

การเปรียบเทียบพฤติกรรมในด้านการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์โรงไฟฟ้า
ในขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์กับขั้นตอนการก่อสร้าง
กรณีศึกษาโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ

COMPARISON ON ROCK MASS DEFORMATION OF THE POWERHOUSE CAVERN
FOR DESIGN STAGE AND EXCAVATION STAGE
CASE STUDY ON LAM TA KHONG PUMPED STORAGE PROJECT



โดย

นายรัฐการ คีร์วรรณ

เลขหม.....
เลขทะเบียน 42406
วัน, เดือน, ปี 20 พ.ศ. 2545

.b.....
.i.....

โครงการพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2542

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COMPARISON ON ROCK MASS DEFORMATION OF THE POWERHOUSE CAVERN
FOR DESIGN STAGE AND EXCAVATION STAGE
CASE STUDY ON LAM TA KHONG PUMPED STORAGE PROJECT



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

1999

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การเปรียบเทียบพฤติกรรมในด้านการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์โรงไฟฟ้า
ในขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์กับขั้นตอนการก่อสร้าง
กรณีศึกษาโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ

นักศึกษา นายรัฐกร ศิริวรรณ รหัสประจำตัว 39014429
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

คณะกรรมการสอบหัวข้อโครงการพิเศษ

ลายมือชื่อ

อ. อำนวย พานิชกุลพงษ์
อ. แหลมทอง เหล่าคงถาวร
อ. อุบะ ศิริแก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(ผศ.ดร.แดง เจริญสุวรรณ)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ เดือน พ.ศ. 2543

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงการพิเศษ การเปรียบเทียบพฤติกรรมในด้านการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์โรงไฟฟ้า
ในขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์กับขั้นตอนการก่อสร้าง
กรณีศึกษาโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ

นักศึกษา นายรัฐกร ศิริวรรณ
อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์อุษะ ศิริแก้ว
ระดับการศึกษา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
พ.ศ. 2542

บทคัดย่อ

การออกแบบอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำตะคอง โครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบ
สูบกลับ จังหวัดนครราชสีมา ได้กำหนดคุณสมบัติของมวลหินให้มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น(Elasticity)
และแบบกึ่งพลาสติก(Elasto-plastic) โดยใช้โปรแกรม PHASES และ EXAMINE วิเคราะห์ ทำให้
สามารถเลือกชนิดของวัสดุค้ำยันได้ประหยัดและมีความปลอดภัยในอุโมงค์โรงไฟฟ้า เพื่อตรวจสอบ
พฤติกรรมของอุโมงค์โรงไฟฟ้า ได้กำหนดให้มีการตรวจวัดโดยใช้อุปกรณ์เครื่องมือวัดConvergence
และ Extensometer โดยทำการตรวจวัดบริเวณ station 0+051.50, station 0+096.50 และ station
0+126.50 ณ อุโมงค์โรงไฟฟ้า ส่วน A, B และ C ตามลำดับ

ผลการศึกษาพบว่า ค่าที่ได้จากการตรวจวัดจากอุปกรณ์ทั้ง 2 ชนิด มีค่าใกล้เคียงกับผล
คำนวณค่าการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์เมื่อคำนวณโดยใช้ทฤษฎีพลาสติกมากกว่าวิธี Elasticity ซึ่งการขยับ
ตัวเข้าของมวลหินเกิดบริเวณ overbreak zone โดยรอบอุโมงค์เนื่องจากผลของการระเบิดในขั้นตอนการ
ก่อสร้าง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณะบุคคล และหน่วยงานที่มีส่วนช่วยเหลือในการทำโครงการพิเศษเรื่อง การเปรียบเทียบพฤติกรรมในด้านการเปลี่ยนรูปของอุโมงค์ ในขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์กับขั้นตอน การก่อสร้าง กรณีศึกษาโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ ณ จังหวัดนครราชสีมา ให้ สำเร็จไปได้ด้วยดี ดังมีรายนามดังต่อไปนี้

อ. อุเบ สิริแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษา และ อ. แหลมทอง เหล่าคงดาว ผู้คอยให้คำแนะนำ คำปรึกษา และคำวิจารณ์ และคอยช่วยเหลือให้กำลังใจ เอาใจใส่ตลอดระยะเวลาการทำงาน

คณะกรรมการตรวจสอบโครงการพิเศษทุกท่าน ที่ช่วยในการชี้แนะแนวทาง และ ช้อบกพร่องของงานในการนำเสนอแต่ละครั้ง

เจ้าหน้าที่ประจำการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ฝ่ายก่อสร้างพลังน้ำ กองโยธา และ ฝ่ายโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ ณ อำเภอสีคิ้ว จังหวัดนครราชสีมา ทุกท่าน ที่ ช่วยเอื้อเพื่อข้อมูล ให้คำแนะนำ และคำปรึกษาเกี่ยวกับโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับ ขอขอบคุณเป็นอย่างสูง

บิดา มารดา ญาติพี่น้อง และเพื่อนๆทุกคน ที่ช่วยเป็นกำลังใจให้ตลอดระยะเวลาในการทำโครงการพิเศษชิ้นนี้

สุดท้ายนี้ ขอขอบคุณเป็นอย่างสูงสำหรับทุกท่านที่คอยช่วยเหลือ ให้กำลังใจในการทำโครงการพิเศษชิ้นนี้ ให้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

นาย รัฐการ กิรีวรรณ

ผู้จัดทำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	บทคัดย่อภาษาไทย	ก
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ (ABSTRACT)	ข
	กิตติกรรมประกาศ	ค
	สารบัญ	ง
	สารบัญตาราง	จ
	สารบัญภาพ	ฉ
1.	บทนำ	1
	1.1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.2. วัตถุประสงค์ของการศึกษา	2
	1.3. ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในการทำโครงการพิเศษ	3
	1.4. ขอบเขตของโครงการพิเศษ	3
	1.5. วิธีที่ใช้ในการดำเนินโครงการพิเศษ	3
	1.6. ผลที่คาดว่าจะได้รับ	3
2.	วรรณกรรมปริทัศน์	4
	2.1. ลักษณะโดยทั่วไปของโครงการ	4
	2.1.1. ลักษณะทางธรณีวิทยาของโครงการ	6
	2.2. เกณฑ์การออกแบบขุมโมงค์โรงไฟฟ้าล้าตะคองแบบสูบกลับ	8
	2.3. วิธีการออกแบบขุมโมงค์หินขนาดใหญ่ทั่วไป	9
	2.3.1. วิธีการออกแบบ	10
	2.3.1.1. วิธีการและระเบียบวิธีเชิงตัวเลข	10
	2.3.1.2. วิธีการสังเกต	10
	2.3.1.3. Empirical Method	10
	2.3.2. เสถียรภาพของการขุดงานใต้ดิน	11
	2.3.2.1. สาเหตุการพังทลาย	11
	2.3.2.2. องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อเสถียรภาพ	11

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
2.4.	การออกแบบอุโมงค์โรงไฟฟ้าล้าตะคอง	12
2.4.1.	คุณสมบัติของมวลหิน	12
2.4.2.	สถานที่ก่อสร้างและรูปร่างของอุโมงค์	15
2.5.	วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบระบบที่รองรับ	17
2.5.1.	วิธีการวิเคราะห์แบบ Finite Element	18
2.5.2.	วิธีการออกแบบของชิ้นส่วนรองรับมวลหิน	22
2.6.	การตรวจสอบอุโมงค์ในช่วงระหว่างการขุดอุโมงค์	34
2.6.1.	การสำรวจด้วยตาเปล่า	35
2.6.2.	เครื่องมือวัด Convergence	35
2.6.3	Borehole Extensometer	36
2.6.3.1.	Disc Load Cells	37
2.7.	การออกแบบช่วงของการขุดอุโมงค์	39
2.8.	การแสดงผลแบบจำลอง	45
2.9.	การตรวจสอบเสถียรภาพในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ โรงไฟฟ้าล้าตะคองแบบสูบกลับ	45
2.9.1.	การแก้ไขการออกแบบระบบที่รองรับระหว่างการขุด	46
2.9.2.	Instability Inspection	46
2.10.	โปรแกรมวิเคราะห์ทางด้าน Finite Element	47
2.10.1.	PHASES	47
2.10.2.	EXAMINE	47
3.	วิธีการศึกษา	48
3.1.	การวิจารณ์วรรณกรรม	48
3.1.1.	รายละเอียดของอุโมงค์โรงไฟฟ้า	48
3.2	กรณีของการวิเคราะห์	52
3.2.1.	Insitu Stress Field	55

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	เรื่อง	หน้า
	3.2.2. การใส่ค่าพารามิเตอร์	55
	3.3. วิธีการวิเคราะห์	56
	3.3.1. การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PHASES	56
	3.3.1.1. การวิเคราะห์จริง	58
	3.3.2. การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม EXAMINE	64
	3.3.2.1. การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่ได้รับจากการวิเคราะห์แบบFEM กับเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว	64
4.	ผลการวิเคราะห์	69
	4.1. ผลการวิเคราะห์โดยใช้ PHASES	69
	4.1.1. การกระจายความเค้น	70
	4.1.1.1. การวิเคราะห์จากกรณีจริง	70
	4.1.1.2. การวิเคราะห์จากกรณีอ้างอิง	70
	4.1.2. YIELDED ZONE	78
	4.1.2.1. การวิเคราะห์จากกรณีจริง	78
	4.1.2.2. กรณีอ้างอิง	78
	4.1.3. ความสำคัญและการกระจายค่าการเคลื่อนตัว	87
	4.1.3.1. การวิเคราะห์จากกรณีจริง	87
	4.1.3.2. กรณีอ้างอิง	100
	4.2. การเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบFEM และการวัดหาขนาดค่าการเคลื่อนตัวของหินจากอุปกรณ์ Extensometer	106
	4.2.1. Extensometer BE1	106
	4.2.2. Extensometer CE1	116
	4.2.3. Extensometer AE1	116
	4.3. การวิเคราะห์โดยใช้การตรวจสอบอย่างละเอียด	116

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ (ต่อ)

บทที่ เรื่อง

หน้า

5. การสรุปผลและคำแนะนำ

121

บรรณานุกรม

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก ผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PHASES

ภาคผนวก ข ผลการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม EXAMINE



สารบัญตาราง

ตารางที่	คำอธิบาย	หน้า
2.1.	ลักษณะหินที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ	13
2.2.	การพิจารณาลักษณะหิน โดยใช้วิธี Hoek	14
2.3.	การออกแบบที่ใช้ในการออกแบบอุโมงค์	34
2.4.	ค่า Rock Anchor ที่ใช้ในการวิเคราะห์	39
3.1.	การวิเคราะห์อุโมงค์โรงไฟฟ้าในส่วน A B และ C	54
3.2.	แสดงค่าพารามิเตอร์	57
3.3.	รูปแบบของการเจาะในระดับต่างๆในการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอน	62
4.1.(ก)	ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในระดับการเจาะที่แตกต่างกัน ในส่วนที่มีการระบายน้ำส่วน B	88
4.1.(ข)	ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในระดับการเจาะที่แตกต่างกัน ในส่วนที่ไม่มีการระบายน้ำส่วน B	89
4.2.	ค่าสูงสุดจากการเคลื่อนตัวระดับการเจาะในส่วน C ที่มีการระบายน้ำ	90
4.3.	ค่าสูงสุดจากการเคลื่อนตัวระดับการเจาะในส่วน A ที่มีการระบายน้ำ	91
4.4.(ก)	ผลจากการวิเคราะห์แบบ FEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ส่วน B	110
4.4.(ข)	ผลจากการวิเคราะห์แบบ FEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ส่วน C	111
4.4.(ค)	ผลจากการวิเคราะห์แบบ FEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ส่วน A	112

สารบัญภาพ

รูปที่	คำอธิบาย	หน้า
2.1.	แผนที่แสดงที่ตั้งโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสรุปกลับ	5
2.2.	ภาพแสดงส่วนต่างๆของโครงการ	7
2.3.	บริเวณที่ไม่มีและมีค่าการเคลื่อนตัวล้อมรอบ ซึ่งมีลักษณะเป็นวงรี	15
2.4.	บริเวณที่ไม่มีและมีค่าการเคลื่อนตัวที่ล้อมรอบ ซึ่งมีลักษณะเป็นเส้นตรง	16
2.5.	ลักษณะของอุโมงค์ในการวิเคราะห์แบบ FEM	18
2.6.	ภาพสถานที่ตั้งในส่วนชั้นหินทรายจากการวิเคราะห์แบบ EPDC	19
2.7.	การแบ่งลักษณะของหิน โดยการวิเคราะห์แบบ EPDC	21
2.8.	การออกแบบคานหินสำหรับหินขนาดใหญ่	23
2.9.	การจัดการอย่างเป็นแบบแผนของ Rock Anchor	26
2.10.	ภาพแสดงส่วนโรงไฟฟ้าที่มีระบบหินสนับสนุน	27
2.11.	ภาพในแนวตั้งด้านข้างของโรงไฟฟ้าที่มีระบบหินสนับสนุน	28
2.12.	ภาพโรงไฟฟ้าในส่วน Draft Tube ในแนวตั้ง ที่มีระบบหินสนับสนุน	29
2.13.	ภาพแสดงส่วนวงแหวนหรือส่วน โคง์สนับสนุนอยู่	30
2.14.	รูปร่างของ Sliding Wedge	32
2.15.	ระบบหินซึ่งค้ำโดย Shotcrete	33
2.16.	การจัดการ EDM และการบรรจบกันของอุโมงค์โรงไฟฟ้า	36
2.17.	สถานที่ตั้งของ Borehole Extensometer	37
2.18.	ภาพแสดงโครงร่างโรงไฟฟ้าตามแนวตั้งและแนวนอน	38
2.19.	ระดับต่างๆในการเจาะ	40
2.20.	ผลการจัดการและการติดตั้ง Rock Anchor	41
2.21.	แผนภาพแสดงการเจาะแบบ Isometric ในอุโมงค์และบริเวณใกล้เคียง	42
2.22.	ภาพแสดงโรงไฟฟ้าและผลการเจาะ	43
2.23.	ขั้นตอนในการเจาะแบบ โคง์	44
2.24.	ภาพในแนวขนานกับผนังโรงไฟฟ้า	46
3.1.	ภาพแสดงลักษณะของอุโมงค์โรงไฟฟ้าตามแนวยาว	49

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่	คำอธิบาย	หน้า
3.2.(ก)	ภาพแสดงลักษณะทางธรรมชาติของโรงไฟฟ้าตามแนวยาว	50
3.2.(ข)	ภาพแสดงลักษณะทางธรรมชาติของโรงไฟฟ้าตามแนวตั้ง	51
3.3.	แผนภาพการวิเคราะห์ข้อมูล	53
3.4.	ภาพแสดงลักษณะความเค้น	56
3.5.	รายละเอียดโรงไฟฟ้าในส่วนต่างๆ	59
3.6.	ภาพโรงไฟฟ้าตามแนวตั้งและรายละเอียดเกี่ยวกับระบบหิ้งค้ำยัน	60
3.7.	ภาพโรงไฟฟ้าตามแนวตั้งและรายละเอียดในการเจาะแต่ละระดับ	61
3.8.(ก)	รูปแบบการผสมผสานของโรงไฟฟ้าในส่วน B	63
3.8.(ข)	การวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B พร้อมรายละเอียดสนับสนุนผลการเจาะ	63
3.9.(ก)	รายละเอียดของโรงไฟฟ้าในส่วน B ซึ่งมีการวัดค่าการเคลื่อนตัว	65
3.9.(ข)	รายละเอียดของโรงไฟฟ้าในส่วน C ซึ่งมีการวัดค่าการเคลื่อนตัว	66
3.9.(ค)	รายละเอียดของโรงไฟฟ้าในส่วน A ซึ่งมีการวัดค่าการเคลื่อนตัว	67
3.10.	การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ณ โรงไฟฟ้าลำตะคอง	68
4.1.	การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	71
4.2.	การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic	72
4.3.(ก)	การวิเคราะห์ความเค้นที่การเจาะระดับ 1'+3 ในส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	73
4.3.(ข)	การวิเคราะห์ความเค้นที่การเจาะระดับ 1'+6 ในส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	74
4.3.(ค)	การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	75

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญญภาพ (ต่อ)

รูปที่	คำอธิบาย	หน้า
4.4.	การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	76
4.5.	การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic	77
4.6.	ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+3 ในส่วน B มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	79
4.7.	ปัจจัยสำคัญในการเจาะส่วนสุดท้าย ในส่วน B มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic	80
4.8.(ก)	ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+3 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	81
4.8.(ข)	ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+6 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	82
4.8.(ค)	ปัจจัยสำคัญในการเจาะส่วนสุดท้าย ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	83
4.9.	ปัจจัยสำคัญในการเจาะส่วนสุดท้าย ในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	84
4.10.	ปัจจัยสำคัญในการเจาะส่วนสุดท้าย ในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic	85
4.11.	การขยายตัวในส่วน Plastic ที่ระดับสุดท้ายของการเจาะ	86
4.12.	ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	92
4.13.	ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันและระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic	93

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่ คำอธิบาย	หน้า
4.14.(ก) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับ 1'+3 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน Kx=1.0 และ Kz=1.9 การวิเคราะห์แบบ Elastic	94
4.14.(ข) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับ 1'+3 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน Kx=1.0 และ Kz=1.9 การวิเคราะห์แบบ Elastic	95
4.14.(ค) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน Kx=1.0 และ Kz=1.9 การวิเคราะห์แบบ Elastic	95
4.15.(ก) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B มีการระบายน้ำ Kx=1.0 และ Kz=1.9	96
4.15.(ข) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B มีการระบายน้ำ Kx=1.0 และ Kz=1.0	97
4.15.(ค) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B มีการระบายน้ำ Kx=1.9 และ Kz=1.0	98
4.16. กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน A มีการระบายน้ำ Kx=1.0 และ Kz=1.9	99
4.17. ค่าการเคลื่อนตัวในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยันค้ำและไม่มีระบบสนับสนุน Kx=1.0 และ Kz=1.9 การวิเคราะห์แบบ Elastic	101
4.18. ค่าการเคลื่อนตัวในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยันค้ำและไม่มีระบบสนับสนุน Kx=1.0 และ Kz=1.9 การวิเคราะห์แบบ Plastic	102
4.19.(ก) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B ไม่มีการระบายน้ำ Kx=1.0 และ Kz=1.9	103
4.19.(ข) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B ไม่มีการระบายน้ำ Kx=1.0 และ Kz=1.0	104
4.19.(ค) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B ไม่มีการระบายน้ำ Kx=1.9 และ Kz=1.0	105
4.20.(ก) กราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Extensometer BE1 ที่ระดับ 0+051.50 จากวันที่ต่างๆ	107

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญภาพ (ต่อ)

รูปที่	คำอธิบาย	หน้า
4.20.(ข)	กราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Extensometer CE1 ที่ระดับ 0+096.50 จากวันที่ต่างๆ	108
4.20.(ค)	กราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Extensometer AE1 ที่ระดับ 0+126.50 จากวันที่ต่างๆ	109
4.21.(ก)	ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+051.50 (ส่วน B)	113
4.21.(ข)	ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+096.50 (ส่วน C)	114
4.21.(ค)	ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+126.50 (ส่วน A)	115
4.22.	ภาพแสดงโรงไฟฟ้าในแนวตั้งตัดกับส่วน B	117
4.23.	การหาค่าความเค้นในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	118
4.24.	ปัจจัยสำคัญในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	119
4.25.	ค่าการเคลื่อนตัวทั้งหมดในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic	120

บทที่ 1

บทนำ

1.1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

จากภาวะการขยายตัวทางเศรษฐกิจของประเทศ ทำให้ความต้องการใช้ไฟฟ้าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) จึงได้มีการศึกษาและวางแผนพัฒนากำลังผลิตรองรับไว้ตลอดเวลา

โครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำถ้ำตะคองแบบสูบกลับ ตั้งอยู่บริเวณรอยต่อระหว่างอำเภอปากช่องกับอำเภอสีคิ้ว จังหวัดนครราชสีมา เป็นอีกโครงการหนึ่งที่ได้บรรจุไว้ในแผนพัฒนากำลังผลิตกระแสไฟฟ้าของการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ปี 2533-2534 แต่ได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้มาตั้งแต่ปี 2528 ต่อมาในปี 2532 องค์การความร่วมมือระหว่างประเทศญี่ปุ่น (JICA) ได้ให้ความช่วยเหลือ กฟผ. ในการศึกษาความเหมาะสมของโครงการ โดยศึกษาแล้วเสร็จในปี 2534 และในปีเดียวกันนี้เอง กฟผ. ก็ได้ว่าจ้างมหาวิทยาลัยขอนแก่นศึกษาสำรวจรายละเอียด วิเคราะห์ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม เพื่อพิจารณากำหนดมาตรการและแนวทางแก้ไขปัญหาล้อมที่จะเกิดขึ้น ต่อจากนั้น กฟผ. ได้ว่าจ้างบริษัทวิศวกรที่ปรึกษาจากประเทศญี่ปุ่น ทำการศึกษารายละเอียดโครงการ และนำเสนอขออนุมัติก่อสร้างโครงการต่อไป

สำนักงานนโยบายและแผนสิ่งแวดล้อม (สผ.) สำนักงานพัฒนาการเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ (สศช.) และกระทรวงการคลัง ได้พิจารณาโครงการในส่วนที่เกี่ยวข้องและมีมติเห็นชอบให้ดำเนินการก่อสร้างโครงการได้ ดังนั้น สศช. จึงเสนอขออนุมัติโครงการจากคณะรัฐมนตรี (ครม.) และมีมติอนุมัติให้ดำเนินการก่อสร้างได้ เมื่อวันที่ 15 กุมภาพันธ์ 2537

สำหรับโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับนี้พัฒนาจากโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบปกติ กล่าวคือโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบปกตินั้น เมื่อได้ใช้น้ำในการผลิตกระแสไฟฟ้าแล้ว น้ำก็จะไหลออกไปโดยเปล่าประโยชน์ ไม่สามารถนำกลับมาใช้ได้อีก เป็นการสูญเสียทรัพยากรอย่างไร้ค่า แต่ในโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับนี้ สามารถนำน้ำที่ใช้ผลิตกระแสไฟฟ้าแล้วกลับมาใช้ได้อีก หมุนเวียนไปเรื่อยๆ โดยน้ำไม่สูญหายไปไหน นับเป็นการใช้ทรัพยากรอย่างคุ้มค่า

หลักในการทำงานของโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบปกติ คือ นำพลังงานไฟฟ้าในช่วงที่มีการใช้ไฟฟ้าน้อย ได้แก่ ช่วงเวลากลางคืนถึงเช้าที่เป็นเวลาอนของผู้คนส่วนใหญ่ ไม่ค่อยมีการใช้ไฟฟ้า ทำให้ปริมาณไฟฟ้าที่ผลิตออกมาอย่างคงที่สูญเสียไปโดยเปล่าประโยชน์ จึงดึงไฟฟ้าส่วนนี้มาทำการสูบน้ำจากอ่างล่างขึ้นไปเก็บยังอ่างบน เพื่อปล่อยลงมาผลิตกระแสไฟฟ้าในช่วงที่มีการใช้ไฟฟ้าสูง ได้แก่ ช่วงเวลากลางวันถึงช่วงหัวค่ำที่ตามห้างสรรพสินค้า บริษัท โรงงานอุตสาหกรรม มีการใช้ไฟฟ้าอยู่ตลอด เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เวลา และการเปิดไฟตามบ้านเรือนในช่วงหัวค่ำ เพื่อช่วยให้มีปริมาณไฟฟ้าพอใช้โดยไม่ต้องไปเร่งกำลังผลิตของโรงไฟฟ้าพลังความร้อนที่เป็นระบบหลัก จึงเกิดความคุ้มค่าในแง่ของการนำพลังงานไฟฟ้าที่เสียไปโดยเปล่าประโยชน์ มาผลิตเป็นพลังงานไฟฟ้าในช่วงที่มีการใช้ไฟฟ้าสูง โดยเก็บพลังงานส่วนนั้นไว้ในรูปของน้ำ

เนื่องจากโครงการก่อสร้างโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับลำตะคองนี้ ส่วนใหญ่เป็นการก่อสร้างอุโมงค์เป็นหลัก ซึ่งจนถึงขณะที่ทำการศึกษาอยู่นี้อุโมงค์ส่วนต่างๆ ได้ทำการขุดเจาะเสร็จเรียบร้อยแล้ว ซึ่งภายหลังจากการขุดเจาะตัวอุโมงค์เสร็จเรียบร้อยแล้ว ทางผู้รับเหมาก่อสร้างจะต้องทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดพฤติกรรมของอุโมงค์ เช่น การวัดการเคลื่อนตัวของบริเวณผนังอุโมงค์ (Convergence Measurement) การเคลื่อนตัวของมวลหินรอบอุโมงค์ (Borehole Extensometer) ซึ่งก่อนที่จะทำการก่อสร้างอุโมงค์ทางบริษัทวิศวกรที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของอุโมงค์ที่ทำการขุดเจาะภายหลังจากการขุดเจาะโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำเร็จรูปเพื่อทำนายพฤติกรรมของอุโมงค์ทั้งด้านการเคลื่อนตัว และแรงที่กระทำต่อผนังอุโมงค์ ดังนั้นการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดพฤติกรรมของอุโมงค์ภายหลังการก่อสร้าง จึงมีความสำคัญต่องานก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งภายหลังจากการเปรียบเทียบข้อมูลที่วัดได้จริงภายหลังจากการก่อสร้างกับข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์จาก โปรแกรมคอมพิวเตอร์ว่ามีผลแตกต่างกันอย่างไร เพื่อเป็นข้อมูลอ้างอิงในงานก่อสร้างอุโมงค์อื่นๆต่อไป

1.2. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. ต้องการที่จะเปรียบเทียบความแตกต่างของผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปของผนังอุโมงค์ จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำเร็จรูปกับผลที่วัดได้จริงจากการวัด โดยเครื่องมือวัดที่ติดตั้งภายหลังจากการขุดเจาะอุโมงค์แล้ว
2. เพื่อนำผลที่ได้จากการเปรียบเทียบนี้เป็นข้อมูลในการออกแบบอุโมงค์ใน โครงการก่อสร้างอุโมงค์อื่นๆต่อไปใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงในงานออกแบบอุโมงค์อย่างคร่าวๆ

1.3. ทฤษฎีหรือแนวคิดที่ใช้ในการทำโครงการพิเศษ

1. แนวความคิดและทฤษฎีของวิศวกรรมฐานรากและวิศวกรรมอุโมงค์
2. แนวความคิดในการใช้งานโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำเร็จรูปทางด้าน FEM และ BEM

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.4. ขอบเขตของโครงการพิเศษ

1. การวิเคราะห์ค่าความเค้นและค่าการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์ โดยอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์ทางด้าน FEM(Finite Element Method) และ BEM(Boundary Element Method)
2. ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากเครื่องมือวัดซึ่งเกิดขึ้นจริงภายหลังทำการก่อสร้างอุโมงค์ กับผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ทางด้าน FEM และ BEM

1.5. วิธีที่ใช้ในการดำเนินโครงการพิเศษ

1. ทำการศึกษาทฤษฎีและข้อมูล พร้อมกับดูงานจริงเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ ณ โครงการก่อสร้างโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคอง แบบสูบกลับ
2. ทำการวิเคราะห์แรงที่กระทำ รวมทั้งการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์อย่างคร่าวๆ โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์สำเร็จรูปที่ใช้วิเคราะห์ทางด้าน FEM และ BEM
3. ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ในขั้นตอนการออกแบบกับผลที่วัดได้จริง จากเครื่องมือวัดแรงที่กระทำ รวมถึงการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์ ที่ติดตั้งภายหลังทำการก่อสร้าง

1.6. ผลที่คาดว่าจะได้รับ

1. เพื่อเป็นการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ของค่าแรงที่กระทำกับการเคลื่อนตัวของผนังอุโมงค์ในขั้นตอนการออกแบบ กับผลที่เกิดขึ้นจริงซึ่งได้จากเครื่องมือวัดที่ติดตั้งภายหลังทำการก่อสร้าง
2. การก่อสร้าง เพื่อเป็นแนวทางในการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการอื่นๆต่อไป
3. เพื่อเป็นแหล่งข้อมูลค้นคว้าสำหรับผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมโยธาและผู้สนใจทั่วไป

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทรรศน์

2.1. ลักษณะโดยทั่วไปของโครงการ

โครงการ โรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ เป็นโครงการที่ช่วยตอบสนองการใช้ไฟฟ้าที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ลักษณะการใช้ไฟฟ้าคือวัน ช่วงใช้พลังงานไฟฟ้าที่น้อยที่สุด กับช่วงการใช้พลังงานไฟฟ้าที่มากที่สุดมีความแตกต่างกันมาก ทำให้ต้องเตรียมติดตั้งกำลังผลิตไฟฟ้าไว้สูง เพื่อตอบสนองความต้องการในช่วงที่มีความต้องการไฟฟ้าสูงสุดของวัน ซึ่งมีระยะเวลาไม่นานนัก ก่อให้เกิดภาระในการลงทุน อีกทั้งถ้าไม่ใช่โรงไฟฟ้าประเภทพลังน้ำก็จะมีข้อจำกัดในการเดินเครื่องซึ่งทำให้ระบบลดความมั่นคงลง ในขณะที่โรงไฟฟ้าพลังน้ำมีข้อจำกัด คือ ต้องมีแหล่งน้ำที่มีพลังงานเพียงพอต่อกำลังผลิตและมีทำเลที่ตั้งเหมาะสม

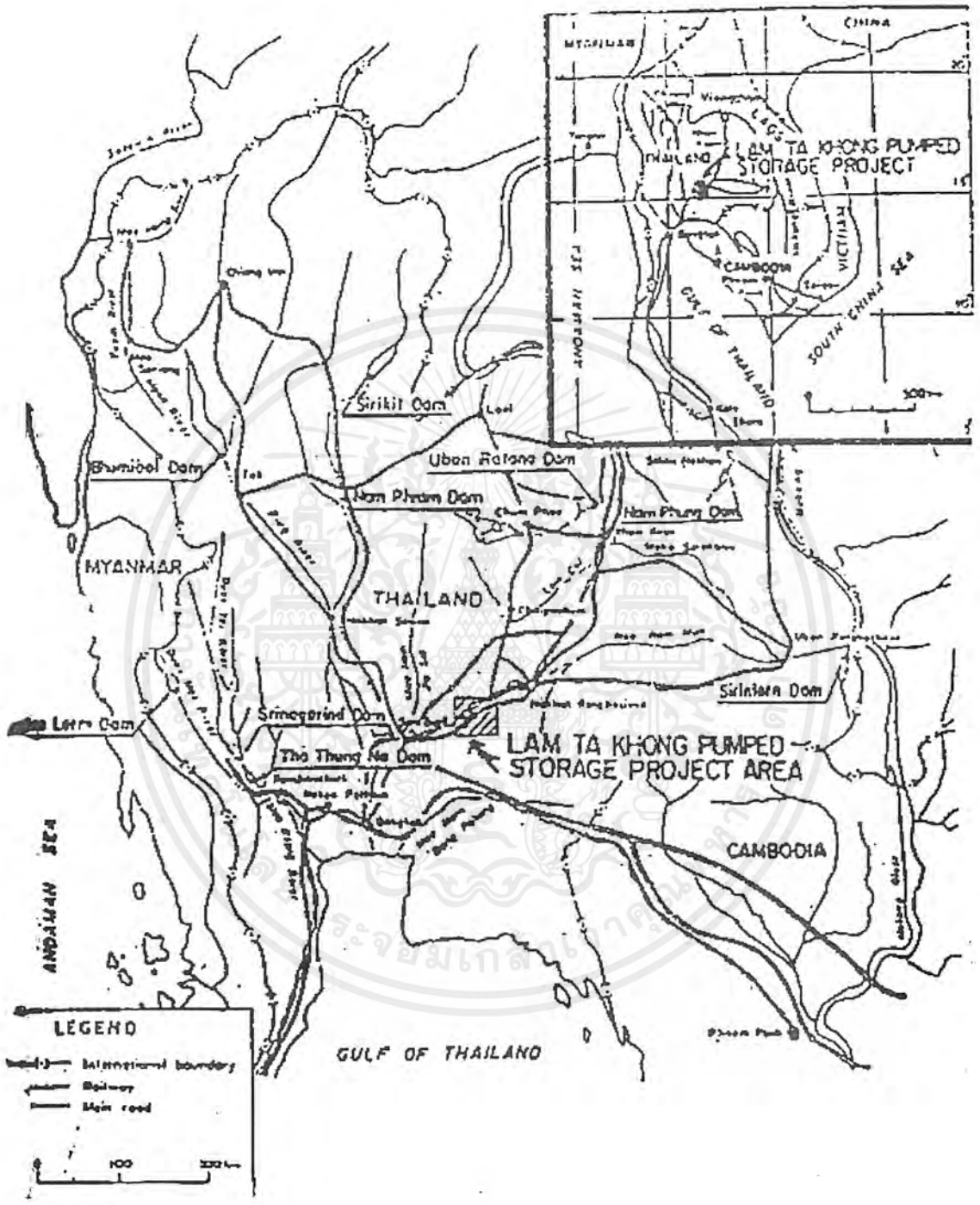
หลังจากที่ได้ศึกษาความเป็นไปได้ โดยใช้อ่างเก็บน้ำลำตะคองเป็นอ่างล่างมาตั้งแต่ปี 2528 การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทยจึงได้ว่าจ้างเหมา บริษัท อินเทอร์เน็ตเอ็นจิ้นแนลบลาสเตอร์ จำกัด ให้ดำเนินการเจาะอุโมงค์สำรวจในเดือนกันยายน 2535 เพื่อศึกษาข้อมูลทางธรณีวิทยา และกลศาสตร์ของหิน สำหรับการออกแบบรายละเอียดของโครงการใหญ่และเสร็จตามสัญญาในเดือนกันยายน 2536 ใช้งบประมาณทั้งสิ้น 24,478,925 บาท โดยมีงานเพิ่มเติมอีกประมาณ 6,000,000 บาท

โครงการ โรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับตั้งอยู่ระหว่างเขตอำเภอปากช่อง และอำเภอสีคิ้ว จังหวัดนครราชสีมา ดังรูปที่ 2.1. ริมอ่างเก็บน้ำเขื่อนลำตะคองของกรมชลประทาน โดยมีส่วนประกอบหลักที่สำคัญของโครงการดังต่อไปนี้

- 1) อ่างเก็บน้ำด้านบนภูเขา (Upper Pond)
- 2) ทางเข้าของน้ำ (Power Intake)
- 3) ท่อทางเดินของน้ำ (Penstock & Tailrace Tunnel)
- 4) โรงไฟฟ้า (Powerhouse)
- 5) ทางออกของน้ำ (Outlet)
- 6) อ่างเก็บน้ำด้านล่าง (Lower Reservoir)
- 7) ลานไคไฟฟ้า (Switchyard)

โดยอ่างเก็บน้ำตอนบนสร้างขึ้นใหม่บนยอดเขาเขื่อนล้น มีลักษณะเป็นอ่างเก็บน้ำรูปสี่เหลี่ยมมนลาดผิวด้วยแอสฟัลท์เพื่อป้องกันน้ำซึม พื้นที่ยกก่อสร้างประมาณ 0.4 ตารางกิโลเมตร หรือประมาณ 212 ไร่ มีความจุของอ่าง 9.9 ล้านลูกบาศก์เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1. แผนที่แสดงที่ตั้งโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำถ้ำตะคองแบบสูบกลับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อ่างเก็บน้ำด้านล่าง คือ อ่างเก็บน้ำเขื่อนลำตะคองเดิม มีความจุของอ่างประมาณ 290 ล้านลูกบาศก์เมตร

โรงไฟฟ้าใต้ดิน อยู่ลึกจากผิวดินประมาณ 300 เมตร ติดตั้งเครื่องกำเนิดไฟฟ้าและอุปกรณ์จำนวน 4 ชุด รวมกำลังผลิตไฟฟ้า 1000 เมกะวัตต์ โดยระยะแรกติดตั้ง 2 X 250 เมกะวัตต์ ในปี 2540

อุโมงค์ส่งน้ำ เชื่อมระหว่างอ่างเก็บน้ำบนภูเขาและโรงไฟฟ้าใต้ดิน จำนวน 2 แนว ยาวประมาณ 635 เมตร

อุโมงค์ท้ายน้ำ เชื่อมระหว่างโรงไฟฟ้าใต้ดินและอ่างเก็บน้ำลำตะคอง จำนวน 2 แนว ยาวประมาณ 1470 เมตร

ระบบสายส่งไฟฟ้าแรงสูง ระยะแรกเชื่อมโยงกับแนวสายส่งขนาด 230 เควี สระบุรี 2 – นครราชสีมา 2 ที่มีอยู่เดิม

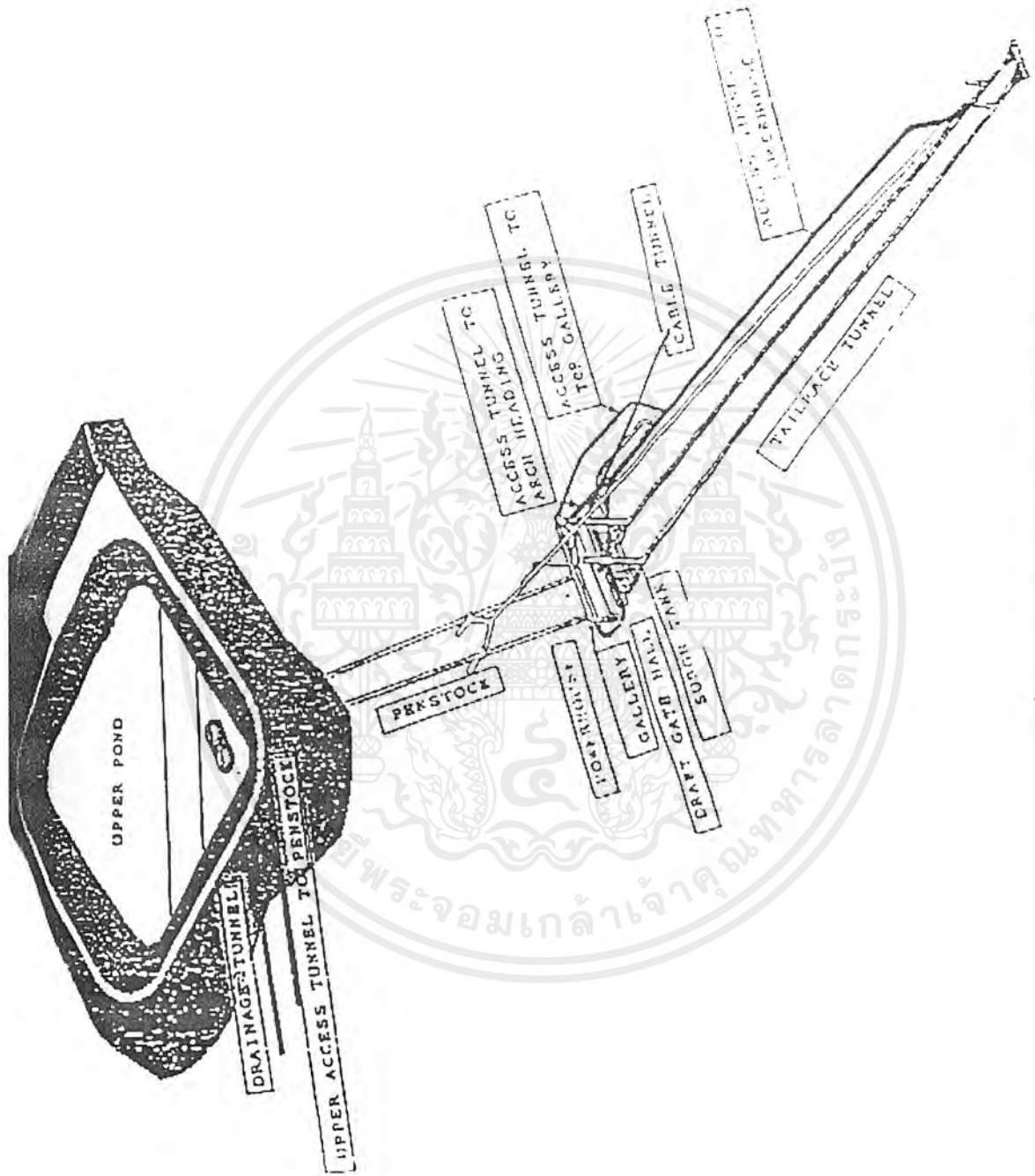
ลานไกไฟฟ้า และอาคารควบคุมรับไฟฟ้ากับอุโมงค์ ส่งเข้าระบบสายส่งแรงสูง 230 เควี ส่วนอุโมงค์สำรวจที่ดำเนินการโดยบริษัท อินเตอร์เนชั่นแนล บลาสเตอร์ จำกัด นั้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 เมตร ยาว 1338 เมตร และมีอุโมงค์สาขาแยกไปทางด้านซ้ายและด้านขวาตรงปลายสุดของอุโมงค์หลักด้านละ 52 เมตร เพื่อให้ครอบคลุมบริเวณที่จะก่อสร้างโรงไฟฟ้าใต้ดินซึ่งอยู่ด้านล่างของอุโมงค์นี้ นอกจากนี้ยังมีอุโมงค์ทดสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.50 เมตร แยกออกจากอุโมงค์หลักอีก 4 อุโมงค์ มีความยาวรวม 68 เมตร และมีการขยายขนาดของอุโมงค์เดิมให้ใหญ่ขึ้น คือ กว้าง 10 เมตร สูง 4 เมตร ยาวประมาณ 30 เมตร เพื่อการศึกษาข้อมูลรายละเอียดขึ้น

ตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า(Powerhouse Cavern) ตั้งอยู่บริเวณของ Siltstone, Sandstone และชั้นที่สลับกันระหว่างSandstone และ Siltstone โดยระดับของตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้าอยู่ที่ระดับ 214.50 เมตร และ 330.50 เมตร ได้ระดับผิวดิน โดยตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้าวางแนวเหนือ-ใต้ และตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้ามีขนาด กว้าง 22.5 เมตร สูง 49.5 เมตร ยาว 175 เมตร รายละเอียดโดยรวมแสดงดังรูปที่ 2.2.

2.1.1. ลักษณะทางธรณีวิทยาของโครงการ

ลักษณะของชั้นหินของบริเวณโครงการถูกแบ่งเป็น 3 ชนิด คือ Sandstone, Siltstone และ Claystone Sandstone ประกอบไปด้วย Sandstone เม็ดหยาบ Sandstone เม็ดละเอียด และชั้นที่สลับกันระหว่าง Sandstone และ Siltstone

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2. ภาพแสดงส่วนต่างๆของโครงการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและทำซ้ำหรืออ้างถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สภาพพื้นที่ก่อสร้างของโครงการประกอบไปด้วยหินหลายชนิดบริเวณใกล้ผิวดิน และ หินถูกรบกวนโดยสภาพของดินฟ้าอากาศไปจนถึงบริเวณความลึกระหว่าง 20-70 เมตร และบางจุด สภาพหินถูกรบกวนสูง โดยเฉพาะน้ำใต้ดิน ลักษณะดินที่เหลื่อประมาณ 2-3 เมตรเหนือชั้นหิน Siltstone พบว่ามีคุณสมบัติผสมกัน และลักษณะของชั้นหินจะมีทิศทางจาก $N30^{\circ}W - N70^{\circ}W$ และลักษณะชั้น หินย่อยเฉียงประมาณ $5-10^{\circ}$ ไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ ลักษณะชั้นหินที่บกร่องเฉียง ประมาณ $16^{\circ}-45^{\circ}$ ลักษณะพื้นที่ไม่ปรากฏลักษณะชั้นหินที่โผล่ออกมาพื้นผิวดิน ไม่พบว่ามีบาดาล ไหลบริเวณสถานที่ก่อสร้างเพราะถูกควบคุมทิศทางโดยลักษณะของภูมิประเทศ น้ำใต้ดินถูกพบบริเวณ รอยแตกของหินรอยต่อของชั้นหิน

2.2. เกณฑ์การออกแบบอุโมงค์โรงไฟฟ้าลัดตะลึง แบบสูบกลับ

Electrical Power Development Corporation (EPDC) ได้ทำการออกแบบตัวอุโมงค์ โรงไฟฟ้าในชั้นดินเป็นรูปดอกเห็ด (mushroom) พร้อมกับเพดานของอุโมงค์แบบคอนกรีตโค้ง ผังของ อุโมงค์ด้านข้างนั้นตั้งอยู่บริเวณ Siltstone และ Sandstone ประมาณ 350 เมตรใต้ผิวดิน ซึ่งได้ทำการติดตั้ง Rockbolts, PS Rock Anchor และ Shotcrete เป็นที่รองรับน้ำหนัก การวิเคราะห์เสถียรภาพได้สมมุติเป็น แบบจำลองสองมิติโดยใช้กฎของ Mohr-Coulomb การสังเกตเสถียรภาพสังเกตโดยการเคลื่อนตัวของ เพดานของตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า และของผนังด้านข้าง โดยเสถียรภาพรวมสังเกตจากสภาพความเค้น (stress) และการเคลื่อนตัว (displacement) ของหินรอบๆ อุโมงค์โรงไฟฟ้า

EPDC ได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้เทคนิคทาง Finite Element และพบว่าอุโมงค์ รูปดอกเห็ดได้เกิดความเค้นสูงบริเวณส่วนโค้งบริเวณที่เป็นเพดาน และได้พบว่าอุโมงค์รูปไข่ นั้น เหมาะสมที่สุด อุโมงค์รูปไข่สามารถป้องกันการเกิดความเค้น (stress) บริเวณเพดานของตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า (Powerhouse Cavern) ได้ และทำให้เกิดความเค้นแบบสม่ำเสมอรอบๆ อุโมงค์ พิจารณาค่าที่มีความแข็งแรงต่ำ ตัวอุโมงค์ได้เลื่อนตัวต่ำลงทางดิ่งภายในชั้นหินของ Siltstone เมื่อเกิดการเคลื่อนตัว ในขั้นสุดท้าย PS Rock Anchor นั้นพบว่าไม่เหมาะสมที่จะใช้เป็นเครื่องมือรองรับบริเวณเพดาน (ceiling) ของตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า เนื่องจากยากที่จะควบคุมความเค้นที่เกิดขึ้นกับสมอยึด (Rock Anchor) ในพื้นที่ ของอุโมงค์ที่ระดับต่ำกว่า ซึ่ง Rockbolts และ Shotcrete นั้นเหมาะสมกว่า

EPDC (1994) ได้ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์โดยพิจารณาแบบยืดหยุ่น (Elastic) แบบทั้งมีและไม่มี PS Rock Anchor ระดับของชั้น Sandstone และสภาพของหินเอื้ออำนวยต่อการก่อสร้าง และไม่เอื้ออำนวยต่อการก่อสร้าง การวิเคราะห์ชั้นส่วนรองรับหินได้ถูกวิเคราะห์แบบ non-linear-elastic ไม่มี anchor และสภาพหินไม่เอื้ออำนวย ซึ่งผลที่ได้ระบุว่า การเคลื่อนตัวสูงสุดตาม ความยาวสำหรับกรณี Linear Elastic ได้ 68 มม. ซึ่งสูงกว่าแบบกรณี Linear Elastic ประมาณ 15 % ซึ่ง เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ส่งมอบไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะเกิดขึ้นบริเวณผนังของอุโมงค์ในหินชั้นSandstone สภาพของมวลหิน โดยเฉพาะค่าโมดูลัสของการเคลื่อนตัว(deformation modulus) ถูกพบว่าค่าการเคลื่อนตัวมีอิทธิพลต่อชั้นหินSandstone ซึ่งมีค่าโมดูลัสการเคลื่อนตัว(deformation modulus) สูงกว่าชั้นSiltstone ค่าแรงยึดเหนี่ยวและค่า friction angle พบว่ามีอิทธิพลอย่างมากต่อบริเวณที่มีสภาพหลวม

อาจารย์นพดล เพียรเวช (ผู้เชี่ยวชาญด้าน Geotechnical จาก Asian Institute of Technology, AIT) ได้ทำการหาค่าของความเค้น(stress) ที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพของอุโมงค์โรงไฟฟ้า และส่วนโค้งที่เป็นส่วนของหลังคาคอนกรีต รวมทั้งความไม่สม่ำเสมอของชั้นหินและบริเวณที่มีสภาพหลวม โปรแกรมทางไฟไนท์เอลิเมนต์ได้สมมติเป็นระนาบ 2 มิติของความเครียด(strain) และเกณฑ์การพังทลายของMohr-Coulomb การวิเคราะห์ได้วิเคราะห์ตามแนวสมมาตรในแกนตั้ง(Vertical Axis) และช่วงของการขุด 4 ช่วง เป็นแบบวิธีการทางFinite Element และ 1 ช่วงการขุดเป็นการวิเคราะห์แบบ Boundary Element โดยไม่มีจุดรองรับ การวิเคราะห์แบบยึดหยุ่นกับการตรวจสอบค่าyield บริเวณที่เกิดความเค้นแบบสม่ำเสมอและเป็นอีก 1 กรณีที่ประกอบไปด้วยความเค้นตามแนวราบ ได้ถูกวิเคราะห์เพื่อทำการเปรียบเทียบความเค้นรอบๆอุโมงค์ในช่วงของการขุดต่างๆ ได้แสดงบริเวณความเค้นที่เพิ่มขึ้นในมวลหินบริเวณผนังของอุโมงค์ในกรณีการวิเคราะห์แบบelastic-plastic แบบไม่มีบริเวณที่มีความเค้นสม่ำเสมอ และได้แสดงความเป็นไปได้ของการเพิ่มขึ้นของความเค้นดังซึ่งปกติเป็นกรณีที่เป็นปัญหาของการก่อสร้าง ความเค้นดังได้เกิดขึ้นบริเวณด้านหลังของผนังอุโมงค์ทั้งสองด้าน การเกิดของบริเวณ plastic zone ได้ทำการสังเกตในSandstone สำหรับการวิเคราะห์ทุกกรณีระบุว่าต้องการที่รองรับ (support) วิธีการวิเคราะห์แบบBoundary Element สำหรับSiltstone กับบริเวณของส่วนที่เกิดความเค้นสม่ำเสมอ สำหรับการวิเคราะห์แบบelastic ได้แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดของผนังอุโมงค์ 178.00 มม. ณ ช่วงกลางของผนังอุโมงค์ด้านข้าง สำหรับการวิเคราะห์แบบ Elasto-plastic นั้นได้ค่าสูงกว่าซึ่งได้ประมาณ 325.00 มม.

2.3. วิธีการออกแบบอุโมงค์หินขนาดใหญ่โดยทั่วไป

ขั้นตอนการออกแบบอุโมงค์ขนาดใหญ่ในชั้นหิน รวมทั้งการพิจารณาบริเวณที่เหมาะสมต่อการก่อสร้าง รูปร่างและมิติของการขุด ขั้นตอนการขุด ความต้องการที่รองรับ(support) การสังเกตและการติดตั้งเครื่องมือวัด(Monitoring System) ในระหว่างการก่อสร้างเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของการออกแบบ

ตัวแปรที่ควบคุมการตอบสนองอันเนื่องมาจากการขุดอุโมงค์ คือ คุณสมบัติทางด้านวัสดุของมวลหิน(Rock Mass) ความเค้นดั้งเดิม(Initial Stress) มิติและรูปร่างของอุโมงค์(Dimension and Shape) วิธีการขุดและระบบรองรับ(support) รูปร่างและมิติของการออกแบบอุโมงค์ได้ดินแบบถาวร เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าการมีเสถียรภาพมีความสำคัญมากในการออกแบบของการขุด เพื่อหาค่าความเค้น(stress) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้น รวมถึงการเคลื่อนตัว(Displacement) รอบๆ โมงค์

2.3.1. วิธีการออกแบบ

2.3.1.1. วิธีการและระเบียบวิธีเชิงตัวเลข

วิธีการออกแบบรวมถึงวิธีการการวิเคราะห์หาค่าความเค้น(stress) และค่าการเคลื่อนตัว (deformation) รอบๆ โมงค์ ระเบียบวิธีการทาง Finite Element และ Boundary Element, Finite Element Method คือหนึ่งในระเบียบวิธีการที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ความเค้นเพื่อให้รู้ถึงเสถียรภาพของอุโมงค์ ได้ดี

2.3.1.2. วิธีการสังเกต

วิธีนี้เชื่อถือได้จากการสังเกตของเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของมวลหินระหว่างการขุด เพื่อตรวจวัดความมีเสถียรภาพของอุโมงค์ และรวมถึงการตอบสนองของระบบรองรับ(support system) ซึ่งเครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้ง ได้แก่ Convergence, Extensometer เป็นต้น

Hoek and Brown (1980)แนะนำระบบเครื่องมือวัดก่อนทำการก่อสร้าง เพื่อพิจารณาข้อมูลที่ต้องการสำหรับการออกแบบหินระหว่างทำการก่อสร้างเพื่อความถูกต้องของการออกแบบและทำการตรวจสอบข้อผิดพลาดหลังทำการก่อสร้างรวมทั้งรู้ถึงพฤติกรรม โดยรวมในระหว่างทำการขุด

Sakurai et. al.(1992) ได้แนะนำให้ใช้เทคนิคการใช้เครื่องมือวัดในระหว่างทำการก่อสร้างด้วย เพื่อควบคุมกระบวนการขุด และเพื่อทำการติดตั้งที่รองรับ(support) ซึ่งต้องขึ้นอยู่กับค่าการเคลื่อนตัว (strain)ที่เกิดขึ้นรอบๆ โมงค์ที่วัดได้ ค่าการเคลื่อนตัว (displacement) ที่วัดได้จากการวัดเครื่องมือวัดในสนามโดยใช้เครื่องมือconvergence และ borehole extensometers และค่าตัวแปรต่างๆ เพื่อนำกลับมาใช้วิเคราะห์อีกครั้งหนึ่ง

2.3.1.3. Empirical Method

สำหรับวิธีนี้จะเข้าถึงเสถียรภาพของการขุดอุโมงค์ได้ดีโดยใช้วิธีการวิเคราะห์ทางสถิติ วิธีที่ดีที่สุด คือ การแบ่งชนิดของหินตามหลักวิศวกรรม ซึ่งมี 2 ระบบ คือ Rock Mass Rating (RMR) และ Q-Systems

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Stille(1986) ได้รายงานถึงการก่อสร้างอุโมงค์ในประเทศสวีเดน ได้ใช้ระบบการแบ่งชนิดของหินจากการสังเกตรวมถึง Q-factor of Barton et al (1974) และค่า RMR ของ Bienawski(1979) ซึ่งใช้สำหรับการออกแบบ ได้แนะนำว่า การใช้หลักของการสังเกต(Empirical Rules) ก็จะสามารถลดความเสี่ยงต่อความเสียหายในโครงการก่อสร้างอุโมงค์หินขนาดใหญ่ได้

2.3.2. เสถียรภาพของการขุดงานใต้ดิน(Stability of Underground Excavations)

การหาค่าเสถียรภาพของอุโมงค์ใต้ดินขึ้นอยู่กับลำดับของการออกแบบอุโมงค์ การพังทลายของมวลหินที่เกิดขึ้นรอบๆตัวอุโมงค์อันเนื่องมาจากค่าความเค้นที่สูง การเคลื่อนตัวและการพังทลายของหินซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีวิทยาของโครงสร้าง ความไม่มีเสถียรภาพเกิดจากการพังทลายเนื่องจากความเค้น และการพังทลายเนื่องจากตัวโครงสร้างเอง

2.3.2.1. สาเหตุของการพังทลาย

การพังทลายแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ การพังทลายของหินและการพังทลายของกลุ่มหิน การพังทลายของหินจะเกิดขึ้นในหินที่เปราะ ความไม่มีเสถียรภาพเกิดขึ้นในรูปของการเคลื่อนและการพังทลายจากการขุด การพังทลายของมวลหินเกิดขึ้นกับหินที่มีคุณภาพไม่ดี สภาพการพังทลายเป็นแบบแทรกและลอยตัว ความเสียหายจากการตกลงของกลุ่มหินบริเวณเพดานอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วง ค่าความเค้นในหินในระดับตื้นจะต่ำ และไม่มีผลกระทบในกระบวนการพังทลาย ซึ่งควบคุมโดยสภาพทางธรณีวิทยาและโครงสร้างหิน สำหรับแนวหินทางราบของหลังคาและพื้นซึ่งควบคุมโดยสภาพทางธรณีวิทยา ในแนวหินตามแนวราบ เพดานและพื้นของอุโมงค์เปิดได้รับความเสียหายอันเนื่องมาจากการโค้งงอ เมื่อมวลหินนั้นบาง และเมื่อค่าความเค้นตามแนวราบนั้นสูง และ โดยการโค้งงออันเนื่องมาจากค่า tensile stress ของมวลหินเอง

2.3.2.2. องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อเสถียรภาพ(Factors Influencing Stability)

ความเค้น (Stress)

ความเค้นรอบๆตัวอุโมงค์ขึ้นอยู่กับขนาดของความเค้นในหิน สภาพทางธรณีวิทยาของการขุด ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ ค่าคงที่ E และ γ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาใดๆ ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Hass (1958) ได้ระบุไว้ว่าความไม่แน่นอนของการทำนายความเค้นที่เกิดขึ้นตามแนวราบอันเนื่องมาจากทฤษฎี ซึ่งบางครั้งความเค้นตามแนวตั้งในระดับต่ำถึงกลาง ในระดับความลึก 1 กิโลเมตร ความเค้นตามแนวราบจะเท่ากับความเค้นตามแนวตั้ง ความหลากหลายของความเค้นแต่ละช่วง จาก 0-10 ในระดับความลึก ค่าความเค้นตามแนวราบที่สูงมากจะทำให้เกิดการพังทลาย และอาจจะขึ้นอยู่กับที่รองรับมวลหินไม่สามารถรับความเค้นที่มากได้ กรณีต่างๆเช่น ค่าสูงสุดของค่าความเค้นหลัก (principal stress) ในสภาพที่มีค่าความเค้นต่ำ ค่าความเค้นจะขึ้นอยู่กับรูปร่าง(shape)ของอุโมงค์

สภาพทางธรณีวิทยา

รูปร่าง(shape) ของอุโมงค์ที่ขุดจะมีอิทธิพลอย่างมากขึ้นอยู่กับความเค้นที่เกิดขึ้นรอบๆ มวลหิน รูปร่างของการขุดจะบังคับให้เกิดค่าความเค้นสูงบริเวณเพดานและผนังด้านข้างของอุโมงค์ รูปร่างของการขุดที่ดีที่สุดของอุโมงค์ คือ ทำให้เกิดแรงกดในแนวเพดานและผนังด้านข้างน้อย อุโมงค์รูปไข่และรูปวงรีมีค่าอัตราส่วนแกนหลักและแกนรองเหมือนกัน ซึ่งอัตราส่วนนี้จะได้ค่าความเค้นหลักที่ต่ำที่สุด และเป็นรูปร่างของการขุดที่เหมาะสมที่สุดด้วย

2.4. การออกแบบอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำนาคอง

2.4.1. คุณสมบัติของมวลหิน (Properties of Rock Mass)

EPDC ได้ใช้กฎของ Mohr-Columb และคุณสมบัติของมวลหิน เพื่อสำหรับใช้วิเคราะห์ที่รองรับ(support) ของอุโมงค์ ซึ่งแสดงในตารางที่ 2.1. ซึ่งพิจารณาแล้วตรงกับคำแนะนำของ Hock (1994) ในระหว่างขั้นตอนการศึกษา ก่อนทำการก่อสร้างโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำนาคอง แบบสูบกลับ ซึ่งได้แสดงใน ตารางที่ 2.2.

ตารางที่ 2.1. ลักษณะหินที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ (After EPDC, 1995)

Rock	Item	Properties
Siltstone	Internal Friction Angle (ϕ) (deg)	45
	Cohesion (c) (kgf/cm ²)	10
	Deformation modulus (D) (kgf/cm ²)	50000
Sandstone	Internal Friction Angle (ϕ) (deg)	50
	Cohesion (c) (kgf/cm ²)	25
	Deformation modulus (D) (kgf/cm ²)	100000



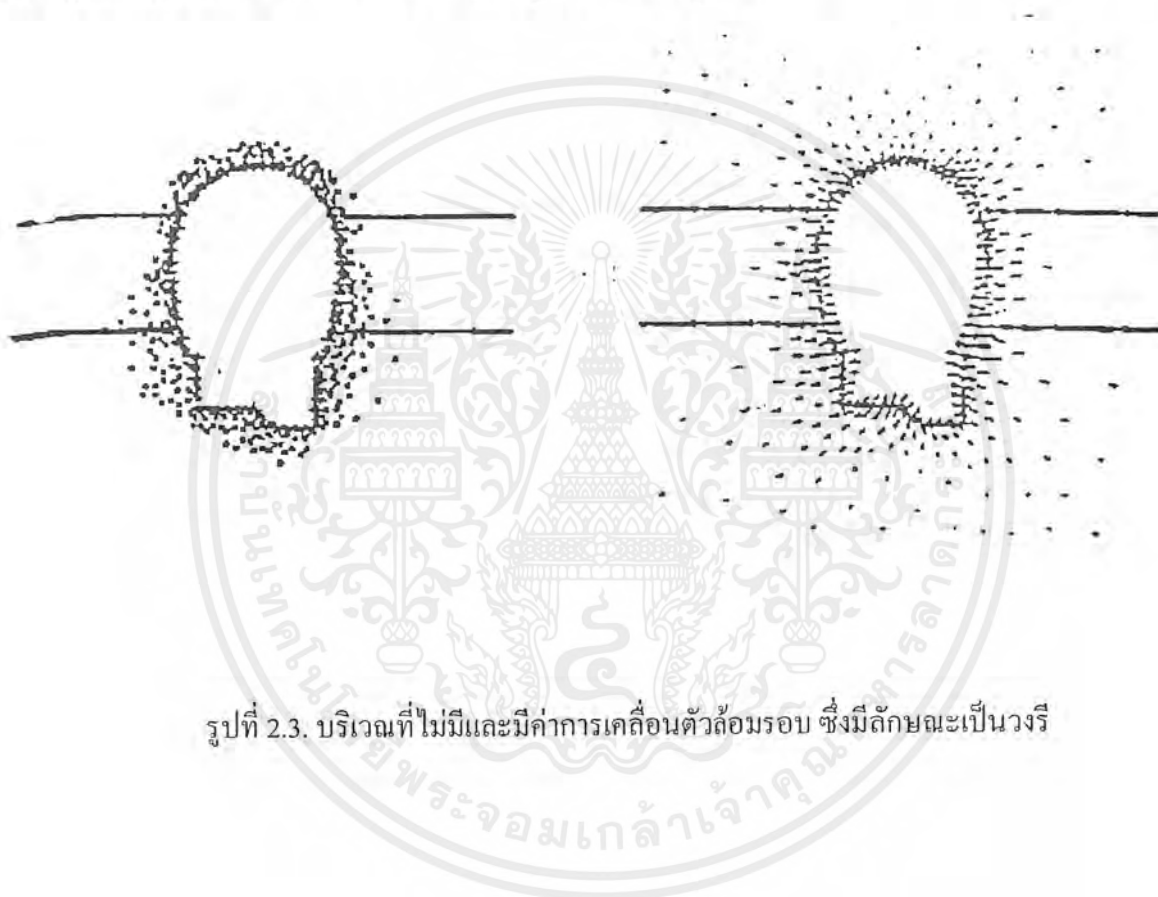
ตารางที่ 2.2. การพิจารณาลักษณะหิน โดยใช้วิธี Hoek, E. (After HOEK, 1994)

Item	Unfavourable	Favourable
Siltstone		
Rock Mass Rating (RMR)	60	70
Intact rock strength (σ)	34 Mpa	40 Mpa
Intact rock Hoek-Brown constant (mi)	10	14.5
Estimate Hoek-Brown rock mass constant (m)	2.4	5
Estimate Hoek-Brown rock mass constant (s)	0.012	0.036
Approximate friction angle for rock mass (ϕ)	45°	50°
Approximate cohesive strength for rock mass (c)	1.0 Mpa	1.8 Mpa
Approximate rock mass deformation modulus (E)	5000 Mpa	10000 Mpa
Sandstone		
Rock Mass Rating (RMR)	65	75
Intact rock strength (σ)	60 Mpa	90 Mpa
Intact rock Hoek-Brown constant (mi)	18.8	18.8
Estimate Hoek-Brown rock mass constant (m)	5.4	7.7
Estimate Hoek-Brown rock mass constant (s)	0.02	0.062
Approximate friction angle for rock mass (ϕ)	50°	55°
Approximate cohesive strength for rock mass (c)	2.5 Mpa	4.0 Mpa
Approximate rock mass deformation modulus (E)	10000 MPa	30000 MPa

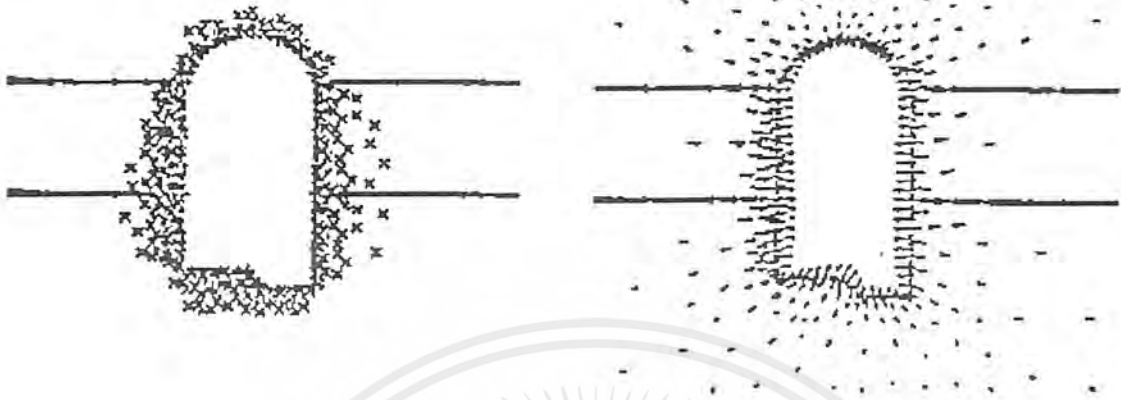
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4.2. สถานที่ก่อสร้างและรูปร่างของอุโมงค์ (Cavern Shape and Location)

Hoek(1994) ได้วิเคราะห์ความเป็นไปได้ของรูปร่าง(shape) ของอุโมงค์โรงไฟฟ้า ลำตะคอง ในการวิเคราะห์ความเค้นตามแรงโน้มถ่วงซึ่งมาประยุกต์ใช้กับ ความเค้นตามแนวราบที่ผ่าน ขวางตัวอุโมงค์ (x-axis) ซึ่งจะเท่ากับความเค้นตามแนวตั้ง ความเค้นตามแนวราบที่ผ่านอุโมงค์ตาม แนวยาว(z-axis) ถูกสมมติเป็น 1.9 เท่าของความเค้นตามแนวตั้ง ผลของการวิเคราะห์สภาพที่ไม่เอื้อ อำนวย(unfavourable) ตารางที่ 2.2. จะแสดงในรูปที่ 2.3. และรูปที่ 2.4.



รูปที่ 2.3. บริเวณที่ไม่มีและมีการเคลื่อนตัวล้อมรอบ ซึ่งมีลักษณะเป็นวงรี



รูปที่ 2.4. บริเวณที่ไม่มีและมีการเคลื่อนตัวล้อมรอบ ซึ่งมีลักษณะเป็นเส้นตรง

การเคลื่อนตัว(displacement) มากที่สุดของผนังอุโมงค์ด้านข้างในระดับต่ำกว่าของอุโมงค์รูปวงรี และตัวผนังอุโมงค์ตั้งอยู่ ณ ระดับ 330 เมตร เหนือระดับพื้นดิน คือ 90 mm. และ 85 mm. ตามลำดับ เขาได้ระบุบริเวณของการพังทลายและรูปแบบการเคลื่อนตัวของหินรอบๆอุโมงค์ว่ายอมรับได้ แม้ว่าสภาพหินจะไม่เอื้ออำนวย ซึ่งไม่มีอะไรแตกต่างระหว่างรูปร่างอุโมงค์วงรีและอุโมงค์ที่มีผนังตรง ในทุกๆกรณีนี้ ความเสียหายในSiltstoneรอบๆส่วนล่างของอุโมงค์ ทั้งนี้เป็นเพราะความเค้นที่ใช้สำหรับรูปแบบนี้เป็นแบบแรงโน้มถ่วง และความเค้นบริเวณส่วนล่างของอุโมงค์จะสูงกว่าส่วนบนของอุโมงค์ประมาณ 15 % ความผิดปกติของรูปร่างของอุโมงค์ตรงส่วนล่าง เป็นเพราะความเค้นในสภาพไม่เอื้ออำนวยทำให้เกิดการพังทลาย จากสภาพทางธรณีวิทยามีแนวโน้มว่าอุโมงค์ที่มีสภาพเอื้ออำนวยต่อผนังอุโมงค์ตรง และผนังอุโมงค์โค้ง และการเคลื่อนตัวในอุโมงค์ ซึ่งควรแน่ใจว่าฐานรากไม่ได้อยู่ในชั้น Sandstone

ตามรายงานการออกแบบโดยEPDC(1995) การเคลื่อนตัวของอุโมงค์จะสูงจากการคาดการณ์เอาไว้ พิจารณาการเคลื่อนตัวของมวลหินรอบๆอุโมงค์ที่อยู่ในสภาพความเค้นสูง อุโมงค์กับที่รองรับดูเหมือนว่าจะเหมาะสมกัน อย่างไรก็ตาม ระบบที่รองรับสามารถแบ่งได้เป็น 2 แบบ ตามลักษณะรูปร่างของอุโมงค์ ซึ่งก็มีรูปวงรีกับอุโมงค์ผนังเหลี่ยม ตามการวิเคราะห์แบบFEMพบว่าไม่มีอะไรแตกต่างกันทั้งอุโมงค์ 2 ลักษณะ แต่ในด้านเศรษฐศาสตร์ อุโมงค์รูปวงรีจะมีมูลค่าการก่อสร้างสูงกว่าอุโมงค์เหลี่ยม เพราะการขุดที่มากกว่า ดังนั้นอุโมงค์เหลี่ยมที่มีด้านบนเป็นส่วนโค้ง และระบบรองรับ (support) ที่ซับซ้อน จะถูกใช้สำหรับการก่อสร้างตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า

KARKI(1997) ได้ทำการศึกษารูปร่างของอุโมงค์โรงไฟฟ้าลัดตะกอง แบบสูบกลับ แล้ว รายงานว่า ไม่มีการเพิ่มขึ้นของบริเวณแรงดึงในอุโมงค์รูปเกือกม้า(horseshoe) ทั้งการวิเคราะห์แบบ plastic และelastic แต่ในอีก 2 รูปแบบ บริเวณของแรงดึงจะเกิดขึ้นทั้งรูปดอกเห็ด(mushroom)และรูปไข่ (egg) เมื่อพิจารณาจากทั้งสามรูปทรง บริเวณที่เกิดความเค้นมากที่สุด คือ รูปดอกเห็ด รูปเกือกม้า และรูปไข่ ตามลำดับ

2.5. วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพและการออกแบบระบบที่รองรับ

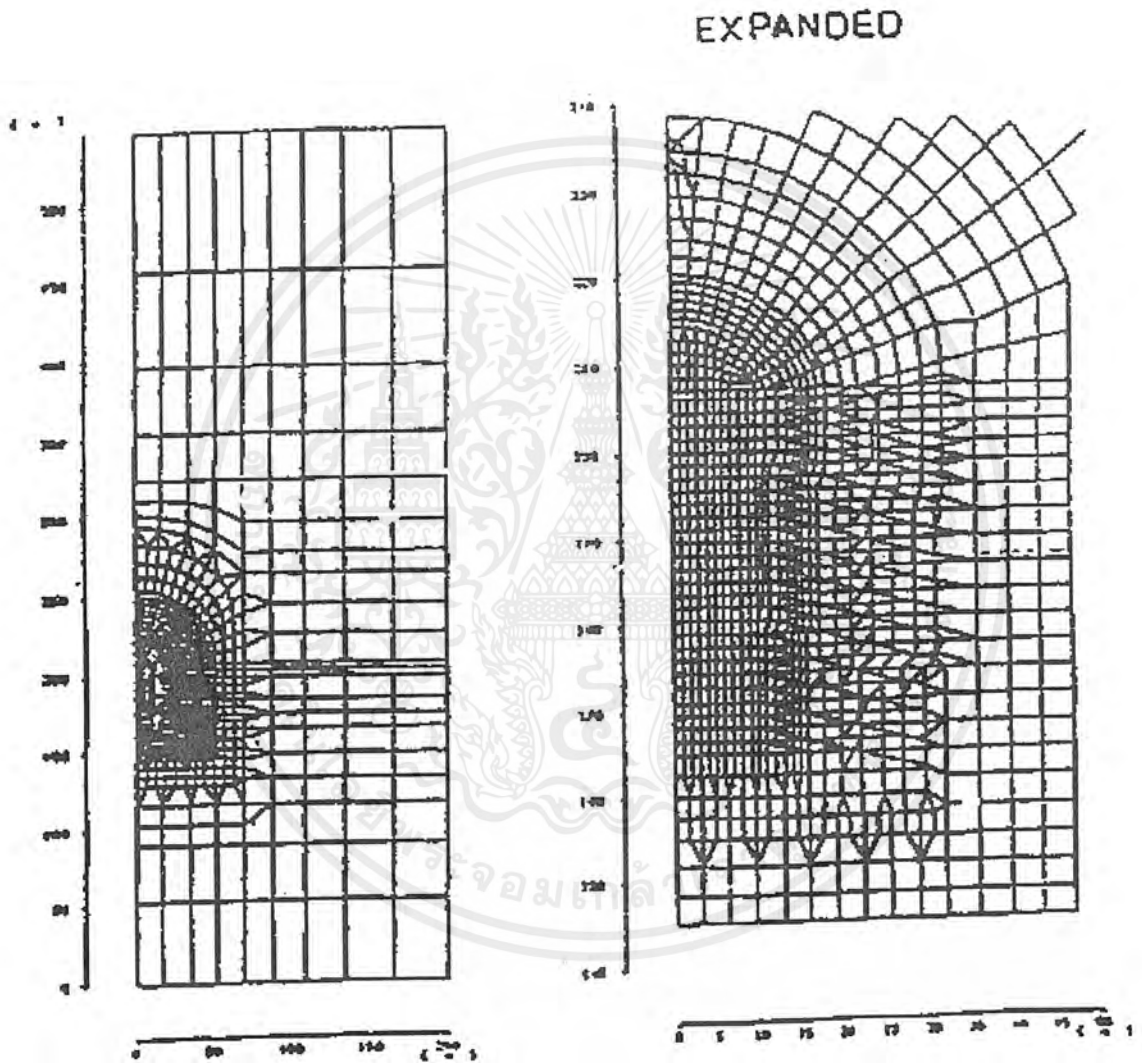
(Stress Stability Method and Support Design)

ความมีเสถียรภาพของอุโมงค์โรงไฟฟ้าประกอบด้วยค่าความเค้นที่เกี่ยวข้องกับความมั่นคงของตัวอุโมงค์ วิธีการออกแบบประกอบด้วยวิธีการทางFinite Element และวิธีการออกแบบชิ้นส่วนที่รองรับของมวลหิน



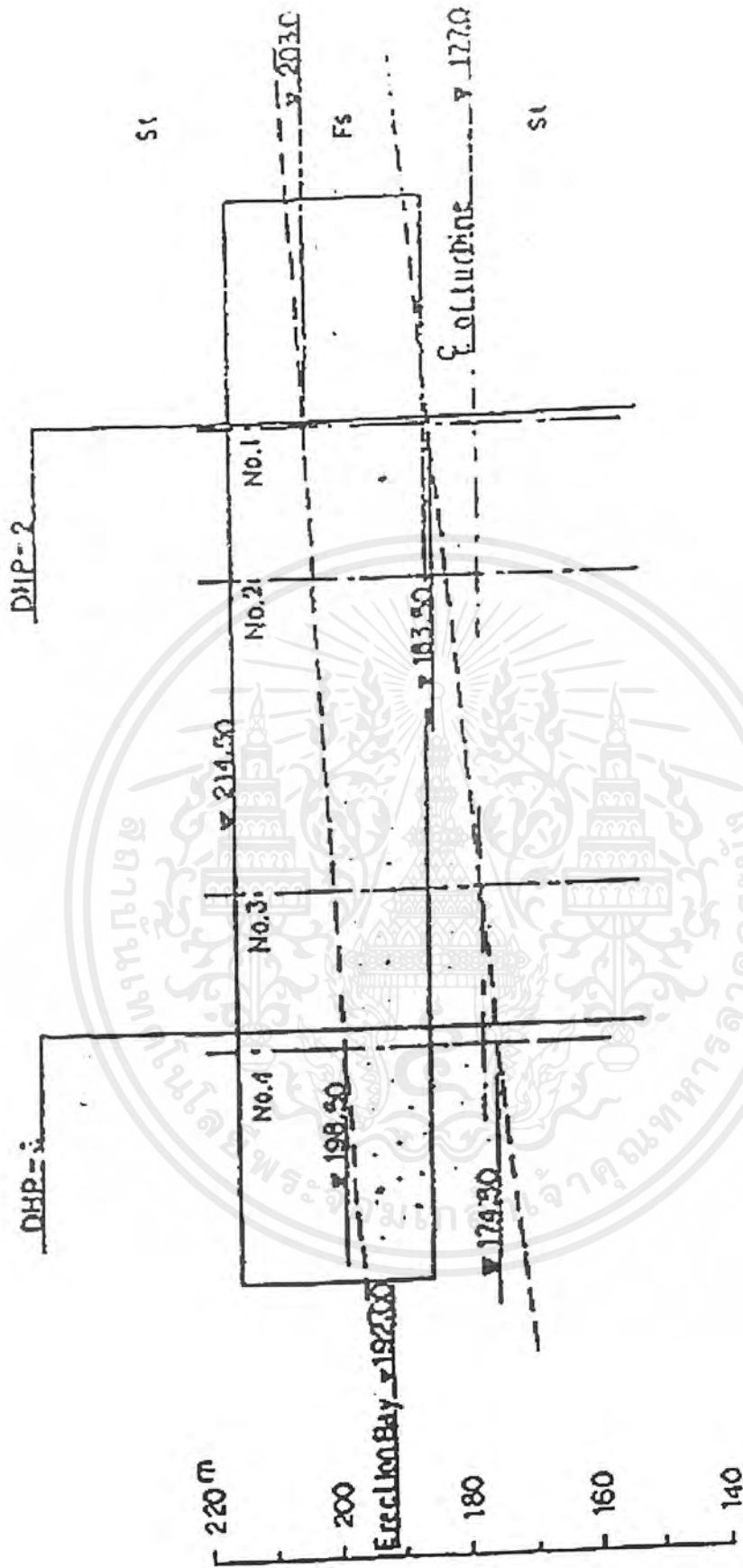
2.5.1. วิธีการวิเคราะห์แบบ Finite Element

การวิเคราะห์แบบFEM โดย EPDC ใช้กฎการวิเคราะห์แบบสภาพ non-linear finite element พิจารณาอัตราส่วน strength-stress ไม่ควรสูงบริเวณรอบๆตัวอุโมงค์โดยเฉพาะในsiltstone รูปแบบการวิเคราะห์ได้สมมุติว่ามีหน่วยวัตถุที่หนา 1 เมตร ดังนั้น พื้นที่หน้าตัด ค่าแรงเริ่มต้น และแรงของสมอยึด(PS Rock Anchor) แบบจำลองของอุโมงค์สำหรับการวิเคราะห์แบบFEM แสดงดังรูปที่ 2.5.



รูปที่ 2.5. Cavern Model for FEM Analysis (EPDC)

ค่าระดับของชั้นSandstone พิจารณาสำหรับ unit 1 และ unit 4 โดยผลที่ได้จากborehole ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.6. เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาแ่8ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.6. ภาพสถานที่ตั้งในส่วนชั้นSandstoneจากการวิเคราะห์แบบ EPDC

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาแล๑9อย่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คั้งนั้นหมายความว่าแบบจำลองของการวิเคราะห์แบบFEMจะประกอบด้วย 2 บริเวณที่เป็นส่วนของชั้นSandstone

สภาพของหินสามารถแบ่งได้โดยใช้องค์ประกอบของ factor of safety เป็น 3 ส่วนคั้งนี้

linear elastic zone : local safety factor , $F_s > 1.5$

plastic zone : local safety factor , $1.0 < F_s \leq 1.5$

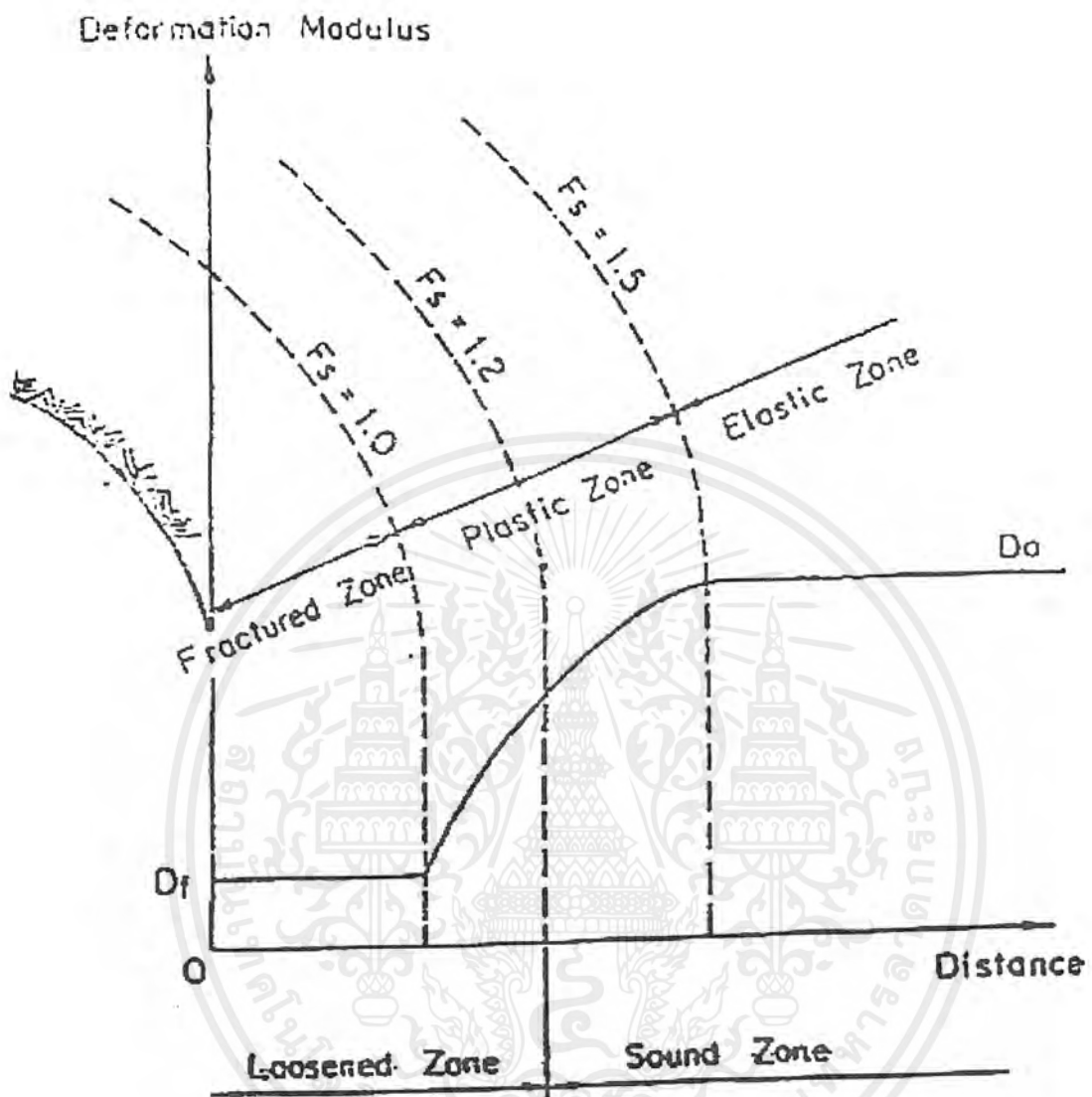
fractured zone : local safety factor , $F_s \leq 1.0$

ซึ่งค่า F_s สามารถพิจารณาโดยใช้สมการข้างล่าง

$$F_s = b / (b - 1)$$

โดย $b = a$ loosening constant (ค่าเฉพาะของหิน) และจะเป็นตัวแทนของค่าความเค้น ซึ่งเป็นคุณสมบัติของวัสดุั้นๆ เช่น ค่า deformation modulus และอัตราส่วนปัวร์ซองส์ (Poisson's Ratio)

ถึงแม้ว่ามวลหินจะไม่แตกหรือพังทลายในช่วง plastic zone มวลหินที่ค่า $F_s = 1.0 - 1.2$ ซึ่งมีสภาพหลวมกว่า ขณะที่มวลหินที่มีค่า F_s อยู่ในช่วง $1.2 - 1.5$ จะมีสภาพไม่หลวมมาก แสดงดังรูปที่ 2.7.



รูปที่ 2.7. การแบ่งลักษณะของหินโดยการวิเคราะห์แบบ EPDC

เวลาที่มีผลกระทบ เช่น การคืบ แต่จะไม่นำมาพิจารณาในการวิเคราะห์
 ผลที่ได้มีค่าหลายค่าซึ่งได้รับจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์โรงไฟฟ้า และ
 ประมาณคุณภาพระหว่างจุด เช่น การเคลื่อนตัว (deformation) , ค่าความเค้นหลัก (principal stress),
 ค่า safety factor และแรงที่ได้จากสมอยึด (PS Rock Anchor)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.5.2. วิธีการออกแบบของชิ้นส่วนรองรับมวลหิน (Design Method of Rock Support Member)

การออกแบบชิ้นส่วนรองรับการออกแบบโดย EPDC ซึ่งพิจารณาหลักๆ คือ สภาพหินที่ได้จากการสำรวจเบื้องต้น หลังจากชิ้นส่วนรองรับหินได้ออกแบบแล้ว ก็นำไปวิเคราะห์ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบ FEM PS Rock Anchor และ Rockbolt ได้ถูกจำลองแบบขึ้นและผลกระทบได้ถูกแปลความหมายและพิจารณา Rockbolt และ PS Rock Anchor ได้แทนด้วย rod element ในการวิเคราะห์แบบ FEM ค่าแรงใน Anchor (สมอยึด) ควรจะให้ค่าแรงเริ่มต้นไว้ก่อน ถ้าพบว่าค่าความเค้นในชิ้นส่วนรองรับมวลหินที่มีค่ามากถูกพบ จะต้องทำการออกแบบที่รองรับอีกครั้ง ซึ่งวิธีการออกแบบชิ้นส่วนรองรับหินโดย EPDC มีดังนี้

a) วิธีการออกแบบ Rock bolts

หลักการออกแบบที่รองรับแบบ Rock bolts เพื่อป้องกันรอยแตก และป้องกันหินขนาดเล็กเกิดการเคลื่อนตัวหรือป้องกันการตกหล่นของมวลหินในบริเวณ plastic zone ซึ่งจะพิจารณาโดยใช้หลัก FEM เมื่อบริเวณ fracture zone เกิดการเคลื่อนตัว ในการสำรวจบริเวณ ruptured zone แรงยึดเหนี่ยวของ rock bolts สมมติว่าได้จากบริเวณ elastic และ plastic zone ความยาวของ rock bolt และระยะห่างจะพิจารณาในขอบเขตของบริเวณ loosened zone ที่ได้รับจากการวิเคราะห์โดย FEM และค่าความสมมูลทางศาสตร์สำหรับเสถียรภาพของมวลหินที่หลวม

หลักของการออกแบบ rock bolts ก็จะต้องติดตั้งอย่างพอเพียงขึ้นอยู่กับสภาพและพฤติกรรมของหิน Rock bolts สามารถแบ่งออกเป็น 3 ชนิด

ระบบของ Rock bolts

ระบบของ rock bolts ถูกติดตั้งตามรูปแบบก่อนตัดสินใจในแต่ละชนิดของหินที่รับแรงขึ้นอยู่กับผลการทดสอบของหินในช่วงสำรวจ โดยมีรูปแบบดังนี้

1) Random Rock bolts

Random Rock bolts ต่างจากระบบ Rock bolts ที่พิจารณาก่อนหน้านี้ ติดตั้งตามบริเวณที่ผิดพลาดจากการวิเคราะห์แรงเพียงเล็กน้อย fractured zone และบริเวณรอยต่อที่สำคัญ

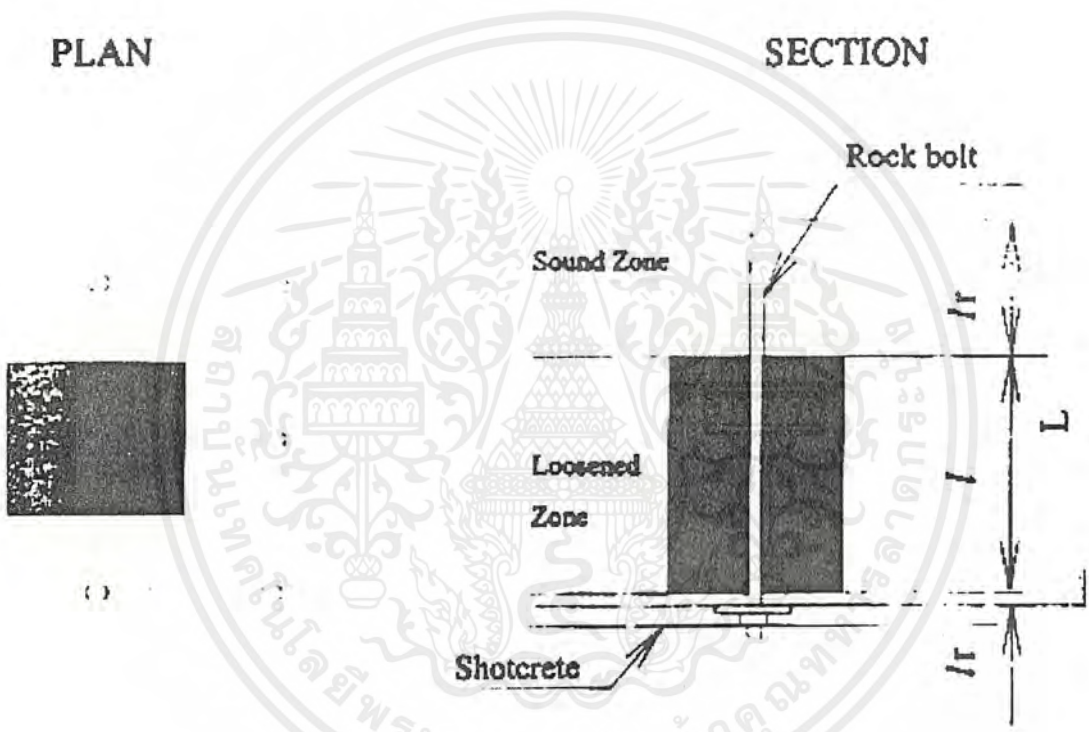
2) Supplementary Rock bolts

Supplementary Rock bolts ถูกติดตั้งเมื่อเกิดรอยแตกในบริเวณพื้นผิวของ shotcrete อันเนื่องมาจากการเคลื่อนตัวของมวลหินหรืออิทธิพลของแรงระเบิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 22 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Roof Rock bolts

Rock bolts ที่ติดตั้งบริเวณมวลหินที่หลวม ออกแบบโดย EPDC ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.8. ค่าช่วงของแรงยึดเหนี่ยวคำนวณโดยใช้ค่าความแข็งแรงของ Rock bolts และค่าแรงยึดเหนี่ยวของวัสดุที่ใส่ลงไป และระยะห่างของ Rock bolts และความยาวที่ได้จากการคำนวณ การคำนวณจะใช้สมการต่อไปนี้



รูปที่ 2.8. การออกแบบคานหินสำหรับหินขนาดใหญ่

- 1) ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างมวลหินและวัสดุที่ใส่ลงไป

$$f_r = \{1, \pi D C_r + 2(a+b) I C_r\} / \{ab(1+t)y\}$$

โดยที่

f_r = ค่า safety factor ของความแข็งแรงของแรงยึดเหนี่ยว (≥ 4)

l_r = ค่าความยาวของ Rock bolts ในช่วง loosened zone

l = ค่าความลึกของ loosened zone (พิจารณาจากบริเวณ fractured zone ซึ่งค่า safety factor น้อยกว่า 1.0 หรือในบริเวณ fractured zone ที่ใช้การระเบิดในการขุด)

t = ความหนาของ shotcrete

D = เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของหลุมเจาะ Rock bolts

a, b = ระยะของ Rock bolts

C_r = ค่าที่ต่ำที่สุดระหว่างค่าความแข็งแรงของหิน หรือ $C_r = C/4$

y = น้ำหนักต่อหน่วยของมวลหิน

การพิจารณาความแข็งแรงของแรงยึดเหนี่ยวระหว่าง Rock bolts และ วัสดุเติม D คือ ค่าเส้นผ่านศูนย์กลางกลางของ Rock bolts และ C_r คือ ค่าความแข็งแรงของแรงยึดเหนี่ยวระหว่าง Rock bolts และวัสดุเติม ซึ่งแทนความแข็งแรงของมวลหิน

1) ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่าง Rock bolts และวัสดุที่ใส่ลงไป

$$f_r = \{1, \pi D' C_r' + 2(a+b)l C_r\} / \{ab(l+ty)\}$$

เมื่อ

$$f_r \geq 4$$

D' = เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของ Rock bolts

C_r' = ค่าที่ต่ำที่สุดระหว่างค่าความแข็งแรงของ Rock bolts และวัสดุที่เติมลงไป ($7 \text{ kfc} / \text{cm}^2$)

1) Yield of Rockbolts

$$f_b = \{F_y + 2(a+b)l C_r\} / \{ab(l+ty)\}$$

เมื่อ

f_b = safety factor ของวัสดุ Rock bolts (≥ 1.5)

F_y = ค่าหน่วยแรงอนุญาตของ Rock bolts

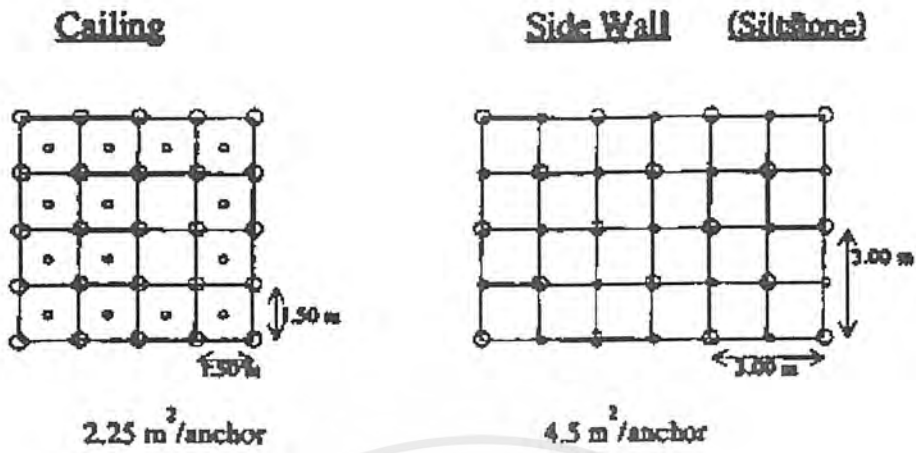
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 24 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Side Wall Rock bolts (Rock bolts กำแพงด้านข้าง)

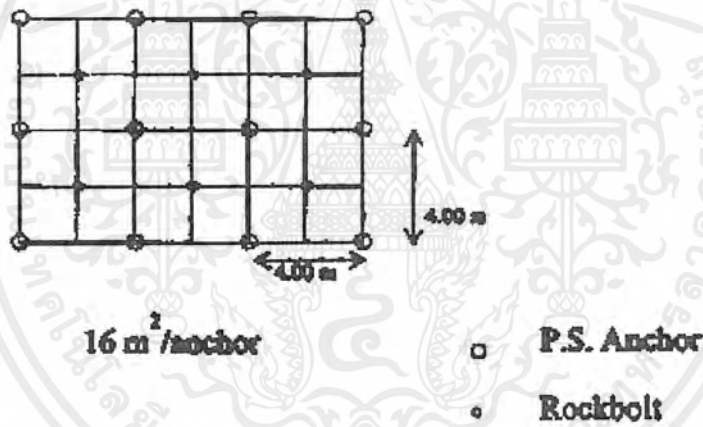
Rock bolts สำหรับผนังด้านข้างของอุโมงค์ได้ถูกออกแบบจากผลกระทบที่คาดว่าจะเกิด โดยระยะห่างของ Rock bolts ที่มากที่สุด คือ 3 เมตร

a) การออกแบบของ P.S. Rock anchors

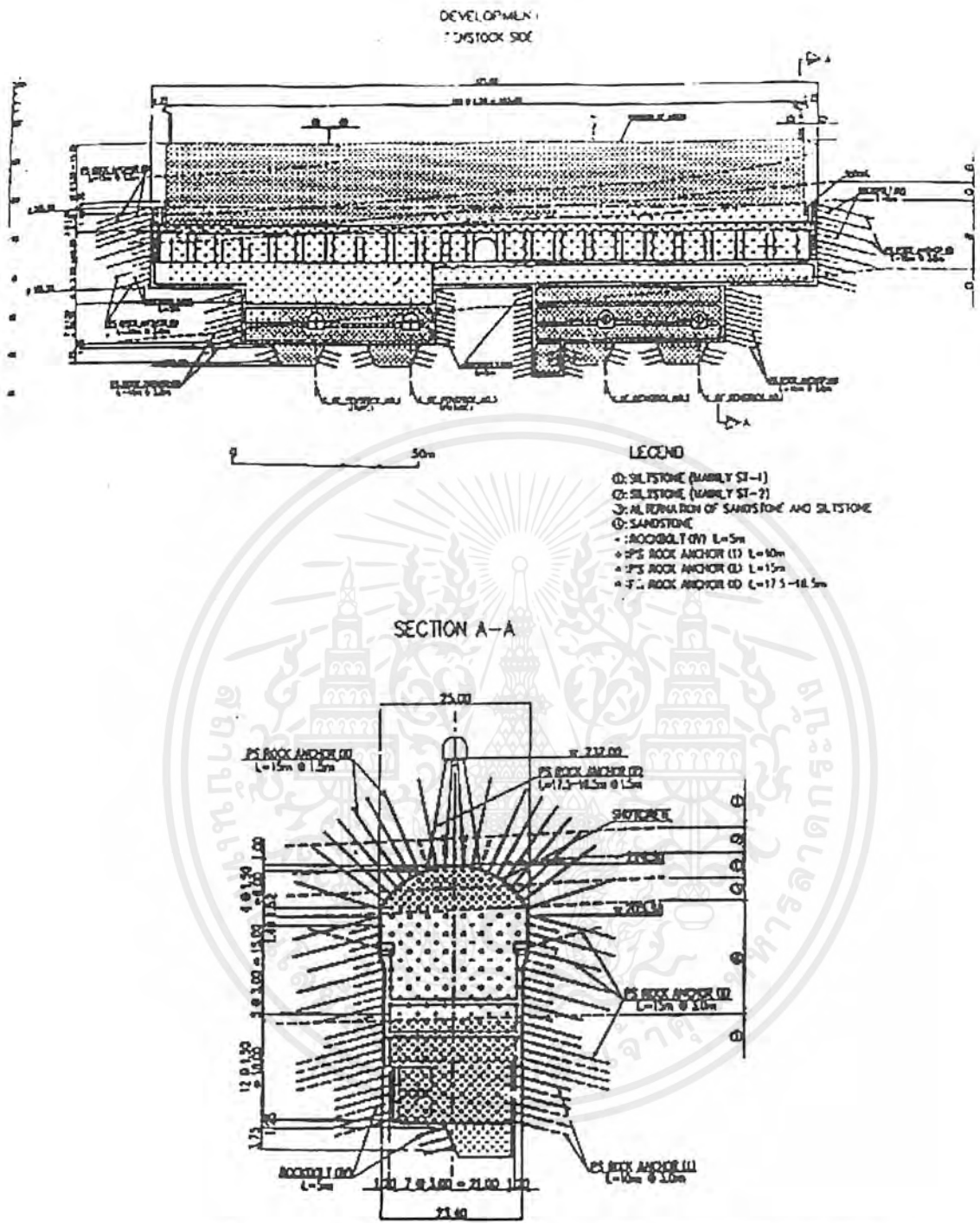
หลักของ P.S. Rock anchors คือ บริเวณของมวลหินที่หลวม ณ บริเวณเพดานและด้านการเลื่อนตัวผนัง ลักษณะการจัดเรียงของ Rock Anchor บริเวณเพดานของอุโมงค์ คือ 2.25 m²/Anchor บริเวณผนังด้านข้าง การออกแบบเบื้องต้นสำหรับ sandstone คือ 9 m²/Anchor และ 4.9 m²/Anchor สำหรับ Silt stone ในช่วงของการขุดแรกๆ EPDC และ IBE(The International Board of Experts Lam Ta Khong Pumped Storage Project) ได้แสดงการออกแบบที่รองรับหินเบื้องต้น และได้ทำการเปลี่ยนระยะห่างของ P.S. Rock anchors บริเวณผนังของชั้น Sandstone ระยะห่างได้เพิ่มจาก 3*3 m ไปเป็น 4*4 m การจัดเรียงของ P.S. Rock anchors ได้แสดงดังรูปที่ 2.9. และ รูปที่ 2.10. – 2.12. คือ แปลนกว้างๆแสดงการออกแบบเบื้องต้นสำหรับ P.S. Rock anchors และ Rock bolts ในตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้า



Side Wall (Sandstone)

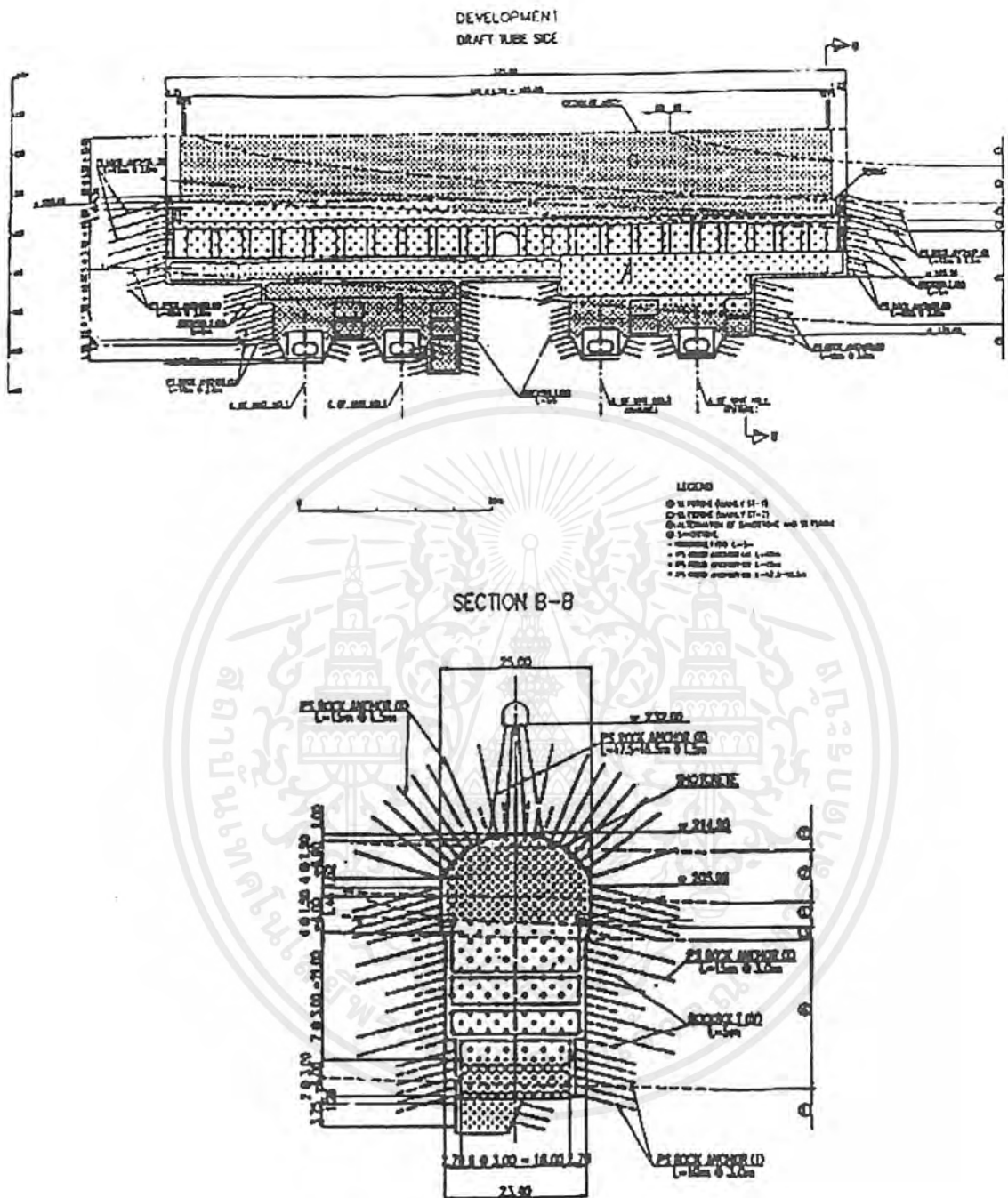


รูปที่ 2.9. การจัดการอย่างเป็นแบบแผนของ Rock Anchor



รูปที่ 2.11. ภาพในแนวตั้งด้านข้างของโรงไฟฟ้า ที่มีระบบหินสนับสนุน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 28 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

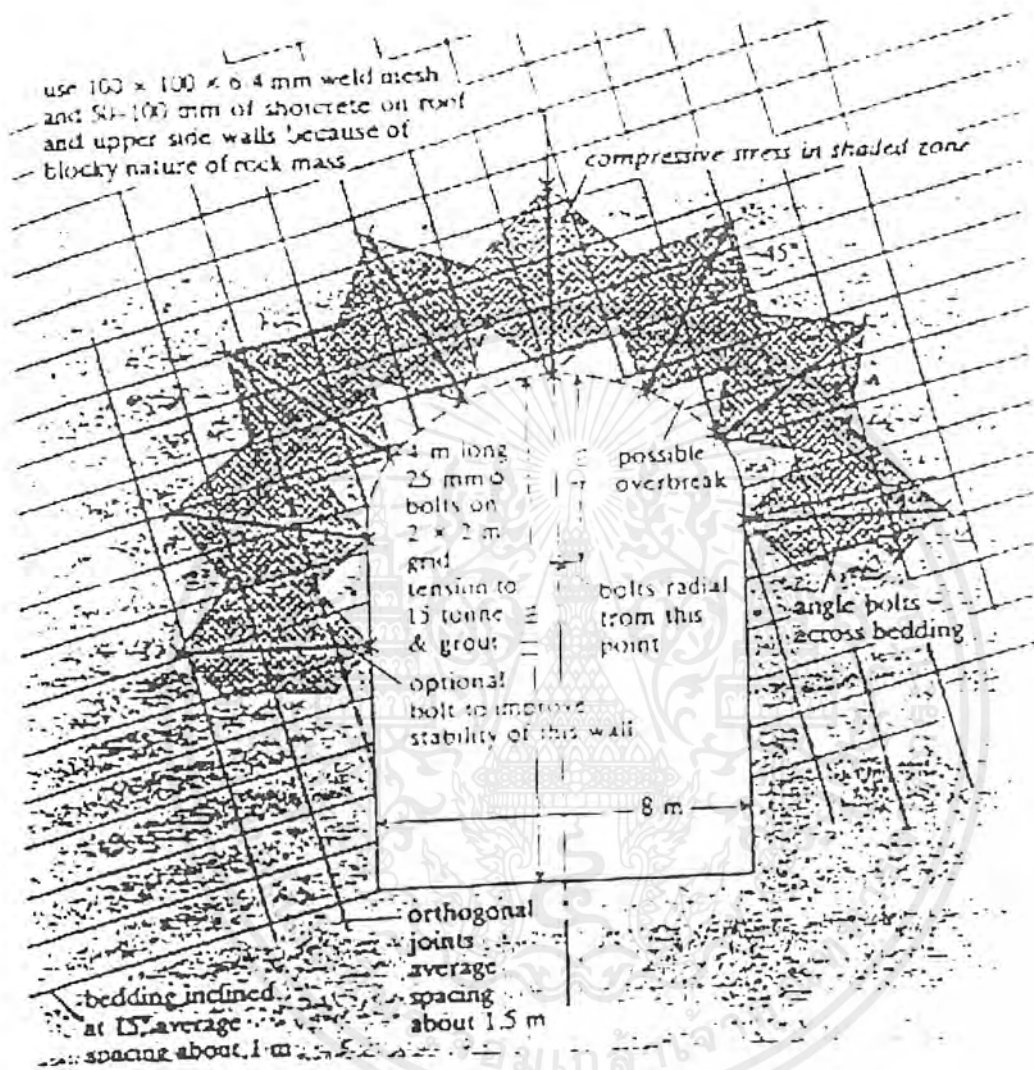


รูปที่ 2.12. ภาพโรงไฟฟ้าในส่วน Draft Tube ในแนวตั้ง ที่มีระบบหินสนับสนุน

แรงที่เกิดขึ้นใน Rock Anchor สมมติให้เท่ากับ 50 ตัน สำหรับ Anchor ที่ติดตั้งบริเวณเพดานของอุโมงค์ และ 65 ตัน สำหรับ Anchor ที่ติดตั้งบริเวณผนังด้านข้างของอุโมงค์ พิจารณาความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหาและ 29 อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สมดุลทางกลศาสตร์เพื่อวิเคราะห์ความมั่นคงของมวลหินต่อแรงที่เกิดขึ้นรูปที่ 2.13. แสดงแบบเบื้องต้นของรูปแบบ Rock bolts สำหรับการขุดเจาะอุโมงค์รูปเกือบวง



รูปที่ 2.13. ภาพแสดงส่วนวงแหวนหรือส่วนโค้งสนับสนุนอยู่

1) ความสามารถในการรับแรง

พิจารณา Rock Anchor บริเวณเพดานคอร์ทที่จะมีระยะห่าง ประมาณ 8 เมตร ของบริเวณมวลหิน น้ำหนักมวลหินที่ทรงรับได้ คือ 46.8 ตัน ดังนั้น แรงรับได้ 50 ตัน จึงเพียงพออยู่แล้ว

2) วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของมวลหิน

วิธีนี้ถูกสมมติว่ามวลหินเป็นรูปสี่เหลี่ยมเคลื่อนตัว สำหรับหินชนิดนี้ แรง P พิจารณาใช้ Safety factor มากกว่าหรือเท่ากับ 3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 30 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$F_s = \{ \tau_l + (N-U)\tan\theta \} / T$$

เมื่อ

F_s = ค่า Safety factor ของการเลื่อน (≥ 1.3)

τ = Rock Shear Strength

l = ช่วงของการเลื่อนตัว

N = แรงที่ตั้งฉากกับแรงเลื่อน

θ = international friction angle

T = ผลรวมของแรงเลื่อน

รูปแบบของการเลื่อนสมมุติให้เป็น Δ ในการคำนวณ (รูปที่ 2.14.)

2) แรง Tensile

การออกแบบ pre tensile load ให้กับ P.S. rock anchor ควรที่จะน้อยกว่า 50% ของค่า yield strength ผลรวมของค่า tensile stress ในสมอียึดรวมทั้ง pre tension load และก่อให้เกิด tensile stress จากการเคลื่อนตัวโดยการขูดอุโมงค์ ซึ่งแรงจะน้อยกว่า 70% ของค่า yield strength

C. การออกแบบ shotcrete

กฎการออกแบบ shotcrete คือ ป้องกันการสูญเสียของมวลหินและป้องกันรอยแตกเล็ก ๆ และยังป้องกันการขึ้นสนิมและการผุพังของสมอียึด (anchor) และ rock bolts

steel fiber reinforced shotcrete (SFERS) ได้ถูกนำมาใช้สำหรับอุโมงค์ในช่วงการออกแบบ พิจารณาจากสิ่งต่อไปนี้

1) shotcrete ทำงานง่ายและรวดเร็ว และยังช่วยที่รองรับที่ได้รับผลกระทบอย่างรวดเร็ว และยังช่วยลดเวลาการก่อสร้างอุโมงค์โรงไฟฟ้าด้วย

2) การใช้ SFERS ปัญหาของ wire mesh แยกตัวออกจากผิวหน้าของหิน SFERS สามารถป้องกันได้

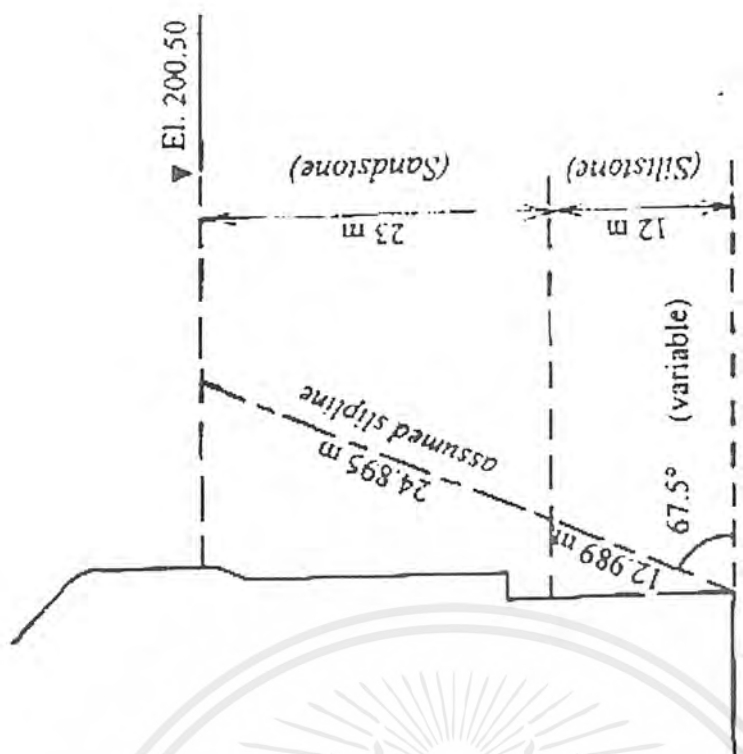
3) micro silica สามารถเพิ่มเข้าไปเพื่อเพิ่มค่าความแข็งแรงเบื้องต้นของ shotcrete ได้ สำหรับจำนวนของชั้น ทางวิศวกรรมของ EPDC ได้ออกแบบไว้ 3 ชั้น เพราะผิวชั้นแรกอาจเกิดการแตกเนื่องจากการเคลื่อนตัวของมวลหิน โดยเฉพาะ silt stone ซึ่งอาจจะช่วยก่อให้เกิดการแตกลดลง แต่มันก็ยังไม่พอเพียงที่จะรองรับมวลหินที่หลวม โดยใช้ชั้นที่สอง ความหนาของแต่ละชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 31 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Cross-section at Unit No. 1



Cross-section at Unit No. 4



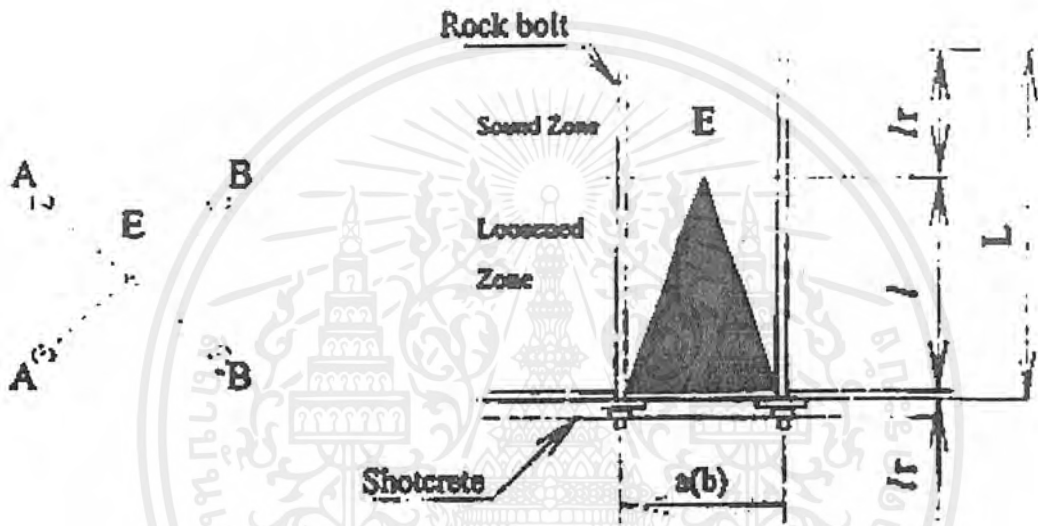
รูปที่ 2.14. รูปร่างของ Sliding Wedge (EPDC)

8 มิลลิเมตร อย่างไรก็ตามหลังจากการออกแบบชิ้นส่วนรองรับโดย EPDC และ IBM ในชั้น sandstone ได้ทำการลดชั้นของ shotcrete จาก 3 ชั้นเหลือเพียง 2 ชั้น

สำหรับการออกแบบของ shotcrete ตามสมการใช้ตรวจสอบสถานะของ shotcrete ที่สามารถรับมวลหินได้ ABE แสดงใน รูปที่ 2.15.

PLAN

SECTION



รูปที่ 2.15. ระบบหินซึ่งค้ำโดย Shotcrete

$$F_c = \{ 2(a + b) t C_c \} / W$$

เมื่อ

F_c = ค่า Safety Factor ของ Shotcrete (≥ 4)

C_c = ค่า Shear Strength of Shotcrete

t = ความหนาของ Shotcrete

a, b = ระยะของ Rockbolt

W = น้ำหนักมวลหินและ shotcrete โดยที่ $W = lab(1/3)y + tacyc$

การออกแบบชิ้นส่วนรองรับมวลหินที่ใช้ในอุโมงค์ แสดงในตารางที่ 2.3.

ตารางที่ 2.3. การออกแบบที่ใช้ในการออกแบบอุโมงค์

Properties	Rockbolt	Prestressed Rock Anchor
Designation	SD40	Steel strand, Seven-wire, compacted, Stress-relieved for prestressed concrete
Nominal Diameter	D25 (1 inch)	18.00 mm (0.7 inch)
Section Area (mm ²)	500	223
Yield Strength (Stress) (kgf/cm ²)	4000	-
Yield Strength (Load)	20 tonf	33600 kgf
Unit Weight (kgf/m)	3.98	1.75
Specified Minimum Breaking Strength of Strand	-	380 kN (38760 kgf)
Extension	-	3.50 %
		Shotcrete
Elastic Modulus		34000 kgf/cm ²
Design Strength		180 kgf/cm ²
Allowable Compressive Strength		60 kgf/cm ²
Allowable Shear Strength		9.5 kgf/cm ²

2.6. การตรวจสอบอุโมงค์ในช่วงระหว่างการขุดอุโมงค์

(Monitoring of Underground Excavation During Construction)

เครื่องมือวัดที่นำมาใช้ในระหว่างทำการก่อสร้างสามารถใช้ทำการตรวจสอบความผิดปกติของการออกแบบหรือความถูกต้องของการออกแบบ ระหว่างทำการก่อสร้าง การตรวจสอบการเคลื่อนตัว (displacement) มีความสำคัญอย่างมากเพราะข้อมูลที่ได้สามารถใช้ปรับปรุงหรือแก้ไขความปลอดภัยของบริเวณที่ทำการก่อสร้างได้ดินด้วย

LONDE and BIENIASKI & MASCHEK พิจารณาว่าเครื่องมือตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวในความหมายของพฤติกรรมของมวลหินในระหว่างทำการก่อสร้างของการก่อสร้างได้ดินนั้นมีความสำคัญมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 34 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดิน ปกติการวางแผนการตรวจสอบ (Monitoring) เป็นส่วนหนึ่งของการออกแบบที่เหมือนกัน อย่างเช่นงานขุดในแต่ละช่วงเวลา ระบบการตรวจสอบจะเข้าทำการติดตั้งทันที

กับความไว้วางใจหรือความเชื่อถือว่าได้รับจากสภาพทางธรณีวิทยาของมวลหินรอบๆ อุโมงค์ ข้อมูลใหม่ๆที่ได้รับจากระบบตรวจสอบมีประโยชน์มากสำหรับการออกแบบหลายๆวิธีที่ใช้สำหรับตรวจสอบค่าการเคลื่อนตัว ณ การก่อสร้างตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำตะคอง ซึ่งสามารถสรุปได้ดังนี้

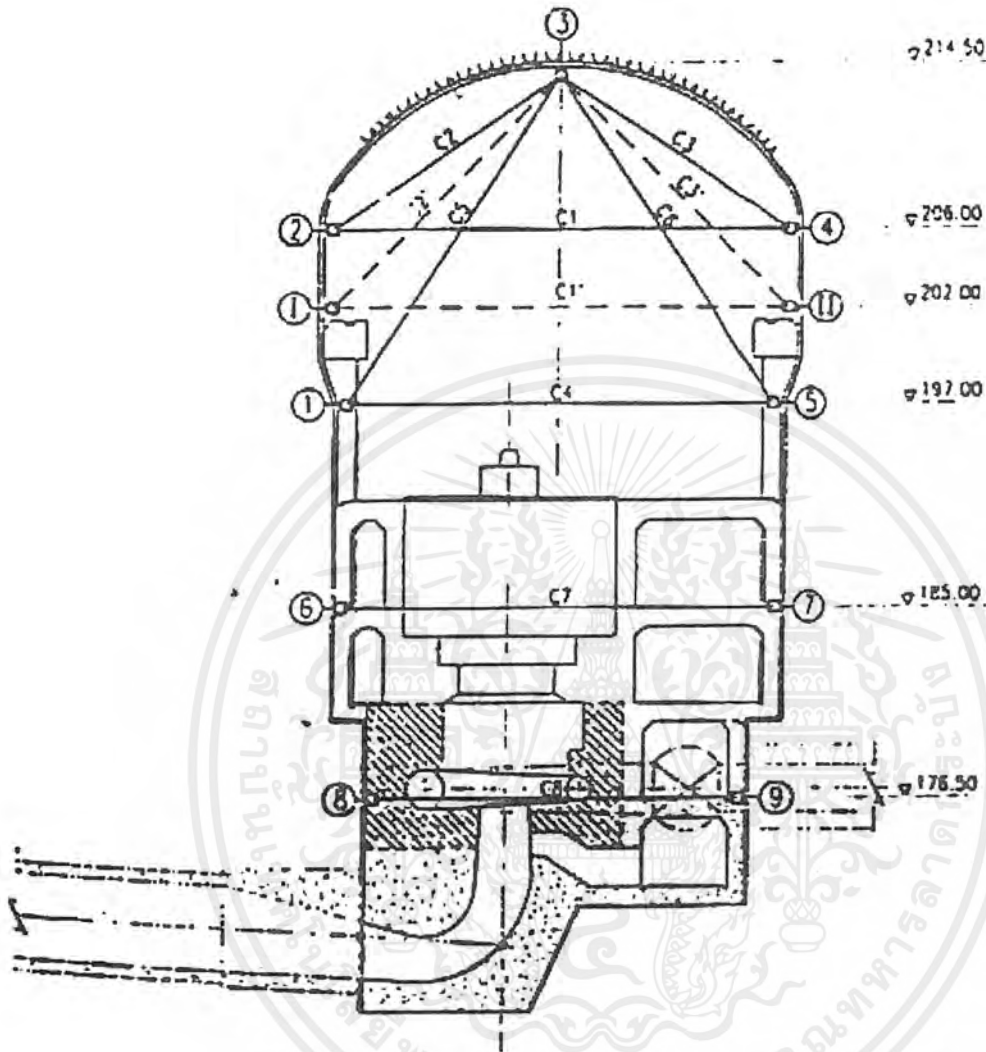
2.6.1. การสำรวจด้วยตาเปล่า (Optical Surveying)

เทคนิคการสำรวจแบบปกติที่มีประสิทธิภาพที่สุด เช่น การทำระดับ และ การทำ triangulation สามารถใช้พิจารณาค่าสัมบูรณ์ของการเคลื่อนตัวที่เก็บค่าเริ่มต้นไว้ของการขุดใต้ดินสำหรับประโยชน์ของวิธีนี้ คือ เครื่องมือที่ใช้ในการสำรวจนั้น สามารถเคลื่อนย้ายได้สะดวก ในการขุดของอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำตะคอง Electrical Distance Measurement device (EDM) ได้ถูกนำมาใช้ ซึ่งง่ายต่อการติดตั้ง สำหรับอุโมงค์ขนาดใหญ่ซึ่งเข้าถึงยาก การติดตั้งเครื่องมือแบบตายตัวจะให้ข้อมูลเกี่ยวกับอุโมงค์ที่เป็นประโยชน์อย่างมาก

2.6.2. เครื่องมือวัด Convergence

เครื่องมือวัด Convergence นั้นเกี่ยวข้องกับการวัดการเคลื่อนตัว ระหว่าง จุดที่ติดตั้งตายตัวตามขวางของอุโมงค์ ซึ่งปกติจะเป็นการวัดในความหมายของ tape หรือ rod extensometer วัดระหว่างเป้าหมายที่ติดอยู่บริเวณผนังด้านข้างและบริเวณเพดานของอุโมงค์ ภายในอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำตะคอง การใช้ Electrical Distance Measurement device (EDM) ที่มีความถูกต้องแม่นยำของการวัดมุมและระยะทาง 0.5-1 mm. ตามลำดับ ซึ่งได้ถูกนำมาใช้ในการหาค่า deformation ของอุโมงค์ ลักษณะการจัดเรียงของเป้าหมายที่จะทำการวัดด้วยเครื่องมือวัด convergence ถูกแสดงในรูปที่ 2.16.

SKETCH FOR TARGET POINTS

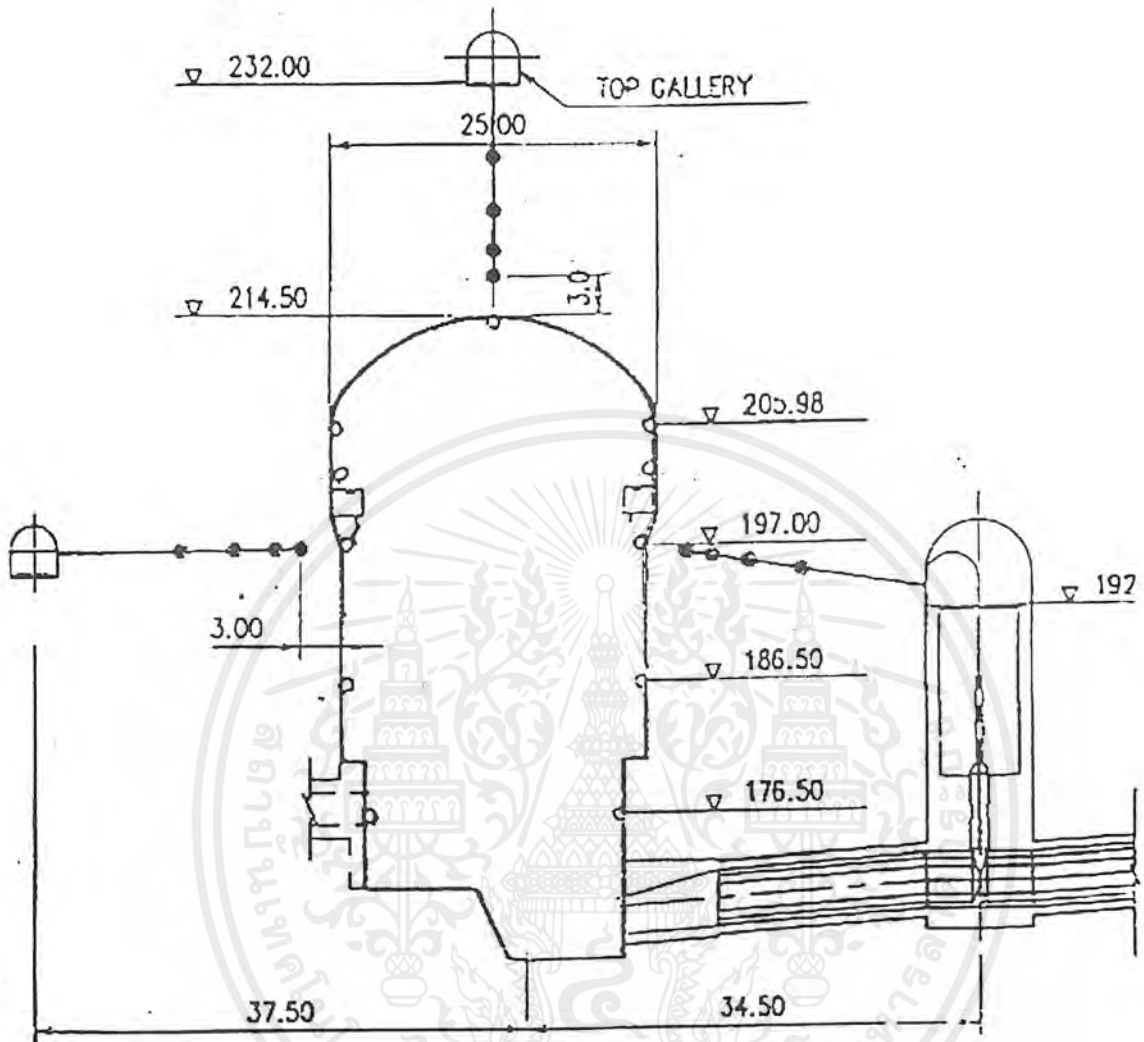


รูปที่ 2.16. การจัดการ EDM และการบรรจบกันของอุโมงค์โรงไฟฟ้า

2.6.3. Borehole Extensometer

4 ตำแหน่งของ rod extensometer ได้ถูกนำมาใช้ในการวัดค่าการเคลื่อนตัวของมวลหินรอบๆอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำตะคอง โดยการติดตั้ง borehole ไปตามแกนของอุโมงค์จาก top gallery และ drainage gallery ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.17 extensometer ได้ติดตั้งจาก top gallery และ drainage gallery มีสมอยึด ณ จุดที่ระยะ 5.3 / 9.3 / 12.3 / 14.8 m. และ 9.3 / 13.3 / 16.3 / 18.3 m. ตามลำดับ ค่าการเคลื่อนตัวของมวลหินในแต่ละหน้าตัดสามารถแปลความหมายออกในรูปของค่าทางอิเล็กทรอนิกส์

SECTION A - A



รูปที่ 2.17. สถานที่ตั้งของ Borehole Extensometers

2.6.3.1. Disc load cells

Disc load cells ใช้สำหรับวัดค่าแรงทั้งหมดที่เกิดขึ้นตามแนวแกนของ rock anchors ในการจัดการการตรวจสอบใช้ควบคุมการเพิ่มของแรงที่เกิดขึ้น อันก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวและการสะสมแรงที่กระทำ ณ อุโมงค์โรงไฟฟ้าถ่านหิน ได้ติดตั้ง Disc load cells 37 ตัว กับ P.S. Rock anchor ซึ่งบริเวณที่ทำการติดตั้งเครื่องมือวัด convergence ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.18. Load cells ซึ่งภายใน

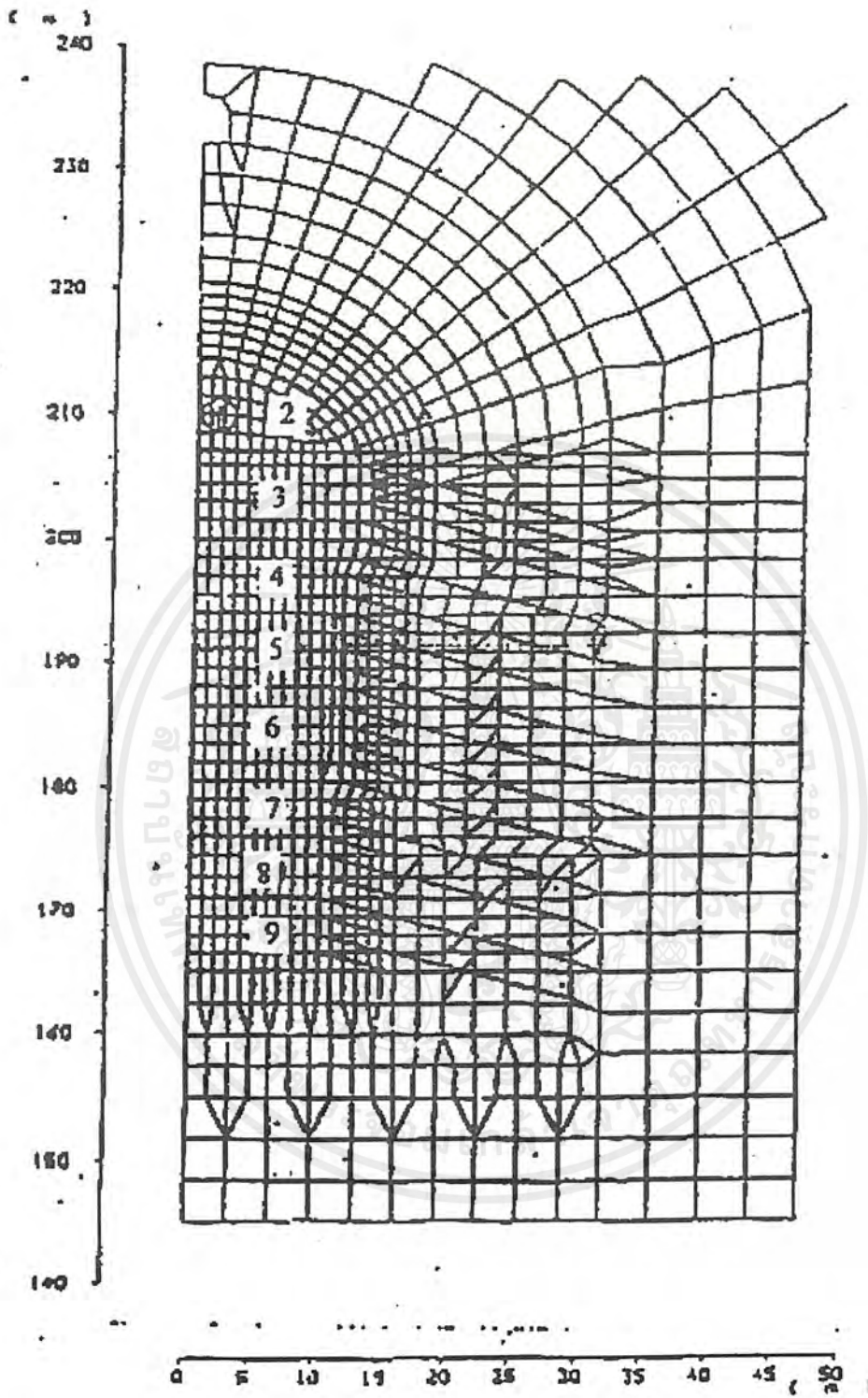
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา 37 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7. การออกแบบช่วงของการขุดอุโมงค์ (Design Excavation Stage of the Cavern)

วิธีการวิเคราะห์แบบ Finite Element ได้สมมติการขุดแบ่งเป็น 9 ชั้นตอนด้วยกัน แสดงในรูปที่ 2.19. การจัดเรียงของ rock anchor ถูกสมมติให้แสดงดังรูปที่ 2.20. อย่างไรก็ตามระยะห่างของ rock anchor ในระยะตามยาว พิจารณาบริเวณของ sandstone แสดงดังตารางที่ 2.4.

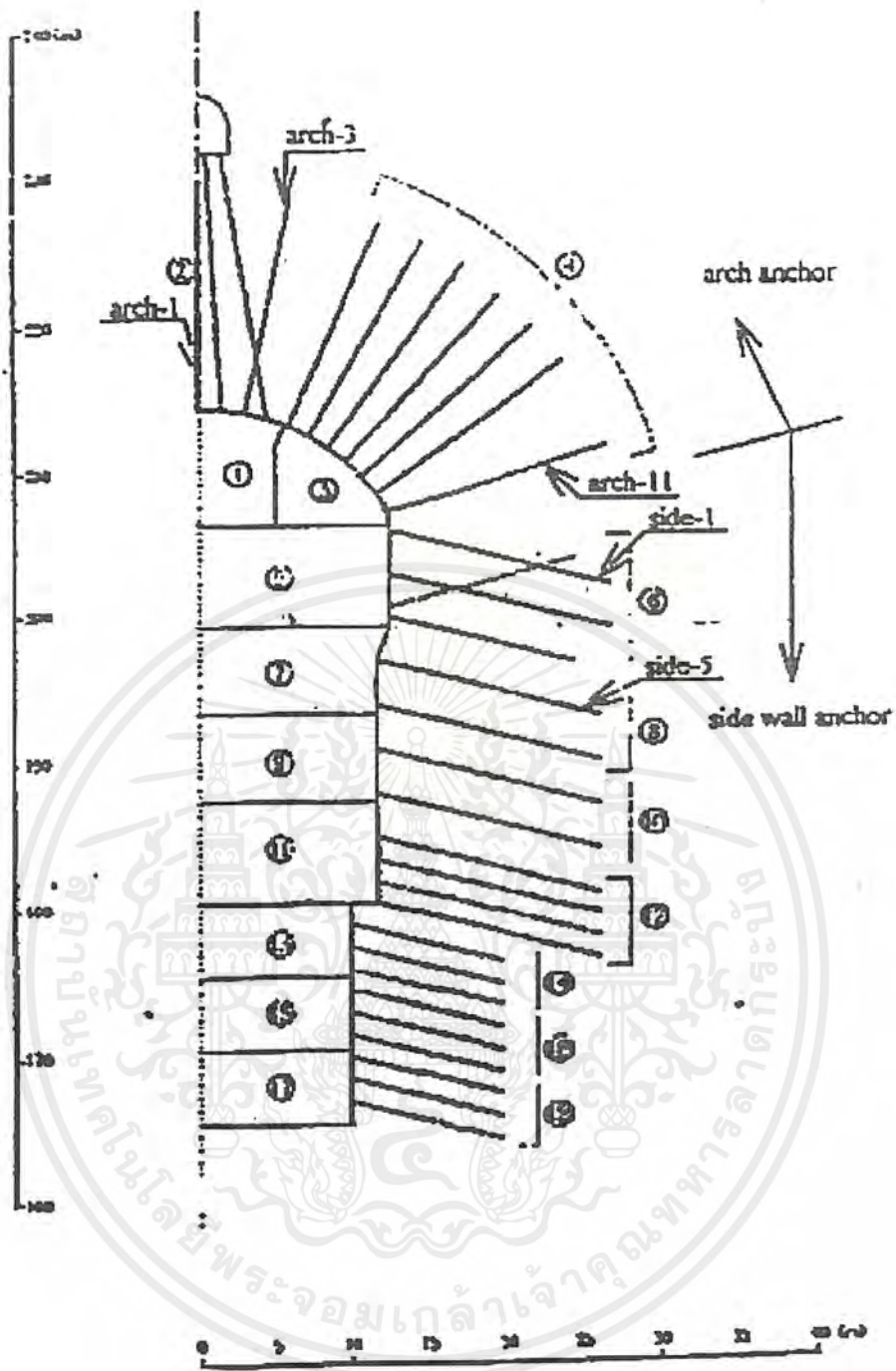
ตารางที่ 2.4. ค่า Rock Anchor ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Cross Section	Rock Anchor	Initial Load (tonf)	Spacing (m)
Section at Unit#1	Arch-1 to arch-11	50	1.5
	Side-1	65	1.5
	Side-2 to side-8	65	3
	Side-9 to side-12	65	1.5
Section at Unit#4	Arch-1 to arch-11	50	1.5
	Side-1 to side-3	65	1.5
	Side-4 to side-10	65	3
	Side-11 to side-12	65	1.5



รูปที่ 2.19. ระดับต่างๆในการเจาะ

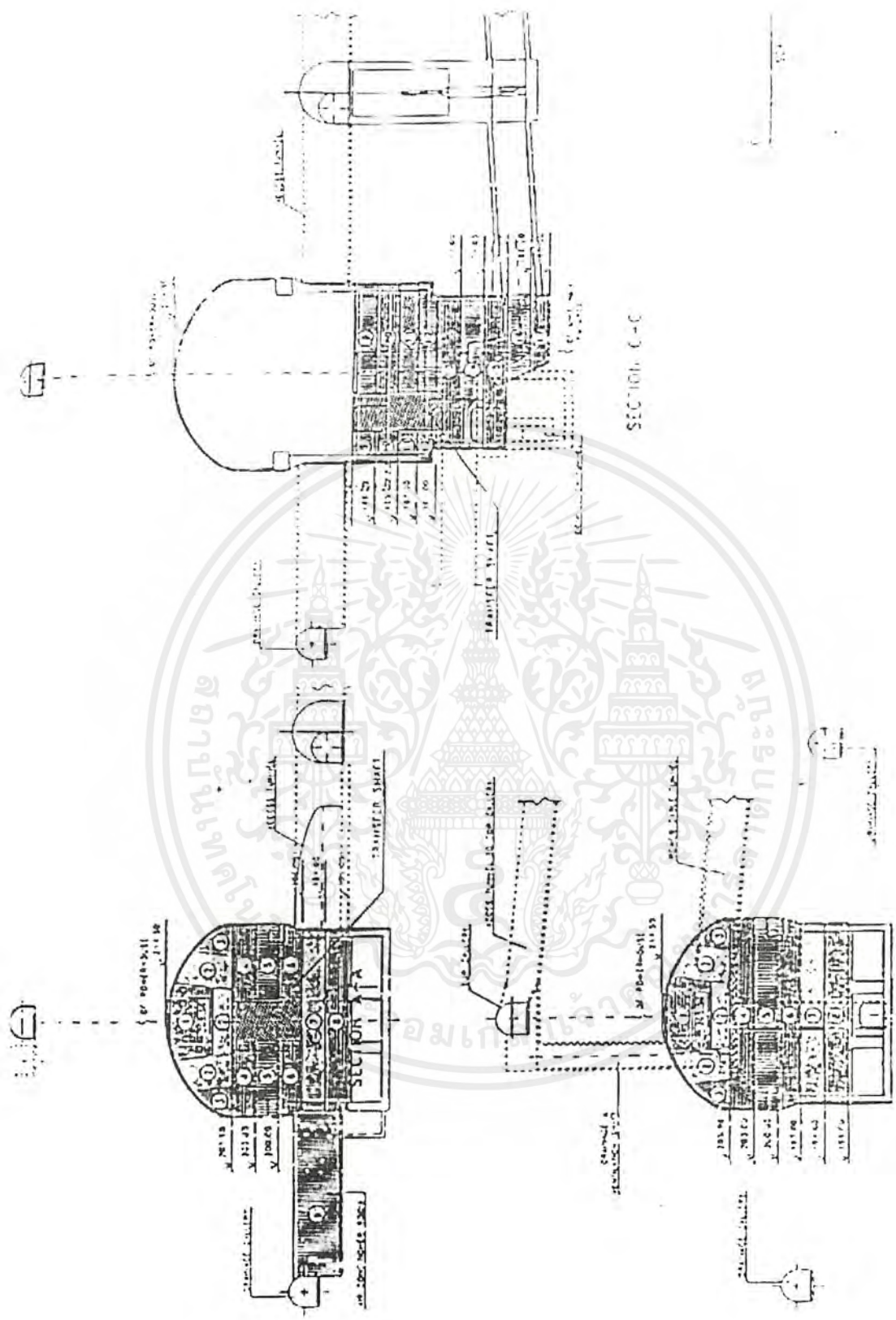
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.20. ผลการจัดการและการติดตั้ง Rock Anchors

ความสำเร็จของการขุดและการติดตั้ง rock anchor ได้ทำตามการหาค่าการที่เพิ่มขึ้นของแรงใน anchor จำนวน 23 ตัว ถูกติดตั้งไปยังครึ่งหนึ่งของรูปหน้าตัด การขุดและการติดตั้ง rock anchor วิเคราะห์ด้วยการวิเคราะห์อื่น ผลบางส่วนของการวิเคราะห์ด้วย FEM ได้แสดงตัวอย่างในภาคผนวก

ตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้าได้ถูกขุดในหลายๆแบบ ซึ่งแบ่งเป็นช่วงหลักๆได้ 2 ช่วงคือ ช่วงขุดเริ่มต้นและการขุดตัวหลัก แสดงดังรูปที่ 2.21. แสดงรูปแบบกว้างๆของการขุดอุโมงค์ที่ใกล้เคียง การขุดช่วง

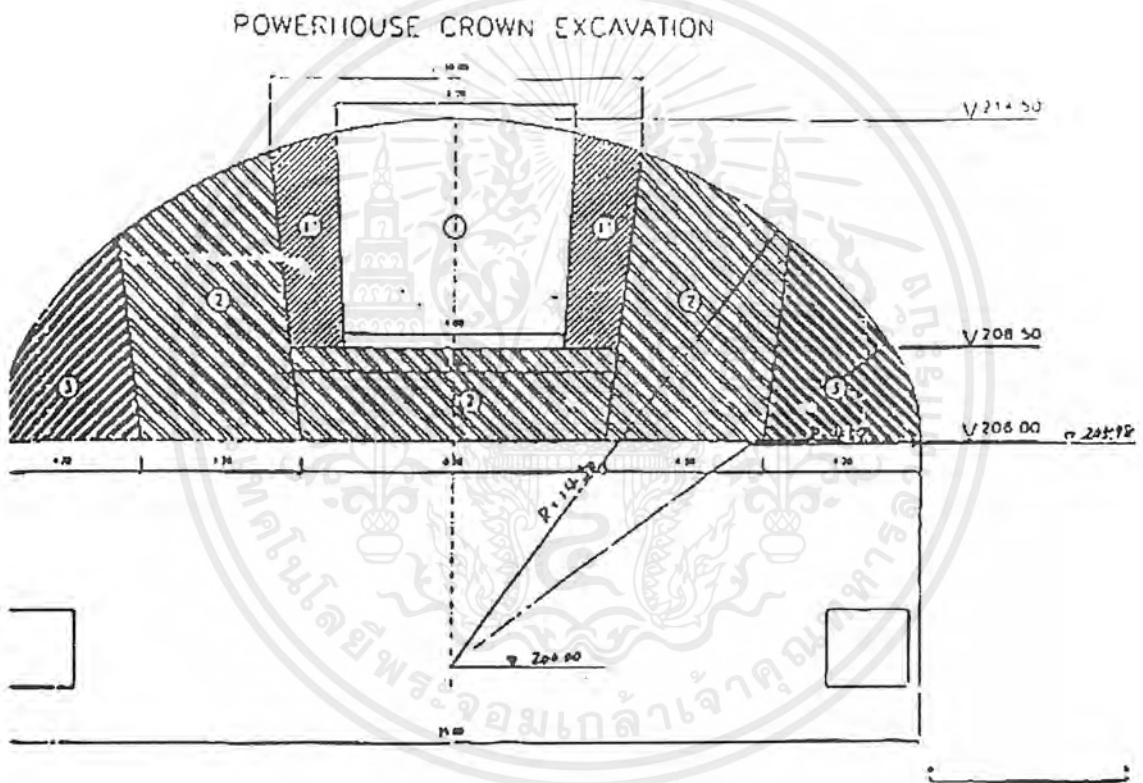


รูปที่ 2.22. ภาพแสดงโรงไฟฟ้าและผลจากการเจาะ

SECTION 9-9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและ 43 ภาษาอังกฤษถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เริ่มต้น เริ่มจาก access tunnel เริ่มต้นด้วยการขุดส่วนโค้งด้านบน ช่วงแรกแสดงในรูปที่ 2.22. และรูปที่ 2.23. หลังจากการขุดในแต่ละช่วง บริเวณผนังจะถูกฉีกรื้อด้วย shotcrete ตามด้วยการติดตั้ง rock bolt ที่มีความยาว 5 เมตร ตามด้วยการฉีกรื้อ shotcrete ชั้นที่สอง ถ้ายังเกิดช่องว่างของผนังอุโมงค์อยู่ ให้ทำการฉีกรื้อ shotcrete ในชั้นที่สามอีก ต่อจากนั้นทำการติดตั้ง P.S. Rock anchor หลังจากการขุดอุโมงค์ ช่วงเริ่มต้น ตัวรูปร่างอุโมงค์หลัก ถูกทำการขุดด้วยระดับความลึก 3 เมตร ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.22. Shotcrete , Rock bolt และ P.S. Rock Anchor ถูกติดตั้งตามลำดับ



รูปที่ 2.23. ขั้นตอนในการเจาะแบบโค้ง

2.8. Modeling (การแสดงผลแบบจำลอง)

การแสดงผลแบบจำลองนั้นพยายามที่จะเลียนแบบพฤติกรรมของมวลหิน ซึ่งรูปแบบสามารถพัฒนาและปรับเปลี่ยนเพื่อทำนายการสังเกตการเคลื่อนตัวเปรียบเทียบกับเวลา ถ้ารูปแบบที่สมมุติขึ้นใช้งานได้ดี และสามารถทำให้เกิดประโยชน์ สิ่งที่ต้องระมัดระวัง การทำนายพฤติกรรมของมวลหินสำหรับโครงการก่อสร้าง ในบริเวณที่มวลหินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน การทำนายมวลหินก็จะแตกต่างกับการสังเกตครั้งแรก เพราะคุณสมบัติของมวลหินของแบบจำลองถูกอ้างอิงจากข้อเท็จจริง

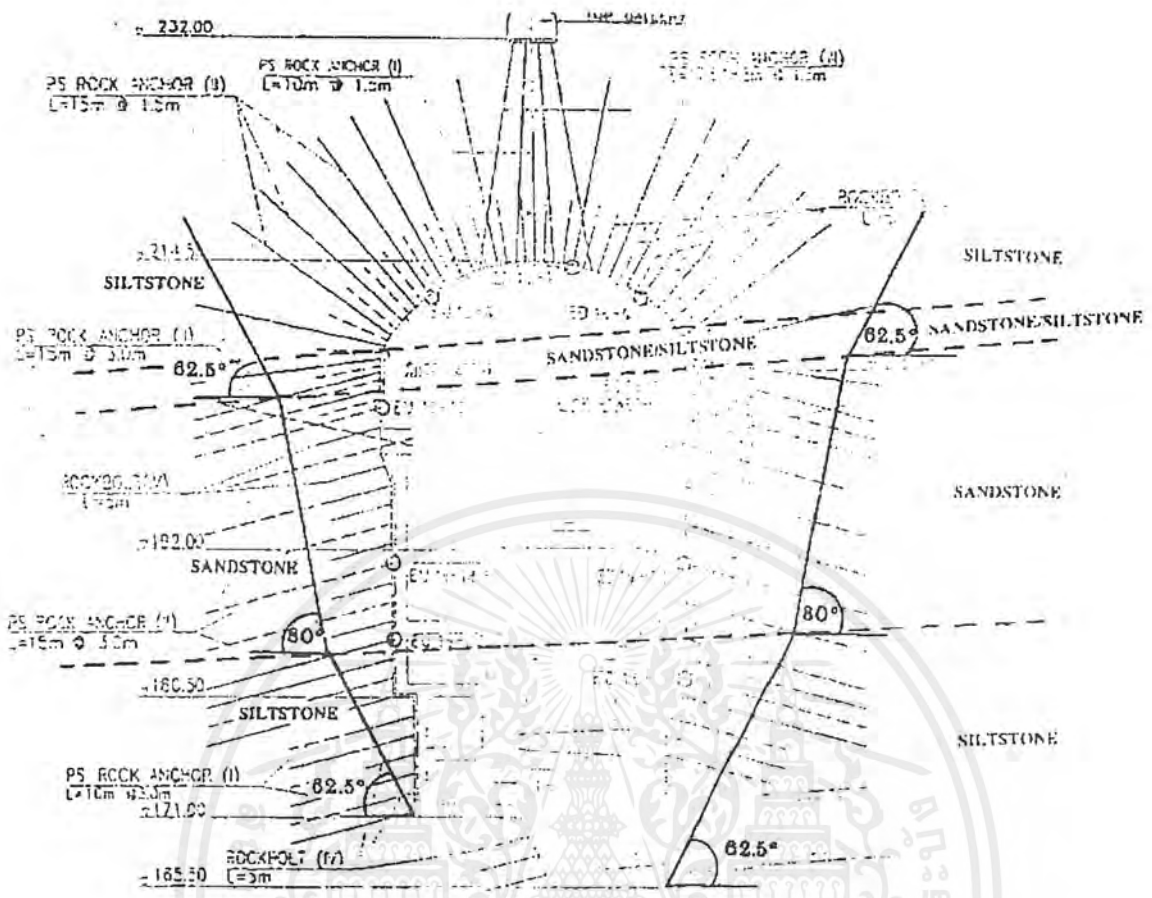
สำหรับแบบจำลองอีกหลายรูปแบบและเทคนิคการวิเคราะห์ ควรที่จะทำควบคู่ไปกับการตรวจสอบ (Monitoring) เพื่อพิจารณาความต้องการของการออกแบบ ข้อมูลที่ได้รับจากการตรวจสอบระยะหลังทำการก่อสร้างมีประโยชน์อย่างมากสำหรับพัฒนาแบบจำลองที่ดีกว่า และสำหรับจุดประสงค์ของงานวิจัย

2.9. การตรวจสอบเสถียรภาพในระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์โรงไฟฟ้าล้าตะคอง แบบสูบกลับ

2.9.1. การแก้ไขการออกแบบระบบที่รองรับระหว่างการขุด

Prestress Rock Anchor

ความไม่แน่นอนของข้อมูลที่ได้รับระหว่างการขุดอุโมงค์โรงไฟฟ้า ได้แสดงในรูปที่ 2.24. กลุ่มของรอยต่อได้มีความผิดปกติตรงบริเวณที่ขนานกับผนังของอุโมงค์โรงไฟฟ้าทั้งสองด้าน และได้ถูกสมมุติเป็นระนาบเลื่อนในหินชั้น Siltstone ประมาณ 62.5° ($45 + \phi/2$) PHIENWEJ(1997) ได้ให้คำแนะนำว่าความยาวของสมอยึด (PS Rock Anchor) สามารถลดความยาวได้ถึง 10 เมตร ในชั้นหิน Sandstone ในผนังอุโมงค์ด้านบน สำหรับผนังอุโมงค์ด้านล่างได้พิสูจน์แล้วว่า มีระนาบเลื่อนในชั้นหิน Sandstone คือผิวหน้าตามแนวตั้งสามารถใช้ PS Rock Anchor ยาว 10 เมตร ก็เพียงพอแล้ว



รูปที่ 2.24. ภาพในแนวขนานกับผนังโรงไฟฟ้า

Shotcrete

PHIENWEJ(1997) ยังคงให้คำแนะนำว่า เพราะข้อมูลทางด้านธรณีวิทยาของคุณภาพของมวลหิน รวมถึงการทดสอบ SFRS Strength ความหนาของ SFRS สามารถที่จะลดจาก 240 มม. เป็น 150 มม. บริเวณหลังคาของอุโมงค์โรงไฟฟ้า และบริเวณผนังด้านข้างสามารถลดจาก 160 มม. เป็น 130 มม. และ 100 มม. ในหินชั้น Siltstone และ Sandstone ตามลำดับ

2.9.2. Instability Inspection

PHIENWEJ (1997) ได้ตรวจสอบการแตกหักของ SFR shotcrete ที่เกิดขึ้นบริเวณผนังบริเวณหลังคาของอุโมงค์โรงไฟฟ้า ได้ลงความเห็นว่าการแตกหักเนื่องจากแรงดึง(tensile cracking) เพราะเหล็กเสริมใน shotcrete ไม่มีผลต่อความแข็งแรงของ shotcrete ทำให้ shotcrete มีค่าความแข็งแรง

ต่ำลง เกิดการเคลื่อนตัวเล็กน้อยเกิดขึ้นเนื่องจากการพังทลายเนื่องจากแรงดึง และยังมีแรงที่เกิดขึ้นด้านข้าง โดยแรงดึงใกล้เคียงกับ PS Anchor ซึ่ง PS Anchor สามารถยับยั้งรอยแตกได้เป็นอย่างดี

2.10. โปรแกรมวิเคราะห์ทางด้าน Finite Element (Finite Element Analysis Programs)

โปรแกรมวิเคราะห์ทางด้าน Finite Element และ Boundary Element แบบ 2 มิติ และแบบ 3 มิติ ได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของอุโมงค์ คุณลักษณะโดยย่อของตัวโปรแกรมสรุปได้ดังนี้

2.10.1. PHASES

PHASES เป็นโปรแกรมผสมกันทั้งการวิเคราะห์แบบ Finite Element และ Boundary Element เป็นโปรแกรมใช้วิเคราะห์ค่าความเค้น (Stress) และค่าการเคลื่อนตัว (displacement) ของการพังทลายของมวลหินรอบๆอุโมงค์ ซึ่งพัฒนาโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยโตรอนโต (University of Toronto) โดยการจำลองรูปแบบ (models) ของวัสดุพฤติกรรมของมวลหินใกล้เคียงกับอุโมงค์เปิดโดยใช้การวิเคราะห์ทั้งการวิเคราะห์แบบ Finite Element และ Boundary Element ข้อจำกัดของการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรมชนิดนี้คือ วัสดุจะต้องเป็นชนิดเดียวกัน

2.10.2. EXAMINE

EXAMINE คือ โปรแกรมสำหรับใช้วิเคราะห์ความเค้น เป็นโปรแกรมวิเคราะห์ทางด้าน Boundary Element ใช้วิเคราะห์ความเค้นสำหรับการขุดอุโมงค์ใต้ดิน ซึ่งโปรแกรมนี้พัฒนาโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยโตรอนโต (University of Toronto) โปรแกรมใช้วิเคราะห์โดย EXAMINE จะกล่าวถึง สภาพทางธรณีวิทยาของโครงสร้างแบบ 3 มิติ ทำการคำนวณและวิเคราะห์ผลกระบวนการการอธิบายสภาพทางธรณีวิทยา การใส่ค่าพารามิเตอร์และการใส่ลักษณะเฉพาะเป็นขั้นสุดท้ายเพื่อทำการวิเคราะห์ ดังนั้นโปรแกรมนี้ใช้สำหรับคำนวณวิเคราะห์ การคำนวณวิเคราะห์แบบ Boundary Element จะทำการแปลผลการวิเคราะห์โดยใช้ function INTERPRET

บทที่ 3

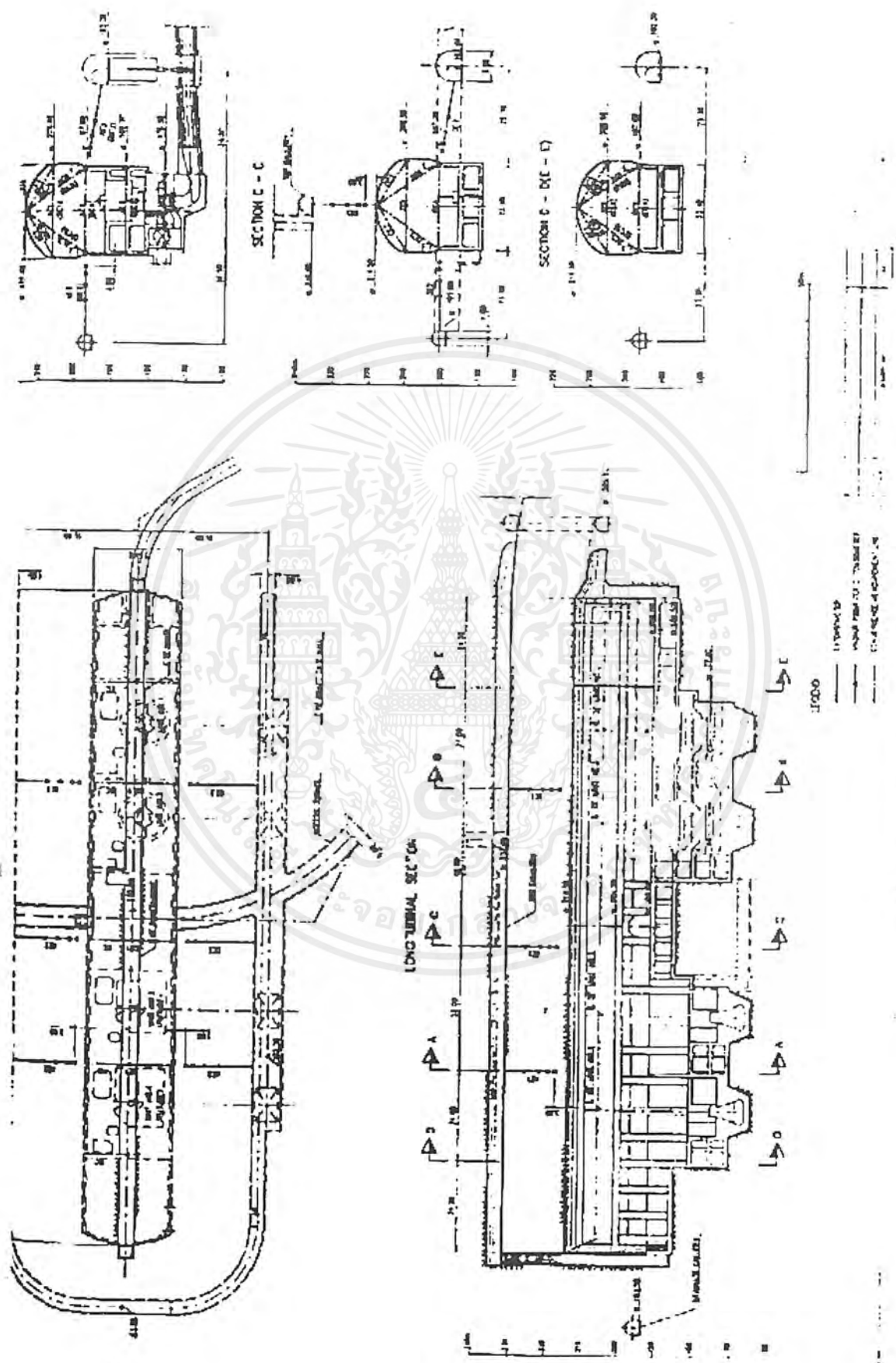
วิธีการศึกษา

3.1. การวิจารณ์วรรณกรรม

เกี่ยวกับโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ จะศึกษาโดยรวมในส่วนของตัวอุโมงค์โรงไฟฟ้าใต้ดิน ตลอดจนรวมถึงรายงานจาก EGAT , JICA(1997) Hoek(1991-1994) , Phienwej(1991) ศึกษาทางด้านการออกแบบตลอดจนการวิเคราะห์เสถียรภาพหาค่าสภาวะของความเค้น รวมถึง การคาดการณ์ค่าการเคลื่อนตัว (displacement) ระหว่างทำการก่อสร้างโดยใช้ระเบียบวิธีการเชิงตัวเลข (Numerical Method)

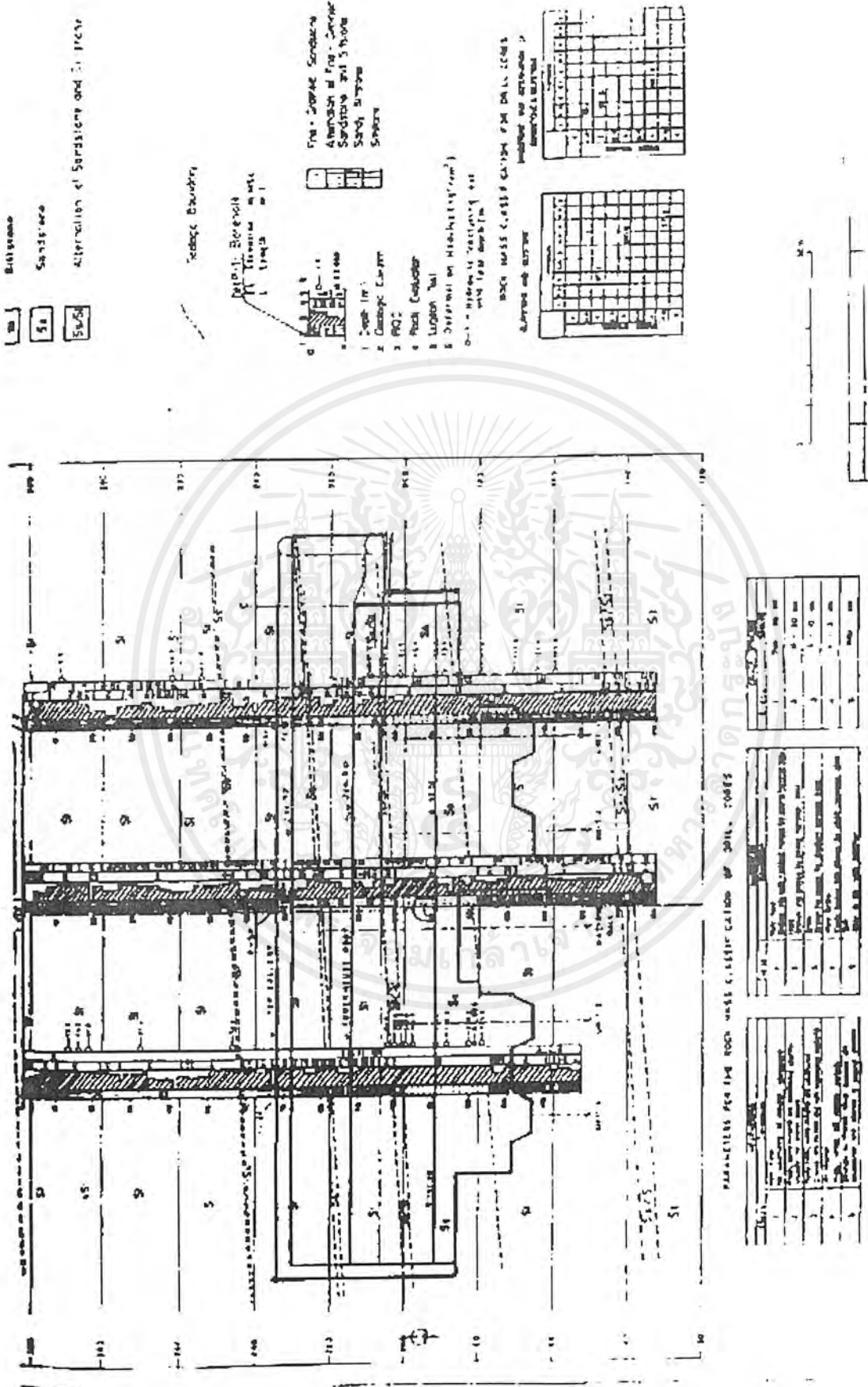
3.1.1. รายละเอียดของอุโมงค์โรงไฟฟ้า

อุโมงค์โรงไฟฟ้าตั้งอยู่ ณ บริเวณของ siltstone , sandstone และชั้นที่ผสมกันระหว่าง siltstone และ sandstone อยู่ ณ ระดับ 214.50 เมตร ได้ระดับผิวดิน โดยระดับของอุโมงค์โรงไฟฟ้าอยู่ ณ ระดับ 330.50 เมตร ได้ระดับผิวดิน โดยรูปร่างของอุโมงค์เป็นแบบรูปเกือบวงรี ผันตรง โดยมีความยาว 175 เมตร กว้าง 23.5 เมตร และ สูง 49.5 เมตร ส่วนประกอบอื่นๆ ของอุโมงค์โรงไฟฟ้าประกอบด้วยทางระบายน้ำ (drainage galleries) และ draft gate hall และ access tunnel บริเวณส่วนบน (top gallery) ของอุโมงค์โรงไฟฟ้า ตั้งอยู่เหนือบริเวณของหลังคาอุโมงค์โรงไฟฟ้า ณ ระดับ 232.00 เมตร โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 เมตร ตั้งอยู่ตามความยาวของอุโมงค์ สำหรับทางระบายน้ำ (drainage galleries) อื่นๆ ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากันตั้งอยู่รอบๆ อุโมงค์โรงไฟฟ้า แบ่งเป็น 3 ทิศทาง ตั้งอยู่ ณ ระดับ 192.50 เมตร Draft gate hall มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 8.0 เมตร ตั้งอยู่ ณ ระดับ 192.00 เมตร Access Tunnel ที่ตั้งขวางอุโมงค์โรงไฟฟ้า ตั้งอยู่ ณ ระดับ 192.00 เมตร แสดงดังรูปที่ 3.1. สำหรับชั้นหินบริเวณที่ทำการก่อสร้างอุโมงค์โรงไฟฟ้าประกอบด้วย siltstone , sandstone และชั้นที่ผสมกันระหว่าง sandstone และ siltstone แสดงดังรูปที่ 3.2. (ก) และ 3.2. (ข)



รูปที่ 3.1. ภาพแสดงลักษณะของโรงไฟฟ้าตามแนวยาว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 49 อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



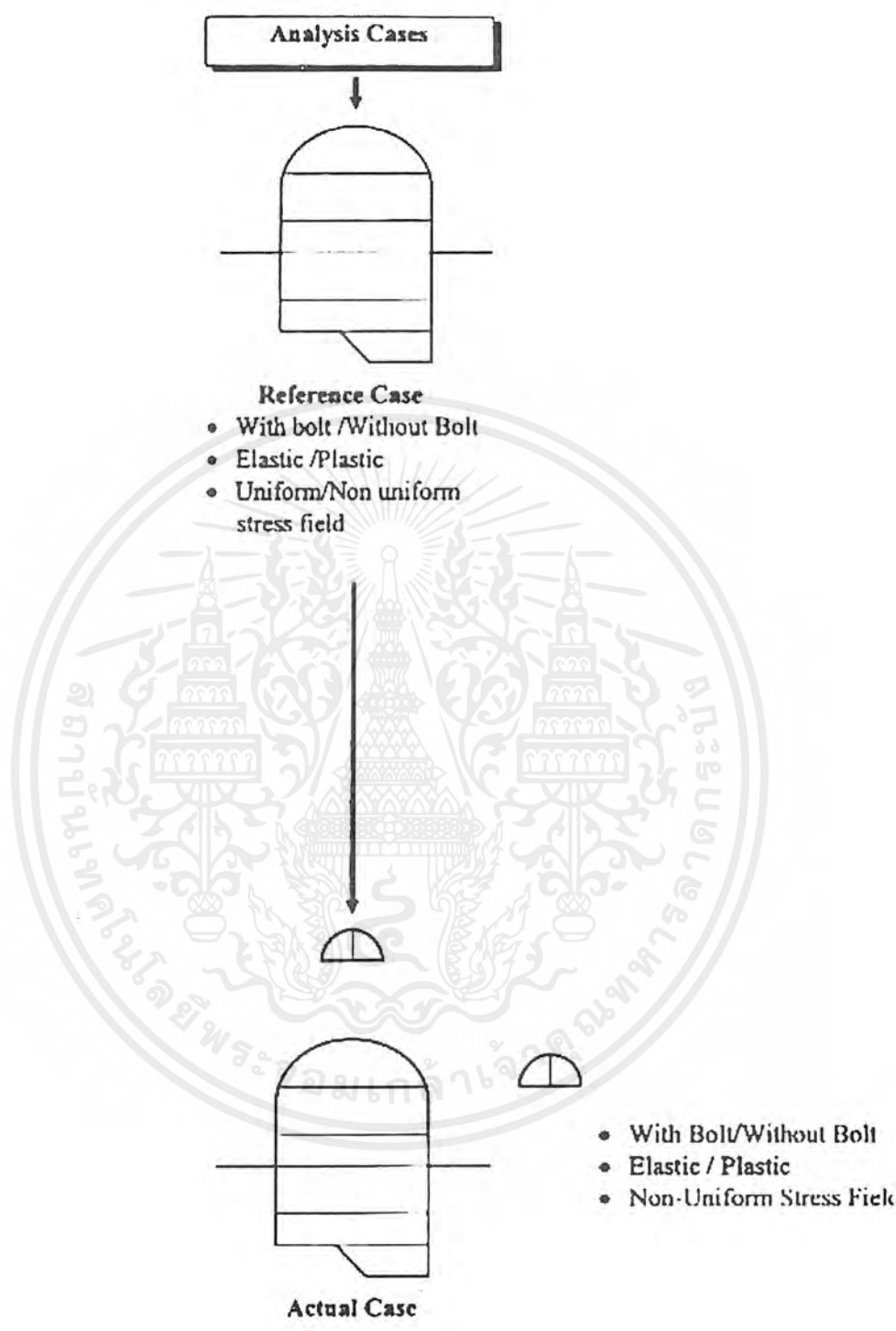
รูปที่ 3.2.(ก) ภาพแสดงลักษณะทางธรณีของโรงไฟฟ้าตามแนวเขา

3.2. กรณีของการวิเคราะห์ (Analysis cases)

ขึ้นอยู่กับรายงานการศึกษา กรณีวิเคราะห์ต่างๆได้ถูกกำหนดและใส่ค่าพารามิเตอร์ของ คุณสมบัติของวัสดุ ค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรง , สภาพความเค้น และคุณสมบัติของ bolt ถูกเลือก สำหรับใช้ในการวิเคราะห์แบบ Finite Element และ Boundary Element สำหรับรูปแบบของการ วิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 3.3. สำหรับโปรแกรมการวิเคราะห์ทางด้าน Finite Element ในแต่ละพารามิเตอร์ ได้ทำการศึกษาเพื่อให้ทราบถึงผลกระทบที่ได้รับจากการชุดอุโมงค์โรงไฟฟ้า (Powerhouse Cavern) บริเวณผนังด้านข้างและพื้นด้านล่าง ชั้นหินได้มีผลกระทบโดยการทำวิเคราะห์ที่ section B ของอุโมงค์ โรงไฟฟ้า เป็นกรณีอ้างอิง สำหรับกรณีศึกษาจริงๆจะทำการวิเคราะห์ให้เห็นถึงผลกระทบจากการชุด อุโมงค์ โรงไฟฟ้าใน 3 section คือ section B , A และ C ณ station 0+051.50 เมตร , 0+096.50 เมตร และ 0+126.50 เมตร อ้างอิงจากปลายตัวอุโมงค์ด้านเหนือตามลำดับ

สำหรับการวิเคราะห์ในหลายๆแบบซึ่ง คำนวณออกมาตามจริง แสดงดังตารางที่ 3.1.





รูปที่ 3. แผนภาพแสดงการวิเคราะห์ข้อมูล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 53 ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.1. การวิเคราะห์ห่อโมเมนต์โรงไฟฟ้าในส่วน A, B และ C

Serial No.	Powerhouse Section	Drainage Gallery		Rock Layering	Failure Criterion	Analysis Type		Rock Mass Property	In-Situ Stress			Support		
		With	Without			Elastic	Plastic		Case 1	Case 2	Case 3	With	Without	
1	Section A	√	-	Siltstone only	Mohr	-	-	Unfavorable	√	-	-	-	-	-
				Sandstone only		-	-		√	-	-	-	-	
				Actual layering		√	√		√	√	√	√	√	
2	Section B	√	√	Siltstone only	Coulomb	√	√	Unfavorable	√	√	√	√	√	√
				Sandstone only		√	√		√	√	√	√	√	
				Actual layering		√	√		√	√	√	√	√	
3	Section C	√	-	Siltstone only	Coulomb	-	-	Unfavorable	√	-	-	-	-	-
				Sandstone only		-	-		√	-	-	-	-	-
				Actual layering		√	√		√	√	√	√	√	√

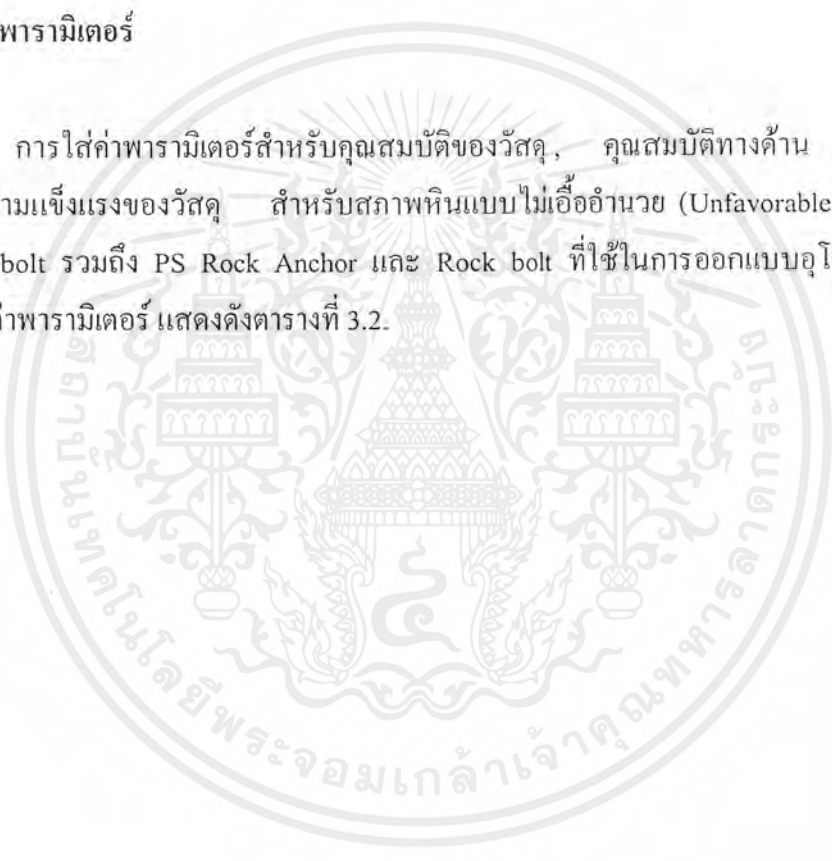
● Unfavorable rock properties at Lam Ta Khong Powerhouse

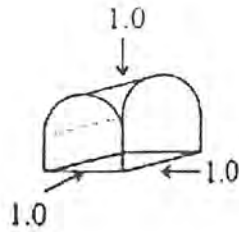
3.2.1. Insitu Stress Field

สำหรับความเค้นสมมุติให้มีทั้ง uniform stress และ non-uniform stress สำหรับ non-uniform stress ที่มีทั้งความเค้นตามแนวยาวตามแกนของอุโมงค์ซึ่งมีขนาด 1.9 เท่าของค่าความเค้นตามแนวตั้ง ($K_x = 1.0$, $K_z = 1.9$) เป็นตัวแทนของความเค้นที่เกิดขึ้น ณ บริเวณที่ ทำการก่อสร้างอุโมงค์โรงไฟฟ้า (แสดงดังรูปที่ 3.4.)

3.2.2. การใส่ค่าพารามิเตอร์

การใส่ค่าพารามิเตอร์สำหรับคุณสมบัติของวัสดุ, คุณสมบัติทางด้าน elastic และคุณสมบัติค่าความแข็งแรงของวัสดุ สำหรับสภาพหินแบบไม่เอื้ออำนวย (Unfavorable Rock) และคุณสมบัติของ bolt รวมถึง PS Rock Anchor และ Rock bolt ที่ใช้ในการออกแบบอุโมงค์โรงไฟฟ้า สำหรับการใส่ค่าพารามิเตอร์ แสดงดังตารางที่ 3.2.





Uniform Stress Field



Non-Uniform Stress Field

รูปที่ 3.4. ภาพแสดงลักษณะความเค้น

3.3. วิธีการวิเคราะห์ (Analysis Method)

เราใช้โปรแกรม 2 มิติ และ 3 มิติ เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์ทาง Finite Element และ Boundary Element

3.3.1. การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PHASES

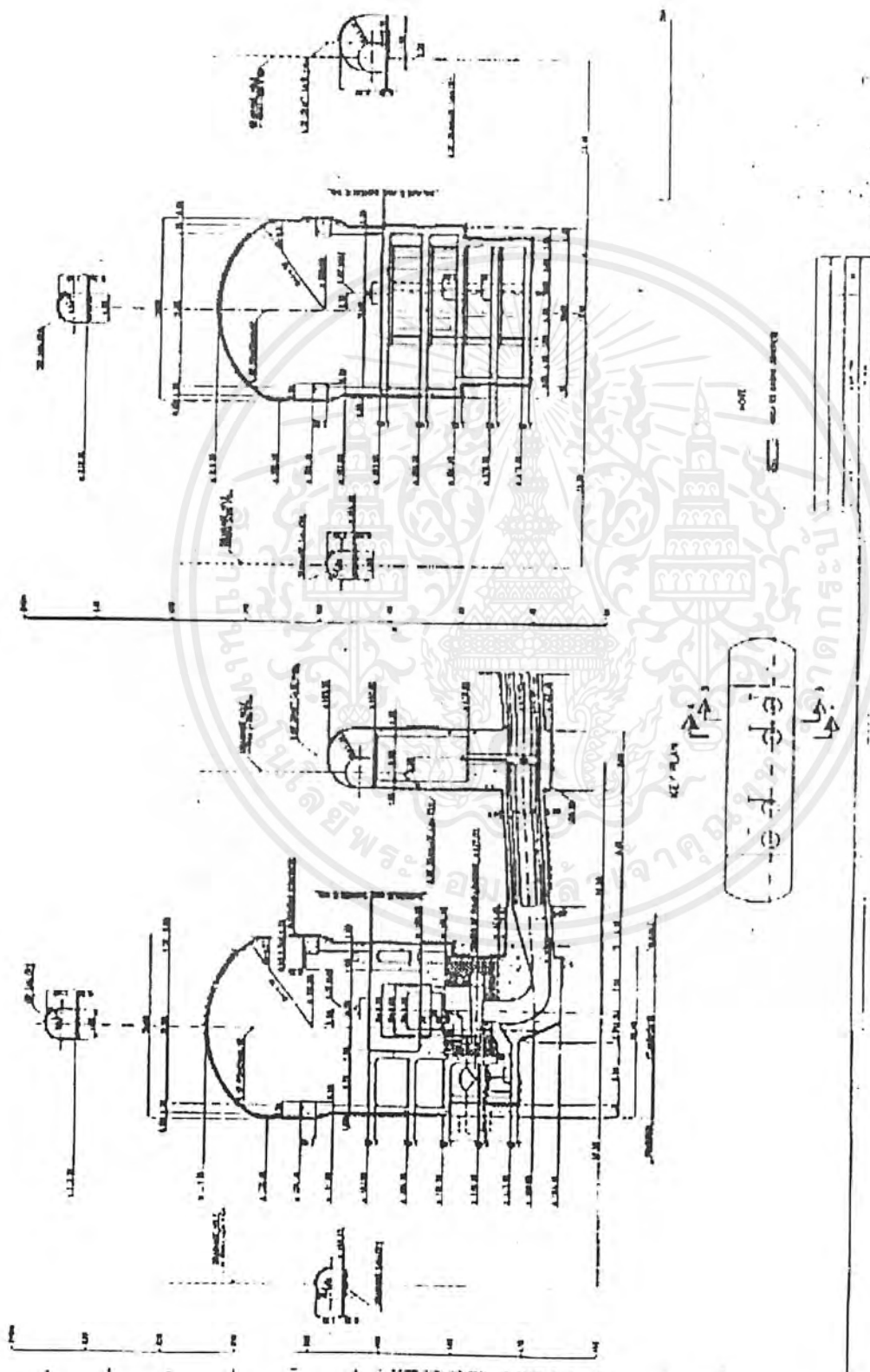
PHASES คือ โปรแกรมวิเคราะห์ที่ผสมกันทั้ง Finite พัฒนาโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยโตรอนโต (University of Toronto) พฤติกรรมที่ซับซ้อนของมวลหินใกล้เคียงกับแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์โดย Finite Element การหาค่าของความเค้นและค่าการเคลื่อนตัวอันเนื่องมาจากการขุดเป็นหลักซึ่งครอบคลุมกรณีทั้ง 2 กรณี

ตารางที่ 3.2. แสดงค่าพารามิเตอร์

Properties	Case 1	Case 2	Case 3	
Ground Surface Elevation (m)	545	545	545	
Unit Weight of Overburden (MN/m ³)	0.025	0.025	0.025	
Stress Ratio (Kx)	1	1	1.9	
Stress Ratio (Kz)	1.9	1	1	
Locked in Horizontal Stress (In Plane)	0	0	0	
Locked in Horizontal Stress (In Plane)	0	0	0	
Material Properties				
Name	Sandstone	Siltstone	Sand/silt	Default
Unit Weight (MN/m ³)	0.027	0.025	0.026	-
Elastic Properties				
Material Type	Isotropic	Isotropic	Isotropic	Isotropic
Young's Modulus, (Mpa)	10000	5000	6000	20000
Poisson's Ratio	0.25	0.25	0.25	0.20
Strength Parameter				
Material Type	Elastic/Plastic	Elastic/Plastic	Elastic/Plastic	Elastic/Plastic
Failure Criterion	M-C	M-C	M-C	M-C
Tensile Strength (Mpa)	0	0	0	0
Cohesion (Peak), (Mpa)	2.5	1	1.1	1
Friction Angle, (o)	50	45	46	35
Dilation Angle, (o)	0	0	0	0
Cohesion (Res.) (MN)	2.5	1	1.1	0
Friction Angle (Res) (MN)	50	45	46	0
Bolt Properties				
Bolt Name	PS Anchor	Rockbolt		
Bolt Properties				
Bolt Diameter, (mm)	36	25		
Bolt Modulus, E (Mpa)	200000	200000		
Peak Capacity (MN)	1.55	0.7		
Residual Capacity (MN)	0.21	0.1		
Pre-tensioning (MN)	0.55	0		
Out-of-Plane Spacing (m)	1.5	3		

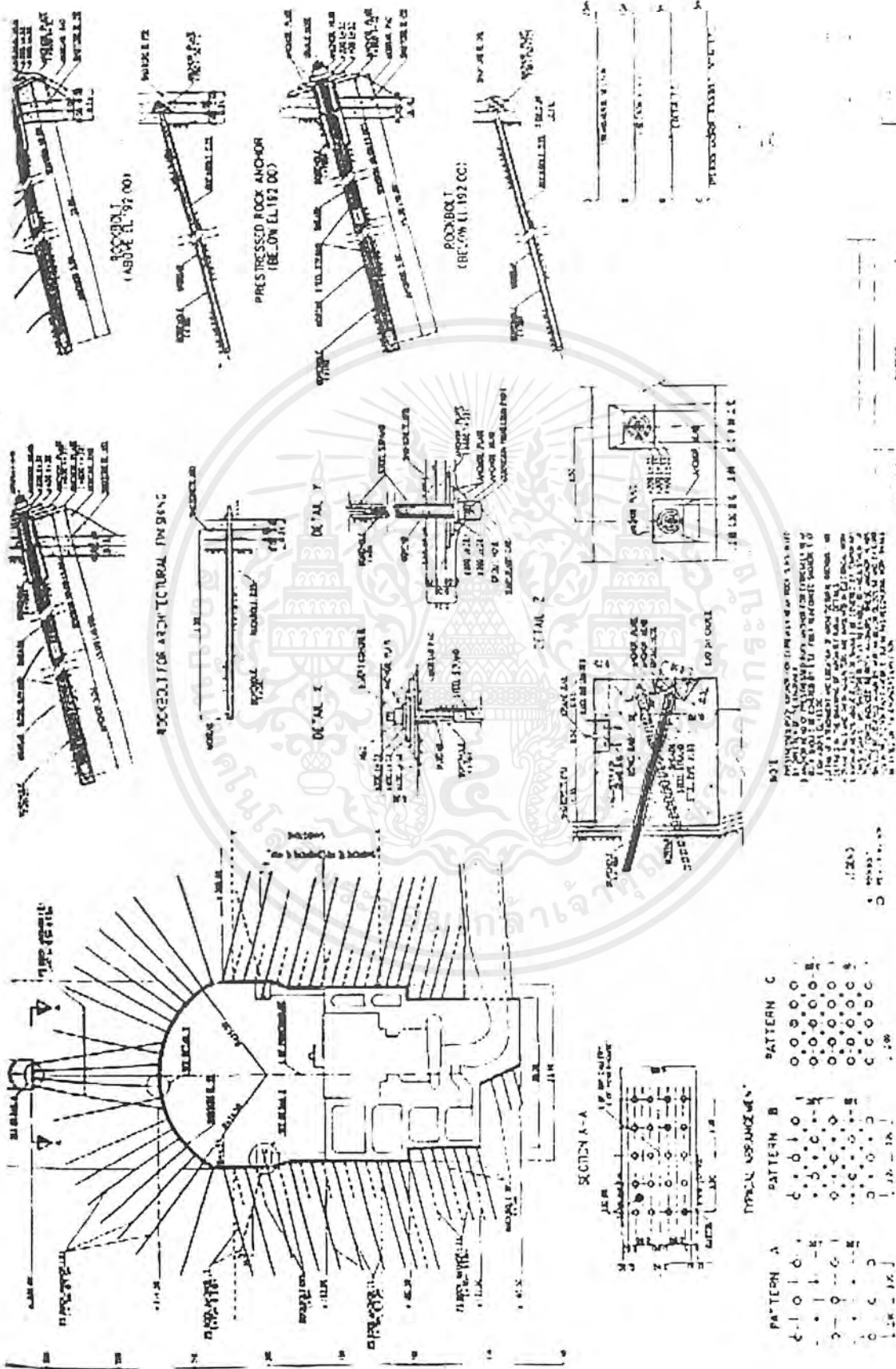
3.3.1.1. การวิเคราะห์จริง (Real Case Analysis)

การวิเคราะห์ของกรณีจริงได้ทำแบบจำลอง (Model) เป็นแบบมีและไม่มี drainage galleries และ draft gate hall เพื่อให้เห็นถึงผลกระทบถึงการขุด drainage galleries และ draft gate hall ในส่วนของอุโมงค์โรงไฟฟ้า การวิเคราะห์แบ่งออกเป็นสามส่วน คือ B , C และ A ณ บริเวณ station 0+051.50 เมตร , 0+096.50 เมตร และ 0+126.50 เมตร (ดูรูปที่ 3.5.) พิจารณาระบบรองรับหินจริง (ดูรูปที่ 3.6.) และลำดับการขุด (ดูรูปที่ 3.7.) การวิเคราะห์ได้นำเอาแบบจำลองทาง finite element ของการขุดจริง ใน 9 ช่วงการขุด โดยช่วงการขุดที่ 1 เป็นตัวแทนของการขุด drainage galleries และ draft gate hall แทนส่วนที่เหลือทั้ง 8 ช่วงการขุด ครอบคลุมการขุดทั้งหมดของอุโมงค์โรงไฟฟ้า 8 ช่วงการขุดของอุโมงค์โรงไฟฟ้าจะครอบคลุมถึง 17 ช่วงของการขุดจริงตามลำดับของการก่อสร้างอุโมงค์โรงไฟฟ้าลำดับที่แสดงดัง ตารางที่ 3.3. ทั้งกรณี elastic และ plastic ใช้พิจารณาในการวิเคราะห์ค่าความแข็งแรงของ Mohr-column เป็นเกณฑ์ในค่าความแข็งแรงได้บรรยายโดยค่า cohesion intercept (c) และค่า friction angle (ϕ) ค่าความเค้นตามแรงโน้มถ่วงได้ถูกพิจารณาสำหรับการวิเคราะห์ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงมากกับสภาพสถานที่จริง แบบจำลองของ boundary element และ finite element ของอุโมงค์โรงไฟฟ้า section B กับ drainage galleries พร้อมกับที่รองรับและรายละเอียดของการขุดในแต่ละช่วงซึ่งแสดงดังรูป 3.8.(ก) และ 3.8.(ข)

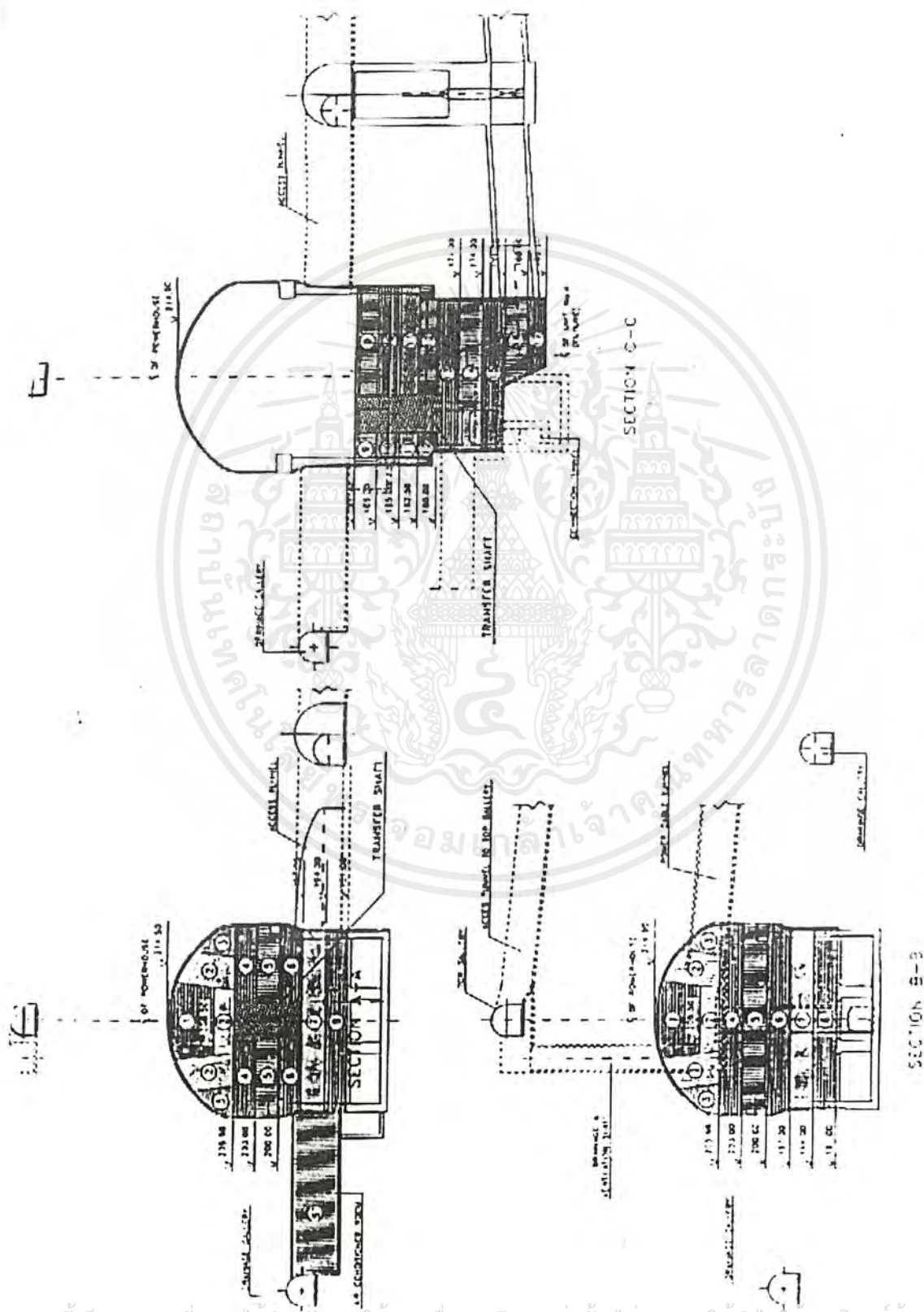


รูปที่ 3.5. รายละเอียดโรงไฟฟ้าในส่วนต่างๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 59 ข้ออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



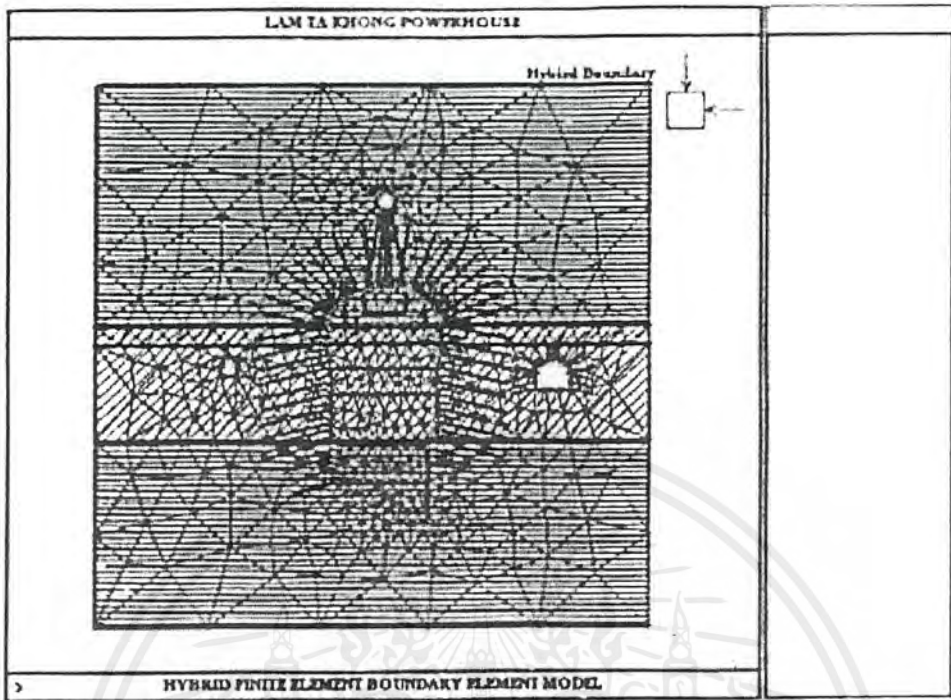
รูปที่ 3.6. ภาพโรงไฟฟ้าตามแนวตั้งและรายละเอียดเกี่ยวกับระบบหินค้ำยัน



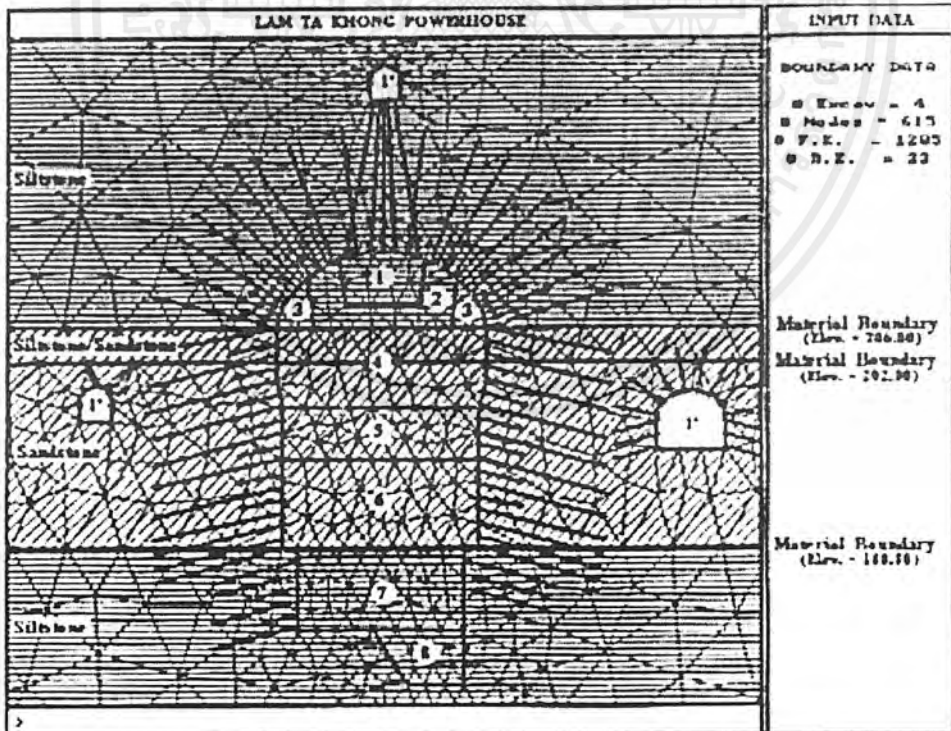
รูปที่ 3.7. ภาพโรงไฟฟ้าตามแนวตั้งพร้อมรายละเอียดในการเจาะแต่ละระดับ

ตารางที่ 3.3. รูปแบบของการเจาะในระดับต่างๆในการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอน

Step No.	Excavation Sequence for Staged Excavation in FEM Analysis	Excavation Sequence in Real Case	Description
1	1'	-	Drainage gallery and draft gate hall
2	1	1	Excavation of top heading from elev. 214.50 to 208.50 m.
3	2	2	Side enlargement of top heading from elev. 208.50 to 205.98 m.
4	3	3	Completion of the top heading stage.
5	4	4, 5	Excavation of benches from elev. 205.98 to 197.08 m.
6	5	7, 8	Excavation of benches from elev. 197.08 to 191.00 m.
7	6	9, 10, 11, 12	Excavation of benches from elev. 191.00 to 180.00 m.
8	7	13, 14, 15	Excavation of benches from elev. 180.00 to 171.00 m.
9	8	16, 17	Excavation of benches from elev. 171.00 to 165.50 at the bottom



รูปที่ 3.8.(ก) รูปแบบการผสมผสานของโรงไฟฟ้าในส่วน B



รูปที่ 3.8.(ข) การวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B พร้อมรายละเอียดสนับสนุนผลของการเจาะ

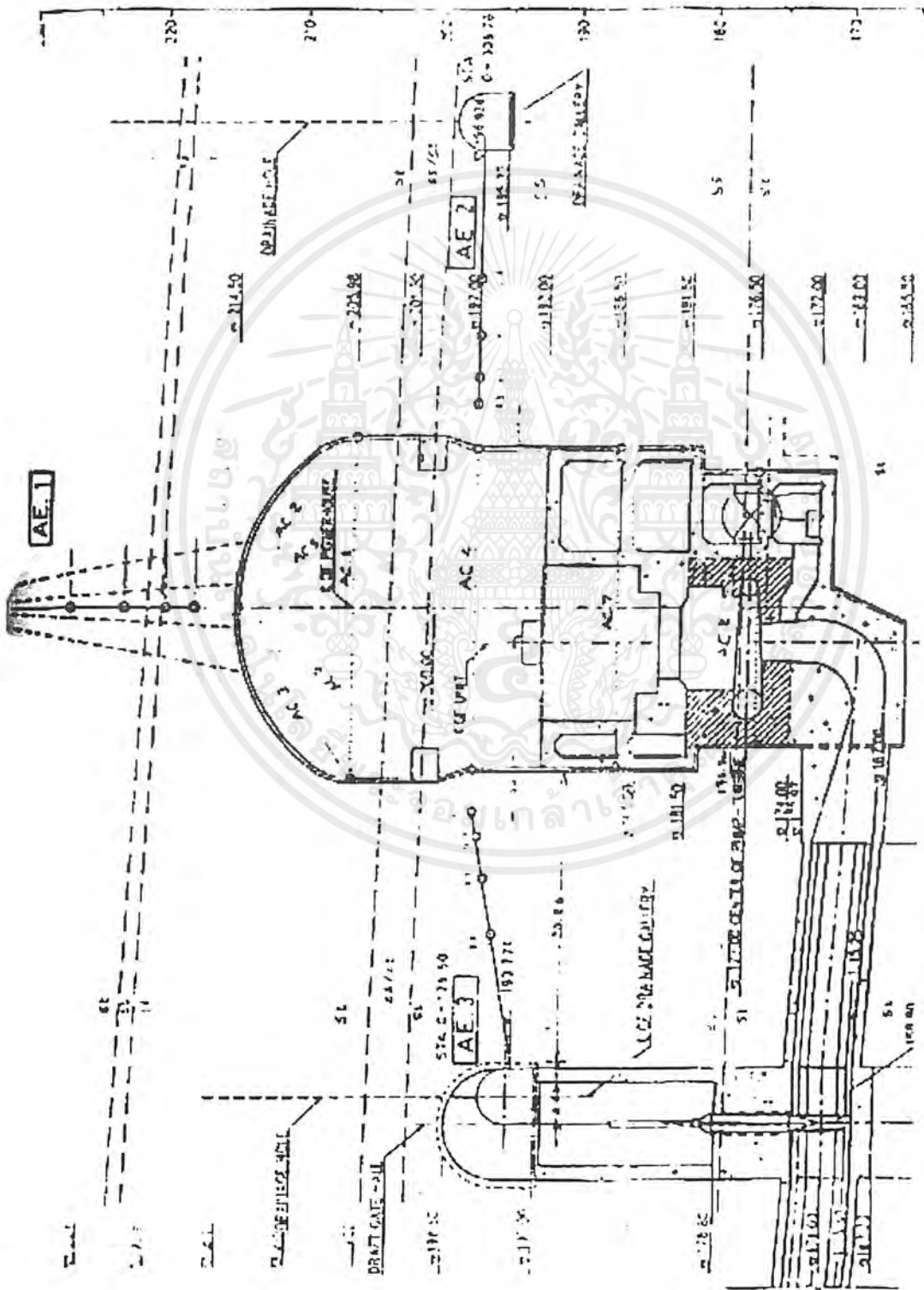
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3.2. การวิเคราะห์โดยใช้ EXAMINE

EXAMINE คือ โปรแกรมสำหรับใช้วิเคราะห์ความเค้น เป็นโปรแกรมวิเคราะห์ทางด้าน Boundary Element ใช้วิเคราะห์ความเค้นสำหรับการขุดอุโมงค์ใต้ดิน ซึ่งโปรแกรมนี้นำมาพัฒนาโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยโตรอนโต (University of Toronto) การวิเคราะห์แบบสามมิติถูกนำมาวิเคราะห์ในส่วนของอุโมงค์โรงไฟฟ้าในชั้น siltstone สำหรับ non-uniform stress กับความเค้นตามแนวยาวมีค่าเป็น 1.9 เท่า ตามความยาวของอุโมงค์โรงไฟฟ้า พิจารณาการวิเคราะห์แบบ elastic โดยใช้ค่าความแข็งแรงของ Mohr-columb เป็นเกณฑ์ เพื่อทำการเปรียบเทียบกับสภาพของ strain แบบสองมิติแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์สำหรับ EXAMINE แสดงดังรูปที่ 3.10.

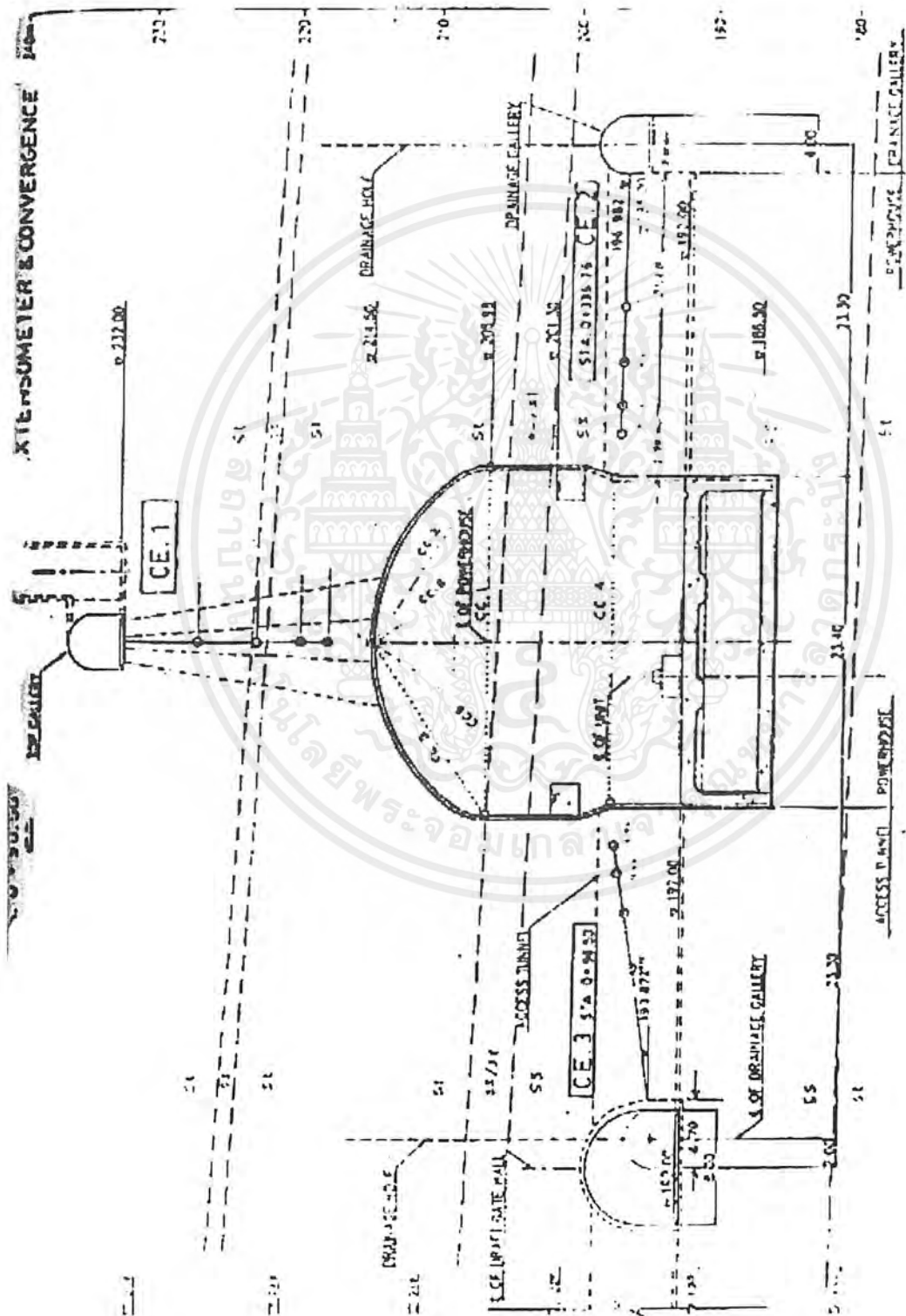
3.3.2.1. การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่ได้รับจากการวิเคราะห์แบบ FEM กับเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว

การเคลื่อนตัวของมวลหินเหนือหลังคาอุโมงค์โรงไฟฟ้า 3 section คือ B , C , A ณ station 0+031.50 เมตร , 0+096.50 เมตร และ 0+126.50 เมตร ตามลำดับ แสดงดังรูปที่ 3.9.(ก) , 3.9.(ข) , 3.9.(ค) ซึ่งได้ทำการเก็บข้อมูลระหว่างช่วงของการศึกษา ถูกแปลผลเพื่อนำมาวิเคราะห์การตอบสนองของชั้นหินอันเนื่องมาจากการขุดและเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element เครื่องมือวัดที่ใช้ประกอบด้วย extensometer และ convergencemeters โดยที่ extensometer จะถูกติดตั้งใน 3 ตำแหน่ง อันแรกติดตั้งตามแนวตั้งจากบริเวณ top gallery เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของมวลหินเหนือหลังคาอุโมงค์โรงไฟฟ้า อันที่สองติดตั้งบริเวณ drainage gallery อันที่สามติดตั้งบริเวณ draft gate hall ข้อมูลที่ได้จากการอ่านจาก extensometer โดยมี anchor 4 ตัว ติดตั้งทางตั้งของ extensometers BE1 , CE1 และ AE1 ใช้สำหรับเปรียบเทียบ



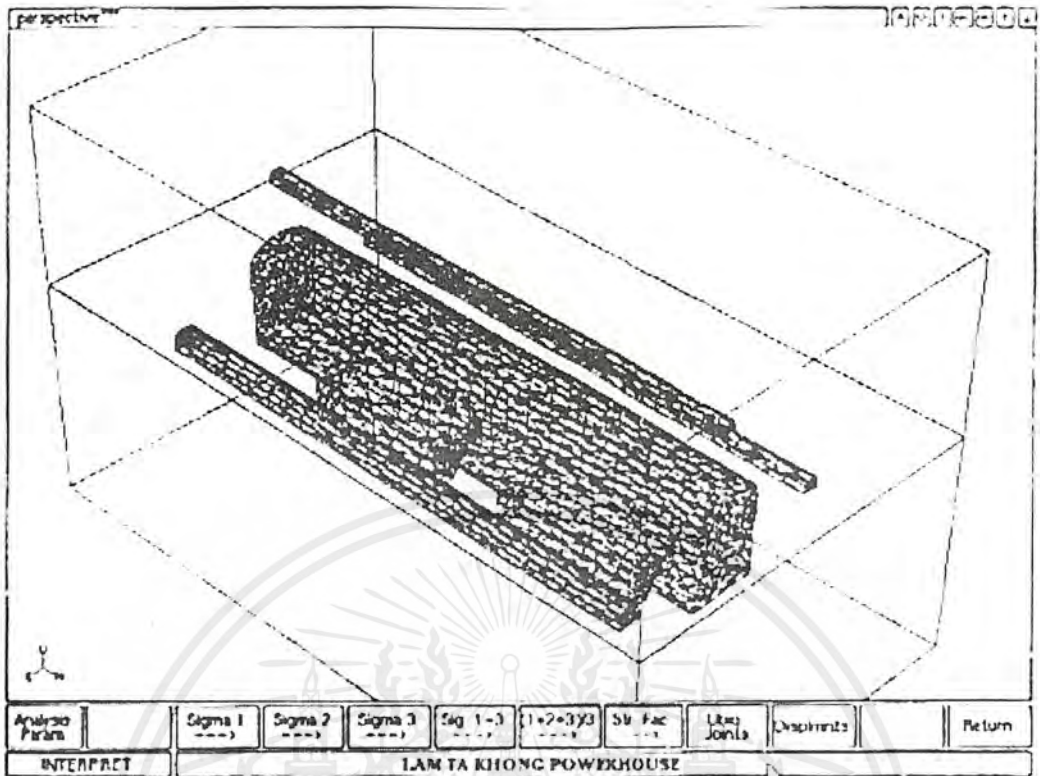
รูปที่ 3.9.(ข) รายละเอียดในส่วน C ซึ่งมีการวัดค่าการเคลื่อนตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและ⁶⁶ต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.9.(ค) รายละเอียดในส่วน A ซึ่งมีการวัดค่าการเคลื่อนตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.10. การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ณ โรงไฟฟ้าลำตะคอง

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนในการประเมินค่าความเค้นและการเคลื่อนตัว จะเน้นในส่วนบน ผังด้านข้างและส่วนล่างของโรงไฟฟ้าเนื่องมาจากผลจากการขุดเจาะ ซึ่งมีผลการวิเคราะห์ดังนี้

4.1. ผลการวิเคราะห์โดยใช้ PHASES

การวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PHASES เป็นการประเมินค่าความเค้น และการเคลื่อนตัวบริเวณรอบปากอุโมงค์โรงไฟฟ้าอันเนื่องมาจากผลจากการขุดเจาะ ซึ่งในกรณีนี้รวมถึงการวิเคราะห์จริงที่แบ่งเป็น 3 ส่วน คือ B C และ A แต่เราจะวิเคราะห์เพียงส่วนเดียวคือส่วน B เท่านั้น ผลของค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวของส่วน B C และ A ถูกนำมาใช้ในการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จาก Extensometer จากการเคลื่อนตัวของหินขนาดใหญ่ตรงส่วนบนของอุโมงค์ในช่วงระยะที่ทำการทดลอง

การวิเคราะห์ในส่วน B รวมถึงบริเวณอุโมงค์โรงไฟฟ้าที่มีค้ำยันอยู่เปรียบเทียบกับส่วนที่ไม่มีค้ำยัน ในกรณีที่ไม่มีค้ำยัน จะมีประสิทธิภาพมากกว่าเมื่อเปรียบเทียบดูจากผลกระทบจากการขุดเจาะ การวิเคราะห์นี้จะสำเร็จลุล่วงได้ในกรณี ELASTIC และ PLASTIC การวิเคราะห์ในส่วนอื่นรวมถึงการศึกษาเกี่ยวกับ PARAMETRIC ซึ่งใช้ในการอ้างอิงเกี่ยวกับความเค้นทั้ง 3 กรณีซึ่งรวมถึง Uniform และ Non-uniform stress ในขั้นตอนของการขุดเจาะ ความเค้นที่เกิดขึ้นจริงจะใช้ Non-uniform ในการวิเคราะห์ และยังมีมีการพิจารณาการขุดเจาะ โดยใช้การวิเคราะห์แบบใช้ขอบเขต

ผลจากการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนและการวิเคราะห์แบบใช้ขอบเขตนั้น จะเน้นในส่วนของความเค้น ปัจจัยที่น่าเชื่อถือและความสำคัญและการกระจายการเคลื่อนตัว

4.1.1. การกระจายความเค้น

4.1.1.1. การวิเคราะห์กรณีจริง (Real Case)

การกระจายความเค้นบริเวณรอบปากอุโมงค์ที่ส่วนสุดท้ายของการขุดเจาะโรงไฟฟ้าใน ส่วน B ที่มีค้ำยันและไม่มีค้ำยันอยู่ แสดงให้เห็นในรูปแบบของแผนผังโครงร่างในหลักการความเค้นหลัก และรองในรูปที่ 4.1., 4.2., 4.3.(ก), 4.3.(ข), และ 4.3.(ค) ผลการวิเคราะห์นี้รวมทั้งกรณี PLASTIC และ ELASTIC

ในการวิเคราะห์แบบ ELASTIC ของอุโมงค์โรงไฟฟ้าที่มีส่วนค้ำยัน อยู่ในบริเวณที่มีการ ลดความกดดันสูงจะสังเกตเห็นว่าผนังด้านข้างซึ่งเป็นส่วนที่มีความตึงมีขนาด 14.5 เมตร ซึ่งอยู่ใน บริเวณชั้นหินทราย เป็นส่วนที่เชื่อมระหว่างชั้นหินทรายและหินตะกอน ส่วนโรงไฟฟ้าที่ไม่มีที่ค้ำจะไม่ มีแรงดึงที่ส่วนสุดท้ายของระยะ 1'+3 และ 1'+6 ส่วนที่ระยะสุดท้ายของการขุดเจาะ แรงดึงจะมีการ ขยายตัวประมาณ 14 เมตร ในส่วนผนังด้านข้างในชั้นหินทรายที่ระดับล่างสุดซึ่งเชื่อมต่อระหว่างชั้น หินทรายและหินตะกอน การขยายตัวของแรงดึงในกรณีที่มีค้ำและไม่มีค้ำนั้นจะมีอัตราการ ขยายตัวเกือบเท่ากัน

ส่วนในการวิเคราะห์แบบ PLASTIC โรงไฟฟ้าทั้งที่มีที่ค้ำและไม่มีที่ค้ำจะไม่มีแรงดึง เกิดขึ้นทั้งสองกรณี

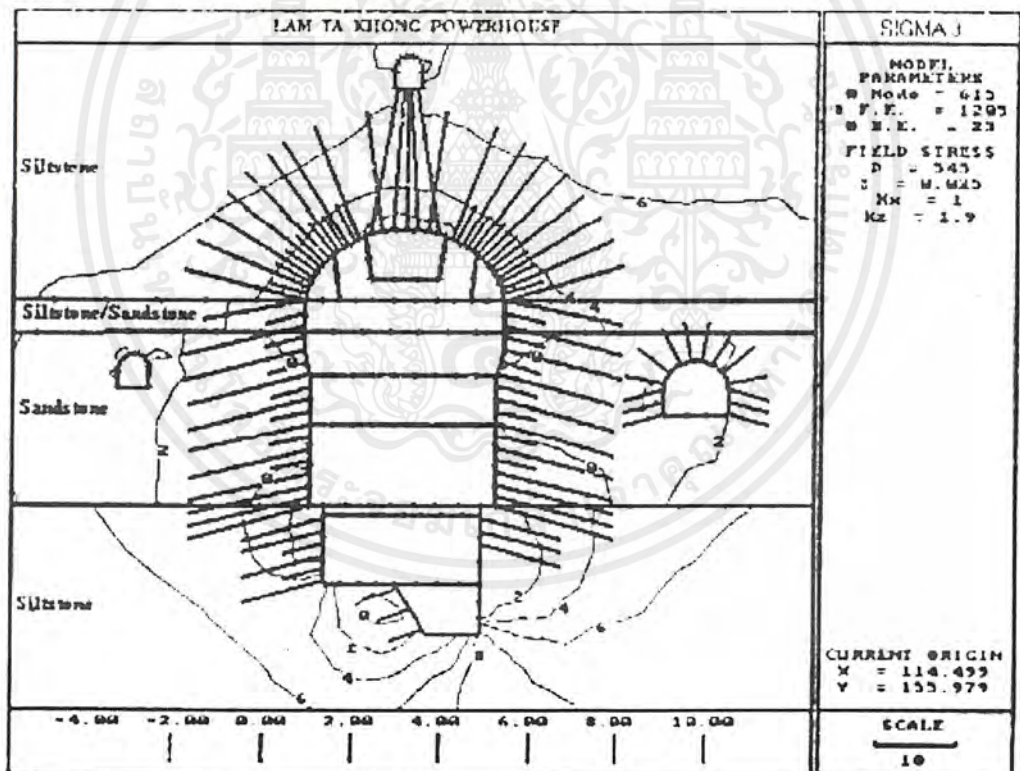
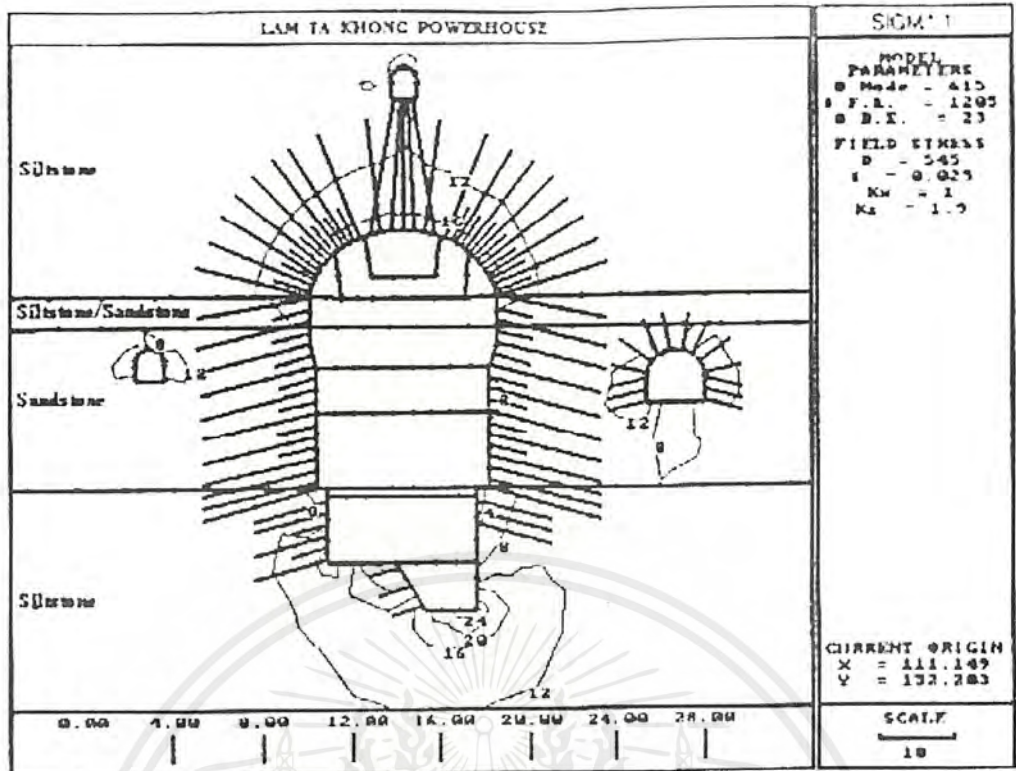
จากการวิเคราะห์ จะสังเกตได้ว่าความเค้นที่ส่วนล่างจะสูงกว่าส่วนบนเนื่องจากการใช้ แรงดึงคูดในการวิเคราะห์และรูปร่างที่ผิดปกติของอุโมงค์ในส่วนล่าง เมื่อเปรียบเทียบกันระหว่างกรณี PLASTIC และ ELASTIC จะเห็นได้ว่าความเค้นที่ส่วนบนและส่วนล่างในกรณี ELASTIC จะสูงกว่า กรณี PLASTIC เพียงเล็กน้อย ส่วนข้างผนังจะมีความเค้นต่ำ

4.1.1.2. กรณีอ้างอิง (Reference Case)

การกระจายความเค้นรอบๆอุโมงค์ที่ส่วนสุดท้ายของการขุดเจาะในส่วน B ซึ่งไม่มี ส่วนของการระบายน้ำแสดงให้เห็นในส่วนของแผนผังโครงร่างความเค้นหลักและรองในรูป 4.4. และ 4.5.

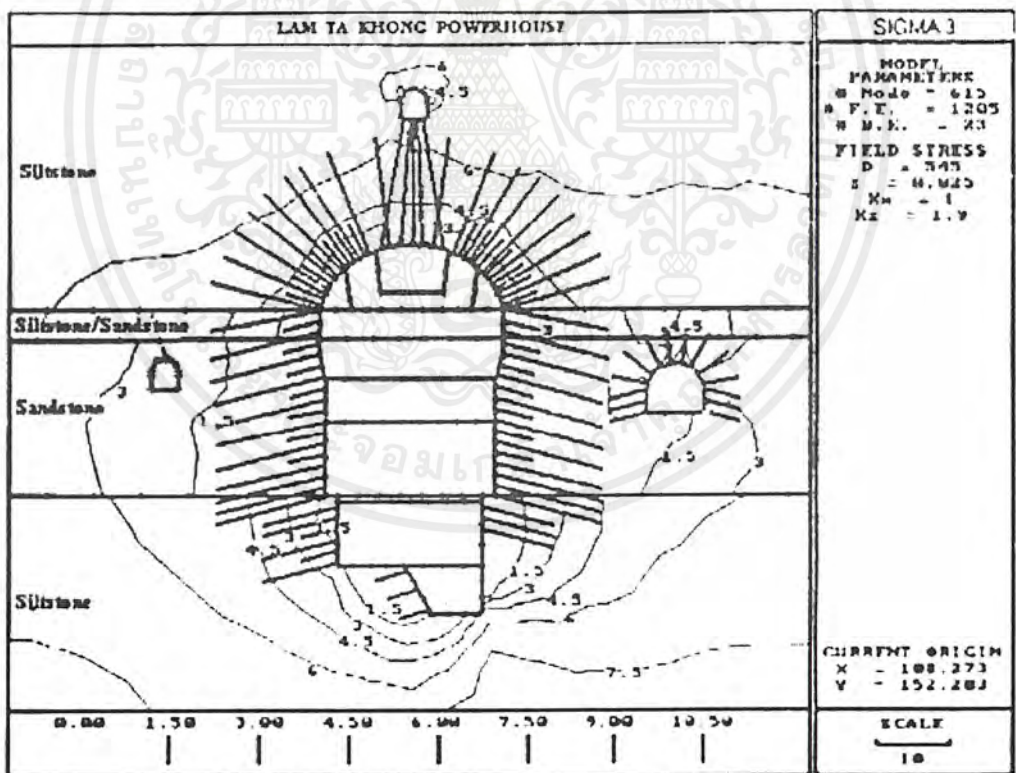
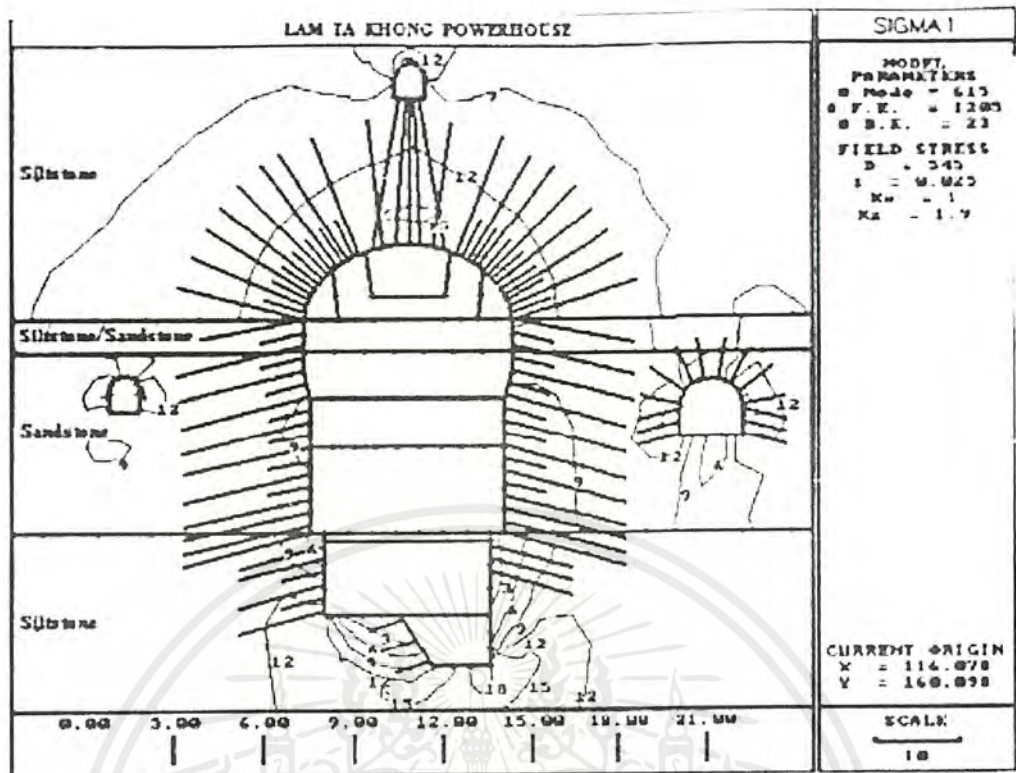
การวิเคราะห์แบบ ELASTIC จะเห็นว่าจะมีแรงดึงเพิ่มขึ้นที่ผนังด้านข้างและส่วนล่าง ซึ่งมีการขยายตัวประมาณ 14 และ 3 เมตร ตามลำดับ ความดึงที่ผนังด้านข้างในชั้นหินทรายมีค่ามากที่สุด ในชั้นระหว่างหินทรายและหินตะกอน

การวิเคราะห์แบบ PLASTIC ไม่มีแรงดึงเกิดขึ้น



รูปที่ 4.1. การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะ ในส่วน B ที่มีค้ำยันและระบบ
สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ ในกรณีวิเคราะห์แบบ Elastic

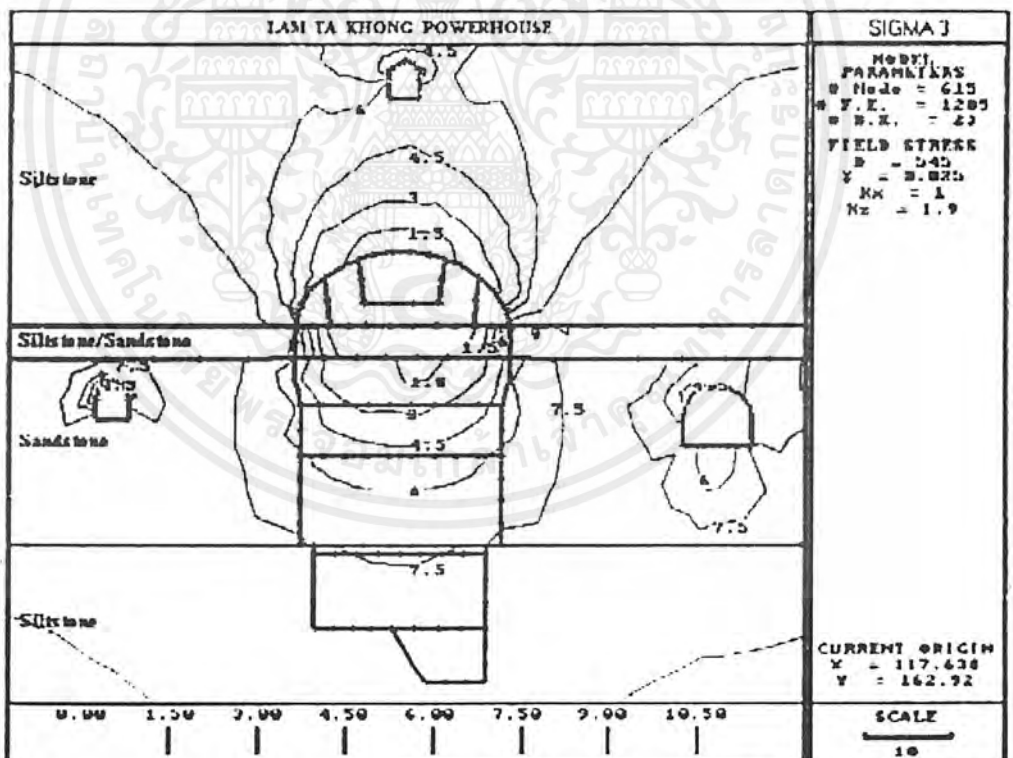
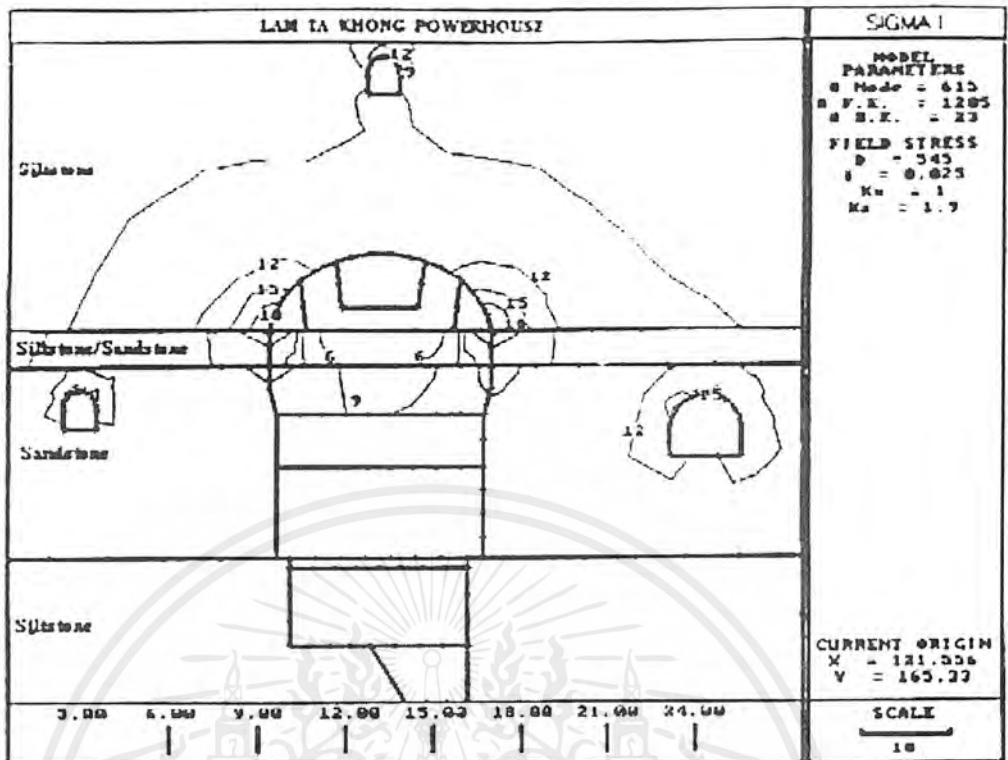
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและทำซ้ำหรืออ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



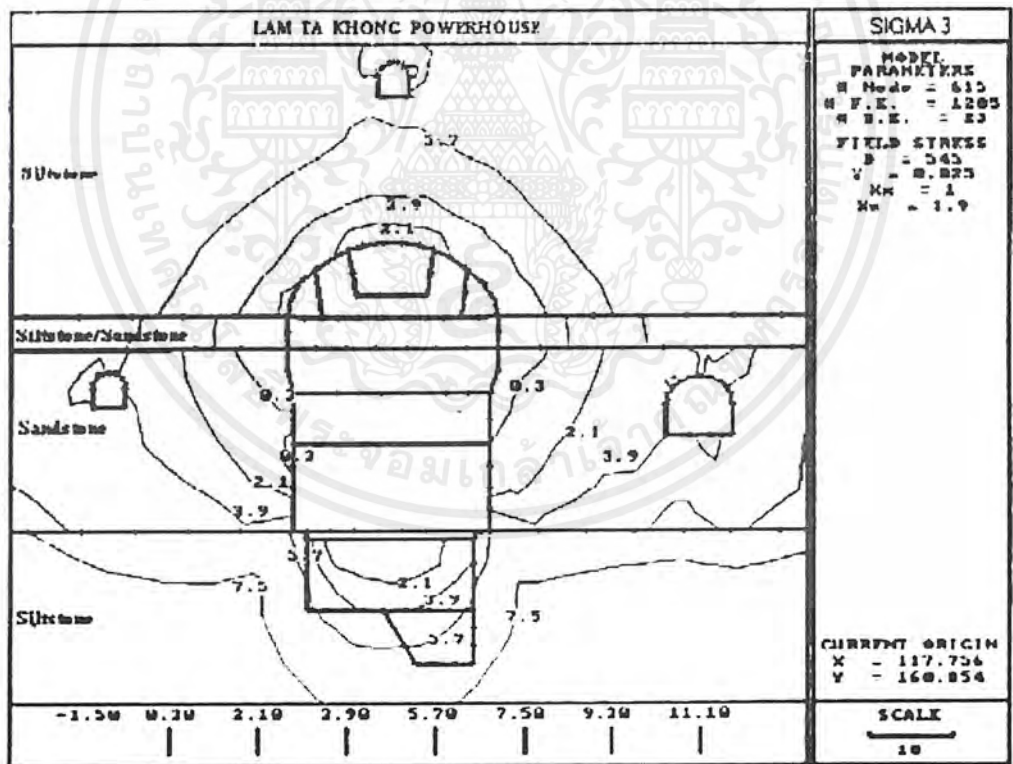
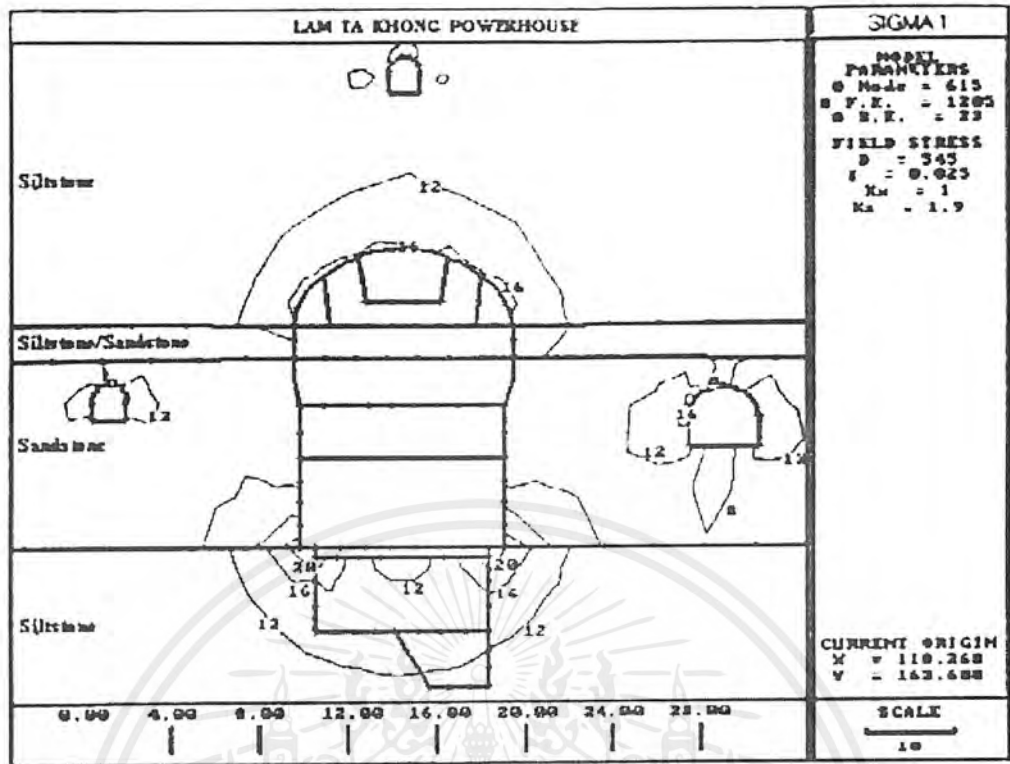
รูปที่ 4.2. การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ซึ่งมีค้ำยันและระบบ

สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ กรณีวิเคราะห์แบบ Plastic

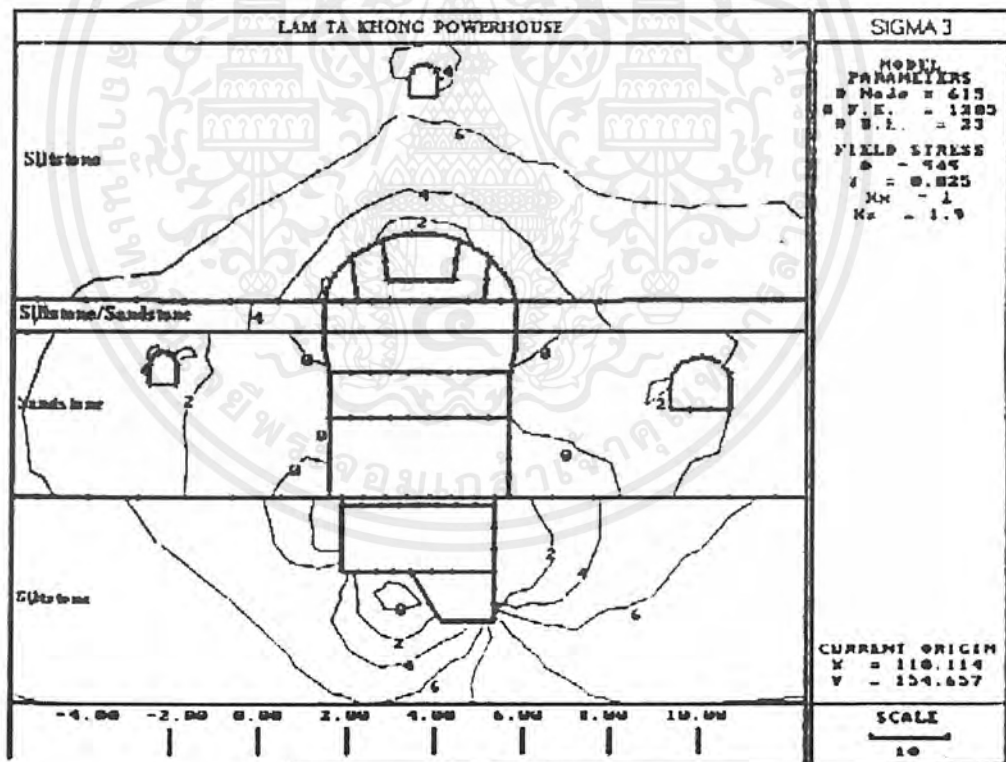
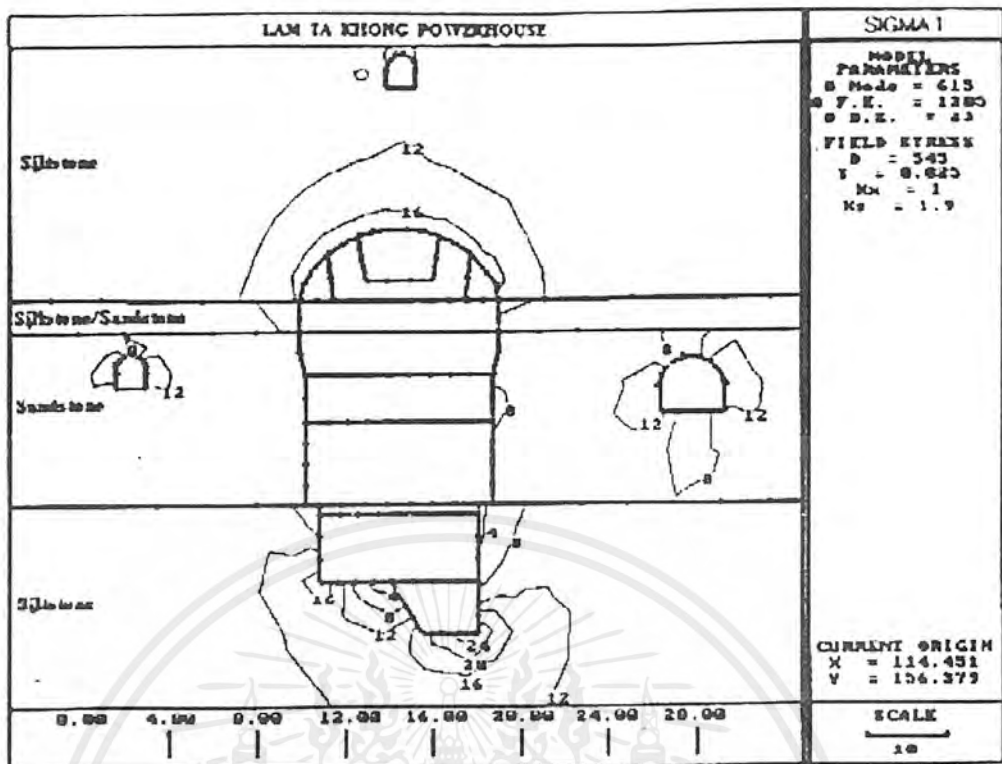
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



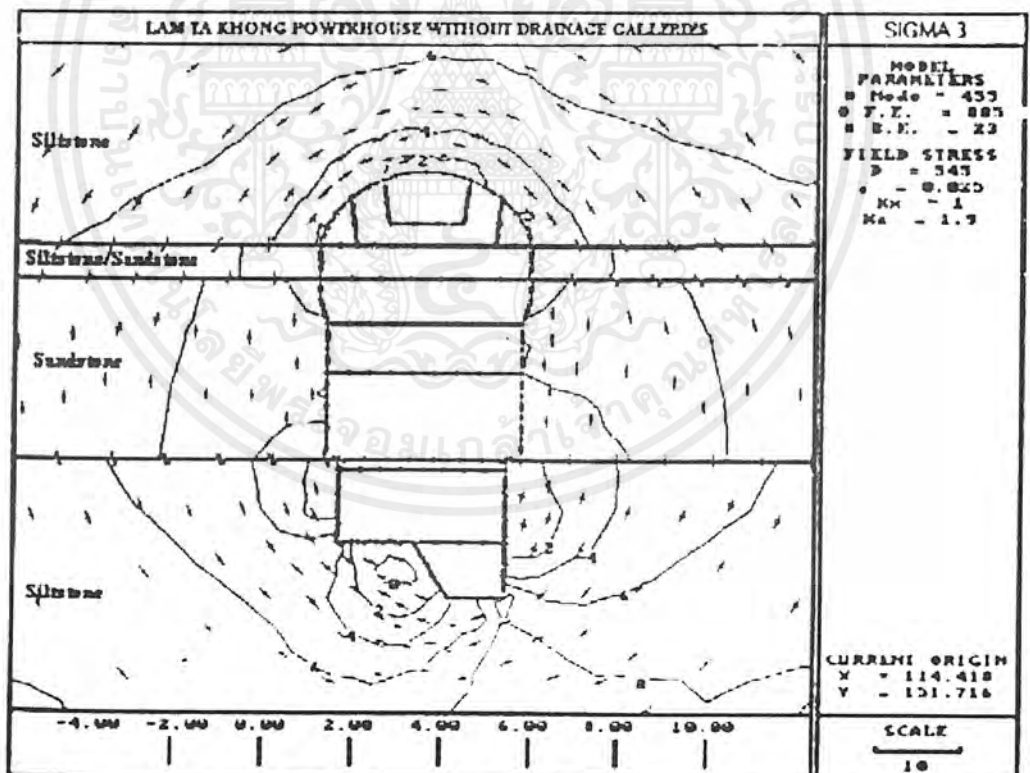
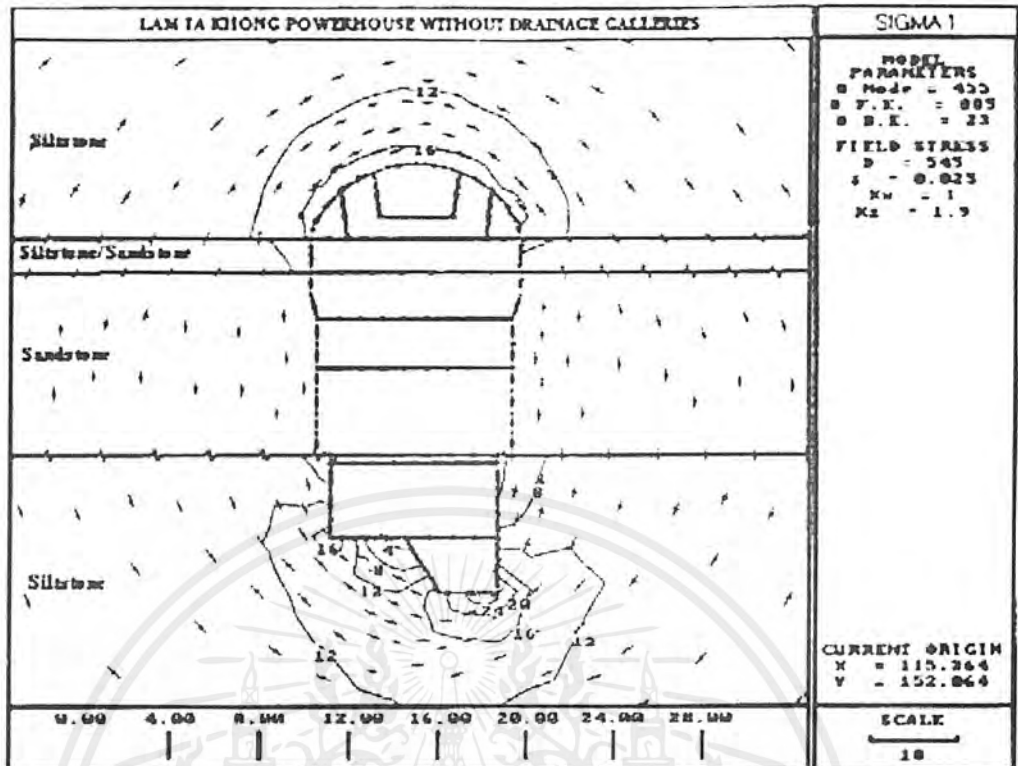
รูปที่ 4.3.(ก) การวิเคราะห์ความเค้นที่การเจาะระดับ 1+3 ในส่วน B ที่มีค้ำยันและไม่มีระบบ
 สันนิษฐาน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ ในกรณีวิเคราะห์แบบ Elastic



รูปที่ 4.3.(ข) การวิเคราะห์ความเค้นที่การเจาะระดับ 1'+6 ส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบ
 สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ กรณีวิเคราะห์แบบ Elastic

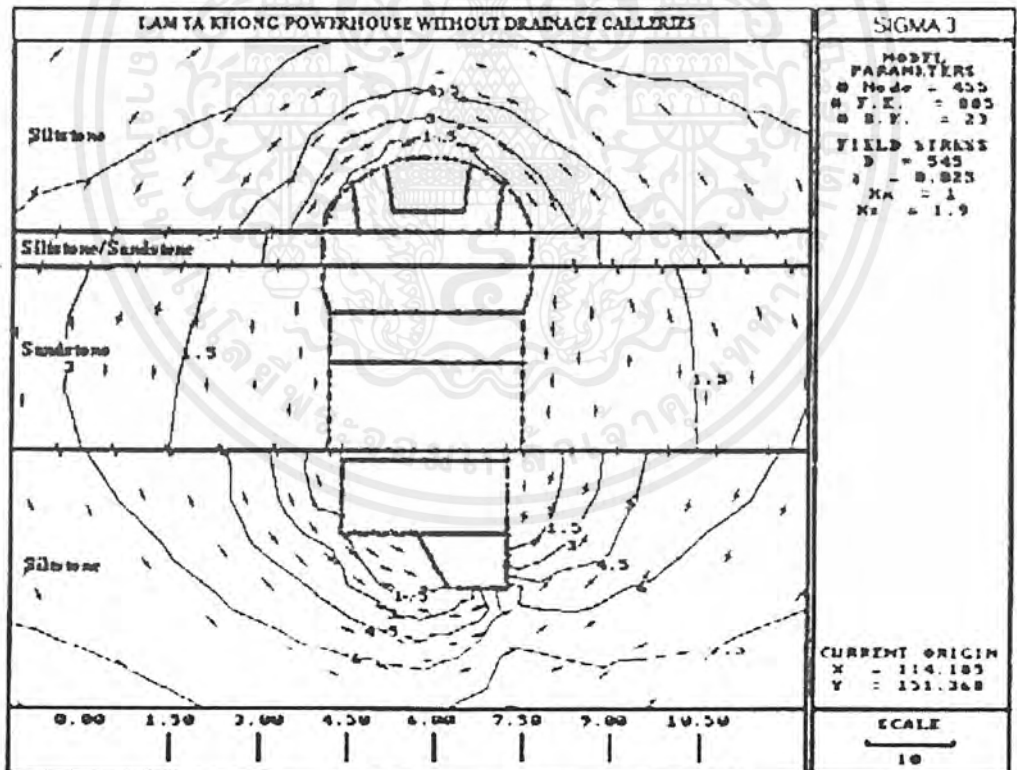
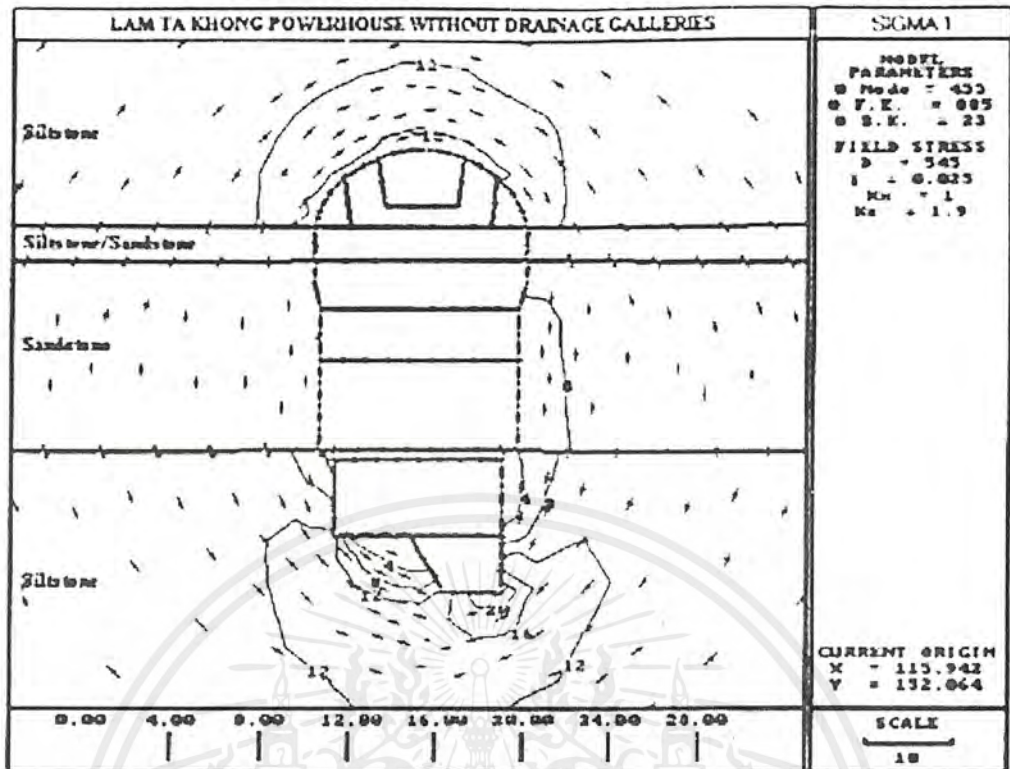


รูปที่ 4.3.(ค) การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะ ในส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



รูปที่ 4.4. การวิเคราะห์ความเค้นที่ระดับสุดท้ายของการเจาะ ในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีส่วนสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 76 ของอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.5. การวิเคราะห์ความเค้นที่ส่วนสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic

จากการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีนี้ พบว่าความเค้นที่ส่วนบนและส่วนล่างของอุโมงค์ในกรณีการวิเคราะห์แบบ ELASTIC จะมีมากกว่ากรณีการวิเคราะห์แบบ PLASTIC การเปรียบเทียบการวิเคราะห์แบบ ELASTIC ในส่วน B ที่มีส่วนการระบายน้ำกับส่วนที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น จะเห็นว่าการลดลงเกี่ยวกับผลกระทบจากการระบายน้ำในโรงไฟฟ้า อันเนื่องมาจากขนาดของการขุดเจาะ

แผนแสดงโครงสร้างของการวิเคราะห์ผลในส่วน B สำหรับ Uniform และ Non-uniform (ภาคผนวก ก) แสดงให้เห็นว่ามีความเครียดเพิ่มขึ้นในส่วนบนและส่วนล่างของโรงไฟฟ้า ซึ่งความเค้นส่วนล่างจะสูงกว่าเนื่องจากแรงดึงดูดและความผิดปกติของรูปร่างในอุโมงค์ส่วนล่าง การวิเคราะห์แบบ ELASTIC จะมีแรงดึงเพิ่มขึ้น ส่วนการวิเคราะห์แบบ PLASTIC นั้นจะไม่มีแรงดึงเกิดขึ้น

4.1.2. YIELDED ZONE

4.1.2.1. การวิเคราะห์จากกรณีจริง

การขยายตัวในส่วนของ PLASTIC ZONE ที่ส่วนบนและผนังข้างในระยะสุดท้ายของการเจาะในส่วน B แสดงให้เห็นดังรูป 4.6., 4.7., 4.8.(ก), 4.8.(ข), 4.8.(ค)

การวิเคราะห์แบบ ELASTIC ในส่วนที่มีค้ำยัน จะมีการขยายตัวในส่วน YIELDED ZONE ที่ส่วนบน ผนังด้านข้าง และส่วนล่างมีขนาด 2, 15, และ 7 เมตร ตามลำดับ สำหรับส่วนที่ไม่มีค้ำยัน YIELDED ZONE จะเกิดเฉพาะส่วนบนเท่านั้น อยู่ในระดับ 1'+3 มีการขยายตัว 2.8 เมตร ส่วนที่ระดับ 1'+6 มีการขยายตัวที่ส่วนบนและผนังด้านข้าง 2 และ 5 เมตร ตามลำดับ จะมีแรงดึงที่เบาบางในส่วนบน ของบริเวณที่เชื่อมระหว่างหินตะกอนและหินทรายในส่วนชั้นหินทราย สำหรับในระดับที่ 8 จะมีพลังงานเกิดขึ้นรอบๆ โรงไฟฟ้า 2, 17 และ 9 เมตร ที่บริเวณส่วนบนผนังด้านข้างและส่วนล่างตามลำดับ

การวิเคราะห์แบบ PLASTIC ในส่วนที่มีค้ำยัน จะมีพลังงานอยู่รอบๆ โรงไฟฟ้า 4, 16 และ 9 เมตรที่ส่วนบน ผนังด้านข้างและส่วนล่างตามลำดับ แต่จะไม่มีแรงดึงเกิดขึ้น

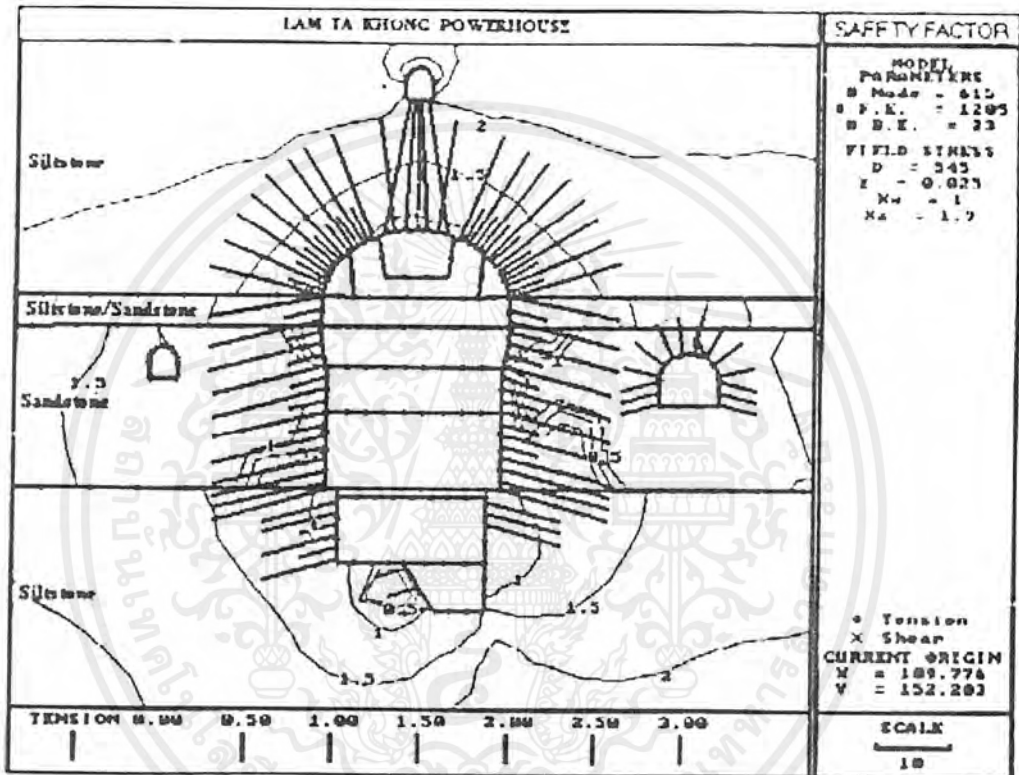
4.1.2.2. กรณีอ้างอิง

YIELDED ZONE ในส่วนอ้างอิงในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยัน และส่วนที่มีระบบจากหินสนับสนุนและไม่มีนั้น แสดงให้เห็นในรูป 4.9. และ 4.10.

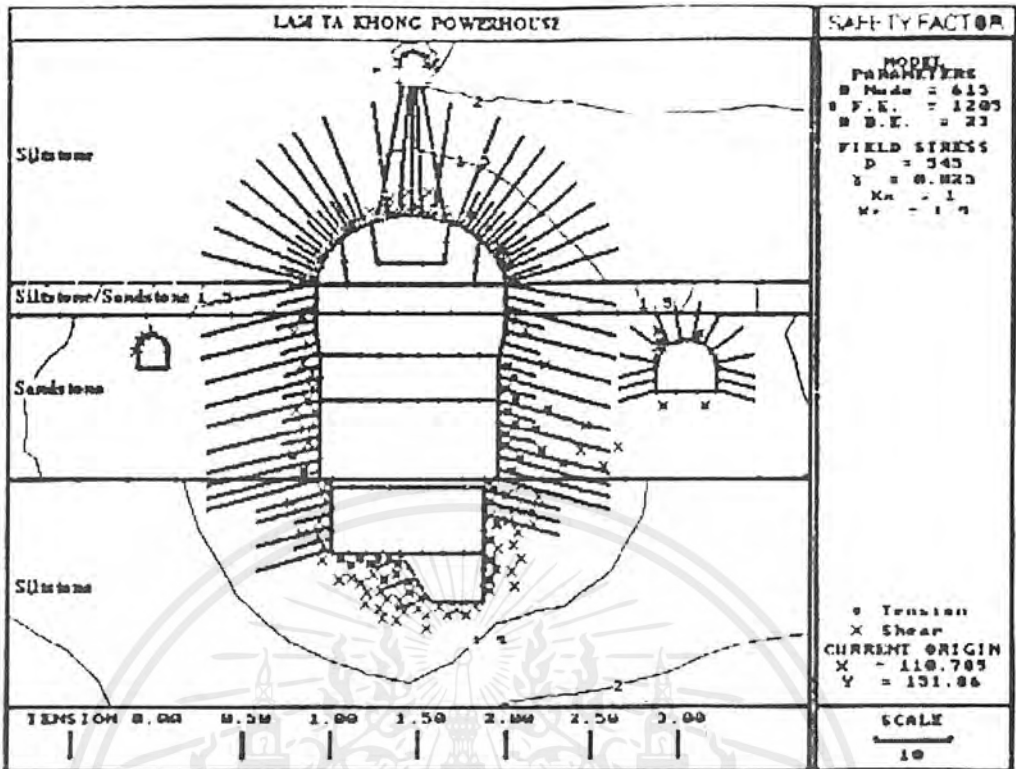
ในการวิเคราะห์แบบ ELASTIC มีพลังงานที่ส่วนบน ผนังด้านข้าง และส่วนล่างขนาด 1.8, 17 และ 8.6 เมตร ตามลำดับ แรงดึงที่ผนังด้านข้างจะหมดไปในชั้นหินทรายซึ่งจะมีการขยายตัวในส่วนที่เชื่อมระหว่างชั้นหินทรายกับหินตะกอน

ส่วนการวิเคราะห์แบบ PLASTIC พลังงานจะขยายตัวที่ขนาด 4.2, 14.2 และ 3 เมตรตามลำดับ แรงดึงที่ผนังด้านข้างหมดไปโดยเฉพาะในชั้นหินทราย

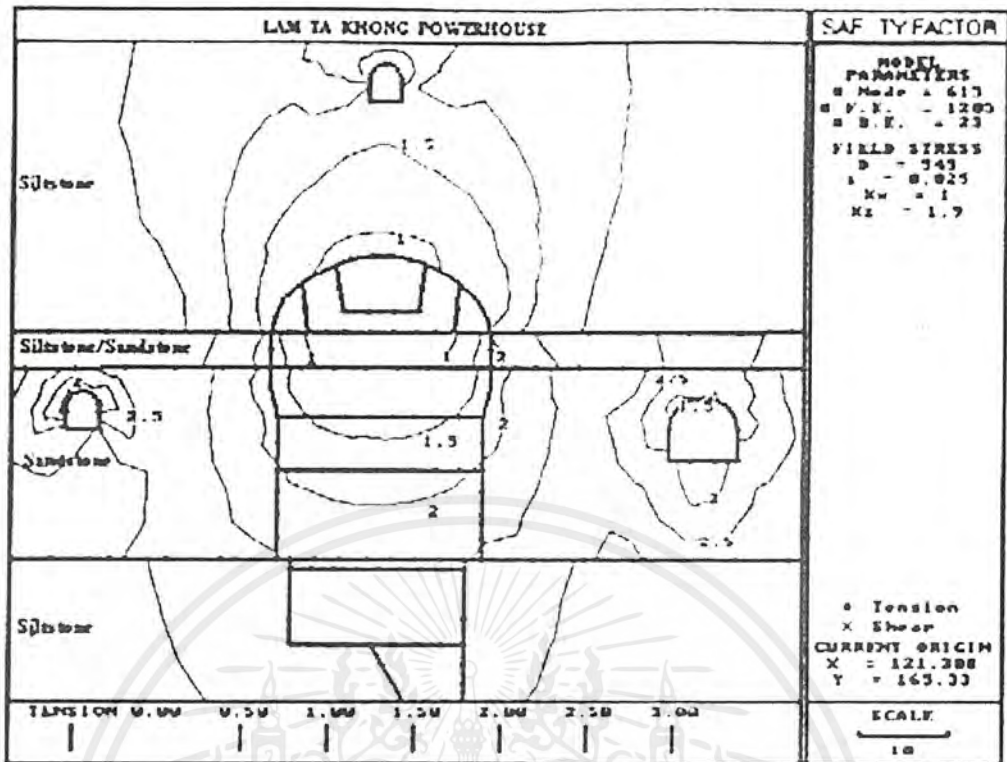
กราฟที่แสดงปัจจัยที่ได้จากการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนสำหรับความเค้นทั้ง 3 กรณี ที่การขุดเจาะในระดับที่ 8 แสดงไว้ใน ภาคผนวก ก ผลสรุปของการขยายพลังงานในกรณี PLASTIC แสดงไว้ในรูป 4.11. จากตารางจำนวนพลังงานสูงสุดมีขนาดประมาณ 9 เมตร ใช้วิธี Non-uniform stress $K_x = 1.9$ และ $K_z = 10$ พลังงานน้อยสุดมีขนาด 6 เมตร ใช้วิธี Uniform stress



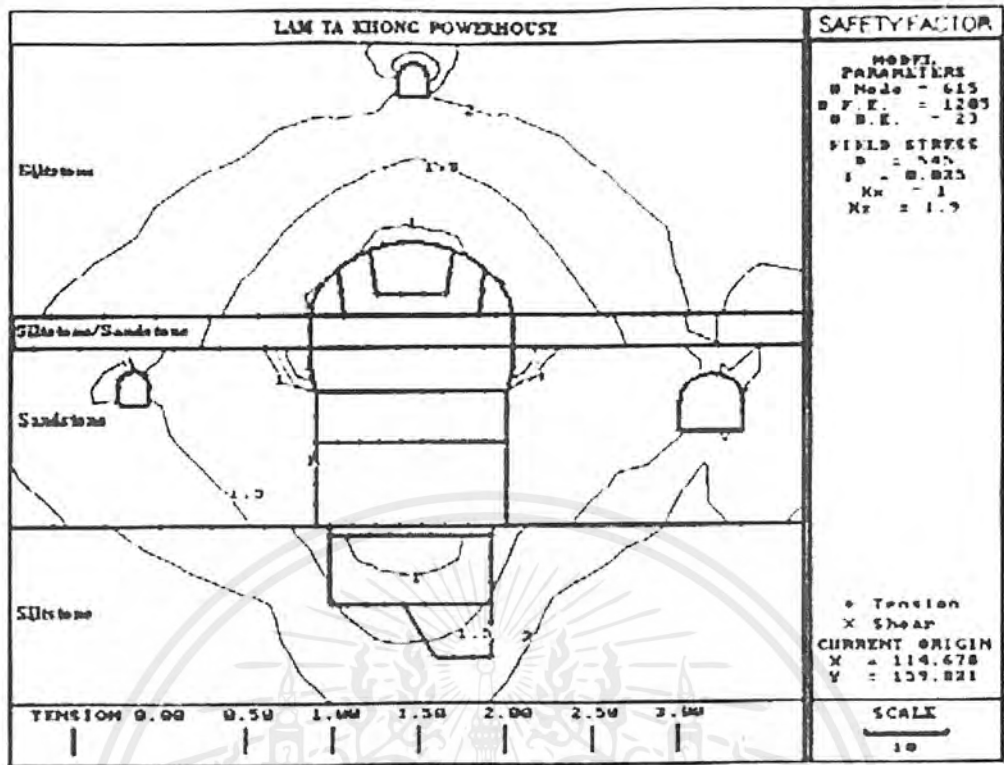
รูปที่ 4.6. ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+3 ในส่วน B มีกำยานและมีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



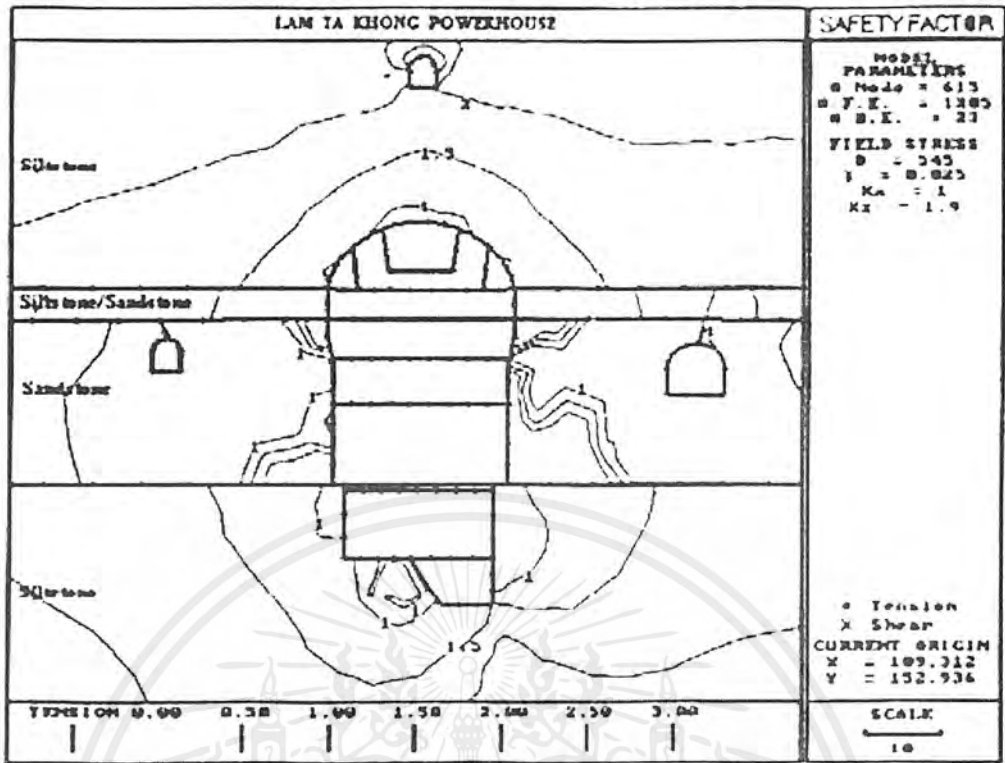
รูปที่ 4.7. ปัจจัยสำคัญในการเจาะในสุดท้าย ในส่วน B มีค้ำยันและมีระบบ
 สันนิษฐาน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic



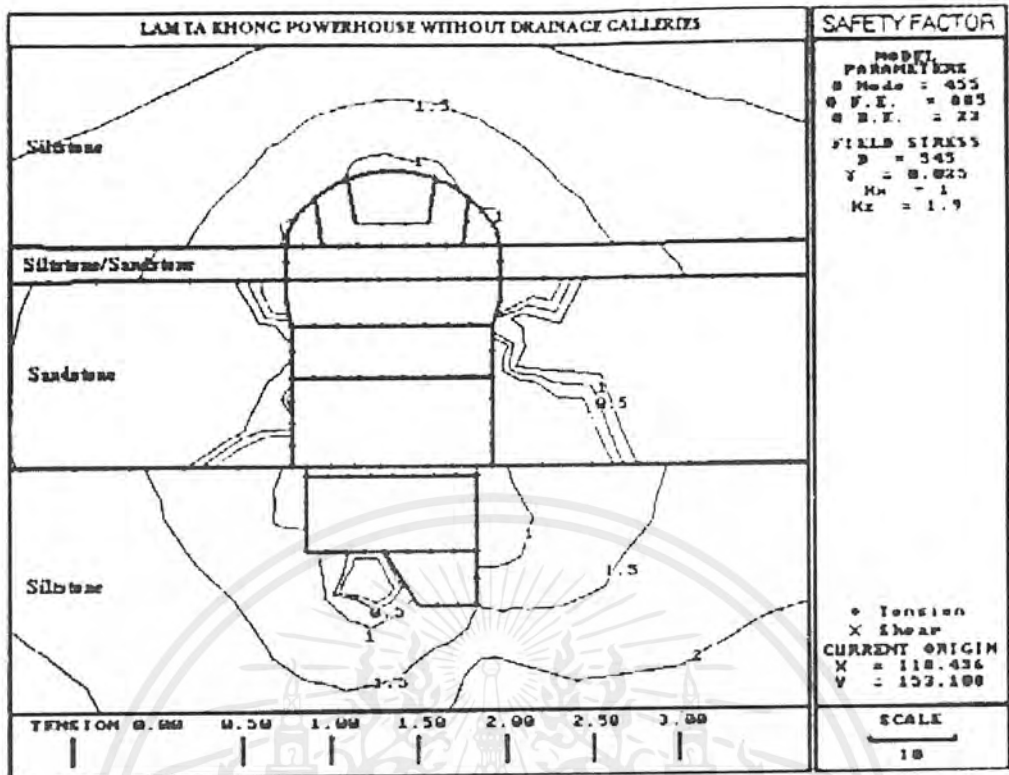
รูปที่ 4.8.(ก) ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+3 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



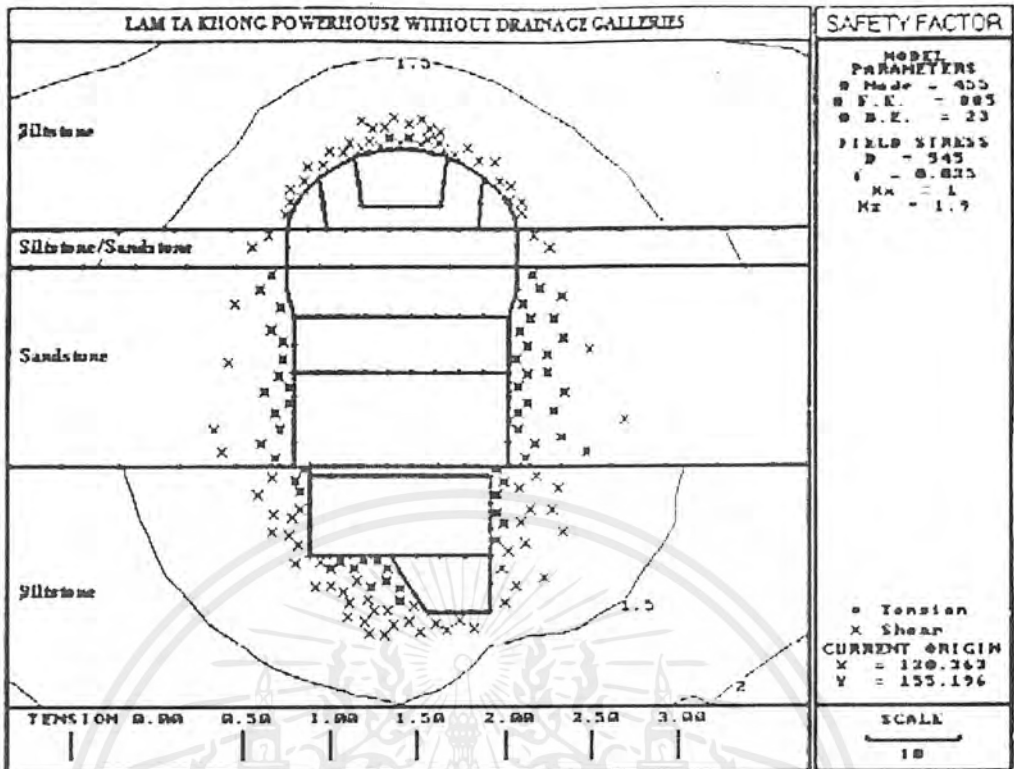
รูปที่ 4.8.(ข) ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับที่ 1'+6 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



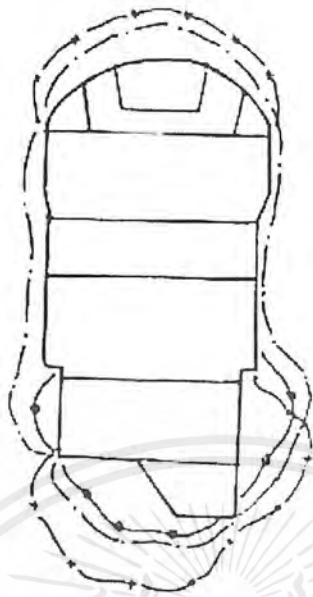
รูปที่ 4.8.(ค) ปัจจัยสำคัญในการเจาะในระดับสุดท้าย ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



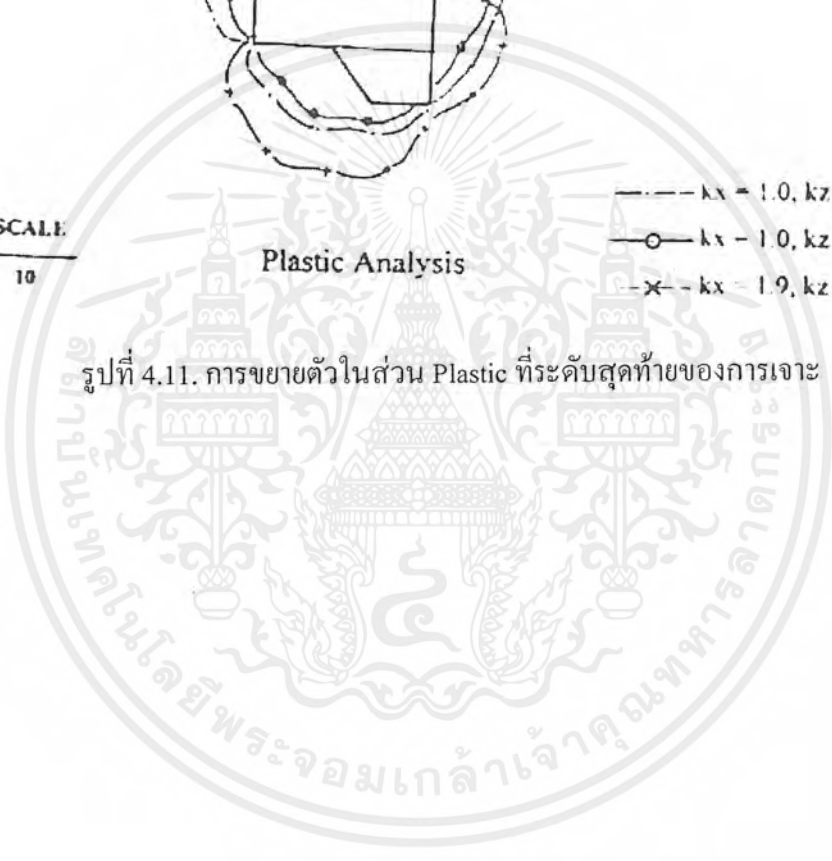
รูปที่ 4.9. ปัจจัยสำคัญในการเจาะในสุดท้าย ในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



รูปที่ 4.10. ปัจจัยสำคัญในการเจาะในสุดท้าย ในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic



รูปที่ 4.11. การขยายตัวในส่วน Plastic ที่ระดับสุดท้ายของการเจาะ



4.1.3. ความสำคัญและการกระจายค่าการเคลื่อนตัว

4.1.3.1. การวิเคราะห์จากกรณีจริง

ความสำคัญและการกระจายค่าการเคลื่อนตัวได้จากการวิเคราะห์ในส่วน B ซึ่งมีการระบายน้ำ, มีระบบหินค้ำหรือไม่ค้ำอยู่ และไม่มีค้ำยันและระบบหินค้ำอยู่ทั้งในกรณี ELASTIC และ PLASTIC แสดงอยู่ในรูป 4.12., 4.13., 4.14.(ก), 4.14.(ข), และ 4.14.(ค) ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวทั้งหมดทั้งแบบแนวตั้งและแนวนอนแสดงไว้ในตาราง 4.1.(ก), 4.1.(ข), 4.2. และ 4.3.

ค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวในช่วงการเจาะในส่วน B, C และ A ที่มีการระบายน้ำแสดงไว้ในรูป 4.15.(ก), 4.15.(ข), 4.15.(ค), 4.16.

การวิเคราะห์แบบ ELASTIC ในส่วน B ที่มีส่วนค้ำยันอยู่ ค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวคือ 45 มม. ซึ่งเกิดขึ้นในส่วนผนังข้างด้านต่ำสุดในชั้นหินตะกอน ในส่วน B ที่ไม่มีหินค้ำอยู่ ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับ 1'+3 แสดงให้เห็นการเคลื่อนที่จากส่วนบนลงล่าง ส่วนที่ระดับ 1'+6 การเคลื่อนที่ในบริเวณที่มีที่ต่ำ Draft gate hall ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด 45 มม. ซึ่งแสดงให้เห็นผลกระทบจากการเจาะในส่วนบน และ Draft gate hall ในการเจาะชั้นสุดท้ายจะมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดในส่วนของผนังข้าง ผลกระทบบางอย่างเกิดขึ้นตั้งแต่การเริ่มต้นเจาะ ซึ่งเป็นผลมาจากขนาดของการเจาะอุโมงค์และ Draft gate hall เปรียบเทียบกับขนาดของการเจาะซึ่งมีความสัมพันธ์กับโรงไฟฟ้า

การวิเคราะห์แบบ PLASTIC ในส่วน B ค่าสูงสุดของการเคลื่อนตัวคือ 54 มม. ในส่วนของผนังล่างสุดในส่วนชั้นหินตะกอน

ค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวแสดงแสดงให้เห็นว่า ไม่มีผลกระทบจากคานในกรณีการวิเคราะห์แบบ ELASTIC เนื่องจากคานจะมีประสิทธิภาพดีในกรณีวิเคราะห์แบบ PLASTIC และอยู่ในชั้นหินตะกอนเท่านั้น

ในชั้นหินทรายค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวของกรณีวิเคราะห์แบบ ELASTIC และ PLASTIC ทั้งในกรณีที่มีคานและไม่มีคานนั้น ค่าที่ได้มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่าในชั้นหินทรายมีความแข็งแรงพอสมควร ส่วนหินตะกอนมีค่าสัมประสิทธิ์ในการทำให้เปลี่ยนรูปร่างต่ำ ซึ่งมีการยึดหยุ่น ดังนั้นจึงมีความแตกต่างในค่าของการเคลื่อนตัวระหว่างที่มีคานและไม่มีคาน

จากตารางพบว่าค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวเป็น 116.50 มม. ซึ่งอยู่ในชั้นหินตะกอนที่ไม่มีคานและใช้การวิเคราะห์แบบ ELASTIC ค่าต่ำสุดในชั้นหินทรายใช้การวิเคราะห์แบบ ELASTIC มีค่าเท่ากับ 32.50 มม.

ตารางที่ 4.1.(ก) ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบFEM ในระดับการเจาะที่แตกต่างกัน ในส่วนที่มีการระบายน้ำส่วน B

Analysis Case	Stage	Maximum Displacement, mm											
		Stress Ratio, Kx=1.0, Kz=1.9				Stress Ratio, Kx=1.0, Kz=1.0				Stress Ratio, Kx=1.9, Kz=1.0			
		Elastic		Plastic		Elastic		Plastic		Elastic		Plastic	
		Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt
Actual Layering	1'	4.99	4.99	4.99	4.99	4.99	4.99	4.98	4.98	7.90	7.90	8.07	8.07
	1	12.93	13.20	14.44	12.93	12.93	13.42	4.13	16.59	16.59	18.12	18.56	18.56
	2	22.52	23.25	25.39	22.52	22.52	22.36	24.63	20.52	20.52	25.36	31.41	31.41
	3	28.34	29.36	32.35	28.34	28.34	28.51	30.75	26.53	26.53	31.99	39.65	39.65
	4	28.79	30.09	33.81	28.79	28.79	29.42	32.14	36.76	36.76	40.65	44.72	44.72
	5	28.89	30.53	34.63	28.89	28.89	29.91	32.95	46.99	46.99	50.42	54.91	54.91
	6	32.09	32.09	36.54	32.09	32.09	33.07	35.70	65.53	65.53	73.69	76.92	76.92
	7	41.77	47.80	51.23	41.77	41.77	45.39	48.53	81.60	81.60	94.26	97.24	97.24
Sandstone Layer	8	50.60	50.60	61.33	50.60	50.60	58.10	60.21	95.68	95.68	110.14	116.15	116.15
	1'	5.06	5.06	5.02	5.06	5.06	5.02	5.02	8.65	8.65	8.73	8.73	
	1	7.67	7.67	7.44	7.67	7.67	7.69	7.69	9.02	9.02	9.06	9.07	
	2	12.90	12.90	12.67	12.90	12.90	12.67	13.01	11.67	11.67	11.74	12.11	
	3	16.79	16.79	16.83	16.79	16.79	16.83	16.83	15.38	15.38	15.37	15.70	
	4	17.21	17.21	18.37	17.21	17.21	16.88	17.24	23.54	23.54	23.52	23.84	
	5	17.49	17.49	18.67	17.49	17.49	17.17	17.53	32.17	32.17	32.41	32.82	
	6	24.86	24.86	25.44	24.86	24.86	25.45	25.79	49.17	49.17	49.77	50.30	
Siltstone Layer	7	31.06	31.06	31.26	31.06	31.06	30.90	31.27	60.94	60.94	61.94	62.62	
	8	35.20	35.20	35.46	35.20	35.20	34.86	35.29	68.47	68.47	70.13	70.93	
	1'	10.14	10.14	10.05	10.14	10.14	10.15	10.23	17.47	17.47	17.69	-	
	1	12.54	12.54	12.71	12.54	12.54	12.79	13.73	16.82	16.82	17.98	-	
	2	24.35	24.35	28.14	24.35	24.35	25.24	25.84	21.97	21.97	30.61	-	
	3	34.09	34.09	41.00	34.09	34.09	34.50	34.78	31.93	31.93	45.47	-	
	4	34.83	34.83	42.87	34.83	34.83	36.36	37.45	45.29	45.29	52.53	-	
	5	33.68	33.68	43.21	33.68	33.68	37.19	38.54	61.89	61.89	70.76	-	
Siltstone Layer	6	46.26	46.26	56.78	46.26	46.26	50.15	54.30	92.79	92.79	102.25	-	
	7	56.86	56.86	69.30	56.86	56.86	60.64	65.32	111.53	111.53	121.11	-	
	8	63.48	63.48	76.57	63.48	63.48	67.01	72.69	123.74	123.74	130.26	-	

ตารางที่ 4.1.(จ) ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจากการวิเคราะห์แบบFEM ในระดับการเจาะที่แตกต่างกัน ในส่วนที่ไม่มีการระบายน้ำส่วน B

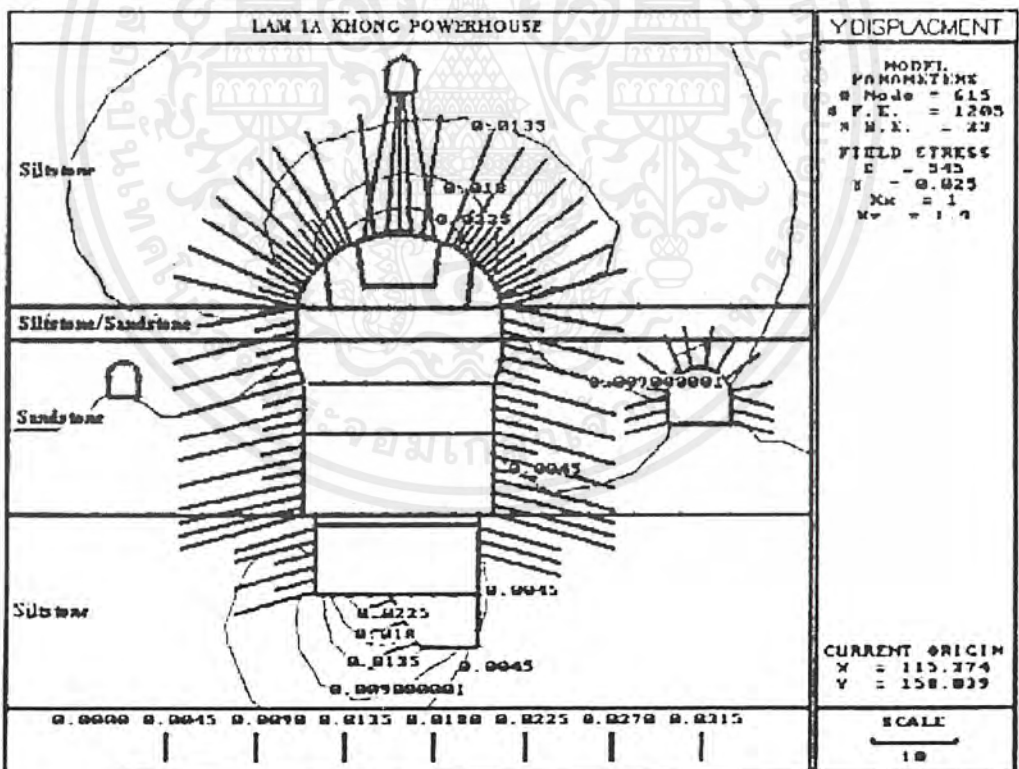
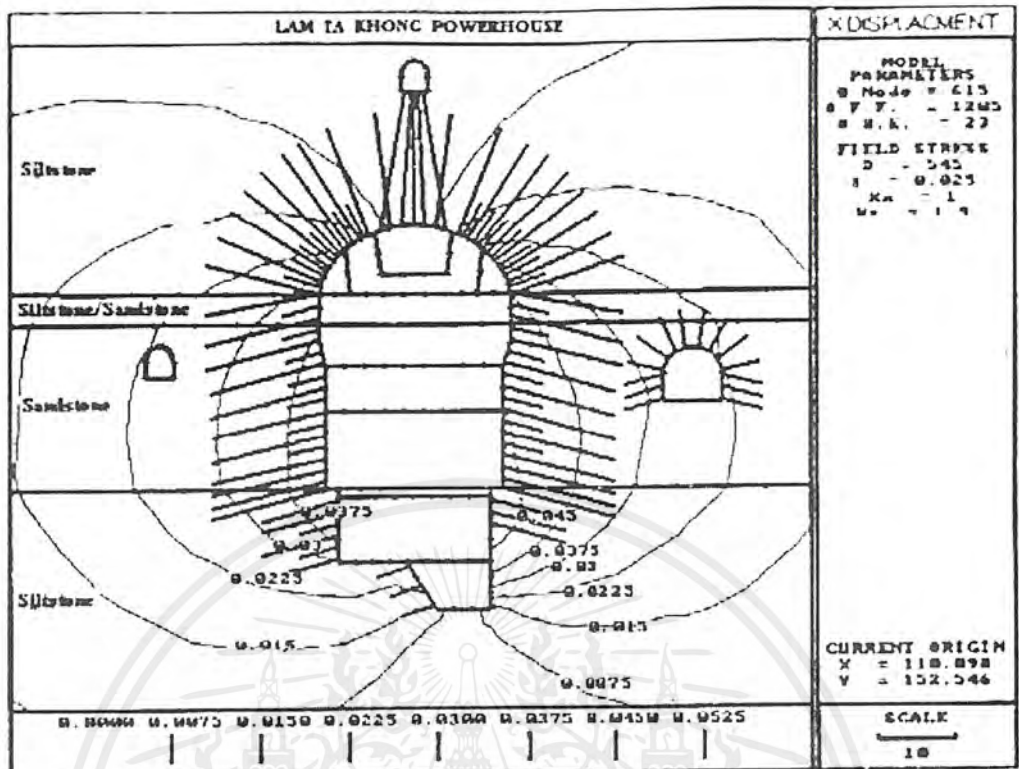
Analysis Case	Stage	Maximum Displacement, mm																
		Stress Ratio, $K_x=1.0, K_z=1.0$				Stress Ratio, $K_x=1.9, K_z=1.0$				Stress Ratio, $K_x=1.9, K_z=1.0$				Stress Ratio, $K_x=1.9, K_z=1.0$				
		Elastic		Plastic		Elastic		Plastic		Elastic		Plastic		Elastic		Plastic		
Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	Bolt	No Blot	
Actual Layering	1'																	
	1	12.48	12.48	12.59	13.71	12.48	12.48	12.75	13.48	15.82	15.82	17.05	17.47					
	2	21.73	21.73	22.45	24.50	21.73	21.73	21.86	23.58	19.61	19.61	23.81	29.30					
	3	27.35	27.35	28.34	31.28	27.35	27.35	27.43	29.76	25.26	25.26	30.43	37.09					
	4	27.83	27.83	28.97	32.73	27.83	27.83	28.49	31.41	36.29	36.29	40.16	44.65					
	5	28.00	28.00	29.52	33.53	28.00	28.00	29.08	32.50	46.29	46.29	49.63	53.94					
	6	31.99	31.99	36.59	36.76	31.99	31.99	32.95	35.58	65.13	65.13	72.96	75.73					
	7	41.10	41.10	46.15	48.97	41.10	41.10	44.57	47.51	81.61	81.61	94.65	97.46					
8	48.47	48.47	55.58	61.25	48.48	48.48	53.40	56.60	94.87	94.87	106.59	110.89						
Sandstone Layer	1'																	
	1	6.78	6.78	7.04	7.19	6.78	6.78	7.16	7.16	7.89	7.89	7.97	7.97					
	2	11.79	11.79	12.11	12.47	11.79	11.79	11.91	12.24	10.53	10.53	11.00	11.02					
	3	15.71	15.71	15.76	16.10	15.71	15.71	15.68	15.98	14.80	14.80	14.91	14.84					
	4	16.03	16.03	16.18	16.66	16.03	16.03	16.19	16.54	22.88	22.88	22.94	23.17					
	5	16.36	16.36	16.55	17.10	16.36	16.36	16.58	16.93	31.67	31.67	32.05	32.28					
	6	23.90	23.90	23.90	24.40	23.90	23.90	23.82	24.03	48.77	48.77	48.90	49.18					
	7	29.77	29.77	29.80	30.92	29.77	29.77	29.89	30.14	60.17	60.17	60.28	60.64					
8	33.39	33.39	37.78	34.94	33.39	33.39	33.83	34.08	66.80	66.80	66.88	67.78						
Siltstone Layer	1'																	
	1	12.72	12.72	13.29	13.35	12.72	12.72	12.89	13.05	15.83	15.83	16.66	18.83					
	2	24.92	24.92	28.65	29.64	24.92	24.92	25.53	25.67	22.83	22.83	32.01	32.16					
	3	34.51	34.51	41.17	41.40	34.51	34.51	34.73	34.66	32.78	32.78	47.75	48.13					
	4	35.05	35.05	41.39	41.85	35.05	35.05	36.20	36.44	44.45	44.45	50.24	53.72					
	5	34.15	34.15	42.40	43.38	34.15	34.15	36.96	37.87	61.18	61.18	68.73	73.31					
	6	45.14	45.14	52.55	59.67	45.14	45.14	48.10	50.82	91.73	91.73	97.85	104.17					
	7	55.22	55.22	64.39	73.44	55.22	55.22	57.21	61.16	110.76	110.76	115.74	123.51					
8	61.15	61.15	71.06	74.24	61.15	61.15	63.38	68.43	121.72	121.72	125.27	134.20						

ตารางที่ 4.2. ค่าสูงสุดจากการเคลื่อนตัวที่ระดับการเจาะในส่วน C ที่มีภาระบายน้ำ

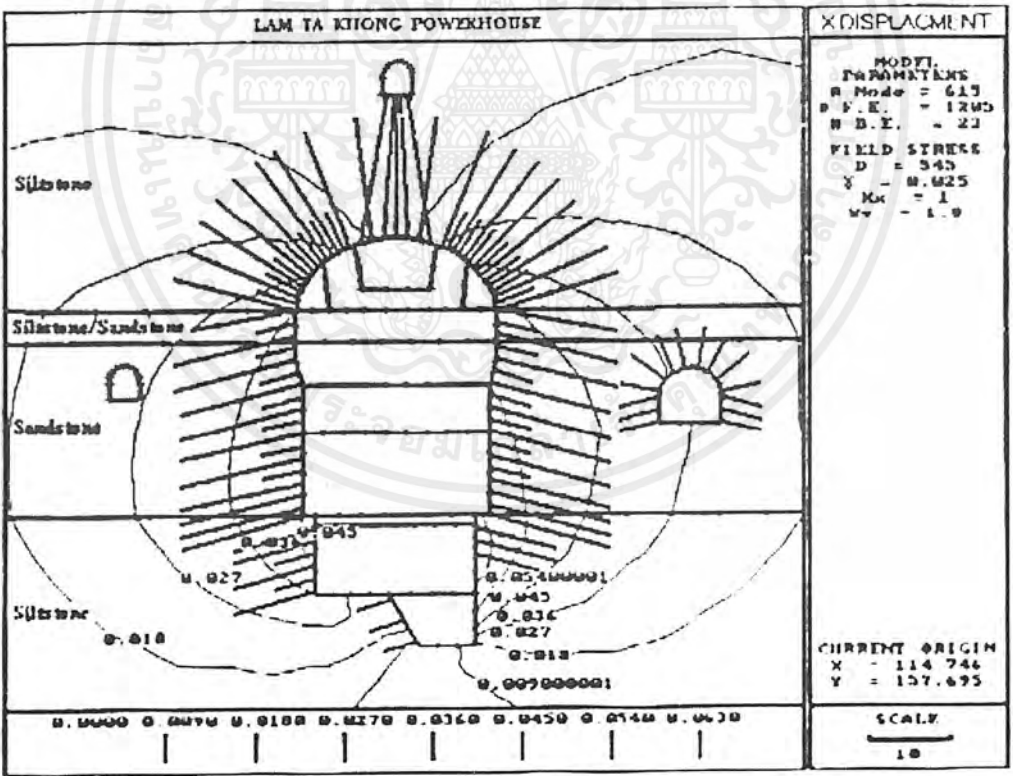
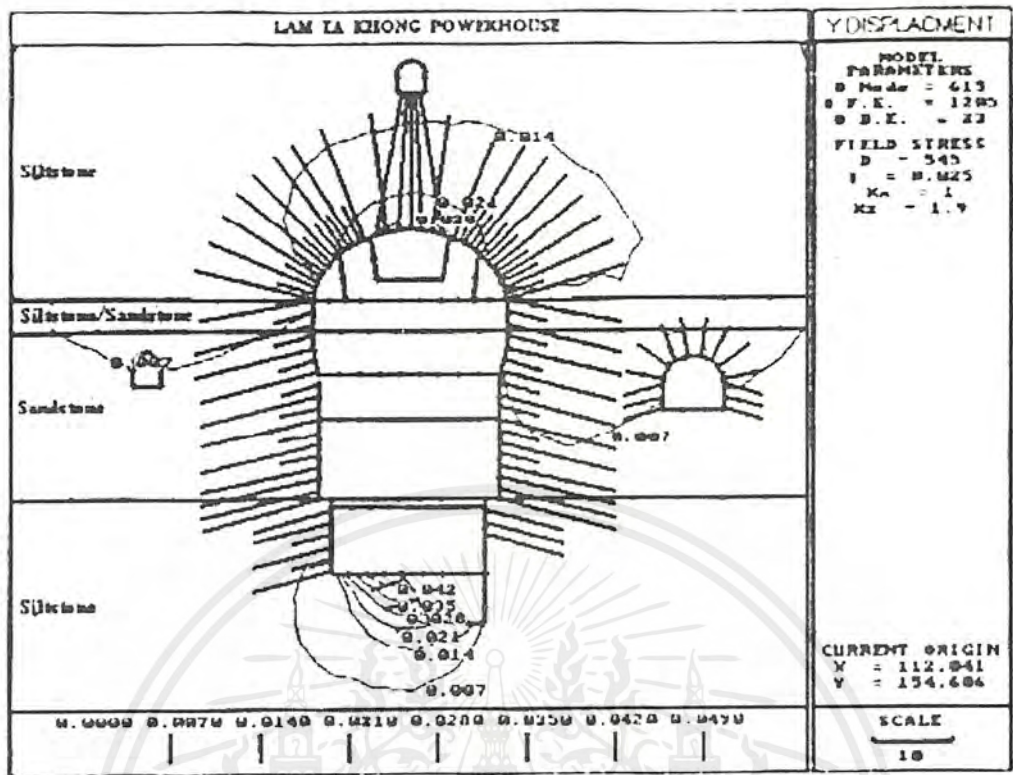
Analysis Case	Stages	Maximum Displacement, mm					
		Elastic			Plastic		
		Bolt	No Bolt	Stress Ratio, $K_x=1.0, K_z=1.9$	Bolt	No Bolt	No Bolt
Actual Analysis	1'	5.09	5.09		5.09		5.09
	1	13.87	13.87		13.84		15.32
	2	23.60	23.60		24.88		27.82
	3	29.32	29.32		30.73		34.87
	4	29.58	29.68		31.63		36.38
	5	29.81	29.81		32.20		37.47
	6	30.00	30.00		32.88		38.53

ตารางที่ 4.3. ค่าสูงสุดจากการเคลื่อนตัวที่ระดับการเจาะในส่วน A ที่มีการระบายน้ำ

Analysis Case	Stages	Maximum Displacement, mm					
		Elastic		Plastic		Stress Ratio, $K_x=1.0, K_z=1.9$	
		Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt	Bolt	No Bolt
Actual Layering	1'	6.29	6.29	6.45	6.45	6.45	6.45
	1	13.04	13.04	13.14	13.14	14.17	14.17
	2	22.59	22.59	23.24	23.24	24.99	24.99
	3	29.01	29.01	29.71	29.71	31.78	31.78
	4	29.47	29.47	30.71	30.71	34.03	34.03
	5	29.59	29.59	31.05	31.05	34.85	34.85
	6	33.35	33.35	36.63	36.63	39.46	39.46
	7	40.37	40.37	42.20	42.20	45.74	45.74
8	45.54	45.54	52.32	52.32	57.29	57.29	

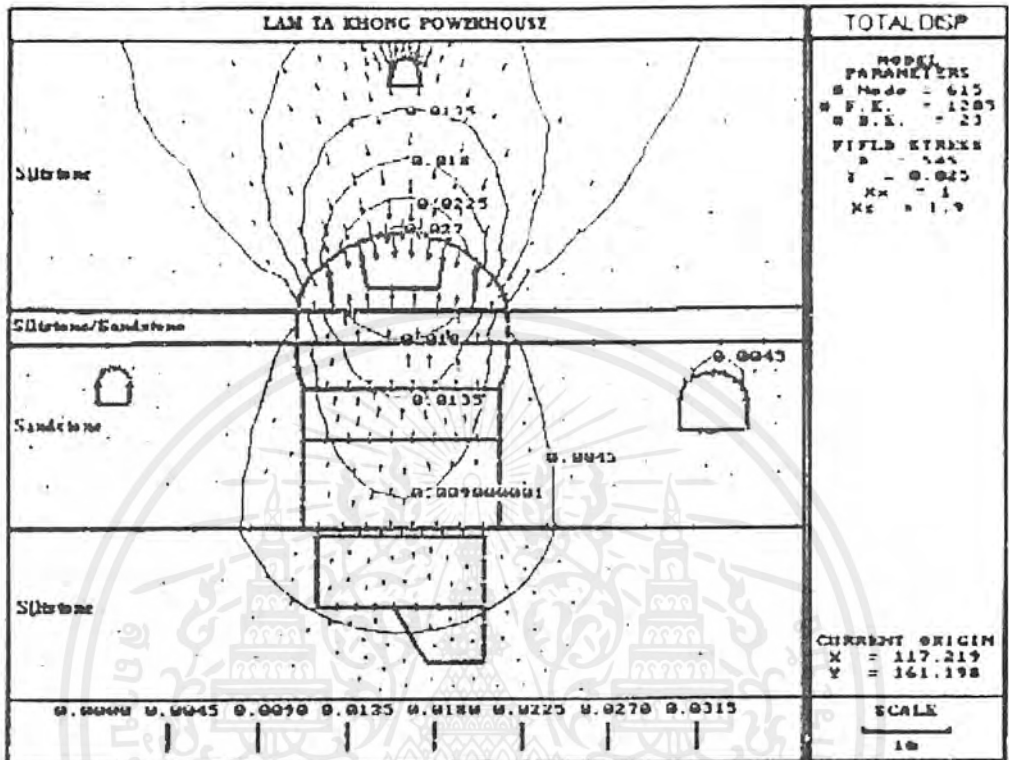


รูปที่ 4.12. ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันและระบบ
 สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

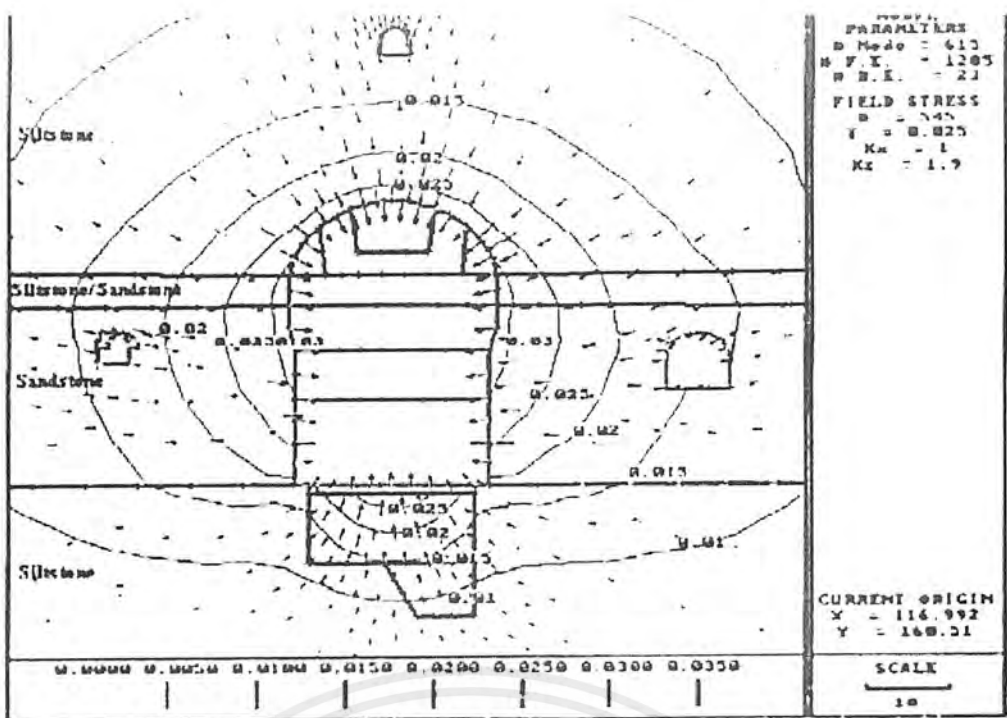


รูปที่ 4.13. ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันและระบบ
 สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic

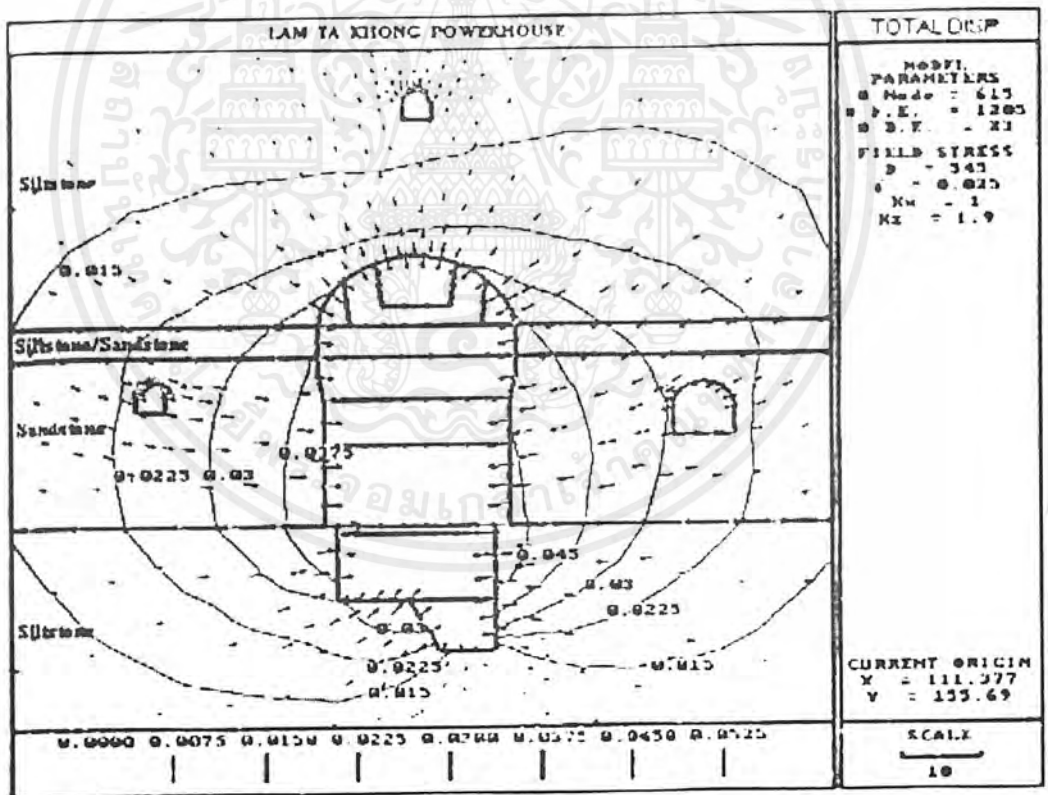
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 93 ้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.14.(ก) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับ 1'+3 ในส่วน B มีค่าขึ้นแต่ไม่มีระบบ
สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



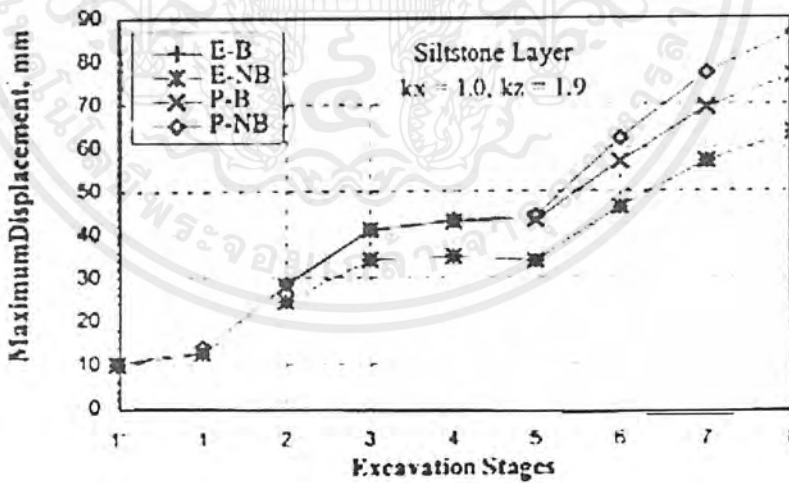
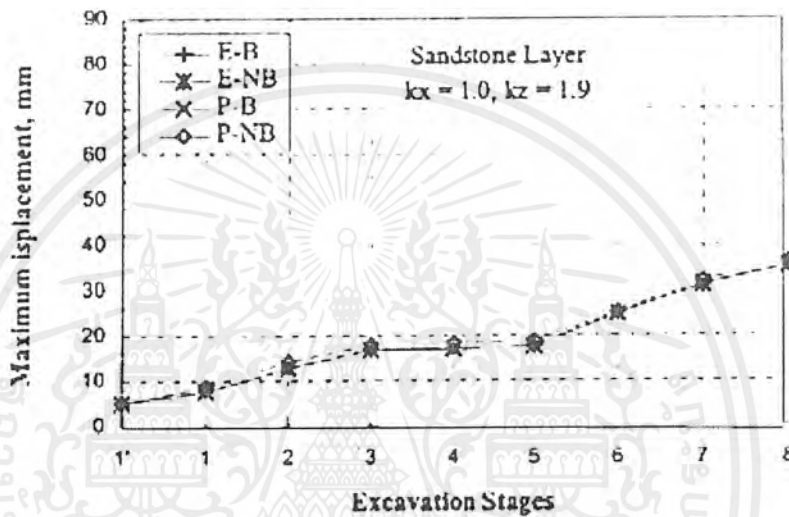
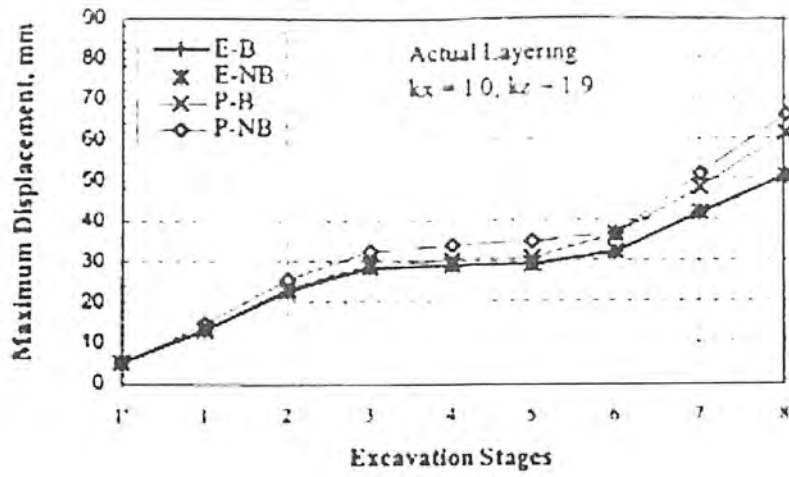
รูปที่ 4.14.(ข) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับ +6 ในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบ
สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์ที่แบบ Elastic



รูปที่ 4.14.(ค) ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบ
สนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์ที่แบบ Elastic

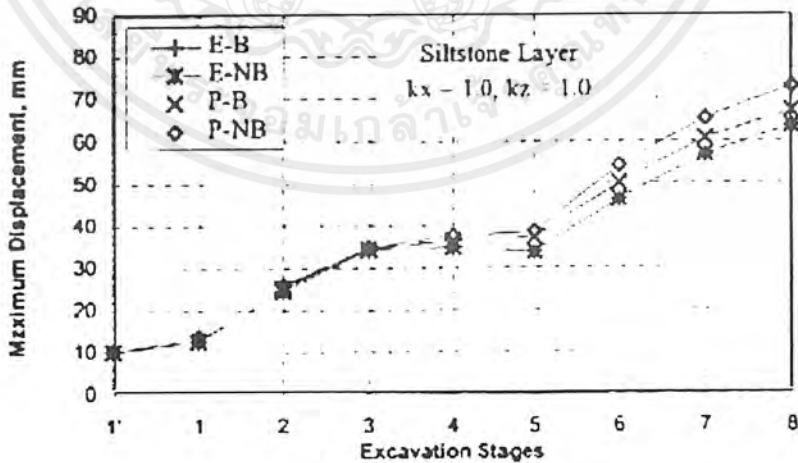
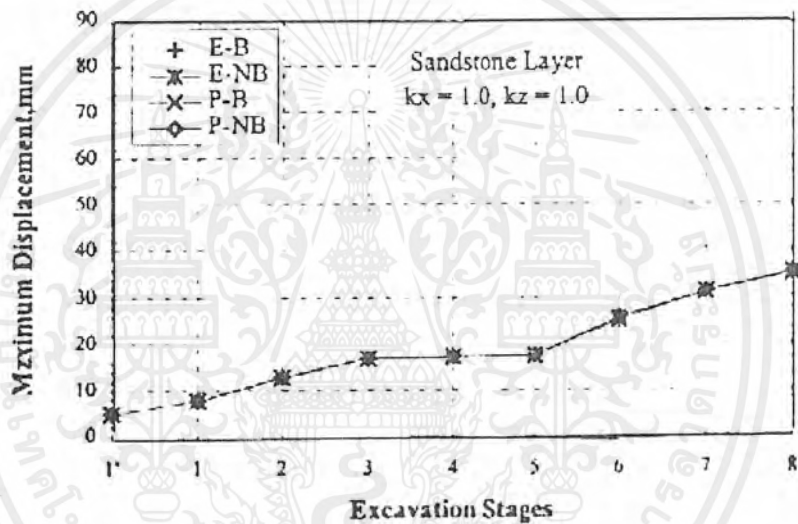
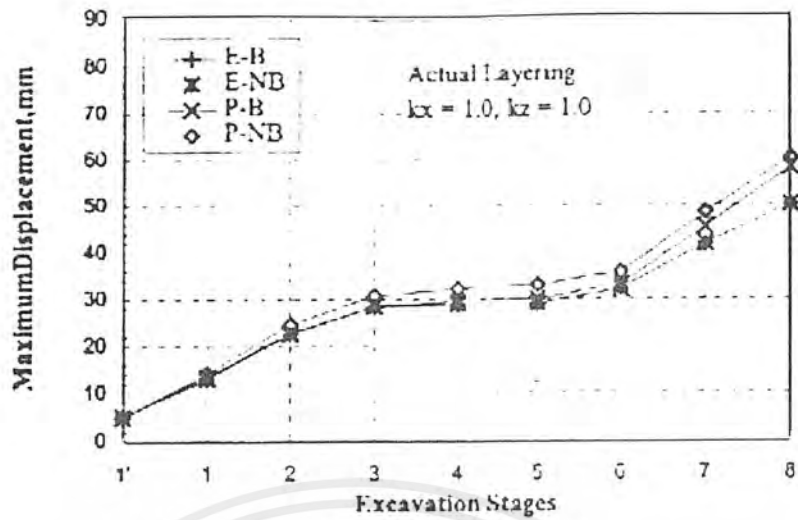
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและข้อมูลอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

I.am Ta Khong Powerhouse

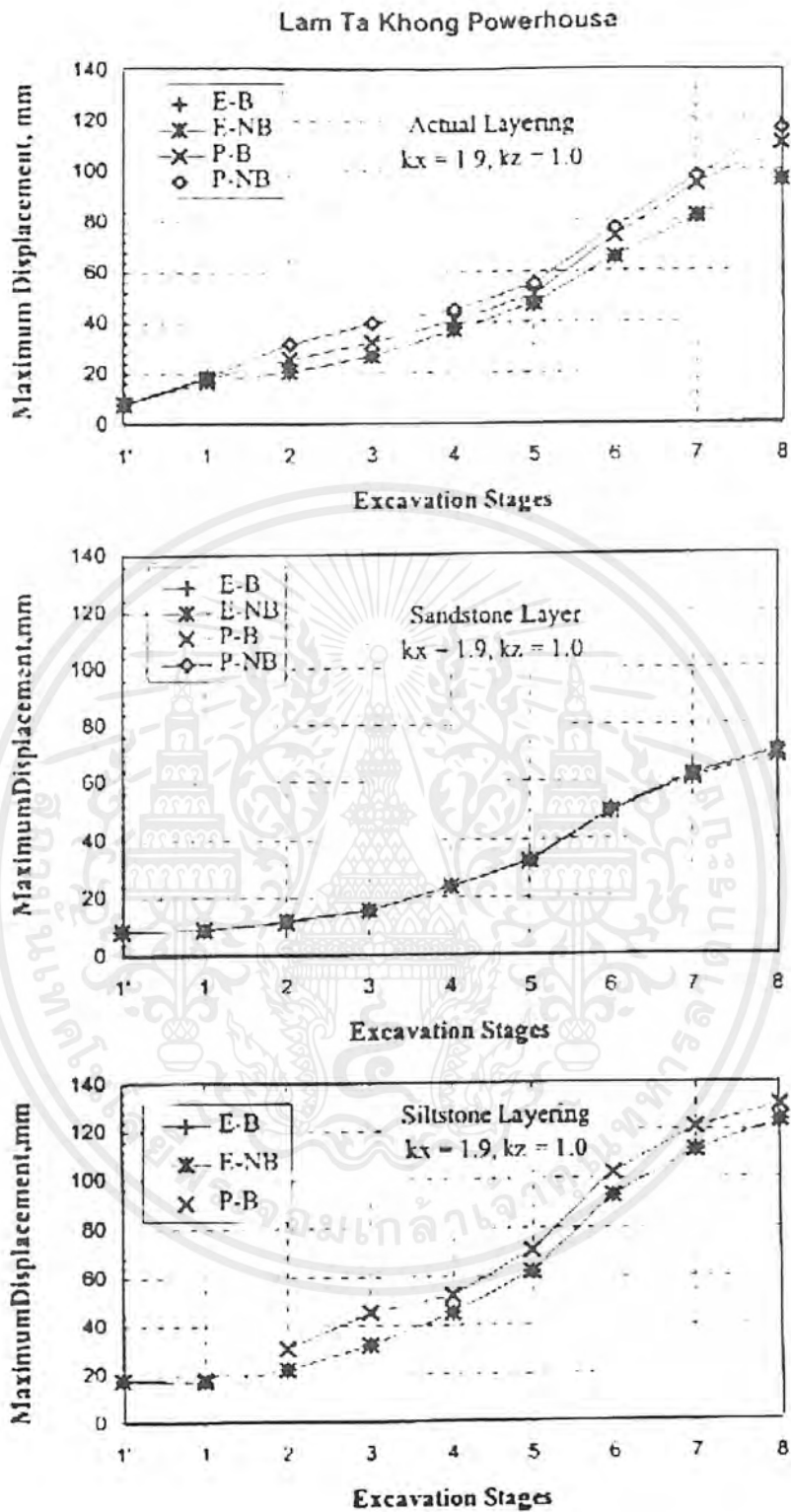


รูปที่ 4.15.(ก) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B ซึ่งมีการระบายน้ำ $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$

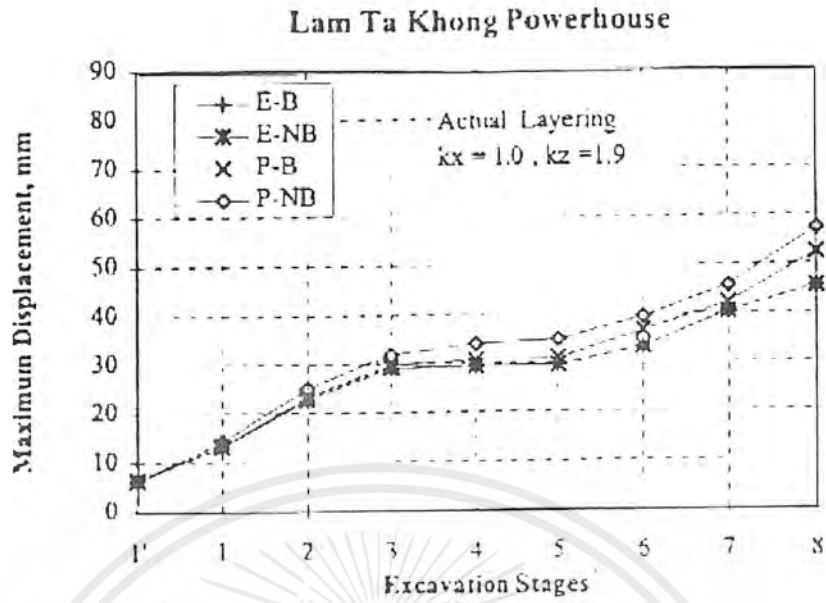
Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 4.15.(ข) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B
ซึ่งมีการระบายน้ำ $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.0$



รูปที่ 4.15.(ค) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B
ซึ่งมีการระบายน้ำ $K_x = 1.9$ และ $K_z = 1.0$



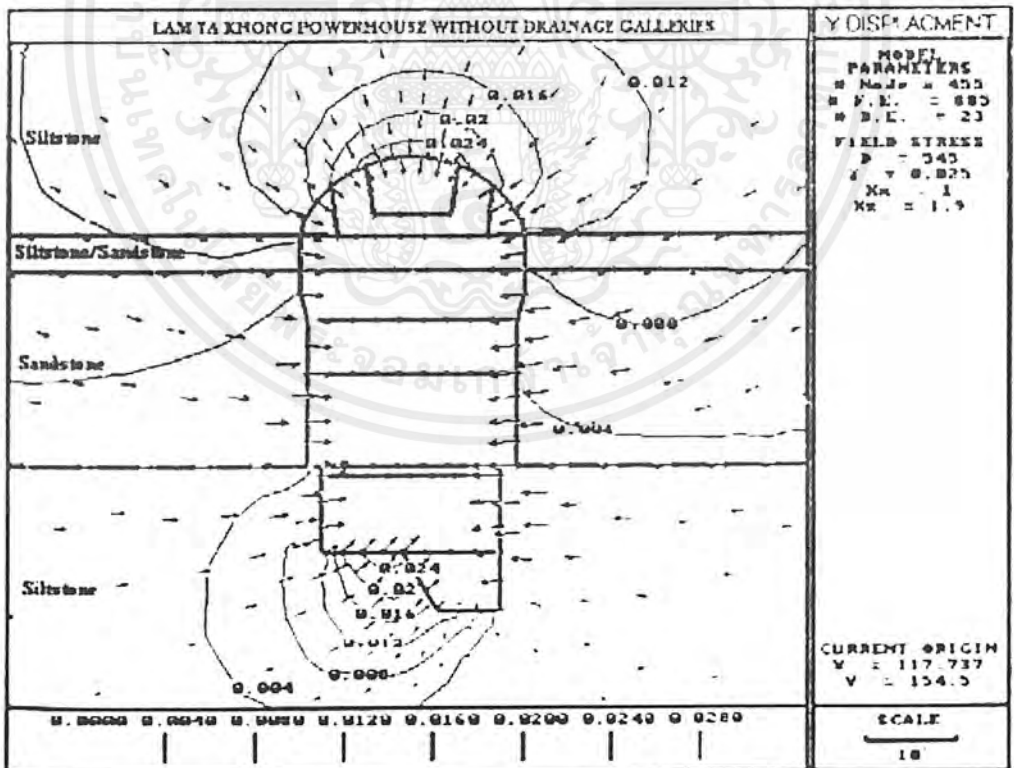
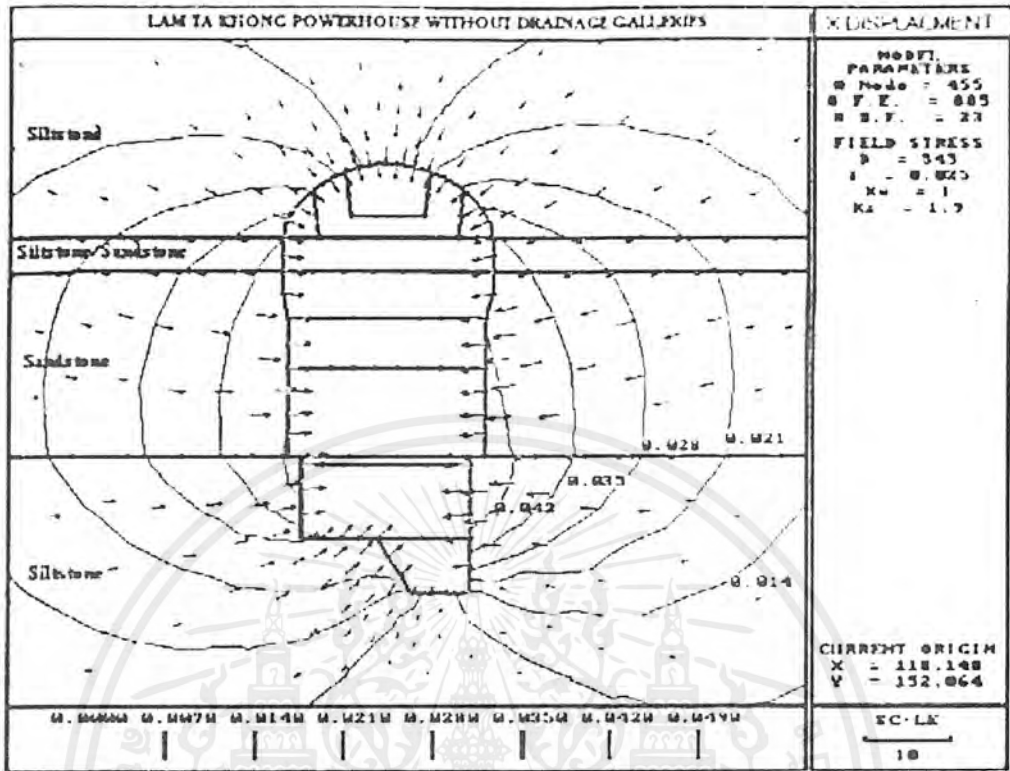
รูปที่ 4.16. กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน A
ซึ่งมีการระบายน้ำ $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$

4.1.3.2. กรณีอ้างอิง (Reference)

ความสำคัญและการกระจายค่าการเคลื่อนตัวได้จากการวิเคราะห์ในส่วน B ส่วนที่ไม่มี
การระบายน้ำและไม่มีระบบหินค้ำอยู่ทั้งในกรณีวิเคราะห์แบบ ELASTIC และ PLASTIC แสดงให้เห็น
ในรูป 4.17., 4.18. ค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวทั้งแนวตั้งและแนวนอนแสดงไว้ในตาราง 4.1.(ก)และ4.1(ข)
กราฟแสดงไว้ในรูป 4.19.(ก), 4.19.(ข), 4.19.(ค)

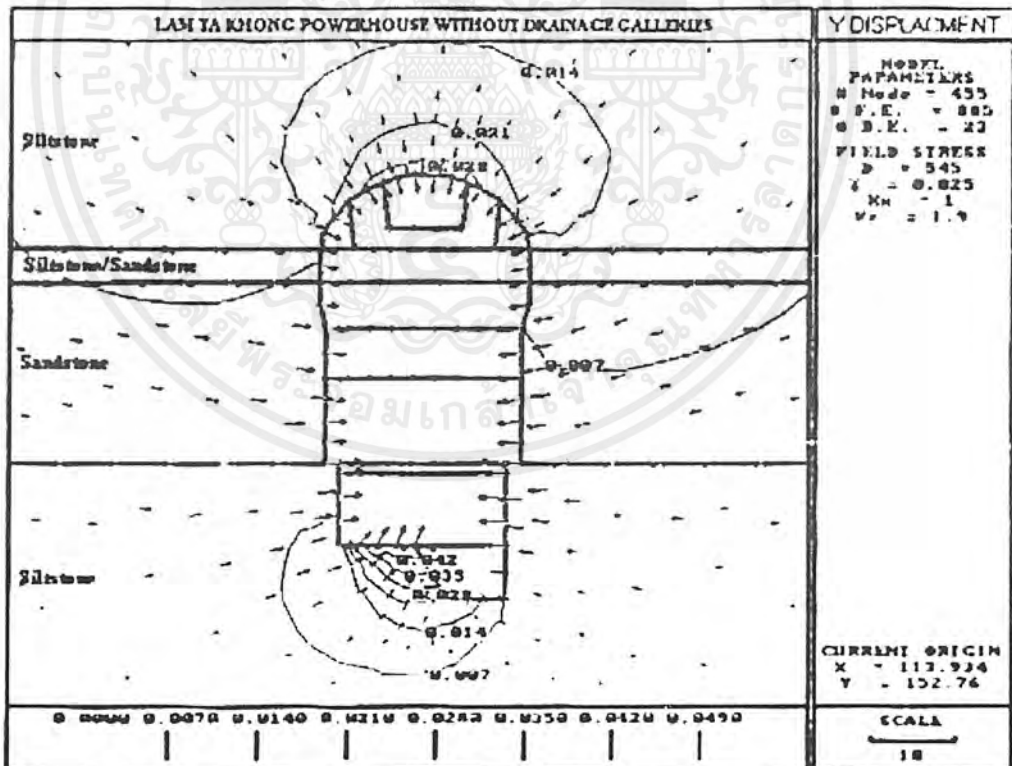
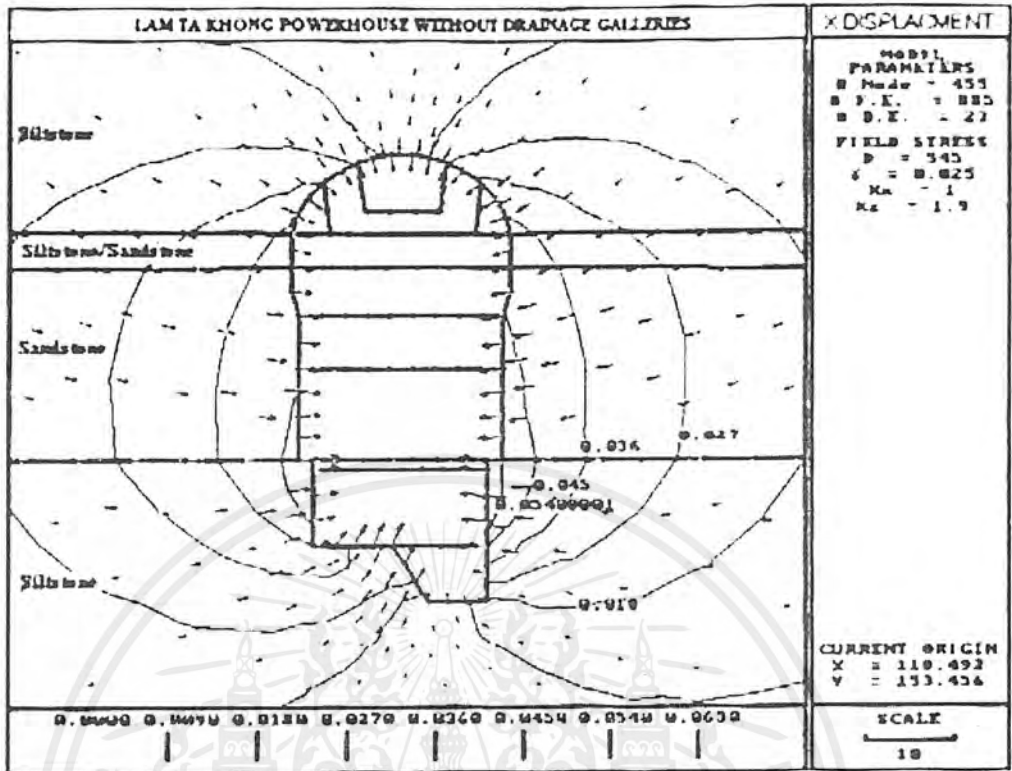
จากรูปแสดงให้เห็นว่าค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวในกรณี ELASTIC เป็น 42 มม. ที่ส่วน
ต่ำสุดของผนังด้านข้างในชั้นหินตะกอน ส่วนกรณี PLASTIC มีค่า 45 มม. จากกราฟค่าสูงสุดในการ
เคลื่อนตัว และระดับการเจาะมีค่า 73.29 มม. ในชั้นหินตะกอน และค่าต่ำสุด 33.39 มม. ในชั้นหินทราย





รูปที่ 4.17. ค่าการเคลื่อนตัวในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยัน และไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์ที่แบบ Elastic

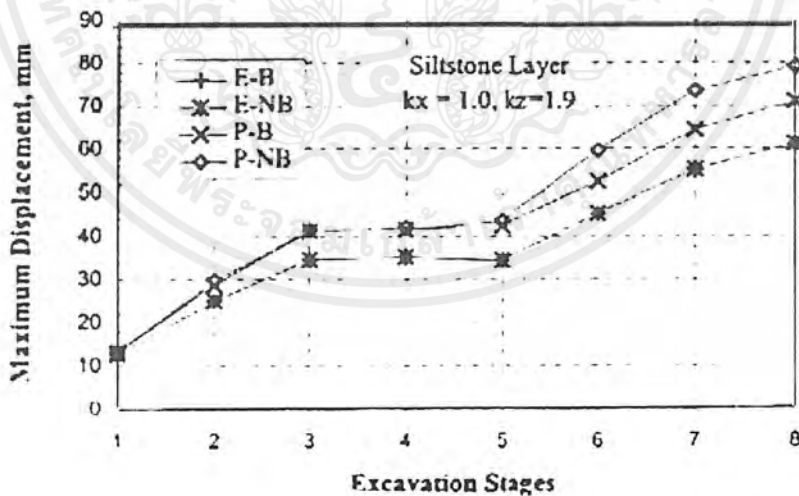
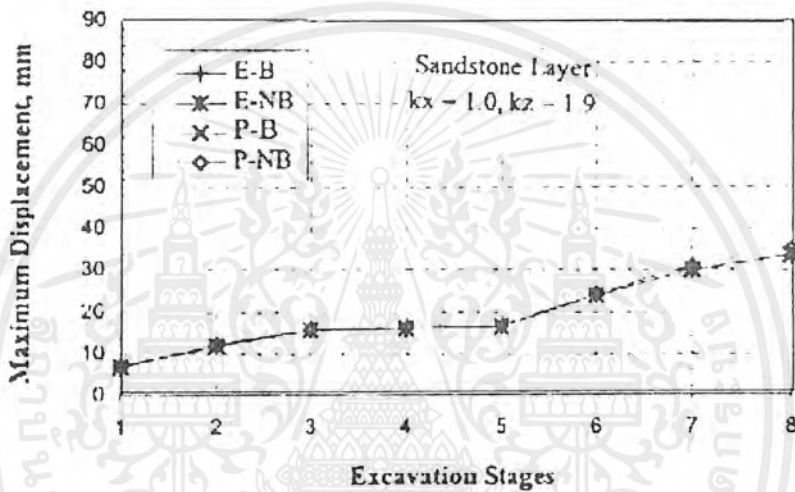
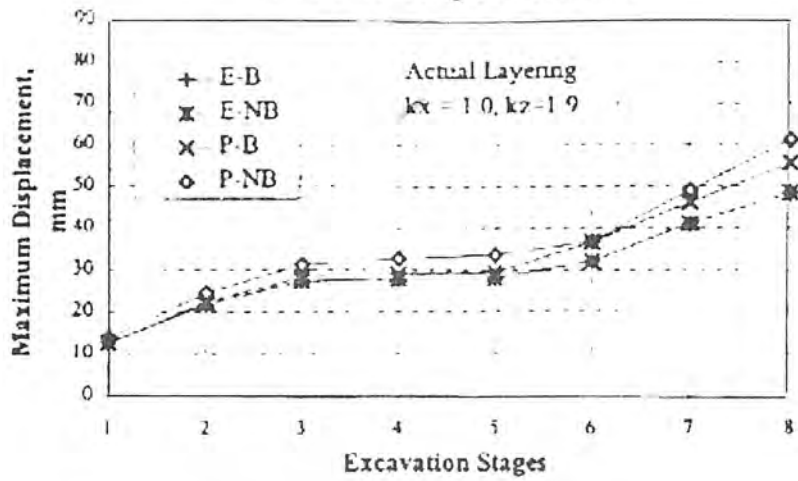
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและ 101 อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.18. ค่าการเคลื่อนตัวในส่วน B ที่ไม่มีค้ำยัน และไม่มีระบบสนับสนุน $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบ Plastic

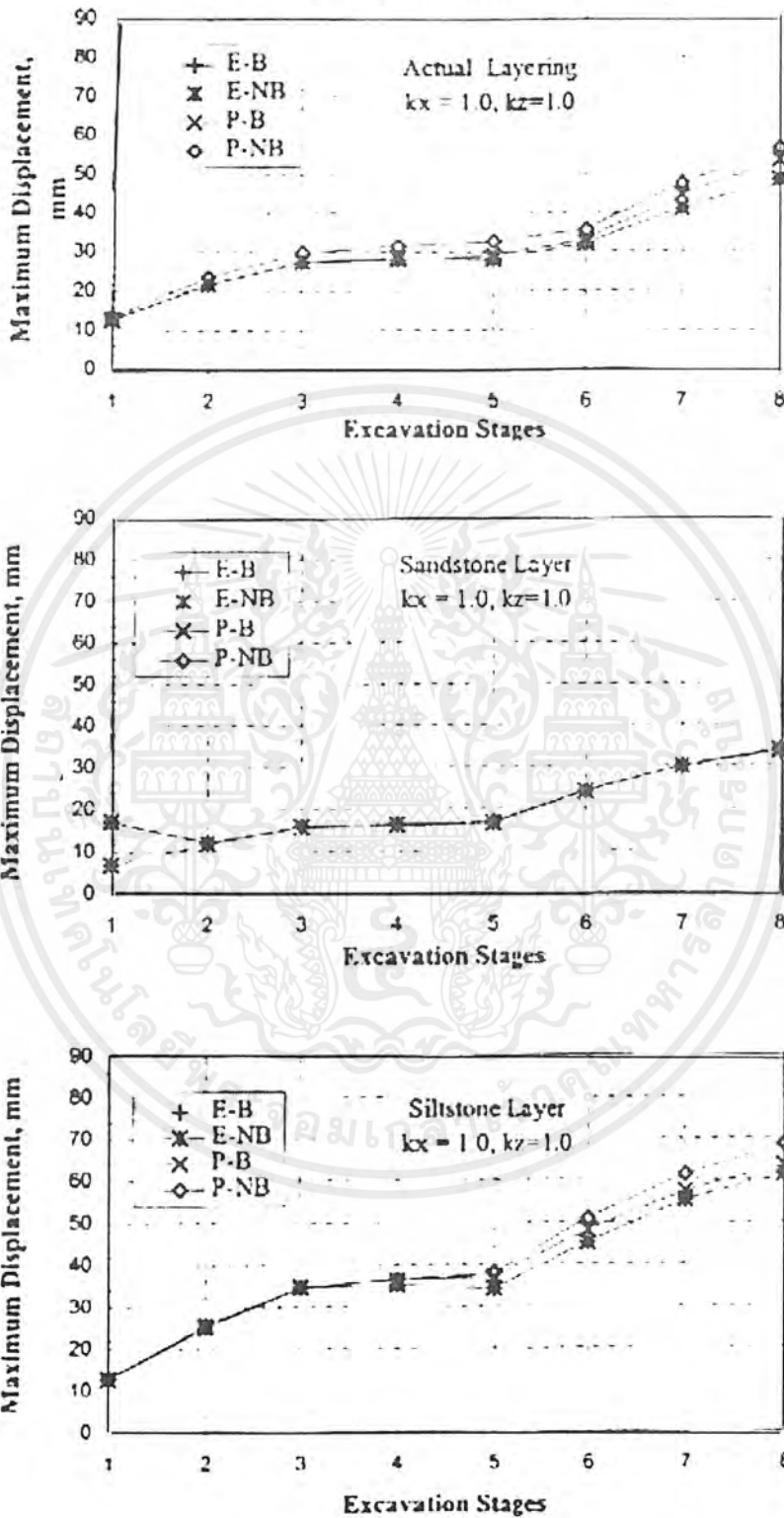
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาเอกสาร 102 อย่างยิ่งถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 4.19.(ก) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B
 ไม่มีการระบายน้ำ $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.9$

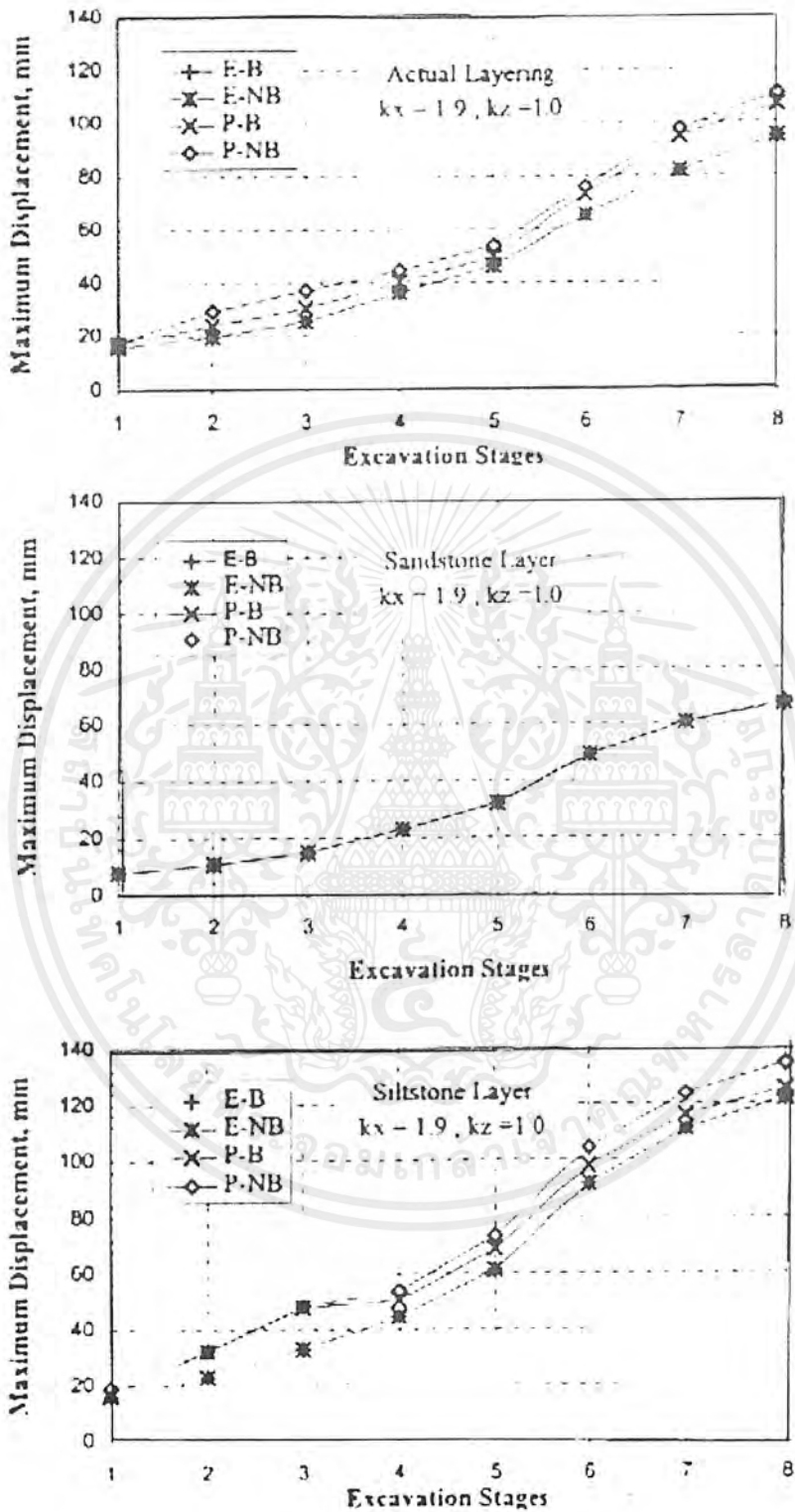
Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 4.19.(ข) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B
ไม่มีการระบายน้ำ $K_x = 1.0$ และ $K_z = 1.0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 104 อ่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 4.19.(ค) กราฟแสดงค่าสูงสุดในการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์แบบ FEM ในส่วน B ไม่มีการระบายน้ำ $K_x = 1.9$ และ $K_z = 1.0$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา 105 อังอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2. การเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ FEM และการวัดหาขนาดค่าเคลื่อนตัวของหินจากอุปกรณ์ Extensometer

การอ่านค่าที่ได้จากการเคลื่อนที่หินขนาดใหญ่ในส่วน B, C และ A ตรงบริเวณ 0+051.50 เมตร, 0+096.50 เมตร และ 0+126.50 เมตร ตามลำดับ แสดงอยู่ในรูป 4.20.(ก), 4.20.(ข), 4.20.(ค) จากรูปแสดงให้เห็นการอ่านค่าการเคลื่อนตัวของหินในวันที่แตกต่างกัน ซึ่งมีรายละเอียดขั้นตอนการเจาะและ ค่าแรงดึงที่แตกต่างกันไป การอ่านค่าจาก Extensometer ในบริเวณ BE1, CE1 และ AE1 ซึ่งมีการอธิบายตามลำดับขั้นตอนการเจาะ 1, 2 และ 3 จากส่วนบนลงมา จะมีค่าแรงดึงที่คงที่ จุดที่อ่านได้จากวันที่ที่สัมพันธ์กับการกระทำหลักๆ รวมถึงข้อมูลจากการเจาะทั้ง 3 ขั้นตอน แสดงอยู่ใน Extensometer B, C, A แสดงในตาราง 4.4.(ก), 4.4.(ข), 4.4.(ค)

ค่าสูงสุดจากการเคลื่อนตัวได้จากการวิเคราะห์ ทั้ง 3 ขั้นตอน รวมถึงการเปรียบเทียบแสดงไว้ในตาราง 4.6., 4.7., 4.8. ส่วนการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ของหินในส่วน B, C, A ที่อ่านได้จาก Extensometer BE1, CE1 และ AE1 ซึ่งได้จากการวิเคราะห์แบบ FEM แสดงไว้ในรูป 4.21.(ก), 4.21.(ข), 4.21.(ค)

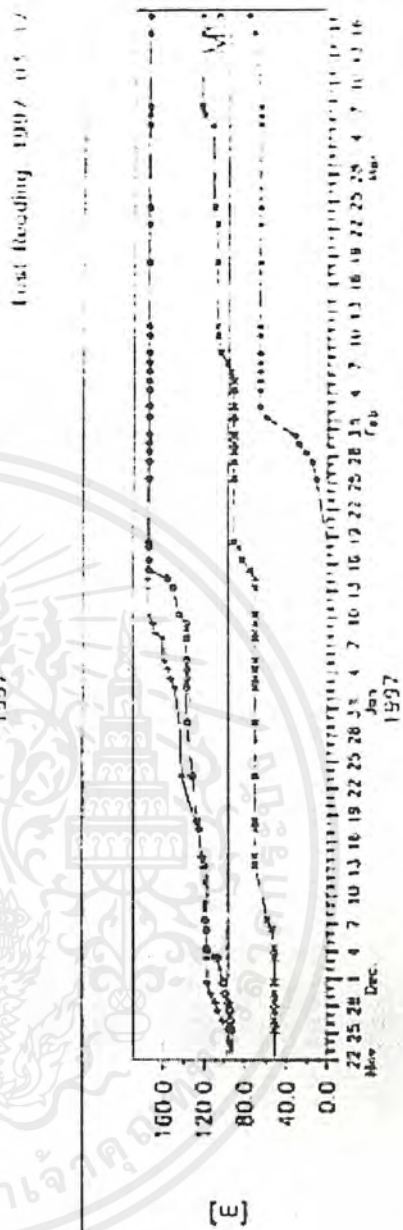
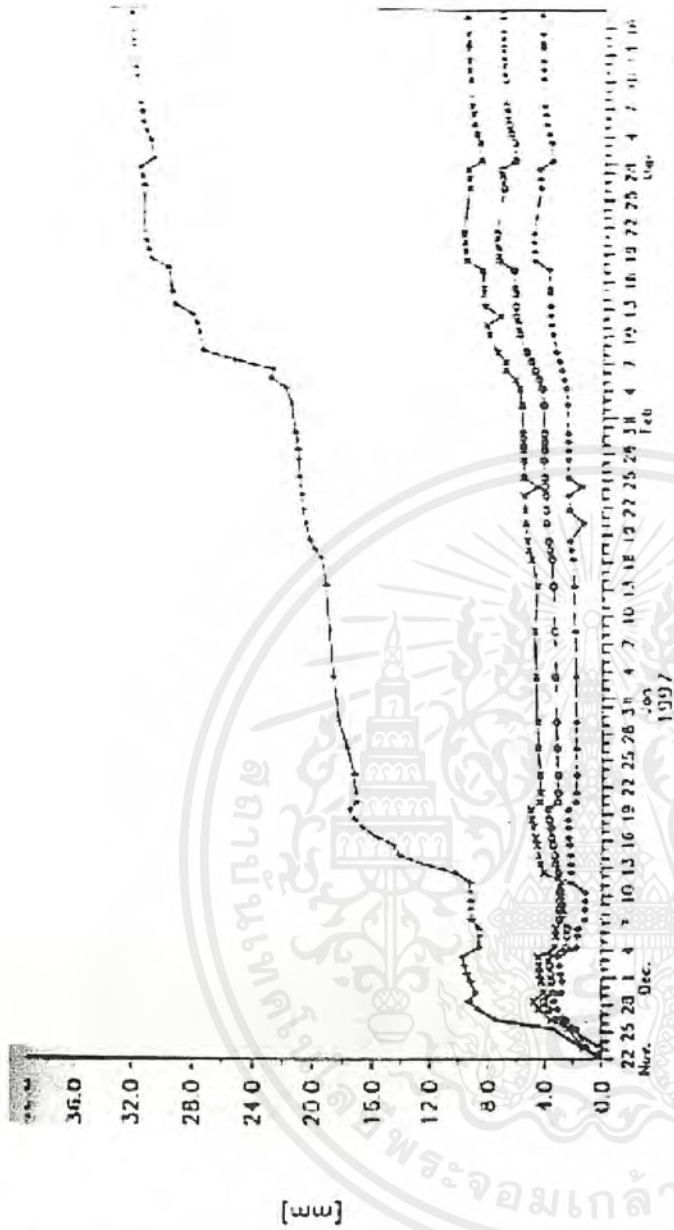
4.2.1. Extensometer BE1

การอ่านค่าจากจุด 4 จุด พบว่าค่าการเคลื่อนตัวในจุดที่ 2, 3, 4 มีแนวโน้มเป็นเส้นตรง ส่วนจุดที่ 1 ใกล้เคียงกับส่วนบนของอุโมงค์แสดงให้เห็นว่าค่าการเคลื่อนตัวมีอัตราสูง เนื่องจากหินขนาดใหญ่มีการลดรูปและลดขนาดลงเนื่องจากการระเบิด

ค่าที่อ่านได้จากวันที่ 22 สิงหาคม 2539 ถึง วันที่ 9 กันยายน 2539 แสดงให้เห็นว่าหลังจากการเจาะขั้นตอนที่ 1 มีการวัดขนาดการเคลื่อนตัว ณ จุดที่ 1 ซึ่งใกล้เคียงกับส่วนบนของอุโมงค์มีขนาดเล็กมาก ขณะที่การเคลื่อนตัวในจุดที่ 4 วัดความลึกได้ 5.3 เมตร ซึ่งวัดจากส่วนบนลงมา ส่วนค่าความดึงที่วัดได้หลังจากวันที่ 11 กันยายน 2539 มีการเปลี่ยนแปลงในจุดที่ 4 มีแนวโน้มการเคลื่อนที่จากล่างขึ้นบน

ค่าที่อ่านได้จากวันที่ 5 พฤศจิกายน 2539 ตรงกับค่าที่อ่านได้จากระดับที่ 1 ซึ่งอ่านได้จาก Extensometer

คล้ายกับค่าที่อ่านได้เมื่อวันที่ 17 ธันวาคม 2539 ซึ่งแสดงอยู่ในระดับที่ 2 เนื่องจากการเจาะในระดับที่ 2 และค่าที่อ่านได้เมื่อวันที่ 13 กุมภาพันธ์ 2539 ในระดับที่ 3 มีผลกระทบที่เกิดจากการขุดระดับที่ 2 ซึ่งอยู่ภายใน Influencing zone (ประมาณ 30 เมตร)



License: JV VANHE-DIGAJOS, NAWAJAN (c) GEOTECH CONSULT

รูปที่ 4.20.(ข) กราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Extensometer CE1 ที่ระดับ 0+096.50 จากวันที่ต่างๆ



Load Resisting 1997 1998



Load Resisting 1997 1998

License: JV VANDIY, BRAGADOS, HAWARAT

17 03 1997 14:43 SEWCALC V2 96

รูปที่ 4.20.(ค) กราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวที่อ่านได้จาก Extensometer AEI ที่ระดับ 0+126.50 จากวันที่ต่างๆ

ตารางที่ 4.4.(ก) ผลจากการวิเคราะห์แบบ FEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ในส่วน B

Depth m	FEM Analysis Results					Extensometer Reading , mm									
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25/08/96	28/08/96	02/09/96	11/09/96	05/11/96	12/11/96	17/12/96	20/01/97	13/02/97	18/02/97
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5.30	1.60	2.70	3.24			0.87	3.78	6.21	3.68	2.43	2.8	4.01	4.28	4.52	5.56
9.30	3.22	5.31	6.23			0.94	4.21	7.12	4.79	4.24	4.64	6.86	6.46	7.93	8.97
12.30	4.74	7.67	8.82			0.94	4.02	7.33	5.44	5.93	6.42	7.78	7.51	9.34	10.44
14.80	6.27	9.95	11.26			0.94	3.58	7.44	7.21	13.70	14.63	21.88	21.56	26.78	28.23
17.50	8.22	12.78	14.22			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

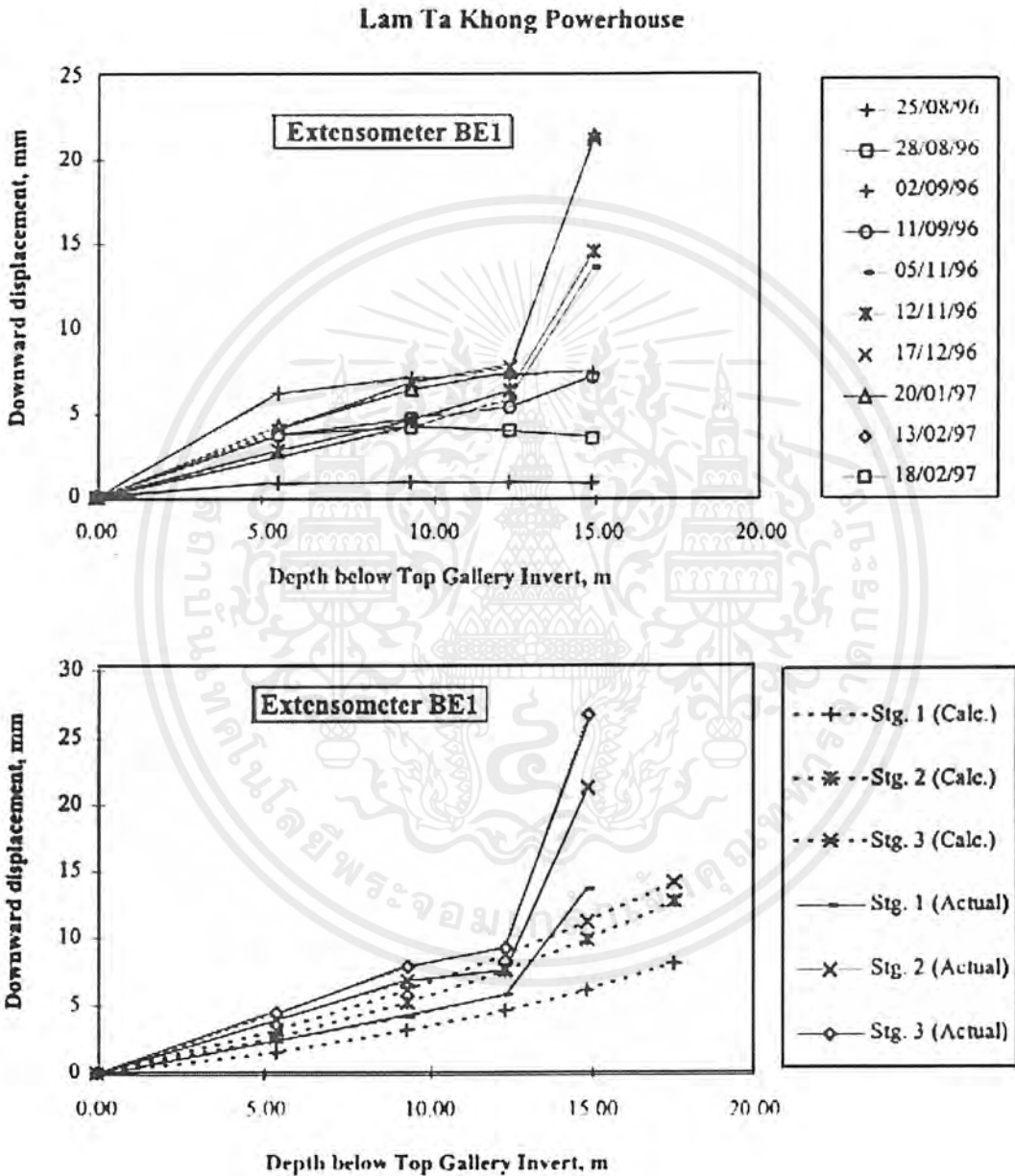
ตารางที่ 4.4.(ข) ผลจากการวิเคราะห์แบบFEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ในส่วน C

Depth m	FEM Analysis Results				Extensometer Reading , mm					
					16/12/96	23/12/96	27/12/96	01/01/97	30/01/97	18/02/97
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						
5.30	1.60	2.70	3.24	3.24						
9.30	3.22	5.31	6.23	6.23						
12.30	4.74	7.67	8.82	8.82						
14.80	6.27	9.95	11.26	11.26						
17.50	8.22	12.78	14.22	14.22						
0.00					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.30					0.20	5.12	1.59	1.59	1.11	2.36
9.30					1.30	6.22	2.97	3.53	3.61	5.08
12.30					1.37	6.98	3.82	4.59	4.85	6.44
14.80					1.33	8.36	5.01	7.03	9.81	12.18
17.50					-	-	-	-	-	-

ตารางที่ 4.4.(ค) ผลจากการวิเคราะห์แบบFEM และค่าที่ได้จาก Extensometer ในส่วน A

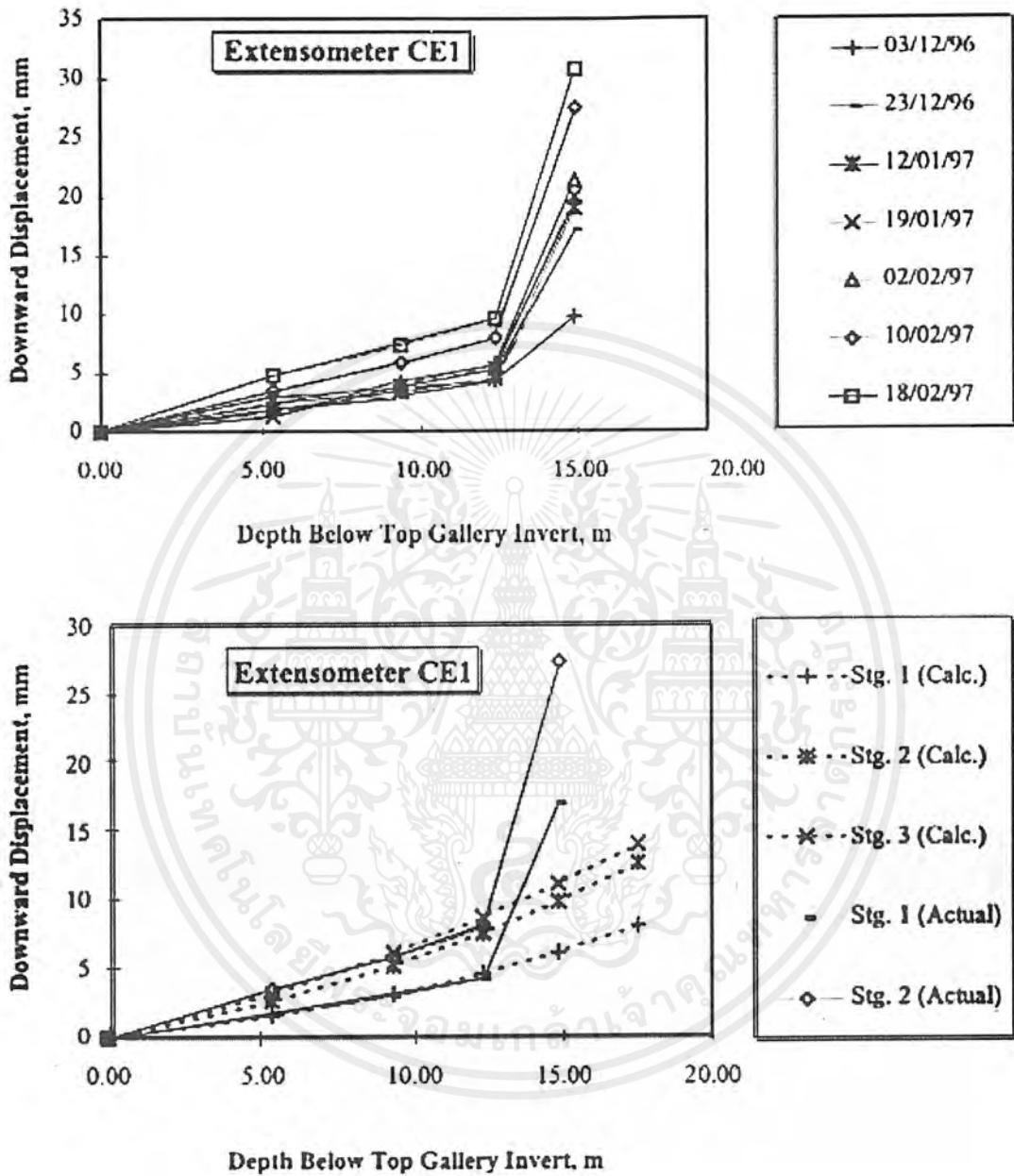
Depth m	FEM Analysis Results			Extensometer Reading , mm					
	03/12/96	23/12/96	12/01/96	20/01/97	02/02/97	10/02/97	18/02/97		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5.30	1.60	2.70	3.24	1.32	2.49	3.55	4.84		
9.30	3.22	5.31	6.23	3.93	4.19	5.94	7.41		
12.30	4.74	7.67	8.82	5.43	5.76	8.04	9.64		
14.80	6.27	9.95	11.26	20.05	21.43	27.58	30.81		
17.50	8.22	12.78	14.22	-	-	-	-		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
5.30	1.74	2.70	3.24	1.32	2.49	3.55	4.84		
9.30	3.07	5.31	6.23	3.93	4.19	5.94	7.41		
12.30	4.35	7.67	8.82	5.43	5.76	8.04	9.64		
14.80	17.22	19.08	20.05	21.43	27.58	30.81			
17.50	-	-	-	-	-	-	-		

กราฟที่ได้จากการเคลื่อนตัวในการวัดขนาดของหินที่อ่านได้จาก Extensometer และผลจากการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนแสดงในรูป 4.21.(ก) ในระดับที่ 1 ค่าการเคลื่อนตัวสูงที่ระดับใกล้เคียงกับส่วน



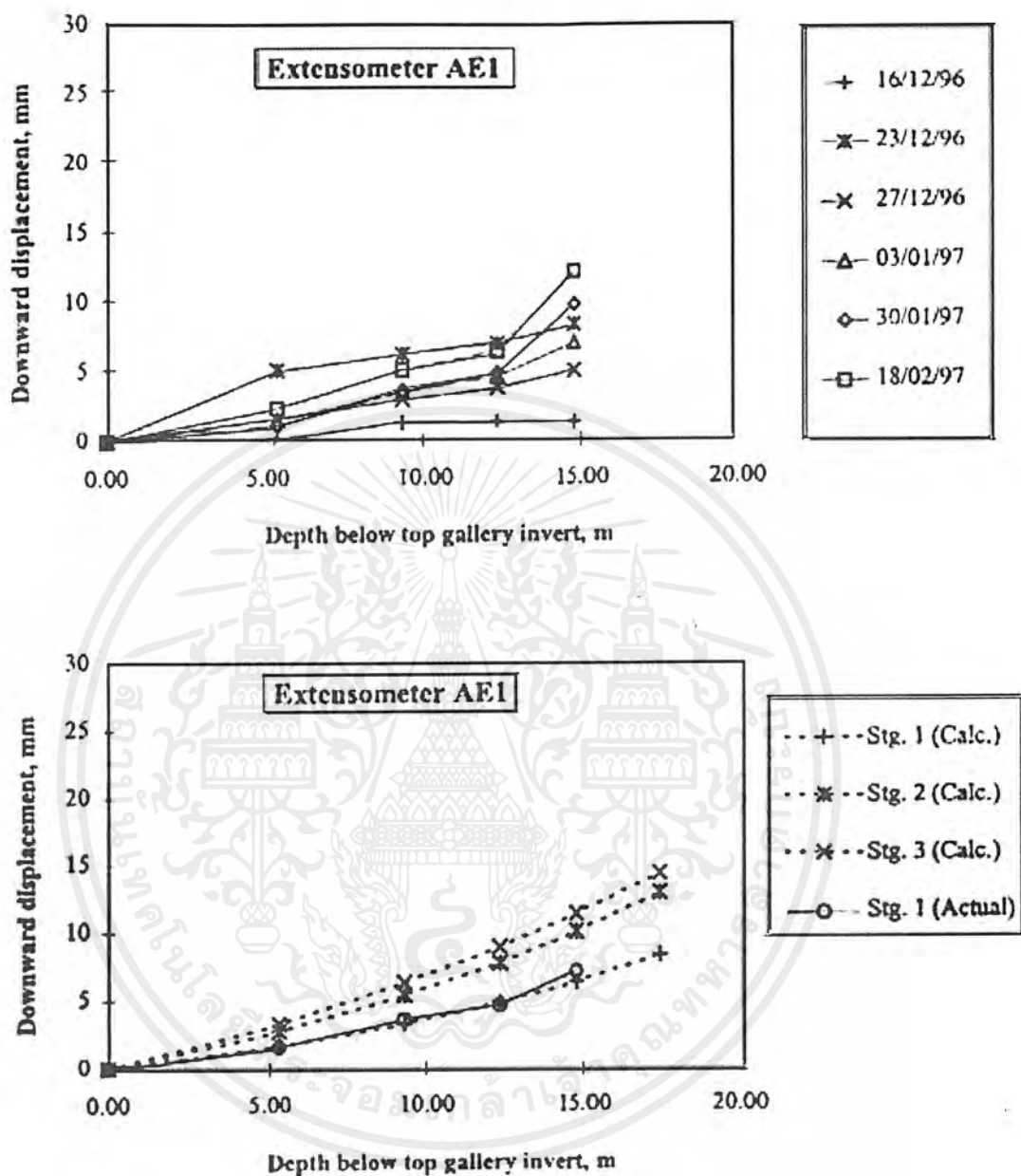
รูปที่ 4.21.(ก) ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+051.50 (ส่วน B)

Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 2.21.(ข) ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+096.50 (ส่วน C)

Lam Ta Khong Powerhouse



รูปที่ 4.21.(ค) ค่าการเคลื่อนตัวจากการวัดขนาดของหินในบริเวณส่วนหลังคาโรงไฟฟ้า ซึ่งวัดจาก Extensometer และจากการวิเคราะห์ FEM ที่ระดับ 0+126.50 (ส่วน A)

บนที่มีค้ำยันอยู่ ส่วนระดับที่ 2 ค่าที่ได้จากการอ่าน Extensometer และการวิเคราะห์จาก FEM ผลที่ได้มีค่าใกล้เคียงกัน การเคลื่อนตัวในจุดที่ 2 จากระดับบนมีการเคลื่อนที่เป็นเส้นตรง ในขณะที่ค่าการเคลื่อนตัวต่ำเนื่องจากการระเบิด การขยายตัวในช่วงลดรูปมีความลึกประมาณ 40 มม.

4.2.2. Extensometer CE1

ช่วงระยะตั้งแต่ 22 สิงหาคม ถึง 9 กันยายน 2539 Extensometer อ่านค่าการเจาะในระดับที่ 1 ค่าการเคลื่อนตัวอ่านจากบนลงล่าง (Downward)

ค่าที่ได้จากการอ่านหลังจากวันที่ 23 ธันวาคม 2539 มีการวัดที่ส่วน C แต่มีผลกระทบ น้อยมากค่าที่ได้คงที่ เมื่อเทียบการวัดที่ระดับที่ 1 ส่วนค่าที่ได้จากการอ่านเมื่อวันที่ 3 กุมภาพันธ์ 2540 ได้จากการเจาะระดับที่ 2 ค่าที่ได้จาก Extensometer และผลจากการวิเคราะห์แบบ FEM รูป 4.21(ข) มีค่าใกล้เคียงกันที่จุดที่ 2 อยู่ที่ความลึกประมาณ 12.3 เมตร ส่วนบนที่เหนือหลังคาโรงไฟฟ้าถูกรบกวนเนื่องจากการระเบิด และมีค่าการเคลื่อนตัวที่สูง ส่วนผลจากการเจาะในระดับที่ 2 มีการขยายตัวประมาณ 25 เมตร

4.2.3. Extensometer AE1

ข้อมูลที่ได้จากวันที่ 14-23 ธันวาคม 2539 แสดงให้เห็นว่าการเคลื่อนตัวในจุด 1, 2, 3, 4 เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ การเคลื่อนที่เริ่มหยุดลงในช่วงวันที่ 23-27 ธันวาคม 2539 แสดงว่ามีผลกระทบจากแรงดึงใกล้ๆกับ PS rock anchors

จากกราฟพบว่าค่าที่ได้จากการอ่านเมื่อวันที่ 3 มกราคม 2540 มีค่าตรงกับค่าที่ได้จากการเจาะในระยะที่ 1 ส่วนในระดับที่ 2 และ 3 ค่าที่ได้ยังไม่ถูกต้อง แสดงอยู่ในรูป 4.21(ค)

4.3. การวิเคราะห์โดยใช้การตรวจสอบอย่างละเอียด

จากลักษณะการวิเคราะห์แบบใช้ขอบเขตทั้ง 3 แบบนี้พบว่า การตรวจสอบอย่างละเอียดในการประเมินค่าความเค้น และการเคลื่อนตัวบริเวณรอบปากอุโมงค์ในส่วน B โดยไม่มีค้ำยันในส่วนของชั้นหินตะกอน เปรียบกับผลที่ได้จากการใช้การวิเคราะห์แบบ PHASES พบว่าการวิเคราะห์แบบ ELASTIC ยอมรับในหลักการ Mohr-coulomb failure ความเค้นจริงในแนวอนมีค่าเท่ากับ 1.9 ส่วนในแนวตั้งก็ยังมีการใช้อยู่

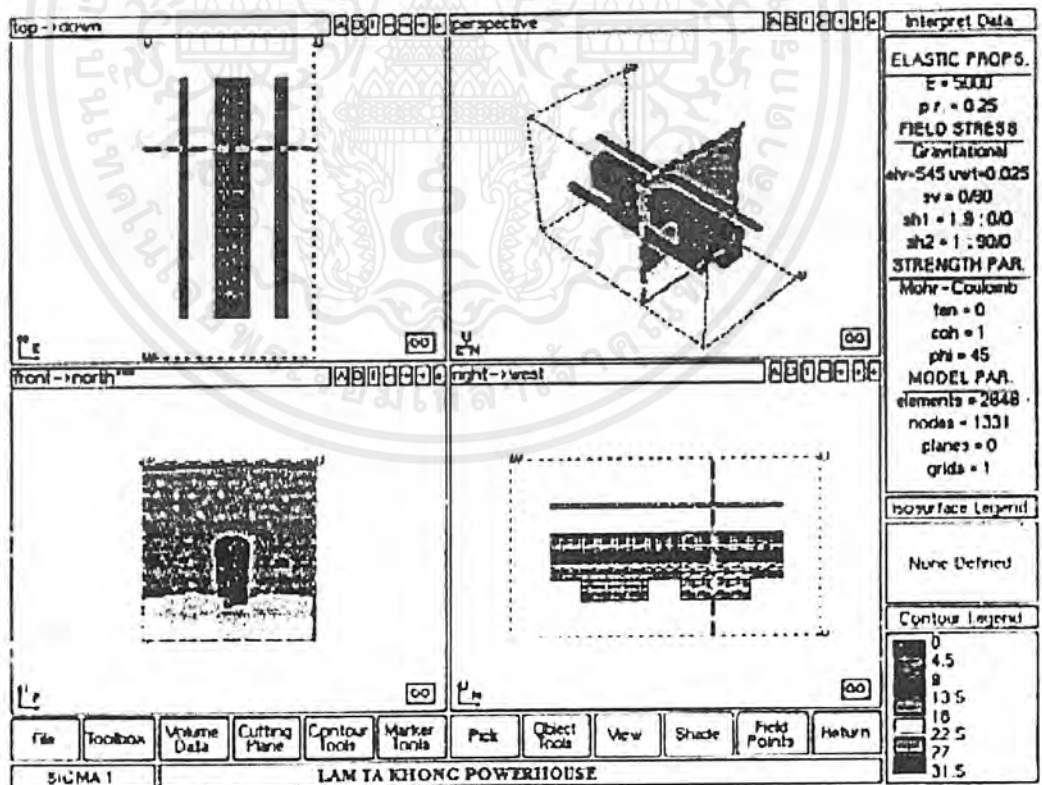
วิเคราะห์ได้ว่า ข้อมูลเหมือนกันซึ่งใช้ในการวิเคราะห์ 2 ลักษณะจะใช้การวิเคราะห์แบบ PHASES ส่วนการเคลื่อนที่ตามแรงดึงดูด จะถูกประยุกต์มาใช้กับความเค้นที่เกิดขึ้นจริง

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะพิจารณาในส่วนของความเค้น, พลังงานที่ได้รับ และการกระจายค่าการเคลื่อนตัว ซึ่งรวมทั้งส่วน 2 ส่วน คือ ส่วนที่หนึ่งแนวตั้งที่ตัดกับระนาบในส่วน B และอีกส่วนหนึ่งคือแนวอนที่ตัดกับบริเวณส่วนโค้ง ซึ่งแสดงใน ภาคผนวก ข ผลจากการวิเคราะห์ในส่วน B แสดงในรูป 4.22., 4.23., 4.24. และ 4.25.

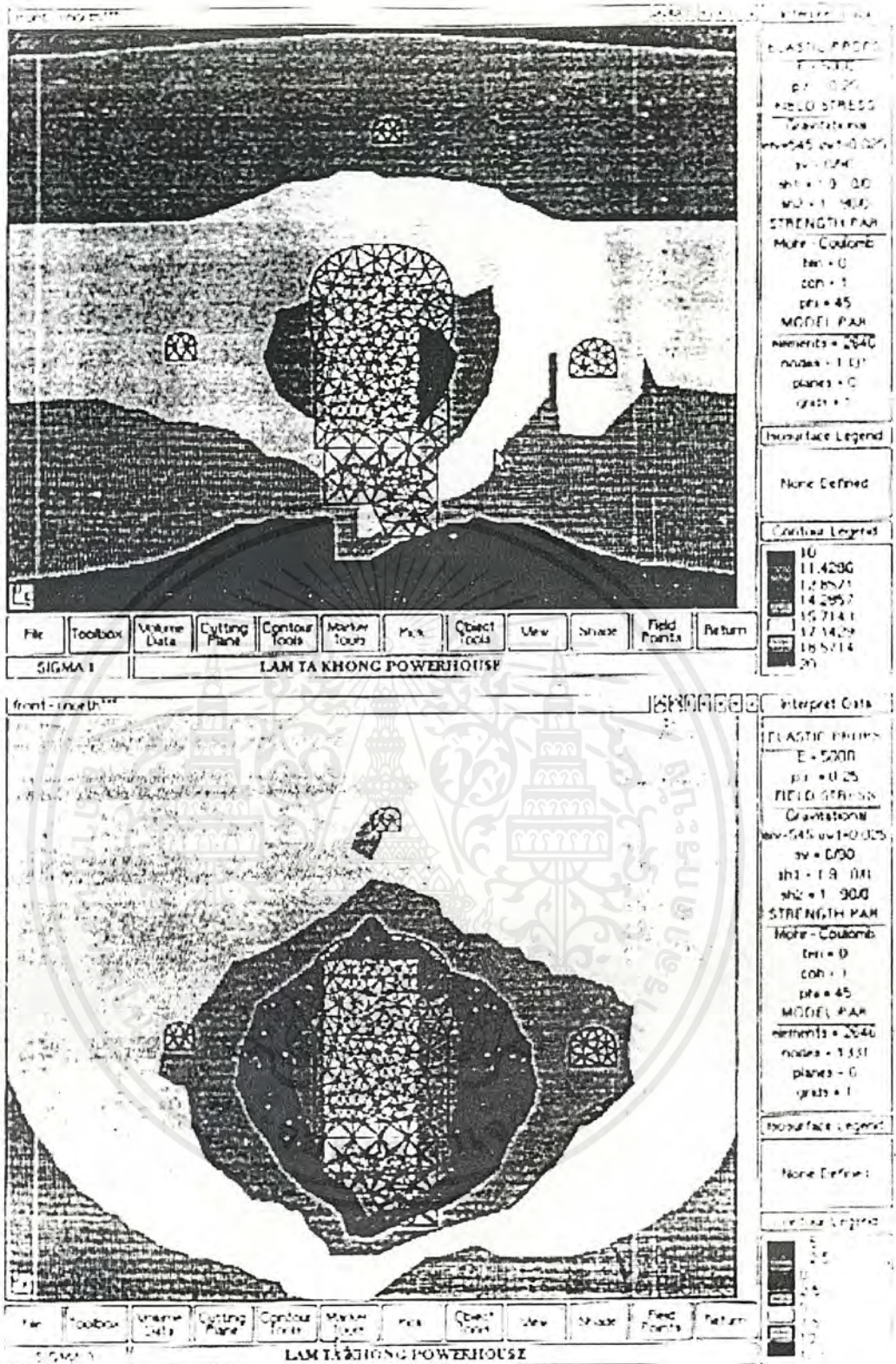
จากกราฟพบว่าที่ส่วนบนและส่วนล่างของอุโมงค์มีค่าความเค้นสูง ค่าความเค้นหลักบริเวณส่วนบน, ผนังข้างและส่วนล่างมีค่าประมาณ 15 MPa, 12MPa และ 19MPa ตามลำดับ ส่วนค่าความเค้นรองมีการขยายในส่วนของผนังข้าง ซึ่งมีค่าสูงสุดประมาณ 60 มม.

ค่าความเค้นและค่าการเคลื่อนตัวที่บริเวณส่วนโค้งแสดงไว้ในภาคผนวก ข กราฟแสดงค่าความเค้นหลักและรองมีค่า 16 MPa และ 0-2.5 MPa ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดอยู่ในระดับ 20-30 มม.

ความเค้นที่ผนังข้างและพลังงานที่ได้จากการวิเคราะห์แบบขอบเขต 3 ลักษณะ ในกรณี ELASTIC และ PLASTIC มีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์แบบขอบเขต 2 ลักษณะ ค่าที่ได้จากการเคลื่อนตัวใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ 2 ลักษณะ



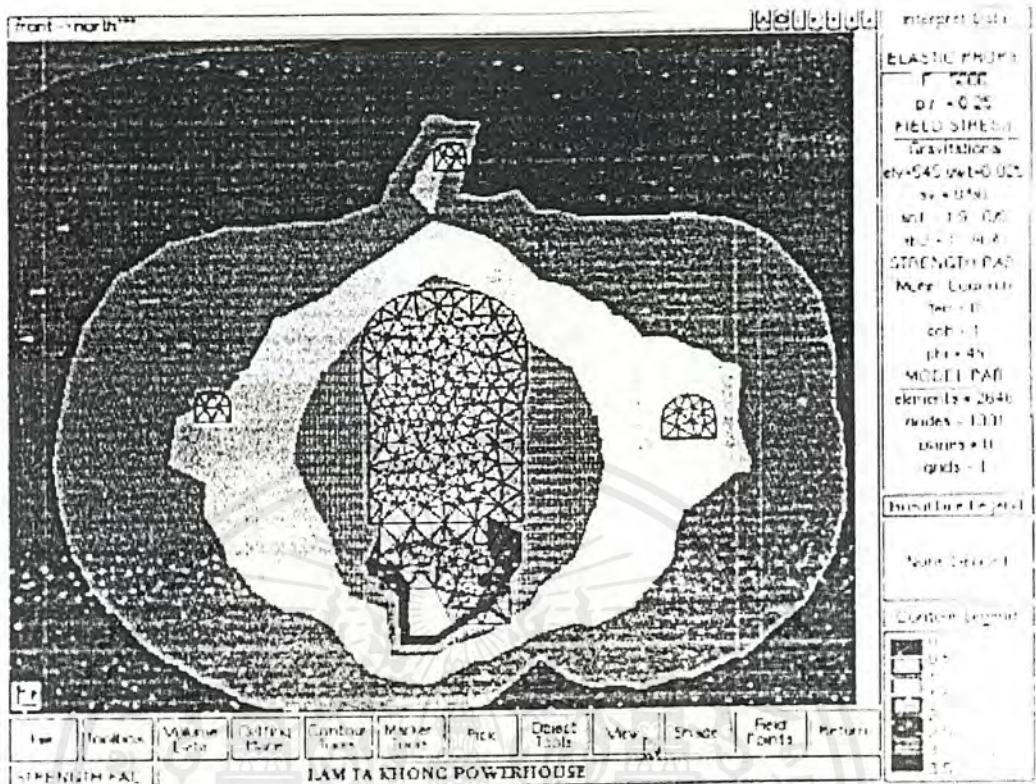
รูปที่ 4.22. ภาพแสดงโรงไฟฟ้าในแนวตั้งตัดกับส่วน B



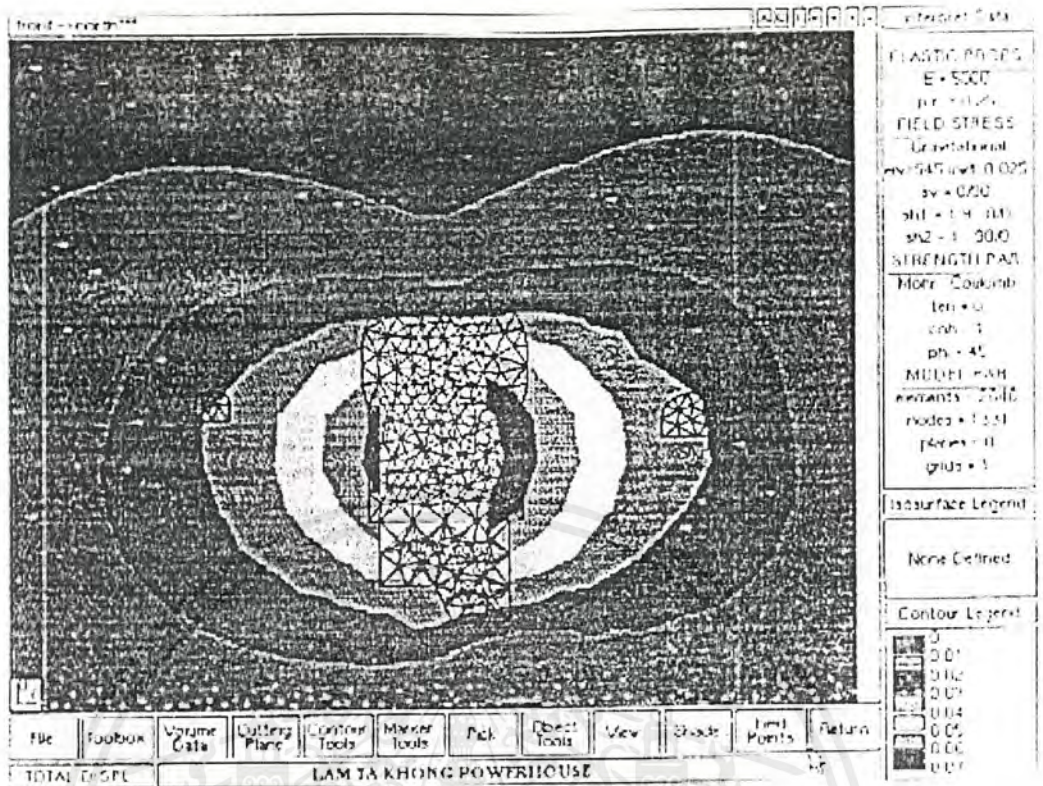
รูปที่ 4.23. การหาค่าความเค้นในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มี

ระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาแต่อย่างใด 118 อังอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.24. ปัจจัยสำคัญในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



รูปที่ 4.25. ค่าการเคลื่อนตัวทั้งหมดในส่วน B มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.9$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

บทที่ 5

การสรุปผลและคำแนะนำ

การวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนของอุโมงค์โรงไฟฟ้าทั้งแบบที่มีค้ำยันและไม่มี พบว่ามีผลกระทบจากการขุดเจาะในแต่ละส่วน การศึกษาโดยวิธี Parametric โดยดูจากผลกระทบจากรูปร่างและที่ตั้ง จะใช้การวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอนแบบ 2 ลักษณะ และ 3 ลักษณะ และยังใช้การวิเคราะห์แบบขอบเขตด้วย ซึ่งจะใช้ข้อมูลที่ได้จากค่า Extensometer จากการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ผลที่ได้จากการเจาะในการวิเคราะห์แบบ ELASTIC ในส่วนโรงไฟฟ้าที่มีและไม่มีค้ำยันพบว่ามีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด แต่การวัดค่าการเคลื่อนตัวในกรณี PLASTIC จะมีประสิทธิภาพมากกว่า
2. ผลกระทบจากการเจาะในส่วนที่มีการระบายน้ำและส่วน Draft gate hall มีผลเพียงเล็กน้อยเนื่องมาจากขนาดของการขุดเจาะ และระยะทางในส่วนต่างๆของโรงไฟฟ้า
3. พลังงานที่ได้จากการวัดขนาด rock support มีค่าคงที่เพียงพอ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับระยะของ Rock anchors ที่กำหนดให้
4. การศึกษาโดยใช้วิธี Parametric พบว่า Non-uniform stress นั้นพลังงานจะถูกลดรูปและขยายตัวมากกว่าในส่วน PLASTIC ในส่วนผนังด้านข้าง
5. ผลจากการวิเคราะห์แบบ ELASTIC โดยใช้รูปแบบ 3 ลักษณะในการวิเคราะห์แบบใช้ขอบเขต พลังงานที่ได้ในส่วนของหินตะกอนมีค่าใกล้เคียงกับการวิเคราะห์แบบ 2 ลักษณะ
6. ผลจากการวิเคราะห์ส่วนประกอบที่แน่นอน เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการเคลื่อนตัวของหินขนาดใหญ่ ที่ส่วนบนของโรงไฟฟ้าในส่วน A, B และ C พบว่าค่าที่ได้จากส่วนโค้งที่บริเวณค้ำยันส่วนบนมีค่าใกล้เคียงกับส่วนหลังคา ค่าการเคลื่อนตัวสูงเนื่องจากมีการปล่อยน้ำและการระเบิดตรงบริเวณส่วนล่าง

บรรณานุกรม

บุญเทพ นานะกรังสรรคต์ ;”Foundation Engineering and Tunneling”

จักรกฤษณ์ กาลจักร และ ชำรง พันธุ์สุระ ;”เทคนิคการก่อสร้างโครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำแบบสูบกลับ
กรณีศึกษา โครงการโรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคองแบบสูบกลับ
ฝ่ายก่อสร้างพลังน้ำ กฟผ.;”รายงานประจำปี 2539-2542 โครงการ โรงไฟฟ้าพลังน้ำลำตะคอง
แบบสูบกลับ

Bieniawski,Z.T.(1973), “Engineering Classification of Jointed Rock Masses” , The Civil Engineer in
South Africa , pp.335-344.

Cooke, J.B. and Merritt, A.H. (1997), International Board of Experts No.5 of Lam Ta Khong Pumped
Storage Project , Electricity Generating authority of Thailand , 8 p.

Dowa Engineering Co.,Ltd. (1994), Report on Hydraulic Fracturing Stress Measurements in DHW.15
at Lam Ta Khong Pumped Storage Project, Thailand, 31p.

Electric Power Development Co.,Ltd (EPDC) and ATT consultants Co.,Ltd (1995), Design Report on
Civil Works of Lam Ta Khong Pumped Storage Project, Vol.I & II, Electricity Generating
Authority of Thailand.

Hoek, E (1994), Lam Ta Khong Pumped Storage Project – Second Geotechnical Review Report,
Electric power Development Co.Ltd., 19 p.

Hoek, E and Brown, E.T.(1980) , Underground Excavation in Rock, The institution of Mining and
Metallurgy, London, 526 p.

Karki,D.(1997), Stability Analysis of Underground Cavern at Lam Ta Khong Pumped Storage
Project., Master Degree Thesis No.GT-96-? , Asian Institute of Technology , Bangkok.

Phienwej,N.(1992), Stress Related Stability Analysis of Cavems and Tailrace Tunnel of Lam Ta
Khong Pumped Storage Project of the Electricity Generating Authority of Thailand, Research
Report, ATT Consultants Co.,Ltd. Bangkok, 61 p.

Phienwej,N.(1996), Interpretation on Borehole Extensometer Readings in Arch Heading Excavstion of
Powerhouse,Lam Ta Khong Pumped Storage Project Asian Institute of Technology ,Bangkok.

Phienwej,N.(1997), Report No.2 – Geotechnical Services for Engineering Construction Supervision of
Undergrund Powerhouse Caverns and Associated Tunnels and Shafts of the Lam Ta Khong

- Sirikaew, U. (1994) Rock Mechanics at the Lam Ta Khong Pumped Storage Project, Master Degree Thesis No.GT-94-25 , Asian Institute of Technology , Bangkok.
- Terzaghi, K. And Peck, R.B. (1948) , Soil Mechanics in Engineering Practice. John Willey and Sons , Inc., New York.
- Whittaker, B.N. and Frith, R.C. (1990), Tunneling design, Stability and Construction, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 460 p.



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

The logo of Rajabhat Buriram University is a circular emblem. It features a central sun with rays, flanked by two traditional Thai stupas. Below the sun is a large Thai character '๙' (9). The entire emblem is surrounded by a decorative border. The text 'ภาคผนวก ก' is centered above the emblem, and 'ผลที่ได้จากการวิเคราะห์จากโปรแกรม PHASES' is centered below it.

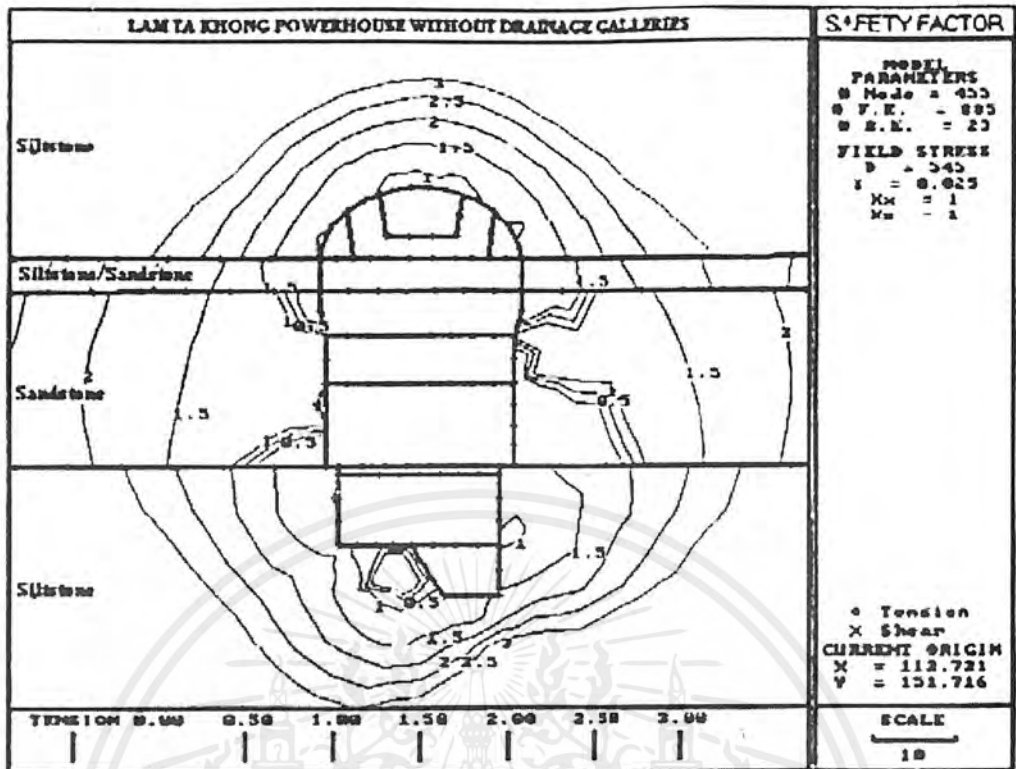
ภาคผนวก ก

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์จากโปรแกรม PHASES

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

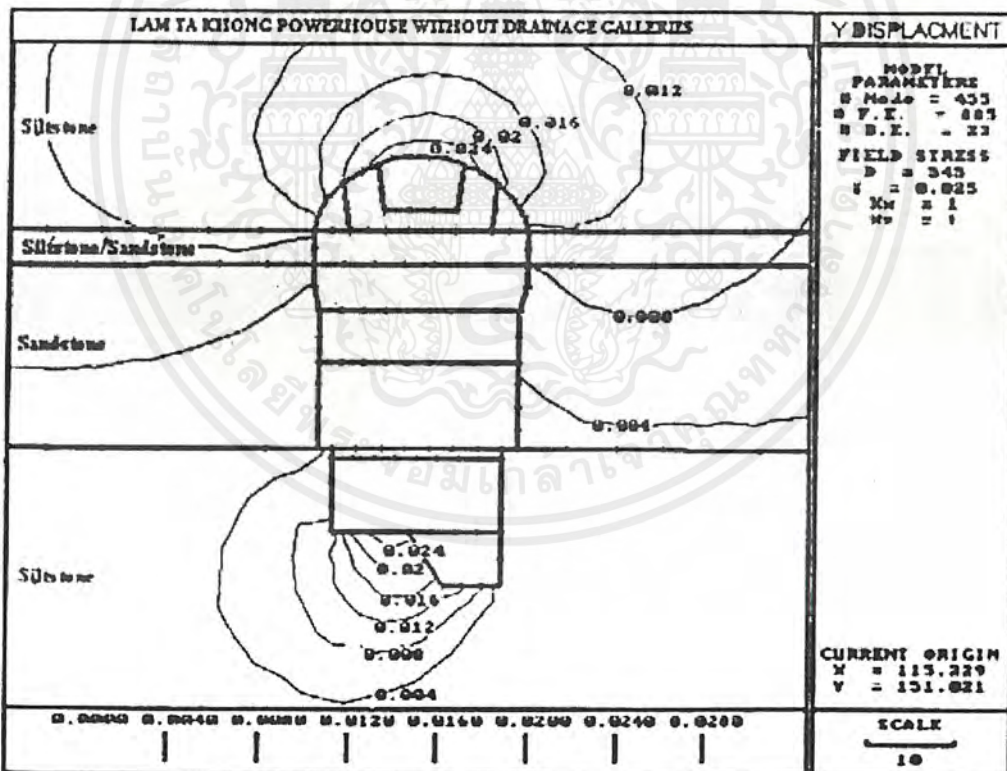
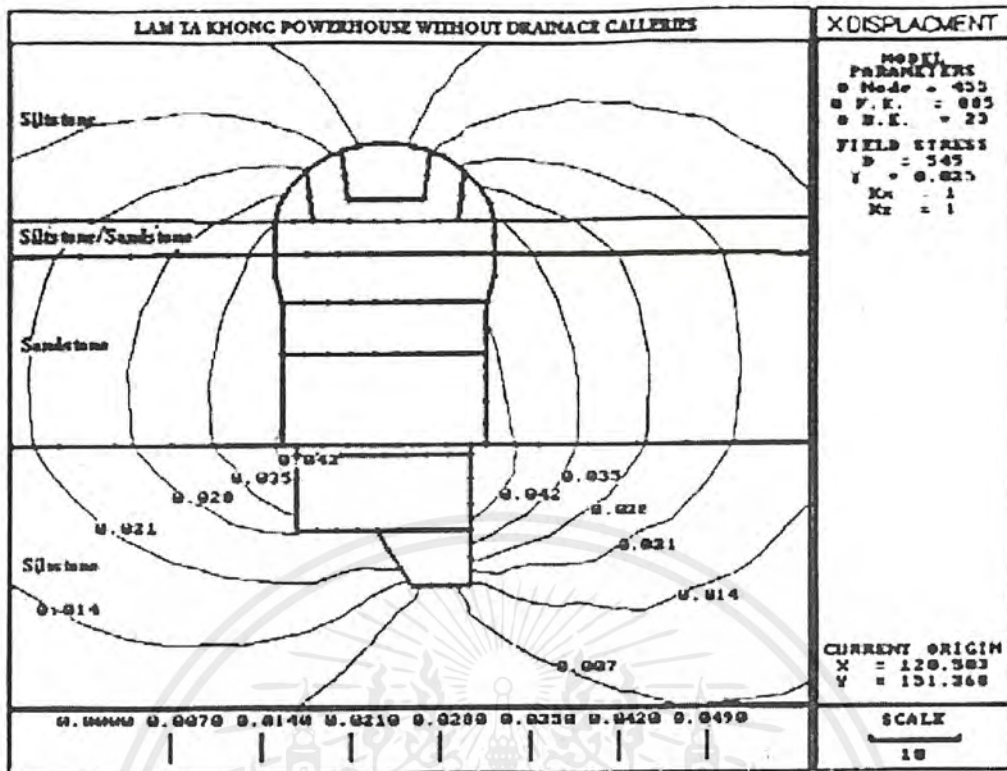


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



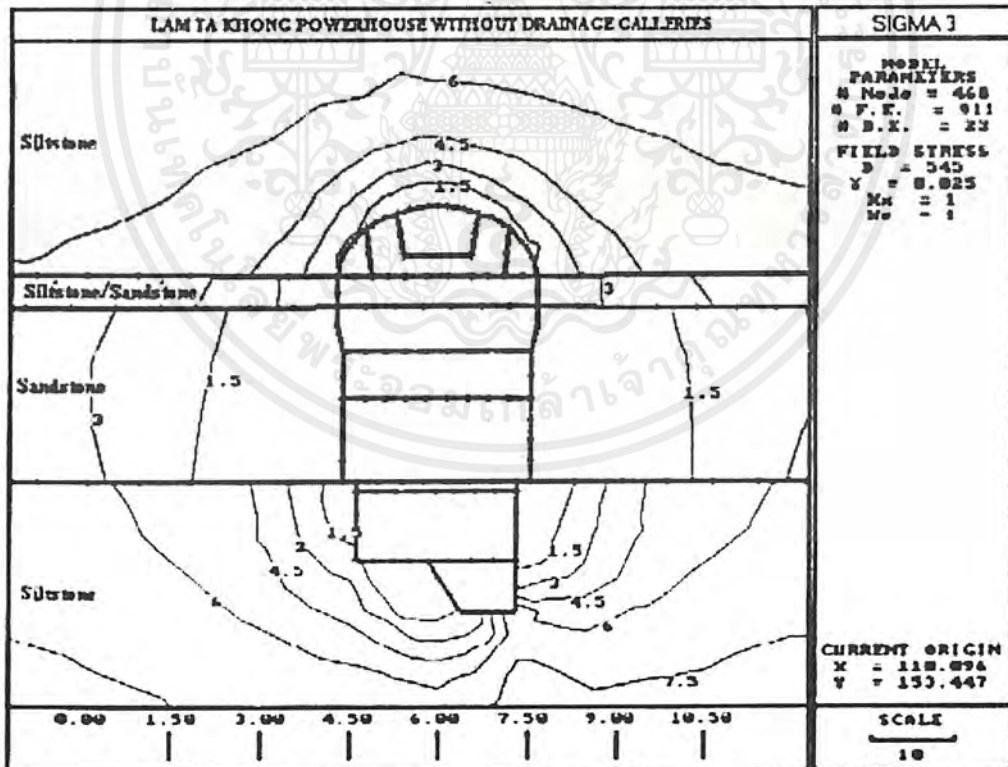
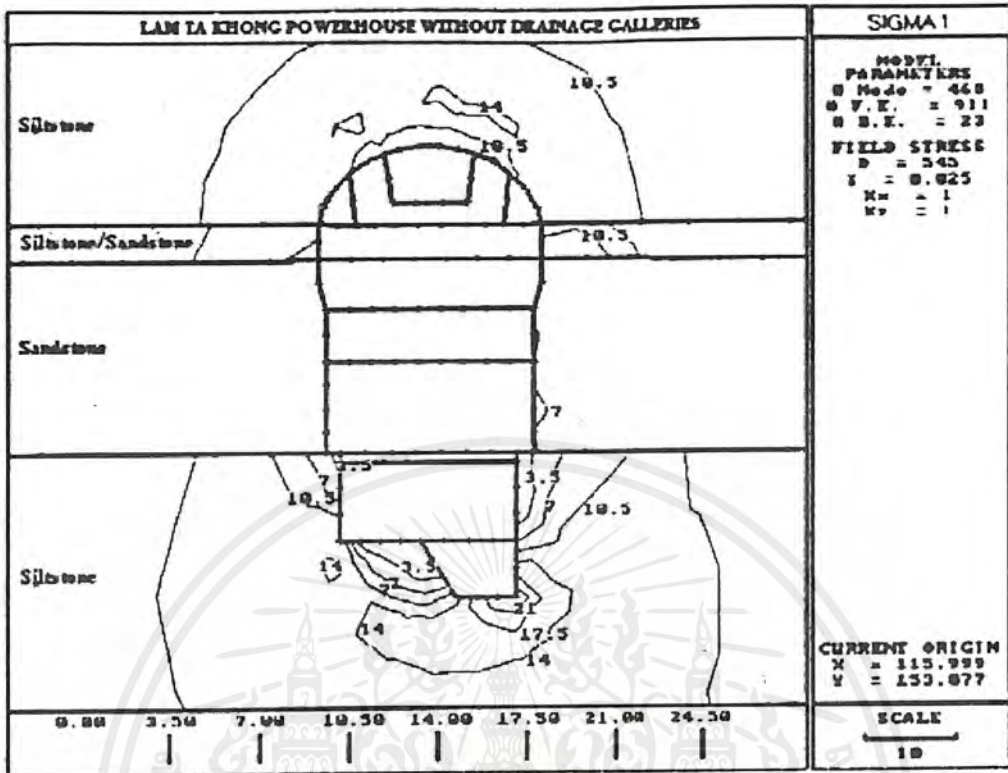
รูปที่ ก.1.ข. ปัจจัยในการเจาะระดับสุดท้ายในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน

$K_x=1.0$ และ $K_z=1.0$ การวิเคราะห์แบบ Elastic



รูปที่ ก.1.ค. ค่าการเคลื่อนตัวที่ระดับสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.0$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

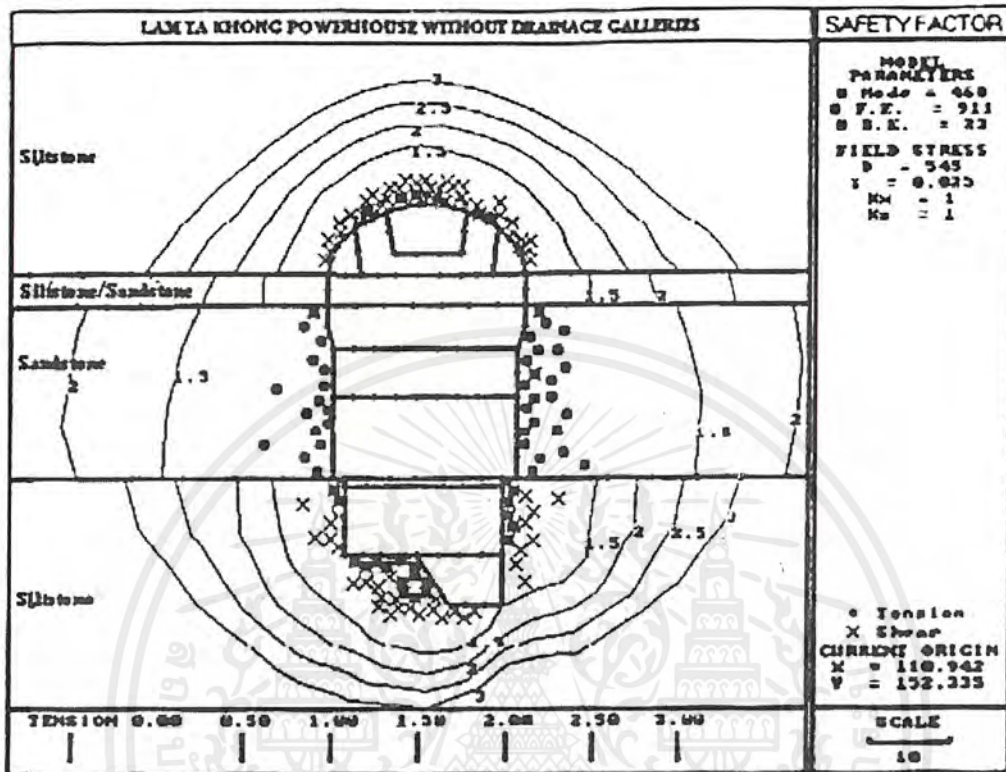
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ก.2.ก. ความเค้นในส่วนสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน

$K_x=1.0$ และ $K_z=1.0$ การวิเคราะห์ที่แบบ Plastic

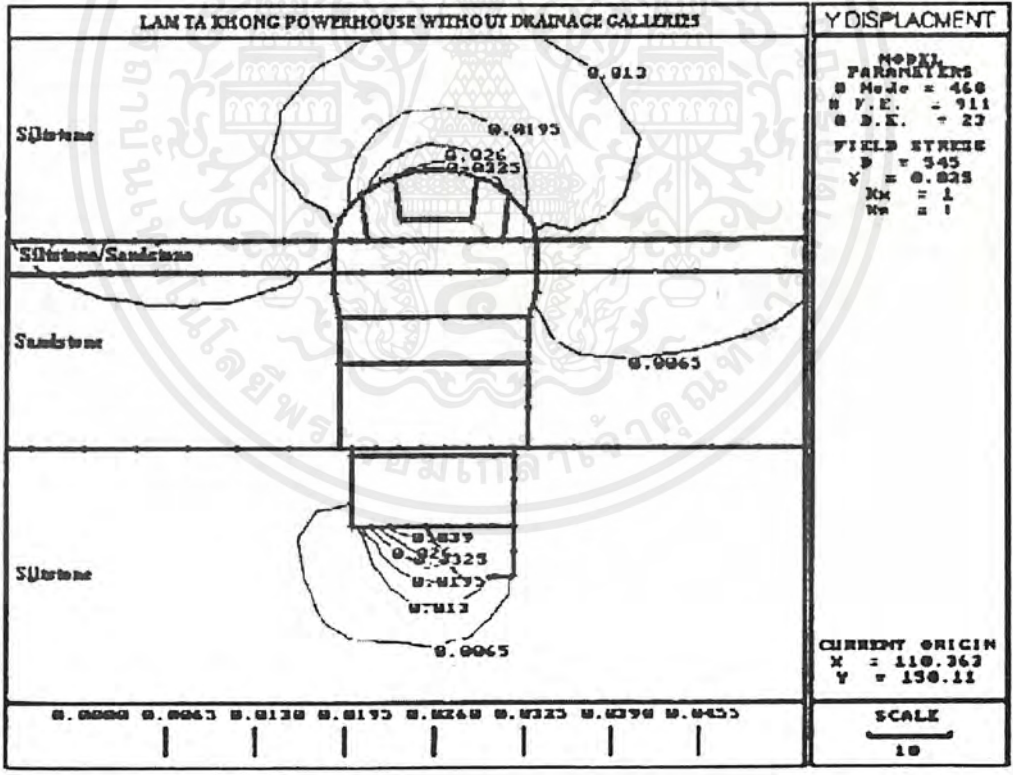
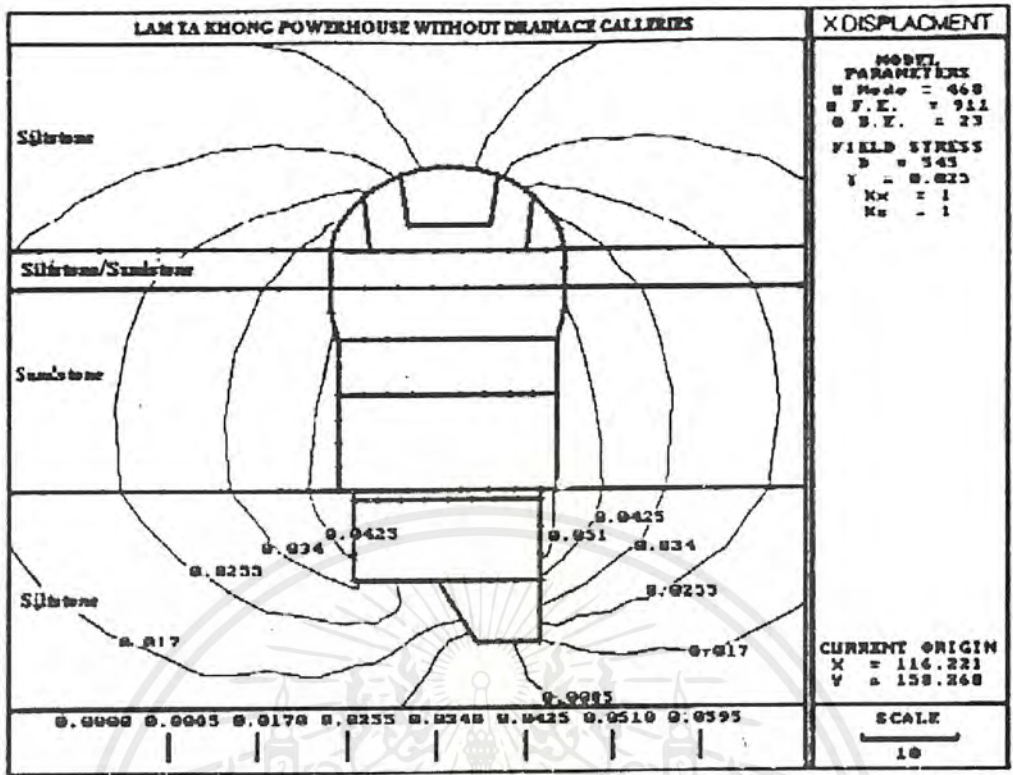
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ก.2.ข. ปัจจัยที่สำคัญในการเจาะระดับสุดท้ายในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน

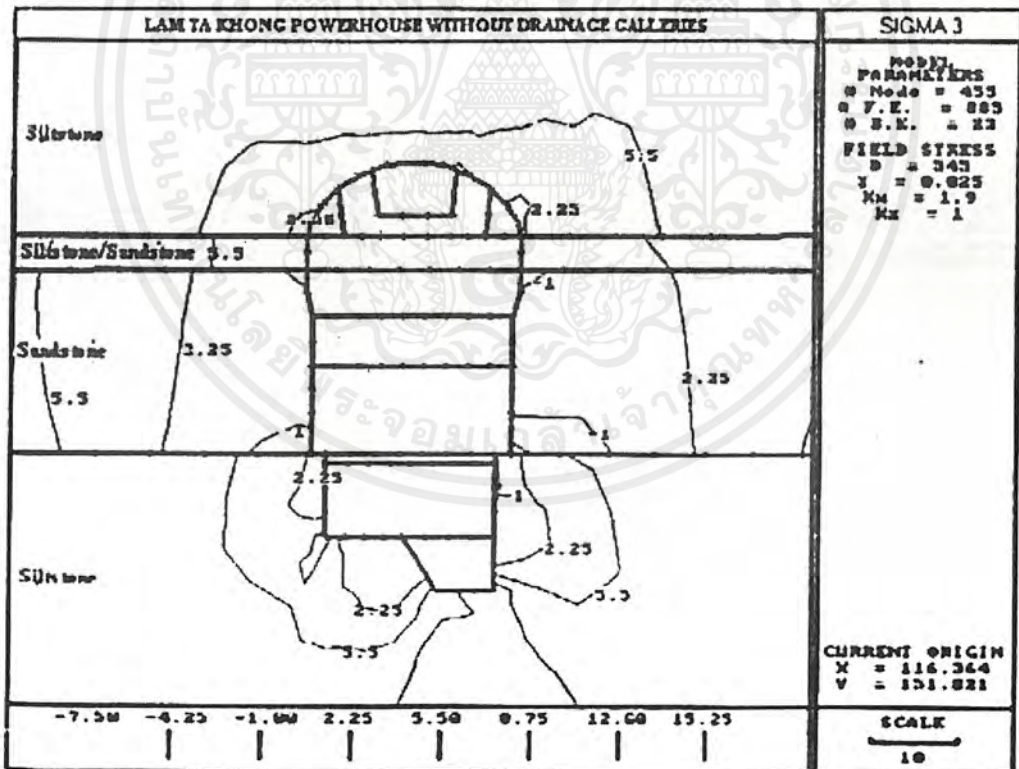
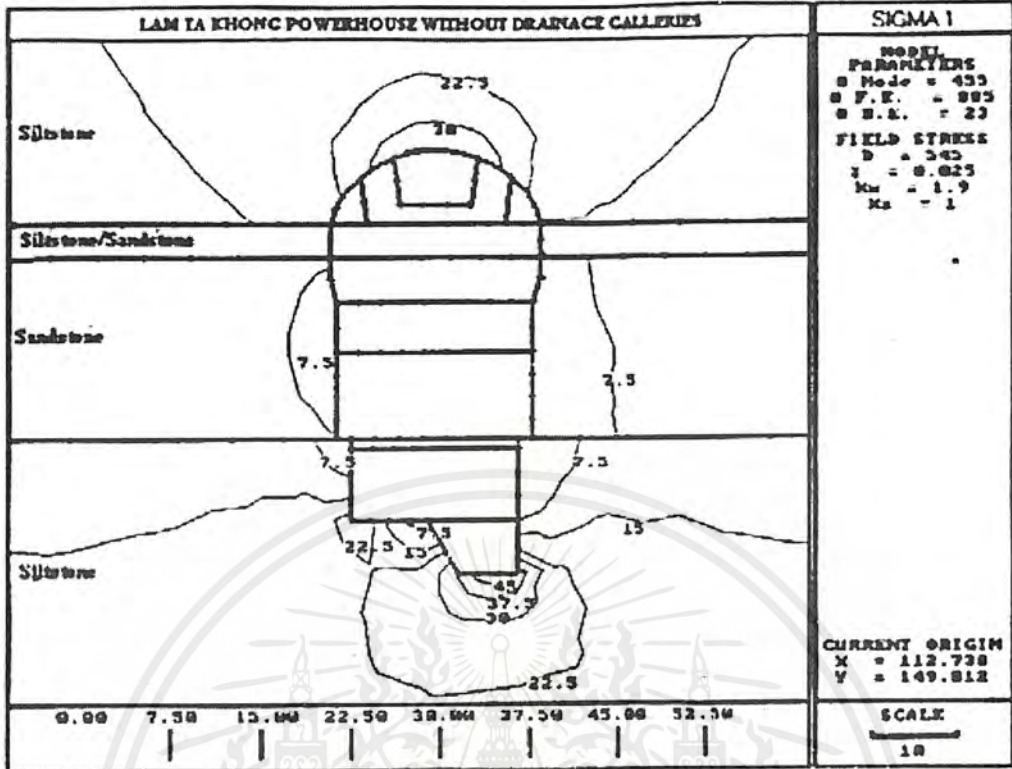
$K_x=1.0$ และ $K_z=1.0$ การวิเคราะห์แบบ Plastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ก.2.ก. ค่าของการเคลื่อนตัวในส่วนสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน $K_x=1.0$ และ $K_z=1.0$ การวิเคราะห์ Plastic

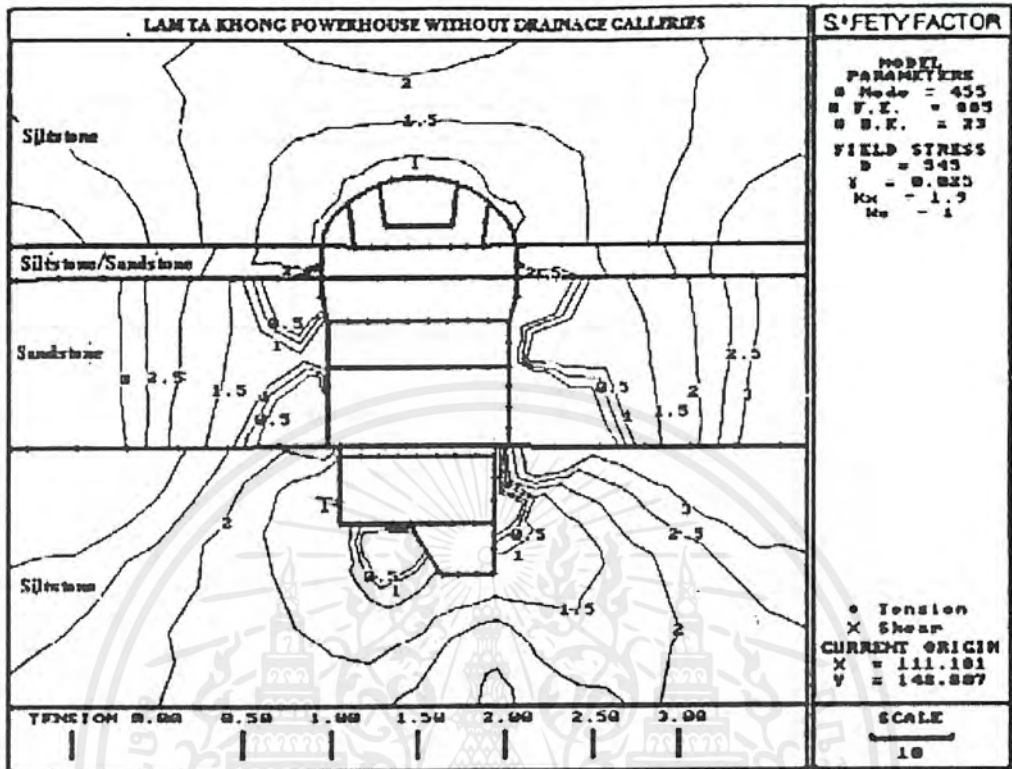
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ก.3.ก. ความเค้นที่ส่วนสุดท้ายของการเจาะในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน

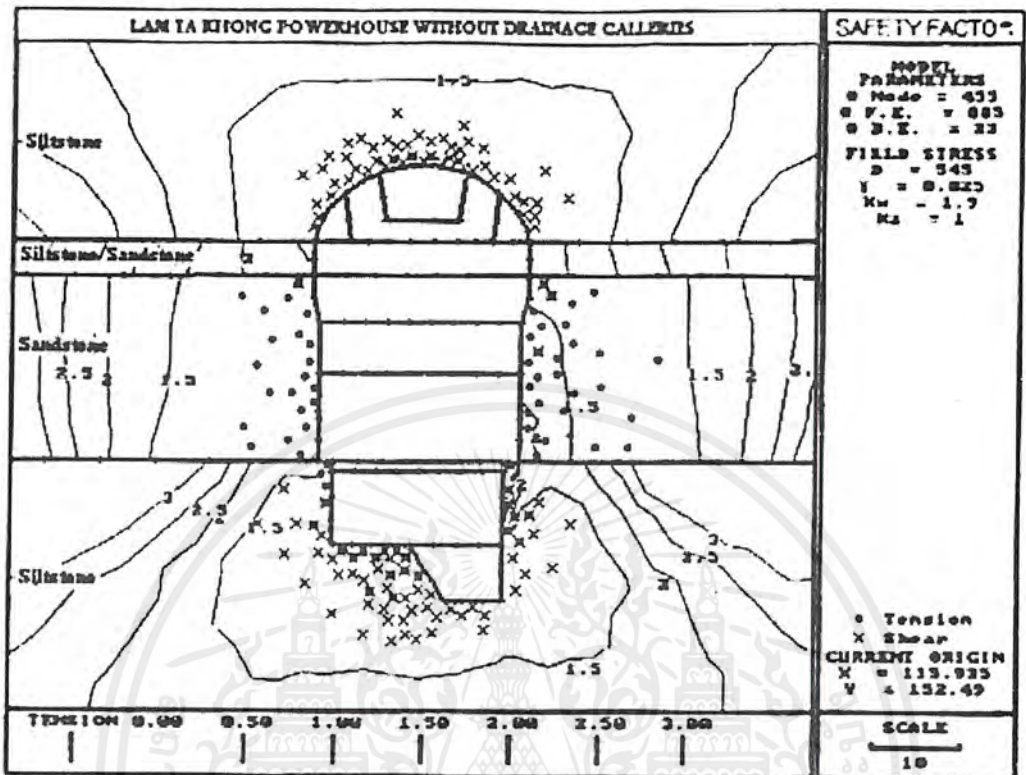
$K_x = 1.9$ และ $K_z = 1.0$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ก.3.ข. ปัจจัยสำคัญในการเจาะส่วนสุดท้ายในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน
 $K_x = 1.9$ และ $K_z = 1.0$ การวิเคราะห์แบบ Elastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



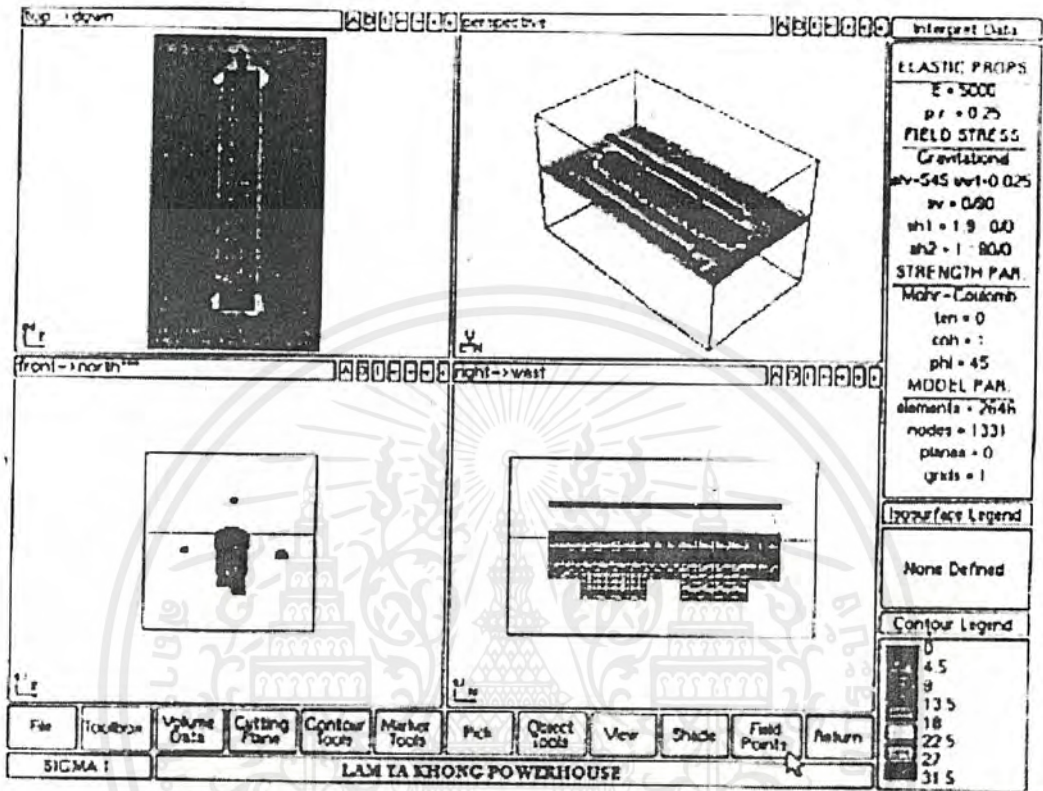
รูปที่ ก.4.ข. ปัจจัยสำคัญในการเจาะชั้นสุดท้ายในส่วน B ไม่มีค้ำยันและไม่มีระบบสนับสนุน

$K_x = 1.9$ และ $K_z = 1.0$ การวิเคราะห์แบบ Plastic



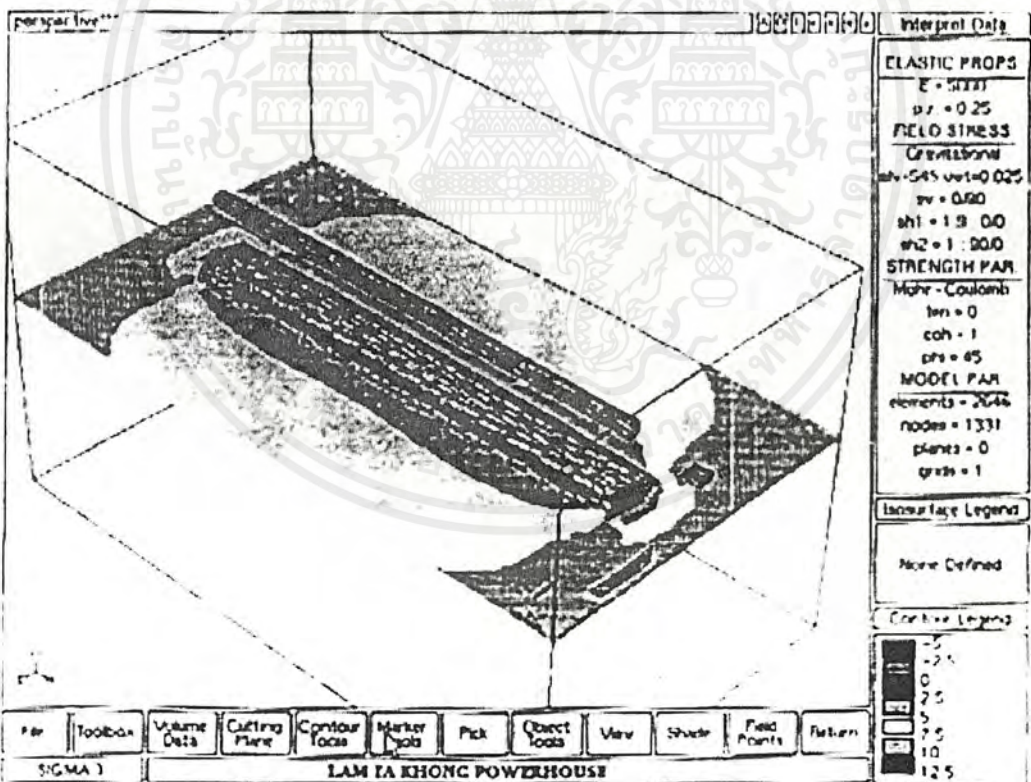
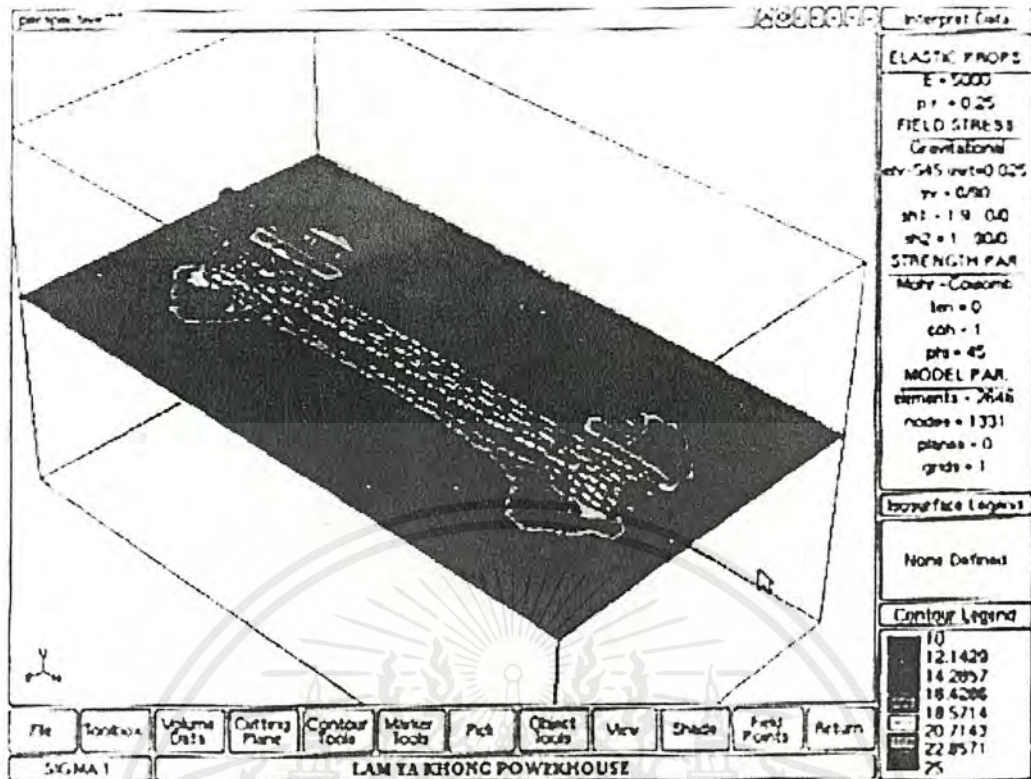
ภาคผนวก ข
ผลการวิเคราะห์โดยโปรแกรม EXAMINE

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



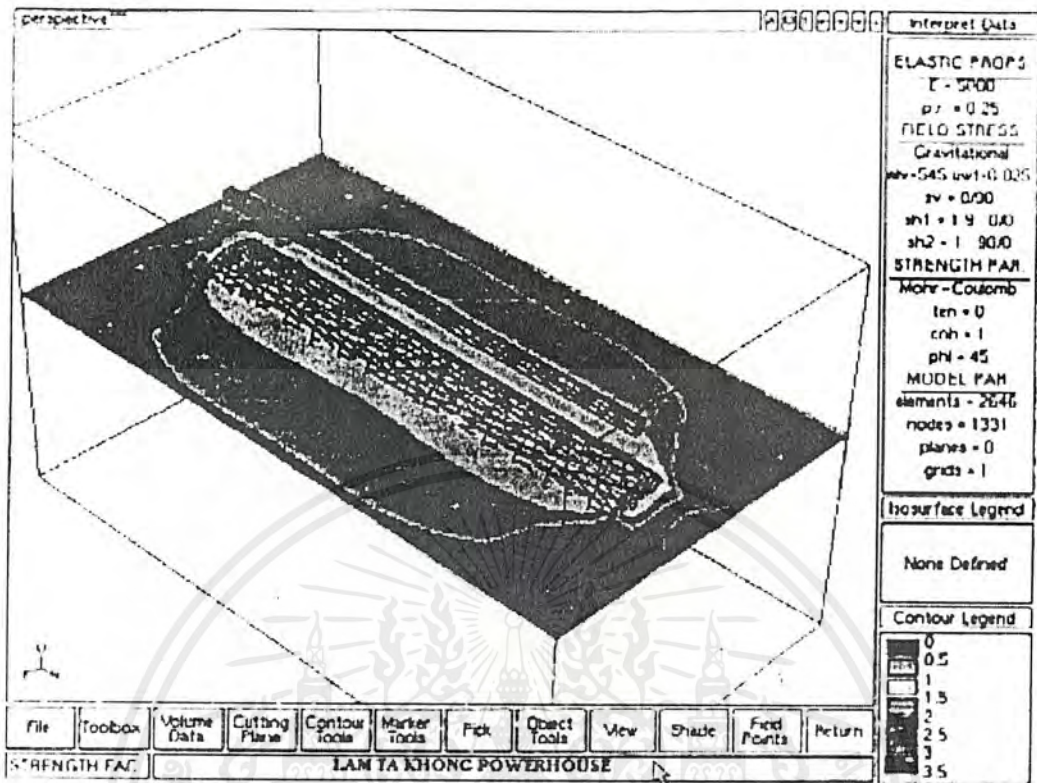
รูปที่ ข.1. ภาพแสดงแวนอนของโรงไฟฟ้าติดกับส่วนโค้งของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



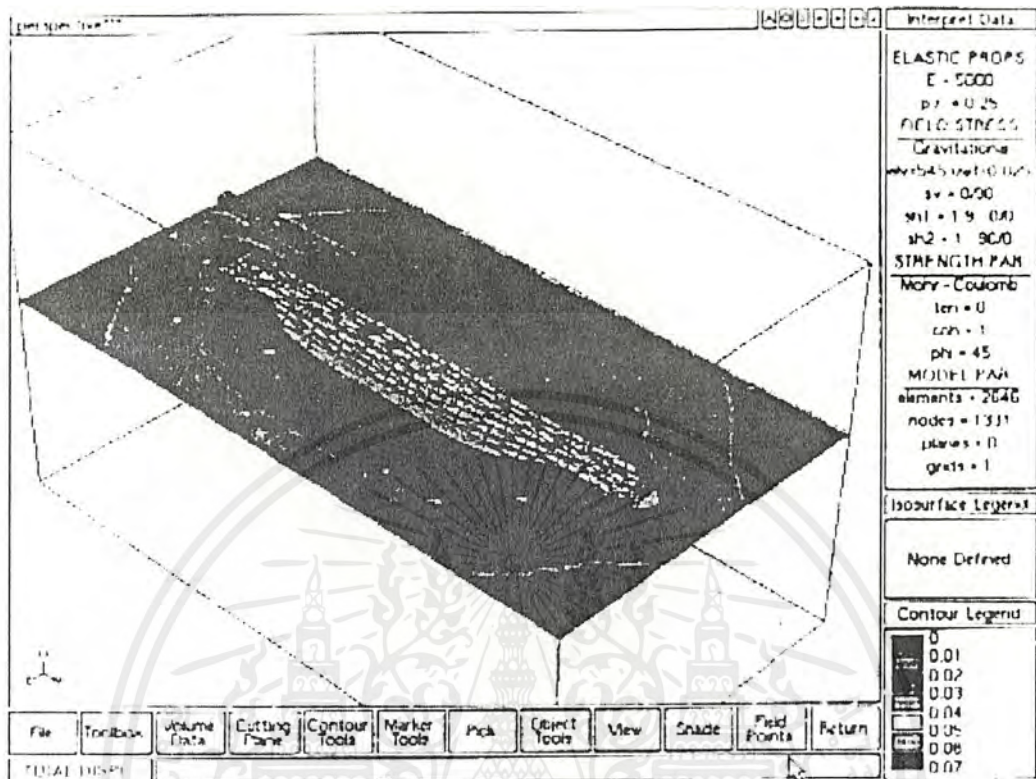
รูปที่ ข.2. ความเค้นที่ส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x = 1.0$, $K_z = 1.9$
การวิเคราะห์แบบElastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป ข.3. ปัจจัยในส่วน B ที่มีค่าขึ้นแต่ไม่มีระบบสนับสนุนในชั้นหินตะกอน $K_x = 1.0$, $K_z = 1.9$
การวิเคราะห์แบบElastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ข.4. ค่าการเคลื่อนตัวทั้งหมดในส่วน B ที่มีค้ำยันแต่ไม่มีระบบสนับสนุน ชั้นหินตะกอน
 $K_x = 1.0, K_z = 1.9$ การวิเคราะห์แบบElastic

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหาและต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้