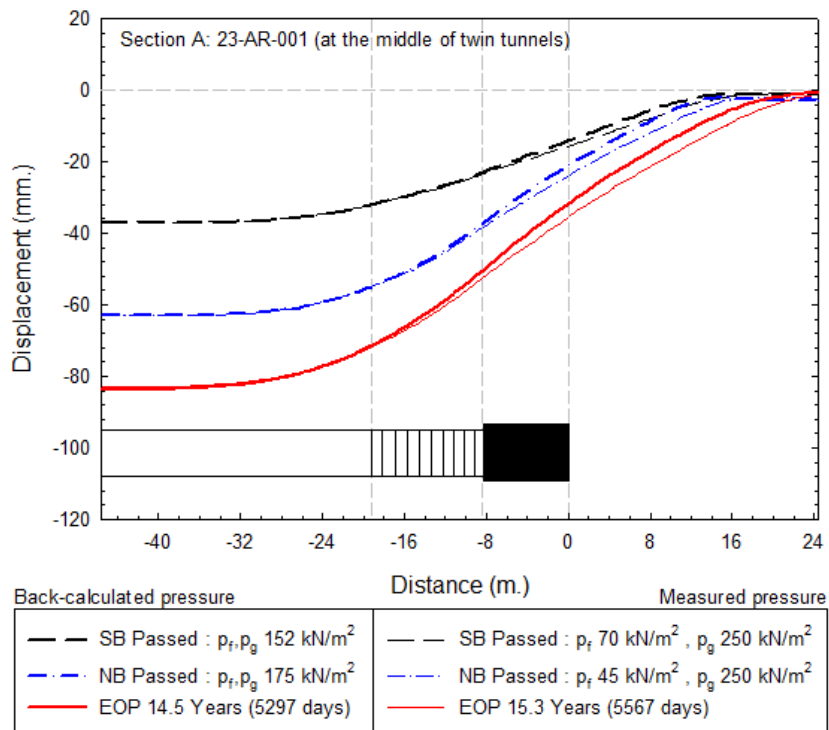
ในช่วง 19.2 – 45.6 เมตร (26.4 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีนั้นจะมีลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวแบบเดียวกันและเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินเท่ากัน เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามยาวหรือสังเกตเห็นการทรุดตัวกรณีที่กำหนดด้วยค่าแรงดันต่ำสุดเกิดขึ้นน้อยกว่าเล็กน้อยโดยไม่มีนัยสำคัญ เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามขวาง ดังรูปที่ 4.28 เนื่องจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงนี้เป็นผลมาจากการกำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัว (%Contraction) ซึ่งกำหนดให้ทั้งสองกรณีเท่ากันโดยเป็นค่าที่นำมาจากการคำนวณย้อนกลับในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ หากเปรียบเทียบกับกรอกก่อสร้างจริงการทรุดตัวในช่วงนี้ก็คือ การทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดในระยะสั้นโดยไม่มีผลกระทบจากระบวนการขุดเจาะ

ในช่วง 8.4 – 19.2 เมตร (10.8 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีสังเกตเห็นว่า ณ ตำแหน่ง 19.2 เมตร คือ จุดเปลี่ยนโค้งของเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากเป็นจุดที่เริ่มทำการขุดเจาะตาอุโมงค์วงแรกในแบบจำลอง โดยการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงนี้เป็นผลหลังจากการเคลื่อนที่ผ่านของหัวเจาะและไม่สามารถอัดน้ำปูนได้ในทันทีทันใด หรือ การทรุดตัวท้ายหัวเจาะ (Tail settlement) โดยยังคงสังเกตเห็นค่าการทรุดตัวจากการวิเคราะห์กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดเกิดขึ้นมากกว่าเล็กน้อยแต่มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นในขณะที่กรณีกำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับมีแรงดันแก๊สน้อยกว่าจึงคาดว่าจะเป็นผลจากอิทธิพลของแรงดันด้านหน้าที่ต่ำกว่ามาก

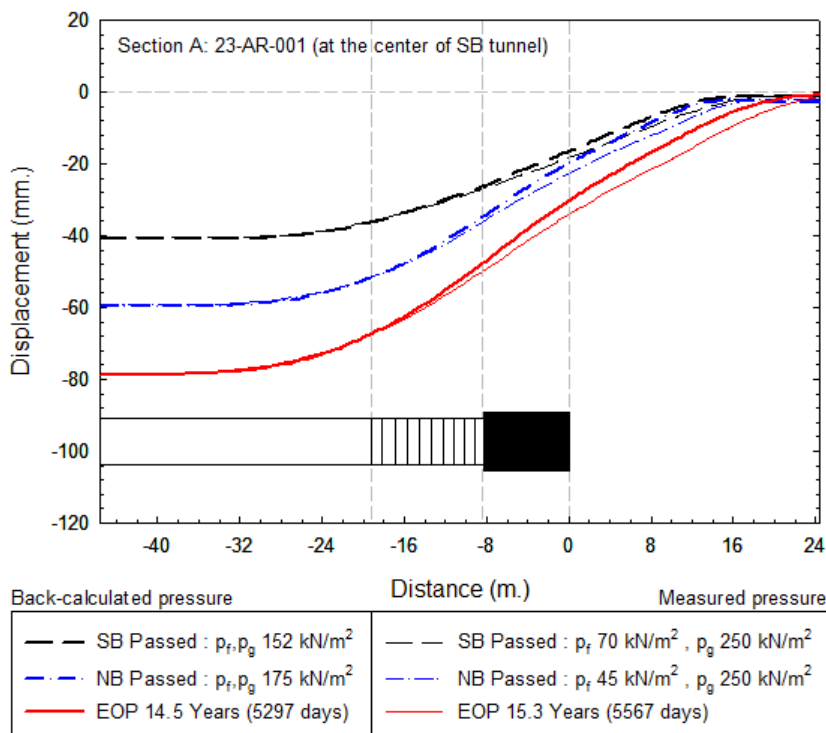
ในช่วง 0 – 8.4 เมตร (8.4 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีซึ่งเป็นส่วนที่อยู่เหนือหัวเจาะ การทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงนี้จึงเป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของหัวเจาะและผลของแรงดันด้านหน้าหัวเจาะด้วย หรือ การทรุดตัวเหนือหัวเจาะ (Shield passing settlement) โดยเริ่มสังเกตเห็นความแตกต่างของการทรุดตัวที่ผิวดินทั้งสองกรณีได้ชัดเจนมากขึ้นโดยกรณี

กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดมีการทรุดตัวมากกว่าซึ่งคาดว่าเป็นผลมาจากแรงดันด้านหน้าที่น้อยกว่ามาก

ในช่วง 0 – 24.4 เมตร (24.4 เมตร) ไปทางด้านหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีเป็นช่วงที่สังเกตเห็นความแตกต่างระหว่างสองกรณีได้มากที่สุดโดยการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงนี้เป็นผลมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันดินที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ หรือ การทรุดตัวหน้าหัวเจาะ (Initial settlement) ซึ่งทำให้เห็นว่าแรงดันด้านหน้ามีผลต่อการทรุดตัวที่ผิวดินอย่างชัดเจนกว่าแรงดันแก๊สและสังเกตเห็นว่าจุดเปลี่ยนโค้งของเส้นโค้งการทรุดตัวกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สจากการคำนวณย้อนกลับจะเกิดขึ้นก่อนกรณีที่กำหนดค่าต่ำสุดเนื่องมาจากแรงดันด้านหน้าสูงกว่าจึงมีความสมดุลของแรงดันที่ดีกว่า



รูปที่ 4.25 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนาน ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



รูปที่ 4.26 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางอุโมงค์ SB ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001

● หน้าตัดดิน Section C: CS-4C

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินจากแบบจำลองหน้าตัดดิน Section C: CS-4C ระหว่างกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สด้วยค่าต่ำสุดกับกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนาน ดังรูปที่ 4.27 พบว่า

ลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่เกิดขึ้นเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB แล้วเสร็จกับเมื่อทำการขุดอุโมงค์ NB แล้วเสร็จ มีความแตกต่างกัน คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังขุดเจาะอุโมงค์ SB จะมีแนวโน้มเกิดการทรุดตัวของผิวดินลดลงในลักษณะเชิงเส้น แต่การทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังขุดเจาะอุโมงค์ NB นั้นมีลักษณะเป็นเส้นโค้ง ซึ่งการทรุดตัวของผิวดินเมื่อสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำมีแนวโน้มของเส้นโค้งการทรุดตัวไปในทางเดียวกันกับหลังขุดเจาะอุโมงค์ NB โดยผลการวิเคราะห์กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดจะเกิดการทรุดตัวของผิวดินต่ำกว่ากรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับ ซึ่งผู้วิจัยคาดว่าเป็นผลมาจากแรงดันแก๊สที่สูงกว่ามากและเมื่อแบ่งการสังเกตการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นออกเป็นช่วงจะเห็นได้ว่า

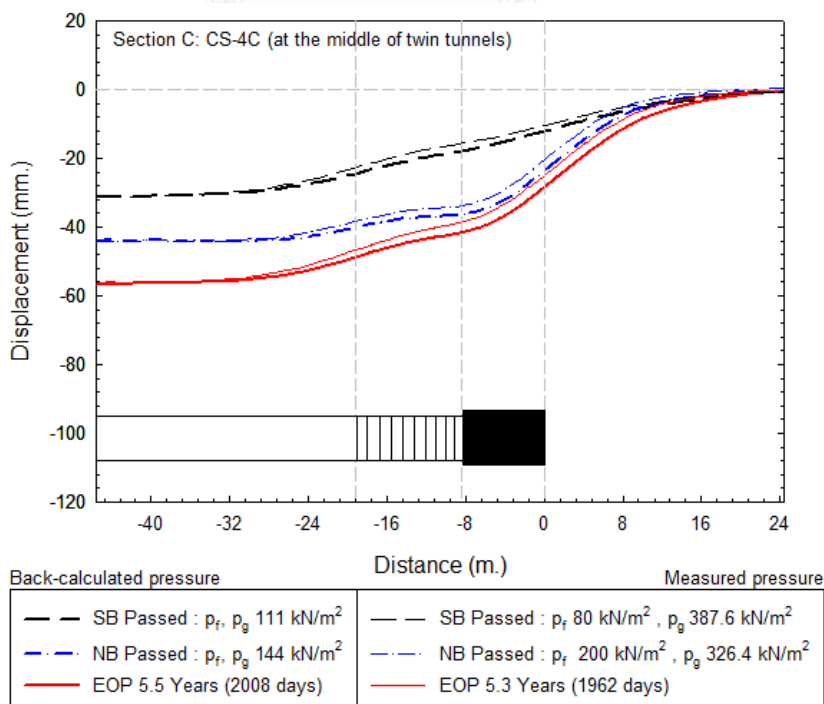
ในช่วง 19.2 – 45.6 เมตร (26.4 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีจะมีลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวแบบเดียวกันและมีการทรุดตัวของผิวดินเท่ากันในช่วง 32 – 45.6 เมตร และเริ่มเห็นความแตกต่างเพิ่มขึ้นซึ่งไม่พบพฤติกรรมลักษณะนี้ในการวิเคราะห์หน้าตัดดิน Section A:23-AR-001 โดยผู้วิจัยคาดว่าเป็นผลมาจากการวางตัวของอุโมงค์แบบซ้อนทับ และหากเปรียบเทียบกับ การก่อสร้างจริงการทรุดตัวในช่วงนี้ก็คือ การทรุดตัวของผิวดินสูงสุดในระยะสั้นโดยไม่มีผลกระทบจาก

กระบวนการขุดเจาะ

ในช่วง 8.4 – 19.2 เมตร (10.8 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีสังเกตเห็นว่า ณ ตำแหน่ง 19.2 เมตร คือจุดเปลี่ยนโค้งของเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากเป็นจุดที่เริ่มทำการขุดเจาะตาดอูโมงค์วงแรกในแบบจำลอง โดยการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงนี้เป็นผลหลังจากการเคลื่อนที่ผ่านของหัวเจาะและไม่สามารถอัดน้ำปูนได้ในทันทีทันใด หรือ การทรุดตัวท้ายหัวเจาะ (Tail settlement) และยังคงสังเกตเห็นค่าการทรุดตัวจากการวิเคราะห์กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดเกิดขึ้นน้อยกว่าเล็กน้อยจึงคาดว่าเป็นผลมาจากแรงดันแก๊สที่สูงกว่ามาก

ในช่วง 0 – 8.4 เมตร (8.4 เมตร) จากหน้าหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณี ซึ่งเป็นส่วนที่อยู่เหนือหัวเจาะ การทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นในช่วงนี้จึงเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ผ่านของหัวเจาะและผลของแรงดันด้านหน้าหัวเจาะด้วย หรือ การทรุดตัวเหนือหัวเจาะ (Shield passing settlement) จึงเริ่มสังเกตเห็นความแตกต่างของการทรุดตัวจากแบบจำลองทั้งสองได้ชัดเจนมากขึ้น

ในช่วง 0 – 24.4 เมตร (24.4 เมตร) ไปทางด้านหน้าของหัวเจาะของการวิเคราะห์ทั้งสองกรณี เป็นช่วงที่สังเกตเห็นความแตกต่างระหว่างการวิเคราะห์ทั้งสองค่อนข้างเท่ากัน โดยการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงนี้เป็นผลมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันดินที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ หรือ การทรุดตัวหน้าหัวเจาะ (Initial settlement) ซึ่งในช่วงนี้การทรุดตัวที่ผิวดินกรณีกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดยังคงเกิดขึ้นน้อยกว่าและสังเกตเห็นได้ว่าจุดเปลี่ยนโค้งจะเกิดขึ้นก่อนกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับซึ่งคาดว่าเป็นผลต่อเนื่องมาจากแรงดันแก๊สที่มีค่าสูงกว่ามาก

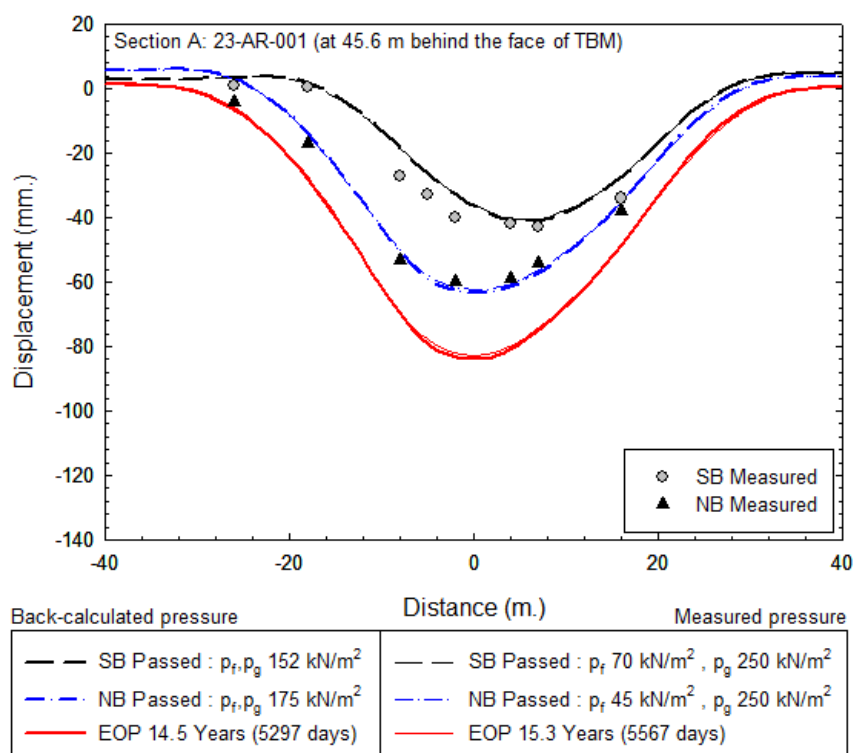


รูปที่ 4.27 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามยาวที่ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์คู่ขนาน ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

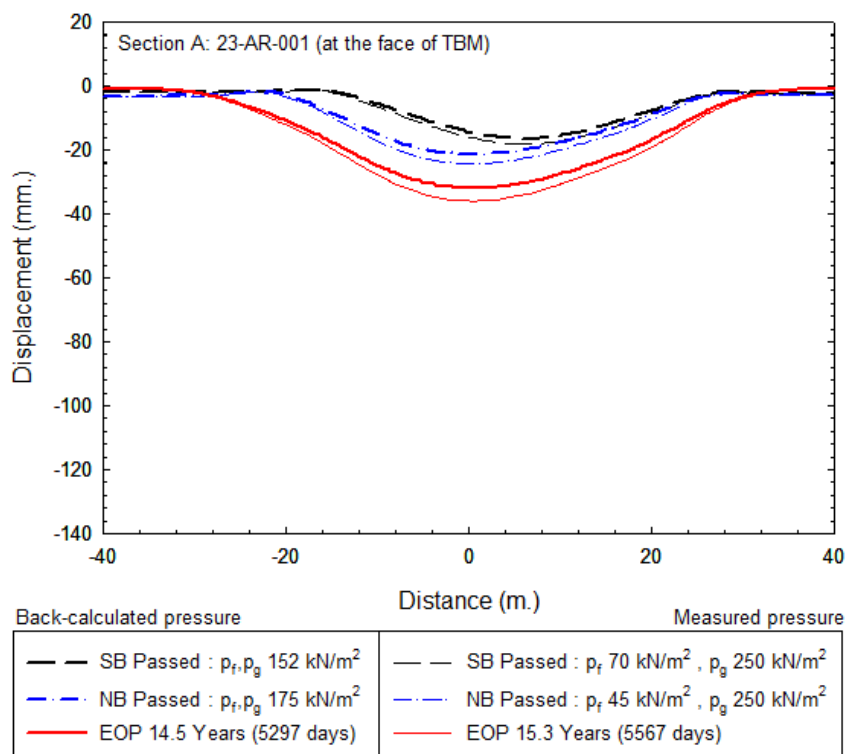
4.4.2 การวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวาง

● หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางจากหน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ทั้งจากกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดและกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับที่ระยะ 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะกับค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ตรวจวัดได้จริงจากการก่อสร้าง ดังรูปที่ 4.28 ผู้วิจัยพบว่าผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติทั้งสองกรณีเกิดการทรุดสูงสุดที่ผิวดินเกิดขึ้นต่ำกว่าและมีความกว้างของการทรุดต่วน้อยกว่าค่าตรวจวัดได้จริงเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเกิดการทรุดสูงสุดตัวของผิวดินที่มีความกว้างของการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดได้จริงโดยเกิดการยกตัวขึ้นที่ผิวดินเล็กน้อยเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB ซึ่งการยกตัวของผิวดินลดลงเมื่อสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำและเมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินเฉพาะจากการวิเคราะห์สองกรณีหน้าหัวเจาะ ดังรูปที่ 4.29 พบว่าผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินจากทั้งสองกรณีมีความกว้างของการทรุดตัวใกล้เคียงกันแต่ผลการวิเคราะห์กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สด้วยค่าต่ำสุด จะเกิดการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดต่ำกว่าเนื่องมาจากแรงดันด้านหน้าต่ำกว่าค่อนข้างมาก



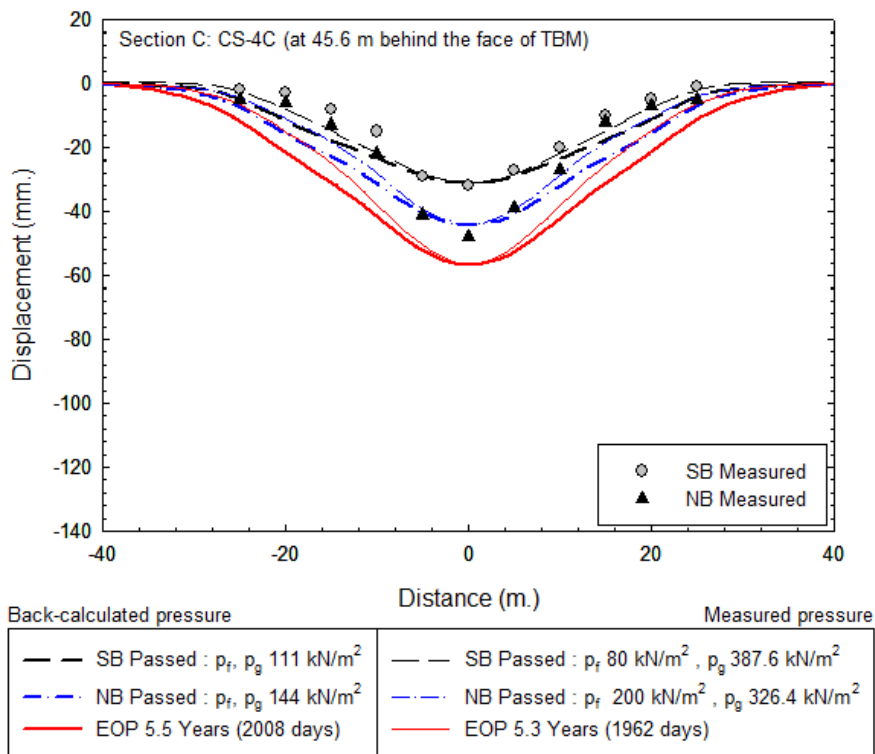
รูปที่ 4.28 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวของผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



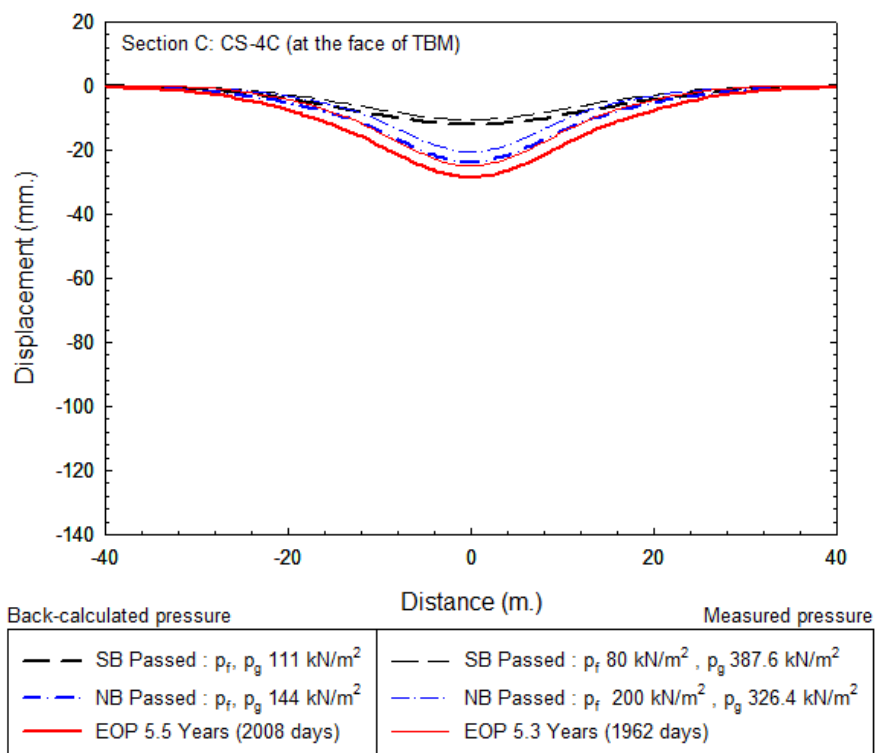
รูปที่ 4.29 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001

● หน้าตัดดิน Section C: CS-4C

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางจากหน้าตัดดิน Section C:CS-4C ทั้งจากกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดและกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับที่ระยะ 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะกับค่าการทรุดตัวที่ตรวจวัดได้จริงจากการก่อสร้าง ดังรูปที่ 4.30 ผู้วิจัยพบว่าผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติทั้งสองกรณีเกิดการทรุดสูงสุดที่ผิวดินใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดได้จริงแต่มีความกว้างของการทรุดตัวมากกว่าเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่ำกว่าแต่ความกว้างของการทรุดตัวยังคงมากกว่าเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB โดยพบว่าความกว้างของการทรุดตัวเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำ นอกจากนี้สังเกตเห็นว่าถึงแม้จะกำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวเท่ากันสำหรับทั้งสองกรณีซึ่งทำให้เกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินเท่ากันแต่เกิดความกว้างของการทรุดตัวแตกต่างกันอย่างชัดเจน และเมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินเฉพาะจากการวิเคราะห์สองกรณีหน้าหัวเจาะ ดังรูปที่ 4.31 พบว่าผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินใกล้เคียงกันกับกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับเมื่อขุดเจาะอุโมงค์ SB เนื่องจากผลของความแตกต่างแรงดันด้านหน้าน้อย แต่สังเกตเห็นการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินแตกต่างอย่างชัดเจนเมื่อขุดเจาะอุโมงค์ NB และเมื่อสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำเนื่องจากความแตกต่างของแรงดันด้านหน้าค่อนข้างมาก รวมทั้งมีความกว้างของการทรุดตัวน้อยกว่าจากผลต่อเนื่องของแรงดันแก๊สที่สูงกว่ามาก



รูปที่ 4.30 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางที่ตำแหน่ง 45.6 เมตร จากหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C



รูปที่ 4.31 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินแนวระนาบตัดตามขวางหน้าหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

4.5 สรุปผลการวิเคราะห์ท้ายบท

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินระยะสั้นและระยะยาวภายหลังการก่อสร้างโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครสายเฉลิมรัชมงคล ด้วยซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แพลงชีสแบบ 3 มิติ แล้วพบว่า

ขั้นตอนการกำหนดใช้งานซอฟต์แวร์เพื่อวิเคราะห์แรงดันน้ำใต้ดินแบบลด ยังคงต้องกำหนดโดยใช้ฟังก์ชัน General phreatic level, Cluster phreatic level และ Interpolate from adjacent cluster or line และต้องทำการแบ่งแบบจำลองเป็นส่วนตามระดับที่เกิดการลดลงของแรงดันน้ำก่อนการวิเคราะห์ แต่มีความสะดวกสบายมากขึ้นเนื่องจากไม่ต้องกำหนดระดับอ้างอิงเองและสามารถกำหนดค่าแรงดันได้โดยตรงพร้อมกับการกำหนดชั้นดินของแบบจำลอง

การกำหนดจุดสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำเมื่อมีค่าเท่ากับ 1 kN/m^2 เนื่องจากพบว่าหากกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0 kN/m^2 ซอฟต์แวร์จะไม่สามารถทำการวิเคราะห์ได้อันเนื่องมาจากระบบการวิเคราะห์ของซอฟต์แวร์เอง ดังนั้นจึงกำหนดด้วยค่า 1 kN/m^2 ซึ่งถือเป็นค่าน้อยที่สุดที่ยอมรับได้ ณ จุดสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำ นอกจากนี้เมื่อทำการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ มีข้อสังเกตเกี่ยวกับประเภทเครื่องมือที่ใช้วิเคราะห์ (Solver type) ซึ่งสามารถเลือกได้ 3 แบบ คือ

- Picos (multicore iterative) คือ ค่าปกติที่ซอฟต์แวร์กำหนดสำหรับการวิเคราะห์ โดยมีประสิทธิภาพในการแก้ปัญหาแบบสมการซ้ำด้วยการทำงานบนหน่วยประมวลผลแบบหลายแกน (multi-core processors) ซึ่งสามารถวิเคราะห์แบบจำลองได้รวดเร็วที่สุด

- Pardiso (multicore direct) คือ การแก้ปัญหาแบบสมการโดยตรงด้วยการทำงานบนหน่วยประมวลผลแบบหลายแกนซึ่งเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดในการแก้ปัญหสมการทำให้จึงต้องการใช้หน่วยความจำของคอมพิวเตอร์มากขึ้นด้วย

- Classic (single core iterative) คือ การแก้ปัญหาแบบสมการที่ใช้ในซอฟต์แวร์เวอร์ชันเก่าซึ่งทำงานบนหน่วยประมวลผลแบบแกนเดียว

ซึ่งจากการทำงานของผู้วิจัยพบว่าแบบจำลองที่ทำการวิเคราะห์นั้นไม่สามารถเลือกใช้ Picos ได้แต่สามารถเลือกใช้ Pardiso และ Classic ได้ อาจเนื่องมาจากคอมพิวเตอร์ที่ใช้งานโดยมีคุณสมบัติ ดังนี้ 64-bit Window 8, Inte Core i7 CPU 1.90GHz Processor, 8.00 GB Memory, 2 GB GEFORCE GT 635M ดังนั้นผู้วิจัยจึงเลือกใช้ Pardiso ซึ่งมีประสิทธิภาพมากที่สุดโดยใช้หน่วยความจำประมาณ 4 GB ขณะทำการวิเคราะห์

บทที่ 5

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิเคราะห์งานวิจัย

5.1.1 สรุปผลวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยซอฟต์แวร์ แพลกซิส (2D 2012 PLAXIS)

จากบทวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินในบทที่ 3 ผู้วิจัยสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้ ดังนี้

- **วิธีการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์**

ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการหดตัว (Contraction Method) คือวิธีที่มีความซับซ้อนในการกำหนดใช้งานซอฟต์แวร์น้อยที่สุดซึ่งเกิดการทรุดตัวของผิวดินใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริงแต่ไม่สามารถนำค่าความเค้น ความเครียดและแรงต่างๆในดาตอูโมงค์มาใช้ได้ เนื่องจากสมมติฐานของการจำลองที่ขึ้นกับตัวแปรเดียวและการกำหนดขั้นตอนการก่อสร้างส่งผลให้ไม่มีความน่าเชื่อถือต่อผลการวิเคราะห์

ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการลดความเค้น (Stress Reduction Method) มีความซับซ้อนในการกำหนดใช้งานซอฟต์แวร์ปานกลาง โดยเกิดการทรุดตัวของผิวดินใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริงแต่ไม่สามารถนำค่าในดาตอูโมงค์มาใช้ได้เช่นเดียวกับวิธีการหดตัวเนื่องจากสมมติฐานของการจำลองที่ขึ้นกับตัวแปรเดียวและการกำหนดขั้นตอนการก่อสร้างส่งผลให้ไม่มีความน่าเชื่อถือต่อผลการวิเคราะห์เช่นเดียวกันกับวิธีการหดตัว

ขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์ (Modified Grout Pressure Method) มีความน่าเชื่อถือมากที่สุดต่อผลการวิเคราะห์ทั้งการทรุดตัวของผิวดินและพฤติกรรมที่เกิดในดาตอูโมงค์เนื่องจากสมมติฐานของวิธีที่ใช้ค่าเฉลี่ยของแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์จากค่าตรวจวัดจริงมาในการวิเคราะห์จึงทำให้เหมาะสมที่สุดสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินในระยะยาว โดยการกำหนดใช้งานซอฟต์แวร์ด้วยวิธีนี้มีความซับซ้อนสูงที่สุดและต้องมีข้อมูลจากการขุดเจาะจริง ผู้วิเคราะห์จึงควรมีพื้นฐานการใช้งานซอฟต์แวร์

- **หน้าตัดดินกับการวางตัวของอุโมงค์**

- กรณีอุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนาน (Twin tunnels)

จากการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินจากแบบจำลองหน้าตัดดินที่แตกต่างกัน 7 แบบโดยอุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนานสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้ว่าระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางอุโมงค์มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินตามทฤษฎีของ Peck (1969) อุโมงค์ที่วางตัวในหน้าตัดชั้นดินที่มีชั้นล่างสุดเป็น

ทรายจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินมากกว่าการวางตัวของอุโมงค์ที่มีชั้นล่างสุดเป็นดินเหนียวแข็งมาก และอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพเพียงอย่างเดียวมีแนวโน้มที่จะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินสูงกว่าอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในหน้าตัดดินที่มีดินเหนียวแข็งกรุงเทพชั้นที่ 1 และชั้นที่ 2 แทรกอยู่ด้วย โดยทรายที่แทรกอยู่ระหว่างการวางตัวของอุโมงค์มีผลต่อการทรุดตัวน้อยกว่าเมื่อเทียบกับดินเหนียวแข็งกรุงเทพ

- กรณีอุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับ (Stacked tunnels)

จากการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินจากแบบจำลองหน้าตัดดินที่มีชั้นล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากและการวางตัวของอุโมงค์แบบซ้อนทับสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้ว่าเมื่อนำหน้าตัดดินคล้ายคลึงกันแต่มีการวางตัวของอุโมงค์แบบซ้อนทับจะเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินมากกว่าแต่มีความกว้างของการทรุดตัวน้อยกว่า

● พฤติกรรมในระยะยาวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ

- การทรุดตัวที่ผิวดิน

เมื่อวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวโดยเลือกขั้นตอนการจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊ส พบว่าอัตราการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวจะเกิดขึ้นมากที่สุดในช่วง 200 วัน ภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ ในช่วงประมาณ 2.80 – 6.50 มม. ขึ้นกับหน้าตัดโดยปริมาณการเพิ่มขึ้นของการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับปริมาณความหนาของชั้นดินเหนียวโดยรวม และอัตราการเพิ่มขึ้นรวมทั้งปริมาณของการทรุดตัวจะค่อยๆลดลงแต่ยังเห็นได้ชัดไปจนกระทั่ง 5 ปีภายหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จโดยเพิ่มขึ้นในช่วง 2.80 – 7.20 มม. และเมื่อพ้นช่วง 5 ปีแรกหลังการก่อสร้างแล้วพบว่า อัตราการทรุดตัวที่ผิวดินจากกระบวนการอัดตัวคายนํ้าเพิ่มขึ้นอย่างไม่มีนัยสำคัญถึงแม้ว่าแรงดันนํ้าในโพรงจะยังไม่คงที่

- คาดอุโมงค์

เนื่องจากการวิเคราะห์ในซอฟต์แวร์สามารถแสดงผลค่าแรงในแนวแกน (Axial force) แรงเฉือน (Shear force) และโมเมนต์ดัด (Bending Moment) ที่เกิดขึ้นในคาดอุโมงค์ซึ่งเมื่อสังเกตพฤติกรรมของแรงต่างๆ ตั้งแต่เริ่มทำการขุดเจาะอุโมงค์จนถึงสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายนํ้าแล้วพบว่าแรงในแนวแกน เมื่อเปรียบเทียบในกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นทรายภายพบว่าแรงที่กระทำในคาดอุโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการอัดตัวคายนํ้ามีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 ประมาณ 7% (53 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ประมาณ 70% (440 kN/m) และแรงที่กระทำในคาดอุโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายนํ้ามีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 ประมาณ 3% (24 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ประมาณ 15% (100 kN/m) สำหรับกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากพบว่าแรงที่กระทำในคาดอุโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการ

อัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8B ประมาณ 6% (58 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-22e-o ประมาณ 15% (136 kN/m) และแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8B ประมาณ 2% (20 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-22e-o ประมาณ 10% (106 kN/m)

แรงเฉือน สำหรับกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นทรายพบว่าแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-G3-007-019 ประมาณ 34% (12 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ประมาณ 346% (42 kN/m) และแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-G3-007-019 ประมาณ 44% (17 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 ประมาณ 307% (40 kN/m) สำหรับกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากพบว่าแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8B ประมาณ 18 % (8 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-22e-o ประมาณ 1160% (64 kN/m) และแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8B ประมาณ 16% (6 kN/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-22e-o ประมาณ 1220% (86 kN/m)

โมเมนต์ดัด สำหรับกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นทรายพบว่าแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8D ประมาณ 190% (40 kNm/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 ประมาณ 444% (49 kNm/m) และแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-8D ประมาณ 220% (44 kNm/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section B: 26-AR-001 ประมาณ 515% (59 kNm/m) สำหรับกลุ่มที่มีหน้าตัดดินด้านล่างเป็นดินเหนียวแข็งมากพบว่าแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่หนึ่งหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-4C ประมาณ 75% (6 kNm/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-52e-s ประมาณ 730% (54 kNm/m) และแรงที่กระทำในดาตอโมงค์ที่สองหลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดที่หน้าตัดดิน Section C: CS-4C ประมาณ 67% (10 kNm/m) และมีการเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่หน้าตัดดิน Section D: SS-5T-52e-s ประมาณ 752% (58 kNm/m)

ทั้งนี้สังเกตเห็นว่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมีการเพิ่มขึ้นสูงสุดค่อนข้างมาก ซึ่งน่าจะมีสาเหตุที่

สอดคล้องกับงานวิจัยของ Laver (2010) ที่กล่าวว่าดาตอโมงค์ที่ไม่มีความสามารถในการซึมผ่านจะเกิดแรงในดาตอโมงค์สูงและเป็นกรณีที่ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

5.1.2 สรุปผลวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดยซอฟต์แวร์แพลลาคซิส (3D 2012 PLAXIS)

จากบทวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ (บทที่ 4) ซึ่งกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ 2 กรณี คือ กรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุด และกรณีที่กำหนดค่าการคำนวณย้อนกลับทั้งแนวระนาบตัดตามยาวและแนวระนาบตัดตามขวางของหน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001 และ Section C: CS-4C ผู้วิจัยสามารถสรุปการวิเคราะห์ที่ได้นี้

● กรณีอุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนาน (Twin tunnels) ในหน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001

เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามยาวพบว่าการทรุดตัวของผิวดินทั้งในระยะสั้นและในระยะยาวจะมีแนวโน้มของเส้นโค้งการทรุดตัวแบบเดียวกันสำหรับทั้งสองกรณีข้างต้น และมีค่าความแตกต่างระหว่างการทรุดตัวของผิวดินเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB ค่อนข้างคงที่ โดยกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุดเกิดการทรุดตัวของผิวดินต่ำกว่า จึงสรุปได้ว่าแรงดันด้านหน้ามีผลต่อการเกิดการทรุดตัวของผิวดินค่อนข้างมาก

เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามขวางที่ระยะ 45.6 เมตร จากหน้าอุโมงค์และที่หน้าอุโมงค์จากสองกรณีข้างต้นซึ่งกำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวเท่ากันพบว่า ลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวและความกว้างของการทรุดตัวของผิวดินมีความใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินแปรผันกับแรงดันด้านหน้า กล่าวคือ เมื่อแรงดันด้านหน้ามีค่าน้อยจะเกิดการทรุดตัวของผิวดินมากและเมื่อแรงดันด้านหน้ามีค่ามากจะเกิดการทรุดตัวของผิวดินน้อย ซึ่งมีแนวโน้มเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินจากทั้งสองกรณีต่ำกว่าค่าตรวจวัดจริง จึงสรุปได้ว่ากรณีอุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนานแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ไม่มีอิทธิพลโดยตรงต่อการเกิดความกว้างของการทรุดตัว

● กรณีอุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับ (Stacked tunnels) ในหน้าตัดดิน Section C: CS-4C

เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามยาวพบว่าแนวโน้มของลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวของผิวดินของทั้งสองกรณีแบบเดียวกันซึ่งมีความแตกต่างระหว่างเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB ค่อนข้างมาก โดยกรณีที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุดเกิดการทรุดตัวของผิวดินน้อยกว่าในขณะที่ความแตกต่างระหว่างค่าแรงดันด้านหน้าของทั้งสองกรณีค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับแรงดันเกาส์ จึงสรุปผลการวิเคราะห์ได้ว่าแรงดันเกาส์มีผลต่อการเกิดการทรุดตัวมากกว่าแรงดันด้านหน้าเนื่องมาจากผลของแนวการวางตัวอุโมงค์

เมื่อพิจารณาแนวระนาบตัดตามขวางที่ระยะ 45.6 เมตร จากหน้าอุโมงค์และที่หน้าอุโมงค์พบว่าทั้งสองกรณีข้างต้นมีผลการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินเท่ากันซึ่งมีแนวโน้มต่ำกว่าค่าที่ตรวจวัดจริง แต่มี

ความกว้างของการทรุดตัวมากกว่าอย่างชัดเจน นอกจากนี้ยังพบว่าถึงแม้กำหนดค่าเปอร์เซ็นต์การหดตัวเท่ากันสำหรับทั้งสองกรณีจะเกิดความกว้างของการทรุดตัวที่ผิวดินแตกต่างกันอย่างชัดเจนแปรผันตามแรงดันแก๊ส กล่าวคือ เมื่อแรงดันแก๊สมีค่ามากจะเกิดความกว้างของการทรุดตัวน้อยและเมื่อแรงดันแก๊สมีค่าน้อยจะเกิดความกว้างของการทรุดตัวมาก จึงสรุปได้ว่ากรณีอุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สมี้อิทธิพลโดยตรงต่อการเกิดความกว้างของการทรุดตัว

5.1.3 การเปรียบเทียบและสรุปผลการทรุดตัวที่ผิวดินระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

เนื่องมาจากการสรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินทั้งในระยะสั้นและในระยะยาวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ พบว่าขั้นตอนกระบวนการจำลองการก่อสร้างด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊สมีความน่าเชื่อถือและเหมาะสมที่สุด รวมทั้งจากการสรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินทั้งในระยะสั้นและในระยะยาวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ พบว่าการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดมีความเหมาะสมมากกว่าทั้งในแง่ของวิธีการกำหนดและผลการวิเคราะห์ ผู้วิจัยจึงต้องการเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งสองแบบ ดังนี้

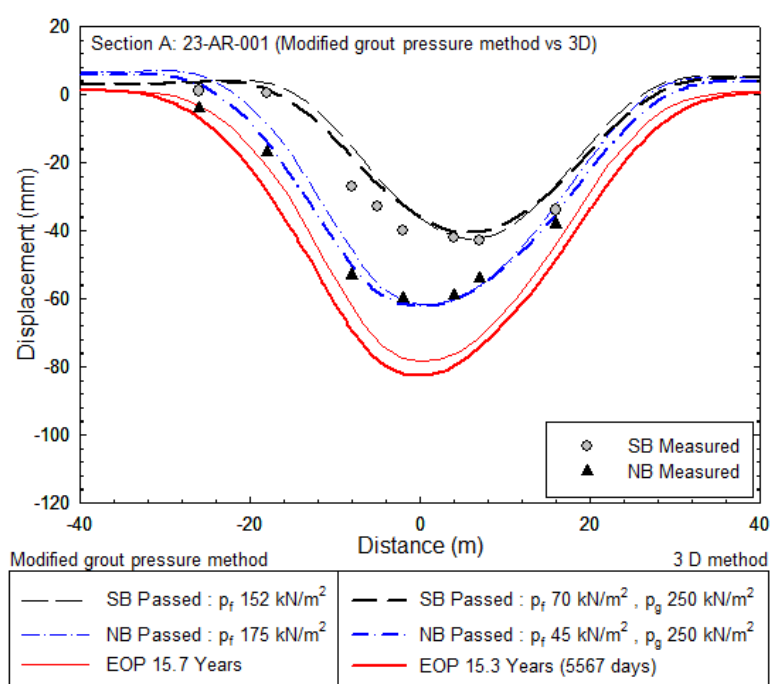
- **กรณีอุโมงค์วางตัวแบบคู่ขนาน (Twin tunnels) ในหน้าตัดดิน Section A: 23-AR-001**

จากการการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊สกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุด ดังรูปที่ 5.1 พบว่าลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะสั้นเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB ของทั้งสองวิธีมีแนวโน้มรูปแบบเดียวกันโดยเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญแต่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติจะเกิดความกว้างของการทรุดตัวน้อยกว่าเล็กน้อย เมื่อพิจารณาการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวพบว่าการคำนวณแบบ 3 มิติ เกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินสูงกว่าประมาณ 4 มม. และมีความกว้างของการทรุดตัวมากกว่าข้างละประมาณ 2 มม. เมื่อเทียบกับการคำนวณแบบ 2 มิติ ในขณะที่ระยะเวลาสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคาน้ำขึ้นกว่าแสดงให้เห็นว่าเกิดการทรุดตัวที่ผิวดินระยะยาวเพิ่มขึ้นมากกว่า จึงสรุปได้ว่าการทรุดตัวที่ผิวดินจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุดมีความปลอดภัยมากกว่าต่อการนำไปใช้ออกแบบงานก่อสร้าง

- **กรณีอุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับ (Stacked tunnels) ในหน้าตัดดิน Section C: CS-4C**

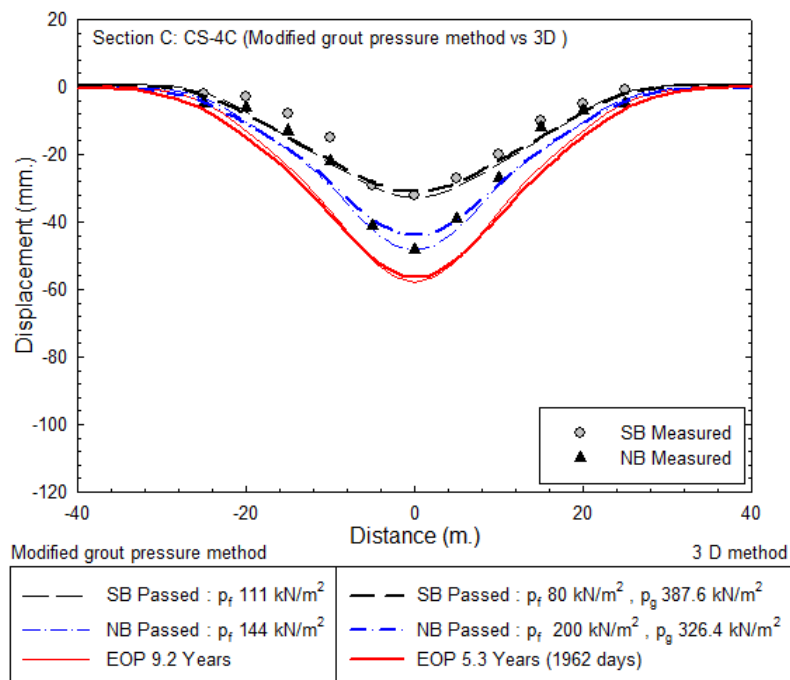
จากการการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยวิธีปรับปรุงแรงดันแก๊สกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันแก๊สต่ำสุด ดังรูปที่ 5.2 พบว่าลักษณะเส้นโค้งการทรุดตัวที่ผิวดินมีแนวโน้มรูปแบบเดียวกันแต่มีการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินในระยะสั้นเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ SB และเมื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ NB สำหรับผลการคำนวณแบบ 3 มิติ ต่ำกว่าประมาณ 4 มม. ซึ่งเห็นได้ค่อนข้างชัดเจนแต่เมื่อพิจารณาการทรุด

ตัวที่ผิวดินระยะยาวพบว่า การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินระหว่างสองวิธีแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญ แสดงให้เห็นว่าเกิดการทรุดตัวในระยะยาวเพิ่มขึ้นประมาณ 12 มม. จากการทรุดตัวระยะสั้นด้วยการคำนวณแบบ 3 มิติ ซึ่งเป็นอัตราการเพิ่มขึ้นที่สูงกว่า และในขณะที่แรงดันเกาส์ที่กำหนดในการคำนวณแบบ 3 มิติ มีค่าสูงกว่าในการคำนวณแบบ 2 มิติ ค่อนข้างมาก ทว่าความกว้างของการทรุดตัวที่ผิวดินในการคำนวณแบบ 3 มิติ กลับมีแนวโน้มการเกิดขึ้นมากกว่า ทำให้สรุปได้ว่าการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ที่กำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุดมีความปลอดภัยมากกว่าต่อการนำไปใช้ออกแบบงานก่อสร้างในแง่ความกว้างของการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้น



รูปที่ 5.1 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์แบบ 2 มิติ และด้วยวิธีการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุดแบบ 3 มิติ

ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



รูปที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบการทรุดตัวที่ผิวดินด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์แบบ 2 มิติ และด้วยวิธีการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์ต่ำสุดแบบ 3 มิติ

ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

- ข้อจำกัดสำหรับการวิเคราะห์ด้วยซอฟต์แวร์แพลคซิส

- ซอฟต์แวร์แพลคซิส 2 มิติ

- เนื่องมาจากกรณีวิเคราะห์ใน 2 มิติ ต้องการสมมติฐานที่รองรับอีกหนึ่งมิติที่หายไป และการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาวด้วยกระบวนการอัดตัวคายนานี้จะคำนวณจากแรงดันน้ำในโพรงที่เปลี่ยนแปลงไปจากกระบวนการก่อสร้าง ซึ่งสมมติฐานของวิธีการหัดตัวและวิธีการลดความเค้นให้ค่าแรงดันน้ำในโพรงมีความน่าเชื่อถือไม่เพียงพอต่อการคำนวณการทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาว ดังนั้นวิธีการปรับปรุงแรงดันเกาส์จึงเป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินในระยะยาว

- เนื่องมาจากกำหนดค่าดอุมงค์ด้วยวัสดุประเภท plate จึงไม่สามารถกำหนดค่าความซึมผ่านของดาดอุมงค์ได้

- ซอฟต์แวร์แพลคซิส 3 มิติ

- ในการกำหนดขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างนั้นไม่สามารถกำหนดให้มีการขุดเจาะทะลุผ่านสุดขอบเขตของแบบจำลองได้ เนื่องจากหากกำหนดให้มีการขุดเจาะไปจนทะลุขอบเขตของแบบจำลองค่าแรงดันด้านหน้าและแรงดันเกาส์จะถูกปิดการทำงานจนหมดเหลือเพียงส่วนที่เป็นดาดอุมงค์ซึ่งจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินที่ไม่สมจริง ดังนั้นจึงต้องทำการกำหนดขั้นตอนกระบวนการ

ก่อสร้างโดยชุดเจาะอุโมงค์เพียงส่วนหนึ่งแล้วตัดชิ้นส่วนจากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินในแบบจำลองที่ต้องการมาพิจารณาต่อไป

5.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

- การกำหนดระดับน้ำใต้ดินแบบลดในงานวิจัยนี้มีอยู่ที่ความลึก 13 เมตร เพื่อการวิเคราะห์ให้เสมือนสภาพการก่อสร้างจริงในอดีต โดยเป็นข้อมูลที่มาจากการก่อสร้างเมื่อประมาณปี พ.ศ.2539 ทว่าปัจจุบันระดับน้ำใต้ดินอาจมีการเปลี่ยนแปลงไปตามกาลเวลา ดังนั้นจึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป
- สำหรับการวิเคราะห์งานวิจัยนี้ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ ซึ่งทำการวิเคราะห์การทรุดตัวจากหน้าตัดดินที่แตกต่างกันทั้งหมด 8 แบบ ทว่ามีเพียงกรณีศึกษาเดียวที่มีการวางตัวของอุโมงค์แบบซ้อนทับ ทำให้สรุปผลการวิเคราะห์กรณีที่อุโมงค์วางตัวแบบซ้อนทับของผู้วิจัยจึงอาจไม่ครอบคลุมสำหรับกรณีที่มีหน้าตัดดินแตกต่างกัน จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป
- สำหรับการวิเคราะห์งานวิจัยนี้ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ซึ่งทำการวิเคราะห์การทรุดตัวจากหน้าตัดดินที่แตกต่างกันเพียง 2 กรณี คือ มีรูปแบบการวางตัวของอุโมงค์แบบคู่ขนานและแบบซ้อนทับ ทำให้สรุปผลการวิเคราะห์ที่กล่าวข้างต้นของผู้วิจัยจึงอาจไม่ครอบคลุมทุกกรณี จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป
- ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นผ่านของดินและความชื้นผ่านของคานาอุโมงค์เป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการทรุดตัวที่ผิวดินอย่างมีนัยสำคัญ ทว่าความชื้นผ่านของคานาอุโมงค์ไม่ได้ถูกกำหนดสำหรับงานวิจัยนี้ จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป
- ผลการวิเคราะห์แรงในแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในคานาอุโมงค์ที่แสดงในงานวิจัยนี้ มาจากสมมติฐานที่คาดว่า การกำหนดขั้นตอนกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีการปรับปรุงแรงดันแก๊สมีความน่าเชื่อถือ ฉะนั้นผลการวิเคราะห์แรงในคานาอุโมงค์จึงน่าจะมีแนวโน้มเชื่อถือตามไปด้วย ทว่าในความเป็นจริงไม่มีการตรวจวัดค่าแรงเหล่านี้ที่เกิดขึ้นจริงจึงไม่สามารถเปรียบเทียบความแม่นยำของผลการวิเคราะห์ได้ จึงเป็นกรณีที่ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ขวัญ สุขคง. การศึกษาปัญหาอุปสรรคและวิธีการแก้ไขทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549.

ชลธิชา บุญส่ง. การเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีแรงดันดินสมบูรณ์, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544.

ภาษาอังกฤษ

Addenbrooke, T.I. (1996). *Numerical analysis of tunnelling in stiff clay*. Ph.D.

Thesis, Imperial Col. Sci. Tech. Med., London

Addenbrooke, T.I., Potts, D.M. & Puzrin, A.M. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique*, 47, 693-712

Barratt, D.A., O'Reilly, M.P. & Temporal, J. (1994). Long-term measurement of loads on tunnel linings in overconsolidated clay. *In: Tunnelling '94*, 469-481, London

Bringreave, R. and Brand, P.A. (1996). Application of PLAXIS for soil and rock plasticity. *Short Course Numerical Analysis in Geotechnical Engineering*. AIT

Bowers, K.H. & Redgers, J.D. (1996). Discussion: Observations of lining load in a London clay tunnel. *In: Proc. Int. Symp. Geotech. Asp. Undergrnd. Constr. Soft Gnd.*, 335, London

Chanaton, S. (2005). *Geotechnical aspects of The Bangkok MRT blue line project*.

Ph.D. thesis, Griffith Univ., Australia

Harris, D.I. (2002). Long term settlement following tunnelling in overconsolidated London Clay. *In: Proc. 3rd Int. Symp. Geotech. Asp. Undergrnd. Constr. Soft Gnd.*, 393-398, Toulouse

Karakus, M., and Fowell, R.J. (2003). Effects of different tunnel face advance excavation on the

settlement by FEM. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18, 513-523.

- Karakus, M., and Fowell, R.J. (2005). Back analysis for tunnelling induced ground movements and stress redistribution. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 514-524.
- Kim, H.J., Eisenstein, Z., Chae, B.G. and Jeong, C.H. (2006). Estimates of stress reduction factors for the tunnel design. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, 451.
- Lee, K.M., Rowe, R.K., and Lo, K.Y. (1992). Subsidence owing to tunnelling. I: estimating the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 929-940.
- Mair, R.J. (2008). Tunnelling and geotechnics: new horizons. *Geotechnique*, 58, 695-736.
- Mair, R.J. & Taylor, R.N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. In: *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 2353-2385, Hamburg.
- Moller, S.C. (2006). *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Doctoral Thesis, University of Stuttgart, Stuttgart.
- Moller, S. C., and Vermeer, P. A. (2008) On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 461-475.
- Negro, A. and de Queiroz, P.I.B. (2000). Prediction and performance: A review of numerical analysis for tunnels. *Geotechnical Aspects of underground construction in soft ground*, Kusakabe, Fujita and Miyazaki (eds), Rotterdam, Balkema, 409-418.
- Nyren, R.J. (1998). *Field measurements above twin tunnels in clay*. Ph.D. thesis, Imperial Col. Sci. Tech. Med., London
- O'Reilly, M.P., Mair, R.J. & Alderman, G.H. (1991). Long-term settlements over tunnels: and eleven-year study at Grimsby. In: *Tunnelling '91*, 55-64, London
- Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground, In: *Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*.

- Mexico City, State of the Art Volume, 225–290.
- PLAXIS 3D Tutorial Manual (2012), 67-84.
- Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, 11-22.
- Rowe, R. K., and Kack, G. J. (1983). A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 299-314
- Shirlaw, J. N. (1995). Observed and calculated pore pressures and deformation induced by earth pressure balance shield. *Can. Geotech. J.*, **32**, 181-189
- Sramoon, A. nad Sugimoto, M. (1999). A study on earth pressure acting on EPB Shield. *Civil and Environmental Engineering Conference New Frontiers and Challenges, Bangkok, Thailand* : 93-98.
- Suchatvee, S. (2002). *Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunnelling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks*. Ph.D. thesis, Massachusetts Int., USA
- Swoboda, G. (1979). Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanic*. Aachen, Germany, A.A.Balkema, 604-618.
- Vorster, T.E.B., Klar, A., Soga, K. & Mair, R.J. (2005). Estimating the effect of tunnelling on existing pipelines. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, 131, 1399-1410.
- Wongsaroj, J. (2005). *Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open-face tunnelling in stiff clay*. Ph.D. thesis, Cambridge Univ.

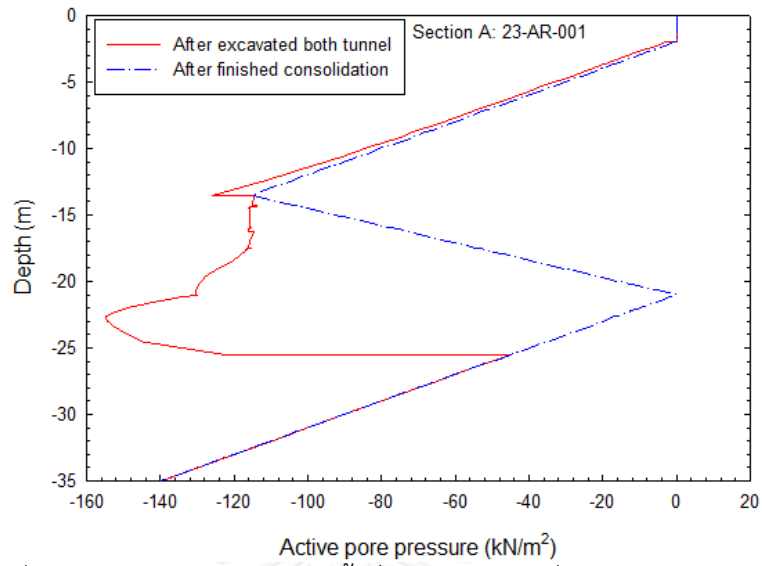
เว็บไซต์

www.bangkokmetro.co.th

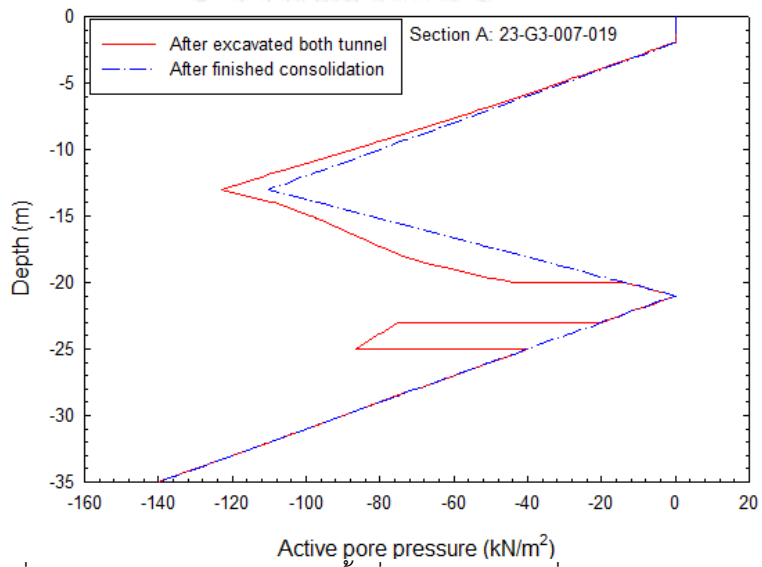
ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

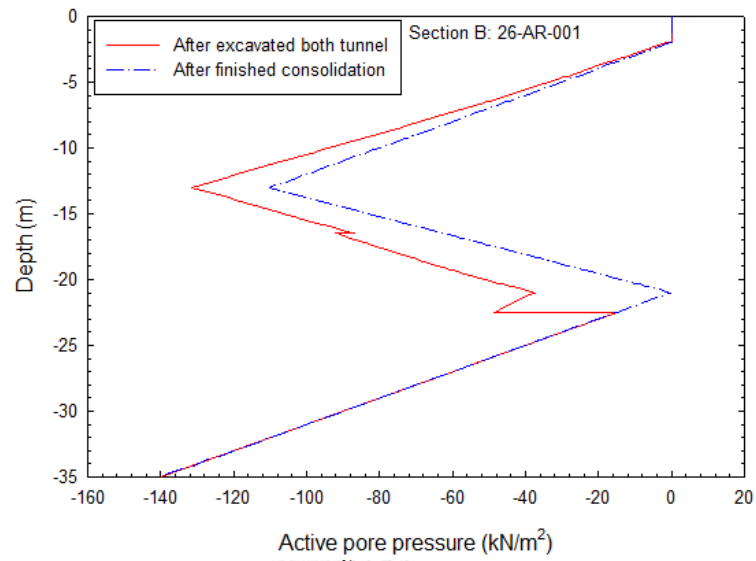
- ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกับความลึก



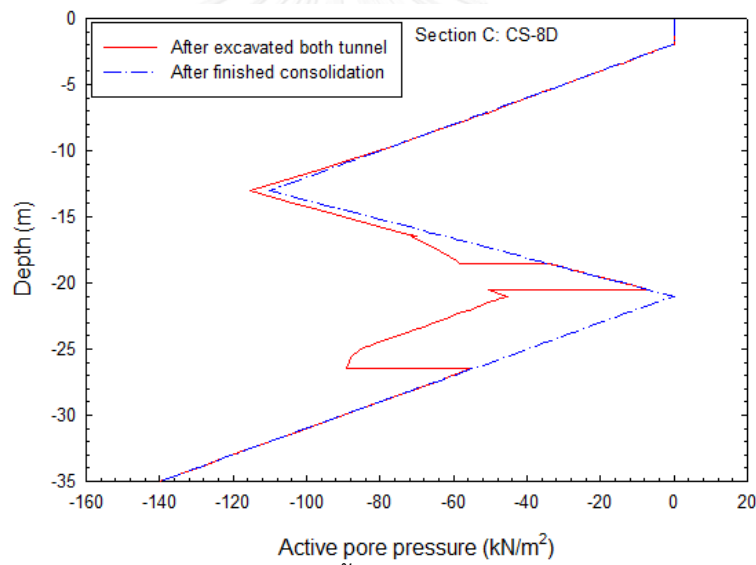
รูปที่ A1 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001



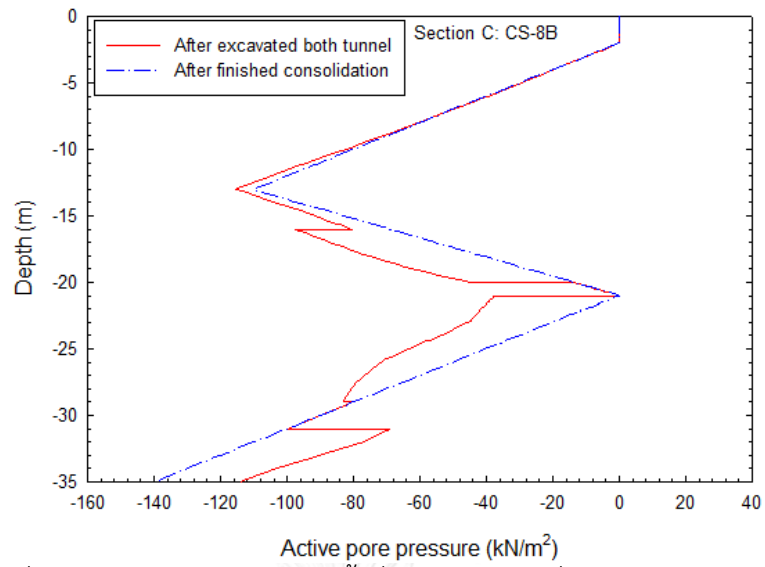
รูปที่ A2 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019



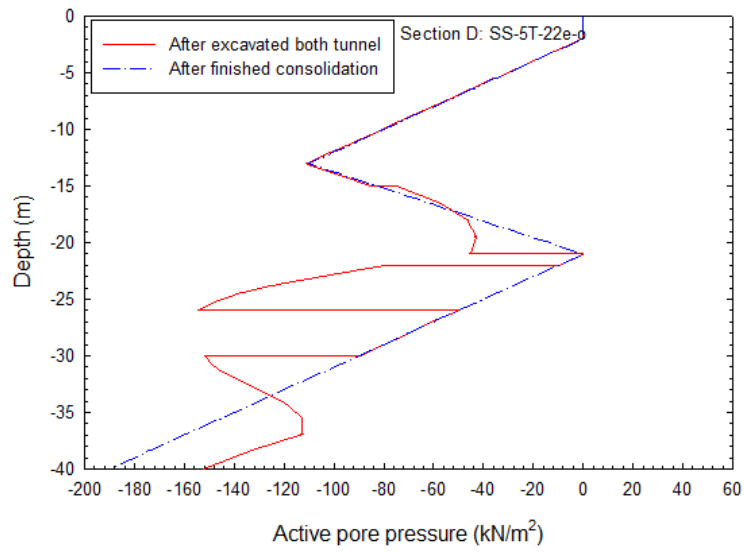
รูปที่ A3 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001



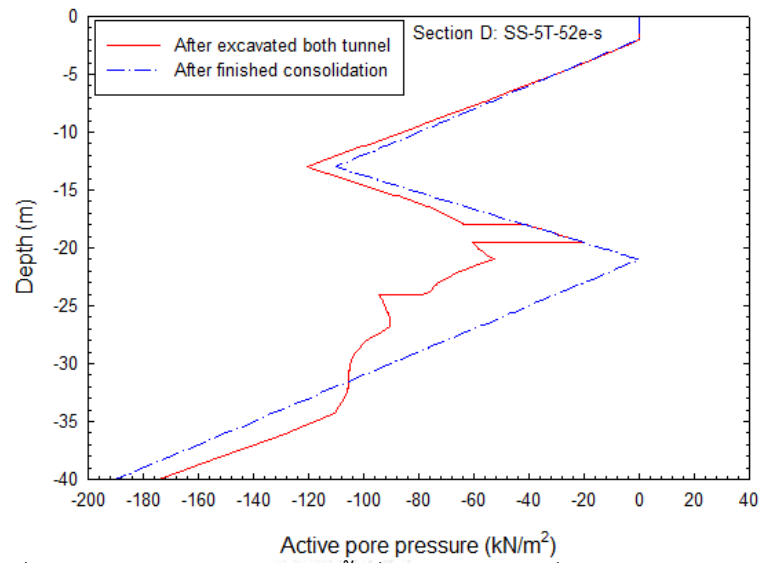
รูปที่ A4 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D



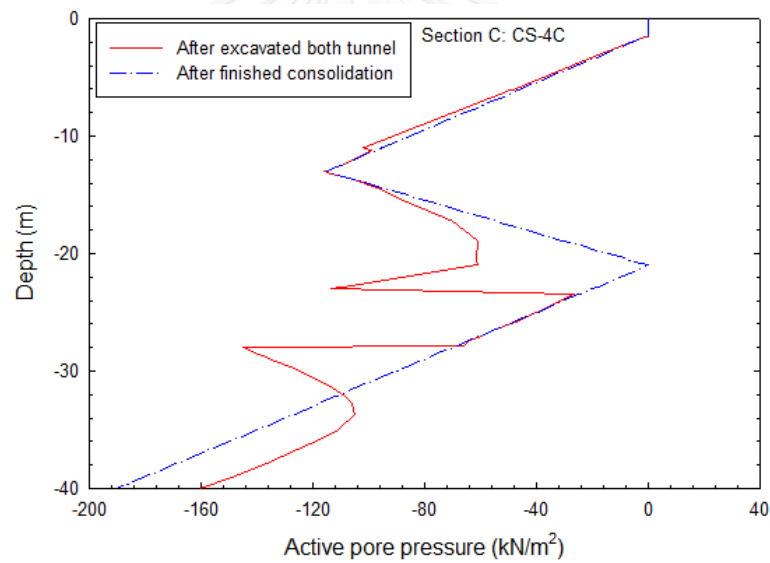
รูปที่ A5 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B



รูปที่ A6 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o



รูปที่ A7 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s



รูปที่ A8 ผลการวิเคราะห์แรงดันน้ำที่กระทำในโพรงกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์
ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

- ผลการวิเคราะห์แรงต่างๆในดาดอุโมงค์

ตารางที่ A1 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-AR-001

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
23-001	SB 152 kN/m ²	608.4		12.16		15.51	
	NB 175 kN/m ²	977.4	679.3	35.61	12.81	44.4	15.29
	200day	1038	767	51.19	47.24	77.28	75.97
	5year(1825d)	1047	779.2	54.22	51.99	81.7	82.63
	10year(3650d)	1048	779.7	54.22	52.03	81.65	82.68
	20year(7200d)	1048	780.3	54.26	52.11	81.65	82.78
	End of consolidation at 1 kN/m ²	1049	780.5	54.3	52.17	81.75	82.87

ตารางที่ A2 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section A: 23-G3-007-019

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
23-007	SB 173 kN/m ²	666.6		35.38		15.28	
	NB 220 kN/m ²	709.8	747.8	31.88	38.58	19.67	18.05
	200day	725.5	780.4	45.12	44.13	54.76	60.4
	5year(1825d)	727.5	790.2	47.34	54.78	58.5	66.22
	10year(3650d)	727.7	790.7	47.39	55.27	58.61	66.52
	20year(7200d)	728	791.2	47.43	55.58	58.68	66.74
	End of consolidation at 1 kN/m ²	728	791.1	47.44	55.46	58.65	66.69

ตารางที่ A3 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section B: 26-AR-001

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
26-001	SB 185 kN/m ²	734.9		15.61		10.98	
	NB 179 kN/m ²	773.3	714	15.39	14.21	21.12	11.46
	200day	784.6	732.1	37.35	42.91	54.44	62.63
	5year(1825d)	787.1	736.6	39.65	45.29	59.28	69.6
	10year(3650d)	787.1	736.7	39.86	45.42	59.52	70.02
	20year(7200d)	787.4	737.3	39.99	45.53	59.66	70.32
	End of consolidation at 1 kN/m ²	787.6	737.6	39.99	45.59	59.71	70.43

ตารางที่ A4 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8B

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
CS-8B	NB 250 kN/m ²		975.9		46.06		28.37
	SB 235 kN/m ²	941.7	1024	38.88	43.89	25.98	25.27
	200day	961.7	1035	41.6	37.53	61.73	51.13
	5year(1825d)	961.2	1034	45.14	37.62	64.86	53.89
	10year(3650d)	961.4	1034	45.16	37.55	64.9	53.96
	20year(7200d)	961.4	1034	45.21	37.52	64.96	54
	End of consolidation at 1 kN/m ²	961.2	1034	45.23	37.6	64.97	53.96

ตารางที่ A5 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-8D

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
CS-8D	NB 230 kN/m ²		913		33.52		20.84
	SB 245 kN/m ²	960.7	972.8	36.18	40.14	20.09	16.58
	200day	1035	1033	87.16	76.96	62.96	59.87
	5year(1825d)	1038	1036	88.76	77.33	64.41	61.18
	10year(3650d)	1038	1036	88.92	77.46	64.38	61.16
	20year(7200d)	1038	1036	88.94	77.5	64.37	61.15
	End of consolidation at 1 kN/m ²	1038	1036	88.67	77.31	64.4	61.17

ตารางที่ A6 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-22e-o

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
5T-22	SB 223 kN/m ²	852.5		5.49		9.15	
	NB 330 kN/m ²	910.5	1083	14.88	7.05	15.34	9.26
	200d	984.1	1185	68.42	90.46	63.34	72.22
	5year(1825d)	987.9	1189	69.34	93.6	64.45	74.62
	10year(3650d)	988	1189	69.34	93.62	64.45	74.62
	20year(7200d)	988.1	1190	69.35	93.64	64.46	74.63
	End of consolidation at 1 kN/m ²	988.3	1189	69.28	93.1	64.35	74.37

ตารางที่ A7 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section D: SS-5T-52e-s

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
5T-52	SB 211 kN/m ²	859.9		12.49		7.42	
	NB 201 kN/m ²	886.8	831.6	14.76	12.55	21.79	7.7
	200day	935.9	886.4	61.79	61.45	58.68	58.09
	5year(1825d)	946.2	897.4	64.27	70.33	61.69	64.6
	10year(3650d)	946.5	897.9	64.32	70.48	61.74	64.68
	20year(7200d)	946.8	898.2	64.36	70.57	61.78	64.74
	End of consolidation at 1 kN/m ²	947.1	897	64.1	70.68	61.81	65.67

ตารางที่ A8 ผลการวิเคราะห์แรงในดาดอุโมงค์ ณ ตำแหน่ง Section C: CS-4C

Section	Detail	Axial Force(kN/m)		Shear Force(kN/m)		Bending Moment(kNm/m)	
		SB	NB	SB	NB	SB	NB
CS-4C	SB 111 kN/m ²	510.9		4.91		5.81	
Stacked	NB 144 kN/m ²	555.7	654.4	15.61	33.78	13.93	25.61
Tunnel	200day	610.2	651.9	30.89	52.93	28.97	38.53
	5year(1825d)	611.3	656.4	30.93	55.22	29.01	41.3
	10year(3650d)	611.6	656.7	30.96	55.28	29.03	41.31
	20year(7200d)	611.8	656.9	30.97	55.33	29.04	41.32
	End of consolidation at 1 kN/m ²	611.6	656.8	30.96	54.97	29.02	41.21

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายศรัณย์ บำรุงชาติ เกิดวันที่ 24 สิงหาคม พ.ศ.2532 ที่จังหวัดพิษณุโลก สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ปีการศึกษา 2554 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมธรณีเทคนิค ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2555



