



การศึกษาพฤติกรรมเปรียบเทียบของผนังอุโมงค์ที่เสริม Prefabricate steel weled mesh
กับผนังอุโมงค์ที่เสริมเหล็กกล้าละมุน

โดย

| | | | |
|--------------|----------------|--------------|----------|
| นาย ชูศักดิ์ | จันทร์สิริรุ่ง | รหัสประจำตัว | 36014124 |
| นาย ปวิดต์ | วงษ์วันทนีย์ | รหัสประจำตัว | 36014258 |
| น.ส. มณจิรา | สมหอม | รหัสประจำตัว | 36014325 |

อาจารย์ที่ปรึกษา

อาจารย์ สุพจน์ ศรีนิล

- ๒๓๑ ๒๕๓๑

วัน เดือน ปี.....

เลขทะเบียน.....๐๓๘๔๕๖.....

เลขเรียกหนังสือ...๓๑๑๑ มี๖๘๖๗

โครงการนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2539

THE COMPARATIVE BEHAVIOR OF TUNNEL REINFORCED WITH
PREFABRICATE STEEL WELED MESH AND BARS FOR REINFORCED
CONCRETE

MR. CHOOSAK CHANSIRIRUNG Code 36014124
MR. PAVATT VONGVANTANEE Code 36014258
MISS MONTHIRA SOMHOM Code 36014325

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE
BACHELOR OF CONSTRUCTION ENGINEER
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

1996

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

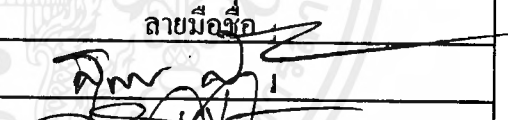

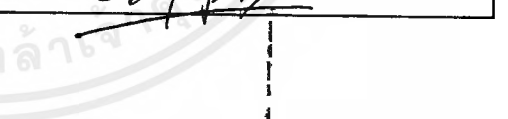
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ที่เสริม Prefabricate steel
weled mesh แทนเหล็กกล้าละมุน

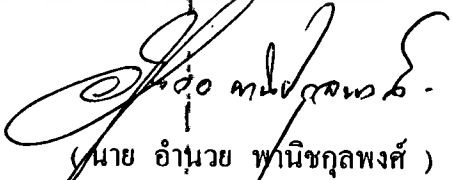
THE COMPARATIVE BEHAVIOR OF TUNNEL REINFORCED
WITH PREFABRICATE STEEL WELED MESH AND STEEL
BARS FOR REINFORCED CONCRETE

นักศึกษา 1 นาย ชุศักดิ์ จันทร์ศิริรุ่ง รหัสประจำตัว 36014124
2 นาย ปวิทย์ วงษ์วันทนีย์ รหัสประจำตัว 36014258
3 น.ส. มณฑิรา สมหอม รหัสประจำตัว 36014325

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขา วิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ สุพจน์ ศรีนิล

| คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ | ลายมือชื่อ |
|-----------------------------|--|
| 1 อาจารย์ สุพจน์ ศรีนิล |  |
| 2 อาจารย์ สุวัฒน์ ธิรเศรษฐ์ |  |
| 3 อาจารย์ คมสัน มาลีสี |  |

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว


(นาย อำนวย พานิชกุลพงศ์)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่.....เดือน.....พ.ศ.....

กิติกรรมประกาศ

โครงการพิเศษนี้ จะสำเร็จลุล่วงไม่ได้ หากขาดผู้มีพระคุณที่ช่วยให้โครงการสำเร็จลุล่วงดังต่อไปนี้

บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ ที่ให้ความช่วยเหลือในด้านต่าง ๆ เป็นอย่างมาก ทั้งในด้าน วัสดุ, อุปกรณ์, เครื่องมือ ,สถานที่ ตลอดจนให้ความช่วยเหลือทั้งในด้าน การหล่อ และการ ทดสอบเปรียบเทียบ

บริษัท ไทยออสเนอร์ จำกัด ที่ให้ความอนุเคราะห์ วัสดุ Prefabricate steel weled mesh

อ. สุพจน์ ศรีนิล อาจารย์ที่ปรึกษา

อ. कमสัน มาลีสี ที่คอยให้คำแนะนำ

นายช่าง ภาณุพงศ์ จงศิริลักษณ์ และ นายช่าง นพคุณ นวรัตน์ ณ.อยุธยา (บริษัท เนาวรัตน์ พัฒนาการ) ที่ให้ความช่วยเหลือ ทั้งในด้านการหล่อทดสอบ และ ให้คำปรึกษา ที่ สมศักดิ์ ควบใหญ่ และ พี่ กฤษฏา มาศภูมิ (บริษัท เนาวรัตน์ พัฒนาการ) ที่ให้ความช่วยเหลือในด้าน เทคนิค และ การทำงานจริง

คุณ วิศณุ สายพวรรณ (การประปา) ที่ให้ความช่วยเหลือ ในด้านแบบการคำนวณ ผนังอุโมงค์

รวมทั้ง เพื่อน ๆ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือ และ คอยเป็นกำลังใจ ตลอดมา

จึงขอขอบพระคุณและจะระลึกถึงตลอดไป

นาย ชูศักดิ์ จันทร์ศิริรุ่ง

นาย ปวิตต์ วงษ์วันทนิย์

น.ส. มณฑิรา สมหอม

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ที่เสริม Prefabricate steel
weled mesh แทนเหล็กกล้าละมุน

THE COMPARATIVE BEHAVIOR OF TUNNEL REINFORCED
WITH PREFABRICATE STEEL WELED MESH AND STEEL
BARS FOR REINFORCED CONCRETE

| | | | | |
|----------|------------------|----------------|--------------|----------|
| นักศึกษา | 1 นาย ชุติศักดิ์ | จันทร์สิริรุ่ง | รหัสประจำตัว | 36014124 |
| | 2 นาย ปวัตต์ | วงษ์วันทนีย์ | รหัสประจำตัว | 36014258 |
| | 3 น.ส. มณฑิรา | สมหอม | รหัสประจำตัว | 36014325 |

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขา วิศวกรรมก่อสร้าง
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ สุพจน์ ศรีนิล

บทคัดย่อ

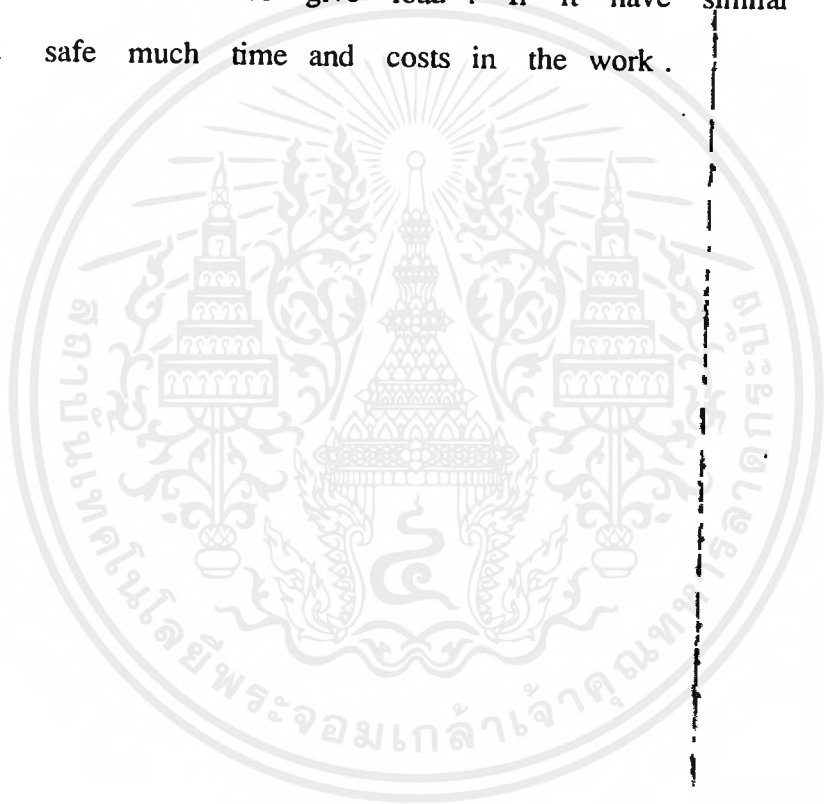
ปัจจุบันนี้การนำเอา Prefabricate steel weled mesh มาใช้แทนเหล็กกล้าละมุนเริ่มเข้ามา
มีบทบาทในงาน ก่อสร้างมากขึ้น เช่น นำมาใช้เป็นเหล็กเสริมในคานคอนกรีต, เหล็กเสริมกันการ
แตกร้าว และ เหล็กเสริมสำหรับการเทคอนกรีตทับหน้าพื้นสำเร็จ

สำหรับในโครงการพิเศษนี้ได้มีการนำเอา Prefabricate steel weled mesh มาเสริมแทน
เหล็กกล้าละมุน ในผนังอุโมงค์ใต้ดิน เพื่อเปรียบเทียบ พฤติกรรมของผนังอุโมงค์ ที่เสริม เหล็กทั้ง
สองแบบ เมื่อ มีการให้น้ำหนักบรรทุก ว่ามีลักษณะใกล้เคียงกันหรือไม่ ซึ่งถ้าสามารถนำมาใช้แทน
กันได้ ก็จะเป็นการช่วย ลดระยะเวลาในการทำงาน และ ค่าใช้จ่ายในการดำเนินงาน ซึ่งน่าจะเป็น
ประโยชน์ต่อการก่อสร้างในอนาคต

Abstract

Now a day , a prefabricate steel weled mesh is used instate of a mild steel in many case . Example , it is use as a reinforced in road , as a reinforced to prevent breaking and as a reinforced in topping concrete in a precast floor .

For this special project , we use a prefabricated steel weled instate of a mild steel in a section of tunnel . To compare behavior between two case when we give load . If it have similar behavior , we should safe much time and costs in the work .



สารบัญ

บทที่ 1

บทนำ

| | |
|------------------------------------|---|
| 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา | 1 |
| 1.2 วัตถุประสงค์ | 1 |
| 1.3 ทฤษฎีหรือแนวคิด | 2 |
| 1.4 ขอบเขต | 2 |
| 1.5 วิธีที่ใช้ในการดำเนินการ | 2 |
| 1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ | 3 |

บทที่ 2

ลักษณะของดินและเสถียรภาพของ TUNNEL FACE

| | |
|---|----|
| 2.1 ลักษณะของดินกรุงเทพ | 4 |
| 2.2 การจัดประเภทของดินและเสถียรภาพของ TUNNEL FACE | 7 |
| 2.3 ประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์ | 21 |
| 2.4 GROUND CONTROL AND IMPROVEMENT | 27 |
| 2.5 การออกแบบผนังอุโมงค์ใต้ดินในกรุงเทพ | 34 |

บทที่ 3

วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน

| | |
|--|----|
| 3.1 CUT AND COVER | 44 |
| 3.2 TUNNELLING (Shield , NATM , Heading and Bench) | 45 |
| 3.3 PIPE JACKING | |

บทที่ 4

ผนังอุโมงค์ใต้ดิน

| | |
|------------------------------------|----|
| 4.1 ผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินอ่อน | 58 |
|------------------------------------|----|

| | |
|---|-----|
| 4.2 ชนิดของผั่งอุโมงค์ | 60 |
| 4.3 การพิจารณาเลือกผั่งอุโมงค์ | 70 |
| | |
| บทที่ 5 | |
| การออกแบบอุโมงค์ | 72 |
| 5.1 พฤติกรรมของดินต่ออุโมงค์ | 72 |
| 5.11 ดิน FIRM | 72 |
| 5.12 ดิน RAVELLING | 74 |
| 5.13 ดิน RUNNING | 77 |
| 5.14 ดิน FLOWING | 78 |
| 5.15 ดิน SQUEEZING | 79 |
| 5.16 ดิน SWELLING | 81 |
| 5.2 การทรุดตัวของดินรอบ ๆ อุโมงค์ | 82 |
| 5.21 GENERAL | 83 |
| 5.22 การประมาณค่า SURFACE SETTLEMENT | 83 |
| 5.22.1 Peak 's Empirical Meethod | 83 |
| 5.22.2 Yoshikoshiet , al ' Method | 87 |
| 5.22.3 การออกแบบ Curve สำหรับทำนาย Settlement | 89 |
| 5.22.4 Wong and Kaiser Method | 90 |
| 5.22.5 Roen and Lo's Method | 91 |
| 5.22.6 Mairet , at ' Method | 93 |
| 5.22.7 Resenendiz and Romo 's Solution | 95 |
| 5.23 สาเหตุของ Grounded Loss | 98 |
| 5.24 เกณฑ์ความเสียหาย (Damage Criteria) | 99 |
| 5.3 แรงกระทำต่อผั่งอุโมงค์ | 100 |
| 5.31 การพิจารณาน้ำหนักที่กระทำต่อผั่งอุโมงค์ | 100 |
| 5.31.1 ทฤษฎี น้ำหนักสมมุติ | 100 |
| 5.31.2 ทฤษฎี น้ำหนักของ Terzaghi | 101 |

| | |
|--|-----|
| 5.32 การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์ | 102 |
| 5.32.1 พิจารณา Deformation ของอุโมงค์ | 103 |
| 5.32.2 กระบวนการออกแบบ ผนังกระทำ | 105 |
| 5.32.3 โมเมนต์ตัด | 109 |
| 5.32.4 การโค้งตัว | 109 |
| 5.4 การออกแบบ Tunnel Lining ในดินอ่อน | 110 |
| 5.41 Muir Wood 's Method | 111 |
| 5.42 Peck et al ' Method | 113 |
| 5.43 Knud - Englbreth - Sard Vika 's Method | 115 |
| 5.44 Zurabov - Bufaeva 's Method | 116 |
| 5.45 Davidov 's Method | 118 |
| 5.46 Curtis et al 's Method | 120 |
| 5.47 Bodov - Gorelik 's Method | 122 |
| | |
| บทที่ 6 | |
| การทดสอบโดยการออกแบบผนังอุโมงค์ส่งน้ำ | 136 |
| 6.1 การออกแบบอุโมงค์ส่งน้ำโดยใช้ prefabricate steel welded mesh | 136 |
| 6.2 การ ทดสอบผนังอุโมงค์ส่งน้ำโดยเปรียบเทียบระหว่าง prefabricate steel welded mesh และเหล็กกล้าละมุน | 163 |
| | |
| บทที่ 7 | |
| มาตรฐานเหล็ก prefabricate steel welded mesh | 171 |
| 7.1 มาตรฐานเหล็กที่นำมาใช้ในโครงการพิเศษ | 171 |
| 7.1.1 มาตรฐานเหล็กกล้าละมุน | 171 |
| 7.1.2 มาตรฐานเหล็กกล้าดิ่งเย็นเสริมคอนกรีต | 172 |
| 7.1.3 มาตรฐานตระแกรงลวดเหล็กกล้าเชื่อมติดเสริมคอนกรีต (prefabricate steel welded mesh) | 174 |
| 7.2 การทดสอบเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กที่นำมาใช้ทดลอง | 178 |
| 7.2.1 หา Diameter เหล็ก | 178 |

7.2.2 Tensile test of steel

179

7.2.3 แรงเฉือนที่จุดเชื่อม

187

บทที่ 8

บทสรุปและข้อเสนอแนะ

190

8.1 สรุปและวิเคราะห์ ผลการทดลอง

190

8.2 ข้อเสนอแนะจากการดำเนินการ โครงการพิเศษ

192

บรรณานุกรม

ภาคผนวก

ก . รูปแสดงการก่อสร้างผนังอุโมงค์ต่งน้ำ



สารบัญตาราง

| ตารางที่ | หน้าที่ |
|--|---------|
| 2.1 คุณสมบัติดินเหนียวอ่อนที่ หนองงูเห่า | 5 |
| 2.2 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวแข็งกรุงเทพ | 6 |
| 2.3 Terzaghi 's Classification for Soil in Tunnelling | 7 |
| 2.4 ปัญหาต่าง ๆ ที่ เกิดจากสภาพดินใน Soft Ground Tunnelling | 12 |
| 2.5 ข้อมูลสนามเกี่ยวกับเสถียรภาพของอุโมงค์ใน Saturated plastic clay | 17 |
| 2.6 เกณฑ์พิจารณาค่าเสถียรภาพใน plastic clays ที่ความลึกมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์ | 18 |
| 2.7 คุณสมบัติทางกลของอุโมงค์ที่เลือกใช้ | 36 |
| 2.8 คุณสมบัติทางกลของดินที่ใช้ในการออกแบบ | 36 |
| 3.1 Unified Soil Classification | 57 |
| 4.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อสีเทา | 64 |
| 4.2 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อกราไฟท์ | 65 |
| 4.3 การพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์ใต้ดิน | 71 |
| 5.1 การแบ่งชนิดดินในอุโมงค์ของ Terzaghi | 72 |
| 5.2 การเปรียบเทียบระหว่าง Unified Soil Classification และระบบ Tunnel 's Ground Classification | 73 |
| 5.3 การออกแบบน้ำหนักกระทำโดย Terzaghi | 101 |
| 5.4 ค่าแรงดัน P_v และ P_h | 102 |
| 5.5 Thrust and Distortion of Tunnel in Soil | 108 |
| 5.6 ตารางแสดงค่าของสัมประสิทธิ์ G | 114 |
| 6.1 ตารางการทดสอบการทรุดตัวของ Type A | 165 |
| 6.2 ตารางการทดสอบการทรุดตัวของ Type B | 167 |
| 6.3 ตารางการทดสอบการทรุดตัวของ Type K | 169 |
| 7.1 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ prefabricate steel weled mesh 6#10(mm) เชื่อมแบบความต้านทาน | 179 |
| 7.2 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ prefabricate steel weled mesh 6#10(mm) เชื่อมแบบใช้รูปเชื่อม | 180 |

สารบัญตาราง

| ตารางที่ | หน้า |
|--|------|
| 7.3 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ทรายแรงเหล็กกล้าละมุน 6#10(mm) เชื่อมแบบใช้รูปเชื่อม | 181 |
| 7.4 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ Round Bar ที่มี Diameter 6 mm. | 182 |
| 7.5 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ Deform Bar ที่มี Diameter 10 mm. | 183 |
| 7.6 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นที่มี Diameter 6 mm. | 184 |
| 7.7 ตารางแสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็นที่มี Diameter 10 mm. | 185 |
| 7.8 ตารางแสดงแรงเฉือนจุดเชื่อม แบบรูปเชื่อม และ แบบความต้านทาน | 187 |
| 7.9 ตารางสรุปเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็ก ที่ใช้ในโครงการพิเศษ ที่ได้จากการทดสอบ | 189 |



สารบัญภาพ

| ภาพที่ | หน้าที่ | |
|--------|---|----|
| 2.1 | ภาพตัดของชั้นดินกรุงเทพฯ จากทิศตะวันตกถึงทิศตะวันออก | 9 |
| 2.2 | แสดงชั้นดินในถนนรัชดาภิเษกและการแบ่งช่วง | 10 |
| 2.3 | แสดงความสัมพันธ์ของ Unified Soil Classification and Tunnelman's Ground Classification | 11 |
| 2.4 | การจัดประเภทของดินต่าง ๆ ตามพฤติกรรมของดิน | 15 |
| 2.5 | แสดงส่วน heading ของอุโมงค์ในทางอุโมงค์ ในขณะทำการก่อสร้าง | 21 |
| 2.6 | แสดงรูปของการ failure ของอุโมงค์ | 22 |
| 2.7 | ค่าการทรุดตัวที่วัดได้ที่ heading ของ model tunnel ขณะกำลังเกิดการพัง | 23 |
| 2.8 | แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ที่ส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง | 24 |
| 2.9 | แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ที่ส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังพัง | 25 |
| 2.10 | แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจากผิวดินถึง crown บริเวณส่วน heading | 25 |
| 2.11 | แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจาก face ถึง crown บริเวณ heading | 26 |
| 2.12 | แสดงอิทธิพลของลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio | 26 |
| 2.13 | แสดงอิทธิพลของลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio | 27 |
| 2.14 | three dimension collapse data | 27 |
| 2.15 | แสดงการกระจายขนาดเม็ดดินที่สัมพันธ์กับการทำ Dewatering และการ Grouting | 32 |
| 2.16 | ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ | 41 |
| 2.17 | ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ | 41 |
| 3.1 | หลักการของ shield tunnelling | 46 |
| 3.2 | Typical Drum Excavator | 47 |
| 3.3 | Oscillating Arm Excavator | 48 |
| 3.4 | Ripper Bucket Excavator | 49 |
| 3.5 | แสดง cutting face stability หลักการของช่วงใช้งาน | 50 |
| 3.6 | แสดงระบบของ Earth Pressure Balance Shield | 51 |
| 3.7 | แสดงส่วนหัวเจาะ Hydreshield Cuttinghead | 52 |
| 3.8 | ผังแสดงการทำงานของระบบ Hydroschild | 53 |
| 3.9 | แสดงส่วน Head และ Nozzle ของระบบ Hydroschild | 54 |
| 3.10 | Mixshield-Basic Machine | 54 |

สารบัญภาพ

| ภาพที่ | หน้าที่ | |
|--------|--|----|
| 3.11 | ผังแสดง shield ชนิดต่าง ๆ | 55 |
| 3.12 | Pipe Jacking Technique | 56 |
| 4.1 | ผนังอุโมงค์ชั่วคราวชนิดโครงเหล็ก (steel ribs) | 59 |
| 4.2 | ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ (Bolted Grey Iron) | 62 |
| 4.3 | รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า | 63 |
| 4.4 | ผนังอุโมงค์แบบมาตรฐานในประเทศไทย | 66 |
| 4.5 | ผนังอุโมงค์แบบมาตรฐานแบบ Concrete Segment | 67 |
| 4.6 | ผนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ (Frousted Smooth Bore Concrete) | 67 |
| 4.7 | ผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete | 68 |
| 4.8 | การพัฒนาผนังอุโมงค์จากอดีตจนถึงปัจจุบัน | 69 |
| 5.1 | เวลา stand-up ของดินซึ่งขึ้นกับความกว้างของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน | 75 |
| 5.2 | การแบ่งดินตามหน่วยเวลา Stand-up เทียบกับเวลา Stand-up ของหลังคาของ กล่องทดสอบ หนึ่งลูกบาศก์ ฟุต | 76 |
| 5.3 | เวลา Stand-up ของกล่องทดสอบ | 77 |
| 5.4 | การสั่นในอุโมงค์ดินเหนียว | 80 |
| 5.5 | เวลา-เส้นโค้งการสั่นในดินเหนียว | 81 |
| 5.6 | การบวมในดินเหนียวที่สมบูรณ์ | 82 |
| 5.7 | คุณสมบัติของ Error Function Curve ที่ใช้แทนการทรุดตัวแบบ settlement trough ของอุโมงค์ | 84 |
| 5.8 | ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของ trough ซึ่งแทนด้วย i/R และอัตราส่วน ความลึก, $Z/2R$ สำหรับอุโมงค์ขนาดต่าง ๆ ในดินต่าง ๆ กัน | 85 |
| 5.9 | ความสำคัญของ ground loss กับอุโมงค์ในดินเหนียว | 88 |
| 5.10 | แสดงขั้นตอนการคาดการณ์ Maximum Settlement | 89 |
| 5.11 | แสดง curve แบบต่าง ๆ ที่ใช้ทำนายค่า settlement | 90 |
| 5.12 | รูป profile แสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน | 91 |
| 5.13 | รูป profile แสดงการทรุดตัวที่ผิวดิน | 92 |
| 5.14 | แสดงการนิยาม gap parameter | 93 |

สารบัญภาพ

| ภาพที่ | หน้าที่ |
|---|---------|
| 5.15 ค่าการทรุดตัวแบบ tough ที่วัดได้จากค่าที่ได้จากการคาดการณ์ของอุโมงค์ Mauel Gonzalez สมมุติให้ 250 มม. | 94 |
| 5.16 Predicted and Observed Variation of Relative Ground Loss with load Factor | 94 |
| 5.17 การทรุดตัวที่วัดได้ในอุโมงค์จำลอง | 95 |
| 5.18 Conditions and Notations for Analysis of Logitudinal Settlement Profile upon instantaneous Excavation | 96 |
| 5.19 ฟังก์ชัน F1 | 97 |
| 5.20 Conditions in the Analysis of Settlement Profile across the Tunnel Axis upon Stress Release at Face | 97 |
| 5.21 แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ | 100 |
| 5.23 แสดงพฤติกรรมการเกิดความเค้นปกติ | 103 |
| 5.24 แสดงการบิดตัวของอุโมงค์ภายใต้การสมมติฐาน | 104 |
| 5.25 แสดงการเกิดพฤติกรรมระหว่างดินกับผนังอุโมงค์ | 106 |
| 5.26 กราฟความสัมพันธ์ของระยะเวลากับน้ำหนักแนววงแหวน | 107 |
| 5.27 Muir Wood's method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil | 108 |
| 5.28 | 113 |
| 5.29 Zurabov-Bugaeva's method | 116 |
| 5.30 Davidov's method | 119 |
| 5.31 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ | 121 |
| 5.32 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่าง ๆ | 121 |
| 5.35 แรงภายนอกที่กระทำบน elastically embedded ring | 122 |
| 5.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง radial displacement กับ tangential displacement | 123 |
| 5.37 Equilibrium Diagram of the external force | 126 |
| 5.38 รูปแรงกระทำบนอุโมงค์ในตัวอย่าง | 128 |
| 5.39 แสดงการกระจายแรงปฏิกิริยาที่คำนวณได้ | 135 |
| 5.40 โมเมนต์ไดอะแกรม ของ elastically embedded ring girder | 135 |
| 6.1 รูปแสดงลักษณะองค์ประกอบของอุโมงค์ | 136 |
| 6.2 รูปแสดงความสูงเนื่องจาก แรงดันดิน | 137 |

สารบัญภาพ

| ภาพที่ | หน้าที่ |
|---|---------|
| 6.3 รูปแสดงลักษณะของชั้นดินเหนียวโมงค้ | 139 |
| 6.4 รูปแสดงการ Displacement ในแนวระดับ | 140 |
| 6.5 รูปแสดงหน่วยน้ำหนักของแรงดันดิน | 143 |
| 6.6 รูปแสดงหน่วยน้ำหนักของแรงดันดิน | 144 |
| 6.7 รูปแสดงลักษณะของโมเมนต์ในอุโมงค์ | 146 |
| 6.8 รูปแสดงลักษณะของแรงในแนวแกนในอุโมงค์ | 147 |
| 6.9 รูปแสดงลักษณะของแรงเฉือนในอุโมงค์ | 148 |
| 6.10 รูปแสดงแรงกระทำที่เกิดขึ้นในอุโมงค์ | 151 |
| 6.11 รูปแสดงการวางเหล็กกลางของ Type A และ Type B | 157 |
| 6.12 รูปแสดงการวางเหล็กบนของ Type A และ Type B | 158 |
| 6.13 รูปแสดงการวางเหล็กของ Type K | 159 |
| 6.14 รูปแสดงวิธีการทดสอบ | 164 |
| 7.1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดของลวดเหล็กกล้ารีดร้อน | 176 |
| 7.2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดของลวดเหล็กกล้าดึงเย็น | 177 |
| 7.3 แสดงตำแหน่งที่วัดหา dimeter เฉลี่ย | 178 |
| 7.4 ภาพตัดของตำแหน่งที่วัด dimeter เฉลี่ย | 178 |
| 7.5 การทดสอบแรงดึงของลวด | 186 |
| 7.6 การทดสอบแรงเฉือนของจุดเชื่อม | 188 |

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันนี้การนำเอา Prefabricate steel weled mesh มาใช้แทนเหล็กกล้าอะมุนเริ่มเข้ามามีบทบาทในงาน ก่อสร้างมากขึ้น เช่น นำมาใช้เป็นเหล็กเสริมในคานคอนกรีต , เหล็กเสริมกันการแตกร้าว และ เหล็กเสริมสำหรับการเทคอนกรีตทับหน้าพื้นสำเร็จ

และเนื่องจากในปัจจุบันความจำเป็นในการใช้พื้นที่ได้ดินมีมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่ง การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเริ่มมีบทบาทสำคัญ เพื่อช่วยแก้ปัญหา การระบายน้ำ , การขนส่งน้ำ , จนกระทั่งใช้เพื่อการคมนาคมขนส่ง แต่การหล่อผนังอุโมงค์ยังคงผลิตได้ล่าช้า , ต้นทุนการผลิตสูง , การผลิตทำได้ยากซึ่งเหตุอันหนึ่งเนื่องมาจาก การต้องมาเสียเวลา ในการตัดเหล็ก เชื่อมเหล็ก ทีละจุด ซึ่งทำให้เสียเวลา และ แรงงาน ตลอดจนการผิดพลาดเนื่องจากการทำงานของคนงานค่อนข้างมาก

การนำเอา prefabricate steel weled mesh มาช่วยแก้ปัญหาจึงน่าจะเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่น่าสนใจ เพราะสามารถช่วยลดความ สูญเสียอันเนื่องมาจากความผิดพลาด (quality control) , ลดต้นทุนในการผลิตเนื่องจากสามารถลดค่าแรงคนงาน อีกทั้งยังสามารถสั่ง prefabricate steel weled mesh ได้ตาม spec ที่ต้องการจึงทำให้ไม่มีเศษลวดเหลือทิ้ง (ซึ่งจะช่วยลดต้นทุน และ ประหยัดทรัพยากรอีกทางหนึ่งด้วย)

ซึ่งถึงแม้ว่า ราคา prefabricate steel weled mesh จะสูงกว่าเหล็กกล้าอะมุน แต่เมื่อเทียบราคาในการผลิตโดยรวมน่าจะต่ำกว่า เมื่อผลิตเป็นจำนวนมาก

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการพิเศษ

ศึกษาทฤษฎีพื้นฐานการ ออกแบบ ผนังอุโมงค์ใต้ดิน และ ทฤษฎีการออกแบบ prefabricate steel weled mesh ตลอดจน ทดลองนำเอา prefabricate steel weled mesh ที่ได้จากการ ออกแบบมาใช้แทน เหล็กกล้าอะมุน เพื่อที่จะทดสอบว่าสามารถใช้แทนกันได้หรือไม่ ตลอดจนเปรียบเทียบ ข้อดี - ข้อเสีย ของการนำเอา prefabricate steel weled mesh มาใช้แทน เหล็กกล้าอะมุน ในผนังอุโมงค์

1.3 ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในโครงการพิเศษ

เนื่องจากการศึกษาเน้นไปในด้านพฤติกรรม และ การออกแบบจึงต้องอาศัย การทดสอบเป็นสำคัญ ทั้งในด้านการทดสอบ วัสดุ และ ด้านการพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ เมื่อรับแรง รวมไปถึงด้านการออกแบบ ดังนั้นข้อมูลที่ใช้ต้องอาศัย มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้องกับวัสดุ , ทฤษฎีการออกแบบ ผนังอุโมงค์ , ทฤษฎีแรงดันดิน และ เอกสารกำกับผลิตภัณฑ์ เพื่อนำมาศึกษา

1.4 ขอบเขตของโครงการพิเศษ

รวบรวมข้อมูลต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับการ ออกแบบ , ทดสอบ , และพฤติกรรมของผนัง อุโมงค์และการนำเอา prefabricate steel weled mesh มาเสริมแทน เหล็กกล้าละมุน เพื่อรับ แรง ตลอดจนหล่อแบบทดสอบเพื่อทดสอบจริง เปรียบเทียบความคงทน และ พฤติกรรม เมื่อรับ น้ำหนักบรรทุก , เปรียบเทียบข้อดี - ข้อเสีย ในด้านต่าง ๆ

1.5 วิธีการที่ใช้ในการดำเนินโครงการพิเศษ

- 1) ศึกษา และ ทดสอบ คุณสมบัติพื้นฐานของเหล็กกริดเย็นที่ นำมาใช้ทำเป็น prefabricate steel weled mesh
- 2) ศึกษาคุณสมบัติของเหล็กกล้าละมุน
- 3) ศึกษาทฤษฎีพื้นฐาน ของการออกแบบ ผนังอุโมงค์ใต้ดิน
- 4) ทำการหล่อทดสอบ เปรียบเทียบระหว่างผนังอุโมงค์ที่เสริม prefabricate steel weled mesh และผนังอุโมงค์ที่เสริมเหล็กกล้าละมุนว่าสามารถใช้แทนกันได้หรือไม่
- 5) รวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับผนังอุโมงค์ ทั้งจากข้อมูล ทฤษฎี และข้อมูลที่ได้จากการทดลอง
- 6) นำผลลัพธ์ที่ได้มาวิเคราะห์ข้อมูลว่ามีความเป็นไปได้ที่จะนำเอา prefabricate steel weled mesh มาใช้แทนเหล็กกล้าละมุน ในผนังอุโมงค์ใต้ดินหรือไม่
- 7) สรุปผลและเปรียบเทียบ ข้อดี - ข้อเสียในด้านต่าง ๆ

1.6 ผลประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับในการดำเนินโครงการพิเศษ

สามารถนำเอา prefabricate steel weled mesh มาใช้แทนเหล็กกล้าอะมุน แล้วได้คุณภาพซึ่งจะเป็นผลทำให้

- 1) ลดความสูญเสียจากความไม่ชำนาญงาน
- 2) ร่นระยะเวลาการทำงาน
- 3) ประหยัดค่าใช้จ่ายในการเชื่อมเหล็ก
- 4) สามารถสั่งทำได้ตามขนาดที่ต้องการจึงทำให้ไม่มีเศษลวดเหลือทิ้ง
- 5) ได้มาตรฐานเพราะผลิตด้วยเครื่องจักรอัตโนมัติ ระยะห่างระหว่างเส้นลวดและขนาดหน้าตัดสม่ำเสมอไม่บิดงอ ทำให้โครงสร้างแข็งแรงสม่ำเสมอ
- 6) เนื่องจากเป็นวัสดุสำเร็จรูปจึงสะดวกในการควบคุมและดูแล ซึ่งคาดว่า ถึงแม้ prefabricate steel weled mesh จะมีราคาสูงกว่า เหล็กกล้าอะมุน แต่เมื่อคิดโดยรวมแล้วต้นทุนการดำเนินงานต่อหน่วยน่าจะต่ำกว่า

บทที่ 2

การขุดสำหรับอุโมงค์ระดับลึก (Excavation for Deep Tunnel)

2.1 ลักษณะของดินกรุงเทพ (Bangkok Subsoil Condition)

พื้นที่ของกรุงเทพปกคลุมด้วยดินตะกอน จากระยะ 30 เมตรจากผิวดินเป็นส่วนที่มีการทำงานและใช้งานมาก ซึ่งจะมีชนิดของดินต่างๆ ประกอบด้วยดินอ่อนมากถึงดินอ่อน ดินอ่อนปานกลาง ดินแข็ง และทราย ซึ่งดินของกรุงเทพจะมีระดับน้ำที่ระดับความลึก 0.5 ถึง 1.5 เมตรจากผิวดิน

2.1.1 ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Marine Clay Layer)

| | | |
|------------------|---|--|
| ความหนา | = | 10 ถึง 20 เมตร (โดยเฉลี่ยประมาณ 15 เมตร) |
| สี | = | เทาเข้มถึงกลาง |
| หน่วยน้ำหนัก | = | 1.5 ถึง 1.7 ตัน/เมตร ³ |
| ปริมาณน้ำ | = | 50 ถึง 80 % หรือมากกว่า |
| Liquid limit | = | 40 ถึง 80 % |
| Plasticity Index | = | 20 ถึง 33 % |

โดยชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นที่อยู่บนสุด โดยเริ่มจากผิวดิน ซึ่งมักมีความหนาทางทิศเหนือ น้อยกว่าทางทิศใต้ และอาจมีชั้นของดินทรายหรือดินตะกอนปะปนอยู่ทั่วไป โดยในชั้นนี้อาจจะมีเกลือปะปนอยู่ แสดงว่าบริเวณนี้เคยเป็นทะเลมาก่อนในอดีต (RAU, 1981)

2.1.2 ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer)

| | | |
|------------------|---|-----------------------------------|
| ความหนา | = | ประมาณ 10 เมตร |
| สี | = | น้ำตาลถึงน้ำตาลอ่อน |
| ค่า N (SPT) | = | 10 ถึง 20 |
| หน่วยน้ำหนัก | = | 1.8 ถึง 2.0 ตัน/เมตร ³ |
| ปริมาณน้ำ | = | 25 ถึง 40 % |
| Liquid limit | = | 35 ถึง 60 % |
| Plasticity Index | = | 15 ถึง 30 % |

เป็นชั้นดินที่วางตัวได้ชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปอีกที่หนึ่งยังไม่มีรูปแบบแน่นอน และมีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้าง

สร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความหนาแน่นพอสมควร และมีระดับไม่ลึกมากเกินไป (ประมาณ 25 เมตร) แม้จะมีปัญหาเรื่องน้ำใต้ดินบ้างแต่ก็ไม่เป็นอุปสรรคมากนัก

| Properties | Depth of Samples 5.5 - 6.0 m |
|---------------------------------|---------------------------------|
| Natural water content % | 112 - 130 |
| Natural Void ratio % | 3.11 - 3.64 |
| Degree of Saturation % | 97.8 - 100.00 |
| Grain Size Distribution | |
| Sand % | 4.0 |
| Silt % | 31.7 |
| Clay % | 64.3 |
| Specific Gravity | 2.75 ± 0.0 |
| Liquid Limit % | 118.35 ± 1.0 |
| Plastic Limit % | 43.06 ± 0.25 |
| Plasticity Index % | 75.29 ± 0.1 |
| Liquidity Index | 0.975 ± 0.005 |
| Activity | 1.13 |
| Dry Density, lb/ft ³ | 40.54 |
| Percent Finer than 2 μ | 64.3 |
| Consistency | Very soft |
| Colour | Greenish Grey |
| Soluble Salt Content gm/litre | 13.12 |
| Organic Matter, % | 3.55 |
| pH | 8.65 |
| Undrained Modulus of Elasticity | 2.4 to 8 MPa |
| Undrained Shear strength | 15 to 25 KPa |

(Source: CHAIYADHUMA, 1974)

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติดินเหนียวอ่อนที่ หนองจอก (CHAIYADHUMA, 1974)

| Reported by Properties | MUKTABHANT et al (1966) | VONGTHIERES (1966) | HENGCHAOVA NICH (1969) | BRAND (1971) |
|-------------------------------------|-------------------------|--------------------|------------------------|---------------|
| Depth, ft | 26-36 | 48 | 36 | 61-200 |
| w, % | 20 - 40 | 30 | 20 - 30 | 18.9 - 39.1 |
| w _p | 20 - 30 | 24 | 22.6 ± 1.6 | - |
| w _l | 45 - 70 | 58 | 59.5 ± 5.9 | 29.1 - 62.2 |
| G | 2.70 - 2.8 | - | 2.74 ± 0.002 | 2.66 - 2.76 |
| e | 1.1 - 1.3 | - | - | 0.576 - 1.007 |
| γ _d , lb/ft ³ | 96 - 100 | 93 | 100.5 | 1.49 - 1.74 |
| q _u , lb/ft ² | 14 - 56 | 18 | - | - |
| Sensitivity | - | 1.3 - 1.5 | 1.3 | - |

(Source: CHUANG & MOH, 1976)

ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวแข็งของดินกรุงเทพ (CHUANG & MOH, 1976)

2.1.3 ชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (The Upper Bangkok Sand)

| | | |
|--------------|---|----------------------------------|
| ความหนา | = | 5 ถึง 15 เมตร |
| สี | = | เทาอ่อนถึงน้ำตาลอ่อน |
| ค่า N (SPT) | = | 30 ถึง 60 |
| หน่วยน้ำหนัก | = | ประมาณ 2.0 ดัน/เมตร ² |
| ปริมาณน้ำ | = | 17 ถึง 22 % |
| Liquid limit | = | ประมาณ 20 % |

เป็นชั้นดินที่วางตัวอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็ง มีความลึกปกติประมาณ 27 เมตร อาจจะมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียวแข็งกับชั้นทรายชั้นที่หนึ่งในบางแห่ง

2.1.4 ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer)

| | | |
|------------------|---|--------------------|
| ความหนา | = | 2 ถึง 12 เมตร |
| สี | = | น้ำตาลอ่อนถึงสีเทา |
| ค่า N (SPT) | = | 20 ถึง 50 |
| ปริมาณน้ำ | = | 20 ถึง 28 % |
| Liquid limit | = | 48 ถึง 58 % |
| Plasticity Index | = | 26 ถึง 30 % |

ชั้นดินเหนียวแข็งมากอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรก ซึ่งมีความแข็งมากและในพื้นที่บางแห่งก็อาจไม่พบดินชั้นนี้ โดยทั่วไปแล้วดินเหนียวชั้นนี้จะอยู่ที่ความลึก ประมาณ 20 ถึง 30 เมตร ในทางพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพฯจะพบว่ามี ความหนา มากกว่าที่อื่นๆ

2.1.5 ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The Second Sand Layer)

- ความหนา = ประมาณ 12 เมตร
 ลึ = น้ำตาลอ่อนถึงสีเหลืองอมเทา
 ค่า N (SPT) = 50 ถึง 80
 ปริมาณน้ำ = ประมาณ 17 ถึง 20 %

ชั้นทรายชั้นนี้จะพบที่ระดับความลึก ประมาณ 43 ถึง 53 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยประมาณ 45 เมตร

2.2 การจัดประเภทดินและเสถียรภาพของ TUNNEL FACE

2.2.1 การจัดประเภทดินสำหรับงานอุโมงค์

เมื่อเรานำเอาเพียงไม้มาใช้เป็นค้ำยันในการสร้างอุโมงค์ การจัดประเภทดินว่าเป็นดินดี เลว หรือเลวมาก เป็นสิ่งที่ควรจะทำ ถ้าอุโมงค์สามารถที่จะขุด โดยไม่ต้องมีเครื่องค้ำยัน ได้อย่างปลอดภัย จะพิจารณาว่าดินนั้นเป็นดินสภาพดี ถ้าต้องการเสาค้ำ (forepolling) ดินนั้นจะถือว่าเป็นสภาพเลว และถ้าต้องใช้ breasting ดินนั้นสภาพแย่มาก (Transaction American of Civil Engineer, 1947) อย่างไรก็ตาม เมื่อเราริเริ่มนำเอา steel support มาใช้ค้ำยันโครงสร้างอุโมงค์ ทำให้มีความจำเป็นอย่างชัดเจนที่จะต้องจัดประเภทของดินในงานสร้างอุโมงค์ ตามพฤกษกรรมของดินที่กระทำต่อ face (MICHAEL, 1987)

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

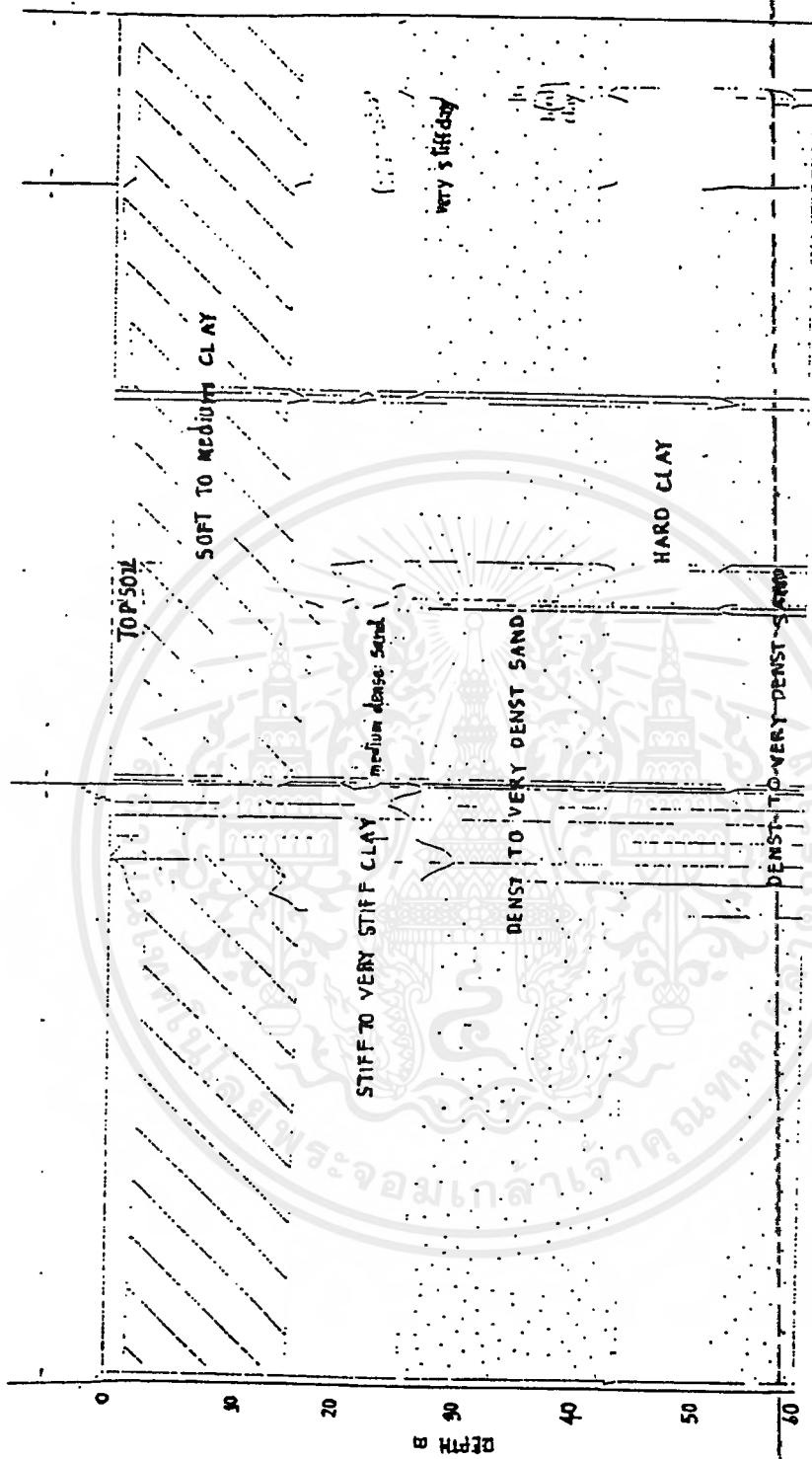
ตาราง 2.3 Terzaghi's Classification for Soil in Tunneling

ที่มา : Terzaghi, K., 1950

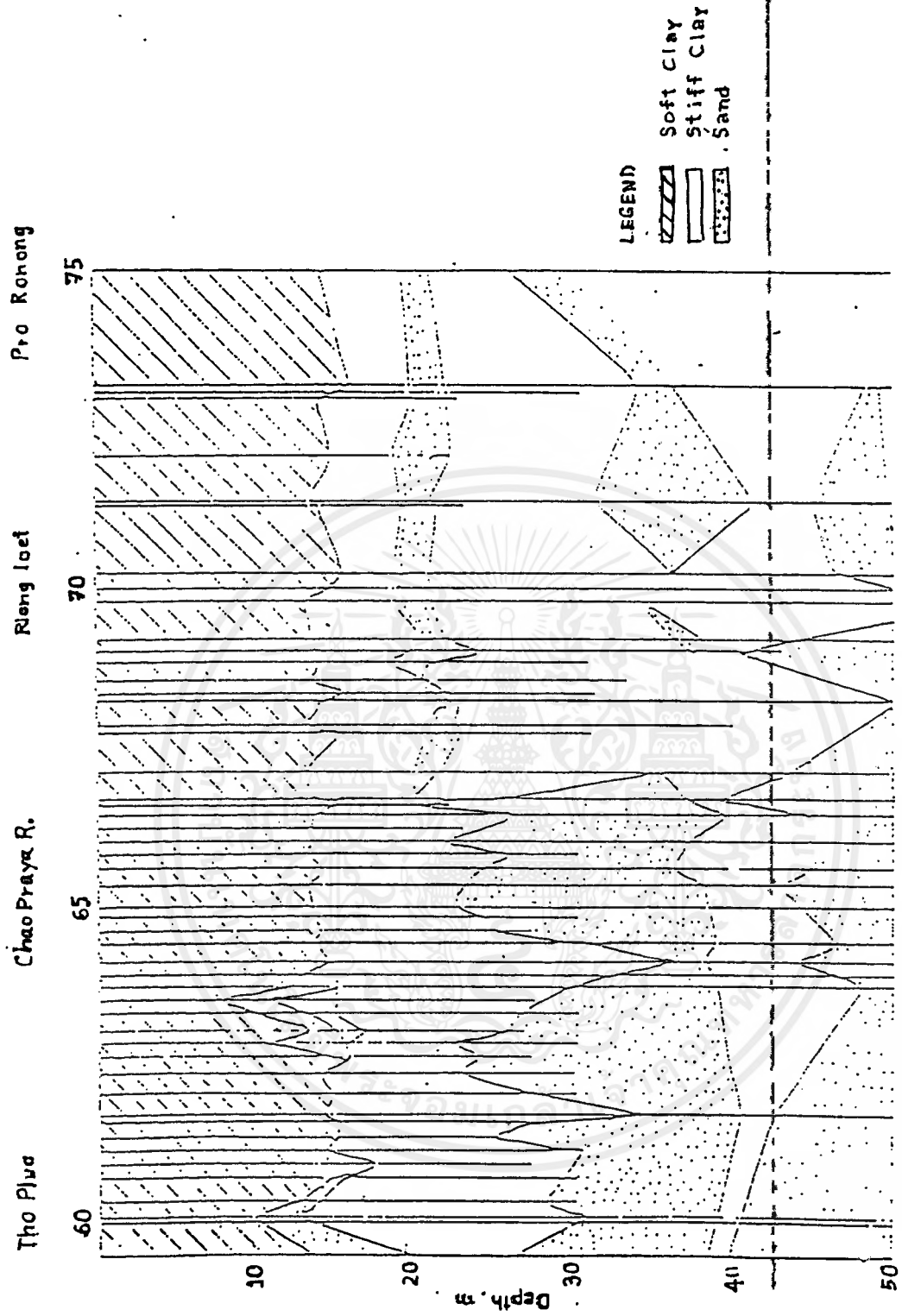
2.2.1.1 Terzaghi's Classification สำหรับดินอ่อน

Terzaghi (1946 และ 1950) เป็นระบบการจัดประเภทดินและหินสำหรับอุโมงค์ ที่ใช้กับพฤติกรรมของดินในอุโมงค์ สำหรับการขุดด้วยแรงงานคน

การแบ่งประเภทดิน Terzaghi's Classification ของดิน เป็นการแบ่งประเภทดินที่แสดงถึงความสัมพันธ์กับพฤติกรรมของดินในระหว่างการขุด แต่ไม่เกี่ยวข้องกับกรอกแบบและลักษณะการ finishing อุโมงค์ ดินจะถูกจัดประเภทออกเป็น firm , ravelling , running , flowing , squeezing , และ swelling คำจำกัดความของประเภทดินเหล่านี้และชนิดของดินที่สอดคล้องกัน แสดงไว้ดังตารางที่ 2.3 ขณะที่การแบ่งประเภทของดินนี้สามารถช่วยประเมินความยากง่ายของอุโมงค์ที่ต้องการจะขุดได้ มันช่วยบอกถึงอุปสรรคต่างๆ ที่จะต้องพบในการขุด แต่เราไม่สามารถระบุความยากง่ายของดินที่ต้องการจะขุดได้ล่วงหน้าก่อนที่จะทำการขุดดินนั้น เว้นเสียแต่เราได้เคยมีประสบการณ์ในการขุดดินลักษณะเดียวกันนี้มาแล้ว เพราะว่าการจัดประเภทดินของ Terzaghi นี้ไม่ขึ้นอยู่กับค่า พารามิเตอร์ต่างๆ ของดินเลย แต่จะขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้างที่ใช้ในการขุดอุโมงค์ ตัวอย่างเช่น ทารายที่มีพฤติกรรมแบบ flowing จะสามารถทำให้เปลี่ยนพฤติกรรมเป็นแบบ running หรือแม้กระทั่ง ravelling ก็ได้ โดยวิธีการ pre-drainage หรือ โดยวิธีการอัดอากาศ (air compressed) ดังนั้นการจัดแบ่งประเภทดินของ Terzaghi นี้จึงไม่สามารถช่วยในการกรอกแบบ lining ของอุโมงค์ได้



รูปที่ 2.1 แสดงภาพตัดของชั้นดินในกรุงเทพฯ จากทิศตะวันตกถึงทิศตะวันออก
(กัลยา บริสุทธิชนะกิจ.2535)



รูปที่ 2.2 แสดงชั้นดินในถนนรัชดาภิเษกและการแบ่งช่วง (กัลยา บริสุทธิธนะ กิจ.2535)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

| Unified Soil Classification | Tunnelman's | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------------------------------|------|---------------|---------------|-----------|----------|------------------|---------|---------------------|---------|----------|
| Typical Names ¹ | Ground Classification ² | | | | | | | | | | |
| | Hard | Firm | Slow Raveling | Fast Raveling | Squeezing | Swelling | Cohesive Running | Running | Very Soft Squeezing | Flowing | Bouldery |
| Gravel and Coarser | | | | | | | | | | | |
| Sand | | | | | | | | | | | |
| Silt | | B | | | | | | | | | |
| Clay | C | D | | | E | | | | | | |
| Gravel with Clay Binder | | | | | | | | | | | |
| Gravel with Silt Binder | | | | | | | | | | | |
| Sand with Clay Binder | | | | | | | | | | | |
| Sand with Silt Binder | | | | | | | | | | | |
| Cemented Sand and Gravel | | | | | | | | | | | |
| Highly Organic Soils | | | | | | | | | | | |

| | |
|------------------------------|-------------------------------------|
| A - Moist, above water table | Notes: |
| B - Loess | (1) The typical soil names refer to |
| C - Silt to very hard | the dominant soil type with |
| D - Silt to hard | regard to their behaviour in a |
| E - Soft to medium | tunnel. |
| F - Very soft | (2) The shaded squares indicate |
| | the soil types that usually |
| | cause the ground conditions |
| | described by the tunnelman's |
| | terms. |

รูป 2.3 แสดงความสัมพันธ์ของ Unified Soil Classification and Tunnelman's Ground Classification System
ที่มา : Brandt, C.T.,1970

| Problems | Ground Classifications | Ground Classifications | | | | | | | | | | | | |
|---|---|------------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | | |
| Excavation | Abrasion may cause excess cutter wear | ● | ● | ● | ● | | | | | | | | | |
| | Access to face may be prohibited | | | | | | | | | | | | | |
| | Machine may be buried or "frozen" | | | | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Unexpected water pockets may slow advance | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Muck may clog machine | | | | | | | | | | | | | |
| | Irregular solids may slow advance | | | | | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Muck may require secondary breaking | | | | | | | | | | | | | |
| | Soft spots may slow advance | | | | | | | | | | | | | |
| | Excavation rate may create unstable face | | | | | | | | | | | | | |
| | Face instability may slow advance | | | | | | | | | | | | | |
| Materials | Abrasion may cause excessive wear to muck carrier | ● | ● | ● | ● | | | | | | | | | |
| | Muck may require secondary breaking | ● | ● | | | | | | | | | | | |
| Handling | Requires large amounts of tunnel support material | | | | | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | May require drying of water absorbents | | | | | | | | | | | | | |
| | Clinging "liquid" soil may produce unloading problems | | | | | | | | | | | | | |
| | Irregular solids may produce loading problems | | | | | | | | | | | | | |
| Ground | Face and wall support | | | | | | | | | | | | | |
| | Significant ground load may develop with time | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| Control | Low permeability may exclude wells or grouting | | | | | | | | | | | | | |
| | Machine vibrations may cause large ground displacements | | | | | | | | | | | | | |
| | May require almost total water control | | | | | | | | | | | | | |
| | May break in cavities, requiring backfill | | | | | | | | | | | | | |
| | Subsidence may occur before support or backfill is placed | | | | | | | | | | | | | |
| | Immediate ground support needed for stability | | | | | | | | | | | | | |
| Environmental | May require dust control | | | | | | | | | | | | | |
| | May develop water inflow by surges | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| Safety | Water inflow may be long-term | | | | | | | | | | | | | |
| | Explosive or toxic gases | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Ground load may require stress-monitoring | | | | | | | | | | | | | |
| | Control of ground or water can be lost on short notice | | | | | | | | | | | | | |
| Guidance and Control | Machine deflection due to mixed face | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Machine deflection due to geological structure | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Machine deflection due to soil properties | | | | | | | | | | | | | |
| | Machine deflection due to irregular solids | | | | | | | | | | | | | |
| | Machine deflection due to irregular voids | | | | | | | | | | | | | |
| | Machine deflection due to high thrust requirement | ● | ● | | | | | | | | | | | |
| Utilities | Survey problems due to dust conditions | ● | ● | | | | | | | | | | | |
| | Hydraulic power requirements may be high | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Dust control may require large air and water volumes | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | Corrosion protection required for metal liners | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| Geological Predictions | Electrical power requirements may be high | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| | May require low compressed air | | | | | | | | | | | | | |
| | Major requirement for air power equipment | | | | | | | | | | | | | |
| | Core samples difficult to obtain | | | | | | | | | | | | | |
| Predictions | In situ properties difficult to obtain | | | | | | | | | | | | | |
| | Difficult to separate water gradient from soil density | | | | | | | | | | | | | |
| | Water solids (i.e., logs, etc.) may be difficult to determine | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● |
| Major water sources may be difficult to determine | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | ● | |

ตาราง 2.4 ปัญหาต่างๆ ที่เกิดจากสภาพดินใน Soft Ground Tunneling
ที่มา : BRANDT, 1970

ในปี 1970 Brandt ได้พยายามคิดแปลงการจัดประเภทดินสำหรับการขุดอุโมงค์ของ Terzaghi ให้เข้ากับระบบการจัดประเภทดินแบบ Unified Soil Classification ดังแสดงในรูปที่ 2.3 อย่างไรก็ตามมีดินบางกรณีที่ไม่สามารถจัดประเภทตามนี้ได้

ในปี 1969 Deere et al ได้พยายามทำการจัดประเภทในทำนองเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งการจัดประเภทดินของเขามีการพิจารณาถึงระดับน้ำใต้ดิน และตัวแปรตามธรรมชาติต่างๆ ของดิน ตารางที่ 2.4 เป็นการสรุปปัญหาต่างๆ ของการก่อสร้างอุโมงค์กับสภาพดิน แต่ไม่สามารถที่จะบอกถึงความยากง่ายของปัญหาเหล่านี้ได้ดี ตารางนี้จึงสามารถใช้ช่วยชี้แจงแสดงรายการปัญหาต่างๆ ที่สำคัญที่จะต้องประสบในการก่อสร้าง

ในปัจจุบัน ยังไม่มีวิธีการจัดประเภทของดินใน โชน้ำ สำหรับปฏิบัติการก่อสร้างอุโมงค์ หนึ่งในปัญหาหลักๆ ในการออกแบบอุโมงค์คือ การหาข้อมูลเกี่ยวกับสภาพดินอย่างถูกต้อง

| No. | Case | Reference | Soil | Depth z to Tunnel Axis, FL | Tunnel Diameter 2R, FL | Depth/Diameter z/2R | Average Undrained Shear Strength, s_u , ksf | Overburden Pressure, p_v , at Axis, ksf | Air Pressure p_a , ksf | O.F. = $(p_v - p_a) / s_u$ |
|-----|--------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------|---|---|--------------------------|----------------------------|
| 1 | London, Ashford | Tattersall et al (1955) | London clay, fissured, plastic | 90 | 9.3 | 9.7 | 21.0 | 11.0 | 0 | 0.5 |
| 2 | London, post office | Ward and Thomas (1965) | London clay, fissured, plastic | 55 | 7.7 | 7.1 | 7.2 | 7.0 | 0 | 1.0 |
| 3 | London, Victoria | Ward and Thomas (1965) | London clay, fissured, plastic | 85 | 14.0 | 6.1 | 7.8 | 10.8 | 0 | 1.4 |
| 4 | Ottawa, sewer | Eden and Bozozuk (1968) | Leda clay, sensitive | 60 | 10.0 | 6.0 | 3.7 | 6.2 | 0.6 | 1.5 |
| 5 | Antwerp, gas storage | deBeer and Butlens (1966) | Boom clay, fissured, plastic | 253 | 17.7 | 14.3 | 7.8 | 31.5 | 0 | 4.1 |
| 6 | Detroit, water | House (1942) | Plastic glacial clay | 60 | 15.0 | 4.0 | 0.8 | 6.0 | 3.9 | 5.1 |
| 7 | Toronto, subway | Personal communications | Plastic glacial clay | 43 | 17.0 | 2.5 | 0.7 | 5.5 | 1.4 | 5.7 |
| 8 | Chicago, subway | Terzaghi (1943) | Plastic glacial clay | 36 | 20.0 | 1.8 | 0.44 | 4.3 | 1.7 | 5.9 |
| 9 | Koto, Tokyo, subway | Shirashi, personal communications | Normally loaded sensitive clay | 74 | 23.0 | 3.2 | 0.76 | 5.6 | 1.2 | 7.4 |
| 10 | Osaka, municipal railway | Shirashi, personal communications | Normally loaded sensitive clay | 51 | 23.0 | 2.2 | 0.60 | 5.0 | 1.0 | 8.6 |

Note: psi = pounds per square inch. ksf = kilopounds (kips) per square foot.

รูป 2.4 การจัดประเภทดินต่างตามพฤติกรรมของดิน

ที่มา : Deere et al. 1969

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

2.2.2 เสถียรภาพของ Tunnel Face

เสถียรภาพของ face ของอุโมงค์ในระหว่างขุด คือ สิ่งสำคัญสำหรับทุกโครงการในสภาพดินอ่อน มันมีผลต่อขั้นตอนการก่อสร้างและมีอิทธิพลต่อการออกแบบและการก่อสร้าง tunnelling lining ของอุโมงค์ ถ้าเสถียรภาพของอุโมงค์ไม่ดีดินจะพังทลายลงมา ทำให้งานก่อสร้างอุโมงค์ต้องหยุดชะงัก และยิ่งไปกว่านั้น ถ้า tunnel face ไม่มีเสถียรภาพ จะยังผลให้ดินเกิดการทรุดตัวอย่างมาก ทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดิน และได้ดิน เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์จะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่างๆ หลายประการ เช่น shear strength และลักษณะความเค้น ความเครียดของดิน แรงดันเนื่องจากน้ำหนักแบกทานของดิน เวลาของการสูญเสีย strength ของดิน ระยะเวลาการเกิดการทรุดตัวของดินและขั้นตอนการก่อสร้าง ซึ่งปัญหาต่างๆ นี้ได้ถูกเสนอ โดย Deere et al (1969) และสามารถสรุปได้ดังนี้

2.2.2.1 เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น และ frictional materials

เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น uncemented silts, sands, gravels จะขึ้นอยู่กับระดับน้ำใต้ดินและวิธีการก่อสร้าง

เหนือระดับน้ำใต้ดิน ดินประเภทนี้จะไม่สามารถคงรูปอยู่ได้โดยไม่มีโครงสร้างค้ำยันอยู่ เนื่องจากว่ามันขาดแรงเชื่อมแน่น แต่มันจะเกิดการไหลเท (ravel) ลงมาที่หน้าอุโมงค์จนกระทั่งเกิดเสถียรภาพของความลาด (stable slope) คือ มุมของความลาด จะเท่ากับ มุมเสถียร (angle of repose) ของดินในสภาพหลวม การไหลเทลงมาของดินนี้จะก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงกับสิ่งต่างๆ ที่อยู่รอบๆ อุโมงค์ เว้นเสียแต่ว่า จะมีเทคนิคการก่อสร้างพิเศษที่ช่วยจำกัดการไหลของมวลดินไว้ได้ เราสามารถใช้ fore-polling และ hooded shields แก้ปัญหาเหล่านี้ได้ ถ้ามีการใช้สารซีลประสาน (blinder) ในดินหรือ ถ้าดินมีความชื้นเพียงพอที่จะเกิดแรงเชื่อมแน่นเนื่องจาก negative pore pressure ดินเม็ดหยาบเหล่านี้ก็จะสามารถคงรูปอยู่ได้ (ในช่วงเวลาจำกัด) โดยปราศจาก support ที่ tunnel face ซึ่งส่วนใหญ่จะเป็นอุโมงค์ที่ไม่ใหญ่นัก อย่างไรก็ตามเสถียรภาพของ face เนื่องจากสาเหตุนี้ ไม่ควรนำมาคิดในการออกแบบเพราะไม่อาจเชื่อถือได้

ในดินที่มีแรงเสียดทาน เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์เป็นสิ่งที่ยากต่อการคาดการณ์ วิธีที่ดีที่สุดสำหรับประเมินค่าเสถียรภาพของผนังอุโมงค์ในดินเสียดทาน คือ วิธีการทดสอบจากหลุมเจาะ (test shafts) หรือ วิธี test adits ถึงแม้ว่าผลจากการทดสอบเหล่านี้จะต้องพิจารณาอย่างละเอียด

ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน เสถียรภาพของ tunnel face ขึ้นกับแรงเชื่อมแน่นเพียงเล็กน้อย ซึ่งสามารถต้านทานแรงดันเนื่องจากการรั่วซึม (seepage forces) จากน้ำที่ไหลเข้ามาในอุโมงค์ได้ โดยทั่วไปดินแบบนี้จะมีพฤติกรรมเป็นแบบ flowing ground และต้องมีการตรวจสอบเสถียรภาพของ face ให้แน่ใจ ซึ่งวิธีการที่นำมาใช้ช่วยในการขุดเจาะอุโมงค์ คือ ground water lowering, compressed air และ grouting

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

2.2.2.2 เสถียรภาพในดินที่มีความเชื่อมแน่น

เสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินที่มีความเชื่อมแน่นจะถูกควบคุมโดยระดับของความเค้นโดยรวมที่เกิดขึ้นรอบๆ ช่องเปิด (opening) เทียบกับ การรับกำลัง (strength) ของดินเหนียว (undrained shear strength, S_u) ถ้าความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่ามากเกินไปกว่าค่ากำลังรับแรงของดิน ดินเหนียวบริเวณหน้าอุโมงค์จะเกิดการทรุดตัวในลักษณะ plastic อย่างรวดเร็ว เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความซึมได้ต่ำ ดังนั้นเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ในดินเหนียวหรือดินที่มีความเชื่อมแน่นอื่นๆ ถูกกำหนดโดยค่า undrained shear strength (S_u) ของมัน โดยการวิเคราะห์ model ของหน้าอุโมงค์แบบธรรมดาๆ BROM & BENNERMARK, (1967) ได้พบว่า หน้าอุโมงค์ที่สูง H ความกว้าง B และที่ระดับความลึก Z ในดินเหนียว และมีค่า undrained shear strength เท่ากับ S_u และ หน่วยน้ำหนัก เท่ากับ γ จะเกิดเสถียรภาพก็ต่อเมื่อ

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

สำหรับอุโมงค์ระดับลึก ค่า B จะน้อยมาก เมื่อเทียบกับค่า Z สมการข้างบนสามารถประมาณได้ ดังนี้

$$\frac{\gamma Z}{S_u} \leq 6$$

ถ้าค่าของ Z/B น้อยกว่า 2 การทรุดตัวของหน้าอุโมงค์ดินเหนียวในแนวตั้งจะเกิดขึ้น เมื่อ

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

ถ้ากำลังรับแรงของดิน ไม่เพียงพอ เราสามารถใช้การอัดอากาศ P_a ในการช่วยเพิ่มเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ ในกรณีนี้ เราจะได้ว่าเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$\frac{(\gamma Z - P_a)}{S_u} \leq 6$$

ความล้มเหลวและตัวเลขที่คำนวณได้นี้เราเรียกว่า ค่าแฟคเตอร์ของความเสถียร (stability factor) , N_f หรือ overloak factor, OF

ความล้มเหลวนี้ได้รับการยืนยันจากการวิเคราะห์โครงการที่ผ่านมาที่แสดงไว้ใน ตาราง 2.5 ได้มีการพิจารณาปัญหาที่ BROM & BENNERMARK (1969) ทำการศึกษาอยู่แล้วถูกเผยแพร่โดย DEERE et al (1969) ซึ่งสรุปได้ดังต่อไปนี้

(1) ถ้า $\gamma Z/S_c \leq 2$ ถึง 3 การเคลื่อนตัวของดินบริเวณ face จะเกิดขึ้นน้อยและมีความยืดหยุ่น
 (2) ถ้า $3 \leq \gamma Z/S_c \leq 6$ การเคลื่อนตัวของดินบริเวณ face จะมีลักษณะเป็น plastic และจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นตามอัตราส่วน $\gamma Z/S_c$ ที่เพิ่มขึ้น

(3) ถ้า $\gamma Z/S_c \geq 6$, จะเข้าใกล้ค่าวิกฤตของสภาวะเสถียร หน้าอุโมงค์จะเสี่ยงต่อการทรุดตัวของดินมากที่สุด

ขณะที่ค่าจำกัดของ OF = 6 แสดงว่าเข้าข่ายปัญหาที่ยุ่งยาก ค่า OF = 5 คือ ค่าขีดจำกัดในทางปฏิบัติ

ค่าของ N_f ที่มีค่ามากๆ จะทำให้เกิดการทรุดตัวของดินบริเวณรอบๆ และเหนือ หน้าอุโมงค์ (บริเวณที่ก้ำกึ่งจะ) มีค่ามาก พร้อมกับทำให้เกิดการทรุดและการ โกงตัวของ lining ดังนั้น เราควรปฏิบัติซึ่งการเจาะอุโมงค์สามารถลุดวงได้โดยปราศจากความยุ่งยากที่ไม่ธรรมดา การใช้ shield จะช่วยให้อุโมงค์ที่มีค่า OF เกินกว่า 5 หรือ 6 แต่จากประสบการณ์ พบว่าเมื่อค่า OF ของดินเข้าใกล้ 7 การใช้ shield ก็ไม่สามารถช่วยได้เนื่องจากการเกิดกระดกเอียงของ shield เมื่อ shield เลื่อนตัว

Notes

1. Air loss (in tunnelling under compressed air) and water inflow is governed by the permeability, largely a function of D
2. Behavior below groundwater table under suitable air pressure is approximately the same as above groundwater level.
3. Loose is here defined by $N < 10$ (standard penetration test), dense by $N > 30$.
4. Descriptive terms of materials according to the Unified Soil Classification.
5. Behavior may be somewhat better than shown above groundwater level, if material is moist and fine or silty.

| Above groundwater level dry | | Below groundwater level | |
|--|---|-------------------------|---|
| Firm | Running | Cohesive Running | Running |
| Sand or sandy gravel with clay binder SC-GC Fine sand with clay binder SC | Sand and gravel SW, SP GW, GP | Cohesive Running | Sand and gravel SW, SP GW, GP |
| Loess | | | |
| Inorganic silt (Bull's Liver, quicksand) ML | Silty sand, $U > 6$ SM | Cohesive Running | Sand, U < 3, silt, sand, gravel SM, SW, SP, GW, GP |
| dense | Fine silty sand, $U < 3$ SM | | |
| Approximate unit stand-up time (for strip, 1 foot wide) 30 hours | 7 min. | 0.5 min. | |
| dense | Sand and sandy gravel with clay binder SC-GC Fine sand with clay binder SC | Cohesive Running | Flowing |
| Residual soils, highly weathered rock | Silty sand, $U > 6$ SM | | |
| Firm | Slowly Ravelling | Rapidly Ravelling | Flowing |

ตาราง 2.5 ข้อมูลสนามเกี่ยวกับเสถียรภาพของอุโมงค์ใน saturated plastic clay

ที่มา ; Broms et al, 1967

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

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

| VALUE OF N_f | EFFECT ON TUNNELING* | |
|----------------|--|--|
| 7 | General shear failures and ground movement around tunnel heading cause shield control to become difficult; shield tends to dive. | Squeeze loads on tunnel supports must be considered. |
| 6 | Shear failure ahead of tunnel causes ground movements into the face even in shield-tunneling. | |
| 5 | Clay may squeeze rapidly into shield void. | |
| 4 | Rate of squeeze does not present a problem. | |
| 3 | Tunneling without unusual difficulties. | |

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

ตาราง 2.6 เกณฑ์พิจารณาค่าเสถียรภาพใน plastic clays ที่ความลึกมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางอุโมงค์

ตาราง 2.6 แสดงข้อสรุปความสัมพันธ์ระหว่าง stability factor และพฤติกรรมของดินที่มีความเชื่อมแน่น โดย Peck (1969) ซึ่งได้รับการยืนยันจากการวิเคราะห์ข้อมูลในอดีตที่ผ่านมา ค่า $N_f = 5$ แทนขีดจำกัดล่างที่อุโมงค์อาจจะสร้างได้โดยปราศจากปัญหาการทรุดตัวของดินบริเวณ face การใช้ shield จะช่วยให้ค่า N_f เข้าใกล้ 7 shield อาจจะควบคุมได้ยากเนื่องจากมันจะเกิดการเอียงเวลาเคลื่อนตัว เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า



exposure time (ระยะเวลาที่ยังไม่ได้คิดค่า α ใน σ_{face}) ของ face เป็นเรื่องสำคัญมาก ในขณะที่เรากระทำการขุดจะเกิด negative pore pressure เกิดขึ้น ถ้าเราปล่อยให้ดินอยู่ในสภาวะใดมานานๆ pore pressure จะเกิดการ dissipate เป็นผลทำให้ค่า shear strength ของดินลดลง ดังนั้นถ้าเราคาดว่าอัตราการขุดเจาะอุโมงค์ต่ำช้า เราจำเป็นต้องออกแบบให้ค่า N_u มีค่าต่ำๆ (หรือให้ลดค่า S_u จากค่าจริงลง) ออกแบบให้ค่า undrained shear strength ของดินเหนียว จะต้องถูกกำหนดตามที่เปลี่ยนแปลงกับเวลา เมื่อ confining pressure ลดลง

2.2.2.3 เสถียรภาพในดินผสม (Mixed Materials)

บ่อขุดครั้งที่ tunnel face จะประกอบไปด้วยดินมากกว่าหนึ่งชนิด การวิเคราะห์เสถียรภาพของ face แบบนี้จะทำโดยการแยกพิจารณาดินแต่ละชนิด อย่างไรก็ตามดินที่มีลักษณะเป็นชั้นๆ จะมีชั้นดินเม็ดหยาบซึ่งน้ำสามารถซึมผ่านได้อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน จะมีปัญหาอย่างมากคือการขุดเจาะ แม้ว่าชั้นดินนี้จะเพียงชั้นบางๆ เราก็จำเป็นต้องใช้การอัดอากาศช่วยเพิ่มเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์

2.2.2.4 เสถียรภาพและการทรุดตัวของ Unsupported Tunnel Roof and Walls

เสถียรภาพของ un-support tunnel roofs และ walls (ผนังด้านข้างอุโมงค์) และเสถียรภาพของ face เป็นตัวกำหนดวิธีการขุดเจาะ และ เทคนิคการก่อสร้าง lining และเวลาที่ใช้ในการติดตั้ง support

อิทธิพลของกำลังรับแรงของดินบนเสถียรภาพของ opening (บริเวณที่ทำการขุดเจาะ) สามารถสรุปโดยใช้ค่า overload factor, OF ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่าง maximum hypothetical tangential stress (ความเค้นแนวสัมผัสที่มากที่สุดโดยสมมติ) ที่ tunnel wall ซึ่งคำนวณโดยหาจาก S_u และ undrained shear strength, S_u , และสำหรับ $K_0 = 1$ ค่า OF เท่ากับ สำหรับ OF น้อยกว่า 1 ดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบยืดหยุ่น และสำหรับ OF มากกว่า 1 ดินจะมีลักษณะเป็น plastic ดินจะไม่มีพฤติกรรมเป็นแบบ elastic-plastic แต่จะมีเฉพาะในกราฟความสัมพันธ์ของ stress-strain ดังนั้นจึงมีการกระจายความเค้นใหม่รอบๆ tunnel opening ถ้า K_0 แยกต่างจากหนึ่งมากและค่า OF = 1 ดินอาจจะไม่เกิดพฤติกรรมแบบ plastic ขึ้นก็ได้

ในดินที่มีแรงเสียดทาน เสถียรภาพของ tunnel opening เป็นสิ่งที่คาดการณ์ได้ยาก วิธีการประเมินค่าเสถียรภาพของ tunnel walls ในดินที่มีแรงเสียดทานที่ดีที่สุด คือ การทำ test shaft หรือ test adits (ลักษณะเกี่ยวกับการเจาะหลุมสำรวจ) แต่ผลที่ได้ก็ต้องตรวจสอบอย่างละเอียดถี่ถ้วน

เมื่อค่า OF น้อยกว่า 1 อาจต้องใช้สมการ elastic ประเมินค่าการทรุดตัวของการทำ soil cylinder ในอุโมงค์ ซึ่งจะช่วยให้ทราบสถานะของ plane strain ที่เกิดขึ้นห่างจาก face ระยะเวลาหนึ่ง เมื่อ plastic zone เกิดขึ้น เราสามารถที่จะทำการคำนวณค่าการทรุดตัวสำหรับ $K_0 = 1$.

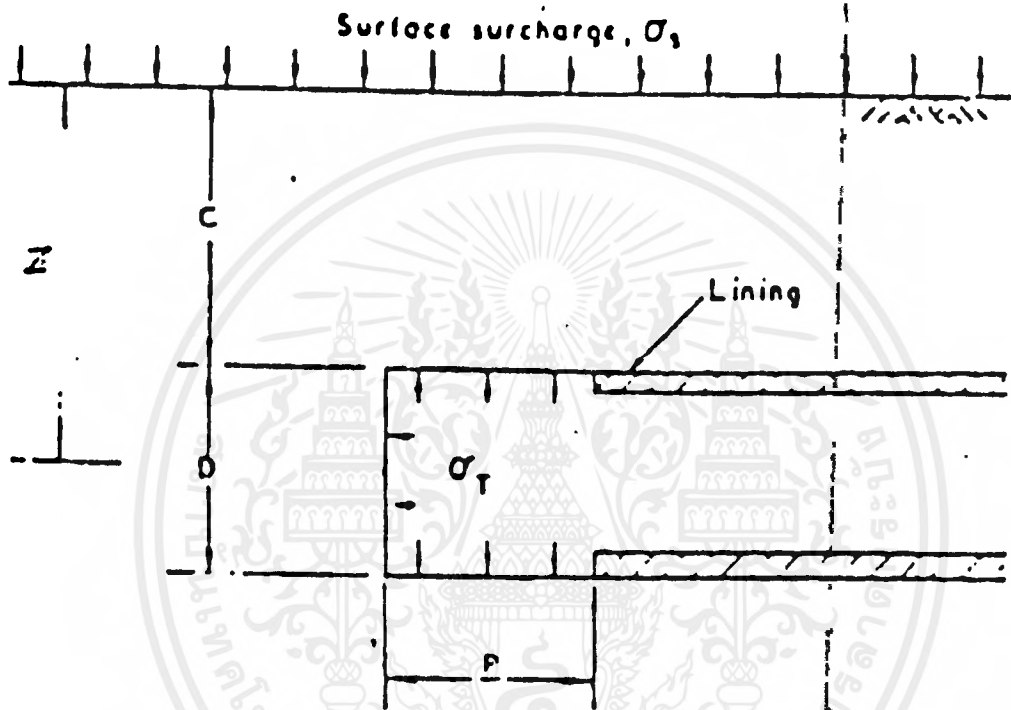
ปัญหาสำคัญของการคำนวณนี้ คือ การหาค่า E โดยทั่วๆ ไป ค่า E จะหาได้จากการทำ unconfined compression tests ซึ่งจะให้ค่าออกมาน้อยเกินไปขึ้นกับ confining pressure ถ้าหาโดยการทำ triaxial tests ก็จะทำให้ค่ามากเกินไป ซึ่งปัญหาการเลือกค่า E ที่เหมาะสมก็ยังไม่สามารถแก้ได้

เมื่อดินมี tensile strength น้อยมากหรือไม่มีเลยจะทำให้ดินมีเสถียรภาพไม่สม่ำเสมอทั่ว face ทำให้การ deformations ไม่สม่ำเสมอ และถูกควบคุมโดยชั้นคอนกรีตก่อสร้าง

2.3 การประเมินเสถียรภาพของอุโมงค์ดินอ่อน

BROMS & BENNERMARK (1967) ได้สร้างแบบจำลองเพื่อทำการศึกษานเสถียรภาพของหน้าอุโมงค์ ดังที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อก่อน เขาได้ทำการศึกษาผลของความยาวของ roof และ walls ของอุโมงค์ที่ยังไม่ได้ติดตั้งโครงสร้างค้ำยัน ซึ่ง ไม่ประสบผลสำเร็จ ชุดของแบบจำลองทดสอบการทำนายค่าการทรุดตัวรอบๆ อุโมงค์ที่เกิดขึ้นในดินเหนียวถูกทำโดย CAIRCROSS (1973), และ KIMARU และ MAIR (1981) ในทรายแห้งสภาพหลวม แบบจำลอง ทดสอบ โดย ARGYLE (1976) และ ASPDEN (1976) ซึ่งให้เห็นว่า พฤติกรรมทรุดตัวและเสถียรภาพโดยรวมเป็นอิสระกับพารามิเตอร์ที่ไม่มีหน่วย P/D ในดินเหนียวแบบจำลอง การทดสอบโดย CASARIN & MAIR (1981) ซึ่งให้เห็นว่าเสถียรภาพของบริเวณหน้าอุโมงค์ขึ้นกับความลึกของ roof และอุโมงค์ที่ไม่มีโครงสร้างค้ำยัน เทียบกับเส้นค่าศูนย์กลาง

รูป 2.5 แสดงโครงสร้างค้ำยันของ heading (ส่วนหัวของรูเจาะอุโมงค์) ในดินอ่อน C_u คือ แรงดันที่ช่วยค้ำยันอุโมงค์ C คือระยะจาก crown หรือ roof ของอุโมงค์ถึงผิวดิน D คือเส้นค่าศูนย์กลางของอุโมงค์ P คือ ระยะจาก face ของ heading อุโมงค์ ถึง lining แรงกระทำที่ผิวดินแทนโดยแรงดัน σ_v

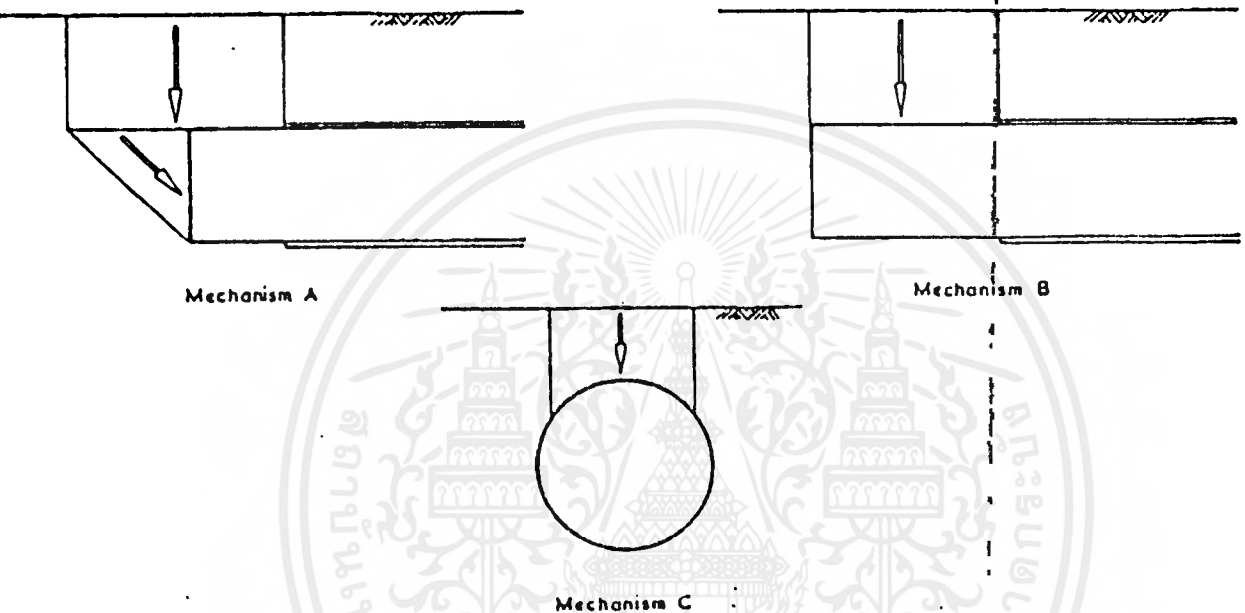


รูป 2.5 แสดงส่วน heading ของ อุโมงค์ ในทางอุดมคติ ในขณะที่ทำการก่อสร้าง

(CASARIN & MAIR, 1981)

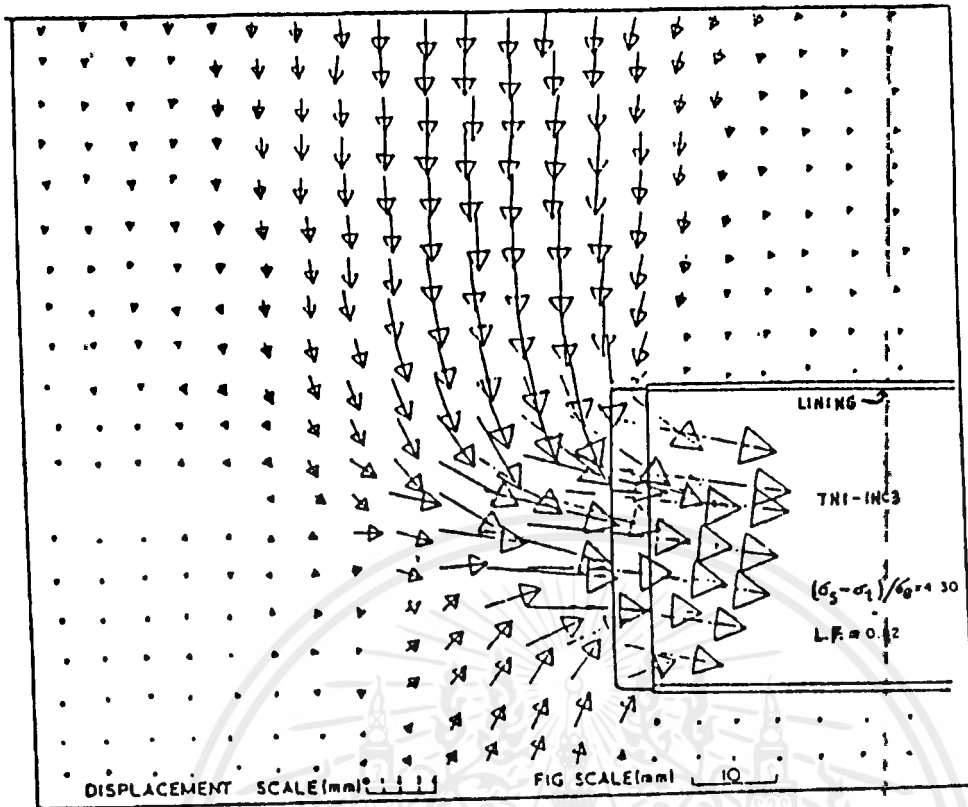
ลักษณะ ของการทรุดตัว มีอยู่ 2 แบบ ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นได้จากผลการทดสอบดั่งอธิบาย ในแผนรูป 2.6 แผนภาพ A (méchanism A) ซึ่งมีค่า P/D น้อยกว่าขณะที่แผนภาพ B ซึ่งมีค่า P/D มากกว่า (แผนภาพ C คือภาพอีกด้านหนึ่งของแผนภาพ B) สำหรับ $P/D = 0.1$ การทรุดตัว ของดินจะเกิดขึ้นทั้งที่ face และที่ roof ของ heading และ โชนของการเกิดรูปแบบ plastic จะ

แพร่จาก face ไปยังผิวดิน ขณะที่ค่าแรงดันค้ำยันมีค่าลดลง การทรุดตัวของดินที่ได้จากการสังเกตแสดงในรูปที่ 2.7 และแบบจำลองการทรุดเป็นดังแสดงในแผนภาพ A รูป 2.6 ในทางตรงกันข้าม ค่า $P/D = 1.0$ ย่านพลาสติก (plastic zone) จะถูกจำกัดให้เกิดบริเวณเหนืออุโมงค์ และการทรุดตัวที่ได้จากการสังเกตแสดงในรูป 2.8 ซึ่งตรงกับแผนภาพ B ในรูป 2.6 ค่า stability factor และ load factor ($LF = N_1/N_u$ ที่จุด failure) แสดงในรูป 2.7 และ 2.8



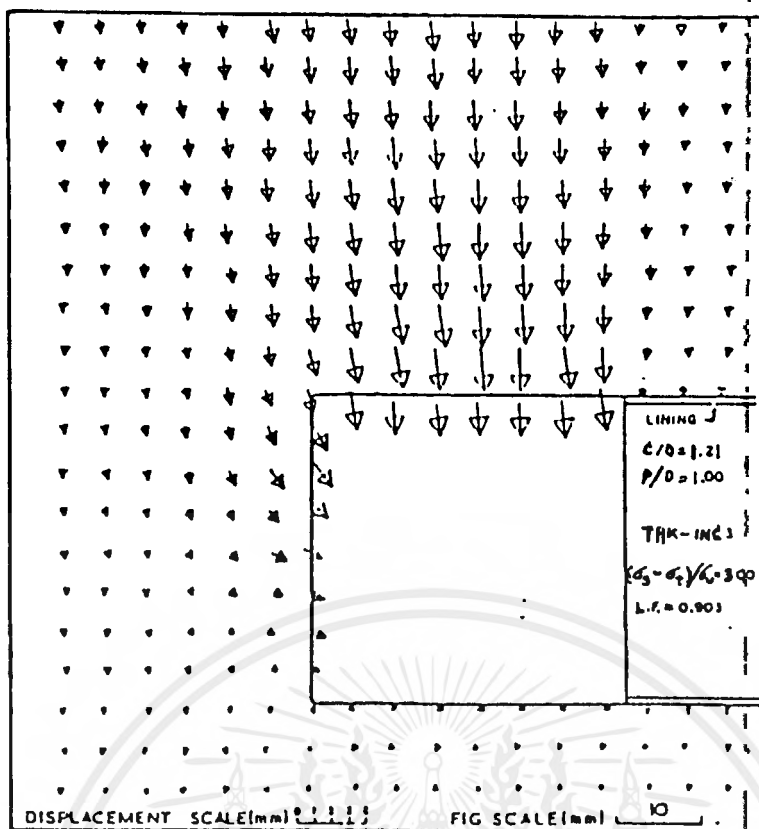
รูป 2.6 แสดงรูปของการ failure ของอุโมงค์ (CASARIN & MAIR, 1981)

ที่ค่าของ P/D อยู่ระหว่าง 0.1 และ 1.0 แผนภาพ B จะวิกฤตมากกว่าแผนภาพ A แบบทดสอบ THJ ($P/D = 0.5$) ได้เลือกใช้ค่า P/D ใกล้ค่าวิกฤตมากที่สุดและการทรุดตัวของดินที่ได้จากการสังเกตเป็นดังรูป 2.9 แสดงให้เห็นว่าเป็นการทรุดตัวแบบแผนภาพ A และ B เกิดขึ้นพร้อมกัน



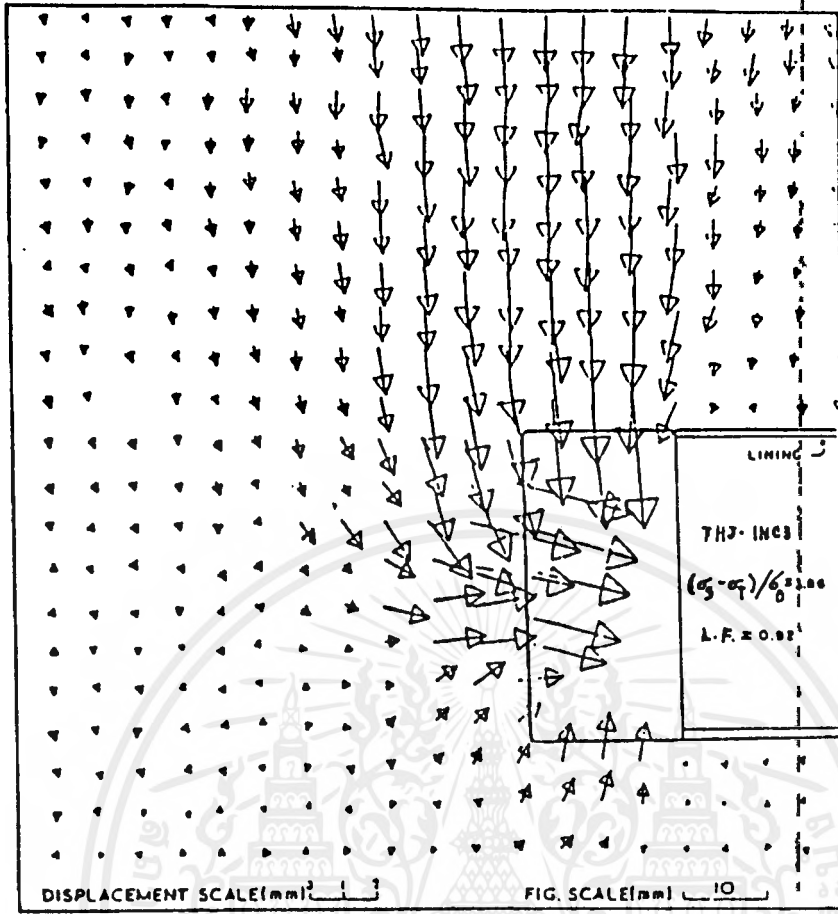
รูป 2.7 ค่าการทรุดตัวที่วัดได้ที่ heading ของ model tunnel ขณะกำลังเกิดการพัง
($C/D = 1.2$; $P/D = 0.1$) (CASARIN & MAIR, 1981)

เมื่อ stability factor น้อยกว่า 50% ของ stability factor ที่จุด failure การเคลื่อนตัวของดินจะเกิดขึ้นน้อยและดินมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น รูป 2.10 แสดงความแปรผันของอัตราส่วนของการทรุดตัวที่ผิวดินกับที่ crown กับค่า P/D ถึงแม้ว่ากราฟจะแสดงให้เห็นว่าค่า δ_s / δ_c เพิ่มขึ้น (δ_s การทรุดตัวที่ผิวดิน) เมื่อค่า P/D เพิ่มขึ้น แต่ค่าสูงสุดคือ 0.8 รูป 2.11 แสดงค่า P/D เพิ่มขึ้นพร้อมกับค่า face displacement

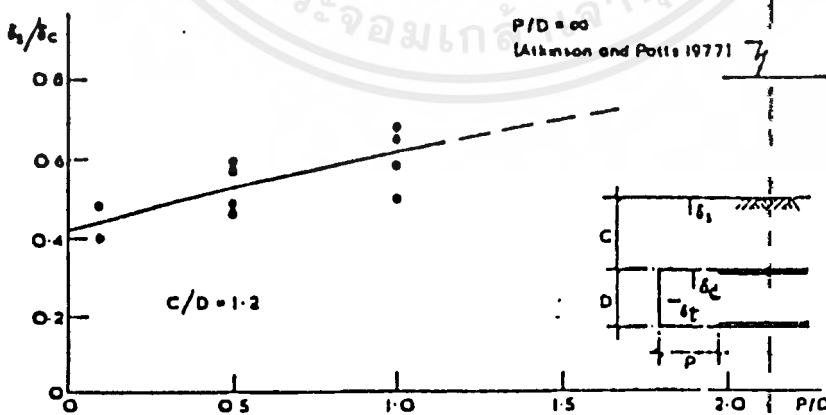


รูป 2.8 แสดงการทรุดตัวของดินใต้ที่ส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังขุด
($C/D = 1.2; P/D = 1$) (CASARIN & MAIR, 1981)

(๘) ลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากค่า crown displacement (δ_c) เพิ่มขึ้น stability factors ที่จุด failure ถูกพล็อตในรูป 2.12 สำหรับค่า P/D ต่างๆ กัน และค่าเสถียรภาพลดลงอย่างรวดเร็ว ขณะที่ P/D เพิ่มขึ้น ในรูป 2.13 เป็นการแสดงผลของอุโมงค์ทดสอบแบบต่างๆ ภายใต้สภาวะ undrained ที่ค่า $P/D = 0$ ที่ความลึกต่างๆ กัน stability ratio สำหรับอุโมงค์ต่างๆ มีแนวโน้มที่จะคงที่ที่ค่าความลึกบางค่า รูป 2.14 ของ centrifuge model tests สำหรับเสถียรภาพของ heading ใน soft clay ซึ่งทดสอบโดย KIMURA & MAIR (1981)

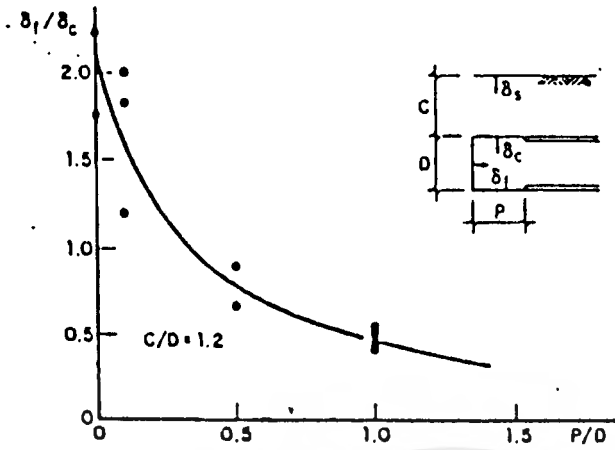


รูป 2.9 แสดงการทรุดตัวที่วัดได้ในส่วน heading ของ model tunnel ขณะกำลังขุด
(C/D = 1.2; P/D = 0.5) (CASARIN & MAIR, 1981)

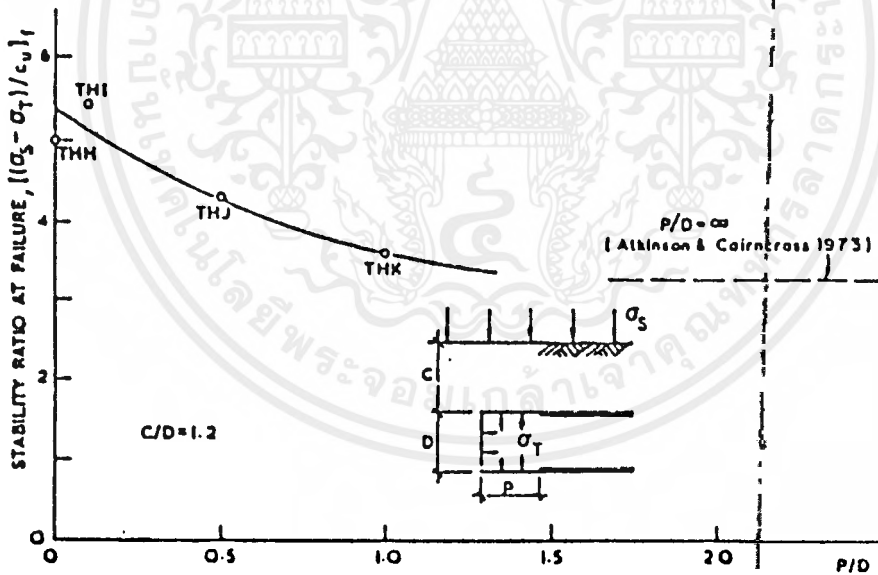


รูป 2.10 แสดงค่าความแปรผันของการทรุดตัวจากผิวดินถึง crown บริเวณส่วน heading
(CASARIN & MAIR, 1981)

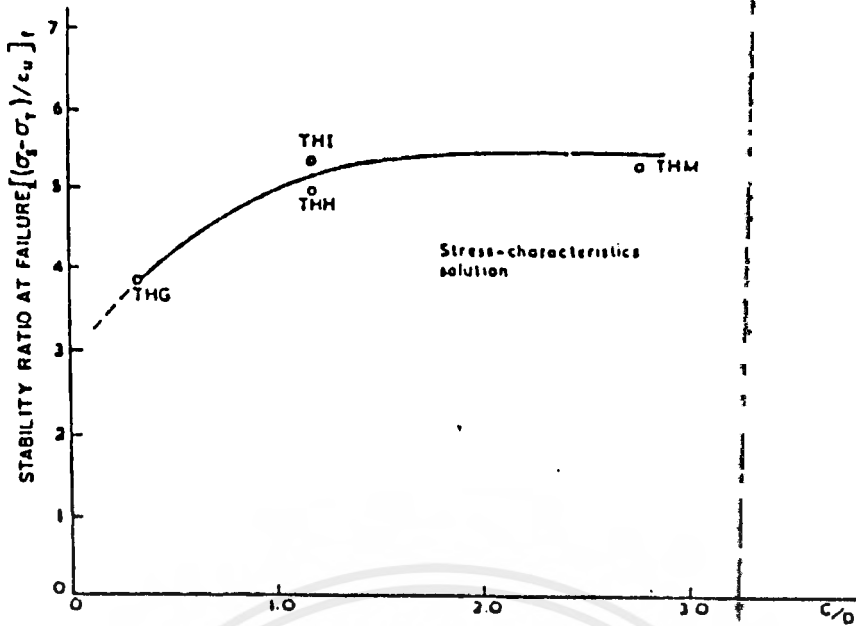
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



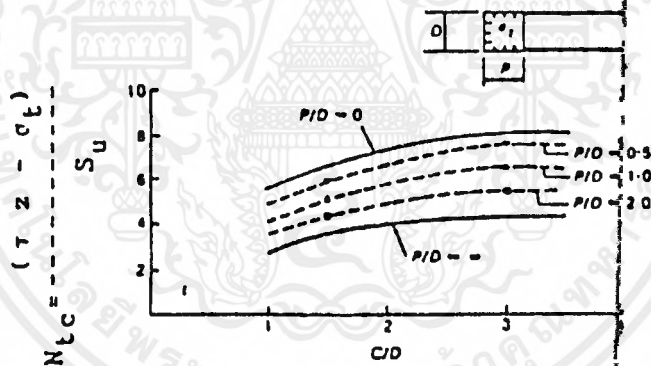
รูป 2.11 แสดงค่าความแปรผันของการรุดตัวจาก face ถึง crown บริเวณ heading (CASARIN & MAIR. 1981)



รูป 2.12 แสดงอิทธิพลของลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio (CASARIN & MAIR. 1981)



รูป 2.13 แสดงอิทธิพลของลักษณะของ heading ที่มีต่อค่า stability ratio (CASARIN & MAIR, 1981)



รูป 2.14 three dimension collapse data (SCHOFIELD, 1980)

2.4 Ground Control and Improvement

ในบางกรณี สภาพดินตามแนวอุโมงค์ไม่เหมาะสม ทำให้การขุดเจาะไม่สามารถทำได้ นอกจากจะต้องมีวิธีการควบคุมและปรับปรุงคุณภาพดินเสียก่อน ซึ่งส่วนใหญ่จะพบใน flowing ground หรืออุโมงค์ในดินเหนียวอ่อน ซึ่งเสถียรภาพของ face มีน้อย ซึ่งอาจพบเป็น แนวขาวหรือเฉาะที่ก็ตาม

เมื่อเราต้องทำ ground control การเลือกวิธีการที่จะใช้ขึ้นอยู่กับชนิดและขอบเขตของสภาพดินที่เป็นปัญหา ระยะห่างระหว่างอุโมงค์กับอาคารและสิ่งสาธารณูปโภคบริเวณใกล้เคียงและปริมาณสภาพดินทำนองเดียวกันนี้ที่จะพบในหน้าตัดอื่นๆ อีกกว่ามีการพบขั้วมาอย่างน้อยเพียงใด

ต่อไปนี้ขบวนการทางธรณีวิทยาที่ใช้ในการควบคุมสภาพดินที่เป็นอุปสรรค

1. ground water lowering
2. grouting
3. freezing the ground water
4. compressed air

ทุกๆ วิธีสามารถใช้ใน flowing ground ได้ แต่ส่วนมากมีเพียงวิธี compressed air เท่านั้นที่สามารถใช้ลดปัญหา face stability ของอุโมงค์ในดินเหนียวได้ ลักษณะโดยทั่วไปของการ ground control เหล่านี้ คือ ค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง ค่าใช้จ่ายนี้จะอยู่ในขอบเขตที่พอสมควร ถ้าศักยภาพของปัญหาและความจำเป็นของการทำ ground control ได้ตระหนักไว้ตั้งแต่แรกในระหว่างขั้นตอนการออกแบบ อย่างไรก็ตาม มีข้อห้ามอยู่ว่า ถ้าเราไม่ได้ประเมิน ปัญหาของสภาพดินก่อนทำการก่อสร้างจะทำให้วิธีการทำ ground control ไม่เหมาะสมกับวิธีการขุดเจาะอุโมงค์และการทำ lining

2.4.1 Groundwater Lowering

เป็นขบวนการควบคุมระดับน้ำใต้ดินก่อนเริ่มงานขุดเจาะอุโมงค์ ในอุโมงค์ระดับชั้นสามารถทำได้ โดยการติดตั้ง deepwell หรือ well-point system เพื่อ draw down (การลดระดับน้ำใต้ดิน โดยน้ำใต้ดินจะไหลเข้าสู่ well point ที่เจาะไว้ เนื่องจากความต่างของแรงดัน) ระดับน้ำใต้ดินให้ต่ำกว่าระดับ invert (ส่วนล่างสุดของอุโมงค์) ของอุโมงค์ทันที ที่ระดับน้ำใต้ดินลดลงถึงระดับที่ต้องการแล้ว ระบบปั๊มจะต้องทำงานอย่างต่อเนื่องจนกว่า final lining จะติดตั้งเสร็จ

ความเหมาะสมของดินชนิดต่างๆ ที่จะใช้วิธี dewatering method (วิธีการลดระดับน้ำ) แสดงไว้ในรูป 2.15 medium to coarse sands เหมาะสม ที่สุดสำหรับการใช้ well-point ขณะที่ fine-grained pervious soils อาจจะทำการลดระดับน้ำโดยใช้ vacuum well-point ในทางปฏิบัติการลดระดับน้ำโดยใช้ well-point แบบ single stage จะจำกัดความลึกไว้ประมาณ 15 ฟุต การลดระดับน้ำในดินที่ลึกมากๆ ประมาณ 100 ฟุต สามารถทำได้โดยใช้ eductor well-points แต่พลังงานที่ใช้จะเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้น จะประหยัดมากกว่า ถ้าเราใช้วิธี groundwater control แบบอื่น เช่น deep wells

ระยะห่างระหว่าง well-points ที่อยู่ใกล้กันมากๆ ในดินที่ที่บ้น้ำมากๆ อาจจะมีผลถึง เป็นชุดของ well-point ขนาดใหญ่ จะประหยัดกว่าหรือการเพิ่มระยะห่างระหว่าง wells และลด จำนวน well ลงเนื่องจากความแออัดบนผิวดินเหนือแนวอุโมงค์

วิธี groundwater lowering อาจทำให้ดินมีตะเลเย็ดไหลออกมาพร้อมกับน้ำ อาจทำให้ เกิดปัญหาหินทรุดได้ ดังนั้นจึงต้องใช้ filter ที่เหมาะสมกรองน้ำที่ไหลออกมาจาก wells การ ทรุดตัวอาจเกิดขึ้นในดินที่เกิดจากการทับถมอัดตัวแน่น เนื่องจากการเปลี่ยนน้ำหนักของดิน จากการลดระดับน้ำใต้ดินลง เนื่องจากบริเวณที่ได้รับอิทธิพลจากการ dewatering process จะ กินอาณาบริเวณกว้างมากรอบๆ บริเวณที่ติดตั้ง wells ดังนั้นจำเป็นจะต้องคอยตรวจสอบความ กว้างของบริเวณที่รับอิทธิพลนี้เพื่อเป็นการเตือนล่วงหน้าว่าจะเกิดการทรุดตัวของอาคารข้าง เคียง

การทำ groundwater lowering ในดินเช่น fine sand จะต้องใช้ filter ที่เหมาะสมเพื่อ ป้องกันการเคลื่อนตัวของ sand ซึ่งดินมีตะเลเย็ดนี้การไหลของน้ำเนื่องจาก แรงโน้มถ่วงจะช้า แต่สามารถทำให้ไหลได้เร็วโดยการใช้ vacuum wells และการทำ groundwater lowering ใน coarse silts สามารถทำได้โดยการใช้อุปกรณ์ที่เรียกว่า electro-osmosis ในปัจจุบันการขุด อุโมงค์ในดินอ่อนสามารถทำได้ advance rates (อัตราก้าวหน้า) ที่น้อยที่สุดคือ 50 ฟุต ต่อ สัปดาห์ (โดยวิธีขุดแบบ hand-mining ถึงกว่า 300 ฟุต ต่อสัปดาห์ โดยใช้ TBM) อัตราก้าวหน้า ขนาดนี้ไม่สามารถทำได้โดยวิธี ground water control เพราะอย่างน้อยที่สุดต้องใช้เวลาดึงหนึ่ง สัปดาห์เพื่อติดตั้ง dewatering control system และใช้เวลาหลายสัปดาห์ในการลดระดับน้ำ และ piezometric ดังนั้นการออกแบบระบบ groundwater system จะเสร็จสุดต้องใช้เวลา 3 ถึง 4 สัปดาห์ก่อนที่จะเริ่มงานขุดเจาะอุโมงค์ในช่วงที่เกิดปัญหาได้ ถ้าไม่ได้ทำการออกแบบไว้ล่วงหน้า งานขุดเจาะอาจต้องหยุดชะงักเพื่อทำการออกแบบติดตั้งระบบ (โดยหลักการที่จะใช้ TBM แทน) ค่าใช้จ่ายของ groundwater control จะขึ้นกับค่าใช้จ่ายในการติดตั้งคอนกรีตกับค่า เช่ารายเดือน ค่า operating cost และเป็นการไม่เหมาะสมที่คำนวณค่าใช้จ่ายออกมาเป็นต่อ หน่วยความยาวของอุโมงค์ เพราะการออกแบบระบบ dewatering ในตำแหน่งต่างๆ จะไม่ เหมือนกัน

2.4.2 grouting

เป็นขบวนการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินโดยการฉีดสารละลาย สารแขวนลอย หรือ emulsion เข้าไปในช่องว่างของดินโดยใช้แรงดันสูง ท่อสารที่ฉีดเข้าไปนี้เราเรียกว่า grouts มันที่ที่คุณสมบัติของ grout เกิดเปลี่ยนแปลงในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน จะทำให้ คุณสมบัติของดินเปลี่ยนแปลง โดยทั่วไปสาร grouts จะช่วยลดคุณสมบัติการซึมได้และเพิ่ม strength ของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

สาร grout ที่ดีที่สุดและเก่าแก่ที่สุดคือ ซีเมนต์ เป็นสารแขวนลอยของปอร์ตแลนด์ ซีเมนต์ในน้ำ สารแขวนลอยนี้จะเปลี่ยนสภาพเป็นของแข็งหลังทำการฉีด และยังมีกรใช้สาร grout เป็นสารแขวนลอยซึ่งเป็นการผสมของหินเหนียวและซีเมนต์ด้วย

emulsion คือ น้ำมันดิน (bituminous) ที่ได้จากขบวนการ shell-pem process emulsion หลังจากถูกฉีดเข้าไปแล้วจะเปลี่ยนรูปเป็นสารคล้ายวุ้นที่มีค่าความซึมได้ต่ำ แต่มี strength ไม่สูง chemical grout ส่วนใหญ่เป็นพวก silica gel หรือ chrome-lignin ซึ่งหลังจากทำการฉีดจะทำให้ดินมีความทึบน้ำและให้ strength ปานกลาง ในไม่กี่ปีที่ผ่านมาได้มีการคิดค้น chemical grouts ออกมาอีกหลายชนิด ซึ่งมีหลายชนิดที่ใช้ได้ผลดี มีราคาไม่สูงและไม่เป็นพิษ

grouts จะทำให้เกิดผลดังต่อไปนี้กับดิน

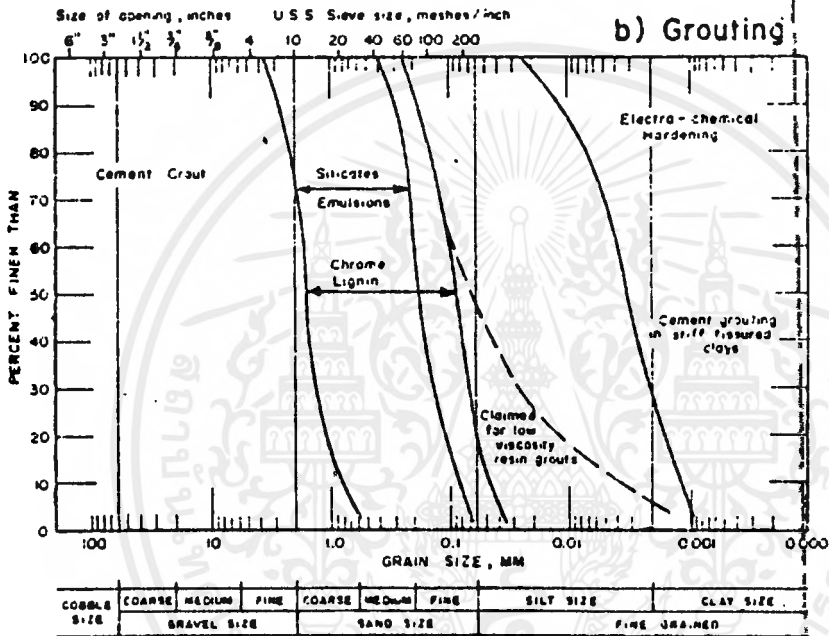
1. ทำให้ดินมีความแน่นมากขึ้น โดยการไหลเข้าไปแทรกตามช่องว่าง (โดยปกติเป็นพวกซีเมนต์ และ clay-cement grout)
2. ช่วยอุดช่องว่างและทำให้ดินโดยรอบแน่นขึ้น (cement grouts และ cement-sand grouts)
3. แทรกซึมไปตามรูต่างๆ ในดินและยึดประสานเม็ดดินเข้าด้วยกัน (ได้แก่ chemical grouts และ cement grouts ใน coarse soils)
4. ช่วยลดความสามารถการซึม (permeability) (grouts ชนิดต่างๆ จะทำได้ดีต่างๆ กัน) cement grouts จะใช้ในดินที่มีเม็ดหยาบกว่า medium sands เพราะอนุภาคซีเมนต์ ซึ่งมีขนาดเท่า silt ไม่สามารถเข้าไปในช่องว่างของ medium sand หรือ fine sand ได้

สารละลาย emulsion และสารละลายเคมีสามารถใช้ได้กับดินช่วง fine sand แต่แรงดันและเวลาในการฉีด ที่ต้องการจะขึ้นกับค่าความหนืดของสารละลาย grouts เหล่านี้สามารถใช้ในดินเม็ดหยาบได้ แต่ถ้าดินนั้นสามารถใช้ cement และ clay-cement grouts ได้ก็ไม่ควรใช้ chemical grout เพราะแพงกว่า

โดยทั่วไป มันยากมากที่จะทำการ grout ในดินที่มีค่าความซึมได้ต่ำเพราะ น้ำจะไม่สามารถระบายออกได้ ซึ่งดินแบบนี้เหมาะกับการทำ compressed air มากกว่า

การ grout จะทำโดยการ pump สาร grout ไปตามท่อ ถ้าเป็นไปได้เราจะทำการ grout โดยเจาะฝังท่อ grout จากผิวดินลงไปในแนวตั้ง เพื่อไม่เป็นการรบกวนการทำงานเจาะอุโมงค์ การ grout จะต้องทำให้เสร็จก่อนที่งานขุดเจาะจะถึงบริเวณนั้น

ในอุโมงค์ระดับลึก หรือที่ซึ่งบนผิวดินมีสิ่งกีดขวาง เราจะทำการ grout ที่ tunnel face เราทำการฝังท่อเข้าไปใน face ในแนวระดับแล้วทำการ grout ให้เสร็จก่อนแล้วจึงทำงานขุดเจาะ จึงทำให้อัตราการขุดเจาะอุโมงค์ต่ำ การ grout เป็นขบวนการทางธรณีวิทยาที่ต้องอาศัยความชำนาญพิเศษ อาจเกิดการแปรเปลี่ยนได้มากเนื่องจากการจัดวางตำแหน่ง grout pipes การ



รูป 2.15 แสดงการกระจายขนาดเม็ดดินที่สัมพันธ์กับการทำ Dewatering และการ

Grouting

(Glossop and Skempton, 1945)

2.4.3 Freezing

เราสามารถยับยั้งการไหลของน้ำใต้ดินได้โดยใช้วิธี freezing น้ำ ซึ่งจะต้องตระหนักไว้ว่า น้ำเท่านั้นที่แข็งตัว แต่ดินไม่แข็งตัว

การ freezing สามารถควบคุมน้ำใต้ดินได้ก็จริงแต่แพงและใช้เวลามาก วิธีนี้จะจำกัดกับดินที่มีปริมาตรไม่มากนัก วิธี groundwater control แบบอื่นไม่สามารถทำได้ เช่น silt ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินและอยู่ใกล้ผิวดิน การ grout และ water lowering ไม่สามารถทำได้ใน fine silt และวิธี compressed air ไม่สามารถใช้ได้กับดินที่อยู่ใกล้ผิวดินเกินไป

เราสามารถทำการ freezing ฝังท่อไปในดินแล้วใช้สารทำความเย็นที่อุณหภูมิค่าให้ไหลหมุนเวียนไปลามท่อ เช่นเดียวกับกรout เราจะทำการฝังท่อลงไปในแนวคิงจากผิวดินหรือฝังท่อในแนวระดับจาก tunnel face สารทำความเย็นที่ใช้ได้แก่ calcium chloride brine แต่ถ้าต้องการให้ผลเร็วกว่าก็ใช้ในโตรเจนเหลวแทน

การคำนวณขนาดท่อ ระยะห่างและระยะเวลาที่ต้องการต้องใช้ความรู้ด้าน heat flow การ freezing ได้ถูกนำมาใช้กับงานก่อสร้างอุโมงค์ส่งน้ำ 150 ฟุต เส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ฟุต ในแถบ Abbotsford, British Columbia ดินเป็นแบบ fine grained silt ที่มีระดับน้ำใต้ดิน 15 ฟุตจากผิวดิน และอยู่ใต้โครงสร้างขนาดเล็ก calcium chloride brine ถูกฉีดเข้าไปในท่อแนวคิงในทูลมลึก 40 ฟุต ซึ่งห่างกัน 4 ฟุต 3 แถว ค่าใช้จ่ายทั้งสิ้น \$170,000

2.4.4 Compressed Air

ทำโดยการอัดอากาศด้วยความดันสูงกว่าความดันบรรยากาศ ในระหว่างงานขุดเจาะเพื่อป้องกันน้ำ sand gravel และ soft materials อื่นๆ ไหลเข้ามาใน face เราจะต้องออกแบบความดันอากาศในอุโมงค์ให้สมดุลกับแรงดันน้ำรอบอุโมงค์ ความดันนี้จะขึ้นกับค่าที่ได้จากการทำ piezo metric observation ในระหว่างการเจาะอุโมงค์

สำหรับในดินเหนียวอ่อน เราจะใช้วิธี compressed air เพื่อเพิ่ม face stability แม้ว่าจะไม่มือน้ำไหลเข้าไปในอุโมงค์ สำหรับหลักการของ over load factor ที่ได้กล่าวไว้แล้วชี้ให้เห็นว่าการ squeezing ของดินเหนียวเข้าไปที่ face จะเกิดขึ้นที่ค่า OF ประมาณ 5 ถึง 6

โดยการใช้ compressed air สามารถเขียนสมการใหม่ได้ดังนี้

$$OF = (P_z - P_u) / S_u$$

ซึ่ง

P_u = ความดันอากาศที่ tunnel face (lb/ft²)

P_z = ความดันเนื่องจากน้ำหนักดิน (overburden pressure) (lb/ft²)

S_u = undrained shear strength (lb/ft²)

การใช้ความดันที่สูงกว่าความดันบรรยากาศจะมีผลให้ ค่า OF ลดลง สำหรับอุโมงค์ที่ใช้ compressed air จะต้องมีส่วน bulkhead (เป็นช่องที่จะไว้คนอยู่ทำงานในส่วนหัวเจาะ) และ air lock เพื่อใช้ปรับความดัน air lock จะประกอบด้วยช่อง ที่มีประตูกั้นอากาศ (airtight door) แต่ละด้านซึ่งประตูทั้ง 2 นี้ไม่สามารถเปิดพร้อมกันได้ความดันใน air lock จะต้องสม่ำเสมอ และเท่ากับความดันด้านนอกประตูแรกที่เปิดออก และหลังจากปิดประตูแรกแล้ว จะทำการปรับความดันเพิ่มขึ้นหรือลดลงให้เท่ากับความดันด้านนอกประตูที่สองที่เปิดออก ในอุโมงค์ขนาดใหญ่จะติดตั้งประตูสำหรับคนและลำเลียงสิ่งของแยกออกจากกันเพื่อลดปริมาณการอัดอากาศ หรืออาจมีการติดตั้ง emergency air lock อีกชั้นหนึ่งด้วย

การสูญเสียความดันเนื่องจากรั่วของอากาศใน sands และ gravels ทำให้ต้องเพิ่มปริมาณอากาศ 5 ถึง 10 เท่า ของปริมาณที่คำนวณได้

สำหรับปริมาณอากาศที่ต้องการสามารถคำนวณได้จากสูตรของ Richardson และ Mayo (1941)

$$Q = Nd^2$$

ซึ่ง

Q = ปริมาณของ compressed air (ลูกบาศก์ฟุต)

d = เส้นผ่านศูนย์กลางของ face (ฟุต)

N = ค่าสัมประสิทธิ์ (empirical coefficient) จากการทดลอง

2.5 การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ

กรุงเทพฯ เป็นเมืองหลวงที่ตั้งอยู่ในบริเวณลุ่มแม่น้ำ และใกล้แนวชายฝั่งทะเล ทำให้สภาพดินเป็นลักษณะดินอ่อน (Soft Ground) โดยมีรายละเอียดดังที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2.1 การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินสามารถเป็นไปได้ เนื่องจากเทคโนโลยีปัจจุบันมีความปลอดภัยโดยที่สภาพของดินเป็นอุปสรรคเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ที่สามารถแก้ไขได้

ผนังของอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ สามารถออกแบบด้วยทฤษฎีและวิธีการหลายวิธี โดยนำมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบเพื่อหาค่าที่เหมาะสมที่สุด โดยคำนึงถึง

1. ความปลอดภัยที่เป็นที่ยอมรับ
2. การก่อสร้างและสภาพดิน
3. ความคุ้มค่าที่สุดและประหยัดที่สุด

2.5.1. อุโมงค์และคุณสมบัติของดินกรุงเทพที่ใช้ในการออกแบบ
การออกแบบอุโมงค์ได้พิจารณาตามเส้นทางที่ได้กำหนดไว้โดย บริษัทเมโทร
2000 โดยสรุปขนาดและความลึกของอุโมงค์ที่ใช้ในการออกแบบดังต่อไปนี้

เส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 6.60 เมตร
(Internal Diameter)

เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 7.00 เมตร
(External Diameter)

ความหนาของผนังอุโมงค์ 0.40 เมตร
(Thickness of Lining)

ความลึกถึงระดับผิวบนของอุโมงค์ 21 เมตร
(Depth of Crown)

การออกแบบผนังอุโมงค์ (Tunnel Lining Design) จะพิจารณาเลือกใช้
ผนังอุโมงค์ที่ยังใช้กันอยู่ในปัจจุบัน 3 ชนิดด้วยกัน คือ

1. ผนังอุโมงค์เหล็กหล่อ (Cast Iron Lining)
2. ผนังอุโมงค์เหล็กกล้า (Steel Lining)
3. ผนังอุโมงค์คอนกรีต (Concrete Lining)

โดยคุณสมบัติทางกลดังตารางที่ 2.7 ได้มาจาก Specification ของ
อุโมงค์ที่เคยก่อสร้างไปแล้วในอดีต

ตารางที่ 2.7 คุณสมบัติทางกลของอุโมงค์ที่เลือกใช้

| ผนังอุโมงค์ | Young's Modulus (Pa) | Poisson's Ratio | สถานที่เคยก่อสร้าง |
|---------------------------------|----------------------|-----------------|------------------------------|
| เหล็กหล่อ (Spheroidal graphite) | 169×10^9 | 0.275 | อุโมงค์โคลนรีเย กรุงลอนดอน |
| เหล็กกล้า | 200×10^9 | 0.290 | อุโมงค์โคลนรีเย ซานฟรานซิสโก |
| คอนกรีต | 26×10^9 | 0.20 | อุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร |

สำหรับในกรุงเทพฯสามารถเลือกใช้ได้ทั้งสามชนิดทั้งนี้ขึ้นอยู่กับราคาและความเชี่ยวชาญของบริษัทที่รับเหมาก่อสร้าง ในการออกแบบจะใช้อุโมงค์ทั้งหมดคำนวณเพื่อให้ได้ผลเปรียบเทียบทางเทคนิคและวิศวกรรม ส่วนคุณสมบัติของดินกรุงเทพฯที่ใช้ในการออกแบบ จะใช้ค่าคุณสมบัติของดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ดังต่อไปนี้

ตาราง 2.8 คุณสมบัติของดินที่ใช้ในการออกแบบ

| Properties | | |
|---|----------|-------------------------------|
| Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest | K_0 | 0.72 (AHMED, 1972) |
| Young's Modulus for Stiff Clay | E_c | 12.5 MPa (AIT Report 1976-81) |
| Unit weight of Stiff Clay | γ | 17 kPa (Average) |
| Poisson's ratio for ground | μ | 0.40 |

2.5.2. การออกแบบผนังอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ

การออกแบบได้นำทฤษฎีและวิธีการที่เป็นที่ยอมรับในปัจจุบัน 6 วิธีด้วยกันคือ

1. วิธีการของ Muir Wood

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

2. วิธีการของ Peck
3. วิธีการของ Knud-Engebretb-Sandvika
4. วิธีการของ zurabov-Buggeva's
5. วิธีการของ Davidov
6. วิธีการของ Curtis

รายละเอียดของทฤษฎีเหล่านี้ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 3.4 โดยการออกแบบจะยึดถือตามสูตรของวิธีการต่าง ๆ เพื่อหาค่าโมเมนต์ค้ำสูงสุดโดยที่

Moment of area of lining (I) 126 m⁴

ณ ตำแหน่งยอดของอุโมงค์ (Crown)

R_o รัศมีถึงผนังภายนอก (Extrados) 3.50 m

R รัศมีถึง Centroid 3.40 m

ผลจากการคำนวณและวิเคราะห์อย่างละเอียดได้ค่าโมเมนต์ค้ำสูงสุด และคุณสมบัติความแข็งแรงดังตารางต่อไปนี้

วิธีการของ Muir Wood

| ผนังอุโมงค์ | Rigidity factor, α | Bm | M _{max} (k.m) |
|-------------|---------------------------|-------|------------------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.167 | 20,803 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.167 | 20,803 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.167 | 20,406 |

วิธีการของ Peck

| ผนังอุโมงค์ | Rigidity factor, α | Bp | M _{max} (k.m) |
|-------------|---------------------------|-------|------------------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.463 | 57,793 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.463 | 57,793 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.463 | 57,793 |

วิธีการของ Knud-Engelbreth-Sandwika

| หนังสือพิมพ์ | Rigidity factor, α | B_e | M_{max} (k.m) |
|--------------|---------------------------|-------|-----------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.242 | 30.269 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.242 | 30.269 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.242 | 30.267 |

วิธีการของ Zurabov-Buggaeva (C from Galerkin's equation)

| หนังสือพิมพ์ | Rigidity factor, α | B_b | M_{max} (k.m) |
|--------------|---------------------------|-------|-----------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.25 | 111.448 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.25 | 111.448 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.25 | 111.448 |

วิธีการของ Davidov

| หนังสือพิมพ์ | Rigidity factor, α | B_d | M_{max} (k.m) |
|--------------|---------------------------|-------|-----------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.245 | 109.220 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.245 | 109.220 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.245 | 109.220 |

Boğrov-Gorelik's Method

| TIME: 10000 rad | $P1: -2.199$ M (t.m) | $P2: 2.199$ rad | $U: 0.000000000012$ Q (t) |
|--------------------|-------------------------|--------------------|------------------------------|
| 0 | 8.093560682 | 0 | -0.002333460 |
| 10 | 7.810120626 | 20 | -0.002012785 |
| 20 | 6.979474670 | 40 | -0.001136736 |
| 30 | 5.659581991 | 60 | 0.000051291 |
| 40 | 3.943037092 | 80 | 0.001226092 |
| 50 | 1.950392217 | 100 | 0.002062742 |
| 60 | -0.178759852 | 120 | 0.002331449 |
| 70 | -2.295521013 | 140 | 0.001958540 |
| 80 | -4.251634962 | 160 | 0.001045495 |
| 90 | -5.909771159 | 180 | -0.000154286 |
| 100 | -7.153602487 | 200 | -0.001312803 |
| 110 | -7.896201549 | 220 | -0.002108617 |
| 120 | -8.085752013 | 240 | -0.002324955 |
| 130 | -7.708813945 | 260 | -0.001900113 |
| 140 | -6.791533338 | 280 | -0.000952835 |
| 150 | -5.398257247 | 300 | 0.000257405 |
| 160 | -3.626097979 | 320 | 0.001396561 |
| 170 | -1.601585973 | 340 | 0.002150893 |
| 180 | 0.536051923 | 360 | 0.002313619 |

Bodrov-Gorelik's Method

| TIME:10001 | P1: -2.199 | P2: 2.199 | U: -0.000000000000 |
|------------|--------------|-----------|--------------------|
| rad | M (t.m) | rad | Q (t) |
| 0 | 8.113694±16 | 0 | -0.000000197 |
| 10 | 7.829439±77 | 20 | -0.000000170 |
| 20 | 6.996591819 | 40 | -0.000000096 |
| 30 | 5.67350736± | 60 | 0.00000000± |
| 40 | 3.952891918 | 80 | 0.00000010± |
| 50 | 1.955305467 | 100 | 0.00000017± |
| 60 | -0.179285216 | 120 | 0.000000197 |
| 70 | -2.30131375± | 140 | 0.000000166 |
| 80 | -4.252093970 | 160 | 0.000000088 |
| 90 | -5.92±238028 | 180 | -0.000000013 |
| 100 | -7.171282915 | 200 | -0.000000111 |
| 110 | -7.915850758 | 220 | -0.000000178 |
| 120 | -8.105771222 | 240 | -0.000000196 |
| 130 | -7.727736969 | 260 | -0.000000161 |
| 140 | -6.308236083 | 280 | -0.000000081 |
| 150 | -5.411696100 | 300 | 0.000000022 |
| 160 | -3.635969702 | 320 | 0.000000118 |
| 170 | -1.605478386 | 340 | 0.000000182 |
| 180 | 0.537505±98 | 360 | 0.000000196 |

ค่าโมเมนต์คัตและแรงปฏิกิริยาสำหรับผนังคูโมงค์ เหล็กกล้า

ที่คำนวณโดยวิธี Bodrov-Gorelik Method

Bodrov-Gorelik's Method

| TIME:10001 | P1: -2.199 | P2: 2.199 | U: -0.000000000000 |
|------------|--------------|-----------|--------------------|
| rad | M (t.m) | rad | Q (t) |
| 0 | 8.113683093 | 0 | -0.000001519 |
| 10 | 7.829428550 | 20 | -0.000001309 |
| 20 | 6.996582055 | 40 | -0.000000740 |
| 30 | 5.673499±±6 | 60 | 0.00000003± |
| 40 | 3.952886±02 | 80 | 0.000000798 |
| 50 | 1.955302738 | 100 | 0.0000013±2 |
| 60 | -0.17928±966 | 120 | 0.000001517 |
| 70 | -2.3013105±2 | 140 | 0.00000127± |
| 80 | -4.252088022 | 160 | 0.000000680 |
| 90 | -5.92±229751 | 180 | 0.000000101 |
| 100 | -7.171272906 | 200 | 0.00000085± |
| 110 | -7.915839711 | 220 | -0.000001372 |
| 120 | -8.105759909 | 240 | -0.000001513 |
| 130 | -7.727726185 | 260 | -0.000001236 |
| 140 | -6.308236582 | 280 | -0.000000620 |
| 150 | -5.4116885±7 | 300 | 0.000000157 |
| 160 | -3.63596±627 | 320 | 0.000000909 |
| 170 | -1.605±761±5 | 340 | 0.000001400 |
| 180 | 0.5375047±8 | 360 | 0.000001505 |

ค่าโมเมนต์คัตและแรงปฏิกิริยาสำหรับผนังคูโมงค์ คอนกรีต

ที่คำนวณโดยวิธี Bodrov-Gorelik Method

วิธีการของ Curtis

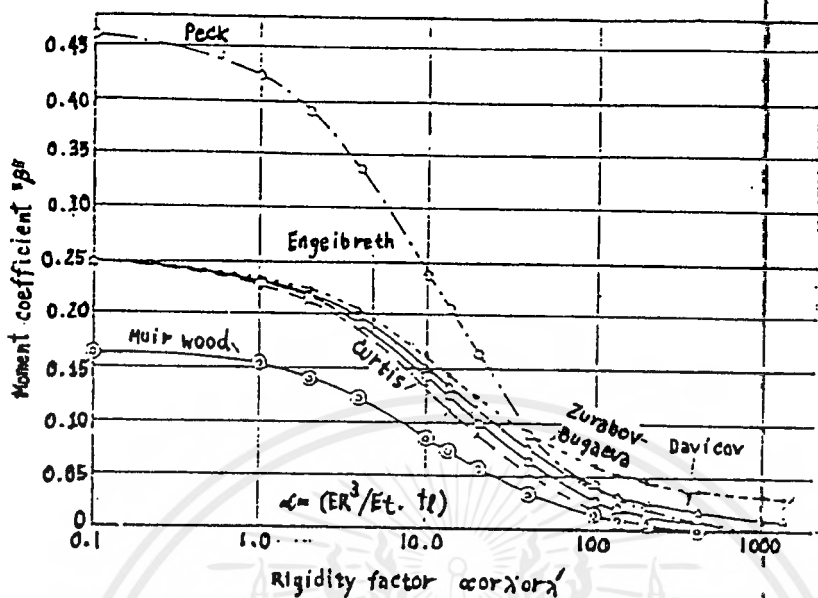
| ผนังอุโมงค์ | Rigidity factor , α | Bc | Mmax (k.m) |
|-------------|----------------------------|------|------------|
| เหล็กหล่อ | 1.947×10^{-4} | 0.25 | 111.451 |
| เหล็กกล้า | 1.645×10^{-4} | 0.25 | 111.450 |
| คอนกรีต | 1.265×10^{-3} | 0.25 | 111.462 |

2.5.3 เปรียบเทียบและวิเคราะห์

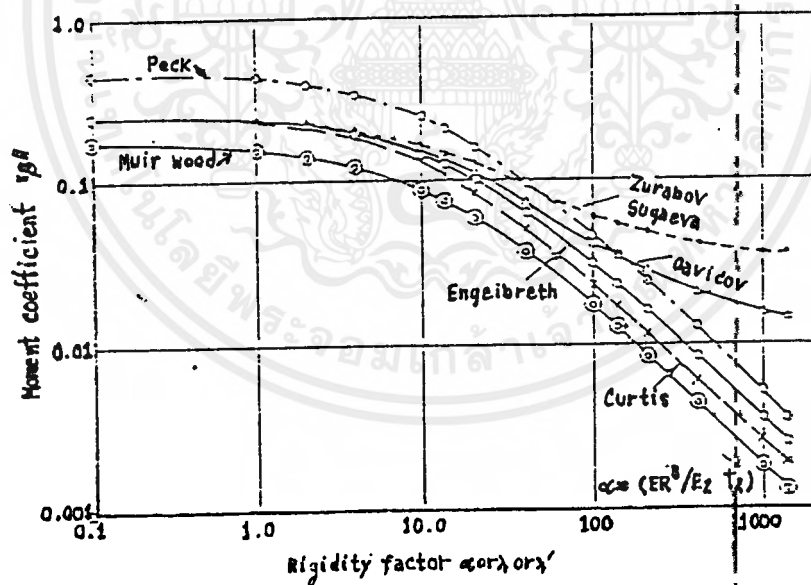
จากผลการวิเคราะห์และคำนวณในแต่ละวิธีจะได้ค่าที่แตกต่างกัน เราจะสามารถเขียนกราฟความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor และค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ ดังรูปที่ 2.16 และรูปที่ 2.17

นอกจากนี้การออกแบบผนังอุโมงค์กลม (Circular Tunnel) ทำให้สังเกตได้ถึงความสัมพันธ์ต่าง ๆ ทั้งคุณสมบัติของดิน ความแข็งแกร่ง ค่าโมเมนต์แรงอัด โดยสรุปได้ดังนี้

1. เราไม่สามารถกำหนดขอบเขตของความยืดหยุ่นกับความแข็งแกร่งได้ดังนั้น การออกแบบจึงถือว่า ผนังอุโมงค์มีความแข็งแกร่ง เนื่องจากสะดวกในการคำนวณออกแบบ แต่อย่างไรก็ตาม ความสัมพันธ์ของโมเมนต์คัดในผนังอุโมงค์ และค่าความแข็งแกร่ง (Rigidity Factor) รวมทั้งค่า EI ของอุโมงค์ และค่า E_c ของดินที่ใช้ในการออกแบบ เราพบว่าค่า E และ r มีอิทธิพลต่อค่า โมเมนต์คัดมากกว่าค่าความแข็งแกร่ง หากอุโมงค์มีความยืดหยุ่นก็จะทำให้ค่าโมเมนต์คัดลดลง แต่ในอัตราที่ไม่มากนัก
2. จากการออกแบบพบว่าค่าคุณสมบัติของดินที่สำรวจอาจไม่คงที่ หรือแน่นอน ดังนั้น รูปที่ 2.16 และรูปที่ 2.17 ช่วยให้เรารู้ถึงแนวโน้มของโมเมนต์คัด หากต้องเปลี่ยนแปลงค่าคุณสมบัติของดินในกรณีอื่น ๆ



รูป 2.16 ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับ ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์



รูป 2.17 ความสัมพันธ์ของ Rigidity Factor กับ ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์

3. จากรูปความสัมพันธ์เราสังเกตได้ว่า การเปลี่ยนแปลงของค่าความ
 แข็งเกร็ง (Rigidity Factor) ในขอบเขตช่วง 1-100 ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง
 ของโมเมนต์คัตอย่างมากมาย แต่ถ้าหากค่าความแข็งเกร็ง อยู่นอกขอบเขตนี้จะมีผลต่อการ
 เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าในรูปแบบใด ๆ ทั้งสิ้น

เปลี่ยนแปลงของโมเมนต์คดเล็กน้อยมาก

4. การหาค่าโมเมนต์คดโดยใช้วิธีการของ Peck และการคำนวณโดยใช้วิธีการของ Muir Wood มีความสัมพันธ์กันคือ $B_p = B_m G$ ค่า G นี้เป็นส่วนประกอบหรือฟังก์ชันของ Poisson's ratio ตั้งเกตได้จากรูปความสัมพันธ์ แสดงเส้นกราฟของ Muir Wood จะมีการเปลี่ยนแปลงค่าโมเมนต์คดน้อยแต่เส้นกราฟของ Peck จะเปลี่ยนแปลงลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจาก Peck ไม่ได้อ้างอิงจากทฤษฎีแรงที่เป็นวงรีเหมือน Muir Wood

5. ค่าสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่คำนวณด้วยวิธีของ Engeibreth และวิธีของ Curtis มีความใกล้เคียงกันมากที่สุด (โมเมนต์คดแตกต่างกันเพราะ Engeibreth ได้พิจารณา $(1-k_0)$ Curtis ไม่พิจารณา)

6. การพิจารณาค่า k_0 (The lateral earth pressure) จะใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ในชั้นดินอ่อน แต่ถ้าหากเป็นดินที่มีความมั่นคงหรือหินแล้ว ค่าตัวแปรนี้ไม่จำเป็นต้องใช้ในการคำนวณ

7. การเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์นี้มีประโยชน์อย่างยิ่งในการพิจารณาและตรวจสอบการคำนวณหาค่าโมเมนต์แรงคดที่เกิดขึ้นในหน้าตัดของอุโมงค์

8. ตั้งเกตได้ว่าค่าโมเมนต์คดจะมีค่ามากมายถึงจกว่าเราคำนวณโมเมนต์คดที่กระทำต่อส่วนยอดของอุโมงค์ (crown) มีความยาวถึง 1 ใน 4 ของเส้นรอบรูปผิวผนังอุโมงค์ แต่ถ้าหากเราแบ่งเป็นชิ้นส่วน (Segments) ย่อย ๆ ก็จะมีค่าลดลงเนื่องจากค่า EI ลดลงนั่นเอง แต่อย่างไรก็ตามจะต้องพิจารณาในเรื่องการประกอบชิ้นส่วนและจุดต่อทุกจุดให้ถูกต้อง

9. ระดับความลึกของอุโมงค์มีผลต่อค่าโมเมนต์คด เนื่องจากมีความสัมพันธ์กับค่าตัวแปรและคุณสมบัติของดินรวมทั้งขนาดแรงด้วย

10. การเปรียบเทียบชนิดของผนังอุโมงค์ (Type of Linings) ทั้ง 3 ชนิด จะให้ค่าโมเมนต์คดเกือบจะเท่ากัน แสดงว่าชนิดของผนังอุโมงค์แทบจะไม่มีผลในการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์คดเลย แต่จะมีผลโดยตรงต่อการก่อสร้างและการติดตั้ง

บทที่ 3

วิธีการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน

อุโมงค์ในดินอ่อนสามารถขุดได้โดย hand mine หรือ โดย tunnelling machine โดยใช้ shield หรือ ปราศจากการใช้ shield ก็ได้ เกณฑ์การเลือกวิธีการขุดที่เหมาะสมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติและพฤติกรรมที่คาดการณ์ไว้ของดิน ซึ่งบรรยายไว้ในรูปของ Terzaghi's behavioristic classification ดูหัวข้อ 2.2.1.1

การขุดอุโมงค์จะสำเร็จลุล่วงได้โดยการเลือกวิธีการขุดที่เหมาะสม ซึ่งจะต้องเหมาะสมกับพฤติกรรมของดิน และโดยการประเมินลักษณะของดินได้อย่างถูกต้อง การประเมินถือเป็นส่วนสำคัญของการทำ geotechnical investigation ซึ่งขึ้นอยู่กับกำแนกประเภทโดยลักษณะเฉพาะและลักษณะทั่วไปที่ได้กล่าวไว้แล้ว และประเมินค่าพารามิเตอร์บางตัว เช่น grain size distribution (การกระจายขนาดเม็ดดิน), กำลังรับแรงของดิน (strength of soil) และค่าความซึมได้ของดิน (permeability of the soil) สภาวะน้ำใต้ดิน ในทางปฏิบัติแล้วการแสดงความเกี่ยวพันกันระหว่างคุณสมบัติของดินและพฤติกรรมของดิน เป็นไปได้ยาก ดูรูป 2.4 และถูกมีอิทธิพลโดยแฟกเตอร์ที่ไม่ใช่แฟกเตอร์ทางธรณีวิทยา (non-geotechnical factors) เช่น ขนาดของอุโมงค์

ต่อไปนี้เป็น ความสัมพันธ์ของวิธีขุดเจาะอุโมงค์กับ Terzaghi classification สำหรับดิน

1. Firm ground

soil included : firm to stiff clay ประกอบด้วย clay tills , cemented sand sand gravels

method : สามารถใช้ได้ทั้ง hand method หรือ machine tunnelling method เพราะ มี stand-up time เพียงพอ

2. Ravelling ground

soil included : sand และ silts ที่มีแรงยึดเหนี่ยว เนื่องจากแรงดึงใน pore-water

method : การขุดแบบ hand mining ต้องทำด้วยความระมัดระวัง ให้ติดตั้ง support ที่ face และ roof ทันที หรืออาจขุดด้วย maching tunnelling ที่ต้องทำการติดตั้ง support ทันทีเหมือนกัน

3. Running ground

soil included : dry sand และ loose gravel

method : การขุดแบบ hand tunnelling ให้ติดตั้ง fore-polling ค้ำยันที่ roof หรือขุดโดยใช้ shield ที่เป็น shield แบบ hooded shield หรือ แบบ boxed (divided) shield

สำหรับอุโมงค์ขนาดใหญ่

4. Flowing ground

soil included : uncemented sands และ silt ใต้น้ำ

method : ใช้ shield tunnelling ร่วมกับการใช้ compressed air หรือ groundwater lowering หรือ chemical grouting (ข้อสังเกต : โดยทั่วไปการ grouting และ water lowering ไม่ควรจะใช้ร่วมกัน)

5. Squeezing ground

soil included : ดินเหนียวอ่อนมากหรือดินเหนียวแข็ง

method : ขุดแบบ hand tunnelling โดยใช้ shield ในดินเหนียวอ่อน และใช้ compressed air

3.1 วิธีการขุดแบบ Heading and Bench Excavation

heading and bench method เป็นการขุดเจาะอุโมงค์แบบ hand-mining (ขุดโดยใช้คน หรือ เครื่องจักรในการขุดเช่น back hoe) ซึ่งสามารถใช้กับอุโมงค์ขนาดใหญ่ได้ มันเป็นวิธีการดั้งเดิม สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อนและใช้กันทั่วไปก่อนที่จะมีการนำเอาเครื่องขุดเจาะเข้ามาใช้ และถือว่าวิธีการนี้เป็นวิธีการที่ประหยัดที่สุดสำหรับการขุดเจาะอุโมงค์ที่ไม่ขากมาก เส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 15 ฟุต และสภาพดินเปลี่ยนอย่างรวดเร็ว (GOLDER ASSOCIATES, 1976)

การปฏิบัติงาน : ส่วน heading หรือส่วนครึ่งบนของ tunnel face จะถูกขุดหลังจากทำการขุด ส่วนครึ่งล่างแล้ว (เรียกว่า bench) ซึ่งเราจะต้องรีบทำโครงสร้างค้ำยัน ส่วน heading ไว้ โดยโครงสร้างค้ำยันประกอบด้วย breastboards ซึ่งจะติดตั้งในแนวระดับค้ำไว้กับ เสาไม้ในแนวตั้ง (soldiers) จะค้ำอยู่กับ upright posts และ lining ส่วนที่เราติดตั้งเสร็จแล้ว ต่อมาเราจะเริ่มเอา breastboard ออกทีละตัว โดยเริ่มจาก breastboard ตัวบนก่อน แล้วเราก็ทำการขุดดิน heading ส่วนนั้นจนได้ระยะพอสมควรก็จะทำการติดตั้ง breastboards ค้ำดินที่เพิ่งขุดใหม่ แล้วทำการรื้อ breastboard ตัวล่างถัดมาเพื่อขุดดิน heading ส่วนนั้น จนกระทั่งเต็ม tunnel face เราก็จะทำการติดตั้ง primary lining เพื่อเป็นค้ำยันชั่วคราว และทำการขุด bench ส่วนต่อไปจนเสร็จจึงทำการติดตั้ง lining ส่วนที่เหลือ เราจะใช้ท่อที่มีสกรูไขปรับขนาดได้ ค้ำยัน lining ส่วนบนไว้

Mayo (1969) แนะนำว่า สำหรับอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 ฟุต ต้องการคนงาน 24 คน สำหรับการขุดโดยวิธี heading and bench ในดิน silt clay โดยใช้คน 10 คน ทำงานเกี่ยวกับการขนส่งลำเลียงและติดตั้ง support และคนอีก 14 คน ทำหน้าที่เกี่ยวกับงานขุดและติดตั้ง lining อัตราก้าวหน้าโดยเฉลี่ยประมาณ 20 ฟุต ต่อ 24 ชั่วโมงการทำงาน ในการเลื่อนตัว 3 ครั้ง ไม่รวมการติดตั้ง final lining

ความเหมาะสม : เหมาะกับดินที่สามารถคงรูปได้เอง, ดินเหนียวแข็ง, ทราย และกรวดที่อยู่ในสภาพแน่นแล้ว ถ้าเป็นดินสภาพไม่ตึงจะต้องใช้วิธีการอัดอากาศหรือใช้สารละลายที่มีความหนาแน่นสูงช่วย

ข้อดีของวิธี heading and bench สามารถปรับให้ใช้ได้กับดินชนิดต่างๆ มันสามารถใช้ขุดอุโมงค์ในดินที่เกิดจากการทับถม, ดินเหนียวอ่อน, silts และ sand หรือในดินที่มีก้อนหินขนาดใหญ่ที่สามารถทำให้การขุดเจาะโดยใช้หัวขุดเจาะชะงักได้ และยังสามารถใช้กับการขุด mixed face (มีดินชนิดต่างๆ ปนกัน ในตำแหน่งที่กำลังขุด tunnel face) อาจเป็นดินอ่อนปนกับหินก็ได้ หรือสามารถใช้ร่วมกับการใช้ shield แบบ compressed air ในการขุดดินที่มีเสถียรภาพของดินน้อย ค่าใช้จ่าย initial capital cost ต่ำ และไม่ต้องการคนงานที่มีความชำนาญด้านเครื่องจักรกลที่ซับซ้อนแบบหัวเจาะ

ข้อเสียของ heading and bench คือ อัตราการขุดล่าช้าและต้องใช้แรงงานคนมาก ซึ่งในจำนวนคนงานที่ทำกัน และใช้หัวเจาะที่มีความเหมาะสม อัตราการขุดเจาะต่อวันจะเป็น สอง ถึง สาม เท่าของการขุดแบบ heading and bench ในอุโมงค์ขนาดเดียวกัน

3.2 การใช้ shield ช่วยในการขุดเจาะ

3.2.1 ประวัติความเป็นมา

ในปี 1825 การใช้ shield ครั้งแรกได้ถูกคิดค้นขึ้นในกรุงลอนดอนโดย Marc Brunel ซึ่งนำมาใช้กับอุโมงค์กว้าง 38 ฟุต สูง 22 ฟุต โดย East London Subway ต่อมาการใช้วิธี compressed air ใน shield ก็ถูกเสนอขึ้นมาเป็นครั้งแรกโดย Loed Cochran ในปี 1869 shield แบบค้อนเคียวได้ถูกจดลิขสิทธิ์เป็นครั้งแรก โดย Peter W. Barlow ในประเทศอังกฤษ และ shield แบบวงกลม ตัวแรกแบบเดียวกับที่ใช้ในปัจจุบันนี้ได้ถูกออกแบบในปี 1869 โดย JJ. Greathead (MICHAEL, 1987)

การใช้ shield แบบผสม เป็นสิ่งจำเป็นในการเจาะอุโมงค์โดยการใช้อัดอากาศร่วมกับการ grouting ด้วยสารเคมี เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของ face ซึ่งไม่เหมาะสมในเรื่องความปลอดภัยและราคา จากจุดนี้จึงนำไปสู่การประดิษฐ์ mechanical shield ที่เป็นแบบปิดกั้น (close-face) เรียกว่า slurry shield และ earth pressure balanced shield (EPBS) slurry shield ถูกพัฒนาขึ้นในยุโรป และ EPBS ถูกพัฒนาขึ้นในญี่ปุ่นในปี 1974 (NATION, 1985)

3.2.2 ลักษณะการทำงานของ shield แบบผสม (Conventional shield)

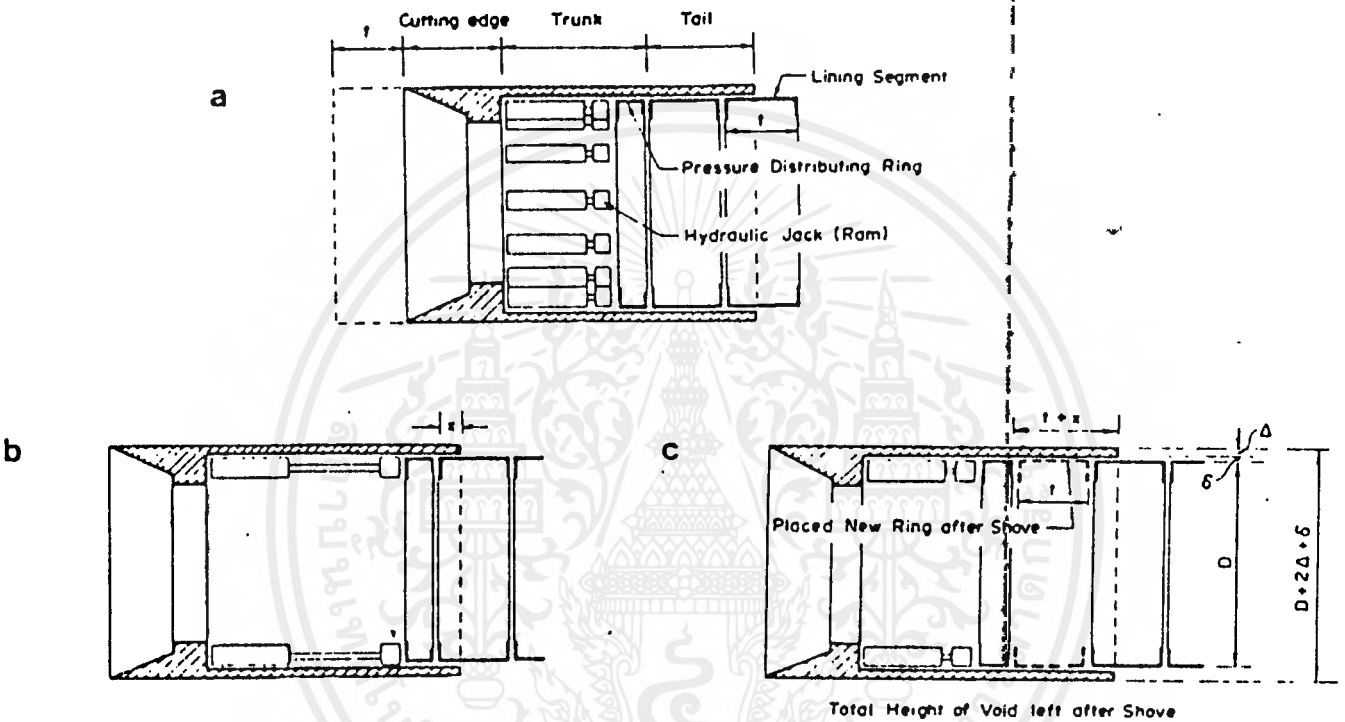
tunnelling shield ประกอบด้วย 3 ส่วน คือ

- (1) cutting shield อยู่ส่วนหน้าสุดของ shield สร้างด้วยเหล็กกล้าที่มีความแข็งแรงมาก
- (2) body ของ shield ซึ่งช่วยรับดินโดยรอบไม่ให้ทรุดตัวลงมา และเป็นที่ติดตั้งชุดอุปกรณ์ jacking (ใช้ในการเคลื่อนตัวของ shield เป็นอุปกรณ์ hydraulic) และให้คนเข้าไปทำงานควบคุม shield
- (3) tail piece (ส่วนหาง) ของ shield เป็นส่วนที่มีอุปกรณ์และที่ว่างสำหรับการติดตั้ง lining

วงจรการทำงานของ shield ประกอบด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่าวิธีใดก็ตาม ผู้เขียน ขอสงวนสิทธิ์ในข้อกล่าวหาว่าผู้เขียนขอสงวนลิขสิทธิ์ไว้

- (1) การขุดบริเวณ face (หน้าอุโมงค์) และการจัดหาสิ่งที่จะขุดดินที่ face เหนือที่จำเป็น
- (2) การเลื่อนตัวของ shield ในทิศทางที่ทำการขุดเจาะ โดยอาศัยการผลักดันตัวกับ lining ที่ได้ทำการติดตั้งไปแล้ว
- (3) เมื่อการขุดเจาะได้ระยะพอที่จะทำการติดตั้ง lining จะทำการติดตั้ง lining ในส่วนหางของ shield แบบแผนการทำงานของ shield tunnelling เป็นดังรูป 3.1



รูป 3.1 หลักการของ shield tunnelling

3.2.3 ประเภทของ shield

shield machines สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด คือ conventional (แบบผสม) กับ special แต่เดิมเราใช้วิธี compressed air เพื่อป้องกันน้ำและดินที่ไหลเข้ามาที่บริเวณ face ต่อมาการใช้ compressed air ไม่มีความสำคัญมาก หลังจากมีการพัฒนา slurry shield และ EPMS ซึ่ง เป็น special shield (YOSHIKAWA, 1985)

เครื่องจักรสามารถแบ่งตามลักษณะการขุด ออกเป็น 2 ประเภท คือ full-face machines ใช้หัวเจาะแบบหมุนหรือเคลื่อนที่กลับไปกลับมา ซึ่งจะขุดได้เต็มหน้าอุโมงค์ (face) ในเวลาเดียวกัน และอีกประเภท คือ part-face machine ซึ่งใช้การหมุนหรือแกว่งของแขนที่ติดใบเลื่อยหรือใบมีดอยู่เพื่อตะกรุดดินในส่วนต่างๆ ของ face ออก ลักษณะการทำงานของเครื่องเจาะอุโมงค์ (TBM) แบบต่างๆ ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

1. แบบ full face excavation

1.1 Wheel Type

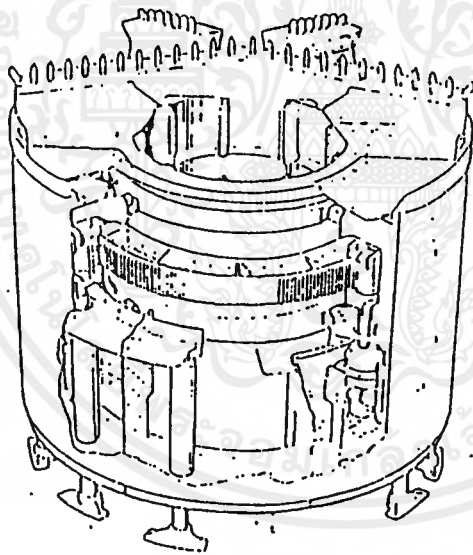
ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้จะใช้การเคลื่อนตัวกระแทกกับ face แล้วทำการขุด ตัด หรือ ขุดดิน บริเวณ face ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ดินที่ขุดออกมากจะหล่นไปด้านล่างของ shield แล้ว ถูกลำเลียงออกไปทางด้านหลัง TBM (หัวเจาะ) โดยใช้สายพานลำเลียง, buckets, mucking arms หรืออุปกรณ์ทำนองเดียวกันนี้

ความเหมาะสม : เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อน, firm to stiff clay, cemented sand, และ gravels, sand และ silt

1.2 Drum Type

ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้ดัดแปลงมาจากหัวเจาะแบบ radial-wheel type (แบบ I) ซึ่ง หัวตัด จะติด กับ drum ซึ่งจะหมุนอยู่ข้างนอก shield ตัว drum จะหมุนด้วยอัตราเร็ว 4 ถึง 6 รอบ/ นาที ในทั้งสองทิศทาง (รูป 3.2) เพื่อให้เหมาะกับสภาพดิน ไบมีลสามารถที่จะต่อกับ cutting arm ได้

ความเหมาะสม : เหมาะกับดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็ง, sand และ silt, gravel



รูป 3.2 Typical Drum Excavator

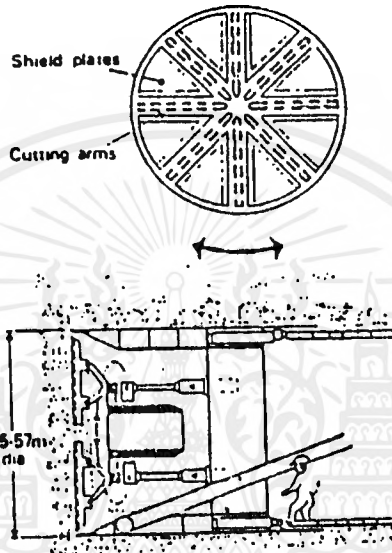
1.3 Oscillating Type (แบบแกว่ง)

ลักษณะ : เครื่องเจาะแบบ oscillating arm excavator นี้จะเหมือนกับแบบ wheel excavator แต่ต่างกัน โดยที่การเจาะจะถูกทำโดยชุดของ arms ที่สามารถแกว่งไปมาได้ (oscillating arms arms ในรูป 3.3 มี 2 แขน) ที่สามารถปรับความยาว arms ได้ ทำให้หัวเจาะชนิดนี้สามารถใช้ เจาะอุโมงค์เป็นรูปร่างแบบอื่นๆ ได้จะติดชุดไบมีลไว้ที่ด้านหน้า และสามารถเคลื่อนที่กลับไป ไปกลับมาได้ในทิศทางแนวรัศมีจากจุดศูนย์กลางของ shield การ เคลื่อนที่แบบกลับไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้拿去ใช้ประโยชน์ด้านการค้า

กลับมาจาก arms สามารถควบคุมได้ และสามารถปรับความยาว arms ได้ ทำให้หัวเจาะชนิดนี้สามารถใช้เจาะอุโมงค์เป็นรูปร่างแบบอื่นๆ ได้

ความเหมาะสม : เหมาะกับดินเหนียวอ่อนถึงแข็ง, sand และ silt, gravel หัวเจาะชนิดนี้ยังเหมาะกับดินที่มีพฤติกรรมแบบ flowing หรือ running ได้ โดยส่วน hood (หรือ body) ของ shield สามารถที่จะยึดได้เพื่อกดส่วนหัวเจาะลง เพื่อช่วยลดแรงดันดินบริเวณ cutting (ใบมีด) และช่วยให้ระบบการนำดินออกมีประสิทธิภาพดีขึ้น



รูป 3.3 Oscillating Arm Excavator

2. Part-Face Excavator

2.1 Ripper-Bucket Excavator

ลักษณะ : หัวเจาะชนิดนี้จะตัดผิวดินออก โดยใช้ฟันเลื่อย พร้อมกับกวาดดินลงสายพานที่ด้านล่างของหัวเจาะ เพื่อนำดินออกไปทางด้านหลัง (รูป 2.20)

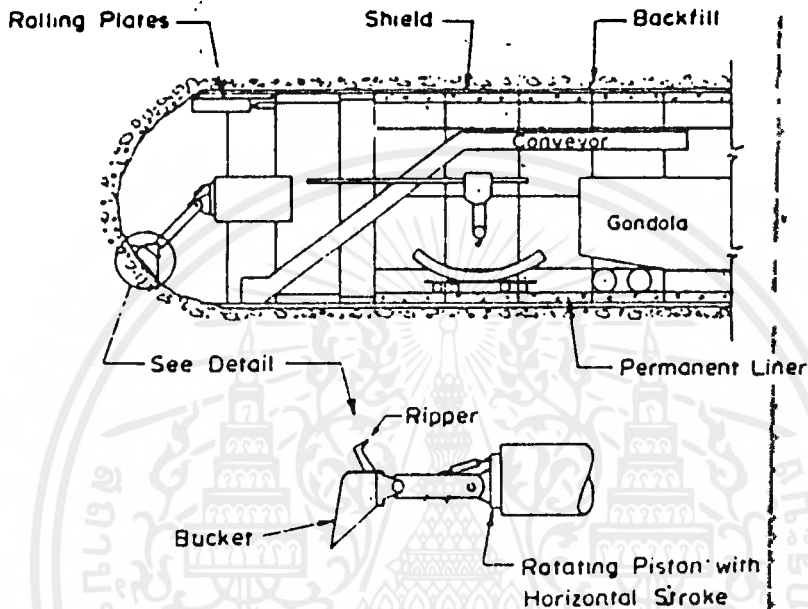
ความเหมาะสม : เหมาะกับสภาพดินที่ต้องใช้ shield แบบ "open face" และ เหมาะกับหินที่มีการแตกละเอียดได้ง่าย

3.2.4 Slurry Shield Method

ในวิธี slurry shield method เราใช้ mineral, bentonite, clayey soil หรือ cme เป็นสารช่วยยับยั้งการพังทลายของหน้าดินบริเวณ face shield แบบนี้จะใช้กับดินชนิดต่างๆ ตั้งแต่ดินเหนียวอ่อนจนถึง gravels ที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน อย่างไรก็ตามใน gravels การใช้ shield แบบนี้เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของ face ไม่สู้จะดีนัก เพราะ mud cake (การที่ slurry เป็นตัวประสานช่วยยึดจับเม็ดดินให้เป็นก้อน เรียกว่า mud cake) จะไม่เกิดขึ้นเนื่องจาก slurry สามารถไหลซึม ออกไปได้ตามช่องว่างระหว่างเม็ดดินของ gravels การวิเคราะห์เชิงสถิติของข้อมูลการก่อสร้างที่ได้บันทึกไว้ บ่งบอกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

slurry จะเหมาะกับสภาพดินต่างๆ ดังแสดงในกราฟรูป 3.5 (YOSHIDAWA, 1985) ข้อดีของ slurry shield คือ ความต้องการกำลังบิดน้อยกว่า EPBS ซึ่งขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ shield จะถูกจำกัด โดยความสามารถในการรับแรงบิดของมัน



รูป 3.4 Ripper Bucket Excavator

3.2.5 Earth Pressure Balance Shield (EPBS)

Earth Pressure Balance Shield ถูกนำมาใช้ครั้งแรกในญี่ปุ่น โดยบริษัท Sato Kogyo company ซึ่งกำลังคิดค้นหาวิธีที่ปลอดภัย สำหรับการเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน และดินที่มีพฤติกรรมแบบ running อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน โดยปราศจากการใช้ slurry (BARBARA STACK, 1985) แนวความคิดพื้นฐานของ EPBS คือว่าดินที่ face สามารถที่จะควบคุมให้พ้นจากการทรุดตัวได้ โดยการใช้อัดความดันในช่อง soil chamber เพื่อกันไม่ให้ดินไหลเข้าไปในหัวเจาะ (NATION, 1985) สภาพดินที่เหมาะสมกับการใช้ EPBS แสดงดังรูป 3.5 (YOSHIKAWA, 1985)

ลักษณะที่สำคัญของระบบ EPBS ดังรูป 3.6

1. ดินที่ถูกขุด โดย rotating cutter frame (1) คอนแรกจะถูกสะสมอยู่ในห้อง pressure soil chamb (2) ข้างหลังหัวเจาะ (cutter)
2. อัดความดันให้กับดินที่ขุดแล้วที่อยู่ในห้อง soil chamber (3) และยึดตัว jack (4) ดันหัวเจาะ เพื่อเกิดแรงดันดินและน้ำที่บริเวณด้านหลังหัวเจาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

3. ส่วน (6) ที่ติดเข้าไปใน soil chamber จะทำการลำเลียงออกเพื่อควบคุมความดัน

4. tail gate (7) ที่ปลายส่วนจะใช้หลักการผิวน้ำเพื่อกรองดินเม็ดละเอียดและน้ำให้ไหลไป

ได้

5. สำหรับ cohesive soil ดินที่ได้จากการขุดจะถูกลำเลียงโดยชุดสายพานหลังจากที่ดินหล่นมาจาก tail gate แล้ว tail gate จะทำหน้าที่เหมือน soil-water separation plant ระบบนี้เรียกว่า Earth Pressure Type ของ EPBS method

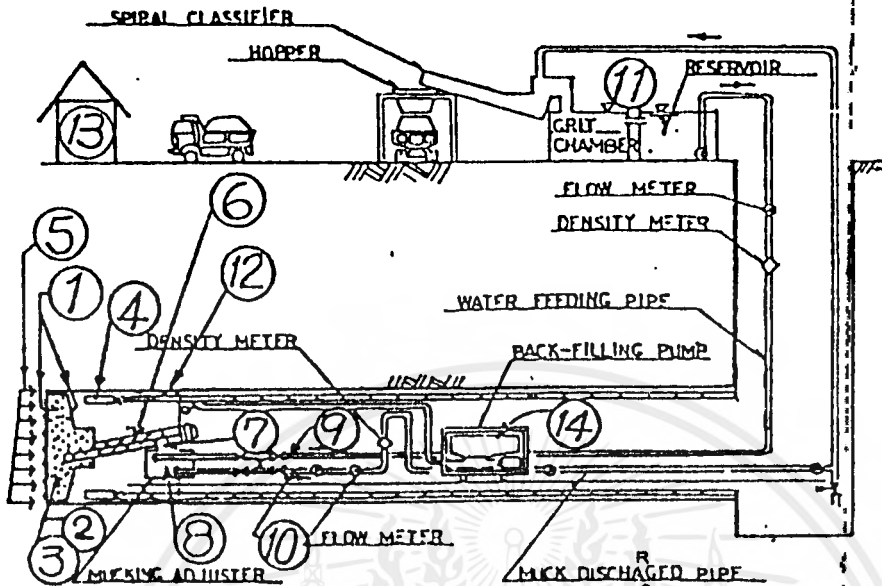
6. อุปกรณ์ที่นำมาติดกับ mucking adjuster (7) เช่น water pressure chamber (8) ที่ปลายส่วน ทำให้หัวเจาะสามารถขุดเจาะดินที่มีความชื้นและความไม่เสถียรสูงได้ระดับน้ำใต้ดินที่มีแรงดันมาก จาก mucking adjuster ก็จะมีเครื่องแยกหินกรวดออกจากดินละเอียด

7. แรงดันน้ำส่วนเกิน (excess water pressure) ที่ mucking adjuster สามารถทำให้เสื่อมคุณภาพได้ โดยการนำเอาน้ำธรรมชาติเข้ามาใหม่ (9) น้ำเสียจะถูกลำเลียงออกโดยท่อหมายเลข (10) ในรูปของ slurry

8. เครื่องแยกดินและน้ำ (11) จะต้องบำบัดให้น้ำเสียจากท่อหมายเลข (10) เป็นน้ำดี พร้อมทั้งจะนำไปใช้ได้ใหม่ ระบบทั้งหมดนี้ถูกเรียกว่า water pressure type ของ EPBS (ABE et al., 1978)

| Shield machine | Slurry shield | Pressure balancing shield | Slime shield |
|--|---|--|---|
| Illustration of cutting face stability | | | |
| Principle of cutting face stability | <p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h_s + h) - 2C_s = \gamma_w h + \Delta P$ Sandy soil: $C_s = 0$ $K_a \gamma_s (h_s + h) = \gamma_w h + \Delta P$ where: K_a : Coefficient of active earth pressure γ_s : Submerged soil density γ_w : Submerged soil density in pressure chamber γ_w : Submerged slurry density ΔP : Slurry pressurization (excess groundwater pressure)</p> | <p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h_s + h) - 2C_s = \gamma_w h + 2C_c + R$ Sandy soil: $C_s = C_c = 0$ $K_a \gamma_s (h_s + h) = \gamma_w h + R$ h : Height of loose soil h : Height in pressure chamber h : Height of groundwater C : Cohesion of ground soil C : Cohesion of soil in chamber R : Plastic mass pressure</p> | <p>Cohesive soil: $\phi = 0$ $\gamma_s(h_s + h) - 2C_s = \gamma_w h + 2C_c + \Delta P + R$ Sandy soil: $C_s = C_c = 0$ $K_a \gamma_s (h_s + h) = \gamma_w h + \Delta P + R$</p> |
| Adaptable soil range | <p>Suitable soil range for the shield</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Regions E, C, A, D are marked. Note: N < 15, Chemical grouting to be used.</p> | <p>Suitable soil range for the shield</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Regions E, C, A, D are marked. Note: N < 15, Range where additive is used to improve into plastic soil.</p> | <p>Suitable soil range for the shield</p> <p>Per cent passing (%) vs Particle size (mm). Regions E, B, C, A, D, G, F are marked. Note: For N value is more than 15 mixing with water to be necessary, Slime (special clayey mortar) to be mixed to improve into plastic soil.</p> |

รูป 3.5 แสดง cutting face stability หลักการของช่วงใช้งาน



รูป 3.6 แสดงระบบของ Earth Pressure Balance Shield

3.2.6 Slime Shield Method

วิธีการนี้ได้ถูกพัฒนาและนำมาใช้กับอุโมงค์ที่ซึ่งสภาพดินทำให้การขุดเจาะโดยการใส่ slurry และ EPBS ทำงานยาก มันเป็นการรวมกันของเทคนิคการอัดความดันให้กับการไหลของ slurry shield กับเทคนิค plastic mass support ของ EPBS ทำให้ shield แบบนี้สามารถปรับไปใช้กับดินประเภทต่างๆ ได้

slime shield เหมาะกับการใช้ในการขุดเจาะดินที่มีความพรุนและอุ้มน้ำไว้ ดินที่แบ่งออกเป็น sand gravel และ clay เป็นชั้นหลายๆ ชั้น เราจะทำให้ดินที่ขุดออกมาที่สะสมอยู่ใน pressure chamber มีลักษณะการไหลแบบ plastic โดยการผสมกับ slime ที่ฉีดเข้าไป เพื่อให้สามารถดันน้ำใต้ดินไม่ให้ไหลเข้าไปในหัวเจาะได้

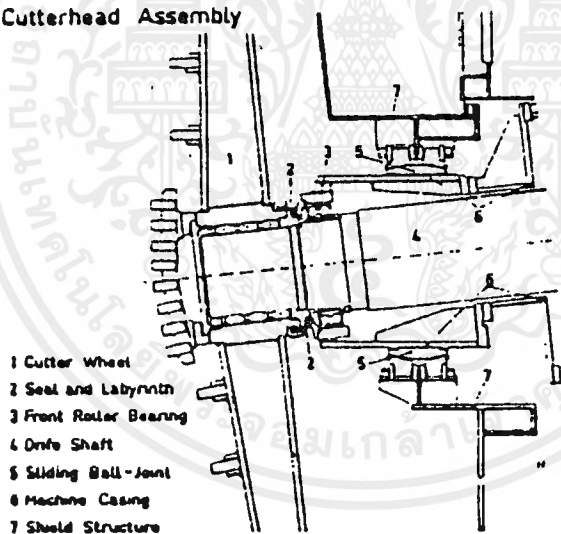
ใน slime shield แบบ double screw ทั้ง mixing screw และ discharging screw มีจุดศูนย์กลางร่วมกันแต่ตัวขับแยกออกเป็นอิสระในแต่ละตัว เพื่อให้ screw แต่ละตัวสามารถเลือกอัตราการทำงานที่เหมาะสมได้ mixing screw ใน cutter chamber จะทำหน้าที่ผสมดินในช่องนี้ เช่นเดียวกับ discharging screw ที่อยู่ใน chamber slime shield ชนิด double screw จะใช้ได้ดีมากกับดินที่มีลักษณะเป็นชั้นซับซ้อนซึ่ง shield แบบนี้เป็น shield อีกชนิดหนึ่งที่ปรับปรุงมาจาก EPBS ซึ่งทำให้ดินกลายเป็น plasticiser soil ได้ง่าย

3.2.7 Hydroschild

Hydroshield ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศเยอรมันนี โดย Wayss และ Freytag (JACOB & MELDNER, 1979) มันเป็นเครื่องมือขุดเจาะพิเศษสำหรับการเจาะอุโมงค์ที่อยู่ใต้ชั้นดินอุ้มน้ำ หัวเจาะของมันมีรูปร่างคล้ายความีรูปลักษณะและการทำงานต่างจากหัวเจาะแบบอื่นๆ (รูป 3.7) หัวเจาะจะเอียงลงเล็กน้อยสามารถเคลื่อนที่ไปข้างหน้าหรือถอยหลังได้ ส่วนของใบมีดเหมาะสำหรับกรเจาะดินอ่อน

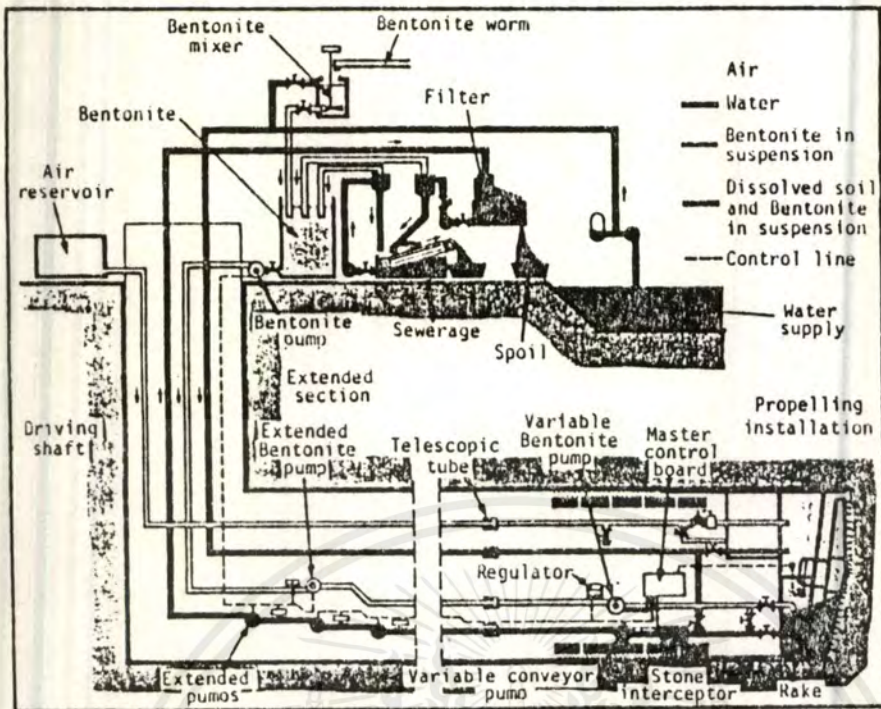
face support โดยการใช้ slurry ซึ่งจะอยู่ในช่องระหว่างฝาปิด (bulkhead) และ face ความสมดุลของการป้อนและดูดกลับของ slurry ถูกควบคุมโดย feed pump ขณะที่ air accumulator จะถูกใช้ในการรักษาความดันของ slurry ให้คงที่ แม้ว่าอาจจะมีการแปรเปลี่ยนในอัตราก้าวหน้า (advanced rate) อย่างทันที หรือความสมดุลกันในสภาวะชั่วคราวของการป้อนและดูดกลับของ slurry ตามที่กำหนดได้ รูป 3.8 แสดงแผนภาพของระบบการทำงานของ hydroshield

Cutterhead Assembly



- 1 Cutter Wheel
- 2 Seal and Labyrinth
- 3 Front Roller Bearing
- 4 Drive Shaft
- 5 Sliding Ball-Joint
- 6 Machine Casing
- 7 Shield Structure

รูป 3.7 แสดงส่วนหัวเจาะ Hydreshield Cuttinghead



3.8 แสดงการทำงานของระบบ Hydroshield

3.2.8 Hydrojet Shield

ลักษณะที่สำคัญของ hydrojet shield คือ อุปกรณ์ที่ใช้เจาะดิน หัวเจาะของ hydroshield จะติดตั้งเป็นชุดใบมีด อยู่บน cutter wheel ขณะที่การเจาะของ hydrojet shield จะใช้การฉีดพ่นของไหลในระนาบตั้งฉากกับแกนของ shield (BECKER & SAWINSKI, 1983) ขณะที่ทำการฉีดก็จะใช้ slurry เพื่อ support หน้าอุโมงค์ไว้ ทิศทางการไหลของ slurry จะผ่าน oscillating nozzles ที่ติดอยู่ใกล้ๆ กับผิวของ shield (รูป 3.9)

3.2.9 Mixshield

mixshield คือเครื่องเจาะอุโมงค์สำหรับดินอ่อนใต้น้ำ พัฒนามาจาก hydrojet shield และได้พัฒนาให้ใช้ได้กับ cohesive soil

mixshield ถูกออกแบบเพื่อสนองความต้องการต่อไปนี้

(1). มันต้องสามารถทำงานในฐานะ shield machine ที่ใช้

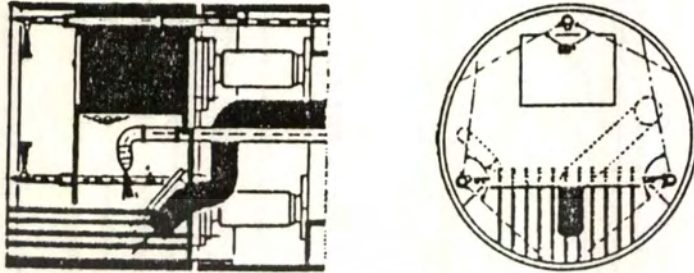
- liquid support face
- face support โดย compressed air
- face support โดยดินที่ได้จากการขุด

พื้นฐานตัวเครื่องจะต้องเหมือนกันทุกรุ่น

(2). การเปลี่ยน shield จะต้องสามารถใช้เวลาและค่าใช้จ่ายน้อยที่สุด

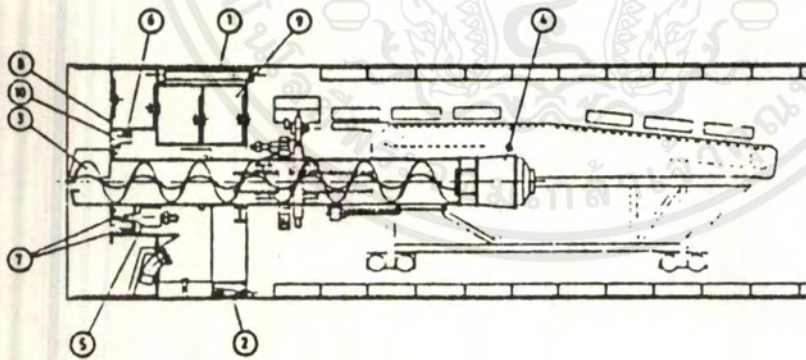
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(3). การเปลี่ยน shield ใต้ดินจะต้องทำได้
 รูปแบบของตัวเครื่องจะแสดงในรูป 3.10



รูป 3.9 แสดงส่วน Head และ Nozzle ของระบบ Hydroshield

รุ่นที่ใช้ "liquid supported face" ได้พิสูจน์ประสิทธิภาพของมันแล้วใน HERA circuit และโครงการอุโมงค์น้ำเสีย Burring ในประเทศเยอรมันนี้ การทดสอบจากการใช้งานจริงของรุ่น "Earth Pressure" และ "Compressed Air" ยังไม่มีการทดสอบ ถ้าทั้ง 2 รุ่นนี้ใช้งานได้ดี เราก็จะสามารถประดิษฐ์เป็น "universal shield machine" ได้ตามที่คาดไว้ (BECKER, 1987)

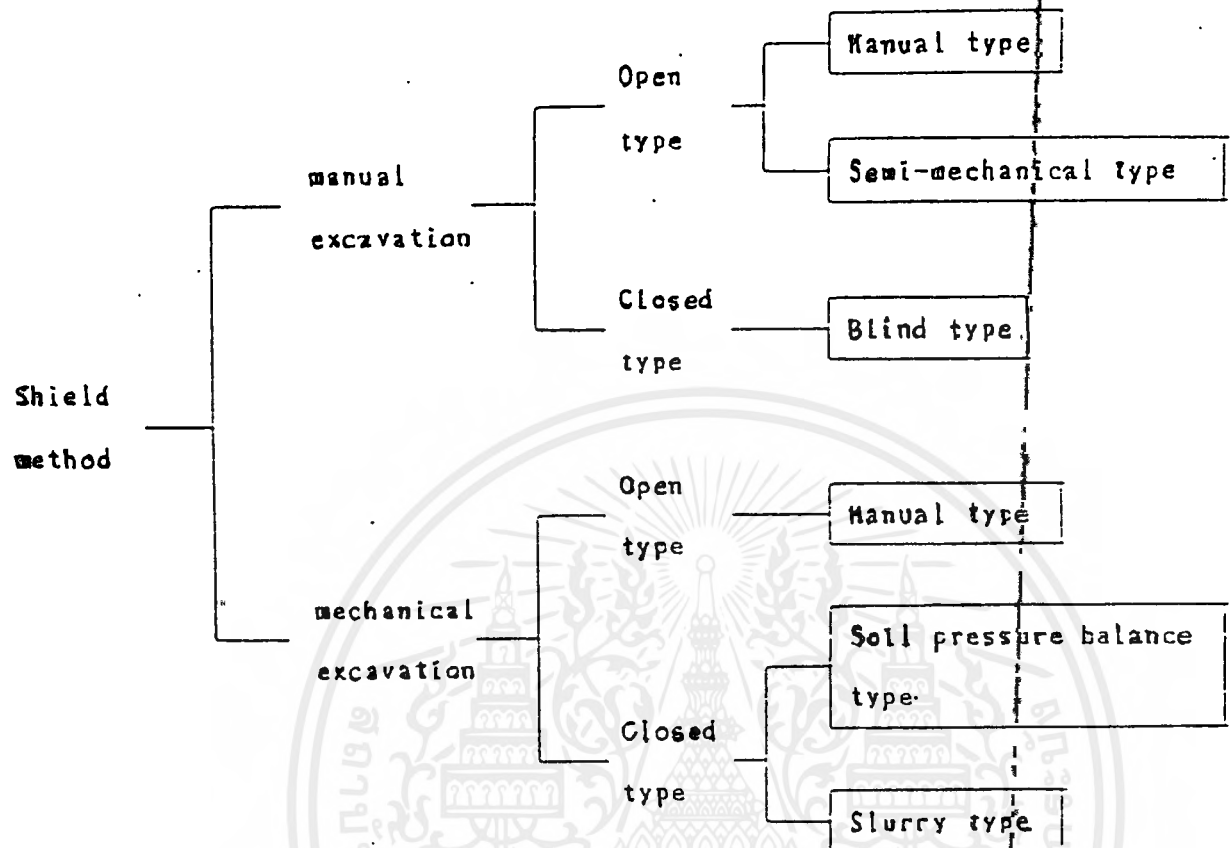


- | | | | |
|------------------|-------------------|------------------|------------------|
| 1 Thrust rams | 4 auger drive | 7 sealing | 10 driving-wheel |
| 2 steering rams | 5 driving motor | 8 diaphragm wall | |
| 3 screw conveyor | 6 annular bearing | 9 air lock | |

รูป 3.10 Mixshield-Basic Machine

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2.10 ข้อพิจารณาการเลือก shield



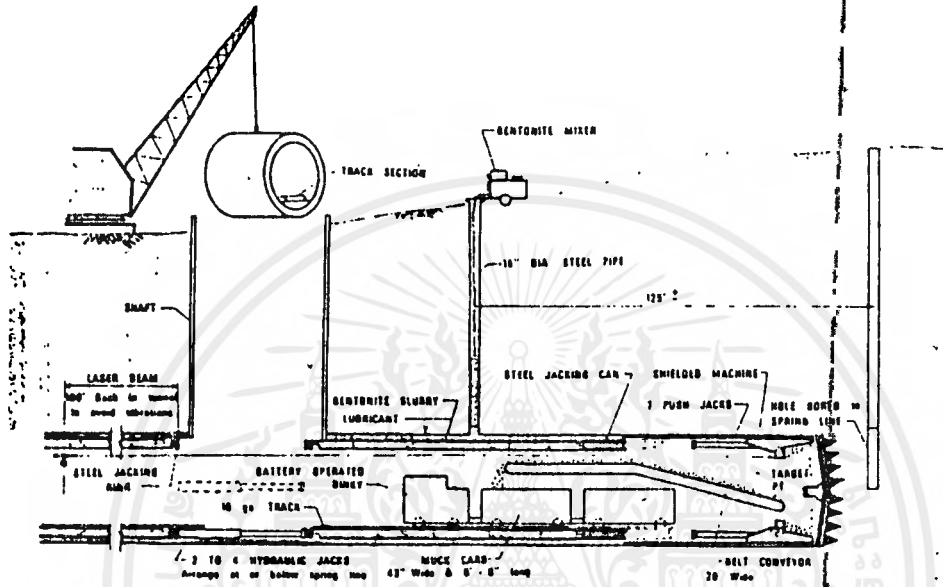
รูป 3.11 แสดง shield ชนิดต่างๆ

รูป 3.11 แสดง shield methods ชนิดต่างที่ได้กล่าวไว้แล้ว การเลือก shield จะขึ้นอยู่กับสภาพบริเวณข้างเคียงของเส้นทางที่จะทำการเจาะอุโมงค์ สภาพดิน ประวัติการทำงานที่เคยมีในอดีต ทั้ง 4 วิธีที่ได้ทำเครื่องหมาย * เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายทั่วไป และมีหลักเกณฑ์การพิจารณาดังในตารางที่ 3.13 ดังนั้นการเลือก shield ก็จะทำโดยการนำเอาข้อมูลเฉพาะของอุโมงค์ที่จะทำการก่อสร้างมาเทียบกับตาราง 3.13 เพื่อหา shield ที่เหมาะสมที่สุด

3.3 Pipe Jacking

อีกทางเลือกหนึ่งของการใช้เครื่องเจาะ (mole) กับ lining รูปแบบต่างๆ เมื่อเร็วๆ นี้ โครงการก่อสร้าง อุโมงค์ดำเลียงสิ่งปฏิกูล (sewer tunnel) ขนาดเล็ก ได้ใช้ระบบของเครื่องเจาะแบบ full-face mining machine กับระบบการดัน (jacking) lining เข้าไปด้วย ขณะที่ทำการเจาะไปข้างหน้า ดังนั้นจึงไม่มีการทิ้งช่วงให้ดินที่ถูกเจาะเกิดการยุบตัว เพราะการขุดเจาะไปข้างหน้าเกิดขึ้นพร้อมกับการดัน leading pipe เข้าไปด้วย SULINSKI (1972) ได้ให้รายละเอียดของการก่อสร้าง sewer tunnel ใน

Chicago ซึ่งเราเลือกใช้วิธีนี้ทำให้ประสบความสำเร็จในการประมุด ขณะที่บริษัทอื่นใช้วิธีการก่อสร้างแบบดั้งเดิม รูป 3.12 แสดงวิธี jacking method



รูป 3.12 Pipe Jacking Technique

Table 3 - Unified Soil Classification Canadian Building Code, 1975

| Field Identification Procedures (Excluding particles larger than 3 inches and basing fractions on estimated weight) | | | | Group Symbols | Typical Names | Information Required for Describing Soils | | | |
|--|--|---|---|---|--|---|--|--|--|
| Coarse Grained Soils | Gravels | Clean Gravels | Wide range in grain size and substantial amounts of all intermediate particle sizes. | GW | Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines. | Give typical name, indicate approximate percentages of sand and gravel, max. size, angularity, surface condition and hardness in the coarse grains, local or geologic name and other pertinent descriptive information and symbol in parentheses For undisturbed soils add information on stratification, degree of compactness, cementation, moisture conditions and drainage characteristics. Example: <i>Silty sand, gravelly, about 20% hard, angular gravel particles 1/2 inch maximum size, rounded and subangular sand grains coarse to fine, about 15% non-plastic fines with low dry strength, well compacted and moist in place, alluvial sand (SM).</i> | | | |
| | | (Little or no fines.) | Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing. | GP | Poorly graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines. | | | | |
| | | Gravels With Fines | Non-plastic fines (for identification procedures see ML below) | GM | Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt mixtures. | | | | |
| | Sands | (Appreciable amount of fines.) | Plastic fines (for identification procedures see CL below) | GC | Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay mixtures. | | | | |
| | | Clean Sands | Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes. | SW | Well graded sands, gravelly sands, little or no fines. | | | | |
| | | (Little or no fines.) | Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing. | SP | Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines. | | | | |
| More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size. (For visual classifications, 1/4" size is equivalent to the No. 4 sieve size.) | Sands With Fines | Non-plastic fines (for identification procedures see ML below) | SM | Silty sands, poorly graded sand-silt mixtures. | | | | | |
| | (Appreciable amount of fines.) | Plastic fines (for identification procedures see CL below) | SC | Clayey sands, poorly graded sand-clay mixtures. | | | | | |
| | Identification Procedures on Fraction Smaller than No. 40 Sieve | | | | | | | | |
| Fine Grained Soils | Silt and Clays | Dry Strength (crushing characteristics) | Dilatancy (reaction to shaking) | Toughness (consistency near plastic limit) | ML | Inorganic silts and very fine sand, rock flour, silty or clayey fine sands with slight plasticity. | Give typical name, indicate degree and character of plasticity, amount and maximum size of coarse grains, color in wet condition, odor if any, local or geologic name and other pertinent descriptive information and symbol in parentheses. For undisturbed soils add information on structure, stratification, consistency in undisturbed and remoulded states, moisture and drainage conditions. Example: <i>Clayey silt, brown, slightly plastic, small percentage of fine sand, numerous vertical root holes, firm and dry in place, loess (ML).</i> | | |
| | | None to slight | Quick to slow | None | | | | CL | Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays. |
| | | Medium to high | None to very slow | Medium | | | | OL | Organic silts and organic silt-clays of low plasticity. |
| | Silt and Clays | Slight to medium | Slow to none | Slight to medium | MH | Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts. | | | |
| | | Liquid limit greater than 50. | High to very high | None | High | CH | | Inorganic clays of high plasticity, fat clays. | |
| | Medium to high | | None to very slow | Slight to medium | OH | Organic clays of medium to high plasticity. | | | |
| | Highly Organic Soils | Readily identified by color, spongy feel and frequently by fibrous texture. | | Pt | Peat and other highly organic soils. | | | | |

ตาราง 3.13

บทที่ 4

ผนังอุโมงค์ใต้ดิน (Lining for Tunnels)

การก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (soft ground) มักจะประสบปัญหาการพังทลายของดิน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีผนัง (lining) ที่สามารถรับและต้านทานการเคลื่อนตัวของดิน ซึ่งจะเลือกใช้ผนัง (lining) ของอุโมงค์นั้นถือเป็นสิ่งสำคัญในการก่อสร้างอุโมงค์ เนื่องจากผนังอุโมงค์นอกจากจะต้องมีเสถียรภาพสูงแล้วยังจะต้องถือว่าเป็นงานตกแต่ง (finishing) ของอุโมงค์ด้วย และผนังก็มีผลต่อมูลค่าก่อสร้างทั้งหมดของอุโมงค์ ที่ Peek et al (1969) ได้ประมาณไว้ว่า มูลค่าผนังอุโมงค์ คิดเป็น 20-42 เปอร์เซ็นต์ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับชนิดของผนังอุโมงค์ที่เลือกใช้และยังมีผลต่ออัตราความก้าวหน้าของงานอีกด้วย

4.1 ผนังอุโมงค์ใต้ดินสำหรับดินอ่อน (soft ground)

การขุดอุโมงค์จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสถานะของความเค้นในดิน ซึ่งจำเป็นต้องมีการรองรับและค้ำยันดินบริเวณรอบช่องเปิดของอุโมงค์ไว้เพื่อไม่ให้ดินพังลงมา ดินบางประเภทเราต้องทำค้ำยันทันที ขณะที่ดินบางประเภทจะมีระยะเวลาคงตัว (stand-up time) นานพอสมควรจึงไม่จำเป็นต้องค้ำยันโดยทันที

ในอดีตเราจะทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining) เพื่อทำหน้าที่รองรับน้ำหนักชั่วคราว และจึงติดตั้งผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) เพื่อรับน้ำหนักถาวร แต่หลังจากมีการนำเครื่องเจาะอุโมงค์แบบขุดเจาะเต็มหน้า (Tunnel-Boring Machine, TBM) มาใช้ก็สามารถทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ ในตอนท้ายของหัวเจาะได้ทันที เพื่อทำหน้าที่เป็นผนังชั่วคราวและถาวรในตัว

4.1.1 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว (Primary Lining)

ผนังอุโมงค์ชั่วคราว สามารถแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะ คือ

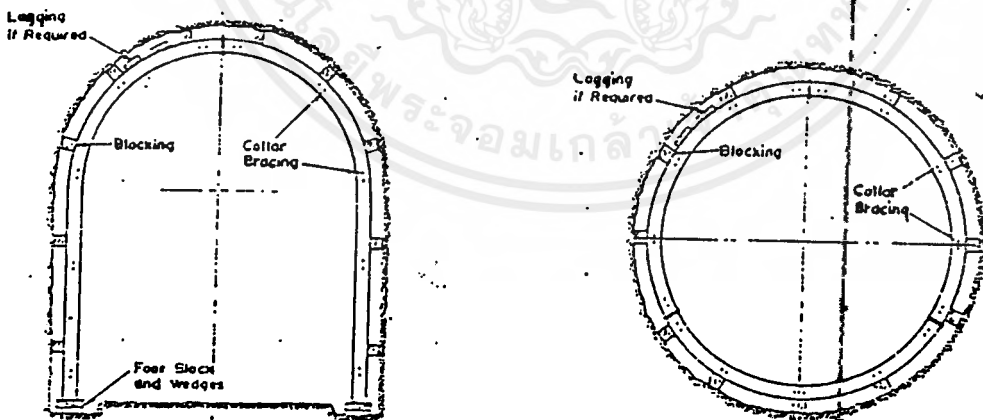
- 1) โครงเหล็ก (steel ribs)
- 2) แผ่นเหล็กกริด (Liner plate)
- 3) การพ่นคอนกรีต (shotcrete)

1) โครงเหล็ก (steel ribs) จะทำจากเหล็กหน้าตัดยาวซึ่งตัดให้เป็นโครงคานรูปร่างของอุโมงค์ตามที่ต้องการ การติดตั้งสามารถทำการติดตั้งด้วยมือ หรือติดตั้งโดยใช้เครื่องมือติดตั้งที่อยู่ด้านหลังของเครื่องเจาะอุโมงค์ นอกจากนี้ยังประกอบด้วย lagging ซึ่ง อาจเป็นไม้, คอนกรีตหล่อสำเร็จ หรือแผ่นโลหะ ขึ้นอยู่กับราคาของวัสดุที่ใช้ และจุดประสงค์ของผนัง

อุโมงค์ชั่วคราว ทั้งนี้หากมีปัญหาเรื่องระดับน้ำใต้ดิน จะทำให้ lagging จะต้องอยู่ในสภาพเปียกๆ แห้งๆ อยู่เป็นประจำ ดังนั้นการใช้ lagging ที่เป็น ไม้ในระยะยาวจึงไม่เหมาะสมเพราะอาจพังได้ ทำให้เกิดการทรุดตัวของดินเหนืออุโมงค์

โครงเหล็ก (steel ribs) นี้จะวางห่างกันประมาณ 3 ถึง 4 ฟุต เพราะเครื่องเจาะสามารถเคลื่อนตัวได้ในระยะหนึ่ง ฉะนั้นชั่วคราวชนิดนี้ไม่สามารถกันน้ำซึมได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีผนังถาวร (secondary lining) อีกชั้นหนึ่ง

2) แผ่นเหล็กกริด (Liner plate) ประกอบด้วยชิ้นส่วนที่นำมาต่อกัน ขอบทั้ง 4 ด้านจะทำเป็นลักษณะคด้ายปีก (flange) เพื่อเสริมความแข็งแรง ความหนา, ระยะห่างระหว่างสลัก (Bolts) และขนาดอื่นๆ ขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์และน้ำหนัก แต่โดยทั่วไปจะมีความหนาประมาณ 16 นิ้ว น้ำหนักของ plate หนึ่งตัวจะอยู่ในช่วงระหว่าง 25-80 ปอนด์ การติดตั้งสามารถติดตั้งด้วยคนหรือติดตั้งโดยเครื่องติดตั้งก็ได้ ถ้าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ใหญ่มาก อาจใช้ stiffening ribs ร่วมด้วยเพื่อช่วยให้สามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้น และสามารถใช้อีก gasketed lining ติดไว้ที่ plate เพื่อช่วยลดการรั่วซึมของน้ำ ข้อดีของแผ่นเหล็กกริด คือมีการเพิ่มมาตรฐานการออกแบบให้สามารถปรับเข้ากับแรงกระทำจากแรงดันที่ต่างกันได้ ทั้งสามารถปรับให้ไม่มีรูปร่างตามความโค้งและรัศมีของอุโมงค์ได้ง่ายต่อการขนส่ง และจัดเก็บ นอกจากนี้ยังใช้ได้ทั้งในสภาพความดันบรรยากาศ และสภาวะความดันสูงกว่าความดันบรรยากาศ แต่อย่างไรก็ตามก็ยังคงต้องมีการใช้ผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) ที่เป็นคอนกรีต



รูปที่ 4.1 ผนังอุโมงค์ชั่วคราว ชนิด โครงเหล็ก (steel ribs)

3. การพ่นคอนกรีต (shotcrete) คือ ผนังอุโมงค์ที่เกิดจากการพ่นคอนกรีตเพื่อเป็นผนังของอุโมงค์ทันทีหลังจากขุด ความหนาของคอนกรีตที่พ่นโดยทั่วไปคือ 4-6 นิ้ว การพ่นจะต้องเอกสารนี้เป็นเอกสารที่ส่งวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นอนุญา ให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กระทำทันทีหลังการขุด และก่อนที่ดินจะเคลื่อนตัว การใช้วิธีนี้กับงานอุโมงค์เพื่อการคมนาคม เราจำเป็นต้องเทคอนกรีตที่ส่วนล่างของอุโมงค์อีกครั้ง เพื่อให้ผิวทางเรียบ และในอุโมงค์ที่ประสบปัญหาน้ำใต้ดิน ก็จำเป็นต้องทำผนังอุโมงค์ถาวรด้วย

4.1.2 ผนังอุโมงค์ถาวร (Secondary Lining)

หลังจากที่เราได้ทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining) แล้ว เราก็ทำการหล่อผนังอุโมงค์ถาวรด้วยคอนกรีต หรือวัสดุอื่นๆ ถ้าหากเป็นคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กซึ่งถือว่าเป็นความแข็งแกร่ง (rigid) ไม่เข้ากับความยืดหยุ่น และการ โกงตัว (deformation) ของผนังอุโมงค์ชั่วคราว ซึ่งจะถูกลอกแบบให้ด้านทานโมเมนต์ดัด เช่นเดียวกับการอัดตัวของวงแหวน (ring compression) สำหรับผนังอุโมงค์ถาวรของเสียหรือน้ำเสีย และปัญหา การรั่วซึมเป็นองค์ประกอบสำคัญ แต่ไม่เหมาะสำหรับอุโมงค์ที่ใช้สำหรับการคมนาคม

สำหรับผนังอุโมงค์ถาวร (Secondary Lining) ที่เป็นชั้นส่วนประกอบกันจะนิยมใช้กับดินที่มีระยะเวลาคงตัว (stand-up time) เพียงพอสำหรับการติดตั้ง โดยที่ผนังอุโมงค์ชนิดนี้จะทำหน้าที่เป็นทั้งผนังรับแรงชั่วคราวและถาวร

4.2 ชนิดของผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segmental Lining)

มาโย (Mayo et al) และ ไชกี (1970) ได้บรรยายถึงจุดประสงค์และคุณสมบัติของผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบดังนี้

- 1) สามารถรับแรงกระทำจากดินและน้ำโดยทันทีทันใด โดยปราศจากการ โกงตัว (deformation) หรือการรั่วซึม
- 2) สามารถต้านทานต่อ axial stress ซึ่งเกิดจากการขับเคลื่อนตัว ไปข้างหนึ่งของ shield
- 3) สามารถต้านทานต่อ impact stress เนื่องจากการถล่มของ ขนส่ง และการติดตั้งผนังอุโมงค์
- 4) สามารถป้องกันความชื้นและน้ำใต้ดิน โดยเฉพาะบริเวณรอยต่อและตัวกันน้ำ (water-tightness) รวมทั้งด้านทานการกัดกร่อนได้ดี
- 5) ประหยัดในการก่อสร้างและการบำรุงรักษา วัสดุที่แพงและแข็งแรงกว่าอาจจะประหยัดมากกว่าวัสดุที่ถูกและบอบบางกว่า เมื่อพิจารณาถึงเรื่องขนาด การติดตั้งผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนประกอบ (Segmental Lining) ในปัจจุบันแบ่งตามลักษณะของเนื้อวัสดุดังนี้

2.4.2.1 เหล็กหล่อ (cast iron)

เหล็กสีเทานำมาใช้เป็นผนังอุโมงค์ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1860 ในกลุ่มประเทศยุโรป ซึ่งมี

คุณสมบัติทนทานต่อสภาพการกัดกร่อน และมีความคงทนถาวร ในสภาวะของน้ำจืดและน้ำเค็ม

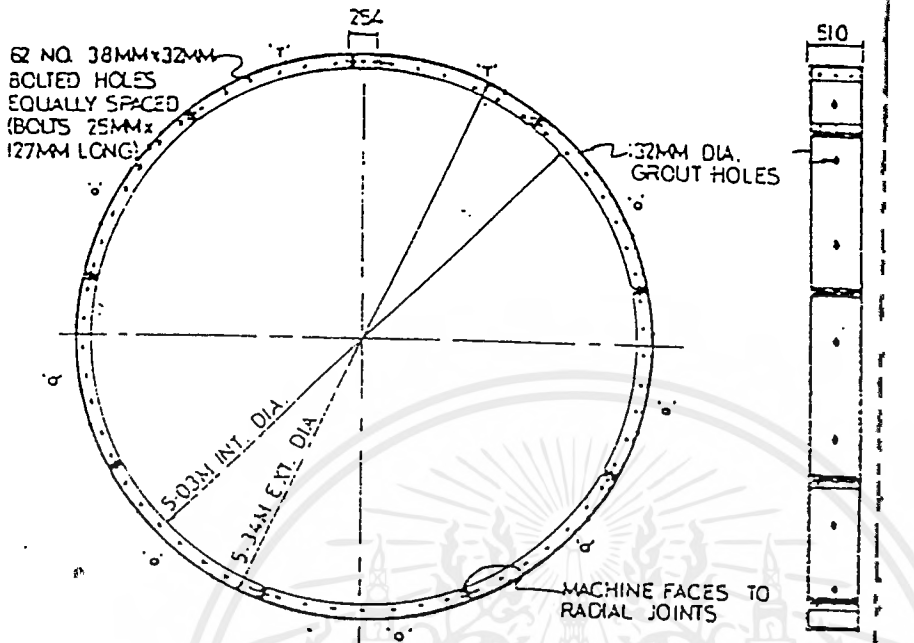
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์เพื่อการเรียนการสอน ไม่อนุญาตให้เผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต

เจาะอุโมงค์ในสภาพดินอ่อนเป็นส่วนใหญ่ โดยเป็นผนังอุโมงค์เหล็กสตีทและมักจะมียุทขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางปานกลางจนถึงขนาดใหญ่ เช่น อุโมงค์ถนนบากร์ (Baker street) ในกรุงลอนดอนจะเป็นอุโมงค์เหล็กหล่อสตีทที่ยึดติดด้วย Bolt (Bolt grey iron lining)

เหล็กกราไฟท์ (Spheroidal graphite) จะมีความทนทานต่อแรงดึงและแข็งแกร่งมากกว่าเหล็กสตีท แม้ว่าจะมีราคาสูงกว่าเมื่อเทียบตามน้ำหนัก แต่จะประหยัดขึ้นส่วนมากกว่าสำหรับอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่ และรั้นส่วนกว้างกว่า 1.2 เมตร นิยมใช้เหล็กกราไฟท์ และในอนาคตก็น่าจะเป็นที่นิยมมากกว่าเนื่องจากมีความต้านทานสูง และมีความอ่อนตัวได้ดี แต่ราคาที่แพงกว่าจึงมีทำชิ้นส่วน (Segment) ให้มีความบางกว่าเหล็กสตีทคุณสมบัติทั่วไปดังตารางที่ 4.1 และตารางที่ 4.2

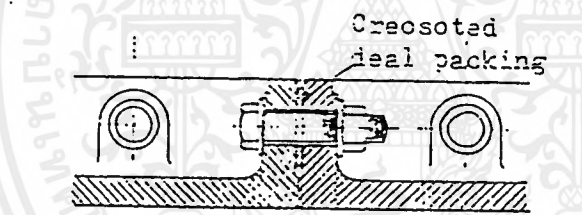
แม้ว่าผนังอุโมงค์เหล็กกราไฟท์ จะนำมาทดแทน ผนังแบบเหล็กหล่อสตีท แต่ผนังชิ้นส่วนแบบเหล็กหล่อสตีท (Grey Iron) ก็ยังคงถูกใช้อยู่ในประเทศอังกฤษ รูปที่ 4.2 แสดงรายละเอียดของ Bolt grey iron lining ที่ก่อสร้างอุโมงค์วิคตอเรีย ในกรุงลอนดอน สำหรับโครงการนี้ ก่อสร้างในสภาพดินที่มีความอ่อนตัวสูง

ในโครงการขนส่งมวลชนของเกาะฮ่องกง ได้ใช้เทคโนโลยีก่อสร้างแบบ shield และใช้ผนังชิ้นส่วนประกอบแบบเหล็กกราไฟท์ ผสมกับคอนกรีตหล่อสำเร็จ ซึ่งมีคุณสมบัติดังนี้

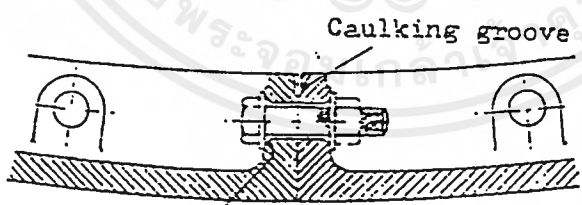


CROSS SECTION

INSIDE ELEVATION



Circumferential joint



Countersunk for gasket

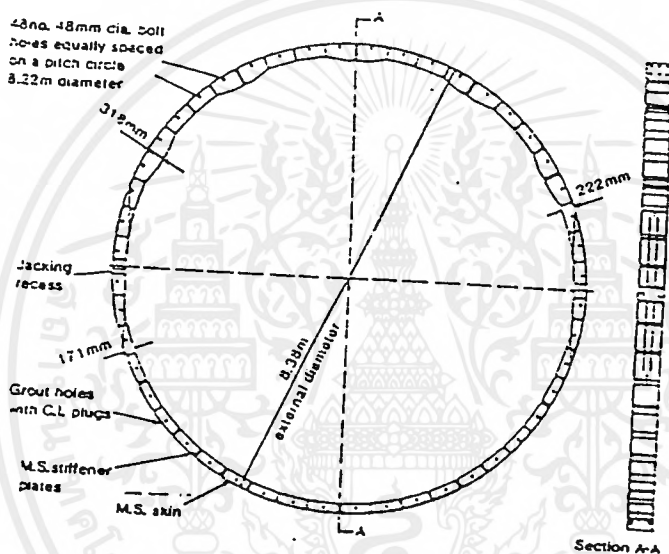
Longitudinal joint

รูปที่ 4.2 ผนังอุโมงค์แบบเหล็กหล่อ (Bolted Grey Iron)

4.2.2 เหล็กกล้า (Steel)

ผนังอุโมงค์ที่ทำด้วยเหล็กกล้า (Steel) มักจะถูกใช้อย่างกว้างขวางในสหรัฐอเมริกา มากกว่าในอังกฤษเพราะเหล็กกล้าจะมีราคาถูกกว่าเหล็กหล่อ และคอนกรีตในอเมริกา คุณสมบัติของเหล็กกล้า (steel) สามารถทนต่อความกัดกร่อนได้ดี ดึงอุโมงค์ในซานฟรานซิสโก และ Washington D.C.

ผนังอุโมงค์เหล็กกล้าจะใช้ในกรณีที่ต้องรับน้ำหนักมาก หรืออยู่ภายใต้ฐานรากขนาดใหญ่ โดยทั่วไปจะยึดกันด้วย Bolt ดังรูป 4.3



รูปที่ 4.3 รายละเอียดผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า (Bolt Fabricated Steel Lining)

| คุณสมบัติ | ชนิด BS 1452-1961 (British Grades) | | | |
|-------------------------------------|------------------------------------|-------------|--------------|--------|
| Tension (N/mm ²) | 10 | 12 | 14 | 17 |
| 0.01 % proof stress | 43 | 51 | 60 | 74 |
| 0.1 % proof stress | 100 | 120 | 140 | 171 |
| ultimate stress | 155 | 185 | 216 | 263 |
| strain at failure | 0.6% - 0.75% | 0.5% - 0.7% | 0.4% - 0.65% | 0.56% |
| Compression (N/mm ²) | | | | |
| 0.01 % proof stress | 87 | 102 | 120 | 145 |
| 0.1 % proof stress | 200 | 240 | 280 | 343 |
| ultimate stress | 620 | 690 | 765 | 937 |
| Elastic modulus E | 103000 | 112000 | 120000 | 130000 |
| shear modulus G | 41000 | 45000 | 48000 | 52000 |
| Poisson's ratio | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.26 |

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อสีเทา (Grey Iron)

(ที่มา : Modern cast iron Tunnel and Shaft Lining 1974)

| | | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|----------|
| คุณสมบัติ | ชนิด BS 2789: 1973 (British Grades) | | |
| Ultimate Stress | 5000/7 | 6000/7 | 7000/2 |
| Matrix Structure | Mainly Ferrite some Pearlite | Mainly Pearlite some Ferrite | Pearlite |
| Tension (N/mm ²) | 194 | 208 | 231 |
| Limit of Proportionality | | | |
| 0.1 % Proof stress | 323 | 346 | 385 |
| 0.2% Proof stress | 339 | 372 | 416 |
| 0.5% Proof stress | 359 | 409 | 462 |
| Elongation at failure | 7% | 3% | 2% |
| compression (N/mm ²) | 272 | 298 | 318 |
| Limit of Proportionality | | | |
| 0.1 % Proof stress | 340 | 360 | 397 |
| 0.2 % Proof stress | 351 | 382 | 425 |
| 0.5 % Proof stress | 360 | 414 | 468 |
| Elastic Modulus ,E | 169000 | 174000 | 176000 |
| Shear Strength | 450 | 540 | 630 |
| Poisson's ratio | 0.275 | 0.275 | 0.275 |

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติทางกลของเหล็กหล่อกราไฟท์ (Spheroidal Graphite iron)

4.2.3 คอนกรีตหล่อสำเร็จ (Precast concrete)

ผนังอุโมงค์แบบชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ (precast concrete segmental lining) แบ่งออกเป็น 3 ชนิด คือ

1) แบบมาตรฐาน (standard Bolted Concrete Lining) มักจะใช้เป็นผนังอุโมงค์ถาวรหรือเป็นคอนกรีตเนื้อเดียว (insitu concrete) ในงานส่งน้ำและระบายน้ำ

2) แบบผิวเรียบ (Ground smooth bore tunnel Lining) มักจะใช้ในกรณีดินอ่อนหรือหินที่ขาดเสถียรภาพ

3) แบบ expanded concrete นิยมใช้อย่างกว้างขวางในสภาพดินเหนียวอ่อน สำหรับเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคอนกรีตมีจุดประสงค์ดังนี้

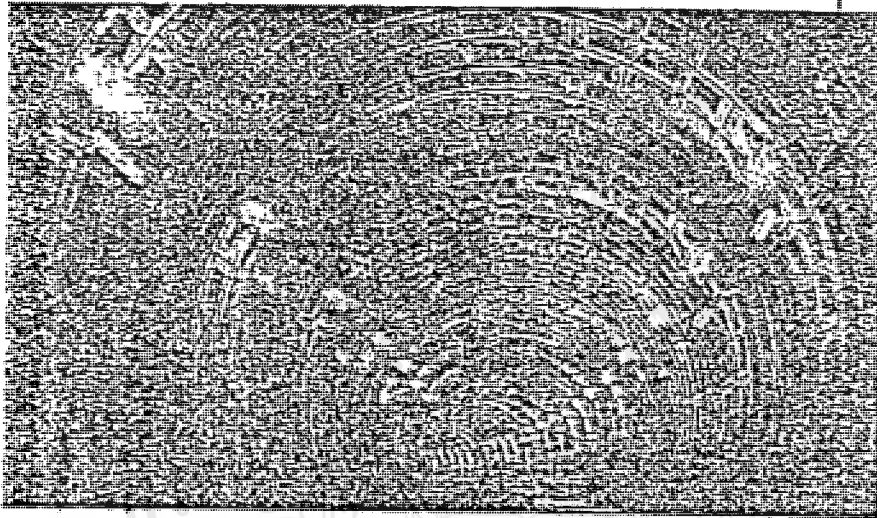
สำหรับเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคอนกรีตมีจุดประสงค์ดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ช่วยต้านทานแรงดึงและ โมเมนต์คด ทั้งกรณีรับแรงชั่วคราว และจากการลัดตั้งหรือ การเคลื่อนตัวของ shield

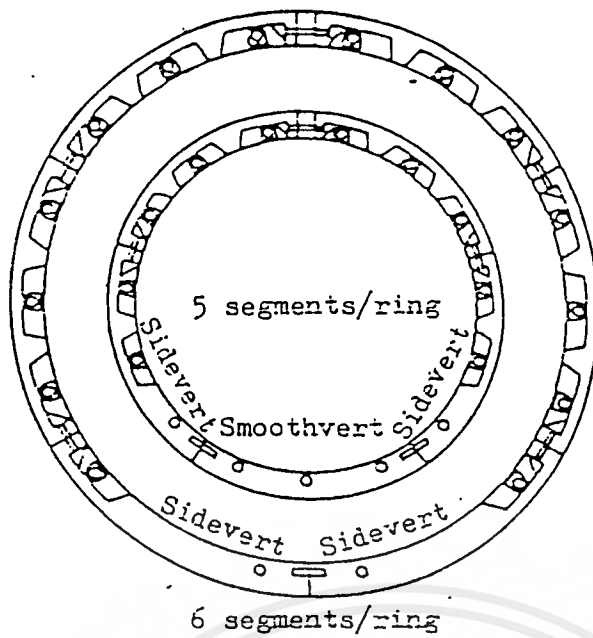
- ค้ำยันต่อการรับน้ำหนักถาวร

1) แบบมาตรฐาน (standard Bolted Concrete Lining) เป็นแบบที่ใช้มากที่สุดในโลก โดยเฉพาะในสภาพดินอ่อนและหินไร้เสถียรภาพ ลักษณะเป็นลึกรูปที่ 4.4 แบบมาตรฐานหรือ Bolt Concrete Segment มักจะใช้ในอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4-6 เมตรขึ้นไป



รูปที่ 4.4 หน้าอุโมงค์แบบมาตรฐาน ในประเทศญี่ปุ่น

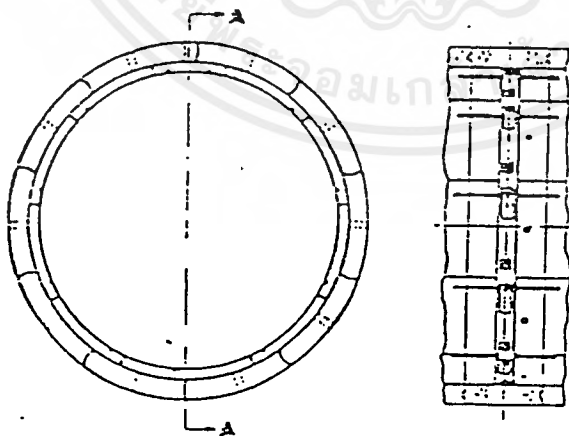
ขนาดความกว้างของชิ้นส่วนขึ้นอยู่กับน้ำหนักที่เหมาะสมและสะดวกในการลัดตั้ง ส่วนการเสริมเหล็กจะมีวัตถุประสงค์เพื่อรับแรงขณะทำการลัดตั้งมากกว่าการรับแรงถาวร ตัวอย่าง การเชื่อมต่อและรายละเอียดต่างๆ ดังรูป 4.5 เป็นอุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยบริษัทชูชูกิ อุตสาหกรรม จำกัดของญี่ปุ่น



รูปที่ 4.5 ฉนังอุโมงค์มาตรฐานแบบ Concrete Segment

2) แบบผิวเรียบ (Ground smooth bore tunnel Lining) มักนิยมใช้ในสภาพที่หินอ่อน และ หินที่ขาดเสถียรภาพ โดยเฉพาะในกรณีที่เป็นดินตะกอน ปกติแล้วแบบผิวเรียบหรือ Unbolted จะไม่เสริมเหล็กและเป็นฉนังถาวร ซึ่งจะมีชิ้นส่วนประกอบค่อนหนึ่งวงแหวนมากกว่าแบบ มาตรฐาน (Bolt concrete) เพื่อลด โมเมนต์ที่เกิดขึ้น แต่ ปัญหาที่สำคัญคือ มักเกิดความเสียหาย ในการขนส่งและการติดตั้ง และต้องมีการอุดรูอย่างละเอียด

โดยทั่วไปแบบผิวเรียบจะมีราคาใกล้เคียงกับแบบมาตรฐาน และระบบเวลาติดตั้งรวม ทั้งค่าใช้จ่ายก็พอๆ กัน แต่สามารถลดค่าใช้จ่ายในการทำความสะดวกระยะยาวได้ รวมทั้งเป็น ฉนังอุโมงค์แบบถาวรด้วย ดังรูป 4.6



รูปที่ 4.6 ฉนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ (Frouted Smooth Bore Concrete)

ในปัจจุบัน มีการพัฒนาฉนังอุโมงค์แบบผิวเรียบ ที่เรียกว่า แบบทางเดียว (one pass) มี การเชื่อมต่อขณะทำการก่อสร้างด้วย เหล็กยึด ทำให้ใ้ก่อกันเรียบสนิทยิ่งขึ้น

3) แบบ Expanded Concrete มีลักษณะผิวเรียบและมีการประกบกันในลักษณะ Key Joint โดยมีวิธีการหลักดังนี้

ก) ใน Wedged Shaped Block ชีตติดในแนวยาวด้วยเครื่องมือประกอบ

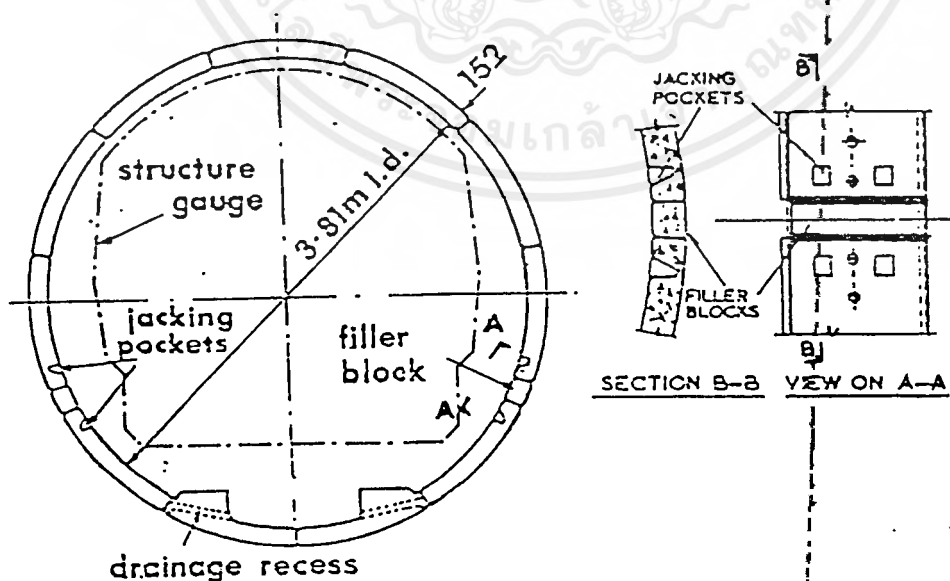
ข) ใช้ ซีเมนต์มอร์ตาร์ ปัด ช่องว่างจากการติดตั้งดังรูป 4.7

ต่อมาได้มีการพัฒนาผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete เป็นหลายชนิด เช่น Universal Lining ภายใต้วิธีการเดิม คินเนียร์ โมคายนน์ (1970) ได้แสดงการพัฒนาการออกแบบผนังอุโมงค์ ดังรูป 4.8 โดยการพัฒนาของ Expanded Concrete มีหลักการคือ

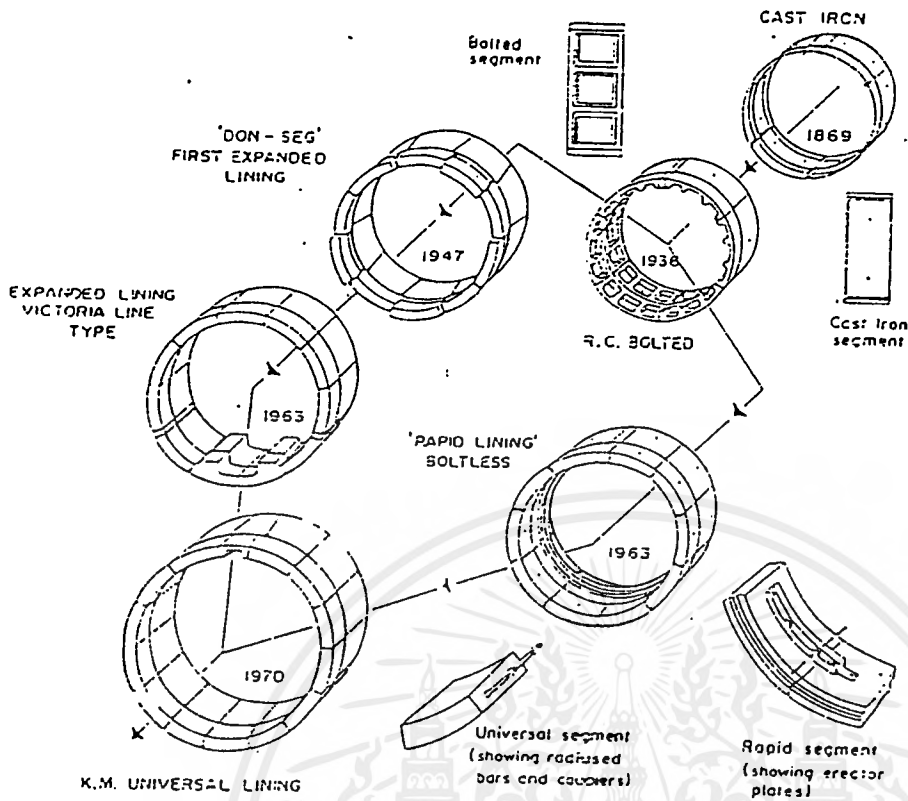
ก) พิจารณาผนังอุโมงค์จะอยู่ในสภาพที่เกิดแรงอัด (Compression) ดังนั้นจึงไม่มีความจำเป็นในการใช้ Bolt และเสริมเหล็กรับแรงดึงในชั้นส่วนคอนกรีต จึงช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างได้มาก

ข) เราสามารถเปลี่ยนแปลงการเจาะรูเพื่อใส่ Bolt มาอยู่ในตำแหน่งอื่นหรือไม่ จำเป็นต้องใช้ Bolt ทำให้ผิวของผนังเรียบ ทำความสะอาดง่าย และเป็นผนังอุโมงค์ถาวรด้วย

ดังนั้นการนำผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete มาใช้จึงเหมาะสมกับงานอุโมงค์ส่งน้ำและระบายน้ำ (water and sewer tunnel) หรือควรรูปร่างแบบ expansion ที่ส่วนบนของอุโมงค์ (Crown) และส่วนล่าง (invert) เพื่อลดความเค้นคาน แต่ปัญหาสำคัญคือ ความเสียหายจากการเคลื่อนย้าย และจากน้ำหนักที่มีมาก นอกจากนี้เมื่อประกอบติดตั้งจะต้องอัด (grouting) ละในช่องว่างทั้งหมด



รูปที่ 4.7 ผนังอุโมงค์แบบ Expanded Concrete



รูปที่ 4.8 การพัฒนาผนังอุโมงค์จากอดีตจนถึงปัจจุบัน

ปัจจุบันได้พยายามนำแบบคอนกรีตเคลื่อนตัว (Slip form) มาใช้ในงานหล่อผนังอุโมงค์ที่เรียกว่า Extrude System ที่ต้องมีการเปลี่ยนแปลงลำดับและชั้นคอนกรีต วิธีการของเครื่องเจาะและการเคลื่อนตัว โดยกำหนดคุณสมบัติของ Extrude ไว้ดังนี้

- 1) ไม่เกิดปฏิกิริยาทางเคมีได้ง่าย
- 2) ประหยัดใช้กับเครื่องบีบคอนกรีตได้
- 3) สามารถแข็งตัวได้อย่างรวดเร็ว โดยที่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้อยภายใต้การ

ควบคุม

- 4) ให้กำลังได้เร็ว
- 5) การให้กำลัง (strength) สัมพันธ์กับระยะเวลาการเคลื่อนตัวของดิน
- 6) มีเสถียรภาพไม่เสียรูปได้ง่าย
- 7) งานทานต่อการสึกกร่อน
- 8) ประหยัดค่าใช้จ่าย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากคุณสมบัติดังกล่าว จึงใช้คอนกรีตผสมเส้นใยไฟเบอร์ที่มีความเหมาะสมที่สุด ซึ่งจะให้กำลังในคอนกรีตสูง และให้กำลังได้เร็ว อัตราการเซตตัวสม่ำเสมอ แต่การพัฒนาในชั้น
สมบูรณ์ Extrude Lining ยังไม่ประสบความสำเร็จ

4.3 การพิจารณาเลือกชนิดของผนังอุโมงค์

มีสิ่งสำคัญที่ควรเลือกของผนังอุโมงค์ในดินอ่อนมีดังนี้

1) ประเภทของอุโมงค์ เช่น คมนามคม , ส่งน้ำ , ลำเลียง , เคเบิล , และความจำเป็นของงานตกแต่ง

2) ชนิดของดินแต่ละกรณี

3) ค่าใช้จ่าย

4) ความรวดเร็วในการติดตั้ง

5) ความคงทนต่อแรงในการติดตั้ง และแรงจากน้ำหนักกระทำทั้งหมด

6) การป้องกันการรั่วซึม

7) ความคงทนต่อการสึกกร่อน

ตัวอย่างการพิจารณาเลือกใช้ชนิดของผนังอุโมงค์ดังตารางที่ 4.3 การพิจารณานี้จำเป็นต้องคำนึงถึงค่าใช้จ่ายในการผลิตและการติดตั้งด้วย ตัวอย่าง เช่น ค่าใช้จ่ายในการติดตั้งของผนังอุโมงค์แบบ โลหะ (Bolt Metal) จะมีราคาแพงๆ กับผนังอุโมงค์คอนกรีต แต่จะมีราคาการผลิตสูงกว่าถึง 1.5 เท่า (ในประเศอังกฤษ) แต่ในสหรัฐอเมริการาคาผนังอุโมงค์แบบเหล็กกล้า (steel lining) มีราคาถูกกว่าแบบเหล็กหล่อ และแบบคอนกรีต

สำหรับความเร็วในการติดตั้ง ขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์และขนาดความยาวของชิ้นส่วน จากสถิติทั่วไปที่มีการบันทึกระยะเวลาในการติดตั้งต่อวงแหวนเป็นดังนี้

เส้นผ่านศูนย์กลาง ระยะเวลาการติดตั้ง

(นาที)

| | | |
|---------------------------|-------------------------|---------------|
| 1) แบบ Bolted Concrete | 3 เมตรขึ้นไป | 30 - 90 |
| 2) แบบ ผิวเรียบ | " | 20 - 45 |
| 3) แบบ Expanded Concrete | 2.54 เมตร (Wedge block) | 3 - 15 |
| | 3.80 เมตร | 15 - 30 |
| | 5 - 10 เมตร | 15 - 45 |
| 4) แบบ Bolted Cast Iron | 2 - 4 เมตร | 15 - 60 |
| | 4 - 10 เมตร | 1 - 5 ชั่วโมง |
| 5) แบบ Expanded Cast Iron | 4 เมตร | 15 - 30 |

| ประเภท | ลกแต่งภายใน | ชนิดของดิน | ชนิดของดิน | ชนิดของดิน |
|-----------|-------------|--|---------------------------|---|
| ระบายน้ำ | เรียบ | แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ | แบบมาตรฐาน (Concrete) | แบบมาตรฐาน แบบเรียบ แบบ Expanded Concrete |
| ส่งน้ำ | เรียบ | แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ | แบบมาตรฐาน (Concrete) | แบบมาตรฐาน แบบผิวเรียบ แบบ Expanded Concrete |
| สายเคเบิล | - | แบบมาตรฐาน (Concrete) แบบผิวเรียบ | แบบมาตรฐาน (Concrete) | แบบมาตรฐาน แบบผิวเรียบ แบบ Expanded Concrete |
| ทางรถไฟ | - | แบบมาตรฐาน ทั้ง Concrete และ Cast Iron | แบบมาตรฐาน (cast iron) | แบบ Expanded Concrete |
| ถนน | สวยงาม | แบบมาตรฐาน ทั้ง Concrete และ Cast Iron | แบบมาตรฐาน (cast iron) | แบบ Expanded Concrete |

ตารางที่ 4.3 การพิจารณาเลือกใช้ผนังอุโมงค์ใต้ดิน

จะเห็นได้ว่าการใช้ผนังอุโมงค์หลายแบบในการก่อสร้างสภาวะดินอ่อน ในปัจจุบันมีแนวโน้มจะใช้ผนังแบบคอนกรีตมากกว่า ขกเว้นในกรณีที่อยู่ภายใต้สภาวะดินผสมจึงหันมาใช้ผนังแบบเหล็กกราไฟท์ (spheroidal graphite iron) สิ่งสำคัญอีกประการหนึ่งก็คือ การที่ชั้นส่วนมีความกว้างมาก จะสามารถติดตั้งได้อย่างรวดเร็ว แต่ก็ขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพของเครื่องติดตั้งว่าสามารถใช้ได้กับชั้นขนาดเท่าไร รวมทั้งน้ำหนักสูงสุดด้วย ส่วนการติดตั้งโดยแรงคน จะไม่ใช่ขนาดชั้นส่วนที่ใหญ่เกินไป

บทที่ 5
การออกแบบอุโมงค์
(Tunnel Design)

5.1 พฤติกรรมของดินต่ออุโมงค์ (Soil Behavior on Tunnel)

การแบ่งชนิดของดินของ Terzaghi สำหรับอุโมงค์ดิน (ROBERT V. PROCTOR, M.E., 1977) จะแบ่งตามชนิดของดินระหว่างที่อุโมงค์กำลังถูกขุด ที่มี

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

ตารางที่ 5.1 การแบ่งชนิดดินในอุโมงค์ของ Terzaghi (Terzaghi, K., 1950)

เราสามารถทำให้เรารู้ว่า ควรใช้วิธีการ ชนิดใดในการสร้างอุโมงค์
การแบ่งดินจะไม่ขึ้นกับคุณสมบัติที่วัดได้ของดินแล้ขึ้นกับวิธีการก่อสร้างที่ใช้

**Unified Soil Classification
Typical Names ⁽¹⁾**

**Tunnelman's
Ground Classification ⁽²⁾**

| | Hard | Firm | Slow Raveling | Fast Raveling | Squeezing | Swelling | Cohesive Running | Running | Very Soft Squeezing | Flowing | Bouldery |
|--------------------------|------|------|---------------|---------------|-----------|----------|------------------|---------|---------------------|---------|----------|
| Gravel and Coarser | | | | | | | | | | | |
| Sand | | | | | | | | | | | |
| Silt | | | | | | | | | | | |
| Clay | | | | | | | | | | | |
| Gravel with Clay Binder | | | | | | | | | | | |
| Gravel with Silt Binder | | | | | | | | | | | |
| Sand with Clay Binder | | | | | | | | | | | |
| Sand with Silt Binder | | | | | | | | | | | |
| Cemented Sand and Gravel | | | | | | | | | | | |
| Highly Organic Soils | | | | | | | | | | | |

- A - Moist, above water table
 B - Loess
 C - Stiff to very hard
 D - Stiff to hard
 E - Soft to medium
 F - Very soft

Notes:

- (1) The typical soil names refer to the dominant soil type with regard to their behaviour in a tunnel.
 (2) The shaded squares indicate the soil types that usually cause the ground conditions described by the tunnelman's terms.

ตารางที่ 5.2 การเปรียบเทียบระหว่าง Unified Soil Classification และระบบ Tunnel's Ground Classification (BRANDT,1970)

BRANDT(1970) ได้พยายามที่จะเชื่อมความสัมพันธ์ระหว่างการจำแนกดินของ Terzaghi กับระบบ Unified Soil Classification ดังแสดงในตารางที่ 5.2 นี้ ซึ่งให้เห็นว่าอิทธิพลของน้ำในดินมีผลเกี่ยวข้องกับชนิดของดิน

ตามพฤติกรรมของดิน ดินจะ ถูกแบ่งออกเป็น 6 ชนิด

1. Firm
2. Raveling
3. Running

4. Flowing

5. Squeezing

6. Swelling

ในดิน Firm อุโมงค์จะถูกสร้างโดยไม่นำอาการเคลื่อนที่ของดินชนิดต่าง ๆ มาคิด

ในดิน Raveling จะมีก้อนดินเริ่มตกลงมาจากผิวดิน ในบางจุดระหว่างเวลา

การเคลื่อนที่ของดิน

ในดิน Running การเคลื่อนที่ของดินอาจจะมีมุมถึง 34 องศา เพราะการกระทำโดยการเคลื่อนที่ของ Running และการเคลื่อนที่นี้จะไม่หยุดจนกว่ามุมเคลื่อนที่ของดินจะเท่ากับ 34 องศา ถ้าดิน Running มีแรงยึดเกาะก็จะมี การเคลื่อนที่เพียงช่วงสั้น ๆ

ในดิน Squeezing ดินจะเข้ามาในอุโมงค์อย่างช้า ๆ โดยปราศจากรอยแยก และดินที่หายไปก็เป็นสาเหตุของการตัน

ในดิน Swelling จะเข้าไปในส่วนของอุโมงค์อย่างช้า ๆ เพราะการเพิ่มปริมาตรของดิน

5.1.1 ดิน Firm

ในดินชนิดนี้เราสามารถสร้างส่วนโค้งคอนกรีตให้เสร็จก่อน ดินจะเคลื่อนที่ และเวลาการอยู่ตัวของดินขึ้นกับทิศทางของหน้าตัดของอุโมงค์ และช่วยงานในอุโมงค์เล็ก จะมีเวลาน้อยสุดเท่ากับ 1 วัน อุโมงค์ขนาดกลาง 2 วัน และอุโมงค์ขนาดใหญ่ 3 วัน แต่โดยมากจะมีเวลามากกว่านี้

5.1.2 ดิน Ravelling

ดิน Ravelling ใช้ในการอธิบายดินที่แตกเป็นก้อนเมื่อเวลาผ่านไปก็จะมีก้อนดินตกจากส่วนที่ไม่มีค้ำยันของหลังคา เวลาที่ใช้ในการที่กระบวนการนี้ตั้งแต่เริ่มต้น เรียกว่าเวลา Stand-up

เวลา Stand-up ของดิน Ravelling เพิ่มขึ้นเมื่อลดความกว้างของส่วนที่ไม่มีค้ำยันของหลังคา

5.1.2.1 ชนิดและสาเหตุของ Ravelling

ดิน Ravelling ที่มีมากคือ ดินร่วน, ทรายเปียก, ทรายและดินผสมกัน และมีทรายละเอียดหรือดินเหนียวปน

ทรายเปียกมีแรงยึดเกาะบนผิวหน้าเป็นแผ่นบาง ๆ ของน้ำรอบ ๆ จุดที่ติดกัน แรงยึดเหนี่ยวจะสิ้นสุดทันทีที่มีทรายถูกดึงแยกออกจากกันในกรณีที่กระบวนการ

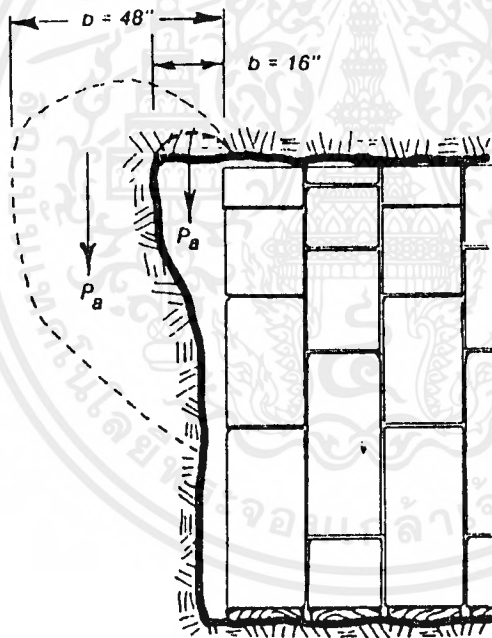
Ravelling จะเกิดเหมือนวัสดุไม่มีแรงยึดเกาะในสภาพเคี้ยวกับทรายและทรายปนดินผสม เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ทรายละเอียด ดินเหนียว ละเอียด ดิน Cohesive-silting ที่อยู่ระหว่าง Running และ Ravelling

ในทรายและทรายปนดิน จะมีแรงยึดเกาะจากกำลังของดินระหว่างที่ อุโมงค์กำลังถูกขุด และ Stress รอบ ๆ ดินชั้นน้อย ดินเหนียวสามารถรับความชื้นได้ง่าย แต่จะทำให้กำลังของดินลดลง และถ้าดินมีรอยแตกก็จะเริ่มการ Ravel ในเวลาสั้น ๆ หลังจากการขุดเพราะรอยแตกที่มันที่อยู่

5.1.2.2 เวลา Stand-up ของดิน Ravelling

ดิน Ravelling เป็นดินที่มีการไหลภายในเวลาไม่กี่วัน หรือไม่กี่ ชั่วโมงหลังการขุด เวลา Stand-up ของดินจะไม่ขึ้นกับคุณสมบัติของดินอย่างเด็ด แต่ที่ ขึ้นกับความกว้างของผนังดินด้วยดังรูป 5.1 แทนรูปตัดของอุโมงค์ในดิน Ravelling เช่น ทรายละเอียดมีแรงยึดเกาะน้อย



รูป 5.1 เวลา Stand-up ของดินขึ้นกับความกว้างของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เป็นรูปตัดท้น ๒ แรง P_a เป็นแรงที่เกิดขึ้นของ raveling
เมื่อเพิ่มความกว้าง b ของแนวการขุด แนว $b = 48$ นิ้ว จะมีเวลาการ raveling
เร็วกว่า $b = 16$ นิ้ว ประมาณ 3 เท่า

5.1.2.3 การแยกชนิดของดิน Ravelling ขึ้นกับหน่วยของเวลา Stand-up

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่าจะในรูปแบบใด ๆ ทั้งสิ้น หากมีข้อสงสัยหรือต้องการข้อมูลเพิ่มเติม กรุณาติดต่อฝ่ายวิชาการ

จากรูป 5.2 แนวอนแทนเวลา Stand-up แนวตั้งแทนความกว้าง
 b ของส่วนหลังคาที่ไม่มีค้ำยัน ในรูป ดิน Revelling ทุกชนิดจะแทนโดยตัวโค้ง
 Hyperbolic

โดย R_s = หน่วยเวลา Stand-up สำหรับพื้นที่ที่มีรูปร่างคล้ายกัน

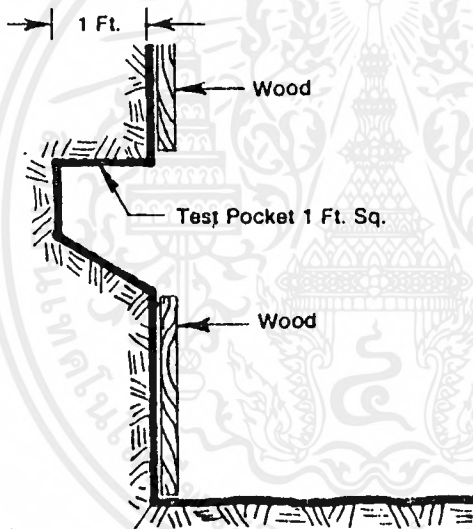
t_s = เวลา Stand-up สำหรับแนวที่พิจารณา

b = ความกว้าง

curve C_s แทนเขตระหว่างดินแน่นกับดิน slow Raveling

curve C_f แทนเขตระหว่างดิน slow และ fast Raveling และ

ระหว่างดินดีและเลว



รูป 5.2 การแบ่งดินตามหน่วยเวลา Stand-up เทียบกับเวลา Stand-up ของหลังคา

ของกล่องทดสอบ หนึ่งลูกบาศก์ฟุต

ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

Width b in Inches of Excavation and Unsupported Roof

Cohesive Running

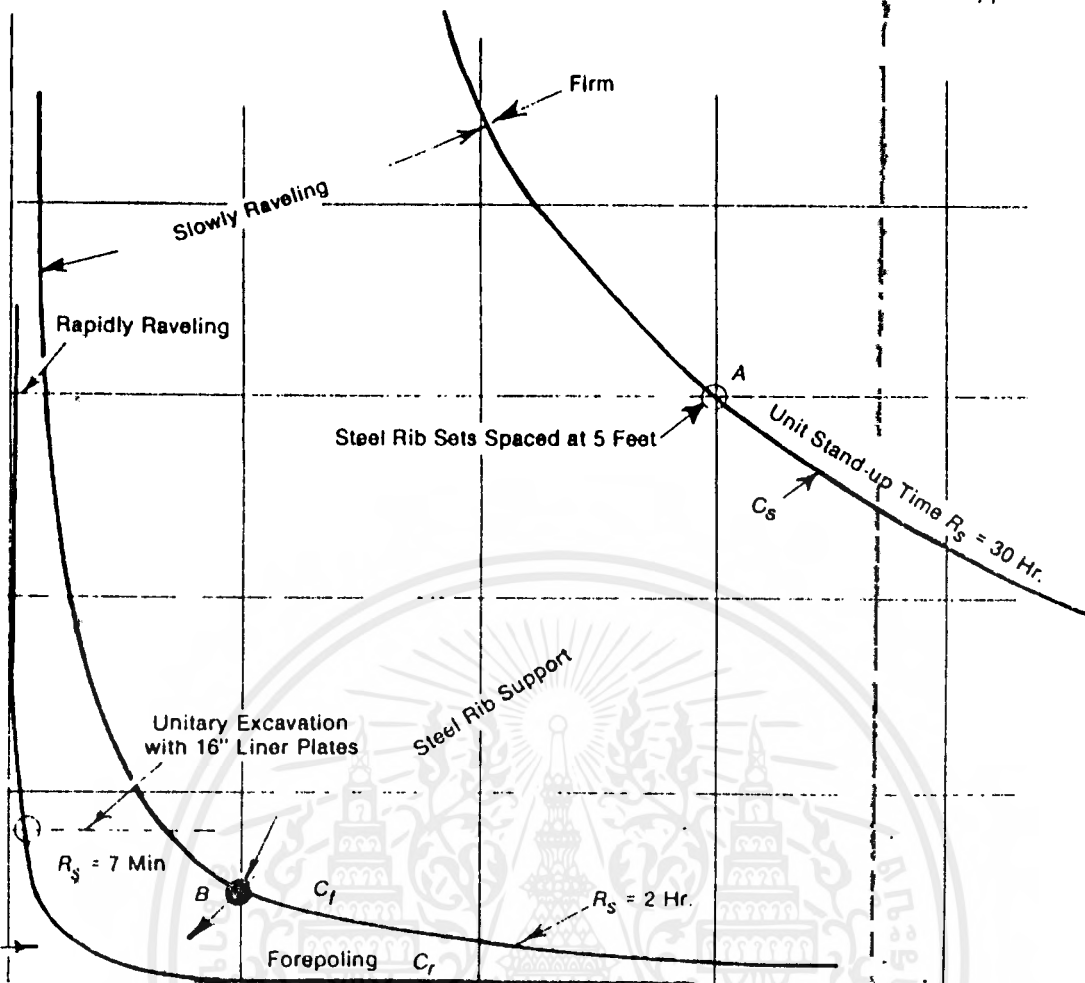
Stand-up Time t_s = Time Required for Mining and Support Erection Hours

Figure 3-6

Classification of ground on basis of unit stand-up time R_s equal to stand up time of the roof of a test pocket one foot square

รูป 5.3 เวลา Stand-up ของถ่อดทดสอบ

ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

ใช้ในการตรวจสอบหน่วยเวลา Stand-up ของดินที่กำลังขุดอุโมงค์ อยู่ ถ่อดที่ใช้ทดสอบมีขนาดหนึ่งลูกบาศก์ฟุตจะถูกขุดเข้าไปในผนังที่จะทดสอบ โดยอยู่ในระดับโดยประมาณของอุโมงค์ที่จะขุดต่อไป เวลาที่ใช้ในการขุดจนกระทั่งดินด้านบนของอุโมงค์เริ่มตกลงมา เราเรียกว่าหน่วยเวลา Stand-up, R_s

5.1.3 ดิน Running

ดิน Running คือ ดิน Faveling ที่มีหน่วยเวลา Stand-up (R_s) เท่ากับ ศูนย์ทันทีที่ค่าชั้นที่มีความชันมากกว่า 34 องศา ในดิน Running ถูกเอาออก ดินก็จะเริ่มวิ่งและจะไม่หยุดจนกว่ามุมความชันของกองดินจะเท่ากับ 34 องศา

ความสามารถในการวิ่งขึ้นกับ coarse-sand และ gravel ที่วางเหนือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ระดับน้ำ ทราบขึ้นละเอียดที่วางเหนือระดับน้ำจะมีคุณสมบัติดิน Running ที่มีแรงยึดเกาะและภายใต้ระดับน้ำ ดิน Running จะถูกสมมุติเป็นดิน Flowing เว้นแต่การไหลของน้ำเข้าในอุโมงค์จะถูกกันโดยแรงอัดอากาศไว้

5.1.3.1 ข้อแตกต่างระหว่างดิน Running และดิน Flowing

ดินที่ไม่มีแรงยึดเกาะ เช่น ทรายสะอาด จะถูกพบในกรณีที่เป็น Running หรือ Flowing ถ้าอุโมงค์อยู่เหนือระดับน้ำ ดินจะวิ่งหรือไหลอย่างใดอย่างหนึ่ง มีข้อแตกต่างที่สำคัญอยู่

อันดับแรก ดิน Running จะวิ่งจนกว่าความชันของกองวัสดุที่กองสะสมอยู่ในอุโมงค์จะมีค่าประมาณ 34 องศา ในดิน Flowing ดินจะไหลเข้ามาในอุโมงค์เหมือนน้ำ

อันดับที่ 2 ผลของการวิ่งจะมีผลในระยะทางน้อย ๆ จากผิวหน้าที่ทำงานแต่ในดิน Flowing จะมีผลเสียหาย เป็นระยะทางหลายร้อยฟุตในอุโมงค์ทางด้านล่าง

ท้ายสุด กำลังรับแรงกดของดิน Running จะสามารถใส่ค้ำยันทางด้านล่างโดยวางค้ำยันบนฐานรากได้ แต่ดิน Flowing ไม่สามารถวางได้ เพราะดินจะไหลออกจากใต้ฐานรากและเข้าไปในอุโมงค์ทำให้ฐานรากยุบลงในดิน

5.1.4 ดิน Flowing

ดินรอบ ๆ อุโมงค์จะไม่ถูกจัดเป็นดิน Flowing ยกเว้นเมื่อน้ำเข้าในอุโมงค์ ทำให้เกิดการ Flowing จะพบได้เพียงในอุโมงค์ที่มีแรงอัดอากาศใต้ระดับน้ำ เมื่อแรงอัดอากาศไม่เพียงพอ กรณีของการ Flowing จะเกิดในอนินทรีย์เคมีละเอียด ทรายละเอียด ทรายสะอาดและ gravel ส่วนในสารอินทรีย์จะเกิดการ Flowing หรือ Squeezing ก็ได้

5.1.4.1 ทฤษฎีกรรมของดิน Flowing

ทฤษฎีกรรมของดิน Flowing ในอุโมงค์ขึ้นกับแรงยึดเหนี่ยวและการซึมผ่านของดินและแรงดันน้ำของน้ำในดิน

ทรายและกรวดที่มีส่วนผสมของดินเหนียว อยู่ในสถานะระหว่าง Raveling และ Flowing ถ้าการซึมได้มีค่าต่ำเพราะส่วนผสมของดินเหนียวจะทำให้มีน้ำซึมจากผนัง ก็จะทำให้ดินนุ่มขึ้น จะทำให้มีดินเข้าไปในอุโมงค์ ดังนั้นถ้าดินมีปริมาณการ Raveling นี้ จะถูกคิดว่าเป็นการ Flowing แทน

เอกสารนี้ ในทรายหรือกรวดที่หยาบและสะอาด ที่มีส่วนผสมของน้ำด้วยจะเข้าไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

ในอุโมงค์อย่างรวดเร็ว

สารอินทรีย์นุ่นละเอียดจะเข้าไปในอุโมงค์ค่อนข้างช้าและรูปตัดก็ยังคงรูปของอุโมงค์อยู่เนื่องจากแรงยึดเกาะ เพราะว่าการสร้างอุโมงค์ในดิน Flowing มีความยุ่งยากที่คืนเกิดการไหลเข้ามาในอุโมงค์อยู่เรื่อย จึงต้องทำการก่อสร้างภายใต้แรงกดอากาศ แรงกดอากาศจะเปลี่ยนดิน Flowing เป็นดิน Running ใน Raveling หรือดิน Squeezing โดยดินเม็ดหยาบจะเปลี่ยนเป็นดิน Flowing ทราบหรือทราบระลอกจะเปลี่ยนเป็นดิน Running หรือดิน Running ที่มีแรงยึดเกาะ

5.1.5 ดิน Squeezing

ดิน Squeezing จะเจอเฉพาะในดินเหนียวอ่อนและปานกลาง คำว่าดินหมายความว่า ผิวส่วนที่เป็นส่วนที่ทำงานและส่วนไม่มีค้ำยันจะเข้ามาในอุโมงค์อย่างช้า ๆ แต่ต่อเนื่องตลอด

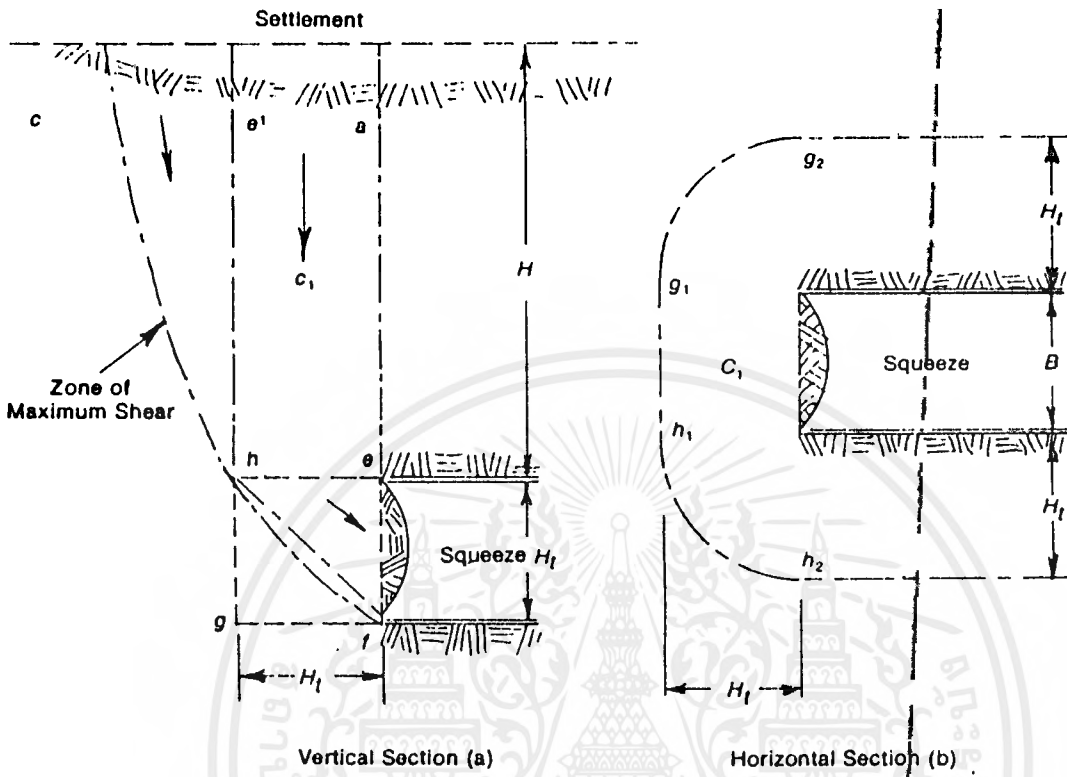
การเอาค้ำยันออกทำให้ส่วน Lining เกิดแรงกดด้านบนลงมายังส่วนที่ไม่มีค้ำยันของอุโมงค์ การเคลื่อนตัวอย่างกึ่งยึดหยุ่นของ Lining ต้องเกิดขึ้นเสมอระหว่างการขุดอุโมงค์ จากการเปลี่ยนแปลงอันนี้ ปริมาณของดินที่เอาออกจากอุโมงค์มีมากกว่าปริมาณของอุโมงค์ที่สร้างไว้ และเป็นสาเหตุของการยุบตัวของผิวดิน

ในดิน Raveling แบบช้า ๆ และดินแข็ง การเปลี่ยนแปลงปริมาณดินมีผลเล็กน้อย ซึ่งขึ้นกับการยุบตัวของผิวดินแต่ละแห่ง

ในดิน Running และดิน Flowing น้ำหนักของดินที่อยู่ข้างบนจะมีผลต่อการทำงานในอุโมงค์ ซึ่งการเคลื่อนตัวอย่างกึ่งยึดหยุ่นมีผลต่อการไหลของดินเข้ามาในส่วนเปิดของอุโมงค์

ถ้า lining รับน้ำหนักมากกว่า 2 เท่า ก็จะเกิดการเคลื่อนตัวกึ่งยึดหยุ่นขึ้น ขณะที่ค้ำยันถูกดึงออก ดินที่จะโค้งตัวเข้ามาในอุโมงค์ แต่ การเคลื่อนตัวก็จะหยุดทันทีที่หยุดการขุด

ถ้า lining รับน้ำหนักเกิน 1.5 เท่าของความสามารถของมันการเคลื่อนตัวแบบกึ่งยึดหยุ่นจะเกิดขึ้นทางด้านสันของ lining ไปยังตัวอื่น ๆ ในอัตราคงที่ ทำให้ดินเหนียวเข้าไปในอุโมงค์ ถ้าการขุดหยุดแต่ดินก็ยังมีการเคลื่อนตัวอีก เราเรียกว่าการสั่น ดินที่หายไปจากการสั่นจะมีผลต่อการขุดมาก

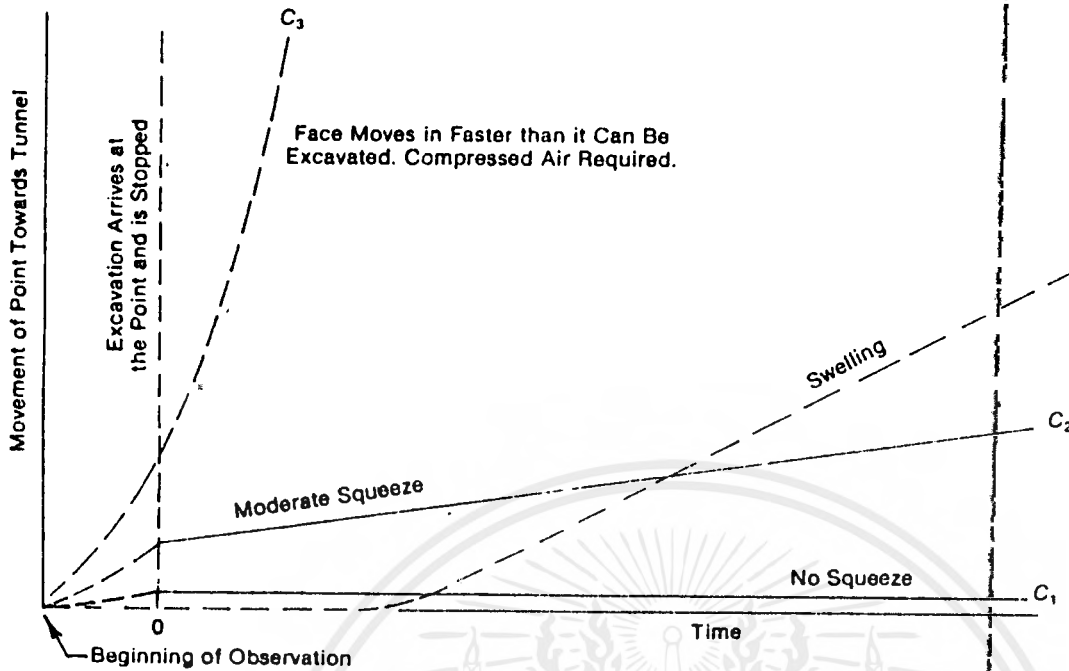


รูป 5.4 การตันในอุโมงค์ดินเหนียว
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

รูป efgb รับน้ำหนักของดินเหนียว eb เมื่ออุโมงค์มาถึง ef ที่ยังไม่มีการที่ lining จะทำให้ดินโก่งจมลงมาในอุโมงค์ ทำให้ดินมีกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นทาง ขอบเขตทางด้านข้างและด้านบน และกระจายแรงออกไปรอบ ๆ ดินคล้ายกิ่งไคม

ถ้ากำลังของดินเหนียวมากกว่า 2 เท่าของน้ำหนักของดิน จะไม่มีการโก่งเกิดขึ้นอีก ถ้ากำลังของดินเหนียวน้อยกว่า 2 เท่า ผิวหน้าก็จะเกิดการโก่งอย่างต่อเนื่องในอุโมงค์ซึ่งเรียกว่าการตัน อุโมงค์ขุดมาถึงจุด 0 จะมีการหยุดทำงาน

เส้นโค้ง C1 : แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (P_r) น้อยกว่า 50% ของค่า q_u (Unconfined Compressive Strength) ของดินเหนียวในผิวของอุโมงค์ เกิดการโก่งเล็กน้อยหลังจากเวลา 0 ไม่มีการเคลื่อนที่ (จุดถึงการยึดหยุ่นของดิน)



รูปที่ 5.5 เวลา-เส้นโค้งการสั้นในดินเหนียว
ที่มา (ROBERT V. PROCTOR, 1977)

เส้นโค้ง C2 : แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (P_r) มากกว่า 50% ของค่า q_u แต่น้อยกว่าค่า q_u มีการสั้นที่ผิวอุโมงค์ ที่อัตราช้าแต่ต่อเนื่องจนกระทั่งน้ำหนักบรรทุกเปลี่ยน (การสั้น)

เส้นโค้ง C3 : แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก (P_r) เท่ากับหรือมากกว่าค่า q_u เกิดการสั้นในอุโมงค์เร็วกว่าที่จะสามารถขุดอุโมงค์ได้ จึงต้องใช้แรงดันอากาศมาช่วย ซึ่งมีผลในการลดค่า P_r ให้ต่ำเพียงพอและให้มีความสัมพันธ์กับกราฟ C1 หรือ C2

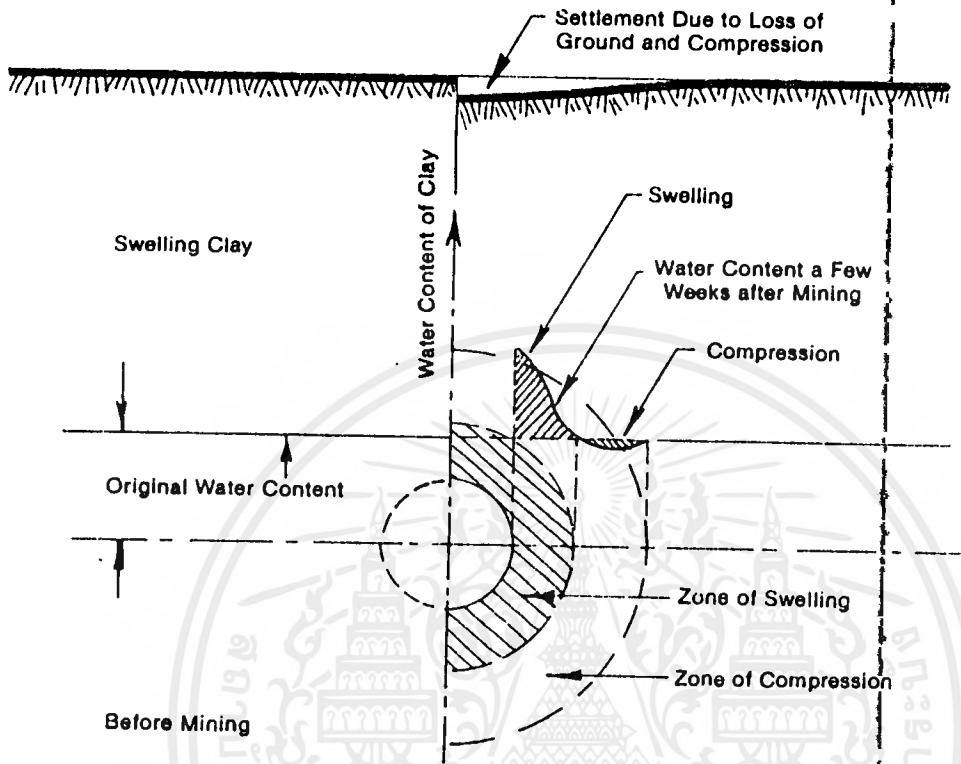
5.1.6 ดิน Swelling

ดิน swelling ใช้ในดินเหนียวแข็งที่ขยายตัวทันทีที่เข้าไปในอุโมงค์ ปริมาณที่เพิ่มขึ้นกับการเพิ่มปริมาณของน้ำ

ในอุโมงค์สั้น (100 ฟุตหรือน้อยกว่าวัดจากผิวพื้นดิน) ปรากฏการณ์การบวมจะเกิดในดินเหนียวที่มีการอัดมาก่อนอย่างหนักโดยแรงกดชั่วคราว ซึ่งน้ำหนักกดจะเป็นชั้นของน้ำแข็งซึ่งละลายหรือชั้นตะกอนหนาๆ ที่ถูกกักเขาออกไป เมื่อมีแรงกดมากกว่ากับดินอย่างเต็มที่ ความเค้นในดินเหนียวจะมีค่าสูงทั้งแนวตั้งและแนวนอน เมื่อน้ำหนักกดลดลง ความเค้นในทางตั้งก็จะน้อยลงและความเค้นในทางค้ำก็จะน้อยลง และความเค้นทางนอน

ก็จะน้อยลงด้วยแต่เป็นในปริมาณน้อย

ถ้าอุโมงค์ถูกขุดในดินเหนียวที่มีการบวม จะมีน้ำออกจากดินเหนียวเข้ามาในอุโมงค์ ซึ่งจะถูกแสดงในรูปที่ 5.6



รูป 5.6 การบวมในดินเหนียวที่สมบูรณ์
ที่มา (ROBERT V. PROCTER, 1977)

เมื่ออุโมงค์ถูกขุด ดินเหนียวทั้ง 2 ด้านจะรับน้ำหนักบรรทุกของมันแล้วจึงรับน้ำหนักบรรทุกของอุโมงค์ด้วย ซึ่งส่วนผ่านไปดินเหนียวในรูปแรงกระทำต่อส่วนโค้งและทำให้ดินเหนียวบริเวณผนังอุโมงค์เริ่มไม่ยึดกัน การเพิ่มความดันของการตั้นจะทำให้มีน้ำออกจากดินเหนียว แรงกดถูกลดโดยการขยายตัวของอุโมงค์เพราะการขยายตัวนี้ทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ลดลง ถ้าอุโมงค์ถูกขุดโดยขาดความระมัดระวังการยุบตัวเนื่องจากดินหายไปจะมีความสำคัญมาก

5.2 การทรุดตัวของดินรอบ ๆ อุโมงค์

5.2.1 General

เรื่องนี้เป็นสิ่งที่จะต้องตระหนักถึงอันดับแรก สำหรับการสร้างอุโมงค์ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เขตเมือง (urban area)

ความสำคัญของการทำการประเมินผลที่แม่นยำของผลที่เกิดขึ้น บริเวณผิวดิน สามารถเห็นได้จากผลของการประเมินที่ไม่ถูกต้อง คือ ถ้าค่าการทรุดตัวที่เราคาดไว้มากเกินไปเกินกว่าความเป็นจริงมา ก็จะต้องสิ้นเปลือง ไปด้วยการทำ lining ให้รับแรงได้เกินความจำเป็น อีกกรณีหนึ่งถ้าค่าการทรุดตัวที่ทำนายไว้น้อยกว่าความเป็นจริงชีวิตของคนเป็นจำนวนมากก็จะล่ออยู่ในอันตราย (SHIRLAW CUPSEY, 1987)

การสร้างอุโมงค์ทุกอุโมงค์ในดินอ่อน จะเกิดการทรุดตัวอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ อย่างไรก็ตาม เราสามารถลดการทรุดตัวให้เกิดอยู่ภายในขอบเขตจำกัดโดยการใช้เทคนิคการก่อสร้างที่เหมาะสม สิ่งที่มีผลต่อการเกิดการสูญเสียดิน (loss of ground) และการทรุดตัวที่ผิวดิน (surface settlements) ที่เกี่ยวข้องกับกระบวนการขุดเจาะอุโมงค์คือ

- (1) strain และการทรุดตัว ซึ่งสัมพันธ์กับการสะสม (mobilization) strength ของดิน ระหว่างการขุดดินที่บริเวณ face
- (2) การทรุดตัวในแนวรัศมี (radial deformation) เกิดจาก tunnelling shield เลื่อนตัวแล้วทิ้งช่องว่างระหว่าง shield กับผิวดินด้านนอก lining
- (3) การทรุดตัวเนื่องจากประสิทธิภาพในการทำงานของคนงานในการทำการ grouting และการ filling ช่องว่างระหว่าง shield กับดิน การหันของ tunnelling machine และองค์ประกอบอื่น ๆ ในงานองเดียวกัน
- (4) การทรุดตัวที่สัมพันธ์กับการเกิด loss of ground ที่บริเวณ face มาก เนื่องจากขาดการ support การเปลี่ยนแปลงทางธรณีวิทยา อย่างทันทีทันใดหรือการเกิด running ground

5.2.2 การประมาณค่า Surface Settlement

5.2.2.1 Peck's Empirical Method

ในหลาย ๆ อุโมงค์ รูปร่างของการทรุดตัวรูปร่าง (settlement trough) ที่ผิวดินจะเหมือนกับรูปร่างของ error function หรือโค้งการแจกแจงความถี่แบบปกติ (normal distribution curve) Peck (1969) ใช้คุณสมบัติของโค้งแจกแจงความถี่แบบปกติ เพราะเป็นวิธีที่สะดวกสำหรับการบรรยายความกว้างของแอ่ง (trough) ซึ่งได้รับการพิสูจน์ว่าได้ผลดีจากผลการทดสอบของ ATKINSON & POTTS (1977) รูป 5.7 แสดงคุณสมบัติของโค้งการแจกแจงความถี่แบบปกติ เราจะได้ว่าค่าการทรุดตัว (S) ที่จุดใด ๆ เท่ากับ

ซึ่ง S = surface settlement ที่ระยะตามแนวนอน (x) จากแนวอุโมงค์

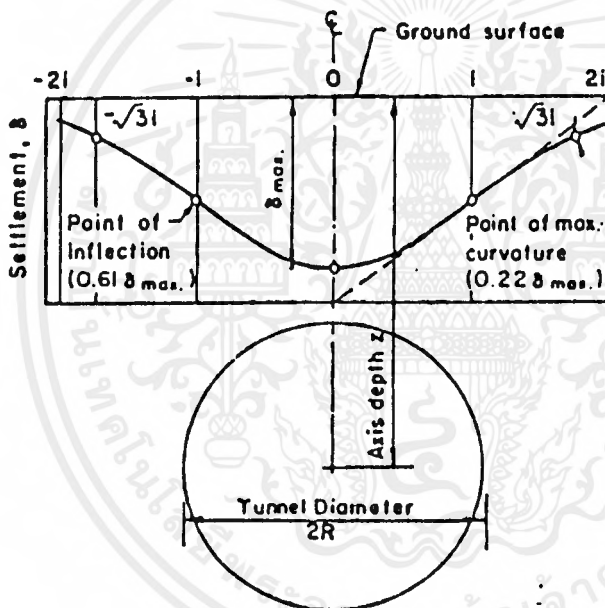
S_s = maximum settlement (ที่ $x = 0$)

i = ตำแหน่งของ maximum settlement gradient หรือจุดคดกลับ

ตัวแปร 2 ตัว คือ i และ S_s จะต้องถูกประมาณ โดยการทำการค้นคว้าจากการสังเกตในสนามและการทำแบบจำลองจำนวนมาก ได้ผลสรุปดังนี้

(1) การประมาณค่า "i"

ตำแหน่งของ maximum gradient, "i" เกี่ยวพันรั้งกับค่าความลึกถึงแกนอุโมงค์ (Z) และรัศมีของอุโมงค์ (R) (รูป 5.8)



Ratio $\frac{i}{R}$ is function of $\frac{Z}{2R}$ and soil conditions
Volume of trough $\approx 2.5 i s_{max}$.

รูป 5.7 คุณสมบัติของ Error Function Curve ที่ใช้แทนการทรุดตัวแบบ settlement trough ของอุโมงค์ (Peck, 1969)

- Peck (1969) พบจากการสังเกตในสนามว่า

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z}{2R} \right)^n$$

ซึ่ง $n=0.8$ ถึง 1.0

- ATKINSON & POTTS (1977) หาค่าการทำแบบจำลองและการวัดในสนามได้

$$i = 0.25 (Z + R) \quad (5.3a)$$

$$i = 0.25 (1.5z + 0.5R) \quad (5.3b)$$

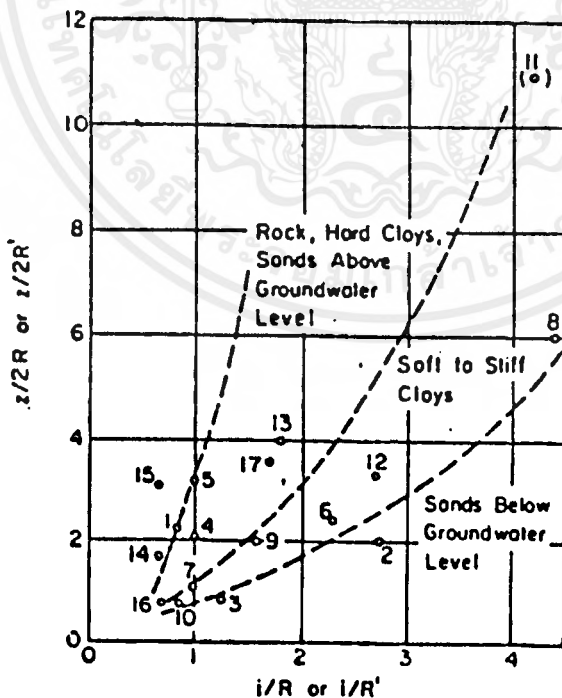
- O'REILLY & NEW (1982) พบจากการสังเกตในสนาม

$$i = 0.43z + 1.1 \quad (5.4a)$$

$$i = 0.28z + 0.1 \quad (5.4b)$$

ซึ่ง : Z หน่วยเป็นเมตร สมการ 3.4a, 3.4b สำหรับ cohesive

และ granular soils ตามลำดับ



รูป 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างของ trough ซึ่งแทนด้วย i/R และอัตราส่วนความลึก, $Z/2R$ สำหรับอุโมงค์ขนาดต่างในดินต่าง ๆ กัน

(2) การประเมินค่า S_s

maximum settlement S_s สามารถแสดงในรูปของ "I" และ " V_s " จากการอินทิเกรต สมการ 3.1 เทียบกับระยะในแนวนอน x

$$S_s = \frac{V_s}{2.5i}$$

ซึ่ง V_s = ปริมาตรของ settlement trough ต่อหน่วยความยาว ตามแนวแกนอุโมงค์ระหว่างขุด, V_s , ซึ่งขึ้นกับวิธีการขุดเจาะ การประมาณค่า V_s และ S_s จะสามารถหาได้ดังต่อไปนี้

- ATKINSON & POTTS (1977)

$$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi} \left(\frac{i}{2R} \right) \left(\frac{S_s}{S_c} \right)}$$

ซึ่ง S_c = vertical settlement ที่ crown ของอุโมงค์

- O'REILLY & NEW (1982)

$$\frac{V_s}{V_t} = m$$

ซึ่ง $m = 0.5 - 3\%$ (stiff fissured clay: มี shield หรือไม่มี)

$m = 2 - 2.5\%$ (glacial deposits; shield ที่ความดันบรรยากาศ)

$m = 30 - 45\%$ (silty clay deposits; $C_u = 10$ ถึง 40 KPa, shield ที่ความดันบรรยากาศ)

$m = 2 - 20\%$ (silty clay deposits; $C_u = 10$ ถึง 40 KPa, shield ใน compressed air)

- ATEWELL & FARMER (1975) จากการสังเกตในสนาม เสนอความสัมพันธ์ S กับ H/R

สำหรับ $\frac{H}{R} \geq 3; \quad \frac{S_g}{2R} = 0.2-0.35 \%$

สำหรับ $\frac{H}{R} \leq 4; \quad \frac{S_g}{2R} = 1.0 \%$

ซึ่ง $R =$ รัศมีอุโมงค์

$H =$ ความลึกถึง crown ของอุโมงค์

5.2.2.2 Yoshikoshi et. Al's Method

ความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss กับความกว้างของ settlement trough และ S_g คือ

$$V_g = \int_{-\infty}^{\infty} S \frac{1-x^2}{2t_0} dx = \sqrt{2\pi} S_g \cdot I_0$$

พารามิเตอร์ I_0 คือความกว้างของ settlement trough เมื่อแทน โดย νR สามารถแสดงความสัมพันธ์กับความลึกของอุโมงค์และลักษณะของดิน ดังแสดงในรูป 5.9

ปริมาตรของ ground loss () สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss ratio และ simple over load factor (OFS) ดังในรูป 5.9 [จาก SCHMIDT (1969) และถูกพัฒนาโดย YOSHIKOSHI et al. (1978)]

Ground loss ratio

$$G = \frac{V_g}{V_t} = \frac{\text{Volume of ground loss}}{\text{Excavated Vol. of tunnel}}$$

ซึ่ง $V_t = \pi R^2$

OFS ถูกนิยามโดยสมการต่อไปนี้ (BROMS & BENNERMARK, 1967)

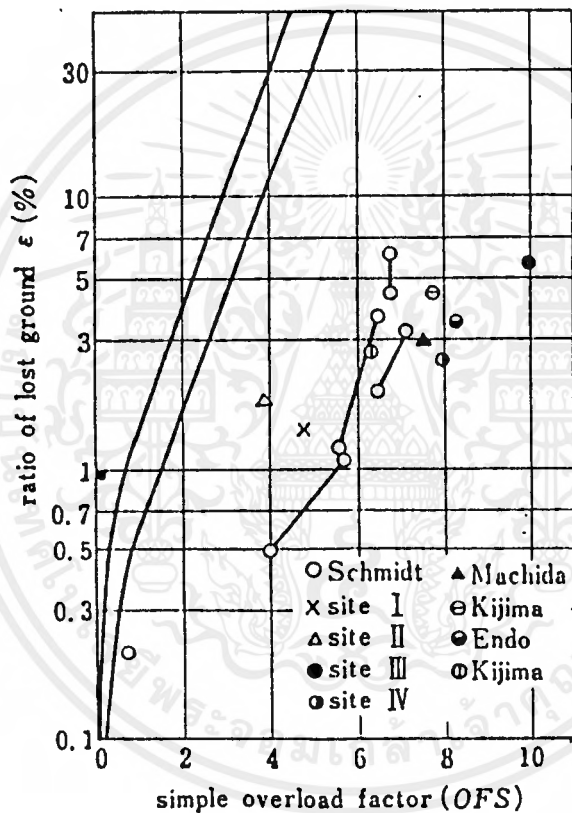
$$\text{OFS} = \frac{P_x - P_a}{C_u}$$

ซึ่ง P_z = total overburden pressure

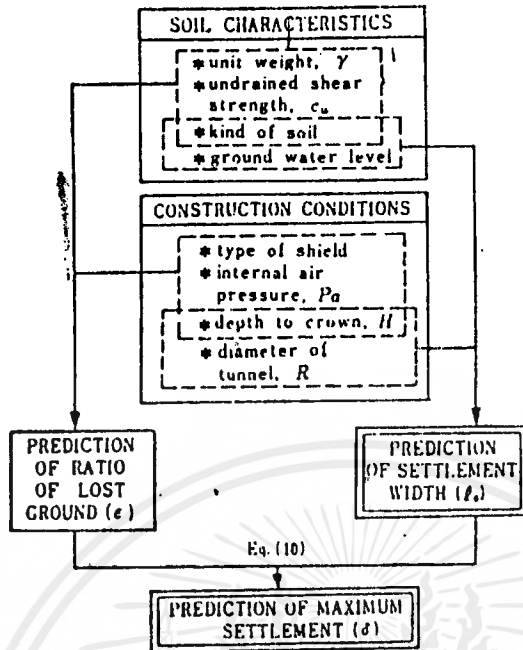
P_a = internal pressure (air pressure)

C_u = undrained shear strength

ขั้นตอนการทำนายค่า maximum settlement เป็นดังรูป 5.10



รูป 5.9 ความสำคัญของ ground loss กับอุโมงค์ในดินเหนียว



รูป 5.10 แสดงขั้นตอนการคาดการณ์ Maximum Settlement

5.2.2.3 การออกแบบ curves สำหรับทำนาย settlements

settlement ratio [คือ พื้นที่ของ settlement trough (A_s)

ต่อพื้นที่ของ tunnel face (A_f)] ซึ่งความสัมพันธ์กับ stability number, N

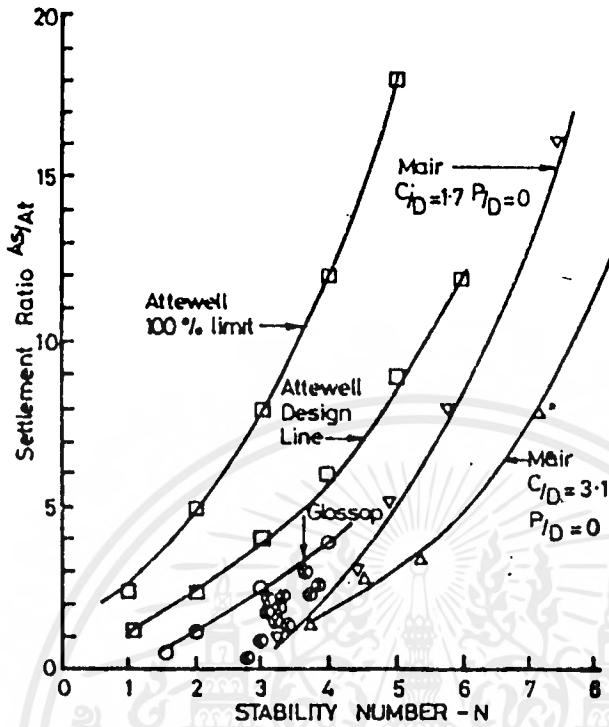
(ความหมายในหลักการของ stability number เหมือนกับ overload factor)

ตัวอย่างของการ design curves ถูกเสนอโดยนักเขียนหลายคนและ

ได้นำไปใช้กับ marine clay ในประเทศสิงคโปร์ โดย SHIRLEY & COPSEY (1987)

ดังในรูป 5.11

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{2.5i s_c}{\text{Face area of tunnel}}$$



รูป 5.11 แสดง curves แบบต่างที่ใช้ทำนายค่า settlement (CHIRLSW & COPSEY, 1987)

3.2.2.4 Wong & Kaiser's Method

WONG & KAISER (1987) ให้หลักการทำนาย ground settlement จากการใช้ support pressure และคิดการล้าด้วย

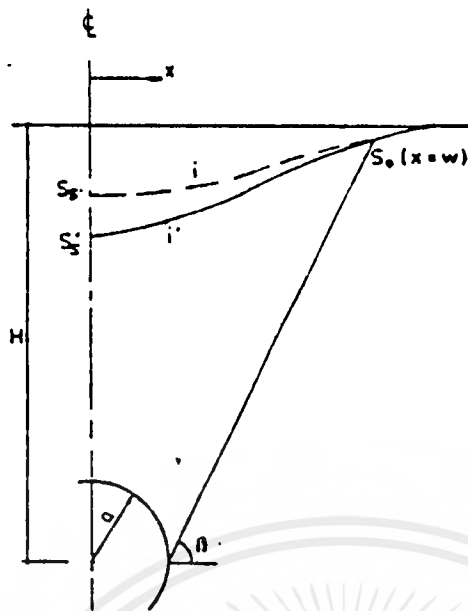
เพราะว่า maximum settlement, S_s ขึ้นกับค่า P_i (support pressure) ค่าว่าค่าแห่งของจุดคั่นกลับ, i , คือฟังก์ชันของ P_i หรือ S_c (settlement หรือ crown) ความสัมพันธ์ระหว่าง S_s และ i คือ

$$\frac{S_s}{S_c} = \exp \left[\frac{1}{2} \left[\frac{\left(1 + \left(\frac{H}{a} \right) \cdot \cot \beta \right) \right]^2}{\frac{i}{a}} \right]$$

ซึ่ง $\beta = \tan^{-1} \frac{\text{ครึ่งหนึ่งของความกว้างของรูป 3.12}}{H}$ ซึ่งขึ้นกับแบบของการล้า

และ K_0 (WONG & KAISER, 1986)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

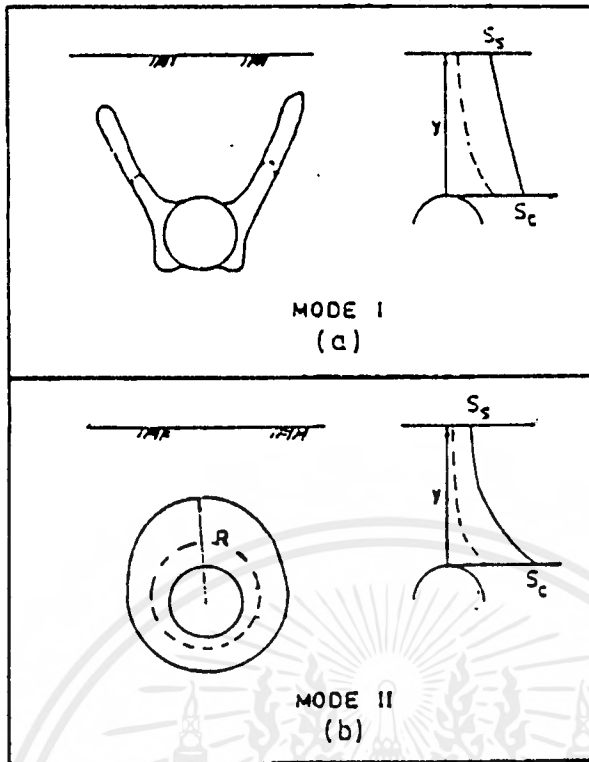


รูป 5.12 รูป profile แสดงการทรุดตัวของดิน (WONG & KAISER, 1986)

แบบของการล้าแสดงดังรูป 3.12 ค่าวิกฤตของ K_0 (K_{cr}) แบ่งออกเป็น mode I ($K_0 < K_{cr}$) การล้าจำกัดอยู่ในขอบเขต และ mode II ($K_0 > K_{cr}$) การล้าเกิดขึ้นโดยทั่วไป surface settlement ใน mode II น้อยกว่าใน mode I มาก ที่ support pressure ที่เท่ากัน และ mode I มี settlement trough แคบกว่า mode II สำหรับดินที่ทรุดตัวดีแล้ว ซึ่ง $K_0 - 1 - \sin \theta$ การล้าจะเป็นแบบ mode I

5.2.2.5 Rowe และ Lo's Method

Rowe & Lo (1983) เสนอ numerical method สำหรับการวิเคราะห์ lining ใน soft soil พิจารณาแรงกระทำระหว่างดินกับ lining น้ำหนักของ lining และ plastic failure ภายในดิน พารามิเตอร์ที่เรียกว่า gap parameter ถูกนิยามและใช้ในความสัมพันธ์การเจาะอุโมงค์เข้าไปในการคำนวณ surface settlement ผลจากนี้ชี้ให้เห็นว่า elastic anisotropy, ground loss และ grouting คือองค์ประกอบสำคัญ ที่เป็นผลกับการทำนาย surface settlement ซึ่งไม่ได้ถูกพิจารณาในการวิเคราะห์



รูป 5.13 profile แสดงการทรุดตัวของที่ผิวดิน (WONG & KAISER, 1986)

การวิเคราะห์ถูกกระทำโดยใช้โปรแกรม plane-strain elasto-plastic finite element program (EPTUN) และพารามิเตอร์ที่ใช้คือ drained parameters ดังนั้น settlement ประกอบด้วยทั้ง immediate และ consolidation settlements ดินถูกสมมติให้เป็น isotropic กับสมมาตรในแนวตั้ง plastic behavior ถูกจำลองการใช้ mohr-coulomb failure criterion และ กฎ non-associated flow rule

gap parameter ถูกนิยาม ดังรูป 5.14 การติดตั้ง lining

ภายใน protective soil ของ shield เป็นดังแสดงในรูป 5.14a ช่องว่าง โดยรอบ เท่ากับผลต่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางของ excavated surface กับ lining เมื่อ shield เคลื่อนตัว น้ำหนักของ lining จะเป็นสาเหตุให้มันกดทับบน excavated surface ดังรูป 5.14b ถ้า invert (ส่วนล่างสุด) ของ lining อยู่บนดิน gap parameter คือระยะในแนวตั้งระหว่าง crown ของ tunnel lining กับ crown ของ excavated surface ก่อนเกิดการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ ช่องว่างนี้ถูกใช้ ในการวิเคราะห์ซึ่งจะคิดค่าความแข็งของ lining ด้วย ถ้าใช้ lining แบบ rigid การแอนตัวที่ crown ของ lining จะถูกบวกเข้ากับค่า gap ด้วยค่า settlement

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ทำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

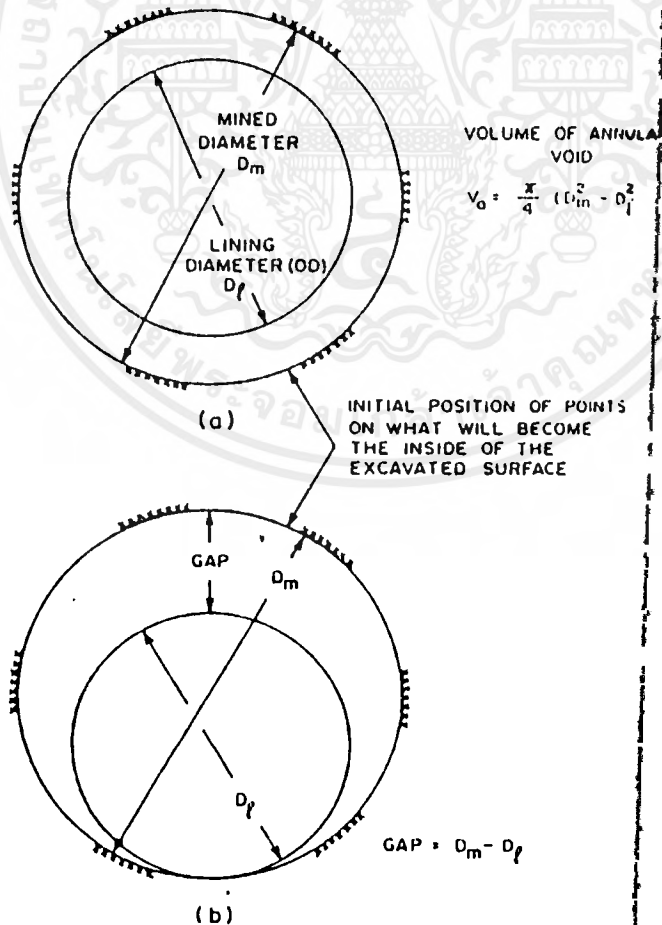
ที่ได้จากการสังเกตและจากการทำนายโดยวิธีนี้สำหรับ Manuel Gonzalea แสดงดังรูป 5.15 สำหรับ gap เท่ากับ 50 มม. (ROWE & KACK, 1983)

5.2.2.6 Mair et. al's Method (1981)

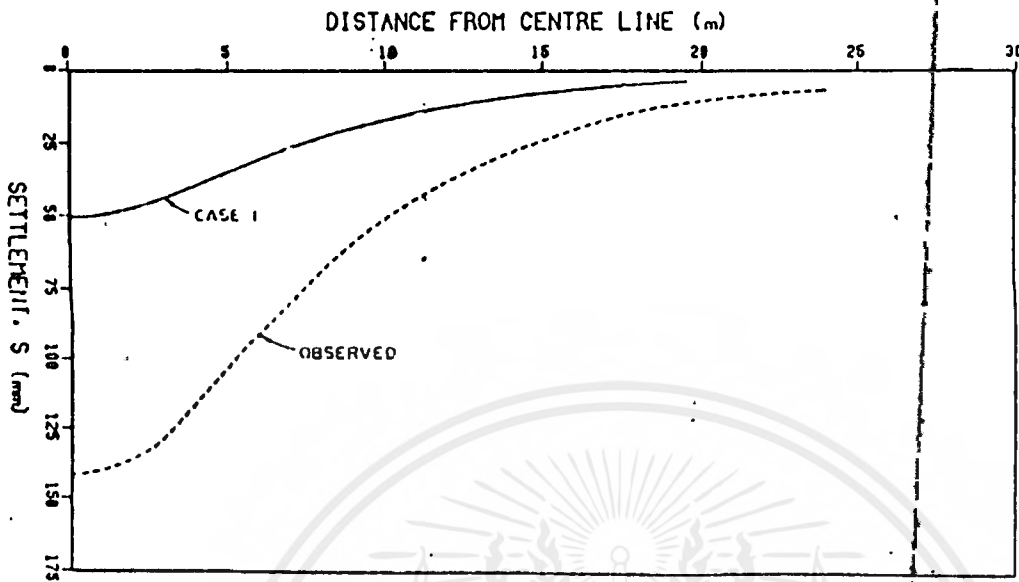
วิธีนี้พัฒนามาจากผลจากการวิเคราะห์ด้วย finite element และ centrifugal model tests เป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับทำนาย ground movement สำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ระดับตื้นใน soft clay

หลักการของ Load Factor (LF) (คืออัตราส่วน N/N_c ซึ่ง N

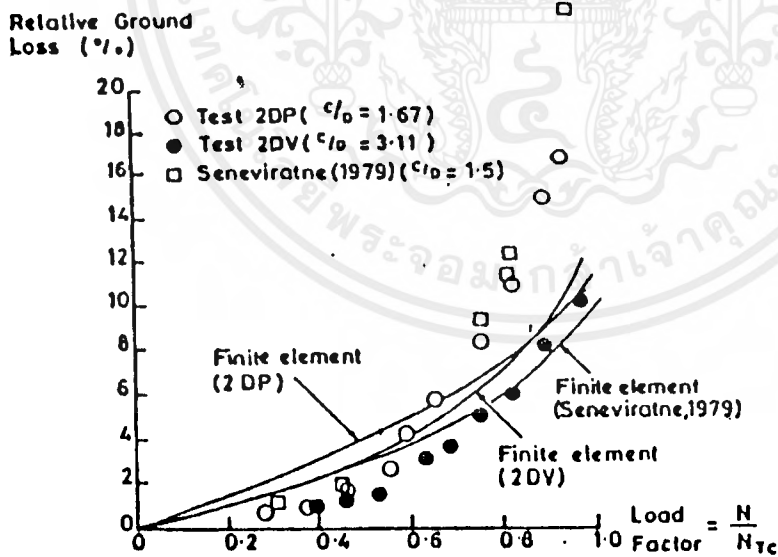
คือ stability ration และ N_c คือ stability ratio ที่ collapse ของอุโมงค์) ถูกแนะนำ ความสัมพันธ์ระหว่าง ground loss และ load factor ได้จากรูป 5.16 ใช้ได้สำหรับ Kaoline มันถูกแนะนำให้หาความสัมพันธ์ที่แน่นอนเดียวกันนี้สำหรับดินเหนียวแบบอื่น ๆ สำหรับทำนาย ground movement สำหรับอุโมงค์ระดับตื้น การทรุดตัวที่ได้จากการสังเกตสำหรับแบบทดสอบ 2DP แสดงดังรูป 5.17



รูป 5.14 แสดงการนิยาม gap parameter

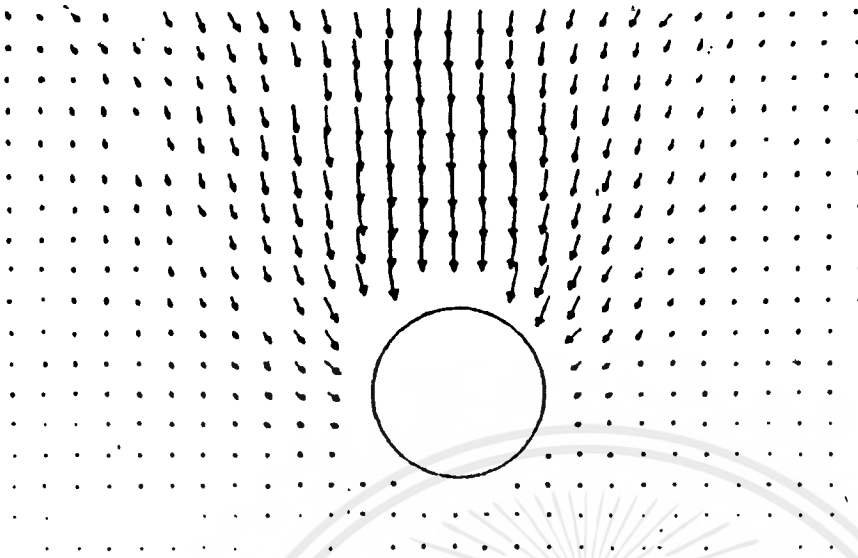


รูป 5.15 ค่าการทรุดตัวของแบบ rough ที่วัดได้จากค่าที่ได้จากการคาดการณ์ของอูโมงกี Manuel Gonzalez สมมติให้ 250 มม.



รูป 5.16 Predicted and Observed Variation of Relative Ground Loss with load Factor

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



Displacement of 10 mm = \rightarrow

รูป 5.17 การทรุดตัวที่วัดได้ในอุโมงค์จำลอง Test 2DP (MAIR et al, 1981)

5.2.2.7 Resenendiz และ Romo's Solution (1981)

วิธีการนี้ประกอบด้วยตัวแปรดังต่อไปนี้

- (1) initial state ของ stress
- (2) คุณสมบัติของ stress-strain และ strength
- (3) ความลึกและเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์
- (4) ความคืบหน้าของไหลบน face
- (5) จำนวนการดำในแนวรัศมีของดินรอบ ๆ อุโมงค์

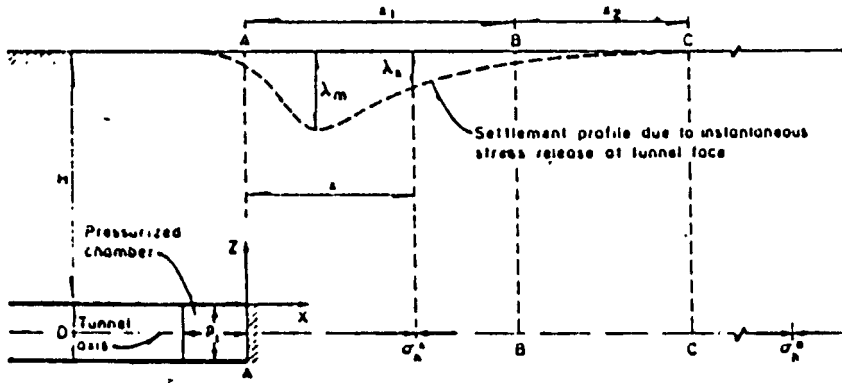
ความสัมพันธ์ stress-strain ของดิน ถูกประมาณด้วยสมการ

ไฮเปอร์บออลิกของ Konder

$$\lambda_y = \left(0.0033 - 0.0025 \frac{z}{H} \right) (\sigma_h - \sigma_v) \frac{E_f}{\sigma_f \cdot F_i}$$

สมการ 5.13 ให้ส่วนประกอบของ settlement ตามแนวอุโมงค์เนื่องจากการลดลงของ stress ที่ tunnel face สัญลักษณ์ต่างดังรูป 3.18 ค่าของ F_i สามารถหาได้จากรูป

5.19



NOTATION

- σ_h^0 = initial horizontal stress at tunnel axis
- σ_h^x = horizontal stress at distance x along tunnel axis
- p_i = fluid pressure at tunnel face
- $\Delta\sigma_h^0$ = stress drop on tunnel face at axis elevation = $\sigma_h^0 - p_i$
- $\Delta\sigma_h^x$ = stress drop at distance x along tunnel axis due to a differential movement Δx of the tunnel face

Stress-strain relation of soil: $\sigma = \frac{c}{a+bc}$

- σ = deviator stress
- c = axial strain
- a, b = soil parameters
- σ_f = mean compressive strength of soil from ground surface to tunnel invert
- ϵ_f = mean axial strain at failure in the same depth range

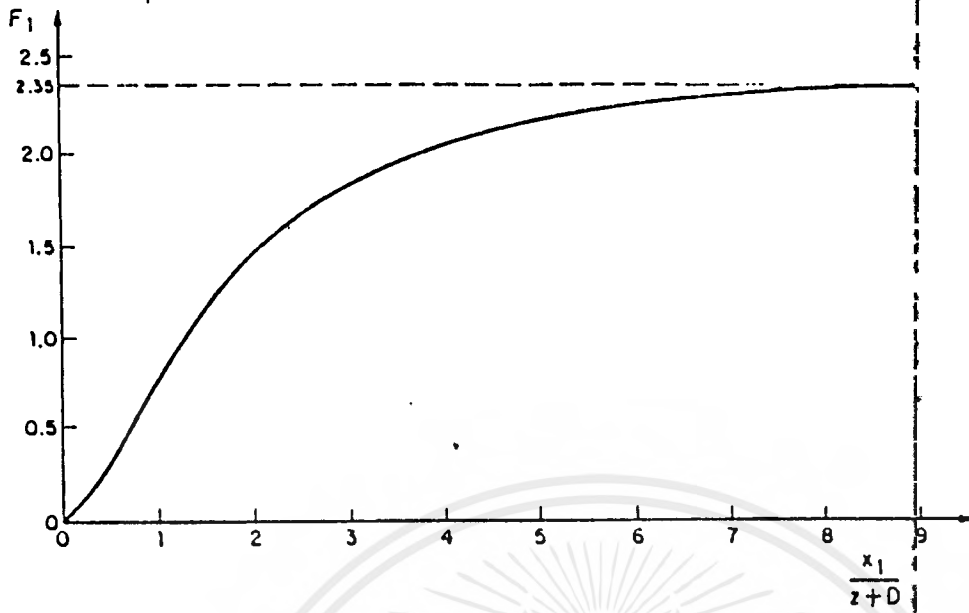
รูป 5.18 Conditions and Notations for Analysis of Longitudinal Settlement Profile upon instantaneous Excavation (RESENENDIZ & ROMO, 1981)

การหาค่าความแนวขวางหาได้จาก

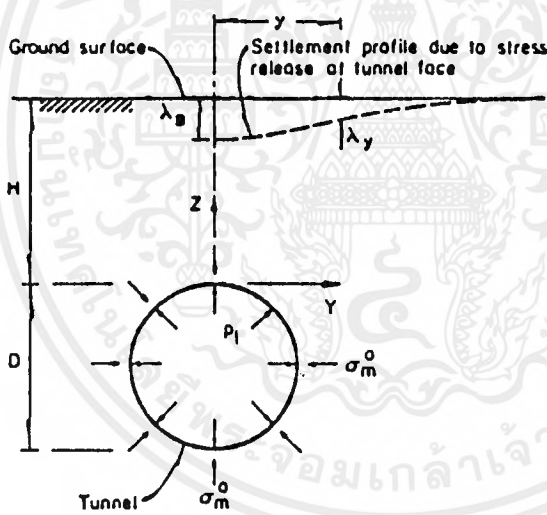
$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} = \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y'}{W + 0.18y'} \right)^2 \right]$$

สัญลักษณ์คังรูป 5.20

พารามิเตอร์ W ในสมการ (5.14) คือการวัดความกว้างของ settlement trough ที่ขึ้นกับ Z/H เท่านั้น ดังนี้



รูป 5.19 ฟังก์ชัน F1 (RESENENDIZ & ROMO, 1981)



- λ_B Maximum settlement due to tunnel face excavation
- λ_y Settlement at distance y
- p_i Fluid pressure at excavation face
- σ_m^o Equivalent uniform stress around the tunnel

รูป 5.20 Conditions in the Analysis of Settlement Profile across the Tunnel Axis upon Stress Release at Tunnel Face (RESENENDIZ & ROMO, 1981)

$$W = 1.45 - 1.15 \left(\frac{Z}{H} \right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นสมการ (5.14) (5.15) ให้ settlement profile ที่ทุก ๆ ความลึกทันทีที่หลังจากที่ settlement เหนือแกนอุโมงค์ได้ถูกคำนวณจากสมการ (5.13)

5.2.3 สาเหตุของ Ground Loss

settlement และปริมาตรที่สูญเสียบางส่วนแบ่งออกได้ 4 ชั้น คือ

- (1) ข้างหน้า face
- (2) เหนือ shield (ถ้ามีการใช้ shield)
- (3) ระหว่างการติดตั้ง lining
- (4) เวลาและการเคลื่อนตัวของหัวเจาะ lining เกิดการม้วนตัว

(1) Loss of ground into face การทรุดตัวของหัวเจาะรอบ ๆ หัวเจาะถูกสรุปโดย GHABOUSSI & RANKEN, 1975 ผลจากการไม่มี support ที่ face ซึ่งให้เห็นว่าปริมาตร ground loss ในแนวรัศมีต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์ V_1 สัมพันธ์กับปริมาตรของ ground loss ที่ face โดย

$$V_1 = V_{axial} \left(\frac{2}{R} \right)$$

ซึ่ง $V_{axial} = (\text{การทรุดตัวของหัวเจาะที่ face}) \cdot \pi R^2$

$$\text{และ } \% V_1 = \left[\frac{Z}{l} \right] (\text{การทรุดตัวของหัวเจาะที่ face}) \times 100$$

ความสัมพันธ์นี้ใช้กับดินส่วนใหญ่ที่เป็น granular soil และ stiff to hard clays (CORDING & HANSMIRE, 1975)

สำหรับ ground movement ที่เกิดในอัตราคงที่ใน face the radial loss of ground คือฟังก์ชันของอัตราก้าวหน้า (rate of advance) ของการเจาะอุโมงค์และอัตราการขับเคลื่อนที่ขุดออกมา

$$V_1 = \frac{\pi R^2 (\text{average extrusion rate at the face})}{\text{average rate of advance}}$$

$$\% V_1 = \frac{(\text{average extrusion rate at the face})}{\text{average rate of advance}} \times 100$$

ความสัมพันธ์นี้จะใช้กับ stability ratio สูง และการทรุดตัวขึ้นกับระยะเวลา

(2) Loss of ground เนื่องจาก shield มี 2 สาเหตุของ lost ground เนื่องจาก shield สาเหตุแรกคือ overcutters, beads หรือหินที่อยู่รอบตัว shield ซึ่งสิ่งเหล่านี้จะทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางเพิ่มมากขึ้น เพื่อลดปริมาณ lost ground ควรจะทำการขุดเจาะตัวอุโมงค์ให้พอดีกับต้องการ

สาเหตุที่สองของ lost ground เนื่องจาก shield เกิดเมื่อ pitch หรือ yaw ของ shield ต่างจาก grade หรือแนวของมัน การไถของ shield ทำให้เกิดรูปร่างเป็นวงรี ใหญ่กว่ารูปร่างวงกลมของ shield ปริมาตรของ lost ground เนื่องจาก shield ได้ตัวสามารถประมาณได้ว่า

$$V_l = \pi R L (\text{excess pitch})$$

$$\%V_l = \frac{L (\text{excess pitch})}{2R}$$

(3) Lost ground ระหว่างและหลังการติดตั้ง lining

ปริมาณ lost ground ระหว่างติดตั้ง lining เท่ากับช่องว่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของ lining กับเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของ shield

หลังจาก lining ถูกติดตั้ง เกิดการแอ่นตัวของ lining ที่เป็นฟังก์ชันของ soil load การอัดตัวของดินด้านนอก springline (ด้านข้างอุโมงค์) และการค้ำตัวของ lining การแอ่นตัวของ lining สามารถประมาณโดยวิธีที่เสนอโดย PECK, HENDRON, MOHRAZ (1972) การแอ่นตัวมีแนวโน้มที่จะมากขึ้นเมื่อดินถูกรบกวนระหว่างการเคลื่อนตัวของ shield หรือเมื่อ lining ขยายตัวหรือถูก grout หลัง tail

3.2.4 เกณฑ์ความเสียหาย (Damage Criteria)

damage criteria ถูกบรรยายเพื่อให้เข้าใจ พารามิเตอร์ที่สำคัญ ที่ถูก สังเกตใน settlement trough

การประเมินความเสียหายเนื่องจากการเกิด settlement รูปแบบต่าง BURLAND & WROTH (1975) สังเกตว่า angular distortion (มุมการโก่งตัว) 1:500 ที่เสนอโดย SKEMPTON & MCDONALD (1956) คือขอบขอบที่ดีสำหรับรอย crack ที่สามารถเห็นได้ของ hog-sensitive structure สอดคล้องกับ distortion ของโครงสร้างที่อยู่บริเวณขอบของ trough และ setting บน slope ประมาณ 1:1000 ใน trough

การประเมิน damage criteria limits ควรสังเกตว่า displacement

เนื่องจากการเจาะอุโมงค์เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว และอาจเป็นผลเสียหายมากกว่าที่เกิด
เมื่อโครงสร้างทรุดครammerะเวลาที่ยาวนาน (CORDIN & HANSMIRE, 1975)

5.3 แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ (Pressure on Tunnel Lining)

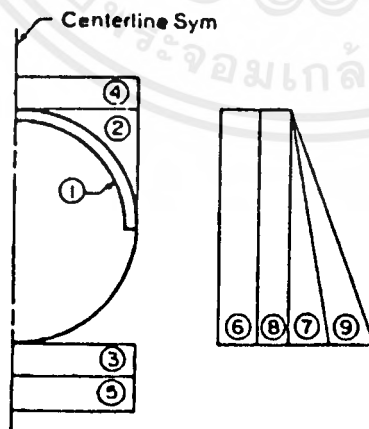
การออกแบบผนังอุโมงค์นั้น จำเป็นจะต้องศึกษาถึงพฤติกรรมของแรงและ น้ำหนักที่
กระทำต่อผนังอุโมงค์ จากอดีตถึงปัจจุบัน ได้มีการพยายามหาทฤษฎีที่เหมาะสมที่สุด
เพื่อแสดงถึงลักษณะการกระทำของแรงที่มีต่อผนังของอุโมงค์

5.3.1 การพิจารณาน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในดินอ่อน (Design Load for Tunnel in Soft Ground)

ทฤษฎีเป็นพื้นฐานในการพิจารณานี้และเป็นที่ยอมรับในปัจจุบัน โดยที่สามารถ
นำไปประยุกต์ต่อไป

5.3.1.1 ทฤษฎีน้ำหนักสมมติ (Hypothetical loads)

เป็นทฤษฎีที่พยายามสมมติน้ำหนัก ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในดินอ่อน
(Soft Grounds) ผู้ที่ทำได้ทฤษฎีนี้เป็นที่ยอมรับคือ Hewett และ Johannesson
ในปี 1922 โดยได้สมมติน้ำหนักกระทำออกเป็นดังรูปที่ 5.21 Hewett ได้สมมติค่าตัวแปร
K (earth pressure coefficient) โดยที่จะมีค่าต่ำสุดอยู่ประมาณ 0.5-0.5



รูปที่ 5.21 แสดงน้ำหนักที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ (Hewett และ Johannesson, 1922)

โดยที่น้ำหนักมีรายละเอียดดังนี้

- 1) น้ำหนักของอุโมงค์ส่วนบน
- 2) น้ำหนักของดินที่อยู่ ณ ตำแหน่งที่ 2)
- 3) แรงสมมูลย์จากการกระทำของน้ำหนัก 1) และ 2)
- 4) น้ำหนักกระทำเหนืออุโมงค์ทั้งหมด
- 5) แรงสมมูลย์ (แรงปฏิกิริยา) จากน้ำหนัก 4)
- 6) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำที่อยู่เหนือระดับอุโมงค์
- 7) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำ ณ ระดับของอุโมงค์
- 8) แรงกระทำด้านข้างจากน้ำหนักของดินเหนืออุโมงค์ เท่ากับน้ำหนักกระทำเหนือ
- 9) อุโมงค์ลู่ด้วยแฟกเตอร์ K

แรงกระทำที่เห็นนี้ จะนำไปประยุกต์ในการกระทำ แรงอัดในแนวแกน แรงเฉือนและน้ำหนักวงแหวน ต่อไป

5.3.1.2 ทฤษฎีน้ำหนักของ Terzaghi

ในปีค.ศ.1946 Terzaghi ได้แสดงให้เห็นว่า น้ำหนักดินทั้งหมดที่อยู่เหนืออุโมงค์จะถูกรับทั้งหมดโดยผนังของอุโมงค์ (Liming) โดยที่น้ำหนักที่เหลือจะถูกรับในลักษณะส่วนโค้ง (Arching) เข้าสู่ด้านข้างของอุโมงค์ และมีลักษณะดังรูปที่ 5.22

ค่าน้ำหนักในแนวตั้งและในแนวระดับจะ แปรผันตามความสูง H_p ของมวลของดินที่อยู่เหนือระดับอุโมงค์ การแสดงพฤติกรรมนี้อ้างอิงจากการทดลองในห้องทดลอง โดย Terzaghi ได้แนะนำเอาไว้ถึงค่าตัวแปร H_p ที่เป็นผลมาจากคุณสมบัติของดิน ดังตารางที่ 5.3 และตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.3 การออกแบบน้ำหนักกระทำโดย Terzaghi (1946)

| ค่าของความสูง H_p | | | |
|---------------------|----------|------------------|------------------|
| ชนิดของดิน | เวลา | H_p (min) | H_p (max) |
| Dense Sand | Initial | 0.54 ($B+H_t$) | 1.20 ($B+H_t$) |
| | Ultimate | 0.62 ($B+H_t$) | 1.38 ($B+H_t$) |
| Loose Sand | Initial | 0.94 ($B+H_t$) | 1.20 ($B+H_t$) |
| | Ultimate | 1.08 ($B+H_t$) | 1.38 ($B+H_t$) |

หมายเหตุ 1) ค่า H_p (min) จะต้องมี การขุดเจาะที่ถี่และการจัดการที่

เหมาะสมโดยมีการผันแปร 0.01 (B+Hi)

2) ค่า $H_{p(max)}$ จะเป็นผลจากการขุดเจาะที่ขุดขาด และมีปัญหา

โดยมีการผันแปร 0.15 (B+Hi)

ตารางที่ 5.4 ค่าแรงดัน P_v และ P_h

| |
|--|
| $P_v = \gamma \cdot H_0$ |
| $P_h = 0.3 \gamma (0.5 H + H_0)$ |
| หมายเหตุ : เมื่อ γ คือ น้ำหนักต่อหน่วยของดิน (unit weight) ถ้าอยู่ใต้น้ำใช้ค่า γ' (submerged Unit Weight) |

น้ำหนักที่ถูกลำหนดยโดย Terzaghi นี้ ทิจารณาในอุโมงค์ที่มีการ
ค้ำยันแบบเก่าคือมี Lagging และ steel ribs เป็นอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining)
หรือเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กเก่าต่อในที่เป็นผนังอุโมงค์ถาวร

จากตารางที่ 5.3 โดยทั่วไปค่า Ultimate Load (น้ำหนักประลัย)
จะใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์ถาวร (secondary lining) ขณะที่ Initial Load
จะประยุกต์ใช้ในอุโมงค์ชั่วคราว (primary lining)

5.3.2 การพิจารณาแรงกระทำต่อผนังอุโมงค์

น้ำหนักดินทั้งหมดจะถูกรับโดยผนังอุโมงค์ (Lining) จะกระจาย
ไม่สม่ำเสมอ เนื่องจากน้ำหนักในแนวตั้งจะมีค่าสูงกว่าน้ำหนักแนวระดับ (จาก $P_v = \gamma Z$,
 $P_h = k_0 \gamma z$ เมื่อ $k_0 < 1$) ผนังอุโมงค์นี้อาจเป็นผนังชั่วคราวหรือผนังถาวร ถูก
ออกแบบเพื่อน้ำหนักซึ่งไม่สมดุลย์ และ โมเมนต์คด เป็นผลให้ต้องใช้ผนังเหล็กกล้า (Steel
Lining) ป้องกันในชั้นชั่วคราว (primary) เช่น ใช้เหล็กขนาด 6H20 ยาว 2-3 ฟุต
สำหรับอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 12-16 ฟุต ในการขุดบริเวณดินทราย และจะต้องใช้
ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กเสร็จเหล็กซึ่งทั้งหนาและแข็งแรงสำหรับเป็นผนังถาวร ขนาด
ความหนา 1 นิ้วต่อเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ 1 ฟุต

ขณะที่การออกแบบผนังอุโมงค์กำลังดำเนิน ไปนั้น หากเราพิจารณาแล้ว
จะสังเกตเห็นได้ว่าไม่จำเป็นต้องเสียค่าใช้จ่ายมากโดยใช่เหตุ หากเราพิจารณาพฤติกรรม
ของผนังอุโมงค์ให้เกิดการ deformation ได้ แทนที่จะเป็นการแข็งเกร็ง (rigid) ทำ
ให้สามารถลดขนาด (Cross Section) ของผนังอุโมงค์ลงได้ถึง 75 เปอร์เซ็นต์ เช่น
สภาพ rigid ผนังอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต หนา 20 นิ้ว
สภาพ flexible ผนังอุโมงค์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต หนา 4-5 นิ้ว

การออกแบบผนังอุโมงค์ มักมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีน้ำหนักสมมติ (Hypothetical Load) ของการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน ซึ่งมีวิธีการดังนี้

- 1) การคำนวณน้ำหนักที่กระทำกับผนังอุโมงค์ อาศัยพื้นฐานจากประสบการณ์ และตัวอย่างที่ประสบความสำเร็จในอดีต
- 2) ไม่มีทฤษฎีหรือสูตรใด ๆ ก็ตามที่จะสามารถพิจารณาพฤติกรรมของดินระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์ได้อย่างถูกต้องที่สุด
- 3) การออกแบบอุโมงค์ทั้งแบบชั่วคราวและแบบถาวรควรใช้มาตรฐานพิจารณาให้เกิดน้ำหนักเต็มที่ (Full soil load) เพื่อความปลอดภัย

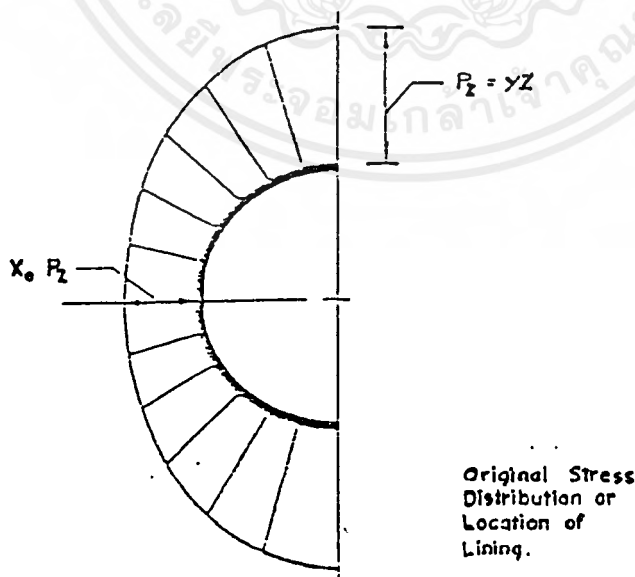
5.3.2.1 ทิการณา Deformation ของอุโมงค์

Deer et al (1969) และ Peek (1969) ได้กล่าว

ไว้ว่า พื้นฐานการคำนวณจะต้องอาศัยประสบการณ์ที่ผ่านมาและการสังเกตในการขุดเจาะอุโมงค์ในดินอ่อน และได้เสนอวิธีการออกแบบก่อสร้างอุโมงค์ไว้โดยมีสิ่งสำคัญคือ ต้องวิเคราะห์พฤติกรรมของดินโดยรอบผนังอุโมงค์

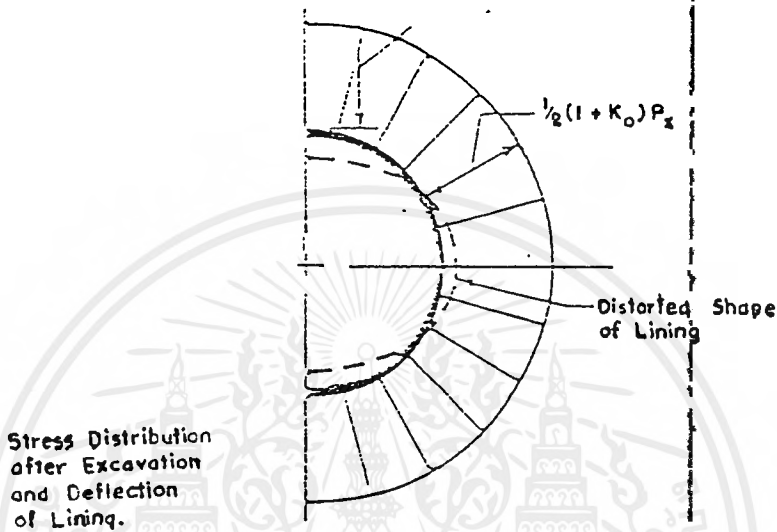
การศึกษาของ Peek ในปีค.ศ. ได้สมมติให้ผนังอุโมงค์มี

ลักษณะเป็นแบบยืดหยุ่นสมบูรณ์ (Perfectly Flexible) โดยที่แต่เดิมแรงในแนวตั้ง $P_h = \gamma Z$ และแรงในแนวระดับ $P_h = K_0 \gamma Z = K_0 \gamma Z$ และเมื่อเกิดความเค้น (stress) ขึ้น จะสังเกตเห็นว่าความเค้นในแนวตั้งจะมีค่าสูงในแนวระดับ ดังรูปที่ 5.23



รูปที่ 5.23 แสดงพฤติกรรมการเกิดความเค้นปกติ

แต่ถ้าหากสมมติผนังอุโมงค์เป็น Flexible ก็จะต้องว่าผนังของอุโมงค์ เกิดการบิดตัว (distortion) ทำให้ค่าความเค้นในแนวตั้งลดลง ในขณะที่ความเค้นในแนวระดับจะเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเท่ากัน และรูปร่างของอุโมงค์จะเปลี่ยนจากวงกลมเป็นวงรี ดังรูปที่ 5.24



รูปที่ 5.24 แสดงการบิดตัวของอุโมงค์ภายใต้การสมมติฐาน

การกระจายของแรงโดยรอบย่อมจะเกิดความเค้นเฉือน (Shear stress) ขึ้น ถ้าความเค้นเฉือนนี้ยังคงที่หลังจากการเกิด deformation ขึ้น ก็จะไม่มีการบิดตัว (Distortion) ขึ้น ในขณะที่เคียวกันเราถือว่า จะเกิดการเคลื่อนที่ของผนังอุโมงค์

จากประสบการณ์แสดงให้เราเห็นว่า โดยปกติแล้วดินสามารถต้านทานต่อความเค้นเฉือนได้มากในระดับหนึ่ง โดยไม่เกิดการ creep หรือ Relaxation นั่นคือ ถึงแม้จะเกิดความเค้นเฉือนขึ้นก็จะสามารถรับได้ โดยลัวอุโมงค์และดินบริเวณรอบช่องเปิด (opening) ก็จะมีเสถียรภาพ

การออกแบบอุโมงค์นั้น จำเป็นต้องพิจารณาถึงสมบัติของ strength, stress, strain รวมทั้งระยะเวลาคงตัวของดิน ถ้าเราคิดตั้งผนังของอุโมงค์ที่มีคุณสมบัติแข็งเกร็ง (rigid) และมีความแข็งแรงแทนที่จะเป็นแบบยืดหยุ่นสมบูรณ์ (Perfectly Flexible) ย่อมจะไม่เกิดการ deformation และแรงกระทำภายนอกก็ จะไม่เปลี่ยนแปลง

สำหรับโมเมนต์คัดในผนังอุโมงค์ หากเราอนุญาตให้เกิดการ

Deformation ในลักษณะที่มีการยืดหยุ่น ก็จะถือว่าไม่เกิดเป็นความเค้น และถ้าหากการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ออกแบบเป็น rigid ก็จะต้องออกแบบให้สามารถรับโมเมนต์คัตได้เพียงพอ

แท้จริงแล้วอุโมงค์จริง ๆ จะแตกต่างจากอุโมงค์ในอุดมคติคือความเค้นจะได้รับอิทธิพลจากกระบวนการขุดเจาะ และการ Deformation ก็จะเกิดขึ้นก่อนการประกอบติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ทั้งที่ออกแบบเป็น rigid และ flexible ดังนั้นสมมติฐานก็ไม่สามารถใช้ได้กับความเป็นจริงในการออกแบบ แต่สามารถช่วยกำหนด Factor ของพฤติกรรมต่าง ๆ และการคำนวณ

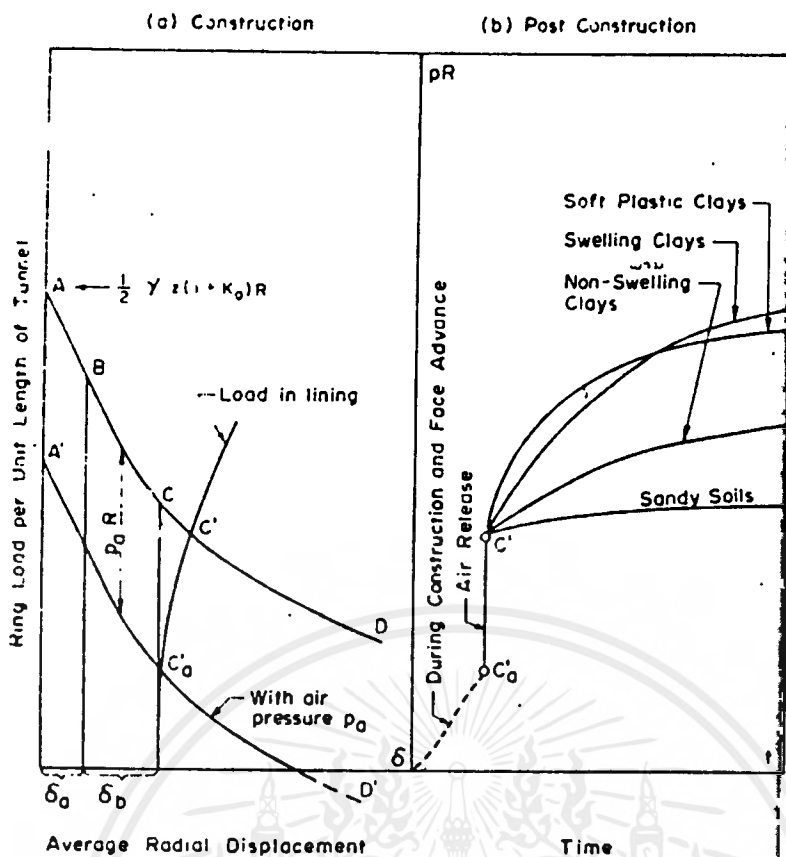
5.3.2.2 กระบวนการออกแบบน้ำหนักกระทำ

Deer et al (1969) ได้เสนอกระบวนการออกแบบเป็นขั้น ๆ ดังนี้

- 1) พิจารณาน้ำหนักวงแหวน (Ringload)
- 2) พิจารณาการบิดตัว (Distortion) จากแรงคัต
- 3) พิจารณาการโก่งตัว (Buckling)
- 4) พิจารณาปัจจัยภายนอกที่สำคัญ

น้ำหนักวงแหวน (Ring Load) มีค่าเท่ากับ คำนำน้ำหนักเฉลี่ยของดินที่กระทำต่อผนังของอุโมงค์คูณกับรัศมีภายนอกของอุโมงค์

น้ำหนักของแนวดินในแนวรัศมี (radial soil load, p) และ น้ำหนักวงแหวน (Ring Load) เป็นส่วนประกอบของการ deformation ในดิน ถ้าหากไม่เกิดการ deformation ของดินไม่ว่าจะก่อนหลังในขณะติดตั้งผนังอุโมงค์ คำนำน้ำหนักดิน p จะเท่ากับ $\frac{1}{2}\gamma z(1 + k_r) R$ ดังรูปที่ 5.25 .



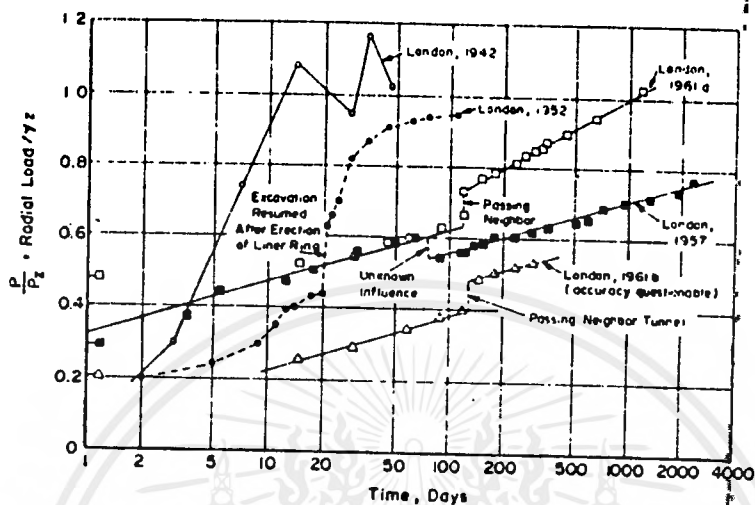
รูปที่ 5.25 แสดงการเกิดพฤติกรรมระหว่างดินกับผนังอุโมงค์

น้ำหนักวงแหวน (Ring Load) ณ จุด A จะเท่ากับ $\frac{1}{2} \gamma z (1 + k_0) R$

ในทางกลับกันถ้าดินรอบบริเวณเปิด (opening) มีการ deformation หรือเคลื่อนตัวหรือเปลี่ยนสภาวะได้ก็จะทำให้ค่าความเค้นเฉือนในดินเปลี่ยนแปลง ดังนั้นค่าเฉลี่ยของน้ำหนักดิน (soil load, P) จะต้องลดลง ดังสังเกตได้ในแนวเส้น AD ซึ่งความชัน (slope) และตำแหน่งของเส้น AD จะขึ้นกับ stress-strain-time เฉพาะของดิน

ในการขุดผนังอุโมงค์ เมื่อการเจาะอยู่ ณ จุดที่อยู่หน้าอุโมงค์ (Tunnel face) ใกล้จุดที่พิจารณาหมายถึง จุดที่ดินเริ่มมีการ deform ไปข้างหน้าเข้าหาผิวหน้าอุโมงค์และแนวเส้น center line การ deformation นี้ แทนด้วยตัว (ดังรูปที่ 5.25) จะเกิดขึ้นเป็นผลให้น้ำหนักดิน (soil load) และน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) ลดลง จากจุด A ไปยังจุด B ถ้าผนังอุโมงค์ถูกติดตั้ง ณ จุดนี้ถือว่า จะเกิดการรับน้ำหนักเท่ากับที่จุด B นั่นคือจะต้องน้อยกว่า $\frac{1}{2} \gamma z (1 + k_0) R$ แต่อย่างไรก็ตาม ในการก่อสร้างจริง ๆ แล้ว ระหว่างช่องเวลาที่ผนังอุโมงค์จะถูกติดตั้ง เราถือว่ารับน้ำหนัก ณ จุด C แต่อย่างไรก็ตามเป็นไปได้ที่จะเกิดการ deformation ก่อนที่ผนังอุโมงค์จะรับน้ำหนักได้เต็มที่เมื่อติดตั้งไปแล้วดังนั้นน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะถูกรอบรับครั้งแรกที่จุด C

หลังจากที่ผนังอุโมงค์ถูกติดตั้ง คำน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะเพิ่มขึ้นตามเวลาและลักษณะของการก่อสร้าง จะสังเกตได้ว่าจะเพิ่มขึ้นมากหรือน้อยนั้น จะมีลักษณะเป็นกราฟเส้นตรง ในช่วงเวลาหนึ่ง ดังรูปที่ 5.26



รูปที่ 5.26 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของระยะเวลากับน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load)

ค่าสูงสุดของน้ำหนักแนววงแหวน (Ring Load) จะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ดังแสดงในรูป 5.25 แต่ในที่สุดแล้วน้ำหนักแนววงแหวนนี้ก็จะมิต่ำกว่าสภาวะเริ่มแรกอยู่ดี (ที่จุด A) และที่สำคัญจะน้อยกว่าค่า $P_z = \gamma Z$ (น้ำหนักในแนวตั้ง)

อย่างไรก็ตาม เราสมมติให้น้ำหนักดิน (soil load) เท่ากับค่าน้ำหนักเต็มพิภค (Full overburden pressure) เพราะเพื่อความปลอดภัยดังกล่าวของ Deer et al ว่าการคำนวณอุโมงค์ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ฟุต ถึง 100 ฟุต ใช้ผนังอุโมงค์คอนกรีต ความหนาน้อยกว่า 6 นิ้ว แต่ในการก่อสร้างจริงจำเป็นต้องหนากว่านี้

Table 27 - Thrust and Distortion of Tunnel Linings in Soil Peck, R.B., 1969

| Case | Reference | Lining Type | Radius R (ft.) | Thickness t (in.) | Rigidity (ksf) | Soil Type | Strength σ_c (ksf) | Total Overburden P, (ksf) |
|-----------------------------|-----------------------------|---|----------------|--------------------------|----------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|
| London, 1942 | Skempton, 1943 | Bolted iron segments | 6.4 | 1.33 | Small | London clay | 5.75 | 13.8 |
| | | | | | | | | |
| London, 1952 | Cooling and Ward, 1953 | Bolted iron segments | 12.7 | 2.3 | .003 | London clay | 7 - 22 | 12.5 |
| | | | | | | | | |
| London, 1957 | Ward and Thomas, 1965 | Bolted iron segments | 3.8 | | | London clay | 7.2 - 9.6 | 6.95 |
| | | | | | | | | |
| London, 1961 (Victoria) (1) | Ward and Thomas, 1965 | "Flexible" concrete segments | 6.6 | 9 | 0.66 | London clay | 7.8 - 8.5+ | 10.8 |
| London, 1961 (Victoria) (2) | Ward and Thomas, 1965 | "Flexible" iron segments | 6.4 | | 0 | London clay | 7.8 - 8.5+ | 10.0 |
| London, 1952 (Ashford) | Tattersall et al, 1955 | Don - Segs | 4.4 | 12 | 4.8 | London clay | 22 | 11 |
| Charleston, 1968 | Gould, 1968 | Unlined horseshoe | 3.5 | | | Silty marl | 4.5+ | 10 |
| | | | | | | | | |
| Ottawa, 1961 | Eden and Bozozuk, 1968 | Corrugated steel liner plates (primary) | 5.0 | | | Leda clay | 3.7 | 6.1 |
| | | | | | | | | |
| Toronto, 1964 (1) | Matlich and Carling, 1968 | Bolted iron segments | 8.5 | | | Silty clay and clayey silt | = 0.7 | 4.4 |
| | | | | | | | | |
| Toronto, 1964 (2) | Matlich and Carling, 1968 | Bolted iron segments | 8.5 | | | Sand and clayey silt | dense = 0.7 | 5.5 |
| Norway, 1949 (Tyholt) | Harlmark, 1964 and 1968 | Concrete Segments and Cast in place | 10.8 | 26 | 2.7 | Sensitive clay | 0.7 - 1.2 | 7.6 |
| | | | | | | | | |
| New York, 1908 (Penn. RR) | Jacobs, 1910 | Bolted iron segments | 11.5 | | | Hudson River silt | ? | 5.5 max. |
| | | | | | | | | |
| New York, 1938 (Lincoln) | Rapp and Baker, 1936 | Bolted iron segments | 16.5 | | | Hudson River silt | ? | 6.5 max. |
| | | | | | | | | |
| Boston, 1960 (Callahan) | C. E. Jan., 1961 Richardson | Bolted steel segments | 15.4 | 4" web with stiffeners | | Boston blue clay | very soft | |
| | | | | | | | | |
| Garrison, 1951 | Burke, 1957 Lane, 1957 | | | | | Fl. Union shale | | 13.2 - 21.6 |
| | | | | | | | | |
| 4A | | Ribs and Lagging | | | | | | |
| 4B | | Yielding ribs | | | | | | |
| 4C | | Ribs and Lagging | | | | | | |
| 4D | | Slotted concrete | | | | | | |
| Other tunnel sections | | Ribs | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| Chicago, S6, 1940 | Terzaghi, 1943 | Ribs and Liner plates, horseshoe shape | 10.0 | | | Chicago clay | 0.7 | 4.9 |
| | | | | | | | | |
| Chicago, S3, 1940 | Terzaghi, 1942 | Bolted steel segments, circular | 12.5 | 3/4" web with stiffeners | .019 | Chicago clay | 0.6 | 4.4 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ตารางที่ 5.5

น้ำหนักแนววงแหวน $P_z = (yZ).R$

5.3.2.3 โมเมนต์ดัด (Bonding Moment)

ในทางปฏิบัตินั้น ผนังของอุโมงค์จะมีลักษณะแข็งที่ยืดหยุ่น (Flexural Rigidity) ดังนั้นเป็นผลไปเกิด โมเมนต์ดัด (Bending Moment) เป็นฟังก์ชันของความแข็ง (lining Rigidity) และของการ deformation ของผนังอุโมงค์ ซึ่งสามารถประมาณโดยอาศัยประสบการณ์ที่ผ่านมามีดังตารางที่ 5.5 แสดงการเกิดการบิดโก่งตัว (distortion) ของผนังอุโมงค์ในช่วงเวลานั้น ๆ จะเห็นได้ว่าการ distortion จะน้อยกว่า $\Delta R/R = 1\%$ และค่านี้จะอยู่ในระหว่าง 0.1-0.6%

โดยปกติเพื่อความปลอดภัย เราสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดดังนี้

$$M(\max) = \frac{3EI}{Rm} \cdot \Delta \frac{R}{R}$$

เมื่อ E = Modulus of Elasticity of Lining

I = Moment of Inertia of Lining

Rm = Average radius of Lining

R = Radius of Lining

ΔR = Change in radius of Lining

5.3.2.4 การโก่งตัว (Buckling)

จากประสบการณ์ที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่า ความเสียหายของอุโมงค์ที่เกิดจากการ Buckling มีโอกาสเกิดขึ้นในกรณีที่มีการติดตั้งไม่ดี และผนังของอุโมงค์ไม่สัมพันธ์โดยสม่ำเสมอกับดินโดยรอบหรือการ grouting ไม่ถูกต้อง เสร็จสิ้นนี้ไม่เกี่ยวข้องกับการออกแบบแต่ควรมีการระมัดระวังในการก่อสร้าง การโก่งตัว (Buckling) ก็มีโอกาสดังกล่าวเกิดขึ้นในระดับน้ำใต้ดินหรือในบริเวณดินเหลว โดยเป็นผลมาจากแรงดันจากน้ำ ดังนั้นจำเป็นต้องออกแบบผนังของอุโมงค์เป็นแบบแข็งเกร็ง (Rigid) โดยที่แรงดันส่วนเกินนี้มีค่าเท่ากับ

$$P_{cp} = (3EI / R^3) \cdot p$$

5.4 การออกแบบ Tunnel Lining ในดินอ่อน

เมื่อเราใช้หน้าตัดแบบวงกลม อุโมงค์จะถูกกระทำในลักษณะของ ring ที่ฝังอยู่ในหิน หรือในดินบางครั้ง ring จะถูกสร้างเป็น continuous structure หรืออาจจะสร้างเป็นแบบหลายๆ element เช่น segmented linings แรงดันที่เกิดจากหินหรือดินที่ล้อมรอบเป็นฟังก์ชันของคุณสมบัติของหินหรือดิน คือ ขนาดของอุโมงค์และตำแหน่งเทียบกับผิวดิน และค่าความแข็งสัมพัทธ์ของอุโมงค์เทียบกับดินที่ล้อมรอบ อุโมงค์ ที่มีหน้าตัดขนาดเล็กในดินอ่อน จะมีพฤติกรรมเป็น rigid section ขณะที่อุโมงค์ขนาดใหญ่ในดินแข็งจะมีพฤติกรรมเป็น flexible section

หน้าตัดของอุโมงค์โดยปกติถูกออกแบบตามหนึ่งในหลักการพื้นฐานต่อไปนี้

1. ถือว่าอุโมงค์เสมือน ring ที่ถูกกระทำภายใต้ loading diagram ซึ่งเป็นฟังก์ชันของตำแหน่งของแรงกระทำและพารามิเตอร์ของดินรอบๆอุโมงค์ และถือว่า ring อยู่ในดินที่มีความยืดหยุ่น ในกรณีนี้ ring ถูกสมมุติให้ ring ถูกล้อมรอบด้วยดิน ในกรณีอื่น จะแบ่งหน้าตัดของอุโมงค์ออกเป็นส่วนๆโดยเฉพาะส่วน tunnel crown อุโมงค์ถูกออกแบบบนพื้นฐานของสภาวะการเกิดการทรุดตัวที่จุดต่างๆที่เกิดขึ้นจริง
2. ถือว่าอุโมงค์เสมือน ring ในดินที่มีความยืดหยุ่นต่อเนื่องโดยตลอด ภายใต้แรงกระทำแบบเดียวกับข้อ 1 ขั้นตอนต่อไปคือบรรลุนองปฏิริยาของดินที่ล้อมรอบ สมมุติให้ ring ฝังอยู่ในดินแบบสมบูรณ์
3. วิธี limit state design method ซึ่ง lining ถูกสมมุติให้มี elastic hinges วิธีเช่นนี้สามารถใช้ขนาดโดยประมาณได้ อย่างไรก็ตามไม่สามารถใช้วิธีนี้ได้ ถ้า เกณฑ์การออกแบบไม่ยอมให้เกิดรอย crack เกิดขึ้นเลยแม้แต่ขีดเดียว เช่น อุโมงค์ส่งน้ำ

ในทางปฏิบัติ หลักการออกแบบต่างๆจะให้ผลต่างกัน กระนั้นจำเป็นต้องรู้ผลของวิธีต่างๆที่ใช้ในกรณีเดียวกัน เพื่อประมาณอิทธิพลของข้อมูลต่างๆที่มีต่อผลการคำนวณ

เกณฑ์สำคัญ คือ maximum bending moment ในหน้าตัดอุโมงค์ แรงดัน normal hoop thrust ในหน้าตัดอุโมงค์แต่ละหลักการจะให้ผลแตกต่างกันไม่มากเท่าไร อย่างไรก็ตาม normal force เหล่านี้ มีผลสำคัญต่อ การเลือกหน้าตัดอุโมงค์ขั้นสุดท้าย ให้จำใจไว้ว่า พารามิเตอร์ของดิน ซึ่งใช้กำหนดการออกแบบอุโมงค์จะไม่มีค่าที่ชัดเจนแน่นอน แต่จะมีค่าออกมาเป็นช่วง(range) เพราะอุโมงค์จะผ่านดินชนิดต่างๆบน final straining actions ในหน้าตัดอุโมงค์แบบต่างๆ

จะทำการเปรียบเทียบ 7 วิธีการต่างๆภายใต้ข้อสมมุติฐานเดียวกัน สำหรับการออกแบบอุโมงค์หน้าตัดวงกลม โดยมุ่งสนใจที่ bending moment เพราะองค์ประกอบนี้ คือสิ่งหนึ่งซึ่งต่างกันไปตามวิธีการต่างๆที่ใช้

ให้สังเกตว่าวิธีการออกแบบซึ่งให้ค่าตอบในฟังก์ชันของ vertical pressure ที่ tunnel crown และ horizontal pressure ที่ tunnel axis horizontal pressure ถูกสัมพันธ์กับ vertical pressure โดยสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (coefficient of lateral earth pressure) ซึ่งถูกต้องในกรณีของอุโมงค์รัศมีเล็ก และอุโมงค์ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดเล็ก สำหรับกรณีอุโมงค์ขนาดใหญ่ เส้นผ่านศูนย์กลาง อุโมงค์ควรจะใช้สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างที่ปรับค่าแล้ว

5.4.1 Muir Wood's Method

ไมเคิล วิธีนี้มีพื้นฐานอยู่บนข้อสมมุติว่า circular lining เกิด deformation เป็นรูปวงรีใน elastic ground และ shear stress ระหว่าง lining กับ ดิน และสมมุติให้อุโมงค์ถูกล้อมรอบด้วย elastic ground แบบสมมาตรดังในรูป 3.27 ในวิธีนี้ maximum bending moment ใน lining จะเป็นดังนี้

$$M_{max} = \pm \frac{P_o r_o^2 EI (1 + \mu) (5 - 6\mu)}{6EI(1 + \mu)(5 - 6\mu) + 2\mu^3 r_o^3 E_s}$$

ซึ่ง P_o = excess pressure บนแกนแนวตั้ง บน horizontal pressure intensity ที่แกนแนวนอน P_h ; $P_o = P_v - P_h = P_v(1 - K_o)$

K_o = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง

r_o = รัศมีถึงผิวด้านนอกของ lining

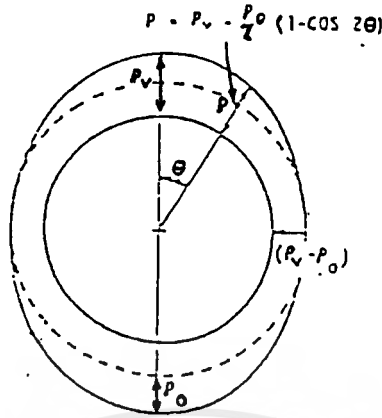
= = อัตราส่วนของรัศมี lining ที่แกนกลางกับรัศมีถึงผิวนอกของ lining

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

E_c = Young's Modulus ของดินหรือหิน

I = second moment of area ของ lining ต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์

μ, μ_1 = Poisson's ratio สำหรับดิน และ lining ตามลำดับ



รูป 5.27 Muir Wood's method: lining วางตัวอยู่ใน elastic soil

ในกรณีของอุโมงค์ระดับลึกในดินอ่อน จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันในแนว
 ดิ่งกับแนวระดับซึ่งสัมพันธ์กับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง \$K_o\$, และจะเขียนสมการ
 (3.23) ได้ดังนี้

$$M_{max} = \pm P_v \frac{(1 - K_o) r_o^2 (5 - 6\mu)}{6(5 - 6\mu) + \frac{2}{(1 + \mu)} \frac{E_v r_o^3}{EI}}$$

ให้แทน rigidity factor $\alpha = \frac{E_v r_o^3}{EI}$ ในสมการข้างบนจะได้

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

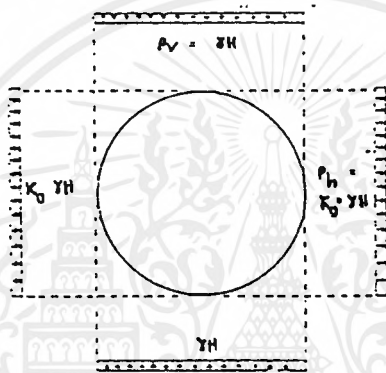
ในกรณีของ $\mu = 0.4$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned} M_{max} &= \pm P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \frac{1}{6 + 0.55\alpha} \\ &= \pm P_v (1 - K_o) r_o^2 \beta_M \end{aligned}$$

ซึ่ง β_M = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ตามสมการของ Muir Wood ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ rigidity

5.4.2 Peck et al's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานการออกแบบของโมเมนต์แบบ continuous solution โดยไม่มีการแยกประเภท lining เป็นแบบ flexible หรือ rigid เพราะการจัดแยกประเภทแบบนี้จะใช้เมื่อมีการสมมุติว่า ฟังก์ชันของคุณสมบัติของ lining และพฤติกรรม ความเค้น ความเครียดของดินรอบอุโมงค์ ในที่นี้จะสมมุติว่าไม่เกิด shear stress บริเวณโดยรอบผิว lining ด้านนอก (extrados) สมการของ Burns และ Recharad สำหรับกรณีของ one-dimensional airblast loading สำหรับ protective structures ถูกปรับปรุงเพื่อให้ straining action ในการณีของอุโมงค์ระดับลึก สมการเป็นดังต่อไปนี้ รูป 3.28



รูป 5.28

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6}(1 - K_0)P_0 r_2^2 b_2$$

$$\begin{aligned} \text{ซึ่ง } b_2 &= 1 + 3a_2 - 4a_3 \\ a_2 &= \frac{2F + 1 - 2\mu}{2F + 5 - 6\mu} \\ a_3 &= \frac{2F + 1}{2F + 5 - 6\mu} \\ F &= \frac{E_c I (1 + \mu)}{6EI / (1 - \mu_1^2) r_0^3} \end{aligned}$$

ในกรณีขอบ segmented lining ค่าของ

ดังนั้น

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

แทนค่าของ a_2, a_3, a_4 และ F ในสมการ (3.26) จะได้สมการ maximum bending moment ใน tunnel section ดังนี้

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \frac{12(1 - \mu^2)}{\frac{\alpha}{3}(5 - 6\mu)(1 + \mu)}$$

สมการนี้ควรต้องเปลี่ยนรูปใหม่ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบกับสมการ (3.24) ได้ เพื่อสามารถนำไปพล็อตกราฟได้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm \frac{1}{6} P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \frac{6(1 - \mu)/(5 - \mu)}{\frac{\alpha}{(5 - 6\mu)(1 + \mu)} + 3} \\ &= P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \frac{12(1 - \mu)/(5 - 6\mu)}{2} \cdot \frac{1}{(5 - 6\mu)(1 + \mu) + 3} \\ &= \pm P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \beta_M \frac{12(1 - \mu)}{(5 - 6\mu)} \end{aligned}$$

หรือ

$$M_{\max} = \pm P_v (1 - K_o) r_o^2 \cdot \beta_p$$

ซึ่ง β_p = สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Peck et al's ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ 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 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ μ เพียงอย่างเดียว ค่าของสัมประสิทธิ์ G นี้อาจจะหาได้จากตารางข้างล่างนี้

ตาราง 5.6

| | | | | | | | |
|------------------|---|-----|------|------|------|------|-----|
| 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 |

5.4.3 Knud-Engelbreth-Sard vika's Method

วิธีนี้สามารถหา bending moment ใน lining ได้โดยปราศจาก การสมมุติว่า lining เกิดการ distortion เป็นรูปวงรี จากวิธีของ Muir Wood ให้ active load กระทำบน lining สามารถคำนวณหา bending moment โดยสูตรต่อไปนี้

$$M_{\max} = -\frac{1}{2} H \zeta_0^2 \cdot \frac{3(5-\mu+(1-\mu)\zeta_2)}{3(5-\mu)+\zeta_0^4 r_0^3 E_c / EI} \cdot \cos 2\theta \cdot \frac{(1-K_0)}{4}$$

ฉะนั้น

$$M_{\max} = \pm P_v \frac{(1-K_0)}{4} \zeta_0^2 \frac{3(5-\mu+(1-\mu)\zeta_2)}{3(5-\mu)+\zeta_0^4 r_0^3 E_c / EI}$$

ซึ่ง ζ_2 คือ สัมประสิทธิ์ตัวหนึ่ง ซึ่งเป็นศูนย์สำหรับ maximum shear stress ที่ผิวด้านนอกของ lining ซึ่งในคืน คือ initial undeformed state ของ elastic equilibrium of the mass และ ζ_2 เท่ากับ 1 เมื่อ shear stress บน lining เท่ากับศูนย์ หรือในอีกแง่หนึ่งคือ lining จะต้องถูก check ทั้ง 2 กรณีของ $\zeta_2 = 0$ และ $\zeta_2 = 1.0$

ถ้าพิจารณากรณีของ $\zeta_2 = 0$ จะได้สมการดังนี้

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v \frac{(1-K_0)}{4} \zeta_0^2 \cdot \frac{3(5-\mu)}{3(5-\mu)+\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_0) \zeta_0^2 \cdot \frac{1}{4 + \frac{4\alpha}{3(5-\mu)}} \end{aligned}$$

เมื่อ $\mu = 0.4$ จะได้ว่า

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \pm P_v (1-K_0) r_0^2 \zeta_0^2 \cdot \frac{1}{4+0.29\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_0) r_0^2 \beta_E \end{aligned}$$

ซึ่ง β_E คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Englebreth ซึ่งขึ้นกับ rigidity factor α และ poisson's ratio ของดิน

เมื่อ $\xi_2 = 1.0$;

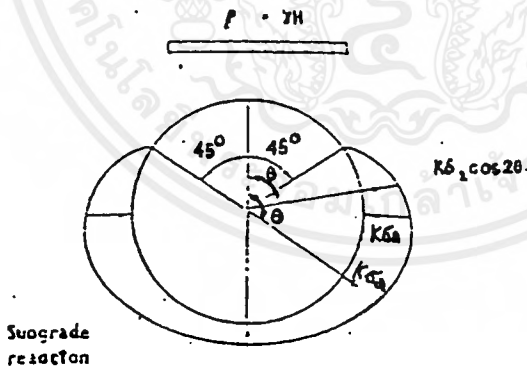
$$M_{max} = \pm P_v \frac{(1-K_o)}{4} r_o^2 \cdot \frac{3(5-\mu+1-\mu)}{3(5-\mu)+\alpha}$$

จัดรูปสมการใหม่เหมือนกับรูปแบบสมการ (3.29) จะได้

$$M_{max} = \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \frac{1 + \frac{1-\mu}{5-\mu}}{4 + \frac{4\alpha}{3(5-\mu)}}$$

สำหรับ $\mu = 0.4$ จะได้

$$\begin{aligned} M_{max} &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \cdot \frac{1.136}{4 + 0.29\alpha} \\ &= \pm P_v (1-K_o) r_o^2 \beta_z \cdot 1.136 \end{aligned}$$



รูป 5.29 Zurabov-Bugaeva's method

5.4.4 Zurabov-Bugaeva's Method

วิธีนี้มีพื้นฐานบนข้อสมมติการแบ่ง zone โดยแบ่งเป็นส่วนของ tunnel crown แรงกระทำในแนวตั้งตามแนวอุโมงค์ ถูกสมมติให้กระจายตามเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์

อุโมงค์ถูกออกแบบโดยคิดเป็น ring ที่ล้อมรอบด้วยดินที่มีความยืดหยุ่น แรงปฏิกิริยาที่ดินถูกสมมติให้มีรูปร่าง ดังรูป 5.29 ขนาดของมันถูกกำหนดให้เหมาะสมทั้งสภาวะสมดุลตามแนวตั้งและมีรูปแบบเฉพาะตามแนวผิวสัมผัส วิธีนี้จะถือว่าการทรุดตัวของดินและ lining มีค่าเท่ากันที่จุดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวนอนและแกนตั้ง สมการสำหรับ bending moment และ thrust ที่หน้าตัดต่างๆ จะถูกให้ไว้ใน Szechy, K: The art of tunnelling, Akademiakiado, Budapest 1967 วิธีนี้ไม่คิดผลกระทบเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง มันจะให้ค่า maximum bending moment ที่ tunnel crown ส่วนที่หน้าตัดอื่น จะมีค่า bending moment น้อยกว่า โดยสมการ maximum bending moment จะเป็นดังนี้

$$M_{\max} = P_w r_o^2 (A_1 \delta + B_1 + C_1 \pi (1 + \delta))$$

ซึ่ง
$$\delta = 2 - \frac{r_o}{r} = 2 - \zeta$$

และ
$$n = \frac{1}{0.06416 + \frac{EI}{Cr_o^4}}$$

c คือ coefficient of subgrade reaction (สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน ซึ่งสัมพันธ์กับค่า Young's Modulus ของความยืดหยุ่นสำหรับดิน และอัตราปัวซอง โดยความสัมพันธ์เป็นดังนี้

$$C = \frac{E_c}{(1 + \mu)r_o^2} \quad (\text{Gellerskin's}) \quad \text{หรือ}$$

$$C = \frac{3E}{(1 + \mu)(5 - 6\mu)r_o^2} \quad (\text{Muir Wood's})$$

ค่า A_1, B_1, C_1 จะมีค่าแน่นอนสำหรับหน้าตัดต่างๆ ค่าที่ tunnel crown

$$A_1 = 0.1628, B_1 = 0.0872, C_1 = 0.0070$$

ถ้าไม่คิดผลเนื่องจากความหนาอุโมงค์กำหนด $\zeta = 1.0$ สูตรข้างต้นสามารถเขียนได้

เป็น

$$M_{\max} = P_w r_o^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \frac{EI}{Cr_o^4}} \right]$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนค่า c จาก Galerkin's equation จะได้

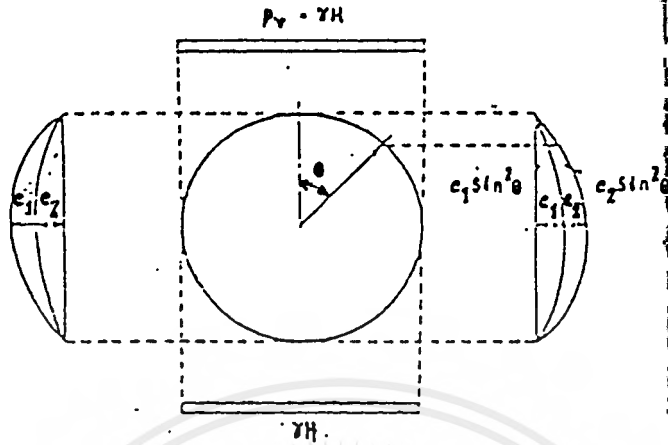
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= P_v r_o^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \frac{EI(1+\mu)}{E_c r_o^3}} \right] \\
 &= P_v r_o^2 \left[0.25 - \frac{0.014}{0.06416 + \alpha(1+\mu)} \right] \\
 M_{\max} &= P_v r_o^2 \cdot \beta_3
 \end{aligned}$$

ซึ่ง β_3 คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ ของ Bugaeva ขึ้นกับ Bugaeva's ratio ของดิน ในอีกแง่หนึ่ง คือ ฟังก์ชันของ $\chi = EI/Cr_o^4$ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่นิยาม tunnel rigidity เกี่ยวกับดินรอบอุโมงค์

สมการ (3.34) ใช้ค่า rigidity factor เหมือนกับใช้ใน 3 วิธีก่อน, α , หรือใช้ factor χ (ซึ่งคืออีกรูปหนึ่งของ rigidity factor) ไม่ว่าสูตรจะใช้เพื่อแสดงความสัมพันธ์ของ the soil subgrade coefficient กับ Young's modulus ของดิน เหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะมีหลายวิธีในการหาแรงปฏิกิริยาของดิน จากค่า Young's modulus ของมัน และแต่ละค่าจะให้รูปแบบดังสมการ (3.34)

5.4.5 Davldov's Method

วิธีการนี้จะหาค่าสำหรับ subgrade reaction ตามแนวด้านข้างของอุโมงค์ในรูปฟังก์ชันตรีโกณกำลังสอง elastic embedment (ดินหรือวัสดุที่ใช้อุดช่องว่างระหว่าง lining กับดิน) จะถูกใส่ที่จุดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางแนวนอน และแรงกระทำในแนวตั้งบนอุโมงค์ ถูกสมมติให้กระจายอย่างสม่ำเสมอตามเส้นผ่านศูนย์กลางอุโมงค์ lateral active earth pressure ถูกสมมติให้มีรูปร่างเหมือนกับ lateral earth resistance รูป 5.30



รูป 5.30 Davidov's method

วิธีนี้จะไม่คิด coefficient of subgrade reaction แต่จะคำนวณในการวิเคราะห์การทรุดตัวสำหรับ soil column H_i ในวิธีนี้เทอมซึ่งนิยามค่า tunnel rigidity คือ $\frac{EI}{r_0^3} \cdot \frac{H_i}{E_c}$ แทนด้วย α

bending moment ในอุโมงค์จะคำนวณได้ดังนี้

$$M_{\max} = r_0^3 \cdot \left(\frac{P_v}{4} - \frac{19e_2}{96} \right)$$

ซึ่ง

$$e_2 = \frac{P_v r_0^4 / 14}{\frac{EI \cdot H_i}{E_c} + \frac{101}{1440} \cdot r_0^4}$$

ดังนั้น maximum bending moment หาได้จาก

$$M_{\max} = P_v r_0^3 \left\{ \frac{1}{4} - \frac{19}{96} \cdot \frac{1/14}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_c} + \frac{101}{1440}} \right\}$$

$$= P_v r_0^3 \left\{ 0.25 - \frac{0.0167}{\frac{EI H_i}{r_0^4 E_c} + 0.07} \right\}$$

แทนค่า $ELH_i / (r_o' E_p)$ ด้วย λ ซึ่งเป็นค่า rigidity factor ให้สังเกตว่าค่านี้จะเหมือนกับ α เพราะ H_i คือ แกนเคอร์ของ r_o ดังนั้น

$$M_{\max} = P_o r_o'^2 \left(0.25 - \frac{0.0167}{\lambda + 0.07} \right)$$

$$= P_o r_o'^2 \cdot \beta_D$$

ซึ่ง β_D คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ของ Davidov ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ tunnel rigidity factor

5.4.6 Curtis et al's Method

วิธีนี้ bending moment ใน lining จะหาได้ในงานองเดียวกับที่ได้พิจารณาในวิธีของ Muir Wood ซึ่งพิจารณาผลของ initial shear stresses ระหว่างดินกับ lining วิธีนี้คัดแปลงมาจากวิธีของ Muir Wood bending moment ใน lining จะหาได้จากสูตร

$$M_{\max} = \pm \frac{P_o r_o'^2}{4} \left[1 + Q_2 \frac{(3 - 2\mu)}{(3 - 4\mu)} \right]$$

ซึ่ง

$$Q_2 = \frac{E_p r_o'^3}{12EI(1 + \mu)}$$

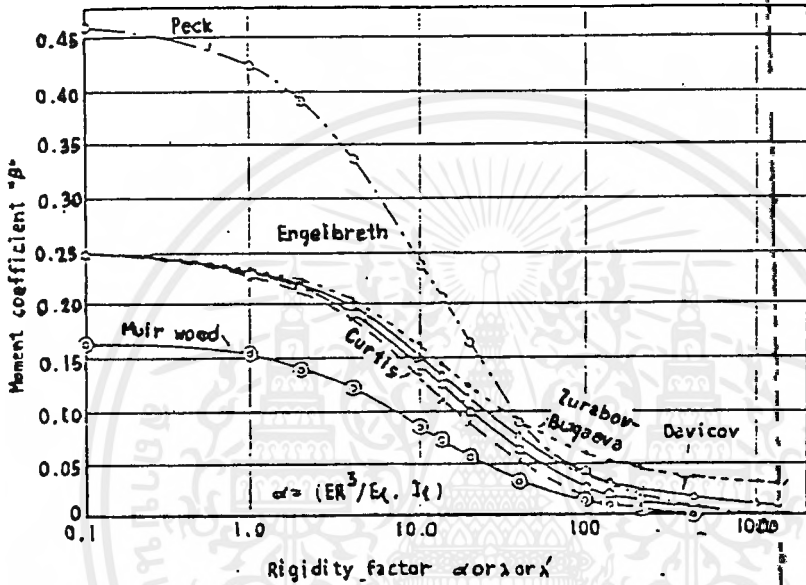
ในกรณีของ $\mu = 0.4$ จะได้สมการ maximum bending moment เป็นดังนี้

$$M_{\max} = \frac{P_o r_o'^2}{4} + [1 + 0.0935\alpha]$$

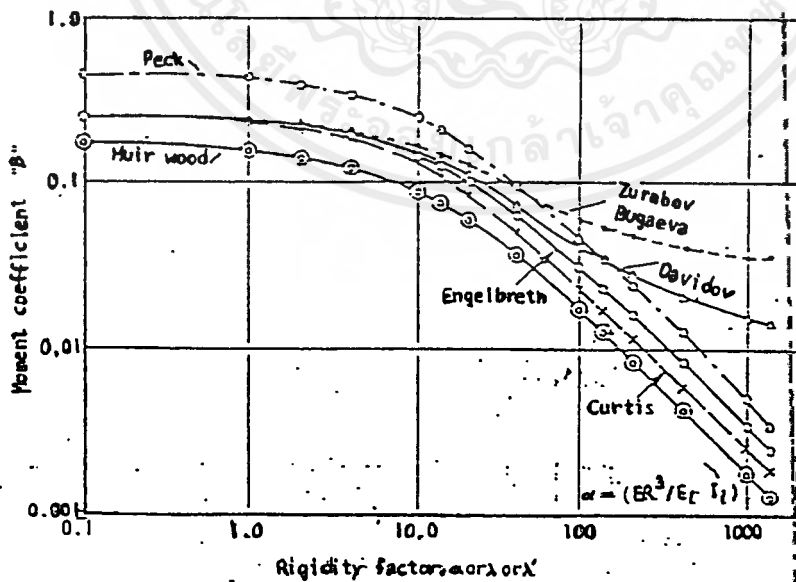
$$= P_o r_o'^2 \cdot \beta_c$$

ซึ่ง β_c คือ สัมประสิทธิ์โมเมนต์ตามวิธีของ Curtis et al's ซึ่งขึ้นกับค่า α และอัตราส่วนปัวซองของดิน

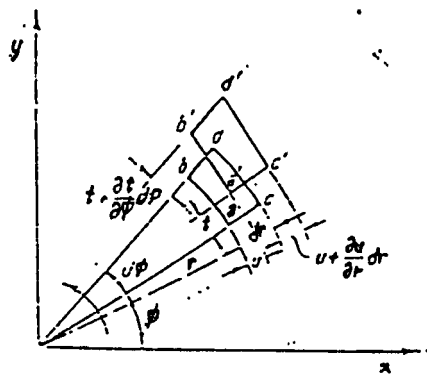
สมการที่ใช้หา bending moment (3.25) , (3.28) , (3.31) , (3.34) , (3.36) , (3.38) ตามวิธีการต่างๆที่กล่าวมา ซึ่งสามารถนำมาพล็อตเป็นกราฟ ดังรูป 5.31 และ รูป 5.32 แกนนอนของกราฟแทนค่า rigidity coefficient α , หรือ λ หรือ χ ขณะที่แกนตั้งแทนสัมประสิทธิ์โมเมนต์ β ให้สังเกตว่ามีข้อแตกต่างในสมการเหล่านี้โดยเฉพาะ สมการ (3.25) , (3.28) , (3.31) ซึ่งรวมแฟคเตอร์ (1-Ko) เป็นตัวคูณทั่วไป ขณะที่สมการ (3.34) , (3.36) , (3.38) , ไม่มีเทอมนี้



รูป 5.31 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่างๆ



รูป 5.32 กราฟความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์โมเมนต์ที่หาจากวิธีต่างๆ



รูป 5.36 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง radial displacement กับ tangential displacement

ไม่คิด deformation ซึ่งเกิดจาก shear forces และ normal forces สมการต่อไปนี้จะแสดงความสัมพันธ์ของ u กับ t

$$t = - \int u \cdot d\phi$$

ความถูกต้องของสมการนี้สามารถตรวจสอบดูได้จากรูป 5.36 คือ element abcd ของ tunnel section เปลี่ยนตำแหน่งใหม่เป็น a' b' c' d' เนื่องจากเกิด deformation ดังนั้น deformation แนวเส้นสัมผัสที่เกิดขึ้น คือ

$$\begin{aligned} \epsilon_\phi &= \frac{\Delta L}{L} = \frac{\overline{a'b'} - \overline{ab}}{\overline{ab}} = \frac{\left[t + \frac{dt}{d\phi} + (r+u)d\phi - t \right] - r d\phi}{r d\phi} \\ &= \frac{dt + u d\phi}{r d\phi} \end{aligned}$$

$$\epsilon_\phi = \frac{1}{r} \frac{dt}{d\phi} + \frac{u}{r}$$

สมมติว่าระยะบิดตัวในจุดที่ระบุ คือ $\epsilon_\phi = 0$ เราจะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ t ดังนี้

$$\frac{1}{r} \frac{dt}{d\phi} = -\frac{u}{r}$$

$$t = \int u d\phi$$

BODROV และ GORELIK ได้นำทฤษฎี least potential energy มาประยุกต์ใช้ โดยแสดงการ deformation ในแนวรัศมีของหน้าตัด โดยใช้อนุกรม Fourier Series ดังสมการต่อไปนี้

$$u = \sum_{m=0}^m (a_m \cos m\phi + b_m \sin m\phi)$$

สมการข้างบนมุม คือ มุมที่ลากจากจุด x ในรูป 5.35 ไปยังตำแหน่งจุดที่วิเคราะห์ ขณะที่ a_1, a_2, \dots, a_m และ b_1, b_2, \dots, b_m คือ ค่าคงที่ที่ไม่ทราบค่า

ในหลายกรณี tunnel section และ external load จะมีลักษณะสมมาตรกับแกนตั้ง ดังนั้นสมการสำหรับ u เทอมที่ 2 จะเป็นศูนย์ ดังนั้นจะได้สมการ radial deformation ดังนั้น

$$u = \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi$$

และ tangential deformation

$$t = \int -\sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi d\phi = -\sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi$$

พลังงานศักย์เต็มที่ Π (full potential energy) ของ tunnel section ประกอบด้วย 3 ส่วน คือ

1. งานเนื่องจาก external forces
2. งานการทรงแค้ว (deformational work) เนื่องจาก internal forces, V_1
3. งานเนื่องจาก elastic reaction, V_2

$$\Pi = T - V_1 - V_2$$

งานเนื่องจาก external forces

$$T = \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} p_r u ds + \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} p_t t ds$$

ซึ่ง p_r และ p_t = the radial and tangential components of the external pressure ตามลำดับ โดยแทนค่า u และ t จะได้ว่า

$$T = \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} p_r \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi d\phi + \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} p_t \sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi d\phi$$

เครื่องหมายของงานจะเป็นบวกหรือลบ ขึ้นกับว่าเครื่องหมายของ deformation และ force เหมือนกันหรือไม่

deformation work ที่กระทำโดย internal forces

$$V_1 = \frac{1}{2} \int_0^{2\pi} \frac{M^2}{EJ} ds$$

ซึ่ง M คือ โมเมนต์ของ external forces ที่กระทำกับอุโมงค์ ซึ่งสมการ โมเมนต์ สามารถแสดงในรูปของ deformation ของหน้าตัดได้ดังนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \left(\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right)$$

แทนค่าในสมการ (3.45) และให้ $ds = r d\phi$

$$V_1 = \frac{EJ}{2r^3} \int_0^{2\pi} \left[\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right]^2 d\phi$$

แทน u ด้วยสมการ (3.41) และทำการอินทิเกรต

$$V_1 = \frac{EJ\pi}{2r^3} \sum_{m=1}^{\infty} (1-m^2)^2 a_m^2$$

งานเนื่องจาก elastic reactions

$$V_2 = -\frac{1}{2} \int_0^{2\pi} C u^2 ds$$

แทน u จากสมการ (3.41)

$$V_2 = -\frac{Cr}{2} \int_0^{2\pi} \sum_{m=1}^{\infty} (a_m \cos m\phi)^2 d\phi$$

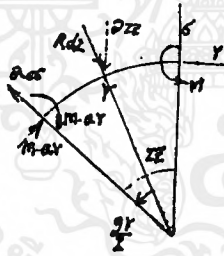
ขอบเขตของการอินทิเกรต ϕ_1 และ ϕ_2 ในสมการข้างบนเรายังไม่ทราบค่า เพราะไม่รู้ว่า tunnel section จะเริ่มไปออกที่ตำแหน่งใด

ในการออกแบบตำแหน่งของ ϕ_1 และ ϕ_2 จะต้องถูกประมาณก่อนล่วงหน้า ค่อมมาเมื่อคำนวณผลออกมาแล้ว ถ้า deformation เท่ากับศูนย์ที่ตำแหน่ง ϕ_1 และ ϕ_2 จะต้องมีการตรวจสอบ ถ้ามีการผิดเพี้ยนมากจะต้องทำการคำนวณซ้ำโดยแทนขอบเขตการอินทิเกรตที่ถูกต้องใหม่

เนื่องจากสาเหตุดังกล่าวนี้ พลังงานศักย์ของหน้าตัดสามารถแสดงในรูป ซึ่งมีเพียงค่าคงที่ a_1, a_2, \dots, a_m เป็นตัวไม่ทราบค่า ซึ่งกระทำโดยการประยุกต์ทฤษฎี least potential energy เพราะถ้าอนุพันธ์ย่อยของผลหาร (partial differential quotient) ของฟังก์ชันของพลังงานศักย์ ถูกคำนวณและให้เท่ากับศูนย์ จะได้ m สมการซึ่งมี a_1, a_2, \dots, a_m เป็นค่าคงที่

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial a_m} = 0$$

การคำนวณสามารถให้ผลถูกต้องตามแต่ต้องการ ถ้ายังกำหนดจำนวน member พิจารณายังมากก็จะยังให้ผลถูกต้องมากขึ้น โดยทั่วไปจำนวนของ member ที่พิจารณาที่น้อยที่สุด คือ 5 ถึง 6 member เมื่อหาค่า a_1, a_2, \dots, a_m ได้แล้ว การ deformation ของหน้าตัดที่จุดใด ๆ ก็สามารถหาได้จากสมการ (3.41) และ (3.42)



รูป 5.37 Equilibrium diagram of the external forces

ค่าของแรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อหน่วยความยาวของอุโมงค์ คือ

$$q = -Cu = -C \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi$$

bending moment ที่จุดใด ๆ บนหน้าตัด

$$M = \frac{EJ}{r^2} \left(\frac{d^2 u}{d\phi^2} + u \right)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทน $\frac{d^2u}{d\phi^2} = -\sum_{m=1}^{\infty} m^2 a_m \cos m\phi$ และจัดรูปสมการใหม่ดังนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \sum (1-M^2) a_m \cos m\phi$$

shear force สามารถหาได้จาก

$$Q = \frac{dM}{ds} = \frac{EJ}{r^2} \frac{d}{rd\phi} \left[\sum (1-m^2) a_m \cos m\phi \right]$$

normal stress สามารถหาได้ดังต่อไปนี้

ให้ external active และ reactive forces กระทำบนหน้าตัด ds ของส่วนโค้ง Pds radial component ของมัน คือ Rds จากสมการสมดุลย์แรงทุกแรงที่กระทำบนหน้าตัด ds รูป 3.37

$$Rds - N \left(\sin \frac{d\phi}{2} \right) 2 - dQ \cos \frac{d\phi}{2} = 0$$

โดย $\sin \frac{d\phi}{2} \cong \frac{d\phi}{2}, \cos \frac{d\phi}{2} \cong 1$

และ $ds = rd\phi$

ดังนั้น $Rrd\phi - Nd\phi - dQ = 0$

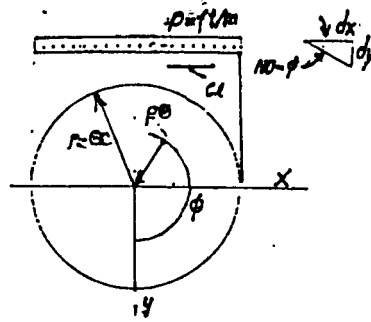
$$N = Rr - \frac{dQ}{d\phi}$$

แทนค่า Q จะได้

$$N = Rr - \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^{\infty} m^2 (m^2 - 1) a_m \cos m\phi$$

ในสูตร R ใช้แทน radial component ของ all external active และ reactive forces ที่กระทำต่อหน่วยความยาวส่วนโค้ง

ตัวอย่าง



รูป 5.38 รูปแรงกระทำบนอุโมงค์ในตัวอย่าง

ให้ circular tunnel section (รูป 5.38) ถูกกระทำโดยแรงดันในแนวตั้งที่กระจายอย่างสม่ำเสมอ lining เป็นแบบ cast-iron ที่มีค่า modulus of elasticity $E = 10,000,000 \text{ t/m}^2$ และ moment of inertia ของมัน $J = 0.000144 \text{ m}^2$ coefficient of subgrade reaction $c = 10,000 \text{ t/m}^2$

ขั้นแรกหาผลรวมของพลังงานศักย์ของหน้าตัดที่กำหนด

1. งานที่กระทำโดย external forces

$$T = \int \left(P_r r \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi \right) d\phi + \int \left(P_r r \sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\phi \right) d\phi$$

ในการคำนวณ จำนวน member ในสมการควรใช้ $m = 5$

$$p dx = p ds \cdot \cos(180^\circ - \phi),$$

$$ds p_r = p dx \cos(180^\circ - \phi) = p ds \cdot \cos^2 \phi$$

$$ds p_t = p dx \sin(180^\circ - \phi) = -p ds \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi$$

ในสมการพลังงาน เครื่องหมายของงานจะเป็นบวกหรือลบ ขึ้นกับว่าทิศทางของการเคลื่อนตัวกับแรงเหมือนหรือต่างกัน

$$T = - \int_{\phi=\pi/2}^{3\pi/2} p \cos^2 \phi r (a_1 \cos \phi + a_2 \cos 2\phi + a_3 \cos 3\phi + a_4 \cos 4\phi + a_5 \cos 5\phi) d\phi$$

$$- \int p \cos \phi \sin \phi r \left(a_1 \sin \phi + \frac{1}{2} a_2 \sin 2\phi + \frac{1}{3} a_3 \sin 3\phi + \frac{1}{4} a_4 \sin 4\phi + \frac{1}{5} a_5 \sin 5\phi \right) d\phi$$

$$T_1 = -pr \int_{\pi/2}^{3\pi/2} (a_1 \cos^3 \phi + a_2 \cos^2 \phi \cos 2\phi + a_3 \cos^2 \phi \cos 3\phi + a_4 \cos^2 \phi \cos 4\phi$$

$$+ a_5 \cos^2 \phi \cos 5\phi) d\phi + pr \int_{\pi/2}^{3\pi/2} \left(a_1 \cos \phi \sin^2 \phi + \frac{a_2}{2} \cos \phi \sin \phi \sin 2\phi \right.$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับกรใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ + $\frac{a_3}{3} \cos \phi \sin \phi \sin 3\phi + \frac{a_4}{4} \cos \phi \sin \phi \sin 4\phi + \frac{a_5}{5} \cos \phi \sin \phi \sin 5\phi) d\phi$ ที่มีการนำไปใช้

ทำการแยกอินทิเกรตทีละตัว

$$\int \cos^3 \phi d\phi = \left[\frac{\sin 3\phi}{12} + \frac{3\sin \phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{-3}{4}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 2\phi d\phi = \left[\frac{\sin 4\phi}{16} + \frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{\pi}{4}$$

$$\begin{aligned} \int \cos^2 \phi \cos 3\phi d\phi &= \int \cos \phi \cdot \cos \phi \cdot \cos 3\phi d\phi \\ &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 4\phi + \cos 2\phi) d\phi \\ &= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 4\phi + \cos \phi \cos 2\phi) d\phi \\ &= \frac{1}{4} \int [(\cos 5\phi + \cos 3\phi) + (\cos 3\phi + \cos \phi)] d\phi \\ &= \int \frac{\cos 5\phi}{4} d\phi + \int \frac{\cos 3\phi}{2} d\phi + \int \frac{\cos \phi}{4} d\phi \\ &= \left[\frac{\sin 5\phi}{20} + \frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin \phi}{4} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{-4}{5} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int \cos^2 \phi \cos 4\phi d\phi &= \int \cos \phi \cdot \cos \phi \cdot \cos 4\phi d\phi \\ &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 5\phi + \cos 3\phi) d\phi \\ &= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 5\phi + \cos \phi \cos 3\phi) d\phi \\ &= \frac{1}{4} \int [(\cos 6\phi + \cos 4\phi) + (\cos 4\phi + \cos 2\phi)] d\phi \\ &= \int \frac{\cos 6\phi}{4} d\phi + \int \frac{\cos 4\phi}{2} d\phi + \int \frac{\cos 2\phi}{4} d\phi \\ &= \left[\frac{\sin 6\phi}{24} + \frac{\sin 4\phi}{8} + \frac{\sin 2\phi}{8} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = 0 \end{aligned}$$

$$\int \cos^2 \phi \cos 5\phi d\phi = \left[\frac{\sin 5\phi}{10} + \frac{\sin 7\phi}{28} + \frac{\sin 3\phi}{8} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = +\frac{4}{105}$$

$$\int \sin^2 \phi \cos \phi d\phi = \left[\frac{\sin^3 \phi}{3} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{-2}{3}$$

$$\int \cos \phi \sin \phi \sin 2\phi d\phi = \left[\frac{\phi}{4} - \frac{\sin 4\phi}{15} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = \frac{\pi}{4}$$

$$\begin{aligned}
 \int \cos \phi \sin \phi \sin 4 \phi d\phi &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 3\phi - \cos 5\phi) d\phi \\
 &= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 3\phi - \cos \phi \cos 5\phi) d\phi \\
 &= \frac{1}{2} \int \left[\frac{1}{2} (\cos 4\phi + \cos 2\phi) - \frac{1}{2} (\cos 6\phi + \cos 4\phi) \right] d\phi \\
 &= \frac{1}{4} \left[\int \cos 2\phi d\phi - \int \cos 6\phi d\phi \right] \\
 &= \left[\frac{\sin 2\phi}{8} - \frac{\sin 6\phi}{24} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \int \cos \phi \sin \phi \sin 5\phi &= \int \frac{\cos \phi}{2} (\cos 4\phi - \cos 6\phi) d\phi \\
 &= \frac{1}{2} \int (\cos \phi \cos 4\phi - \cos \phi \cos 6\phi) d\phi \\
 &= \frac{1}{2} \int \left[\frac{1}{2} (\cos 5\phi + \cos 3\phi) - \frac{1}{2} (\cos 7\phi + \cos 5\phi) \right] d\phi \\
 &= \frac{1}{4} \int \cos 3\phi d\phi - \frac{1}{4} \int \cos 7\phi d\phi \\
 &= \left[\frac{\sin 3\phi}{12} - \frac{\sin 7\phi}{28} \right]_{\pi/2}^{3\pi/2} = -\frac{10}{105}
 \end{aligned}$$

ค้งน้ันงานที่้ทำโดย external force;

$$\begin{aligned}
 T_1 &= -pr \left[-\frac{4}{3} a_1 + \frac{\pi}{4} a_2 - \frac{4}{5} a_3 + \frac{4}{105} a_5 \right] - pr \left[-\frac{2}{3} a_1 + \frac{\pi}{8} a_2 - \frac{2}{15} a_3 + \frac{2}{105} a_5 \right] \\
 &= pr \left(2a_1 - \frac{3\pi}{8} a_2 + \frac{2}{5} a_3 - \frac{2}{35} a_5 \right)
 \end{aligned}$$

2. งานที่้ทำโดย internal forces

$$V_1 = -\frac{EJ\pi}{2r^3} \left[\sum_{m=1}^m (1-m^2)^2 a_m^2 \right]$$

แทนค่า

$$V_1 = \frac{-EJ\pi}{2r^3} (9a_1^2 + 64a_2^2 + 225a_3^2 + 576a_5^2)$$

3. งานที่้ทำโดย reaction

$$V_2 = -\frac{Cr}{2} \sum_{m=1}^m (a_m \cos \phi m)^2 d\phi$$

$$\begin{aligned}
 V_2 = & -\frac{Cr}{2} \left[\int_{\phi_1}^{\phi_2} a_1^2 \cos^2 \phi d\phi + 2a_1 a_2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 2\phi d\phi + 2a_1 a_3 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 3\phi d\phi \right. \\
 & + 2a_1 a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 4\phi d\phi + 2a_1 a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos \phi \cos 5\phi d\phi + a_2^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi d\phi \\
 & + 2a_2 a_3 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 3\phi d\phi + 2a_2 a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 4\phi d\phi + 2a_2 a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 2\phi \cos 5\phi d\phi \\
 & + a_3^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 3\phi d\phi + 2a_3 a_4 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 3\phi \cos 4\phi d\phi + 2a_3 a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 3\phi \cos 5\phi d\phi \\
 & \left. + a_4^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 4\phi d\phi + 2a_4 a_5 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos 4\phi \cos 5\phi d\phi + a_5^2 \int_{\phi_1}^{\phi_2} \cos^2 5\phi d\phi \right]
 \end{aligned}$$

ทำการอินทิเกรต

$$\begin{aligned}
 V_2 = & -\frac{Cr}{2} \left[a_1^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin^2 \phi}{2} \right) + 2a_1 a_2 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 3\phi}{6} \right) + 2a_1 a_3 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 4\phi}{8} \right) \right. \\
 & + 2a_1 a_4 \left(\frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin 5\phi}{10} \right) + 2a_1 a_5 \left(\frac{\sin 4\phi}{8} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + a_2^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 4\phi}{8} \right) \\
 & + 2a_2 a_3 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 5\phi}{10} \right) + 2a_2 a_4 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + 2a_2 a_5 \left(\frac{\sin 3\phi}{6} + \frac{\sin 7\phi}{14} \right) \\
 & + a_3^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 6\phi}{12} \right) + 2a_3 a_4 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 7\phi}{14} \right) + 2a_3 a_5 \left(\frac{\sin 2\phi}{4} + \frac{\sin 8\phi}{16} \right) \\
 & \left. + a_4^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 8\phi}{10} \right) + 2a_4 a_5 \left(\frac{\sin \phi}{2} + \frac{\sin 9\phi}{18} \right) + a_5^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\sin 10\phi}{20} \right) \right]
 \end{aligned}$$

สมมติว่า deformation เป็นศูนย์ที่ตำแหน่ง

$$\phi_2 = \frac{3\pi}{4} \text{ และ } \phi_1 = -\frac{3\pi}{4}; \quad \phi_2 - \phi_1 = \frac{3\pi}{2}$$

แทนค่าขอบเขตของการอินทิเกรต

$$\begin{aligned}
 V_2 = & -\frac{Cr}{2} (1.8562a_1^2 + 1.8856a_1 a_2 - a_2 a_3 + 0.18856a_1 a_4 + 0.3333a_1 a_5 + 2.35619a_2^2 \\
 & + 1.1337a_2 a_3 - 0.6667a_2 a_4 + 0.26937a_2 a_5 + 2.52285a_3^2 + 1.21218a_3 a_4 \\
 & - a_3 a_5 + 2.35619a_4^2 + 1.57135a_4 a_5 + 2.2561a_5^2)
 \end{aligned}$$

และพลังงานศักย์เท่ากับ

$$\begin{aligned} \Pi = pr \left(2a_1 - \frac{3\pi}{8}a_2 + \frac{2}{5}a_3 - \frac{2}{35}a_4 \right) - \frac{EJ\pi}{2r^3} (9a_2^2 + 64a_3^2 + 225a_4^2 + 576a_5^2) \\ - \frac{Cr}{2} (1.8562a_1^2 + 1.88562a_1a_2 - a_1a_3 + 0.18836a_1a_4 + 0.3333a_1a_5 \\ + 2.35619a_2^2 + 1.13137a_2a_3 - 0.66667a_2a_4 + 0.26937a_2a_5 + 2.52286a_3^2 \\ + 1.2121a_3a_4 - a_3a_5 + 2.35619a_4^2 + 1.57135a_4a_5 + 2.2562a_5^2) \end{aligned}$$

หาอนุพันธ์ย่อยของสมการพลังงานและให้เท่ากับศูนย์

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = 2pr - \frac{Cr}{2} (2 \times 1.85619a_1 + 1.88562a_2 - a_3 + 0.18856a_4 + 0.3333a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = -pr \times 1.17809 - \frac{EJ\pi}{r^3} 9a_2 - \frac{Cr}{2} (1.88562a_1 + 4.71239a_2 + 1.13137a_3 \\ - 0.66667a_4 + 0.26937a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_3} = 0.4pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 64a_3 - \frac{Cr}{2} (-a_1 + 1.13137a_2 + 5.0457a_3 + 1.21218a_4 - a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_4} = -\frac{EJ\pi}{r^3} 225a_4 - \frac{Cr}{2} (0.18856a_1 + 0.66667a_2 + 1.21218a_3 + 4.71239a_4 \\ + 1.571348a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_5} = -0.05714pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 6a_5 - \frac{Cr}{2} (0.3333a_1 + (0.26937a_2 - a_3 + 1.57135a_4 \\ + 4.51239a_5)) = 0$$

ให้ $\pi EJ = D$ แทนค่าและจัดรูปใหม่

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + \frac{4}{C} = 0$$

$$-1.88562a_1 - (4.71239 + 18D)a_2 + 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - \frac{2.3562}{C} = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - (5.0457 + 128D)a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + \frac{0.8}{C} = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21216a_3 - (4.71239 + 450D)a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26987a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - (4.51239 + 1152D)a_5 - \frac{0.11428}{C} = 0$$

$$D = \frac{\pi EJ}{Cr^4} = \frac{3.1416 \times 10,000,000 \times 0.000144}{10,000 \times 3^4} = 0.005585$$

$$\frac{1}{C} = 0.0001$$

จะได้

$$\begin{aligned} -3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + 0.00040 &= 0 \\ -1.8856a_1 - 4.81292a_2 - 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - 0.0002356 &= 0 \\ a_1 - 1.13137a_2 - 5.76061a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + 0.00008 &= 0 \\ -0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21218a_3 - 7.22366a_4 - 1.57135a_5 &= 0 \\ -0.3333a_1 - 0.26937a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - 10.94638a_5 - 0.00001142 &= 0 \end{aligned}$$

สมการข้างบนสามารถแก้โดยวิธี Gauss elimination method ได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$a_1 = +0.00021561 \quad a_2 = -0.00016114$$

$$a_3 = +0.00009282 \quad a_4 = -0.000038319 \quad a_5 = +0.00001036$$

ตอนนี้สามารถหาค่าโมเมนต์และแรงปฏิกิริยาได้แล้ว

สมการสำหรับแรงปฏิกิริยา คือ

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = -\frac{EJ\pi}{r^3} 225a_1 - \frac{Cr}{2} (0.18856a_2 + 0.66667a_3 + 1.21218a_4 + 4.71239a_5 + 1.571348a_5) = 0$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = -0.05714pr - \frac{EJ\pi}{r^3} 6a_2 - \frac{Cr}{2} (0.3333a_1 + (0.26937a_2 - a_3 + 1.57135a_4 + 4.51239a_5)) = 0$$

ให้ $\pi EJ = D$ แทนค่าและจัดรูปใหม่

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + \frac{4}{C} = 0$$

$$-1.8856a_1 - (4.71289 + 18D)a_2 - 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - \frac{2.3562}{C} = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - (5.0457 + 128D)a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + \frac{0.8}{C} = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21218a_3 - (4.71289 + 450D)a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26937a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - (4.51239 + 1152D)a_5 - \frac{0.11428}{C} = 0$$

$$D = \frac{\pi EJ}{Cr^4} = \frac{3.1416 \times 10,000,000 \times 0.000144}{10,000 \times 3^4} = 0.005585$$

$$\frac{1}{C} = 0.0001$$

จะได้

$$-3.7124a_1 - 1.8856a_2 + a_3 - 0.18856a_4 - 0.3333a_5 + 0.00040 = 0$$

$$-1.8856a_1 - 4.81292a_2 - 1.13137a_3 + 0.66667a_4 - 0.26937a_5 - 0.0002356 = 0$$

$$a_1 - 1.13137a_2 - 5.76061a_3 - 1.21218a_4 + a_5 + 0.00008 = 0$$

$$-0.18856a_1 + 0.66667a_2 - 1.21218a_3 - 7.22366a_4 - 1.57135a_5 = 0$$

$$-0.3333a_1 - 0.26937a_2 + a_3 - 1.57135a_4 - 10.94638a_5 - 0.00001142 = 0$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับบริการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมการข้างบนสามารถแก้โดยวิธี Gauss elimination method ได้ผลลัพธ์ดังนี้

$$a_1 = +0.00021561 \quad a_2 = -0.00016114$$

$$a_3 = +0.00009282 \quad a_4 = -0.000038319 \quad a_5 = +0.00001036$$

ตอนนี้สามารถหาค่าโมเมนต์และแรงปฏิกิริยาได้แล้ว

สมการสำหรับแรงปฏิกิริยาคือ

$$\begin{aligned} Q &= -C \sum_{m=1}^m a_m \cos m\phi \\ &= -2.156 \cos \phi + 1.611 \cos 2\phi - 0.928 \cos 3\phi + 0.3832 \cos 4\phi - 0.1036 \cos 5\phi \end{aligned}$$

ค่าของแรงปฏิกิริยา ที่คำนวณโดยสมการข้างบนเป็นคังรูป 5.39 ขนาดของการทรุดตัวแนวรัศมีเป็นสัดส่วนกับแรงปฏิกิริยา ค่าของการทรุดตัวของตำแหน่งที่ไม่มีแรงปฏิกิริยาถูกแสดงด้วยเส้นประคังรูป

หาโมเมนต์จากสมการต่อไปนี้

$$M = \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^m (1-m^2) a_m \cos m\phi$$

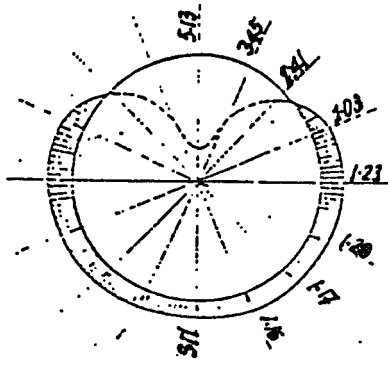
แทนค่า a_1, a_2, a_3, a_4, a_5

$$M = 0.07735 \cos 2\phi - 0.11882 \cos 3\phi + 0.09196 \cos 4\phi - 0.03977 \cos 5\phi$$

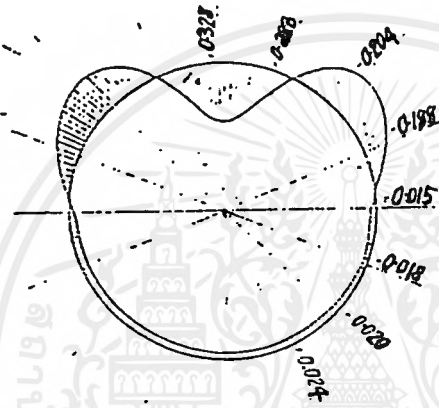
ค่าโมเมนต์แสดงไว้คังรูป 5.40

ขั้นตอนต่อไป คือตรวจสอบการทรุดตัวที่ตำแหน่งที่สมมติไว้ตอนแรก ว่าเป็นศูนย์หรือไม่

เมื่อค่านี้ไม่สามารถพิจารณาว่าเป็นศูนย์ ค่าของแรงปฏิกิริยา และโมเมนต์ที่คำนวณได้ก็ถูกพิจารณาว่าเป็นค่าโดยประมาณ ความถูกต้องของค่าตอบสามารถปรับปรุงได้โดยการเพิ่มจำนวน member ที่พิจารณาในสมการพลังงาน และโดยการสมมติตำแหน่งที่การทรุดตัวเป็นศูนย์อย่างถูกต้อง



รูป 5.39 แสดงการกระจายแรงปฏิกิริยาที่คำนวณได้

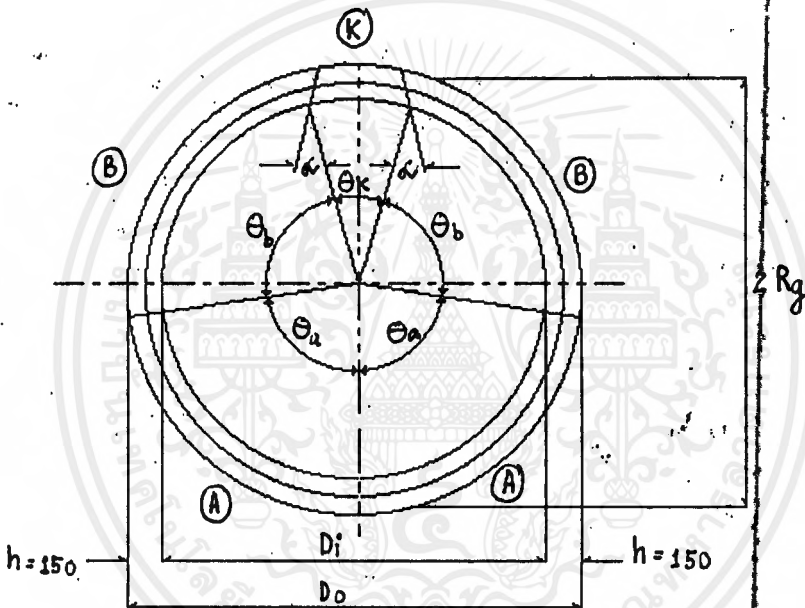


รูป 5.40 โมเมนต์โค้งแกรม ของ elastically embedded ring girder

บทที่ 6

การทดสอบโดยการออกแบบผนังอุโมงค์สังน้ำ

6.1 การออกแบบโดยใช้ PREFABRICATE STEEL WELDED MESH องค์ประกอบและลักษณะของอุโมงค์



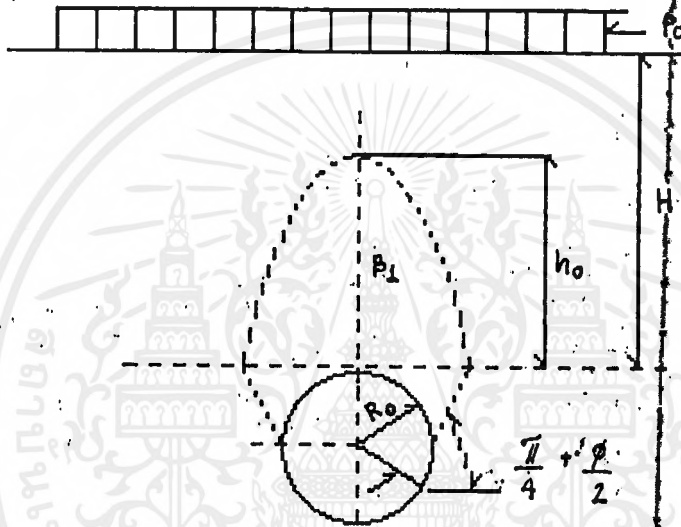
รูป 6.1 แสดงลักษณะองค์ประกอบของอุโมงค์

| | |
|--------------------------|------------------------------|
| outside - diameter | $D_o = 2660 \text{ mm}$ |
| Inside - diameter | $D_i = 2360 \text{ mm}$ |
| Height | $h = 150 \text{ mm}$ |
| Width | $b = 100 \text{ mm}$ |
| Number of division | $n = 5$ |
| Center angle k - Segment | $= 27^\circ 41' 32''$ |
| B - Segment | $= 83^\circ 04' 37''$ |
| A - Segment | $= 83^\circ 04' 37''$ |
| | $\alpha = 17^\circ 00' 00''$ |

การคำนวณความสูงเนื่องจาก แรงคันดิน

ความสูงเนื่องจากแรงคันดินคำนวณจาก "ทฤษฎีของ Terzaghi" (Earth Pressure Theory)

ซึ่งจะสัมพันธ์กับ Vertical load ซึ่งกระทำกับ Segment บนสุดของอุโมงค์



รูป 6.2 แสดงความสูงเนื่องจาก แรงคันดิน

$$P_v = h_o \cdot r$$

$$h_o = \frac{B_i (1 - C/B_i \cdot r) (1 - e^{-B}) + P_o \cdot e^{-B}}{k_o \cdot \tan \phi + r}$$

$$B_i = \frac{R_o \cot (\pi/4 + \phi/2)}{2}$$

$$= -k_o \tan \phi H/B_i$$

- ซึ่ง h_o = ความสูงเนื่องจาก แรงค้ำคิน
 k_o = ค่าคงที่ของแรงค้ำคินที่สถานะปกติ ($k_o = 1.0$)
 H = ความสูงของน้ำหนักกดคง ($H = 28.5$ m)
 r = Unit Weight ของดิน ($r = 1.12$ t/m³)
 R_o = รัศมีของการขุด ($R_o = 1.330$ m)
 = มุมเอียงคานของดิน ($\theta = 10^\circ$)
 C = แรงยึดเหนี่ยวของดิน (สามารถละได้)
 P_o = แรงที่ผิว (Live load) ($P_o = 1.0$ t/m²)

ดังนั้น

$$h_o = 15.0 \text{ m}$$

$$P_v = h_o \cdot r$$

$$= 15.0 \times 1.12$$

$$= 16.85 \text{ t/m}^2$$

ลักษณะชั้นดินเหนียวโมงค

EL 37.005

$\Gamma = 1.65 \text{ t/m}^3$

EL 24.000

$\Gamma = 1.65 \text{ t/m}^3$

EL 22.000

$\Gamma = 1.89 \text{ t/m}^3$

EL 20.000

$\Gamma = 1.986 \text{ t/m}^3$

EL 13.000

$\Gamma = 1.922 \text{ t/m}^3$

$K = 0.6$

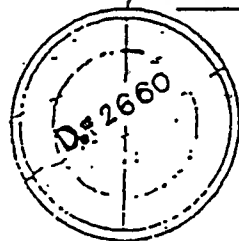
$q = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

$U_a = 11.96 \text{ t/m}^2$

H = 28.500

รูป 6.3 แสดงลักษณะของชั้นดินเหนียวโมงค

EL 7.000

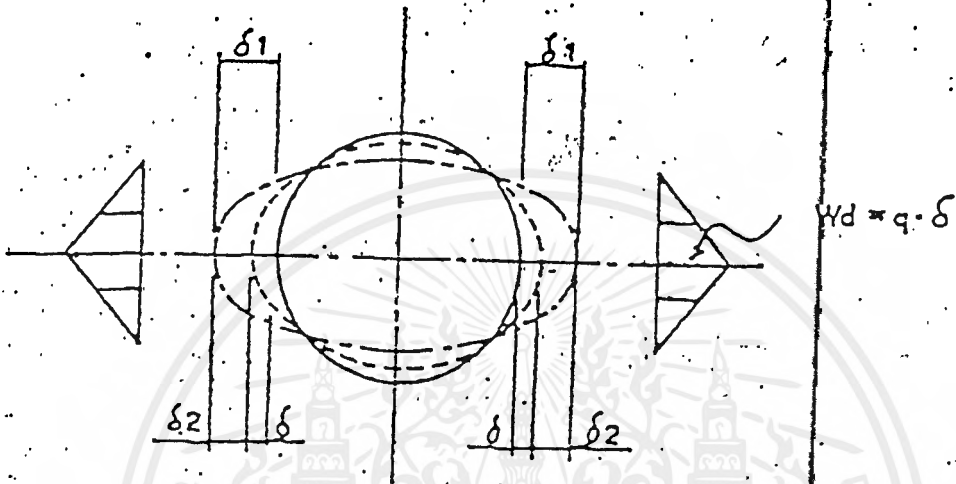


$U_e = 12.68 \text{ t/m}^2$

Values shown are from Table I and Table II in Supplemental Specifications Section 513D.

Overburden 'H' shown is at STA.3+700.

การ Displacement ในแนวระดับ



รูป 6.4 แสดงการ Displacement ในแนวระดับ

δ = Horizontal displacement of segment (final stable condition)

δ_1 = Horizontal displacement by external force (without W_d)

δ_2 = Horizontal displacement by horizontal subgrade reaction force W_d caused by

$$\delta_1 = (2W_a - 2W_b - W_c) \cdot R_g^4 / (24EI)$$

$$\delta_2 = 0.0454 \cdot q \cdot \delta \cdot R_g^4 / (EI)$$

$$\delta = -\delta_1 - \delta_2$$

$$= \left\{ (2W_a - 2W_b - W_c) \cdot R_g^4 / 24 \cdot EI \right\} - \left\{ 0.0454 \cdot q \cdot \delta \cdot R_g^4 / EI \right\}$$

$$= (2W_a - 2W_b - W_c) \cdot R_g^4 / \left\{ 24 \cdot (E \cdot I + 0.0454 \cdot q \cdot R_g^4) \right\}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่จัดทำขึ้นเพื่อใช้ในการศึกษาเท่านั้น ไม่ควรนำเอกสารนี้ไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตจากเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การคำนวณน้ำหนัก

1. แรงโนแนวตั้ง

$$W_a = P_v + U_a = 16.85 + 11.96 = 28.81 \text{ t/m}^2$$

2. แรงโนแนวราบ กำหนดให้ $K = 0.6$ และ $U_a = 11.96 \text{ t/m}^2$, $U_c = 12.68 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned} 1) \quad W_b &= K(W_a - U_a) + U_a \\ &= 0.6 (28.81 - 11.96) + 11.96 \\ &= 22.07 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \quad W_b + W_c &= K(W_a + \gamma D_o - U_c) + U_c \\ &= 0.6 (28.81 + 1.992 \times 2.660 - 12.68) + 12.68 \\ &= 25.54 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$W_c = 3.47 \text{ t/m}^2$$

3. Dead Load ของวงต่อ 1 m

$$\text{จาก } R_b = 1.255 \text{ m}$$

$$l = 2 R_b = 7.89 \text{ m}$$

$$v = l.h = 1.18 \text{ m}^3$$

$$W = \gamma_c V = 2.99 \text{ t/m}$$

$$G = W/2 * R_g = 2.99/2 * 1.255$$

$$= 0.37 \text{ t/m}^2$$

$$W_e = \gamma_l * G$$

$$= 3.14 \times 0.37$$

$$= 1.17 \text{ t/m}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. แรงปฏิกิริยาของดิน

$$\text{จาก } q = 2.0 \text{ Kg/cm}^3$$

$$I = 28125 \text{ cm}^4$$

$$Ec = 2.87 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_1 = [We + 2.Wa - Wb - (Wb + Wc)] * Rg^4 / 24EcI$$

$$= [1.17 + (2 \times 28.81) - 22.07 - (25.54)] * (1.255)^4$$

$$24 \times 2.87 \times 10^6 \times 28125 \times 10^{-8}$$

$$= 0.00144 \text{ m}$$

$$\delta_2 = -0.0454 q Rg^4 / EcI$$

$$= \frac{-0.0454 \times 2000 \times 1.255^4 \times \delta}{2.87 \times 10^6 \times 28125 \times 10^{-8}}$$

$$= -0.279 \delta$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta = 0.00144 + (-0.279 \delta)$$

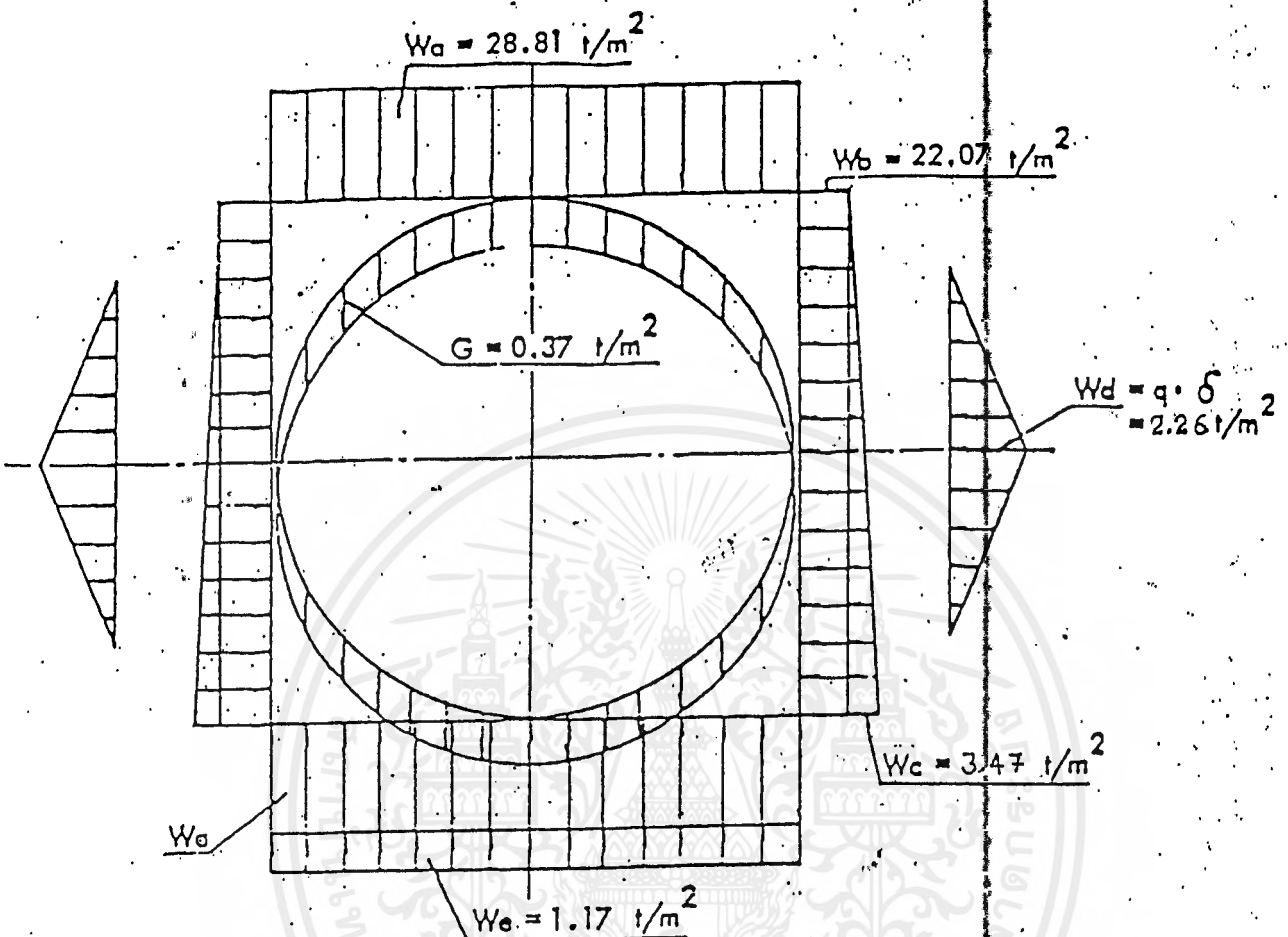
$$\delta = 0.00144 + (-0.279 \delta)$$

$$\delta = 0.00113 \text{ m}$$

$$Wd = q_f * \delta$$

$$= 2000 \times 0.00113$$

$$= 2.26 \text{ t/m}^2$$



รูป 6.5 แสดงหน่วยน้ำหนักของแรงดันดิน

Check การทรงตัวของอุโมงค์

แรงในแนวตั้ง $P_v = 16.85 \text{ t/m}^2$

Dead load $W_e = 1.17 \text{ t/m}^2$

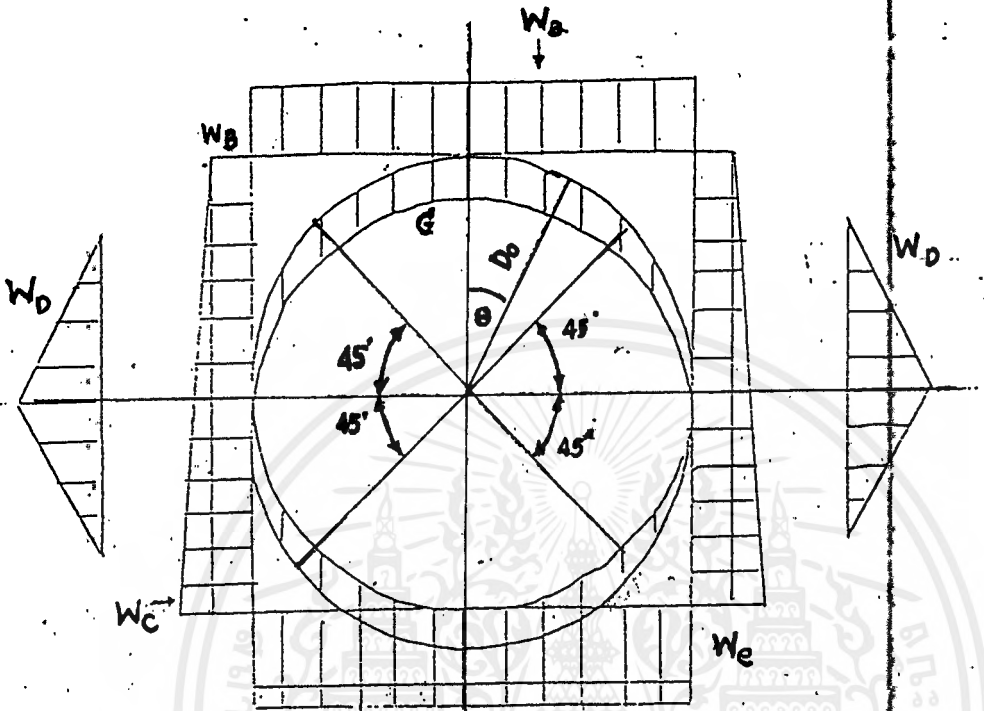
แรงค้ำขึ้น $U = U_c - U_a$

$$= 12.68 - 11.96$$

$$= 0.72 \text{ t/m}^2$$

$$P + W_e > U$$

o.k.



รูป 6.6 แสดงหน่วยน้ำหนักของแรงดันดิน

1. พิจารณาค่า M_a , N_a , Q_a โดยใช้ Vertical load W_a

$$M_a = \cos(2\theta) \cdot W_a \cdot R_g^2 / 4$$

$$N_a = \sin^2(\theta) \cdot W_a \cdot R_g$$

$$Q_a = \sin(2\theta) \cdot W_a \cdot R_g / 2$$

2. พิจารณาค่า M_b , N_b , Q_b โดยใช้ horizontal load W_b

$$M_b = -\cos(2\theta) \cdot W_b \cdot R_g^2 / 4$$

$$N_b = \cos^2(\theta) \cdot W_b \cdot R_g$$

$$Q_b = \sin(2\theta) \cdot W_b \cdot R_g / 2$$

3. พิจารณาค่า M_c , N_c , Q_c โดยใช้ horizontal load W_c

$$M_c = [6 - 3\cos(\theta) - 12\cos^2(\theta) + 4\cos^3(\theta)].W_c.Rg^2/48$$

$$N_c = [\cos(\theta) + 8\cos^2(\theta) - 4\cos^3(\theta)].W_c.Rg/16$$

$$Q_c = [\sin(\theta) + 8\sin(\theta).\cos(\theta) - 4\sin(\theta).\cos^2(\theta)].W_c.Rg/16$$

4. พิจารณาค่า M_d , N_d , Q_d โดยใช้ horizontal subgrade reaction force

กรณีที่ 1 $0 < \theta < \pi/4$

$$M_d = [0.2346 - 0.3536.\cos(\theta)].W_d.Rg^2$$

$$N_d = [0.3536.\cos(\theta)]W_d.Rg$$

$$Q_d = [0.3536 \sin(\theta)]W_d.Rg$$

กรณีที่ 2 $\pi/4 < \theta < \pi/2$

$$M_g = [-0.3487 + 0.5000 \sin^2(\theta) + 0.2357 \cos^3(\theta)].W_d.Rg^2$$

$$N_d = [-0.7071 \cos(\theta) + \cos^2(\theta) + 0.7071 \cos(\theta).\sin^2(\theta)].W_d.Rg$$

$$Q_d = [\sin(\theta).\cos(\theta) - 0.7071 \cos^2(\theta) \sin(\theta)].W_d.Rg$$

5. พิจารณาค่า M_c , N_c , Q_c โดยใช้ dead weight

กรณีที่ 1 $0 < \theta < \pi/2$

$$M_c = [(3\pi/8) - (\theta \sin(\theta) - (5 \cos(\theta)/6))]G.Rg^2$$

$$N_c = [(\theta \sin(\theta) - (\cos(\theta)/6))]G.Rg$$

$$Q_c = -[(\theta \cos(\theta) + (\sin(\theta)/6))]G.Rg$$

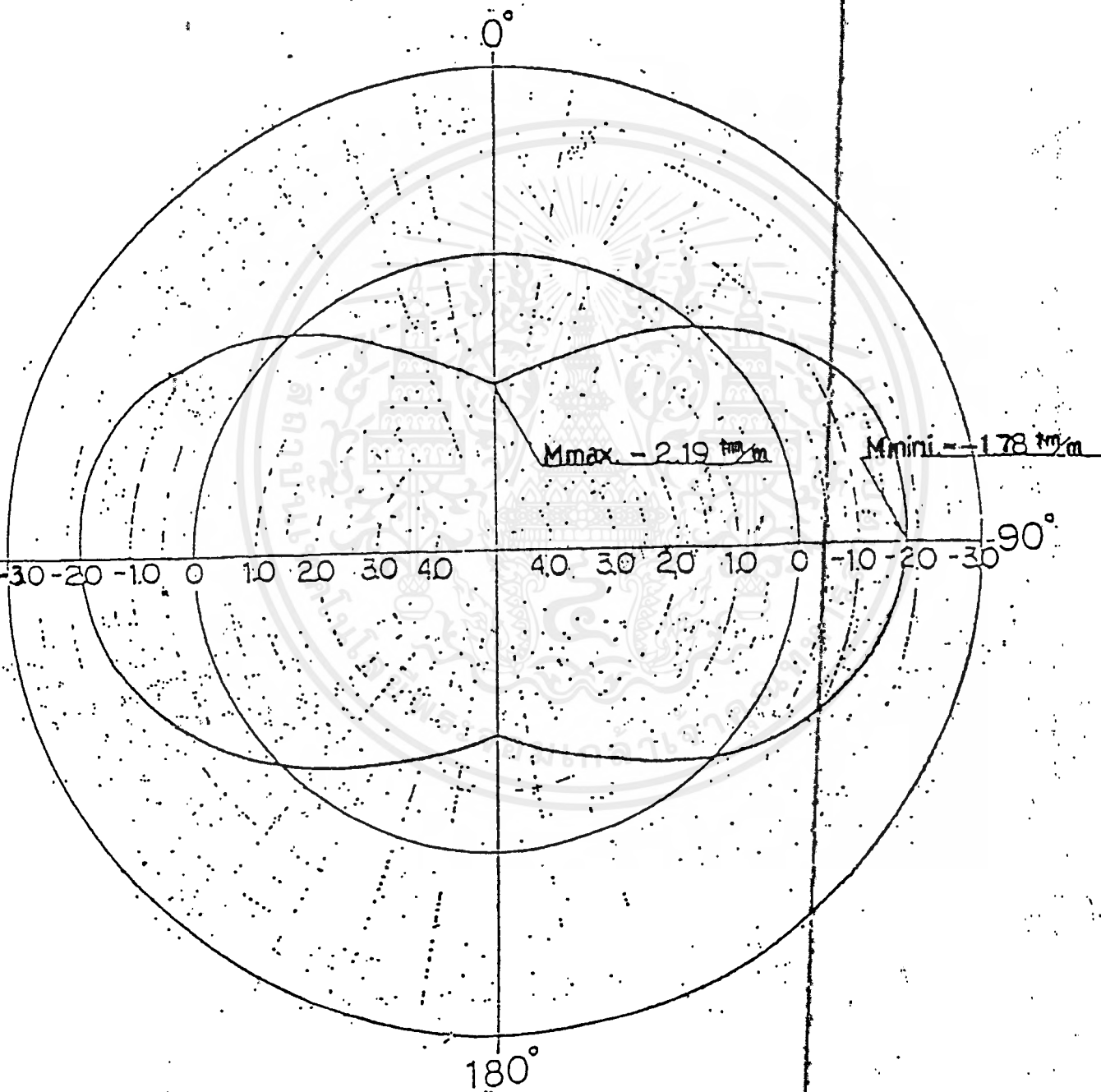
กรณีที่ 2 $\pi/2 < \theta < \pi$

$$M_c = [(-\pi/8) + (\pi - \theta) \sin(\theta) - (5 \cos(\theta)/6) - (\pi \sin^2(\theta)/2)]G.Rg^2$$

$$N_c = [(-\pi \sin(\theta)) + (\theta \sin(\theta)) + (\pi \sin^2(\theta)) - (\cos(\theta)/6)]G.Rg$$

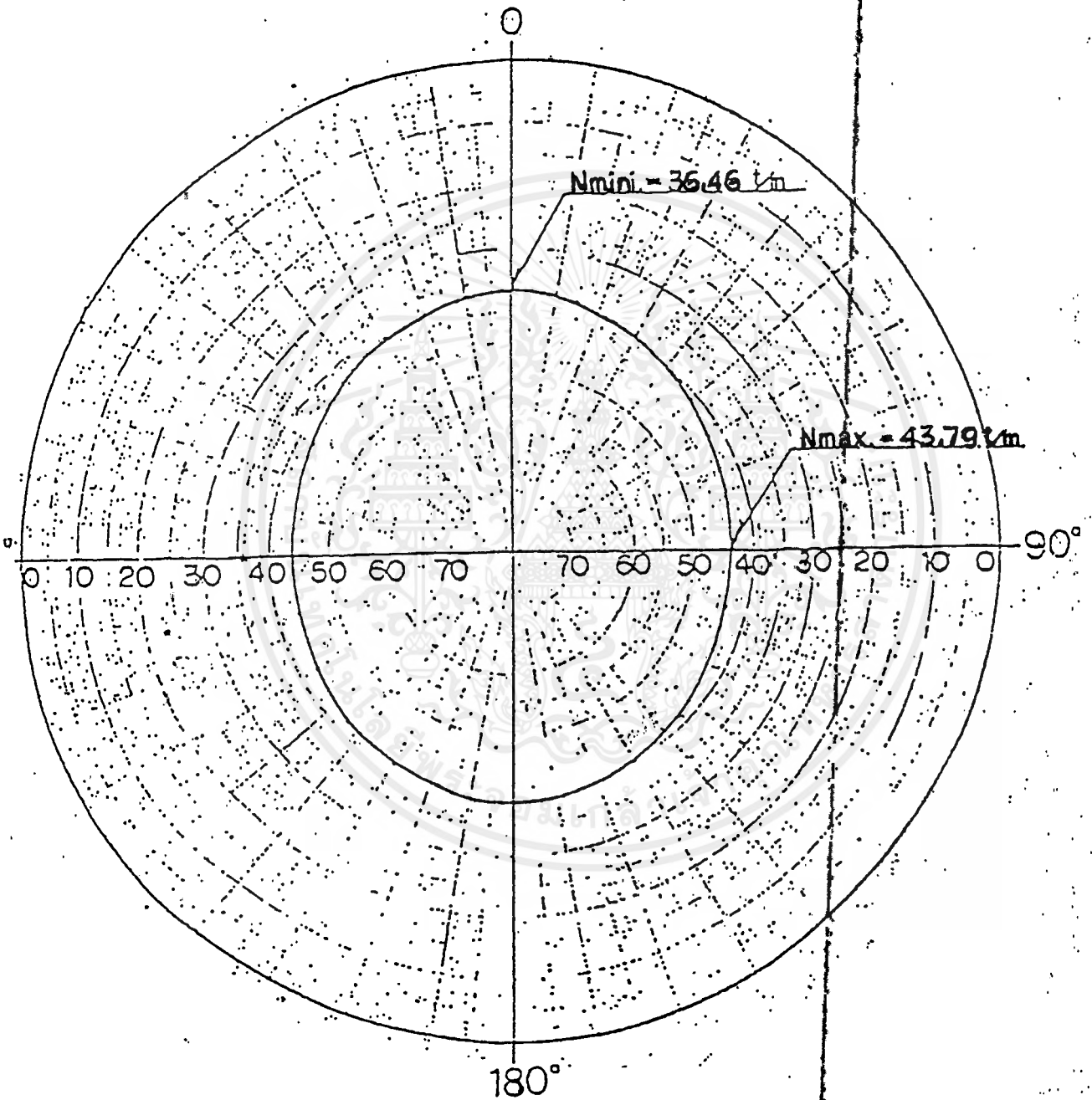
$$Q_c = [(\pi - \theta) \cos(\theta) - (\pi \sin(\theta) \cos(\theta)) - (\sin(\theta)/6)]G.Rg$$

Bending moment diagram (t m/m)



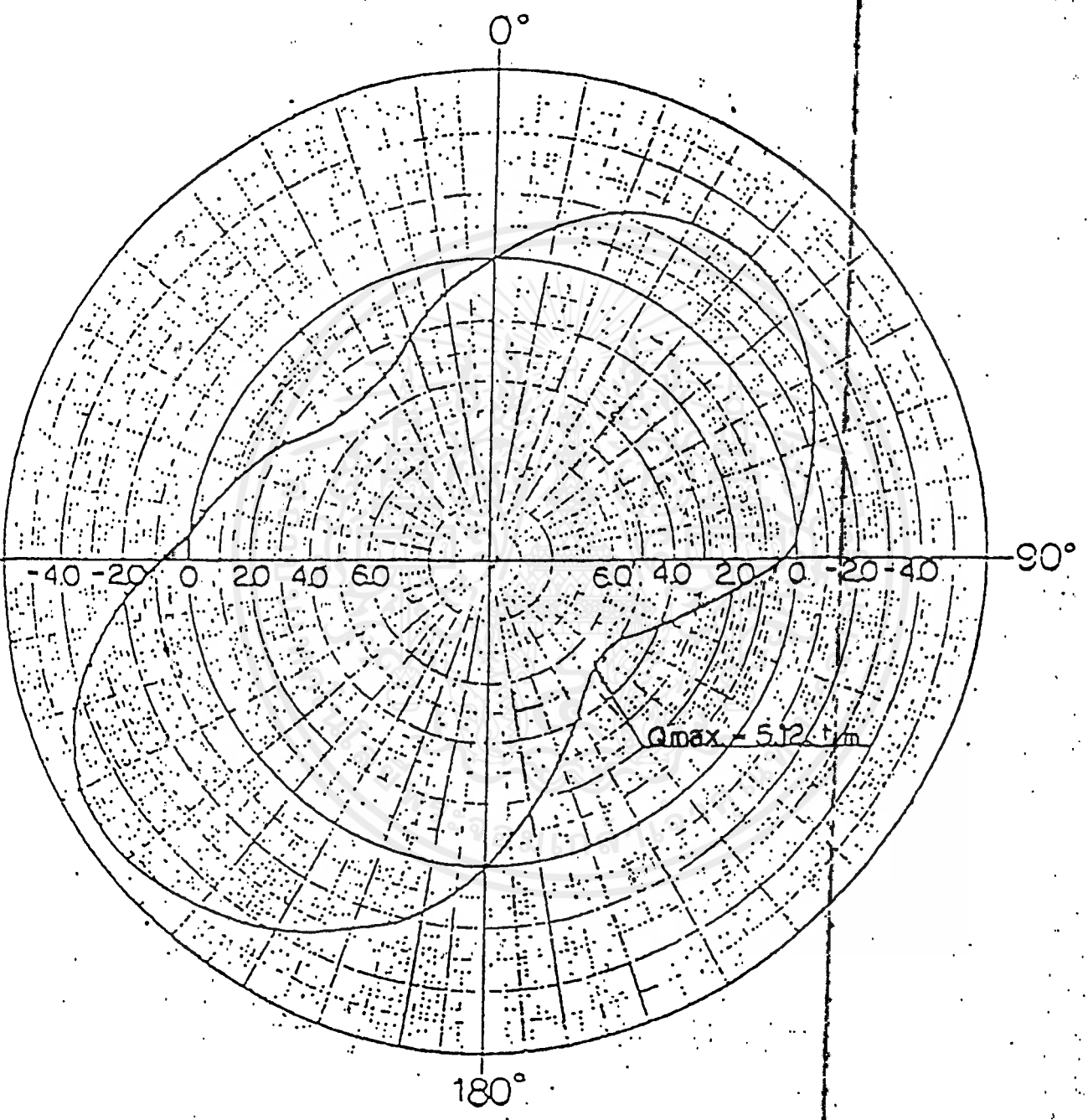
รูป 6.7 แสดงลักษณะของโมเมนต์ในอุโมงค์

Axial force diagram (t/m)



รูป 6.8 แสดงลักษณะของแรงในแนวแกนในอุโมงค์

Shearing force diagram (t/m)



รูป 6.9 แสดงลักษณะของแรงเฉือนในอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Bending-Moment

| DEGREE | Ma | Mb + Mc | Me | Md | TOTAL |
|--------|--------|---------|--------|--------|--------|
| 0. | 3.741 | -0.902 | 0.283 | -0.930 | 2.192 |
| 15.0 | 3.240 | -0.810 | 0.251 | -0.836 | 1.845 |
| 30.0 | 1.870 | -0.541 | 0.160 | -0.560 | 0.929 |
| 45.0 | -0.000 | -0.128 | 0.028 | -0.121 | -0.221 |
| 60.0 | -1.870 | 0.301 | -0.119 | 0.430 | -1.193 |
| 75.0 | -3.240 | 0.810 | -0.248 | 0.953 | -1.725 |
| 90.0 | -3.741 | 1.082 | -0.323 | 1.182 | -1.799 |
| 105.0 | -3.240 | 1.065 | -0.311 | 0.953 | -1.533 |
| 120.0 | -1.870 | 0.722 | -0.203 | 0.436 | -0.916 |
| 135.0 | 0.000 | 0.128 | -0.027 | -0.121 | -0.021 |
| 150.0 | 1.870 | -0.541 | 0.163 | -0.560 | 0.932 |
| 165.0 | 3.240 | -1.065 | 0.308 | -0.836 | 1.647 |
| 180.0 | 3.741 | -1.263 | 0.362 | -0.930 | 1.910 |

AXIAL_FORCE (TON)

| DEGREE | Ma | Mb + Mc | Me | Md | TOTAL |
|--------|--------|---------|--------|-------|--------|
| 0 | 32.884 | 1.816 | -0.092 | 1.855 | 36.463 |
| 15.0 | 33.557 | 1.752 | -0.051 | 1.791 | 37.049 |
| 30.0 | 35.395 | 1.550 | 0.065 | 1.606 | 38.616 |
| 45.0 | 37.906 | 1.196 | 0.241 | 1.311 | 40.654 |
| 60.0 | 40.416 | 0.726 | 0.454 | 0.848 | 42.444 |
| 75.0 | 42.254 | 0.263 | 0.673 | 0.287 | 43.478 |
| 90.0 | 42.927 | 0.000 | 0.866 | 0.000 | 43.793 |
| 105.0 | 42.254 | 0.126 | 0.943 | 0.287 | 43.610 |
| 120.0 | 40.416 | 0.726 | 0.845 | 0.848 | 42.835 |
| 135.0 | 37.906 | 1.710 | 0.625 | 1.311 | 41.551 |
| 150.0 | 35.395 | 2.808 | 0.368 | 1.606 | 40.177 |
| 165.0 | 33.551 | 3.669 | 0.167 | 1.791 | 39.185 |
| 180.0 | 32.884 | 3.995 | 0.092 | 1.855 | 38.826 |

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับหน่วยงานเพื่อการศึกษาและไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

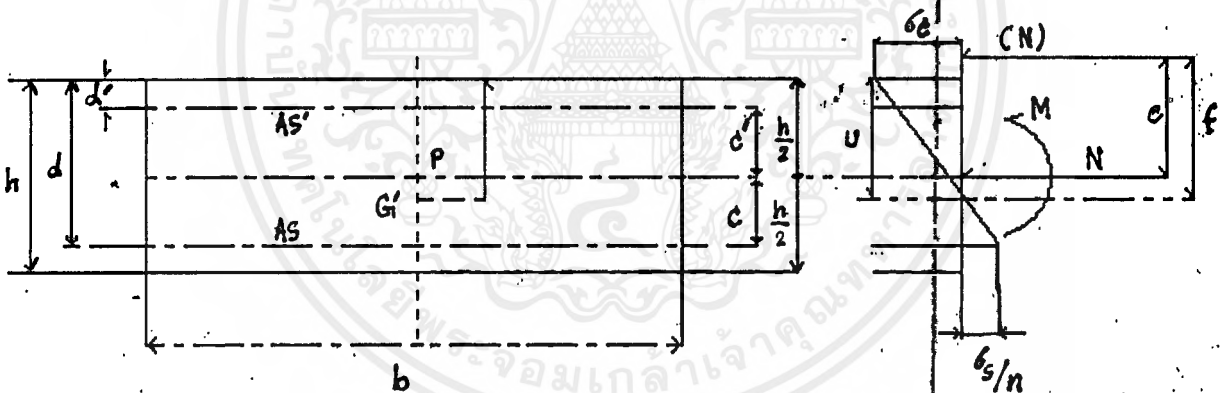
SREAR-FORCE (TON)

| DEGREE | Ma | Mb + Mc | Me | Md | TOTAL |
|--------|--------|---------|--------|-------|--------|
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 15.0 | -2.511 | 0.470 | -0.163 | 0.480 | -1.724 |
| 30.0 | -4.349 | 0.895 | -0.296 | 0.927 | -2.822 |
| 45.0 | -5.021 | 1.196 | -0.371 | 1.311 | -2.885 |
| 60.0 | -4.349 | 1.258 | -0.368 | 1.468 | -1.991 |
| 75.0 | -2.511 | 0.983 | -0.276 | 1.071 | -0.732 |
| 90.0 | 0.000 | 0.363 | -0.092 | 0.000 | 0.271 |
| 105.0 | 0.511 | -0.470 | 0.157 | 1.071 | 3.270 |
| 120.0 | 4.349 | -1.258 | 0.382 | 1.468 | 4.940 |
| 135.0 | 5.021 | -1.710 | 0.495 | 1.311 | 5.118 |
| 150.0 | 4.349 | -1.621 | 0.454 | 0.927 | 4.109 |
| 165.0 | 2.511 | -0.983 | 0.270 | 0.480 | 2.277 |
| 180.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

คำนวณหา Stress

จากทฤษฎี Straight-Line มีสมมุติฐานดังนี้

- 1 หน้าตัดก่อนรับ Bending ต้องเท่ากับหลังรับ Bending และ Strain จะแปรผันตามระยะทางจาก N.A.
- 2 ความเค้นและความเครียดที่เกี่ยวกับคอนกรีต จะแปรผันตรงกับ Service Load และ Stress จะแปรผันตามระยะทางจาก N.A. ด้วยเช่นกัน
- 3 เหล็กจะรับแรงดึงทั้งหมดที่เกี่ยวกับการคด
- 4 $n = E_s/E_c$ แต่ต้องไม่น้อยกว่า 6



รูป 6.10 แสดงแรงกระทำที่เกิดขึ้นในอุโมงค์

คำนวณหาหน้าตัด A_i

$$A_i = b \cdot h + n(A_s + A_s') \quad \dots(1)$$

ระยะแรงอัดสูงสุดถึง G'

$$u = (b \cdot h^2 / 2) + n(A_s \cdot d + A_s' \cdot d') / A_i \quad \dots(2)$$

Moment of inertia

$$I_i = u^3 + (h - u)^3 \cdot b / 3 + n(A_s \cdot (d - u)^2 + A_s' \cdot (u - d')^2) \dots(3)$$

ระยะจาก G' ถึง upper core

$$K_o = I_i / A_i \cdot (h - u) \quad \dots(4)$$

ระยะจาก G' ถึง lower core

$$K_u = I_i / A_i \cdot u \quad \dots(5)$$

ถ้า $f < k$ แสดงว่ามีเฉพาะแรงอัด
 ถ้า $f > k$ แสดงว่ามีทั้งแรงอัดและแรงดึง

ถ้า $f < k$

$$= N / A_i + N \cdot f \cdot u / I_i = N(K_u + f) \cdot u / I_i$$

$$= N / A_i - N \cdot f \cdot (h - u) / I_i = N(k_o - f) \cdot (h - u) / I_i \quad \dots (6)$$

ถ้า $f > k$

$$x^3 - 3(h/2 - e)x + 6n[As(e+c) + As'(e-c)]x/b - 6n[As(c+h/2)(e+c) + As'(h/2-c)(e-c)]/b = 0$$

$$\sigma_c = M/[b.x(h/2-x/3)/2 + n.A's.c'(c-(h/2) + x)/x + n.A.s.c(c+(h/2)-x)/x]$$

$$\sigma_s = n.\sigma_c(c+(h/2)-x)/x \quad \dots (7)$$

shearing force

ที่ $\theta = 135^\circ$ จะมีแรงเฉือนมากที่สุด $\rightarrow M/N$ จะน้อยมาก

ดังนั้นจึงสามารถคำนวณเสมือนมีแรงอัดเต็มหน้าตัด

Maximum shearing stress

$$\tau_{max} = Q[bu^2/2 + n.A's(u-d')]/Iib \quad \dots (8)$$

Bond stress

$$\tau_o = Q.n.A.s.(d-u)/Ii.u \quad \dots (9)$$

การคำนวณ stress at main section

1. $\theta = 0^\circ$

จาก $M = 2.19 \times 0.9 = 1.97 \text{ t.m}$

$N = 36.46 \times 0.9 = 32.81 \text{ t}$

สมมติใช้เหล็ก $A_s = 6 \text{ DB } 10 \text{ mm}$. $A_s' = 6 \text{ DB } 10 \text{ mm}$.

$(A_s = A_s' = 4.71 \text{ cm}^2)$

กำหนดให้ $b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$

$d = 11.5 \text{ cm}$, $d' = 3.5 \text{ cm}$, $n = E_s/E_c = 7$

แทนลงในสูตรที่ 1 จะได้ $A_i = 1565.94 \text{ cm}^2$

ในสูตรที่ 2 จะได้ $u = 7.5 \text{ cm}$

ในสูตรที่ 3 จะได้ $I_i = 29180.04 \text{ cm}^4$

ในสูตรที่ 4 จะได้ $K_o = 2.48 \text{ cm}$

ในสูตรที่ 5 จะได้ $K_o = 2.48 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{จาก } f &= e + (u-h/2) = (M/N) + (u-h/2) \\ &= (1.97 \times 100 / 32.81) + (7.5 - 15/2) \\ &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

จะเห็นว่า $f > k$ (มีทั้งแรงอัดและแรงดึง)

แทนลงในสูตรที่ 7 จะได้ $x = 6.65 \text{ cm}$

$= 113.23 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} \quad \text{ok}$

$= 578 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} \quad \text{ok}$

$$2. \theta = 90^\circ$$

$$\text{จาก } M = -1.80 \times 0.9 = -1.62 \text{ tm}$$

$$N = 43.79 \times 0.9 = 39.41 \text{ t}$$

สมมติใช้เหล็ก $A_s = 6 \text{ DB } 10 \text{ มม.}$ $A_s' = 6 \text{ DB } 10 \text{ มม.}$

$$(A_s = A_s' = 4.71 \text{ cm}^2)$$

$$\text{กำหนดให้ } b = 100 \text{ cm, } h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 11.5 \text{ cm, } d' = 3.5 \text{ cm, } n = E_s/E_c = 7$$

$$\text{แทนลงในสูตรที่ 1 จะได้ } A_i = 1565 \text{ cm}^2$$

$$\text{ในสูตรที่ 2 จะได้ } u = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{ในสูตรที่ 3 จะได้ } I_i = 29180.04 \text{ cm}^4$$

$$\text{ในสูตรที่ 4 จะได้ } K_o = 2.48 \text{ cm}$$

$$\text{ในสูตรที่ 5 จะได้ } K_o = 2.48 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{จาก } f &= e + (u-h/2) = (M/N) + (u-h/2) \\ &= (1.62 \times 100 / 39.41) + (7.5 - 15/2) \\ &= 4.11 \text{ cm} \end{aligned}$$

จะเห็นว่า $f > k$ (มีทั้งแรงอัดและแรงดึง)

$$\text{แทนลงในสูตรที่ 7 จะได้ } x = 10.35 \text{ cm}$$

$$= 81.48 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ ca} \quad \text{ok}$$

$$= 63.40 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ sa} \quad \text{ok}$$

Check Shear และ bond

$$Q_{\max} = 5.12 \times 0.9 = 4.61 \text{ t}$$

$$\text{จาก } I_i = 29,180.04 \text{ cm}^4$$

แทนลงในสูตรที่ 8

$$\begin{aligned} m_{\max} &= Q[bu/2 + nA_s'(u-d')] / I_i \cdot b \\ &= 4.61 \times 10 [100 \times 7.5 / 2 + 7 \times 4.71(7.5 - 3.5)] / 29180.04 \times 100 \\ &= 4.65 \text{ Kg/cm}^2 < T_a \quad \text{ok} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แทนลงในสูตรที่ 9

$$\max = Q_n \cdot A_s(d-u) / f_i \cdot u$$

$$= 4.61 \times 10 \times 7 \times 4.71(11.5 - 7.5) / 29180.04 \times 6 \times 3.14$$

$$= 1.11 \text{ Kg/cm}^2 < f_{oa} \quad \text{ok}$$



NAWARAT PATANAKARN CO., LTD.

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE

PROJECT _____
 STRUCTURE _____ SEGMENT _____
 LOCATION _____
 REMARKS AIR TEMP _____ C
 WATER TEMP _____ C
 CON. TEMP _____ C
 CON. MIX _____

TYPE BRAND TYPE I
 SOURCE AYUDHAYA
 SOURCE SARABURU
 SOURCE _____

REQUIRED STRENGTH > _____ XSC
 24 HR. = _____ XSC 48 HR. = _____ XSC 3 D. = _____ XSC
 7 D. = _____ XSC 14 D. = _____ XSC 28 D. = _____ XSC

CLASS OF CONCRETE _____
 MIX PROPORTION :
 CEMENT _____ KGS. 360
 SAND _____ KGS. 725
 ROCK 1 _____ KGS. 1,143
 ROCK 2 _____ KGS.
 ROCK 2 _____ KGS.
 WATER _____ LITERS. 160
 W/C _____

ADMPURE 3,000 CC/M³ TYPE SEGMENT 9 EX
 CURING CONDITION : WATER _____

| SPECIMEN NO. | SIZE | ACTUAL Ø CM | WEIGHT KGS. | DATE OF CASTING | DATE OF TESTING | AGE DAYS | SLUMP (CM.) | GAUGE READING | ACTUAL LOAD (KG.) | COMPRESSIVE STRENGTH(KSC) | REMARKS |
|--------------|---------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|----------|-------------|---------------|-------------------|---------------------------|---------|
| 1 | 15x30cm | | 18920 | 11-4-40 | 18-4-40 | 7 | 5.0 | 690 | 69294 | 261 | |
| 2 | | | 18916 | | | 7 | 5.0 | 640 | 65885 | 372 | 353 |
| 3 | | | 18914 | | | 7 | 5.0 | 560 | 52478 | 326 | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

SPECIMEN MADE BY _____
 TEST BY Subit
 ENGINEER _____
 INSPECTED BY _____

NAWARAT PATANAKARN COMPANY LIMITED

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE



CLASS OF CONCRETE

MIX PROPORTION:

CEMENT 96C KGS.
 SAND 205 KGS.
 COCK 1 114.3 KGS.
 COCK 2 _____ KGS.
 COCK 3 _____ KGS.

WATER 160 LITERS.

W.C.

AMOUNT OF SUPERPLASTICIZER 9.00% PER 100 PARTS

CURING CONDITION _____

PROJECT _____
 STRUCTURE SECEMENT
 LOCATION _____
 REMARKS _____

TYPE BRAND I
 SOURCE KANCHANA BARI
 SOURCE SABBOBRI
 SOURCE _____

REQUIRED STRENGTH _____

7 D. _____ KSC.
 14 D. _____ KSC.
 28 D. _____ KSC.

7 D. _____ KSC.
 14 D. _____ KSC.
 28 D. _____ KSC.

| SPECIMEN NO. | SIZE | WEIGHT KGS. | DATE OF CASTING | DATE OF TESTING | AGE DAYS | SLUMP (CM) | GAUGE READING | ACTUAL LOAD (KG.) | COMPRESSIVE STRENGTH (KSC) | REMARKS |
|--------------|------------|-------------|-----------------|-----------------|----------|------------|---------------|-------------------|----------------------------|---------|
| 1. | 15x20x20cm | 13.976 | 11-4-40 | 25-4-40 | 14 | 5.0 | 640 | 65,898 | 370 | |
| 2. | " | 13.249 | " | " | 14 | 5.0 | 610 | 68,773 | 355 | 364 |
| 3. | " | 13.234 | " | " | 14 | 5.0 | 680 | 64,814 | 366 | |

SPECIMEN MADE BY _____
 TEST BY W.H. S.



NAWARAT PATANAKARN PUBLIC COMPANY LIMITED

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE

CLASS OF CONCRETE

MIX PROPORTION:

CEMENT 94C KGS.
 SAND 225 KGS.
 ROCK 1 1440 KGS.
 ROCK 2 _____ KGS.
 ROCK 3 _____ KGS.

WATER 160 LITERS.

W/C _____

AD MIXTURE 200.00 TYPE SIMBAMPHI 1.4M

CURING CONDITION WATER

PROJECT _____
 STRUCTURE SEGMENT
 LOCATION _____
 REMARKS _____

TYPE BRAND I
 SOURCE KAMCHANA BC 01
 SOURCE SARA BC 01
 SOURCE _____

REQUIRED STRENGTH :
 24 HR. = _____ KSC. 48 HR. _____ KSC.
 7 D. = _____ KSC. 14 D. _____ KSC.
 3 D. = _____ KSC.
 28 D. = _____ KSC.

| SPECIMEN NO. | SIZE | WEIGHT KGS. | DATE OF CASTING | DATE OF TESTING | AGE DAYS | SUMP (CM.) | GAUGE READING | ACTUAL LOAD (KG.) | COMPRESSIVE STRENGTH (KSC) | REMARKS |
|--------------|----------|-------------|-----------------|-----------------|----------|------------|---------------|-------------------|----------------------------|---------|
| 1 | 15x30x30 | 19.938 | 11-4-40 | 9-5-40 | 28 | 50 | 220 | 22000 | 44.7 | |
| 2 | " | 19.967 | " | " | 28 | 50 | 250 | 22059 | 49.6 | 44.3 |
| 3 | " | 19.902 | " | " | 28 | 50 | 220 | 22099 | 44.7 | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

SPECIMEN MADE BY _____

TEST BY 22105

ENGINEER _____

6.2 การทดสอบคานงัดโดยการเปรียบเทียบ ระหว่าง คานงัดที่เสริม
prefabricate steel weled mesh และ คานงัดที่เสริมเหล็กด้าละมุน

ตัวอย่างของคานที่จะทำการทดสอบ

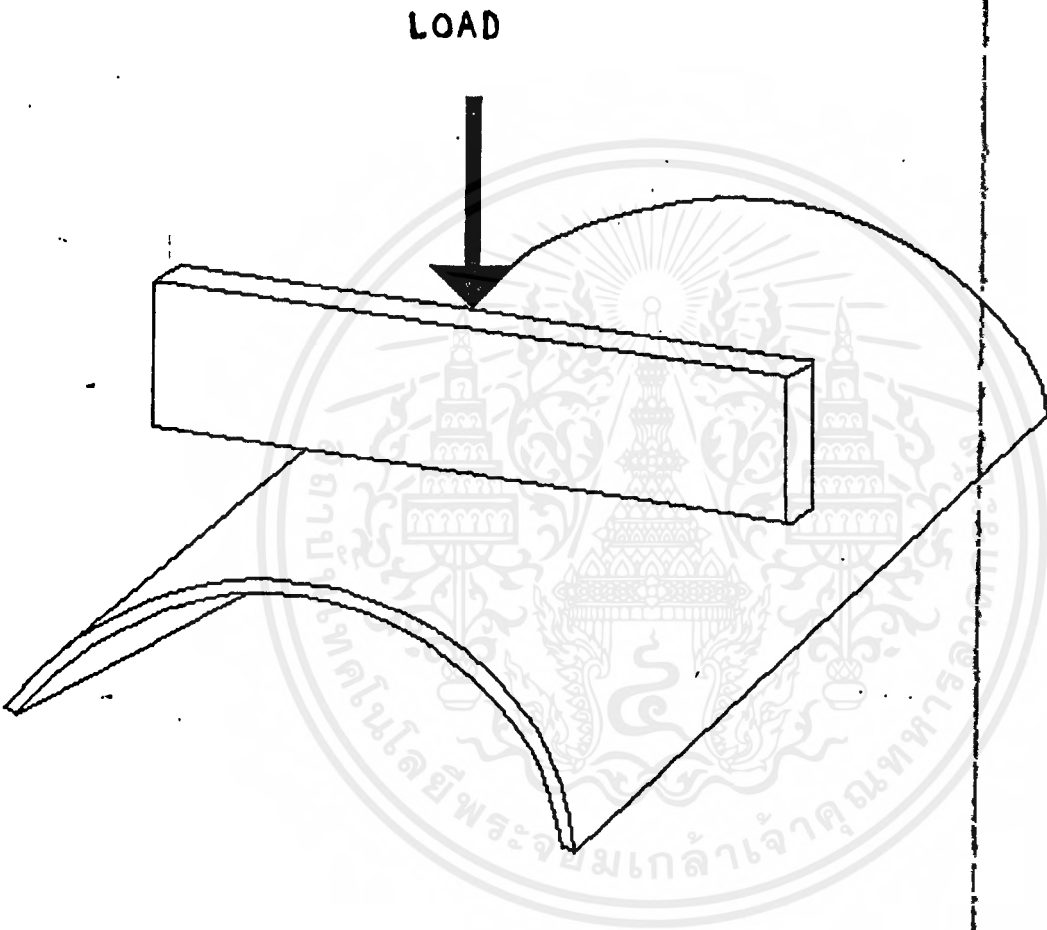
โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 3 type (type A , type B และ type K)

| | | |
|-------------------------------------|----|----------|
| Type A | 6 | ตัวอย่าง |
| เสริมเหล็กด้าละมุน | 3 | ตัวอย่าง |
| เสริม Prefabricate steel weled mesh | 3 | ตัวอย่าง |
| Type B | 6 | ตัวอย่าง |
| เสริมเหล็กด้าละมุน | 3 | ตัวอย่าง |
| เสริม Prefabricate steel weled mesh | 3 | ตัวอย่าง |
| Type K | 6 | ตัวอย่าง |
| เสริมเหล็กด้าละมุน | 3 | ตัวอย่าง |
| เสริม Prefabricate steel weled mesh | 3 | ตัวอย่าง |
| รวมทั้งหมด | 18 | ตัวอย่าง |

ทำการทดสอบโดยการเพิ่ม Load ตรงแนว Center Line (ตามรูป 6.1) จนกระทั่งเกิด
รอยร้าว ระหว่างการทดสอบจะจดบันทึก

- ระยะการทรุดตัว
- Load
- ลักษณะรอยร้าว
- พฤติกรรมอื่น ๆ ที่เกิดขึ้น

เปรียบเทียบประสิทธิภาพการรับ Load และการทรุดตัว ของคานงัด
Prefabricate steel weled mesh แทนเหล็กด้าละมุน

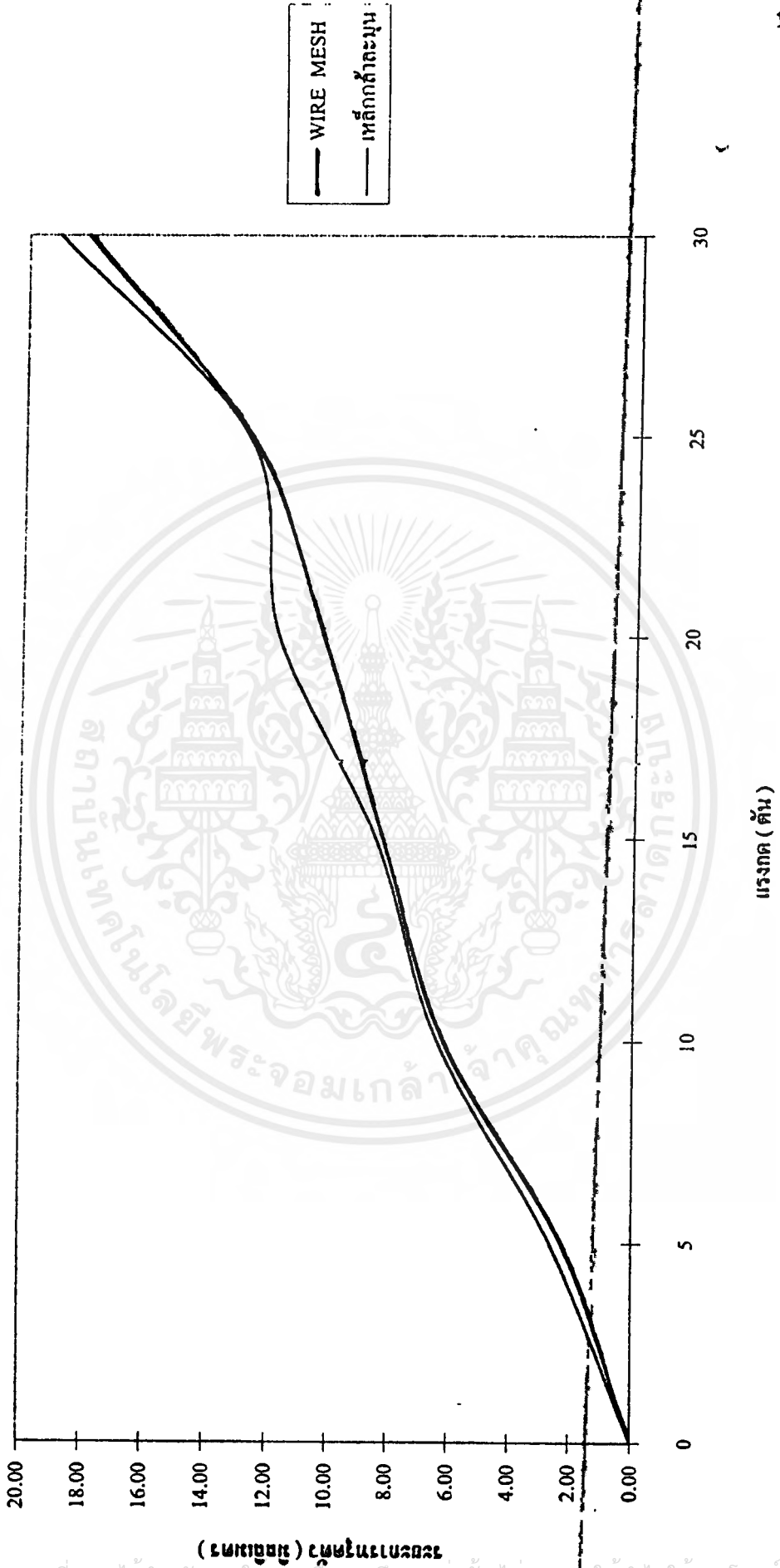


รูป 6.1 ลักษณะการให้น้ำหนักบรรทุก

| แรงกด (ตัน) | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็ก WIRE MESH (มิลลิเมตร) | | | | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็กกล้าตะมุน (มิลลิเมตร) | | | |
|----------------|---|-----------|-----------|--------|--|-----------|-----------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย |
| 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2.14 | 2.59 | 2.08 | 2.27 | 2.53 | 2.64 | 2.71 | 2.63 |
| 10 | 6.32 | 5.78 | 6.51 | 6.20 | 5.94 | 6.72 | 6.53 | 6.40 |
| 15 | 8.55 | 7.93 | 8.21 | 8.23 | 8.04 | 8.55 | 8.79 | 8.46 |
| 20 | 10.43 | 10.21 | 10.23 | 10.29 | 11.22 | 11.52 | 12.51 | 11.75 |
| 25 | 10.89 | 11.11 | 16.18 (C) | 12.73 | 12.39 | 12.78 | 13.25 | 12.81 |
| 30 | 17.61 (C) | 18.55 (C) | | 18.08 | 18.82 (C) | 18.97 (C) | 19.23 (C) | 19.01 |

ตาราง 6.1 การทดสอบการทรุดตัวของ Type A

กราฟแสดงการเปรียบเทียบของ Type A

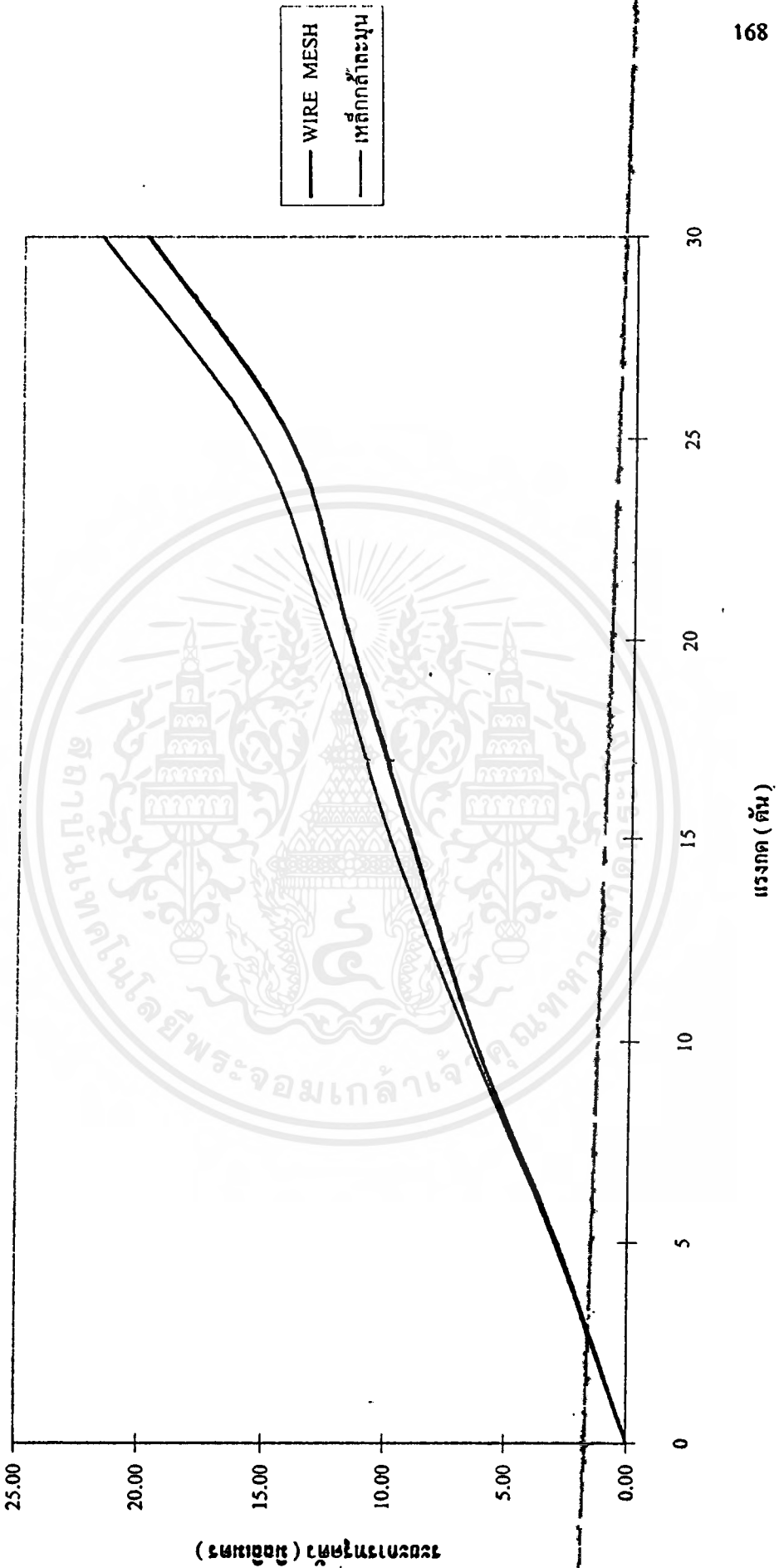


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

| แรงกด (ตัน) | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็ก WIRE MESH (มิลลิเมตร) | | | | | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็กกล้าละมุน (มิลลิเมตร) | | | | |
|----------------|---|----------|----------|--------|----------|--|----------|--------|--|--|
| | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย | | |
| 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | |
| 5 | 3.09 | 2.87 | 2.64 | 2.86 | 2.67 | 3.09 | 3.17 | 2.97 | | |
| 10 | 6.18 | 6.82 | 5.99 | 6.33 | 6.23 | 6.57 | 6.92 | 6.57 | | |
| 15 | 8.64 | 9.24 | 9.42 | 9.10 | 9.88 | 9.71 | 10.26 | 9.95 | | |
| 20 | 11.16 | 12.03 | 11.84 | 11.67 | 12.44 | 12.94 | 12.17 | 12.51 | | |
| 25 | 17.85(C) | 13.89 | 12.13 | 14.26 | 13.89 | 14.42 | 18.64(C) | 15.65 | | |
| 30 | | 20.02(C) | 19.97(C) | 19.99 | 21.41(C) | 22.26(C) | | 21.83 | | |

ตาราง 6.2 การทดสอบการทรุดตัวของ Type B

กราฟแสดงการเปรียบเทียบของ Type B

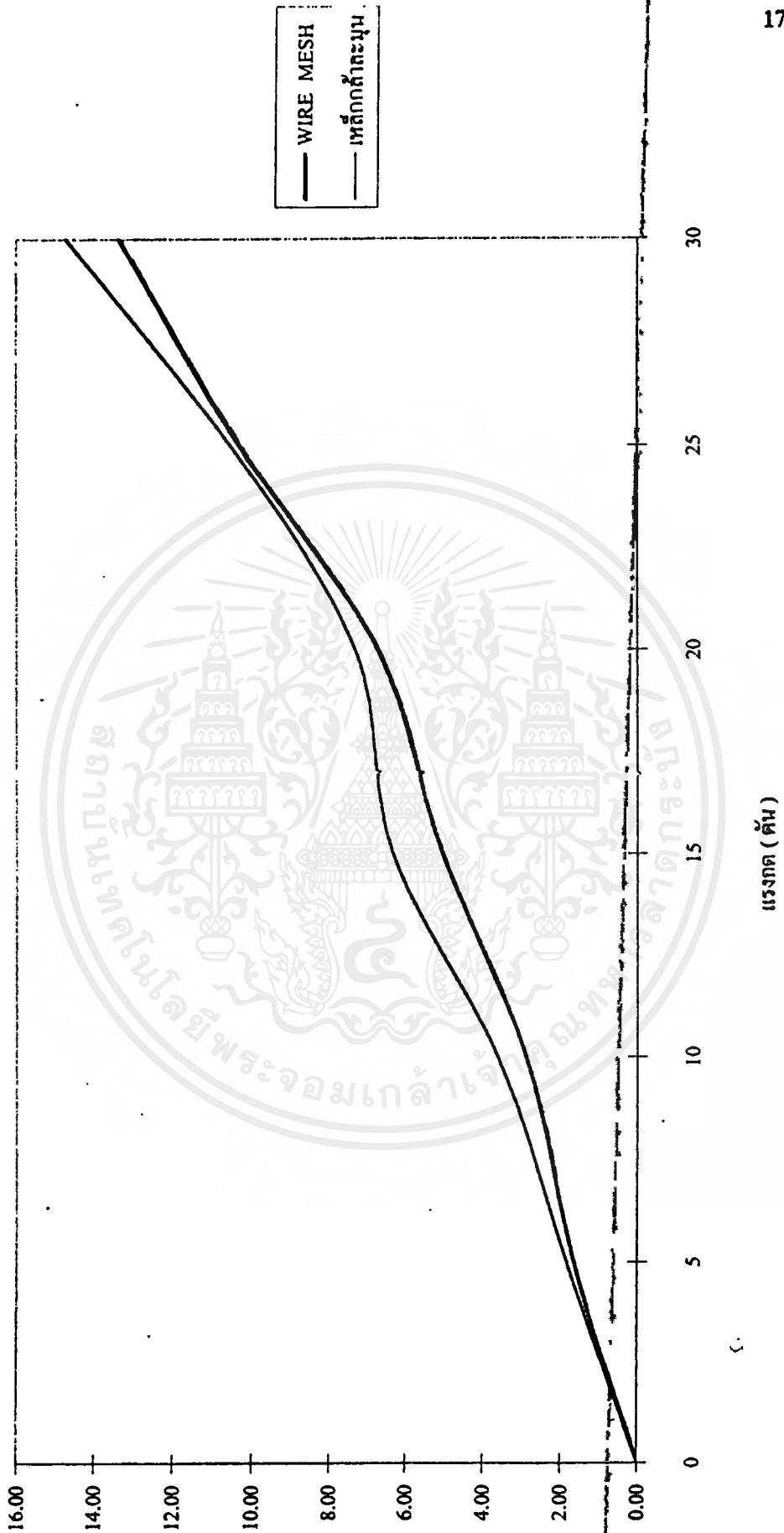


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

| แรงกด (ตัน) | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็ก WIRE MESH (มิลลิเมตร) | | | | ระยะการทรุดตัวของคอนกรีตเสริมเหล็กกล้าตะมูน (มิลลิเมตร) | | | |
|----------------|---|-----------|-----------|--------|--|-----------|-----------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย | 1 | 2 | 3 | เฉลี่ย |
| 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.69 | 2.09 | 1.17 | 1.65 | 2.31 | 1.26 | 1.92 | 1.83 |
| 10 | 2.53 | 2.98 | 3.18 | 2.89 | 3.54 | 3.11 | 4.22 | 3.62 |
| 15 | 5.12 | 4.13 | 5.93 | 5.06 | 6.28 | 5.84 | 6.91 | 6.34 |
| 20 | 7.98 | 5.41 | 6.80 | 6.73 | 8.16 | 6.57 | 7.23 | 7.32 |
| 25 | 12.35 (C) | 7.11 | 11.59 (C) | 10.32 | 13.44 (C) | 8.94 | 9.24 | 10.54 |
| 30 | | 13.39 (C) | | 13.39 | | 15.19 (C) | 14.27 (C) | 14.73 |

ตาราง 6.3 การทดสอบการทรุดตัวของ Type K

กราฟแสดงการเปรียบเทียบของ Type K



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 7

เปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กที่ใช้ทดสอบ

7.1 มาตรฐานเหล็กที่นำมาใช้ในโครงการพิเศษ

7.1.1 มาตรฐานเหล็กกล้าอะลูมิเนียม

7.1.1.1 เหล็กเส้นกลม : ทำจากเหล็กแท่งเล็ก (billet) เหล็กแท่งใหญ่ (bloom) หรือเหล็กแท่งหล่อ (ingot) ด้วยกรรมวิธีการรีดร้อน ไม่มีการแปรรูปเป็นผลิตภัณฑ์อื่นมาก่อน

ชั้นคุณภาพ มีชั้นคุณภาพเดียวคือ SR 24

ขนาดระบุและมวลต่อเมตร ของเหล็กที่ใช้ใน โครงการงาน

| | Ø | A | kg/m | เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (kg/m) | |
|------|---|------|-------|-----------------------------|-----------------|
| | | | | เฉลี่ยร้อยละ | แต่ละเส้นร้อยละ |
| RB 6 | 6 | 28.3 | 0.222 | ±5.0 | ±10.0 |

ส่วนประกอบทางเคมี

| %C | %S | %P |
|------|-------|-------|
| 0.28 | 0.058 | 0.058 |

สมบัติทางกล

| ความต้านทานแรงดึง | yeild | ความยืด (min) |
|-------------------|-------|---------------|
| 385 | 235 | 21% |

7.1.1.2 เหล็กข้ออ้อย : เหล็กเส้นกลมที่มี และ อาจมีคิบรินที่ผิวเพื่อเสริมกำลังยึดระหว่างเหล็กเส้นกับเนื้อคอนกรีต

- เส้นนูนบนเหล็กข้ออ้อยที่ติดกับความขรุขระของเหล็กข้ออ้อย

- เส้นนูนบนเหล็กข้ออ้อยความยาวของเหล็กข้ออ้อย
- ช่องระหว่าง ปลายสุดของที่อยู่ตรงข้ามกัน

ชั้นคุณภาพ SD 30

ขนาดระบุและมวลต่อเมตร ของเหล็กที่ใช้ใน โครงงาน

| | Ø | A | kg/m | เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน(kg/m) | |
|------|----|----|------|----------------------------|-----------------|
| | | | | เหล็กร้อยละ | แต่ละเส้นร้อยละ |
| DB10 | 10 | 78 | 0.62 | ±4.0 | ±5.0 |

ส่วนประกอบทางเคมี (max)

| | C | Mn | P | S | C+(Mn/6) |
|-------|------|----|------|------|----------|
| SD 30 | 0.27 | - | 0.05 | 0.05 | 0.5 |

สมบัติทางกล

แรงดึง

| ชั้นคุณภาพ | การต้านทานแรงดึง (Mpa) | yeild MPa (kg/mm ²) | ความยืด |
|------------|------------------------|---------------------------------|---------|
| SD 30 | 480 | 295 | 17 |

7.1.2 มาตรฐานแฉดเหล็กกล้าดึงเย็นแฉดคอนกรีต (ขนาดที่ใช้ เหล็กข้ออ้อย Ø 10 mm ,(CDD 10) เป็นเหล็กแกนและ เหล็กกลม Ø 6 mm ,(CDR 6) เป็นเหล็กปลอก)

หมายถึง ลวดเหล็กที่ทำขึ้นโดยการรีดเย็น (cold drawn) เหล็กลวดคาร์บอนต่ำ SW RM 15 เพื่อลดหน้าตัดเคมี ผลทำให้เกิดความเครียดสะสมในเนื้อเหล็กและจะมีการสะสมพลังงานไว้ จากขบวนการดังกล่าวส่งผลให้ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นมีความเหนียวเพิ่มขึ้น สามารถรับ stress ได้มากขึ้นมีจุด yeild สูงขึ้น (ลูกกราฟเปรียบเทียบ 10 mm. → 8 mm. รูป 7.1,7.2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในขณะที่ โลหะเกิดการเสียรูปขณะเย็น โดยการดึงลวดหน้าตัดทำให้โลหะมีความเครียดสะสมเนื่องจากการยืดตัวของผลึกซึ่งเรียกว่า คิวไลเทน และจะมีการสะสมพลังงานไว้ในส่วนที่บิดตัวของผลึก

คุณสมบัติทางกล (CDR) มอก. 747-2531

| tension strength (Mpa) | ความเค้นพิสูจน์ | การลดทอนพื้นที่ ต่ำสุดร้อยละ |
|------------------------|-----------------|---------------------------------|
| 550 | 485 | 30 |

- หมายเหตุ 1. หาค่าความเค้นพิสูจน์ที่ความยืดร้อยละ 0.5
2. ถ้าความต้านทานแรงดึงเกิน 690 MPa การลดทอนพื้นที่ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 25

คุณสมบัติทางกล (CDD) มอก. 926-2533

| tension strength (Mpa) | ความเค้นพิสูจน์ | การลดทอนพื้นที่ ผิวบดบึงต่ำสุด % |
|------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| 550 | 485 | 25 |

- หมายเหตุ 1. หาค่าความเค้นพิสูจน์ที่ความยืดร้อยละ 0.5

ส่วนประกอบทางเคมี (อ้างอิงลวดเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ) JIS 93505-1980, JIS 93506-1989

| Disignation | % | | | |
|-------------|-----------|---------|-----------|-----------|
| | C | Mn | P | S |
| SW RM 15 | 0.13-0.18 | 0.3-0.6 | 0.045 max | 0.045 max |

สัญลักษณ์ ขนาดและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (มอก. 747-2531)

| สัญลักษณ์ | เส้นผ่านศูนย์กลาง (mm) | พื้นที่หน้าตัดระบุ |
|-----------|------------------------|--------------------|
| CDR 6 | 6 ± 0.1 | 28.29 |

สัญลักษณ์ ขนาดและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (มอก.926-2533)

| สัญลักษณ์ | เส้นผ่านศูนย์กลาง (mm) | พื้นที่หน้าตัดครุ |
|-----------|------------------------|-------------------|
| CDD 10 | 10 ± 0.1 | 78.57 |

7.1.3 มาตรฐานตะแกรงลวดเหล็กดัดเชื่อมตัดเสริมคอนกรีต (Steel Welded Wire mesh, Deformed Steel Welded Wire mesh for Concrete Reinforcement) (มอก. 737-2530) (มอก.926-2533)

หมายถึง ตะแกรงลักษณะเป็นผืนหรือม้วนทำขึ้น โดยนำลวดเหล็กดัดดึงเข้ามาเชื่อมแบบความต้านทานไฟฟ้า (Electrical-Resistance Welding) ตัดกันเป็นตะแกรง โดยที่ตาตะแกรงเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือสี่เหลี่ยมผืนผ้าก็ได้ (แต่ในที่นี้เราไม่สามารถนำมาเชื่อมแบบความต้านทานไฟฟ้าได้ เนื่องจากข้อจำกัดในด้านเครื่องมือที่เกี่ยวกับการจ่อ ตะแกรงลวดเล็กเชื่อมตัดเสริมคอนกรีต ให้เป็นรูป segment ของผนังอุโมงค์ จึงประยุกต์ เชื่อมแบบรูปเชื่อมแทนแล้วเปรียบเทียบความแข็งแรงจากการทดสอบแทน)

ลักษณะของตะแกรงจะประกอบด้วยลวดขึ้น, ลวดขวางและส่วนอื่นๆ

ลวดขึ้น - ลวดตามค้ำยาวของตะแกรงเป็นลวดจากขดที่ต่อเข้าเครื่องเชื่อม โดยตรง
ขณะผลิต

ลวดขวาง - ลวดตามค้ำกว้างของตะแกรง เป็นลวดที่ทำให้ตรงแล้วดัดก่อนนำเข้าเครื่องเชื่อม

ส่วนขึ้น - ลวดขวางส่วนที่พันลวดขึ้นเส้นริม วัลจากเส้นแนวแกนตามมาตรฐานของลวดขึ้นเส้นริม

ขนาดและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน

ค่าสูงสุดและต่ำสุดของ \varnothing ลวดที่วัลจากภาคค้ำขวางเดียวกันต้องค้ำกันไม่เกิน 0.1 mm วัลโดยการหาค่าเฉลี่ยจากการวัล 3 ตำแหน่ง แต่ละตำแหน่งห่างกันประมาณ 300 mm โดยวัลไปรอบ ๆ ลวดที่ภาคค้ำขวางเดียวกัน

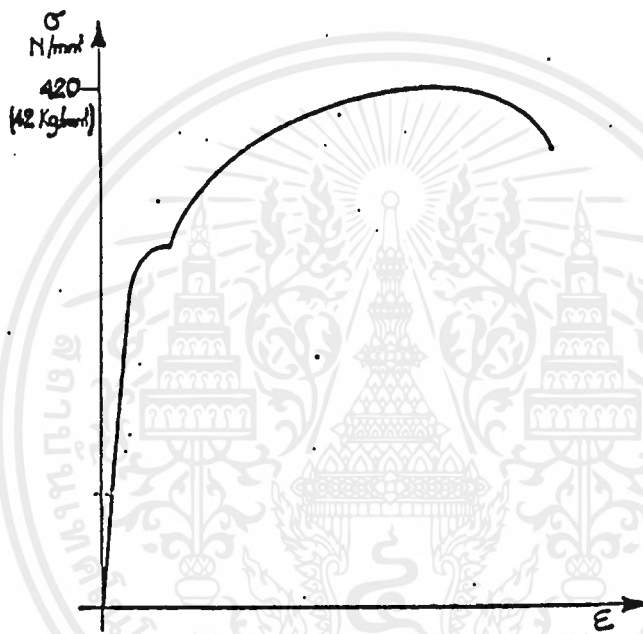
ตาราง ขนาดและเกณฑ์ความคลาดเคลื่อน

| สัญลักษณ์ | ∅ | เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน | พื้นที่หน้าตัด(mm ²) |
|-----------|----|----------------------|----------------------------------|
| CDR 6 | 6 | ±0.1 | 28.29 |
| CDD 10 | 10 | ±0.1 | 78.58 |

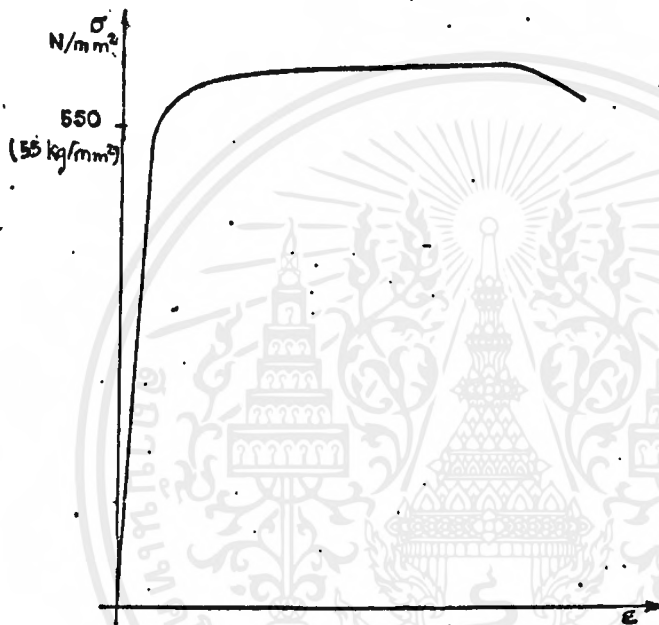
คุณสมบัติทางกล (มอก. 737-2530)

| แรงเนียนจุดเชื่อม (N) | การดึง | |
|-----------------------|-------------------|-----------------|
| | ความต้านทานแรงดึง | ความเค้นพิสูจน์ |
| 18,928 (min) | 517 | 448 |

- *หมายเหตุ
- หาความเค้นพิสูจน์ที่ความยืดหยุ่น 0.5
 - พื้นที่หน้าตัดรูปเล็ก ไม่น้อยกว่า 40% ของเหล็กใหญ่
 - แรงเนียนจุดเชื่อม ไม่น้อยกว่า 241 เท่าของ พท. หน้าตัด



รูป 7.1 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดของลวดเหล็ก
 กัดรีดร้อน (Hot-rolled steel wire-rod) (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 มม.)



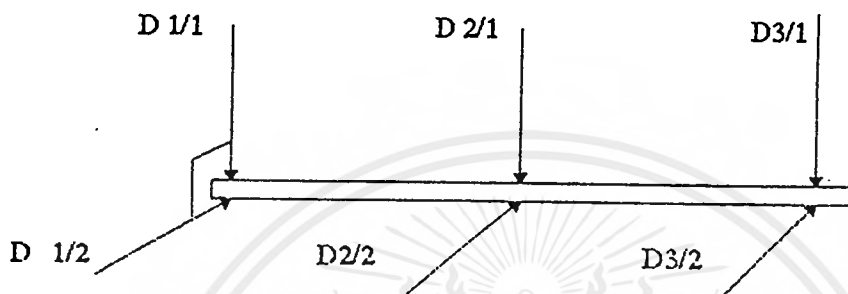
รูป 7.2 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดของลวดเหล็กกล้าดึงเย็น (Cold drawn steel wire) (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 8 มม. ที่ได้จากการรีดเย็นลวดเหล็กกล้ารีดร้อน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 มม.)

7.2 การทดสอบเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กที่นำมาทดลองในด้านต่างๆ

7.2.1 การหาค่า diameter เฉลี่ย

โดย

หา diameter เฉลี่ย ที่ตำแหน่งต่าง ๆ ดังนี้



รูป 7.3 แสดงตำแหน่งที่วัดหา diameter เฉลี่ย

D ตำแหน่ง / ค้าน

วัด 3 ตำแหน่ง ห่างกันประมาณ 300 mm. และวัดทั้ง 2 ด้านที่ห่างเท่ากัน



รูป 7.4 ภาพตัดค้ของตำแหน่งที่วัด diameter เฉลี่ย

7.2.2 Tensile test of steel

Type Steel Welded Wire Fabric 6#10 mm. (ชนิดความต้านทาน) Diameter 10 mm.

| | Diameter (mm) | | | Error of Diameter (mm) | | | Area (cm ²) | | | | | | | | |
|------|---------------|--------|-------|------------------------|--------|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | | | | | | |
| D1/1 | 9.810 | 9.940 | 9.860 | 9.915 | 9.995 | 9.915 | 9.912 | 9.976 | 9.893 | 0.083 | 0.024 | 0.107 | 0.771 | 0.781 | 0.768 |
| D2/1 | 10.020 | 10.050 | 9.970 | | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 9.760 | 9.940 | 9.860 | 9.840 | 9.930 | 9.800 | | | | | | | | | |
| D2/2 | 9.920 | 9.920 | 9.740 | | | | | | | | | | | | |
| D3/1 | 10.010 | 9.987 | 9.990 | 9.980 | 10.004 | 9.965 | | | | | | | | | |
| D3/2 | 9.950 | 10.020 | 9.940 | | | | | | | | | | | | |

| | Specimen no. 1 | | | Specimen no. 2 | | | Specimen no. 3 | | | | | |
|----------|----------------|-----------|------------------------------|----------------|-----------|-----------|------------------------------|----------------|-----------|-----------|------------------------------|----------------|
| | Load (kg) | Dial (mm) | Stress (kg/cm ²) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Dial (mm) | Stress (kg/cm ²) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Dial (mm) | Stress (kg/cm ²) | Strain (mm/mm) |
| Yield | 4600 | | 5966 | 0.0500 | 4664 | | 5972 | 0.0544 | 4602 | | 5992 | 0.0536 |
| Ultimate | 4750 | | 6161 | | 4805 | | 6152 | | 4785 | | 6230 | |
| Rupture | 2865 | 15.00 | 3716 | 0.0600 | 2929 | 15.70 | 3750 | 0.0628 | 2820 | 16.20 | 3672 | 0.0648 |

AVERAGE

Diameter 9.9270 (mm.) Ultimate stress 6181.00 (kg/c)

Error of Diameter 0.0730 (mm.) Yield stress 5976.66 (kg/c)

Area 0.7730 (cm²) Elongation, % 6.25

ตาราง 7.1 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ prefabricate steel welded mesh 6#10(mm)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เฉพาะในการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตจากเจ้าของเอกสาร

Type: Steel Welded Wire Fabric 6/10 mm. (โดยวิธีเชื่อม) Diameter: 10 mm.

| | Diameter: (mm) | | | Error of Distort (mm.) | | | Area (cm ²) | | | | | | | |
|------|----------------|--------|-------|------------------------|--------|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | | | | | |
| D1/A | 9.830 | 9.940 | 9.890 | 9.945 | 9.995 | 9.930 | 9.930 | 9.993 | 9.997 | 0.007 | 0.103 | 0.774 | 0.784 | 0.769 |
| D2/A | 10.060 | 10.050 | 9.970 | | | | | | | | | | | |
| D1/B | 9.800 | 9.960 | 9.860 | 9.865 | 9.940 | 9.800 | | | | | | | | |
| D2/B | 9.930 | 9.920 | 9.740 | | | | | | | | | | | |
| D3/A | 10.010 | 9.987 | 9.980 | 9.980 | 10.044 | 9.960 | | | | | | | | |
| D3/B | 9.950 | 10.100 | 9.940 | | | | | | | | | | | |

| | Specimen no. 1 | | | Specimen no. 2 | | | Specimen no. 3 | | |
|----------|----------------|----------------|-----------|----------------|-----------|----------------|----------------|----------------|--|
| | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | |
| Yield | 3450 | 0.0480 | 3600 | 0.0548 | 3300 | 0.0516 | 4291 | 0.0516 | |
| Ultimate | 3750 | | 3675 | 4688 | 3750 | 4876 | 4876 | | |
| Rupture | 2850 | 0.0600 | 1950 | 0.0628 | 2325 | 15.80 | 3023 | 0.0632 | |

AVERAGE:

Diameter: 9.9400 (mm.) Ultimate stress: 4803.00 (Ksc)
 Error of Diameter: 0.0600 (mm.) Yield stress: 4446.70 (Ksc)
 Area: 0.7760 (cm²) Elongation, %: 6.20

ตาราง 7.2 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ prefabricate steel welded mesh 6#10(mm) แบบใช้รูปเชื่อม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านอื่นๆ
 ไม่วารณี่ใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Type : ตระแกรงเหล็กกล้าอะลูมิเนียม 6#10 mm. (โคปรีชุบเซ็อน) Diameter : 10 มม.

| | Diameter (mm) | | | | | | Error of Diameter (mm.) | | | | | | Area (cm ²) | | | | | |
|------|---------------|--------|----------------|-------|----------------|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------------|-------|-------|--|-------|--|
| | D | | D ₁ | | D ₂ | | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | | No. 1 | | No. 2 | | No. 3 | |
| D1/1 | 9.900 | 9.950 | 9.850 | 9.960 | 9.980 | 9.870 | 9.918 | 9.938 | 9.910 | 0.082 | 0.090 | 0.090 | 0.772 | 0.775 | 0.771 | | | |
| D2/1 | 10.020 | 10.010 | 9.890 | | | | | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 9.800 | 9.080 | 10.010 | 9.865 | 9.065 | 9.995 | | | | | | | | | | | | |
| D2/2 | 9.930 | 9.050 | 9.980 | | | | | | | | | | | | | | | |
| D3/1 | 10.060 | 9.040 | 9.790 | 9.930 | 9.570 | 9.865 | | | | | | | | | | | | |
| D3/2 | 9.800 | 10.100 | 9.940 | | | | | | | | | | | | | | | |

| | Specimen no. 1 | | | | Specimen no. 2 | | | | Specimen no. 3 | | | |
|----------|----------------|-----------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|-----------|----------------|-----------|-----------|----------------|
| | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) |
| Yield | 2250 | | 0.0480 | 2400 | | 0.0506 | 2460 | | 3097 | | 0.0492 | |
| Ultimate | 3300 | | | 3375 | | 4355 | | 4355 | | | 4339 | |
| Rupture | 2550 | 48.20 | 0.2416 | 2625 | 47.30 | 0.2365 | 2850 | 47.20 | 3696 | | 3696 | 0.2360 |

AVERAGE

Diameter : 9.9880 (mm.) Ultimate stress : 4447.00 (ksc)
 Error of Diameter : 0.0780 (mm.) Yield stress : 3155.67 (ksc)
 Area : 0.7520 (cm²) Elongation % : 23.78

ตาราง 7.3 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ตระแกรงเหล็กกล้าอะลูมิเนียม 6#10(mm)

เชื่อมแบบใช้รูปเชื่อม

Type: Round Bars
 Diameter: 6 mm.

| | Diameter (mm) | | | DR | | | Error of Diameter (mm) | | | Area (cm ²) | | | | | |
|------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------------|-------|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 1 | No. 2 | No. 3 | | | |
| D1/1 | 6.020 | 5.930 | 5.980 | 6.050 | 6.030 | 6.080 | 6.005 | 5.967 | 6.047 | 0.005 | 0.033 | 0.047 | 0.283 | 0.279 | 0.287 |
| D2/1 | 6.080 | 6.130 | 6.180 | | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 5.800 | 6.100 | 5.800 | 5.960 | 5.900 | 5.990 | | | | | | | | | |
| D2/2 | 6.120 | 5.700 | 6.180 | | | | | | | | | | | | |
| D3/1 | 6.110 | 6.240 | 5.940 | 6.005 | 5.970 | 6.070 | | | | | | | | | |
| D3/2 | 5.900 | 5.700 | 6.200 | | | | | | | | | | | | |

| | Specimen no. 1 | | | Specimen no. 2 | | | Specimen no. 3 | | |
|----------|----------------|-----------|--------------------|----------------|-----------|--------------------|----------------|-----------|--------------------|
| | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) (%) | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) (%) | Load (kg) | Dial (mm) | Strain (mm/mm) (%) |
| Ultimate | 862 | | 0.0430 | 876 | | 0.0370 | 900 | | 0.0310 |
| Yield | 1290 | | | 1320 | | | 1425 | | |
| Rupture | 980 | 42.00 | 0.2100 | 1051 | 44.00 | 0.2200 | 1150 | 43.00 | 0.2150 |

AVERAGE

Diameter 6.0060 (mm.) Ultimate stress 3107.33 (ksc)
 Error of Diameter 0.0280 (mm.) Yield stress 4751.33 (ksc)
 Area 0.2830 (cm²) Elongation, %

ตาราง 7.4 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ Round Bar ที่มี Diameter 6 mm.

Type: Deform Bars
 Diameter: 10 mm.

| Specimen No. | Diameter (mm) | | | Error of Diameter (mm.) | | | Area (cm ²) | | | | | | | |
|--------------|---------------|--------|--------|-------------------------|--------|--------|-------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | | | | | |
| D1/2 | 9.980 | 9.790 | 10.020 | 9.925 | 9.940 | 10.060 | 9.948 | 10.015 | 10.043 | 0.078 | 0.082 | 0.777 | 0.787 | 0.792 |
| D2/2 | 9.870 | 10.090 | 10.100 | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 9.980 | 10.100 | 10.100 | 10.020 | 10.090 | 10.035 | | | | | | | | |
| D2/2 | 10.060 | 10.080 | 9.970 | | | | | | | | | | | |
| D3/2 | 9.780 | 9.970 | 10.030 | 9.900 | 10.015 | 10.035 | | | | | | | | |
| D3/2 | 10.020 | 10.060 | 10.040 | | | | | | | | | | | |

| Specimen no.1 | Specimen no.2 | Specimen no.3 | Specimen no.1 | | | Specimen no.2 | | | Specimen no.3 | | | |
|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|------------------------------|---------------|----------------|------------------------------|---------------|----------------|------------------------------|--------|
| | | | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Stress (kg/cm ²) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Stress (kg/cm ²) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Stress (kg/cm ²) | |
| Yield 2625 | 3378 | 0.0480 | 2550 | 0.0455 | 2700 | 3240 | 0.0455 | 2700 | 3409 | 0.0450 | 3409 | 0.0450 |
| Ultima 3300 | 4247 | | 3300 | | 3600 | 4193 | | 3600 | 4545 | | 4545 | |
| Rupture 2550 | 48.00 | 3282 | 0.2400 | 49.00 | 3297 | 0.2450 | 2775 | 49.00 | 3504 | 0.2450 | 3504 | 0.2450 |

AVERAGE

Diameter 10.0020 (mm.)
 Error of Diameter 0.0360 (mm.)
 Area 0.7850 (cm²)
 Ultimate stress 4328.33 (kg/c)
 Yield stress 3342.33 (kg/c)
 Elongation, % 24.33

ตาราง 7.5 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ Deform Bar ที่มี Diameter 10 mm.

เอกสารนี้เป็นเอกสารสงวนลิขสิทธิ์หรือการเขียนเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่สามารถเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
 ไม่สามารถนำข้อมูลนี้ไปใช้ซ้ำได้ หากมีการนำข้อมูลนี้ไปใช้โดยไม่ได้รับอนุญาตจากผู้จัดทำเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Type Cold Drawn
Diameter 6 mm

| D | Diameter (mm) | | | D _s | | | D _t | | | Error of Diameter (mm) | | | Area (cm ²) | | |
|------|---------------|-------|-------|----------------|-------|-------|----------------|-------|-------|------------------------|-------|-------|-------------------------|------|------|
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 |
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 |
| D1/1 | 6.050 | 6.080 | 6.020 | 6.060 | 6.080 | 6.040 | 6.077 | 6.077 | 6.080 | 0.077 | 0.077 | 0.080 | 0.29 | 0.29 | 0.29 |
| D2/1 | 6.070 | 6.080 | 6.060 | | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 6.080 | 6.120 | 6.140 | 6.105 | 6.065 | 6.110 | | | | | | | | | |
| D2/2 | 6.130 | 6.010 | 6.080 | | | | | | | | | | | | |
| D3/1 | 6.030 | 6.090 | 6.080 | 6.065 | 6.085 | 6.090 | | | | | | | | | |
| D3/2 | 6.100 | 6.080 | 6.100 | | | | | | | | | | | | |

| Load (kg) | Specimen no.1 | | | Specimen no.2 | | | Specimen no.3 | | |
|---------------|---------------|----------------|-----------|----------------|-----------|----------------|---------------|----------------|--|
| | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Strain (mm/mm) | |
| Yield 1875 | 6466 | 0.0508 | 1860 | 6414 | 0.0508 | 1890 | 6517 | 0.0364 | |
| Ultimate 1905 | 6569 | | 1965 | 6776 | | 1950 | 6724 | | |
| Rupture 1200 | 4138 | 0.6400 | 1200 | 4138 | 0.0640 | 1200 | 4138 | 0.0400 | |

AVERAGE

| | | | |
|-------------------|---------------------------|-----------------|----------------|
| Diameter | 6.0780 (mm.) | Ultimate stress | 6689.70 (kg/c) |
| Error of Diameter | 0.0780 (mm.) | Yield stress | 6465.70 (kg/c) |
| Area | 0.2900 (cm ²) | Elongation, % | 5.20 |

ตาราง 7.6 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นที่มี Diameter 6 mm.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นับว่าผิดเพี้ยนไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

Type Cold Drawn
Diameter 10 mm.

| | Diameter (mm) | | | D _t | | | Error of Diameter (mm) | | | Area (cm ²) | | | | |
|------|---------------|--------|--------|----------------|--------|-------|------------------------|--------|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | No.1 | No.2 | No.3 | | | | | |
| D1/1 | 9.900 | 10.000 | 9.900 | 10.050 | 10.050 | 9.875 | 9.912 | 10.027 | 9.918 | 0.078 | 0.082 | 0.773 | 0.789 | 0.772 |
| D2/1 | 10.200 | 10.100 | 9.850 | | | | | | | | | | | |
| D1/2 | 9.900 | 10.100 | 9.900 | 9.855 | 10.050 | 9.900 | | | | | | | | |
| D2/2 | 9.810 | 10.000 | 9.900 | | | | | | | | | | | |
| D3/1 | 9.860 | 9.900 | 9.920 | 9.860 | 9.980 | 9.980 | | | | | | | | |
| D3/2 | 9.860 | 10.060 | 10.040 | | | | | | | | | | | |

| | Specimen no. 1 | | | Specimen no. 2 | | | Specimen no. 3 | | | |
|---------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|----------------|--------|
| | Load (kg) | Ext. (mm) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Ext. (mm) | Strain (mm/mm) | Load (kg) | Ext. (mm) | Strain (mm/mm) | |
| Yield | 4720 | 6106 | 0.0453 | 4740 | 6008 | 0.0498 | 4650 | 5894 | 0.0488 | |
| Ultimat | 4845 | 6268 | | 4950 | 6274 | | 4770 | 6046 | | |
| Rupture | 3000 | 13.00 | 0.0520 | 2850 | 13.00 | 0.0520 | 2850 | 14.00 | 3612 | 0.0560 |

AVERAGE

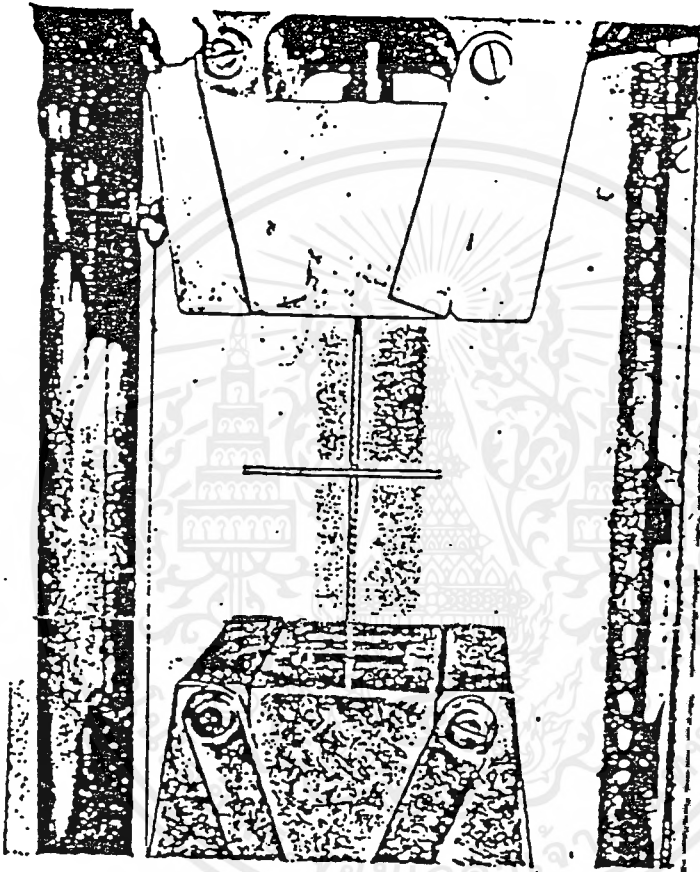
Diameter 9.9500 (mm.) Ultimate stress 6197.30 (kg/c)

Error of Diameter 0.0620 (mm.) Yield stress 6002.70 (kg/c)

Ext. 0.7780 (cm2) Elongation % 5.33

ตาราง 7.7 แสดงผลการทดสอบ Tensile ของ ลวดเหล็กกล้า คังเขินที่มี Diameter 10 mm.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้ใช้เอกสารนี้โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่อาจรณได้. ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 7.5 การทดสอบแรงดึงของลวด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.2.3 แรงเฉือนจุดเชื่อม

Sample From Steel Welded Wire Fabric 6#10 mm. (เชื่อมความต้านทาน)

| Specimen No. | Shear Load (kg) |
|--------------|-----------------|
| 1 | 1950 |
| 2 | 1890 |
| 3 | 1980 |

แรงเฉือนจุดเชื่อมเฉลี่ย

1940

kg.

Sample From กระเบื้องเหล็กกล้าขนาดมุม 6#10 mm. (โคยใช้รูปเชื่อม)

| Specimen No. | Shear Load (kg) |
|--------------|-----------------|
| 1 | 2545 |
| 2 | 2550 |
| 3 | 2465 |

แรงเฉือนจุดเชื่อมเฉลี่ย

2520

kg.

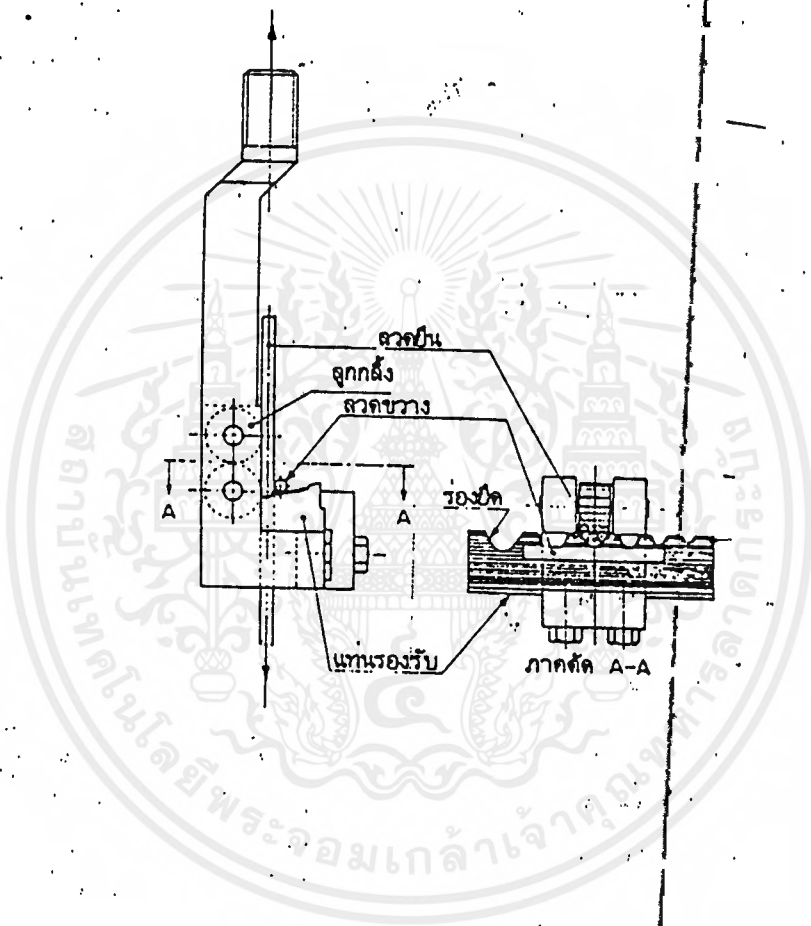
Sample From Steel Welded Wire Fabric 6#10 mm. (โคยใช้รูปเชื่อม)

| Specimen No. | Shear Load (kg) |
|--------------|-----------------|
| 1 | 2475 |
| 2 | 2550 |
| 3 | 2430 |

แรงเฉือนจุดเชื่อมเฉลี่ย

2485

kg.



รูป 7.6 การทดสอบแรงเฉือนของจุดเชื่อม

| คุณสมบัติ | (เหล็กกล้าธรรมดา) | | วัสดุเหล็กกล้าชนิดอื่น | | Steel Welded Wire Fabric 6#10 (เชื่อมความต้านทาน) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) DB#10 | Steel Welded Wire Fabric 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) 6#10 (เชื่อมโดยเชื่อม) DB#10 |
|---|-------------------|---------|------------------------|-----------|---|---|
| | SR24 | SD30 | CDR | | | |
| | RB6 | DB10 | CDR6 | CDR10 | | |
| ความต้านทานแรงดึงสูงสุด (Ultimate Stress, KSC) | 4751.33 | 4328.33 | 6689.7 | 6197.3 | 4803 | 4447 |
| ความเค้นที่จุดอ้าหรือความเค้นยืด (Yield Stress, KSC) | 3107.33 | 3342.33 | 6465.7 | 6002.7 | 4446.7 | 3155.67 |
| ความยืด (Elongation, %) | 21.5 | 24.3 | 5.2 | 5.33 | 6.2 | 23.78 |
| แรงเหนือนจุดเชื่อม ,kg | | | | | | |
| %C | 0.28 | 0.27 | 0.13-0.18 | 0.13-0.18 | 2485 | 2520 |
| %Mn | | | | | 0.13-0.18 | 0.27 |
| %P | 0.058 | 0.05 | 0.3-0.6 | 0.3-0.6 | 0.3-0.6 | |
| %S | 0.058 | 0.05 | 0.045 | 0.045 | 0.045 | 0.05 |
| %C+Mn/6 | | -0.5 | 0.045 | 0.045 | 0.045 | 0.05 |

ตารางสรุปวิธีหาค่าคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่นำไปใช้งานจริงที่ได้จากภาคสนาม

บทที่ 8

บทสรุป และ ข้อเสนอแนะ

8.1 สรุปวิเคราะห์ผลการทดลอง

I เปรียบเทียบเหล็กกล้าละมุนและ Prefabricate steel weled mesh

1.1) ด้านคุณสมบัติและกรรมวิธีการผลิต

-เหล็กกล้าละมุน : ทำจากเหล็กหล่อด้วยกรรมวิธีการรีดร้อน มีส่วนประกอบทางเคมี ดังนี้ C 0.28 % , S 0.058 % , P 0.058 %

-Prefabricate steel weled mesh : เป็นตระแกรงลวดที่ทำจากเหล็กกล้าดึงเย็น ซึ่งนำมาเชื่อมแบบความต้านทานไฟฟ้า ลวดเหล็กกล้าดึงเย็น หมายถึง ลวดเหล็กที่ทำขึ้นโดยผ่านกรรมวิธีการรีดเย็น (Cold Drawn) เพื่อลดพื้นที่หน้าตัด มีผลทำให้เกิดความเครียดสะสมในเนื้อเหล็ก และจะมีการสะสมพลังงานไว้ ซึ่งจากขบวนการดังกล่าว ส่งผลทำให้ ลวดเหล็กกล้าดึงเย็น มีความเหนียวเพิ่มขึ้น และสามารถรับ Stress ได้มากขึ้น ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นมีส่วนประกอบทางเคมีดังนี้ C 0.13-0.18% , Mn 0.3-0.6 % , P 0.045% (max) , S 0.045 % (max)

1.2) ด้านพฤติกรรมการรับแรง

-Prefabricate steel weled mesh จะรับ Stress ได้มากกว่าเหล็กกล้าละมุนเมื่อ พื้นที่หน้าตัดเท่ากัน

-Prefabricate steel weled mesh จะมีค่าการยืดตัวต่ำกว่าเหล็กกล้าละมุนมาก กล่าวคือจากการทดลอง เหล็กที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. Prefabricate steel weled mesh จะยืดตัวเพียง 6.25% ในขณะที่ เหล็กกล้าละมุนจะยืดตัวถึง 24.3 %

-แรงเฉือนจุดเชื่อม (เมื่อใช้รูปเชื่อม) ค่าแรงเฉือนจุดเชื่อมของ เหล็กทั้งสองชนิดจะใกล้เคียงกันมาก

-เนื่อง จากในขณะนี้เราไม่สามารถ นำ Prefabricate steel weled mesh ที่เชื่อมแบบความต้านทานมาขึ้นรูปได้ จึงประยุกต์โดยนำ ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นมาเชื่อมแบบเชื่อมรูปทีละจุด ซึ่งเมื่อเทียบกันแล้วเชื่อมแบบความต้านทาน จะมีค่าแรงเฉือนจุดเชื่อมต่ำกว่า แต่ มีค่า Stress สูงกว่า

2 ข้อดี ของ Prefabricate steel weled mesh

-ประหยัดเวลา แรงงาน ค่าใช้จ่าย ในการเชื่อมผูกเหล็ก

-สั่งทำได้ตามต้องการทำให้ ไม่มีเศษลวดเหลือทิ้ง

- ประหยัดปริมาณเหล็กที่ต้องการใช้ เพราะ ลวดเหล็กกล้ารีดเย็นมีค่า Stress สูงกว่า เหล็กกล้าอะลูมิเนียมมาก

- ได้คุณภาพมาตรฐานเพราะผลิตด้วยเครื่องจักรอัตโนมัติ

- 3 ผลการทดสอบเมื่อ รับ น้ำหนักบรรทุก

จากการทดลองเมื่อนำเอาผลของการทดลองมาเขียนกราฟแล้วจะสังเกตได้ว่า ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริม Prefabricate steel weled mesh นั้นจะมีค่าการทรุดตัวต่ำกว่า ผนังอุโมงค์คอนกรีตที่เสริมเหล็กกล้าอะลูมิเนียม ซึ่งมีแรงกดเท่ากัน ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่า การทรุดตัวของคอนกรีตที่เสริมด้วยเหล็ก Prefabricate steel weled mesh มีค่าน้อยกว่าเหล็กกล้าอะลูมิเนียม ซึ่งอาจเป็นเพราะสมมุติฐานดังนี้

- คุณสมบัติของเหล็ก Prefabricate steel weled mesh มีค่าการบิดตัวน้อยกว่าเหล็กกล้าอะลูมิเนียม

- บริเวณจุดเชื่อมซึ่งในเหล็ก Prefabricate steel weled mesh มีความแข็งแรงมากกว่า ในเหล็กกล้าอะลูมิเนียมที่ใช้การผูกเหล็ก

จากกราฟเมื่อนำค่า แรงกดสูงสุด ที่ทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ Point load ของผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก Prefabricate steel weled mesh และผนังอุโมงค์คอนกรีตที่เสริม เหล็กกล้าอะลูมิเนียม จะเห็นได้ว่า ค่าที่ได้นั้นจะมีค่าใกล้เคียงกัน คือ ประมาณ 25-30 ตัน ซึ่งเมื่อนำไปคิดให้เป็นแรงแบบ Uniform Load แล้วนำไปเทียบกับแรง Uniform Load ที่เกิดขึ้นจริงในอุโมงค์ จะเห็นได้ว่าค่าแรงที่ทดสอบนั้นมีค่ามากกว่าแรง ที่ เกิดขึ้นจริงมาก เพราะฉะนั้น จากผลที่ได้จากการทดสอบ จึงมีความเป็นไปได้ที่จะนำผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริม Prefabricate steel weled mesh นั้น ไปใช้แทน ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กกล้าอะลูมิเนียม

ในปัจจุบัน การทดสอบผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กนั้น จะเป็นการตรวจสอบเพียง ระยะเวลาผ่านศูนย์กลาง และความลงตัวในการ ประกอบเป็นวง เท่านั้น การทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบ Point load จึงเป็นเพียงแนวความคิดหนึ่ง ที่ใช้ในการหาความสามารถในการรับแรง กระทำของผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็ก เพราะในความเป็นจริง แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ เป็นแรงแบบ Uniform load โดยรอบ เพราะฉะนั้น ผลที่ได้จากการทดสอบ จึงไม่สามารถ นำมาสรุปได้ว่า ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริม Prefabricate steel weled mesh นั้น สามารถใช้แทน ผนังอุโมงค์คอนกรีตเสริมเหล็กกล้าอะลูมิเนียมได้หรือไม่ ผลที่ได้จากการทดสอบ จึงเป็นเพียงผลการทดสอบที่ใช้ช่วยในการศึกษา ต่อไป

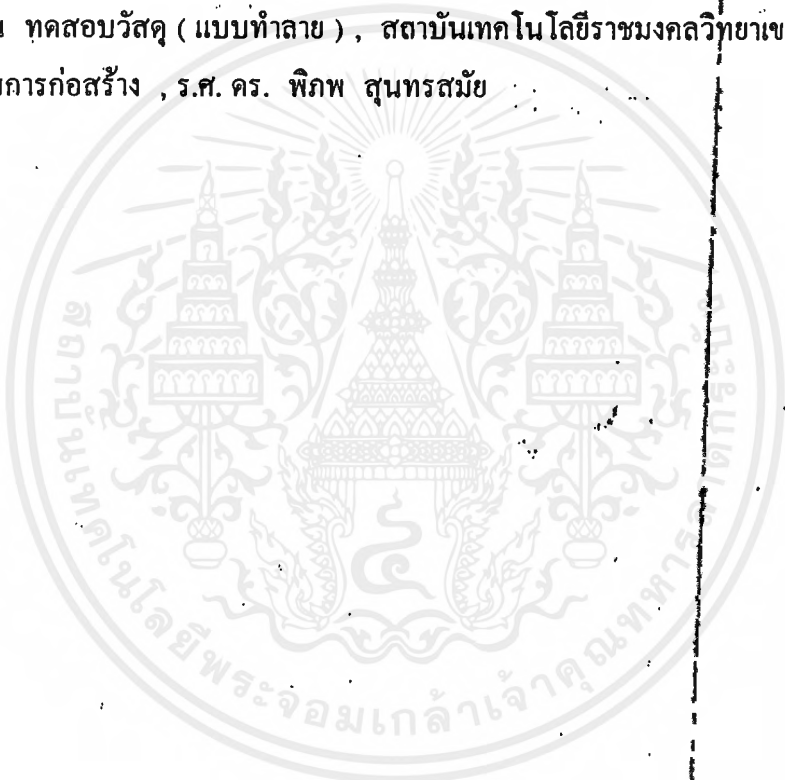
8.2 ข้อเสนอแนะจากการดำเนินการโครงการพิเศษ

เนื่องจากในอนาคต ความต้องการในการก่อสร้างอุโมงค์ทั้งทางด้าน สาธารณูปโภค และการคมนาคมขนส่งมีมากขึ้น ฉะนั้น จึงต้องมีการ พัฒนา หารกรรมวิธี ขั้นตอน ตลอดจนเครื่องจักร อุปกรณ์ ต่าง ๆ ให้มีความทันสมัย เพื่อที่จะได้ สามารถดำเนินการก่อสร้างได้อย่างรวดเร็ว และ เป็นการประหยัดค่าใช้จ่ายโดยรวม ยกตัวอย่างเช่น ในอนาคต ถ้ามีเครื่องจักรที่สามารถตัดโค้ง Prefabricate steel welded mesh ได้ จะทำให้สะดวก รวดเร็วโดยไม่ต้องทำการตัด เหล็กตรงทีละเส้น แล้วทำการเชื่อม หรือ ผูก เหล็ก เพราะสามารถนำไปวางในแบบหล่อ ได้ทันที



บรรณานุกรม

- Tunneling technology (golder ássociates , consulting geotechnical engineers James F. Maclarer Limited , consulting engineers)
- soft Ground tunneling in Bangkok Subsoils by NARAYANAN RAMASAMY , A Thesis. study submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of engineering ,A.I.T. Library
- Earth Tunneling with steel supports by ROBERT V. PROCTOR , M.E. and THOMAS L. WHITE , P.E.
- มาตรฐานอุตสาหกรรม (ม.อ.ก.) 747-2531 , 926-2533 , 737-2530 , 20-2527 , 24-2527
- การปฏิบัติงาน ทดสอบวัสดุ (แบบทำลาย) , สถาบันเทคโนโลยีราชมงคลวิทยาเขตนนทบุรี
- วิศวกรรมกรรมการก่อสร้าง , ร.ศ. ดร. พิภพ สุนทรสมัย





เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับครูโรงเรียนเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แสดงการตัดโค้ง

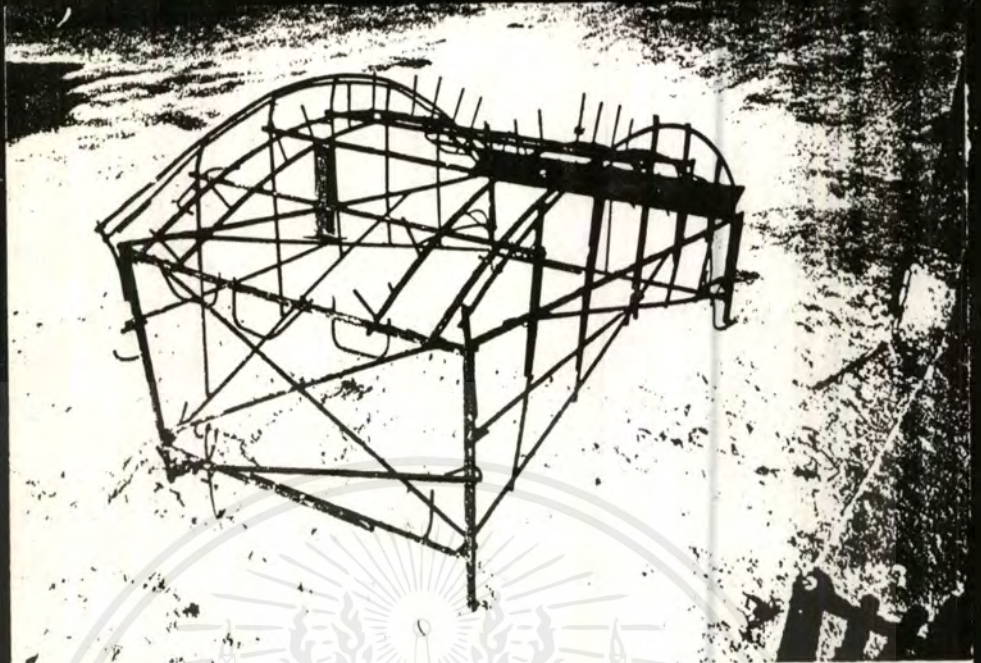
รูปที่ ผ-1



แสดงการตัดเหล็กปลอก

รูปที่ ผ-2

เอกสารนี้... ที่สงวนไว้สำหรับ... ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่ออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ประโยชน์ด้าน...



โต๊ะสำหรับวางเหล็กขมเชื่อม Type B

รูปที่ ผ-5

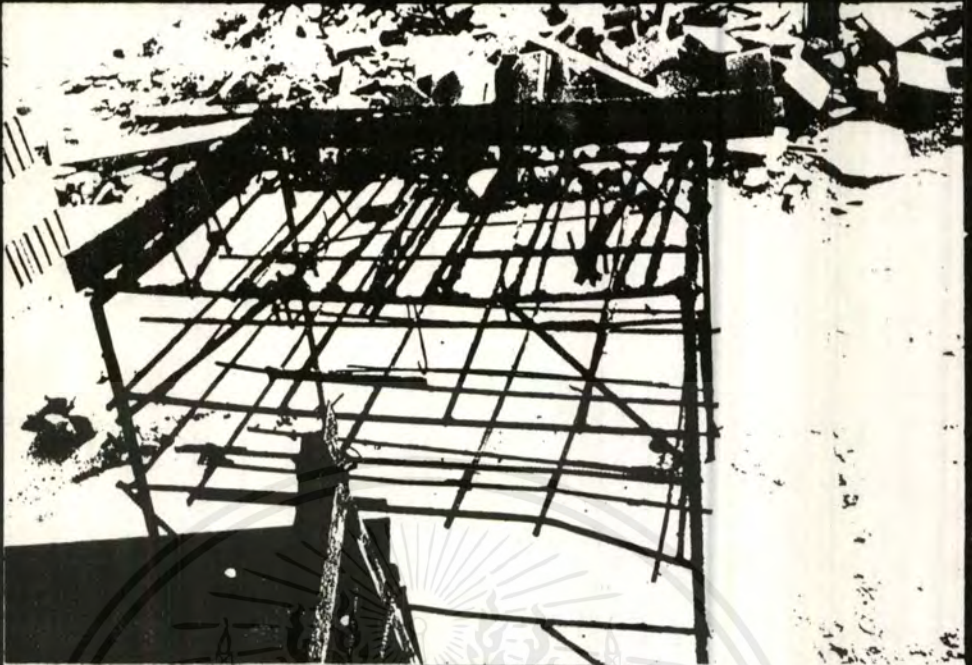


6 4 '37

ลักษณะของโครงเหล็กเสริม Type B

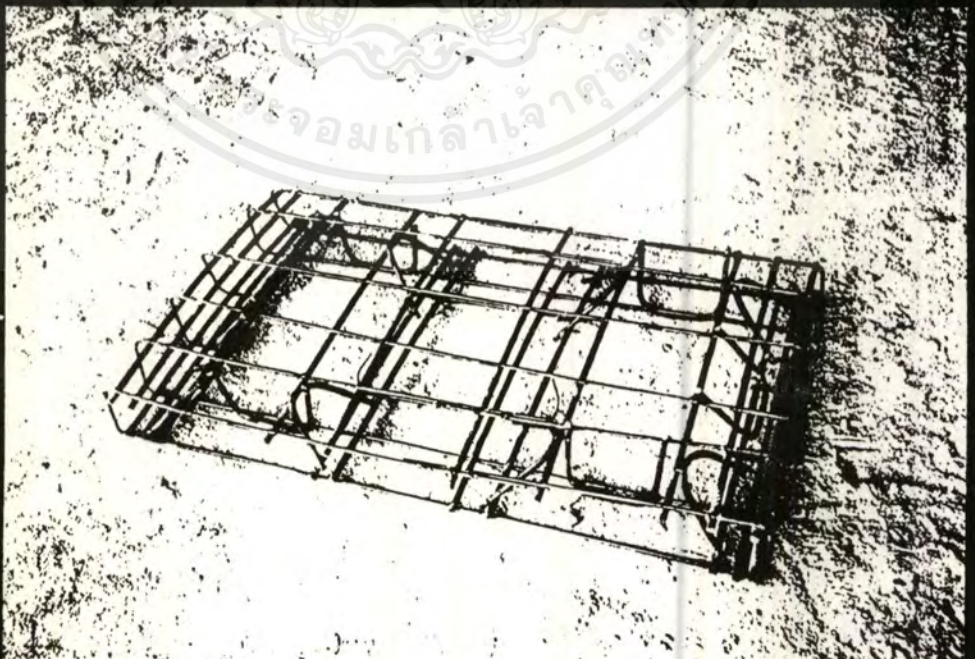
รูปที่ ผ-6

เอกสารนี้... ที่สงวนไว้... ไม่ควรตีพิมพ์...
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่อ... จึงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



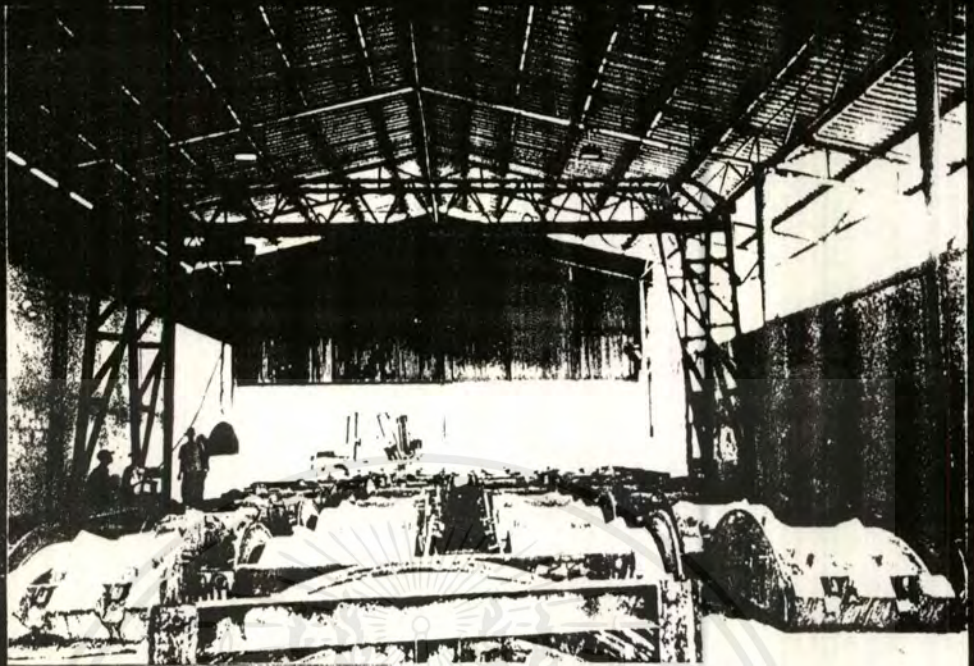
โต๊ะสำหรับวางเหล็กขณะเชื่อม Type K

รูปที่ ผ-7



ลักษณะของโครงเหล็กเสริม Type K

รูปที่ ผ-8



ลักษณะโรงหล่อผนังอุโมงค์

รูปที่ ผ-9



โครงเหล็กเสริมทั้งหมด

รูปที่ ผ-10

เอกสารนี้... สำหรับที่สงวนไว้สำหรับการศึกษาเท่านั้น ไม่ควรนำออกเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่อข้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ติดเทปป้องกันน้ำคอนกรีตไหลออก

รูปที่ ผ-11



แสดงการประกอบแบบหล่อ

รูปที่ ผ-12

เอกสารนี้
ที่สงวนไว้สำหรับโครงการศึกษาที่
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ
อ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เช็ควิธีการให้ยาวให้ได้ตามแบบ

รูปที่ ผ-13



ทาน้ำมันลงบนแบบหล่อ

รูปที่ ผ-14

เอกสารที่

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและตัดง้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เคลื่อนย้ายโครงเหล็กลงบนแบบหล่อ

รูปที่ ผ-15

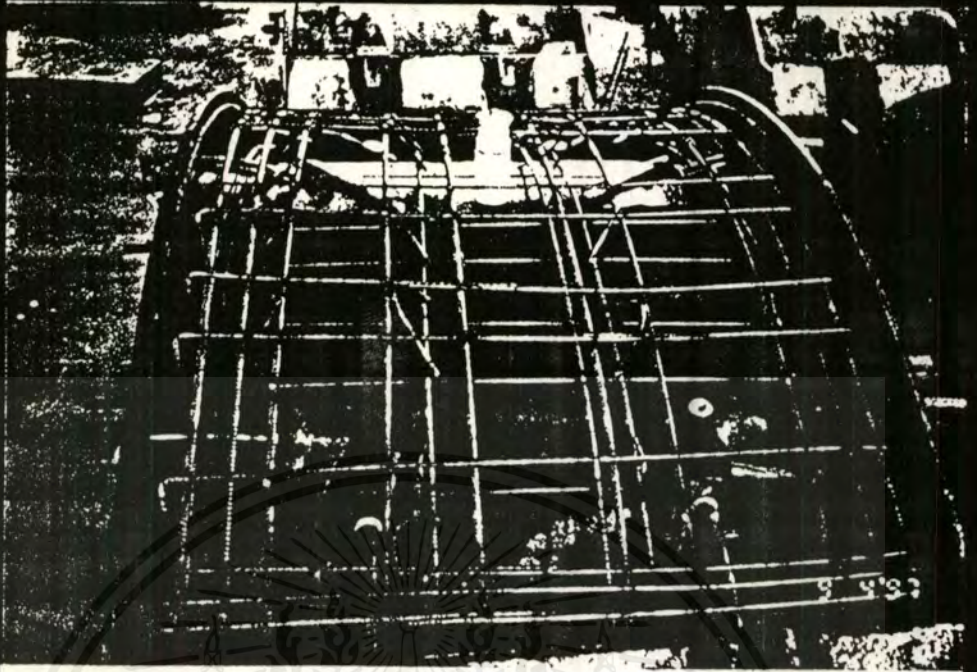


อุปกรณ์ที่ใช้สำหรับประกอบแบบหล่อ

รูปที่ ผ-16

เอกสารนี้... ที่สงวน... ยานด้านก

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



แสดงแบบหล่อที่พร้อมจะเทของ Type A

รูปที่ ผ 17



แสดงแบบหล่อที่พร้อมจะเทของ Type K

รูปที่ ผ-18



แสดงการเทคอนกรีต

รูปที่ ผ-19



แสดงการจี้คอนกรีต

เอกสารนี้... ที่สงวนไว้สำหรับการใช้... นำไปใช้ประโยชน์ด้านก...

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่อ... อาจอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ ผ-20



แสดงแบบหล่อเมื่อเทคอนกรีตเสร็จ

รูปที่ ผ-21



ทำการเกลี่ยคอนกรีตส่วนเกินแบบหล่อทิ้ง

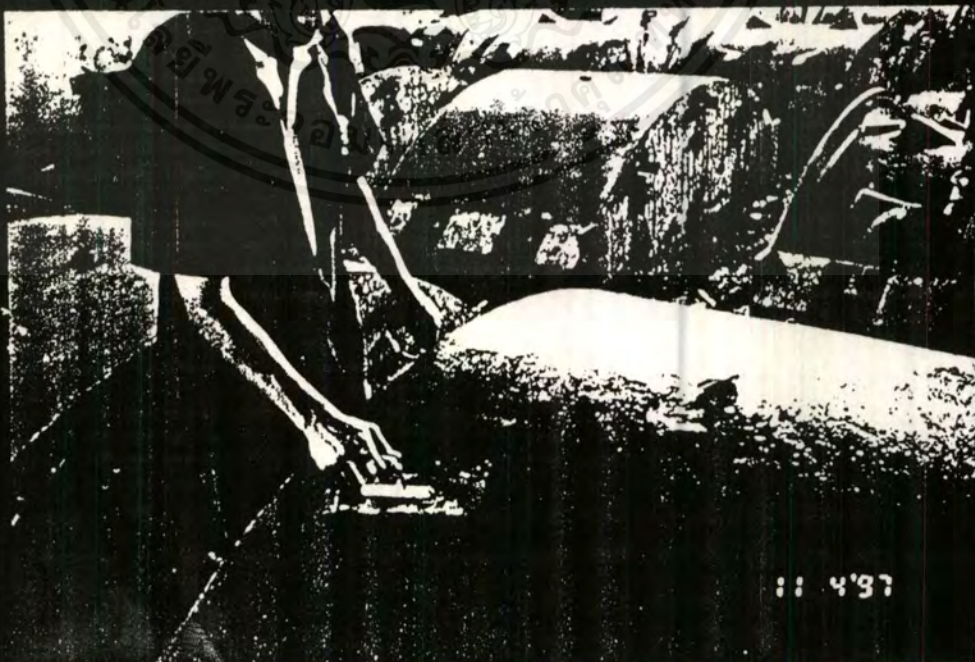
รูปที่ ผ-22

เอกสารนี้เป็นทรัพย์สินของกรมส่งเสริมการค้าระหว่างประเทศ กระทรวงพาณิชย์ ซึ่งได้มอบให้โรงเรียนราชประชานุเคราะห์ ๓๖ เพื่อใช้ในการเรียนการสอน
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต่ออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ปาดหน้าคอนกรีตจนเรียบ

รูปที่ ผ-23



ทำการขัดมันผิวหน้า

รูปที่ ผ-24

เอกสารนี้เป็นที่สงวนไว้สำหรับการใช้งาน นำไปใช้ประโยชน์ด้านกา

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เตรียมการถอดแบบ

รูปที่ ผ-25



ขมดยก Segment ออกจากแบบหล่อ

รูปที่ ผ-26

เอกสารนี้

ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ลูกปูน จำนวน 9 ลูก

รูปที่ ผ-27



ช่างนำหนักลูกปูน

รูปที่ ผ-28

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อใช้ในการศึกษาวิจัยเท่านั้น
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและอ้างอิงถึงชื่อของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ทำการ Cap หัวลูกปุ่นก่อนนำไป Test

รูปที่ ผ-29

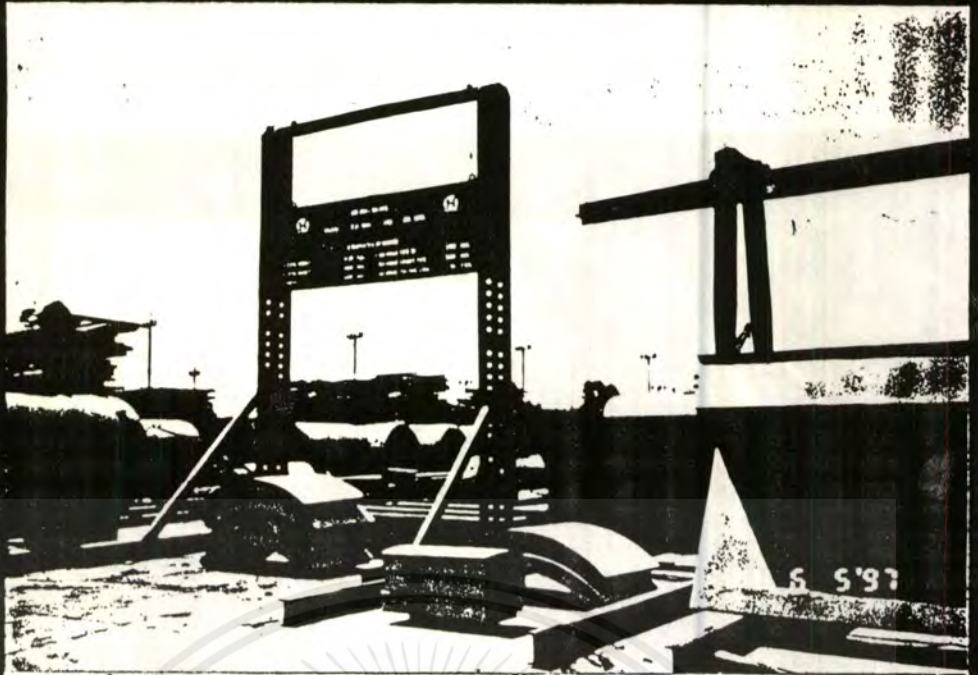


แสดงการ Test ลูกปุ่น

เอกสารนี้

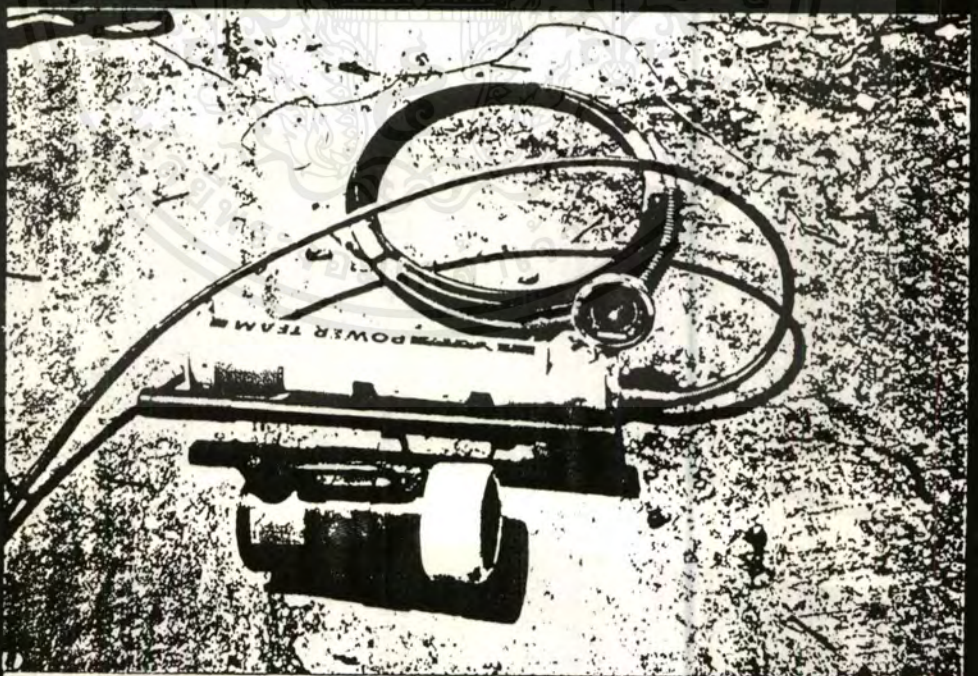
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ ผ-30



เครื่องทดสอบกำลังรับน้ำหนักของ Segment

รูปที่ ผ-31



Hydraulic jack สำหรับเพิ่มแรงทดสอบ

รูปที่ ผ-32

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่ออนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการศึกษา
ไม่ว่ากรณีใด ๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอยร้าวเมื่อเกิดการรบกวนของ Type A, B

รูปที่ ผ-34



อำนาจการท่อดตัวทุกๆ 5 ตัน

รูปที่ ผ-35



รอยร้าวเมื่อเกิดการวิบัติของ Type K

รูปที่ ผ-36