การศึกษาการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ

STUDY OF TUNNEL LINING DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER MAIN TUNNEL IN BANGKOK

โดย

นายรังสี ไชยวงศ์เด็ก

นายวิรัช ประเทียด

นายศักดิ์ชัย นาคทอง

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาการรถไฟ คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2546

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การศึกษาการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ

STUDY OF TUNNEL LINING DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER MAIN TUNNEL IN BANGKOK

T055777

โดย

นายชัชว์ ไชยวงศ์เหล็ก

นายวิรัช ประนัดเต

นายศิริพงษ์ นาคทอง

วพ
ส357ก
2546

เลขหมู่.....
เลขทะเบียน 55777
วัน,เดือน,ปี 25 พ.ค. 2548

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2546

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1124 1037
b.....
i.....

STUDY OF TUNNEL LINING DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER MAIN TUNNEL IN BANGKOK

MR. CHAT CHAIWONGLEK
MR. WIRAT PRANATTE
MR. SIRIPONG NAKTHONG

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
2003

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองโครงงานพิเศษ

หัวข้อโครงงานพิเศษ การศึกษาการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ

นักศึกษา นายชัชว์ ไชยวงศ์เหล็ก รหัสประจำตัว 43010613

นายวิรัช ประนัดเต รหัสประจำตัว 43010764

นายศิริพงษ์ นาคทอง รหัสประจำตัว 43010783

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์	
ผศ.สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์	
ผศ.ศักดิ์ชัย สกานุพงษ์	
อ.สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์	
อ.ทรงกลด แซ่อึ้ง	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(ผศ.สุพจน์ ศรีนิล)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงงานพิเศษ	การศึกษาการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ STUDY OF TUNNEL LINING DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER MAIN TUNNEL IN BANGKOK
นักศึกษา	นายชัชว์ ไชยวงศ์เหล็ก นายวิรัช ประนัดเต นายศิริพงษ์ นาคทอง
อาจารย์ที่ปรึกษา	ดร.สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์
ระดับการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
ปีการศึกษา	2546

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาและออกแบบผนังอุโมงค์ส่งน้ำใต้ดินขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ คือ โครงการการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำใต้แนวคลองพระยาราชมนตรีและถนนพระรามที่2 ซึ่งเป็นอุโมงค์ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2.50 ม. และ 2.00 ม. โดยขุดเจาะที่ความลึก 21 ม. จากผิวดิน ซึ่งการศึกษาแรงกระทำภายนอกและภายในต่ออุโมงค์ใต้ดินด้วยทฤษฎีของ Terzaghi, Einstein, Erdmann, Muir Wood และ Peck et al การวิเคราะห์ทั้งหมดเป็นแบบ 2 มิติ (Plane Strain) รวมทั้งศึกษาขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์

จากการวิเคราะห์แรงกระทำภายนอก พบว่าทั้ง 5 ทฤษฎี แรงกระทำภายนอกในแนวดิ่งมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นแปรผันตามความลึกและหน่วยน้ำหนักของดิน ส่วนแรงกระทำในแนวนอนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นแปรผันตามค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต โดยแรงกระทำภายนอกที่คำนวณได้จะนำไปใช้หาแรงกระทำภายในเพื่อใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ต่อไป

การวิเคราะห์แรงกระทำภายในพบว่าทฤษฎีของ Terzaghi ใช้หลักการสมดุลของแรงภายนอกที่กระทำต่ออุโมงค์และสมมติฐานอยู่บนบรรทัดฐานของสภาพชั้นดินในกรณีศึกษา ส่วนผลการคำนวณจากทฤษฎีของ Einstein และ Erdmann จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสของดินเป็นหลัก ซึ่งค่าแรงกระทำต่ออุโมงค์ที่คำนวณได้จะมีค่าน้อยกว่าแรงที่ได้จากทฤษฎีของ Terzaghi ดังนั้นหากยึดตามหลักความปลอดภัยทฤษฎีของ Terzaghi จะมีความเหมาะสมมากกว่า

งานวิจัยนี้ยังได้พัฒนาโปรแกรมช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินซึ่งง่ายต่อการใช้งาน วิศวกรและนักวิจัยจึงสามารถใช้โปรแกรมนี้ในการเปรียบเทียบแรงที่เกิดขึ้นโดยใช้วิธีการคำนวณแบบต่างๆ อีกทั้งยังสามารถหาปริมาณเหล็กเสริมและขนาดของ bolt ที่เหมาะสม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Title	:	STUDY OF TUNNEL LINING DESIGN AND CONSTRUCTION OF WATER MAIN TUNNEL IN BANGKOK
Name	:	MR.CHAT CHAIWONGLEK MR.WIRAT PRANATTE MR.SIRIPONG NAKTHONG
Field	:	CIVIL ENGINEERING
Department	:	CIVIL ENGINEERING
Faculty	:	ENGINEERING
Adviser	:	PROF.SUCHATVEE SUWANSAWAT

ABSTRACT

This research focuses on the study of Tunnel lining design and construction of water tunnel in Bangkok. The study project is about the constructions of transmission tunnel from TAKSIN-PHETKASEM-Outer ring road to PRARAM II Road that diameters of tunnel are 2.50 m. and 2.00 m., respectively. The tunnels are bored at 21 m. depth from ground surface. The studying of external and internal force on subway tunnel is performed using Terzaghi, Einstein, Erdmann, Muir Wood and Peck et. al. theorems.

For the external force, the vertical force is increased by depth and unit weight, while the horizontal force is increased by the K_0 and the vertical load, the 5 theorems. As the calculated external force will later used to find the internal force for the design tunnel lining.

For the internal force, Terzaghi theorem applies balance force to tunnel and assumes on soil properties. Einstein and Erdmann theorems depend on the modulus of soil. Their results give values that are smaller than those calculated using Terzaghi approach. Conservatively, the tunnel design calculation recommended by Terzaghi would be suggested in this research.

Additionally, a calculation program was developed for using as an analysis tool. The program is easy to use and allow one to compare results calculated from different approaches. Engineers and researchers can practically use the program in lining design, which provides reinforcement and bolt specification.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

ไม่มีคำกล่าวใดที่สามารถใช้บ่งบอกถึงความกรุณา และความอนุเคราะห์ของอาจารย์ สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ อาจารย์ที่ปรึกษาโครงงานพิเศษนี้ได้ ตลอดระยะเวลาของงานศึกษานี้ท่านได้ให้คำแนะนำและช่วยเหลือในการแก้ปัญหาต่างๆ ท่านได้เน้นให้ประพฤติตนโดยอุทิศให้กับงานและการปรับปรุงเกี่ยวกับภาษาและการนำเสนอ

ขอกราบขอบพระคุณ อาจารย์ อำนวย พานิชกุลพงษ์ และ อาจารย์ สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์ สำหรับข้อคิดเห็นและคำชี้แนะที่ท่านมอบให้สำหรับโครงงานนี้ในฐานะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ และอาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิขาความรู้ในงานด้านวิศวกรรม ทำให้สามารถนำความรู้มาประยุกต์ใช้ในปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ได้อย่างดี

ขอขอบคุณงานวิจัยทุกฉบับที่ได้นำมาศึกษาเพื่อเป็นแนวทางในการศึกษาและเข้าใจ สามารถประยุกต์ใช้กับงานปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ได้

ท้ายที่สุดขอขอบคุณสมาชิกครอบครัวทุกคนที่มอบความรัก ความห่วงใยและให้การช่วยเหลืออย่างต่อเนื่องตลอดการศึกษาของผู้ประพันธ์และขอบคุณห้องสมุด KMITL และ AIT สำหรับหนังสือและแหล่งข้อมูลอันทรงคุณค่าสำหรับงานศึกษานี้

นายชัชว์ ไชยวงศ์เหล็ก
นายวิรัช ประนัดเต
นายศิริพงษ์ นาคทอง
ผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน (ภาษาไทย)	ก
	ปกใน (ภาษาอังกฤษ)	ข
	หน้าอนุมัติ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฎ
	สารบัญรูป	ฐ
1	**บทนำ**	1
	1.1. กล่าวนำ	1
	1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.3. วัตถุประสงค์ของโครงงานพิเศษ	1
	1.4. ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในโครงงานพิเศษ	2
	1.5. ขอบเขตของโครงงานพิเศษ	2
	1.6. วิธีที่ใช้ในการดำเนินโครงงานพิเศษ	2
	1.7. ผลประโยชน์ที่จะได้รับในการดำเนินโครงงานพิเศษ	3
2	**การขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน**	4
	2.1. กล่าวนำ	4
	2.2. วิธีการขุดเจาะ	4
	2.2.1. การขุดแบบ Heading and Bench Excavation	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.2.2. การขุดแบบใช้ shield ในการขุดเจาะ	5
	2.2.2.1. Slurry shield method	5
	2.2.2.2. Slime shield method	5
	2.2.2.3. การขุดแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)	6
	2.3. ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ	9
	2.3.1. ด้านเทคนิคและวิศวกรรม	9
	2.3.1.1. สภาพดินอ่อน	11
	2.3.1.2. สภาพแผ่นดินทรุดตัว	12
	2.3.1.3. ปัญหาน้ำท่วม	14
	2.3.2. ผลกระทบต่อสภาวะแวดล้อมและธุรกิจ	14
	2.3.3. เงินลงทุนบนโครงการ และผลกระทบต่อโครงการและส่วนรวม	15
3	**ข้อคำนึงในการออกแบบ**	16
	3.1. กล่าวนำ	16
	3.2. เกณฑ์การพิจารณาเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ	16
	3.2.1. ดินที่เหมาะต่อการใช้ Slurry Shield	16
	3.2.2. ดินที่เหมาะต่อการใช้ Earth Pressure Balance Shield	16
	3.3. แรงกระทำต่ออุโมงค์ใต้ดิน	17
	3.4. การทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์	18
	3.4.1. สาเหตุของการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์	18
	3.4.2. ลักษณะค่าทรุดตัวที่ผิวดิน	18
	3.4.3. การคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์	19
	3.4.3.1. การประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์	19
	3.4.3.2. การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969)	20

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.4.3.3. การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O'Reilly and New (1982)	21
	3.4.3.4. การหาค่าปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัว, V_s	23
	3.4.4. การทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน	24
	3.4.5. การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์	26
	3.4.6. การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์	27
	3.4.7. การพิจารณาหาค่า Ground Loss เนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์	28
	3.4.7.1. Ground loss ที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์	29
	3.4.7.2. Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์	29
	3.4.7.3. Ground Loss ในระหว่างติดตั้งผนังอุโมงค์	31
	3.4.8. Earth Pressure ที่ Cutter face และ Pitching Angle	32
	3.4.9. ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวอ่อน เนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์	34
	3.5. ข้อคำนึงอื่นๆ	35
4	**ทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์**	36
	4.1. กล่าวนำ	36
	4.2. ทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ	36
	4.2.1. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Terzaghi	36
	4.2.1.1. แรงดันดิน (Earth Pressure)	37
	4.2.1.2. แรงดันน้ำ	41
	4.2.1.3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)	42
	4.2.1.4. น้ำหนักกดทับ (Surchage Load)	42
	4.2.1.5. แรงต้านทาน (Subgrade Reaction)	42
	4.2.1.6. น้ำหนักภายในอุโมงค์	42
	4.2.1.7. น้ำหนักที่เกิดขึ้นในขณะก่อสร้าง	43

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	4.2.1.8. ผลกระทบของแรงแผ่นดินไหว	43
	4.2.1.9. น้ำหนักการะทำอื่นๆ	43
	4.2.2. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Einstein Method	43
	4.2.3. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Erdmann Method	45
	4.2.4. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Terzaghi Method	47
	4.2.5. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Einstein Method	50
	4.2.6. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Erdmann Method	52
	4.2.7. ทฤษฎีของ Peck et al's Method	53
	4.2.8. ทฤษฎีของ Muir Wood's Method	55
5	**การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ**	58
	5.1. กล่าวนำ	58
	5.2. ข้อมูลเพื่อใช้ในออกแบบ	58
	5.2.1. ข้อมูลดิน	58
	5.2.2. ค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในการคำนวณ	58
	5.3. แสดงค่าที่ได้จากทฤษฎีต่างๆ	63
	5.3.1. ทฤษฎีของ Terzaghi	63
	5.3.2. ทฤษฎีของ Einstein	64
	5.3.3. ทฤษฎีของ Erdmann	64
	5.3.4. ทฤษฎีของ Muir Wood	64
	5.3.5. ทฤษฎีของ Peck et al	64
	5.4. ตัวอย่างการออกแบบ	64
6	**โปรแกรมช่วยในการคำนวณ DTN**	66
	6.1. กล่าวนำ	66

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	6.2. วัตถุประสงค์	66
	6.3. หลักการ	66
	6.4. วิธีการใช้โปรแกรม	67
	6.5. ข้อจำกัดของโปรแกรม	73
7	**บทสรุปและข้อเสนอแนะ**	74
	7.1. กล่าวนำ	74
	7.2. บทสรุป	74
	7.3. ข้อเสนอแนะ	75
	ภาคผนวก	
	- แนวทางการเขียนโปรแกรม	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
4.1.	แสดงการเปรียบเทียบความแตกต่างจากสูตรทฤษฎี Empirical	46
4.2.	แสดงค่าสัมประสิทธิ์ k แปรผันตามชนิดของดิน	49
4.3.	แสดงค่าสัมประสิทธิ์ G	56
5.1.	แสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณ	59
5.2.	แสดงขนาดอุโมงค์, ความหนาที่เหมาะสมและจำนวนชิ้นของแผ่นคอนกรีต	60

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1.	แสดงลักษณะของเครื่องขุดเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุลย์	8
3.1.	แนวการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์(Peck,1969)	20
3.2.	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i /R) กับความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (z/2R)(Peck,1969)	20
3.3.	แสดงความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New (1982)	22
3.4.	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแบบสมมาตร(O'Reilly and New, 1982)	24
3.5.	แสดงช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al. 1993)	25
3.6.	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดอุโมงค์ในทราย	26
3.7.	แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ (A. Sramoon and Sugimoto,1999)	28
3.8.	แสดง Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิด EPBS (Lee, K.M. et al.,1992)	28
3.9.	แสดง Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Overcutting (Lee, K.m. et al., 1992)	30
3.10.	แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids (Lee, K.m. et al.,1992)	31
3.11.	Factor เนื่องจาก Local shear failure(A. Sramoon and Sugimoto,1999)	34
4.1.	แสดงหน้าตัดและชั้นดินรอบด้านของอุโมงค์	37
4.2.	การคำนวณเพื่อลดค่าแรงดันดินเหนืออุโมงค์	39
4.3.	แสดงแรงดันดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์	39
4.4.	เงื่อนไขของน้ำหนักที่กระทำจากวิธีสมการอีลาสติก	41
4.5.	แสดงลักษณะ Hydrostatic Pressure	41
4.6.	แสดงสัญลักษณ์ตำแหน่งแรงกระทำในแนวดิ่งและแนวนอนที่จุดต่างๆ	44
4.7.	แสดงลักษณะความลึกถึงศูนย์กลางอุโมงค์	44
4.8.	แสดงการจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein,1979)	45
4.9.	แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอก	46

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.10.	แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของ ทฤษฎี Terzaghi Method	47
4.11.	แสดงการจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein,1979)	50
4.12.	แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility Ratio (C^*)	51
4.13.	แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอก แบบ Flexibility Ratio (F^*)	51
4.14.	แสดงการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัดมากที่สุด	52
4.15.	แสดง Muir Wood's Method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil	54
4.16.	แสดง Peck et al's Method	55
5.1.	แสดงข้อมูลชั้นดินใต้คลองพระยาราชมนตรี(Case I)	61
5.2.	แสดงข้อมูลชั้นดินใต้ถนนพระราม 2 (Case II)	62
5.3.	แสดงลักษณะของชั้นดินที่สรุปจากข้อมูลหลุมเจาะ	63
6.1.	แสดงหน้าจอต้อนรับสู่โปรแกรมDTN	67
6.2.	แสดงหน้าจอรับค่าข้อมูลดินเพื่อหาค่าแรงดันดิน	68
6.3.	แสดงหน้าจอแสดงค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนของ Terzaghi	68
6.4.	แสดงแผนผังขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม	69
6.5.	แสดงแผนผังแสดงขั้นตอนการคำนวณแรงดันดินในแนวดิ่ง	70
6.6.	แสดงแผนผังแสดงขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ของ Terzaghi และ Einstein	71
6.7.	แสดงแผนผังแสดงขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ของ Erdmann	72

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1
บทนำ

1.1. กล่าวนำ

ปัญหาความไม่เพียงพอของน้ำประปาต่อความต้องการของประชากร โดยเฉพาะในเขตกรุงเทพมหานคร สามารถแก้ไขได้โดยการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำที่มีขนาดใหญ่ โดยในบทนี้จะกล่าวถึง ความเป็นมา ความสำคัญของปัญหา วัตถุประสงค์ ทฤษฎีที่ใช้ ขอบเขต และผลที่คาดว่าจะได้รับในการดำเนินโครงงานพิเศษนี้

1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันพื้นที่ใต้ดินได้ถูกใช้งานมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ซึ่งมีบทบาทสำคัญ ในการคมนาคมขนส่ง ช่วยแก้ปัญหาการจราจร การส่งน้ำ การระบายน้ำ ซึ่งเทคโนโลยีทางด้านงานอุโมงค์ใต้ดิน ยังไม่แพร่หลายในหมู่วิศวกรและผู้ออกแบบชาวไทย ทำให้ขาดโอกาสในการเข้ามามีส่วนร่วมในงานวิเคราะห์และออกแบบอุโมงค์ใต้ดินสำหรับงานก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศไทย

อุโมงค์ใต้ดินที่ก่อสร้างในเมืองไทยที่ผ่านมา ที่ได้รับความสนใจเป็นอย่างมาก ได้แก่ อุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล เป็นอุโมงค์เพื่อการคมนาคมขนส่งสายแรกในประเทศไทย ซึ่งเป็นอุโมงค์ใต้ดินตลอดสาย และอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวง

การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเป็นเทคโนโลยีที่น่าสนใจ ในการช่วยแก้ปัญหา การระบายน้ำและการส่งน้ำ ดังนั้นจึงจำเป็นอย่างยิ่งที่วิศวกรไทยควรให้ความสนใจและศึกษาถึงการออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำเพื่อการใช้งานให้เกิดประโยชน์มากที่สุดและสามารถใช้ได้จริงในอนาคต

1.3. วัตถุประสงค์ของโครงงานพิเศษ

เพื่อศึกษาทฤษฎีพื้นฐานของงานอุโมงค์ใต้ดิน และวิธีการคำนวณออกแบบผนังอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพฯ เพื่อรองรับปริมาณการใช้น้ำที่มีปริมาณมากขึ้น ตามเส้นทางที่ทำการศึกษา โดยสามารถใช้ก่อสร้างจริงได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.4. ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในโครงงานพิเศษ

โครงงานพิเศษเรื่อง การศึกษาออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ ได้พิจารณาองค์ประกอบทางเทคนิคโดยรวมดังนี้

1. คุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ พิจารณาจากการสำรวจโดยหลุมเจาะ ตามเส้นทางที่พิจารณาและวิเคราะห์หาค่าตัวแปรทางกลศาสตร์ของดิน
2. พฤติกรรมของดินในการขุดเจาะอุโมงค์ พิจารณาจากสภาพของดินและระดับความลึกรวมทั้งขนาดของอุโมงค์
3. พฤติกรรมของผนังอุโมงค์เมื่อรองรับกระแสน้ำ จากวัสดุที่ใช้และความหนาของผนังอุโมงค์
4. การออกแบบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก ให้มีความเหมาะสมทั้งทางกายภาพและทางวิศวกรรม จากสถิติข้อมูลในอดีต พิจารณาจากทฤษฎีและวิธีการซึ่งเป็นที่ยอมรับ และสามารถนำไปใช้ในงานออกแบบก่อสร้างจริง

1.5. ขอบเขตของโครงงานพิเศษ

การศึกษาออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่ในกรุงเทพฯ มีขอบเขตครอบคลุมดังนี้

1. ศึกษาทฤษฎีทางพฤติกรรมของอุโมงค์ใต้ดิน
2. คุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ ตามเส้นทางที่นำมาวิเคราะห์ในการออกแบบ
3. ศึกษาและวิเคราะห์วิธีการออกแบบและก่อสร้างผนังอุโมงค์ส่งน้ำ
4. ศึกษาผลกระทบที่มีผลต่อการออกแบบและการก่อสร้าง

1.6. วิธีที่ใช้ในการดำเนินโครงงานพิเศษ

การดำเนินโครงงานพิเศษมีวิธีการดังนี้

1. ศึกษาหลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องทั้งหมดในการออกแบบผนังอุโมงค์
2. สำรวจทางวิศวกรรมและเก็บข้อมูลที่เกี่ยวข้องทั้งหมด
3. พิจารณาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดิน รวมทั้งสภาพทางกายภาพ
4. พิจารณาเปรียบเทียบการออกแบบด้วยวิธีการต่าง ๆ ทั้งทางทฤษฎีและปฏิบัติ
5. แสดงตัวอย่างการคำนวณออกแบบผนังอุโมงค์ โดยคำนึงถึงอายุการใช้งานและความต้องการในอนาคต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ศึกษาการบำรุงรักษาและการซ่อมบำรุงของผนังอุโมงค์

7. ศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้น และทำการวิเคราะห์เพื่อแก้ไขหรือเสนอแนะ

1.7. ผลประโยชน์ที่จะได้รับในการดำเนินโครงงานพิเศษ

เมื่อทำการศึกษาทฤษฎีพื้นฐานของงานอุโมงค์ และวิธีการคำนวณออกแบบด้วยวิธีที่นิยมหลายวิธีในปัจจุบัน ในงานอุโมงค์ส่งน้ำ สามารถสร้างความเข้าใจในทฤษฎีและขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ รวมทั้งทราบถึงผลกระทบต่าง ๆ ที่มีต่อผนังอุโมงค์เพื่อนำมาวิเคราะห์และแก้ปัญหาและสามารถนำมาออกแบบเพื่อใช้งานได้จริงในอนาคต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2
การขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน

2.1. กล่าวนำ

การขุดอุโมงค์จะสำเร็จลุล่วงได้โดยการเลือกวิธีการขุดเจาะ ซึ่งจะต้องเหมาะกับพฤติกรรมของดิน และโดยการประเมินลักษณะของดินได้อย่างถูกต้อง การประเมินเป็นส่วนสำคัญของการทำ Geotechnical Investigation ซึ่งขึ้นอยู่กับการจำแนกประเภทโดยลักษณะเฉพาะและลักษณะทั่วไป และค่าพารามิเตอร์บางตัวเช่น การกระจายขนาดของเม็ดดิน (grain size distribution) กำลังรับแรงของดิน (strength of soil) และค่าความซึมได้ของดิน (permeability of the soil) สภาวะน้ำใต้ดิน ในทางปฏิบัติแล้วการแสดงความเกี่ยวข้องระหว่างคุณสมบัติของดินและพฤติกรรมของดิน เป็นไปได้ยาก และถูกอิทธิพลโดยแฟคเตอร์ทางธรณีวิทยา (non-geotechnical factors) เช่น ขนาดอุโมงค์

2.2. วิธีการขุดเจาะ

2.2.1. การขุดแบบ Heading and Bench Excavation

Heading and bench method เป็นการขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้คน หรือเครื่องจักรในการขุดเช่น back hoe สามารถใช้กับอุโมงค์ขนาดใหญ่ได้ เป็นวิธีการชุดเจาะแบบแรกเริ่มสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินอ่อนและใช้กันทั่วไปก่อนที่จะมีเครื่องขุดเจาะเข้ามาใช้ วิธีนี้เป็นวิธีที่ประหยัดที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่ยาวไม่มาก เส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 15 ฟุต และสภาพดินเปลี่ยนอย่างรวดเร็ว

การปฏิบัติงาน : ส่วน heading หรือ ส่วนครึ่งบนของ tunnel face จะถูกขุดหลังจากทำการขุดส่วนครึ่งล่างแล้ว (ซึ่งเรียกว่า bench) แล้วต้องรีบทำโครงสร้างค้ำยันส่วน heading ไว้ โดยโครงสร้างค้ำยันประกอบด้วย breastboards ซึ่งจะติดตั้งในแนวระดับค้ำไว้กับเสาไม้ในแนวดิ่ง (soldiers) ซึ่งจะค้ำยันกับ upright posts และ lining ส่วนที่ติดตั้งเสร็จแล้ว ต่อมาจะเริ่มเอา breastboard ออกทีละตัวโดยเริ่มจาก breastboard ตัวบนก่อน แล้วทำการขุดดิน heading ส่วนนั้นจนได้ระยะพอสมควรก็จะทำการติดตั้ง breastboards ค้ำดินที่เพิ่งขุดใหม่ แล้วทำการรื้อ breastboard ตัวล่างถัดมาเพื่อขุดดิน heading ส่วนนั้น จนกระทั่งเต็ม tunnel face จากนั้นทำการติดตั้ง primary lining เพื่อเป็นค้ำยันชั่วคราว และทำการขุด bench ส่วนต่อไปจนเสร็จจึงทำการติดตั้ง lining ส่วนที่เหลือ จะใช้ท่อซึ่งมีสกรูไขปรับขนาดได้ ค้ำยัน lining ส่วนบนไว้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีนี้เหมาะสมกับดินที่สามารถคงรูปได้เอง เช่น ดินเหนียวแข็ง ทราย และกรวดที่อยู่ในสภาพแน่นแล้ว แต่ในกรณีที่ดินคงรูปได้น้อย ก็อาจใช้วิธีอัดอากาศหรือใช้สารละลายที่มีความหนาแน่นสูงช่วย

ข้อดีของวิธี heading and bench สามารถปรับใช้ได้กับดินชนิดต่างๆ สามารถใช้ขุดอุโมงค์ในดินที่เกิดการทับถม ดินเหนียวอ่อน หรือในดินที่มีก้อนหินขนาดใหญ่ และสามารถใช้ร่วมกับการใช้ shield แบบ compressed air ในการขุดดินที่มีเสถียรภาพของดินน้อย ค่าใช้จ่าย initial capital cost ต่ำ และไม่ต้องการคนงานที่มีความชำนาญด้านเครื่องจักรที่ซับซ้อนแบบหัวเจาะ

ข้อเสียของวิธี heading and bench คือ อัตราการขุดล่าช้าและต้องใช้แรงงานคนมาก ซึ่งในจำนวนคนที่เท่ากัน และใช้หัวเจาะที่มีความเหมาะสม อัตราการขุดเจาะต่อวันเป็น 2-3 เท่าของการขุดแบบ heading and bench ในอุโมงค์ขนาดเดียวกัน

2.2.2. การขุดแบบใช้ shield ในการขุดเจาะ

2.2.2.1. Slurry shield method

โดยวิธี Slurry shield method ใช้สารช่วยยับยั้งการพังทลายของหน้าดินบริเวณ face สารพวกนี้ ได้แก่ mineral, bentonite, clayed soil หรือ cme วิธีนี้ใช้ได้กับดินเหนียวอ่อนจนถึง gravels ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน ข้อดีของ Slurry shield method คือ ความต้องการกำลังบิดน้อยกว่า EPBS ซึ่งขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ shield จะถูกจำกัดโดยความสามารถในการรับแรงบิดของ shield

2.2.2.2. Slime shield method

วิธี Slime shield method ใช้กับอุโมงค์ที่มีสภาพดินที่ใช้วิธี slurry shield method และ EPBS ทำงานยาก วิธี Slime shield method เป็นการรวมเทคนิคการอัดความดันให้กับของไหลกับ slurry shield method กับเทคนิค plastic mass support ของ EPBS ทำให้ Slime shield method สามารถปรับใช้กับดินประเภทต่างๆได้

วิธี Slime shield method เหมาะกับการใช้ในการขุดเจาะดินที่มีความพรุนและอุ้มน้ำไว้ โดยในระหว่างการขุดเจาะดินที่ขุดออกมาสะสมอยู่ใน pressure chamber มีลักษณะการไหลแบบ plastic โดยการผสมกับ slime ที่ฉีดเข้าไป เพื่อให้สามารถดันน้ำใต้ดินไม่ให้ไหลเข้าไปในหัวเจาะได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2.3. การขุดแบบปรับแรงดันดินสมดุล (Earth Pressure Balance Shield, EPBS)

EPBS เป็นเครื่องขุดเจาะที่นำมาใช้ในโครงการอุโมงค์ส่งน้ำขนาดใหญ่โครงการนี้ เครื่องเจาะนี้ใช้สำหรับดินอ่อนและดินที่มีพฤติกรรมแบบ running อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน โดยปราศจากการใช้ Slurry EPBSมีแนวความคิดว่าดินที่ Face สามารถที่จะควบคุมให้พ้นจากการทรุดตัวได้ โดยการใช้อัดความดันใน Soil Chamber เพื่อไม่ให้น้ำไหลเข้าไปในหัวเจาะ EPBS เป็นเครื่องที่สามารถขุดเจาะและติดตั้งชิ้นส่วนอุโมงค์คอนกรีตสำเร็จรูป (Tunnel Segments) ได้ โดยส่วนของ Segmental Tunnel แบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนแนวตรง (Straight Segment) และ ส่วนแนวโค้ง (Tapered Segment) ซึ่ง Segmental tunnel จะถูกยึดด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู เครื่องขุดเจาะจะทำงานตลอด 24 ชั่วโมง สลับกับหยุดพักทำงานเพื่อตรวจเช็คเครื่องและเปลี่ยนกะทำงาน หัวเจาะแบบ EPBS สามารถต้านทานแรงดันดินโดยใช้ระบบแม่แรงจากไฮโดรลิค ซึ่งดินที่ขุดเจาะด้วย Cutting Teeth จะถูกส่งผ่านเข้าไปยัง Soil Chamber ซึ่งจะผสมเบนโทไนท์หรือโฟมเข้าไปเพื่อลดความหนืดของดิน ทำให้ง่ายต่อการลำเลียงดินออกไปจากบริเวณหัวเจาะ จากนั้นถูกลำเลียงออกไปโดย Screw Conveyor และทำการขนถ่ายดินต่อไปโดยใช้ Belt Conveyor ซึ่งอาจเป็นระบบสายพานลำเลียงหรือการปั๊มดินโดยใช้ท่อขนถ่ายออกไปใส่ในรถขนดิน (Muck Car) โดยที่ทางออกของ Screw Conveyor จะมีประตูปิด เปิดด้วยระบบไฮโดรลิคอีกชั้นหนึ่ง ซึ่งความเร็วของการขนถ่ายดินด้วย Screw Conveyor จะขึ้นกับแรงดันดินใน Soil Chamber หรือ Face Pressure และแรงดันจากแม่แรงไฮโดรลิค (Thrust Force) ซึ่งการปรับค่าแรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ ความเร็วในการขุดเจาะ มุมที่หัวเจาะมีการเคลื่อนตัวไปข้างหน้า และการอัดฉีดน้ำปูนผ่าน Lining เข้าไปในดินที่อยู่รอบ ๆ ผนังอุโมงค์ จะมีผลต่อการทรุดตัวของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะและดินที่อยู่เหนือหัวเจาะ ดังนั้นชิ้นส่วนของ Concrete Segment จะถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงดันดินที่กระทำต่อด้านข้างอุโมงค์ แรงดันดินเนื่องจากน้ำหนักดินที่กดทับเหนืออุโมงค์และแรงดันเนื่องจากน้ำใต้ดิน เพื่อค้ำยันไม่ให้ดินโดยรอบหัวเจาะพังทลายเข้ามาในอุโมงค์ได้ หลังจากนั้นก็จะมีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่ออุดรอยต่อทั้งหมด และเพื่อป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้

ลักษณะของการขุดเจาะโดยวิธี Earth Pressure Balance จะใช้แรงดันจากการขุดเจาะเป็นตัวเพิ่มเสถียรภาพของดินบริเวณด้านหน้าหัวเจาะ ไม่ให้ดินเกิดการพังทลาย โดยการควบคุมแรงดันดินใน Soil Chamber หรือเรียกว่า Face Pressure ซึ่งพิจารณาจาก Pressure Sensor ที่ติดตั้งใน Soil Chamber ให้มีค่าใกล้เคียงกับแรงดันดินธรรมชาติ เพื่อให้เกิดความสมดุลของแรงดันดินภายในหัวเจาะและด้านหน้าหัวเจาะ ทำให้การทรุดตัวของชั้นดินด้านหน้าหัวเจาะขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์เกิดขึ้นน้อย โดยปรับค่าความเร็วของการลำเลียงดินใน Screw Conveyor แรงดันของหัวเจาะจาก Thrust Jacks และความเร็วในการขับเคลื่อนหัวเจาะ ให้สัมพันธ์กัน ดังนั้น เครื่องขุดเจาะ EPBS จึงเป็นที่นิยมใช้ใน

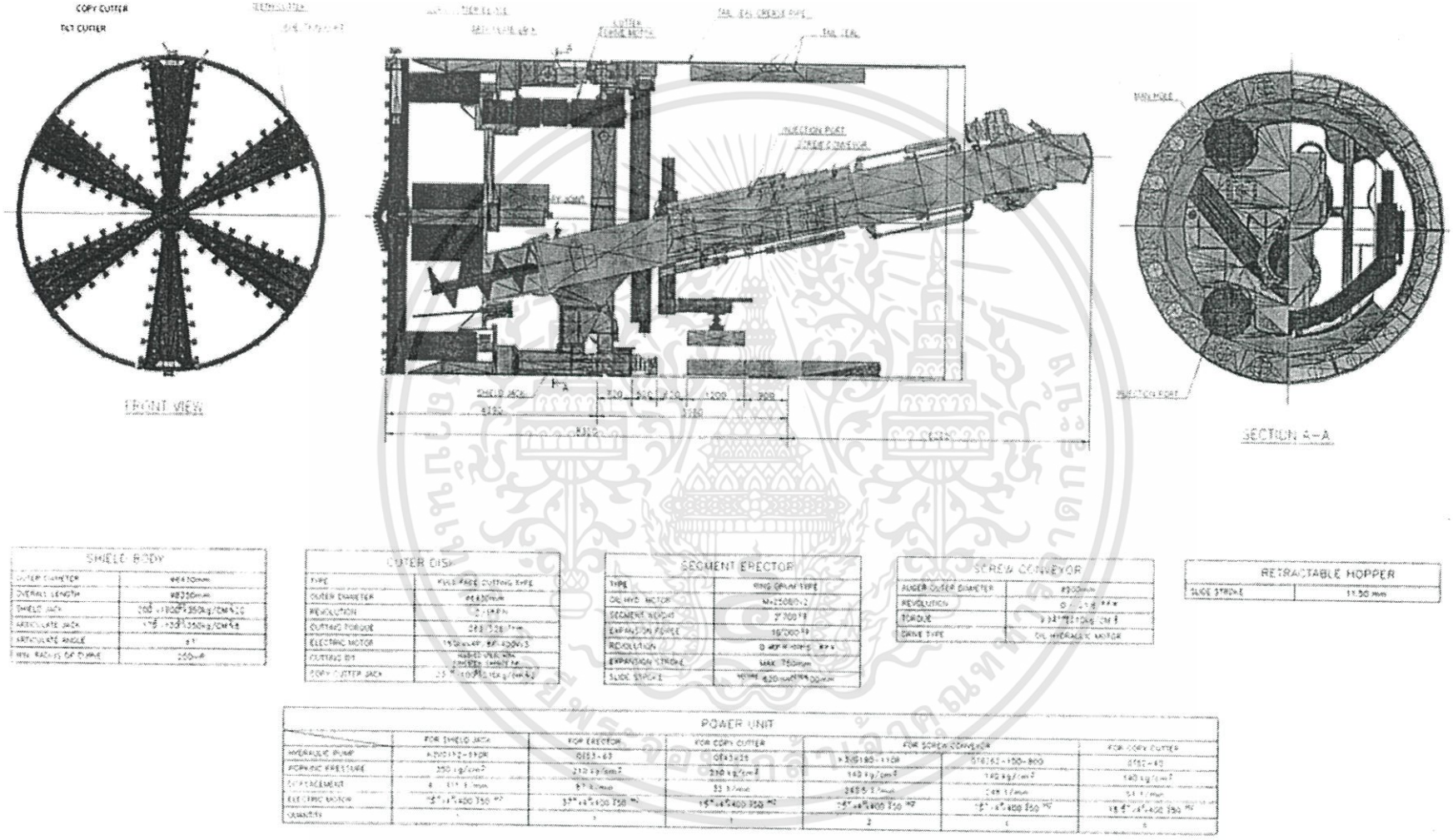
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

งานขุดเจาะอุโมงค์ในสภาพดินอ่อนซึ่งเหมาะสมกับสภาพของชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ในกรุงเทพฯ

ส่วนประกอบหลักที่สำคัญของหัวเจาะ EPBS มีดังนี้

1. หัวเจาะอุโมงค์ (Cutter Head) อยู่หน้าสุดของเครื่องขุดเจาะ ด้านหน้ามีลักษณะเป็นแฉก แต่ละแฉกมีCutting Teeth ที่สามารถกัดหรือเฉือนดินที่ด้านหน้าหัวเจาะได้
2. ห้องเก็บพักดิน (Soil Chamber) เป็นส่วนต่อถัดจาก Cutter Head ซึ่งดินที่บริเวณด้านหน้าของหัวเจาะจะถูก Cutter Head กัด แล้วดินจะเข้ามาทางช่องที่ด้านล่างของ Cutter Head และถูกพักไว้ใน Soil Chamber ก่อนที่จะถูกลำเลียงออกไปโดย Screw Conveyor นอกจากนี้ภายใน Soil Chamber จะมี Pressure Sensor วัดความดันของดิน และจะปรับความดันอย่างอัตโนมัติเพื่อให้ความดันทั้งด้านในหัวเจาะและด้านหน้าหัวเจาะมีความสมดุลกัน
3. หน่วยขับเคลื่อน (Drive Unit) ส่วนนี้จะขับเคลื่อน Cutter Head ให้มีการหมุน ประกอบด้วย Hydraulic Motor จำนวน 8 ตัว และ Electric Motor 4 ตัว (4×160 kW) ทำให้เกิด Cutter Torque สูงสุด 4700 kN-m (28 rpm) และ Cutter Torque ต่ำสุด 2800 kN-m (3 rpm)
4. สกรูลำเลียงดิน (Screw Conveyor) เป็นส่วนที่ติดตั้งอยู่ด้านล่างของหัวเจาะซึ่งต่อจาก Soil Chamber โดยดินใน Soil Chamber จะถูกลำเลียงออกโดยการหมุนของ Screw Conveyor ลักษณะคล้ายใบพัดเรือยนต์ ซึ่งจะนำดินขึ้นไปที่ประตูปิด-เปิด ด้วยระบบไฮโดรลิค แล้วลำเลียงเข้ามาใน Belt Conveyor ซึ่งในการลำเลียงดินของ Screw Conveyor จะมี Screw Torque สูงสุดไม่เกิน 17 Ton-m และ Screw Speed 0-18 rpm บางครั้งดินเป็นก้อนใหญ่ติดที่ประตูปิด-เปิด ก็จะใช้เสียมแซะดินเพื่อให้เข้ามาที่ Belt Conveyor ได้
5. สายพานลำเลียงดิน(Belt Conveyor) สายพานลำเลียงหรือการใช้ Pump นำดินไปใส่ลงในรถขนดิน (Muck Car) เพื่อลำเลียงออกไปสู่ภายนอกอุโมงค์ ความเร็วในการขนถ่ายดินไม่เกิน 1.6 ม. /วินาที
6. ฟันกัดดินที่ด้านบนหัวเจาะอุโมงค์ (Copy Cutter) ใช้สำหรับการขุดเจาะในช่วงเลี้ยวโค้งเพื่อให้ขนาดของอุโมงค์ใหญ่ขึ้น สะดวกในการเลี้ยวได้ มีขนาดยาว 100 ม.ม. ซึ่งทำให้เกิด Tail Voids เนื่องจาก Overcutting และ Pitching Angle
7. แขนไฮโดรลิค (Thrust Jack) ประกอบด้วย Hydraulic Jack จำนวน 20 ตัว ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันเป็นคู่ (Twin Jack) มีแรงขับดันคู่ละ 200 ตัน หัวเจาะมีแรงดันสูงสุด (Total Thrust) 4,000 ตัน และความเร็วของการขับเคลื่อนสูงสุด 80 ม.ม. /นาที โดยเฉลี่ย ซึ่ง Thrust Jack จะออกแรงดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าและใช้ควบคุมทิศทางของหัวเจาะให้เป็นไปตามแนวที่ออกแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1. แสดงลักษณะของเครื่องขุดเจาะชนิดปรับแรงดันดินสมดุลย์

8. เครื่องติดตั้งผนังอุโมงค์ (Segment Erection) เป็นเครื่องติดตั้ง Segment แต่ละชิ้นประกอบจนครบเป็น 1 วง โดยใช้ระบบไฮโดรลิค
9. Air-Lock System จำเป็นสำหรับกรณีที่มีสิ่งกีดขวางอยู่ในแนวอุโมงค์ที่จะขุด และ Cutter Head ไม่สามารถตัดผ่านสิ่งกีดขวางนี้ไปได้ ประกอบกับด้านหน้าหัวเจาะเป็นชั้นดินอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน โดยเป็นระบบ Air-Lock ที่ใช้แรงดันจากการอัดอากาศ (Compressed Air) ไปดันดินที่มีสภาพอ่อนหรือมีน้ำใต้ดิน ไม่ให้ไหลเข้ามาในหัวเจาะ เพื่อให้คนสามารถออกไปตัดสิ่งกีดขวางที่ด้านหน้าหัวเจาะได้อย่างปลอดภัย โดยแรงดันจากอากาศอัดที่ใช้สูงสุด 30 kPa (จากแรงดันทดสอบ 40-50 kPa) และจำนวนคนที่ปฏิบัติหน้าที่ไม่เกิน 3 คน
10. Grouting Equipment ใช้การ Pump น้ำปูน (Cement Grout) อาจมีเบนโทไนท์ผสมอยู่บ้าง จากรถขนที่มีการกวนน้ำปูนอยู่ตลอด (Agitator Car) เพื่อให้น้ำปูนผสมเป็นเนื้อเดียวกัน แล้วต่อท่อเข้าที่ Grout Plug ซึ่งจะติดตั้งที่ Segment บริเวณด้านบนของอุโมงค์ เพื่ออัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในดิน
11. Back Up System จะประกอบด้วยห้องควบคุมการทำงานของ Cutter Head, Screw Conveyor, Thrust Jack, Belt Conveyor, Segment Erection และส่วนประกอบอื่นๆ

2.3. ปัญหาการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ

ปัญหาที่เกิดขึ้นในด้านต่าง ๆ สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ สามารถวิเคราะห์ได้ดังนี้

2.3.1. ด้านเทคนิคและวิศวกรรม

ปัญหาด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคในงานเจาะอุโมงค์ในดิน ซึ่งโดยทั่วไปมักจะสร้างในพื้นที่ชุมชนและอยู่ใต้ผิวดินไม่ลึกมาก (ไม่เกิน 30 เมตร) นั้นประกอบไปด้วยส่วนใหญ่ ๆ คือ

1. ปัญหาเสถียรภาพของผนังอุโมงค์ (Tunnel wall) หรือหน้าเจาะอุโมงค์ (Tunnel face)
2. ปัญหาน้ำใต้ดิน
3. ปัญหาดินเหนืออุโมงค์เคลื่อนตัวและผิวดินยุบตัวสร้างความเสียหาย ต่อสิ่งก่อสร้างและระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการเหนืออุโมงค์
4. ปัญหาการติดตั้งและการรับแรงของ Support ผนังอุโมงค์ (Lining)

โดยทั่วไปถ้าดินมิใช่ดินเหนียวแข็งแล้ว อุโมงค์จะมีเสถียรภาพไม่พอเพียงที่จะยืนอยู่ได้ด้วยตัวเอง มักจะพังลงมาแม้กระทั่งในขณะเจาะ ดังนั้นโดยหลักการปฏิบัติการเจาะอุโมงค์ในดินจะต้องใช้ Tunnel Shield ซึ่งมีลักษณะเป็นปลอกเหล็กขนาดเท่ากับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ที่จะเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เคลื่อนตัวไปในบริเวณส่วนหน้าเจาะของอุโมงค์ Shield นี้จะเป็นตัวช่วยยันดินบริเวณโดยรอบผนังอุโมงค์ในส่วนที่ยังมิได้ติดตั้ง Support (Lining) มิให้พังลงมา ในบางกรณีถ้าดินมีสภาพไม่ดีอาจจะต้องใช้ Shield ที่มีส่วนหน้าฝืดเพื่อยันมิให้ดินบริเวณหน้าอุโมงค์พังลงมาอีกด้วย ในปัจจุบันเทคโนโลยีด้าน Shield นี้ได้พัฒนาไปอย่างมาก ประเภทของ Shield ที่มีอยู่สามารถแบ่งได้ตามลักษณะของวิธีการรักษาเสถียรภาพดินบริเวณส่วนหน้า วิธีการและเครื่องมือใช้ขุดดินได้ ความเหมาะสมของ Shield แต่ละประเภทนั้นขึ้นอยู่กับสภาพของดินและน้ำใต้ดิน ในดินที่ไม่ดี ซึ่งได้แก่ดินที่มีกำลังต่ำ และมีน้ำใต้ดินสูงอาจจะจำเป็นต้องเลือกใช้ Shield ประเภทที่มีระบบควบคุมรักษาเสถียรภาพของดินในส่วนหน้าของอุโมงค์อันได้แก่ Mechanical Shield มีหน้าปิดหมด และใช้ Compressed Air ช่วยดันดิน หรือที่ทันสมัยอันได้แก่ ประเภท Slurry Shield ซึ่งใช้เบนโทไนท์ อัดแรงดันเป็นตัวช่วยยันดิน หรือประเภท Earth Pressure Balance Shield ซึ่งใช้ดินขุดอัดแรงดันเป็นตัวยืน Shield สองประเภทหลังได้มีการพัฒนาดัดแปลงปรับปรุงให้มีประสิทธิภาพเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ ซึ่งอาจจะเรียกแตกต่างกันออกไปบ้างตามผู้พัฒนา

นอกจากการเลือกใช้ Shield ชนิดที่เหมาะสมเพื่อเป็นการป้องกันปัญหาเสถียรภาพและดินเคลื่อนตัวบริเวณรอบอุโมงค์แล้วในบางกรณีที่จำเป็นต้องทำการเจาะอุโมงค์เข้าไปใกล้โครงสร้างที่สำคัญที่จะยอมให้เกิดการเคลื่อนตัวขึ้นไม่ได้ ยังอาจจะใช้ Ground Improvement ป้องกันโดยการเสริมกำลังดินในที่หรือลดความดัน น้ำใต้ดิน โดยสามารถเลือกทำ Dewatering การทำ Grouting บริเวณโดยรอบอุโมงค์ ซึ่งมีอยู่หลายประเภท การทำ Ground Freezing เป็นต้น

ความยากง่ายในการเจาะอุโมงค์ในแต่ละพื้นที่จะขึ้นอยู่กับสภาพดินและสภาพน้ำใต้ดินเป็นสำคัญ กล่าวคือถ้าดินมีกำลังต่ำ เช่น Soft Clay หรือมีน้ำใต้ดินสูงซึมผ่านง่าย เช่น Sand หรือ Silt การเจาะอุโมงค์ก็จะมีความยากมากกว่าดินประเภทอื่น โดยมักจำเป็น ต้องเลือกใช้ Shield ประเภทมีหน้าปิดหมดนอกจากนั้นสภาพดินที่ยากต่อการขุดเจาะอีกประเภทหนึ่ง คือ ดินที่มีก้อนหินหรือกรวดโตๆ ฝังในอยู่ การขุดจะลำบากทำได้ยาก อาจต้องใช้ระเบิดช่วย หรือใช้เครื่องเจาะพิเศษ

ปัญหาของพื้นที่กรุงเทพฯ ที่มีผู้มักหยิบยกมาเป็นข้อจำกัดในการพัฒนางานเจาะอุโมงค์คือ

1. สภาพดินอ่อน
2. สภาพการทรุดตัวของกรุงเทพฯ เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล
3. สภาพพื้นผิวดินต่ำเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความจริงแล้ว ทั้งสามประการ มิใช่ปัจจัยที่สำคัญในการพัฒนาพื้นที่ใต้ดินกรุงเทพฯเลย ดังจะอธิบายดังต่อไปนี้

2.3.1.1. สภาพดินอ่อน

ชั้นดินทั่วกรุงเทพฯ ปกคลุมไปด้วยชั้น Soft C lay หนาประมาณ 10-15 เมตร ซึ่งเป็นดินที่มีกำลังต่ำและยุบตัวสูง อันเป็นชั้นดินที่มักจะสร้างปัญหาในงานฐานราก และขุดดิน ถัดลงไป เป็นชั้น Stiff Clay หนาประมาณ 5-15 เมตร เป็นชั้นที่แข็งมีกำลังสูง ถัดลงไปเป็นชั้นทรายละเอียดอัดแน่น ซึ่งมักจะพบที่ระดับความลึกตั้งแต่ 20-26 เมตร ชั้นทรายนี้อิ่มตัวด้วยน้ำ แต่ความดันของน้ำใต้ดินมี Head ไม่สูงถึงระดับน้ำใต้ดินที่ผิวดิน ทั้งนี้สืบเนื่องจากอิทธิพลของการสูบน้ำใต้ดินในชั้นน้ำใต้ดินที่ระดับความลึกต่ำลงไป ระดับความดันน้ำในชั้นทรายดังกล่าวโดยทั่วไปในปัจจุบัน จะมี Head อยู่ราวระดับความลึก 10-15 เมตร จากระดับผิวดินเท่านั้น ความดันไม่สูงเหมือนกับสภาพ Hydrostatic ปกติ

สภาพดินกรุงเทพฯ มิได้จัดอยู่ในประเภทที่ยากต่อการเจาะอุโมงค์เลย แม้แต่ชั้นดินเหนียวอ่อนก็ตาม ความจริงแล้วสภาพชั้นดินที่สม่ำเสมอเหมือนกันเกือบตลอดพื้นที่กรุงเทพฯ ไม่ว่าจะเรื่องการเรียงตัวของชั้นดินหรือความหนา เป็นลักษณะที่ดีสำหรับงานเจาะอุโมงค์ โครงสร้างจะวางตัวอยู่ในแนวราบ ดังนั้น สภาพดินตลอดเส้นทางการเจาะอุโมงค์จะเปลี่ยนแปลงไม่มาก ง่ายต่อการเลือกวิธีการและขบวนการเจาะ

การเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีความเสี่ยงที่ดินจะวิบัติ (Failure) และไหล (Plastic Flow) เข้าสู่อุโมงค์ทำให้เกิดดินยุบตัวและเสื่อมกำลังในที่สุด ซึ่งลักษณะดังกล่าวเรียกว่า Squeezing แต่ทั้งนี้ถ้าได้เลือกประเภทของ Shield ที่ถูกต้องและควบคุมการทำงานอย่างรัดกุม ก็มักจะมีปัญหาโดยเฉพาะถ้าอุโมงค์มีขนาดไม่ใหญ่มาก สภาพ Squeezing จะเกิดขึ้นในกรณีที่อุโมงค์วางอยู่ในระดับความลึกเกินกว่าประมาณ 5 เมตร และถ้าอุโมงค์มีขนาดใหญ่พอสมควรแล้วถ้าเลือกใช้ Shield แบบหน้าเปิด จะมีความเสี่ยงต่อปัญหาสูง แม้ว่าจะใช้ Compressed Air ช่วยก็ตามเช่น ในกรณีของการเจาะอุโมงค์ระบายน้ำของกรุงเทพมหานคร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร บริเวณถนนพระรามสี่ ขนานทางรถไฟเป็นแนวทาง 1.8 กิโลเมตร ในช่วงแรกใช้ Partial Openface Shield ไม่สามารถดำเนินการได้เลยจนกระทั่งได้เปลี่ยนมาใช้เป็น Blind Shield ซึ่งมีหน้าปิดเกือบหมดเว้นช่องว่างเล็ก ๆ ที่ปรับขนาดได้ไว้ตรงกลาง เพื่อให้ดินเหนียวไหลเข้ามาในปริมาณน้อย ๆ อันสามารถควบคุมได้เหมือนยาสีฟันไหลออกจากหลอด การเจาะอุโมงค์ในโครงการนี้ หลังการเปลี่ยน Shield แล้วไม่มีปัญหาใด ๆ เลย ปริมาณดินทรุดตัวเหนืออุโมงค์นั้นน้อยมาก ในภายหลังก็มีการเจาะอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานคร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลวง ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2-3.2 เมตร ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระดับความลึกประมาณ 9 เมตร ด้วย Blind Shields โดยไม่มีปัญหาดินพังหรือเคลื่อนตัวเลย

ชั้น Stiff Clay ที่ระดับความลึกต่ำกว่า 15 เมตรลงไป เป็นชั้นดินที่เหมาะสมสำหรับเจาะอุโมงค์ใต้ดินทั้งในด้านกำลังดินและระดับความลึก ดินบริเวณหน้าและผนังอุโมงค์สามารถยืนตัวของมันเองอยู่ได้ เป็นเวลานาน (Firm Ground) ประสบการณ์งานเจาะอุโมงค์ส่งน้ำประปาขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางการขุดตั้งแต่ 2.8-4.5 เมตร ระยะทางกว่า 36 กิโลเมตรทั่วกรุงเทพฯ ในชั้น Stiff Clay โดยใช้ Shields แบบหน้าเปิดหมดหรือบางส่วน ก็ไม่มีปัญหาใด ๆ ภายในอุโมงค์ไม่จำเป็นต้องใช้อากาศอัดช่วย การทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์เกิดขึ้นน้อยมาก

สำหรับชั้นทรายละเอียดอิ่มน้ำใต้ชั้น Stiff Clay ลงไปจะมีความเสี่ยงในการพังทลายของหน้าอุโมงค์ ในลักษณะที่น้ำใต้ดินจะพยายามดันให้เม็ดทรายไหลเข้ามา (Flow Ground) แต่ปัญหานี้ไม่ยากที่จะป้องกัน วิธีเบื้องต้นที่ดีที่สุดคือการใช้ Compressed Air ใน Shield แบบปิดหน้าธรรมดา ซึ่งใช้สำเร็จในหลายประเทศ

ประสบการณ์งานเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ เท่าที่ผ่านมา เช่น อุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินเป็นอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 6 เมตร ชี้ให้เห็นว่าการเจาะอุโมงค์ประปาขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2-3 เมตรมิใช่สิ่งยากเลย โดยทางเทคนิคแล้ว ความยากง่ายในการเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ มิได้เป็นปัจจัยสำคัญในการกำหนดความเป็นไปได้ของโครงการเลย โดยเฉพาะอุโมงค์ในงานดังกล่าวอยู่ที่ความลึกเกินกว่า 15 เมตร อันจะอยู่ในชั้นของ Stiff Clay หรือ Sand ซึ่งเป็นดินที่ค่อนข้างง่ายต่อการเจาะอุโมงค์

2.3.1.2. สภาพแผ่นดินทรุดตัว

เป็นที่ทราบกันทั่วไปว่าผลของการสูบน้ำบาดาลจากชั้นทราย ที่ระดับความลึกเกินควรในช่วง 40 ปีที่ผ่านมาส่งผลให้แผ่นดินทั่วกรุงเทพฯ ทรุดตัว โดยเฉพาะช่วงระหว่าง 10-15 ปีก่อน การทรุดตัวของพื้นที่ส่วนในของกรุงเทพฯ เกิดขึ้นอย่างรุนแรงในอัตราสูงถึงกว่า 10 ซม. ต่อปี การทรุดตัวนี้ส่วนใหญ่มีสาเหตุมาจากการเกิดการยุบตัวของ Stiff to hard Clay ที่ระดับลึกใกล้ชั้นบาดาลแต่ผลก็ส่งขึ้นมาถึงชั้น Soft Clay ที่ระดับพื้นเช่นกัน แต่ทว่า ปริมาณการทรุดตัวของชั้น Stiff Clay ที่ระดับตื้นเองก็ส่งผลให้เกิดปัญหาการทรุดตัวต่างระดับระหว่างโครงสร้างที่วางบนชั้น Soft Clay หรือทรายดัง เช่นปัญหารอยต่อสะพาน และรอยต่อระหว่างพื้นวางบนดินกับตัวอาคาร เป็นต้น ปัญหาดังกล่าวยังคงสังเกตเห็นได้โดยทั่วไปแม้ว่าในปัจจุบันนี้ ปริมาณการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่ส่วนในของกรุงเทพฯ ได้ลดลงไปมาก โดยบางพื้นที่ได้หยุดการทรุดตัวแล้ว แต่บางพื้นที่ ยังคงทรุดตัวอยู่ ผลของการทรุดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ของพื้นดินกรุงเทพฯ ซึ่งส่งผลให้เกิดการแตกร้าวของโครงสร้างวางบนฐานต่างระดับนี้เองที่มีผู้หยิบยกมาเป็นข้อสังเกตว่า สภาพพื้นที่กรุงเทพฯ ไม่น่าเหมาะกับการสร้างอุโมงค์โดยเฉพาะเมื่ออุโมงค์ส่งน้ำของการประปานครหลวงที่ก่อสร้างในระยะแรก ๆ เกิดปัญหาการรั่วซึมขึ้น

โดยความเป็นจริงแล้วสภาพแผ่นดินทรุดตัวของกรุงเทพฯ มิใช่ปัญหาที่สำคัญต่อโครงสร้างอุโมงค์เลยดังจะอธิบายดังต่อไปนี้

1. การรั่วของอุโมงค์ส่งน้ำของการประปานั้น เกิดตั้งแต่เมื่อเริ่มแรกของการทดสอบส่งน้ำทันทีทันใดหลัง ก่อสร้างเสร็จ ฉะนั้นการรั่วดังกล่าวไม่ควรเกี่ยวข้องกับการทรุดตัวของแผ่นดินซึ่งต้องใช้เวลาในการเกิด อุโมงค์ที่เกิดปัญหาการรั่วซึมนี้ใช้คอนกรีตเสริมเหล็กเป็น Lining รับแรงดันน้ำสูงถึง 38 เมตร ซึ่งไม่เหมาะสมจะใช่เป็นโครงสร้างสำหรับอุโมงค์รับแรงดันน้ำในดิน เพราะจะเปราะบาง ต่อการเกิดการแตกร้าวรั่วซึมเมื่อรับแรงโดยเฉพาะในบริเวณรอยต่อคอนกรีต ไม่เหมือนกับ Lining เหล็กหรือวัสดุยืดหยุ่นอย่างอื่นประกอบกับงานอุโมงค์ส่งน้ำเป็นอุโมงค์รับความดัน ในโครงการแรกจึงอาจมีปัญหาในฝีมือการ ทำงานและควบคุมเนื่องจากด้อยประสบการณ์
2. การทรุดตัวของแผ่นดินเกิด เป็นบริเวณกว้าง และเกิดไม่เท่ากันในแต่ละพื้นที่แล้วแต่สภาพการสูบน้ำบาดาล แต่เฉพาะในแต่ละพื้นที่ปริมาณการทรุดตัวจะอยู่ในสภาพที่ค่อนข้าง Uniform โครงสร้างที่วางอยู่บนดินระดับความลึกเดียวกัน มิควรมีปัญหา Differential Settlement จากผลของแผ่นดินทรุดตัวโดยเฉพาะอุโมงค์ซึ่งมี Span ยาวมาก ๆ Distortion ใด ๆ ที่อาจเกิดจากผลของ Differential Settlement ก็จะน้อยมาก ๆ อยู่แล้ว ไม่มีผลใด ๆ ต่อโครงสร้าง

ปัญหา Differential Settlement บริเวณอุโมงค์บรรจบกับโครงสร้างอื่นที่ตั้งอยู่ต่างระดับกับอุโมงค์ก็มีน่ามาก โดยเฉพาะอุโมงค์ที่วางอยู่ที่ระดับลึกในชั้น Stiff Clay หรือ Sand เพราะจะไม่เกี่ยวข้องกับผลของการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation ของชั้น Soft Clay ข้างบน ในกรณีของอุโมงค์ซึ่งวางอยู่ในระดับตื้นในชั้น Soft Clay ปัญหาของการทรุดตัวต่างระดับที่รอยต่อเป็นแบบ Flexible Joint ดังเช่นที่ใช้ในอุโมงค์ของการประปานครหลวง หรือออกแบบ Lining แบบพิเศษในตัวให้ Absorb การทรุดตัวได้ในตัว

3. ในปัจจุบันนี้พื้นที่ส่วนในของกรุงเทพฯ การทรุดตัวได้ลดลงเกือบสิ้นสุดแล้วเพราะหยุดสูบน้ำบาดาลเกือบหมดแล้ว ดังนั้นอุโมงค์ที่จะสร้างในพื้นที่ดังกล่าว ก็ไม่น่าจะมีปัญหาการทรุดตัวของแผ่นดินเข้ามาเกี่ยวข้อง หรือมีก็เพียงน้อยนิดเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากที่กล่าวมาสรุปได้ว่า การทรุดตัวของแผ่นดินกรุงเทพฯ ไม่มีผลที่สำคัญต่อสภาพความแข็งแรงของอุโมงค์ในระยะยาวระหว่างการใช้งานโดยเฉพาะอุโมงค์ที่วางอยู่ในชั้นดินต่ำกว่าชั้นดินเหนียวอ่อนลงไป

อุโมงค์ระบายน้ำของการประปานครหลวงในระยะหลังที่ใช้ Steel เป็น Lining สามารถใช้งานได้ดีมาถึงปัจจุบันโดยไม่มีปัญหารั่วซึมใด ๆ ทั้งสิ้น ไม่ว่าจะเป็นอุโมงค์ใน Stiff Clay ที่มี Flexible Connections ต่อกับโครงสร้างวางบนเข็มยาว

2.3.1.3. ปัญหาน้ำท่วม

กรุงเทพฯ เป็นพื้นที่ที่ต่ำแต่ดั้งเดิม คือมีระดับสูงกว่าระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1-2 เมตรเท่านั้น การทรุดตัวของกรุงเทพฯ เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลทำให้แผ่นดินบางส่วนทรุดตัวต่ำกว่าระดับน้ำทะเลปานกลางไปแล้ว ดังนั้นความเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วมจึงทวีมากขึ้น ในปัจจุบันถ้าไม่มีระบบระบายน้ำและควบคุมน้ำท่วมซึ่งกทม.และกรมชลประทานสร้างขึ้น อันได้แก่เขื่อน ประตูน้ำ และโรงปั๊มน้ำ น้ำที่ท่วมกรุงเทพฯ อยู่ทุกวันในช่วงเวลาน้ำขึ้น ประสิทธิภาพของระบบนี้เองที่ช่วยให้กรุงเทพฯ แห้งอยู่เกือบตลอดปี ปัญหาน้ำท่วมในดินที่ต่ำ ๆ เช่น กรุงเทพฯ จะมีหรือไม่ขึ้นอยู่กับระบบระบายน้ำ สำหรับอุโมงค์ ก็เช่นกัน เมื่อสร้างขึ้นมาแล้วจะมีความเสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วม แต่สำหรับอุโมงค์ส่งน้ำถือว่าน้ำท่วมมีผลกระทบน้อยมาก

2.3.2. ผลกระทบต่อสภาวะแวดล้อมและธุรกิจ

ในเมืองใหญ่ ๆ ที่มีสภาพแออัด และมีปัญหาการจราจร การก่อสร้างระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการ หรือคมนาคมใหม่ ๆ บนผิวดินซึ่งจะต้องรบกวนแย่งใช้พื้นที่ถนนสาธารณะหรือมีการเวนคืนที่ดินนั้นจะส่งผลกระทบอย่างมากมายทั้งกิจการธุรกิจและสภาพสิ่งแวดล้อม รวมทั้งปัญหาล้ำกรรมสิทธิ์และสิทธิของผู้อื่น การก่อสร้างที่ต้องดำเนินการบนถนนเดิม จะกีดขวางหรือต้องปิดการจราจรอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ก่อให้เกิดปัญหารถติดอย่างร้ายแรง และความสูญเสียทางธุรกิจ รวมทั้งการเริ่มโครงการจะทำให้ช้า เพราะติดปัญหากรรมสิทธิ์และเวนคืนที่ดิน รวมทั้งต้องใช้เวลาการก่อสร้างนานขึ้น เพราะพื้นที่น้อยติดขัดกับระบบจราจรและกิจการต่าง ๆ ของประชาชนบนผิวดินนอกจากนั้น ยังก่อให้เกิดมลภาวะในช่วงก่อสร้างด้วย

ดังนั้นในประเทศที่เจริญแล้วและมีสำนึกคุณค่าทางสิ่งแวดล้อม การเลือกก่อสร้างระบบคมนาคมหรือสาธารณูปโภคใด ๆ บนผิวดินในย่านเศรษฐกิจแออัดของเมืองนั้น เป็นสิ่งที่ต้องห้าม เพราะจะมีผลกระทบมากมายใหญ่หลวงต่อกิจการส่วนรวมอีกประการหนึ่งระบบสาธารณะต่าง ๆ ที่กล่าวมา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อวางหรือลอยอยู่บนดิน จะทำลายทัศนียภาพของเมืองอย่างร้ายแรงโดยเฉพาะถ้าเป็นถนนหรือทางรถไฟลอยฟ้า จะก่อให้เกิดมลภาวะทางด้านเสียง แรงสั่นสะเทือน และคุณภาพอากาศอีกด้วย เป็นปัญหาในระยะยาว ดังนั้นทางเลือกที่ถูกต้องคือต้องลงสู่ใต้ดิน ซึ่งจะมีผลกระทบเพียงเล็กน้อยเท่านั้นในช่วงเวลาก่อสร้าง แต่เมื่อสร้างเสร็จแล้ว ผลกระทบต่าง ๆ เกือบจะไม่มีก็ว่าได้ เป็นการแก้ปัญหาที่ถูกต้องทั้งในระยะสั้นและระยะยาว

2.3.3. เงินลงทุนบนโครงการ และผลกระทบต่อโครงการและส่วนรวม

ในแง่ของ Cost ของโครงการสาธารณะจะต้องคิดถึงค่าใช้จ่ายตอบแทน และผลกระทบความเสียหายทุกด้านประกอบกับ Cost ต่าง ๆ ในโครงการใด ๆ ประกอบด้วย

1. ค่าที่ดิน
2. ค่าก่อสร้าง
3. ค่าบำรุงรักษา
4. ค่าตอบแทนความเสียหายต่อผู้อื่นและกิจการต่าง ๆ ทางธุรกิจ
5. ค่าความเสียหายต่อผลกระทบสภาพแวดล้อม

Cost สองอย่างสุดท้ายนั้น เป็น Indirect Cost ต่อสภาพส่วนรวม บางกรณีมูลค่ามากกว่า Direct Cost ซึ่งเป็นราคาในการดำเนินโครงการอันประกอบด้วย สามอย่างแรก เสียอีกแต่ผู้ลงทุนโครงการไม่จำเป็นต้องจ่าย เป็นภาระของส่วนรวมและประเทศชาติในภายหลัง นอกจากจะมีการฟ้องร้องขึ้น

ในกรณีที่การตัดสินความเป็นไปได้ของโครงการ ให้ความสำคัญต่อผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม และอีกเพียงนิดน้อยเท่านั้น แต่คำนึงถึงตัวเงินลงทุนก่อสร้างโครงการเป็นสำคัญ ตามที่ปฏิบัติกันอยู่ในประเทศไทยทุกวันนี้

สำหรับเทคโนโลยีในการเจาะอุโมงค์ที่มีอยู่ในปัจจุบัน ดินกรุงเทพฯ มิได้มีความยากในการก่อสร้างอุโมงค์เลย การที่ชั้นดินมีความหนาค่อนข้างสม่ำเสมอทั่วพื้นที่กลับเป็นข้อดีเสียอีกสำหรับงานอุโมงค์ ปัญหาแผ่นดินทรุดตัวและผิวดินเสี่ยงต่อน้ำท่วม ก็มิใช่ประเด็นสำคัญในการใช้งานอุโมงค์ การก่อสร้างเส้นทางคมนาคมหรือระบบสาธารณูปโภค สาธารณูปการอื่นบนผิวดิน ในสภาพพื้นที่ย่านธุรกิจของกรุงเทพฯ ซึ่งมีความแออัดและมีปัญหาจราจรอย่างรุนแรงอยู่แล้ว จะก่อให้เกิดผลกระทบอย่างรุนแรงต่อสภาวะแวดล้อมและกิจการธุรกิจอย่างมากมายทั้งช่วงระหว่างและหลัง การก่อสร้าง ทางเลือกที่ถูกต้องและเหมาะสมคือ การสร้างเป็นระบบใต้ดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3
ข้อคำนึงในการออกแบบ

3.1. กล่าวนำ

ในการออกแบบอุโมงค์ใต้ดินนั้นมีสิ่งที่ต้องพิจารณา และคำนึงถึงหลายประการซึ่งในบทนี้จะกล่าวถึงสิ่งที่ต้องคำนึงถึงโดยทั่วไป ซึ่งมีผลต่อการก่อสร้างการออกแบบและสามารถนำไปใช้ในการออกแบบอุโมงค์ได้

3.2. เกณฑ์การพิจารณาเลือกใช้เครื่องขุดเจาะ

ในปัจจุบันมีวิธีการขุดเจาะที่น่าสนใจหลายวิธีด้วยกัน วิธีที่นิยมใช้ในปัจจุบันได้แก่ Slurry Shield และ Earth Pressure Balance Shield เราจะเลือกใช้วิธีใดมีเกณฑ์การพิจารณาดังนี้

3.2.1. ดินที่เหมาะต่อการใช้ Slurry Shield

Gravel content	$> 60\%$
Clay and silt content	$< 10\%$
Water content	$< 18\%$
Coefficient of permeability	$\geq 10^{-2}$ cm/s
Cobbles greater than 8 in.	

สรุปคร่าวๆนั้นเหมาะกับพวกดินทราย,ทรายปนกรวดที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินและพวกดินเหนียวอ่อน

3.2.2. ดินที่เหมาะต่อการใช้ Earth Pressure Balance Shield

Gravel content	$< 70\%$
Clay and silt content	$> 7\%$

Cohesive soils (not less than 40% clay and silt) have *N*-Value < 15
Water content > 18% in sandy soils and > 25% in cohesive soils

สรุปแล้วเหมาะกับดินเหนียวอ่อน,ทรายปนตะกอนที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

3.3. แรงกระทำต่ออุโมงค์ใต้ดิน

แรงกระทำต่างๆที่กระทำต่อผนังอุโมงค์เป็นส่วนสำคัญในการออกแบบโครงสร้างของอุโมงค์ใต้ดิน ซึ่งสามารถบอกชนิดของแรงกระทำต่างๆได้ดังนี้

1. แรงดันดิน (Ground pressure)
2. แรงดันน้ำ (Water pressure)
3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load)
4. น้ำหนักกดทับ (Surcharge load)
5. แรงต้านทานจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ (Subgrade reaction) พิจารณาน้ำหนักเพิ่มเติมด้วย เนื่องจากบางกรณีที่อุโมงค์ต้องมีน้ำหนักภายใน เช่น อุโมงค์ขนส่งน้ำ น้ำมัน ล้วนแต่มีแรงดันภายในค่อนข้างสูง
6. น้ำหนักจากภายในอุโมงค์ (Load from inside)
7. น้ำหนักขณะทำการก่อสร้าง (Load during construction state)
8. ผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหว (Effects of earthquake)

น้ำหนักบรรทุกพิเศษ: เนื่องจากการออกแบบกำหนดอายุการใช้งานค่อนข้างจะนาน อีกทั้งการทำนายพฤติกรรมของชั้นดินอาจจะไม่ครอบคลุม หรือเกิดความผิดพลาดขณะทำการก่อสร้างมีผลทำให้ การรับแรงดันของผนังอุโมงค์ไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ เช่น ดินเกิดการทรุดตัวมากกว่าที่ออกแบบไว้ อาจจะมาจากการปรับปรุงคุณภาพดินไม่เป็นไปตามที่ออกแบบ , ขาดความชำนาญของผู้ควบคุม และการเจาะอุโมงค์เชื่อมต่อไม่มีการเตรียมการที่ดีใช้เวลานาน ทำให้ดินเกิดการอัดตัวคายน้ำ หน่วยแรงรอบผนังอุโมงค์ไม่เป็นไปตามที่ออกแบบ หรือการเจออุปสรรคนอกเหนือการออกแบบ ตัวอย่าง การไหลทะลักของดินหน้าหัวเจาะ ดังนั้นต้องมีการปรับแก้ให้ปลอดภัยมากที่สุด

9. ผลกระทบจากอุโมงค์ข้างเคียง (Effects of adjacent tunnel)
10. ผลกระทบของการทรุดตัว (Effect of settlement)
11. น้ำหนักอื่นๆ (Other loads)

*เราสามารถแบ่งชนิดของแรงกระทำได้เป็น 3 ประเภทใหญ่ๆได้ โดยข้อ 1-5 คือ Primary loads และข้อ 6-8 คือ Secondary loads ข้อ 9-11 คือ Special loads

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
55777

3.4. การทรุดตัวของดิน เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

โครงการก่อสร้างทางวิศวกรรมขนาดใหญ่โดยเฉพาะงานก่อสร้างภายในเมืองที่มีอาคารสิ่งปลูกสร้างมากมาย ย่อมมีผลกระทบต่อคนจำนวนมาก สำหรับโครงการก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำใต้แนวคลองพระยาราชมนตรีและถนนพระรามที่ 2 ย่อมทำให้เกิดการทรุดตัวของดิน ส่งผลต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ ดังนั้นในระหว่างดำเนินการขุดเจาะอุโมงค์ จึงต้องมีการตรวจวัดการเคลื่อนที่ของชั้นดินทั้งแนวดิ่งและแนวราบเสมอ เพื่อจะได้เป็นแนวทางการควบคุมการทำงานของหัวเจาะตลอดจนแนวทางที่จะป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้

3.4.1. สาเหตุของการทรุดตัวของดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์

ขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินการทรุดตัวที่ผิวดินจะเกิดจากสาเหตุดังต่อไปนี้

1. การทะลักเข้ามาของดินที่ด้านหน้าของหัวเจาะ เนื่องจากเครื่องขุดเจาะแบบปรับค่าแรงดันดินสมดุล ปริมาณดินที่ขุดเจาะ จะต้องสัมพันธ์กับแรงดันดินที่ด้านหน้าเครื่องขุดเจาะ โดยปรับค่าแรงดันที่ด้านหน้าเครื่องขุดเจาะ โดยจะต้องปรับค่าแรงดันจากแม่แรงไฮโดรลิค ความเร็วของ เครื่องขุดเจาะ ความเร็วในการขนถ่ายดิน ซึ่งจะทำให้เกิดแรงเฉือนต้านทานที่บริเวณผิวรอบนอกของหัวเจาะ ส่งผลต่อการทรุดตัวของชั้นดิน
2. การขุดเจาะดินเกินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหัวเจาะ (Overcut) โดยปกติขนาดของหัวเจาะ (Cutting Head) จะใหญ่กว่าขนาดของตัวเครื่องขุดเจาะประมาณ 2 ซม. ช่วยให้การขับเคลื่อนเครื่องขุดเจาะเป็นไปอย่างรวดเร็ว นอกจากนี้การเลี้ยวโค้งจำเป็นต้องขุดเจาะเกินขนาดของตัวเครื่องขุดเจาะเพื่อให้สะดวกต่อการเลี้ยว ดังนั้นช่องระหว่างดินกับตัวเครื่องจะก่อให้เกิดการทรุดตัวของชั้นดิน
3. การแอ่นตัวของผนังอุโมงค์หลังจาการติดตั้ง และทำการ Grouting โดยการอัดฉีดน้ำปูน เพื่อเติมช่องว่างรอบ ๆ ผนังอุโมงค์ แต่การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมีปริมาณน้อยกว่าที่ได้กล่าวมาแล้ว

3.4.2. ลักษณะค่าทรุดตัวที่ผิวดิน

การกำหนดแนวอุโมงค์ ต้องสำรวจลักษณะชั้นดินเพื่อวางแนวอุโมงค์ ก่อนที่จะขุดเจาะสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ส่งน้ำ ส่วนใหญ่แนวอุโมงค์จะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายชั้นแรก การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดิน ณ หน้าตัดที่พิจารณาและตลอดแนวขุดเจาะ จึงต้องพิจารณาแยกเป็น 2 ลักษณะคือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. ขุดเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะช่วงของการเกิดกว้าง ค่าการทรุดตัวมากสุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ ไม่สูงมากเมื่อเปรียบเทียบกับการทรุดตัวมากสุดจากการขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก
2. ขุดเจาะในชั้นทรายชั้นแรก เส้นการทรุดตัวที่ผิวดินจะมีลักษณะช่วงของการเกิดแคบ ค่าทรุดตัวมากสุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์สูง เพราะชั้นทรายชั้นแรกจะไม่ค่อยพบน้ำใต้ดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลทำให้ดินเหนือ Tunnel Crown เกิดการทรุดตัวทันทีสูง

ดังนั้นการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน จะใช้ทฤษฎีของ Peck (1969) พิจารณาช่วงของเส้นการทรุดตัวเนื่องจาก Tunneling เพื่อให้ได้ค่าทรุดตัวใกล้เคียงกับข้อมูลค่าทรุดตัวในสนาม และใช้ทฤษฎีของ O'Reilly and New (1982) เพื่อพิจารณาหาค่า K ที่สามารถบ่งบอก เฉพาะถึงชั้นดินที่ได้ขุดเจาะสำหรับชั้นดินกรุงเทพ ฯ ซึ่งจะกล่าวในรายละเอียดต่อไป

3.4.3. การคาดคะเนค่าทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์

3.4.3.1. การประมาณค่าการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์

ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินเหนืออุโมงค์สามารถแสดงด้วย error function หรือ probability curve โดยนิยามปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ x ใด ๆ ดังสมการที่ 3.1.

$$S = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \qquad (3.1.)$$

เมื่อ S คือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ x ใด ๆ จากศูนย์กลางของแนวอุโมงค์

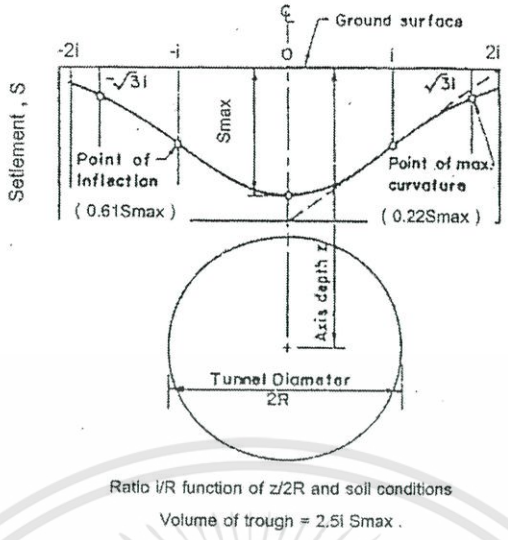
S_{max} คือ ปริมาณการทรุดตัวมากที่สุดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์

x คือ ระยะทางตามขวางในแนวราบจากศูนย์กลางของอุโมงค์

i คือ ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)

จากสมการที่ 3.1. ระยะ x เท่ากับศูนย์ หรือที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ เกิดค่าทรุดตัวมากสุด โดยรูปร่างและลักษณะของแนวการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.1.

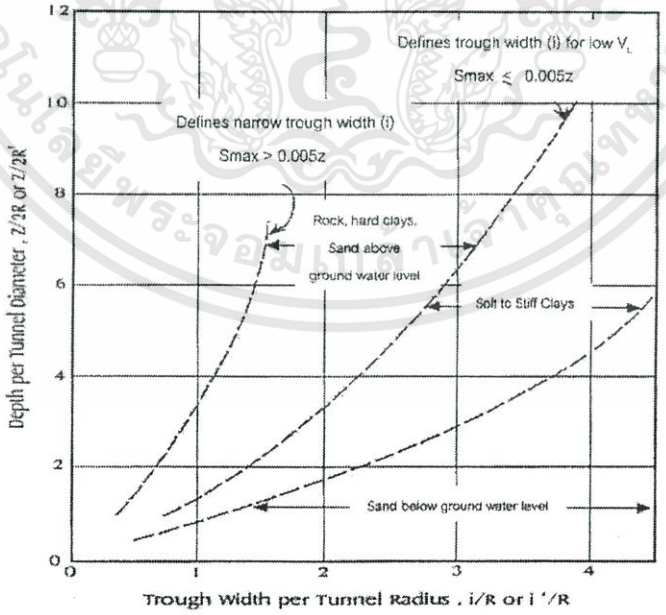
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.1. แนวการทรุดตัวของผิวดินเนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์(Peck,1969)

3.4.3.2. การหาค่า i โดยใช้กราฟของ Peck (1969)

กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความกว้างของแนวการทรุดตัว (i/R) กับอัตราส่วนความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (z/2R) สามารถใช้ประมาณค่า i จากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับชนิดของดิน ดังรูปที่ 3.2.



รูปที่ 3.2. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของแนวการทรุดตัว (i /R)
กับความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางของอุโมงค์ (z/2R)(Peck,1969)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากสมการที่ 3.1. สามารถตรวจสอบค่า i ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลข้อมูลการทรุดตัวที่วัดในสนามกับช่วงของการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาค่า i ในรูปที่ 3.2. ว่าอยู่ในช่วงการทรุดตัวที่ผิวดินหรือไม่

การวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวดินโดยทฤษฎีของ Peck(1969) จะพิจารณาเฉพาะชั้นผิวดินที่เกิดการทรุดตัว แต่ไม่สามารถบ่งบอกการทรุดตัวของชั้นดินที่หัวเจาะกำลังขุดเจาะได้

3.4.3.3. การหาค่า i โดยใช้สูตรของ O'Reilly and New (1982)

ในการวิเคราะห์จะพิจารณาแนวการทรุดตัวที่ผิวดิน เนื่องจากการขุดเจาะอุโมงค์เป็นระยะ x เท่ากับ 6i โดยที่ i จะสัมพันธ์กับ z ดังสมการที่ 3.2.

$$i = Kz \qquad (3.2.)$$

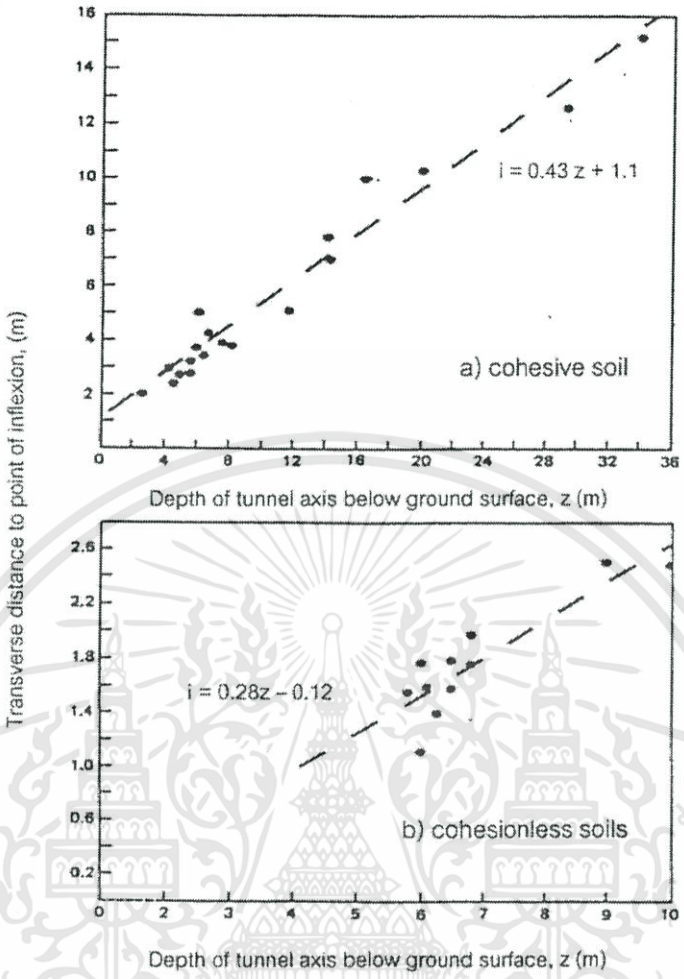
เมื่อ i คือ ระยะจากกึ่งกลางของแนวอุโมงค์ถึงจุดที่เปลี่ยนความโค้ง (inflexion)

K คือ constant of proportionality

z คือ ความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลางของอุโมงค์

จากสมการที่ 3.2. ค่า K เป็นความชันระหว่างค่า i กับค่า z ซึ่งแสดงอยู่ในรูปสมการเส้นตรงโดยแยกพิจารณาเป็น 2 ลักษณะ คือ ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว และดินทราย ดังรูปที่ 3.3.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.3. แสดงความสัมพันธ์ของค่า i กับความลึก z (O'Reilly and New (1982)

จากรูปที่ 3.3a. ซึ่งเป็นกรณีการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว การกระจายของข้อมูลน้อย สามารถสร้างความสัมพันธ์ในรูปของค่า i เป็นเส้นตรงได้ ส่วนรูปที่ 3.3b. เป็นกรณีขุดเจาะในชั้นทราย การกระจายของข้อมูลมีมาก ทำให้ได้ความสัมพันธ์ในรูปของค่า iที่ไม่เหมาะสมจะนำไปใช้วิเคราะห์ค่าทรุดตัวที่ผิว ดังนั้น O'Reilly and New (1982) ได้พิจารณาข้อมูลการทรุดตัวในสนามจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีต ทำให้ทราบช่วงของค่า K ในแต่ละชนิดของดินที่เหมาะสมสำหรับงานขุดเจาะอุโมงค์ ดังนี้

K = 0.4 (Stiff clay) - 0.7(Soft clay,Silty clay)

K = 0.2 –0.3 สำหรับ Granular material เหนือระดับน้ำใต้ดิน

นอกจากนี้ O'Reilly and New (1982) ได้แนะนำค่า K สำหรับชั้นดินที่ขุดเจาะอุโมงค์ เพื่อเป็นค่าที่ใช้คาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดิน โดยค่า K จะขึ้นกับชนิดของดิน ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

K = 0.5 สำหรับ Cohesive soils

K = 0.25 สำหรับ Granular soils

3.4.3.4. การหาค่าปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัว, V_s

การขุดเจาะอุโมงค์จะทำให้ผิวดินเกิดการทรุดตัว ปริมาณของดินที่ผิวดินเกิดการทรุดตัวหาได้จากค่าการทรุดตัวมากที่สุดที่กึ่งกลางแนวอุโมงค์ พิจารณาจากการอินทิเกรตสมการดังนี้

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S dy \qquad = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) dy$$

$$= \sqrt{2\pi}\, i\, S_{\max} \approx 2.5\, i\, S_{\max} \qquad (3.3.)$$

เมื่อ V_s คือ ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร

y คือ ระยะตามขวางในแนวราบจากกึ่งกลางแนวอุโมงค์

แทน S_{max} จากสมการที่ 3.3. ในสมการที่ 3.1. จะได้สมการสำหรับค่าทรุดตัวที่ระยะ y ใด ๆ และสมการวิเคราะห์หาความชันและความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunneling ดังนี้

สมการสำหรับหาค่าทรุดตัวที่ผิวดิน ที่ระยะ y ใด ๆ

$$S = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\, i^3} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \qquad (3.4.)$$

สมการสำหรับหาค่าความชันของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunneling

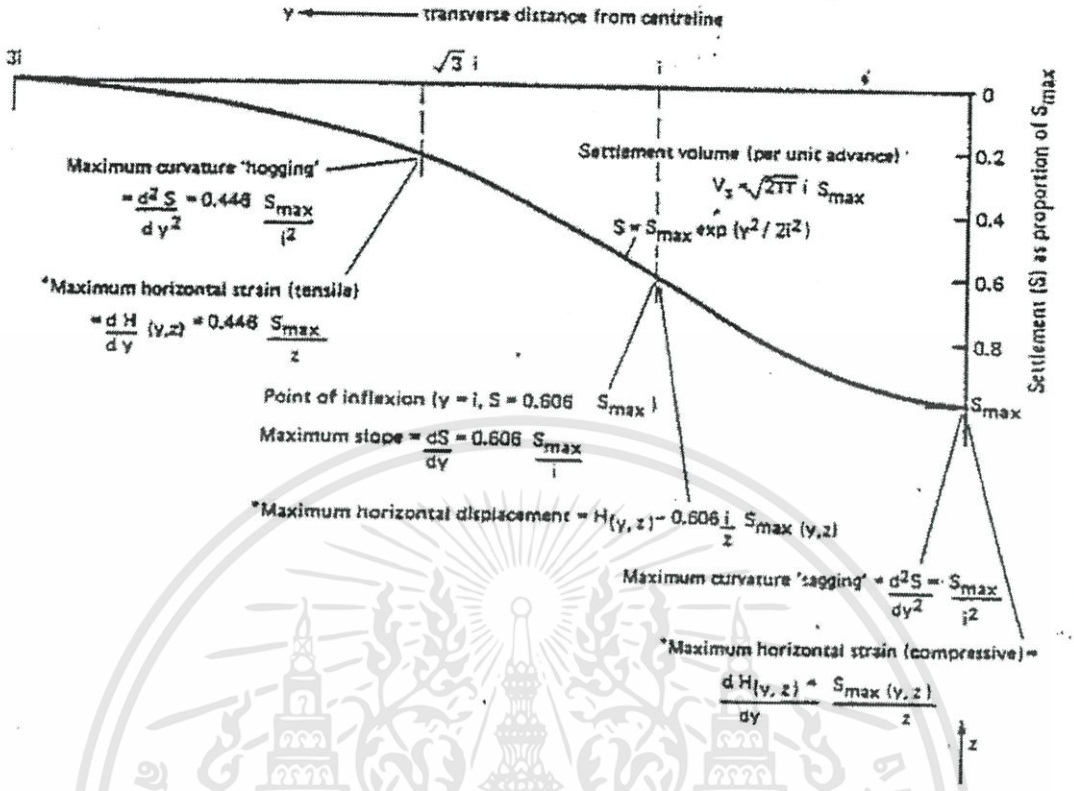
$$\frac{dS}{dy} = \frac{V_s y}{\sqrt{2\pi}\, i^3} \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \qquad (3.5.)$$

สมการสำหรับหาความโค้งของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจาก Tunneling

$$\frac{d^2S}{dy^2} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\, i^3} \left[\frac{y^2}{i^2} - 1\right] \exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \qquad (3.6.)$$

จากสมการที่ 3.3.-3.6. แสดงรายละเอียดของลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดิน ดังรูปที่ 3.4.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.4. แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวแบบสมมาตร (O'Reilly and New, 1982)

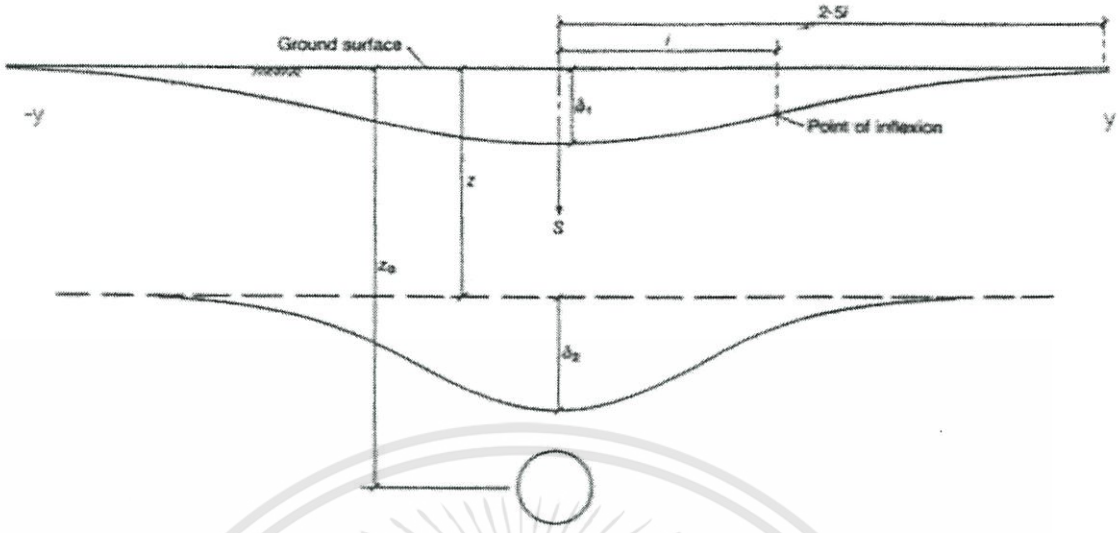
3.4.4. การทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนตัวแนวราบที่ผิวดิน

รูปร่างลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินไม่ได้บ่งบอกถึง การเคลื่อนตัวของดินในแนวราบ หรือการเปลี่ยนแปลงความกว้างของแนวเส้นการทรุดตัว (Width of subsurface settlement profile) ซึ่งจะมีค่า Ground Loss ที่ระดับความลึกต่างๆ ไม่เท่ากัน จากปัญหาที่กล่าวมานี้จะพิจารณาการทรุดตัวของชั้นดินและการเคลื่อนที่แนวราบที่ผิวดิน ตามชนิดของดิน ดังนี้

1. ดินเหนียว (Cohesive or clay soil)

จากสมมติฐานของรูปร่างการทรุดตัวเป็นลักษณะเดียวกับ error function curve การวิเคราะห์จะสมมติให้ทุกจุดในดิน เกิดการเคลื่อนตัวตามแนวยาวของอุโมงค์ เป็นลักษณะ plane strain โดยมีปริมาณของการเคลื่อนตัวคงที่ ความกว้างของช่วงที่เกิดการทรุดตัวจะลดลงในลักษณะเป็นเส้นตรงกับความลึกจากผิวดิน โดยปริมาณการทรุดตัวจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นกัน ดังรูปที่ 3.5.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.5. แสดงช่วงการทรุดตัวของชั้นดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ (Mair et al. 1993)

จากรูปที่ 3.5. การเคลื่อนตัวแนวราบ, $H_{(y,z)}$ และแนวดิ่ง, $S_{(y,z)}$ ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ จะแสดงดังสมการที่ 3.7. - 3.9.

$$H_{(y,z)} = \frac{y}{z} S_{(y,z)} \tag{3.7.}$$

โดยที่

$$S_{(y,z)} = S_{(\max,y,z)} \exp\left(\frac{-y^2}{2i_z^2}\right) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\,Kz} \exp\left(\frac{-y^2}{2(Kz)^2}\right) \tag{3.8.}$$

$$H_{(y,z)} = S_{(\max,y,z)} \exp\left(\frac{-y^2}{2i_z^2}\right) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\,Kz} \exp\left(\frac{-y^2}{2(Kz)^2}\right) \tag{3.9.}$$

ค่า Strain แนวดิ่ง, ε_V และแนวราบ, ε_H ที่หน้าตัดภาคตัดขวางของแนวอุโมงค์ แสดงดังสมการที่ 3.10.- 3.11.

$$\varepsilon_V = \frac{dS_{(y,z)}}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\,Kz^2} \exp\left(\frac{-y^2}{2(Kz)^2}\right)\left[\frac{y^2}{(Kz)^2} - 1\right] \tag{3.10.}$$

และ

$$\varepsilon_H = \frac{dH_{(y,z)}}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}\,Kz^2} \exp\left(\frac{-y^2}{2(Kz)^2}\right)\left[1 - \frac{y^2}{(Kz)^2}\right] \tag{3.11.}$$

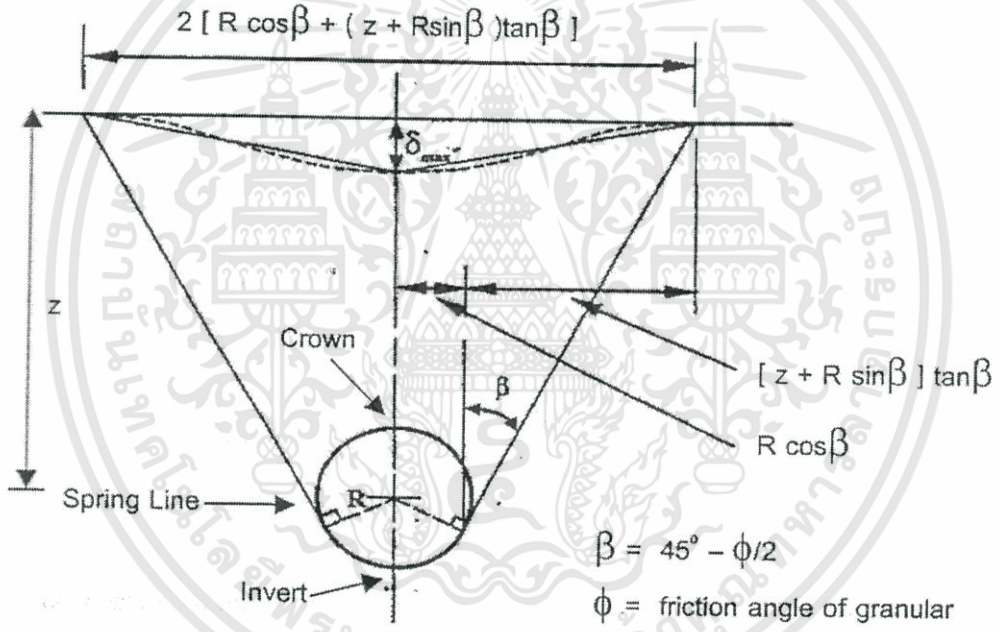
หรือ

$$\varepsilon_V = -\varepsilon_H \quad \text{สำหรับ Plane strain constant volume deformation} \tag{3.12.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ดินทราย (Cohesionless sands and gravels)

O'Reilly and New (1982) แนะนำว่า การวิเคราะห์หาค่า Strain จากกรณีขุดเจาะอุโมงค์ในดินเหนียวไม่สามารถใช้ได้กับ Cohesionless soils เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินเมื่อขุดเจาะอุโมงค์เกิด vertical strain มากกว่า 0.5% ช่วงของการทรุดตัวแคบแต่ทรุดตัวสูงกว่ากรณีของดินเหนียวมาก ทำให้ horizontal strain ที่ผิวดินสูงมาก ดังนั้นการใช้ error function curve มาพิจารณาจึงไม่ค่อยน่าเชื่อถือ และ Atkinson et al. (1975) อธิบายการทรุดตัวจะเริ่มเกิดขึ้นใกล้กับตำแหน่ง Spring Line ของอุโมงค์ แล้วเส้นทางการทรุดตัวจะแผ่กระจายเพิ่มขึ้นถึงผิวดิน จนกระทั่งผิวดินเกิดการ Collapse ต่อมา Attewell (1982) ได้นำเสนอลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินโดยพิจารณาเป็น Triangular Wedge ซึ่งความกว้างของการทรุดตัวจะสัมพันธ์กับมุม β และ ϕ ดังรูปที่ 3.6.



รูปที่ 3.6. แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดอุโมงค์ในทราย

3.4.5. การหาค่า Ground Loss จากการขุดเจาะอุโมงค์

การประเมินประสิทธิภาพการทำงานของเครื่องขุดเจาะ จะอาศัยค่าเปอร์เซ็นต์การสูญเสียดิน หรือ Ground Loss โดยจะเท่ากับอัตราส่วนของปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินต่อปริมาณการขุดดินออก ดังนี้

$$Ground\ Loss(\%) = \frac{V_s}{V_{ex}} \times 100 \qquad (3.13.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ V_s = ปริมาณของดินที่ทรุดตัวต่อหนึ่งหน่วยเมตร ซึ่งเท่ากับ $2.5iS_{max}$ ได้จากสมการที่ 3.13.

V_{ex} = ปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกต่อหนึ่งหน่วยเมตร จากเครื่องขุดเจาะอุโมงค์

โดยปรกติ การขุดเจาะอุโมงค์โดยใช้เครื่องขุดเจาะอุโมงค์แบบปรับแรงดันดินสมดุล จะมีค่า Ground Loss เกิดขึ้นเพียง 2-3% สำหรับอุโมงค์ที่ขุดเจาะในชั้นดินเหนียว ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ชนิด Open face shield หลังจากได้ประเมินค่า Ground Loss ที่เกิดจากเครื่องขุดเจาะซึ่งพิจารณาจากงานก่อสร้างที่ผ่านมาในอดีตแล้ว (Loganathan and Poulos, 1999) สามารถใช้สมการ Normal Probability Function โดยใช้ทฤษฎีของ Peak (1969) หรือ O'Reilly and New (1982) คาดคะเนหาค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ณ ตำแหน่งต่างๆ ได้

สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทรายชั้นแรกในเขตกรุงเทพฯ ข้อมูลการทรุดตัวจากการศึกษายังน้อย จึงไม่สามารถประเมินค่า Ground Loss เพื่อคาดคะเนการทรุดตัวที่ผิวดินได้ อย่างไรก็ดี จากงานวิจัยในต่างประเทศ การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ในชั้นทราย (O'Neilly and New,1982) พอจะสามารถเป็นแนวทางเพื่อควบคุมการก่อสร้างอุโมงค์ในเขตกรุงเทพฯ ต่อไปและต้องเก็บรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้วิเคราะห์และศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงสำหรับชั้นดินกรุงเทพฯ ก่อนที่จะขุดเจาะในเส้นทางต่อไป

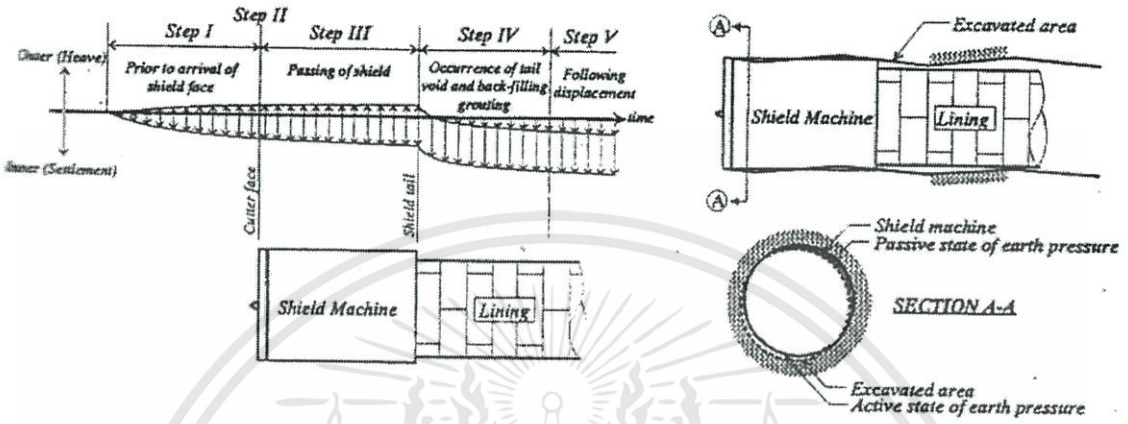
3.4.6. การทรุดตัวที่ผิวดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์

ลักษณะเส้นการทรุดตัวของดินตามแนวขุดเจาะอุโมงค์แสดงดังรูปที่ 3.7. โดยแบ่งค่าทรุดตัวทั้งหมดเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์ด้วยหัวเจาะชนิด EPBS ออกเป็น 4 ประเภท คือ

1. Initial Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นก่อนที่หัวเจาะจะเคลื่อนที่เข้าหา โดยจะเกิดที่ด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งค่าทรุดตัวเริ่มแรกนี้อาจเป็นลักษณะทรุดตัวลงหรือเกิด Heave ขึ้นกับคุณสมบัติของชั้นดิน
2. Shield Passing Settlement คือค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นในขณะที่หัวเจาะกำลังเคลื่อนที่ผ่านจากตำแหน่งของด้านหน้าหัวเจาะ (Shield Face) ถึงด้านท้ายของหัวเจาะ (Shield Tail) ซึ่งค่าทรุดตัวนี้เกิดจากโครงสร้างดินถูกรบกวนระหว่างที่หัวเจาะเคลื่อนที่ผ่าน โดยเฉพาะ Friction และ Shear ระหว่างผิวด้านนอกของหัวเจาะกับดินที่อยู่รอบๆ ทำให้สูญเสียกำลังและลดค่า Modulus ของดิน
3. Tail Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดบริเวณด้านท้ายของหัวเจาะ โดยค่าทรุดตัวนี้จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อมีช่องว่าง (Tail Voids) ที่ด้านท้ายหัวเจาะจนกระทั่งการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นเนื่องจากน้ำปูนจะถูกอัดฉีดเข้าผ่านผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งด้านหลังหัวเจาะเพื่อลดช่องว่างและค่าทรุดตัวของดินที่อยู่ด้านบนของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

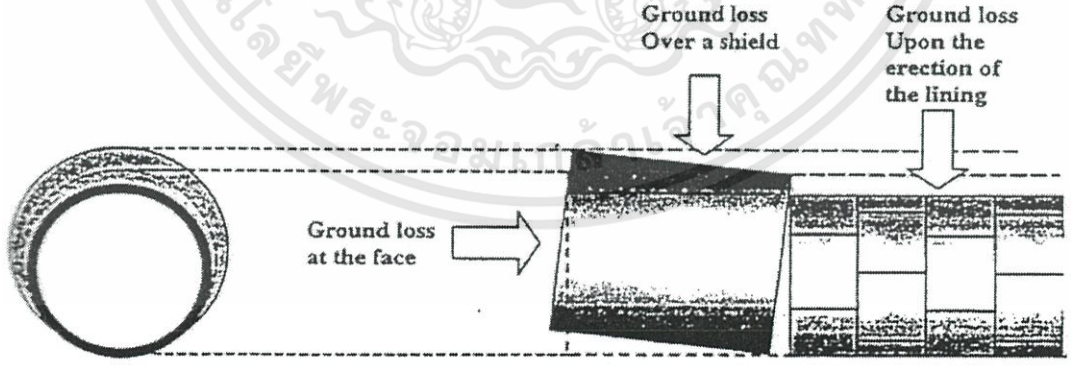
4. Long-term Settlement คือ ค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการอัดฉีดน้ำปูนเสร็จสิ้นแล้ว ดินที่ด้านท้ายหัวเจาะจะเกิด Relaxation และจะทรุดตัวลงเรื่อยๆ เนื่องจากโครงสร้างดินถูกรบกวน กำลังของดินลดลง ต่อมาจะเกิด Consolidation และ Creep ซึ่งใช้เวลานาน



รูปที่ 3.7. แสดงลักษณะการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์
(A. Sramoon and Sugimoto,1999)

3.4.7. การพิจารณาหาค่า **Ground Loss** เนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์

การพิจารณา Ground Loss แบ่งได้เป็น 3 ลักษณะ แสดงดังรูปที่ 3.8.



รูปที่ 3.8. แสดง Ground Loss เกิดขึ้นที่หัวเจาะชนิด EPBS (Lee, K.M. et al.,1992)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.4.7.1. Ground loss ที่ด้านหน้าหัวเจาะอุโมงค์

Ground Loss นี้จะเกิดขึ้นทันที ยากที่จะควบคุมการทะลักของดินเข้ามาเนื่องจากดินถูกเปลี่ยนสภาพให้เป็น plastic เพิ่มขึ้นเพื่อให้สามารถลำเลียงผ่าน Screw conveyor ได้ การเปลี่ยนแปลงของ in situ stress ที่ด้านหัวเจาะเป็นผลจากการขุดเจาะเอาดินที่ด้านหน้าหัวเจาะออก ซึ่งปริมาณดินที่ขุดออก จะเท่ากับปริมาณของ Ground loss โดยจะใช้แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะไม่คงที่ ผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า และขุดเจาะดินเข้ามาที่ด้านหน้าหัวเจาะ ทำให้การพิจารณา stress ที่ด้านหน้าทำได้ยาก แต่สามารถประมาณคร่าวๆ ดังสมการที่ 3.14.

$$P_o = \left(K'_o \sigma'_V + P_w\right) - P_i \qquad (3.14.)$$

เมื่อ P_o = Total stress ที่ด้านหน้าหัวเจาะ
K'_o = Effective coefficient of earth pressure at rest
σ'_V = Vertical effective stress
P_w = Pore pressure at tunnel spring line
P_i = แรงดันที่ด้านหน้าหัวเจาะ (Face Pressure)

3.4.7.2. Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์

ค่า Ground Loss ที่เกิดขึ้นเหนือหัวเจาะอุโมงค์จะเท่ากับปริมาตรของดินที่ถูกขุดออกเมื่อส่วนหัวเจาะ (Cutting Shield) เคลื่อนตัวไปข้างหน้าทำให้เกิดช่องว่างเพิ่มขึ้นที่บริเวณเหนือหัวเจาะ ซึ่งสาเหตุมาจากปัญหาการเบี่ยงเบนระหว่างแนวอุโมงค์ที่ออกแบบไว้ (Design Grade) กับแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง (Actual Grade) โดยทางปฏิบัตินั้นผู้ควบคุมเครื่องขุดเจาะจะควบคุมให้เครื่องขุดเจาะทำมุมเงยขึ้นเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ เพื่อที่จะหลีกเลี่ยงหัวเจาะจมลงเนื่องจากน้ำหนักของหัวเจาะเอง ในขณะที่มีการเลี้ยวโค้งของหัวเจาะ โดยมุมที่เพิ่มขึ้น (Excess pitch) ของการขุดเจาะจะทำให้เกิด Overcutting ของดินที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Tunnel Crown)

ดังนั้นจึงสามารถประมาณค่า Ground Loss ได้โดยสมมติให้บริเวณที่อยู่ตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ (Tunnel Crown) เหนือตำแหน่งด้านข้างของอุโมงค์ (Spring Line) ตลอดความยาวของหัวเจาะคูณกับมุมที่เพิ่มขึ้นของหัวเจาะบนแนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริง โดย Lee et al. ได้เสนอ สมการที่ 3.15. ดังนี้

$$V_{shield} = \frac{2\pi aL}{2} \times \left(excess\ pitch\right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= \pi\left[\left(a+\frac{w}{2}\right)^2 - a^2\right] \qquad (3.15.)$$

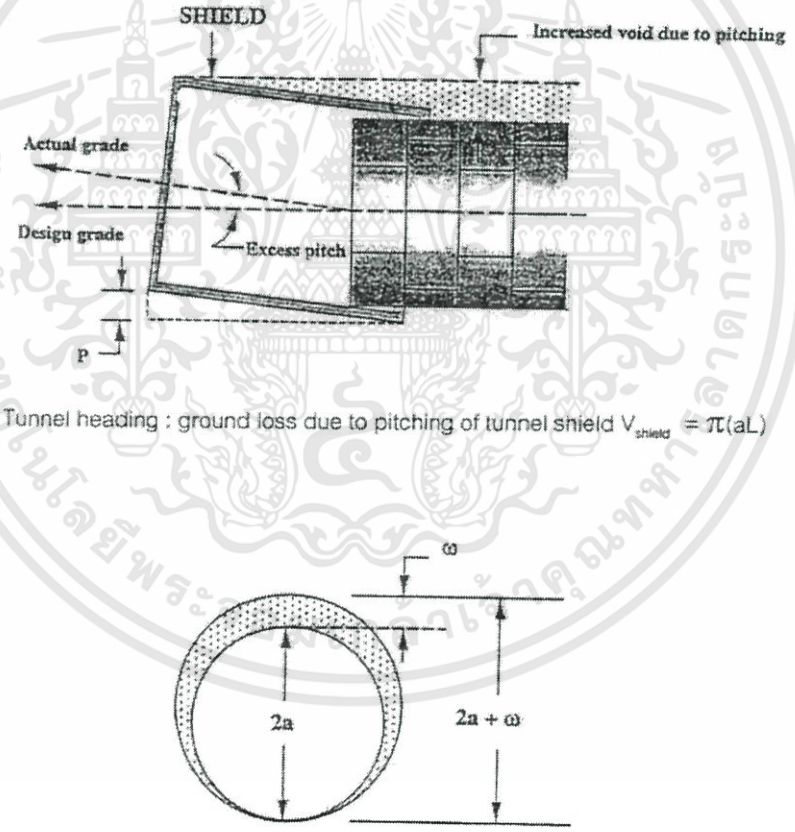
เมื่อ V_{shield} = ปริมาตรของ Overexcavation ต่อหนึ่งหน่วยความยาวของการขุดเจาะ

a = รัศมีภายในของอุโมงค์

L = ความยาวขอหัวเจาะ

w = workmanship parameter = $L \times (excess\ pitch)$

สามารถนำสมการนี้ไปใช้เป็นแนวทางในการประเมินปริมาณของ Ground Loss เมื่อมีบันทึกข้อมูลมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้น หลังจากที่ได้ก่อสร้างแล้ว หรือได้กำหนดมุม Pitch ที่เพิ่มขึ้นมากสุด เพื่อคาดคะเนค่า Ground Loss ก่อนทำการก่อสร้าง แสดงดังรูปที่ 3.9.



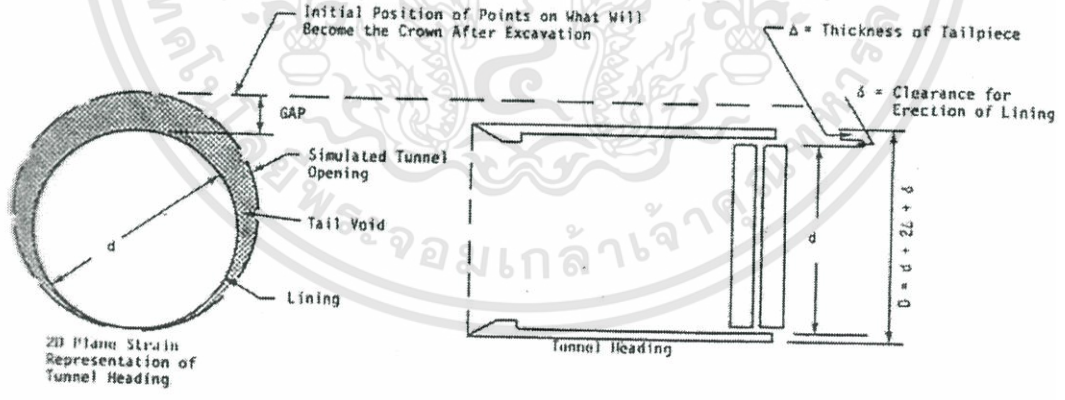
รูปที่ 3.9. แสดง Ground Loss เหนือหัวเจาะอุโมงค์เนื่องจาก Overcutting (Lee, K.m. et al., 1992)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ การเคลื่อนที่ไปข้างหน้าของหัวเจาะขึ้นหรือลงที่ไม่สม่ำเสมอด้วยมุม pitch ทำให้แนวอุโมงค์ที่ขุดเจาะจริงเบี่ยงเบนจากแนวอุโมงค์ที่ออกแบบ ค่า Ground Loss เกิดขึ้นในลักษณะคล้ายกัน โดยการเคลื่อนที่ขึ้นลงที่ไม่สม่ำเสมอของหัวเจาะจะเกิด Overexcavation จากปัญหา Overcutting ที่บริเวณตำแหน่งด้านบนของอุโมงค์ ซึ่งจะขึ้นกับการทำงานของผู้ควบคุมเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ ไม่สามารถพิจารณาความแน่นอนของมุม pitch ที่เพิ่มขึ้นที่จะกำหนดก่อนก่อสร้างได้ นอกจากนี้การควบคุมหัวเจาะจะต้องให้เครื่องขุดเจาะหยุดพักเครื่อง และได้ใช้ในเวลานี้ลำเลียงผนังอุโมงค์เพื่อติดตั้งและอัดฉีดน้ำปูนที่ผนังอุโมงค์ด้านท้ายหัวเจาะต่อไป

3.4.7.3. Ground Loss ในระหว่างติดตั้งผนังอุโมงค์

ค่า Ground Loss เกิดขึ้นเนื่องจากผนังอุโมงค์ไม่ได้แทนที่พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดจากการขุดเจาะที่ด้านท้ายของหัวเจาะ ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ จะมีระยะห่าง (Clearance) ค่าหนึ่งจากผิวด้านในของหัวเจาะเพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ เมื่อหัวเจาะเคลื่อนไปข้างหน้า ดินที่เคลื่อนตัวอยู่ด้านบนหัวเจาะจะเคลื่อนเข้าไปในช่องว่าง (Tail Voids) บริเวณด้านท้ายหัวเจาะที่เกิดจากความหนาของผนังหัวเจาะด้านบน (Thickness of Tailpiece, Δ) รวมกับระยะห่างจากผิวด้านในของหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ (Clearance for Erection of Lining) ดังนั้นขนาดของ Tail Voids จึงเป็นตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อการทรุดตัวทั้งหมด แสดงดังรูปที่ 3.10.



รูปที่ 3.10. แสดง Ground Loss เนื่องจาก Tail Voids (Lee, K.m. et al.,1992)

ค่า Ground Loss นี้สามารถทำให้น้อยลงโดยการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเข้าไปเติมช่องว่างในระหว่างที่ติดตั้งผนังอุโมงค์ก่อนที่ดินด้านบนจะเข้าไปแทนที่ Tail Voids ซึ่งประสิทธิภาพของการอัดฉีดน้ำปูนจะขึ้นกับอัตราการเคลื่อนตัวของดินในช่องว่างนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แม้ว่า Tail Voids จะมีค่าน้อยลงเพื่อลดการเกิดค่าการทรุดตัวที่ผิวดินมากสุด แต่ยังคงเกิดการเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากแรงดันดินกระทำรอบอุโมงค์ไม่เท่ากันทุกทิศทาง ซึ่งอาจทำให้ผนังอุโมงค์คอนกรีตเกิดรอย Crack ได้ จึงต้องวัดการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์โดยเฉพาะที่ตำแหน่งด้านบนสุดและเส้นผ่าศูนย์กลางภายในอุโมงค์ เมื่อเปรียบเทียบกับ Ground Loss ที่เกิดจากการแอ่นตัวของผนังอุโมงค์ด้านบนกับ Ground Loss ทั้ง 3 ประเภทมีค่าน้อยมาก

3.4.8. Earth Pressure ที่ Cutter face และ Pitching Angle

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของดินเนื่องจากการขุดอุโมงค์ด้วยหัวเจาะอุโมงค์ชนิดปรับแรงดันดินสมดุล เป็นสาเหตุทำให้แรงดันดินรอบๆหัวเจาะอุโมงค์เปลี่ยนแปลง กล่าวคือ เมื่อดินรอบๆ อุโมงค์พยายามดันเข้ามาภายในอุโมงค์ จะเกิดแรง Passive earth pressure

ก่อนที่จะขุดเจาะดิน สภาพของดินจะมี σ_v กระทำในทิศทางแนวดิ่ง และ σ_h กระทำในทิศทางแนวนอน โดยนำเสนอสมการ ดังนี้

$$\sigma_h = K_{0,Total}\,\sigma_v \tag{3.16.}$$

เมื่อ σ_v, σ_h = horizental and vertical total stress
$K_{0,Total}$ = coefficient of earth pressure at rest (total stress)

ในเทอมของ Effective stress ซึ่งไม่พิจารณาถึงผลกระทบของน้ำใต้ดิน Pender (1980) ได้เสนอสมการดังนี้

$$\sigma'_h = K_0\sigma'_v \tag{3.17.}$$

จะได้ว่า $$K_{0_{Total}} = K_0 - \frac{\rho_w}{\rho(K_0 - 1)} \tag{3.18.}$$

เมื่อ σ'_h, σ'_v = effective horizontal and vertical stress
K_0 = coefficient of earth pressure at rest (effective stress)
ρ, ρ_w = total unit weight of soil and water

แรงดันดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ สามารถพิจารณาจากสมการดังนี้

$$\sigma'_{nf} = F(x')\left[a\frac{v}{f.r} + b\right]\sigma'_{no} \tag{3.19.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ σ'_{nf} = earth pressure at cutter face
$F(x')$ = factor due to local shear failure
a,b = constant
v = velocity of shield
f = rotating speed of cutter face
r = radius of calculation point on cutter face
σ'_{no} = initial effective earth pressure normal to cutter face

โดยที่ F(x')เป็นฟังก์ชันของ x' ซึ่งบอกถึงการเกิด local shear failure ของดินที่ด้านหน้าหัวเจาะ โดยสมมติให้แนวของ earth pressure ที่เกิด shear failure ที่กระทำต่อ cutter face เป็นเส้นตรง

ค่า x' พิจารณาจากมุม pitch ที่วัดจากแนวราบเมื่อหัวเจาะอุโมงค์เคลื่อนไปข้างหน้าดังนี้

$$x' = \frac{x}{D\cos\phi_p} \tag{3.20.}$$

เมื่อ x = ratio of vertical depth from center of cutter face to diameter of cutter face
D = diameter of cutter face
ϕ_p = pitching angle

โดยช่วงการเกิดของ local shear failure แบ่งได้ตามรูปที่ 3.11. ดังนี้

$$F(x') = \begin{cases} 0 & , \quad x' < 0 \\ 1 & , \quad x' = 0 \\ 3 & , \quad x' = 0.5 \end{cases}$$

ช่วงของ σ'_{nf} พิจารณาได้ดังนี้

$$\sigma'_a + P_w \quad < \quad \sigma_{nf} \quad < \quad \sigma'_p + P_w \tag{3.21.}$$

หรือ

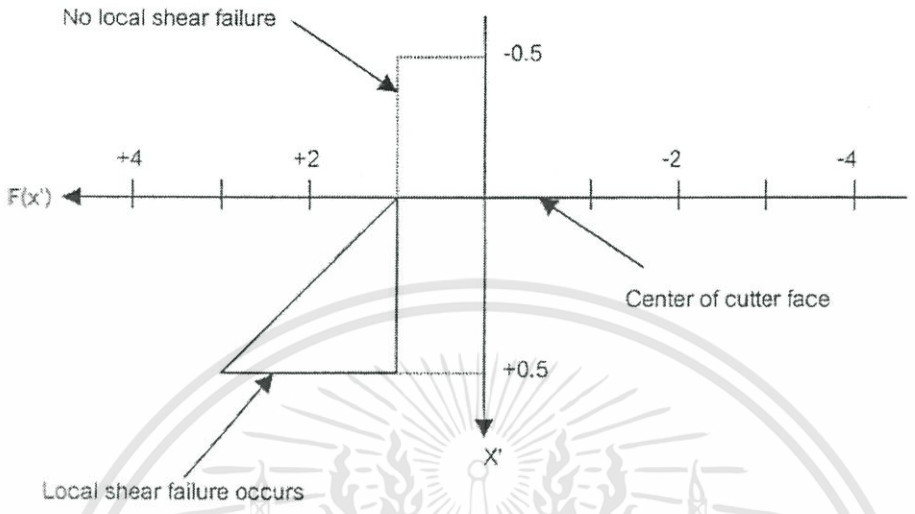
$$\sigma'_a < \quad \sigma'_{nf} \quad < \quad \sigma'_p \tag{3.22.}$$

เมื่อ σ_{nf} = face pressure
σ'_a = effective active earth pressure

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

σ'_p = effective passive earth pressure

P_w = water pressure



รูปที่ 3.11. Factor เนื่องจาก Local shear failure
(A. Sramoon and Sugimoto,1999)

3.4.9. ปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวอ่อนเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์

Peck(1969) ได้กล่าวว่าการขุดเจาะอุโมงค์ใต้ดินจะต้องพิจารณาปัจจัยสำคัญ 3 ประการ ได้แก่

1. สามารถที่จะขุดเจาะเป็นอุโมงค์ได้โดยจะต้องมีเสถียรภาพเพียงพอที่จะมีเวลาติดตั้งดาดอุโมงค์
2. การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินจะต้องไม่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างข้างเคียงที่อยู่บริเวณเหนืออุโมงค์หรือโครงสร้างใต้ดินที่อยู่บริเวณด้านล่างของอุโมงค์
3. อุโมงค์ใต้ดินจะต้องทนทานและสามารถอยู่ได้นานตลอดเวลาการใช้งาน

การเคลื่อนตัวของดินเนื่องจากขุดเจาะอุโมงค์เป็นปัญหาสำคัญ การก่อสร้างจะต้องป้องกันความเสียหายที่จะเกิดกับโครงสร้างใกล้เคียง สำหรับ Tunneling จะต้องพิจารณาตัวแปรดังนี้

1. ความลึกของอุโมงค์และแนวขุดเจาะที่จะก่อให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้างน้อยที่สุด
2. ความจำเป็นที่จะต้องทำ Underpinning หรือ Reinforcement โครงสร้าง
3. การทำ Dewatering,Grouting หรือ Ground improvement ในดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวแปรเหล่านี้จะมีผลต่อราคาค่าก่อสร้างของโครงการและความปลอดภัยที่หน้างาน ทำให้ต้องตรวจสอบโดยวัดการเคลื่อนตัวของดินจากการขุดเจาะอุโมงค์ ซึ่งสัมพันธ์กับลักษณะชั้นดินและวิธีที่ใช้ก่อสร้าง เพื่อนำเสนอข้อมูลให้เห็นภาพรวมการทรุดตัวที่ผิวดินตลอดช่วงแนวขุดเจาะอุโมงค์

3.5. ข้อคำนึงอื่นๆ

สิ่งที่ต้องนำมาพิจารณาและช่วยในการตัดสินใจอื่นๆ ได้แก่ การวิเคราะห์เส้นทางของอุโมงค์ส่งน้ำใต้ดินว่ามีผลกระทบอย่างไรต่อโครงสร้างข้างเคียง เป็นผลทำให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินหรือไม่ ซึ่งต้องมีเกณฑ์ที่ใช้พิจารณาว่ามีผลหรือไม่มีอย่างไร เรื่องของระยะโค้งของอุโมงค์ก็นำมาพิจารณาเหมือนกับการวิเคราะห์เส้นทาง และข้อคำนึงอีกอันหนึ่งคือการบำรุงรักษาการป้องกันความเสียหายต่อผนังอุโมงค์เช่น การกัดกร่อนจากน้ำใต้ดิน ฯลฯ เพราะหากผนังมีการกัดกร่อนจนสิ่งสกปรกเข้ามาภายใน จะมีผลเสียอย่างมากเพราะเราใช้อุโมงค์ในจุดประสงค์เพื่อส่งน้ำเพื่อใช้อุปโภคบริโภค เพราะฉะนั้นสิ่งต่างๆเหล่านี้จึงต้องนำมาพิจารณาด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4
ทฤษฎีการออกแบบผนังอุโมงค์

4.1. กล่าวนำ

บทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีที่ใช้ในการหาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์เพื่อใช้ในการออกแบบอุโมงค์ต่อไป เนื่องจากบางทฤษฎีจะมีการแยกเป็นแรงกระทำภายนอกและภายในเพราะฉะนั้นจะถือว่าทฤษฎีของ 1 ท่านคือ 1 ทฤษฎีโดยจะนำมาพิจารณาร่วมกัน ทำให้ได้ทฤษฎีที่จะนำมาเปรียบเทียบและวิเคราะห์ค่าต่างๆรวมทั้งหมด 5 ทฤษฎีซึ่งจะแสดงในบทต่อไป

4.2. ทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบ

4.2.1. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Terzaghi

รายละเอียดหลักเกณฑ์พื้นฐาน การก่อสร้างอุโมงค์ควรที่จะออกแบบตามรายละเอียดพื้นฐาน หลักเกณฑ์หรือมาตรฐาน ซึ่งหาได้จากประเภทของน้ำหนักในการออกแบบได้มีการจำแนกประเภทของน้ำหนักได้ดังนี้

1. แรงดันดิน (Ground pressure)
2. แรงดันน้ำ (Water pressure)
3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load)
4. น้ำหนักกดทับ (Surcharge load)
5. แรงต้านทานจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ (Subgrade reaction) พิจารณาน้ำหนักเพิ่มเติมด้วย เนื่องจากบางกรณีที่อุโมงค์ต้องมีน้ำหนักภายใน เช่น อุโมงค์ขนส่งน้ำ น้ำมัน ล้วนแต่มีแรงดันภายในค่อนข้างสูง
6. น้ำหนักจากภายในอุโมงค์ (Load from inside)
7. น้ำหนักขณะทำการก่อสร้าง (Load during construction state)
8. ผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหว (Effects of earthquake)

น้ำหนักบรรทุกพิเศษ: เนื่องจากการออกแบบกำหนดอายุการใช้งานค่อยข้างจะนาน อีกทั้งการทำนายพฤติกรรมของชั้นดินอาจจะไม่ครอบคลุม หรือเกิดความผิดพลาดขณะทำการก่อสร้างมีผล

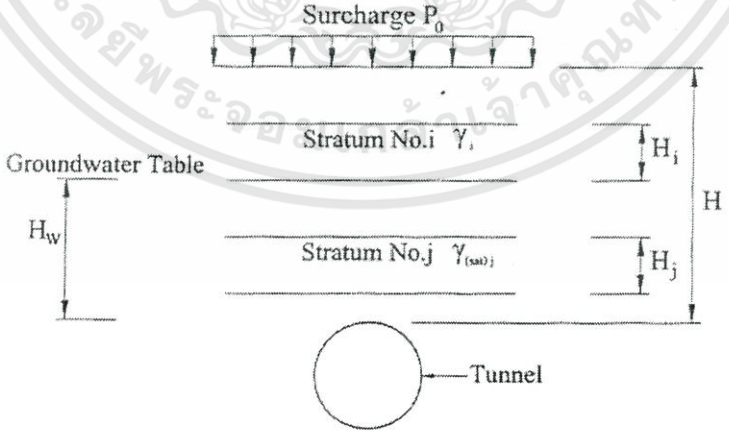
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทำให้ การรับแรงดันของผนังอุโมงค์ไม่เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ เช่น ดินเกิดการทรุดตัวมากกว่าที่ออกแบบไว้ อาจจะมาจากการปรับปรุงคุณภาพดินไม่เป็นไปตามที่ออกแบบ, ขาดความชำนาญของผู้ควบคุม และการเจาะอุโมงค์เชื่อมต่อไม่มีการเตรียมการที่ดีใช้เวลานาน ทำให้ดินเกิดการอัดตัวคายน้ำ หน่วยแรงรอบผนังอุโมงค์ไม่เป็นไปตามที่ออกแบบ หรือการเจออุปสรรคนอกเหนือการออกแบบ ตัวอย่างเช่น การไหลทะลักของดินหน้าหัวเจาะ ดังนั้นต้องมีการปรับแก้ให้ปลอดภัยมากที่สุด

9. ผลกระทบจากอุโมงค์ข้างเคียง (Effects of adjacent tunnel)
10. ผลกระทบของการทรุดตัว (Effect of settlement)
11. น้ำหนักอื่นๆ (Other loads)

4.2.1.1. แรงดันดิน (Earth Pressure)

จากรูปที่ 4.1. แสดงภาพตัดขวางและชั้นดินรอบอุโมงค์ การหาแรงดันดินควรจะให้เหมาะสมกับวิธีการวิเคราะห์ ตัวอย่างเช่น แรงดันดินควรจะกระทำตามแนวรัศมีของผนังอุโมงค์หรือแบ่งออกเป็นแรงดันด้านบนและแรงดันด้านข้าง อีกกรณี แรงดันด้านบนที่กระทำเหนืออุโมงค์ที่ตำแหน่ง Crown ควรจะเป็น uniform loads กรณีแรกอุโมงค์อยู่ตื้น น้ำหนักที่กดในแนวดิ่งจะเท่ากับ overbunder pressure ซึ่งในกรณีการออกแบบแรงกระทำสามารถคำนวณได้จากสูตรของ Terzaghi ดังสมการ 4.1. กรณีที่สองอุโมงค์อยู่ลึกมาก การออกแบบอุโมงค์ใต้ดินควรคำนวณเพื่อลดแรงดันดินเหนืออุโมงค์ ดังสมการ 4.2.



รูปที่ 4.1. แสดงหน้าตัดและชั้นดินรอบด้านของอุโมงค์

$$P_{el} = P_0 + \sum \gamma_i H_i + \sum \gamma_j^i H_j \qquad (4.1.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ P_0 = surcharge

γ_i = หน่วยน้ำหนักชั้นที่ i ซึ่งอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน

H_i = ความหนาของชั้นที่ i ซึ่งอยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน

γ_j^i = หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลชั้นที่ j ซึ่งอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน($\gamma_{sat(j)} - \gamma_w$)

H_j = ความหนาของชั้นที่ j ซึ่งอยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน

$$H = \sum H_i + \sum H_j$$

$$h_0 = \frac{B_1\left(1-\frac{c}{B_1}\gamma\right)}{K_0 \tan\phi}\left(1-e^{-K_0 \tan\phi \frac{H}{B_1}}\right)+\frac{P_0 e^{-K_0 \tan\phi \frac{H}{B_1}}}{\gamma}$$

$$B_1 = R_0 \cot\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\phi}{4}\right)$$

$$P_{e1} = \gamma \cdot h_0 \qquad \text{(ตำแหน่งอุโมงค์อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน)}$$

ถ้า $(h_0 \le H_w)$ $\quad P_{e1} = \gamma' \cdot h_0 \qquad (4.2.)$

เมื่อ h_0 = ความหนาสำหรับการลดค่าแรงดันดินเหนืออุโมงค์ด้วยหน่วยน้ำหนักของดิน

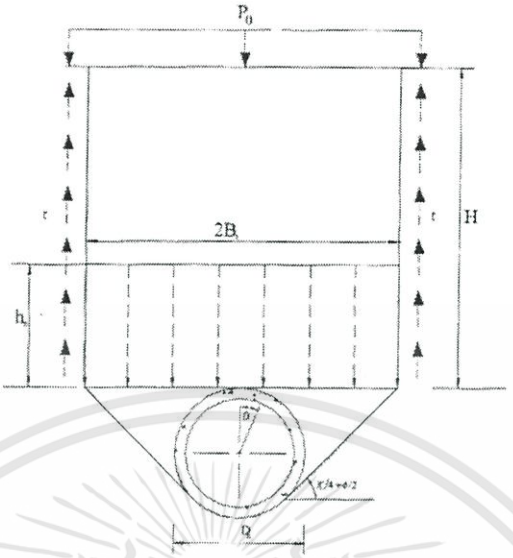
K_0 = อัตราส่วนระหว่างแรงดันด้านข้างและแรงดันด้านบน

P_{el} = แรงดันดินในแนวดิ่งที่ตำแหน่ง Top ของอุโมงค์

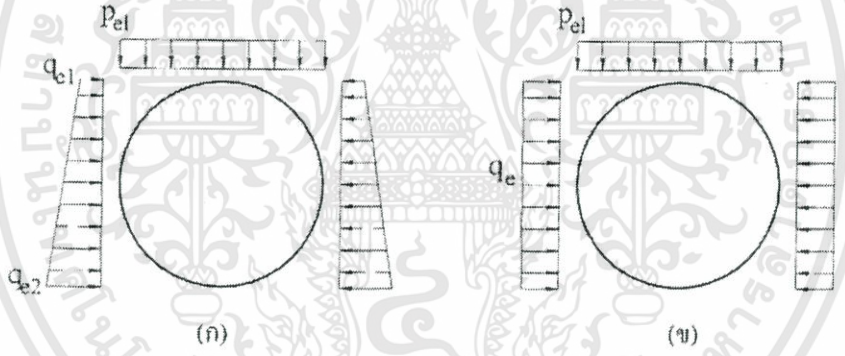
สำหรับหน่วยน้ำหนักของดินที่ใช้ในการคำนวณแรงดันดิน หน่วยน้ำหนักเปียก(wet unit weight) ควรที่จะใช้กับดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน และ หน่วยน้ำหนักจมน้ำ(submerged unit weight) หรือหน่วยน้ำหนักประสิทธิผล ควรจะใช้กับดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน ดังรูปที่ 4.1.

จากรูปที่ 4.3. แรงดันดินด้านข้างเป็นแบบ Uniform Loads แปรผันตามหน่วยน้ำหนักของดิน (γ), ความลึก (H) และค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง (K_0) ซึ่งความลึกที่วัดจากผิวดินถึง Centriod ตำแหน่งเหนือ (Crown) และใต้ (Invert) ตามลำดับ สามารถหาค่าแรงดันด้านข้างได้ ดังสมการที่ 4.3.-4.6.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.2. การคำนวณเพื่อลดค่าแรงดันดินเหนืออุโมงค์



รูปที่ 4.3. แสดงแรงดันดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

จากรูปที่ 4.3.(ก) แรงดันดินด้านข้างมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมคางหมู สามารถหาค่าแรงดันดินด้านข้างได้ดังสมการที่ 4.3., 4.4., 4.5., 4.6.

$$q_{e1} = K_0\left(P_{e1} + \gamma \cdot \frac{t}{2}\right) \qquad \text{(ถ้าตำแหน่งอุโมงค์เหนือระดับน้ำใต้ดิน)} \qquad (4.3.)$$

$$q_{e1} = K_0\left(P_{e1} + \gamma' \cdot \frac{t}{2}\right) \qquad \text{(ถ้าตำแหน่งอุโมงค์ใต้ระดับน้ำใต้ดิน)} \qquad (4.4.)$$

$$q_{e2} = K_0\left\{P_{e1} + \gamma \cdot \left(2R_0 - \frac{t}{2}\right)\right\} \qquad \text{(ถ้าตำแหน่งอุโมงค์เหนือระดับน้ำใต้ดิน)} \qquad (4.5.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$q_{e2} = K_0\left\{P_{e1} + \gamma' \cdot \left(2R_0 - \frac{t}{2}\right)\right\} \qquad \text{(ถ้าตำแหน่งอุโมงค์ใต้ระดับน้ำใต้ดิน)} \qquad (4.6.)$$

เมื่อ q_{e1} = แรงดันดินในแนวนอนที่ตำแหน่ง Crown ของอุโมงค์

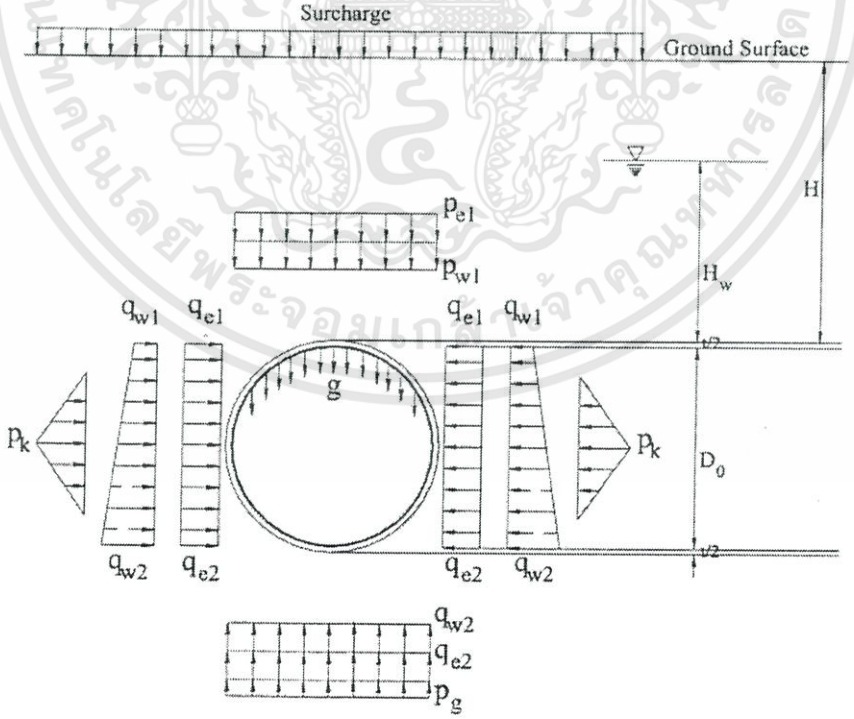
q_{e2} = แรงดันดินในแนวนอนที่ตำแหน่ง Invert ของอุโมงค์

รูปที่ 4.3.(ข) ทำให้อยู่ในรูปอย่างง่ายเป็นแรงดันด้านข้างเฉลี่ย ซึ่งสามารถหาได้ดังสมการที่ 4.7.

$$q_e = (q_{e1} + q_{e2})/2 \qquad (4.7.)$$

เมื่อ q_e = แรงดันดินในแนวนอนเฉลี่ย Spring Line ของอุโมงค์

จากสมการ 4.3. ถึง 4.7. สามารถเลือกนำไปใช้ให้เหมาะสมกับกรณีที่ทำการวิเคราะห์ เช่น ถ้าอุโมงค์อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดินก็เลือกใช้สมการ 4.3. และ 4.5. ถ้าอุโมงค์อยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดินก็เลือกใช้สมการ 4.4. และ 4.6. เมื่อจะนำไปเปรียบเทียบกับทฤษฎีอื่นที่มีลักษณะแรงดันด้านข้างเป็น Uniformed Loads ก็ใช้สมการ 4.7.



รูปที่ 4.4. เงื่อนไขของน้ำหนักที่กระทำจากวิธีสมการอีลาสติก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

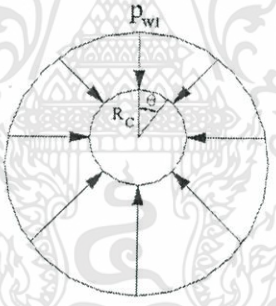
การคำนวณหาค่าแรงดันในแนวดิ่งที่ตำแหน่ง Bottom เป็นผลมาจากแรงต้านน้ำหนักเหนืออุโมงค์รวมถึงน้ำหนักของตัวอุโมงค์ด้วย ดังสมการที่ 4.8.

$$P_{e2} = P_{e1} + P_{w1} + P_g - P_{w2} \qquad (4.8.)$$

เมื่อ P_{e2} = ค่าแรงดันในแนวดิ่งที่ตำแหน่ง Bottom ของอุโมงค์

4.2.1.2. แรงดันน้ำ

แรงดันน้ำที่กระทำกับตัวอุโมงค์เป็นแรงดันแบบ Hydrostatic Pressure ดังรูปที่ 4.5. ผลของแรงดันน้ำที่กระทำต่อตัวอุโมงค์ เป็นแรงลอยตัวถ้าผลของแรงดันดินในแนวดิ่งอันเนื่องมาจากน้ำหนักเหนืออุโมงค์ และน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่ามากกว่าแรงลอยตัว ความแตกต่างของแรงจะก่อให้เกิดแรงดันดินในแนวดิ่งใต้อุโมงค์ (subgrade reaction) ถ้าแรงลอยตัวมีค่ามากกว่าแรงดันดินแนวดิ่งที่เกิดจากน้ำหนักเหนืออุโมงค์และน้ำหนักบรรทุก จะทำให้อุโมงค์ลอย ซึ่งหาค่าได้จากสมการที่ 4.9. ถึง 4.10.



รูปที่ 4.5. แสดงลักษณะ Hydrostatic Pressure

$$P_{w1} = \gamma_w \cdot H_w \qquad \text{(แรงดันน้ำที่ตำแหน่ง Crown)} \qquad (4.9.)$$

$$P_w = P_{w1} + \gamma_w R_c(1 - \cos\theta) \qquad (4.10.)$$

เมื่อ R_c = รัศมีของอุโมงค์ถึงจุด Centriod

P_{w1} = ค่าแรงดันน้ำในแนวดิ่งที่ตำแหน่ง Top ของอุโมงค์

จากสมการ 4.10. แสดงแรงดันน้ำที่กระทำ ณ ตำแหน่งต่างๆรอบผนังอุโมงค์ โดยพิจารณามุมเป็นลักษณะตามเข็มนาฬิกาดังรูปที่ 4.5.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.1.3. น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

น้ำหนักบรรทุกคงที่ในแนวดิ่งกระทำจุดศูนย์ถ่วงของอุโมงค์ตลอดทั้งแนว โดยอุโมงค์ที่มีหน้าตัดเป็นรูปวงกลมและสี่เหลี่ยม ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ 4.11. และ 4.12. ตามลำดับ

$$P_g = \frac{W}{2\pi R_c} \tag{4.11.}$$

$$P_g = \gamma_c \cdot t \quad \text{(ในกรณีที่หน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยม)} \tag{4.12.}$$

เมื่อ P_g = แรงปฏิกิริยาจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

γ_c = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต

4.2.1.4. น้ำหนักกดทับ (Surchage Load)

น้ำหนักกดทับจะทำให้แรงดันดินที่กระทำกับตัวอุโมงค์มีค่าเพิ่มขึ้น โดยแรงที่เกิดขึ้นเป็นแรงจากน้ำหนักต่างๆ เช่น น้ำหนักการจราจรบนถนนและน้ำหนักของอาคาร

4.2.1.5. แรงต้านทาน (Subgrade Reaction)

Subgrade Reaction แบ่งเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนแรกแรงดันด้านข้าง (P_k) (Spring Line) จะเป็นสัดส่วนกับค่าการเคลื่อนตัวของดิน และค่าแฟคเตอร์ของสัดส่วนดังกล่าวจะถูกกำหนดเป็น ค่าสัมประสิทธิ์ของ Subgrade Reaction ซึ่งค่าแฟคเตอร์นี้ขึ้นอยู่กับ Ground Stiffness และขนาดของอุโมงค์ (รัศมีของอุโมงค์) ค่าความแข็งแกร่ง (Rigidity) ของชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ซึ่งขึ้นอยู่กับความแข็งแกร่งของตัวชิ้นส่วน จำนวนจุดต่อ และชนิดของจุดต่อ ส่วนที่สองแรงดันด้านล่าง (q_{e2}) (Bottom) เป็นแรงต้านเนื่องจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ แรงดันน้ำ และอุปกรณ์อื่นๆ ดังรูปที่ 4.4.

4.2.1.6. น้ำหนักภายในอุโมงค์

น้ำหนักกระทำเป็นผลมาจากอุปกรณ์ที่ติดตั้งภายในอุโมงค์ หรือแรงดันน้ำภายในอุโมงค์ควรพิจารณาด้วย ดังสมการ 4.13. ถึง 4.14.

$$2rP_{e2} + \pi r^2 \gamma_w = 2rP_{e1} + 2\pi r P_g \tag{4.13.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$P_{e2} = P_{e1} + \pi P_g - \pi\gamma_w / 2 \qquad (4.14.)$$

เมื่อ P_{e2} = แรงดันดินในแนวดิ่งที่ตำแหน่ง Bottom ของอุโมงค์

4.2.1.7. น้ำหนักที่เกิดขึ้นในขณะก่อสร้าง

แรงผลักจากการดันผนัง เมื่อทำการผลิตชิ้นส่วน กำลังของชิ้นส่วนที่ต้านแรงผลักจากการดันผนังควรจะถูกทดสอบก่อนนำไปใช้ในการวิเคราะห์อิทธิพลของแรงที่เกิดจากการดันผนัง ผู้ออกแบบควรที่จะตรวจสอบแรงเฉือนและแรงดัด ซึ่งเป็นผลมาจากการเยื้องศูนย์รวมทั้งตรวจสอบค่าการเคลื่อนตัวที่ยอมให้ น้ำหนักระหว่างการขนส่งและติดตั้งชิ้นส่วน แรงดันของการ Backfill Grouting, น้ำหนักอันเนื่องมาจากกิจกรรมก่อสร้างและน้ำหนักอื่นๆ เช่น น้ำหนักบรรทุกคงที่ของ Backup Carriage แรงดันของการ Jack ชิ้นส่วน แรงบิดของการ Cutter Head

4.2.1.8. ผลกระทบของแรงแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวจะใช้การวิเคราะห์แบบสถิต เช่น วิธี Seismic Deformation วิธี Seismic Coefficient หรือการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์

4.2.1.9. น้ำหนักกระทำอื่นๆ

ผลกระทบการปรับแก้ผนังอุโมงค์ และ/หรือ ผลจากการทรุดตัวจะถูกนำมาพิจารณาถ้าจำเป็น จากการศึกษาพิจารณาผลของแรงกระทำในระยะสั้น (Short Term) จะเป็นแรงที่เกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง ประกอบชิ้นส่วนของผนังอุโมงค์ (Segment) การถีบ Thrust Jack เพื่อผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนไปข้างหน้าและการ Backfill Grouting เพื่อลด Tail Void ซึ่งดินยังอยู่ในสภาพ Undrained และไม่เกิดการ Consolidation จึงถือเป็นแรงกระทำระยะสั้น

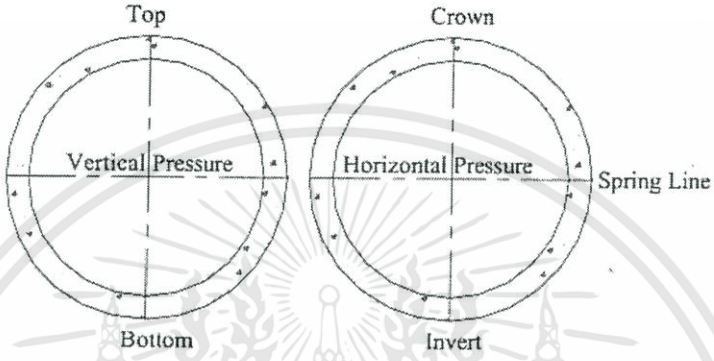
เมื่อประกอบชิ้นส่วนของผนังอุโมงค์ (Segment) และการ Backfill Grouting เพื่อลด Tail Void ซึ่งดินยังอยู่ในสภาพ Undrained และไม่เกิดการ Consolidation ผนังอุโมงค์ก็จะทำหน้าที่รับแรงดันดินทั้งหมด ได้แก่ แรงดันเหนืออุโมงค์ทั้งหมด แรงดันด้านข้างและแรงดันน้ำ

4.2.2. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Einstein Method

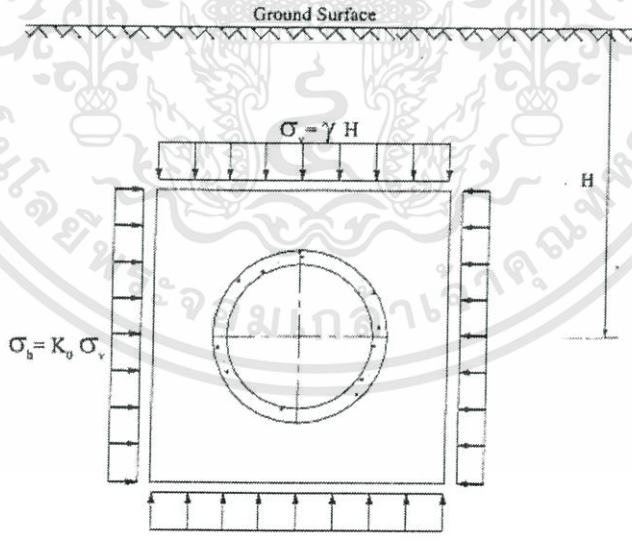
วิธีนี้จะใช้หลักการของทฤษฎีอีลาสติก ในการวิเคราะห์จะสามารถหาค่า การเสียรูปและแรงที่เกิดขึ้นภายในอุโมงค์ได้ โดยมีสมมติฐานให้ดินรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัดเป็นอีลาส

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ติกเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) สามารถพิจารณาแรงกระทำภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ได้เป็น 2 ส่วน คือ แรงกระทำในแนวดิ่ง (Top, Bottom) ความลึกที่ใช้ในการคำนวณจะพิจารณาจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ และอันที่สองแรงกระทำในแนวนอน (Crown,Invert,Spring Line) ดังรูปที่ 4.6.



รูปที่ 4.6. แสดงสัญลักษณ์ตำแหน่งแรงกระทำในแนวดิ่งและแนวนอนที่จุดต่างๆ



รูปที่ 4.7. แสดงลักษณะความลึกถึงศูนย์กลางอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงกระทำภายนอกในแนวดิ่ง จะอยู่ในสภาวะสมดุล คือ แรงที่ Top อุโมงค์ และแรงที่ Bottom อุโมงค์ ซึ่งมีค่าเท่ากันตลอด หาได้จากสมการ 4.15. ดังรูปที่ 4.7.

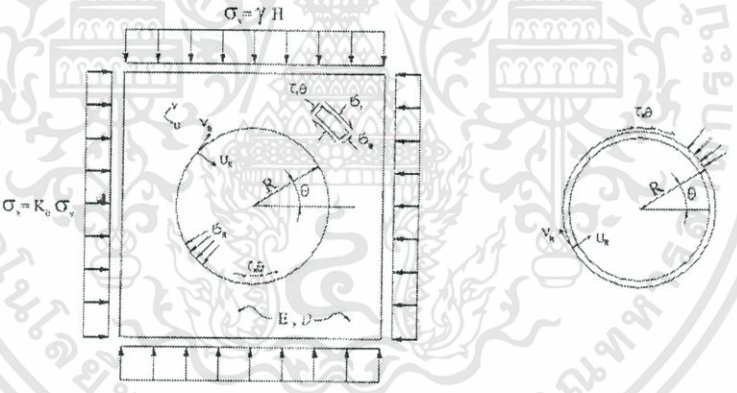
$$\sigma_v = \gamma \cdot H \tag{4.15.}$$

เมื่อ H = ความลึกจากผิวดินถึงจุดศูนย์กลางอุโมงค์ (m)

แรงกระทำภายนอกในแนวนอนเท่ากันตลอดเป็นแบบ Uniform load จะอยู่ในสภาวะสมดุล คือ แรงที่ Crown, Invert, Spring Line ของอุโมงค์

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \tag{4.16.}$$

เมื่อ K_0 = ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต



รูปที่ 4.8. แสดงการจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein,1979)

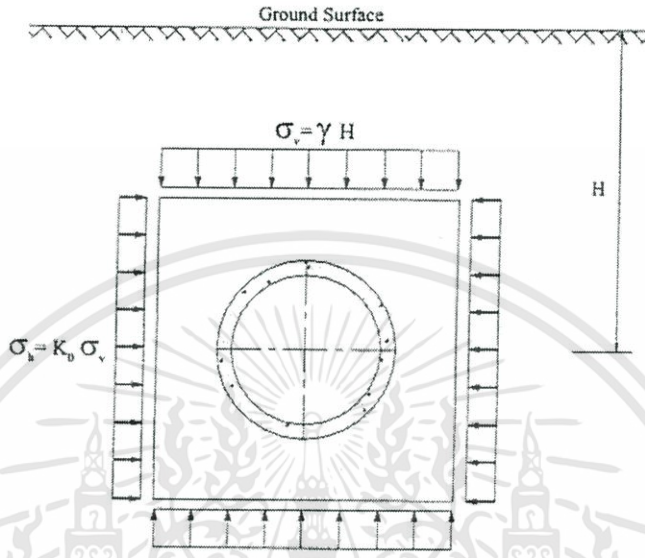
4.2.3. ทฤษฎีแรงกระทำภายนอกของ Erdmann Method

การคำนวณแรงกระทำภายนอกของ Erdmann Method ได้สมมติดินรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกันตลอดพิจารณาแรงกระทำในแนวดิ่งเป็นแบบ Uniform Load จะเท่ากันทั้งตำแหน่ง Top และ Bottom ซึ่งแรงกระทำในแนวนอนก็เช่นเดียวกันเป็นแบบ Uniform Load แรงดันดินด้านข้างจะเท่ากันตลอดความลึก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แรงกระทำในแนวดิ่งจะหาได้จากสมการ

$$\sigma_v = \gamma \cdot H \tag{4.17.}$$



รูปที่ 4.9. แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอก

แรงกระทำด้านข้างจะหาได้จากสมการ

$$\sigma_h = K_0 \gamma \cdot H \tag{4.18.}$$

เมื่อ H = ความลึกวัดจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ (m)

ตารางที่ 4.1. แสดงการเปรียบเทียบความแตกต่างจากสูตรทฤษฎี Empirical

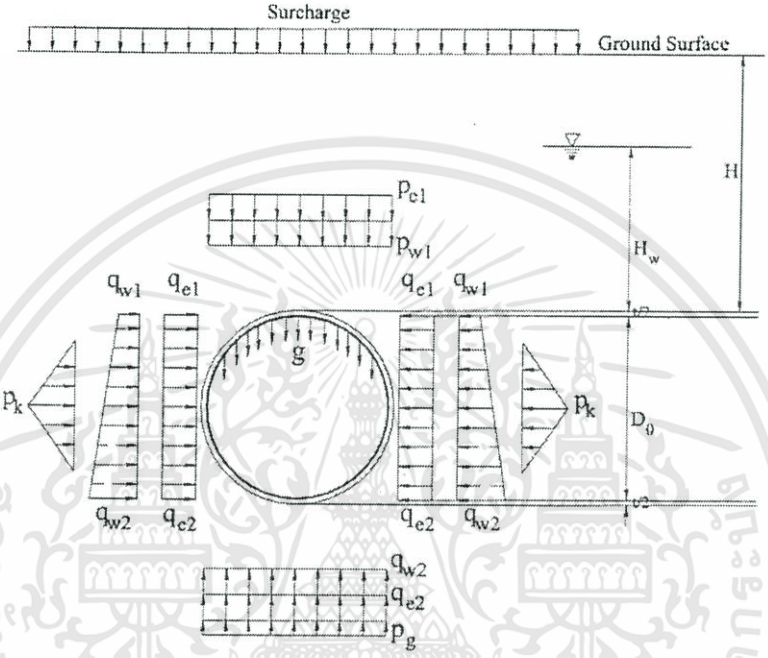
Theory	Vertical Pressure(σ_v)		Horizontal Pressure(σ_h)		
	Top	Bottom	Crown	Spring Line	Invert
Terzaghi	$\gamma_{ava} \cdot H_{top}$	$\gamma_{ava} . H_{bottom}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{top}$	$\frac{K_{0(ava)} \gamma_{ava} (H_{top} + H_{bot})}{2}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{bot}$
Einstein	$\gamma_{ava} . H_{center}$	$\gamma_{ava} . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$
Erdmann	$\gamma_{ava} . H_{center}$	$\gamma_{ava} . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$	$K_{0(ava)} \gamma . H_{center}$

*หมายเหตุ - การเฉลี่ยพารามิเตอร์ต้องเอาความหนาของชั้นดินมาพิจารณาด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.4. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Terzaghi Method

จากรูปที่ 4.10. แสดงหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ซึ่งจะทำการคำนวณแยกเป็นส่วนๆ แล้วรวมผลการคำนวณแรงกระทำภายนอกทั้งหมดแบ่งได้ ดังนี้



รูปที่ 4.10. แสดงลักษณะแรงกระทำภายนอกของ ทฤษฎี Terzaghi Method

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง ($P = P_{e1} + P_{w1}$)

$$N_1 = \sin^2\theta.P.R_c \tag{4.19.}$$

$$M_1 = \frac{1}{4}\left(1 - 2\sin^2\theta\right)P.R_c^2 \tag{4.20.}$$

เมื่อ N_1 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง

M_1 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวดิ่ง

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน $\left(Q = q_{e1} + q_{w1}\right)$

$$N_2 = \cos^2\theta.Q.R_c \tag{4.21.}$$

$$M_2 = \frac{1}{4}\left(1 - 2\cos^2\theta\right)Q.R_c^2 \tag{4.22.}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ N_2 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

M_2 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอนแบบสามเหลี่ยม $(Q' = q_{e2} + q_{w2})$

$$N_3 = \frac{1}{16}\left(\cos\theta + 8\cos^2\theta - 4\cos^3\theta\right)(Q - Q')R_c \qquad (4.23.)$$

$$M_3 = \frac{1}{48}\left(6 - 3\cos\theta - 12\cos^2\theta + 4\cos^3\theta\right)(Q - Q')R_c^2 \qquad (4.24.)$$

เมื่อ N_3 = แรงภายในแนวแกนที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

M_3 = โมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงภายนอกในแนวนอน

แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน $(k\delta)$

$0 \le \theta \le \frac{\pi}{4}$

$$N_4 = \left(0.3536\cos^2\theta\right)(k\delta)R_c \qquad (4.25.)$$

$$M_4 = \left(0.2346 - 0.3536\cos\theta\right)(k\delta)R_c^2 \qquad (4.26.)$$

$\frac{\pi}{4} \le \theta \le \frac{\pi}{2}$

$$N_4 = \left(-0.7071\cos\theta + \cos^2\theta + 0.7071\sin^2\theta\right)(k\delta)R_c \qquad (4.27.)$$

$$M_4 = \left(-0.3487 + 0.5\sin^2\theta + 0.2357\cos^3\theta\right)(k\delta)R_c^2 \qquad (4.28.)$$

เมื่อ N_4 = แรงภายในที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

M_4 = โมเมนต์ที่เกิดจากแรงต้านทานในแนวนอน

$$\delta = \frac{(2P - Q - Q')R_c^2}{24\left(\eta E_c I + 0.045kR_c^4\right)} \qquad (4.29.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

δ = การเสียรูปทางด้านข้างจากแรงดันดินและน้ำ

η = สัมประสิทธิ์การเสียรูปของอุโมงค์ $\eta = 1$

E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต(kN/m^2)

I = โมเมนต์เฉื่อยของคอนกรีต (m^4)

k = Subgrade Reaction Factor (ดังตารางที่ 3.2.)

ตารางที่ 4.2. แสดงค่าสัมประสิทธิ์ k แปรผันตามชนิดของดิน

ชนิดของดิน	k (kg/cm^3/cm)
ดินทรายแน่นมาก, ดินเหนียวแข็งมาก	3.0-5.0
ดินทรายแน่น,ดินเหนียวแข็ง	1.0-3.0
ดินเหนียวปานกลาง	0.5-1.0
ดินทรายหลวม	0.0-1.0
ดินเหนียวอ่อน	0.0-0.5
ดินเหนียวอ่อนมาก	0

แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์ $\left(g = \gamma_c . t\right)$

$0 \le \theta \le \frac{\pi}{2}$

$$N_5 = \left(\theta \sin\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right) g R_c \qquad (4.30.)$$

$$M_5 = \left(\frac{3}{8}\pi - \theta\sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta\right) g R_c^2 \qquad (4.31.)$$

$\frac{\pi}{2} \le \theta \le \pi$

$$N_5 = \left(-\pi\sin\theta + \theta\sin\theta + \pi\sin^2\theta - \frac{1}{6}\cos\theta\right) g R_c \qquad (4.32.)$$

$$M_5 = \left(-\frac{\pi}{8} + (\pi - \theta)\sin\theta - \frac{5}{6}\cos\theta - \frac{1}{2}\pi\sin^2\theta\right) g R_c^2 \qquad (4.33.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ N_5 = แรงภายในที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

M_5 = โมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์

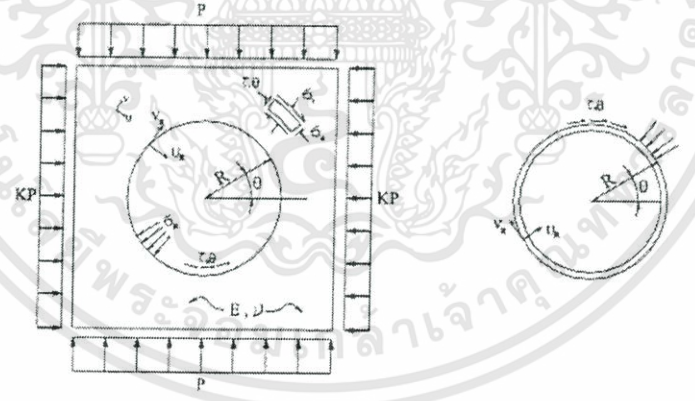
ดังนั้นแรงกระทำทั้งหมดสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดังนี้

แรงในแนวแกนทั้งหมด(Total Axial Forces) = $N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$ (4.34.)

แรงโมเมนต์ดัดทั้งหมด(Total Moment) = $M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$ (4.35.)

4.2.5. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Einstein Method

วิธีนี้จะใช้หลักการของทฤษฎีอีลาสติก ในการวิเคราะห์ จะสามารถหาค่า การเสียรูป และแรงที่เกิดขึ้นภายในผนังอุโมงค์โดยมีสมมติฐาน ให้ดินรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นอีลาสติก เป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) ดังรูปที่ 4.11. ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ จะได้สูตรนำมาใช้เพื่อหาค่าแรงกระทำภายในและโมเมนต์ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

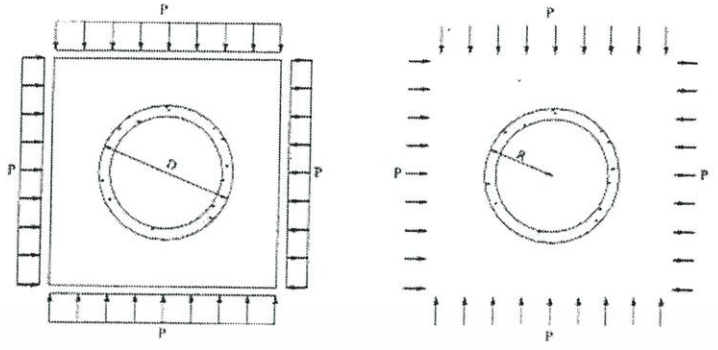


รูปที่ 4.11. แสดงการจำลองโมเดล เป็นแบบเนื้อเดียวกัน (Einstein,1979)

Compressibility Ratio(C^*) เป็นค่าที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness ของดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำแบบสมมาตรและสม่ำเสมอ ดังสมการ 4.36. และรูปที่ 4.12. หาค่าได้ดังนี้

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (4.36.)$$

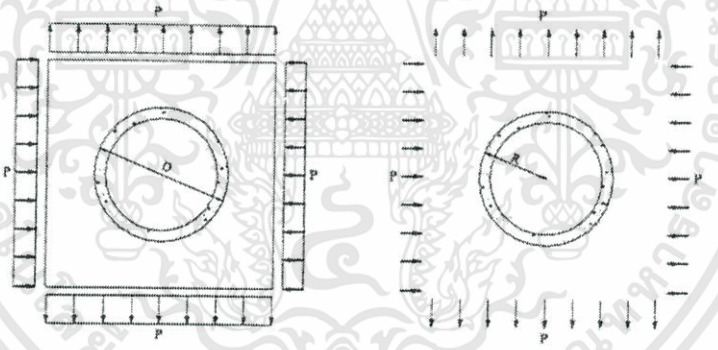
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.12. แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอกแบบ Compressibility Ratio (C^*)

Flexibility Ratio (F^*) เป็นค่าที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness ของดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำ แบบไม่สมมาตร ดังสมการ 4.37. และรูปที่ 4.13. หาค่าได้ดังนี้

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu^2)}{E_s I_s(1-\nu^2)} \tag{4.37.}$$



รูปที่ 4.13. แสดงรูปแบบแรงกระทำภายนอก แบบ Flexibility Ratio (F^*)

$$a_0^* = \frac{C^* F^*(1-\upsilon)}{C^* + F^* + C^* F^*(1-\upsilon)} \tag{4.38.}$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\upsilon)}{2F^*(1-\upsilon) + 6(5-6\upsilon)} \tag{4.39.}$$

เมื่อ a_0^* และ a_2^* เท่ากับค่าคงที่ได้จากความสัมพันธ์ Stress-displacement

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การหาแรงภายใน(Axial Forces)

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \qquad (4.40.)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \qquad (4.41.)$$

เมื่อ E_s = โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (kN/m^2)

E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

ν_s = Poisson's ของผนังอุโมงค์

ν = Poisson's ของดิน

M = โมเมนต์ดัดภายในผนังอุโมงค์ (kN.m/m)

T = แรงในแนวแกนของผนังอุโมงค์(kN/m)

R = รัศมีของผนังอุโมงค์(m)

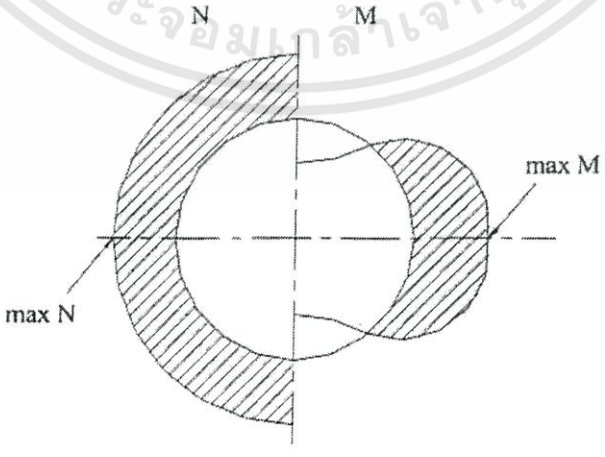
K = สัมประสิทธิ์การกระทำด้านข้างสถิต

P = แรงกระทำในแนวดิ่ง (Overburden Pressure)(kN/m^2)

θ = มุมรอบผนังอุโมงค์ทวนเข็มนาฬิกา

4.2.6. ทฤษฎีแรงกระทำภายในของ Erdmann Method

สมมติฐานว่าดินรอบอุโมงค์เป็นเนื้อเดียวกัน โดยแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัดจะมีค่ามากที่สุดที่ตำแหน่ง Spring Line ดังรูปที่ 4.14.



รูปที่ 4.14. แสดงการกระจายแรงภายในแนวแกนและโมเมนต์ดัดมากที่สุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณโมเมนต์ดัดสามารถหาโมเมนต์ดัดสูงสุด (Max-M) ได้ดังสมการ

$$M = \sigma_v (1 - K_0) R^2 \frac{1}{4 + \frac{(3-4v)}{3(1+v)(3-4v)} \times \frac{E_c R^3}{EI}} \qquad (4.42.)$$

การคำนวณแรงดันเหนืออุโมงค์(N_0) สามารถหาได้ดังสมการ

$$N_0 = \sigma_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + (1 - K_0) \frac{2(1-v)}{3(1-2v)(1+v)} \times \frac{E_c R}{EA}} \qquad (4.43.)$$

การคำนวณแรงในแนวแกนมากที่สุด Max($N - N_0$) สามารถหาได้จากสมการ

$$N - N_0 = \sigma_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + \frac{4v(E_c R^3 / EI)}{(3-4v)(12(1+v) + E_c R^3 / EI)}} \qquad (4.44.)$$

เมื่อ E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของดิน (kN/m^2)

E = โมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

v = Poisson's ของดิน

4.2.7. ทฤษฎีของ Muir Wood's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมติว่า circular lining เกิด deformation เป็นรูปวงรีใน elastic ground และไม่คิด shear stress ระหว่าง lining กับดิน และสมมติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วย elastic ground แบบสมบูรณ์ดังในรูปที่ 4.15. ในวิธีนี้ maximum bending moment ใน lining จะเป็นดังนี้

$$M_{max} = \pm \frac{P_0 r_0^2 \zeta EI(1+\mu)(5-6\mu)}{6EI(1+\mu)(5-6\mu) + 2\zeta^3 r_0^3 E_c} \qquad (4.45.)$$

ซึ่ง P_0 = excess pressure บนแกนแนวตั้ง P_v บน horizontal pressure intensity ที่แกนแนวนอน P_h ; $P_0 = P_v - P_h = P_v(1\text{-}K_0)$

K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

r_0 = รัศมีถึงผิวด้านนอกของ lining

r = รัศมีถึงแนวแกนกลางของ lining

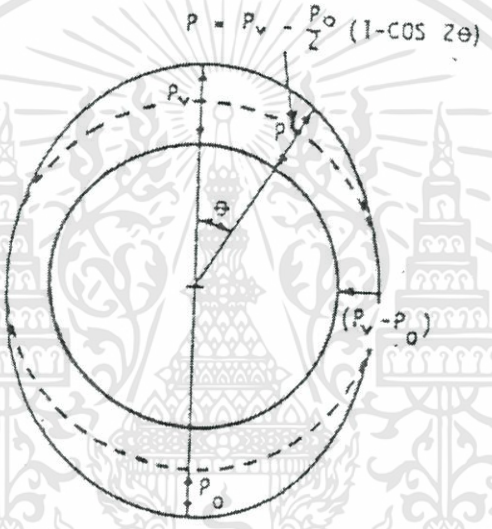
$\zeta = \frac{r}{r_0}$ = อัตราส่วนของรัศมี lining ที่แกนกลางกับรัศมีถึงผิวนอกของ lining

E = Young's Modulus of lining (แทนด้วย $\frac{E}{(1+\mu_l^2)}$)

E_c = Young's Modulus ของดินหรือหิน

I = second moment of area ของ lining ต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์

μ, μ_l = Poisson's ratio สำหรับดิน และ lining ตามลำดับ



รูปที่ 4.15. แสดง Muir Wood's Method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil

ในกรณีของอุโมงค์ระดับลึกในดินอ่อน จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันในแนวดิ่งกับแนวระดับซึ่งสัมพันธ์กับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง K_0 และจะเขียนสมการ 4.45. ได้ดังนี้

$$M_{\max} = \pm P_v \frac{(1-K_0) r_0^2 (5-6\mu)}{6(5-6\mu) + \frac{2}{(1+\mu)} \cdot \frac{E_c r_0^3}{EI}} \qquad (4.46.)$$

ให้แทน rigidity factor, $\alpha = \frac{E_c r_0^3}{EI}$ ในสมการข้างบนจะได้

$$M_{\max} = \pm P_v (1-K_0) r_0^2 \cdot \frac{1}{6 + \frac{2\alpha}{(1+\mu)(5-6\mu)}}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในกรณีของ $\mu = 0.4$ จะได้ว่า

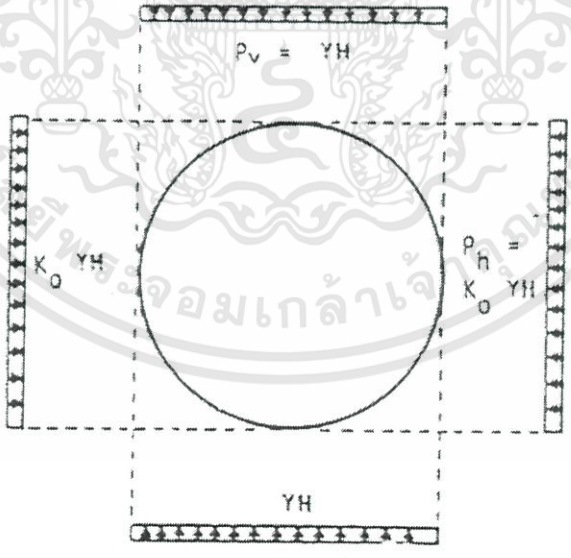
$$M_{\max} = \pm P_v(1-K_0)r_0^2 \cdot \frac{1}{6+0.55\alpha}$$

$$= \pm P_v(1-K_0)r_0^2\beta_M \qquad (4.47.)$$

ซึ่ง β_M = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ตามสมการของ Muir Wood
ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของ rigidity factor α และ Poisson's ratio ของดิน

4.2.8. ทฤษฎีของ Peck et al's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานการออกแบบอุโมงค์แบบ continuous solution โดยไม่มีการแยกประเภท lining เป็นแบบ flexible หรือ rigid เพราะการจัดแยกประเภทแบบนี้จะใช้เมื่อมีการสมมติว่าฟังก์ชั่นของคุณสมบัติของ lining และพฤติกรรม ความเค้น ความเครียดของดินรอบอุโมงค์ ในวิธีนี้จะสมมติว่าไม่เกิด shear stress บริเวณโดยรอบผิว lining ด้านนอก (extrados) สมการของ Burns และ Rechard สำหรับกรณีของ one-dimensional airblast loading สำหรับ protective structure ถูกปรับปรุงเพื่อให้ straining action ในกรณีของอุโมงค์ระดับลึกสมการเป็นดังต่อไปนี้ รูปที่ 4.16.



รูปที่ 4.16. แสดง Peck et al's Method

$$M_{\max} = \pm\frac{1}{6}(1-K_0)P_v r_0^2 b_2 \qquad (4.48.)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ซึ่ง $b_2 = 1 + a_2 - 4a_3$

$$a_2 = \frac{2F + 1 - 2\mu}{2F + 5 - 6\mu}$$

$$a_3 = \frac{2F + 1}{2F + 5 - 6\mu}$$

$$F = \frac{E_c / (1+\mu)}{6EI / (1-\mu_l^2) r_0^3}$$

ในกรณีของ segmented lining ค่าของ $1 - \mu_l^2 = 1$

ดังนั้น $F = \frac{E_c / (1+\mu)}{6EI / r_0^3} = \frac{\alpha}{6(1+\mu)}$

แทนค่าของ a_2, a_3, b_2 และ F ในสมการ 4.48. จะได้สมการ maximum bending moment ใน tunnel section ดังนี้

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} P_v (1 - K_0) r_0^2 \times \frac{12(1-\mu^2)}{\frac{\alpha}{3}(5 - 6\mu)(1+\mu)}$$

สมการนี้สามารถเปลี่ยนรูปใหม่เป็น

$$M_{\max} = \pm P_v (1 - K_0) r_0^2 \cdot \beta_p \qquad (4.49.)$$

ซึ่ง β_p = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Peck et al's ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของ rigidity factor และ Poisson's ratio ของดิน

ให้สังเกตว่า $\beta_p = \beta_M \cdot \frac{12(1-\mu)}{(5-6\mu)}$

β_p เท่ากับ β_M คูณกับ แฟคเตอร์ G ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของ μ เพียงอย่างเดียว ค่าของสัมประสิทธิ์ G นี้อาจจะหาได้จากตารางที่ 4.3.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.3. แสดงค่าสัมประสิทธิ์ G

μ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
สัมประสิทธิ์ G	2.4	2.45	2.53	2.63	2.77	3.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5
การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในดินกรุงเทพฯ

5.1. กล่าวนำ

ในบทนี้จะแสดงถึงผลการคำนวณจากทฤษฎีต่างๆในบทที่ 4 และแสดงที่มาของค่าต่างๆรวมทั้งพารามิเตอร์ที่ใช้และตัวอย่างการออกแบบผนังอุโมงค์เบื้องต้น

5.2. ข้อมูลเพื่อใช้ในออกแบบ

5.2.1. ข้อมูลดิน

ข้อมูลดินแบ่งเป็น 2 case คือใต้คลองพระยาราชมนตรี(case 1) และ ใต้ถนนพระราม 2 (case 2) ข้อมูลหลุมเจาะเป็นดังรูปที่ 5.1. และ 5.2. และสรุปข้อมูลชั้นดินทั้ง 2 case เป็นดังรูปที่ 5.3.

5.2.2. ค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้ในการคำนวณ

ขนาดอุโมงค์และความหนาที่เหมาะสมเป็นดังตารางที่ 5.2. โดยค่าที่จะใช้คือ ใต้คลองพระยาราชมนตรีใช้อุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.2 ม. และใต้ถนนพระราม2 ใช้อุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.66 ม. ใช้ความหนาเท่ากับ 15 ซม. อุโมงค์ทั้งสองอยู่ลึก 21 ม. วัดจากผิวดินถึงศูนย์กลางอุโมงค์ ส่วนค่าพารามิเตอร์อื่นๆเป็นไปตามตารางที่ 5.1.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 5.1. แสดงค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณ

ตัวแปร	ความหมาย	ค่าที่ใช้	หน่วย
R_0	รัศมีภายนอกอุโมงค์	Case I = 1.33 Case II = 1.6	m.
γ	หน่วยน้ำหนักของดิน	ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน	T/m^2
θ	องศาวัดจากส่วน crown ไปตามเข็มนาฬิกา	0-180	องศา
ν	อัตราส่วนปัวซองต์ของดิน	0.5	-
ν_s	อัตราส่วนปัวซองต์ของคอนกรีต	0.2-0.3	-
E	โมดูลัสของดิน	Soft clay = 6250+900(z-7) Stiff clay = 52800	kPa
E_c	โมดูลัสของคอนกรีต	$15200\sqrt{f_c'}$	kPa
f_c'	กำลังอัดประลัย	300	ksc
t	ความหนาของผนังคอนกรีต	ตามตารางที่ 5.2.	m.
K_0	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต	Soft clay = 0.75 Stiff clay = 0.65 Sand = 0.5	-
f_y	กำลังดึงที่จุดคลากของเหล็กเสริม	3000	ksc

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Shapes and dimensions of steel segment (in mm)

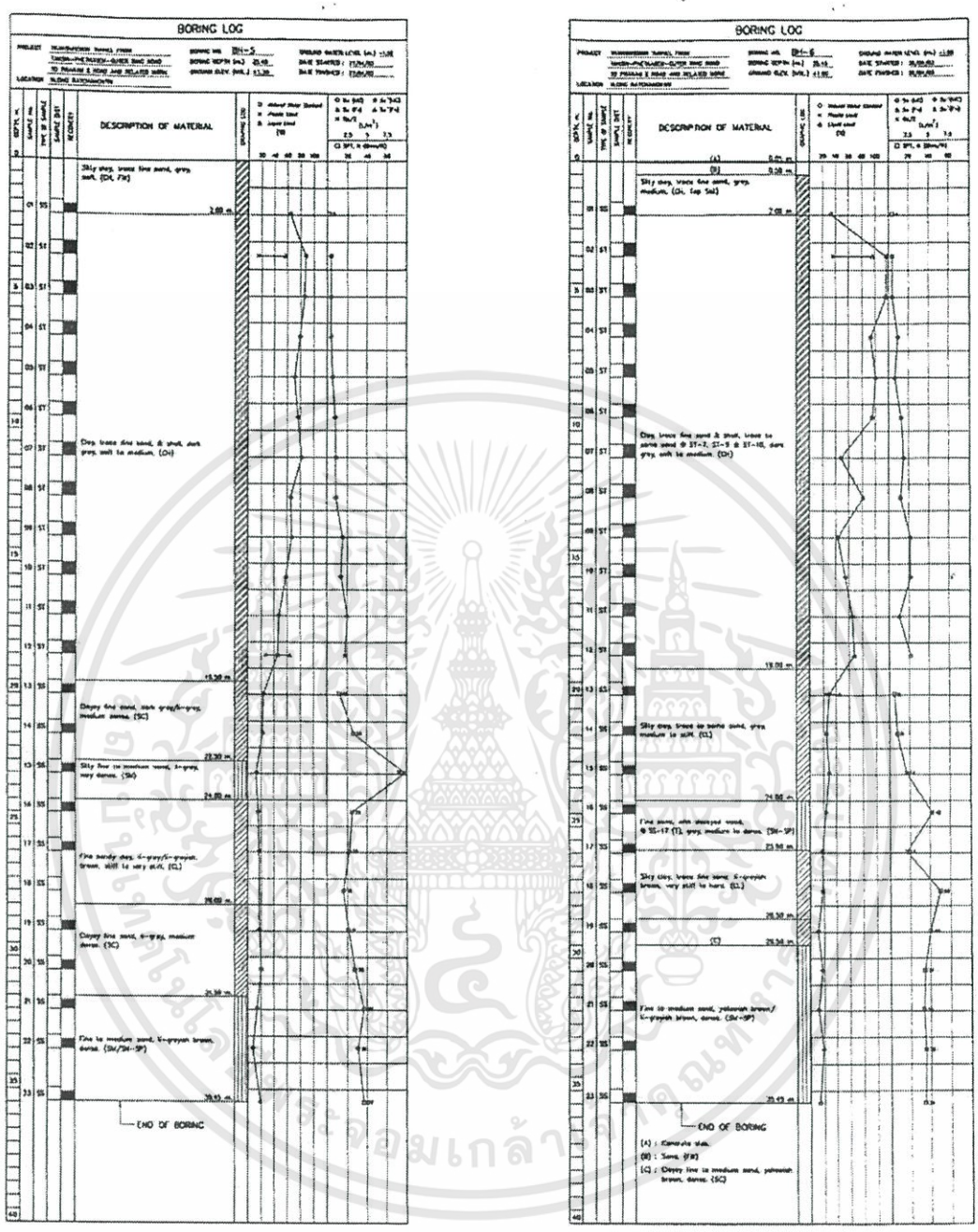
Outer diameter of segmental ring	Segment width	Segment height	Division of segmental ring
1 800 – 2 000	750	75 100	6
2 150 – 2 550	900 1 000	100 125	6
2 750 – 3 350	900 1 000	100 125 150	6
3 550 – 4 050	900 1 000	125 150 175	7
4 300 – 4 800	900 1 000	150 175	7
5 100 – 5 700	900 1 000	475 200 225	7
6 000	900 1000	200 225	7
(6,300 – 6 900)	900 1 000	250 275	7
(7 250 – 8 300)	900 1 000	300 325 350	8

Shapes and dimensions of flat type concrete segment (in mm)

Outer diameter of segmental ring	Segment width	Segment height	Division of segmental ring
1 800 – 2 000	900 1 000	100 125	5
2 150 – 3 350	900 1 000	100(200) 125	5
3 550 – 4 800	900 1 000	125(225) 150 175(250) 200(275)	6
5 100 – 6 000	900 1 000	175 200 225 250 275 300	6
(6 300 – 6 900)	900 1 000	250 275 300	7
(7 250 – 8 300)	900 1 000	275 300 325 350	8

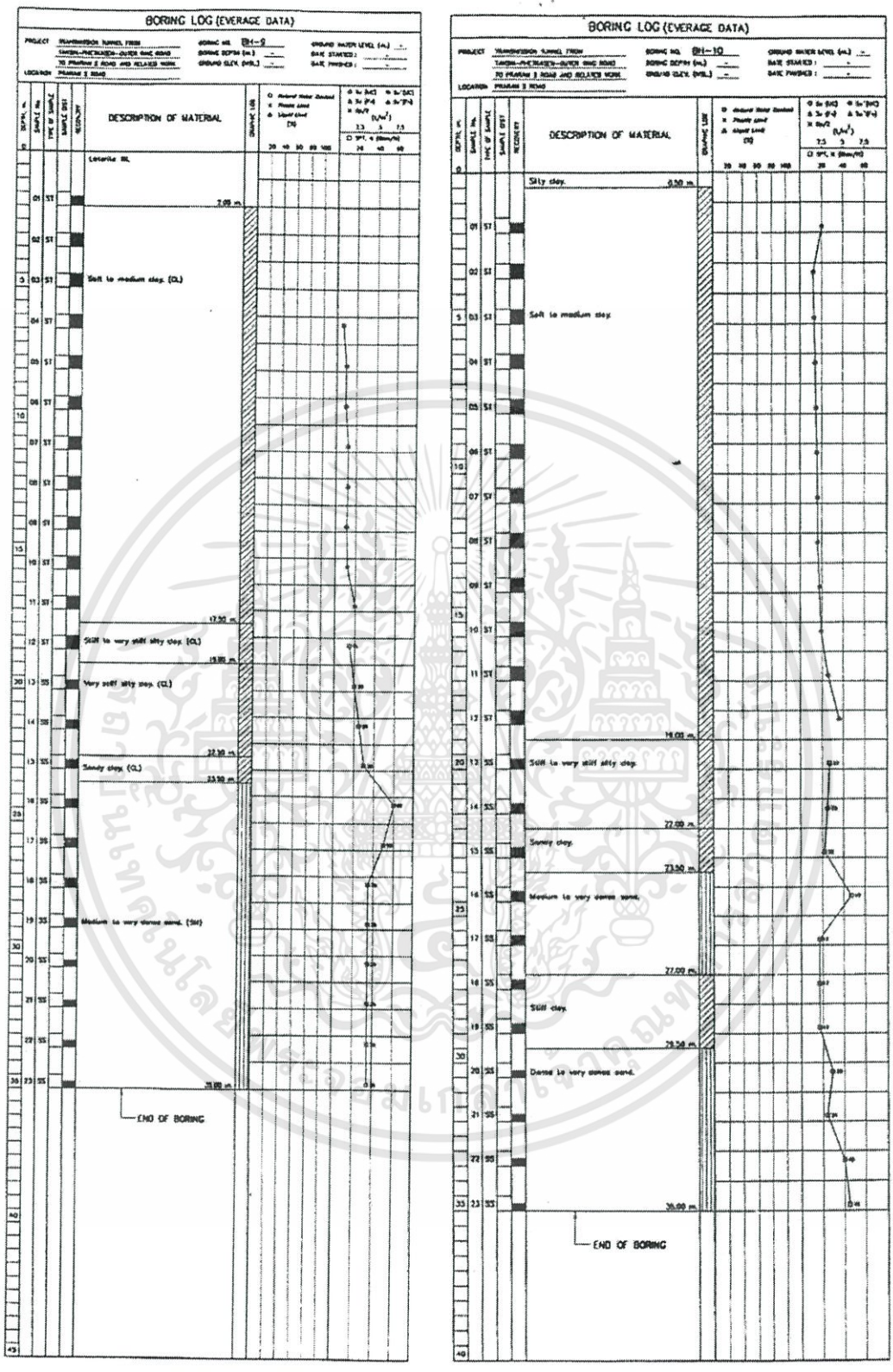
ตารางที่ 5.2. แสดงขนาดอุโมงค์, ความหนาที่เหมาะสมและจำนวนชิ้นของแผ่นคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



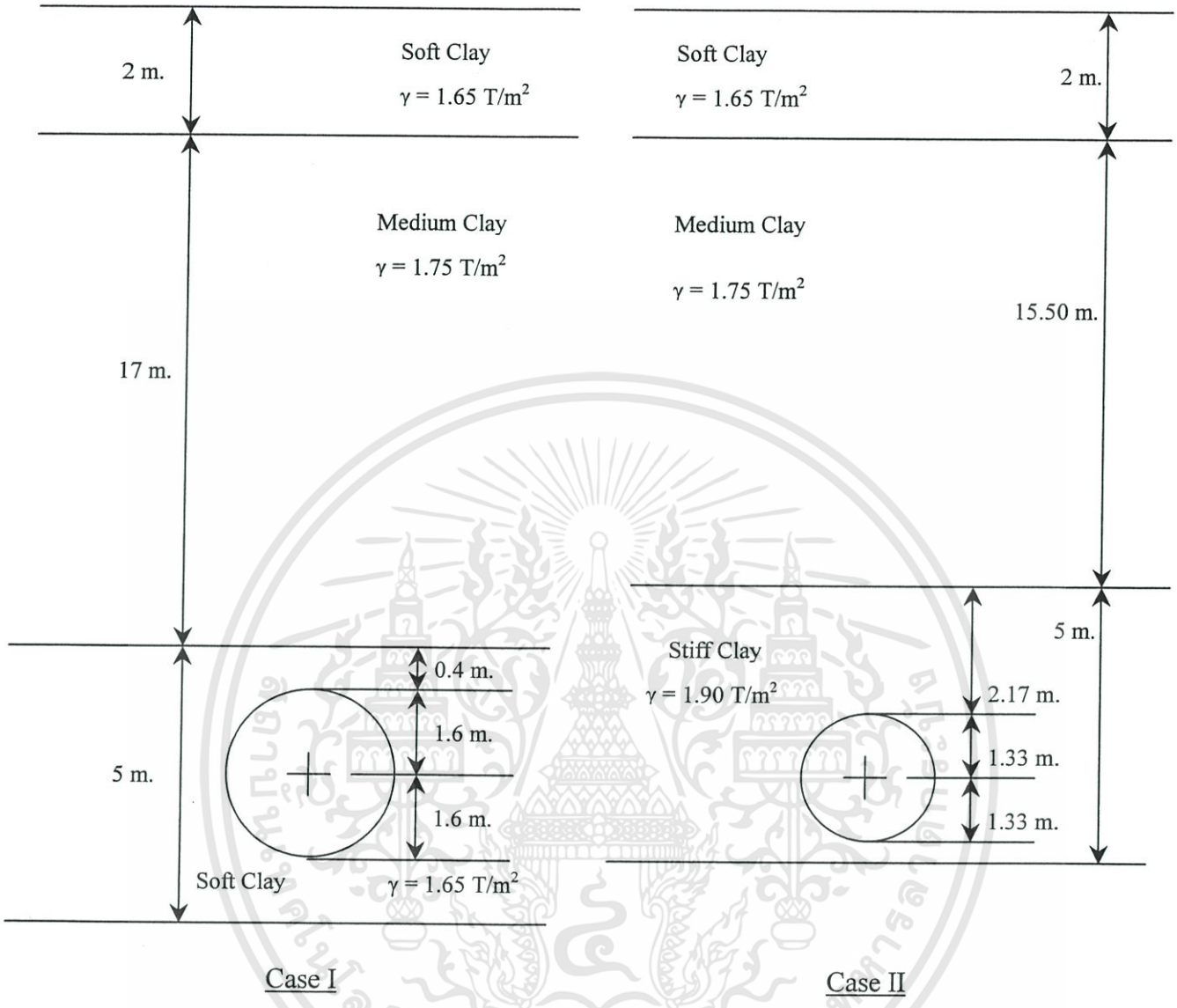
รูปที่ 5.1. แสดงข้อมูลชั้นดินใต้คลองพระยาราชมนตรี(Case I)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.2. แสดงข้อมูลชั้นดินใต้ถนนพระราม 2 (Case II)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 5.3. แสดงลักษณะของชั้นดินที่สรุปจากข้อมูลหลุมเจาะ

5.3. แสดงค่าที่ได้จากทฤษฎีต่างๆ

5.3.1. ทฤษฎีของ Terzaghi

	Max Bending Moment (T*m/m)	Max Normal Force (T/m)	ปริมาณเหล็กเสริม (cm^2/m)
Case I	7.39	56.5	45.732
Case II	6.54	48.03	38.765

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3.2. ทฤษฎีของ Einstein

	Max Bending Moment (T*m/m)	Max Normal Force (T/m)	ปริมาณเหล็กเสริม (cm^2/m)
Case I	2.52	45.18	12.93
Case II	2.08	50.88	10.52

5.3.3. ทฤษฎีของ Erdmann

	Max Bending Moment (T*m/m)	Max Normal Force (T/m)	ปริมาณเหล็กเสริม (cm^2/m)
Case I	3.76	38.13	20.00
Case II	3.02	28.09	15.72

5.3.4. ทฤษฎีของ Muir Wood

	Max Bending Moment (T*m/m)	Max Normal Force (T/m)	ปริมาณเหล็กเสริม (cm^2/m)
Case I	0.925	-	4.54
Case II	1.355	-	6.73

5.3.5. ทฤษฎีของ Peck et al

	Max Bending Moment (T*m/m)	Max Normal Force (T/m)	ปริมาณเหล็กเสริม (cm^2/m)
Case I	6.99	-	42.39
Case II	7.13	-	43.52

5.4. ตัวอย่างการออกแบบ

จากการคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดสามารถออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กได้ ตัวอย่างนี้จะใช้ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ได้จากวิธีของ Terzaghi

$M_u = 7.39*1.4 = 10.346$ T.m./m. $= 10346$ kg-m.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

M_n = 10.346/0.9 = 11.4956 T.m./m. = 11495.6 kg-m.

Covering สัมผัสดิน 4 cm. ไม่สัมผัสดินใช้ 3 cm.

d = 15-3 = 12 cm.

R_n = 11.4956/(1*12^2) = 0.0798 T/cm^2

β_1 = 0.85-0.05(300-280)/70 = 0.8357

$$\rho_b = \frac{0.85*0.8357*300}{3000}\left(\frac{6120}{6120+3000}\right) = 0.04767$$

ρ_{max} = 0.75*0.04767 = 0.03575

$$R_{n,max} = 0.03575*3000\left(1-\frac{0.03575*3000}{1.7*300}\right) = 84.6986$$

$M_{n.max}$ = 84.6986*1*12^2 = 12196.6 kg-m

ϕM_n = 0.9*12196.6 =10976.94

R_u = 10.346*1000/(0.9*1*12^2) = 79.830

$$\rho = \frac{0.85*300}{3000}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*79.83}{0.85*0.9*300}}\right) = 0.03811$$

As = 0.03811*100*12 = 45.732 cm^2/m

ใช้เหล็ก DB16(A_s = 2.01 cm^2) จะต้องใช้เหล็ก 45.732/2.01 = 22 เส้น/ม.

100/23 = 4.34 cm. ระยะเรียงต่ำสุดเท่ากับ 2.5 cm.

ระยะเรียงมากสุดเท่ากับ 40 cm. เพราะฉะนั้นระยะเรียงคือ 4 cm.

เนื่องจากต้องรับโมเมนต์ลบด้วยจึงใส่เหล็ก 2 ชั้น

ต่อไปเช็คแรงเฉือน

V_u = M_u/1 = 7.39 T/m. (แรงคู่ควบ)

V_u/ϕ = 7.39/0.85 = 8.694 = 8694 kg/m.

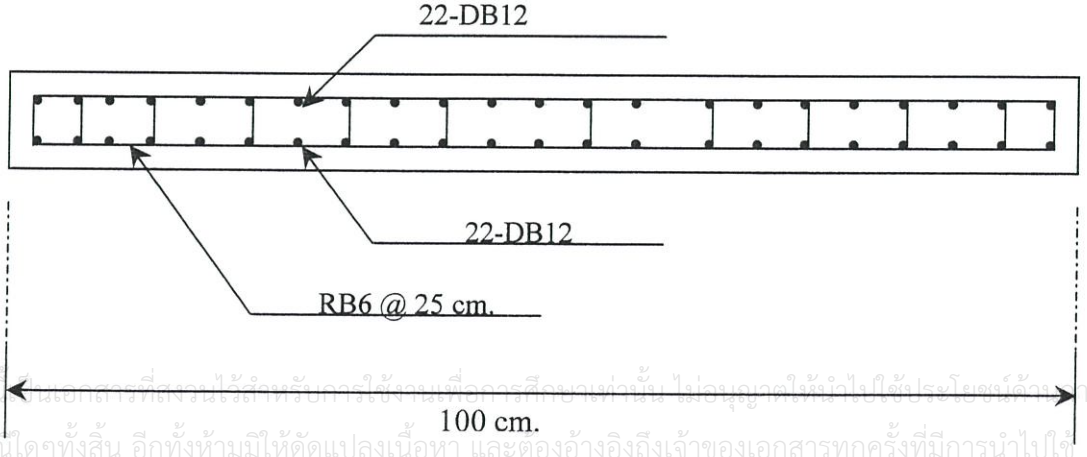
$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\,bd = 0.53\sqrt{300}*100*12$ = 11015 kg > V_u/ϕ

เพราะฉะนั้นถ้าใช้ RB6 จำนวน 12 เส้น A_v = 12*0.282 = 3.384 cm^2

ระยะเรียงมากสุดคือ $A_v f_y / 3.5b$ = (3.384*3000)/(3.5*100) = 29 cm.

เพราะฉะนั้นใช้ระยะเรียง 25 cm.

ได้หน้าตัดดังรูป



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6
โปรแกรมช่วยในการคำนวณ
DTN

6.1. กล่าวนำ

โปรแกรม Visual Basic 6 สามารถออกแบบโปรแกรมให้ใช้งานง่ายเหมือน window ซึ่งช่วยให้เข้าใจการทำงานได้ไม่ยาก โดยโปรแกรมที่เขียนขึ้นนี้มีชื่อว่า โปรแกรมคำนวณแรงกระทำต่ออุโมงค์ โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi Einstein และ Erdmann ผลที่ได้คือค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด และ แรงในแนวแกนสูงสุด ซึ่งนำค่าที่ได้ไปออกแบบต่อไป

6.2. วัตถุประสงค์

1. โปรแกรมนี้เขียนขึ้นเพื่อใช้ช่วยในการคำนวณสูตรต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดและแรงในแนวแกนสูงสุดของหน้าตัดอุโมงค์
2. เพื่อให้บุคคลผู้สนใจสามารถนำโปรแกรมนี้ไปประยุกต์ใช้ได้
3. เพื่อเป็นแนวทางการศึกษาวิเคราะห์โครงสร้างอุโมงค์ต่อไป

6.3. หลักการ

1. โปรแกรมนี้ได้รวบรวมสูตรการคำนวณออกแบบอุโมงค์ในดินอ่อนและดินทั่วไป 3 สูตร คือ Terzaghi, Einstein และErdmann เขียนออกมาเป็นโปรแกรมโดยใช้ Microsoft Visual Basic 6.0
2. ตัวโปรแกรมจะให้เลือกสูตรที่ใช้คำนวณก่อนแล้วจึงเข้าสู่การรับค่าและคำนวณต่อไป โดยสูตรของ Terzaghi และ Einstein สามารถบอกค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนที่ 0 – 180 องศาและแสดงค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนสูงสุดออกมา ส่วนสูตรของ Erdmann จะหาค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนสูงสุดออกมาให้เลย
3. การคำนวณหาค่าแรงดันดินที่กระทำต่ออุโมงค์โดยวิธีของ Terzaghi จะคิดที่ส่วนบนของอุโมงค์ ส่วนวิธีของ Einstein และ Erdmann จะคิดที่ศูนย์กลางของอุโมงค์ ค่าพารามิเตอร์ต่างๆเป็นไปตามตารางที่ 5.1.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

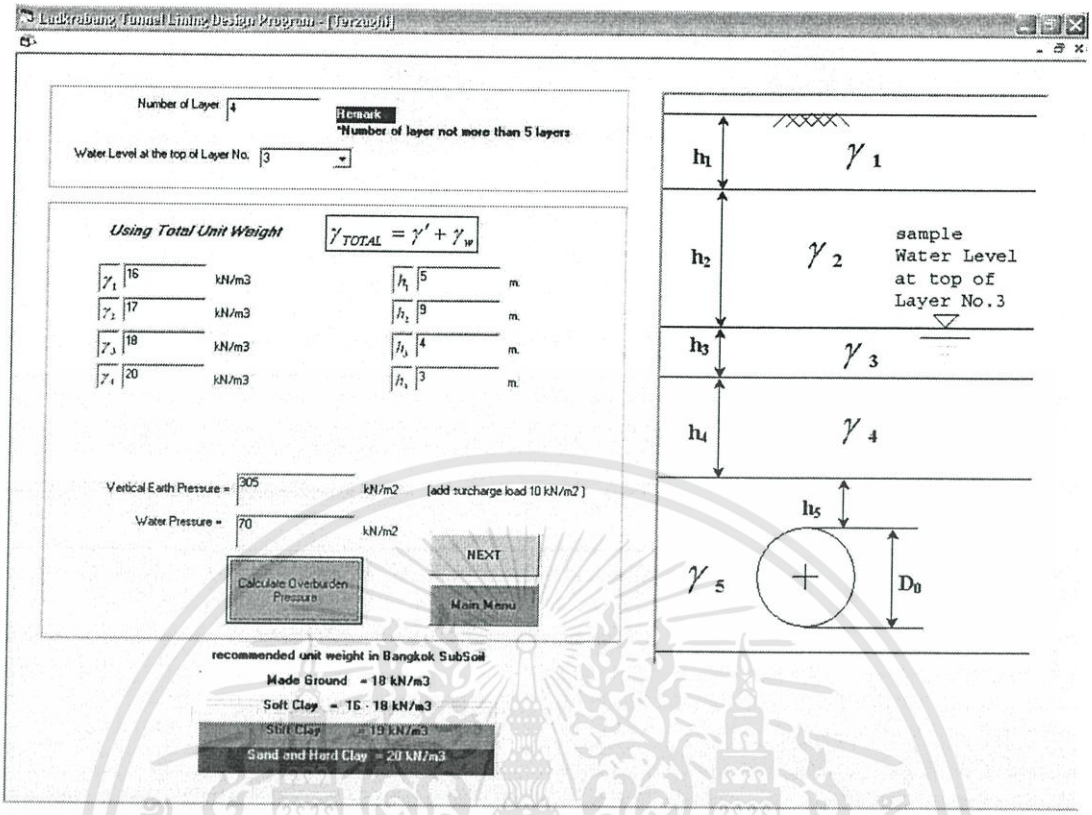
6.4. วิธีการใช้โปรแกรม

1. เข้าสู่โปรแกรมโดยเรียกไฟล์ DTN.exe
2. เข้าสู่หน้าจอต้อนรับเข้าโปรแกรมและเลือกสูตรคำนวณที่ใช้

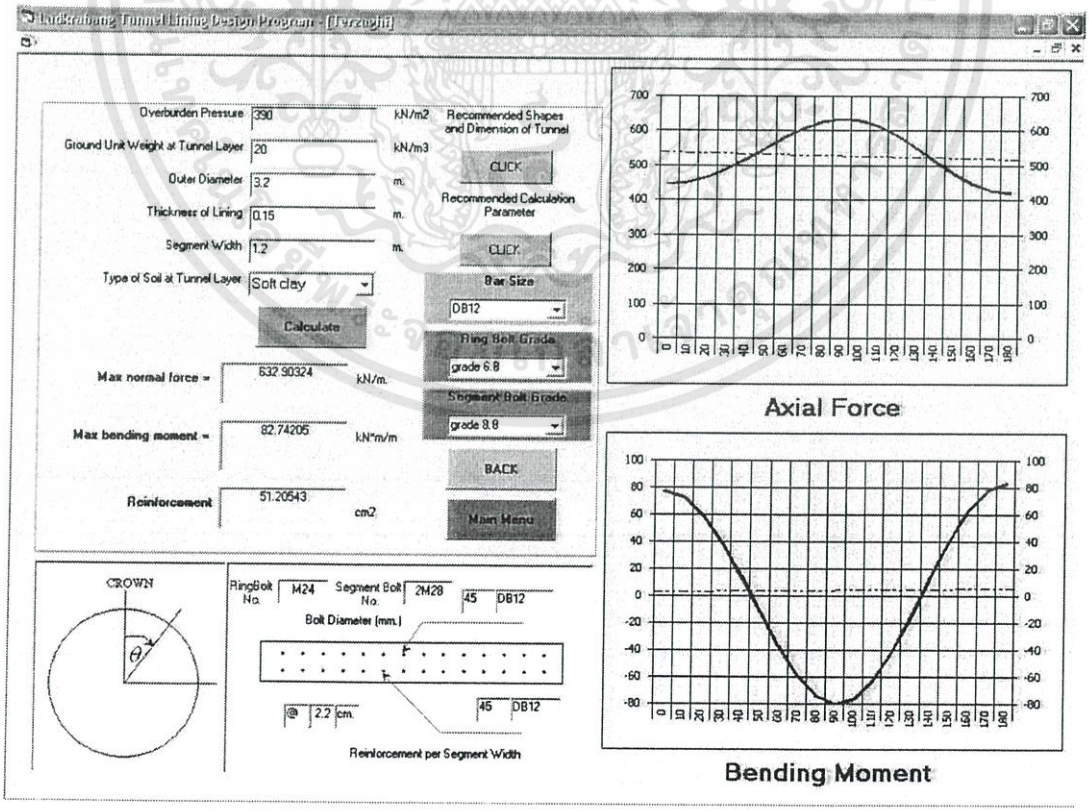
รูปที่ 6.1. แสดงหน้าจอต้อนรับสู่โปรแกรมDTN

3. เข้าสู่หน้าจอหาค่าแรงดันดิน ใส่ข้อมูลดินลงไปโดยเลือกจำนวนชั้นดินได้ไม่เกิน 5 ชั้นเพราะถือว่าพิจารณาที่ระดับลึกไม่เกิน 25 m. จากผิวดิน แต่หากมีจำนวนมากเกินกว่านี้ให้เฉลี่ยค่าหน่วยน้ำหนักก็ได้ ซึ่งหากต้องพิจารณาที่ระดับลึกกว่านี้ สามารถแก้ไขที่ตัวโปรแกรมได้ไม่ยาก แล้วเลือกชั้นที่มีน้ำว่าชั้นที่เท่าไหร่ หลังจากนั้นให้ใส่ค่าหน่วยน้ำหนักของดินและความสูงของดินในชั้นนั้นลงไป เมื่อใส่ข้อมูลเสร็จเรียบร้อย กดปุ่มคำนวณ จะได้ค่าแรงดันดินออกมา กดปุ่ม next เพื่อไปหน้าจอต่อไป
4. กำหนดขนาดอุโมงค์และความหนาโดยสามารถดูตารางความเหมาะสมระหว่างขนาดและความหนาได้ จากนั้นเลือกชนิดของดินในชั้นที่อุโมงค์อยู่ มีให้เลือก 3 ตัว คือ Soft Clay, Stiff Clay และ Sand
5. กดปุ่มคำนวณ โปรแกรมจะแสดงค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกน และปริมาณเหล็กเสริมหาโดยวิธีออกแบบเสาในการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง
6. เลือกขนาดเหล็กเสริม ถ้าเหล็กสามารถรับแรงได้โปรแกรมจะแสดงการวางเหล็กและระยะเรียงเหล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

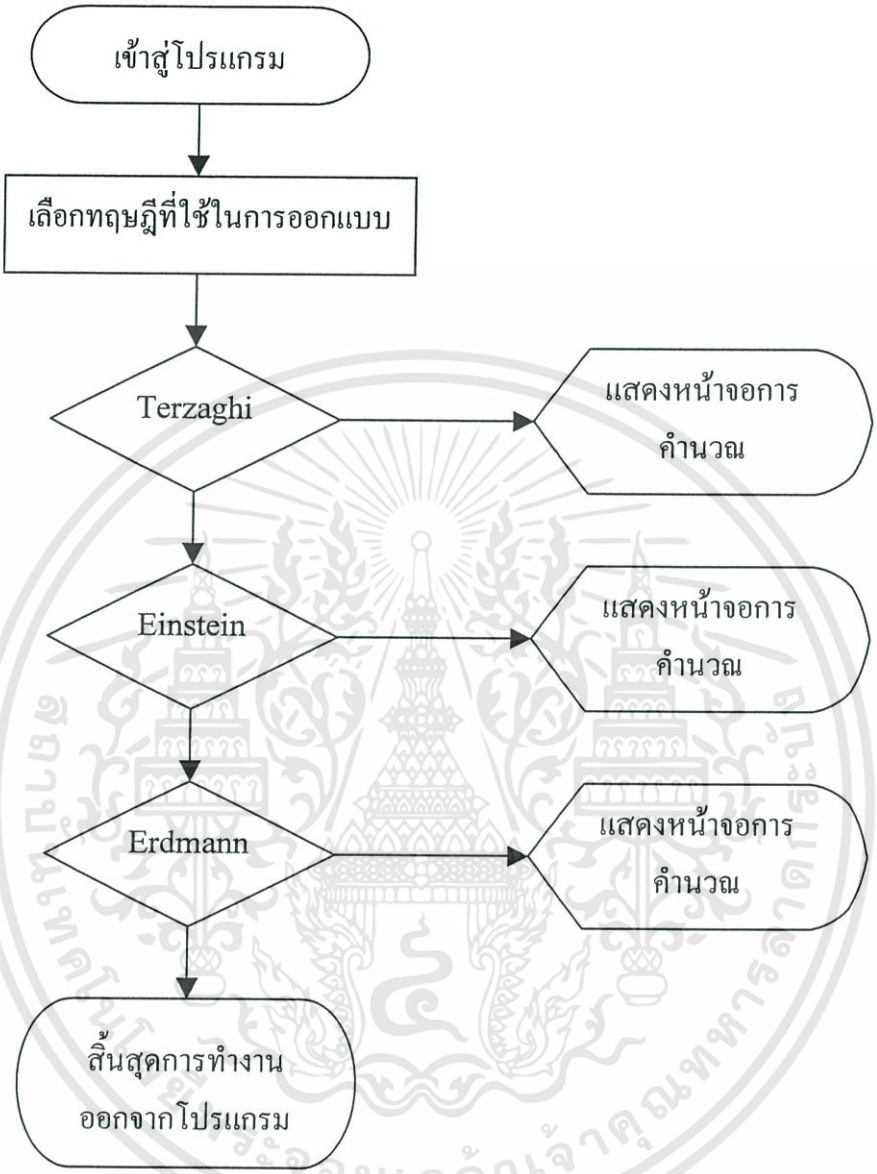


รูปที่ 6.2. แสดงหน้าจอรับค่าข้อมูลดินเพื่อหาค่าแรงดันดิน



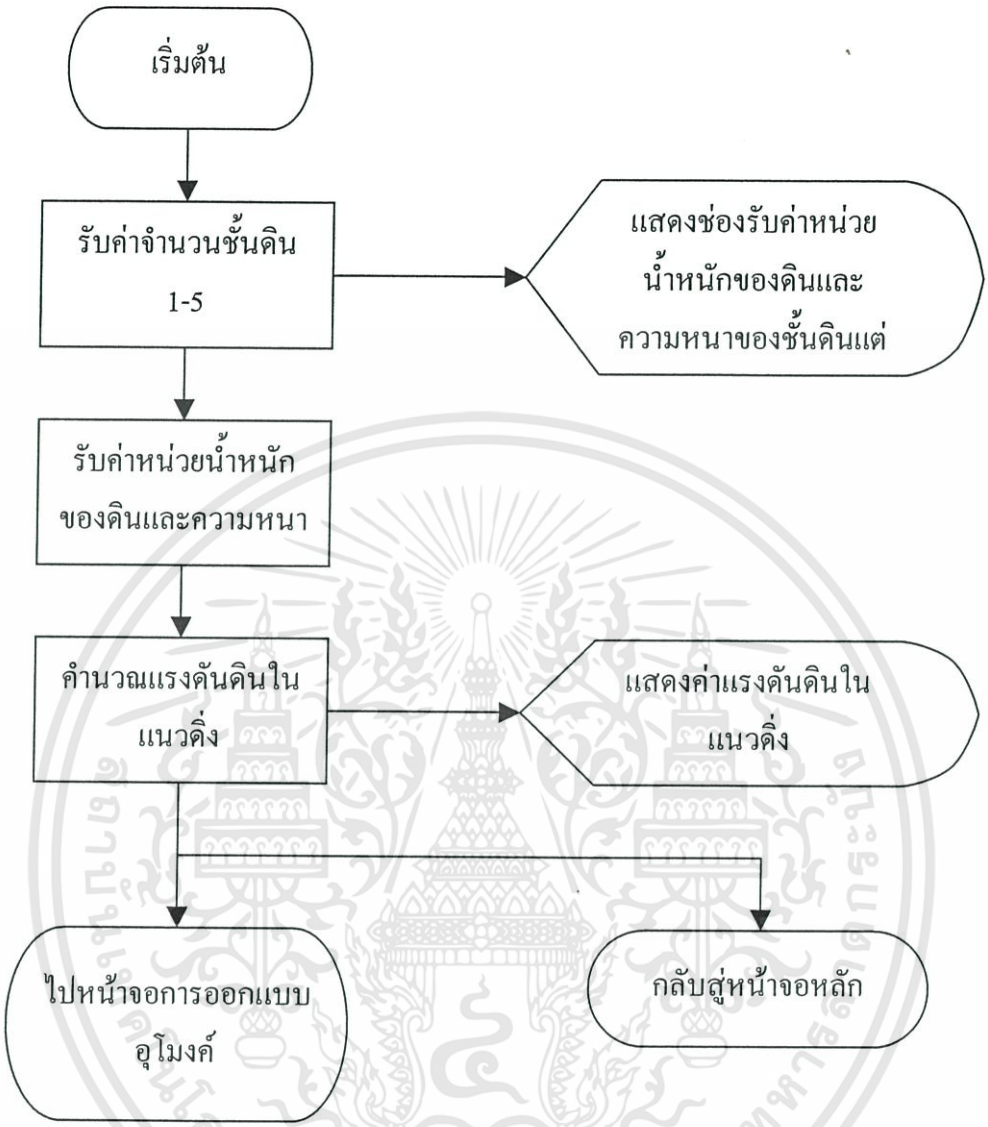
รูปที่ 6.3. แสดงหน้าจอการออกแบบผนังอุโมงค์ของ Terzaghi

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



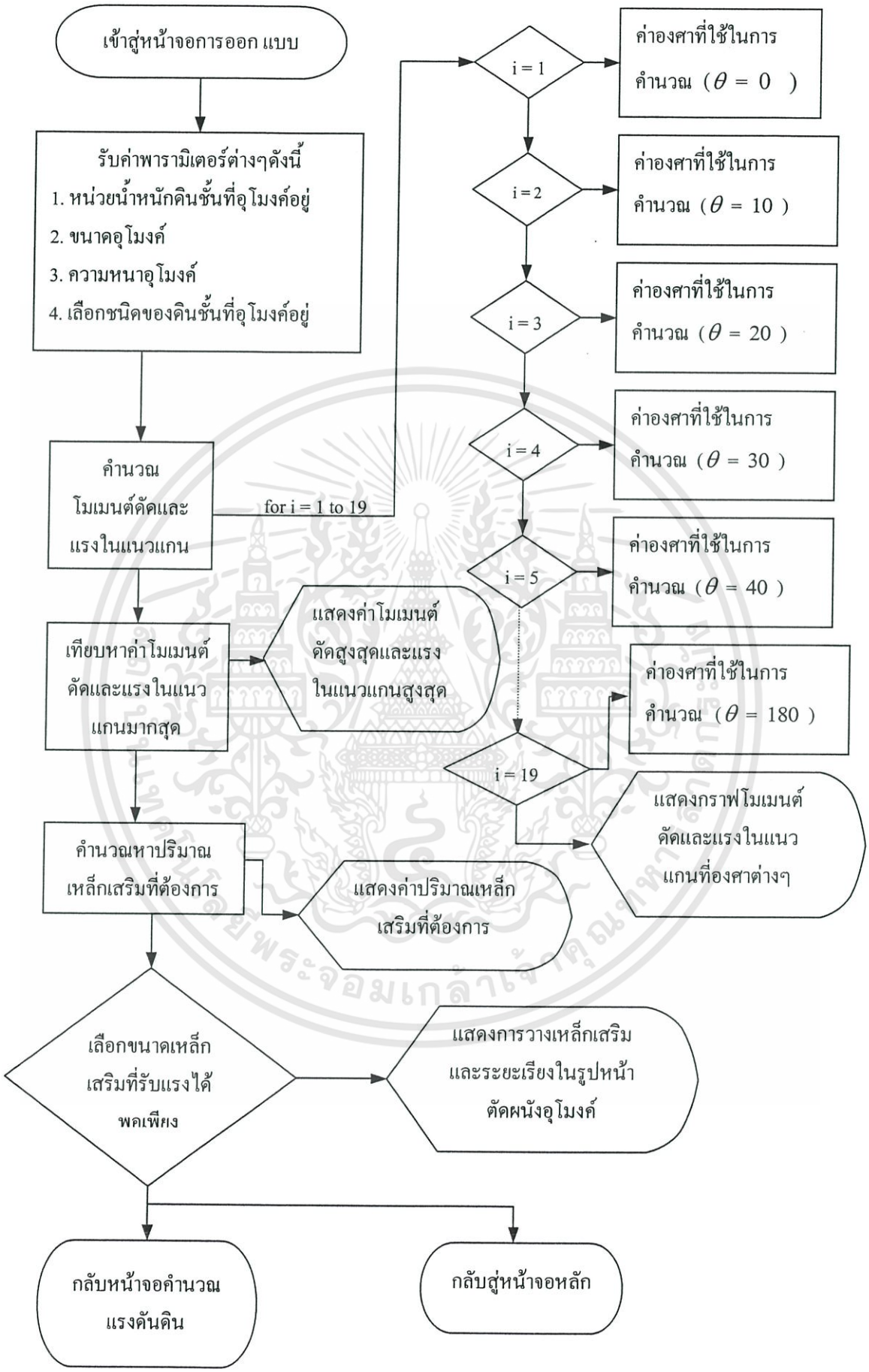
รูปที่ 6.4. แผนผังขั้นตอนการทำงานของโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6.5. แผนผังแสดงขั้นตอนการคำนวณแรงดันดินในแนวดิ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 6.6. แผนผังแสดงขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ของ Terzaghi และ Einstein

เอกสารนี้เป็นทรัพย์สินทางปัญญาที่ได้รับความคุ้มครองตามกฎหมาย ห้ามมิให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 6.7. แผนผังแสดงขั้นตอนการออกแบบผนังอุโมงค์ของ Erdmann

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.5. ข้อจำกัดของโปรแกรม

1. โปรแกรมตัวนี้ใช้ทฤษฎีเพียง 3 ทฤษฎีเท่านั้นแต่ค่าที่ได้ค่อนข้างเป็นที่น่าพอใจ วิธีของ Terzaghi จะให้ค่าที่มากกว่าเพราะวิเคราะห์แรงดันดินได้ละเอียด ส่วนอีก 2 วิธีจะได้ค่าที่ใกล้เคียงกัน
2. การวิเคราะห์แรงดันดินจะยอมให้วิเคราะห์เพียง 5 ชั้น แต่สามารถแก้ไขตัวโปรแกรมให้รับมากขึ้นได้
3. ไม่สนใจระดับน้ำใต้ดินโดยให้ใช้ค่าหน่วยน้ำหนักอิ่มตัวไปเลย
4. ค่าที่ได้ออกมาแต่ละสูตรมาจากค่าตัวแปรที่ต่างๆ กัน การพิจารณาควรพิจารณาจากว่าใช้ตัวแปรใดเป็นเกณฑ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 7
บทสรุปและข้อเสนอแนะ

7.1. กล่าวนำ

ในบทนี้จะสรุปโครงงานพิเศษที่ได้ทำมาทั้งหมดและข้อเสนอแนะจากการที่ได้ศึกษาโครงงานพิเศษนี้

7.2. บทสรุป

1. การขุดเจาะอุโมงค์ในดินกรุงเทพสามารถทำได้อย่างปลอดภัย ในปัจจุบันเนื่องจากมีเทคโนโลยีที่ทันสมัย และคุณสมบัติของดินในระดับที่จะก่อสร้าง ส่วนมากจะเป็นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ซึ่งสามารถขุดเจาะได้อย่างปลอดภัย
2. เส้นทางการสำรวจไม่พบอุปสรรคใดๆในการก่อสร้างและออกแบบ เนื่องจากสภาพดินกรุงเทพฯมีระดับที่ค่อนข้างสม่ำเสมอตลอดเส้นทาง ทั้งในใต้คลองพระยาราชมนตรีและใต้ถนนพระราม 2
3. สภาพการทรุดตัวไม่มีผลเนื่องจากอุโมงค์ก่อสร้างในระดับลึก 21 m. จากผิวดิน การทรุดตัวมีค่าลดต่ำลงเรื่อยๆและใกล้ถึงจุดสุดท้ายของการทรุดตัว จึงไม่เกิดการกระทบกระเทือน
4. ผนังอุโมงค์ใต้ดินนิยมใช้คอนกรีต เนื่องจากมีเทคโนโลยีด้านนี้ที่ทันสมัยและราคาก็ต่ำกว่าประเภทอื่นแต่ก็ขึ้นอยู่กับสภาพใต้ดินว่าเป็นอย่างไร จะควรใช้ผนังประเภทไหนแบบใดควรพิจารณาถึงความปลอดภัย แข็งแรง และด้านราคาด้วย
5. แรงที่กระทำต่ออุโมงค์สามารถพิจารณาได้หลายวิธี การนำไปใช้ควรดูที่ความนิยมและความน่าเชื่อถือเป็นหลัก โดยพิจารณาจากความสำเร็จของอุโมงค์ในอดีตที่ผ่านมา
6. การออกแบบอุโมงค์นิยมใช้ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด เพราะฉะนั้นควรพิจารณาจากหลายๆทฤษฎีแล้วนำมาเปรียบเทียบกัน วิธีใดเหมาะสมและปลอดภัยก็ควรนำมาใช้ในการออกแบบ
7. การใช้โปรแกรมช่วยคำนวณเป็นประโยชน์ในการศึกษาและความสะดวกรวดเร็ว สามารถนำไปประยุกต์ใช้ต่อไปได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.3. ข้อเสนอแนะ

1. ปัจจุบันปัญหาทางด้านน้ำที่ใช้ในการอุปโภค บริโภคยังคงมีอยู่เนื่องจากประชากรมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นจึงควรมีการรองรับและตระเตรียมน้ำไว้ใช้ในอนาคต การก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำใต้ดินจึงเป็นสิ่งสำคัญเพราะไม่ทำให้พื้นที่ในกรุงเทพฯเสียไปเพราะอยู่ใต้ดิน
2. ปัญหาน้ำท่วมในกรุงเทพฯก็เป็นปัญหาสำคัญอย่างหนึ่ง การก่อสร้างอุโมงค์น้ำทิ้งใต้ดินก็สามารถใช้ทฤษฎีในหนังสือเล่มนี้ในการออกแบบได้
3. การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินยังคงเป็นสิ่งที่ใหม่สำหรับประเทศไทย วิศวกรในปัจจุบันควรมีการศึกษาทางด้านนี้ให้มากเพื่อประโยชน์ต่อตนเองและประเทศชาติ

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT 'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
2003

บรรณานุกรม

1. Japan Society Of Civil Engineers, Japanese Standard For Shield Tunneling, 2001

2. ปิยะณัฐ แสงจันทร์, การวิเคราะห์แรงที่กระทำต่ออุโมงค์ใต้ดิน, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, 2546

3. ชินวุฒิ ชาญฉายา, การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยวิธีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต มหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์, 2543

4. สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์, แหลมทอง เหล่าคงถาวร และ วสันต์ชัย ชวศิริกุลฑล, การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินกรุงเทพฯ, ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง, 2536

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

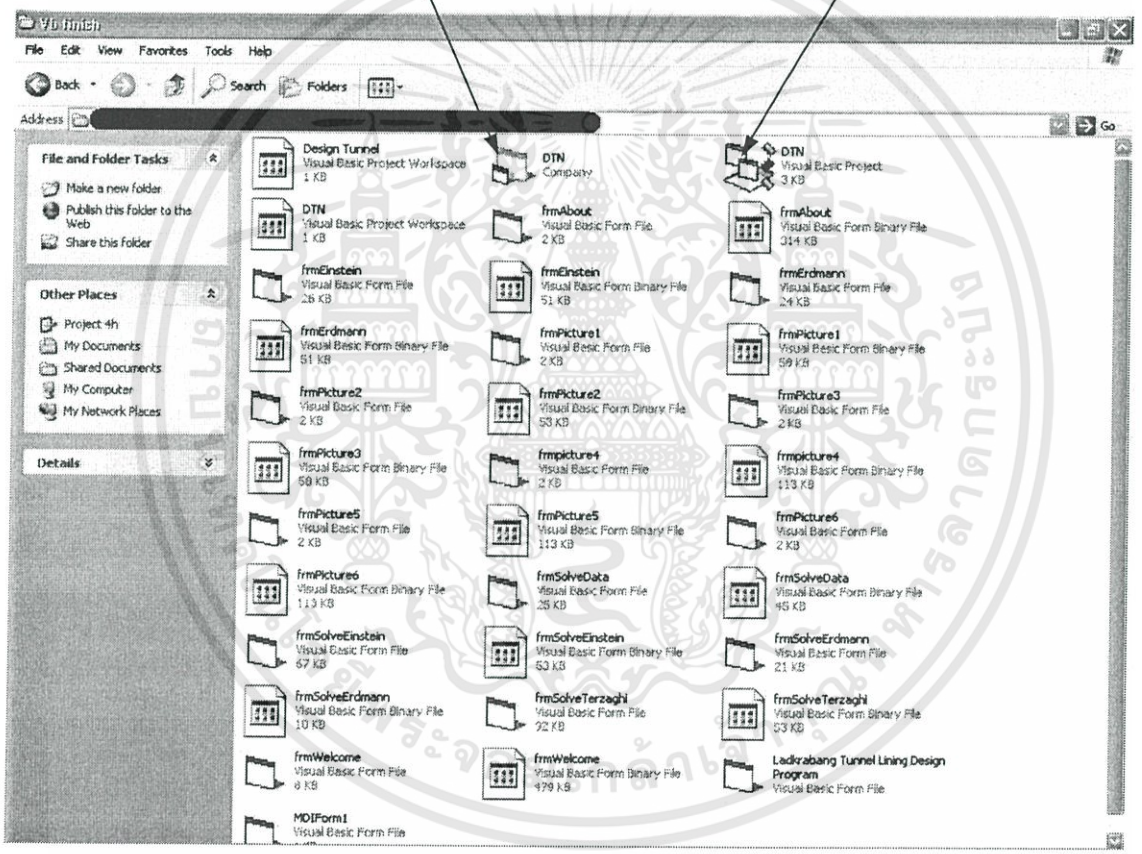
ภาคผนวก

แนวทางการเขียนโปรแกรม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

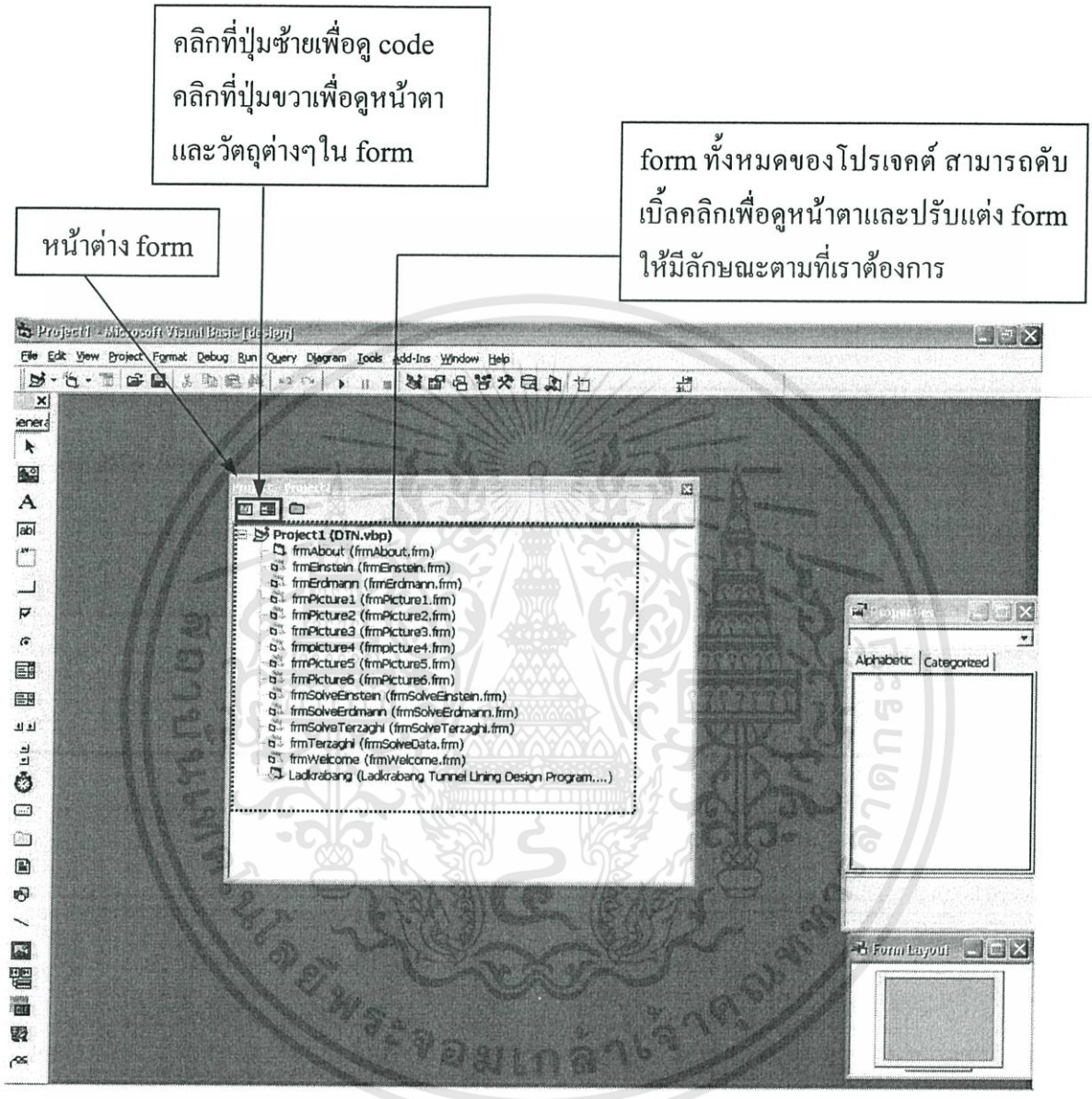
เรียกเปิดไฟล์โปรแกรมสำเร็จที่ไม่สามารถแก้ไขได้
เพื่อใช้งาน ดับเบิ้ลคลิกที่ไฟล์นี้

เรียกเปิดไฟล์ visual basic เพื่อแก้ไข ดับเบิ้ลคลิกที่ไฟล์นี้



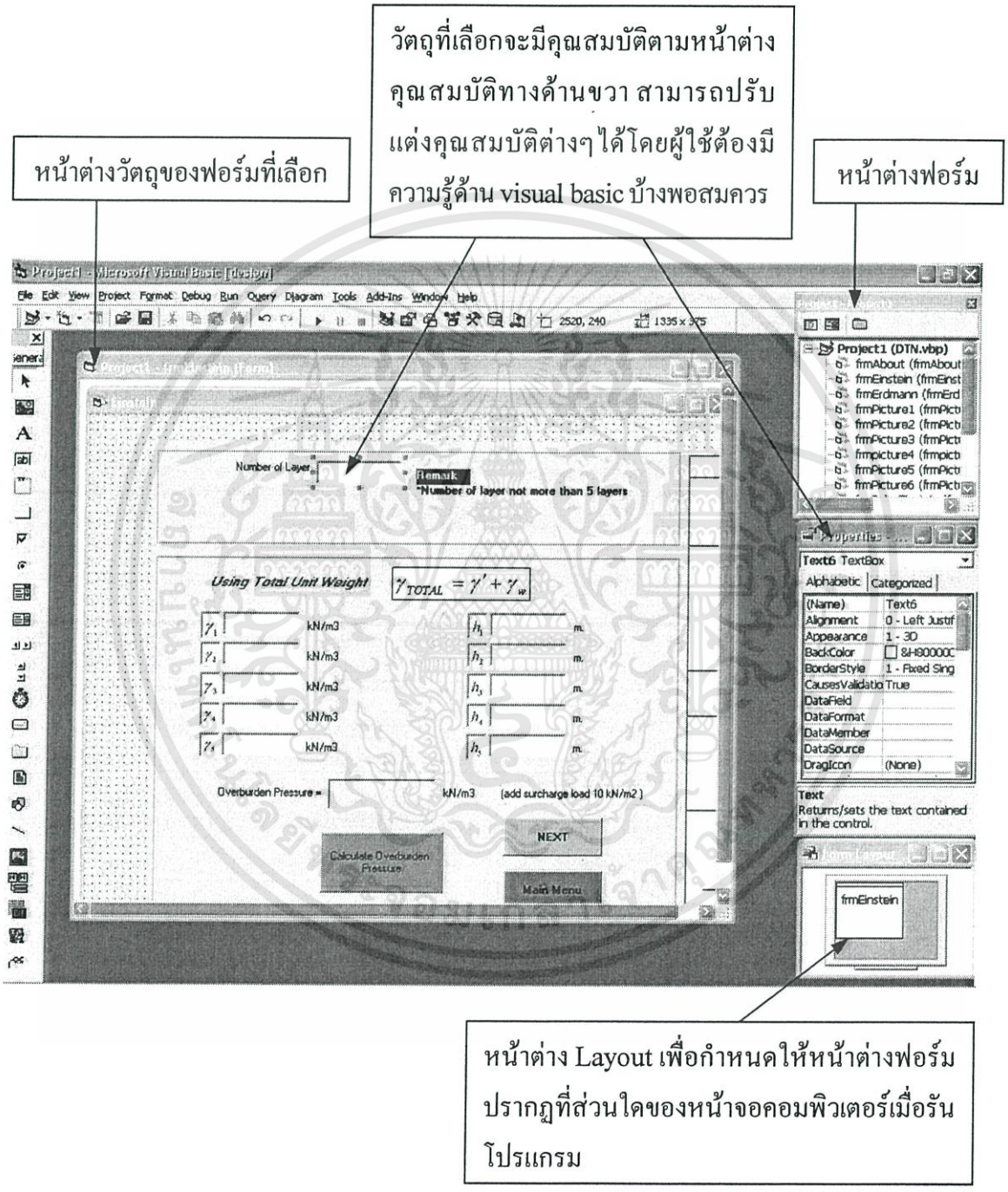
สามารถนำโปรแกรมมาปรับปรุงได้โดยไฟล์ทั้งหมดจะเก็บไว้ที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ฟอร์มทั้งหมดเป็น MDI (Multiple Document Interface) คือมีฟอร์มหลักได้แก่ฟอร์มชื่อ Ladkrabang และฟอร์มที่เหลือคือฟอร์มลูก ลักษณะของฟอร์มแบบนี้ใช้งานกับโปรเจคต์ที่มีหลายฟอร์ม ทำให้สามารถเปิดหน้าต่างฟอร์มลูกอื่นๆได้พร้อมกันทีเดียวหลายๆตัว โดยฟอร์มหลักหรือฟอร์มแม่จะมีแค่ฟอร์มเดียวและไม่จำเป็นต้องมีลักษณะหน้าตาเลยก็ได้แต่ต้องมี code เพื่อให้โปรแกรมเริ่มต้นทำงาน

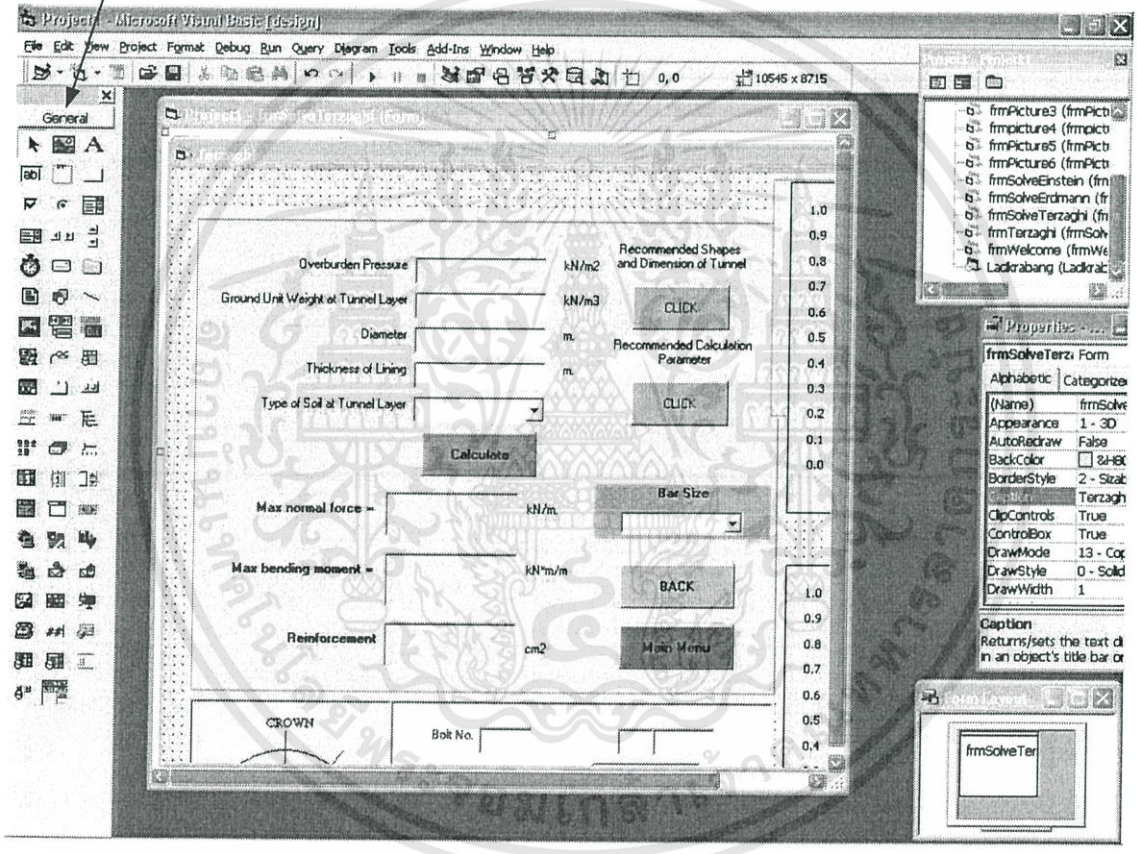
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



วัตถุต่างๆเราสามารถปรับแต่งหน้าตาและการทำงานเมื่อมีการกระทำต่อวัตถุนั้นๆได้โดยสามารถดู code เพื่อแก้ไขปรับปรุงได้ ซึ่งต้องมีความรู้ทางด้านการเขียนโปรแกรมมาก่อนและมีการศึกษาการใช้โปรแกรม Visual Basic 6.0 มาแล้ว เพื่อให้สามารถเข้าใจได้อย่างรวดเร็ว

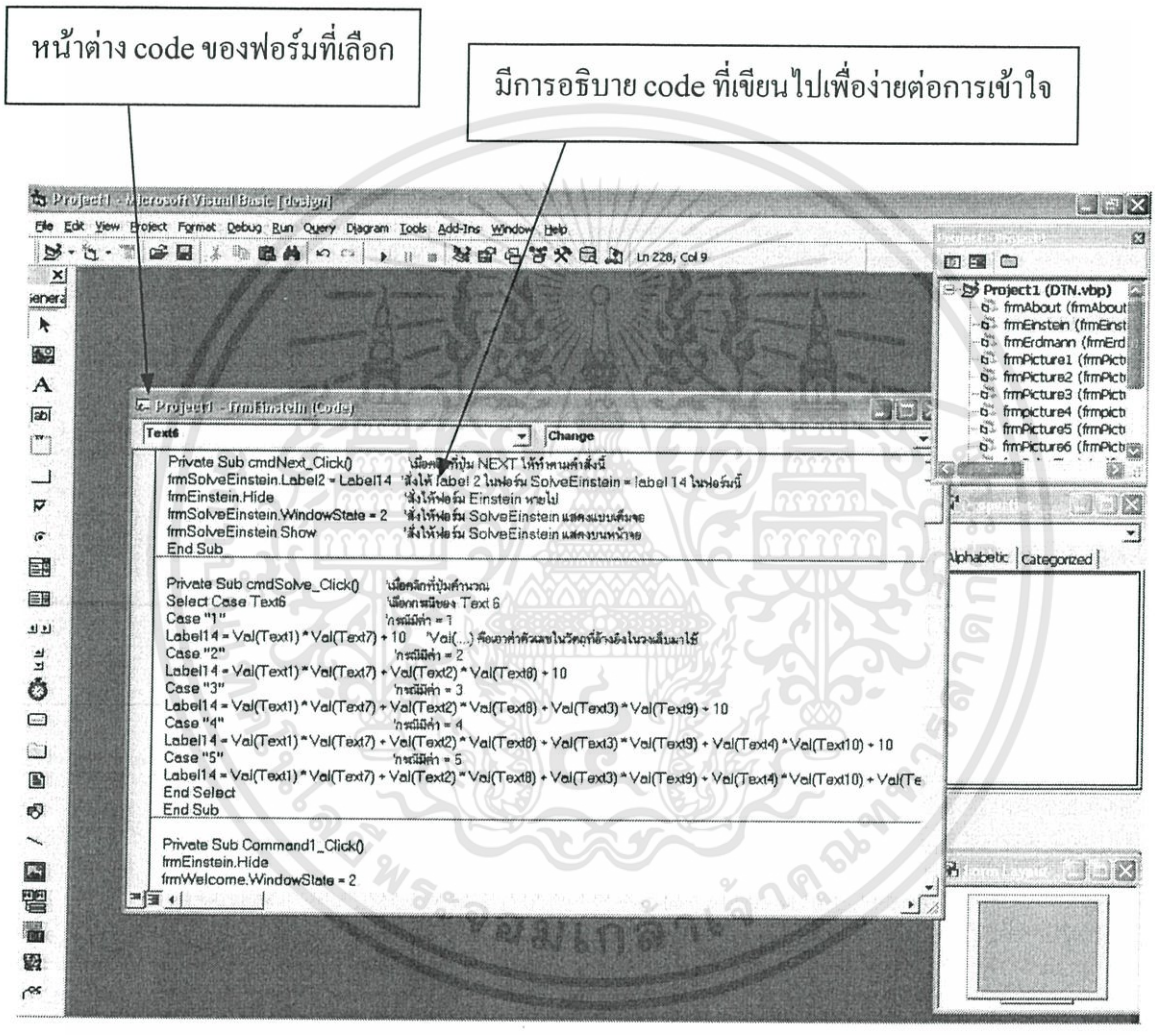
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หน้าต่างวัตถุแบบต่างๆที่จะนำมาใส่ในฟอร์มเพื่อใช้งาน โดยคลิกที่ปุ่มแล้วมาที่ฟอร์มเพื่อวางบนฟอร์มโดยลากเมาส์แล้วปล่อยบนฟอร์มจะปรากฏวัตถุนั้นขึ้นมา จากนั้นทำการปรับแต่งคุณสมบัติที่หน้าต่างคุณสมบัติและลักษณะการทำงานของวัตถุโดยแก้ไขที่ code



เราสามารถดู code ของวัตถุต่างได้ง่ายๆ โดยดับเบิ้ลคลิกวัตถุต่างๆที่อยู่บนฟอร์ม หากฟอร์มใดยังไม่มีการสั่งการกระทำ ก็ไม่มีการเขียน code ขึ้น (ส่วนใหญ่การกระทำที่จะเกิดขึ้นเมื่อโปรแกรมทำงานจะเป็นการคลิกที่วัตถุ นอกนั้นก็เป็นการใส่ค่า, การเลือก เป็นต้น)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โปรแกรมนี้สามารถเข้าใจได้ไม่ยากนักเพราะไม่ซับซ้อน และผู้ทำโปรแกรมหวังจะพัฒนาตัวโปรแกรมให้ดีขึ้นไปกว่านี้ หากมีปัญหาสงสัยกับการใช้งานสามารถสอบถามได้ที่อีเมล์ด้านล่างนี้

Email: Chat_Chaiwonglek@hotmail.com

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างการคำนวณผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีออกแบบเสาในการออกแบบโดยวิธีกำลัง จากแรงในแนวแกนสูงสุดและโมเมนต์ดัดสูงสุดที่หาได้นำมาออกแบบ

สมมติว่าได้ค่า N_{max} = 1200 kN. M_{max} = 110 kN-m.

P_u = 1.4 * 1200 = 1680 kN. = 171254 kg.

M_u =1.4*110 = 154 kN-m. = 15698 kg.m.

d' = covering + ขนาดเหล็กปลอก + รัศมีเหล็กเสริม $\approx$ 5 cm.

d = ความหนาที่สมมติ - d' = 25-5 = 20 cm.

$f'_c = 300\ ksc$ ค่า $\beta_1 = 0.85 - 0.05\dfrac{(f'_c - 280)}{70} = 0.836$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{15698 \times 100}{171254} = 9.17\ cm.$$

กำลังระบุ : $0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 300 \times 120 \times 25 = 90000\ kg.$ เมื่อเทียบกับ P_u แล้วใช้ ϕ = 0.7

$$P_n = \frac{171254}{0.7} = 244649\ kg.\ ,\ M_n = \frac{15698}{0.7} = 22426\ kg.$$

ที่สภาวะความเครียดสมดุล :

$$c_b = \frac{6120d}{6120 + f_y} = \frac{6120 \times 20}{6120 + 3000} = 13.42\ cm. \quad a_b = \beta_1 c_b = 0.836 \times 13.42 = 11.22\ cm.$$

ถ้าสมมติให้ $A_s = A'_s$ และ $f_s = f'_s = f_y$

จะได้ $P_{nb} = 0.85 f'_c a_b b = 0.85 \times 300 \times 13.42 \times 120 = 410652\ kg.$ จะเห็นว่า P_n น้อยกว่า P_{nb} แสดงว่าหน้าตัดอยู่ภายใต้อิทธิพลของแรงดึง

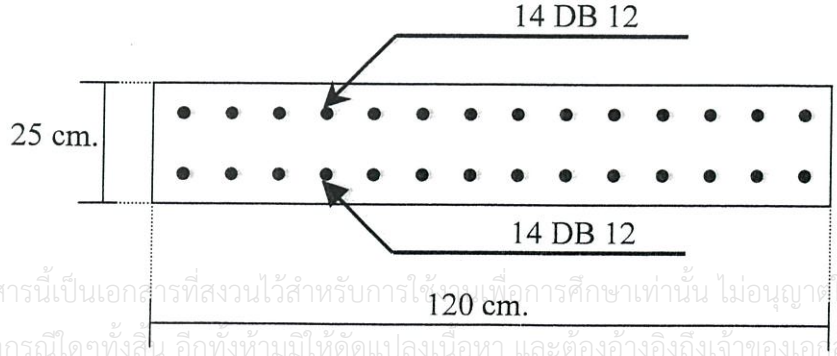
$$A_s = \frac{\dfrac{P_n^2}{1.7 f'_c b} - P_n\left(\dfrac{h}{2} - e\right)}{f_y(d - d')} = \frac{\dfrac{244649^2}{1.7 \times 300 \times 120} - 244649\left(\dfrac{25}{2} - 9.17\right)}{3000(20 - 5)} = 3.63\ cm.^2$$

เลือกใช้ DB 12 จำนวน 4 เส้น ได้ $A_s = A'_s$ = 4.52 cm^2. และ

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2 \times 4.52}{120 \times 25} = 0.003$$ ซึ่งต้องอยู่ระหว่าง 0.01 และ 0.08

เพราะฉะนั้นจึงใช้ปริมาณเหล็กเสริม $A_{st} = 0.01 A_g = 0.01 \times 120 \times 25 = 30\ cm^2$.

ดังนั้นใช้เหล็กเสริม DB 12 จำนวน 14 เส้น ทั้งบนและล่าง



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้