

การเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีแรงดันดินสมดุลในดินกรุงเทพฯ



นางสาว ชลธิชา บุญส่ง

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-1671-9

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DEFORMATION AND DISPLACEMENT OF TUNNEL FROM EPB SHIELD CONSTRUCTED IN
BANGKOK SUBSOILS

Miss Chonticha Boonsong

สถาบันวิทยบริการ

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2001

ISBN 974-03-1671-9

4270271521: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: TUNNELING / EPB / DEFORMATION / DISPLACEMENT / INTERNAL FORCE / FEM

CHONTICHA BOONSONG: DEFORMATION AND DISPLACEMENT OF TUNNEL FROM EPB SHIELD CONSTRUCTED IN BANGKOK SUBSOILS. THESIS ADVISOR: ASST. PROF.WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 156 pp. ISBN 974-03-1671-9.

This research aims to study the deformation and displacement of tunnel constructed in Bangkok subsoils by means of Earth Pressure Balance (EPB) shield for horizontal dual tunnels of MRTA subways project having outside diameter of 6.30 m. at depth between 15-22 m. The study is also included a single tunnel of the Pramprachakhon Water Diversion project having outside diameter of 4.05 m. constructed in stiff clay at depth between 21-25 m. The analysis were divided into 2 parts as firstly study deformation and displacement of horizontal dual tunnels of MRTA subways project. Secondary, is the analysis of internal force of both single tunnel and horizontal dual tunnels in plan strain condition.

The deformation and displacement measured by means of survey monitoring showed that the centers of horizontal dual tunnels were shifted downward vertically and separately while the deformation was deformed at crown point and expanded at spring line of tunnel.

Analysis of internal force in the segments was carried out according to the layout of tunnel. The analysis was carried out by means of Empirical method and Numerical methods (By Finite Element Method, FEM). The Empirical method was based on Approximate method, and Elastic concept as Einstein method, Erdmann method, and Morgan method.

The results showed that the internal force in the segment based on Morgan and Approximate methods was higher than other methods. The results of FEM analysis were closed to the Approximate method. Approximate method can be used for design of the tunnel embedded in stiff clay layer, however, it is too conservative for tunnel embedded in the first sand layer. The appropriate E_v/S_v values for analysis of tunnel deformation and displacement were in order of 225-240 for soft clay and 400-480 for stiff clay with in the strain level of 0.1-1 %

Department.....Civil Engineering.....

Student's signature.....

Field of studyCivil Engineering.....

Advisor's signature.....

Academic year.....2001.....

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษาและคำแนะนำต่างๆ ในการวิจัยมาด้วยดีมาตลอด และขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรนต์ร สัมพันธ์รักษ์ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบพระคุณองค์การรถไฟฟ้ามหานครที่อนุญาตในการเก็บรวบรวมข้อมูล ขอขอบพระคุณ กิจกรรมร่วมค้า ION JV และ กิจกรรมร่วมค้า BCKT JV ที่ให้ความอนุเคราะห์เรื่องข้อมูลเป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณ คุณถาวร แก้วฐานะ ที่ปรึกษาโครงการรถไฟฟ้ามหานครที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลและให้คำปรึกษาเรื่องระบบสำรวจในงานก่อสร้างรถไฟฟ้ามหานครเป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณ คุณชินวุฒิ ชาญฉายา วิศวกรโยธา บริษัท Team Engineering and Management Co.,Ltd. ในการเอื้อเฟื้อข้อมูลและให้คำแนะนำเรื่อง พารามิเตอร์ของดิน และการใช้โปรแกรม FEM

ท้ายที่สุดนี้ ขอรำลึกถึงพระคุณของบิดา มารดา ที่เลี้ยงดู และให้กำลังใจเสมอจนสามารถทำวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงได้

ชลธิชา บุญส่ง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ	ฏ
สัญลักษณ์.....	ณ
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการ.....	1
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
บทที่ 2 ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต	5
2.1 ดาดอุโมงค์ในการขุดเจาะโดยวิธี EPB (Earth Balance Shield) ในดินเหนียวอ่อน.....	5
2.1 ประเภทของดาดอุโมงค์.....	7
2.3 การกำหนดตำแหน่งของอุโมงค์.....	7
2.4 พฤติกรรมของ Flexible Ring	8
2.5 เกณฑ์การพิจารณาผลจากการเสีรูปของอุโมงค์.....	10
2.6 การออกแบบดาดอุโมงค์	13
2.6.1 หลักการออกแบบอุโมงค์	13
2.6.2 แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์.....	14
2.6.2.1 แรงกระทำในระยะสั้น (Short Term).....	14
2.6.2.1 a) แรงกระทำชั่วคราว (Temporary Load)	14
i) แรงในขณะยก Segment ขึ้นติดตั้ง (Handing Lift)	14
ii) แรงกระทำจาก Thrust Jack	15
iii) Grouting.....	16

สารบัญ

หน้า

2.6.2.1 b) แรงกระทำถาวร(Permanent Load).....	18
i) การออกแบบโดยวิธีประมาณ(Approximate Method).....	19
ii) การคำนวณโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก(Elastic theory) ...	24
iii) การคำนวณโดยวิธี FEM	32
2.6.2.2 แรงกระทำในระยะยาว	35
บทที่ 3 พฤติกรรมและการตรวจสอบการเคลื่อนตัวของอุโมงค์.....	36
3.1 พฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับผนังอุโมงค์.....	36
3.2 ขั้นตอนการตรวจสอบ	36
3.3 เครื่องมือและวิธีการในการตรวจสอบ	37
3.3.1.การตรวจสอบโดยเครื่องมือทางธรณีเทคนิค (Geotechnical Instrument).....	38
3.3.2 การตรวจสอบโดยการรังวัด (Survey monitoring Systems).....	43
3.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของอุโมงค์.....	59
บทที่ 4 ขั้นตอนการวิเคราะห์.....	60
4.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล.....	60
4.2 การเรียบเรียงข้อมูล	61
4.2.1 ขอบเขตและบริเวณ.....	61
4.2.2 ชั้นดินและการวางตัวอุโมงค์	62
4.2.3 รูปแบบการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม	66
4.2.4 รายละเอียดของผนังอุโมงค์(Lining).....	68
4.2.5 ขั้นตอนการขุดเจาะและติดตั้งผนังอุโมงค์.....	70
4.2.6 การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting).....	71
บทที่ 5 การวิเคราะห์แรงภายในและการเคลื่อนตัวอุโมงค์	73
5.1 กรณีที่ทำการวิเคราะห์	73
5.2 ข้อมูลดิน(Soil Parameter)	73

สารบัญ

หน้า

5.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)	74
5.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต	76
5.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน(Soil Modulus)	77
5.3 รายละเอียดของผนังอุโมงค์	79
5.3.1 น้ำหนักของอุโมงค์	79
5.3.2 ลักษณะทางกายภาพของอุโมงค์	79
5.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Soil Stiffness กับระดับการเสียรูป	81
5.5 รายละเอียดทั่วไปและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน	82
5.6 การวิเคราะห์	92
5.6.1 พฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์	92
5.6.2 แรงภายในที่เกิดขึ้นในอุโมงค์	98
บทที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ	105
6.1 สรุปผลการวิเคราะห์	105
6.2 ข้อเสนอแนะ	105
รายการอ้างอิง	106
ภาคผนวก	108
ภาคผนวก ก ข้อมูลดิน	109
ภาคผนวก ข Survey Data	117
- การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง (แนวอุโมงค์ส่วนใต้)	118
- การเคลื่อนตัวในแนวราบ (แนวอุโมงค์ส่วนใต้)	119
- การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง (แนวอุโมงค์ส่วนเหนือ)	120
- การเคลื่อนตัวในแนวราบ (แนวอุโมงค์ส่วนเหนือ)	121
- การเปลี่ยนตำแหน่งกรณี 3 (R1-R97)	122
- การเปลี่ยนตำแหน่งกรณี 4(R100-R580)	130
- การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในวิธีFEM	138
ภาคผนวก ค Internal Force	140
- อุโมงค์คู่ กรณีที่ 1	144

สารบัญ

หน้า

- อุโมงค์คู่ กรณีที่2	145
- อุโมงค์คู่ กรณีที่3	146
- อุโมงค์คู่ กรณีที่4	147
-กรณีอุโมงค์เดี่ยว.....	145
- แรงภายในโดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์คู่ กรณีที่1	146
- แรงภายในโดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์คู่ กรณีที่ 2.....	148
- แรงภายในโดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์คู่ กรณีที่3.....	150
- แรงภายในโดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์คู่ กรณีที่4.....	152
- แรงภายในโดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์เดี่ยว	154
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	156



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 Distortion Ratios for Soft Ground Tunnel.....	10
2.2 รายละเอียดของ Thrust jack ของหัวเจาะ.....	16
2.3 ค่า λ	19
2.4 ค่าสัมประสิทธิ์ k ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน	21
3.1 แสดงความถี่ในการอ่านเครื่องมือวัดพฤติกรรมของดินหัวเจาะเคลื่อนเข้าหาเครื่องมือวัด	42
4.1 น้ำหนักของเหล็กเสริมในแต่ละคานอุโมงค์	69
5.1 แสดงข้อมูลทางกายภาพของอุโมงค์	81
5.2 แสดงค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์คู่ขนานโครงการรถไฟฟ้า มหานครช่วงรัชดา – ลาดพร้าว	96
5.3 เปรียบเทียบแรงภายในระหว่างอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ในสภาพแวดล้อมเดียวกัน.....	103
5.4 สรุปผลการวิเคราะห์แรงภายในสูงสุดของผนังอุโมงค์	104

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญญภาพ

ภาพประกอบ

หน้า

1.1 เส้นทางรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล	2
1.2 เส้นทางอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร	3
2.1 การติดตั้งคานาอุโมงค์(Szechy,1979)	6
2.2 Primary Lining และ Secondary Lining	7
2.3 ตำแหน่งของอุโมงค์.....	8
2.4 Unconfined ring, uniform load	9
2.5 Unconfined ring, concentrated load	9
2.6 Partially confined ring, concentrated load	9
2.7 Fully confined ring, concentrated load	10
2.8 Fully confined ring, random load	10
2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง ตามความหนาของผนังอุโมงค์ Flexibility Ring กับ ค่า q_u ต่ำสุดใน	11
2.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ในอุโมงค์กับอัตราส่วน การเสียรูป(Distortion ratio, $\Delta R/R$).....	12
2.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับความลึกของ อุโมงค์และขนาดของอุโมงค์.....	13
2.12 แสดงตำแหน่งการยกขึ้น(Segment)ส่วนผนังอุโมงค์ขึ้นติดตั้ง.....	14
2.13 Shield Jacking Shoes(Spreader)	16
2.14 แรงดันจาก Primary Grouting เพื่อลด Tail void	17
2.15a Secondary Grouting(tridimensional cone pressure)	18
2.15b Secondary Grouting(simplification of cone pressure)	18
2.16 เคลื่อนตัวในแนวราบของผนังอุโมงค์.....	22
2.17 Working Load Distribution Diagram	22
2.18 แสดงทิศทางของโมเมนต์และแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์	24
2.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูป และลักษณะ การเกิดแรงภายในอุโมงค์โดยทฤษฎีอีลาสติก	25
2.20 แสดงตำแหน่งและทิศทางของload ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์.....	28
2.21 แสดงโมเมนต์ที่เกิดจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์.....	28

สารบัญญภาพ(ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
2.22 รูปแบบแรงกระทำของดินต่ออุโมงค์ของ Compressibility Ratio (C^*)	29
2.23 รูปแบบแรงกระทำของดินต่ออุโมงค์ของ Flexibility Ratio (F^*)	29
2.24 แสดงตำแหน่งทิศทาง ของแรงและการเสียรูปในวิธีของ Einstein, 1979	31
2.25 แสดง node และ stress point แบบ 6 node- element	33
2.26 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ และ ทิศทาง	34
2.27. แสดงการกำหนดขอบเขตการวิเคราะห์ด้วย ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)	35
3.1 Manetic Probe Extensometer และ Spider Magnetic	39
3.2 แสดงเครื่องมือวัด Inclinator	40
3.3 ตำแหน่งและเครื่องมือ Anchor และ Tape Extensometer	41
3.4 ตำแหน่งความคลาดเคลื่อน	43
3.5 ตรวจสอบศูนย์กลางอุโมงค์	46
3.6 ตรวจสอบศูนย์กลางอุโมงค์โดยใช้ Aluminium Straight	46
3.7 ตรวจสอบค่าระดับที่ Invert ของผนังอุโมงค์	47
3.8 ตรวจสอบระยะ Pitching ของผนังอุโมงค์	47
3.9 ตรวจสอบ Square Mark (Leading)	48
3.10 ตรวจสอบ Rolling ของผนังอุโมงค์	49
3.11 The Versine Method	50
3.12 The Versine Method	50
3.13 เครื่องมือทำมุมฉาก	51
3.14 การถ่ายพิกัดทางราบ	52
3.15 การถ่ายพิกัดทางตั้ง	52
3.16 การรังวัดแบบ Wriggle Survey	53
3.17 พิกัดของระบบยูทิลิตี้	53
3.18 รัศมีของแต่ละจุด	54
3.19 ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว	54
3.20 Wriggle Survey บริเวณ ด้านข้างของผนังอุโมงค์	54
3.21 Wriggle Survey บริเวณ Inverts ของผนังอุโมงค์	55
3.22 Measurement Distance Sheet	55
3.26 ตำแหน่งการคำนวณใน Wriggle Survey	58

สารบัญภาพ(ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
3.27 แสดงลักษณะการเปลี่ยนตำแหน่งในการคำนวณการเคลื่อนตัว.....	60
4.1 ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ	63
4.2 แสดงลักษณะแรงดันน้ำในดินกรุงเทพฯ	64
4.3 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินและแนวอุโมงค์ สำหรับสัญญาส่วนเหนือ(ช่วง ห้วยขวาง-บางซื่อ).....	65
4.4 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินสำหรับโครงการอุโมงค์ ผิวน้ำเปรมประชากร.....	65
4.5 แสดงลักษณะการติดตั้งเครื่องมือวัดที่ผิวดินและภายในอุโมงค์	66
4.6 Wriggle Survey.....	66
4.7 แสดงตำแหน่งการติดตั้งและหน้าตัดของเครื่องมือ ช่วง รัชดา-ลาดพร้าว	67
4.8 การติดตั้งเครื่องมือวัดโครงการอุโมงค์ผิวน้ำเปรมประชากร.....	68
4.9 ชิ้นส่วน Concrete Segment โครงการอุโมงค์ผิวน้ำเปรมประชากร	70
4.10 ตำแหน่ง Tail Void จากการขุดเจาะ	72
4.11 Seal กันน้ำปูนไหลเข้าในอุโมงค์.....	72
5.1 แสดงกราฟความสัมพันธ์ของ Peck Hanson และ Thornburn(1973).....	75
5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al.1977).....	76
5.3 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993)	78
5.4 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็ง.....	79
5.5 แสดงหน้าตัดในการคำนวณ พื้นที่หน้าตัดและ Moment of Inertia	80
5.6 แสดงบริเวณ Disturbance zone Effect.....	81
5.7 กรณีที่ 1 อุโมงค์คู่วางตัวในชั้นทราย: Zone 23 (เทียบร่วมมิตร-ประชาราษฎร์บำเพ็ญ)	85
5.8 กรณีที่ 2 อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย:Zone 23 (เทียบร่วมมิตร-ประชาราษฎร์บำเพ็ญ)	86
5.9 กรณีที่ 3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน: Zone 28 (ลาดพร้าว – พหลโยธิน)	87
5.10 กรณี 3 อุโมงค์วางตัวอยู่อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ใน ชั้นดินเหนียวอ่อน: Zone 26 (รัชดา –ลาดพร้าว)	88
5.11 กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Zone 30 (หมอชิต - กำแพงเพชร).....	89
5.12 กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งZone 26 (รัชดา –ลาดพร้าว)	90

สารบัญภาพ(ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
5.13 กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง (อุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร).....	91
5.14 เครื่องหมายการเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์.....	93
5.15 ลักษณะการเคลื่อนตัวของอุโมงค์คู่ขนาน.....	94



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์

AI	= ความยาวส่วนโค้ง
b_s	= ความกว้างของผนังอุโมงค์
$b_{s,red}$	= ความกว้างของผนังอุโมงค์ส่วน joint
CI	= ความยาวคอรีด
Di	= เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของตาดอุโมงค์
D_o	= เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของตาดอุโมงค์
E	= ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus)
F	= พื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์
f_{cu}	= characteristic strength
I	= โมเมนต์เฉื่อยของคอนกรีต (Moment of inertia)
g	= หน่วยน้ำหนักของ Segment Ring
k	= subgrade reaction factors
k'_0, K	= สัมประสิทธิ์แรงกระทำด้านข้างของดิน
M	= โมเมนต์ดัด
N, T	= แรงในแนวแกน
n	= จำนวน Segment
P	= Projected Length ของ Segment, เส้นรอบวงอุโมงค์
P_{vt}	= แรงรวมในแนวตั้งของดิน (Total vertical load)
P_{evt}	= แรงประสิทธิผลในแนวตั้งของดิน (Effective earth pressure)
P_{wt}	= แรงดันน้ำ
P_{ht}	= แรงรวมในแนวนอนของดิน
P_{hb}	= แรงรวมในแนวนอนของดิน
P_{wb}	= แรงดันน้ำ
P_{vb}	= แรงรวมในแนวตั้งของดิน
P_g	= แรงปฏิกิริยาจากน้ำหนักของตาดอุโมงค์
P_{wb}	= แรงดันน้ำที่ Inverst
Q	= แรงเฉือน
q, W	= Surcharge & Flooding Load
q	= uniform load จากน้ำหนักอุโมงค์
R	= รัศมีที่กึ่งกลางความหนาอุโมงค์

t	= ความหนาของผนังอุโมงค์
t_1	= ความหนาของหน้าตัดสัมผัส
t	= ความหนาของผนังอุโมงค์
u_s	= การเสียรูปของผนังอุโมงค์ตามแนวรัศมี
v_s	= การเสียรูปของผนังอุโมงค์ตามแนวเส้นรอบวง
W_g	= น้ำหนักต่อเมตรของตัวอุโมงค์
X_0, Y_0	= เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก ค่าที่ออกแบบ
X'_0, Y'_0	= เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก Manual survey
X''_0, Y''_0	= เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก Wriggle survey
N''_0, E''_0, Z''_0	= เป็นพิกัดยูทีเอ็มกริด และระดับน้ำทะเลปานกลางที่ศูนย์กลางอุโมงค์
N''_i, E''_i, Z''_i	= เป็นพิกัดยูทีเอ็มกริด และระดับน้ำทะเลปานกลางที่ตำแหน่งใด ๆ รอบอุโมงค์
α	= มุมของ Segment (องศา)
γ_m	= safety factor ใช้ 1.5
λ	= สัมประสิทธิ์แรงกระทำด้านข้าง
γ_c	= หน่วยน้ำหนักของคอนกรีตตาดอุโมงค์
δ	= มุมรอบตาดอุโมงค์วัดตามเข็มนาฬิกาเริ่มที่ crown
δ_1	= การเสียรูปด้านข้างจากแรงดันดินและแรงดันน้ำ
δ_2	= การเสียรูปย้อนกลับจากแรงต้านด้านข้างของดิน
η	= สัมประสิทธิ์การเสียรูปของอุโมงค์
ρ'	= รัศมีความโค้ง ณ ตำแหน่งใดๆ ของอุโมงค์เมื่อเกิดการเสียรูป
ρ	= รัศมีความโค้งเดิม ณ ตำแหน่งใดๆ ก่อนการเสียรูป
ν_s	= Poisson's ratio ของผนังอุโมงค์
ν	= Poisson's ratio ของดิน
θ	= มุมรอบผนังอุโมงค์, มุมที่กระทำกับแนวตั้ง

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันการก่อสร้างอุโมงค์เข้ามามีบทบาทในการก่อสร้างของกรุงเทพมหานครอย่างมาก ไม่ว่าจะเป็นทางด้านสาธารณูปโภค หรือการขนส่งมวลชน ซึ่งวิธีการก่อสร้างจะขึ้นอยู่กับขนาดของอุโมงค์และลักษณะของชั้นดิน ในการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ในกรุงเทพมหานคร ซึ่งมีสภาพชั้นดินหลายประเภท วิธีที่เหมาะสมที่สุดคือ แรงดันสมดุลหรือ E.P.B (Earth Pressure Balance Shield) ซึ่งจะใช้หัวเจาะแบบ Earth Pressure Balance เป็นหัวชุดแบบหน้าปิดมีแรงดันดินเป็นปัจจัยสำคัญในการควบคุมการขุดเจาะ

ในปัจจุบันได้มีโครงการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่โดยวิธีแรงดันสมดุลอยู่ 2 โครงการคือ โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครและโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร โดยโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครเป็นโครงการของการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย หรือ รฟม.(Metropolitan Rapid Transit Authority, MRTA) เป็นโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินระยะแรก(สายสีน้ำเงิน) มีวัตถุประสงค์เพื่อแก้ปัญหาการจราจรในบริเวณใจกลางเมือง ลักษณะของโครงการเป็นอุโมงค์คว่ำตามแนวราบและแนวตั้งเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตรหนา 0.3 เมตร ระดับความลึกของอุโมงค์ประมาณ 15-25 เมตรจากผิวดิน มีเส้นทางเดินตลอดสายเป็นระยะทาง 20 กิโลเมตร มีสถานีทั้งสิ้น 18 สถานี โดยแบ่งเป็น 2 สัญญา คือ สัญญาส่วนเหนือ จากสถานีเทียมร่วมมิตรถึงสถานีบางซื่อ และสัญญาส่วนใต้ จากสถานีหัวลำโพง ถึงสถานีห้วยขวาง แนวเส้นทางดังกล่าวแสดงในรูปที่ 1.1 ส่วนอีกโครงการคือโครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร เป็นโครงการของกองพัฒนาระบบระบายน้ำ สำนักการระบายน้ำกรุงเทพมหานคร มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาน้ำท่วมขัง โดยผันน้ำจากเขตตอนเหนือหลักสี่ผ่านคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณบางโพ ลักษณะอุโมงค์เป็นอุโมงค์เดี่ยวขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 4.05 เมตร หนา 0.18 เมตร ระยะทางประมาณ 2 กิโลเมตร แนวสู่ศูนย์กลางอุโมงค์อยู่ที่ระดับลึกประมาณ 21-24 เมตร ทำการขุดเจาะจากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ดังรูปที่ 1.2

ในงานขุดเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่เป็นการขุดเจาะเพื่อนำดินออก เสถียรภาพของอุโมงค์และผลกระทบต่อสิ่งก่อสร้างบนผิวดินเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องคำนึงถึง ดังนั้นการศึกษาให้รู้ถึงพฤติกรรมของอุโมงค์และผลกระทบจากการขุดเจาะจึงเป็นสิ่งที่จะต้องทำเป็นอย่างยิ่ง การศึกษาพฤติกรรมของดาตอุโมงค์ (Segment Tunnel) ซึ่งได้แก่แรงภายในที่เกิดขึ้นในดาตอุโมงค์ และการเสียรูปและ

เคลื่อนตัวของอุโมงค์ นั้นมีงานวิจัยอยู่น้อย ทั้งที่ส่วนของตาดอุโมงค์นั้นเป็นส่วนที่สำคัญอย่างยิ่งในงานอุโมงค์เนื่องจากเป็นส่วนสำคัญในการผลักดันหัวเจาะขณะขุดเจาะ และเป็นตัวรับแรงทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ซึ่งจะต้องออกแบบให้มีเสถียรภาพในการรับแรงทั้งหมด ซึ่งจากโครงการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ในกรุงเทพมหานครที่มีอยู่ 2 โครงการ ดังได้กล่าวแล้วข้างต้น หากทำการศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์ที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์ทั้งสองโครงการได้ถูกต้องในระดับหนึ่งแล้ว ก็จะเป็นประโยชน์ในการออกแบบ ตาดอุโมงค์(Lining) และคาดคะเนพฤติกรรมของอุโมงค์ได้ล่วงหน้า ทำให้วิศวกรสามารถที่จะใช้ค่าเหล่านี้เพื่อประเมินความเสี่ยง และความถูกต้อง ของงานอุโมงค์ในกรุงเทพมหานครต่อไปได้



รูปที่ 1.1 เส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดิน สายเฉลิมรัชมงคล



รูปที่ 1.2 เส้นทางอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1) เพื่อศึกษาและวิเคราะห์ผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและตำแหน่งของอุโมงค์ จากการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธีแรงดันสมดุลย์ (Earth Pressure Balance)
- 2) เพื่อหาพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์พฤติกรรมของคานาอุโมงค์โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเมนต์ (FEM)
- 3) ศึกษาแรงภายในที่เกิดขึ้นกับคานาอุโมงค์ (Lining) จากทฤษฎี Empirical ต่างๆ เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนติเมนต์ (FEM)

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การวิจัยนี้จะเป็นการศึกษาอุโมงค์ที่ขุดเจาะด้วยวิธีแรงดันสมดุลย์ (Earth Pressure Balance) ของ 2 โครงการ ได้แก่ โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร และโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร สัญญาส่วนเหนือโดยแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 ส่วนดังนี้

1. ศึกษาและเปรียบเทียบพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นจริงกับค่าที่ได้จากการคำนวณโดยใช้ ไฟไนติเมนต์(FEM) โดยโครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร สัญญาส่วนเหนือ ทำการศึกษาในช่วงสถานี รัชดา- ลาดพร้าว

2. วิเคราะห์และเปรียบเทียบแรงภายในได้แก่ โมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนโดยวิธีประมาณ กับ FEM ในวิธี Empirical ที่จะนำมาใช้มีดังนี้

- 1) Approximate Method(Standard segment for Shield Work ของ Japan sewage Works association Japan sewage Works association)
- 2) Morgan Method
- 3) Einstein Method
- 4) Erdmann Method

ในการวิเคราะห์จะแบ่งโดยแบ่งกรณีศึกษาตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ออกเป็นกรณีต่างๆ ดังนี้

- 1.1 กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง
- 1.2 กรณีอุโมงค์คู่ ซึ่งสามารถแบ่งการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินที่ต่างกันได้ดังนี้
 - กรณีที่ 1 อุโมงค์ลึกในชั้นทราย
 - กรณีที่ 2 อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย
 - กรณีที่ 3 อุโมงค์วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง
 - กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.เป็นการรวบรวมข้อมูลจริงในสนาม ซึ่งได้รู้ถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง และใช้ข้อมูลที่ได้มาเป็นแนวทางในการคาดคะเนพฤติกรรมของอุโมงค์เพื่อใช้ในการการออกแบบและก่อสร้างต่อไปในอนาคต

2.ทำให้ทราบถึงทฤษฎีที่ใช้ในการออกแบบตาดอุโมงค์ และความเหมาะสมในการใช้ทฤษฎีและตัวแปรที่จะใช้ในการวิเคราะห์ในกรณีต่างๆ

3.จากวิธีการและผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) สามารถที่จะนำไปประยุกต์สำหรับโครงการก่อสร้างอุโมงค์ในกรุงเทพมหานครในอนาคต

4.การศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวจริงทำให้ทราบถึงพฤติกรรมที่แน่นอนของอุโมงค์ ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบอุโมงค์ที่ดีขึ้น และยังช่วยลดขนาดอุโมงค์เนื่องจากการเผื่อระยะจากการเสียรูปของอุโมงค์ ทำให้ลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างลง

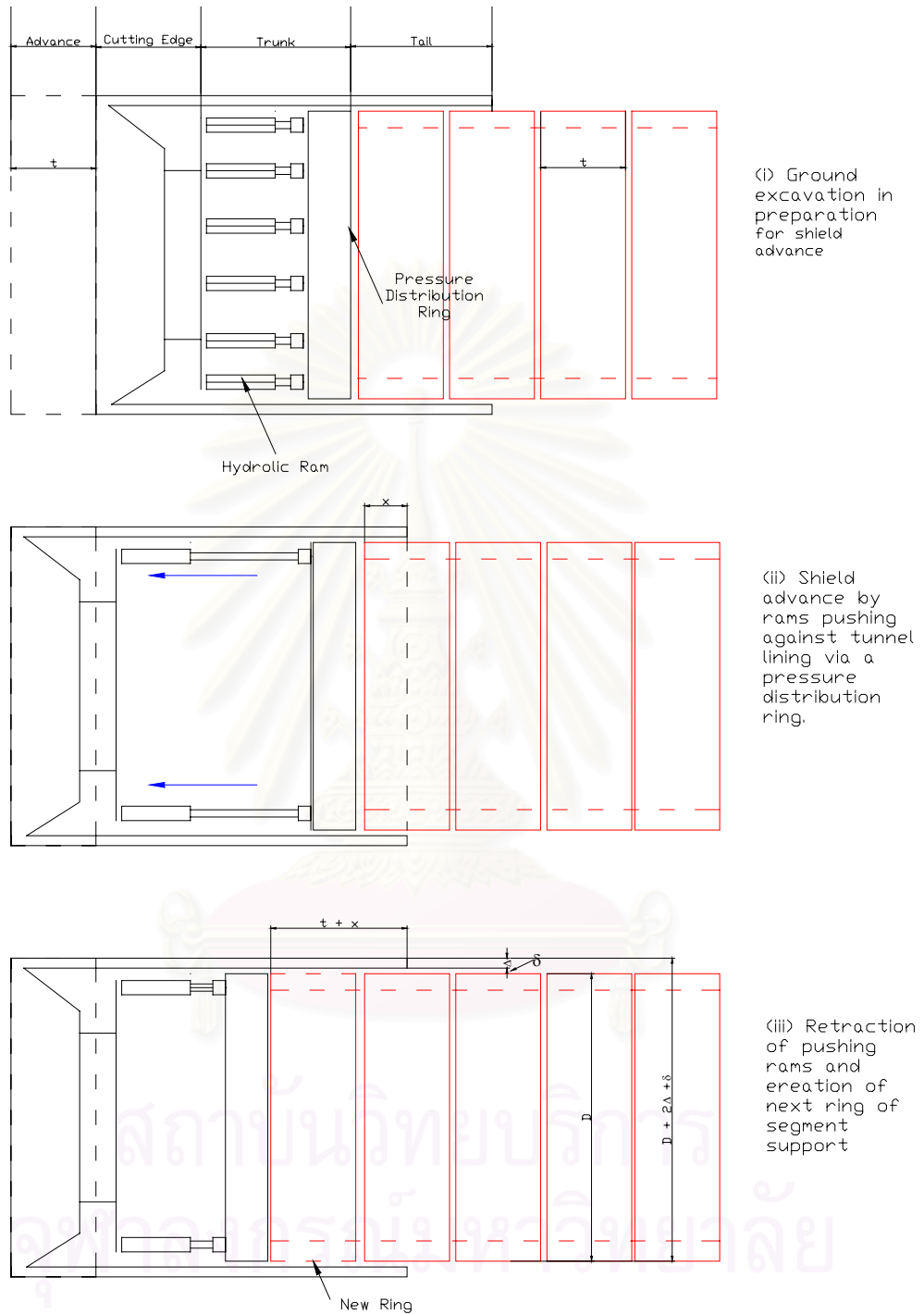
บทที่ 2 ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 ดาดอุโมงค์ในการขุดเจาะโดยวิธี EPB (Earth Pressure Balance Shield) ในดินเหนียวอ่อน

ในการก่อสร้างอุโมงค์ขนาดใหญ่ในดินเหนียวอ่อนจะใช้วิธีแรงดันดินสมดุลโดยใช้หัวเจาะชนิด Earth Pressure Balance เป็นหัวเจาะแบบปิดหน้าเพื่อกันการพังทลายของหน้าดิน การเคลื่อนตัวของหัวเจาะควบคุมด้วย Shield Jack เมื่อทำการขุดดินแล้วจะขนถ่ายดินออกโดยใช้ระบบสายพานลำเลียง (Screw Conveyor) ความเร็วของการขนถ่ายดินด้วยระบบ Screw Conveyor ขึ้นอยู่กับแรงดันดินใน Soil Chamber เมื่อดำเนินการขุดเจาะจนจมน้ำที่ด้านหลังหัวเจาะเพียงพอสำหรับติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) แล้ว Segment Crane จะยก Segment ซึ่งจะขึ้นขึ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ (Segment) ที่ละชิ้นจาก Segment Car มาวางบริเวณหลังหัวเจาะ แล้ว Erection Segment จะประกอบ Segment ที่ละชิ้นจากด้านล่าง (Invert) สู่ด้านบน (Crown) จนเป็นผนังอุโมงค์ แล้วทำการยึดชิ้นส่วนแต่ละชิ้นด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู (Curve Bolt) ทั้งในแนวรอบวงและในแนวยาวตามเส้นทางอุโมงค์ หลังจากนั้นจะทำการฉีดน้ำปูน (Grouting) บริเวณด้านบนของผนังอุโมงค์ (Crown) เพื่ออุดช่องว่างที่เกิดจากการตัดดินของหัวเจาะ (Tail Void) แล้วหัวเจาะถีบตัวไปข้างหน้าต่อไปโดยอาศัยดาดอุโมงค์เป็นตัวรับแรงการบังคับแนวซ้าย-ขวา หรือ ขึ้นบนและลงข้างล่าง โดยพิจารณาเลือกตำแหน่งของ Shield Jack ดังแสดงในรูปที่ 2.1 เมื่อส่วนหางหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้วตัวดาดอุโมงค์ก็จะทำหน้าที่รับแรงภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่อตัวอุโมงค์ และเป็นตัวป้องกันน้ำไม่ให้เข้าไปในอุโมงค์ โดยติดตั้งจะต้องทำให้เร็วที่สุดเพื่อลดการเกิด stress relaxation ซึ่งเป็นพฤติกรรมการถ่าย stress เข้ามาลงดินก่อนที่ตัวดาดอุโมงค์จะรับ และลดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่มีผลต่อการหลุดตัวของผิวดิน

บริเวณรอยต่อของ Segment จะมียางกันซึม (Membrane) เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำกับน้ำปูนที่ Grouting ไหลเข้าอุโมงค์ และช่วยป้องกันความเสียหาย จากการกระแทกในระหว่างการติดตั้งของชิ้นส่วนอุโมงค์ที่ประกอบเข้าชิดกับ ชิ้นส่วนที่ประกอบเสร็จแล้ว

ในแนวอุโมงค์ที่โค้งจะต้องใช้ ชิ้นส่วนของอุโมงค์แบบโค้งซึ่งจะมีลักษณะยาวไม่เท่ากันในแต่ละด้าน เพื่อให้แนวของอุโมงค์เป็นไปตามที่ออกแบบไว้ ส่วนในแนวตรงจะใช้ชิ้นส่วนอุโมงค์แบบแนวตรงตามปกติ



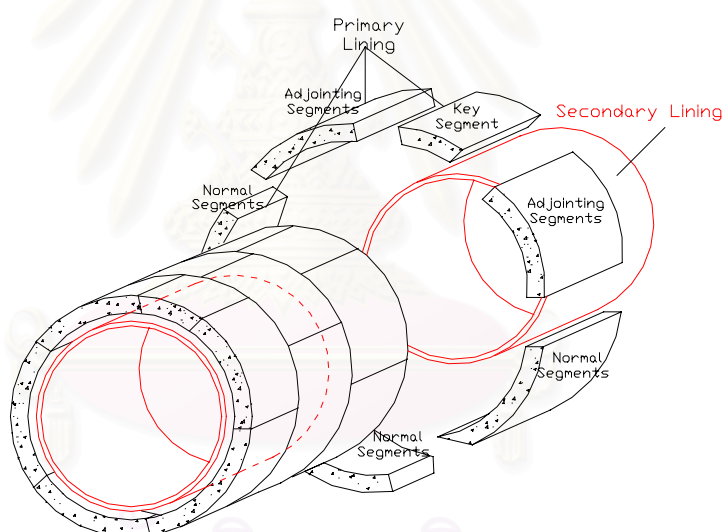
รูปที่ 2.1 การติดตั้งดาตคูโม่งค์ (Szechy, 1979)

2.2 ประเภทของคานาคูโมงค์

ประเภทของคานาคูโมงค์แบ่งเป็น 2 ประเภท ดังแสดงในรูป 2.2 คือ

1. Primary Lining จะเป็นคานาคูโมงค์ที่ประกอบด้วยชิ้นส่วน(Segment)หลายๆชิ้น ทำการติดตั้งตามหัวเจาะที่บริเวณส่วนหางหัวเจาะ และเมื่อประกอบกันเป็นวงแล้วจะทำหน้าที่เป็นReaction frameในการผลักดันหัวเจาะไปด้านหน้าตามทิศทางที่กำหนดเมื่อทำการติดตั้งคานาคูโมงค์แล้วคานาคูโมงค์จะทำหน้าที่รับแรงทั้งหมดที่กระทำต่อคูโมงค์และป้องกันน้ำใต้ดิน

2. Secondary Lining โดยทั่วไปจะเป็นท่อเหล็ก จะติดตั้งหลังจากทำการติดตั้ง Primary Lining เรียบร้อยแล้ว เพื่อวัตถุประสงค์ในการช่วยเสริมความแข็งแรงให้กับ Primary Lining และ ใช้ประโยชน์ในการป้องกันการกัดกร่อน เช่น ท่อส่งน้ำ ในทางปฏิบัติจะไม่นำมาคิดในการออกแบบคานาคูโมงค์ ทั้งนี้เนื่องจากการติดตั้ง Secondary Lining จะติดตั้งเมื่อ Primary Lining เสร็จทั้งโครงสร้างแล้ว อันหมายถึงแรงกระทำจากดินได้เข้าสู่ Primary Lining จนหมดแล้ว



รูปที่ 2.2 Primary Lining และ Secondary Lining

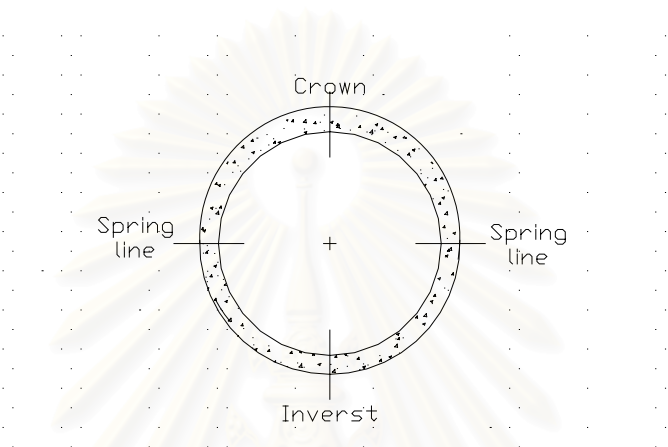
2.3 การกำหนดตำแหน่งของคูโมงค์

ในการออกแบบคานาคูโมงค์จะพิจารณาบริเวณที่รับแรงมากที่สุดและบริเวณที่เกิดการเสียรูปมากที่สุด ซึ่งตำแหน่งของคานาคูโมงค์จะพิจารณาตำแหน่งที่สำคัญดังนี้

Crown คือบริเวณส่วนบนสุดของคูโมงค์ดังแสดงในรูป 2.3 บริเวณดังกล่าวจะถือว่ารับแรงมากที่สุดจากดินด้านบนและgrouting ซึ่งในตำแหน่งนี้จะเกิด Active pressure และการเสียรูปมากที่สุดจะเกิดในลักษณะการยุบตัว

Spring line คือบริเวณด้านข้างของอุโมงค์ บริเวณดังกล่าวจะเกิด Passive pressure และจะเกิดการเสียรูปมากที่สุดในลักษณะขยายออกด้านข้าง และในการออกแบบโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติกจะถือว่าตำแหน่งนี้จะเกิดแรงภายในมากที่สุดเท่ากับตำแหน่ง crown เนื่องจากเกิดการเสียรูปมากที่สุด

Inverst คือบริเวณส่วนล่างสุดของอุโมงค์ ในการก่อสร้างระบบขนส่งเมื่อทำการก่อสร้างเสร็จจะเทคอนกรีตเพื่อทำคานและพื้นแล้วติดตั้งระบบระบายน้ำและระบบรางต่อไป



รูปที่ 2.3 ตำแหน่งของอุโมงค์

2.4 พฤติกรรมของ Flexible Ring

ดาตอุโมงค์ในงานก่อสร้างอุโมงค์จะออกแบบเป็น Elastic ring ซึ่งสามารถเสียรูปได้ ซึ่งการเสียรูปของวงอุโมงค์จะมีลักษณะแตกต่างกันตามคุณสมบัติของอุโมงค์และลักษณะแรงที่กระทำต่ออุโมงค์ดังนี้

2.4.1 Unconfined ring

ในกรณีที่มีหน่วยแรงอัดกระทำต่ออุโมงค์คงที่ (Uniform compression stress) และความหนาของวงอุโมงค์เพียงพอจะเกิดการเสียรูปของอุโมงค์ในลักษณะการหดตัวเล็กน้อยตามแนวรัศมี ดังแสดงในรูปที่ 2.4 แต่ในกรณีแรงที่กระทำไม่คงที่ (Concentrated loads) กระทำที่ crown และ Inverst จะทำให้เกิดการเสียรูปในลักษณะที่มีการโป่งออกที่ spring lines ซึ่งการเสียรูปจะมากกว่ากรณีที่เกิดแรงกระทำแบบแรงอัดคงที่ (Uniform compression stress) ดังแสดงในรูปที่ 2.5

2.4.2 Partially Confined Ring

ลักษณะการเสียรูปจะเป็นตามรูปที่ 2.6 ซึ่งจะเกิดแรงกระทำที่ Crown และ Invert เป็น Active pressure และ Passive pressure ตามลำดับโดยลักษณะการเสียรูปของอุโมงค์ จะเกิดการโป่งออกของวงที่ spring lines ซึ่งคล้ายกับ Unconfined ring ในหัวข้อ 2.4.1 แต่ปริมาณการเสียรูปจะน้อยกว่า

2.4.3 Fully Confined Ring

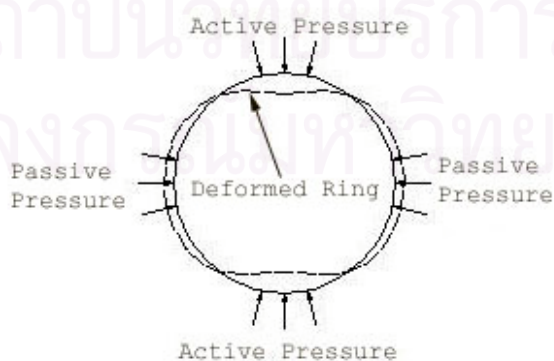
จะเกิด Active pressure ที่ crown และ Invert และจะทำให้เกิด Passive pressure กระจาย เป็นบริเวณกว้างตามรูป 2.7 โดยในกรณีนี้คือกรณีที่ Active pressure ที่กระทำเป็นลักษณะคงที่ หาก ในกรณีที่ Active pressure ไม่คงที่กระทำกับดาดคูโมงค์ จะมีผลทำให้เกิด Passive pressure ตามรูป ที่ 2.8 ลักษณะการเสียรูปในกรณี Fully Confined Ring นี้จะน้อยกว่ากรณีอื่นๆ



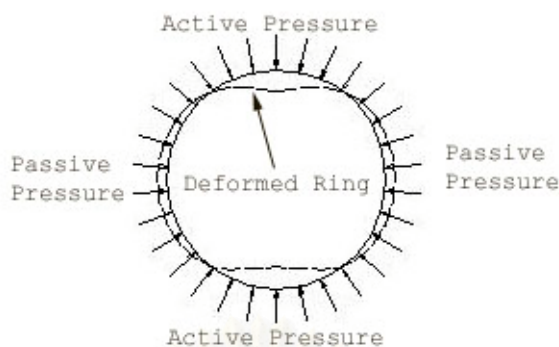
รูปที่ 2.4 การเสียรูปของดาดคูโมงค์ในลักษณะ Unconfined ring ภายใต้หน่วยแรงกระทำคงที่ (uniform load)



รูปที่ 2.5 การเสียรูปของดาดคูโมงค์ในลักษณะ Unconfined ring ภายใต้หน่วยแรงกระทำไม่คงที่ (concentrated load)



รูปที่ 2.6 การเสียรูปของดาดคูโมงค์ในลักษณะ Partially confined ring ภายใต้หน่วยแรงกระทำ ไม่คงที่ (concentrated load)



รูปที่ 2.7 การเสียรูปของดาดคูโมงค์ในลักษณะFully confined ring ภายใต้หน่วยแรงกระทำไม่คงที่ (concentrated load)



รูปที่ 2.8 การเสียรูปของดาดคูโมงค์ในลักษณะFully confined ring กรณี Active pressure ไม่คงที่ (random load)

เกณฑ์การพิจารณาผลจากการเสียรูปของคูโมงค์

Schmidt (1984) ได้กำหนดอัตราส่วนการเสียรูป(Distortion ratio) ระหว่าง ค่าความแตกต่างของรัศมีคูโมงค์ที่เปลี่ยนไปกับค่ารัศมีคูโมงค์เดิมของ flexible ring ตามลักษณะชั้นดินที่แตกต่างกัน เพื่อการออกแบบ ดังตารางที่ 2.1

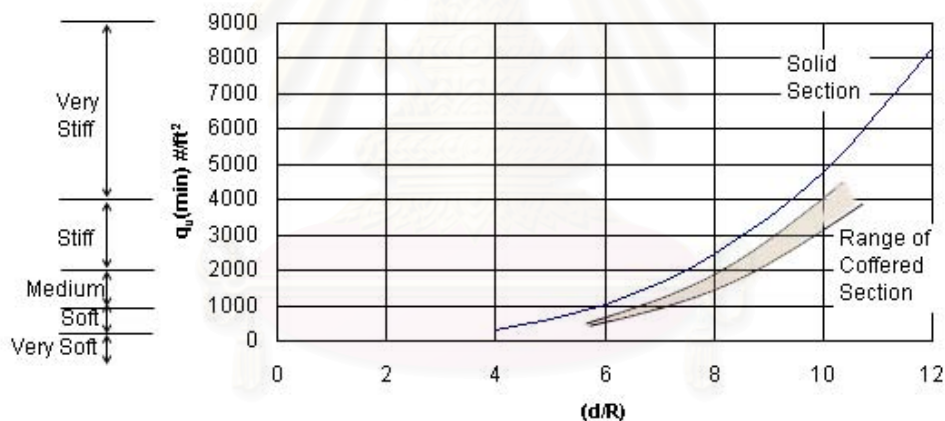
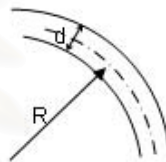
ตารางที่ 2.1 Distortion Ratios

Soil Type	$\Delta R/R$
Stiff to hard clays	0.15-0.40 %
Soft clay or Silt	0.25-0.75 %
Dense or cohesive sand, most residual soils	0.05-0.25 %
Loose sand	0.10-0.35 %

Peck, Hendron & Mohraz (1972) ได้กำหนดเกณฑ์ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความยืดหยุ่น (Flexibility) ของอุโมงค์กับดินว่า "อุโมงค์ในดินเหนียวจะถือเป็น fully flexible ถ้า Ei/R^3 ของอุโมงค์มีค่าน้อยกว่า 5 เท่าของ unconfined compressive strength (q_u) ของดิน "

เนื่องจากวงอุโมงค์เกิดจากการประกอบเข้าด้วยกันในแต่ละชั้นส่วน ในการพิจารณาอุโมงค์แบบ Flexibility ring จะมีสมมุติฐานให้อุโมงค์เป็นแบบเนื้อเดียวกันทั้งวง (monolithic ring). และพิจารณาค่า โมเมนต์เฉื่อย (Moment of inertia) เท่ากับ 60-80 % ของหน้าตัดที่คำนวณได้จากหน้าตัดแบบท่อกวางทั่วไปที่ความหนาเดียวกัน ซึ่งโดยทั่วไปผนังอุโมงค์แบบคอนกรีตจะมีอัตราส่วนระหว่างความหนาต่อรัศมี อยู่ที่ 6-12% ดังรูปที่ 2.9

(d/R)	(d/R) ²	$q_u(\text{min}) \text{ #/ft}^2 = 4.8(d/R)^2 * 10^4$
4	640000	307
6	2160000	1037
8	5120000	2456
10	10000000	4800
12	17280000	8256



สถิตยศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$\frac{Ei}{R^3} < 5q_u$$

$$q_u > \frac{Ei}{5R^3}$$

from $i = \frac{d^3}{12}$ for unit tunnel length

$$q_u > \frac{E}{60} \left(\frac{d}{R}\right)^3$$

from $E = 2 \times 10^6 \text{ # / in}^2$ for monolithic concrete segments

$$q_u > \frac{E}{30} \left(\frac{d}{R}\right)^3 \times 10^6 \text{ # / in}^2$$

$$q_u > 4.8E \left(\frac{d}{R}\right)^3 \times 10^6 \text{ # / in}^2$$

รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง ตามความหนาของผนังอุโมงค์ แบบ Flexibility Ring กับ ค่า q_u ต่ำสุด

แรงภายในที่เกิดขึ้นในอุโมงค์ จะพิจารณาแบบ Elastic Ring โดยโมเมนต์ที่เกิดภายในดาดอุโมงค์จะสัมพันธ์กับอัตราส่วนอัตราส่วนการเสียรูป (Distortion ratio, $\Delta R/R$) และ แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นจะสัมพันธ์กับ ค่า Overburden pressure ของดิน ที่เพิ่มขึ้นตามความลึก และ อัตราส่วนระหว่างความหนาและรัศมีของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 2.10 และ 2.11 ตามลำดับ



For an Elastic Ring

$$\sigma_b = \pm 3E \cdot \frac{c}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

$$\sigma_r = \pm 1.5E \cdot \frac{d}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

For $E_c = 2,000,000 \text{ psi}$

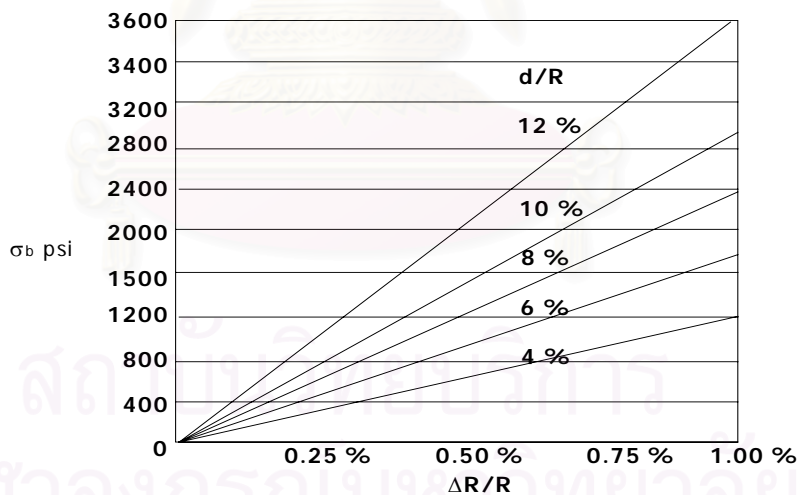
$$\sigma_b = \pm 3 \times 10^4 \cdot \frac{d}{R} \cdot \frac{\Delta R}{R}$$

For Monolithic Poured Concrete:

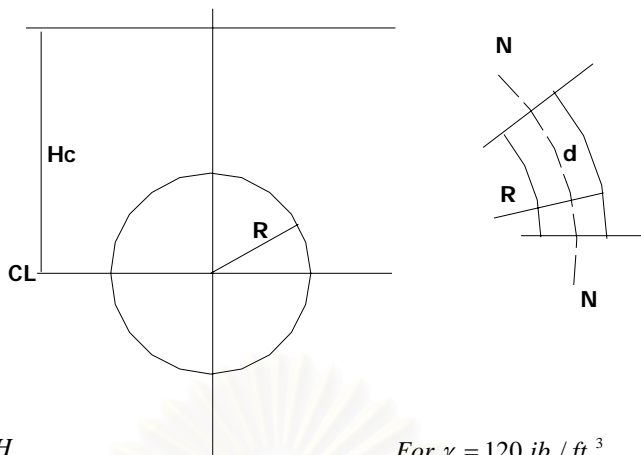
Say $E = 3,000,000 \text{ psi}$
 Allowing for creep and plastic deformation
 Use $E_c = 2,000,000 \text{ psi}$

For Precast Concrete Segments:

Say $E = 4,000,000 \text{ psi}$
 Allowing for joint flexibility
 Use $E_c = 2,000,000 \text{ psi}$

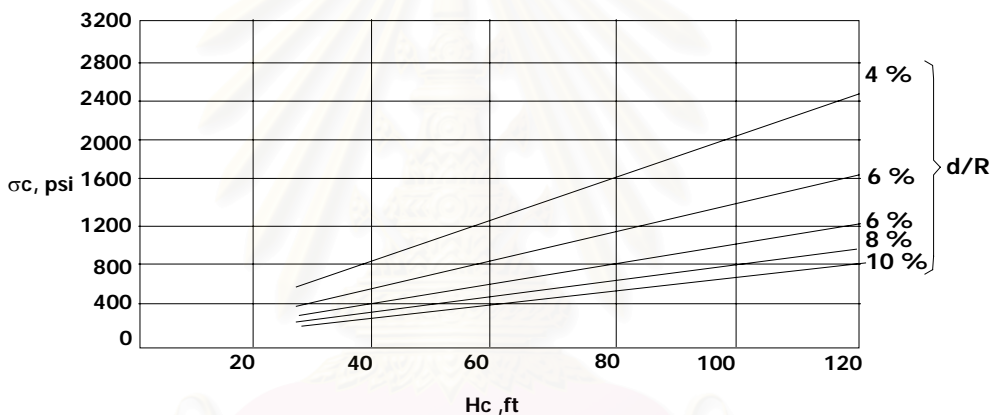


รูปที่ 2.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ในอุโมงค์กับอัตราส่วนการเสียรูป



$$\begin{aligned}
 p_{CL} &= \gamma H_c \\
 N &= p_{CL} R = \gamma H_c R \\
 \sigma_c &= \frac{N}{d} = \gamma H_c \frac{R}{d} = \frac{\gamma H_c}{d/R}
 \end{aligned}$$

For $\gamma = 120 \text{ lb / ft}^3$
 $\gamma H_c = 120 H_c \text{ psf}$
 $= 0.83 H_c \text{ psi}$



รูปที่ 2.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนกับความลึกของอุโมงค์และขนาดของอุโมงค์

2.6 การออกแบบตาดอุโมงค์

2.6.1 หลักการออกแบบอุโมงค์

เนื่องจากตาดอุโมงค์เป็นส่วนสำคัญในขั้นตอนการผลักดันหัวเจาะและการรับแรงจากมวลดิน ดังนั้นการออกแบบตาดอุโมงค์จะต้องพิจารณาในด้านต่างๆ ดังนี้

2.6.1.1. แบบจำลองที่จะใช้ในการออกแบบและการเสียรูปของอุโมงค์

- ประเภทแรงที่กระทำต่อตาดอุโมงค์
- loading model ตามขั้นตอนการก่อสร้าง
- interaction บริเวณ interface
- วิธีการคำนวณหรือโปรแกรมที่ใช้ออกแบบ
- ผลการคำนวณที่ได้

2.6.1.2. Structure design of tunnel (การออกแบบโครงสร้างของตาดอุโมงค์)

- หลักการที่ใช้ออกแบบ Reinforce concert

2.6.2 แรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ที่ดีจะต้องรับแรงทั้งหมดที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ทั้งในขณะก่อสร้างและภายหลังก่อสร้างตลอดอายุการใช้งาน ซึ่งสามารถจำแนกแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์และการคำนวณหาแรงภายในเพื่อใช้ออกแบบ ได้ดังนี้

2.6.2.1 แรงกระทำในระยะสั้น (Short Term)

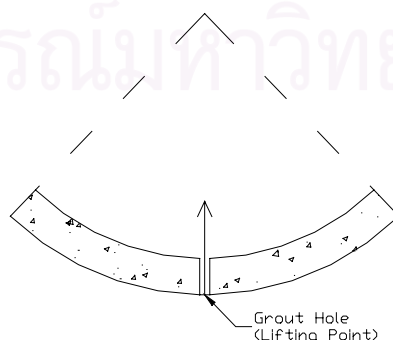
ผลของแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในระยะสั้นจะพิจารณาแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ในขณะก่อสร้าง ที่เกิดจากการยกขึ้นส่วนของผนังอุโมงค์ (Segment) ขึ้นติดตั้ง (Handing Lift) การถีบของ Thrust Jack เพื่อผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้า และ ผลจาก Backfill grouting เพื่อลด Tail void จะถือเป็นแรงที่กระทำชั่วคราว และภายหลังที่ประกอบผนังอุโมงค์เป็นวงแล้วทันทีที่ตาดอุโมงค์หลุดออกจากส่วน Tail ของหัวเจาะตาดอุโมงค์จะทำหน้าที่รับแรงที่กระทำจากดินและน้ำใต้ดิน ซึ่งจะเป็นแรงกระทำแบบถาวรในระยะสั้น ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

a) แรงกระทำชั่วคราว (Temporary Load)

จาก Ion Joint Venture - MRTA ISP. 1998. Particular Load Cases – Precast Concrete Lining) พิจารณาแรงกระทำชั่วคราวจากสาเหตุต่าง ๆ ดังนี้

i). แรงในขณะยก Segment ขึ้นติดตั้ง (Handing Lift)

ในกระบวนการติดตั้งตาดอุโมงค์จะต้องมีการยกขึ้นส่วน Segment เพื่อนำไปประกอบเป็นวง การยกจะใช้การเกี่ยววูที่ใช้สำหรับ grout (Grout hold) ซึ่งจะเรียกว่า Lifting point ขณะยกจะต้องคำนึงถึงผลกระทบต่อ Segment เนื่องน้ำหนักของ Segment จะทำให้เกิด flexure stress และ stability ของ Lifting point ดังรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 แสดงตำแหน่งการยกขึ้น (Segment) ส่วนผนังอุโมงค์ขึ้นติดตั้ง

การคำนวณแรงที่เกิดขึ้นจากการยก Segment ขึ้นติดตั้งประกอบ สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\alpha = \frac{360}{n} \quad \dots(2.1)$$

$$CI = 2 \cdot \left(R + \frac{t}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad \dots(2.2)$$

$$AI = 2 \cdot \pi \cdot \left(R + \frac{t}{2}\right) \cdot \frac{\alpha}{360} \quad \dots(2.3)$$

$$P = 2 \cdot \left(R + \frac{t}{2}\right) \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad \dots(2.4)$$

$$M = \frac{q \cdot \left(\frac{P}{2}\right)^2}{2} \quad \dots(2.5)$$

$$Q = q \cdot \left(\frac{P}{2}\right) \quad \dots(2.6)$$

โดยที่

n = จำนวน Segment

R = รัศมีภายในอุโมงค์ (เมตร)

t = ความหนาของผนังอุโมงค์(เมตร)

α = มุมของ Segment (องศา)

CI = ความยาวคอर्ड(เมตร)

AI = ความยาวส่วนโค้ง(เมตร)

q = uniform load จากน้ำหนักอุโมงค์(kN/m)

P = Projected Length ของ Segment (เมตร)

M = โมเมนต์ดัด(kN.m)

Q = แรงเฉือน(kN)

ii).แรงกระทำจาก Thrust Jack

Thrust Jack เป็นส่วนประกอบของหัวเจาะที่ใช้ในการผลักดันหัวเจาะไปข้างหน้าและใช้ในการควบคุมทิศทางของหัวเจาะโดย Thrust Jack อยู่บริเวณส่วนหางของหัวเจาะจะประกอบด้วย Hydraulic jack เป็นวงรอบหัวเจาะ บริเวณส่วนปลายของ Hydraulic jack ที่สัมผัสกับ Segment จะเรียกว่า Jack shoes ซึ่งจะทำให้แรงดันจาก Hydraulic jack กระจายอย่างสม่ำเสมอ ขนาดหน้าตัดที่สัมผัสกับ Segment จะใหญ่กว่าขนาด Segment เล็กน้อยและจะออกแรงดันเป็นคู่ (Twin jacks) ดังแสดงในรูปที่ 2.13 Hydraulic jack จะมีช่วงการดัน(Stroke)มากกว่าความกว้างของผนังอุโมงค์เล็กน้อย เพื่อให้มีพื้นที่เพียงพอสำหรับติดตั้ง Segment การออกแรงถีบของ Thrust jack จะกระทำเมื่อ Segment ยังอยู่ใน Tail skin

การผลักดันหัวเจาะให้เคลื่อนที่ไปข้างหน้าจะต้องได้รับการดูแลเป็นพิเศษ เพื่อให้แนวของอุโมงค์เป็นไปตามค่าที่ออกแบบ ในกรณีแนวอุโมงค์ผิดไปจากแนวที่ออกแบบ จะเกิดปัญหาในการประกอบ Segment ที่ไม่พอดี ทำให้ต้องมีการเพิ่มแรงในการประกอบผนังอุโมงค์ซึ่งจะมีผลต่อความแข็งแรงต่อ Segment

ผลจากการออกแรงถีบของ Thrust Jack จะเกิดแรง (stress) ที่กระทำต่อ Segment ในแนวเดียวกับทิศทางการเคลื่อนที่ของหัวเจาะ โดยอุโมงค์วงแรกที่ Thrust Jack ออกแรงถีบจะรับแรงมากที่สุดและผนังอุโมงค์วงถัดมาก็จะรับแรงน้อยลงตามระยะห่างจาก Thrust Jack ค่าแรงดันสูงสุดจะต้องไม่มากกว่าความสามารถของ Segment ที่จะรับได้ ซึ่งบริเวณที่เสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายในขณะ Thrust Jack ออกแรงถีบคือบริเวณ Joint face เนื่องจากบริเวณดังกล่าวมีพื้นที่หน้าตัดน้อยกว่าบริเวณปกติของ Segment

การคำนวณหาแรงที่เกิดขึ้นบริเวณ Joint face ทำได้ดังนี้

Idealised compressive stress = Permissible compressive stress

$$f_{c,m} = \frac{N}{a} \cdot c_b = f_{c,prm} = \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} \sqrt{\frac{A}{A_t}} \quad \dots(2.7)$$

$$= \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m} \sqrt{\left(\frac{t}{t_1} \cdot \frac{b_s}{b_{s,red}}\right)} \quad \dots(2.8)$$

$$\leq f_{cu} \quad \dots(2.9)$$

โดยที่

f_{cu} = characteristic strength

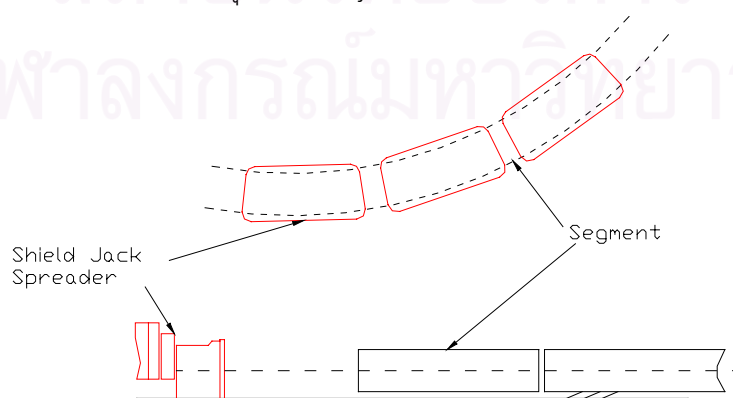
γ_m = safety factor ใช้ 1.5

t_1 = ความหนาของหน้าตัดสัมผัส (มิลลิเมตร)

t = ความหนาของผนังอุโมงค์ (มิลลิเมตร)

b_s = ความกว้างของผนังอุโมงค์

$b_{s,red}$ = ความกว้างของผนังอุโมงค์ส่วน joint



รูปที่ 2.13 Shield Jacking Shoes (Spreader)

ตารางที่ 2.2 รายละเอียดของ Thrust jack ของหัวเจาะแต่ละโครงการมีดังนี้

รายละเอียด	โครงการอุโมงค์รถไฟ	โครงการอุโมงค์ผ่น้ำ
จำนวน Jack shoes	20 ตัว	10 ตัว
ช่วงการดัน	1600 มม.	1600 มม.
แรงดันปกติ	24000 kN	1471 kN
อัตราส่วนแรงดัน	1200 kN/shoe	147.1 kN/shoe

iii). Grouting

Grouting คือการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อแทนที่และลดการเกิด tail void การอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปใน Grout hold โดยใช้แรงดัน เนื่องจาก Grout pressure ที่ไม่เท่ากันในแต่ละตำแหน่งจะมีผลต่อการเกิดแรงภายใน และการเสียรูปของอุโมงค์

การคำนวณแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์เนื่องจาก Grouting สามารถคำนวณได้โดยพิจารณา Grout pressure เป็นแบบสม่ำเสมอ ดังรูปที่ 2.14 ดังนี้

Normal force imposed tunneling

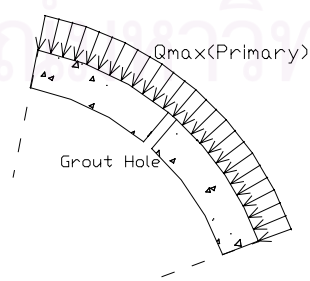
$$N = \text{Grout filling ratio} \times \text{Grout pressure (kPa)} \times R_{cen} \quad \dots(2.10)$$

โดยที่

Grout filling ratio = ปริมาตรน้ำปูน ต่อปริมาตรช่องว่างระหว่าง Segment กับหัวเจาะ

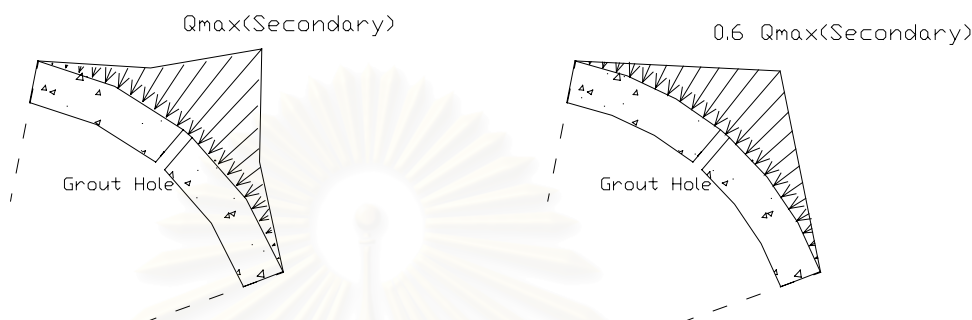
Grout pressure = ความดันที่ใช้ฉีดน้ำปูน (kPa)

R_{cen} = รัศมีจากจุดศูนย์กลางถึงกึ่งกลางความหนาของ segment



รูปที่ 2.14 แรงดันจาก Primary Grouting เพื่อลด Tail void

ในบางกรณีจะต่อมีการทำ Grout ซ้ำ เรียกว่า Secondary Grouting โดยทั่วไป Secondary Grouting จะใช้ Grout pressure ไม่เกิน 3.5 bar (Q_{max}) โดยในการคำนวณจะพิจารณา Grout pressure เป็นแบบสามเหลี่ยมและคิด Grout pressure สูงสุดเท่ากับ $0.6 Q_{max}$ ดังรูปที่ 2.15 (Ion Joint Venture-MRTA ISP. ,1998)



รูปที่ 2.15a Secondary Grouting
(tridimensional cone pressure)

รูปที่ 2.15b Secondary Grouting
(simplification of cone pressure)

b) แรงกระทำถาวร(Permanent Load)

ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จจะทำหน้าที่ในการรับแรงภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ตลอดอายุการใช้งานของอุโมงค์ เช่น น้ำหนักของดินเหนืออุโมงค์ทั้งหมด และแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่ออุโมงค์ แรงดันจากน้ำใต้ดิน

ในการออกแบบคาดอุโมงค์จะให้อุโมงค์เป็นตัวรับน้ำหนักดินที่กระทำทั้งหมด ซึ่งจะมีความปลอดภัยมากกว่าเมื่อเทียบกับพฤติกรรมจริง เนื่องจากในสภาพจริงเมื่อมีการขุดเจาะอุโมงค์จะเกิดพฤติกรรมของดินที่เรียกว่า Stress Relaxation คือการถ่าย stress ลงสู่มวลดิน ก่อนที่จะถึงอุโมงค์สังเกตได้จากหลังจากทำการขุดเจาะจะเกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement) ดังนั้นแรงที่อุโมงค์รับจริงจะน้อยกว่าค่าที่ออกแบบไว้

แรงดันดินที่ไม่เท่ากันทุกทิศทางจะทำให้เกิดการเสียรูปของอุโมงค์ ซึ่งการออกแบบผนังอุโมงค์จะต้องสามารถรับแรงกระทำภายนอกทั้งหมดได้ ในกรณีที่ผนังอุโมงค์ออกแบบไว้ไม่ดีจะมีผลให้เกิดการเสียรูปอย่างมากจนเกิดการแตกร้าวหรือ Crack ที่ผนังอุโมงค์ได้

วิธีที่ใช้ในการออกแบบผนังอุโมงค์นั้นมียุ่ด้วยกันหลายวิธีซึ่งแต่ละวิธีก็จะมีลักษณะต่างกันออกไปตามความเหมาะสม

การออกแบบผนังอุโมงค์จะต่างไปจากพฤติกรรมจริงโดยมีหลักเกณฑ์ในการออกแบบดังนี้

- น้ำหนักของดินทั้งหมดถ่ายลงที่ผนังอุโมงค์
- ใช้หลัก Static equilibrium ในการคำนวณ
- ไม่นำ Second Lining มาคำนวณการออกแบบผนังอุโมงค์

ในการออกแบบโดยวิธีประมาณ สามารถแบ่งได้ตามสมมุติฐานที่ใช้ในการออกแบบ คือ การพิจารณาแรงที่กระทำต่ออุโมงค์ตามลักษณะสมดุลย์ และการออกแบบโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) โดยแสดงวิธีการออกแบบได้ดังนี้

i) การออกแบบผนังอุโมงค์โดยวิธีประมาณ(Approximate Method)จาก Standard segment for Shield Work ของ Japan sewage Works association

1.การคำนวณหาแรงดันที่กระทำต่อตัวอุโมงค์

1.แรงกระทำในแนวตั้งที่ crown อุโมงค์ :

$$P_{vt} = (W + P_{evt}) + P_{wt} \quad \dots (2.11)$$

โดยที่

P_{vt} = แรงรวมในแนวตั้งของดิน (Total vertical load)

W = Surcharge & Flooding Load

P_{evt} = แรงประสิทธิผลในแนวตั้งของดิน(Effective earth pressure)

P_{wt} = แรงดันน้ำ

2. แรงกระทำในแนวนอนที่ crown อุโมงค์ :

$$P_{ht} = P_{wt} + \lambda(P_{evt} + W) \quad \dots (2.22)$$

โดยที่

P_{ht} =แรงรวมในแนวนอนของดิน

λ = สัมประสิทธิ์แรงกระทำด้านข้าง(ดังแสดงในตาราง 2.3)

ตารางที่ 2.3 ค่า λ

ลักษณะชั้นดิน	ค่า λ
ทรายแน่น (Dense sand)	
ดินเหนียวแข็ง(Stiff clay)	0.45-0.55
ดินเหนียวแข็งปานกลาง(Medium clay)	
ทรายหลวม(Loose sand)	0.50 -0.60
ดินเหนียวอ่อน(Soft clay)	0.55-0.65
ดินเหนียวอ่อนมาก(Very soft clay)	0.65-0.75

3. แรงกระทำในแนวนอนที่ Invert อุโมงค์ :

$$P_{hb} = P_{wb} + \lambda (P_{vb} + W) \quad \dots (2.23)$$

โดยที่

P_{hb} = แรงรวมในแนวนอนของดิน (Total horizontal Load)

P_{wb} = แรงดันน้ำ

P_{vb} = แรงรวมในแนวตั้งของดิน (Total vertical load)

4. แรงปฏิกิริยาจากน้ำหนักของผนังอุโมงค์:

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ Invert ของอุโมงค์ เนื่องจากน้ำหนักของตัวดาตอุโมงค์ โดยการคำนวณจะคิดต่อหนึ่งหน่วยความยาว

$$W_g = 0.25 \pi (D_o^2 - D_i^2) \gamma_c \quad \dots (2.24)$$

$$g = W_g / P \quad \dots (2.25)$$

$$P_g = \pi g \quad \dots (2.26)$$

โดยที่

P_g = แรงปฏิกิริยาจากน้ำหนักของดาตอุโมงค์

g = หน่วยน้ำหนักของ Segment Ring สามารถคำนวณได้จากน้ำหนักของ Segment Ring ต่อหน่วยความยาว

W_g = น้ำหนักต่อเมตรของตัวอุโมงค์

D_o = เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของดาตอุโมงค์

D_i = เส้นผ่าศูนย์กลางภายในของดาตอุโมงค์

γ_c = หน่วยน้ำหนักของคอนกรีตดาตอุโมงค์

P = เส้นรอบวงที่กึ่งกลางความหนาของดาตอุโมงค์

5. Resistance Earth Pressure :

เนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ตัวอุโมงค์จะเกิดการเคลื่อนที่ทั้งในแนวราบและแนวตั้งกระทำต่อตัวผนังอุโมงค์(Deformation) ซึ่งจะก่อให้เกิดแรงต้านทานจากมวลดินกระทำต่ออุโมงค์ (Subgrade reaction) โดยแยกเป็น 2 ส่วน คือ

-Vertical subgrad reaction

-Lateral subgrad reaction

Vertical subgrad reaction

ตั้งนี้

หาได้จากการพิจารณาระบบแบบสมดุลย์ในแนวตั้ง ซึ่งจะได้ค่า Vertical subgrad reaction

$$P_{e2} = (W + P_{evt} + P_{wt}) - (P_g + P_{wb}) \quad \dots (2.27)$$

โดยที่

P_{wb} = แรงดันน้ำที่ Inverst

*** แต่ในทางปฏิบัติจะคิด P_{e2} เท่ากับ $W + P_{evt}$

Lateral subgrad reaction

หาได้จากการเคลื่อนตัวในแนวราบของผนังคูโมงค์ ตามรูปที่ 2.8

$$q = k\delta \quad \dots (2.28)$$

$$\delta = \frac{(2P_{vt} - P_{ht} - P_{hb})R_c^4}{24(\eta E_c I + 0.0454kR_c^4)} \quad \dots (2.29)$$

โดยที่

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

δ_1 = การเสียรูปด้านข้างจากแรงดันดินและแรงดันน้ำ

δ_2 = การเสียรูปย้อนกลับจากแรงต้านด้านข้างของดิน

k = subgrade reaction factors (แสดงในตารางที่ 2.4)

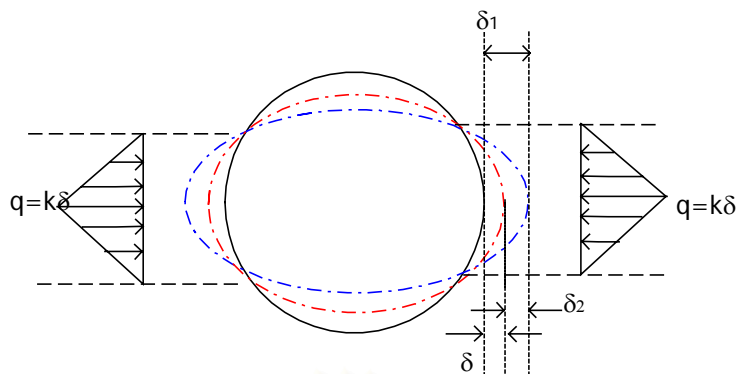
η = สัมประสิทธิ์การเสียรูปของคูโมงค์ ใช้ $\eta = 1$

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต(Young's modulus)

I = โมเมนต์เฉื่อยของคอนกรีต(Moment of inertia)

ตารางที่ 2.4 ค่าสัมประสิทธิ์ k ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

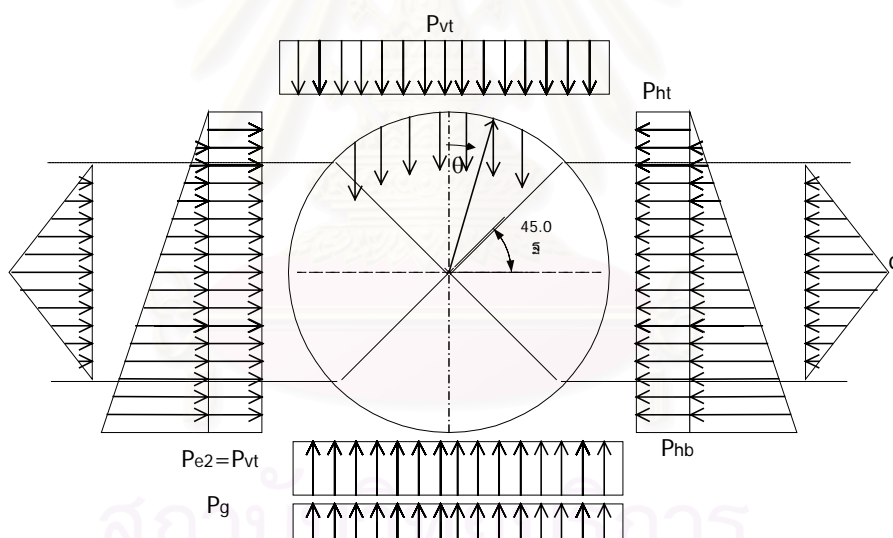
ชนิดของดิน	k (kg/cm ³ /cm)
Very dense sand, Very stiff clay	3.0-5.0
Dense sand, Stiff clay	1.0-3.0
Medium clay	0.5-1.0
Loose sand	0.0-1.0
Soft clay	0.0-0.5
Very soft clay	0.0



รูปที่ 2.16 เคลื่อนตัวในแนวราบของผนังอุโมงค์

2.แรงที่เกิดในคานอุโมงค์จากแรงดันดิน แรงดันน้ำ และน้ำหนักคานอุโมงค์

จากรูปที่ 2.17 แสดงหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ การคำนวณแรงที่เกิดในผนังอุโมงค์อันได้แก่ Moment, แรง Normal force และ Shear force ดังแสดงในรูป 2.18 จะทำการคำนวณแยกเป็นส่วนๆ จำนวน 5 รายการ แล้วทำการรวมแรงทั้งหมดเข้าด้วยกันจะได้แรงทั้งหมดที่กระทำต่ออุโมงค์ ดังนี้



รูปที่ 2.17 Working Load Distribution Diagram

1. แรงภายในจากแรงค้ำที่ในแนวตั้ง (P_{vt}) :

$$M_{vt} = \frac{1}{4} (1 - 2 \sin^2 \theta) P_{vt} R_c^2 \quad \dots (2.30)$$

$$N_{vt} = P_{vt} R_c \sin^2 \theta \quad \dots (2.31)$$

$$Q_{vt} = -P_{vt} R_c \sin \theta \cos \theta \quad \dots (2.32)$$

2. แรงภายในจากแรงคงที่ในแนวราบ(P_{vh}) :

$$M_{ht} = \frac{1}{4} (1 - 2 \cos^2 \theta) P_{ht} R_c^2 \quad \dots (2.33)$$

$$N_{ht} = P_{ht} R_c \cos^2 \theta \quad \dots (2.34)$$

$$Q_{ht} = -P_{ht} R_c \sin \theta \cos \theta \quad \dots (2.35)$$

3. แรงภายในจากแรงในแนวนอนที่เพิ่มขึ้นตามความลึก($P_{hb} - P_{ht}$) :

$$M_{ho} = \frac{1}{48} (6 - 3 \cos \theta - 12 \cos^2 \theta + 4 \cos^3 \theta) (P_{hb} - P_{ht}) R_c^2 \quad \dots (2.36)$$

$$N_{ho} = \frac{1}{16} (\cos \theta + 8 \cos^2 \theta - 4 \cos^3 \theta) (P_{hb} - P_{ht}) R_c \quad \dots (2.37)$$

$$Q_{ho} = \frac{1}{16} (\sin \theta + 8 \sin \theta \cos \theta - 4 \sin \theta \cos^2 \theta) (P_{hb} - P_{ht}) R_c \quad \dots (2.38)$$

4. แรงภายในจากแรงต้านทานของดิน(q) :

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4} :$$

$$M_q = (0.2346 - 0.3536 \cos \theta) q R_c^2 \quad \dots (2.39)$$

$$N_q = 0.3536 (\cos \theta) q R_c \quad \dots (2.40)$$

$$Q_q = 0.536 (\sin \theta) q R_c \quad \dots (2.41)$$

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} :$$

$$M_q = (-0.3487 + 0.5 \sin^2 \theta + 0.2357 \cos^3 \theta) q R_c^2 \quad \dots (2.42)$$

$$N_q = (-0.7071 \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \sin^2 \theta \cos \theta) q R_c \quad \dots (2.43)$$

$$Q_q = (\sin \theta \cos \theta - 0.7071 \cos^2 \theta \sin \theta) q R_c \quad \dots (2.44)$$

5. แรงภายในจากน้ำหนักของหาดคูเมือง (P_g) :

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} :$$

$$M_g = \left(\frac{3}{8} \pi - \theta \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta \right) P_g R_c^2, \quad \dots (2.45)$$

$$N_g = \left(\theta \sin \theta - \frac{1}{6} \cos \theta \right) P_g R_c \quad \dots (2.46)$$

$$Q_g = \left(\theta \cos \theta - \frac{1}{6} \sin \theta \right) P_g R_c \quad \dots (2.47)$$

$$\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi :$$

$$M_g = \left(-\frac{\pi}{8} + (\pi - \theta) \sin \theta - \frac{5}{6} \cos \theta - \frac{\pi}{2} \sin^2 \theta\right) P_g R_c^2 \quad \dots(2.48)$$

$$N_g = \left(-\pi \sin \theta + \theta \sin \theta + \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cos \theta\right) P_g R_c \quad \dots(2.49)$$

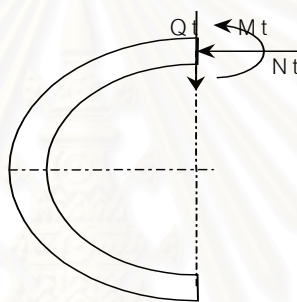
$$Q_g = \left((\pi - \theta) \cos \theta - \pi \cos \theta \sin \theta - \frac{1}{6} \sin \theta\right) P_g R_c \quad \dots(2.50)$$

สามารถหาแรงทั้งหมดที่กระทำต่อคานอุโมงค์ ดังนี้

$$\text{โมเมนต์ดัดทั้งหมด} : M_t = M_{vt} + M_{ht} + M_{ho} + M_q + M_g \quad \dots(2.51)$$

$$\text{แรงในแนวแกนทั้งหมด} : N_t = N_{vt} + N_{ht} + N_{ho} + N_q + N_g \quad \dots(2.52)$$

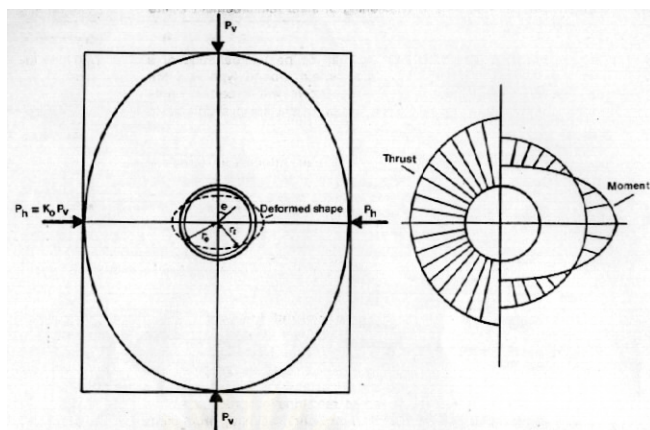
$$\text{แรงเฉือนทั้งหมด} : Q_t = Q_{vt} + Q_{ht} + Q_{ho} + Q_q + Q_g \quad \dots(2.53)$$



รูปที่ 2.18 แสดงทิศทางของโมเมนต์และแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์

ii) การคำนวณโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic theory)

การออกแบบผนังอุโมงค์โดย Elastic theory เป็นวิธีที่นิยมมากในยุโรปและอเมริกา โดยจะเหมาะกับอุโมงค์ลึกคือมีระยะ H/D มากกว่า 2 หรือ 3 โดยการคำนวณจะทำในลักษณะ 2 มิติซึ่งยังแบ่งได้อีกหลายวิธีซึ่งบางวิธีจะนำเอา ground structure reaction มาร่วมพิจารณาเพื่อวิเคราะห์หาแรงในอุโมงค์โดยอาศัย subgrade reaction ของดิน นอกจากนั้นยังได้มีการนำเอา bedding free area ที่เกิดบริเวณ tunnel crown และ passive resistance ที่เกิด จาก deformation ของอุโมงค์บริเวณ spring line มาร่วมพิจารณาด้วยในบางวิธี ซึ่งลักษณะโดยทั่วไปของแรงที่กระทำต่ออุโมงค์จะทำให้เกิดการเสียรูปและแรงภายในดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูป และลักษณะการเกิดแรงภายในอุโมงค์โดยทฤษฎีอีลาสติก (Lyons and Reed, 1974)

Morgan Method, 1961

morgan(1961) ได้เสนอแนวคิดในการหาแรงกระทำในคานาดูมิ่งค์ดังนี้

โมเมนต์ที่เกิดจากการเสียรูปของคานาดูมิ่งค์

เมื่ออุโมงค์เกิดการเสียรูป(Deformation) เนื่องจากแรงกระทำภายนอก จาก Elastic theory (Timoshenko , 1934) จะสามารถหาค่าโมเมนต์ที่ตำแหน่งใดๆ รอบวงอุโมงค์จาก

$$M = E \cdot I \cdot \left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_0} \right) \quad \dots(2.54)$$

โดย

M = โมเมนต์ดัด (Bending moment)

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์ (Young's modulus)

I = โมเมนต์เฉื่อยของคอนกรีต (Moment of inertia)

ρ = รัศมีความโค้ง ณ ตำแหน่งใดๆ ของอุโมงค์เมื่อเกิดการเสียรูป

ρ_0 = รัศมีความโค้งเดิม ณ ตำแหน่งใดๆ ก่อนการเสียรูป ซึ่งจะเท่า รัศมีของอุโมงค์

ค่าการเปลี่ยนแปลงส่วนโค้งที่มากที่สุดจะทำให้เกิดโมเมนต์มากที่สุด ซึ่งจะเกิดบริเวณ crown (จุด A) และ Spring line (จุด C) ของอุโมงค์ ตามรูปที่ 2.20 ดังนั้นการพิจารณาค่าโมเมนต์ในคานาดูมิ่งค์จะหาเฉพาะที่จุด A และ C ซึ่งจะได้

$$\frac{1}{\rho'} = \frac{a + \delta}{(a - \delta)^2} \text{ at } A \quad \text{and} \quad \frac{a - \delta}{(a + \delta)^2} \text{ at } C \quad \dots(2.55)$$

$$\frac{M_A}{EI} = \left[\frac{a + \delta}{(a - \delta)^2} - \frac{1}{a} \right] \text{ per meter of lining} \quad \dots(2.56)$$

$$\frac{M_C}{EI} = \left[\frac{a - \delta}{(a + \delta)^2} - \frac{1}{a} \right] \text{ per meter of lining} \quad \dots(2.57)$$

$$M_A = -M_C = 3\delta EI / a^2 \quad \dots(2.58)$$

ค่าโมเมนต์ที่เกิดจาก แรงดันดิน

เมื่อพิจารณาในกรณีที่อยู่ฝั่งขุดเจาะในดินจะมีค่า Elastic modulus, E_c และ Poisson's ratio (ν) ของดินเข้ามาเกี่ยวข้องซึ่งแสดงแรงและทิศทางด้านรูปที่ 2.21 สามารถแสดง stress function ได้ดังสมการ

$$\phi = \{a_2 r^2 + b_2 r^4 + c_2 r^{-2} + d_2\} \cos 2\theta \quad (\text{Timoshenko ,1934}) \quad \dots(2.59)$$

โดยที่ a_2, b_2, c_2 และ d_2 เป็นค่าคงที่ และ ϕ จะเปลี่ยนแปลงตาม θ รอบผนังอุโมงค์

ความเค้นในแนวรัศมีอุโมงค์ ณ ตำแหน่งใดๆ (p_r) หาได้จาก

$$p_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \quad \dots(2.60)$$

$$= -[2a_2 + 6c_2 r^{-4} + 4d_2 r^{-2}] \cos(2\theta) \quad \dots(2.61)$$

$$p_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \quad \dots(2.62)$$

$$= (12b_2 r^2 + 6c_2 r^{-4}) \cos 2\theta \quad \dots(2.63)$$

ที่ $r \rightarrow \infty$ จะได้ $p_r \rightarrow 0$ และ $p_\theta = 0$ จะได้

$$p_\theta = -p_r = 6c_2 r^{-4} \cos 2\theta \quad \dots(2.64)$$

หาค่า c_2 จากการพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งใดๆ จากสมการ

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1}{E_c} (p_r - \nu p_\theta) \quad \dots(2.65)$$

แทนค่า p_θ และ p_r จากสมการที่ 2.44 ในสมการที่ 2.45 จะหาค่าได้

$$c_2 = \frac{\delta a^3 E_c}{2(1+\nu)} \quad \dots(2.66)$$

เมื่อพิจารณา stress รอบผนังอุโมงค์ ($r = a$) แทนค่า c_2 ในสมการ.....จะได้ค่า ดังนี้

$$p_r = \frac{\mp 3\delta E_c}{a(1+\nu)} \cos 2\theta \quad \text{at} \quad \begin{cases} \theta = 0 \text{ and } \pi \\ \theta = \frac{\pi}{2} \text{ and } \frac{3\pi}{2} \end{cases} \quad \dots(2.67)$$

โมเมนต์ที่พิจารณาจาก แรงดันดินจะแยกพิจารณาเป็น 2 ส่วน คือ

1. โมเมนต์ที่เกิดจาก *Passive load* สามารถหาค่าได้จากการพิจารณาการเสียรูปสูงสุดของ อุโมงค์ที่ Crown และที่ Spring line จะได้สมการ

$$\text{ให้} \quad k = \frac{-3E_c}{a(1+\nu)} \quad \dots(2.68)$$

จากสมการที่ 2.47 จะได้

$$p_r = p_a = k\delta \cos 2\theta \quad \dots(2.69)$$

$$M'_A - M'_C = \int_0^{\pi/2} p_a a^2 \sin \theta d\theta - \frac{1}{3} k \delta a (\delta - a) \quad \dots(2.70)$$

จากสมมาตรที่ A และ C จะได้

$$M'_A = -M'_C = \frac{a \delta E_c}{(1+\nu)} \quad \dots (2.71)$$

2. โมเมนต์ที่เกิดจาก *Active load* สามารถหาค่าได้จาก

$$p_o = p_v - p_h = (1 - K_o) p_v \quad \dots(2.72)$$

$$M'_A = -M'_C = \frac{p_o a^2}{6} \quad \dots(2.73)$$

โมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะพิจารณาจากสมการสมดุล สามารถหาได้ดังนี้

$$M''_A = M''_A - M'_A \quad \dots(2.74)$$

$$= \frac{p_o a^2}{6} - \frac{\delta a E_c}{1+\nu} \quad \dots(2.75)$$

เมื่อพิจารณาจากสมการข้างต้นและพิจารณาค่าโมเมนต์ที่ C เช่นเดียวกับจุด A จะได้ค่าโมเมนต์ คือ

$$M_A = M_A''' \text{ and } M_C = M_C''' \quad \dots(2.76)$$

$$M_A''' = -M_C''' = \frac{P_o a^2 EI (1 + \nu)}{6EI (1 + \nu) + 2a^3 E_c} \quad \dots(2.77)$$

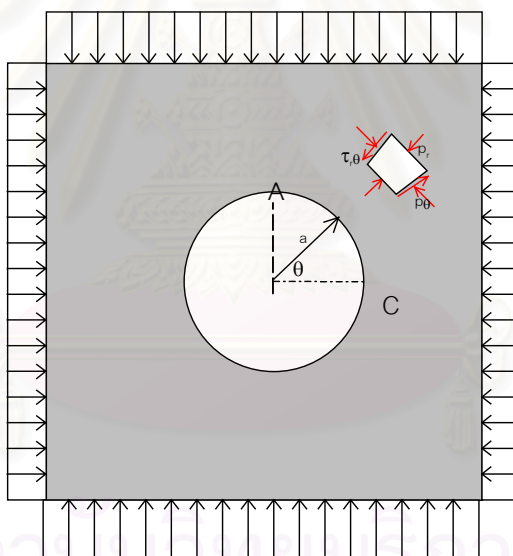
พิจารณา stress ที่เกิดขึ้นในอุโมงค์ ที่ตำแหน่งใด จะหาได้จากสมการที่ 2.48 และ 2.52 จะได้

$$N = \frac{p_o a}{2} \pm \frac{p_o a}{6} \mp \frac{k \delta a}{3} + k \delta a \quad \dots(2.78)$$

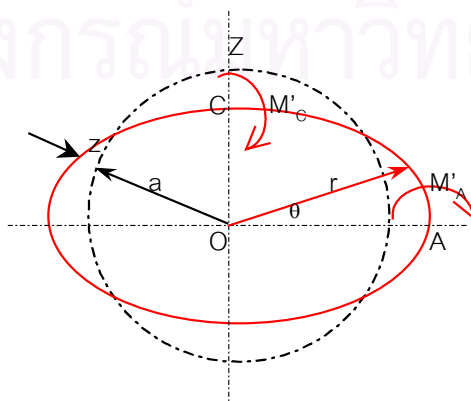
$$N_{corwn} = \frac{p_o a}{3} + \frac{4}{3} k \delta a \quad \dots(2.79)$$

$$N_{spring\ line} = \frac{2}{3} \frac{p_o a}{3} + \frac{2}{3} k \delta a \quad \dots(2.80)$$

ในการพิจารณา เสถียรภาพ(Stability) ของอุโมงค์จะพิจารณา โมเมนต์ (Mt) และแรงในแนวแกน (Nt) รวมกันโดยใช้ค่าสูงสุดในการออกแบบผนังอุโมงค์ และใช้ FS เท่ากับ 4 (Morgan, 1961)



รูปที่ 2.20 แสดงตำแหน่งและทิศทางของload ที่กระทำต่อผนังอุโมงค์



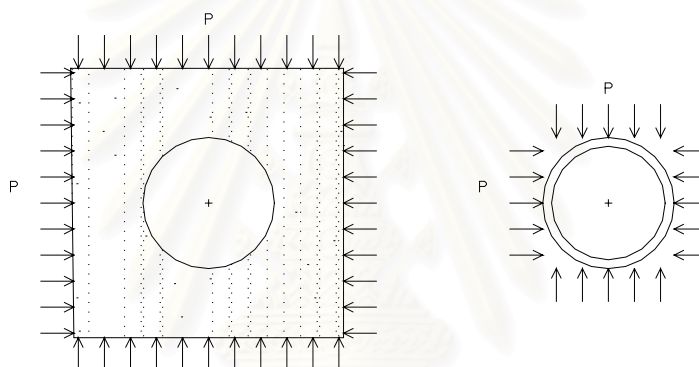
รูปที่ 2.21 แสดงโมเมนต์ที่เกิดจากการเสียรูปของผนังอุโมงค์

Einstein Method (Einstein et al., 1979)

วิธีนี้จะใช้หลักการของ ทฤษฎีอีลาสติก ในการวิเคราะห์ จะสามารถหาค่า การเสียรูปและ แรงที่เกิดขึ้นภายในผนังอุโมงค์ได้โดยมีสมมุติฐานให้ดินรอบผนังอุโมงค์มีขอบเขตไม่จำกัด เป็นอีลาสติก (Elastic) เป็นเนื้อเดียวกัน(Homogenous) และคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทาง(Isotropic) ส่วนสมมุติฐานของคาคอุโมงค์คืออุโมงค์จะเป็นแบบผนังบาง และมีการเสียรูปได้เมื่อมีแรงกระทำ(Flexibility Ring) ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะได้สูตรนำมาหาค่าการเสียรูปของคาคอุโมงค์และแรงที่เกิดในคาคอุโมงค์ดังนี้

Compressibility Ratio (C*)เป็นค่าที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างStiffness ของ ดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำสมมาตรและสม่ำเสมอดังรูปที่ 2.22 หาค่าได้ดังนี้

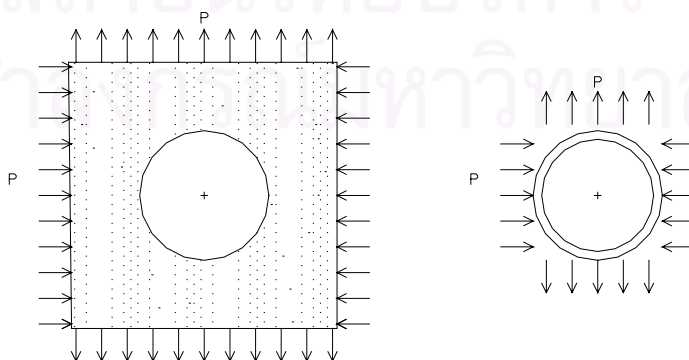
$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad \dots(2.81)$$



รูปที่ 2.22 รูปแบบแรงกระทำของดินต่ออุโมงค์ของCompressibility Ratio (C*)

Flexibility Ratio (F*) เป็นค่าที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness ของ ดินและอุโมงค์ ภายใต้แรงกระทำไม่สมมาตรดังรูปที่ 2.23 หาค่าได้ดังนี้

$$F^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s I_s (1 - \nu^2)} \quad \dots(2.82)$$



รูปที่ 2.23 รูปแบบแรงกระทำของดินต่ออุโมงค์ของ Flexibility Ratio (F*)

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1 - \nu)} \quad \dots(2.83)$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1 - \nu)}{2F^* (1 - \nu) + 6(5 - 6\nu)} \quad \dots(2.84)$$

แรงภายใน :

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1 + K)a_0^* + \frac{1}{2}(1 + K)(1 - 2a_2^*) \cos 2\theta \quad \dots(2.85)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1 - K)(1 - 2a_2^*) \cos 2\theta \quad \dots(2.86)$$

การเสียรูป :

$$\frac{u_s E}{PR(1 + \nu)} = \frac{1}{2}(1 + K)a_0^* - (1 - K)[(5 - 6\nu)a_2^* - (1 - \nu)] \cos 2\theta \quad \dots(2.87)$$

$$\frac{v_s E}{PR(1 + \nu)} = \frac{1}{2}(1 - K)[(5 - 6\nu)a_2^* - (1 - \nu)] \sin 2\theta \quad \dots(2.88)$$

โดยที่

u_s = การเสียรูปของผนังอุโมงค์ตามแนวรัศมี

v_s = การเสียรูปของผนังอุโมงค์ตามแนวเส้นรอบวง

T = แรงตามแนวแกนของผนังอุโมงค์

M = โมเมนต์ดัด ที่เกิดในผนังอุโมงค์

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์(Young's modulus)

ν_s = Poisson's ratio ของผนังอุโมงค์

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน(Young's modulus)

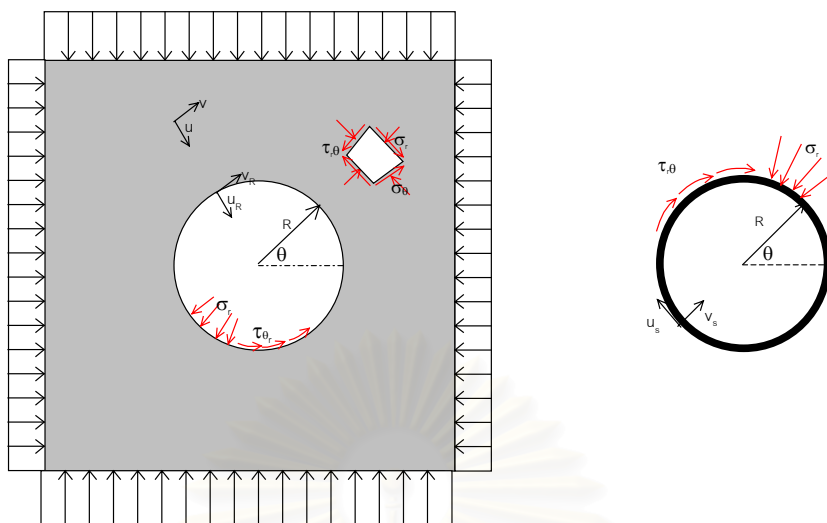
ν = Poisson's ratio ของดิน

R = รัศมีของผนังอุโมงค์

P = แรงในแนวตั้ง ที่ crown (Total overburden pressure at crown)

K = สัมประสิทธิ์แรงกระทำด้านข้าง

θ = มุมรอบผนังอุโมงค์



รูปที่ 2.24 แสดงตำแหน่งทิศทาง ของแรงและการเสียรูปในวิธีของEinstein, 1979

Erdmann Method (1982)

การคำนวณจะใช้สมมติฐานของ ทฤษฎีอีลาสติกและดินรอบอุโมงค์จะเป็นเนื้อเดียวกันตลอด แล้วสร้างเป็นสัมประสิทธิ์ของ Erdmann ดังนี้

Erdmann coefficients:

$$\alpha = \frac{E'_c \cdot R^3}{E \cdot I} \quad \dots(2.89)$$

$$\beta = \frac{E'_c \cdot R^3}{E \cdot F} \quad \dots(2.90)$$

$$no = \frac{1}{1 + \frac{1}{1+\nu} \cdot \beta + \frac{\beta}{\alpha}} \quad \dots(2.91)$$

$$n_2 = \frac{1 + \frac{1}{12(1+\nu)} \cdot \alpha + \frac{1}{4(1+\nu)} \cdot \beta}{1 + \frac{3-2\nu}{12(3-4\nu)(1+\nu)} \cdot \alpha + \frac{5-6\nu}{4(3-4\nu)(1+\nu)} \cdot \beta + \frac{1}{12(3-4\nu)(1+\nu)^2} \cdot \alpha \cdot \beta} \quad \dots(2.92)$$

$$m_2 = \frac{1 + \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \beta}{2 + \frac{3-2\nu}{6(3-4\nu)(1+\nu)} \cdot \alpha + \frac{5-6\nu}{2(3-4\nu)(1+\nu)} \cdot \beta + \frac{1}{6(3-4\nu)(1+\nu)^2} \cdot \alpha \cdot \beta} \quad \dots(2.93)$$

$$N_0^{2d} = p \cdot \frac{1+k'_0}{2} \cdot R \cdot n_o \cdot \cos 2\delta \quad \dots(2.94)$$

$$N_2^{2d} = p \cdot \frac{1-k'_0}{2} \cdot R \cdot n_2 \cdot \cos 2\delta \quad \dots(2.95)$$

$$M_2^{2d} = p \cdot \frac{1-k'_0}{2} \cdot R^2 \cdot m_2 \cdot \cos 2\delta \quad \dots(2.96)$$

แรงภายในของผนังอุโมงค์

$$\underline{Axial \ force} \quad N_\delta^{2d} = N_0^{2d} + N_2^{2d} \quad \dots(2.98)$$

$$\underline{Moment} \quad M_\delta^{2d} = M_2^{2d} \quad \dots(2.99)$$

โดยที่

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน(Young's modulus)

ν = Poisson ratio of soil

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังอุโมงค์(Young's modulus)

R = รัศมีของอุโมงค์

F = พื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์

I = โมเมนต์เฉื่อยของอุโมงค์(Moment of inertia)

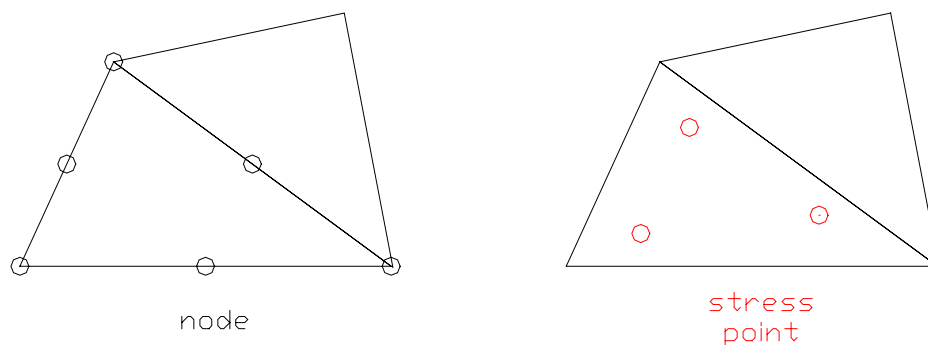
k'_0 = สัมประสิทธิ์แรงกระทำด้านข้างของดิน

δ = มุมรอบดาอุโมงค์วัดตามเข็มนาฬิกาเริ่มที่ crown

iii) การคำนวณโดยวิธี FEM

การคำนวณออกแบบโดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิศวกรรมปฐพีเป็นการจำลองสภาพจริงจากการก่อสร้าง โดยการแบ่งดินและโครงสร้างออกเป็น อิลิเมนต์ย่อย ๆ โดยกำหนดให้มีจุดต่อ (Node Point) ของอิลิเมนต์ที่ต่อเนื่องครอบคลุมขอบเขตของดินที่ศึกษา โดยใน 1 อิลิเมนต์ จะมี Stress/Strain Law ซึ่งจะสัมพันธ์กับแรงที่กระทำและขอบเขตที่กำหนด (boundary restraint) ซึ่งสามารถคำนวณการเกิด yield, flow และการเสียรูปของแต่ละอิลิเมนต์ได้ จำนวนและขนาดของแต่ละอิลิเมนต์สามารถกำหนดให้หยابหรือละเอียดได้ตามความเหมาะสมกับตำแหน่งที่วิเคราะห์และรูปแบบงาน

ในการวิเคราะห์โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม Plaxis(Brinkgreve&Brand,1996)การคำนวณ displacement จะกระทำที่ node และ stresses จะคำนวณโดยที่ stress point (Gaussian integration points) อิลิเมนต์ที่สร้างขึ้นจะเป็นสามเหลี่ยม กำหนด 1 อิลิเมนต์ มี 6 node และภายในอิลิเมนต์แสดง stress point ได้ดังรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.25 แสดง node และ stress point แบบ 6 node- element

แบบจำลองใน Plaxis จะใช้พื้นฐานความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล (σ) และอัตราความเครียด (ε) ดังสมการ

$$\dot{\underline{\sigma}} = M \dot{\underline{\varepsilon}} \quad \dots(2.100)$$

$$\dot{\underline{\sigma}} = \left(\dot{\sigma}_{xx}, \dot{\sigma}_{yy}, \dot{\sigma}_{zz}, \dot{\sigma}_{xy}, \dot{\sigma}_{yz}, \dot{\sigma}_{xz} \right)^T \quad \dots(2.101)$$

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \left(\dot{\varepsilon}_{xx}, \dot{\varepsilon}_{yy}, \dot{\varepsilon}_{zz}, \dot{\gamma}_{xy}, \dot{\gamma}_{zy}, \dot{\gamma}_{xz} \right)^T \quad \dots(2.102)$$

โดยที่

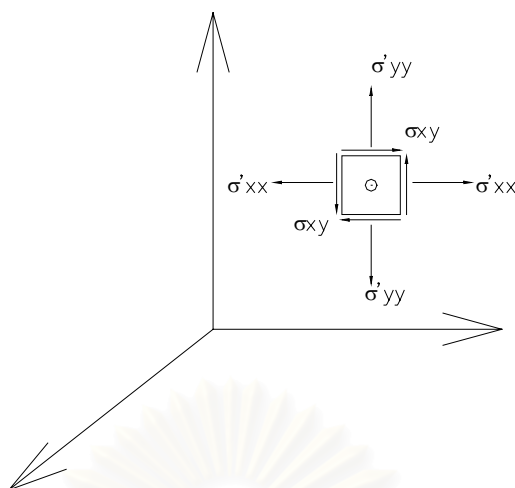
M เป็น material stiffness matrix

σ เป็น stress rate tensors

ε เป็น strain rate tensors

เนื่องจากการวิเคราะห์จะกระทำในลักษณะ Plain Strain ซึ่งจะได้ $\dot{\gamma}_{zy}, \dot{\gamma}_{xz}, \dot{\sigma}_{yz}, \dot{\sigma}_{zx}$ เท่ากับศูนย์

ในกรณีที่เลือกใช้ Soil Model เป็นแบบ Mohr Coulomb โดยพิจารณาในแบบ Short term คือ ไม่มีการระบายน้ำ (Undrain Analysis) จะใช้ total stress มีพื้นฐานมาจาก Terzaghi theory และ ใช้พารามิเตอร์แบบไม่ระบายน้ำโดยแสดงตำแหน่งและทิศทางของ effective stress ดังรูปที่ 2.26 และมีสมการคำนวณ total stress ดังนี้



รูปที่ 2.26 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ และ ทิศทาง

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + \sigma_w \quad \dots(2.103)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + \sigma_w \quad \dots(2.104)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + \sigma_w \quad \dots(2.105)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy} \quad \dots(2.106)$$

พารามิเตอร์

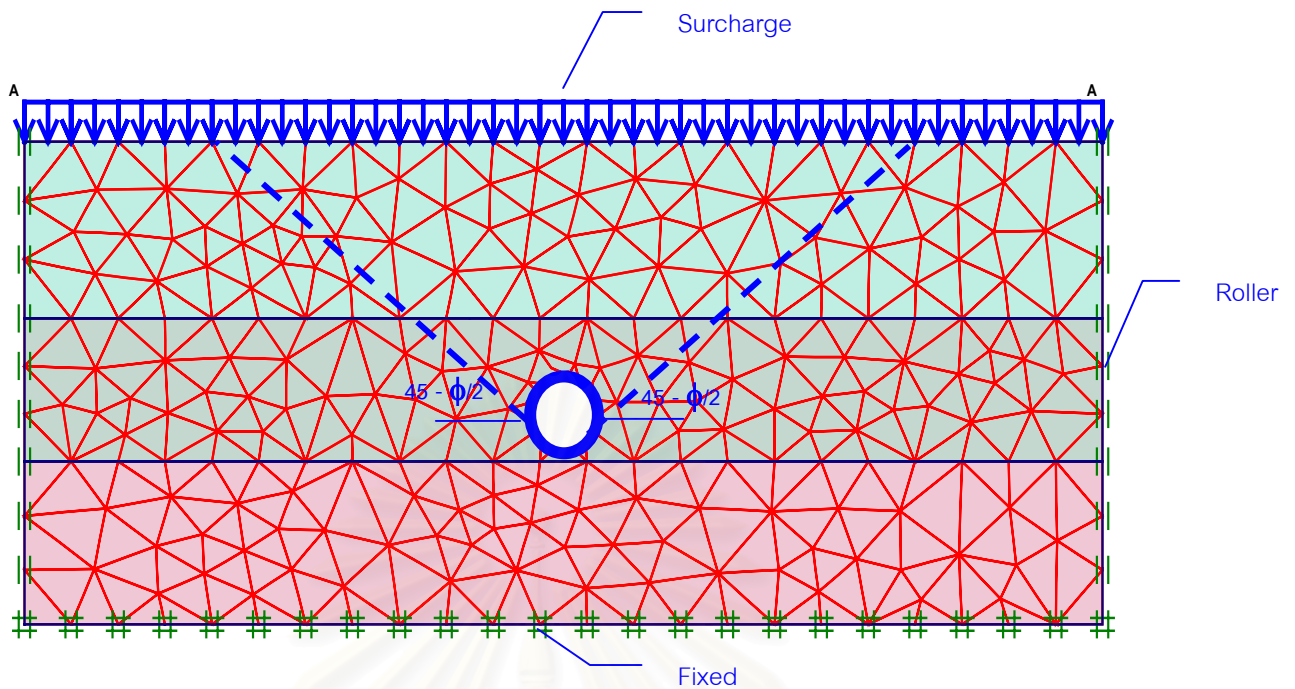
$$E_u = 2G(1 + \nu_u)$$

$$\nu = 0.5$$

สมมุติฐานในการวิเคราะห์ดังนี้

- พิจารณาดินแบบ Elastic, Isotropic Material
- พิจารณาตาดอุโมงค์แบบ Elastic Beam และ Homogenous Ring
- กำหนดการวิบัติของดินเป็นไปตามทฤษฎีของ Mohr Coulomb และวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis โดย $\phi = 0$ concept

แบบจำลองและขอบเขต (Boundary) ในการสร้างแบบจำลอง จะให้ขอบเขตด้านล่างแบบ Fixed และ ด้านข้างแบบ Roller และความกว้างจะสัมพันธ์กับการหลุดตัวที่ผิวดิน โดย Attewell(1982) ได้เสนอลักษณะการหลุดตัวที่ผิวดิน โดยพิจารณาเป็น Triangular Wedge ซึ่งความกว้างของการหลุดตัวจะสัมพันธ์กับมุม ϕ ดังรูป 2.27



รูปที่ 2.27 แสดงการกำหนดขอบเขตการวิเคราะห์ด้วย ไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

2.6.2.2 แรงกระทำในระยะยาว

แรงกระทำต่อตาดอุโมงค์ในระยะยาวมาจากการครีป (Creep) ของดินและการเพิ่มหรือลดแรงที่กระทำจากสิ่งก่อสร้างที่ปลูกสร้างขึ้นภายหลัง ซึ่งยากที่จะคาดเดาผลของพฤติกรรมที่จะเกิดขึ้นกับอุโมงค์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

พฤติกรรมและการตรวจสอบการเคลื่อนตัวของอุโมงค์

3.1 พฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับผนังอุโมงค์

พฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับอุโมงค์มีสาเหตุหลายประการทั้งในขณะที่ขุดเจาะอุโมงค์และติดตั้งผนังอุโมงค์และหลังจากที่ติดตั้งผนังอุโมงค์แล้ว โดยพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับอุโมงค์จะเกิดจากการเสียรูปของตัวอุโมงค์ และการเคลื่อนตัวของอุโมงค์เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของดินโดยรอบอุโมงค์ ซึ่งการตรวจสอบพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับผนังอุโมงค์จะแบ่งเป็น 2 ส่วนคือ

1. **พฤติกรรมของผนังอุโมงค์ (Performance of Lining)** คือ พฤติกรรมการเสียรูปของผนังอุโมงค์เนื่องจากการก่อสร้างและแรงกระทำจากมวลดิน เครื่องมือที่ใช้ตรวจสอบพฤติกรรม คือ Convergence bolt และการตรวจสอบด้วยระบบ Survey โดยใช้ Total station and target

2. **เสถียรภาพของอุโมงค์และการเปลี่ยนแปลงของดินรอบผนังอุโมงค์** เป็นการเคลื่อนตัว (Displacement) ของมวลดินรอบอุโมงค์เนื่องจากการขุดเจาะและหลังจากติดตั้งผนังอุโมงค์แล้ว เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบพฤติกรรมได้แก่ Inclinator ซึ่งจะสามารถตรวจสอบพฤติกรรมของดินบริเวณ spring line ในขณะที่ Extensometer จะสามารถตรวจสอบพฤติกรรมของดินบริเวณ crown ของอุโมงค์ได้

3.2 ขั้นตอนการตรวจสอบ

ขั้นตอนการตรวจสอบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์จะแบ่งเป็น 2 ส่วนดังนี้

Short term monitoring system

เป็นหลักพื้นฐานในการสร้างอุโมงค์ที่จะตรวจสอบพฤติกรรมของดินและอุโมงค์ว่าสอดคล้องหรือแตกต่างจากที่ได้ประเมินและออกแบบมาก่อนหรือไม่ ควรมีการปรับปรุงและป้องกันในขั้นตอนใดบ้าง เครื่องมือที่ใช้ประกอบด้วย

1. การตรวจสอบการทรุดตัวของดิน

- Ground settlement marker เป็นเครื่องมือวัดการทรุดตัวของดิน
- Extensometer เป็นเครื่องมือวัดการทรุดตัวของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ
- Combine Extensometer and Inclinator เป็นเครื่องมือวัดทรุดตัวในแนวตั้งและการเคลื่อนตัวในแนวด้านข้างของชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ

2. การตรวจสอบการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน
 - Inclinometer
 - Combine Extensometer and Inclinometer
3. ความดันน้ำใต้ดิน: Piezometer
4. วัดหน่วยแรงในดินและโครงสร้าง: Jack out total pressure cell
5. ตรวจสอบพฤติกรรมของโครงสร้าง:
 - Crack meter
 - Tiltmeter
 - Building settlement marker
6. ตรวจสอบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์
 - Convergence bolts
 - Survey Systems

Long term monitoring system

เป็นการติดตั้งเครื่องมือวัดและตรวจสอบพฤติกรรมของดินและผนังอุโมงค์หลังการติดตั้งสิ้นสุดลงแล้วเพื่อให้มั่นใจในความปลอดภัยตลอดอายุการใช้งานซึ่งหากพบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์ที่ผิดปกติไปแล้วจะสามารถหามาตรการแก้ไขได้ทัน โดยการตรวจสอบประกอบด้วย

1. วัดหาปริมาณและอัตราการทรุดตัวของ tunnel crown
2. วัดหาขนาดภายในอุโมงค์
3. ตรวจสอบปริมาณน้ำที่ซึมเข้าในอุโมงค์
4. การทรุดตัวของชั้นดินเหนืออุโมงค์

3.3 เครื่องมือและวิธีการในการตรวจสอบ

เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบพฤติกรรมผนังอุโมงค์และดินรอบอุโมงค์แบ่งได้เป็น 2 ประเภทคือ

1. เครื่องมือทางธรณีเทคนิค (Geotechnical Instruments)

- Convergence bolt
- Extensometer
- Inclinometer

2. การตรวจสอบโดย Survey systems โดย Wriggle survey

- Total station and target

3.3.1. การตรวจสอบโดยเครื่องมือทางธรณีเทคนิค (Geotechnical Instrument)

3.3.1.1 ระดับการควบคุม (Trigger Level)

ข้อมูลที่ตรวจวัดและทำการแปลผลมาได้จากเครื่องมือแต่ละประเภทในโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินนั้นจะถูกควบคุมโดย Trigger Level โดยแบ่งเป็น

1. Alert Trigger Level เป็นระดับของการระวังภัย โดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 70 % ของค่าที่ออกแบบไว้ จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้ค่านั้นจริง และทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้าง

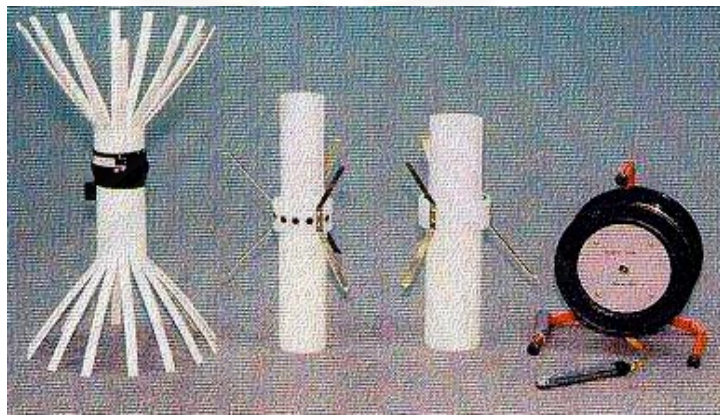
2. Alarm Trigger Level เป็นระดับของการเตือนภัยโดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 80 % ของค่าที่ออกแบบไว้ จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้ค่านั้นจริง ทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้าง และประชุมวางแผนถ้าเกิด

3. Action Trigger Level เป็นระดับของการดำเนินการโดยค่าที่ทำการแปลผลมาได้เกินกว่า 90 % ของค่าที่ออกแบบไว้ จะต้องตรวจสอบข้อมูลนั้นว่าได้ค่านั้นจริง ทำการแจ้งต่อผู้รับเหมาโครงสร้างและดำเนินการตามแผนที่ได้วางไว้

3.3.1.2 Extensometer

เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบการเคลื่อนตัวของชั้นดินในระดับต่างๆ โดยในโครงการส่วนเหนือของรถไฟฟ้าใต้ดินเป็นแบบ Manner / Read Switch Gage โดยจะมีสมอเหล็กรูปแมลงมุม (Spider Magnetic) การติดตั้งจะทำการเจาะหลุมใส่ Cement Bentonite Grout ในอัตราส่วนที่เหมาะสม จากนั้นจะทำการสอดท่อลงไปในหลุมโดยจะมี Casing สวมอยู่รอบท่อ นำ เมื่อสมอแม่เหล็กถูกดันพื้น Casing ที่ตำแหน่งที่ต้องการแล้วสปริงบนสมอจะติดตัวจิกผิวดิน จากนั้นจะทำการดึง Casing ไปตำแหน่งถัดไป แล้วทำเช่นเดิมจนครบรอบ การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของชั้นดินในระดับต่างๆจะอาศัยการวัดการเคลื่อนตัวของสมอแม่เหล็ก โดยใช้ Probe แบบ Manetic Probe Extensometer เมื่อ Probe เคลื่อนที่เข้าใกล้สมอแม่เหล็ก Oscillator ใน Probe จะถูกกระตุ้นแล้วส่งคลื่นสัญญาณไปตามสายสัญญาณ และส่งไปยังเครื่องรับบนผิวดินเป็นเสียง การผ่านสมอแม่เหล็กครั้งหนึ่งจะเกิดเสียงสัญญาณ 2 ครั้ง คือที่หัวและที่ปลาย Probe ค่าความลึกที่นำไปใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยของทั้งสองค่า เมื่อทราบค่าระดับที่วัดได้จะนำไปเทียบกับค่าระดับเริ่มต้นเสมอ

ลักษณะเครื่องมือ Manetic Probe Extensometer และ Spider Magnetic แสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่3.1 Manetic Probe Extensometer และ Spider Magnetic

3.3.1.3 Inclinator

เป็นเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวในแนวราบของชั้นดินโดยพิจารณาการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากและแนวขุดเจาะอุโมงค์ โดยการวัดต้องเริ่มจากจุดคงที่และทราบค่าระดับที่แน่นอน ในการติดตั้งปลายล่างสุดของท่อ นำซึ่งเป็นเป็นส่วนประกอบส่วนหนึ่งของเครื่องมือต้องฝังลงในชั้นดินแน่นหรือหินแข็ง การอ่านค่าจะทำการอ่านจากหัวอ่านซึ่งมี Gravity sensing Transducer วัดความเอียงจากแนวตั้ง สามารถวัดการเคลื่อนตัวของชั้นดินในแนวราบที่ระดับความลึกต่างๆได้ การติดตั้งจะต้องให้ใกล้เคียงกับแนวเดิมมากที่สุด

รายละเอียดของเครื่องมือประกอบด้วย 3 ส่วนคือ

1. Torpedo เป็นหัววัดที่มีล้อเล็กๆ เพื่อเคลื่อนที่ไปในแนวร่องล้อในท่อ นำให้หย่อนลงไป ในท่อ นำเพื่อวัดค่ามุมที่เอียงไปจากแกนตั้งทำให้ทราบค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบ ภายในหัววัดมีส่วนของ sensor อยู่ใช้ Magnetic Pendulum วัดค่าความดันไฟฟ้าที่เปลี่ยนแปลงไป เมื่อลูกตุ้มเอียงไปจากแนวเดิม

2. ท่อนำ(Access Tube)เป็นส่วนที่ติดตั้งลงในพื้นอย่างถาวรจะมีพฤติกรรมเปลี่ยนแปลงไปตามดินบริเวณข้างเคียงของท่อ
3. Readout Unit เป็นส่วนแสดงค่าที่วัดได้จากหัววัดและเป็นแหล่งพลังงาน
4. สายไฟ(Electrical Cable) เป็นส่วนเชื่อมต่อระหว่างหัววัดกับ Readout Unit

การตรวจวัดจะทำโดยการหย่อนหัววัดลงในระดับต่ำสุดของท่อในแนวซึ่งไปทางสถานี แล้วดึงหัวหย่อนขึ้นทุกๆ 0.5 เมตร ค่าการเคลื่อนตัวแนวราบจะถูกบันทึกลงในเครื่อง Readout Unit เสร็จแล้วจะทำการวัดครั้งที่สองโดยหมุนหัวหย่อนไป 180 องศา แล้วจึงทำเช่นเดิมจะได้ค่าแกนละ 2 ค่าแล้วนำมาเฉลี่ยแต่ละแกน จากนั้นเทียบกับค่าเริ่มต้นเสนอผลการแปรข้อมูลเป็นค่าสะสมการเคลื่อนตัวด้านข้างของ 2 แกน เทียบกับจุดล่างสุด

ลักษณะเครื่องมือ Torpedo และ Access Tube แสดงดังรูปที่ 3.2

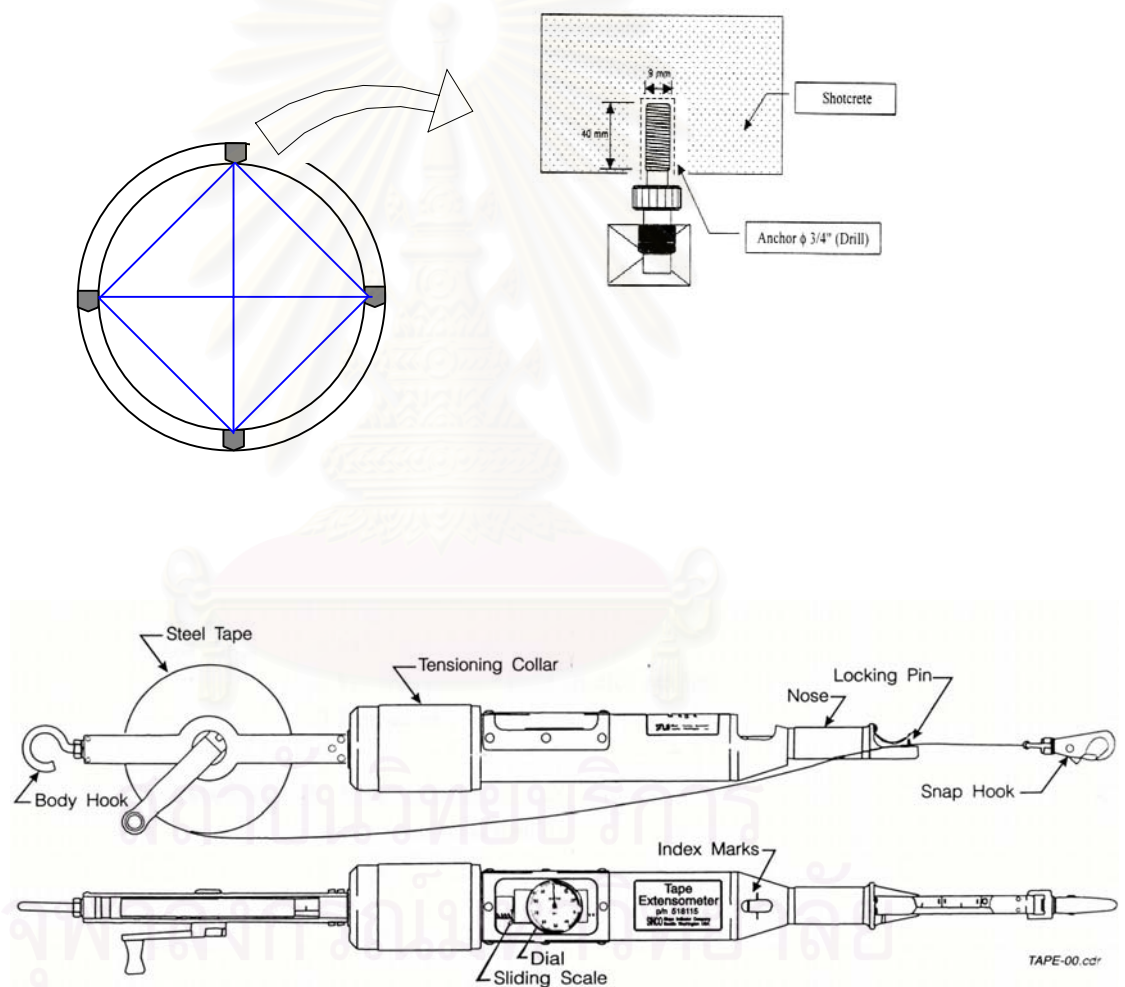


รูปที่3.2 แสดงเครื่องมือวัด Inclinometer

3.3.1.4 Convergence Bolts

เป็นเครื่องมือที่ใช้ตรวจสอบพฤติกรรมของอุโมงค์โดยติดตั้งสมอ(Anchor) โดยการเจาะรูที่ผนังอุโมงค์แล้วใส่สมอจากนั้นจะทำการยึดด้วย High strength concrete หรือ resin grout bond ตำแหน่งการติดตั้งสมอจะทำในบริเวณที่คาดว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดได้แก่ crown, springing ling และ invert 4 ตัวรอบผนังอุโมงค์ เมื่ออุโมงค์มีการเปลี่ยนรูปร่าง สมอก็จะเคลื่อนที่ตามผนังอุโมงค์ การวัดจะใช้ Tape Extensometer วัดระยะสัมพัทธ์ระหว่างสมอตัวต่างๆ เปรียบเทียบกับค่าระยะสัมพัทธ์ที่อ่านครั้งแรก ค่าที่วัดได้จะมีความละเอียดถึง 0.01 มิลลิเมตร

ลักษณะเครื่องมือ Anchorและ Tape Extensometer แสดงดังรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 ตำแหน่งและเครื่องมือ Anchor และ Tape Extensometer

ในโครงการรถไฟฟ้ามหานครจะทำการตรวจสอบพฤติกรรมของผนังอุโมงค์โดยใช้ Convergence bolts เป็นบางจุด คือในบริเวณที่เสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายของคาดอุโมงค์ ดังนี้

- บริเวณที่เป็นจุดเชื่อมต่อระหว่างอุโมงค์รถไฟฟ้ากับ Passenger Audit ซึ่งจะต่อไปยัง Intervention Shaft ในแต่ละช่วงของอุโมงค์
- บริเวณที่อุโมงค์ทำการขุดเจาะผ่านคลองที่อยู่เหนืออุโมงค์
- บริเวณที่อุโมงค์เข้า- ออกสถานี
- บริเวณที่ทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ชั่วคราว เนื่องจากการเจาะอุโมงค์และการก่อสร้าง สถานีจะเป็นการทำงานคนละส่วนกันดังนั้นซึ่งการเจาะอุโมงค์ในบางช่วงจะทำการเจาะไปก่อนที่จะสร้างสถานี ดังนั้นเมื่อทำการก่อสร้างสถานีจึงต้องรื้อผนังอุโมงค์ส่วนนั้นออก ซึ่งจะเรียกว่า Temporary Lining ซึ่งในบริเวณดังกล่าวจะทำการตรวจสอบพฤติกรรม โดย Convergence bolts

การติดตั้ง Convergence bolts จะต้องทำหลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้วและทำการติดตั้งผนังอุโมงค์ไปแล้วระยะเวลาหนึ่งระดับการระวังของการตรวจวัดแสดงดังนี้

- *Alert Trigger Level* กำหนดที่ 5 มิลลิเมตร
- *Alarm Trigger Level* กำหนดที่ 10 มิลลิเมตร
- *Action Trigger Level* กำหนดที่ 15 มิลลิเมตร

3.3.1.5 ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือตรวจวัด

ระดับความถี่ในการอ่านค่าจากเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมแต่ละชนิดจะใช้เกณฑ์จากระยะห่างระหว่างหัวเจาะกับเครื่องมือวัดดังแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดงความถี่ในการอ่านเครื่องมือวัดพฤติกรรมของดินหัวเจาะเคลื่อนเข้าหาเครื่องมือวัด

ระยะห่างจากหน้าหัวเจาะถึงเครื่องมือวัด (เมตร)	ความถี่ในการตรวจวัด
มากกว่า 50	1 ครั้ง/เดือน
30-50	1 ครั้ง/ 2วัน
10-30	1 ครั้ง/วัน
น้อยกว่า 10	อ่านทุก10เมตร

การอ่านค่าจากเครื่องมือจะต้องอ่านหลังจากหัวเจาะเคลื่อนที่ห่างออกไปด้วยโดย เมื่อหน้าหัวเจาะห่างจากเครื่องมือ 15-25 เมตร จะต้องอ่านถี่กว่าหนึ่งครั้งทุก 10เมตร เมื่อหน้าหัวเจาะห่างจาก

เครื่องมือ 30-50 เมตร จะต้องอ่าน 1 ครั้งทุก 10 เมตรและหลังจากหัวเจาะห่างจากเครื่องมือมากกว่า 50 เมตรแล้วจะทำการอ่าน 1 ครั้ง/ เดือน จนกระทั่งได้ค่าคงที่ 3 ครั้งจึงหยุดอ่าน

3.3.2 การตรวจสอบโดยการรังวัด (Survey monitoring Systems)

Survey monitoring systems มีความสำคัญมากในงานก่อสร้างอุโมงค์ โดยงานสำรวจจะทำทั้งก่อนทำการขุดเจาะอุโมงค์ ขณะขุดเจาะอุโมงค์ และหลังการขุดเจาะและติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วดังนี้

ก่อนทำการขุดอุโมงค์ จะใช้การสำรวจเพื่อวางแนวการเจาะอุโมงค์และทำระดับผิวดินหรือผิวจราจรล่วงหน้าตลอดแนวเส้นทางของอุโมงค์

ขณะทำการขุดเจาะอุโมงค์ ในการขุดเจาะอุโมงค์โดยวิธี EPB จะทำการควบคุมทิศทางโดยระบบนำทางที่เรียกว่า Gyro compass ซึ่งเป็นระบบควบคุมทิศทางอัตโนมัติภายในหัวเจาะโดยใช้คอมพิวเตอร์และโปรแกรมให้การขุดเจาะเป็นไปตามความต้องการซึ่งในบางกรณีระบบควบคุมทิศทางอาจมีความผิดพลาด ดังนั้นเพื่อความถูกต้องแม่นยำในการควบคุมทิศทางขุดเจาะจึงต้องตรวจสอบทิศทางของหัวเจาะโดยใช้ระบบแสงเลเซอร์ซึ่งระบบควบคุมทิศทางอีกระบบหนึ่งของหัวเจาะ โดยจะมีกล้องแนวที่ติดเลเซอร์ส่งไปกระทบเป้ารับที่อยู่ภายในหัวเจาะแล้วทำการส่งข้อมูลที่ได้ไปประมวลผลต่อและเมื่อทำการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วจะใช้การรังวัดด้วยกล้อง Theodolite ทำการตรวจสอบแนวการติดตั้งเรียกว่า Manual survey โดยจะทำการตรวจสอบแนวตามการขุดของหัวเจาะ ทันทีก่อน grouting เพื่อที่จะได้ตรวจสอบและปรับแก้ให้เป็นไปตามแนวที่วางไว้ได้ทันที

หลังการขุดเจาะและติดตั้งผนังอุโมงค์เสร็จ จะต้องทำ Wringle survey เพื่อตรวจสอบแนวของอุโมงค์และการเสียรูปของอุโมงค์ในขั้นสุดท้ายว่าสอดคล้องหรือแตกต่างจากเกณฑ์ที่กำหนดไว้เพียงใด เพื่อนำไปแก้ไขและปรับปรุงให้ปลอดภัยและเหมาะสมต่อไป

3.3.2.1 ข้อกำหนดในการติดตั้งผนังอุโมงค์

ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จแล้วย่อมจะต้องมีความคลาดเคลื่อนจากค่าที่ออกแบบไว้ ทั้งในขณะติดตั้งคือ การคลาดเคลื่อนของแนวหัวเจาะและจากพฤติกรรมของดินที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ดังนั้นเพื่อควบคุมไม่ให้เกิดความคลาดเคลื่อนที่มากเกินไปจึงมีการกำหนดเกณฑ์ดังนี้

- 1.ค่าแตกต่างระหว่างจุดศูนย์กลางของวงแหวนที่วางกับวงแหวนที่ออกแบบไม่เกิน +/- 75 ม.ม.
- 2.ค่าแตกต่างระหว่างศูนย์กลางของวงแหวนที่วางไม่เกิน 50 ม.ม.
- 3.รอยต่อระหว่างวงแหวนไม่เกิน 6 ม.ม.
- 4.รอยต่อระหว่าง Segment ของวงหนึ่งๆ ไม่เกิน 5 ม.ม.

5. แนวสายรัดที่ยึด Segment ระหว่างวงแหวนข้างเคียงไม่เกิน 5 ม.ม.

3.3.2.2 Manual survey

แนวการตรวจวัด

เป็นการตรวจสอบแนวการติดตั้งวงอุโมงค์(Ring) ว่าเป็นไปตามแนวที่ออกแบบไว้หรือไม่ โดยจะทำการรังวัดทันทีที่ติดตั้งผนังอุโมงค์เสร็จก่อน Grouting เพื่อที่จะทำการแก้ไขได้ทันทีในกรณีที่แนวการติดตั้งเกินกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้ โดยการตรวจสอบแนวจะทำได้ดังนี้

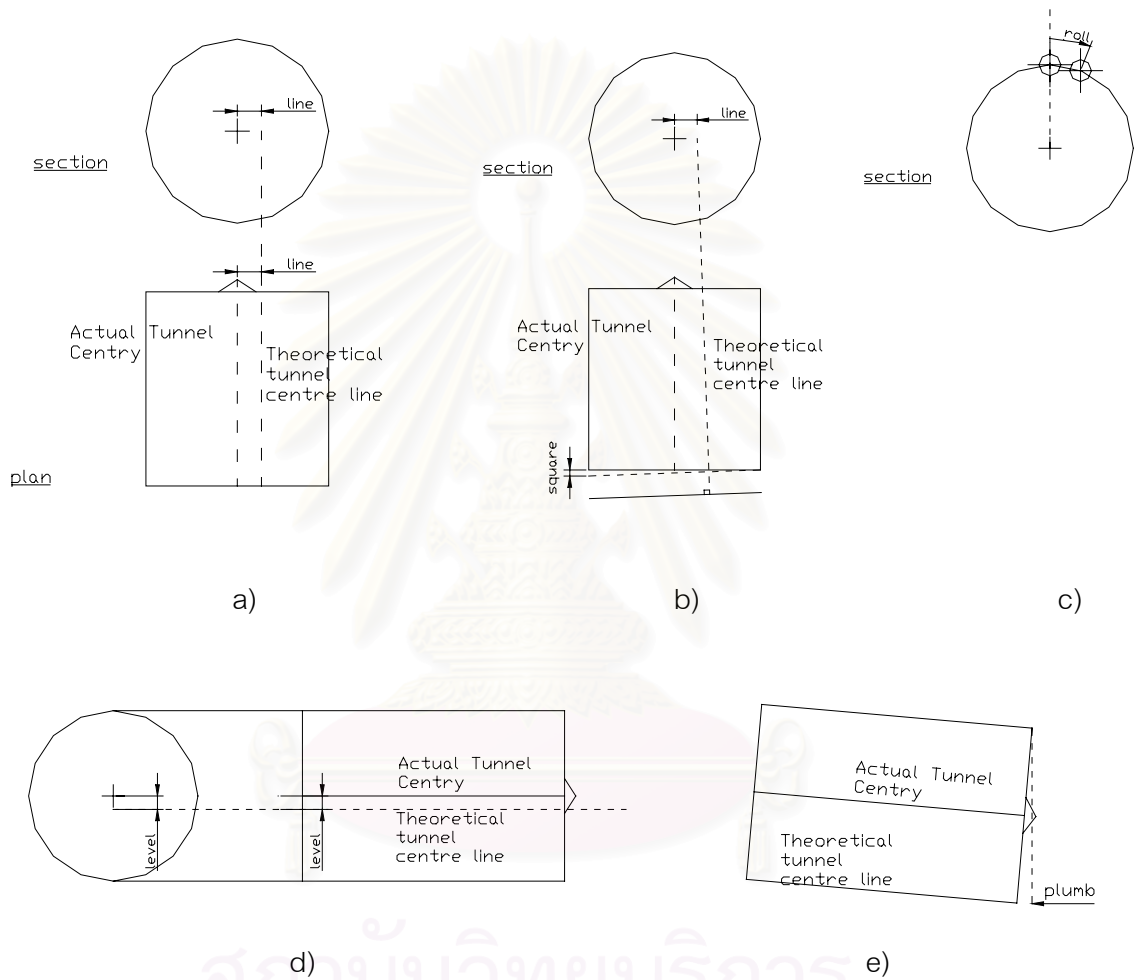
1. Line คือ ตำแหน่งที่คลาดเคลื่อนจากค่าที่ออกแบบไว้ในแนวราบ(ซ้าย-ขวา) ดังรูปที่ 3.4 a
2. Square Mark (Leading) คือ ค่าคลาดเคลื่อนจากเหลี่ยมกันในแนวราบด้านซ้ายและขวา ดังรูปที่ 3.4 b
3. Rolling คือ ค่าคลาดเคลื่อนจากการหมุนรอบแนวอุโมงค์(route of tunnel) ดังรูปที่ 3.4 c
4. Level คือ ตำแหน่งที่คลาดเคลื่อนจากค่าที่ออกแบบไว้ในแนวตั้ง(บน-ล่าง) ดังรูปที่ 3.4 d
5. Plumb(Piching) คือ ค่าคลาดเคลื่อนจากเหลี่ยมกันในตำแหน่ง crown กับ inverts ดังรูปที่ 3.4 e

ขั้นตอนการตรวจสอบแนว

การรังวัดจะทำการวางไม้ Staff ทำจากอลูมิเนียม(Aluminum Straight Edge) โดยทำเครื่องหมายตรงกลางไม้ ความยาว Staff จะเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางภายในอุโมงค์ในแนวระดับที่ขอบของผนังอุโมงค์ จากนั้นใช้กล้องทำการอ่านค่าที่กึ่งกลาง ซึ่งจะได้ตำแหน่งที่ศูนย์กลางของอุโมงค์จากการก่อสร้างจริงในแนวระดับ ซึ่งเมื่อนำไปเทียบกับค่าที่ออกแบบไว้จะได้เป็น line ส่วน Plumb และ Rolling หาได้จากการใช้ลูกตั้งหย่อนลงจากจุดกึ่งกลางของไม้อลูมิเนียมถึง inverts ซึ่งจะมีจุด mark ไว้ ในกรณีที่ติดตั้งผนังอุโมงค์โดยไม่คลาดเคลื่อนจะได้ตำแหน่งของตั้งตรงกับจุด mark ที่ inverts แต่ในกรณีที่มีค่าคลาดเคลื่อน Plumb จะหาจากระยะห่างระหว่างตั้งกับจุด mark ในทิศเดียวกับแนวเส้นทางอุโมงค์และ Roll หาจากระยะระหว่างตั้งกับจุด mark ในแนวตั้งฉากกับทิศของแนวเส้นทางอุโมงค์ หลังจากนั้นทำการตั้ง Staff ในแนวตั้งที่จุดที่ mark ไว้ที่จุด mark ที่ Inverts โดยมีความสูงเท่ากับรัศมีของอุโมงค์ทำการอ่านค่าระดับด้วยกล้องรังวัดซึ่งยังไม่เปลี่ยนจุดตั้งกล้องก็จะสามารถหาค่าระดับที่กึ่งกลางอุโมงค์จากการก่อสร้างจริงเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ออกแบบจะได้เป็น level หลังจากนั้นจะย้ายจุดตั้งกล้องมาที่จุด mark ทำ

การส่องBack side ไปที่จุดตั้งกล้องเดิมแล้วหมุนกล้องไป 90 องศา ระยะจากจุดที่อ่านได้จากกล้องเทียบกับขอบของsegment จะเป็น Square แล้วทำการหมุนไปอ่านที่ 270 องศา ระยะจากจุดที่อ่านได้จากกล้องเทียบกับขอบของ Segments ก็จะเป็น Square อีกด้านหนึ่งของวงจุมงค์

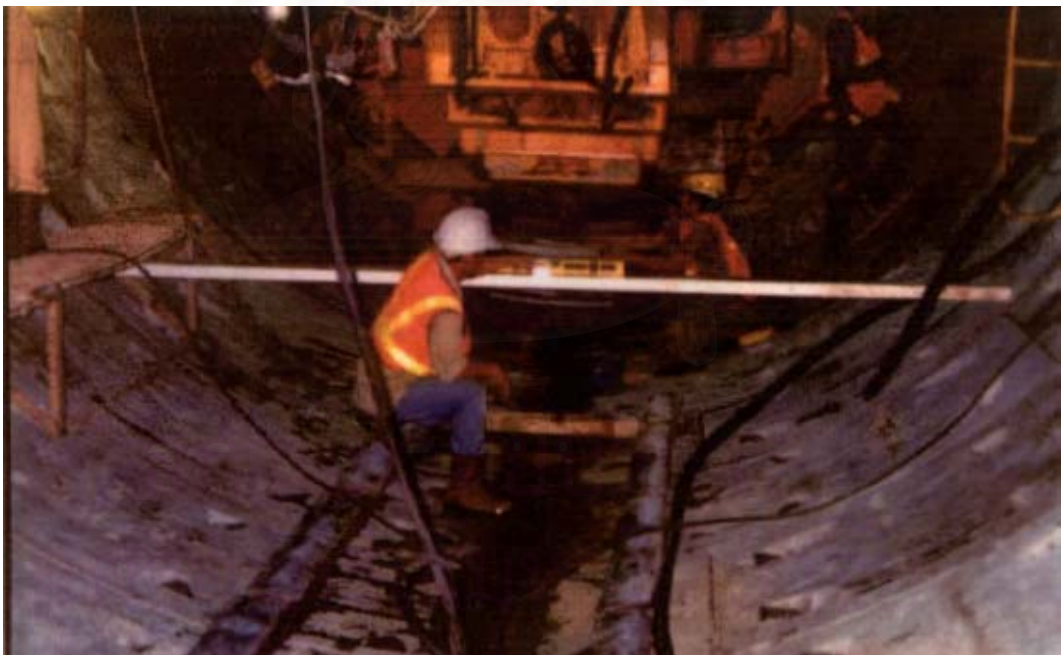
ลักษณะแนวเบี่ยงเบนจากค่าที่ออกแบบและวิธีการตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 3.5 –3.11



รูปที่ 3.4 ตำแหน่งความคลาดเคลื่อน (a)Line, (b) Square Mark(Leading), (c) Level, (d)Rolling, (e) Plumb(Piching)



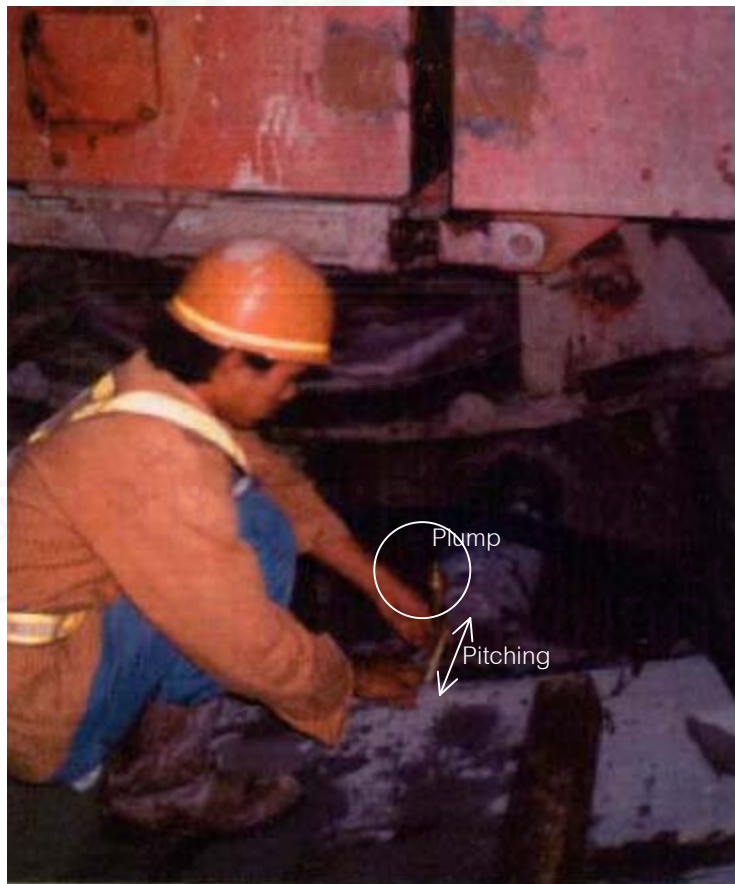
รูปที่ 3.5 ตรวจสอบศูนย์กลางอุโมงค์



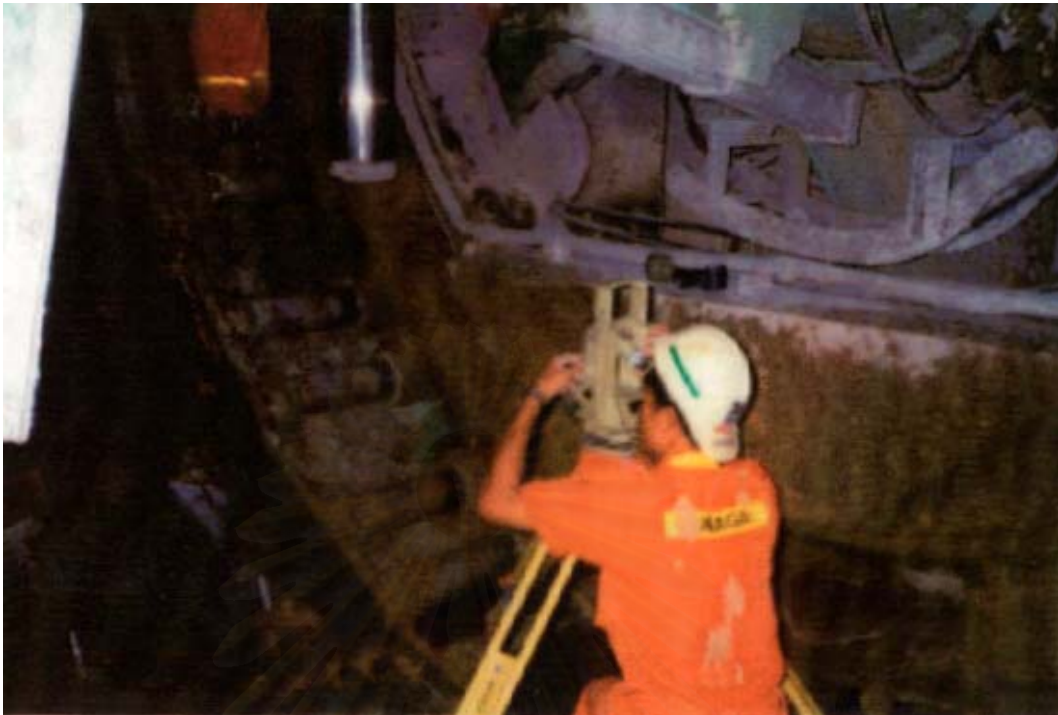
รูปที่ 3.6 ตรวจสอบศูนย์กลางอุโมงค์โดยใช้ Aluminium Straight



รูปที่ 3.7 ตรวจสอบค่าระดับที่ Invert ของผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.8 ตรวจสอบระยะ Pitching ของผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.9 ตรวจสอบ Square Mark (Leading)



รูปที่ 3.10 ตรวจสอบ Rolling ของผนังอุโมงค์

3.3.2.3 Tunnel wriggle

การสำรวจโดยวิธี Wriggle survey มีจุดประสงค์เพื่อวัดแนวและการเสียรูปของอุโมงค์หลังจากการติดตั้งผนังอุโมงค์เมื่อก่อสร้างเสร็จและในระยะยาว รวมทั้งกรณีที่เป็นอุโมงค์รถไฟฟ้าจะทำเพื่อตรวจสอบระยะ clearance ระหว่างผนังด้านในของอุโมงค์และส่วนบนของรถไฟฟ้าที่จะต้องยกโค้งในกรณีที่อุโมงค์เลี้ยวโค้งในทางราบ ในโดยวัดการเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์ในแต่ละจุดรอบอุโมงค์ในแนวราบและแนวตั้ง มีอยู่หลายวิธี ซึ่งวิศวกรจะเลือกใช้แต่ละวิธีตามความเหมาะสม

ในปัจจุบัน การรังวัดและคำนวณจะใช้คอมพิวเตอร์ และเครื่องมือสำรวจสมัยใหม่ โดยการรังวัดในแต่ละจุดจะได้พิกัดในสามมิติ แล้วทำการประมวลผลพิกัดโดยอัตโนมัติด้วยคอมพิวเตอร์

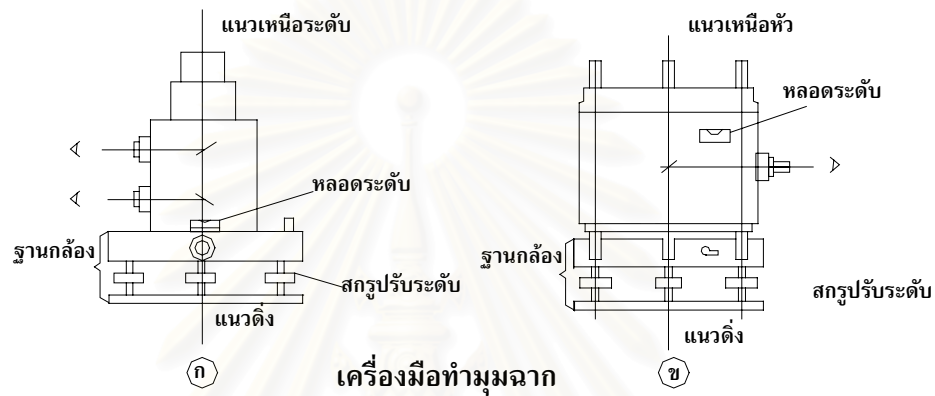
ขั้นตอนการรังวัดโดย Wriggle Survey

1. ถ่ายค่าพิกัดและค่าระดับจากผิวดินลงในอุโมงค์เป็นพิกัดและระดับอ้างอิงเริ่มต้น ซึ่งจะทำการเป็นลำดับแรกก่อนการเจาะอุโมงค์ เพื่อนำค่าไปบังคับหัวเจาะให้เคลื่อนที่ตามแนวที่กำหนด โดยขั้นตอนการทำเรียกว่า Wire survey ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

- การถ่ายพิกัดทางราบ จะใช้การการตั้งกล้องแล้วถ่ายพิกัดจากจุดที่รู้ค่าบนดินถ่ายสู่เครื่องมือทำฉากซึ่งเป็นเครื่องมือใช้สำหรับถ่ายจุดข้างบนลงสู่ข้างล่างโดยใช้แสงเลเซอร์ยิงลงมาจากผิวดินลงสู่อุโมงค์โดยติดตั้งอยู่ที่ปากปล่องอุโมงค์ 2 ตัว ดังรูปที่ 3.13 จะได้จุดข้างล่างที่มีพิกัดเท่ากับจุดบนผิวดิน

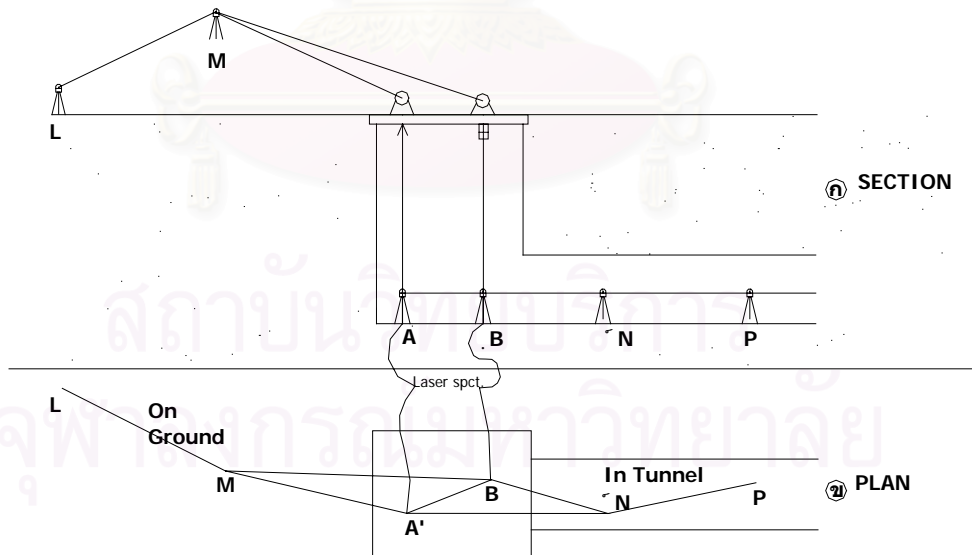
จากนั้นจะทำการตั้งกล้องในอุโมงค์แล้วทำการถ่ายพิกัดไปยังจุดที่ต้องการภายในอุโมงค์ต่อไป ตามรูปที่ 3.14

- การถ่ายพิกัดทางตั้ง การถ่ายพิกัดจะใช้แถบวัดระยะหย่อนลงอุโมงค์ในแนวตั้งและทำการถ่ายระดับจาก BM1 สู่อุปกรณ์วัดระยะที่ปากปล่องอุโมงค์ จากนั้นจะตั้งกล้องอ่านแถบวัดระยะและไม่ระดับบน BM2 ภายในอุโมงค์ จากระยะPQ ที่คำนวณได้ จะสามารถคำนวณระดับของBM2 ภายในอุโมงค์ได้ หลังจากนั้นก็จะทำการถ่ายระดับไปยังจุดที่ต้องการภายในอุโมงค์ต่อไป ตามรูปที่ 3.15

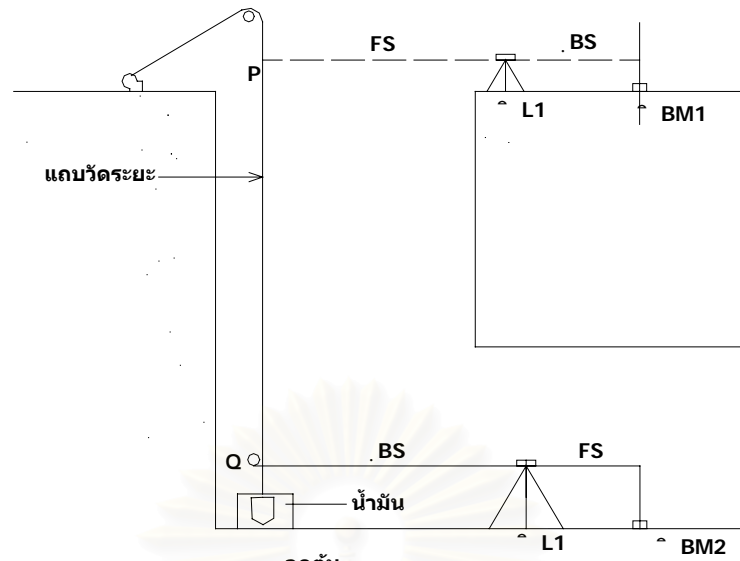


เครื่องมือทำมุมฉาก

รูปที่ 3.13 เครื่องมือทำมุมฉาก

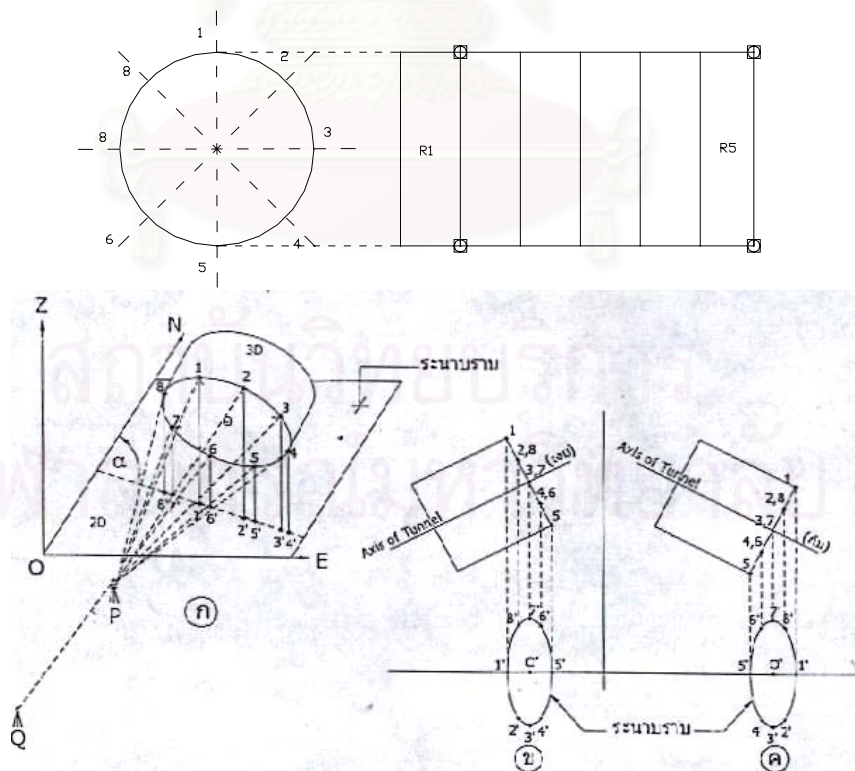


รูปที่ 3.14 การถ่ายพิกัดทางราบ



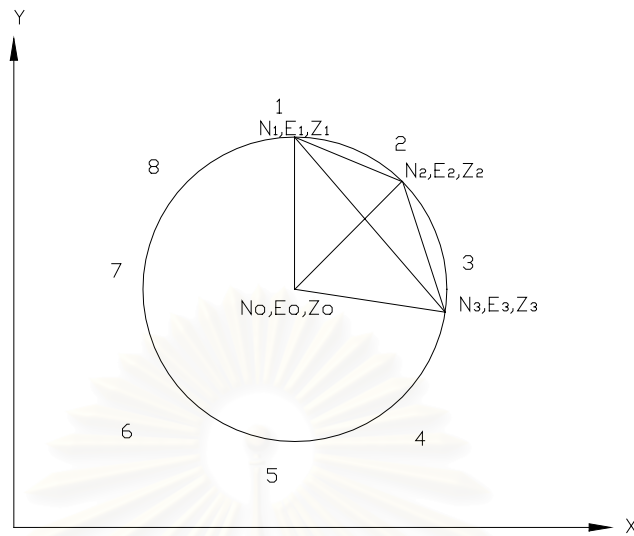
รูปที่ 3.15 การถ่ายพิภคทางตั้ง

2. วัดค่าพิภคโดยใช้ Total Station ส่งไปที่ Measurement Distance Sheet โดยจะทำการวัด 8 จุดตามขอบในของรอยต่อระหว่างวงแหวนรอบอุโมงค์ ตามรูป 3.16 การวัดจะวัดระยะ, มุมในแนวตั้งและค่าอะซิมูท โดยระยะห่างของการวัดแต่ละช่วงประมาณ 5 เมตร ซึ่งในโครงการรถไฟฟ้า ring จะมีความกว้าง 1.2 เมตร ดังนั้นจะทำการวัดทุก 4 ring ซึ่งจะเป็นระยะทาง 4.8 เมตร



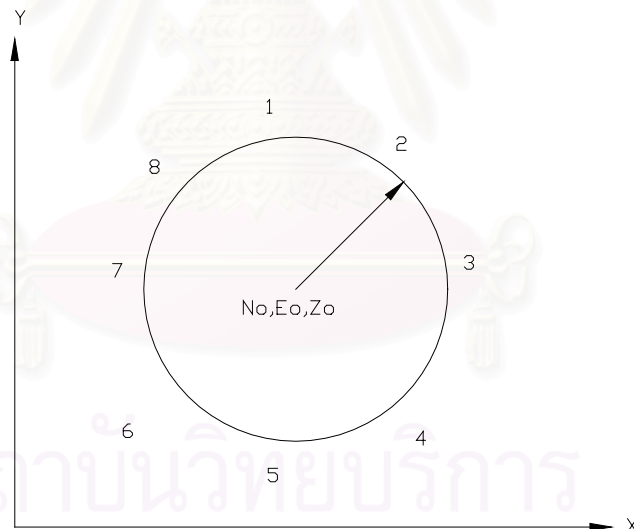
รูปที่ 3.16 การรังวัดแบบ Wriggle Survey

3. ทำการคำนวณค่า พิกัดของศูนย์กลางเป็นระบบยูทียูเอ็มกริดและระดับน้ำทะเลปานกลาง



รูปที่ 3.17 พิกัดของระบบยูทียูเอ็มกริด

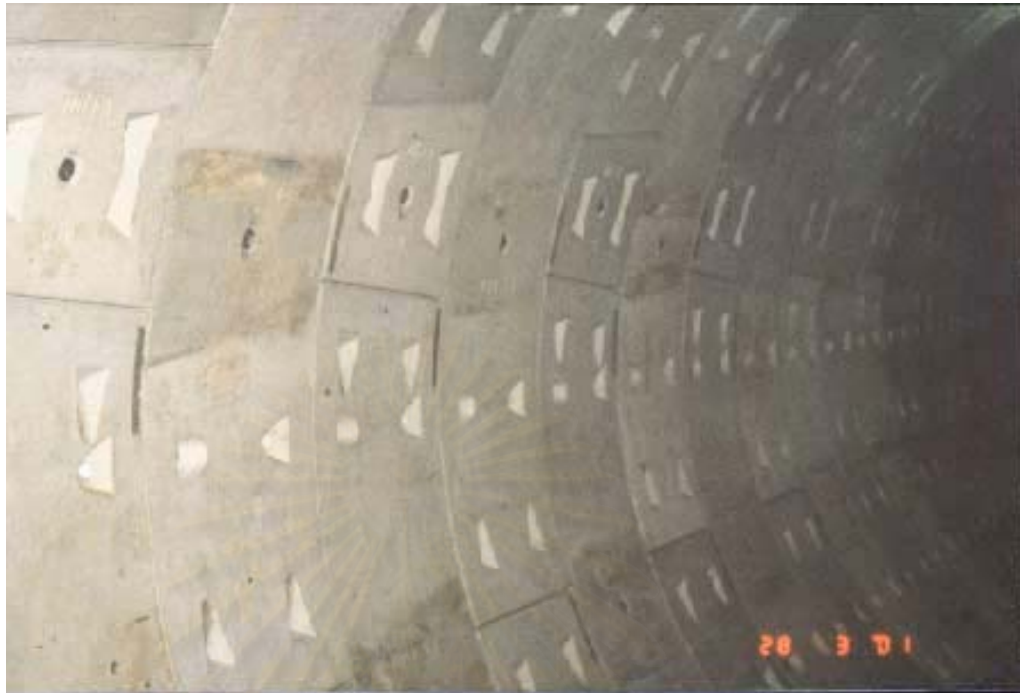
4. หาค่ารัศมีของแต่ละจุดได้ 8 ค่า แล้วคำนวณ Deviation ของศูนย์กลางอุโมงค์



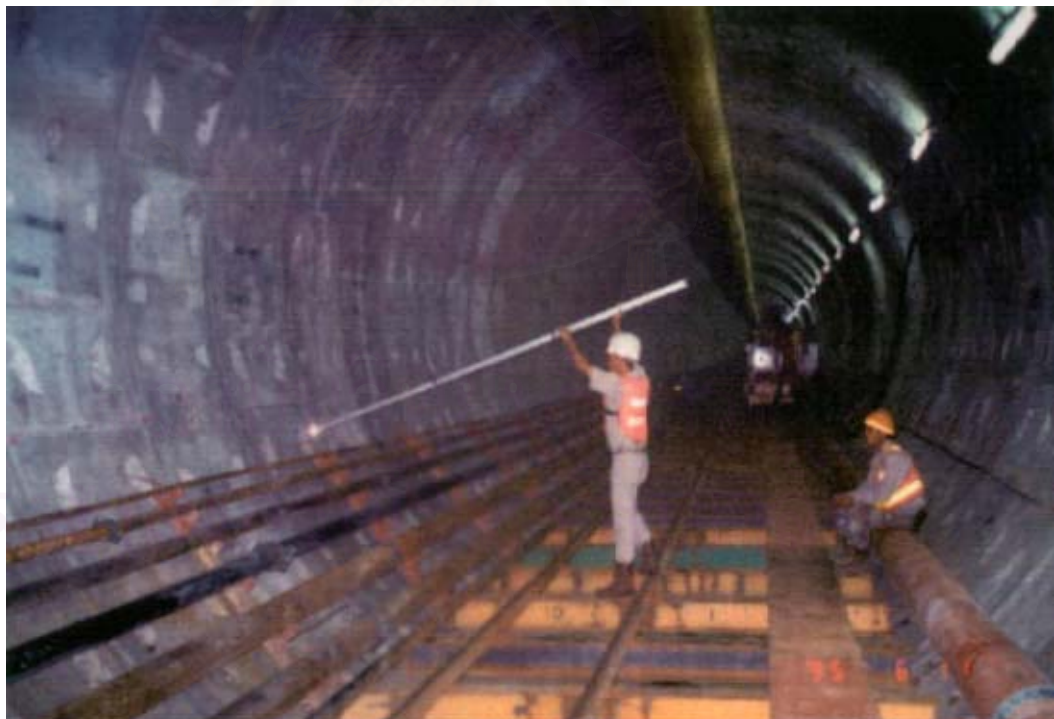
รูปที่ 3.18 รัศมีของแต่ละจุด

5. ได้ค่า Tunnel centry และ R ของ ทั้ง 8 จุด จากการคำนวณในแต่ละ chainage และ plot เป็น Tunnel As-built Survey

การทำ Wriggle survey ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครแสดงดังรูปที่ 3.19-3.22



รูปที่ 3.19 ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จแล้ว



รูปที่ 3.20 Wriggle Survey บริเวณ ด้านข้างของผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.21 Wriggle Survey บริเวณ Inverts ของผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.22 Measurement Distance Sheet

การคำนวณ

แสดงรายละเอียดการคำนวณดังรูป 3.26 และมีวิธีการคำนวณดังนี้

1. คำนวณระยะทางราบใน 2 มิติ

$$HD_{A-B} = \sqrt{\Delta N_{A-B}^2 + \Delta E_{A-B}^2} \quad \dots(3.1)$$

$$HD_{B-C} = \sqrt{\Delta N_{B-C}^2 + \Delta E_{B-C}^2} \quad \dots(3.2)$$

$$HD_{A-C} = \sqrt{\Delta N_{A-C}^2 + \Delta E_{A-C}^2} \quad \dots(3.3)$$

2. หาค่าระดับระหว่างจุด

$$\Delta Z_{A-B} = h_1 = El._B - El._A \quad \dots(3.4)$$

$$\Delta Z_{B-C} = h_2 = El._B - El._C \quad \dots(3.5)$$

$$\Delta Z_{A-C} = h_3 = El._A - El._C \quad \dots(3.6)$$

3. คำนวณระยะระหว่างจุด

$$AB = \sqrt{h^2_1 + HD_{A-B}^2} \quad \dots(3.7)$$

$$BC = \sqrt{h^2_2 + HD_{B-C}^2} \quad \dots(3.8)$$

$$AC = \sqrt{h^2_3 + HD_{A-C}^2} \quad \dots(3.9)$$

$$4. \theta_B = \cos^{-1} \frac{AB^2 + BC^2 - CA^2}{2 \cdot AB \cdot BC} \quad \dots(3.10)$$

5. หามุม $\theta_1, \theta_2, \theta'_1, \theta'_2$

จาก

$$AO^2 = AB^2 + BO^2 - 2AB \cdot BO \cdot \cos \theta_1 \quad \dots(3.11)$$

$$R^2 = AB^2 + R^2 - 2AB \cdot R \cdot \cos \theta_1 \quad \dots(3.12)$$

$$\theta_1 = \cos^{-1} \frac{AB}{2R} \quad \dots(3.13)$$

ในทำนองเดียวกัน

$$CO^2 = BC^2 + BO^2 - 2BC \cdot BO \cdot \cos \theta_2 \quad \dots(3.14)$$

$$R^2 = BC^2 + R^2 - 2AB \cdot R \cdot \cos \theta_2 \quad \dots(3.15)$$

$$\theta_2 = \cos^{-1} \frac{BC}{2R} \quad \dots(3.16)$$

θ'_1 = มุมที่ AB กระทำกับแนวราบ

θ''_1 = มุมที่ AB กระทำกับแนวตั้ง

$$= 90^\circ - \theta'_1$$

θ_2' = มุมที่ CB กระทำกับแนวราบ

θ_2'' = มุมที่ CB กระทำกับแนวตั้ง
 $= 90^\circ - \theta_2'$

6. กำหนดให้

β = มุมที่ BO กระทำกับแนวตั้ง

$BA = AB \cos \theta_1' = AB \sin \theta_1''$

กำหนดเครื่องหมาย ดังนี้

+ เมื่อ จุด B อยู่ทางขวาของจุด A

- เมื่อ จุด B อยู่ทางซ้ายของจุด A

$CB = BC \cos \theta_2' = BC \sin \theta_2''$

กำหนดเครื่องหมาย ดังนี้

+ เมื่อ จุด B อยู่ทางขวาของจุด C

- เมื่อ จุด B อยู่ทางซ้ายของจุด C

$R \sin \beta$ มีเครื่องหมายดังนี้

+ เมื่อจุด B อยู่ทางขวาของจุด O

- เมื่อจุด B อยู่ทางซ้ายของจุด O

$R \cos \beta$ มีเครื่องหมายดังนี้

+ เมื่อจุด B อยู่สูงกว่าจุด O

- เมื่อจุด B อยู่ต่ำกว่าจุด O

หาพิกัดศูนย์กลางจากจุด B

$$N_O = N_B - R \sin \beta \cos \alpha_{B-O} \quad \dots(3.17)$$

$$E_O = N_B - R \sin \beta \sin \alpha_{B-O} \quad \dots(3.18)$$

$$El_O = El_B - R \cos \beta \quad \dots(3.19)$$

ตรวจสอบพิกัดศูนย์กลางจากจุด A

$$N_O = N_A + [BA - R \sin \beta] \cos \alpha_{A-O} \quad \dots(3.20)$$

$$E_O = N_A + [BA - R \sin \beta] \sin \alpha_{A-O} \quad \dots(3.21)$$

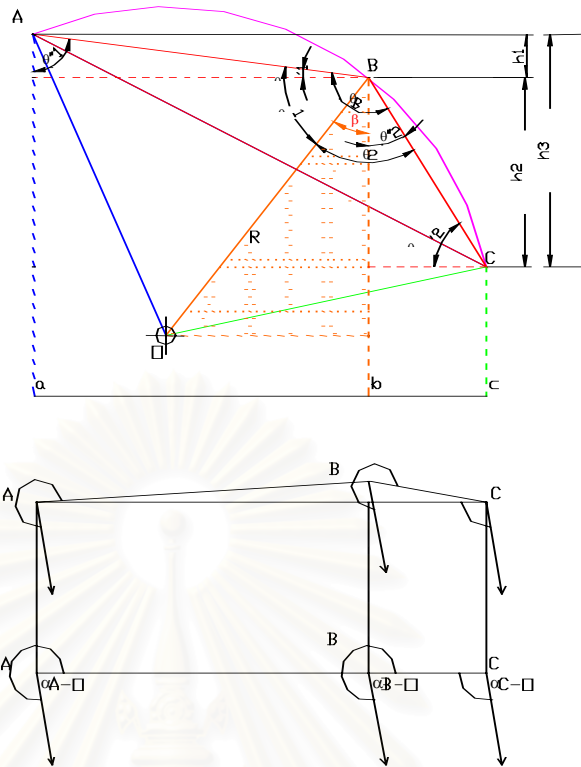
$$El_O = El_A + [h_1 - R \cos \beta] \quad \dots(3.22)$$

ตรวจสอบพิกัดศูนย์กลางจากจุด C

$$N_O = N_C + [-CB - R \sin \beta] \cos \alpha_{C-O} \quad \dots(3.23)$$

$$E_O = N_C + [-CB - R \sin \beta] \sin \alpha_{C-O} \quad \dots(3.24)$$

$$El_O = El_C + [-h_2 - R \cos \beta] \quad \dots(3.25)$$



รูป 3.26 ตำแหน่งการคำนวณใน Wriggle Survey

7.เฉลี่ยค่าพิกัดศูนย์กลางทั้ง 8 จุดเป็นพิกัดที่ศูนย์กลางอุโมงค์จากการก่อสร้างจริง เทียบกับค่าออกแบบจะได้เป็น Deviation ตรวจสอบกับเกณฑ์ที่ยอมให้ เทียบกับค่าออกแบบต้องไม่เกิน 75 mm

3.4 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของอุโมงค์

การตรวจสอบการเปลี่ยนรูปร่างและตำแหน่งของอุโมงค์จะใช้ข้อมูลจาก Manual survey และ Wriggle survey มาคำนวณเป็นค่าการเคลื่อนตัวและเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์ใน Short term โดยจะพิจารณาในตำแหน่งที่มีการเคลื่อนตัวและเกิดแรงภายในตามทฤษฎีมากที่สุด ได้แก่ crown ,spring ling และ inverts ของอุโมงค์ โดยมีรายละเอียดดังนี้

Manual survey

เป็นการวัดเพื่อตรวจสอบแนวการขุดเจาะของหัวเจาะโดยจะทำการรังวัดทันทีที่การเจาะผ่านไป แล้วและทำการติดตั้ง lining เสร็จ โดยใช้ Total station วัดตามเป้าที่ติดตั้งไว้ในตำแหน่งต่างๆรอบอุโมงค์ ก่อนการทำ grouting การวัดจะได้ตำแหน่งในสามมิติ ในการศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์จะถือว่าค่าที่ได้เป็น การเคลื่อนตัวเริ่มต้นหลังจากติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วและยังไม่เกิดการเสียรูปของอุโมงค์

Wriggle survey

เป็นการวัดเพื่อตรวจสอบแนวของอุโมงค์ที่แท้จริงก่อนส่งมอบงาน โดยจะใช้ Total station ในการวัดได้ตำแหน่งในสามมิติรอบวงอุโมงค์แต่ในการศึกษาพฤติกรรมจะเป็นการศึกษาในลักษณะ plan strain จึงต้องทำการแปลงพิกัดในระบบ 3D เป็น 2D

ขั้นตอนการคำนวณ

กำหนดให้

θ	มุมที่กระทำกับแนวตั้ง
R	รัศมีของอุโมงค์
X_0, Y_0	เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก ค่าที่ออกแบบ
X'_0, Y'_0	เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก Manual survey
X''_0, Y''_0	เป็นค่าพิกัด ที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก Wriggle survey
N''_0, E''_0, Z''_0	เป็นพิกัดยูทีเอ็มกริด และระดับน้ำทะเลปานกลางที่ศูนย์กลางอุโมงค์จาก Wriggle survey
N''_i, E''_i, Z''_i	เป็นพิกัดยูทีเอ็มกริด และระดับน้ำทะเลปานกลางที่ตำแหน่งใด ๆ รอบอุโมงค์จาก Wriggle survey

แสดงลักษณะการเปลี่ยนตำแหน่งในการคำนวณการเคลื่อนตัวรอบอุโมงค์ ดังรูปที่ 3.27

พิกัดจาก Manual survey

$$X'_i = R \sin \theta \quad \dots(3.26)$$

$$Y'_i = R \cos \theta \quad \dots(3.27)$$

พิกัดจาก Wriggle survey

$$X''_i = \sqrt{(N''_i - N''_0)^2 + (E''_i - E''_0)^2} \quad \dots(3.28)$$

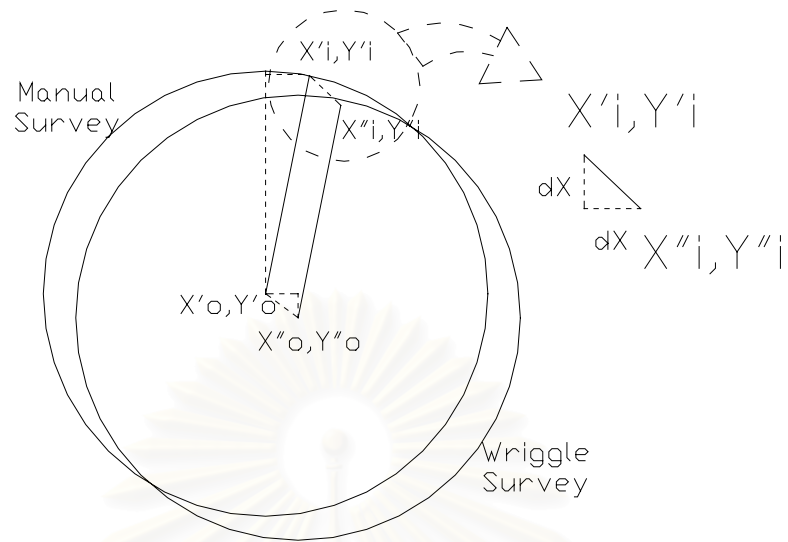
$$Y''_i = Z''_i - Z''_0 \quad \dots(3.29)$$

การเปลี่ยนพิกัดในแนวราบที่ตำแหน่งใดๆ

$$dX_i = X''_i - X'_i \quad \dots(3.30)$$

การเปลี่ยนพิกัดในแนวราบที่ตำแหน่งใดๆ

$$dY_i = Y''_i - Y'_i \quad \dots(3.31)$$



รูปที่ 3.27 แสดงลักษณะการเปลี่ยนตำแหน่งในการคำนวณการเคลื่อนตัว

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4
ขั้นตอนการวิเคราะห์

4.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล

1. รายละเอียดของโครงการรถไฟฟ้ามหานครสายเหนือช่วงอุโมงค์ (หัวขวาง- บางซื่อ) และโครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร

- 1.1 แบบแปลนแนวเส้นทาง
- 1.2 ขั้นตอนการขุดเจาะอย่างคร่าวๆ
- 1.3 วิธีการควบคุมแนวการเจาะของหัวเจาะ

2. รายละเอียดเกี่ยวกับอุโมงค์

- 2.1 ชนิดของผนังอุโมงค์
- 2.2 ส่วนประกอบของอุโมงค์
- 2.3 ขั้นตอนการติดตั้งผนังอุโมงค์
- 2.4 รวบรวมข้อมูลการตรวจวัดพฤติกรรมดินและอุโมงค์
- 2.5 เครื่องมือวัดพฤติกรรมของดินรอบอุโมงค์
 - Extensometer
 - Inclinator
- 2.6 เครื่องมือวัดพฤติกรรมของอุโมงค์
 - Wriggle survey

3. ข้อมูลดินตามแนวเส้นทาง

- การทดสอบในสนาม
- การทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- Boring Log และ Soil profile

4. ข้อมูลบันทึก Ring Record

5. หน่วยงานที่ให้ความอนุเคราะห์

- 1) องค์การรถไฟฟ้าใต้ดิน (MRTA)
- 2) กิจกรรมร่วมค้า ไอ โอ เอ็น (ION JV)
- 3) บริษัท ซี เอส ซี วัน จำกัด (CSC1)
- 4) กิจกรรมร่วมค้า บี ซี เค ที (BCKT JV)

4.2 การเรียบเรียงข้อมูล

4.2.1 ขอบเขตและบริเวณ

ในงานวิจัยจะทำการศึกษาใน 2 ส่วน คือการวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงภายในผนังอุโมงค์ในระยะ Short term จากข้อมูลที่รวบรวมได้จะต้องนำมาเรียบเรียงเป็นขั้นตอนเพื่อการวิเคราะห์ผลและจะแบ่งข้อมูลเป็น 2 ส่วนตามวิเคราะห์ โดยข้อมูลที่รวบรวมได้ในแต่ละโครงการจะเป็นข้อมูลในบางช่วงของอุโมงค์ซึ่งทำการตรวจวัดในช่วงเวลาที่ทำการวิจัยอยู่โดยช่วงที่รวบรวมข้อมูลได้แต่ละโครงการมีดังนี้

ส่วนที่1 การเรียบเรียงเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของอุโมงค์

บริเวณที่เรียบเรียงข้อมูล

โครงการรถไฟฟ้ามหานคร เป็นข้อมูล Zone 26 ทำการขุดเจาะจากสถานีรัชดาไปสถานีลาดพร้าว ทั้ง North bound และ South bound อยู่ในช่วงวงแหวนที่1ถึงวงแหวนที่ 580 (R1-R580)

ขั้นตอนการเรียบเรียงข้อมูล แสดงรายละเอียดได้ดังนี้

1. การเปลี่ยนตำแหน่งของพิกัดภายในอุโมงค์ภายหลังการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วโดยพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง และการเคลื่อนตัวในแนวนอน บริเวณ Crown, Spring line และ Invert โดยเปรียบเทียบค่าแตกต่างระหว่าง Manual survey และ Wriggle survey
2. ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินบริเวณ Spring line ของอุโมงค์โดย Inclinator
3. ลักษณะการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของดินที่ระดับใดๆ เหนืออุโมงค์โดย Extensometer
4. ลักษณะชั้นดินและการวางตัวของแนวอุโมงค์ในช่วงที่รวบรวมข้อมูลได้

ส่วนที่2 การเรียบเรียงเพื่อวิเคราะห์แรงภายในผนังอุโมงค์

บริเวณที่เรียบเรียงข้อมูล

การเรียบเรียงข้อมูลจะแบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีอุโมงค์คู่ขนาน และกรณีอุโมงค์เดี่ยว และในอุโมงค์แต่ละแบบจะเรียบเรียงตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินต่างซึ่งแบ่งได้ ดังนี้

อุโมงค์คู่ขนาน(โครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานคร)

กรณีที่1 อุโมงค์วางตัวในชั้นทรายชั้นแรก :Zone 23 อุโมงค์ขุดเจาะจากสถานี เทียมร่วมมิตร ถึงสถานีประชาราษฎร์บำเพ็ญ chainage 21+050

กรณีี่ที่ 2 อุโมงค์วางตัวระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย Zone 23 เป็นอุโมงค์ที่เจาะจากสถานีเทียมร่วมมิตรถึงสถานีประชากราษฎร์บำเพ็ญ chainage 21+300

กรณีี่ที่ 3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน Zone 28 เจาะจากสถานีลาดพร้าว ถึงสถานี พหลโยธิน chainage 28+530

กรณีี่ที่ 4 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง Zone 30 เจาะจากสถานีหมอชิต ถึง สถานี กำแพงเพชร chainage 28+485

กรณีอุโมงค์เดี่ยว(โครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร)

กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก อุโมงค์จากแม่น้ำเจ้าพระยาสู่ถนน ประชากราษฎร์สาย 2

ขั้นตอนการเรียบเรียงข้อมูล

1. ความลึกของอุโมงค์ในช่วงที่ทำการวิเคราะห์
2. ลักษณะชั้นดิน และพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ ดังนี้
 - Unit weight(γ_t)
 - Water content
 - Atterberg Limit
 - Undrained Shear Strength
 - N-SPT
 - Stress History
3. รายละเอียดของผนังอุโมงค์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ดังนี้
 - น้ำหนักของอุโมงค์
 - Modulus of Lining(E)
 - Moment of Inertia (I)
 - Cross Section Area (A)

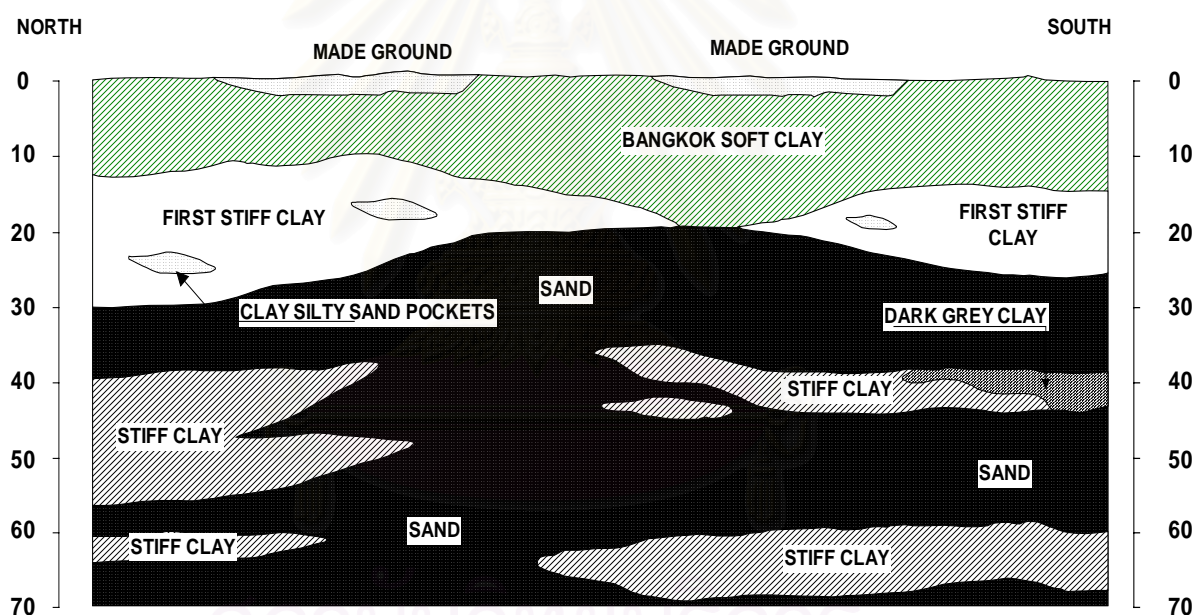
4.2.2 ชั้นดินและการวางตัวอุโมงค์

ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ

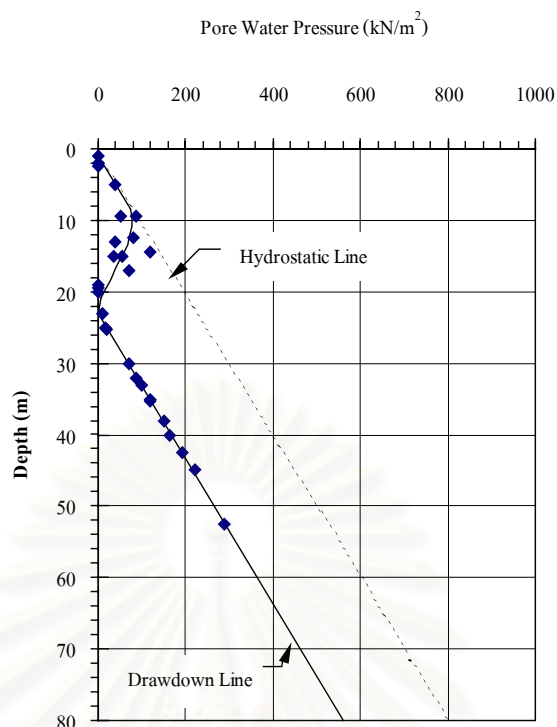
ลักษณะชั้นดินของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร(MRTA)และโครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรม ประชากร จะมีลักษณะคล้ายกัน คือบริเวณด้านบนจะเป็นชั้นดินถม (Ground made backfill) มีความหนาประมาณ 0-2.5 เมตร ถัดมาเป็นดินเหนียวอ่อน(Soft Clay)หนา 13-16 เมตร ค่าความชื้นของดินอยู่ในช่วง 40-85 % มีความไวสูง มีพฤติกรรมแบบ Anisotropic ค่ากำลังรับแรงเฉือน 1- 1.5

ตัน/ม² ถัดลงมาเป็นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (Stiff Silty Clay) อยู่ในระดับความลึก 16-25 ม. ค่ากำลังรับแรงเฉือน 8 – 16 ตัน/ม² ซึ่งบางพื้นที่จะมีดินเหนียวปนทรายแทรกอยู่ ถัดลงมาเป็นชั้นทรายชั้นแรก (First Sand) อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ หนา 10 –15 เมตรที่ระดับความลึกไม่แน่นอน มีค่า N-STP อยู่ในช่วง 30-50 โดยจะเพิ่มขึ้นตามความลึกจากชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand) จะพบดินเหนียวแข็งชั้นที่สอง (Second Stiff Clay) และถัดมาพบชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand) ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 40-55 เมตร ดังรูปที่ 4.1

น้ำใต้ดินเป็นแบบ Hydrostatic ซึ่งจะลดลงที่ระดับความลึก 8-10 เมตร จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ที่ระยะความลึกประมาณ 23 เมตร จากผิวดิน ซึ่งจะขึ้นกับสภาพพื้นที่และความหนาของชั้นทราย และสภาพการระบายน้ำของชั้นทรายชั้นแรกและชั้นที่สอง หลังจากนั้นแรงดันน้ำจะเพิ่มแบบ Hydrostatic อีกครั้งตามรูป 4.2



รูปที่ 4.1 ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ



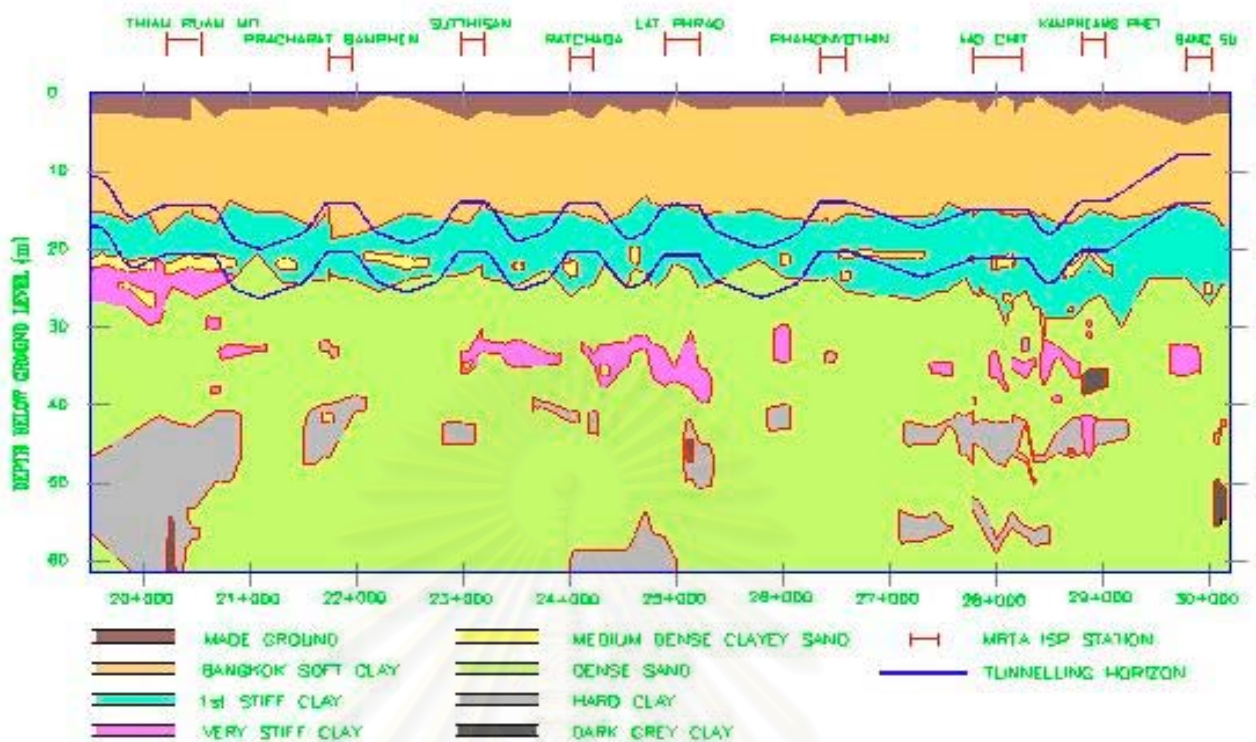
รูปที่ 4.2 แสดงลักษณะแรงดันน้ำในดินกรุงเทพฯ

แนวอุโมงค์และการวางตัวในชั้นดิน

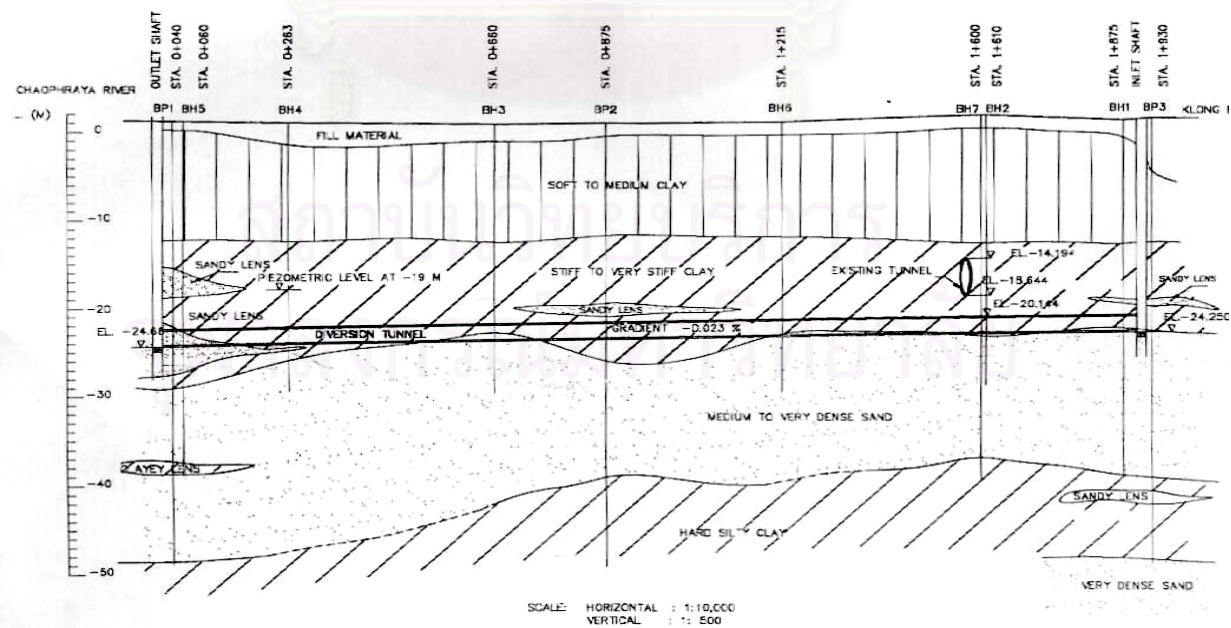
ในการเจาะอุโมงค์ จะทำการเจาะในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (Stiff Silty Clay) เป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจะอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 20-24 เมตร จากผิวดินเนื่องจากชั้นดินดังกล่าวจะปัญหาในการขุดเจาะน้อย กล่าวคือ ชั้นดินเหนียวแข็งจะมีเสถียรภาพมากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อน และไม่มีอุปสรรคในเรื่องการไหลทะลักของน้ำใต้ดินเหมือนชั้นทราย

ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครส่วนเหนือ ช่วง ห้วยขวาง -บางซื่อ ซึ่งเป็นอุโมงค์คู่ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร ลักษณะการวางตัวตลอดแนวเส้นทาง ส่วนใหญ่จะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก และในช่วงที่เข้า หรือ ออกจากสถานี อุโมงค์จะอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนบางส่วน และในบางช่วงอุโมงค์จะอยู่ในชั้นทรายชั้นแรก ดังรูปที่ 4.3

ในโครงการอุโมงค์ผันแปรมประชากรเป็นอุโมงค์เดี่ยว ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 4.05 เมตร ลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ส่วนใหญ่จะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ดังรูปที่ 4.4



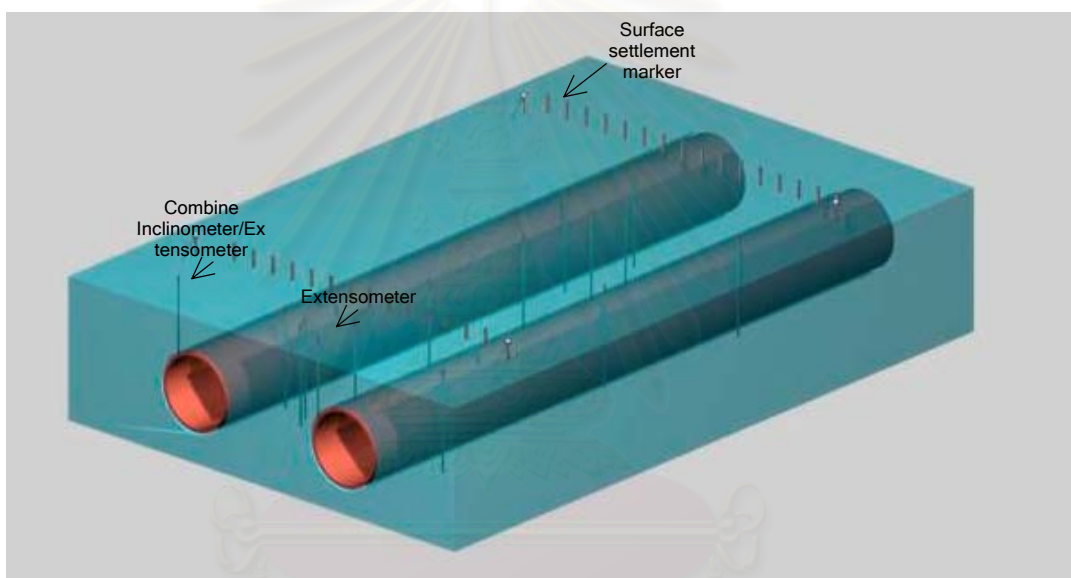
รูปที่ 4.3 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินและแนวอุโมงค์สำหรับสัญญาส่วนเหนือ (ช่วง ห้วยขวาง-บางซื่อ)



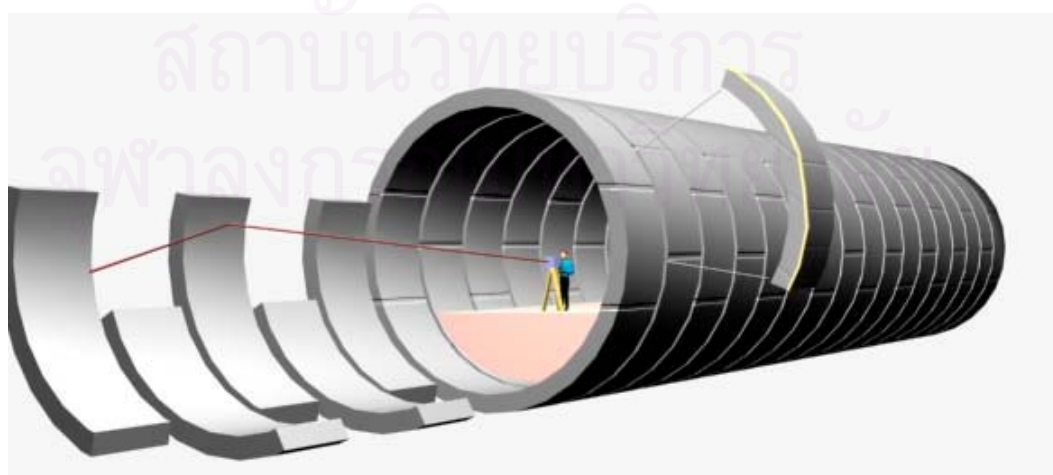
รูปที่ 4.4 ภาพตัดขวางแสดงลักษณะทางธรณีวิทยาของชั้นดินสำหรับโครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร

4.2.3 รูปแบบการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนาม

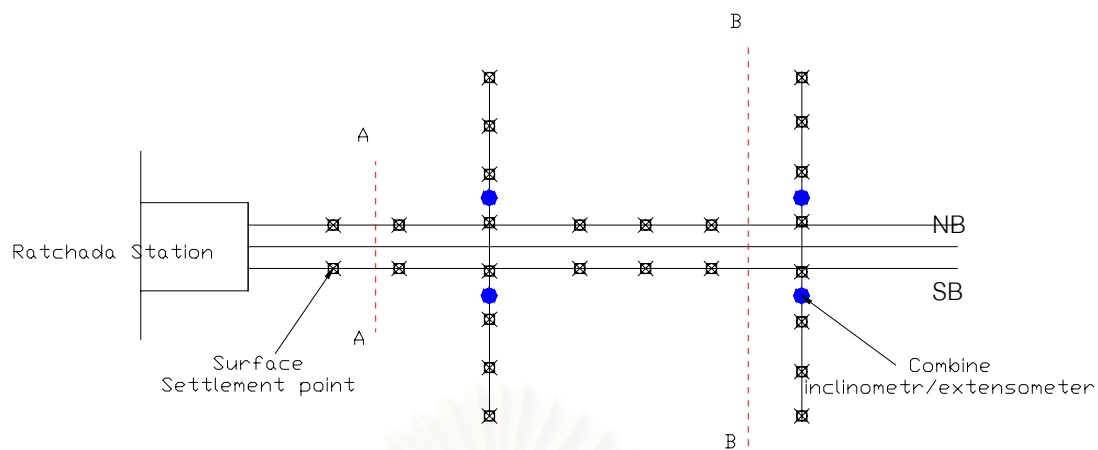
รูปแบบการติดตั้งเครื่องมือวัดในสนามจะเป็นการติดตั้งเครื่องมือบริเวณผิวดินเพื่อวัดการทรุดตัวของดินตามแนวขวางของอุโมงค์และตามแนวยาวของอุโมงค์ ส่วนที่ระดับความลึกลงไปจากผิวดินจะเป็นการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมและการเคลื่อนตัวของดินในแนวดิ่งและแนวราบโดย Extensometer และ Inclinator ดังแสดงในรูป 4.5 และภายในอุโมงค์จะเป็นการตรวจวัดพฤติกรรมของอุโมงค์โดย Wriggle survey เป็นการใช้กล้อง Theodolite ตั้งตรวจวัดตามจุดต่างๆ รอบอุโมงค์ทุก 4 วงอุโมงค์ตลอดแนวเส้นทางดังแสดงในรูป 4.6 และการวัดโดย Convergence bolts จะทำการตรวจวัดเป็นบางจุดที่มีความเสี่ยงการติดตั้งเครื่องมือในโครงการรถไฟฟ้ามหานครและอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร ดังแสดงในรูป 4.7 - 4.8



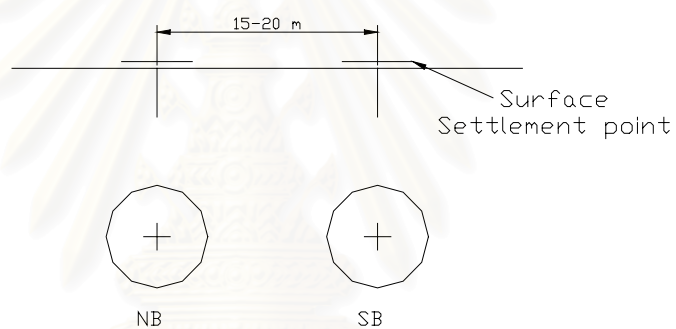
รูปที่ 4.5 แสดงลักษณะการติดตั้งเครื่องมือวัดที่ผิวดินและภายในอุโมงค์



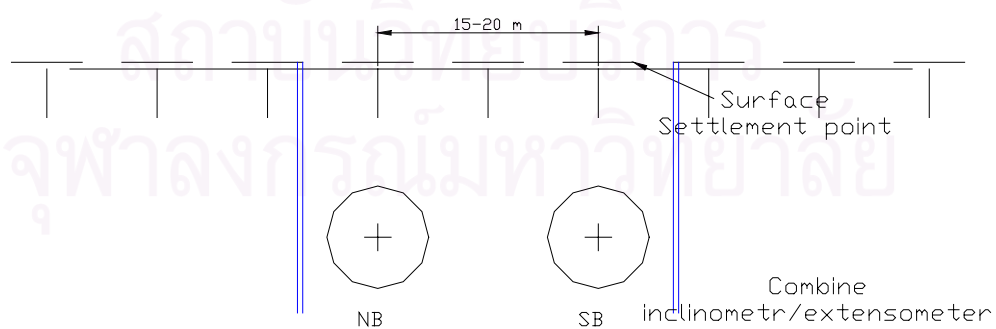
รูปที่ 4.6 Wriggle Survey



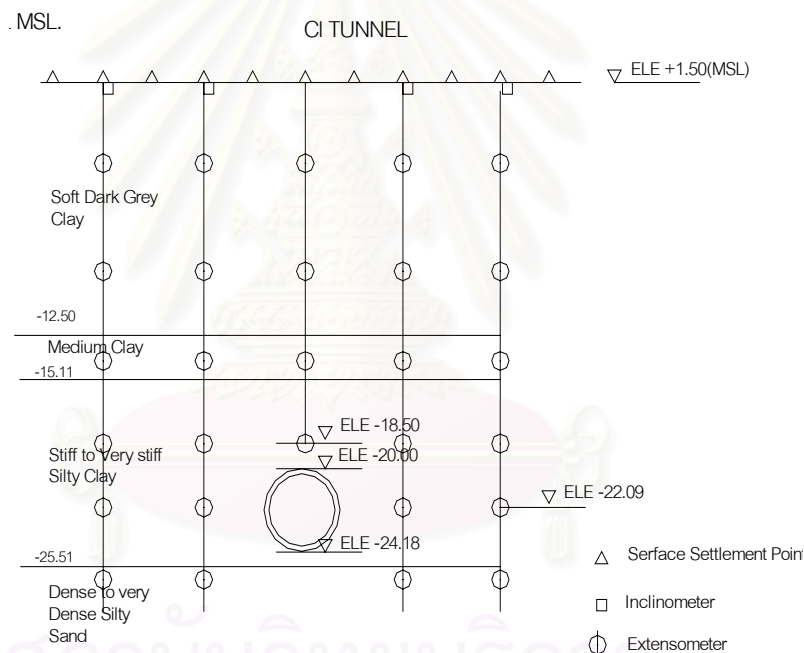
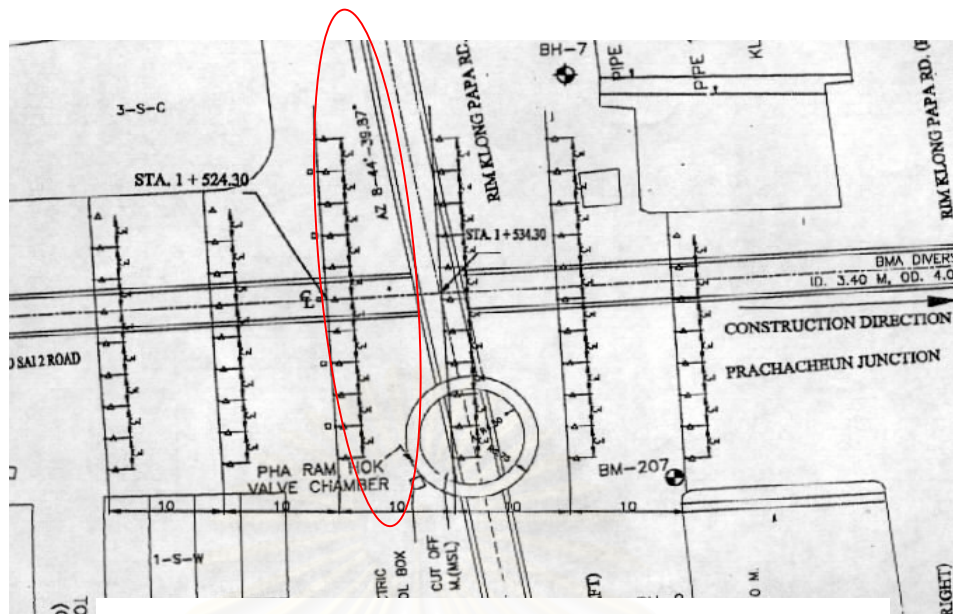
Section A-A



Section B-B



รูปที่ 4.7 แสดงตำแหน่งการติดตั้งและหน้าตัดของเครื่องมือ ช่วง รัชดา-ลาดพร้าว



รูปที่ 4.8 การติดตั้งเครื่องมือวัดโครงการอุโมงค์ผิวน้ำประมประชากร

4.2.4 รายละเอียดของผนังอุโมงค์ (Lining)

4.2.4.1 โครงการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครส่วนเหนือ (MRTA)

ผนังอุโมงค์จะเป็นรูปวงแหวนประกอบด้วย ชิ้นส่วนคอนกรีต(Segment) 6 ชิ้นแต่ละชิ้นหนา 0.3 เมตร กว้าง 1.2 เมตร จะมีความยาวครีบท่างกัน เมื่อประกอบกับเป็นวงจะทำการยึดแต่ละชิ้นส่วนด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู (Curve Bolt) และ ตัดขวางกันซึมทุกๆชิ้นส่วนของ Segment อุโมงค์จะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 5.7 เมตร ตำแหน่งการประกอบขึ้นอยู่กับนแนวการออกแบบ เช่น โค้งทางราบ และโค้งทางตั้ง

ส่วนของ Segment จะแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ

1. ส่วนแนวตรง (Straight Segment) เป็นชิ้นส่วนคอนกรีตที่มีความกว้างเท่ากันตลอดชิ้น ส่วนนี้ใช้สำหรับอุโมงค์แนวตรง

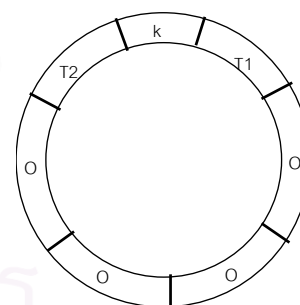
2. ส่วนแนวโค้ง (Tapered Segment) เป็นชิ้นส่วนคอนกรีตที่มีความกว้างด้านหนึ่งมากกว่า อีกด้านหนึ่งใช้สำหรับอุโมงค์แนวโค้ง

Segment ของโครงการรถไฟฟ้าในส่วนเหนือ จะประกอบด้วย Segment จำนวน 6 ชิ้น โดยเป็น Ordinary Segment 3 ชิ้น, TB 1 ชิ้น, TC 1 ชิ้น และ TK 1 ชิ้น

ชนิดของอุโมงค์ตามการเสริมเหล็กจะแบ่งเป็น 3 ชนิด คือ Reinforcement Type A, Reinforcement Type B และ Reinforcement Type C ซึ่งแต่ละชนิดจะมีการเสริมเหล็กที่ต่างกัน โดย Reinforcement Type A จะมีการเสริมเหล็กน้อยที่สุด Reinforcement Type B และ Reinforcement Type C จะมีการเสริมเหล็กมากขึ้นตามลำดับ การเลือกชนิดของดาดอุโมงค์ที่ติดตั้ง จะขึ้นอยู่กับตำแหน่งของดาดอุโมงค์เป็นสำคัญเช่น ส่วนบริเวณอุโมงค์ธรรมดาที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก(Stiff clay) จะใช้อุโมงค์ Reinforcement Type A ส่วนบริเวณที่อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นทราย บริเวณที่อุโมงค์ออกจากสถานีและเข้าสู่สถานีซึ่งจะมีความเสี่ยงสูงจะใช้อุโมงค์ Reinforcement Type B และบริเวณที่มีการเชื่อมต่อระหว่าง Intervention Shaft.กับตัวอุโมงค์จะมีความเสี่ยงสูงและต้องทำการเปิดผนังอุโมงค์เพื่อทำการเชื่อมต่อจะใช้อุโมงค์ Reinforcement Type C รายละเอียดของการเสริมเหล็กของอุโมงค์แต่ละประเภท แสดงตาราง 4.1

ตาราง 4.1 น้ำหนักของเหล็กเสริมในแต่ละดาดอุโมงค์

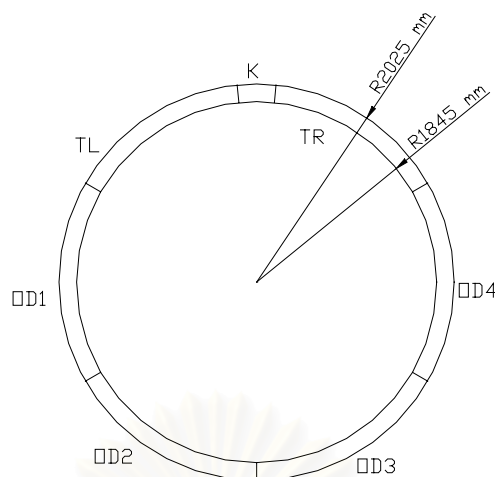
Segment	Reinforcement(kg/piece)		
	A	B	C
O	137.3	168.2	200.3
T1	137.2	168	200.1
T2	137.2	168	200.1
k	41.3	46.1	54.2
Weight(kg)/pieces	864.9	1054.9	1255.6
Weight(kN)/pieces	8.485	10.349	12.317
Remark	covering 30 mm		



4.2.4.2 โครงการก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำเปรมประชากร

ผนังอุโมงค์เป็นวงแหวนประกอบด้วยชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 4.05 เมตร และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 3.69 เมตร ประกอบด้วยชิ้นส่วนคอนกรีต Segment ทั้งหมด 7 ชิ้น คือ Ordinary Segment จำนวน 4 ชิ้น TL 1 ชิ้น TR1 ชิ้น และ K 1 ชิ้น ดังรูป 4.9 บริเวณรอยต่อของ Segment จะติดยางกับบวมน้ำ(Hydrophillic Rubber)และยางกันกระแทก(Joint Packing Rubber)เช่นเดียวกับโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน

ชนิดของ Segmentจะแบ่งเป็น 2 ชนิดเช่นเดียวกัน คือส่วนของsegment จะแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนแนวตรง(Straight Segment) ส่วนแนวโค้ง(Tapered Segment)



รูปที่ 4.9 ชิ้นส่วน Concrete Segment โครงการอุโมงค์ค้ำน้ำเปรมประชากร

4.2.5 ขั้นตอนการขุดเจาะและติดตั้งผนังอุโมงค์

ขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครและอุโมงค์ค้ำน้ำเปรมประชากร เป็นการขุดเจาะโดยวิธีแรงดันสมดุลย์ โดยลักษณะการขุดเจาะจะเหมือนกัน แต่หัวเจาะของโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครจะมีขนาดใหญ่กว่า โดยลักษณะหัวเจาะในแต่ละโครงการแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

หัวเจาะในโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครส่วนเหนือช่วงห้วยขวาง-บางซื่อ

เป็นหัวเจาะของ Kawasaki ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกหัวเจาะ 6.43 ม. ความยาวหัวเจาะ 8.33 ม. ความหนาของส่วน Tail เท่ากับ 40 มม. มีช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ 14.6 มม. ต่อมุม Pitching Angle 0.1 องศา ใช้ค่า Face Pressure แตกต่างกันในแต่ละโซน

หัวเจาะในโครงการอุโมงค์ค้ำน้ำเปรมประชากร

เป็นหัวเจาะชนิดเดียวกับโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกหัวเจาะ 4.18 ม. ความยาวหัวเจาะ 6.39 ม. ความหนาของส่วน Tail เท่ากับ 40 มม. มีช่องว่างด้านท้ายหัวเจาะ 25 มม.

หัวขุดแบบ Earth Pressure Balance เป็นหัวขุดแบบปิดหน้าเพื่อกันการพังทลายของหน้าดิน การควบคุมการเคลื่อนตัวของหัวขุดด้วย Shield Jack เมื่อทำการขุดดินแล้วจะขนถ่ายดินออกโดยระบบสายพาน (Screw Conveyor) เป็นตัวขนถ่ายดินผ่านระบบสายพานอีกชั้นหนึ่ง ความเร็วของการขนถ่ายดินด้วยระบบ Screw Conveyor ขึ้นอยู่กับแรงดันดินใน Soil Chamber เมื่อดำเนินการขุดเจาะจนมีพื้นที่ด้านหลังหัวเจาะเพียงพอสำหรับติดตั้งชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ (Segment) แล้ว Segment Crane จะยก Segment ซึ่งจะขึ้นชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ (Segment) ที่ละชิ้นจาก Segment Car มาวางบริเวณหลังหัวเจาะ แล้ว Erection Segment จะประกอบ Segment ที่ละชิ้น

จากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนจนเป็นวงผนังอุโมงค์ แล้วจะทำการยึดขึ้นส่วนแต่ละชั้นด้วยสลักเกลียวรูปตัวยู(Curve Bolt) ทั้งในแนวรอบวงและในแนวยาวตามเส้นทางอุโมงค์ แล้วหัวเจาะถีบตัวไปข้างหน้าต่อไปโดยอาศัยดาตอุโมงค์เป็นตัวรับแรงการบังคับแนวซ้าย-ขวา หรือ ขึ้นบนและลงข้างล่าง โดยพิจารณาเลือกตำแหน่งของ Shield Jack หลังจากประกอบ Segment ได้ประมาณ 2 วงและผนังอุโมงค์ตัวที่ติดตั้งหลุดจาก Tail Seal แล้ว จะทำ Backfill grouting เป็นการอัดฉีดน้ำปูนตามรูของ Segment ที่มีอยู่ เพื่อลดการเกิดช่องว่างระหว่างส่วนหางของหัวเจาะกับผนังภายนอกอุโมงค์ และป้องกันน้ำใต้ดินซึมเข้าอุโมงค์ โดยจุดที่ทำ Backfill grouting จะเป็นบริเวณด้านบนของผนังอุโมงค์ บริเวณรอยต่อของ Segment จะติดยางกันบวมน้ำ(Hydrophilic Rubber)และยางกันกระแทก(Joint Packing Rubber) เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำและน้ำปูนจากการทำ Backfill grouting ไหลเข้าในอุโมงค์และยังช่วยป้องกันความเสียหายจากการกระแทกในระหว่างการติดตั้ง Segment เมื่อส่วนหางหัวเจาะเคลื่อนที่ผ่านไปแล้วตัวดาตอุโมงค์ก็จะทำหน้าที่รับแรงภายนอกทั้งหมดที่กระทำต่อตัวอุโมงค์ และเป็นตัวป้องกันน้ำไม่ให้เข้าไปในอุโมงค์ โดยการติดตั้งจะต้องทำให้เร็วที่สุดเพื่อลดการเกิด stress relaxation ซึ่งเป็นพฤติกรรมการถ่าย stress เข้ามวลดินก่อนที่ตัวดาตอุโมงค์จะรับ และลดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่มีผลต่อการทรุดตัวที่ผิวดิน

ตำแหน่งการประกอบและชนิดของ Segment ที่เลือกใช้ ขึ้นอยู่กับแนวการออกแบบ กล่าวคือ อุโมงค์แนวตรงจะใช้ Straight Segment เป็นชิ้นส่วนอุโมงค์แบบแนวตรงตามปกติ และอุโมงค์แนวโค้งจะใช้ Tapered Segment เป็นชิ้นส่วนของอุโมงค์แบบโค้งซึ่งจะมีลักษณะยาวไม่เท่ากันในแต่ละด้าน เพื่อให้แนวของอุโมงค์เป็นไปตามที่ออกแบบไว้

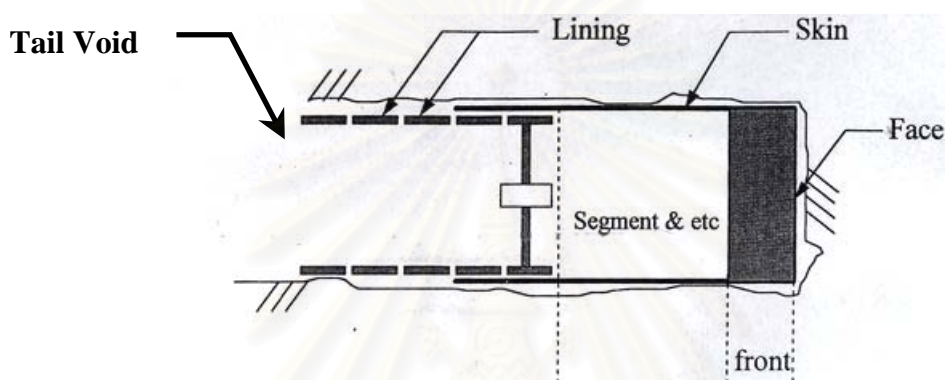
4.2.6 การอัดฉีดน้ำปูน (Backfill Grouting)

ในระหว่างการติดตั้งผนังอุโมงค์ จะมีระยะห่าง(Clearance) ค่าหนึ่งจากผิวด้านในของหัวเจาะและผิวด้านนอกของผนังอุโมงค์ เพื่อให้สามารถติดตั้งผนังอุโมงค์ได้ และเมื่อหัวเจาะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า ผนังอุโมงค์วงที่หลุดออกจาก Tail skin จะทำให้เกิดช่องว่างขึ้นทันทีเนื่องจากการระยะห่าง(Clearance) และการทรุดตัวของอุโมงค์เนื่องจากน้ำหนักตัวเองเรียกว่าการเกิด Tail void ซึ่งจะมีผลให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินและการเสียรูปของอุโมงค์เนื่องจากการไหลเข้าของมวลดินลงสู่อุโมงค์ ซึ่งแสดงดังรูป 4.10 การขุดเจาะจะทำให้ Tail void ลดน้อยลงด้วยการ Backfill grouting ซึ่งจะทำการที่ที่ผนังอุโมงค์ที่ติดตั้งเสร็จหลุดออกจาก Tail Skin โดยบริเวณดังกล่าวจะมี Seal ป้องกันน้ำปูนไหลเข้าภายในหัวเจาะดังรูป 4.11 การอัดฉีดน้ำปูนจะทำโดยการอัดฉีดน้ำปูนเข้าไปใน Grout hold ของผนังอุโมงค์ ในบริเวณส่วนบนของผนังอุโมงค์(crown) และด้านข้างของผนังอุโมงค์(Spring line)

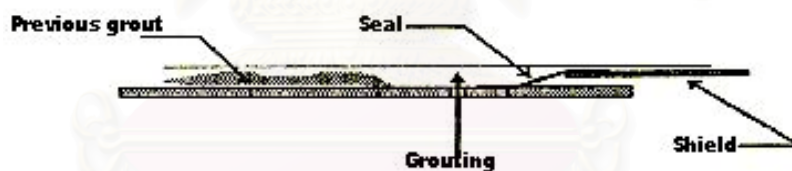
วิธีการในการอัดฉีดน้ำปูนจะใช้ Grout Pump ขนาด Flow rate ประมาณ 100 l/min. จำนวน 2 ตัว ฉีดสารผสม A และ B ซึ่งสารผสม A จะประกอบไปด้วยซีเมนต์ เบนโทไนต์ และน้ำ

ผสมกันส่วนสารผสม B จะประกอบด้วยน้ำยาไฮเดียมซัลเฟตผสมกับน้ำผสมกันในอัตราส่วนที่เหมาะสม ซึ่งสารผสม A และ B จะไปผสมกันบริเวณ Grout Hole ภายในอุโมงค์ เมื่อผสมกันแล้วจะมี Gel-time อยู่ในช่วงระหว่าง 30-40 วินาที ซึ่งจะแข็งตัวอุดช่องว่าง Tail Void ทันทันอย่างมีประสิทธิภาพ และจะช่วยลดปริมาณการทรุดตัวได้

ข้อกำหนดสำหรับปริมาณน้ำปูนที่ใช้ Grouting มี 2 อย่างคือ แรงดันในการอัดฉีดน้ำปูนอยู่ระหว่าง 2.0 - 3.0 bar และแรงดันสูงสุดไม่เกิน 3.0 bar และอัตราส่วนของปริมาณน้ำปูนต่อ tail void (Grout filling ratio) จะอยู่ระหว่าง 110-140 %



รูปที่ 4.10 ตำแหน่ง Tail Void จากการขุดเจาะ



รูปที่ 4.11 Seal กันน้ำปูนไหลเข้าในอุโมงค์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 5

การวิเคราะห์แรงภายในและการเคลื่อนตัวอุโมงค์

5.1 กรณีที่ทำการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์จะแบ่งโดยแบ่งกรณีศึกษาตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ออกเป็นกรณีต่างๆ ดังนี้

5.1.1.กรณีอุโมงค์คู่ เป็นอุโมงค์ของโครงการรถไฟฟ้ามหานครส่วนเหนือ ช่วง ห้วยขวาง-บางซื่อ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร หนา 0.30 เมตรซึ่งจะแบ่งกรณีศึกษาตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ในชั้นดินที่ต่างกันได้ดังนี้

กรณีที่ 1 อุโมงค์ลึกในชั้นทราย เป็นอุโมงค์ใน Zone 23 เจาะจากสถานีเทียมร่วมมิตรถึงสถานีพระราชานุสาวรีย์ บริเวณ Chainge 21+050

กรณีที่ 2 อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายเป็นอุโมงค์ใน Zone 23 เจาะจากสถานีเทียมร่วมมิตรถึงสถานีพระราชานุสาวรีย์ บริเวณ Chainge 21+300

กรณีที่ 3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นอุโมงค์ใน Zone 28 เจาะจากสถานีลาดพร้าว ถึงสถานี พหลโยธิน บริเวณ Chainge 28+530 และ Zone 26 เจาะจากสถานีรัชดา ถึงสถานี ลาดพร้าว

กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง เป็นอุโมงค์ใน Zone 30 เจาะจากสถานีหมอชิต ถึง สถานี กำแพงเพชร บริเวณ Chainge 28+485 และ Zone 26 เจาะจากสถานีรัชดา ถึงสถานี ลาดพร้าว

5.1.2.กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง เป็นอุโมงค์ของโครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 4.05 เมตร หนา 0.18 เมตร

5.2 ข้อมูลดิน(Soil Parameters)

ในแต่ละกรณีที่ทำการวิเคราะห์จะพิจารณาจากหลุมเจาะสำรวจดินที่อยู่ใกล้เคียง โดยมีการทดสอบหาคุณสมบัติทั่วไปของดินที่ความลึกต่างๆ ที่จำเป็นต่อการวิเคราะห์ เช่น ให้น้ำหนักของดิน (γ) ,ความชื้นในดิน(Moisture Content), Atterberg Limits, กำลังรับแรงเฉือนแบบเวน(Field Vane Shear Test) ของดินเหนียวอ่อน, การทดสอบ SPT (Standard Penetration Test) ของดินเหนียวแข็งและชั้นทราย, การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) การทดสอบค่าการซึมผ่านของน้ำ (Pizometer test) ซึ่งผลทดสอบในสนามที่ได้จะต้องนำมาปรับแก้ (correct) และแปรผลให้ได้ soil parameter ที่เหมาะสมกับสภาพดินกรุงเทพฯ

5.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)

ในการวิเคราะห์ จะทำการวิเคราะห์ในแบบระยะเวลาสั้น (Short Term) ซึ่งการทำงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีจะใช้กฎของ Mohr และ Coulomb ในรูปของหน่วยแรงรวมเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการคาดคะเนความดันน้ำในดินซึ่งกระทำไต่ยาก (สุรฉัตร, 2540) และดินที่ทำการวิเคราะห์จะมีพิจารณาพฤติกรรมแบบ Undrained

Bishop และ Skemton (1954) ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) โดยพิจารณาจากผลการทดสอบ Undrained Test ว่าดินมีกำลังเฉือนสูงสุดเท่ากับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \quad \dots (5.1)$$

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบเวน (Field Vane Shear Test) ของดินเหนียวอ่อน

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบเวน (Field Vane Shear Test) จะมีผลกระทบต่อการรบกวนของโครงสร้างดินน้อยกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการเหมาะสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางในพื้นที่ที่มีความไว (Sensitivity) สูงมาก

Bjerrum (1972) พบว่าสำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งปานกลาง ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบในสนามจะมีค่าสูงเกินไป ในงานทดสอบเสถียรภาพคันดินจึงได้เสนอค่าปรับแก้ μ ที่เหมาะสม โดยในดินกรุงเทพฯที่มีค่า PI ประมาณ 40 % ซึ่ง Pinit (1984) ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบเวนในงานด้านอื่นพบว่า พบว่าค่าปรับแก้ดังกล่าวจะใช้ได้ดี

จากการทดสอบ S_{uFV} ให้ค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก ดังนั้นค่า S_u ที่ปรับแก้แล้วจะใช้เป็นตัว Normalization โมดูลัสของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ หรือ E_u/S_{uFV} ของดินเหนียวอ่อน

การทดสอบทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT)

เป็นการทดสอบหาค่า S_u จากค่า N โดยวิธีประมาณ (empirical) ในดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และ ค่า N จากการทดสอบเพื่อหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือน (Friction Angle, ϕ) ของดินทราย โดยใช้ความสัมพันธ์ของ Peck Hanson และ Thornburn (1973)

ในดินเหนียวกรุงเทพฯชั้นแรก วีระนันท์ (2526) ได้หาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง N_{field} ซึ่งเป็นค่าที่ได้ในสนามโดยไม่ต้องปรับแก้ ที่กับ S_u ดังนี้

$$S_u = 0.685 N_{field} \text{ สำหรับดินเหนียวชนิด CH} \quad \dots (5.2)$$

$$S_u = 0.520 N_{field} \text{ สำหรับดินเหนียวชนิด CL} \quad \dots (5.3)$$

ในการหามุมต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผลของชั้นทรายจากค่า N หาได้โดยใช้กราฟความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Peck Hanson และ Thornburn โดยค่า N ที่จะนำไปใช้จะต้องทำการปรับแก้เนื่องจากผลของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งธรรมชาติ (σ'_{vo}) ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบ ดังนี้

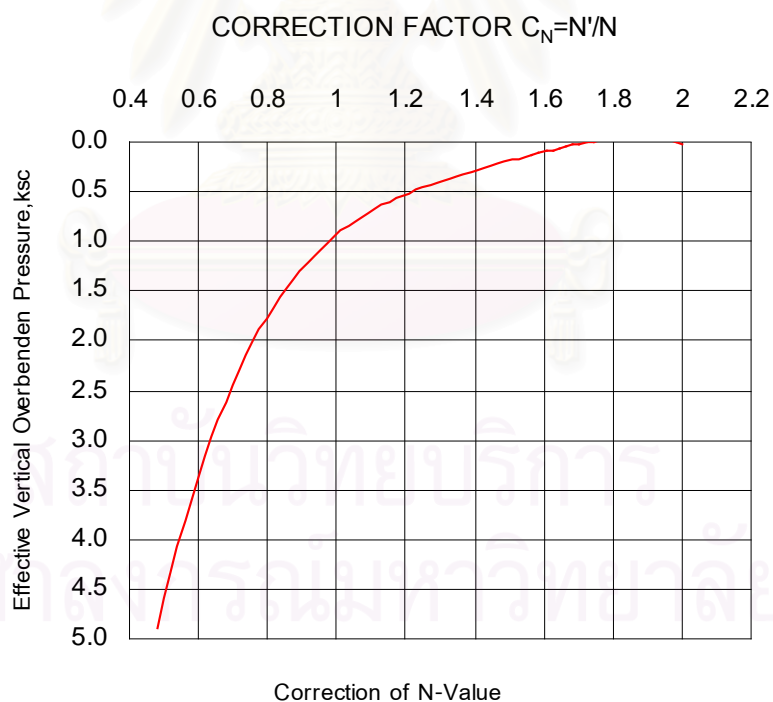
$$N = C_N \cdot N_{field} \quad \dots (5.4)$$

โดยที่

C_N เป็นตัวปรับแก้ซึ่งได้จากการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้หน่วยแรงกดต้นมาตรฐาน $\sigma_{vo} = 1 \text{ t/m}^2$

N_{field} ค่าที่ได้จากสนาม

ในกรณีของดินทรายชั้นแรก (First Sand) ในกรุงเทพฯ พบว่าในชั้นทรายชั้นแรกค่า C_N จะอยู่ประมาณ 0.6 ค่า N_{field} ประมาณ 30 และในชั้นทรายชั้นสอง (Second Sand) C_N จะอยู่ประมาณ 0.4 ค่า N_{field} ประมาณ 50 (สุรฉัตร, 2540)



รูปที่ 5.1 แสดงกราฟความสัมพันธ์ของ Peck Hanson และ Thornburn (1973)

5.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต (K_o) จะขึ้นอยู่กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน (Plasticity Index, PI) และประวัติหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งจะแสดงในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Over Consolidation Ratio, OCR)

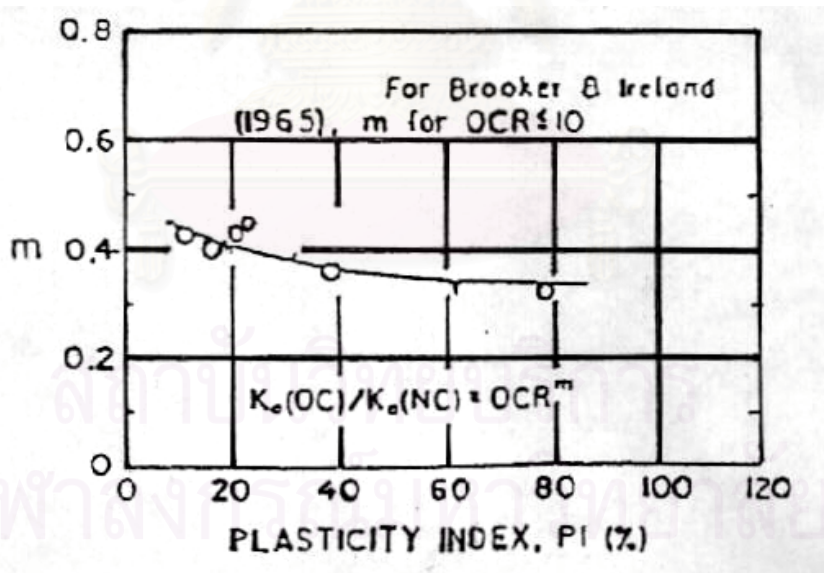
โดยปกติค่า K_o จะหาจากสูตร Empirical ซึ่ง Alpan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นปกติ $K_{o(NC)}$ กับ PI ที่คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ดังนี้

$$K_{o(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad \dots(5.5)$$

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นเกินตัว ($K_{o(OC)}$) เป็นฟังก์ชันกับ OCR ได้ดังนี้

$$K_{o(OC)} = K_{o(NC)} \cdot (OCR)^m \quad \dots(5.6)$$

m เป็นค่าคงที่ขึ้นกับค่า PI ของดิน สำหรับดินกรุงเทพฯ ใช้ค่า $m = 0.39$



รูปที่ 5.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al.1977)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term หรือ Total Stress Analysis ค่า K_o ที่ใช้จะเป็นค่า $K_{o(Total)}$ คืออัตราส่วนหน่วยแรงรวมด้านข้างต่อหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง ซึ่งไม่จำเป็นต้องทราบค่าแรงดันน้ำ Pender (1980) ได้เสนอการหาค่า $K_{o(Total)}$ ดังนี้

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad \dots(5.7)$$

$$K_{o_{Total}} = K_o - \frac{\rho_w}{\rho}(K_o - 1) \quad \dots(5.8)$$

σ'_h หน่วยแรงประสิทธิผลด้านข้าง

σ'_v หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

K_o สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตแบบประสิทธิผล

ρ, ρ_w หน่วยน้ำหนักของดินและน้ำ ตามลำดับ

สำหรับดินเม็ดหยาบการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis ค่า K_o ขึ้นกับสถานะอัดแน่นของดิน ซึ่ง Jaky(1944) ได้ประเมินค่า K_o ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น(Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1 ซึ่งการวิเคราะห์ใน Short term ก็จะใช้ Effective Stress เนื่องจากสามารถระบายน้ำได้ โดยหาค่า K_o ได้ดังนี้

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \dots(5.9)$$

โดยที่

ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนประสิทธิผล (Friction Angle) ของดินทราย

ในการวิเคราะห์ค่า K_o ในดินกรุงเทพฯ ได้ค่า K_o ของดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 0.65 และของดินเหนียวแข็งเท่ากับ 0.5 ส่วน ค่า K_{total} ในดินกรุงเทพฯ สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งได้ค่าเท่ากับ 0.75 และ 0.65 ตามลำดับ

5.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน(Soil Modulus)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term โดยใช้ Total Stress Analysis จะใช้ค่าโมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) โดยที่ค่า E_u จะมีผลต่อค่าโมดูลัสแรงเฉือนของดิน (Shear Modulus, G) ตามทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) ดังนี้

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu)} \quad \dots(5.10)$$

โดยที่

G คือ โมดูลัสแรงเฉือนของดิน

E_u คือ โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำ

ν คือ อัตราส่วนปริมาตรของดิน ในสภาพไม่ระบายน้ำ $\nu = 0.5$

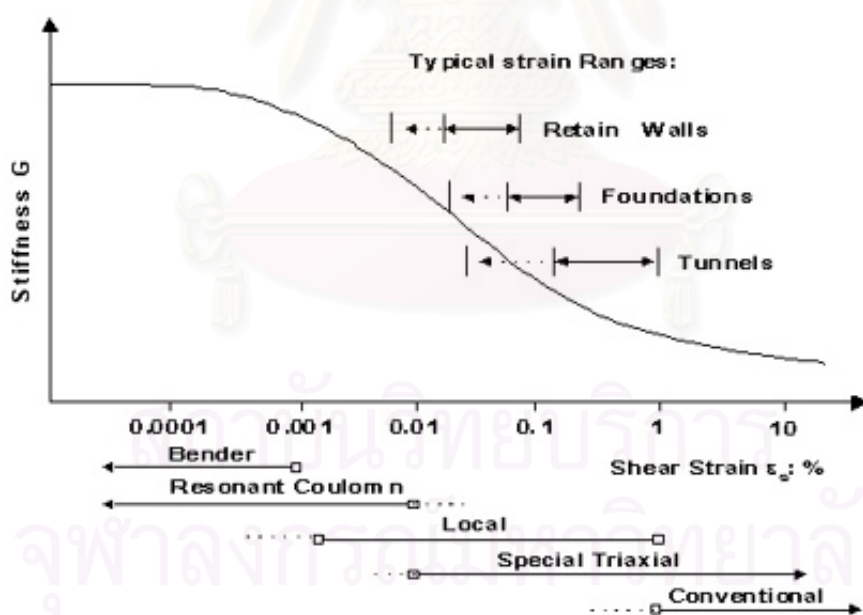
Mair (1993) ได้ทำการวิจัยพบว่าค่าโมดูลัสแรงเฉือน (G) จะสัมพันธ์กับ shear strain (γ) ของดิน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะงานก่อสร้าง โดยในงานก่อสร้างอุโมงค์ ค่า γ จะอยู่ระหว่าง 0.1 – 1.0 % ดังรูปที่ 5.3

ในการทดสอบ Pressuremeter ของดินเหนียวอ่อน(Soft Clay) และดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ในดินกรุงเทพฯ จำนวน 6 หลุม ได้ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง G/S_u กับ shear strain (γ) ดังรูปที่ 5.4 พบว่าที่ค่า γ ในช่วง 0.1-1 % จะได้ค่า G/S_u ของดินเหนียวอ่อน อยู่ในช่วง 60-125 และสำหรับดินเหนียวแข็งชั้นแรกจะอยู่ในช่วง 85-200 (Teparaksa,1999) ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่าง G กับ E_u ดังสมการที่ 5.10 จะได้ค่า E_u/S_u ของดินเหนียวอ่อนอยู่ในช่วง 180-375 และของดินเหนียวแข็งอยู่ในช่วง 255-600

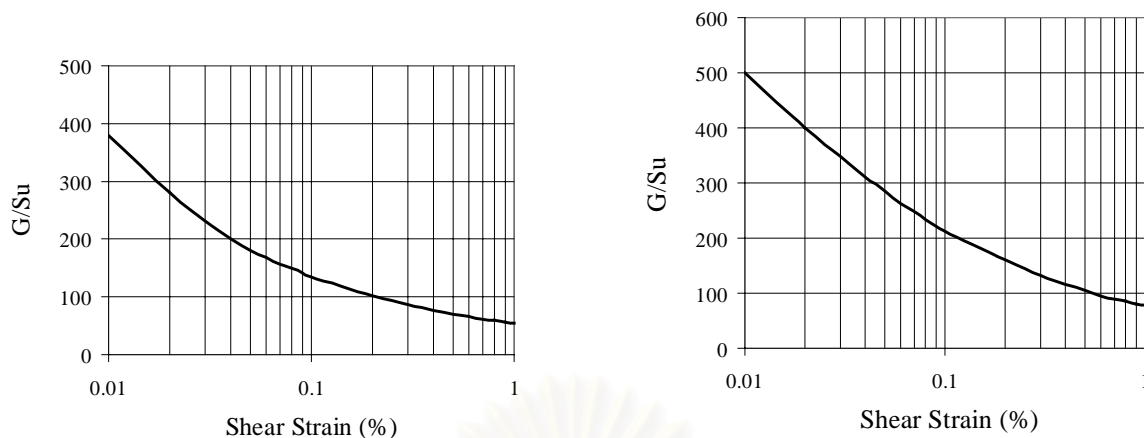
ในงานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดิน ชินวุฒิ(2543) ได้วิเคราะห์การหลุดตัว โดยโปรแกรม Finite Element ทำการวิเคราะห์กลับ (Back Analysis) หาค่า E_u/S_u ในดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งชั้นแรกและเสนอค่า ดังนี้

$$\text{ดินเหนียวอ่อน(Soft Clay)} \quad E_u/S_u = 240 \quad \dots(5.11)$$

$$\text{ดินเหนียวแข็ง(First Stiff Clay)} \quad E_u/S_u = 480 \quad \dots(5.12)$$



รูปที่ 5.3 แสดงค่าStiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993)



รูปที่ 5.4 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งตามลำดับ

5.3 รายละเอียดของผนังอุโมงค์

5.3.1 น้ำหนักของอุโมงค์

น้ำหนักของอุโมงค์จะมีผลให้เกิดเคลื่อนตัวของอุโมงค์ (Displacement) ซึ่งจะมีผลกระทบต่ออัตราการทรุดตัวของดินเหนียวอุโมงค์ด้วย

การหาน้ำหนักของอุโมงค์จะพิจารณาอุโมงค์แบบเนื้อเดียวกันทั้งวง (Homogenous Lining) ไม่คิดถึงรอยต่อระหว่างแต่ละชิ้นส่วน และพิจารณาอุโมงค์แบบ Plan Strain คำนวณน้ำหนักต่อเมตร โดยหาค่าได้ดังนี้

$$W_{Lining} = \gamma_c \cdot (\pi \cdot D_o \cdot h) \quad \dots(5.13)$$

โดยที่

W_{Lining} คือ น้ำหนักของอุโมงค์ต่อเมตร (kN)

γ_c คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (kN/m^3)

D_o คือ เส้นผ่าศูนย์กลางภายนอกของอุโมงค์ (m)

h คือ ความหนาของผนังอุโมงค์ (m)

5.3.2 ลักษณะทางกายภาพของอุโมงค์

สมบัติทางกายภาพของอุโมงค์จะมีผลอย่างมากกับความสามารถในการรับแรง พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของอุโมงค์ โดยชิ้นส่วน (Segment) ที่ประกอบเป็นวงจะพิจารณาเป็นโครงสร้างแบบ Beam Structure ที่มีพฤติกรรมแบบ Linear Elastic Material เนื่องจากเกิดการเสียรูปน้อยมาก

เมื่อเทียบกับขนาดคูมิ่งค์ และค่าพิจารณาคูมิ่งค์แบบPlan Strain ซึ่งสามารถหาพารามิเตอร์ต่างๆได้ดังนี้

โมดูลัสของคอนกรีต

$$E_c = 15210 \cdot (f'_c)^{0.5} \quad \dots(5.14)$$

Moment of Inertia

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad \dots(5.15)$$

พื้นที่หน้าตัด

$$A = b \cdot (D_o - D_i) \quad \dots(5.16)$$

โดยที่

E_c คือค่าโมดูลัสของคอนกรีต(kg/cm²)

f'_c ค่ากำลังอัดของคอนกรีต (kg/cm²)

I คือMoment of Inertia (m³)

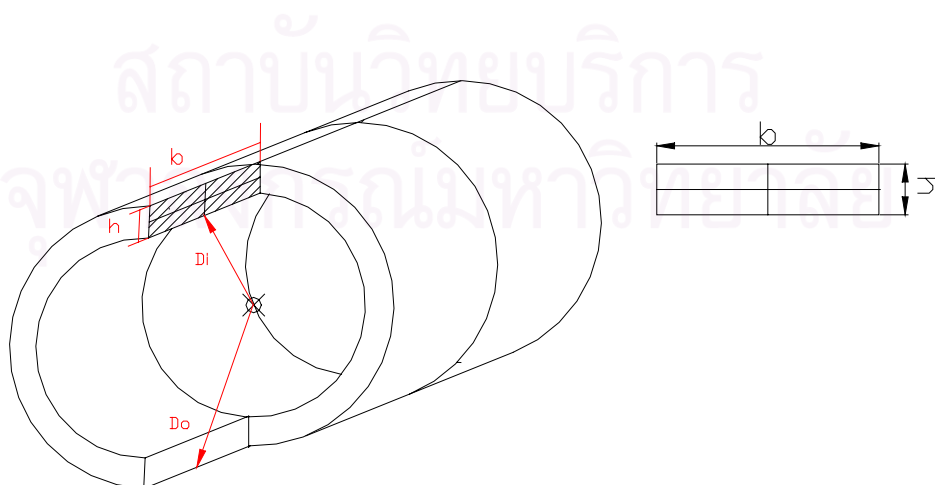
b คือ ความกว้างผนังคูมิ่งค์ (m)

h คือความหนาของผนังคูมิ่งค์ (m)

A คือพื้นที่หน้าตัด(m²)

D_o คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกของผนังคูมิ่งค์(m)

D_i คือเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของผนังคูมิ่งค์(m)



รูปที่ 5.5 แสดงหน้าตัดในการคำนวณ พื้นที่หน้าตัดและ Moment of Inertia

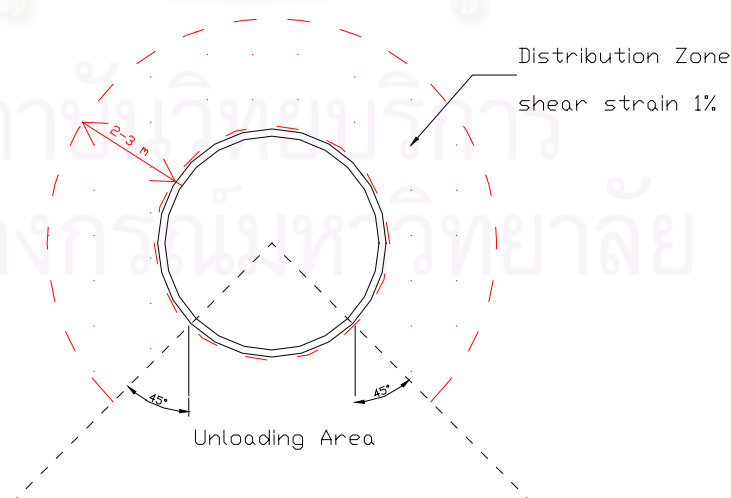
รายละเอียดของอุโมงค์ทั้งอุโมงค์คู่ขนานในโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานครและอุโมงค์เดี่ยวในโครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากรแสดงดังตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 แสดงข้อมูลทางกายภาพของอุโมงค์

คุณสมบัติทางกายภาพ	อุโมงค์คู่ขนาน (โครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าฟ้ามหานคร)	อุโมงค์เดี่ยว (โครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร)
γ_c (t/m ²)	2.4	2.4
E_c (ksc)	3.15E+05	3.40E+05
Weight (t/m)	13.572	5.252
A (m ² /m)	0.3000	0.1800
I (m ⁴ /m)	2.25E-03	4.86E-04
EA (t/m)	9.45E+05	6.12E+05
El (t-m ² /m)	7.09E+03	1.65E+03

5.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Soil Stiffness กับระดับการเสียรูป

ในงานก่อสร้างอุโมงค์จะมีผลให้ดินรอบอุโมงค์ถูกรบกวน(Disturbance Zone Effect) ซึ่งบริเวณดังกล่าวจะเกิดการเปลี่ยนแปลงไปของโครงสร้างดินโดยจะมีค่า Shear strain อยู่ระหว่าง 0.1-1 % (Mair, 1993) จะกำหนดให้อยู่ในระยะ 2-3 เมตรรอบอุโมงค์ตามรูป 5.6



รูปที่ 5.6 แสดงบริเวณ Disturbance zone Effect

ในการวิเคราะห์หาแรงภายในอุโมงค์โดยวิธีประมาณ ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้วิเคราะห์ได้แก่ E_u , K_0 และ ν จะพิจารณาบริเวณ Distribution Zone คือระยะ 3 เมตรจากผนังภายนอกอุโมงค์โดยรอบผนังอุโมงค์

5.5 รายละเอียดทั่วไปและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน

จากกรณีศึกษาทั้งอุโมงค์เดี่ยวที่วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งและอุโมงค์คู่ซึ่งแบ่งเป็น 4 กรณีตามลักษณะของการวางตัวจริงของอุโมงค์ จะสรุปลักษณะชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้ดังนี้

5.5.1 กรณีอุโมงค์คู่ขนาน(โครงการรถไฟฟ้าใต้ดินส่วนเหนือ ช่วง หัวขวง-บางซื่อ)

กรณีที่ 1 อุโมงค์วางตัวในชั้นทรายชั้นแรก (แสดงดังรูปที่ 5.7)

ตำแหน่ง Zone 23 อุโมงค์ขุดเจาะจากสถานี เทียบร่วมมิตร ถึงสถานีประชา
ราษฎร์บำเพ็ญ

Chainage 21+050

ลักษณะอุโมงค์ อุโมงค์คู่ขนานระยะห่าง 15.52 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึง
ศูนย์กลาง 25 เมตร

ระดับน้ำใต้ดิน 23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)

หลุมเจาะ B5

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 5 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

กรณีที่ 2 อุโมงค์วางตัวระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย (แสดงดังรูปที่ 5.8)

ตำแหน่ง Zone 23 เป็นอุโมงค์ที่เจาะจากสถานีเทียบร่วมมิตรถึงสถานีประชา
ราษฎร์บำเพ็ญ

Chainage 21+300

ลักษณะอุโมงค์ อุโมงค์คู่ขนานระยะห่าง 15.10 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึง
ศูนย์กลาง 22.66 เมตร

ระดับน้ำใต้ดิน 23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)

หลุมเจาะ B6

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 6 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

กรณีที่ 3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

1. Zone 28 (ลาดพร้าว – พหลโยธิน) (แสดงดังรูปที่ 5.9)

ตำแหน่ง	Zone 28 เจาะจากสถานีลาดพร้าว ถึงสถานี พหลโยธิน
Chainage	28+530
ลักษณะอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนานระยะห่าง 15.10 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึงศูนย์ กลาง 18.2 เมตร
ระดับน้ำใต้ดิน	23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)
หลุมเจาะ	B23

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 23 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

2. Zone 26 (รัชดา-ลาดพร้าว) (แสดงดังรูปที่ 5.10)

ตำแหน่ง	Zone 26 เจาะจากสถานีรัชดา ถึงสถานี ลาดพร้าว
ลักษณะอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนานระยะห่าง 16.0 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึง ศูนย์กลาง 18.0 เมตร
ระดับน้ำใต้ดิน	23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)
หลุมเจาะ	B15

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 15 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง

1. Zone 30 (หมอชิต - กำแพงเพชร) (แสดงดังรูปที่ 5.11)

ตำแหน่ง	Zone 30 เจาะจากสถานีหมอชิต ถึง สถานี กำแพงเพชร
Chainage	28+485
ลักษณะอุโมงค์	อุโมงค์คู่ขนานระยะห่าง 21.92 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึง ศูนย์กลาง 21.0 เมตร
ระดับน้ำใต้ดิน	23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)
หลุมเจาะ	B28

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 28 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

2. Zone 26 (รัชดา-ลาดพร้าว) (แสดงดังรูปที่ 5.12)

ตำแหน่ง	Zone 28 เจาะจากสถานีรัชดา ถึงสถานี ลาดพร้าว
ลักษณะคูโมงค์	คูโมงค์คูขนานระยะห่าง 16.0 เมตร ระดับความลึกจากผิวดินถึงศูนย์ กลาง 18.0 เมตร
ระดับน้ำใต้ดิน	23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)
หลุมเจาะ	B17

Surcharge Load และ Traffic Load 23 kN/m^2

ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH 17 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data

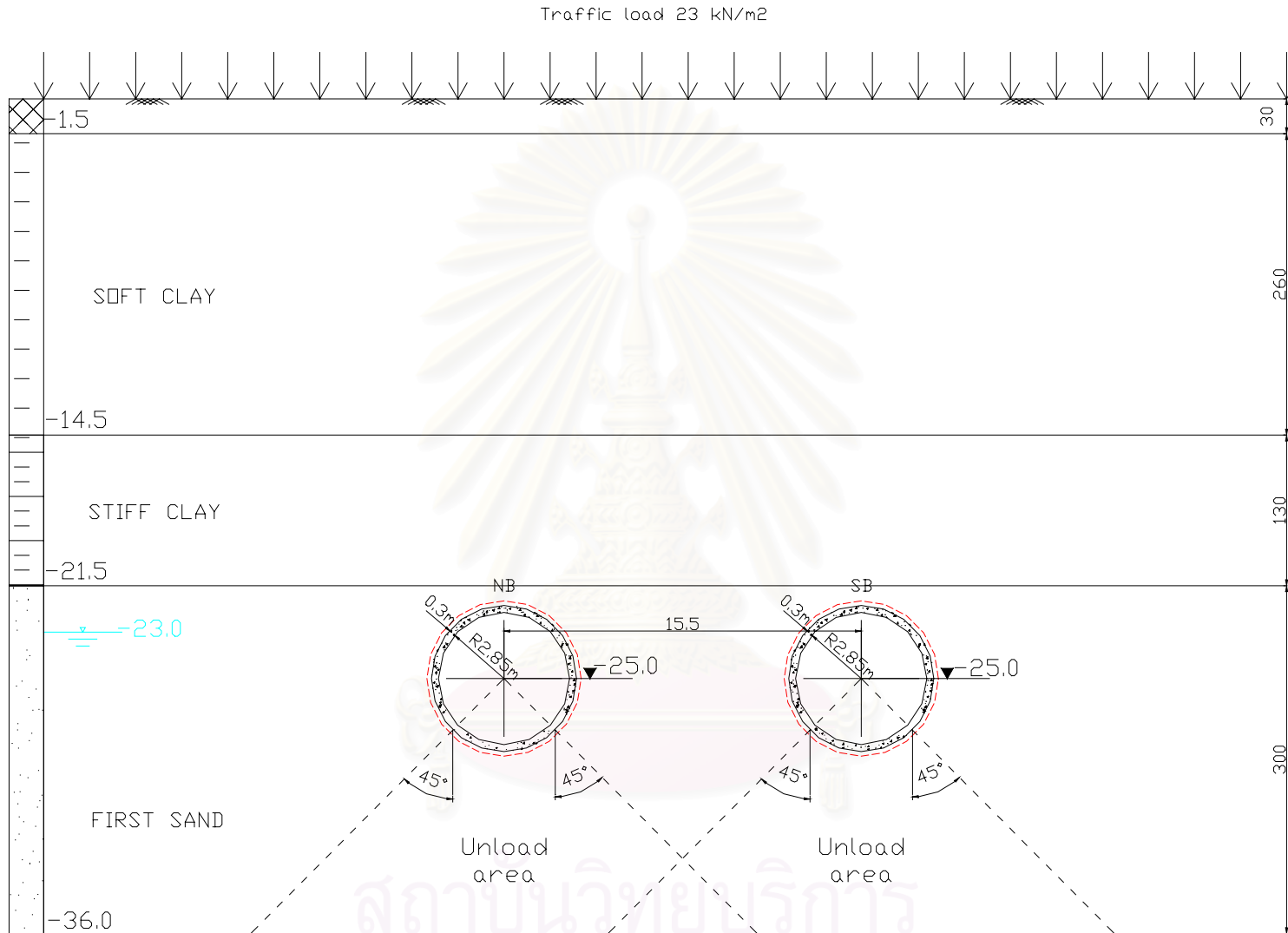
5.5.2 กรณีคูโมงค์เดี่ยว(โครงการคูโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร)

กรณีคูโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (แสดงดังรูปที่ 5.13)

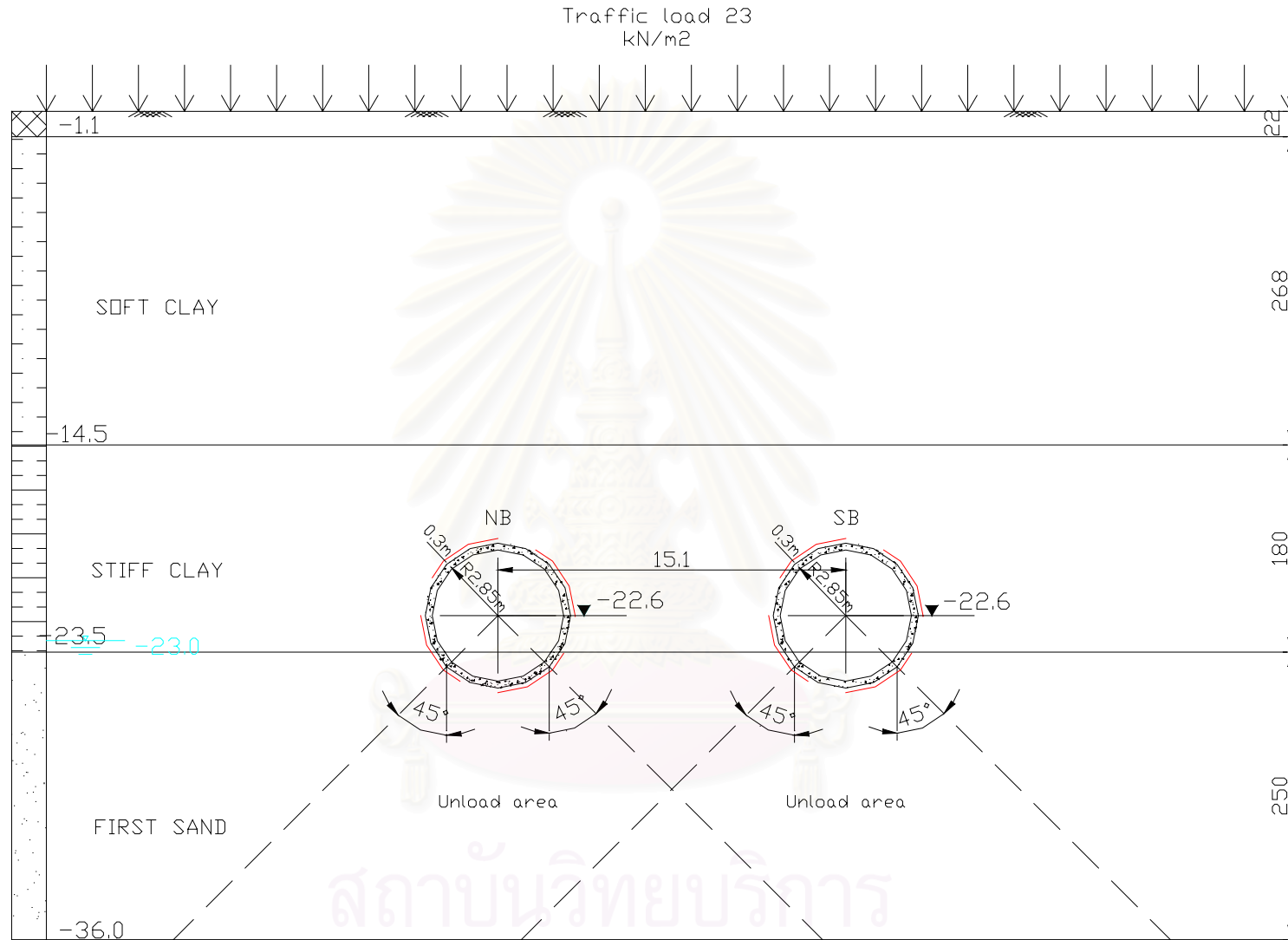
ตำแหน่ง	คูโมงค์จากคลองเปรมประชากรลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ถนนประชา ราษฎร์สาย 2
ลักษณะคูโมงค์	คูโมงค์คูเดี่ยว ระดับความลึกจากผิวดินถึงศูนย์กลาง 22 เมตร
ระดับน้ำใต้ดิน	23.00 เมตรจากผิวดิน (Piezometric level)
หลุมเจาะ	BH 7

Surcharge Load และ Traffic Load 20 kN/m^2

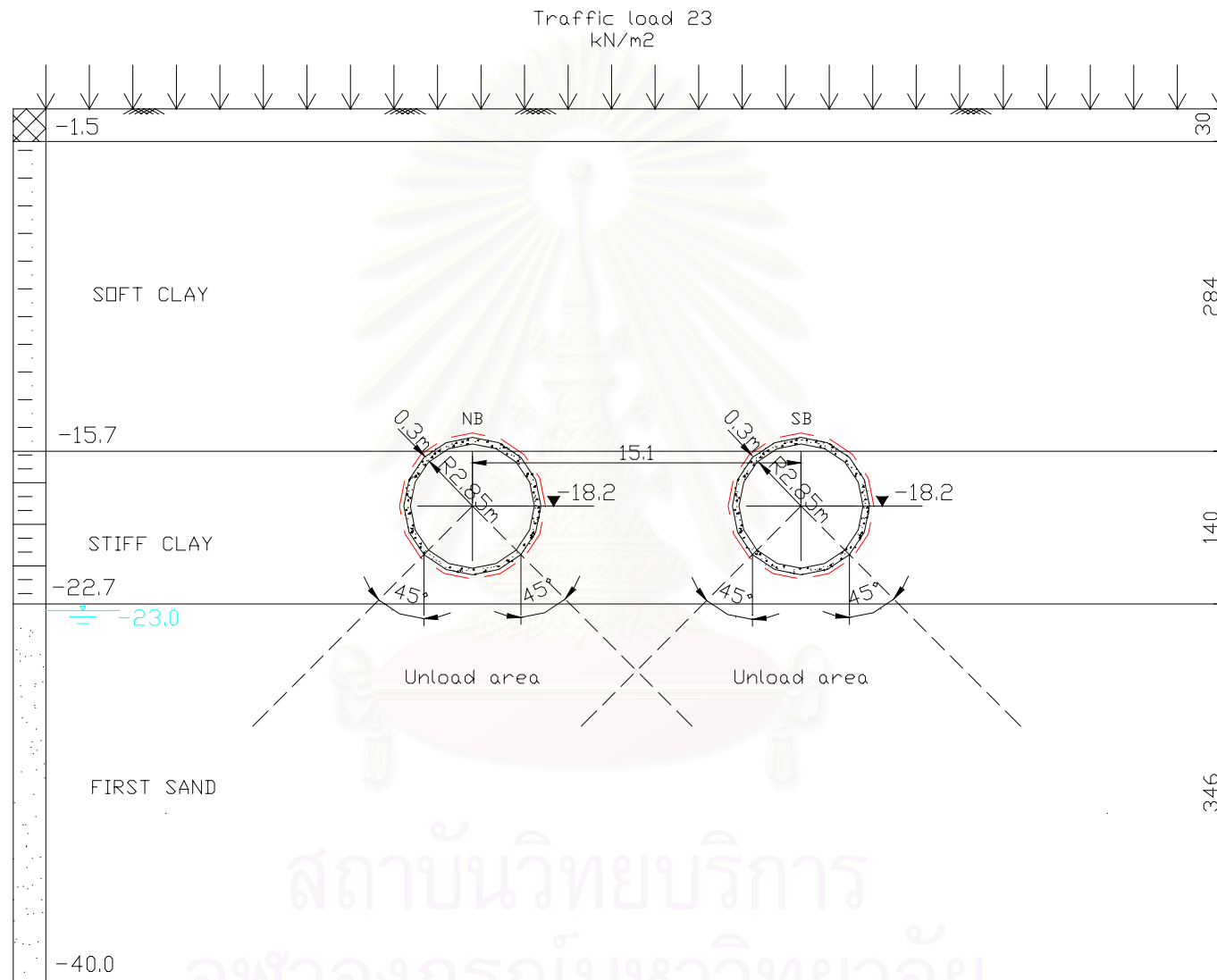
ผลการทดสอบคุณสมบัติของดินจากการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BH-7 แสดงในภาคผนวก ก ใน soil data



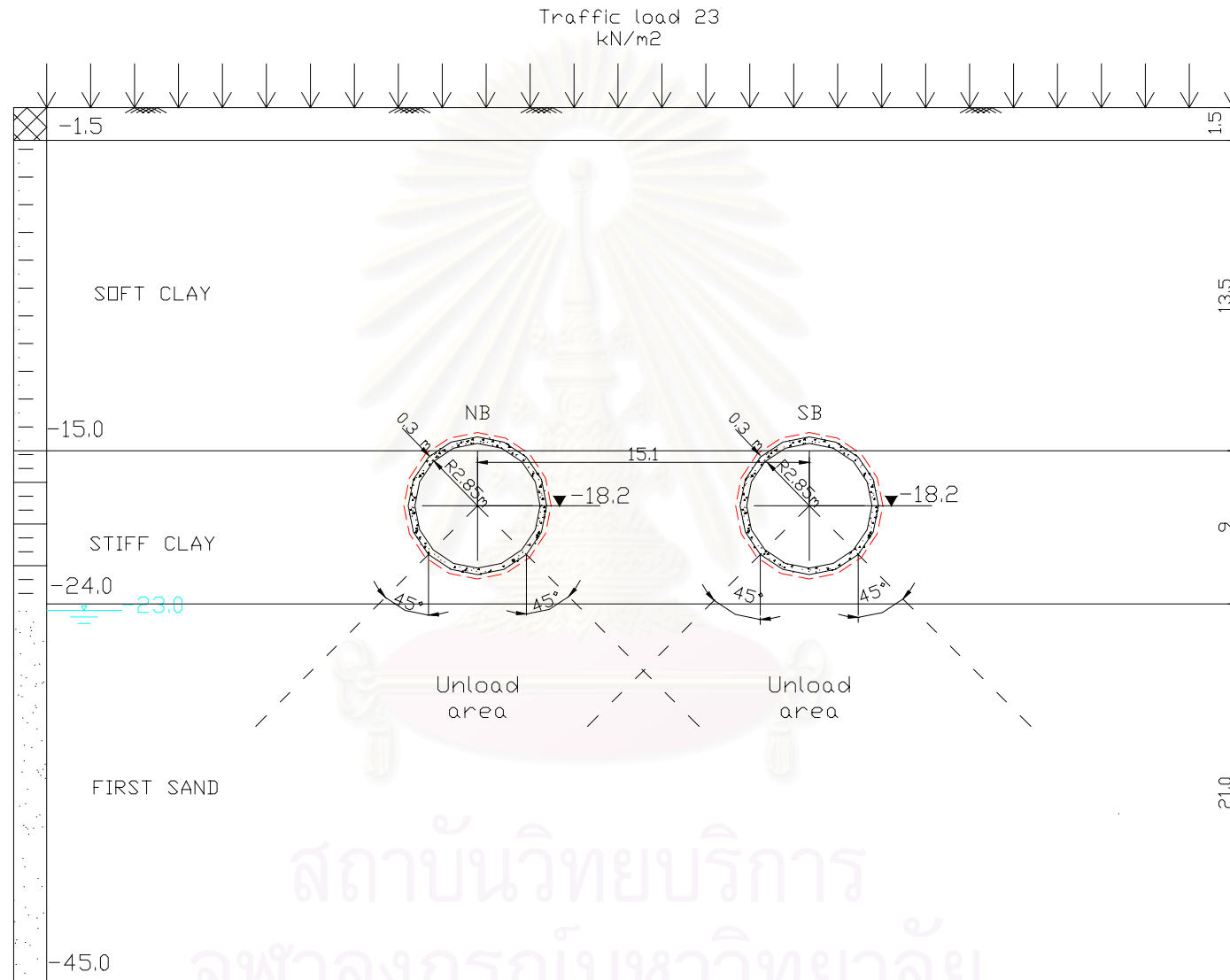
รูปที่ 5.7 กรณีที่ 1 อุโมงค์คู่วางตัวในชั้นทราย: Zone 23 (เทียบรวมมิติ-ประชากราษฎ์บำเพ็ญ)



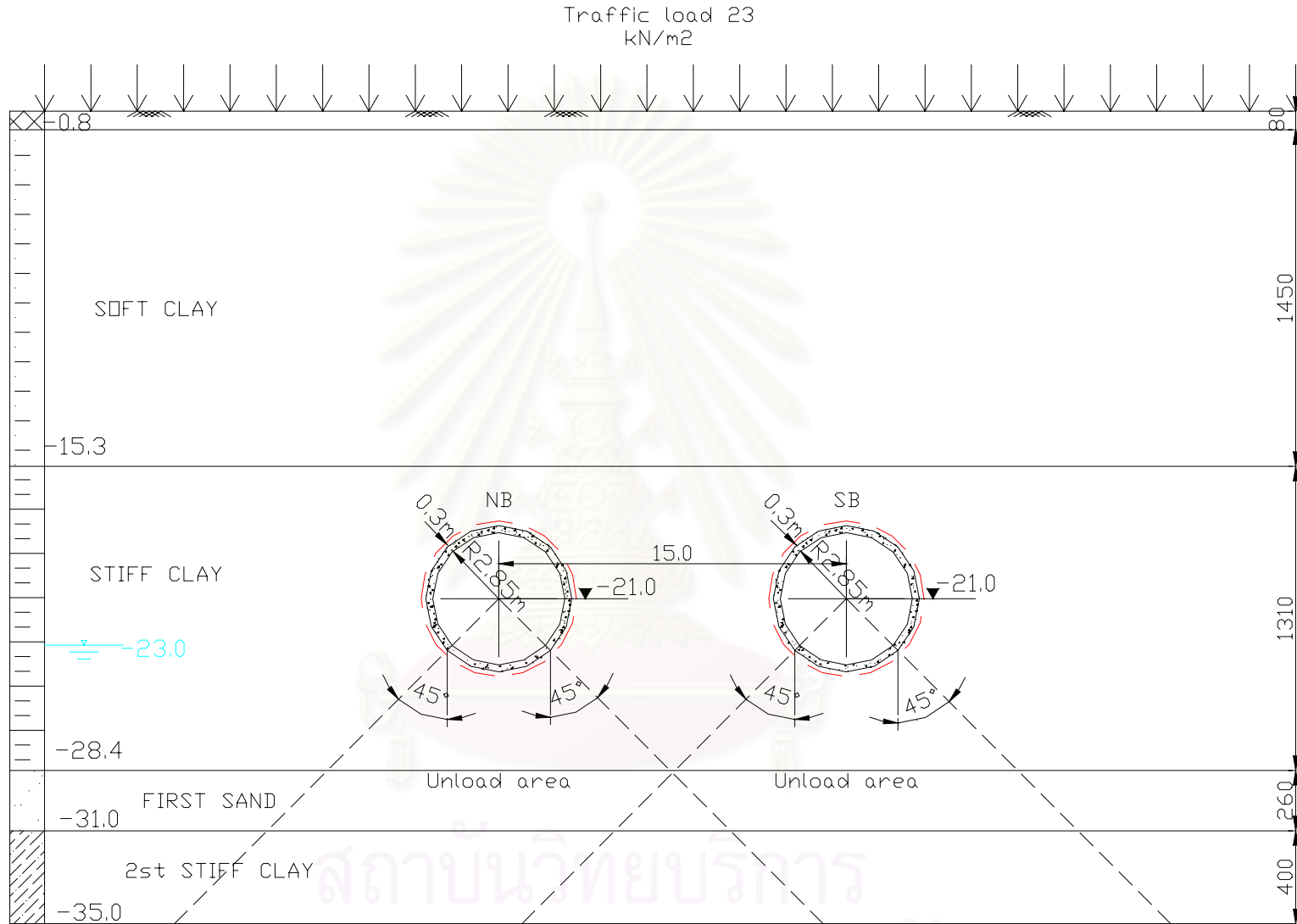
รูปที่ 5.8 กรณีที่ 2 อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย: Zone 23 (เทียบร่วมมิติ-พระราชบัญญัติ)



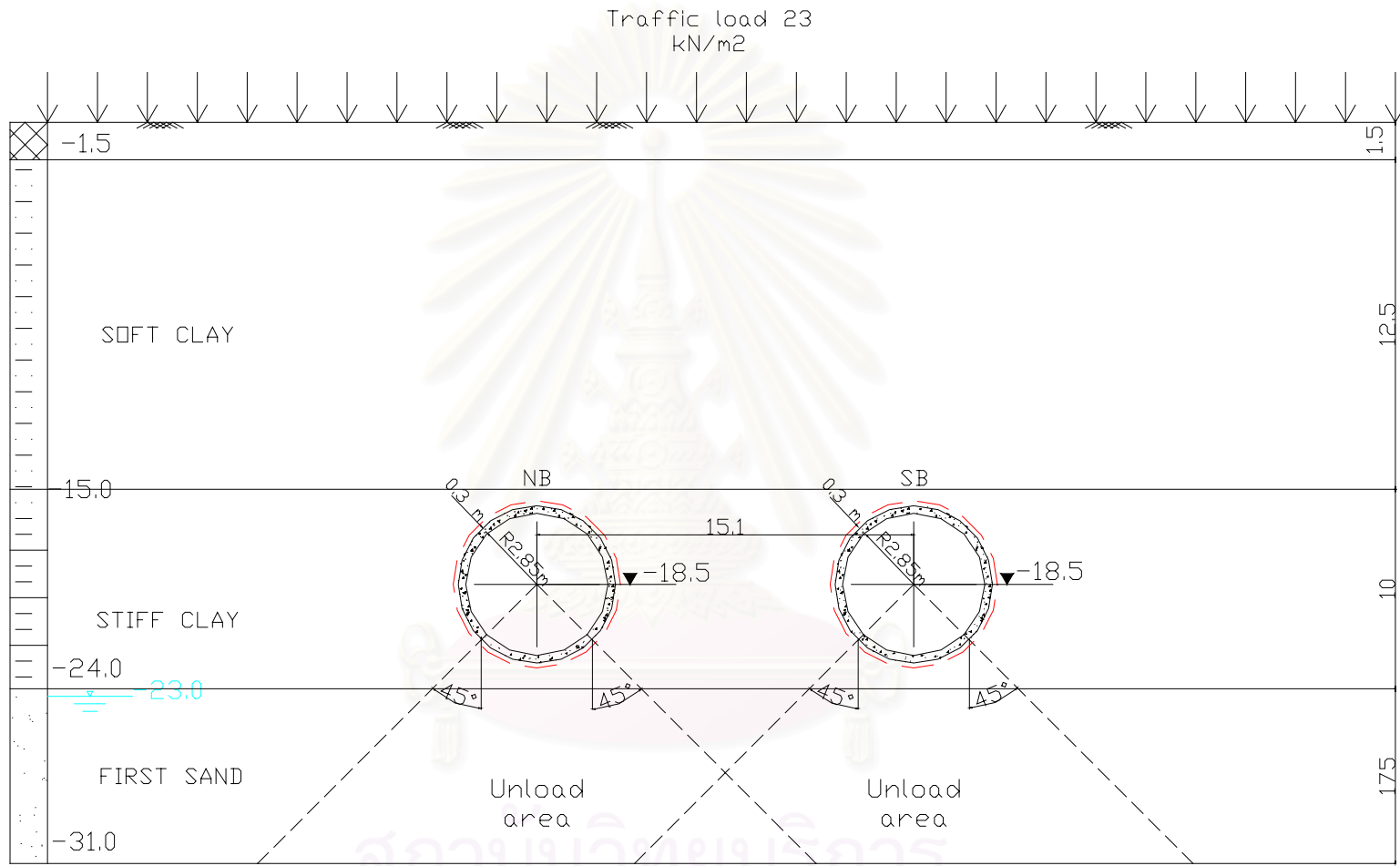
รูปที่ 5.9 กรณีที่ 3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน: Zone 28 (ลาดพร้าว - พหลโยธิน)



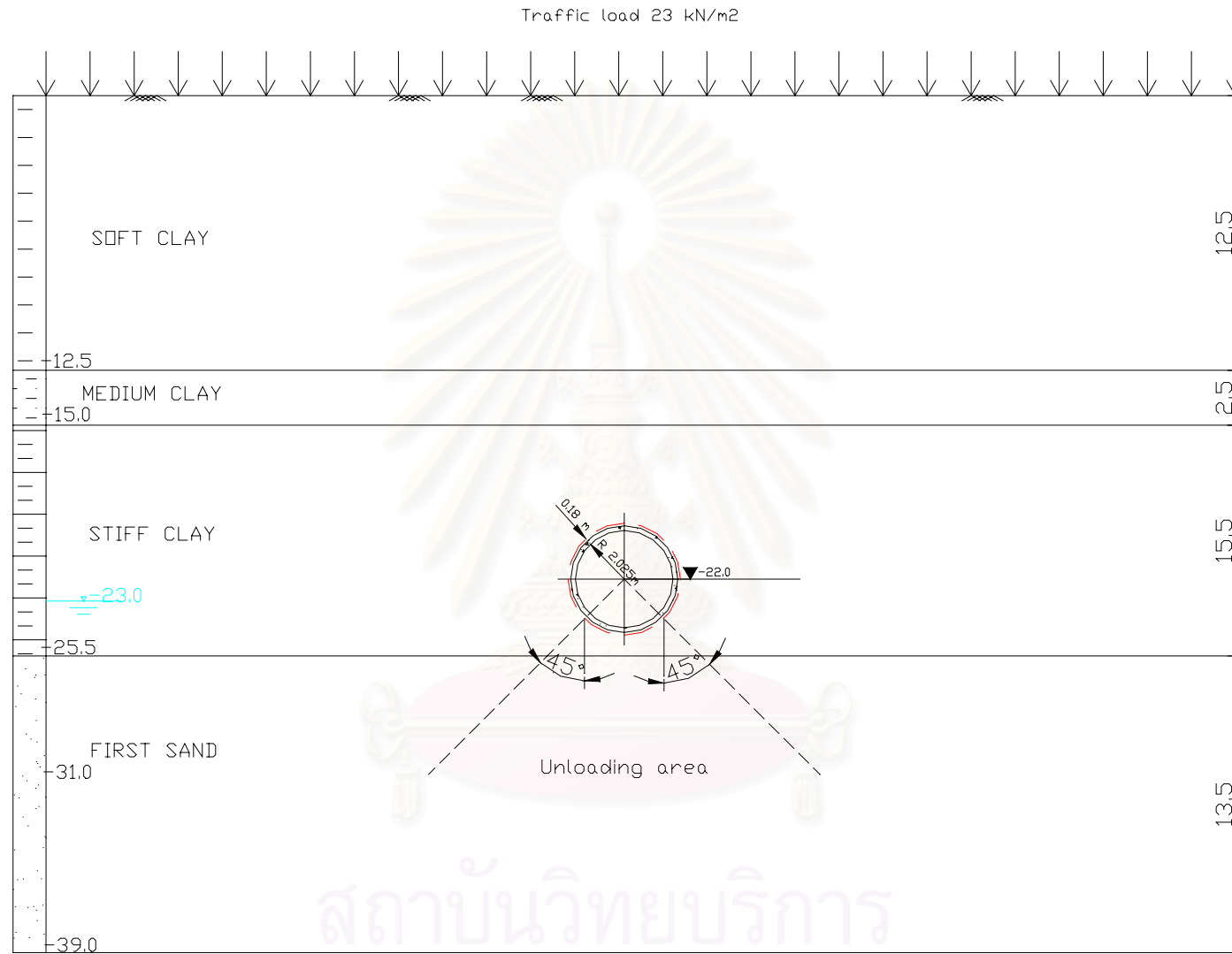
รูปที่ 5.10 กรณี 3 อุโมงค์วางตัวอยู่อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน Zone 26 (รัชดา - ลาดพร้าว)



รูปที่ 5.11 กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Zone 30 (หมอชิต - กำแพงเพชร)



รูปที่ 5.12 กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง Zone 26 (รัชดา - ลาดพร้าว)



รูปที่ 5.13 กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง (อุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร)

5.6 การวิเคราะห์

การวิเคราะห์จะทำการวิเคราะห์เป็น 2 ส่วนคือ ส่วนแรกเป็นการศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์จากการก่อสร้างจริง และส่วนที่สองเป็นการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในผนังอุโมงค์โดยพิจารณาโมเมนต์ดัด (Bending Moment) และแรงในแนวแกน (Axial Force) ที่เกิดขึ้นรอบวงอุโมงค์โดยใช้พารามิเตอร์จากการก่อสร้างจริงมาใช้วิเคราะห์โดยมีรายละเอียดดังนี้

ส่วนที่ 1 ศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์

จะทำการศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นจริงโดยแปรผลจากการรังวัดด้วย Wriggle Survey ช่วงสถานี รัชดา- ลาดพร้าว และทำการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เพื่อ เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการก่อสร้างจริง

ส่วนที่ 2 การวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นภายในอุโมงค์

เป็นการหาแรงภายใน ได้แก่ โมเมนต์ดัด(Bending Moment) และแรงในแนวแกน (Axial Force) โดยวิธี Empirical และการวิเคราะห์โดยFinite Element แล้วทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้ในแต่ละวิธี

วิธี *Empirical* วิธีที่จะนำมาวิเคราะห์มีดังนี้

1. Approximate Method (Standard segment for Shield Work ของ Japan sewage Works association Japan sewage Works association)
2. Morgan Method
3. Einstein Method
4. Erdmann Method

จากวิธีข้างต้นจะมี 3 วิธีที่มีพื้นฐานจากทฤษฎีอีลาสติกคือ Erdmann Method, Einstein Method และ Morgan Method โดยในวิธี Morgan Method จะกำหนดค่า $FS = 4$ ในการคำนวณ และในวิธี Approximate Method จะคิดจากแรงกระทำทั้งหมดที่มีต่อผนังอุโมงค์ในแนวตั้ง และด้านข้าง ซึ่งในการคำนวณจะคำนวณเป็นการคำนวณในลักษณะอุโมงค์เดี่ยวในทุกกรณี

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(Finite Element Method) จะทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Plaxis ซึ่งเป็นโปรแกรมวิเคราะห์ทางปฐพีกลศาสตร์

5.6.1 พฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์

5.6.1.1 ผลการศึกษาและวิเคราะห์ผล

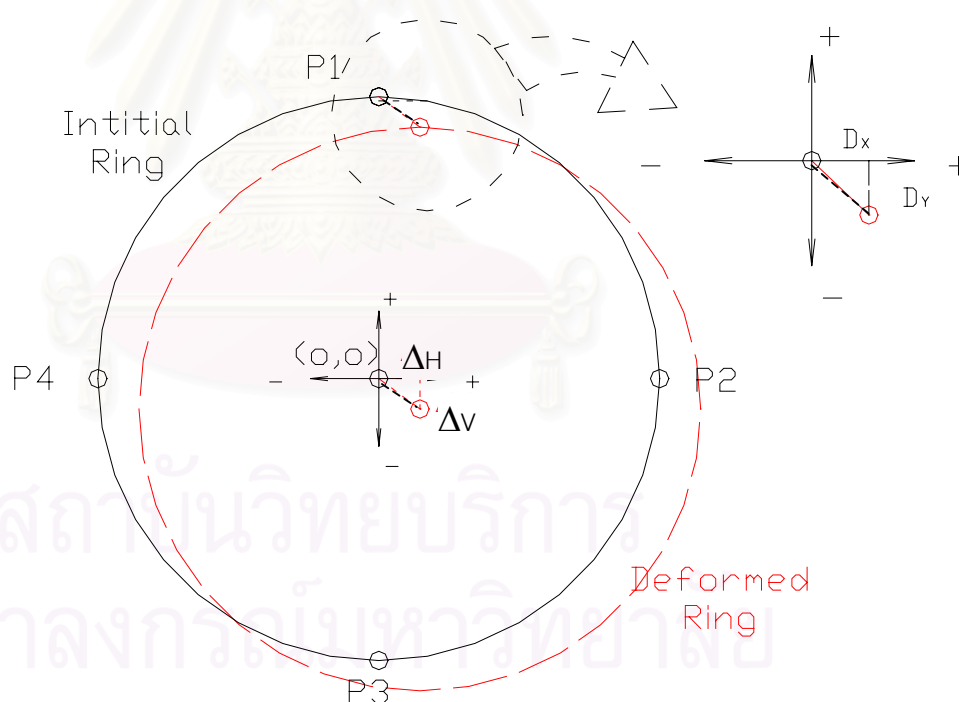
พฤติกรรมจากการก่อสร้างจริง

พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวและเสียรูปของดาดอุโมงค์จะเป็นการศึกษาการเสียรูปและการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ ค่าที่ได้มาจากภารกิจวัดโดยวิธีสำรวจ (Survey Method) โดยกำหนด Manual Survey เป็นค่าเริ่มต้น และระยะสุดท้ายของการการเสียรูปและการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่ทำการวิเคราะห์ เป็นค่าจาก Wriggle Survey ซึ่งเป็นพฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในช่วงเวลาหนึ่ง ประมาณ 14 –20 เดือน

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวจะเป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวในแนวราบ และการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง โดยแยกเป็น 2 กลุ่ม ดังนี้

- 1.วิเคราะห์เทียบกับจุดศูนย์กลางของอุโมงค์
- 2.วิเคราะห์เทียบจากตำแหน่งแต่ละแห่งของดาดอุโมงค์ ได้แก่ Corwn (P1), Spring line ด้านขวา (P2), Invers (P3) และ Spring line ด้านซ้าย (P4)

การกำหนดทิศทางและเครื่องหมายในการวิเคราะห์ จะใช้ระบบพิกัดฉากเป็นเกณฑ์ โดยค่าบวก-ลบจะแสดงทิศทาง ณ ตำแหน่งต่างๆ ของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 5.14



รูปที่ 5.14 การกำหนดเครื่องหมายการเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์

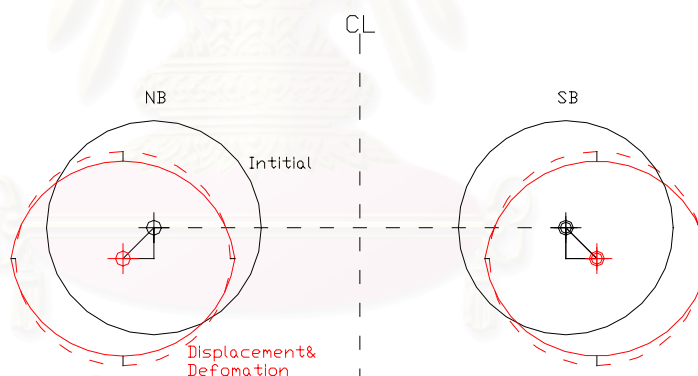
การศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในกรณีอุโมงค์คู่ขนาน ระยะห่างระหว่างอุโมงค์ประมาณ 15 เมตรระหว่างศูนย์กลางของอุโมงค์ ในช่วงรัชดา –ลาดพร้าว จำนวน 580 วง

โดยเก็บข้อมูลทุก ๆ 4 วง หรือทุก 4.8 เมตร สามารถแบ่งการวิเคราะห์ที่ได้เป็น 2 กรณีตามลักษณะการวางตัวของอุโมงค์ตามชั้นดิน คือ กรณีอุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นอุโมงค์ในช่วงแรก บริเวณออกจากสถานีรัชดาอยู่ในช่วงผนังอุโมงค์วงที่ 1-97(R1-R97) และกรณีอุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกเป็นอุโมงค์ช่วงกลางวางตัวอยู่ในระดับลึกอยู่ในช่วงผนังอุโมงค์วงที่ 101-581(R101-R581)

จากการวิเคราะห์ตำแหน่งศูนย์กลางอุโมงค์พบว่าตัวอุโมงค์จะเคลื่อนที่ลงจากตำแหน่งเริ่มต้นและแยกออกจากกัน ดังแสดงในรูป 5.15 ซึ่งเมื่อพิจารณาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินรอบอุโมงค์ซึ่งได้จาก Extensometer และ Inclinator ที่ทำการวัดในช่วงรัชดา-ลาดพร้าว พบว่ามีลักษณะการเคลื่อนตัวสอดคล้องกับการเคลื่อนตัวของอุโมงค์

จากการศึกษาพฤติกรรมการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบและแนวตั้งของอุโมงค์ 4 ตำแหน่ง คือ Crown (P1), Spring line (P2, P4) และ Invert (P3) พบว่าการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งจะมีค่าเป็นลบคือมีการเคลื่อนที่ลงต่ำกว่าตำแหน่งเริ่มต้น ส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบไม่แน่นอนแล้วแต่ตำแหน่ง

การเคลื่อนตัวของศูนย์กลางอุโมงค์ของอุโมงค์และตำแหน่งต่าง ๆ ของอุโมงค์ในแต่ละวง แสดงดังภาคผนวก ข



รูป 5.15 ลักษณะการเคลื่อนตัวของอุโมงค์คู่ขนาน

การวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์(FEM)

การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จะทำการวิเคราะห์โดยใช้พารามิเตอร์ของชั้นดินจริงในช่วงรัชดา-ลาดพร้าว โดยใช้พารามิเตอร์จากหลุมเจาะที่ใกล้เคียงกับบริเวณที่ทำการวิเคราะห์ โดยใช้ $E_v/S_u = 225$ ในชั้นดินเหนียวอ่อน และ $E_v/S_u = 400$ ในชั้นดินเหนียวแข็ง จากผลการวิเคราะห์พบว่าค่าการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งจะมีลักษณะเดียวกับค่าจากการก่อสร้างจริงคือแต่ละตำแหน่งเคลื่อนที่ลงต่ำกว่าจุดเริ่มต้น ส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบพบว่ามีแนวโน้ม เป็นการ

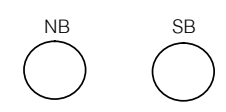
เคลื่อนตัวออกจากกันของอุโมงค์ส่วนเหนือ(NB) ในส่วนของอุโมงค์ส่วนใต้ (SB) เกิดการเปลี่ยนรูปร่างของอุโมงค์น้อยมาก และเมื่อทำการเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนตัวจากการก่อสร้างจริงพบว่า ค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเฉลี่ยในแต่ละตำแหน่งจะมีค่ามากกว่าค่าเฉลี่ยจากการก่อสร้างจริง แต่ยังคงอยู่ในช่วงของค่าสูงสุด-ต่ำสุดของการก่อสร้างจริงโดยในการวิเคราะห์กรณีอุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนจะได้ค่าใกล้เคียงกับค่าจากการก่อสร้างจริง ส่วนในกรณีอุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกพบว่าค่าแตกต่างจากค่าจากการก่อสร้างจริงมาก ส่วนการวิเคราะห์การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบพบว่ามีค่าการเปลี่ยนตำแหน่งน้อยมาก เมื่อเทียบกับค่าจากการก่อสร้างจริง

ค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนตำแหน่งศูนย์กลางอุโมงค์และการเคลื่อนตัว ณ ตำแหน่งต่างๆของอุโมงค์คู่ขนานโครงการรถไฟฟ้ามหานครช่วงรัชดา – ลาดพร้าว สามารถสรุปได้ดังตาราง 5.2

จากผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการเสียรูปของตาดอุโมงค์โดยวิธีไฟในอิลลิเมนต์พบว่าสามารถใช้ได้กับการวิเคราะห์การเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งเนื่องจากค่าที่ได้จะมีค่ามากกว่าค่าจากการก่อสร้างจริงซึ่งจะปลอดภัยต่อการออกแบบตาดอุโมงค์ ส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวราบนั้นพบว่าไม่สามารถทำการวิเคราะห์ได้

แสดงรายละเอียดการวิเคราะห์ในภาคผนวก ข รูปที่ B21-22

ตาราง 5.2 แสดงค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของอุโมงค์คู่ขนานโครงการรถไฟฟ้ามหานครช่วงรัชดา-ลาดพร้าว

ตำแหน่งการเคลื่อนตัว			กรณีที่ 1				กรณีที่ 2				Remark
			NB		SB		NB		SB		
			Dx (mm)	Dy(mm)	Dx (mm)	Dy(mm)	Dx (mm)	Dy(mm)	Dx (mm)	Dy(mm)	
จุดศูนย์กลางอุโมงค์	Displacement		(-) 1.5	(-) 21.9	(+) 6.0	(-) 23.0	(-)9.5	(-) 10.0	(+) 24.4	(-) 9.3	กำหนดตำแหน่งและทิศทางการเคลื่อนที่ดังนี้ 
ตำแหน่งต่างๆ รอบอุโมงค์	CROWN (P1)	Measure Data	(-) 1.6	(-) 25.0	(+) 5.5	(-) 32.4	(-) 8.9	(-) 13.3	(+) 25.1	(-) 17.6	
		FEM	(-) 3.7	(-) 26.6	(+) 2.1	(-) 30.1	(-) 1.7	(-) 23.6	(+) 1.8	(-) 24.3	
	SPRING LINE(P2)	Measure Data	(+) 6.5	(-) 18.6	(+) 16.6	(-) 21.6	(+) 1.1	(-) 8.6	(+) 3.0	(-) 1.0	
		FEM	(-) 3.8	(-) 19.1	(+) 7.7	(-) 23.6	(-) 3.9	(-) 15.4	(+) 0.2	(-) 19.6	
	INVERST(P3)	Measure Data	(-) 1.9	(-) 19.1	(+) 5.7	(-) 19.1	(-) 3.4	(-) 5.4	(+) 2.0	(-) 19.6	
		FEM	(+) 9.0	(-) 24.4	(+) 3.9	(-) 19.4	(+) 0.2	(-) 19.6	(+) 0.2	(-) 19.6	
	SPRING LINE(P4)	Measure Data	(-) 14.4	(-) 19.8	(-) 8.0	(-) 21.2	(-) 20.2	(-) 7.7	(+) 1.0	(-) 19.6	
		FEM	(-) 7.8	(-) 23.9	(-) 1.7	(-) 25.4	(-) 6.4	(-) 18.9	(-) 0.2	(-) 19.6	

หมายเหตุ

กรณีที่ 1 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งและส่วนบนอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน(R1-97)

กรณีที่ 2 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง(R101-581)

5.6.1.2 ประมวลผลการวิเคราะห์

1. ในสภาพจริงเมื่อทำการติดตั้งผนังอุโมงค์แล้วอุโมงค์จะเกิดการเคลื่อนตัวลงเนื่องจากดินในบริเวณเหนืออุโมงค์ที่กดทับอุโมงค์ จาก Tail void ดินบริเวณรอบอุโมงค์ที่ถูกรบกวน และน้ำหนักของอุโมงค์เอง และการเสียรูปของอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในตำแหน่งต่างๆ เป็นผลมาจากน้ำหนักดินที่กดทับเหนืออุโมงค์ ผลจาก Grouting เพื่อลด Tail void ขณะทำการก่อสร้าง และคุณสมบัติของดินบริเวณรอบอุโมงค์

2. การเคลื่อนที่ของอุโมงค์ในแนวราบมีสาเหตุสำคัญมาจากดินที่อยู่เหนืออุโมงค์ และสมบัติของดินรอบอุโมงค์ เมื่อพิจารณาอุโมงค์คู่ขนานที่มีระยะห่างกันประมาณ 15-16 เมตร จากศูนย์กลางอุโมงค์จะพบว่ามวลดินเหนืออุโมงค์และระหว่างอุโมงค์ทั้งสองจะเกิดการเคลื่อนที่ลงมา ซึ่งพิจารณาได้จากค่าการทรุดตัวที่ผิวดินและที่ระดับความลึกต่างๆ มีผลให้อุโมงค์เคลื่อนที่แยกจากการกัน

3. การหาค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของอุโมงค์ที่ Crown , Spring lines และ Invert จะถือว่าค่าเริ่มต้นยังไม่มี การเปลี่ยนตำแหน่ง โดยการเปลี่ยนตำแหน่งในแต่ละจุดเป็นการเปลี่ยนตำแหน่งภายหลังจากการรังวัดโดย Manual Survey เนื่องจาก Manual survey จะทำหลังจากที่ผนังอุโมงค์ที่ประกอบเป็นวงหลุดออกจากส่วน Tail ของหัวเจาะไปได้ระยะหนึ่งแต่จะรังวัดก่อน Grouting ซึ่งการรังวัดจะเป็นการหาตำแหน่งแนวศูนย์กลางของอุโมงค์ที่ผิดไปจากค่าที่ออกแบบไว้ ซึ่งจะไม่พิจารณาตำแหน่งอื่นๆ รอบอุโมงค์

4. ค่าการเปลี่ยนแปลงที่ตำแหน่งใดๆ ที่ Crown, Spring Line และ Inverts เป็นค่าการเคลื่อนตัวของอุโมงค์รวมกับการเสียรูปของอุโมงค์ ซึ่งจะสามารถหารูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์ได้โดยพิจารณาจากผลต่างระหว่างค่าการเคลื่อนตัวของอุโมงค์และค่าการเปลี่ยนตำแหน่งที่ Crown, Spring Line และ Inverts โดยพบว่ารูปแบบการเสียรูปของอุโมงค์จะมีการยุบตัวลงที่ Crown และ Inverts และป่องออกที่ Spring Line ทั้งในอุโมงค์ที่วางตัวในดินเหนียวแข็งชั้นแรก ส่วนบนอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน และในกรณีอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก

5. ผลจากการเจาะของหัวเจาะจะมีผลการเคลื่อนที่ในแนวราบของอุโมงค์ในกรณีอุโมงค์คู่ ในการเจาะอุโมงค์จะมีผลต่อการเปลี่ยนแปลงมวลดินด้านหน้าอุโมงค์ตามแรงดันของหัวเจาะ โดยในกรณีแรงดันของหัวเจาะมากจะทำให้เกิดการดันมวลดิน และกรณีแรงดันของหัวเจำน้อยจะทำให้เกิดไหลทะลักเข้าของมวลดินสู่หัวเจาะ ผลจากอุโมงค์ที่เจาะภายหลังจะมีผลให้เกิดแรงดันของมวลดินด้านหน้าของหัวเจาะ ซึ่งในกรณีที่ทำกรวิเคราะห์พบว่าอุโมงค์จะแยกออกจากกันซึ่งคาดเดาได้ว่าเกิดจากการขุดเจาะโดยใช้แรงดันของหัวเจาะที่มากกว่าแรงดันดินด้านข้าง ดังนั้นจึงมีผลให้เกิดมวลดินดันอุโมงค์ตัวแรกให้เคลื่อนที่ออกด้านข้าง

6. ผลการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่าไม่สามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างได้ดีเนื่องจากเป็นการจำลองรูปในสองมิติหรือ Plan strain ดังนั้นพฤติกรรมของการขูดเจาะใน 3 มิติซึ่งมีผลต่อการเคลื่อนที่ในแนวราบของอุโมงค์จึงไม่สามารถทำการวิเคราะห์ได้ จึงทำให้ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างน้อยกว่าผลจากการก่อสร้างจริงมาก

5.6.2 แรงภายในที่เกิดขึ้นในอุโมงค์

5.6.2.1 การคำนวณและผลการคำนวณ

ผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นเปรียบเทียบกับในแต่ละวิธีพบว่าค่าที่คำนวณได้จะขึ้นอยู่กับขนาดของอุโมงค์ ระดับความลึกของอุโมงค์ และลักษณะของชั้นดินที่อุโมงค์วางตัวอยู่ ส่วนผลจากอุโมงค์ข้างเคียงในกรณีอุโมงค์ไม่มีผลมากต่อผลการคำนวณอุโมงค์ เนื่องจากอุโมงค์อยู่ห่างกันมากกว่าระยะ 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ซึ่งจากการคำนวณโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) เปรียบเทียบระหว่างอุโมงค์เดี่ยวเปรียบเทียบกับอุโมงค์คู่ที่วางตัวอยู่ในชั้นดินลักษณะเดียวกันในกรณีต่างๆ พบว่าโมเมนต์ที่ได้จากกรณีอุโมงค์เดี่ยวมากกว่าอุโมงค์คู่ 2-11% และค่าแรงในแนวแกนจากการเปรียบเทียบระหว่างอุโมงค์เดี่ยวเปรียบเทียบกับอุโมงค์คู่ในกรณีต่างๆ ในลักษณะชั้นดินแบบเดียวกันพบว่าค่าจากอุโมงค์เดี่ยวมากกว่าอุโมงค์คู่ประมาณ 2-6% ผลการคำนวณแสดงในตารางที่ 5.2

พารามิเตอร์ของดินที่สำคัญต่อผลการคำนวณแรงภายใน ในแต่ละวิธีคือ โมดูลัสของดิน (E_u) สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย (K_0) และ อัตราส่วนบิวของ (ν) ซึ่งผลการคำนวณในแต่ละวิธีจะแปรผันกับพารามิเตอร์แต่ละตัวมากน้อยแตกต่างกัน ในการคำนวณโดยวิธี Empirical นั้นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณจะต้องเป็นพารามิเตอร์ในลักษณะดินแบบ Homogenous ซึ่งในสภาพดินจริงประกอบด้วยชั้นดินหลายชั้น ดังนั้นการคำนวณจะใช้การเฉลี่ยค่าภายในบริเวณ Distribution Zone ในวิธี Empirical ที่คำนวณโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) ได้แก่ Einstein Method, Erdmann Method และ Morgan Method พารามิเตอร์ที่มีผลต่อการคำนวณคือสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย (K_0) ส่วนโมดูลัสของดิน (E_u) และอัตราส่วนบิวของ (ν) ส่วนใน Approximate Method พบว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย (K_0) จะเป็นตัวที่สำคัญต่อการคำนวณการคำนวณมากที่สุด ส่วนโมดูลัสของดิน (E_u) และอัตราส่วนบิวของ (ν) จะไม่ส่งผลต่อการคำนวณโดยวิธีนี้มากนัก ส่วนในการคำนวณโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) จะใส่พารามิเตอร์ตามลักษณะของชั้นดินในแต่ละชั้น ซึ่งพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลต่อการคำนวณคือ สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย (K_0) ส่วนโมดูลัสของดิน (E_u) และอัตราส่วนบิวของ (ν)

ในการคำนวณแรงภายในโดยวิธี Empirical ซึ่งแบ่งได้เป็น 2 ลักษณะคือการคำนวณโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) และ Approximate Method ซึ่งการวิเคราะห์ Bending Moment ที่เกิด

ชั้นรอบอุโมงค์ พบว่าในการคำนวณโดยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) จะได้โมเมนต์สูงสุดที่ crown และ spring line ส่วน Approximate Method จะได้โมเมนต์สูงสุดที่ crown ของดาตอุโมงค์ และการคำนวณโดยไฟไนติเม้นต์(FEM) พบว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากกว่าบริเวณ crown และ spring line ของดาตอุโมงค์ ในการวิเคราะห์แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในดาตอุโมงค์พบว่า การคำนวณโดยทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory)แรงภายในที่เกิดขึ้นจะมากที่สุดบริเวณ crown และ spring line เช่นเดียวกับโมเมนต์ดัด ส่วน Approximate Method จะได้แรงภายในสูงสุดที่ Invert ของดาตอุโมงค์ และการคำนวณโดยไฟไนติเม้นต์(FEM) จะได้แรงภายในสูงสุดที่ Invert ของดาตอุโมงค์เช่นเดียวกับ Approximate Method

การคำนวณแรงภายในโดย Morgan Method มี FS เท่ากับ 4 ร่วมในการคำนวณ ซึ่งมีผลให้ค่าโมเมนต์กระทำสูงขึ้น ซึ่งปลอดภัยต่อการคำนวณออกแบบผนังอุโมงค์

เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยไฟไนติเม้นต์(FEM)พบว่าทั้งโมเมนต์เกิดในลักษณะเดียวกับการวิเคราะห์โดยทฤษฎี(Empirical Method) คือ มีค่ามากที่สุดที่ crown และ spring line และแรงในแนวแกน มากที่สุดที่ Invert ของดาตอุโมงค์โดยค่าโมเมนต์ที่คำนวณได้ส่วนใหญ่ได้ใกล้เคียงกับวิธี Approximate Method โดยค่าน้อยกว่า ส่วนแรงในแนวแกนที่คำนวณได้มีค่าใกล้เคียงกับวิธีของ Einstein Method และ Erdmann Method เป็นส่วนใหญ่แต่ในบางกรณีได้ค่าใกล้เคียงกับวิธี Approximate Method โดยทั้งโมเมนต์และแรงในแนวแกนมีค่าน้อยกว่าค่าที่มากที่สุดจากการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎี คือ Approximate Method

รายละเอียดผลการวิเคราะห์ที่ได้แสดงในภาคผนวก ค และเปรียบเทียบผลการคำนวณโมเมนต์และแรงในแนวแกนในแต่ละกรณีแสดงในตาราง 5.3

จากผลการคำนวณสามารถสรุปผลการคำนวณเป็นกรณีได้ดังนี้

กรณีอุโมงค์คูขนานวางตัวในชั้นทราย

อุโมงค์วางตัวอยู่ที่ระดับความลึกมากกว่ากรณีอื่นเป็นผลให้ แรงดันดิน(Overburden Pressure) ที่กระทำต่ออุโมงค์มีค่าสูง ในกรณีนี้พารามิเตอร์ของดินในชั้นทรายมีผลต่อการคำนวณเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจากพารามิเตอร์ของดินพบว่าค่า สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย์ (K_0) ในกรณีนี้มีค่าต่ำคือเท่ากับ $K_0 = 0.5$ และ E_u มีค่าค่อนข้างสูง ซึ่งจากผลการคำนวณเมื่อเทียบกับกรณีอื่น ค่าแรงภายในที่ได้มีค่ามากกว่ากรณีอื่น

จากผลการคำนวณโดยวิธี Empirical ในแต่ละวิธี พบว่า Approximate Method ได้ค่าแรงภายในสูงสุดเนื่องจากค่า K_0 ที่ใช้ในการคำนวณเป็นตัวแปรที่สำคัญในการคำนวณ ส่วนวิธีจากทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) จะให้ผลการคำนวณที่ต่ำกว่าวิธี Approximate Method เนื่องจากค่า E_u ที่สูงในชั้นทราย ส่วน Morgan Method ซึ่งใช้พื้นฐานมาจากทฤษฎีอีลาสติก (Elastic

Theory) เมื่อ $FS = 4$ ในการคำนวณแล้ว ค่าที่ได้จะค่อนข้างสูงแต่ยังต่ำกว่าวิธี Approximate Method

กรณีอุโมงค์คูขนานในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย

ในกรณีนี้อุโมงค์จะวางอยู่ตื้นกว่าในกรณีแรกเป็นผลให้แรงดันดิน (Overburden Pressure) ที่กระทำต่ออุโมงค์มีค่าต่ำกว่า พารามิเตอร์ของดินในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายจะมีผลต่อแรงภายในที่เกิดขึ้นกับอุโมงค์ เนื่องจาก Distribution Zone จะครอบคลุมอยู่ในชั้นดังกล่าว เมื่อทำการเฉลี่ยค่าพารามิเตอร์เพื่อใช้ในการคำนวณแรงภายในในวิธี Empirical มีผลให้โมดูลัสของดิน (E_u) ค่อนข้างสูง สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างสถิตย์ (K_0) และ อัตราส่วนบัวของ (ν) ต่ำ ซึ่งผลจากพารามิเตอร์ของดินทำให้ผลการคำนวณโดย Approximate Method ค่อนข้างสูงเนื่องจากค่า K_0 ต่ำ และผลการคำนวณด้วยวิธีจากการใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) จะให้ค่าค่อนข้างต่ำ เนื่องจากมีค่า E_u สูง และใน Morgan Method จะให้ค่าที่ค่อนข้างสูงเนื่องจากมี $FS = 4$

กรณีอุโมงค์คูขนานในดินเหนียวแข็งชั้นแรก

เนื่องจากอุโมงค์วางตัวอยู่ในระดับตื้นกว่าสองกรณีแรกมีผลให้แรงดันดิน (Overburden Pressure) ที่กระทำต่ออุโมงค์มีค่าต่ำกว่าสองกรณีแรก ส่วนพารามิเตอร์ของดินที่มีผลต่ออุโมงค์ขึ้นอยู่กับชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกเป็นส่วนใหญ่ ซึ่ง K_0 มีค่าค่อนข้างสูง E_u ต่ำ และใช้ $\nu = 0.5$ ในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งผลการคำนวณโดย Approximate Method จะมีค่าสูงและใกล้เคียงกับการคำนวณโดยไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) ส่วนวิธีการคำนวณโดยใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) จะได้ค่าค่อนข้างต่ำ และใน Morgan Method จะให้ค่าที่สูงสุดเนื่องจากมี $FS = 4$

กรณีอุโมงค์คูขนานในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน

ในกรณีนี้อุโมงค์จะวางตัวอยู่ในระดับตื้นกว่ากรณีอื่น ซึ่งจะทำให้แรงภายในที่คำนวณได้น้อยกว่าในกรณีอื่น ๆ และพิจารณาพารามิเตอร์ที่ใช้พบว่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่ออุโมงค์เป็นของชั้นดินเหนียวอ่อน และชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งค่า K_0 สูง E_u ต่ำ และใช้ $\nu = 0.5$ ซึ่งผลการคำนวณพบว่าค่าจาก Approximate Method จะได้ค่าค่อนข้างสูง ส่วนการคำนวณด้วยวิธีจากการใช้ทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) จะให้ค่าค่อนข้างต่ำ

ในการคำนวณโดยไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) ทำการคำนวณเป็น 2 กรณีโดยในกรณีแรก ใช้ $E_u/S_u = 240$ สำหรับดินเหนียวอ่อน และ $E_u/S_u = 480$ สำหรับดินเหนียวแข็งชั้นแรก พบว่าโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้มีค่าค่อนข้างต่ำ เมื่อเทียบกับวิธีจาก Empirical Method โดยมีค่าต่ำกว่าประมาณ 13 % ซึ่งผลการคำนวณที่ต่ำจะไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบผนังอุโมงค์ ส่วนในกรณีที่สองใช้ $E_u/S_u = 225$ สำหรับดินเหนียวอ่อน และ $E_u/S_u = 400$ จะพบว่าโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้มีค่ามากกว่ากรณีแรกและมีค่าใกล้เคียงกับวิธีจาก Empirical Method โดยมีค่าต่ำกว่าประมาณ 1 % เนื่องในกรณีนี้

ค่าที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับ Approximate Method ซึ่งค่าค่อนข้างสูงจึงปลอดภัยต่อการออกแบบมากกว่า

อุโมงค์เดี่ยวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก(โครงการอุโมงค์ผันน้ำเปรมประชากร)

จากผลการคำนวณพบว่าแรงภายในที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยกว่ากรณีอุโมงค์คู่เนื่องจากมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางน้อยกว่าคือ 4.05 เมตร และจากสภาพชั้นดินบริเวณที่ก่อสร้างอุโมงค์ จากผลการคำนวณพบว่าค่า E_p/S_u ที่เหมาะสมในการคำนวณออกแบบตาดอุโมงค์จะอยู่ที่ 225 ในชั้นดินเหนียวอ่อน และ 400 ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งค่าจาก Approximate Method จะสูงที่สุด

ตารางที่ 5.2 เปรียบเทียบแรงภายในระหว่างอุโมงค์เดี่ยวและอุโมงค์คู่ในสภาพแวดล้อมเดียวกัน

				อุโมงค์คู่ขนาน		อุโมงค์เดี่ยว
				NB	SB	
กรณีที่ 1	อุโมงค์วางตัวในชั้นทรายชั้นแรก.	โมเมนต์ดัดสูงสุด (Mt) (t-m/m)	Max(+)	20.74	20.85	21.27
			Div.%	-0.5	0	2.03
			Max(-)	-20.04	-20.3	-20.38
			Div.%	-1.29	0	0.38
		แรงในแนวแกนสูงสุด (Nt) (t/m)	Max	107.42	105.27	103.32
			Div.%	2.04	0	-1.86
กรณีที่ 2	อุโมงค์วางตัวระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย	โมเมนต์ดัดสูงสุด (Mt) (t-m/m)	Max(+)	17.15	16.35	16.82
			Div.%	0	-4.88	-2.06
			Max(-)	-14.57	-13.55	-12.93
			Div.%	0	6.26	-11.28
		แรงในแนวแกนสูงสุด (Nt) (t/m)	Max	96.02	94.76	89.74
			Div.%	0	-1.32	-6.62
กรณีที่ 3	อุโมงค์วางตัวระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง	โมเมนต์ดัดสูงสุด (Mt) (t-m/m)	Max(+)	15.81	15.68	15.89
			Div.%	0.79	0	1.32
			Max(-)	-11.22	-11.05	-12.06
			Div.%	1.48	0	9.16
		แรงในแนวแกนสูงสุด (Nt) (t/m)	Max	98.79	98.64	97.29
			Div.%	0.15	0	-1.37
กรณีที่ 4	อุโมงค์วางตัวระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก	โมเมนต์ดัดสูงสุด (Mt) (t-m/m)	Max(+)	15.68	15.71	16.35
			Div.%	-0.19	0	4.09
			Max(-)	-11.4	-11.59	-12.4
			Div.%	-1.62	0	6.96
		แรงในแนวแกนสูงสุด (Nt) (t/m)	Max	98.94	100.01	96.02
			Div.%	-1.07	0	-3.99

ตาราง 5.4 สรุปผลการวิเคราะห์แรงภายในสูงสุดของผนังอุโมงค์

อุโมงค์	กรณี	ตำแหน่ง	E_p/S_u	แรงภายในสูงสุด		Approx. method	Einstien method	Erdmann method	Morgan method	FEM method		
										NB	SB	
(โครงการ MRTA) Do = 6.3 m, h = 0.30 m	1. อุโมงค์วางตัวในชั้นทรายชั้นแรก	เทียบร่วมมิตร-ประชากรราษฎร์	ดินเหนียวอ่อน = 240 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 480	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)	24.95	17.81	15.24	20.26	20.74	20.85	
					% Diff	19.7	-14.6	-26.9	-2.8	-0.5	0	
					Mt(-)	-19.77	-17.81	-15.24	-20.26	-20.04	-20.3	
					% Diff	-2.6	-12.3	-24.9	-0.2	-1.3	0	
	แรงในแนวแกน (t/m)	Nt(+)	168.05	107.87	113.76	267.98	107.42	105.27				
		% Diff	59.6	2.5	8.1	154.6	2	0				
		2. อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย	เทียบร่วมมิตร-ประชากรราษฎร์ป่าใหญ่	ดินเหนียวอ่อน = 240 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 480	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)	19.59	13.06	13.85	19	17.15	16.35
						% Diff	14.2	-23.8	-19.2	10.8	0	-4.7
	Mt(-)					-15.7	-13.06	-13.85	-19	-14.57	-13.55	
	% Diff					7.8	-10.4	-4.9	30.4	0	-7	
	แรงในแนวแกน (t/m)	Nt(+)	132.14	94.61	95.95	323.17	96.02	94.76				
		% Diff	37.6	-1.5	-0.1	141.8	0	-1.3				
3. อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็ง		ลาดพร้าว-พหลโยธิน	ดินเหนียวอ่อน = 240 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 480	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)	15.51	13.73	12.89	17.79	13.92	13.72	
					% Diff	13	0.1	-6	29.7	1.5	0	
	Mt(-)				-14.17	-13.73	-12.89	-17.79	-12.73	-13.08		
	% Diff				8.3	5	-1.5	36	-2.7	0		
แรงในแนวแกน (t/m)	Nt(+)	91.85	102.16	101.23	186.43	89.87	88.41					
	% Diff	3.9	15.6	14.5	110.9	1.7	0					
	ดินเหนียวอ่อน = 225 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 400	รัชดา-ลาดพร้าว*	ดินเหนียวอ่อน = 225 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 400	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)	15.51	13.73	12.89	17.79	15.81	15.68	
					% Diff	-1.1	-12.4	-17.8	13.5	0.8	0	
Mt(-)					-14.71	-13.73	-12.89	-17.79	-11.22	-11.05		
% Diff					28.2	24.3	16.7	61	1.5	0		
แรงในแนวแกน (t/m)	Nt(+)	91.85	102.16	101.23	186.43	98.79	98.64					
	% Diff	-6.9	3.6	2.6	89	0.2	0					
	แรงในแนวแกน (t/m)	รัชดา-ลาดพร้าว*	ดินเหนียวอ่อน = 225 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 400	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)					14.2	14.19	
					% Diff					0.1	0	
Mt(-)									-10.85	-11.34		
% Diff									-4.3	0		
แรงในแนวแกน (t/m)	รัชดา-ลาดพร้าว*	ดินเหนียวอ่อน = 225 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 400	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Nt(+)					95.95	95.89		
				% Diff					0.1	0		

อุโมงค์	กรณี	ตำแหน่ง	E_c/S_u	แรงภายในสูงสุด		Approx. method	Einstien method	Erdmann method	Morgan method	FEM method				
										NB	SB			
	4. อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง	หมอซิด-กำแพงเพชร	ดินเหนียวอ่อน = 240 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 480	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Mt(+)	15.73	11.56	11.28	17.54	15.68	15.71			
					% Diff	0.1	-26.4	-28.2	11.7	-0.2	0			
				แรงในแนวแกน (t/m)	Mt(-)	-13.84	-11.54	-11.28	-17.54	-11.4	-11.59			
					% Diff	19.4	-0.2	-2.7	51.3	-1.6	0			
		รัชดา-ลาดพร้าว*	ดินเหนียวอ่อน = 225 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 400	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Nt(+)	111.53	116.3	111.14	180.27	98.94	100.01			
					% Diff	11.5	16.3	11.1	80.3	-1.1	0			
				แรงในแนวแกน (t/m)	Mt(+)					16	15.3			
					% Diff					4.55	0			
					Mt(-)				-12.37	-11.8				
					% Diff				4.8	0				
อุโมงค์เดี่ยว (โครงการเปรมประชากร) Do = 4.05 m, h=0.18 m	อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง	ถนนประชาราษฎร์สาย 2	ดินเหนียวอ่อน = 240 ดินเหนียวแข็งชั้นแรก = 480	โมเมนต์ดัด (t-m/m)	Nt(+)	73	70.82	63.64	92.48	71.32				
					% Diff	2.4	-0.7	-10.8	29.7	0				
				แรงในแนวแกน (t/m)	Mt(+)	6.72	4.34	3.75	5.82	4.39				
					% Diff	53	-1.2	-14.6	32.6	0				
									Mt(-)	-6.05	-4.34	-3.75	-5.82	-3.5
									% Diff	72.7	24	7.2	66.4	0

หมายเหตุ

* แรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการเสียรูปและการเคลื่อนตัว

5.6.2.2 ประมวลผลการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์พบว่าภาระงานภายในโดย Einstein Method และ Erdmann Method และ ได้ค่าโมเมนต์ดัดและค่าแรงในแนวแกนที่ต่ำ และผลการคำนวณจะขึ้นอยู่กับโมดูลัสของดิน(E_u) เป็นสำคัญ ซึ่ง 2 วิธีข้างต้นนั้นไม่เหมาะสมที่จะนำมาวิเคราะห์แรงภายในของการก่อสร้างอุโมงค์ในดินกรุงเทพฯ ซึ่งลักษณะชั้นดินไม่สม่ำเสมอ และ โมดูลัสของดินไม่แน่นอน และการหาค่าได้โดยวิธีประมาณ ส่วนใน Morgan Method ผลการคำนวณจะขึ้นอยู่กับโมดูลัสของดิน(E_u) เช่นเดียวกัน แต่เนื่องจากการใช้ FS = 4 ในการคำนวณ ทำให้ผลการคำนวณได้ค่าที่สูงขึ้นซึ่งจะปลอดภัยในการออกแบบผนังอุโมงค์มากกว่า แต่พบว่าวิธีนี้ผลการคำนวณแรงในแนวแกนจะได้ค่าที่สูงมากโดยเฉพาะอุโมงค์ที่วางตัวอยู่ในชั้นทราย และ ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง ที่ใช้เป็นค่าของชั้นทรายซึ่งจะลดลงกว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างของดินเหนียวกว่า 50 % ซึ่งจะมีผลต่อการคำนวณอย่างมาก

การคำนวณโดย Approximate Method ตัวแปรที่เป็นปัจจัยสำคัญที่สุดคือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K_0) ซึ่งพบว่าวิธีการวิเคราะห์โดยวิธีเป็นการใช้หลักการสมมูลย์จากแรงภายนอกที่มากกระทำต่ออุโมงค์ซึ่งตรงกับสภาพจริงของอุโมงค์ ซึ่งจากผลการคำนวณพบว่าค่าโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกน ที่ได้มีส่วนใหญ่มีค่าค่อนข้างสูงกว่าวิธีอื่น ซึ่งทำให้มีความปลอดภัยในการออกแบบผนังอุโมงค์ในกรณีที่อุโมงค์วางตัวในชั้นทรายพบว่าผลการคำนวณที่ได้จะสูงมากเกินไปเนื่องจากค่า แรงดันดินด้านข้างที่ใช้ต่ำ ซึ่งเป็นของชั้นทราย จะมีค่าเท่ากับ 0.5

ส่วนผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(FEM) เมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Empirical โดยใช้ค่า $E_u/S_u = 240$ ในดินเหนียวอ่อน และ 480 ในดินเหนียวแข็งชั้นแรก พบว่าค่าที่ได้ออกมาจะสูงกว่า Einstein Method และ Erdmann และค่าจะใกล้เคียงกับ Approximate Method เป็นส่วนใหญ่ แต่ในกรณีที่อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งและส่วนบนอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน ค่าโมเมนต์ดัดที่ได้ค่อนข้างต่ำ ทำให้ไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบตาดอุโมงค์ ดังนั้น ค่า E_u/S_u ที่ใช้ควรจะอยู่ที่ 225 ในดินเหนียวอ่อน และ 400 ในดินเหนียวแข็งชั้นแรก เนื่องจากจะได้ผลการคำนวณค่าโมเมนต์ดัดที่สูงขึ้นและใกล้เคียงกับค่าจาก Approximate Method

ทั้งนี้ในการคำนวณได้ใช้พารามิเตอร์ของดินในสภาพจริงตามเส้นทางของอุโมงค์ ซึ่งสภาพชั้นดินแตกต่างกันในแต่ละบริเวณ โดยเลือกหลุมที่ใกล้เคียงกับบริเวณหน้าตัดที่ทำกรวิเคราะห์ ดังนั้น พารามิเตอร์จะแตกต่างกันในแต่ละหลุมจะมีผลต่อการคำนวณที่ได้ในแต่ละกรณีด้วย

บทที่ 6

สรุปผลวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิเคราะห์

1. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของอุโมงค์คู่ขนานโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าพ้ามหานครมีลักษณะการเคลื่อนตัวลงในแนวตั้งและแยกออกจากกันในแนวราบ
2. การเสียรูปของอุโมงค์คู่ขนานโครงการอุโมงค์รถไฟฟ้าพ้ามหานคร มีลักษณะยุบตัวในแนวตั้งและขยายออกในแนวราบ
3. การศึกษาพฤติกรรมการเสียรูปและการเคลื่อนตัวของอุโมงค์โดยวิธีไฟไนติเม้นต์ พบว่าสามารถใช้กับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง ในขณะที่การเคลื่อนตัวในแนวราบไม่สามารถใช้วิเคราะห์ได้
4. การวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์ด้วย Empirical Method เปรียบเทียบกันในแต่ละวิธีพบว่า Morgan Method ให้ผลการวิเคราะห์สูงสุดเนื่องจาก มีค่า FS = 4 และ Approximate Method ได้ค่ารองลงมา ส่วน Einstein Method และ Erdmann Method ได้ค่าน้อยกว่าสองวิธีแรก เมื่อเปรียบเทียบผลของวิธีประมาณ (Empirical Method) กับการวิเคราะห์โดย FEM พบว่าได้ค่าจาก FEM ใกล้เคียงกับวิธี Approximate Method
5. การวิเคราะห์แรงภายในเพื่อการออกแบบโดยวิธีประมาณควรใช้วิธี Approximate Method แต่ในกรณีอุโมงค์วางตัวในชั้นทราย การวิเคราะห์โดย Approximate Method ไม่เหมาะสมเนื่องจากค่าที่สูงเกินไป
6. ค่า E_u/S_u ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์พฤติกรรมการเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ และการวิเคราะห์แรงภายในดาดอุโมงค์ ด้วยไฟไนติเม้นต์ควรมีค่าระหว่าง 225 -240 สำหรับดินเหนียวอ่อน และเท่ากับ 400 – 480 สำหรับดินเหนียวแข็งชั้นแรกซึ่งมีค่า Shear stain อยู่ในช่วง 0.1-1 %

6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

1. ข้อมูลการเคลื่อนตัวและการเสียรูปของอุโมงค์ ผู้วิจัยได้ทำการศึกษาเพียงช่วงหนึ่งของโครงการรถไฟฟ้าพ้ามหานคร จึงควรมีการศึกษาเพิ่มเติมในช่วงอื่น และในโครงการอุโมงค์อื่นด้วย
2. ควรทำการศึกษาเพิ่มเติมสามมิติซึ่งตรงกับพฤติกรรมจริงของอุโมงค์
3. การศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์ไม่คำนึงถึงผลจาก Grouting ซึ่งจะมีผลต่อพฤติกรรมของอุโมงค์ซึ่งควรมีการทำวิจัยต่อไป
4. ในงานวิจัยเป็นการศึกษาพฤติกรรมของอุโมงค์ปกติทั่วไป โดยไม่ได้ทำการศึกษาในบริเวณที่เสี่ยง เช่น บริเวณมีการ Underpinning และ บริเวณ Intervention Shaft ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมต่อไป

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ชินวุฒิ ชาญฉายา. 2543. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยวิธีจำลองทางคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- มานิตย์ ตันติทรงธรรม, นัธพนธ์ ขวัญมิตร และศิวะ ทิพย์ถาวรกุล.2541.การใช้เครื่องมือทางเทคนิคในโครงการรถไฟฟ้ามหานครระยะแรก-สายเหนือ.รวมบทความโครงการทางวิศวกรรมโยธา, หน้า 157-170. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- วันชัย เทพรักษ์. 2543. การออกแบบและก่อสร้างอุโมงค์ผิวน้ำเปรมประชากร. การอบรมทางวิชาการเรื่อง ฐานรากและโครงสร้างใต้ดิน รุ่นที่ 2, หน้า 1-30. 16-20 ตุลาคม 2543. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- สุพจน์ เตชวรสินสกุล. 2540. Basic Principle of Shield Tunneling. เอกสารประกอบการอบรมเรื่อง ความรู้พื้นฐานงานก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (20-21 สิงหาคม 2540). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์.
- สุพจน์ เตชวรสินสกุล. 2540. การออกแบบตาดอุโมงค์(Tunnel Lining). เอกสารประกอบการอบรมเรื่อง ความรู้พื้นฐานงานก่อสร้างอุโมงค์ในดินอ่อน (20-21 สิงหาคม 2540). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. 2540. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่1.กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.
- เอกรัตน์ นาคะกุล. 2526. การก่อสร้างในดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ภาษาอังกฤษ

- Alpan, I. 1967. The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{or} . Soil and Foundation.Vol.3, No.1
- Brinkgreve, R. and Brand, P. A.1996. Application of Plaxis for soil and rock plasticity. Short Course Numerical Analysis in Geotechnical Engineering. AIT
- Craig, R.N. and Muir Wood, A.M. 1978. A review of tunnel lining practice in the UK. TRRL Supplementary Report, No.335, 211p.
- Duddeek,H. and Erdmann, J. 1982. Structure design models for tunnels. Tunnelling'82, pp. 83-91. IMM. London.

- Einstein, H.1979. Simplified Analysis for Tunnel Supports. Journal of the Journal of Geotechnical Engineering, April:499-518.
- Ion Joint Venture-MRTA ISP. 1998. Design Manual For Structure Analysis. Bored Tunnels & Intervention Shafts –Design Report vol.I.
- Ion Joint Venture-MRTA ISP. 1998. Design Rationale. Bored Tunnels & Intervention Shafts – Design Report vol.I.
- Ion Joint Venture-MRTA ISP. 1998. Standard Structural Analysis Section – Precast Concrete Lining. Bored Tunnels & Intervention Shafts –Design Report vol.I.
- Ion Joint Venture-MRTA ISP. 1998. Particular Load Cases – Precast Concrete Lining. Bored Tunnels & Intervention Shafts –Design Report vol.I.
- Jaky, J. 1944. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers: 355-358.
- Lyons,A.C. and Reed,A.J.1974. Modern cast iron tunnel and shaft linings. Proc.RETC, Vol.1, Chap. 48,669-689.
- Morgan ,H. D. 1961, A Contribution to the Analysis of Stress in a Circular Tunnel. Geotechnique11, No.1:37-46.
- Nishimatsu Construction Co. Ltd. 1976. The calculations of Segment for Primary Lining, Design Concept in First Stage Tunnel Contract G-TN-413-R, Tokyo.
- Peck, R. B., Hendron, A.J. and Mohraz, B.1972. State of the art of soft-ground tunneling. Kenneth S. Lane and Larry A. Garfield (eds.), Proceedings V.I North American Rapid Excavation and Tunneling conference Chicago, June 1972, pp 259-286. Illinois
- Teparaksa,W. 1999. Principal and application of Instrumentation for the first MRTA subway project in Bangkok. Proc. of 5th International Conference on Field Measurement in Geomechanics: 411-416.
- Timoshenko, S.P. , and Goodier, J.N.1934.Theory of Elastic. McGraw-Hill Book, New York
- Szechy,K.1973. Design of circular Tunnel Sections. Art of Tunneling. Akademiai Kiadd. Budapest.

ภาคผนวก



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

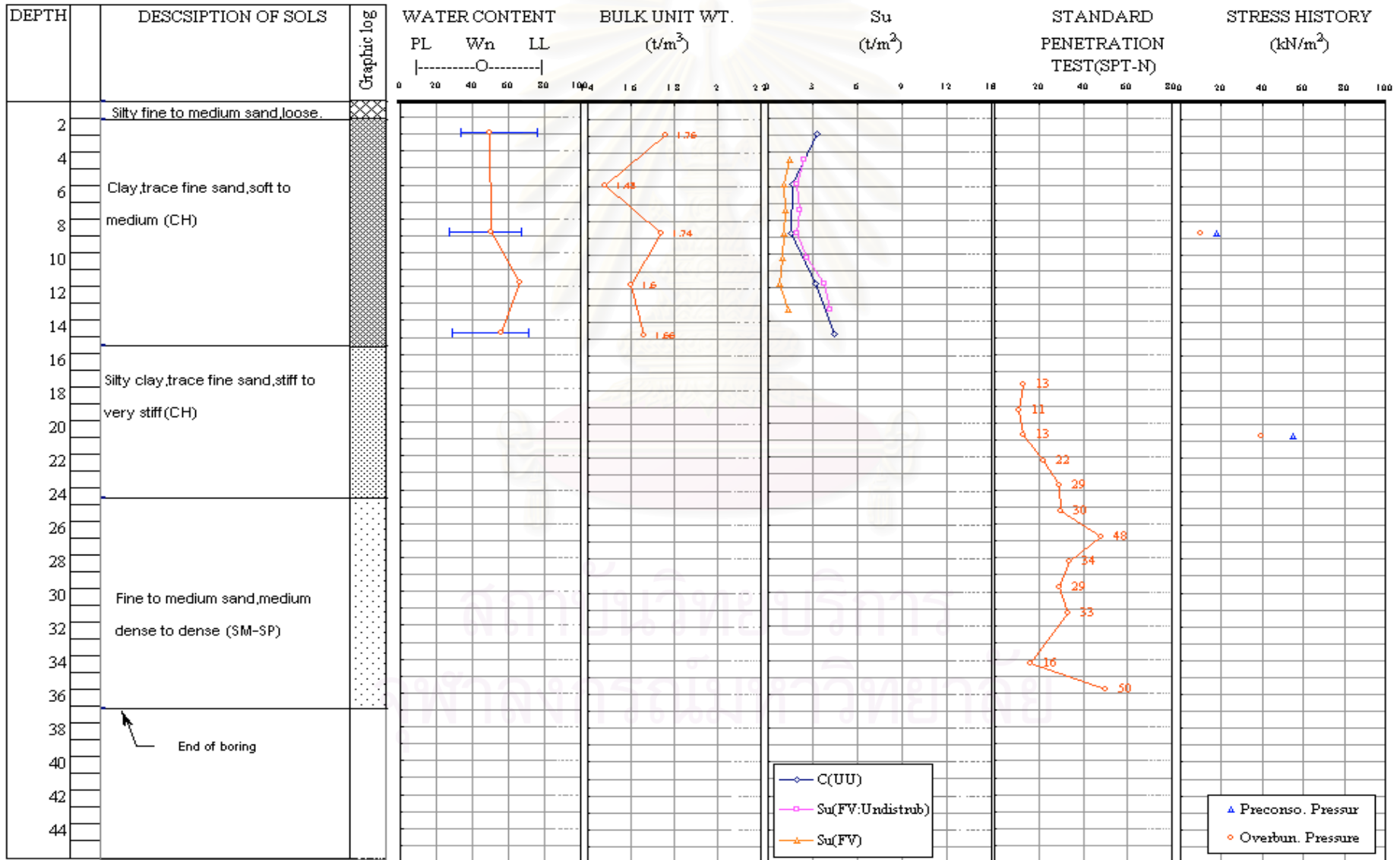
Soil Data



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

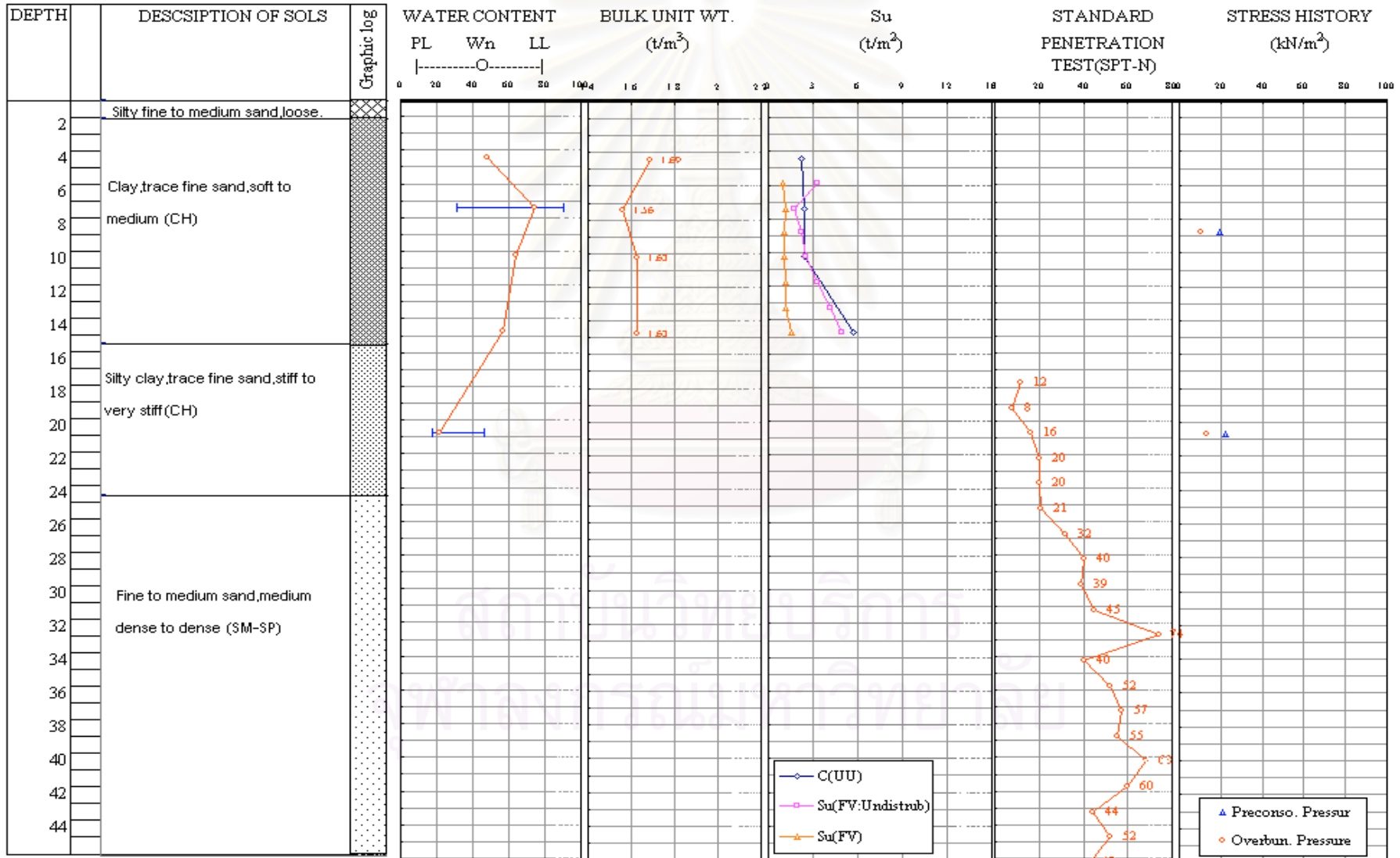
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOL NO.	: B5
STARTED	: 10/7/09
COMPLETI	: 11/7/97

LOCATION	: RATCHADAPISAK RD.
GROUND ELEVATION	: 100.905 m.
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -1.50 m MSL



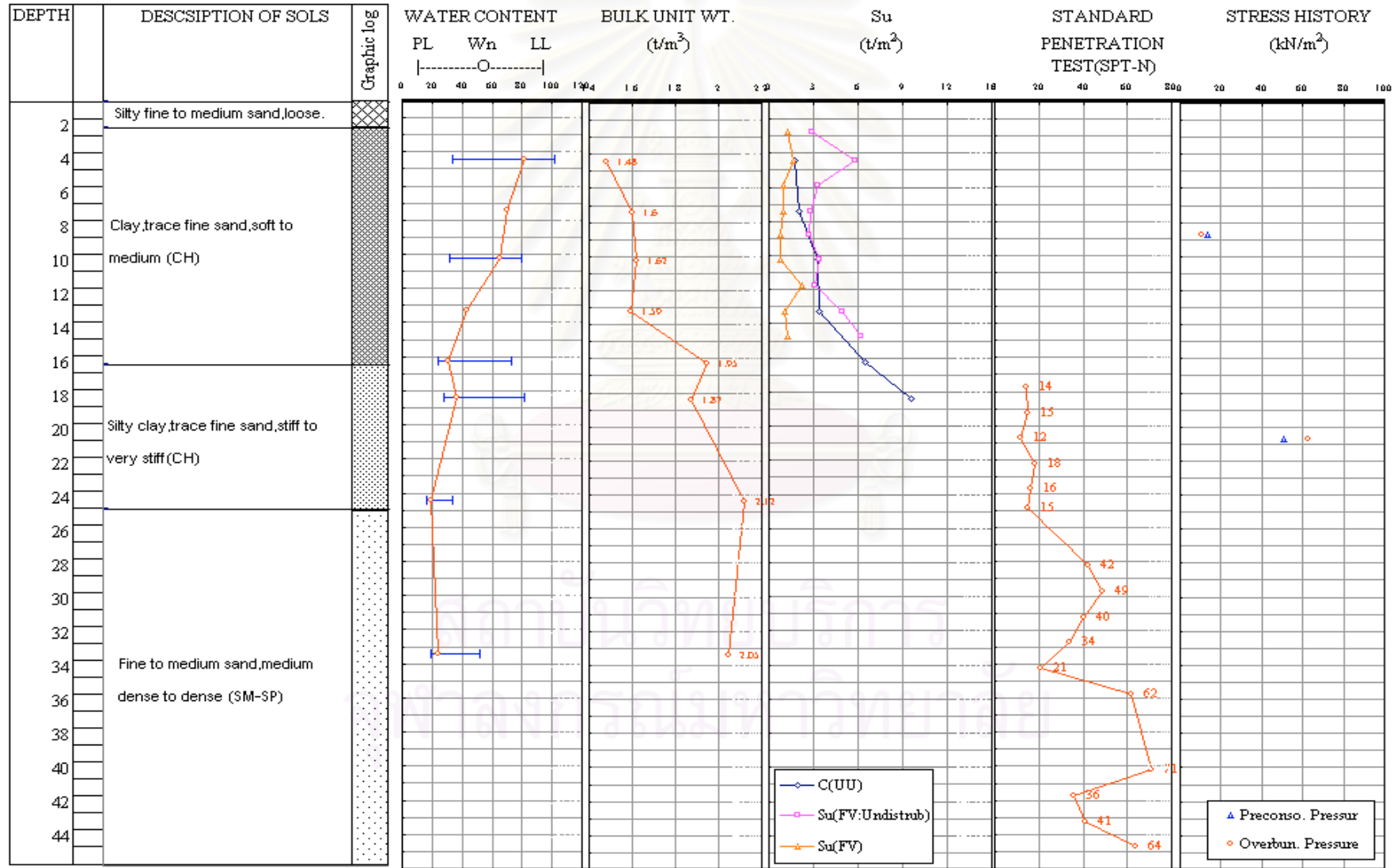
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOL NO.	: B6
STARTED	: 1/7/97
COMPLETI	: 1/1/97

LOCATION	: RATCHADAPISAK RD.
GROUND ELEVATION	: 100.900 m.
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -2.70 m MSL



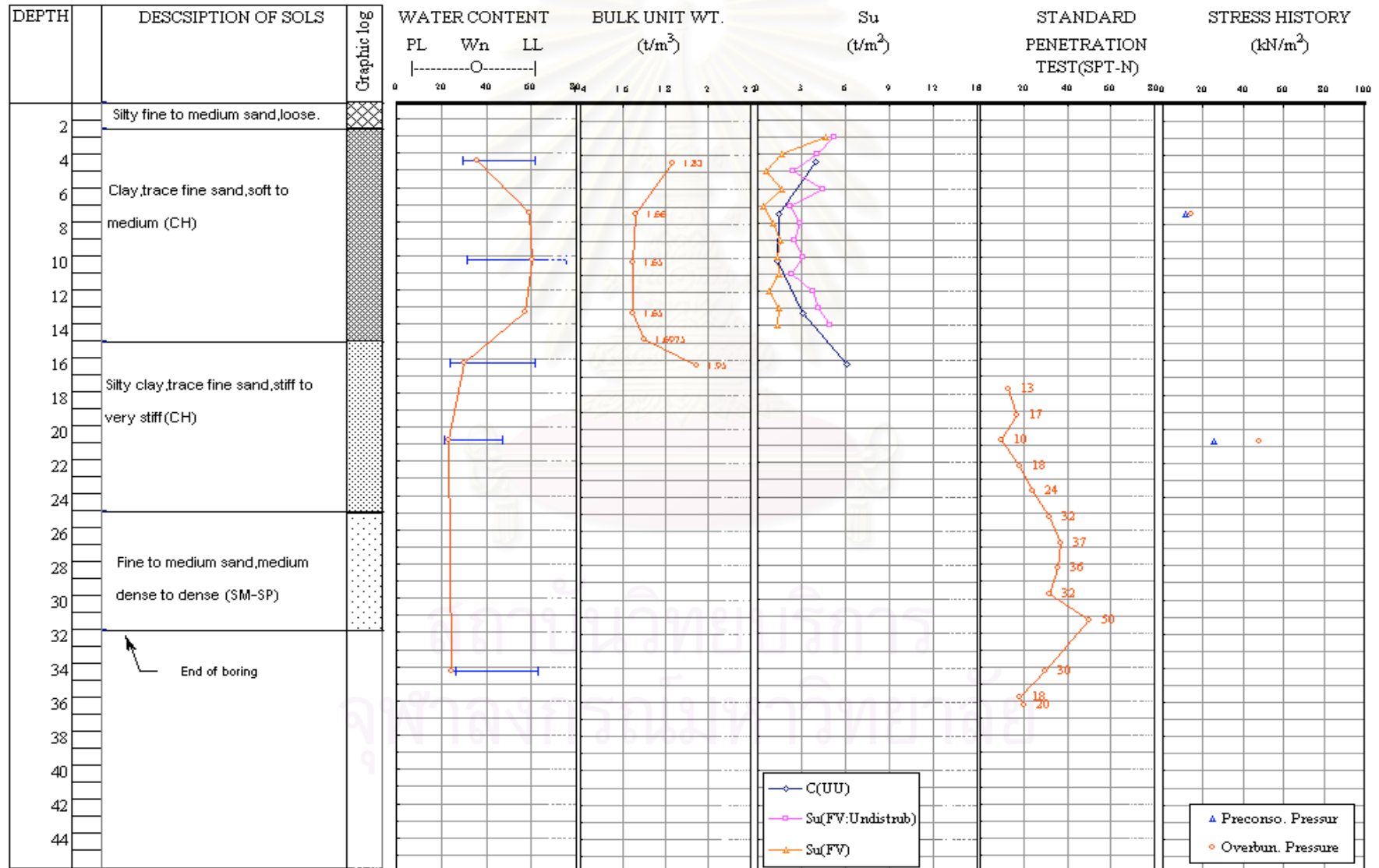
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOLE NO.	: B15
STARTED	: 18/7/97
FINISHED	: 18/7/97

LOCATION	: RATCHADAPISAK RD.
	: STA 24+ 160
GROUND ELEVATION	: 100.830 m.
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -0.83 m MSL



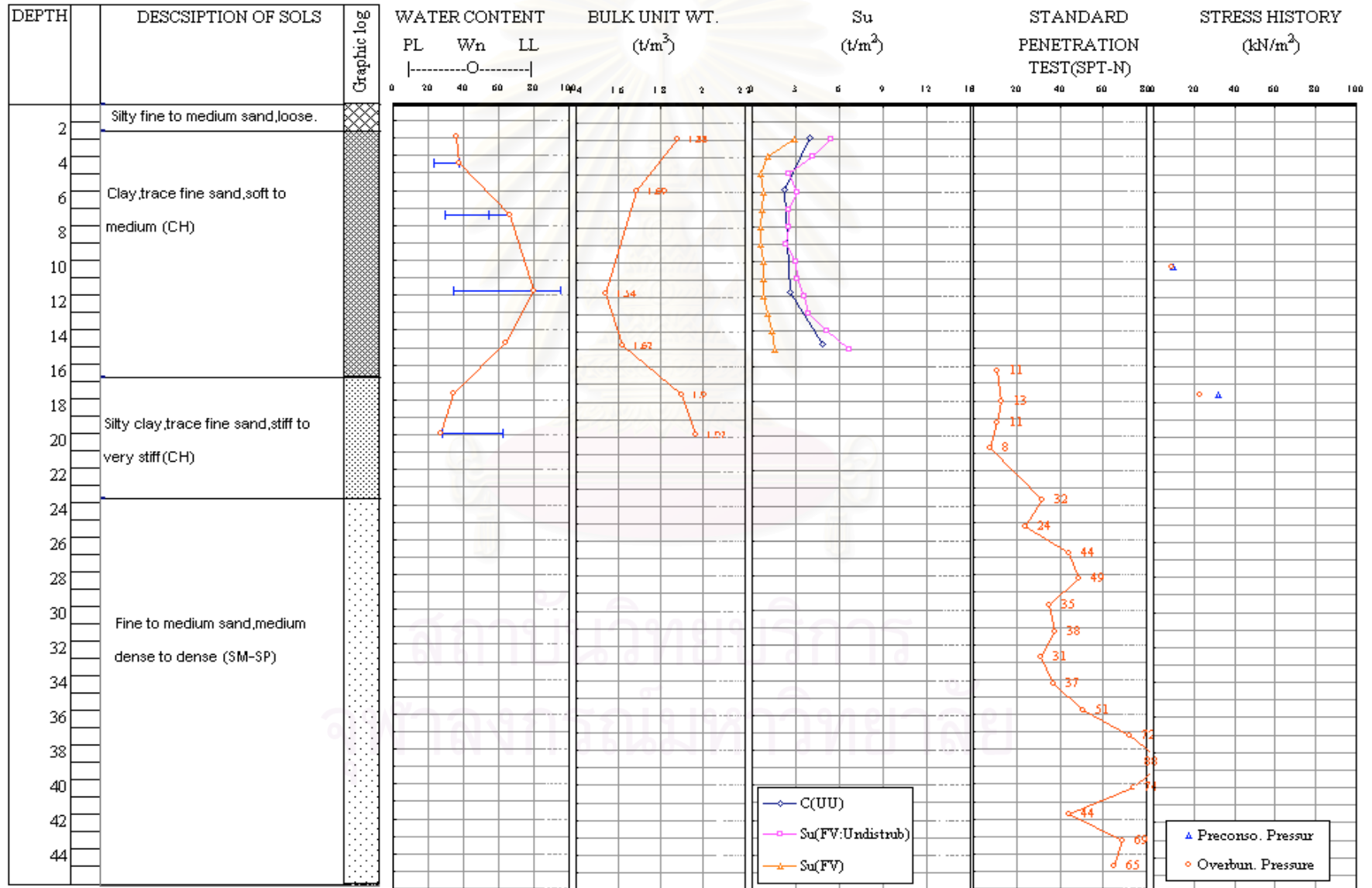
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOL NO.	: B17
STARTED	: 26/7/97
FINISHED	: 27/7/97

LOCATION	: RATCHADAPISAK RD. STA 24+ 530
GROUND ELEVATION	: 100.978 m.
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -1.30 m MSL



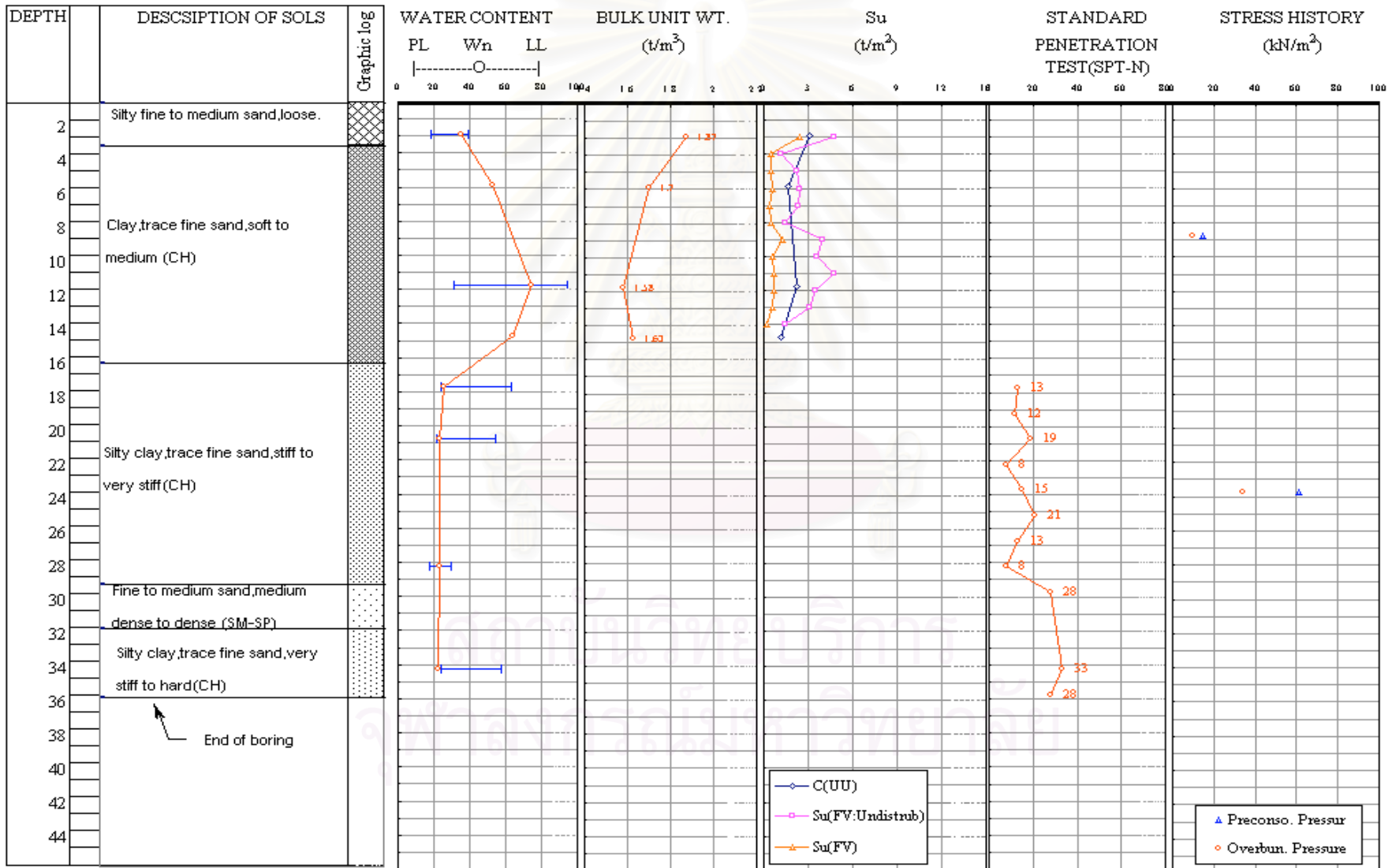
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOL NO.	: B23
STARTED	: 26/7/97
FINISHED	: 27/7/97

LOCATION	: LAT PHRAO RD.
GROUND ELEVATION	: 101.043 m
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -1.00 m MSL



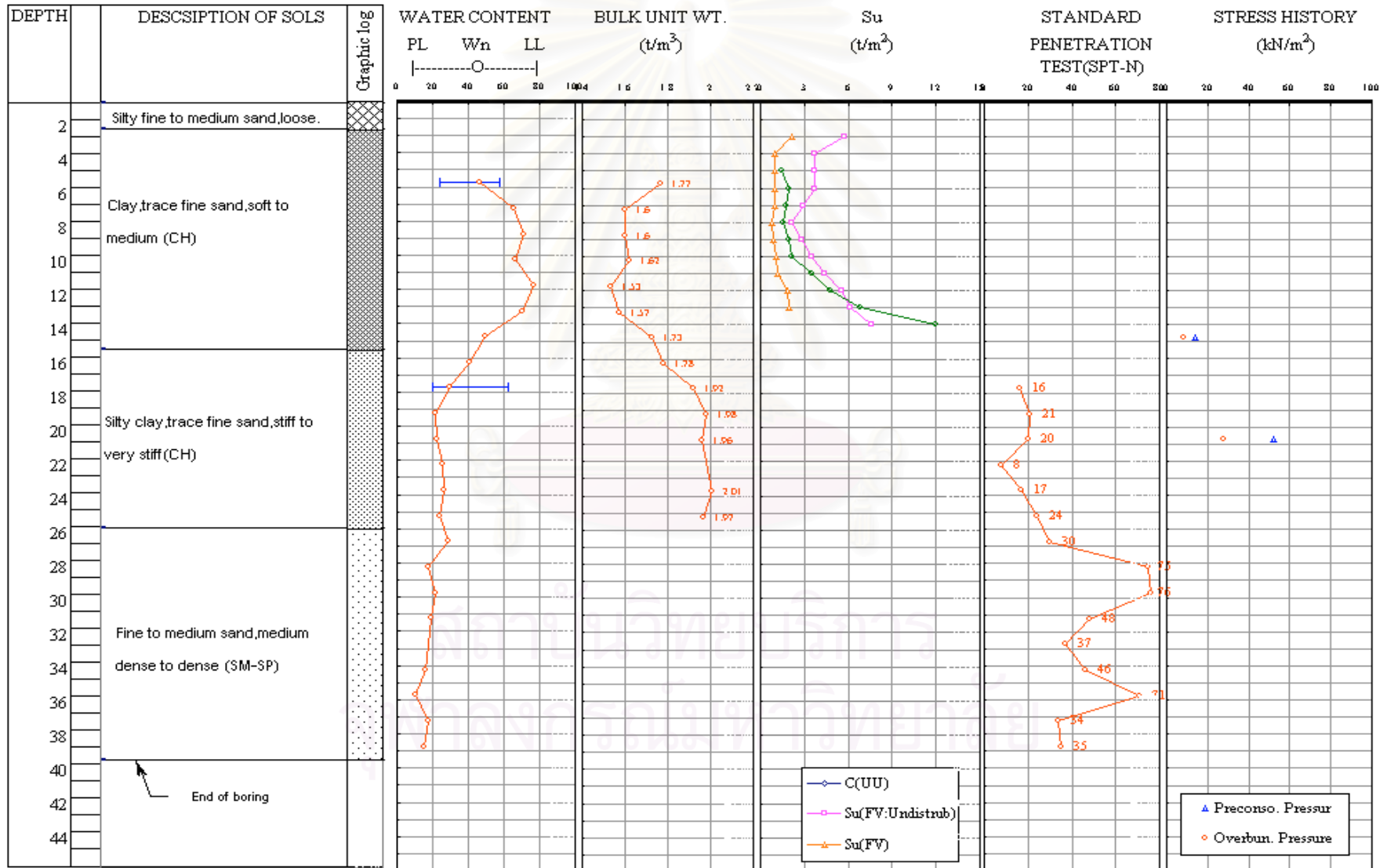
PROJECT	: MRTA SYSTEM
BORE HOLE NO.	: B28
STARTED	: 29/7/97
FINISHED	: 31/7/97

LOCATION	: CHATUCHAK PARK
GROUND ELEVATION	: 101.125 m.
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	:



PROJECT	: Pramprachakhon
BORE HOL NO.	: BH-7
STARTED	: 1/11/97
FINISHED	: 12/11/97

LOCATION	: PRACHARAT 2 RD.
GROUND ELEVATION	: 0
ELEVATION OF GROUND WATER LEVEL	: -1.20 m MSL



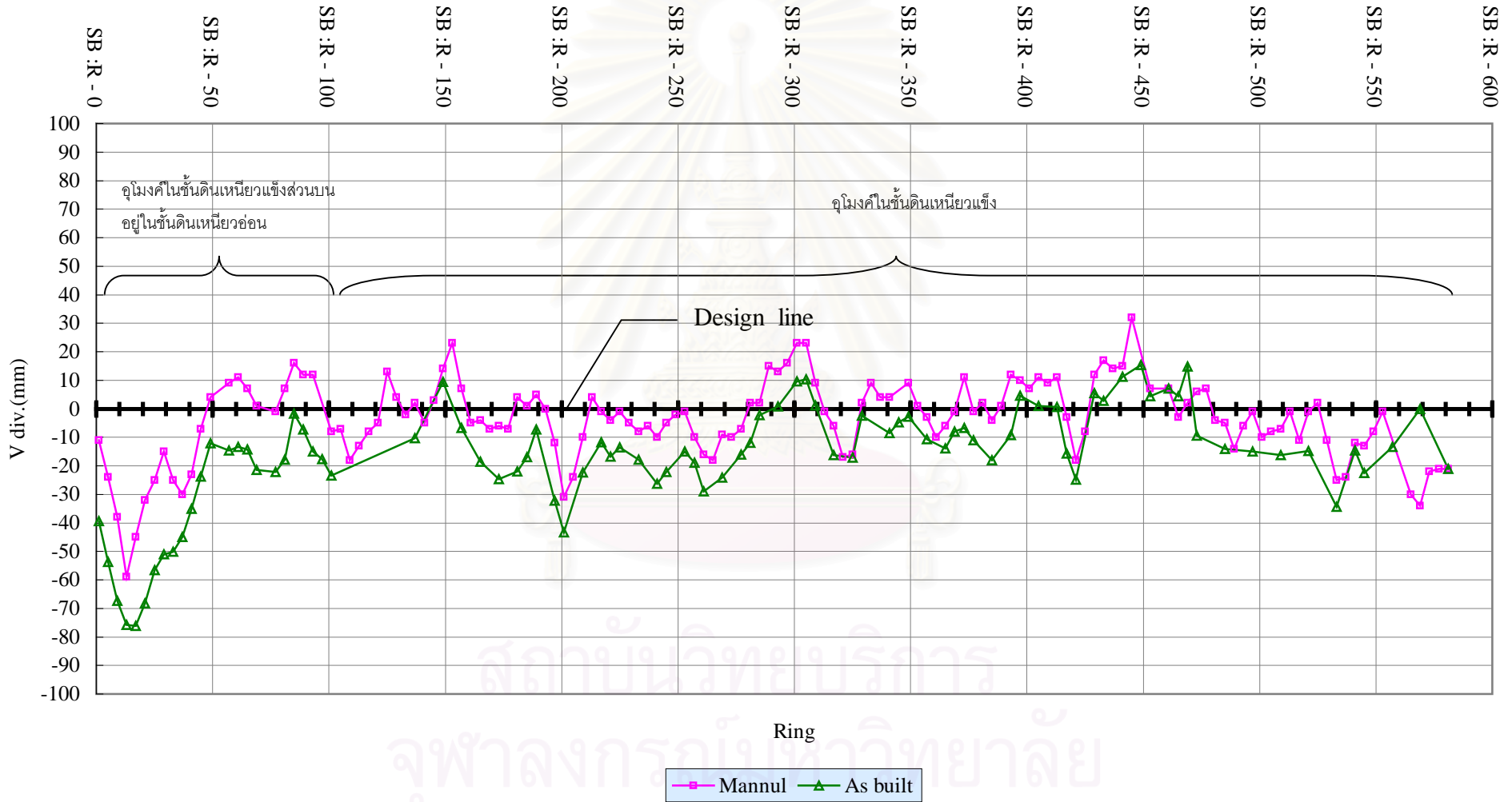
ภาคผนวก ข

Survey Data

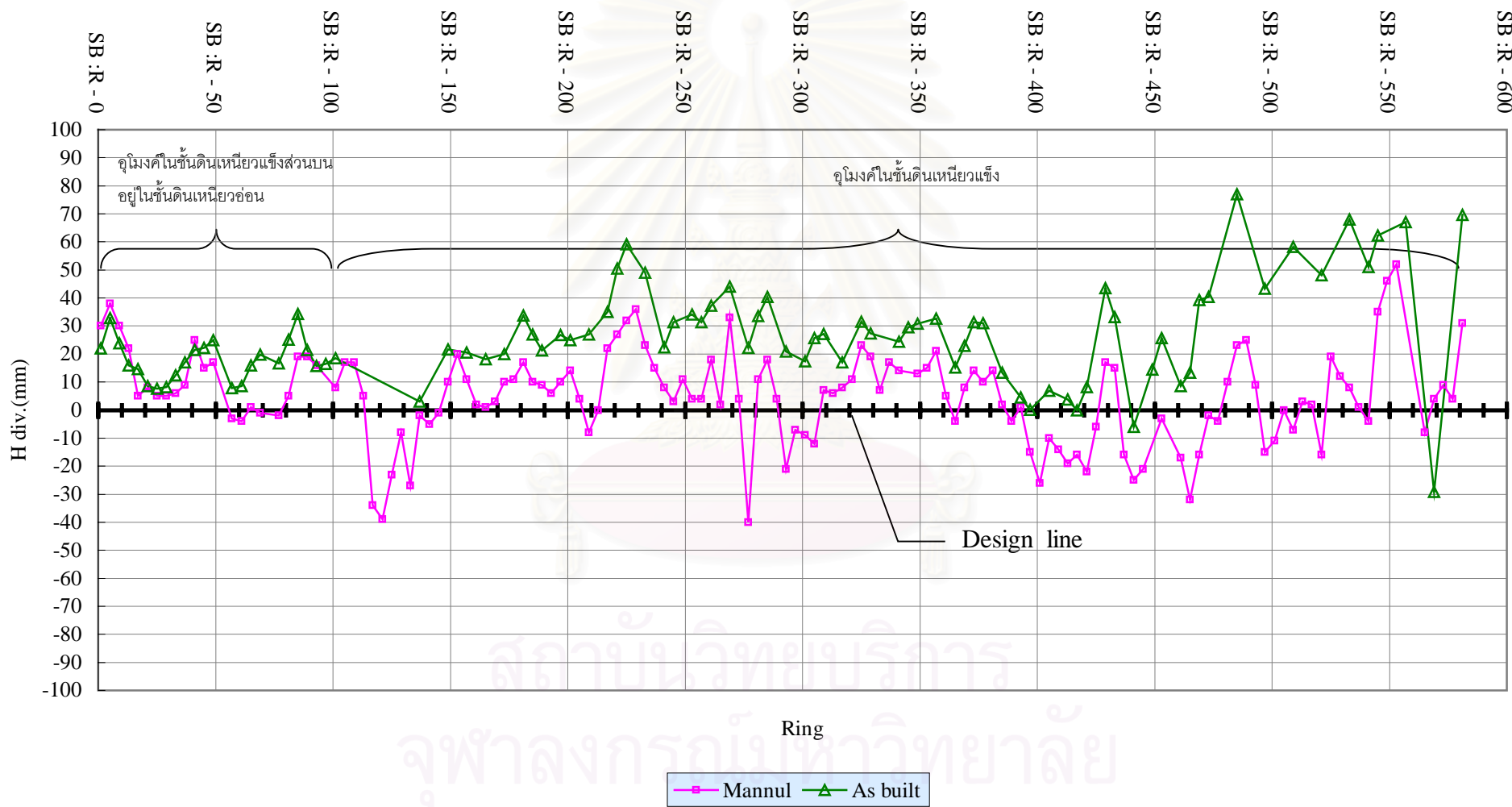


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

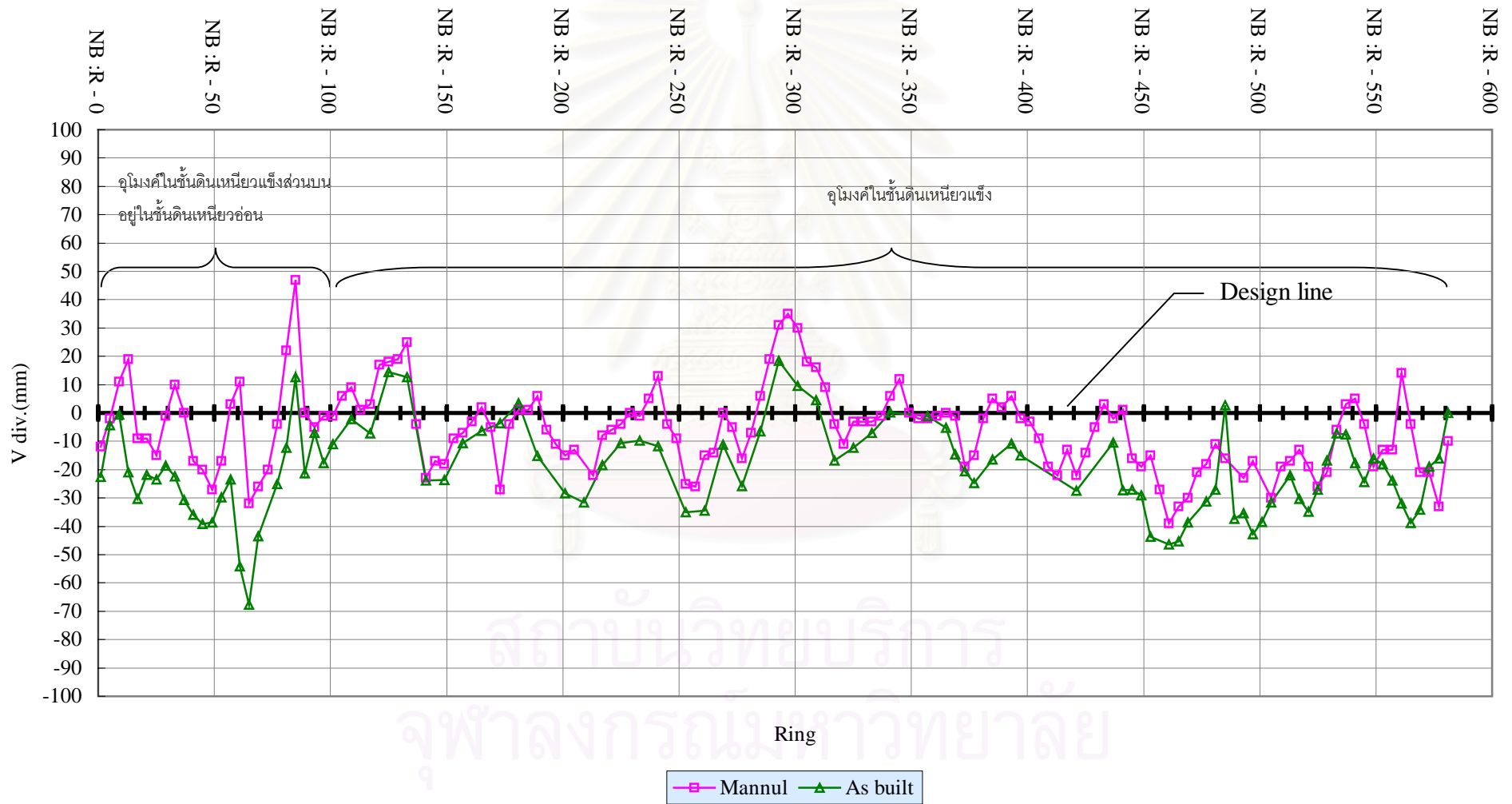
รูปที่ ข การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในแนวตั้งของอุโมงค์ส่วนใต้ (SB)ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว



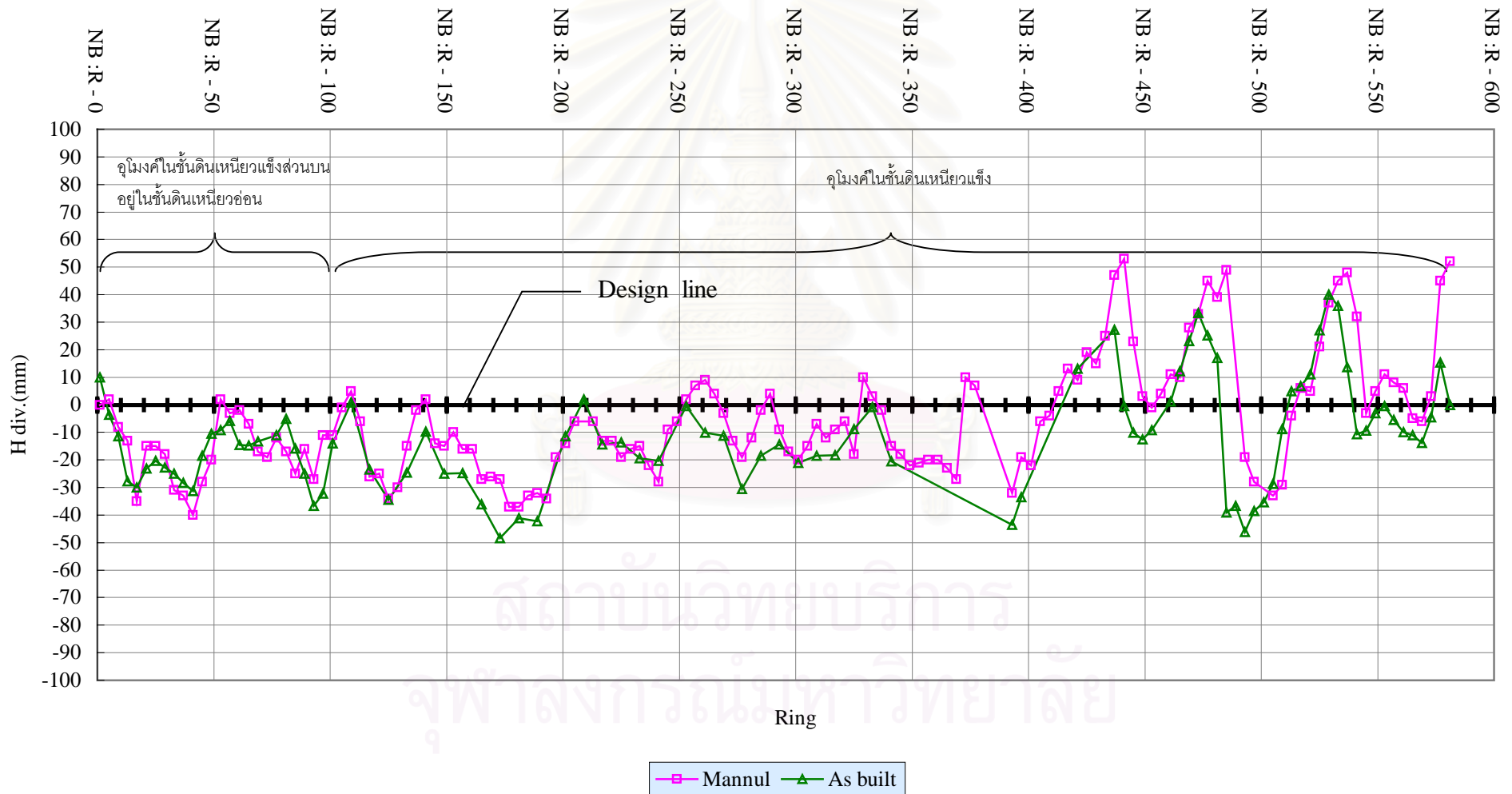
รูปที่ ข การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในแนวราบของอุโมงค์ส่วนใต้ (SB) ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว



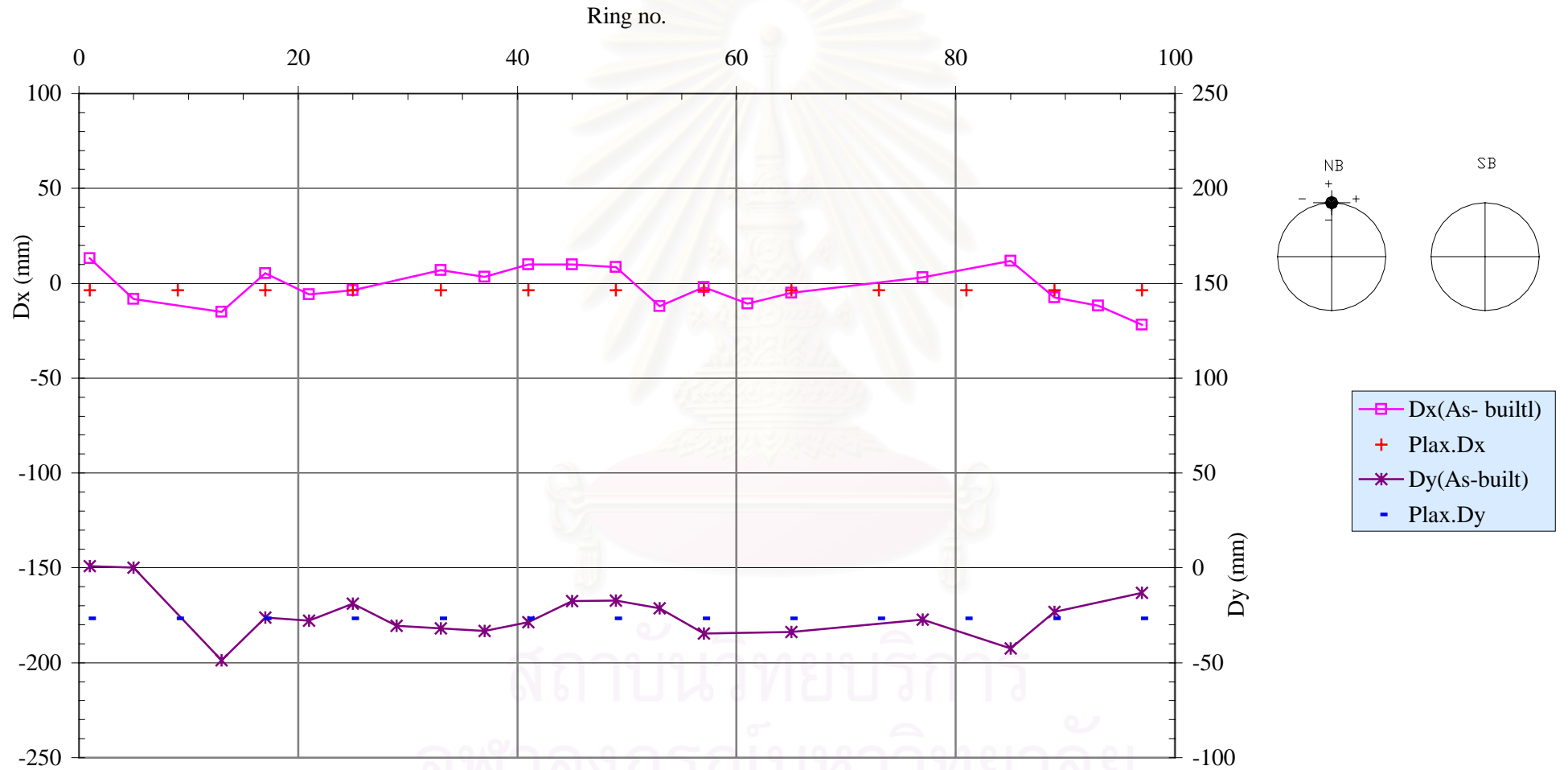
รูปที่ 3 การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในแนวตั้งของอุโมงค์ส่วนเหนือ (NB) ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว



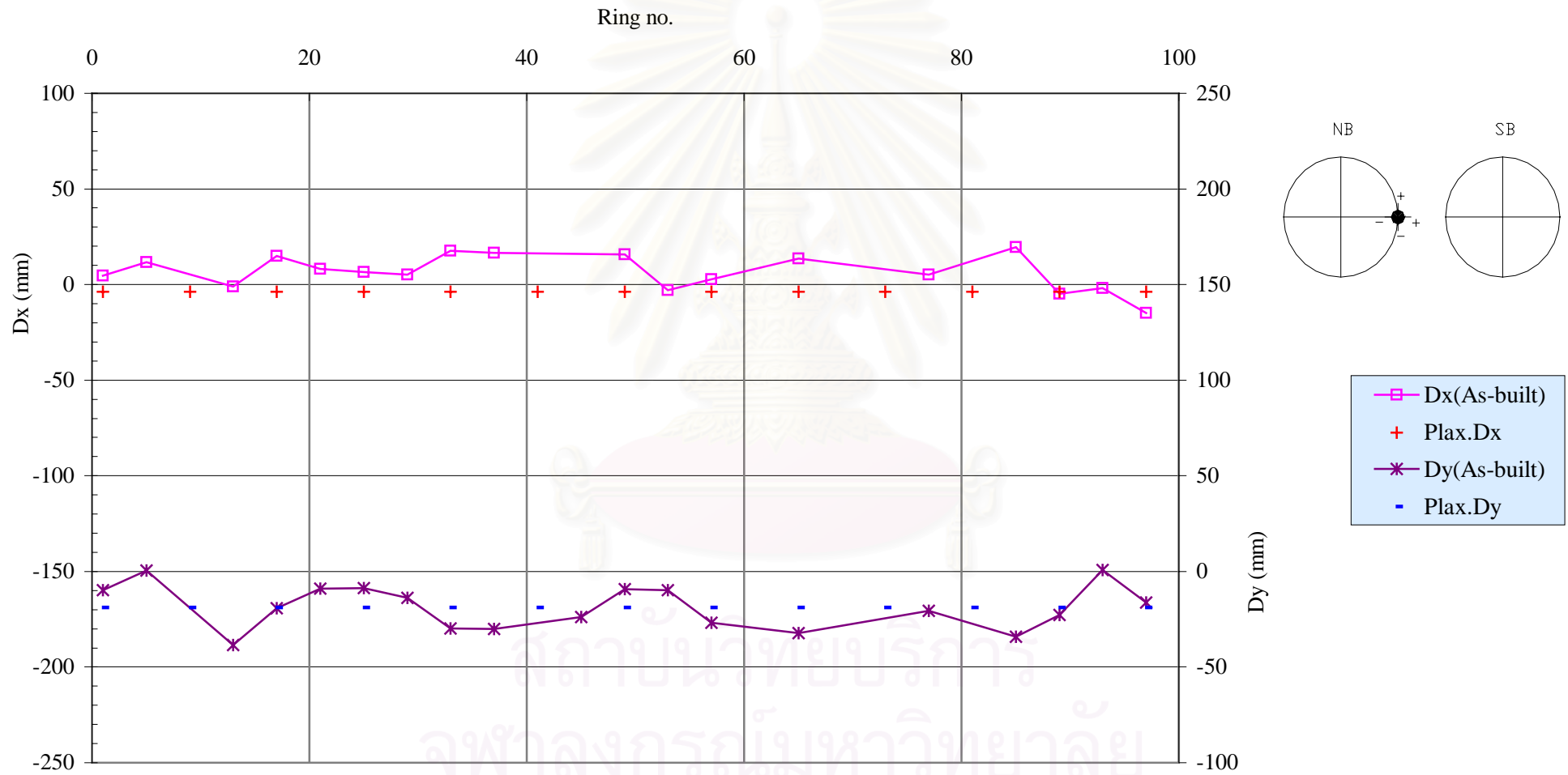
รูปที่ ข การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในแนวราบของอุโมงค์ส่วนเหนือ (NB) ช่วงรัชดา-ลาดพร้าว



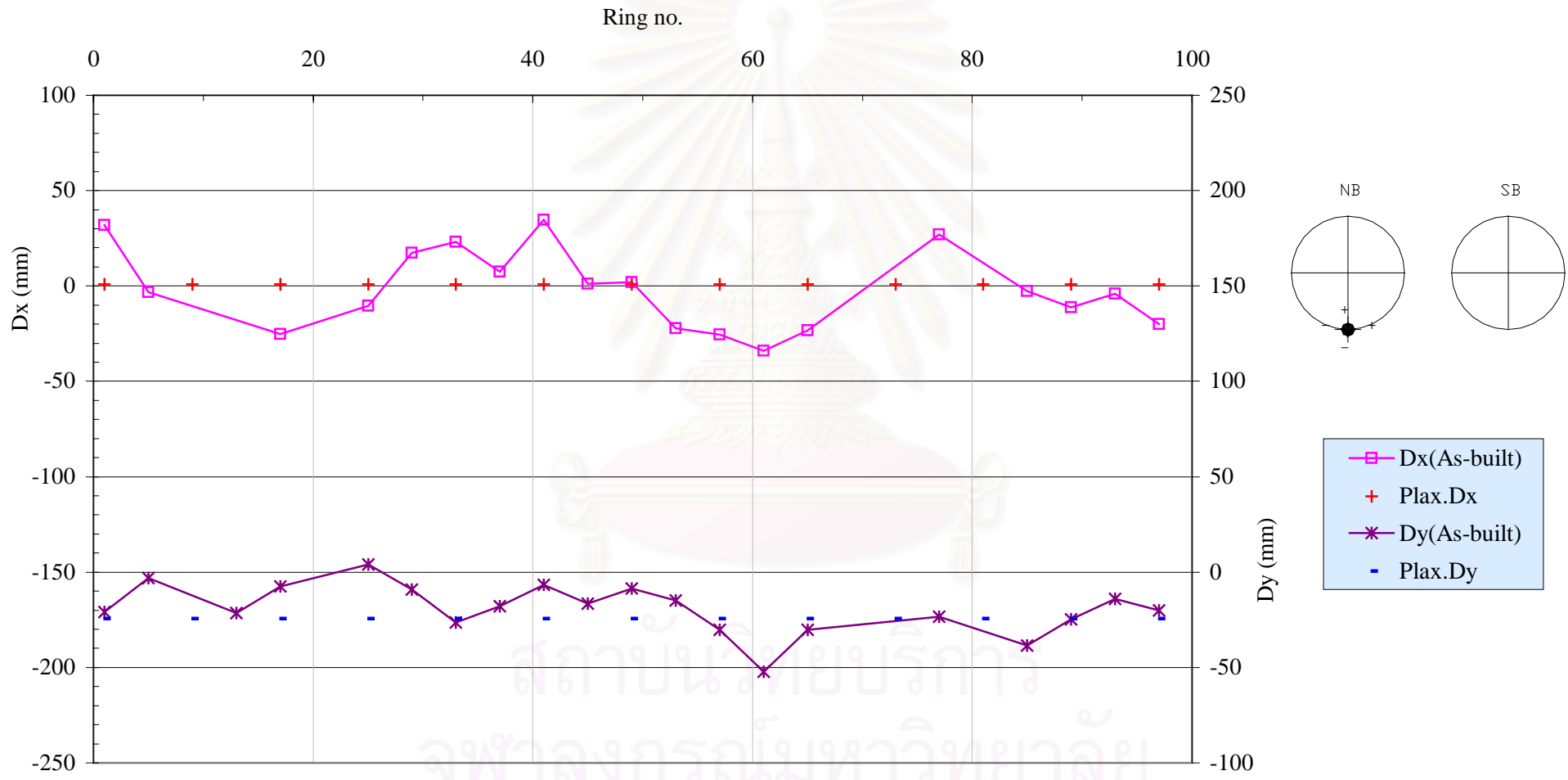
รูปที่ ข P1:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ควางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



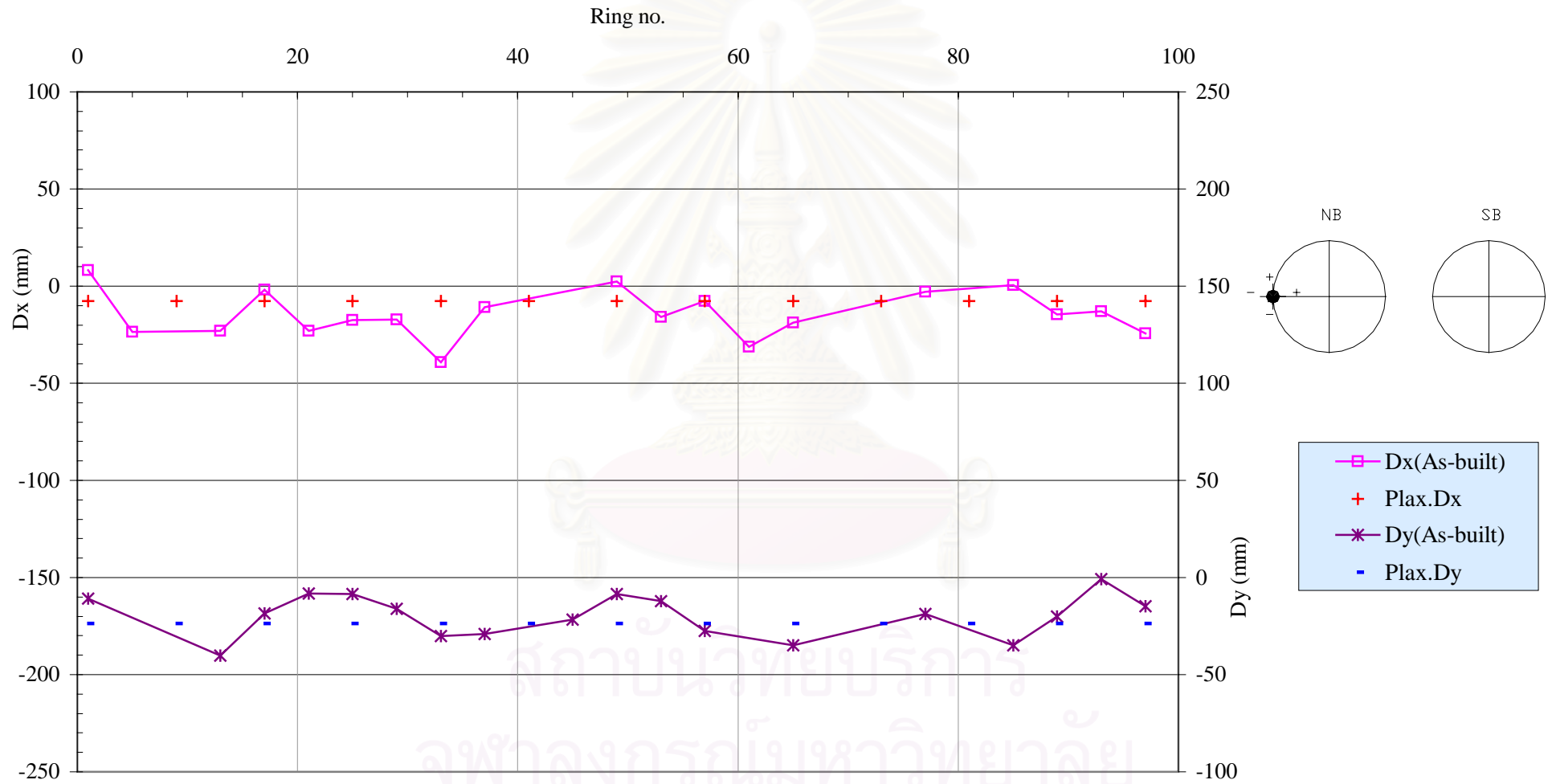
รูปที่ ๗ P2:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



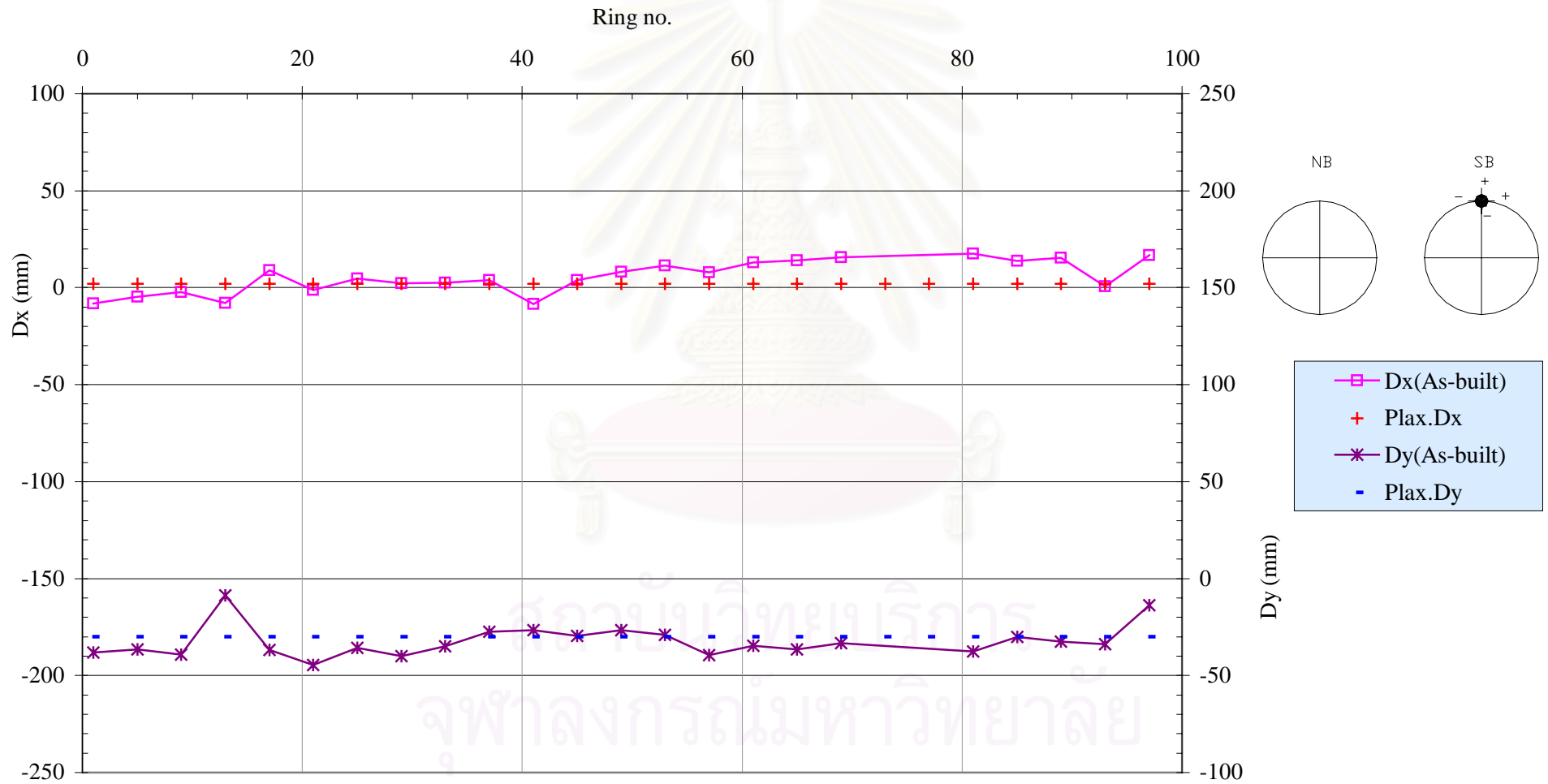
รูปที่ ๗ P3:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



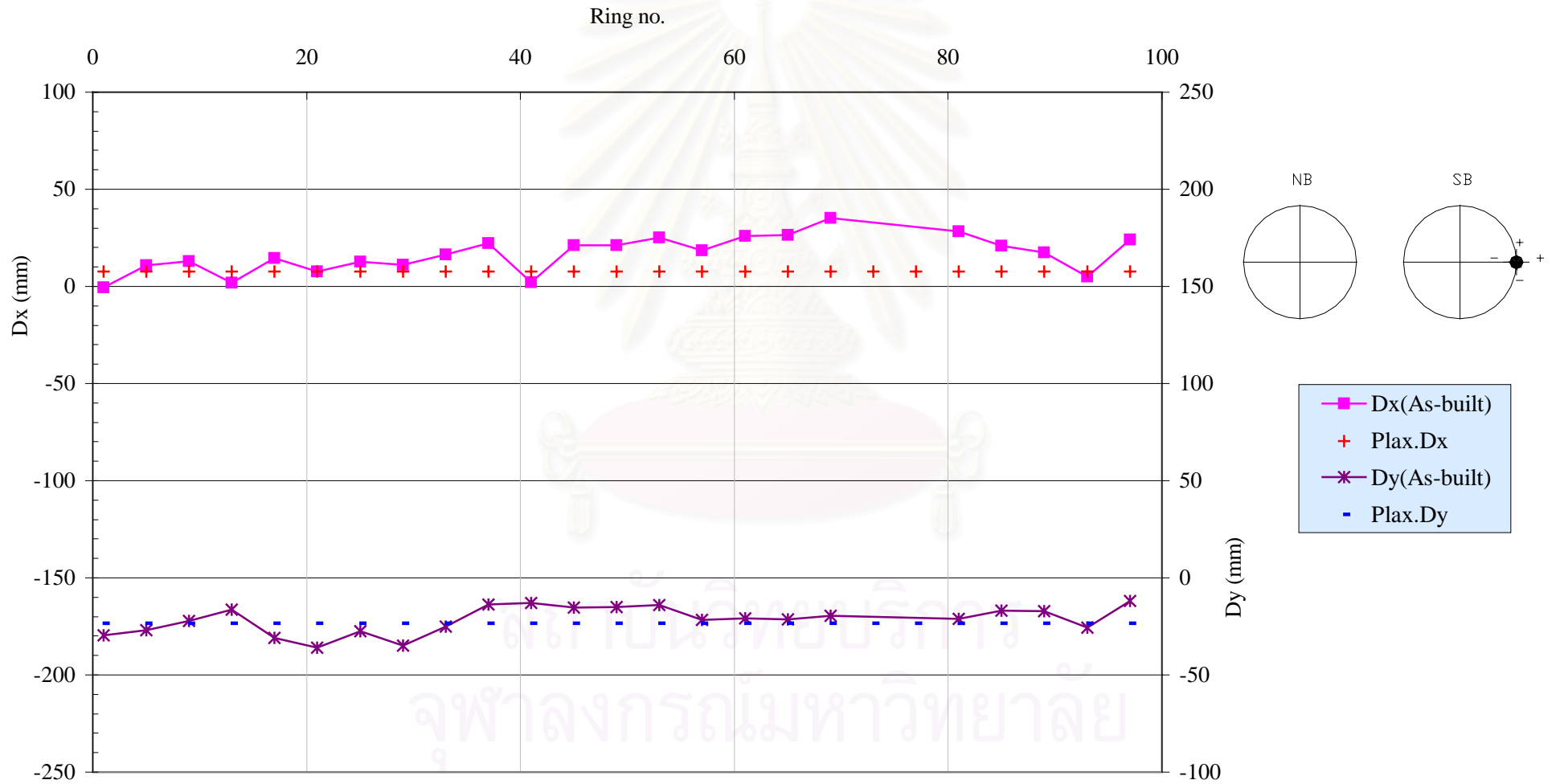
รูปที่ ๗ P4:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



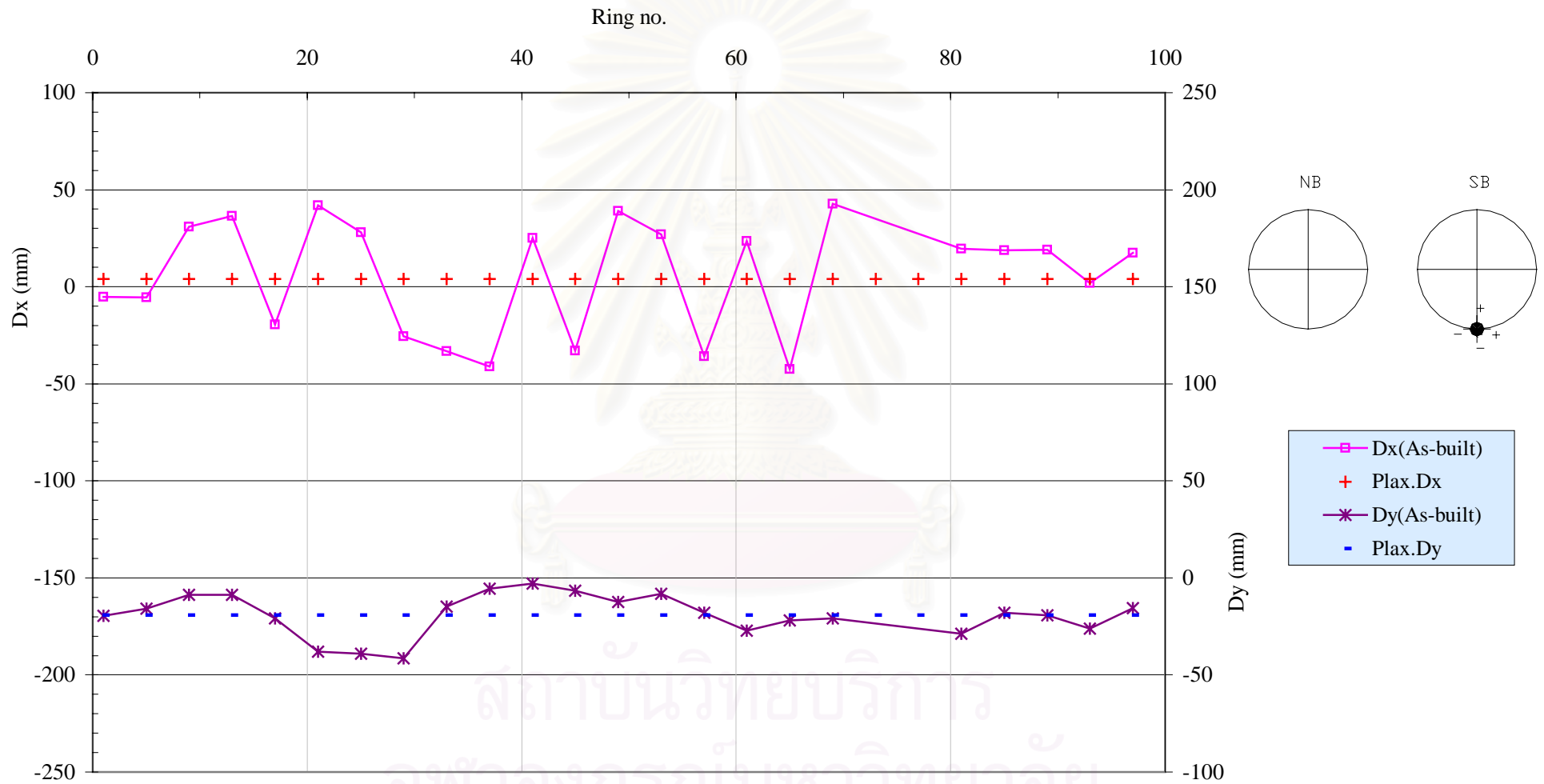
รูปที่ ข 9 P1:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



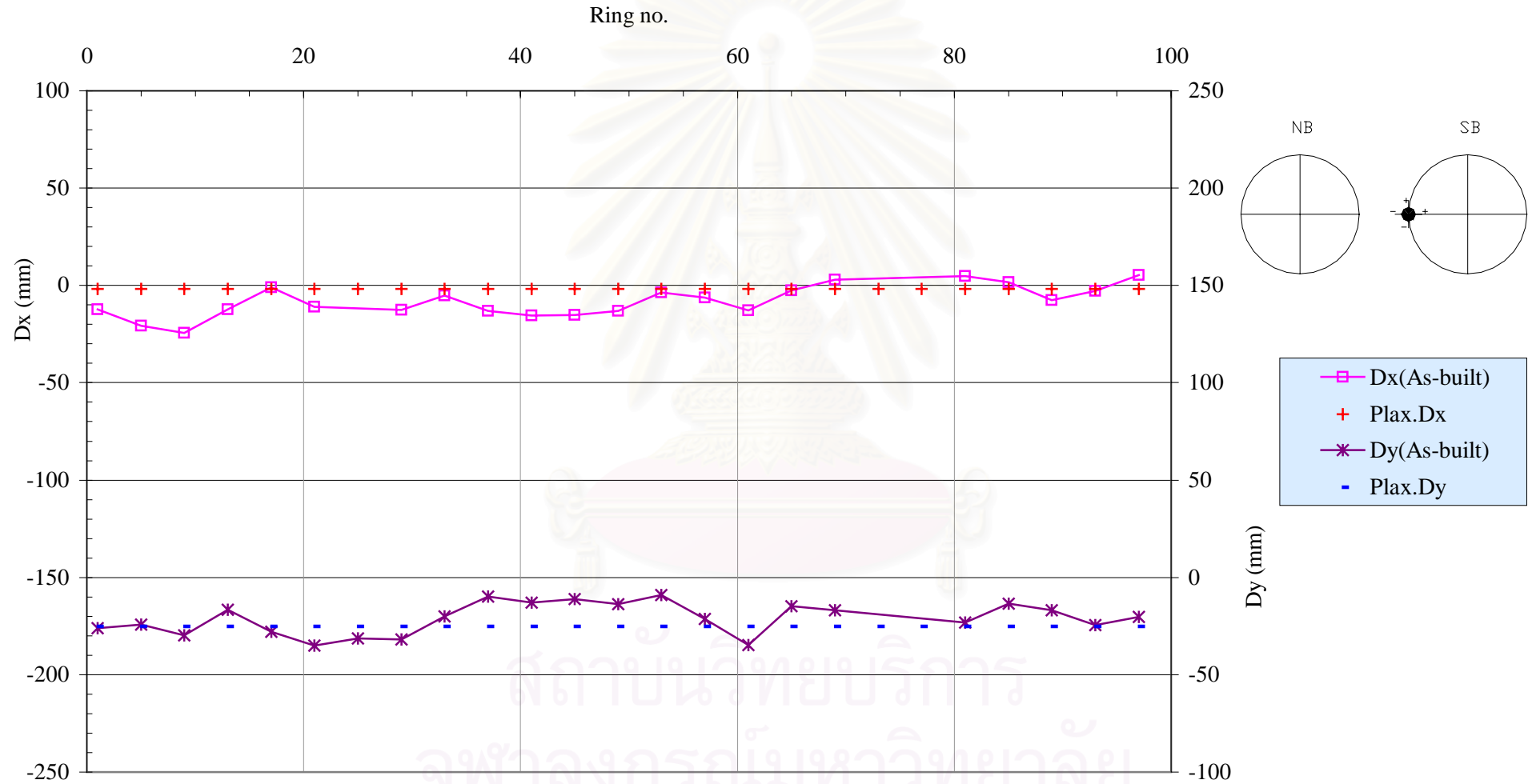
รูปที่ ข 10 P2:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



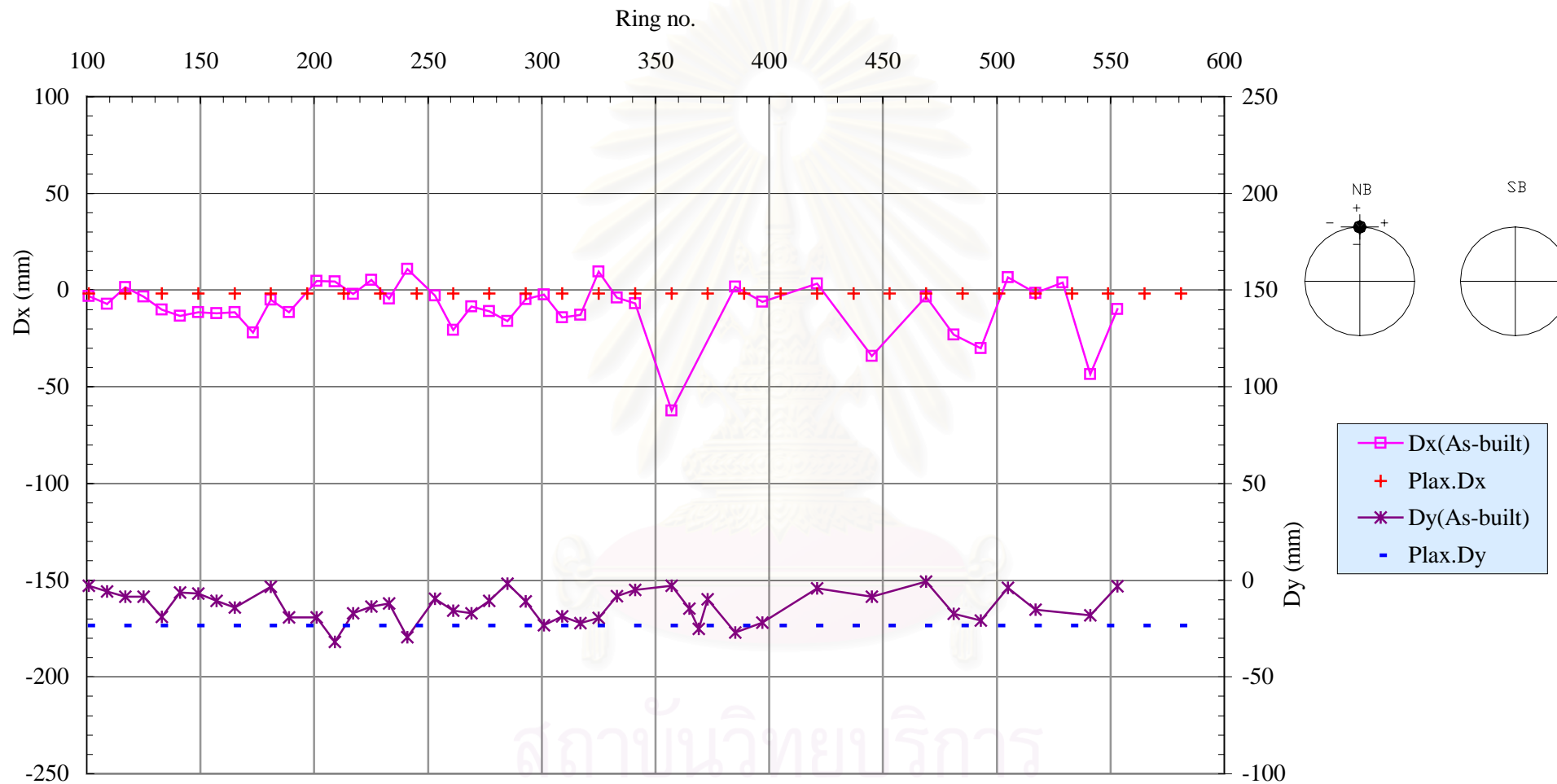
รูปที่ ข 11 P3:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)



รูปที่ ข 12 P4:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ควางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน)

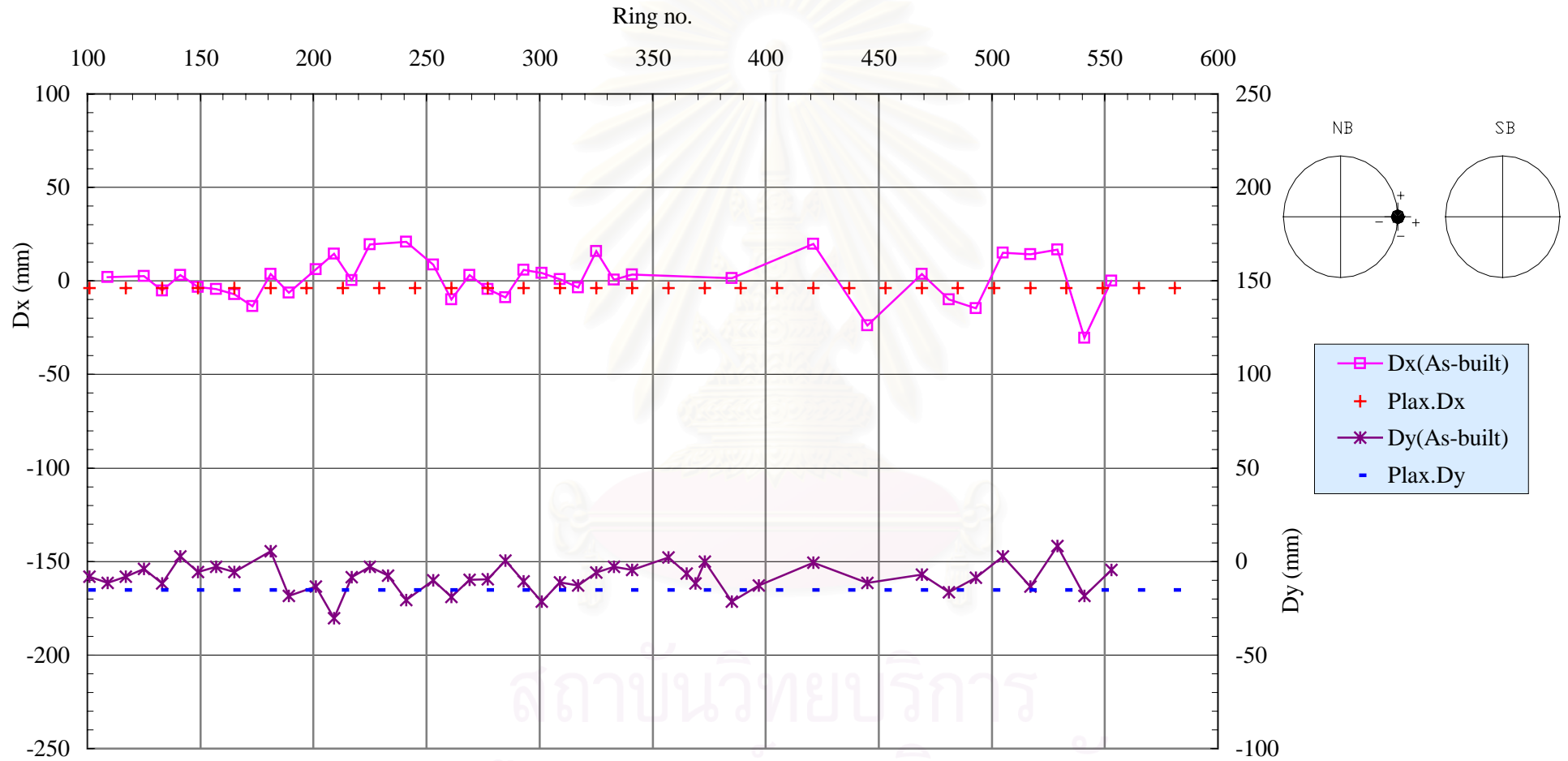


รูปที่ ข 13 P1:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



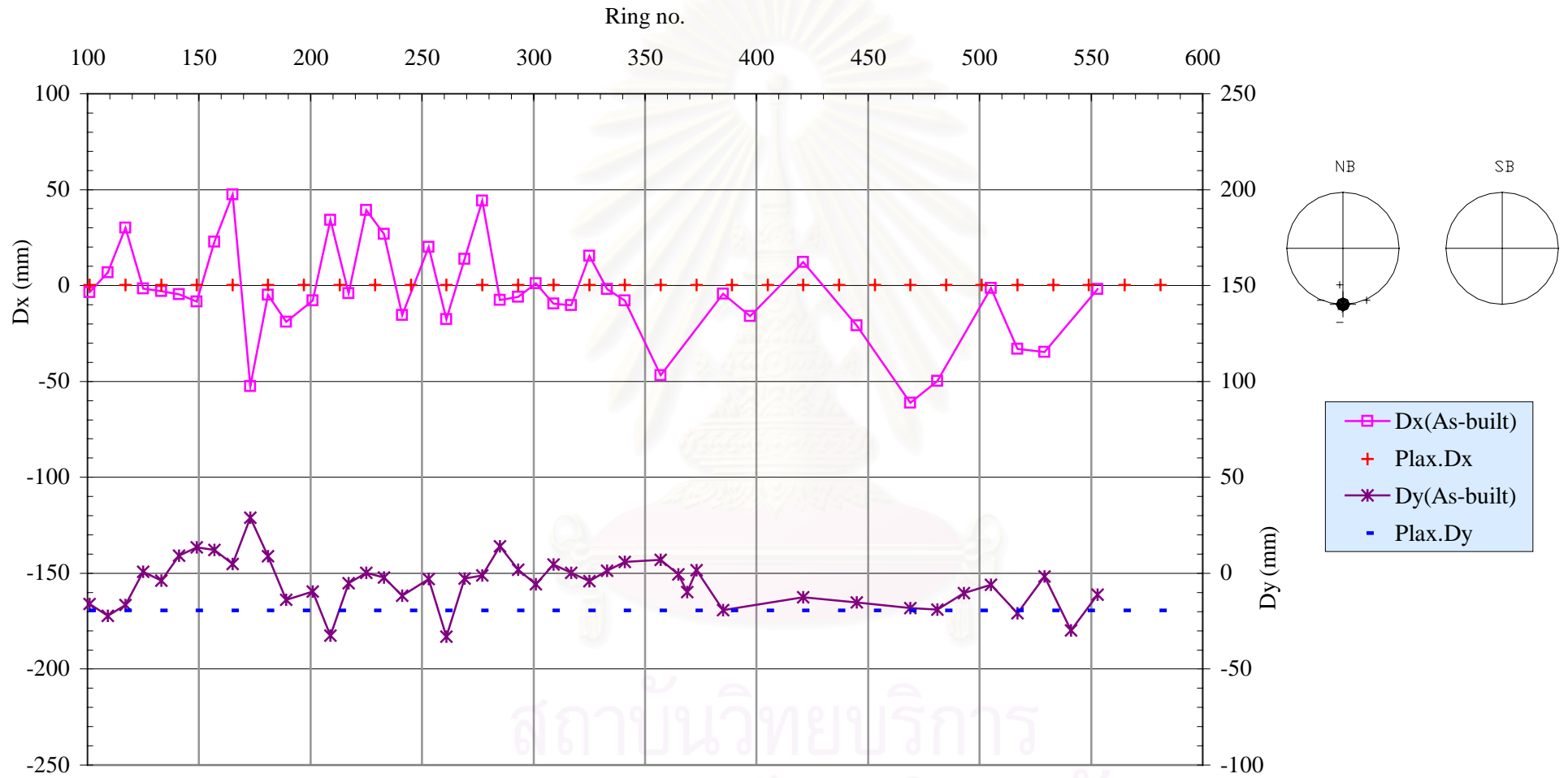
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ข 14 P2:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ควางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



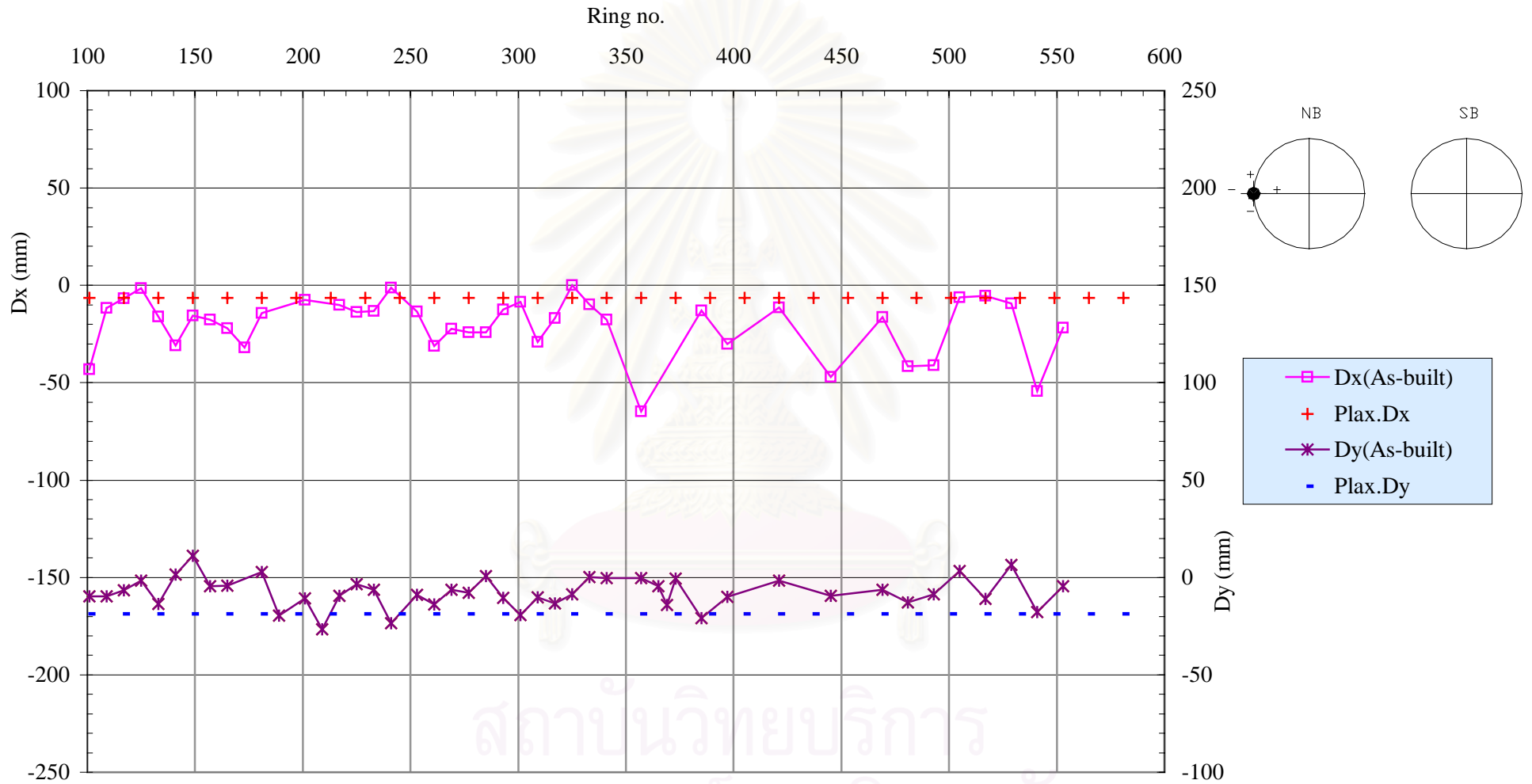
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ข 15 P3:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ควางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



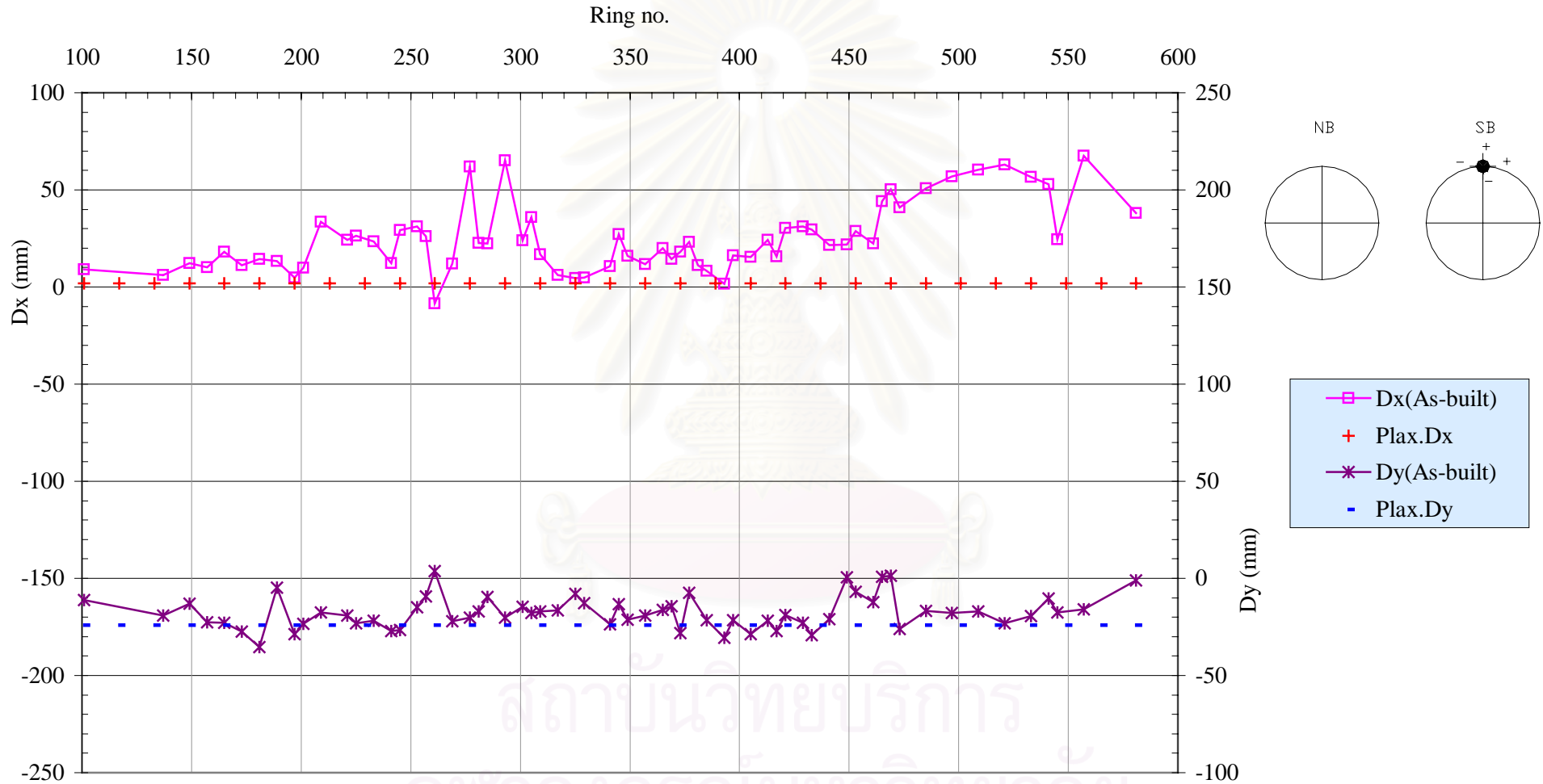
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ๗ 16 P4:NB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ค้วางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)

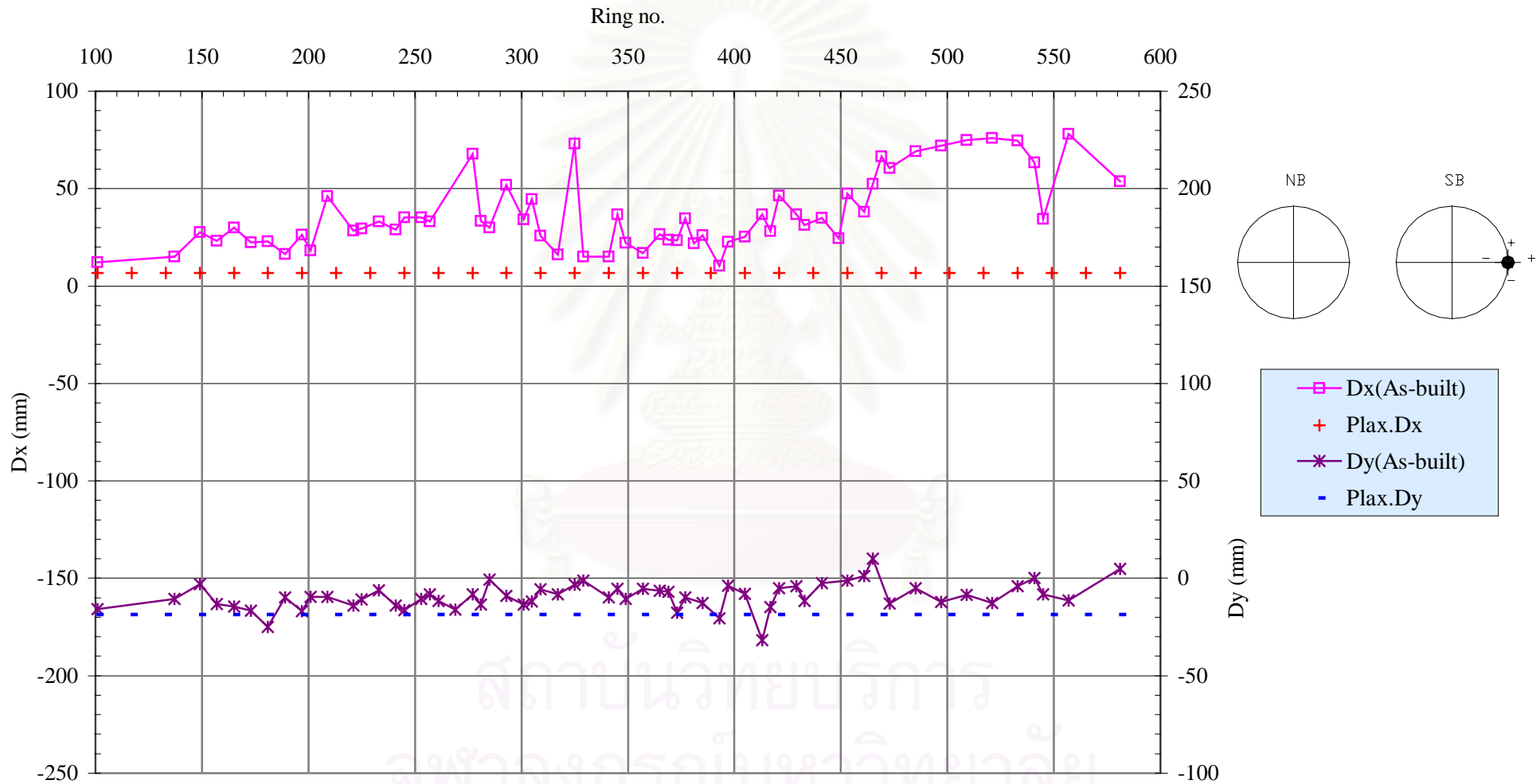


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

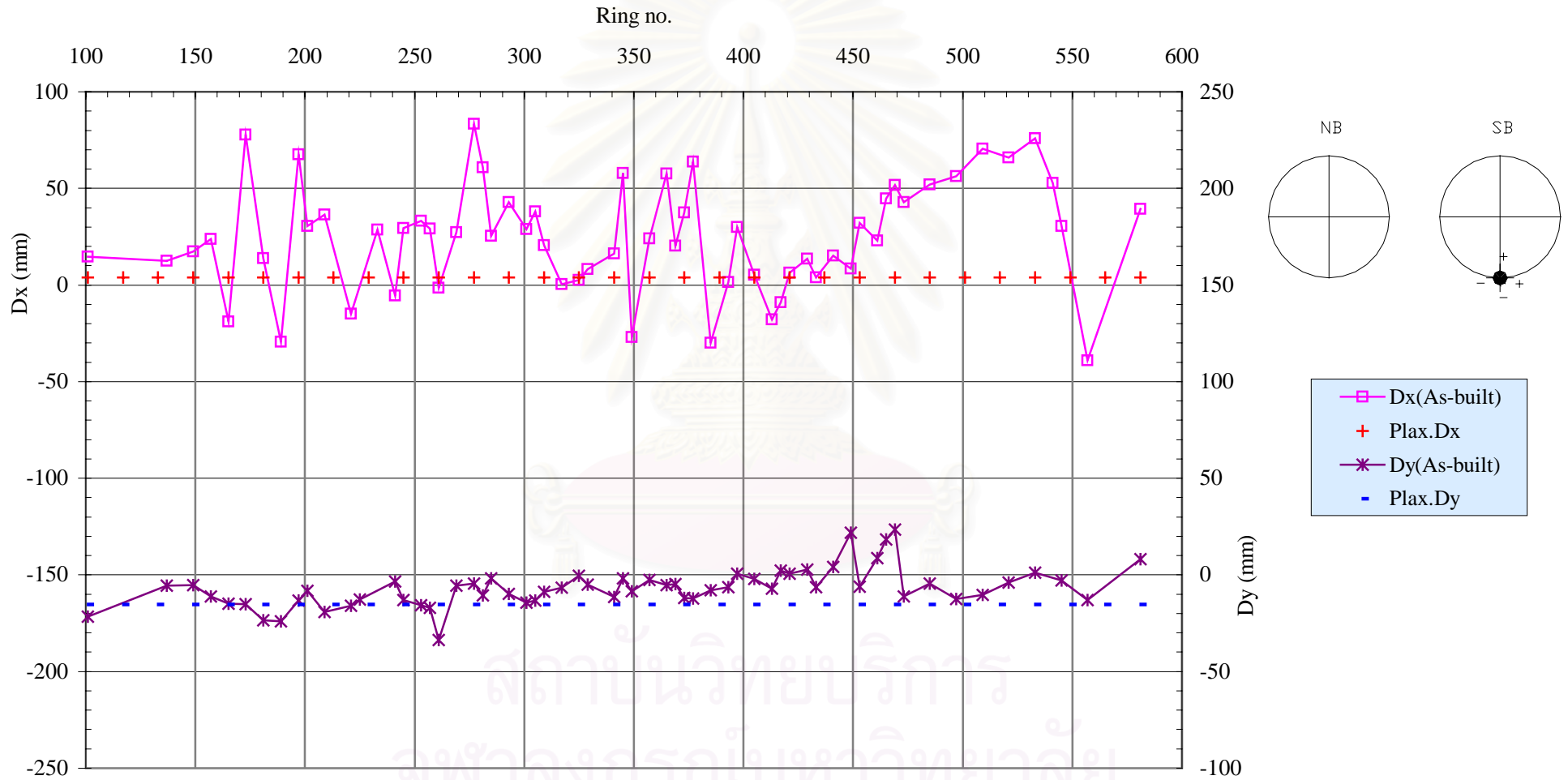
รูปที่ ข 17 P1:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์ควางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



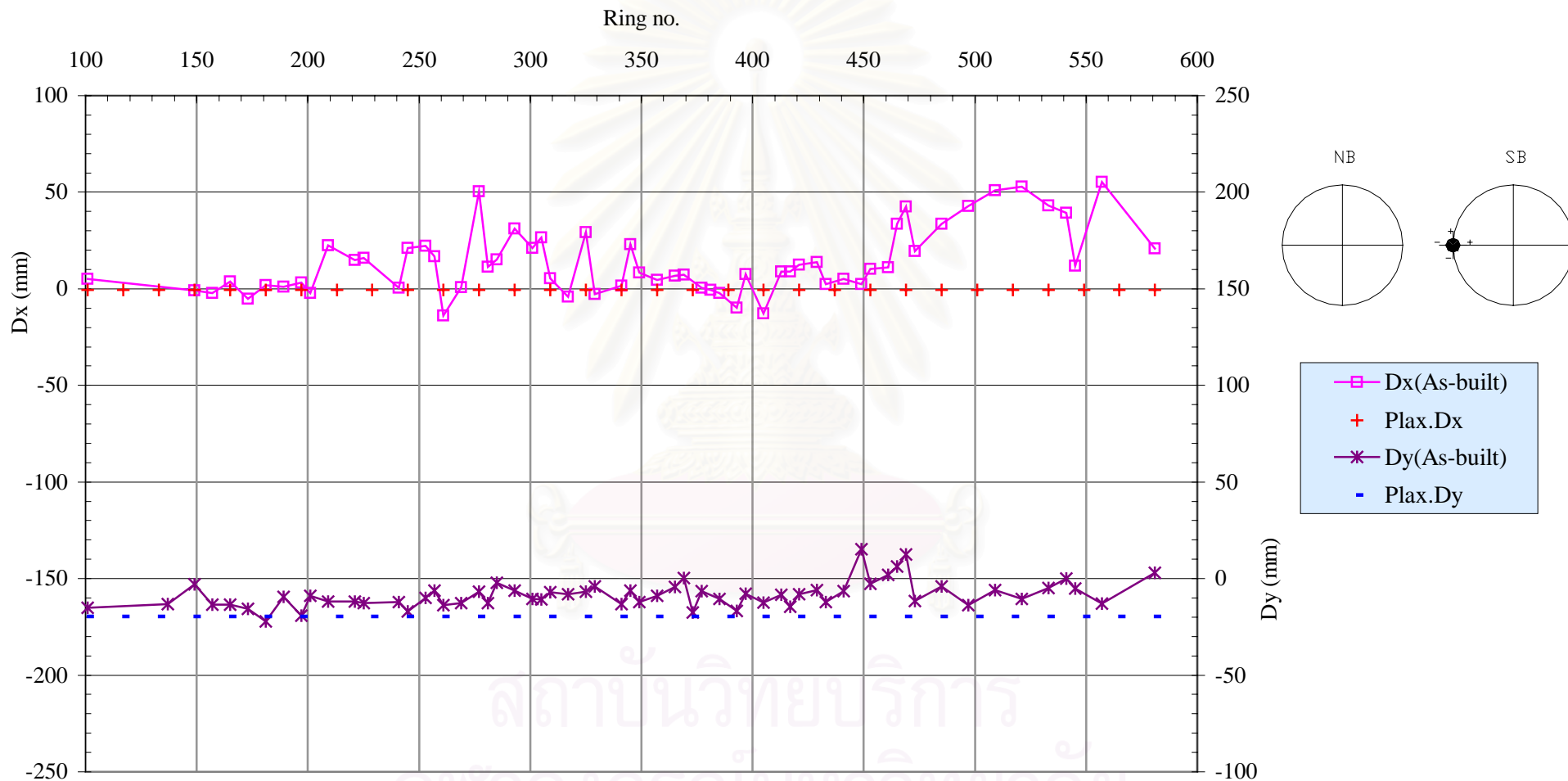
รูปที่ ข 18 P2:SB(รัชดา-ลาดพร้าว6 : อุโมงค์ค้ำวางในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



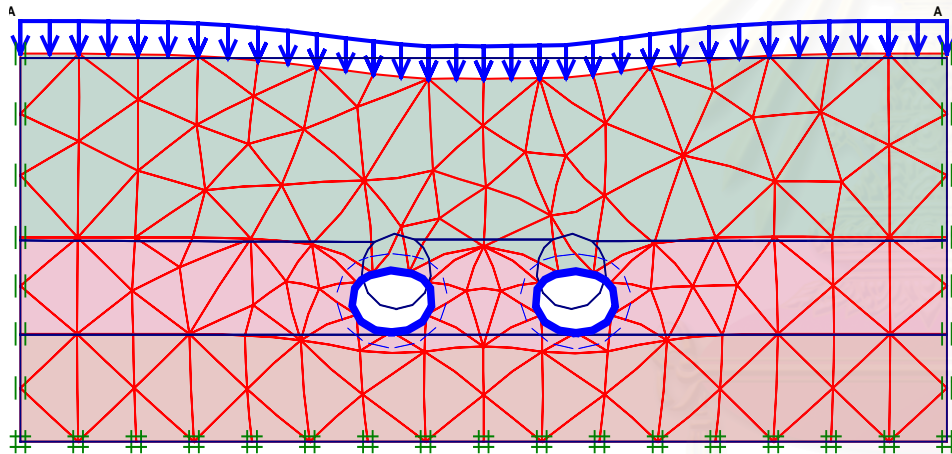
รูปที่ ข 19 P3:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



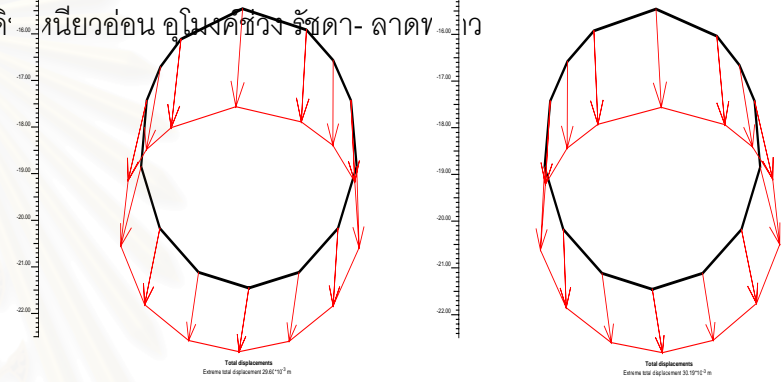
รูปที่ ข 20 P4:SB(รัชดา-ลาดพร้าว : อุโมงค์คว้างในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก)



รูปที่ ข 21 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสียรูปของอุโมงค์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์(FEM) : อุโมงค์ดินเหนียวแข็งชั้นแรกและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดิน

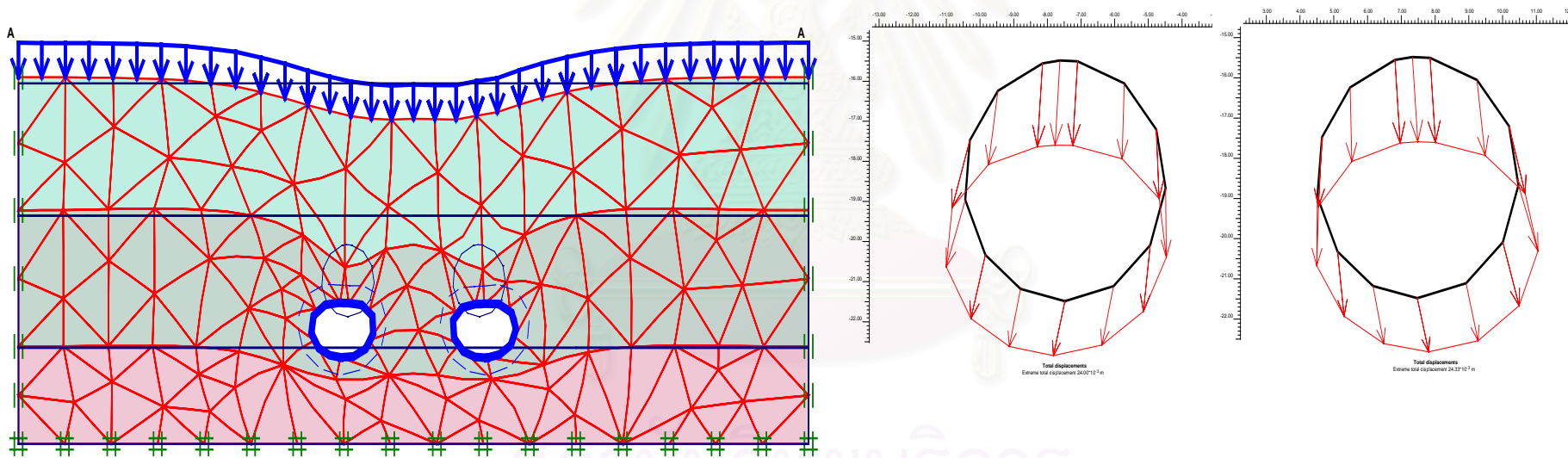


วินัยว่อน อุโมงค์ช่วง รัชดา-ลาดพร้าว



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ข 22 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสียรูปของอุโมงค์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์(FEM) :อุโมงค์คู่ขนานเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 6.3 เมตร หนา 0.3 เมตรวางตัวในดินเหนียวแข็งชั้นแรก ช่วง รัชดา- ลาดพร้าว



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

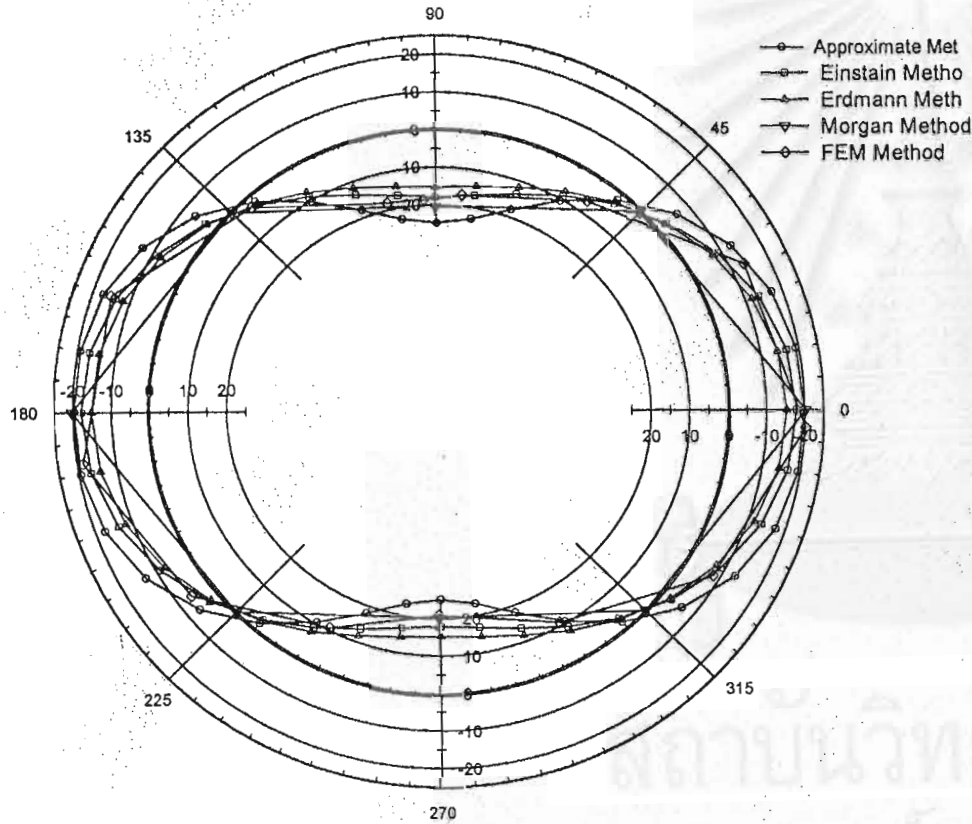
ภาคผนวก ค

Internal Force

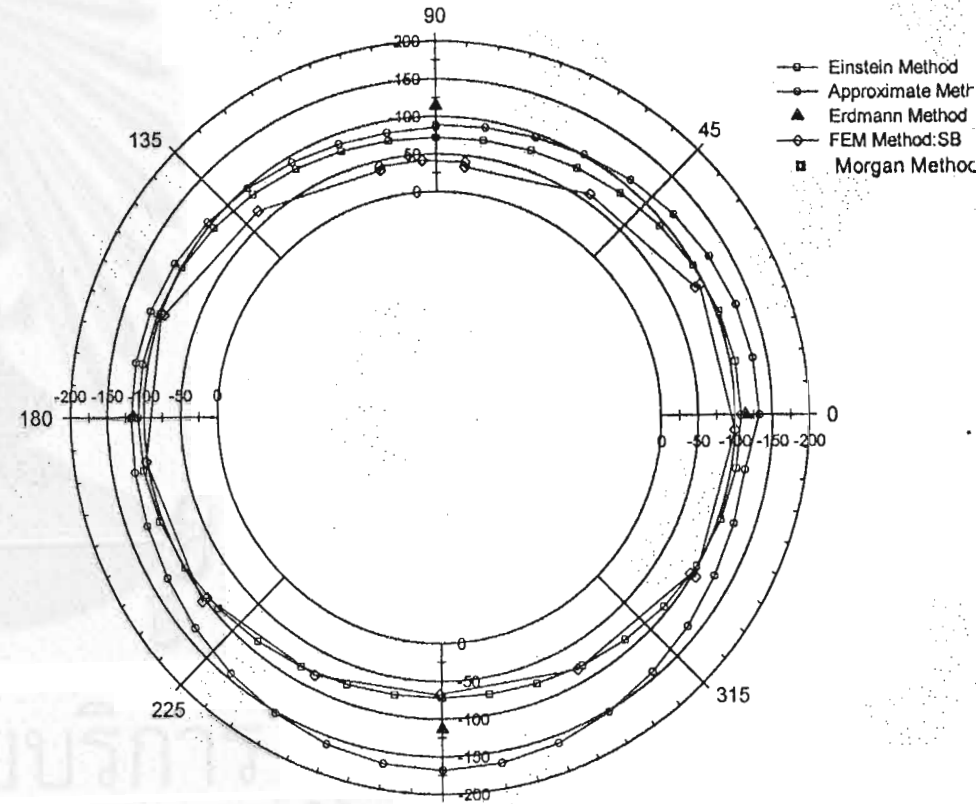


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โมเมนต์ดัด (M_t), (t.m/m)



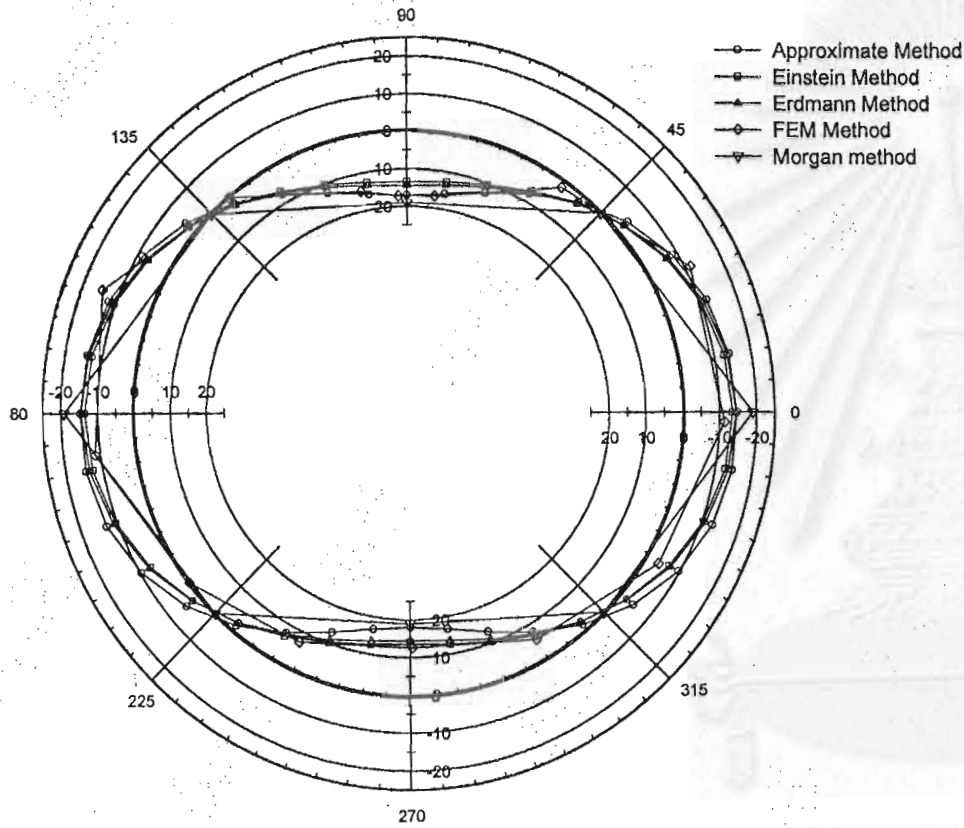
แรงในแนวแกน (N_t), (t/m)



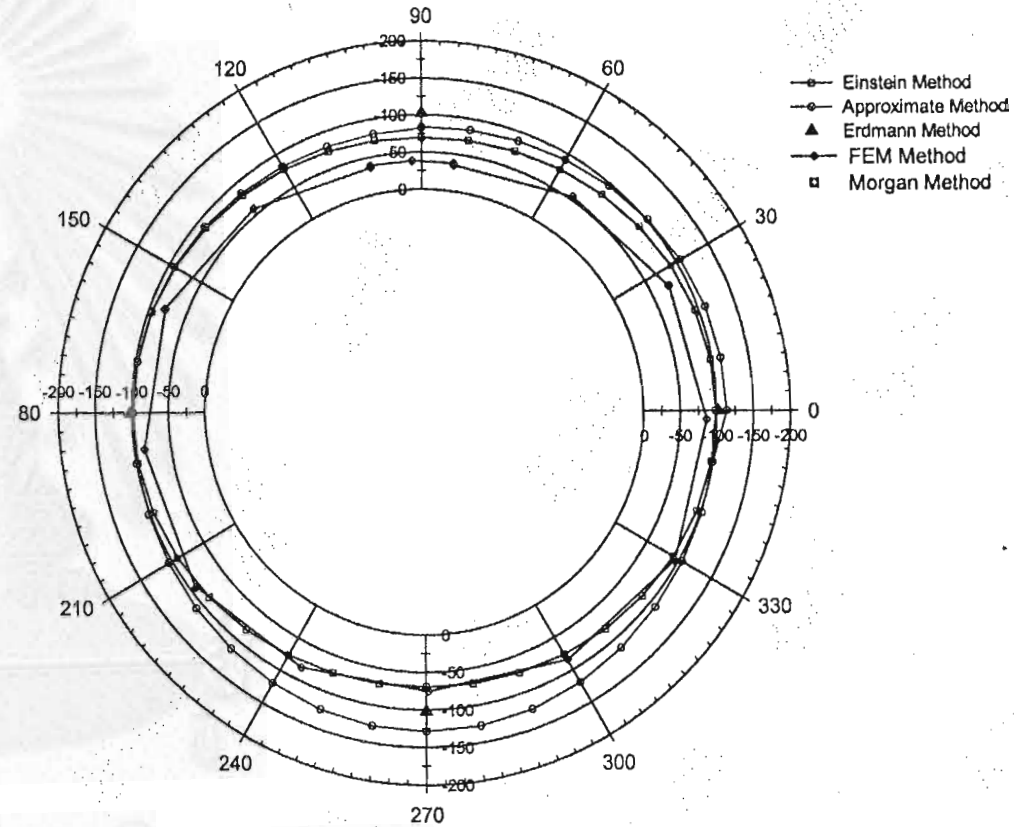
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค 2 เปรียบเทียบโมเมนต์และแรงในแนวแกน กรณีอุโมงค์ขุดนานในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย

โมเมนต์ดัด Mt (t.m/m)



แรงในแนวแกน (Nt), (t/m)

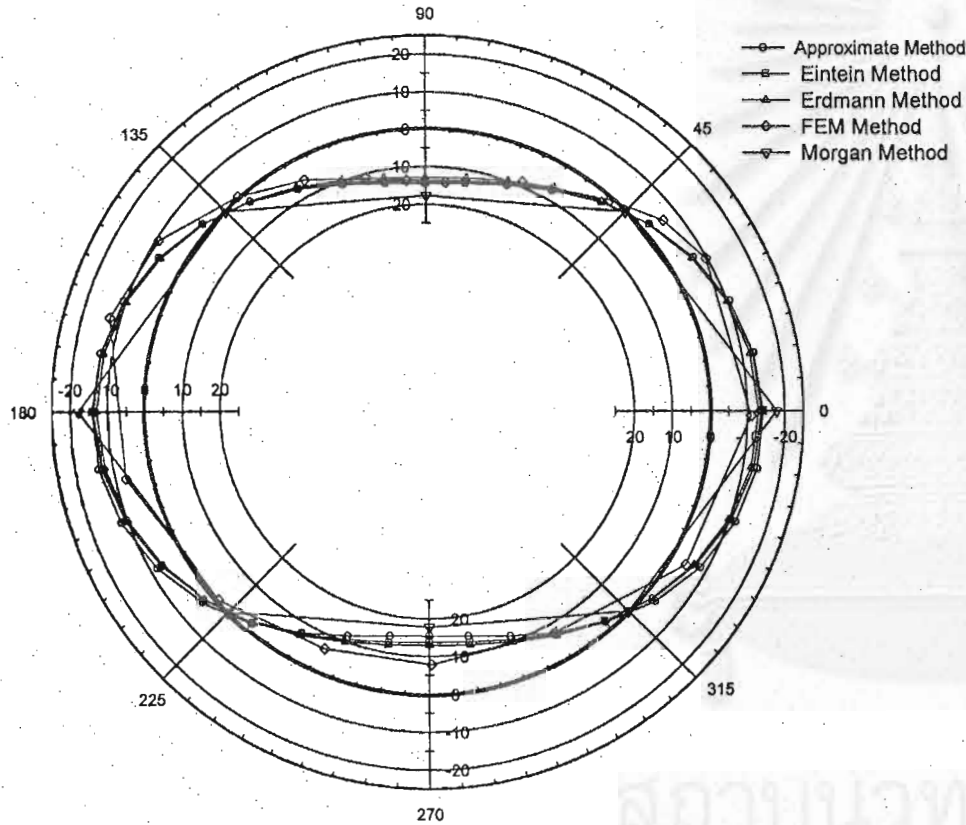


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

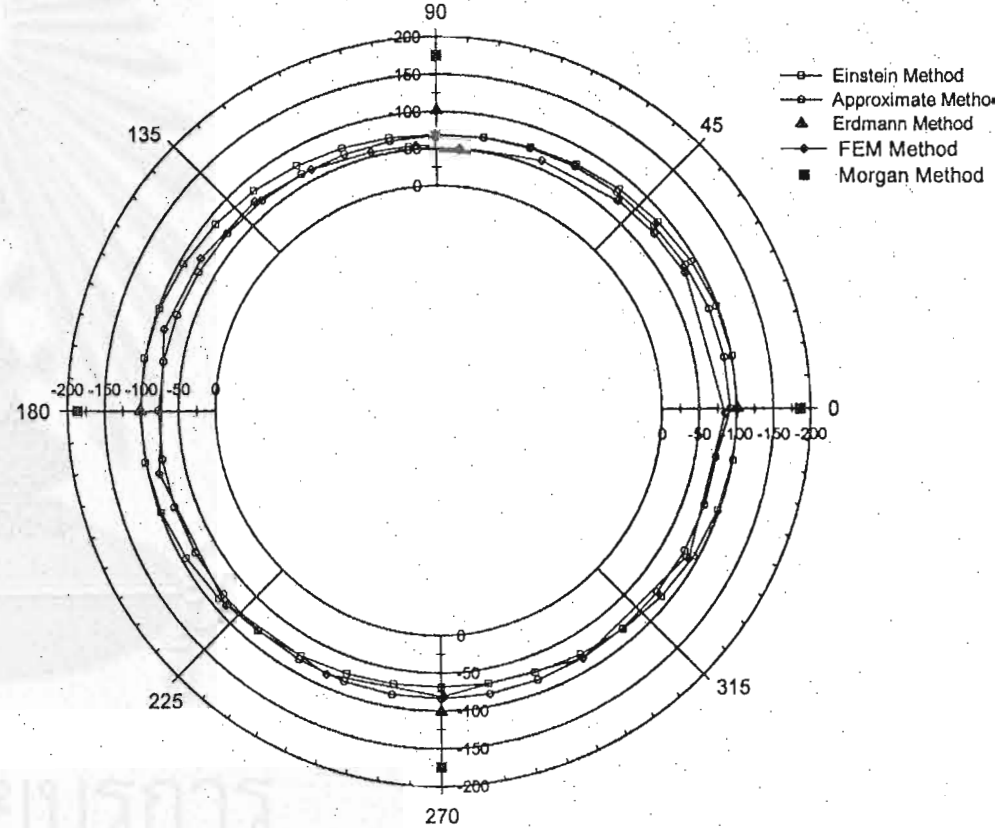
รูปที่ ค 3 เปรียบเทียบโมเมนต์และแรงในแนวแกน กรณีอุโมงค์ขุดในชั้นดินเหนียวแข็งและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน $E_u/S_u = 240$ ในดินเหนียวอ่อน $E_u/S_u = 480$ ในดินเหนียวแข็ง

แรก

โมเมนต์ดัด (M_t), (t.m/m)



แรงในแนวแกน (N_t), (t/m)

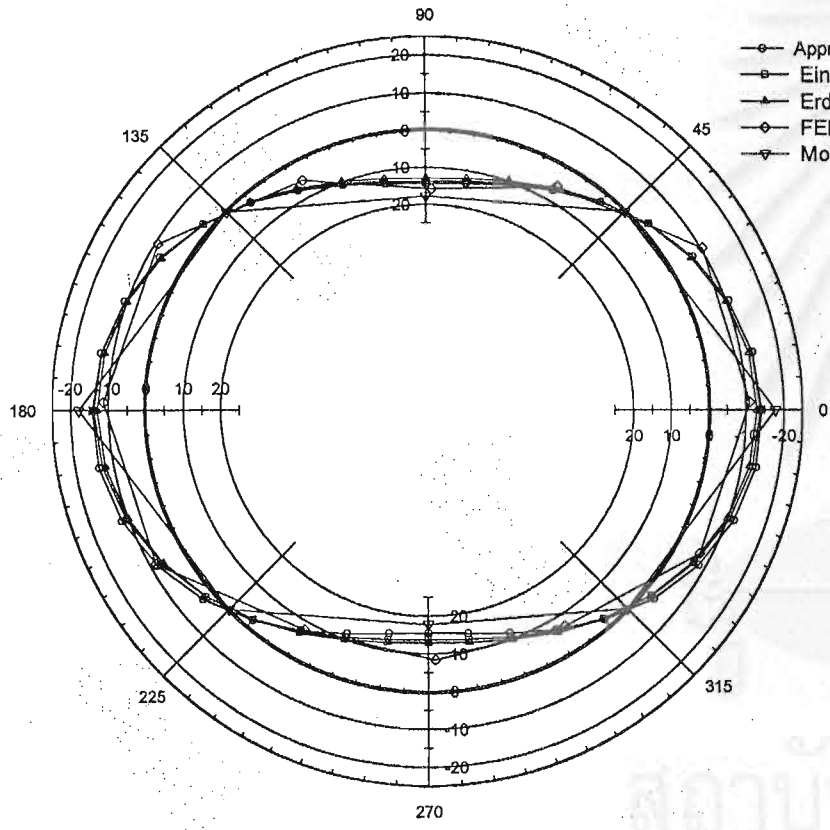


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค4 เปรียบเทียบโมเมนต์และแรงในแนวแกน กรณีอุโมงค์คู่ขนานในชั้นดินเหนียวแข็งและส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน $E_u/S_u = 225$ ในดินเหนียวอ่อน $E_u/S_u = 400$ ในดินเหนียวแข็งชั้นแรก

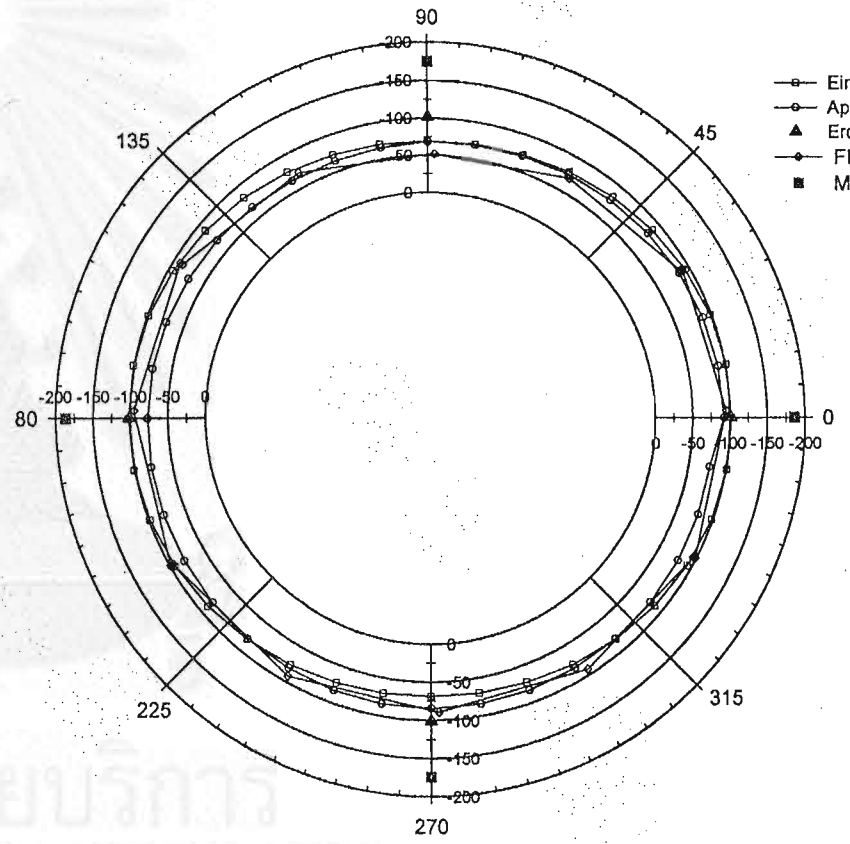
แรก

โมเมนต์ดัด(Mt),(t.m/m)



- Approximate Method
- Einstein Method
- △ Erdmann Method
- ◇ FEM Method
- ▽ Morgan Method

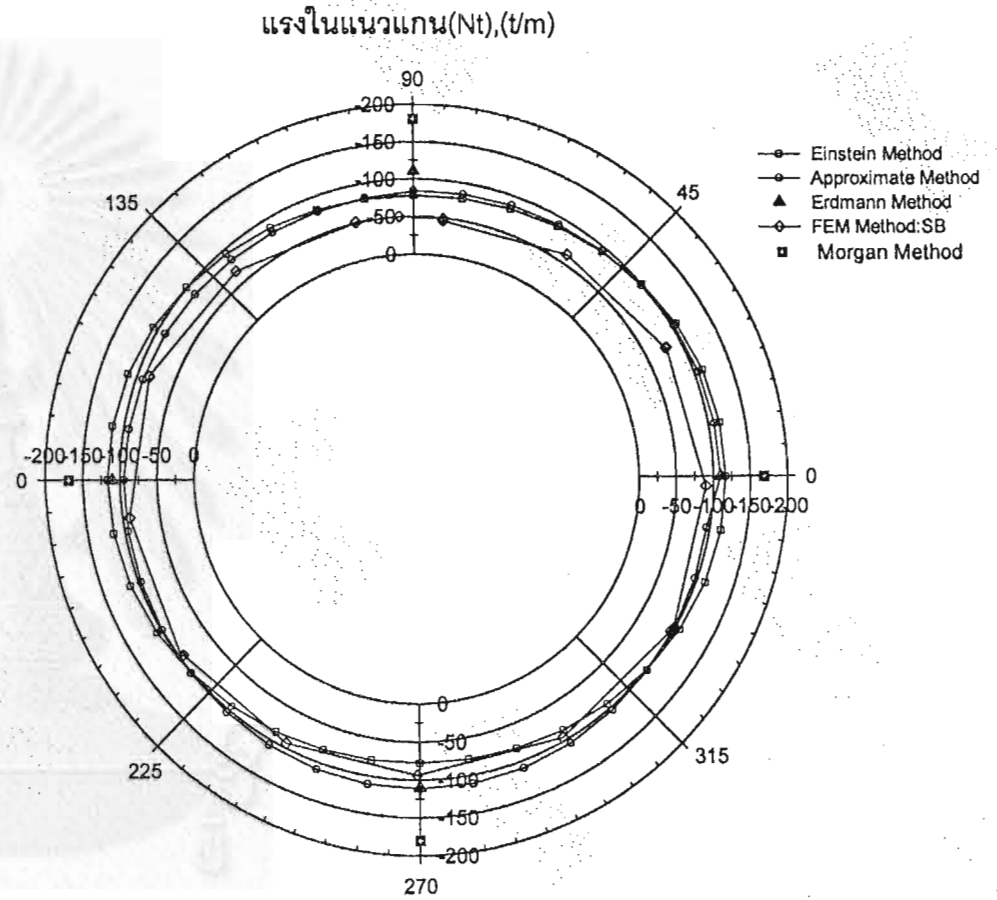
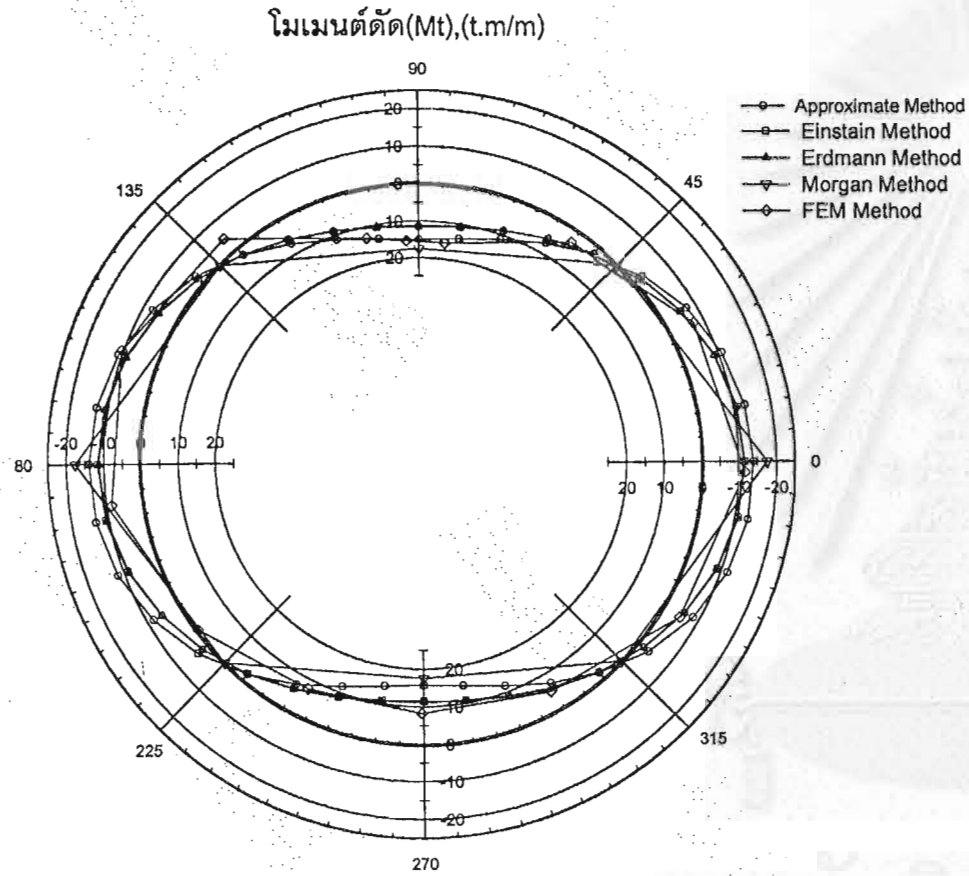
แรงในแนวแกน (Nt),(t/m)



- Einstein Method
- Approximate Method
- △ Erdmann Method
- ◇ FEM Method
- ▽ Morgan Method

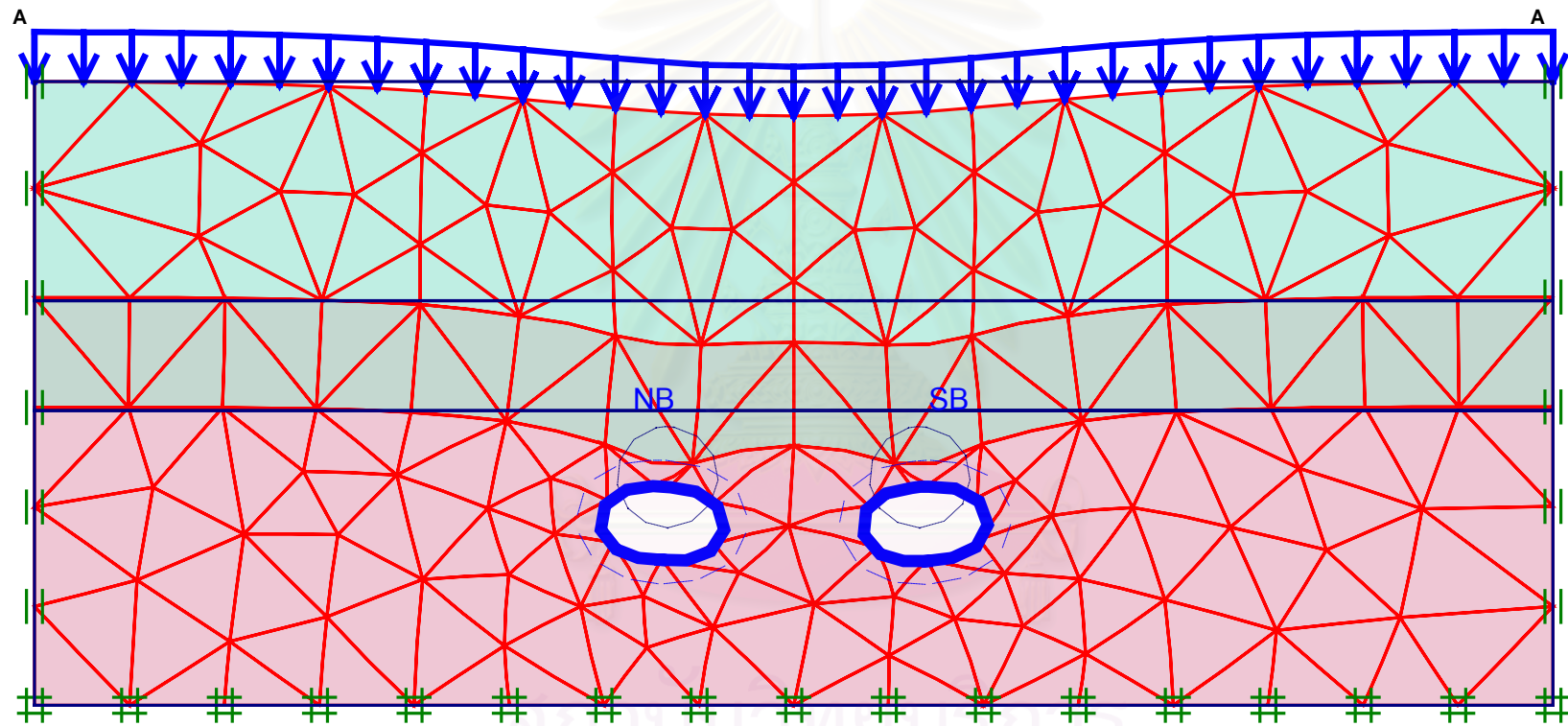
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ ค 5 เปรียบเทียบโมเมนต์และแรงในแนวแกน อุโมงค์เดี่ยวในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก

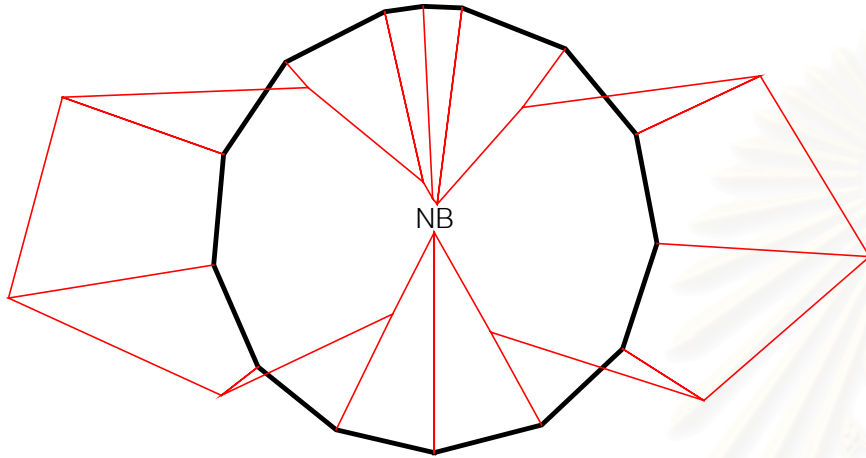


สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

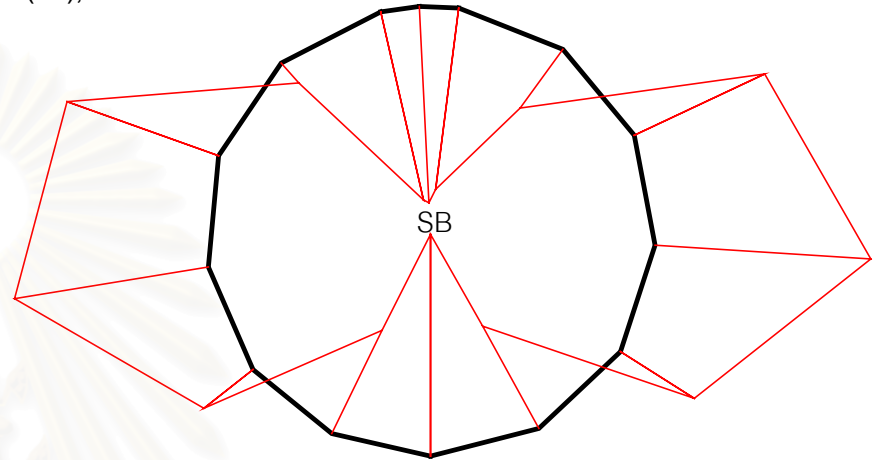
รูปที่ ค 6 แสดงการวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์โดยวิธี FEM กรณีที่ 1 อุโมงค์คู่วางตัวในชั้นทราย: Zone 23 (เทียบร่วมมิติ-ประชากราษฎรป่าเพ็ญ)



Bending Moment (M_t), t/m

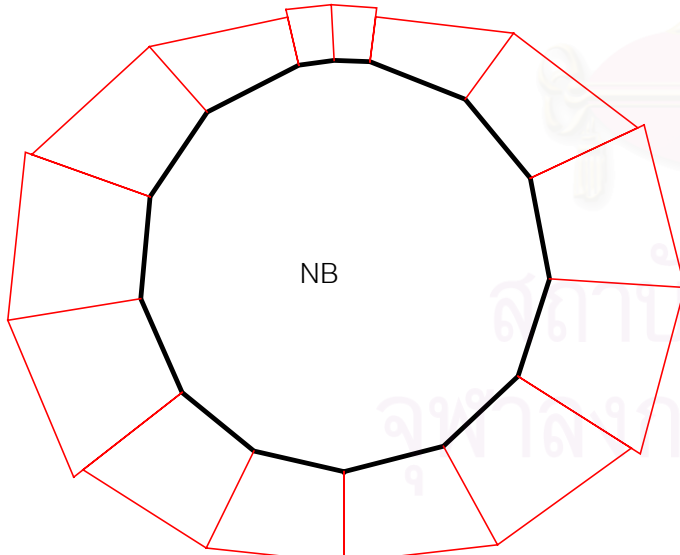


Bending moment
Extreme bending moment 203.46 kNm/m

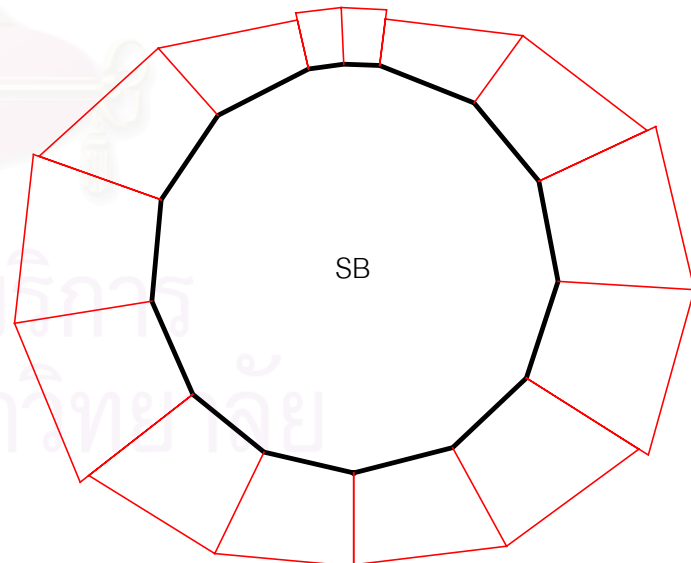


Bending moment
Extreme bending moment 204.50 kNm/m

Axial Force (N_t), t/m

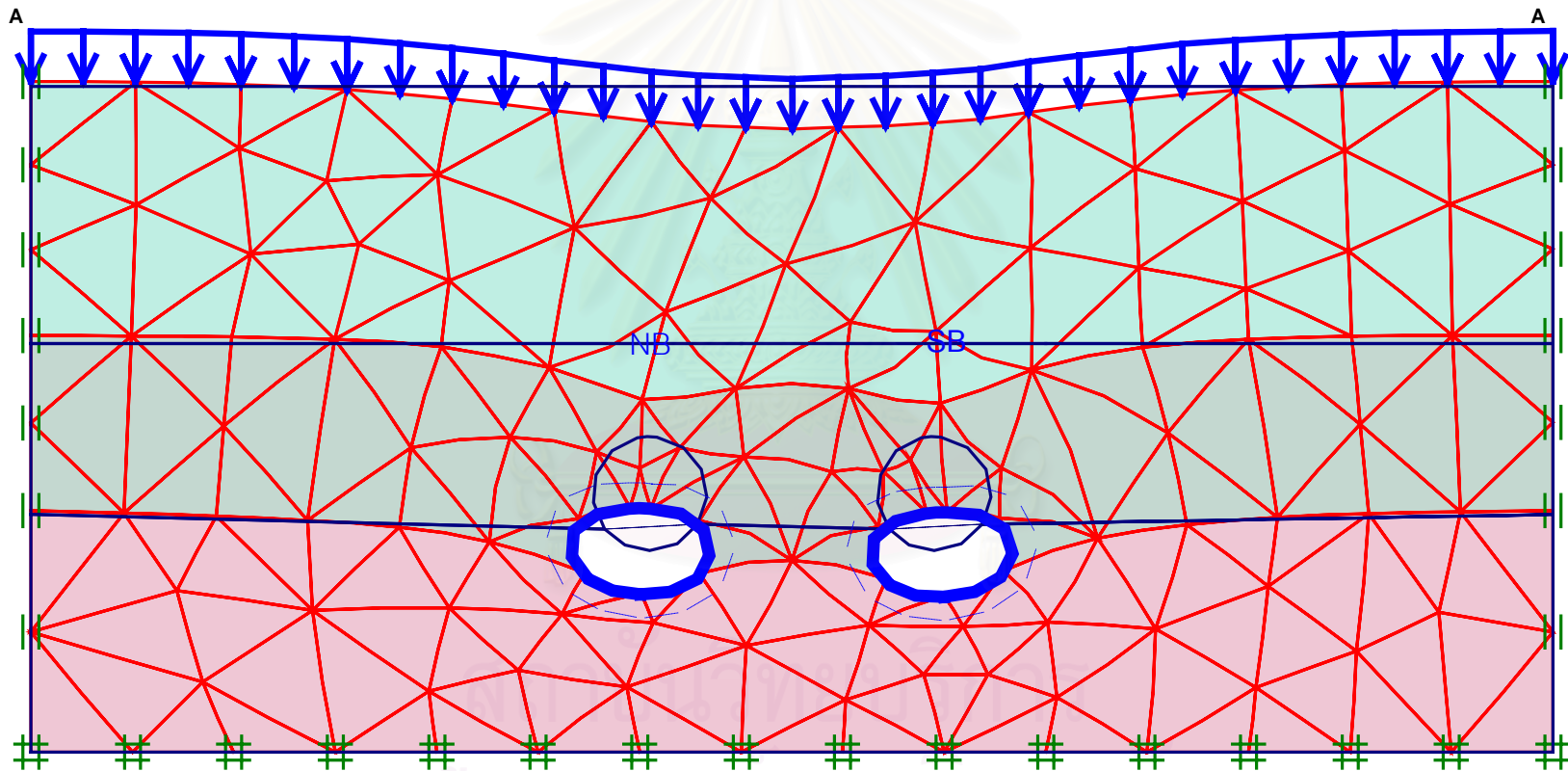


Axial forces
Extreme axial force $-1.03 \cdot 10^3$ kNm

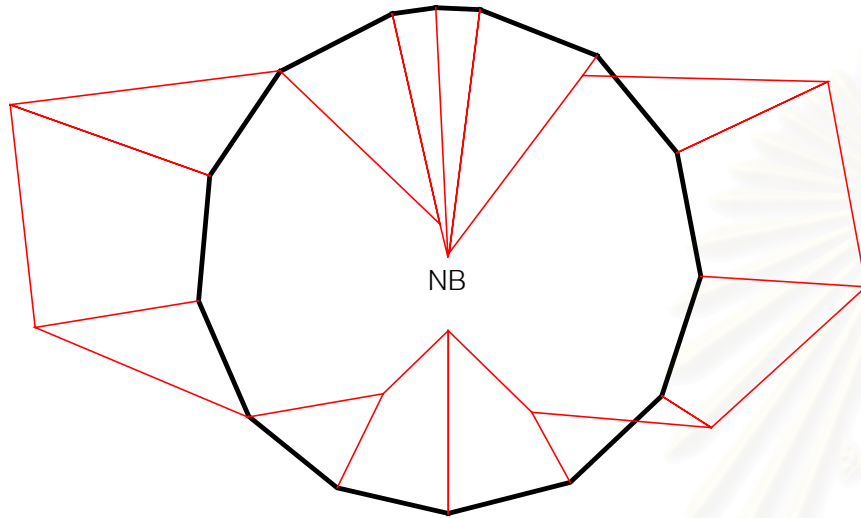


Axial forces
Extreme axial force $-1.03 \cdot 10^3$ kNm

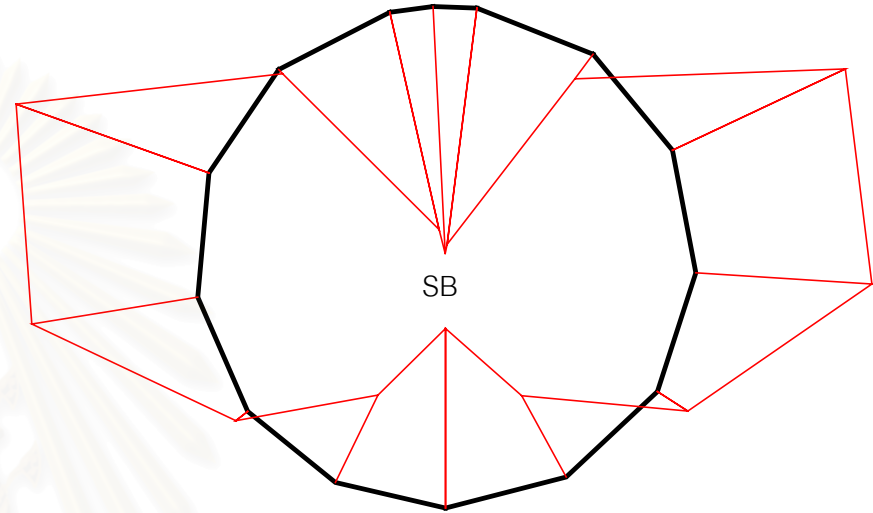
รูปที่ ค 7 แสดงการวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์โดยวิธี FEM กรณีที่2 อุโมงค์ที่วางตัวอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทราย:Zone 23
(เทียบร่วมมิติ-ประชากราษฎรบำเพ็ญ)



Bending Moment (Mt),tm/m

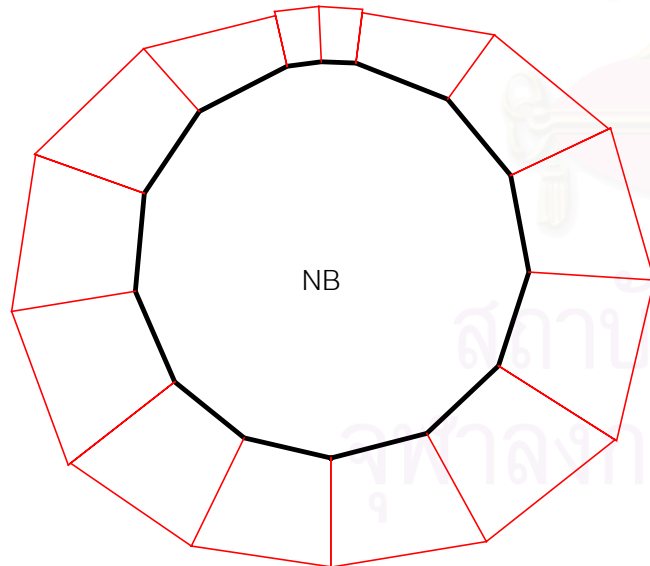


Bending moment
Extreme bending moment 168.30 kNm/m

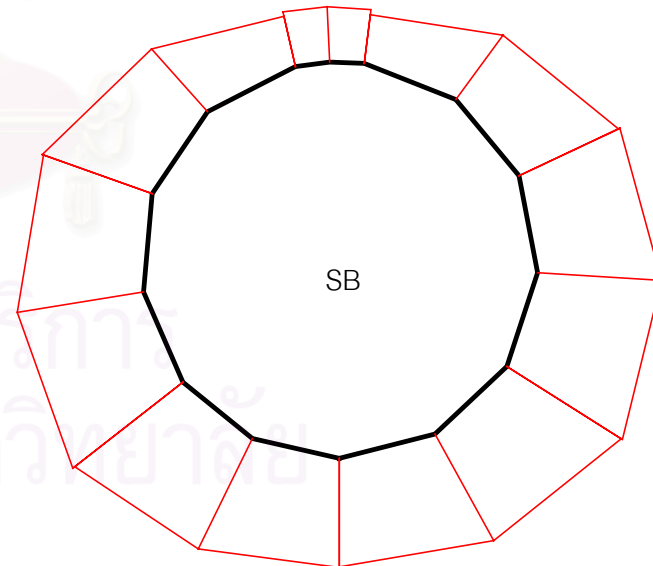


Bending moment
Extreme bending moment 160.46 kNm/m

Axial Force (Nt), t/m

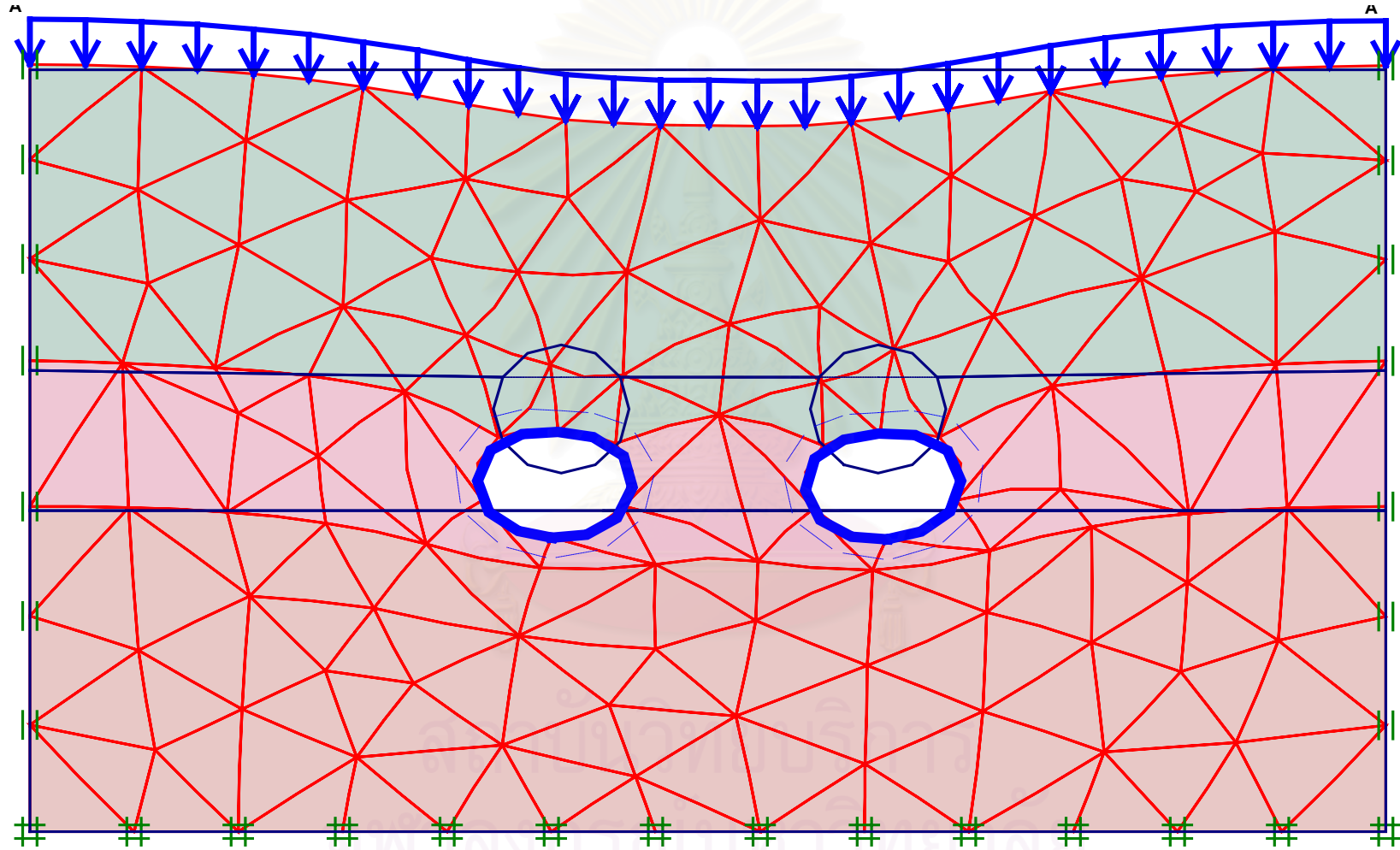


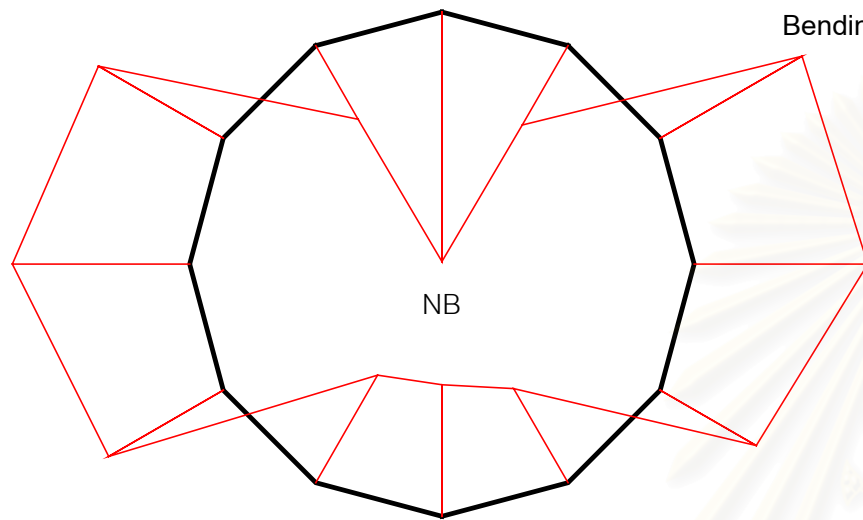
Axial forces
Extreme axial force -942.05 kN/m



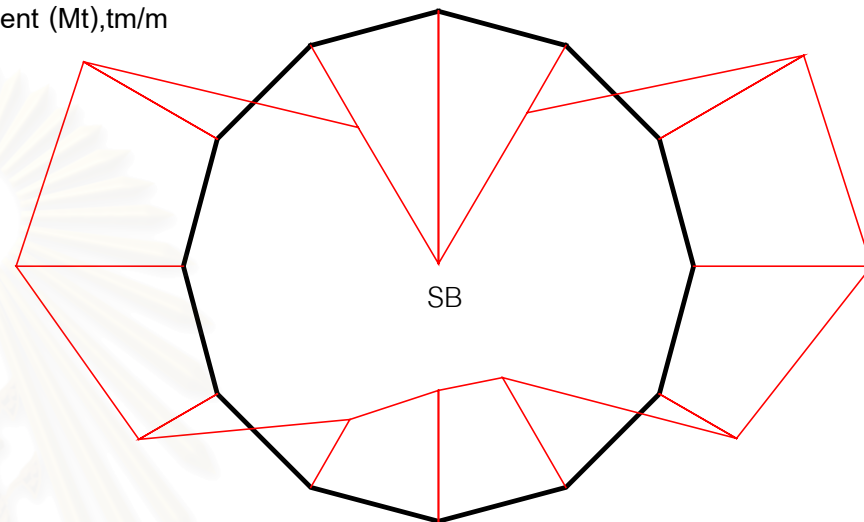
Axial forces
Extreme axial force -929.79 kN/m

รูปที่ ค 8 แสดงการวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์โดยวิธี FEM กรณีที่3 อุโมงค์วางตัวในชั้นดินเหนียวแข็งส่วนบนของอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อน:Zone 28 (ลาดพร้าว - พหลโยธิน)



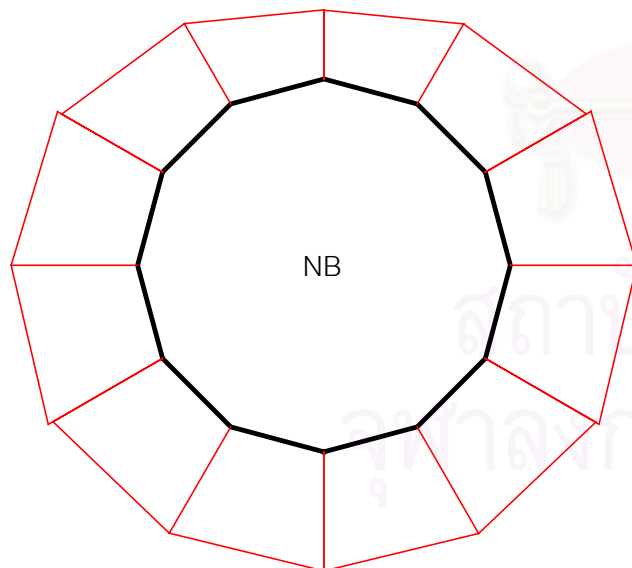


Bending moment
Extreme bending moment 155.07 kNm/m

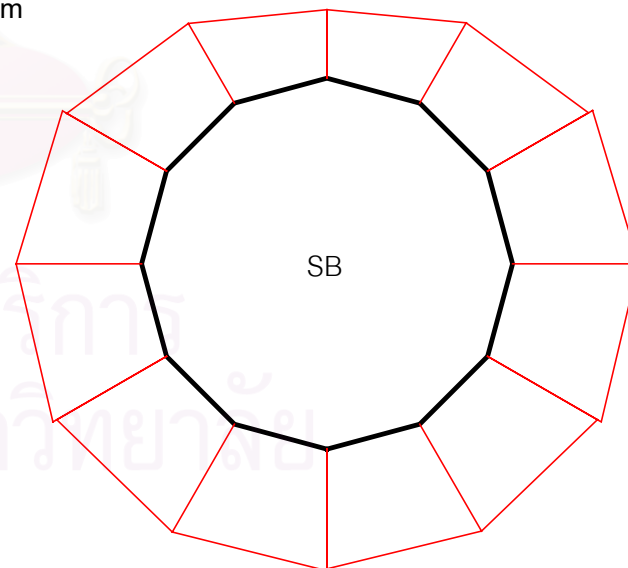


Bending moment
Extreme bending moment 153.86 kNm/m

Axial Force (Nt), t/m

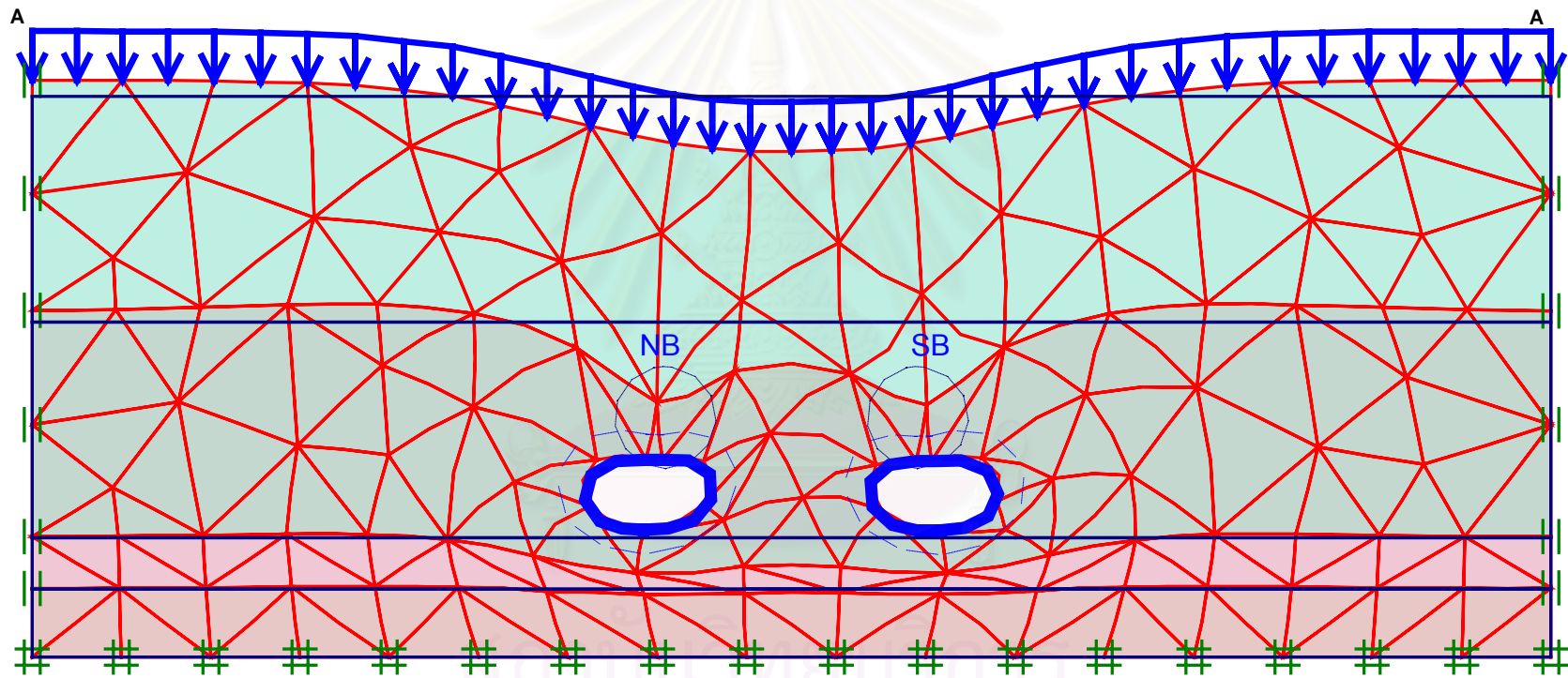


Axial forces
Extreme axial force -969.12 kN/m

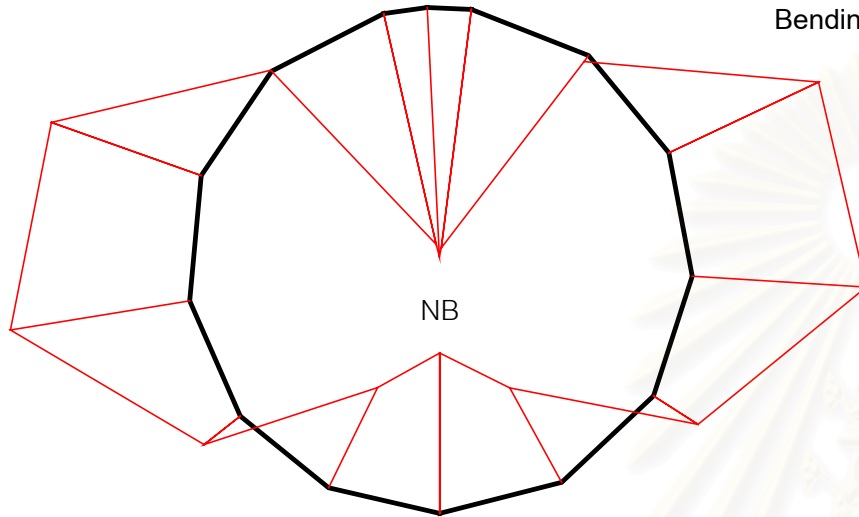


Axial forces
Extreme axial force -967.65 kN/m

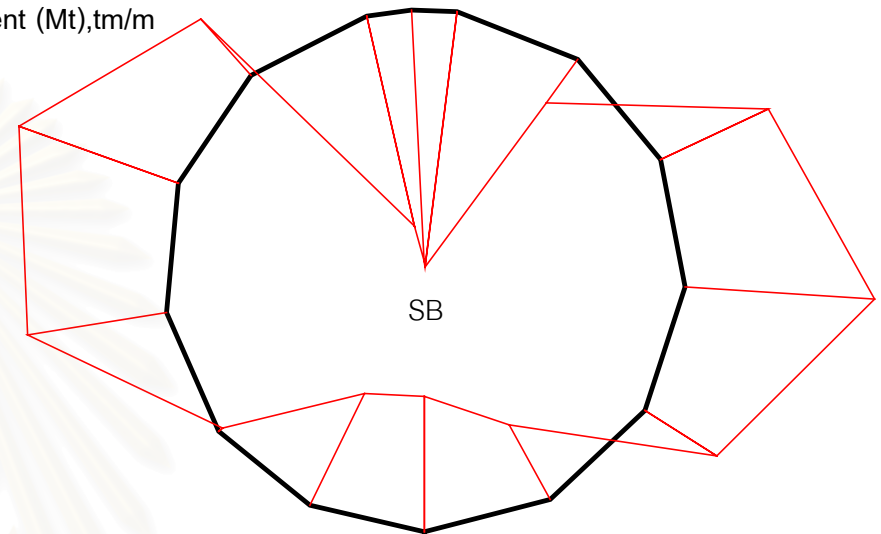
รูปที่ ค 9 แสดงการวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์โดยวิธี FEM กรณีที่ 4 อุโมงค์วางตัวอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง Zone 30 (หมอนหิน - กำแพงเพชร)



Bending Moment (M_t), t/m

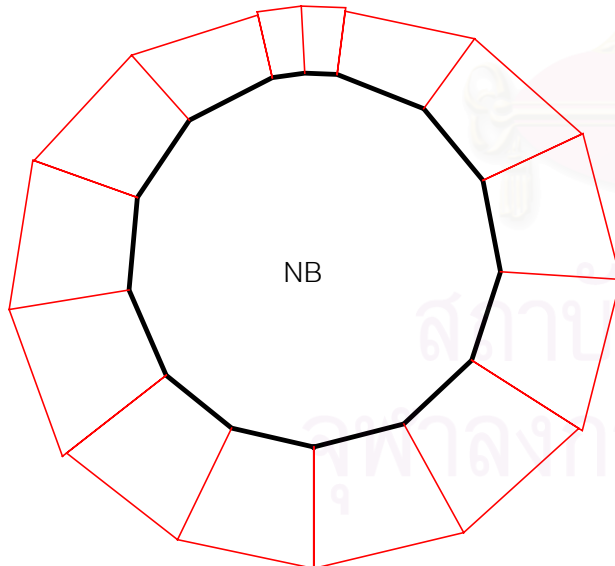


Bending moment
Extreme bending moment 153.80 kNm/m

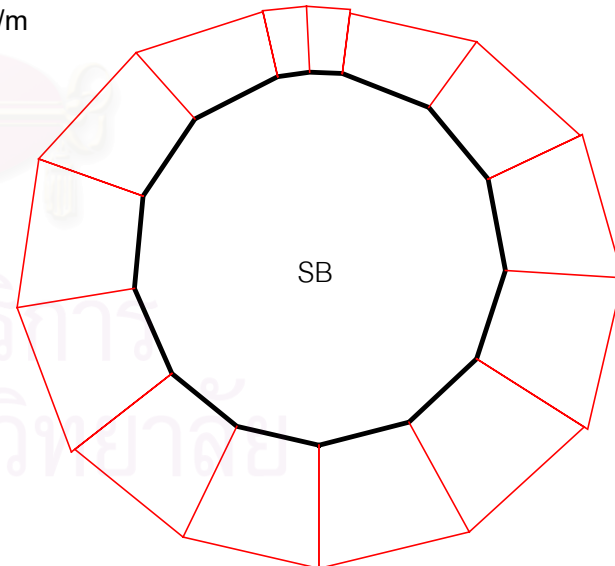


Bending moment
Extreme bending moment 154.09 kNm/m

Axial Force (N_t), t/m

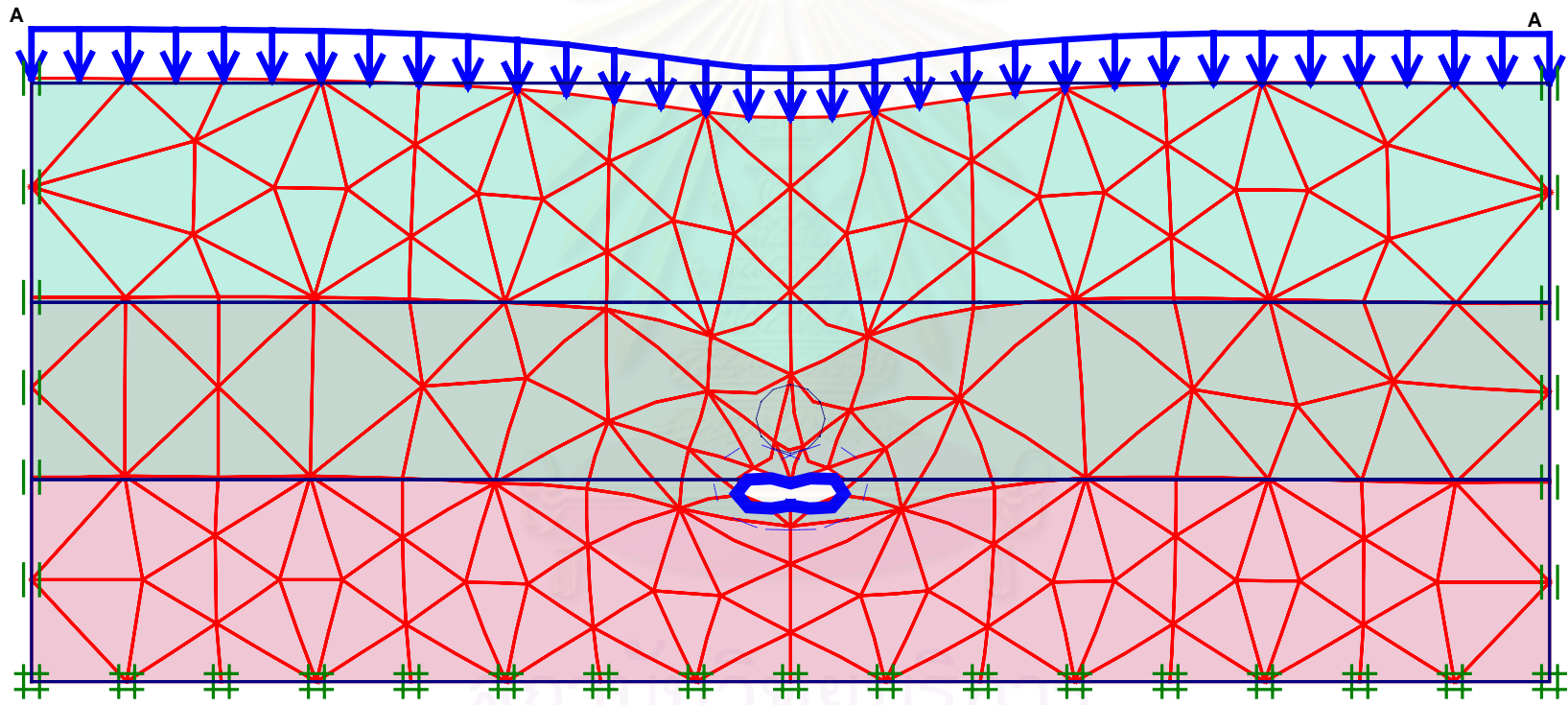


Axial forces
Extreme axial force -970.64 kN/m



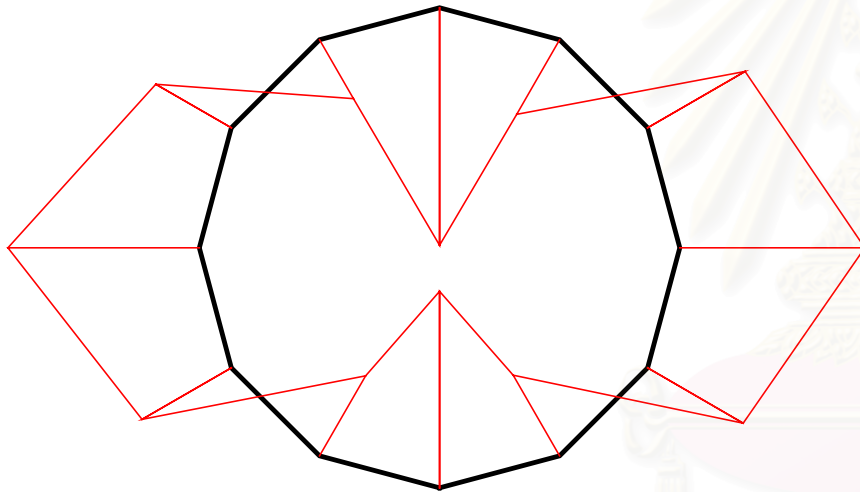
Axial forces
Extreme axial force -981.11 kN/m

รูปที่ ค 10 แสดงการวิเคราะห์แรงภายในอุโมงค์โดยวิธี FEM กรณีอุโมงค์เดี่ยววางตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง (อุโมงค์ผิวน้ำเปรมประชากร)



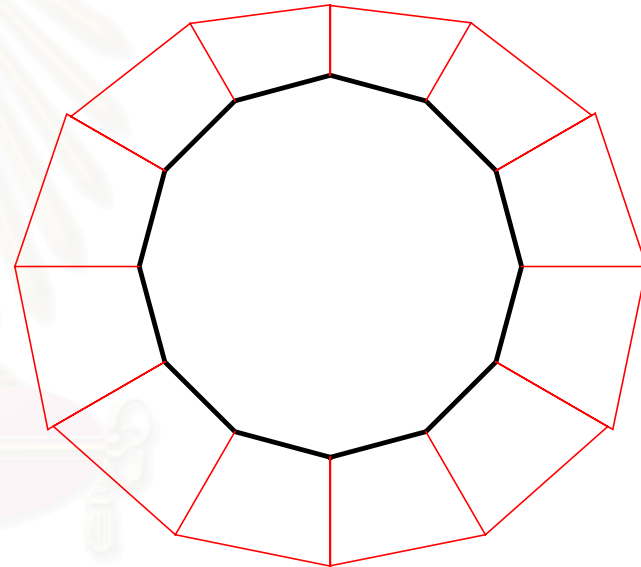
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Bending Moment (Mt),tm/m



Bending moment
Extreme bending moment 41.82 kNm/m

Axial Force (Nt), t/m



Axial forces
Extreme axial force -491.19 kN/m

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นางสาว ชลธิชา บุญส่ง เกิดวันที่ 9 ตุลาคม 2521 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปีการศึกษา พ.ศ. 2542 และเข้าศึกษาต่อในสาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย