



การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้  
ขั้นตอนการขุดโดยวิธี เอลิเมนต์ฟรีกาลออร์กิน

โดย

จักรารุท ตันสกุล



สนับสนุนงบประมาณโดย

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์

ประจำปีงบประมาณ 2558

STUDY OF FAILURE BEHAVIOR OF ROCK MASS  
AROUND CIRCULAR TUNNEL UNDER  
EXCAVATION PROCESS BY ELEMENT  
FREE - GALERKIN METHOD

By

JUKKRAWUT TUNSAKUL



Granted by

Rajamangala University of Technology Rattanakosin

Fiscal year 2015

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี ผู้วิจัยขอขอบคุณการสนับสนุนด้านงบประมาณจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีรัตนโกสินทร์เป็นอย่างยิ่ง พร้อมกันนี้ผู้วิจัยขอขอบคุณผู้บริหารระดับสูงของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีรัตนโกสินทร์ที่เล็งเห็นความสำคัญของการทำวิจัยที่ โดยที่ส่งเสริม สนับสนุน และอนุมัติทุนในการทำโครงการวิจัย นอกจากนี้ต้องขอขอบคุณ ผศ.ดร.ชูศักดิ์ ศิริรัตน์ รองคณบดี คณะวิศวกรรมศาสตร์ประจำพื้นที่วังไกลกังวลที่เปิดโอกาสให้ทำวิจัยได้อย่างเต็มที่

จักรารุช ตันสกุล  
มิถุนายน 2559



## บทคัดย่อ

รหัสโครงการ : A-83/2558  
ชื่อโครงการ : การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของมวลหินรอบอุโมงค์ภายใต้ขั้นตอนการขุดโดยวิธีเอ  
ลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กิน  
ชื่อนักวิจัย : ดร.จักรวาท ตันสกุล

บทความนี้มุ่งเน้นการประเมินเสถียรภาพของมวลหินภายใต้แรงดันภายในสูงเนื่องจากการ  
เก็บแก๊ส โดยการประเมินจะใช้ระนาบการวิบัติที่สมเหตุสมผลที่เกิดจากการพิจารณาค่าตัวแปรที่มี  
อิทธิพลต่อการวิบัติซึ่งได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กิน(Element free Galerkin  
method) ก่อนการประเมินเสถียรภาพของมวลหินรอบอุโมงค์ วิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กินได้ถูกพัฒนา  
และได้นำไปวิเคราะห์ระนาบการวิบัติที่เกิดขึ้นจากการแปรเปลี่ยนอัตราส่วนความเค้นในที่ (In-situ  
stress ratio) 0.5, 1 และ 3 ด้วยแบบจำลองแบบย่อส่วน เมื่อตรวจสอบแนวการวิบัติที่ได้จากการ  
วิเคราะห์กับการทดสอบก่อนหน้าพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กินมีความน่าเชื่อถือ

วิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กินได้ถูกนำมาวิเคราะห์ปัญหาต้นแบบ(Prototype) จากการวิเคราะห์  
พบว่า กรณีที่อัตราส่วนความเค้นในที่ที่มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1 มีความเหมาะสมในการที่จะเลือกเป็น  
สถานที่ก่อสร้าง สำหรับกรณีที่อัตราส่วนความเค้นในที่ที่มีค่าน้อยกว่า 1 ทำให้เกิดแนวการวิบัติวิ่งขึ้นสู่  
ผิวดิน ดังนั้นกรณีดังกล่าวจึงถูกนำมาประเมินเสถียรภาพ สำหรับการประเมินเสถียรภาพได้  
ประเมินด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธีจำกัดสมดุล (Limit equilibrium) กับระนาบการวิบัติที่ได้เสนอ จาก  
การประเมินทำให้ได้แผนผังการออกแบบสำหรับปัญหาอุโมงค์ใต้ดินที่มีแรงดันภายในโดยการพิจารณา  
อิทธิพลของ ความลึก รัศมีของอุโมงค์ ระดับของแรงดันและหน่วยแรงในแนวตั้ง สำหรับการประเมิน  
อัตราส่วนความปลอดภัยในครั้งนี้สามารถใช้เพื่อการออกแบบเบื้องต้นของปัญหาอุโมงค์ใต้ดินภายใต้  
แรงดันภายใน

คำสำคัญ : “วิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กิน” “รอยแตกหิน” “เสถียรภาพของหิน”

E-mail Address : jukkrawut.tun@rmutr.ac.th  
ระยะเวลาโครงการ : 1 ตุลาคม 2557– 30 กันยายน 2558

## Abstract

Code of project : A-83/2558

Project name : Study of failure behavior of rock mass around circular tunnel under excavation process by element free-Galerkin method

Researcher : Dr.Jukkrawut Tunsakul

This study aims to evaluate the stability of rock mass under high internal pressure due to gas storage. The reasonable failure planes by element free Galerkin method (EFG) considered from influenced factors are used to evaluate. Before the stability of rock mass is evaluated, the EFG is developed and analyzed the failure planes by varying the in-situ stress ratio 0.5, 1 and 3 with scaled down model. The obtained failure paths from this study and previous study are good agreement

The EFG is extended to analyze the prototype model. It is found that  $k$  equal or greater than 1 is suitable for assessing the potential for the site rock to host pressurized underground tunnel at initial stage of design. For case  $k$  less than 1, the failure plane move up to ground surface therefore that case will be evaluated stability. Limit equilibrium analysis with proposed failure plane is adapted to evaluate the stability. From evaluation stability, preliminary design chart is obtained for tunnel under internal pressure by considering effect of depth, radius of tunnel, level of pressure and overburden pressure. The evaluation on the factor of safety can be useful for preliminary design stage for pressurized underground tunnel.

Keywords: “Element free-Galerkin method” “Rock fracture Stability of rock mass”

---

E-mail Address : jukkrawut.tun@rmutr.ac.th

Period of project : 1 October 2014 – 30 September 2015

## สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	ก
บทคัดย่อภาษาไทย	ข
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	ค
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	ฉ
สารบัญภาพ	ช
<b>บทที่ 1    บทนำ</b>	<b>1</b>
1. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
2. วัตถุประสงค์การวิจัย	2
3. ขอบเขตงานวิจัย	2
4. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
<b>บทที่ 2    "ทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง / ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง"</b>	<b>3</b>
1. ส่วนประกอบของถังแก๊สใต้ดิน	3
2. แนวคิดสำหรับการออกแบบถังแก๊สใต้ดิน	3
3. ลักษณะรูปร่างและการจัดวางถังแก๊สใต้ดิน	5
4. แนวคิดและข้อพิจารณาาระบบถังแก๊สใต้ดินอัตโนมัติ	8
5. การประเมินเสถียรภาพจากการลอยตัว	9
6. วิธี Element free Galerkin (EFG)	12
7. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	13
<b>บทที่ 3    ระเบียบวิธีการวิจัย</b>	<b>16</b>
1. ลักษณะของแบบจำลอง	16
2. แนวทางในการวิเคราะห์	17
3. แผนการวิเคราะห์	18
4. การประเมินเสถียรภาพ	18

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 4 ผลการวิจัย	20
1. การวิบัติของอุโมงค์ภายใต้แบบจำลองแบบย่อส่วน	20
2. การประเมินจุดเริ่มและทิศทางการวิบัติ	23
3. การประเมินเสถียรภาพ	25
บทที่ 5 สรุปผล อภิปรายผลและข้อเสนอแนะ	28
1. สรุปผลการวิจัย	28
2. ข้อเสนอแนะ	28
บรรณานุกรม	29
ประวัติผู้วิจัย	31



## สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	แนวคิดและสมมติฐานของแบบจำลอง Rigid – cone limit – equilibrium และ Log – spiral limit equilibrium	9
2	คุณสมบัติของหินในงานวิจัยในครั้งนี้ [15]	17
3	กรณีที่ใช้วิเคราะห์	18
4	การประเมินเสถียรภาพ (ประยุกต์จาก Kim et al., [16])	18
5	คุณสมบัติเชิงกลของหินสำหรับการประเมินจุดเริ่มการวิบัติ	24
6	พารามิเตอร์ที่ใช้ในการสร้างแผนภาพอัตราส่วนความปลอดภัย	27





## สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	แสดงส่วนประกอบของถังแก๊สใต้ดิน [5]	3
2	แนวคิดพื้นฐานในการออกแบบถังแก๊สใต้ดิน [3]	4
3	รูปแบบพื้นที่หน้าตัดที่นิยมในการก่อสร้างถังเก็บแก๊สใต้ดิน [3]	5
4	พารามิเตอร์ที่ใช้แสดงตำแหน่งที่ตั้งของถังแก๊สใต้ดิน [3]	7
5	ลักษณะภูมิประเทศที่ใช้ในการก่อสร้างถังเก็บแก๊สใต้ดินและการพิจารณาความเค้นในสภาพธรรมชาติ [3]	8
6	Rigid – cone limit – equilibrium model [7]	10
7	Log – spiral Limit equilibrium model [8]	10
8	เอลิเมนต์ผิวสัมผัส	12
9	รูปแบบการวิบัติของมวลหินโดยรอบโครงสร้างใต้ดินแบบเกือบกลับหัวเมื่อสัมผัสประสิทธิแรงดันดินด้านข้างต่างกัน [12]	14
10	การวิเคราะห์แบบ 2D-axisymmetric และเงื่อนไขขอบเขต [13]	14
11	การวิเคราะห์รอยแตกในคานคอนกรีต[11]	15
12	ลักษณะการให้แรงและเงื่อนไขขอบเขต	16
13	การขยายของรอยแตก	18
14	แรงดันภายในและตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติของอุโมงค์ที่มีแรงกดทับแนวตั้ง 12.5 kPa	20
15	เปรียบเทียบผลจากการวิเคราะห์ในครั้งนี้กับวิธีการคำนวณ	21
16	การกระจายตัวของความเค้นรอบอุโมงค์รูปวงกลม	21
17	ตัวอย่างลักษณะการขยายของรอยแตก	22
18	ลักษณะการวิบัติ	23
19	แบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์	24
20	แผนภาพจุดเริ่มการวิบัติ	25
21	ก) ทิศทางการวิบัติ ข) การเลือกกระนาบการวิบัติ	26
22	แบบจำลองสำหรับการประเมินเสถียรภาพ	26
23	แผนภาพแสดงอัตราส่วนความปลอดภัย	27

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันการเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากรและการขยายตัวทางเศรษฐกิจส่งผลให้มีความจำเป็นในการพัฒนาระบบโครงสร้างพื้นฐาน โดยเฉพาะการก่อสร้างพวกโครงสร้างใต้ดินหรือหินเพื่อประโยชน์ในด้านต่างๆ เช่น การก่อสร้างอุโมงค์ รถไฟ รถยนต์ การเก็บแก๊ส เป็นต้น สำหรับปัญหาการเก็บแก๊สธรรมชาติใต้ชั้นหินก็เป็นเทคโนโลยีใหม่ในการสำรองแก๊สธรรมชาติ การก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินความดันสูงโดยการก่อสร้างจะอยู่ในชั้นหินใต้ดินที่มีความลึกระดับหนึ่งซึ่งการสำรองแก๊สธรรมชาติแบบนี้เป็นที่นิยมในประเทศแถบสแกนดิเนเวียมากกว่า 10 ปี[1] การก่อสร้างไม่จำเป็นต้องใช้เทคนิคพิเศษและเงินทุนที่สูงมากนัก ตลอดจนค่าบำรุงรักษายังมีราคาถูกกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับ การสำรองแก๊สธรรมชาติที่ผิวดิน [2] อีกทั้งยังสามารถสร้างให้อยู่ในบริเวณแหล่งอุตสาหกรรมและผู้บริโภคได้โดยแทบจะไม่มีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและยังเป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมมากกว่า ซึ่งทำให้ราคาแก๊สต่อหน่วย มีราคาลดลงไปได้มาก

วิธีการหนึ่งที่น่าสนใจคือการเก็บกักไว้ในรูปแบบไอ (Vapor) และเรียกระบบการสำรองแก๊สใต้ดินประเภทดังกล่าวนี้ว่า Compressed gas energy storage (CGES)[3] แนวคิดและหลักการของระบบนี้คือการอัดแก๊สให้อยู่ในสภาพไอที่ความหนาแน่นสูงโดยไม่ต้องลดอุณหภูมิให้ต่ำกว่า 0 องศาเซลเซียส เหมือนกับระบบ LNG (Liquefied natural gas) และมีมวลหินโดยรอบทำหน้าที่ด้านทานความดันขนาดสูงนี้ไว้ (ความดันสูงสุดที่ 12 – 25 เมกะปาสคาล) ระบบโครงสร้างดาดูมของถังแก๊สใต้ดินความดันสูงทำหน้าที่เป็นเพียงชั้นกักเก็บและช่วยกระจายความดันแก๊สมวลหินเท่านั้น ดังนั้นหนึ่งในเงื่อนไขสำคัญในการออกแบบคือ เสถียรภาพของมวลหินภายใต้ความดันสูง

วิธีการทดสอบแบบ full scale เป็นวิธีการที่มีความน่าเชื่อถือมาก แต่ไม่ค่อยได้รับความนิยม เพราะมีค่าใช้จ่ายที่ค่อนข้างสูง ดังนั้นการวิเคราะห์เบื้องต้นด้วยการใช้วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical analysis) จึงมีความจำเป็น วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์(Finite element method) เป็นวิธีการหนึ่งที่ได้รับนิยมนิยมและใช้กันแพร่หลายในการศึกษาพฤติกรรมในงานชุดอุโมงค์อย่างไรก็ตามในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติทั้งจุดเริ่มการวิบัติ(Primary crack)และการแพร่ขยายของการวิบัติ (Crack propagation) ค่อนข้างจะทำได้ยากโดยวิธี ไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าววิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กิน (Element free-Galerkin (EFG) method) ที่ถูกเสนอโดย Belytschko, et al. [4] ได้ถูกนำมาพัฒนาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โดยเฉพาะปัญหาที่ไม่มีความต่อเนื่อง(Discontinuous) เช่น รอยแตก (Crack) ดังนั้นในการศึกษาในครั้งนี้จะทำการพัฒนาวิธีเอลิเมนต์ฟรีกาเลอร์กินเพื่อศึกษาการวิบัติของมวลหินโดยรอบอุโมงค์ในการชุดอุโมงค์เพื่อเก็บแก๊ส โดยจะทำการศึกษาถึงตำแหน่งของการเริ่มของการวิบัติและทิศทางของการวิบัติของหินรวมทั้งการประเมินเสถียรภาพเบื้องต้น

## 2. วัตถุประสงค์การวิจัย

1. เพื่อพัฒนาวิธีการวิเคราะห์โดยวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข(Numerical analysis) ในงานชุดอุโมงค์เพื่อการเก็บแก๊ส
2. เพื่อเข้าใจพฤติกรรมการวิบัติของมวลหินทั้งจุดเริ่มการวิบัติและทิศทางการวิบัติโดยรอบอุโมงค์ในกระบวนการชุดเพื่อการเก็บแก๊ส
3. เพื่อศึกษาผลกระทบของพารามิเตอร์ต่างๆที่มีผลต่อตำแหน่งการเริ่มเกิดจุดวิบัติและทิศทางของการวิบัติ

## 3. ขอบเขตการวิจัย

1. วัสดุเป็นแบบเส้นตรงยืดหยุ่น (Linear elastic)
2. คอนกรีตคาดอุโมงค์และเหล็กกันแก๊สรั่วจะไม่พิจารณา
3. จะมองปัญหาแบบวัสดุต่อเนื่อง (Continuum material)
4. ไม่พิจารณาแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว
5. ไม่พิจารณาผลกระทบของระดับน้ำใต้ดิน

## 4. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ได้ทราบถึงอิทธิพลของตัวแปรต่างๆ ต่อรูปแบบการวิบัติ
2. สามารถเป็นแนวทางในการเลือกสถานที่ก่อสร้าง
3. จะมองปัญหาแบบวัสดุต่อเนื่อง (Continuum material)



## บทที่ 2

### "ทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง / ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง"

#### 1. ส่วนประกอบของถังแก๊สใต้ดิน

ส่วนประกอบของถังแก๊สใต้ดินประกอบด้วยโครงสร้างที่ทำจากวัสดุหลายประเภทห่อหุ้มรวมเข้าด้วยกันโดยส่วนที่สัมผัสกับแก๊สที่บรรจุคือ ส่วนดาตอูโมงค์ที่เป็นเหล็ก (Steel liner) เป็นส่วนที่ป้องกันไม่ให้แก๊สที่บรรจุในถังสัมผัสกับอากาศหรือน้ำใต้ดินที่อยู่รอบถังและป้องกันการรั่วไหลของแก๊สออกไปสู่ภายนอก ถัดออกมาคือวัสดุกันชน (Buffer material) เป็นส่วนของโครงสร้างชั้นบาง ๆ ที่อยู่ระหว่างชั้นส่วนดาตอูโมงค์ที่เป็นเหล็ก และคอนกรีตดาตอูโมงค์ มีหน้าที่ช่วยให้การส่งถ่ายความดันแก๊สไปสู่มวลหินเป็นไปอย่างสมบูรณ์และมีประสิทธิภาพ Drainage pipe เป็นท่อที่ฝังอยู่ในส่วนคอนกรีตดาตอูโมงค์โดยมีหน้าที่ตรวจสอบการรั่วไหลของแก๊สที่ไหลออกไปภายนอกถังบรรจุ และคอนกรีตดาตอูโมงค์เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่ใช้ถ่ายเทความดันแก๊สให้เป็นไปอย่างสม่ำเสมอ ช่วยในการกระจายการเสียดรูป และเป็นส่วนฐานที่ใช้สำหรับก่อสร้างส่วนดาตอูโมงค์อื่น ๆ ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้นทั้งหมด ลักษณะและการจัดวางส่วนดาตอูโมงค์ชั้นต่าง ๆ แสดงไว้ดังภาพที่ 1



ภาพที่ 1 แสดงส่วนประกอบของถังแก๊สใต้ดิน [5]

#### 2. แนวคิดสำหรับการออกแบบถังแก๊สใต้ดิน

แนวคิดในการออกแบบถังแก๊สใต้ดินจะแตกต่างกันออกไปตามสภาพของชั้นดินหรือหินและวิธีการห่อหุ้มโครงสร้างถังแก๊ส (Sealing principle) [3] ดังแสดงในภาพที่ 2 กล่าวคือ หากแก๊สที่อยู่ภายใต้ความดันบรรยากาศหรือที่อุณหภูมิต่ำจะสามารถบรรจุแก๊สในสถานะของเหลวได้โดยการเก็บแก๊สต้องทำการลดอุณหภูมิถึง  $-160$  องศาเซลเซียส ในกรณีนี้หลักการในการออกแบบจะมุ่งเน้นไปที่การป้องกันไม่ให้แก๊สเหลวรั่วไหลออกไปนอกถังแก๊สได้ (Insulation) และ/หรือ การรักษาอุณหภูมิของโครงสร้างถังแก๊สให้มีอุณหภูมิต่ำตามที่กำหนด โครงสร้างถังแก๊สจะรับน้ำหนักของ แก๊สเหลวไม่มากนักเนื่องจากแก๊สเหลวมีความดันต่ำ ดังนั้นโครงสร้างของถังแก๊สจึงสามารถใช้ส่วนที่เป็นมวลหินโดยรอบเป็นโครงสร้างรับความดันที่เกิดขึ้นได้ อย่างไรก็ตามมวลหินมักเกิดการหดตัวหากอุณหภูมิต่ำกว่า  $0$  องศาเซลเซียส ซึ่งขัดกับพฤติกรรมตามธรรมชาติของแก๊ส จึงต้องทำการออกแบบส่วนดาตอูโมงค์ที่มีความซับซ้อนเพื่อป้องกันการหดตัวดังกล่าวโดยจะต้องพิจารณาสิ่งต่อไปนี้ควบคู่กันไปด้วย

ได้แก่ การป้องกันผิวของมวลหินขณะที่ทำการขุด การป้องกันแก๊สเหลวไม่ให้เกิดการรั่วหรือกลายเป็นไอ และการควบคุมอุณหภูมิของโครงสร้างถังแก๊สใต้ดินที่เป็นมวลหินไม่ให้เกิดการแข็งตัว ในส่วนของวิธีการป้องกันแก๊สที่บรรจุรั่วไหลออกจากถังเก็บแก๊สนั้นจะมีวิธีป้องกัน 2 แบบคือ Sealing using a lining (Lined cavity) และ Hydrodynamic sealing (Unlined chamber)

การเก็บแก๊สในรูปแบบไอหรือที่เรียกว่า Compressed gas energy storage (CGES) โดยมากแล้วจะมี ความดันแก๊สบรรจุประมาณ 70 – 150 บาร์ ซึ่งการป้องกันแก๊สรั่วไหลโดยวิธีดาดอุโมงค์(Lined cavity) ถือว่ามีความเหมาะสมในกรณีที่ออกแบบและก่อสร้างใต้ชั้นดินหรือหินที่ไม่ลึกมากนัก ความดันของแก๊สจะถูกต้านทานและดูดซับความดันด้วยน้ำหนักของมวลหินที่อยู่เหนือถังแก๊ส ในรูปของกำลังและน้ำหนักของมวลหินโดยส่วนดาดอุโมงค์ที่ล้อมรอบถังแก๊สมีหน้าที่ป้องกันการรั่วไหลของแก๊สซึ่งวัสดุที่ใช้เป็นวัสดุดาดอุโมงค์นี้จะเป็นวัสดุสังเคราะห์ทางวิศวกรรม ส่วนการป้องกันการรั่วไหลของแก๊สโดยวิธี Hydrodynamic sealing นั้นเป็นวิธีการใช้แรงดันน้ำใต้ดิน(Hydrodynamic gradient) ป้องกันการรั่วไหลของแก๊สออกนอกถังบรรจุโดยวิธีดังกล่าวนี้ไม่จำเป็นต้องออกแบบส่วนดาดอุโมงค์ล้อมรอบถังแก๊ส อย่างไรก็ตามการป้องกันโดยวิธีนี้ส่งผลทำให้เกิดการรั่วซึมของน้ำใต้ดินเข้าสู่ตัวโครงสร้างภายในถังแก๊ส นอกจากนี้น้ำใต้ดินยังเข้าไปแทนที่แก๊ส ที่บรรจุภายในถังและไล่แก๊สไปอยู่ในบริเวณรอยแตกในมวลหิน (Rock fissure) ดังนั้นความลึกของถังแก๊สใต้ดินจึงต้องมีความสัมพันธ์กับความดันแก๊สที่บรรจุและระดับน้ำใต้ดินเหนือถังแก๊สอย่างเหมาะสมโดยพบว่า Hydrodynamic seal ที่ยอมให้ต้องมีความดันไม่เกิน 70 –100 บาร์ในส่วนของน้ำใต้ดินที่ไหลซึมเข้ามาในส่วนของถังบรรจุแก๊สต้องทำการสูบออกจากถังบรรจุแก๊สทันที นอกจากนี้การก่อสร้างยังต้องพิจารณาถึงความสามารถเชิงเทคนิคและเงินทุนที่มีร่วมด้วย

	CRYOGENIC			(CGES)	
	surface	buried	in cavity	lined	unlined
SEALING	insulation + steel or concrete			membrane	hydrodyn.

ภาพที่ 2 แนวคิดพื้นฐานในการออกแบบถังแก๊สใต้ดิน [3]

### 3. ลักษณะรูปร่างและการจัดวางถังแก๊สใต้ดิน

รูปร่างของถังแก๊สใต้ดินควรมีพื้นที่หน้าตัดให้เป็นไปตามทฤษฎีมากที่สุดคือรูปวงกลม เนื่องจากเมื่อทำการวิเคราะห์ตามหลักสถิตศาสตร์แล้วพบว่า พื้นที่หน้าตัดรูปวงกลมจะทำให้เกิด Arching effect ที่ส่วนดาตอูโมงค์รอบถังแก๊สได้ นอกจากนี้ในกรณีก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินในลักษณะปล่องแนวตั้งหรือไซโล (Silo) พื้นที่หน้าตัดแบบวงกลมยังช่วยให้ถังแก๊สมีความสามารถรับน้ำหนักและโมเมนต์ดัดได้ดีขึ้นอีกด้วย อย่างไรก็ตาม การก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินให้มีพื้นที่หน้าตัดตามทฤษฎีนั้น ในเชิงปฏิบัติแล้วสามารถทำการก่อสร้างได้ยากและมีราคาแพง จึงนิยมสร้างถังแก๊สให้มีรูปร่างลักษณะที่ใกล้เคียงกับวงกลมแทน เช่น หน้าตัดรูปเกือกม้า (Horseshoe shaped section) หรือออกแบบให้มีลักษณะพื้นที่หน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยม แล้วปรับเพดานของถังแก๊สให้เป็นผิวโค้งแทนดังภาพที่ 3 อย่างไรก็ตาม การก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินให้อยู่ในแนวนอนหรือแนวตั้งนั้น มีผลอย่างยิ่งต่อพฤติกรรมในด้านต่าง ๆ ซึ่งสามารถพิจารณาได้ดังนี้คือเมื่อทำการเปิดการใช้งาน ความมีเสถียรภาพของโครงสร้างถังแก๊สใต้ดิน วิธีการก่อสร้างและลักษณะทางธรณีเทคนิค



ภาพที่ 3 รูปแบบพื้นที่หน้าตัดที่นิยมในการก่อสร้างถังเก็บแก๊สใต้ดิน [3]

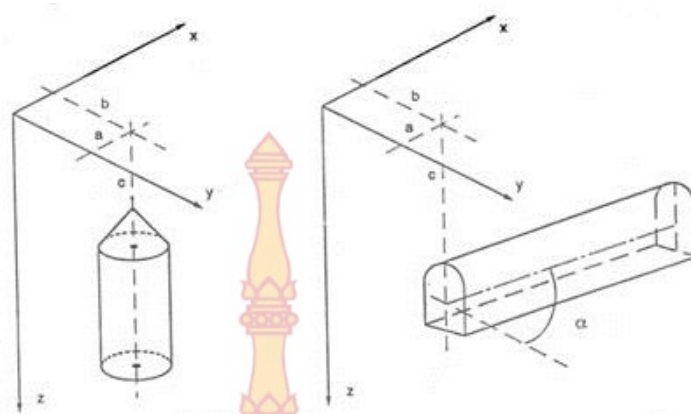
เมื่อทำการเปิดใช้งานถังแก๊สใต้ดิน หมายถึง การบรรจุแก๊สเข้าสู่ถังแก๊สใต้ดินแล้ว หากถังแก๊สมีพื้นที่รองรับแก๊ส (Surface area) จำนวนมากจะเกิดการสะสมของน้ำใต้ดินในถังแก๊สขึ้นในกรณีถังแก๊สป้องกันการรั่วไหลแบบไม่มีการดาตอูโมงค์ (Unlined chamber) ที่บริเวณฐานของถังและส่งผลให้เกิดผิวสัมผัสระหว่างผิวน้ำกับแก๊สขึ้นเป็นจำนวนมาก (เมื่อเปรียบเทียบกับกรก่อสร้างแบบไซโล) อีกทั้งยังทำให้เกิดแบคทีเรียขึ้นในภายหลัง [2]และ [3] ทำให้คุณภาพของแก๊สหรือน้ำมันด้อยคุณภาพลง ในกรณีเช่นนี้การก่อสร้างถังแก๊สจึงควรก่อสร้างให้อยู่ในแนวตั้งน่าจะมีความเหมาะสมมากกว่า [2] หากมีข้อจำกัดในการก่อสร้างและจำเป็นต้องสร้างถังแก๊สในแนวนอน ก็ควรสร้างให้พื้นของถังแก๊สนั้นมีความลาดเอียงและสร้างท่อพักน้ำสำหรับสูบน้ำออกไปจากถังแก๊สเพื่อป้องกันการสะสมของน้ำที่พื้นของถังแก๊ส [3]

ความมั่นคงของโครงสร้างถังแก๊สมักขึ้นอยู่กับช่วงความกว้างของเพดาน โดยพื้นที่ผิวของเพดานถังแก๊สจะมีความเสี่ยงต่อการถล่มเป็นอย่างมากหากช่วงของความกว้างถังแก๊สเพิ่มขึ้น การเพิ่มเสถียรภาพของโครงสร้างถังแก๊สใต้ดินที่ดีวิธีหนึ่งคือ การใช้โครงสร้างรองรับมวลหิน (Rock support) และเมื่อทำการเปรียบเทียบเสถียรภาพระหว่างถังแก๊สที่วางตัวอยู่ในแนวนอนกับถังแก๊สที่วางอยู่ในแนวตั้งในลักษณะไซโลพบว่าถังแก๊สแบบไซโลจะมีพื้นที่เพดานน้อยกว่าทำให้ การส่งถ่ายแรงในลักษณะ Arching effect ในมวลหินและส่วนดาตอูโมงค์ดีกว่าเพราะการวิเคราะห์ การส่งถ่ายแรงจะ

เป็นไปในรูปแบบสามมิติในขณะที่ถังแก๊สที่วางตัวในแนวนอนการวิเคราะห์ การส่งถ่ายแรงจะเป็นไปในรูปแบบสองมิติเท่านั้น

ความมีเสถียรภาพของผนังของถังแก๊สใต้ดินพบว่าถังแก๊สที่ทำการก่อสร้างในรูปแบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมวางตัวไปในแนวนอนขนานไปกับชั้นดิน จะไม่เกิดการส่งถ่ายแรงแบบ Arching effect ขึ้นใน Shortcrete lining และคอนกรีตดาตอโมงค์ ขณะที่ถังแก๊สแบบไซโลที่มีพื้นที่หน้าตัดเป็นแบบวงกลมจะสามารถรับน้ำหนัก ได้ดีและ Shortcrete lining โดยรอบผิวแนวตั้งของถังแก๊สจะสามารถต้านทานต่อแรงดัน และไม่ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดขึ้นในโครงสร้าง จึงสามารถวิเคราะห์และสรุปได้ว่า ถังแก๊สในรูปแบบไซโลมีความเหมาะสมในการออกแบบและก่อสร้างมากกว่าเทคนิคและวิธีการก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินในลักษณะแนวนอนและแนวตั้งนั้นมีความแตกต่างกัน กล่าวคือ การก่อสร้างถังแก๊สในแนวนอนใช้เทคนิคเดียวกันกับการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินหรือที่เรียกว่า Drilling and mucking operation ในขณะที่การก่อสร้างถังแก๊สแบบไซโลจะใช้เทคนิคแบบ Shaft sinking ซึ่งใช้เวลาในการก่อสร้างและเงินทุนที่มากกว่าหากสมมติให้มีการก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินโดยมีลักษณะเป็นแบบไซโลและใช้เทคนิคการก่อสร้างแบบ Raise – drill method คือเป็นการเริ่มขุดมวลหินหรือดินจากด้านบนลงไปสู่ส่วนลึกด้านล่างจะพบว่าการก่อสร้างด้วยวิธีนี้ มีความยุ่งยากมากกว่าการก่อสร้างในกรณีถังแก๊สในแนวนอน เนื่องจากการก่อสร้างถังแก๊สในแนวนอนเมื่อทำการขุดมวลหินหรือดินแล้วจะส่งส่วนที่ขุดไปแล้วนั้นออกมาทางด้านหลังเครื่องขุดเจาะอุโมงค์ (Shield machine) และลำเลียงออกมาทางปล่อง (Pilot – shaft) ขึ้นมาสู่ผิวดินจึงมีความรวดเร็วอย่างมาก ในส่วนที่เป็นเพดานของถังแก๊ส การก่อสร้างโดยทั่วไปแล้วมักออกแบบให้มีลักษณะเป็นทรงกรวย (Conical shape) กรณีถังแก๊สออกแบบให้อยู่ในแนวตั้ง ทั้งนี้เพื่อให้การก่อสร้างทำได้ง่ายขึ้น ในกรณีเดียวกัน หากทำการก่อสร้างให้เพดานมีลักษณะรูปร่างเป็นทรงกลมแทนวิธีการก่อสร้างจะทำได้ยากกว่า ตลอดจนถึงส่วนประกอบอื่น ๆ ที่ต้องก่อสร้างติดกับผิวของส่วนที่เป็นผนังหลังคาหรือผนังก็คือวัสดุดาตอโมงค์ชนิดต่าง ๆ จะทำการก่อสร้างยากตามไปด้วย เช่นเดียวกัน ดังนั้นถังแก๊สในลักษณะแนวนอนจึงมีความเหมาะสมมากกว่าถังแก๊สในแนวตั้ง

ลักษณะทางธรณีเทคนิคมีความสำคัญต่อการออกแบบลักษณะของถังแก๊สเช่นเดียวกันซึ่งมักพบว่ามวลหินตามธรรมชาตินั้นมีลักษณะไม่เป็นเนื้อเดียวกันเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นในการเลือกสถานที่สำหรับก่อสร้างถังแก๊สใต้ดิน จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องหลีกเลี่ยงบริเวณที่ตรวจสอบแล้วพบว่าเป็นหินด้อยคุณภาพหรือส่วนที่เป็นรอยร้าวหลัก (Major fracture) ในมวลหินนั้นการเลือกสถานที่ก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินที่เหมาะสมสามารถพิจารณาได้จากภาพที่ 4 คือ การเลือกสถานที่ก่อสร้างจะทำการอ้างอิงจากแกนอ้างอิง 3 แกนนั้นคือ แกน a , b และ c โดยการเลือกตำแหน่งการวางตัวของโครงสร้างถังแก๊สในแนวตั้งจะอ้างอิงกับแกนอ้างอิง 3 แกนเท่านั้น ในทางกลับกันถังแก๊สที่วางตัวอยู่ในแนวนอน นอกจากอาศัยแกนอ้างอิงทั้ง 3 แกนแล้วยังมีตัวแปรอิสระ (Free parameter) เพิ่มขึ้นอีก 1 ค่า ซึ่งทำให้แนวการวางตัวของถังแก๊สสามารถเลือกก่อสร้างในตำแหน่งที่เหมาะสมที่สุดได้การจัดวางตัวของโครงสร้างถังแก๊สนี้มีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งในกรณีที่ก่อสร้างในชั้นหินตะกอนที่มีโครงสร้างของมวลหินเป็นชั้น ๆ ตามแนวนอน ดังนั้นถังแก๊สที่วางตัวในแนวนอนจึงมีความเหมาะสมมากกว่าถังแก๊สในแนวตั้งเนื่องจากสามารถหลีกเลี่ยงสภาพชั้นหินที่ไม่มีคุณภาพหรือไม่เป็นเนื้อเดียวกันไปได้



ภาพที่ 4 พารามิเตอร์ที่ใช้แสดงตำแหน่งที่ตั้งของถังแก๊สใต้ดิน [3]

จำนวนของถังแก๊สใต้ดินเป็นอีกปัญหาหนึ่งในการออกแบบ ในเบื้องต้นจำนวนของถังแก๊สใต้ดินอาจออกแบบได้หลายลักษณะทั้งแบบเดี่ยวหรือแบบกลุ่มโดยขึ้นอยู่กับความจุแก๊สที่ต้องการตามแผนการ อย่างไรก็ตาม ปัจจัยในการเลือกออกแบบยังขึ้นอยู่กับสภาพของชั้นหิน วิธีการก่อสร้าง และแผนการขยายความจุถังแก๊สใต้ดินในอนาคต สภาพของชั้นหินมีผลต่อความจุ ขนาด และจำนวนของถังแก๊สใต้ดิน การก่อสร้างถังแก๊สใต้ดินในชั้นหินเกลืออาจมีขนาดพื้นที่หน้าตัด 4,000 ตารางเมตรโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 70 เมตร และสามารถบรรจุแก๊สได้มากถึง 450,000 ลูกบาศก์เมตรหากทำการก่อสร้างในชั้นหินแข็ง พื้นที่หน้าตัดของถังแก๊สมักมีขนาดไม่เกิน 800 – 1,000 ตารางเมตรโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 30 – 35 เมตร ซึ่งทั้งสองกรณีที่กล่าวมานั้นเป็นถังแก๊สที่ออกแบบให้วางตัวอยู่ในแนวนอน ในทำนองเดียวกันเส้นผ่านศูนย์กลางของถังแก๊สอาจมีขนาดใหญ่นี้อาจได้ ถ้าก่อสร้างในแนวตั้งโดยที่สภาพของชั้นหินและคุณภาพของมวลหินมีคุณสมบัติเหมือนกัน

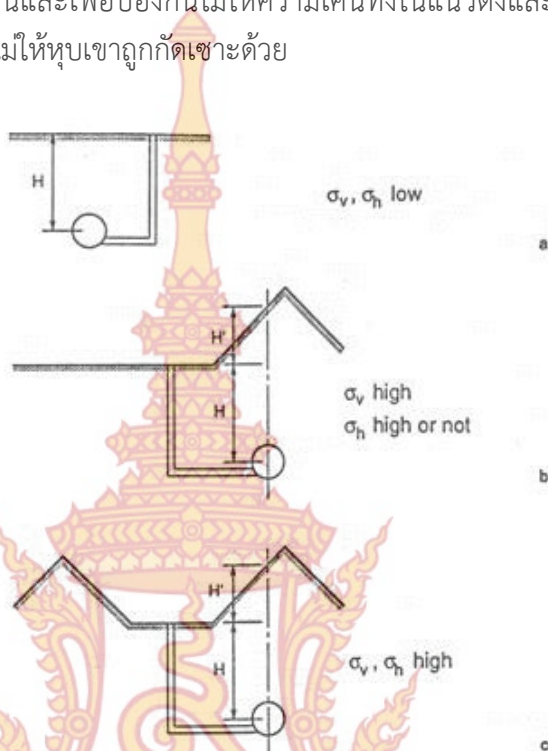
การก่อสร้างโดยทั่วไปไม่นิยมให้ตัวถังแก๊สใต้ดินมีความยาวมากจนเกินไป ซึ่งหากไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้จะทำการก่อสร้างถังแก๊สแยกออกเป็นถังเดี่ยวหลาย ๆ ถังเพื่อลดความยาวลง แต่ยังคงมีความสามารถในการบรรจุแก๊สได้ในปริมาณเท่ากัน

สภาพทางภูมิศาสตร์มีผลอย่างมากต่อการจัดวางถังแก๊สใต้ดิน สภาพทางภูมิศาสตร์ส่งผลต่อมวลหินโดยรอบถังแก๊สในรูปของความเค้น ในกรณีถังแก๊สใต้ดินที่ไม่มีการคาดอู่มงค์แก๊สที่บรรจุภายในถังสามารถไหลซึมเข้าสู่รอยต่อและรอยร้าว (Fissure) ในมวลหินโดยรอบถังแก๊สได้นั้นคือ ความดันแก๊สจะกระทำต่อรอยต่อและรอยร้าวในมวลหินเป็นจำนวนมาก หากความเค้นในสภาพธรรมชาติไม่เพียงพอจะทำให้เกิดรอยแตกเริ่มจากผนังถังแก๊สแล้วขยายวงกว้างออกไป นอกจากนี้กำลังรับแรงดึงของมวลหินเป็นสิ่งที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์เสถียรภาพของถังแก๊สใต้ดินด้วย

ลักษณะภูมิประเทศที่แตกต่างกันส่งผลต่อความเค้นที่กระทำต่อถังแก๊สต่างกันไปดังแสดงในภาพที่ 5 ซึ่งเป็นกรณีตัวอย่างในการเลือกสถานที่เพื่อก่อสร้างถังแก๊สใต้ดิน ภาพที่ 5a มีส่วนประกอบของความเค้นตั้งต้น (Initial rock stress) ได้แก่ ความเค้นในแนวตั้งและความเค้นในแนวราบโดยความเค้นในแนวราบจะมีค่ามากหรือน้อยนั้นขึ้นอยู่กับระดับความลึกของถังแก๊สใต้ดินว่ามีความลึกมากน้อยเพียงใด ตลอดจนรวมถึง Tectonic condition ในบริเวณนั้นด้วยส่วนภาพที่ 5b พบว่าความเค้นในแนวตั้งมีค่ามากกว่าในภาพที่ 5a ซึ่งทำให้ความเค้นในแนวราบเพิ่มขึ้นตามไปด้วย



ในกรณีสุดท้ายหรือในภาพที่ 5c เป็นภาพที่แสดงลักษณะทางภูมิศาสตร์ที่เหมาะสมที่สุดในการก่อสร้างถึงแก๊สใต้ดิน เนื่องจากบริเวณที่ก่อสร้างอยู่ระหว่างหุบเขาซึ่งมีความเค้นในแนวตั้งมากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับ 2 กรณีข้างต้นและเพื่อป้องกันไม่ให้ความเค้นทั้งในแนวตั้งและแนวราบลดลงตลอดอายุการใช้งานจะต้องป้องกันไม่ให้หุบเขาถูกกัดเซาะด้วย



ภาพที่ 5 ลักษณะภูมิประเทศที่ใช้ในการก่อสร้างถึงแก๊สใต้ดินและการพิจารณาความเค้นในสภาพธรรมชาติ [3]

#### 4. แนวคิดและข้อพิจารณาแบบถึงแก๊สใต้ดินอัดความดัน

แนวคิดในการออกแบบถึงแก๊สใต้ดินความดันสูงที่มีการคาดอุโมงค์จะกำหนดให้ความสามารถในการต้านทานความดันแก๊สขึ้นอยู่กับมวลหินเป็นหลัก โดยความดันแก๊สภายในถึงบรรจุสูงสุดจะมีค่าตั้งแต่ 9 – 20 เมกะปาสคาล [6] ถึงบรรจุแก๊สนี้ต้องมีการขุดมวลหินเป็นรูปทรงกระบอกมีเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 20 – 50 เมตรและมีความสูง 30 – 115 เมตรบริเวณส่วนหลังคาและพื้นจะขุดมวลหินออกให้เป็นทรงกลมเพื่อให้โครงสร้างมีเสถียรภาพมากที่สุดในขณะใช้งาน วัสดุคาดอุโมงค์จะประกอบไปด้วยคอนกรีตความหนาประมาณ 1.00 เมตรและเหล็ก (ความหนาประมาณ 12 – 15 มิลลิเมตร) วัสดุคาดอุโมงค์ที่เป็นเหล็กจะอยู่ส่วนด้านในสุด มีหน้าที่ในการป้องกันการรั่วไหลของแก๊สออกนอกถึงบรรจุส่วนคอนกรีตมีหน้าที่ในการกระจายความดันแก๊สไปสู่มวลหินและช่วยกระจายความเครียดระหว่างผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับมวลหิน และคอนกรีตกับเหล็กคาดอุโมงค์ให้เป็นไปอย่างสม่ำเสมอ วัสดุคาดอุโมงค์ทั้ง 2 ชนิดไม่ได้มีส่วนช่วยในการต้านทานความดันแก๊สแต่อย่างใด นอกจากนี้เพื่อเป็นการลดความเครียดตามแนวเส้นรอบวงในเหล็กคาดอุโมงค์จะมีการแทรกวัสดุที่เรียกว่า Bituminous ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กอีกชั้นหนึ่งด้วย

สำหรับเกณฑ์การออกแบบถึงแก๊สใต้ดินความดันสูงที่ใช้ในปัจจุบันต้องคำนึงถึงปัจจัยสำคัญ 2 ประการ คือ ความปลอดภัยเนื่องจากการลอยตัว (Safety against ground uplift) และการควบคุมไม่ให้ช่วง

ของความเครียดในส่วนดาตอโมงค์ที่เป็นเหล็กเกินช่วงที่กำหนดเมื่อเปิดใช้งาน โดยในงานวิจัยนี้ได้ให้ความสนใจเฉพาะการวิบัติเนื่องจากแรงลอยตัวเท่านั้น

## 5. การประเมินเสถียรภาพจากการลอยตัว

### 5.1 กลไกการวิบัติ

การลอยตัวในถังแก๊สใต้ดินความดันสูง หมายถึง การเกิดแนวเคลื่อนพังของมวลหินที่เป็นโครงสร้างรองรับถังแก๊สใต้ดินนั้น ลักษณะการวิบัติดังกล่าวสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วนด้วยกันคือ การวิบัติเฉพาะที่ (Localization failure) และการวิบัติต่อเนื่อง (Progressive failure) โดยการวิบัติเฉพาะที่เป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นในมวลหินนั้นก่อนการวิบัติต่อเนื่อง

การวิบัติเฉพาะที่เกิดขึ้นได้เมื่อความดันแก๊สบรรจุทำให้เกิดความเครียดเฉือนขึ้นโดยรอบถังแก๊สใต้ดินความดันสูงและเกิดการรวมตัวกันที่จุดใดจุดหนึ่งในโครงสร้างบริเวณที่เป็นมวลหินซึ่งถือได้ว่าเป็นจุดเริ่มต้นในการวิบัติ (Primary crack) จากนั้นเมื่อความเครียดเฉือนมีค่ามากเพียงพอจะทำให้การวิบัติขยายเป็นแนวออกไปเป็นระนาบวิบัติขยายขึ้นสู่ผิวดินและเรียกผลการวิบัติในส่วนหลังนี้ว่าการวิบัติต่อเนื่อง

### 5.2 กลไกการวิบัติ

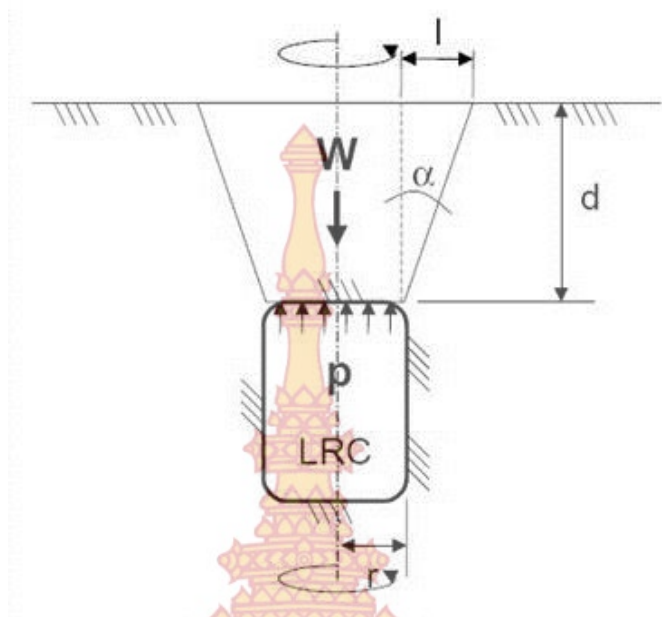
การวิเคราะห์การลอยตัวด้วยวิธีจำกัดสมดุล(Limit equilibrium,LE)

ความปลอดภัยต่อการลอยตัวมีข้อพิจารณาสำคัญ 2 ประการคือ ความลึกของถังแก๊สใต้ดินความดันสูงต้องมีความลึกเพียงพอและต้องมีการคำนวณอัตราส่วนปลอดภัยด้วยวิธีจำกัดสมดุลร่วมด้วยซึ่งหลักการของวิธีนี้คือ การเปรียบเทียบน้ำหนักของมวลหินต่อความดันแก๊สภายในถังบรรจุนั่นเอง

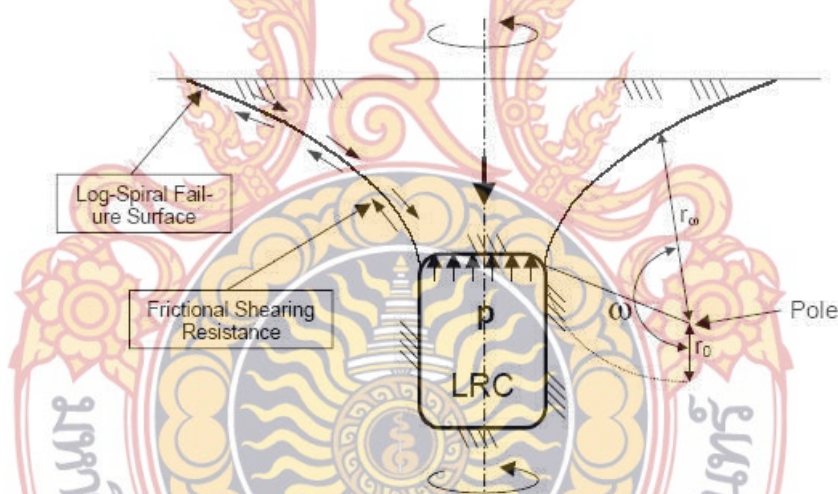
การออกแบบด้วยวิธีดังกล่าวมี 2 วิธีคือ Rigid – cone limit – equilibrium model [7] และ Log – spiral limit equilibrium model [8] ดังแสดงในภาพที่ 6และภาพที่ 7 ตามลำดับซึ่งแต่ละวิธีมีสมมติฐานและแนวคิดแตกต่างกันออกไปดังแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 แนวคิดและสมมติฐานของแบบจำลอง Rigid – cone limit – equilibrium และ Log – spiral limit equilibrium

Concept or assumption	Rigid - cone limit equilibrium	Log - spiral limit equilibrium
Rock mass overburden concept	Yes	Yes
Treated the naturally fractured rock mass as a continuum	Yes	Yes
Adopted shear strength properties into failure surface	No	Yes
Failure path	Based on soil and rock condition	Constant



ภาพที่ 6 Rigid - cone Limit - equilibrium model [7]



ภาพที่ 7 Log - spiral limit equilibrium model [8]

สำหรับวิธี Rigid - cone limit - equilibrium model ได้กำหนดให้มวลหินเหนื่อถึง แก๊สใต้ดินความดันสูงเป็นส่วนที่ต้านทานความดันแก๊สซึ่งมีลักษณะเป็นทรงกรวยโดยมีค่า อยู่ในช่วง 30 - 45 องศาขึ้นอยู่กับสภาพของมวลดินและหินในสถานที่ก่อสร้างนั้น ๆ โดยมีค่าน้อยเมื่อบริเวณที่ ทำการก่อสร้างดังกล่าวเป็นหินเนื้ออ่อน หินที่มีรอยแยกจำนวนมากในเนื้อหิน (Heavily fissured rock) และในมวลหินผุ (Weathered rock) นอกจากนี้การคำนวณไม่ได้คำนึงถึงกำลังรับแรงเฉือนตาม แนวการวิบัติจึงทำให้อัตราส่วนปลอดภัยต่อการลดยตัวมีค่าต่ำกว่าความเป็นจริงเนื่องจากไม่ได้คำนึงถึง กำลังรับแรงเฉือนตามแนวการวิบัติ

น้ำหนักของมวลหินเหนือโครงสร้างถึงแก๊สใต้ดินความดันสูง และความดันแก๊สสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1 และสมการที่ 2

$$W = \rho g \pi \left\{ r^2 d + [rd^2 \tan(\alpha) + \frac{d^3 \tan^2(\alpha)}{3}] \right\} \quad 1$$

$$F_{LRC} = \pi r^2 p \quad 2$$

ในที่นี้	W	=	น้ำหนักของมวลดินหรือหินในทรงกรวยเหนือโครงสร้าง
	$\rho$	=	ความหนาแน่นของมวลดินหรือหิน
	g	=	อัตราความเร่งตามแรงโน้มถ่วง
	r	=	รัศมีของถึงแก๊สใต้ดินความดันสูง
	d	=	ระดับความลึกที่ก่อสร้างถึงแก๊สใต้ดินความดันสูง
		=	Cone angle = $\text{atan}(l/d)$
	$F_{LRC}$	=	ความดันแก๊สในถังบรรจุ
	p	=	ความดันแก๊ส

อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of safety, FS) สามารถคำนวณได้จาก

$$FS = W / F_{LRC} \quad 3$$

ในส่วนของค่า l และ มีความสัมพันธ์ดังสมการ

$$l = d \tan(\alpha) \quad 4$$

$$\alpha = \text{atan} \left[ \left[ r \left[ 9 - 12 \left[ 1 - \frac{pFS}{\rho g d} \right]^{1/2} - 3r \right] \left[ \frac{1}{2d} \right] \right] \right] \quad 5$$

ในส่วนของวิธี Log – spiral limit equilibrium model เป็นวิธีการคำนวณการลยตัวที่ได้จากการทดลอง Pull – out test ของ Soil anchor แนวการวิบัติตามภาพที่ 7 สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$r_{\omega} = r_o e^{(\omega) \tan(\phi)} \quad 6$$

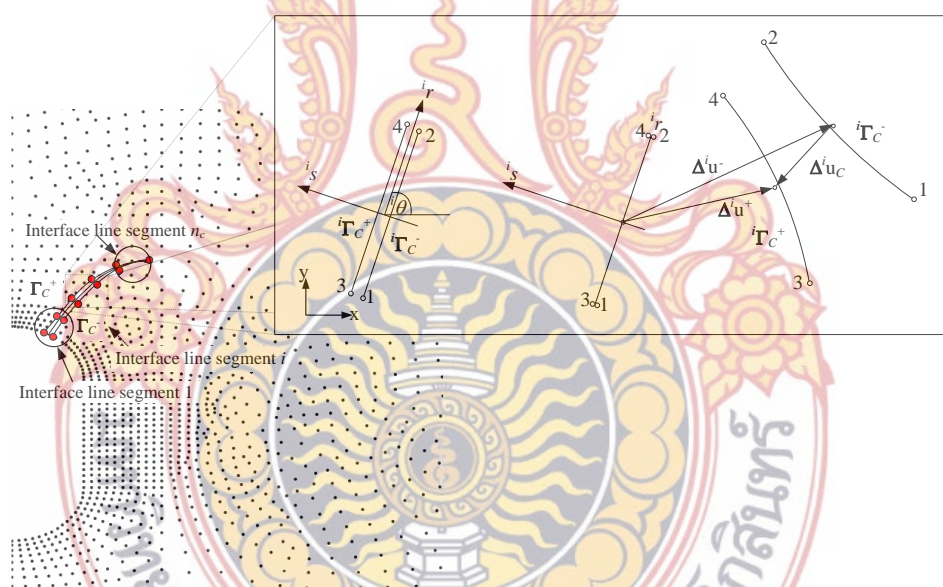
แนวการวิบัติที่ได้จากการคำนวณโดยวิธีนี้ที่กำหนดให้มีค่าคงที่นั้นต่อมาได้มีการวิจัยและทดลองจนทำให้ข้อสมมติฐานข้างต้นนั้นเปลี่ยนแปลงไปซึ่งจากการทดสอบ Sandbox [9] พบว่าแนวการวิบัติดังกล่าวไม่ได้มีค่าคงที่แต่กลับมีค่าแปรผันกับความเค้นตามแนวราบหรือสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างและสรุปได้ว่าเมื่อสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างมีค่าน้อย แนวการวิบัติจะมีความชันมากกว่าแนวการวิบัติเมื่อสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างมีค่ามาก ผลการทดลองที่ได้ สามารถสรุปได้ว่าการประเมินค่าอัตราส่วนปลอดภัยเนื่องจากการลยตัวด้วยวิธีนี้ให้ผลมากกว่า ความเป็นจริงในกรณีที่สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างมีค่าน้อย

## 6. วิธี Element free Galerkin (EFG)

การจำลองการวิบัติที่เกิดขึ้นในวัสดุเปราะ (Brittle material) และกึ่งเปราะ (Semi-brittle material) โดยเฉพาะในมวลหินด้วยวิธี EFG ได้ถูกเสนอโดย Belytschko, et al. [4] การจำลองโดย EFG จะมีหลักการวิเคราะห์คล้ายกับวิธี FEM แต่ในการประมาณค่า Differential equations ด้วยวิธี EFG จะอาศัย Node ในการประมาณค่า ซึ่งจะแตกต่างกับวิธี FEM ซึ่งใช้ Mesh ในการประมาณค่า ซึ่ง FEM จะเกิดปัญหาในการวิเคราะห์ปัญหาที่ไม่ต่อเนื่อง ในการสร้าง Shape function ของวิธี EFG ได้ใช้วิธี Moving Least Square (MLS) method [10] และ [11] ซึ่งจะเขียนในเทอมของ Polynomial basis  $p(\mathbf{x})$  และ Unknown coefficients  $\mathbf{a}(\mathbf{x})$  ดังแสดงในสมการที่ 7

$$\Delta\phi(\mathbf{x}) = \sum_{j=1}^m p_j(\mathbf{x}) a_j(\mathbf{x}) = \mathbf{p}^T(\mathbf{x}) \mathbf{a}(\mathbf{x}), \quad 7$$

ในการศึกษาในครั้งนี้ Gaussian weight function [10] ได้นำมาใช้ในการสร้าง Weight function สำหรับการจำลองแนวการวิบัติ (Crack) เส้นตรงหลายเส้นถูกใช้เป็นตัวแทนของแนวการวิบัติดังแสดงในภาพที่ 8



ภาพที่ 8 เอลิเมนต์ฟิวส์

ในการวิเคราะห์ในครั้งนี้สมการ Weak form ในสมการที่ 8 ถูกใช้ในการคำนวณเพื่อแก้ปัญหา

$$\left[ \begin{aligned} & \delta(\Delta U^T) \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \Delta U - \delta(\Delta U^T) \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \Delta \mathbf{b} d\Omega - \delta(\Delta U^T) \int_{\Gamma_f} \mathbf{N}^T \Delta \bar{\mathbf{t}} d\Gamma \\ & - \delta(\Delta \Lambda^T) \int_{\Gamma_u} \mathbf{N}_{\lambda}^T \mathbf{N} d\Gamma \Delta U + \delta(\Delta \Lambda^T) \int_{\Gamma_u} \mathbf{N}_{\lambda}^T \Delta \bar{\mathbf{u}} d\Gamma - \delta(\Delta U^T) \int_{\Gamma_u} \mathbf{N}^T \mathbf{N}_{\lambda} d\Gamma \Delta \Lambda \end{aligned} \right] \quad 8$$

$$+ \left[ \delta(\Delta U^T) \sum_{i=1}^{n_c} \int_{\Gamma_c} {}^i \mathbf{N}_c^T {}^i \hat{\mathbf{T}}^T \hat{\mathbf{D}}_c {}^i \hat{\mathbf{T}} {}^i \mathbf{N}_c d\Gamma \Delta U \right] = 0 .$$

หรือจัดในรูปแบบของสมการ Global stiffness ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{G} \\ \mathbf{G}^T & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U \\ \Delta \Lambda \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{R}_1 \\ \Delta \mathbf{R}_2 \end{Bmatrix}, \quad 9$$

เมื่อ

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega + \sum_{i=1}^{n_c} \int_{\Gamma_c} {}^i \mathbf{N}_c^T {}^i \hat{\mathbf{T}}^T \hat{\mathbf{D}}_c {}^i \hat{\mathbf{T}} {}^i \mathbf{N}_c d\Gamma, \quad 10$$

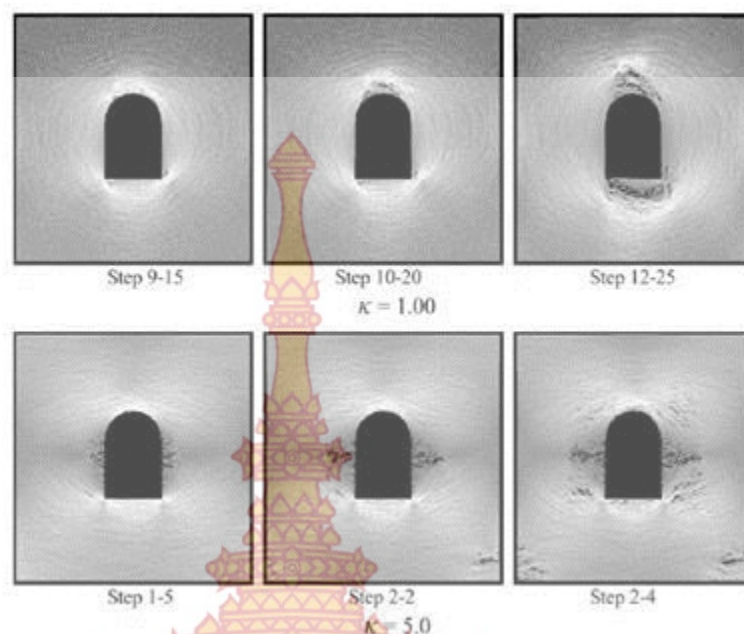
$$\mathbf{G} = - \int_{\Gamma_u} \mathbf{N}^T \mathbf{N}_{\lambda} d\Gamma, \quad 11$$

$$\Delta \mathbf{R}_1 = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \Delta \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma_f} \mathbf{N}^T \Delta \bar{\mathbf{t}} d\Gamma, \quad 12$$

$$\Delta \mathbf{R}_2 = \int_{\Gamma_u} \mathbf{N}_{\lambda}^T \Delta \bar{\mathbf{u}} d\Gamma. \quad 13$$

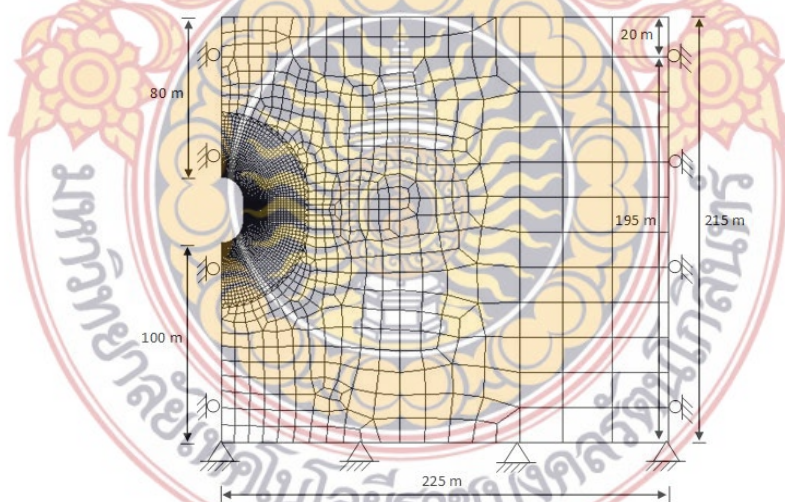
## 7. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในหลายปีที่ผ่านมาวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขได้ถูกพัฒนาและใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของหิน ไม่ว่าจะเป็นหินที่มีลักษณะต่อเนื่อง (Continuous rock) และไม่ต่อเนื่อง (Discontinuous rock) ซึ่งในงานวิจัยครั้งนี้จะขอพูดถึงเฉพาะหินที่มีลักษณะต่อเนื่อง จากการวิเคราะห์เชิงตัวเลขด้วยโปรแกรม RFPA (Rock failure process analysis, RFPA) เพื่อศึกษาการวิบัติต่อเนื่องในโครงสร้างใต้ดินที่มีพื้นที่หน้าตัดของโครงสร้างใต้ดินแตกต่างกัน [12] เช่น พื้นที่หน้าตัดแบบวงกลม วงรี และแบบเกือกม้า (U - shaped) โดยทั้งหมดไม่มีความดันภายในพบว่าปัจจัยหลักที่ควบคุมตำแหน่งของจุดเริ่มต้นในการเกิดการวิบัติ (Primary crack) คือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างและยังสรุปได้ว่าในโครงสร้างใต้ดินที่มีพื้นที่หน้าตัดแบบ เกือกม้ากลับหัว (invert U - shaped) หากมีค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเท่ากับ 1.0 แล้ว จุดเริ่มต้นในการวิบัติจะเริ่มในบริเวณเพดานและพื้นด้านล่างของหน้าตัดโครงสร้างแต่หากวิเคราะห์โดยกำหนดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเท่ากับ 5.0 จะปรากฏจุดเริ่มต้นในการวิบัติเนื่องจาก แรงดึง (Primary tensile crack) ที่บริเวณผนังส่วนกลางของโครงสร้างแทนดังแสดงไว้ในภาพที่ 9



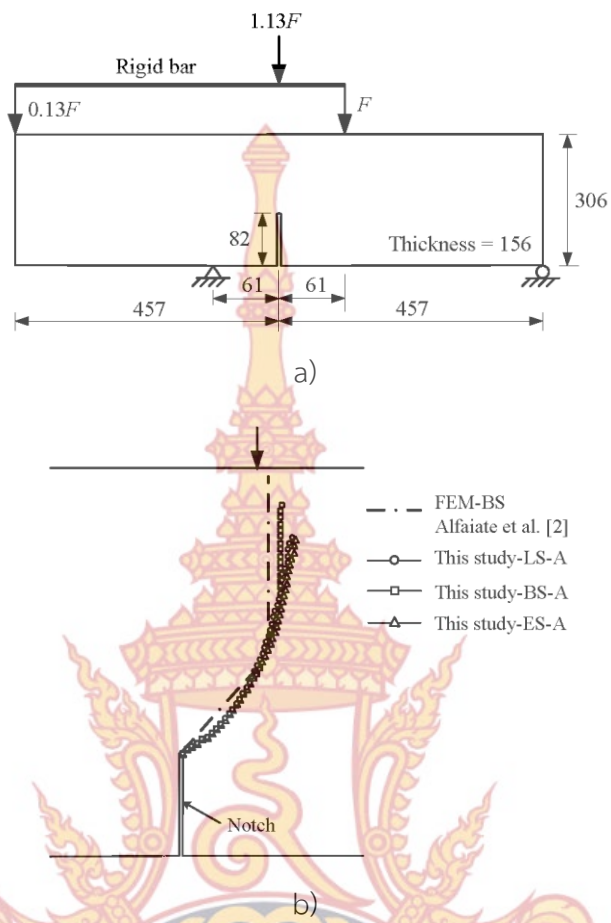
ภาพที่ 9 รูปแบบการวิบัติของมวลหินโดยรอบโครงสร้างใต้ดินแบบเกือกม้ากลับหัวเมื่อสัมพันธ์กับแรงดันดินด้านข้างต่างกัน [12]

Jongpradist et al [13] ได้ใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ร่วมกับเอลิเมนต์ผิวสัมผัสในการวิเคราะห์ศึกษาพฤติกรรมของการวิบัติของมวลหินโดยรอบอุโมงค์เก็บแก๊สแรงดันสูง พบว่าตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติและทิศทางการวิบัติแบบต่อเนื่องขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนแรงดันด้านข้าง



ภาพที่ 10 การวิเคราะห์แบบ 2D-axisymmetric และเงื่อนไขขอบเขต [13]

Soparat and Nanakorn [11] ได้พัฒนาการวิเคราะห์รอบแตกในคอนกรีตด้วยวิธีเอลิเมนต์ฟร็กเจอร์กัน (EFG) คานคอนกรีตที่มีลักษณะแสดงในภาพที่ 11a ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ในภาพที่ 11b พบว่า วิธี EFG สามารถวิเคราะห์ได้และมีความน่าเชื่อถือเมื่อเปรียบเทียบกับงานวิจัยก่อนหน้า



ภาพที่ 11 การวิเคราะห์รอยแตกในคานคอนกรีต [11]



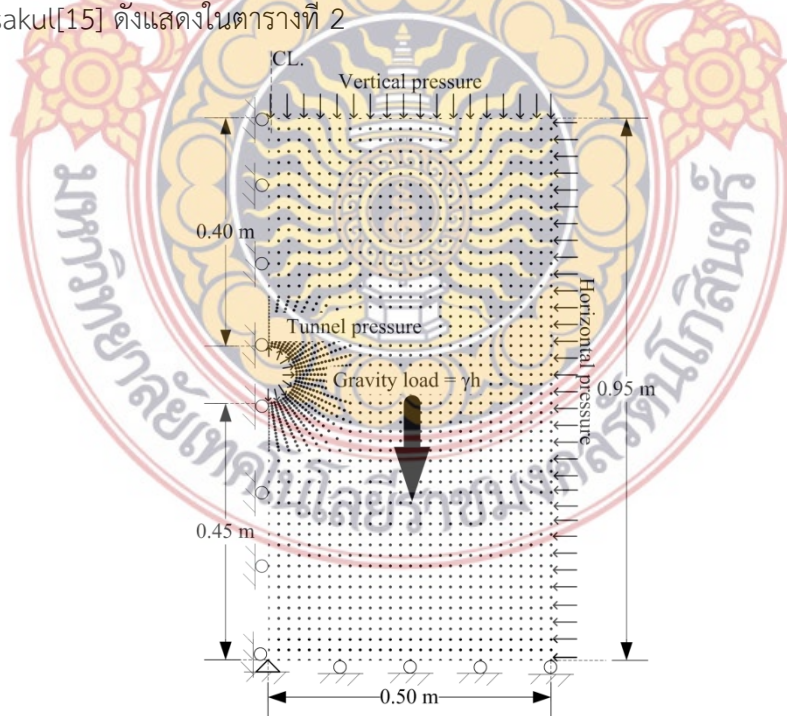


### บทที่ 3

#### ระเบียบวิธีการวิจัย

##### 1. ลักษณะของแบบจำลอง

การสร้างแบบจำลองถึงแก๊สใต้ดินความดันสูงในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ เป็นการจำลองแบบลดขนาด 200 เท่า แบบ 1g [14] เพื่อการเปรียบเทียบกับงานวิจัยก่อนหน้า โดยลักษณะปัญหาจะเป็นอุโมงค์รูปวงกลมมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.10 เมตร อยู่ลึกจากผิวดิน 0.40 เมตร ในการวิเคราะห์ครั้งนี้เงื่อนไขการวิเคราะห์แบบระนาบความเครียด (Plane strain) ถูกใช้ในการวิเคราะห์ โดยลักษณะของปัญหาจะเป็นรูปแบบของอุโมงค์ดังแสดงในภาพที่ 12 นอกจากนี้ เพื่อให้ผลการวิเคราะห์ทั้งในแง่ของความเค้นและการเสีรูปร่างไม่ถูกจำกัดด้วยปัจจัยเชิงขอบเขตของแบบจำลอง (Boundary condition, BC) จึงได้ขยายขอบเขตตามแนวรัศมีออกไปจากแกนสมมาตรเป็นระยะทางเท่ากับ 0.50 เมตร ในขณะที่ขอบเขตตามแนวตั้งจะขยายขอบเขตออกไปเป็นระยะทางเท่ากับ 0.95 เมตร ดังได้แสดงในภาพที่ 12 พร้อมกับ ลักษณะการให้แรงกระทำด้วย การวิเคราะห์สำหรับงานวิจัยนี้ ไม่ได้คำนึงถึงส่วนประกอบที่เป็น Shaft tunnel, Upper access tunnel และ Lower access tunnel ซึ่งเมื่อตัดเอาส่วนประกอบข้างต้นออกไปจากการวิเคราะห์แล้ว แบบจำลองจะมีลักษณะสมมาตรรอบแกนตามแนวตั้ง (Z- axis) ดังนั้นการวิเคราะห์แบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetric analysis) จึงนำมาประยุกต์ใช้ในกรณีนี้ได้และยังสามารถทำการวิเคราะห์ถึงแก๊สเพียงครึ่งส่วนของถึงแก๊สทั้งหมดได้อีกด้วยโดยแบ่งส่วนของถึงแก๊สนั้นที่แกนสมมาตร สำหรับค่าคุณสมบัติของหินในการวิเคราะห์จะอ้างอิงจาก Tunsakul[15] ดังแสดงในตารางที่ 2



ภาพที่ 12 ลักษณะการให้แรงและเงื่อนไขขอบเขต

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของหินในงานวิจัยในครั้งนี้ [15]

Quantity	Symbol	Model	Prototype	Unit	Scale factor (1g)*
Unit weight	$\gamma$	20	20	kN/m <sup>3</sup>	1
Unconfined compressive strength	$\sigma_c$	0.18	36	MPa	200
Tensile strength	$\sigma_t$	0.013	2.6	MPa	200
Young modulus	E	25	5000	MPa	200
Poisson's ratio	$\nu$	0.2	0.2	-	1
Fracture energy	$G_f$	0.5	100	N/m	200

\* : Prototype/Model = 200

## 2. แนวทางในการวิเคราะห์

แม้จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า การวิบัติที่เกิดขึ้นในมวลหินส่วนมากแล้วอันเป็นผลมาจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนและแรงดึง แต่ในการศึกษาในขั้นต้นในครั้งนี้ได้พิจารณาเฉพาะในส่วนของการวิบัติแบบ Tensile criteria นอกจากนั้นในการวิเคราะห์การวิบัติได้แบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 ขั้นตอน

### 2.1 การพิจารณาการหาตำแหน่งจุดเริ่มต้นในการวิบัติ (Primary crack)

สำหรับงานวิจัยนี้ คณะผู้ทำการวิจัยได้ใช้กฎเกณฑ์การวิบัติของการวิบัติแบบแรงดึง เพื่อที่จะระบุตำแหน่งของการเริ่มต้นเกิดการวิบัติ (Primary crack) โดยได้มีการประเมินค่าอัตราส่วนปลอดภัยเพื่อจุดประสงค์ใช้เป็นจุดเริ่มต้นในการวิบัติ (Primary crack) สำหรับการวิเคราะห์การวิบัติต่อเนื่องกล่าวคือ เมื่ออัตราส่วนปลอดภัยมีค่า=1หรือแรงเค้นหลักมีค่าเท่ากับความต้านทานแรงดึงปรากฏ ณ บริเวณใดให้ถือว่าบริเวณนั้นเป็นจุดเริ่มต้นในการเกิดการวิบัติต่อเนื่องขึ้นนั่นเองซึ่งกฎเกณฑ์การวิบัติดังกล่าวยังแสดงในรูปแบบสมการดังในสมการที่ 14

$$f(\sigma_1) = \sigma_1 + \sigma_t = 0 \quad 14$$

เมื่อ

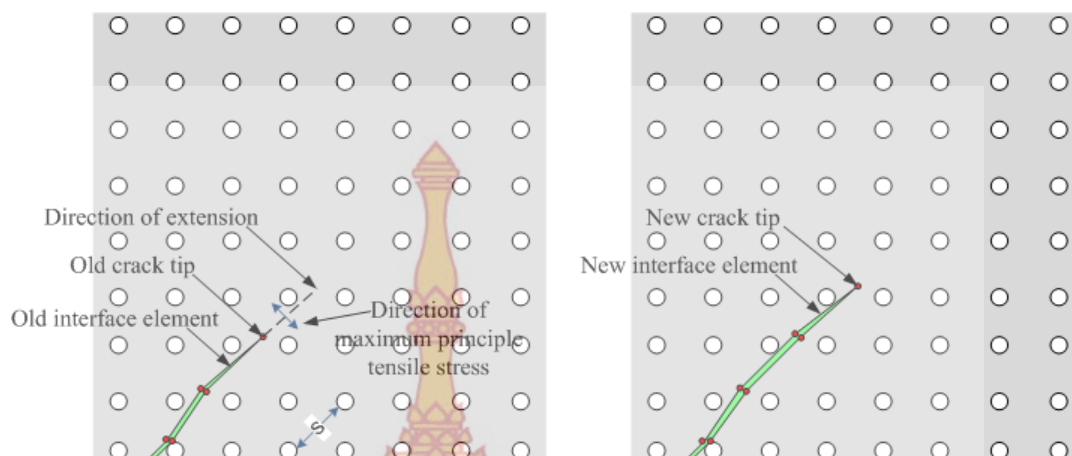
$\sigma_1$  = แรงเค้นหลัก

$\sigma_3$  = แรงเค้นรอง

$\sigma_t$  = ค่าความต้านทานแรงดึง (Tensile strength)

### 2.2 การวิเคราะห์ทิศทางของการวิบัติ

ในการวิเคราะห์หาทิศทางของการวิบัติจะมีจุดเริ่มต้นจากจุดใดจุดหนึ่งของอุโมงค์ในแบบจำลองโดยกำหนดให้มีจุดเริ่มต้นจากบริเวณที่มีค่าอัตราส่วนปลอดภัยต่ำสุดและขยายเป็นแนวขึ้นสู่ผิวดินซึ่งจะใช้ทิศทางที่ได้จากการพิจารณากฎเกณฑ์แรงดึง ดังแสดงในภาพที่ 13



ภาพที่ 13 การขยายของรอยแตก

### 3. แผนการวิเคราะห์

ในการตรวจสอบความถูกต้องกับงานวิจัยก่อนหน้า กรณีที่ใช้วิเคราะห์จะใช้แค่กรณีที่มีแรงดันกวดทับ = 12.5 kPa ซึ่งจะวิเคราะห์ด้วยอัตราส่วนแรงเค้นในที่ ( $k$ ) สามค่า คือ 0.5, 1 และ 3 ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 กรณีที่ใช้วิเคราะห์

Type of cavern	In-situ stress ratio $k$	Pressure (kPa)	
		Horizontal direction	Vertical direction
tunnel	0.5	6.25	12.5
	1	12.5	12.5
	3	37.5	12.5

### 4. การประเมินเสถียรภาพ

การใช้หลักการจำกัดสมดุล (Limit equilibrium) ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ โดยหลักการประเมินจะใช้ อัตราส่วนของแรงต้านทานการลดยื่น (total downward force) กับแรงพยายามลอยตัวของอุโมงค์ (total upward force) ซึ่งตารางที่ 4 แสดงรายการสรุปรูปตัวแปรที่ใช้ในการประเมินเสถียรภาพ การยกตัวจะเกิดขึ้นเมื่อแรงยกตัว ( $F_u$ ) มีค่าเกินกว่าน้ำหนักหินที่อยู่บนอุโมงค์ ( $W_r$ ) และความสามารถต้านทานแรงเฉือน ( $\tau_r$ ) ดังนั้นในการประเมินเสถียรภาพจะทำการประเมินด้วยอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.)

ตารางที่ 4 การประเมินเสถียรภาพ (ประยุกต์จาก Kim et al., [16])

Input variable	Unit	
Max. storage pressure (P)	MPa	
Radius of storage cavern (r)	m	
Length of storage cavern (L)	m	

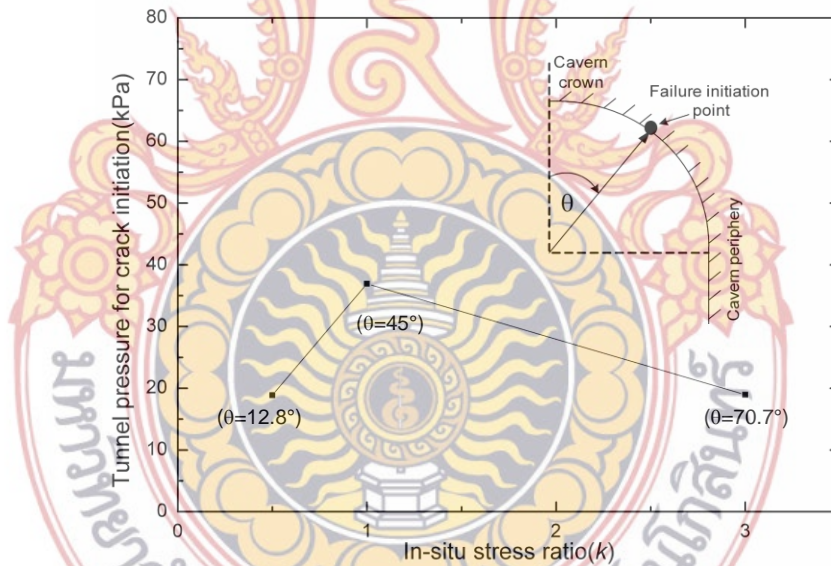
Thickness of rock (z)	m	
Unit weight of groundwater ( $\gamma_w$ )	kN/m <sup>3</sup>	
Ground water table above cavern ( $z_w$ )	m	
Cohesion of fresh rock (C)	MPa	
Friction angle of fresh rock ( $\phi$ )	°	
In-situ stress ratio (k)	–	
Failure direction from vertical axis ( $\phi_f$ )	°	
Intermediate variable	Unit	tunnel type
Volume of storage cavern ( $V_c$ )	m <sup>3</sup>	$\pi r^2 \cdot L$
Volume over the center of arch ( $V_{total}$ )	m <sup>3</sup>	$((z+r) \cdot \tan \phi_f) \cdot (z+r) \cdot L$
Volume in storage area of top of cavern ( $V_{tc}$ )	m <sup>3</sup>	$r \cdot \tan \phi_f \cdot r \cdot L$
Volume of rock mass over the cavern ( $V_{rock}$ )	m <sup>3</sup>	$V_{total} - V_{tc}$
Projected area of storage cavern ( $A_c$ )	m <sup>2</sup>	$2 \cdot (r \cdot \tan \phi_f) \cdot L$
Surface area of rock against ground uplift ( $A_{surface}$ )	m <sup>2</sup>	$(z+r) \cdot \tan \phi_f \cdot z \cdot L - r \cdot \tan \phi_f \cdot z \cdot L$
Lifting force due to storage pressure ( $F_l$ )	MN	$P \cdot A_c$
Buoyant force against storage cavern ( $F_{bc}$ )	MN	$V_c \cdot \gamma_w$
Vertical stress at z ( $\sigma_z$ )	MPa	$\gamma \cdot z$
Weight of overburden rock ( $W_r$ )	MN	$V_{rock} \cdot \gamma$
Buoyant force of overburden rock ( $F_{br}$ )	MN	$V_{rock} \cdot \gamma_w$
Horizontal stress of fresh rock ( $\sigma_h$ )	MN	$A_{surface} \cdot k \cdot \sigma_z \cos \phi_f$
Shear resistance by cohesion of fresh rock ( $\tau_c$ )	MN	$A_{surface} \cdot C$
Shear resistance by friction angel of fresh rock ( $\tau_f$ )	MN	$\sigma_h \cdot \tan(\phi)$
Total shear resistant force ( $\tau_r$ )	MN	$\tau_c + \tau_f$
Total upward force ( $\tau_u$ )	MN	$F_l + F_{bc} + F_{br}$
Cohesion+ friction + weight resistance	=	$(W_r + \tau_r) / \tau_u$

## บทที่ 4

### ผลการวิจัย/ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

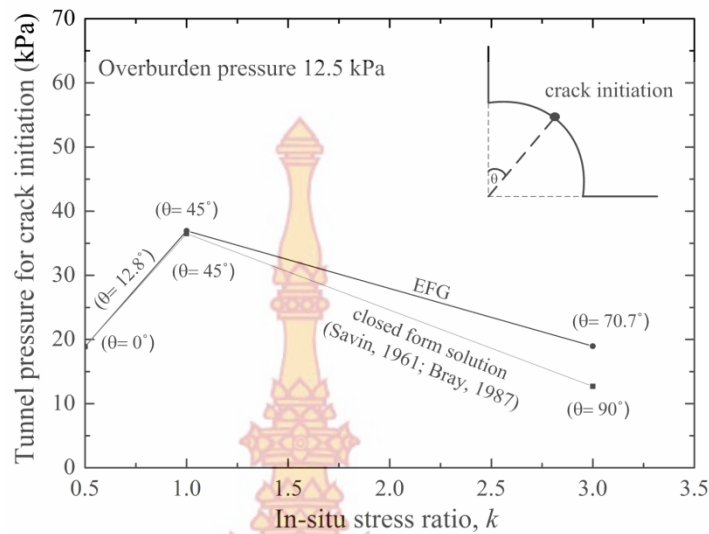
#### 1. การวิบัติของอุโมงค์ภายใต้แบบจำลองแบบย่อส่วน

ผลการวิเคราะห์การวิบัติของอุโมงค์รูปวงกลมที่มีค่าหน่วยแรงกดทับในแนวตั้ง ( $\sigma_v$ ) เท่ากับ 12.5 kPa และค่าอัตราส่วนความเค้นในที่ ( $k$ ) 0.5, 1 และ 3 ได้ถูกแสดงในรูปแบบของจุดเริ่มการวิบัติและการวิบัติแบบต่อเนื่อง จากผลการวิเคราะห์พบว่า การวิบัติในแต่ละกรณีของ  $k = 0.5, 1$  และ 3 มีลักษณะแตกต่างกันทั้งจุดเริ่มการวิบัติที่ตั้งแสดงในภาพที่ 14 โดยที่สัญลักษณ์  $\theta$  ถูกใช้แทนมุมของตำแหน่งการเริ่มการวิบัติ จะเห็นได้ว่ากรณี  $k = 0.5$  ตำแหน่งการเริ่มการวิบัติจะเกิดขึ้นที่ด้านบนของอุโมงค์ที่มุม  $12.8^\circ$  และใช้แรงดันภายในเพื่อให้เกิดการวิบัติที่ 18.88 kPa สำหรับกรณีที่  $k=1$  จะพบว่าจุดเริ่มต้นการวิบัติจะเกิดที่  $\theta$  เท่ากับ  $45^\circ$  ด้วยแรงดันภายในกับ 36.93 kPa ในขณะที่กรณีที่  $k=3$  ตำแหน่งการเกิดการวิบัติจะเกิดที่ตำแหน่งที่มุม  $\theta$  เท่ากับ  $70.7^\circ$  ด้วยแรงดันภายในกับ 18.95 kPa



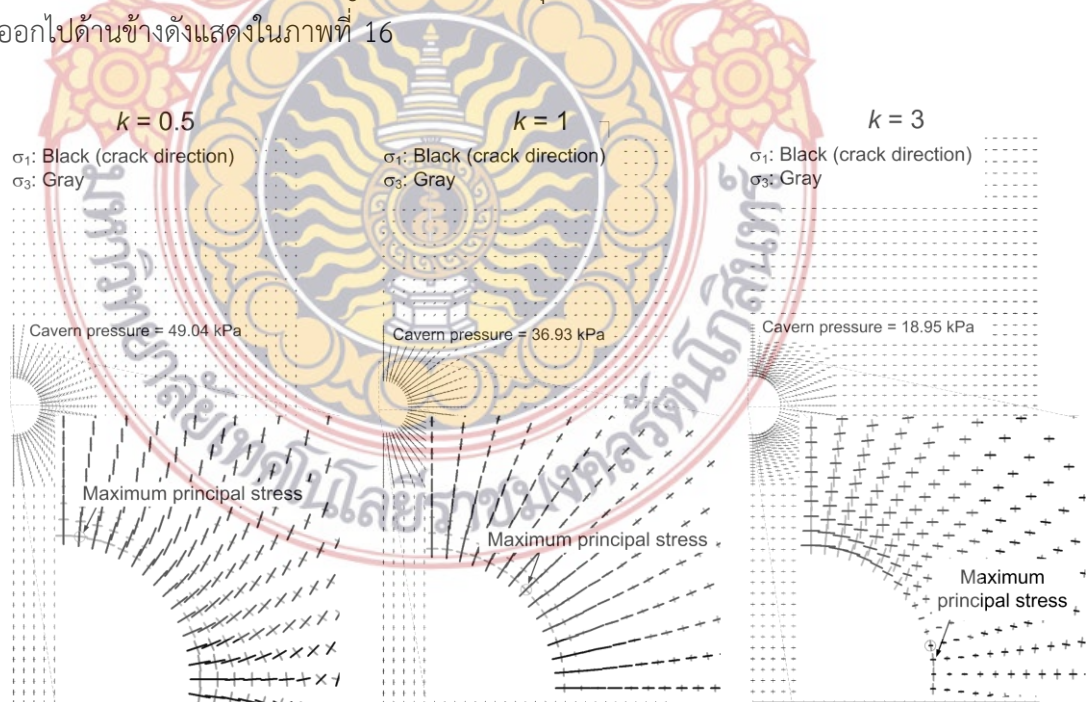
ภาพที่ 14 แรงดันภายในและตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติของอุโมงค์ที่มีแรงกดทับแนวตั้ง 12.5 kPa

ภาพที่ 15 แสดงผลการเปรียบเทียบจากการศึกษาครั้งนี้และผลจากวิธีการคำนวณที่มีอยู่ สมการจากการคำนวณจะพิจารณาจุดที่มีค่าแรงเค้นสูงสุด (Maximum principal stress) โดยได้รับอิทธิพลจากแรงดันภายใน [17] และแรงดันที่รอบข้าง [18] เมื่อเปรียบเทียบกันแล้วพบว่าสามารถยืนยันได้ว่าทั้งค่าแรงดันในการวิบัติและตำแหน่งเริ่มการวิบัติมีลักษณะคล้ายกัน นั่นคือมีตำแหน่งที่เปลี่ยนไปตามค่าอัตราส่วนความเค้นในที่



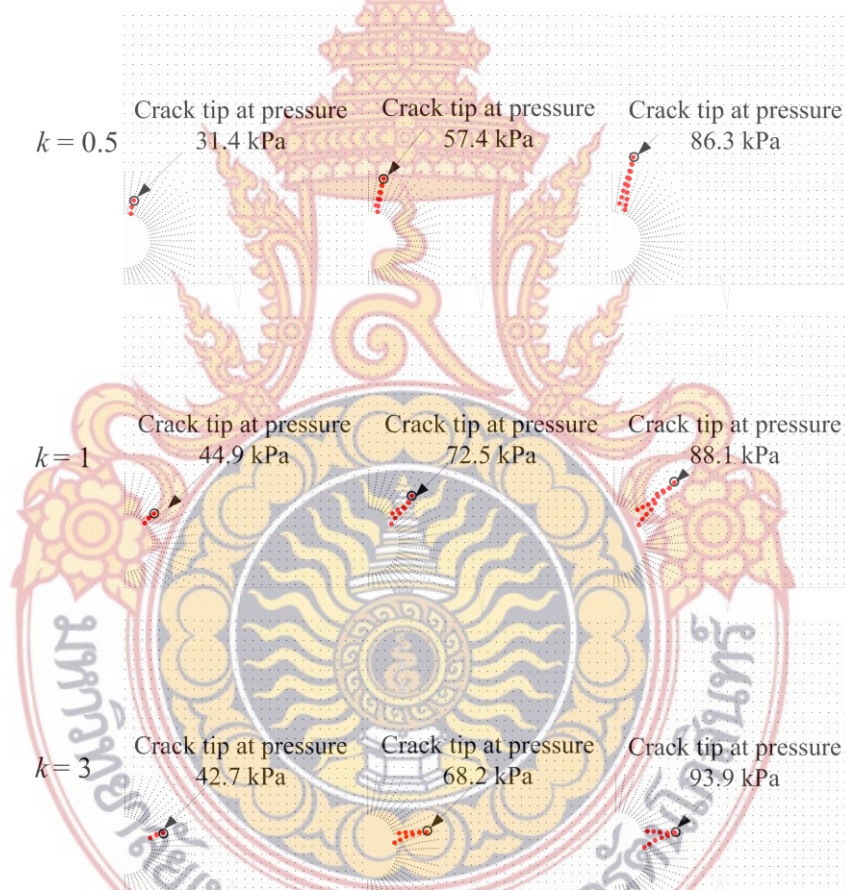
ภาพที่ 15 เปรียบเทียบผลจากการวิเคราะห์ในครั้งนี้นักับวิธีการคำนวณ

นอกจากนี้ลักษณะการกระจายตัวของแรงเค้นหลักของอุโมงค์ที่ระดับแรงดันภายในที่ทำให้เกิดการวิบัติของกรณี  $k= 0.5, 1$  และ  $3$  ยังได้แสดงในภาพที่ 16 จากการสังเกตพบว่าในแต่ละกรณีขนาดของเวกเตอร์มีขนาดที่ใหญ่บริเวณรอบอุโมงค์และจะค่อยๆ เล็กลงเมื่อระยะห่างออกไป ระนาบของความเค้นหลัก (Major principal stress plane) มีทิศทางพุ่งขึ้นด้านบนอุโมงค์สำหรับกรณี  $k= 0.5$  ในกรณี  $k=1$  พบว่า ขนาดของเวกเตอร์ของความเค้นหลัก มีขนาดที่ใหญ่บริเวณมุม  $45^\circ$  หลังจากนั้นระนาบของความเค้นหลักมีทิศทางพุ่งออกไปตามแนวรัศมี ตรงข้ามกับกรณีที่  $k= 3$  ซึ่งตำแหน่งที่เวกเตอร์ของความเค้นหลักมีขนาดที่ใหญ่บริเวณด้านข้างอุโมงค์และมีทิศทางของระนาบของความเค้นหลักพุ่งออกไปด้านข้างดังแสดงในภาพที่ 16

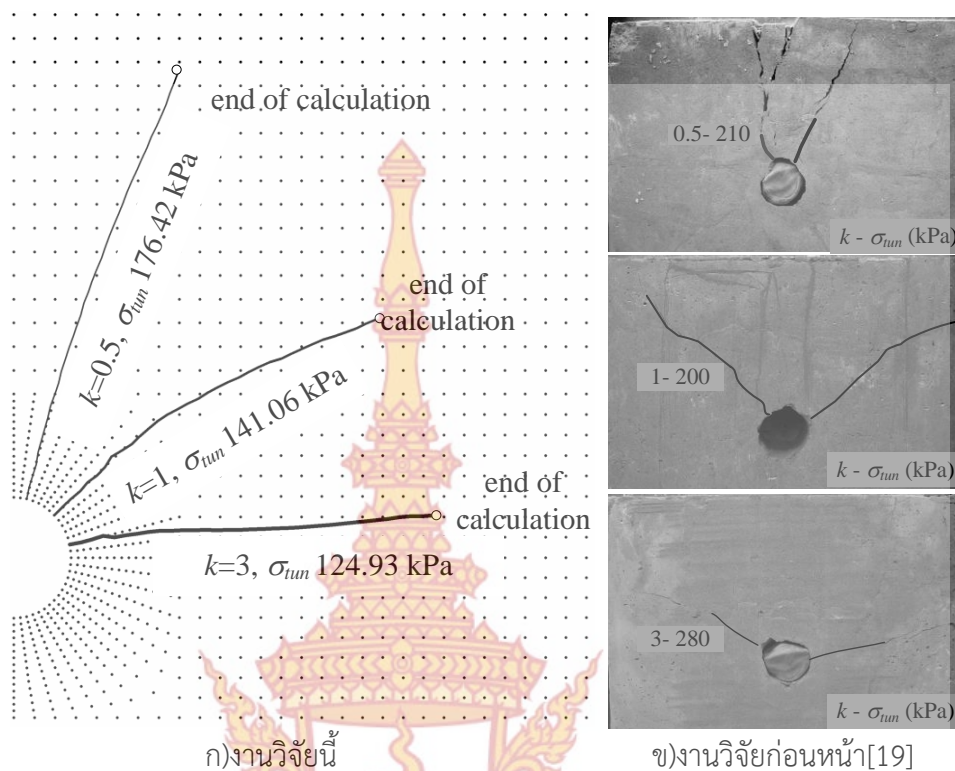


ภาพที่ 16 การกระจายตัวของความเค้นรอบอุโมงค์รูปวงกลม

สำหรับการติดตามทิศทางของการวิบัติที่เกิดขึ้น ตัวอย่างของการติดตามการขยายตัวของรอยแตกในแต่ละระดับของแรงดันภายในของกรณี  $k= 0.5, 1$  และ  $3$  ได้แสดงในภาพที่ 17 กรณีที่  $k$  เท่ากับ  $0.5$  พบว่าการขยายตัวของรอยแตกมีการขยายตามระดับแรงดันภายในที่เพิ่มขึ้นและมีทิศทางพุ่งขึ้นสู่ผิวดิน สำหรับกรณี  $k$  เท่ากับ  $1$  หลังจากเกิดจุดเริ่มการวิบัติที่มุม  $45^\circ$  แล้ว ทิศทางการขยายของรอยแตกมีทิศทางขยายออกตามแนวรัศมีของวงกลม ซึ่งจะแตกต่างกับกรณี  $k$  เท่ากับ  $3$  ซึ่งหลังจากเกิดการวิบัติบริเวณด้านข้างของอุโมงค์ ทิศทางของการขยายของรอยแตกมีทิศทางขยายออกด้านข้าง เมื่อนำผลจากการขยายของรอยแตกมาเชื่อมต่อกันจะเห็นได้ว่าจะเกิดเป็นแนวการวิบัติในแต่ละกรณีดังแสดงในภาพที่ 18 ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ที่ได้เมื่อมาเปรียบเทียบกับ การทดสอบด้วยวิธีแบบจำลองแบบย่อส่วน [19] พบว่ารูปแบบการวิบัติมีลักษณะที่คล้ายกัน โดยที่ทั้งจุดเริ่มการวิบัติและทิศทางการวิบัติได้รับผลกระทบโดยตรงกับค่าอัตราส่วนความเค้นในที่



ภาพที่ 17 ตัวอย่างลักษณะการขยายของรอยแตก



ภาพที่ 18 ลักษณะการวิบัติ

## 2. การประเมินจุดเริ่มและทิศทางการวิบัติ

### 2.1 การประเมินจุดเริ่มการวิบัติ

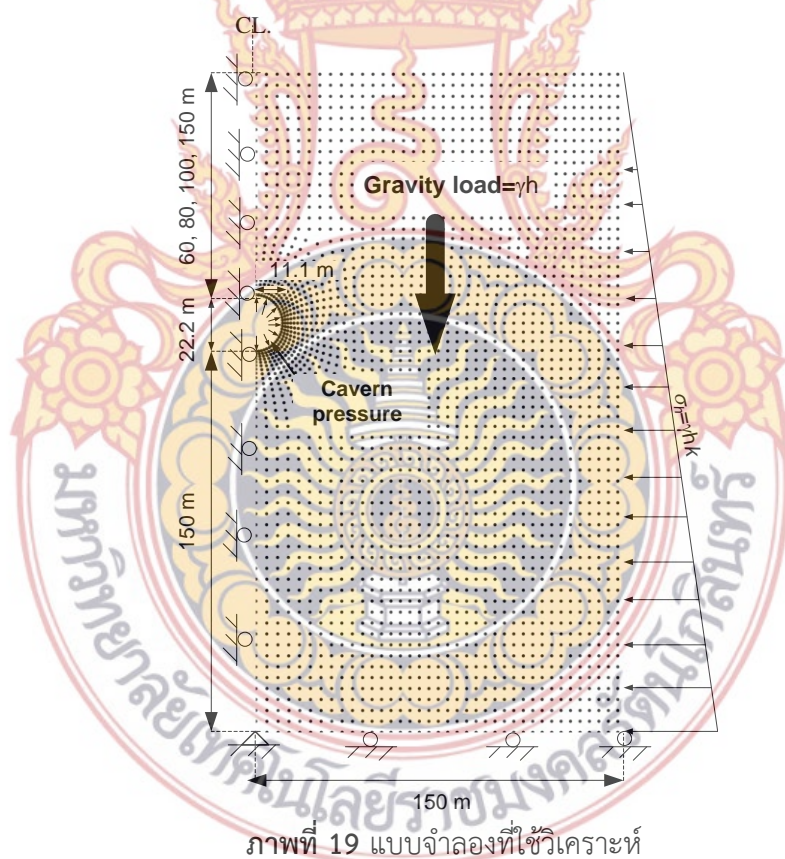
โดยปกติแล้วในการก่อสร้างนั้นจะต้องเผชิญกับเงื่อนไขทางธรรมชาติที่ไม่คาดคิด ดังนั้น การคำนึงถึงค่าพารามิเตอร์ที่น่าจะส่งผลกระทบต่อสิ่งที่สำคัญ ในส่วนนี้ วิธี EFG ได้ถูกนำมาใช้ในการศึกษาอิทธิพลของพารามิเตอร์ต่อจุดเริ่มการวิบัติ ซึ่งพารามิเตอร์ที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วย ความลึก อัตราส่วนความเค้นในเนื้อ และค่าความต้านทานแรงดึงของหิน โดยที่ความลึกที่ใช้ในการศึกษา คือ 60 80 100 และ 150 เมตร ค่า  $k$  เท่ากับ 0.3, 0.6, 0.8, 0.9, 1, 1.2, 1.5, 2 และ 3 โดยใช้ค่าค่าความต้านทานแรงดึงของหิน 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40 และ 50 MPa ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 5 โดยแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์จะใช้แบบจำลองที่มีขนาดเท่าต้นแบบและมีค่าแรงดันด้านข้างเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังแสดงในภาพที่ 19

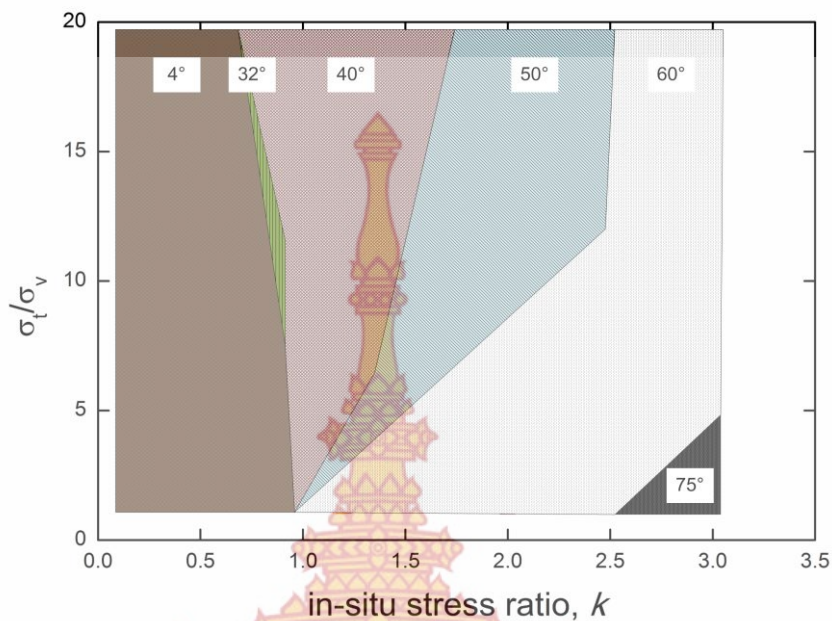
หลังจากการวิเคราะห์เพื่อหาตำแหน่งเริ่มการวิบัติเนื่องจากการแปรเปลี่ยนพารามิเตอร์แล้ว ข้อมูลดังกล่าวได้ถูกนำมาสร้างแผนภาพในการระบุตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติที่ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ซึ่งสามารถจัดกลุ่มได้เป็น 6 กลุ่ม ได้แก่มุมการวิบัติที่  $4^\circ$ ,  $32^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $50^\circ$  และ  $60^\circ$  and  $75^\circ$  ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 20



ตารางที่ 5 คุณสมบัติเชิงกลของหินสำหรับการประเมินจุดเริ่มการวิบัติ

Quantity	Symbol	Value	Unit
Unit weight	$\gamma$	26	$\text{kN/m}^3$
Depth	$d$	60, 80, 100, 150	m
Tensile strength	$\sigma_t$	5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50	MPa
Young modulus	$E$	36	GPa
Poisson's ratio	$\nu$	0.2	—
In-situ stress ratio	$k$	0.3, 0.6, 0.8 0.9 1, 1.2, 1.5, 2, 3	—
Fracture energy	$G_f$	100	N/m



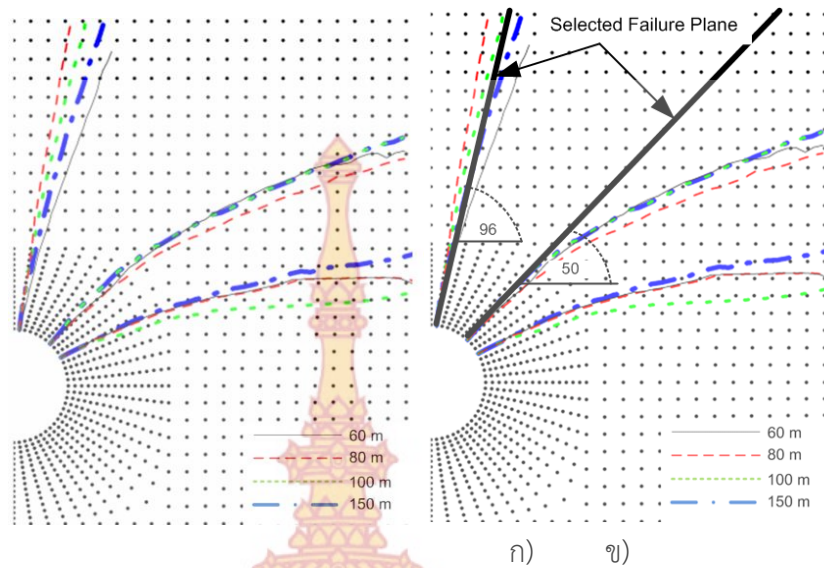


ภาพที่ 20 แผนภาพจุดเริ่มการวิบัติ

### 3. การประเมินเสถียรภาพ

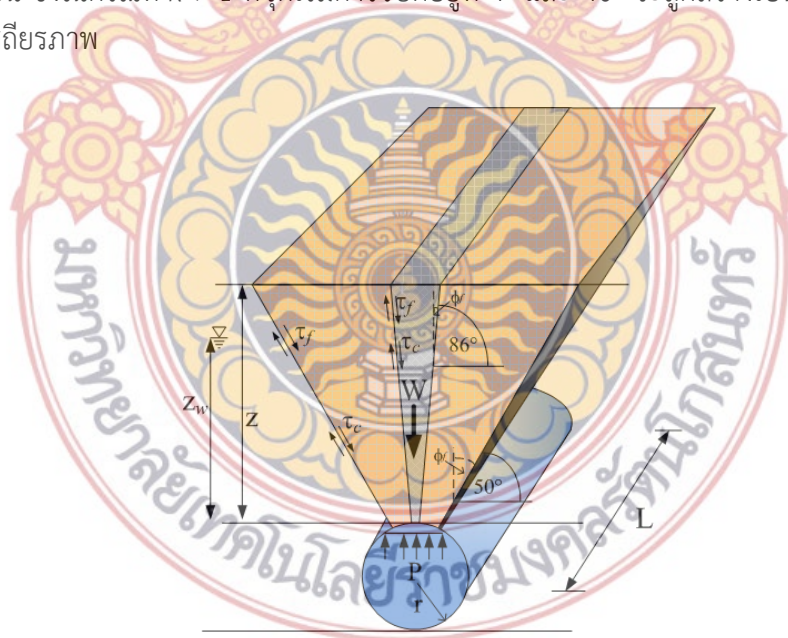
#### 3.1 การสร้างระนาบการวิบัติ

หลังจากจุดเริ่มการวิบัติได้ระบุแล้วในภาพที่ 20 ตัวแทนของมุมการวิบัติที่  $4^\circ$ ,  $40^\circ$  และ  $60^\circ$  ซึ่งเป็นโซนหลัก ได้ถูกนำมาวิเคราะห์การขยายของแรงแตกด้วยค่า  $k$  เท่ากับ 0.5, 1 และ 3 ตามลำดับ ด้วยความลึกของอุโมงค์ที่ 60, 80, 100 และ 150 เมตร ซึ่งได้แสดงผลในภาพที่ 21 จาก การวิเคราะห์ทิศทางการวิบัติพบว่ากรณีจุดเริ่มการวิบัติที่  $4^\circ$  และ  $k=0.5$  การขยายตัวของรอยแตก ในทุกๆความลึกมีทิศทางพุ่งขึ้นสู่ผิวดิน สำหรับกรณีจุดเริ่มการวิบัติที่  $40^\circ$  และ  $k=1$  ทิศทางการวิบัติ ที่เกิดขึ้นมีทิศทางตั้งฉากกับอุโมงค์ในช่วงแรก หลังจากนั้นเริ่มมีการเปลี่ยนทิศทางเบนเข้าด้านข้างของ แบบจำลองในหลายๆความลึกที่ทำการวิเคราะห์ ในกรณีจุดเริ่มการวิบัติเกิดขึ้นที่มุมการวิบัติ  $60^\circ$  และ  $k=3$  จะเห็นได้ว่าแม้จะมีการแปรเปลี่ยนความลึกในการวิเคราะห์ ทิศทางการวิบัติก็จะมีทิศทางออกไป ด้านข้างของแบบจำลอง



ภาพที่ 21 ก) ทิศทางการวิบัติ ข) การเลือกระนาบการวิบัติ

จะสังเกตว่าในกรณีที่  $k > 1$  พบว่าทิศทางการวิบัติมีทิศทางการพุ่งออกไปด้านข้างถึงแม้ว่าจะเกิดการวิบัติขึ้นแล้วก็จะมีความปลอดภัยอยู่ ในกรณีที่เลือกสถานที่ก่อสร้างควรที่จะเลือกก่อสร้างในที่ที่หินมีค่าอัตราส่วนความเค้นในที่มีมากกว่า 1 แต่ในกรณีที่มีความจำเป็นที่จะก่อสร้างในที่ที่  $k \leq 1$  พบว่าทิศทางการวิบัติที่เกิดขึ้นมีโอกาสที่ทิศทางการวิบัติพุ่งขึ้นสู่ผิวดิน ดังนั้นการประเมินเสถียรภาพจึงมีความจำเป็น ซึ่งในกรณีที่  $k < 1$  ที่จุดเริ่มการวิบัติอยู่ที่  $4^\circ$  และ  $40^\circ$  จะถูกสร้างเป็นแบบจำลองในการประเมินเสถียรภาพ



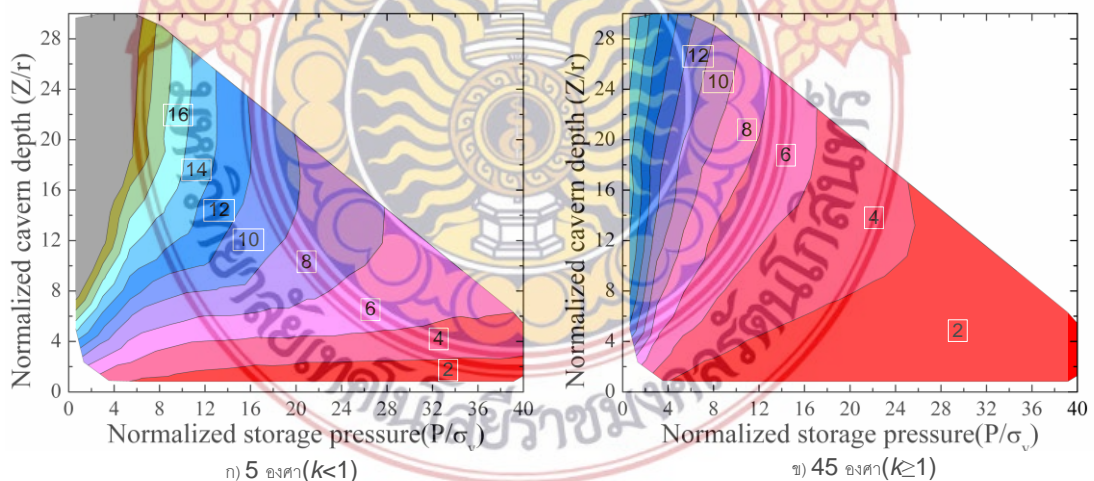
ภาพที่ 22 แบบจำลองสำหรับการประเมินเสถียรภาพ

### 3.2 การประเมินเสถียรภาพด้วยวิธีจำกัดสมดุล

จากการประเมินเสถียรภาพโดยใช้อัตราส่วนแรงต้านการยกตัว (Resistance force) ต่อแรงยกขึ้น (Uplift force) โดยการแปรเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ซึ่งได้แสดงในตารางที่ 6 ซึ่งกรณีที่ระนาบการวิบัติที่ 4 องศาและ 40 องศาถูกใช้เป็นตัวแทนของอัตราส่วนความเค้นในที่  $k < 1$  และ  $k \geq 1$  ตามลำดับ จากผลการประเมินแสดงในรูปของแผนภาพในภาพที่ 22 จากภาพแสดงอัตราส่วนความปลอดภัยในรูปแบบของเส้นแสดงข้อมูล บริเวณที่อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำกว่า 1 อาจเกิดการยกตัวขึ้นบริเวณผิวดิน ดังนั้นการศึกษาในครั้งนี้เป็ประโยชน์ต่อการเลือกสถานที่ที่จะก่อสร้างอุโมงค์สำหรับการเก็บแก๊สใต้ดิน

ตารางที่ 6 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการสร้างแผนภาพอัตราส่วนความปลอดภัย

	Typical parameters	Unit
	for designed chart	
Max. storage pressure	5 - 45	MPa
Radius of storage cavern	10 - 60	m
Length of storage cavern	60	m
Depth of storage cavern	50 - 300	m
Unit weight of rock	22 and 26.5	kN/m <sup>3</sup>
Cohesion of rock	2.3	MPa
Internal friction angle of rock	35	degrees
In-situ stress ratio	0.5 and 1	-



ภาพที่ 23 แผนภาพแสดงอัตราส่วนความปลอดภัย

## บทที่ 5

### สรุปผล อภิปรายผลและข้อเสนอแนะ

#### 1. สรุปผลวิจัย

ในงานวิจัยในครั้งนี้เป็นการพัฒนาการวิเคราะห์การวิบัติของหินรอบอุโมงค์ภายใต้แรงดันสูง รวมถึงการศึกษาพารามิเตอร์ที่มีผลต่อรูปแบบการวิบัติทั้งจุดเริ่มการวิบัติและการขยายแนวการวิบัติ รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นโดยวิธี เอลิเมนต์ฟริกาเลอกินต์(EFG) ซึ่งก่อนการนำวิธี EFG ไปใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาขนาดจริงวิธี EFG ได้ถูกนำไปตรวจสอบความถูกต้องกับผลทดสอบจากงานวิจัยก่อนหน้านี้ จากการวิเคราะห์พอจะสรุปว่าทั้งตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติและการขยายแนวการวิบัติมีรูปแบบที่คล้ายกันกับงานวิจัยก่อนหน้านี้ ดังนั้นจึงนำเอาวิธี EFG ไปใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาขนาดจริง จากการศึกษาพอที่จะสรุปได้ดังนี้

- อัตราส่วนความเค้นในที่ ( $k$ ) มีอิทธิพลต่อตำแหน่งจุดเริ่มการวิบัติและการขยายแนวการวิบัติ
- อิทธิพลของความลึกและค่าความต้านทานแรงดึงไม่ผลกระทบต่อทิศทางการวิบัติ
- กรณีที่สถานที่ก่อสร้างมีค่าอัตราส่วนความเค้นในที่ ( $k$ ) มากกว่า 1 เหมาะสมต่อการเลือกเป็นสถานที่ก่อสร้าง

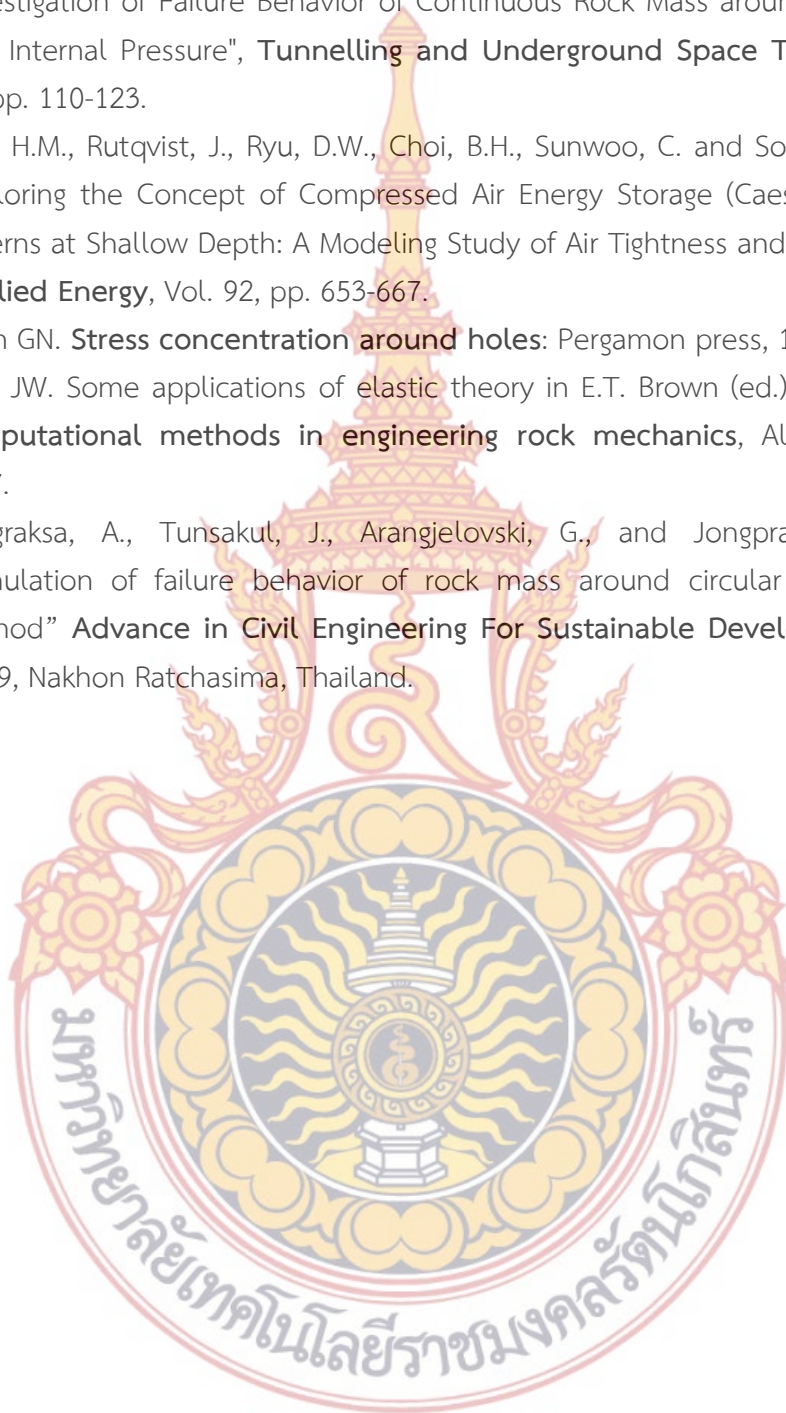
#### 2. ข้อเสนอแนะ

ในงานวิจัยนี้ได้วิเคราะห์การวิบัติโดยใช้เงื่อนไขของการวิบัติแบบแรงดึงมาเป็นเกณฑ์เท่านั้น ควรจะมีการต่อยอดงานวิจัยทำให้วิเคราะห์ได้ทั้งเงื่อนไขของการวิบัติแบบแรงดึงและแรงเฉือน อีกทั้งในการจำลองลักษณะของมวลหินในธรรมชาติควรที่จะทำให้สามารถวิเคราะห์ได้ในกรณีที่หินมีรอยแตกตามธรรมชาติ(Faults) ได้ด้วย

### บรรณานุกรม

- [1]. Brandshaug, T., Christianson, M. and Damjanac, B. “**Technical Review of the Lined Rock Cavern (Lrc) Concept and Design Methodology: Mechanical Response of Rock Mass**”, Itasca Consulting Group Inc., 2001.
- [2]. Bell, F.Y. “**Engineering in rock masses**” Great Britain, Thomson Litho, 1992.
- [3] Kovári, K. (1993) "Basic Consideration on Storage of Compressed Natural Gas in Rock Chambers" **Rock Mechanics and Rock Engineering**, Vol. 26 No. 1 pp. 1-27.
- [4] Belytschko, T., Lu, Y. and Gu, L. (1994) "Element-Free Galerkin Methods" **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, Vol. 37, No. 2, pp. 229-256.
- [5] Tengborg, P. (1989) “Storage of Natural Gas in Lined Rock Caverns-Studies for a Future Project in Southern Sweden” **In Storage of Gases in Rock Caverns** Rotterdam, A.A.balkema, pp. 151-157.
- [6] Larsson, H.R., Glamheden, R. and Ahrling, G. (1989) "Storage of Natural Gas at High Pressure in Lined Rock Caverns-Rock Mechanics Analysis" **Proceeding of Storage of Gases in Rock Cavern**, Balkema, Rotterdam, pp. 177–184.
- [7] Littlejohn, G. and Bruce, D. (1975) "Rock Anchors - State of the Art. Part 1: Design (1)" **Ground Engineering**, pp. 25-32.
- [8] Ghaly, A. and Hanna, A. (1994) "Ultimate Pullout Resistance of Single Vertical Anchors" **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 31, No. 5, pp. 661-672.
- [9] Mandl, G. (1988) “Mechanics of Tectonic Faulting Models and Basic Concepts Developments in Structural Geology” **Elsevier Science**, Amsterdam.
- [10] Belytschko, T. and Fleming, M. (1999) "Smoothing, Enrichment and Contact in the Element-Free Galerkin Method" **Computers and Structures**, Vol. 71, No. 2, pp. 173-195.
- [11] Soparat, P. and Nanakorn, P. (2008) "Analysis of Cohesive Crack Growth by the Element-Free Galerkin Method" **Journal of Mechanics**, Vol. 24, No. 1, pp. 45-54.
- [12] Zhu, W.C., Liu, J., Tang, C.A., Zhao, X.D. and Brady, B.H. (2005) "Simulation of Progressive Fracturing Processes around Underground Excavations under Biaxial Compression" **Tunnelling and Underground Space Technology**, Vol. 20, No. 3, pp. 231-247.
- [13] Jongpradist, P., Kanhasing P. and Youwai S. (2007) "FEM Analysis for Stability Assessment Against Ground Uplift of High Pressure Gas Storage Cavern" **Proceeding of the 1st SEATUC Symposium**, 27-28 February, The Twin Towers, Thailand, pp. 74-79.

- [14] Wood, D.M. **Geotechnical Modeling**, Spon Press, London and New York, 2004.
- [15] Tunsakul, J., Jongpradist, P., Kongkitkul, W., Wonglert, A. and Youwai, S. (2013) "Investigation of Failure Behavior of Continuous Rock Mass around Cavern under High Internal Pressure", **Tunnelling and Underground Space Technology**, Vol. 34, pp. 110-123.
- [16] Kim, H.M., Rutqvist, J., Ryu, D.W., Choi, B.H., Sunwoo, C. and Song, W.K. (2012b) "Exploring the Concept of Compressed Air Energy Storage (Caes) in Lined Rock Caverns at Shallow Depth: A Modeling Study of Air Tightness and Energy Balance" **Applied Energy**, Vol. 92, pp. 653-667.
- [17] Savin GN. **Stress concentration around holes**: Pergamon press, 1961.
- [18] Bray JW. Some applications of elastic theory in E.T. Brown (ed.) **Analytical and computational methods in engineering rock mechanics**, Allen and Unwin, 1987.
- [19] Tongraksa, A., Tunsakul, J., Arangjelovski, G., and Jongpradist, P. (2014) "Simulation of failure behavior of rock mass around circular tunnel by EFG method" **Advance in Civil Engineering For Sustainable Development**, August 27-29, Nakhon Ratchasima, Thailand.



## ประวัติผู้วิจัย

1. ชื่อ สกุล ดร.จักรวาท ตันสกุล

2. ตำแหน่งปัจจุบัน อาจารย์ประจำสาขาวิศวกรรมโยธา

3. หน่วยงานที่สามารถติดต่อได้

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตวังไกลกังวลที่อยู่ ถนนเพชรเกษม(ก.ม. 242) ตำบล หนองแก อำเภอหัวหิน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ 77110 โทรศัพท์ 032-618-500 ต่อ 4091 โทรสาร 032-618-570  
E-mail jukkrawut.tun@rmutr.ac.th หรือ jukkrawut.tk@gmail.com

4. ประวัติการศึกษา

ปริญญาเอก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ปรัชญาคุณูปกตบัติต เทคนิคธรณี, 2013  
ปริญญาโท มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี มหาบัณฑิต เทคนิคธรณี, 2009  
ปริญญาตรี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ปริญญาบัณฑิต สาขาวิชา , 2006

5. สาขาวิชาการที่มีความชำนาญพิเศษ

6. ประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องกับการบริหารงานวิจัย

