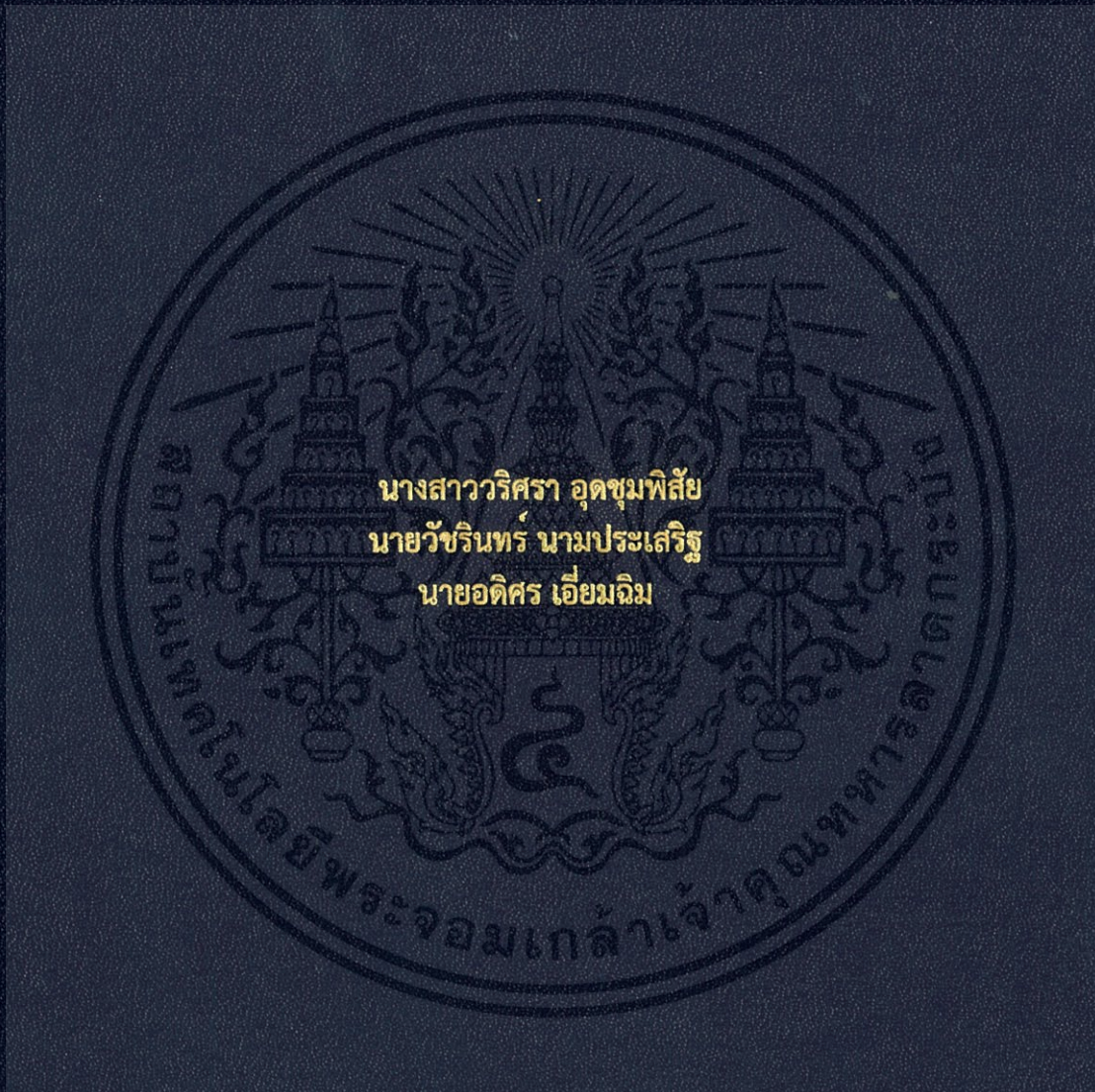


การศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม
ในกรุงเทพมหานคร โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ แบบ 2 มิติ
STUDYING THE EFFECT OF TUNNELING ON EXISTING TUNNEL
BY 2D FINITE ELEMENT ANALYSIS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2559

การศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม
ในกรุงเทพมหานคร โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ แบบ 2 มิติ
STUDYING THE EFFECT OF TUNNELING ON EXISTING TUNNEL
BY 2D FINITE ELEMENT ANALYSIS



นางสาววิศรา อุดชุมพิสัย

นายวัชรินทร์ นามประเสริฐ

นายอดิศร เอี่ยมฉิม

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2559

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

STUDYING THE EFFECT OF TUNNELING ON EXISTING
TUNNEL

BY 2D FINITE ELEMENT ANALYSIS



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF
THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF BACHELOR OF
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
FALCUTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT INSITTUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
ACADEMIC YEAR 2016

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม
ในกรุงเทพมหานคร โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ

นักศึกษา นางสาววิศรา อุดชุมพิสัย รหัสนักศึกษา 56011090
นายวัชรินทร์ นามประเสริฐ รหัสนักศึกษา 56011109
นายอดิสร เอี่ยมฉิม รหัสนักศึกษา 56011388

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม ดร.ศลิษา ไชยพุทธ

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
ศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
ผศ.ดร.ธนาตล คงสมบูรณ์	
อาจารย์อุษะ ศิริแก้ว	
ดร.ศลิษา ไชยพุทธ	

วัน/เดือน/ปี ที่สอบ 19 เมษายน 2560 เวลา 13.30 – 16.30 น.
สถานที่สอบ ห้องประชุมภาควิชาวิศวกรรมโยธา ชั้น 1

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(รศ.ดร.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ธนเดช)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ ๓ เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2560

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิมใน
กรุงเทพมหานครโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ

วริศรา อุดชุมพิสัย 56011090

วัชรินทร์ นามประเสริฐ 56011109

อดิศร เอี่ยมฉิม 56011388

อาจารย์ที่ปรึกษา : ศ.ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม : ดร.ศลิษา ไชยพุทธ

บทคัดย่อ

ปัจจุบันกรุงเทพมหานครมีการพัฒนาเพื่อรองรับประชากรที่เพิ่มขึ้นและแก้ปัญหาทางด้านการจราจร ด้วยพื้นที่การก่อสร้างบนดินที่มีอยู่จำกัด ดังนั้นการก่อสร้างใต้ดินและอุโมงค์จึงได้เข้ามามีบทบาทอย่างมากในการพัฒนาระบบสาธารณูปโภค และโครงสร้างพื้นฐานต่างๆ เช่น อุโมงค์ป้องกันน้ำท่วม อุโมงค์ระบบขนส่งมวลชน เป็นต้น หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลหรือ Earth Pressure Balance Shield (EPB) ซึ่งสามารถลดการทรุดตัวของผิวดินได้ดี ส่วนใหญ่ได้นำมาใช้ในการก่อสร้างในดินอ่อน เช่น กรุงเทพฯ อย่างไรก็ตามในอนาคตอุโมงค์ที่มีอยู่เดิมอาจไม่เพียงพอต่อความต้องการ จึงมีความเป็นไปได้ที่จะทำการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ (New tunneling) คู่ขนานไปกับแนวอุโมงค์เดิม (Existing tunnel) ซึ่งอาจส่งผลกระทบต่อ การทรุดตัวที่ผิวดิน และแรงภายในผนังอุโมงค์เดิม ดังนั้นงานวิจัยชิ้นนี้จึงมุ่งเน้นศึกษาวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface settlement) และค่าการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด (Bending moment) ภายในผนังอุโมงค์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ (Finite Element Model, 2D-FEM) เมื่ออุโมงค์ใหม่วางตัวอยู่เหนือจุดยอดอุโมงค์ (Crown) ที่ระดับ $0.5DT - 1DT$ (DT คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกอุโมงค์) และวางตัวอยู่ใต้จุดท้องอุโมงค์ (Invert) ที่ระดับ $0.5 DT - 3 DT$

คำสำคัญ : หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ; การทรุดตัวที่ผิวดิน ; โมเมนต์ดัด ; ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ ; อุโมงค์

STUDYING THE EFFECT OF TUNNELING ON EXISTING TUNNEL

BY 2D FINITE ELEMENT ANALYSIS

Warissara Udchumpisai 56011090

Watcharin Nampasert 56011109

Adisorn Iamchim 56011388

Advisor: Asst.Prof.Dr.Suchatvee Suwansawat

Co-advisor: Dr.Salisa Chaiyaput

Abstract

Nowadays, Bangkok has been developed to deal with increased populations and traffic congestion. With construction areas are limited, underground constructions and tunneling, such as flood tunnel and mass rapid transit system, have played a key role for developing the utilities and infrastructures. Earth Pressure Balance Shield (EPB) technique, which include rapid construction, soil deformation easily controlling, and less disturbances to ground traffic has been used for tunneling in various projects of Bangkok soft soil. However, the development of the utilities systems as mentioned above, the many projects of tunnel construction will be considered for this purpose. Therefore, the new tunneling inevitably affects the existing tunnels and can induce surface settlements and internal forces of the existing tunnel lining. This research analyzed the new tunneling at which the alignments are defined in parallel to the existing tunnel. The surface settlements and a bending moment in existing tunnel lining analyzed by 2D Finite Element model are presented. The position of new tunneling are defined at $0.5D_T - 1D_T$ above the crown of existing tunnel (D_T is the outside diameter of the tunnel) and $0.5D_T - 3D_T$ underneath the invert of the existing tunnel.

Keywords : Earth Pressure Balance Shield (EPB); Surface Settlement ; Bending Moment; 2D Finite Element ; Tunnel

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้จัดทำโครงการพิเศษขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษา และ ดร.ศลิษา ไชยพุทธ อาจารย์ที่ปรึกษาร่วมของโครงการพิเศษนี้ ที่ได้สละเวลาอันมีค่าให้คำแนะนำ และข้อเสนอแนะต่างๆ อันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการวิจัย

ขอขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่าน ที่ได้สอนวิชาความรู้ต่างๆ ตลอดระยะเวลาการศึกษาในภาควิชาวิศวกรรมโยธา ทำให้สามารถนำวิชาความรู้มาประยุกต์ใช้ในการทำโครงการพิเศษได้เป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่เอื้อเฟื้อโปรแกรม PLAXIS ให้นำมาใช้ในการศึกษาโครงการพิเศษในครั้งนี้

ขอขอบพระคุณบุพการี ที่ให้การเลี้ยงดู อุปถัมภ์สอน คณะผู้จัดทำด้วยความรักความห่วงใยให้การสนับสนุน และให้กำลังใจตลอดระยะเวลาการศึกษา รวมทั้งให้การสนับสนุนทุนในการดำเนินงานครั้งนี้ด้วย

ขอขอบพระคุณนายประทีป หลื่อประเสริฐ พี่อู๊ด และพี่ๆ ในศูนย์นวัตกรรมก่อสร้างใต้ดิน และอุโมงค์พระจอมเกล้าลาดกระบังทุกท่าน ที่คอยให้คำปรึกษา คำแนะนำ อีกทั้ง ยังช่วยแก้ปัญหาต่างๆ ที่เกิดขึ้นตลอดระยะเวลาการดำเนินงาน

ขอขอบคุณเพื่อนๆ วิศวกรรมโยธา รุ่นที่ 36 และทุกคนที่คอยเป็นกำลังใจ ให้ความช่วยเหลือในด้านต่างๆ

สุดท้ายนี้ คณะผู้จัดทำโครงการพิเศษ หวังเป็นอย่างยิ่งว่าโครงการพิเศษฉบับนี้จะเป็นแนวทางในการศึกษาเกี่ยวกับการก่อสร้างใต้ดินให้กับผู้ที่สนใจได้ใช้ประโยชน์ต่อไป

วรศรา อุดขุมพิสัย

วัชรินทร์ นามประเสริฐ

อดิศร เอี่ยมฉิม

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง	VI
สารบัญรูป.....	VII
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 แนวทางการศึกษา	2
1.3 วัตถุประสงค์ของการศึกษา	2
1.4 ขอบเขตการศึกษา	2
1.5 ขั้นตอนการศึกษา	2
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	4
2.1 ข้อมูลทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน.....	4
2.2 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน	11
2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	28
2.4 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ	35
2.5 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์	42
บทที่ 3 วิธีการศึกษา.....	59
3.1 กล่าวนำ	59
3.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน	60
3.3 การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ	62

สารบัญ(ต่อ)

หน้า

บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์.....	74
4.1 กล่าวนำ	74
4.2 การวิเคราะห์.	74
บทที่ 5 สรุปผลการทดลองและข้อเสนอแนะ.....	86
5.1 สรุปผลการทดลอง	86
5.2 ข้อเสนอแนะ	88
บรรณานุกรม	89



สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดินกรณี.....	43
ตารางที่ 3.1	ค่าพารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน (Jongpradist P).....	68
ตารางที่ 3.2	ค่าพารามิเตอร์ของผนังอุโมงค์	68
ตารางที่ 4.1	แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีศึกษา ใน Phase 3	76
ตารางที่ 4.2	แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไปที่พิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวของอุโมงค์เดิม.....	77
ตารางที่ 4.3	แสดงผลรวมของโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เปลี่ยนแปลงไปในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3.....	80
ตารางที่ 4.4	แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 4	81
ตารางที่ 4.5	แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไปที่พิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวของอุโมงค์เดิม	82
ตารางที่ 4.6	แสดงผลรวมของโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เปลี่ยนแปลงไปในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4.....	85
ตารางที่ 5.1	ตารางสรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน(Surface Settlement)เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านอุโมงค์เดิมในแนวขนาน โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ	86
ตารางที่ 5.2	ตารางสรุปผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending Moment) ในผนังอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านอุโมงค์เดิมในแนวขนาน โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ	87

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 2.1	แผนที่โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008).....	6
รูปที่ 2.2	เส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินสถานีหัวลำโพง-สถานีอิสรภาพ (MRTA, 2008)	6
รูปที่ 2.3	สภาพถนนบริเวณสนามไชย.....	7
รูปที่ 2.4	สภาพอาคารที่หนาแน่นในถนนเยาวราช.....	8
รูปที่ 2.5	สภาพการจราจรในบริเวณถนนเยาวราช.....	8
รูปที่ 2.6	สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)	10
รูปที่ 2.7	แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008).....	11
รูปที่ 2.8	สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน	12
รูปที่ 2.9	ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน.....	12
รูปที่ 2.10	รถรางลำเลียงดินที่ขุดออกจากอุโมงค์.....	13
รูปที่ 2.11	ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์	14
รูปที่ 2.12	ควบคุมควบคุมด้วยระบบ computer ในการขุดเจาะ	14
รูปที่ 2.13	แผนผังการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์	15
รูปที่ 2.14	แม่แรงไฮดรอลิคด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล	16
รูปที่ 2.15	แม่แรงไฮดรอลิคดันด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อทำให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า	16
รูปที่ 2.16	ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งเป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass).....	17
รูปที่ 2.17	การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีที่ยื่นร่วมมิตรในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล	18
รูปที่ 2.18	ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างผนังอุโมงค์และหัวเจาะ	18
รูปที่ 2.19	การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ.....	19
รูปที่ 2.20	สลักเกลียวโค้ง (Curve bolt)	20
รูปที่ 2.21	การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง	20
รูปที่ 2.22	คนงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์.....	20
รูปที่ 2.23	คนงานกำลังตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์	21

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 2.24 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush).....	22
รูปที่ 2.25 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์	23
รูปที่ 2.26 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน.....	24
รูปที่ 2.27 ส่วนประกอบของระบบนำทาง.....	25
รูปที่ 2.28 กล้องเลเซอร์ติดตั้งที่วงรอบผนังอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ	26
รูปที่ 2.29 ตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบด้านหลังหัวเจาะ	26
รูปที่ 2.30 ระบบการติดตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ.....	27
รูปที่ 2.31 ห้องควบคุมระบบนำทางของหัวเจาะ	27
รูปที่ 2.32 รัศมีการทรุดตัวหลังผิวหน้าของการขุดเจาะ (Radial displacement behind the face).....	31
รูปที่ 2.33 วิธี Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988).....	32
รูปที่ 2.34 พื้นฐานทฤษฎีของวิธี Hypothetical modulus of elasticity soft lining (HME) (Karakus and Fowell, 2003).....	33
รูปที่ 2.35 ค่าพารามิเตอร์ของวิธี Gap method (Lee and rowe, 1991)	34
รูปที่ 2.36 (a) วิธี Volume loss control method, (b) การจำลองขั้นตอนการขุดเจาะของชิ้น ส่วนแบบของแข็ง (Solid element) (after Potts and Zdravkovic, 2001).	36
รูปที่ 2.37 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ (Publicado,1944)	37
รูปที่ 2.38 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ	37
รูปที่ 2.39 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ	38
รูปที่ 2.40 การสูญเสียมวลดินจากการกัมหรือเฉยของหัวเจาะ.....	39
รูปที่ 2.41 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน	39
รูปที่ 2.42 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ	40
รูปที่ 2.43 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน ความดันหน้าหัวเจาะ และความเร็วขณะ ขุดเจาะโดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีพระราชารัษฎร์บำเพ็ญ.....	43
รูปที่ 2.44 การเตรียมช่องเปิดบนกำแพงพีต	44
รูปที่ 2.45 โครงเหล็กรับแรงหลักที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์	44
รูปที่ 2.46 หัวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังกำแพงพีตของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ	45

สารบัญรูป(ต่อ)

หน้า

รูปที่ 2.47	ผนังอุโมงค์ชั่วคราว	45
รูปที่ 2.48	อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์.....	46
รูปที่ 2.49	การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุด (ผนังอุโมงค์วงที่ 49).....	47
รูปที่ 2.50	พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง	48
รูปที่ 2.51	รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ	48
รูปที่ 2.52	การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101).....	49
รูปที่ 2.53	การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผนังอุโมงค์วงที่ 164).....	50
รูปที่ 2.54	แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์	50
รูปที่ 2.55	แนวการทรุดตัวของผิวดินวัดจากแนวมุมวัดการทรุดตัวที่ตำแหน่ง CS-8E	51
รูปที่ 2.56	การใช้กราฟความน่าจะเป็นปกติประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว ...	52
รูปที่ 2.57	ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (Inclinometer)	54
รูปที่ 2.58	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-03	54
รูปที่ 2.59	การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-04	55
รูปที่ 2.60	ตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์ขณะเคลื่อนที่ผ่านเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง	56
รูปที่ 2.61	ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน ..	57
รูปที่ 2.62	อิทธิพลจากการอัดฉีดน้ำปูนที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน	58
รูปที่ 3.1	แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา.....	60
รูปที่ 3.2	สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนเหนือของอุโมงค์	61
รูปที่ 3.3	สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนใต้ของอุโมงค์.....	61
รูปที่ 3.4	ภาพแบบจำลองหน้าตัดอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ที่หน้าตัด CS-8B	62
รูปที่ 3.5	แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินหน้าตัด CS-8B	63
รูปที่ 3.6	วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 0.5Dt	64
รูปที่ 3.7	วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 1.0Dt	64
รูปที่ 3.8	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 0.5Dt	65
รูปที่ 3.9	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.0Dt	65
รูปที่ 3.10	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.5Dt	66
รูปที่ 3.11	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.0Dt	66
รูปที่ 3.12	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.5Dt	67
รูปที่ 3.13	วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 3.0Dt.....	67
รูปที่ 3.14	ภาพแสดงการ Mesh	69

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 3.15 ภาพแสดงการ Mesh	70
รูปที่ 3.16 การกำหนดค่าความเค้นและค่าแรงดันน้ำในแบบจำลองของชั้นดิน	70
รูปที่ 3.17 การกำหนด Cluster pore pressure distribution	71
รูปที่ 3.18 การกำหนดค่า Contraction Tunnel หรือ ค่าการสูญเสียมวลดิน(Volume loss).....	72
รูปที่ 3.19 ภาพตัวอย่างการแสดงผล phase การขุดเจาะอุโมงค์	72
รูปที่ 3.20 ภาพแสดงขั้นตอนการคำนวณของโปรแกรม	73
รูปที่ 3.21 ภาพแสดงผลลัพธ์จากการคำนวณ.....	73
รูปที่ 4.1 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดินที่บันทึกจากสนาม (S.Suwansawat, Ph.D., 2002)	74
รูปที่ 4.2 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวของผิวดินที่บันทึกจากสนาม	75
รูปที่ 4.3 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement)ของแต่ละกรณีศึกษาในPhase3... 76	
รูปที่ 4.4 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement) ที่พิกัด (0,0) ของ แต่ละกรณีศึกษา	77
รูปที่ 4.5 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ ที่ผิวดินพิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวของผิวดินที่พิกัด (0,0) ของอุโมงค์เดิมในแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 3	78
รูปที่ 4.6 จุดที่พิจารณาโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์เดิม	78
รูปที่ 4.7 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในแต่ละจุดของอุโมงค์ เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3.....	79
รูปที่ 4.8 กราฟผลรวมการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในอุโมงค์เดิม เนื่องจาก การก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3.....	79
รูปที่ 4.9 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement)ของแต่ละ กรณีศึกษาใน Phase 4	81
รูปที่ 4.10 กราฟแสดงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement) ที่พิกัด (0,0) ของแต่ละ กรณีใน Phase 4.....	82

สารบัญรูป(ต่อ)

หน้า

รูปที่ 4.11 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ ที่ผิวดิน พิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของอุโมงค์เดิมในแต่ ละกรณีใน Phase 4	83
รูปที่ 4.12 จุดที่พิจารณาโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เกิดขึ้นในอุโมงค์เดิม	83
รูปที่ 4.13 กราฟแสดงการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในแต่ละจุดของอุโมงค์ เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4	84
รูปที่ 4.14 กราฟผลรวมการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในอุโมงค์เดิม เนื่องจาก การก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4	84



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญ

ปัจจุบันการพัฒนาและขยายตัวของกรุงเทพมหานครเป็นไปอย่างรวดเร็วและต่อเนื่อง ทำให้สภาพความเป็นอยู่ของประชากร มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นตามความเจริญของพื้นที่ จำนวนประชากรที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้สิ่งอำนวยความสะดวก และปัจจัยในการดำเนินชีวิตในด้านต่างๆ เช่น การคมนาคม สาธารณูปโภค และที่อยู่อาศัยที่มีอยู่ ไม่เพียงพอต่อความต้องการ ดังนั้นโครงสร้างพื้นฐาน เช่น ระบบการขนส่งมวลชน ระบบสาธารณูปโภค รวมถึงที่อยู่อาศัย จึงมีการก่อสร้างมากขึ้น เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว แต่เนื่องจากพื้นที่ก่อสร้างบนผิวดินมีอยู่อย่างจำกัด เทคโนโลยีการก่อสร้างใต้ดินจึงเริ่มเข้ามามีบทบาทสำคัญในการบรรเทาปัญหาดังกล่าว โดยเฉพาะเทคโนโลยีการก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งอุโมงค์ในกรุงเทพมหานคร ได้เลือกใช้หัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุลหรือ Earth Pressure Balance Shield (EPB) ซึ่งเป็นหัวเจาะที่เหมาะสมสำหรับการขุดเจาะในชั้นดินเหนียวอ่อน แต่ในอนาคตอุโมงค์ที่มีอยู่เดิมก็อาจไม่เพียงพอต่อความต้องการ ซึ่งการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ (New tunneling) มีความเป็นไปได้ว่าจะเป็นการก่อสร้างผ่านแนวอุโมงค์เดิม (Existing tunnel)

การก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิมที่ระดับความลึกต่างๆ กัน ย่อมก่อให้เกิดผลกระทบต่อการทรุดตัวของผิวดิน และเกิดความเสียหายต่อแนวอุโมงค์เดิมต่างกันด้วย ซึ่งหากมีการศึกษาผลกระทบและวิเคราะห์จากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิมอย่างเพียงพอ จะสามารถป้องกันความเสียหายให้เกิดขึ้นน้อยที่สุด โดยการวิเคราะห์ผลกระทบมีด้วยกันหลายวิธี ได้แก่ วิธีสมการเชิงประสบการณ์ (Empirical method), วิธีวิเคราะห์โดยใช้สมการ (Analytical method), วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical method), วิเคราะห์แบบโครงข่ายประสาทเทียม (ANN)

งานวิจัยนี้ได้เลือกใช้ วิธี Numerical method โดยใช้หลักการทฤษฎีทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ และเลือกกรณีศึกษาจากโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน (Metropolitan Rapid Transit Chaloem Ratchamongkhon Line, MRT Blue Line) โดยวิธีวิเคราะห์กำหนดรูปแบบการวางตัวของแนวอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกแตกต่างกัน ในแต่ละสภาพชั้นดิน ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปแบบค่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement) และค่าโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์เดิม (Bending moment)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 แนวทางการศึกษา

วิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดิน และค่าโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์เดิม จากผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ต่อแนวอุโมงค์เดิม ด้วยแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยใช้คุณสมบัติของชั้นดิน และลักษณะการวางตัวของแนวอุโมงค์เดิมจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งรายละเอียดของวัตถุประสงค์มีดังต่อไปนี้

1. เพื่อศึกษาถึงหลักการเบื้องต้นและหลักการใช้งานของวิธีการวิเคราะห์ โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ
2. เพื่อศึกษาผลกระทบของอุโมงค์ที่มีอยู่เดิมจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่จากหลายๆแนวทาง ในเทอมของค่าการทรุดตัวของผิวดิน และค่าโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์
3. เพื่อเปรียบเทียบการวางตำแหน่งของอุโมงค์ใหม่

1.4. ขอบเขตของการศึกษา

1. ศึกษาเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิมในชั้นดินกรุงเทพมหานครเท่านั้น
2. ใช้ทฤษฎีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ โดยใช้โปรแกรมทางคอมพิวเตอร์ PLAXIS
3. ศึกษาผลกระทบการวางตัวของอุโมงค์ใหม่ที่ขนานด้านบน หรือด้านล่างของแนวอุโมงค์เดิมเท่านั้น
4. ศึกษาพิจารณาที่บริเวณหน้าตัด CS-8B ของอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินเท่านั้น

1.5. ขั้นตอนการศึกษา

1. ทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้หัวเจาะ EPB การก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม การวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของดินและแรงภายในอุโมงค์ โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ

2. ศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการจำลองเพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวและค่าโมเมนต์ดัด โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ ในโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ศึกษาและสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ เพื่อวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของดินและแรงภายในอุโมงค์ และรูปแบบการวิเคราะห์ทางไฟไนต์เอลิเมนต์ที่เหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์แบบใช้หัวเจาะEPB
4. รวบรวมผลการวิเคราะห์นำมาเปรียบเทียบผลของระดับความลึก ในการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน
5. วิเคราะห์ผลและสรุปผลการวิจัย



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

ในบทนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้ห้วเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (EPB) โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ 2 มิติ รวมถึงข้อมูลทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน และกรณีศึกษาการขุดเจาะอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม

2.1 ข้อมูลทั่วไปของโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

2.1.1 รายละเอียดทั่วไปของโครงการ

โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินได้แบ่งการก่อสร้างออกเป็น 2 ช่วง ดังแสดงเป็นแผนที่เส้นทางโครงการในรูปที่ 2.1 ประกอบด้วย

ช่วงบางซื่อ-ท่าพระ

1) ส่วนโครงสร้าง มีระยะทาง 13 กม. เป็นเส้นทางยกระดับทั้งหมด แนวเส้นทางเริ่มต้นจากสถานีบางซื่อ ผ่านถนนประชาราษฎร์สาย 2 สีแยกบางโพ ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา ถนนจรูญสนิทวงศ์ สิ้นสุดที่สีแยกถนนจรูญสนิทวงศ์-ถนนเพชรเกษม

2) ส่วนสถานี เป็นสถานียกระดับ 10 สถานี ได้แก่ สถานีเตาปูน (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีม่วง ช่วงบางใหญ่-บางซื่อ) สถานีบางโพ สถานีบางอ้อ สถานีบางพลัด สถานีสิริธร (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีส้ม ช่วงบางกะปิ-บางบำหรุ) สถานีบางยี่ขัน สถานีบางขุนนนท์ สถานีแยกไฟฉาย สถานีจรูญสนิทวงศ์ 13 สถานีท่าพระ (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ช่วงหัวลำโพง - บางแค)

ช่วงหัวลำโพง-บางแค

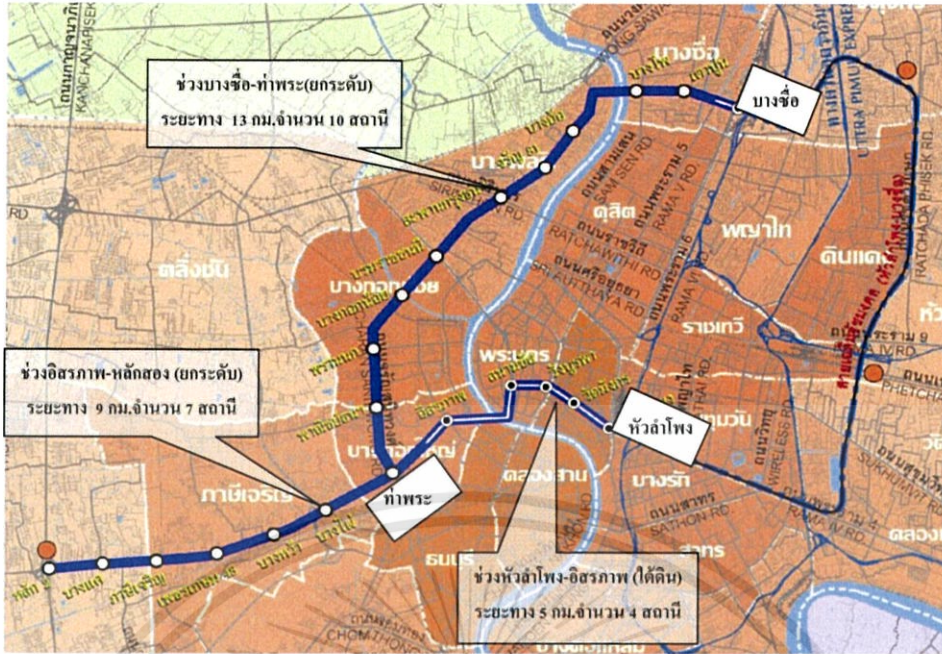
1) ส่วนโครงสร้าง มีระยะทาง 14 กม. แบ่งเป็นเส้นทางวิ่งใต้ดินในช่วงหัวลำโพง-ท่าพระ ระยะทาง 5 กิโลเมตร ผ่านถนน เจริญกรุง วัชรบุรพา ถนนสนามไชย พระบรมมหาราชวัง ลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาที่ปากคลองตลาด คลองบางกอกใหญ่ ถนนอิสรภาพ แล้วเปลี่ยนเป็นเส้นทางยกระดับ ระยะทาง 9 กิโลเมตร เข้าสู่สีแยกท่าพระ ถนนเพชรเกษม สิ้นสุดที่วงแหวนรอบนอก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

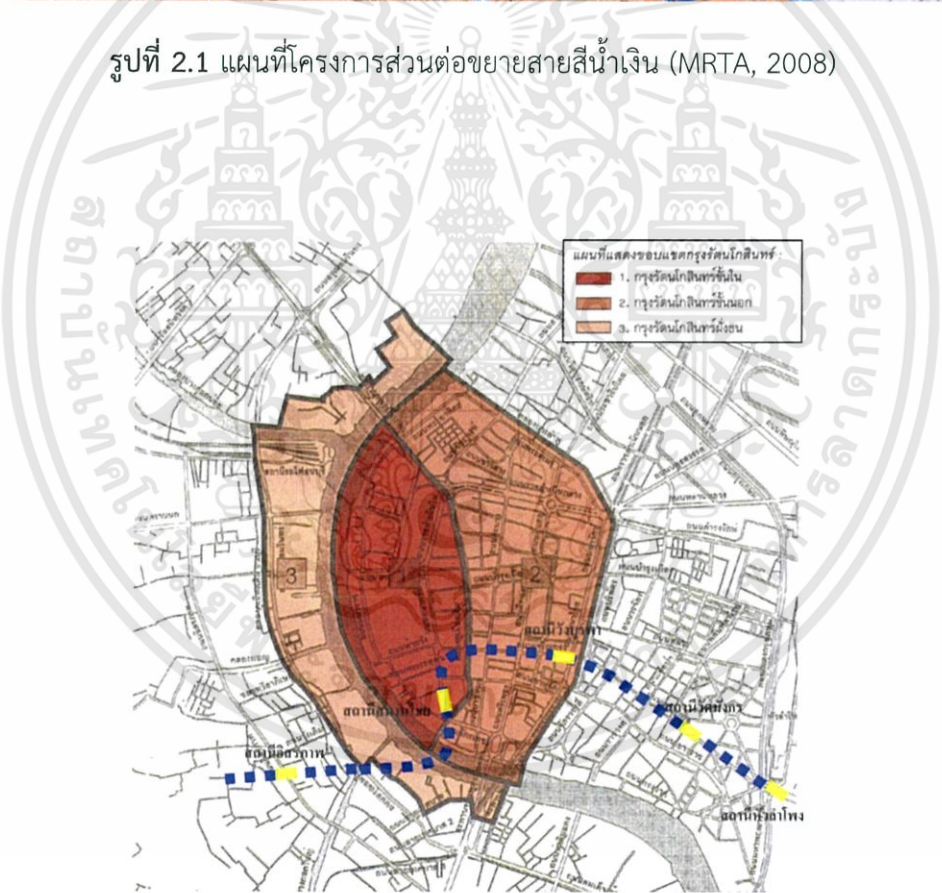
2) ส่วนสถานี มีสถานีจำนวน 11 สถานี เป็นสถานีใต้ดิน 4 สถานี ได้แก่ สถานีวัดมังกร สถานีวังบูรพา (เป็นสถานีใต้ดินร่วมกับรถไฟฟ้าสายสีม่วง บางใหญ่-ราษฎร์บูรณะ) สถานีสนามไชย สถานีอิสรภาพ สถานียกระดับ 7 สถานี ได้แก่ สถานีท่าพระ (เป็นสถานีร่วมกับรถไฟฟ้า สายสีน้ำเงิน ช่วงบางซื่อ-ท่าพระ) สถานีบางไผ่ สถานีบางหว้า สถานีเพชรเกษม 48 สถานีภาชีเจริญ สถานีบางแค สถานีหลักสอง

ในส่วนแนวเส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินในโครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินแสดงในรูปที่ 2.2 เริ่มออกจากสถานีหัวลำโพงซึ่งเป็นสถานีเดิมของโครงการรถไฟฟ้าสายเฉลิมรัชมงคล ขุดเจาะตามถนนพระราม 4 ในแนวทิศตะวันตกผ่านถนนเจริญกรุง คลองผดุงกรุงเกษม พื้นที่เมืองเยาวราช จนถึงแยกวัดพระเชตุพนวิมลมังคลาราม ราชวรมหาวิหาร จึงเลี้ยวซ้ายไปตามถนนมหาไชยผ่านหน้าโรงเรียนวัดราชบพิธ ตลาดปากคลองตลาด แล้วลอดใต้แม่น้ำเจ้าพระยาข้ามไปฝั่งธนบุรี ผ่านใกล้บริเวณวัดกัลยา ตัดผ่านถนนอิสรภาพ และสิ้นสุดก่อนถึงบริเวณสี่แยกท่าพระ รวมเป็นระยะทางประมาณ 5500 เมตร

ในส่วนของบริเวณจุดเริ่มต้นของแนวเส้นทางอุโมงค์ที่สถานีหัวลำโพง ทางวิ่งจะต้องมีรางพิเศษ (Cross-over) สำหรับให้รถไฟฟ้าใต้ดินที่มาจากบางแคสามารถย้อนกลับไปยังสถานีบางแคได้ อีกทั้งสถานีหัวลำโพงไม่ได้มีการจัดเตรียมทำโครงสร้างรองรับเพื่อเป็นจุดเชื่อมต่อในอนาคต ดังนั้นโครงสร้างของทางวิ่งใต้ดินจากจุดเริ่มต้นในช่วงแรก 150 เมตรจึงต้องเป็นรูปแบบขุดและกลบ (Cut and cover) ซึ่งใช้การก่อสร้างผนังเป็นแบบ Diaphragm wall ที่มีความลึกเท่ากับตัวสถานีหัวลำโพง อีกทั้งแนวทางวิ่งใต้ดินต้องไม่เกินแนวเขตทาง (Right of way) อุโมงค์ในช่วงแรกมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันไปจนถึงบริเวณก่อนเข้าสถานีวัดมังกรรูปแบบของอุโมงค์จะเป็นแบบซ้อนกัน จากนั้นอุโมงค์เป็นรูปแบบซ้อนกันไปจนถึงสถานีวังบูรพา ซึ่งสถานีวังบูรพาเป็นสถานีที่ก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบผสมกับ NATM (New Austrian Tunneling Method) ขานขาลาเป็นแบบซ้อนกัน และยังเป็นจุดเชื่อมต่อของโครงการรถไฟฟ้าสายสีม่วงในอนาคตอีกด้วย จากนั้นอุโมงค์มีรูปแบบขนานกันจนเข้าสู่สถานีสนามไชย โดยสถานีสนามไชยเป็นการก่อสร้างแบบ NATM แบบขานชะลากลาง จากนั้นอุโมงค์ส่วนต่อไปมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันจนถึงสถานีอิสรภาพ ซึ่งตัวสถานีก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบ อุโมงค์ที่ต่อจากสถานีอิสรภาพมีรูปแบบเป็นแบบขนานกันจนถึงบริเวณที่จะทำการเชื่อมต่อกับสถานีบางแค



รูปที่ 2.1 แผนที่โครงการส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)



รูปที่ 2.2 เส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงินสถานีหัวลำโพง-สถานีอิสรภาพ (MRTA, 2008)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรรมใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.2 สภาพทางกายภาพ

ลักษณะของถนน

แนวเส้นทางของอุโมงค์ส่วนใหญ่อยู่ใต้ถนนเจริญกรุง ซึ่งถนนเจริญกรุงเป็นถนนที่พระบาทสมเด็จพระจอมเกล้าเจ้าอยู่หัวโปรดเกล้าฯ ให้สร้างขึ้นใน พ.ศ. 2404 ทำการก่อสร้างแล้วเสร็จใน พ.ศ. 2407 มีความยาวจากถนนสนามไชยถึงดาวคะนอง 8,575 เมตร เป็นถนนรุ่นแรกที่ใช้เทคนิคการสร้างแบบตะวันตก ปัจจุบันผ่านพื้นที่เขตพระนคร เขตสัมพันธวงศ์ เขตบางรัก เขตสาทร และเขตบางคอแหลม ต่อมาแนวอุโมงค์ได้เข้ามาอยู่ใต้ถนนสนามไชยผ่านบริเวณหน้าโรงเรียนวัดราชบพิธ



รูปที่ 2.3 สภาพถนนบริเวณสนามไชย

พื้นที่เมืองและอาคารข้างเคียง

พื้นที่ส่วนใหญ่บริเวณถนนเยาวราชเป็นชุมชนคนไทยเชื้อสายจีนอาศัยอยู่ เป็นย่านการค้า รวมทั้งเป็นแหล่งท่องเที่ยวสำคัญแห่งหนึ่งของกรุงเทพฯ อาคารและสิ่งก่อสร้างบริเวณนั้นเป็นฐานรากดินแบบเข็มไม้เป็นกลุ่ม และค่อนข้างหนาแน่นดังแสดงในรูปที่ 2.4

ต่อมาหลังจากพ้นบริเวณเยาวราชเข้าสู่ถนนสนามไชย ผ่านบริเวณปากคลองตลาด ซึ่งมีอาคารประมาณ 4 ชั้นและใช้เสาเข็มลึกประมาณ 21 เมตร ส่วนชุมชนบริเวณบางกอกใหญ่และสถานีอิสรภาพ ส่วนใหญ่เป็นตึกแถวสูง 2 ชั้น



รูปที่ 2.4 สภาพอาคารที่หนาแน่นในถนนเยาวราช

2.1.3 การจราจร

เนื่องจากถนนเยาวราชเป็นถนนเศรษฐกิจ และย่านการค้า ทำให้มีการจราจรพลุกพล่านตลอดเวลาทั้งในกลางวันและกลางคืนดังแสดงใน รูปที่2.5 ถนนเจริญกรุงบริเวณสถานีวัดมังกรเป็นถนนเดินรถทางเดียวและแคบมีความกว้างประมาณ 11.1 ถึง 14.0 เมตร 4 ช่องจราจร การจราจรในบริเวณค่อนข้างหนาแน่นตลอดเวลา ส่วนถนนเจริญกรุงบริเวณสถานีวังบูรพา ถนนมีความกว้างมากขึ้นเป็น 5-6 ช่องจราจรซึ่งไม่มีปัญหาในเรื่องการจราจร และถนนสนามไชยบริเวณสถานีสนามไชยมีความกว้าง 4 ช่องจราจรแต่ก็ไม่มีปัญหาในด้านการจราจรเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.5 สภาพการจราจรในบริเวณถนนเยาวราช

2.1.4 สภาพทางธรณีวิทยา

พื้นที่บริเวณสถานีหัวลำโพงถึงสถานีวัดมังกร ผ่านถนนเจริญกรุงและถนนเยาวราช ซึ่งเคยเป็นพื้นที่ราบลุ่มและน้ำท่วมถึง ทำให้การจัดเรียงตัวของชั้นดินเป็นดังรูปที่2.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยช่วงความลึก 3 เมตรแรกเป็นดินถม หลังจากนั้นเป็นชั้นของดินเหนียวอ่อนโดยมีความลึกอยู่ในช่วง 3 - 12 เมตรจากผิวดิน ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นดินเหนียวปานกลาง ความหนาประมาณ 3-4 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ที่มีความหนาของชั้นประมาณ 10 เมตร ส่วนชั้นถัดไปเป็นชั้นดินทรายที่ 1 ที่มีความหนาของชั้น 5 เมตร ต่อมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากและชั้นดินทรายที่ 2 รายละเอียดลักษณะทั่วไปของชั้นดินต่างๆมีดังนี้

1) ชั้นดินชั้นแรก : ดินถมและเศษวัสดุเป็นชั้นบนสุดที่เป็นพวกวัสดุถม (Very loose to medium dense silty sand) และพวกเศษฝกร่อน (Medium to stiff silty clay) ที่มีสีค่อนข้างเหลืองและเทา ความหนาของชั้นนี้อยู่ที่ประมาณ 2 - 5 เมตรและค่า SPT N value อยู่ในช่วง 2 - 21 blow/ft ค่า Water content ในชั้นนี้อยู่ที่ระหว่าง 10% - 35% ระดับน้ำใต้ดินสามารถพบได้ที่ชั้นนี้

2) ชั้นดินชั้นที่ 2 : Very soft to soft clay ชั้นนี้อยู่ที่ความลึก 3 - 12 เมตร ประกอบด้วย Medium gray to dark gray very soft to soft clay ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 10 - 25 kPa และค่า Water content มีค่า 60% - 105%

3) ชั้นดินชั้นที่ 3 : Medium stiff clay ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Dark gray to brownish gray, Medium stiff clay อยู่ใต้ชั้น Soft clay มีความหนา 3 - 4 เมตร ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 26 - 47 kPa และค่า Water content มีค่า 31% - 62%

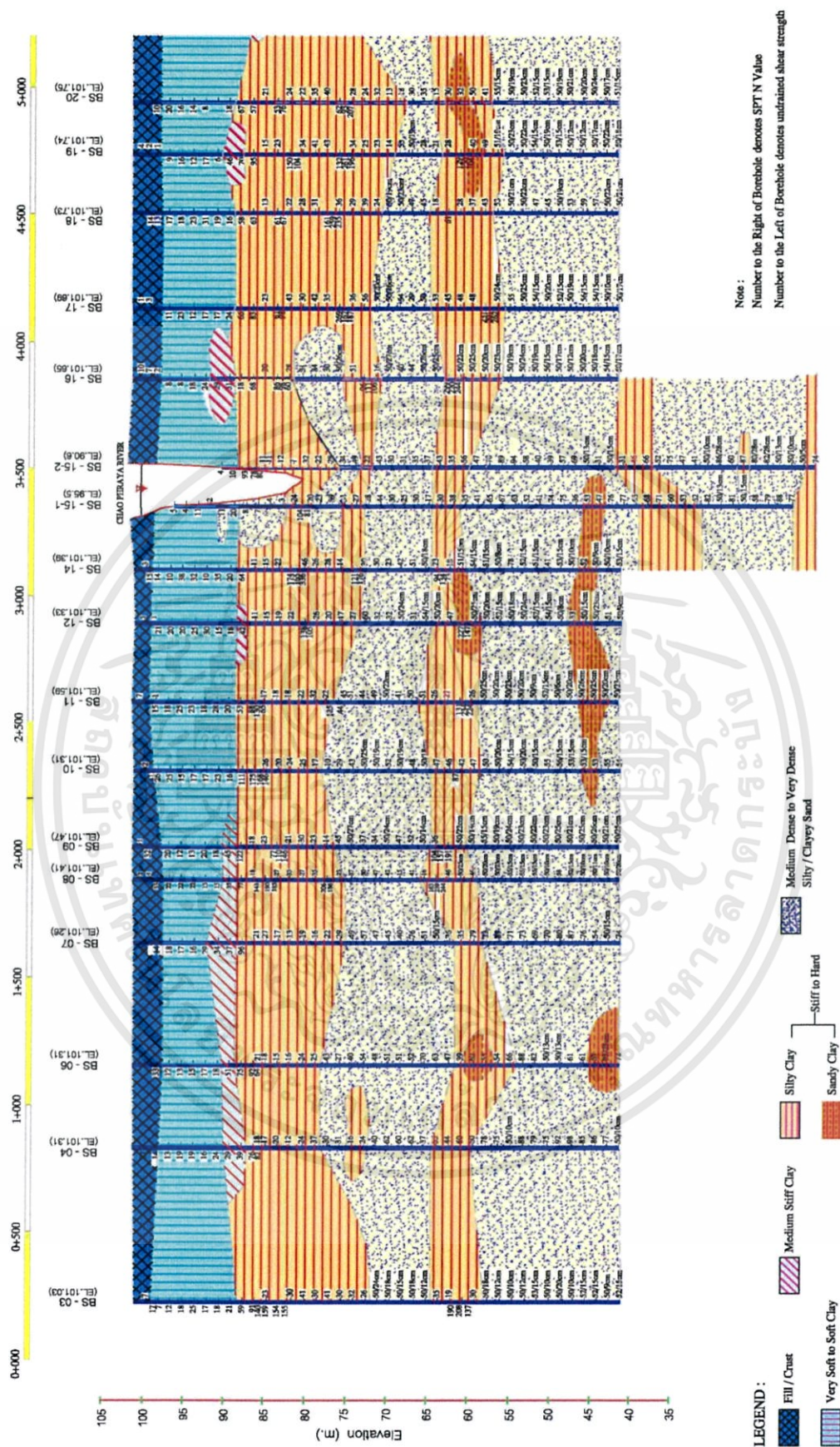
4) ชั้นดินชั้นที่ 4 : Stiff to hard clay ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Yellowish to light grayish brown, Stiff to very stiff clay อยู่ที่ความลึก 15 - 25 เมตร บางจุดจะพบ Sandy soil ด้วย ค่า SPT N value มีค่าระหว่าง 9 - 35 blow/ft และค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าระหว่าง 75 - 162 kPa และค่า Water content มีค่าระหว่าง 15 - 32%

5) ชั้นดินชั้นที่ 5 : Medium dense to very dense sand ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Medium to very dense clayey and silty sand with yellowish to grayish brown อยู่ที่มีความลึกประมาณ 35 - 40 เมตร water content 12 - 25% ค่า SPT N value > 20 blow/ft

6) ชั้นดินชั้นที่ 6 : Very stiff to hard clay ชั้นนี้ประกอบด้วย Light gray to grayish brown, Very stiff to hard clay มีความหนา 10 - 12 เมตร water content 15% - 22% ค่า SPT N value > 30 blow/ft

7) ชั้นดินชั้นที่ 7 : Very dense sand ชั้นนี้ประกอบไปด้วย Silty sand and poorly graded sand with silt, Yellowish brown to brownish gray พบที่ปลายสุดของหลุมเจาะสำรวจที่ 60 - 65 เมตร ค่า SPT N value > 50 blow/ft ปลายเข็มเจาะขนาดใหญ่มักจะวางที่ชั้นนี้เพื่อให้ได้ค่า Bearing capacity สูงที่สุด

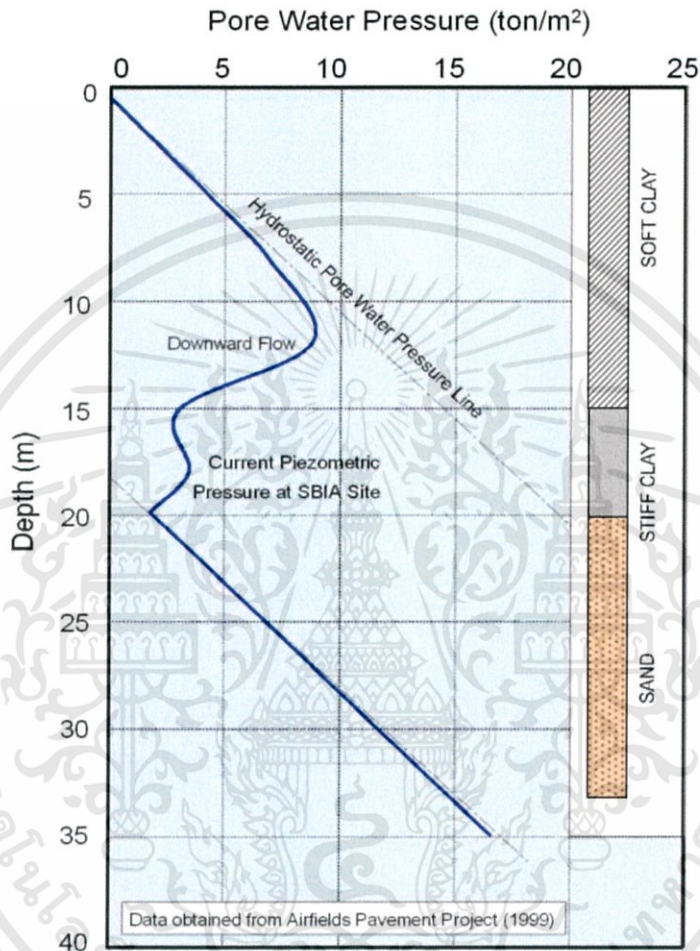
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.6 สภาพทางธรณีวิทยาโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับลักษณะของน้ำใต้ดินตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน แรงดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงตามความลึก (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่าในชั้นดินเหนียวแรงดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่ และที่ระดับความลึก 20 เมตร ซึ่งเป็นชั้นทราย พบว่าแรงดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 แรงดันน้ำของโครงการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายสายสีน้ำเงิน (MRTA, 2008)

2.2 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน

2.2.1 เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield)

เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล อุโมงค์จะถูกขุดเจาะโดยหัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะ ดินที่ถูกขุดออกจะถูกลำเลียงด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) แสดงไว้ใน รูปที่ 2.8 จากห้องกักดิน (Earth

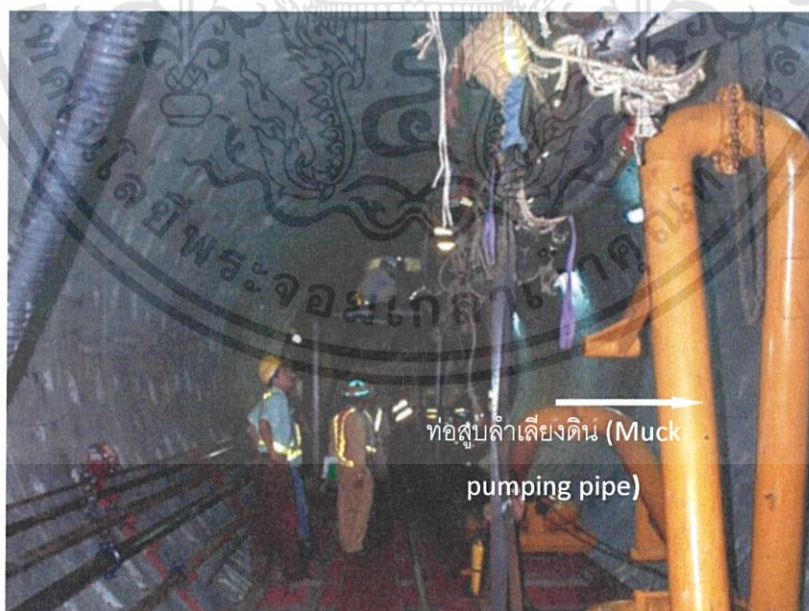
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

chamber) จากนั้นการลำเลียงดินจะผ่านการขนย้ายโดยรรางลำเลียงดินหรือใช้ระบบท่อสูบต่อเข้ากับเกลียวหมุนลำเลียงดินโดยตรงแสดงไว้ใน รูปที่ 2.9 และรูปที่ 2.10



สายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor)

รูปที่ 2.8 สายพานลำเลียงดินที่ขุดออกจากเกลียวหมุนลำเลียงดิน



ท่อสูบลำเลียงดิน (Muck
pumping pipe)

รูปที่ 2.9 ท่อสูบลำเลียงดินเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน

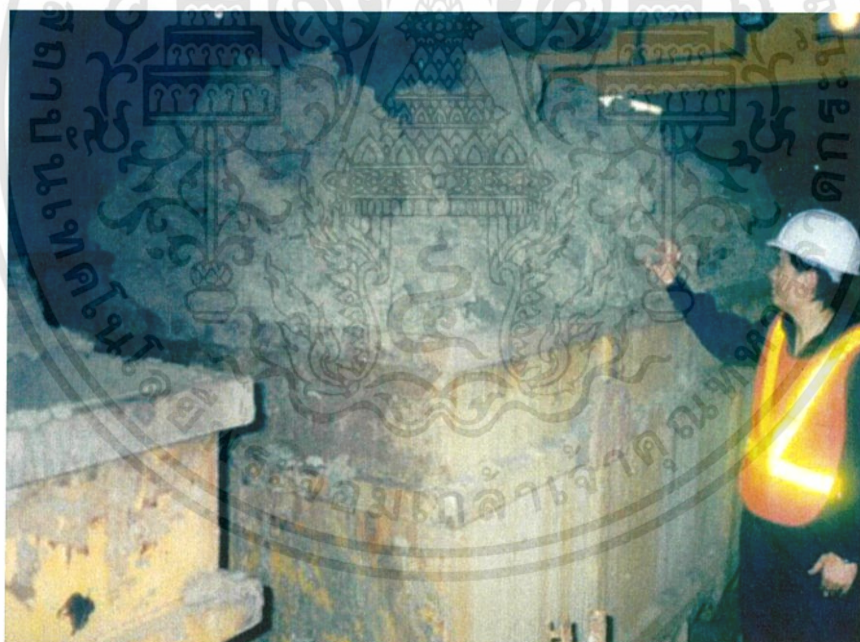
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ ในทางปฏิบัติเพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุด ความดันดินที่หัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะจะต้องคอยติดตามและควบคุม ดังนี้

ก) การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะ จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยทำการประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์ และสภาพทางธรณีซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะ

ข) ในระหว่างการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่ใช้จะต้องถูกบันทึก ควบคุม และรักษาให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้

ค) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่ทำการกำหนดไว้ก่อนการขุดเจาะและความดันหน้าหัวเจาะที่เกิดขึ้นจริงขณะทำการขุดเจาะ ต้องถูกบันทึกในรายงานการขุดเจาะเพื่อใช้อ้างอิง

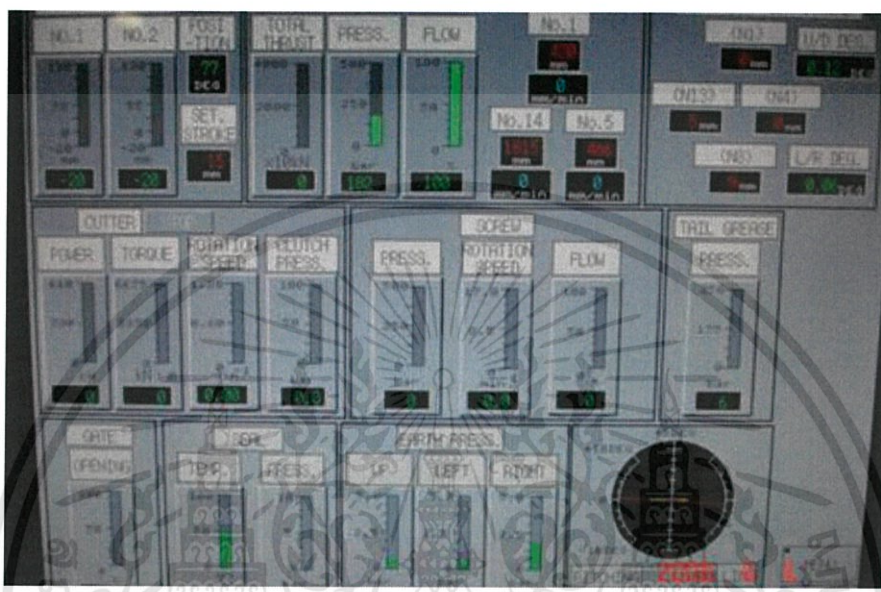


รูปที่ 2.10 รอยงาเกลือดินที่ขุดออกจากอุโมงค์

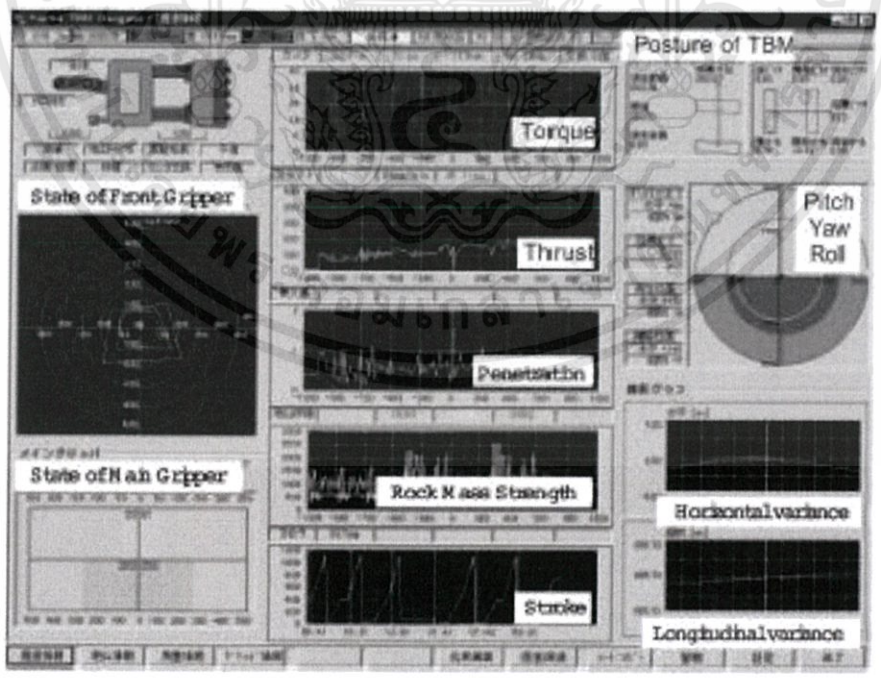
ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 2.11 มีหน้าที่ในการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะในขณะที่ทำการขุดเจาะ นอกจากนี้ ความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดจะใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เป็นปัจจัยควบคุมในระหว่างการขุดเจาะ ซึ่งการปฏิบัติการของหัวเจาะจะถูกควบคุมอย่างใกล้ชิด เพื่อที่จะทำให้แน่ใจว่าการปฏิบัติการของหัวเจาะอยู่ภายใต้แผนผังการควบคุมของความดันที่กำหนด แสดงไว้ใน รูปที่ 2.12

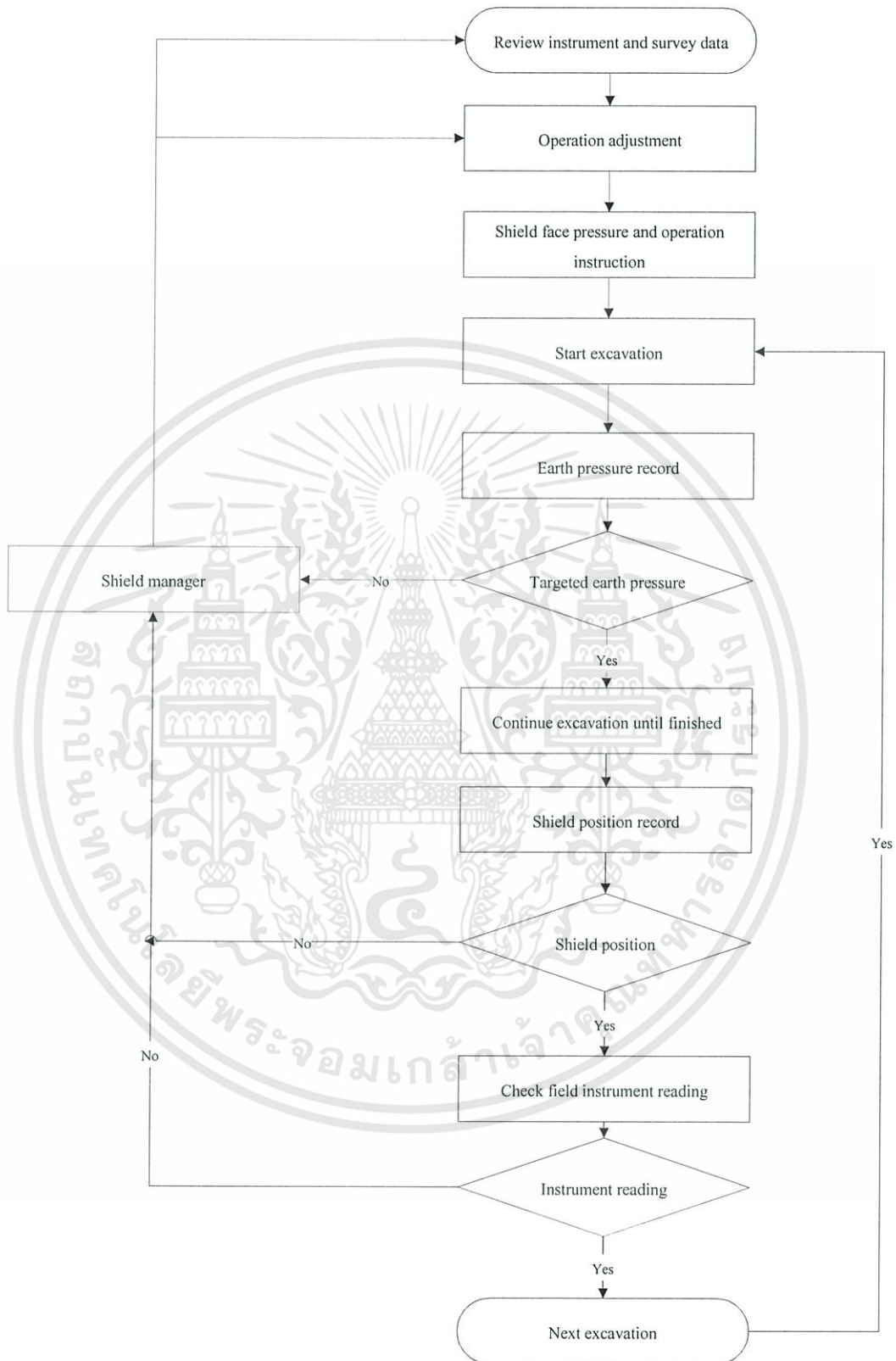


รูปที่ 2.11 ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์



รูปที่ 2.12 ควบคุมควบคุมด้วยระบบ computer ในการขุดเจาะ

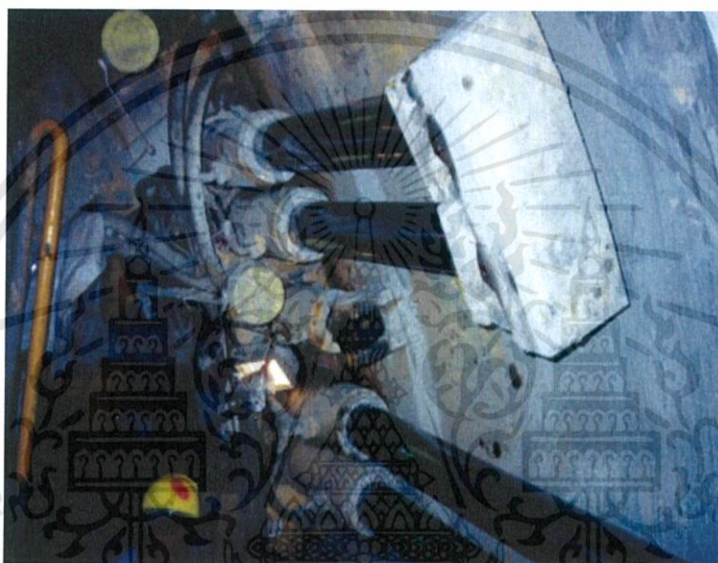
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



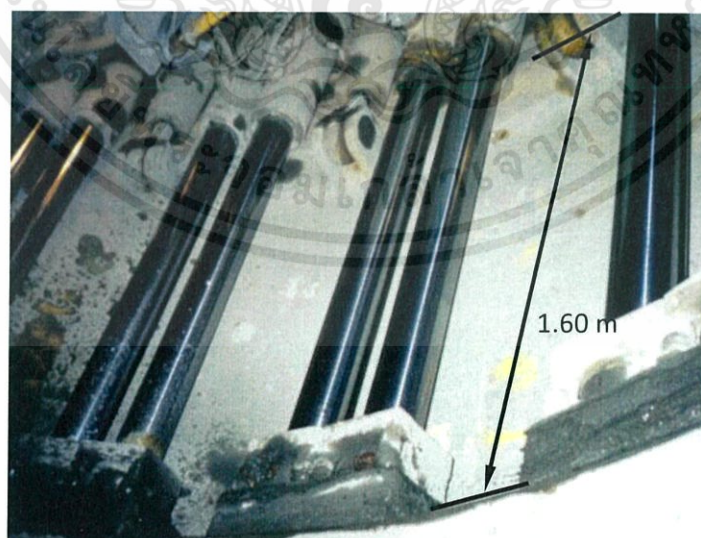
รูปที่ 2.13 แผนผังการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ กรณีที่ใช้วิธีท่อสูบในการลำเลียงดินออกจะมีประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณา เนื่องจากท่อสูบลำเลียงดินจะถูกเชื่อมต่อโดยตรงกับเกลียวหมุนลำเลียงดิน ความเร็วในการลำเลียงดินผ่านท่อสูบจะต้องสูงพอที่จะหลีกเลี่ยงการอุดตันเนื่องจากตะกอนดิน และก็ต้องไม่สูงเกินไปที่จะทำให้ท่อสึก แต่เนื่องด้วยวิธีการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล อัตราการลำเลียงดินจะต้องมีความสัมพันธ์สอดคล้องกับความดันที่ถูกควบคุมบริเวณส่วนหน้าของห้องกักดิน โดยการปฏิบัติการของหัวเจาะจะต้องทำการรักษาสมดุลของอัตราการลำเลียงดินและการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะเพื่อที่จะควบคุมความดันหน้าหัวเจาะตามที่กำหนด



รูปที่ 2.14 แม่แรงไฮดรอลิคด้านหลังหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล



รูปที่ 2.15 แม่แรงไฮดรอลิคติดตั้งด้านกับผนังอุโมงค์เพื่อให้หัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยปกติ การขุดเจาะและการเคลื่อนไปด้านหน้าของหัวเจาะจะเกิดขึ้นพร้อมกัน เมื่อหัวตัดดิน ด้านหน้าหัวเจาะเริ่มทำการหมุนตัดดิน แม่แรงไฮดรอลิคด้านหลังหัวเจาะก็จะยืดออกและดันดันกับผนังอุโมงค์เพื่อผลักให้หัวเจาะเคลื่อนต่อไปข้างหน้า ยกตัวอย่างเช่น ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล (MRTA) แรงของแม่แรงหัวเจาะหรือแรงผลักจะอยู่ที่ระหว่าง 600 ถึง 1000 ตัน และระยะยืด (Stroke) ของแม่แรงอยู่ที่ 1.60 เมตร แสดงไว้ใน รูปที่ 2.14 และรูปที่ 2.15 อย่างไรก็ตาม การควบคุมของตำแหน่งที่ตั้ง การเบี่ยงเบนทางแนวราบและแนวตั้ง และการวางแนวก็มีความจำเป็น ในตลอดการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะ โดยปัจจัยเหล่านี้ก็จะถูกบันทึกไว้ในขณะทำการขุดเจาะ

2.2.2 ผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์มีความสัมพันธ์เกี่ยวข้องกับวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ โดยที่จะทำการติดตั้งบริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ ผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass) เป็นระบบที่อยู่ภายใต้เงื่อนไขในการรักษาเสถียรภาพของการก่อสร้าง และใช้เป็นผนังอุโมงค์ถาวรในส่วนเดียวกัน โดยรูปที่ 2.16 และรูปที่ 2.17 แสดงผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลที่เป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass)



รูปที่ 2.16 ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลซึ่งเป็นระบบแบบผนังถาวรในขั้นตอนเดียว (One-pass)

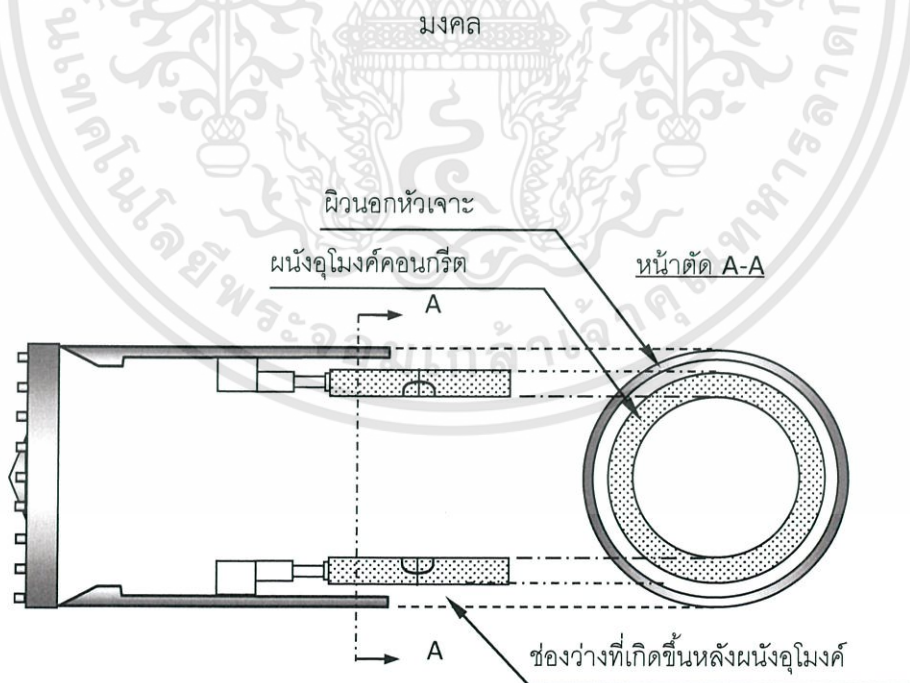
ในส่วนผนังอุโมงค์ที่เป็นระบบแบบสองขั้นตอน (Two-pass) จะประกอบด้วยผนังอุโมงค์ชั่วคราวที่ติดตั้งขึ้นเพื่อเสถียรภาพในการก่อสร้างเท่านั้น แล้วหลังจากนั้นจึงทำการติดตั้งผนังอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถาวร โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์ที่ประกอบกันเป็นอุโมงค์จะมีขนาดเล็กกว่าหัวเจาะ เพราะว่าการติดตั้งจะเกิดขึ้นภายในส่วนท้ายของหัวเจาะ ดังนั้น ช่องว่างที่เกิดขึ้นโดยรอบแสดงไว้ใน รูปที่ 2.18 จะถูกเติมเต็มด้วยการอัดฉีดน้ำปูน ในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินเปียก ผนังอุโมงค์จะถูกยึดด้วยสลักเข้าหากันเพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำ ตรงกันข้ามในกรณีที่อุโมงค์ทำการก่อสร้างในดินแห้ง ผนังอุโมงค์อาจจะไม่จำเป็นต้องยึดเข้าหากันด้วยสลัก



รูปที่ 2.17 การจัดเก็บผนังอุโมงค์บริเวณสถานีเทียนร่วมมิตรในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล



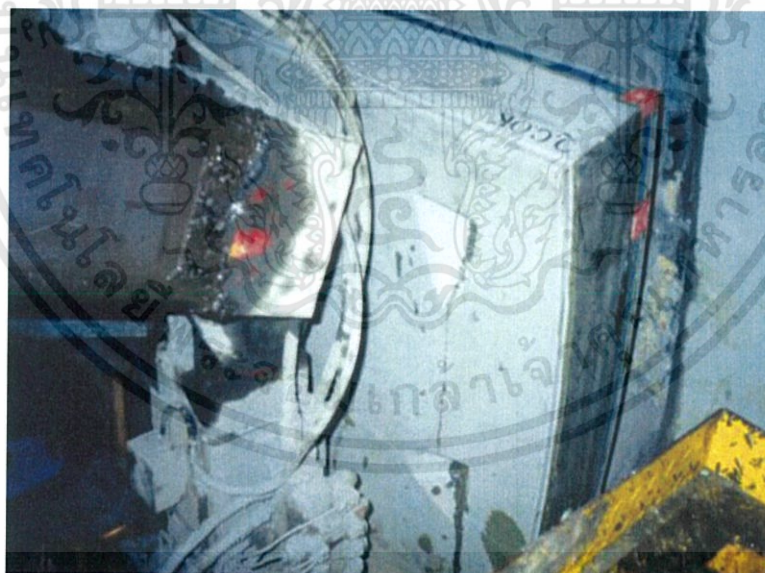
รูปที่ 2.18 ช่องว่างที่เกิดขึ้นระหว่างผนังอุโมงค์และหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.3 การติดตั้งผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์จะถูกแบ่งเป็นส่วนๆเพื่อให้ง่ายต่อการติดตั้งเรียกว่า “ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์” (Segmental lining) โดยการติดตั้งจะเกิดขึ้นที่ส่วนท้ายของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 2.19 ยกตัวอย่างในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์จะมีความยาว 1.2 เมตร ตลอดแนวแกนอุโมงค์ และประกอบไปด้วยชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 6 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนใต้ และชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก 7 ชิ้นส่วน สำหรับอุโมงค์ในสัญญาส่วนเหนือ

โดยที่ในทั้งสองสัญญานจะรวมชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่เป็นรูปโค้ง (K-segment) ด้วย และในแต่ละชิ้นส่วนจะถูกเชื่อมต่อกันด้วยสลักเกลียวโค้ง (Curve bolt) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.20 ถึง รูปที่ 2.22 และ ภายหลังจากติดตั้งหนึ่งวงรอบผนังอุโมงค์เสร็จสิ้นลงการตรวจสอบตำแหน่งจะต้องทำในทุกครั้งเพื่อลดความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้นแสดงไว้ใน รูปที่ 2.23

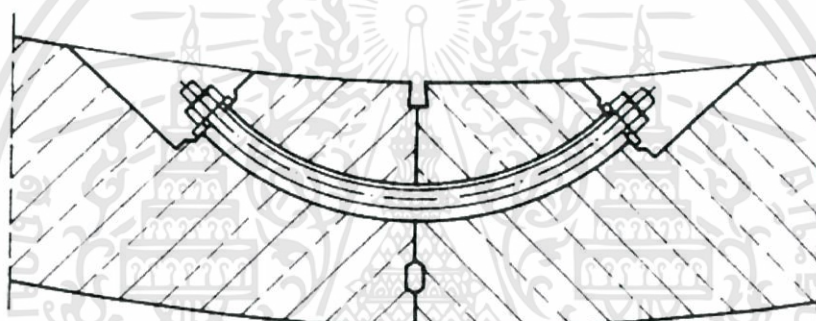


รูปที่ 2.19 การติดตั้งผนังอุโมงค์บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.20 สลักเกลียวโค้ง (Curve bolt)



รูปที่ 2.21 การเชื่อมต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ด้วยสลักเกลียวโค้ง



รูปที่ 2.22 คนงานตรวจสอบสลักเกลียวที่เชื่อมต่อระหว่างผนังอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.23 คนงานกำลังตรวจสอบตำแหน่งการติดตั้งผนังอุโมงค์

ในระหว่างการขุดเจาะจะมีการนำผนังอุโมงค์ที่จัดวางไว้ด้านบนผิวดินแสดงไว้ใน รูปที่ 2.23 ลงมาติดตั้งที่บริเวณส่วนท้ายของหัวเจาะ โดยทั่วไป ผนังอุโมงค์จะทำการติดตั้งจากส่วนล่างในแต่ละวงรอบผนังอุโมงค์ ส่วนลำดับการติดตั้งอาจมีการเปลี่ยนแปลงได้ขึ้นอยู่กับสถานการณ์หน้างานที่เกิดขึ้น รายการติดตั้งผนังอุโมงค์จะประกอบด้วยชนิดของวงรอบผนังอุโมงค์ ตำแหน่งการติดตั้ง ซึ่งจะ เป็นข้อมูลที่ใช้ในการติดตั้งด้วยระบบคอมพิวเตอร์ การติดตั้งผนังอุโมงค์ในวงรอบจะมีความแม่นยำเป็นอย่างมาก

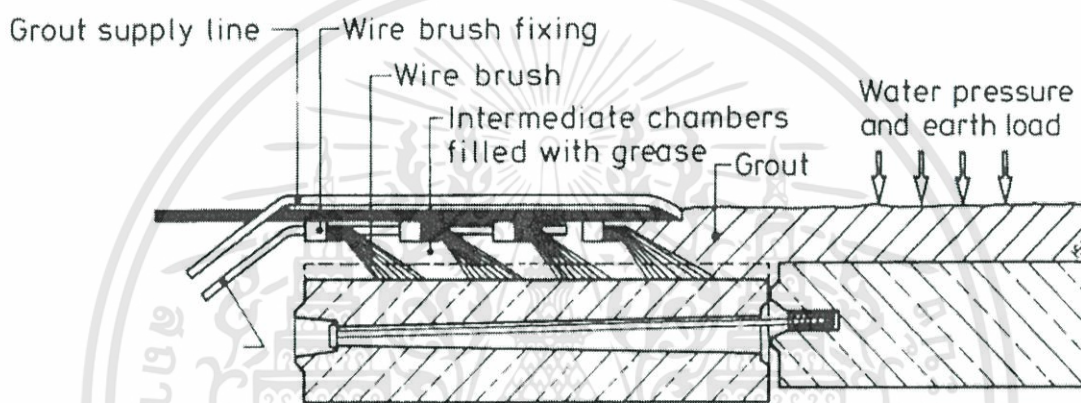
2.2.4 การอัดฉีดน้ำปูนในช่องว่างที่เกิดขึ้น

วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะนั้น ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะจะมีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์เนื่องมาจาก 1) ผิวของหัวเจาะจะต้องซ้อนกับแนวอุโมงค์ เพื่อให้การประกอบผนังอุโมงค์เกิดขึ้นได้ในบริเวณด้านท้ายหัวเจาะ และ 2) จะต้องมีช่องว่างระหว่างบริเวณผิวด้านนอกผนังอุโมงค์และบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ เพื่อที่จะทำให้หัวเจาะสามารถขุดเจาะอุโมงค์เป็นแนวโค้ง และแก้ไขการวางแนวที่ผิดพลาดได้ ด้วยเหตุนี้ จึงทำให้เกิดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ขณะที่หัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า นำมาซึ่งการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อปิดช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์

ที่บริเวณด้านท้ายหัวเจาะจะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายเพื่อป้องกันการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดิน ดินโดยรอบ และน้ำปูนจากการอัดฉีดเพื่ออุดช่องว่างรอบผนังอุโมงค์ ส่วนปิดผิวด้านท้ายหัวเจาะจะแยกออกมาจากส่วนท้ายหัวเจาะ และถูกออกแบบขึ้นเพื่อปิดรอยต่อระหว่างส่วนท้ายและผนังอุโมงค์

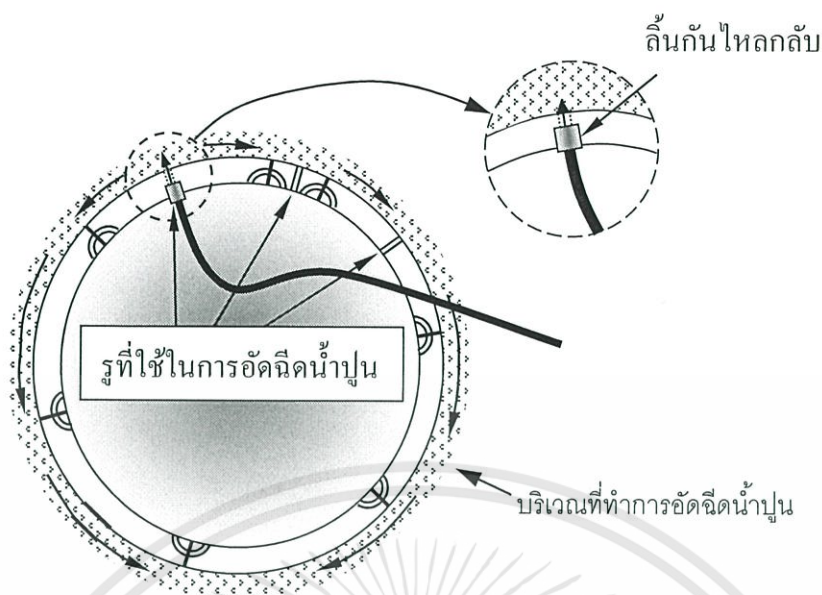
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพื่อให้สามารถที่จะทนต่อความดันดิน ความดันน้ำ และความดันน้ำปูนที่ค่อนข้างสูงดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.24 วัสดุที่ใช้เป็นส่วนปิดผิวด้านท้ายในโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลคือ แปรงลวดเหล็ก (Wire brush) ที่ได้ทำการพัฒนามาจากประเทศญี่ปุ่น โดยหัวเจาะ Kawasaki และ Herrenknecht ที่ใช้ในโครงการนี้จะมีส่วนปิดผิวด้านท้ายที่เป็นแปรงลวดเหล็กจำนวน 3 แถว ช่องว่างในแต่ละแถวจะมีน้ำมันหล่อลื่นความดันสูงบรรจุอยู่เพื่อป้องกันน้ำ ดินหรือน้ำปูนจากการแทรกซึมเข้ามาสู่พื้นที่ปิดผิวด้านท้าย



รูปที่ 2.24 ส่วนปิดผิวบริเวณด้านท้ายหัวเจาะด้วยแปรงลวดเหล็ก (Wire brush)

น้ำปูนจะถูกอัดฉีดผ่านรูของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 2.25 ในระหว่างการอัดฉีด น้ำปูนจะถูกอัดฉีดจากบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์เพื่อที่จะทำให้น้ำปูนสามารถเคลื่อนที่ปิดช่องว่างโดยรอบผนังอุโมงค์ด้วยความดันของการอัดฉีดที่สูง และแรงโน้มถ่วงของตัวน้ำปูนเอง การอัดฉีดจะถูกทำอย่างต่อเนื่องด้วยความดันที่สูงในช่องว่างที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายหัวเจาะ สิ่งที่ควบคุมการอัดฉีดนอกเหนือไปจากปริมาณของน้ำปูนก็คือ ความดันในการอัดฉีดน้ำปูน ซึ่งจะทำการตรวจวัดค่าจากภายในท่อน้ำปูนหรือจากแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 2.25 การอัดฉีดน้ำปูนผ่านรูภายในชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ค่าความดันดังกล่าวจะถูกควบคุมให้อยู่ที่ประมาณ 3 บาร์ (300 กิโลปาสคาล) ภายใต้เงื่อนไขการออกแบบชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ที่สามารถรับได้ ด้วยความดันในการอัดฉีดที่สูงทำให้ช่องว่างรอบอุโมงค์ถูกเติมเต็มภายในระยะเวลาอันสั้น และสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวของดินบริเวณด้านท้ายหัวเจาะได้อย่างมีประสิทธิภาพ การติดตามตรวจวัดปริมาตรและความดันในการอัดฉีดน้ำปูนจะถูกบันทึกค่าไว้ในทุกรอบของการขุดเจาะ

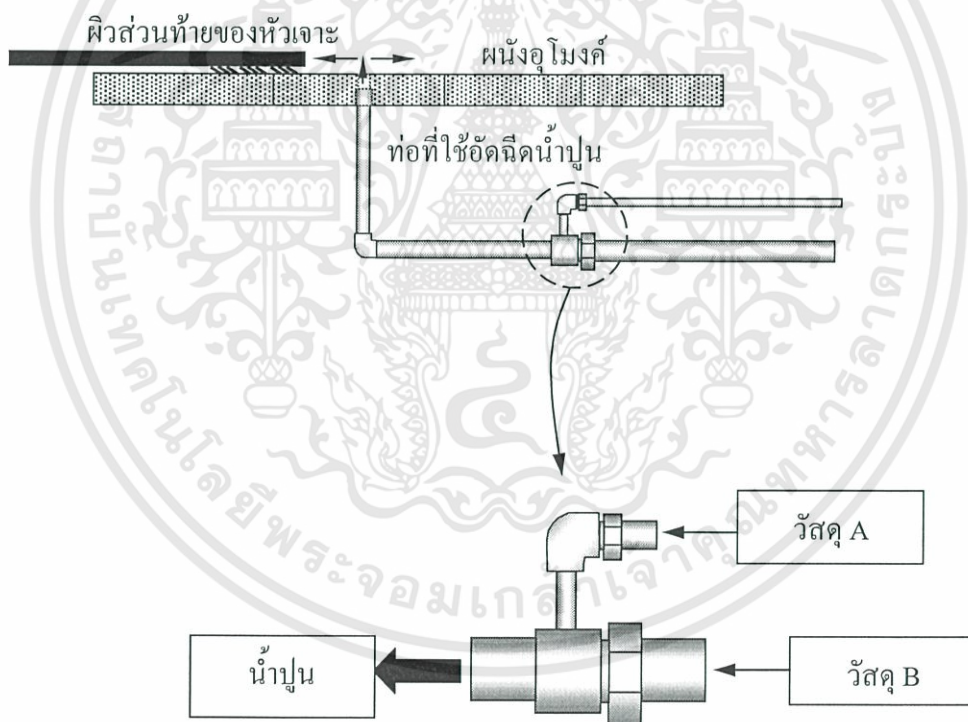
ปริมาตรของน้ำปูนที่ฉีดพ่นเพื่อปิดช่องว่างจะถูกควบคุมเพื่อให้มั่นใจได้ว่า ช่องว่างทั้งหมดนั้นถูกเติมเต็มด้วยน้ำปูน ซึ่งปริมาตรของน้ำปูนจะทำการกำหนดด้วยเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูนสามารถคำนวณได้จาก สมการ (2.1)

$$\text{เปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน (\%)} = \frac{\text{ปริมาตรของน้ำปูนที่เติม} \times 100}{\text{ปริมาตรของช่องว่างที่เกิดขึ้น}} \quad (2.1)$$

ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล น้ำปูนจะเกิดจากการผสมกันระหว่างวัสดุ A และวัสดุ B โดยวัสดุ A ประกอบด้วย ซีเมนต์ เบนโทไนท์ และน้ำ วัสดุ B เป็นของเหลวที่ใช้เร่งปฏิกิริยาในการแข็งตัวของน้ำปูน (โซเดียมซิลิเกต) ที่บริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ วัสดุ A และ B จะผสม

กันก่อนที่จะถูกอัดฉีดเข้าสู่รูของชิ้นส่วนประกอบผนังอุโมงค์ และปิดด้วยวาล์วป้องกันการไหลย้อนของน้ำปูนแสดงไว้ใน รูปที่ 2.26

โดยทั่วไป การอัดฉีดน้ำปูนหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วเสร็จที่เรียกว่า การอัดฉีดน้ำปูนหลัก (Primary grouting) ซึ่งต้องทำการอัดฉีดน้ำปูนอีกครั้งซึ่งเรียกว่า การอัดฉีดน้ำปูนรอง (Secondary grouting) ที่ใช้สำหรับอุดช่องว่างที่ยังเหลืออยู่รอบผนังอุโมงค์และเพื่อความมั่นใจว่าการอัดฉีดน้ำปูนครั้งแรกนั้นมีความเพียงพอ การอัดฉีดน้ำปูนครั้งที่สองจะถูกทำขึ้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปแล้วประมาณ 40-120 เมตร ดังเช่นตัวอย่าง ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การอัดฉีดน้ำปูนจะเสร็จสิ้นลงในเวลา 14 วันหลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ ซึ่งความดันที่ใช้ในการอัดฉีดน้ำปูนรองจะไม่มากเกินกว่า 3 บาร์



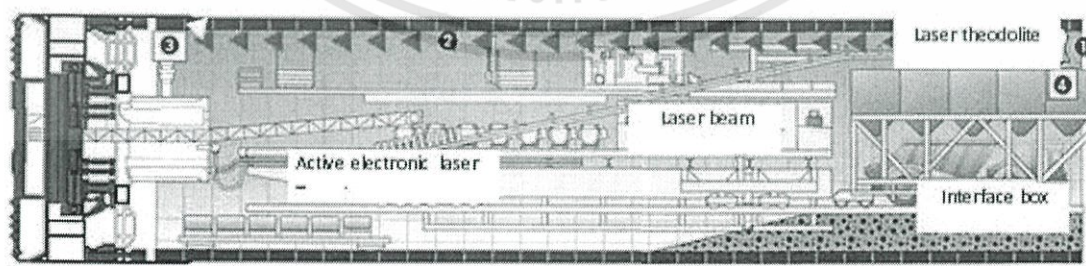
รูปที่ 2.26 การอัดฉีดน้ำปูนโดยการผสมวัสดุ A และ B เข้าด้วยกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.5 ระบบการนำทางหัวเจาะ

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะไม่สามารถขุดเจาะตามแนวอุโมงค์ที่วางไว้ได้หากปราศจากความชัดเจนของแนวเส้นทางที่ถูกต้อง ผู้ควบคุมหัวเจาะจึงมีความจำเป็นที่จะต้องได้รับข้อมูลตำแหน่งของหัวเจาะตลอดเวลาที่อยู่ภายในห้องควบคุม เพื่อที่จะสามารถวางแผนการขุดเจาะที่กำลังจะดำเนินต่อไปอยู่ในแนวเส้นทางตามที่ได้ออกแบบไว้ ซึ่งการวางแนวเส้นทางอุโมงค์ที่แม่นยำจะต้องคำนึงถึงการควบคุมแนวอุโมงค์ การควบคุมหัวเจาะ การสำรวจ และระบบนำทางที่มีประสิทธิภาพ ระบบการสำรวจและนำทางในปัจจุบันสามารถติดตามตำแหน่งของหัวเจาะได้อย่างต่อเนื่อง โดย รูปที่ 2.27 แสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบระบบนำทางของหัวเจาะ

นอกจากนี้ การควบคุมทิศทางด้วยแสงเลเซอร์มีการนำมาใช้อย่างแพร่หลาย ไม่ว่าจะเป็นแสงเลเซอร์แบบลำแสงเดี่ยวหรือเครื่องมือที่ติดตั้งเลเซอร์แสดงไว้ใน รูปที่ 2.28 โดยเครื่องมือที่ติดตั้งเลเซอร์จะติดตั้งขนานไปกับแกนหัวเจาะในช่องสำหรับการสำรวจเพื่อให้เป็นอิสระจากความยาวทั้งหมดของหัวเจาะรวมไปถึงระบบสำรอง ในการกำหนดตำแหน่งของหัวเจาะด้วยลำแสงเลเซอร์ ระบบการกำหนดเป้าหมายจะถูกติดตั้งไว้กับหัวเจาะเพื่อหาตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบแสดงไว้ใน รูปที่ 2.29 ข้อมูลที่ถูกป้อนกลับไปจะอยู่ในรูปของพิกัดแนวนอนและแนวตั้งที่ระบบคอมพิวเตอร์ ซึ่งตั้งอยู่ที่ผู้ทำการควบคุมเครื่องแสดงไว้ใน รูปที่ 2.30 และ รูปที่ 2.31 ระบบนี้ถูกใช้อย่างแพร่หลายทั่วโลกในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ อย่างไรก็ตาม ระบบการสำรวจและระบบการนำทางหัวเจาะยังคงต้องมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อช่วยในการควบคุมหัวเจาะให้สามารถก่อสร้างอุโมงค์ให้ถูกต้องตามแนวที่ได้ออกแบบไว้

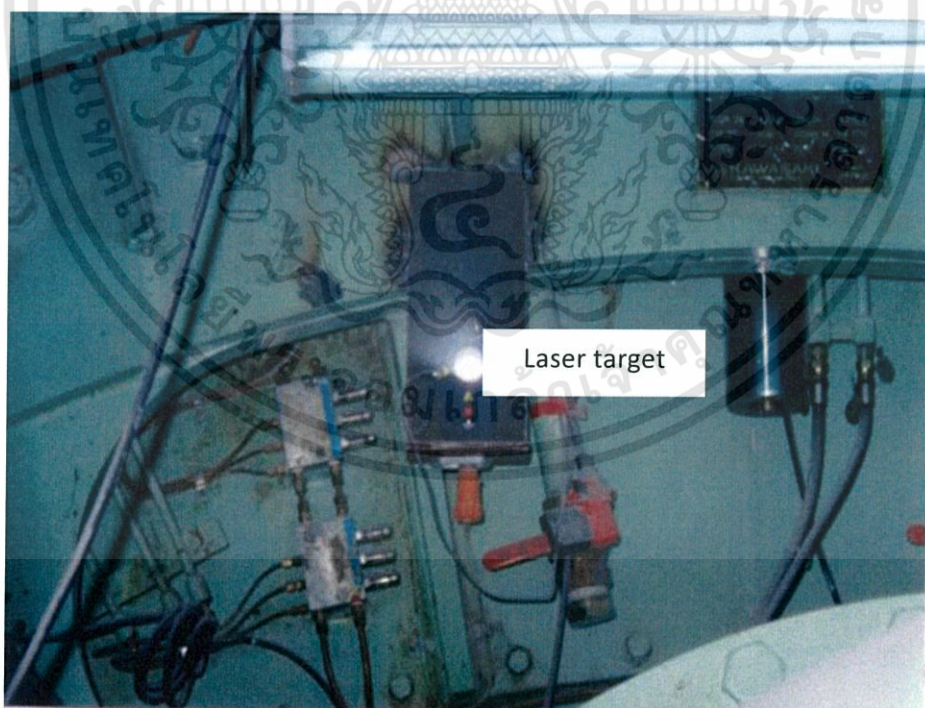


รูปที่ 2.27 ส่วนประกอบของระบบนำทาง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

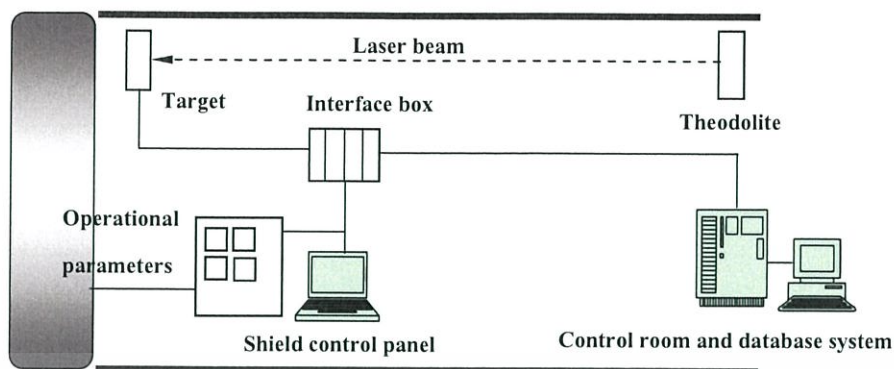


รูปที่ 2.28 กล้องเลเซอร์ติดตั้งที่วงรอบผนังอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ

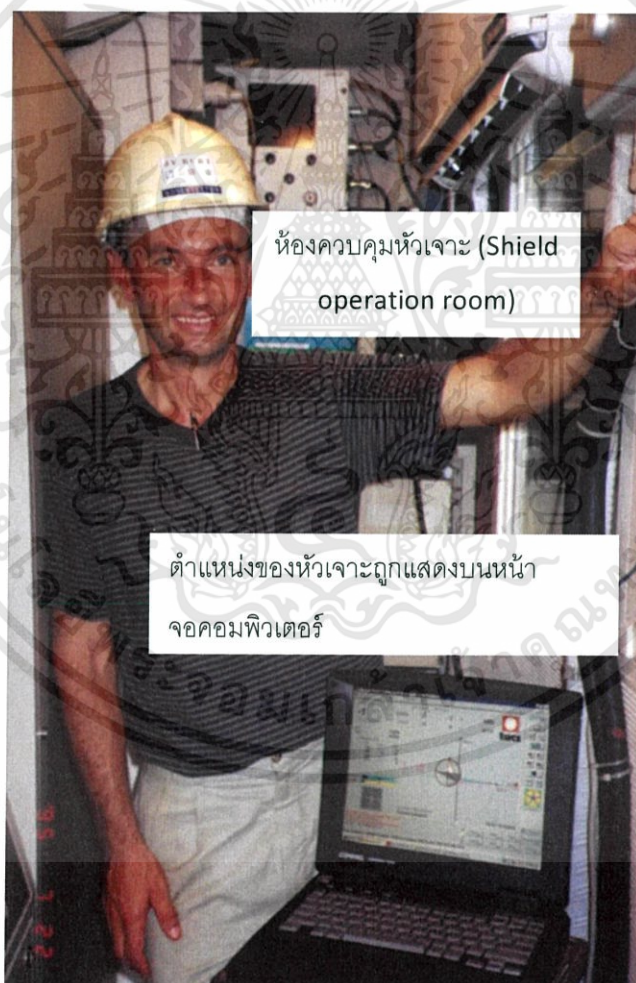


รูปที่ 2.29 ตำแหน่งที่แสงเลเซอร์ตกกระทบด้านหลังหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.30 ระบบการติดตามการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ



รูปที่ 2.31 ห้องควบคุมระบบนำทางของหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

การวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับแรงดันดินสมดุล ซึ่งผลการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อิลิเมนต์นั้นยังขึ้นอยู่กับเทคนิคการจำลองสภาพทางฟิสิกส์ต่างๆ ด้วย เช่น การจำลองการขุด (ที่ส่งผลให้ความเค้นในมวลดินเปลี่ยนแปลงอย่างไร) ซึ่งในทางวิเคราะห์สามารถทำได้หลายวิธีและให้ผลที่แตกต่างกัน ในหัวข้อนี้จะเรียบเรียงงานวิจัยที่วิเคราะห์โดยใช้เทคนิคการจำลองแบบ 2 มิติ

2.3.1 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ

1.) กล่าวนำ

ในการวิเคราะห์ปัญหาเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ โดยใช้วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์นั้นจำเป็นต้องใช้วิธีการสร้างแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์ในรูปแบบ 3 มิติเพื่อการวิเคราะห์ปัญหา เนื่องจากในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์นั้นปริมาณของดินที่ขุดเจาะจะเกิดแรงดันขึ้นในส่วนด้านหน้าของผิวการขุดเจาะ และเกิดการเคลื่อนตัวที่ด้านบนและรอบๆอุโมงค์ซึ่งไม่สามารถใช้วิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติโดยตรงในการวิเคราะห์ได้ ดังนั้นในการวิเคราะห์ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ 2 มิติแบบความเครียดระนาบ (2D Plane strain Finite Element analysis) ต้องมีการนำสมมติฐานมาปรับใช้ในการวิเคราะห์ นั่นคือค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) ปริมาณร้อยละของทฤษฎีเกี่ยวกับปริมาณของอุโมงค์ (Percentage of theoretical tunnel volume) และการเสียรูปของอุโมงค์ก่อนการก่อสร้างผนังอุโมงค์ หรือการใช้ Shotcrete ในการป้องกันการพังทลายของดินของวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ NATM ซึ่งมีวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ดังนี้ Convergence-confinement method (Panet and Guenot, 1982), Gap method (Rowe et al., 1983; Lee and Rowe, 1991), Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988), progressive softening method (Swoboda, 1979; Swoboda et al., 1994), Volumeloss control method (Potts and Zdravkovic, 2001) และวิธี Hypothetical modulus of elasticity (HME) soft lining method (Powell et al., 1997; Karakus and Fowell, 2005) ซึ่งวิธี Volumeloss control method ไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แล้วซึ่งวิธีนี้มีกระบวนการเดียวกันกับวิธี Convergence-Confinement method นอกจากนี้แล้ววิธี Gap method จะใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะเป็นหลักดังนั้นวิธีนี้จึงไม่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์แบบ NATM

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีดังกล่าวข้างต้นได้ถูกนำไปใช้ซึ่งอยู่ในบทความที่ได้รับการตีพิมพ์โดย Oettl et al (1998) ได้นำวิธีการกำหนดค่าการสูญเสียความเค้นในดิน (Stress Relief method) ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเพื่อหาการเสีรูปร่างของอุโมงค์ก่อนการติดตั้งผนังอุโมงค์ที่เป็นปัญหาแบบ 3 มิติในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ Viennese Subway Tunnel โดยแท้จริงแล้วสถานะของความเค้นแบบ 3 มิติและการเสีรูปร่างของอุโมงค์ในส่วนที่ใกล้กับส่วนบนของอุโมงค์นั้นสามารถบ่งบอกได้ถึง การเสีรูปร่างของมวลดินที่บริเวณผิวหน้าของอุโมงค์ที่ขุดเจาะนั้นคือส่วนหนึ่งของการคาดการณ์และมีรายงานการค้นคว้าอื่นๆโดย Schikora and Ostermeier (1988) ได้ใช้วิธี Disk Calculation method ซึ่งเป็นวิธีที่คล้ายกับวิธี Progressive softening method ในการจำลองการก่อสร้างอุโมงค์นี้เช่นกัน แต่ได้มีการใส่ผนังอุโมงค์โดยการกำหนดค่า Volume loss ลดลงร้อยละ 30 ของค่าสติฟเนสของดินในการวิเคราะห์

Atzl and Mayr (1994) ได้นำเสนอบทความเกี่ยวกับการวิเคราะห์ที่ใช้คุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Modified Cam-clay model เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและด้านล่างชั้นดินในการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการ Heathrow Express Trial tunnel โดยการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างโดยการเลือกใช้โครงข่ายของชั้นส่วนในแบบจำลองของอุโมงค์เป็นแบบรูปทรงเลขาคณิตโดยผลการวิเคราะห์ที่ได้นั้นคือค่าสติฟเนสของดินที่ใช้นั้นต้องลดลงร้อยละ 20 ของค่าสติฟเนสเบื้องต้น

อีกตัวอย่างคือการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์ในชั้นดิน London clay ในการก่อสร้างของโครงการ Jubilee Line Extension Westminster Station ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้าง (Higgins et al., 1996) โดยการวิเคราะห์แบบ coupled consolidation และใช้แบบจำลองชั้นดินเป็นแบบ non-linear elastic perfectly plastic models โดยมีค่าการสูญเสียมวลดินประมาณ ร้อยละ 2-2.5 และใช้ค่าลดทอนค่าการสูญเสียมวลดินเท่ากับ 0.5-0.7 Addenbrooke and Potts (2001) ได้นำเสนอผลการวิเคราะห์ของโครงการ Jubilee Line Extension Project ในเมืองลอนดอน ประเทศอังกฤษ, โดยใช้วิธี volume loss control method และใช้ค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) ร้อยละ 1.4

สำหรับการวิเคราะห์ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการ Heathrow Express Trial Tunnel โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์อีลิเมนต์ เรียกว่า Critical State Soil Program (CRISP) ใช้การวิเคราะห์แบบไม่ระบายน้ำออก ชั้นดิน London Clay คุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Gunn-Jardine Small Strain Stiffness soil model. ชั้นดินกรวด Thames

gravel และชั้นดินถมใช้คุณสมบัติของแบบจำลองชนิดระบายน้ำออกได้ (Drained material) และมีคุณสมบัติของแบบจำลองเป็น Drucker–Parger plasticity model

2.) วิธีการวิเคราะห์การก่อสร้างอุโมงค์แบบ 3 มิติ โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ

การกระจายความเค้นและการเสีรูปร่างในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อความเหมาะสมควรสร้างแบบจำลองในการวิเคราะห์โดยใช้รูปแบบ 3 มิติ แต่ในบางกรณีสามารถปรับใช้การจำลองด้วยรูปแบบความเครียดระนาบ 2 มิติแทนโดยประมาณค่าการวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิตินั้นจะพิจารณาจากการเสีรูปร่างในการขุดเจาะที่ผิวหน้าของอุโมงค์ ซึ่งหมายถึงการนำชิ้นส่วนแบบจำลองชั้นดินของอุโมงค์และใส่ชิ้นส่วนแบบจำลองผนังอุโมงค์จนกระทั่งผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้สมบูรณ์ โดยวิธีการต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงดังต่อไปนี้

2.1) วิธี Convergence-Confinement method (Stress Relief method)

วิธี Convergence-Confinement method คือ วิธีการวิเคราะห์ในรูปแบบ 2 มิติวิธีหนึ่งโดยใช้พิจารณาผลกระทบจากรูปแบบ 3 มิติที่ผิวหน้าของอุโมงค์ในการวิเคราะห์แบบระนาบความเครียด (Plane strain) Panet and Guenot (1982) โดยมีหลักแสดงค่าความเค้นแนวรัศมีที่รอบผิวหน้าการขุด (Radial stress, σ_r) อุโมงค์ดังสมการที่ 2.2 ถึง 2.4 ความเค้นแนวรัศมี, σ_r , ที่รอบผิวหน้าการขุด คำนวณได้จาก

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (2.2)$$

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r^\infty} \quad (2.3)$$

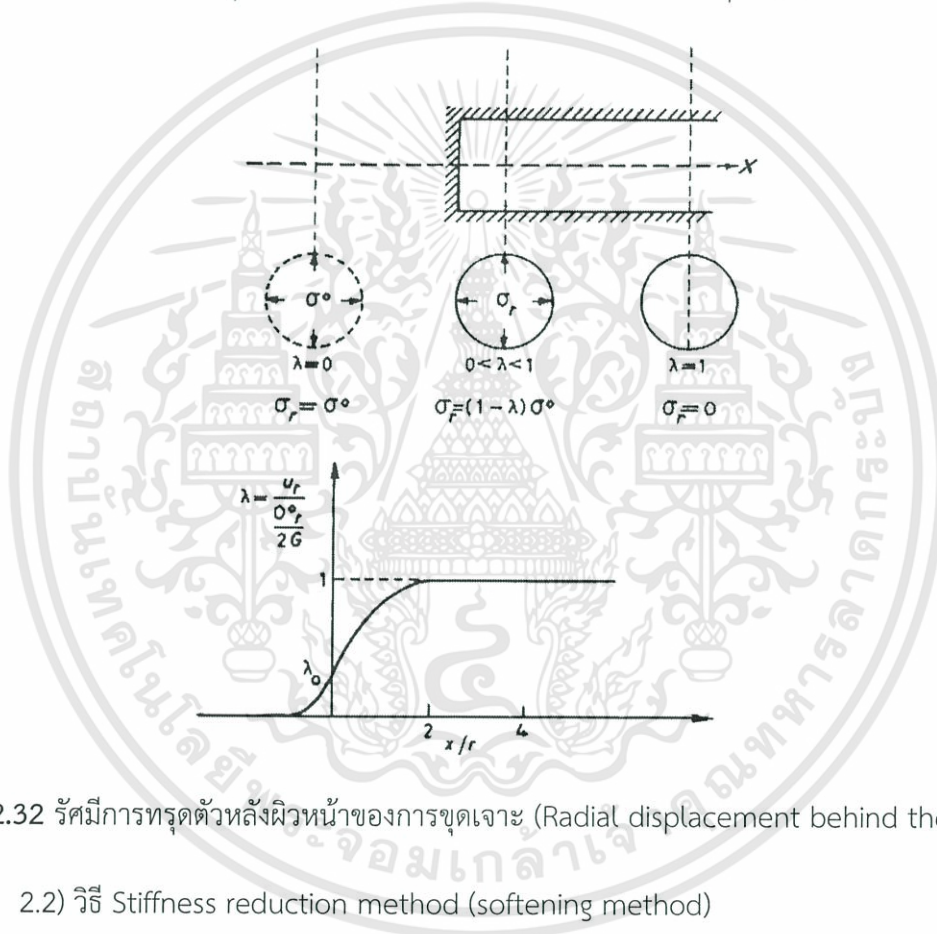
$$u_r^\infty = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma^0 r \quad (2.4)$$

โดยค่า r คือค่ารัศมีของอุโมงค์ และ λ คือค่าอัตราส่วนปรับลด (Reduction factor) ต่อค่าความเค้นเบื้องต้น (Initial stress) โดยการจำลองถึงปัญหาของการก่อสร้างอุโมงค์ในแบบ 2 มิติแสดงดังรูป 2.32 โดยแสดงการจำลองปัญหาในรูปแบบของระนาบความเครียด ซึ่งค่าความเค้นที่รอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผิวหน้าอุโมงค์ (σ_r) จะลดลงจากค่าความเค้นเบื้องต้น (σ_0) จนถึงค่าศูนย์โดยกรณีนี้เป็นการจำลองปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ที่ไม่มีการใช้ส่วนของการป้องกันการพังทลายของดิน

ในสมการที่ 2.3 ค่า $u_r(x)$ คือส่วนประกอบรัศมีของการทรุดตัวที่ระยะทาง x (Radial component of displacement) หลังผิวหน้าของการขุดเจาะ และค่า u_r^∞ คือส่วนประกอบรัศมีของการทรุดตัวที่ระยะทางอนันต์หลังผิวหน้าของการขุดเจาะ จากรูป 2.32 แสดงถึงค่าอัตราส่วนปรับลดกับอัตราส่วนจากผิวหน้าอุโมงค์ถึงขนาดของอุโมงค์ ค่าอัตราส่วนปรับลดของค่าความเค้นเบื้องต้นที่ผิวหน้าอุโมงค์สามารถนำมาใช้ในการคำนวณค่าการทรุดตัวได้



รูปที่ 2.32 รัศมีการทรุดตัวหลังผิวหน้าของการขุดเจาะ (Radial displacement behind the face)

2.2) วิธี Stiffness reduction method (softening method)

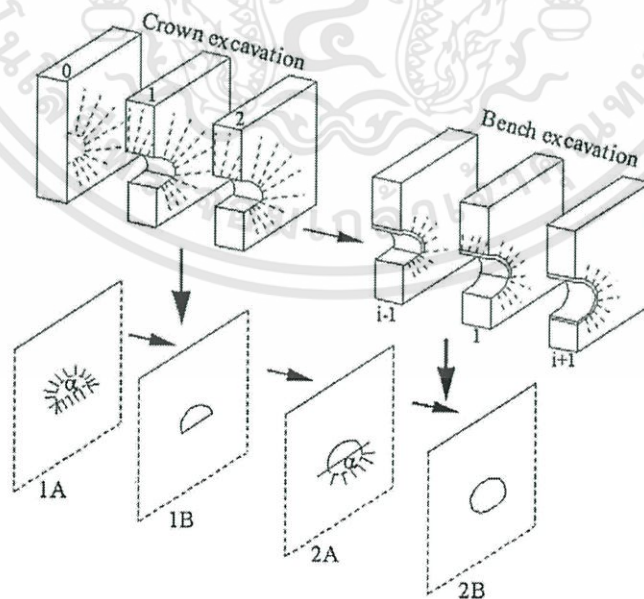
วิธีนี้ใช้การลดทอนค่าอีลาสติคค่าโมดูลัส (E) ที่ผิวหน้าของการขุดเจาะอุโมงค์ โดยค่าอีลาสติคค่าโมดูลัสที่ทำการลดทอนแล้วเรียกว่า Modulus of support core (E_s) โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ลดทอนคือ (α) ดังสมการที่ 2.5

$$E_s = \alpha E \quad (2.5)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3) วิธี Disk Calculation method

Schikora and Ostermeier (1988) ได้นำเสนอวิธีนี้ในการวิเคราะห์ปัญหาแบบ 3 มิติในการขุดเจาะอุโมงค์ซึ่งมีพื้นฐานมากจากวิธี softening method ซึ่งเป็นการนำเสนอได้เป็นที่ยอมรับว่าการขุดเจาะอุโมงค์นั้นคือการแบ่งแต่ละส่วนเป็นแผ่นๆ (Disks) โดยหน้าตัดนั้นตั้งฉากกับแกนของอุโมงค์ และความหนาของแผ่นที่แบ่งออกมาจะสอดคล้องกับระยะทางในการขุดเจาะอุโมงค์ในแต่ละรอบดังรูปที่ 2.33 สำหรับการขุดเจาะที่ส่วนยอดอุโมงค์ (Crown tunnel) แผ่นหมายเลข 0 คือส่วนหน้าด้านของส่วนที่ทำการขุดเจาะ แผ่นหมายเลข 1 คือส่วนของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะ และแผ่นหมายเลข 2 คือส่วนที่ทำการเสริมการป้องกันการพังทลายของดินหรือผนังอุโมงค์ Shotcrete ซึ่งแผ่นหมายเลข 1 นั้นจะไม่มีคามแข็งแรง (Weakened) เนื่องจากการขุดเจาะที่ส่วนยอดอุโมงค์จะมีการลดทอนค่าการเสีรูปร่างบางส่วนโดยความเค้นเฉือนจะส่งผลไปยังหน้าตัดของแผ่นหมายเลข 0 และแผ่นหมายเลข 2 ที่มีความแข็งแรงกว่า (Schikora and Ostermeier, 1988) ที่แผ่นหมายเลข 1 นั้นคือการเอาหน่วยน้ำหนักของดินออก ($\gamma = 0$) ที่บริเวณส่วนยอดของอุโมงค์ และลดทอนความแข็งแรงของส่วนยอดโดยใช้ค่า α โดยวิธีการวิเคราะห์ในส่วนการขุดเจาะอุโมงค์ที่ส่วนกลางนั้นเหมือนกับการขุดเจาะที่ส่วนยอดของอุโมงค์ ซึ่งค่าลดทอน (α) สามารถหาได้จากการวัดและการคำนวณซึ่งเกิดจากอิทธิพลของการเสีรูปร่างและแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก (Body force) ในผนังอุโมงค์ Shotcrete

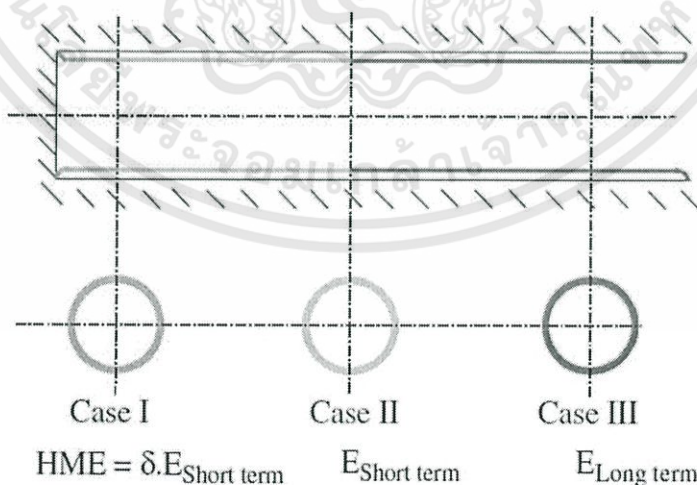


รูปที่ 2.33 วิธี Disk calculation method (Schikora and Ostermeier, 1988)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4) วิธี Hypothetical Modulus of Elasticity (HME) Soft Lining method

Powell et al. (1997) มาใช้วิเคราะห์ในโครงการการก่อสร้าง Heathrow Express Tunnel เพื่อออกแบบในส่วนของ Terminal 4 และ Karakus and Fowell (2003) ในการจำลองเพื่อวิเคราะห์ในโครงการการก่อสร้าง Heathrow Trial Tunnel โดยได้นำเสนอค่าพารามิเตอร์ลดทอน (δ) เพื่อใช้ลดทอนค่าสติฟเนสที่เกิดขึ้นในเวลาสั้นๆ (Short-term stiffness) ของผนังอุโมงค์ Shotcrete จากรูปที่ 2.34 แสดงพื้นฐานของวิธีการวิเคราะห์นี้ โดยค่า HME ที่กำหนดไว้ล่วงหน้าของผนังอุโมงค์มาจากการพิจารณาค่าการเสียรูปของชั้นดินในระหว่างขั้นตอนการติดตั้งผนังอุโมงค์จนกระทั่งผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้เต็มที่ ในกรณี I พารามิเตอร์ δ เป็นค่าที่ใช้ลดทอนค่าอีลาสติคโมดูลัสที่เกิดในระยะเวลาดำเนินการ (Short-term elasticity modulus) ของผนังอุโมงค์ ซึ่งค่านี้ขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับแรงได้ของชั้นดิน ขนาดและจำนวนขั้นตอนการขุดเจาะจนครบวงรอบของอุโมงค์ จากบทความ Karakus and Fowell(2003)พารามิเตอร์ δ ของดิน London clay ที่มีการอัดตัวคายน้ำแล้ว (Overconsolidation) มีค่าระหว่าง 0.02 ถึง 0.1 ในกรณีที่ II ค่า HME ของผนังอุโมงค์จะเป็นค่าที่ช่วงเวลาสั้นๆ (Short-term) โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 3 ถึง 7 GPa ดังนั้นในกรณี III เมื่อผนังอุโมงค์สามารถรับแรงได้เต็มที่แล้วซึ่งก็คือค่าอีลาสติคโมดูลัสในระยะยาว (Long-term elasticity modulus) ค่าลดทอน (δ , Reduction factor)สามารถหาได้จากการคำนวณย้อนกลับ (Back analysis) ซึ่งระยะทางระหว่างในแต่ละกรณีนั้นค่าความแข็งแรงจะขึ้นอยู่กับความเร็วในการขุดเจาะอุโมงค์และขั้นตอนการก่อสร้าง



รูปที่ 2.34 พื้นฐานทฤษฎีของวิธี Hypothetical modulus of elasticity soft lining

(HME)(Karakus and Fowell, 2003)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5) วิธี The Gap method

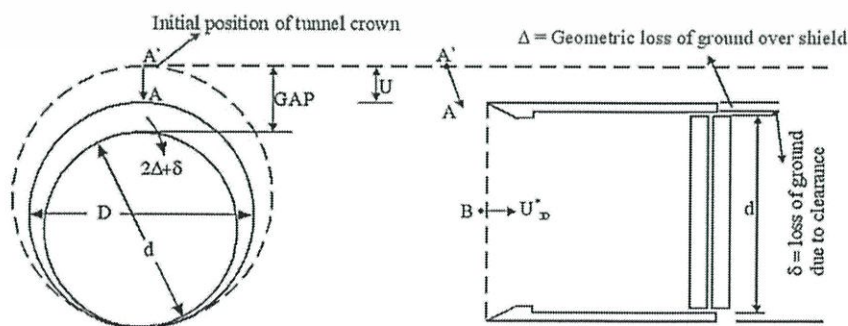
Rowe et al. (1983) ได้นำเสนอวิธี Gap method ในการตรวจวัดปริมาณของชั้นดินที่ทำการขุดเจาะออกซึ่งเป็นทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับชั้นดินภายนอกของผนังอุโมงค์ โดยวิธีนี้ได้รับการปรับปรุงโดย Lee and Rowe (1991) พวกเขาได้คิดคำนวณพารามิเตอร์ Gap ซึ่งเกี่ยวข้องกับปริมาณการสูญเสียมวลดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ดังสมการที่ 2.6 และ 2.7

$$GAP = U + (2\Delta - \delta) \quad (2.6)$$

$$U = U_{3D}^* + \omega \quad (2.7)$$

GAP	คือ ค่าพารามิเตอร์ทั้งหมดของช่องว่างในอุโมงค์ (Gap)
ω	คือ ค่าการสูญเสียมวลดิน
$(2\Delta - \delta)$	คือ ค่าทางกายภาพของช่องว่างในอุโมงค์ (Physical gap) หมายถึง ช่องว่างภายนอกระหว่างหัวเจาะกับชั้นดิน
Δ	คือ ความหนาของส่วนท้ายของหัวเจาะ
δ	คือ ส่วนของดินที่ต้องขุดเจาะออกไปเพื่อใช้ติดตั้งผนังอุโมงค์
U_{3D}^*	คือ การขุดเจาะของหัวเจาะเนื่องจากการเคลื่อนที่ไปข้างหน้าในรูปแบบ 3 มิติ

ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของช่องว่างในอุโมงค์ (Gap parameter) นั้นจะมีความอ่อนไหวในชั้นดินที่มีความแตกต่างกัน โดยค่าต่างๆจะแสดงดังรูปที่ 2.35

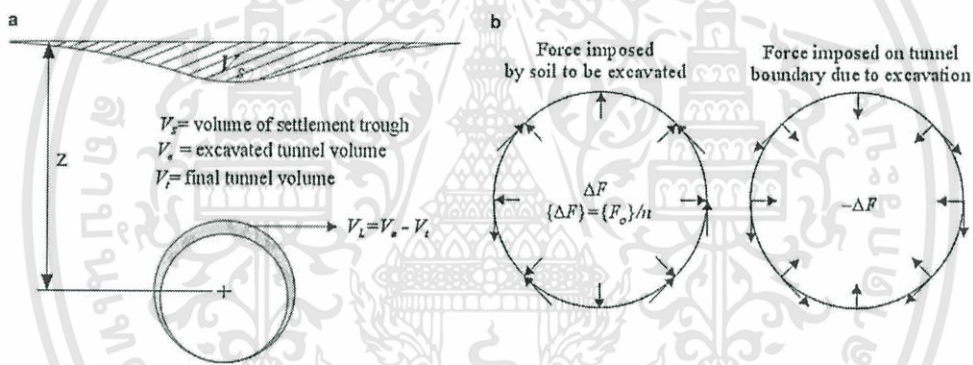


รูปที่ 2.35 ค่าพารามิเตอร์ของวิธี Gap method (Lee and rowe, 1991)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6) วิธี Volume Loss Control method

วิธีนี้มีความเกี่ยวข้องกับวิธี Convergence-Confinement method ซึ่งค่าปริมาณการสูญเสียมวลดิน (Volume loss) คือ การกำหนดค่าการถอนแรง (Unloading) ออกในขณะการติดตั้งผนังอุโมงค์ (Potts and Zdravkovic, 2001; Addenbrooke and Potts, 2001) แรงที่เท่ากันบนขอบเขตของผนังอุโมงค์ $\{F_o\}$ คือแรงดันที่เกิดจากการขุดเจาะดินออก ซึ่งคำนวณได้จากและแบ่งแรงตามจำนวนการเพิ่มขึ้นของแรงในการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะ $\{-\Delta F\}$ คือแรงที่มีขนาดเท่ากันแต่อยู่ในทิศทางตรงข้ามกับบนขอบเขตของผนังอุโมงค์เพิ่มขึ้นในแต่ละขั้นตอนของการขุดเจาะ หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์ $\{-\Delta F\}$ ยังคงมีเหลืออยู่ที่ขอบเขตของอุโมงค์ซึ่งเกิดจากส่วนที่เหลืออยู่จากการที่เพิ่มขึ้นของแรง (n increment) โดยขั้นตอนการจำลองดังรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.36 (a) วิธี Volume loss control method, (b) การจำลองขั้นตอนการขุดเจาะของชิ้นส่วนแบบของแข็ง (Solid element) (after Potts and Zdravkovic, 2001).

2.4 การเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ

ปัจจุบันงานก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะได้มีการพัฒนาทั้งทางด้านเทคโนโลยีและเทคนิควิธีการก่อสร้างมากขึ้น มีความทันสมัย มีความปลอดภัยมากกว่าในอดีต จึงส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมข้างเคียงน้อยลงจนสามารถขุดเจาะในบริเวณพื้นที่ชุมชนได้ แต่อย่างไรก็ตามการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นและส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งโครงสร้างที่ผิวดินและโครงสร้างใต้ดินอยู่โดยตลอด ซึ่งการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมี 2 ลักษณะคือ

ก) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะที่ทำการก่อสร้าง หรือ ในช่วงระยะเวลาที่สั้น (Short term deformations)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สวทช. ให้ความสำคัญสำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข) การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงระยะเวลายาว หรือ หลังจากทำการก่อสร้าง (Long term deformations)

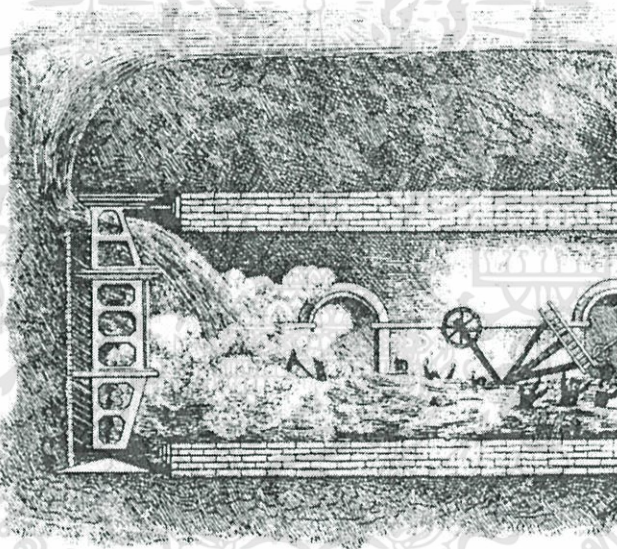
การเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างหรือในช่วงระยะเวลาที่สั้น มักจะเป็นการเคลื่อนตัวที่มีขนาดมากที่สุดและอันตรายที่สุด ซึ่งเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ การเคลื่อนตัวลักษณะนี้มีสาเหตุหลักมาจาก “การสูญเสียมวลดิน” (Ground loss) และทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินที่เรียกว่า “การทรุดตัวทันทีทันใด” (Immediate settlement) โดยเกิดจากการที่มวลดินรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเข้าสู่ช่องเปิด เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน (Stress relief) ขณะทำการก่อสร้าง และหากอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน น้ำก็จะไหลเข้าสู่ช่องเปิดด้วยเช่นกัน ซึ่งจะส่งผลเสียต่อกระบวนการขุดเจาะ ในกรณีของการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในระยะยาว จะเกิดจากความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ของดินเพิ่มขึ้นจากการก่อสร้างอุโมงค์ ทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินจากปัญหา “การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าของดิน” (Consolidation settlement) การเคลื่อนตัวลักษณะนี้จะเกิดขึ้นทีละน้อยแต่ต่อเนื่องเป็นเวลานานหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ได้เสร็จสิ้นไปแล้ว การเคลื่อนตัวของดินจากการสูญเสียมวลดินขณะขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญมากในอดีต ซึ่งวิธีการขุดเจาะยังไม่ทันสมัยเหมือนในปัจจุบัน การสูญเสียมวลดินอาจเกิดขึ้นทันทีทันใดและรุนแรงจนไม่สามารถควบคุมได้ เนื่องจากการไหลตัวเข้าอย่างรวดเร็วของดินและน้ำเข้าสู่อุโมงค์ ดังตัวอย่างที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์โดย เซอร์มาร์ค ไอแซมบาร์ด บรูเนล ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.37 เป็นผลทำให้อุโมงค์พังทลาย อย่างไรก็ตาม ปัญหารุนแรงดังกล่าวมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมากในปัจจุบัน เนื่องจากเทคโนโลยีการขุดเจาะอุโมงค์ได้มีการพัฒนาระบบป้องกันการพังทลายของดิน เช่น การใช้ความดันอากาศ ความดันของเหลว หรือความดันดินภายในห้องกักดินต้านความดันดินด้านนอกหน้าหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะ โดยการสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะ (Shield machine หรือ Tunnel boring machine (TBM)) จะแบ่งเป็นลักษณะเบื้องต้นดังต่อไปนี้

- ก) การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)
- ข) การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)
- ค) การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเอียงหัวเจาะ (Pitching loss)
- ง) การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)
- จ) การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void closure)

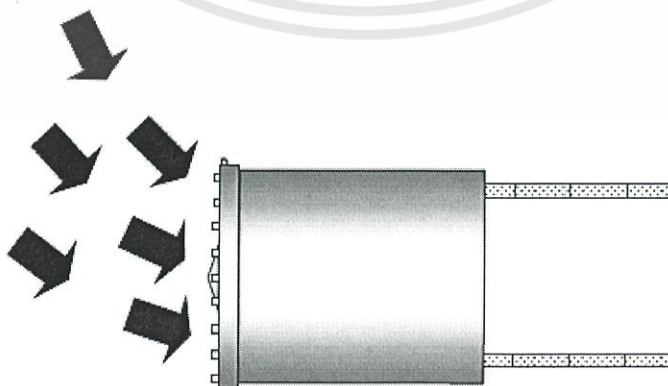
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.1 การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าของหัวเจาะ (Face loss)

การสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าหัวเจาะมักจะเกิดขึ้นมากในกรณีที่ใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด (Open-face shield) เนื่องจากไม่มีการป้องกันความดันดินจากด้านหน้า ทำให้ดินเคลื่อนตัวเข้าสู่อุโมงค์ได้โดยง่าย อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ในกรณีการใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าปิด (Closed-face type shield) ที่ใช้วิธีการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะด้วย ความดันอากาศ (Air pressure) หรือความดันน้ำ (Hydro หรือ Slurry Pressure) หรือความดันดิน (Earth pressure) ก็ยังคงมีโอกาสที่จะเกิดการสูญเสียมวลดินทางด้านหน้าดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.37 หากความดันไม่เพียงพอหรือไม่สมดุลระหว่างภายในและภายนอกของหัวเจาะ อีกทั้งการสูญเสียมวลดินลักษณะนี้ยังพบได้ชัดเจนในกรณีที่ชุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายมากกว่าในกรณีที่ชุดเจาะในชั้นดินเหนียว เนื่องจากธรรมชาติของดินทรายที่มีระยะเวลาการคงตัว (Stand-up time) ที่น้อยกว่า



รูปที่ 2.37 การพังทลายของอุโมงค์ลอดใต้แม่น้ำเทมส์ (Publicado, 1944)

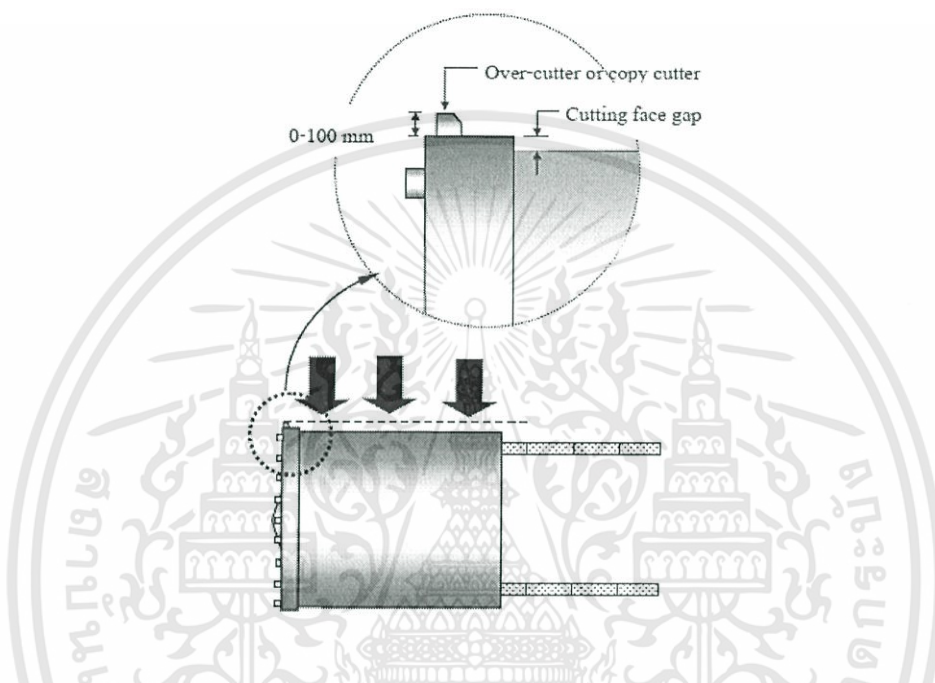


รูปที่ 2.38 การสูญเสียมวลดินด้านหน้าหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.2 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ (Over-cutting)

ในการขุดเจาะอุโมงค์ช่วงทางโค้ง หัวเจาะจำเป็นต้องตัดดินเกินเส้นรอบวงเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับเลี้ยวให้สะดวกขึ้น โดยใช้การยึดของใบตัดดินส่วนเกิน (Copy cutter) ซึ่งสามารถยึดหดได้โดยมีช่วงระยะอยู่ที่ 0 ถึง 100 มิลลิเมตร เพื่อตัดดินส่วนเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 2.38 ดังนั้น ดินโดยรอบจะเคลื่อนตัวเข้าหาช่องว่างที่เกิดขึ้นจากการตัดดินเพื่อเพิ่มพื้นที่

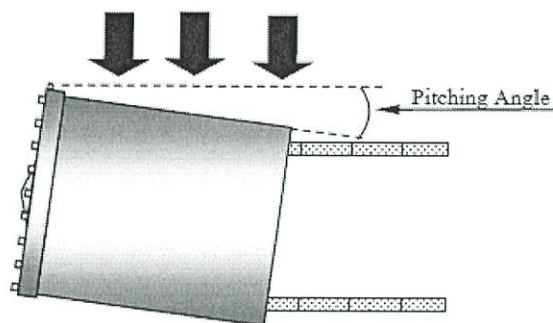


รูปที่ 2.39 การสูญเสียมวลดินจากการตัดดินเกินเส้นรอบวงของหัวเจาะ

2.4.3 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเงยหัวเจาะ (Pitching loss)

ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ หัวเจาะต้องเคลื่อนตัวไปตามตำแหน่งอุโมงค์ที่ได้ ออกแบบไว้ อย่างไรก็ตาม เป็นการยากที่จะควบคุมแนวหัวเจาะให้อยู่ในแนวระดับคงที่ตลอดในการ ขุดเจาะ (มุมก้มหรือมุมเงยมีมุม 0 องศา) เนื่องจากจุดศูนย์ถ่วงของหัวเจาะอยู่เยื้องไปด้านหน้า น้ำหนักส่วนใหญ่ของหัวเจาะจะทำให้หัวเจาะถูกแรงโน้มถ่วงดึงให้หัวเจาะตกอยู่เสมอระหว่างการ ทำงาน ดังนั้น ผู้ควบคุมจึงต้องปรับให้หัวเจาะเงยขึ้นเล็กน้อยขณะทำการขุดเจาะ ด้วยเหตุนี้ การ เปลี่ยนแปลงของมุมก้มหรือมุมเงยจะทำให้พื้นที่หน้าตัดขณะทำการขุดเจาะมีรูปร่างลักษณะเป็นวงรีที่ มีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะที่เป็นวงกลม แสดงไว้ใน รูปที่ 2.39 ทำให้เกิดการ สูญเสียมวลดินขึ้น และกรณีที่หัวเจาะมีความยาวมากสามารถคาดคะเนได้ว่าจะเกิดช่องว่างที่มีขนาด ใหญ่เหนือหัวเจาะมากกว่าหัวเจาะที่มีความยาวน้อยกว่า

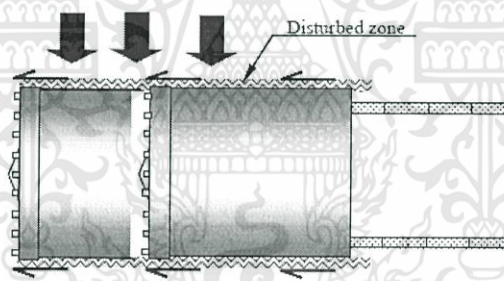
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.40 การสูญเสียมวลดินจากการก้มหรือเอียงของหัวเจาะ

2.4.4 การสูญเสียมวลดินเกิดจากการรบกวนสภาพดิน (Ground disturbance)

การก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะจะมีผลกระทบต่อโครงสร้างดินเดิมหรือรบกวนสภาพดิน เนื่องมาจากการเคลื่อนตัวไปข้างหน้าของหัวเจาะแสดงไว้ใน รูปที่ 2.40 ทำให้เกิดการทำลายคุณสมบัติเดิมของดินและเกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะเข้าสู่อุโมงค์ ยิ่งหัวเจาะมีขนาดใหญ่เท่าไรก็ยิ่งรบกวนสภาพดินมากขึ้นเท่านั้น

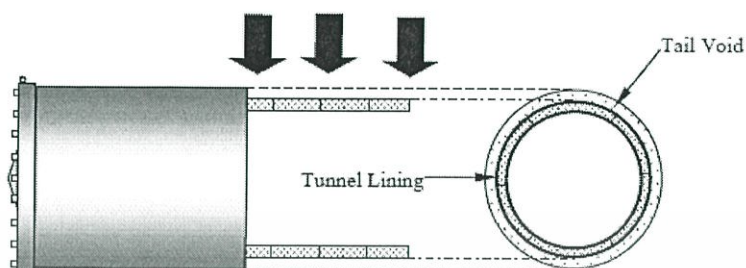


รูปที่ 2.41 การสูญเสียมวลดินจากการรบกวนสภาพดิน

2.4.5 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void closure)

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะจะเกิดช่องว่างส่วนท้ายของหัวเจาะ เนื่องจากเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะต้องมีขนาดใหญ่กว่าตัวอุโมงค์ เพื่อให้มีพื้นที่ในการติดตั้งผนังอุโมงค์ภายในหัวเจาะซึ่งช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7 ถึง 8 เซนติเมตรดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.41 ดังนั้น หากไม่มีวิธีป้องกันจะทำให้มวลดินโดยรอบอุโมงค์เคลื่อนตัวเพื่อปิดช่องว่าง ในปัจจุบันจะแก้ไขโดยการใช้อัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) หรือการใช้ผนังอุโมงค์แบบ

ขยายตัว (Expanding lining) อย่างไรก็ตามการสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะก็ยังคงเกิดขึ้น



รูปที่ 2.42 การสูญเสียมวลดินจากการเคลื่อนตัวปิดช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ

การสูญเสียมวลดินในแต่ละลักษณะที่ได้กล่าวมาจะเกิดขึ้นในปริมาณที่เล็กน้อยเพียงใดจะขึ้นอยู่กับปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยา วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ และปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ ซึ่งในส่วนของปัจจัยการควบคุมหัวเจาะก็ต้องคำนึงถึงการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ การควบคุมแนวเส้นทางของหัวเจาะความเร็วขณะขุดเจาะ และท้ายที่สุดก็คือคุณภาพของผู้ปฏิบัติงาน ทั้งหมดนี้ล้วนเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึงเพื่อให้การสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยหัวเจาะในปัจจุบันได้มีการพัฒนาขึ้นมากโดยมีการใช้หัวเจาะที่ทันสมัยและมีวิธีการรักษาเสถียรภาพระหว่างการขุดเจาะเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน อย่างไรก็ตาม ปัญหาการเคลื่อนตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้น เพื่อที่จะป้องกันปัญหานี้จึงควรต้องหาสาเหตุที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน โดยพบว่า นอกจากปัจจัยสภาพทางธรณีวิทยาที่เป็นปัจจัยสำคัญแล้ว ยังมีปัจจัยด้านการควบคุมและพฤติกรรมของหัวเจาะที่มีความซับซ้อน ดังนั้น การหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของดินและหัวเจาะจึงมีความจำเป็น เพื่อให้สามารถเข้าใจและประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้อง ซึ่งจะนำไปสู่การป้องกันและแก้ไขอย่างมีประสิทธิภาพนอกจากนี้ เพื่อให้เข้าใจถึงความหมายของการสูญเสียมวลดินเพิ่มมากขึ้น จึงได้มีการอธิบายเพิ่มเติมในส่วนของ การสูญเสียมวลดินแสดงในสมการที่ 2.8 จากข้อมูลในอดีตโดยหลังจากปี ค.ศ. 1970 การก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินที่กรุงวอชิงตัน ดีซี ประเทศสหรัฐอเมริกา ที่ส่งผลกระทบต่ออาคารตัวผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$V_s = V_l + \Delta V \quad (2.8)$$

โดยที่ ΔV คือ การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์

V_s คือ ปริมาตรของการทรุดตัวผิวดิน

V_l คือ ปริมาตรของการสูญเสียมวลดินทั้งหมดรอบอุโมงค์

จากความสัมพันธ์ดังกล่าวจึงสามารถประมาณค่าการสูญเสียมวลดินที่เกิดขึ้นได้จากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์และปริมาตรการทรุดตัวผิวดินโดยปกติสามารถคำนวณการสูญเสียมวลดินจากการคำนวณอย่างง่ายได้จาก สมการ (2.9)

$$\text{Ground loss (\%)} = \frac{\text{ปริมาตรมวลดินที่ไหลเข้าอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}}{\text{ปริมาตรของอุโมงค์ต่อหนึ่งหน่วยเมตร}} \times 100\% \quad (2.9)$$

ปริมาตรของอุโมงค์ต่อเมตร (ในกรณีอุโมงค์กลม) คือ $\frac{\pi D_0^2}{4} \times 1 \text{ เมตร}$
โดยที่ D_0 คือ เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์

นอกจากนี้ ยังมีวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวผิวดินเพื่อหาค่าการสูญเสียมวลดิน โดยได้สรุปสาเหตุของการทรุดตัวไว้เป็น 3 กรณีดังนี้

1. Face Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินในส่วนหน้าก่อนถึงหัวเจาะ ซึ่งจะเกิดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในลักษณะต่างๆ เช่น การเคลื่อนตัวของดินที่คลายตัว (Raveling) การเกิดโพรง (Caving) การเคลื่อนตัวของดินที่ไหลได้ (Flowing) การเคลื่อนตัวของดินที่ไหลลงมาได้ (Running) หรือดินบีบตัว (Squeezing)

2. Shield Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณรอบหัวเจาะ เนื่องจากหัวเจาะเคลื่อนตัวไปด้านหน้า (Plowing) การก้มหรือเียงของหัวเจาะ (Pitching) หรือการเบี่ยงเบนทิศทางของหัวเจาะ (Yawing) เป็นต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. Tail Losses คือ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ โดยเกิดจากการขยายตัวของระบบค้ำยันส่วนท้ายหรือการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) วิธีการที่ใช้ในการประมาณค่าการสูญเสียมวลดินแบ่งเป็น 2 วิธีได้แก่ 1) การเก็บข้อมูลบริเวณพื้นที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์และประมาณค่าเป็นเปอร์เซ็นต์ เช่น กรณีการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงวอชิงตัน ดีซี จะมีค่าการสูญเสียมวลดินประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งในทางปฏิบัตินั้นมีค่าประมาณ 1 ถึง 3 เปอร์เซ็นต์ในอดีตที่ผ่านมา และ 2) การคำนวณโดยใช้ค่าทางกลศาสตร์ของดินดังแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 การประมาณค่าการสูญเสียมวลดินตามคุณภาพการก่อสร้างและลักษณะดินกรณี

กรณี	V_f (%)
คุณภาพการขุดเจาะระดับดี ในดินที่มีเสถียรภาพดี โดยมีกรควบคุมการสูญเสียมวลดินที่มีประสิทธิภาพ	0.5
คุณภาพการขุดเจาะระดับดี ในดินที่มีลักษณะคล้ายโคลนอย่างช้าๆ โดยมีกรควบคุมการสูญเสียมวลดินที่มีประสิทธิภาพ	1.5
คุณภาพการขุดเจาะระดับพอใช้ ในดินที่มีลักษณะคล้ายตัวเร็ว โดยมักจะมีการสูญเสียมวลดินจากหัวเจาะ	2.5
คุณภาพการขุดเจาะในระดับแย่ ในดินที่มีเสถียรภาพต่ำ โดยมักเกิดการสูญเสียมวลดินบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะหรือจากการอัดฉีดน้ำปูนหลังผนังอุโมงค์ไม่มีคุณภาพ	4 ขึ้นไป

ทั้ง 2 วิธีดังกล่าวสมมติให้หัวเจาะที่ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ไม่เกิดข้อผิดพลาด ซึ่งในทางปฏิบัติแทบเป็นไปไม่ได้ ดังนั้น ในการคำนวณจึงควรทำการปรับแก้เพื่อเพิ่มความถูกต้องให้มากขึ้นโดยอาจทำการเพิ่มปริมาณการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ เช่น หากหัวเจาะเกิดการเบี่ยงเบนทิศทาง หรือหมุนตัว ก็อาจทำการเพิ่มค่าการสูญเสียมวลดินอีกประมาณ 1 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ เป็นต้น

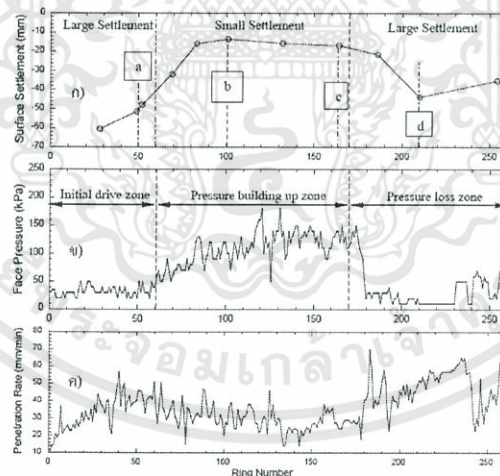
2.5 ลักษณะการเคลื่อนตัวของดินจากการก่อสร้างอุโมงค์

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินสามารถแบ่งได้เป็นหลายกรณีประกอบไปด้วย การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlement) การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) ที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral ground deformation) มีรายละเอียดดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.1 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวยาว (Longitudinal surface settlements)

การสูญเสียมวลดินที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ จะส่งผลให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินเป็นแนวยาว(Longitudinal surface settlement) ทั้งนี้ขนาดของการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย โดยหัวข้อนี้จะใช้โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลเป็นกรณีศึกษาทำการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดินในช่วงระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีประชากรศาสตร์บำเพ็ญ เนื่องจากเป็นบริเวณที่มีการติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดทางธรณีเทคนิคจำนวนมาก อุโมงค์ส่วนใหญ่ที่ขุดเจาะในส่วนก่อสร้างนี้จะถูกขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ยกเว้นในช่วงกึ่งกลางระหว่างสถานี โดยส่วนล่างของอุโมงค์จะถูกขุดเจาะในชั้นดินทรายแน่น (Dense sand) การทำงานของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลที่รักษาเสถียรภาพของดินหน้าหัวเจาะไว้โดยการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะ(Face pressure) ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ควบคุมระหว่างการขุดเจาะ ความดันนี้ถูกวัดโดยเซลล์วัดความดัน (Pressure cell) ที่ติดตั้งภายในห้องกักดิน เมื่อวิเคราะห์จากความดันหน้าหัวเจาะระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ในส่วนก่อสร้างนี้สามารถแบ่งออกเป็น 3 กรณี ได้แก่ 1) ช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive zone) 2) ช่วงเพิ่มความดันด้านหน้า (Pressure building up zone) และ 3) ช่วงสูญเสียความดันด้านหน้า (Pressure loss zone) ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.43

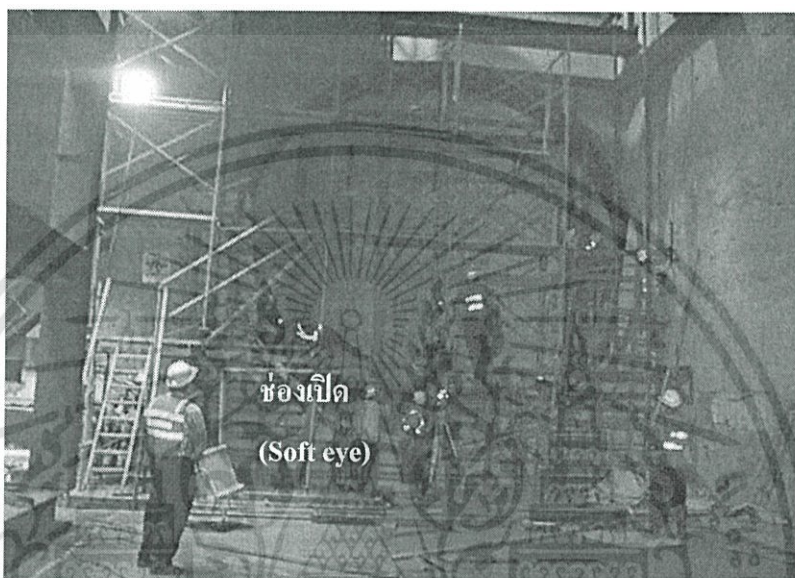


รูปที่ 2.43 กราฟแสดงค่าการทรุดตัวของผิวดิน ความดันหน้าหัวเจาะ และความเร็วขณะขุดเจาะโดยบันทึกระหว่างสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ และสถานีประชากรศาสตร์บำเพ็ญ

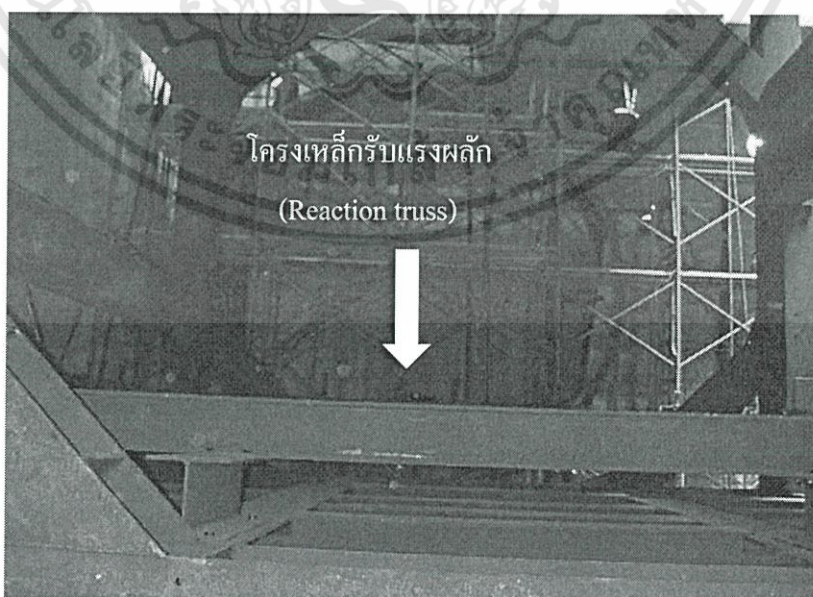
ในช่วงแรกเริ่มของการขุดเจาะด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลนั้น หัวเจาะได้ถูกประกอบขึ้นด้านหลังกำแพงพีตด้านเหนือของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ ก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนตัวออกจากช่องเปิด (Soft eye) ได้ถูกเตรียมบนกำแพงพีต (Diaphragm wall) กั้นสำหรับหัวเจาะเพื่อที่จะตัดผ่านดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.44 แนวหัวเจาะทะลวงซึ่งหัวเจาะต้องตัดผ่านจะเสริมด้วยเส้นใยไฟเบอร์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น หัวเจาะจึงสามารถที่จะเจาะผ่านไปได้ นอกจากนี้ โครงเหล็กรับแรงผลึก (Reaction truss) ถูกติดตั้งเพื่อให้หัวเจาะผลึกด้านดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.45 เนื่องจากพื้นที่ในสถานีปล่อยหัวเจาะ (Launching shaft) ค่อนข้างมีอยู่จำกัด อุปกรณ์ควบคุมหัวเจาะยังต้องติดตั้งไว้บนพื้นดินโดยใช้สายเคเบิลเชื่อมต่อกับหัวเจาะในอุโมงค์โดยเมื่อการก่อสร้างอุโมงค์เสร็จสิ้นไป 60 วงผนังอุโมงค์ อุปกรณ์ควบคุมจึงจะถูกนำมาติดตั้งในอุโมงค์ ภายหลังจากที่กระบวนการก่อนติดตั้งหัวเจาะได้เสร็จสิ้นลง หัวเจาะจึงได้เริ่มตัดกำแพงที่ต่ออย่างช้าๆแสดงไว้ใน รูปที่ 2.46



รูปที่ 2.44 การเตรียมช่องเปิดบนกำแพงพีต

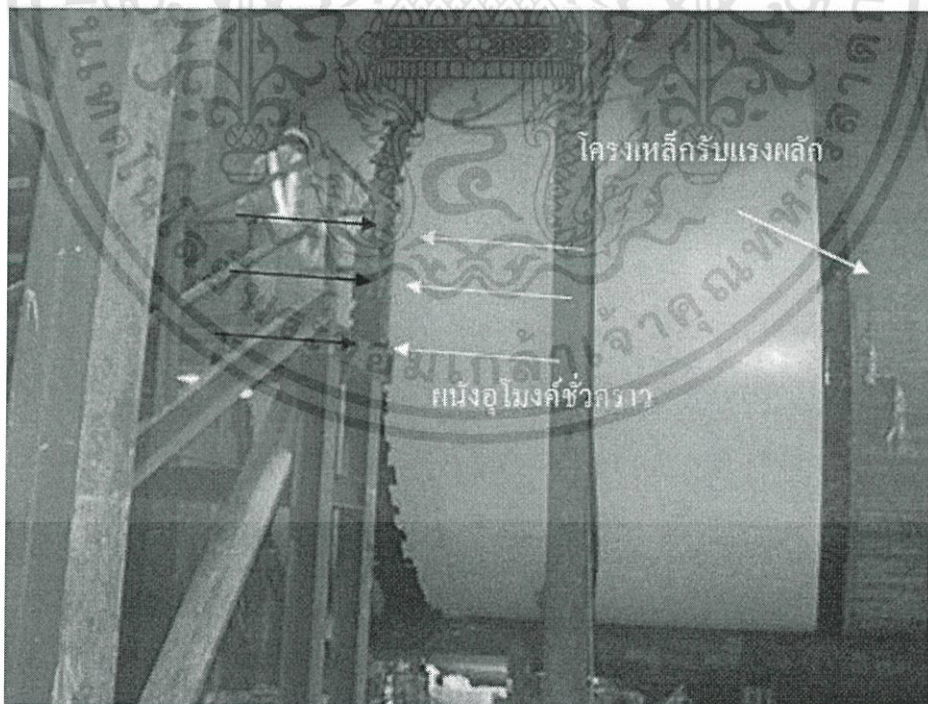


รูปที่ 2.45 โครงเหล็กรับแรงผลึกที่ติดตั้งในช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



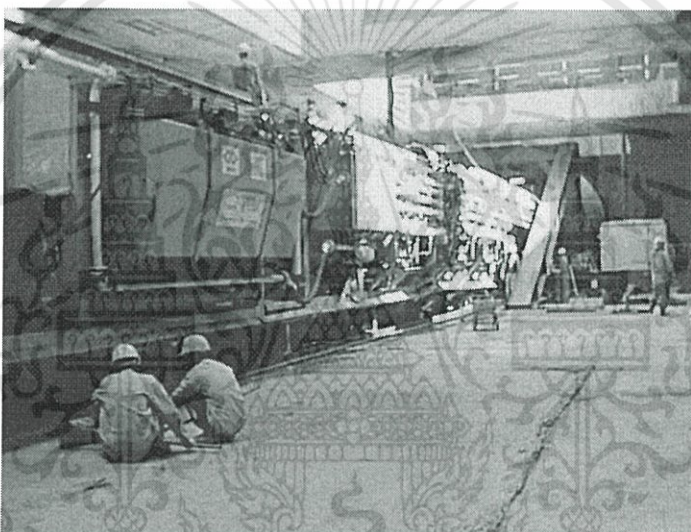
รูปที่ 2.46 หิวเจาะอุโมงค์กำลังเคลื่อนตัวผ่านผนังกำแพงปิดของสถานีศูนย์วัฒนธรรมฯ



รูปที่ 2.47 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ช่วงเริ่มต้นของการขุดเจาะอุโมงค์ (Initial drive zone) คือ ช่วงระยะการขุดเจาะของหัวเจาะ จากส่วนเริ่มต้นซึ่งหัวเจาะต้องการโครงสร้างชั่วคราว เช่น โครงเหล็กรับแรงหลัก (Reaction truss) แสดงไว้ใน รูปที่ 2.45 ไปจนถึงระยะที่ไม่มีความจำเป็นต้องใช้อุปกรณ์สนับสนุนและอุปกรณ์ควบคุม สามารถนำมาติดตั้งไว้ภายในอุโมงค์ได้ โดยทั่วไปแล้ว ช่วงเริ่มต้นการขุดอุโมงค์จะมีระยะประมาณ 70 ถึง 120 เมตร (ประมาณ 60 ถึง 100 วงผนังอุโมงค์หรือรอบของการขุดเจาะ) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับความยาวของอุปกรณ์สนับสนุนและกระบวนการควบคุมของหัวเจาะหลังจากที่หัวเจาะไปถึงจุดสิ้นสุดของช่วง เริ่มต้นการขุดหัวเจาะจะหยุดการทำงานชั่วคราวเพื่อรื้อถอนผนังอุโมงค์ชั่วคราวและโครงเหล็กรับแรง ผลักออกจากรัน อุปกรณ์สนับสนุนจะถูกนำมาติดตั้งภายในอุโมงค์ด้านหลังหัวเจาะ รางของอุปกรณ์ อาจต้องการพื้นที่ยาวถึง 100 ถึง 120 เมตร ด้านหลังหัวเจาะดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.48

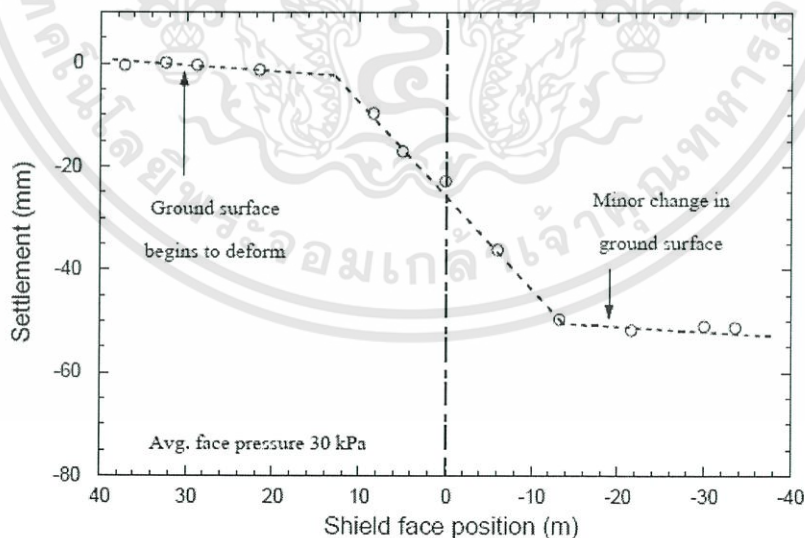


รูปที่ 2.48 อุปกรณ์สนับสนุนหลังหัวเจาะอุโมงค์

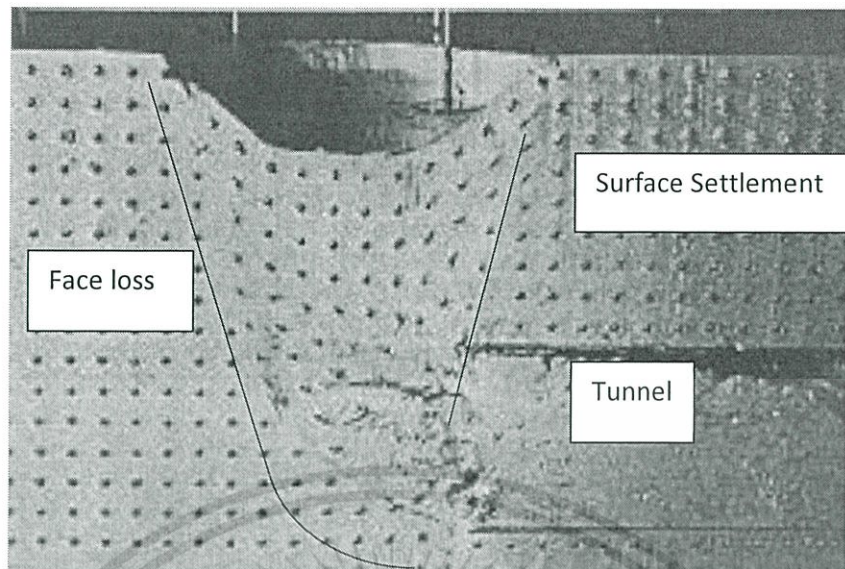
ระหว่างการขุดเจาะ แรงผลักจากแม่แรงไฮดรอลิกที่ใช้ผลักหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้ามี แรงสูงถึง 4,000 ตัน ดังนั้น ผนังอุโมงค์จำนวนมากที่ติดตั้งไว้มีความจำเป็นที่จะสามารถต้านทานต่อ แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในส่วน A ของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล ช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะจะ ไปสิ้นสุดที่ผนังอุโมงค์วงที่ 60 หรือที่ระยะ 72 เมตรจากสถานีปล่อยหัวเจาะ ภายในช่วงนี้หัวเจาะ อุโมงค์ไม่สามารถใช้แรงผลักที่สูงจากแม่แรงไฮดรอลิกได้

เนื่องมาจากผนังอุโมงค์ชั่วคราวไม่ได้ถูกออกแบบมาให้ทนต่อแรงผลักที่สูงส่งผลกระทบต่อ การควบคุมความดันหน้าหัวเจาะในช่วงเริ่มต้นการขุดเจาะเพราะแรงผลักมีความสัมพันธ์กับความดัน หน้าหัวเจาะ

ดังนั้น ในส่วน A จึงวัดความดันหน้าหัวเจาะได้เพียง 30 ถึง 60 กิโลปาสกาล ด้วยเหตุนี้ดินโดยรอบจึงสามารถเคลื่อนตัวเข้าสู่ส่วนหน้าของหัวเจาะส่งผลทำให้เกิดการสูญเสียมวลดินขึ้น ข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินได้ถูกเทียบกับตำแหน่งของหัวเจาะดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.49 ผิวดินจะเริ่มเสียรูปในระยะประมาณ 30 เมตร ก่อนที่หัวเจาะเข้าสู่ตำแหน่งอุโมงค์วงที่ 49 เมื่อหัวเจาะเคลื่อนเข้าไปใกล้กับตำแหน่งดังกล่าว การทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ อย่างต่อเนื่อง หลังจากนั้นการทรุดตัวของผิวดินจะเริ่มหยุดลงหลังจากที่หัวเจาะผ่านอุโมงค์วงที่ 49 ออกไปเป็นระยะ 15 เมตร การทรุดตัวของผิวดินเหนือตำแหน่งอุโมงค์วงที่ 49 อยู่ในตำแหน่ง a แสดงไว้ใน รูปที่ 2.49) ความดันหน้าหัวเจาะที่ใช้ในส่วนนี้มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 30 กิโลปาสกาล โดย รูปที่ 2.49 สังเกตให้เห็นว่า การทรุดตัวของผิวดินจะเกิดขึ้นในปริมาณที่สูงบริเวณระยะทางด้านหน้าของหัวเจาะ สอดคล้องกับผลการทดลองของแสดงไว้ใน รูปที่ 2.50 ซึ่งดินมีแนวโน้มที่จะเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์ จากผลการทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง(Centrifuge test) การเคลื่อนตัวของดินในลักษณะนี้ จะเห็นได้ชัดจากผิวดินซึ่งพบการทรุดตัวของผิวดินเป็นบริเวณกว้าง การเคลื่อนตัวของดินมีลักษณะเป็นรูปลิ้นสามเหลี่ยม หรือที่เรียกว่า แนวอิทธิพลจากการสูญเสียมวลดินหน้าหัวเจาะ (Face loss impact zone) แสดงไว้ใน รูปที่ 2.50

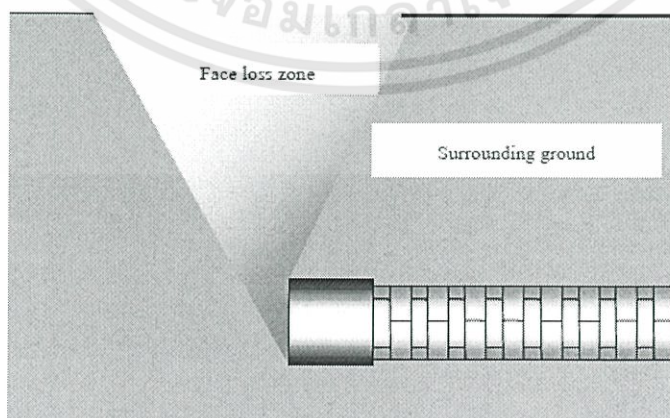


รูปที่ 2.49 การทรุดตัวตามแนวยาวของผิวดินที่วัดในช่วงเริ่มต้นการขุด (ผนังอุโมงค์วงที่ 49)



รูปที่ 2.50 พฤติกรรมการพังทลายของดินหน้าอุโมงค์ภายใต้การทดสอบแบบหมุนเหวี่ยง

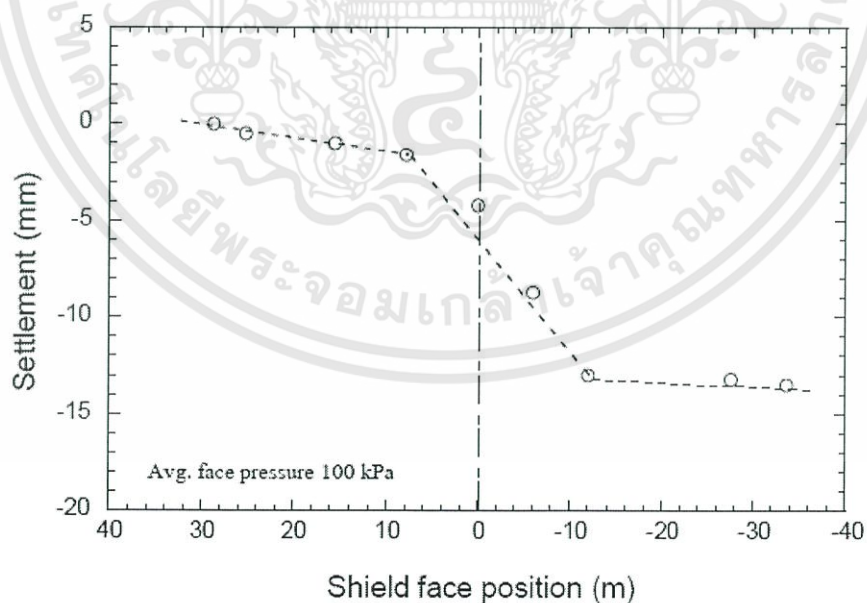
การทดลองดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากการจำลองการใช้หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด ไม่ใช่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ดังที่ใช้ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล อย่างไรก็ตาม เมื่อใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำ หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะมีพฤติกรรมคล้ายกับหัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิดซึ่งส่งผลให้ดินมีการเคลื่อนตัวไปทางปากอุโมงค์ นอกจากนี้จากการสังเกตการหลุดตัวของผิวดินในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลจะมีลักษณะเป็นบริเวณกว้างขยายไปจนถึงเหนือหัวเจาะแต่จะหยุดการหลุดตัวที่ระยะประมาณ 15 เมตร (ประมาณ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ) จากด้านหน้าหัวเจาะและจากจุดนี้ไปการหลุดตัวของผิวดินจะมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น



รูปที่ 2.51 รูปแบบการเคลื่อนตัวของดินบริเวณหน้าหัวเจาะ

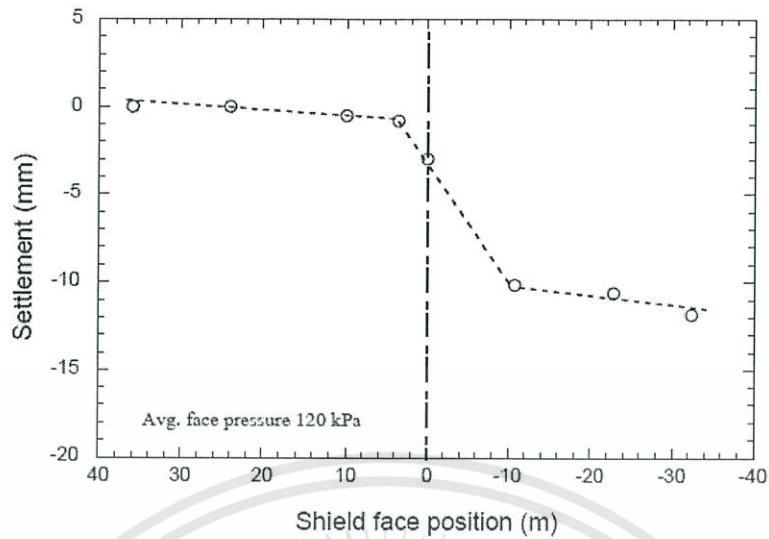
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนตัวออกไปเป็นระยะ 72 เมตร จากสถานีปล่อยหัวเจาะ และมีการติดตั้งผนังอุโมงค์ไป 60 วง หัวเจาะจะหยุดทำงาน รรรางสำหรับอุปกรณ์สนับสนุนจะถูกติดตั้งขึ้นภายในอุโมงค์ และโครงสร้างชั่วคราวทั้งหมดถูกรื้อถอนออก ถือว่าเป็นจุดสิ้นสุดของช่วงเริ่มต้นการขุด (Initial drive) และหัวเจาะจะเริ่มกลับมาทำงานอีกครั้ง ตั้งแต่ตำแหน่งนี้ไป หัวเจาะจะสามารถเพิ่มความดันหน้าหัวเจาะได้ถึง 180 กิโลปาสกาล แสดงไว้ใน รูปที่ 2.52) ที่ตำแหน่ง b และ c โดย รูปที่ 2.52) ได้ถูกเลือกขึ้นมาเพื่อที่จะอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวของผิวดินและความดันหน้าหัวเจาะโดยความดันหน้าหัวเจาะเฉลี่ยระหว่างที่หัวเจาะผ่านเข้ามาอยู่ที่ตำแหน่ง b มีค่าประมาณ 100 กิโลปาสกาล และตำแหน่ง c มีค่าประมาณ 120 กิโลปาสกาล การทำงานจะอยู่ในระบบปรับความดันดินสมดุลซึ่งเป็นระบบที่การทรุดตัวของผิวดินจะสามารถมีค่าลดลงได้โดยการปรับความดันหน้าหัวเจาะให้เท่ากับความดันของดินโดยรอบระหว่างการขุดเจาะการทรุดตัวของผิวดินและตำแหน่งด้านหน้าของหัวเจาะ ณ ตำแหน่ง b และ c แสดงไว้ใน รูปที่ 2.52 และรูปที่ 2.53 ตามลำดับ การทรุดตัวของผิวดินมากที่สุดอยู่ที่ 13 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง b และ 11 มิลลิเมตร ที่ตำแหน่ง c และเห็นได้ชัดเจนว่า ทั้งสองตำแหน่งนี้มีการทรุดตัวของผิวดินน้อยกว่าในตำแหน่ง a (การทรุดตัวของผิวดินประมาณ 50 มิลลิเมตร) ซึ่งเป็นบริเวณที่ใช้ความดันหน้าหัวเจาะที่ต่ำ ดังนั้น ความดันหน้าหัวเจาะจึงมีผลกระทบต่อระดับการทรุดตัวของผิวดินอย่างเห็นได้ชัดผู้ปฏิบัติงานจึงต้องใช้ความรอบคอบในการควบคุมความดันหน้าหัวเจาะเพื่อลดการทรุดตัวของผิวดิน อย่างไรก็ตาม ในทุกๆ กรณี รูปแบบของการทรุดตัวตามยาวของผิวดินค่อนข้างจะมีลักษณะที่คล้ายคลึงกัน

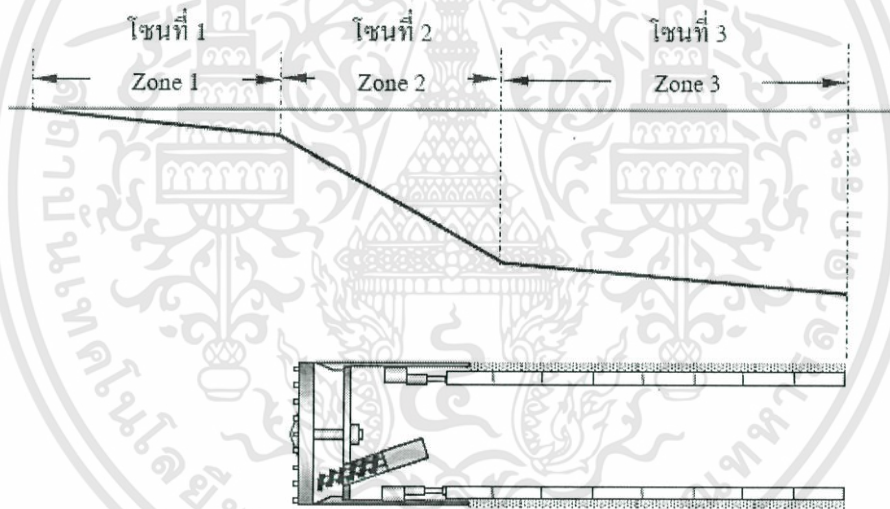


รูปที่ 2.52 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง b (ผนังอุโมงค์วงที่ 101)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.53 การทรุดตัวตามแนวยาวของดินวัด ณ ตำแหน่ง c (ผืนจ่อโมงค์วงที่ 164)



รูปที่ 2.54 แผนภาพแสดงรูปตัดการทรุดตัวผิวดินตามแนวยาวที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์

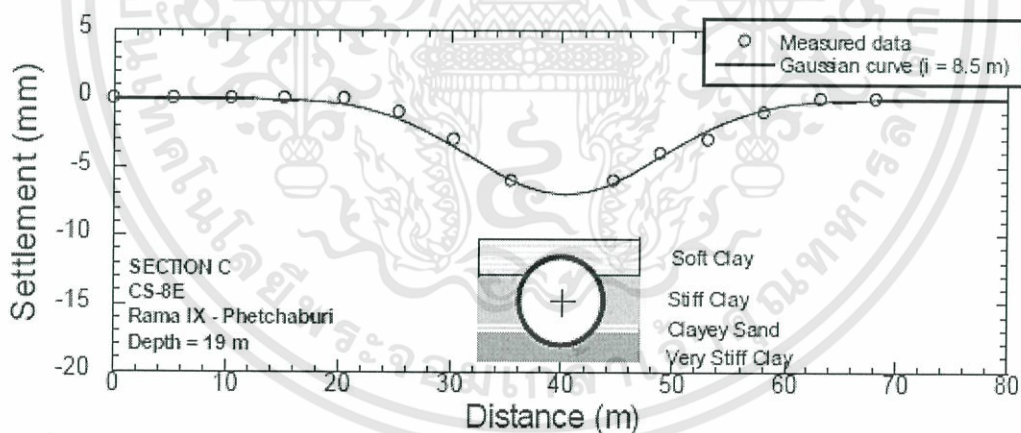
จากข้อสังเกตนี้การทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 โซนตามระดับของความดันหน้าหัวเจาะ ได้แก่ 1) โซนที่ 1 2) โซนที่ 2 และ 3) โซนที่ 3 โดย “โซนที่ 1” คือ ระยะเริ่มต้น (ตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวผิวดิน) อยู่ที่ประมาณ 30 เมตรก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่เข้ามา การทรุดตัวก็เริ่มที่จะเกิดขึ้น ณ ตำแหน่งเริ่มต้นดังกล่าว หลังจากนั้นปริมาณการทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆจนถึงที่ระยะประมาณ 10 เมตร วัดจากระยะระหว่างตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวผิวดินและส่วนหน้าของหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การทรุดตัวของผิวดินจะถูกเร่งให้เกิดขึ้นในปริมาณที่สูงมาก นั้นแสดงให้เห็นว่า เป็นจุดเปลี่ยนของ “โซนที่ 1” เข้าสู่ “โซนที่ 2” หลังจากนั้นเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านตำแหน่งที่มีการติดตั้งหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดินออกไป (ประมาณ 15 เมตรจากส่วนหน้าของหัวเจาะ) การทรุดตัวของผิวดินก็มีแนวโน้มลดลงเข้าสู่ “โซนที่ 3” เป็นการทรุดตัวของผิวดินในที่สุดท้าย และจะหยุดการเกิดการทรุดตัวที่ระยะประมาณ 30 เมตร หลังจากหัวเจาะผ่านไปจากหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน ดังรูปที่ 2.54

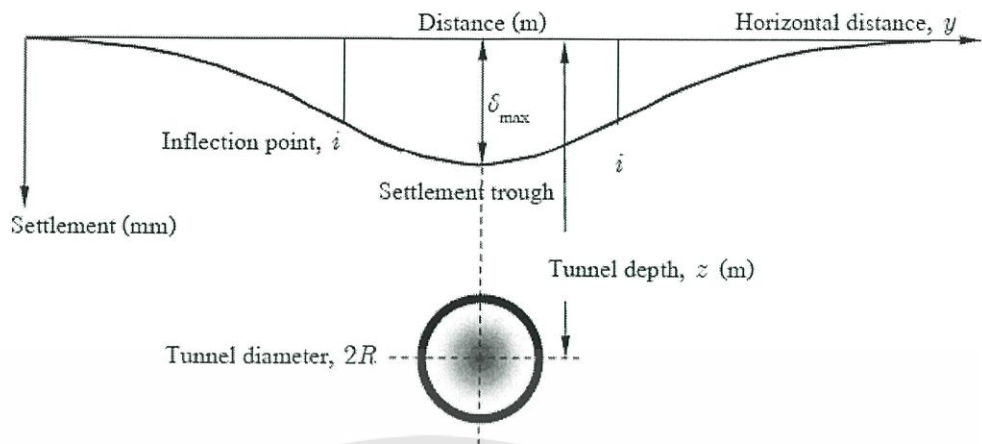
2.5.2 การทรุดตัวของผิวดินตามแนวขวาง (Transverse surface settlements)

การขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งระดับการทรุดตัวของผิวดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ และค่อนข้างที่จะคาดการณ์ได้ยาก จากหลายกรณีศึกษาและการสังเกตในโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล พบว่า การทรุดตัวของผิวดินไม่เพียงแต่จะเกิดขึ้นตามแนวยาวเท่านั้น แต่ยังเกิดแนวการทรุดตัวตามแนวขวาง (Transverse surface settlements) ซึ่งทำให้การเคลื่อนตัวของดินเป็นร่องตัวยุบ (Trough) ออกทางด้านข้าง ในโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล การทรุดตัวของดินตามแนวขวางถูกวัดด้วยแนวหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement array)



รูปที่ 2.55 แนวการทรุดตัวของผิวดินวัดจากแนวหมุดวัดการทรุดตัวที่ตำแหน่ง CS-8E

จากรูปดังกล่าวพบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ส่วนมากค่อนข้างจะสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ ดังนั้น กราฟความน่าจะเป็นหรือ Gaussian curve ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์ สามารถนำมาใช้ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินได้ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 2.56



รูปที่ 2.56 การใช้กราฟความน่าจะเป็นปกติประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เดี่ยว

จุดโค้งกลับของแนวการทรุดตัว (Inflection point, i) สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวสามารถหาได้โดยการประมาณจากสมการที่เสนอโดยการเก็บรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของผิวดินจากโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลทำการตรวจวัดที่ระยะประมาณ 30 เมตรหลังจากที่หัวเจาะผ่านไปจากหมุดวัดการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งถือว่าเป็นจุดที่การทรุดตัวของผิวดินมีค่ามากที่สุด (δ_{max}) โดยหลังจากนี้จะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากดังที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อก่อนหน้านี้ โดยไม่ได้นำการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) ที่เป็นการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดในช่วงระยะยาวมาพิจารณาซึ่งอาจจะมีผลต่อการทรุดตัวของผิวดินเช่นเดียวกัน ดังที่ได้อธิบายไว้โดยการทรุดตัวของผิวดินจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นจากการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate settlement) ภายหลังจากการก่อสร้างผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อนด้วยหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุลใน

2.5.3 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Lateral ground deformation)

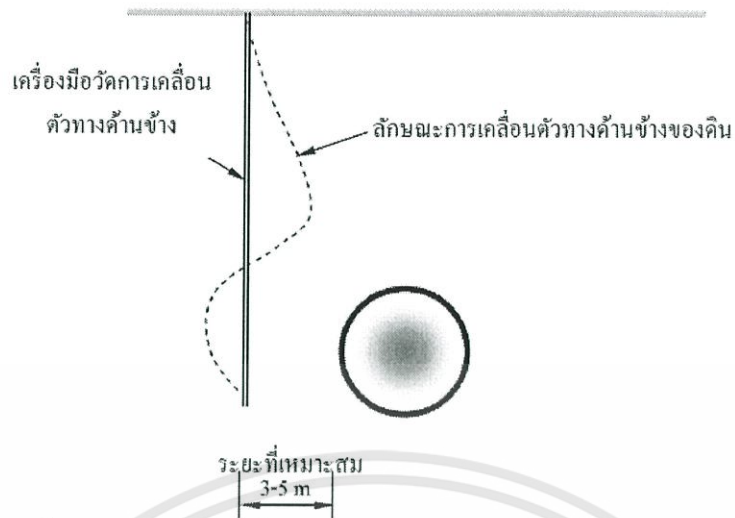
โครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคลนั้น ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) บริเวณหลายจุดตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ ทั้งนี้จะนำมาสู่ความเข้าใจถึงสาเหตุของการเคลื่อนตัวของดิน และวิธีป้องกันในอนาคต มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของดินทำได้โดยการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ซึ่งจะทำให้การวัดระยะการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินตลอดแนวการก่อสร้างอุโมงค์ โดยทำการติดตั้งห่างจากผนังอุโมงค์ในระยะตั้งแต่ 3 ถึง เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

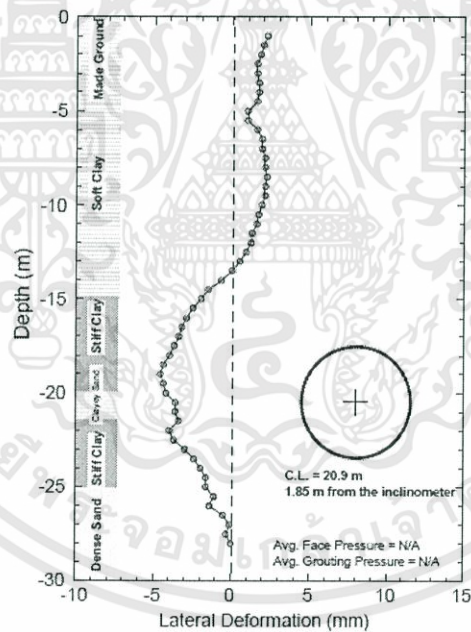
5 เมตร แสดงไว้ในรูปที่ 2.57 จากผลการตรวจวัดพบว่า ดินบริเวณส่วนยอดของอุโมงค์จะเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ และดินที่อยู่ระดับต่ำกว่าส่วนยอดของอุโมงค์จะเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 2.58 รูปแบบการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินลักษณะนี้จะมีความสัมพันธ์กับกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ซึ่งสามารถอธิบายโดยการสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของดินใน รูปที่ 2.59 และตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์เทียบกับตำแหน่งของเครื่องมือตรวจวัดแสดงไว้ใน รูปที่ 2.60 เมื่อทำการวิเคราะห์โดยละเอียดจะพบว่า ณ ตำแหน่งเหนือยอดอุโมงค์ จะสามารถแบ่งการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินออกเป็น 3 โซน เช่นเดียวกับการทรุดตัวตามแนวยาว ได้แก่ โซนที่ 1 (Zone 1) โซนที่ 2 (Zone 2) และโซนที่ 3 (Zone 3) ตามลำดับ โดยโซนที่ 1 จะเป็นช่วงที่หัวเจาะอุโมงค์เริ่มขุดเจาะเข้าใกล้ตำแหน่งการตรวจวัด ซึ่งจะสังเกตได้ว่า ดินเริ่มมีการเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ เมื่อหัวเจาะอยู่ ณ ตำแหน่งประมาณ 13 เมตร จากเครื่องมือตรวจวัด หรือประมาณสองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ การเคลื่อนตัวดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนตัวเข้าหาตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัด

ระหว่างที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนผ่านตำแหน่งการตรวจวัด (ตำแหน่ง C ถึงตำแหน่ง F ใน รูปที่ 2.59) ดินจะเคลื่อนตัวมากขึ้นอย่างทันทีทันใดแสดงไว้ใน รูปที่ 2.60 ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวในโซนที่ 2 (Zone 2) การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะมากที่สุด在这一ชั้นนี้ อย่างไรก็ตาม หลังจากหัวเจาะอุโมงค์ได้เคลื่อนผ่านจุดนี้ไปแล้ว และมีการอัดฉีดน้ำปูนรอบผนังอุโมงค์เสร็จสมบูรณ์แล้ว การเคลื่อนตัวของดินทางด้านข้างเข้าหาอุโมงค์จะน้อยลง ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของดินในโซนที่ 3 (Zone 3) จากการวิเคราะห์ผลดังกล่าวสามารถสรุปได้ว่า การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเข้าหาอุโมงค์จะเกิดมากที่สุดในช่วงที่หัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งการตรวจวัดหรือในโซนที่ 2 (Zone 2) นั่นเอง

เมื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินในระดับที่ต่ำกว่าส่วนยอดอุโมงค์พบว่า ดินจะเคลื่อนตัวออกจากอุโมงค์เล็กน้อยขณะที่หัวเจาะเคลื่อนเข้าสู่ตำแหน่งตรวจวัด และดินจะเคลื่อนตัวออกเรื่อยๆ เมื่อหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่านตำแหน่ง E (รูปที่ 2.61) โดยที่ส่วนท้ายหัวเจาะ (Shield tail) จะเกิดการเคลื่อนตัวออกของดินมากขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากเป็นตำแหน่งที่มีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อช่องว่างส่วนท้ายหัวเจาะ ซึ่งปกติจะใช้ความดันประมาณ 2.5 ถึง 3 บาร์ การเคลื่อนตัวของดินจะเพิ่มขึ้น จนกระทั่งหัวเจาะเคลื่อนตัวผ่านไปเป็นระยะอย่างน้อย 13 เมตร หรือประมาณสองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์แสดงไว้ใน รูปที่ 2.60

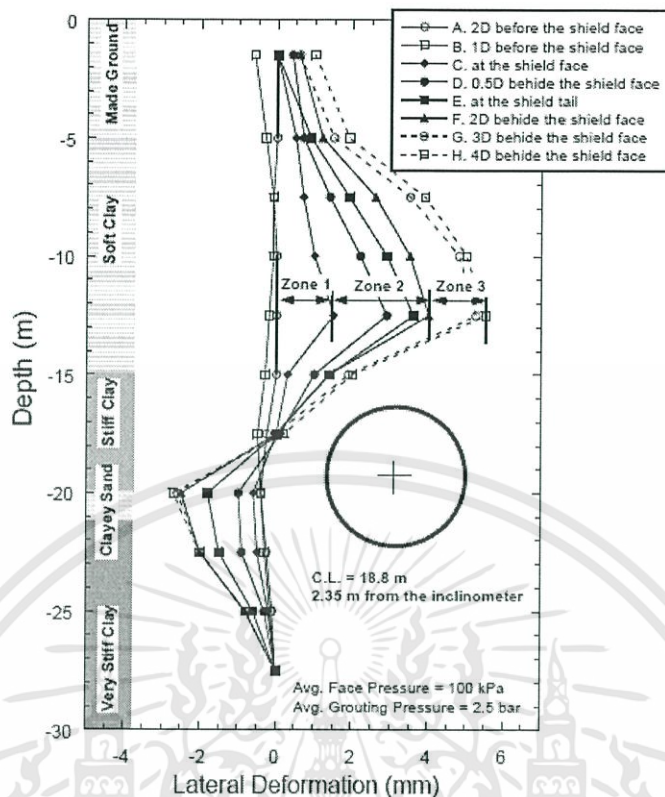


รูปที่ 2.57 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (Inclinometer)



รูปที่ 2.58 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-03

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

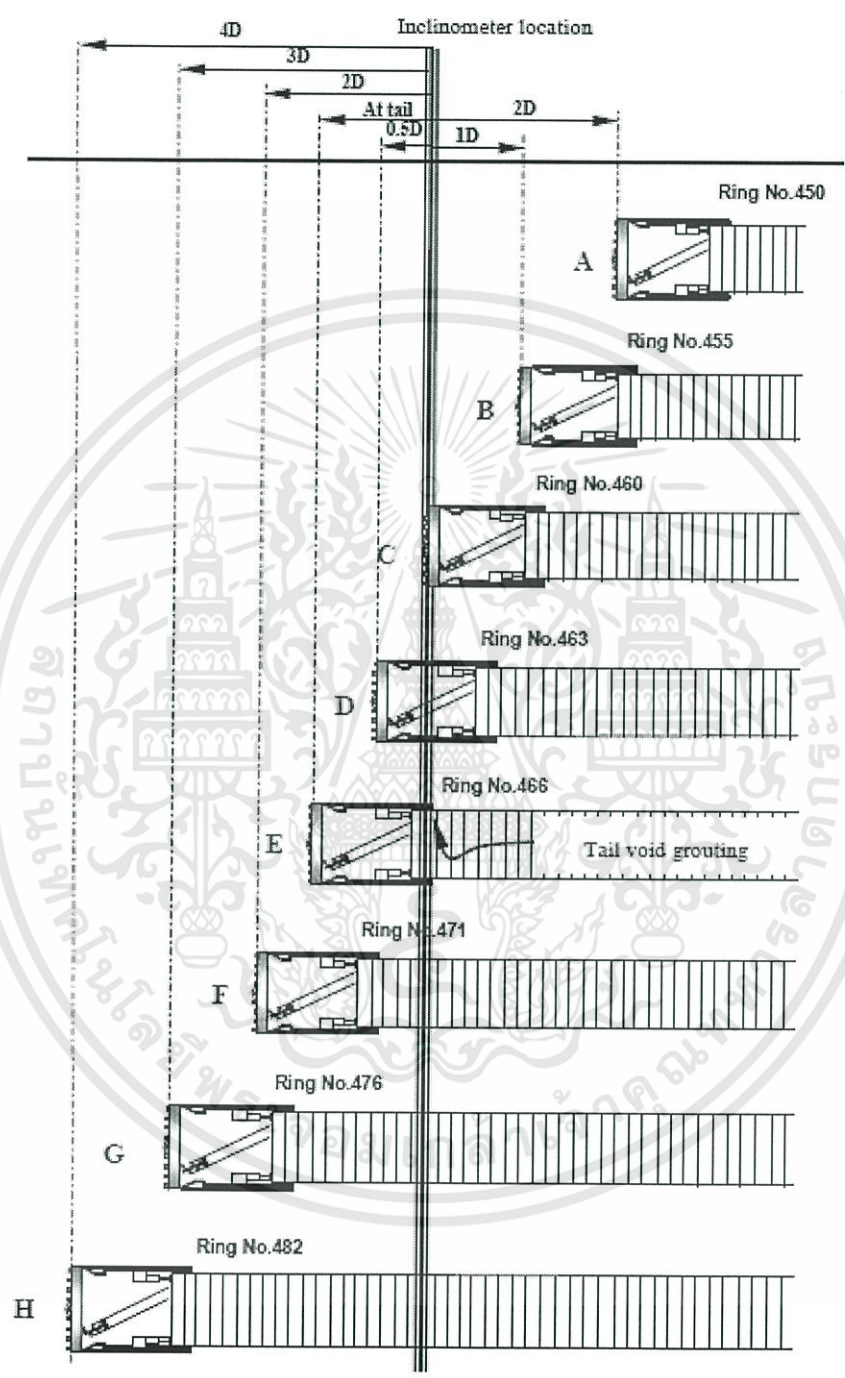


รูปที่ 2.59 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่ตำแหน่ง IN-T7-04

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน แสดงไว้ใน รูปที่ 2.61 ช่วยให้สามารถวิเคราะห์ปัจจัยที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินในแต่ละตำแหน่งที่หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลเคลื่อนที่ผ่าน โดยอ้างอิงจากตำแหน่งที่ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) ทั้งส่วนที่ดินเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์ (Inward ground movement) บริเวณส่วนยอดของอุโมงค์ และส่วนที่ดินเคลื่อนที่ออกจากอุโมงค์ (Outward ground movement) บริเวณระดับที่ต่ำกว่าส่วนยอดของอุโมงค์ ซึ่งจะมีลักษณะเป็นขอบเขตที่ชัดเจนในแต่ละโซนที่ได้ทำการแบ่งเอาไว้ ในกรณีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์จะเพิ่มขึ้นสูงสุดในโซนที่ 2 (Zone 2) คือ ขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง โดยจะพบการเคลื่อนตัวของดินมีแนวโน้มเคลื่อนเข้าสู่อุโมงค์อย่างเห็นได้ชัดในตำแหน่ง C ไปยังตำแหน่ง D แล้วการเคลื่อนตัวจะค่อยๆ ลดลงในตำแหน่ง D ไปยังตำแหน่ง F ต่อมาแนวโน้มการเคลื่อนตัวจะสูงขึ้นอีกครั้งในตำแหน่ง F ไปยังตำแหน่ง G แล้วก็จะมีการเคลื่อนตัวของดินเข้าสู่อุโมงค์ที่ลดลงเมื่อหัวเจาะอยู่ห่างจากตำแหน่ง G ออกไปในกรณีการเคลื่อนตัวของดินออกจากอุโมงค์ จะสังเกตเห็นได้ชัดเจนในขณะทำการอัดฉีดน้ำปูนในตำแหน่ง D ไปยังตำแหน่ง F

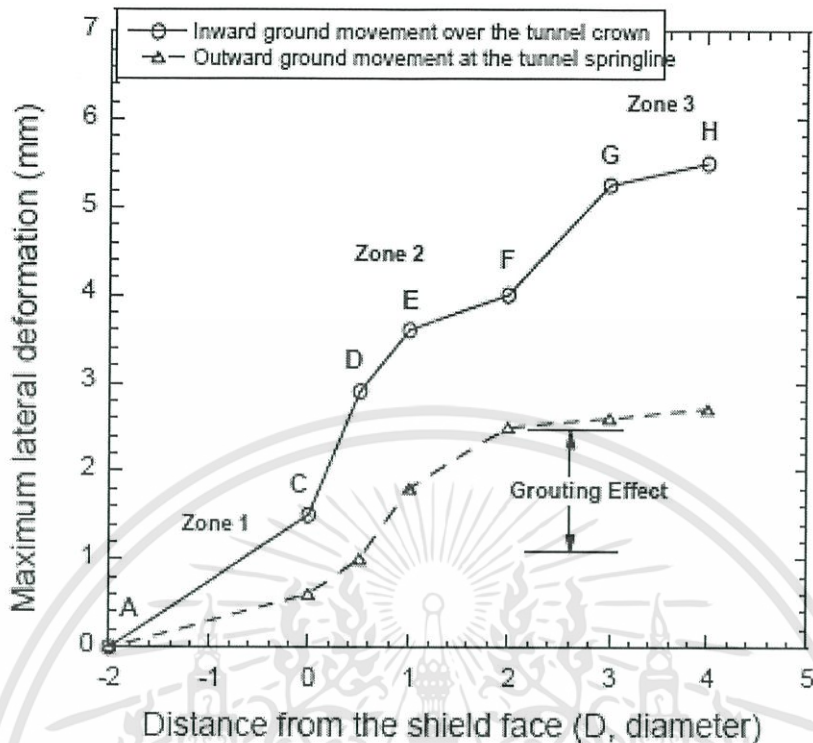
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่งจะพบแนวโน้มของการเคลื่อนตัวของดินที่ค่อนข้างสูง โดยการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจะสิ้นสุดหรือลดลงในโซนที่ 3 (Zone 3) หลังจากที่หัวเจาะเคลื่อนผ่านออกไปแล้ว



รูปที่ 2.60 ตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์ขณะเคลื่อนที่ผ่านเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

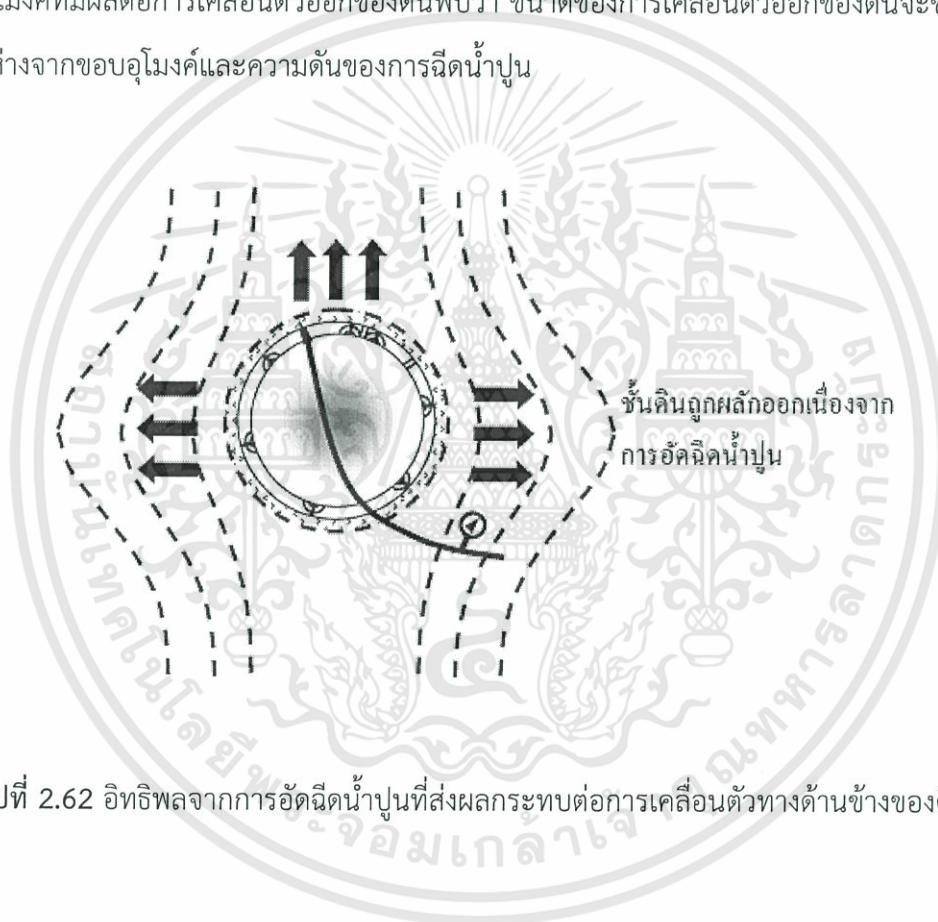


รูปที่ 2.61 ความสัมพันธ์ระหว่างตำแหน่งของหัวเจาะอุโมงค์กับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน

2. ผลกระทบจากการอัดฉีดน้ำปูนบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะ (Tail void grouting) แม้ว่าหัวเจาะอุโมงค์แบบปรับความดันดินสมดุล ถูกออกแบบมาเพื่อช่วยลดการสูญเสียมวลดินขณะทำการก่อสร้างอุโมงค์ แต่ยังคงยากที่จะหลีกเลี่ยงปัญหาดังกล่าวได้อย่างสมบูรณ์ โดยเฉพาะในการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดใหญ่พบว่า ดินยังคงเคลื่อนตัวเข้าหาอุโมงค์ทั้งทางส่วนหน้าอุโมงค์ (Tunnel face) และเหนือหัวเจาะอุโมงค์ (Over shield) โดยเฉพาะในขณะที่หัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนตัวผ่านตำแหน่งตรวจวัด นอกจากนี้ขณะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์จะเกิดช่องว่างบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะจากความแตกต่างของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางหัวเจาะและอุโมงค์ ช่องว่างดังกล่าวจะมีขนาดประมาณ 7 ถึง 8 เซนติเมตร ซึ่งถ้าหากปล่อยไว้จะเกิดการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในปริมาณมาก ก่อให้เกิดปัญหาทั้งการทรุดตัวของผิวดินและการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน โดยการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์จะมีลักษณะเป็นลิ้นสามเหลี่ยมเหนือผนังอุโมงค์

ในอดีตการเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์จะเกิดขึ้น เนื่องจากช่องว่างบริเวณส่วนท้ายหัวเจาะเป็นหลัก อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันการอัดฉีดน้ำปูนด้วยความดันที่สูงเพื่อส่งน้ำปูนออกไปปิดช่องว่างดังกล่าวได้ถูกนำมาใช้อย่างได้ผล การเคลื่อนตัวของดินเข้าหาอุโมงค์ในโซนที่ 3 (Zone 3) จึงน้อยลง แม้ว่าการอัดฉีดน้ำปูนจะลดการเคลื่อนตัวของดินเข้าของดิน แต่ก็สามารถส่งผลกระทบต่อเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

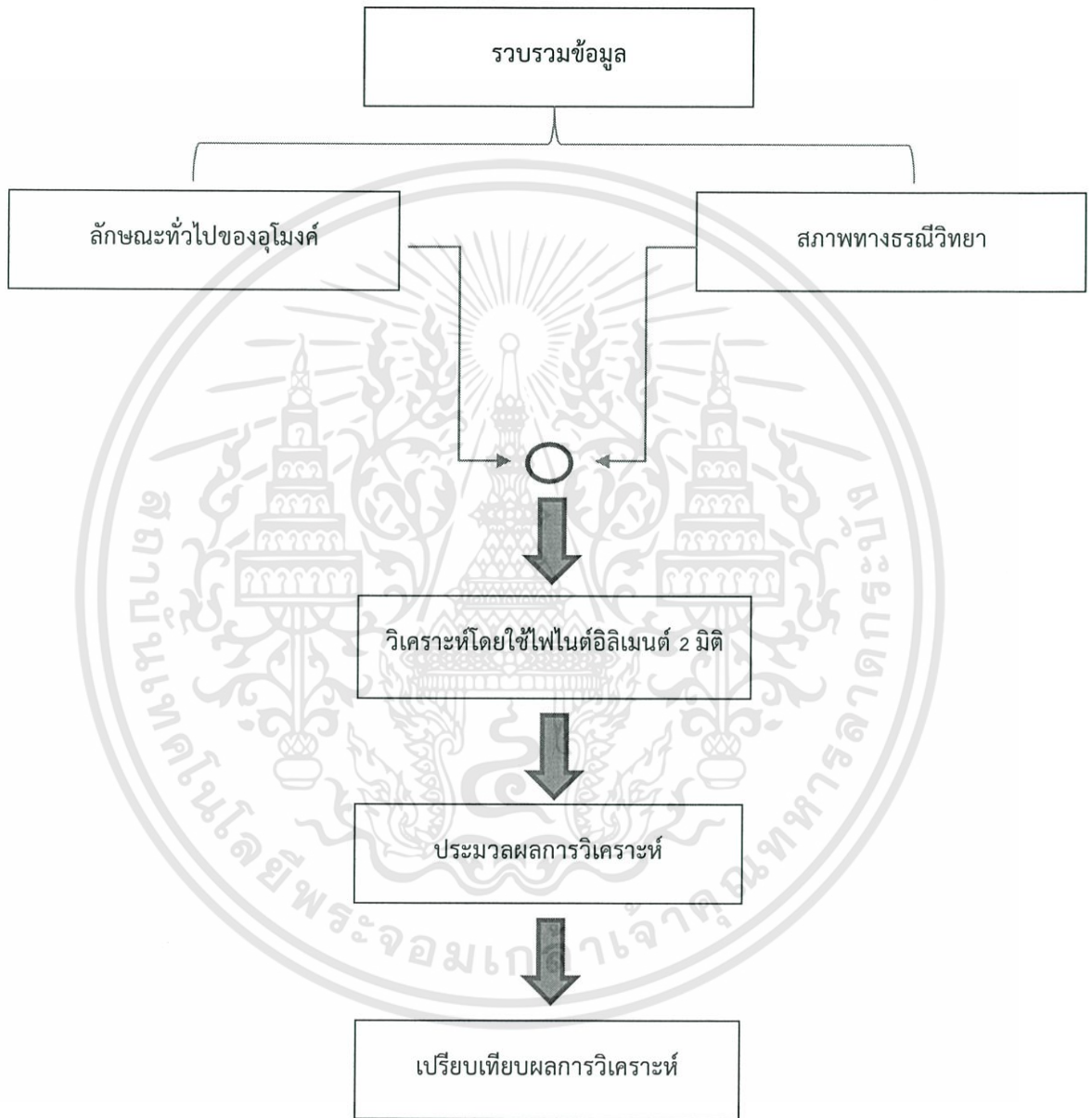
ในทางตรงกันข้ามได้เช่นกัน จากผลของการวัดด้วยเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง (Inclinometer) สังเกตได้อย่างชัดเจนว่า ความดันของการฉีดน้ำปูนจะผลักดันบริเวณโดยรอบอุโมงค์ ด้วยความดันที่สูงซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวแสดงไว้ใน รูปที่ 2.62 อิทธิพลจากความดันของการฉีดน้ำปูนนี้จะส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเป็นระยะบวกลบประมาณ 6 เมตรจาก ตำแหน่งที่ทำการอัดฉีดน้ำปูน หรือตั้งแต่ในตำแหน่ง D ถึงตำแหน่ง F แสดงไว้ใน รูปที่ 2.61 การวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างความดันของการฉีดน้ำปูนและขนาดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินออกจากอุโมงค์ โดยได้เปรียบเทียบระหว่างอัตราส่วนของความดันของการฉีดน้ำปูนต่อระยะจากขอบอุโมงค์ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวออกของดินพบว่า ขนาดของการเคลื่อนตัวออกของดินจะขึ้นอยู่กับระยะห่างจากขอบอุโมงค์และความดันของการฉีดน้ำปูน



รูปที่ 2.62 อิทธิพลจากการอัดฉีดน้ำปูนที่ส่งผลกระทบต่อ การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน

บทที่ 3

วิธีการศึกษา



3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนการวิเคราะห์ ซึ่งเริ่มจากการรวบรวมข้อมูลโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน ประกอบด้วยข้อมูลรายละเอียดโครงการ และข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ประกอบด้วย

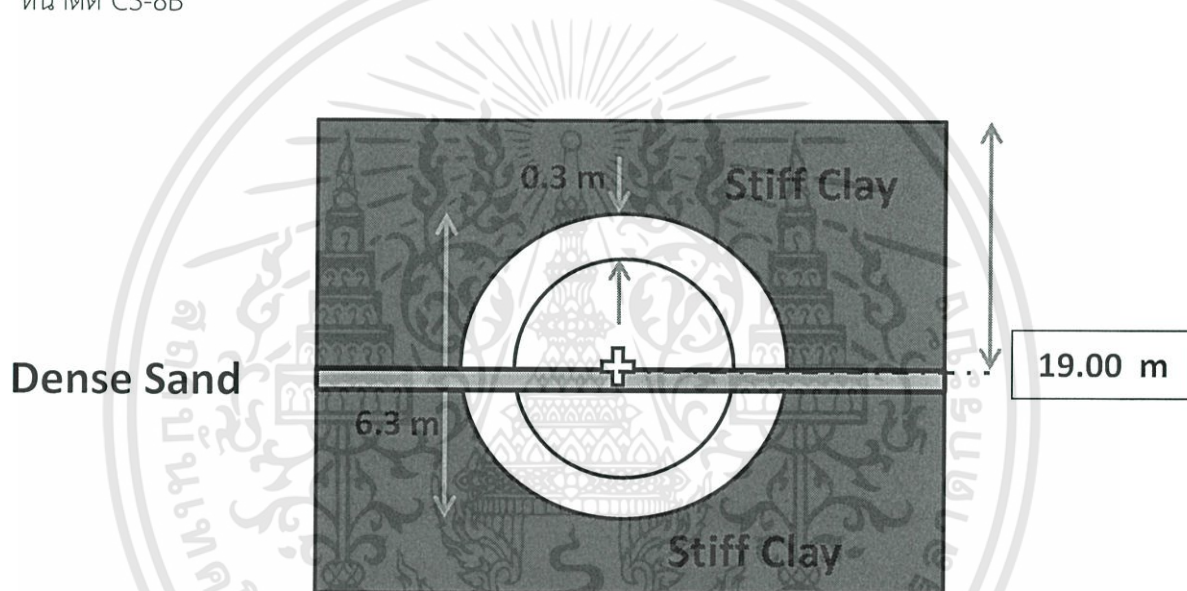
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2 ส่วนหลักได้แก่ ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry) สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition) ที่ใช้เป็นปัจจัยในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

3.2 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

3.2.1 ลักษณะศึกษาที่พิจารณาของอุโมงค์ (Tunnel geometry)

อุโมงค์นี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร ผนังอุโมงค์มีความหนา 0.3 เมตร ขุดเจาะที่ความลึก 19 เมตรจากผิวดิน ศึกษาพิจารณาจากอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน หน้าตัด CS-8B

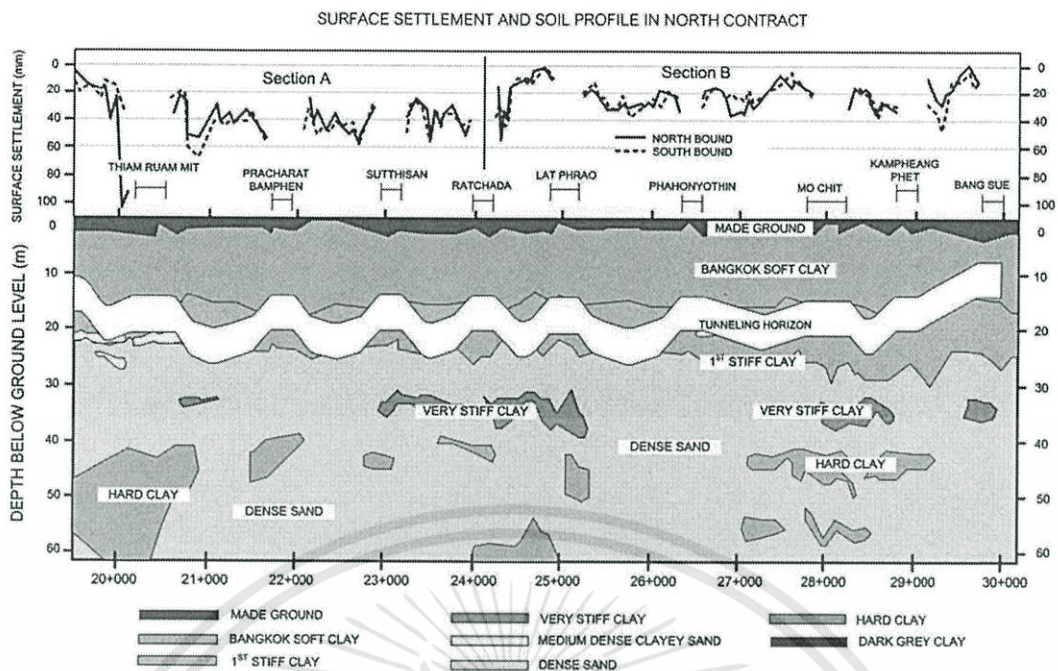


รูปที่ 3.1 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติและหน้าตัดที่ทำการพิจารณา

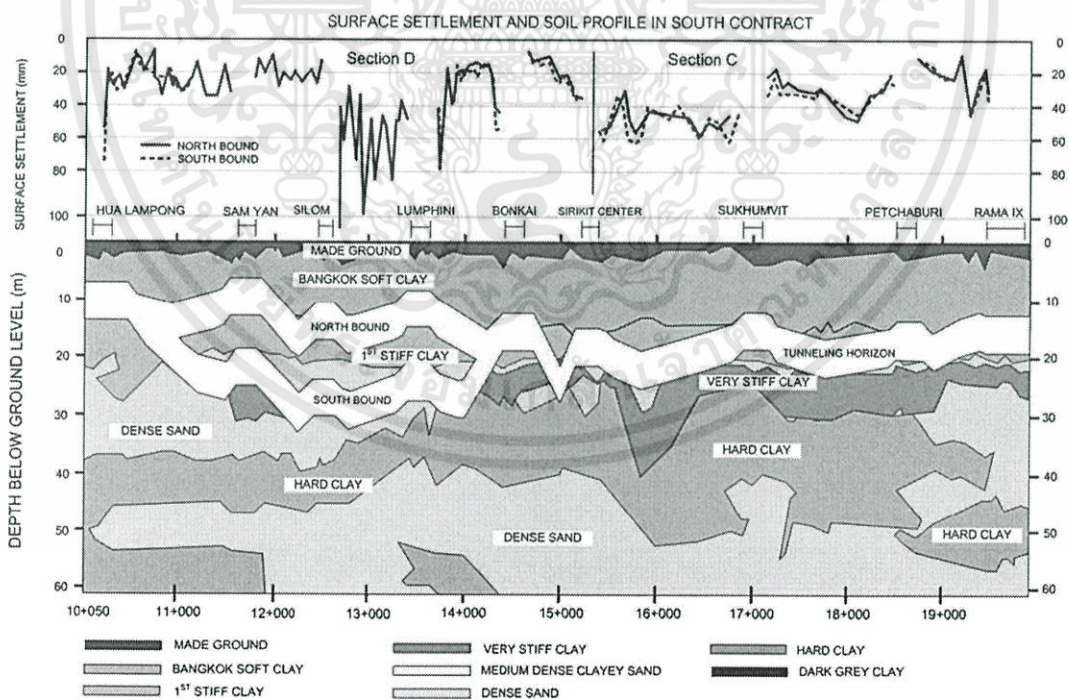
3.2.2 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological condition)

สภาพทางธรณีวิทยาที่พบในช่วงความลึก 2 เมตรแรกเป็นดินถม หลังจากนั้นเป็นชั้นของดินเหนียวอ่อนโดยมีความลึกอยู่ในช่วง 3 - 15 เมตรจากผิวดิน ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นดินเหนียวปานกลาง ความหนาประมาณ 3-4 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ที่มีความหนาของชั้นประมาณ 10 เมตร ส่วนชั้นถัดไปเป็นชั้นดินทรายที่ 1 ที่มีความหนาของชั้น 5 เมตร และต่อมาเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากและชั้นดินทรายที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สวอนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.2 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนเหนือของอุโมงค์



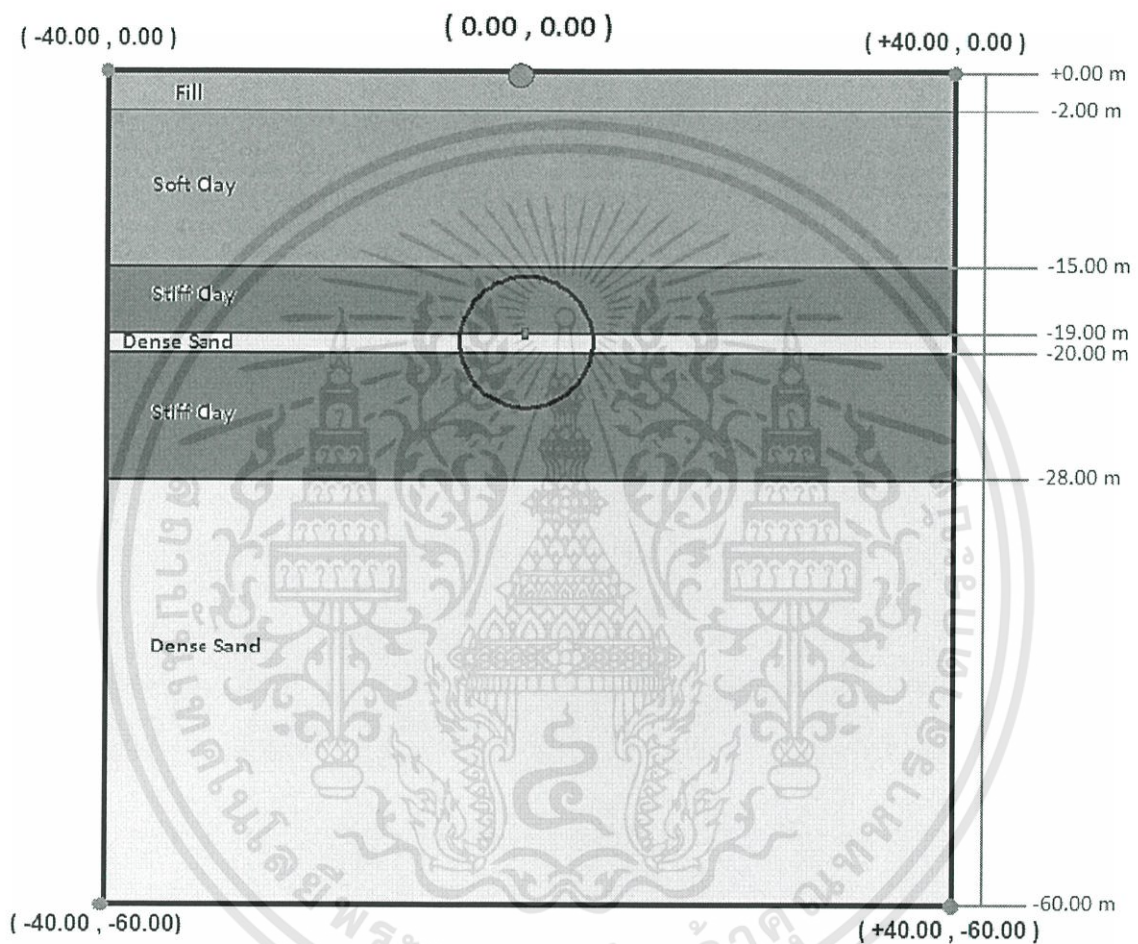
รูปที่ 3.3 สภาพทางธรณีของดินในแนวราบทางตอนใต้ของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 การวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ

3.3.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน

1) การสร้างแบบจำลอง (Geometrical Models)



รูปที่ 3.4 ภาพแบบจำลองหน้าตัดอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ที่หน้าตัด CS-8B

โครงสร้างแบบจำลองของชั้นดินเป็นแบบ Solid Element โดยมีขนาดกว้าง 80 เมตร สูง 60 เมตร การจำลองนั้นได้ทำการแบ่งชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์เดิมตามสภาพจริงของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินที่ระดับความลึก 19 เมตรจากผิวดินโดยจำลองตามหน้าตัด CS-8B ดังรูปที่ 3.4 โดยการสร้างแบบจำลองแบ่งเป็น 8 กรณี คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

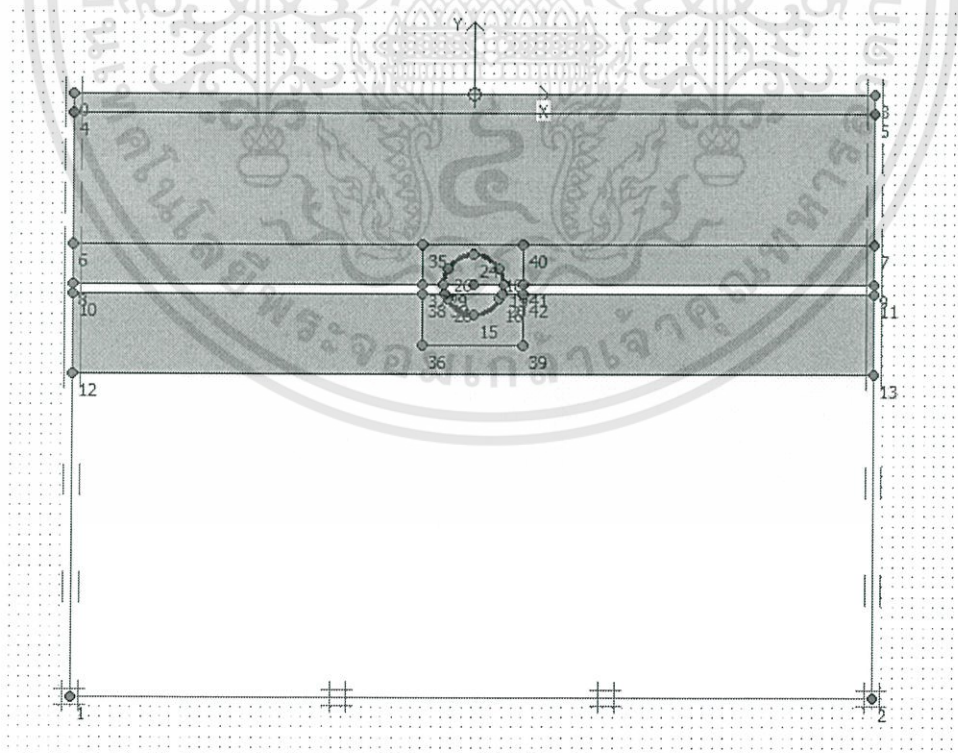
กรณีอุโมงค์ใหม่วางอยู่เหนืออุโมงค์เดิม 2 กรณี

- กรณี 1 วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 0.5Dt
- กรณี 2 วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 1.0Dt

กรณีอุโมงค์ใหม่วางอยู่ต่ำกว่าอุโมงค์เดิม 6 กรณี

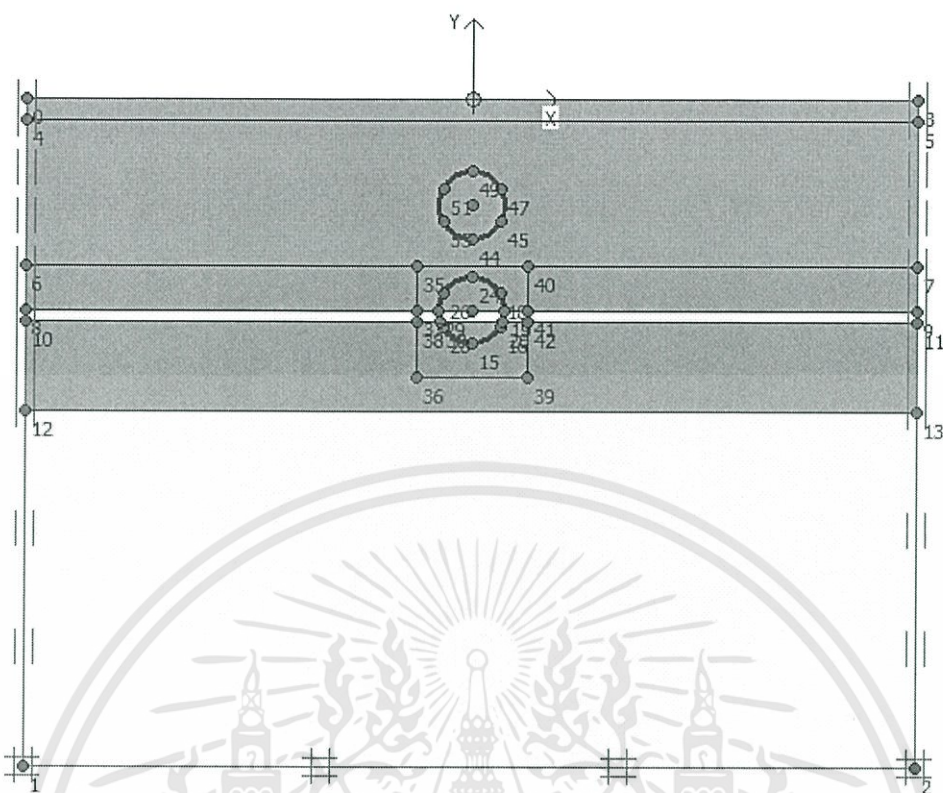
- กรณี 3 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 0.5Dt
- กรณี 4 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.0Dt
- กรณี 5 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.5Dt
- กรณี 6 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.0Dt
- กรณี 7 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.5Dt
- กรณี 8 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 3.0Dt

ซึ่งอุโมงค์นี้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.30 เมตร และผนังอุโมงค์มีความหนา 0.30 เมตร

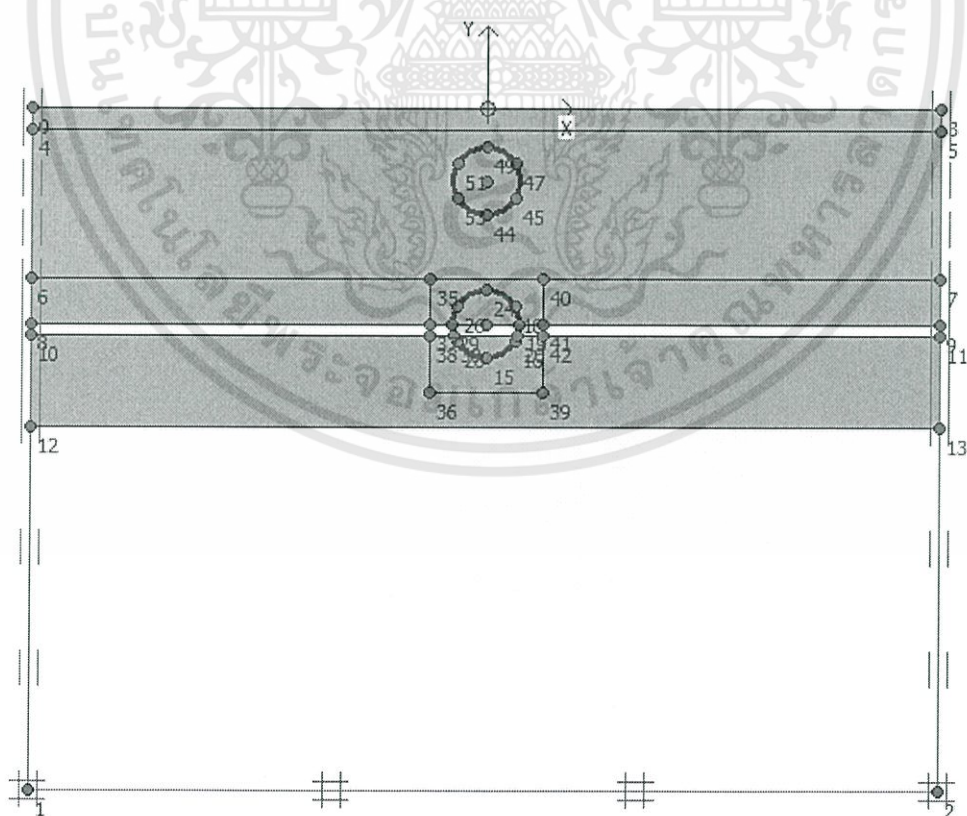


รูปที่ 3.5 แบบจำลองชั้นดินและการวางตำแหน่งอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินหน้าตัด CS-8B

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

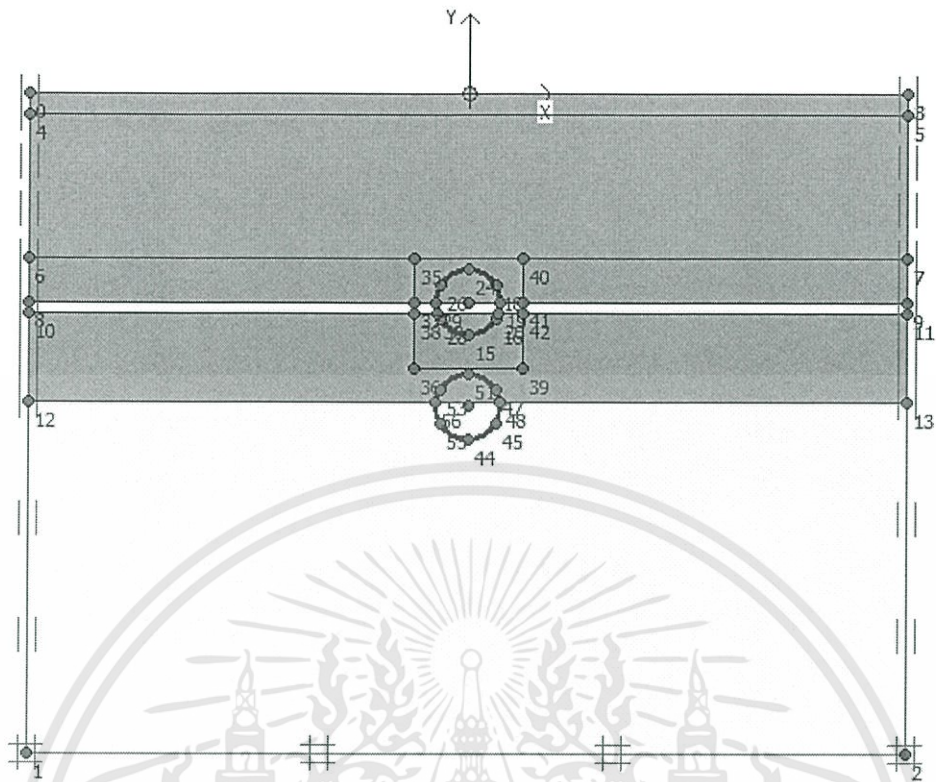


รูปที่ 3.6 วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 0.5Dt

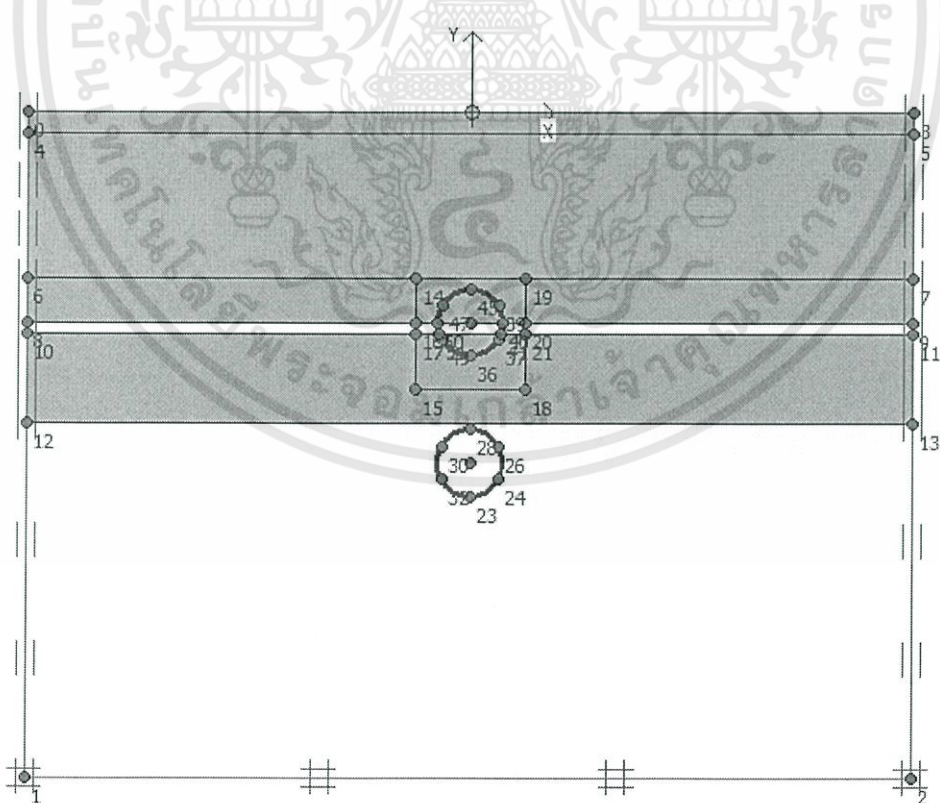


รูปที่ 3.7 วางจุด Invert ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ 1.0Dt

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

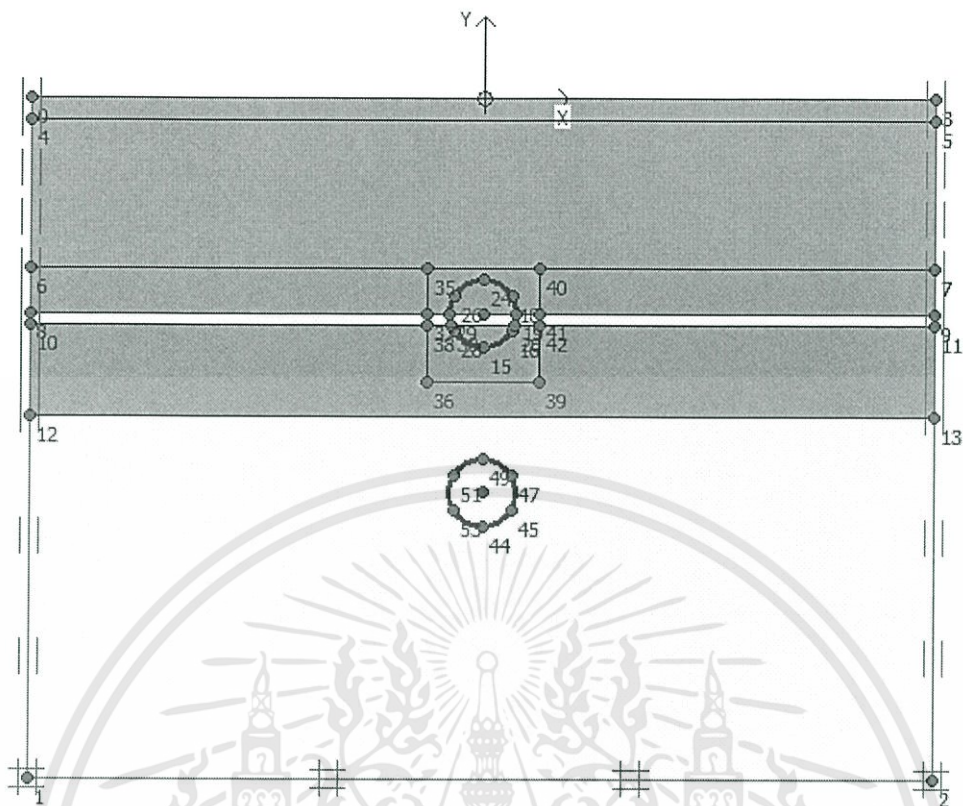


รูปที่ 3.8 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 0.5Dt

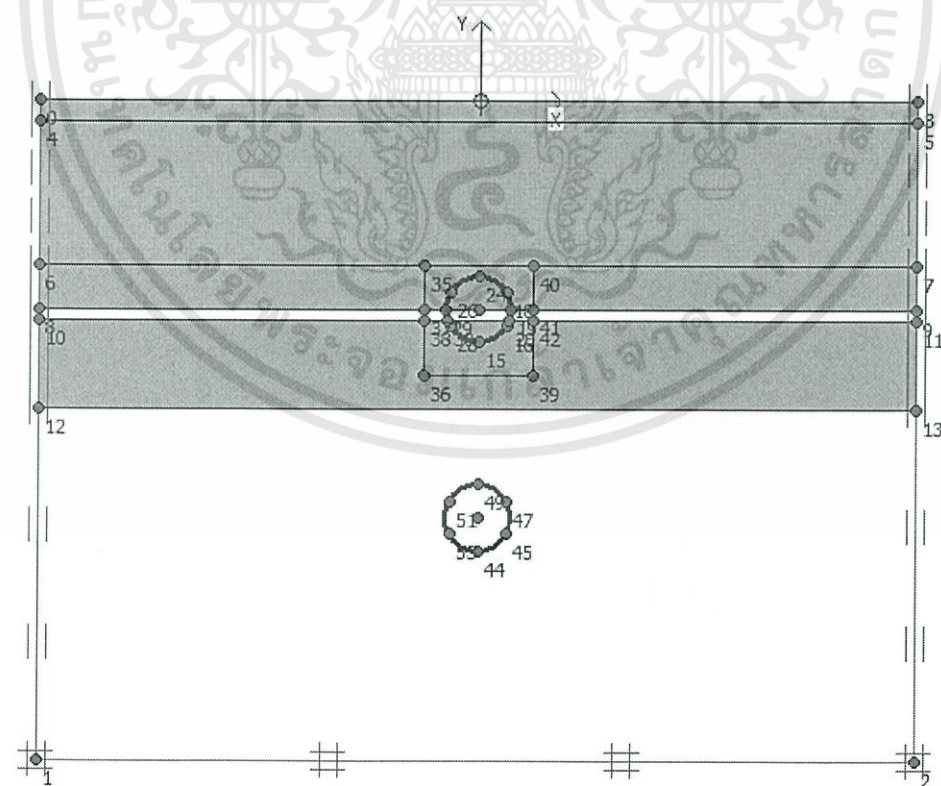


รูปที่ 3.9 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.0Dt

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

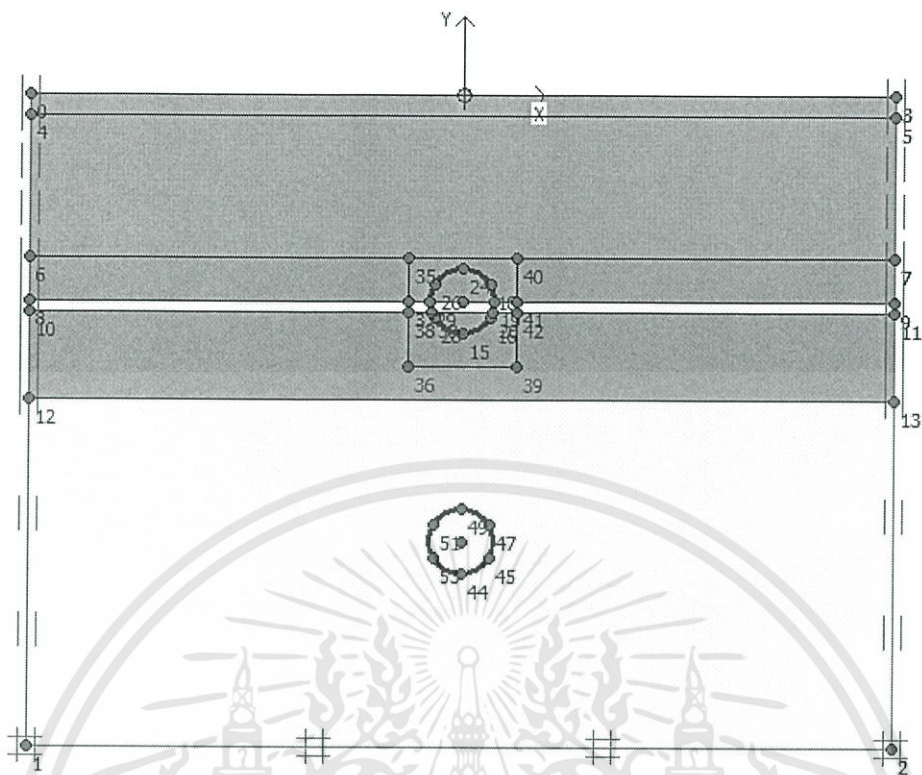


รูปที่ 3.10 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 1.5Dt

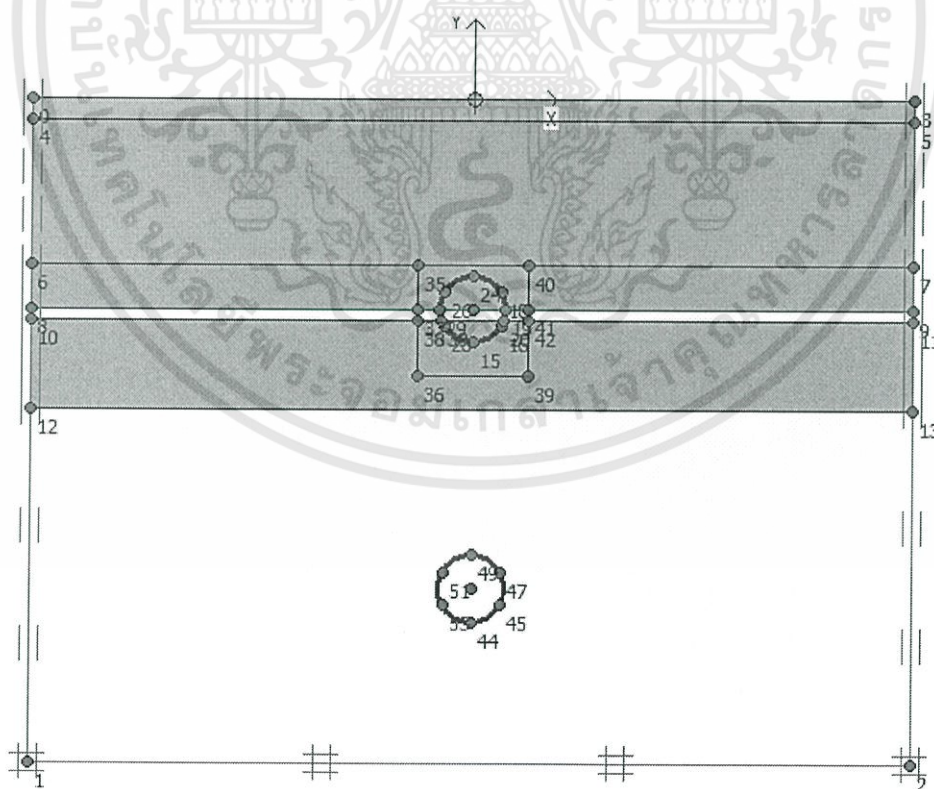


รูปที่ 3.11 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.0Dt

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.12 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 2.5Dt



รูปที่ 3.13 วางจุด Crown ของอุโมงค์ใหม่ห่างจากจุด Invert ของอุโมงค์เดิมเป็นระยะ 3.0Dt

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2) ค่าพารามิเตอร์แบบจำลอง (Parameter)

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองเรียบร้อยแล้วก็จะทำการใส่ค่าพารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน และค่าพารามิเตอร์ของผนังอุโมงค์ ดังตารางที่ 3.1 และตารางที่ 3.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 3.1 ค่าพารามิเตอร์ของแต่ละชั้นดิน (Jongpradist P)

Soil Layer	Fill	Soft Clay	Med Clay	Stiff Clay	Sand
Material model	MC	HS	HS	HS	MC
E (kPa)	6,000	-	-	-	80,000
E_{oed}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{50}^{ref} (kPa)	-	5,000	20,000	60,000	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	-	15,000	100,000	180,000	-
γ_{sat} (kN/m ³)	17	16	18	18	20
ν (-)	0.32	0.33	0.33	0.33	0.30
ϕ (phi)	22	22	22	22	36
C (kPa)	8	5	10	18	0
m (-)	-	1	1	1	-
P_{ref} (kPa)	-	100	65	95	-

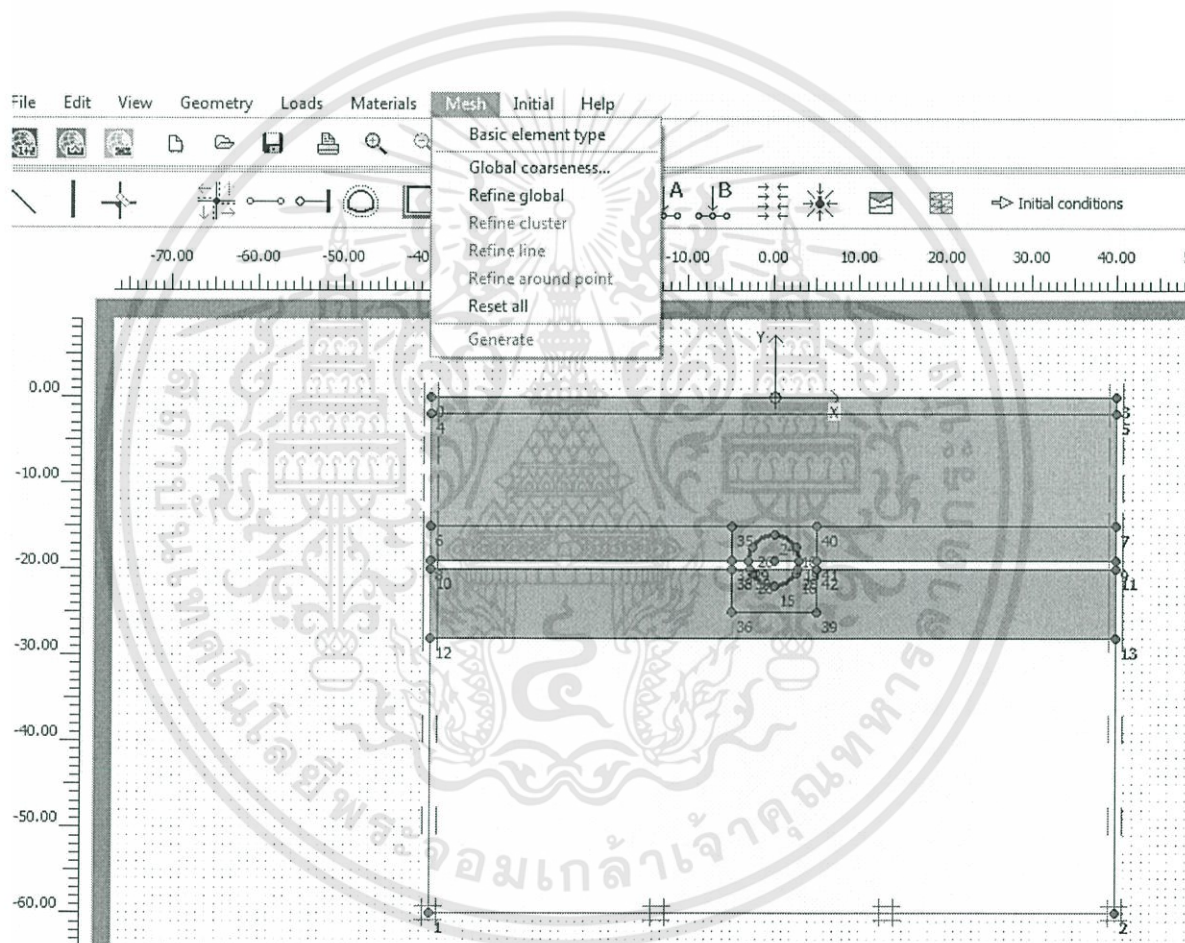
ตารางที่ 3.2 ค่าพารามิเตอร์ของผนังอุโมงค์

	EA(kN/m)	EI (kNm ² /m)	Poission's ratio of concrete (Vc)	Unit weight of concrete (w) (kN/m/m)
Tunnel lining Bored pile	9.300E+06	6.975E+04	0.2	0.72

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

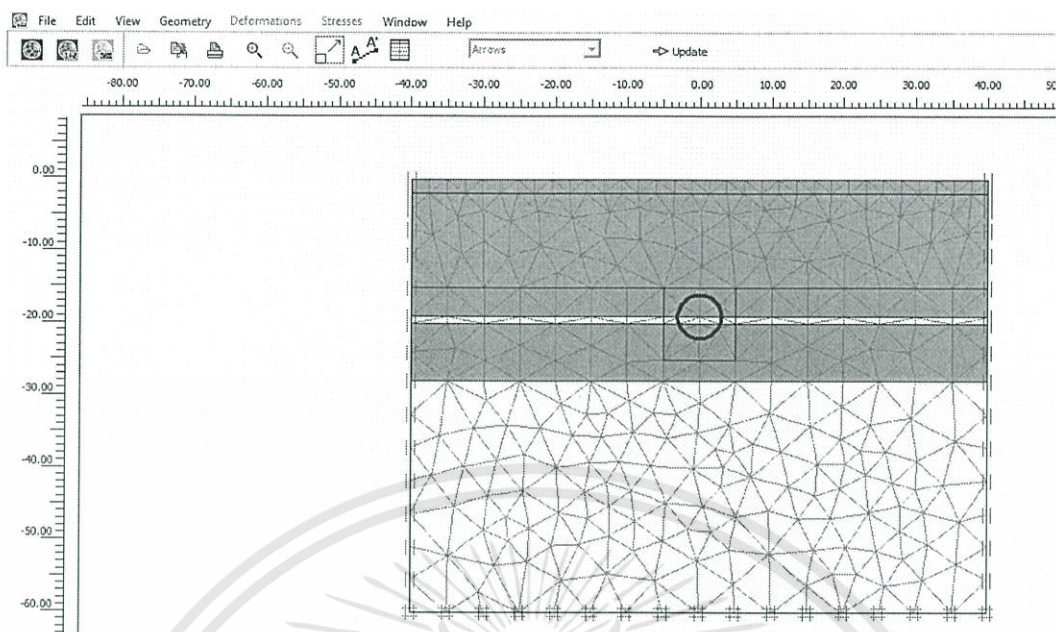
3) Generate Mesh

สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องอย่างยิ่งที่จะต้องเลือกสร้างจำนวน Mesh ให้เหมาะสม ซึ่งหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดสูงๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่สูง แต่จะใช้เวลาในการคำนวณนานมาก ในทางกลับกันหากเลือกที่จะสร้าง Mesh ในความละเอียดต่ำๆ ก็จะทำให้ได้ความแม่นยำที่น้อยแต่จะใช้เวลาในการคำนวณที่เร็วขึ้น ดังนั้นเราจึงจำเป็นต้องเลือก Mesh ความละเอียดสูงๆ ในบริเวณที่เราต้องการความแม่นยำที่สูงเท่านั้น



รูปที่ 3.14 ภาพแสดงการ Mesh

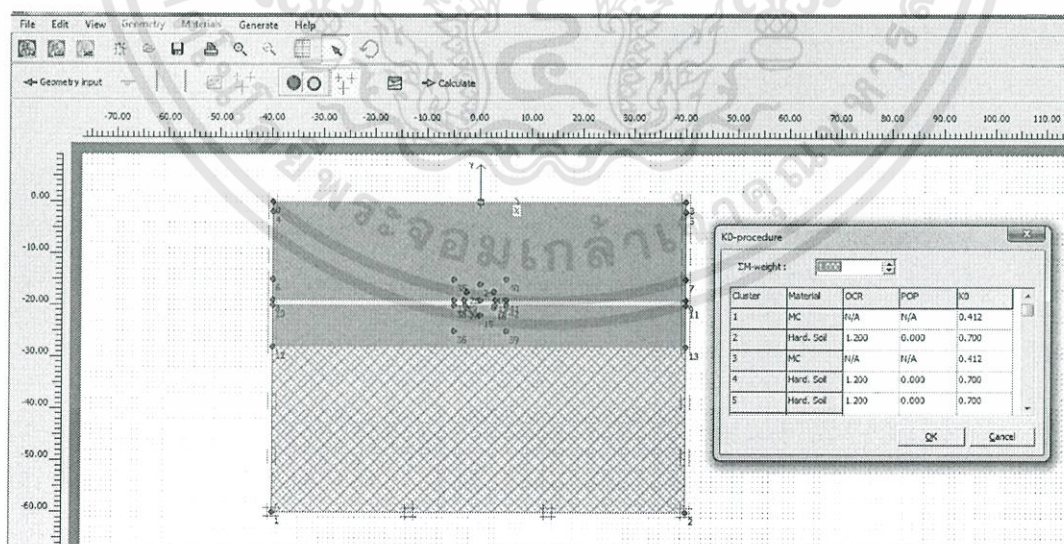
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.15 ภาพแสดงการ Mesh

4) การกำหนดเงื่อนไขเบื้องต้น (Initial condition)

คือ การกำหนดค่าความเค้นและค่าแรงดันน้ำในแบบจำลองของชั้นดิน ซึ่งค่าความเค้นของชั้นดินจะเป็นค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ทั้งในแนวตั้งและแนวนอนซึ่งถูกกำหนดโดยค่า k_0 ดังรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 การกำหนดค่าความเค้นและค่าแรงดันน้ำในแบบจำลองของชั้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5) Calculate

ก่อนที่จะทำการ Calculate จะต้องมีการกำหนดสร้าง Phase ในการขุดเจาะอุโมงค์ดังนี้

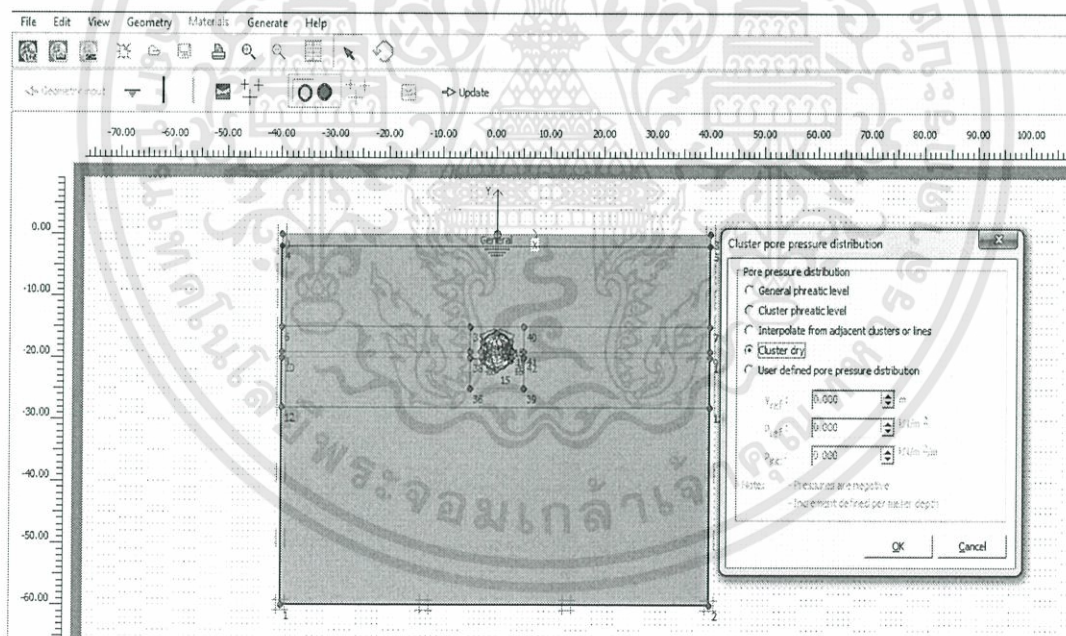
Phase1 : ขุดดินอุโมงค์เดิม และ กำหนด Cluster pore pressure distribution และ ใส่ผนังอุโมงค์เดิม ตามลำดับ

Phase2 : ใส่ค่า Tunnel Contraction หรือ Volume Loss 1.1%

Phase3 : ขุดดินอุโมงค์ใหม่ และ กำหนด Cluster pore pressure distribution และ ใส่ผนังอุโมงค์ใหม่ ตามลำดับ

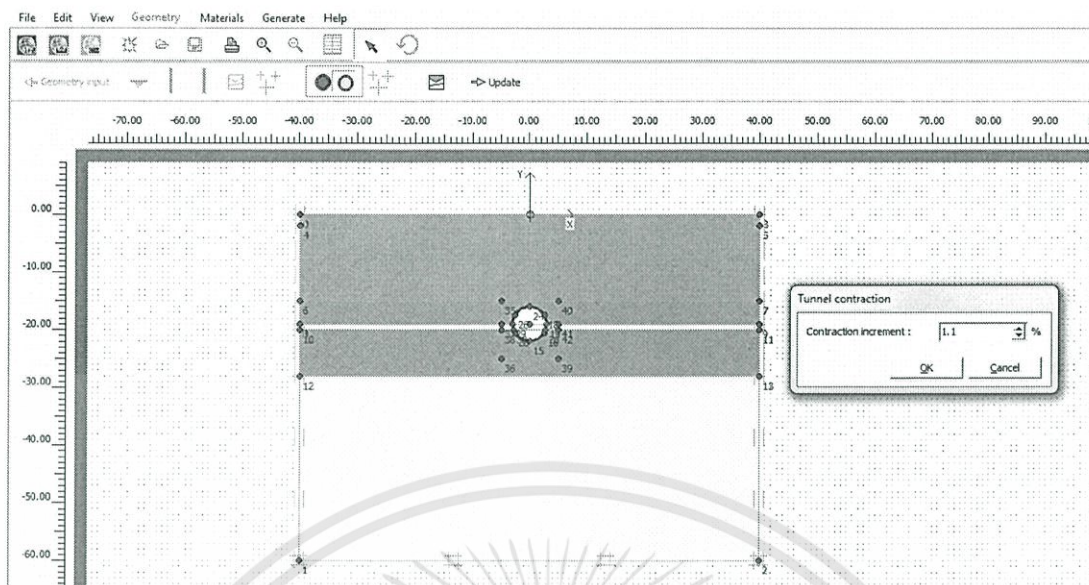
Phase4 : ใส่ค่า Tunnel Contraction หรือ Volume Loss 1.1%

โดยการกำหนด Cluster pore pressure distribution แสดงดังรูปที่ 3.17 และการใส่ค่า Contraction Tunnel หรือ ค่าการสูญเสียมวลดิน(Volume loss) 1.1% ดังรูปที่ 3.18

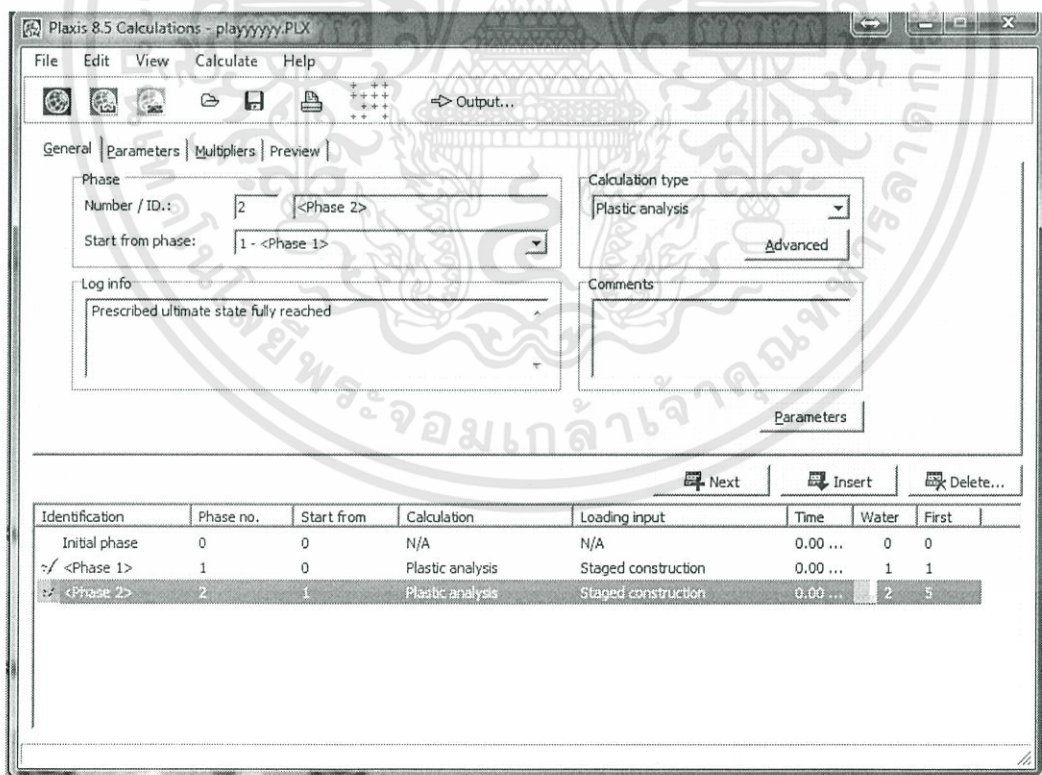


รูปที่ 3.17 การกำหนด Cluster pore pressure distribution

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

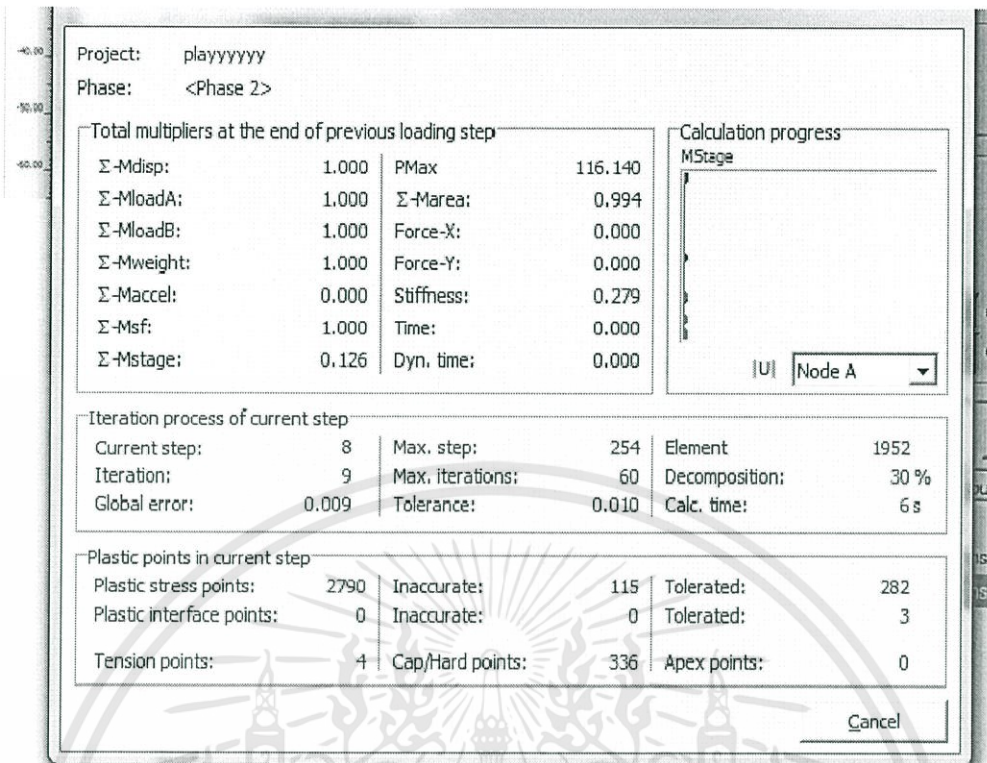


รูปที่ 3.18 การกำหนดค่า Contraction Tunnel หรือ ค่าการสูญเสียมวลดิน(Volume loss)

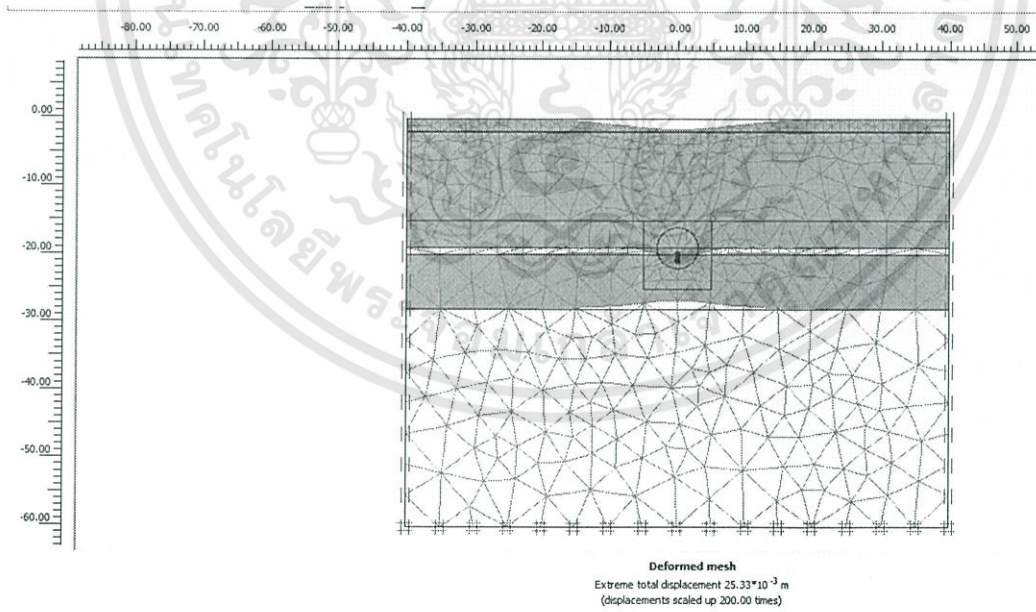


รูปที่ 3.19 ภาพตัวอย่างการแสดงผล phase การขุดเจาะอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.20 ภาพแสดงขั้นตอนการคำนวณของโปรแกรม



รูปที่ 3.21 ภาพแสดงผลลัพธ์จากการคำนวณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

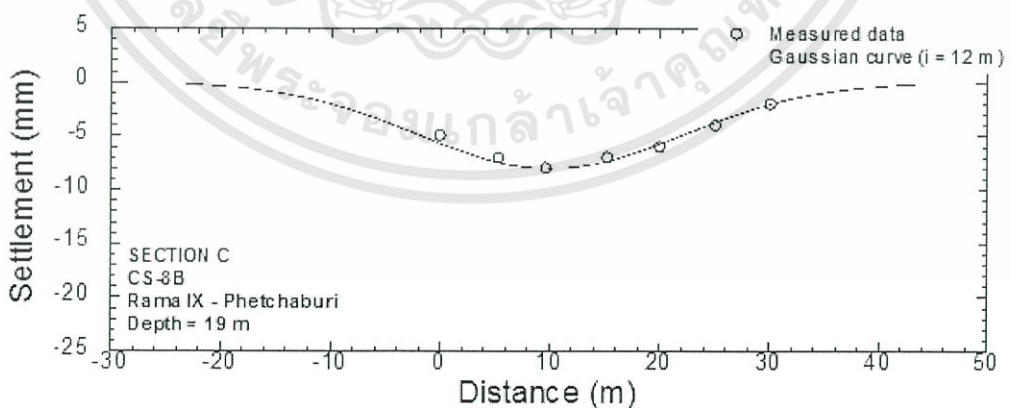
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์

4.1 กล่าวนำ

การศึกษาผลกระทบอันเนื่องมาจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวอุโมงค์เดิม โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ ในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ตามการวางตำแหน่งอุโมงค์ตามสภาพจริงของโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงินโดยจำลองตามหน้าตัด CS-8B โดยกึ่งกลางอุโมงค์เดิมวางตัวอยู่ที่ระดับ 19 เมตรจากผิวดิน และใช้ค่าระดับของการวางตัวอุโมงค์ใหม่ที่แตกต่างกันเป็นปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ โดยเลือกศึกษาที่ระดับความลึก 8 กรณีประกอบไปด้วย อุโมงค์ใหม่วางตัวอยู่ที่เหนือจุดยอด(Crown)ของอุโมงค์เดิมที่ระดับ 0.5Dt และ1Dt และอุโมงค์ใหม่วางตัวอยู่ที่ใต้จุดท้อง(Invert)ของอุโมงค์เดิมที่ระดับ 0.5Dt, 1Dt, 1.5Dt, 2Dt, 2.5Dt และ3Dt (Dt คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์) การศึกษาเริ่มจากการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ (2D FEM) โดยใช้ค่าระดับที่แตกต่างกันในแต่ละกรณีศึกษามาทำการวิเคราะห์ แล้วทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในเทอมของค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface settlement) และค่าการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด (Bending moment)ภายในผนังอุโมงค์เดิม เพื่อศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการวางอุโมงค์ใหม่ผ่านอุโมงค์เดิมในแนวขนาน

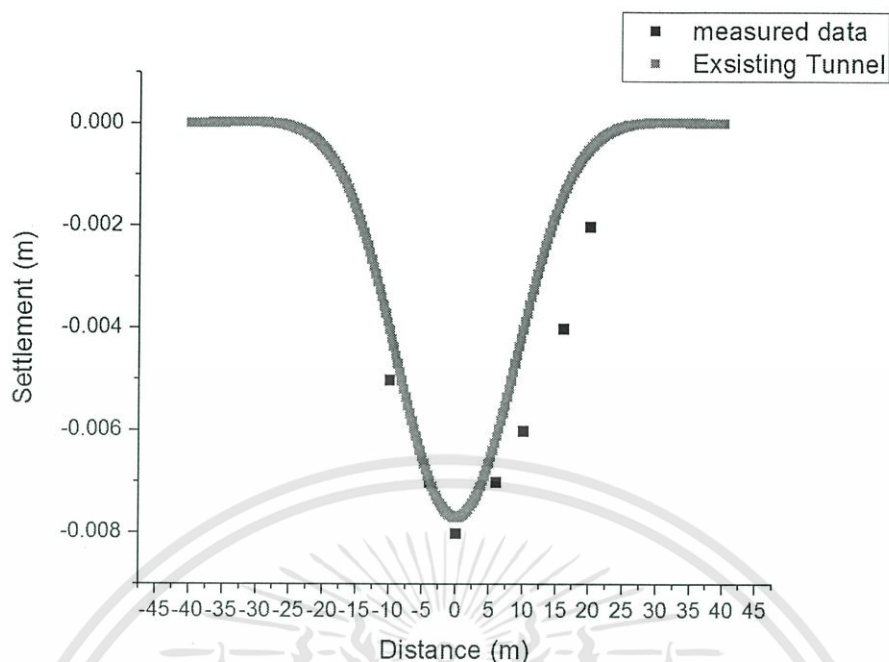
4.2 การวิเคราะห์

4.2.1 โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน



รูปที่ 4.1 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดินที่บันทึกจากสนาม (S.Suwansawat, Ph.D., 2002)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

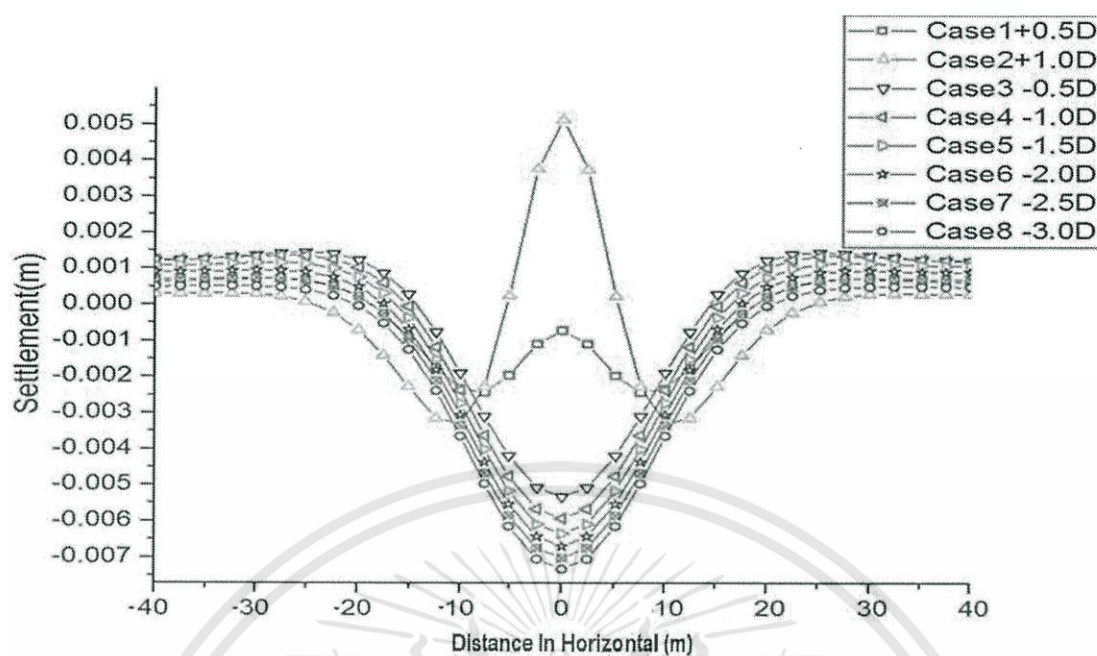


รูปที่ 4.2 กราฟแสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับค่าการทรุดตัวที่บันทึกจากสนาม

ตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง โดยการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ ที่หน้าตัด CS-8B โดยข้อมูลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ มีค่าใกล้เคียงกับข้อมูลจริง โดยผลการทรุดตัวของอุโมงค์แบบจำลองที่พิกัด (0,0) มีค่า -0.0077 เมตร ซึ่งผลจากกราฟการเปรียบเทียบแสดงให้เห็นว่า แบบจำลองที่จำลองขึ้นมีความแม่นยำน่าเชื่อถือ อยู่ในช่วงที่ยอมรับได้ ดังนั้นจึงสามารถนำแบบจำลองดังกล่าวนี้มาพัฒนาเพื่อใช้จำลอง และวิเคราะห์การตัดผ่านของอุโมงค์ใหม่ผ่านแนวขนานอุโมงค์ที่มีอยู่เดิม

4.2.2 ผลการวิเคราะห์ Phase3

ขั้นตอนการวิเคราะห์ใน Phase 3 นี้ เป็นการวิเคราะห์ผลกระทบจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ หลังจากการขุดดินและทำการกำหนด Cluster pore pressure distribution เพื่อก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ และใส่ผนังอุโมงค์ใหม่แล้ว ผลปรากฏว่า กรณีที่ 2 อุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ $+1.0Dt$ หรือ 6.30 เมตร ให้ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเปลี่ยนแปลงไปมากที่สุด ดังรูปที่ 4.3 4.4 และ 4.5 และปรากฏว่ากรณีที่ 1 อุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ $+0.5Dt$ หรือ 3.15 เมตร ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์เดิมมากที่สุด ดังรูปที่ 4.7 และ 4.8



รูปที่ 4.3 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน(Surface Settlement)ของแต่ละกรณีศึกษาในPhase3

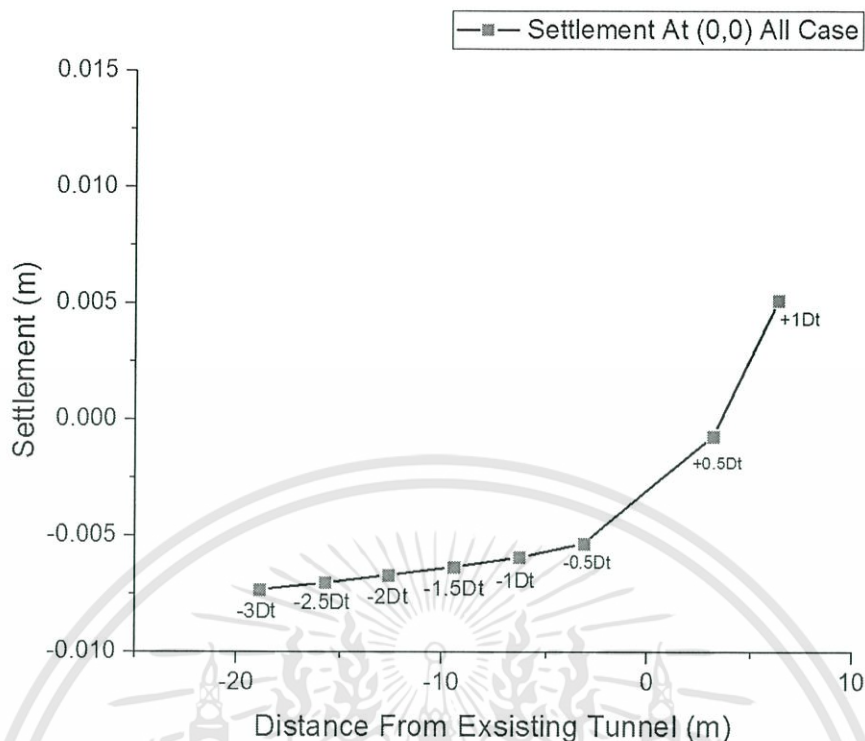
ตารางที่ 4.1 แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีศึกษา ใน Phase 3

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	การทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้น (m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	-0.0007
Case2 +1.0Dt	6.30	+0.0051
Case3 -0.5Dt	-3.15	-0.0053
Case4 -1.0Dt	-6.30	-0.0059
Case5 -1.5Dt	-9.45	-0.0063
Case6 -2.0Dt	-12.60	-0.0067
Case7 -2.5Dt	-15.75	-0.0070
Case8 -3.0Dt	-18.90	-0.0073

หมายเหตุ เครื่องหมาย + หมายถึง ผิวดินเคลื่อนตัวขึ้น

เครื่องหมาย - หมายถึง ผิวดินทรุดตัวลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

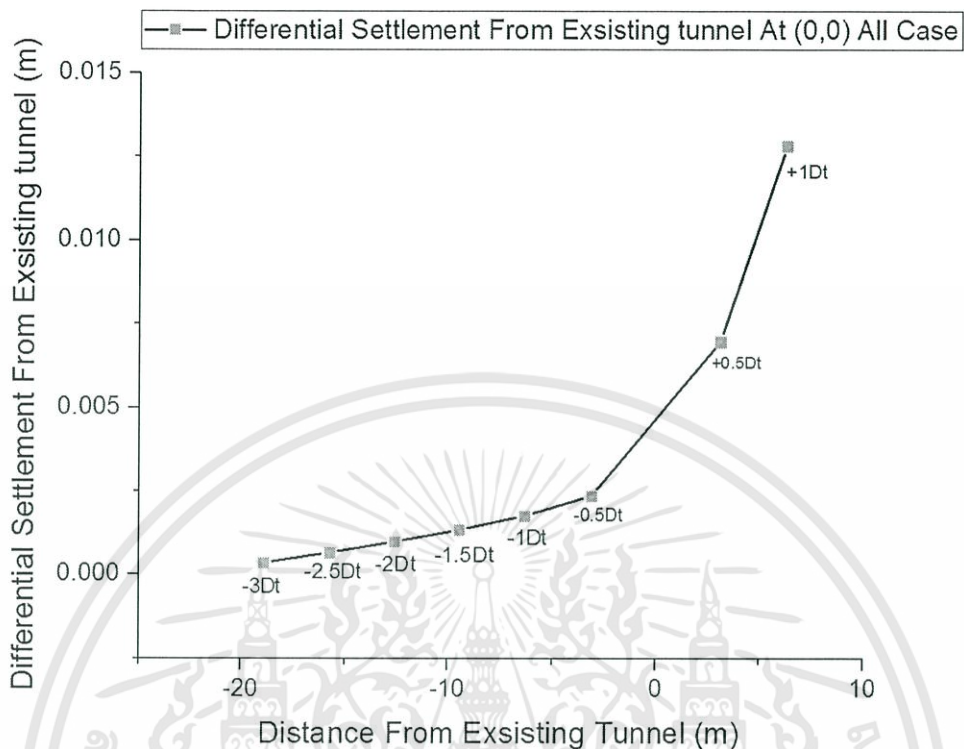


รูปที่ 4.4 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน(Surface Settlement) ที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 3

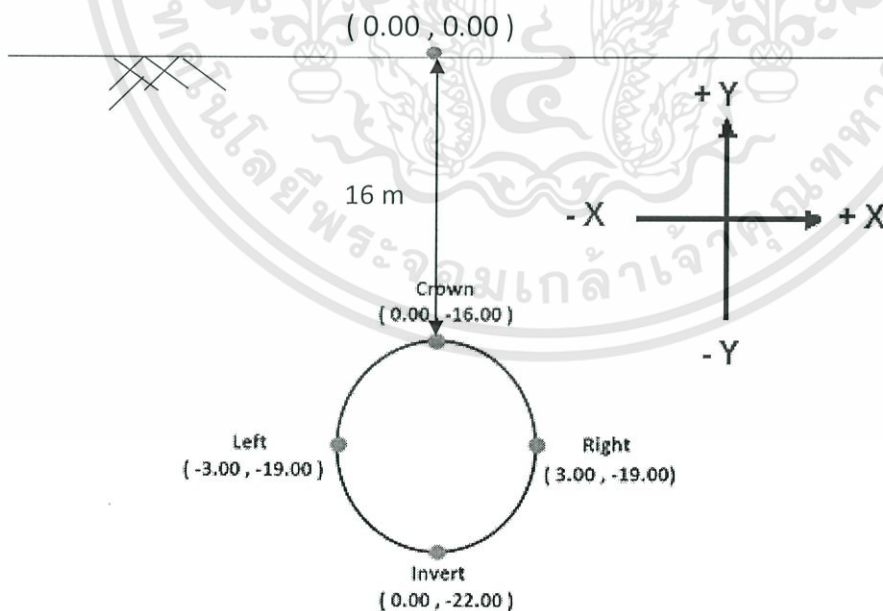
ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไปที่พิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวของอุโมงค์เดิม

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	การทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไป (m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	0.0070
Case2 +1.0Dt	6.30	0.0128
Case3 -0.5Dt	-3.15	0.0024
Case4 -1.0Dt	-6.30	0.0018
Case5 -1.5Dt	-9.45	0.0013
Case6 -2.0Dt	-12.60	0.0010
Case7 -2.5Dt	-15.75	0.0006
Case8 -3.0Dt	-18.90	0.0003

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

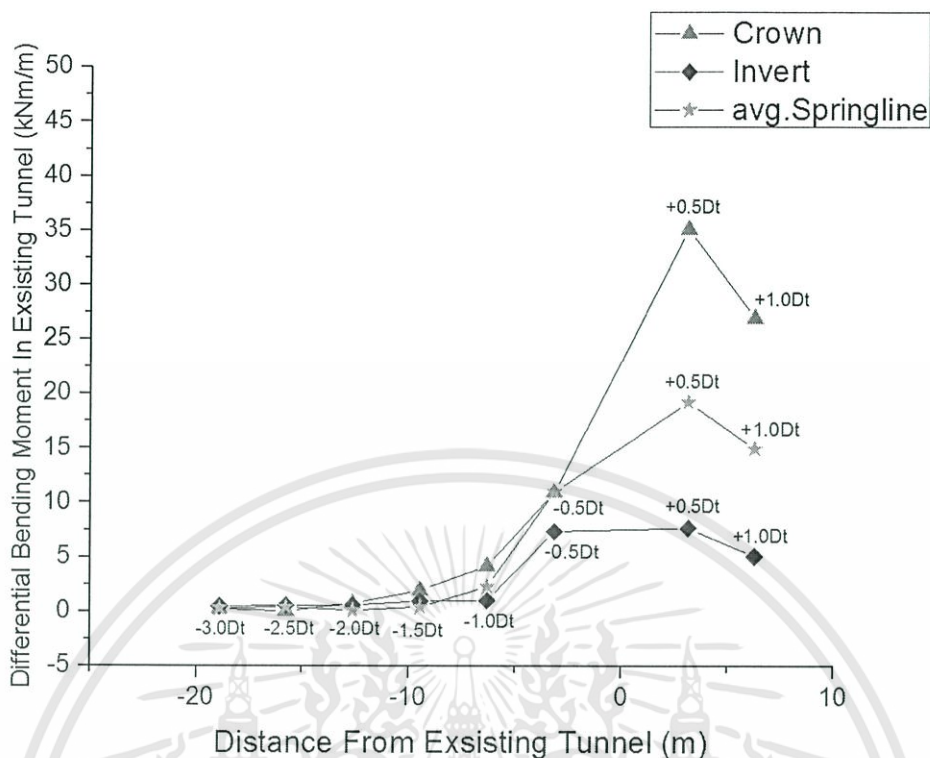


รูปที่ 4.5 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ ที่ผิวดินพิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของอุโมงค์เดิมในแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 3

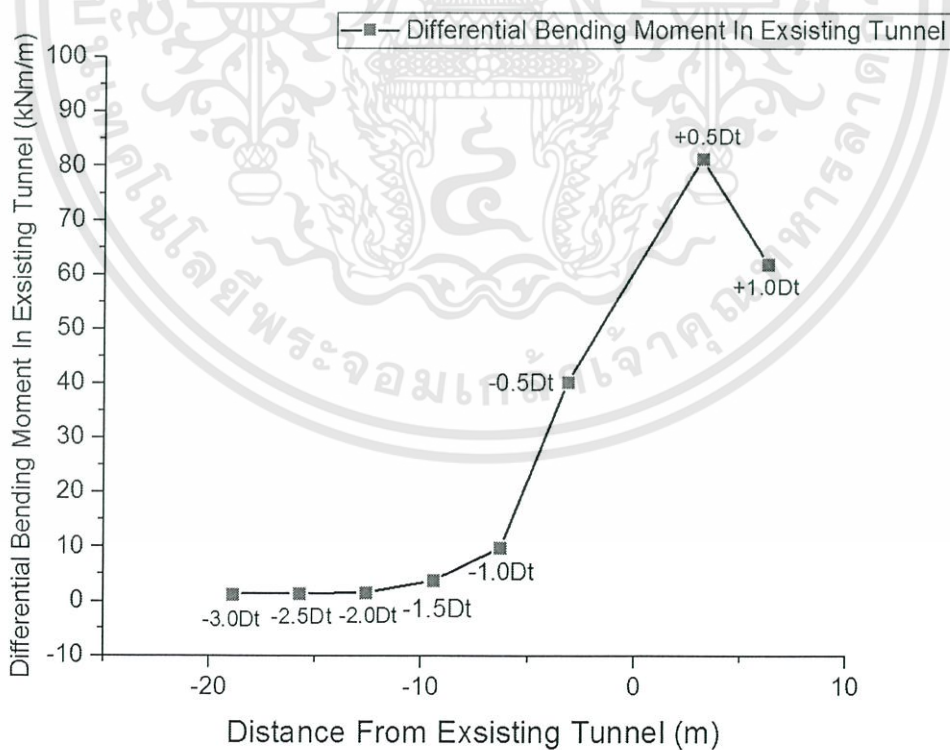


รูปที่ 4.6 จุดที่พิจารณาโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์เดิม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.7 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในแต่ละจุดของอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3



รูปที่ 4.8 กราฟผลรวมการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

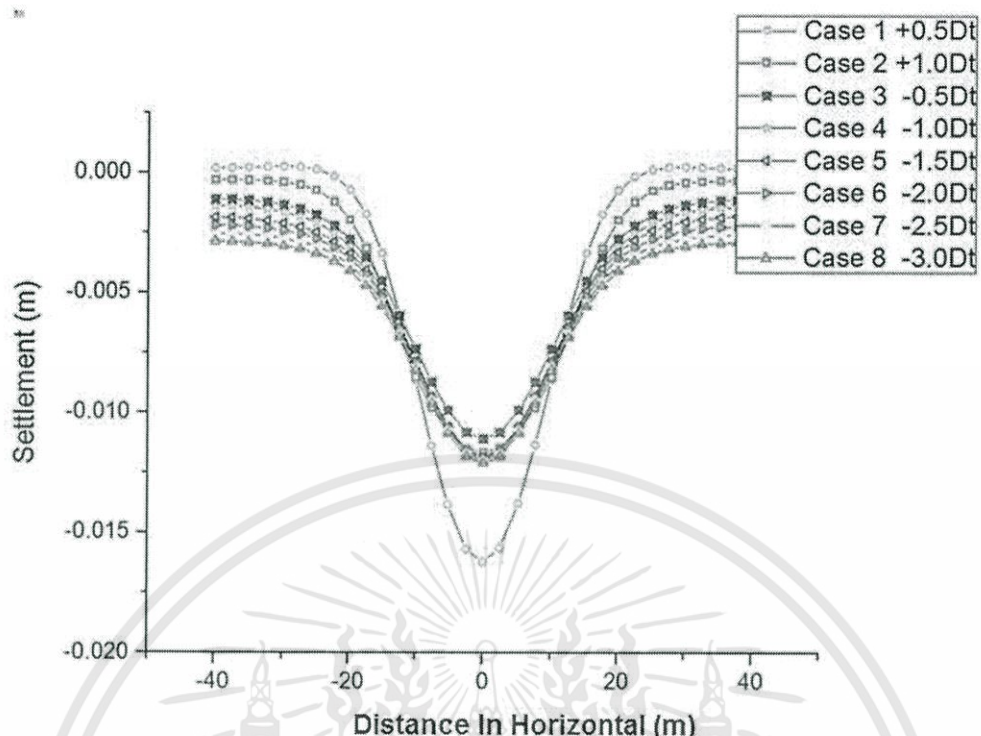
ตารางที่ 4.3 แสดงผลรวมของโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เปลี่ยนแปลงไปในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 3

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	ผลรวมของโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนแปลงไป (kNm/m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	81.37
Case2 +1.0Dt	6.30	61.98
Case3 -0.5Dt	-3.15	40.32
Case4 -1.0Dt	-6.30	9.82
Case5 -1.5Dt	-9.45	3.82
Case6 -2.0Dt	-12.60	1.62
Case7 -2.5Dt	-15.75	1.47
Case8 -3.0Dt	-18.90	1.35

4.2.3 ผลการวิเคราะห์ Phase4

ขั้นตอนการวิเคราะห์ใน Phase 4 นี้ เป็นการวิเคราะห์ผลกระทบหลังจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่แล้วเสร็จ ต่อเนื่องจาก Phase 3 โดยทำการวิเคราะห์หลังจากการใส่ค่า Contraction Tunnel หรือ ค่าการสูญเสียมวลดิน (Volume Loss) 1.1 % ผลปรากฏว่า กรณีที่ 1 อุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +0.5Dt หรือ 3.15 เมตร ให้ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเปลี่ยนแปลงไปมากที่สุด ดังรูปที่ 4.9 4.10 และ 4.11 และปรากฏว่ากรณีที่ 1 อุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +0.5Dt หรือ 3.15 เมตร ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัดในผนังอุโมงค์เดิมมากที่สุด ดังรูปที่ 4.13 และ 4.14

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.9 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน(Surface Settlement)ของแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 4

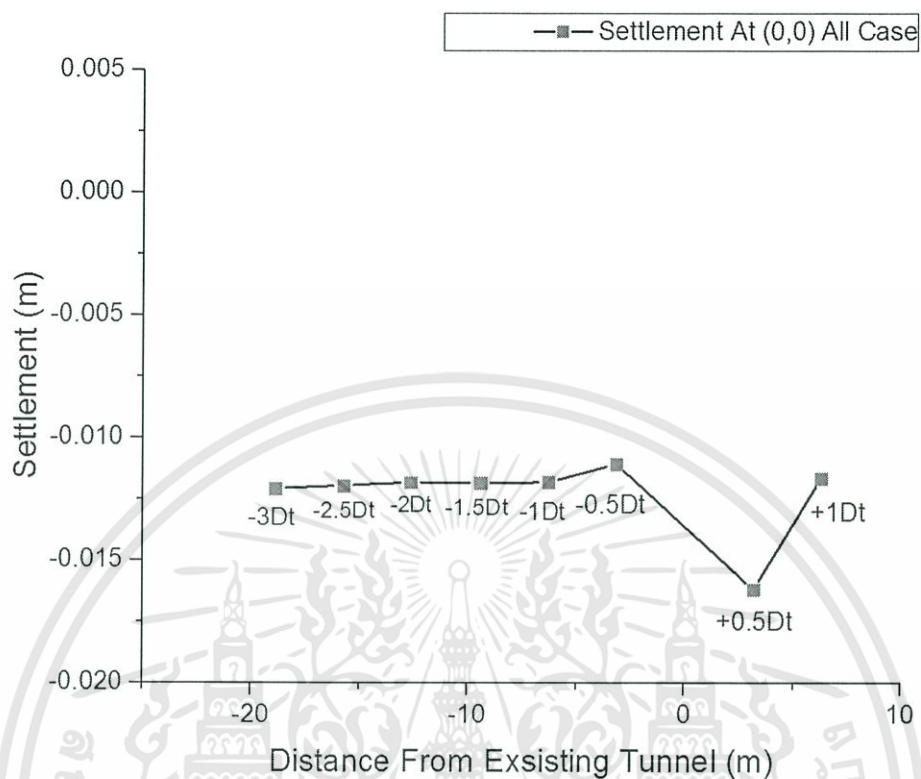
ตารางที่ 4.4 แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีศึกษาใน Phase 4

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	การทรุดตัวที่ผิวดินที่เกิดขึ้น (m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	-0.0162
Case2 +1.0Dt	6.30	-0.0116
Case3 -0.5Dt	-3.15	-0.0111
Case4 -1.0Dt	-6.30	-0.0118
Case5 -1.5Dt	-9.45	-0.0118
Case6 -2.0Dt	-12.60	-0.0118
Case7 -2.5Dt	-15.75	-0.0120
Case8 -3.0Dt	-18.90	-0.0121

หมายเหตุ เครื่องหมาย + หมายถึง ผิวดินเคลื่อนตัวขึ้น

เครื่องหมาย - หมายถึง ผิวดินทรุดตัวลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

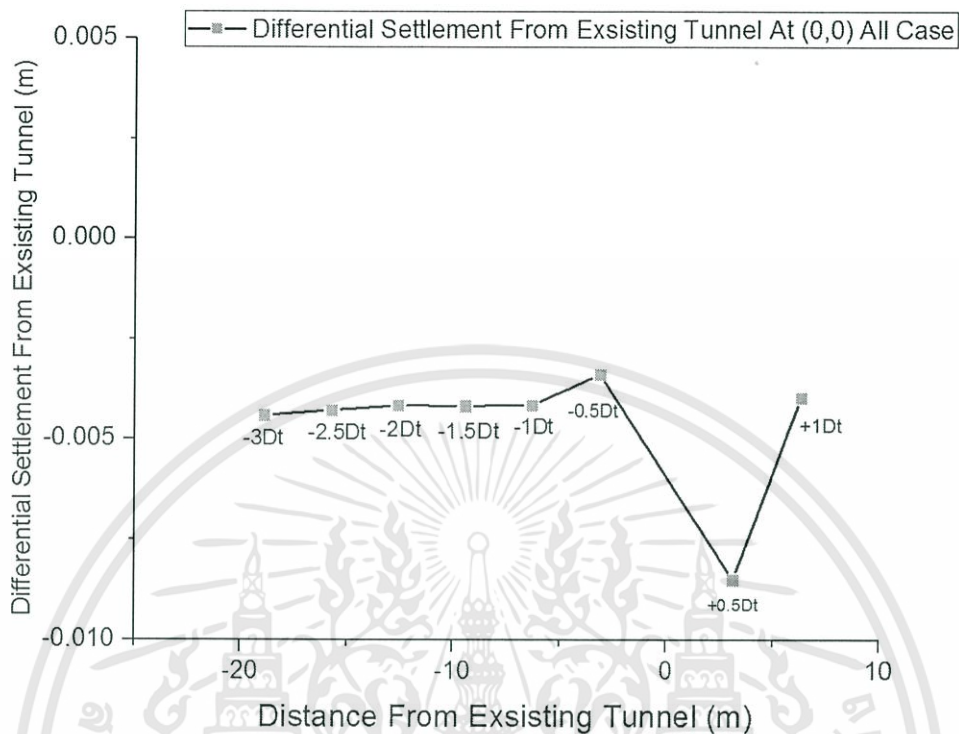


รูปที่ 4.10 กราฟแสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement) ที่พิกัด (0,0) ของแต่ละกรณีใน Phase 4

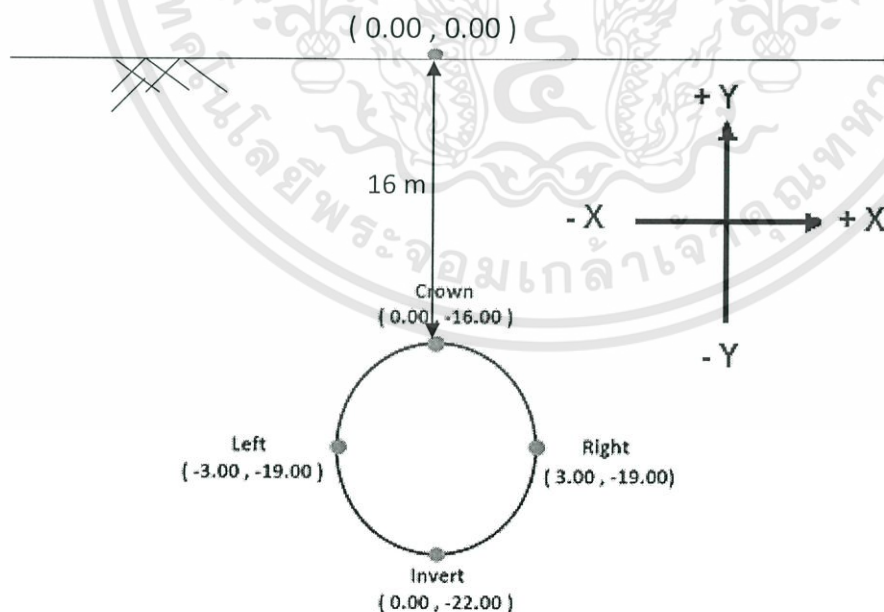
ตารางที่ 4.5 แสดงผลการทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไปที่พิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวของอุโมงค์เดิม

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	การทรุดตัวที่ผิวดินที่เปลี่ยนแปลงไป (m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	-0.0085
Case2 +1.0Dt	6.30	-0.0040
Case3 -0.5Dt	-3.15	-0.0034
Case4 -1.0Dt	-6.30	-0.0041
Case5 -1.5Dt	-9.45	-0.0042
Case6 -2.0Dt	-12.60	-0.0042
Case7 -2.5Dt	-15.75	-0.0042
Case8 -3.0Dt	-18.90	-0.0044

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

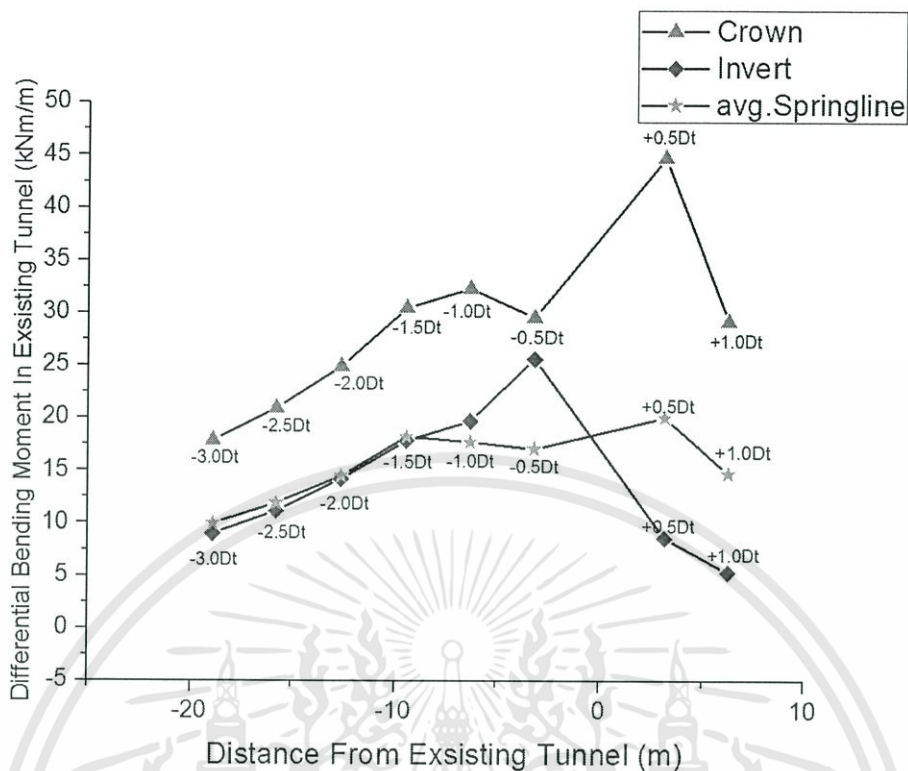


รูปที่ 4.11 กราฟแสดง การเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวเนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ ที่ผิวดินพิกัด (0,0) เมื่อเทียบกับการทรุดตัวที่ผิวดินที่พิกัด (0,0) ของอุโมงค์เดิมในแต่ละกรณีใน Phase 4

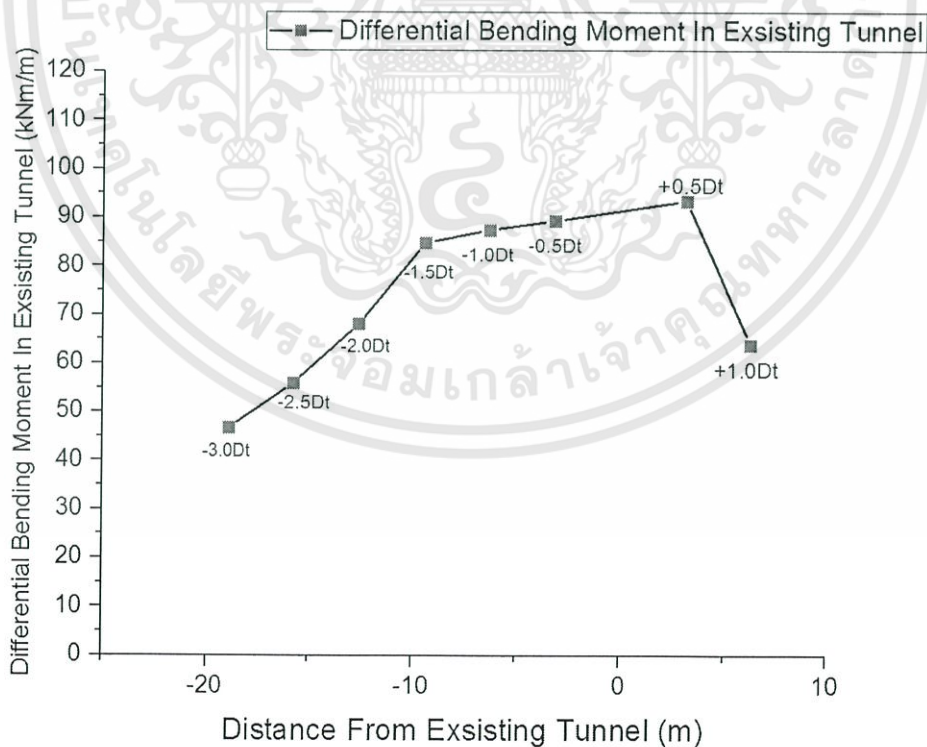


รูปที่ 4.12 จุดที่พิจารณาโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เกิดขึ้นในอุโมงค์เดิม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.13 กราฟแสดงการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในแต่ละจุดของอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4



รูปที่ 4.14 กราฟผลรวมการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.6 แสดงผลรวมของโมเมนต์ดัด(Bending moment)ที่เปลี่ยนแปลงไปในอุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ที่ระดับความลึกตามกรณีศึกษาใน Phase 4

กรณีศึกษา	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	ผลรวมของโมเมนต์ดัดที่เปลี่ยนแปลงไป (kNm/m)
Case1 +0.5 Dt	3.15	93.54
Case2 +1.0Dt	6.30	63.95
Case3 -0.5Dt	-3.15	89.39
Case4 -1.0Dt	-6.30	87.58
Case5 -1.5Dt	-9.45	84.84
Case6 -2.0Dt	-12.60	68.13
Case7 -2.5Dt	-15.75	56.00
Case8 -3.0Dt	-18.90	46.81

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

สรุปผลการทดลองและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดลอง

การเปรียบเทียบผลการเปลี่ยนแปลงค่าการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement)

งานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการสร้างอุโมงค์ใหม่ในแนวขนานอุโมงค์เดิมโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน หน้าตัด CS-8B โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยวิธีการจำลองเบื้องต้นโดยใช้ระดับความลึกของอุโมงค์ใหม่ เป็นปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ในบทที่ 4 ทำให้ทราบว่าระดับความลึกจากกรณีศึกษาที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement)ใน Phase 3 มากที่สุด คือ กรณีศึกษาที่ 2 ระดับอุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +1.0Dt หรือ 6.30 เมตร และระดับความลึกจากกรณีศึกษาที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงการทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement)ใน Phase 4 มากที่สุด คือ กรณีศึกษาที่ 1 ระดับอุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +0.5Dt หรือ 3.15 เมตร

ตารางที่ 5.1 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของผิวดิน(Surface Settlement) เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านอุโมงค์เดิมในแนวขนาน โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

Phase การขุดเจาะอุโมงค์	Case	ระยะห่างจากอุโมงค์เดิม (m)	ค่าการทรุดตัวของผิวดินที่เปลี่ยนไป (m)
3	2	+1.0Dt หรือ 6.30 เมตร จากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม	0.0128
4	1	+0.5Dt หรือ 3.15 เมตร จากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม	-0.0085

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การเปรียบเทียบผลการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending moment)ในอุโมงค์เดิม งานวิจัยได้ทำการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์ใหม่ใน แนวขนานอุโมงค์เดิมโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน หน้าตัด CS-8B โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ โดยวิธีการจำลองเบื้องต้นโดยใช้ระดับความลึกของอุโมงค์ใหม่ เป็นปัจจัยหลักในการวิเคราะห์ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ในบทที่ 4 ทำให้ทราบว่าระดับความลึกจากกรณีศึกษาที่มีผลต่อการ เปลี่ยนแปลงผลรวมของโมเมนต์ดัด(Bending Moment)ในผนังอุโมงค์เดิมใน Phase 3 มากที่สุด คือ กรณีศึกษาที่ 1 ระดับอุโมงค์ใหม่อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +0.5Dt หรือ 3.15 เมตร และระดับความลึกจากกรณีศึกษาที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงผลรวมของโมเมนต์ดัด (Bending Moment)ในผนังอุโมงค์เดิมใน Phase 4 มากที่สุด คือ กรณีศึกษาที่ 1 ระดับอุโมงค์ใหม่ อยู่เหนือกว่าจุด Crown ของอุโมงค์เดิม เป็นระยะ +0.5Dt หรือ 3.15 เมตร

ตารางที่ 5.2 ตารางสรุปผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด(Bending Moment)ในผนัง อุโมงค์เดิม เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ใหม่ผ่านอุโมงค์เดิมในแนวขนาน โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

Phase การขุดเจาะ อุโมงค์	Case	ระยะห่างจากอุโมงค์ เดิม (m)	ค่าผลรวมโมเมนต์ดัดใน อุโมงค์เดิมที่เปลี่ยนแปลง ไป (kNm/m)
3	1	+0.5Dt หรือ 3.15 เมตร จากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม	81.37
4	1	+0.5Dt หรือ 3.15 เมตร จากจุด Crown ของอุโมงค์เดิม	93.54

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ ในงานวิจัยนี้ ใช้ซอฟต์แวร์ทางคอมพิวเตอร์ PLAXIS โดยวิธีการวิเคราะห์นั้นปัจจัยหลักที่ใช้ในการวิเคราะห์ คือระดับความลึกของอุโมงค์ใหม่ ในแนวนานกับอุโมงค์เดิม และค่าการสูญเสียมวลดิน (Volume Loss) ซึ่งผลการวิเคราะห์นั้นยังไม่สามารถยืนยันความถูกต้องได้ 100 % เนื่องจากในหลักความเป็นจริงแล้ว การก่อสร้างอุโมงค์นั้น มีปัจจัยอีกหลายอย่างที่เกี่ยวข้อง แต่ด้วยข้อจำกัดของซอฟต์แวร์เวอร์ชันนี้ จึงไม่สามารถนำปัจจัยทั้งหมดมาใส่ในแบบจำลองได้ครบถ้วน ซึ่งในปัจจุบันมีซอฟต์แวร์ที่สามารถจำลองปัจจัยการขุดเจาะอุโมงค์โดยตรง และใส่ค่าพารามิเตอร์ได้หลากหลายมากกว่า แต่อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ก็จำเป็นต้องเพิ่มประสิทธิภาพด้านคอมพิวเตอร์และต้องใช้เวลามากกว่าหลายเท่าเช่นกัน ซึ่งในงานวิจัยนี้สามารถลดทอนในส่วนดังกล่าวได้อย่างดี และผลการวิเคราะห์นั้นยังสามารถนำไปศึกษาและปรับแก้เพื่อต่อยอดการวิจัยได้ในอนาคตอีกด้วย



บรรณานุกรม

- [1] Suchatvee Suwansawas. (2009). *Tunnel Engineering*. King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Bangkok
- [2] Prateep Lueprasert. (2011). *Analysis of drilling patterns and ratios to reduce stress on the NATM Tunnel in Bangkok soil by finite element*. (Master's Thesis), Department of Civil Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Bangkok
- [3] Zhiguo Zhang and Maosong Huang. (2004). *Geotechnical influence on existing subway Tunnels Induced by multiline tunneling in Shanghai soft soil*. University of Science and Technology, China
- [4] Rongzhu Liang et al. (2016). *Effects of above-crossing tunnelling on the existing shield tunnels*. Zhejiang University, China
- [5] Heama N., Suwansawat S., Lueprasert P. and Jongpradist P. "Study of lining behavior affected by adjacent loading pile in MRTA Blue line Project" *The 21st National Convention on Civil*. Vol 21.
- [6] สุขขันธ์ ลิขิตเลอสรวง. *วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค*. กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แห่งชาติ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 2550.
- [7] กิรติ เมืองแสน. 2544. "พฤติกรรมของหัวเจาะระบบแรงดันดินสมดุล ในการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในดินกรุงเทพฯ" *วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย*.
- [8] Liao S.-M., Peng F.-L. and Shen S.-L "Analysis of shearing effect on tunnel induced by load transfer along longitudinal direction" *Tunnelling and Underground Space Technology*. No. 23. 2008. Pp. 421-430