

พฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ฯ



นายเกียรติ เมืองแสน

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

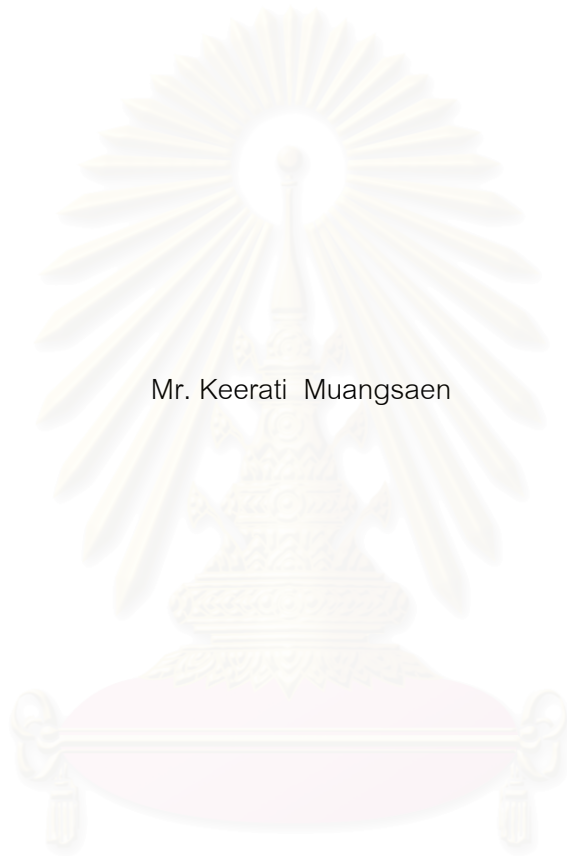
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1669-7

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF EPB SHIELD FOR SUBWAY CONSTRUCTION IN BANGKOK SUBSOIL



Mr. Keerati Muangsaen

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2001

ISBN 974-03-1669-7

กীরติ เมืองแสน : พฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟ
 ฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ. (BEHAVIOR OF EPB SHIELD FOR SUBWAY
 CONSTRUCTION IN BANGKOK SUBSOILS) อ.ที่ปรึกษา : ผศ. ดร.วันชัย เทพรักษ์,
 155 หน้า. ISBN 974-03-1669-7.

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance, EPB, Shield) ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโครงการรถไฟฟ้ามหานครในชั้นดินกรุงเทพฯ เพื่อพิจารณาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน การขุดเจาะอุโมงค์ด้วย EPB Shield เป็นวิธีที่ใช้เทคนิคค่อนข้างซับซ้อนซึ่งมีระบบตรวจสอบและควบคุมอัตโนมัติในการทำงาน เช่น ควบคุมแรงดันในห้องพักดิน (Face Pressure) คำนวณปริมาณดินในการขุดเจาะ ควบคุมการอุดช่องว่างระหว่างผิวของการขุดเจาะกับผิวด้านนอกอุโมงค์ (Backfill Grouting) นอกจากนี้ยังควบคุมทิศทางการขุดเจาะอีกด้วย การควบคุมการขุดเจาะจะกำหนดอัตราส่วนดินขุดโดยการกำหนดความเร็วรอบของ Screw conveyor เพื่อควบคุมปริมาณดินออกจากห้องพักดิน การกำหนด Face Pressure ต้องให้สอดคล้องกับอัตราส่วนดินขุด พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะจะมีลักษณะการเคลื่อนค้ำยง ซึ่งเป็นผลมาจากการทำงานของแม่แรงในการควบคุมทิศทางการขุดเจาะ การวางตัวของหัวเจาะโดยปกติจะทำงานเฉียงเมื่อเทียบกับแนวการขุดเจาะเพื่อป้องกันการจมเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะซึ่งจะเป็นผลให้เกิด Over-Excavation

การควบคุมการทรุดตัวของผิวดินทำได้โดยการรักษาความมั่นคงของดินบริเวณหน้าหัวเจาะด้วยการควบคุม Face Pressure ให้มีความเหมาะสมกับสภาพของชั้นดินและสอดคล้องกับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ นอกจากนี้จะต้องควบคุมประสิทธิภาพการทำ Backfill Grouting ด้วยการกำหนดแรงดันที่ใช้ให้สอดคล้องกับสภาพของชั้นดินและหน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้ง และจะต้องควบคุมอัตราส่วนการอุดช่องว่างให้มีค่ามากกว่า 100 %

เพื่อควบคุมปริมาณการทรุดตัวให้อยู่ในพิสัยที่เหมาะสม ($GL < 2.5\%$) ค่า Face Pressure ในกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ควรมีค่าอยู่ระหว่าง $60-130 \text{ kN/m}^2$ หรือ 45-100 % ของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ และควบคุมอัตราส่วนดินขุดมีค่าอยู่ระหว่าง 100-115 % การทำ Backfill Grouting ควรกำหนดแรงดันมีค่าอยู่ระหว่าง 2-3 bar หรือ 70-100 % ของหน่วยแรงดันดินรวมแนวตั้ง และควบคุมอัตราส่วนการอุดช่องว่างอยู่ในช่วง 110-150 %

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
 ปีการศึกษา...2544....

4270226321: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: EPB SHIELD / CONTROLLED FACTORS / GROUND SURFACE SETTLEMENT

KEERATI MUANGSAEN: BEHAVIOR OF EPB SHIELD FOR SUBWAY
CONSTRUCTION IN BANGKOK SUBSOILS. THESIS ADVISOR: ASST.
PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D. Eng., 155 pp. ISBN 974-03-1669-7.

The research aims to study the behavior of the Earth Pressure Balance (EPB) shield during subway tunnelling of MRTA project in Bangkok subsoils by considering the controlled factors those influenced to ground surface settlement. The EPB shield is fully automatic Tunnel Boring Machine (TBM) to control face pressure, excavated soil volume, backfill grouting and direction of boring. The excavated soil ratio is controlled by setting screw revolution speed to extrude soil volume from chamber. Face pressure has to be corresponded to the excavated soil ratio. The movement of EPB shield is look like a snake motion due to the controlled direction of the thrust jacks. The EPB shield is generally drilled incline upward with pitching angle to prevent a sinking effect of EPB shield. This pitching angle creates the over-excavation effect.

The ground surface settlement can be minimized by controlling the stability of soil at EPB shield face. This stability can be controlled by using the optimize face pressure related to the soil conditions and at rest total lateral earth pressure. In addition, the efficiency of backfill grouting have to be set at the optimize level correspond to the soil conditions and the overburden pressure. The grout filling ratio shall be controlled greater than 100 %.

In order to minimize ground surface settlement with ground loss less than 2.5 %, the face pressure based on MRTA project for normal boring condition in Bangkok stiff clay is in the range of 60-130 kN/m² or 45-100 % of at rest total lateral earth pressure (σ_{ht}) and the excavated soil ratio is in the range of 100-115 %. Backfill grouting is in the order of 2-3 bar or 70-100 % of total overburden pressure with controlling grout filling ratio in the range of 110-150 %.

Department.....Civil Engineering..... Student's signature.....
Field of study.....Civil Engineering..... Advisor's signature.....
Academic year.....2001..

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง“พฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ” ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำต่าง ๆ ในการวิจัยด้วยดีมาตลอด และขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์ ขอขอบพระคุณการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย ที่อนุญาตในการเก็บรวบรวมข้อมูล และกิจการร่วมค้า ไอโอเอ็น กับ บีซีเคที ที่เชื้อเพื่อสถานที่ในการเก็บรวบรวมข้อมูลและวิจัย ขอขอบคุณ คุณชินวุฒิ ชาญฉายา วิศวกร บริษัท ทีเอ็มเอ็นจีเนียร์ริง แอนด์แมนเนจเม้นท์ จำกัด ที่ช่วยจัดเก็บรวบรวมข้อมูลและให้คำปรึกษา ขอขอบคุณ คุณ นียดา ศรีมารัตน์ ที่ช่วยเรียบเรียงเนื้อหาวิทยานิพนธ์ รวมทั้งเพื่อน ๆ ทุกคนที่ทำให้กำลังใจตลอดมา

สุดท้ายนี้ขอรำลึกถึงพระคุณบิดาและมารดาที่ได้อบรมสั่งสอนและเป็นแรงผลักดันให้สามารถทำวิทยานิพนธ์ให้สำเร็จลุล่วงได้

กীরติ เมืองแสน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง	ฎ
สารบัญภาพ	ฐ
สัญลักษณ์.....	ด
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 แนวคิดในการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	3
1.3 ขอบเขตและขั้นตอนในการวิจัย	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	4
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling ในดินอ่อน	5
2.1.1 ททั่วไป	5
2.1.2 การจำแนกประเภทของเครื่องขุดเจาะประเภท Shield.....	6
2.1.3 เกณฑ์การเลือกใช้งานเครื่องขุดเจาะประเภท Shield	10
2.1.4 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling	11
2.1.4.1 การบังคับเครื่องขุดเจาะ.....	11
2.1.4.2 การขุดเจาะดิน.....	12
2.1.4.3 ผันอุโมงค์	12
2.1.4.4 การขุดช่องว่างรอบผันอุโมงค์.....	14
2.1.4.5 งานป้องกันการรั่วซึมของอุโมงค์	15
2.2 หลักการพื้นฐานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล.....	15
2.2.1 หลักการพื้นฐาน.....	15
2.2.2 ลักษณะทั่วไปของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล	16

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.2.2.1 ดินขุดต้องมีสภาพเป็น Plastic Fluidity	16
2.2.2.2 ดินขุดต้องมีความที่บ้น้ำ	16
2.2.2.3 ประสิทธิภาพการขุดเจาะจะอาศัยการควบคุม ปริมาณดินขุดเจาะ	16
2.2.2.4 ประสิทธิภาพการขุดเจาะจะอาศัยการควบคุม แรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะ	18
2.2.2.5 การปรับปรุงคุณสมบัติดินขุด.....	20
2.3 การทำงานของ EPB Shield ในการก่อสร้างอุโมงค์	21
2.3.1 คำจำกัดความของศัพท์ที่เกี่ยวข้องกับการทำงาน ในการขุดเจาะอุโมงค์	21
2.3.2 ปัจจัยที่มีผลต่อการทำงานของ EPB Shield.....	22
2.3.2.1 สภาพชั้นดิน	22
2.3.2.2 ความสามารถของเครื่องขุดเจาะ.....	22
2.4 การจำแนกพฤติกรรมของดินในการขุดเจาะและเสถียรภาพ ด้านหน้าอุโมงค์	23
2.4.1 การจำแนกพฤติกรรมดินในงานขุดเจาะอุโมงค์.....	23
2.4.2 เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์	26
2.4.2.1 เสถียรภาพในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น	26
2.4.2.2 เสถียรภาพในดินที่มีความเชื่อมแน่น	27
2.4.2.3 เสถียรภาพของดินหลายชนิด	28
2.5 การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์.....	29
2.5.1 ทั่วไป	29
2.5.2 การสูญเสียมวลดิน.....	30
2.5.2.1 การจำแนกการสูญเสียมวลดิน	30
2.5.2.2 แหล่งที่มาของการสูญเสียมวลดิน.....	31
2.5.3 การจำแนกการทรุดตัวที่ผิวดิน	34
2.5.4 การควบคุมการเคลื่อนตัวของดินในการขุดเจาะอุโมงค์	35
2.6 การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ ที่ผ่านมาในอดีต.....	36
2.6.1 การขุดเจาะโดยวิธี Shield Tunneling	36

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.6.2 การขุดเจาะโดยวิธี Cut-and-Cover	40
บทที่ 3 ข้อมูลและวิธีดำเนินงานวิจัย.....	41
3.1 บทนำ.....	41
3.2 ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา การรวบรวมและจัดเตรียมในเบื้องต้น.....	41
3.2.1 ลักษณะโดยทั่วไปของช่วงการขุดเจาะที่ทำการศึกษา.....	41
3.2.2 ลักษณะโดยทั่วไปของข้อมูล.....	43
3.2.3 ข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน.....	43
3.2.4 ข้อมูลค่าสำรวจตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะ	45
3.2.5 ข้อมูลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดิน.....	47
3.2.6 ข้อมูลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง.....	47
3.3 วิธีการศึกษา	48
3.3.1 ศึกษาลักษณะการควบคุมการขุดเจาะโดยอาศัยหัวเจาะ ระบบแรงดันดินสมดุล	48
3.3.1.1 ลักษณะการควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน.....	48
3.3.1.2 ลักษณะการควบคุมทิศทางขุดเจาะ.....	49
3.3.2 ศึกษาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของดิน	50
3.3.2.1 ปัจจัยค่าควบคุมหัวเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของดิน	50
3.3.2.2 พฤติกรรมการหลุดตัวของดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ	51
3.3.3 ประเมินลักษณะการทำงานและค่าที่เหมาะสมของปัจจัย ควบคุมการขุดเจาะหลักตามลักษณะการทำงานที่เกิดขึ้น	52
3.3.1 ลักษณะการทำงานในช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ.....	52
3.3.2 ค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลัก	52
บทที่ 4 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล	54
4.1 ความเป็นมาและลักษณะของโครงการ	54
4.2 แผนงานการก่อสร้างอุโมงค์.....	57
4.3 สภาพทางธรณีวิทยาของชั้นดินกรุงเทพ ฯ ในการก่อสร้างอุโมงค์ รถไฟใต้ดิน.....	60

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
4.4 รายละเอียดหัวเจาะที่ใช้ในโครงการ	61
4.5 การก่อสร้างอุโมงค์	65
4.5.1 วิธีการขุดเจาะอุโมงค์	65
4.5.2 ผนังอุโมงค์	66
4.5.3 รูปแบบการขุดเจาะ	66
4.5.3.1 การขุดเจาะออกจาก Start Shaft	67
4.5.3.2 การขุดเจาะที่ไม่ได้เริ่มจาก Start Shaft	67
4.5.4 รายละเอียดการก่อสร้าง	68
4.5.4.1 การปรับปรุงสภาพดิน	68
4.5.4.2 การตรวจสอบก่อนการขุดเจาะ	68
4.5.4.3 การขุดเจาะออกและเข้าสถานี	68
4.5.4.4 การทำงานของหัวเจาะ	68
4.6 การใช้เครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค	71
4.6.1 ความถี่ในการตรวจวัด	72
4.6.2 ระดับการควบคุม	74
บทที่ 5 ผลการวิจัย	75
5.1 ผลการศึกษาลักษณะการควบคุมการขุดเจาะโดยอาศัยหัวเจาะ ระบบแรงดันดินสมดุล	75
5.1.1 ลักษณะการควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน	75
5.1.2 ลักษณะการควบคุมทิศทางการขุดเจาะ	87
5.2 ผลการศึกษาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน	95
5.2.1 ปัจจัยค่าควบคุมหัวเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน	95
5.2.2 พฤติกรรมทรุดตัวของดินกับค่าควบคุมหัวเจาะตาม การเคลื่อนที่ของหัวเจาะ	98
5.2.2.1 ผลของ Grouting Pressure	98
5.2.2.2 ผลของ Face Pressure	101
5.3 ประเมินลักษณะการควบคุมปัจจัยการขุดเจาะและค่าที่เหมาะสม ของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักตามลักษณะการทำงานที่เกิดขึ้น	103

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
5.3.1	ลักษณะการควบคุมปัจจัยการชุดเจาะของช่วงการชุดเจาะต่าง ๆ 103
5.3.2	ค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการชุดเจาะหลัก 108
บทที่ 6	สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ..... 110
6.1	สรุปผลการวิจัย 110
6.2	ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม 114
รายการอ้างอิง.....	115
ภาคผนวก.....	118
ภาคผนวก ก ค่าควบคุมการชุดเจาะ.....	119
ภาคผนวก ข การทรุดตัวของผิวดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ.....	127
ภาคผนวก ค รวบรวมผลค่าควบคุมการชุดเจาะของช่วงการชุดเจาะต่าง ๆ.....	137
ภาคผนวก ง ตารางคำนวณ.....	151
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	155

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
ตารางที่ 2.1	5
ตารางที่ 2.1 แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบของ Shield Tunneling.....	5
ตารางที่ 2.2	
ตารางที่ 2.2 แสดงคำจำกัดความพฤติกรรมต่าง ๆ ของดินชนิดต่าง ๆ	
จากการขุดเจาะอุโมงค์.....	25
ตารางที่ 2.3	
ตารางที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stability factor และพฤติกรรมของดินเหนียว	
(Peck, 1969).....	29
ตารางที่ 4.1	56
ตารางที่ 4.1 แสดงรายละเอียดที่ตั้งของสถานีต่าง ๆ.....	56
ตารางที่ 4.2	57
ตารางที่ 4.2 แสดงลักษณะของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร	57
ตารางที่ 4.3	59
ตารางที่ 4.3 แสดงแผนการขุดเจาะ	59
ตารางที่ 4.4	64
ตารางที่ 4.4 แสดงการเปรียบเทียบและรายละเอียดของหัวเจาะ	64
ตารางที่ 4.5	72
ตารางที่ 4.5 แสดงเครื่องตรวจวัดทางธรณีวิทยาที่ใช้ในโครงการ	72
ตารางที่ 4.6	73
ตารางที่ 4.6 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดก่อสร้างสถานี	73
ตารางที่ 4.7	
ตารางที่ 4.7 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดเจาะอุโมงค์เมื่อหัวเจาะ	
เคลื่อนเข้าหาจุดตรวจวัด	73
ตารางที่ 4.8	
ตารางที่ 4.8 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดเจาะอุโมงค์เมื่อหัวเจาะ	
เคลื่อนออกจากจุดตรวจวัด	74
ตารางที่ 5.1	
ตารางที่ 5.1 แสดงผลสรุปค่าควบคุมการขุดเจาะ ประสิทธิภาพ และการหลุดตัวของผิวดิน	
ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	106
ตารางที่ 5.2	
ตารางที่ 5.2 แสดงค่าแนะนำของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักในกรณีขุดเจาะทั่วไป	
และค่าในสนามในกรณีขุดเจาะผ่านอุปสรรค	109
ตารางที่ ง1	
ตารางที่ ง1 แสดงการคำนวณเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์, Face Pressure Ratio	
และ Grout Pressure Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	152

สารบัญญภาพ

รูปที่	หน้า
รูปที่ 2.1 แสดงวิธีการตรวจวัดปริมาณดินด้วยวิธีต่าง ๆ	18
รูปที่ 2.2 แสดงวิธีการควบคุม Face Pressure โดยอัตโนมัติ	19
รูปที่ 2.3 แสดงลักษณะการเปลี่ยนแปลงของแรง	20
รูปที่ 2.4 แสดงการหลุดตัวตามแนวยาว (JSSMFE, 1993)	35
รูปที่ 2.5 แสดงการหลุดตัวตามแนวขวาง	35
รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะโดยทั่วไปของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	42
รูปที่ 3.2 แสดงตัวอย่างรายงานประจำวันที่แสดงค่าบันทึกการควบคุมการขุดเจาะ (Kawasaki)	46
รูปที่ 4.1 แสดงแนวเส้นทางการสร้างรถไฟฟ้ามหานคร	55
รูปที่ 4.2 แสดงสภาพชั้นดินและแนวการวางตัวของอุโมงค์ตามสัญญาก่อสร้างส่วนใต้	60
รูปที่ 4.3 แสดงสภาพชั้นดินและแนวการวางตัวของอุโมงค์ตามสัญญาก่อสร้างส่วนเหนือ	61
รูปที่ 4.4 แสดงลักษณะของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล	63
รูปที่ 5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Face Pressure ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	79
รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Excavated Soil Ratio ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	79
รูปที่ 5.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	80
รูปที่ 5.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	80
รูปที่ 5.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	81
รูปที่ 5.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	81
รูปที่ 5.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	82
รูปที่ 5.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	82

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
รูปที่ 5.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Screw Revolution Speed กับ Screw Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	83
รูปที่ 5.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Face Pressure ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	84
รูปที่ 5.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	84
รูปที่ 5.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	85
รูปที่ 5.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	85
รูปที่ 5.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	86
รูปที่ 5.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท.....	86
รูปที่ 5.16 แสดงค่าออกแบบแนวกึ่งกลางอุโมงค์และเปรียบเทียบค่า Pitching Angle ของหัวเจาะกับค่าออกแบบ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	90
รูปที่ 5.17 แสดงค่าลาดเคลื่อนของ Pitching Angle, ค่าลาดเคลื่อนในแนวแกน และมุมหมุนตัวของหัวเจาะ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	91
รูปที่ 5.18 แสดงลักษณะการปรับ Articulation Jack และ Copy Cutter ช่วยในการเคลื่อนตัว ของหัวเจาะ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	92
รูปที่ 5.19 แสดงระยะห่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์กับผิวนอกของหัวเจาะ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	93
รูปที่ 5.20 แสดงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะกับการหลุดตัวของผิวดิน ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว.....	96
รูปที่ 5.21 แสดงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะกับการหลุดตัวของผิวดิน ช่วงการขุดเจาะ สีวิที-ปอนไก่อ.....	97
รูปที่ 5.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับของ Grouting Pressure กับ ค่าการหลุดตัว ที่ผิวดิน จากการขุดเจาะด้วย TBM#3(Kawasaki) ตามแนว Southbound Tunnel ช่วง รัชดา-ลาดพร้าว.....	100

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
รูปที่ 5.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับของ Face Pressure กับ ค่าการหลุดตัว ที่ผิวดิน จากการขุดเจาะด้วย TBM#2(Herrenknecht) ตามแนว Northbound Tunnel ช่วง สีริเกิติ –ปอนไก่อ	101
รูปที่ ก1 แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว	120
รูปที่ ก2 แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท	124
รูปที่ ข1 กราฟแสดงค่าหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 85 ของ Zone 26 รัชดา – ลาดพร้าว	128
รูปที่ ข2 กราฟแสดงผลค่าหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 35 ของ Zone 26 รัชดา – ลาดพร้าว	129
รูปที่ ข3 กราฟแสดงผลค่าหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 52 ของ Zone 26 รัชดา – ลาดพร้าว	130
รูปที่ ข4 กราฟแสดงผลค่าหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 122 ของ Zone 26 รัชดา – ลาดพร้าว	131
รูปที่ ข5 กราฟแสดงผลค่าหลุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 138 ของ Zone 26 รัชดา – ลาดพร้าว	132
รูปที่ ข6 แสดงค่าหลุดตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4(Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 55 ช่วง สีริเกิติ –ปอนไก่อ	133
รูปที่ ข7 แสดงค่าหลุดตัวของผิวดินจากเนื่องจาก Tunnelling TBM#4(Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 92 ช่วง สีริเกิติ –ปอนไก่อ	134
รูปที่ ข8 แสดงค่าหลุดตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4(Herrenknecht)	

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่	หน้า
ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 135 ช่วง สีริกิตี – ปอนไก่อ.....	135
รูปที่ ข9 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4(Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 184 ช่วง สีริกิตี – ปอนไก่อ.....	136
รูปที่ ค1 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ยการทรุดตัวที่ผิวดินของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	138
รูปที่ ค2 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Face Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	139
รูปที่ ค3 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Screw Revolution Speed ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ...	140
รูปที่ ค4 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Shield/Jack Speed (Penetration Rate) ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	141
รูปที่ ค5 แผนภูมิแท่งแสดงอัตราการขุดเจาะ (Advance Rate) ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	142
รูปที่ ค6 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Grouting Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	143
รูปที่ ค7 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Grout Filling Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	144
รูปที่ ค8 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Thrust Force ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	145
รูปที่ ค9 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Cutter Torque ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	146
รูปที่ ค10 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Screw Torque ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	147
รูปที่ ค11 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Discharged Soil Volume ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	148
รูปที่ ค12 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Additive Volume ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	149
รูปที่ ค13 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Excavated Soil Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ	150

สัญลักษณ์

- A = พื้นที่หน้าตัดของ Screw Conveyor
 A_{CF} = พื้นที่หน้าตัดการขุดเจาะ (Cutter Face Area, m^2)
 B = ความกว้างของอุโมงค์
 C = ค่าสัมประสิทธิ์ (Coefficient of Discharged of Screw Conveyor)
 K_0 = Effective Coefficient of Earth Pressure at Rest (= K_0)
 L = ความยาวของหัวเจาะ
 N_t = Stability Factor
 p_a = Air Pressure
 p_g = Grouting Pressure
 P = มุมเอียงของใบมีด Screw (Pitch of Screw Blade)
 P_a = Active Earth Pressure
 P_f = Face Pressure
 P_p = Passive Earth Pressure
 P_w = Underground Water Pressure
 Q = ปริมาตรของ Discharged Soil
 R = รัศมีของหัวเจาะ (Radius of the Shield)
 R' = รัศมีของค้ำ
 R_E = อัตราส่วนดินขุด
 S_u = Undrained Shear Strength
 $S1$ = Settlement Prior to Arrival of Shield Face
 $S2$ = Settlement During Passing of Shield Tail
 $S3$ = Settlement After Passing of Shield Tail
 S_{max} = Maximum Settlement
 t = ความหนาของช่องว่าง (Tail Void Thickness)
 V_{axial} = ปริมาตรการสูญเสียมวลดินในแนวแกนอุโมงค์
 V_E = ปริมาตรดินขุดที่ขับออกจาก Screw Conveyor ในหนึ่งหน่วยเวลา
 V_L = ปริมาตรการสูญเสียมวลดิน
 $\%V_L$ = ร้อยละของการสูญเสียมวลดินต่อปริมาตรดินขุด
 V_S = ปริมาตรของเส้นการทรุดตัวที่ผิวดินต่อหนึ่งหน่วยความยาวในแนวแกนของอุโมงค์

สัญลักษณ์ (ต่อ)

Z = ความลึกของดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ ($=Z_0$)

γ = Total Unit Weight ของดิน

$(\sigma_{ht})_{\text{Spring line}}$ = Total Lateral earth Pressure At Rest at Tunnel Axis

$(\sigma_{vo})_{\text{Crown}}$ = Total Lateral earth Pressure At Rest at Tunnel Crown



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 แนวคิดในการวิจัย

ปัจจุบันประชาชนในเขตกรุงเทพมหานครได้ประสบปัญหาการจราจรติดขัดเป็นอย่างมาก ก่อให้เกิดปัญหาทางสิ่งแวดล้อมโดยเฉพาะอย่างยิ่งมลพิษทางอากาศ ส่งผลเสียต่อสุขภาพของประชาชน นอกจากนี้ปัญหาการจราจรติดขัดยังส่งผลกระทบต่อเศรษฐกิจของประเทศ ปัญหาเหล่านี้มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นและเข้าสู่ภาวะวิกฤติ การแก้ปัญหาจึงจำเป็นต้องอาศัยระบบขนส่งมวลชนที่ทันสมัย สะดวกรวดเร็ว มีความปลอดภัยสูง และมีประสิทธิภาพสามารถขนส่งผู้โดยสารได้จำนวนมากในระยะเวลาอันสั้น

จนกระทั่งกลางปีพุทธศักราช 2540 การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย หรือ รฟม. (Metropolitan Rapid Transit Authority, MRTA) ได้มีโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ซึ่งเป็นโครงการแรกของประเทศ ใช้ชื่อว่า “โครงการรถไฟฟ้ามหานคร ระยะแรก สายหัวลำโพง-บางซื่อ (สายสีน้ำเงิน)” ต่อมาเมื่อวันที่ 9 สิงหาคม พ.ศ. 2542 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว ทรงพระกรุณาโปรดเกล้าฯ พระราชทานชื่อ “รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล” แทนชื่อเดิม ลักษณะของโครงการเป็นรถไฟฟ้าใต้ดินตลอดสาย ระยะทาง 20 กิโลเมตร ตามแนวถนนพระรามที่ 4 ถนนรัชดาภิเษก ถนนลาดพร้าว ถนนพหลโยธิน และถนนกำแพงเพชร มีสถานีทั้งสิ้น 18 สถานี คือ สถานีหัวลำโพง สถานีสามย่าน สถานีสีลม สถานีลุมพินี สถานีบ่อนไก่ สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ สถานีสุขุมวิท สถานีเพชรบุรี สถานีพระราม 9 สถานีเทียมร่วมมิตร สถานีประชากรศาสตร์ บำเพ็ญ สถานีสุทธิสาร สถานีรัชดา สถานีลาดพร้าว สถานีพหลโยธิน สถานีหมอชิต สถานีกำแพงเพชร และสถานีบางซื่อ แต่ละสถานีห่างกันประมาณ 1 กิโลเมตร รางในอุโมงค์ตามแนวราบและแนวตั้งเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอก 5.7 และ 6.3 เมตร ตามลำดับ ในระดับความลึกประมาณ 15-25 เมตร จากผิวดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์

ลักษณะงานโยธาหลักแบ่งออกเป็นสองสัญญาคือ สัญญาส่วนใต้ ตามแนวเส้นทางเดินรถจากสถานีหัวลำโพง ถึง สถานีพระราม 9 ดำเนินการก่อสร้างโดยกิจการร่วมค้า บีซีเคที (BCKT) และสัญญาส่วนเหนือ ตามแนวเส้นทางเดินรถ สถานีเทียมร่วมมิตร ถึง สถานีบางซื่อ ดำเนินการก่อสร้างโดยกิจการร่วมค้า ไอโอเอ็น (ION) ในการก่อสร้างตัวอุโมงค์ได้พิจารณานำหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPB Shield) มาใช้ในการขุดเจาะ เนื่องจากไม่จำเป็นต้องใช้พื้นที่ถนนและไม่จำเป็นต้องเปิดหน้าดิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.40 เมตร จำนวน 8 หัวเจาะ โดยแบ่งการขุดเจาะเป็น 2 ส่วน สำหรับสัญญาส่วนใต้และส่วนเหนืออย่างละ 4 หัวเจาะ

การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในโครงการนี้ถือได้ว่าเป็นงานขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่ ซึ่งอาจก่อให้เกิดผลกระทบต่อโครงสร้างใกล้เคียงได้ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของชั้นดิน จากการตระหนักถึงผลกระทบนี้จึงได้มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดต่าง ๆ เพื่อตรวจวัดระวางภัยที่อาจจะเกิดขึ้นในขณะขุดเจาะอุโมงค์ จากการศึกษาที่ผ่านมาของ ชินวุฒิ (2543) ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินโครงการรถไฟฟ้ามหานครระยะแรก พบว่าค่าการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss, GL) ที่เกิดจากการหลุดตัวของดินมีค่าอยู่ระหว่าง 1.0-2.5 % ซึ่งถือได้ว่าเป็นค่าที่มีความเหมาะสมสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling ในดินอ่อน (O'Reilly and New, 1982) ดังนั้นจึงถือได้ว่าการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการดังกล่าวสามารถที่จะดำเนินไปอย่างมีประสิทธิภาพซึ่งจะเห็นได้จากการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นน้อยและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างใกล้เคียง

การก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ในดินอ่อนนอกจากเทคนิคที่นำมาใช้ในการก่อสร้างเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพในการทำงานแล้ว การควบคุมการทำงานขณะขุดเจาะให้มีความเหมาะสมก็เป็นสิ่งจำเป็นที่ต้องคำนึงถึงเพื่อให้ดินรอบอุโมงค์มีเสถียรภาพ การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นน้อยและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างใกล้เคียง ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องทราบสาเหตุที่จะก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์อันมีผลมาจากการทำงานของหัวเจาะ เพื่อที่จะใช้เป็นแนวทางในการควบคุมค่าการเคลื่อนตัวของดินที่จะเกิดขึ้นให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด

เป็นที่ทราบกันดีว่าหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลสามารถขุดเจาะได้อย่างมีประสิทธิภาพกับดินหลายชนิด แต่ทั้งนี้จะต้องอาศัยความรู้และความเข้าใจของผู้ที่มีส่วนรับผิดชอบในการปฏิบัติงาน การศึกษาหลักการทำงาน วิธีการควบคุม และพฤติกรรมที่เกิดขึ้นขณะทำการขุดเจาะโดยอาศัยแนวทางการศึกษาจากข้อมูลจริงในสนามจะเป็นวิธีการหนึ่งที่จะก่อให้เกิดความรู้ ความเข้าใจได้เป็นอย่างดี นอกจากนี้แล้วข้อมูลจากโครงการก่อสร้างที่รวบรวมมาในอดีตสามารถนำไปเป็นประโยชน์ต่อโครงการในอนาคตเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพในการทำงาน

การวิจัยครั้งนี้ได้อาศัยแนวคิดจากเหตุผลดังที่ได้กล่าวมาเพื่อทำการศึกษาพฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) โดยพิจารณาถึงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดินขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ในงานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ฯ โดยอาศัยข้อมูลจริงในสนาม ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการหาวิธีการที่จะควบคุมค่าการเคลื่อนตัวของดินให้อยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย และเป็นแนวทางในการกำหนดปัจจัยการควบคุมหัวเจาะให้สอดคล้องกับสภาพการทำงานมากที่สุด เช่น จะกำหนดแรงดันส่วนหน้าหัวเจาะให้มีขนาดเท่าไรจึงจะทำให้เกิดความปลอดภัยต่อโครงสร้างที่อยู่ใกล้เคียง เป็นต้น

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- (1) ศึกษาลักษณะการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์โดยอาศัยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ฯ
- (2) ศึกษาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ในงานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ ฯ โดยอาศัยข้อมูลจริงในสนาม

1.3 ขอบเขตและขั้นตอนในการวิจัย

งานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาโดยอาศัยข้อมูลจริงในสนาม โดยได้ทำการรวบรวมแล้วนำมาพิจารณาตามจุดประสงค์ที่ได้วางไว้ ข้อมูลหลักที่นำมาทำการศึกษาประกอบไปด้วย

- (1) ข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน เป็นข้อมูลที่แสดงถึงปัจจัยต่าง ๆ ในการควบคุมทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ซึ่งรวมถึงข้อมูลการทำ Backfill Grouting ด้วย
- (2) ข้อมูลค่าควบคุมทิศทางการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ เป็นข้อมูลที่แสดงถึงปัจจัยควบคุมทิศทางของหัวเจาะ รวมถึงข้อมูลการตรวจสอบในการติดตั้งผนังอุโมงค์
- (3) ข้อมูลค่าทรุดตัวของผิวดิน (Ground Surface Settlement) เป็นข้อมูลตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดินในสนามโดยอาศัย Settlement Point และ Settlement Marker

ขั้นตอนการวิจัยในเบื้องต้นจะทำการศึกษาทฤษฎีและหลักการต่าง ๆ ของเทคนิค EPB ในการขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงการศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ในการควบคุมทำงานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลโดยอาศัยผลงานที่ผ่านมาในอดีต

จากข้อมูลค่าควบคุมการขุดเจาะในข้อ (1) ได้นำข้อมูลในส่วนค่าการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) มาทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าควบคุมต่าง ๆ ของหัวเจาะ ซึ่งจะทำให้ทราบลักษณะการควบคุมทำงาน จากนั้นจะนำข้อมูลค่าควบคุมทิศทางการเคลื่อนตัวของหัวเจาะในข้อ (2) มาทำการเปรียบเทียบกับ Alignment ที่ออกแบบไว้ ซึ่งจะทำให้ทราบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ จากการศึกษาข้อมูลดังที่ได้กล่าวมานอกจากจะทำให้ทราบถึงวิธีการควบคุม ลักษณะการทำงานและพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลแล้ว ยังทำให้ทราบสาเหตุที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินอันมีผลมาจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล โดยทำการพิจารณาตามสาเหตุของการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นจากการขุด

เจาะด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล ได้แก่ การสูญเสียมวลดินส่วนหน้าของหัวเจาะ, การสูญเสียมวลดินเหนือหัวเจาะ และการสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบผนังอุโมงค์หลังหัวเจาะ

ข้อมูลตรวจวัดค่าการทรุดตัวของผิวดินในข้อ (3) นำมาพิจารณาถึงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ โดยเบื้องต้นจะทำการเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวมากที่สุดกับค่าควบคุมหัวเจาะตามระยะทางการขุดเจาะ (Ring Number) เพื่อให้ทราบปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน หลังจากนั้นจะทำการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากปัจจัยที่ทราบนั้น ๆ ตามจังหวะการเคลื่อนที่ของหัวเจาะผ่านจุดตรวจวัด นั่นคือ ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่าน, ระหว่างเคลื่อนที่ผ่าน และหลังจากเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัดไปแล้ว โดยข้อมูลที่น่ามาศึกษาจะเป็นการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นก่อนที่จะเกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และ Creep เนื่องจากต้องการศึกษาผลกระทบจากการควบคุมการขุดเจาะที่มีต่อการเคลื่อนตัวของดินในระหว่างการทำงานของหัวเจาะ

จากการศึกษาในเบื้องต้นทั้งสองส่วนจะทำให้ทราบลักษณะการทำงานและปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากนั้นทำการประเมินค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักตามลักษณะการทำงานที่เกิดขึ้น โดยทำการเปรียบเทียบระหว่างกรณีทำการขุดเจาะปกติในลักษณะอุโมงค์คู่ขนานแนวราบผ่านชั้นดินเหนียวแข็งไม่มีอุปสรรคกับกรณีขุดเจาะผ่านอุปสรรคที่เกิดขึ้นจริง เช่น ขุดเจาะลอดผ่านอุโมงค์ประปา ในช่วงการขุดเจาะ สิทธิที-บ่อนไก่ เป็นต้น ในการพิจารณาจะอาศัยค่าเฉลี่ยของข้อมูลจากช่วงขุดเจาะในแต่ละสถานีที่ได้รับรวบรวมมาทั้งหมดมาทำการพิจารณา

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- (1) ทำให้ทราบวิธีการและลักษณะการควบคุมทำงานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) พร้อมทั้งทราบค่าควบคุมการขุดเจาะที่เหมาะสมเพื่อเป็นประโยชน์ในการควบคุมการขุดเจาะให้มีประสิทธิภาพในโครงการที่มีลักษณะเดียวกันนี้ต่อไปในอนาคต
- (2) ทำให้ทราบผลกระทบที่เกิดในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) เป็นแนวทางในการวางแผนงานและควบคุมงานก่อสร้างให้เป็นไปตามจุดประสงค์ที่วางไว้ได้อย่างเหมาะสม การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นน้อยและไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างใกล้เคียง
- (3) เพื่อเป็นการพัฒนางานวิจัยทางด้านงานขุดเจาะอุโมงค์ในประเทศ และเป็นแนวทางในการศึกษาในหัวข้อที่เกี่ยวข้องต่อไปในอนาคต

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling ในดินอ่อน (Shield Tunneling Method in Soft Ground)

2.1.1 ทั่วไป (General)

การขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling เริ่มต้นพัฒนาจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนเพื่อลอดแม่น้ำ โดยในปี ค.ศ. 1827 เริ่มมีการใช้เพื่อการขุดเจาะอุโมงค์ลอดแม่น้ำ Thames ใน London โดยใช้เครื่องขุดเจาะที่พัฒนาโดย Marc I. Brunel และ J.H. Greathead ต่อมาได้มีการพัฒนาเทคนิคการขุดเจาะและค้ำยันด้านหน้าอุโมงค์ (Face Support) เป็นไปอย่างต่อเนื่อง ซึ่งทำให้เกิดเครื่องขุดเจาะชนิดต่าง ๆ เพื่อให้สอดคล้องกับความต้องการประสิทธิภาพในการทำงานและสภาพลักษณะชั้นดิน

การก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (Soft Ground Tunneling) สำหรับการขนส่งในชุมชนเมืองได้มีการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการขุดเจาะจากวิธี Cut-and-Cover ไปเป็นการขุดเจาะโดยวิธี Shield Tunneling เนื่องจากได้มีการคำนึงถึงผลกระทบต่อสภาพแวดล้อมใกล้เคียงพื้นที่ก่อสร้าง Shield Tunneling เป็นการขุดเจาะโดยใช้ปลอกเหล็ก (Shield) ทรงกลมดันเข้าไปในดินในแนวแกนของอุโมงค์ในเวลาเดียวกันกับที่มีการขุดเจาะอุโมงค์ โดยที่ Shield จะทำหน้าที่เป็นค้ำยันชั่วคราวป้องกันการพังทลายของดินจากการขุดเจาะและกันน้ำไหลเข้าสู่อุโมงค์ จนกว่าจะมีการก่อสร้างค้ำยันถาวร (Permanent Support) ตารางที่ 2.1 แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบในการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling

ตารางที่ 2.1 แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบของ Shield Tunneling

ข้อได้เปรียบ	ข้อเสียเปรียบ
(1) การขุดเจาะกระทำอยู่ใต้ดิน ทำให้ส่งผลกระทบต่ออาคารกิจกรรมบนผิวดิน	(1) การขุดเจาะกระทำได้ยาก เมื่อมีสิ่งกีดขวางทางด้านหน้า เช่น ก้อนหินใหญ่ หรือเสาเข็ม
(2) ขั้นตอนการก่อสร้างเป็นลักษณะกระทำซ้ำเดิม ทำให้ควบคุมการขุดเจาะได้ง่าย	(2) ถ้าความลึกน้อย การรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ทำได้ยาก
(3) การขุดเจาะสามารถกระทำได้เต็มหน้าตัด	(3) แนวโน้มการทรุดตัวของดินจะมากขึ้นเมื่อขุดเจาะในอัตราความเร็วที่ต่ำ หรือการติดตั้งผนังอุโมงค์กระทำได้ช้า ในดินเม็ดหยาบหรือทราย
(4) ราคาก่อสร้างไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับ	

ตารางที่ 2.1 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบข้อได้เปรียบและข้อเสียเปรียบของ Shield Tunneling

ข้อได้เปรียบ	ข้อเสียเปรียบ
<p>ความลึกที่ขุดเจาะ</p> <p>(5) เครื่องขุดเจาะในปัจจุบันมีเทคโนโลยีที่ทันสมัยรวมกับการนำเทคนิคการก่อสร้างเข้ามาช่วยในการขุดเจาะ ซึ่งทำให้ควบคุมค่าการทรุดตัวของดินได้เป็นอย่างดี</p>	<p>(Running Ground) ควรมีการตระหนักถึงความปลอดภัยของผู้ปฏิบัติงานเป็นพิเศษ</p> <p>(4) การขุดเจาะอุโมงค์ความโค้งน้อย ๆ กระทำได้ยาก</p> <p>(5) การก่อสร้างอาจเกิดปัญหาขึ้นได้เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงสภาพชั้นดิน (ปัญหาเสถียรภาพและการควบคุมการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ)</p>

2.1.2 การจำแนกประเภทของเครื่องขุดเจาะประเภท Shield (Shield Classification)

การจำแนกประเภทของเครื่องขุดเจาะที่ใช้ Shield มีอยู่หลายระบบด้วยกัน Yoshikama (1977) ได้แบ่งเครื่องขุดเจาะแบบที่ใช้ Shield ออกเป็น 2 ประเภท คือ แบบ Conventional Shield และแบบ Special Shield เนื่องจากในปัจจุบันเครื่องขุดเจาะประเภท Compressed Air ได้มีบทบาทน้อยลง ดังนั้นจึงไม่ได้นำมาจัดกลุ่มรวมเข้ากับเครื่องขุดเจาะทั้ง 2 ประเภท

Conventional Shield

(1) Hand Excavation Type

- รูปแบบโครงสร้าง : เปิดหน้า, ค้ำยันส่วนหน้าอาศัย Half-Moon, Movable Hood, Face Jacks และ Deck Jack
ใช้คนในการขุดดินส่วนหน้าของอุโมงค์
- ชั้นดิน : ดินที่สามารถคงตัวอยู่ได้เอง (Self Standing Soil), ดินเหนียวแข็ง, Consolidated Sand Gravel
- ลักษณะทั่วไป : สามารถรับมือกับการเปลี่ยนแปลงของสภาพดินและสิ่งกีดขวาง เช่น (เสาเข็ม, ก้อนหินขนาดใหญ่ และอื่น ๆ), เป็นรูปแบบเรียบง่ายทำให้ราคาต่ำ แต่บางสภาวะจำเป็นต้องทำ Chemical Injection ร่วมกับระบบ Compressed Air เพื่อเพิ่มเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์

(2) Semi-Mechanical Type

- n) Shovel Mount (Basket Mount)

- รูปแบบโครงสร้าง : ลักษณะค้ำยันด้านหน้าคล้ายกับ Hand Excavation Type การขุดดินออกกระทำโดยอาศัย Shovel, Back Hoe หรือ Excavator
- ชั้นดิน : ดินที่สามารถคงตัวอยู่ได้เอง (Self Standing Soil)
- ลักษณะทั่วไป : มีประสิทธิภาพมากกว่าเมื่อเทียบกับ Hand Excavation

ข) Load Header (Boom Type)

- รูปแบบโครงสร้าง : การขุดเอาดินออกใช้ Boom Cutter หรือ Heading Machine
- ชั้นดิน : เหมาะสำหรับดินที่ค่อนข้างแข็ง หรือหินที่มีค่า Compressive Strength มากกว่า $1,000 \text{ kg/cm}^2$ หรือมากกว่า Soft Rock
- ลักษณะทั่วไป : มีประสิทธิภาพเมื่อขุดเจาะในดินที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลง (Homogenous Ground) และใช้เวลาน้อย แต่เมื่อความแข็งของหินเพิ่มขึ้นประสิทธิภาพจะลดลง การสึกหรอของฟันกัด (Bit) จะเพิ่มขึ้น ทำให้ราคาค่าก่อสร้างเพิ่มขึ้น

(3) Mechanical Type

- รูปแบบโครงสร้าง : อุปกรณ์ขุดดินใช้ Rotation Cutter Head (ลักษณะเป็นจานพร้อมติดตั้งฟันกัด)
- ชั้นดิน : ดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็ง, ททรายและดินตะกอน
- ลักษณะทั่วไป : เป็นระบบ Manual ที่มีการขุดเจาะแบบเต็มหน้าตัด มี Cutter Disc เป็นอุปกรณ์มาตรฐาน

(4) Blind Type

- รูปแบบโครงสร้าง : เป็นระบบปิดหน้าโดยติดตั้ง Blind Plate ไว้ที่ส่วนหน้า มีประตู (Gate) ที่เปิด-ปิดได้เพื่อปล่อยดินออกจากส่วนหน้า
- ชั้นดิน : ดินเหนียวอ่อนที่ค่อนข้างเป็นเนื้อเดียวกัน
- ลักษณะทั่วไป : การปรับ Jack Pressure Capacity และขนาดของ Gate ให้เหมาะสมกับสภาพดิน ทำได้โดยพิจารณาข้อมูลที่ได้รับจากการขุดเจาะ

Special Shield

(5) Earth Pressure Balanced Type

n) Excavated Earth Pressure Balanced Type

- รูปแบบโครงสร้าง : หลักการพื้นฐานคือ การนำดินที่ถูกขุดผ่านช่องของ Cutter Disc เข้าสู่ Soil Chamber และลำเลียงดินออกด้วยปริมาณที่เท่ากับที่ขุดได้ด้วย

Screw Conveyor, Soil Chamber จะถูกเติมเต็มด้วยดินที่ขุดตลอดเวลา แรงดันที่อยู่ด้านใน Soil Chamber จะช่วยรักษาเสถียรภาพด้านหน้า อูโมงค์ ป้องกันการพังทลายของดิน เพื่อการทำงานที่มีประสิทธิภาพ เครื่องขุดเจาะจะต้องมีลักษณะดังนี้

-ขนาดของ Cutter Disc ต้องเหมาะสม

-เพื่อการไหลของดิน (Muck) เกิดขึ้นได้ดีและเป็นไปอย่างต่อเนื่องจะต้องเติม Admixture หรือ Additive ใน Soil Chamber

-การป้องกันน้ำและลำเลียงดินออกได้อย่างต่อเนื่องจะต้องอาศัยอุปกรณ์ที่มีลักษณะเป็น Rotary Feeder

- ชั้นดิน : ดินเหนียว, ดินตะกอน และทรายที่มีการซึมต่ำ

- ลักษณะทั่วไป : ไม่มีการแยก Slurry ออกจากดินขุดเหมือนใน Slurry Pressure Type แต่อาจจะมีปัญหาบ้างเมื่อใช้ Bentonite เป็น Admixture, การก่อสร้างจะทำได้ลำบากเมื่อมีอุปสรรค เช่น ก้อนหินใหญ่ หรือมีทั้งก้อนหินใหญ่และการซึมของน้ำ

ข) Earth Pressure Plus Water Pressure Balanced Type

- รูปแบบโครงสร้าง : หลักการพื้นฐานคล้ายกับประเภทแรกที่ได้กล่าวมา การรักษาเสถียรภาพด้านหน้า (Face Stabilization) ทำได้โดยการรักษาสมดุลระหว่าง “แรงดันของดินหน้าอูโมงค์กับแรงดันน้ำที่ถูกเติมบริเวณ Cutter Face Plate รวมกับแรงดันดินใน Soil Chamber” ดินที่ถูกตัดจะผ่านช่องที่เป็นทางยาว (Slit) ในแนวรัศมีของ Cutter Disc เข้ามายัง Soil Chamber เพื่อใช้เป็น Support ด้านหน้า

- ชั้นดิน : ชั้นทรายที่น้ำซึมผ่าน (Water Bearing Sand) และกรวด

- ลักษณะทั่วไป : ควบคุมปริมาณดินที่ขับออก (Discharged Soil Volume) และแรงดันน้ำได้ยาก

ค) High Density Slurry Shield Type (Slim Shield)

- รูปแบบโครงสร้าง : หลักการพื้นฐานคล้ายกับประเภทข้างต้น การรักษาเสถียรภาพด้านหน้าทำได้โดยอาศัยแรงดันของ Slurry ที่มีความหนาแน่นสูงและอุปกรณ์ตัดดินที่มีลักษณะเป็นแผ่น (Cutter Face Plate หรือ Cutter Disc) การป้องกันน้ำอาศัยอุปกรณ์ที่มีลักษณะเป็น Rotary Feeder ดินที่ถูกขุดจะถูกลำเลียงออกสู่ผิวดินโดยท่อ

- ชั้นดิน : ทราย (Soft Sand) หรือกรวดที่มีความซึมผ่านของน้ำสูง

- ลักษณะทั่วไป : เหมาะกับการขุดเจาะที่มีความชื้นผ่านสูง และอุโมงค์ที่มีความลึกไม่มาก จากผิวดิน, มีอุปกรณ์เพื่อทำการแยก Slurry ออกจากดินขุด, การควบคุมแรงดันของ Slurry ที่ด้านหน้าและปริมาณดินที่ขับออกทำได้ยาก

ง) Mud Pressure Shield Type (D.K. Shield)

- รูปแบบโครงสร้าง : หลักการพื้นฐานคล้ายกับประเภทข้างต้น การรักษาเสถียรภาพด้านหน้าทำได้โดยการฉีดโคลนดินเหนียว หรือ Bentonite เข้าไปใน Soil Chamber เพื่อให้ดินขุดมีสภาพเป็นโคลน (Clay Mud) แรงดันของโคลนนี้จะถูกใช้เป็นค้ำยันด้านหน้าอุโมงค์
- ชั้นดิน : ชั้นดินทุกประเภท ยกเว้นหินที่มีความอ่อนถึงแข็ง
- ลักษณะทั่วไป : การควบคุมการขุดเจาะอาศัยการตรวจวัดแรงดันของน้ำโคลนที่อยู่ใน Soil Chamber เป็นสำคัญ, ไม่จำเป็นต้องคัดแยก Slurry ออกจากดินขุด แต่อาจจำเป็นเมื่อใช้ปริมาณของ Bentonite ในปริมาณที่สูง, อาจเกิดปัญหาในขั้นตอนการลำเลียงและการแยก Slurry

(6) Slurry Pressure (Bentonite Pressure) Type

- รูปแบบโครงสร้าง : จะมีการนำ Bulk Head มาติดตั้งด้านหลังของ Cutting Face, การค้ำยันทำได้โดยอาศัยแรงดันของ Slurry (Bentonite) ที่ถูกเติมบริเวณระหว่าง Cutting Face กับ Bulk Head, Slurry จะถูกลำเลียงขึ้นสู่ผิวดินด้วยท่อเพื่อทำการคัดแยก
- ชั้นดิน : ใช้ได้กับดินหลายชนิดรวมทั้งดินที่อยู่ในสภาวะ Water Bearing
- ลักษณะทั่วไป : ต้องการพื้นที่มากในการปฏิบัติงานเพื่อติดตั้งอุปกรณ์คัดแยก Slurry และการซ่อมแซม, จะต้องให้ความสำคัญกับการควบคุมแรงดันและคุณสมบัติของ Slurry

Hamamoto (1992) ได้จำแนกเครื่องขุดเจาะที่ใช้ Shield โดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะทางโครงสร้างส่วนหน้าของเครื่องขุดเจาะและวิธีการที่ใช้ในการขุดเจาะดิน เครื่องขุดเจาะประเภท Full-Face Open Shield จะมีลักษณะเปิดเต็มหน้าตัด สามารถที่จะขุดเจาะได้เฉพาะในดินที่แข็งแรงเพียงพอที่จะไม่เกิดการพังทลายแม้ไม่มีค้ำยันเข้ามาช่วย (Self-Supporting) แต่ในสภาพดินที่ไม่สามารถเป็นค้ำยันได้ด้วยตัวเอง เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์จะอาศัยอุปกรณ์อุปกรณ์และเทคนิคพิเศษเข้ามาช่วย เช่น ใช้เทคนิคแรงดันอัดอากาศ (Compressed Air) เป็นต้น

เครื่องขุดเจาะประเภท Partially Open Shield หรือ Half Shield จะมีส่วนหน้าเป็นแบบปิดพร้อมกับช่องเปิดที่สามารถปรับขนาดได้เพื่อเป็นทางผ่านของดินขุด เครื่องขุดเจาะประเภทนี้มี

ความจำกัดในการใช้งานกับดินที่มีความเชื่อมแน่นในสภาพอ่อนมาก (Highly Soft Cohesive Ground) เช่น ดินเหนียวอ่อน เป็นต้น เมื่อเครื่องขุดเจาะถูกดันเคลื่อนตัวไปข้างหน้าดินจะถูกอัดและไหลออกมาทางช่องเปิด

เครื่องขุดเจาะประเภท Closed Shield จะมีห้องพักดินอยู่ระหว่างส่วนหน้าและ Bulk Head โดย Chamber จะถูกเติมด้วยดินขุดหรือ Slurry การรักษาเสถียรภาพด้านหน้าจะอาศัยการกระจายแรงกระทำให้กับวัสดุใน Chamber อย่างต่อเนื่องขณะทำการขุดเจาะ Shield ประเภทนี้ใช้ได้กับดินในหลายประเภท หรือในชั้นดินอ่อนที่มีความเชื่อมแน่น (Self Cohesive Soils) จนถึงชั้นทรายและกรวด มีความเหมาะสมกับการขุดเจาะที่มีการพิจารณาผลกระทบต่อสภาพแวดล้อม หรือมีการควบคุมการเสียรูปของดิน โดยพบว่าเครื่องขุดเจาะประเภทนี้มีการใช้กันอย่างกว้างขวางในประเทศญี่ปุ่นในการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling

2.1.3 เกณฑ์การเลือกใช้งานเครื่องขุดเจาะประเภท Shield (Selection Criteria of Shield)

โดยทั่วไปเกณฑ์การพิจารณาเลือกชนิดของเครื่องขุดเจาะจะขึ้นอยู่กับ สภาพชั้นดิน, ระดับน้ำใต้ดิน, ขนาดของอุโมงค์, ระบบค้ำยันของตัวอุโมงค์, สภาพการขุดเจาะและสิ่งแวดล้อมที่อยู่โดยรอบ Kurosawa (1984) ได้เสนอวิธีการคัดเลือกประเภทของ Shield โดยพิจารณาเงื่อนไข 5 ส่วน เพื่อพิจารณาเลือกประเภท Shield ให้เหมาะสมที่สุด เงื่อนไขสำคัญที่สุดที่ต้องพิจารณาคือ สภาพดินที่ขุดเจาะ โดยจะต้องพิจารณาลักษณะชั้นดิน ความซึมผ่าน (Permeability) เพื่อให้มีเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ (Face Stability) การศึกษาในเงื่อนไขต่าง ๆ เป็นสิ่งจำเป็นก่อนการตัดสินใจเลือกเครื่องขุดเจาะเพื่อนำมาก่อสร้างอุโมงค์

เงื่อนไขทางด้านเศรษฐศาสตร์ (Economic) ควรที่จะพิจารณารวมไปถึงอัตราการทำงานที่ได้ (Progressing Speed), แรงงานคน (Man Power Per Unit Volume), ค่าใช้จ่ายเพิ่มเติมอื่น ๆ (Cost of Supplemental Method) และค่าชดเชยความเสียหายกับสิ่งปลูกสร้างในบริเวณใกล้เคียง ซึ่งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงสภาพของดิน เช่น ดึก, บานร่อน, ถนน เป็นต้น

2.1.4 ขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธี Shield Tunneling (Shield Tunneling Construction Method)

2.1.4.1 การบังคับเครื่องขุดเจาะ (Advanced and Steering of Shield)

การเคลื่อนที่ของเครื่องขุดเจาะจะอาศัย Hydraulic Jacks หรือ Thrust Jacks ที่วางตัวอยู่โดยรอบในส่วนท้ายของหัวเจาะ Hydraulic Jacks จะออกแรงผลักดันหรือถีบตัวกับผนังอุโมงค์วงสุดท้ายที่ติดตั้งเสร็จเรียบร้อยแล้ว แรงรวมทั้งหมดที่ใช้ผลักดันจะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับพื้นที่ผิวของ Shield และแรงดันของดินที่อยู่โดยรอบ Mayo (1982) ได้แนะนำถึงกำลังที่ใช้ผลักดันเครื่องขุดเจาะที่มี Hydraulic Jacks วางตัวอยู่โดยรอบ ควรมีค่าอย่างน้อย 72 t/m^2 ของพื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์

ปัญหาหลักอย่างหนึ่งของ Shield Tunneling คือ การบังคับทิศทาง (Steering) เนื่องจากแรงดันดินที่กระทำต่อผิวของ Shield มีค่าไม่คงที่ (Non-Uniform) รวมทั้งแรงที่กระทำด้านหน้าหัวเจาะจะมีลักษณะเพิ่มขึ้นตามความลึก (Nose Down) ซึ่งส่งผลให้หัวเจาะมีแนวโน้มเคลื่อนออกจากแนวเส้นทางที่กำหนด (Deviation of Pitching and Yawing Angle) ปัญหาดังกล่าวอาจมีมากขึ้นเมื่อขุดเจาะตัดผ่านชั้นดินหลายชนิดในแนวหน้าตัดอุโมงค์ การแก้ไขทำได้โดย การแปรเปลี่ยนแรงดันและระยะยึดตัวของ Hydraulic Jacks ให้มีค่าจำเพาะในแต่ละตัว โดยจะต้องสอดคล้องกับทิศทางและแรงที่กระทำกับหัวเจาะ

Golder Associate (1979) ได้แนะนำว่าแรงดันดินที่กระทำกับ Shield มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นกับเวลา ดังนั้นจึงควรพยายามให้หัวเจาะเคลื่อนที่ต่อไปให้เร็วที่สุดเมื่อมีการหยุดเดินเครื่องเพื่อทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ เพื่อลดปัญหาดังกล่าว มาตรฐานการออกแบบเครื่องขุดเจาะประเภท Shield จึงต้องกำหนดให้ขนาดของอุปกรณ์ตัดดิน (Radius of Cutting Tool) หรือรัศมีของ Cutter Disc ให้มีขนาดใหญ่กว่าขนาดของ Shield (ประมาณ 2 ถึง 3 นิ้ว) เพื่อช่วยแก้ปัญหาดังกล่าว นอกจากนี้ยังช่วยลดแรงเสียดทาน และช่วยให้การขุดเจาะในแนวโค้งมีประสิทธิภาพมากขึ้น

การหมุนตัวของหัวเจาะ (Rolling) มักจะเกิดขึ้นเป็นปรกติ ดังนั้นหัวเจาะจึงมีการออกแบบให้มีลักษณะพิเศษเพื่อที่จะแก้ปัญหาดังกล่าว ลักษณะพิเศษได้แก่ Removable Side Fins, Retractable Wedges, Adjustable Plate Forms, Supplementary Jacking Arrangement และอื่น ๆ

2.1.4.2 การขุดเจาะดิน (Excavation)

การขุดเจาะในสภาพดินทรายและกรวด (Running Sand and Gravel) โดยปกติจำเป็นต้องใช้เครื่องขุดเจาะที่มีอุปกรณ์ที่สามารถควบคุมการไหลทะลักของดินได้ ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ Breasting Jacks และแผ่นกระดานกัน (Boards) เพื่อเป็นอุปกรณ์ค้ำยัน แต่อุปกรณ์ดังกล่าวจะทำงานได้ลำบากเมื่อขุดเจาะในสภาพที่มีน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงมีการนำระบบ Compressed Air มาใช้เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงาน รวมทั้งวิธีการป้องกันและเสริมความปลอดภัยที่กระทำจากผิวดินหรือจากหัวเจาะ เช่น Jet Grouting หรือ Chemical Grouting เป็นต้น ก็เป็นวิธีการที่ช่วยเพิ่มความปลอดภัยให้กับการทำงานได้เป็นอย่างดี แต่ในปัจจุบันเครื่องขุดเจาะประเภท Slurry Shield และ EPB Shield ได้มีบทบาทเป็นอย่างมากสำหรับการขุดเจาะในสภาพดินดังกล่าว

สำหรับการขุดเจาะในดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก กรวดหรือทรายที่มีความเชื่อมแน่นต่ำ และดินตะกอน เหมาะที่จะใช้เครื่องขุดเจาะประเภท Mechanized ชนิด Boom Type หรือ Mechanized ที่ขุดเจาะเต็มหน้าตัด เนื่องจากได้เปรียบทางด้านราคา

2.1.4.3 ผนังอุโมงค์ (Lining)

ผนังอุโมงค์โดยปกติจะแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ Primary Lining และ Secondary Lining เป็นโครงสร้างค้ำยันรับแรงโดยตรงจากแรงภายนอกที่อยู่โดยรอบ การออกแบบและก่อสร้างจะต้องให้ความสำคัญเป็นพิเศษเพื่อให้มีความแข็งแรงและคงทน

Hamamoto (1992) ได้เสนอแนะว่า แรงภายนอกที่กระทำกับอุโมงค์เกิดจากแรงดันดินและแรงดันน้ำ โดยแรงดังกล่าวจะกระทำกับ Primary Lining (Segments) ในลักษณะโดยรอบ และจะมีการกระจายน้ำหนักเกิดแรงขึ้นระหว่าง Primary Lining และ Secondary Lining

1) Primary Lining

Primary Lining จะก่อสร้างขึ้นบริเวณส่วนท้ายของ Shield โดยทั่วไปจะมีลักษณะเป็นชิ้นส่วน (Segments) หลาย ๆ ชิ้นส่วน ตั้งแต่ 3 ถึง 10 ชิ้น ใน 1 วง (Ring) มีความกว้าง 0.5 ถึง 1.2 เมตร ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์จะทำขึ้นจากโรงงาน หลังจากนั้นจะทำการทดสอบให้ได้มาตรฐานและลำเลียงมายังสถานที่ก่อสร้าง การประกอบจะยึดชิ้นส่วนต่าง ๆ เข้าด้วยกันด้วย Bolt Primary Lining ชนิดต่าง ๆ ได้แก่

- Reinforce Concrete Segments

เป็นรูปแบบที่ใช้กันมานาน โดยปกติจะใช้ในอุโมงค์ขนาดหน้าตัดใหญ่ (เส้นผ่าศูนย์กลางมากกว่า 4 ถึง 5 เมตร) จะมีความประหยัดเมื่อขนาดของอุโมงค์มีขนาดใหญ่ขึ้น มีอายุการใช้งานนาน สามารถต้านทานการสึกกร่อน และทนความร้อนได้ดี เนื่องจากน้ำหนักค่อนข้างมากรวมถึงรอยต่อค่อนข้างไม่แข็งแรง จึงมีแนวโน้มเกิดการเสียรูปค่อนข้างมาก

□ Steel Segments

โดยทั่วไปจะใช้กับอุโมงค์ที่มีขนาดเล็กถึงขนาดกลาง ขึ้นส่วนต่าง ๆ จะถูกยึดเข้าด้วยกันโดยการเชื่อมและยึดอีกครั้งด้วยแผ่นเหล็ก เนื่องจาก Steel Segments มีน้ำหนักค่อนข้างเบา จึงง่ายต่อการประกอบและขนย้าย เมื่อขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเพิ่มขึ้นอาจทำให้มีราคาสูงกว่า Concrete Segments การต้านทานการสึกกร่อนไม่ดีเท่าที่ควร และมีปัญหาเกิด Strain และ Residual Stress จากการเชื่อม

□ Ductile Cast Iron Segments

วัสดุที่นำมาทำ Segment ชนิดนี้ จะมีการปรับปรุงคุณสมบัติโดยการเติมแมกนีเซียมเข้าไปในเหล็กหล่อ (Cast Iron) เพื่อปรับปรุงกำลังและการยืดตัว (Tensile Strength และ Elongation) Segments ชนิดนี้จำหน่ายหล่อขึ้นรูปได้ง่าย มีกำลังและความแข็งแรงสูง เหมาะสำหรับใช้รับน้ำหนักสูง ๆ หรือในกรณีพิเศษอื่น ๆ ง่ายต่อการขนย้าย สามารถป้องกันน้ำได้ดี ทนต่อการกัดกร่อนได้ดีกว่าชนิด Steel Segments แต่มีราคาสูง (2 ถึง 3 เท่าของ Concrete Segments)

□ Composite Segments

Segments ชนิดนี้จะเป็นการประกอบขึ้นจากการนำแผ่นเหล็ก (Steel Plate) ประกอบทั้งสองด้านของ Reinforced Concrete Segments และยึดเข้าด้วยกัน เมื่อเปรียบเทียบกับ Concrete Segments แล้วจะมีความแข็งแรงกว่าและทำให้ความหนาของผนังอุโมงค์ลดลง แต่จะมีปัญหาจากการสึกกร่อนและรอยต่อไม่ค่อยแข็งแรงนัก

2) Secondary Lining

Secondary Lining เป็นโครงสร้างที่เสริมเข้าไป โดยจะอยู่ด้านในของ Primary Lining โครงสร้างของผนังอุโมงค์จะมีได้ทั้งที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก (ทั้งหล่อในที่และท่อที่หล่อสำเร็จ) หรือท่อเหล็ก ประโยชน์ที่รู้จักกันดีคือช่วยทำให้ผิวด้านในของอุโมงค์เรียบขึ้น ป้องกันน้ำและการสึกกร่อน และต้านทานแรงเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงในอนาคต ความหนาขึ้นอยู่กับเงื่อนไขการออกแบบความสามารถทำงานได้ (Workability) ถ้าเป็นคอนกรีตจะมีคามหนาประมาณ 15 ถึง 30 เซนติเมตร ในกรณีที่เป็นท่อสำเร็จการติดตั้งจะทำการดันให้เลื่อนไถลเข้ามายังอุโมงค์

2.1.4.4 การอุดช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Backfill Grouting)

Backfill Grouting เป็นวิธีการเติมวัสดุเข้าไปในช่องว่างรอบผนังอุโมงค์หลังหัวเจาะ (Tail Void) ที่เกิดขึ้นระหว่าง Segments กับดินที่อยู่โดยรอบ ซึ่งเป็นการป้องกันการเกิด Loosening ของดินและลดการทรุดตัวของดิน นอกจากนี้ยังเป็นการป้องกันการไหลซึมของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ได้อีกด้วย วัสดุที่นำมาใช้งานมีข้อกำหนดหลายอย่าง อาทิเช่น ไม่เกิดการแยกตัว, มีความสามารถทำงานได้ดี, เกิดการหดตัวน้อย, กำลังเพิ่มขึ้นเร็วและมีค่ามากกว่ากำลังของดิน และเป็นวัสดุที่บีบอัดน้ำป้องกันการซึมของน้ำได้ นอกเหนือจากนี้แล้วยังพบว่ามีการพัฒนาวัสดุที่เรียกว่า Clay-Cement โดยมีการใช้งานกันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากมีลักษณะทางกายภาพเป็นที่ต้องการและมีความสามารถทำงานได้ดี

รูปแบบการทำงานมี 2 รูปแบบ คือ แบบไม่ต่อเนื่อง (Separate Grouting Method) และแบบต่อเนื่อง (Simultaneous Grouting Method) ตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ในแบบแรกเป็นการอัดวัสดุด้วยแรงดันไปตามท่อ ผ่านรูที่เตรียมไว้ใน Segment (Grout Hole) ของ Ring ทำยสุดท้ายที่เคลื่อนออกจากหัวเจาะ สำหรับแบบต่อเนื่องวัสดุจะถูกยิงผ่านอุปกรณ์ที่อยู่ส่วนท้ายของ Shield ตลอดเวลาที่หัวเจาะมีการเคลื่อนที่ ความเร็วของการเกร้าสามารถทำได้ด้วยอัตราที่คงที่ หรือเพิ่มขึ้น-ลดลงให้สอดคล้องกับความเร็วของหัวเจาะ

โดยปรกติแรงดันที่ใช้มีค่าประมาณ 1 ถึง 3 kg-f/cm² (ที่ Grouting Hole) แรงดันนี้จะทำการพิจารณาตามความเหมาะสมกับแรงดันน้ำที่อยู่โดยรอบ, แรงดันของ Slurry (ในกรณีที่ใช้เครื่องชุดเจาะแบบ Slurry), กำลังของ Segment และอื่น ๆ อัตราส่วนการเติมเต็ม (Grout Filling Ratio) ประมาณ 150 ถึง 200 % ถ้าอัตราส่วนนี้มีค่ามากเกินไป จะทำให้เกิดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้ามากเกินไปในดินเหนียวอ่อน ดังนั้นจึงต้องมีการควบคุมเป็นอย่างดี

ในหลายปีที่ผ่านมา การทำ Backfill Grouting จะเป็นการทำในแบบไม่ต่อเนื่อง โดยตำแหน่งของ Ring ที่ทำการเกร้าจะอยู่ถัดจาก Ring ที่ทำการประกอบทำยสุดท้ายมาหลาย Ring หรือไม่สามารรถ หรือไม่สามารรถทำการเกร้าได้ทันทีที่เกิดช่องว่างเมื่อ Segments ถูกดันหลุดออกจากส่วนท้ายของหัวเจาะ ซึ่งทำให้เกิดการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) หรือเป็นสาเหตุให้เกิดการทรุดตัวอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การแก้ปัญหาดังกล่าวจึงได้มีการใช้รูปแบบ Simultaneous Grouting ซึ่งพบว่าสามารถลดค่าการทรุดตัวของดินได้อย่างมาก

2.1.4.5 งานป้องกันการรั่วซึมของอุโมงค์ (Waterproofing Work)

บ่อยครั้งที่การก่อสร้างอุโมงค์จะกระทำใต้อุโมงค์น้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการป้องกันการรั่วซึมของน้ำบริเวณรอยต่อต่าง ๆ เช่น บริเวณรอยต่อระหว่าง Ring งานป้องกันต่าง ๆ ประกอบไปด้วย การอุดรูต่าง ๆ (เช่น รูของ Bolt), การทำ Sealing เป็นต้น โดยการทำ Sealing จะเป็นการนำวัสดุผงเข้าที่ผิวหน้าตัดของ Segment ที่เป็นจุดเชื่อมต่อระหว่าง ถ้าวัสดุชนิดที่นิยมใช้กันคือ Swelling Type ซึ่งจะมีการขยายตัวสามารถที่จะป้องกันน้ำได้เป็นอย่างดี

2.2 หลักการพื้นฐานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Principle and Fundamental Characters of Earth Pressure Balanced Type Shield)

เครื่องขุดเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) ถูกคิดค้นขึ้นในประเทศญี่ปุ่นโดย Sato Kogyo Company เป็นอีกทางเลือกหนึ่งเพื่อให้การขุดเจาะอุโมงค์มีความประหยัดและมีประสิทธิภาพ สามารถทำการขุดเจาะได้ในดินอ่อนจนถึงทรายและกรวดที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน โดยหลีกเลี่ยงการใช้ Slurry

2.2.1 หลักการพื้นฐาน (The Principle of Earth Pressure Balanced Type Shield)

หลักการพื้นฐานของเครื่องขุดเจาะประเภทแรงดันดินสมดุลคือ เป็นการเติมดินขุดผ่านเข้าสู่ Chamber และสร้างแรงดันด้วยการขั้บดินเครื่องขุดเจาะ แรงดันที่เกิดขึ้นจะต้องเพียงพอเพื่อทำการค้ำยันดินด้านหน้าอุโมงค์ได้อย่างปลอดภัย ระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ดินขุดใน Chamber จะถูกอัดและเป็นตัวส่งผ่านแรงต้านทานไปสู่ดินด้านหน้าอุโมงค์ ซึ่งเป็นแรงลัพธ์มาจากแรงผลักดันของ Shield Jacks กระจายผ่าน Bulk Head เข้าสู่มวลดินใน Chamber โดยทั่วไปแล้วแรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นกับดินใน Chamber จะเรียกว่า “Face Pressure”

ในการรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์โดยอาศัยแรงต้านจาก Face Pressure ให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพจะต้องทำการรักษาแรงดันนี้ตลอดเวลาขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่ขุดเจาะดิน ด้วยการปรับอัตราในการยึดตัวของ Hydraulic Jacks (Shield/Jacks Speed) และอัตราการลำเลียงดินออกจาก Chamber (Discharging Rate of Screw Conveyor) การเคลื่อนตัวของดินจากบริเวณหน้าอุโมงค์ผ่าน Chamber และลำเลียงออกโดยอาศัย Screw Conveyor จะต้องมีความราบรื่นเป็นไปอย่างต่อเนื่อง

2.2.2 ลักษณะทั่วไปของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Fundamental Characters of Earth Pressure Balanced Type Shield)

2.2.2.1 ดินขุดต้องมีสภาพเป็น Plastic Fluidity (Excavated Soil Has Plastic Fluidity)

ภายใต้วิธีการนี้ดินขุด (Excavated Soil) จะเคลื่อนตัวและถูกลำเลียงออกอย่างราบรื่นและต่อเนื่องผ่าน Screw Conveyor ในขณะที่ยังคงทำการรักษา Face Pressure ให้เพียงพอเพื่อทำการค้ำยันหน้าตัดดินขุดของอุโมงค์ Screw Conveyor จะทำหน้าที่ลำเลียงและปล่อยดินขุดออก (Discharged Soil) สู่อันหลังหัวเจาะเพื่อทำการขนส่งนำขึ้นสู่ผิวดินต่อไป เส้นผ่าศูนย์กลางของ Screw Conveyor จะน้อยกว่าพื้นที่หน้าตัดของดินขุด ดังนั้นดินขุดจึงจำเป็นต้องมีความเป็น Plastic Fluidity เพื่อให้สามารถผ่านเขาช่องทางเข้าเล็กๆ ๆ ของ Screw Conveyor ได้อย่างราบรื่น ในทางตรงกันข้ามเมื่อดินขุดใน Chamber ไม่อยู่ในสภาพ Plastic Fluidity การเคลื่อนตัวของดินจะไม่ราบรื่น ซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้น้ำใต้ดินไหลเข้าสู่ภายในอุโมงค์ เกิดความเสี่ยงต่อการพังทลายของดินด้านหน้าอุโมงค์

2.2.2.2 ดินขุดต้องมีความทึบน้ำ (Excavated Soil Has Impermeability)

การควบคุมน้ำใต้ดินมีความสำคัญมากในระหว่างการทำเหมืองขุดเจาะ ดินขุดทั้งที่อยู่ใน Chamber และ Screw Conveyor จะต้องมีความทึบน้ำสามารถต้านทานแรงดันของน้ำใต้ดิน เพราะถ้าดินขุดขาดคุณสมบัตินี้แล้วอาจจะทำให้เกิดการทะลักของน้ำใต้ดินผ่าน Chamber และ Screw Conveyor เข้าสู่ตัวอุโมงค์ เกิดความเสี่ยงต่อการพังทลายด้านหน้าอุโมงค์และก่อให้เกิดปัญหาต่อการทำงาน

2.2.2.3 ประสิทธิภาพการขุดเจาะจะอาศัยการควบคุมปริมาณดินขุดเจาะ (To Have Effective of Excavation by Excavated Soil Volume Control)

ระหว่างเครื่องทำการขุดเจาะ ดินจะผ่านเข้าสู่ Chamber โดยจะถูกกดอัดเพื่อสร้างแรงดันในการรักษาเสถียรภาพหน้าตัดดินขุด และมีการเคลื่อนผ่าน Screw Conveyor เพื่อปล่อยดินออกด้านหลังเครื่อง กระบวนการดังกล่าวจะเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง การควบคุมการขุดเจาะที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดสามารถทำได้ด้วยการควบคุมให้ปริมาณดินที่ขุดเจาะ (Excavated Soil) เท่ากับปริมาณดินที่ปล่อยออก (Discharged Soil) ซึ่งถือได้ว่าเป็นหลักการพื้นฐานในการควบคุมประสิทธิภาพการขุดเจาะของเครื่องขุดเจาะระบบนี้ การควบคุมปริมาณดินโดยอาศัยหลักการดังกล่าวมีอยู่ 2 แนวทางคือ

(1) เป็นการสร้างสมดุลระหว่างปริมาณดินขุด (Excavation Soil) และปริมาณดินที่ปล่อยออก (Discharged Soil) โดยอาศัยวิธีการชั่งน้ำหนักของ Discharged Soil หลังผ่านออกจาก Screw Conveyor นำไปเปรียบเทียบกับหน่วยน้ำหนักของดินจากข้อมูลการขุดเจาะสำรวจที่ได้ทำไว้ก่อนหน้า แต่วิธีการนี้จะเป็นการยากที่การตรวจสอบ Discharged Soil ให้มีความละเอียดถูกต้อง และนอกจากนี้ข้อมูลที่ได้รับจะไม่สามารถนำมาตรวจสอบในขณะขุดเจาะจริง หรือได้รับหลังจากที่ได้ขุดเจาะเสร็จสิ้นไปแล้ว

(2) อีกวิธีหนึ่งเป็นการควบคุมปริมาณดินขุด โดยการคำนวณปริมาตร Discharged Soil จากจำนวนรอบของ Screw Conveyor (Revolving Number of Screw Conveyor) ปริมาตรของ Discharged Soil (Q) หาได้จาก

$$Q = CANP \quad (2.1)$$

โดยที่

- Q = ปริมาตรของ Discharged Soil
- C = ค่าสัมประสิทธิ์ (Coefficient of Discharged of Screw Conveyor)
- A = พื้นที่หน้าตัดของ Screw Conveyor
- P = มุมเฉียงของใบมีด Screw (Pitch of Screw Blade)

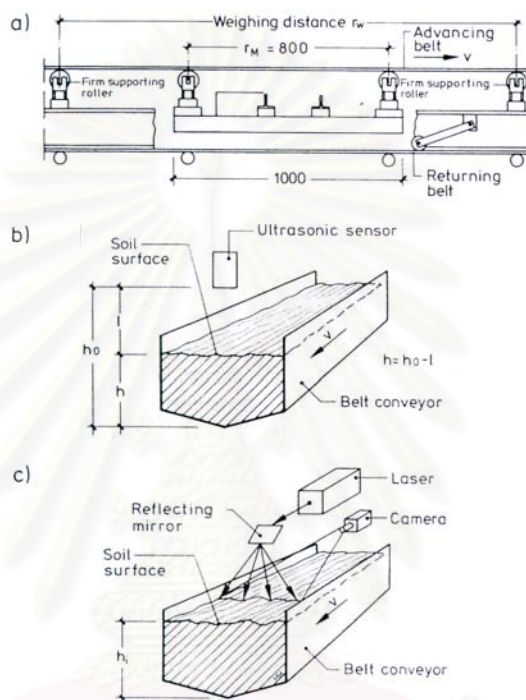
นอกจากนี้การตรวจวัดปริมาณดินอาจทำได้ด้วยวิธีการที่ทันสมัย ได้แก่ Belt Weighting Method (Endress & Hauser), Ultrasonic Method (Mitsubishi) และ Laser Method (Mitsubishi) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 ซึ่งวิธีการเหล่านี้จะมีความละเอียดถูกต้องมากขึ้นทำให้การควบคุมปริมาณดินสามารถทำได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้น และเป็นวิธีการที่สามารถตรวจสอบปริมาณดินในขณะทำการขุดเจาะที่เวลาใด ๆ (Real Time) การควบคุมปริมาณดินขุดจึงอาศัยการปรับเปลี่ยนอัตราเร็วการเคลื่อนที่ของเครื่องขุดเจาะ เพื่อให้ปริมาณดินขุดที่เข้ามาทางด้านหน้าสอดคล้องกับปริมาณดินที่ขนถ่ายออกจาก Screw Conveyor การตรวจสอบจะประเมินจากอัตราส่วนดินขุดดังนี้

$$R_E = \frac{V_E}{A_{CF} V_S} \times 100 \quad (2.2)$$

โดยที่

- R_E = อัตราส่วนดินขุด
- V_E = ปริมาตรดินขุดที่ขับออกจาก Screw Conveyor ในหนึ่งหน่วยเวลา
- A_{CF} = พื้นที่หน้าตัดการขุดเจาะ (Cutter Face Area, m^2)
- V_S = ความเร็วของเครื่องขุดเจาะ (Shield Jack Speed)

- เมื่อ $R_E = 100\%$: การขุดเจาะจะอยู่ในการควบคุมที่ดี ดินด้านหน้าหัวเจาะไม่เกิดการเคลื่อนตัว
- $R_E > 100\%$: การขุดเจาะมีปริมาณดินขุดมากเกินไป ดินด้านหน้าอุโมงค์มีแนวโน้มพังทลาย จำเป็นต้องลดปริมาณดินที่ขนถ่ายออกจาก Screw Conveyor
- $R_E < 100\%$: การขุดเจาะมีปริมาณดินขุดน้อยเกินไป ดินด้านหน้าอุโมงค์มีแนวโน้มเกิด Heave จำเป็นต้องขนถ่ายดินออกจาก Screw Conveyor ให้มากขึ้น



รูปที่ 2.1 แสดงวิธีการตรวจวัดปริมาณดินด้วยวิธีต่าง ๆ

2.2.2.4 ประสิทธิภาพการขุดเจาะจะอาศัยการควบคุมแรงดันดินด้านหน้าหัวเจาะ (To Have Effective of Excavation by Face Pressure Control)

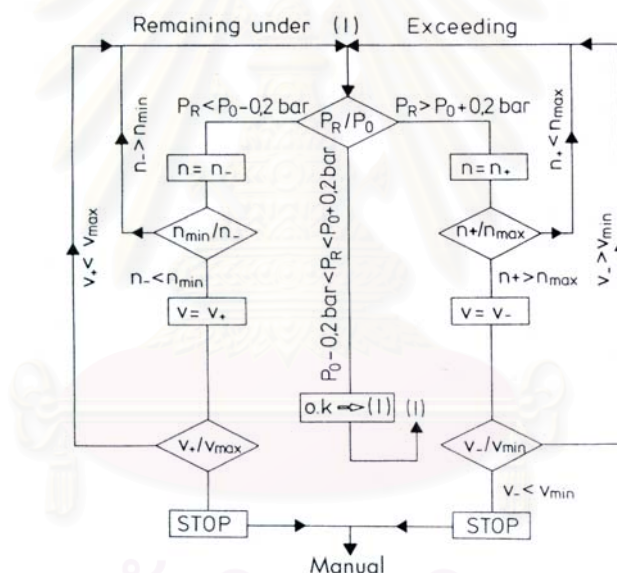
ดังที่ได้กล่าวมาแล้วว่าหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) เป็นวิธีการที่พยายามรักษาเสถียรภาพของหน้าตัดดินขุดโดยอาศัยแรงดัน (Face Pressure) ที่เพียงพอ เพื่อดันทานแรงดันดินและแรงดันน้ำใต้ดินที่อยู่ด้านหน้าอุโมงค์ การรักษา Face Pressure ในระดับที่มากพอถือเป็นวิธีการที่ช่วยให้การขุดเจาะมีประสิทธิภาพได้มากที่สุด โดยทั่วไปแล้วระดับของ Face Pressure ที่ถือว่าจะไม่ส่งผลกระทบต่อชั้นดินเกิดการเปลี่ยนแปลงไปมากจะมีค่าดังนี้

$$P_a + P_w < P_f < P_p + P_w \quad (2.3)$$

โดยที่ P_f คือ Face Pressure

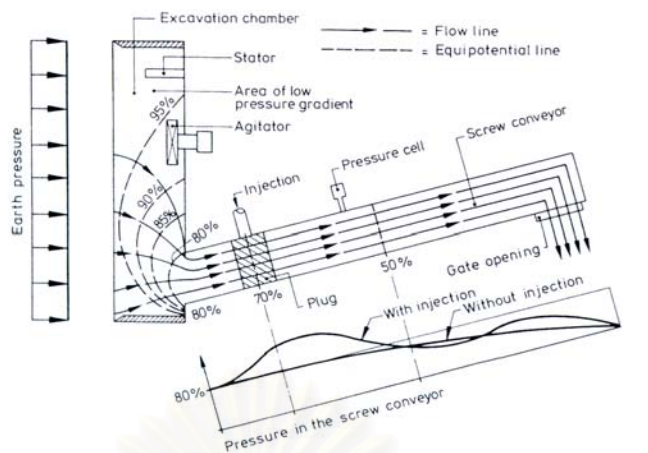
- P_a คือ Active Earth Pressure
- P_p คือ Passive Earth Pressure
- P_w คือ Underground Water Pressure

ในกรณีที่ $P_f = P_r + P_w$ ($P_r =$ Earth Pressure at Rest) ชั้นดินจะไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงหรือไม่เกิดการเคลื่อนตัว ในทางปฏิบัติ P_a และ P_p จะได้จากการคำนวณตามสภาพของชั้นดิน และกำหนดค่าใช้งานให้อยู่ในขอบเขตดังกล่าว โดยถือว่า $P_p + P_w$ เป็นขอบเขตบน (Upper Limit) และ $P_a + P_w$ เป็นขอบเขตล่าง (Lower Limit) การควบคุม Face Pressure สามารถทำได้โดยการปรับอัตราเร็วของหัวเจาะ (Shield Jack Speed) และ ความเร็วรอบการหมุนของ Screw (Screw Revolution Speed) ให้ค่า Face Pressure เป็นไปตามค่าที่กำหนดหรือคลาดเคลื่อนอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด (เกณฑ์ที่ยอมรับโดยทั่วไปคือ $\pm 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ หรือ $\pm 20 \text{ kN/m}^2$) รูปที่ 2.2 แสดงวิธีการควบคุม Face Pressure ที่ทำงานโดยอัตโนมัติ



รูปที่ 2.2 แสดงวิธีการควบคุม Face Pressure โดยอัตโนมัติ

Hagimoto และ Kashima (1985) ได้เสนอแนะว่าวิธีการควบคุม Face Pressure ควรจะต้องทำการตรวจสอบแรงดันที่เกิดขึ้นของ Discharged Soil เพิ่มเติมเข้าไปด้วย ซึ่งจะทำให้เห็นการเปลี่ยนแปลงของแรงดันตลอดเส้นทางการเคลื่อนตัวของดินชุด ลักษณะการเปลี่ยนแปลงของแรงดัน แสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 แสดงลักษณะการเปลี่ยนแปลงของแรง

Naitoh (1985) ได้รวบรวมวิธีการพื้นฐานของการควบคุมหัวเจาะ EPB Shield เริ่มต้นตั้งค่า Shield Jack Speed โดยทั่วไปตั้งไว้ที่ 30-50 mm./min.

- (1) วัด Face Pressure (P_i ตามรูป) ใน Chamber และ Cutter Torque (T_i ตามรูป), ประเมินอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio)
- (2) ปรับ Screw Revolution Speed, ระบุเปิดทางออกของ Screw Conveyor, ความเร็วรอบของ Rotary Feeder และ Shield Jack Speed เพื่อให้ P_i มีค่าเข้าใกล้ P_o และ T_i เข้าใกล้ T_o (P_o และ T_o คือค่าที่ตั้งไว้) การปรับค่าจะกระทำในลักษณะค่อย ๆ เปลี่ยนแปลง ค่าที่เหมาะสมของ P_o และ T_o สามารถหาได้จากวิธีการลองผิดลองถูก (Trial and Error) เมื่อเริ่มขุดเจาะ หรือจากโครงการที่ผ่านมา
- (3) เมื่อสภาพชั้นดินเปลี่ยนแปลงไปอย่างฉับพลันจะต้องทำการปรับค่าข้างต้นให้เหมาะสม

อนึ่งวิธีการควบคุมหัวเจาะอาจมีข้อแตกต่างกันไปบ้างของหัวเจาะที่สร้างขึ้นจากผู้ผลิต แต่อย่างไรก็ตามมีจุดประสงค์อย่างเดียวกันคือการควบคุม Face Pressure และ ปริมาณดินขุดให้เป็นไปตามค่าที่กำหนด เนื่องจากเป็นวิธีการที่สะท้อนถึงประสิทธิภาพในการควบคุมการขุดเจาะได้ดีที่สุด

2.2.2.5 การปรับปรุงคุณสมบัติดินขุด (To Have Kneading Mechanism and an Injecting System of Mud-Making Agent)

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วว่าดินขุดควรมีสภาพเป็น Plastic Fluidity และมีความหนืด (Viscosity) ในดินเหนียวอ่อนจะมีคุณสมบัติเหล่านี้ แต่ในกรณีของชั้นทรายและกรวดคุณสมบัติของดินจะไม่อยู่ในลักษณะดังกล่าว ซึ่งส่งผลให้การเคลื่อนตัวจากผิวหน้าตัดไปจนกระทั่งถูกปล่อยออกจาก Screw Conveyor จะเป็นไปอย่างลำบาก เนื่องจากดินจะอยู่ในสภาพถูกอัดแน่น ดังนั้น

จึงจำเป็นที่จะต้องมีการปรับปรุงคุณสมบัติของดินชุดให้มีสภาพเป็น Plastic Fluidity โดยการเติมวัสดุที่มีคุณสมบัติดังกล่าวเข้าไปผสมและทำการกวนให้เป็นเนื้อเดียวกันด้วยใบพาย (Kneading Blade) ที่ติดตั้งอยู่ด้านใน Chamber ระบบการเติมสารผสมเพิ่ม (Mud-Making Agent Injecting System) จะถูกออกแบบให้มีจำนวนและตำแหน่งของท่อฉีดสอดคล้องกับสภาพของชั้นดิน, ขนาดของเครื่องขุดเจาะ และอื่น ๆ ใบพายจะถูกออกแบบให้มีประสิทธิภาพในการทำงานมากที่สุด

2.3 การทำงานของ EPB Shield ในการก่อสร้างอุโมงค์ (The Performance of EPB Shield in Tunneling System)

2.3.1 คำจำกัดความของศัพท์ที่เกี่ยวกับการทำงานในการขุดเจาะอุโมงค์ (Definitions of Tunneling Performance)

Parker (1988) ได้ให้คำจำกัดความของการทำงานไว้ดังนี้

1) เวลา (Time)

- เวลารวม (Total Available Time) คือ จำนวนชั่วโมงรวมทั้งหมดใน 1 สัปดาห์ (168 ชั่วโมง)
- เวลาทำงานรวม (Total Working Hour) คือ จำนวนชั่วโมงทำงานทั้งหมดเนื่องจากการเดินเครื่องขุดเจาะ การปฏิบัติงานต่าง ๆ

2) การทำงานของเครื่องขุดเจาะ (Machine Performance When Cutting)

- อัตราการขุดเจาะ (Penetration Rate หรือ Shield/ Jack Speed) คือ ระยะทางที่ขุดเจาะต่อเวลาที่เครื่องใช้ในการขุดเจาะดิน
- อัตราการขุดเจาะขณะใด ๆ (Instantaneous Penetration Rate) คือ ระยะทางสั้น ๆ ในหนึ่งหน่วยเวลาที่เครื่องทำการขุดเจาะดิน
- อัตราการขุดเจาะเฉลี่ย (Average Penetration Rate) คือ ระยะทางทั้งหมดต่อเวลาที่เครื่องใช้ในการขุดเจาะดิน

3) ความก้าวหน้าการขุดเจาะอุโมงค์ (Tunneling Progress)

- อัตราการทำงาน (Advance Rate) คือ ระยะทางของเครื่องขุดเจาะต่อเวลาทำงานสะสม
- อัตราการทำงานเฉลี่ย (Average Advance Rate) คือ ระยะทางทั้งหมดที่ขุดเจาะต่อเวลารวมทั้งหมด (หน่วยของเวลาอาจจะใช้ ชั่วโมง, สัปดาห์ หรือเดือนก็ได้)
- อัตราการทำงานที่ดีที่สุด (Best Average Rate) คือ อัตราการทำงานที่สูงที่สุด

4) การใช้งานเครื่องขุดเจาะ (Machine Use)

- ประสิทธิภาพการใช้งานเครื่องขุดเจาะ (Machine Utilization) คือ ร้อยละของเวลาที่เครื่องใช้ในการขุดเจาะต่อเวลาทำงานรวม (%)
- ประสิทธิภาพการใช้งานเครื่องขุดเจาะในเวลารวม (Machine Utilization of The Total Time) คือ ร้อยละของเวลาที่เครื่องใช้ในการขุดเจาะต่อเวลารวม (%)
- การใช้งานเครื่องขุดเจาะจากที่วางแผนไว้ (Machine Availability) คือ ร้อยละของเวลาที่เครื่องใช้จริงในการขุดเจาะต่อเวลาที่วางแผนให้เครื่องทำงาน (%)

5) ลักษณะของเครื่องขุดเจาะ (Machine Characteristics)

- หน่วยกำลัง (Unit Power) คือ กำลังรวมทั้งหมดต่อหน่วยพื้นที่ (kw/m^2)
- หน่วยแรง (Unit Thrust) คือ แรงรวมทั้งหมดต่อหน่วยพื้นที่ (kN/m^2)

2.3.2 ปัจจัยที่มีผลต่อการทำงานของ EPB Shield (Factors Influence on EPB Shield Performance)

2.3.2.1 สภาพชั้นดิน (Ground Condition)

Fugichi (1995) ได้กล่าวไว้ว่าหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) มีความเหมาะสมในการขุดเจาะในชั้นดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive Soil) เมื่อขุดเจาะในชั้นทรายหรือดินที่ไหลตัวยาก จะทำให้การทำงานของ Screw Conveyor เกิดปัญหาขึ้นง่ายต่อการเกิดความผิดพลาดทำให้ประสิทธิภาพต่ำลง ในการแก้ปัญหาดังกล่าวสามารถทำได้โดยการเติม Additive เข้าสู่ Chamber ซึ่งจะทำให้ Chamber มีความเหลวเพียงพอ และง่ายต่อการเคลื่อนตัวไปตาม Screw Conveyor ได้อย่างราบรื่น ประสิทธิภาพการทำงานจึงเพิ่มขึ้นด้วย

Nishitake (1987) ได้กล่าวไว้ว่าในกรณีที่มีก้อนหินขนาดใหญ่ หรือร้อยละ 20 ของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเครื่องขุดเจาะ เพื่อให้การขุดเจาะสามารถดำเนินการขุดต่อไปได้จะมีการติดตั้งอุปกรณ์ในการบดอัดไว้ในบริเวณ Cutter Face เพื่อให้ก้อนหินแตกเป็นชิ้นเล็กก่อนที่จะผ่านเข้าสู่ Chamber และพอที่จะผ่าน Screw Conveyor ออกไปได้

2.3.2.2 ความสามารถของเครื่องขุดเจาะ (Machine Capacity)

1) ส่วนการติดตั้งผนังอุโมงค์ (Provision of Support)

ก) การติดตั้งผนังอุโมงค์ (Erection of Lining) ในการติดตั้งชิ้นส่วน (Segments) เพื่อประกอบเป็นผนังอุโมงค์ จำเป็นต้องอาศัยเครื่องประกอบชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment Erector) ที่มีประสิทธิภาพในการทำงาน เพื่อลดเวลาในการติดตั้งและเพิ่มอัตราในการทำงาน ระบบที่มีประสิทธิ

ภาพสูงจะทำงานด้วยเครื่องจักรทั้งหมด นับตั้งแต่การจับยกขึ้นไปติดตั้งและการยึดด้วยสลักเกลียว (Bolts) Parker et al (1971) ได้กล่าวว่า อัตราการทำงานของการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน จะขึ้นอยู่กับการติดตั้งผนังอุโมงค์ โดยถ้าสามารถลดจำนวนต่อวงลงจาก 8 ชั้น เป็น 6 หรือ 4 ชั้นได้ จะทำให้ลดเวลาในการติดตั้งผนังอุโมงค์ลง อัตราการทำงานจะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นสามารถทำงานได้อย่างรวดเร็ว

ข) การอุดช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Backfill Grouting) เป็นวิธีการป้องกันการทรุดตัวของชั้นดินไม่ให้มีค่าสูง ในการเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงานจะต้องอาศัยระบบการทำงานที่มีลักษณะพิเศษ เช่น สามารถที่จะทำการเกร้าได้อย่างรวดเร็ว หรือเป็นระบบที่สามารถทำการเกร้าได้อย่างต่อเนื่อง (Simultaneous Grouting) แรงดันที่ใช้โดยทั่วไปจะมีค่าสูงกว่าแรงดันใน Chamber (Face Pressure) เล็กน้อย และปริมาณที่ใช้จะมีค่าระหว่าง 150 ถึง 200 เปอร์เซ็นต์ของปริมาตรช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Tail Void)

2) การป้องกันการซึมเข้าสู่เครื่องขุดเจาะ (Tail Seal)

Tail Seal เป็นส่วนประกอบสำคัญอย่างหนึ่งของเครื่องขุดเจาะประเภทต่าง ๆ เนื่องจากสามารถป้องกันการซึมของน้ำใต้ดินและการไหลทะลักของดินเข้าสู่หัวเจาะผ่านช่องว่าง (Clearance) ระหว่างผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ที่ประกอบเสร็จกับผิวด้านในของ Shield บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องติดตั้งอุปกรณ์ Tail Seal เพื่อป้องกันปัญหาดังกล่าว โดยเฉพาะอย่างยิ่งอุโมงค์ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินมาก ๆ

2.4 การจำแนกพฤติกรรมของดินในการขุดเจาะและเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ (Behavioral Classification of Soils for tunneling and Face Stability)

2.4.1 การจำแนกพฤติกรรมดินในงานขุดเจาะอุโมงค์

ในอดีตการขุดเจาะอุโมงค์จะใช้วัสดุต่าง ๆ เพื่อนำมาเป็นค้ำยันเพื่อต้านดินในส่วนหน้าอุโมงค์ การจำแนกคุณภาพการขุดเจาะว่าอยู่ในระดับดี (Good), ไม่ดี (Bad) หรือไม่ดีมาก ๆ (Very bad) จะถูกกำหนดตามวิธีการก่อสร้างนั้น ๆ เช่น การใช้ไม้หรือราวเป็นค้ำยันจะจัดอยู่ในประเภทไม่ดี (bad) (Transaction of Civil Engineer, 1947) แต่หลังจากที่มีการใช้ปลอกเหล็กหรือ Shield มาใช้เป็นค้ำยันชั่วคราวแล้ว การจำแนกดินในการขุดเจาะอุโมงค์จะพิจารณาตามพฤติกรรมของดินที่อยู่ด้านหน้าแทนการพิจารณาตามวิธีการค้ำยันเหมือนในอดีต (Micheal, 1987)

Terzaghi (1950) ได้เสนอการจำแนกดินตามพฤติกรรมต่าง ๆ ของดินที่เกิดขึ้นระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ แต่ไม่ได้พิจารณาพฤติกรรมของดินหลังจากก่อสร้างอุโมงค์เสร็จแล้ว พฤติกรรมของ

ดินที่เกิดขึ้นจะถูกจำแนกออกเป็นประเภทต่าง ๆ คือ Firm, Raveling Running, Flowing, Squeezing และ Swelling คำจำกัดความพฤติกรรมต่าง ๆ ของดินโดยสอดคล้องกับชนิดของดิน แสดงอยู่ในตารางที่ 2.2

Mccusker (1982) ได้ให้ความเห็นถึงวิธีการจำแนกของ Terzaghi's ว่า “การขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนเป็นการยากที่จะป้องกันการซึมของน้ำเข้ามาทางด้านหน้าของอุโมงค์ได้ ดังนั้นจึงควรต้องพิจารณาในสภาพที่มีการซึมของน้ำ”

Brandt (1970) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างระบบการจำแนกดินของ Terzaghi's กับระบบจำแนกดิน Unified Soil Classification System อย่างไรก็ดีตามเป็นการยากที่จะบอกความสัมพันธ์ที่แท้จริงได้ เนื่องจากแรงดันน้ำ (Piezometric Pressure) เข้ามามีผลต่อพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของดิน

Deere et al. (1969) ได้เสนอความสัมพันธ์ในลักษณะเดียวกันกับ Brandt แต่ได้พิจารณาอิทธิพลของระดับน้ำใต้ดิน (Groundwater Level) ไปพร้อมกับชนิดของดิน

ทั้งนี้ทฤษฎีหรือความสัมพันธ์ต่าง ๆ ในงานอุโมงค์ได้พัฒนามาจาก Peck (1969) โดยจะได้อีกกล่าวเพิ่มเติมต่อไป

ตารางที่ 2.2 แสดงคำจำกัดความพฤติกรรมต่าง ๆ ของดินชนิดต่าง ๆ จากการขุดเจาะคูเมืองค์

- Terzaghi's Classification for Soils in Tunnelling		Terzaghi, K., 1950
Classification	Tunnel Working Conditions	Representative Soil Types
1. Hard	Tunnel heading may be advanced without roof support.	Very hard calcareous clay; cemented sand and gravel.
2. Firm	Tunnel heading can be advanced without roof support, and the permanent support can be constructed before the ground will start to move.	Loess above the water table; various calcareous clays with low plasticity, such as the marls of South Carolina.
3. Slow Ravelling	Chunks or flakes of material begin to drop out of roof or the sides sometime after the ground has been exposed.	Fast Ravelling occurs in residual soils or in sand with clay binder below the water table. Above the water table the same soils may be Slowly Ravelling or even firm.
4. Fast Ravelling	In Fast Ravelling ground the process starts within a few minutes; otherwise it is referred to as Slow Ravelling.	
5. Squeezing	Ground slowly advances into tunnel without fracturing and without perceptible increase of water content in ground surrounding tunnel. (May not be noticed in tunnel but cause surface subsidence.)	Soft or medium-soft clay.
6. Swelling	Like squeezing ground, moves slowly into tunnel, but the movement is associated with a very considerable volume increase in the ground surrounding the tunnel.	Heavily precompressed clays with a plasticity index in excess of about 30, sedimentary formations containing layers of anhydrite.
7. Running	The removal of the lateral support on any surface rising at an angle of more than about 34° to the horizontal is followed by a "run", whereby the material flows like granulated sugar until the slope angle becomes equal to about 34°. If the "run" is preceded by a brief period of ravelling, the ground is called Cohesive Running.	Running occurs in clean, coarse or medium sand above the water table.
8. Cohesive Running		Cohesive Running occurs in clean, fine, moist sand.
9. Very Soft Squeezing	Ground advances rapidly into tunnel in a plastic flow.	Clays and silts with high plasticity index.
10. Flowing	Flowing ground moves like a viscous liquid. It can invade the tunnel not only through the roof and the sides but also through the bottom. If the flow is not stopped, it continues until the tunnel is completely filled.	Any ground below the water table that has an effective grain size in excess of about 0.005 millimeter.
11. Boulderary	Problems occurred in advancing shield or in forepoling; blasting or handmining ahead of machine possibly necessary.	Boulder glacial fill; rip-rap fill; some landslide deposits; some residual soils. The matrix between the boulders may be gravel, sand silt, clay or combinations thereof.

2.4.2 เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ (Stability of tunnel face)

เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์ระหว่างการขุดเจาะเป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องคำนึงถึงโดยเฉพาะอย่างยิ่งการขุดเจาะในสภาวะดินอ่อน (Soft Ground Tunneling) ซึ่งจะมีผลต่อการกำหนดวิธีการก่อสร้างและเป็นปัจจัยหลักต่อการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining) เสถียรภาพด้านหน้ามีปัจจัยหลายอย่างที่เข้ามาเกี่ยวข้อง ได้แก่ กำลังของดิน (Shear Strength) และลักษณะความเค้น-ความเครียด (Stress-Strain Characteristics) ของดิน, ความลึก (Overburden Pressure), ลักษณะของอุโมงค์ (The Geometry of The Tunnel), การสูญเสียกำลังและการเสียรูปที่ขึ้นกับเวลา (The Time-Dependent Loss of Strength and The Delayed Deformation) และรูปแบบการก่อสร้าง (Construction Procedures) การศึกษาในปัญหานี้ได้มีการนำเสนอโดย Deere et al (1969) โดยได้รวบรวมไว้ดังนี้

2.4.2.1 เสถียรภาพในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Stability in Cohesionless Material)

เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในวัสดุที่ไม่มีมีความเชื่อมแน่น เช่น ดินตะกอน (Uncemented Silt) ททราย และกรวด จำเป็นต้องมีการคำนึงผลกระทบจากสภาพน้ำใต้ดินและวิธีการก่อสร้าง

เหนือระดับน้ำใต้ดินวัสดุเหล่านี้โดยปกติแล้วจะไม่สามารถคงตัวอยู่ได้เนื่องจากขาดแรงยึดเหนี่ยว (Lack of Cohesion Force) จะมีการคลายตัวออกจนกระทั่งมีเสถียรภาพความลาดชันด้วยมุมที่เท่ากับความลาดชันในสภาวะหลวม (Loose State) การคลายตัวที่เกิดขึ้นของดินหน้าอุโมงค์สามารถก่อให้เกิดปัญหาอย่างมากได้ถ้าไม่มีการนำวิธีการก่อสร้างที่สามารถตรวจวัดเพื่อควบคุมปริมาณดินที่ขุดเจาะ สภาวะดังกล่าวเกิดขึ้นกับหัวเจาะแบบ Forpoling และ Hooded Shield หัวเจาะบางประเภทเช่น Binder ขณะขุดเจาะมวลดินจะเกิดแรงยึดเหนี่ยว (Apparent Cohesion) จากแรงดันน้ำติดลบ (Negative Pore Pressure) ซึ่งเพียงพอที่ดินเม็ดหยาบจะคงตัวอยู่ได้โดยไม่มีค้ำยัน (Stand Unsupported) ที่ด้านหน้าอุโมงค์ในระยะหนึ่ง อย่างไรก็ตามการขุดเจาะโดยพิจารณาเสถียรภาพด้านของดินในลักษณะดังกล่าวไม่ควรนำมาใช้ในการออกแบบ

ในกรณีอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์จะมีผลอย่างมากจากแรงดันน้ำ (Seepage forces) ที่พยายามจะไหลเข้าด้านหน้าอุโมงค์ โดยทั่วไปแล้วในสภาวะนี้จะต้องนำวิธีการก่อสร้างที่ช่วยรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ไว้เข้ามาช่วย เช่น ใช้หัวเจาะแบบ Compressed Air หรือ การทำ Grouting ที่ด้านหน้าอุโมงค์ เป็นต้น

เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบเปิด (Tunnel Opening) ในดินประเภท Friction material เป็นการยากที่จะคาดคะเนได้ วิธีที่ดีที่สุดคือ ประเมินจากการทดสอบที่เรียกว่า Test Shaft หรือ Test

Adits ในวัสดุประเภท Frictional Material ซึ่งผลที่ได้จะต้องพิจารณาอย่างรอบคอบก่อนที่จะนำไปใช้

2.4.2.2 เสถียรภาพในดินที่มีความเชื่อมแน่น (Stability in Cohesive Materials)

เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ที่มีความเชื่อมแน่น โดยส่วนใหญ่จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของ Stress ที่กระทำอยู่รอบอุโมงค์เปรียบเทียบกับกำลังของดิน ถ้า Stress ที่เกิดขึ้นมีค่ามากเกินไปดินเหนียวที่อยู่บริเวณด้านหน้าจะ Yield ส่งผลให้เกิด Plastic Deformation เนื่องจากดินเหนียวเป็นดินที่มีความซึมผ่านต่ำ (Low Permeability) ดังนั้นกำลังที่ใช้ในการพิจารณาจึงเป็น Undrained Shear Strength (S_u)

ในการศึกษาแบบจำลองเพื่อประเมินเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ได้มีการเสนอโดย Broms และ Bennermark (1967) ดังสมการ

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq \frac{2\pi}{\left[1 + \left(\frac{1}{6}\right)\left(\frac{B}{Z}\right)\right]} \quad (2.4)$$

โดยที่ B คือ ความกว้างของอุโมงค์
Z คือ ความลึกของดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์
 S_u คือ Undrained Shear Strength
 γ คือ หน่วยน้ำหนักของดิน

สำหรับอุโมงค์ที่อยู่ลึก จะทำให้ความกว้าง B มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับความลึก Z ดังนั้นสมการ (2.4) อาจประมาณได้ว่า

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq 6 \quad (2.5)$$

ถ้าค่าของ Z/B น้อยกว่า 2 การพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ (ในแนวตั้ง) จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq \left[\frac{2\left(\frac{Z}{B}\right) - 1}{1 + \left(\frac{1}{6}\right)\left(\frac{B}{Z}\right)} \right] \quad (2.6)$$

ในกรณีที่กำลังของดินไม่เพียงพอ แรงดันค้ำยัน (Air Pressure, p_a) สามารถที่จะนำมาเพิ่ม เสถียรภาพด้านหน้าได้ ในกรณีนี้เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แทนด้วยสมการ (2.7)

$$\frac{\gamma Z - p_a}{S_u} \leq 6 \quad (2.7)$$

ความสัมพันธ์ของสมการข้างต้นและตัวเลขที่คำนวณได้ มักจะถูกเรียกว่า Stability Factor, N_f Deere et al (1969) ได้อธิบายพฤติกรรมจากความสัมพันธ์ดังกล่าวโดยได้รวบรวมไว้ดังนี้

- ถ้า $\gamma Z / S_u \leq 2$ ถึง 3 การเคลื่อนตัวของดินด้านหน้าอุโมงค์จะเกิดขึ้นน้อยและอยู่ในสภาพ Elastic
- ถ้า $3 \leq \gamma Z / S_u \leq 6$ การเคลื่อนตัวของดินจะอยู่ในช่วง Plastic การเคลื่อนตัวจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ตามอัตราส่วนของ $\gamma Z / S_u$ ที่เพิ่มขึ้น
- ถ้า $\gamma Z / S_u \geq 6$ เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์จะอยู่ในสภาวะวิกฤติเสี่ยงต่อการเกิดการพังทลาย (Failure)

ตารางที่ 2.3 รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่าง Stability factor และพฤติกรรมของดินเหนียวโดย Peck (1969) ซึ่งได้จากการศึกษาการขุดเจาะอุโมงค์ในอดีต พบว่าเมื่อค่า N_f มีค่าเท่ากับ 7 อาจส่งผลให้หัวเจาะ (Shield) ไม่สามารถควบคุมได้เนื่องจากหัวเจาะจะเกิดการเอียงในระหว่างการขุดเจาะ ในทันทีทันใดที่ดินถูกขุดออก แรงดันน้ำติดลบ (Negative Pore Pressure) จะเกิดขึ้น และถ้าดินยังคงอยู่ในสภาพเช่นนี้ แรงดันน้ำในช่องว่าง (Pore pressure) จะ Dissipate ออกไป เป็นผลทำให้กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) มีค่าลดลงดังนั้นถ้าขุดเจาะดินในอัตราที่ต่ำ ควรที่จะควบคุม N_f ให้มีค่าต่ำด้วย

การที่ N_f มีค่าสูงจะมีผลทำให้ดินด้านหน้าและรอบ ๆ อุโมงค์จะเกิดการเคลื่อนตัวสูง ซึ่งเป็นผลก่อให้เกิดการทรุดตัวของดินและการเสียรูปของอุโมงค์ (Lining) จากเหตุผลดังกล่าวจึงจำเป็นต้องรักษาหรือควบคุมให้ค่า N_f มีค่าต่ำกว่า 5 หรือ 4 การทดสอบหาค่า Undrained Shear Strength เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ควรที่จะมีการทดสอบโดยแปรเปลี่ยนแรงดันรอบข้าง (Confining Pressure) ให้มีค่าลดลงเทียบกับเวลา

2.4.2.3 เสถียรภาพของดินหลายชนิด (Stability in Mixed Materials)

บ่อยครั้งที่มักพบว่าดินด้านหน้าอุโมงค์จะประกอบด้วยดินหลายชั้นหรือมากกว่า 1 ชนิด เสถียรภาพหน้าอุโมงค์ อาจจะประเมินได้โดยการวิเคราะห์ในแต่ละชนิดแยกอิสระต่อกัน อย่างไรก็ตาม

ตามปัญหาส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นกับชั้นดินเม็ดหยาบ (Granular materials) ที่อยู่ใต้ระดับน้ำ (Water table) ซึ่งจำเป็นต้องหาวิธีป้องกัน และเมื่อความลึกของอุโมงค์มีค่าต่ำ หัวเจาะที่มีค้ำยันด้านหน้า เช่น Compressed Air หรือ Earth Pressure Balance สามารถที่จะรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ไว้ได้

ตารางที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stability factor และพฤติกรรมของดินเหนียว (Peck, 1969)

$$N_r = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

N_r = stability factor
 P_z = total vertical pressure, depth z
 P_a = air pressure above atmosphere
 S_u = undrained shear strength of clay

VALUE OF N_r	EFFECT ON TUNNELING*	
7	General shear failures and ground movement around tunnel heading cause shield control to become difficult; shield tends to dive.	Squeeze loads on tunnel supports must be considered.
6	Shear failure ahead of tunnel causes ground movements into the face even in shield-tunneling.	
5	Clay may squeeze rapidly into shield void.	
4	Rate of squeeze does not present a problem.	Tunneling without unusual difficulties.
1		

*The analysis may be applied to silts only if their properties are adequately defined by their undrained shear strengths.

2.5 การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Ground Movement Due to Tunneling)

2.5.1 ทั่วไป (General)

การก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน โดยทั่วไปจะส่งผลให้ดินรอบอุโมงค์เกิดการเปลี่ยนแปลงสภาพของ Stress และ Strain ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งการทรุดตัวของดินจะต้องมีการควบคุมและตรวจสอบให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด เพื่อป้องกันผลกระทบที่จะเกิดกับสิ่งปลูกสร้างที่อยู่ใกล้เคียง

Peck (1969) ได้แนะนำว่า ในการออกแบบผู้ออกแบบจะต้องทำการพิจารณาค่าการสูญเสียมวลดินและการทรุดตัวของผิวดินเพื่อจะนำไปกำหนดวิธีการก่อสร้างให้มีความเหมาะสม การคาดคะเนการทรุดตัวของดินจะต้องกระทำด้วยวิธีการที่เหมาะสม โดยจะต้องพิจารณาถึงสภาพของชั้นดิน ระดับน้ำใต้ดิน และรูปร่างหรือความลึกของอุโมงค์ นอกจากนี้จะสามารถพิจารณาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยไม่อาจหลีกเลี่ยงได้แล้ว ผู้ออกแบบควรที่จะสามารถคาดคะเนการทรุดตัวที่อาจจะเกิดขึ้นจากความเคลื่อนไหวหรือความผิดพลาดจากการปฏิบัติงานเพิ่มเข้าไปด้วย

การประเมินในปัญหานี้สามารถแยกออกได้ 3 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนที่หนึ่ง เป็นขั้นตอนซึ่งถือว่ามีความยากมากที่สุด โดยเป็นการคาดคะเนการสูญเสียมวลดิน (Ground Loss) ที่เกิดขึ้นในกระบวนการการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ ขั้นตอนที่สอง เป็นการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการสูญเสียมวลดิน และขั้นตอนที่สาม เป็นการประเมินความเสี่ยงหรือความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นกับโครงสร้างต่าง ๆ เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของดิน

2.6.2 การสูญเสียมวลดิน (Ground Loss)

2.5.2.1 การจำแนกการสูญเสียมวลดิน

การพิจารณาการสูญเสียมวลดินสามารถจำแนกออกได้ 3 ประเภท คือ

- การสูญเสียมวลดินขั้นที่ 1 เป็นการสูญเสียมวลดินที่จะต้องนำมาพิจารณาทุกครั้ง ได้แก่ การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อ Stress มีการเปลี่ยนแปลงอยู่ในช่วง Elastic, การสูญเสียมวลดินตามปกติที่ด้านหน้าอุโมงค์, การสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Tail Void), การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์ และการสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างที่เกิดขึ้นเมื่อขุดเจาะในแนวโค้ง
- การสูญเสียมวลดินขั้นที่ 2 เป็นการสูญเสียมวลดินที่นำมาพิจารณาเป็นกรณีพิเศษ แต่ก็มีโอกาสที่จะเกิดขึ้นบ่อยครั้งระหว่างทำการขุดเจาะอุโมงค์ ได้แก่ การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากมุมเงย (Pitching Angle) และมุมในแนวราบ (Yawing Angle) ของหัวเจาะเกิดการเบี่ยงเบนไปจากแนวการขุดเจาะ ซึ่งทำให้เกิดช่องว่างขึ้นรอบหัวเจาะ, การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าอุโมงค์และรอบผนังอุโมงค์ที่มีค่าสูงเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงชั้นดินหรือขุดเจาะในชั้นดินที่มีสภาพไม่ดี และการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากความผิดพลาดของผู้ปฏิบัติงาน
- การสูญเสียมวลดินขั้นที่ 3 เป็นการสูญเสียมวลดินที่ไม่ประสงค์จะให้เกิดขึ้น ได้แก่ การสูญเสียมวลดินเนื่องจากการพังทลายของดินด้านหน้าหัวเจาะ (Massive Face Losses)

Schmidth (1974) ได้แนะนำถึงการประมาณค่า Ground Loss ว่า จะต้องพิจารณาถึงความ เป็นไปได้ที่จะเกิด Ground Loss ในกรณีต่าง ๆ โดยในชั้นที่ 1 จะมีโอกาสเกิดขึ้นได้มากที่สุด ชั้นที่ 2 จะเกิดขึ้นในบางตำแหน่งหรือใช้ในการพิจารณาในกรณีที่ต้องการตรวจสอบความปลอดภัยของ โครงสร้าง และในชั้นที่ 3 จะต้องทำการพิจารณาข้อมูลคุณสมบัติของดิน โดยอาศัยประสบการณ์ และข้อมูลที่เก็บรวบรวมไว้ประกอบการพิจารณา

2.5.2.2 แหล่งที่มาของการสูญเสียมวลดิน (Source of Ground Loss)

1) การสูญเสียมวลดินที่ด้านหน้าอุโมงค์ (Ground Loss into Face)

Ghaboussi และ Ranken (1975) ได้ทำการศึกษาการเคลื่อนตัวของดินบริเวณโดยรอบส่วน หน้าของผนังอุโมงค์ในวัสดุ Elasto-Plastic ในอุโมงค์ที่ไม่ค้ำยันด้านหน้า พบว่าปริมาตรของการ สูญเสียมวลดินโดยรอบอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของอุโมงค์ (The Radial of Lost Ground Per Unit Length of Tunnel, V_L) ที่ด้านหน้าอุโมงค์ จะมีความสัมพันธ์กับปริมาตรของการสูญเสีย มวลดินในแนวแกนของอุโมงค์ (V_{axial}) โดยมีค่าประมาณ

$$V_L = V_{axial} \left(\frac{2}{R} \right) \quad (2.9)$$

โดยที่ $V_{axial} = (\text{Average Displacement at Face}) \times (\pi R^2)$

$$\%V_L = \left(\frac{2}{R} \right) (\text{Average Displacement at Face}) (\pi R^2) \times 100 \quad (2.10)$$

โดยที่ $\%V_L$ คือ ร้อยละของการสูญเสียมวลดินต่อปริมาตรดินขุด

Cording และ Hansmire (1975) ได้แนะนำว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถประยุกต์ใช้ได้ กับดินเกือบทุกชนิดรวมไปถึงดินเม็ดหยาบ (Granular Soils) ดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Hard Clays)

สำหรับกรณีที่มีการเคลื่อนตัวของดินเข้ามาทางด้านหน้าอุโมงค์ด้วยอัตราเร็วคงที่ การสูญเสีย มวลดินจะเป็นฟังก์ชันของอัตราการขุดเจาะอุโมงค์ (Rate of Advance of the Tunnel) และอัตรา การไหลของดิน (Rate of Extrusion of the Soil)

$$V_L = \frac{(\pi R^2)(\text{Average Extrusion Rate at Face})}{(\text{Average Rate of Advance})} \quad (2.11)$$

$$\%V_L = \frac{(\pi R^2)(\text{Average Extrusion Rate at Face})}{(\text{Average Rate of Advance})} \times 100 \quad (2.12)$$

ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะนำไปประยุกต์ใช้กับดินที่มีอัตราส่วนเสถียรภาพ (Stability Ratio) สูง และการเคลื่อนตัวของดินจะขึ้นอยู่กับเวลา (Time-Dependent Displacement)

2) การสูญเสียมวลดินบริเวณเหนือหัวเจาะ (Ground Loss Over Shield)

การสูญเสียมวลดินบริเวณเหนือหัวเจาะมีอยู่ 2 สาเหตุ โดยสาเหตุแรกเกิดจากพื้นที่หน้าตัดของดินขุดมีค่ามากกว่าพื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์ ซึ่งเกิดจากการควบคุมให้ Copy Cutter ทำการตัดดินเพื่อช่วยลดแรงเสียดทานให้หัวเจาะเคลื่อนที่ได้ง่ายขึ้น ในบางครั้งหัวเจาะจะถูกออกแบบให้พื้นที่หน้าตัดของ Cutter Disc มีขนาดใหญ่กว่าพื้นที่หน้าตัดของ Shield Body เล็กน้อยก็เพื่อจุดประสงค์เดียวกันคือให้สามารถทำงานได้ง่ายขึ้น ปริมาตรของการสูญเสียมวลดินจะเท่ากับปริมาตรช่องว่างที่อยู่ระหว่างขอบของดินขุดกับผิวของ Shield Body

สาเหตุที่สองเกิดจากหัวเจาะมีมุมเอียงในแนวตั้ง (Pitching Angle) หรือมุมเอียงในแนวราบ (Yawing Angle) เบี่ยงเบนไปจากแนวการขุดเจาะที่กำหนดไว้ ซึ่งจะทำให้พื้นที่หน้าตัดการขุดมีแนวโน้มเป็นรูปวงรีและมีค่ามากกว่าพื้นที่หน้าตัดวงกลมของหัวเจาะ ปริมาตรการสูญเสียมวลดิน (V_L) เนื่องจากสาเหตุดังกล่าวจะมีค่าประมาณ

$$V_L = (\pi RL) \times \left(\frac{\text{Excess Pitch}}{2} \right) \quad (2.13)$$

$$\%V_L = (L) \times \left(\frac{\text{Excess Pitch}}{2R} \right) \quad (2.14)$$

3) การสูญเสียมวลดินรอบเนื่องจากช่องว่างรอบผนังอุโมงค์หลังหัวเจาะ (Ground Loss Due to Tail Void Encroachment)

เป็นการสูญเสียมวลดินที่มักจะเกิดขึ้นและมีความสำคัญมากที่สุด ภายใต้สมมุติฐานที่ว่าช่องว่างทั้งหมด (Tail Void) จะถูกเติมเต็มด้วยดินที่อยู่รอบอุโมงค์ ดังนั้นขอบเขตบน (Upper Limit) ของการสูญเสียมวลดินจะคำนวณได้จาก

$$\%V_L = 200 \times \frac{t}{R} \quad (2.15)$$

โดยที่ t คือ ความหนาของช่องว่าง (Tail Void Thickness)

R คือ รัศมีของหัวเจาะ (Radius of the Shield)

โดยปรกติแล้วการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่ช่องว่างจะเกิดไม่สมบูรณ์ เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินจะขึ้นอยู่กับเวลาที่ปล่อยให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องว่าง และความยาวของช่องว่างที่เปิดโล่ง วิธีการลดการเคลื่อนตัวของดินไม่ให้มีค่ามากเกินไปสามารถทำได้โดยอาศัยวิธีการต่าง ๆ เช่น วิธีการ Compressed Air, Backfill Grouting ให้เร็วขึ้น เป็นต้น

ในกรณีที่หัวเจาะในแนวโค้ง ทางด้านหนึ่งของหัวเจาะจะเกิด Over-cutting และอีกด้านหนึ่งจะเกิดการกดอัด (Compression) ซึ่งจะทำให้ความหนาของช่องว่างมีค่ามากขึ้น ค่ามากที่สุดของการสูญเสียมวลดินในกรณีนี้อาจประมาณได้จาก

$$\%V_L = \frac{50L}{R(R'+R)} \quad (2.16)$$

โดยที่ L คือ ความยาวของหัวเจาะ

R' คือ รัศมีของโค้ง

4) การสูญเสียมวลดินที่ตามมา (Delayed Ground Losses)

สาเหตุของการสูญเสียมวลดินในกรณีนี้มีสาเหตุมาจาก (1) การพังทลายของดินเข้าสู่ช่องว่าง (Tail Void) ที่อยู่รอบอุโมงค์ (2) การไหลของดินผ่านรูของผนังอุโมงค์ (3) การเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักกดทับของดินที่อยู่เหนือเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ (Spring Line) ดินในส่วนที่เกิดการกดทับจะเกิด Consolidation ขึ้น และ (4) การเกิด Consolidation ของดินรอบอุโมงค์เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ Stress และการไหลซึมของน้ำเข้าสู่อุโมงค์ แต่อย่างไรก็ตามใน 2 ข้อสุดท้ายจะเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรมากกว่าการสูญเสียมวลดินเข้าสู่อุโมงค์

ภายหลังจากที่อุโมงค์ถูกติดตั้ง ผนังอุโมงค์จะเกิดการเสียรูป โดยเป็นฟังก์ชันของน้ำหนักดินกดทับที่อยู่เหนือ Spring Line และค่า Relative Flexibility ระหว่างผนังอุโมงค์กับดิน การเสียรูปของ

ผนังอุโมงค์สามารถประมาณโดยอาศัยวิธีที่เสนอโดย Peck, Hendron และ Mohraz (1972) นอกจากนี้ยังได้กล่าวว่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์มีแนวโน้มมีค่ามากขึ้นเมื่อดินถูกรบกวนขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน หรือการทำ Backfill Grouting ไม่สมบูรณ์

การเคลื่อนตัวที่ตามมาของดินเม็ดหยาบในระยะยาวของดินเม็ดหยาบ (Granular Soil) จะมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับค่าที่เกิดขึ้นรวมทั้งหมด แต่สำหรับดินเหนียวอ่อนการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากก่อสร้างเสร็จจะเป็นส่วนหลักเมื่อเทียบกับค่าทั้งหมดที่เกิดขึ้น

2.5.3 การจำแนกการทรุดตัวที่ผิวดิน (Classification of Ground Surface Settlement)

1) การทรุดตัวตามแนวยาว (Longitudinal Section)

การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาวของอุโมงค์สามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ส่วน (ดังรูป 2.4) คือ

- การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่าน (Prior to Arrival of Shield Face) เป็นการ(หรือเกิด Heave) ก่อนที่ส่วนตัดดินของหัวเจาะ (Shield Cutter) จะเคลื่อนมาถึง ซึ่งมีสาเหตุมาจาก Ground Loss ที่ด้านหน้าของอุโมงค์อันเนื่องมาจากการความไม่สมดุลระหว่างแรงดันดิน (Earth Pressure) ที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะกับแรงดันส่วนหน้าของหัวเจาะ (Face Pressure) นอกจากนี้ในดินที่มีความเชื่อมแน่นยังสามารถเกิดจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรดินเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้า เมื่อ Face Pressure มีค่าสูงเกินกว่า At Rest Earth Pressure ของดินที่อยู่ด้านหน้าอุโมงค์

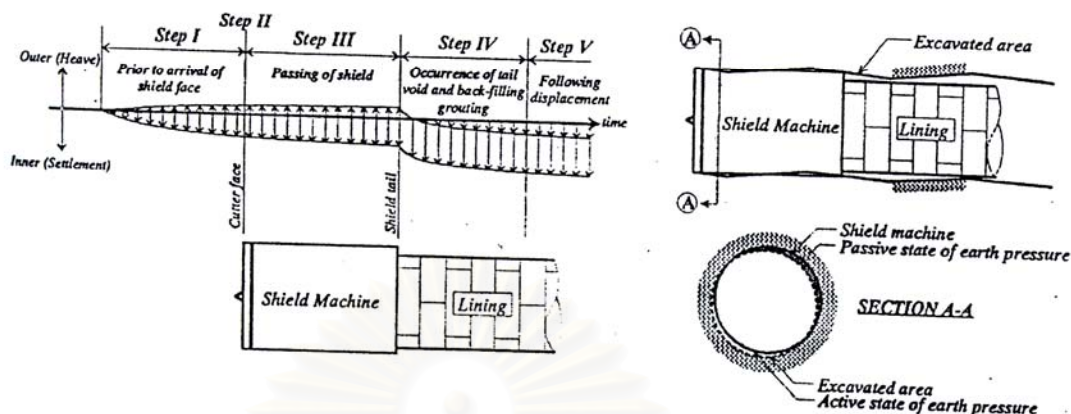
- การทรุดตัวระหว่างหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Passing of Shield) เป็นการทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจากส่วนหน้าจนถึงส่วนท้าย โดยมีสาเหตุมาจาก Ground Loss ที่เกิดขึ้นรอบหัวเจาะอันเนื่องมาจาก Over-cutting และการเคลื่อนที่เบี่ยงเบนไปจากแนวเส้นทาง

- การทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Occurrence of Tail Void and Backfill Grouting) เป็นการทรุดตัวหลังจากที่ส่วนท้ายของหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยมีสาเหตุมาจาก Ground Loss เนื่องจากช่องว่างที่อยู่รอบผนังอุโมงค์ซึ่งไม่สามารถทำการเกร้าได้ทันทีหลังจากเกิดช่องว่างขึ้น, การใช้แรงดันและปริมาตรในการเกร้าที่ต่ำเกินไป และการเสียรูปของ Segment

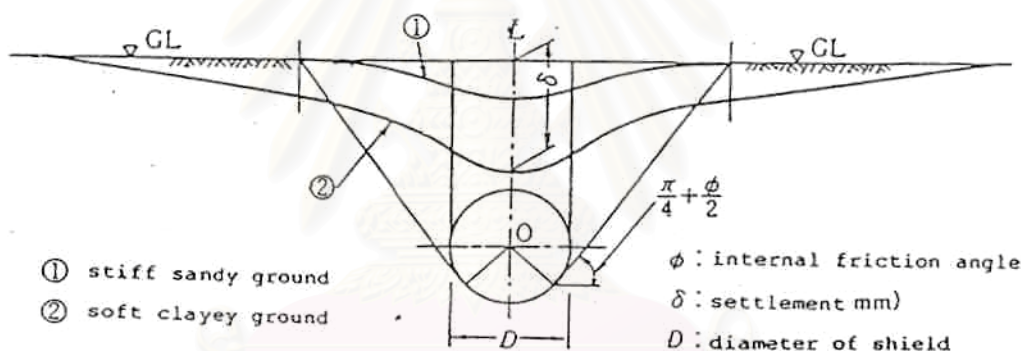
- การทรุดตัวที่ตามมา (Following Settlement) เป็นการทรุดตัวในระยะยาวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไป โดยมีสาเหตุมาจากการอัดตัวคายนํ้าในดินเหนียว

2) การทรุดตัวตามแนวขวาง (Transverse Section)

การทรุดตัวตามแนวขวางเกิดขึ้นด้วยสาเหตุเดียวกันกับการทรุดตัวตามแนวยาวของอุโมงค์ (ดังรูป 2.5)



รูปที่ 2.4 แสดงการทรุดตัวตามแนวยาว (JSSMFE, 1993)



รูปที่ 2.5 แสดงการทรุดตัวตามแนวขวาง

2.5.4 การควบคุมการเคลื่อนตัวของดินในการขุดเจาะอุโมงค์ (Controlling Ground Movements in Tunnel)

การควบคุมการเคลื่อนตัวของดินจะพิจารณาตามสาเหตุการสูญเสียมวลดิน และการเลือกวิธีการที่จะนำมาใช้จะต้องพิจารณาถึงลักษณะของชั้นดินด้วย วิธีการที่มีประสิทธิภาพในการลดการสูญเสียมวลดิน มีดังนี้

- ควบคุมเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ตลอดเวลา โดยเฉพาะอย่างยิ่งขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่

- เลือกใช้เครื่องขุดเจาะที่มีขนาดที่เหมาะสม (อัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง) เพื่อให้ง่ายต่อการควบคุมทิศทางและลดผลของ Pitching และ Yawing ในกรณีเครื่องขุดเจาะที่มีลักษณะยาวอาจจะต้องมี Articulation Joint เพื่อให้สามารถโค้งงอตัวได้
- ควบคุมการประกอบผนังอุโมงค์เพื่อควบคุมขนาดของ Tail Void หรือใช้ผนังอุโมงค์ชนิด Expansion Lining หรือควบคุมการทำ Backfill Grouting ให้มีประสิทธิภาพ ด้วยการควบคุมแรงดันและปริมาณให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด และจัดให้มีระบบ Tail Seal ที่ได้มาตรฐาน

ในกรณีพิเศษอาจจะต้องเลือกใช้วิธีการอื่น ๆ ได้แก่

- การปรับปรุงสภาพดิน (Ground Improvement Method) เพื่อเพิ่มเสถียรภาพให้แก่ดิน และลดการไหลของน้ำ โดยทั่วไปวิธีการที่นิยมนำมาใช้ ได้แก่ Grouting และ Freezing
Brace et al (1987) ได้แบ่ง Grouting ออกเป็น 4 ประเภท คือ
 - Hydrofracture
 - Compaction
 - Permeation
 - Replacement
- Underpinning
- Separate Wall
- Reinforcing Existing Structure
- วิธีการอื่น ๆ เช่น Dewatering, Compressed Air หรือ Bolting เป็นต้น

2.6 การขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ ที่ผ่านมาในอดีต (Review of Previous Tunneling Method in Bangkok Subsoils)

อุโมงค์ที่ทำการก่อสร้างในเขตกรุงเทพมหานครส่วนใหญ่จะเป็นโครงข่ายของอุโมงค์ส่งน้ำ ประปา นอกเหนือจากนี้จะเป็นอุโมงค์เพื่อทำการระบายน้ำเสีย, อุโมงค์ระบายน้ำป้องกันน้ำท่วม, อุโมงค์ร้อยสายไฟและสายโทรศัพท์, อุโมงค์ Underpass, อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน และอื่น ๆ โดยอุโมงค์ส่วนใหญ่จะก่อสร้างโดยวิธี Shield Tunneling ส่วนหนึ่งจะเป็นวิธี Cut-And-Cover รายละเอียดมีดังต่อไปนี้

2.6.1 การขุดเจาะโดยวิธี Shield Tunneling

- 1) การขุดเจาะในชั้นดินเหนียวอ่อน (Shield Tunneling in Soft Clay Layer)

โครงการแรกที่ทำกรขุดเจาะ อุโมงค์มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 4.0 เมตร เพื่อทำการระบายน้ำป้องกันน้ำท่วม อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน ความลึก 4.7-8.0 เมตร ในตอนแรกจะใช้เครื่องขุดเจาะแบบ Partial Open Face Shield โดยไม่มีมีห้องควบคุมแรงดันอากาศ หรือระบบ Compressed Air โดยการขุดเจาะจะอยู่ภายใต้แรงดันบรรยากาศ เริ่มการขุดเจาะออกจาก Launching Shaft ที่ความลึก 7 เมตร ผลปรากฏว่า การไหลทะลักของดินเข้ามาด้านในอุโมงค์เกิดขึ้นเร็วมาก พื้นที่ของช่องเปิดลดลงแต่การไหลของดินยังคงเกิดขึ้นผ่านช่องเปิดเล็ก การควบคุมหัวเจาะไม่สามารถทำได้ การแก้ไขทำโดยการเปลี่ยนหัวเจาะมาเป็นแบบ Blind Shield

ต่อมาได้นำ Blind Shield มาใช้ในการขุดเจาะในหลายโครงการที่ทำกรขุดเจาะโดยใช้เทคนิคของ Pipe Jacking โดยค้ำยันถาวรหรือตัวอุโมงค์ประกอบด้วยท่อเหล็กและคอนกรีต (Steel and Concrete lining) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.0-3.2 เมตร ความลึกของการทำ Pipe Jacking ลงไปถึง 9 เมตร จากผิวถนนและคลอง จากประสบการณ์การขุดเจาะอุโมงค์ในระยะแรก ๆ ทำให้มั่นใจได้ว่า Blind Shield สามารถนำมาทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้อย่างมีประสิทธิภาพ จนถึงปัจจุบันยังคงมีการใช้ Blind Shield เพื่อทำการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็กโดยใช้เทคนิคของ Pipe Jacking

จากการขุดเจาะอุโมงค์ในอดีตพบว่าเครื่องขุดเจาะแบบ Open-Face Semi-Mechanical Shield มีแนวโน้มที่จะจมและควบคุมแนวการขุดเจาะได้ยาก ดังนั้นจึงไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลาง

ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำเสียความยาว 9 กิโลเมตร ได้มีการนำเครื่องขุดเจาะแบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balanced Shield) มาใช้ในการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.5 เมตร ในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางที่ความลึก 10-12 เมตร ผลปรากฏว่าการขุดเจาะเป็นที่น่าพอใจ โดยมีอัตราการขุดเจาะเฉลี่ย 82 เมตร ต่อ สัปดาห์

2) การขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง (Shield Tunneling in Stiff Clay Layer)

ชั้นดินเหนียวแข็งมีกำลังค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับชั้นดินเหนียวอ่อน การวางตัวและความหนาไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงครอบคลุมพื้นที่เป็นบริเวณกว้าง จึงถือได้ว่าเป็นชั้นดินในอุดมคติสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ พบว่าอุโมงค์โดยส่วนใหญ่ในกรุงเทพมหานครจะวางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่ความลึก 15 ถึง 18 เมตร

อุโมงค์ขนาดเล็กที่ทำกรขุดเจาะในช่วงเวลาที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่าสามารถขุดเจาะในชั้นดินเหนียวได้เป็นอย่างดี ดินเหนียวแข็งสามารถคงตัวอยู่ได้พอที่จะใช้เครื่องขุดเจาะประเภทเปิด

หน้า (Open Faced Shield) ภายใต้แรงดันบรรยากาศ ซึ่งอุโมงค์ในบางโครงการได้ใช้เครื่องขุดเจาะประเภทนี้ประสบความสำเร็จมาแล้ว แต่โดยปกติการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งจะใช้เครื่องขุดเจาะประเภท Semi-Mechanical Shield ที่ใช้ระบบ Compressed Air เข้าช่วยรักษาเสถียรภาพของดินด้านหน้าอุโมงค์ เนื่องจากระบบ Compressed Air จะช่วยเพิ่มความปลอดภัยเมื่อความหนาของชั้นดินเหนียวแข็งมีไม่พอ ซึ่งจะทำให้บางส่วนตัดผ่านชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหรือเมื่ออุโมงค์ขุดเจาะผ่าน Sand Lens ที่วางตัวแทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง การขุดเจาะด้วยวิธีดังกล่าวจากการขุดเจาะที่ผ่านมาในอดีตพบว่ามีความเหมาะสม และประหยัดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ขนาดเล็กในชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ฯ

อย่างไรก็ตามโครงการในระยะหลัง เช่น อุโมงค์ระบายน้ำเสียหรือส่งน้ำประปาได้เปลี่ยนมาใช้เครื่องขุดเจาะประเภทแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) แทนระบบเดิม เนื่องจากมีความได้เปรียบทางด้านราคาก่อสร้างและไม่ก่อให้เกิดผลข้างเคียงต่อผู้ปฏิบัติงานเนื่องจากแรงดันอากาศจากระบบ Compressed Air ซึ่งในปัจจุบันถือได้ว่าเครื่องขุดเจาะประเภท EPB Shield มีความเหมาะสมสำหรับขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ ดังนั้นจึงถูกเลือกให้นำมาใช้ในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน เนื่องจากมีประสิทธิภาพมากกว่าระบบ Semi-Mechanical Shield โดยจะเห็นได้จากโครงการขุดเจาะอุโมงค์ระบายน้ำเสีย (ในปี พ.ศ. 2535) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 เมตร โดยใช้เครื่องขุดเจาะระบบ Semi-Mechanical Shield มีอัตราการขุดเจาะเฉลี่ย 62 เมตร ต่อสัปดาห์ แต่สำหรับโครงการขุดเจาะอุโมงค์ระบายน้ำเสียขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3.2 เมตร ที่ใช้เครื่องขุดเจาะประเภท EPB Shield สามารถขุดเจาะด้วยอัตรา 80 เมตร ต่อ สัปดาห์ ได้โดยไม่ยากนัก

3) การขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก (Tunneling in First Sand Layer)

การขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรกที่ผ่านมาในอดีตจะเป็นการใช้หัวเจาะประเภท Slurry Shield การขุดเจาะในช่วงแรกได้ประสบปัญหาอย่างมากระหว่างการขุดเจาะ แต่ถือได้ว่าเป็นบทเรียนอันมีค่าได้เป็นอย่างดี การขุดเจาะในชั้นทรายจะเป็นสัญญาในช่วงแรก ๆ ของโครงการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำประปา โดยใช้หัวเจาะประเภท Slurry Shield ซึ่งเป็นการขุดเจาะแบบเต็มหน้า (Full-Faced Mechanical Shield) โดยมีความกว้างของอุโมงค์ 3.4 เมตร ระยะทางทั้งสิ้น 4 กิโลเมตร และในโครงการเดียวกันนี้ได้ทำการขุดเจาะลอดแม่น้ำเป็นระยะทาง 0.7 กิโลเมตร

จากประสบการณ์ที่ผ่านมาทำให้คาดว่าอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกจะสามารถจะสามารถใช้หัวเจาะประเภท Mechanical แบบเต็มหน้าตัด ที่ใช้ระบบ Compressed Air เข้าช่วยรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ แต่ก็ไม่ประสบความสำเร็จ เนื่องจากภายหลังจากเริ่มการขุดเจาะ ทรายที่ถม

ตัวด้วยน้ำจะทะลักผ่านช่องของ Cutter Head จากนั้นได้ทำการเพิ่มแรงดันอากาศเพื่อที่จะรักษาเสถียรภาพด้านหน้าไว้ แต่ก็ไม่เป็นผลเนื่องจากไม่สามารถเพิ่มแรงดันให้มากพอที่จะหยุดการไหลทะลักเข้ามาของทรายได้ เพราะเมื่อเพิ่มแรงดันเกิน 0.7 bar จะเกิดการรั่วซึม (Leakage) ของอากาศผ่านชั้นทรายที่ Collapse และชั้นดินเหนียวทางด้านหน้าของอุโมงค์ การเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นสูง ทำให้เกิดการ Crack และเสียรูปของ Concrete Segment การแก้ไขทำโดยการจมนบ่อขนาดใหญ่ลงด้านหน้าหัวเจาะ และได้นำหัวเจาะประเภท Slurry Shield มาทำการขุดเจาะแทน โดยเริ่มการขุดเจาะจากบ่อจมนซึ่งได้มีการเสริมเสถียรภาพโดยการทำ Chemical Grouting บริเวณด้านหน้าหัวเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดินเมื่อเริ่มการขุดเจาะ และในที่สุดก็สามารถขุดเจาะสำเร็จจลุล่วงเป็นระยะทาง 4 กิโลเมตร ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว

ในกรณีขุดเจาะลอดแม่น้ำจะเกิดปัญหาเนื่องจากการรั่วซึมของน้ำเข้ามาทางด้านหน้าเครื่องขุดเจาะเป็นอย่างมาก โดยครั้งแรกได้ใช้เครื่องขุดเจาะประเภท Slurry Shield การขุดเจาะได้เริ่มขุดเจาะออกจาก Launching Shaft บริเวณชั้นทราย (Sand Lens) ซึ่งมักพบบริเวณแม่น้ำ การเสริมเสถียรภาพทำโดย Chemical Grouting พบว่าไม่เป็นผลในชั้นทราย ซึ่งไม่สามารถป้องกันการทะลักเข้ามาของดินด้านหน้าอุโมงค์ได้ การแก้ไขปัญหาทำได้โดยใช้ระบบ Compressed Air ติดตั้งในบริเวณของ Shaft ด้วยแรงดันอากาศ 2.5 bar ผลปรากฏว่าสามารถที่จะขุดออก Shaft ได้อย่างปลอดภัย หลังจากนั้นได้คงแรงดันที่ระดับ 1.5 bar ซึ่งสามารถที่จะขุดเจาะได้จนสำเร็จ

เนื่องจากความหนาของชั้นดินใต้แม่น้ำมีเพียง 6 เมตร ดังนั้นจึงมีการป้องกันการรั่วซึมของอากาศ (Leakage) โดยการปูกรวด (Ballast) ตลอดเส้นทางการขุดเจาะ พบว่าการหลุดตัวเกิดขึ้นประมาณ 100-200 มิลลิเมตร ซึ่งทำให้เกิดความเสียหายแก่ตึก 2 ชั้น ที่มีเสาเข็มสั้นที่อยู่บริเวณใกล้เคียง

ปัญหาอย่างหนึ่งที่สำคัญระหว่างการทำงานของอุโมงค์ส่งน้ำประปาในสัญญาช่วงแรกของโครงการ การรั่วซึมของอากาศ (Leakage) ซึ่งเกิดขึ้นในหลายบริเวณตลอดระยะทาง 24 กิโลเมตร โดยผนังอุโมงค์จะเป็นการหล่อในที่ (Cast-in-Place Cement Lining) ที่มีเหล็กเสริมปริมาณสูงผลของ Air Leakage จะทำให้ดินถูกกัดเซาะเกิดหลุมขนาดใหญ่ขึ้นเหนืออุโมงค์เป็นบางจุด พบว่าผลของ Air Leakage ปรากฏให้เห็นที่ผิวดินใน 2 จุด เมื่อต้นปี พ.ศ. 2539 หรือหลังจาก 15 ปี หลังจากก่อสร้างเสร็จ

การเกิดความเสียหายกับอุโมงค์ยังไม่การยืนยันว่ามีสาเหตุจากการหลุดตัวเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล (Land Subsidence) แต่สาเหตุที่สำคัญเกิดจากคุณภาพการปฏิบัติงาน (Workmanship) โดยเฉพาะอย่างยิ่งการทำ Backfill Grouting ของ Primary Lining และการติดตั้งผนังอุโมงค์ การ

ออกแบบผนังอุโมงค์จะให้ Concrete Lining เพื่อรับแรงจากดิน และทำเสริมความแข็งแรงด้วย Steel Lining เพื่อความมั่นใจว่าจะสามารถรับแรงและป้องกันปัญหาที่อาจเกิดขึ้นภายหลัง

2.6.2 การขุดเจาะโดยวิธี Cut-and-Cover

ใน Phase ที่ 2 ของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำประปาได้นำวิธี Cut-and-Cover มาใช้ในการก่อสร้าง เนื่องจากพื้นที่ตามแนวเส้นทางส่วนใหญ่เป็นพื้นเปิดและการจราจรบนถนนเบาบาง ในงานขุดได้ใช้ Sheet Pile มาเป็นโครงสร้างกันดินชั่วคราว โดยมีค้ำยันเพียง 1 ชั้นเท่านั้น เนื่องจากต้องการเว้นพื้นที่เพื่อทำการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้มีระยะห่างระหว่าง Strut กับพื้นล่างของบ่อ หรือ ระยะ Free Span มีค่าสูง สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ ฯ ตามทฤษฎีระยะ Free Span มากที่สุด ($2C/\gamma$) จะอยู่ในช่วง 2.0 ถึง 2.5 เมตร แต่ในโครงการจะระยะ Free Span 4.5 เมตร (ขุดลึก 5.5 เมตร) ซึ่งเป็นระยะที่สูงเมื่อเทียบกับทฤษฎี เป็นผลให้การทรุดตัวของดินเกิดขึ้นสูง โดยพบว่า การทรุดตัวมากที่สุดโดยส่วนใหญ่จะอยู่ในช่วง 100 ถึง 250 มิลลิเมตร (2.5 ถึง 6.0 % ของความลึกดินขุด) และมากกว่าค่าที่แนะนำโดย Peck (1969)

เป็นที่ทราบกันดีว่าการถอน Sheet Pile จะทำให้เกิดช่องว่างในดิน โดยอย่างน้อยที่สุดจะเท่ากับปริมาตรของ Sheet Pile ที่แทนที่ดิน ในกรุงเทพฯ ฯ พบว่าการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการถอน Sheet Pile อาจสูงถึง 40 ถึง 75 % ของการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น ได้มีการป้องกันหลายวิธี แต่ก็สามารถแก้ไขปัญหาค่าไม่ได้เท่าที่ควร

บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 บทนำ

งานวิจัยครั้งนี้ได้การศึกษาข้อมูลจริงในสนาม โดยทำการรวบรวมข้อมูลต่าง ๆ จากการงานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินโครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (สายสีน้ำเงิน) ซึ่งถือเป็นงานขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่ และประสบความสำเร็จในการก่อสร้างทั้งในด้านการควบคุมการเคลื่อนตัวของดินและประสิทธิภาพในการทำงาน จึงถือได้ว่าข้อมูลที่ได้มีความน่าเชื่อถือที่จะนำมาทำการศึกษาวิจัย เพื่อเป็นประโยชน์ต่อโครงการก่อสร้างในอนาคตที่มีลักษณะคล้ายกัน รายละเอียดของข้อมูลรวมถึงขั้นตอนในการศึกษามีรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.2 ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา การรวบรวมและจัดเตรียมในเบื้องต้น

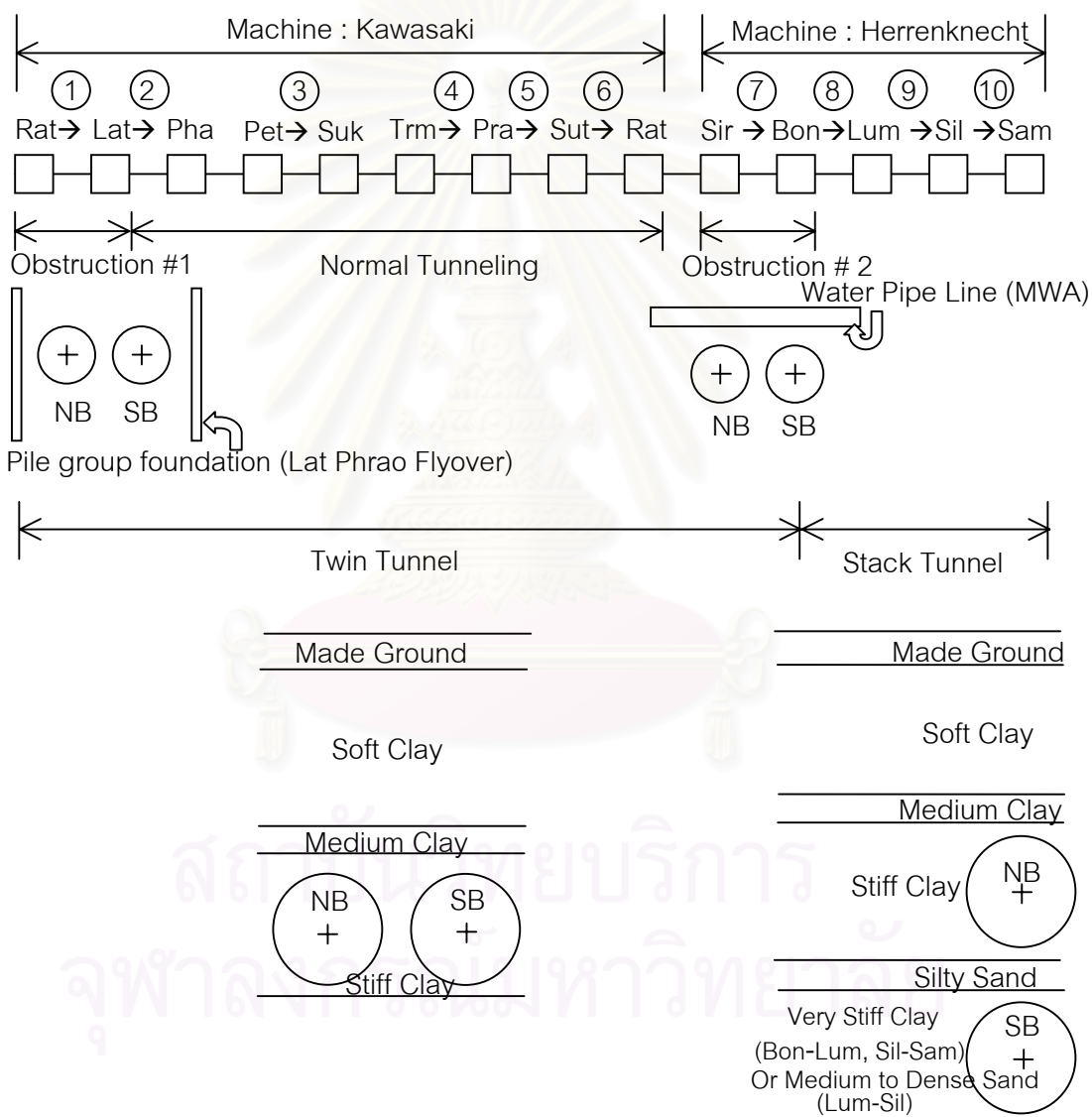
3.2.1 ลักษณะโดยทั่วไปของช่วงการขุดเจาะที่ทำการศึกษา

ข้อมูลที่ทำการศึกษาได้รวบรวมข้อมูลจากช่วงสถานีของการขุดเจาะ (สถานี-สถานี) ทั้งสิ้น 10 ช่วงการขุดเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.1ในการศึกษาจะทำการแบ่งกรณีศึกษาออกเป็น 2 ลักษณะคือ กรณีการขุดเจาะปกติและกรณีการขุดเจาะอุปสรรค ดังนี้

- กรณีการขุดเจาะปกติ เป็นการขุดเจาะอุโมงค์คู่แนวราบ แนวอุโมงค์วางตัวอยู่ชั้นดินเหนียวแข็งเป็นส่วนใหญ่ และไม่มีอุปสรรคสิ่งกีดขวาง ช่วงการขุดเจาะประกอบไปด้วย ลาดพร้าว-พหลโยธิน (Lat-Pha), เพชรบุรี-สุขุมวิท (Pet-Suk), เทียมร่วมมิตร-ประชากรศาสตร์บำเพ็ญ (Trm-Pra), ประชากรศาสตร์บำเพ็ญ-สุทธิสาร (Pra-Sut) และ สุทธิสาร-รัชดา (Sut-Rat)
- กรณีขุดเจาะผ่านอุปสรรค เป็นการขุดเจาะอุโมงค์คู่ในแนวราบ แนวอุโมงค์วางตัวอยู่ชั้นดินเหนียวแข็งเป็นส่วนใหญ่ และมีอุปสรรคต่อการขุดเจาะ ช่วงการขุดเจาะประกอบไปด้วย รัชดา-ลาดพร้าว (Rat-Lat) และ สีริกิติ์-บ่อนไก่ (Sir-Bon) โดย ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว (Rat-Lat) จะทำการขุดเจาะเข้าใกล้เสาเข็มของทางยกระดับ (Lat Phrao Flyover) ซึ่งจะทำให้ความสำคัญกับปัญหาการทรุดตัวและการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน และในช่วงการขุดเจาะ สีริกิติ์-บ่อนไก่ จะทำการขุดเจาะลอดอุโมงค์ประปาของการประปานครหลวง (MWA) ซึ่งจะทำให้ความสนใจกันการทรุดตัวของดิน

ส่วนการขุดเจาะช่วง บ่อนไก่-ลูมพีนี้ (Bon-Lum), ลูมพีนี้-สีลม (Lum-Sil) และ สีลม-สามย่าน (Sil-Sam) จะเป็นการขุดเจาะอุโมงค์คู่ในแนวตั้ง จึงไม่นำมาเปรียบกับ 2 กรณีข้างต้น แต่จะนำมาพิจารณาประกอบ

ใน 6 ช่วงแรกจะทำการขุดเจาะด้วยหัวเจาะของ Kawasaki และ 4 ช่วงหลังจะทำการขุดเจาะด้วยหัวเจาะของ Herrenknecht (รายละเอียดของหัวเจาะดูบทที่ 4)



รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะโดยทั่วไปของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

3.2.2 ลักษณะโดยทั่วไปของข้อมูล

ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษาแบ่งเป็น 3 ส่วนใหญ่ ๆ คือ

- ข้อมูลควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน ประกอบไปด้วยค่าการควบคุมต่าง ๆ ของหัวเจาะที่รวมไปถึงค่าควบคุมคุณภาพ Backfill Grouting ข้อมูลดังกล่าวเป็นข้อมูลในแต่ละรอบการขุดเจาะ โดยทำการรวบรวมจากรายงานประจำวัน (Daily Report) ดังแสดงในรูปที่ 3.2
- ข้อมูลการสำรวจเพื่อควบคุมทิศทางของหัวเจาะ ประกอบไปด้วยข้อมูลแสดงการเคลื่อนตัวของหัวเจาะใน 3 มิติ และปัจจัยอื่น ๆ ในการควบคุมการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ รวมไปถึงค่าสำรวจการติดตั้งผนังอุโมงค์ในส่วนท้ายของหัวเจาะ ข้อมูลดังกล่าวเป็นข้อมูลเฉลี่ยในแต่ละรอบการขุดเจาะ โดยได้เก็บรวบรวมจากรายงานประจำวันเช่นกัน (ส่วนล่างในรูปที่ 3.2)
- ข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งประกอบไปด้วย ข้อมูลการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน (Max. Ground Surface Settlement) ตามแนวกึ่งกลางอุโมงค์ และข้อมูลการทรุดตัวสะสมตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ โดยได้เก็บรวบรวมข้อมูลจากรายงานประจำเดือน (Monthly Report) ของช่วงการขุดเจาะที่ทำการศึกษาซึ่งจะได้กล่าวต่อไป

นอกจากข้อมูลหลักดังที่ได้กล่าวมาแล้วยังต้องอาศัยข้อมูลอื่น ๆ ในการประกอบการศึกษา ซึ่งได้แก่ ข้อมูลการทดสอบคุณสมบัติของดินและสภาพธรณีวิทยา แบบแปลนต่าง ๆ รายละเอียดของข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา การรวบรวมและการจัดเตรียมในเบื้องต้นมีดังนี้

3.2.3 ข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน

ข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะและการทำ Backfill ได้ทำการรวบรวมไว้ทั้ง 10 ช่วงสถานีของการขุดเจาะ การเก็บข้อมูลจะทำการบันทึกไว้เป็น Spread Sheet และนำเสนอข้อมูลในลักษณะกราฟ โดยให้แกนนอนเป็น Ring Number เพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานในการวิเคราะห์และพิจารณาต่อไป ข้อมูลต่าง ๆ ประกอบด้วย

- (1) Excavation Date คือ วันที่ในการขุดเจาะ
- (2) Excavation Start Time คือ เวลาเริ่มการขุดเจาะของ Ring นั้น ๆ
- (3) Face Pressure (kN/m^2) คือ ค่าแรงดันดินใน Soil Chamber ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยจากการตรวจวัดของ Face Pressure Gauge ด้านซ้ายและขวา

- (4) Cutter Torque (kN-m.) คือ ค่ากำลังที่ใช้หมุน Excavation Tool ตัดดินเพื่อให้ดินเข้ามา ยังก Soil Chamber
- (5) Shield/Jack Speed (mm./min.) คือ อัตราการยืดตัวของ Thrust Jack ในแต่ละคู่ ซึ่งจะเป็นอัตราการเคลื่อนตัวของหัวเจาะด้วย
- (6) Thrust Force (kN) คือ ค่าแรงรวมของ Thrust Jack ที่ออกแรงผลักดันหัวเจาะ โดยใช้ ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งอยู่ด้านหลังหัวเจาะเป็นค้ำยัน ค่า Thrust Force จะเป็นแรงรวมทั้ง หหมดของ Thrust Jack ในแต่ละคู่
- (7) Screw Revolution Speed (rpm) คือ ค่าความเร็วรอบของ Screw Conveyor ที่ใช้ในการ ลำเลียงดินออกสู่ด้านหลังของหัวเจาะ
- (8) Screw Torque (kN-m.) คือ ค่ากำลังที่ใช้หมุน Screw Conveyor
- (9) Discharged Soil Volume (m^3 /Ring) คือ ปริมาณดินชุดรวมกับ Additive โดยจะถูก ตรวจจับหลังจากที่ถูกขับออกมาจาก Screw Conveyor ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ
- (10) Excavated Soil Ratio (%) คือ อัตราส่วนของปริมาณดินชุดที่ถูกขับออกจาก Screw Conveyor (ไม่รวมปริมาณของ Additive) ต่อปริมาณดินที่ผ่านเข้ามาด้านหน้าของหัว เจาะ
- (11) Additive Volume (m^3 /Ring) คือ ปริมาณของสารผสมเพิ่มที่เติมเข้าไปใน Soil Chamber เพื่อทำการปรับปรุงสภาพดิน
- (12) Grout Pressure (Grouting Pressure A) (bar) คือ แรงดันที่ใช้ในการทำ Backfill Grouting (Primary Grouting)
- (13) Grout Filling Ratio (%) คือ อัตราส่วนของปริมาณวัสดุที่ใช้ทำ Backfill Grouting ต่อ ปริมาตรของช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Tail Void) โดยปริมาตรของช่องว่างนี้จะไม่รวมช่อง ว่างรอบหัวเจาะที่เกิดจากหัวเจาะเคลื่อนตัวคลาดเคลื่อนจากแนวขุดเจาะ
- ค่าที่บันทึกในรายงานจะเป็นค่าเฉลี่ยในแต่ละรอบการขุดเจาะ (1 Ring, 1.2 m./Stroke)

3.2.4 ข้อมูลการสำรวจเพื่อควบคุมทิศทางของหัวเจาะ

ข้อมูลในส่วนนี้เป็นข้อมูล ที่แสดงค่าการควบคุมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะทั้งในแนวตั้งและแนวราบ ซึ่งเป็นข้อมูลที่ได้จากการสำรวจด้วยระบบนำทาง (Automatic Guidance System) ของหัวเจาะในการควบคุมทิศทางขุดเจาะ โดยได้ทำการรวบรวมจากรายงานประจำวัน (Daily Report) เช่นเดียวกับค่าควบคุมการขุดเจาะ ข้อมูลที่นำมาทำการศึกษาคือข้อมูลตามแนวเส้นทางการขุดเจาะ Southbound (SB) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว ซึ่งประกอบไปด้วย

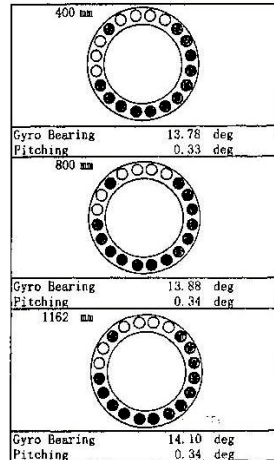
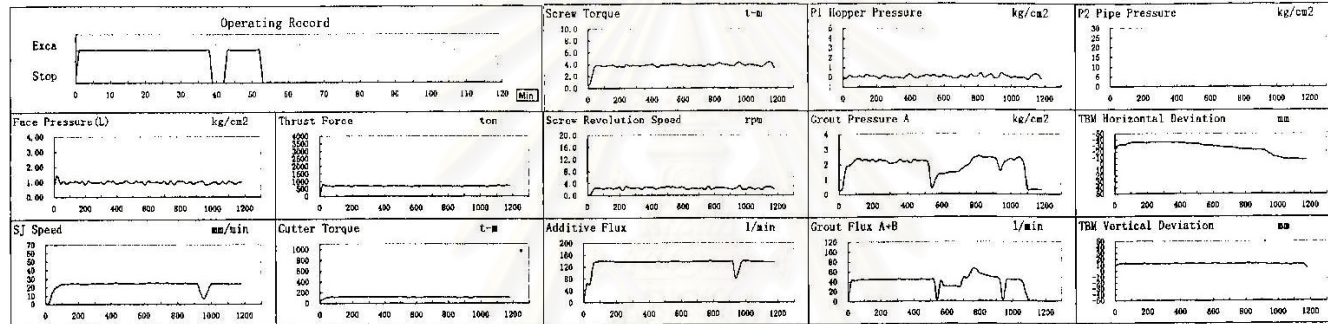
- (1) Pitching Angle (Degree) คือ ค่ามุมก้ม-เงยของแกนหัวเจาะเทียบกับแกนในแนวราบ
- (2) Articulation Angle (Degree) คือ มุมที่แกนในส่วนหน้าของหัวเจาะทำกับแกนเดิมของหัวเจาะเกิดเนื่องจากการควบคุมให้หัวเจาะมีลักษณะโค้งงอเมื่อขุดเจาะในแนวโค้ง
- (3) Copy Cutter Stroke คือ ระยะเวลาใช้งานของอุปกรณ์ Copy Cutter เพื่อทำการตัดดินเพิ่มพื้นที่การขุดเจาะในกรณีการขุดเจาะในแนวโค้งมาก ๆ เช่น แนวโค้งราบที่มีรัศมีน้อย
- (4) Horizontal-Deviation (mm.) คือ ค่าคลาดเคลื่อนแนวราบที่ตำแหน่งด้านหน้าของหัวเจาะ (Head) เกิดจากหัวเจาะไม่อยู่ในตำแหน่งที่ออกแบบไว้
- (5) Vertical-Deviation (mm.) คือ ค่าคลาดเคลื่อนแนวตั้งที่ตำแหน่งด้านหน้าของหัวเจาะ (Head) เกิดจากหัวเจาะไม่อยู่ในตำแหน่งที่ออกแบบไว้
- (6) Rolling (Degree) คือ มุมที่หัวเจาะเกิดการหมุนเทียบกับแกนในแนวตั้ง
- (7) Tail-Clearance @ Top (mm.) คือ ระยะห่างระหว่างผิวด้านในของผนังอุโมงค์กับผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ที่ด้านบนสุด (Crown)
- (8) Tail-Clearance @ Bottom (mm.) คือ ระยะห่างระหว่างผิวด้านในของผนังอุโมงค์กับผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ที่ด้านล่างสุด (Invert)
- (9) Tail-Clearance @ Left (mm.) คือ ระยะห่างระหว่างผิวด้านในของผนังอุโมงค์กับผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ทางด้านซ้ายของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวราบ (Spring Line)
- (10) Tail-Clearance @ Right (mm.) คือ ระยะห่างระหว่างผิวด้านในของผนังอุโมงค์กับผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ทางด้านขวาของเส้นผ่าศูนย์กลางในแนวราบ (Spring Line)



ION JV 10 Tunnel Section II Northbound S19(MO CHIT) ~ S18(PHAIHONYOTHIN)
494 Ring Excavation & 493 Ring Segment Reports

Print: 20/Jan/2000(Tue) 19:14

Excav. Start Date	00/05/20 dd/mm/yy	Net Stroke	1186 mm	Grout Ring Total Vol	2.000 m ³	Copy Cutter Stroke	0 mm	Discharge Soil Vol(P)	55.878 m ³
Excav. Start Time	15:03:14 hh:mm:ss			Grout Filling Ratio(R)	111 %	Copy Cutter Angle	0.0 deg to	Discharge Soil Ratio	110 %
Total Excav. Time	54 Min.			Additive Ring Tot. Vol	12.717 m ³		0.0 deg	Target Face Pressure	1.2 kg/cm ²
Actual Excav. Time	49 Min.			S/J Speed(Avg)	23 mm/min	Articulation(Ver.)	0.07 deg	Target S/J Speed	25 mm/min
Excav. End Time	15:57:00 hh:mm:ss	Face Pressure(Avg)	1 kg/cm ²	Screw RPM (Avg)	2.4 rpm	Articulation(Hor.)	-0.27 deg	Target Screw RPM	3.0 rpm



TBM Position Data		494 R		Deviation		V-Dev & Pitch-Dif		H-Dev & Lead-Dif	
Bearing	14.11 deg	Hor-Dev	-8 mm	Ver-Dev	6 mm				
Hor-Dev	-8 mm								
Ver-Dev	6 mm								
Pitching	0.33 deg								
Rolling	0.53 deg								
Lead-Difference	-38 mm								
Pitch-Difference	-3 mm								
Tail-CL(T)	48 mm								
Tail-CL(B)	26 mm								
Tail-CL(L)	26 mm								
Tail-CL(R)	16 mm								

Seg Position Data		493 R		Deviation		V-Dev & Pitch-Dif		H-Dev & Lead-Dif	
Surface Bearing	14.17 deg	Hor-Dev	-30 mm	Ver-Dev	-8 mm				
Hor-Dev	-30 mm								
Ver-Dev	-8 mm								
Surface Pitching	0.33 deg								
Lead-Difference	14 mm								
Pitch-Difference	-12 mm								
Inside-Dia(L-R)	5.708 m								
Inside-Dia(T-B)	5.677 m								
S/J Stroke(T)	1857 mm								
S/J Stroke(B)	1857 mm								
S/J Stroke(L)	1853 mm								
S/J Stroke(R)	1860 mm								

Remarks

Acceptance Item	Criteria	Judgement
TBM:		
Face Pressure	±0.2kgf/cm ²	OK/NG
Hor-Dev	±40mm	OK/NG
Ver-Dev	±40mm	OK/NG
Segment:		
Hor-Dev	±40mm	OK/NG
Ver-Dev	±40mm	OK/NG
∑ (Hor-Dev) ² + (Ver-Dev) ²	±55mm	OK/NG
Inside-Dia(T-B)	5700±25mm	OK/NG
Inside-Dia(L-R)	5700±25mm	OK/NG
Grout:		
Pressure A	≤3.0kgf/cm ²	OK/NG
Filling Ratio	≥100%	OK/NG

Inspector:
Date: 20/Jan/2000
Checked by:
Date: 20/Jan/2000
Approved by:
Date:

รูปที่ 3.2 แสดงตัวอย่างรายงานประจำวันที่แสดงค่าบันทึกการควบคุมการขุดเจาะ (Kawasaki)

3.2.5 ข้อมูลตรวจวัดการทรุดตัวของผิวดิน (Ground Surface Settlement)

ข้อมูลในส่วนนี้เป็นค่าที่บันทึกอยู่ในรายงานประจำเดือน (Monthly Report) ซึ่งในรายงานนี้จะบันทึกความคืบหน้าในการก่อสร้างและข้อมูลการตรวจวัดด้วยเครื่องมือตรวจวัด (Instruments) ต่าง ๆ หลายชนิดด้วยกัน ซึ่งจะแสดงเป็นค่าสะสมนับจากวันที่ทำการติดตั้งเครื่องมือจนถึงวันท้ายสุดที่ตรวจวัด

ค่าทรุดตัวของผิวดินเป็นข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดด้วย Surface Settlement Point และ Shallow Subsurface Settlement Point (สัญญาก่อสร้างส่วนใต้) และ Ground Settlement Marker Type 1, 2 และ 3 (สัญญาก่อสร้างส่วนเหนือ) ค่าการทรุดตัวที่รวบรวมมาเมื่ออยู่ 2 ลักษณะคือ

- ค่าการทรุดตัวมากที่สุดตามแนวกึ่งกลางอุโมงค์ สามารถอ่านค่าได้จากรายงานประจำเดือน (Monthly Report) ซึ่งจะเกิดขึ้นประมาณ 3-5 วันหลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด โดยได้เก็บรวบรวมไว้ทั้งสิ้น 9 ช่วงสถานี (เช่นเดียวกับข้อมูลค่าควบคุมการขุดเจาะ ในข้อ 3.2.3 ยกเว้นช่วง สี่ลม-สามย่าน)
- ค่าการทรุดตัวสะสมตามวัน-เวลาที่ตรวจวัด เป็นข้อมูลที่แสดงการเปลี่ยนแปลงค่าการทรุดตัวของผิวดินตามวัน-เวลาที่ตรวจวัด ข้อมูลที่ใช้ศึกษาเป็นข้อมูลที่ได้จากติดตั้งเครื่องมือในขุดเจาะ สิริกิติ์-บอนไก และรัชดา-ลาดพร้าว เนื่องจากเป็นช่วงที่มีการขุดเจาะผ่านอุโมงค์ จึงได้มีการติดตั้งเครื่องมือเป็นจำนวนมากเพื่อทำการวัดค่าเพื่อการตรวจสอบความปลอดภัย มีการตรวจวัดค่าอย่างสม่ำเสมอ เหมาะสมที่จะนำมาศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

3.2.6 ข้อมูลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง

- (1) คุณสมบัติของชั้นดินจากรายงานการทดสอบดิน และแบบ Profile แสดงสภาพธรณีวิทยาของแนวการขุดเจาะอุโมงค์
- (2) แบบ Plan Ring Number แสดงตำแหน่งของเครื่องมือการตรวจวัดต่าง ๆ
- (3) แบบ Plan Alignment แสดงค่าออกแบบแนวอุโมงค์ในแนวราบ และแบบ Profile แสดงค่าออกแบบแนวอุโมงค์ในแนวตั้ง

3.3 วิธีการศึกษา

เนื่องจากข้อมูลที่ได้เก็บรวบรวมไว้มีจำนวนมากแต่อย่างไรก็ดีได้มีการเลือกข้อมูลที่จะทำการศึกษาเพื่อให้ตรงตามจุดประสงค์ที่วางไว้ ข้อมูลที่นำมาทำการศึกษาจะใช้ช่วงการขุดเจาะจากสถานี รัชดา-ลาดพร้าว และเป็นข้อมูลหลักและใช้ข้อมูลในช่วงการขุดเจาะอื่น ๆ ทำการศึกษาเพิ่มเติมและเปรียบเทียบผล ขั้นตอนในการศึกษาและรายละเอียดในการวิเคราะห์ข้อมูลมีดังต่อไปนี้

3.3.1 ศึกษาลักษณะการควบคุมการขุดเจาะโดยอาศัยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล โดยพื้นฐานจะต้องทำการควบคุมอัตราส่วนดินขุด จากนั้นจึงทำการกำหนดแรงดันด้านหน้า (Face Pressure) นอกจากนี้ยังต้องควบคุมทิศทางการขุดเจาะให้เป็นไปตามแนวเส้นทางที่กำหนด การศึกษาในส่วนนี้จะทำการพิจารณาถึงลักษณะการควบคุมปัจจัยต่าง ๆ ระหว่างทำการขุดเจาะ เพื่อเป็นพื้นฐานในการศึกษาถึงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดินต่อไป การศึกษาในส่วนนี้มีรายละเอียดดังนี้

3.3.1.1 ลักษณะการควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน

จะเป็นการศึกษาลักษณะการควบคุมทำงานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลในการควบคุมแรงดันในห้องพักดิน (Face pressure) และและการควบคุมปริมาณดินที่ขุดเจาะ (Excavated soil volume) จากข้อมูลเบื้องต้นที่ได้เก็บรวบรวมไว้ตามหัวข้อ 3.2.3 (ค่าควบคุมการขุดเจาะ) ได้นำข้อมูลช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว มาทำการศึกษาเนื่องจากเป็น Test Section ก่อนการขุดเจาะผ่านอุโมงค์ในช่วงการขุดเจาะ ลาดพร้าว-พหลโยธิน โดยใช้ข้อมูลทั้ง Southbound และ Northbound มาทำการศึกษาเพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้ และใช้ข้อมูลช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท ซึ่งเป็นการขุดเจาะในกรณีโดยทั่วไปมาทำการเปรียบเทียบอีกครั้งหนึ่ง ซึ่งทั้งสองช่วงการขุดเจาะได้ใช้หัวเจาะ Kawasaki เช่นเดียวกัน การศึกษาจะนำข้อมูลมาหาความสัมพันธ์ของค่าควบคุมการทำงานต่าง ๆ ของหัวเจาะ ซึ่งจะช่วยให้เข้าใจวิธีการควบคุมและลักษณะการทำงานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุลได้ดียิ่งขึ้น ความสัมพันธ์ของปัจจัยต่าง ๆ ประกอบไปด้วย

- Thrust Force กับค่า Face Pressure เพื่อดูลักษณะการสร้างแรงดันในห้องพักดิน
- Face Pressure กับ Excavated Soil Ratio เพื่อดูลักษณะการกำหนดปัจจัยทั้งสองว่ามีความสัมพันธ์กันอย่างไร
- Face Pressure กับ Screw Revolution Speed เพื่อดูลักษณะการกำหนดความเร็วรอบของ Screw Conveyor กับระดับของแรงดันในห้องพักดิน

- Face Pressure กับ Shield Jack Speed เพื่อดูลักษณะการกำหนดอัตราเร็วในการยึดตัวของ Thrust Jack กับระดับของแรงดันในห้องพักดิน
- Screw Revolution กับ Shield Jack Speed เพื่อดูความสัมพันธ์ของปัจจัยทั้งสอง ซึ่งถือได้ว่าเป็นปัจจัยในการควบคุมแรงดันในห้องพักดินตามหลักการเบื้องต้น
- Thrust Force กับ Shield Jack Speed เพื่อดูผลของแรงจาก Thrust Jack จะมีผลต่ออัตราการยึดตัวหรือไม่
- Thrust Force กับ Cutter Torque เพื่อดูผลของแรงใน Thrust Jack จะมีผลอย่างไรต่อกำลังของ Drive Unit ในการหมุน Cutting Tool เพื่อทำการตัดดิน
- Shield Jack Speed กับ Cutter Torque เพื่อดูผลของอัตราการยึดตัวของ Thrust Jack จะมีผลอย่างไรต่อกำลังของ Drive Unit
- Screw Revolution Speed กับ Screw Torque เพื่อดูความสัมพันธ์ของความเร็รรอบของ Screw Conveyor กับกำลังที่เกิดขึ้น

ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะนำมาอธิบายลักษณะการควบคุมปัจจัยต่าง ๆ ของหัวเจาะได้เป็นอย่างดี และทำการประเมินว่าผลที่เกิดขึ้นมีความสอดคล้องกับหลักการเบื้องต้นที่ได้ศึกษามาหรือไม่อย่างไร

3.3.1.2 ลักษณะการควบคุมทิศทางการขุดเจาะ

จากข้อมูลการสำรวจเพื่อควบคุมตำแหน่งทิศทางของหัวเจาะ (ตามหัวข้อ 3.2.4) สามารถนำมาทำการศึกษาเพื่อทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะและการควบคุมตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์ ค่าเบี่ยงเบนที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผิดไปจากแนวออกแบบ (Deviation) และค่าการหมุนตัวของหัวเจาะ (Rolling) จะถูกแปรผลออกมาจากระบบระบบควบคุมทิศทางการขุดเจาะ (Automatic Directional Control System) ในส่วนนี้ได้นำข้อมูล Southbound ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว มาทำการศึกษา ซึ่งเป็นการขุดเจาะด้วยหัวเจาะ Kawasaki ในขั้นแรกได้จัดทำแนวเส้นทางทั้งแนวราบและแนวตั้ง (Horizontal Co-Ordinate & Tunnel Centerline Elevation) ตามค่าออกแบบจากแบบ Plan และ Profile ของแนวรางรถไฟ

จากนั้นคำนวณค่ามุมออกแบบของแนว Profile ที่กึ่งกลางอุโมงค์ (มุมเอียงของแนวอุโมงค์โดยเทียบกับแนวราบ) เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่า Pitching Angle ของหัวเจาะ นอกจากนี้ยังได้นำค่าการสำรวจอื่นในหัวข้อ 3.2.4 (2)-3.2.4 (10) เพื่อนำมาประกอบการพิจารณา จากการศึกษาในส่วนนี้จะทำให้ทราบถึงวิธีการควบคุมทำงานรวมถึงปัจจัยต่าง ๆ ที่ใช้ในการตรวจสอบเพื่อให้แนวการขุดเจาะเป็นไปตามที่ออกแบบไว้ นอกจากนี้ยังทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวและลักษณะการวางตัวของหัวเจาะจากการควบคุมดังกล่าว

การคำนวณค่าออกแบบแนวเส้นทางที่กึ่งกลางอุโมงค์ทั้งในแนวราบ (Designed Tunnel Alignment) และแนวระดับ (Design Tunnel Profile) จะคิดจากแนวเส้นทางของรางรถไฟ (Track Alignment and Profile) โดยระดับในแนวตั้งของกึ่งกลางอุโมงค์ (Tunnel Centerline Elevation) จะเท่ากับระดับของ Track บวกกับค่าคงที่ค่าหนึ่งและรวมกับค่า Offset โดยในแนวเส้นตรงค่า Offset จะเท่ากับศูนย์ แต่ในแนวโค้งจะมีค่า Offset ในลักษณะแปรเปลี่ยนไป ส่วนตำแหน่งในแนวราบ (Horizontal Co-Ordinate) จะมีค่าเท่ากับพิกัดของ Track บวกกับค่า Offset ลักษณะของค่า Offset จะเหมือนกับกรณีแรกแต่จะมีค่าคงที่ด้วย ทั้งนี้ในการคำนวณจะทำการคำนวณที่จุดต่อของแต่ละ Ring จากนั้นจะทำการคำนวณมุมเอียง (เทียบกับแนวระดับ) ของแนวอุโมงค์ในแต่ละ Ring โดยอาศัยค่าระดับที่คำนวณไว้แล้ว แนวเส้นทางออกแบบที่กึ่งกลางอุโมงค์นี้ถือเป็นแนวที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ไปด้วย ดังนั้นจึงสามารถนำค่ามุมเอียงของแนวกึ่งกลางอุโมงค์มาทำการเปรียบเทียบค่ามุมเอียงของหัวเจาะ (Pitching Angle) เพื่อดูลักษณะการวางตัวของหัวเจาะ เมื่อประกอบกับข้อมูลค่าคลาดเคลื่อนทางแนวราบและแนวตั้งเมื่อแกนของหัวเจาะเคลื่อนที่ผิดไปจากแนวออกแบบของจุดอ้างอิงบริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะ (Deviation of Principle Machine Axis at Head, Hor. Deviation & Ver. Deviation) และข้อมูลการหมุนตัว (Rolling) ก็จะทำให้ทราบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของหัวเจาะทั้ง 3 มิติได้เป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังได้นำข้อมูลการตรวจวัดเพื่อควบคุมการติดตั้งผนังอุโมงค์มาทำการศึกษาดูด้วย โดยเป็นข้อมูลตรวจสอบระยะห่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์กับผิวด้านในบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ (Tail Clearance) ซึ่งจะทำการวัด 4 จุดคือ บน (Tail-CL (T)), ล่าง (Tail-CL (B)), ซ้าย (Tail-CL (L)) และขวา (Tail-CL (R)) เพื่อศึกษาลักษณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ว่าจะทำให้เกิดช่องว่างหลังหัวเจาะรอบผนังอุโมงค์ (Tail Void) ในลักษณะอย่างไร

3.3.2 ศึกษาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของดิน

3.3.2.1 ปัจจัยค่าควบคุมหัวเจาะที่มีผลต่อการหลุดตัวของดิน

นำข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะมาทำการเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดิน (Maximum Ground Surface Settlement) ในแนวกึ่งกลางอุโมงค์ โดยเปรียบเทียบตามระยะทางการขุดเจาะ (Ring Number) ข้อมูลที่นำมาทำการพิจารณาจะเป็นข้อมูลในทุกช่วงการขุดเจาะที่ได้เก็บรวบรวมมา โดยมีทั้งสิ้น 9 ช่วงสถานีที่ทำการขุดเจาะ ได้แก่ รัชดา-ลาดพร้าว, ลาดพร้าว-พหลโยธิน, เพชรบุรี-สุขุมวิท, เทียมร่วมมิตร-ประชาราษฎร์บำเพ็ญ, ประชาษฎร์บำเพ็ญ-สุทธิสาร, สุทธิสาร-รัชดา, สีริกิติ์-บ่อนไก่, บ่อนไก่-ลุมพินี และลุมพินี-สีลม การศึกษาจะทำให้ทราบในเบื้องต้นถึงปัจจัยค่าควบคุมการขุดเจาะที่ส่งผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน (ผลของการพิจารณาจะได้กล่าวต่อไปในบทที่ 5) จากนั้นจะทำการเลือกช่วงการขุดเจาะที่ให้ผลชัดเจนนำไปศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินตามจังหวะการเคลื่อนที่ของหัวเจาะผ่านจุดตรวจวัด โดยทำการพิจารณาผลของปัจจัยที่ทราบนั้น ๆ (ซึ่งจะได้กล่าวในหัวข้อถัดไป)

3.3.2.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

เมื่อทราบปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวแล้ว นำข้อมูลค่าการทรุดตัวสะสมกับวัน-เวลา ในช่วงการขุดเจาะที่สนใจมาทำการวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวของดินตามจังหวะการเคลื่อนที่ของหัวเจาะผ่านจุดตรวจวัด (การทรุดตัวตามยาว, Longitudinal Settlement) ซึ่งจะทำให้สามารถทราบถึงพฤติกรรมของการทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องตามการเคลื่อนตัวเข้าหา, ระหว่างที่ผ่านและเคลื่อนออกจากจุดตรวจวัด ตามอิทธิพลของค่าควบคุมหัวเจาะที่นำมาประกอบการพิจารณา

ในการจัดทำข้อมูลในส่วนนี้ได้ทำการเปลี่ยนค่าการทรุดตัวที่วัดเทียบกับวัน-เวลามาเป็นการทรุดตัวที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face (ค่าการทรุดตัวที่บันทึกใน Monthly Report เป็นการวัดค่าเทียบกับวัน-เวลา) วิธีการเปลี่ยนเริ่มจากจะต้องทราบตำแหน่ง (Ring Number) ที่ติดตั้งเครื่องมือ, วัน-เวลาที่บันทึก จากนั้นนำวัน-เวลาที่บันทึกไปเทียบกับวัน-เวลาของการขุดเจาะว่าเป็นการขุดเจาะที่ Ring ใด ขั้นตอนต่อมาทำการคำนวณระยะห่างระหว่าง Shield Face กับ Ring ที่ติดตั้งเครื่องมือ โดยคิดความกว้างแต่ละ Ring เท่ากับ 1.2 ม. และคำนึงถึงความเป็นจริงที่ว่า วัน-เวลาที่บันทึกใน Daily Report นั้นเป็นวันที่ทำ Backfill Grouting ซึ่ง Shield Face ได้ผ่านไปแล้วเท่าความยาวของหัวเจาะ ดังนั้นระยะทางที่คำนวณได้ต้องหักลบความยาวของหัวเจาะออกด้วยซึ่งจะทำให้ได้ระยะห่างที่เป็นจริง ระยะที่ใช้เปรียบเสมือนเป็นจุดเริ่มของการทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจะใช้ประมาณ 40 ม. และสำหรับระยะสิ้นสุดของการทรุดตัวหลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้วจะใช้ระยะที่ส่วนหน้าของหัวเจาะได้ผ่านจุดตรวจวัดไปแล้วประมาณ 40 ม. ซึ่งเป็นระยะที่สอดคล้องกับวันที่เกิดการทรุดตัวมากที่สุด (ก่อนที่จะเกิดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัว

คายน้ำ) ซึ่งจะเกิดประมาณ 3-5 วันหลังจากที่หัวเจาะได้ผ่านจุดตรวจวัดไปแล้ว ข้อมูลนี้แสดงค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในจังหวะต่าง ๆ ตามการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ ได้แก่

- (1) การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดที่ทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด (Settlement Prior to Arrival of Shield Face, S_1) ซึ่งเปรียบเสมือนเป็นการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ
- (2) การทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Settlement During Passing of Shield, S_2) ซึ่งเปรียบเสมือนเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือหัวเจาะ
- (3) การทรุดตัวหลังจากที่ส่วนท้ายของหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้ว (Settlement After Passing of Shield Tail, S_3) ซึ่งเปรียบเสมือนเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นด้านหลังหัวเจาะ

3.3.3 ประเมินลักษณะการทำงานและค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักตามลักษณะการทำงานที่เกิดขึ้น

3.3.1 ลักษณะการทำงานในช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

การศึกษาในเบื้องต้นทั้งสองส่วนจะทำให้ทราบลักษณะการทำงานและปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากข้อมูลที่ได้รวบรวมมาทั้งหมดนำมาประเมินลักษณะการทำงานโดยทำการเปรียบเทียบข้อมูลของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ในการพิจารณาจะอาศัยค่าเฉลี่ยของข้อมูลจากช่วงขุดเจาะในแต่ละสถานีที่ได้รวบรวมมาทั้งหมด ซึ่งจะทำให้เข้าใจลักษณะการทำงานได้ดียิ่งขึ้น

3.3.2 ค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลัก

การประเมินค่าที่เหมาะสมจะทำการเปรียบเทียบผลของข้อมูลระหว่างกรณีการขุดเจาะโดยทั่วไปกับกรณีการขุดเจาะผ่านอุปสรรค การประเมินจะทำการคำนวณค่าต่าง ๆ เพิ่มเติมดังนี้คือ Face Pressure Ratio, Stability Factor (Tunnel Face), Safety Factor against failure of tunnel face และ Grout Pressure Ratio โดยที่

$$\text{Face Pressure Ratio} = p_f / (\sigma_{ht})_{\text{Spring line}} \quad (3.1)$$

$$\text{Stability Factor} = ((\sigma_{vo})_{\text{Spring line}} - p_f) / S_u \quad (3.2)$$

$$\text{FS against failure of Tunnel Face} = 6S_u / ((\sigma_{vo})_{\text{Spring line}} - p_f) \quad (3.3)$$

$$\text{Grout Pressure Ratio} = p_g / (\sigma_{vo})_{\text{Crown}} \quad (3.4)$$

เมื่อ

p_f คือ Face Pressure

$(\sigma_{ht})_{\text{Spring line}}$ คือ หน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตยที่กึ่งกลางอุโมงค์

$(\sigma_{vo})_{\text{Spring line}}$ คือ หน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้งที่กึ่งกลางอุโมงค์

S_u คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ

p_g คือ Grouting Pressure

$(\sigma_{vo})_{\text{Crown}}$ คือ หน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้งที่จุดบนสุดของอุโมงค์



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

การขุดเจาะอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล

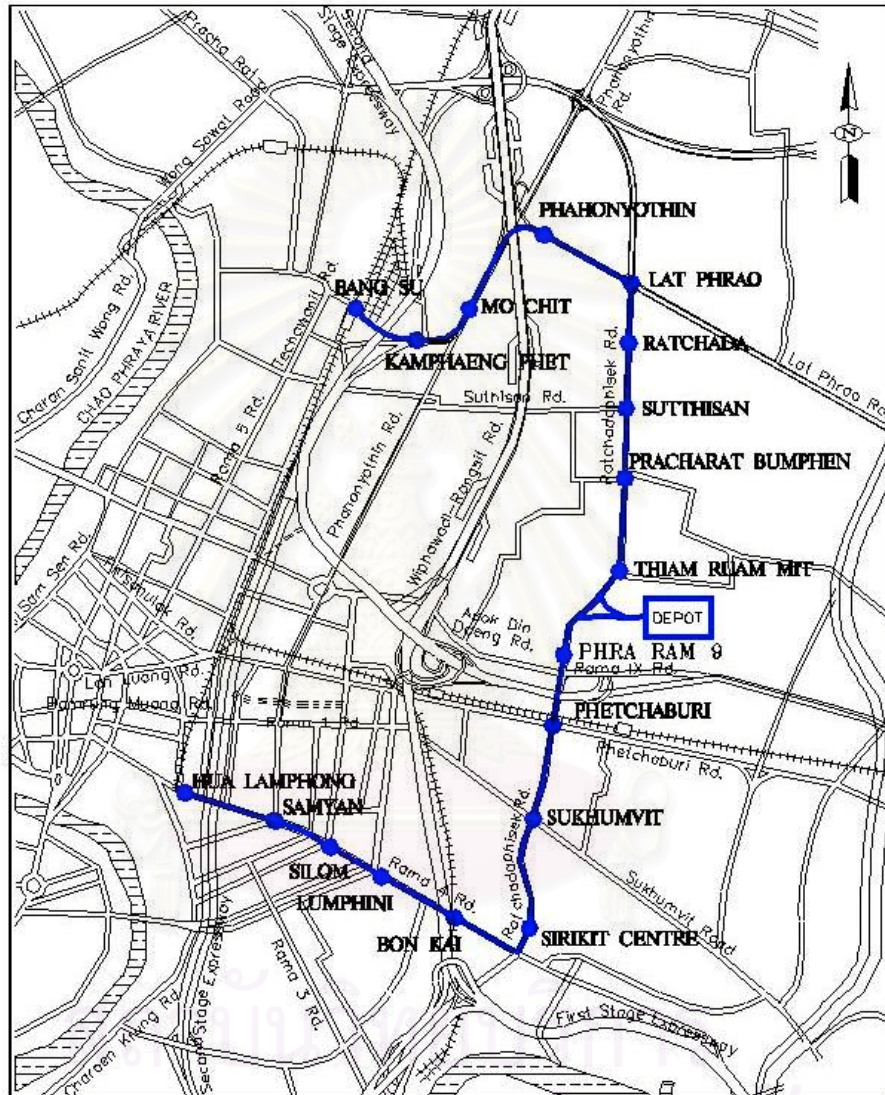
4.1 ความเป็นมาและลักษณะของโครงการ

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (เดิมเรียกว่า โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายหัวลำโพง-ศูนย์ประชุมฯสิริกิติ์-บางซื่อ) เป็นรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนใต้ดินสายแรกของประเทศไทย แต่เดิมโครงการนี้ได้ออกแบบให้มีสายทางในลักษณะยกระดับเหนือดินทั้งหมด โดยรัฐเป็นผู้ลงทุนเองทั้งหมด และได้มีการเปลี่ยนแปลงรูปแบบของโครงสร้างประมาณครึ่งหนึ่งของสายทางให้เป็นระบบใต้ดิน ทำย สดุดคณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 12 กันยายน 2538 ให้ก่อสร้างโครงการ ฯ นี้เป็นระบบใต้ดินตลอดสาย โดยให้การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย ลงทุนก่อสร้างงานโยธาและเอกชนลงทุนงานระบบรถไฟฟ้า ทั้งนี้ให้การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทยดำเนินการจ้างผู้รับเหมาดำเนินการออกแบบและก่อสร้างไปพร้อมกัน โดยในส่วนเงินลงทุนให้กระทรวงการคลังและสำนักงานงบประมาณรับไปพิจารณาจัดหาจากแหล่งเงินกู้เงื่อนไขผ่อนปรน

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นรถไฟฟ้าขนาดใหญ่ (Heavy Rail) มีเส้นทางตลอดสาย มีระยะทางทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร เริ่มต้นที่สถานีหัวลำโพง ผ่านถนนพระราม 4 เลี้ยวเข้าถนนรัชดาภิเษก ผ่านศูนย์ประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ถนนนอศอก สีแยกพระราม 9 สีแยกสุทธิสาร เลี้ยวเข้าถนนลาดพร้าวที่แยกรัชดา-ลาดพร้าว ผ่านห้างสรรพสินค้าเซ็นทรัล สวนจตุจักร เข้าถนนกำแพงเพชร สิ้นสุดที่สถานีรถไฟบางซื่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.1 โครงสร้างทางวิ่งเป็นอุโมงค์คู่วางตัวแนวราบ และซ้อนตามแนวตั้ง ผนังอุโมงค์เป็นชั้นคอนกรีตสำเร็จรูปมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 5.7 เมตร และ 6.3 เมตร ตามลำดับ หนา 0.30 เมตร ความลึกของอุโมงค์ประมาณ 15-25 เมตร ทางเดินลูกเดินกว้าง 0.6 เมตร ตัวสถานีมีทั้งแบบชานชาลากลาง ชานชาลาด้านข้าง และชานชาลาซ้อนกัน มีความยาวประมาณ 200 เมตร กว้าง 23 เมตร (สถานีมาตรฐาน) มีสถานีทั้งสิ้น 18 สถานี แต่ละสถานีห่างกันประมาณ 1 กิโลเมตร ตามแนวถนนพระรามที่ 4 ถนนรัชดาภิเษก ถนนลาดพร้าว ถนนพหลโยธิน และถนนกำแพงเพชร ดังมีรายละเอียดดังตารางที่ 4.1

จากจำนวน 18 สถานีดังกล่าวแบ่งลักษณะงานโยธาหลักออกเป็น 2 สัญญา คือ สัญญาส่วนใต้ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง ระยะทางประมาณ 10 กิโลเมตร มี 9 สถานี ดำเนินการก่อสร้างโดยกิจการร่วมค้า บีซีเคที (BCKT) และสัญญาส่วนเหนือ ช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ ระยะทางประมาณ 10 กิโลเมตร มี 9 สถานี ดำเนินการก่อสร้างโดยกิจการร่วมค้า ไอโอเอ็น (ION) รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล

จะก่อสร้างแล้วเสร็จและเปิดบริการเดินรถบางส่วนภายในปี พ.ศ. 2545 และเปิดบริการเต็มสายในปี พ.ศ. 2546 ลักษณะของโครงการแสดงดังตารางที่ 4.2



รูปที่ 4.1 แสดงแนวเส้นทางก่อสร้างรถไฟฟ้ามหานคร

ตารางที่ 4.1 แสดงรายละเอียดที่ตั้งของสถานีต่าง ๆ

สถานี	ที่ตั้ง
สถานีหัวลำโพง	ตั้งอยู่บริเวณถนนพระรามที่ 4 ฝั่งเหนือระหว่างแยกถนนจรัลเมืองกับแยกถนนมหาพฤฒาราม
สถานีสามย่าน	ตั้งอยู่บริเวณถนนพระรามที่ 4 ฝั่งใต้ทางตะวันออกของถนนแยกสี่พระยา
สถานีสีลม	ตั้งอยู่บริเวณถนนพระรามที่ 4 ฝั่งใต้ทางตะวันออกของแยกถนนสีลม
สถานีลุมพินี	ตั้งอยู่บริเวณถนนพระรามที่ 4 ฝั่งใต้ทางตะวันออกของแยกถนนสาทร
สถานีบ่อนไก่	ตั้งอยู่บริเวณถนนพระรามที่ 4 ฝั่งใต้ทางตะวันออกของจุดตัดทางรถไฟและทางด่วนเฉลิมมหานคร (ทางด่วนชั้นที่ 1)
สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์	ตั้งอยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษกฝั่งตรงข้ามกับศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์
สถานีสุขุมวิท	ตั้งอยู่บริเวณถนนนอโศก ติดกับแยกสุขุมวิททางด้านเหนือ
สถานีเพชรบุรี	ตั้งอยู่บริเวณแยกถนนนอโศกตัดกับถนนเพชรบุรี
สถานีพระราม 9	ตั้งอยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษก เลี้ยวแยกถนนพระรามที่ 9 ไปทางสี่แยกห้วยขวางเล็กน้อย
สถานีเทียมร่วมมิตร	อยู่บริเวณถนนรัชดาภิเษก ฝั่งเดียวกับอาคารไทยประกันชีวิต
สถานีประชากรศาสตร์ บำเพ็ญ	อยู่คร่อมกลางสี่แยกห้วยขวาง
สถานีสุทธิสาร	อยู่คร่อมกลางสี่แยกสุทธิสาร
สถานีรัชดา	อยู่บริเวณหน้าอาคาร พี.กะรัต
สถานีลาดพร้าว	อยู่บนถนนลาดพร้าว ซอย 21 เชื่อมกับสถานีที่จอดแล้วจร (Park & Ride)
สถานีพหลโยธิน	อยู่บริเวณสามแยกลาดพร้าวใกล้ตลาดสด
สถานีหมอชิต	อยู่ในบริเวณสวนจตุจักร สามารถเชื่อมต่อกับสถานีรถไฟฟ้าธนายง (BTS)
สถานีกำแพงเพชร	อยู่ตรงข้ามองค์การตลาดเพื่อเกษตรกร (อ.ต.ก.)
สถานีบางซื่อ	บริเวณใกล้สถานีรถไฟบางซื่อ ใกล้ทางด่วนชั้นที่ 2 เชื่อมต่อกับสถานีรถไฟฟ้าโฮปเวลล์

ตารางที่ 4.2 แสดงลักษณะของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร

Client	Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA)
Depth	South Contact : About 17 to 25 meters depth North Contact : About 15 to 21 meters depth
Length of tunnel	South Contact : Approximately 10 kilometers North Contact : Approximately 10 kilometers
Soil Type	Stiff to Very Stiff Clay and some part of Hard Clay and Sand
Tunneling Method	Bored Shield Tunneling
Excavation Method	Driving Machine with Earth Pressure Balance Shield Type
Diameter	Twin Tunnel of 5.70 meters internal diameter each
Lining	Bolted Precast Concrete Lining 0.30 meter thickness
Grouting	Behide the Segments as part of the installation process
No. of Station	9 Stations of 3 level basement
Contractor	South Contact : Joint Venture BCKT Group North Contact : ION Joint Venture Group
Consultant	Louis Berger International, Inc.
Construction Period	South Contact : 5 year (Start from 2 December 1996) North Contact : 5 year (Start from August 1997)
Project Cost	South Contact : 23,900 million Baht (exclud VAT) North Contact : 28,550 million Baht (exclud VAT)

4.2 แผนงานการก่อสร้างอุโมงค์

ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินจะมีการก่อสร้างผนังของสถานีที่ระดับชั้นซึ่งจะมีผลกระทบกับการจราจรบ้าง เนื่องจากต้องปิดกั้นพื้นที่ถนนบางส่วนในระหว่างการก่อสร้าง และทำพื้นถนนชั่วคราวบางส่วน แต่สำหรับการก่อสร้างตัวอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินนั้นไม่จำเป็นต้องใช้พื้นที่ถนน เนื่องจากเป็นการขุดเจาะด้วยเครื่องขุดเจาะอุโมงค์โดยไม่จำเป็นต้องเปิดหน้าดิน เครื่องขุดเจาะอุโมงค์ที่ใช้เป็นเครื่องขุดเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.4 ม. โดยแบ่งแนวสายทางการขุดเจาะเป็น 2 ส่วนตามสัญญาการก่อสร้าง คือ (ดังแสดงในตารางที่ 4.3)

- ส่วนใต้ ช่วงหัวลำโพง-ห้วยขวาง ใช้เครื่องขุดเจาะ 4 ชุด ตลอดระยะทาง 14,745 เมตร การขุดใช้ระยะเวลาประมาณ 14 เดือน มีแผนการขุดเจาะ คือ
 - 1) ใช้เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด เริ่มการขุดเจาะจากสถานีพระราม 9 ผ่านสถานีเพชรบุรี สุขุมวิท ไปสิ้นสุดที่สถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ โดยขุดเจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด
 - 2) เครื่องขุดเจาะอีก 2 ชุดเริ่มขุดเจาะจากสถานีศูนย์การประชุมแห่งชาติสิริกิติ์ ผ่านสถานีปอนไกลุมพินี สีลม สามย่าน ไปสิ้นสุดที่สถานีหัวลำโพง โดยขุดเจาะพร้อมกันทั้ง 2 ชุด
- ส่วนเหนือช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ ใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์จำนวน 4 ชุดเช่นกัน อุโมงค์ตลอดเส้นทางเป็นระยะทางทั้งสิ้น 14,219 เมตร โดยจะใช้เวลาประมาณ 15 เดือน มีแผนการขุดเจาะคือ
 - 1) ใช้เครื่องขุดเจาะ 2 ชุด พร้อมกันโดยเริ่มขุดเจาะที่สถานีเทียมร่วมมิตรมุ่งขึ้นเหนือผ่านสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ สถานีสุทธิสาร แล้วสิ้นสุดที่สถานีรัชดา จากนั้นก็ยกหัวเจาะกลับไปสถานีเทียมร่วมมิตรเพื่อขุดเจาะไปยังสถานีพระราม 9
 - 2) เครื่องขุดเจาะอีก 2 ชุดเริ่มขุดเจาะที่สถานีรัชดามุ่งไปสถานีลาดพร้าวสิ้นสุดที่สถานีพหลโยธิน จากนั้นทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะไปที่สถานีบางซื่อ เพื่อขุดเจาะไปยังสถานีกำแพงเพชร และเมื่อถึงสถานีกำแพงเพชรก็ทำการขนย้ายเครื่องขุดเจาะไปที่สถานีหมอชิต เพื่อขุดเจาะกลับไปสถานีพหลโยธินอีก เสร็จแล้วจะทำการยกหัวเจาะกลับไปยังสถานีหมอชิตอีกครั้งหนึ่ง เพื่อขุดเจาะกลับไปสถานีกำแพงเพชร สาเหตุที่ต้องขุดกลับไปกลับมาเช่นนี้ เนื่องจากการก่อสร้างสถานีบางสถานีของโครงการส่วนเหนือไม่สามารถดำเนินการเป็นไปตามแผนสืบเนื่องจากการส่งมอบพื้นที่ เป็นผลให้บางสถานีกำแพงสถานียังไม่แล้วเสร็จ หัวเจาะยังไม่สามารถขุดเจาะทะลุได้ จึงได้มีการแก้ไขปัญหาโดยยกหัวเจาะกลับไปกลับมาดังกล่าว

สำหรับการขนย้ายดินจากการก่อสร้างอุโมงค์และสถานีรถไฟใต้ดิน จะดำเนินการเฉพาะเวลากลางคืนระหว่าง 22.00 น. ถึง 05.00 น. หรือกลางวันในช่วงที่ไม่รบกวนการจราจรในพื้นที่ก่อสร้างที่ได้ตรวจสอบกำหนดไว้ล่วงหน้าแล้ว โดยรถบรรทุกที่ขึ้นดินจะถูกกำหนดเส้นทางวิ่งอย่างแน่นอนบนถนนสายหลัก โดยจะมีการตรวจสอบความสะดวกของล้อและตัวรถและล้างให้สะอาดก่อนออกเดินทาง โดยส่วนใหญ่ดินที่ขุดออกมาจะเปียกไม่ทำให้เกิดฝุ่นละอองในขณะเดินทาง อย่างไรก็ตามก็จะมีรถตรวจสอบอย่างเคร่งครัด และถ้าจำเป็นจะใช้ผ้าคลุมรถเพื่อป้องกันมลพิษอันเกิดจากฝุ่นละออง และให้สอดคล้องกับข้อบังคับต่าง ๆ ของหน่วยงานที่เกี่ยวข้องในเรื่องนี้ เช่น กทม. และ/หรือสำนักงานคณะกรรมการสิ่งแวดล้อม เป็นต้น

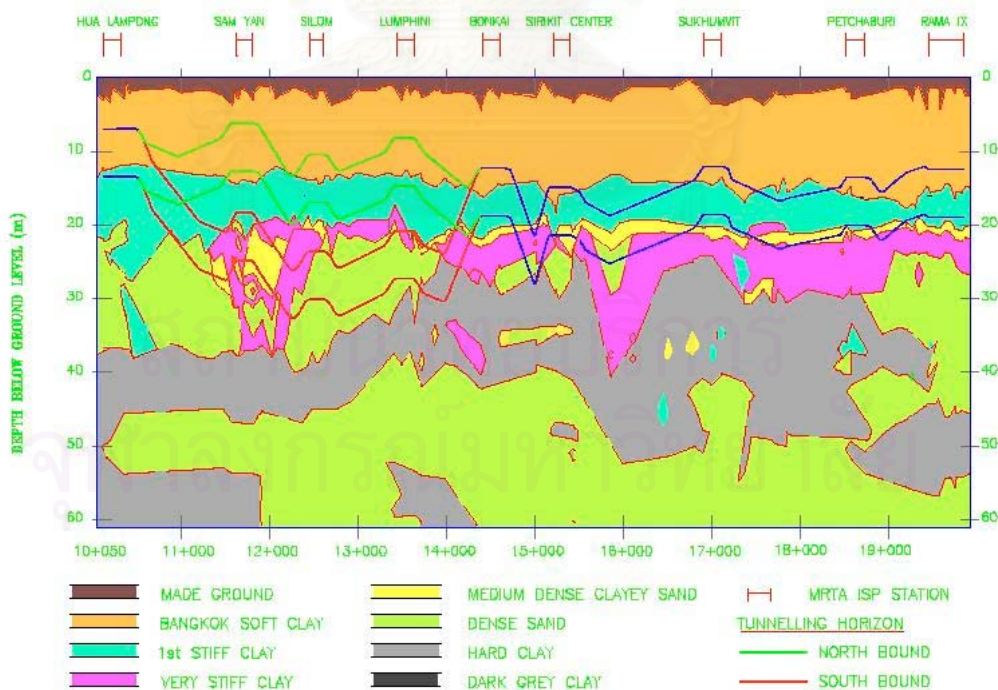
ตารางที่ 4.3 แสดงแผนการขุดเจาะ

Section	Contractor	TBM	Station	Distance (m.)	Start Date	Finish Date	
North Section ION	Italian Thai-Nishimatsu	2 EPBS Kawasaki (Machine#1,2)	Thaim Ruam Mit-Pracharat Bumphen	1174	Apr-99	Sep-99	
			Pracharat Bumphen-Sutthisan	1016	Sep-99	Feb-00	
			Sutthisan-Ratchada	796	Feb-00	Jun-00	
	Italian Thai-Obayashi	2 EPBS (Kawasaki) (Machine#3,4)	Thaim Ruam Mit-Rama IX	651	Jun-00	Oct-00	
			Ratchada-Lat Phrao	708	Feb-99	Jul-99	
			Lat Phrao-Phahonyothin	1165	Jul-99	Nov-99	
			Khampaeng Phet-Bang Sue	615	Nov-99	Feb-00	
			Mochit-Phahonyothin	1252	Apr-00	Sep-00	
	South Section BCKT	Kumakai Gumi	2 EPBS (Kawasaki) (Machine#5,6)	Mochit-Khampaeng Phet	560	Nov-00	May-01
				Rama IX-Phetchburi	927	Jun-99	Sep-99
Phetchburi-Sukhumvit				1105	Sep-99	Feb-00	
Bilfinger Berger		2 EPBS (Herrenknect) (Machine#7,8)	Sukhumvit-Sirikit	1504	Feb-00	Sep-00	
			Sirikit-Bon Kai	614	Jul-99	Nov-99	
			Bon Kai-Lumphini	796	Nov-99	Jan-00	
			Lumphini-Silom	818	Jan-00	May-00	
			Silom-Sam Yan	656	May-00	Sep-00	
Sam Yan-Hua Lumphong		1218	Sep-00	Jan-01			

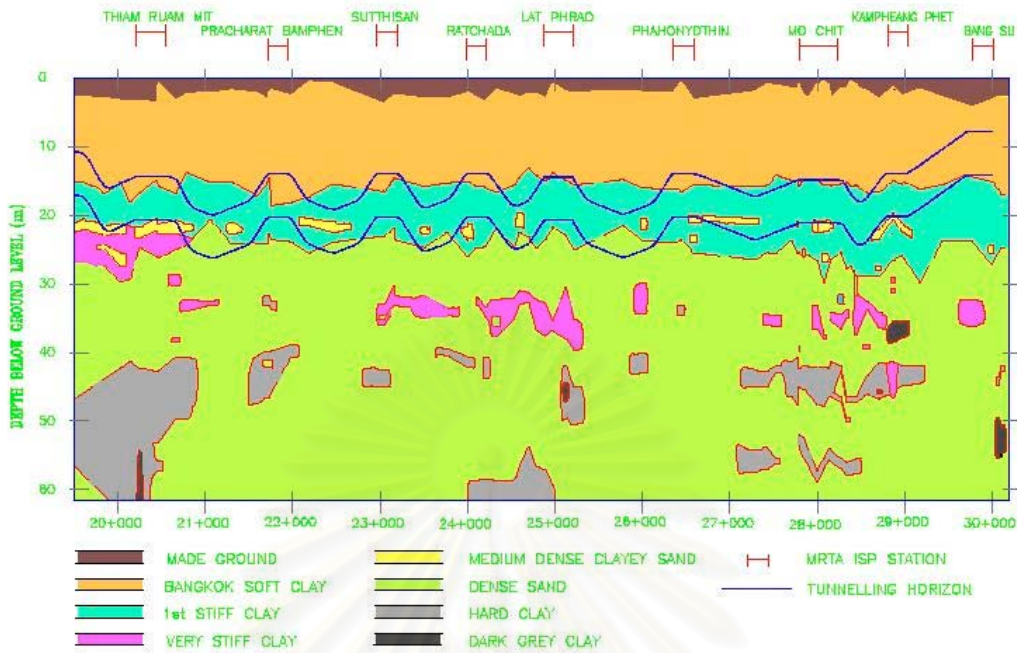
4.3 สภาพทางธรณีวิทยาของชั้นดินกรุงเทพ ฯ ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินตลอดสายมีระยะทางทั้งสิ้น 20 กิโลเมตร รูปที่ 4.2 และ 4.3 แสดงแนวการวางตัวของอุโมงค์ของสัญญาส่วนใต้และสัญญาส่วนเหนือตามลำดับ ซึ่งก่อสร้างเป็นอุโมงค์คู่ (Northbound และ Southbound) โดยส่วนใหญ่จะวางคูขนานตามแนวราบอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง แต่จะมีช่วงลุ่มพินีสายย่านที่ต้องทำการขุดเจาะชั้นดินตามแนวตั้งเพื่อหลบอุโมงค์ส่งน้ำและฐานรากสะพานซึ่งจะทำให้อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทราย และในช่วงสถานีที่ย่อมร่วมมิตร-ประชากรบาเพ็ญ, ลาดพร้าว-พหลโยธิน ที่มีช่วงสถานียาวทำให้แนวอุโมงค์ต้องผ่านชั้นทราย

ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพ ฯ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนา 13-16 ม. ความชื้นของดินอยู่ในช่วง 40-85 % มีความไวกสูง กำลังรับแรงเฉือน 1-1.5 ตัน/ม² ถัดลงมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก มีความชื้นของดินอยู่ในช่วง 15-40 % มีความไวกต่ำ อยู่ที่ระดับความลึก 16-25 ม. กำลังรับแรงเฉือนสูงประมาณ 8-16 ตัน/ม² ถัดลงมาเป็นชั้นทรายชั้นแรกอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ หนา 10-15 ม. มีค่า N-SPT อยู่ในช่วง 30-50 และลักษณะแรงดันน้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic เริ่มลดลงที่ระดับความลึก 8-10 ม. จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ที่ระดับความลึก 21-23 ม. ขึ้นกับพื้นที่และความหนาของชั้นทราย หลังจากนั้นแรงดันน้ำใต้ดินจะเพิ่มขึ้นเป็น Hydrostatic อีกครั้ง



รูปที่ 4.2 แสดงสภาพชั้นดินและแนวการวางตัวของอุโมงค์ตามสัญญาก่อสร้างส่วนใต้



รูปที่ 4.3 แสดงสภาพชั้นดินและแนวการวางตัวของอุโมงค์ตามสัญญาก่อสร้างส่วนเหนือ

4.4 รายละเอียดหัวเจาะที่ใช้ในโครงการ

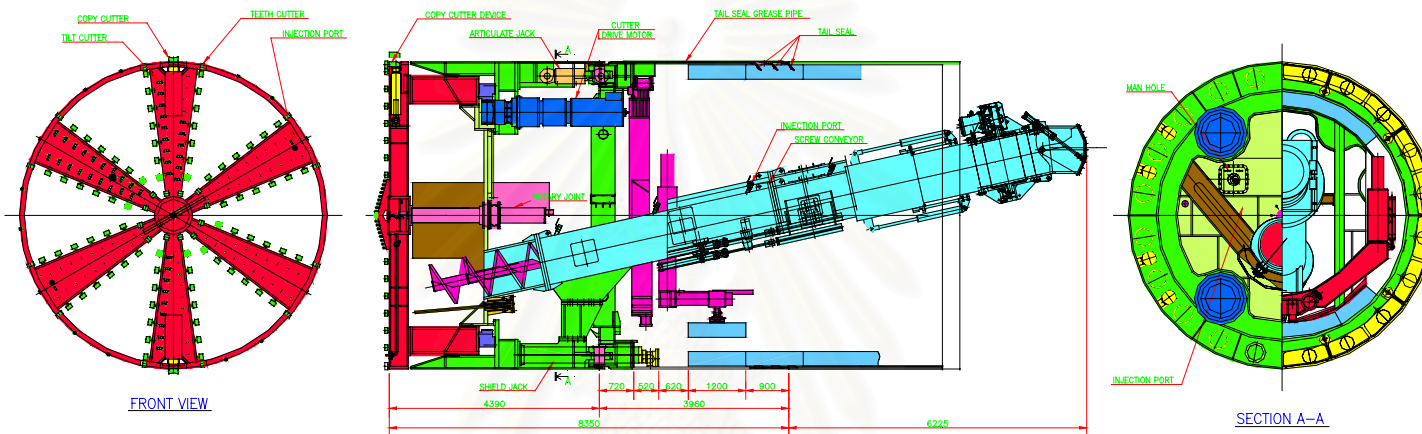
โครงการรถไฟฟ้ามหานครได้เลือกใช้หัวเจาะระบบแรงดันดินเนื่องจากไม่จำเป็นต้องใช้พื้นที่ถนนและไม่จำเป็นต้องเปิดหน้าดิน รูปที่ 4.4 แสดงลักษณะภายนอกและส่วนประกอบที่สำคัญของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุตามลำดับ ส่วนประกอบที่สำคัญมีดังนี้

- 1) Shield เป็นปลอกเหล็กทรงกระบอกทำหน้าที่เป็นค้ำยันชั่วคราวขณะทำการขุดเจาะดินก่อนที่จะมีการติดตั้งผนังอุโมงค์
- 2) Cutting Wheel (Cutter Disc) เป็นส่วนประกอบที่ใช้ในการตัดดิน โดยมี Cutting Bit ติดตั้งเป็นแถวตามแนวรัศมีเพื่อช่วยในการตัดดิน ซึ่งดินที่ถูกตัดจะลอดผ่านช่อง (Slot) เข้าไปยัง Soil Chamber ต่อไป
- 3) Copy Cutter ใช้ตัดดินช่วยในขณะขุดเจาะในแนวโค้ง ความยาวเมื่อยืดตัวสูงสุด 100 มม.
- 4) Soil Chamber เป็นห้องพักของดินที่ถูกขุด และจะติดตั้ง Earth Pressure Measuring Cell ไว้บริเวณ Pressure Bulkhead เพื่อทำการตรวจวัดความดันภายใน Soil Chamber
- 5) Thrust Jack (Push Cylinder) เป็นส่วนสำคัญในการขับเคลื่อนหัวเจาะติดตั้งเป็นคู่โดยรอบหัวเจาะ สามารถบังคับทิศทางโดยการเลือกตำแหน่งการทำงานของ Hydraulic Jack ซึ่งจะทำงานโดยอัตโนมัติร่วมกับส่วนควบคุมทิศทาง ประกอบด้วย Hydraulic Jack 20 คู่ ความ

ยาวยึดประมาณ 1.6 ม. (สูงสุด 1.7 ม.) ช่วงการดันแต่ละครั้ง (Stroke) ประมาณ 1.2 เมตร ซึ่ง จะเท่ากับความกว้างของ Segment มีกำลังขับเคลื่อน 2,000 kN แรงขับสูงสุดของหัวเจาะ (Total Thrust) 40,000 kN และความเร็วการขับเคลื่อนสูงสุด 80 มม./นาที

- 6) Articulate Jack ใช้เพื่อทำการเพิ่มความโค้งของหัวเจาะขณะขุดเจาะในแนวโค้ง
- 7) Drive Unit เป็นส่วนส่งถ่ายกำลังให้กับ Cutting Wheel เพื่อทำการหมุนตัดดิน
- 8) Segment erector เป็นตัวช่วยในการติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์
- 9) Screw conveyor เป็นอุปกรณ์ในการลำเลียงดินจาก Soil Chamber ในส่วนหน้าของหัวเจาะ ไปยังส่วนท้ายของหัวเจาะ มีประตู (Gate) ระบบ Hydraulic ช่วยควบคุมการปริมาณการ เคลื่อนตัวของดินตามความเร็วของ Screw
- 10) Belt Conveyor หรือสายพานลำเลียงดินไป Load ลงในรถขนดิน (Muck Car) เพื่อลำเลียงดิน ออกจากอุโมงค์
- 11) Tail Seal เป็นอุปกรณ์ป้องกันการรั่วซึมของน้ำและวัสดุเกร้าเข้าสู่หัวเจาะ มีลักษณะเป็นแปรง ลวดเหล็ก (Wire Brush) จำนวน 3 แถว เรียงไว้โดยรอบผิวด้านในส่วนท้ายของหัวเจาะ
- 12) Air-Lock System เป็นระบบเพื่อสร้างสภาพการทำงานภายใต้แรงดันจากการอัดอากาศ (Compressed Air)
- 13) Back Up System ประกอบด้วยห้องควบคุมการทำงานอุปกรณ์ต่าง ๆ โดยอาศัยระบบ คอมพิวเตอร์

การขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้ามหานครได้มีการเลือกใช้หัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) ของ 2 ผู้ผลิต คือ 1) Herrenknecht ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.46 ม. ยาว 6.19 ม. จำนวน 2 หัวเจาะ ขุด เจาะช่วงสถานีสิริกิติ์-หัวลำโพง 2) Kawasaki ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.43 ม. ยาว 8.35 ม. ขุดเจาะช่วงสถานีพระราม9-สิริกิติ์ จำนวน 2 หัวเจาะ และช่วงสถานีเทียม ร่วมมิตร-บางซื่อ จำนวน 4 หัวเจาะ น้ำหนักรวมประมาณ 320 ตัน รายละเอียดของหัวเจาะและการ เปรียบเทียบแสดงในตารางที่ 4.4



SHIELD BODY	
OUTER DIAMETER	φ6430mm
OVERALL LENGTH	φ8350mm
SHIELD JACK	20φ x190φ x350kg/CM 320
ARTICULATE JACK	17φ x12φ x350kg/CM 350
ARTICULATE ANGLE	±1°
MIN. RADIUS OF CURVE	200mR

CUTTER DISK	
TYPE	FULL FACE CUTTING TYPE
OUTER DIAMETER	φ5430mm
REVOLUTION	2/1RPM
CUTTING TORQUE	263/526 1-m
ELECTRIC MOTOR	180kw/4P/8Pv400V/3
CUTTING BIT	ALUMINUM STEEL WITH TUNGSTEN CARBIDE TIP
COPY CUTTER JACK	23.7 x100φ x210kg/cm 32

SEGMENT ERECTOR	
TYPE	RING DRUM TYPE
OIL HYD. MOTOR	Mac250R0x2
SEGMENT WEIGHT	2700kg
EXPANSION FORCE	10'000kg
REVOLUTION	0.4RPM/0W/5 RPM
EXPANSION STROKE	MAX. 750mm
SLIDE STROKE	1RPM: 620mm/1RPM: 100mm

SCREW CONVEYOR	
AUXISER OUTER DIAMETER	φ900mm
REVOLUTION	0 ~ 21.6 RPM
TORQUE	9.94'φ210kg/CM 3
DRIVE TYPE	OIL HYDRAULIC MOTOR

RETRACTABLE HOPPER	
SLIDE STROKE	11.50 mm

	POWER UNIT					
	FOR SHIELD JACK	FOR ERECTOR	FOR COPY CUTTER	FOR SCREW CONVEYOR		FOR COPY CUTTER
HYDRAULIC PUMP	K3V0112-110R	QT53-63	QT43-25	K3V0180-110R	QT6262-100-800	QT52-40
WORKING PRESSURE	350 kg/cm ²	210 kg/cm ²	210 kg/cm ²	140 kg/cm ²	140 kg/cm ²	140 kg/cm ²
DISPLACEMENT	4 ~ 115 l/min	87 l/min	32 l/min	243.5 l/min	248 l/min	51 l/min
ELECTRIC MOTOR	78* x4 5400 350 HP	37* x4 5400 350 HP	18* x4 5400 350 HP	78* x4 5400 350 HP	78* x4 5400 350 HP	18.8* x4 5400 350 HP
QUANTITY	1	1	1	2	1	1

รูปที่ 4.4 แสดงลักษณะของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล

ตารางที่ 4.4 แสดงการเปรียบเทียบและรายละเอียดของหัวเจาะ

Description	Machine 1&2	Machine 3&4	Machine 5&6	Machine 7&8
Section	North 1 (ION)	North 2 (ION)	South 1 (BCKT)	South 2 (BCKT)
Route	TRM-Ratchada TRM-Rama IX, Depot	Ratchada- Bang Sue	Rama IX-Sirikit	Sirikit- Hua Lampong
Operator	Ital-Thai / Nishimatsu	Ital-Thai/Obayashi	Kumagai Gumi	Bilfinger+Berger
<u>Specification</u>				
Manufacturer	Kawasaki	Kawasaki	Kawasaki	Herrenknecht
Shield Diameter	6.43 m.	6.43 m.	6.43 m.	6.46 m.
Cutting wheel dia. (Not including Copy Cutter Stroke)	6.43 m.	6.43 m.	6.43 m.	6.46 m.
Copy Cutter Stroke	10 cm. Max.	10 cm. Max.	10 cm. Max.	N.A.
Overall Length	8.35 m.	8.35 m.	8.33 m.	6.19 m.
Number of Thrust Jacks	20x2000 kN	20x2000 kN	20x2000 kN	20x2000 kN
Total Thrust Force	40,000 kN	40,000 kN	40,000 kN	40,000 kN
Max. extension S/J speed	N.A	N.A	N.A	80 mm/min
Drive Unit	3x180 kW electric motors	3x180 kW electric motors	4x180 kW electric motors	8 hydraulic motors powered by 4x160 kW electric pumps
Articulate Jack Number	8	8	8	16
Opening Ratio of Cutter Face	60 %	60 %	60 %	42 %
<u>Grouting</u>				
Type of Grouting	Thixotropic Cement / Bentonite	Thixotropic Cement/ Bentonite	Thixotropic Cement / Bentonite	Bentonite or Polymer-Foam, Cement+Fly Ash
Operation Mode	Manual or fully Automatic	Manual or fully Automatic	Manual or fully Automatic	Manual or fully Automatic
Max. working pressure	3 bar	3 bar	3 bar	5 bar

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) แสดงการเปรียบเทียบและรายละเอียดของหัวเจาะ

Description	Machine 1&2	Machine 3&4	Machine 5&6	Machine 7&8
<u>Muck Removal</u>				
Operation	Screw Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor & Pumping	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car	Screw Conveyor, Belt Conveyor & Muck Car
Screw Conveyor	312 m. ³ /hr	312 m. ³ /hr	312 m. ³ /hr	200 m. ³ /hr
Max. Screw Torque	N.A	N.A	N.A	170 kN-m
Screw Revolution Speed	N.A	N.A	N.A	0-18
Max. Belt Conveyor	150 m. ³ /hr	-	Est. 250 m. ³ /hr	Est. 200 m. ³ /hr
Max. Pumping Rate	-	150 m. ³ /hr	-	-
<u>Other</u>				
-Tail Seal	Wire brush 3 rows	Wire brush 3 rows	Wire brush 3 rows	Wire brush 3 rows
-Compressed Air Man Lock System	Available	Available	Available	Available (Max. Pressure 3 bar)
-The Shield Guidance System	Gyro compass, Control and Processing unit, Advance control system	Gyro compass, Control and Processing unit, Advance control System	Gyro compass, Control and Processing unit, Advance control system	Laser theodolite, ZED(laser) target, ZED control and Processing unit, Advance Control System (ACS)

4.5 การก่อสร้างอุโมงค์ (Tunnel Construction)

4.5.1 วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ (Tunneling Method)

การก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการนี้จะดำเนินการก่อสร้างด้วยวิธี Shield Tunneling โดยอาศัยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPB Shield) ในการขุดเจาะ เนื่องจากมีประสิทธิภาพในการควบคุมการเคลื่อนตัวของดิน สามารถรักษาแรงดันด้านหน้าได้ตลอดเวลาการขุดเจาะ

การเจาะผ่านชั้นดินจะอาศัยการผลักดันของ Hydraulic Jack 20 คู่ พร้อมกับการหมุนตัดดินของ Cutting Wheel ในลักษณะเต็มหน้าตัด ในสภาพการขุดเจาะปกติ Chamber จะถูกเติมด้วยดินขุดตลอดเวลา แรงดันดินใน Chamber (Face Pressure) จะเกิดจากการส่งถ่ายแรงจาก Hydraulic Jack ผ่าน Pressure Bulkhead เข้าสู่ดินใน Chamber ผนวกกับการกดอัดจากดินที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ การตรวจวัด Face Pressure สามารถทำได้ตลอดเวลาด้วย Pressure Gauge ที่ติดตั้งอยู่ที่ Pressure Bulkhead

ดินขุดจะได้รับการปรับปรุงคุณสมบัติให้มีสภาพเป็น Plastic Fluidity ด้วยการเติม Additive เข้าไปผสมกับดินใน Chamber โดยจะทำการร่วนให้เป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อให้ดินมีความที่บเหนียวและมีประสิทธิภาพในการลำเลียงดินผ่าน Screw Conveyor ได้อย่างราบรื่น ดินขุดที่ลำเลียงออกมาจะถูกรวบรวมส่งไปทิ้งต่อไป ระบบต่าง ๆ ที่จำเป็นจะถูกพ่วงอยู่ด้านหลังหัวเจาะ ได้แก่ ระบบ Backfill Grouting ระบบไฟฟ้า ระบบระบายอากาศ และอื่น ๆ

ในระหว่างที่หัวเจาะทำการขุดเจาะ Face Pressure จะถูกตรวจวัดและควบคุมอย่างอัตโนมัติด้วยการปรับความเร็วของ Shield Jack และความเร็วรอบของ Screw Conveyor นอกจากนี้ยังต้องควบคุมปริมาณดินที่ขุดเจาะที่เข้ามาใน Chamber ให้สมดุลกับปริมาณดินที่ลำเลียงออกจาก Screw Conveyor ส่วนการควบคุมแนวเส้นทางขุดเจาะจะอาศัยระบบนำทางที่ทันสมัย ควบคุมคู่กับการตรวจสอบด้วย Manual Survey ทำให้การควบคุมแนวเส้นทางขุดเจาะเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ

4.5.2 ผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining)

ผนังอุโมงค์จะเป็นชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป (Precast Concrete Segment Lining) โดยจะแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ

- Normal Ring ใช้สำหรับอุโมงค์ในแนวเส้นตรง โดยเส้นรอบวงทั้งสองด้านจะขนานกัน
- Tapered Ring ใช้สำหรับอุโมงค์ในแนวโค้ง

ผนังอุโมงค์มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอก 6.3 ม. และ 5.7 ม. ตามลำดับ น้ำหนักรวม 16.96 ตัน/วง ส่วนประกอบของผนังอุโมงค์ในสัญญาส่วนเหนือจะประกอบด้วย Ordinary Segment 4 ชั้น, TB 1 ชั้น, TC 1 ชั้น และ TK 1 ชั้น รวมเป็น 7 ชั้น สำหรับสัญญาส่วนใต้ประกอบด้วย Ordinary Segment 3 ชั้น, TB 1 ชั้น, TC 1 ชั้น และ TK 1 ชั้น รวมเป็น 6 ชั้น

4.5.3 รูปแบบการขุดเจาะ (Construction Program)

โดยทั่วไปการขุดเจาะอุโมงค์จะทำการขุดเชื่อมระหว่างแต่ละสถานี ลักษณะการขุดเจาะจะแตกต่างกันไปตามความก้าวหน้าของการก่อสร้างสถานี ดังนี้

- เริ่มทำการขุดเจาะออกจาก Start Shaft (ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของสถานี)
- หัวเจาะสามารถผ่านไปได้โดยที่สถานีได้สร้างเสร็จแล้ว
- หัวเจาะขุดเจาะผ่านสถานีโดยที่สถานียังก่อสร้างไม่แล้วเสร็จ โดยจะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Temporary Lining) และจะทำรื้อถอนออกภายหลัง

4.5.3.1 การขุดเจาะออกจาก Start Shaft

Start Shaft จะถูกสร้างขึ้นบริเวณปลายของสถานีก่อนที่จะก่อสร้างสถานีเสร็จ ดังที่พบในสถานีพระราม 9 สถานีสิริกิติ์ เป็นต้น การเลือกตำแหน่งของ Start Shaft จะถูกกำหนดเพื่อให้การขุดเจาะที่สถานีข้างหน้ากระทำได้ง่ายและต้องสอดคล้องกับแผนการขุดเจาะที่ได้กำหนดไว้ ผิวดินบริเวณก่อสร้าง Shaft จะต้องจัดสรรเป็นพื้นที่สำหรับเก็บชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) วัสดุเกร้า (Motar Mixing) และดินที่ขุดเจาะ ในแต่ละวันจะทำการขนส่งเพื่อเพิ่มเติมวัสดุจากพื้นที่ส่วนกลาง การขนถ่าย Segment จากรถเทเลอร์และการยกไปวางใน Segment Car (เพื่อส่งต่อไปให้ TMB) จะอาศัย Crane และรถ Fork-Lift ดินขุดจะอาศัย Muck Car ทำการบรรทุกและจะถูกยกขึ้นโดยอาศัย Overhead Crane เพื่อทำการถ่ายดินเก็บไว้ที่บ่อหรือ Silo ซึ่งจะต้องมีปริมาตรเพียงพอที่จะเก็บดินที่ขุดได้ในแต่ละวัน เนื่องจากจะทำการขนส่งดินในช่วงเวลาที่รถบรรทุกทำการวิ่งได้ วัสดุเกร้า ซึ่งได้แก่ ซีเมนต์และเบนโทไนต์ จะถูกผสมในบริเวณก่อสร้าง ดังนั้นวัสดุดังกล่าวจะถูกเก็บไว้ใน Silo เช่นเดียวกัน

4.5.3.2 การขุดเจาะที่ไม่ได้เริ่มจาก Start Shaft

การขุดเจาะผ่านแต่ละสถานีสามารถทำได้ทั้งก่อนและหลังการขุดดินของสถานีถึงระดับพื้นล่าง (Base Level) ในกรณีที่การขุดดินยังไม่ถึงระดับพื้นล่าง จะต้องเตรียมการล่วงหน้าไว้ดังนี้

- บริเวณ Soft-Eye จะทำการเสริม Fiber Glass แทนเหล็กเสริมเพื่อให้หัวเจาะสามารถตัดผ่าน Diaphragm Wall ได้
- Temporary Segment ที่จะติดตั้งในสถานีจะออกแบบพิเศษ โดยจะเสริมโครงสร้างเหล็กเข้าไป

แต่โดยส่วนใหญ่แล้ว TBM จะผ่านสถานีหลังจากที่การขุดดินสถานีได้ขุด Final Stage ไปแล้ว ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนเข้ามายังสถานี จะเตรียมการติดตั้ง Sliding Path โดยใช้เหล็ก H-Beam การเคลื่อนที่ของหัวเจาะในสถานีจะอาศัยการผลักดันกับ Segment ที่ติดตั้งเฉพาะส่วนล่าง (Invert Segment)

4.5.4 รายละเอียดการก่อสร้าง (Tunnel Construction Details)

4.5.4.1 การปรับปรุงสภาพดิน (Ground Treatment)

การขุดเจาะที่เริ่มจาก Start Shaft จะมีการสกัดผนังของ Diaphragm Wall ในบริเวณ Soft-Eye ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการปรับปรุงสภาพดิน เพื่อให้ดินมีเสถียรภาพจนกว่าการติดตั้งหัวเจาะจะแล้วเสร็จ สามารถที่จะต้านน้ำหนักของดินที่อยู่ด้านบนได้ โดยปราศจากค้ำยันของอุโมงค์

วิธีการที่นำมาใช้ในการปรับปรุงสภาพดินคือ Jet Grouting ซึ่งสามารถกระทำได้จากผิวดิน ดินที่ได้ปรับปรุงแล้วควรที่จะมีค่าซึมผ่านไม่เกิน 10^{-7} m./sec. และ Unconfined Compressive Strength มีค่าโดยเฉลี่ยเท่ากับ 1 Mpa

4.5.4.2 การตรวจสอบก่อนการขุดเจาะ (Probing)

อุปสรรคในการขุดเจาะ เช่น เสาค้ำของสะพานข้ามคลอง จำเป็นจะต้องทำการสำรวจไว้ล่วงหน้า ก่อนการขุดเจาะ เพื่อกำหนดตำแหน่งที่จะทำ Ground Treatment ในกรณีที่หัวเจาะเจออุปสรรคที่ไม่ทราบล่วงหน้า การส่งคนเข้าไปใน Chamber เพื่อทำการรื้อถอนอุปสรรคที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ จะอาศัยระบบ Compressed Air ที่มาพร้อมกับหัวเจาะ

4.5.4.3 การขุดเจาะออกและเข้าสถานี (TBM Launch/Arrival)

หัวเจาะจะถูกหย่อนลงเพื่อทำการประกอบที่ Shaft พร้อมกับระบบต่าง ๆ ที่จำเป็น (Backup System) การขุดเจาะเริ่มแรกจะอาศัย Reaction Frame ร่วมกับผนังอุโมงค์ชั่วคราวเป็นค้ำยันให้ Thrust Jack ทำการผลักดันหัวเจาะ หลังจากขุดเจาะไปได้ระยะหนึ่ง จะทำการรื้อถอน Reaction Frame และผนังอุโมงค์ชั่วคราวออก และหลังจากขุดเจาะได้ระยะทางประมาณ 100 m. ระบบต่าง ๆ ที่จะนำมาพ่วงจะถูกติดตั้งจนครบ

เมื่อหัวเจาะขุดเจาะบรรจบกับสถานีจะทำการหยุดเครื่องเพื่อทำการสกัด Soft-Eye ออก และภายหลังจากที่หัวเจาะผ่านเข้ามาจะทำการถอดชิ้นส่วนหรือทำการขุดเจาะต่อไป

4.5.4.4 การทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation)

1) การลำเลียงวัสดุและดิน (Material Supply and Discharge)

การดำเนินการขุดเจาะจะอาศัยขบวนรถไฟ ขั้วเคลื่อนด้วยหัวจักรดีเซล ขบวนรถไฟจะพ่วง รถสำหรับบรรทุกดินขุด (Muck Car) ที่ว่างเปล่า, รถสำหรับบรรทุก Segment (Segment Car) และรถสำหรับบรรทุกวัสดุเกร้า (Grout Car) เข้าหาหัวเจาะ และจะบรรทุกดินขุดไปที่ Shaft เพื่อทำการยกขึ้นสู่ผิวดินโดยอาศัย Overhead Crane

2) การขุดเจาะ (Excavation)

การขุดเจาะดินจะเกิดขึ้นสลับกันไปกับการหยุดเพื่อติดตั้งผนังอุโมงค์ หัวเจาะจะทำการควบคุมค้ำยันด้านหน้าด้วยเทคนิค EPB โดยจะควบคุมสมดุลระหว่างแรงดันค้ำยัน (Face Pressure) กับแรงดันดินที่อยู่ด้านหน้าหัวเจาะ การเคลื่อนที่ขุดเจาะดิน จะอาศัยการผลักดันของ Thrust Jack พร้อมกับการหมุนตัดดินของ Cutter Wheel ที่อยู่ส่วนหน้าของหัวเจาะ ดินขุดจะเคลื่อนตัวเข้าสู่ Chamber และถูกลำเลียงออกสู่ด้านหลังโดย Screw Conveyor

ดินขุดจะถูกปรับปรุงคุณสมบัติให้มีลักษณะเป็น Plastic Fluidity โดยการเติม Additive เข้าไปผสมกับดินใน Chamber และทำการกวนให้เป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งจะทำให้ดินขุดมีความที่บ้น้ำ ลด Friction การเคลื่อนตัวผ่าน Screw Conveyor เป็นไปอย่างราบรื่น ซึ่งถือได้ว่าเป็นลักษณะที่จำเป็นของเทคนิค EPB ในการทำงานเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพ ในกรณีที่การขุดเจาะผ่านชั้นดินที่ไม่มีน้ำเชื่อมแน่น เช่น ชั้นทราย จะมีการเติมเบนโทไนท์ (Bentonite) หรือโฟม (Foam) ไปที่ด้านหน้าของ Cutting Wheel เพื่อป้องกันการทะลักของน้ำเข้าสู่หัวเจาะ

ก่อนหัวเจาะจะเคลื่อนตัวขุดเจาะผู้ควบคุมจะทำการกำหนด Target Face Pressure, Target Shield Jack/Speed และ Target Screw Revolution Speed ไว้ล่วงหน้า แต่ในระหว่างการขุดเจาะ การควบคุมแรงดันค้ำยัน Face Pressure จะอาศัย Earth Pressure Gauge ที่ติดตั้งอยู่บริเวณผนังกันห้องพักดิน (Pressure Bulk Head) ตรวจวัดแรงดันที่เกิดขึ้นจริง แรงดันที่ตรวจวัดได้นี้จะนำไปตรวจสอบกับค่าที่ได้ตั้งไว้ (Target Face Pressure) ถ้าไม่ตรงกันระบบอัตโนมัติจะทำการปรับความเร็วรอบของ Screw Conveyor (Screw Revolution Speed) เพื่อให้ Face Pressure ที่เกิดขึ้นจริงอยู่ในช่วง \pm

20 kN/m² ของ Target Face Pressure ถ้าการปรับ Screw Revolution Speed ไม่สามารถที่จะช่วยให้ Face Pressure ที่ตรวจวัดได้มาอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดได้ (เกินขอบเขตที่จะปรับได้) ระบบก็จะทำการปรับอัตราการกัดตัวของแม่แรงอีกครั้งหนึ่งจนกว่าแรงดันจะอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด ทั้งนี้ขณะที่หัวเจาะหยุดเพื่อทำการติดตั้งผนังอุโมงค์จะต้องทำการคงแรงดันเอาไว้เพื่อเป็นการรักษาเสถียรภาพด้านหน้าหัวเจาะหรือเป็นการป้องกันการทรุดตัวของดินไปจนถึงการพังทลายของดินด้านหน้าหัวเจาะ นอกจากนี้การกำหนดในการควบคุมปริมาณดินขุดสามารถทำได้โดยการควบคุมอัตราส่วนดินที่ขุดเจาะ (Excavated Soil Ratio) ระหว่างดินที่เข้ามาใน Soil Chamber ให้สมดุลกับดินที่ขนถ่ายออกจาก Screw Conveyor ให้มีค่าใกล้เคียงกัน หรือ Excavated Soil Ratio มีค่าใกล้เคียง 100 % การควบคุมอัตราส่วนดินขุดนี้ถือเป็นหลักการพื้นฐานของเทคนิค EPB

3) การป้องกันการรั่วซึมบริเวณส่วนหางของหัวเจาะ (Tail Seal)

การป้องกันน้ำจะอาศัยแปรงลวดเหล็ก (Wire Brush Tail Seal) จำนวน 3 แถว ติดตั้งเรียงไว้โดยรอบผิวด้านในส่วนท้ายของหัวเจาะ (Tail Skin) เพื่อทำการป้องกันการไหลซึมเข้ามาของน้ำและการทะลักเข้ามาของวัสดุเกร้าบริเวณรอยต่อระหว่างหัวเจาะกับผนังอุโมงค์

ในระหว่างการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ โฟรงหรือช่องว่างระหว่าง Tail Seal จะถูกเติมด้วยจารบี (Grease) ซึ่งจะช่วยให้ประสิทธิภาพการป้องกันการรั่วซึม และสามารถป้องกันการแข็งตัวของวัสดุเกร้า การสูญเสียจารบีจากช่องว่างของแปรงที่เกาะติดไปกับผิวของคอนกรีตของผนังอุโมงค์ จะถูกเติมเต็มโดยอัตโนมัติด้วยระบบ Automatic Injection System ที่อยู่ระหว่าง Tail Seal ใน Tail Skin

4) การเกร้าช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ (Backfill Grouting)

เมื่อทำการเดินเครื่องให้หัวเจาะเคลื่อนที่ผนังอุโมงค์ที่ได้ประกอบเสร็จแล้วจะไหลลงพื้นส่วนท้ายของหัวเจาะออกมา ซึ่งจะทำให้เกิดช่องว่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์ และผิวของการขุด หรือที่เรียกว่า Tail Void ช่องว่างนี้จำเป็นต้องถูกเติมด้วยวัสดุที่มีส่วนผสมของ Cement ด้วยวิธีการเกร้าหรือการทำ Backfill Grouting โดยการอัดฉีดวัสดุเกร้าผ่านรูเกร้า (Grout Hole) ที่อยู่บริเวณกึ่งกลางของแต่ละวง ดังนั้นในความเป็นจริงจะไม่สามารถทำการเกร้าได้ทันทีที่เกิดช่องว่างขึ้น

วัสดุเกร้าจะทำการขนส่งสู่ TBM โดยอาศัย Grout Car ซึ่งจะทำให้การเติมที่ Shaft ทั้งนี้ Grout Car จะต้องติดตั้งเครื่องกวนเพื่อทำการกวนวัสดุเกร้าระหว่างการลำเลียง และติดตั้ง Pump เพื่อทำการจ่ายวัสดุเกร้าให้กับ TBM ในบางครั้งอาจจะต้องอาศัยการ Pump จากผิวดิน ฝ่าท่อไปตามอุโมงค์จนถึงบริเวณทำงาน

TBM แต่ละเครื่องจะมีการติดตั้งเครื่องมือที่สามารถทำการเกร้าได้อย่างอัตโนมัติ (Automatic Grout Injection System) ในการทำงานจะทำการตรวจวัดและควบคุมปริมาณ (Grouting Volume) และแรงดัน (Grouting Pressure) ให้เป็นไปตามที่กำหนด โดยกำหนดอัตราส่วนการเติม (Grout Filling Ratio) ให้มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 100% และแรงดันจะกำหนดเป็นค่าสูงสุด (Maximum Grout Pressure) ไว้ที่ 3 bar (ksc.) สำหรับการขุดเจาะในสัญญาส่วนเหนือ และ 5 bar สำหรับการขุดเจาะในสัญญาส่วนใต้

5) การติดตั้งผนังอุโมงค์ (Lining Erection)

ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์จะถูกลำเลียงโดยขบวนรถบรรทุก Segment มาที่ TBM และจะถูกยกไปยังที่เก็บเพื่อรอทำการติดตั้ง ในแต่ละรอบของการขุดเจาะจะทำการหยุดเครื่องเพื่อทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ โดยเครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment Erector) จะทำการรับชิ้นส่วนจากเครื่องป้อนชิ้นส่วน (Segment Feeder) จากนั้นจะทำการยกไปติดตั้งในตำแหน่งที่ถูกต้องและสอดคล้องกับ Alignment ของอุโมงค์ Thrust Jack จะทำการหดตัวเฉพาะในตำแหน่งที่จะติดตั้งขณะนั้น ในตำแหน่งอื่น ๆ จะยังคงค้ำยันกับผนังอุโมงค์ เพื่อให้หัวเจาะยึดแน่นด้านแรงดันด้านหน้าหัวเจาะ

การประกอบจะทำในลักษณะประกอบทีละชิ้นจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนและให้ชิ้นส่วน Key (TK) สลักกันไปตามในแต่ละวง แต่ละชิ้นส่วนจะถูกยึดเข้ากับชิ้นส่วนที่อยู่ชิดกันด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู (Curve Bolt) บริเวณรอยต่อของแต่ละวงจะทำการ Seal ด้วยแผ่นยางรูปวงแหวน (Rubber Gasket) เพื่อป้องกันการซึมของน้ำและวัสดุเกร้า นอกจากนี้ยังช่วยป้องกันการกระแทก ในระหว่างการติดตั้งจะระมัดระวังความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับ Segment และจะต้องทำการตรวจสอบความสมบูรณ์ของการติดตั้งผนังอุโมงค์, การ Seal ภายหลังการติดตั้งเสร็จ

6) การลากจูงเครื่องมือต่าง ๆ (Trailing Backup Equipment)

หัวเจาะจะทำการลากจูงขบวนรถพ่วง ซึ่งจะบรรทุกระบบไฟฟ้า ระบบระบายอากาศ และอื่น ๆ

7) การสำรวจควบคุมแนวเส้นทางขุดเจาะ (Directional Control)

การสำรวจเพื่อการก่อสร้างรถไฟใต้ดิน จะใช้ระบบคอมพิวเตอร์และโปรแกรมคำนวณตำแหน่งของหัวเจาะ ถึงแม้หัวเจาะจะเริ่มออกนอกเส้นทางก็สามารถปรับหัวเจาะได้ทันเหตุการณ์ อย่างไรก็ตามจะต้องอาศัยข้อมูลดิบที่ได้จากการสำรวจ นำไปเปรียบเทียบกับแนวออกแบบ เพื่อให้เกิดความมั่นใจก่อนที่หัวเจาะจะเดินทางต่อไป การหาตำแหน่งของหัวเจาะจะต้องประกอบด้วยหน่วยสำคัญ 2

หน่วย คือ หน่วยเป่ารับแสงเลเซอร์ และหน่วยหน่วยวัดสภาวะของหัวเจาะ แต่ละหน่วยอาศัยเซ็นเซอร์ตรวจสอบ แล้วส่งต่อไปยังหน่วยรวบรวมข้อมูลและหน่วยควบคุมการทำงาน หน่วยเป่ารับแสงเลเซอร์จะวัดพิกัดและมุมตกกระทบของลำแสงเลเซอร์ หน่วยวัดสภาวะของหัวเจาะจะวัดขนาดและทิศทาง การหมุนรอบตัวเอง และการก้มเงยของแกนของหัวเจาะ

4.6 การใช้เครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิค

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินมหานครเป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินที่มีการคำนึงถึงความปลอดภัยในการก่อสร้าง ความผิดพลาดของงานก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินระดับลึกอาจส่งผลถึงความเสียหายในระดับที่รุนแรง เพื่อที่จะให้งานดำเนินไปอย่างราบรื่น จึงจำเป็นต้องมีการใช้เครื่องมือทางธรณีเทคนิคเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมของโครงสร้างใต้ดินขณะก่อสร้าง โดยการใช้งานจะต้องมีการเลือกใช้ชนิดของเครื่องมือให้มีความเหมาะสมกับชนิดข้อมูลที่ต้องการในการตรวจวัด รวมถึงความเหมาะสมในการใช้โปรแกรมการตรวจวัดของแต่ละชนิดเครื่องมือและตำแหน่งที่ติดตั้ง เครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดในโครงการมีดังแสดงในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 แสดงเครื่องตรวจวัดทางธรณีวิทยาที่ใช้ในโครงการ

เครื่องมือ	ประโยชน์ใช้งาน
Deep Levelling Datum (DLD)	เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการวัดการทรุดตัวของผิวดินโดยทำหน้าที่เป็นจุดระดับอ้างอิง
Ground Settlement Marker Type 1 2 และ 3 (G1 G2 และ G3)	เป็นเครื่องมือวัดการทรุดตัวของพื้นดินในระดับตื้น
Extensometer (EX)	เป็นเครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของชั้นดินในระดับต่าง ๆ
Inclinometer	เป็นเครื่องมือใช้วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับแกนท่อ
Combined Inclinometer/Magnetic Extensometer (IE)	เป็นเครื่องมือที่สามารถใช้ตรวจวัดได้ทั้งการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของมวลดินและการเคลื่อนตัวของชั้นดินในระดับต่าง ๆ
Casagrande /Standpipe Piezometer (CP)	เป็นเครื่องมือวัดความดันน้ำในชั้นดินทราย
Vibration Wire Piezometer (VP)	เป็นเครื่องมือวัดความดันน้ำในชั้นดินเหนียว
Jack Out Pressure Cell (JP)	จะใช้วัดค่าหน่วยแรงในดินที่กระทำต่อโครงสร้างที่การทำต่อดิน
Vibrating Wire Strain Gauge in D-Wall (VS) และ on Strut (VSS)	เป็นเครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง
Building Settlement Marker (BS)	เป็นเครื่องมือที่ช่วยในการวัดการทรุดตัวของโครงสร้างอาคารข้างเคียง

ตารางที่ 4.5 (ต่อ) แสดงเครื่องตรวจวัดทางธรณีวิทยาที่ใช้ในโครงการ

เครื่องมือ	ประโยชน์ใช้งาน
Crack Gauge (CG)	เป็นเครื่องมือที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวบนโครงสร้างอาคารข้างเคียง
Convergent Bolt	เครื่องมือนี้ใช้ตรวจสอบพฤติกรรมของผิวในอุโมงค์

4.6.1 ความถี่ในการตรวจวัด (Monitoring Frequency)

1) งานขุดก่อสร้างสถานี ดังแสดงในตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.6 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดก่อสร้างสถานี

ระยะระหว่างงานขุดก่อสร้างและตำแหน่งเครื่องมือ	ความถี่ในการตรวจวัด
มากกว่า 100 เมตร	เดือนละครั้ง
30 เมตร-100 เมตร	สัปดาห์ละครั้ง
10 เมตร-30 เมตร	สองวันต่อครั้ง
น้อยกว่า 10 เมตร	ทุกวัน

2) งานขุดเจาะอุโมงค์

1. หัวเจาะ (TBM) เคลื่อนเข้าหาเครื่องมือตรวจวัด ดังแสดงในตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดเจาะอุโมงค์เมื่อหัวเจาะเคลื่อนเข้าหาจุดตรวจวัด

ระยะระหว่าง Tunnel Face กับเครื่องมือ	ความถี่ในการตรวจวัด
มากกว่า 50 เมตร	เดือนละครั้ง
30 เมตร-100 เมตร	สองวันต่อครั้ง
10 เมตร-30 เมตร	ทุกวัน
น้อยกว่า 10 เมตร	อ่านหนึ่งครั้ง

2. หัวเจาะ (TBM) เคลื่อนออกจากเครื่องมือตรวจวัด ดังแสดงในตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.8 แสดงความถี่ในการตรวจวัดในงานขุดเจาะอุโมงค์เมื่อหัวเจาะเคลื่อนออกจากจุดตรวจวัด

ระยะระหว่าง Tunnel Face กับเครื่องมือ	ความถี่ในการตรวจวัด
มากกว่า 50 เมตร	เดือนละครั้ง
30 เมตร-100 เมตร	สองวันต่อครั้ง
10 เมตร-30 เมตร	ทุกวัน
น้อยกว่า 10 เมตร	อ่านหนึ่งครั้ง

4.6.2 ระดับการควบคุม (Trigger level)

ข้อมูลที่ตรวจวัดและทำการแปลผลมาได้นั้น จะถูกควบคุมโดย Trigger Level โดยจะแบ่งเป็น

1. Alert Tigger Level เป็นระดับของการระวังภัย โดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 70 % ของค่าที่ออกแบบไว้จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้นั้นจริง และทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้าง
2. Alarm Trigger Level เป็นระดับของการเตือนภัย โดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 80 % ของค่าที่ออกแบบไว้จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้นั้นจริง ทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้าง และประชุมวางแผนถ้าเกิด Action Trigger Level
3. Action Trigger Level เป็นระยะของการดำเนินการ โดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 90 % ของค่าที่ออกแบบไว้จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้นั้นจริง ทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้าง และดำเนินการตามแผนที่ได้วางไว้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

ผลการวิจัย

5.1 ผลการศึกษาลักษณะการควบคุมการขุดเจาะโดยอาศัยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล

5.1.1 ลักษณะการควบคุมหัวเจาะในการขุดเจาะดิน

ข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว และ เพชรบุรี-สุขุมวิท แสดงดังรูปที่ ก1 และ ก2 (ภาคผนวก ก) ตามลำดับ ข้อมูลดังกล่าวนำมาศึกษาลักษณะการควบคุมทำงานของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) โดยการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าควบคุมต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 5.1-5.9 สำหรับช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว และรูปที่ 5.10-5.15 สำหรับช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท ลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมการขุดเจาะต่างๆ มีดังต่อไปนี้

(1) ความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับค่า Face Pressure แสดงในรูปที่ 5.1 และรูปที่ 5.10 พบว่าการเพิ่มขึ้นของ Thrust Force จะทำให้ Face Pressure เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนเส้นตรงตามสมการที่แสดงในรูป และพบว่า Thrust Force ที่ค่าประมาณ 10,000 kN จะทำให้เกิด Face Pressure ที่ระดับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ (Total Lateral Earth Pressure At Rest) ทั้งนี้ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว จะมีการกำหนด Face Pressure ให้มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ (Passive Zone) เป็นส่วนใหญ่ ทั้งเส้นทาง Southbound (ขุดเจาะนำหน้า) และ Northbound (ขุดเจาะตามหลัง) ส่วนช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุขุมวิท ในเส้นทาง Southbound จะมีการกำหนดให้มีค่าอยู่ทั้งสองด้านของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ (Active และ Passive Zone) และในเส้นทาง Northbound (เพชรบุรี-สุขุมวิท) จะมีการกำหนดให้อยู่ระดับต่ำกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ (Active Zone) เป็นส่วนใหญ่

(2) ความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Excavated Soil Ratio แสดงในรูปที่ 5.2 พบว่าปัจจัยควบคุมการขุดเจาะทั้งสองจะมีความสัมพันธ์กันในลักษณะแปรผกผัน นั่นคือ การเพิ่มขึ้นของ Face Pressure จะมีผลทำให้ Excavated Soil Ratio มีค่าลดลง โดยเส้นแนวโน้มจะตัดเส้นระดับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ที่ Excavated Soil Ratio ประมาณ 100 % ผลที่เกิดขึ้นในลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นในลักษณะเดียวกันทั้งการขุดเจาะเส้นทาง Southbound และ Northbound

(3) ความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed แสดงในรูปที่ 5.3 และรูปที่ 5.11 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผกผันกัน การ

เพิ่มขึ้นของระดับ Face Pressure จะมีผลทำให้ระดับของ Screw Revolution Speed มีค่าลดลง ทั้งนี้ความสัมพันธ์ในรูปที่ 5.3 (2) (Northbound, รัชดา-ลาดพร้าว) เกิดขึ้นไม่ชัดเจน แต่ผลที่เกิดขึ้นในรูปที่ 5.11 (Southbound และ Northbound, เพชรบุรี-สุขุมวิท) สามารถนำมายืนยันความสัมพันธ์ดังที่ได้กล่าวมา

(4) ความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Shield Jack Speed แสดงในรูปที่ 5.4 และรูปที่ 5.12 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะเดียวกันกับความสัมพัทธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed นั่นคือ การเพิ่มขึ้นของ Face Pressure จะมีผลทำให้ระดับของ Shield Jack Speed มีค่าลดลง

(5) ความสัมพันธ์ระหว่าง Screw Revolution กับ Shield Jack Speed แสดงในรูปที่ 5.5 และรูปที่ 5.13 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผันตามเป็นเส้นตรง (ดังสมการที่แสดงในรูป) นั่นคือการเพิ่มขึ้นของ Shield Jack Speed จะมีผลทำให้ Screw Revolution เพิ่มขึ้นตามไปด้วย ผลที่เกิดขึ้นจะมีลักษณะเดียวกันทั้งเส้นทาง Southbound และ Northbound ถึงแม้ว่าความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed และ Face Pressure กับ Shield Jack Speed ของเส้นทาง Northbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว (รูปที่ 5.3 (2) และรูปที่ 5.4 (2)) จะเกิดขึ้นไม่ชัดเจน แต่ความสัมพันธ์ระหว่าง Screw Revolution กับ Shield Jack Speed (รูปที่ 5.5 (2)) จะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผันตามเหมือนกันกับเส้นทางอื่น ๆ

(6) ความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Shield Jack Speed แสดงในรูปที่ 5.6 และรูปที่ 5.14 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นไม่ชัดเจน โดยการเพิ่มขึ้นของ Thrust Force จะทำให้ Shield Jack Speed ไม่มีการเพิ่มขึ้น ผลที่เกิดขึ้นในลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นเหมือนกันทั้งเส้นทาง Southbound และ Northbound ของทั้งสองช่วงการขุดเจาะ

(7) ความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Cutter Torque แสดงในรูปที่ 5.7 และรูปที่ 5.15 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผันตามเป็นเส้นตรง (ดังสมการที่แสดงในรูป) นั่นคือการเพิ่มขึ้นของ Thrust Force จะมีผลทำให้ Cutter Torque มีการเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ผลที่เกิดขึ้นในลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นเหมือนกันทั้งเส้นทาง Southbound และ Northbound ของทั้งสองช่วงการขุดเจาะ

(8) ความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Cutter Torque แสดงในรูปที่ 5.8 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผันตามเป็นเส้นตรง (ดังสม

การที่แสดงในรูป) นั่นคือการเพิ่มขึ้นของ Shield Jack Speed จะมีผลทำให้ Cutter Torque มีการเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ผลที่เกิดขึ้นในลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นเหมือนกันทั้งเส้นทาง Southbound และ Northbound

(9) ความสัมพันธ์ระหว่าง Screw Revolution Speed กับ Screw Torque แสดงในรูปที่ 5.8 พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยควบคุมทั้งสองจะเกิดขึ้นในลักษณะแปรผันตามเป็นเส้นตรง (ดังสมการที่แสดงในรูป) นั่นคือการเพิ่มขึ้นของ Screw Revolution Speed จะมีผลทำให้ Screw Torque มีการเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ผลที่เกิดขึ้นในลักษณะดังกล่าวจะเกิดขึ้นเหมือนกันทั้งเส้นทาง Southbound และ Northbound

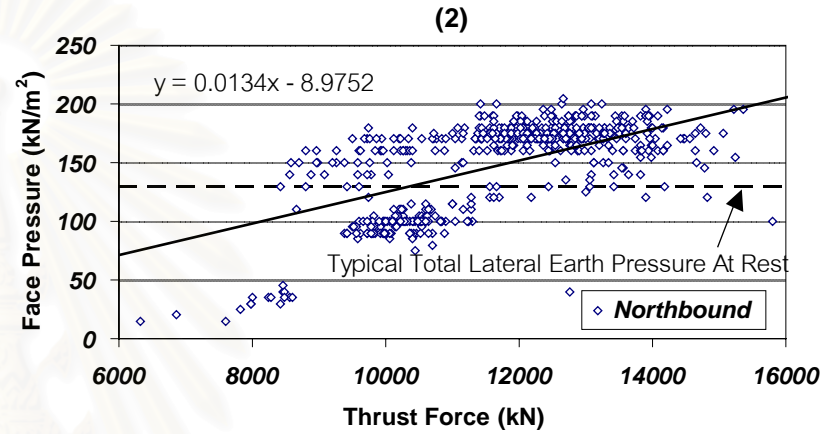
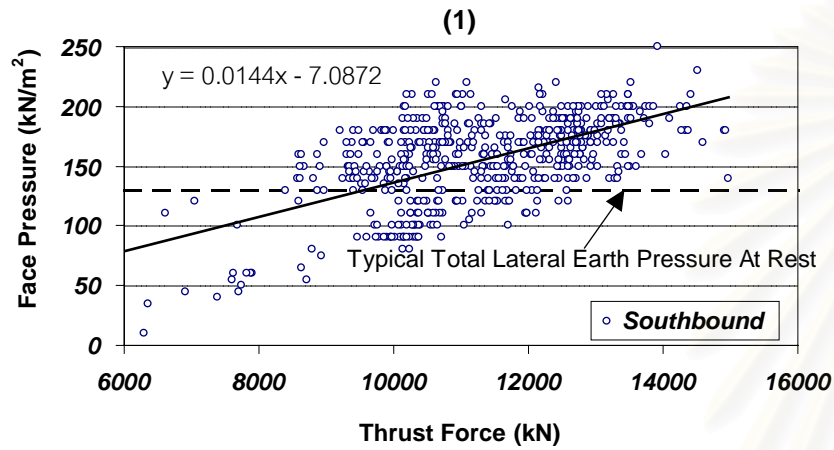
จากความสัมพันธ์ที่ได้กล่าวมาทั้งหมดสามารถที่จะนำไปอธิบายลักษณะการทำงานตามหลักการของเทคนิค EPB ได้ดังต่อไปนี้

วิธีการขุดเจาะของ EPB Shield จะอาศัยแม่แรง (Thrust Jack) 20 คู่ ออกแรงผลักดันกับผนังอุโมงค์วงสุดท้ายที่ติดตั้งเสร็จทางด้านหลังของหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าไปพร้อมกับการหมุนตัดดินของ Cutting Wheel ดินที่ขุดเจาะจะผ่านเข้าสู่ห้องพักดิน (Chamber) ในส่วนหน้าของหัวเจาะและจะถูกปรับปรุงคุณสมบัติโดยการเติมสารผสมเพิ่ม (Additive) ซึ่งจะถูกกวนให้เป็นเนื้อเดียวกันด้วยอุปกรณ์ในห้องพักดิน การสร้าง Face Pressure จะอาศัยการกระจายแรง (Thrust Force) จากแม่แรงผ่านผนังกัน (Bulk Head) ไปสู่ดินในห้องพักดิน

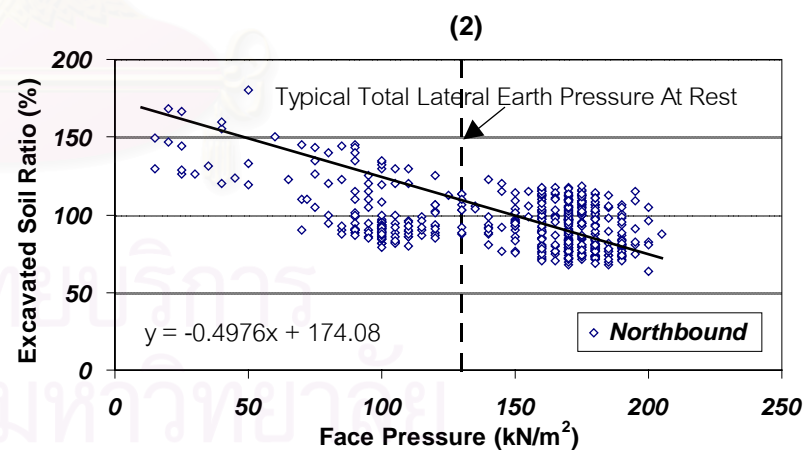
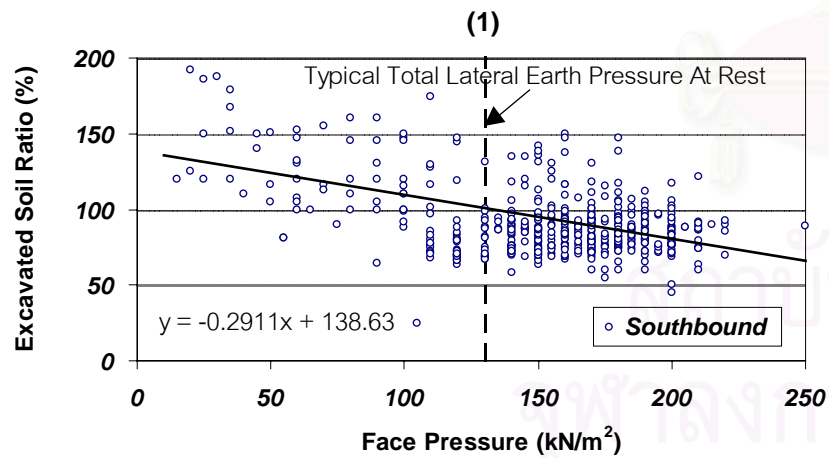
ก่อนการเดินเครื่องเพื่อเคลื่อนตัวขุดเจาะผู้ควบคุมจะทำการกำหนดค่า Face Pressure, ความเร็วรอบของ Screw conveyor (Screw Revolution Speed) และอัตรายึดตัวของแม่แรง (Shield Jack Speed) การกำหนด Face Pressure จะต้องสอดคล้องกับอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio) และหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตยซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะของชั้นดิน นั่นคือ เมื่อทำการควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่ามากกว่า 100 % จะต้องกำหนด Face Pressure ให้มีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตยด้วยเพื่อยอมให้ดินเกิดสภาพ Active ในทางตรงกันข้ามเมื่อทำการควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่าน้อยกว่า 100 % จะต้องกำหนด Face Pressure ให้มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตยด้วยเพื่อยอมให้ดินเกิดสภาพ Passive การกำหนดความเร็วรอบของ Screw Conveyor จะเป็นการกำหนดปริมาณดินที่จะถูกขับออกจากห้องพักดิน การกำหนด Shield/Jack Speed เป็นการกำหนดปริมาณดินที่จะเข้าสู่ห้องพักดินซึ่งจะต้องสอดคล้องกับปริมาณดินที่ถูกขับออกจากห้องพักดิน การควบคุมปริมาณดินในลักษณะดังกล่าวจะเป็นการควบคุมอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio) ให้มีค่าใกล้เคียง 100 % การกำหนด Shield Jack Speed จะต้องกำหนดให้สอดคล้องกับ Screw Revolution

Speed ตามอัตราส่วนดินขุดที่ต้องการ นอกจากนี้การกำหนด Screw Revolution Speed ต้องสัมพันธ์กับระดับของ Face Pressure คือ เมื่อต้องการ Face Pressure สูง จะต้องกำหนด Screw Revolution Speed ให้ต่ำเพื่อให้ดินในห้องพักดินออกได้ช้า ดินเกิดการกดอัด และเมื่อต้องการ Face Pressure ต่ำ จะต้องกำหนด Screw Revolution Speed ให้สูงเพื่อให้ดินในห้องพักดินออกได้เร็ว ดินเกิดสภาพหลวม นอกจากนี้ยังพบว่า Shield Jack Speed จะไม่มีผลโดยตรงต่อระดับของ Face Pressure เนื่องจาก Thrust Force จะไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงต่อ Shield Jack Speed แต่จะมีความสัมพันธ์โดยตรงต่อ Face Pressure โดยปรกติการกำหนดปัจจัยต่าง ๆ ในแต่ละรอบการขุดเจาะจะมีค่าใกล้เคียงกัน แต่เมื่อสภาพดินมีการเปลี่ยนแปลงและมีอุปสรรคจะต้องทำการปรับค่าใหม่ให้มีความเหมาะสม

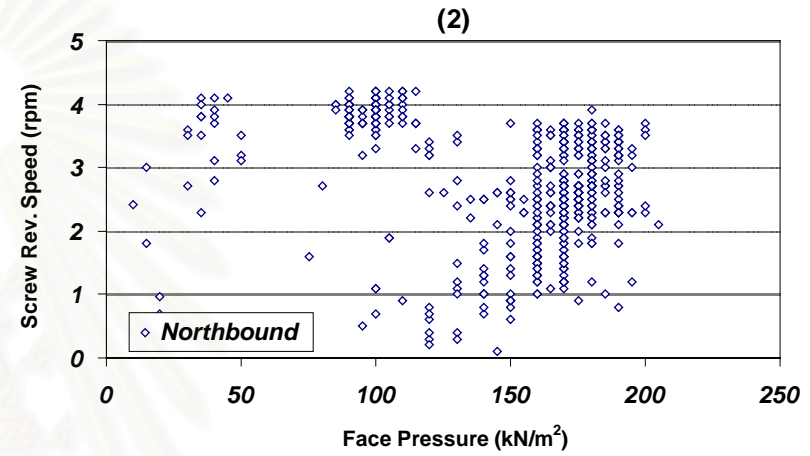
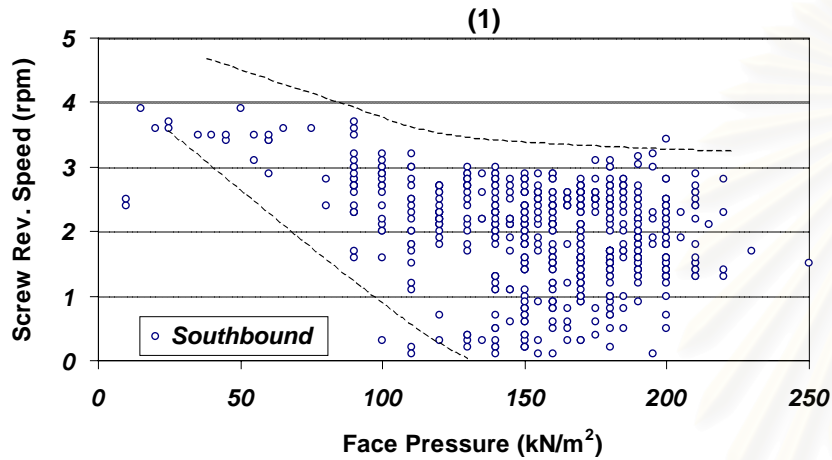
การส่งแรงของ Thrust Jack จะต้องเพียงพอที่จะเอาชนะแรงเสียดทานที่อยู่รอบ Shield รวมถึงแรงกดอัดที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ การเพิ่มขึ้นของ Thrust Force จะมีผลทำให้แรงกดอัดมีค่าเพิ่มตามไปด้วย ดังนั้นกำลัง (Cutter Torque) ที่ใช้หมุนอุปกรณ์ตัดดินจะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ในการกำหนดปริมาณดินที่จะเข้ามาทางด้านหน้าหัวเจาะจะทำการกำหนดอัตราเร็วในการยึดตัวของ Thrust Jack ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว เพื่อให้การเดินทางของดินเป็นไปอย่างต่อเนื่องเมื่อมีการเพิ่มระดับของ Shield Jack Speed อุปกรณ์ตัดดินจะต้องหมุนตัดดินให้เร็วขึ้นซึ่งจะต้องใช้กำลัง (Cutter Torque) เพิ่มขึ้นตามไปด้วย และจะต้องเพิ่มอัตราการลำเลียงดินออกจากห้องพักดิน (Screw Revolution Speed) ให้เร็วขึ้น ซึ่งจะต้องใช้กำลัง (Screw Torque) เพิ่มขึ้นตามไปด้วย



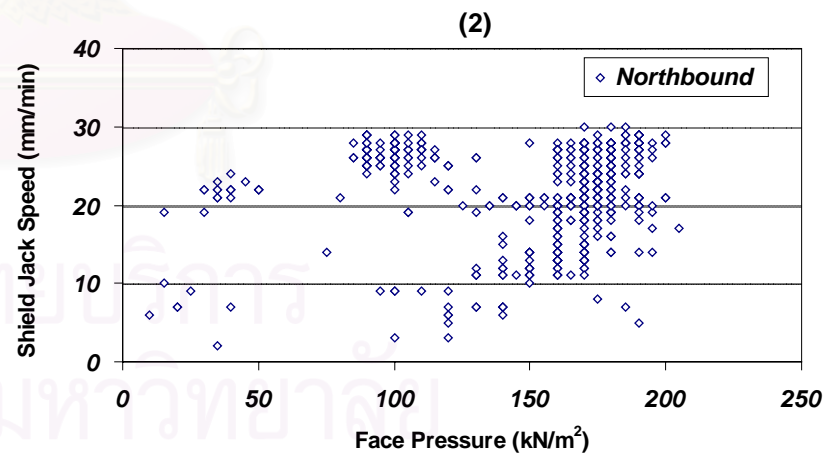
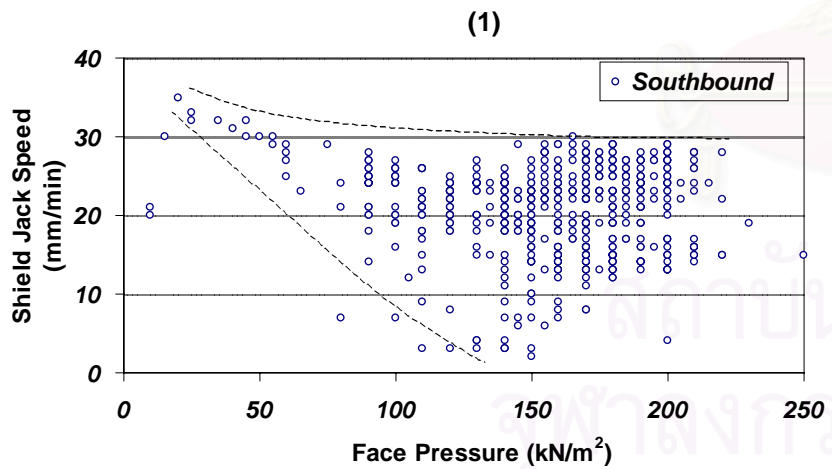
รูปที่ 5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Face Pressure ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



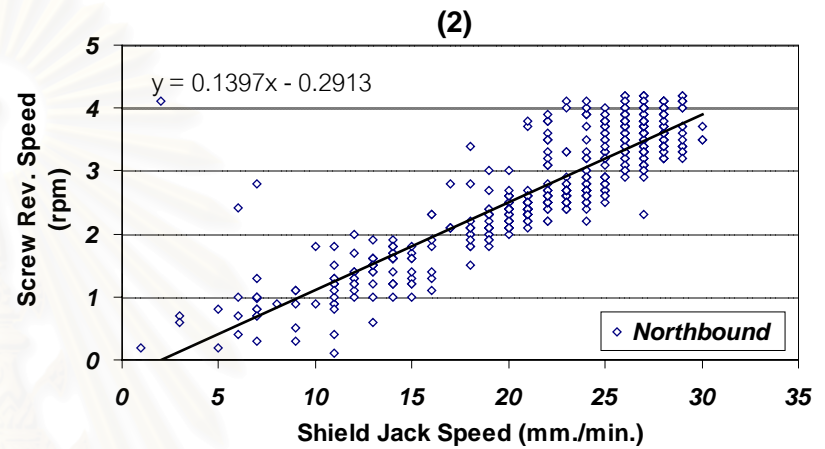
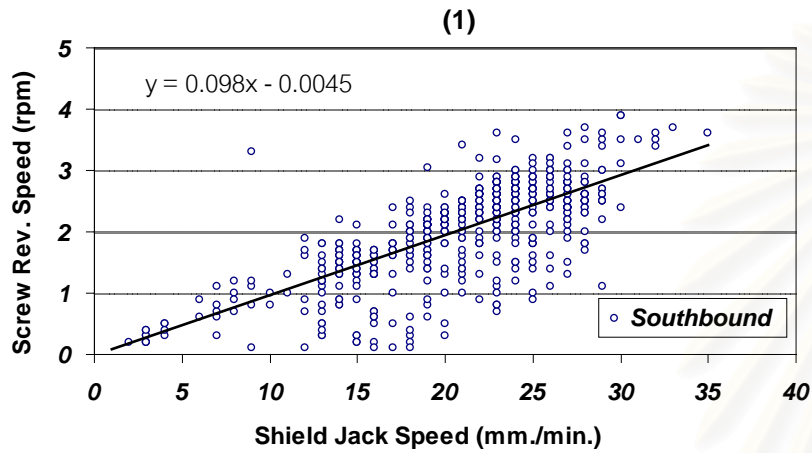
รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Excavated Soil Ratio ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



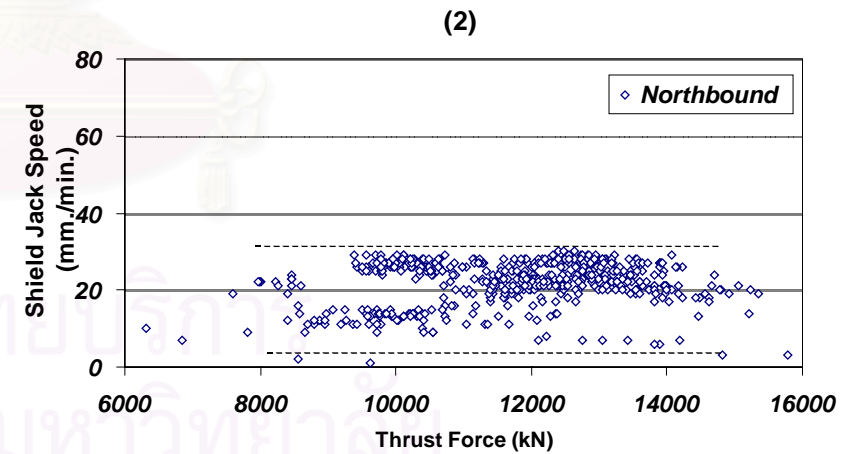
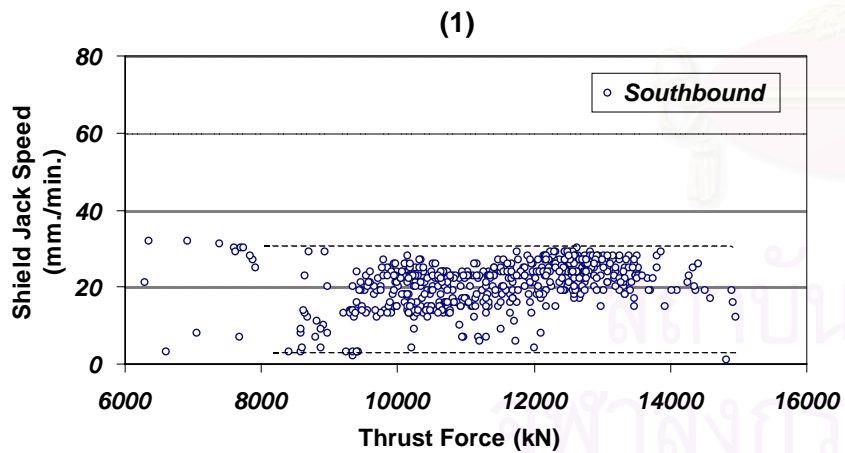
รูปที่ 5.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



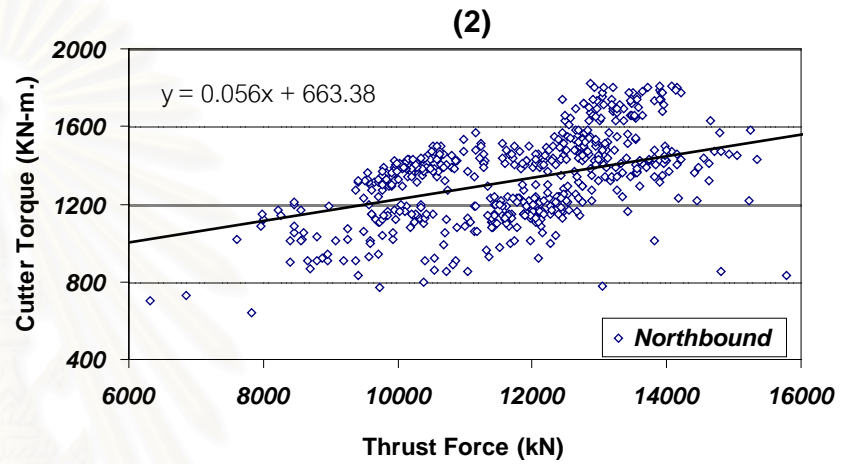
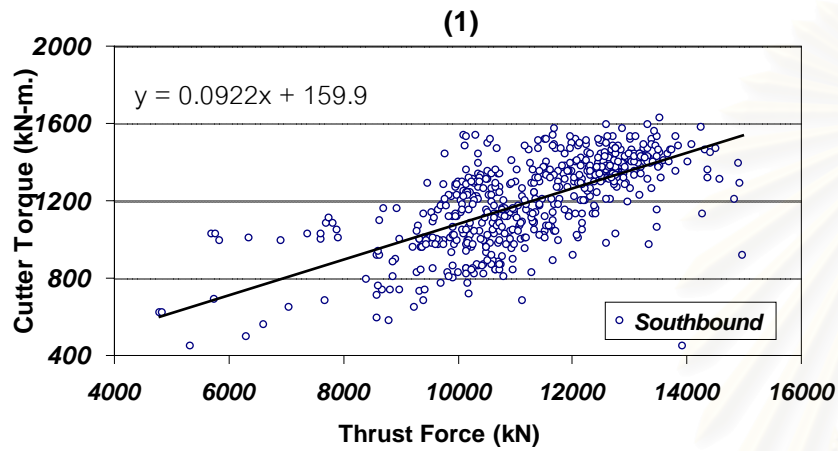
รูปที่ 5.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



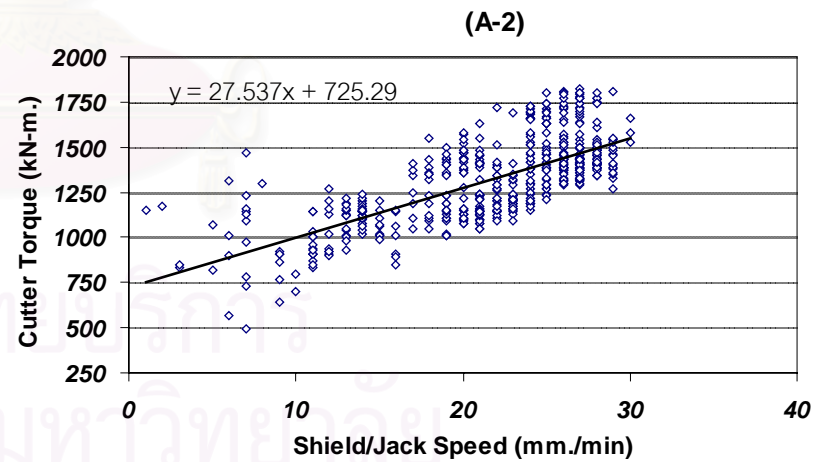
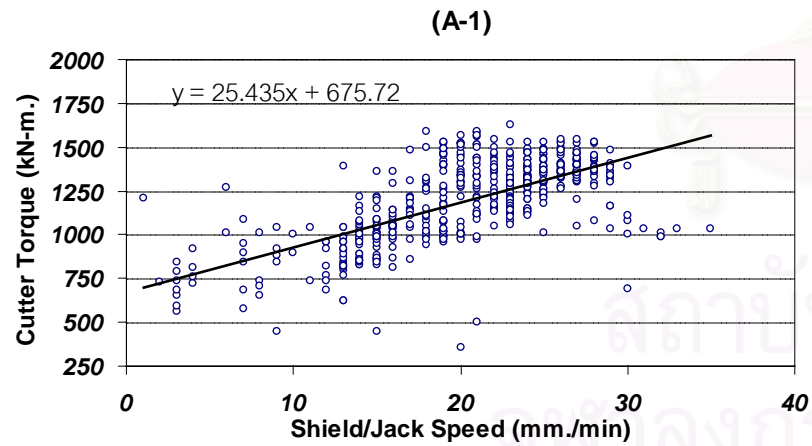
รูปที่ 5.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



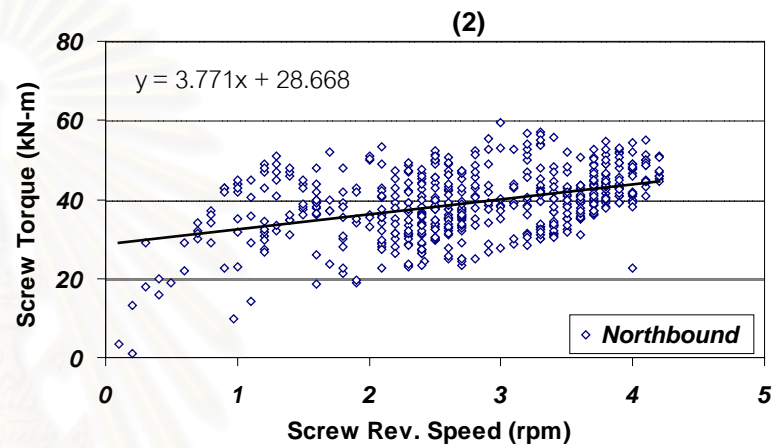
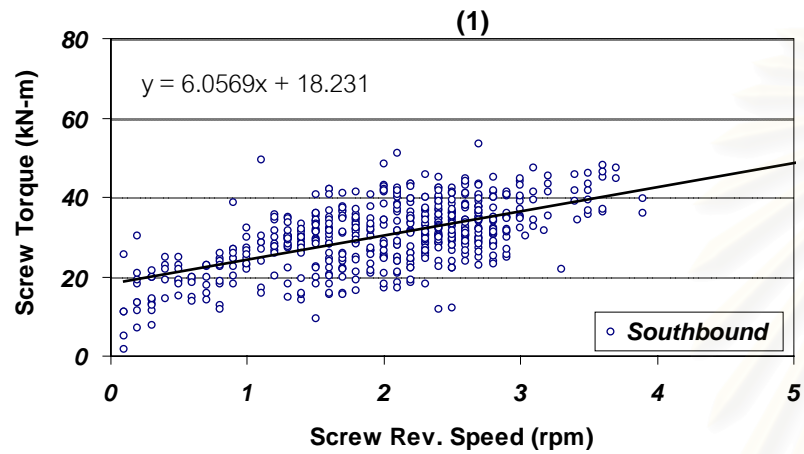
รูปที่ 5.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



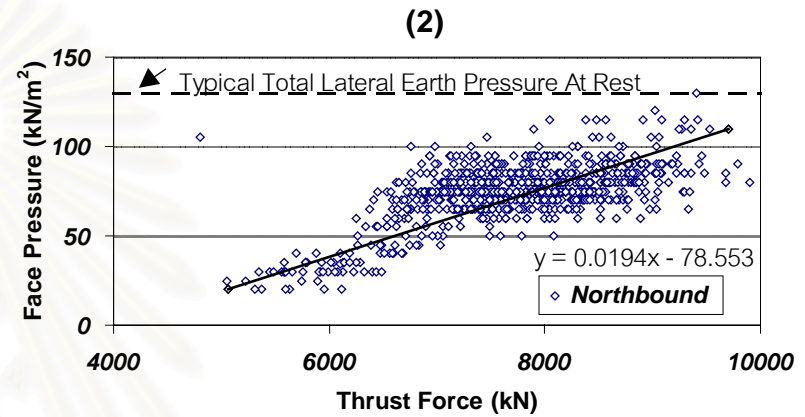
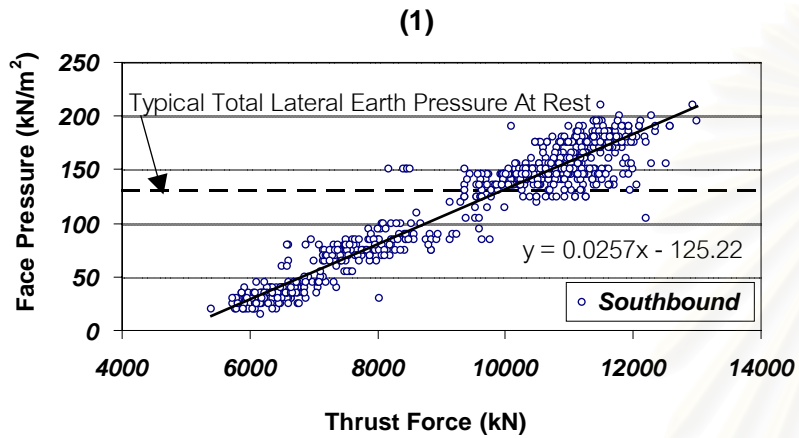
รูปที่ 5.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



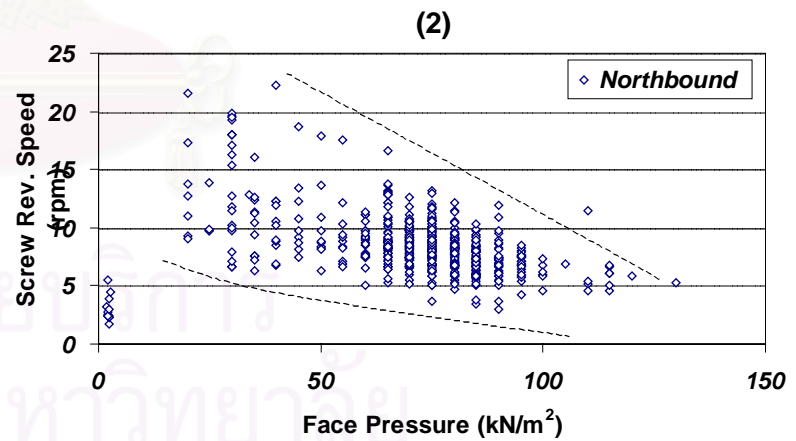
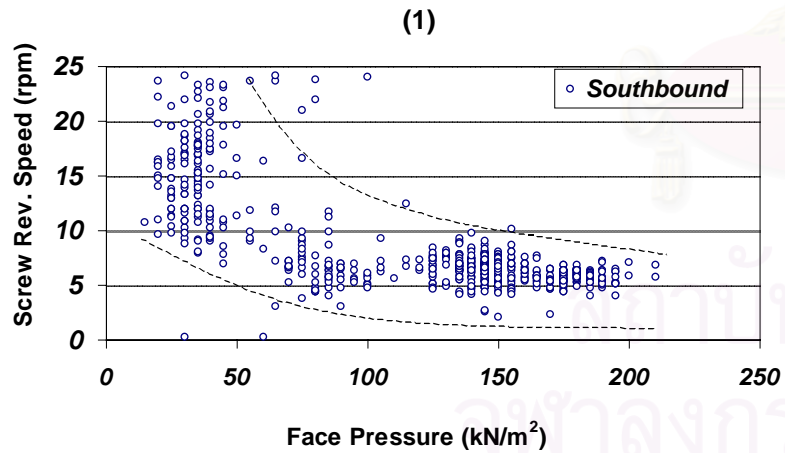
รูปที่ 5.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



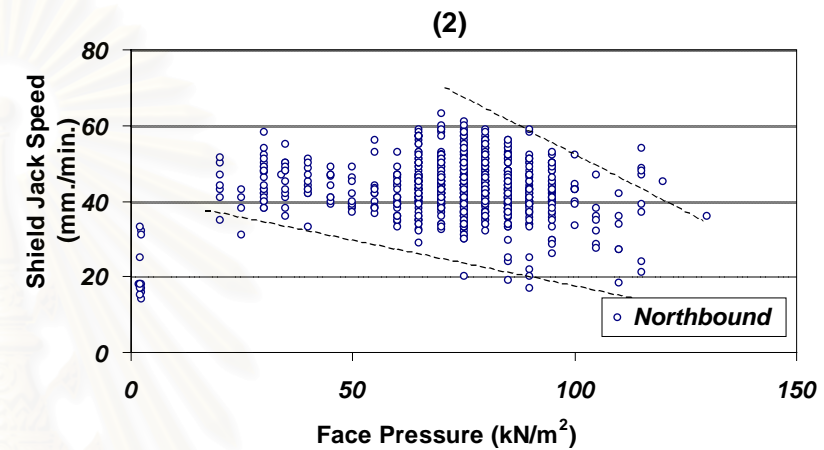
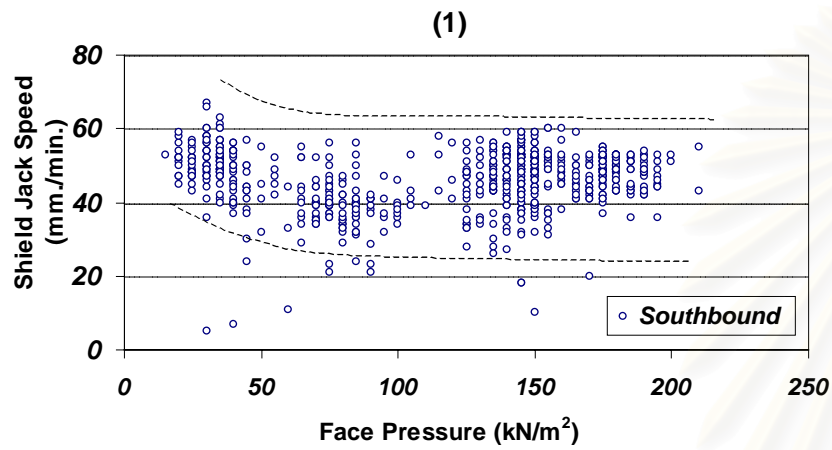
รูปที่ 5.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Screw Revolution Speed กับ Screw Torque ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



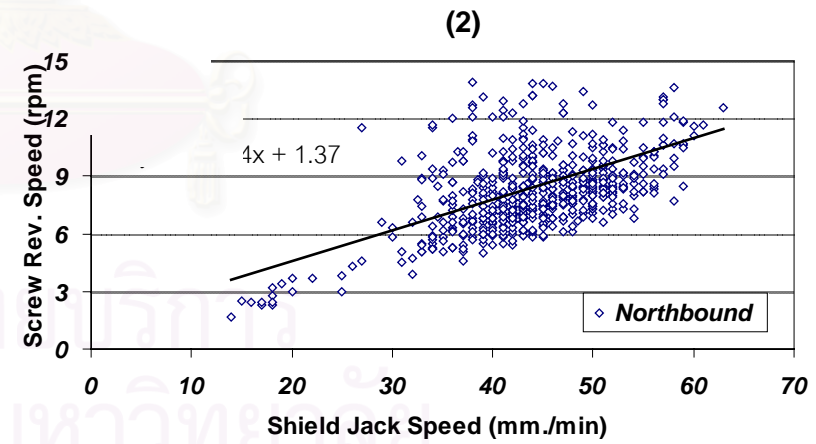
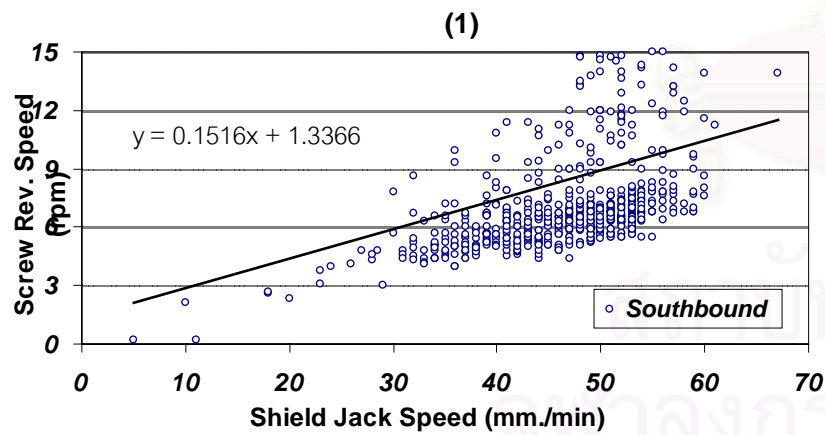
รูปที่ 5.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Face Pressure ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย



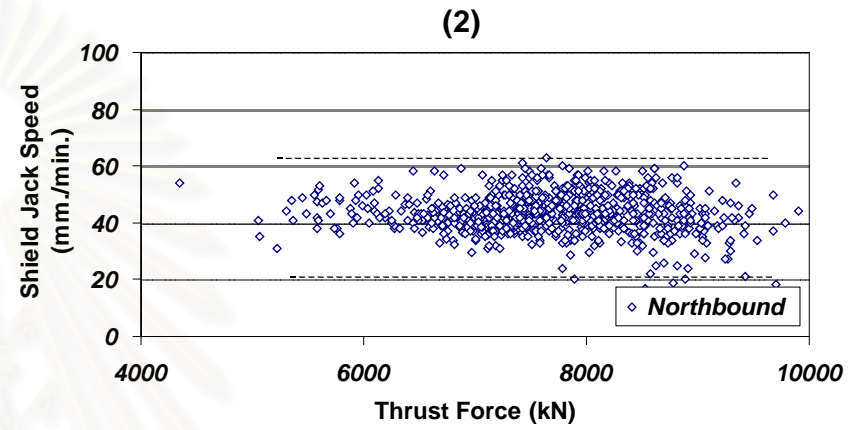
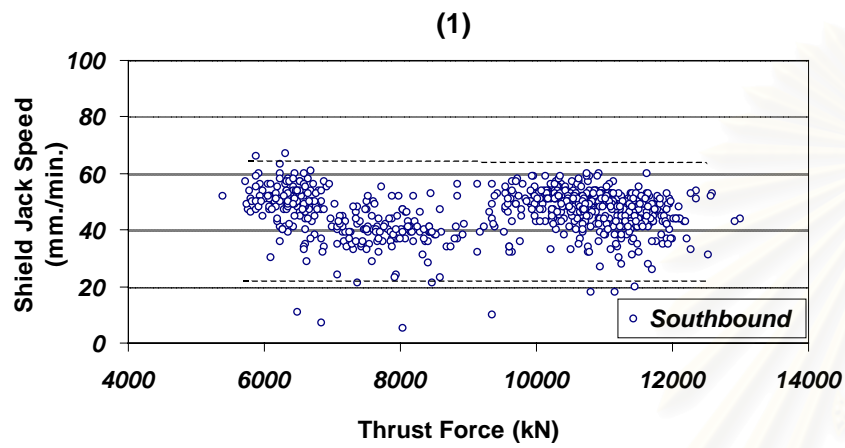
รูปที่ 5.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย



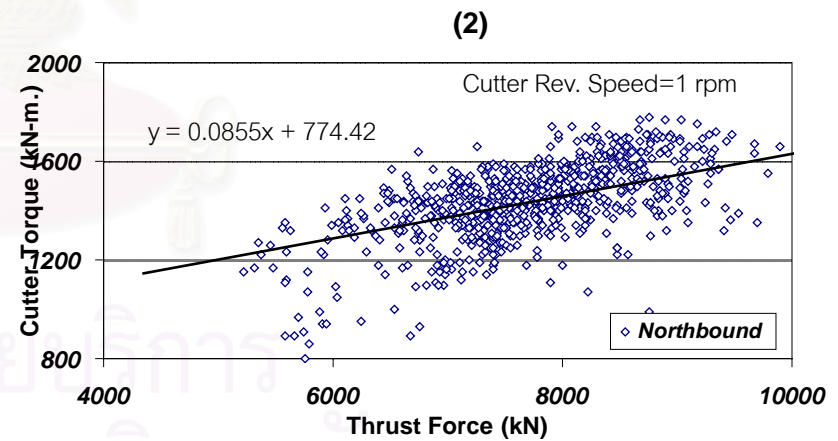
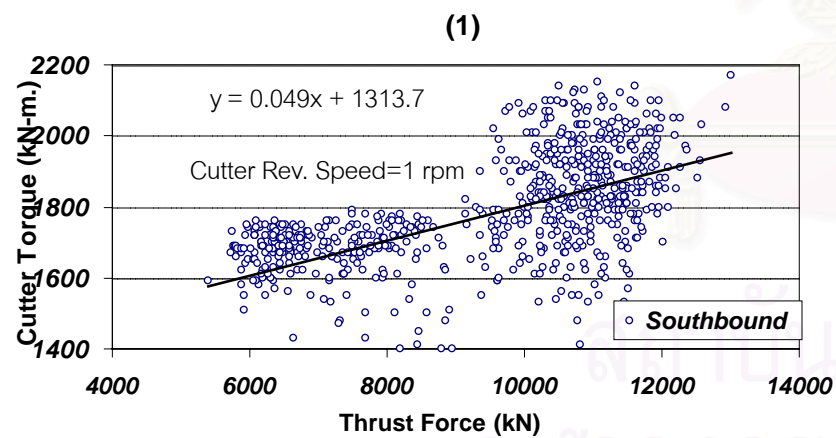
รูปที่ 5.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Face Pressure กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย



รูปที่ 5.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shield Jack Speed กับ Screw Revolution Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย



รูปที่ 5.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Shield Jack Speed ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย



รูปที่ 5.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Thrust Force กับ Cutter Torque ช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย

5.1.2 ลักษณะการควบคุมทิศทางการขุดเจาะ

ข้อมูลการสำรวจเพื่อควบคุมตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว (Southbound) แสดงดังรูปที่ 5.16-5.19 จากข้อมูลดังกล่าวได้ผลการศึกษาดังนี้

□ ลักษณะโดยทั่วไปของแนวการขุดเจาะอุโมงค์

รูปที่ 5.1 (A) และรูปที่ 5.1 (B) แสดงลักษณะโดยทั่วไปของแนวเส้นที่กึ่งกลางอุโมงค์ (Tunnel Centerline) ซึ่งเป็นแนวที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ไปด้วย พบว่าเส้นทางในแนวราบจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงในช่วงแรกจากนั้นแนวเส้นทางจะเป็น Transition Curve (ดังแสดงในรูปที่ 5.1 (A)) ส่วนในแนวระดับจะลักษณะคล้ายแฉ่ง โดยมีระดับความลึกเพิ่มขึ้นตามเปลี่ยนไปตามระยะทางที่ขุดเจาะออกจากสถานี ซึ่งมีความลึกมากที่สุดที่กึ่งกลางของช่วงการขุดเจาะ โค้งที่ทำการเชื่อมต่อแนวเส้นตรงจะเป็นโค้งวงกลม (Circular Curve) (ดังแสดงในรูปที่ 5.1 (B))

□ รูปที่ 5.16 (C) แสดงค่า Pitching Angle ของหัวเจาะกับค่ามุมของแนวออกแบบอุโมงค์ พบว่าโดยส่วนใหญ่ Pitching Angle จะมีค่ามากกว่าค่ามุมของแนวอุโมงค์ หรือมีค่าคลาดเคลื่อนเป็นบวกเมื่อเทียบกับมุมแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 5.17 (B) ค่า Pitching Angle ของหัวเจาะและค่าคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นนี้จะมีลักษณะสลับฟันปลาหรือมีการเพิ่มขึ้นและลดลงสลับกันไปมา โดยค่าคลาดเคลื่อนสูงสุดมีค่าประมาณ 0.5 องศา

□ รูปที่ 5.17 (B) แสดงค่าคลาดเคลื่อนทางแนวราบและแนวตั้ง (Hor. Deviation และ Vertical Deviation) เมื่อแกนของหัวเจาะเคลื่อนที่ผิดไปจากแนวออกแบบ พบว่าค่าคลาดเคลื่อนทางแนวตั้งส่วนใหญ่จะมีค่าเป็นบวกหรือตำแหน่งจุดอ้างอิงของแกนหัวเจาะ (บริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะ) จะมีค่าตำแหน่งอยู่สูงกว่าค่าแนวออกแบบ ส่วนค่าคลาดเคลื่อนทางแนวราบจะมีค่าส่วนใหญ่เป็นลบ ค่าคลาดเคลื่อนทั้งสองจะมีลักษณะสลับฟันปลาหรือมีการเพิ่มขึ้นและลดลงสลับกันไปมา ค่าคลาดเคลื่อนโดยส่วนใหญ่จะอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด (± 40 mm.)

□ รูปที่ 5.17 (C) แสดงค่ามุมหมุนตัวของหัวเจาะ (Machine Rolling) พบว่าค่าคลาดเคลื่อนจะมีลักษณะสลับฟันปลาหรือมีการเพิ่มขึ้นและลดลงสลับกันไปมา ค่าคลาดเคลื่อนโดยส่วนใหญ่จะอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด (± 0.71 องศา หรือเท่ากับ 40 mm. เมื่อวัดในทางราบ โดยมุมจะเป็นบวกเมื่อวัดตามเข็มนาฬิกา)

□ รูปที่ 5.18 (A) แสดงค่ามุมการงอตัวของหัวเจาะ (Articulation Angle) พบว่าหัวเจาะสามารถที่จะงอตัวได้ทั้งในแนวราบและแนวตั้ง และจะมีการโค้งงอตัวสัมพันธ์กับแนวอุโมงค์ใน

แนวราบ โดยมีค่าสูงสุด 1 องศาเมื่อทำการขุดเจาะในช่วง Transition Curve ทั้งนี้การวัดมุมจะมีค่าเป็นบวกเมื่อวัดตามเข็มนาฬิกา

□ รูปที่ 5.18 (B) แสดงค่าระยะการยึดตัวของอุปกรณ์ตัดดินเสริม (Copy Cutter) พบว่า Copy Cutter Stroke จะมีความสอดคล้องกับแนวการขุดเจาะในแนวราบ นั่นคือจะมีการยึดตัวเมื่อทำการขุดเจาะในช่วง Transition Curve โดยมีค่าสูงสุด 50 mm.

□ รูปที่ 5.19 (A) ถึงรูปที่ 5.19 (D) แสดงค่าระยะห่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์กับผิวด้านนอกบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ พบว่าระยะดังกล่าวจะมีค่ามากที่สุดที่ส่วนบนสุดของอุโมงค์ (Top or Crown) โดยมีค่าอยู่ในช่วง 70-100 มม. ส่วนบริเวณด้านล่าง (Bottom or Invert) และกึ่งกลางอุโมงค์ (Left-Right or Spring Line) จะเกิดน้อยกว่า คืออยู่ในช่วง 50-80 มม. ทั้งนี้ค่าที่อยู่ในแนวเดียวกันคือ แนว บน-ล่าง และ ซ้าย-ขวา จะมีค่าสูง-ต่ำสลับกันไป

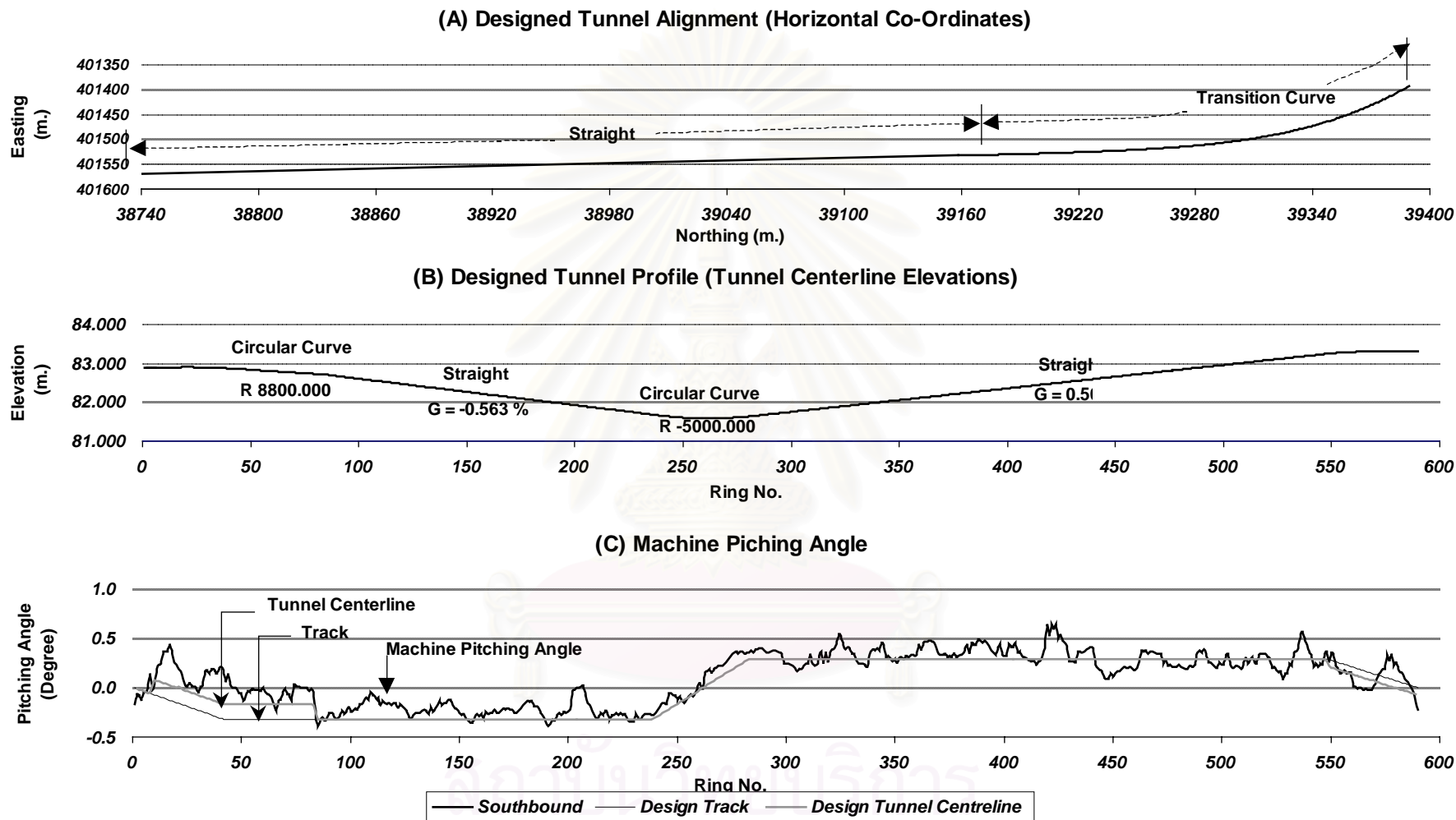
จากการศึกษาข้อมูลดังกล่าวสามารถอธิบายลักษณะการควบคุมทิศทางของหัวเจาะและพฤติกรรมเคลื่อนตัวของหัวเจาะระหว่างทำการขุดเจาะได้ดังนี้

1) การควบคุมตำแหน่งและทิศทางของหัวเจาะให้อยู่ในแนวออกแบบจะทำการควบคุมค่าต่าง ๆ ดังนี้ ค่าคลาดเคลื่อนทางแนวราบและแนวตั้ง (Horizontal & Vertical Deviation) ซึ่งกำหนดค่าคลาดเคลื่อนมากที่สุดไว้ไม่เกิน 40 มม. ค่า Rolling ของหัวเจาะ ซึ่งกำหนดไว้ไม่เกิน 0.71 องศา หรือ 40 มม. (ระยะแนวราบ) ค่าคลาดเคลื่อนทางแนวราบและแนวตั้งจะมีการเปลี่ยนแปลงในลักษณะเพิ่มขึ้นจากนั้นจะลดลงสลับกันไป ซึ่งสามารถกล่าวได้ว่าการเคลื่อนตัวของหัวเจาะจะมีลักษณะเลื้อยเหมือนงู (Snake Motion) ส่วนการหมุนตัวของหัวเจาะจะมีการเปลี่ยนแปลงค่าบวกและลบสลับกันไป ทั้งนี้เนื่องจากการหมุนตัดดินของ Cutting Wheel จะมีการหมุนสลับทิศทางกันไปมาเพื่อให้ค่า Rolling ของหัวเจาะอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด

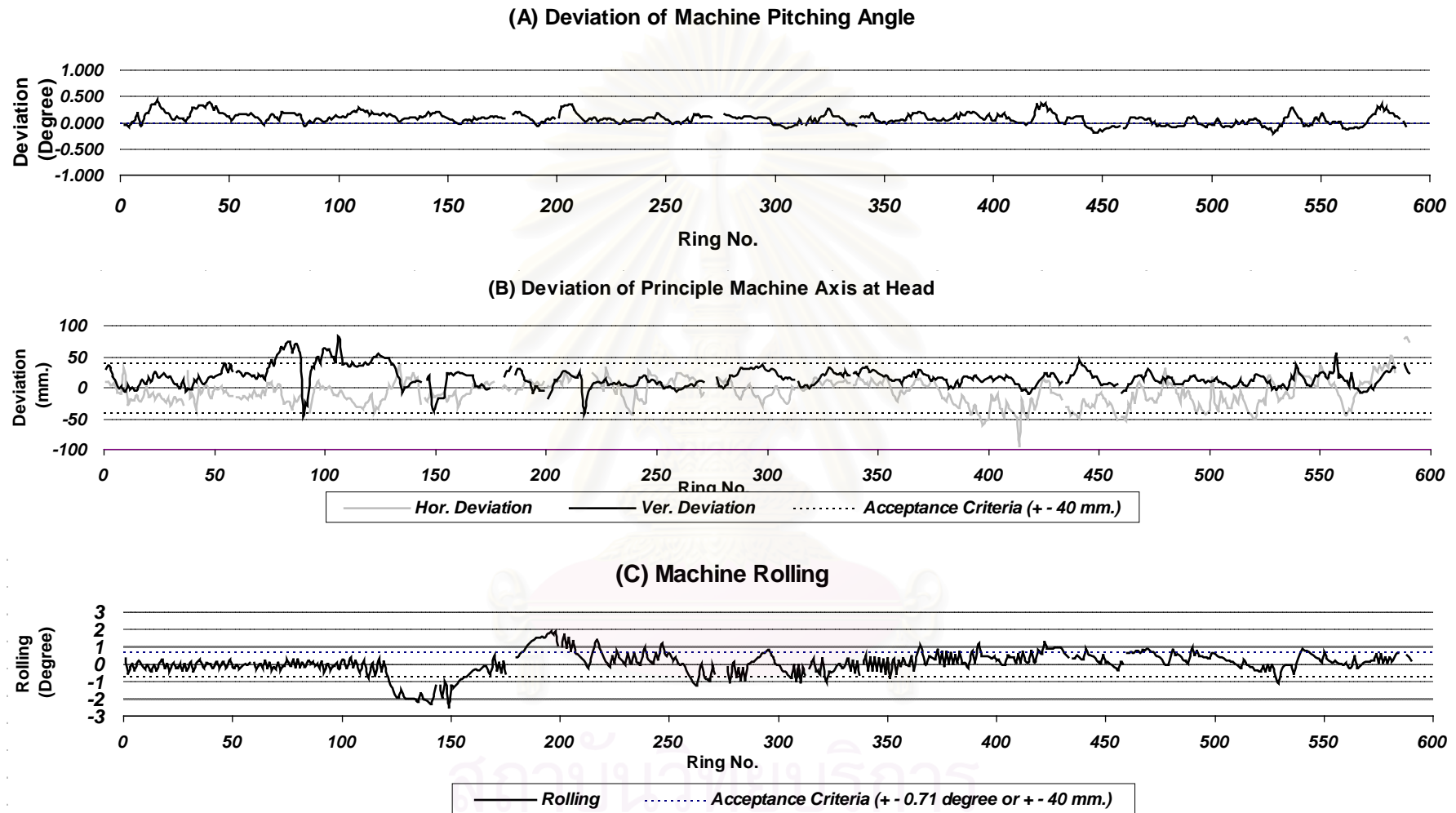
2) ค่า Pitching Angle ของหัวเจาะเทียบกับแนวออกแบบอุโมงค์ จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าในลักษณะเพิ่มขึ้นและลดลงสลับกันไปมา โดยที่ค่าคลาดเคลื่อนมุมก้มเงยของหัวเจาะ (Deviation of Pitching Angle) ส่วนใหญ่จะมีค่าเป็นบวก ซึ่งสามารถกล่าวได้ว่าการวางตัวของหัวเจาะจะมีลักษณะท่ามูมเงยเมื่อเทียบกับแนวออกแบบ (Look up) เพื่อป้องกันการจมเนื่องจากน้ำหนักที่มีค่ามาก จากการวางตัวในลักษณะดังกล่าวอย่างต่อเนื่องจะทำให้เกิดช่องว่างขึ้นที่บริเวณเหนือหัวเจาะ (Tail Void Over Shield) ซึ่งเป็นสาเหตุโดยตรงต่อการหลุดตัวของบริเวณเหนือหัวเจาะ

3) การปรับค่า Articulation Angle และ Copy Cutter Stroke จะสอดคล้องกับ Profile ในแนวตั้ง และ Alignment ในแนวราบ กล่าวคือเมื่อขุดเจาะในเส้นทางออกแบบที่เป็นส่วนโค้งจะต้องทำการปรับค่าทั้งสองให้สอดคล้องกับส่วนโค้งของแนวเส้นทางออกแบบ การปรับ Articulation Jack จะทำการปรับเมื่อขุดเจาะผ่านแนว Profile ที่มีลักษณะโค้งซึ่งถือว่าเป็นส่วนโค้งที่ไม่มาก หรือเป็นส่วนโค้งที่มีรัศมีมาก ๆ เมื่อเทียบกับโค้งราบ ซึ่งการปรับ Articulation Jack จะไม่เพียงพอสำหรับการขุดเจาะในแนวโค้งที่มีรัศมีน้อย ดังนั้นจึงต้องทำการใช้ Copy Cutter ทำการตัดดินมากขึ้น (Over Cutting) เพื่อให้หัวเจาะสามารถเคลื่อนตัวไปตามแนวโค้งดังกล่าวได้

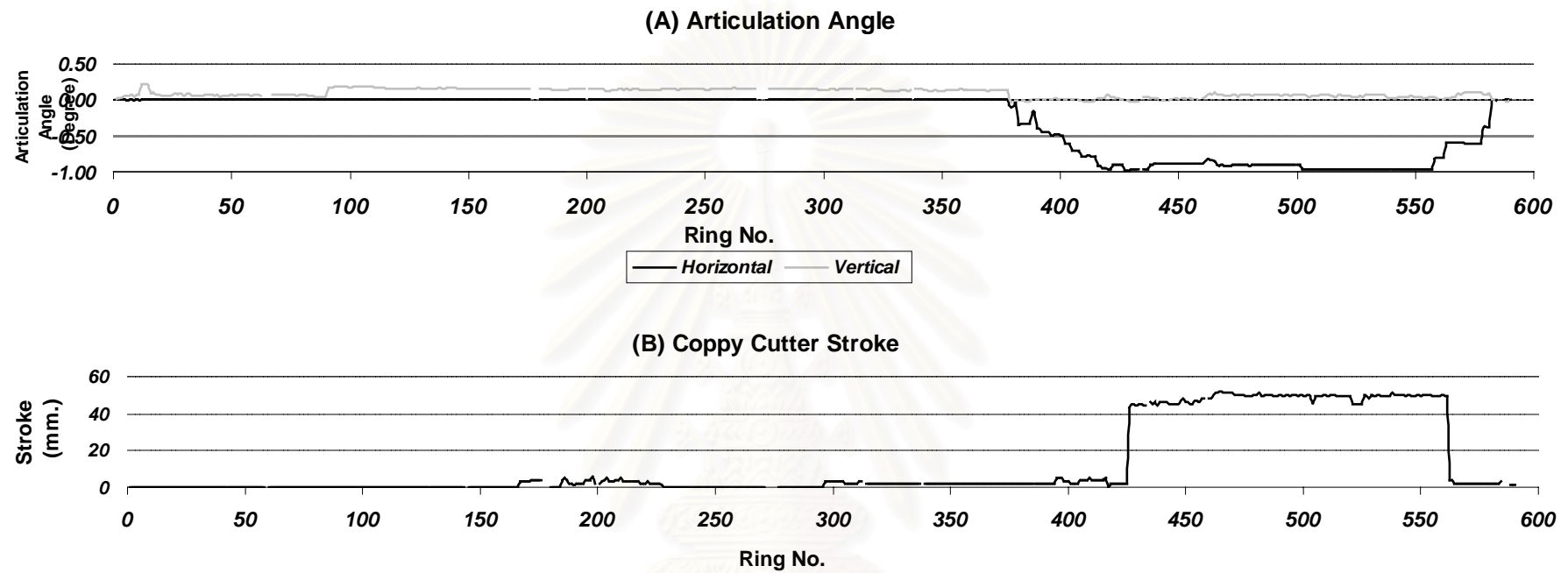
4) ช่องว่างที่เกิดขึ้นหลังหัวเจาะ (Tail Void) เกิดจากระยะที่เผื่อไว้ไม่ให้นักขุดเจาะด้านนอกชิดกับผนังด้านในของหัวเจาะ (Clearance) ขณะทำการประกอบที่ส่วนท้ายของหัวเจาะ รวมกับค่าความหนาของผนังขุดเจาะ (Thickness of Tailpiece = 40 mm.) ซึ่งจะเกิดขึ้นโดยรอบ ช่องว่างที่เกิดขึ้นนี้ ถือได้ว่าเป็นสาเหตุต่อการหลุดตัวที่เกิดขึ้นหลังหัวเจาะ ทั้งนี้ค่าที่อยู่ในแนวเดียวกันคือ แนว บน-ล่าง และ ซ้าย-ขวา จะมีค่าสูง-ต่ำสลับกันไป เนื่องจากการควบคุมเส้นผ่าศูนย์กลางให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด



รูปที่ 5.16 แสดงค่าออกแบบแนวตั้งกลางอุโมงค์และเปรียบเทียบค่า Pitching Angle ของหัวเจาะกับค่าออกแบบแนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว

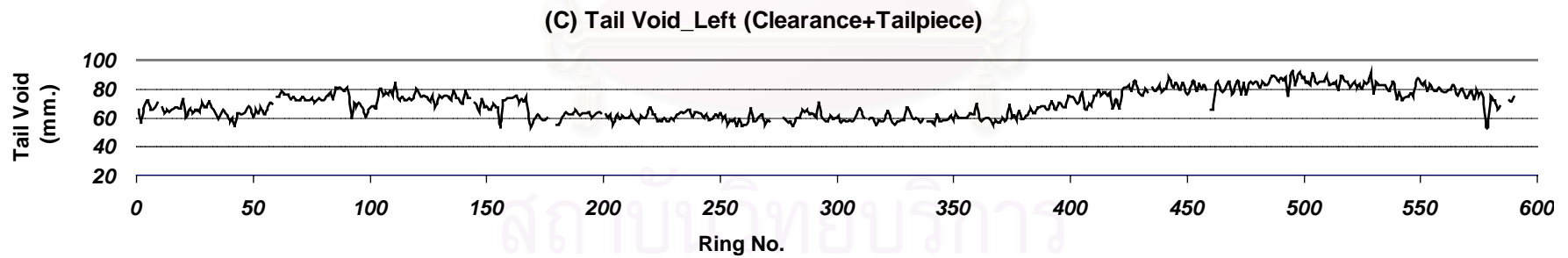
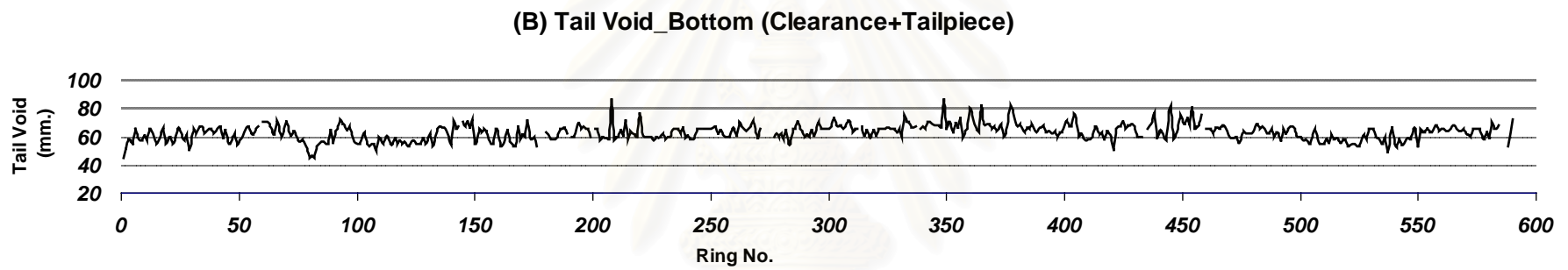
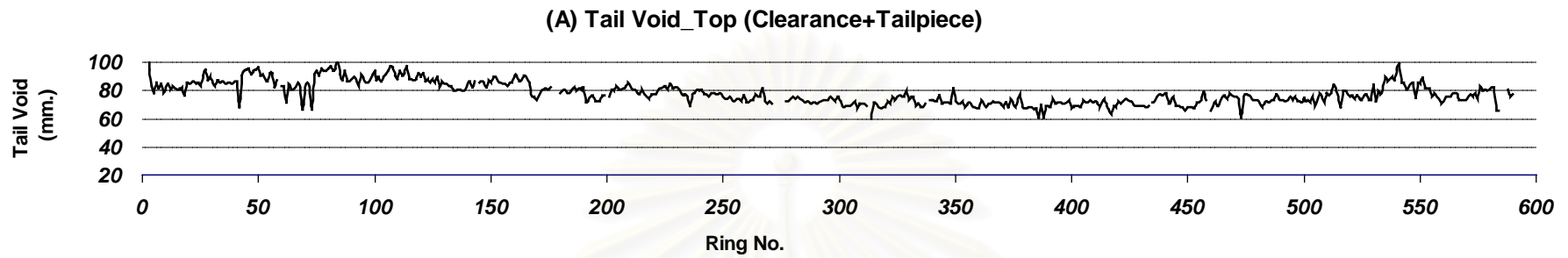


รูปที่ 5.17 แสดงค่าคลาดเคลื่อนของ Pitching Angle, ค่าคลาดเคลื่อนในแนวแกน และมุมหมุนตัวของหัวเจาะ
แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว

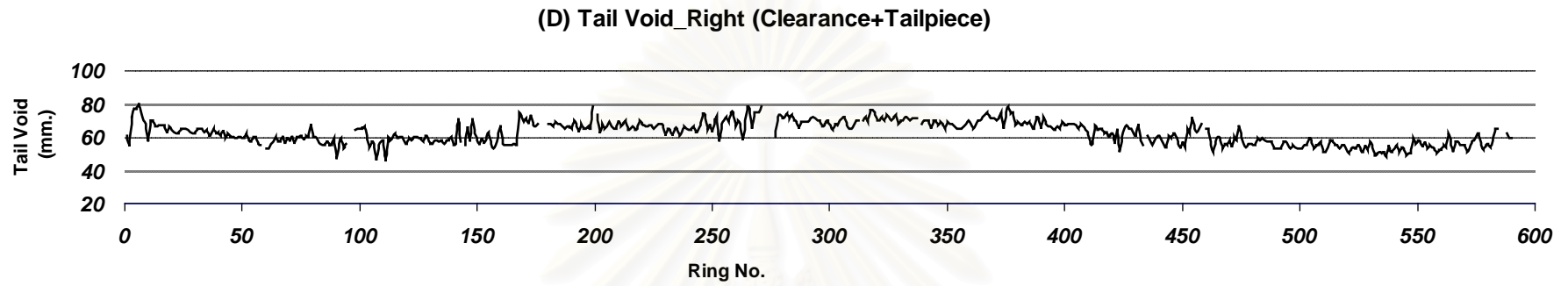


รูปที่ 5.18 แสดงลักษณะการปรับ Articulation Jack และ Copy Cutter ช่วยในการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ

แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



รูปที่ 5.19 แสดงระยะห่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์กับผิวนอกของหัวเจาะ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



รูปที่ 5.19 (ต่อ) แสดงระยะห่างระหว่างผิวนอกของผนังอุโมงค์กับผิวนอกของหัวเจาะ แนว Southbound ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว

5.2 ผลการศึกษาปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน

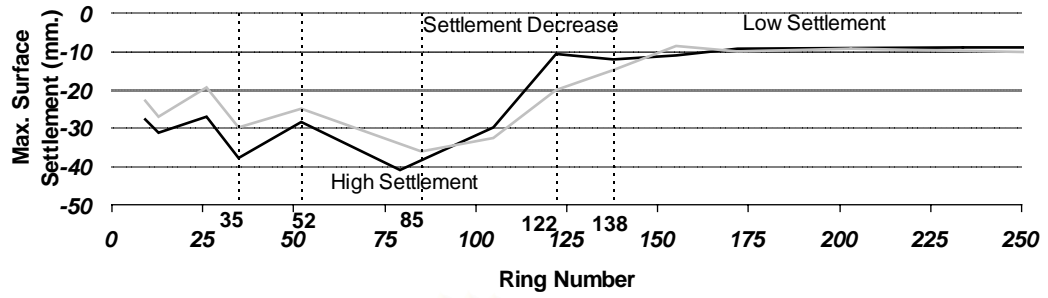
5.2.1 ปัจจัยค่าควบคุมหัวเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของดิน

จากข้อมูลค่าควบคุมหัวเจาะและค่าการทรุดตัวมากที่สุดทั้ง 9 ช่วงการขุดเจาะ พบว่าปัจจัยควบคุมการขุดเจาะที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน ได้แก่ Face Pressure และ Grouting Pressure เนื่องจากผลการเพิ่มขึ้นและลดลงของค่าทั้งสองจะทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินลดลงและเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ในการศึกษาจะใช้ข้อมูลช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว และช่วงการขุดเจาะ สีริกิติ์-บ่อนไก่ ซึ่งเป็นช่วงที่ทำการขุดเจาะผ่านอุปสรรค โดยมีการปรับเปลี่ยนปัจจัยทั้ง 2 อย่างเห็นได้ชัด รายละเอียดมีดังต่อไปนี้

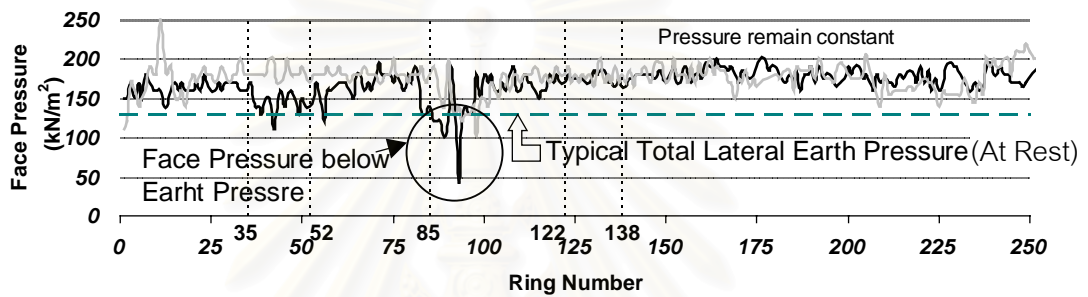
ผลของ Grouting Pressure กับการทรุดตัวแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนในช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว ในเส้นทางทั้ง Southbound และ Northbound โดยการขุดเจาะจะผ่านชั้นดินเหนียวแข็งเป็นส่วนใหญ่ หน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ (Total Lateral Earth Pressure (At Rest)) มีค่าประมาณ 130 KN/m^2 ทำการควบคุม Face Pressure ไว้ที่ระดับประมาณ $150\text{-}200 \text{ KN/m}^2$ ซึ่งโดยภาพรวมแล้วถือว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงมากนัก ดังนั้นจึงถือได้ว่าเป็นการพิจารณาผลของ Grouting Pressure เพียงอย่างเดียว ดังแสดงในรูปที่ 5.20 ซึ่งพบว่าการเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure จาก 0.5 bar เป็น 2.5 bar จะมีผลทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินมีค่าลดลง จาก 40 mm. เป็น 10 mm. ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure สามารถที่จะลดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้เป็นอย่างดี

ผลของ Face Pressure กับการทรุดตัวแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนในช่วงการขุดเจาะ สีริกิติ์-บ่อนไก่ ในเส้นทางทั้ง Southbound และ Northbound โดยการขุดเจาะจะผ่านชั้นดินเหนียวแข็งเป็นส่วนใหญ่ หน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้ง (Overburden Pressure) มีค่าประมาณ 300 KN/m^2 หรือประมาณ 3 bar การควบคุม Grouting Pressure ในช่วงการขุดเจาะนี้จะมีค่าค่อนข้างคงที่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเส้นทาง Northbound ที่มีการควบคุม Grouting Pressure ไว้ที่แรงดันประมาณ 4 bar ดังนั้นจึงถือได้ว่าเป็นการพิจารณาผลของ Face Pressure เพียงอย่างเดียว ดังแสดงในรูปที่ 5.21 ซึ่งพบว่าการเพิ่ม Face Pressure จากระดับ 50 KN/m^2 มาเป็นที่ระดับ 350 KN/m^2 ผ่านค่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ ซึ่งมีค่าอยู่ประมาณ 130 KN/m^2 จะมีผลทำให้ค่าการทรุดตัวของดินลดลงจาก จาก 55.0 mm. เป็น 10.0 mm. ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขึ้นของ Face Pressure สามารถที่จะลดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นได้เป็นอย่างดี

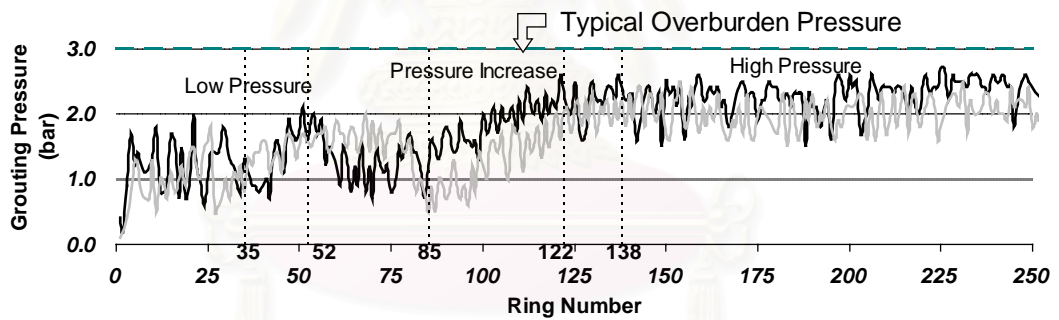
(A) Max. Surface Settlement



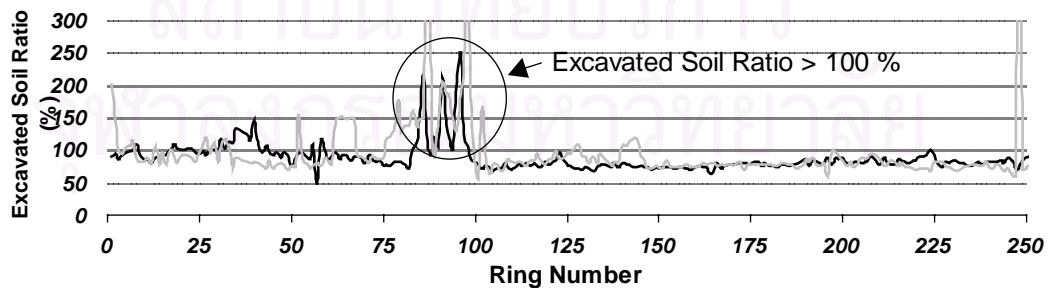
(B) Face Pressure



(C) Grouting Pressure



(D) Excavated Soil Ratio

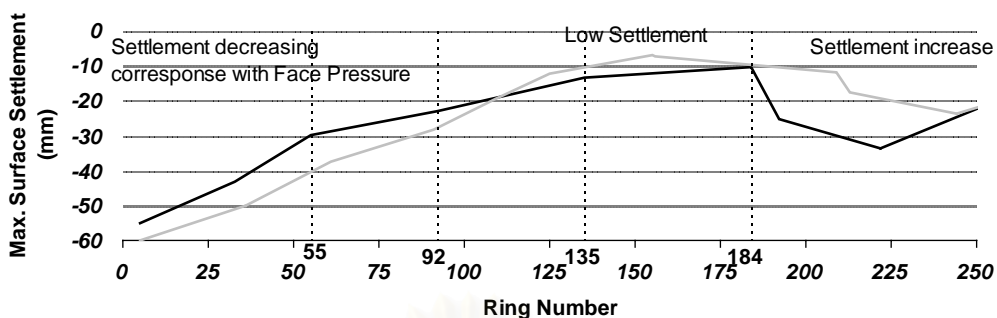


— Northbound — Southbound

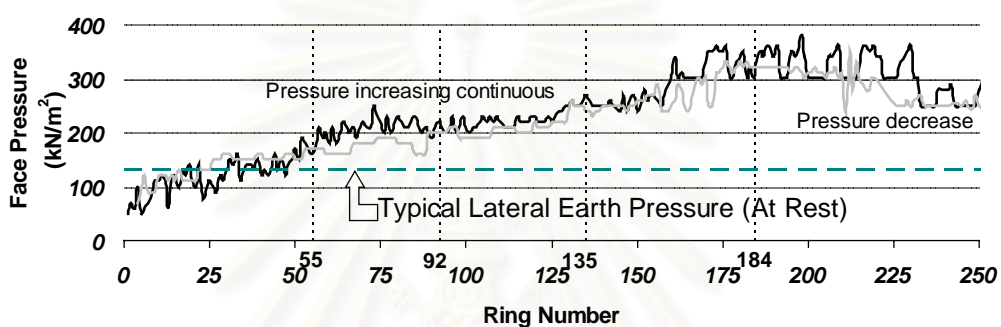
รูปที่ 5.20 แสดงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะกับการหลุดตัวของผิวดิน

ช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว

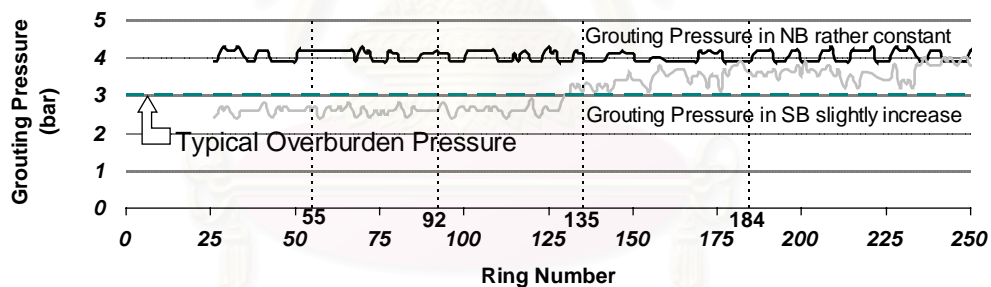
(A) Max. Surface Settlement



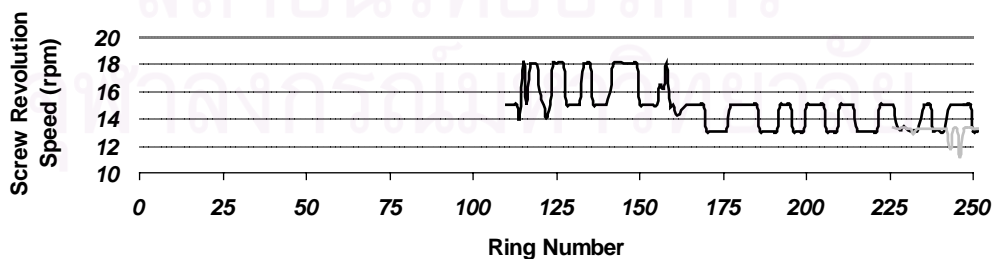
(B) Face Pressure



(C) Grouting Pressure



(D) Screw Revolution Speed



— Northbound — Southbound

รูปที่ 5.21 แสดงปัจจัยควบคุมการขุดเจาะกับการหมุนตัวที่ผิวดิน

ช่วงการขุดเจาะ สิริกิติ์-ป๋อนไ่

5.2.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

ในส่วนนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ โดยพิจารณาปัจจัยค่าควบคุมการขุดเจาะหลักที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน การทรุดตัวของผิวดินจะถูกแบ่งออกเป็น 3 ส่วนตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ซึ่งประกอบไปด้วย

- การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดที่ทำการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด (Settlement Prior to Arrival of Shield Face, S_1)
- การทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Settlement During Passing of Shield, S_2)
การทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน (Settlement After Shield Passing)
- การทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้ว (Settlement After Passing of Shield Tail, S_3)

จากการศึกษาปัจจัยค่าควบคุมการขุดเจาะหลักที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินในหัวข้อที่ผ่านมา พบว่าปัจจัยที่สำคัญได้แก่ Face Pressure และ Grouting Pressure ปัจจัยเหล่านี้ในการทำงานจริงผู้ควบคุมงานสามารถที่จะควบคุมหรือทำการกำหนดค่าเหล่านี้ได้โดยตรง ในการศึกษาจะแบ่งการศึกษาเป็น 2 ส่วนตามปัจจัยของค่าควบคุมดังกล่าวดังนี้

5.2.2.1 ผลของ Grouting Pressure

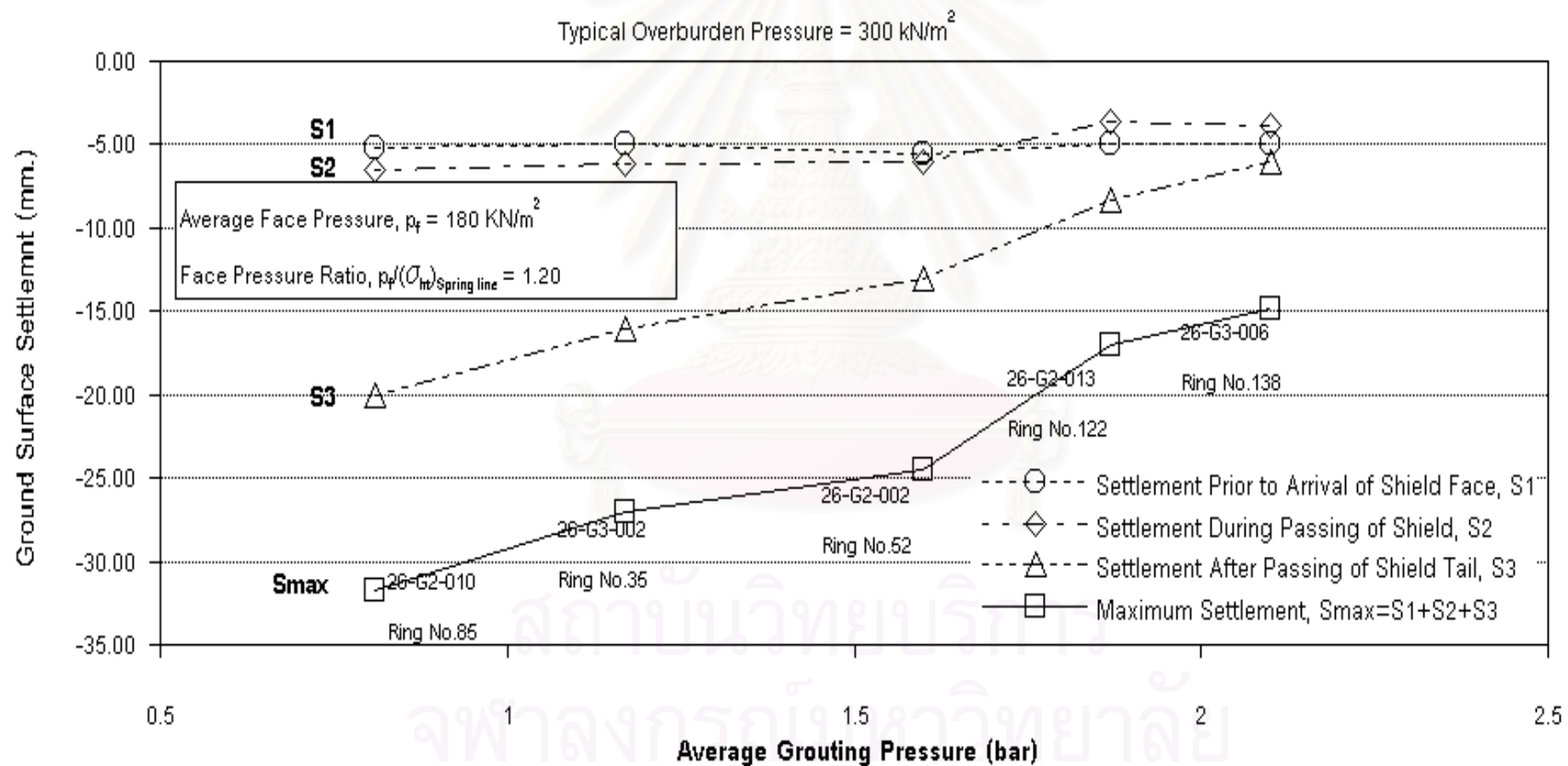
ข้อมูลที่น่าสนใจมาศึกษาคือข้อมูล Grouting Pressure และค่าการทรุดสะสมที่ติดตั้งในแนวกึ่งกลางอุโมงค์ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว ในแนวการขุดเจาะ Southbound เนื่องจากมีการควบคุม Face Pressure ค่อนข้างคงที่ โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 180 KN/m^2 (ดังแสดงในรูปที่ 5.20) นั่นคือเป็นการพิจารณาผลของ Grouting Pressure เพียงอย่างเดียว โดยข้อมูลค่าการทรุดตัวของผิวดินเป็นข้อมูลตรวจวัดจาก Ground Settlement Marker Type 2 จำนวน 3 จุด และ Type 2 จำนวน 2 จุด ดังแสดงในรูปที่ 5.21-5.25 (ภาคผนวก ข) จากข้อมูลดังกล่าวนำมาวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวในแต่ละส่วนตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 5.22 ซึ่งพบว่าเมื่อ Grouting Pressure เพิ่มขึ้นจาก 0.81 bar เป็น 2.1 bar จะส่งผลให้ค่าการทรุดตัวของดินในส่วนที่เกิดขึ้นหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้ว (Settlement after Shield Passing) มีค่าลดลงจาก 20.0 mm. เป็น 6.0 mm. และมีผลทำให้ค่าทรุดตัวทั้งหมด (Maximum Settlement) ลดลงจาก 31.7 mm. เป็น 14.8 mm. ส่วนค่าการทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่าน (Settlement before Shield Passing) มีค่าค่อนข้างคงที่ที่ประมาณ 5 mm. และค่าการทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อน

ที่ผ่าน (Settlement during Shield Passing) มีค่าเปลี่ยนแปลงไม่มากนัก โดยมีค่าลดลงจาก 6.5 mm. เป็น 3.8 mm.

จากผลการศึกษาจากกล่าวได้ว่า Grouting Pressure เป็นปัจจัยที่สำคัญอย่างหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน การเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure สามารถลดค่าการทรุดตัวของผิวดินในส่วนที่เกิดขึ้นหลังจากหัวเจาะได้เคลื่อนที่ผ่านได้เป็นอย่างดี โดยการทรุดตัวในส่วนนี้เป็นผลมาจากการสูญเสียมวลดินเนื่องจากช่องว่างรอบนอกผนังอุโมงค์ (Ground Loss Upon the Erection of Lining) ช่องว่างนี้เกิดจากระยะห่าง (Clearance) ระหว่างผิวด้านในของหัวเจาะกับผิวด้านนอกของหัวเจาะ (เป็นระยะที่เกิดขึ้นจริงเนื่องจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ซึ่งจะเผื่อไว้ให้กับอุปกรณ์ Tail Seal) และความหนาผนังหัวเจาะในส่วนท้าย (Thickness of Tailpiece) การลดค่า Ground loss ในส่วนนี้ทำได้โดยการทำ Backfill Grouting ซึ่งประสิทธิภาพการทำงานจะประเมินโดยค่า Grout Filling Ratio จากข้อมูลที่รวบรวมมาพบว่า การใช้แรงดัน (Grout Pressure) ที่ต่างกัน จะทำให้ค่า Grout Filling Ratio ต่างกัน กล่าวคือ เมื่อใช้แรงดันสูงจะทำให้ค่า Grout Filling Ratio สูงตามไปด้วย หรือมีประสิทธิภาพในการทำ Backfill Grouting สูงกว่า ดังนั้นการเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure จะมีผลทำให้ค่าการทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านมีค่าลดลง

อนึ่งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือหัวเจาะจะมีผลโดยตรงจากลักษณะการวางตัวของหัวเจาะ ซึ่งในการทำงานได้มีการควบคุมให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปตามตำแหน่งและทิศทางที่กำหนดไว้เป็นอย่างดี ซึ่งเท่ากับว่าการทรุดตัวในส่วนนี้ได้ถูกควบคุมไว้เป็นอย่างดีเช่นกัน

รูปที่ 5.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับของ Grouting Pressure กับ ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน จากการขุดเจาะด้วย TBM#3(Kawasaki) ตาม
แนว Southbound Tunnel ช่วง รัชดา-ลาดพร้าว

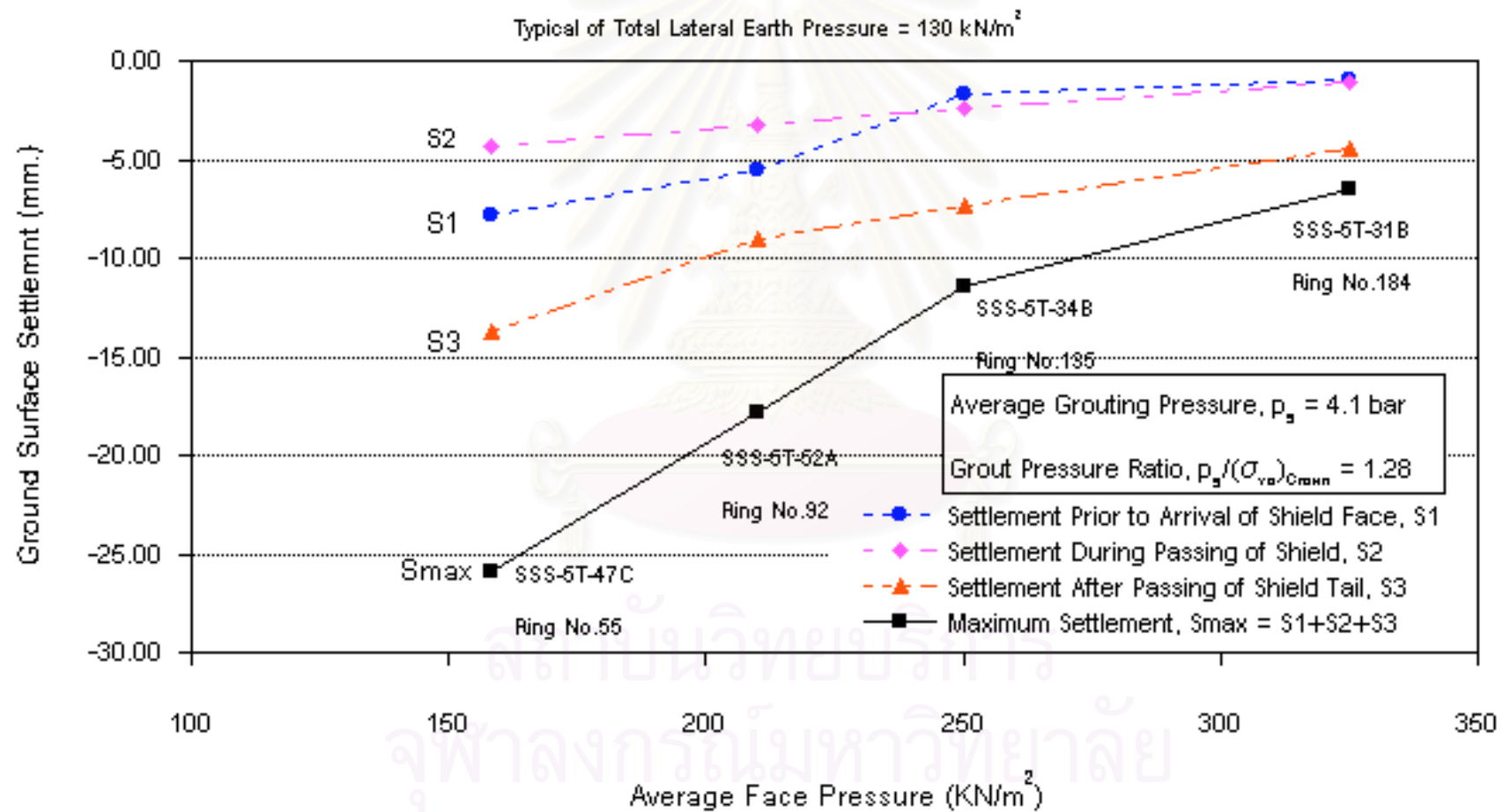


5.2.2.2 ผลของ Face Pressure

ข้อมูลที่น่าสนใจคือข้อมูล Face Pressure และค่าการทรุดสะสมที่ติดตั้งในแนวกึ่งกลางอุโมงค์ของช่วงการขุดเจาะ สิริกิติ์-บ่อนไก่ ในแนวการขุดเจาะ Northbound เนื่องจากมีการควบคุม Grouting Pressure ค่อนข้างจะคงที่ โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 4.1 bar (ดังแสดงในรูปที่ 5.21) นั่นคือเป็นการพิจารณาผลของ Face Pressure เพียงอย่างเดียว โดยข้อมูลค่าการทรุดตัวของผิวดินเป็นข้อมูลตรวจวัดจาก Shallow Subsurface Settlement Point จำนวน 4 จุด ดังแสดงในรูปที่ ๗6-๗9 (ภาคผนวก ข) จากข้อมูลดังกล่าวนำมาวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวในแต่ละส่วนตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 5.23 ซึ่งพบว่าเมื่อ Face Pressure เพิ่มขึ้นจาก 158 KN/m^2 เป็น 325 KN/m^2 จะส่งผลให้ค่าการทรุดตัวของดินในส่วนต่าง ๆ ทั้ง 3 ส่วนมีค่าลดลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งค่าการทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจะมีอัตราการลดลงมากที่สุด โดยมีค่าลดลงจาก 7.9 mm. เป็น 1.0 mm. การทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านมีค่าลดลงจาก 4.3 mm. เป็น 1.1 mm. และการทรุดตัวหลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านมีค่าลดลงจาก 13.8 mm. เป็น 4.4 mm. การลดลงของการทรุดตัวทั้ง 3 ส่วนมีผลทำให้ค่าทรุดตัวทั้งหมดลดลงจาก 25.9 mm. เป็น 6.5 mm.

จากผลการศึกษาอาจกล่าวได้ว่า Face Pressure เป็นปัจจัยที่สำคัญอย่างหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน การเพิ่มขึ้นของ Face Pressure สามารถลดค่าการทรุดตัวของผิวดินในส่วนที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านได้เป็นอย่างดี และยังสามารถเหนี่ยวนำให้การทรุดตัวในส่วนอื่น ๆ มีค่าลดลงได้อีกด้วย ซึ่งเป็นที่ทราบกันดีว่าการทรุดตัวของดินในส่วนที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจะเกิดจากการสูญเสียมวลดินในส่วนหน้าของหัวเจาะ (Ground Loss Into Face) ซึ่งมีสาเหตุมาจากความไม่สมดุลระหว่างแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะและ Face Pressure และนอกจากนี้ยังมีผลโดยตรงมาจากความไม่สมดุลของอัตราส่วนปริมาณดินขุด (Excavated Soil Ratio) หรืออัตราส่วนของปริมาณดินขุดที่เข้ามาทางด้านหน้าหัวเจาะกับปริมาณดินที่ขนถ่ายออกจาก Screw Conveyor

รูปที่ 5.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างระดับของ Face Pressure กับ ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน จากการขุดเจาะ
 ด้วย TBM#2(Herrenknecht) ตามแนว Northbound Tunnel ช่วง สิริกิติ์-ปอนไถ่



5.3 ประเมินลักษณะการควบคุมปัจจัยการขุดเจาะและค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักตามลักษณะการทำงานที่เกิดขึ้น

5.3.1 ลักษณะการควบคุมปัจจัยการขุดเจาะของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

จากข้อมูลที่รวบรวมมาทั้งหมดนำมาหาค่าเฉลี่ยของค่าควบคุมปัจจัยการขุดเจาะและค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่ผิวดินของแต่ละช่วงการขุดเจาะ ทั้ง Southbound และ Northbound จำนวน 10 ช่วงสถานี ดังแสดงในรูปที่ ค1-ค13 (ภาคผนวก ค) ข้อมูลดังกล่าวสามารถนำมาประเมินลักษณะการทำงานโดยจะทำการพิจารณาเปรียบเทียบข้อมูลในช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ รายละเอียดมีดังต่อไปนี้

□ Surface Settlement กับ Face Pressure

รูปที่ ค1 และรูปที่ ค2 แสดงค่าเฉลี่ยของค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและ Face Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการลดลงของ Face Pressure จะมีผลทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินมีค่าเพิ่มขึ้น หรืออาจกล่าวได้ว่าการเพิ่มขึ้นของ Face Pressure จะทำให้การทรุดตัวของผิวดินมีค่าลดลง ซึ่งมีความสอดคล้องกับผลการศึกษาในหัวข้อที่ผ่านมา

□ Face Pressure กับ Penetration Rate (Shield/Jack Speed)

รูปที่ ค2 และรูปที่ ค4 แสดงค่าเฉลี่ยของค่า Face Pressure และอัตราการขุดเจาะ (Penetration Rate หรือ Shield/Jack Speed) ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการลดลงของ Face Pressure จะมีผลทำให้อัตราการขุดเจาะของหัวเจาะมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการใช้ Face Pressure ต่ำจะทำการขุดเจาะกระทำได้เร็วแต่ส่งผลทำให้เกิดการทรุดตัวที่สูงกว่าการขุดเจาะในลักษณะที่ควบคุมให้ Face Pressure สูง ถึงแม้ว่าการขุดเจาะจะช้ากว่า

□ Face Pressure กับ Advance Rate

รูปที่ ค2 และรูปที่ ค5 แสดงค่าเฉลี่ยของค่า Face Pressure และอัตราการทำงาน (Advance Rate) ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการลดลงของ Face Pressure จะมีผลทำให้อัตราการทำงานได้มีค่าเพิ่มสูงขึ้นในลักษณะเดียวกันกับอัตราการขุดเจาะ และเป็นที่น่าสังเกตว่าอัตราการทำงานได้ของช่วงการขุดเจาะในสัญญาก่อสร้างส่วนใต้จะมีค่าที่สูงกว่าอัตราการทำงานได้ของช่วงการขุดเจาะในสัญญาก่อสร้างส่วนเหนือ ทั้งนี้อาจมีสาเหตุ

อย่างหนึ่งมาจากจำนวนชั้นส่วนผนังอุโมงค์ของสัญญาส่วนใต้มีจำนวน 5 ชั้นซึ่งน้อยกว่าสัญญาก่อสร้างส่วนเหนือที่มีจำนวน 6 ชั้น จึงมีผลทำให้เวลาที่ใช้ในการติดตั้งผนังอุโมงค์มีค่าน้อยกว่า อัตราการทำงานได้จึงมีค่าที่สูงกว่าตามไปด้วย

□ Face Pressure กับ Screw Revolution Speed

รูปที่ ค2 และรูปที่ ค3 แสดงค่าเฉลี่ยของ Face Pressure และ Screw Revolution Speed ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการกำหนดให้ Face Pressure มีค่าลดต่ำลง จะต้องทำการปรับให้ Screw Revolution Speed มีค่าที่สูงขึ้น ซึ่งมีความสอดคล้องกับผลการศึกษาที่ผ่านมา

□ Surface Settlement กับ Grouting Pressure

รูปที่ ค1 และรูปที่ ค6 แสดงค่าเฉลี่ยของ Surface Settlement และ Grouting Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure จะไม่ทำให้การทรุดตัวของผิวดินลดลงตาม แต่การลดลงของการทรุดตัวของผิวดินจะสอดคล้องกับการเพิ่มขึ้นของ Face Pressure ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ดังนั้นสามารถกล่าวได้ว่า Face Pressure จะเป็นปัจจัยหลักในการควบคุมการทรุดตัวของผิวดิน แต่ทั้งนี้จะต้องทำการควบคุมคุณภาพในการทำ Backfill Grouting ควบคู่ไปด้วย

□ Grouting Pressure กับ Grouting Filling Ratio

รูปที่ ค6 และรูปที่ ค7 แสดงค่าเฉลี่ยของ Grouting Pressure และ Grouting Filling Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มขึ้นของ Grouting Pressure จะมีผลทำให้ Grouting Filling Ratio ค่าเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ซึ่งแสดงให้เห็นว่าประสิทธิภาพในการทำ Backfill Grouting จะมีความสอดคล้องกับ Grouting Pressure โดยจะมีผลในการควบคุมค่าการทรุดตัวของดินที่เกิดจากช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ดังผลการศึกษาที่ผ่านมา

□ Face Pressure กับ Excavated Soil Ratio

รูปที่ ค2 และรูปที่ ค13 แสดงค่าเฉลี่ยของ Face Pressure และ Excavated Soil Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ ตามลำดับ จากข้อมูลดังกล่าวพบว่าอัตราส่วนดินขุดจะมีความสอดคล้องกับระดับค่าการควบคุม Face Pressure คือ เมื่อทำการกำหนดให้ Face Pressure มีค่าต่ำกว่าค่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ จะมีการควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่ามากกว่า 100 % หรือเป็นการยอมให้ดินเคลื่อนตัวไหลเข้าสู่ Soil Chamber ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการสูญเสียมวล

ดินและเป็นผลโดยตรงต่อการเกิดการทรุดตัวของหน้าหัวเจาะ ในทางตรงกันข้ามเมื่อกำหนดให้ Face Pressure สูงกว่าค่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ จะควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่าน้อยกว่า 100 % หรือดินที่ถูกขุดเจาะจะไม่ผ่านเข้ามาสู่ Soil Chamber หรือดินด้านหน้าหัวเจาะจะถูกดันให้เกิด Initial Heave ซึ่งสามารถทำได้โดยการเติม Additive ในปริมาณที่สูง (ดังรูปที่ ค 12) เพื่อให้การลำเลียงดินผ่าน Screw Conveyor เป็นไปอย่างต่อเนื่อง ดังนั้นการทรุดตัวในกรณีนี้ จะเกิดขึ้นน้อยกว่ากรณีแรก ด้วยเหตุผลดังที่ได้กล่าวมาระดับของ Face Pressure จึงมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินในส่วนที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่าน แต่ผลที่สามารถช่วยลดค่าการทรุดตัวของผิวดินในส่วนอื่น ๆ ยังไม่ทราบสาเหตุที่แน่ชัดซึ่งควรที่จะมีการศึกษาต่อไป

ตารางที่ 5.1 แสดงผลสรุปค่าควบคุมการขุดเจาะ ประสิทธิภาพ และการทรุดตัวของผิวดิน ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ จากตารางดังกล่าวพบว่าการทรุดตัวจะเกิดขึ้นอยู่ในช่วง 10-60 mm. ค่าโดยเฉลี่ยจะอยู่ในช่วง 20-30 mm. โดยช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว (Rat-Lat) และ สิริกิติ์-บอนไก่ (Sir-Bon) ที่ทำการขุดเจาะผ่านอุโมงค์จะสามารถควบคุมการทรุดตัวได้เป็นอย่างดี โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 20 mm. การควบคุม Face Pressure สามารถกำหนดให้อยู่ในช่วงกว้างได้ หรือมีค่าอยู่ระหว่าง 10-350 kN/m² โดยยังสามารถรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ไว้ได้ ทั้งนี้เนื่องจากชั้นดินที่ทำการขุดเจาะจะผ่านชั้นดินเหนียวแข็งเป็นส่วนใหญ่ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่สูง ในกรณีการขุดเจาะปกติจะมีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 35-130 kN/m² หรือควบคุมอยู่ในช่วงสภาวะ Active ถึงสภาวะ At Rest ส่วนช่วงการขุดเจาะผ่านอุโมงค์จะมีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 150-220 kN/m² หรือควบคุมอยู่ในช่วงสภาวะ Passive ทั้งนี้การกำหนด Face Pressure จะสอดคล้องกับอัตราส่วนดินขุด คือ เมื่อกำหนดอัตราส่วนดินขุดสูงกว่า 100 % (ในช่วงการขุดเจาะปกติ) ก็จะทำให้การกำหนด Face Pressure ให้อยู่ในสภาวะ Active ในทางตรงกันข้ามเมื่อกำหนดอัตราส่วนดินขุดน้อยกว่า 100 % (ในช่วงการขุดเจาะผ่านอุโมงค์) ก็จะทำให้การกำหนด Face Pressure ให้อยู่ในสภาวะ Passive การทำ Backfill Grouting โดยทั่วไปจะทำการกำหนดแรงดันโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 2-3 bar ซึ่งมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับหน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้งแต่ช่วงการขุดเจาะ สิริกิติ์-บอนไก่ (Sir-Bon) จะมีการใช้แรงดันที่สูง โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.7 bar ซึ่งมีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมในแนวตั้ง ส่วนอัตราส่วนการขุดช่องว่างในช่วงการขุดเจาะปกติจะมีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 115-145% ซึ่งมีค่าสูงกว่าช่วงการขุดเจาะผ่านอุโมงค์ซึ่งมีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 110-120%

การขุดเจาะอุโมงค์ในแนวตั้งการควบคุมปัจจัยต่าง ๆ จะมีค่าค่อนข้างแตกต่างกันทั้งนี้จะทำการพิจารณาเพิ่มและลดค่าจากค่าที่ควบคุมในสภาพการขุดเจาะปกติให้มีค่าสอดคล้องกับสภาพของชั้นดิน

ตารางที่ 5.1 แสดงผลสรุปค่าควบคุมการขุดเจาะ ประสิทธิภาพ และการหลุดตัวของผิวดิน ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

Description	Rat-Lat	Lat-Pha	Pet-Suk	Trm-Pra	Pra-Sut	Sut-Rat	Sir-Bon	Bon-Lum	Lum-Sil	Sil-Sam
Max. Surface Settlement (mm)	18.0 (5.0-41.0)	15.5 (3.3-28.8)	24.8 (12.5-44.6)	28.9 (2.2-60.5)	27.7 (12.6-47.9)	33.0 (14.2-48.9)	18.1 (4.2-60.0)	SB -11.02 NB -21.37	SB -33.57 NB -49.15	SB N/A NB N/A
Face Pressure, p_f (kN/m ²)	152 (90-200)	128 (40-210)	95 (20-210)	61 (10-210)	61 (20-100)	35 (10-150)	221 (50-350)	SB 125 NB 176	SB 92 NB 200	SB 160 NB N/A
Face Pressure Ratio, $p_f/(\sigma_{ht})_{Spring\ line}$	1.20	1.08	0.73	0.48	0.49	0.27	1.72	SB 0.80 NB 1.37	SB 0.89 NB 1.68	SB 1.01 NB -
Stability Factor, $((\sigma_{vo})_{Spring\ line} - p_f)/S_u$	1.93	2.14	2.18	2.84	2.79	3.13	0.90	SB 2.26 NB 1.32	SB 2.14 NB 0.66	SB 2.04 NB -
FS against failure of Tunnel Face, $6S_u/((\sigma_{vo})_{Spring\ line} - p_f)$	3.11	2.81	2.76	2.11	2.15	1.92	6.67	SB 2.65 NB 4.55	SB 2.81 NB 9.06	SB 2.95 NB -
Stability of Tunnel Face	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Screw Revolution Speed (rpm)	2.4	2.0	8.4	10.2	10.8	12.0	14.5	16.5	17.8	16.2
Shield/Jack Speed (cm/min)	21.0	19.9	44.7	49.0	34.5	34.6	36.4	52.9	61.7	66.0
Advance Rate (Ring/Day)	7	10	16	8	11	12	9	13	16	17
Grouting Pressure, p_g (bar)	2.09 (0.5-3.0)	2.28 (1.5-3.0)	2.24 (1.0-3.5)	2.99 (2.5-6.0)	2.65 (2.5-6.0)	2.71 (2.5-6.0)	3.67 (2.5-4.2)	SB 3.82 NB 3.83	SB 4.02 NB 3.58	SB 4.87 NB -
Grout Pressure Ratio, $p_g/(\sigma_{vo})_{Crown}$	0.73 *1.65	0.75 *1.92	0.96	1.04	0.94	0.93	1.27	SB 1.00 NB 1.64	SB 0.99 NB 1.79	SB 1.26 NB -
Grout Filling Ratio (%)	110 (100-150)	115 (100-150)	145 (130-150)	125 (100-200)	134 (125-200)	132 (120-200)	123 (100-150)	SB 128 NB 130	SB 138 NB 138	SB 151 NB -

ตารางที่ 5.1 (ต่อ) แสดงผลสรุปค่าควบคุมหัวเจาะ ประสิทธิภาพ และการหลุดตัวของผิวดิน ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

Description	Rat-Lat	Lat-Pha	Pet-Suk	Trm-Pra	Pra-Sut	Sut-Rat	Sir-Bon	Bon-Lum	Lum-Sil	Sil-Sam
Thrust Force (kN)	11,535 (5,000-18,000)	14,306 (10,000-30,000)	8,603 (5,000-15,000)	7,935 (4,000-12,000)	8,651 (4,000-16,000)	7,491 (3,000-14,000)	N/A	N/A	N/A	N/A
% Utilization of Thrust Force (%)	28.8 (12.5-45.0)	35.8 (25.0-75.0)	21.5 (12.5-37.5)	19.8 (10.0-30.0)	21.6 (10.0-40.0)	18.7 (7.5-35.0)	N/A	N/A	N/A	N/A
Cutter Torque (kN-m)	1,262 (350-1,800)	1,648 (400-3,250)	1,608 (350-2,200)	1,260 (700-1,700)	1,558 (700-2,500)	1,427 (450-2,750)	N/A	N/A	N/A	N/A
% Utilization of Cutter Torque (%)	26.8 (7.5-38.3)	35.1 (8.5-69.2)	34.2 (7.5-46.8)	26.8 (14.9-36.2)	33.2 (14.9-53.2)	30.4 (9.6-58.5)	N/A	N/A	N/A	N/A
Screw Torque (kN-m)	34.7	27.0	N/A	35.7	27.7	29.5	N/A	N/A	N/A	N/A
Discharged Soil Volume (m ³ /Ring)	49.11	48.64	N/A	48.02	47.09	48.86	N/A	N/A	N/A	N/A
Additive Volume (m ³ /Ring)	12.68	11.66	N/A	3.68	3.33	4.88	N/A	N/A	N/A	N/A
Excavated Soil Ratio (%)	94.1 (75-110)	95.6 (50-100)	N/A	114.0 (100-130)	112.7 (100-120)	113.1 (100-130)	N/A	N/A	N/A	N/A

- หมายเหตุ - ค่าที่ได้เป็นค่าเฉลี่ยของ Southbound (SB) และ Northbound (NB) ซึ่งเป็นค่าสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินโดยทั่วไป (อุโมงค์คู่แนวราบวางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง) ยกเว้นที่มีการกำกับไว้ว่าเป็นค่าของ Southbound หรือ Northbound ซึ่งเป็นค่าสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์คู่ในแนวตั้ง (Stack Tunnel) ซึ่งจะมีค่า
- ช่วงการขุดเจาะปกติ (อุโมงค์คู่แนวราบ) โดยไม่มีอุปสรรคสิ่งกีดขวาง ได้แก่ Lat-Pha, Pet-Suk, Trm-Pra, Pra-Sut และ Sut-Rat
 - ช่วงการขุดเจาะที่ถือว่าอุปสรรคสิ่งกีดขวาง (อุโมงค์คู่แนวราบ) ได้แก่ Rat-Lat และ Sir-Bon

* เป็นอัตราส่วนระหว่าง Grouting Pressure กับ Total Lateral Earth Pressure to The Tunnel Centerline หรือ $p_g / (\sigma_{nt})_{Spring\ line}$

5.3.2 ค่าที่เหมาะสมของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลัก

ตารางที่ 5.2 แสดงค่าแนะนำของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักในกรณีขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดิน โดยทั่วไปและค่าในสนามในกรณีขุดเจาะผ่านอุปสรรค ซึ่งพอจะสรุปได้ดังนี้

- Face Pressure : สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินโดยทั่วไป (อุโมงค์คู่ขนานแนวราบวางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง) ควรมีค่าอยู่ระหว่าง $60-130 \text{ kN/m}^2$ หรือประมาณ 45-100 % ของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ ซึ่งจะทำได้อัตราการทำงานที่สูงโดยเฉลี่ยประมาณ 8-16 Ring/Day การหลุดตัวโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 15-30 mm. เมื่อต้องการควบคุมการขุดเจาะให้อยู่ในสภาพ At Rest จะต้องทำการควบคุม Face Pressure ให้มีค่าเท่ากับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ หรือมีค่าเท่ากับ 130 kN/m^2 และควบคุมให้อัตราส่วนดินขุดมีค่าเท่ากับ 100 % ในกรณีศึกษาที่ขุดเจาะผ่านอุปสรรคจะควรควบคุมให้ Face Pressure มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ และอัตราส่วนดินขุดให้มีค่าน้อยกว่า 100 % ดังเช่นกรณีศึกษาในช่วงการขุดเจาะ สิริกิติ์-บ่อนไก่ ซึ่งขุดเจาะลอดอุโมงค์ประปา พบว่าเมื่อทำการเพิ่ม Face Pressure จาก 50 kN/m^2 เป็น 350 kN/m^2 หรือ 40-270 % ของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ จะสามารถลดการหลุดตัวที่ผิวดินลงจาก 60 mm. เหลือเพียง 7 mm. ซึ่งเพียงพอที่จะทำให้เกิดความปลอดภัยต่อโครงสร้างของอุโมงค์ประปา
- Excavated Soil Ratio : กรณีขุดเจาะอุโมงค์ทั่วไปจะควบคุมให้มีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 100-115 % โดยส่วนใหญ่จะมีค่ามากกว่า 100 % สำหรับในกรณีที่ขุดเจาะผ่านอุปสรรคควรจะควบคุมให้มีค่าโดยเฉลี่ยต่ำกว่า 100 % ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว
- Backfill Grouting : ในกรณีทั่วไปควรใช้แรงดัน (Grouting Pressure) อยู่ระหว่าง 2-3 bar หรือ 70-100 % ของหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง และควรที่จะควบคุมให้อัตราส่วนการอุดช่องว่าง (Grouting Filling Ratio) มีค่าอยู่ระหว่าง 110-150 % ในกรณีศึกษาช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว ที่ทำการขุดเจาะขุดเจาะผ่านเสาเข็มของทางยกระดับจะทำการเพิ่มแรงดันจาก 0.5 bar เป็น 2.5 bar หรือ 20-90 % ของหน่วยแรงดันดินรวมแนวตั้ง หรือ 40-200 % ของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ จะสามารถควบคุมการหลุดตัวได้เป็นอย่างดี โดยค่าหลุดตัวจะมีค่าลดลงจาก 25 mm. เหลือเพียง 10 mm.

ตารางที่ 5.2 แสดงค่าแนะนำของปัจจัยควบคุมการขุดเจาะหลักในกรณีขุดเจาะทั่วไปและค่าในสนามในกรณีขุดเจาะผ่านอุปสรรค

Items	Normal Tunneling-Case Study (Recommended Value)		Obstruction Tunneling-Case Study (Field Record)	
	General Recommended Value	Value at At Rest State	1. Bored Near Pile Foundation-Lat Phrao Flyover	2. Pass Underneath- MWA Water Pipe Line
Face Pressure	60-130 kN/m ² 45-100 % of σ_{ht}	130 kN/m ² 100 % of σ_{ht}	130-200 kN/m ² 100-160 % of σ_{ht}	50-350 kN/m ² 40-270 % of σ_{ht}
Excavated Soil Ratio	100-115 %	100 %	75-100 %	Below 100 %
Grouting Pressure	2-3 bar 70-100% of σ_{vo}	3 bar 100 % of σ_{vo}	0.5-2.5 bar 20-90 % of σ_{vo} or 40-200 % of σ_{ht}	2.5-4.2 bar 85-145 % of σ_{vo}
Grout Filling Ratio	110-150 %	130 %	100-120 %	100-135 %
Max. Settlement (mm.)	10-50 (Avg. 15-30)	-	10-25	7-60
Advanced Rate	8-16 Ring/Day	-	5-12 Ring/Day	5-12 Ring/Day

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิจัย

(1) ลักษณะการควบคุมการขุดเจาะ

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล (EPB Shield) เป็นวิธีที่ใช้เทคนิคค่อนข้างซับซ้อนแต่มีระบบตรวจสอบและควบคุมอัตโนมัติในการทำงาน ระบบควบคุมการทำงานนี้ใช้สำหรับควบคุมแรงดันในห้องพักดิน (Face Pressure) คำนวณปริมาณดินในการขุดเจาะ ควบคุมการทำ Backfill Grouting ในการอุดช่องว่างระหว่างผิวของการขุดเจาะกับผิวด้านนอกอุโมงค์ นอกจากนี้ยังควบคุมทิศทางการขุดเจาะอีกด้วย

วิธีการขุดเจาะของ EPB Shield จะอาศัยแม่แรง (Thrust Jack) 20 คู่ ออกแรงผลักดันกับผนังอุโมงค์วงสุดท้ายที่ติดตั้งเสร็จทางด้านหลังของหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าไปพร้อมกับการหมุนตัดดินของ Cutting Wheel ดินที่ขุดเจาะจะผ่านเข้าสู่ห้องพักดิน (Chamber) ในส่วนหน้าของหัวเจาะและจะถูกปรับปรุงคุณสมบัติโดยการเติมสารผสมเพิ่ม (Additive) ซึ่งจะถูกรวบรวมให้เป็นเนื้อเดียวกันด้วยอุปกรณ์ในห้องพักดิน การสร้าง Face Pressure จะอาศัยการกระจายแรง (Thrust Force) จากแม่แรงผ่านผนังกัน (Bulk Head) ไปสู่ดินในห้องพักดิน

ก่อนการเดินเครื่องเพื่อเคลื่อนตัวขุดเจาะผู้ควบคุมจะทำการกำหนดค่า Face Pressure, ความเร็วรอบของ Screw conveyor (Screw Revolution Speed) และอัตราเร็วตัวของแม่แรง (Shield Jack Speed) การกำหนด Face Pressure จะต้องสอดคล้องกับอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio) และหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะของชั้นดิน นั่นคือ เมื่อทำการควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่ามากกว่า 100 % จะต้องกำหนด Face Pressure ให้มีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ด้วยเพื่อยอมให้ดินเกิดสภาพ Active ในทางตรงกันข้ามเมื่อทำการควบคุมให้ Excavated Soil Ratio มีค่าน้อยกว่า 100 % จะต้องกำหนด Face Pressure ให้มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ด้วยเพื่อยอมให้ดินเกิดสภาพ Passive การกำหนดความเร็วรอบของ Screw Conveyor จะเป็นการกำหนดปริมาณดินที่จะถูกขับออกจากห้องพักดิน การกำหนด Shield/Jack Speed เป็นการกำหนดปริมาณดินที่จะเข้าสู่ห้องพักดินซึ่งจะต้องสอดคล้องกับปริมาณดินที่ถูกขับออกจากห้องพักดิน การควบคุมปริมาณดินในลักษณะดังกล่าวจะเป็นการควบคุมอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio) ให้มีค่าใกล้เคียง 100 % การกำหนด Shield Jack Speed จะต้องกำหนดให้สอดคล้องกับ Screw Revolution

Speed ตามอัตราส่วนดินขุดที่ต้องการ นอกจากนี้การกำหนด Screw Revolution Speed ต้องสัมพันธ์กับระดับของ Face Pressure คือ เมื่อต้องการ Face Pressure สูง จะต้องกำหนด Screw Revolution Speed ให้ต่ำเพื่อให้ดินในห้องพักดินออกได้ช้า ดินเกิดการกดอัด และเมื่อต้องการ Face Pressure ต่ำ จะต้องกำหนด Screw Revolution Speed ให้สูงเพื่อให้ดินในห้องพักดินออกได้เร็ว ดินเกิดสภาพหลวม นอกจากนี้ยังพบว่า Shield Jack Speed จะไม่มีผลโดยตรงต่อระดับของ Face Pressure เนื่องจาก Thrust Force จะไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงต่อ Shield Jack Speed แต่จะมีความสัมพันธ์โดยตรงต่อ Face Pressure โดยปรกติการกำหนดปัจจัยต่าง ๆ ในแต่ละรอบการขุดเจาะจะมีค่าใกล้เคียงกัน แต่เมื่อสภาพดินมีการเปลี่ยนแปลงและมีอุปสรรคจะต้องทำการปรับค่าใหม่ให้มีความเหมาะสม

การส่งแรงของ Thrust Jack จะต้องเพียงพอที่จะเอาชนะแรงเสียดทานที่อยู่รอบ Shield รวมถึงแรงกดอัดที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ การเพิ่มขึ้นของ Thrust Force จะมีผลทำให้แรงกดอัดมีค่าเพิ่มตามไปด้วย ดังนั้นกำลัง (Cutter Torque) ที่ใช้หมุนอุปกรณ์ตัดดินจะต้องมีค่าเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ในการกำหนดปริมาณดินที่จะเข้ามาทางด้านหน้าหัวเจาะจะทำการกำหนดอัตราเร็วในการยึดตัวของ Thrust Jack ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว เพื่อให้การเดินทางของดินเป็นไปอย่างต่อเนื่องเมื่อมีการเพิ่มระดับของ Shield Jack Speed อุปกรณ์ตัดดินจะต้องหมุนตัดดินให้เร็วขึ้นซึ่งจะต้องใช้กำลัง (Cutter Torque) เพิ่มขึ้นตามไปด้วย และจะต้องเพิ่มอัตราการลำเลียงดินออกจากห้องพักดิน (Screw Revolution Speed) ให้เร็วขึ้น ซึ่งจะต้องใช้กำลัง (Screw Torque) เพิ่มขึ้นตามไปด้วย

การทำ Backfill Grouting จะต้องทำการควบคุมแรงดัน (Grouting Pressure) ที่ใช้ให้สอดคล้องกับลักษณะของชั้นดิน โดยในชั้นดินเหนียวแข็งจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง (Overburden Pressure) แต่ในชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นทรายควรมีการเพิ่มแรงดันขึ้นตามความเหมาะสม และจะต้องควบคุมปริมาณวัสดุเกร้าให้มีค่ามากกว่าปริมาตรของช่องว่าง รอบผนังอุโมงค์ที่เกิดจากลักษณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ หรืออัตราส่วนการอุดช่องว่าง (Grout Filling Ratio) มากกว่า 100 % เนื่องจากช่องว่างที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะเป็นผลมาจาก Over-Excavation รวมอยู่ด้วย

(2) ลักษณะการควบคุมทิศทางการขุดเจาะและติดตั้งผนังอุโมงค์

ในระหว่างขุดเจาะจะมีการควบคุมและตรวจสอบทิศทางการขุดเจาะด้วยระบบนำทางของหัวเจาะ ซึ่งอาศัยการทำงานของ Thrust Jack 20 คู่ ภายใต้แรงดันที่แตกต่างกันเพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปตามทิศทางที่ออกแบบไว้ การควบคุมทิศทางของหัวเจาะสามารถทำได้โดยอาศัยข้อมูลดิบที่ได้จากการสำรวจนำมาตรวจสอบกับค่าออกแบบเพื่อไม่ให้เกิดค่าคลาดเคลื่อน (Horizontal-

Deviation และ Vertical-Deviation) เกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้ แต่ถ้าตรวจสอบพบว่าค่าคลาดเคลื่อนเกินเกณฑ์ที่กำหนดจะต้องทำการปรับให้หัวเจาะอยู่ในแนวออกแบบก่อนที่จะเดินหน้าต่อไป นอกจากนี้หัวเจาะสามารถที่จะปรับค่า Articulation Angle และ Copy Cutter Stroke ได้โดยอัตโนมัติให้มีความสอดคล้องกับ Alignment ในแนวราบและ Profile ในแนวตั้ง ลักษณะการเคลื่อนตัวของหัวเจาะของช่วงการขุดเจาะที่ศึกษาจะมีการเคลื่อนที่คล้ายลักษณะการเคลื่อนที่ของงู (Snake Motion) การวางตัวของหัวเจาะโดยส่วนใหญ่จะมีค่า Pitching Angle สูงกว่าค่าออกแบบของแนวอุโมงค์ หรืออยู่ในลักษณะเงย (Looked Up) ลักษณะการติดตั้งผนังอุโมงค์จะส่งผลให้เกิดช่องว่างเกิดขึ้นรอบนอกผนังอุโมงค์ ช่องว่างนี้เกิดจากความหนาของ Shield ในส่วนท้ายรวมกับความหนาของ Tail Seal ที่ผนังอุโมงค์กดทับแล้ว

(3) พฤติกรรมการทรุดตัวของดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

การทรุดตัวของดินของจุดตรวจวัดในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนที่อยู่ใกล้บริเวณจุดตรวจวัด จะมีการเปลี่ยนแปลงไปตามตำแหน่งการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ โดยการทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านและระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัดจะมีค่าใกล้เคียงกันและมีค่ารวมกันประมาณ 30-50 % ของค่าทรุดตัวทั้งหมด (การทรุดตัวมากที่สุด, Max. Settlement) ส่วนค่าการทรุดตัวที่ผิวดินจะเกิดขึ้นมากที่สุดหลังจากที่ส่วนท้ายของหัวเจาะได้เคลื่อนผ่านจุดตรวจวัดไปแล้ว หรือประมาณ 50-70 % ของค่าทรุดทั้งหมด การทรุดตัวในส่วนต่าง ๆ จะมีสาเหตุจากปัจจัยต่าง ๆ ดังนี้

- การทรุดตัวก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด เปรียบเสมือนเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ จะมีสาเหตุมาจากการสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ (Ground loss at the face) ซึ่งเป็นผลมาจากลักษณะการควบคุม Face Pressure และการควบคุมปริมาณดิน (Excavated Soil Ratio)
- การทรุดตัวระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด เปรียบเสมือนเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเหนือหัวเจาะ มีสาเหตุมาจากการสูญเสียมวลดินรอบ ๆ หัวเจาะ (Ground loss around the shield) เป็นผลมาจากการเคลื่อนตัวของหัวเจาะในลักษณะเงย และการใช้ Copy Cutter ทำการตัดดิน ผลจากสาเหตุดังกล่าวจะทำให้พื้นที่ขุดเจาะมีค่ามากกว่าพื้นที่ของหัวเจาะ ซึ่งถ้าเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องจะทำให้เกิดช่องว่างรอบหัวเจาะ (Over-Excavation)

- การหลุดตัวหลังจากที่ส่วนท้ายหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านจุดตรวจวัด เปรียบเสมือนเป็นการหลุดตัวด้านหลังหัวเจาะ มีสาเหตุหลักมาจากการสูญเสียมวลดินรอบผนังอุโมงค์ (Ground loss upon the erection of lining) เกิดจากช่องว่าง (Tail Void) ที่เป็นผลมาจากลักษณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ นอกจากนี้ Tail Void ยังเป็นผลรวมมาจากช่องว่างบางส่วนที่เกิดขึ้นรอบหัวเจาะ เมื่อดินรอบหัวเจาะเกิดการหน่วงไม่สามารถเคลื่อนตัวมาปิดช่องว่างรอบหัวเจาะได้ทันก่อนที่จะเกิดช่องว่างเนื่องจากลักษณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินเหนียวแข็ง

(4) ปัจจัยหลักในการควบคุมการขุดเจาะอุโมงค์ที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดิน

การควบคุมระดับของ Face Pressure และอัตราส่วนดินขุด (Excavated Soil Ratio) จะมีผลโดยตรงต่อการควบคุมการหลุดตัวที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะ การเพิ่มขึ้นของ Face Pressure จากด้าน Active Earth Pressure (Excavated Soil Ratio > 100 %) มายังด้าน Passive Earth Pressure (Excavated Soil Ratio < 100 %) นอกจากจะสามารถลดการหลุดตัวที่เกิดขึ้นด้านหน้าหัวเจาะได้แล้ว ยังมีส่วนทำให้การหลุดตัวส่วนอื่นที่ตามมามีค่าลดลงด้วย การควบคุมปริมาณและแรงดันในการทำ Backfill Grouting จะมีผลต่อการควบคุมการหลุดตัวของดินที่เกิดขึ้นด้านหลังหัวเจาะเนื่องจาก Tail Void ได้เป็นอย่างดี ดังนั้นจึงถือได้ว่าการควบคุม Face Pressure และอัตราส่วนดินขุดจะเป็นปัจจัยหลักในการควบคุมการหลุดตัวของผิวดิน ทั้งนี้จะต้องควบคุมประสิทธิภาพการทำ Backfill Grouting ควบคู่ไปด้วย เพื่อให้การขุดเจาะอุโมงค์เกิดประสิทธิภาพ อุโมงค์มีเสถียรภาพ (Stability Factor < 6) และการหลุดตัวของดินเกิดขึ้นน้อยอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด (GL < 2.5 %) จะต้องทำการควบคุมปัจจัยต่าง ๆ ในการทำงานให้มีค่าที่เหมาะสม ดังนี้

- Face Pressure : สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินโดยทั่วไป (อุโมงค์คู่ขนานแนวราบวางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง) ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 60-130 kN/m² หรือประมาณ 45-100 % ของหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ ซึ่งจะทำได้ อัตราการทำงานที่สูงโดยเฉลี่ยประมาณ 8-16 Ring/Day การหลุดตัวโดยเฉลี่ยอยู่ในช่วง 15-30 mm. เมื่อต้องการควบคุมการขุดเจาะให้อยู่ในสภาพ At Rest จะต้องทำการควบคุม Face Pressure ให้มีค่าเท่ากับหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ หรือมีค่าเท่ากับ 130 kN/m² และควบคุมให้อัตราส่วนดินขุดมีค่าเท่ากับ 100 % ในกรณีศึกษาที่ขุดเจาะผ่านอุปสรรคจะควรควบคุมให้ Face Pressure มีค่าสูงกว่าหน่วยแรงดันดินรวมด้านข้างสถิตย์ และอัตราส่วนดินขุดให้มีค่าน้อยกว่า 100 %
- Excavated Soil Ratio : กรณีขุดเจาะอุโมงค์ทั่วไปจะควบคุมให้มีค่าโดยเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 100-115 % โดยส่วนใหญ่จะมีค่ามากกว่า 100 % สำหรับในกรณีที่ขุดเจาะผ่านอุปสรรคควรจะควบคุมให้มีค่าโดยเฉลี่ยต่ำกว่า 100 %

- Backfill Grouting : ในกรณีทั่วไปควรใช้แรงดัน (Grouting Pressure) อยู่ระหว่าง 2-3 bar หรือ 70-100 % ของหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง และควรที่จะควบคุมให้อัตราส่วนการอุดช่องว่าง (Grouting Filling Ratio) มีค่าอยู่ระหว่าง 110-150 %

6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

- (1) ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของหัวเจาะในขณะที่ทำการขุดเจาะ เช่น ผลของโมเมนต์อันเนื่องมาจากแม่แรง (Jack Moment) ที่เป็นผลมาจากการเคลื่อนที่เบี่ยงเบนออกจากแนวออกแบบของหัวเจาะจะมีผลต่อการวางตัวของหัวเจาะหรือไม่อย่างไร และผลของช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างผิวนอกของหัวเจาะกับพื้นที่ผิวของการขุด อันเนื่องมาจากการใช้ Copy Cutter และการเคลื่อนที่ในลักษณะ Snake Motion จะมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของหัวเจาะอย่างไร เป็นต้น
- (2) ศึกษาผลกระทบของการควบคุมการขุดเจาะที่มีต่อปัญหาการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน เช่น ระดับการควบคุม Face Pressure หรือ Grouting Pressure จะมีผลอย่างไรต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน โดยพิจารณาตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะเทียบกับจุดตรวจวัด

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญฉายา, 2544. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินโดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต วิศวกรรมโยธา วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ.
- บุญเทพ นานะรังสรรค์, 2543. พัฒนาการขุดเจาะและก่อสร้างอุโมงค์ด้วย Shield. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 6, ว.ส.ท., หน้า GTE~199-GTE~204.
- อภิชาติ สระมูล, มิชีทะคะ สุกิโมโต้, 2543. ลักษณะการทำงานของหัวเจาะอุโมงค์แบบแรงดันดินสมดุล. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 6, ว.ส.ท., หน้า GTE~97-GTE~102.

ภาษาอังกฤษ

- Atkinson John H. and Potts David M., 1997. Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT-4, pp. 307-325.
- Brandt C.T., 1997. A System Study of Soft Ground Tunneling, U.S. Department of Transportation, NTIS PB 194769.
- Broms B.B. and Bennermark H., 1967. Stability of Clay at Vertical Openings. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, SM 1.
- Clough G.W., Bryan P.S. and Richard J.F., 1983. Measured Soil Response to EPB Shield Tunneling. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, pp. 131-149.
- Clough and Schmidt, 1981. Design and Performance of Excavations and Tunnels. Soft Clay Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company.
- Cording E.J. and Hansmire W.H., 1975. Displacement Around Soft Ground Tunnel. Proceedings, Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundaton Engineering.
- Fujita K., 1994. Soft Ground Tunneling and Buried Structures. XIII ICSMFE, 1994, New Delhi, India, pp. 89-108.
- Hansmire W.H., Cording E.J., 1975. Field Measurements of Ground Displacements about a Tunnel in Soil. Final Report: Instrumentation on Project A-2, Washington

D.C. Metro.

- Kishio T., Ohta H., Nakai N., Hashimoto T., Hayakawa K., 1995. Reducing Ground Settlement Cause by Shield Tunneling in Soft Clay. Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam , pp. 257-260.
- Komine H., Tanaka Y., Nishi K., 1995. Factors Affecting Settlements above Driven Tunnels. Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 225-228.
- Kongdaeng K., 1996. Performance of Earth Pressure Balance Shield in Bangkok Waste Water Tunnel Project. M. Eng. Thesis No. GT-95-7, School of Civil Engineering, AIT. Bangkok.
- Lee K.M., Rowe K. and Lo K.Y., 1992. Subsidence owing to Tunneling. I. Estimating The Gap Parameter. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, June, pp. 929-940.
- Mair R.J., Gunn M.J. and O'Reilly M.P., 1981. Ground Movements around Shallow Tunnels in Soft Clay. Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stolkhom, pp. 323-328.
- Matsushita Y., Iwazaki Y., Hashimoto T., Imanishi H., 1995. Behavior of Subway Tunnel Driven by Large Slurry Shield. Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 253-256.
- Nakaviroat J., 1997. Analysis of Ground Movements Associate with Tunneling of Bangkok MRT Blue Line. M. Eng. Thesis No. GE-97-2, School of Civil Engineering, AIT, Bangkok.
- O'Reilly M.P. and New B.M., 1982. Settlements above Tunnels in United Kingdom-Their Magnitude and Prediction. Tunneling'82, pp. 173-181.
- Peck R.B., 1969. Deep Excavation in Soft Ground. Proceeding of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- Peck R.B. et al, 1969. Some Design Consideration in Selection of Underground Support System. U.S. Department of Transportation (NTIS PB 190443).
- Phien-Wej N, 1996. Geotechnical Experiences from Previous Tunnel Projects in Bangkok Soils.
- Phien-Wej N, Balasubramaniam A.S. and Suthipongkiat W., 1996. Geotechnical

- Difficulties in Construction of Tunnels and Large Conduits in Bangkok Soils. Proceedings of the Tenth Southeast Asian Conference, Taipei.
- Resendiz Daniel and Romo P. Miguel, 1981. Settlement upon Soft Ground Tunneling: Theoretical Solution. Soft Ground Tunneling, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Richard J. Finno, G. Wayne Clough, 1985. Evaluate of Soil Response to EPB Shield Tunneling. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111 No.2, ASCE, pp. 155-173.
- Schmidt B., 1974. Prediction of Settlement due to Tunneling in Soil: Three Case Histories. Rapid Excavation and Tunneling Conference, San Francisco, California. June, pp. 1179-1199.
- Schmidt B., 1989. Consolidation Settlement due to Soft Ground Tunneling, pp. 797-800.
- Tetsushi Sonada, 1986. Face Stabilization Control of Earth Pressure Type Shield. Symposium on Computer Aided Design and Monitoring in Geotechnical Engineering, AIT, Bangkok, Thailand. pp. 698-726.
- Thungsavadi B., 1978. First Tunneling Project in Thailand. Proceeding of the International Symposium, Tunneling under Difficult Ground Condition, Tokyo.
- Wang J.J. and Chang C.T., 1995. Subsurface Subsidence due to Tunneling by EPB Shield. Proceeding of The South East Asian Symposium on Tunneling and Underground Space Development, pp. 217-222.
- Ward W.H. and Pender M.J. 1981. Tunneling in Soft Ground-General Report. Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stolkhom, Vol. 2, pp. 261-275.
- Whittaker B.N., Frith R.C., 1990. Tunneling-Design, Stability and Construction, The Institution of Mining and Metallurgy.
- Yamamoto A., Saito K. and Huang C.M., 1995. Shield Tunneling in Soft Ground Excavated under Existing Buildings with EPB Machine in Taiwan. Proceedings of The South East Asian Symposium on Tunneling and Underground Space Development, pp. 223-232.
- Yoshokwa Tadao, 1985. Soft Ground Tunnel Shields in Japan. Tunnels and Tunneling, July, pp. 43-48.



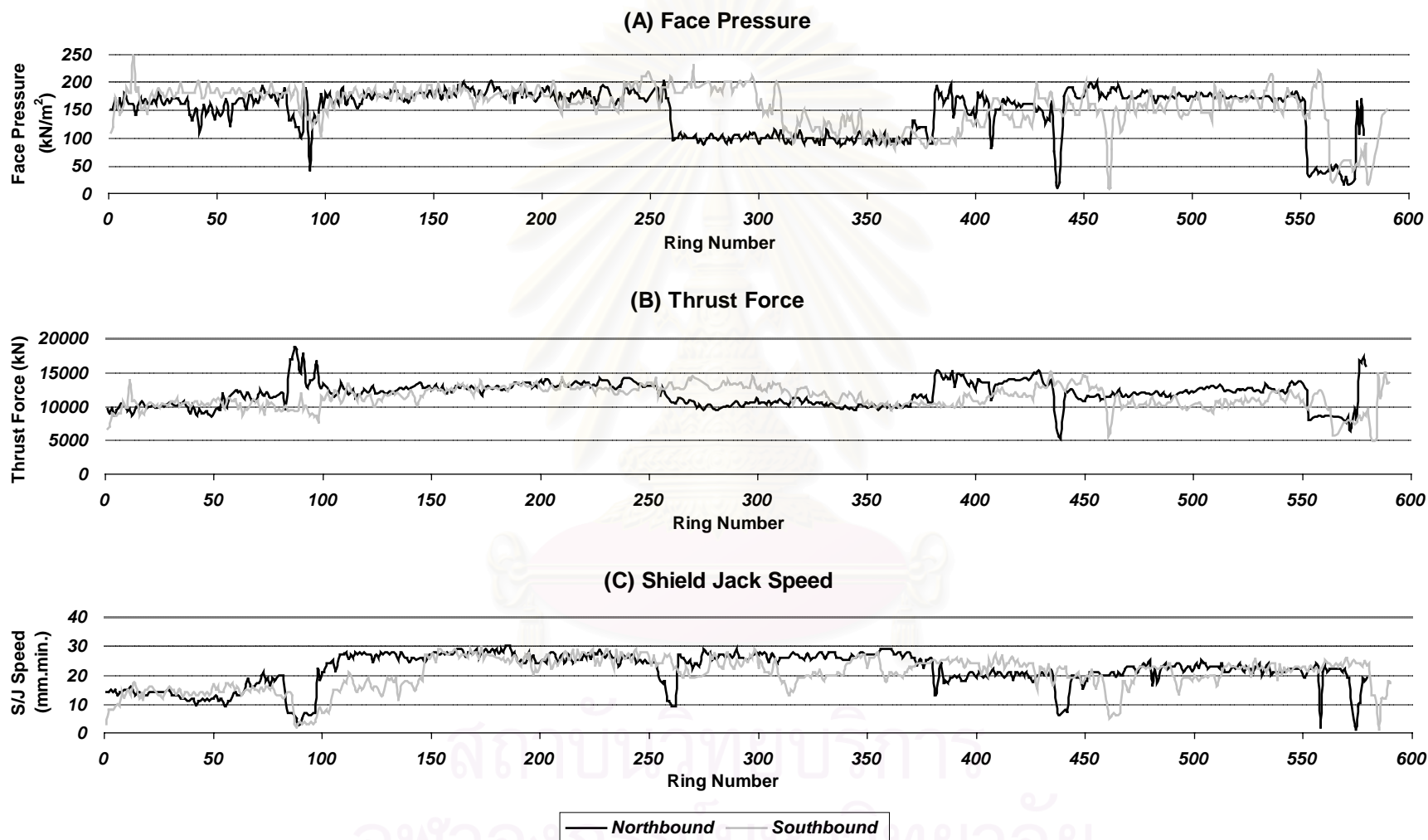
ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

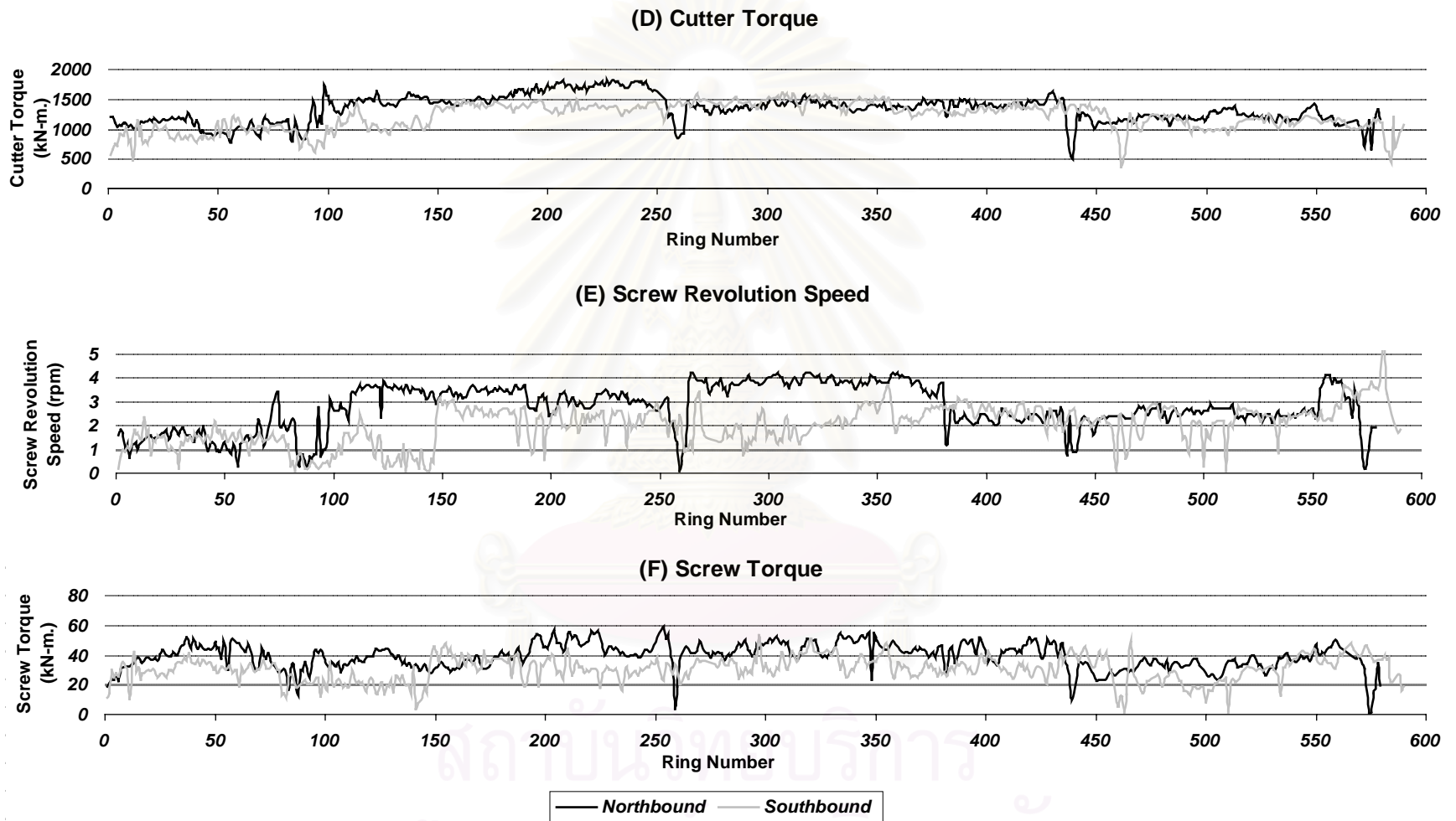


ภาคผนวก ก
คำควบคุมการชุดเจาะ

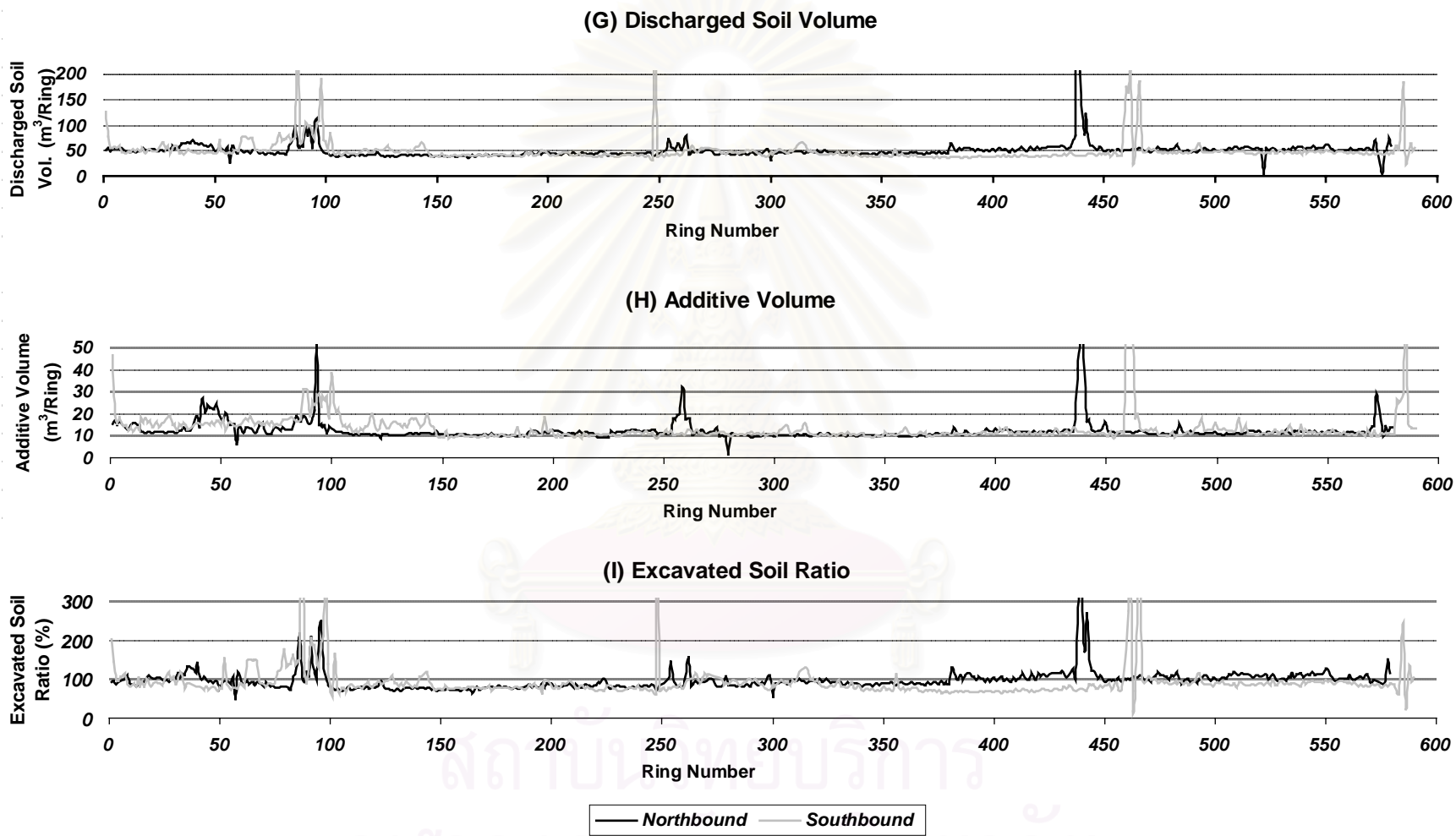
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



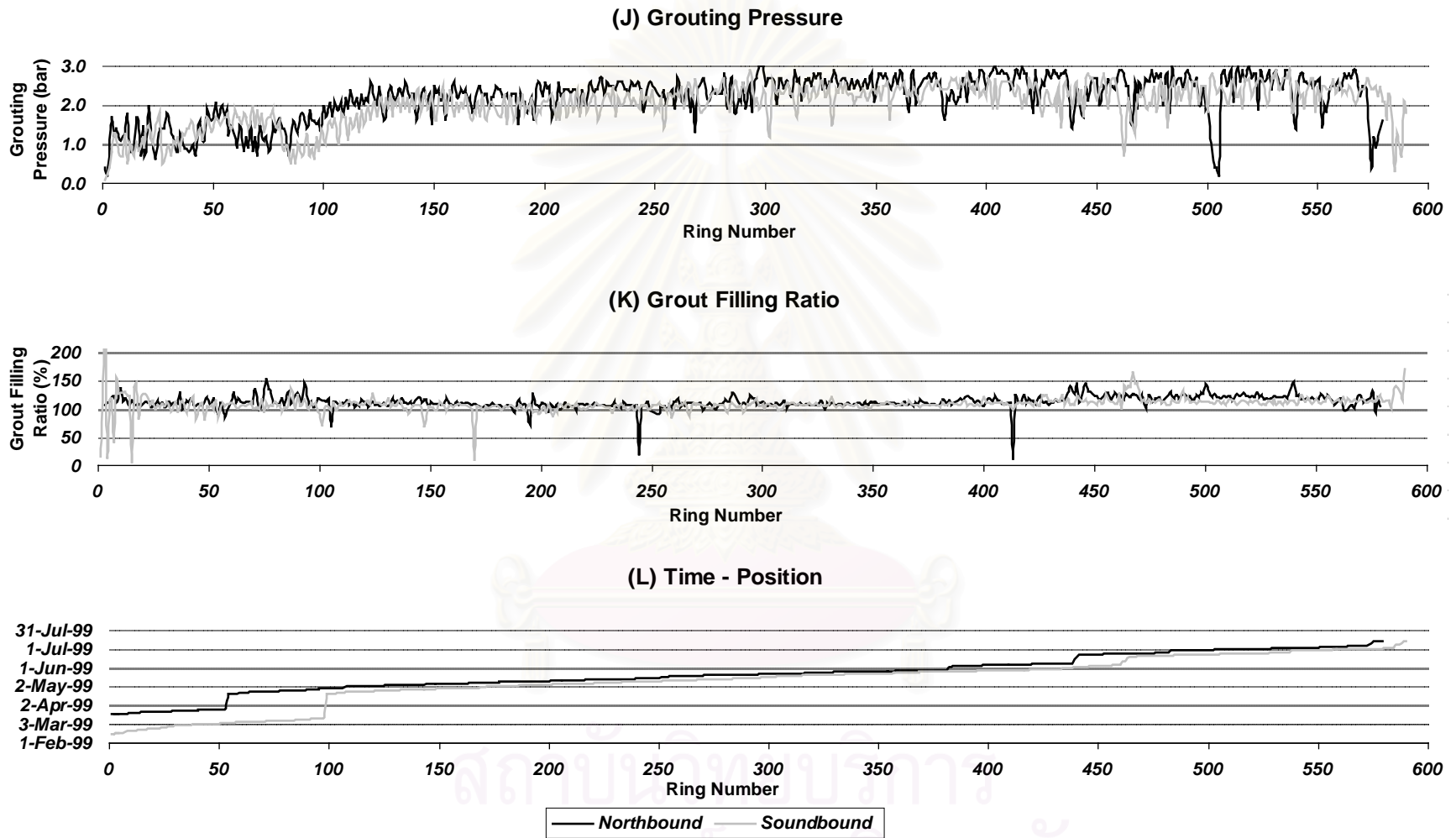
รูปที่ ก1 แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



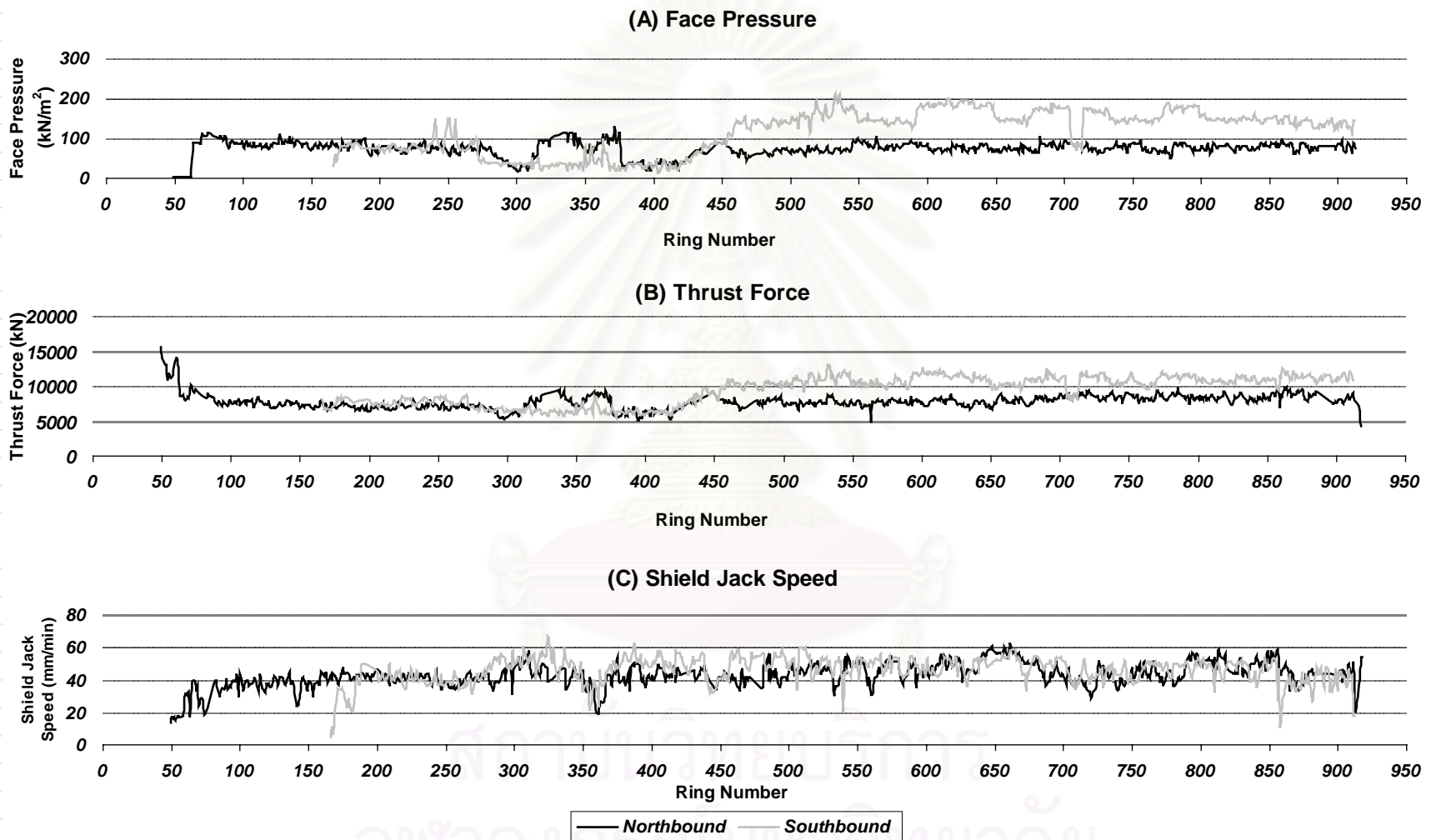
รูปที่ ก1 (ต่อ) แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



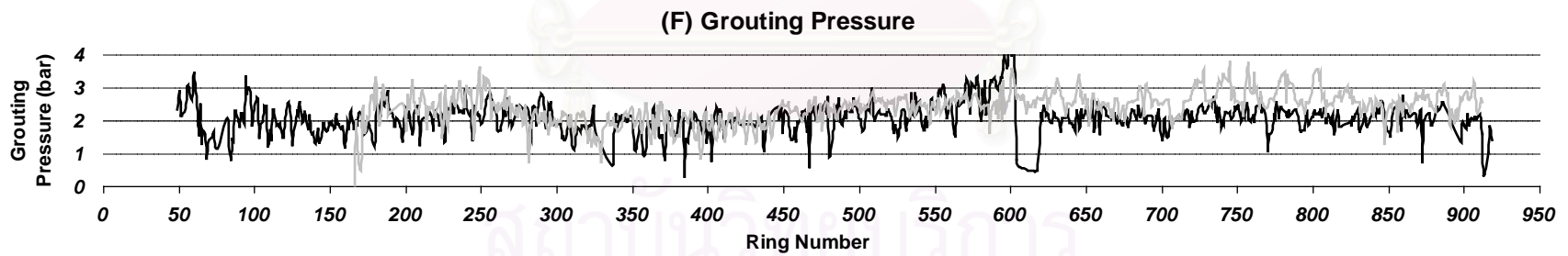
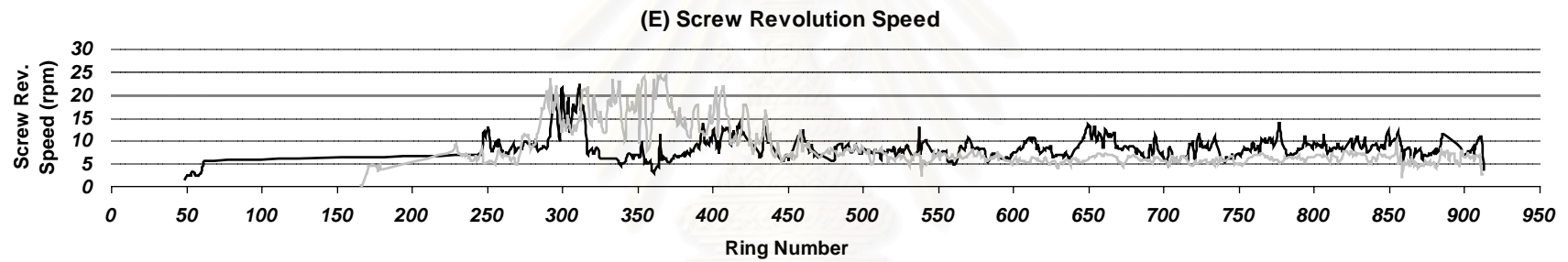
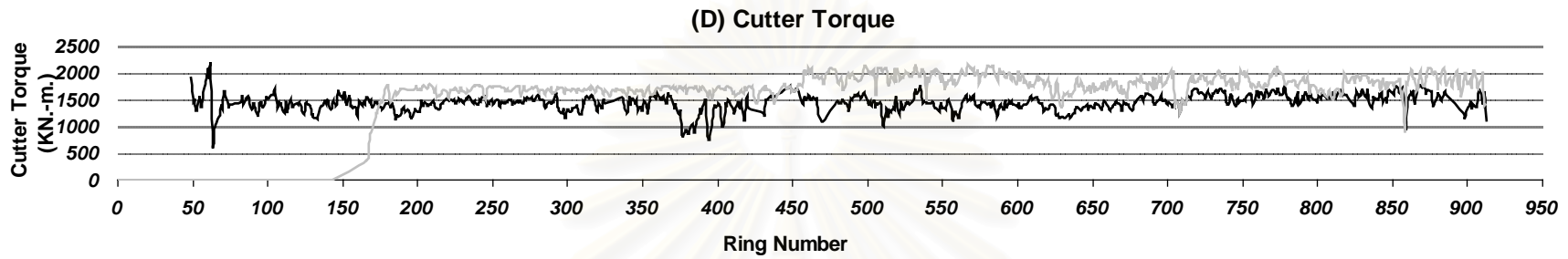
รูปที่ ก1 (ต่อ) แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว



รูปที่ ก1 (ต่อ) แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ รัชดา-ลาดพร้าว

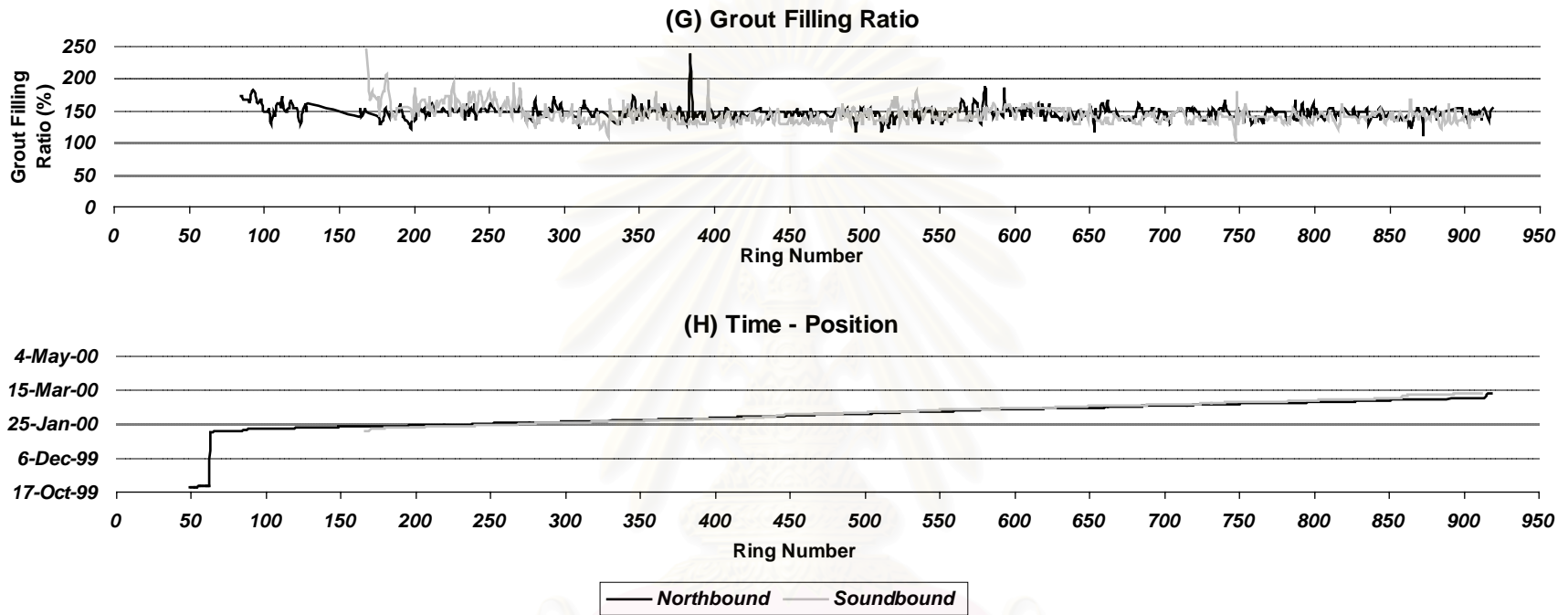


รูปที่ ก2 แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขมวิท

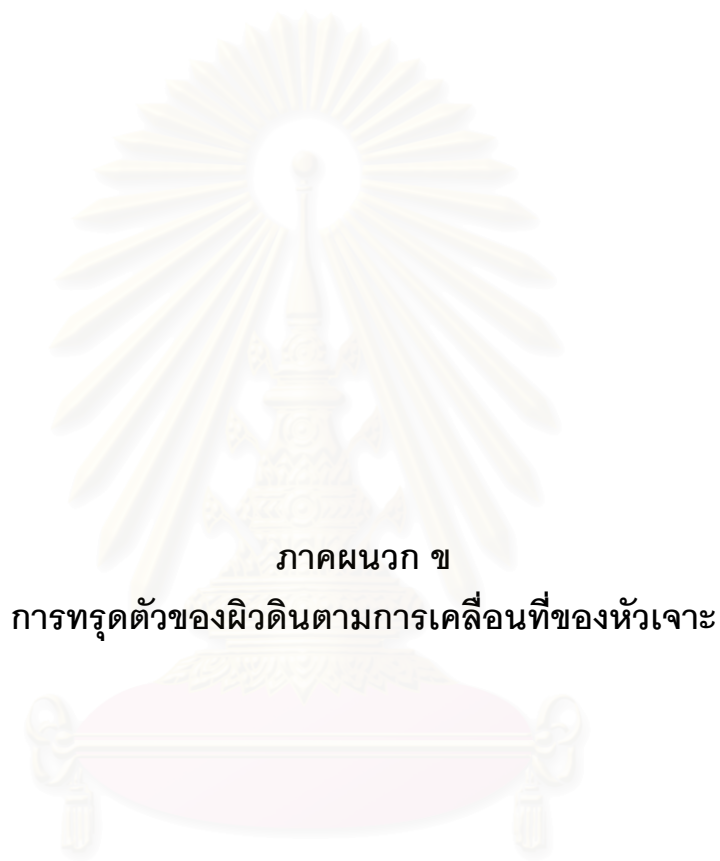


— Northbound — Southbound

รูปที่ ก2 (ต่อ) แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขมวิท



รูปที่ ก2 (ต่อ) แสดงค่าการควบคุมการทำงานของหัวเจาะ (TBM Operation) ของช่วงการขุดเจาะ เพชรบุรี-สุโขทัย

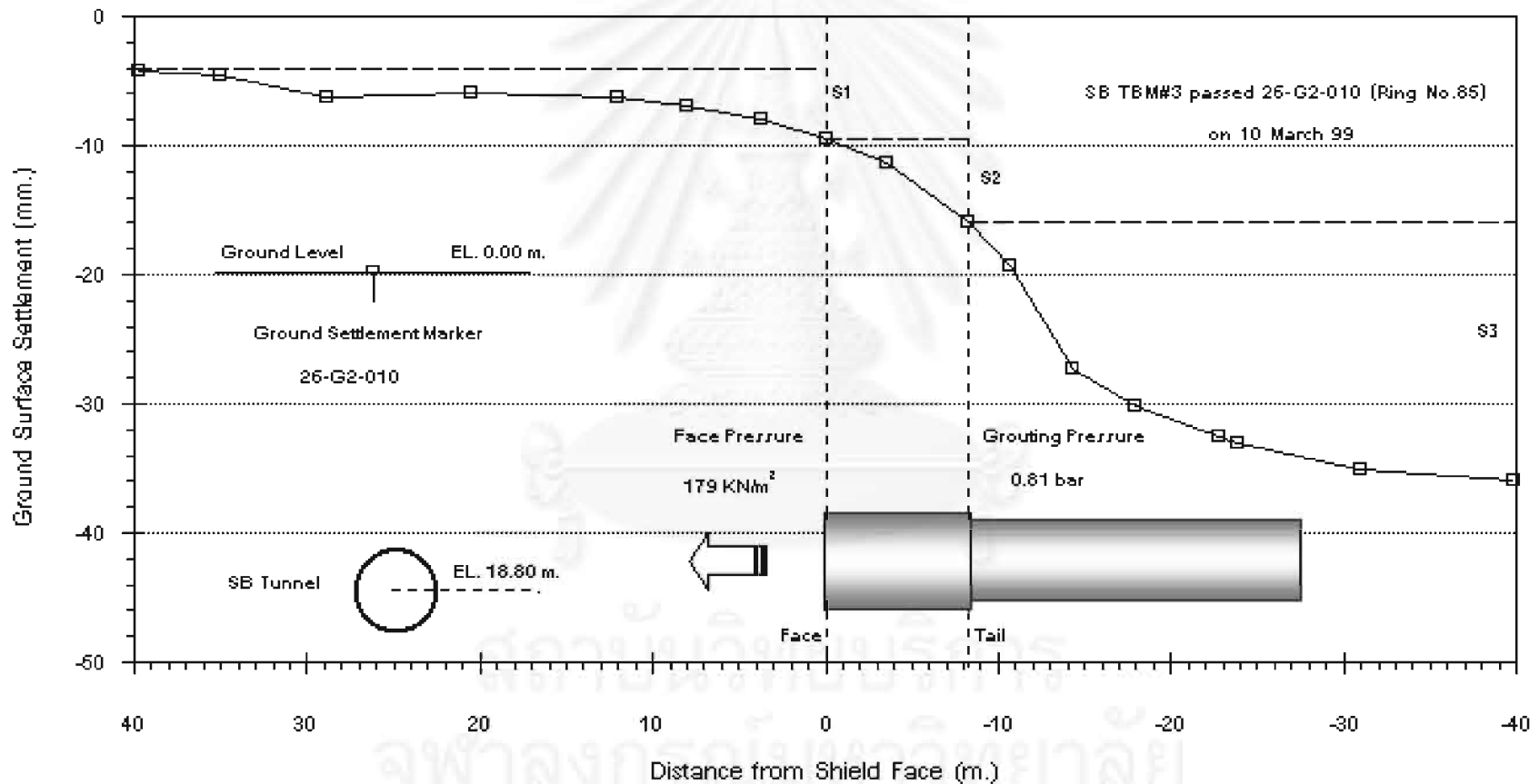


ภาคผนวก ข

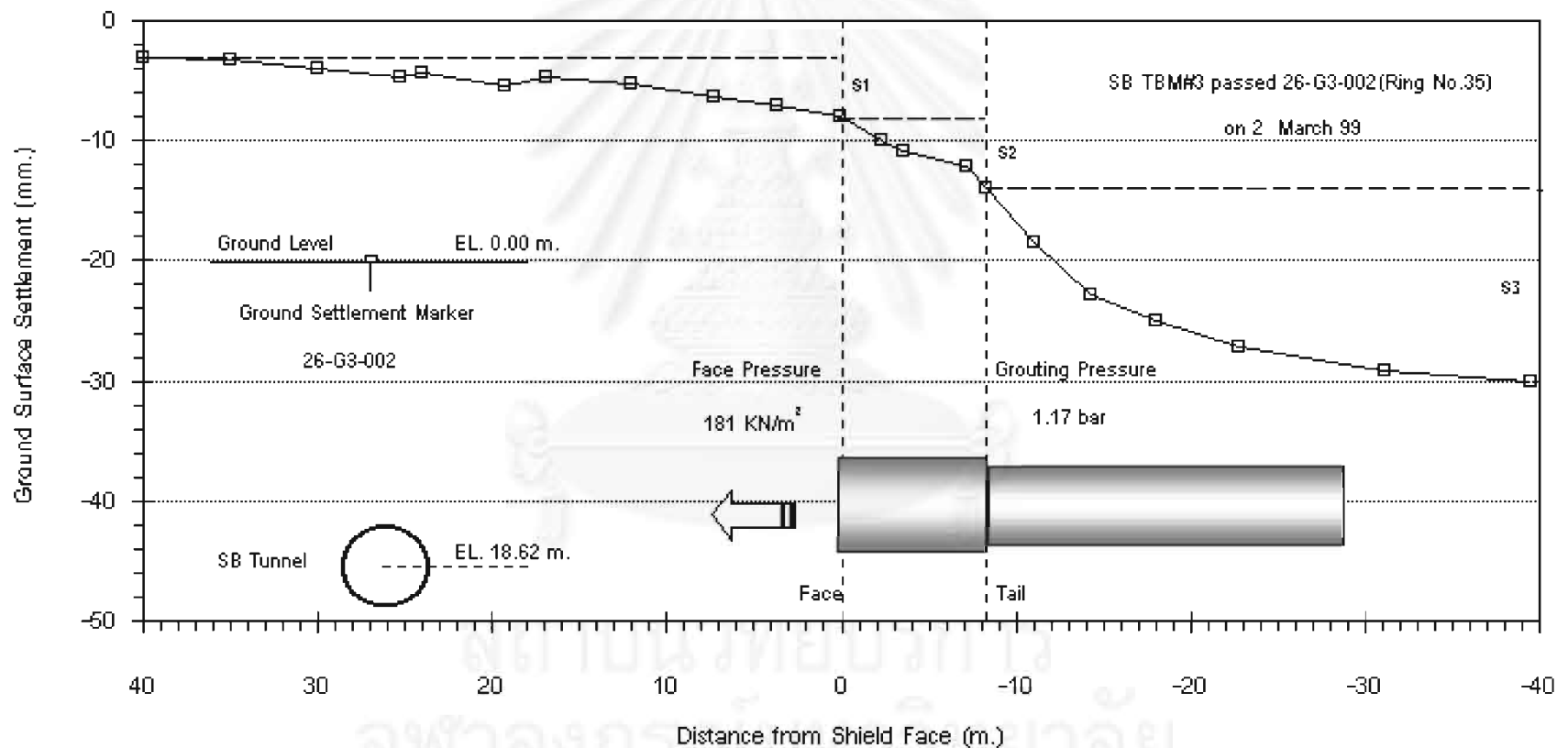
การถอดตัวของผิวดินตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

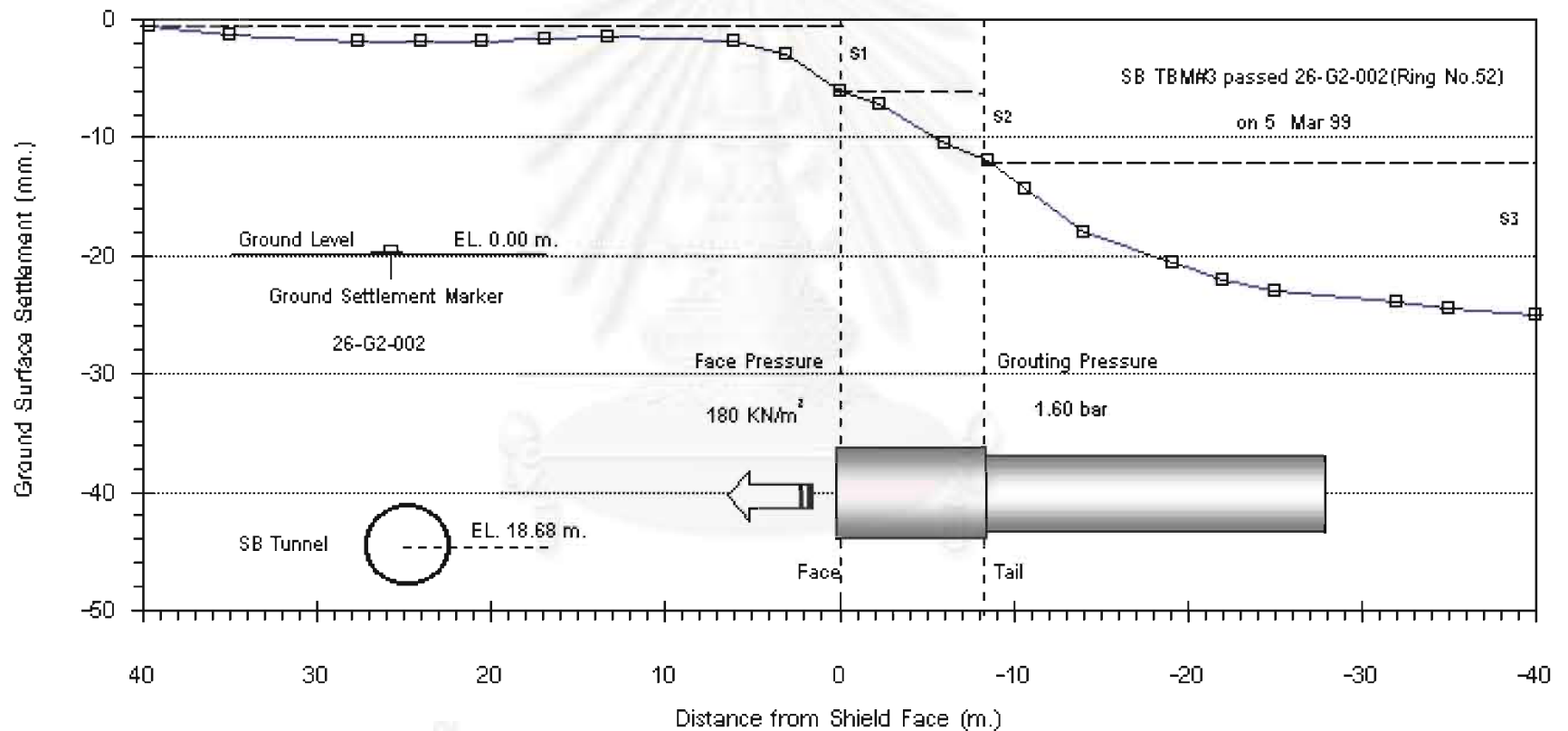
รูปที่ ๕1 ภาพแสดงค่าการยุบตัวของดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 85 ของ Zone 26 จัตุดา - ลาดพร้าว



รูปที่ ๑๒ กราฟแสดงผลค่าการยุบตัวของดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 35 ของ Zone 26 จัตุดา - ลาดพร้าว

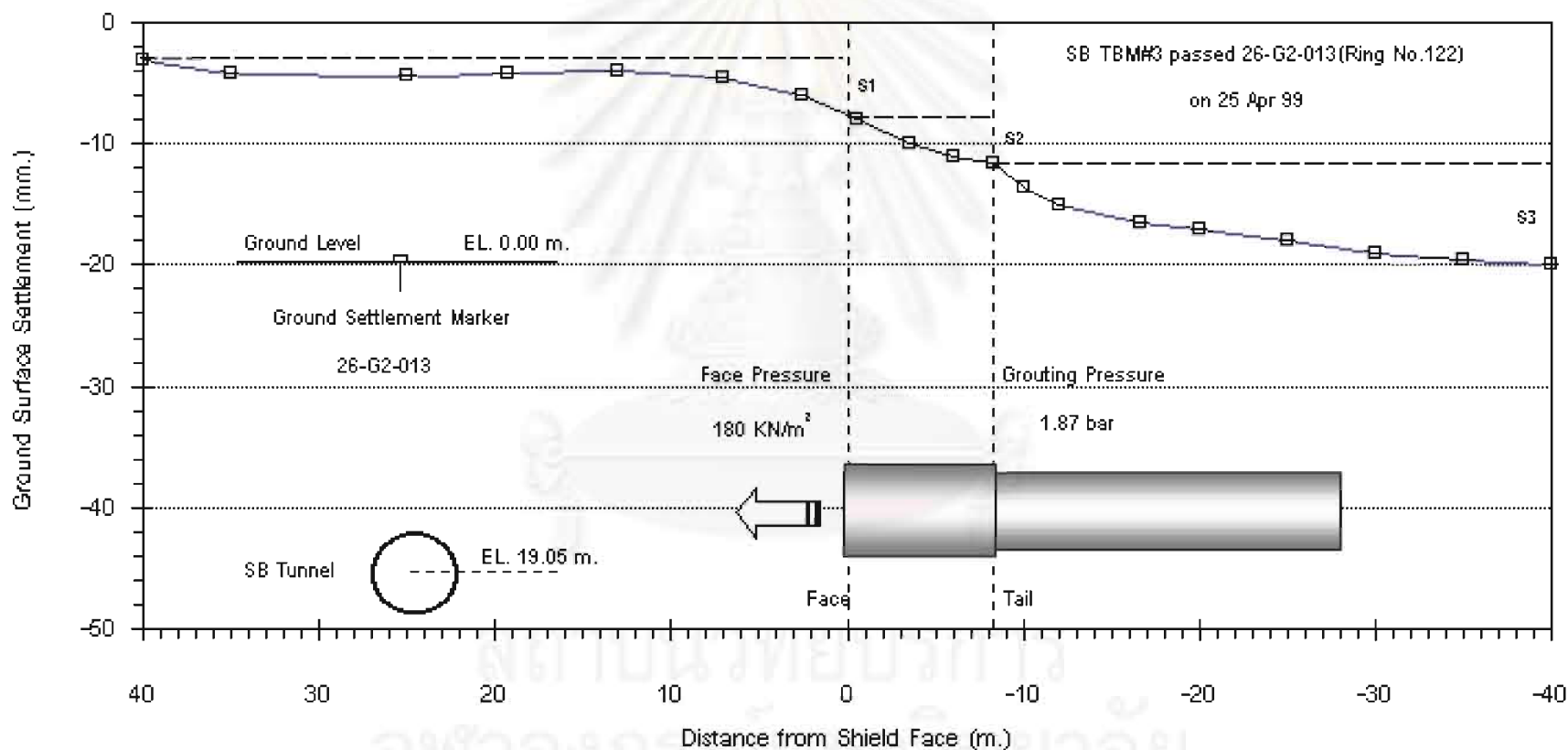


รูปที่ ๑3 กราฟแสดงผลค่าการยุบตัวของดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 52 ของ Zone 26 จัตุดา - ลาดพร้าว

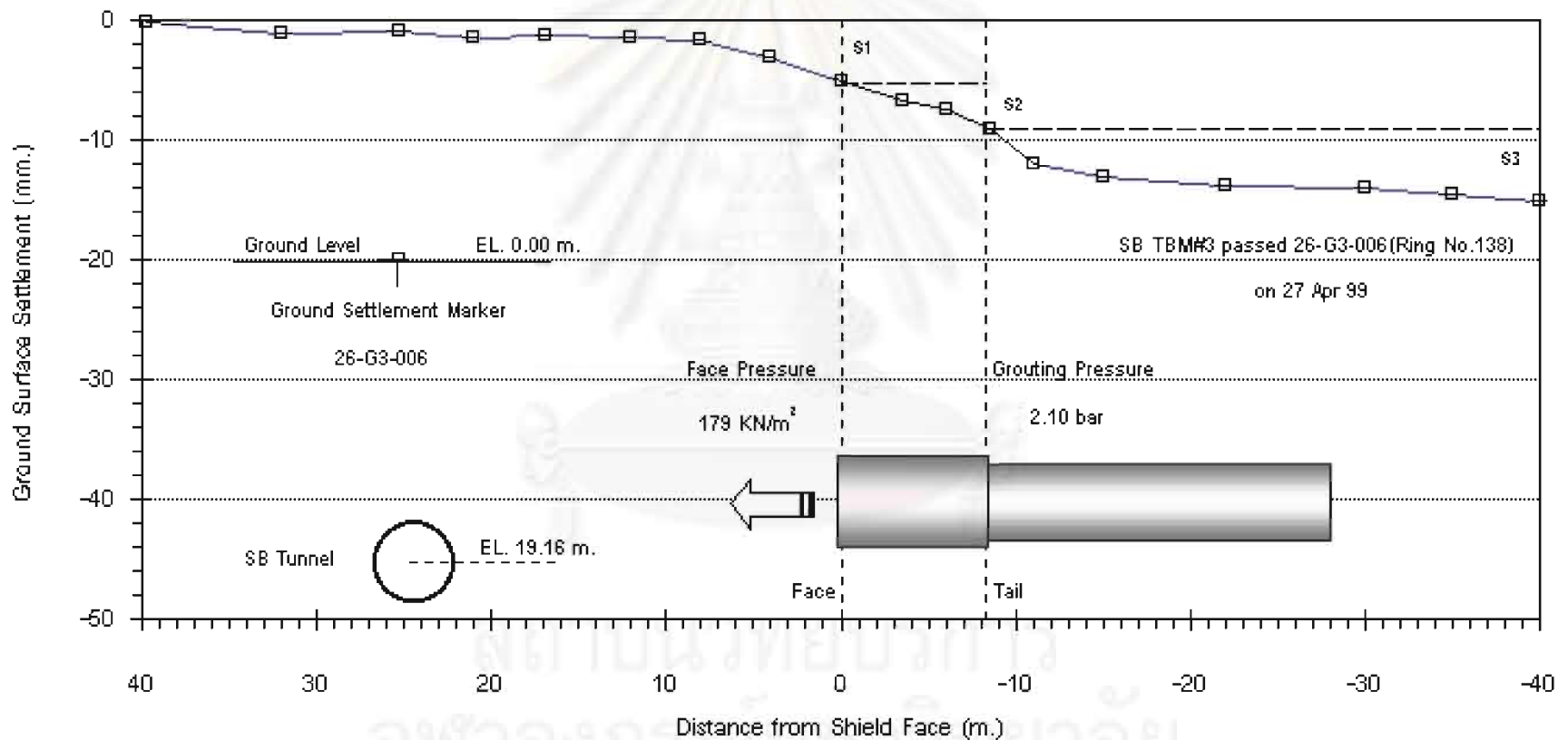


จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

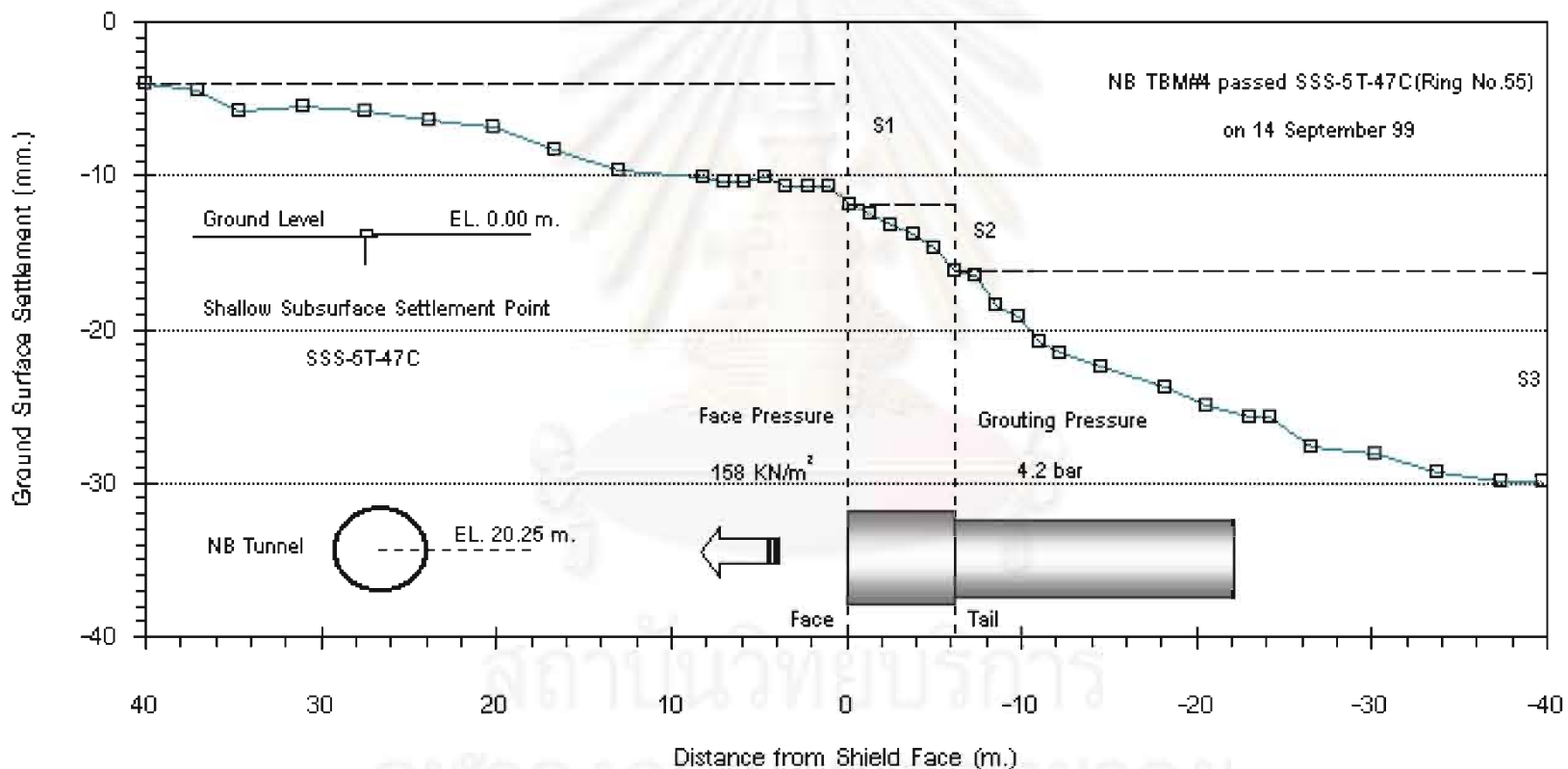
รูปที่ ๑4 กราฟแสดงผลค่าการยุบตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่างๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 122 ของ Zone 26 จัตุดา - ลาดพร้าว



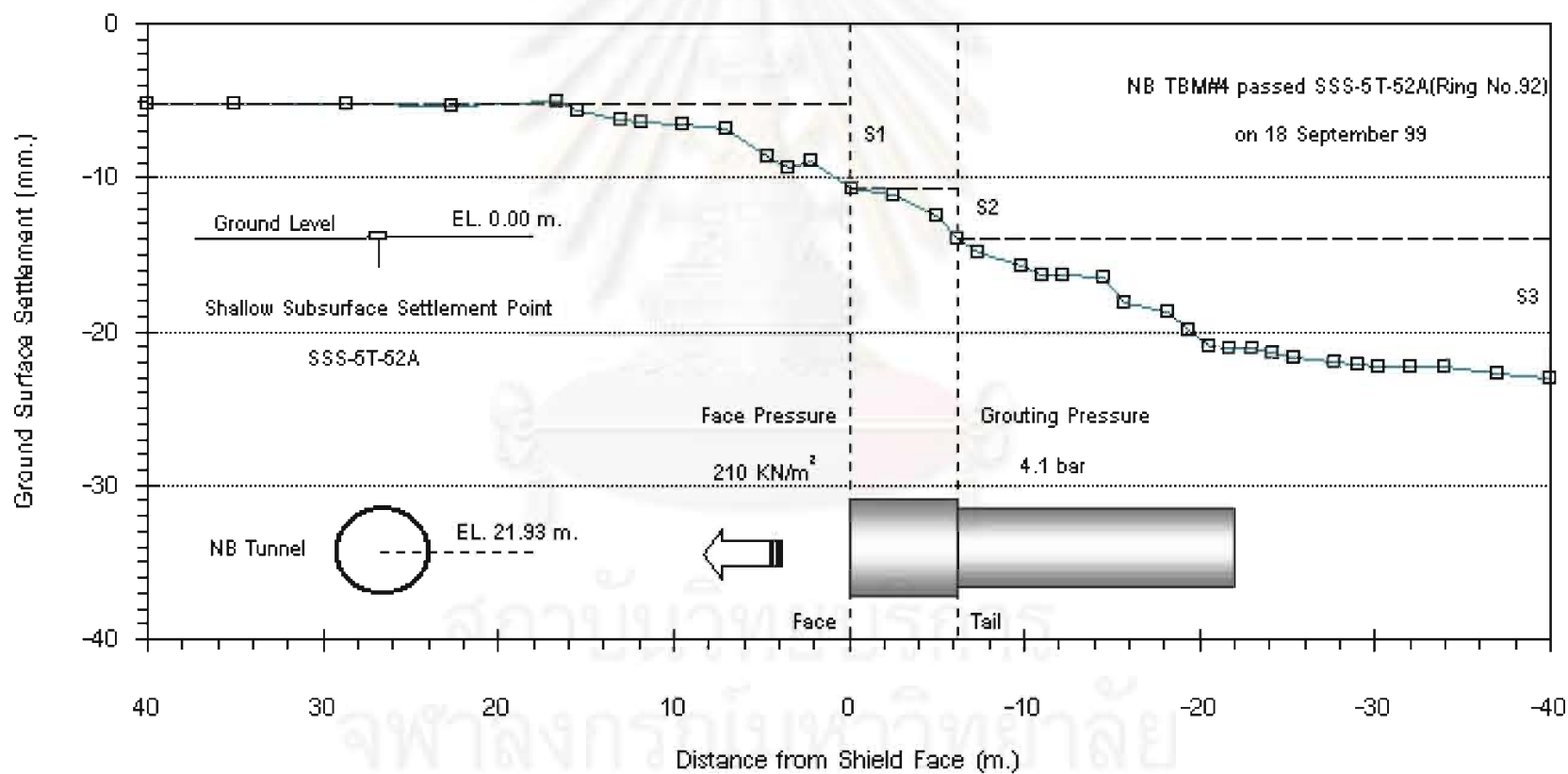
รูปที่ ๑5 กราฟแสดงผลค่าการยุบตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#3(Kawasaki) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Southbound Tunnel ที่ Ring No. 138 ของ Zone 26 จีระดา - ลาดพร้าว



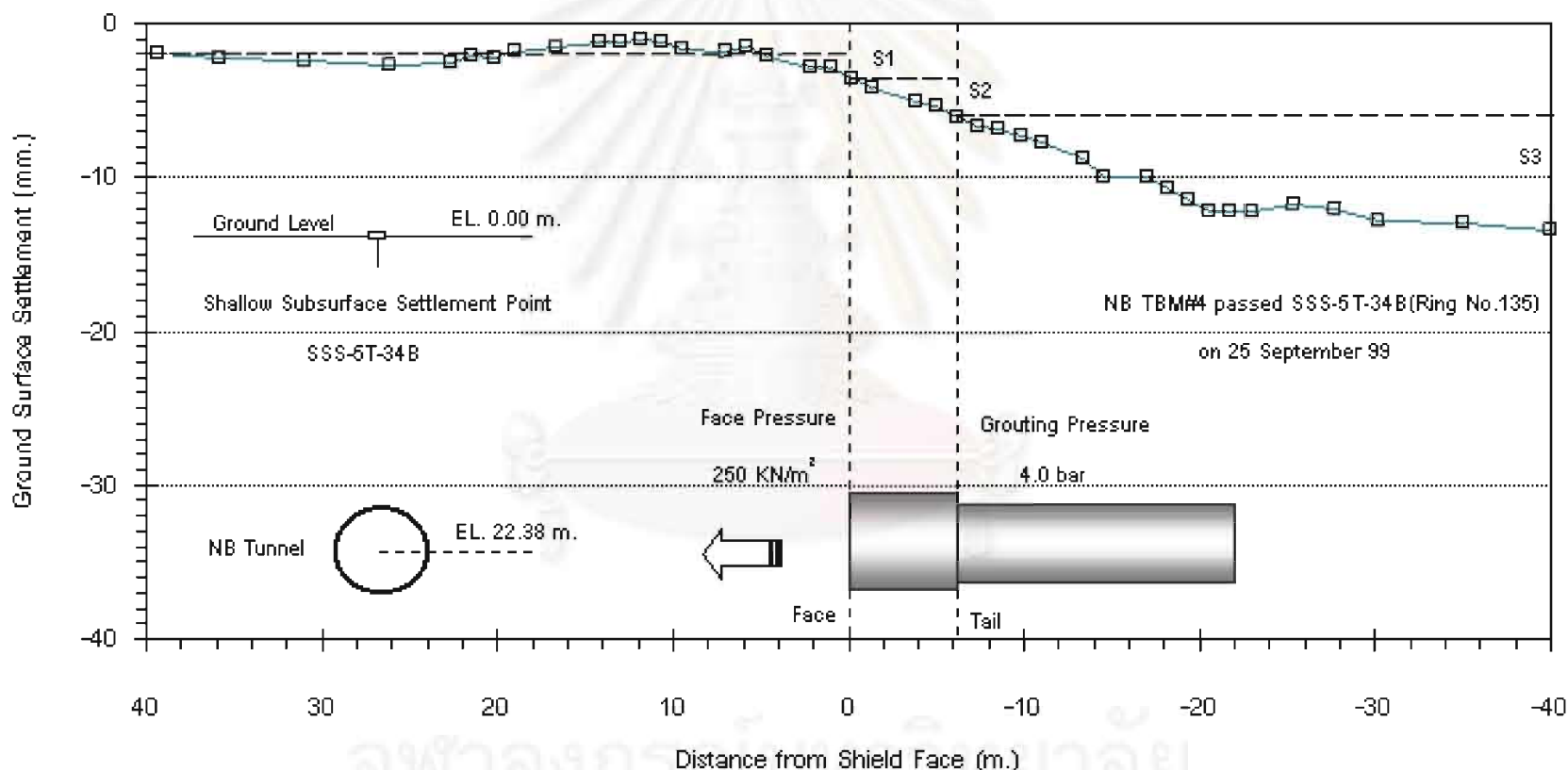
รูปที่ ๑๖ แสดงค่าทรุดตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4 (Herrenknecht) ที่ระยะต่างๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 55 ช่วง สรรีดิ - บ่อนไก่



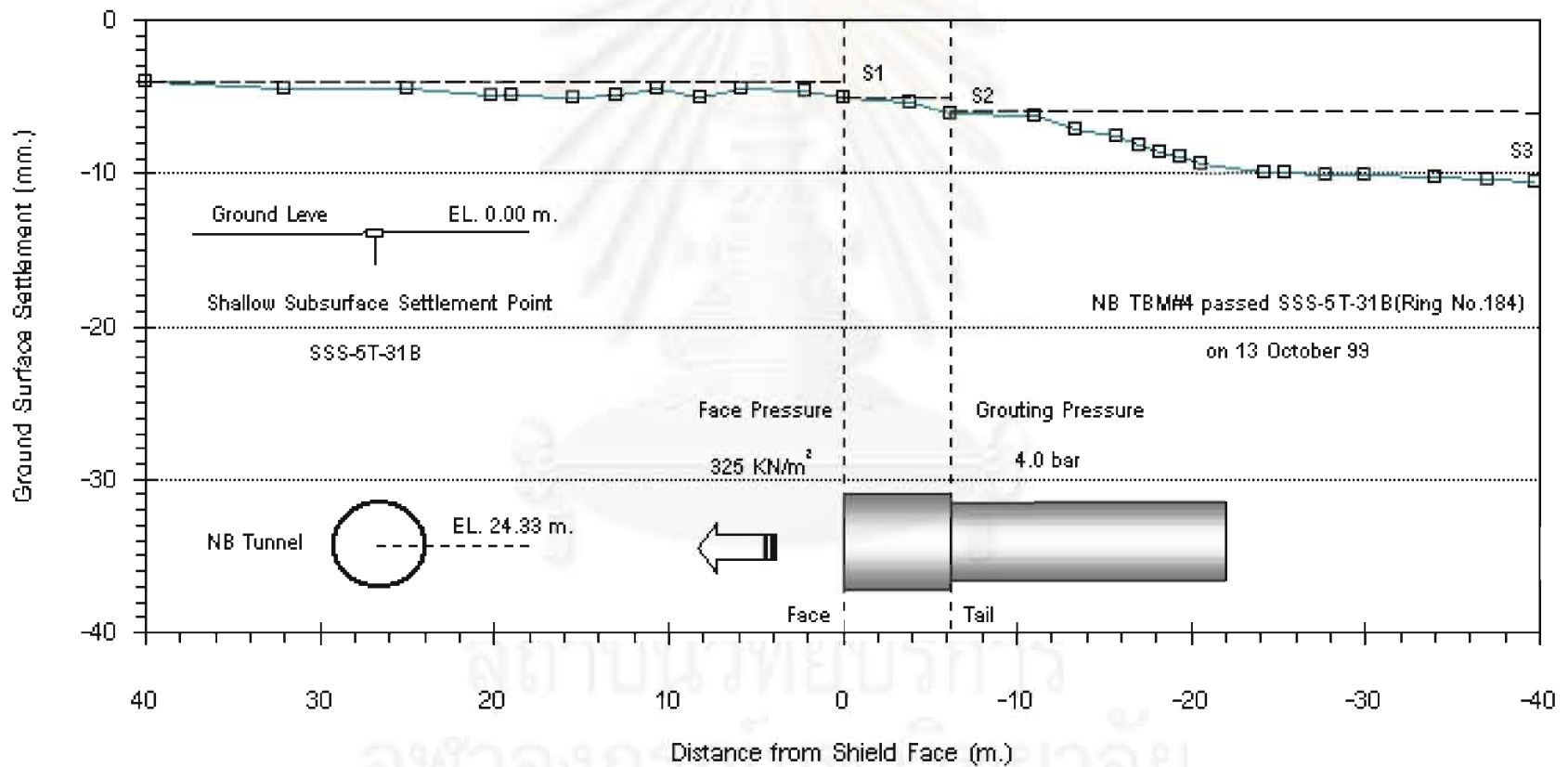
รูปที่ ๗7 แสดงค่าทรุดตัวของผิวดินจากเนื่องจาก Tunnelling TBM#4 (Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 92 ช่วง สีริกิติ์ - ปอนไถ่

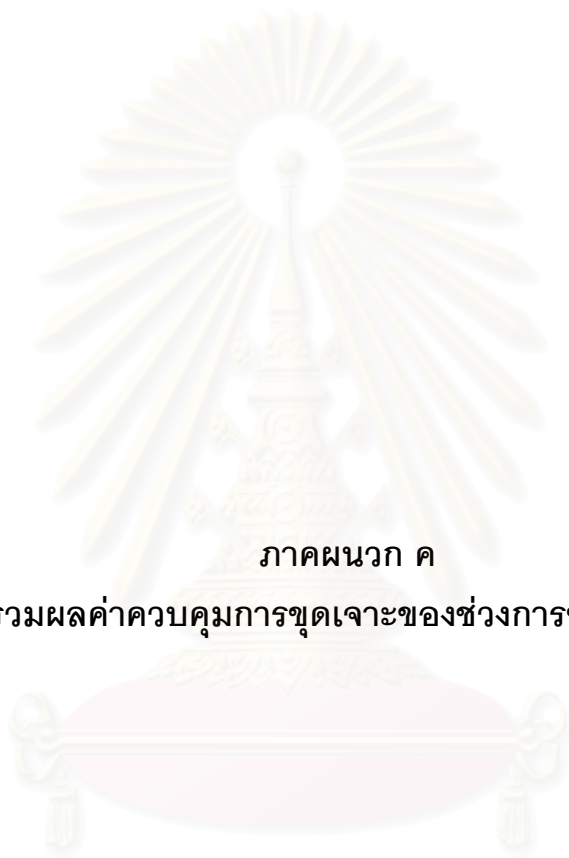


รูปที่ ๑๘ แสดงค่าทรุดตัวของผิวดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4 (Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 135 ช่วง สิริกิติ์-ม่อนโค



รูปที่ ๑9 แสดงค่าทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจาก Tunnelling TBM#4 (Herrenknecht) ที่ระยะต่าง ๆ จาก Shield Face ตามแนว Northbound Tunnel ที่ Ring No. 184 ช่วง สีริภักดิ์ - บอนไก่



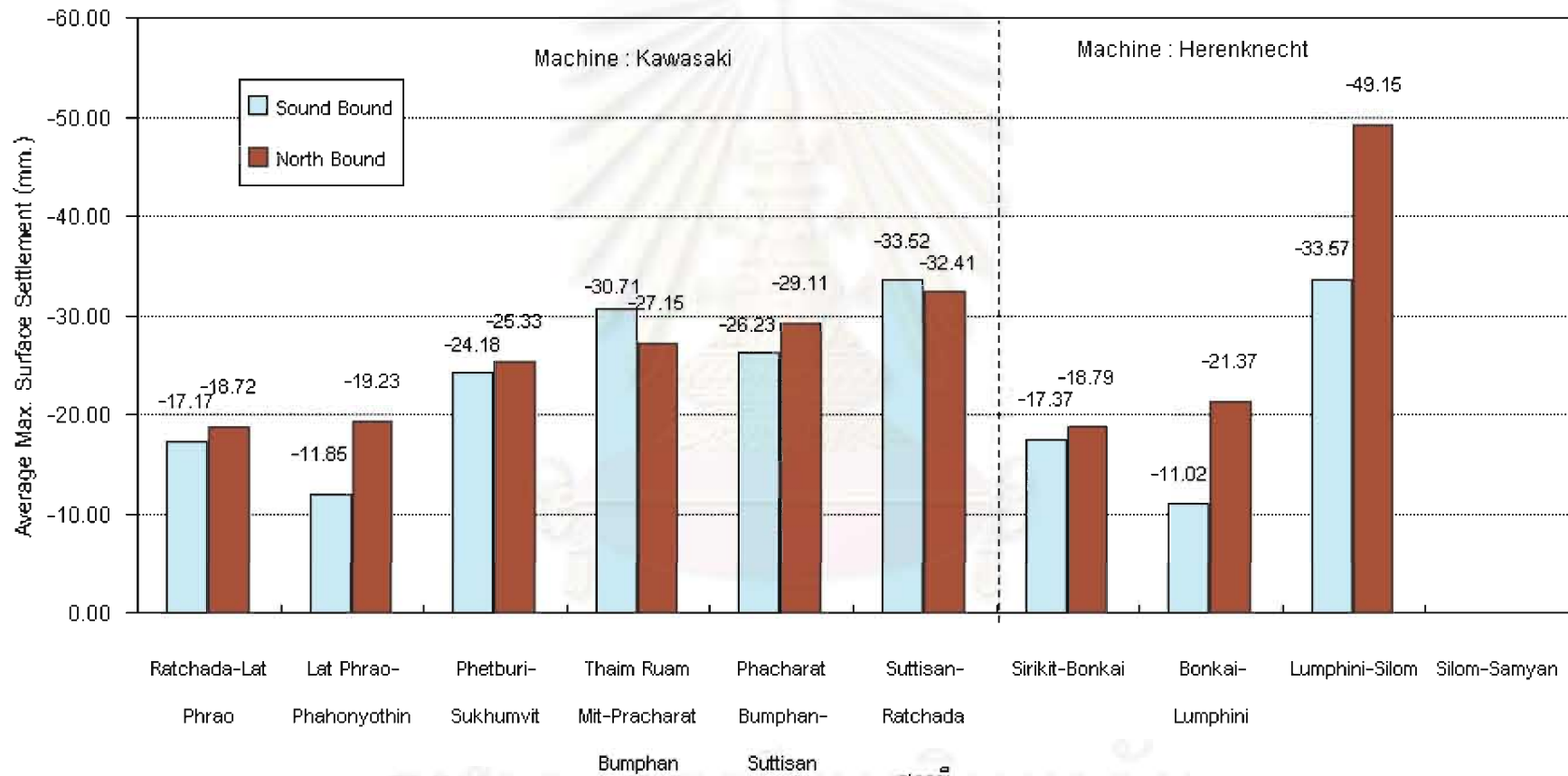


ภาคผนวก ค

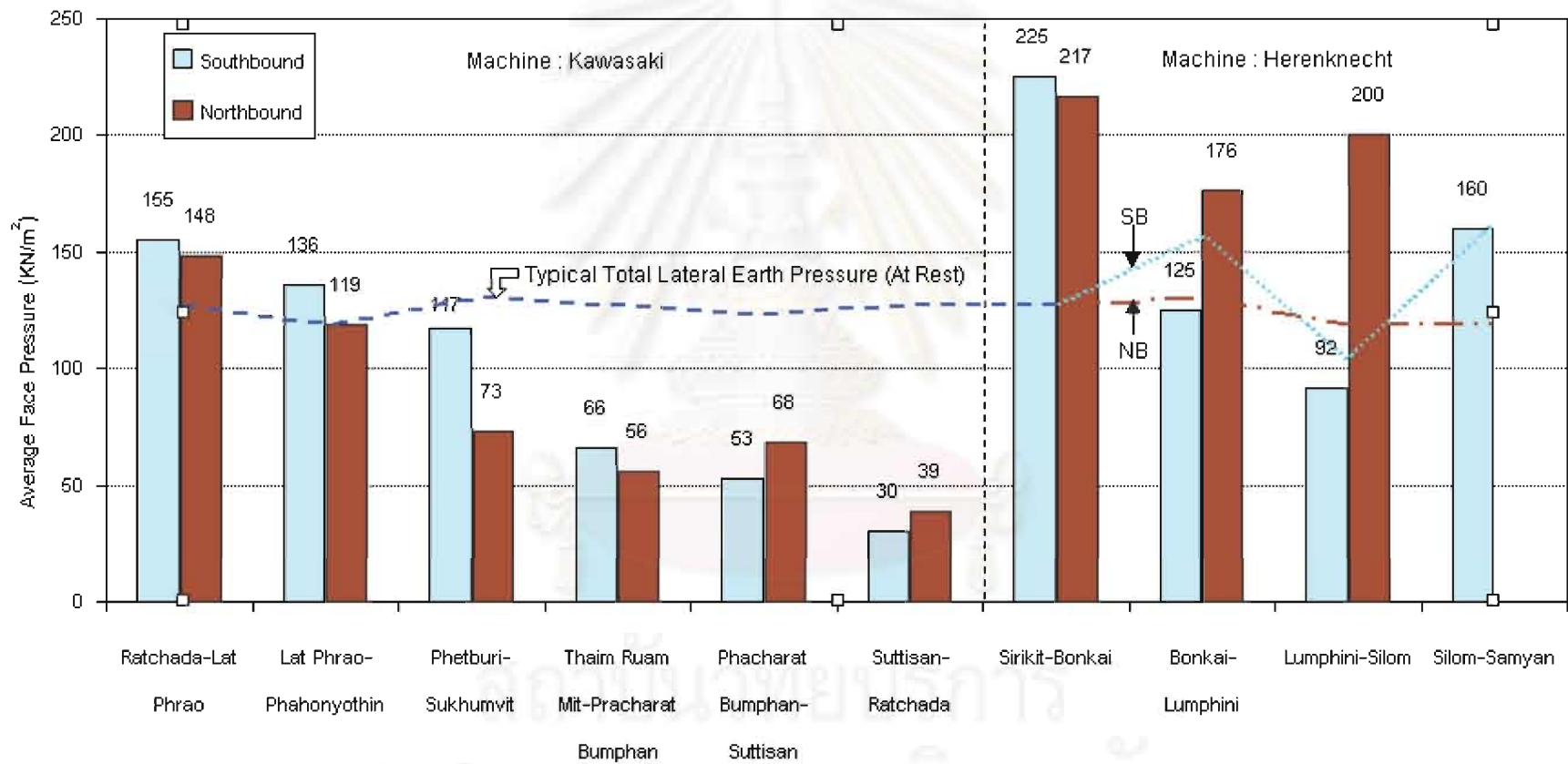
รวบรวมผลค่าควบคุมการชุดเจาะของช่วงการชุดเจาะต่าง ๆ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค1 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ยการทรุดตัวของผิวดินของช่วงการขุดเจาะต่างๆ

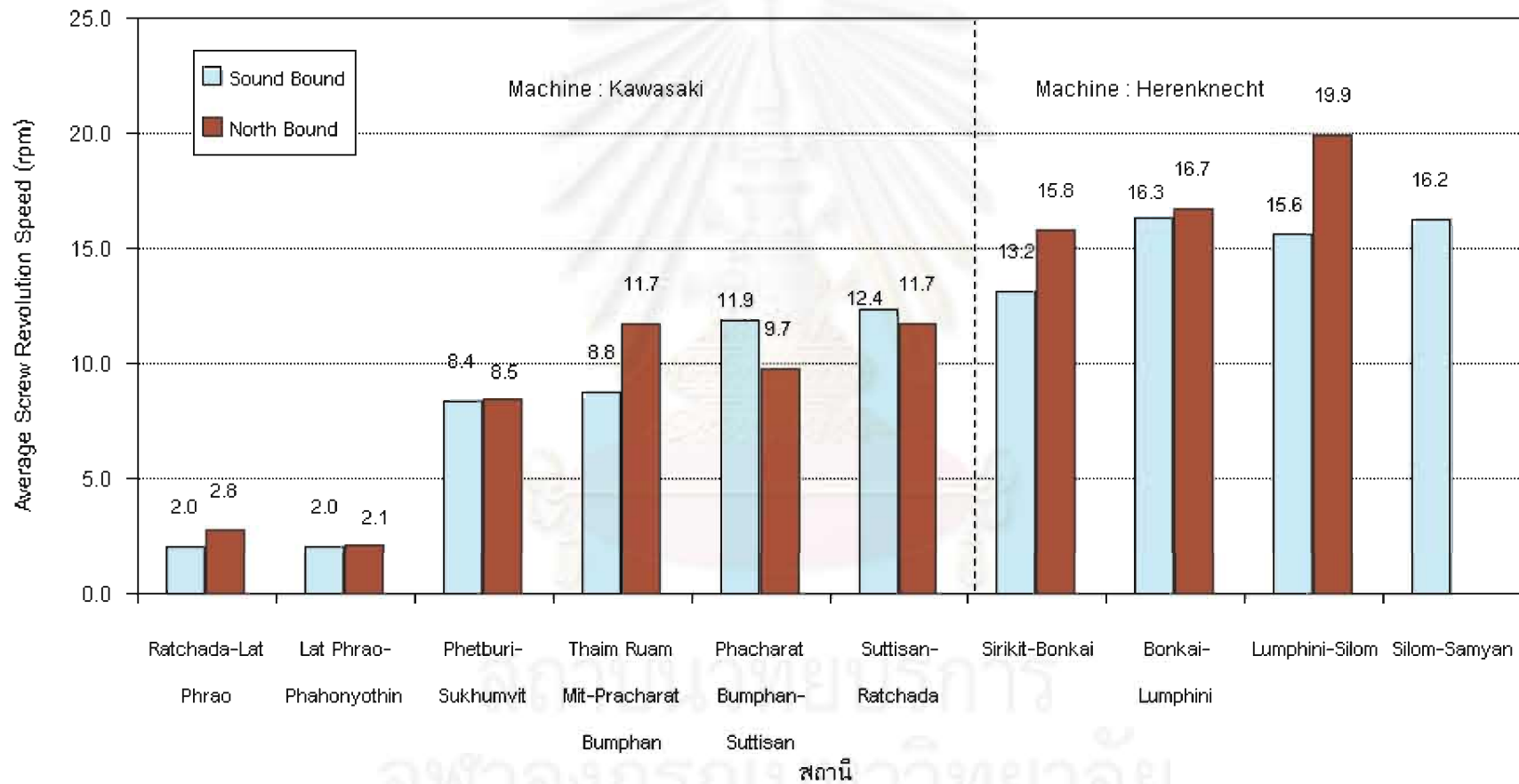


รูปที่ ค2 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Face Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



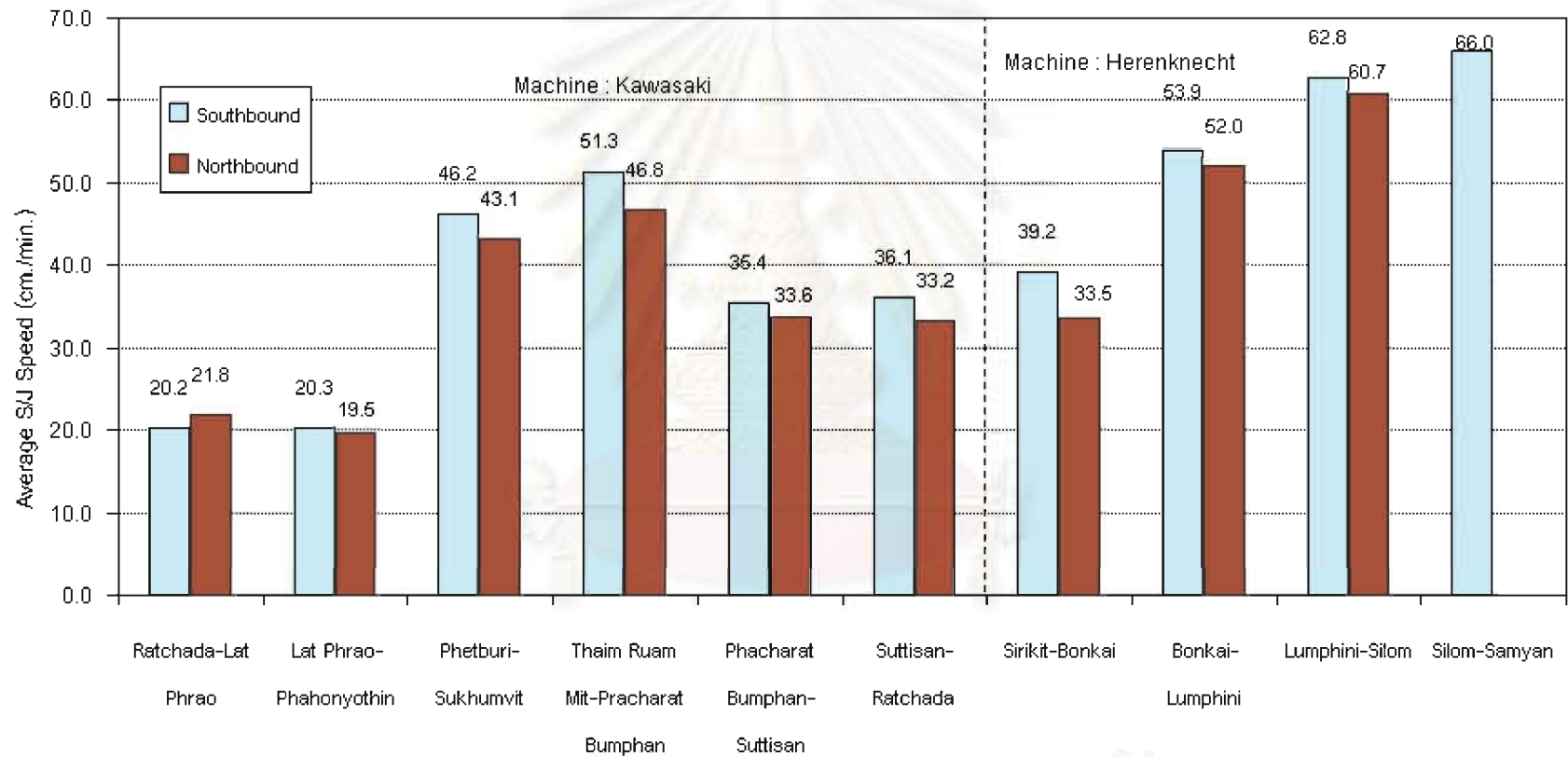
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค3 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Screw Revolution Speed ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

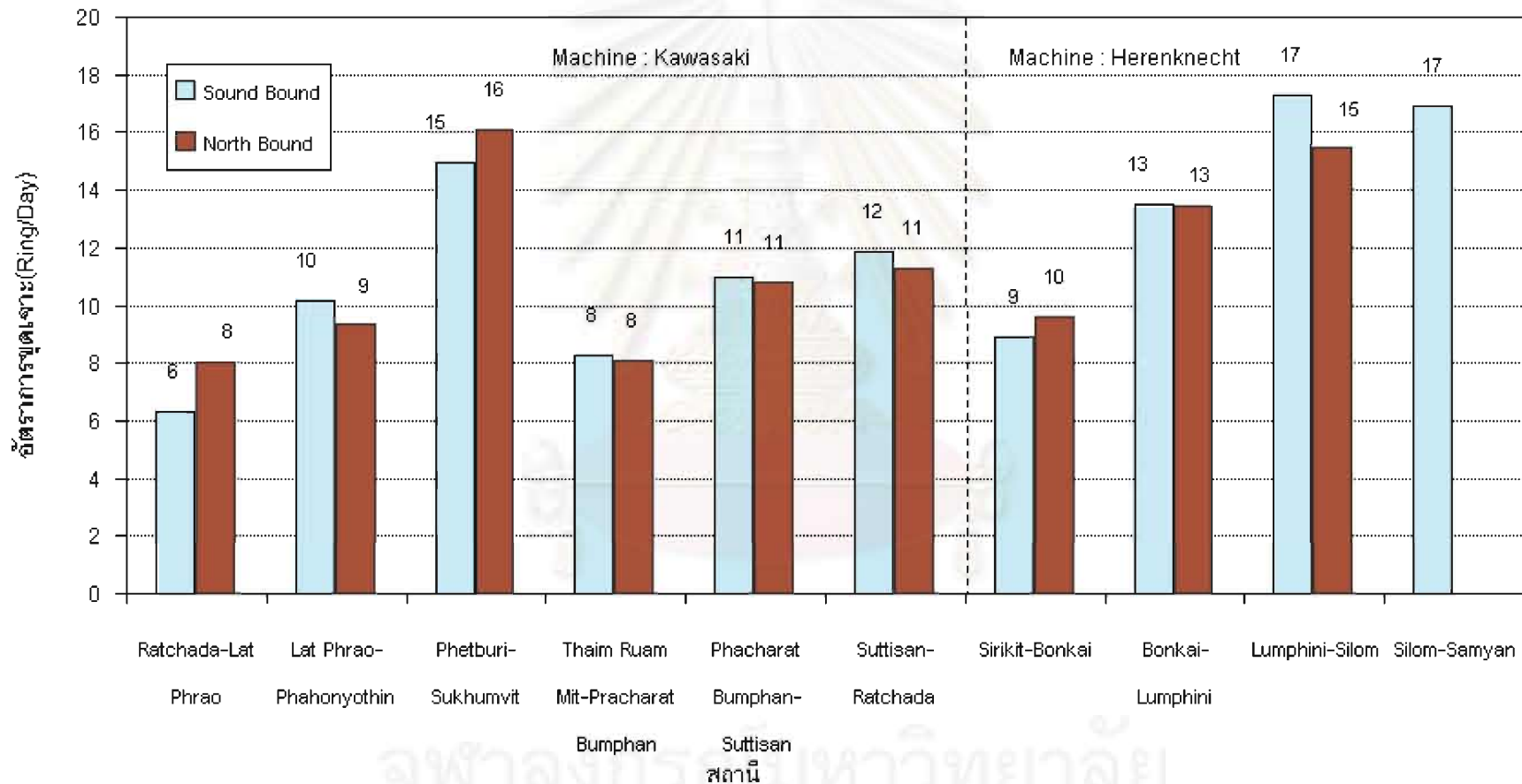


จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ๓4 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Shield/Jack Speed (Penetration Rate) ของช่วงการขุดเจาะต่างๆ

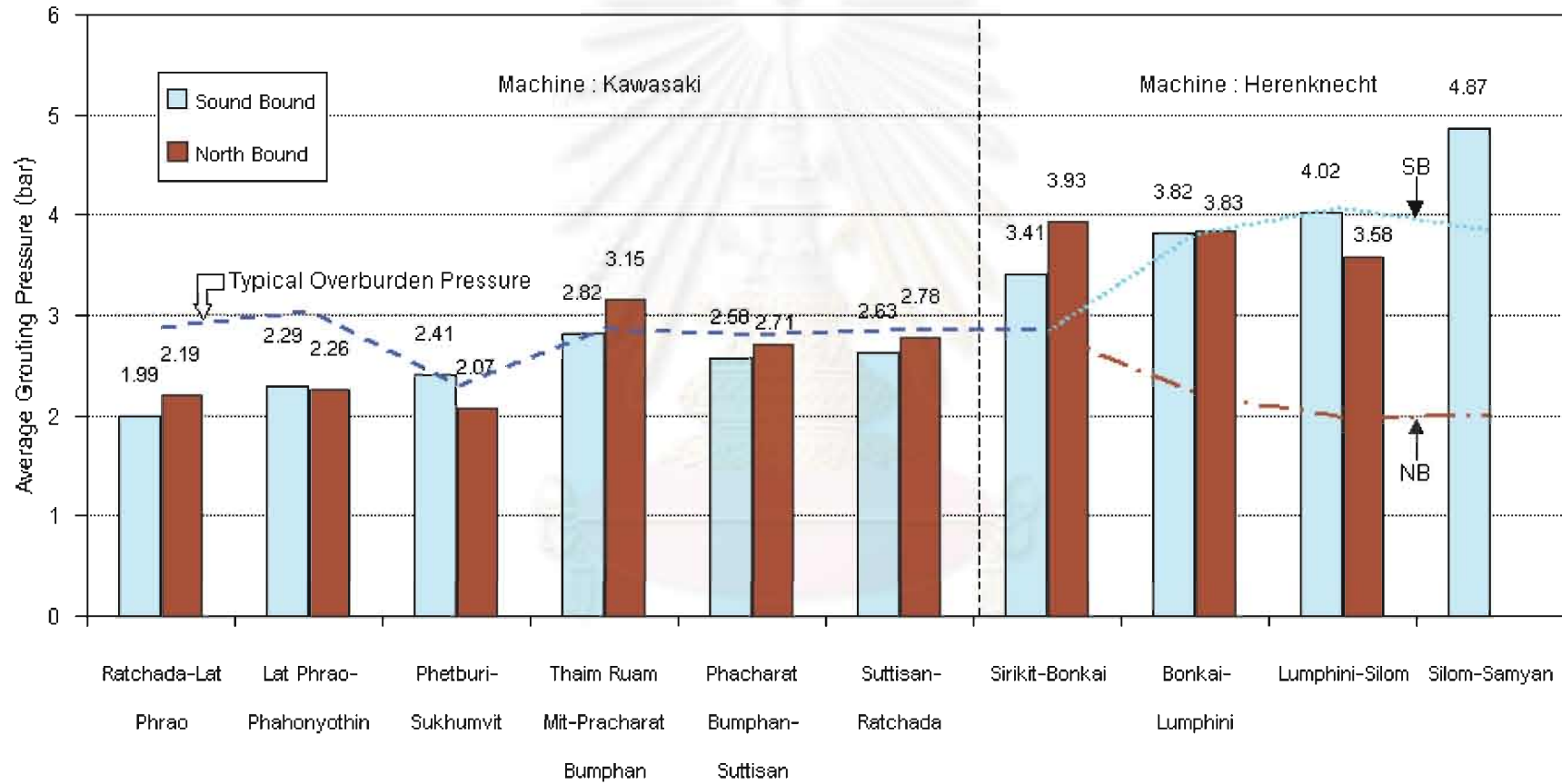


รูปที่ ค5 แผนภูมิแท่งแสดงอัตราการขุดเจาะ (Advance Rate) ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



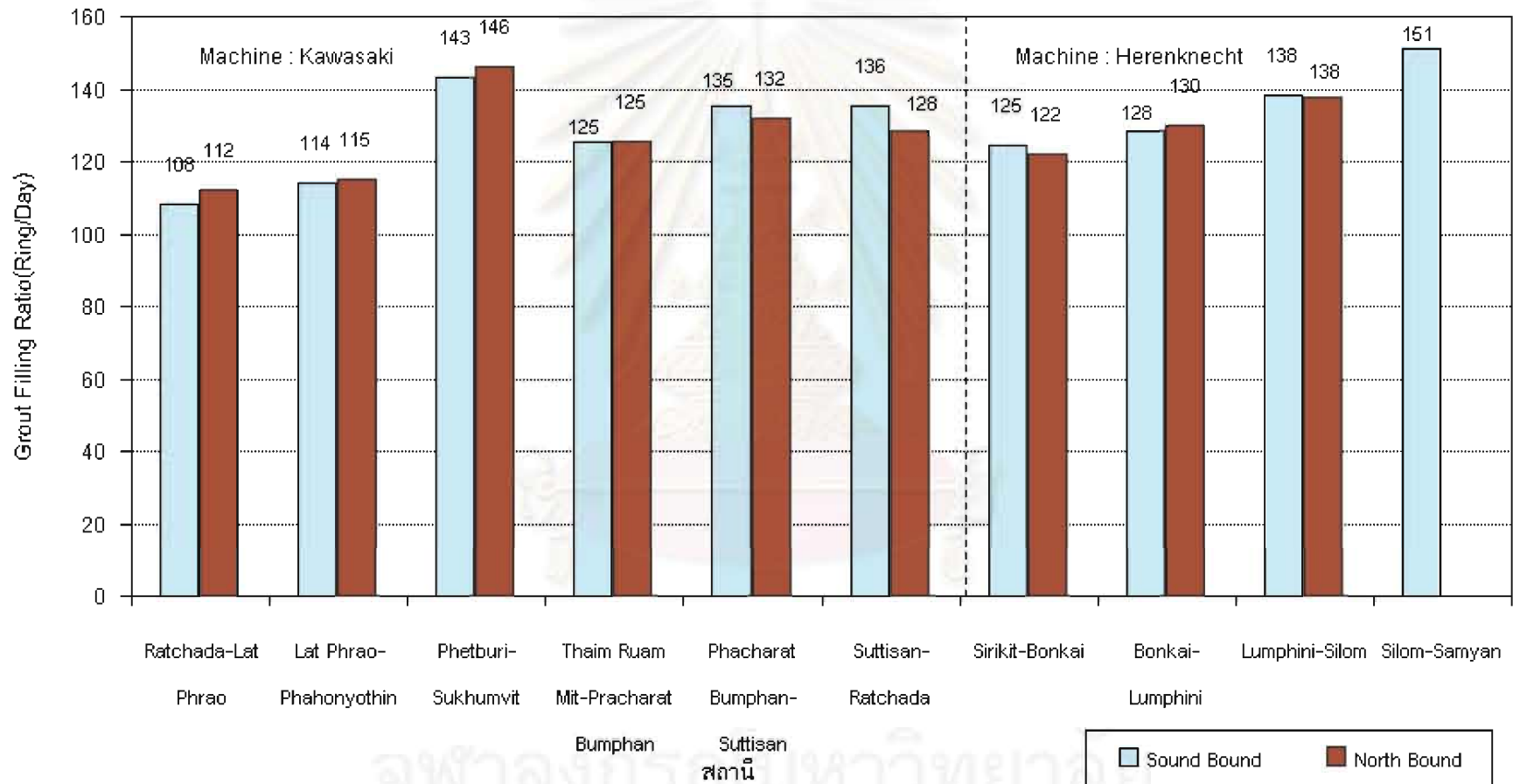
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ๓๖ แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Grouting Pressure ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

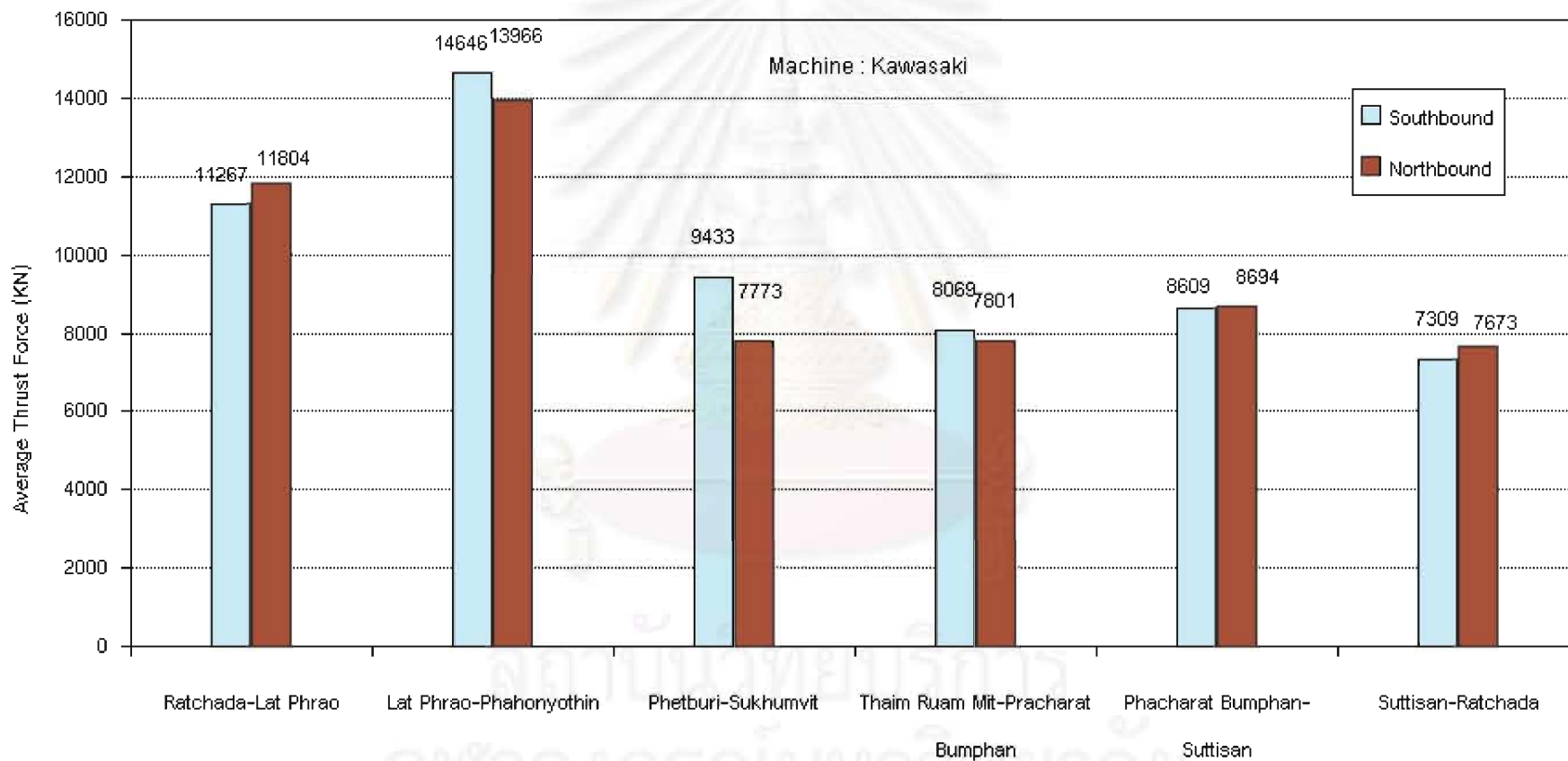


จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค7 แผนภูมิแท่งแสดงค่าเฉลี่ย Grout Filling Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่างๆ

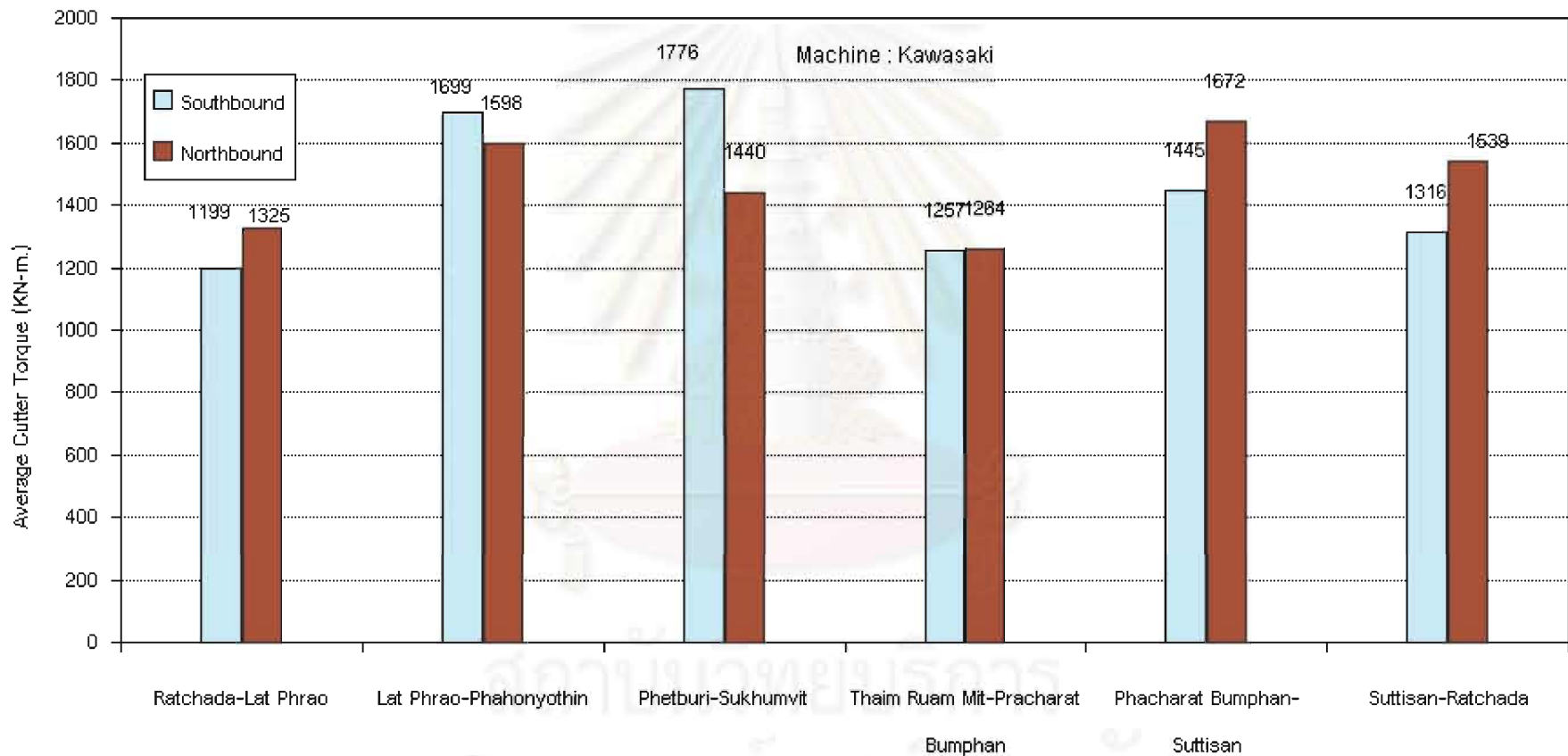


รูปที่ ค8 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Thrust Force ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



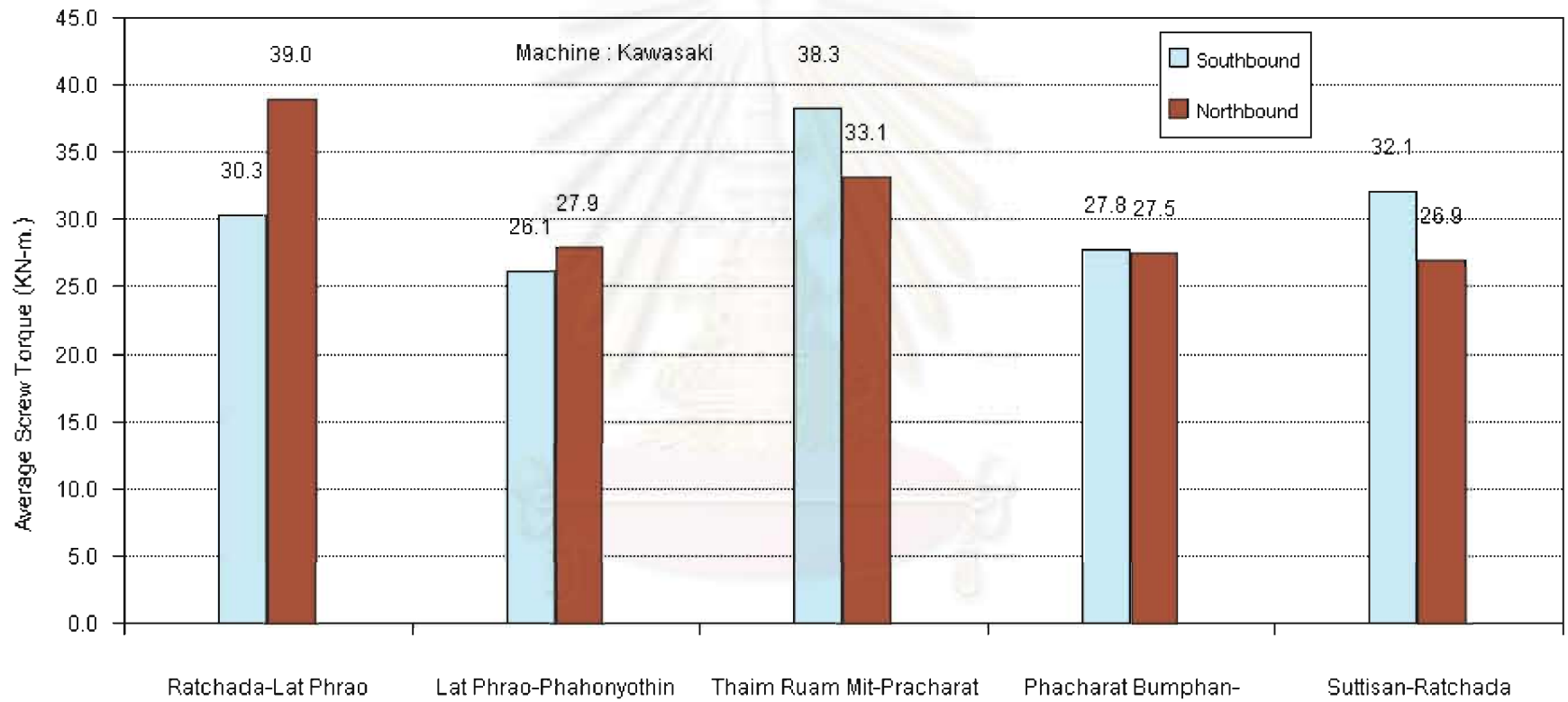
สถาบันวิจัยและพัฒนา
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ๑๑ เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Cutter Torque ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

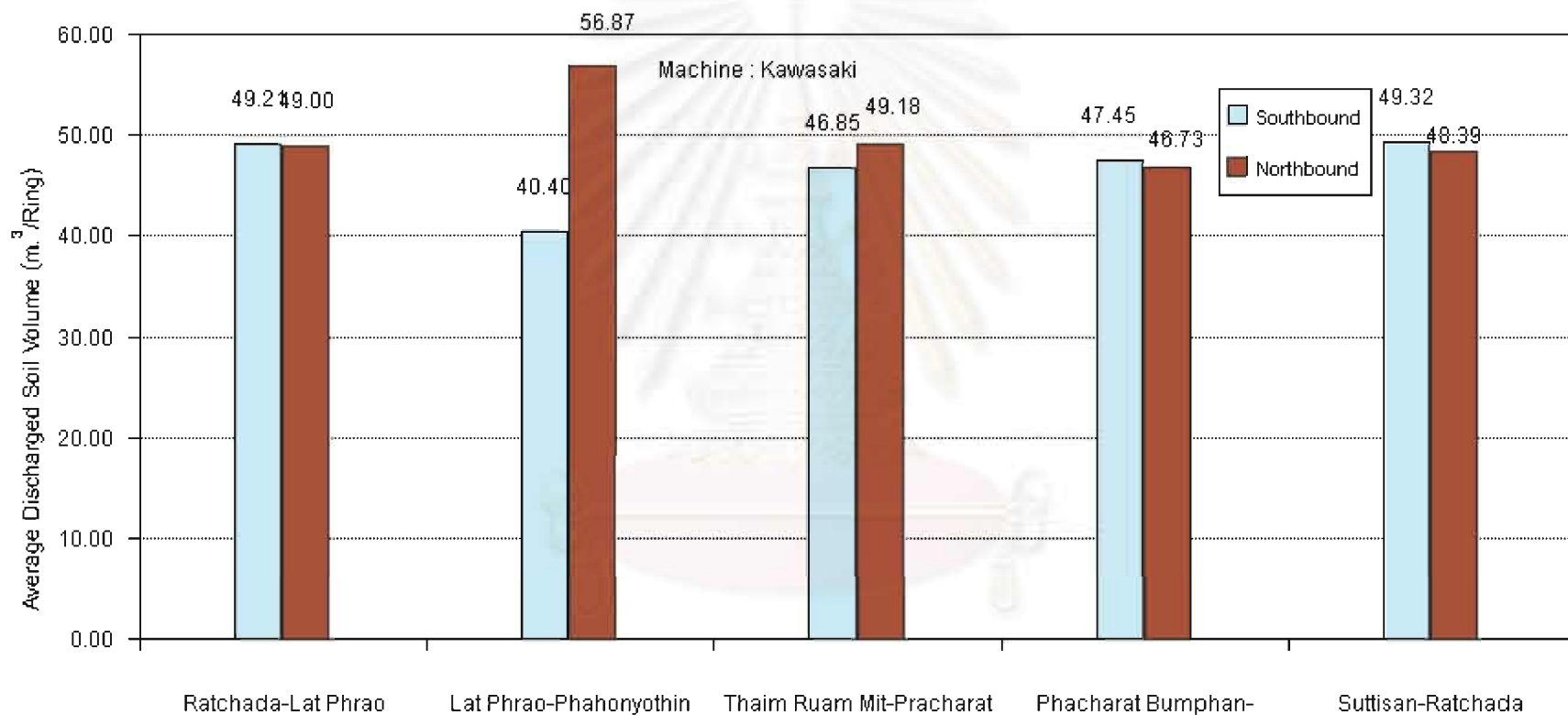


สถาบันวิจัยและพัฒนา
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
สถานี

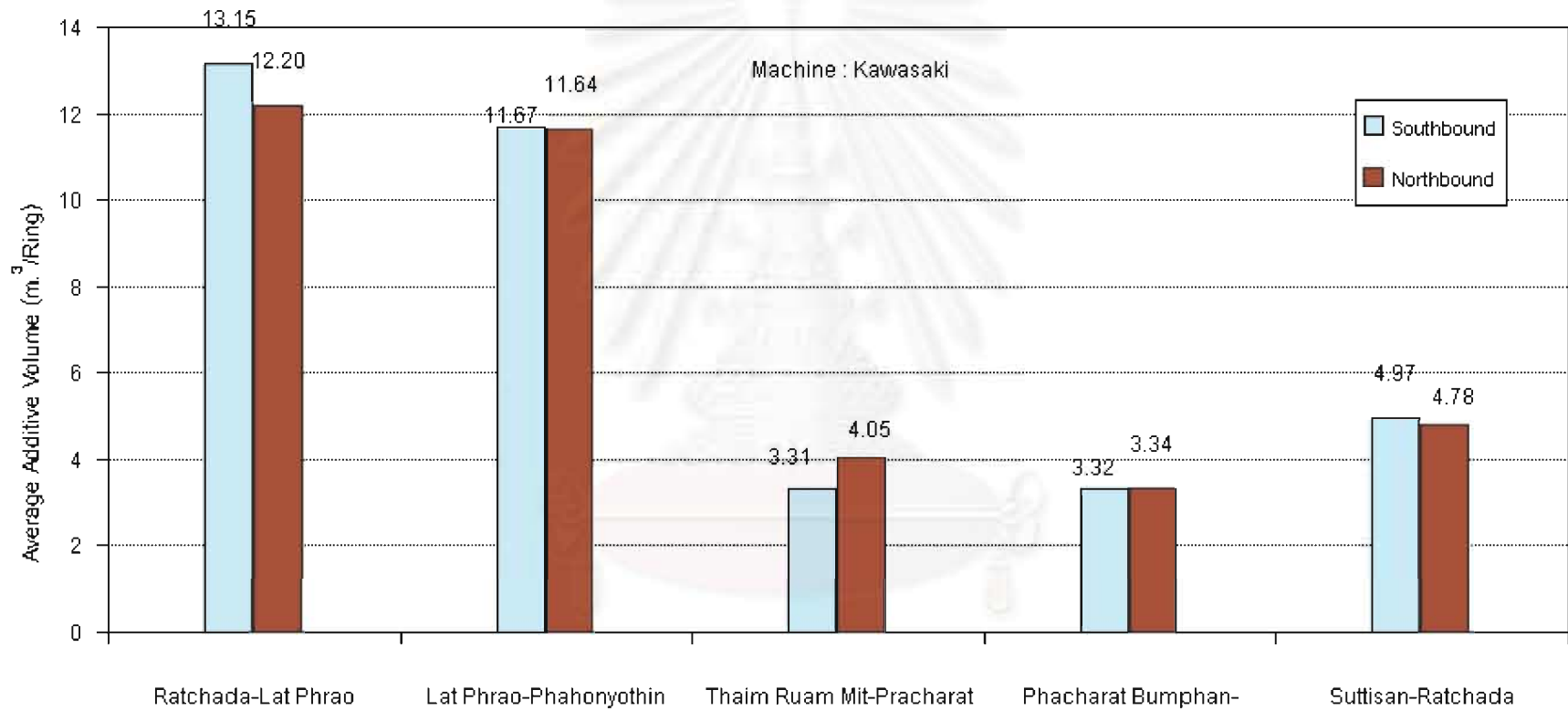
รูปที่ ๑๐ เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Screw Torque ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



รูปที่ ค11 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Discharged Soil Volume ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



รูปที่ ค12 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Additive Volume ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ



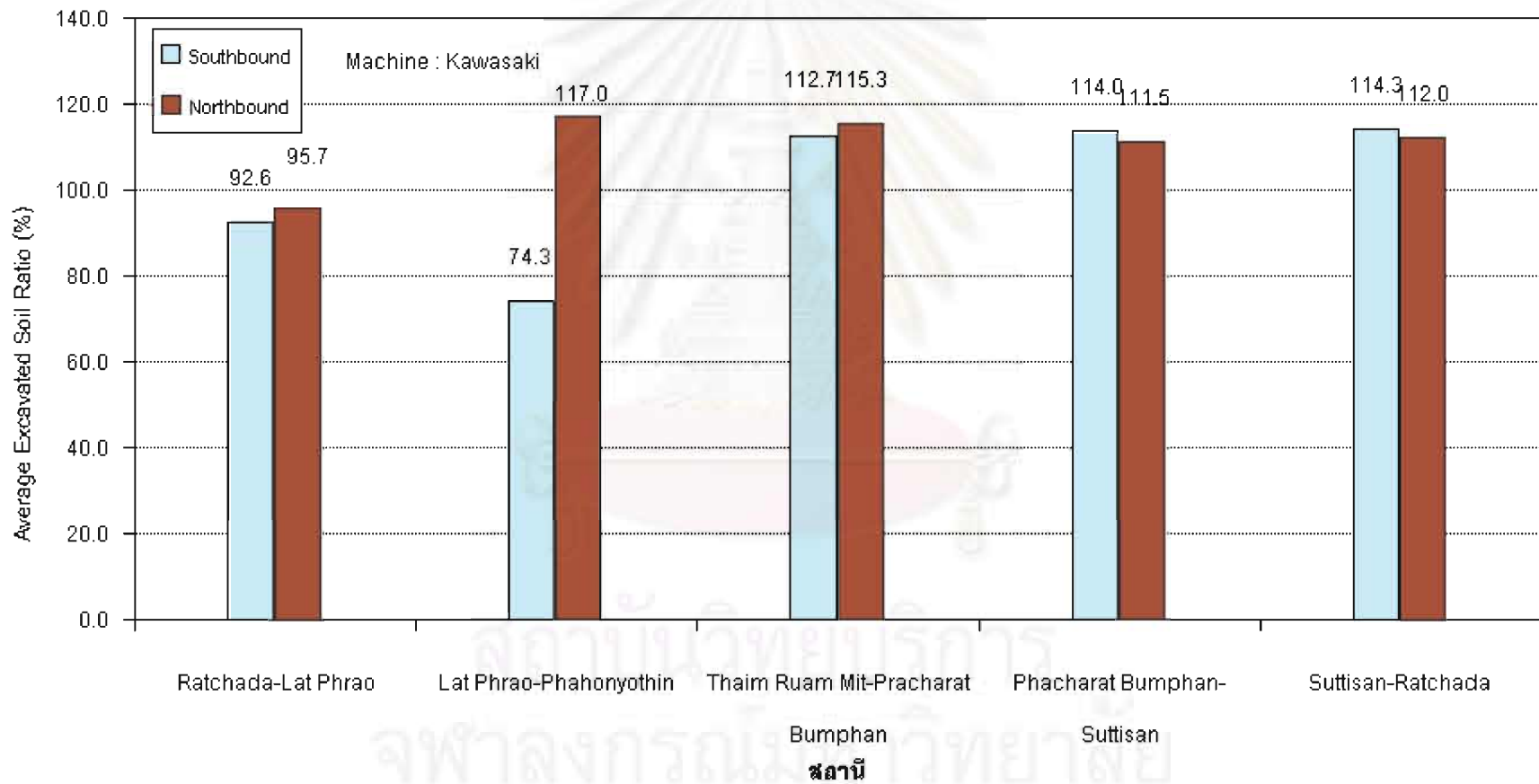
Bumphan

Suttisan

สถานี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค13 เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของ Excavated Soil Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ





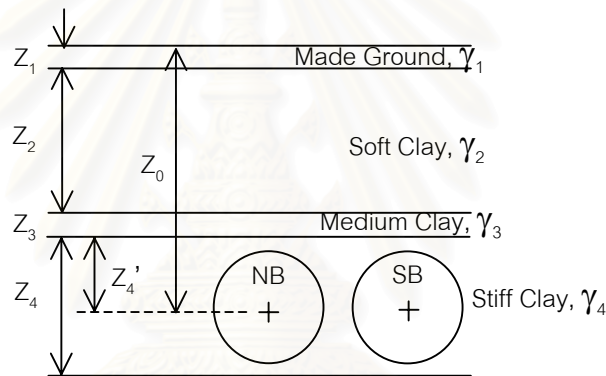
ภาคผนวก ง
ตารางคำนวณ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

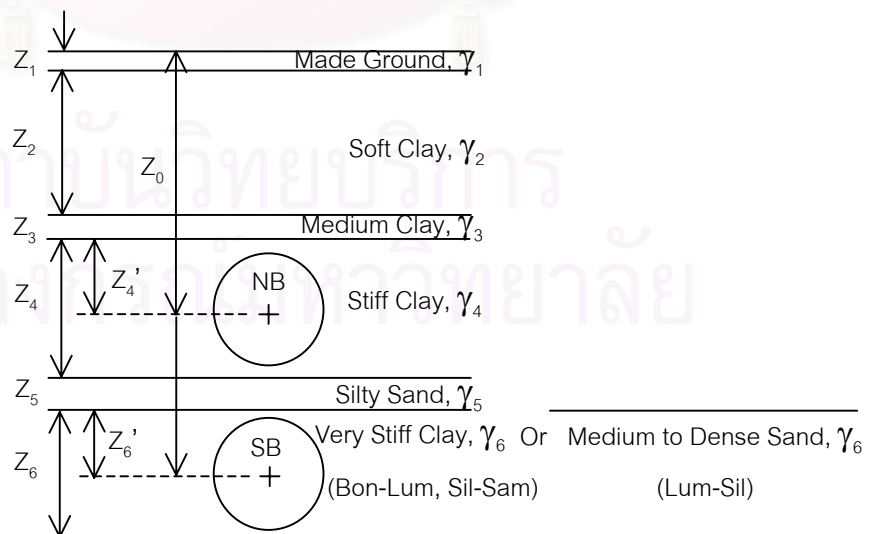
ตารางที่ ง1(ต่อ) แสดงการคำนวณเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์, Face Pressure Ratio และ Grout Pressure Ratio ของช่วงการขุดเจาะต่าง ๆ

Description	Rat-Lat	Lat-Pha	Pet-Suk	Trm-Pra	Pra-Sut	Sut-Rat	Sir-Bon	Bon-Lum	Lum-Sil	Sil-Sam
Typical Face Pressure, p_f (kN/m ²)	152	128	95	61	61	35	221	SB 125 NB 176	SB 92 NB 200	SB 160 NB N/A
Overburden Pressure to The Tunnel Centerline, $(\sigma_{vo})_{Spring\ line}$ (kN/m ²)	345	363	291	345	340	348	347	SB 442 NB 288	SB 466 NB 253	SB 445 NB 253
Coefficient of Lateral Earth Pressure, K_o	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	SB 0.65 NB 0.65	SB 0.33 NB 0.65	SB 0.65 NB 0.65
Total Lateral Earth Pressure to The Tunnel Center Line, $(\sigma_{ht})_{Spring\ line}$ (kN/m ²)	126.85	119.05	130.85	126.85	123.60	128.80	128.15	SB 156.80 NB128.90	SB 103.18 NB119.15	SB 158.75 NB119.15
Face Pressure Ratio, $p_f / (\sigma_{ht})_{Spring\ line}$	1.20	1.08	0.73	0.48	0.49	0.27	1.72	SB 0.80 NB 1.37	SB 0.89 NB 1.68	SB 1.01 NB -
Shear Strength, S_u (kN/m ²)	100	110	90	100	100	100	140	SB 140 NB 85	SB 175 NB 80	SB 140 NB 80
Stability Factor, $((\sigma_{vo})_{Spring\ line} - p_f) / S_u$	1.93	2.14	2.18	2.84	2.79	3.13	0.90	SB 2.26 NB 1.32	SB 2.14 NB 0.66	SB 2.04 NB -
Safety Factor against failure of Tunnel Face, $6S_u / ((\sigma_{vo})_{Spring\ line} - p_f)$	3.11	2.81	2.76	2.11	2.15	1.92	6.67	SB 2.65 NB 4.55	SB 2.81 NB 9.06	SB 2.95 NB -
Typical Grouting Pressure, p_g (kN/m ²)	209	228	224	299	265	271	367	SB 382 NB 382	SB 402 NB 358	SB 487 NB -
Overburden Pressure to Crown, $(\sigma_{vo})_{Crown}$ (kN/m ²)	288	306	234	288	283	291	290	SB 383 NB 233	SB 406 NB 200	SB 386 NB 200
Grout Pressure Ratio, $p_g / (\sigma_{vo})_{Crown}$	0.73 *1.64	0.75 *1.92	0.96	1.04	0.94	0.93	1.27	SB 1.00 NB 1.64	SB 0.99 NB 1.79	SB 1.26 NB -

- หมายเหตุ
- $(\sigma_{vo})_{\text{Spring line}} = \gamma_1 Z_1 + \gamma_2 Z_2 + \gamma_3 Z_3 + \gamma_4 Z_4'$ for Twin Tunnel or
 - $(\sigma_{vo})_{\text{Spring line}} = \gamma_1 Z_1 + \gamma_2 Z_2 + \gamma_3 Z_3 + \gamma_4 Z_4 + \gamma_5 Z_5 + \gamma_6 Z_6'$ for Stack Tunnel
 - $(\sigma_{ht})_{\text{Spring line}} = (\text{Effective Overburden Pressure}) \times K_o + \text{Water Pressure}$
 - γ คือ Total Unit Weight
 - Z_0 คือ ความลึกของดินถึงกึ่งกลางอุโมงค์ (Typical Depth of Tunnel)
 - S_u คือ Shear Strength of Stiff Clay
 - Vertical Pressure และ Lateral Earth Pressure คิดที่ Typical Depth of Tunnel
 - Ground Water Condition : Draw Down to Zero at -23 m.
 - * เป็นอัตราส่วนระหว่าง Grouting Pressure กับ Total Lateral Earth Pressure to The Tunnel Centerline หรือ $p_g / (\sigma_{ht})_{\text{Spring line}}$



ก) รูปแบบอุโมงค์คู่แนวราบ (Twin Tunnel)



ข) อุโมงค์คู่แนวตั้ง (Stack Tunnel)

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย กীরติ เมืองแสน เกิดเมื่อวันที่ 27 มีนาคม พ.ศ. 2519 สำเร็จการศึกษาปริญญา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น เมื่อปี พ.ศ. 2542 และได้เข้าศึกษา
ต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะ
วิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปี พ.ศ. 2542



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย