

การศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่ออุโมงค์เดิมโดย
พิจารณาระยะห่างระหว่างเสาเข็มด้วยวิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์แบบสามมิติ
SPACING EFFECT OF ADJACENT PILE ROW ON EXISTING TUNNUL BY
3D FINITE ELEMENT ANALYSIS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2561

การศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่ออุโมงค์เดิมโดย
พิจารณาระยะห่างระหว่างเสาเข็มด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ
SPACING EFFECT OF ADJACENT PILE ROW ON EXISTING TUNNUL BY
3D FINITE ELEMENT ANALYSIS



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2561

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SPACING EFFECT OF ADJACENT PILE ROW ON EXISTING TUNNUL
BY FINITE ELEMENT ANALYSIS



CHAIWAT SEEWONG

TATPOL THANGKUM

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF
THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
ACADEMIC YEAR 2018

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่ออุโมงค์เดิมโดย
พิจารณาระยะห่างระหว่างเสาเข็มด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ
Spacing effect of adjacent pile row on existing tunnel by
3D Finite element analysis

นักศึกษา นายชัยวัฒน์ สิวงษ์ รหัสนักศึกษา 58010274
นายทัตพล ตั้งคำ รหัสนักศึกษา 58010472
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ดร.ประทีป หลือประเสริฐ

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ		ลายมือชื่อ
ดร.ศลิษา ไชยพุทธ		
ดร.วิรุฬห์ คำชุม		
ดร.ประทีป หลือประเสริฐ		
ผศ.ดร.ธนาดล คงสมบูรณ์		
อ.อุษะ ศิริแก้ว		

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(ผศ.ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่.....

การศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่ออุโมงค์เดิมโดยพิจารณา
ระยะห่างระหว่างเสาเข็มด้วยวิธีการไฟไนต์อีลิเมนต์แบบสามมิติ

นาย ชัยวัฒน์ สิวงษ์ รหัสนักศึกษา 58010274

นาย ทศพล ตั้งคำ รหัสนักศึกษา 58010472

อาจารย์ที่ปรึกษา ดร. ประทีป หลือประเสริฐ

ปีการศึกษา 2561

บทคัดย่อ

ปฏิญานิพนธ์ฉบับนี้ศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่ออุโมงค์เดิมโดยพิจารณา ระยะห่างระหว่างเสาเข็มและจำนวนของเสาเข็มภายในแถวด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบสามมิติ โดย พิจารณาระยะห่างระหว่างเสาเข็มภายในแถวและจำนวนเสาเข็มที่แตกต่างกัน ผลการวิเคราะห์ค่าการ ทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินและการเปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลางสูงสุดของอุโมงค์ พบว่าจำนวนเสาเข็ม 13 ต้นซึ่งไม่คำนึงถึงระยะห่างระหว่างเสาเข็มภายในแถวจะส่งผลกระทบต่อทรุดตัวที่ผิวดินและการ เปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลางสูงสุดของอุโมงค์มากที่สุด

SPACING EFFECT OF ADJACENT PILE ROW ON EXISTING TUNNEL BY 3D FINITE ELEMENT ANALYSIS

Mr. Chaiwat seewong Student ID. 58010274

Mr. Tatpol Thangkum Student ID. 58010472

Advisor: Prateep Lueprasert

Academic Year 2018

ABSTRACT

The thesis intends to investigate the influence of adjacent pile row on existing tunnel by three-dimension finite element method. The various spacing and number of piles in row are considered to assess the maximum of soil displacement and change in tunnel diameter. The results show that the 13 piles with regardless pile spacing in row are mostly effect on the soil displacement and change in tunnel diameter.

กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาโทเล่มนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี เนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์ช่วยเหลือจากบุคคลหลายๆฝ่ายซึ่งคณะผู้จัดทำขอกราบขอบพระคุณทุกๆท่านไว้ ณ ที่นี้ด้วย รวมถึงอาจารย์ที่ปรึกษาโปรเจกต์ ดร.ประทีป หลือประเสริฐ ที่กรุณาให้คำปรึกษา ให้ความรู้ คำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัย ตลอดจนให้ความช่วยเหลือ พร้อมทั้งชี้แนะแนวทางการแก้ไขปัญหาต่างๆ ชี้จุดบกพร่อง และแก้ไขข้อผิดพลาด จนทำให้ปริญญาโทเล่มนี้เสร็จสมบูรณ์ ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูง

ขอขอบพระคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ และให้คำแนะนำต่างๆมาโดยตลอด

เจ้าหน้าที่ทุกๆท่าน ที่ช่วยประสานงาน และอำนวยความสะดวกในการทำโปรเจกต์ครั้งนี้

ขอขอบคุณเพื่อนๆในภาควิชาวิศวกรรมโยธาที่คอยช่วยเหลือ ชี้แนะข้อผิดพลาดให้นำไปแก้ไขให้ดีขึ้น พร้อมเป็นที่ปรึกษาและกำลังใจตลอดระยะเวลาที่ศึกษาในภาควิศกรรมโยธา จนโปรเจกต์สำเร็จลุล่วง

สุดท้ายขอขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การสนับสนุนและคอยเป็นกำลังใจให้เสมอมา

ชัยวัฒน์ สิวงษ์

ทัตพล ตั้งคำ

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VII
สารบัญรูป.....	IX
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3ขอบเขตการศึกษา.....	2
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	3
2.1 สภาพทางธรณีวิทยาของกรุงเทพฯ.....	3
2.1.1 ข้อมูลโครงการที่ทำการศึกษา.....	4
2.1.2 โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ; Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA).....	4
2.2 วิธีการก่อสร้างอุโมงค์โดยหัวเจาะ (Tunnel construction by Tunnel Boring Machine, TBM).....	6
2.2.1 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล.....	7

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อการก่อสร้างอุโมงค์.....	9
2.3.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry).....	9
2.3.2 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological conditions).....	9
2.3.3 ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors).....	10
2.4 พฤติกรรมทั่วไปของเสาเข็มเจาะ	10
2.4.1 พฤติกรรมทั่วไป.....	10
2.4.2 การวิเคราะห์ระหว่างอุโมงค์และเสาเข็ม.....	11
2.5 ผลการศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบและความเสียหายของการก่อสร้างอื่นต่ออุโมงค์ ที่มีอยู่เดิม	12
2.5.1 การมีเสาเข็มรับน้ำหนัก.....	12
2.6 ทฤษฎีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	20
2.6.1 หลักการโดยทั่วไป	20
2.6.2 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil model).....	23
2.6.3 แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models)	24
2.6.3.1) อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity).....	24
2.6.3.2) อีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear anisotropic elasticity).....	25
2.6.3.3) อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity).....	26
2.6.3.4) พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอีลาสติก (Elastic soil parameters).....	28

สารบัญ(ต่อ)

หน้า

2.6.4 แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS).....	28
บทที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์	31
3.1 แนวทางการวิเคราะห์.....	31
3.2 หลักการพิจารณาปัญหา.....	32
3.3 กรณีศึกษา.....	33
3.3.1 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง (material properties).....	33
3.4 การเปรียบเทียบความถูกต้อง	35
3.4.1 เสาค้ำ.....	35
3.4.2 อุโมงค์	36
3.5 ขั้นตอนการจำลองการก่อสร้างโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สามมิติ.....	37
3.6 แบบจำลองเชิงตัวเลขและFEA(Finite Element Analysis).....	38
3.6.1 เงื่อนไขขอบเขตและเงื่อนไขเริ่มต้น.....	39
3.7 การวิเคราะห์.....	40
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์.....	32
4.1 กล่าวนำ.....	32
4.2 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของเสาค้ำและค่าการทรุดตัวของดินจากการสร้างอุโมงค์ จากค่าตรวจวัดจริงกับค่าที่ได้จากโปรแกรม Plaxis 3D.....	32
4.2.1 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของดินเนื่องจากอิทธิพลของเสาค้ำ	32
4.2.2 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของดินเนื่องจากอิทธิพลของอุโมงค์	42

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
4.3 การวิเคราะห์ผลกระทบจากเสาเข็มแถวที่มีต่อชั้นดินและอุโมงค์ในแนวระนาบ	43
4.3.1 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถว (spacing)และจำนวน เสาเข็มแถวที่มีต่ออุโมงค์.....	43
4.3.2 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถว (spacing) และจำนวนเสาเข็มแถวที่มีต่อชั้นดิน	44
บทที่ 5 สรุปผลการวิเคราะห์.....	50
เอกสารอ้างอิง.....	51

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินโดยทั่วไป [7][8].....	3
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง Hardening Soil Model (HSM) analysis. (Rukdeechuai et al., 2009).....	34
ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS) analysis. (Likitlersuang et al., 2013).....	34



สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2.1 สภาพความดันน้ำทั่วไปในกรุงเทพฯ [9].....	4
รูปที่ 2.2 โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ; Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA).....	5
รูปที่ 2.3 สภาพชั้นดินในส่วนเหนือของโครงการ.....	5
รูปที่ 2.4 สภาพชั้นดินในส่วนใต้ของโครงการ.....	6
รูปที่ 2.5 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล [10].....	7
รูปที่ 2.6 แรงดันน้ำหัวเจาะ.....	8
รูปที่ 2.7 การทำงานของแม่แรงไฮดรอลิกในหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล.....	8
รูปที่ 2.8 ลักษณะการวางตัวของอุโมงค์และเสาเข็มและแนวเขตอิทธิพลใหม่ [17].....	12
รูปที่ 2.9 แสดงรูปแบบของผลกระทบที่เกิดการก่อสร้างเสาเข็มรับน้ำหนักโครงสร้างใกล้เคียง ในอุโมงค์เดิม[4].....	13
รูปที่ 2.10 (ก) รูปแบบกรณีศึกษาผลกระทบจากเสาเข็มเดี่ยวข้างเคียง (ข) แบบจำลองทางกายภาพ ที่ใช้ในการศึกษา[19].....	14
รูปที่ 2.11 แบบจำลอง 3 มิติโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็ม รับแรงข้างเคียงในอุโมงค์เดิมในชั้นดินเหนียว [21].....	15
รูปที่ 2.12 แสดงตำแหน่งการวางตัวของปลายเสาเข็ม (Yoo, 2014).....	16
รูปที่ 2.13 แสดงการเสียรูปของผนังอุโมงค์เมื่อได้รับผลกระทบจากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุก เพียงด้านเดียว [1].....	16
รูปที่ 2.14 (ก) แสดงรูปแบบชั้นดินที่ศึกษา [4] (ข) แสดงตำแหน่งของปลายเสาเข็ม ที่ใช้ในการศึกษา[22] (ค) แสดงค่าการเปลี่ยนแปลงตามแนวแกนของผนัง และค่าการเปลี่ยนแปลงของแรงภายในผนังอุโมงค์[22].....	17
รูปที่ 2.15 ศูนย์พื้นที่ปลอดภัยในการก่อสร้างเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงอุโมงค์เดิม ในกรุงเทพฯ [5].....	19

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 2.16 การแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ[23].....	20
รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil [23].....	29
รูปที่ 2.18 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial [23].....	29
รูปที่ 2.19 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test [23].....	30
รูปที่ 3.1 แผนภาพขั้นตอนการวิเคราะห์.....	31
รูปที่ 3.2 รูปแบบการพิจารณา.....	32
รูปที่ 3.3 รูปแบบชั้นดินที่นำมาวิเคราะห์.....	33
รูปที่ 3.4 ภาพแสดงหน้าตัดเซกชั่นของอุโมงค์ที่พิจารณา.....	35
รูปที่ 3.5 ภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง load on pile (ton) และ pile head settlement (mm) (สหภาพ สุภาวอ,2558).....	36
รูปที่ 3.6 รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล[9].....	36
รูปที่ 3.7 ตำแหน่งการตรวจวัดการทรุดตัวที่ CS-8C (northbound tunnel-Ring no.451) และการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด[9].....	37
รูปที่ 3.8 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ในสามมิติ modified after [4].....	38
รูปที่ 3.9 แบบจำลองการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์อีลิเมนต์.....	39
รูปที่ 3.10 รูปแบบการวิเคราะห์ค่าการเปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลาง.....	40

สารบัญรูป(ต่อ)

หน้า

รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่เกิดและค่าการทรุดตัว.....	42
รูปที่ 4.2 แสดงค่าการทรุดตัวของดินเนื่องจากอุโมงค์.....	43
รูปที่ 4.3 แสดงการเปรียบเทียบค่าการเสีรูปสูงสุดของอุโมงค์ในแต่ละกรณีศึกษา.....	44
รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเสาเข็มและค่าการทรุดตัวของดิน(mm).....	45
รูปที่ 4.5 แสดงลักษณะการเสีรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 3 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม.....	46
รูปที่ 4.6 แสดงลักษณะการเสีรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 4 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม.....	47
รูปที่ 4.7 แสดงลักษณะการเสีรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 5 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม.....	48
รูปที่ 4.8 แสดงลักษณะการเสีรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 6 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม.....	49

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ในปัจจุบันอุโมงค์ใต้ดินเข้ามามีบทบาทในการก่อสร้างที่มีความจำเป็นสำหรับการพัฒนาเมือง เพื่อตอบสนองกับจำนวนประชากรที่เพิ่มมากขึ้น และเพื่อลดปัญหาด้านต่างๆ เช่น การจราจร การช่วยบรรเทาปัญหาด้านอุทกภัย และการปรับปรุงทัศนียภาพให้สวยงาม อย่างไรก็ตามการพัฒนาเมืองยังคงมีความจำเป็นต้องมีโครงสร้างอื่นๆก่อสร้างด้วยเช่นกัน เช่น สะพานข้ามแยก รถไฟฟ้า เป็นต้น แม้ว่าโครงสร้างอุโมงค์จะมีเขตคุ้มครองเพื่อป้องกันผลกระทบที่อาจจะทำให้เกิดความเสียหายต่ออุโมงค์ แต่ด้วยพื้นที่ในเขตเมืองมีอยู่อย่างจำกัด ผลกระทบที่เกิดจากโครงสร้างข้างเคียงซึ่งมีฐานรากแบบเสาเข็มย่อมส่งผลกระทบต่ออุโมงค์เดิมอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ดังนั้นปัญหาผลกระทบที่เกิดจากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกข้างเคียงกับแนวอุโมงค์เดิมจึงเป็นเรื่องที่จำเป็นจะต้องคำนึงและให้ความสนใจ

ในหลายๆงานวิจัยได้ศึกษาเกี่ยวกับกลไกความสัมพันธ์ระหว่างดิน-อุโมงค์-เสาเข็ม เช่น การศึกษาผลกระทบจากเสาเข็มเจาะที่มีต่ออุโมงค์ในลอนดอน[1-2] หรือการศึกษาผลกระทบต่ออุโมงค์จากอิทธิพลของน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาเข็มเจาะบริเวณใกล้เคียงโดยวิธี ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ(Three-Dimension Finite Element Method:3D FEM)ในกรุงเทพมหานคร[3-5] แต่อย่างไรก็ตาม การวิจัยดังกล่าวยังคงมุ่งเน้นไปยังผลกระทบที่มีต่ออุโมงค์เนื่องจากเสาเข็มเดี่ยว มีเพียงน้อยนิดเท่านั้นที่พิจารณาถึงผลกระทบจากแนวเสาเข็มแถว

ในปี 2017 [6] ได้ทำการศึกษาศึกษาผลกระทบต่ออุโมงค์จากแนวเสาเข็ม ศึกษาจำนวนของเสาเข็มในแถว ว่าในการจำลองผลกระทบดังกล่าวจะต้องทำการสร้างเสาเข็มแถวจำนวนกี่ต้นจึงจะเพียงพอในการตรวจสอบผลกระทบที่เกิดขึ้นกับอุโมงค์เมื่อได้รับผลกระทบจากเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียง โดยผลที่ได้นั้นเกิดจากตัวแปรที่กำหนดไว้คงที่ เช่น น้ำหนักที่ถ่าย ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม เป็นต้น ซึ่งถ้าหากเปลี่ยนแปลงค่าคงที่นี้แล้วผลที่ได้จะเป็นเหมือนเดิมหรือเปลี่ยนแปลงไป

ดังนั้นในงานวิจัยในครั้งนี้จึงจะมุ่งเน้นศึกษาผลกระทบที่เกิดจากเสาเข็มแถวรับแรงข้างเคียงต่ออุโมงค์ โดยพิจารณาระยะห่างระหว่างเสาเข็มโดยวิธี ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ โดยประเมินค่าระยะห่างระหว่างเสาเข็มที่ทำให้เกิดค่าสูงสุดของการทรุดตัวของดินและการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มแบบแถวรับแรงข้างเคียงที่มีต่อต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิมโดยพิจารณาปัจจัยระยะห่างระหว่างเสาเข็มภายในแถวและจำนวนของเสาเข็มแถว

2. เพื่อประเมินอิทธิพลระยะห่างระหว่างเสาเข็มภายในแถวและจำนวนของเสาเข็มแถวที่มีต่ออุโมงค์เดิมที่ทำให้เกิดของการทรุดตัวของดินและการเปลี่ยนเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ที่มีค่าสูงสุด

1.3 ขอบเขตการศึกษา

1. แบบจำลองของผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการศึกษาเป็นแบบต่อเนื่อง (continuous ring)
2. การศึกษานี้วิเคราะห์อุโมงค์เดี่ยวเป็นหลัก โดยมีเสาเข็มวางตัวทางด้านเดียวของอุโมงค์เท่านั้น
3. การวิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์จะไม่คำนึงถึงผลกระทบจากขั้นตอนการก่อสร้าง
4. คุณสมบัติของอุโมงค์ใช้ข้อมูลจากโครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน MRTA
5. คุณสมบัติของชั้นดิน คือ ชั้นดินกรุงเทพฯ
6. การวิเคราะห์ในการศึกษาเป็นแบบไม่ระบายน้ำ
7. ซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็น PLAXIS 3D 2018

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

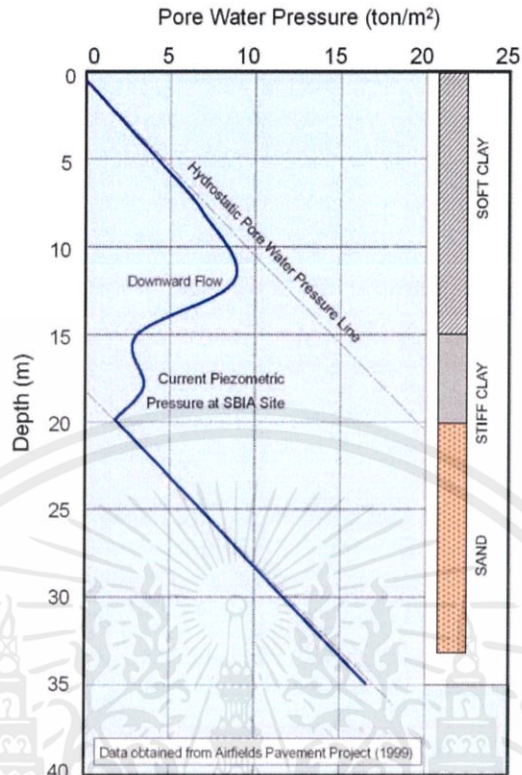
2.1 สภาพทางธรณีวิทยาของกรุงเทพฯ

กรุงเทพฯตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาทำให้มีสภาพชั้นดินที่หลากหลาย ซึ่งการจัดเรียงชั้นดินแสดงไว้ใน ตารางที่ 2.1 สามารถแบ่งสภาพชั้นดินออกเป็น 6 ประเภท ได้แก่ ชั้นดินถม ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium clay) ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ชั้นทราย (Sand) ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard clay) และชั้นทรายแน่น (Very dense sand)

ตารางที่ 2.2 ข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินโดยทั่วไป [7][8]

ประเภทของชั้นดิน	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	N (blows/ft)	E (kN/m ²)	ν	K_0	ϕ
ชั้นดินถม	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-
ชั้นดินเหนียวอ่อน	16	15	-	5,000	0.4	0.75	-
ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง	17	20	-	7,000	0.4	0.7	-
ชั้นดินเหนียวแข็ง (ชั้นที่หนึ่ง)	19	100	20	50,000	0.3	0.6	-
ชั้นทราย (ชั้นที่หนึ่ง)	20	-	30	70,000	0.3	0.5	36
ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (ชั้นที่สอง)	20	150	30	75,000	0.3	0.5	-
ชั้นทรายแน่น (ชั้นที่สอง)	20	-	35	80,000	0.3	0.4	40

ตั้งแต่ระดับความลึก 6 เมตรจากผิวดิน ความดันน้ำมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-hydrostatic) ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาล จากการสำรวจพบว่าในชั้นดินเหนียวความดันน้ำที่วัดได้มีค่าไม่คงที่และค่อนข้างมีค่ากระจายกัน และที่ระดับความลึก 20 เมตรจากผิวดิน ซึ่งเป็นชั้นทรายพบว่า ความดันน้ำมีค่าใกล้เคียงศูนย์ที่จุดบนสุดของชั้นทรายเป็นต้น แสดงใน รูปที่ 2.1



รูปที่ 2.5 สภาพความดันน้ำทั่วไปในกรุงเทพฯ [9]

2.1.1 ข้อมูลโครงการที่ทำการศึกษา

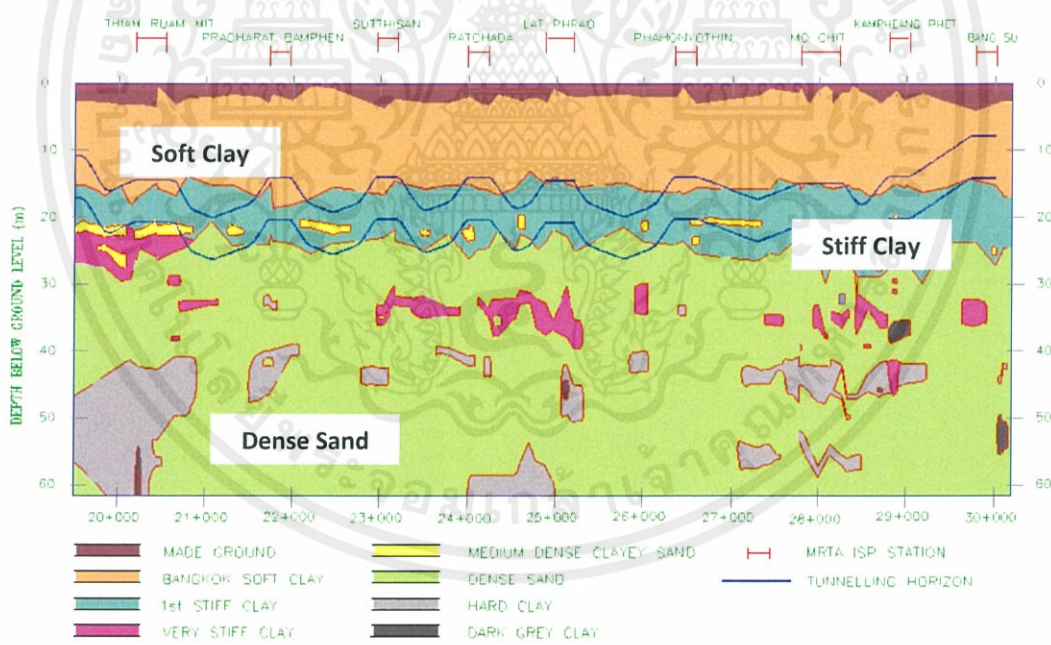
การศึกษาในครั้งนี้มุ่งเน้นที่จะศึกษาผลกระทบของเสาเข็มรับแรงที่มีผลต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิม โดยมีปัจจัยศึกษาเพิ่มเติม คือ ขนาดของอุโมงค์ ข้อมูลมาจากโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล หรือโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายสีน้ำเงิน ; Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA) ซึ่งมีรายละเอียดข้อมูลโครงการดังต่อไปนี้

2.1.2 โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ; Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA)

โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน เป็นรถไฟฟ้าใต้ดินสายแรกของประเทศไทย โดยมีเส้นทางอยู่ในเขตพื้นที่ บางซื่อ หัวลำโพง ท่าพระ บางแค ตามรูปที่ 2.2 รูปแบบโครงการเป็นอุโมงค์คู่รางเดี่ยว คือ มีอุโมงค์สองอุโมงค์ขนานกัน และแต่ละอุโมงค์จะเดินรถทางเดียวในช่วงเวลาการเดินรถปกติ โครงสร้างอุโมงค์เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ถูกออกแบบให้มีลักษณะยึดหยุ่น และมีระบบกันน้ำซึมเข้าในอุโมงค์ ภายในอุโมงค์มีการติดตั้งรางวิ่งรถไฟ รางที่สาม ทางเดินซ่อมบำรุง อุปกรณ์ระบบระบายอากาศ ระบบดูดอากาศใต้ชานชาลา และระบบตรวจจับความร้อน มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร มีความหนาผนังอุโมงค์ 0.30 เมตร

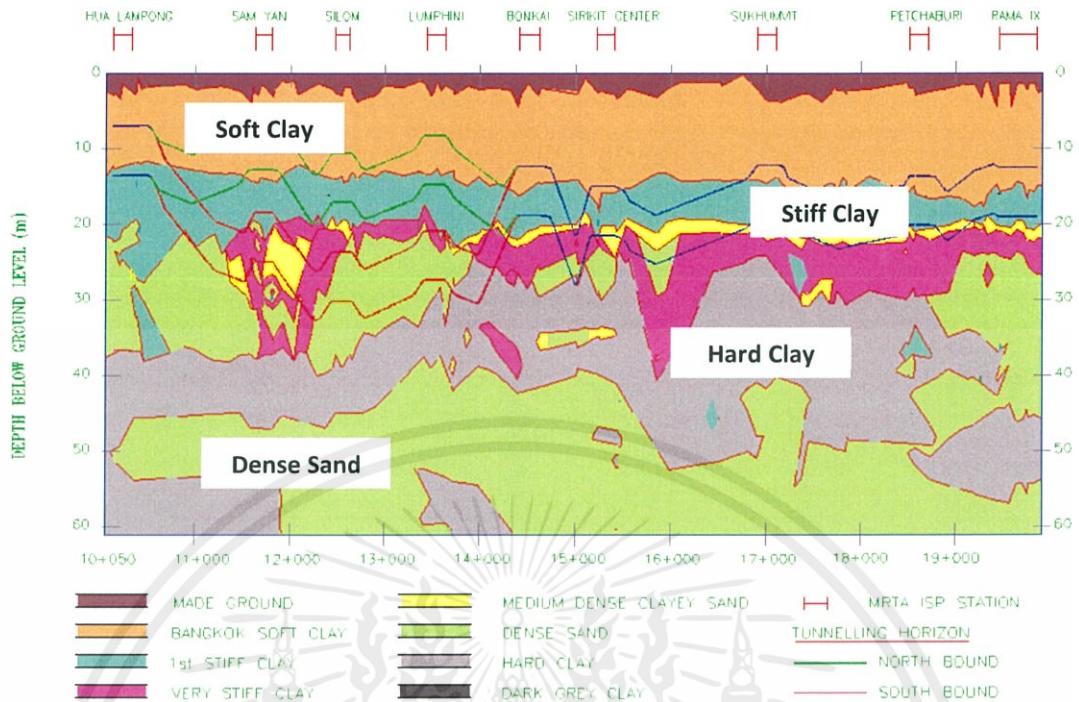


รูปที่ 2.6 โครงการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ; Metropolitan Rapid Transit Authority (MRTA)



รูปที่ 2.7 สภาพชั้นดินในส่วนเหนือของโครงการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



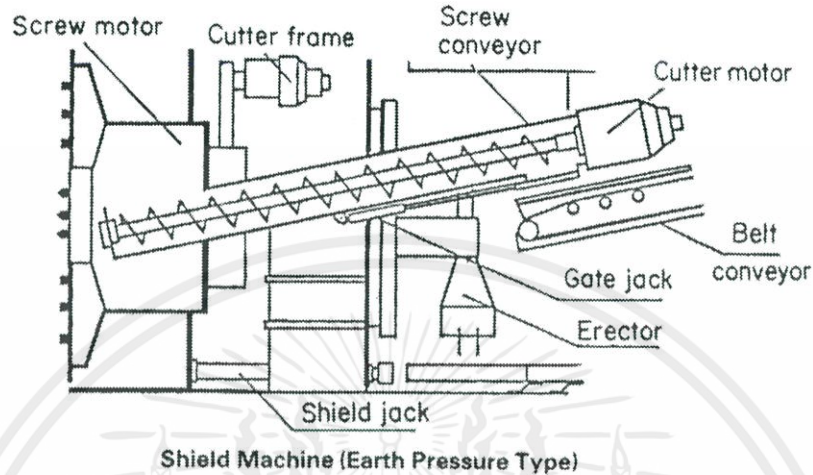
รูปที่ 2.8 สภาพชั้นดินในส่วนใต้ของโครงการ

2.2 วิธีการก่อสร้างอุโมงค์โดยหัวเจาะ (Tunnel construction by Tunnel Boring Machine, TBM)

องค์ประกอบทั่วไปของหัวเจาะอุโมงค์ (Tunnel Boring Machine, TBM) อาศัยพื้นฐานของหลักการที่ถูกลดให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าตามแนวแกนของอุโมงค์พร้อมกับทำการขุดดินไปด้วยในเวลาเดียวกัน เสถียรภาพของหัวเจาะอุโมงค์จะเกิดขึ้นหลังจากการขุดเจาะได้ทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราวหรือถาวรเป็นที่เรียบร้อยแล้ว หัวเจาะอุโมงค์จะทำหน้าที่ต้านทานความดันดินโดยรอบ และป้องกันการไหลเข้ามาของน้ำใต้ดิน ในส่วนของช่องว่างที่เกิดขึ้นบริเวณเหนือหัวเจาะจะถูกปกป้องจากตัวของหัวเจาะเอง นอกจากนี้ การติดตามตรวจวัดเพื่อความปลอดภัยจากความดันและน้ำบริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะก็เป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาในการเลือกใช้หัวเจาะ โดยมีทั้งหัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิด (Open-face type shield) ใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ภายใต้สภาพดินที่ค่อนข้างมีเสถียรภาพและไม่มีน้ำใต้ดิน อีกทั้งเหมาะกับการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีความยาวไม่มากนัก หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าเปิดบางส่วน (Partially open-face type shield) ซึ่งการรักษาเสถียรภาพหน้าหัวเจาะมีทั้งแบบควบคุมด้วยผู้ปฏิบัติงานเองและระบบอัตโนมัติ , หัวเจาะค้ำยันแบบหน้าปิด (Closed-face type shield) เป็นหัวเจาะที่มี

ความเหมาะสมกับการขุดเจาะอุโมงค์ภายใต้สภาพดินที่มีเสถียรภาพน้อย หรืออาจเกิดการเคลื่อนตัวของดินได้ง่าย โดยถือว่าเป็นหัวเจาะที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน ดังรูป 2.8

2.2.1 หัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล



รูปที่ 2.5 ส่วนประกอบหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล [10]

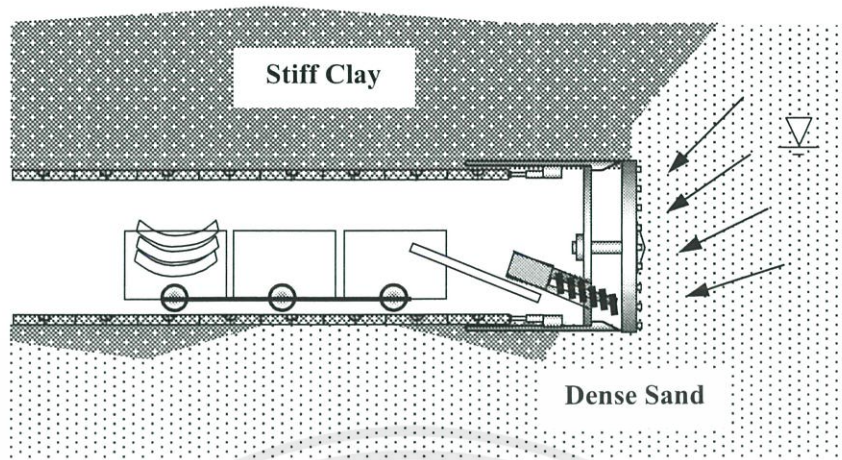
เทคนิคการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล อุโมงค์จะถูกขุดเจาะโดยหัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะ ดินที่ถูกขุดออกจะถูกลำเลียงด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) และสายพานลำเลียงดิน (Belt conveyor) จากห้องกักดิน (Earth chamber) จากนั้นการลำเลียงดินจะผ่านการขนย้ายโดยรถรางลำเลียงดินหรือใช้ระบบท่อสูบลำเลียงดินหรือใช้ระบบท่อสูบลำเลียงดินโดยตรง

นอกจากนี้ ในทางปฏิบัติเพื่อลดการเคลื่อนตัวของดินให้น้อยที่สุด ความดันดินที่หัวตัดดินด้านหน้าหัวเจาะจะต้องคอยติดตามและควบคุม ดังนี้

ก) การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะ รูปที่ 2.9 จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยทำการประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพทางธรณีซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะ

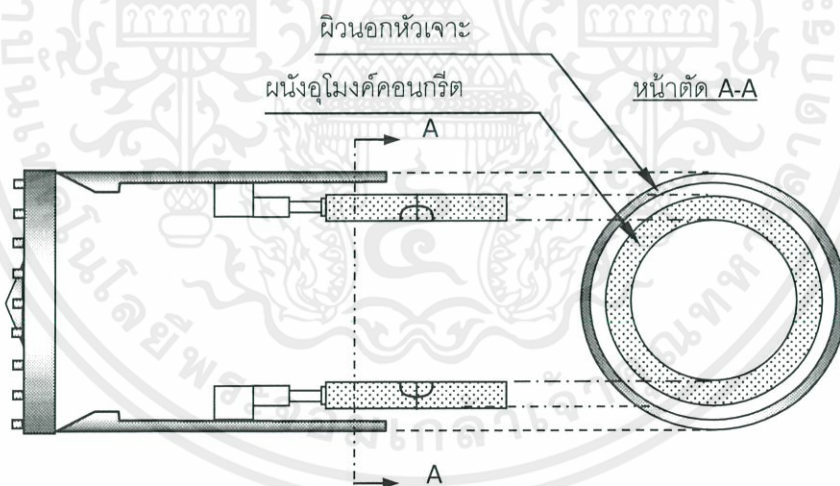
ข) ในระหว่างการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่ใช้จะต้องถูกบันทึก ควบคุม และรักษาให้อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้

ค) ในแต่ละรอบของการขุดเจาะ ความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดไว้ก่อนการขุดเจาะและความดันหน้าหัวเจาะที่เกิดขึ้นจริงขณะทำการขุดเจาะ ต้องถูกบันทึกในรายงานการขุดเจาะเพื่อใช้อ้างอิง



รูปที่ 2.6 แรงดันหน้าหัวเจาะ

ห้องควบคุมปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ มีหน้าที่ในการติดตามปัจจัยการควบคุมหัวเจาะในขณะที่ทำการขุดเจาะ นอกจากนี้ ความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดจะใช้เป็นปัจจัยควบคุมในระหว่างการขุดเจาะ ซึ่งการปฏิบัติการของหัวเจาะจะถูกควบคุมอย่างใกล้ชิดเพื่อที่จะทำให้แน่ใจว่าการปฏิบัติการของหัวเจาะอยู่ภายใต้แผนผังการควบคุมของความดันที่กำหนด



รูปที่ 2.7 การทำงานของแม่แรงไฮดรอลิกในหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล

2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อการก่อสร้างอุโมงค์

2.3.1 ลักษณะทั่วไปของอุโมงค์ (Tunnel geometry)

1.) ความลึกของอุโมงค์ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นยังมีความสัมพันธ์ที่เกี่ยวเนื่องกับปัจจัยอื่นๆ เช่น ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ และสภาพทางธรณีวิทยา จึงทำให้ไม่สามารถหาความสัมพันธ์ของความลึกของอุโมงค์กับการทรุดตัวของผิวดินได้อย่างแม่นยำ

2.) ระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์ (Distance from launching station) โดยมีระยะจากจุดเริ่มต้นการขุดเจาะอุโมงค์มีผลกระทบต่อปริมาณการทรุดตัวของผิวดินนั้นเนื่องมาจากปัจจัยนี้จะมีความสัมพันธ์ควบคู่ไปกับทักษะในการควบคุมหัวเจาะหรือระยะเวลาการเรียนรู้ (Learning curve) ของผู้ควบคุมหัวเจาะ และประสิทธิภาพของหัวเจาะ

3.) เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (Tunnel diameter) เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์เป็นปัจจัยที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน อุโมงค์ที่มีขนาดใหญ่ย่อมส่งผลให้เกิดการทรุดตัวมากกว่าอุโมงค์ที่มีขนาดเล็ก เนื่องจากอุโมงค์ยังมีขนาดใหญ่ปริมาตรในการขุดเจาะจะยิ่งมาก จึงก่อให้เกิดการสูญเสียมวลดินเป็นปริมาณที่มากกว่าอุโมงค์ที่มีขนาดเล็กกว่าเป็นธรรมดา

2.3.2 สภาพทางธรณีวิทยา (Geological conditions)

1.) สภาพทางธรณีวิทยาเป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีความเกี่ยวข้องโดยตรงกับแต่ละวิธีการที่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ ชนิดของดิน (Soil type) จะมีความสัมพันธ์กับประสิทธิภาพของหัวเจาะในการขุดเจาะอุโมงค์ รวมถึงต่อปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้น สภาพทางธรณีวิทยาที่มีความเหมาะสมในการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะมากที่สุดคือ ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) โดยมีที่มาจาก การสังเกตในโครงการที่ผ่านมาในอดีต สาเหตุที่ชั้นดินเหนียวแข็งมีความเหมาะสม เนื่องมาจากมีค่ากำลังรับแรงเฉือน (s_u) ที่สูง ทำให้ดินมีเสถียรภาพในระหว่างที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ รวมทั้งกระบวนการการขนถ่ายดินผ่านสายพานลำเลียงก็เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ ยิ่งไปกว่านั้น คุณสมบัติของดินเหนียวแข็งที่สำคัญอีกประการหนึ่งคือ การซึมผ่านของน้ำในดินมีค่าที่ต่ำ ทำให้ลดปัญหาการไหลซึมของน้ำใต้ดิน (Groundwater seepage) เข้าสู่พื้นที่ที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งจะส่งผลทำให้เกิดการทรุดตัวของผิวดินเนื่องมาจากการเกิดช่องว่างในเม็ดดิน [11]

2.) ระดับน้ำใต้ดิน (Water table level) ก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการทรุดตัวของผิวดิน ซึ่งระดับน้ำใต้ดินเป็นเรื่องที่น่าเป็นห่วงมากสำหรับแต่ละวิธีการที่นำมาใช้ในการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีระดับความลึกมากจากผิวดิน การทรุดตัวที่เกิดขึ้นยังคงมีความสัมพันธ์ที่เกี่ยวเนื่องกับปัจจัยอื่นๆ โดยระดับน้ำใต้ดินในชั้นน้ำใต้ดินของกรุงเทพฯ ยังคงไม่ปรากฏการณ์เปลี่ยนแปลงจากปี พ.ศ. 2522 จนถึงปัจจุบันคือ อยู่ที่ประมาณ 22-24 เมตรจากผิวดิน

2.3.3 ปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ (Shield operation factors)

1.) ความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) การควบคุมปริมาณการขุดดินออกในขณะที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์ การลำเลียงดินจะเริ่มตันที่บริเวณส่วนหน้าของหัวเจาะด้วยเกลียวหมุนลำเลียงดิน (Screw conveyor) ในปริมาณที่เหมาะสม ถือเป็นพื้นฐานของวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล ซึ่งมีผลกระทบโดยตรงต่อปริมาณการหลุดตัวของผิวดิน โดยสามารถพิสูจน์ได้จากข้อมูลพื้นฐานในอดีต [12]

2.) ความเร็วขณะขุดเจาะ (Penetration rate) ซึ่งในการปฏิบัติงานของหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลจะมีการควบคุมหัวเจาะให้อัตราการลำเลียงดินมีความสัมพันธ์สอดคล้องไปกับความเร็วขณะขุดเจาะ ทำให้เกิดความไม่สมดุลกันระหว่างอัตราการลำเลียงดินและความเร็วขณะขุดเจาะ

3.) มุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะ (Pitching angle) การเปลี่ยนแนวหัวเจาะที่มีมุมก้มหรือมุมเงยของหัวเจาะที่สูง ย่อมจะทำให้เกิดช่องว่างในปริมาณมากด้านหลังอุโมงค์ ซึ่งเป็นเหตุให้ดินโดยรอบเคลื่อนตัวลงมาแทนที่ช่องว่างนั้น

4.) คุณภาพการอัดฉีดน้ำปูน (Grouting quality) ประกอบไปด้วย ความดันของการอัดฉีดน้ำปูน และเปอร์เซ็นต์การเติมน้ำปูน ในขณะที่หัวเจาะเคลื่อนตัวไปข้างหน้าจะทำให้เกิดช่องว่างบริเวณด้านหลังของหัวเจาะโดยรอบของผนังอุโมงค์ การอัดฉีดน้ำปูนบริเวณช่องว่างด้านหลังที่เกิดขึ้นจึงมีความจำเป็นเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของดินลงมาแทนที่ช่องว่างได้

2.4 พฤติกรรมทั่วไปของเสาเข็มเจาะ

2.4.1 พฤติกรรมทั่วไป

เสาเข็มทำหน้าที่ถ่ายน้ำหนักหรือแรงสู่ชั้นดินในลักษณะแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม (Skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End bearing) สามารถแบ่งประเภทของเสาเข็มออกเป็น 2 ประเภทตามลักษณะการรับน้ำหนัก

1) เสาเข็มเสียดทานหรือเสาเข็มลอย (Friction/Floating pile) คือเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกโดยแรงเสียดทานรอบเสาเข็มเป็นส่วนใหญ่

2) เสาเข็มคาล (End bearing pile) คือเสาเข็มที่มีแรงต้านที่ปลายเสาเข็มสูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม

เสาเข็มเจาะมีความแตกต่างจากเสาเข็มตอกตรงที่เสาเข็มประเภทนี้เป็นเสาเข็มที่หล่อในที่ เสาเข็มเจาะเหมาะสำหรับชั้นดินที่มีระดับน้ำใต้ดินต่ำมาก และเป็นดินเชื่อมแน่น (Cohesive soils) ที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงปานกลาง เช่น ดินเหนียว หรือดินเหนียวปนทราย ความเชื่อมแน่นจะป้องกัน

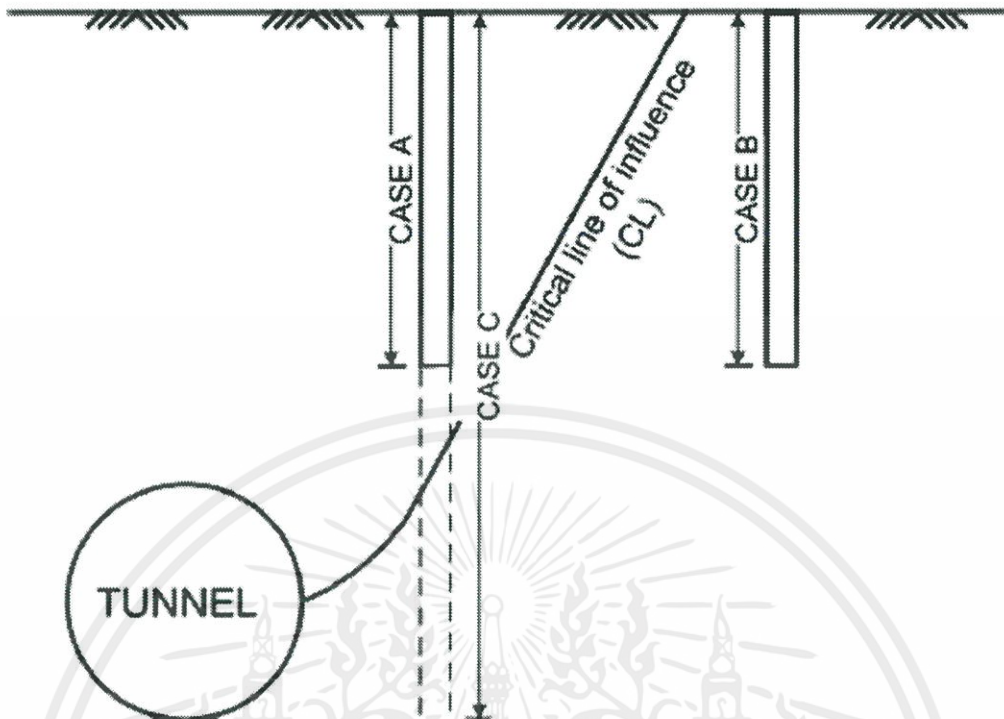
ไม่ให้หลุมเจาะพังทลาย เสาค้ำเข็มเจาะจะมีความเสียดทานระหว่างดินและเสาค้ำน้อยกว่าเสาค้ำตอก เนื่องจากการตอกเสาค้ำจะทำให้ดินเคลื่อนตัวออกด้านข้าง ส่งผลให้แรงดันดินด้านข้างเพิ่มขึ้น ในขณะที่การทำเสาค้ำเข็มเจาะจำเป็นต้องขุดดินออก ทำให้แรงดันดินด้านข้างมีค่าเท่าเดิมหรือน้อยลง เสาค้ำประเภทนี้สามารถประยุกต์ใช้กับดินเหนียวอ่อนในแถบกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้

2.4.2 การวิเคราะห์ระหว่างอุโมงค์และเสาค้ำเข็ม

ปัจจุบันการวิเคราะห์ปัญหาด้วยวิธีเชิงตัวเลขหรือการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ มีการศึกษาแพร่หลายมากขึ้น เพื่อช่วยวิเคราะห์ปัญหาทางด้านอุโมงค์ [13] [14] จากการศึกษาพบว่าจาก 96% ของงานวิจัยทั้งหมด 65 การวิจัยล่าสุด มีการนำไฟไนต์เอลิเมนต์เข้ามามีส่วนร่วมกับการศึกษา และส่วนมากเน้นการศึกษาโดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสองมิติ (2D) ภายใต้สมมติฐานระนาบความเครียด (Plane strain conditions) แต่ความต้องการใช้จำลองสถานะการก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งจะประกอบไปด้วย แรงดันหน้าหัวเจาะ, ช่องว่างบริเวณหลังหัวเจาะ, ค่าการสูญเสียมวลดินในระหว่างขุดเจาะอุโมงค์ จึงมีการใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบสามมิติ (3D) เข้ามาจำลองให้ชัดเจนมากยิ่งขึ้น

การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์สองมิติ เพื่อการจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะแรงดันดินสมดุล (Earth pressure balance) ในชั้นดินเหนียว โดย [15] ซึ่งการจำลองนี้ถูกใช้ในการวิเคราะห์การก่อสร้าง ในซานฟรานซิสโก ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับค่าที่ตรวจวัดจริงในสนาม ค่าที่ได้จากการจำลองโมเดลอยู่ในขอบเขตใกล้เคียงกับค่าจริงในสนาม นอกจากนี้การจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติถูกนำมาใช้ในการแก้ไขปัญหาที่ซับซ้อนมากขึ้นในกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์ [16] ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ ในอุโมงค์ระดับตื้นและระดับลึก โดยใช้แบบจำลอง Mohr-Coulomb การวิเคราะห์เป็นประโยชน์ในการพัฒนาขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์และค่าการสูญเสียมวลดินได้

[17] ใช้การวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ เพื่อประเมินผลกระทบต่อเสาค้ำเข็มจากการก่อสร้างอุโมงค์ข้างเคียง โดยแบ่งการศึกษาเป็น 3 กรณีดังรูปที่ 2.14 ผลการวิเคราะห์สามารถสร้างแนวเขตอิทธิพลที่ส่งผลกระทบได้ นอกจากนี้ [18] ใช้การวิเคราะห์ในลักษณะคล้ายคลึงกัน แต่เป็นการวิเคราะห์ผลกระทบของการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีต่อเสาค้ำกลุ่มวางตัวด้านข้างอุโมงค์ ผลการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ มีประโยชน์ทางด้านการประหยัดงบประมาณและเวลาในการวิเคราะห์อีกด้วย



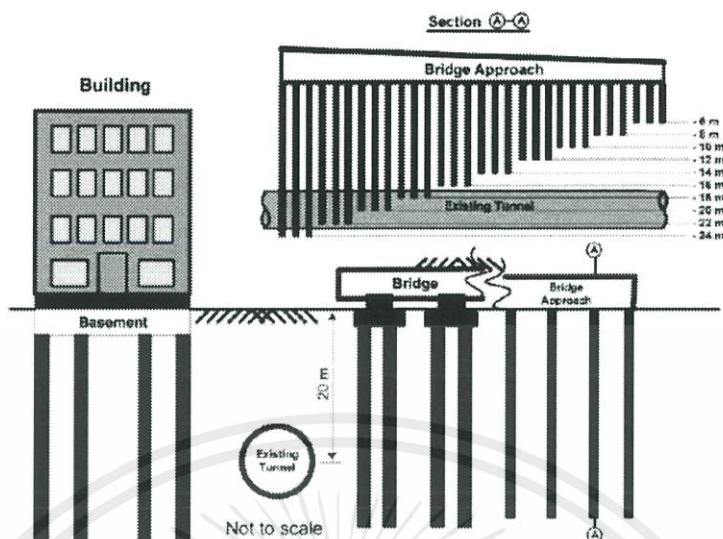
รูปที่ 2.8 ลักษณะการวางตัวของอุโมงค์และเสาเข็มและแนวเขตอิทธิพลใหม่ [17]

2.5 ผลการศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบและความเสียหายของการก่อสร้างอื่นต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิม

จากสภาพแวดล้อมในเมืองใหญ่ได้มีการพัฒนาสิ่งก่อสร้างสำหรับการอยู่อาศัย การคมนาคม และการอุปโภคบริโภคเพื่อรองรับจำนวนประชากรที่เพิ่มมากขึ้น แต่ด้วยพื้นที่ที่จำกัดทำให้การหลีกเลี่ยงผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างในบริเวณใกล้เคียงเป็นไปได้ยาก จึงมีการศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นเพื่อป้องกันและหลีกเลี่ยงความเสียหายที่จะเกิดขึ้น

2.5.1 การมีเสาเข็มรับน้ำหนัก

การก่อสร้างเสาเข็มรับแรงใกล้เคียงในอุโมงค์เดิมจะส่งผลกระทบต่ออุโมงค์เดิมในรูปแบบของการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์หรือการเปลี่ยนแปลงของแรงภายในผนังอุโมงค์ โดยผลกระทบดังกล่าวสามารถแบ่งเป็นลักษณะของปัญหาได้ดังนี้ 1) ผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มเดี่ยว 2) ผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มกลุ่ม และ 3) ผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มแถวดังแสดงในรูปที่ 3-6



รูปที่ 2.9 แสดงรูปแบบของผลกระทบที่เกิดการก่อสร้างเสาเข็มรับน้ำหนักโครงสร้างใกล้เคียงในอุโมงค์เดิม[4]

การวิเคราะห์ปัญหาผลกระทบจากเสาเข็มรับน้ำหนักข้างเคียงใกล้แนวอุโมงค์เดิมนั้นได้ทำการศึกษาโดยใช้แบบจำลองทางกายภาพแบบ 1g หรือแบบจำลองทางกายภาพแบบหมุนเหวี่ยงโดยการศึกษาดังกล่าวจะมุ่งเน้นไปที่พฤติกรรมของอุโมงค์เดิมในแนวหน้าตัดตามขวาง โดยจะทำการศึกษาค่าการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์เป็นหลัก ซึ่งได้ทำการเปลี่ยนตำแหน่งของปลายเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 3-7 [19] จากการศึกษาพบว่าเมื่อปลายเข็มอยู่ที่ตำแหน่งยอดอุโมงค์จะมีค่าการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์ในแนวตั้งและราบมากที่สุด

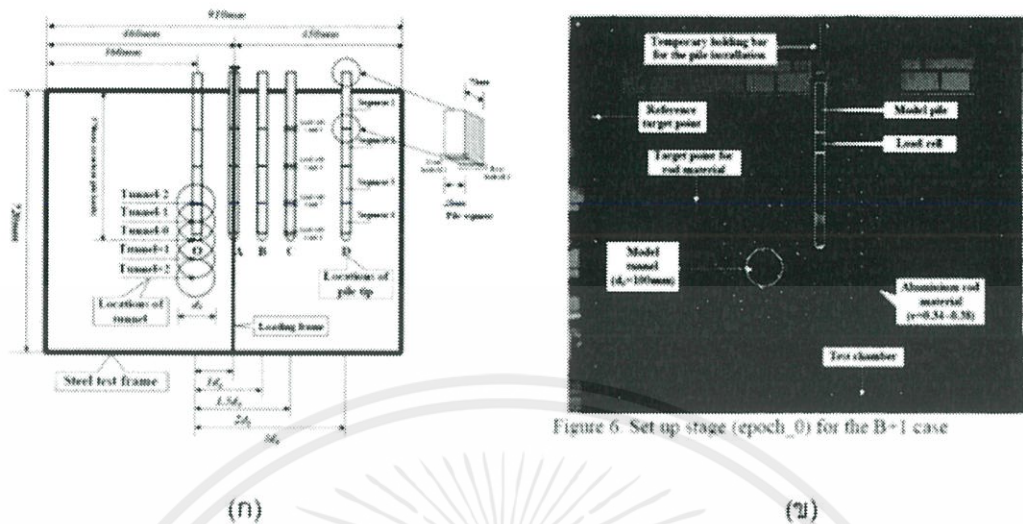


Figure 6. Set up stage (epoch_0) for the B-1 case

รูปที่ 2.10 (ก) รูปแบบกรณีศึกษาผลกระทบจากเสาเข็มเดี่ยวข้างเคียง (ข) แบบจำลองทางกายภาพที่ใช้ในการศึกษา[19]

สำหรับการศึกษาจากกรณีศึกษาจริงในปัจจุบันนั้นมีจำนวนไม่มาก เนื่องจากค่าดำเนินการที่สูงและใช้เวลานานในการศึกษา ดังนั้นงานศึกษาส่วนใหญ่จะใช้วิธีการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้แบบจำลองทางกายภาพหรือแบบจำลองเชิงตัวเลขในการวิเคราะห์ปัญหาก่อน แล้วนำผลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับค่าการตรวจวัดจริง เช่น งานศึกษาของ[20]วิเคราะห์ผลกระทบที่ผิวดินจากการก่อสร้างอาคาร York-Mills Center ซึ่งเป็นอาคารพาณิชย์หลายชั้นเหนืออุโมงค์คูของรถไฟใต้ดินเมืองโตรอนโตด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ งานศึกษาของ[1]ได้ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติและ 3 มิติวิเคราะห์อุโมงค์รถไฟใต้ดินลอนดอน ซึ่งวิเคราะห์หาค่าการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์โดยรวมที่ได้รับผลกระทบจากเสาเข็มที่รับแรงกระแทกจากอาคาร 15 ชั้น โดยทำการจำลองผนังอุโมงค์แบบโครงสร้างผนังเปลือกบาง (shell element) การศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มเดี่ยวรับน้ำหนักบรรทุกข้างเคียงอุโมงค์เดิมในชั้นดินเหนียวด้วยโปรแกรม ABAQUS แบบ 3 มิติ นอกจากนี้ยังมีงานศึกษาที่ใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขในการตรวจสอบค่าการเปลี่ยนแปลงของแรงภายในผนังอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 3-8 [21] หรือการศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มกลุ่มลึบสะพานข้ามแยก ใกล้แนวรถไฟใต้ดินในปี 2013 โดยได้ทำการศึกษาหาผลกระทบจากการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มกลุ่มเมื่อตำแหน่งของปลายเสาเข็มวางอยู่ที่

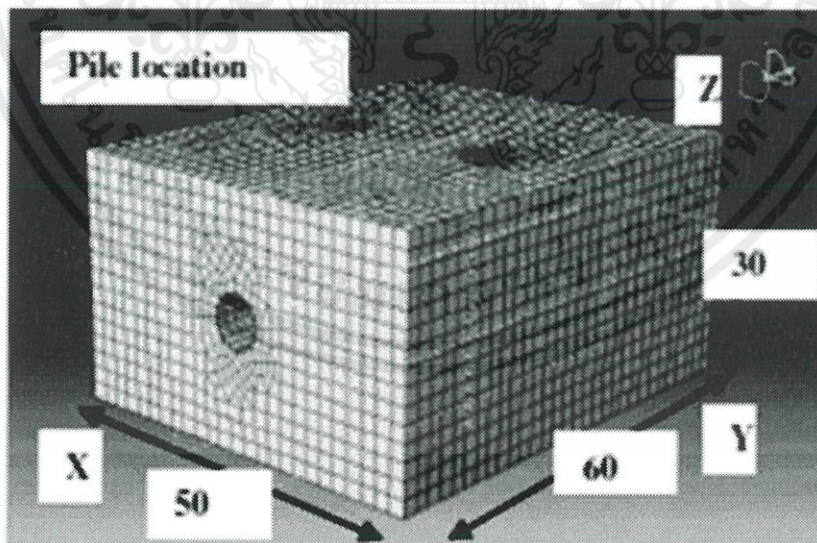
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตำแหน่งต่างๆกัน โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติดังแสดงในรูปที่ 3-9 (Yoo, 2014) จากผลการศึกษาดังกล่าวสามารถสรุปผลกระทบที่เกิดขึ้นเมื่อมีเสาเข็มรับน้ำหนักข้างเคียงในอุโมงค์เดิมได้ดังนี้

- ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์ที่ตำแหน่ง ยอดอุโมงค์ (crown), ด้านล่างอุโมงค์ และด้านข้างอุโมงค์ (spring line) จะมีค่าลดลงเมื่อปลายเสาเข็มมีระยะห่างมากขึ้น และตำแหน่งที่ทำให้ค่าการเสียรูปของผนังอุโมงค์มีค่ามากที่สุดเมื่อปลายเสาเข็มอยู่ที่ตำแหน่ง ยอดอุโมงค์ [1][21]

- การเสียรูปของอุโมงค์เดิมเมื่อได้รับผลกระทบจากเสาเข็มรับน้ำหนักข้างเคียงเพียงด้านเดียวนั้นจะมีลักษณะคล้ายเมล็ดถั่ว ดังแสดงในรูปที่ 3-10 [1]

- ในกรณีที่มีเสาเข็มรับน้ำหนักอยู่เหนืออุโมงค์เดิมนั้นจะส่งผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นในผนังอุโมงค์ในแนวยาว อยู่ในระยะ $-1.0DT$ ถึง $+1.0DT$ จากกึ่งกลางฐานราก แต่เมื่อปลายเสาเข็มรับน้ำหนักบรรจุอยู่ห่างออกไปในแนวราบจะทำให้ค่าความเค้นในผนังอุโมงค์ซึ่งเมื่ออยู่ห่างประมาณ $0.75DT$ (จากกึ่งกลางอุโมงค์ถึงกึ่งกลางฐานราก) ค่าความเค้นสูงสุดในผนังอุโมงค์จะลดลงครึ่งหนึ่ง (Yoo,2014)



รูปที่ 2.11 แบบจำลอง 3 มิติโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์กรณีศึกษาผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มรับแรงข้างเคียงในอุโมงค์เดิมในชั้นดินเหนียว [21]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

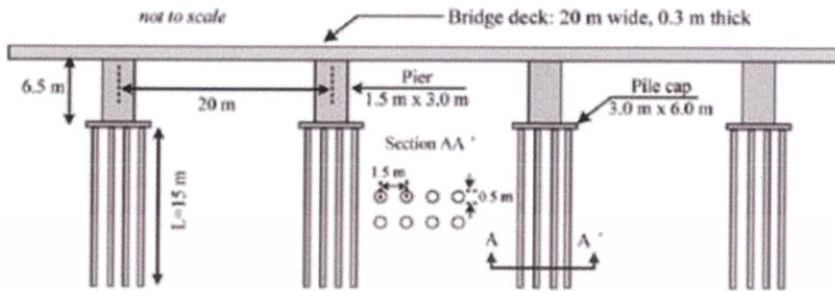


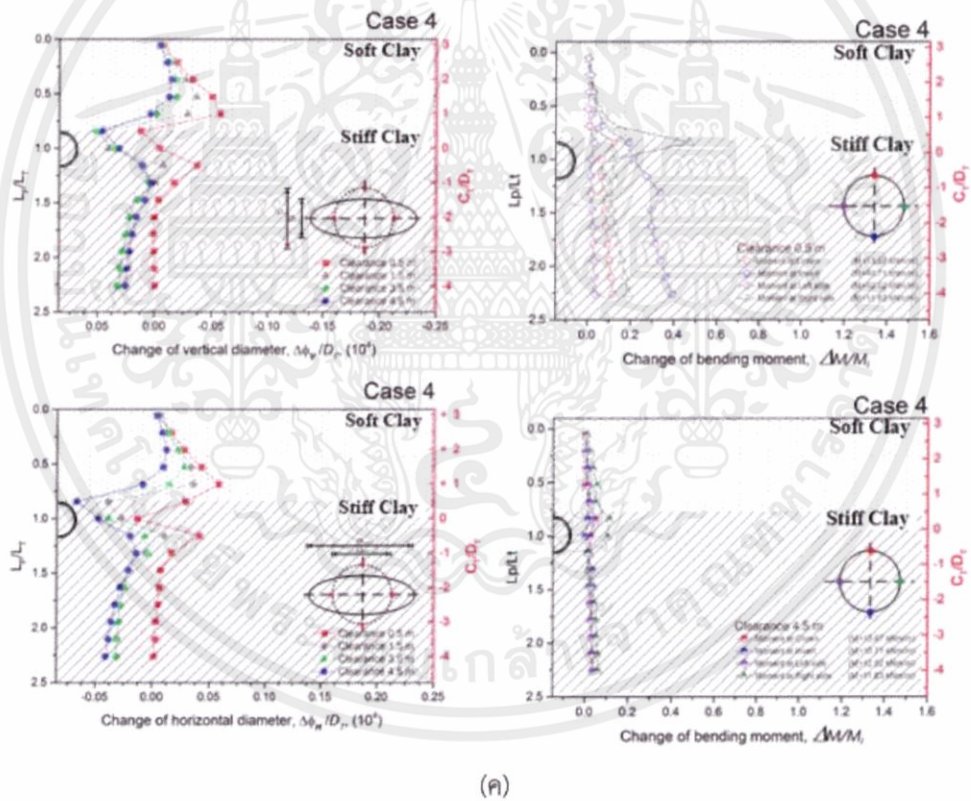
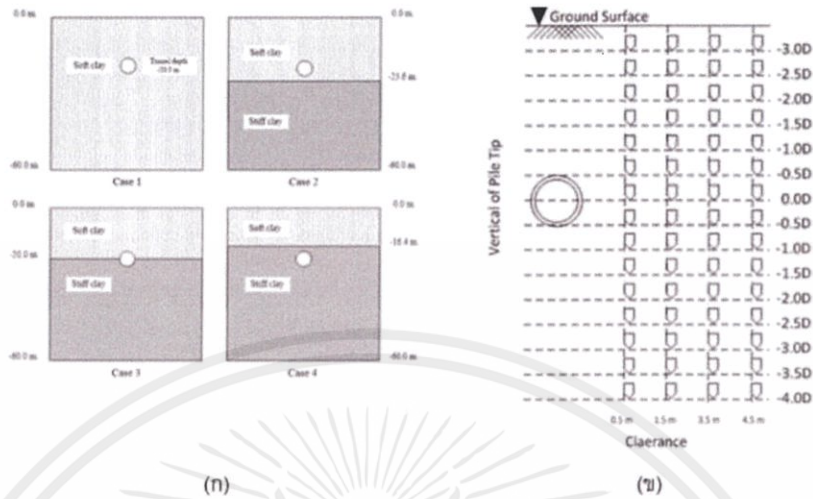
Fig. 2. Geometry of Pile Supported Bridge



รูปที่ 2.12 แสดงตำแหน่งการวางตัวของปลายเสาเข็ม (Yoo, 2014)

รูปที่ 2.13 แสดงการเสียรูปของผนังอุโมงค์เมื่อได้รับผลกระทบจากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพียงด้านเดียว [1]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.14 (ก) แสดงรูปแบบชั้นดินที่ศึกษา [4] (ข) แสดงตำแหน่งของปลายเสาเข็มที่ใช้ในการศึกษา[22]
 (ค) แสดงค่าการเปลี่ยนแปลงตามแนวแกนของผนังและค่าการเปลี่ยนแปลงของแรงภายในผนังอุโมงค์[22]

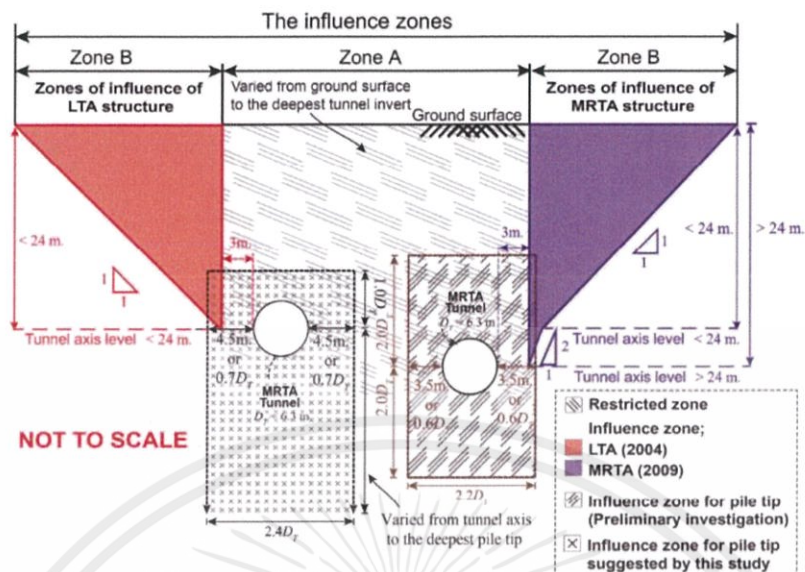
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยที่ทำการศึกษาค่าการเปลี่ยนรูปในตำแหน่งดังกล่าว รวมไปถึงค่าแรงภายในผนังอุโมงค์ที่เปลี่ยนแปลงไป โดยได้ทำการศึกษาเกี่ยวข้องกับปัจจัยต่างๆ ดังแสดงในรูป 3-11 เช่น ชั้นดินที่อุโมงค์วางตัวอยู่ตำแหน่งของปลายเสาเข็มเดี่ยว และระยะห่างระหว่างเสาเข็มเดี่ยวกับอุโมงค์เดิม โดยเป็นการศึกษาเพื่อทำการพัฒนาโซนพื้นที่ปลอดภัยในการก่อสร้างเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงอุโมงค์เดิมในกรุงเทพฯ ดังแสดงในรูปที่ 3-12 [5] ซึ่งผลการศึกษาดังกล่าวสามารถสรุปได้ดังนี้

1. พื้นที่อิทธิพลของอุโมงค์ซึ่งได้รับผลของเสาเข็มข้างเคียงสามารถเล็กกว่าพื้นที่อิทธิพลปัจจุบันของ MRTA และ LTA ซึ่งกิจกรรมการก่อสร้างทั้งหมดถูกนำมาพิจารณาในกรณีนี้

2. กลไกเบื้องหลังการเสียรูปของอุโมงค์ใกล้เสาเข็มซึ่งมีน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากพฤติกรรมเคลื่อนที่ของดินรอบๆ อุโมงค์ ซึ่งขึ้นอยู่กับพฤติกรรมถ่ายเทโหลดจากเสาเข็ม ดังนั้น ตำแหน่งที่เกี่ยวข้องกันของอุโมงค์และแรงที่ให้กับเสาเข็มซึ่งขึ้นอยู่กับ stiffness ของชั้นดินที่บริเวณอุโมงค์วางตัวเป็นปัจจัยสำคัญสำหรับพฤติกรรมที่ซับซ้อนนี้

3. พื้นที่อิทธิพลของปลายเสาเข็มถูกเสนอในการตรวจสอบเบื้องต้น ถูกพัฒนาขึ้นไป ดังแสดงในรูปที่ 2.15 มีความเหมาะสมที่จะแนะนำอยู่ในช่วง $1.0D_T$ เหนือกึ่งกลางอุโมงค์ และ ใต้กึ่งกลางอุโมงค์ ไปยังระดับที่ลึกที่สุดใน ทางปฏิบัติเชิงวิศวกรรมควรถูกพิจารณา สำหรับระยะห่างในแนวราบ ค่าอยู่ที่ $0.7D_T$ หรือ 4.5 เมตร จากผิวอุโมงค์ ก็เพียงพอ



รูปที่ 2.15 ศูนย์พื้นที่ปลอดภัยในการก่อสร้างเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกทุกใกล้เคียงอุโมงค์เดิมในกรุงเทพฯ[5]

นอกจากนี้ยังมีการศึกษาเพื่อประเมินและเปรียบเทียบผลกระทบจากน้ำหนักที่ถ่ายจากแนวเสาเข็ม โดยพิจารณาจำนวนเสาเข็มที่ส่งผลกระทบสูงสุดต่ออุโมงค์[6] โดยการวิจัยนี้อาศัยข้อมูลจากทางรถไฟฟ้ามหานคร(MRTA)ในการอ้างอิง ผลที่ได้จะนำมาอภิปรายในแง่ของการเคลื่อนทั้งหมดของดินและการเปลี่ยนแปลงทั้งหมดของอุโมงค์ จากการศึกษาผลกระทบจากจำนวนเสาเข็มในแถวที่มีผลต่ออุโมงค์ด้วยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างสามมิติ โดยสังเกตค่าการเคลื่อนตัวทั้งหมดของดินและค่าการเปลี่ยนแปลงสูงสุดของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ สามารถสรุปผลการศึกษาดังนี้

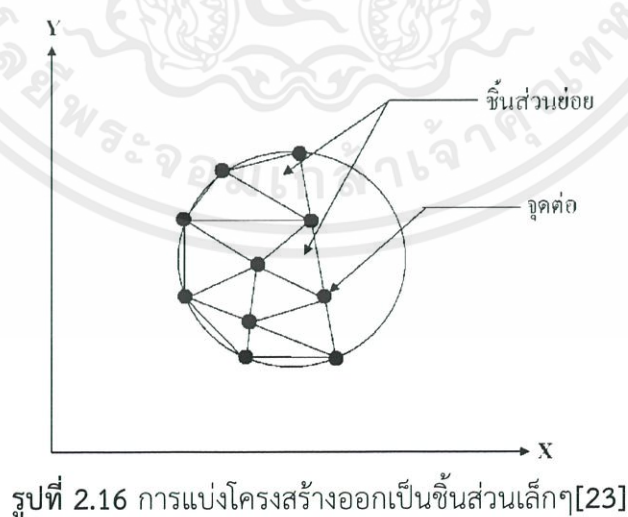
1. ค่าการเคลื่อนที่ของดินคงที่สูงสุดเมื่อจำนวนเสาเข็มในแถวถึงจำนวน 13 และ 11 สำหรับกรณีที่ 1 และ 2 ตามลำดับ
2. ค่าการเปลี่ยนรูปสูงสุดของอุโมงค์ทั้งการยืดขยายและหดตัวนั้นคงที่สูงสุดเมื่อจำนวนเสาเข็มในแถวถึงจำนวน 11 และ 9 สำหรับกรณีที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

2.6 ทฤษฎีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

2.6.1 หลักการโดยทั่วไป

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์สภาพโครงสร้างทางธรณีเทคนิคกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน[23] เพราะสามารถทำได้สะดวกและง่ายกว่าวิธีการอื่นๆ และใช้ได้หลายสภาพทางธรณีวิทยาที่ซับซ้อน อาทิเช่น การออกแบบอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินต่างกัน ปัญหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและผนังอุโมงค์ (Soil-structure interaction) ปัญหาผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งที่บนผิวดินและใต้ดิน เป็นต้น โดยมีหลักการวิเคราะห์ คือ แบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ (Element) และจุดที่ชิ้นส่วนดังกล่าวมาบรรจบกันเรียกว่า จุดต่อ (Node) หากกำหนดตำแหน่งต่างๆของชิ้นส่วน จะสามารถหาความเครียดได้โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน กับแรงที่เกิดขึ้นบนชิ้นส่วนนั้นได้ โดยทั่วไปความสัมพันธ์ดังกล่าวจะเขียนอยู่ในรูปของเมทริกซ์ในทางกลับกันหากทราบค่าการเคลื่อนตัวที่จุดต่างๆ จะสามารถหาความเครียดได้ ในทำนองเดียวกันก็สามารถหาความเค้นได้จากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด[24]

การวิเคราะห์ปัญหาความเค้นในระนาบโดยใช้พื้นฐานของวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีการวิเคราะห์ โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ จำนวนหนึ่ง ซึ่งชิ้นส่วนเล็กๆ นี้เรียกว่าชิ้นส่วนย่อย (Element) และชิ้นส่วนย่อยเหล่านี้เชื่อมติดกันด้วยจุดที่เรียกว่า จุดต่อ (Node)



หลังจากนั้นจะทำการวิเคราะห์คุณสมบัติของแต่ละชิ้นส่วนย่อยแล้วนำชิ้นส่วนย่อยทั้งหมดมาทำการวิเคราะห์รวม เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งหมด สำหรับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนย่อย จะถือว่าเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของจุดต่อของชิ้นส่วนย่อยนั้นๆ ซึ่งลักษณะการเคลื่อนที่นี้สามารถแทนได้ด้วยการสมมติฟังก์ชันการเคลื่อนที่ (Displacement function) ขึ้นและจากผลของแรงภายนอกรวมทั้งคุณสมบัติของชิ้นส่วนย่อย ทำให้สามารถหาค่าระยะการเปลี่ยนขนาดที่เกิดขึ้นกับค่าความเค้นและความเครียดที่ต้องการของโครงสร้างได้

ลักษณะรูปร่างของชิ้นส่วน (Geometric shape of element) ที่จะใช้ในวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ มีหลายชนิดตั้งแต่ที่มีรูปร่างง่าย ๆ คือ ชิ้นส่วนในแนวแกนมิติเดียวที่มีเพียง 2 จุดต่อ และชิ้นส่วนรูปสามเหลี่ยม 2 จุดต่อเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในสองมิติ จนถึงชิ้นส่วนใน 3 มิติที่มีรูปทรงหลากหลายและหลายจุดต่อ[23]

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นที่นิยมมากกว่าหากปัญหาสามารถจำลองให้เป็นแบบ 2 มิติได้ สำหรับปัญหาที่แท้จริงนั้นจะใช้ชิ้นส่วนหลายชนิดรวมกัน เช่น ชิ้นส่วนสามเหลี่ยมและชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม เป็นต้น ขั้นตอนโดยย่อในการวิเคราะห์การเคลื่อนที่และความเค้นมีดังนี้

- 1) เลือกชนิดและขนาดของชิ้นส่วนที่ใช้แทนโครงสร้างหรือชิ้นงานที่ต้องการวิเคราะห์ความเค้น
- 2) หาสมมติเฟสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนต่างๆ
- 3) รวมสมมติเฟสเมทริกซ์ของชิ้นส่วนทั้งหมดที่จะประกอบเข้าเป็นโครงสร้างรวมให้เป็นสมมติเฟสเมทริกซ์รวม
- 4) ใส่เงื่อนไขขอบเขตที่รู้ค่า รวมถึงค่าเบื้องต้น
- 5) คำนวณหาความเค้นและความเครียดจากการเคลื่อนที่ของแต่ละจุดต่อ

ในส่วนการใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์มาวิเคราะห์โครงสร้างทางธรณีวิทยาในงานอุโมงค์นั้น นิยมใช้ในการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การเสียรูปของผนังอุโมงค์ เสถียรภาพของดินรอบอุโมงค์

สภาพการเคลื่อนตัวของดินทั้งใน 2 มิติและ 3 มิติที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ ผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงทั้งบนผิวดินและใต้ดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์ และผลกระทบจากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ เป็นต้น

ทฤษฎีของวิธีการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติเหมือนกับทฤษฎีการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ โดยการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเป็นการจำลองสภาพซึ่งจริงๆเป็น 3 มิติให้ง่ายขึ้นด้วยสมมติฐานที่เพิ่มขึ้นซึ่งแน่นอนว่ามีข้อจำกัด ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีแบบ 2 มิติมักเป็นวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ (Plane strain) และการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกน (Axi-symmetry) การวิเคราะห์ของวิธีทั้งสองนั้นจะมีการกำหนดค่าในแกนแกนหนึ่งของการวิเคราะห์ให้มีค่าของการเคลื่อนตัวเท่ากับศูนย์ ทำให้การหาผลลัพธ์นั้นง่าย สิ่งนี้จำเป็นในคำนวณสำหรับการเคลื่อนที่ในแบบ 2 มิติในแต่ละตำแหน่งของจุดต่อ (Node) ซึ่งเป็นรูปแบบการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ อย่างไรก็ตามในความเป็นจริงปัญหาที่ส่วนมากทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคคือปัญหารูปแบบ 3 มิติ ถึงแม้ว่าวิธีการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ และการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแนวแกนจะไม่สมเหตุผลสำหรับปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค แต่นั่นยังคงใช้แทนที่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติได้เช่นกัน การคำนวณในรูปแบบของ 3 มิติจำเป็นต้องมีการพิจารณาส่วนประกอบทั้งสามแกนให้ครบถ้วน ซึ่งทำให้ปริมาณข้อมูลและขนาดของเวกเตอร์ และเมทริกซ์ จะเพิ่มขึ้นเป็นจำนวนมาก ในการคำนวณจำเป็นต้องใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ที่สูงมาก เช่น การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อหาการทรุดตัวของฐานรากแบบยาวเหยียด (Strip footing) โดยใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic) และเลือกรูปแบบการวิเคราะห์แบบความเครียดระนาบ (Plane strain) จะใช้ระยะเวลาการวิเคราะห์ประมาณ 3 นาที แต่เมื่อใช้การวิเคราะห์รูปแบบ 3 มิติในแบบจำลองเดียวกันใช้ระยะเวลาในการวิเคราะห์ประมาณหนึ่งชั่วโมง อย่างไรก็ตามมีสองวิธีที่ลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ วิธีแรกคือการหาค่าโดยใช้วิธี Iterative เพื่อการผกผันของเมทริกซ์สติเฟนสรวม วิธีนี้สามารถใช้ได้ดีในการคำนวณปัญหารูปแบบเชิงเส้น (Linear Elastic analysis) แต่ ไม่สามารถใช้ประโยชน์ได้มากในการคำนวณปัญหารูปแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear analysis) วิธีที่สอง คือ การทำให้แบบจำลองอยู่ในรูปแบบสมมาตรให้มากที่สุด ซึ่งทั้งสองวิธีนี้ทำให้ลดการใช้ประสิทธิภาพของคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ได้เป็นอย่างดี

2.6.2 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน (Soil model)

ในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อผืนดินอ่อน และการวิเคราะห์หาแนวการทรุดตัวของดิน จำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน เช่น Linear elastic, Non-linear elastic และ Non-linear material behavior (plasticity) การเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าพารามิเตอร์ที่เพิ่มขึ้น และยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วย แบบจำลองแต่ละแบบมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะสมกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 กลุ่มหลัก คือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-Plastic models) ปัจจุบันแบบจำลองที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ Linear Elastic model, Mohr-Coulomb model และ Hardening Soil model

ข้อดีข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมจริงของดินได้ทั้งหมด เช่น ไม่สามารถอธิบายถึงการเสียรูปถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ที่เกิดขึ้นในช่วงการลดแรงและการเพิ่มแรงอีกครั้ง (Unload-reload path) ได้ ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึงมุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยมอย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มาก คือ มีการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกแบบสมบูรณ์แบบ (Elastic Perfectly Plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาโดย Schofield and Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified Cam-Clay, MCC model) ซึ่งสามารถอธิบายพฤติกรรมของดินแบบอัดแน่นปกติ (Normally consolidated, NC) แต่แบบจำลองนี้ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Over consolidated, OC) กล่าวคือจะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในพื้นผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวความคิดใหม่ต่างๆ ขึ้นเพื่อการเข้าถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าว ซึ่งมีด้วยกัน 2 แนวความคิดหลัก โดยแนวความคิดแรกคือ แนวความคิด Bounding surface ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้ ได้แก่ Bounding surface model โดย Dafalias และ

Herrmann (1982) แบบจำลองฮาชิกุจิ (Hashiguji model) โดย Hashiguji (1985) และแบบจำลอง MIT-E3 โดย Whittle (1993) และแนวความคิดที่ 2 คือแนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple yield surface idea) ตัวอย่างแบบจำลองที่อาศัยแนวความคิดนี้คือ แบบจำลองพื้นผิวตาข่ายเชิงซ้อน (Multiple “nest” yield surfaces model) โดย Mroz et.al. (1982) แบบจำลองโคเนแมติกฮาร์ดเทนนิ่งโมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening cam-clay, KHMCC model) โดย Likitlersuang และ Houlsby (2006)

2.6.3 แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกคือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

2.6.3.1 อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity)

กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด สำหรับวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางสามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ซอง ดังสมการที่ 2.17

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

หรืออาจจะนิยามกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งค่าโมดูลัสดังกล่าวมีค่าดังสมการที่ 2.18 และสมการที่ 2.19 ตามลำดับ ดังนั้นจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดในรูปของโมดูลัส

เชิงปริมาตรและโมดูลัสเฉือนดังสมการที่ 2.20 หรืออาจนิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นความเครียดแบบสามแกน ดังสมการที่ 2.21

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.18)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.19)$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

$$\begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_p \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

2.6.3.2) อีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear anisotropic elasticity)

ดินเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่เท่ากันทุกทิศทางเนื่องจากการกำเนิดของดิน คือทิศทาง การตกตะกอนจะทำให้คุณสมบัติที่แตกต่างกันเพียงสองทิศทาง นั่นคือทิศทางการตกตะกอน (ในแนวตั้ง) และทิศทางตั้งฉากกับการตกตะกอน (ในแนวราบ) คุณสมบัติที่ไม่เท่ากันแค่สองทิศทางเรียกว่า Transverse isotropy จากกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสำหรับวัสดุอีลาสติกแบบ Transverse isotropy สามารถนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวส์ของดังสมการที่ 2.22

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

โดยที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวส์ซองที่แตกต่างกัน 5 ค่าคือ E_v คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวตั้ง (Young's modulus in vertical direction) E_h คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในแนวราบ (Young's modulus in horizontal direction) G_{vh} คือค่าโมดูลัสเฉือนในระนาบราบ (Shear's modulus in horizontal plane) ν_{hh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวราบเนื่องจากความเค้นในแนวราบ (Poisson's ratio for straining in the horizontal plane due to the stress acting in the same plane) ν_{vh} คือค่าอัตราส่วนปัวส์ซองในแนวตั้งเนื่องจากความเค้นในแนวราบ (Poisson's ratio for straining in the vertical plane due to the stress acting in the horizontal plane)

2.6.3.3) อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elasticity)

อีลาสติกไม่เชิงเส้นคือการที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัว โดยปกติแล้วจะขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียด ค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปสมการง่าย ๆ ดังสมการที่ 2.23 และสมการที่ 2.24

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma, \varepsilon) \quad (2.23)$$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{sec}(\sigma, \varepsilon) \quad (2.24)$$

โดย E , และ E_{sec} คือค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) และค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant modulus) ตามลำดับ การนิยามค่าโมดูลัสแบบง่าย ๆ ในสมการดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับหน่วยที่ใช้ด้วย ดังนั้น อาจจะใช้สมการโมดูลัสแบบไร้มิติ (Dimensionless) โดยสมมติว่ามีความสัมพันธ์เชิงเลขยกกำลังกับค่าความเค้นดังแสดงในสมการที่ 2.25

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} = k \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^n \varepsilon \quad (2.25)$$

โดยที่ค่า k และ n คือค่าคงตัวไร้มิติ (Dimensionless parameters) และ σ_a คือความเค้นอ้างอิง (Reference stress) ปกติแล้วจะเลือกใช้ค่าความดันบรรยากาศ ($\sigma_a = 100 \text{ kPa}$) สำหรับงานวิจัยดินกรุงเทพฯ การทดสอบแรงอัดสามแกนโดยร่วมกับเครื่องมือเบนเดอร์อิลิเมนต์ (Bender element) ในการวัดความเร็วคลื่นที่เคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ขณะอยู่ในสภาวะความเค้นระดับต่างๆ พบว่า คำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือนแบบอิลาสติก (Techavorasinkun and Amornwithayalax, 2002) โดยสรุปผลการทดสอบได้ดังสมการที่ 2.26 และแปลงสมการให้อยู่ในรูปแบบไร้มิติดังสมการที่ 2.27 ถ้าสมมติค่าอัตราส่วนปัวส์ของของดินกรุงเทพฯ มีค่าคงตัวคือ 0.3 และสมมติตัวเลขยกกำลังอยู่ในระดับ (order) เดียวกัน ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรจะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.28

$$G = 1530 p^{0.6} \text{ (kPa)} \quad (2.26)$$

$$\frac{G}{p_a} = 242 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (2.27)$$

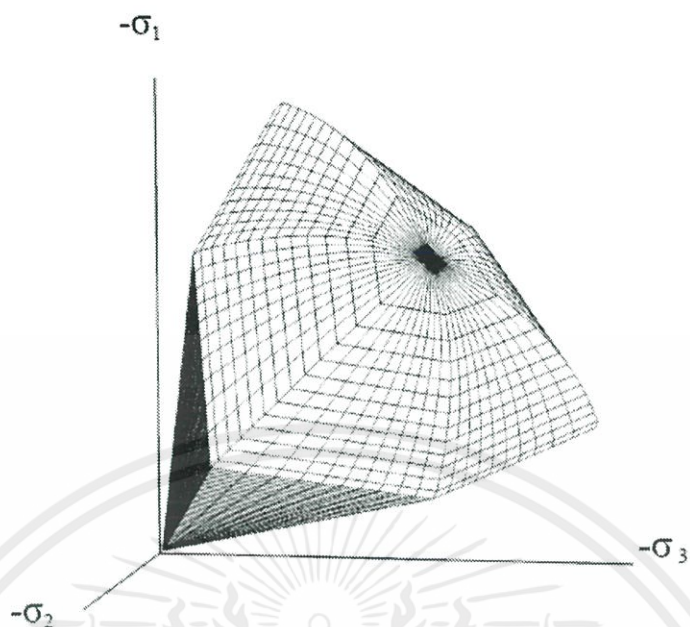
$$\frac{K}{p_a} = 524 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0.6} \quad (2.28)$$

2.6.3.4) พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองอิลาสติก (Elastic soil parameters)

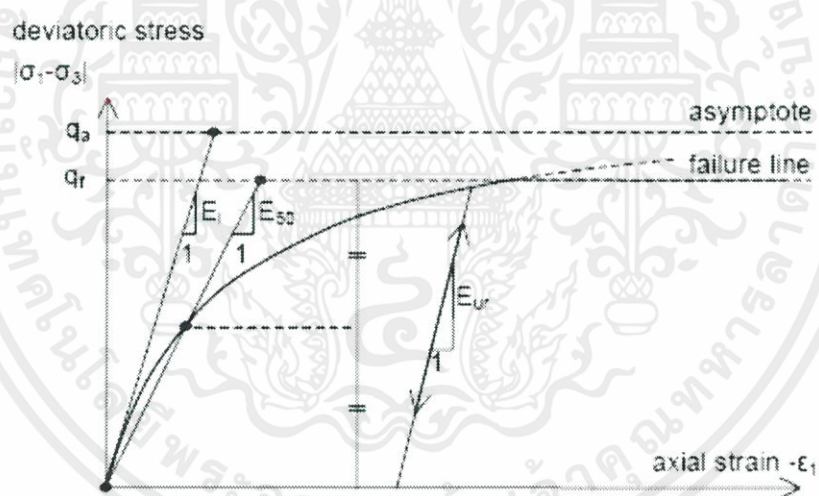
แบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elastic model) ต้องการพารามิเตอร์เพียง 2 ตัวเท่านั้น เช่นอาจเป็นโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus) และโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) หรือไม่ก็เลือกใช้โมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) และอัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's ratio) ซึ่งแบบจำลองนี้ไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมที่สำคัญของดินเกี่ยวกับการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ได้ ต่อมาในปี ค.ศ. 1983 Graham และ Houlsby ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองอิลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางสำหรับดิน (Linear cross-anisotropic elastic model) ประกอบด้วยพารามิเตอร์ที่อิสระจากกัน 3 ตัว แบบจำลองนี้สามารถอธิบายพฤติกรรมสตีเฟนส์ที่ไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic stiffness) ได้ แต่ยังคงไม่สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ของดินได้ แม้ว่าต่อมาแบบจำลองอิลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-linear elastic model) จะถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถอธิบายถึงการแปรผันของค่าสตีเฟนส์ของดินได้ แต่ยังคงมีข้อจำกัดอื่นๆอีก เช่น การอธิบายถึงการเกิดการเคลื่อนตัวถาวร (Irrecovery) หรือความเครียดพลาสติก (Plastic strain) ในช่วงภาวะรับแรงกลับไปกลับมา (Unload-reload path) นำไปสู่การทำให้เกิดการใช้แบบจำลองอิลาสโตพลาสติก

2.6.4 แบบจำลองชนิด Hardening Soil (HS)

แบบจำลองนี้จำลองพฤติกรรมของดินเป็นแบบ plastic ซึ่งเป็นการปรับปรุงแบบจำลองของ Mohr-Coulomb โดยมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ มุมเสียดทานของดิน (friction angle, φ) ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดิน (Cohesion, c) และ Dilatancy angle, ψ ส่วนค่าโมดูลัสของดินต้องทำการป้อนเพิ่มเติมมากกว่ากรณีของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ได้แก่ ค่า Triaxial loading stiffness (E_{50}) ค่า Triaxial unloading stiffness (E_u) และค่า Oedometer loading stiffness, E_{oed} ดังแสดงในรูปที่ 2.29 รูปที่ 2.30 และรูปที่ 2.31 ตามลำดับ

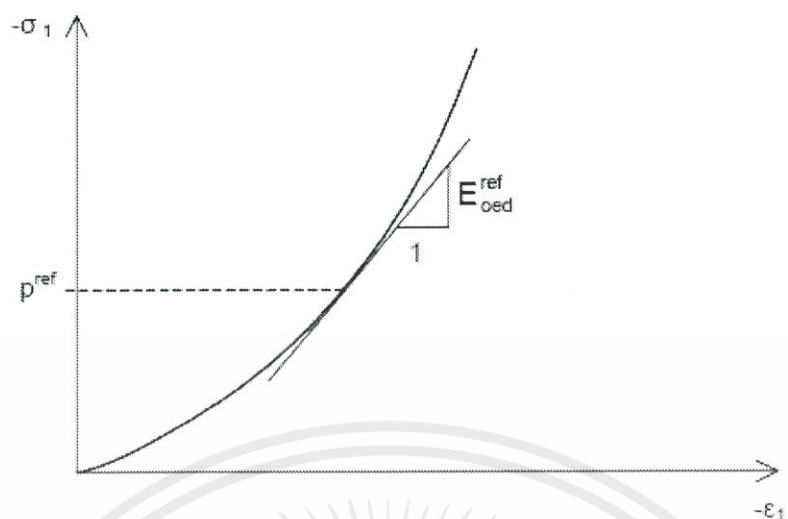


รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ของแบบจำลองชนิด Hardening Soil [23]

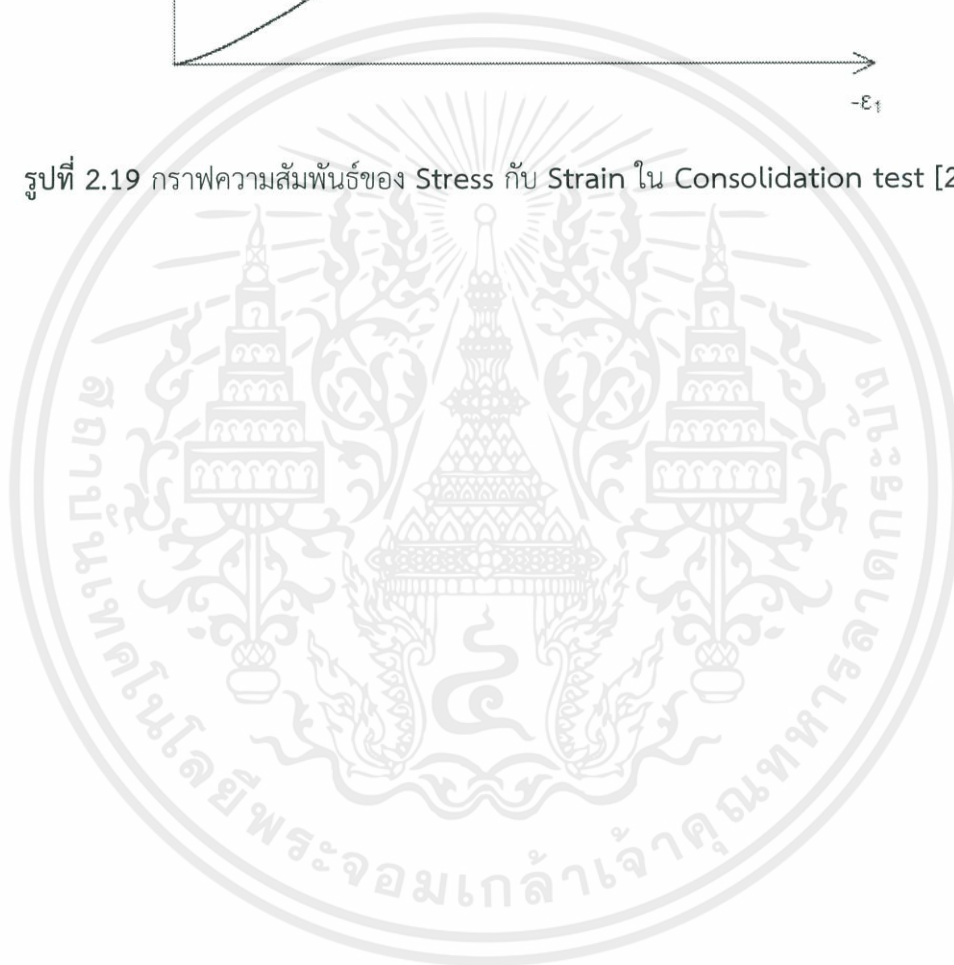


รูปที่ 2.18 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ในการทดสอบ Triaxial [23]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.19 กราฟความสัมพันธ์ของ Stress กับ Strain ใน Consolidation test [23]

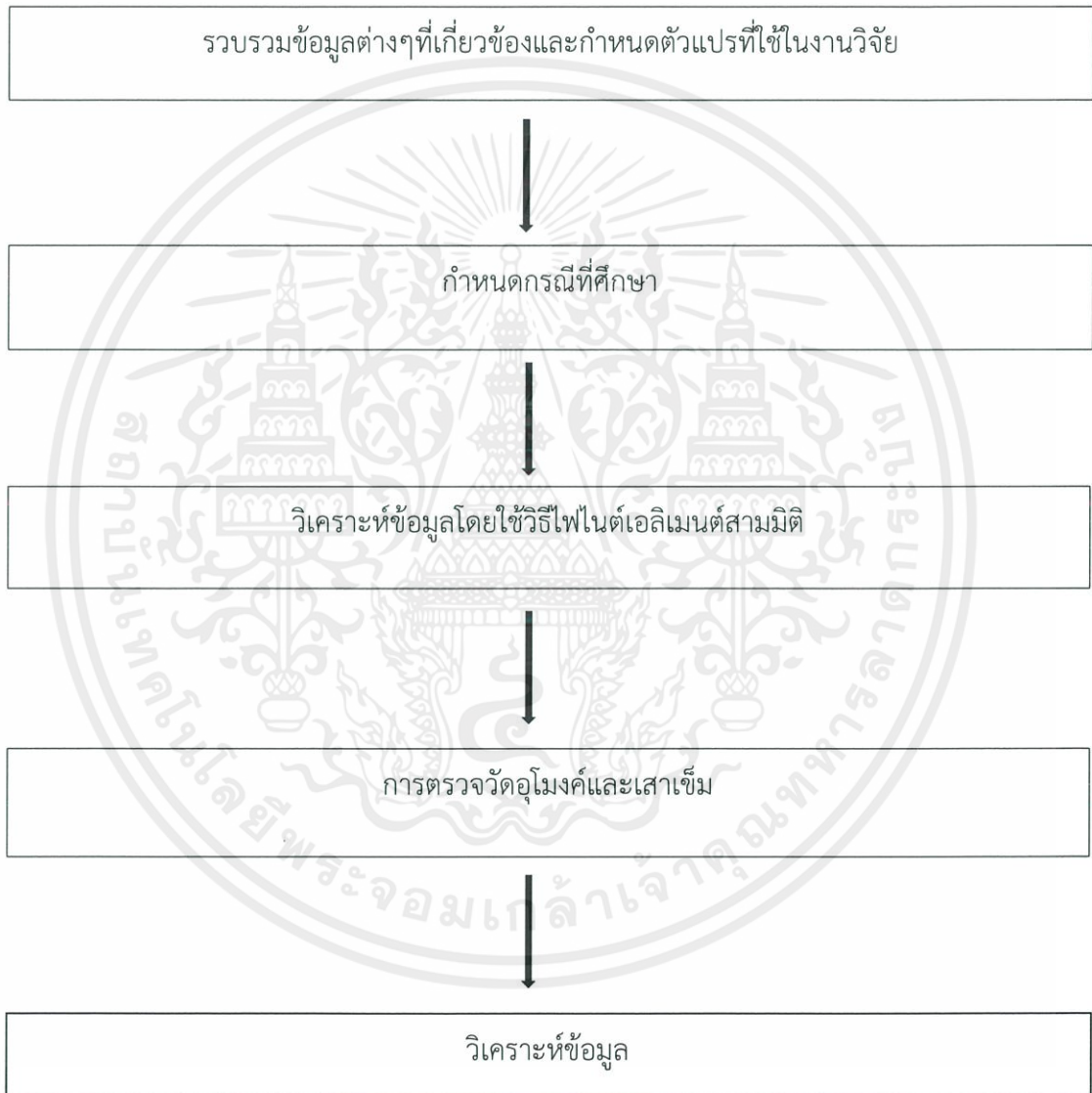


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

ขั้นตอนการวิเคราะห์

3.1 แนวทางการวิเคราะห์



รูปที่ 3.1 แผนภาพขั้นตอนการวิเคราะห์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2 หลักการพิจารณาปัญหา

หลักการพิจารณาปัญหาแสดงดังรูปที่ 3.2 โดยขนาดอุโมงค์และตาดอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แตกต่างกัน โดยอ้างอิงลักษณะอุโมงค์จากโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินส่วนต่อขยาย (MRTA) โดยมีเสาเข็มที่มีความยาวต่างกันวางตัวอยู่เพียงด้านเดียวของอุโมงค์ และมีระยะห่างระหว่างขอบอุโมงค์กับขอบเสาเข็ม (clearance)

โดยที่ L_T คือ ระยะความลึกของอุโมงค์

L_p คือ ระยะความยาวของเสาเข็ม

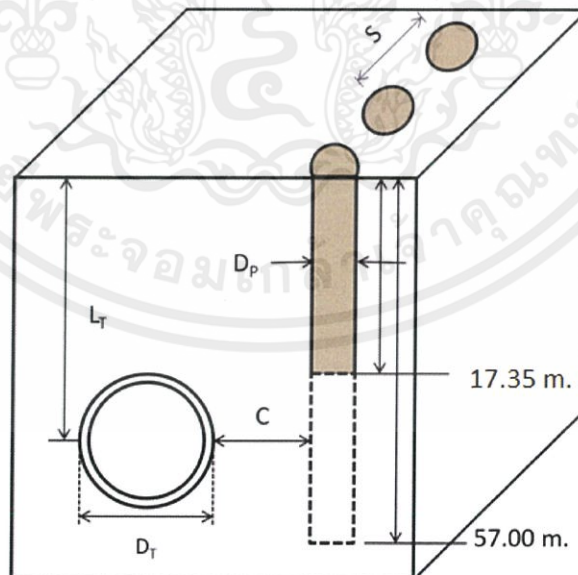
C_T คือ ระยะผลต่างระหว่างระดับกึ่งกลางของอุโมงค์กับระดับปลายเสาเข็ม

D_T คือ ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์

D_p คือ ระยะเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

S คือ ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม

C คือ ระยะห่างจากขอบของเสาเข็มเจาะกับขอบของอุโมงค์

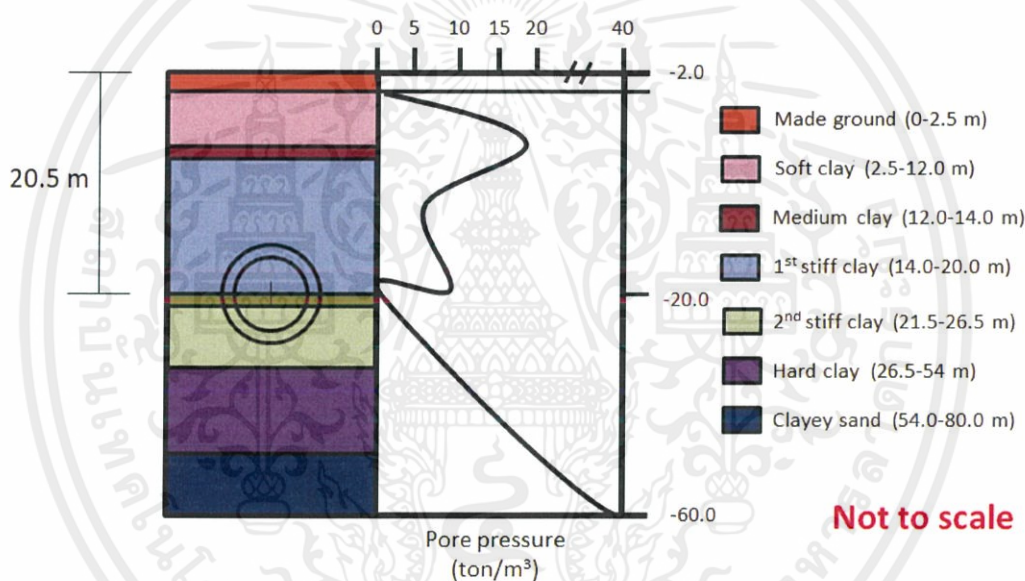


รูปที่ 3.2 รูปแบบการพิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 กรณีศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้มีกรณีศึกษา 2 กรณี คือ เสาค้ำสั้นและเสาค้ำยาว โดยใช้ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D_T) คือ 6.3 เมตร, ความหนาผนังอุโมงค์ คือ 0.3 เมตร ได้รับการพิจารณาร่วมกับความลึก (L_T) คือ 20.5 เมตรใต้ผิวดิน เส้นผ่านศูนย์กลางหลุมเจาะ (D_p) คือ 1 เมตร โดยเจาะลงไปลึก 16.85 เมตร และ 57.00 เมตร ความห่างระหว่างเสาค้ำ(S)และระยะห่างจากขอบของเสาค้ำเจาะกับขอบของอุโมงค์ (C) มีค่า 0.5 เมตรโดยจะเปลี่ยนระยะระหว่างเสาค้ำ คือ $3 D_p$, $4 D_p$, $5 D_p$ และ $6 D_p$ ตามลำดับ เงื่อนไขของดินชั้นล่างและการลดของระดับน้ำใต้ดินของกรุงเทพมหานครแสดงอยู่ในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 รูปแบบชั้นดินที่นำมาวิเคราะห์

3.3.1 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลอง (material properties)

1) คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติของชั้นดินที่ใช้ในแบบจำลองได้มาจากการเทียบวัดจากโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินในกรุงเทพมหานคร ดังตารางที่ 3.1 (Rukdeechai et al., 2009) ชั้นดินที่ใช้ในการศึกษาเป็นชั้นดินจริงในพื้นที่สุขุมวิท 23 กำหนดให้มีคุณสมบัติชั้นดินเป็นแบบ Hardening Soil model (HS) ซึ่งเป็นแบบจำลองชั้นดิน (soil model) ที่เหมาะสมกับสภาพชั้นดินของกรุงเทพฯ

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง Hardening Soil Model (HSM) analysis. (Rukdeechuai et al., 2009)

Layer	Soil type	γ_b (kN/m ³)	c' (kPa)	θ' (°)	Ψ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	v_{ur}	m	K_0^{nc}	R_f	Analysis type
1	Made Ground	18	1	25	0	45.6	45.6	136.8	0.2	1	0.58	0.9	Drained
2	Soft Clay	16.5	5	27	0	5	5	15	0.2	1	0.6	0.9	Undrained
3	Medium Clay	17.5	15	27	0	20	20	100	0.2	1	0.6	0.9	Undrained
4	1 st Stiff Clay	19.5	25	28	0	60	60	180	0.2	1	0.5	0.9	Undrained
5	1 st Dens Sand	19	0	33	5	80	80	240	0.2	0.5	0.55	0.9	Drained
6	2 nd Stiff Clay	20	30	28	0	60	60	180	0.2	1	0.5	0.9	Undrained
7	Hard Clay	20	40	28	0	60	60	180	0.2	1	0.5	0.9	Undrained
8	2 nd Dens Sand	20	0	36	5	80	80	240	0.2	0.5	0.5	0.9	Drained

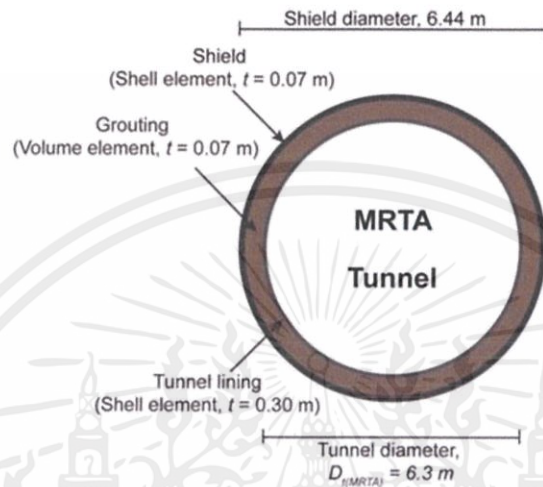
ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSS) analysis. (Likitlersuang et al., 2013)

Layer	Soil type	G_{max} (MPa)	$\gamma_{0.7}$ (%)
1	Made Ground	Hardening Soil Model (HSM)	
2	Soft Clay	15000	0.08
3	Medium Clay	45000	0.11
4	1 st Stiff Clay	80000	0.12
5	1 st Dens Sand	200000	0.014
6	2 nd Stiff Clay	80000	0.12
7	Hard Clay	130000	0.15
8	2 nd Dens Sand	240000	0.02

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.) ลักษณะทางกายภาพของอุโมงค์

การวิเคราะห์จะกำหนดให้อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินที่ระดับ -20.5 เมตร ซึ่งประกอบไปด้วย อุโมงค์รถไฟฟ้า (MRTA) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายใน 6.30 และ 5.70 เมตร และผนัง อุโมงค์มีความหนา 0.3 เมตรดังรูปที่ 3.4

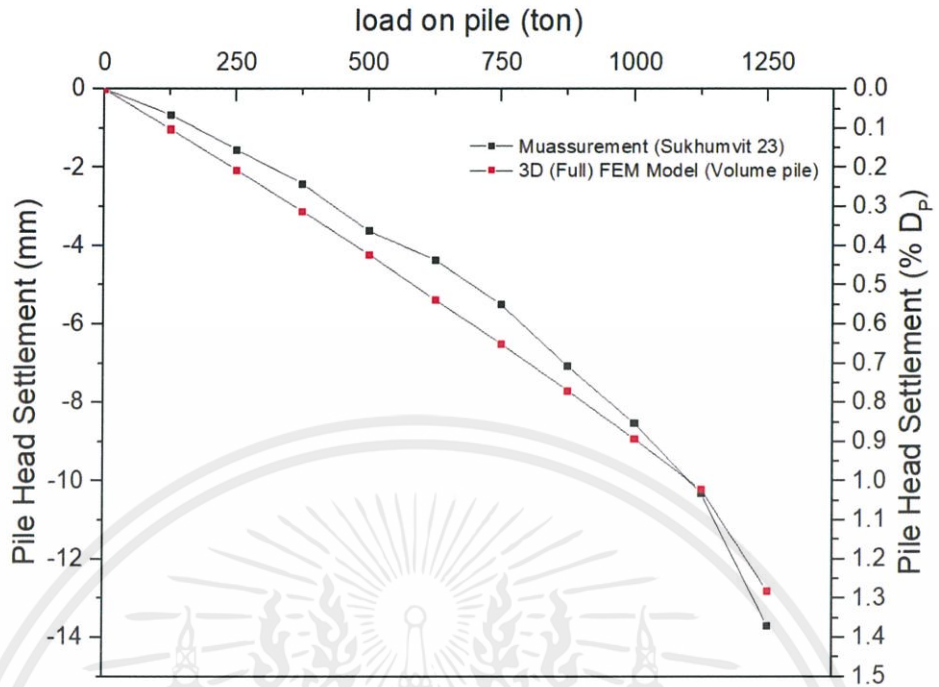


รูปที่ 3.4 ภาพแสดงหน้าตัดเซกชั่นของอุโมงค์ที่พิจารณา

3.4 การเปรียบเทียบความถูกต้อง

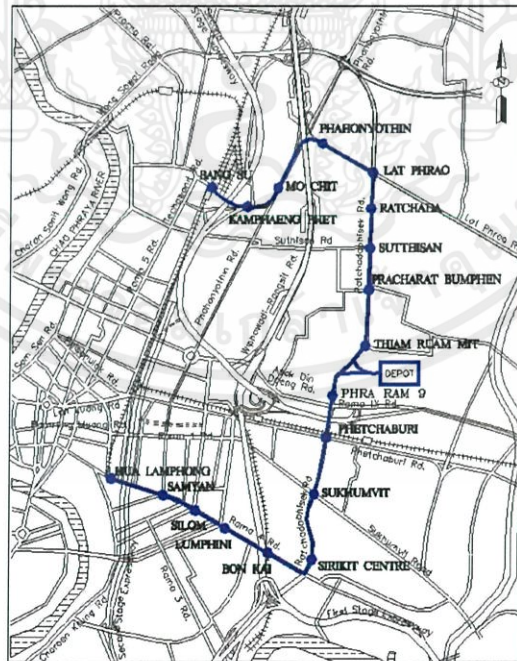
3.4.1 เสาเข็ม

ใช้วิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธี Static Load Test ,ใช้เสาเข็มกลม ปลายอยู่ในชั้นทราย รหัส 2546-2-PS ,สถานที่คือ สุขุมวิท 23 ,เส้นผ่านศูนย์กลาง 1 เมตร ,ที่ระดับความ ลึก 57.00 เมตร, Ultimate load by calculate คือ 1255 ตัน ,Max. test load คือ 1250 ตัน , สารละลายรักษาเสถียรภาพ Polymer (สหภาพ สุภาวอ,2558)



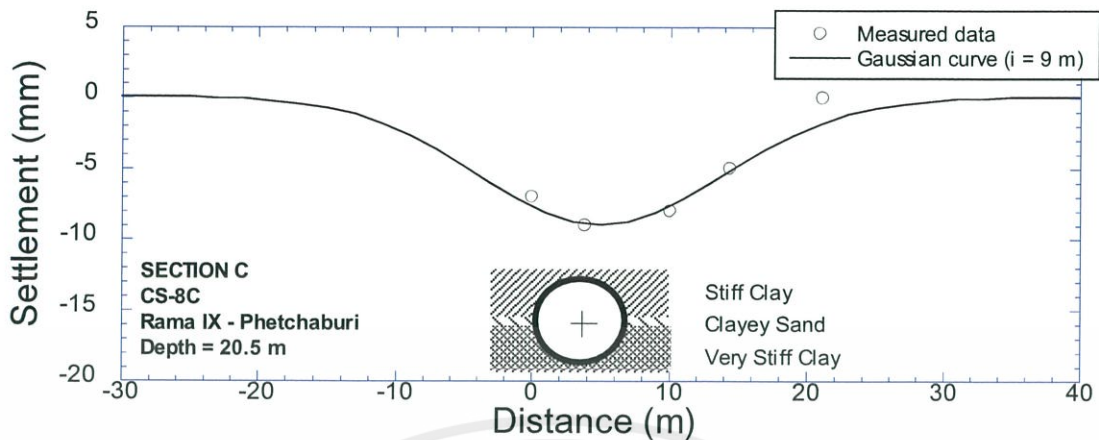
รูปที่ 3.5 ภาพแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง load on pile (ton) และ pile head settlement (mm) (สหภาพ สุภาว,2558)

3.4.2 อุโมงค์



รูปที่ 3.6 รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล[9]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

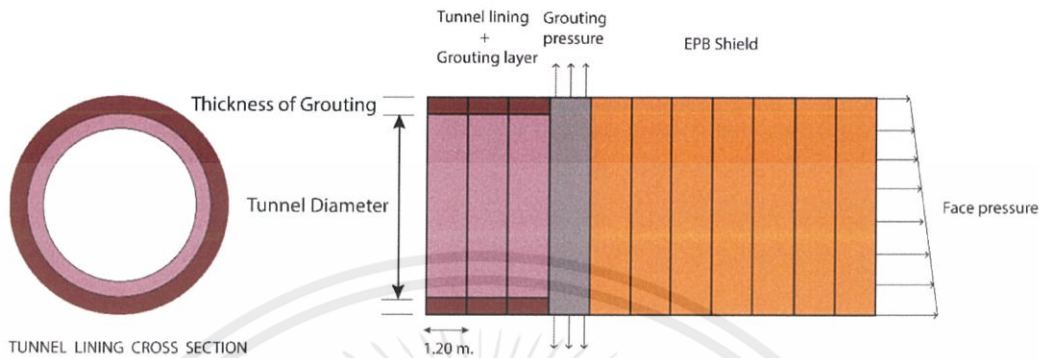


รูปที่ 3.7 ตำแหน่งการตรวจวัดการทรุดตัวของ CS-8C (northbound tunnel-Ring no.451) และการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด[9]

3.5 ขั้นตอนการจำลองการก่อสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ

ขั้นตอนการวิเคราะห์เริ่มจากการจำลองขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์เพื่อเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง (verify model) โดยขั้นการสร้างได้อ้างอิงจากงานวิจัย[25] ซึ่งรูปแบบการก่อสร้างแสดงไว้ดังรูปที่ 3.8 การจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล Earth pressure balance shield (EPB Shield) กำหนดให้ความกว้างของชั้นส่วนมีขนาด 1.20 เมตร ซึ่งมีความกว้างเท่ากับขนาดของผนังอุโมงค์ในโครงการจริงที่ใช้อยู่ มีจำนวนทั้งสิ้น 50 วง รวมระยะทาง 60 เมตร สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนได้ดังนี้ ขั้นตอนที่ 1. การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ (Face pressure) ในแต่ละรอบการขุดเจาะ จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยทำการประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพทางธรณีซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะ ซึ่งกำหนดให้มีค่า 150-200 kPa. [9] โดยมีค่าการสูญเสียมวลดินที่ 0.40 เปอร์เซนต์ อ้างอิงการเปรียบเทียบข้อมูลจริงจากงานวิจัย [4] หัวเจาะปรับความดันดินสมดุลนี้จะมีการทำงานระยะทางรวม 8.4 เมตรหรือจำลองให้เป็นวงรอบประมาณ 7 วง ขั้นตอนที่ 2. การใส่ค่าแรงดันดินน้ำปูน 200 kPa. บริเวณดินโดยรอบตามแนวเส้นรอบวงการขุดเจาะ เพื่อค้ำยันดินบริเวณรอบบริเวณการขุดตามแนวรัศมีไม่ให้เกิดการพังทลายหรือเสียรูป ขั้นตอนที่ 3. เปลี่ยนค่าแรงดันดินน้ำปูนเป็นปูนชนิดแข็ง บริเวณช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ และใส่ชั้นส่วนผนังอุโมงค์ ให้มีคุณสมบัติดังหัวข้อ 3.2.3 ทำตามขั้นตอนจนได้ระยะทางทั้งสิ้น 60 เมตร วิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลเปรียบเทียบอ้างอิงลักษณะอุโมงค์จากโครงการ MRTA และ

โครงการอุโมงค์ส่งน้ำ MWA โดยพิจารณาค่าการเปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลางแนวตั้ง , แนวราบ และ สูงสุดต่ำสุด



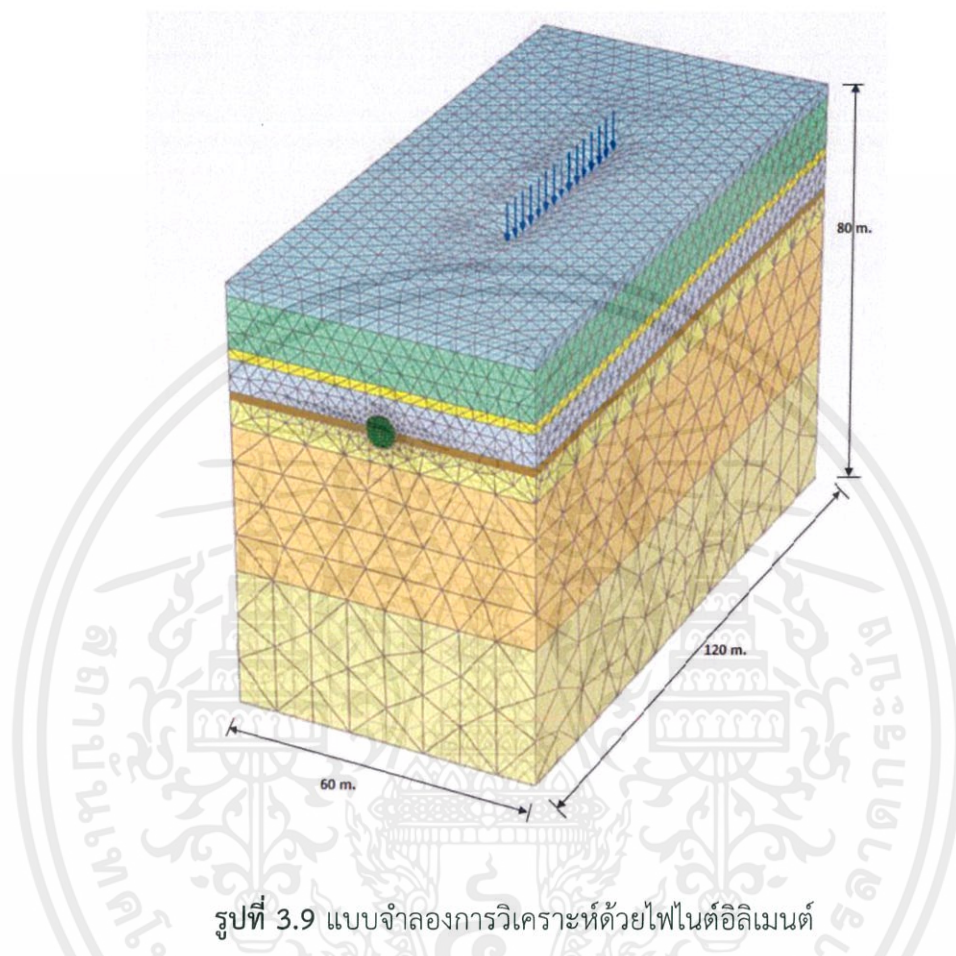
รูปที่ 3.8 แบบจำลองการขุดเจาะอุโมงค์ในสามมิติ modified after [4]

เมื่อก่อสร้างอุโมงค์เสร็จเรียบร้อยแล้ว จากนั้นจะเป็นขั้นตอนการจำลองของเสาเข็มรับแรง ซึ่งชิ้นส่วนของเสาเข็มจะถูกกำหนดให้อยู่ในชั้นดินและไม่คิดถึงขั้นตอนการก่อสร้าง (wish-in-place) ซึ่งค่าแรงที่กระทำต่อเสาเข็มคำนวณได้จากวิธี alpha-method[26] โดยใช้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ (Safety factor) เท่ากับ 2.5 กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกยอมให้ (Allowable load) ถูกใช้ในการวิเคราะห์ การศึกษา ซึ่งการวิเคราะห์จะคิดหลังจากการจำลองเสาเข็มรับแรงในแต่ละความลึกซึ่งผลการวิเคราะห์ ค่าการเปลี่ยนแปลงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์จะไม่พิจารณาค่าการเสีรูปร่างจากขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์

3.6 แบบจำลองเชิงตัวเลขและFEA(Finite Element Analysis)

การวิเคราะห์เสาเข็มภายใต้แรงกดโดยวิธีสถิตยศาสตร์อาศัยวิธีการ Finite Element Method (FEM) ด้วยการหาปริพันธ์ตามชุดคำสั่ง PLAXIS 3D ดังที่แสดงในรูปที่ 3 ชิ้นส่วนทรงสี่หน้า 10node ได้ถูกใช้จำลองดินและพื้นผิวที่ได้รับการยาแนวปูนด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสม ผนังของอุโมงค์และค่าความสมดุลแรงดันดิน(Earth Pressure Balance)สามารถแยกออกได้เป็นทรงสามเหลี่ยม 6node หลุมเจาะถูกจำลองด้วยวัตถุที่ถูกฝังลงไป และรูปร่างของแบบจำลองจะเป็น 60 เมตรตามแนวทแยง 80 เมตรในแนวตั้ง 60 เมตรตามแนวยาว ด้านหน้าและหลังของระนาบ[10] ขั้นตอนการจำลองถูกแบ่งเป็น 2 ขั้นตอน ขั้นแรกก็คือการทำอุโมงค์และแนวป้องกัน[9] ขั้นที่สอง จำลองการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของอุโมงค์จาก

ผลกระทบของแนวเสาเข็ม โดยจะไม่พิจารณาขั้นตอนการตอกเสาเข็ม การถ่ายน้ำหนักของแนวเสาเข็ม จะคำนวณผ่าน α – method ($P=416.54$ kN) [11]



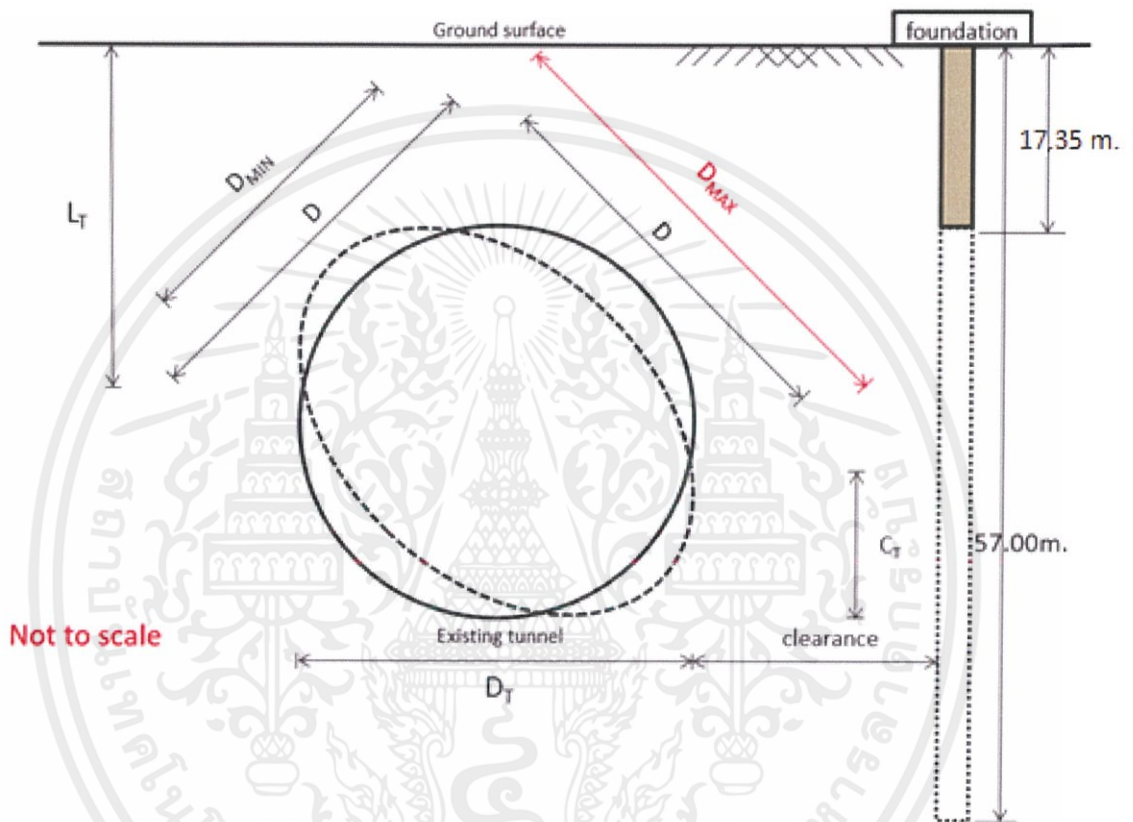
รูปที่ 3.9 แบบจำลองการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์

3.6.1 เงื่อนไขขอบเขตและเงื่อนไขเริ่มต้น

การกำหนดสภาวะขอบเขตของแบบจำลองมีผลต่อผลการวิเคราะห์ จึงต้องกำหนดให้มีความเหมาะสม โดยสภาวะขอบเขต (boundary condition) กำหนดให้บริเวณด้านข้าง ด้านหน้า และด้านหลัง ถูกจำกัดการเคลื่อนที่ในแนวราบแต่ปล่อยให้เคลื่อนที่ในแนวตั้งได้อย่างอิสระ ส่วนสภาวะขอบเขตบริเวณด้านล่างจะถูกกำหนดให้จำกัดการเคลื่อนที่ในทุกทิศทาง ผิวด้านบนของแบบจำลองปล่อยให้เคลื่อนที่ได้ อย่างอิสระในทุกทิศทาง และการวิเคราะห์ในการศึกษานี้เป็นแบบไม่ระบายน้ำ (undrain analysis) โดยกำหนดให้สภาวะเริ่มต้นของความเค้นสุทธิของชั้นดิน (effective stress) แนวตั้งและแนวราบถูกกำหนด ด้วยค่าหน่วยน้ำหนักของดิน (unit weight) และค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง K_0 เพิ่มขึ้นตามระดับ ความลึกของชั้นดิน โดยกำหนดระดับน้ำใต้ดินเป็นแบบ Piezometric drawdown

3.7 การวิเคราะห์

รูปที่ 5 แสดงถึงวิธีการคำนวณในด้านการเปลี่ยนรูปสูงสุดของอุโมงค์ การคำนวณการเปลี่ยนรูปสูงสุดของเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ได้แสดงไว้ที่ Eq(1)และ(2) φ_1 และ φ_2 คือเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ก่อนและหลังได้รับผลกระทบ



รูปที่ 3.10 รูปแบบการวิเคราะห์ค่าการเปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลาง

$\Delta \varphi_E$ = maximum extension change of tunnel diameter

$$\Delta \varphi_E = D_{max} - D_{original} \quad (1)$$

$\Delta \varphi_C$ = maximum contraction change of tunnel diameter

$$\Delta \varphi_C = D_{original} - D_{min} \quad (2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้ สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

4.1 กล่าวนำ

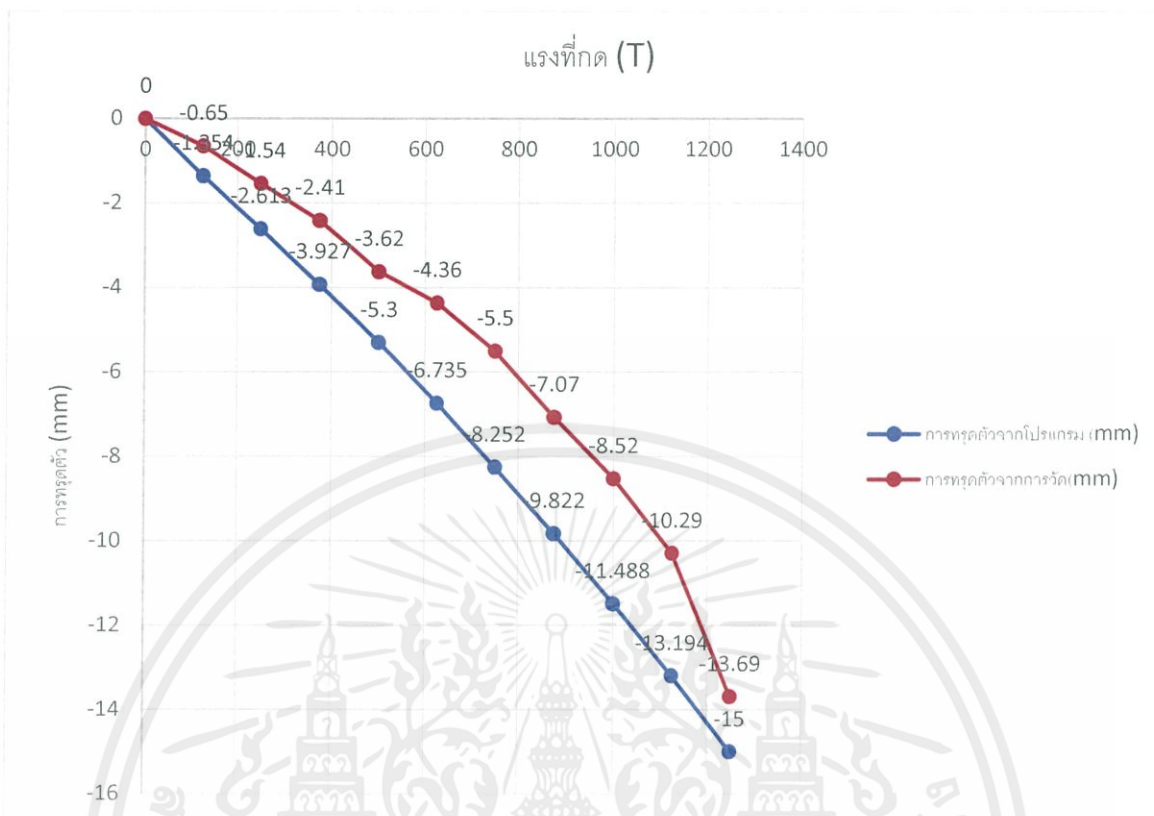
บทนี้กล่าวถึงผลการวิเคราะห์อิทธิพลของเสาเข็มแถวต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิม ซึ่งกล่าวถึงผลกระทบที่มีต่ออุโมงค์ในแนวระนาบ(transverse plane) ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการเสีรูปของอุโมงค์ ณ หน้าตัดกึ่งกลางของความยาว เพื่อที่จะเปรียบเทียบค่าการเสีรูปของอุโมงค์ เนื่องจากค่าระยะห่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถว(3D,4D,5D,6D)และจำนวนเสาเข็มในแถว(7,9,11,13,15ต้น)ที่แตกต่างกันออกไป ทั้งนี้ก็เพื่อที่จะศึกษาหาสาเหตุสำคัญที่ส่งผลให้อุโมงค์เสีรูปมากที่สุดว่าสาเหตุเหล่านั้นมาจากจำนวนเสาเข็มในแถวที่เพิ่มมากขึ้นหรือว่าเป็นเพราะระยะของเสาเข็มแถวที่เพิ่มมากขึ้น

4.2 การเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของเสาเข็มและค่าการทรุดตัวของดินจากการสร้างอุโมงค์ จากค่าตรวจวัดจริงกับค่าที่ได้จากโปรแกรม Plaxis 3D

หัวข้อนี้แสดงผลการเปรียบเทียบของค่าการทรุดตัวของดินที่หัวเสาเข็ม และค่าการทรุดตัวของดินเนื่องจากการจำลองการก่อสร้างอุโมงค์ โดยเปรียบเทียบจากค่าตรวจวัดจริง

4.2.1 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของดินเนื่องจากอิทธิพลของเสาเข็ม

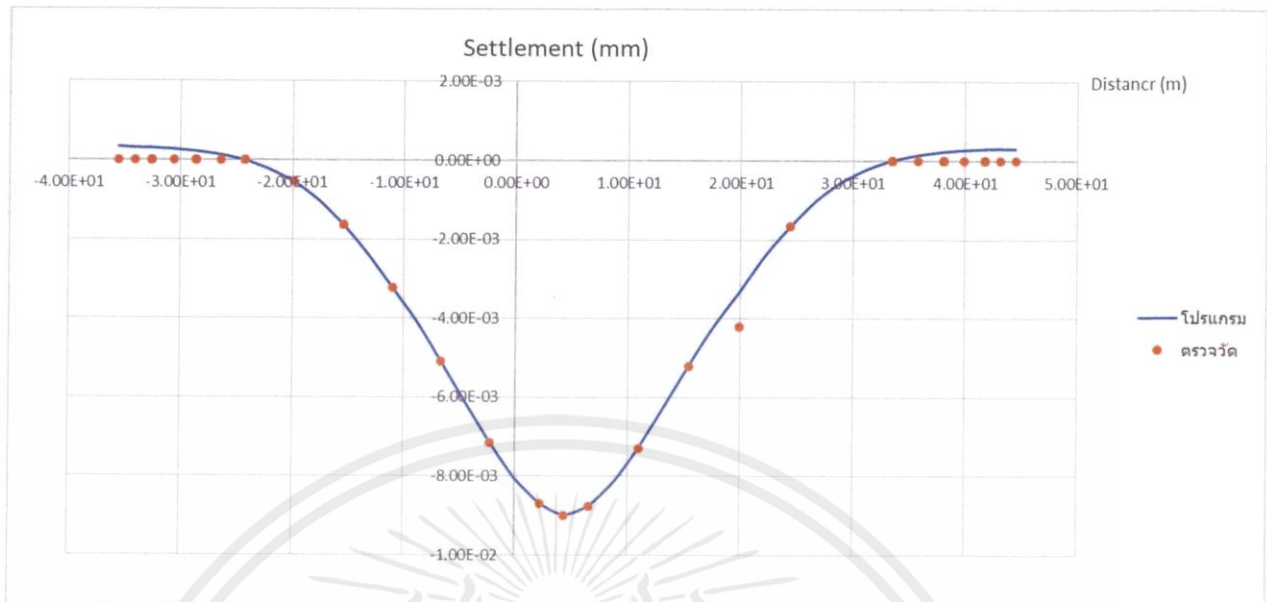
กรณีนี้ได้นำผลการตรวจวัดจริงของค่าการทรุดตัวของเสาเข็มจากงานของ Supawo (2015) และผลการตรวจวัดการทรุดตัวของดินที่หัวเสาเข็มในโปรแกรม Plaxis 3D นำมาเปรียบเทียบให้สอดคล้องกันและนำคุณสมบัติของชั้นดินไปสร้างแบบจำลอง ซึ่งจากผลการเปรียบเทียบได้ดังรูป (โดยที่เส้นสีแดงคือเส้นที่ได้จากการวัดจริงและเส้นสีน้ำเงินคือเส้นที่ได้จากโปรแกรมPlaxis 3



รูปที่ 4.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กดและค่าการทรุดตัว

4.2.2 การเปรียบเทียบการทรุดตัวของดินเนื่องจากอิทธิพลของอุโมงค์

เปรียบเทียบค่าการทรุดตัวของดินเนื่องจากการจำลองการสร้างอุโมงค์จากPlaxis 3D มาเทียบกับค่าการทรุดตัวของดินจากอุโมงค์รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน(MRTA) เพื่อหาค่า line contractions ซึ่งเป็นค่าที่ส่งผลต่อการทรุดตัวของดินแล้วนำไปใช้ในแบบจำลอง ได้กราฟการทรุดตัวของดินดังแสดงในรูป



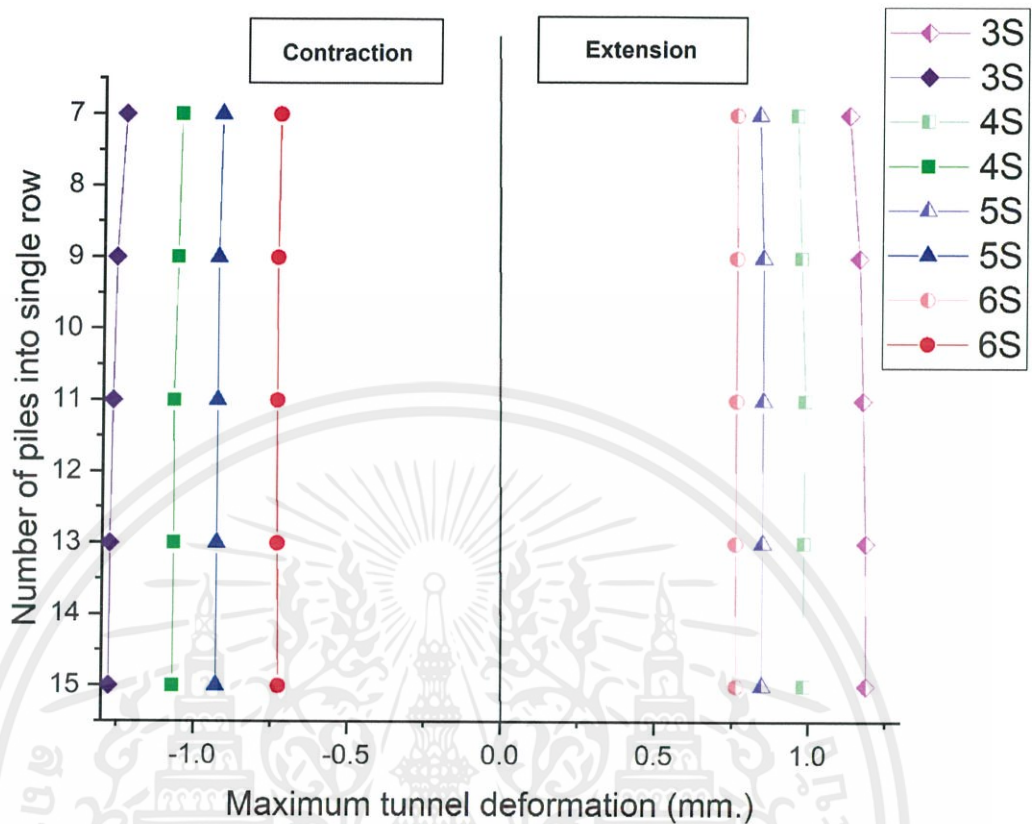
รูปที่ 4.2 แสดงค่าการทรุดตัวของดินเนื่องจากอุโมงค์

4.3 การวิเคราะห์ผลกระทบจากเสาเข็มแถวที่มีต่อชั้นดินและอุโมงค์ในแนวระนาบ

ในหัวข้อนี้เป็นการกล่าวถึงผลการวิเคราะห์ผลกระทบของเสาเข็มแถวต่ออุโมงค์ที่เสาเข็มภายในแถวมีขนาด 1.0 เมตร โดยแสดงผลในแนวระนาบ (transverse plane) ซึ่งเป็นผลการวิเคราะห์จากหน้าตัดบริเวณกึ่งกลางของแบบจำลอง (monitoring plane) โดยผลการวิเคราะห์แบ่งเป็นเรื่องต่างๆ ดังนี้

4.3.1 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถว (spacing) และจำนวนเสาเข็มแถวที่มีต่ออุโมงค์

หัวข้อนี้กล่าวถึงผลกระทบเนื่องจากอิทธิพลของเสาเข็มแถว 7, 9, 11, 13, 15 ต้น วางตัวอยู่ด้านขวาของอุโมงค์ที่มีอยู่เดิม มีระยะ clearance เท่ากับ 0.5 โดยศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถวคือ 3, 4, 5 และ 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มควบคู่กันกับจำนวนเสาเข็ม อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินที่ความลึก 20.5 เมตร และจำลองให้ปลายเสาเข็มอยู่ที่ระดับความลึก 57 เมตร โดยค่าตัวแปรของดินชั้นต่างๆ นั้นจำลองมาจากชั้นดินของกรุงเทพมหานคร



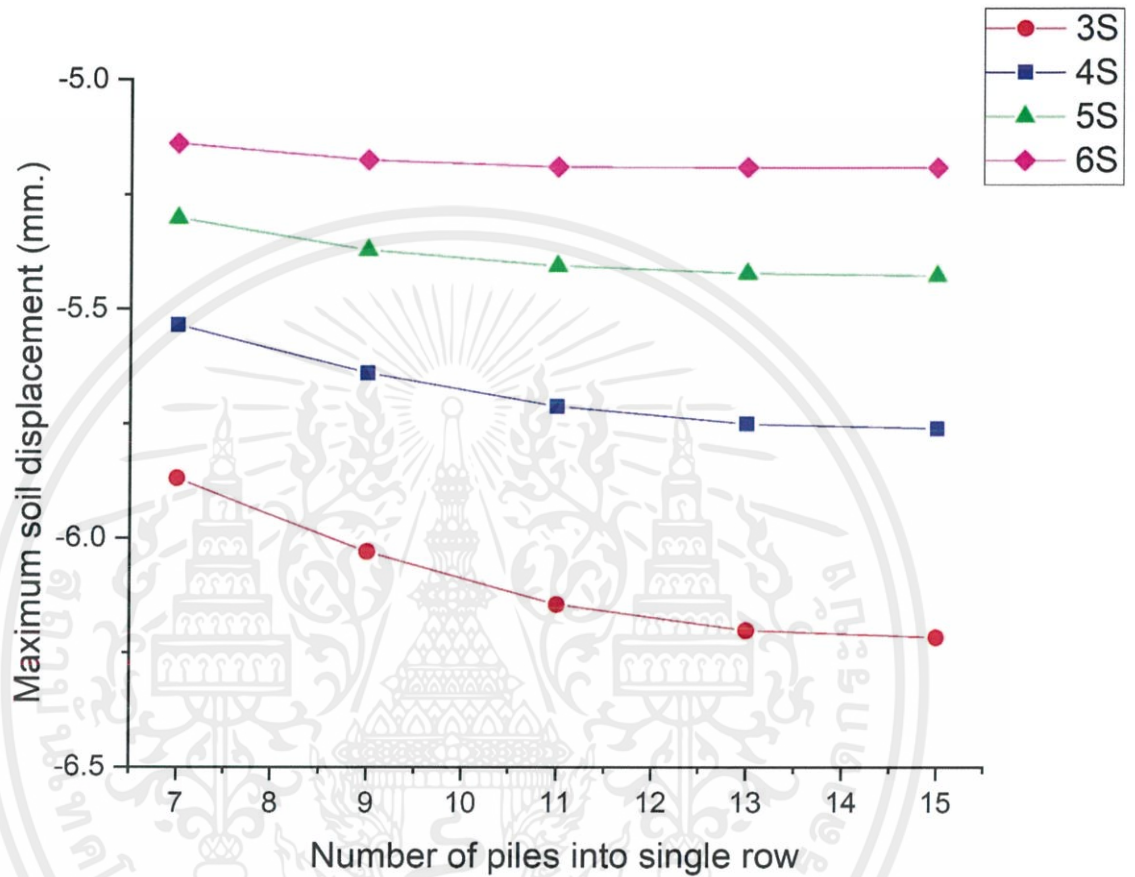
รูปที่ 4.3 แสดงการเปรียบเทียบค่าการเสียรูปสูงสุดของอุโมงค์ในแต่ละกรณีศึกษา

หัวข้อนี้ได้กล่าวถึงผลกระทบของเสาเข็มที่มีต่อตัวอุโมงค์ ซึ่งตัวอุโมงค์ดังกล่าวมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.3 เมตร ความหนา 0.3 เมตร ซึ่งจากรูปที่ 4.3 แสดงให้เห็นว่าค่าการเสียรูปสูงสุดของอุโมงค์เกิดจากอิทธิพลของเสาเข็มแถวที่มีระยะห่างแต่ละต้นเท่ากับ 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

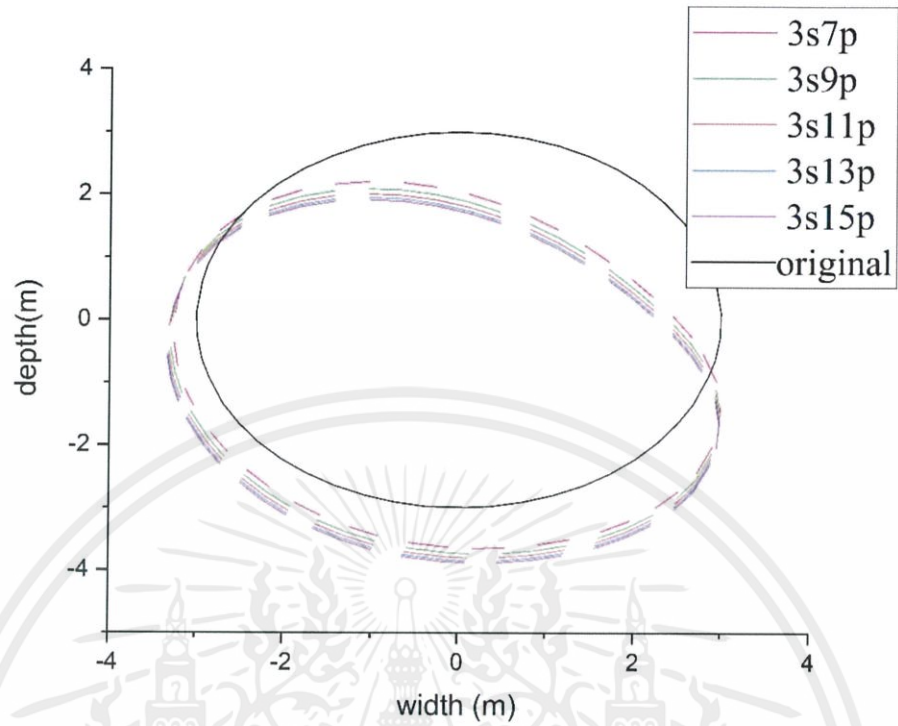
4.3.2 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถว (spacing) และจำนวนเสาเข็มแถวที่มีต่อชั้นดิน

หัวข้อนี้กล่าวถึงผลกระทบเนื่องจากอิทธิพลของเสาเข็มแถว 7, 9, 11, 13, 15 ต้น โดยศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็มภายในแถวคือ 3, 4, 5 และ 6 เท่า

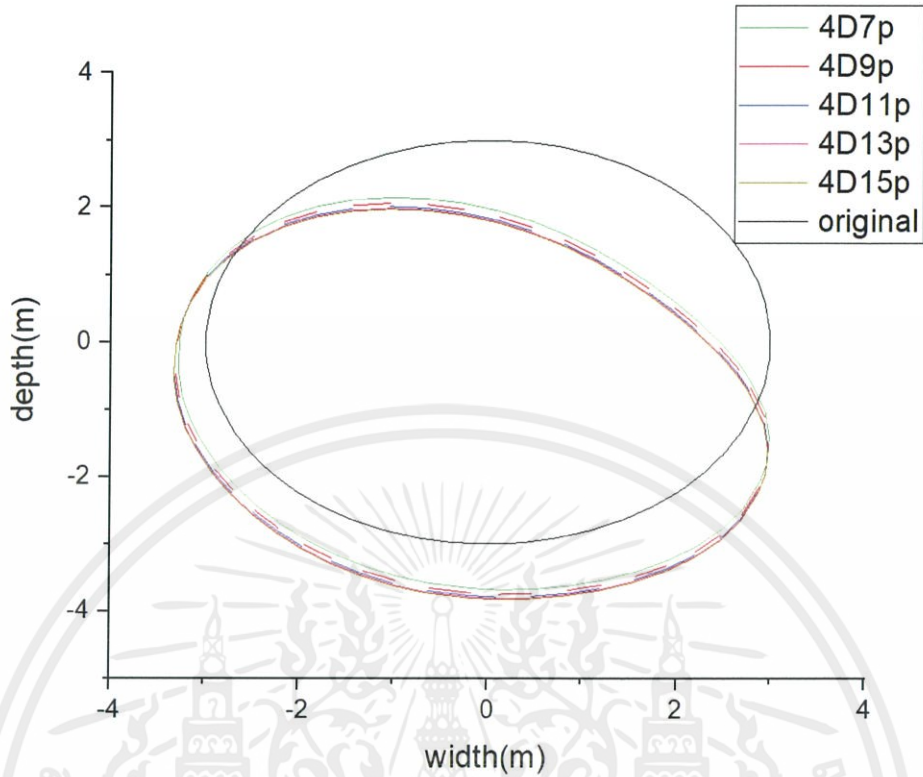
ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มควบคู่กันกับจำนวนเสาเข็ม โดยพิจารณาถึงการเคลื่อนตัวของชั้นดิน



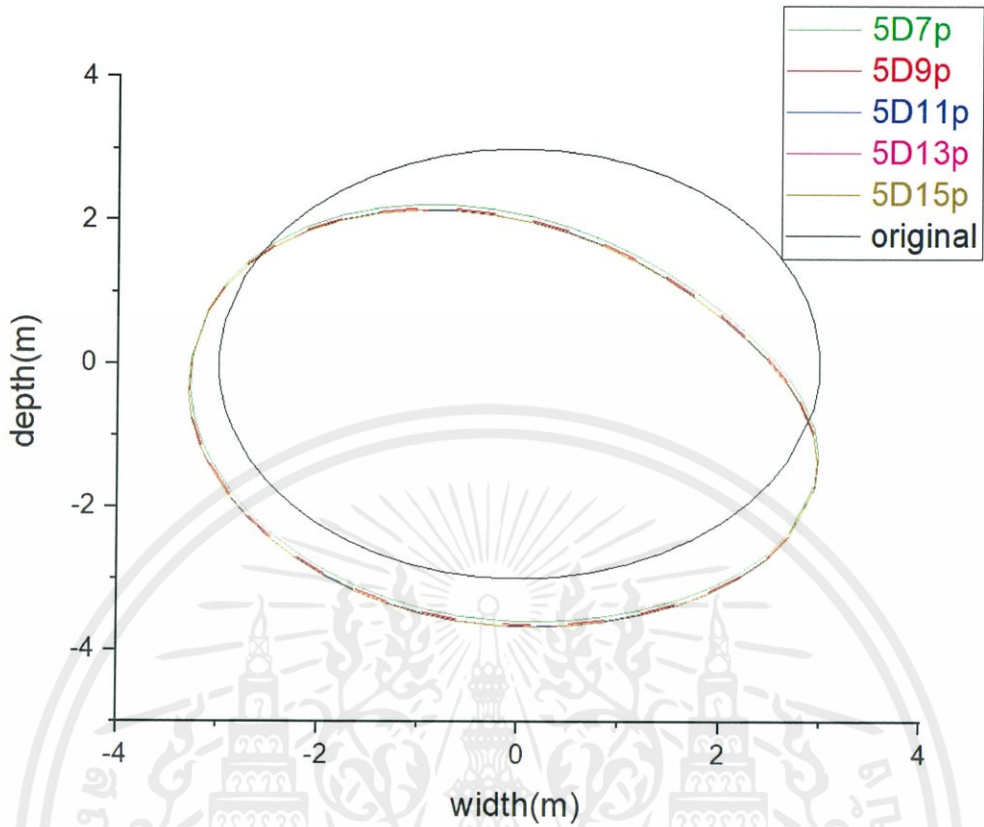
รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเสาเข็มและค่าการทรุดตัวของดิน(mm)



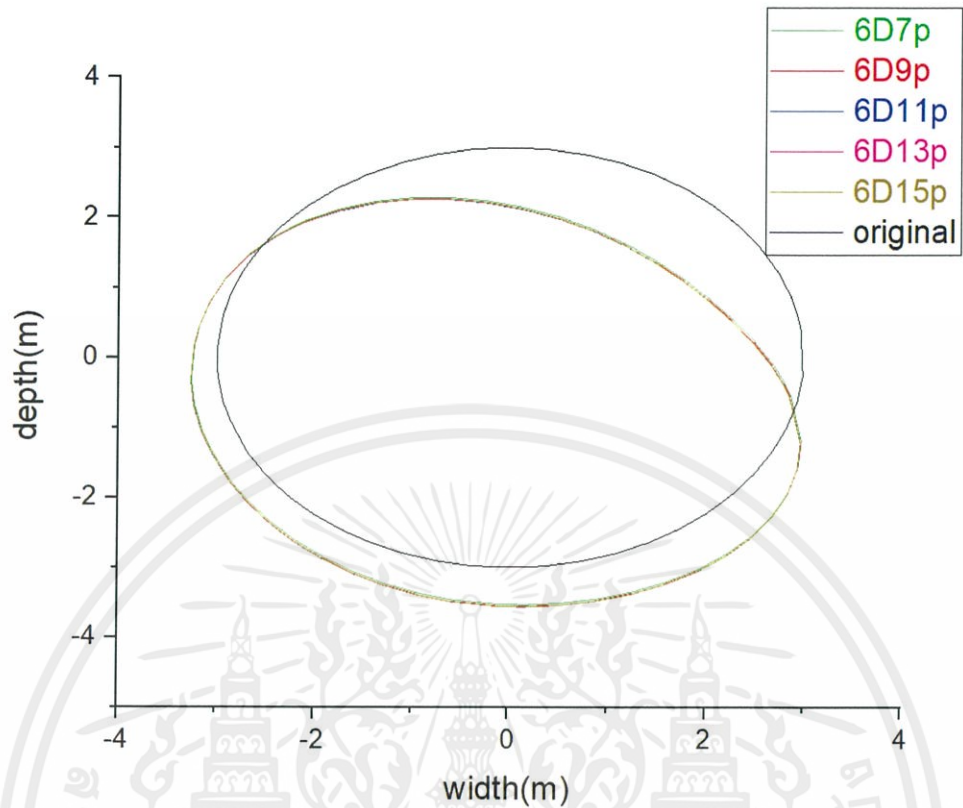
รูปที่ 4.5 แสดงลักษณะการเสียรูปของอโมงค์ MRTA เนื่องจากกระยะห่างเสาเข็ม 3 เสาของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม



รูปที่ 4.6 แสดงลักษณะการเสียรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 4 เท่าของ
เส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม



รูปที่ 4.7 แสดงลักษณะการเสียรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 5 เท่าของ
เส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม



รูปที่ 4.8 แสดงลักษณะการเสียรูปของอุโมงค์ MRTA เนื่องจากระยะห่างเสาเข็ม 6 เท่าของ
เส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม

ซึ่งค่าการทรุดตัวและการเสียรูปของอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.3 เมตรในทุกกรณีระยะห่าง
เสาเข็ม (3D, 4D, 5D, 6D) เกิดจากเสาเข็มที่มีความยาว 57 เมตร

บทที่ 5

สรุปผลการวิเคราะห์

งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของเสาเข็มแถวต่ออุโมงค์ที่มีอยู่เดิม ในกรณีเสาเข็มแถววางตัวเพียงด้านเดียวของอุโมงค์ จากผลการวิเคราะห์ผลกระทบต่ออุโมงค์ในแนวระนาบ (transverse plane) สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ค่าการเสีयरูปของอุโมงค์มีค่าคงที่เมื่อจำนวนเสาเข็มในแถวมีค่าเท่ากับ 13 ต้น และไม่คำนึงถึงระยะห่างของเสาเข็มภายในแถว (Pile spacing) ที่ระยะ 3D, 4D, 5D, 6D ดังนั้นแล้วจึงสามารถสรุปได้ว่าระยะของเสาเข็มภายในแถวมีอิทธิพลอย่างไม่มีนัยยะสำคัญ แต่จำนวนของเสาเข็มแถวคือปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อค่าการเสีयरูปของอุโมงค์
2. การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินเริ่มคงที่เมื่อจำนวนเสาเข็มในแถวมีค่าเท่ากับ 13 ต้น และไม่คำนึงถึงระยะห่างของเสาเข็มภายในแถว เช่นเดียวกับการพิจารณาค่าการเสีयरูปของอุโมงค์ อย่างไรก็ตามกรณีระยะห่างเสาเข็มที่ 3D ส่งผลให้เกิดค่าการทรุดตัวของดินสูงที่สุด

อย่างไรก็ตามผลกระทบที่เกิดขึ้นทั้งหมดเป็นการพิจารณาจากอุโมงค์เพียงขนาดเดียว (เส้นผ่านศูนย์กลาง 6.3 เมตร) และระดับปลายเสาเข็มที่พิจารณามีเพียงระดับ 57 เมตรจากระดับผิวดินเท่านั้น

เอกสารอ้างอิง

- [1] Schroeder FC, Potts DM and Addenbrooke TI, 2004. "The influence of pile group loading on existing tunnels." *International Journal of Geotechnical Engineering*, 54(6): 351-362.
- [2] L.J. Benton and A. Phillips, in: *Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech. Fdn Engng. Florence*, 2, 665-668 (1991)
- [3] N. Heama, P. Jongpradist, P. Lue prasert and S. Suwansawat, *Int. J.Geomate*, 12, 63-70 (2017)
- [4] Lueprasert P, Jongpradist P, Charoenpak K, Chaipanna P and Suwansawat S, 2015. "Three dimensional finite element analysis for preliminary establishment of tunnel influence zone subject to pile loading." *Maejo International Journal of Science and Technology*, 9(02): 209-223.
- [5] P. Lueprasert, P. Jongpradist and P. Jongpradist Tunn. *Under. Space Technol.*, 70, 166-181 (2017)
- [6] N. Heama, et al., (July, 2018)., "Investigation on Pile-Soil-Tunnel Interaction Due to Adjacent Load Pile Row by 3D FEM."
- [7] Phien-wej N. and Humza M. "Numerical modeling of diaphragm wall behavior in Bangkok soil using hardening soil model." **Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**, 2012.
- [8] Photayanuvat C., Phien-wej N. and Suwansawat S. "Design aspects of the Bangkok Blue Line Extension." *Proc. The 31th World tunnel congress*, Turkey, 2005.
- [9] Suwansawat S. "Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks." Ph.D.Thesis of Massachusetts Institute of Technology, 2002
- [10] Stack B. **Handbook of Mining and Tunneling Machinery**. John Wiley and Sons, New York .1982

เอกสารอ้างอิง(ต่อ)

- [11] Clough G. W., Sweeney B.P. and Finnno R. J. "Measured soil response to EPB shield tunneling." *Journal of geotechnical engineering*, vol. 109, no.2, 1982. pp. 131-149
- [12] Moh Z. C., Hwang R. N., and Ju D. H. "Ground movements around tunnels in soft ground." *Proc. of int. symp. on geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, Balkema, Rotterdam, 1996. p.725-730
- [13] Negro A., and Queiroz B. I. P. "Prediction and performance of soft ground tunnels." *Geotechnical Aspects Underground Construction Soft Ground*, Balkema, Tokyo, Japan, 2000. pp: 409-418
- [14] Farias M.M.D, Junior A.H.M. and Assis A.P.D. "Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations." *Tunnel. Underground Space Technol*, 19, 2004. pp.283-293.
- [15] Abu-Farsakh M. Y., Voyiadjis G. Z. "Computational model for the simulation of the shield tunneling process in cohesive soils." *Int J Numer Anal Met Geomech.* 23(1). 1999. pp.23-44.
- [16] Galli G., Grimaldi A. and Leonardi A. "Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining." *Comput. Geotech.*, 31, 2004, pp. 171-183.
- [17] Jongpradist P., Kaewsri T., Sawatparnich A., Suwansawat S., Youwai S., Kongkitkul W. and Sunitsakul J. "Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses." *Tunn. Undergr. Space Technol.*, vol. 34, 2013. pp. 96-109.
- [18] Basile F. "A practical method for the non-linear analysis of piled rafts". *Proc. 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 2-6 September 2013. pp. 2675-2678
- [19] Lee YJ and Yoo CS, 2006. "Behaviour of a Bored Tunnel Adjacent to a Line of Loaded Piles." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3-4): 370.
- [20] Abdel-Meguid M, Rowe RK and Lo KY, 2002. "3D effects of surface construction over existing subway tunnels." *International Journal of Geomechanics*, 2: 447-469.

เอกสารอ้างอิง(ต่อ)

- [21] Arunkumar S and Ayothiraman R, 2010. “Effect of Vertically Loaded Pile on Existing Urban Tunnel in Clay.” *GEOtrendz*: 751–54.
- [22] Heama N, Jongpradist P, Lueprasert P and Suwansawat S. 2016. “Tunnel lining responses due to adjacent loaded pile–numerical investigation.” *International Conference of GEOMATE*.
- [23] สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2550) “วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค”
- [24] Potts, D.M., Zdravkovic, L. 2001. “Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application.” **Thomas Telford**, London: 427p.
- [25] Lueprasert P., Jongpradist P., Heama N., Ruengwirojjanakul K. and Suwansawat S. “3D finite element analysis of earth pressure shield tunnel excavation using shell element and grouting layer” **International Conference on Geotechnique.6 th**. C-3051. 2016.
- [26] Skempton A. W. “Cast in-situ bored piles in London Clay”, **Geotechnique**, vol. 9, 1959. pp. 153-173.