

การวิเคราะห์ไฟในต้อลิเมนต์ของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว

นายกนกกิจ ยิ่งเจริญกิจขจร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2556

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR) are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF UNDRAINED TUNNEL FACE STABILITY IN CLAY

Mr. Kongkit Yingchaloenkitkhajorn

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

Department of civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2013

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสถียรภาพด้านหน้า อุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว
โดย	นายกองกิจ ยิ่งเจริญกิจจจร
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้
เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศธีรวัฒน์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวีตร บุญญะฐิติ)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ ลิขิตเลอสรวง)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ)

กมลกิจ ยิ่งเจริญกิจจจร : การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว.(FINITE ELEMENT ANALYSIS OF UNDRAINED TUNNEL FACE STABILITY IN CLAY) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : รศ.ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน, 212 หน้า.

วิทยานิพนธ์นี้นำเสนอการศึกษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว การศึกษานี้ ดำเนินการโดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ การวิเคราะห์แบบ 2 มิติถูกประยุกต์ใช้กับหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว ในขณะที่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ถูกประยุกต์ใช้กับรูปทรงเรขาคณิตแบบ 3 มิติ สถานะของการวิบัติหรือการพังทลายในการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ได้โดยการประมาณจาก การใช้หลักการลดทอนกำลังในการหาอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ หน้าตัดตามขวางและตามยาวไม่พิจารณาาดอุโมงค์ในแบบจำลอง แต่แบบ 3 มิติจำลองให้คาดอุโมงค์เป็นแบบแข็งเกร็ง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ ดินเหนียวถูกจำลองให้เป็นวัสดุแบบมอร์-คูลอมบีในขณะที่กำลังรับแรงเหมือนแบบไม่ระบายน้ำพิจารณาให้คงที่ หรือเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น ผลเฉลยเชิงตัวเลขถูกนำเสนอในรูปของชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ การเปรียบเทียบระหว่างผลเฉลยที่ผ่านมากับ การศึกษานี้แสดงให้เห็นว่าส่วนใหญ่มีความสอดคล้องเป็นอย่างดีทั้งในกรณีปัญหา 2 มิติ และ 3 มิติ นอกจากนี้ การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในชั้นดินกรุงเทพมหานครได้ถูกดำเนินการประยุกต์ใช้จริงด้วยเช่นกัน ได้สามผลงานใหม่ที่สำคัญจากงานวิจัยนี้ต่อองค์ความรู้เดิมที่มีในอดีตที่ผ่านมาสำหรับเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ อย่างแรกคือการศึกษานี้ได้มีการตรวจสอบผลกระทบ 3 มิติของอัตราส่วนความปลอดภัย ซึ่งมีค่าประมาณ 2.5 และ 1.8 ของหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาวตามที่วิเคราะห์มาตามลำดับ อย่างที่สองคือการศึกษานี้ได้นำเสนอสมการเซมิ-เอมพีริคัล จากการปรับเส้นโค้ง ซึ่งมีความถูกต้องแม่นยำกับข้อมูลจากผลเฉลยเชิงตัวเลข โดยผลเฉลยที่ได้จากการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในทางปฏิบัติสามารถหาได้ง่ายและถูกต้องแม่นยำโดยปราศจากการใช้ชาร์ตเสถียรภาพ สุดท้ายคือการหาค่าตัวสูงสุดบนพื้นผิวดินอาจประมาณได้โดยการใช้ความสัมพันธ์ที่ถูกนำเสนอบนพื้นฐานของการทำนายอัตราส่วนความปลอดภัยจากสมการที่ได้ นำเสนอมาแล้วข้างต้น

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิสิต.....
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....
 ปีการศึกษา.....2556.....

5270727721 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: TUNNEL FACE / UNDRAINED STABILITY / FINITE ELEMENT ANALYSIS / LIMIT ANALYSIS

KONGKIT YINGCHALOENKITKHAJORN: FINITE ELEMENT ANALYSIS OF UNDRAINED TUNNEL FACE STABILITY IN CLAY. ADVISOR: ASSOC.PROF. BOONCHAI UKRITCHON, Sc.D., 212 pp.

This thesis presents a study of undrained tunnel face stability in clay. This study is carried out using the two dimensional (2D) and three dimensional (3D) finite element analyses. The 2D analyses are applied for transverse and longitudinal sections while the 3D analyses are applied for three dimension geometry. The failure or collapse states in the finite element analyses are approximated using the strength reduction to determine the factor of safety of undrained stability. The 2D transverse and longitudinal sections do not consider tunnel lining in the model, but the 3D geometry section models tunnel lining as rigid plate element with fully rough surface. The clay is modeled as Mohr-Coulomb material while its undrained shear strength profile is considered to be constant or linear increase with depth. Numerical solutions are presented in terms of stability charts of normalized terms. Comparison between the previous results and those of present study show excellent agreement for most cases of 2D and 3D problems. In addition, the analyses of tunnel face stability in Bangkok subsoil profile are also carried for real application. There are three significant contributions of this research to the past knowledge of undrained stability of tunnel face. Firstly, this study has numerically verified that the 3D effect of factor of safety of this problem is about 2.5 and 1.8 with respect to transverse and longitudinal sections of analyses, respectively. Secondly, this study presents a single semi-empirical curve fitting equation which accurately matches the data of numerical solutions. As a result, stability analyses of this problem in practice can be determined easily and accurately without using series of stability charts. Lastly, maximum ground surface settlement may be approximated using the proposed relationship based on predicted factor of safety from the proposed equation.

Department : Civil Engineering Student's Signature.....

Field of Study : Civil Engineering Advisor's Signature.....

Academic Year : 2013.....

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงลงได้ ผู้เขียนขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ได้กรุณาสละเวลาเพื่อให้คำปรึกษา แนะนำทาง ตรวจสอบ ปรับปรุงแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ พร้อมทั้งยังให้ความรู้ขั้นสูงในเรื่องของของเทคนิคไฟไนต์อีลิเมนต์ ตลอดจนถึงทฤษฎีพลาสติกซิตีแบบดั้งเดิม อันเป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.จิรวัด บุญญะฐิติ ที่กรุณาสละเวลาเพื่อให้คำแนะนำ ตลอดจนถึงช่วยอำนวยความสะดวก ในเรื่องของซอฟต์แวร์ไฟไนต์อีลิเมนต์

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุเชษฐ ลิขิตเลอสรวง ที่กรุณาสละเวลาเพื่อให้คำแนะนำในเรื่องของทฤษฎีไฟไนต์อีลิเมนต์ ตลอดจนถึงทฤษฎีพลาสติกซิตีสมัยใหม่

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ที่กรุณาสละเวลาในการให้คำแนะนำ รวมทั้งข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ ให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

และขอแสดงความขอบพระคุณ ผู้เชี่ยวชาญทุกท่านที่ไม่ได้เอ่ยนาม ที่ได้ให้คำแนะนำและให้ความช่วยเหลือในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สุดท้ายนี้ผู้เขียนต้องขอขอบพระคุณ บิดา มารดา ที่คอยให้กำลังใจและสนับสนุนการศึกษาเล่าเรียนเป็นอย่างดี รวมถึงครูบาอาจารย์ ทุกท่านที่ได้ให้การดูแล อบรม สั่งสอน ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ทั้งหลายให้กับผู้เขียน นับตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	2
1.4 วิธีและขั้นตอนการดำเนินงาน.....	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ทฤษฎีพลาสติกซิติ.....	4
2.1.1 การคราก.....	5
2.1.2 กฎการไหล.....	7
2.1.3 การไหลแบบไม่สอดคล้อง.....	7
2.1.4 สภาพพลาสติกแบบสมบูรณ์.....	8
2.2 การวิเคราะห์เชิงตัวเลขและวิธีวิเคราะห์ลิมิต.....	9
2.2.1 การวิเคราะห์เชิงตัวเลข.....	9
2.2.2 วิธีวิเคราะห์ลิมิต.....	10
1) ทฤษฎีขอบบน.....	11
1) ทฤษฎีขอบล่าง.....	12
2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในดินเหนียว.....	13
2.3.1 วิธีทดลองเชิงประสบการณ์.....	15
2.3.2 วิธีวิเคราะห์.....	22

1) วิธีวิเคราะห์หัลิมิต.....	22
2) วิธีอื่น ๆ.....	34
2.4 วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ.....	38
2.4.1 หลักการพื้นฐานของวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์.....	38
2.4.2 พฤติกรรมและแบบจำลองของดิน.....	39
1) พฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนภายใต้เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ.....	39
ก) แบบคงที่ตลอดตามความลึก.....	40
ข) แบบเพิ่มเป็นแบบเชิงเส้นตามความลึก.....	41
2) แบบจำลองเทรסקาและแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์.....	42
2.4.3 วิธีลดทอนกำลัง.....	44
2.4.4 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์อิลิเมนต์.....	46
2.5 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	49
2.6 การวิเคราะห์ความถดถอยและสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ.....	51
บทที่ 3 การวิเคราะห์หารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด.....	55
3.1 บทนำ.....	55
3.2 หน้าตัดตามขวาง.....	55
3.3 หน้าตัดตามยาว.....	58
3.4 แบบ 3 มิติ.....	62
บทที่ 4 การวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 2 มิติ.....	69
4.1 บทนำ.....	69
4.2 หน้าตัดตามขวาง.....	74
4.2.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์.....	74
4.3 หน้าตัดตามยาว.....	79
4.3.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์.....	80
4.3 กรณีเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	83
บทที่ 5 การวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์แบบ 3 มิติ.....	90
5.1 บทนำ.....	90
5.2 แบบ 3 มิติ.....	93
5.1.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์.....	93

5.2	กรณีเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	99
บทที่ 6	ผลและการวิเคราะห์ผลการวิจัย.....	103
6.1	ผลเฉลยเชิงตัวเลขและรูปแบบการวิบัติ.....	103
6.1.1	หน้าตัดตามขวาง.....	103
6.1.2	หน้าตัดตามยาว.....	114
6.1.3	แบบ 3 มิติ.....	123
6.1.4	การเปรียบเทียบความสัมพันธ์กับงานวิจัยในอดีต.....	147
6.1.5	สมการเซมิ-เอมพีริคัล จากการปรับเส้นโค้ง.....	152
6.2	ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ.....	163
6.2.1	หน้าตัดตามขวางต่อแบบ 3 มิติ.....	163
6.2.2	หน้าตัดตามยาวต่อแบบ 3 มิติ.....	174
6.3	การประยุกต์ใช้งาน.....	185
6.3.1	ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดบนพื้นผิวดิน กับอัตราส่วนความปลอดภัย.....	191
บทที่ 7	สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ.....	202
7.1	บทนำ.....	202
7.2	การวิเคราะห์หารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด.....	203
7.3	การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ.....	203
7.4	การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ.....	204
7.5	ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ.....	204
7.6	การประยุกต์ใช้งาน.....	205
7.7	ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	207
	รายการอ้างอิง.....	208
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	212

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า	
2.1	รายละเอียด สมมติฐาน และข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์แบบต่าง ๆ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	12
2.2	เปรียบเทียบความแตกต่างของวิธีการในการวิเคราะห์ (Guglielmetti et al., 2007).....	13
3.1	สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวาง.....	56
3.2	สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวางสำหรับกรณี C/D=1-5.....	58
3.3	สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามยาว.....	60
3.4	สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวางสำหรับกรณี C/D=1-5.....	62
3.5	สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ.....	63
3.6	สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี C/D=1-5.....	67
4.1	ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินเหนียวแบบเป็นเอกพันธ์.....	77
4.2	ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินเหนียวแบบไม่เป็นเอกพันธ์.....	78
4.3	ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในแบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	86
4.4	ค่าพารามิเตอร์แรงต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	86
4.5	การปรับค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานครเพื่อให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์.....	87
6.1	เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$	104

ตารางที่	หน้า
6.2	เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามยาว สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$114
6.3	เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$123
6.4	เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....133
6.5	เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....134
6.6	ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอย แบบพหุแบบไม่เชิงเส้นสำหรับหน้าตัดตามขวาง.....162
6.7	ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอย แบบพหุแบบไม่เชิงเส้นสำหรับหน้าตัดตามยาว.....162
6.8	ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอย แบบพหุแบบไม่เชิงเส้นสำหรับแบบ 3 มิติ.....162
6.9	เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร พร้อมทั้งพารามิเตอร์การทรุดตัวสูงสุดแบบไร้มิติ.....192

สารบัญญภาพ

ภาพที่		หน้า
2.1	การนิยามเกณฑ์การวิบัติ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง , 2553).....	6
2.2	การตั้งฉาก (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	7
2.3	การไหลไม่สอดคล้อง (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	8
2.4	การให้แรงหนึ่งมิติบนวัสดุพลาสติกแบบสมบูรณ์ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	9
2.5	วิธีวิเคราะห์ลิมิตแบบ ขอบบนและขอบล่าง (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	11
2.6	วิธีการที่สามารถคำนวณเสถียรภาพของดินที่มีความเชื่อมั่น บริเวณด้านหลังของช่องเปิดในแนวตั้ง (Broms and Bennermark, 1967).....	15
2.7	แบบจำลองใช้ในการคำนวณเสถียรภาพด้านหน้า (Broms and Bennermark, 1967).....	15
2.8	ผลเฉลยที่ได้จากการทดสอบเสถียรภาพ ด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ (Schofield, 1980).....	17
2.9	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=0$ (Schofield, 1980).....	17
2.10	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=1/2$ (Schofield, 1980).....	18
2.11	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=1$ (Schofield, 1980).....	18
2.12	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=2$ (Schofield, 1980).....	19
2.13	มุมมองแบบหน้าตัดตามขวาง หลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.8$ (Kimura and Mair, 1981).....	19
2.14	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.5$ และ $P/D=0$ (Kimura and Mair, 1981).....	20
2.15	มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.5$ และ $P/D=2$ (Kimura and Mair, 1981).....	20

ภาพที่	หน้า	
2.16	อิทธิพลของระยะที่ไม่มีคาตอโมงค์รองรับด้านหน้า ต่ออัตราของความมีเสถียรภาพขณะเกิดการวิบัติ (Kimura and Mair, 1981).....	21
2.17	ผลเฉลยของอิทธิพลของรูปทรงเรขาคณิตด้านหน้าอูโมงค์ ขณะเกิดการวิบัติ (Kimura and Mair, 1981).....	21
2.18	แบบจำลองในอุดมคติที่ใช้วิเคราะห์ (วาดใหม่ Davis et al., 1980).....	22
2.19	มุมมองอูโมงค์ตามแนวยาว กรณี $P/D=0$ ที่ใช้วิเคราะห์แบบ 3 มิติ (วาดใหม่ Davis et al., 1980).....	23
2.20	ผลเฉลยขอบล่างของหน้าตัดอูโมงค์ตามแนวขวาง (Davis et al., 1980).....	23
2.21	รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามขวาง ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาดใหม่ Davis et al., 1980).....	24
2.22	รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามยาว ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาดใหม่ Davis et al., 1980).....	25
2.23	ผลเฉลยขอบบนและขอบล่าง สำหรับหน้าตัดอูโมงค์ตามแนวยาว (Davis et al., 1980).....	26
2.24	ผลเฉลยขอบบนและขอบล่างสำหรับอูโมงค์แบบ 3 มิติ (Davis et al., 1980).....	26
2.25	ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น ที่ใช้วิเคราะห์ขอบบน (วาดใหม่ Sloan and Assadi, 1993).....	27
2.26	รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามขวาง ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบนเสนอโดย Sloan and Assadi (1993).....	28
2.27	(a) เปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติต่าง ๆ ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (b) เปรียบเทียบระหว่างทฤษฎีและการทดลองเชิงประสบการณ์ (Sloan and Assadi, 1993).....	29
2.28	ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $C/D=1$ (b) $C/D=5$ เสนอโดย Sloan and Assadi (1993).....	29
2.29	ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น ที่ใช้วิเคราะห์ขอบบน (Augarde et al., 2003).....	30
2.30	รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามยาว ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาดใหม่ Augarde et al., 2003).....	30

ภาพที่	หน้า
2.31 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$ (b) $\rho D/s_{u0}=1$ เสนอ โดย Augarde et al. (2003).....	31
2.32 รูปแบบการวัดที่ได้พัฒนาขึ้น โดยใช้เทคนิคการแบ่งช่วงปริภูมิ สำหรับกรณี $s_{u0}=20$ kPa และ $\phi = 0$ (Mollon et al., 2011).....	32
2.33 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ กับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา (วาดใหม่ Mollon et al., 2011).....	33
2.34 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ เสนอ โดย Willson et al. (2011).....	34
2.35 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $\gamma D/s_{u0}=0$ และ (b) $\gamma D/s_{u0}=3$ เสนอ โดย Osman et al. (2006).....	34
2.36 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนจากงานวิจัยอื่น (วาดใหม่ Osman et al., 2006).....	35
2.37 รูปแบบการวัดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ กรณี $C/D=2$ (Klar et al., 2007).....	36
2.38 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ แบบหน้าตัดตามขวาง 2 มิติ กับงานวิจัยอื่น ที่ผ่านมา (วาดใหม่ Klar et al., 2007).....	37
2.39 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ กับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา (วาดใหม่ Klar et al., 2007).....	37
2.40 วงกลมมอร์แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	40
2.41 ลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดตามความลึก.....	41
2.42 ลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ แปรผันตามตามความลึกแบบเชิงเส้น.....	42
2.43 เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์บนระนาบความเค้นเฉือน และความเค้นตั้งฉาก (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553).....	44
2.44 หลักการของวิธีลดทอนกำลังที่ใช้ในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ PLAXIS (วาดใหม่ Boonchai Ukritchon, 2011).....	45
2.45 การเปรียบเทียบเอลิเมนต์ระหว่างแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ.....	47

ภาพที่	หน้า
2.46	สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ..... 49
2.47	สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม..... 49
2.48	ลักษณะชั้นดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร..... 50
2.49	ลักษณะแรงดันน้ำใต้ดินของกรุงเทพมหานคร..... 51
3.1	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางในกรณี $C/D=1$ 55
3.2	ลักษณะของโครงข่ายต่าง ๆ ที่เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง..... 57
3.3	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวในกรณี $C/D=1$ 59
3.4	ลักษณะของ Cap ที่ใช้ในการคำนวณ FEM แบบ 2DL เพื่อหาลักษณะของโครงข่ายที่ เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณี $C/D=1$ 60
3.5	การวิเคราะห์ลักษณะของ โครงข่ายต่าง ๆ เพื่อหาลักษณะที่เหมาะสมที่สุด สำหรับกรณี หน้าตัดตามยาว..... 61
3.6	รูปทรงเรขาคณิตแบบ 3 มิติ ในกรณี $C/D=1$ 65
3.7	การวิเคราะห์ลักษณะของ โครงข่ายต่าง ๆ เพื่อหาลักษณะที่เหมาะสมที่สุด สำหรับกรณี แบบ 3 มิติ..... 67
4.1	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางและ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดความลึก..... 74
4.2	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางและ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น..... 75
4.3	เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง..... 76
4.4	เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง..... 76
4.5	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวและ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดความลึก..... 80
4.6	รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวและ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น..... 81
4.7	เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว..... 81
4.8	เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว..... 82
4.9	หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึง ลาดพร้าว)..... 83

ภาพที่	หน้า	
4.10	หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึงประชาราษฎร์บำเพ็ญ).....	84
4.11	หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึงพระราม 9).....	84
4.12	หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึงเพชรบุรี).....	85
4.13	การเปลี่ยนแปลงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ เพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นสำหรับหน้าตัด 23-001 และหน้าตัด 26-001 ตามลำดับ.....	87
4.14	การเปลี่ยนแปลงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ เพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นสำหรับหน้าตัด CS-8 และหน้าตัด 7C ตามลำดับ.....	88
5.1	รูปเรขาคณิตแบบ 3 มิติและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ คงที่ตลอดความลึก.....	93
5.2	รูปเรขาคณิตแบบ 3 มิติและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ เพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น.....	94
5.3	เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	95
5.4	เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์ แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี แรงที่กระทำบนผิวดินแต่เพียงอย่างเดียว.....	96
5.5	เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์ แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี แรงคั่นบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์ที่แต่เพียงอย่างเดียว.....	96
5.6	ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณี ($\sigma_s=0, \sigma_t=$ increase).....	98
5.7	ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณี ($\sigma_s=$ increase, $\sigma_t=0$).....	99
5.8	ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณี เงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	101
5.9	ลักษณะของการจำลองชั้นดินแบบ 3 มิติ สำหรับกรณี เงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร.....	102
6.1	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=1 และ (b) C/D=2.....	105

ภาพที่	หน้า
6.2	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) $C/D=3$ และ (b) $C/D=4$106
6.3	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี $C/D=5$106
6.4	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1, \gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$107
6.5	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1, \gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$108
6.6	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1, \gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$108
6.7	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1, \gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$109
6.8	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3, \gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$109
6.9	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3, \gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$110
6.10	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3, \gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$110
6.11	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, และ $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$111
6.12	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5, \gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$111
6.13	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5, \gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$112

ภาพที่	หน้า
6.14 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	112
6.15 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	113
6.16 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) $C/D=1$ และ (b) $C/D=2$	115
6.17 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) $C/D=3$ และ (b) $C/D=4$	116
6.18 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี $C/D=5$	116
6.19 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	117
6.20 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	117
6.21 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	118
6.22 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	118
6.23 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	119
6.24 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	119
6.25 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	120

ภาพที่	หน้า
6.26	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$120
6.27	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$121
6.28	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$121
6.29	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$122
6.30	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$122
6.31	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) $C/D=1$ และ (b) $C/D=2$125
6.32	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) $C/D=3$ และ (b) $C/D=4$125
6.33	ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี $C/D=5$126
6.34	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$126
6.35	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$127
6.36	รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$127
6.37	รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$128

ภาพที่	หน้า
6.38 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของลิ สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	128
6.39 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	129
6.40 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของลิ สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	129
6.41 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	130
6.42 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของลิ สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	130
6.43 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$	131
6.44 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของลิ สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	131
6.45 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$	132
6.46 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมด ที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_r=130$ kPa.....	135
6.47 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดิน แบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_r=130$ kPa.....	135
6.48 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมด ที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_r=155$ kPa.....	136
6.49 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดิน แบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_r=155$ kPa.....	136

ภาพที่	หน้า
6.64	รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมด ที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=50$ kPa.....144
6.65	รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดิน แบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=50$ kPa.....144
6.66	รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมด ที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=100$ kPa.....145
6.67	รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดิน แบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=100$ kPa.....145
6.68	รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมด ที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=150$ kPa.....146
6.69	รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดิน แบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_t=150$ kPa.....146
6.70	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ ตามลำดับ.....147
6.71	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี $C/D=3$ และ $C/D=4$ ตามลำดับ.....148
6.72	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี $C/D=5$148
6.73	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ ตามลำดับ.....149
6.74	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี $C/D=3$ และ $C/D=4$ ตามลำดับ.....150
6.75	เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี $C/D=5$150
6.76	เปรียบเทียบผลเฉลยแบบ 3 มิติ ในกรณี $C/D=3$, $\sigma_s=0$ kPa, $\gamma D/s_{u0}=3.60$ และ $\rho D/s_{u0}=0$151
6.77	รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น และ (b) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้นแบบพื้นผิวไอโซเมตริก $C/D=3$, $\sigma_s=0$ kPa, $\gamma D/s_{u0}=3.60$ และ $\rho D/s_{u0}=0$152
6.78	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....154
6.79	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว.....154

ภาพที่	หน้า	
6.80	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	155
6.81	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	156
6.82	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	156
6.83	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	157
6.84	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	158
6.85	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว.....	158
6.86	ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	159
6.87	การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอสำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	160
6.88	การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอสำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว.....	161
6.89	การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอสำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	161
6.90	ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$	163
6.91	ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$	164
6.92	ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$	164
6.93	ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=-2$	166

ภาพที่	หน้า
6.94 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$	167
6.95 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$	167
6.96 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	168
6.97 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	168
6.98 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	169
6.99 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	169
6.100 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	170
6.101 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	170
6.102 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 1$	171
6.103 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 1$	171
6.104 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 1$	172
6.105 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 2$	172
6.106 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 2$	173
6.107 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 2$	173

ภาพที่	หน้า
6.108 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$	174
6.109 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$	175
6.110 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$	175
6.111 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$	177
6.112 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$	178
6.113 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$	178
6.114 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	179
6.115 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	179
6.116 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -1$	180
6.117 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	180
6.118 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	181
6.119 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 0$	181
6.120 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 1$	182
6.121 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 1$	182

ภาพที่	หน้า
6.122 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=1$	183
6.123 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=2$	183
6.124 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=2$	184
6.125 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=2$	184
6.126 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) $\gamma D/s_{u0}=1$, (b) $\gamma D/s_{u0}=2$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=0$	187
6.127 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) $\gamma D/s_{u0}=2$, (b) $\gamma D/s_{u0}=3$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=0$	188
6.128 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ $\gamma D/s_{u0}=5$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=0$	188
6.129 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) C/D=1, (b) C/D=2.....	189
6.130 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) C/D=3, (b) C/D=4.....	190
6.131 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ C/D=5.....	190
6.132 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันด้านหน้าอุโมงค์กับการทรุดตัวสูงสุด บนผิวดินในเงื่อนไขชั้นดินต่าง ๆ จากฐานข้อมูล (พิชากร ศรีจันทร์ทอง, 2551).....	191

ภาพที่	หน้า
6.133 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันด้านหน้าอุโมงค์กับการทรุดตัวสูงสุดบนผิวดิน ในเงื่อนไขชั้นดินต่าง ๆ (พิชากร ศรีจันทร์ทอง, 2551).....	192
6.134 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินต่อความลึก กับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการอู่ขึ้นของดิน (Mana & Clough, 1981).....	194
6.135 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	195
6.136 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว.....	195
6.137 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	196
6.138 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง.....	197
6.139 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว.....	197
6.140 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ.....	198
6.141 ลักษณะของการคำนวณตามตัวอย่างที่ 1 โดยใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL.....	200
6.141 ลักษณะของการคำนวณตามตัวอย่างที่ 2 โดยใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL.....	200

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

การวิเคราะห์เสถียรภาพ (stability analysis) มีความสำคัญอย่างมากต่อการก่อสร้างในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค เพื่อที่จะตรวจสอบว่าโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค ที่ได้รับการออกแบบมีความปลอดภัยเพียงพอหรือไม่กล่าวคือ ได้รับการออกแบบให้มีค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่เพียงพอตามมาตรฐานการออกแบบตามลักษณะของโครงสร้าง ซึ่งในความปลอดภัยในงานก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียวด้วยระบบหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล โดยทั่วไปจะพิจารณาอยู่ 2 ปัญหาคือ

- 1) เสถียรภาพบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ (tunnel face stability) ซึ่งเป็นสิ่งจำเป็นในการประเมินค่าความปลอดภัยในงานก่อสร้าง
- 2) การเคลื่อนตัวของผิวดิน (ground deformation) เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์ ซึ่งจำเป็นต้องพิจารณาเพื่อป้องกันความเสียหายของผิวดินเดิม หรือ โครงสร้างใต้ดินที่จะเกิดขึ้น

งานวิจัยนี้ได้มุ่งเน้นศึกษาไปที่ปัญหาในข้อแรก ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับการพิจารณาหาค่าความดันด้านหน้าหัวเจาะ (face pressure) มีความจำเป็นอย่างยิ่งในการรักษาเสถียรภาพบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ เนื่องจากถ้าให้ความดันด้านหน้าหัวเจาะต่ำเกินไปจะเกิดการทรุดตัวที่บริเวณผิวดิน (soil collapse) แต่ถ้าให้มากเกินไปก็จะเกิดการบวมตัวของผิวดิน (blow out) ดังนั้นความดันด้านหน้าหัวเจาะจึงถือว่าเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญมากในการขุดเจาะอุโมงค์ในระบบหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล

การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ เพื่อหาคำตอบแท้จริง (exact solution) โดยใช้วิธีเชิงวิเคราะห์ (analytical method) เป็นเรื่องที่ยากหรือในบางกรณีที่เหมาะสมการเชิงอนุพันธ์มีความซับซ้อนสูงอาจทำให้หาคำตอบแท้จริงไม่ได้ ปัญหาการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ จัดเป็นปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนสูงเช่นกัน การหาคำตอบแท้จริงไม่อาจทำได้โดยง่าย ซึ่งวิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางว่าสามารถให้ผลเฉลยทั่วทั้งมวลได้ในขอบเขตของปัญหาได้ มีความแม่นยำสูง และสามารถทำการวิเคราะห์ปัญหาที่มีความซับซ้อนทั้งทางเรขาคณิตและน้ำหนักบรรทุกได้คือ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method) เนื่องจากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ใช้วิธีเชิงตัวเลข (numerical method) ในการหาคำตอบ เมื่อเปรียบเทียบกับหาคำตอบแท้จริงโดยวิธีเชิงวิเคราะห์ ทำให้การวิเคราะห์ปัญหาอยู่ในรูปแบบที่ง่ายขึ้น เพียงแต่วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ให้ผลการวิเคราะห์ในรูปแบบของคำตอบเชิง

ประมาณ (approximate solution) ประกอบกับความก้าวหน้าของเทคโนโลยีคอมพิวเตอร์ในปัจจุบัน ทำให้วิธีนี้มีความเหมาะสมที่สุดที่จะนำมาใช้เป็นพื้นฐานของงานวิจัยนี้

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1) เพื่อทำการศึกษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำของปัญหา 2 มิติ และ 3 มิติ โดยใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์
- 2) นำเสนอกราฟช่วยออกแบบ (design chart) ของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

- 1) พิจารณาเฉพาะเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำเท่านั้น
- 2) การวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์จะใช้ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D และ PLAXIS 3D TUNNEL เท่านั้น
- 3) ใช้ผลเฉลย จากวิธีวิเคราะห์ลิมิต (limit analysis) ในอดีตเพื่อทำการเปรียบเทียบ
- 4) พิจารณาลักษณะของดินแบบ
 - 4.1) กำลังรับแรงเฉือนคงที่
 - 4.2) กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มตามความลึกแบบเชิงเส้น
 - 4.3) ชั้นดินกรุงเทพมหานคร
- 5) พัฒนากราฟช่วยออกแบบในรูปแบบไร้มิติ (dimensionless)

1.4 วิธีและขั้นตอนการดำเนินงาน

- 1) ค้นคว้า และทำการศึกษานี้อาหาที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย เช่น เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล, ทฤษฎีขอบบน-ล่าง (upper-lower bound) และการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ทั้งแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ เป็นต้น
- 2) กำหนดโครงร่างของเนื้อหา อันได้แก่ กำหนดวัตถุประสงค์ ขอบเขตของการศึกษา และประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัย
- 3) จัดทำข้อเสนอโครงร่างวิทยานิพนธ์
- 4) ทำการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ ด้วยซอฟต์แวร์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ทั้งแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ
- 5) นำผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง

- 6) วิเคราะห์ข้อมูลและนำเสนอกราฟช่วยออกแบบของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ จากผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้งแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ
- 7) สรุปผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ และนำเสนอกราฟช่วยออกแบบ

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) ทำให้ทราบถึงรูปแบบการวิบัติ (failure mechanism) ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ของปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว
- 2) สามารถนำเสนอวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ มาเป็นทางเลือกเพิ่มเติม สำหรับการวิเคราะห์ลิมิตเชิงตัวเลข (numerical limit analysis) ได้
- 3) สามารถนำเสนอกราฟช่วยออกแบบในรูปแบบ 3 มิติ ในเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวได้
- 4) เป็นการพัฒนางานวิจัยทางด้านอุโมงค์ต่อไป

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีพลาสติกซิตี

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “ทฤษฎีพลาสติกซิตีที่ในปฐพีกลศาสตร์ เริ่มต้นจากสมมุติฐานที่ว่า ความเครียดรวมสามารถแบ่งออกเป็น 2 ส่วนประกอบคือ ความเครียดอีลาสติก (elastic strain, ε_{ij}^e) และความเครียดเหนือนพลาสติก (plastic strain, ε_{ij}^p)” ดังสมการที่ 2.1

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (2.1)$$

และสามารถอธิบายถึงความเครียดอีลาสติกซิตีด้วยทฤษฎีอีลาสติก เช่น กฎของฮุก ดังสมการที่ 2.2 และ 2.3 ซึ่งการเปลี่ยนแปลงของความเครียดอีลาสติก (elastic strain increment, $d\varepsilon_{ij}^e$) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของเมทริกซ์คอมพลีเมนต์ของการเปลี่ยนความเค้น (stress increment, $d\sigma_{ij}$) ได้

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ \text{sym} & & & & 2(1+\nu) & 0 \\ & & & & & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{xz} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{(1-\nu)}{2} & 0 & 0 \\ \text{sym} & & & & \frac{(1-\nu)}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{xx} \\ d\varepsilon_{yy} \\ d\varepsilon_{zz} \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{xz} \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

ดังแสดงในสมการที่ 2.4

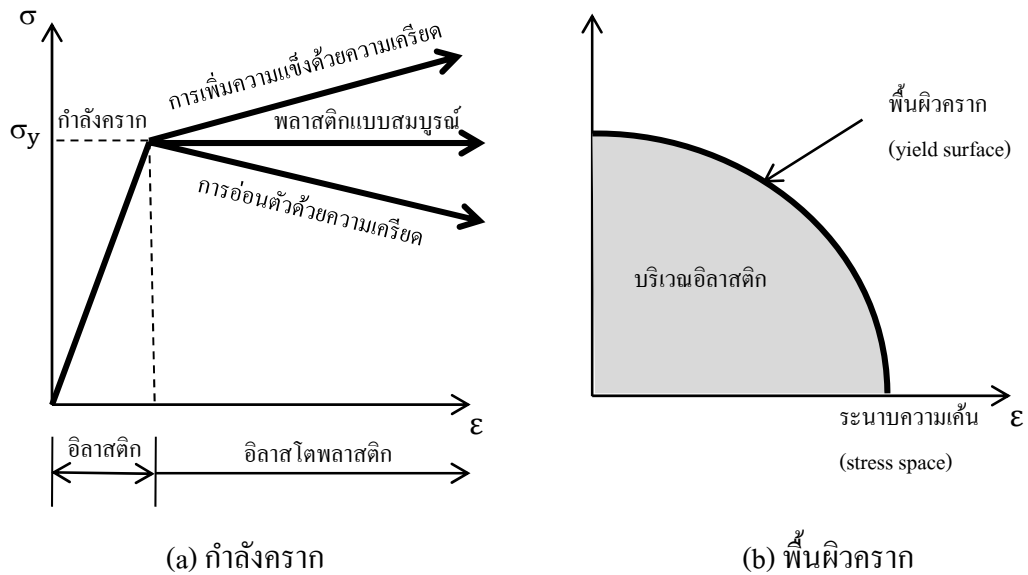
$$d\varepsilon^e = C^e \cdot d\sigma_{ij}^e \text{ หรือ } d\varepsilon_{ij}^e = C_{ijkl}^e{}^{-1} d\sigma_{kl} \quad (2.4)$$

C_{ijkl}^e คือเมทริกซ์คอมพลิเอนอิลาสติก (elastic compliance matrix) และกรณีที่ทำการผกผัน เมทริกซ์คอมพลิเอนอิลาสติกจะทำให้ได้เมทริกซ์สติฟเนสอิลาสติก (elastic stiffness matrix, D_{ijkl}^e) ตามสมการที่ 2.5

$$C^{e-1} = D^e \text{ หรือ } C_{ijkl}^e{}^{-1} = D_{ijkl}^e \quad (2.5)$$

2.1.1 การคราก (Yielding)

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “การคราก (yielding) หมายถึง พฤติกรรมของวัสดุภายหลังสภาพอิลาสติก (inelastic behaviour) กล่าวคือ เมื่อวัสดุถูกแรงกระทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงสถานะความเค้นจนกระทั่งสถานะความเค้นถึงจุดคราก (yield point) เป็นผลให้วัสดุแสดงพฤติกรรมแบบอิลาสโตพลาสติก (elasto-plastic behaviour) หรือมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างถาวร สำหรับพฤติกรรมความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของวัสดุจะต้องอาศัยเกณฑ์การวิบัติ (failure criterion) กล่าวคือสถานะความเค้นภายใต้เกณฑ์การวิบัติ วัสดุจะมีพฤติกรรมแบบอิลาสติกแต่เมื่อสถานะความเค้นละเมิดเกณฑ์การวิบัติ วัสดุจะเกิดการครากและวัสดุจะมีพฤติกรรมเป็นแบบอิลาสโตพลาสติก” จากภาพที่ 2.1(a) “โดยกำลังคราก (yield strength, σ_y) เป็นเกณฑ์ในการแบ่งสถานะของวัสดุว่าอยู่ในสภาพอิลาสติกหรืออิลาสโตพลาสติก โดยที่สถานะกำลังคราก วัสดุจะอยู่ในสถานะพลาสติกโดยที่กำลังครากอาจมีค่าคงที่ สูงขึ้น หรือลดลงก็ได้แล้วแต่กรณี กรณีที่กำลังครากมีค่าคงที่จะเรียกว่า พฤติกรรมพลาสติกแบบสมบูรณ์ (perfect plastic) ส่วนในกรณีที่กำลังวัสดุสูงขึ้นเมื่อพฤติกรรมพลาสติกเกิดขึ้นจะเรียกว่า เป็นพฤติกรรมการเพิ่มความแข็งด้วยความเครียด (strain hardening) ในทางตรงกันข้าม ถ้ากำลังของวัสดุแสดงคุณสมบัติแบบการอ่อนตัวด้วยความเครียด (strain softening)”



ภาพที่ 2.1 การนิยามเกณฑ์การวิบัติ (สุเชษฐ์ ติจิตเลอสรวง, 2553)

สำหรับเกณฑ์การวิบัติพื้นผิวคราก (yield surface) ดังแสดงในภาพที่ 2.1(b) โดยการสร้างความสัมพันธ์บนระนาบความเค้น (stress space) โดยนิยามว่าเป็นฟังก์ชันของความเค้นซึ่งเรียกว่า ฟังก์ชันคราก (yield function, f) คือ

นิยามบนความเค้นทั่วไป (generalized stress):

$$f(\sigma_{ij}) - k = 0$$

นิยามบนความเค้นหลัก (principal stress):

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) - k = 0 \quad (2.6)$$

นิยามด้วยความเค้นไม่แปรเปลี่ยน (stress invariants):

$$f(I_1, I_2, I_3) - k = 0$$

โดยที่ค่า k คือค่าพารามิเตอร์ควบคุมพื้นผิวคราก มีค่าแปรผันกับงานความแข็งแรงหรือเป็นค่าคงที่ ในกรณีที่ค่า k คงที่พื้นผิวครากจะอยู่กับที่ไม่มี การเคลื่อนตัว และทำให้กำลังครากของวัสดุมีค่าคงที่ด้วยเช่นกัน หรือกล่าวได้ว่ามีพฤติกรรมแบบพลาสติกสมบูรณ์นั่นเอง

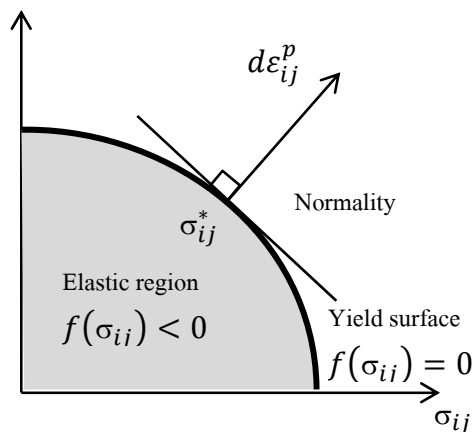
เมื่อฟังก์ชันครากมีค่าน้อยกว่าศูนย์ $f(\sigma_{ij}) < 0$ วัสดุจะเกิดพฤติกรรมอีลาสติก กล่าวคือเมื่อสถานะความเค้นอยู่ในพื้นผิวคราก ประกอบกับฟังก์ชันครากมีค่าเท่ากับศูนย์ $f(\sigma_{ij}) = 0$ วัสดุจะเกิดการครากและทำให้เกิดการแสดงพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติก แสดงให้เห็นว่าสถานะความเค้นที่เกิดขึ้นจะอยู่บนพื้นผิวคราก

2.1.2 กฎการไหล (Flow Rule)

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายถึงกฎการไหลโดยกล่าวว่า “ความเครียดพลาสติกจะต้องสัมพันธ์กับความเค้นกับสถานะความเค้น ณ ตำแหน่งนั้น โดยที่การเพิ่มขึ้นของความเครียดพลาสติกจะเป็นสัดส่วนกับอัตราการเปลี่ยนแปลงฟังก์ชันครากเทียบกับสถานะความเค้น คือ

$$d\varepsilon_{ij}^p \propto \frac{d\sigma_{ij}^e}{\sigma_{ij}} \text{ หรือ } d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.7)$$

เมื่อ $d\lambda$ คือค่าคงที่การแปรผันพลาสติก (plastic multiplier) เป็นตัวแปรไม่ทราบค่า โดยมีความหมายทางกายภาพตามกฎการไหลคือ ทิศทางการเพิ่มขึ้นของความเครียดพลาสติกจะอยู่ในทิศทางตั้งฉากกับเส้นสัมผัสฟังก์ชันคราก ณ ตำแหน่งที่เกิดการคราก” ดังแสดงในภาพที่ 2.2 “และในบางกรณีอาจเรียกกฎการไหลได้ว่าการตั้งฉาก (normality) เพราะเวกเตอร์การเพิ่มขึ้นของความเครียดพลาสติกจะต้องตั้งฉากกับฟังก์ชันครากที่จุดคราก”



ภาพที่ 2.2 การตั้งฉาก (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

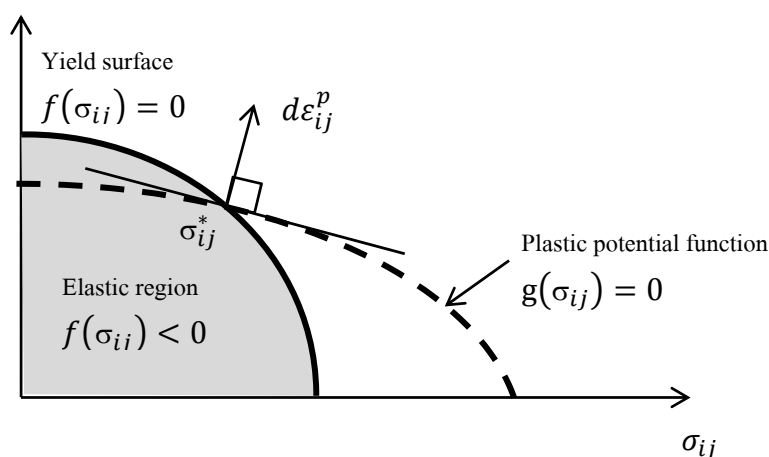
2.1.3 การไหลแบบไม่สอดคล้อง (Nonassociated Flow Rule)

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้กล่าวไว้ว่า “สำหรับในบางกรณี วัสดุบางชนิด เช่น ดินทรายแน่น หรือดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติที่แสดงพฤติกรรมไคเลชัน ซึ่งทิศทางของการเปลี่ยนแปลงความเครียดพลาสติกไม่สอดคล้องกับเวกเตอร์ตั้งฉากหนึ่งหน่วยของฟังก์ชันครากหรือไม่ได้อยู่ในทิศทางตั้งฉากกับพื้นผิวคราก เพราะฉะนั้นจึงมีความจำเป็นต้องนิยามฟังก์ชันใหม่

ขึ้นมาใช้งานซึ่งเรียกว่าฟังก์ชันศักย์พลาสติก (plastic potential function, $g(\sigma_{ij})$) และจำนวนการเปลี่ยนแปลงจากฟังก์ชันศักย์พลาสติกนี้ คือ กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง” ดังแสดงในสมการที่ 2.8

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.8)$$

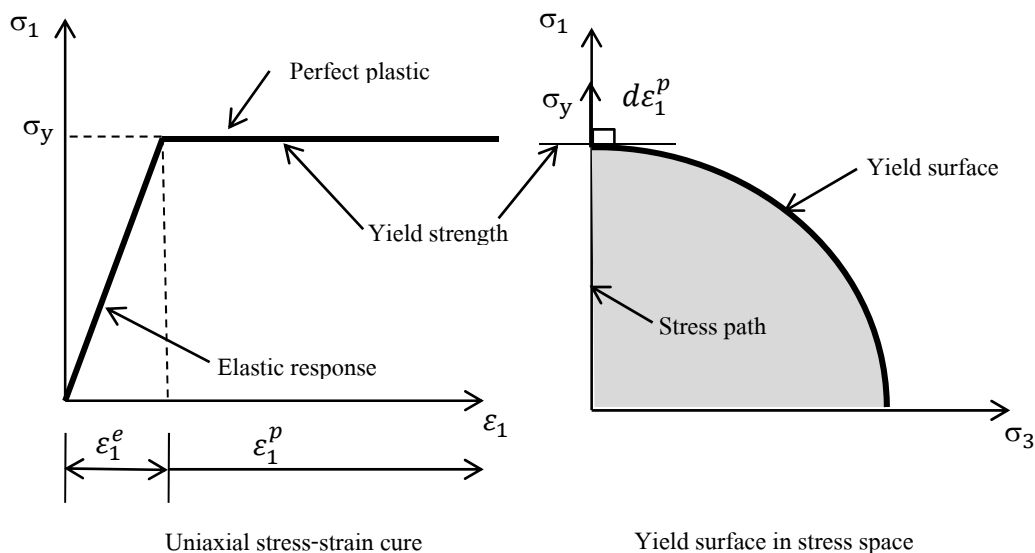
เมื่อ $d\lambda$ คือค่าคงที่ผกผันพลาสติก และในกรณีที่ฟังก์ชันศักย์พลาสติกเท่ากับฟังก์ชันคราก กล่าวคือ $f \equiv g$ ซึ่งจะทำให้สมการที่ 2.8 กลายเป็นสมการที่ 2.7 ในกรณีดังกล่าวจะเรียกว่า กฎการไหลแบบสอดคล้อง โดยสามารถอธิบายลักษณะของการเปลี่ยนแปลงความเครียดพลาสติกเนื่องจากกฎการไหลแบบไม่สอดคล้องได้ดังภาพที่ 2.3



ภาพที่ 2.3 การไหลไม่สอดคล้อง (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

2.1.4 สภาพพลาสติกแบบสมบูรณ์ (Perfect plasticity)

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายถึงพฤติกรรมพลาสติกแบบสมบูรณ์ ไว้ว่า “การพิจารณาสภาพด้วยทฤษฎีพลาสติกซิติ จะเป็นสภาพที่สถานะความเค้นอยู่บนพื้นผิวครากโดยไม่มีการเคลื่อนตัว จึงทำให้เกิดความเครียดพลาสติกอย่างต่อเนื่อง โดยไม่มีการเพิ่มขึ้นหรือลดลงของกำลังคราก อาจแสดงด้วยภาพจำลองปัญหาการให้แรงแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional loading-problem)” โดยแสดงดังภาพที่ 2.4



ภาพที่ 2.4 การให้แรงหนึ่งมิติบนวัสดุพลาสติกแบบสมบูรณ์ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

2.2 การวิเคราะห์เชิงตัวเลขและวิธีวิเคราะห์ลิมิต

2.2.1 วิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้กล่าวไว้ว่า “การวิเคราะห์ที่ได้ให้ผลเฉลยที่ได้ผลเฉลยใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด จะต้องพยายามครอบคลุมข้อกำหนดเชิงทฤษฎีทั้งหมด ไม่ว่าจะเป็นเงื่อนไขสมมูล” ดังสมการที่ 2.9 “เงื่อนไขคอมแพตติบิลิตี” ดังสมการที่ 2.10 “โดยใช้แบบจำลองที่สามารถอธิบายความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดได้อย่างถูกต้องและครบถ้วน ตลอดจนใช้เงื่อนไขขอบที่สะท้อนความเป็นจริงสูงสุดของสภาพปัญหาจริง โดยจะเห็นได้ว่าวิธีที่ครอบคลุมข้อกำหนดที่ซับซ้อนข้างต้นนี้ทั้งหมด แทบจะเป็นไปไม่ได้เลยถ้าใช้การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม โดยปราศจากการคำนวณโดยใช้คอมพิวเตอร์ วิธีที่น่าจะเป็นไปได้มากที่สุดและใช้กันอย่างแพร่หลายคือวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) ความถูกต้องของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้น ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยด้วยกัน เช่น แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่ใช้ จะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินได้อย่างถูกต้องครบถ้วน เช่น ความไม่เชิงเส้น (non-linearity) คุณสมบัติไม่เท่ากันในทุกทิศทาง (anisotropy) หรือพฤติกรรมดินที่ขึ้นกับเวลา (time-dependence) เงื่อนไขขอบ

ต้องสะท้อนปัญหาจริงทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคได้ เช่น ปัญหาขนาดความเครียด (plan strain) ปัญหาสมมาตรรอบแกน (axi-Symmetry) แม้กระทั่งปัญหาแบบ 3 มิติ (three-dimensional problem)”

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \gamma &= 0\end{aligned}\tag{2.9}$$

เมื่อ $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ คือ ความเค้นตั้งฉากที่กระทำอยู่ในทิศทาง x, y และ z ตามลำดับและ $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ คือ ความเค้นเฉือนบนระนาบ xy, xz และ yz ตามลำดับ และ γ คือหน่วยน้ำหนักที่กระทำในทิศทาง z

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}, \varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right), \gamma_{xz} = -\left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right), \gamma_{yz} = -\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right)\end{aligned}\tag{2.10}$$

เมื่อ $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$ คือ ความเครียดตั้งฉากที่ในทิศทาง x, y และ z ตามลำดับและ $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$ คือ ความเค้นเฉือนบนระนาบ xy, xz และ yz ตามลำดับ

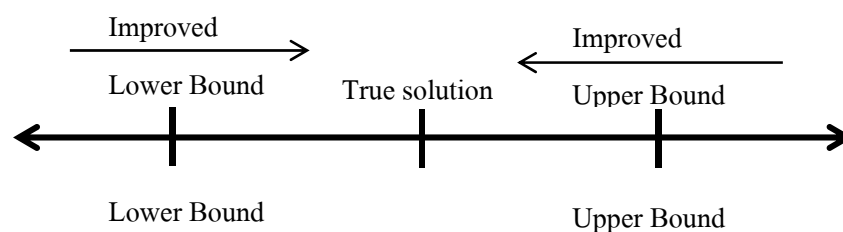
2.2.2 วิธีวิเคราะห์ลิมิต

วิธีวิเคราะห์ลิมิต (limit Analysis) หรือ วิธีขอบ (bound methods) ถูกพัฒนามาใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคเป็นครั้งแรกโดย Drucker and Prager (1952) และมีการศึกษาอย่างละเอียดโดย Chen (1975) โดยมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีการพังทลายพลาสติก (theorems of plastic collapse) และได้นำเสนอวิธีการหาคำตอบแบบการวิเคราะห์ขอบ กล่าวคือ ถ้าสามารถจำกัดขอบเขตของคำตอบที่น่าจะเป็นไปได้อยู่ในช่วงที่แน่นอน ดังแสดงในภาพที่ 2.5 แล้วปรับปรุงวิธีการหาจนกระทั่งช่วงคำตอบนั้นแคบที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ ก็จะสามารได้คำตอบที่

ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด โดย Chen (1975) ได้สรุปสมมติฐานของการวิเคราะห์ลิมิตไว้ดังนี้

- 1) ดินจะแสดงพฤติกรรมพลาสติกแบบสมบูรณ์ คือไม่แสดงพฤติกรรมการแข็งตัวหรืออ่อนตัวด้วยความเครียด ซึ่งมีพื้นผิวครากเดียว (single yield surface) นั้นเอง
- 2) การคำนวณความเครียดพลาสติกได้จากกฎการไหลแบบสอดคล้อง (associated flow rule) และตั้งฉากกับพื้นผิวคราก (normality condition)
- 3) การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของมวลดินขณะเกิดการวิบัติจะมีค่าน้อยมาก ทำให้ใช้หลักการงานเสมือน (principle of virtual work) ได้

โดยสมมติฐานข้างต้นสามารถพิสูจน์ได้ถึงการมีอยู่ของเงื่อนไขวิบัติสำหรับแต่ละปัญหาและสามารถประมาณค่าแรงวิบัติ (collapse load) ได้จากการวิเคราะห์ลิมิต ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น 2 ขอบ คือ ขอบบน (upper bound) และ ขอบล่าง (lower bound) โดยรายละเอียด สมมติฐาน และข้อจำกัดของแต่ละวิธีได้รวบรวมและสรุปไว้ดังตารางที่ 2.1



ภาพที่ 2.5 วิธีวิเคราะห์ลิมิตแบบขอบบนและขอบ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

1) ทฤษฎีขอบบน

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “เป็นผลเฉลยไม่ปลอดภัย (unsafe solution) ของค่าแรงวิบัติได้จากการเลือกรูปแบบการวิบัติจลน์ (kinematically failure mechanism) ที่เหมาะสม และวิเคราะห์ด้วยหลักงานและพลังงานโดยไม่คำนึงถึงเงื่อนไขสมดุล จากการที่เพิกเฉยต่อเงื่อนไขสมดุลจึงทำให้สามารถหาเฉลยได้มากมายตามรูปแบบการวิบัติที่สมมติขึ้น ซึ่งผลเฉลยของค่าแรงวิบัตินี้จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับผลเฉลยจริง (true solution) เสมอ และความถูกต้องของผลเฉลยขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของรูปแบบการวิบัติที่สมมติขึ้น ดังนั้น ทฤษฎีขอบบนนี้อาจถูกเรียกว่าทฤษฎีไม่ปลอดภัย (unsafe theorem)”

2) ทฤษฎีขอบล่าง

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “เป็นผลเฉลยปลอดภัย (safe solution) ของค่าแรงวิบัติที่ได้จากการพิจารณาเงื่อนไขสมมูลด้วยวิธีสนามความเค้น (stress field method) พิจารณาเงื่อนไขความเค้นภายในมวลดินอยู่ในสภาพสมมูลกับแรงกระทำภายนอกและหน่วยน้ำหนัก โดยต้องไม่ละเมิดเงื่อนไขคราก จากการที่ไม่พิจารณาเงื่อนไขคอมแพคตIBILITีจึงทำให้ไม่สามารถหาผลเฉลยได้มาก่อนตามเงื่อนไขสนามความเค้นที่สมมติขึ้น โดยผลเฉลยของค่าแรงวิบัตินี้จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับผลเฉลยจริงเสมอ และความถูกต้องของผลเฉลยขึ้นกับความเหมาะสมของรูปแบบเงื่อนไขสนามความเค้นที่สมมติขึ้น ดังนั้น ทฤษฎีขอบล่างนี้อาจถูกเรียกว่าทฤษฎีปลอดภัย (safe theorem)”

ตารางที่ 2.1 รายละเอียดสมมติฐานและข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์แบบต่าง ๆ (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

วิธีการวิเคราะห์		ข้อกำหนดเชิงทฤษฎี				
		การสมมูล	คอมแพคตIBILITี	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด	เงื่อนไขขอบ	
					แบบแรง	แบบการเคลื่อนตัว
วิเคราะห์ ลิมิต	ขอบล่าง	ใช่	ไม่ใช่	พลาสติกแบบสมบูรณ์โดยใช้กฎการไหล	ใช่	ไม่ใช่
	ขอบบน	ไม่ใช่	ใช่		ไม่ใช่	ใช่
วิธีเชิงตัวเลข		ใช่	ใช่	ใช่	ใช่	ใช่

ในงานวิจัยนี้จะนำเสนอหลักการพื้นฐานของวิธีวิเคราะห์ลิมิตเท่านั้น ซึ่งการพิสูจน์ทฤษฎีของขอบบนและขอบล่างและรายละเอียดการคำนวณนั้นสามารถสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จาก Chen (1975)

2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในดินเหนียว

เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์เป็นหนึ่งในของตัวแปรพื้นฐานที่สำคัญในการขุดอุโมงค์ในชั้นดินเหนียว โดยการหาค่าแรงดันที่รองรับด้านหน้าเป็นองค์ประกอบที่สำคัญทั้งในเรื่องของการออกแบบและกระบวนการขั้นตอนการก่อสร้าง ในปัจจุบันยังไม่มีแนวทางหรือคำแนะนำที่เฉพาะเจาะจง และมาตรฐานทางเทคนิคโดยทั่วไปสำหรับในการออกแบบแรงดันที่รองรับด้านหน้าอุโมงค์ และหลักการปฏิบัติ มีวิธีการแตกต่างออกไป เช่น การควบคุมและรักษาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ประกอบด้วยหลายปัจจัยโดยไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวของผิวดิน แต่ทั้งนี้ยังขึ้นกับความเชี่ยวชาญและประสบการณ์ของผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์เป็นสำคัญซึ่งนำเสนอโดย ชินวุฒิชายูทยาการ (2543)

โดย Guglielmetti, Grasso, Mahtab and Xu (2007) ได้แนะนำวิธีการที่เป็นไปได้สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าดังนี้

- 1) วิธีวิเคราะห์ที่อยู่บนหลักพื้นฐานของวิธีสมมูลลิมิต และทฤษฎีแรงดันดิน
- 2) วิธีเชิงตัวเลข คือวิเคราะห์ในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

โดยเปรียบเทียบคุณสมบัติของวิธีวิเคราะห์และวิธีเชิงตัวเลขได้อธิบายไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 เปรียบเทียบความแตกต่างของวิธีการในการวิเคราะห์ (Guglielmetti et al., 2007)

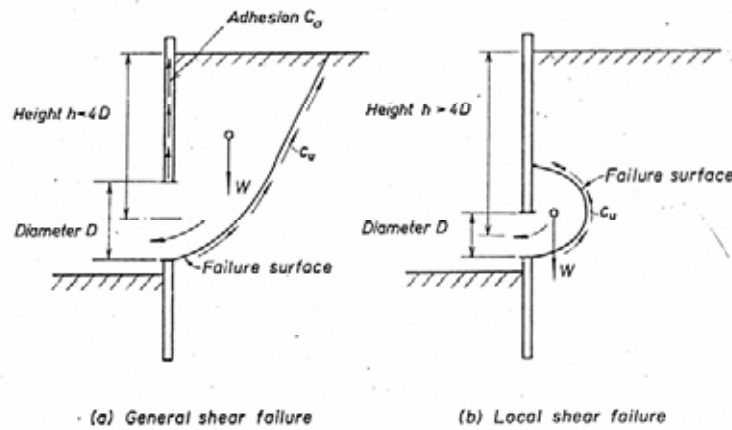
Analysis	Construction Process simulation	Face stability	Yielding band development	Settlement analysis	Face-stabilization pressure	“Global equilibrium pressure”
Numerical 3D	Yes	Yes**	Yes	Yes	Yes	Yes
Numerical 2D T* L*	No (Yes)	No Yes**	Yes Yes	No*** (Yes)	No Yes	No (Yes)
Limit Equilibrium methods	No	Yes	No	No	Yes	No
Earth pressure theory	No	No	No	No	Yes	(Yes)

* T, L= transversal section, longitudinal section; ** Face stability is confirmed by measurement of settlements;*** “No” because it is not possible to simulate in this case the effect of the applied face-support pressure on settlement; “Yes” or “No” express the capability of each method to provide results in the categories indicated in top row; “(Yes)” means approximate evaluation only.

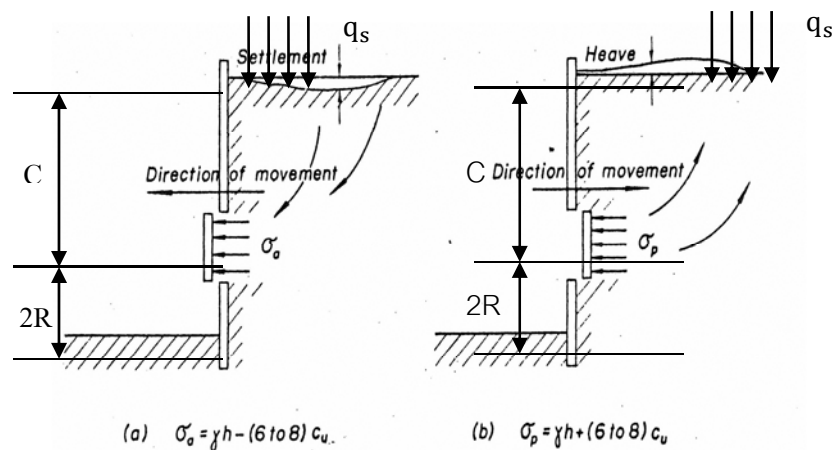
จากข้อมูลการสังเกตการณ์จากตารางที่ 2.2 ในเทอมของสมดุลแรงดันหลัก (global-equilibrium pressure) โดยอ้างถึงความเป็นไปได้ที่จะตรวจสอบผลกระทบของการประมาณเสถียรภาพของแรงดันด้านหน้าและการทรุดตัวของพื้นผิว จากการพิจารณาความซับซ้อนของความสัมพันธ์ระหว่างการชูดกับดิน เฉพาะการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบ 3 มิติ ในทางทฤษฎี อยู่ในสถานะที่เชื่อถือได้และได้ผลลัพธ์ที่สมบูรณ์ของผลกระทบของการชูด ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่าจำเป็นต้องมีแรงดันที่มีเสถียรภาพ สำหรับการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบ 2 มิติ ในกรณีให้มุมมองที่แตกต่างกัน คือใช้หน้าตัดตามขวาง (transversal section) และตามยาว (longitudinal section) โดยเฉพาะในกรณีของหน้าตัดตามยาวนั้นเป็นไปได้ที่จะสร้างแบบจำลอง (ด้วยการประมาณที่เหมาะสม) พฤติกรรมความเครียดที่ด้านหน้าและการหาค่าผลกระทบต่อการให้แรงดัน วิธีสมมูลลิมิต จะเป็นประโยชน์ในสถานการณ์ที่มีความไม่แน่นอนในทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคและง่ายต่อการใช้งานและความเป็นไปได้ที่จะดำเนินการในจุดที่มีความอ่อนไหวง่ายหรือการวิเคราะห์ความน่าจะเป็น อย่างไรก็ตามวิธีนี้ก็ไม่ได้ให้ปริมาณของการทรุดตัวที่พื้นผิว ไม่ว่าจะเป็น วิธีสมมูลลิมิตหรือทฤษฎีแรงดันดิน จะใช้ได้กับเฉพาะการให้นิยามของทฤษฎีแรงดันในแนวราบสำหรับการรักษามวลดินไว้ภายในขอบเขตของการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง (ที่เริ่มมีลักษณะหรือสถานะแบบ active หรือ passive) ในกรณีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบ 3 มิติ ทำขึ้นเพื่อให้มีศักยภาพสูงสุดสำหรับการสร้างแบบจำลองที่ต้องการ อย่างไรก็ตามมักสร้างแบบจำลองง่าย ๆ เพื่อใช้ในทางปฏิบัติ โดยเฉพาะอย่างยิ่งขั้นตอนของการเริ่มต้นออกแบบและขณะทำการก่อสร้าง เพื่อให้สามารถสร้างการจำลองพร้อมทั้งเงื่อนไขของงานชูดให้เป็นไปได้อย่างรวดเร็ว โดยทั่วไปแนวทางที่เหมาะสมจะทำให้ใช้วิธีการต่าง ๆ มาประกอบกัน โดยความสำคัญในแต่ละวิธีมีน้ำหนักความสำคัญไม่เท่ากันตามแต่การออกแบบในแต่ละของขั้นตอนซึ่งมีความซับซ้อนเป็นอย่างยิ่ง

2.3.1 วิธีทดลองเชิงประสบการณ์

งานวิจัยในลักษณะของการทดลองเชิงประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว มีดังนี้



ภาพที่ 2.6 วิธีการที่สามารถคำนวณเสถียรภาพของดินที่มีความเชื่อมแน่นบริเวณด้านหลังของช่องเปิดในแนวตั้ง (Broms and Bennermark, 1967)



ภาพที่ 2.7 แบบจำลองใช้ในการคำนวณเสถียรภาพด้านหน้า (Broms and Bennermark, 1967)

แบบจำลองแรกได้ถูกนำเสนอโดย Broms and Bennermark (1967) โดยได้อธิบายถึงความสัมพันธ์ของเสถียรภาพของงานชุดแบบช่องเปิดในแนวตั้งแบบไม่มีโครงสร้างรองรับ ในแบบจำลองวัสดุที่มีความเชื่อมแน่นแบบไม่ระบายน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 2.6-2.7 โดยได้ให้นิยามอัตราส่วนของความมีเสถียรภาพ N (stability ratio) จะเท่ากับความแตกต่างระหว่างแรงดันจาก

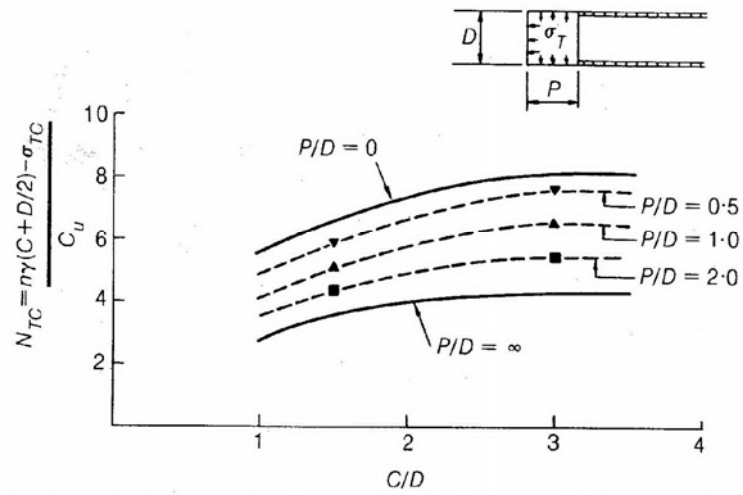
น้ำหนักดินด้านบนรวม (total overburden stress) และแรงดันที่รองรับ ทารด้วยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength) ดังแสดงในสมการที่ 2.11

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_t + \gamma(C + D/2)}{s_{u0}} \quad (2.11)$$

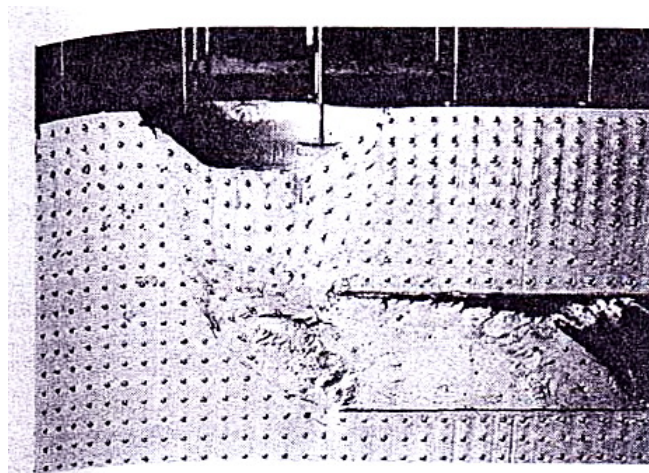
เมื่อ σ_s คือน้ำหนักบนพื้นผิว (Surface load) σ_t คือแรงดันที่รองรับภายในอุโมงค์ (face-pressure) C คือระยะจากผิวดินถึงคาดอุโมงค์ (depth of cover) D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (diameter of tunnel) γ คือหน่วยน้ำหนักของดิน (unit weight of soil) s_{u0} คือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบาย จากการสังเกตการณ์ของวิบัติ ทั้งในการก่อสร้างอุโมงค์ของจริงและจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยพบว่าสำหรับการขุดในเงื่อนไขมีช่องเปิดในแนวตั้งจะทำให้สูญเสียเสถียรภาพ ถ้า $N > 6$

Mair (1979) ได้ใช้เครื่องเหวี่ยง (Centrifuge) ในการสังเกตมุมมองการวิบัติแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์บนหน้าตัดตามขวางและตามยาวแบบ 2 มิติ จากการจำลองแบบ 3 มิติ ในดินคาโอลิน (kaolin) โดยมีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแบบคงที่และสม่ำเสมอเท่ากันหมด และพยายามค้นหาผลกระทบของรูปทรงเรขาคณิตด้านหน้า พบว่าค่าของ P/D มีอิทธิพลต่อเสถียรภาพด้านหน้าของหน้าตัดตามยาวและในแบบ 3 มิติ เมื่อค่า P คือระยะของตำแหน่งที่ไม่มีคาดอุโมงค์มารองรับตลอดจนได้คำนวณหาขอบบนที่แม่นยำในเงื่อนไขของค่าแรงวิบัติแบบไม่ระบายน้ำในหน้าตัดตามขวางบนระนาบความเครียด โดยใช้ความแตกต่างกันของลักษณะรูปแบบบล็อกแข็งเกร็ง (rigid-block mechanisms) และนำเสนอลักษณะรูปแบบการวิบัติแบบ 3 มิติ (3D mechanisms) และใช้แบบจำลองแคมเคลย์แบบดัดแปร (modified cam-clay) ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัว แบบไฟไนต์อีลิเมนต์ ควบคู่กับการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) การคำนวณของแรงดันน้ำ (pore pressure) และการเคลื่อนตัว มีแนวโน้มของการวิบัติ ณ ตำแหน่งของแรงดันที่รองรับอุโมงค์ ซึ่งต่ำกว่าการที่ได้สังเกตจากการทดลอง และขนาดของการทรุดตัวบนพื้นผิวมีขนาดใหญ่เกินไป เหตุผลหนึ่งที่เป็นไปได้สำหรับความคลาดเคลื่อนนี้คือพฤติกรรมไม่เชิงเส้นในสภาวะพลาสติก (nonlinear elastic-behaviour) ของดินซึ่งไม่ได้เป็นคุณลักษณะที่ดีของแบบจำลองแคมเคลย์แบบดัดแปร

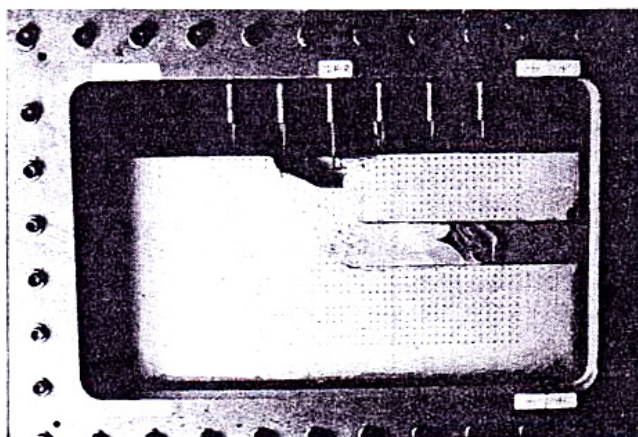
Schofield (1980) ได้สรุปข้อมูลของการทดลองเชิงประสบการณ์ที่ได้จากการทดลองของ Mair (1979) ในการบรรยายแรนคินครั้งที่ 20 (20th Rankine Lecture) ดังแสดงในภาพที่ 2.8-2.12



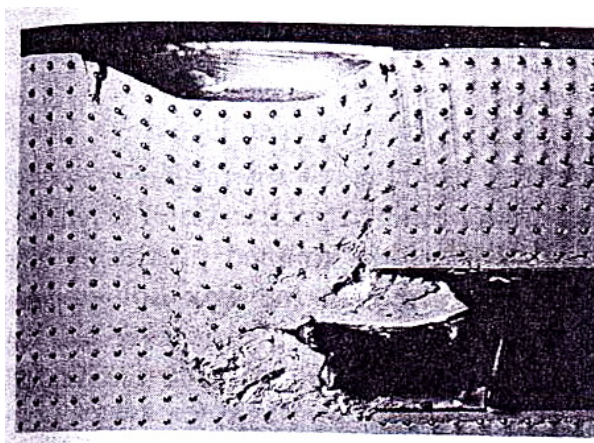
ภาพที่ 2.8 ผลเฉลยที่ได้จากการทดสอบเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ (Schofield, 1980)



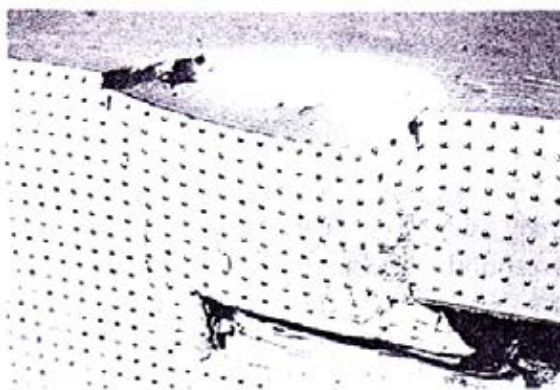
ภาพที่ 2.9 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=0$ (Schofield, 1980)



ภาพที่ 2.10 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=1/2$ (Schofield, 1980)

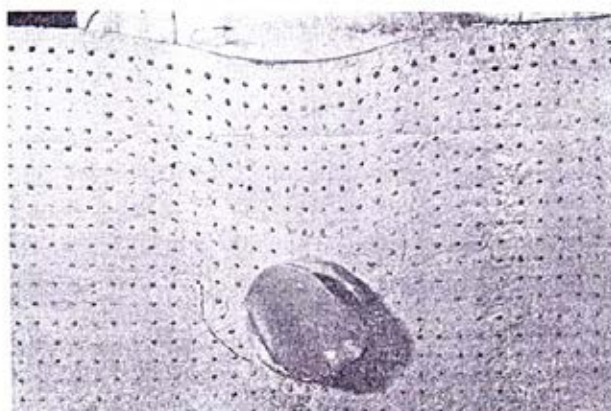


ภาพที่ 2.11 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=1$ (Schofield, 1980)

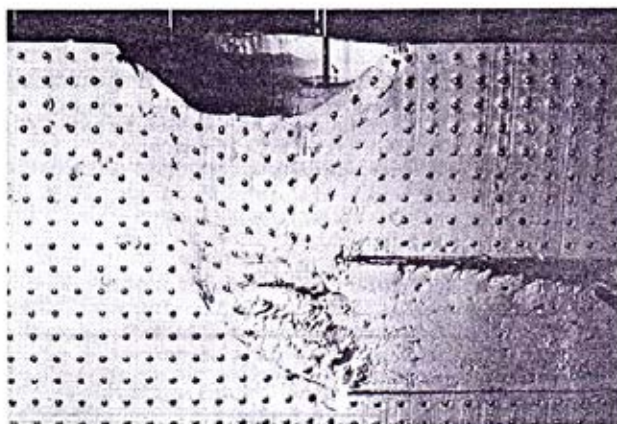


ภาพที่ 2.12 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังทดสอบแบบ 3 มิติ ในกรณี $P/D=2$ (Schofield, 1980)

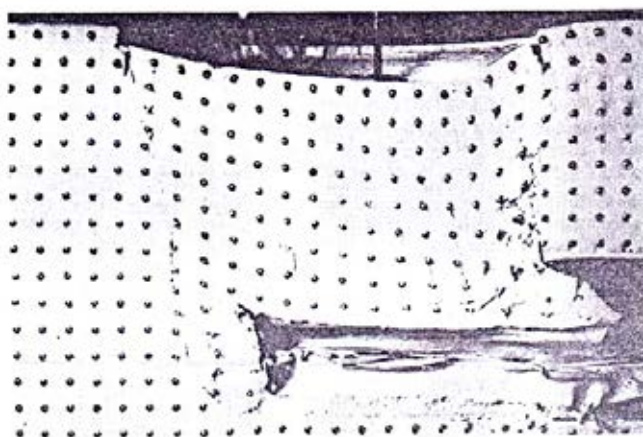
Kimura and Mair (1981) ได้ใช้เครื่องเหวี่ยง ในการสังเกตการวิบัติแบบไม่ระบายน้ำ ของ อุโมงค์บนหน้าตัดตามขวางและตามยาวแบบ 2 มิติ จากการจำลองแบบ 3 มิติ ในดินคาโอลินโดยให้ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ ซึ่งผลจากการทดสอบในมุมมองแบบหน้าตัดตามขวาง แบบ 2 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 2.13 นั้นพบว่ารูปแบบการวิบัติที่ได้จากแบบจำลองนั้นสอดคล้องกับ ผลเฉลยที่ได้จากทฤษฎีของพลาสติกซิตี ในส่วนของผลจากการทดสอบแบบ 3 มิติ ในมุมมองหน้า ตัดตามยาว ดังแสดงในภาพที่ 2.14-2.15 นั้นพบว่า เสถียรภาพของอุโมงค์จะดีมากขึ้นเพียงใดนั้น ขึ้นอยู่กับคุณลักษณะรูปร่างของด้านหน้าอุโมงค์เป็นสำคัญดังสรุปไว้ในภาพที่ 2.16-2.17



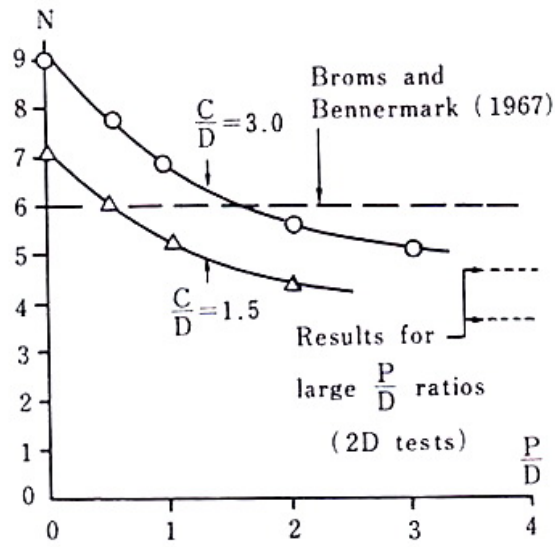
ภาพที่ 2.13 มุมมองแบบหน้าตัดตามขวาง หลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.8$ (Kimura and Mair, 1981)



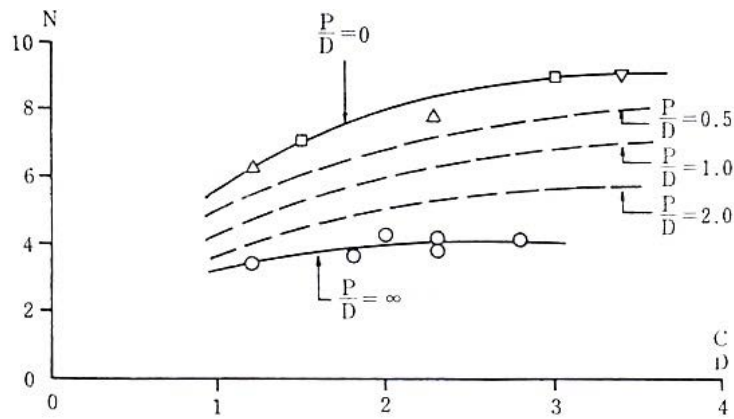
ภาพที่ 2.14 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.5$ และ $P/D=0$ (Kimura and Mair, 1981)



ภาพที่ 2.15 มุมมองแบบหน้าตัดตามยาวหลังจากเกิดการวิบัติ กรณี $C/D=1.5$ และ $P/D=2$ (Kimura and Mair, 1981)



ภาพที่ 2.16 อิทธิพลของระยะที่ไม่มีคาดอุโมงค์รองรับด้านหน้าต่ออัตราของความมีเสถียรภาพขณะเกิดการวิบัติ (Kimura and Mair, 1981)



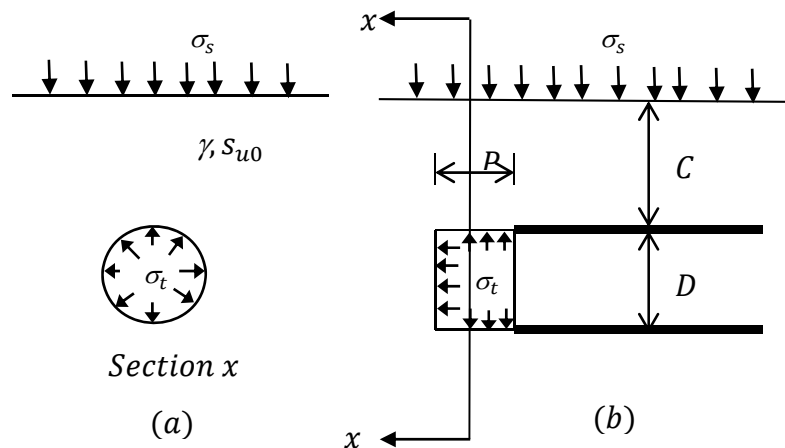
ภาพที่ 2.17 ผลเฉลยของอิทธิพลของรูปทรงเรขาคณิตด้านหน้าอุโมงค์ขณะเกิดการวิบัติ (Kimura and Mair, 1981)

2.3.2 วิธีวิเคราะห์

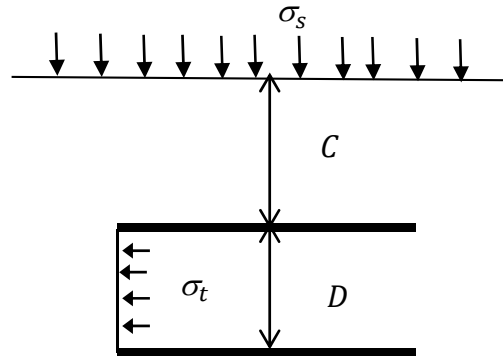
1) วิธีวิเคราะห์ห้ลิมิต

Davis, Gunn, Mair and Seneviratne (1980) นำเสนอช่วงของผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างซึ่งอยู่บนหลักการพื้นฐานของวิธีวิเคราะห์ห้ลิมิตของปัญหาด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวางและตามยาว บนเงื่อนไขของระนาบความเครียด และในแบบ 3 มิติ โดยนิยามแบบจำลองดังแสดงในภาพที่ 2.18 โดยทำการศึกษาใน 3 กรณี คือกรณีที่ 1 และ 2 ดังแสดงในภาพที่ 2.18 (a) และ (b) ซึ่งปัญหาทั้งสองอยู่บนระนาบความเครียด โดยกรณีที่ 1 คือเสถียรภาพด้านหน้าของหน้าตัดตามขวางได้แสดงในภาพที่ 2.18 (a) เมื่ออัตราส่วน P/D มาก ส่วนในกรณีที่ 2 ดังแสดงในภาพที่ 2.18 (b) คือเสถียรภาพด้านหน้าของหน้าตัดตามยาวบนระนาบความเครียด และในกรณีที่ 3 จะพิจารณาและใช้รูปเรขาคณิตของ Broms and Bennermark (1967) ในแบบ 3 มิติ โดยให้ $P/D=0$ ดังแสดงในภาพที่ 2.19 และอธิบายในรูปของพารามิเตอร์ $(\sigma_s - \sigma_t)$ ผลเฉลยของขอบล่างจะทำกับสมการที่ 2.12 สำหรับกรณีที่ $\gamma D/s_{u0} > 0$ โดยผลเฉลยของขอบล่างในกรณีนี้ค่าของ $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าอยู่ในระหว่าง 1 ถึง 4 ดังแสดงในภาพที่ 2.20

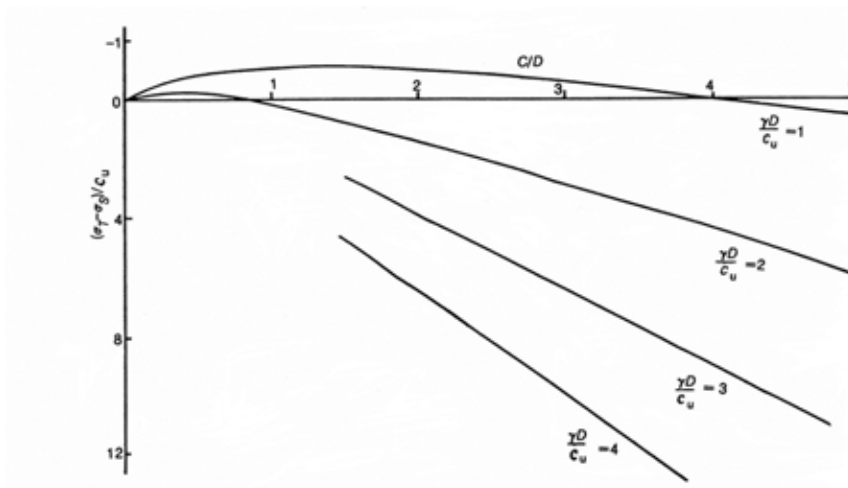
$$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2\ln(2C/D + 1) \text{ สำหรับกรณีที่ } \gamma D/s_{u0} > 0 \quad (2.12)$$



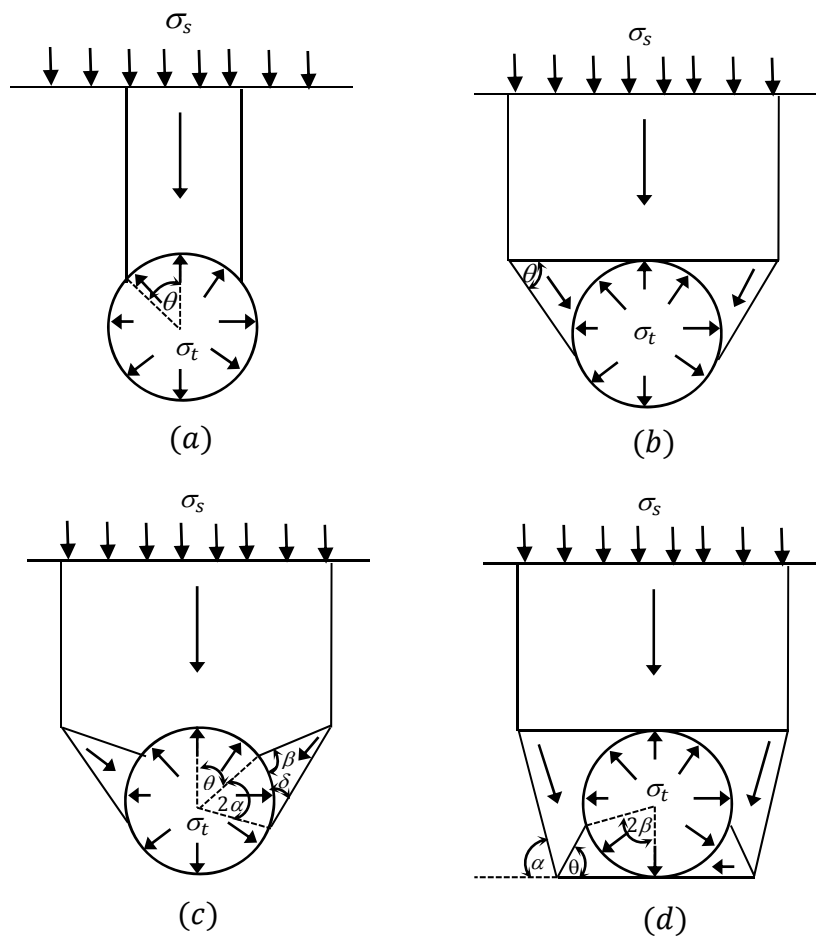
ภาพที่ 2.18 แบบจำลองในอุดมคติที่ใช้วิเคราะห์ (วาดใหม่ Davis et al., 1980)



ภาพที่ 2.19 มุมมองอุโมงค์ตามแนวยาว กรณี $P/D=0$ ที่ใช้วิเคราะห์แบบ 3 มิติ (วาดใหม่ Davis et al., 1980)

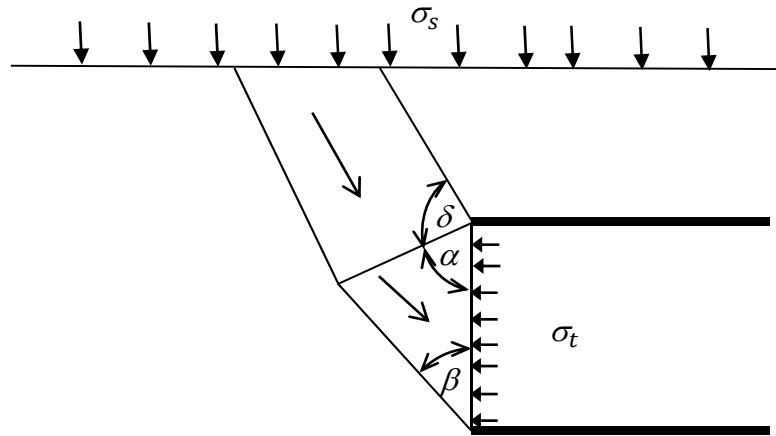


ภาพที่ 2.20 ผลเฉลยขอบล่างของหน้าตัดอุโมงค์ตามแนวยาว (Davis et al., 1980)



ภาพที่ 2.21 รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามขวางที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาดใหม่ Davis et al., 1980)

สำหรับการวิเคราะห์ขอบบน รูปแบบการวิบัติที่ใช้วิเคราะห์แสดงดังภาพที่ 2.21 โดยได้ค้นพบรูปแบบการวิบัติที่เหมาะสมที่สุดในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในลักษณะรูปแบบวิบัติแบบวิกฤติ (critical mechanism) คือแบบ c และ d สำหรับสาเหตุที่ปรากฏ σ_s และ σ_t ที่อยู่ในเทอมของ $(\sigma_s - \sigma_t)$ ในการคำนวณขอบบน คือยอมให้มีรูปแบบการวิบัติแบบไคเนมาติก (kinematic failure-mechanism) ของวัสดุที่มีความเชื่อมแน่นเข้ามาเกี่ยวข้องโดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร เช่นพื้นที่ที่เคลื่อนตัวเข้ามาภายในอุโมงค์ต้องเท่ากับพื้นที่การทรุดตัวบนพื้นผิว ด้วยเหตุนี้ งาน (work-done) ที่เกิดขึ้นโดยแรงดันในการคำนวณจะเท่ากับ $(\sigma_s - \sigma_t)$ คูณกับพื้นที่นั้น ๆ นั่นเอง



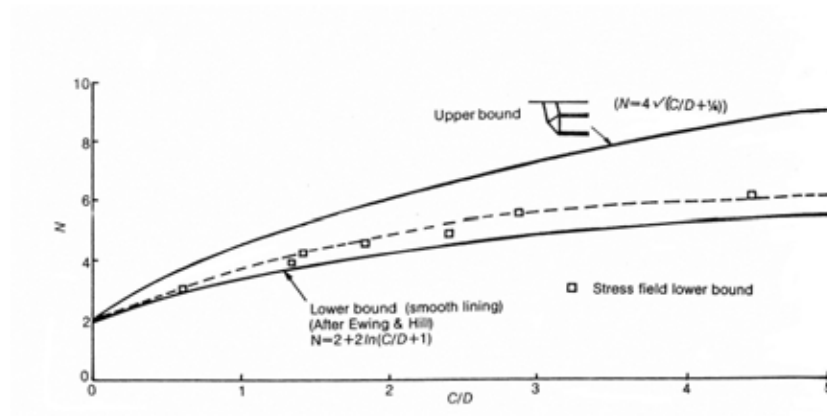
ภาพที่ 2.22 รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามยาวที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาดใหม่ Davis et al., 1980)

กรณีที่ 2 ได้ผลเฉลยขอบล่างดังสมการที่ 2.13 สำหรับขอบบนรูปแบบการวิบัติได้แสดงดังภาพที่ 2.22 ซึ่งได้พิจารณารูปแบบการวิบัติที่เหมาะสมที่สุดตามสมการที่ 2.14 โดยผลเฉลยระหว่างขอบบนและขอบเขตล่างได้แสดงดังแสดงในภาพที่ 2.23

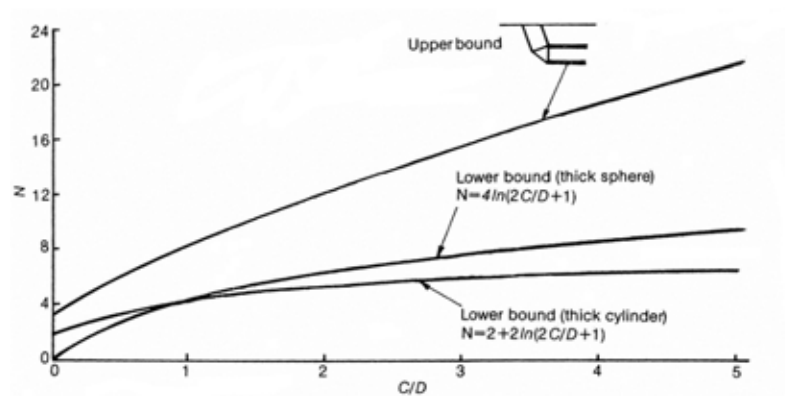
$$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2 + 2\ln(C/D + 1) \quad (2.13)$$

$$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 4\sqrt{(C/D + 1/4)} \quad (2.14)$$

เมื่อ $\tan \alpha = \tan \beta = 2\sqrt{(C/D + 1/4)}$ และ $\delta = \pi/2$



ภาพที่ 2.23 ผลเฉลยขอบบนและขอบล่างสำหรับหน้าตัดอุโมงค์ตามแนวยาว (Davis et al., 1980)

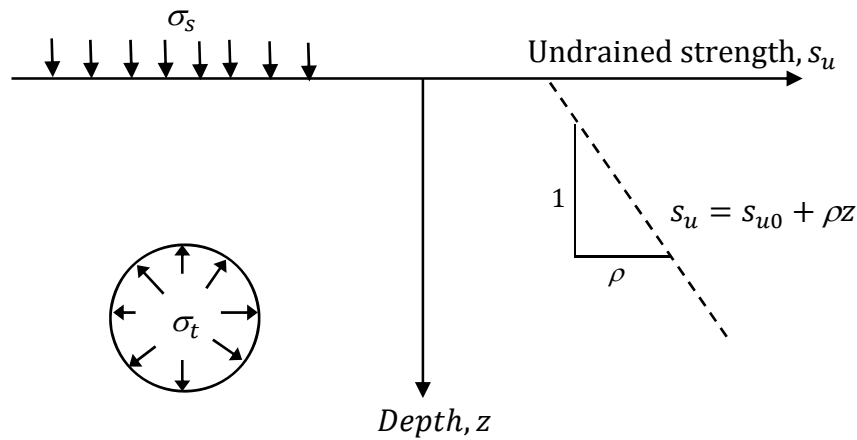


ภาพที่ 2.24 ผลเฉลยขอบบนและขอบล่างสำหรับอุโมงค์แบบ 3 มิติ (Davis et al., 1980)

กรณีที่ 3 ผลเฉลยขอบล่างได้เสนอตั้งสมการที่ 2.15 และผลเฉลยขอบบนได้แสดงตามภาพที่ 2.24

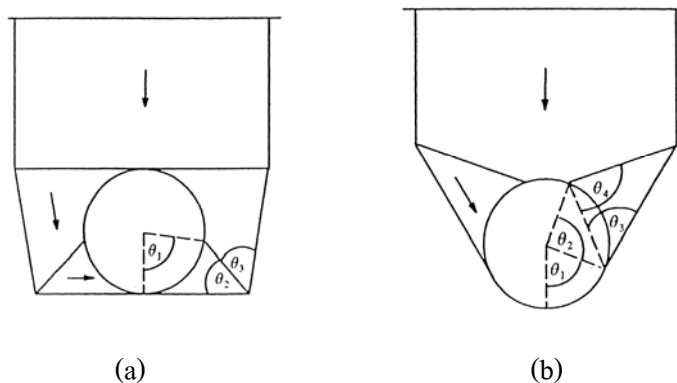
$$(\sigma_s - \sigma_t) / s_{u0} = 4 \ln(2C/D + 1) \tag{2.15}$$

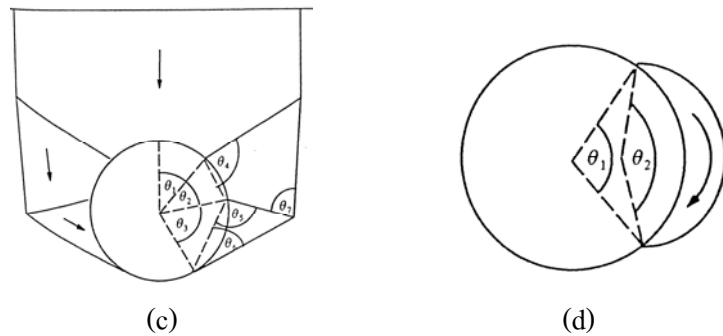
และได้นำเสนอว่ารูปแบบการวิบัติแบบดินอุดขึ้น (blow out) จะเกิดขึ้นเฉพาะอุโมงค์แบบตื้น (shallow tunnel) คล้าย ๆ กับรูปแบบการวิบัติแบบ a ดังแสดงในภาพที่ 2.21 (a)



ภาพที่ 2.25 ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นที่ใช้วิเคราะห์ขอบบน (วาดใหม่ Sloan and Assadi, 1993)

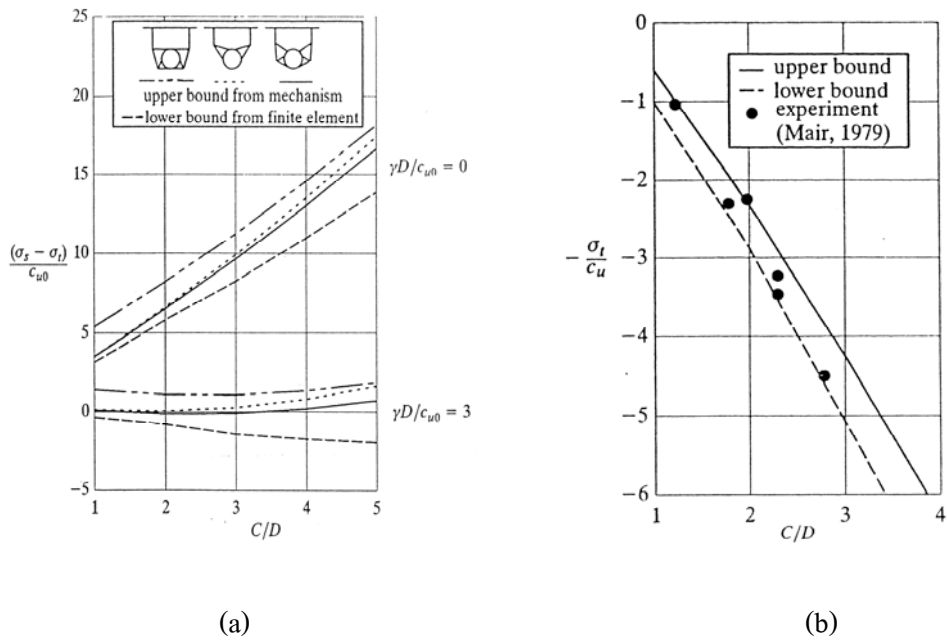
Sloan and Assadi (1993) ได้นำเสนอวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขในการหาผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในหน้าตัดตามขวางแบบไม่ระบายน้ำบนเงื่อนไขของระนาบความเค้นซึ่งแสดงดังภาพที่ 2.25 ในเงื่อนไขของสภาพดินมีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว (purely cohesive soil) ใช้เทคนิคไฟไนต์เอลิเมนต์ร่วมกับวิธีวิเคราะห์ลิมิตของพลาสติกซิตีแบบดั้งเดิม โดยสมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นพลาสติกแบบสมบูรณ์พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทรสกา (tresca failure criterion) โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเชิงเส้น



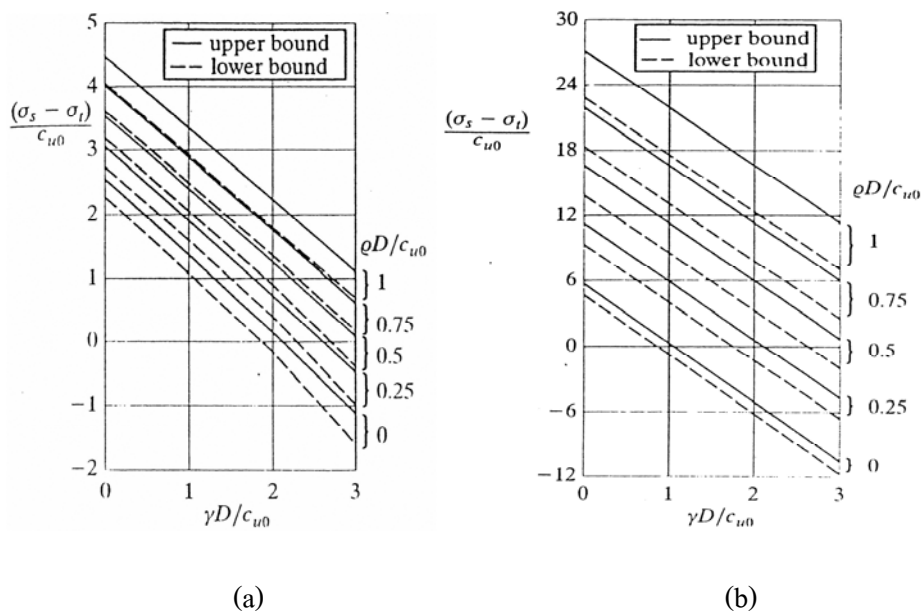


ภาพที่ 2.26 รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามขวางที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบนเสนอโดย Sloan and Assadi (1993)

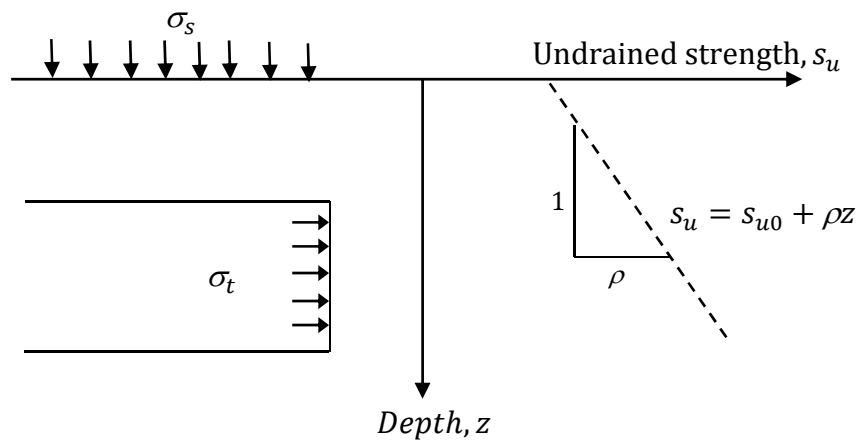
ผลเฉลยของขอบบนได้จากรูปแบบวิบัติแบบบล็อกแข็งเกร็ง ได้เสนอรูปแบบการวิบัติแบบ 3 และ 4 ตัวแปร ดังแสดงในภาพที่ 2.26(a-b) อีกทั้งยังพิจารณาว่ารูปแบบการวิบัติของ Davis et al. (1980) ให้ค่าผลเฉลยของขอบบนที่ดีสำหรับอุโมงค์ในดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแบบคงที่เท่านั้น และเสนอรูปแบบการวิบัติแบบ 7 ตัวแปร ดังแสดงในภาพที่ 2.26(c) ผลเฉลยบ่งชี้ว่าให้ขอบบนที่ดีกว่าอย่างมีนัยสำคัญสำหรับกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น และสำหรับกรณีที่เป็นอุโมงค์ที่มีความลึกได้เสนอรูปแบบการวิบัติแบบเฉพาะที่ (local collapse) ดังแสดงในภาพที่ 2.26(d) และทำการเปรียบเทียบผลเฉลยของขอบบนในรูปแบบการวิบัติต่าง ๆ ดังแสดงในภาพที่ 2.27(a) และผลเฉลยเสถียรภาพที่ได้จากทฤษฎีพลาสติกซีดีมีความสอดคล้องกับงานวิจัยของ Mair (1979) ดังแสดงในภาพที่ 2.27(b) พร้อมทั้งเสนอกราฟช่วยออกแบบ ในรูปแบบไร้มิติเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้จริง ดังแสดงในภาพที่ 2.28



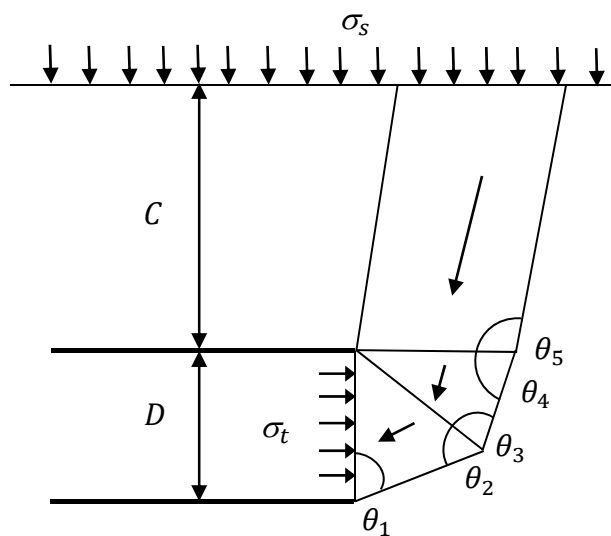
ภาพที่ 2.27 (a) เปรียบเทียบรูปแบบการวิบัติต่าง ๆ ที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (b) เปรียบเทียบระหว่างทฤษฎีและการทดลองเชิงประสบการณ์ (Sloan and Assadi, 1993)



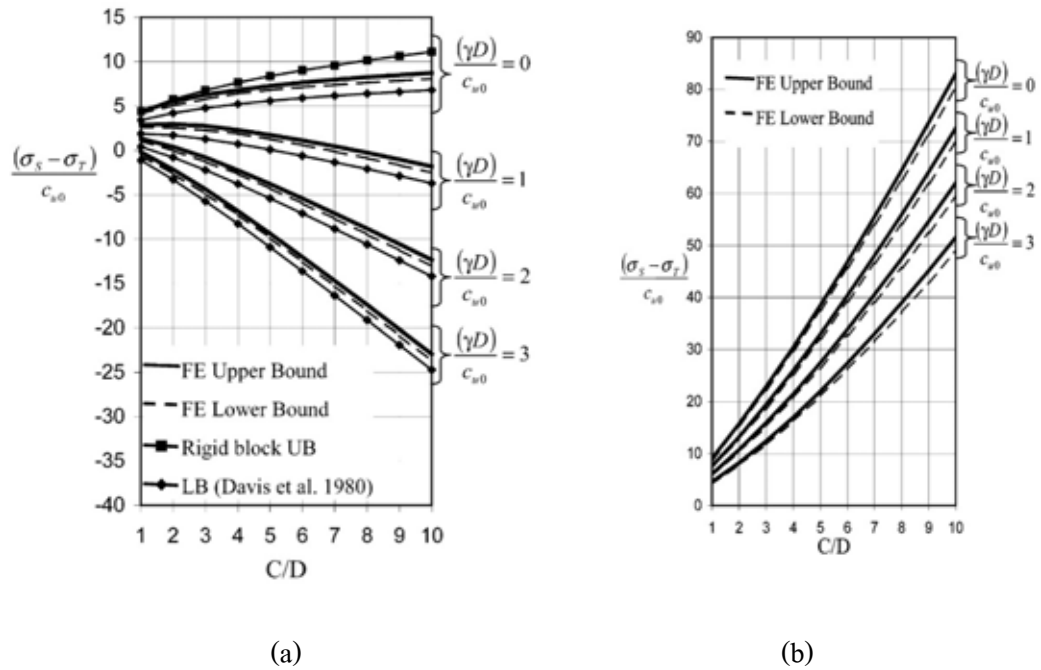
ภาพที่ 2.28 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $C/D=1$ และ (b) $C/D=5$ เสนอโดย Sloan and Assadi (1993)



ภาพที่ 2.29 ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นที่ใช้วิเคราะห์ขอบบน (Augarde et al., 2003)

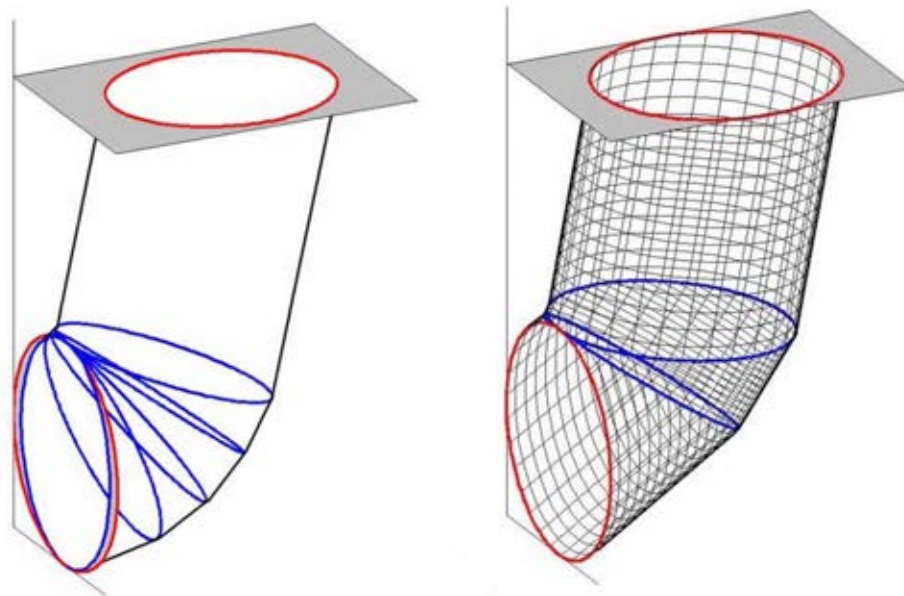


ภาพที่ 2.30 รูปแบบการวิบัติของหน้าตัดตามยาวที่ใช้วิเคราะห์หาขอบบน (วาคใหม่ Augarde et al., 2003)



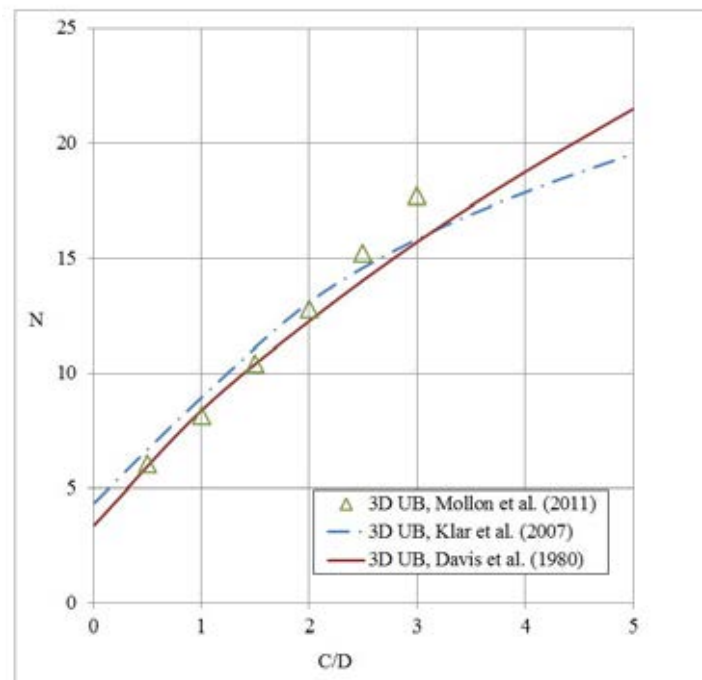
ภาพที่ 2.31 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$ และ (b) $\rho D/s_{u0} = 1$ เสนอโดย Augarde et al. (2003)

Augarde, Lyamin and Sloan (2003) ได้นำเสนอผลการวิจัยต่อเนื่องจาก Sloan and Assadi (1994) กล่าวคือ ได้วิเคราะห์หาผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบหน้าตัดตามยาวและได้เพิ่มการศึกษาในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 2.29 ในเงื่อนไขสภาพดินที่มีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว โดยสมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นพลาสติกแบบสมบูรณ์พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทอร์สกา ใช้เทคนิคไฟไนต์อีลิเมนต์ร่วมกับวิธีวิเคราะห์ลิมิตของพลาสติกซิติแบบดั้งเดิมในการหาผลเฉลยของขอบบนและขอบล่าง ได้ปรับปรุงอัลกอริทึม (algorithm) เพื่อให้ผลต่างผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างเข้าใกล้กันยิ่งขึ้น ได้เสนอรูปแบบการวิบัติดังภาพที่ 2.30 และได้นำเสนอในรูปแบบของกราฟช่วยออกแบบในรูปแบบไร้มิติเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้จริง ด้วยเช่นกัน ดังแสดงในภาพที่ 2.31



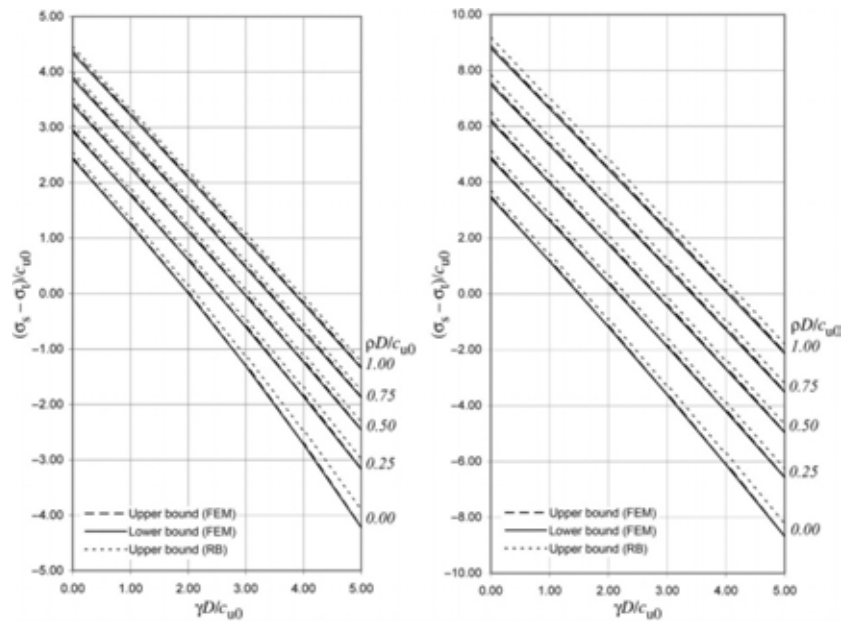
ภาพที่ 2.32 รูปแบบการวิบัติที่ได้พัฒนาขึ้น โดยใช้เทคนิคการแบ่งช่วงปริภูมิ สำหรับกรณี $s_{u0} = 20$ kPa และ $\phi = 0$ (Mollon et al., 2011)

Mollon, Dias and Soubra (2011) ได้นำเสนอวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลขในการหาผลเฉลยของขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ แบบไม่ระบายน้ำ ภายใต้เงื่อนไขของสภาพดินมีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว โดยใช้เทคนิคการแบ่งช่วงปริภูมิ (spatial discretization) ร่วมกับวิธีวิเคราะห์ลิมิตของพลาสติกซิติโดยสมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นพลาสติกแบบสมบูรณ์พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทรסקา โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินคงที่ได้ให้นำเสนอรูปแบบการวิบัติหลายบล็อกแบบ 3 มิติ (3D multiblock failure mechanism) ดังแสดงในภาพที่ 2.32 โดยผลเฉลยของขอบบน มีค่าน้อยกว่า (ดีกว่า) ที่ได้จากงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา แต่สำหรับในกรณีค่า C/D มากกว่า 2.5 ได้แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าผลเฉลยที่ได้นั้นมีแนวโน้มที่มากกว่างานวิจัยอื่นที่ผ่านมา พร้อมทั้งแนะนำว่าในกรณีที่สภาพดินที่มีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียวจำเป็นต้องมีการวิจัยเพิ่มขึ้นอีกในอนาคต ดังแสดงในภาพที่ 2.33



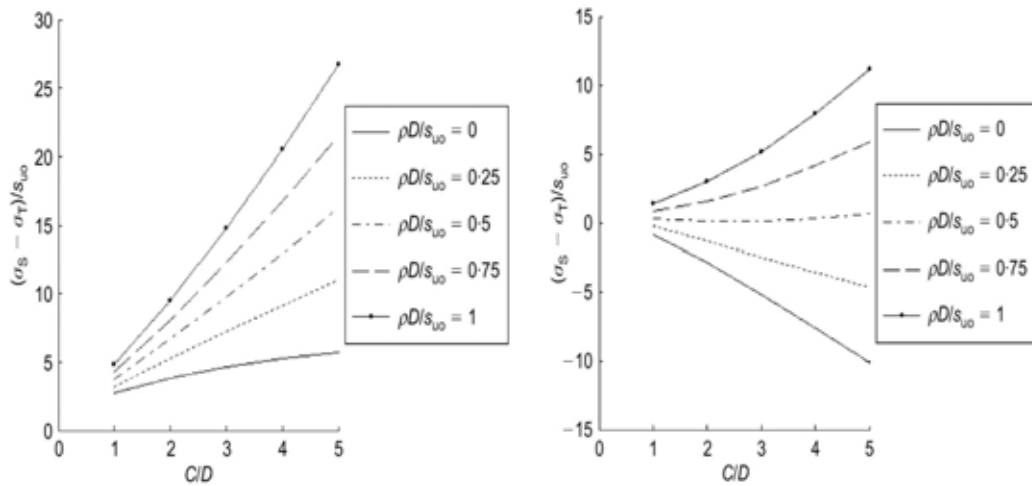
ภาพที่ 2.33 เปรียบเทียบผลเฉลยของขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ กับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา (วาดใหม่ Mollon et al., 2011)

Wilson, Abbo, Sloan and Lyamin (2011) ได้นำเสนอผลการวิจัยต่อเนื่องจาก Sloan and Assadi (1993) กล่าวคือได้วิเคราะห์หาผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง ในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิง ภายใต้เงื่อนไขสภาพดินที่มีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว โดยสมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นพลาสติกแบบสมบูรณ์พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทรסקา ใช้เทคนิคไฟไนต์อีลิเมนต์ร่วมกับวิธีวิเคราะห์ลิมิตของพลาสติกซิติแบบดั้งเดิมในการหาผลเฉลยของขอบบนและขอบล่าง และได้พัฒนาเพิ่มเติมในส่วนของอัลกอริทึมในการคำนวณให้แม่นยำยิ่งขึ้น ทำให้ช่วงของผลเฉลยของขอบบนและขอบล่างนั้นแคบลง และได้นำเสนอในรูปแบบของกราฟช่วยออกแบบในรูปแบบไร้มิติเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้จริงด้วยเช่นกัน ดังแสดงในภาพที่ 2.34



ภาพที่ 2.34 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ เสนอโดย Willson et al. (2011)

2) วิธีอื่นๆ

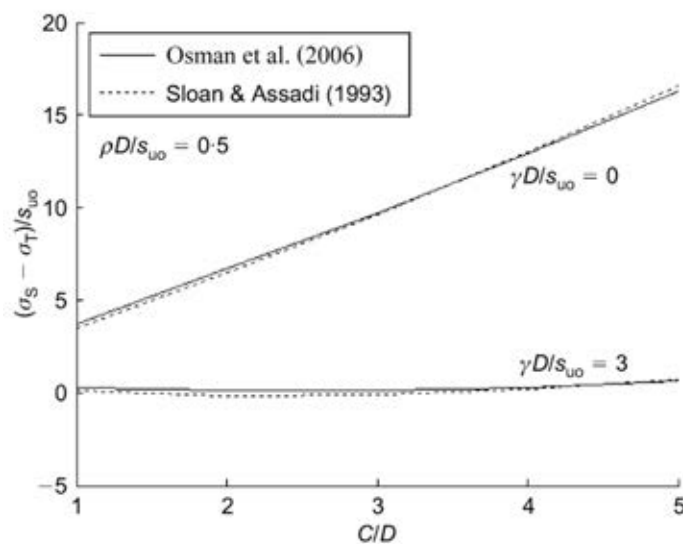


(a)

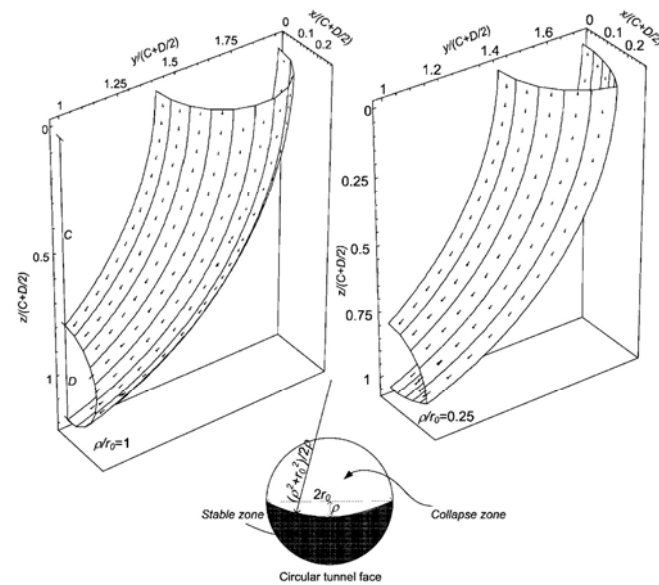
(b)

ภาพที่ 2.35 ตัวอย่างกราฟช่วยออกแบบสำหรับกรณี (a) $\gamma D/s_{u0} = 0$ และ (b) $\gamma D/s_{u0} = 3$ เสนอโดย Osman et al. (2006)

Osman, Mair, and Bolton (2006) ได้นำเสนอวิธีวิเคราะห์แบบอื่นนอกเหนือไปจากวิธีวิเคราะห์ลิมิตในการหาผลเฉลยของขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ โดยได้ศึกษาอุโมงค์หน้าตัดตามขวางแบบไม่ระบายน้ำบนระนาบความเครียด ซึ่งแสดงดังภาพที่ 2.25 โดยใช้ความต่อเนื่องของสนามความเร็ว (velocity field) ที่ได้มาจากทฤษฎีอิลาสติกซิติ (elasticity) ซึ่งให้ผลเฉลยพลาสติกไคเนมาติก (kinematic plastic solution) หรือเป็นผลเฉลยของขอบบน สำหรับการหาการเคลื่อนตัวของผิวดินรอบ ๆ อุโมงค์ โดยที่ไม่มีคาดอุโมงค์รองรับ (unlined) ในสถานะแบบไม่ระบายน้ำในชั้นดินเหนียว โดยตั้งสมมติฐานว่าภายในขอบเขตของการเสียรูป มวลดินมีการเคลื่อนตัวประกอบกับแรงเฉือนต้องมีความต่อเนื่องและความต่อเนื่องนั้นไม่ได้มีความสัมพันธ์การการเลื่อนไถล (sliding) ที่ขอบ โดยสมมติให้แบบจำลองของดินเป็นแบบพลาสติกแบบสมบูรณ์ ในเงื่อนไขสภาพดินมีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทรסקา โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นและเสนอกราฟช่วยออกแบบในรูปแบบไร้มิติดังแสดงในภาพที่ 2.35 และได้ทำการเปรียบเทียบผลเฉลยของขอบบนกับงานวิจัยของ Sloan and Assadi (1993) พบว่ามีความสอดคล้องกันดังแสดงในรูปที่ 2.36

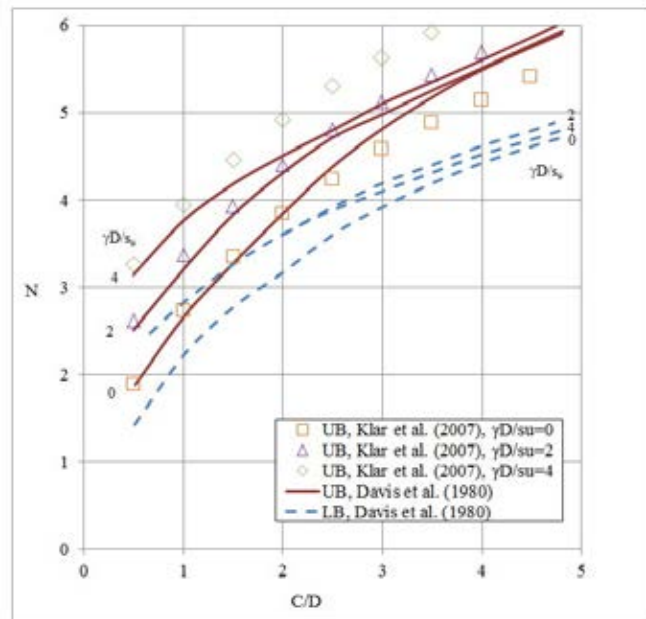


ภาพที่ 2.36 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนจากงานวิจัยอื่น (วาดใหม่ Osman et al., 2006)

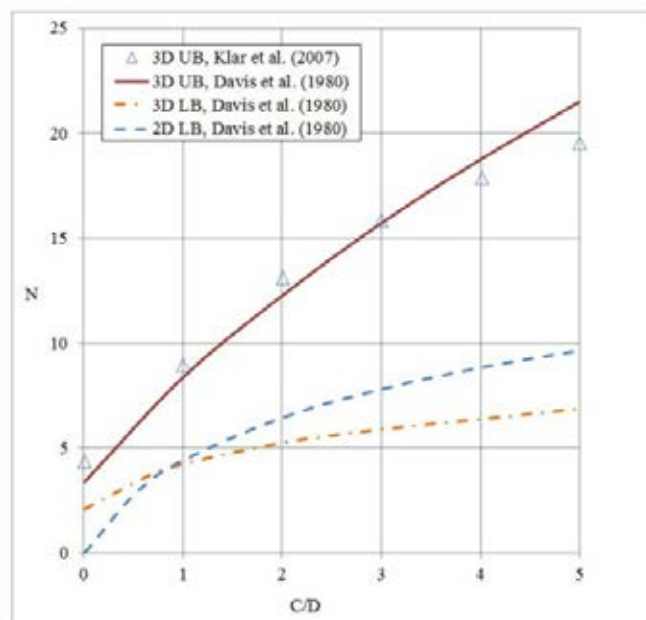


ภาพที่ 2.37 รูปแบบการวิบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ กรณี $C/D=2$ (Klar et al., 2007)

Klar, Osman and Bolton (2007) ได้นำเสนอผลการวิจัยต่อเนื่องจาก Osman et al. (2006) กล่าวคือได้นำเสนอวิธีวิเคราะห์แบบอื่นนอกเหนือไปจากวิธีวิเคราะห์ลิมิตในการหาผลเฉลยของขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ โดยได้ศึกษาอุโมงค์หน้าตัดตามขวางแบบไม่ระบายน้ำบนระนาบความเครียด และแบบ 3 มิติ โดยใช้ความต่อเนื่องของสนามความเร็วที่ได้มาจากทฤษฎีอีลาสติคซิติ ในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และหลักการซ้อนทับกัน (superposition) ของ ซิงค์ และซอร์ส (sink and source) ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 2.37 โดยสมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นพลาสติกแบบสมบูรณ์พร้อมด้วยการใช้เกณฑ์การวิบัติเทรסקา และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินคงที่ และทำการเปรียบเทียบผลเฉลยของขอบบน ทั้งแบบ 2 มิติ และ แบบ 3 มิติ กับงานวิจัยของ Davis et al. (1980) พบว่าได้ผลเฉลยของขอบบนที่ดีกว่าทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 2.38-2.39 ตามลำดับ



ภาพที่ 2.38 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง 2 มิติ กับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา (วาคใหม่ Klar et al., 2007)



ภาพที่ 2.39 เปรียบเทียบผลเฉลยขอบบนของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ กับงานวิจัยอื่นที่ผ่านมา (วาคใหม่ Klar et al., 2007)

2.4 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

เนื่องจาก Guglielmetti et al. (2007) ได้แนะนำว่าวิธีเชิงตัวเลขสามารถวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ได้เป็นอย่างดี อีกทั้งยังสอดคล้องกับวิธีวิเคราะห์จำกัดตามการแนะนำของ Chen (1975) ผู้วิจัยจึงเห็นว่าควรใช้วิธีเชิงตัวเลข แบบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิจัยเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์

2.4.1 หลักการพื้นฐานของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2550) ได้แบ่งหลักการไฟไนต์เอลิเมนต์ออกเป็นขั้นตอนใหญ่ๆ ทั้งหมด 6 ขั้นตอนดังต่อไปนี้

“ขั้นตอนที่ 1 การแบ่งชิ้นส่วน (element discretization) การแบ่งขอบและรูปร่างของปัญหาที่ต้องการจะหาผลลัพธ์ออกเป็นชิ้นส่วน (elements) ย่อยๆ โดยแต่ละชิ้นส่วนจะถูกกำหนดขอบด้วยจุดต่อ

ขั้นตอนที่ 2 การเลือกฟังก์ชันของตัวแปรหลัก (primary variable function selection) การเลือกฟังก์ชันตัวแปรหลัก เช่น ฟังก์ชันการเคลื่อนที่ หรือฟังก์ชันความเค้น เป็นต้น และฟังก์ชันนี้จะต้องสามารถเชื่อมโยงกันระหว่างจุดต่อ

ขั้นตอนที่ 3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (element equation) ขั้นตอนการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วน ดังสมการที่ 2.16

$$\{\Delta FE\} = [KE]\{\Delta dE\} \quad (2.16)$$

โดยที่ $[KE]$ คือ เมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย (element stiffness matrix), $\{\Delta FE\}$ คือ เวกเตอร์การเพิ่มของแรง ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ (vector of incremental element nodal forces), $\{\Delta dE\}$ คือ เวกเตอร์การเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ (vector of incremental element nodal-displacements)

ขั้นตอนที่ 4 การสร้างสมการหลัก (global equation) ขั้นตอนการรวมสมการย่อยของแต่ละชิ้นส่วนเป็นสมการหลัก ความสัมพันธ์ของสมการหลักดังสมการที่ 2.17

$$\{\Delta FG\} = [KG]\{\Delta dG\} \quad (2.17)$$

โดยที่ $[KG]$ คือ เมทริกซ์สติฟเนสรวม (global stiffness matrix), $\{\Delta FG\}$ คือ เวกเตอร์การเพิ่มของแรงรวม (vector of all incremental nodal forces), $\{\Delta dG\}$ คือ เวกเตอร์การเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมรวม (vector of all incremental nodal displacements)

ขั้นตอนที่ 5 เงื่อนไขขอบ (boundary conditions) กำหนดเงื่อนไขขอบให้สอดคล้องกับปัญหาจริง เช่น เงื่อนไขของแรง (loading conditions) ซึ่งจะถูกระบุอยู่ใน $\{\Delta FG\}$ เงื่อนไขการเคลื่อนตัว (displacement conditions) ซึ่งจะถูกระบุอยู่ใน $\{\Delta dG\}$

ขั้นตอนที่ 6 การแก้สมการหลัก (solve the global equation) เนื่องจากสมการหลักมีขนาดใหญ่มาก และประกอบไปด้วยตัวแปรหลายตัว ส่งผลทำให้ต้องนำเทคนิคในการแก้ระบบสมการเชิงเส้นแบบต่างๆ มาใช้ เพื่อเพิ่มความเร็วและความแม่นยำในการหาผลเฉลย”

2.4.2 พฤติกรรมและแบบจำลองของดิน

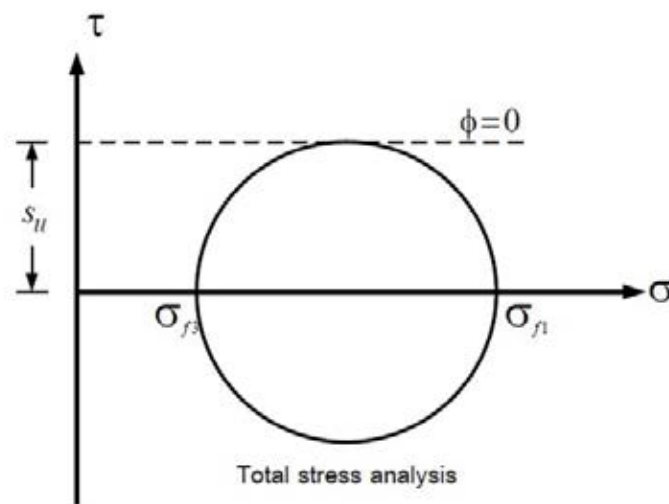
1) พฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนภายใต้เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “พฤติกรรมตอบสนองของดินเหนียวนั้น โดยทั่วไปจะให้แรงในระยะสั้น โดยสามารถประมาณในทางทฤษฎีได้ว่าเป็นพฤติกรรมแบบแบบไม่ระบายน้ำของดิน ซึ่งขณะที่ดินถูกเฉือน น้ำในมวลดินยังไม่คงไม่ระบายออก โดยกล่าวได้ว่าสามารถใช้ความเค้นรวมในการวิเคราะห์ (total stress analysis, TSA) กำลังรับแรงเฉือนได้ ซึ่งสามารถเรียกได้ว่าเป็น กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u)”

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ สามารถพิจารณาจากวงกลมมอร์ (Mohr's circle) จากความเค้นหลักและความเค้นรองที่ระนาบวิบัติ (major and minor principle stresses) ดังแสดงในภาพที่ 2.39 ซึ่งคือ รัศมีของวงกลมมอร์และสามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.18

$$s_u = \frac{\sigma_{f1} - \sigma_{f3}}{2} = \frac{\sigma'_{f1} - \sigma'_{f3}}{2} \quad (2.18)$$

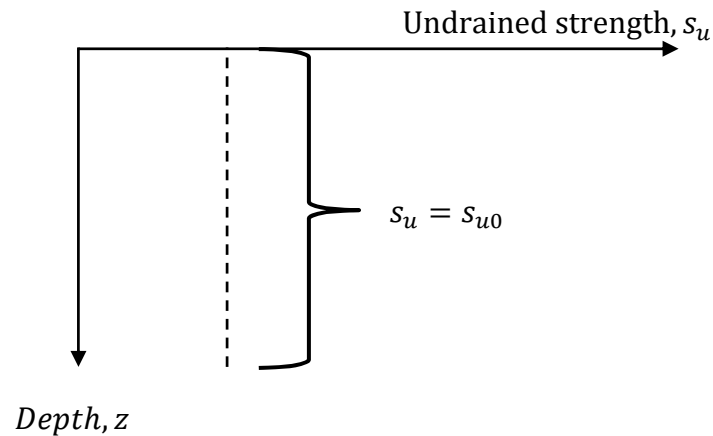
ในบางกรณีเมื่อพิจารณาตามภาพที่ 2.40 จะเห็นได้ว่าเกิดเงื่อนไข $\phi = 0$ เนื่องจากแทนค่า $\phi = 0$ ในเกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ ทำให้พบว่าแรงเฉือนวิบัติมอร์-คูลอมบ์ มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำทำให้ $\tau_f = c = s_u$ นั่นเอง



ภาพที่ 2.40 วงกลมมอร์แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

ก) แบบคงที่ตลอดตามความลึก

โดยนิยามกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำพบว่าค่า s_u จะไม่ขึ้นกับสถานะความเค้น หรือมีค่าคงที่ ตามภาพที่ 2.41 แต่ในความเป็นจริงกำลังรับแรงเฉือนของดินควรจะขึ้นกับสถานะความเค้น (stress level)



ภาพที่ 2.41 ลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดตามความลึก

ข) แบบเพิ่มเป็นแบบเชิงเส้นตามความลึก

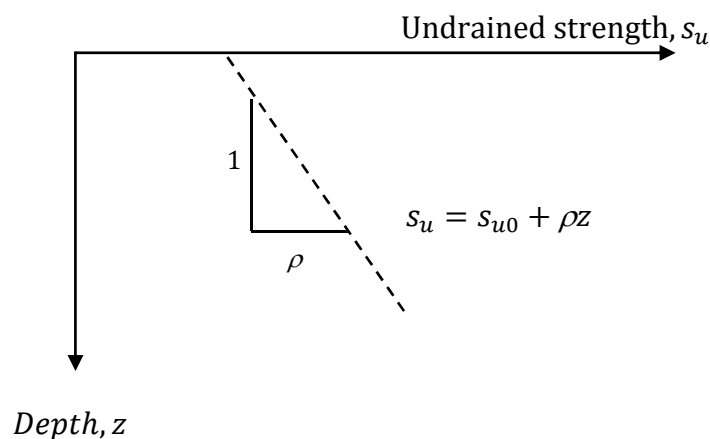
ได้มีผู้เสนอสูตรที่ได้จากการทดลองเชิงประสบการณ์ สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ (normally consolidated clay) หลายงานวิจัย เช่น Skempton (1957) หรือแม้กระทั่งเขียนไว้ในหนังสือที่ได้รับความนิยมกันอย่างแพร่หลาย เช่น Atkinson and Bransby (1978) และ Lambe and Whitman (1979) โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเชิงเส้น ตามงานวิจัยของ Skempton (1957) ได้แนะนำสำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ ตามความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.19

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = 0.11 + 0.0037I_p \quad (2.19)$$

เมื่อ σ'_{v0} คือค่าเริ่มต้นของหน่วยแรงกดทับประสิทธิผล (initial effective overburden stress) และ I_p (plasticity index) คือค่าผลต่างของขีดจำกัดเหลวกับขีดจำกัดพลาสติก โดยทำการแทนค่า I_p และค่าหน่วยน้ำหนักของดินเหนียวที่จมอยู่ใต้น้ำ สมการของ Skempton (1957) แนะนำสำหรับค่าอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือน (p) อาจแตกต่างกันทุก ๆ ที่ระหว่าง 0.5 kN/m^3 และ 5 kN/m^3 ค่าการทำนายเหล่านี้เป็นที่ยอมรับกันอย่างกว้างขวาง และ Lambe and Whitman (1979) ได้แนะนำให้ค่ามาตรฐานสำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติเท่ากับ $1-2 \text{ kN/m}^3$ ในงานวิจัยของ Sloan and-

Assadi (1993) นำเสนอความสัมพันธ์ของอัตราส่วนของการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น ตามสมการที่ 2.20 และแสดงในภาพที่ 2.42 โดยนำเสนอช่วงค่าของ $\rho D/s_{u0}$ โดยให้ค่าแตกต่างกันจาก 0 ถึง 1 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25

$$s_u(z) = s_{u0} + \rho z \quad (2.20)$$



ภาพที่ 2.42 ลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแปรผันตามความลึกแบบเชิงเส้น

2) แบบจำลองเทรסקาและแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2553) ได้อธิบายไว้ว่า “แบบจำลองที่นิยมนำมาใช้อธิบายพฤติกรรมของดินที่มีแต่ความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียวและวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบพลาสติกแบบสมบูรณ์คือ แบบจำลองเทรסקา โดยเริ่มแรกนั้นได้ถูกพัฒนาขึ้นมาเพื่อใช้กับโลหะ ดังนั้นการคำนวณความเค้นและความเครียดในแบบจำลองจึงเป็นแบบการวิเคราะห์ความเค้นรวม”

“โดยกำลังครากเกิดขึ้นเมื่อความเค้นเฉือนสูงสุดมีค่าเท่ากับค่าวิกฤต จากนิยามความเค้นเฉือนสูงสุดโดยวงกลมมอร์ สามารถสรุปได้ว่าความเค้นเฉือนสูงสุดมีค่าเท่ากับครึ่งของผลต่างระหว่างความเค้นหลัก σ_1 และความเค้นรอง σ_3 หรือ $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ” ดังนั้นเกณฑ์การวิบัติเทรסקากำหนดไว้ตามสมการที่ 2.21

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \leq k \quad (2.21)$$

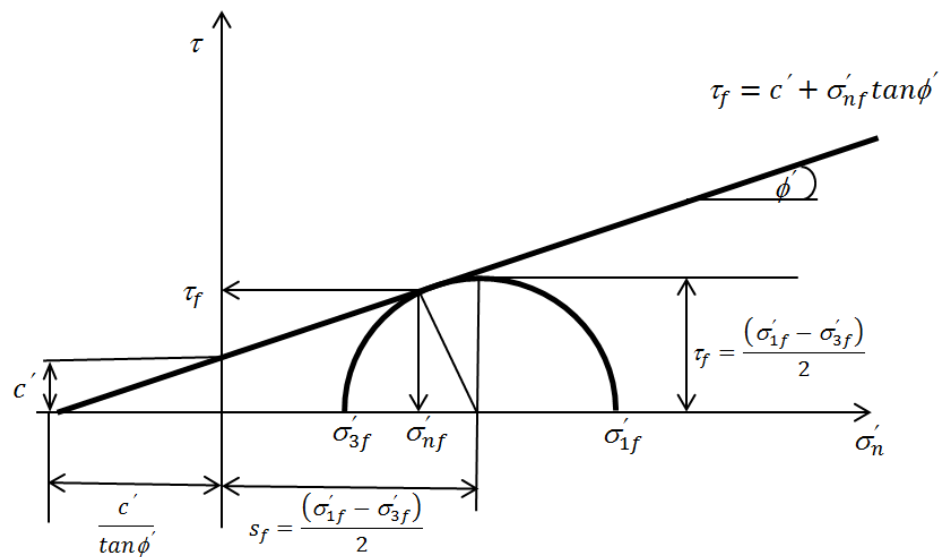
“เมื่อค่า k คือค่าความเค้นวิกฤต โดยปกติจะเท่ากับกำลังครากเฉือนของวัสดุ เนื่องจากเกณฑ์การวิบัติเทอร์สกาไม่ได้นำค่าความเค้นกึ่งกลาง (σ_2) มาร่วมในการคำนวณ สำหรับดินเหนียวในการวิเคราะห์แบบไม่ระบายน้ำนั้น ค่าวิกฤตมีค่าเท่ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำหรือ $k = s_u$ ” ดังแสดงตามภาพที่ 2.40 โดยที่ฟังก์ชันครากเทศกาสำหรับดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำสามารถเขียนให้อยู่ในสมการที่ 2.22

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - s_u = 0 \quad (2.22)$$

“เนื่องจากแบบจำลองเทอร์สกาจะใช้ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม จึงไม่อาจสามารถจำลองพฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ซึ่งการจำลองพฤติกรรมดังกล่าวนี้ต้องอาศัยการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล กล่าวคือเป็นการวิเคราะห์ความเค้นในขณะที่น้ำในมวลดินระบายออกหมดแล้ว ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนของดินจะอ้างถึงแบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน ที่จำลองพฤติกรรมการรับแรงด้วยกฎแรงเสียดทานของคูลอมบ์ ซึ่งกำลังรับแรงเฉือน (τ_f) จะเป็นสัดส่วนกับความเค้นตั้งฉาก” ซึ่งมีเกณฑ์การวิบัติดังสมการที่ 2.23

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi' \quad (2.23)$$

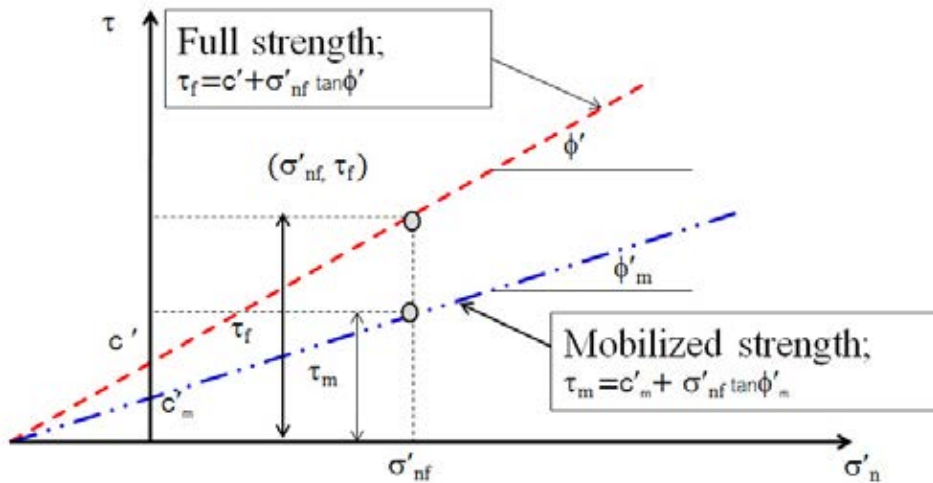
เมื่อ τ_f คือความเค้นเฉือน, σ'_{nf} คือความเค้นตั้งฉาก, c' คือความเชื่อมแน่นตัดแกน และ ϕ' คือมุมเสียดทานภายใน โดยความความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถเขียนแทนด้วยวงกลมมอร์ดังแสดงในภาพที่ 2.43



ภาพที่ 2.43 เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์บนระนาบความเค้นเฉือนและความเค้นตั้งฉาก (สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง, 2553)

2.4.3 วิธีลดทอนกำลัง

Brinkgreve and Bakker (1991) ได้นำเสนอวิธีการลดทอนกำลัง ซึ่งเป็นเครื่องมือที่ใช้วิเคราะห์อยู่ในซอฟต์แวร์ไฟไนต์อีลิเมนต์ PLAXIS โดยเรียกว่า วิธี Phi-c reduction ซึ่งในด้านวิศวกรรมโครงสร้างโดยปกติค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) จะถูกนิยามให้เท่ากับน้ำหนักวิบัติจริงต่อน้ำหนักใช้งาน ซึ่งหลักการนี้ได้มีการนำมาประยุกต์ใช้ทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค เช่น ในงานฐานรากตื้น และฐานรากเสาเข็ม เป็นต้น โดยการเพิ่มน้ำหนักไปจนกระทั่งถึงน้ำหนักสูงสุดที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติแล้วนำมาเปรียบเทียบกับน้ำหนักใช้งาน ซึ่งจะมีความคล้ายคลึงกับนิยามของการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของลาดดินแบบดั้งเดิม ตามภาพที่ 2.44 อีกทั้งยังมีลักษณะของปัญหาที่ซับซ้อน เช่น ด้านหน้าอุโมงค์ จะมีลักษณะที่แตกต่างกันออกไปเนื่องจากปัญหาชนิดนี้จะมีน้ำหนักดินและน้ำหนักที่กระทำจากภายนอกมีค่าคงที่ จึงไม่เหมาะสมที่จะวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยการเพิ่มน้ำหนักจนโครงสร้างด้านหน้าอุโมงค์เกิดการวิบัติ ซอฟต์แวร์ที่ใช้วิจัยในครั้งนี้ ได้ใช้หลักการดังกล่าว หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของด้านหน้าอุโมงค์ หลักการนี้จะใช้วิธีการลดค่ากำลังของดินลง จนกระทั่งเกิดการวิบัติของระบบ วิธีการนี้เป็นวิธีการคำนวณที่ค่อนข้างสลับซับซ้อนไม่สามารถวิเคราะห์ตามแบบปกติทั่วไปได้ และต้องใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการวิเคราะห์



ภาพที่ 2.44 หลักการของวิธีลดทอนกำลังที่ใช้ในซอฟต์แวร์ไฟไนต์อีลิเมนต์ PLAXIS (วาดใหม่ Boonchai Ukritchon, 2011)

วิธีลดทอนกำลังได้กำหนดให้ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการอธิบายคุณสมบัติความเค้น-ความเครียดของกำลังของดินทั้งหมด 2 พารามิเตอร์คือ ความเชื่อมแน่น (cohesion, c) และมุมเสียดทานของดิน (friction Angle, ϕ) จะถูกลดค่าลงจนกระทั่งเกิดการวิบัติ ซึ่งสมการที่ใช้หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสามารถแสดงตามสมการที่ 2.24

$$FS = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{S_{uinput}}{S_{ureduced}} \quad (2.24)$$

เมื่อ S_{uinput} และ $\tan\phi_{input}$ คือค่ากำลังรับแรงเฉือนและมุมเสียดทานของดินที่ได้จากการทดสอบทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค หลักการดังกล่าวได้บรรจุอยู่ในซอฟต์แวร์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ในงานวิจัยได้ใช้หลักการนี้มาช่วยในการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย โดยอยู่ภายใต้เงื่อนไขของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว ($\phi = 0, c = s_u$) กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแบบ mobilized ได้จากลดกำลังเดิมด้วยค่าอัตราส่วนความปลอดภัย จนกระทั่งเกิดการวิบัติของระบบ ซอฟต์แวร์รายงานผลออกมาในรูปแบบของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสุดท้าย สำหรับการ

คำนวณเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำนั้น กำลังรับเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำแบบ mobilized (s_{um}) หาได้จากสมการที่ 2.25

$$s_{um} = \frac{s_u}{FS} \quad (2.25)$$

เมื่อ FS คือผลลัพธ์ของอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีลดทอนกำลัง

เนื่องจากผลลัพธ์ของการวิเคราะห์หาลิมิตของขอบบนและขอบล่างจะต้องสอดคล้องกับสถานะของการวิบัติ กล่าวคืออัตราส่วนความปลอดภัยจะต้องเท่ากับหนึ่ง (FS=1) โดยที่ Boonchai-Ukritchon (2011) ได้เสนอพารามิเตอร์ในเทอมไร้มิติที่เกี่ยวข้องกับพารามิเตอร์กำลัง ซึ่งต้องเป็นแบบไร้มิติโดยกำลังรับเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำแบบ mobilized กล่าวคือให้อยู่ในรูปของ $\gamma D/s_{um}$ และ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{um}$ เพราะฉะนั้นอัตราส่วนของความมีเสถียรภาพของปัญหาจะถูกรวมกับอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการแทนค่าในสมการที่ 2.25 แล้วจะได้ตามสมการที่ 2.26

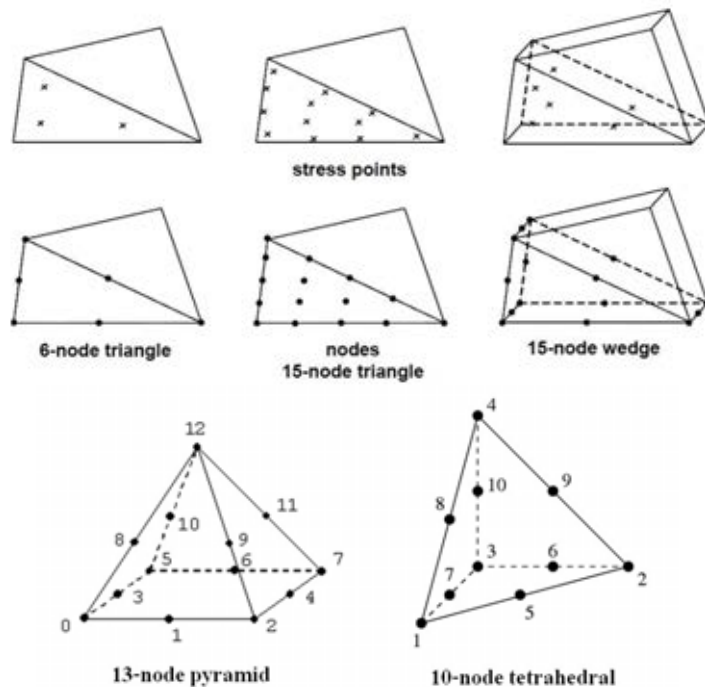
$$FS \frac{\gamma D}{s_u} = f \left(\frac{C}{D}, FS \frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_u} \right) \quad (2.26)$$

2.4.4 ซอฟต์แวร์ไฟไนต์อิลิเมนต์

Brinkgreve, Engin and Swolfs (2012a) ได้พัฒนาซอฟต์แวร์ไฟไนต์อิลิเมนต์ PLAXIS 2D อย่างต่อเนื่องเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองทางธรณีเทคนิค ซึ่งสามารถวิเคราะห์ปัญหาได้ทั้งแบบเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ และการวิเคราะห์การทรุดตัว ทั้งบนระนาบความเครียด และสมมาตรรอบแกน รวมไปถึง Brinkgreve and Broere (2004) ได้นำเสนอซอฟต์แวร์ไฟไนต์อิลิเมนต์ PLAXIS TUNNEL 3D เพื่อวิเคราะห์อุโมงค์แบบ 3 มิติโดยเฉพาะ และ Brinkgreve, Engin and Swolfs (2012b) ได้พัฒนาให้อยู่ในรูปแบบ 3 มิติ อย่างสมบูรณ์ใน PLAXIS 3D ซึ่งสามารถกำหนดขอบเขตของการเคลื่อนตัว ความดันน้ำส่วนเกิน และสามารถจำลองขั้นตอนของการก่อสร้าง (construction stage) ได้

โดยทั่วไปแล้ว PLAXIS ประกอบด้วยกลุ่มงาน 3 กลุ่มหลักและมีความต่อเนื่องกัน โดยสามารถอธิบายได้ดังนี้

- 1) **Input** เป็นกลุ่มงานที่ใช้ในการกำหนดลักษณะ ขอบเขตของแบบจำลองของชั้นดินและคุณสมบัติของรูปร่างเรขาคณิตของแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งในการทำงานมีลักษณะที่สำคัญดังต่อไปนี้
 - a. ในการกำหนดขอบเขตชั้นดิน โครงสร้างประกอบ ขั้นตอนการก่อสร้าง และเงื่อนไขขอบของแบบจำลองได้โดยใช้วิธีการทางกราฟิก
 - b. รูปแบบของอีลิเมนต์ (element) สามารถกำหนดเป็น plates, geogrids, beams, embedded-piles, anchors, interface element และ tunnels
 - c. ชนิดของอีลิเมนต์ที่สามารถกำหนดใน PLAXIS ประกอบด้วย 6-node triangular element และ 15-node triangular element สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาใน 2 มิติ ส่วนในการวิเคราะห์ปัญหาใน 3 มิติ ถ้าชั้นดินไม่เป็นแนวราบ บางครั้งอาจใช้ 15-node wedge element หรืออาจลดลงเหลือแค่ 13-node pyramid หรือ อาจเป็น 10-node tetrahedral ดังแสดงในภาพที่ 2.45

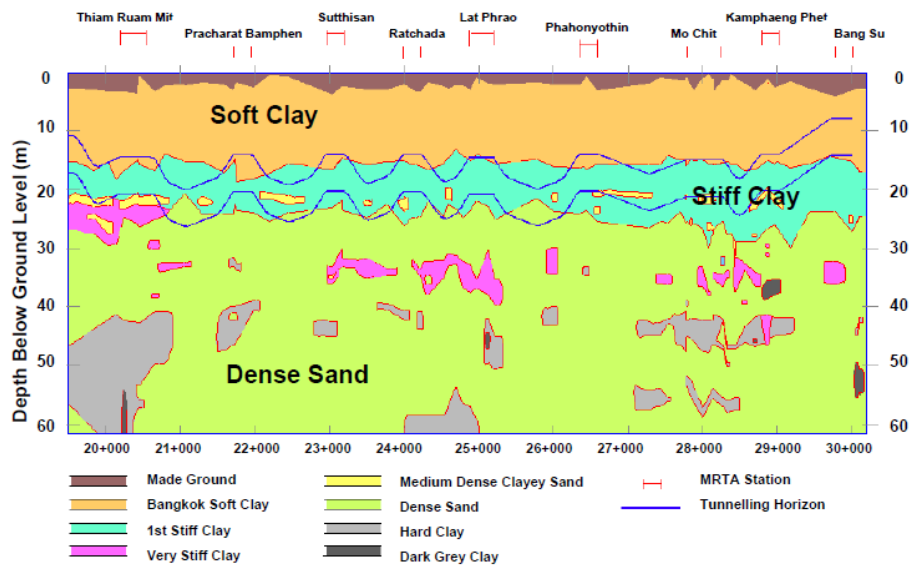


ภาพที่ 2.45 การเปรียบเทียบอีลิเมนต์ระหว่างแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

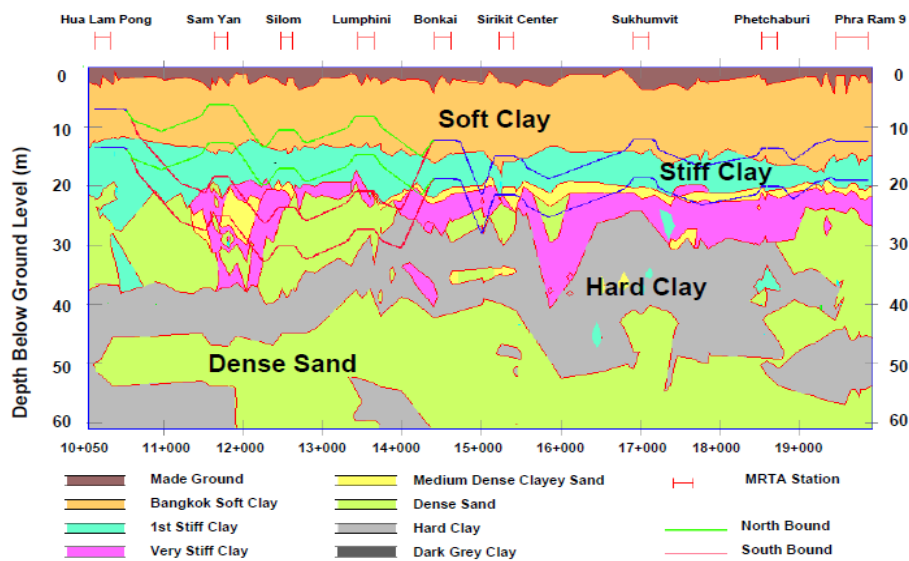
- d. แบบจำลองของชั้นดิน (Soil model) ที่สามารถกำหนดได้ใน PLAXIS มีทั้งหมด 12 แบบ คือ Linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil, HS small, Soft-soil, Soft-soil creep, Jointed rock, Modified Cam-Clay, NGI-ADP, Hoek-Brow, Sekiguchi-Ohta และ User-defined model
- 2) Calculation เป็นกลุ่มงานที่ใช้ในการคำนวณใน PLAXIS มีขั้นตอนการคำนวณที่แยกจากกันชัดเจนระหว่าง plastic calculation, consolidation analysis และ update mesh analysis ดังนั้นในการวิเคราะห์แต่ละโครงการจะมีขั้นตอนในการคำนวณมากกว่าหนึ่งขั้นตอน ลักษณะเฉพาะของการคำนวณที่มีใน PLAXIS มีดังต่อไปนี้
- Automatic load stepping ใน PLAXIS สามารถกำหนดลำดับและเวลาของขั้นตอนการเพิ่มของน้ำหนักกระทำได้โดยอัตโนมัติ
 - Arc-Length control ในการคำนวณหาค่าน้ำหนักกระทำ ที่ทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ และรูปแบบการการวิบัติ ใน PLAXIS จะใช้หลักการ arc-length control ซึ่งเป็นหลักการทางวิศวกรรมเครื่องกลเข้ามาใช้ในการควบคุมและตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์
 - Stage Construction ใน PLAXIS สามารถที่จะจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างเช่น สามารถจำลองลำดับของงานขุดเจาะอุโมงค์และแรงดันด้านหน้าอุโมงค์ได้ใกล้เคียงกับลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างจริงที่เกิดขึ้นในสนาม
 - Safety Factor ใน PLAXIS มีหลักการที่เรียกว่า Phi-c reduction สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างได้โดยตรงจากวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์
- 3) Output เป็นกลุ่มงานที่ใช้สรุปผลการวิเคราะห์ที่ได้จากการป้อนข้อมูลใน Input และผลการคำนวณจาก Calculation รูปแบบการแสดงผลของ PLAXIS มีดังนี้
- รูปแบบกราฟิก โดยสามารถแสดงผลในรูปของ velocity vectors plot, incremental shear strain, total incremental displacements-shadings, stresses-effective stresses, stresses-plastic points, iso-areas นอกจากนี้ยังมีฟังก์ชันพิเศษที่สามารถแสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรง (stress path) เพื่อใช้ในการติดตามและตรวจสอบพฤติกรรมของชั้นดินที่เกิดจากก่อสร้างในแต่ละขั้นตอนได้
 - รูปแบบตาราง ผลการคำนวณที่ได้สามารถแสดงค่าในรูปแบบของตารางและสามารถนำค่าในตารางที่ได้จากโปรแกรมนี้เชื่อมโยงเข้ากับโปรแกรมอื่น เช่น Microsoft Words และ Microsoft Excel ได้

2.5 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพมหานคร

ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพมหานคร จากการเจาะสำรวจเพื่อการก่อสร้างของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร (MRTA) พบว่าชั้นดินมีลักษณะการจัดเรียงตัวที่แตกต่างกันตามแต่ละพื้นที่ ดังแสดงในภาพที่ 2.46-2.47

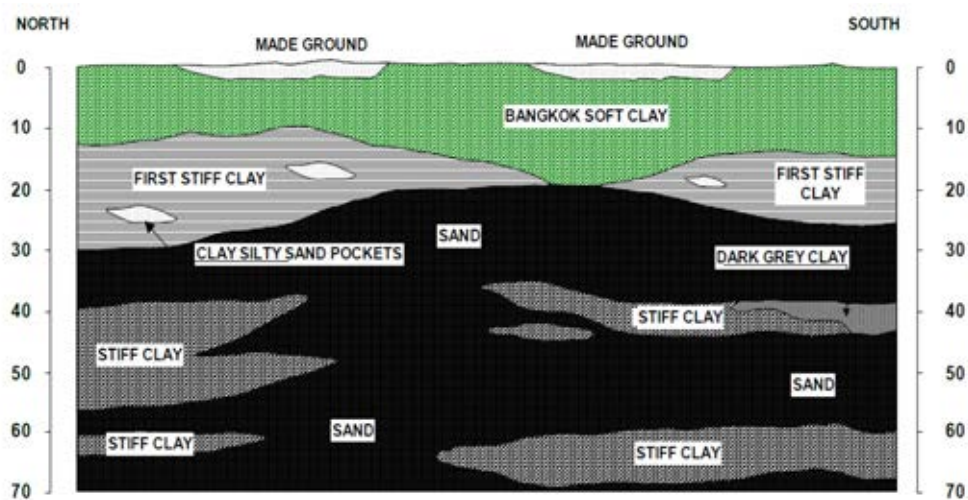


ภาพที่ 2.46 สภาพชั้นดินจากสถานีศูนย์วัฒนธรรมไปจนถึงสถานีบางซื่อ



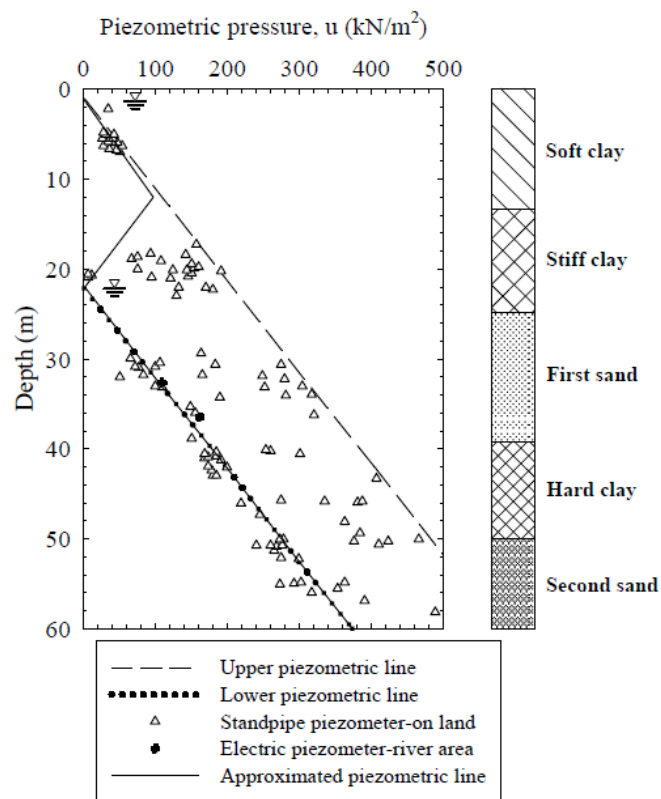
ภาพที่ 2.47 สภาพชั้นดินจากสถานีหัวลำโพงไปจนถึงสถานีศูนย์วัฒนธรรม

กล่าวคือบริเวณด้านบนจะเป็นชั้นดินถม (made ground) มีความหนาประมาณ 0-0.25 เมตร ถัดมาเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) หนา 13-16 เมตร ค่าความชื้นของดินอยู่ในช่วง 40-85 % มีความไวตัว (sensitivity) สูงมาก มีพฤติกรรมแบบ แอนไอโซทรอปิกหรือไม่เท่ากันทุกทิศทาง (anisotropic) และมีโอกาสเกิดการคืบ (creep) ได้ ซึ่งดินชั้นนี้ก่อให้เกิดปัญหาอย่างมากในการก่อสร้างงานใต้ดินต่าง ๆ รวมถึงงานก่อสร้างรถไฟฟ้ามหานคร ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนลงไปจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (medium stiff clay) ซึ่งจะพบอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวอ่อน มีความหนาเฉลี่ยประมาณ 2 เมตร ถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) ซึ่งมีความไวตัวต่ำ และทนทานต่อการรับแรงมากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อน อยู่ที่ระดับความลึก 15-25 เมตร ความหนาเฉลี่ยประมาณ 10-15 เมตร การเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่งยังไม่มีรูปแบบที่แน่นอนและบางพื้นที่จะมีดินเหนียวปนทรายแทรกอยู่ ซึ่งการเจาะอุโมงค์โครงการรถไฟฟ้ามหานคร ก็วางตัวอุโมงค์อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งนี้ ถัดลงมาเป็นชั้นทรายชั้นแรก (first sand) อยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ อยู่ที่ระดับความลึก 21-28 เมตร ซึ่งความหนาของชั้นนี้ไม่แน่นอน ซึ่งในบางพื้นที่จะไม่พบ ในขณะที่โดยทั่วไปจะพบว่าชั้นทรายนี้หนาประมาณ 3 เมตรแต่มีบางพื้นที่ที่ชั้นทรายนี้หนากว่า 10 เมตร ถัดมาจากชั้นทรายชั้นแรก จะพบชั้นดินเหนียวแข็งมาก (hard clay) มีความหนาประมาณ 2-12 เมตร ความหนามักเปลี่ยนแปลงไปตามแต่ละพื้นที่ ในบางพื้นที่อาจไม่พบ ชั้นดินนี้มักวางตัวอยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรกซึ่งมีความแข็งมาก และในบางพื้นที่อาจพบว่าแทรกอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก และถัดมาพบชั้นทรายชั้นที่สอง (second sand) ที่ความลึกประมาณ 40-45 เมตร ดังรูปที่ 2.48



ภาพที่ 2.48 ลักษณะชั้นดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร

ในส่วนระดับน้ำใต้ดินที่แท้จริง (piezometric level) จากการสำรวจข้อมูลจากผลการตรวจวัดจากเครื่องวัดระดับความดันน้ำใต้ดิน (piezometer) โครงการรถไฟฟ้ามหานครโดย Wanchai Teparaksa (1999) พบว่าน้ำใต้ดินเป็นแบบแรงดันน้ำแบบสถิต (hydrostatic) จะลดลงที่ระดับความลึก 8-10 เมตร จากผิวดินจนเข้าใกล้ศูนย์ที่ระยะความลึกประมาณ 24 เมตร จากผิวดิน ซึ่งจะขึ้นกับสภาพพื้นที่และความหนาของชั้นทราย และสภาพการระบายน้ำของชั้นทรายชั้นแรก และชั้นที่สอง หลังจากนั้นแรงดันน้ำจะเพิ่ม แบบแรงดันน้ำแบบสถิต อีกครั้งดังแสดงในภาพ 2.49



ภาพที่ 2.49 ลักษณะแรงดันน้ำใต้ดินของกรุงเทพมหานคร

2.6 การวิเคราะห์ความถดถอยและสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ

การวิเคราะห์ความถดถอย (regression analysis) เป็นเทคนิคทางสถิติ โดยเป็นการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระและตัวแปรตาม โดยหลักแล้วจะศึกษาพฤติกรรมระหว่างตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามว่ามีความสัมพันธ์กันหรือไม่ และทำการสร้างฟังก์ชันความสัมพันธ์ หรือสร้างสมการทำนาย หรือ การประมาณค่าของตัวแปรตาม ซึ่งองค์ประกอบสำคัญของการวิเคราะห์

ความถดถอย คือ มีตัวแบบความถดถอยที่แสดงรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระซึ่งเป็นตัวแปรที่กำหนดค่าได้แน่นอน หรือสามารถวัดค่าได้โดยไม่มี ความคลาดเคลื่อน ในขณะที่ตัวแปรตามเป็นตัวแปรที่เกิดขึ้นโดยสุ่ม และไม่สามารถสังเกตได้ โดยความคลาดเคลื่อนสุ่มจะมีคุณสมบัติการเป็นอิสระจากกัน มีลักษณะของความ เป็นเชิงเส้น การมีความแปรปรวนคงที่ และการมีการแจกแจงแบบปกติ เนื่องจากคุณสมบัติเหล่านี้ จะทำให้สามารถนำข้อมูลค่าสังเกตที่เก็บรวบรวมได้ของตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามมาทำการวิเคราะห์และสามารถทำให้การคาดการณ์เกี่ยวกับพารามิเตอร์ได้อย่างถูกต้องและดีที่สุดยิ่งขึ้นอีกด้วย โดยการวิเคราะห์ความถดถอยจะแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ

1) การวิเคราะห์ความถดถอยอย่างง่าย (simple regression analysis) เป็นการศึกษาอิทธิพลของตัวแปรอิสระเพียง ตัวเดียวที่มีต่อตัวแปรตาม

2) การวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุ (multiple regression analysis) เป็นการศึกษาอิทธิพลของตัวแปรอิสระตั้งแต่ สองตัวขึ้นไปที่มีต่อตัวแปรตาม

โดยลักษณะความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามของข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์ ถดถอยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทดังนี้

1) การถดถอยแบบเชิงเส้น (linear regression) ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามมีลักษณะเชิงเส้น

2) การถดถอยแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear regression) ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระกับตัวแปร ตามมีลักษณะไม่เป็นเชิงเส้น

การถดถอยแบบไม่เชิงเส้น ต่างจาก การถดถอยแบบเชิงเส้น ตรงวิธีหาค่าพารามิเตอร์ กล่าวคือ สมการเชิงเส้นโดยทั่วไป เช่น $y = mx + b$ อาจหาผลเฉลยได้ทั้งวิธีการถดถอยแบบเชิงเส้นและการถดถอยแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งถ้าหาผลเฉลยจากวิธีการถดถอยแบบเชิงเส้น ต้องใช้วิธีแก้สมการสองชั้น กล่าวคือชั้นแรกทำการหาสมการเชิงอนุพันธ์ย่อยของผลรวมความคลาดเคลื่อนหรือความผิดพลาดไปจากค่า y ที่แท้จริงยกกำลังสอง เทียบ b ให้มีค่าเท่ากับศูนย์ และชั้นที่สองหาสมการเชิงอนุพันธ์ย่อยของผลรวมความคลาดเคลื่อนหรือความผิดพลาดไปจากค่า y ที่แท้จริงยกกำลังสอง เทียบ m ให้มีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งทำให้สามารถพิสูจน์ และแก้สมการสองชั้น หาค่า b และ m ได้ ซึ่งอาจกล่าวได้ว่า สามารถแก้สมการหาค่าพารามิเตอร์ตรง ๆ ได้ ก็จะเป็นการถดถอยแบบเชิงเส้น และเนื่องจากในงานวิจัยในครั้งนี้ กำหนดรูปแบบสมการที่ได้จากวิธีกำลังสองน้อยที่สุด (least-square method) โดยมีลักษณะเป็นสมการแบบโพลิโนเมียล ซึ่งมีตัวยกกำลังคงที่ แต่การถดถอยแบบไม่เชิงเส้นนั้น จะหาผลเฉลยด้วยการวิธีค้นหา ซึ่งในปัจจุบันก็มีหลากหลายเทคนิคด้วยเช่นกัน

เช่น เทคนิคของการหาค่าที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งเป็นเครื่องมือที่มีอยู่แล้วใน โปรแกรมต่าง ๆ เช่น MAPLE, MATLAB, ISML FORTRAN, KNITRO รวมไปถึง MICROSOFT EXCEL เพื่อใช้ในการหาผลเฉลยที่ต้องการ และในงานวิจัยในครั้งนี้เลือกใช้เครื่องมือ Generalized Reduced Gradient (GRG) nonlinear ที่มีอยู่โดยทั่วไปใน MICROSOFT EXCEL

จากที่กล่าวมาในข้างต้นจะเลือกใช้การศึกษาอิทธิพลของตัวแปรอิสระตั้งแต่ สองตัวขึ้นไป ที่มีต่อตัวแปรตามและมีความสัมพันธ์เป็นแบบเชิงเส้น โดยใช้เทคนิคถดถอยแบบไม่เชิงเส้นในการหาผลเฉลย เรียกว่า การวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น (multiple nonlinear-regression analysis)

โดยทั่วไปเมื่อได้สมการถดถอยเชิงพหุ โดยวิธีกำลังสองน้อยที่สุดแล้ว สามารถพิจารณาได้ว่าสมการดังกล่าวนี้มีความเหมาะสมหรือไม่ โดยใช้สัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (coefficient of -determination) กล่าวคือ การเปลี่ยนแปลงของตัวแปรตามเป็นผลมาจากอิทธิพลของตัวแปรอิสระ มากน้อยเพียงใด สมการถดถอยที่ได้จะสามารถพยากรณ์การเปลี่ยนแปลงของตัวแปรตามได้ดีหรือไม่ ย่อมขึ้นอยู่กับค่า สัมประสิทธิ์การตัดสินใจใช้ตัวย่อว่า R^2 สัมประสิทธิ์การตัดสินใจ มีค่าเข้าใกล้ 1 มากเท่าใด แสดงว่าสามารถอธิบายค่าของตัวแปรตามได้ดี เนื่องจากตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามมีความสัมพันธ์กันมาก แต่ถ้าเข้าใกล้ 0 แสดงว่าสมการถดถอยไม่สามารถอธิบายค่าของตัวแปรตามได้ดีนัก อาจกล่าวได้ว่า ตัวแปรอิสระและตัวแปรตามมีความสัมพันธ์กันน้อย

สัมประสิทธิ์การตัดสินใจสามารถคำนวณ ได้ดังนี้

ข้อมูลจากค่าสังเกตกำหนดให้มีค่า y และค่าประมาณของ y ซึ่งเกิดจากสมการถดถอย (\hat{y}_i) \bar{y} หมายถึงข้อมูลที่ได้จากการสังเกต ตามสมการที่ 2.27

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (2.27)$$

เมื่อ n คือจำนวนทั้งหมดของค่าสังเกต

ความแปรปรวนของชุดข้อมูล กล่าวคือค่าเฉลี่ยของกำลังสองของผลต่างระหว่างค่าของข้อมูลแต่ละค่ากับค่าเฉลี่ย ($y_i - \bar{y}$) เรียก SUM OF SQUARES และ ความแปรปรวนทั้งหมดของชุดข้อมูล เรียก TOTAL SUM OF SQUARES โดยเป็นสัดส่วนกับความแปรปรวนของกลุ่มตัวอย่างตามสมการที่ 2.28

$$SS_{tot} = \sum_i (y_i - \bar{y})^2 \quad (2.28)$$

ความผันแปรที่สามารถอธิบายได้หรือผลบวกกำลังสองเนื่องจากการถดถอย เรียก REGRESSION SUM OF SQUARES ตามสมการที่ 2.29

$$SS_{reg} = \sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2 \quad (2.29)$$

ผลรวมกำลังสองของความคลาดเคลื่อน เรียก RESIDUAL SUM OF SQUARES ตามสมการที่ 2.30

$$SS_{reg} = \sum_i (\hat{y}_i - y_i)^2 \quad (2.30)$$

โดยส่วนใหญ่นิยามค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจตามสมการที่ 2.31

$$R^2 \equiv 1 - \frac{SS_{reg}}{SS_{tot}} \quad (2.31)$$

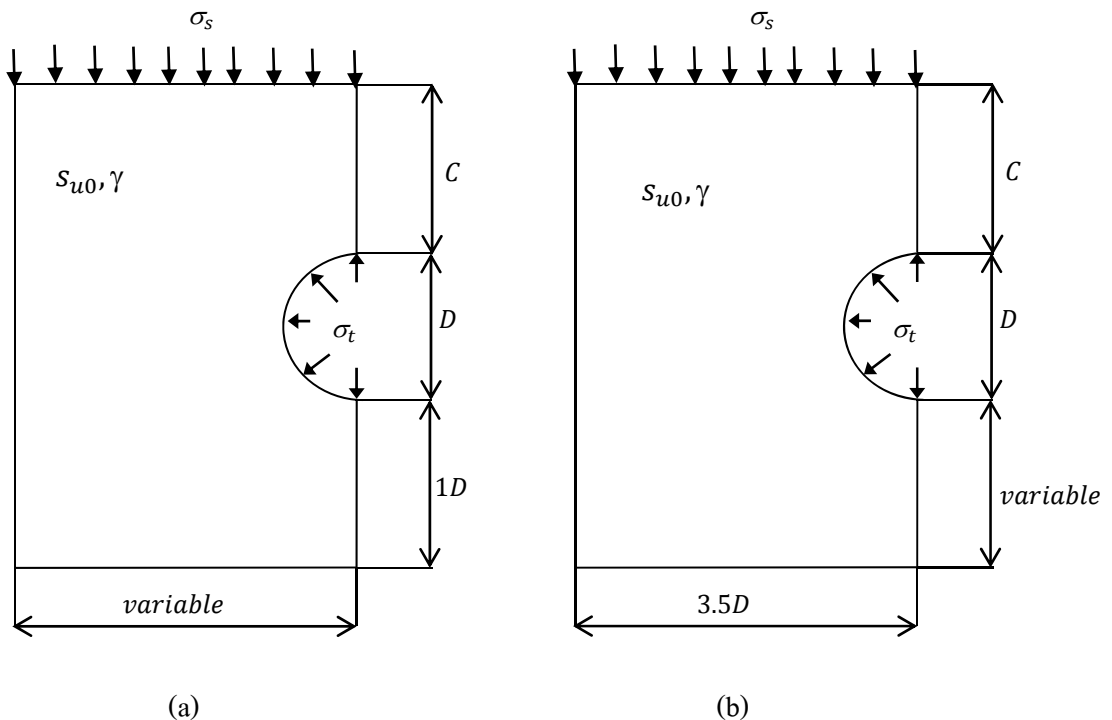
บทที่ 3

การวิเคราะห์หารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด

3.1 บทนำ

ผู้วิจัยได้ศึกษาเบื้องต้น เพื่อให้ได้ค่าที่ดีและเหมาะสมที่สุดของทรัพยากรและเครื่องมือที่ใช้ในการศึกษา รูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่ใช้ในการศึกษาในครั้งนี้ กำหนดให้อุโมงค์มีลักษณะเป็นวงกลมให้อยู่ในชั้นดินที่เป็นแบบเอกพันธ์ ตลอดจนแรงที่มากระทำก็มีขนาดเท่ากันสม่ำเสมอ ดังนั้นจึงถือได้ว่าปัญหานี้มีความสมมาตร และใช้การวิเคราะห์ปัญหาเพียงครึ่งเดียว เพื่อลดเวลาในการคำนวณ โดยใช้ Intel® Processor 3.50 GHz. ในระบบปฏิบัติการของ Windows 64 bit ในการประมวลผล และนี่เป็นเพียงแนวทางเบื้องต้นเท่านั้น และถ้าต้องการผลเฉลยที่ดียิ่งขึ้นกว่านี้ต้องมีการศึกษาเพิ่มต่อไปในอนาคต

3.2 หน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 3.1 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางในกรณี $C/D=1$

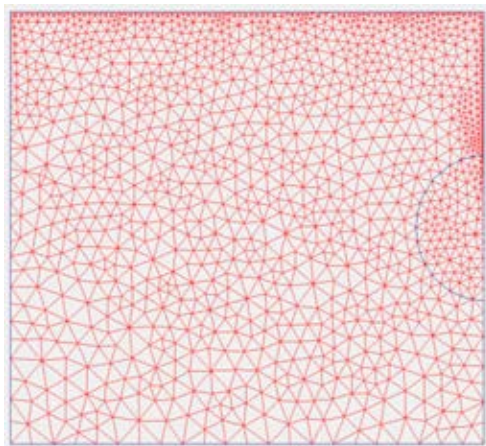
เนื่องจากรูปเรขาคณิตมีลักษณะเป็นอุโมงค์แบบวงกลมโดยอยู่บนเงื่อนไขของระนาบความเครียดและได้ทำการวิเคราะห์ปัญหาเพียงครึ่งเดียว เพื่อลดเวลาในการคำนวณ ดังแสดงในภาพที่ 3.1 โดยกำหนดให้ค่าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) ระยะจากผิวดินถึงคาตอุโมงค์ (C) พร้อม

กับหน่วยน้ำหนักดินแบบคงที่ (γ) โดยที่ไม่มีคาอูโมงค์รองรับ ดินเหนียวรอบ ๆ อูโมงค์ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก-พลาสติกแบบสมบูรณ โดยใช้เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_{u0}) ให้คงที่ตลอดความลึก โดยที่น้ำหนักบรรทุกแบบสมมาเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน (σ_v) และ แรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอูโมงค์แบบสมมาเสมอ (σ_p) มีค่าเท่ากันคือเท่ากับศูนย์ และให้ระยะความกว้างจากกึ่งกลางของอูโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ ในแนวราบ (wide) กับ ระยะจากด้านล่างด้านสุดของอูโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ (bottom) ในแนวตั้ง โดยทั้งหมดนี้ มีค่าเป็นตัวแปรที่ใช้คำนวณหารูปเรขาคณิตที่ดีที่สุด โดยได้ทำการศึกษาในกรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ จะเห็นได้ว่าผลลัพธ์ของตัวแปรต่าง ๆ ของรูปเรขาคณิตที่ได้ศึกษา มีค่าไม่คงที่ และขึ้นอยู่กับค่า C/D ซึ่งจำเป็นต้องมีการศึกษาในอนาคตต่อไป ในส่วนหน้าตัดตามขวางได้สรุปค่าพารามิเตอร์ W/D และ B/D ที่ใช้วิเคราะห์ไว้ดังตารางที่ 3.1

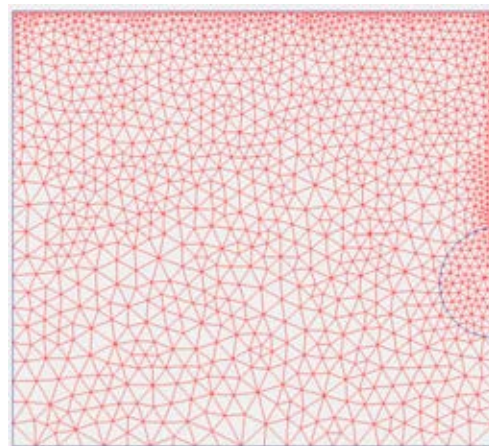
ตารางที่ 3.1 สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวาง

C/D	W/D	B/D
1	3.50	1.00
2	4.50	1.00
3	6.00	1.50
4	7.00	2.00
5	8.00	2.00

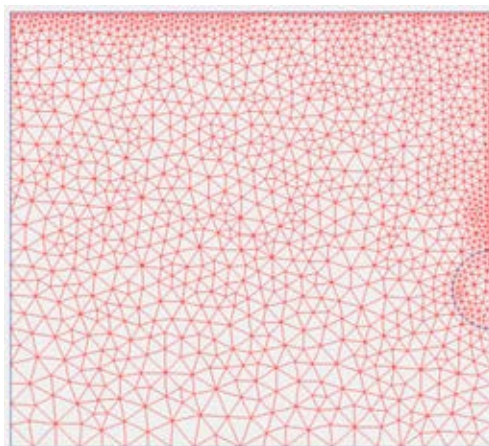
เนื่องจากโครงข่ายในลักษณะต่าง ๆ นั้นมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำต่อการวิเคราะห์และเมื่อได้เปรียบเทียบกับผลเฉลยของขอบบน-ล่าง ตามงานวิจัยของ Wilson et al. (2011) ดังนั้นจึงต้องหาลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งส่งผลต่อระยะเวลาในการคำนวณ โดยสรุปลักษณะโครงข่ายต่าง ๆ ในการศึกษาหน้าตัดตามขวางไว้ในภาพที่ 3.2 และตารางที่ 3.2



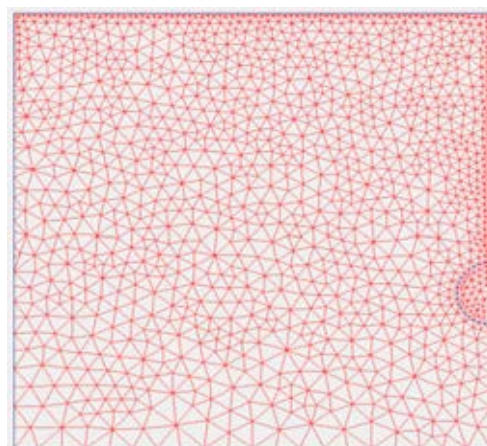
C/D=1



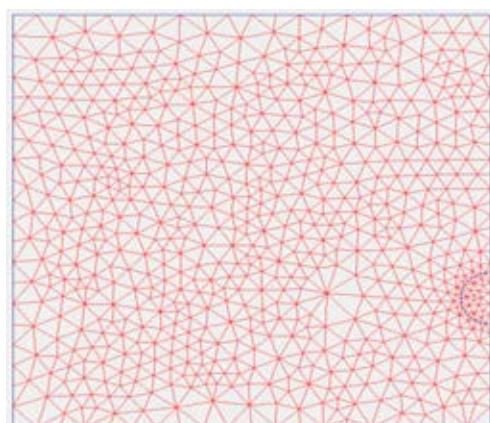
C/D=2



C/D=3



C/D=4



C/D=5

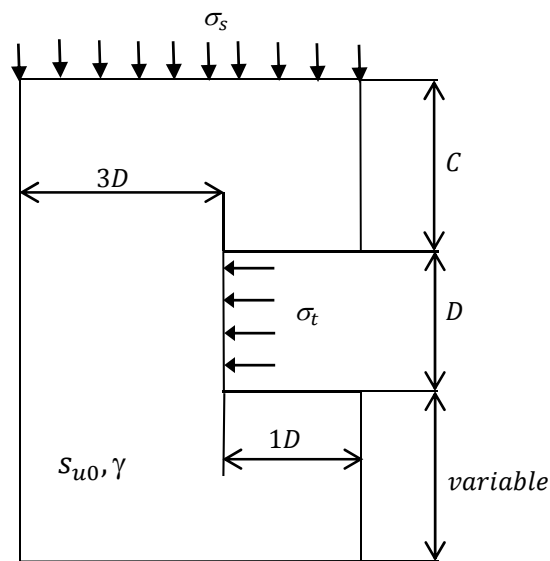
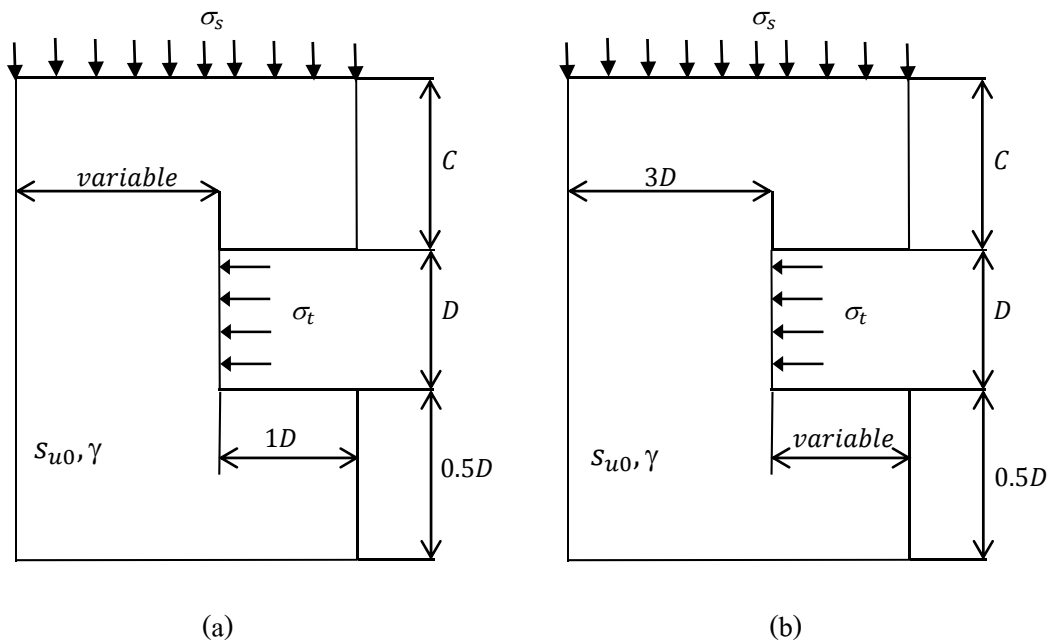
ภาพที่ 3.2 ลักษณะของโครงข่ายต่าง ๆ ที่เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

ตารางที่ 3.2 สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณี C/D=1-5

C/D	Mesh type	Mesh remark	Number of elements	Number of nodes	Average element size (10^{-3} m)
1	Very fine all cluster	Local refinement size factor 0.25 at vertical line above tunnel crown & ground surface	2,719	22,443	310.71
2	Very fine all cluster		2,918	24,085	392.70
3	Very fine all cluster		3,036	25,037	521.29
4	Very fine all cluster		2,783	23,019	663.45
5	Very fine all cluster	None	1,351	10,987	1,090.00

3.3 หน้าตัดตามยาว

ลักษณะของปัญหานี้ พิจารณารูปตัดตามยาวของแนวอุโมงค์ อยู่บนเงื่อนไขของระนาบความเครียด วิเคราะห์ปัญหาเพียงครั้งเดียวในการคำนวณ ดังแสดงในภาพที่ 3.3 โดยกำหนดให้ค่าเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) ระยะจากผิวดินถึงคาตอุโมงค์ (C) พร้อมกับหน่วยน้ำหนักดินแบบคงที่ (γ) โดยที่ไม่มีคาตอุโมงค์รองรับ ดินเหนียวรอบ ๆ อุโมงค์ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก-พลาสติกแบบสมบูรณ์ โดยใช้เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_{u0}) ให้คงที่ตลอดความลึก โดยที่น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมมติที่กระทำอยู่บนผิวดิน (σ_v) และแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมติ (σ_h) มีค่าเท่ากันคือเท่ากับศูนย์ และให้ระยะด้านหน้าของอุโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ ในแนวราบ (back of tunnel face, BTF) ความยาวของอุโมงค์ (length of tunnel, LT) ในแนวราบ และระยะจากด้านล่างด้านสุดของอุโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ (bottom) ในแนวตั้งโดยทั้งหมดนี้ มีค่าเป็นตัวแปรที่ใช้คำนวณหารูปเรขาคณิตที่ดีที่สุด



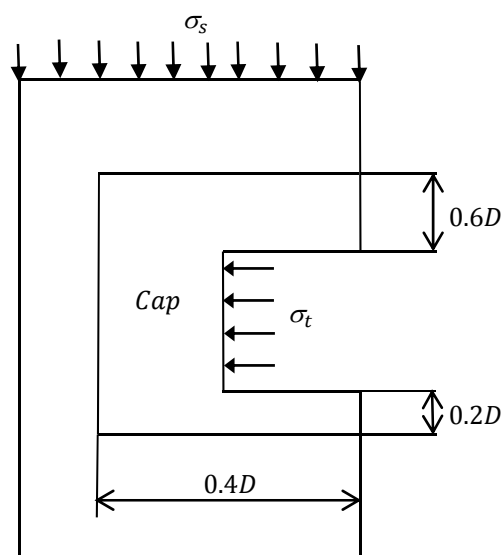
ภาพที่ 3.3 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวในกรณี $C/D=1$

ในกรณีหน้าตัดตามยาวได้ทำการศึกษาในกรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ พบว่าผลเฉลยของตัวแปรต่าง ๆ ของรูปเรขาคณิตที่ได้ศึกษา มีค่าไม่คงที่และขึ้นอยู่กับค่า C/D ซึ่งจำเป็นต้องมีการศึกษาต่อในอนาคตไป และหน้าตัดตามขวางได้สรุปค่าพารามิเตอร์ BTF/D LT/D และ B/D ที่ใช้วิเคราะห์ไว้ในตารางที่ 3.3

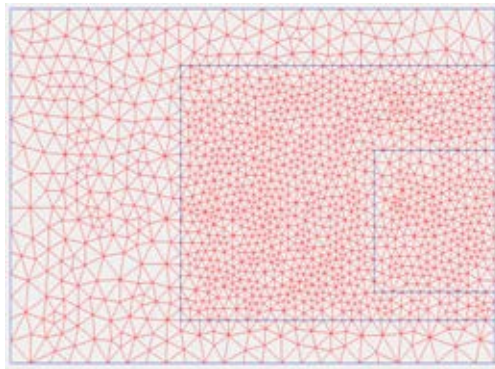
ตารางที่ 3.3 สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามยาว

C/D	BTF/D	LT/D	B/D
1	3.00	1.00	0.50
2	4.50	1.00	0.50
3	6.50	2.00	1.00
4	7.00	3.50	1.00
5	8.50	5.00	1.50

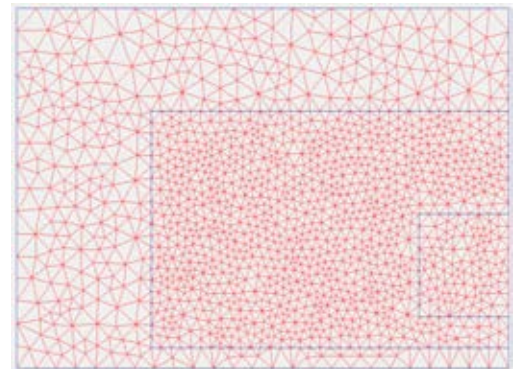
เนื่องจากลักษณะโครงข่ายมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำของการวิเคราะห์ห้อย่างมีนัยสำคัญ รวมถึงมีผลต่อเวลาในการคำนวณ จึงต้องหาลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดของหน้าตัดตามยาว กรณี $C/D=1$ ได้แสดงลักษณะของโครงข่ายในลักษณะต่าง ๆ ไว้ในภาพที่ 3.4-3.5



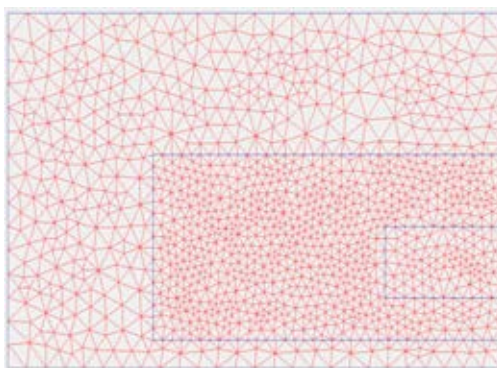
ภาพที่ 3.4 ลักษณะของ Cap ที่ใช้ในการคำนวณ FEM แบบ 2DL เพื่อหาลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณี $C/D=1$



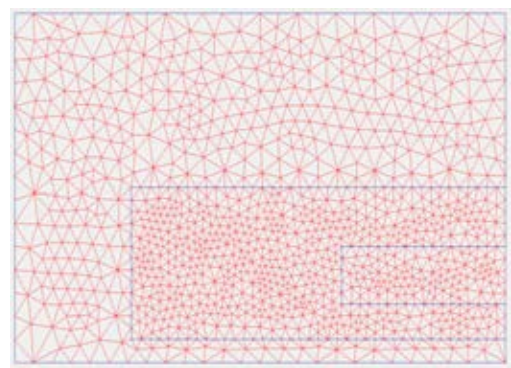
C/D=1



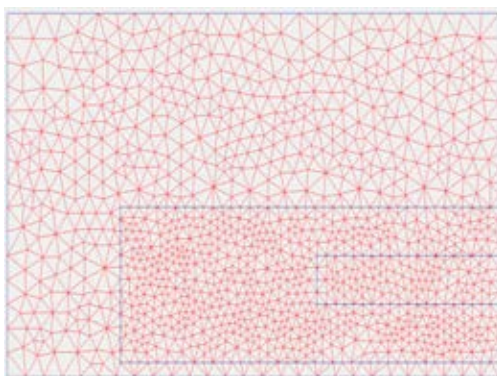
C/D=2



C/D=3



C/D=4



C/D=5

ภาพที่ 3.5 การวิเคราะห์ลักษณะของโครงข่ายต่าง ๆ เพื่อหาลักษณะที่เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณี
หน้าตัดตามยาว

โครงข่ายในลักษณะต่าง ๆ นั้นมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำของการวิเคราะห์และเมื่อได้เปรียบเทียบกับผลเฉลยของขอบเขตบน-ล่างตามงานวิจัยของ Augarde et al. (2003) ดังนั้นจึงต้องหาลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งส่งผลต่อการใช้เวลาในการคำนวณ โดยสรุปลักษณะโครงข่ายต่าง ๆ ในการศึกษาหน้าตัดตามยาวไว้ในตารางที่ 3.4

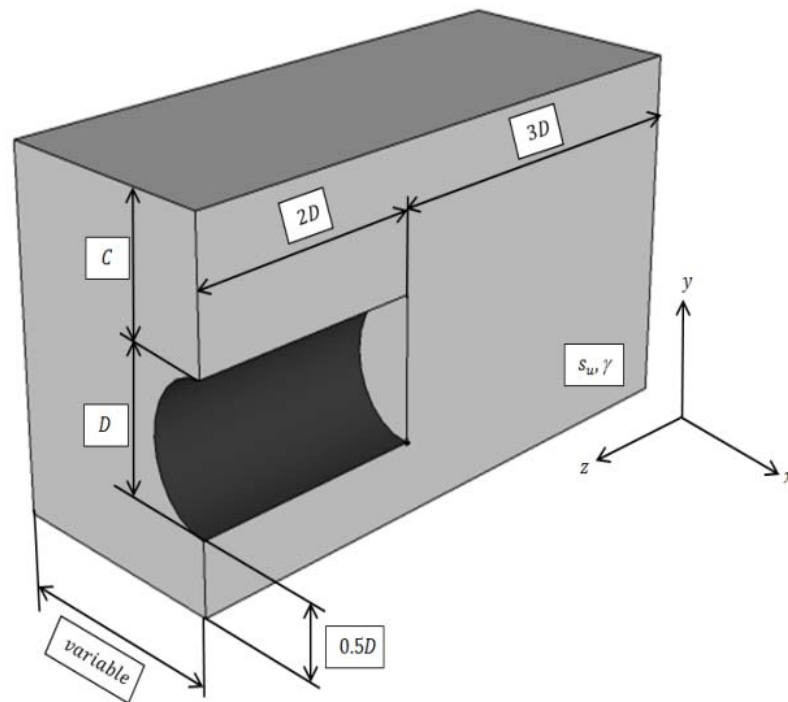
ตารางที่ 3.4 สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์หน้าตัดตามขวางสำหรับกรณี $C/D=1-5$

C/D	Mesh type	Mesh remark	Number of elements	Number of nodes	Average element size (10^{-3} m)
1	Very fine all cluster	Follow picture 3.5	2,937	23,691	291.75
2	Very fine all cluster		2,866	23,117	409.78
3	Very fine all cluster		2,516	20,317	649.84
4	Very fine all cluster		2,287	18,479	829.86
5	Very fine all cluster		2,378	19,213	1,030.00

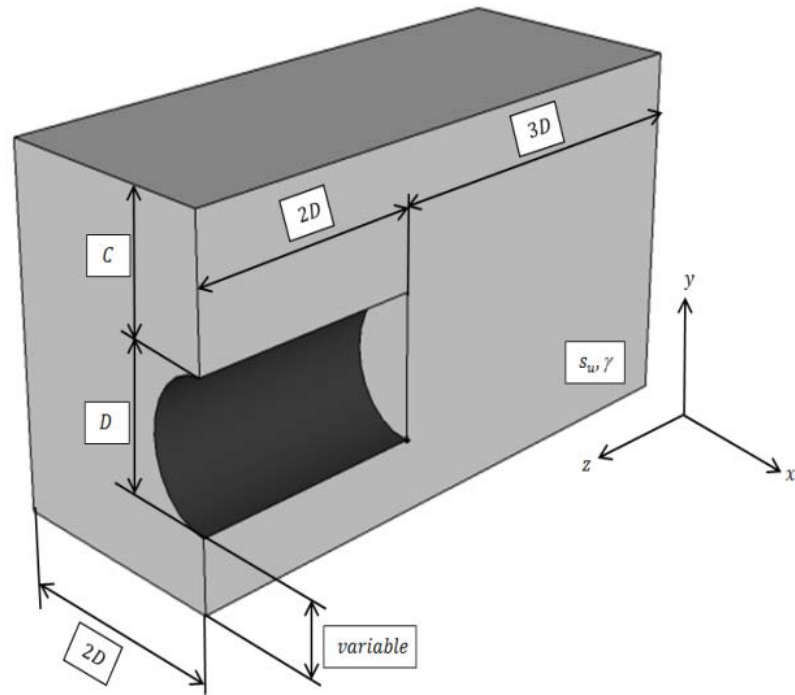
3.4 แบบ 3 มิติ

เพื่อความสมบูรณ์ในการวิเคราะห์ในปัญหานี้ ผู้วิจัยต้องวิเคราะห์ในลักษณะแบบ 3 มิติ ซึ่งมีความจำเป็นอย่างยิ่งในการหารูปทรงเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสม มีหลายงานวิจัยได้แนะนำไว้ เช่น Möller (2006) และ Ruse (2004) แต่เนื่องจากรูปทรงเรขาคณิตที่และโครงข่ายมีผลต่อความถูกต้องของผลเฉลยรวมถึงเวลาที่ใช้ในการคำนวณ ผู้วิจัยต้องปรับปรุงให้เหมาะสมกับเครื่องมือและทรัพยากร รวมถึงความถูกต้องแม่นยำที่ต้องการ พิจารณารูปตัดตามขวางร่วมกับหน้าตัดตามยาวของแวนคูโมงค์ ให้อยู่ในระบบ 3 มิติ ปัญหาดังกล่าวถือว่ามีความสมมาตร เนื่องจากปัญหาที่มีความสมมาตรทั้งรูปร่างและหน่วยแรงกระทำ จึงใช้การวิเคราะห์ปัญหาเพียงครึ่งเดียว ให้อาณัติของโมงค์เป็นแบบแข็งเกร็ง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอูโมงค์ ดังแสดงในภาพที่ 3.6 กำหนดให้ค่าเส้นผ่านศูนย์กลางของอูโมงค์ (D) ระยะจากผิวดินถึงอาณัติของโมงค์ (C) พร้อมกับหน่วยน้ำหนักดินแบบคงที่ (γ) ดินเหนียวรอบ ๆ อูโมงค์ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก-พลาสติกแบบสมบูรณ์ โดยใช้เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) ให้คงที่ตลอดความลึก โดยที่น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน (σ_v) และ แรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอูโมงค์แบบสมำเสมอ (σ_h) มีค่า

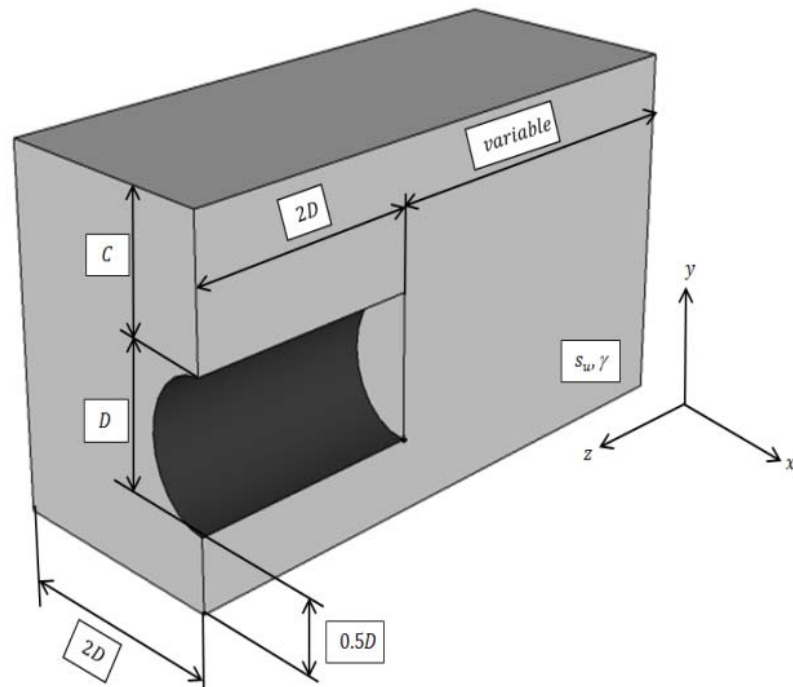
เท่ากันคือเท่ากับศูนย์ ให้ระยะความกว้างจากกึ่งกลางของอุโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ ในแนวแกน x (wide) ระยะจากด้านล่างด้านสุดของอุโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ (bottom) ในแนวแกน y ระยะด้านหน้าของอุโมงค์ไปจนถึงระยะใด ๆ ในแนวแกน z (back of tunnel face, BTF) และให้ความยาวของอุโมงค์ (length of tunnel, LT) ในแนวแกน z โดยทั้งหมดนี้ มีค่าเป็นตัวแปรที่ใช้คำนวณหา รูปทรงเรขาคณิตที่ดีที่สุด สำหรับในกรณี $C/D=1$ แสดงไว้ในภาพที่ 3.6



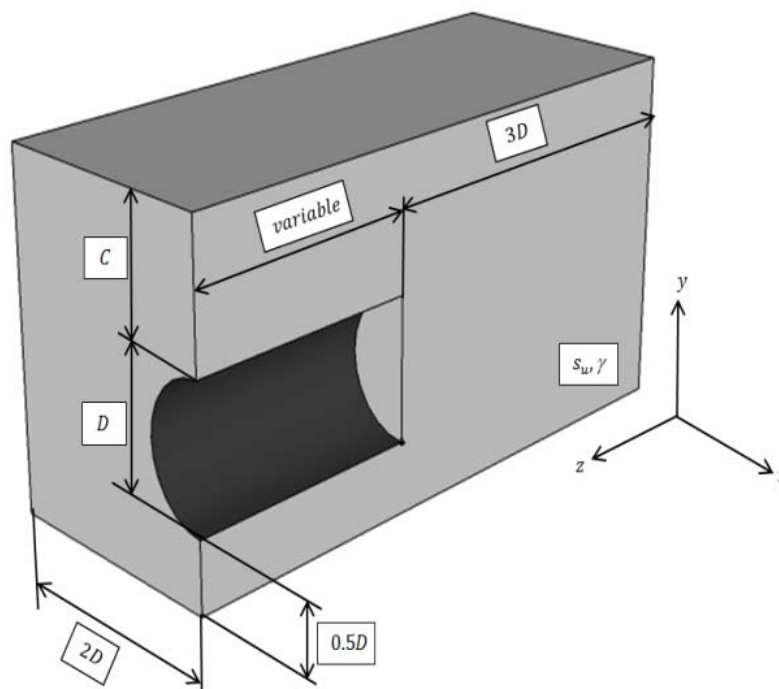
(a)



(b)



(c)



(d)

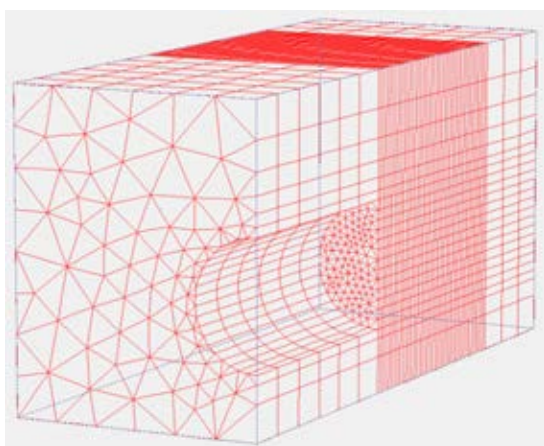
ภาพที่ 3.6 รูปทรงเรขาคณิตแบบ 3 มิติ ในกรณี $C/D=1$

สำหรับแบบ 3 มิติ ได้ศึกษาในกรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ พบว่าผลเฉลยของตัวแปรต่าง ๆ ของรูปเรขาคณิตที่ได้ศึกษามีค่าไม่คงที่และขึ้นอยู่กับค่า C/D ซึ่งต้องมีการศึกษาต่อในอนาคตและได้สรุปค่าพารามิเตอร์ W/D , B/D , BTF/D และ LT/D ที่ใช้วิเคราะห์หารูปทรงเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดไว้ดังตารางที่ 3.5

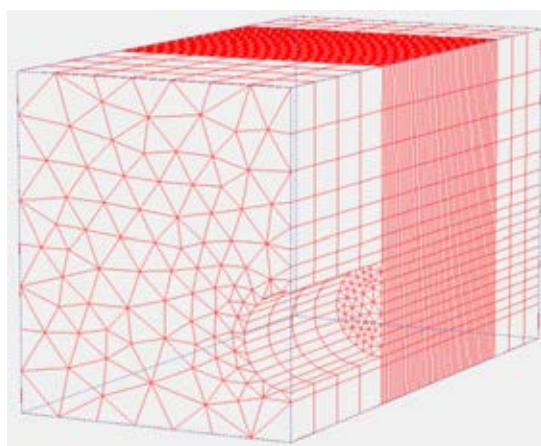
ตารางที่ 3.5 สัดส่วนทางเรขาคณิตที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ

C/D	W/D	B/D	BTF/D	LT/D
1	2.0	0.5	3.0	2.0
2	3.0	0.5	4.0	2.0
3	4.0	0.5	5.0	2.0
4	5.0	1.0	7.0	4.0
5	6.0	1.0	9.0	5.0

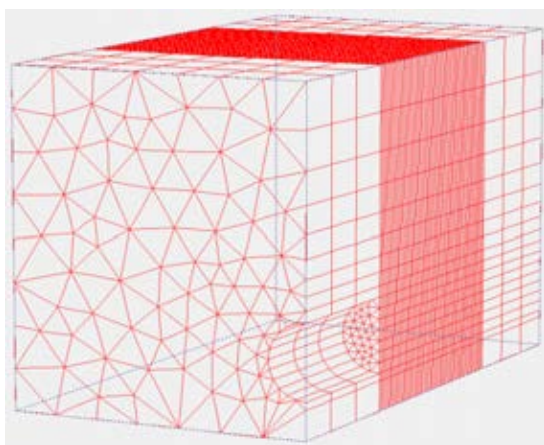
สำหรับปัญหาแบบ 3 มิติ ลักษณะและขนาดของโครงข่ายมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำของการวิเคราะห์ปัญหาอย่างมีนัยสำคัญรวมถึงผลต่อการใช้เวลาในการคำนวณ พิจารณาปรับความละเอียดของโครงข่ายบริเวณใกล้เคียงกับด้านหน้าของอุโมงค์ เพราะเน้นไปที่การศึกษาเสถียรภาพบริเวณ ด้านหน้าของอุโมงค์ เพื่อไม่ให้เกิดเวลาในการคำนวณในการวิเคราะห์ที่มากเกินไป จำเป็นต้องหาลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดดังภาพที่ 3.7



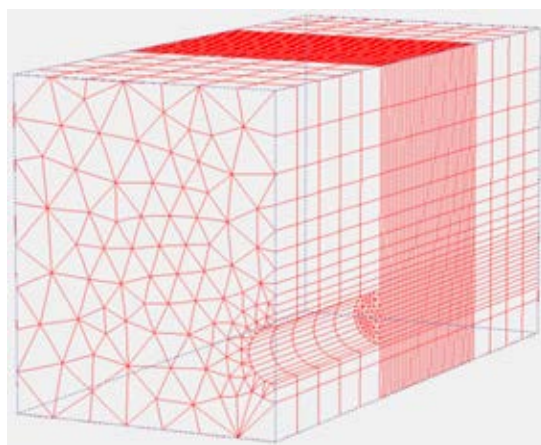
C/D=1



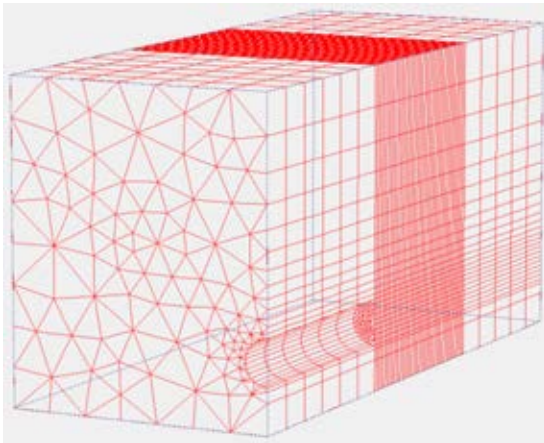
C/D=2



C/D=3



C/D=4



C/D=5

ภาพที่ 3.7 การวิเคราะห์ลักษณะของโครงข่ายต่าง ๆ เพื่อหาลักษณะที่เหมาะสมที่สุดสำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

พบว่าขนาดของโครงข่ายในลักษณะต่าง ๆ นั้นมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำของการวิเคราะห์และส่งผลต่อเวลาในการคำนวณเป็นอย่างยิ่ง โดยเฉพาะเมื่อมีการปรับระดับความละเอียดของโครงข่ายบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ เมื่อได้เปรียบเทียบผลเฉลยของอัตราส่วนของความมีเสถียรภาพ (N) กับงานวิจัยในอดีตที่ใช้วิธีวิเคราะห์ พบว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดีและมีแนวโน้มที่ดีกว่าไว้ในงานวิจัยของ Kongkit Yingchaloenkitkhajorn and Boonchai- Ukritchon (2012) ได้สรุปลักษณะโครงข่ายต่าง ๆ ที่ใช้ในการศึกษาแบบ 3 มิติ ไว้ในตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี C/D=1-5

C/D	Mesh type	Mesh remark	Number of elements	Number of nodes	Average element size (10^{-3} m)	CPU Times (Hour)
1	Coarse all cluster	Follow picture 3.7	18,522	53,517	82.15	4
2	Coarse all cluster		18,459	50,776	119.25	4
3	Coarse all cluster		16,021	43,762	169.86	4
4	Coarse all cluster		15,141	42,071	222.56	4
5	Coarse all cluster		17,613	48,831	244.16	4

(a)

ตารางที่ 3.6 (ต่อ) สรุปลักษณะของโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี $C/D=1-5$

C/D	Plane A (m)	Sub plane (character)	Sub plane (B to Last)	Mesh method increase	Front plane (m)
1	15	B-AO	14.75-5.0	0.25 All increase	25
2	20	B-BE	19.75-6.0	0.25 All increase	30
3	25	B-AF	24.50-9.5	0.50 All increase	35
4	35	B-AF	24.50-9.5	0.50 All increase	55
5	45	B-AU	44.50-22.0	0.50 All increase	70

(b)

บทที่ 4

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

4.1 บทนำ

การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ พิจารณาใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการศึกษา บนเงื่อนไขของระนาบความเครียด ผู้วิจัยได้เลือกใช้ PLAXIS 2D เป็นซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อวิเคราะห์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค และยังเป็นที่ยอมรับกันมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค

1) Input

รูปร่างและชนิดของแบบจำลองแบบ 2 มิติ

การสร้างรูปร่างและชนิดของแบบจำลองแบบ 2 มิติ ได้พิจารณาศึกษาเบื้องต้นและเพื่อให้ได้ขนาดที่เหมาะสมกับเครื่องมือและเวลาที่ใช้ในการคำนวณ โดยสร้างใน 2 รูปแบบด้วยกันคือ 1) แบบรูปตัดตามขวาง 2) แบบรูปตัดตามยาว โดยการป้อนค่าเป็นจุด (point) และเป็นเส้น (line) สำหรับรูปร่างและชนิดของแบบจำลองของดิน

แบบจำลองดินแบบไม่ระบายน้ำ

บุญชัย อุกฤษฏชน (2550) ได้แนะนำ “แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์” ที่ใช้ในซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ PLAXIS 2D มีพารามิเตอร์ที่ใช้ในการอธิบายคุณสมบัติความเค้น-ความเครียด ของกำลังของดินทั้งหมด 5 พารามิเตอร์คือ

E : ยังโมดูลัส (Young's Modulus)

ν : อัตราส่วนปัวส์ซอง (Poisson's Ratio)

ϕ : มุมเสียดทานของดิน (Friction Angle)

c : ความเชื่อมแน่น (Cohesion)

ψ : มุมขยายตัวเชิงปริมาตร (Dilatancy Angle)

พารามิเตอร์ E และ ν อธิบายถึงความแข็งของดินและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินในสภาพยืดหยุ่น พารามิเตอร์ c และ ϕ อธิบายถึงกำลังเฉือนของดินในสภาพวิบัติ และพารามิเตอร์ ψ อธิบายถึงการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินในสภาพพลาสติก

ในปัญหานี้จะพิจารณาการวิเคราะห์แบบระยะเวลาสั้น (short term analysis) การวิเคราะห์ดินเหนียวนั้น จะเป็นแบบไม่ระบายน้ำ เนื่องจากความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างของดินเหนียวที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำภายนอกไม่สามารถระบายออกจากช่องว่างของดินภายในเวลาสั้นที่พิจารณา

ดังนั้นการวิเคราะห์ดินเหนียวในลักษณะเช่นนี้จึงเป็นแบบไม่ระบายน้ำ PLAXIS 2D มีแบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์แบบไม่ระบายน้ำ 3 แบบคือ

- 1) แบบไม่ระบายน้ำ-หน่วยแรงประสิทธิผล (undrained-effective stress, UE)
- 2) แบบไม่ระบายน้ำ-หน่วยแรงทั้งหมด (undrained-total stress, UT)
- 3) แบบไม่ระบายน้ำ-หน่วยแรงทั้งหมด-ไม่มีช่องว่าง (undrained-total stress -non porous, UTNP)

โดยผู้วิจัยเลือกใช้แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์แบบไม่ระบายน้ำ-หน่วยแรงทั้งหมด ในการวิเคราะห์ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ ส่วนเงื่อนไขที่มีสภาพชั้นดินเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร กรณีที่สภาพชั้นดินนั้น ๆ มีดินประเภทที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (cohesionless soil) เช่นดินทราย พิจารณาวิเคราะห์เป็นแบบระบายน้ำ-หน่วยแรงประสิทธิผล (drained-effective stress, DE)”

บุญชัย อุกฤษฏ์ชน (2550) ได้แนะนำ “การวิเคราะห์ไม่ระบายน้ำแบบ UT ความดันน้ำในสภาพคงที่และความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างที่เกิดจากแรงภายนอกถูกนำมาพิจารณาในการคำนวณของไฟไนต์อีลิเมนต์กล่าวคือ PLAXIS 2D นำค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของน้ำ (water bulk modulus) บวกเพิ่มเข้าไปกับโมดูลัสเชิงปริมาตรของดิน (soil bulk modulus) โดยอัตโนมัติ เพื่อนำไปคำนวณความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่าง เนื่องจาก PLAXIS 2D ใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของน้ำไม่สูงมาก อัตราส่วนปัวส์ซองแบบระบายน้ำ (drained effective poisson, ν') ต้องใช้ค่าไม่เกิน 0.35 มิฉะนั้นทำให้เกิดปัญหาเชิงตัวเลขในการแก้สมการเชิงเส้นของไฟไนต์อีลิเมนต์

“สำหรับมอร์-คูลอมบ์แบบ UT พารามิเตอร์ E , ν ต้องอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล และพารามิเตอร์ ϕ , c , ψ ต้องอยู่ในรูปของหน่วยแรงทั้งหมด ดังนั้น พารามิเตอร์ทั้ง 5 ตัวของมอร์-คูลอมบ์แบบ UT คือ E' , ν' , ϕ_u , c_u , ψ_u โดยที่เครื่องหมาย โดยที่ ตัวห้อย u หมายถึง พารามิเตอร์แบบไม่ระบายน้ำ (undrained total parameter)”

เนื่องจากปัญหานี้ถูกกำหนดให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพดินมีความเชื่อมแน่นแต่เพียงอย่างเดียว (Purely Cohesive Soil) เพราะฉะนั้นพารามิเตอร์กำลังเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำซึ่งใช้กับแบบจำลอง UT จึงอยู่บนหลักการของ $\phi_u = 0$ และ $c = c_u = s_u =$ ค่ากำลังรับเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength)”

ผู้วิจัยต้องการให้ผลเฉลยที่ได้นั้นมีความสอดคล้องกับคำตอบของวิธีวิเคราะห์ลิมิต กล่าวคือ การคำนวณความเครียดพลาสติกได้จากกฎการไหลแบบสอดคล้อง (associated flow rule) และตั้งฉากกับพื้นผิวคราก (normality condition) และการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของมวลดินขณะเกิดการวิบัติจะมีค่าน้อยมาก ทำให้ใช้หลักการงานเสมือน (principal of virtual work) ได้ ดังนั้น

ปริมาณของดินเหนียวจะต้องไม่เปลี่ยนแปลงในการวิเคราะห์แบบไม่ระบายน้ำ พารามิเตอร์ $\psi' = \psi_u = \psi = 0$

พารามิเตอร์ E' สามารถคำนวณกลับจากพารามิเตอร์ E_u โดยใช้ความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.1 ดังนี้

$$E' = \frac{2(1 + \nu')}{3} E_u \quad (4.1)$$

เงื่อนไขขอบเขตและน้ำหนัก

เครื่องมือแบบ standard fixity ถูกใช้ในการจำลองในการสร้างขอบเขต ซึ่งเงื่อนไขขอบเขตทั้งหลายได้ถูกสร้างไว้ดังนี้

- 1) รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวตั้ง ในแนวแกน x จะเท่ากับค่าต่ำสุด หรือ สูงสุด ในแนวแกน x ในแบบจำลองได้จากการยึดแนวราบให้อยู่กับที่ $u_x = 0$
- 2) รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวราบ ในแนวแกน y จะเท่ากับค่าในแนวแกน y ในแบบจำลองซึ่งได้จากการยึดติดแน่นทั้งหมดอยู่กับที่ $u_x = u_y = 0$

สำหรับน้ำหนักที่กระทำอยู่บนพื้นผิวของแบบจำลองให้เป็นแบบตั้งฉากกับพื้นผิวแบบสม่ำเสมอตลอดแนวของขอบเขตของแบบจำลอง และแรงดันด้านหน้าที่กระทำอยู่ภายในอุโมงค์ให้ตั้งฉากกับคาโดอุโมงค์และด้านหน้าของอุโมงค์ทั้งในกรณีหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว

การสร้างโครงข่าย

การคำนวณทางไฟไนต์เอลิเมนต์โดยรูปเรขาคณิตกระจายอยู่ในชิ้นส่วนของเอลิเมนต์ โดยส่วนประกอบของไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ ผู้วิจัยเรียกว่า ไฟไนต์เอลิเมนต์เมช (finite element mesh) เมื่อให้การนิยามรูปแบบทั้งหมดทั้งหน้าตัดตามขวางหรือหน้าตัดตามยาว โดยการบันทึกค่าคุณลักษณะของวัสดุไว้ใน cluster, structure และ object ใช้การสร้างเอลิเมนต์ แบบ 15-node wedge elements โดยหลักพื้นฐานซอฟต์แวร์จะสร้างโครงข่ายรูปสามเหลี่ยมแบบหยาบก่อน ซึ่งสามารถปรับความละเอียดโครงข่ายได้ การสร้างโครงข่ายมีผลต่อความแม่นยำต่อผลเฉลยที่ได้จากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์อย่างมีนัยสำคัญ

เงื่อนไขของน้ำ

ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D โดยทั่วไปแล้ว เมื่อพิจารณาวิเคราะห์การเสถียรภาพ ซึ่งต้องหาค่าความถูกต้องของแรงประสิทธิผล และเป็นสิ่งสำคัญ เส้นของระดับน้ำใต้ดิน (phreatic line) จะถูกใช้ในการคำนวณแรงดันน้ำในแบบจำลอง ในการวิจัยนี้กำหนดให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำมาก ทั้งในกรณีเงื่อนไขสภาพของชั้นดินเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ โดยจะไม่ให้แรงดันน้ำ (pore water pressure) มีผลต่อแบบจำลอง สำหรับการพิจารณาสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครจะพิจารณาระดับน้ำตามจริง

การกำหนดค่าเริ่มต้นของรูปร่างทางเรขาคณิตและสนามความเค้นประสิทธิผล

ซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D ดำเนินการให้แบบอัตโนมัติโดยการยกเลิกการใช้งานทั้งหมดของ load, structure object ในการกำหนดค่าเริ่มต้นของรูปร่างเรขาคณิตเพราะว่า โดยทั่วไปแล้ว object เหล่านี้จะถูกเปิดใช้งานในขั้นตอนต่อไป และยังไม่แสดงในตอนเหตุการณ์เริ่มต้น การกำหนดรูปร่างเรขาคณิตเบื้องต้นจะถูกเปิดใช้งานเพื่อยกเลิกชิ้นส่วนของรูปร่างเรขาคณิตที่ไม่ต้องการให้มีผลในตอนเหตุการณ์เริ่มต้น นอกจากนี้ยังสามารถสร้างค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต (K_0) แบบอัตโนมัติเข้าไปในแบบจำลองได้อีกด้วย ขั้นตอนการสร้างค่า K_0 สำหรับความเค้นเริ่มต้นนั้นจะไม่ได้ใช้น้ำหนักภายนอกและน้ำหนักของชิ้นส่วนที่มีอยู่มากกระทำ PLAXIS 2D ความเค้นเริ่มต้นสามารถสร้างได้ทั้ง 2 แบบคือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต (K_0) โดยเฉพาะและใช้น้ำหนักจากแรงโน้มถ่วงของโลก (gravity loading)

2) Calculation

กระบวนการคำนวณแบบพลาสติก (plastic) ได้ถูกเลือกใช้ในการคำนวณแบบ 2 มิติ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาการเสถียรภาพแบบอิลาสติก-พลาสติกของแบบจำลอง ขั้นตอนนี้น้ำหนักค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนถึงระดับสูงสุดและจะทำการยุติการคำนวณเมื่อน้ำหนักวิกฤติ ได้ไปถึงจุดวิกฤติแล้ว

กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) หรือ safety factor ใน PLAXIS 2D มีหลักการที่เรียกว่า หลักการลดทอนกำลังถูกนำเสนอโดย Brinkgreve and Bakker (1991) เป็นเครื่องมือที่อยู่ใน PLAXIS สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างได้โดยตรงจากวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

3) Out Put

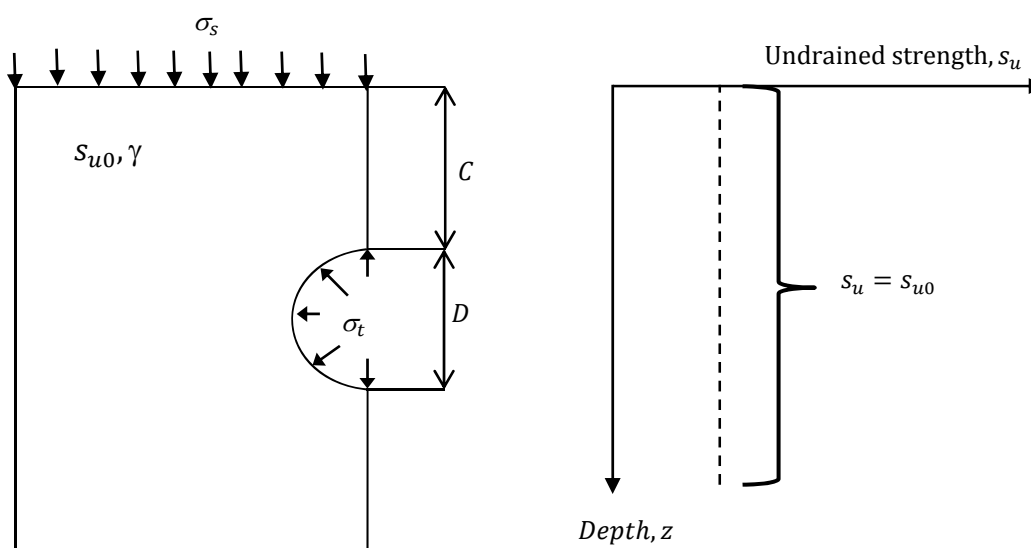
ผลลัพธ์ที่ต้องการจากการซอฟต์แวร์ PLAXIS 2D คือค่าอัตราส่วนความปลอดภัย เพื่อที่จะนำค่านี้ไปพัฒนากราฟช่วยออกแบบต่อไป และรูปแบบการวิบัติเพื่อนำมาประกอบการพิจารณาค่าความถูกต้องของอัตราส่วนความปลอดภัยที่เกิดขึ้น เช่น การเสียรูปของมวลดิน, ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์, ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี และความเครียดเนื่องทั้งหมดที่เพิ่มขึ้น เป็นต้น

4.2 หน้าตัดตามขวาง

พิจารณาเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์ในหน้าตัดตามขวางบนเงื่อนไขของระนาบความเครียด พิจารณาสภาพดินให้อยู่ใน 3 เงื่อนไขประกอบด้วย 1) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียวมีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดทั้งความลึก 2) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น 3) ในเงื่อนไขของสภาพเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร

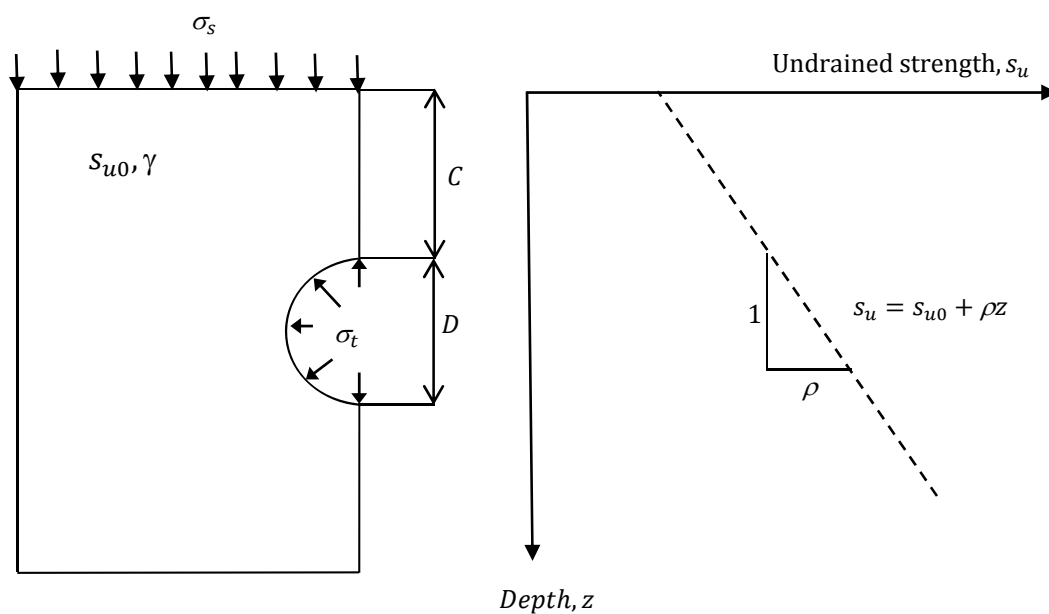
โดยทั้งหมดนี้ กำหนดให้เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) ระยะจากผิวดินถึงคาตอุโมงค์ (C) หน่วยน้ำหนักดินแบบคงที่ (γ) โดยที่น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน (σ_s) และ แรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมำเสมอ (σ_t) ทำการศึกษาตั้งแต่กรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$

4.2.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นแบบเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์



ภาพที่ 4.1 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดความลึก

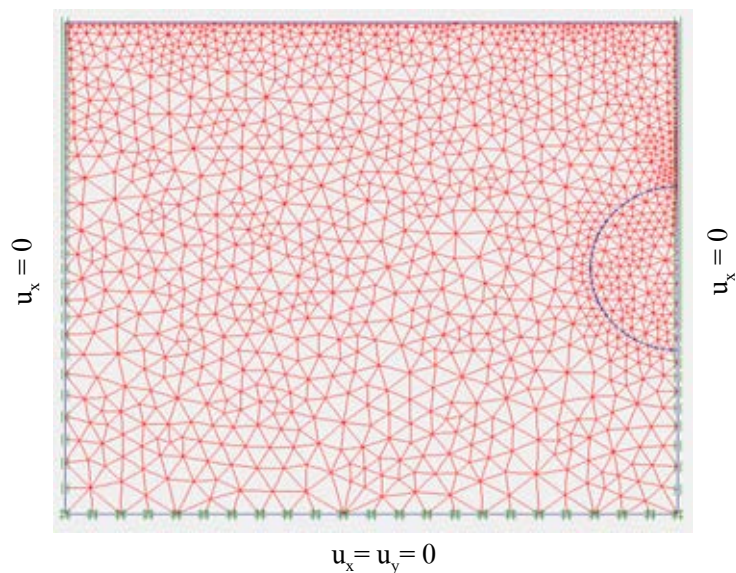
พิจารณาวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวางไม่มีคาต่ออุโมงค์มารับ ทั้งเงื่อนไขสภาพดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ ดังแสดงในภาพที่ 4.1-4.2 ตามลำดับ และนำผลเฉลยที่ได้ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่น ๆ ในการตรวจสอบความถูกต้องต่อไป



ภาพที่ 4.2 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามขวางและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น

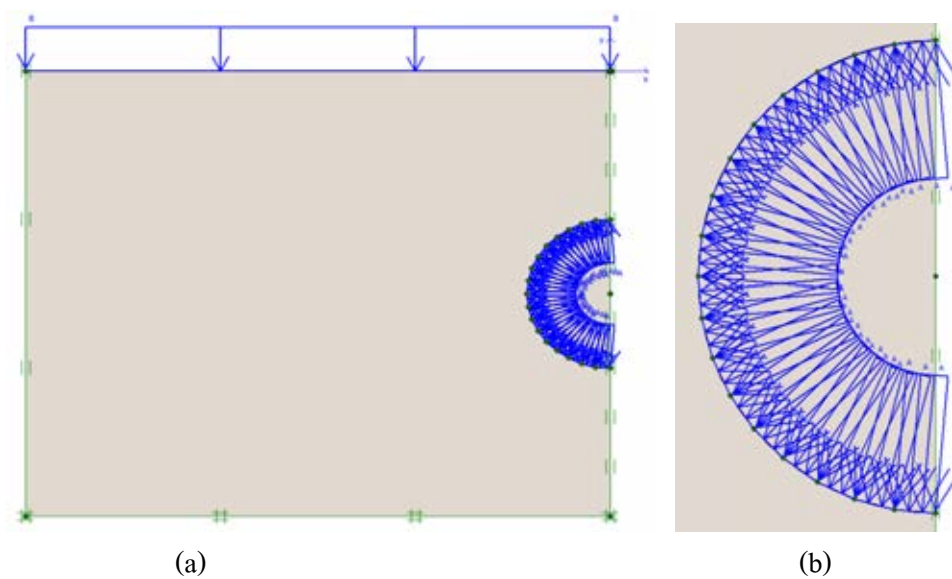
สำหรับเงื่อนไขขอบและการให้น้ำหนักจะพิจารณาดังนี้

1) เงื่อนไขขอบพิจารณาตามภาพที่ 4.3



ภาพที่ 4.3 เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

2) เงื่อนไขการให้แรงพิจารณาตามภาพที่ 4.4 โดยภาพที่ 4.4(a) แสดงถึงเงื่อนไขของการให้แรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดที่จากปัญหานี้ ภาพที่ 4.4(b) แสดงถึงลักษณะของแรงดันบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์แบบสมมาตรในลักษณะของหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 4.4 เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

พิจารณาใช้แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์ในการวิเคราะห์ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำให้คงที่ ตลอดความลึก และได้ทำการสรุปค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ในเงื่อนไขสภาพชั้นดิน เอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ไว้ดังตารางที่ 4.1-4.2 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินเหนียวแบบเป็นเอกพันธ์

Parameter	Name	Value	Unit
Material model	Mohr-Coulomb	-	-
Material type	Undrained-Effective	-	-
Unit weight	γ	16	kN/m ³
Young's modulus	E_u	$300s_u$	kPa
Poisson's ratio	ν	0.35	-
Cohesion	$c=s_{u0}$	100	kPa
Friction angle	ϕ	0	deg.
Dilation angle	ψ	0	deg.
Initial stress	K_0 -condition	1	-

ตารางที่ 4.2 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินเหนียวแบบไม่เป็นเอกพันธ์

Parameter	Name	Value	Unit
Material model	Mohr-Coulomb	-	-
Material type	Undrained-Effective	-	-
Unit weight	γ	16	kN/m ³
Young's modulus	E_u	$300s_u$	kPa
Poisson's ratio	ν	0.35	-
Cohesion	$c=s_{0u}$	100	kPa
$C_{\text{increment}}$	$c = \rho_{\text{inc}} \rho_i$	5-20	kPa
$E_{\text{increment}}$	$E = 300(\rho_{\text{inc}} \rho_i)$	1,500-6,000	kPa
Friction angle	ϕ	0	deg.
Dilation angle	ψ	0	deg.
Initial stress	K_0 -condition	1	-

ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรด้านหน้าของอุโมงค์ในหน้าตัดตามขวาง โดยใช้ PLAXIS 2D ได้พิจารณาจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างซึ่งเป็นเครื่องมือที่มีอยู่ใน ซอฟต์แวร์อยู่แล้ว โดยได้แบ่งขั้นตอนของการคำนวณดังนี้

สำหรับกรณีนี้

น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดินเท่ากับศูนย์และแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมำเสมอนั้นเพิ่มขึ้น ($\sigma_r=0$, $\sigma_t=\text{increase}$)

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบ (equilibrium staged) โดยยังไม่มีการขุดเจาะอุโมงค์

ขั้นตอนที่2: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์

ขั้นตอนที่3: จำลองพฤติกรรมของแรงดันภายในอุโมงค์โดยให้กระทำอยู่บริเวณด้านของอุโมงค์แบบสมำเสมอ

ขั้นตอนที่4: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS

สำหรับกรณีที่

น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดินนั้นเพิ่มขึ้นและแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสม่ำเสมอเท่ากับศูนย์ ($\sigma_s = \text{increase}$, $\sigma_r = 0$)

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบ โดยยังไม่มีแรงเฉือนอุโมงค์

ขั้นตอนที่2: จำลองพฤติกรรมของน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน

ขั้นตอนที่3: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์

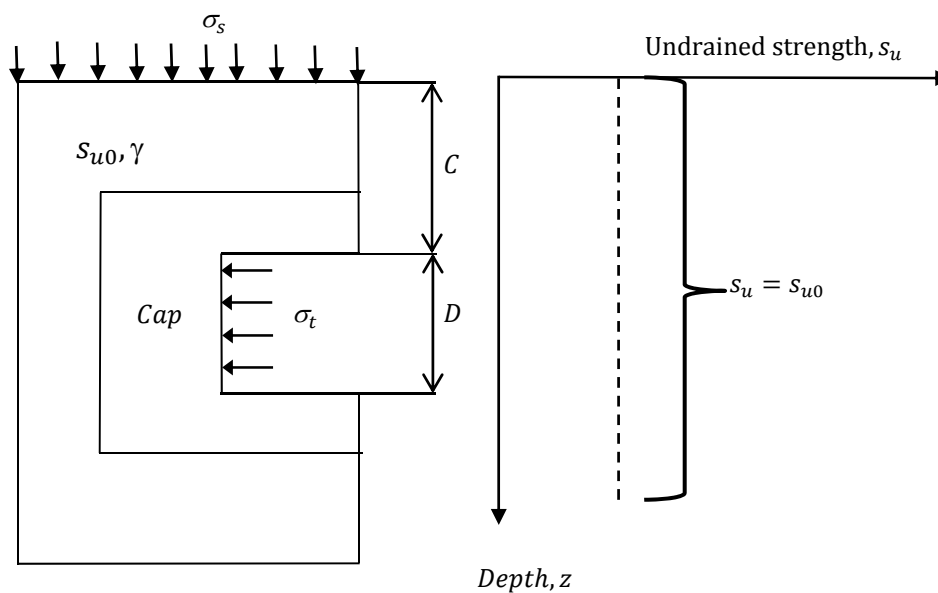
ขั้นตอนที่4: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS

โดยจะทำการวิเคราะห์หาอัตราส่วนปลอดภัยไปจนกระทั่งถึง $FS(\gamma D/s_{u0})=0.5$ ในทุกกรณี กล่าวคือ ตั้งแต่ $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ และสำหรับกรณีที่เงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์จะทำการวิเคราะห์ $\rho D/s_{u0}=0.25$ ถึง $\rho D/s_{u0}=1.00$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25

4.3 หน้าตัดตามยาว

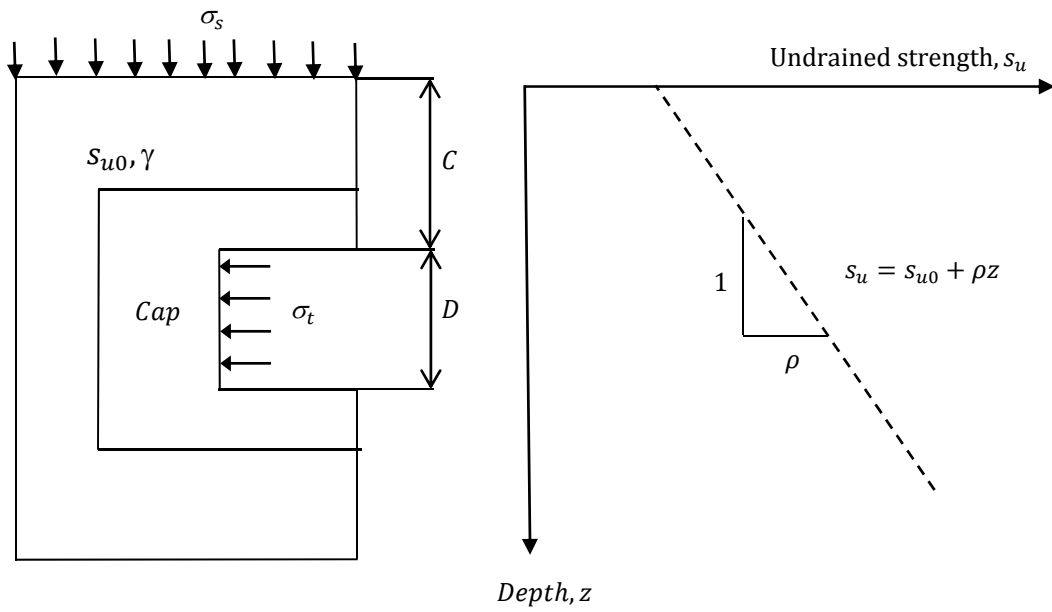
พิจารณาเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์ในหน้าตัดตามยาว บนเงื่อนไขของระนาบความเครียด พิจารณาสภาพดินให้อยู่ใน 3 เงื่อนไขประกอบด้วย 1) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดทั้งความลึก 2) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น 3) ในเงื่อนไขของสภาพเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร และใช้พารามิเตอร์ต่าง ๆ เช่นเดียวกับหน้าตัดตามขวาง ทำการศึกษาตั้งแต่กรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$

4.3.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นแบบเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์



ภาพที่ 4.5 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดความลึก

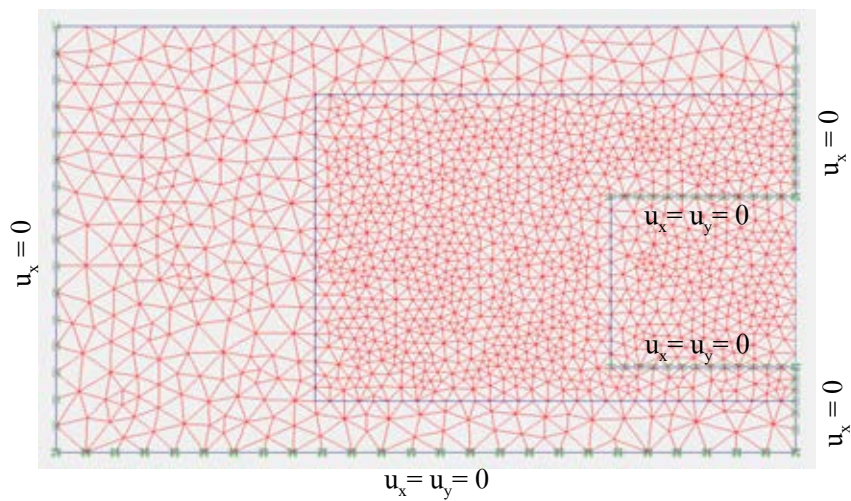
เช่นเดียวกับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวางจะไม่พิจารณาให้มีความคงตัวของดินรับ ทั้งเงื่อนไขสภาพดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ ดังแสดงในภาพที่ 4.5-4.6 ตามลำดับ นำผลเฉลยที่ได้ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่น ๆ ในการตรวจสอบความถูกต้องต่อไป



ภาพที่ 4.6 รูปเรขาคณิตแบบหน้าตัดตามยาวและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น

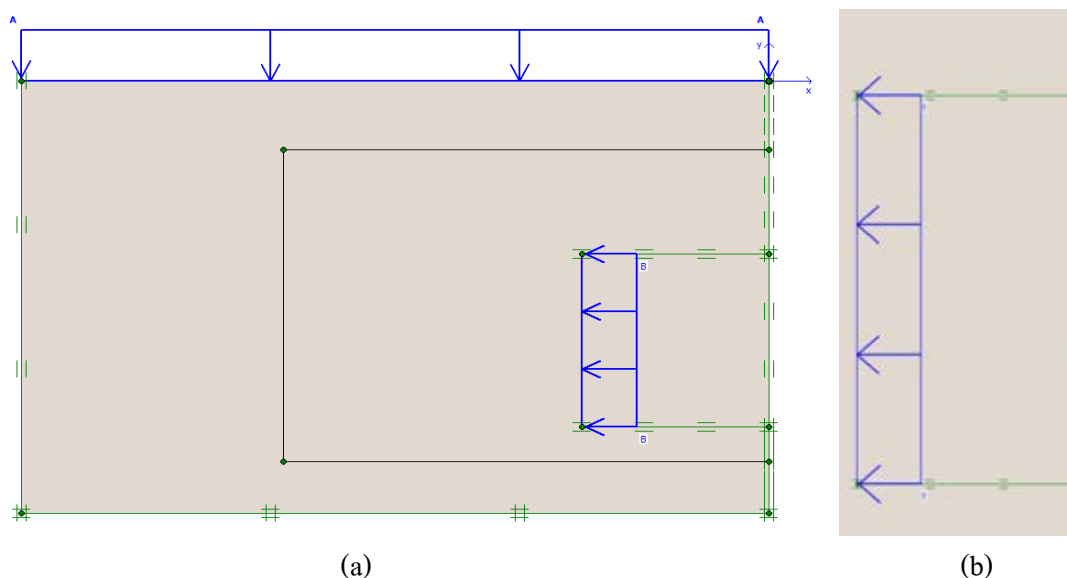
สำหรับเงื่อนไขขอบและการให้นำหน้าจะพิจารณาดังนี้

- 3) เงื่อนไขขอบพิจารณาตามภาพที่ 4.7



ภาพที่ 4.7 เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว

- 4) เงื่อนไขการให้แรงพิจารณาตามภาพที่ 4.8 โดยภาพที่ 4.8(a) แสดงถึงเงื่อนไขของการให้แรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดที่จากปัญหานี้ ภาพที่ 4.8(b) แสดงถึงลักษณะของแรงดันบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์แบบสมมาตรในลักษณะของหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 4.8 เงื่อนไขการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว

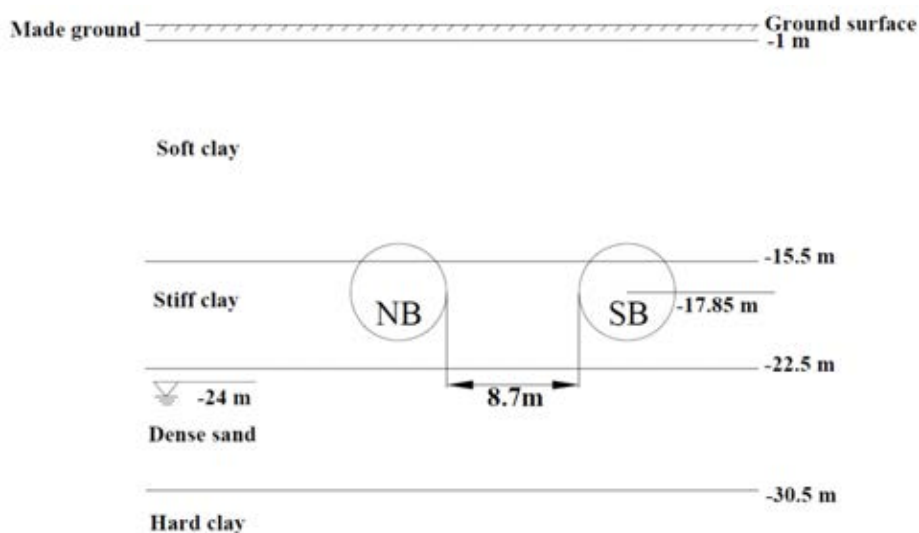
พิจารณาใช้แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์ในการวิเคราะห์ และค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ เหมือนกับที่ใช้ในการวิเคราะห์ในเงื่อนไขสภาพชั้นดินเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ดังตารางที่ 4.1-4.2 ตามลำดับ

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรด้านหน้าของอุโมงค์ในหน้าตัดตามยาว โดยใช้ PLAXIS 2D ได้พิจารณาจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างซึ่งเหมือนกับหน้าตัดตามขวาง

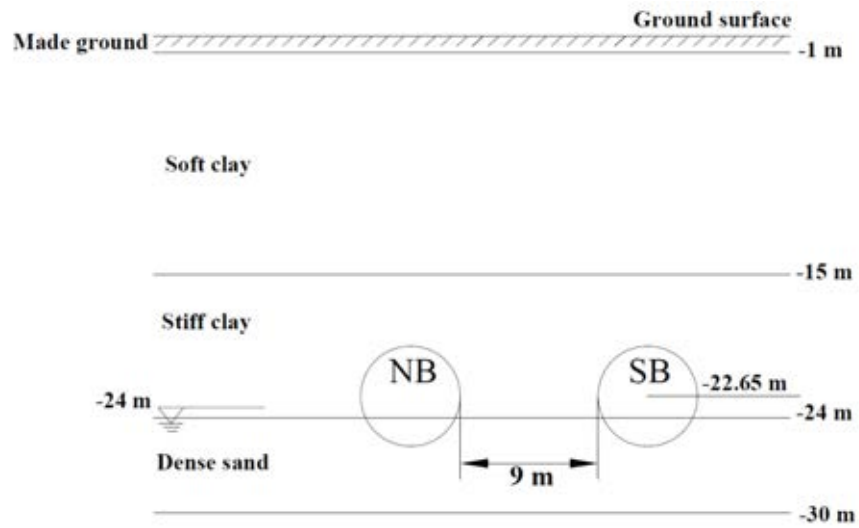
พิจารณาวิเคราะห์หาอัตราส่วนปลอดภัยไปจนกระทั่งถึง $FS(\gamma D/s_{u0})=0.5$ ในทุกกรณี กล่าวคือตั้งแต่ $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ และสำหรับกรณีที่เงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์จะทำการวิเคราะห์ $pD/s_{u0}=0.25$ ถึง $pD/s_{u0}=1.00$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 ซึ่งหลักการวิเคราะห์หาอัตราส่วนปลอดภัยนี้มีเหมือนกับหน้าตัดตามขวางทุกประการ

4.3 กรณีเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร

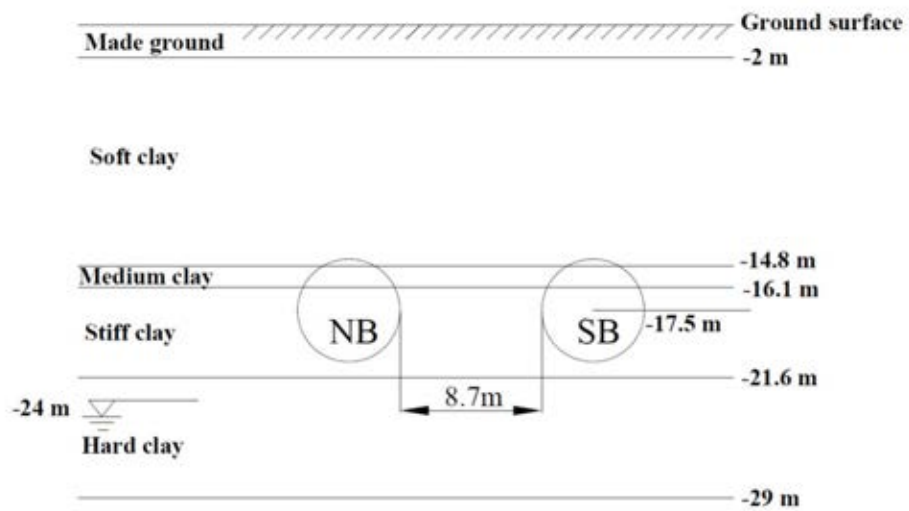
การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์ของหน้าตัดตามขวางและตามยาว พิจารณาให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร ของโครงการรถไฟฟ้าฟ้ามหานคร (MRTA) ตามงานวิจัยของ Chanaton Surarak (2010) โดยได้ศึกษาทั้งหมด 4 เงื่อนไขของสภาพชั้นดินต่าง ๆ ตามแสดงดังภาพที่ 4.9-4.12 ซึ่งมีลักษณะเป็นอุโมงค์คู่ขนาน โดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางถึงดาอุโมงค์ภายนอกเท่า 6.3 เมตร ผู้วิจัยมีความประสงค์ต้องการวิเคราะห์เสถียรภาพในอุโมงค์เดี่ยวเพื่อให้สอดคล้องกับงานวิจัยทั้งกรณีเงื่อนไขของสภาพดินเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ตามลำดับ และสำหรับน้ำหนักบรรทุกบนผิวดินรวมกับน้ำหนักจรจร (surcharge load + traffic load) กำหนดให้คงที่ตลอดทุกหน้าตัดเท่ากับ 23 kPa ตามงานวิจัยของ ชลธิชา บุญต้ง (2544)



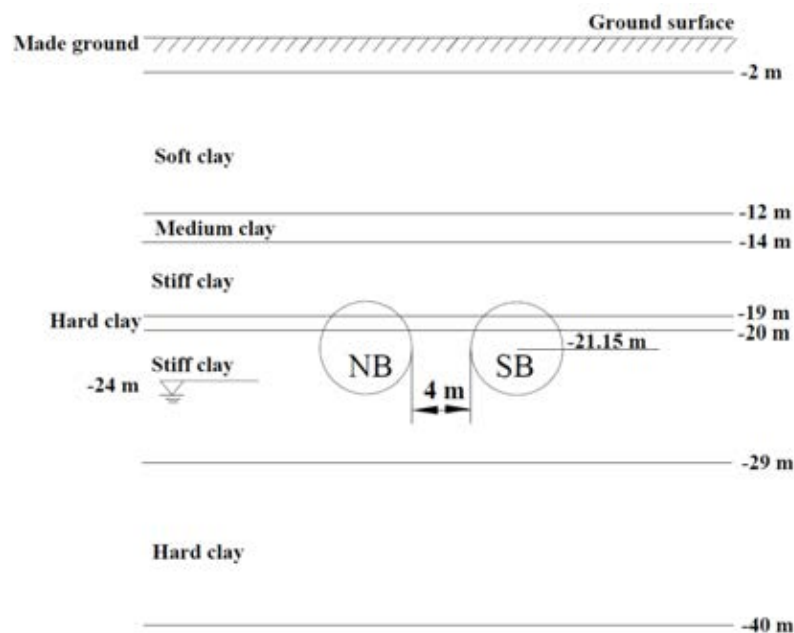
ภาพที่ 4.9 หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึง ลาดพร้าว)



ภาพที่ 4.10 หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึงประชา
ราษฎร์บำเพ็ญ)



ภาพที่ 4.11 หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึงพระราม 9)



ภาพที่ 4.12 หน้าตัดของดินสำหรับหน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึงเพชรบุรี)

พิจารณาใช้แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์ ในการวิเคราะห์เพื่อให้สอดคล้องกับงานวิจัยทั้งกรณีที่มีเงื่อนไขของสภาพดินเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ตามลำดับและเป็นของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร (MRTA) ตามงานวิจัยของ Chanton Surarak (2010) โดยสรุปค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานครไว้ดังตารางที่ 4.3-4.4

ตารางที่ 4.3 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในแบบจำลองดินมอร์-คูลอมบี้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานคร

Soil type	γ (kN/m ³)	ϕ' degrees	c' (kPa)	s_u (kPa)	E_u/s_u	E_u (kPa)	E' (kPa)	v'	analysis type
MG	18	25	1	-	-	-	10,800	0.30	D
BSC	16.5	-	-	30	500	15,000	13,333	0.35	UD
MC	17.5	-	-	55	500	27,500	24,444	0.35	UD
FSC	19.5	-	-	80	500	40,000	35,556	0.35	UD
SSC	20	-	-	120	600	72,000	64,000	0.35	UD
HC	20	-	-	170	600	102,000	90,667	0.35	UD
DS	20	27	1	-	-	-	110,000	0.30	D

*Remark: MG=made ground, BSC=bangkok soft clay, MC=medium clay, FSC=first stiff clay, SSC=second stiff clay, HC=hard clay, DS=dense sand, D=drained effective stress analysis, UD= Undrained total stress analysis

ตารางที่ 4.4 ค่าพารามิเตอร์แรงต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดินกรุงเทพมหานคร

Section	Face pressure (σ_f) kPa	surcharge load +traffic load (σ_s) kPa
26-001	130-180	23
23-001	40-80	
CS-8	150-200	
7C	50-150	

พิจารณาพฤติกรรมของสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร ให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น เพื่อให้สอดคล้องกับผลเฉลยเชิงตัวเลข โดยมีตัวอย่างการคำนวณดังนี้

$$s_{u_{aver}} = \frac{(4.2 \times 1) + (30 \times 14) + (80 \times 9) + (220.88 \times 1.8)}{1 + 14 + 9 + 1.8} \cong 59.76 \text{ kPa}$$

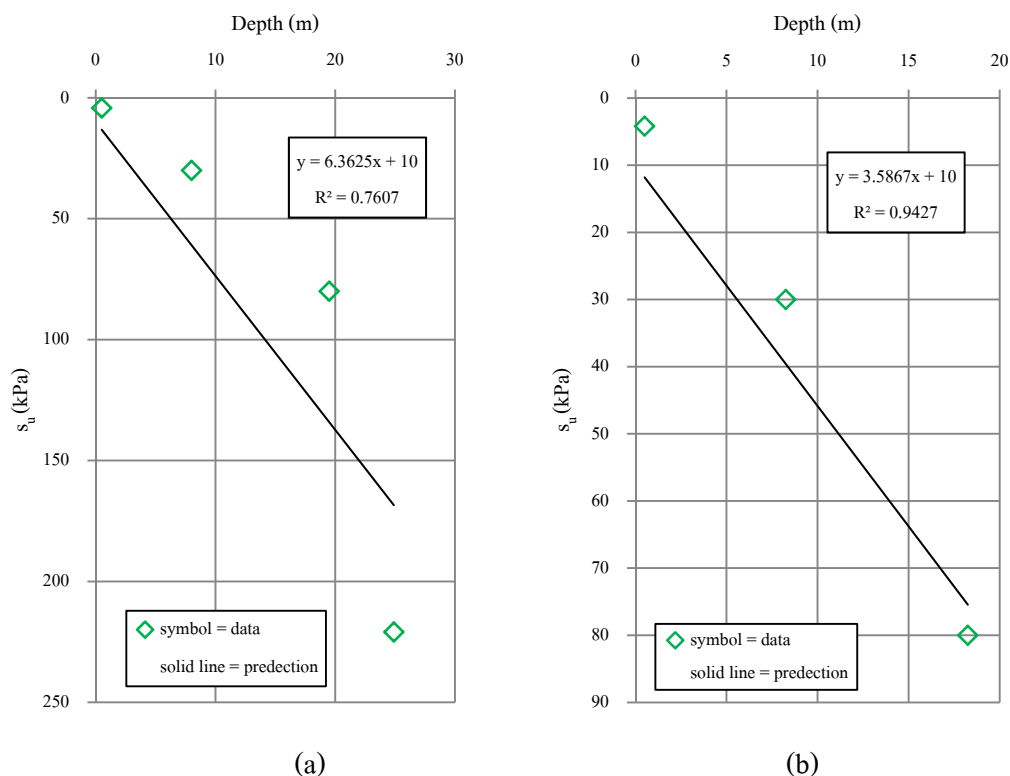
$$\gamma_{aver} = \frac{(1.8 \times 1) + (16.5 \times 14) + (19.5 \times 9) + (10 \times 1.8)}{1 + 14 + 9 + 1.8} \cong 17.15 \text{ kN/m}^3$$

$$E' = \frac{(10,800 \times 1) + (13,333 \times 14) + (35,556 \times 9) + (110,000 \times 1.8)}{1 + 14 + 9 + 1.8} \cong 27,731 \text{ kPa}$$

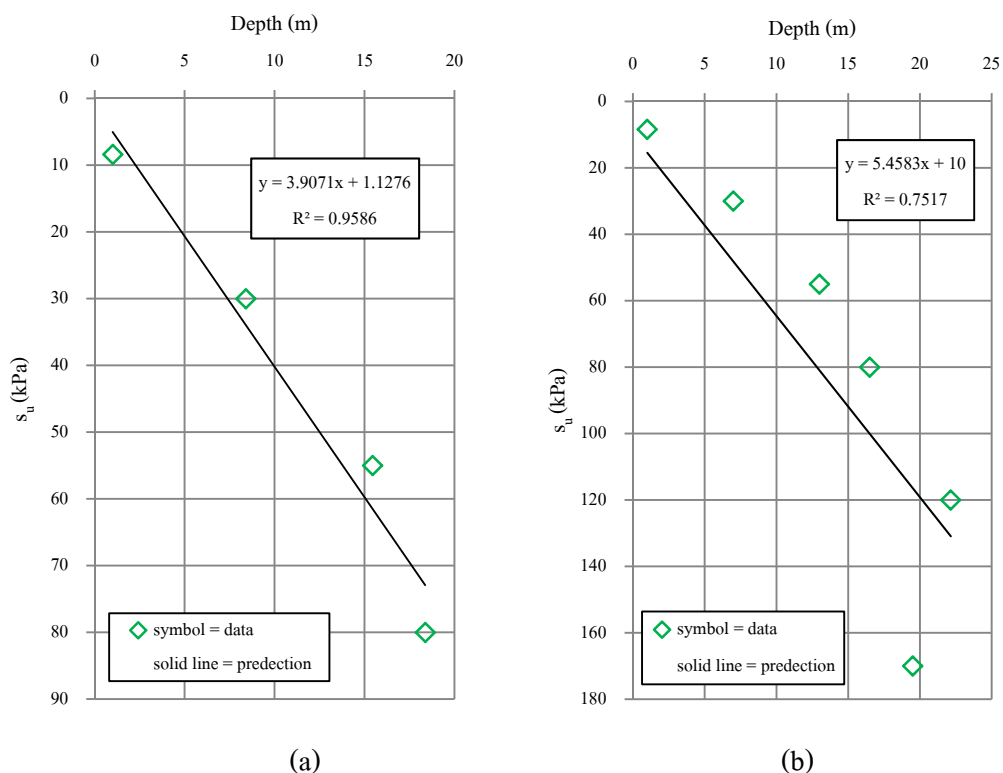
ตารางที่ 4.5 การปรับค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีชั้นดิน กรุงเทพมหานคร เพื่อให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์

Section	$s_{u \text{ aver}}$ (kPa)	γ_{aver} (kN/m ³)	E'_{aver} (kPa)	s_{u0} (kPa)	ρ (kN/m ³)
23-001	59.76	17.15	27,731	10.00	6.86
26-001	41.87	17.36	19,033	10.00	3.59
CS-8	40.50	17.37	18,684	1.13	3.91
7C	62.25	17.96	29,970	10.00	5.46

*Remark: For case sand layer $s_{u \text{ mid layer}} = \sigma'_{vo} (\tan \phi)$



ภาพที่ 4.13 การเปลี่ยนแปลงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น สำหรับหน้าตัด 23-001 และหน้าตัด 26-001 ตามลำดับ



ภาพที่ 4.14 การเปลี่ยนแปลงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นสำหรับหน้าตัด CS-8 และหน้าตัด 7C ตามลำดับ

สำหรับเงื่อนไขของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้นไม่สามารถกำหนดค่าให้หาค่าผลเฉลยเชิงตัวเลขได้ จึงต้องมีการปรับให้เหมาะสม กล่าวคือ หน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึง ลาดพร้าว) 2) หน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึง ประชาราษฎร์บำเพ็ญ) 4) และ หน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึง เพชรบุรี) มีค่า $s_{u0}=0$ ไม่สามารถหาค่าได้เมื่อให้อยู่ในรูปของ $\rho D/s_{u0}$ ต้องปรับให้ค่า s_{u0} ตัดกันที่แกน x ที่ 10 เพื่อให้ได้ค่า $\rho D/s_{u0}$ นำไปใช้ในการคำนวณ สำหรับหน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึง พระราม 9) มีค่า $\rho D/s_{u0}$ เท่ากับ 21.83 สามารถนำไปวิเคราะห์หาผลเฉลยเชิงตัวเลขได้ ดังแสดงตามภาพที่ 4.13-4.14

พิจารณาจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างของเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร จะมีขั้นตอนที่แตกต่างกันเล็กน้อยดังนี้

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบโดยยังไม่มีกรขุดเจาะอุโมงค์

ขั้นตอนที่2: จำลองพฤติกรรมของน้ำหนักบรรทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน

ขั้นตอนที่3: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์

ขั้นตอนที่4: จำลองพฤติกรรมของแรงดันภายในอุโมงค์โดยให้กระทำอยู่บริเวณด้านของอุโมงค์แบบสม่ำเสมอ

ขั้นตอนที่5: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS

วิเคราะห์หาอัตราส่วนปลอดภัยไป ทั้ง 4 หน้าตัด กล่าวคือ 1) หน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึงลาดพร้าว) 2) หน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึงประชาราษฎร์บำเพ็ญ) 3) หน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึงพระราม 9) และ 4) หน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึงเพชรบุรี)

บทที่ 5

การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ

5.1 บทนำ

เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องมีการศึกษาเพิ่มเติม การวิเคราะห์ที่ถูกต้องสมบูรณ์ต้องใช้กระบวนการวิเคราะห์ในระบบ 3 มิติ เนื่องจากวิธีการดังกล่าวใช้เวลาในการคำนวณค่อนข้างมาก ประกอบกับมีขั้นตอนยุ่งยาก สลับซับซ้อนเป็นอย่างยิ่ง มีงานวิจัยน้อยมาก ๆ ที่ให้คำตอบเชิงตัวเลขแบบ 3 มิติ สำหรับเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ เช่น Davis et al. (1980), Klar et al. (2006) และ Sloan (2013) รูปแบบการวิบัติแบบ 3 มิติ ซึ่งมีความสำคัญอย่างมากในการวิเคราะห์เพื่อหาคำตอบของค่าขอบบนถูกนำเสนอโดย Mollon et al. (2011) และเนื่องจากจากการวิเคราะห์วิธีการดังกล่าว ใช้เวลานาน มีขั้นตอนยุ่งยาก สลับซับซ้อน เป็นอย่างยิ่ง จึงทำให้ส่วนใหญ่ มักจะใช้การวิเคราะห์ เพียงแบบ 2 มิติ เท่านั้น ผู้วิจัยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการศึกษา โดยวิเคราะห์ในปัญหาบนระบบ 3 มิติ เลือกใช้ PLAXIS 3D TUNNEL เป็นซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อวิเคราะห์อุโมงค์โดยเฉพาะ และเป็นซอฟต์แวร์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่นิยมใช้มากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค สำหรับการวิเคราะห์ในเรื่องนี้ ไซสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครใช้ PLAXIS 3D

1) Input

รูปร่างภาคตัดของแบบจำลองแบบ 3 มิติ

เนื่องจากการสร้างแบบจำลองแบบ 3 มิติ นั้นค่อนข้างจะมีขั้นตอนยุ่งยาก โดยเริ่มจากการสร้างในรูปแบบ 3 มิติ โดยการป้อนค่าเป็นจุดและเป็นเส้นสำหรับคาดอุโมงค์ในแบบจำลอง 3 มิติ ใช้เครื่องมือที่มีอยู่สร้างขึ้นมา ส่วนรูปร่างภาคตัดของแบบจำลองของดินใช้การเขียนเส้นเป็นหลัก

แบบจำลองดินแบบไม่ระบายน้ำ

การวิเคราะห์ในแบบ 3 มิติ พิจารณาใช้ตามแนวทางการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ตามคำแนะนำของบุญชัย อุกฤษฏชน (2550)

สำหรับค่าคุณสมบัติของวัสดุของคาดอุโมงค์จะเป็นแบบ beam โดยประกอบด้วย ค่าความแข็งของวัสดุ (EA) และความแข็งแรงของวัสดุต่อแรงคด (EI) โดยให้ค่าอัตราส่วนปัวส์ซอง เท่ากับ 0.15 จากค่าพารามิเตอร์ของ EA และ EI สามารถหาความหนา (d_{eq}) ของคาดอุโมงค์ ได้จากสมการที่ 5.1

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (5.1)$$

เงื่อนไขขอบเขตและน้ำหนัก

เครื่องมือแบบ standard fixity ถูกใช้ในการจำลองในการสร้างขอบเขต ซึ่งสามารถส่งผลไปยังแกน 3 มิติ ได้ กล่าวคือ สามารถกำหนดการเคลื่อนที่ให้อยู่ในระนาบ 3 มิติ ได้ ซึ่งเงื่อนไขขอบเขตทั้งหลายได้ถูกสร้างไว้ดังนี้

- 1) รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวตั้ง ในแนวแกน x จะเท่ากับค่าต่ำสุด หรือ สูงสุด ในแนวแกน x ในแบบจำลองได้จากการยึดแนวราบให้อยู่กับที่ $u_x = 0$
- 2) รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวราบ ในแนวแกน y จะเท่ากับค่าในแนวแกน y ในแบบจำลองซึ่งได้จากการยึดติดแน่นทั้งหมดอยู่ที่ในระบบ 2 มิติ $u_x = u_y = 0$
- 3) รูปร่างทางเรขาคณิตแบบเส้นในแนวแกน 3 มิติ ในแนวแกน z จะเท่ากับค่าในแนวแกน z ในแบบจำลองซึ่งได้จากการยึดติดแน่นทั้งหมดอยู่ที่ในระบบ 3 มิติ $u_x = u_y = u_z = 0$
- 4) คาตอโมงค์ที่มีค่าคุณสมบัติแบบ beam ที่ต่อกับขอบเขตของแบบจำลองนั้นได้จากการยึดทิศทางในการหมุน (rotation) ให้อยู่กับที่บนจุด ที่อยู่บนขอบเขต $\phi_z = 0$

สำหรับน้ำหนักที่กระทำอยู่บนพื้นผิวของแบบจำลองจะเหมือนกับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ แต่จะเน้นขยายขอบเขตไปยังแนวแกนของ 3 มิติ

การสร้างโครงข่าย

ไฟไนต์อีลิเมนต์เมช เมื่อได้ให้การนิยามของรูปแบบทั้งหมดในระบบ 2 มิติ พิจารณาสร้างแบบจำลองหน้าตามขวางก่อน หลังจากนั้นก็จะเริ่มสร้างโครงข่ายแบบ 3 มิติ (3D mesh) โดยการต่อขยายออกไปตรงส่วนมุมที่ในของชิ้นส่วน ของรูปสามเหลี่ยมแบบ 2 มิติ ซึ่งจะตรงกับจุดที่ขยายออกไปในแนวระนาบแกน z โครงข่ายแบบ 3 มิติ (3D mesh) ใช้การสร้างชิ้นส่วน แบบ 15-node wedge elements และ 10-node tetrahedral สำหรับ PLAXIS 3D TUNNEL และ PLAXIS 3D ตามลำดับ

เงื่อนไขของน้ำ

ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D TUNNEL เมื่อพิจารณาการวิเคราะห์การเสถียรภาพ ซึ่งต้องการหาค่าความถูกต้องของแรงประสิทธิผล และเป็นสิ่งที่สำคัญ เส้นของระดับน้ำใต้ดิน จะถูกใช้ในการคำนวณแรงดันน้ำในแบบจำลอง ในการวิจัยครั้งนี้กำหนดให้ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำมาก พร้อมทั้งทำการนิยามให้อิทธิพลภายในคาอคูโมงค์มีสภาวะแห้ง ทั้งในกรณีเงื่อนไขสภาพของชั้นดินเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ โดยไม่ให้แรงดันน้ำมีผลต่อแบบจำลอง สำหรับการพิจารณาสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครจะพิจารณาระดับน้ำตามจริงแต่ยังคงให้อิทธิพลภายในคาอคูโมงค์มีสภาวะแห้งอยู่เช่นเดิม

การกำหนดค่าเริ่มต้นของรูปร่างทางเรขาคณิตและสนามความเค้นประสิทธิผล

ซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D TUNNEL จะดำเนินการให้แบบอัตโนมัติ เช่นเดียวกับ PLAXIS 2D โดยที่ ความเค้นเริ่มต้นสามารถสร้างได้ทั้ง 2 แบบคือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต โดยเฉพาะและใช้น้ำหนักจากแรงโน้มถ่วงของโลก

2) Calculation

กระบวนการคำนวณแบบพลาสติกได้ถูกเลือกใช้ในการคำนวณแบบ 3 มิติ ด้วยเช่นกัน ซึ่งมีความคล้ายกับระบบคำนวณใน PLAXIS 2D กล่าวคือ PLAXIS 3D TUNNEL ใช้หลักการลดทอนกำลัง ซึ่งถูกนำเสนอโดย Brinkgreve and Bakker (1991) เป็นเครื่องมือที่อยู่ใน PLAXIS 3D TUNNEL สามารถใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างได้โดยตรงจากวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

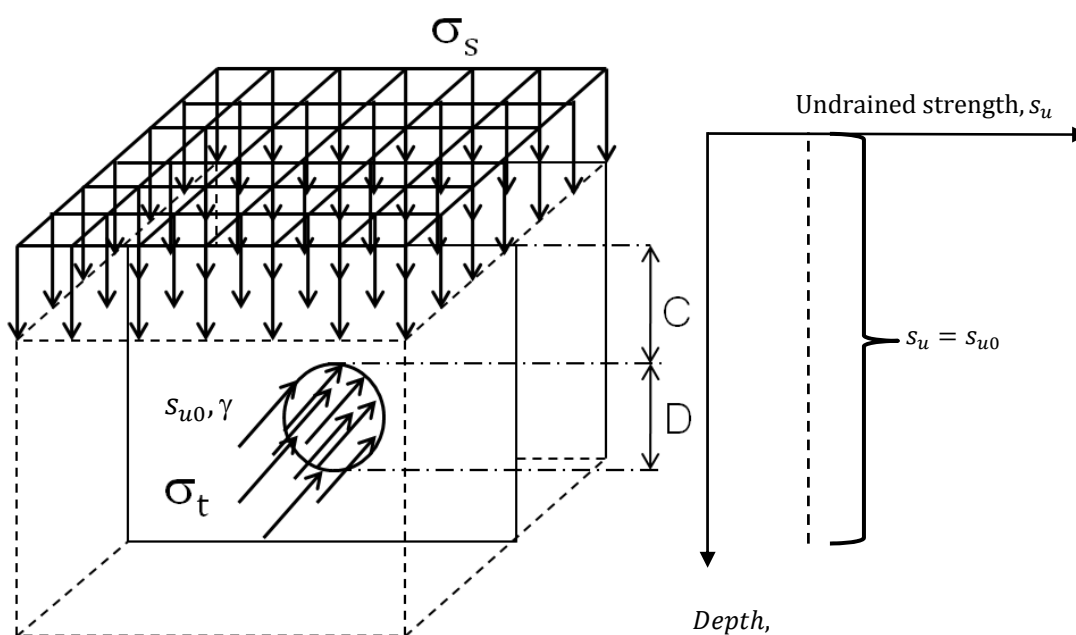
3) Out Put

ผลลัพธ์ที่ต้องการจากการซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D TUNNEL คือค่าอัตราส่วนความปลอดภัย เช่นเดียวกับการคำนวณใน 2 มิติ เพื่อที่จะนำค่านี้ไปพัฒนากาฟช่วยออกแบบต่อไป และรูปแบบการวิบัติเพื่อนำมาประกอบการพิจารณาค่าความถูกต้องของอัตราส่วนความปลอดภัยที่เกิดขึ้น เช่น การเสถียรภาพของมวลดิน, ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์, ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี และความเครียดเฉือนทั้งหมดที่เพิ่มขึ้น เป็นต้น

5.2 แบบ 3 มิติ

พิจารณาเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์ในหน้าตัดแบบ 3 มิติ และเนื่องจากปัญหา มีความสมมาตรทั้งรูปร่างและหน่วยแรงกระทำ จึงใช้การวิเคราะห์ปัญหาเพียงครึ่งเดียว โดยพิจารณาสภาพดินให้อยู่ใน 2 เงื่อนไขประกอบด้วย 1) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดทั้งความลึก 2) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความ ลึกแบบเชิงเส้น 3) ในเงื่อนไขของสภาพเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร และใช้พารามิเตอร์ต่าง ๆ เช่นเดียวกับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ทำการศึกษาตั้งแต่กรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$

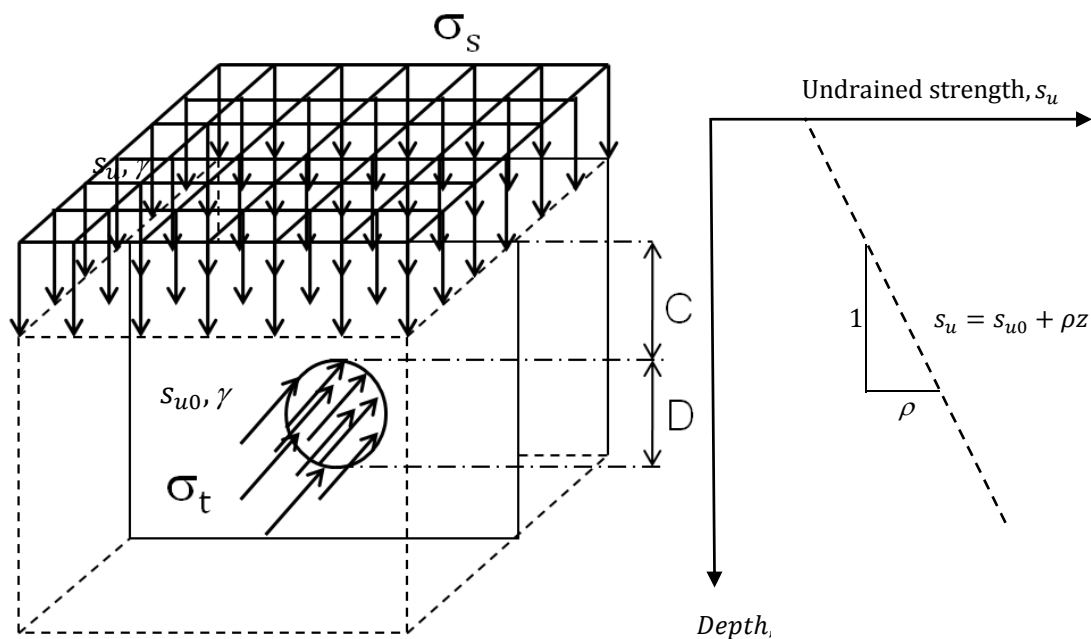
5.1.1 กรณีชั้นดินเหนียวเป็นแบบเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์



ภาพที่ 5.1 รูปเรขาคณิตแบบ 3 มิติและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดความลึก

พิจารณาการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบ 3 มิติ ให้คาดอุโมงค์เป็นแบบ แข็งเกร็ง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอุโมงค์ สำหรับ คุณสมบัติของผิวสัมผัสระหว่าง โครงสร้างกับดิน ($R_{interface}$) ในงานวิจัยนี้พบว่ามีผลต่อเสถียรภาพ โดยรวมน้อยและไม่มีนัยสำคัญมากนัก อันเนื่องมาจากอิทธิพลภายนอกที่ส่งผ่านเข้ามาภายในคาด-

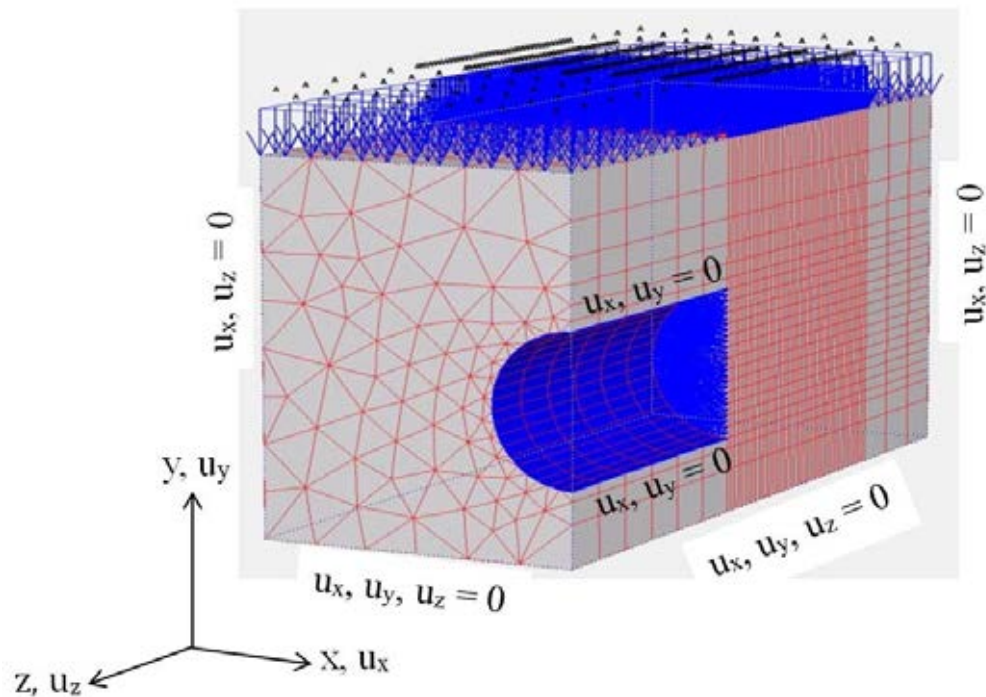
อุโมงค์อันเนื่องมาจากแรงกระทำมาสัมผัสกับโครงสร้างของอุโมงค์น้อย จึงต้องมีการศึกษาให้ละเอียดต่อไปในอนาคต พิจารณาทั้งเงื่อนไขสภาพดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ ดังแสดงในภาพที่ 5.1-5.2 ตามลำดับ เพื่อนำผลลัพธ์ที่ได้ไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยอื่น ๆ ในการตรวจสอบความถูกต้องต่อไป



ภาพที่ 5.2 รูปเรขาคณิตแบบ 3 มิติและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น

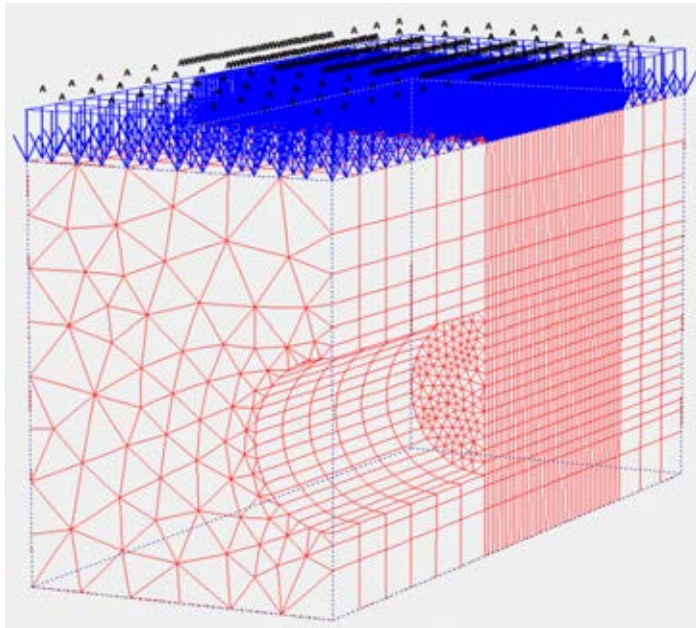
สำหรับเงื่อนไขขอบและการให้น้ำหนักจะพิจารณาดังนี้

1) เงื่อนไขขอบพิจารณาตามภาพที่ 5.3

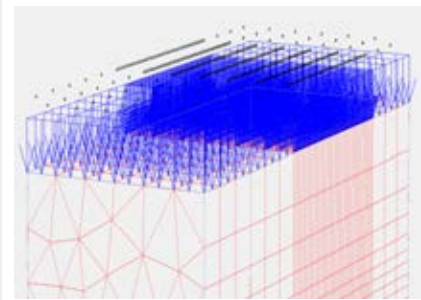


ภาพที่ 5.3 เงื่อนไขขอบที่ใช้วิเคราะห์สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

2) เงื่อนไขการให้แรงพิจารณาตามภาพที่ 5.4 โดยภาพที่ 5.4(a) แสดงถึง เงื่อนไขของการให้แรง โดยปราศจากแรงดันบริเวณด้านหน้าภายในอุโมงค์ และมีเพียงน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนผิวดินแบบสม่ำเสมอ เพื่อให้เกิดความชัดเจนของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนผิวดินจึงขยายออกให้เห็นดังภาพที่ 5.4(b) และภาพที่ 5.5 แสดงถึงลักษณะของแรงดันบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์แบบสม่ำเสมอโดยปราศจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนผิวดิน เพื่อให้เกิดความชัดเจนของลักษณะแรงดันบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์จึงขยายออกให้เห็นดังภาพที่ 5.5(b)

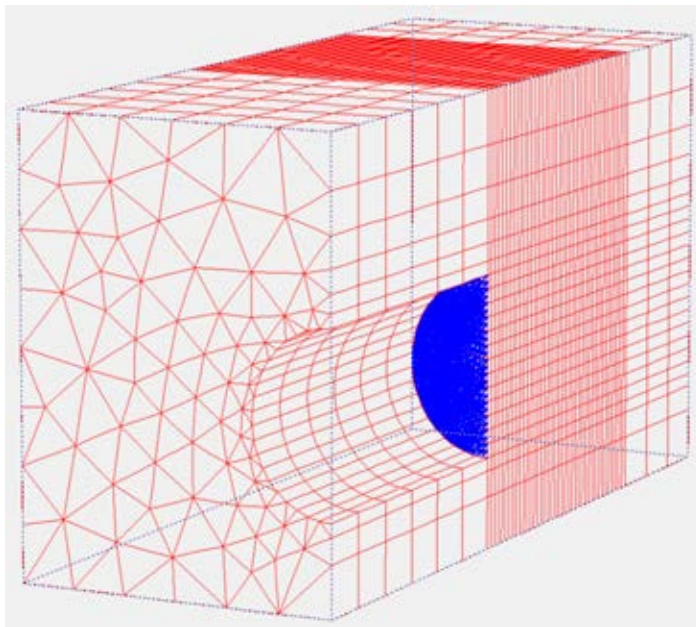


(a)

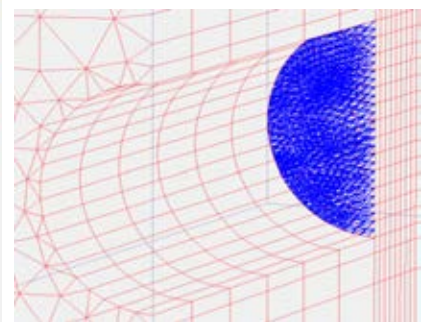


(b)

ภาพที่ 5.4 เส้นใยการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์ แบบ 3 มิติ สำหรับกรณีแรงที่กระทำบนผิวดินแต่เพียงอย่างเดียว



(a)



(b)

ภาพที่ 5.5 เส้นใยการให้แรงที่ใช้วิเคราะห์ แบบ 3 มิติ สำหรับกรณีแรงดันบริเวณด้านหน้าที่กระทำกับอุโมงค์ที่แต่เพียงอย่างเดียว

พิจารณาใช้แบบจำลองดินมอร์-คูลอมบ์ ในการวิเคราะห์ และค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ เหมือนกับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ทั้งในเงื่อนไขสภาพชั้นดินเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ดังตารางที่ 4.1-4.2 ตามลำดับ

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรด้านหน้าของอุโมงค์แบบ 3 มิติ โดยใช้ PLAXIS 3D TUNNEL สามารถพิจารณาจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างโดยได้แบ่งขั้นตอนของการคำนวณดังนี้

สำหรับกรณีที่

น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสมำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดินเท่ากับศูนย์และแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมำเสมอนั้นเพิ่มขึ้น ($\sigma_r=0$, $\sigma_t=\text{increase}$)

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบโดยยังไม่มีกรขุดเจาะอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่

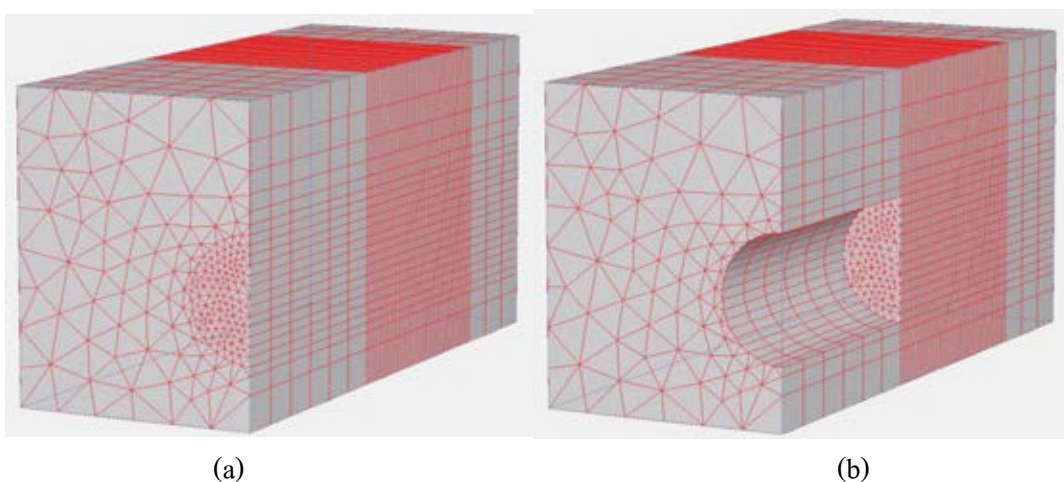
5.6(a)

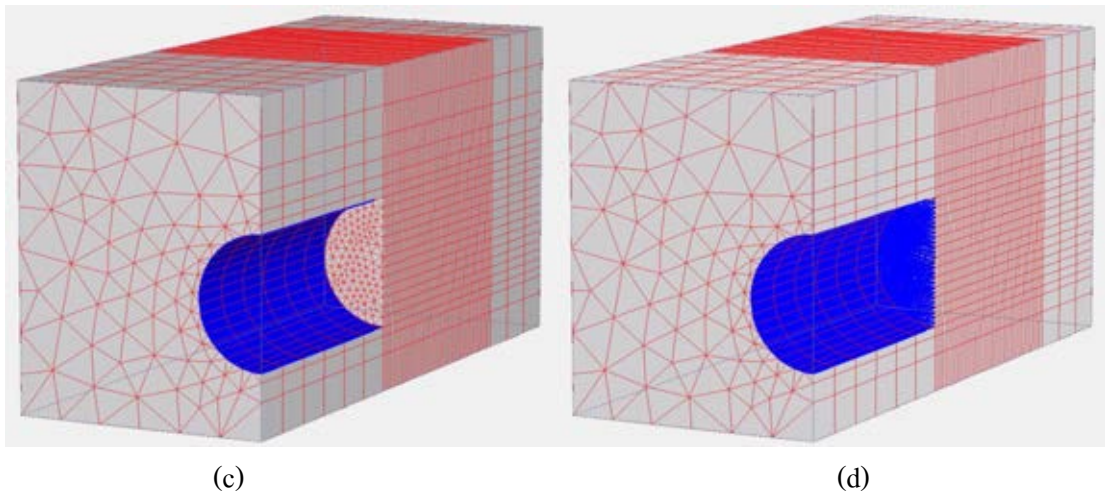
ขั้นตอนที่2: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.6(b)

ขั้นตอนที่3: ทำการติดตั้งคานอุโมงค์แบบแบบแข็งแรงแรง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.6(c)

ขั้นตอนที่4: จำลองพฤติกรรมของแรงดันภายในอุโมงค์โดยให้กระทำอยู่บริเวณด้านของอุโมงค์แบบสมำเสมอ ดังแสดงตามภาพที่ 5.6(d)

ขั้นตอนที่5: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS





ภาพที่ 5.6 ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณี ($\sigma_s=0$, $\sigma_r=\text{increase}$)

สำหรับกรณีที่

น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดินนั้นเพิ่มขึ้นและแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสม่ำเสมอเท่ากับศูนย์ ($\sigma_s = \text{increase}$, $\sigma_r=0$)

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบโดยยังไม่มีแรงดันของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.7(a)

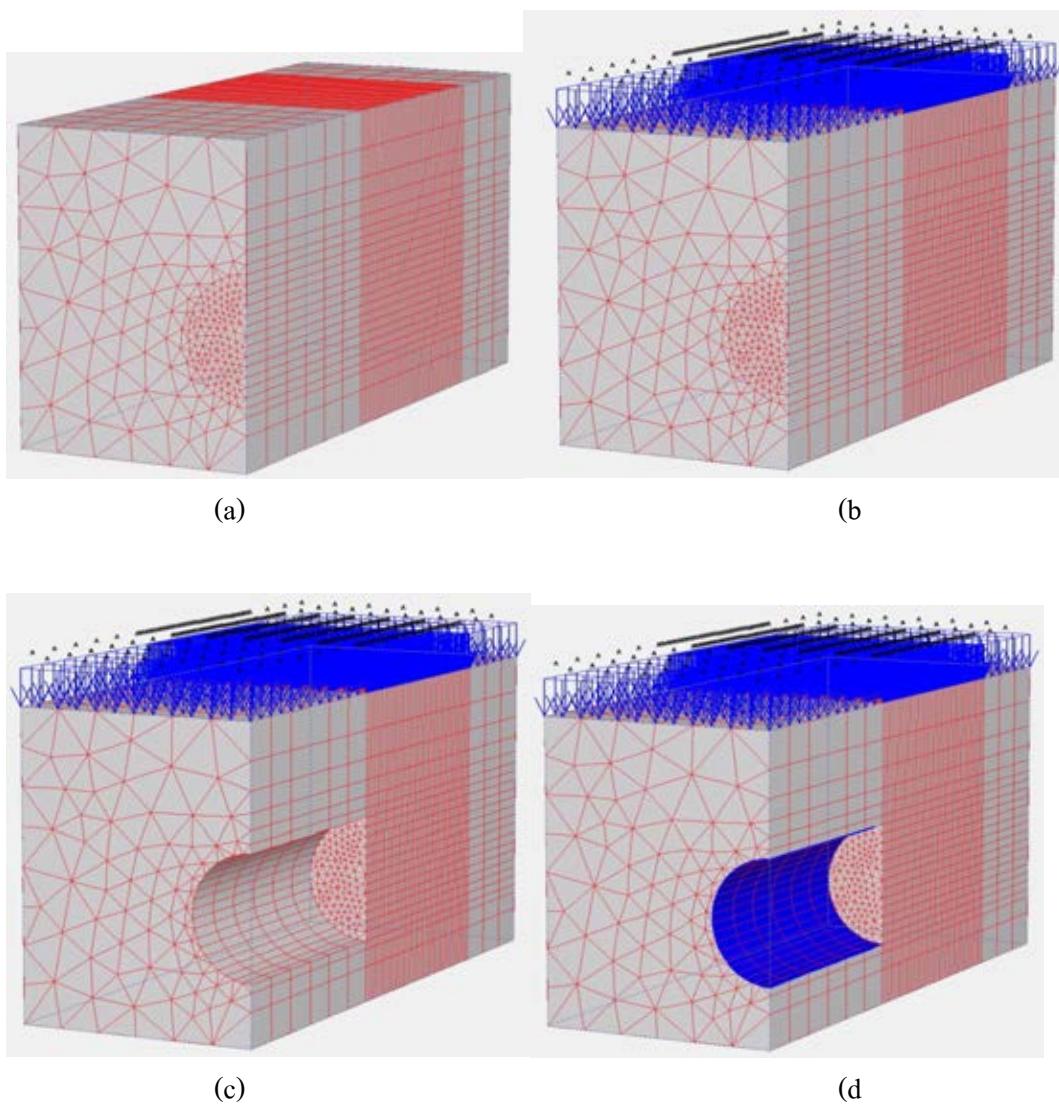
ขั้นตอนที่2: จำลองพฤติกรรมของน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน ดังแสดงตามภาพที่ 5.7(b)

ขั้นตอนที่3: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.7(c)

ขั้นตอนที่4: ทำการติดตั้งคานอุโมงค์แบบแบบแข็งแรงแรง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.7(d)

ขั้นตอนที่5: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS

โดยจะทำการวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยไปจนกระทั่งถึง $FS(\gamma D/s_{u0})=0.5$ ในทุกกรณี กล่าวคือ ตั้งแต่ $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ และสำหรับกรณีที่เงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์จะทำการวิเคราะห์ $\rho D/s_{u0}=0.25$ ถึง $\rho D/s_{u0}=1.00$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 ซึ่งหลักการวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยนี้มีเหมือนกับในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ทุกประการ



ภาพที่ 5.7 ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณี ($\sigma_v = \text{increase}$, $\sigma_h = 0$)

5.2 กรณีเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร

เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร (MRTA) ในขณะที่ทำการขุดเจาะอุโมงค์ และพิจารณาให้อยู่ในเงื่อนไขของสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร ของโครงการรถไฟฟ้ามหานคร ตามงานวิจัยของ Chanaton Surarak (2010) ซึ่งมีความสอดคล้องกับการวิเคราะห์ในแบบ 2 มิติ ได้ศึกษาทั้งหมด 4 เงื่อนไขของสภาพชั้นดินต่างๆ ตามการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ

พิจารณาจำลองลำดับขั้นตอนของการก่อสร้างของเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร จะมีขั้นตอนที่แตกต่างกันเล็กน้อยดังนี้

ขั้นตอนที่1: สถานะที่เกิดความสมดุลทั้งระบบโดยยังไม่มีภาระจุดเจาะอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.8(a)

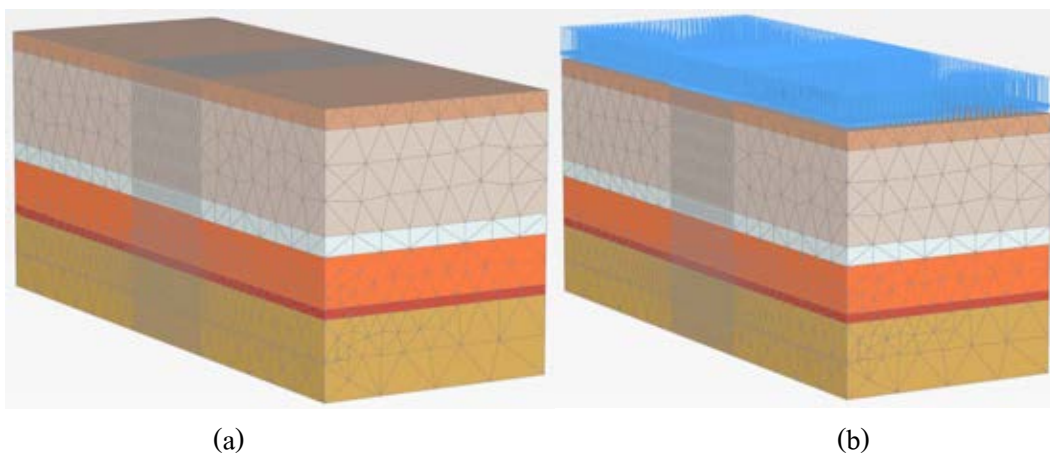
ขั้นตอนที่2: จำลองพฤติกรรมของน้ำหนักบรรทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน ดังแสดงตามภาพที่ 5.8(b)

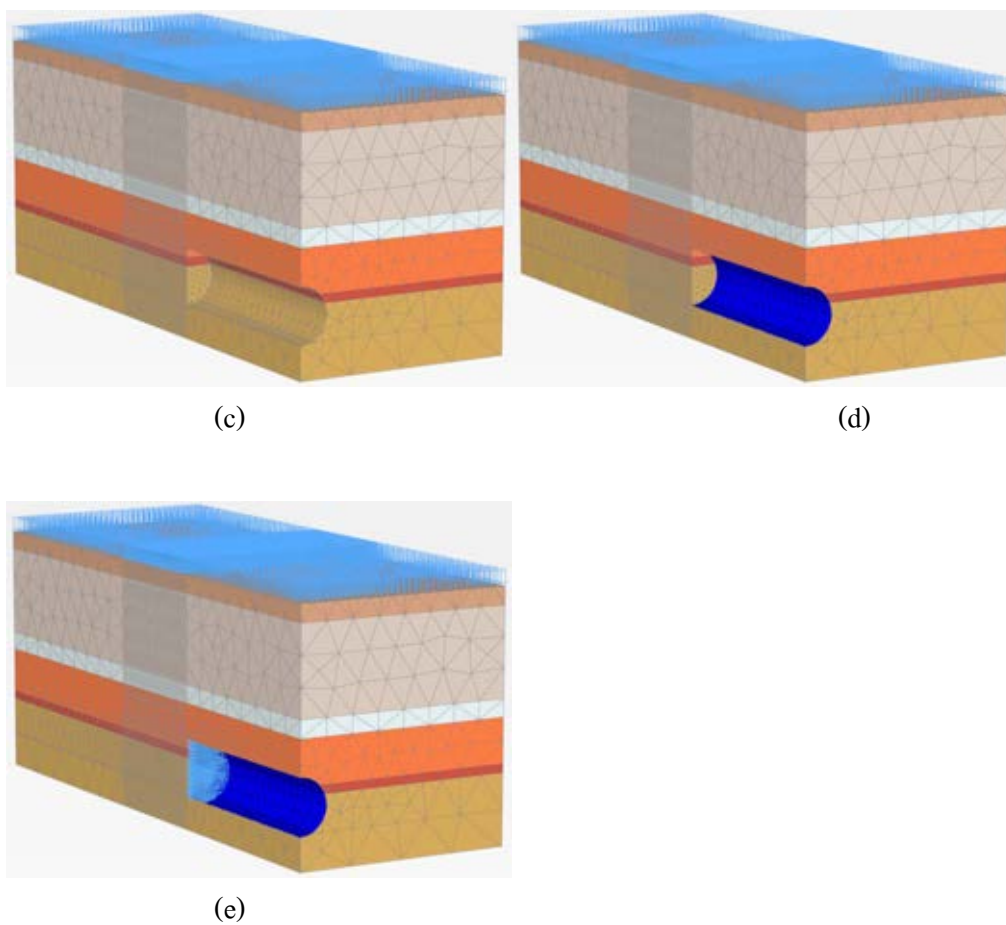
ขั้นตอนที่3: ทำการเจาะอุโมงค์ โดยการเอาดินในอุโมงค์ออกเท่ากับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.8(c)

ขั้นตอนที่4: ทำการติดตั้งคานอุโมงค์แบบแบบแข็งแรงแรง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 5.8(d)

ขั้นตอนที่5: จำลองพฤติกรรมของแรงดันภายในอุโมงค์โดยให้กระทำอยู่บริเวณด้านของอุโมงค์แบบสม่ำเสมอ ดังแสดงตามภาพที่ 5.8(e)

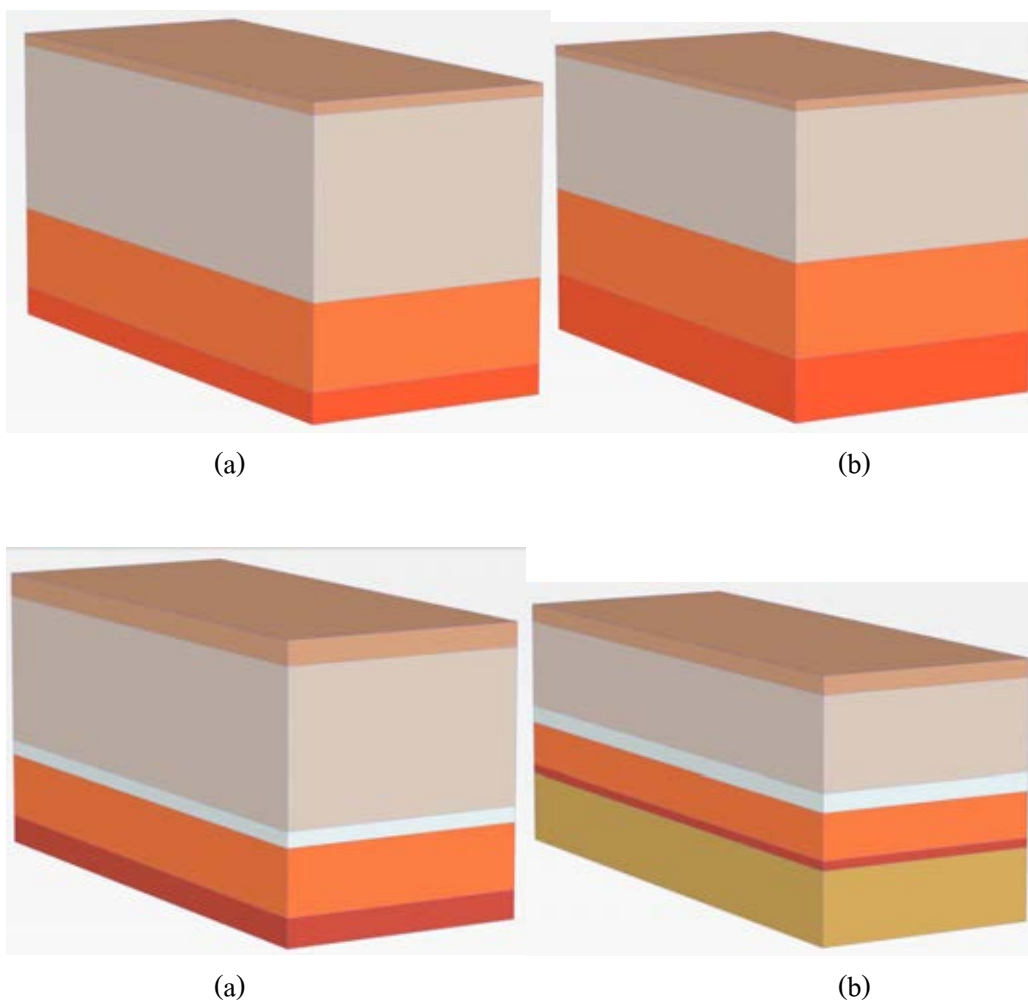
ขั้นตอนที่6: ใช้กระบวนการคำนวณเพื่อหาอัตราส่วนความปลอดภัยใน PLAXIS





ภาพที่ 5.8 ลักษณะของการจำลองการก่อสร้างสำหรับกรณีเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร

วิเคราะห์หาอัตราส่วนปลอดภัยไป ทั้ง 4 หน้าตัด กล่าวคือ 1) หน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึงลาดพร้าว) 2) หน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึงประชาราษฎร์บำเพ็ญ) 3) หน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึงพระราม 9) และ 4) หน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึงเพชรบุรี) ดังแสดงตามภาพที่ 5.9(a) ถึง ภาพที่ 5.8(d) ตามลำดับในแต่ละหน้าตัด



ภาพที่ 5.9 ลักษณะของการจำลองชั้นดินแบบ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขชั้นดินกรุงเทพมหานคร

บทที่ 6

ผลและการวิเคราะห์ผลการวิจัย

6.1 ผลเฉลยเชิงตัวเลขและรูปแบบการวิบัติ

หลังจากที่ซอฟต์แวร์ได้ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพไปจนกระทั่งเกิดการวิบัติแล้วโดยใช้หลักการลดทอนกำลัง ซอฟต์แวร์รายงานผลออกมาในรูปแบบของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย การวิเคราะห์ดำเนินการในกรณี $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ โดยการวิเคราะห์พารามิเตอร์แบบไร้มิติคือ พารามิเตอร์ของหน่วยแรงกระทำสุทธิ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน $\gamma D/s_{u0}$ และ พารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ $\rho D/s_{u0}$

สำหรับผลเฉลยต่าง ๆ ในงานวิจัยนี้ พิจารณาเฉพาะผลเฉลยที่ได้จากการวิเคราะห์เป็นการวิบัติแบบ active เท่านั้น หมายถึงเกิดการวิบัติจากผลของแรงโน้มถ่วงของโลกและน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินรวมทั้งกำลังรับแรงเฉือนของดิน และแรงต้านทานภายในอุโมงค์ และกรณีการวิบัติแบบ blow-out หมายถึงเกิดการวิบัติโดยแรงต้านทานภายในอุโมงค์ซึ่งต้านทานโดยแรงโน้มถ่วงของโลกและน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินรวมทั้งกำลังรับแรงเฉือนของดิน กรณี blow-out ไม่ถูกนำมาพิจารณาในงานวิจัยนี้

ผลเฉลยทั้งหมดที่นำเสนอในงานวิจัยนี้ได้จากการใช้ Intel® Processor, 3.50 GHz, Windows 64 bit และเวลาที่ใช้ในการคำนวณ ไฟไนต์เอลิเมนต์เมช ที่มีความสลับซับซ้อนนี้ ได้ให้เวลาที่ค่อนข้างมากพอสมควร จึงควรมีการพัฒนาเทคนิคในการหาผลเฉลยต่อไปในอนาคต

6.1.1 หน้าตัดตามขวาง

เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง นำเสนอในทอมแบบไร้มิติของความลึกของอุโมงค์โดยมีค่าระหว่าง $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.1 และนำเสนอในรูปแบบชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ ดังแสดงตามภาพที่ 6.1-6.3 ซึ่งพารามิเตอร์แบบไร้มิติเหล่านี้อันได้แก่ C/D , $\gamma D/s_{u0}$ และ $\rho D/s_{u0}$ ทำให้ช่วยลดจำนวนของตัวแปรในการศึกษาอิงพารามิเตอร์ โดยตัวแปรหลักที่สนใจคือ พารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($\rho D/s_{u0}$) อัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) และ พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ($\gamma D/s_{u0}$) พารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแปรเปลี่ยนจาก $\rho D/s_{u0}=0$ (กำลังของดินแบบคงที่) ถึง $\rho D/s_{u0}=1$ ซึ่งจะเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 โดยที่ C/D มีค่าอยู่ระหว่าง 1 ถึง 5 พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน มีค่าอยู่ในระหว่าง $\gamma D/s_{u0}=0$ (ไร้น้ำหนัก) ถึง $\gamma D/s_{u0}=5$ ชาร์ตเหล่านี้พล็อตทอมระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ แปรผันกับ $\gamma D/s_{u0}$ ของกรณี $\rho D/s_{u0}=0$ ซึ่งนิยามของเครื่องหมายติดลบ (-)

ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ หมายความว่า ความเค้นอัดปกติต้องกระทำอยู่บริเวณด้านหน้าอุโมงค์เพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดิน ส่วนในกรณีที่มีค่าเป็นบวก (+) หมายความว่า ในบางกรณีที่มีบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ไม่ต้องการความดันด้านหน้าอุโมงค์

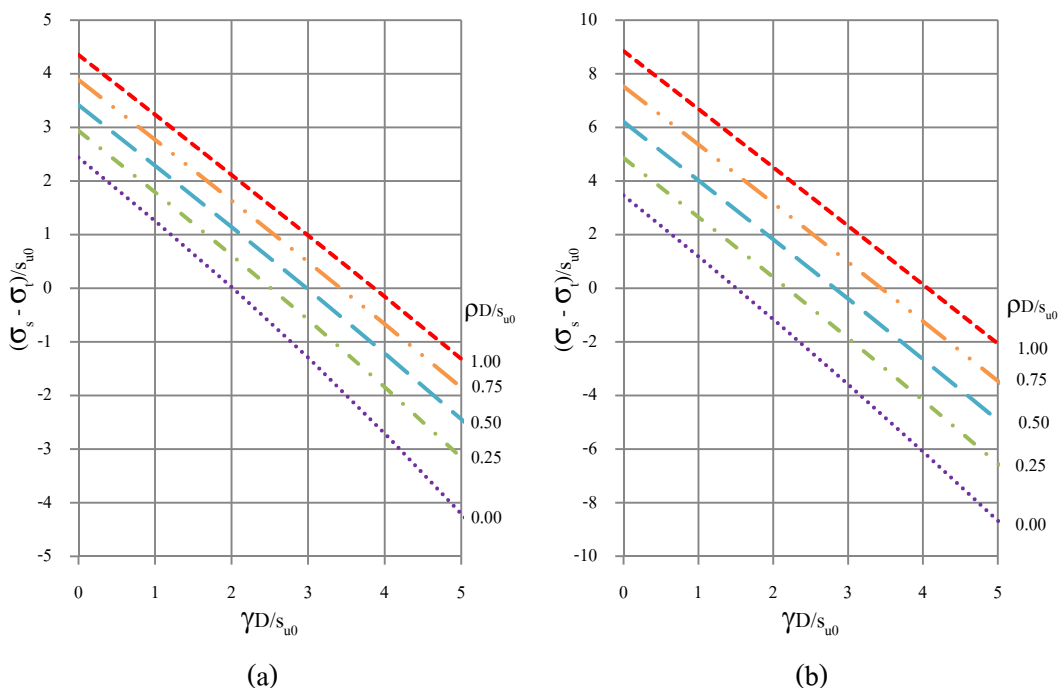
ตารางที่ 6.1 เติลยรภาพสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

C/D	$\rho D/s_{u0}$	$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$					
		$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
1	0.00	2.44	1.25	0.02	-1.29	-2.71	-4.22
	0.25	2.94	1.79	0.62	-0.58	-1.84	-3.15
	0.50	3.42	2.29	1.14	-0.02	-1.21	-2.45
	0.75	3.89	2.77	1.64	0.49	-0.67	-1.86
	1.00	4.35	3.24	2.12	0.98	-0.15	-1.32
2	0.00	3.46	1.19	-1.16	-3.59	-6.10	-8.68
	0.25	4.86	2.65	0.41	-1.86	-4.18	-6.54
	0.50	6.21	4.02	1.82	-0.40	-2.65	-4.92
	0.75	7.53	5.36	3.17	0.98	-1.23	-3.47
	1.00	8.85	6.68	4.51	2.33	0.13	-2.07
3	0.00	4.13	0.81	-2.60	-6.08	-9.62	-13.23
	0.25	6.63	3.39	0.12	-3.19	-6.53	-9.92
	0.50	9.05	5.84	2.62	-0.64	-3.91	-7.20
	0.75	11.44	8.24	5.03	1.80	-1.43	-4.68
	1.00	13.82	10.63	7.46	4.21	0.99	-2.23
4	0.00	4.64	0.27	-4.16	-8.67	-13.25	-17.87
	0.25	8.38	4.12	-0.17	-4.49	-8.84	-13.21
	0.50	12.02	7.77	3.52	-0.74	-5.03	-9.36
	0.75	15.62	11.40	7.14	2.91	-1.34	-5.62
	1.00	19.21	14.99	10.77	6.53	2.28	-1.96

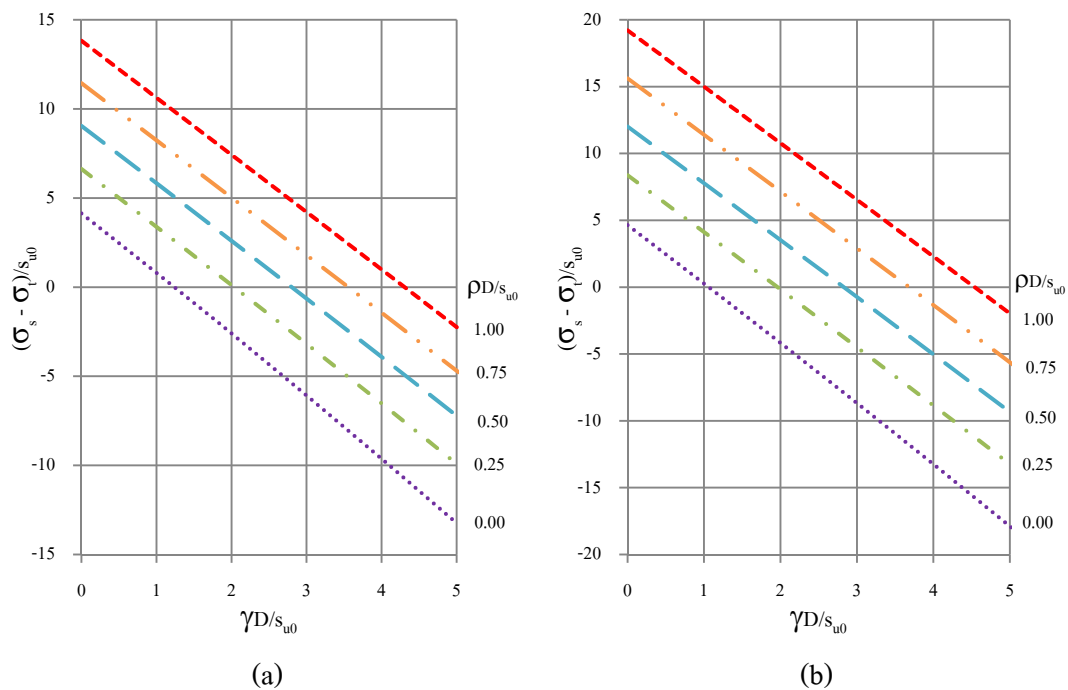
ตารางที่ 6.1 (ต่อ) เกลียวกราฟสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

C/D	$\rho D/s_{u0}$	$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$					
		$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
5	0.00	5.04	-0.34	-5.80	-11.34	-16.93	-22.58
	0.25	10.13	4.85	-0.44	-5.77	-11.13	-16.51
	0.50	15.09	9.83	4.56	-0.70	-6.00	-11.33
	0.75	20.02	14.77	9.52	4.25	-0.99	-6.27
	1.00	24.94	19.69	14.47	9.19	3.93	-1.31

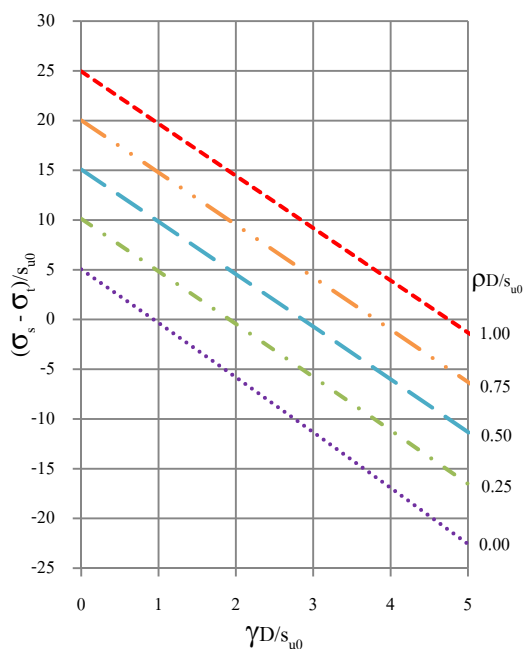
จุดต่าง ๆ ในชาร์ตเสถียรภาพที่ลากข้ามผ่านในแนวแกนราบจะให้นิยามว่า เป็นการกำหนดค่าแรงดันด้านหน้าอุโมงค์เพื่อให้ตรงกับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสม่ำเสมอที่กระทำอยู่บนผิวดิน เพื่อป้องกันการพังทลายเข้ามาบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์



ภาพที่ 6.1 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=1 และ (b) C/D=2

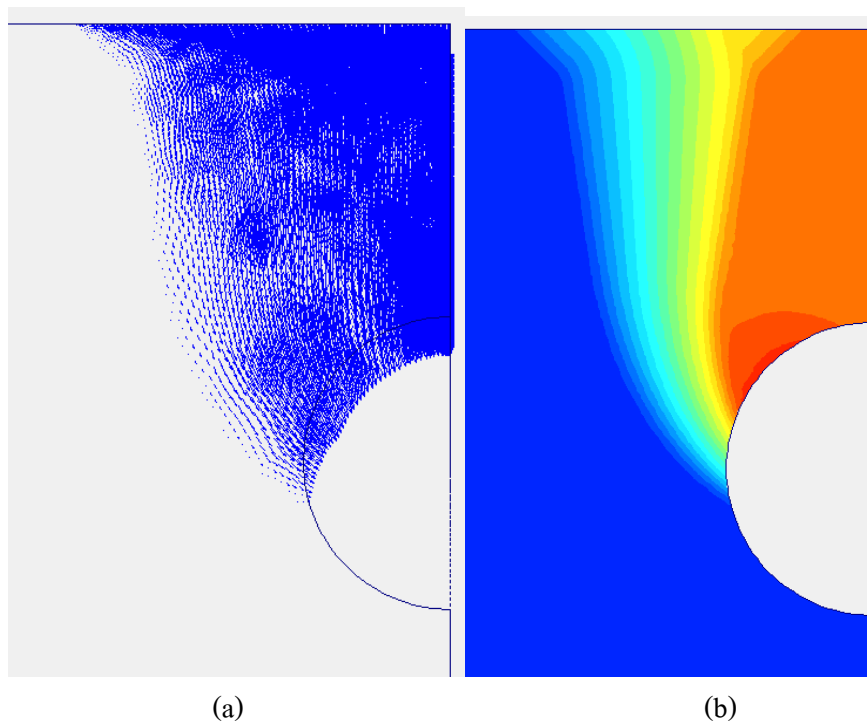


ภาพที่ 6.2 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=3 และ (b) C/D=4

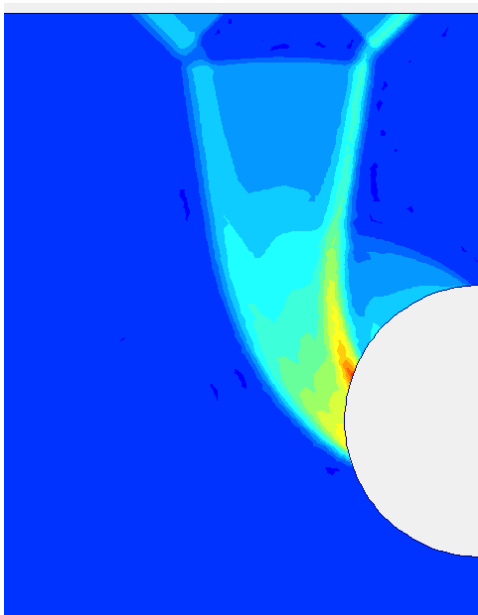


ภาพที่ 6.3 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี C/D=5

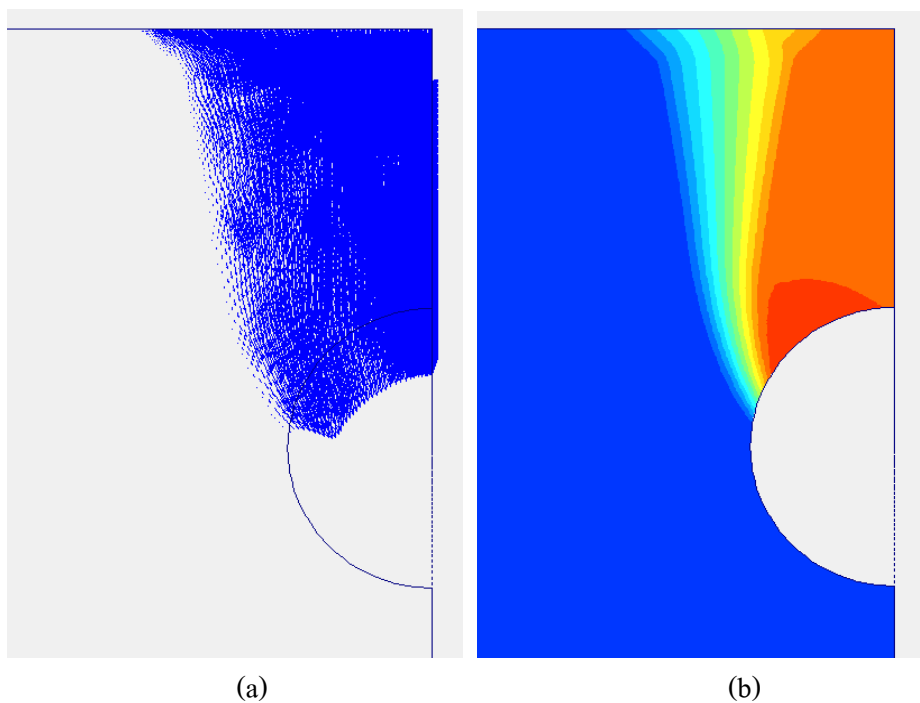
ตัวอย่างลักษณะรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในกรณีเงื่อนไขดินเหนียวเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง แสดงดังภาพที่ 6.4-6.15



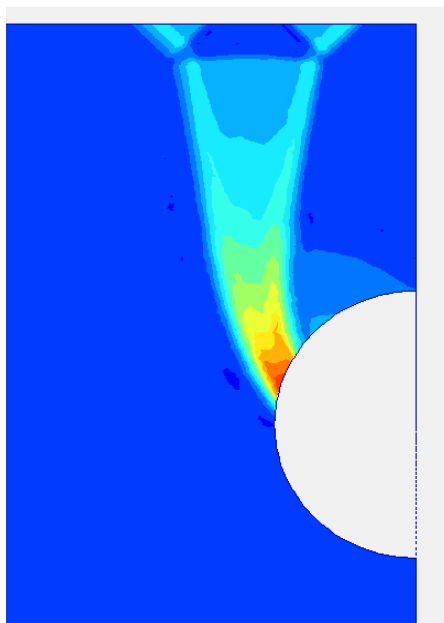
ภาพที่ 6.4 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



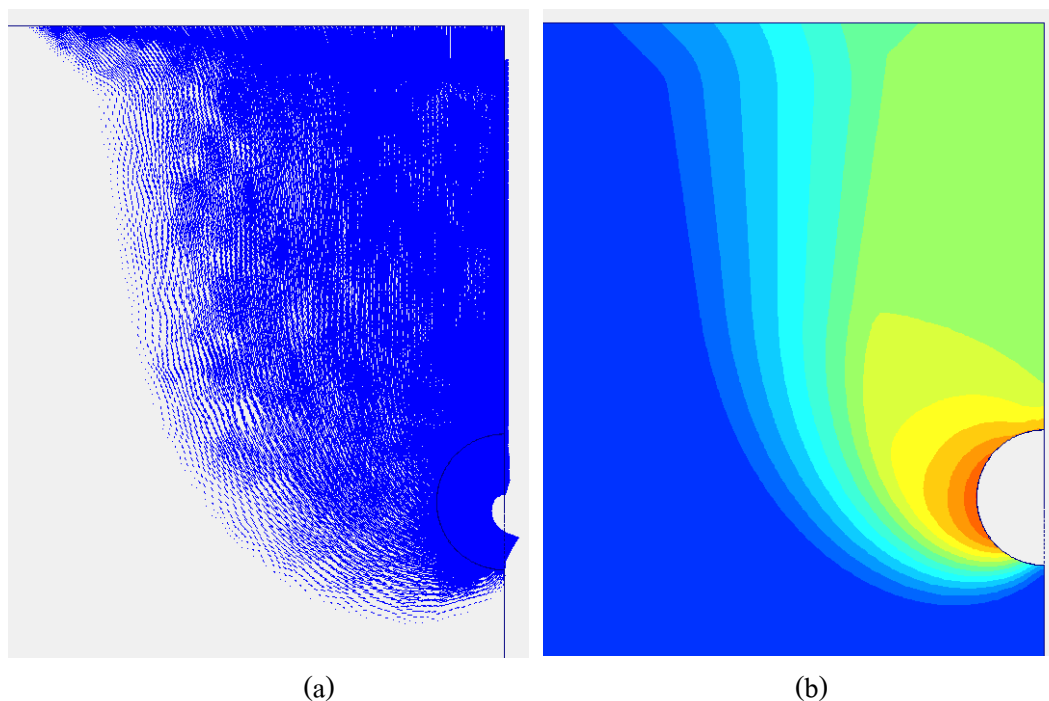
ภาพที่ 6.5 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



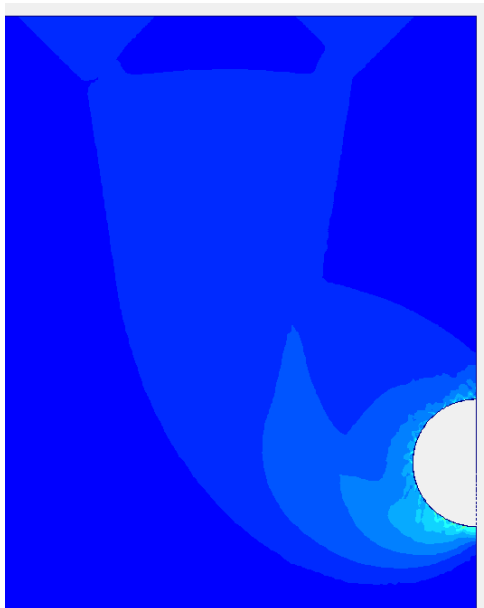
ภาพที่ 6.6 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



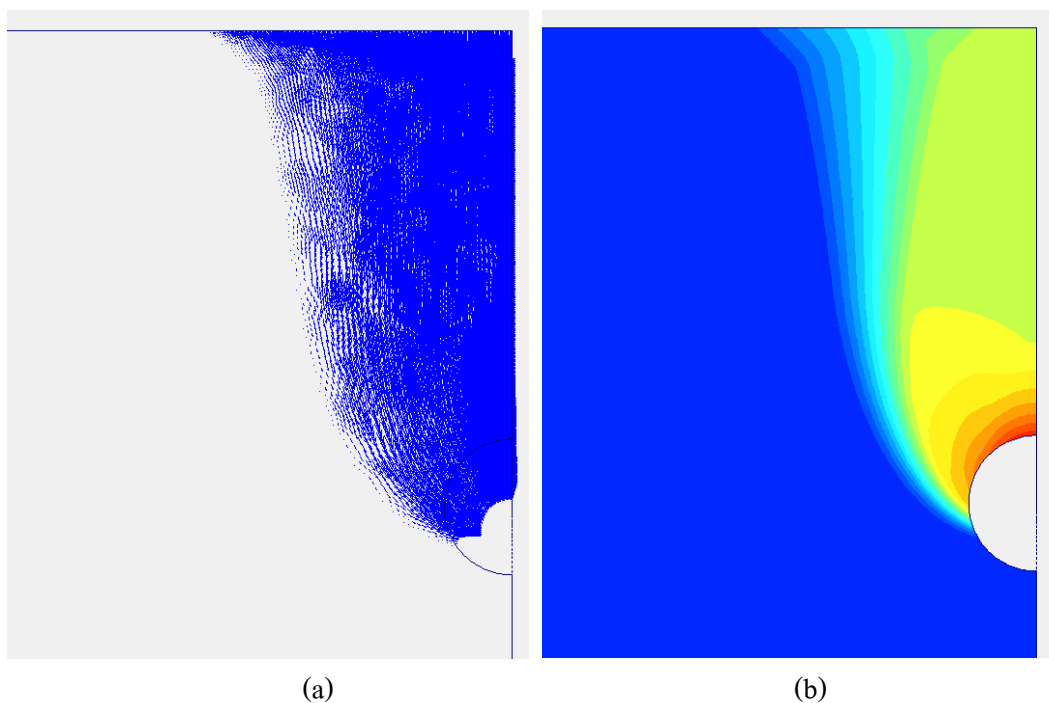
ภาพที่ 6.7 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



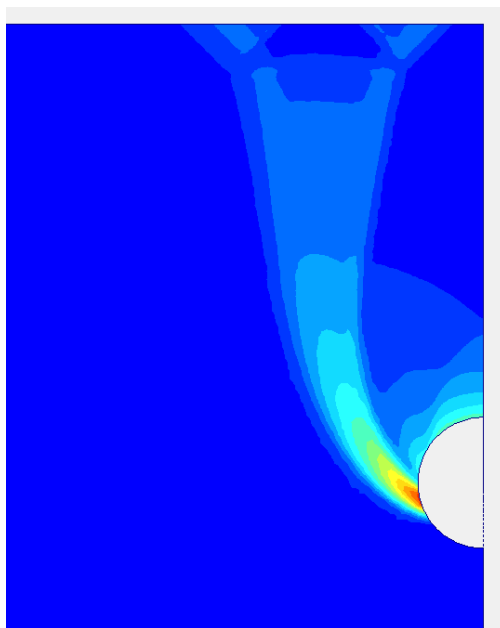
ภาพที่ 6.8 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



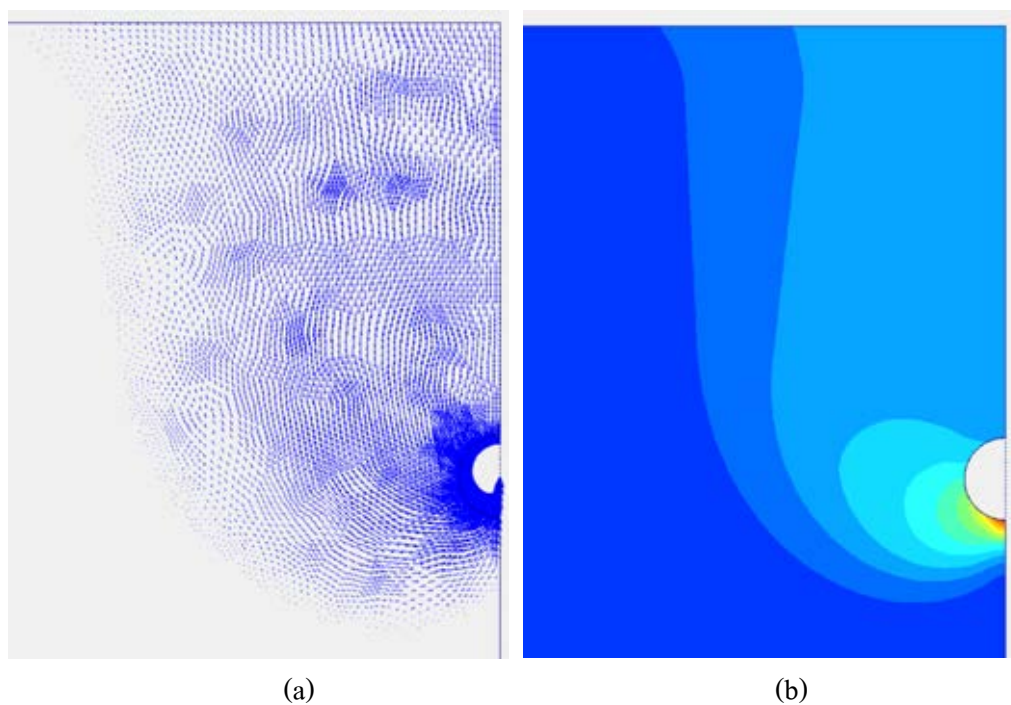
ภาพที่ 6.9 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



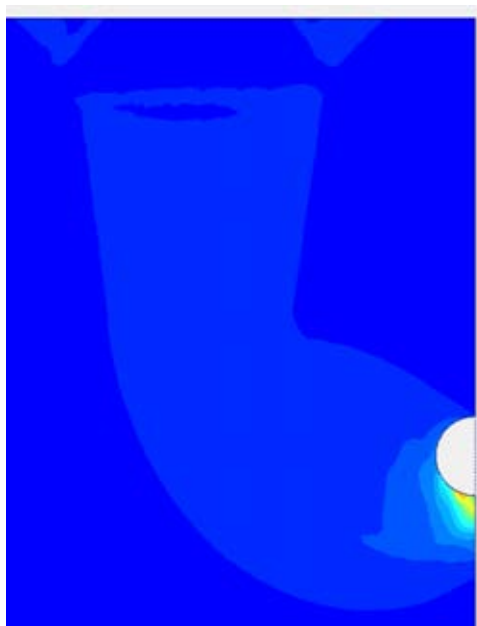
ภาพที่ 6.10 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



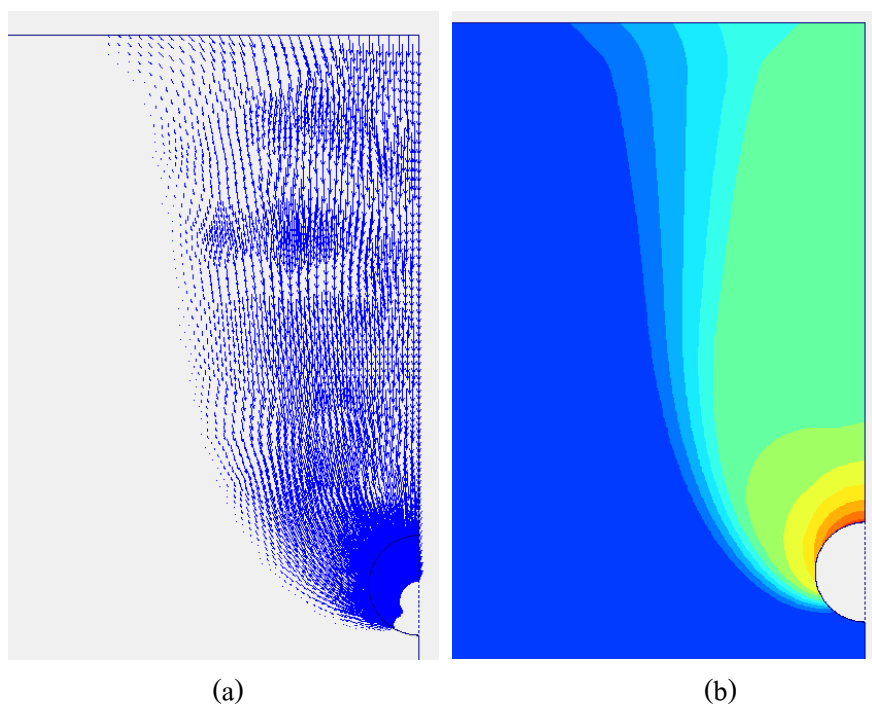
ภาพที่ 6.11 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, และ $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.12 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.13 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.14 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.15 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

กรณีดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์ ($\rho D/s_{u0}=0$) รูปแบบของการวิบัติขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์และพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ภาพที่ 6.4 แสดงรูปแบบการวิบัติของกรณี $C/D=1$ คือทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี และภาพที่ 6.5 คือลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ของกรณี $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$ ภาพที่ 6.6-6.7 แสดงให้เห็นถึงกรณีเดียวกัน ยกเว้น กำลังของดินที่เพิ่มขึ้นอย่างมากตามความลึก โดยที่ $\rho D/s_{u0}=1$ รูปแบบการวิบัติมีความคล้ายกับที่แสดงในภาพที่ 6.4-6.5 และสอดคล้องกับงานวิจัยของ Wilson et al. (2011)

สำหรับอุโมงค์ที่มีความลึกปานกลางในกรณีที่ดินเป็นเอกพันธ์ พร้อมกับมีหน่วยน้ำหนักดินปานกลาง แสดงในภาพที่ 6.8-6.9 ของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=0$

เมื่อกำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึก การวิบัติแบบเฉพาะที่เกิดขึ้นมากกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับรูปแบบการวิบัติในกรณีที่กำลังของดินเป็นแบบคงที่ ภาพที่ 6.10 และ 6.11 เปรียบเทียบการวิบัติของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

การเปรียบเทียบของ 2 ภาพนี้ มีความคล้ายกับพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาข้างต้น สำหรับในกรณีที่อยู่โมเมนต์ลึก (deep tunnel) คือ $C/D=5$ แสดงในภาพที่ 6.12-6.15 เป็นผลของกระทบจาก $\rho D/s_{u0}$

จะเห็นได้ชัดว่า เมื่อมีค่าที่มากขึ้นทำให้เกิดการวิบัติที่แคบมาก และตื้น โดยที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านล่างของอุโมงค์

6.1.2 หน้าตัดตามยาว

เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามยาวนำเสนอในเทอมแบบไร้มิติของความลึกของอุโมงค์โดยมีค่าระหว่าง $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.2 และนำเสนอในรูปแบบชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ ดังแสดงตามภาพที่ 6.16-6.18 ซึ่งพารามิเตอร์แบบไร้มิติเหล่านี้อันได้แก่ C/D , $\gamma D/s_{u0}$ และ $\rho D/s_{u0}$ โดยนิยามเช่นเดียวกับผลเฉลยของหน้าตัดตามขวาง

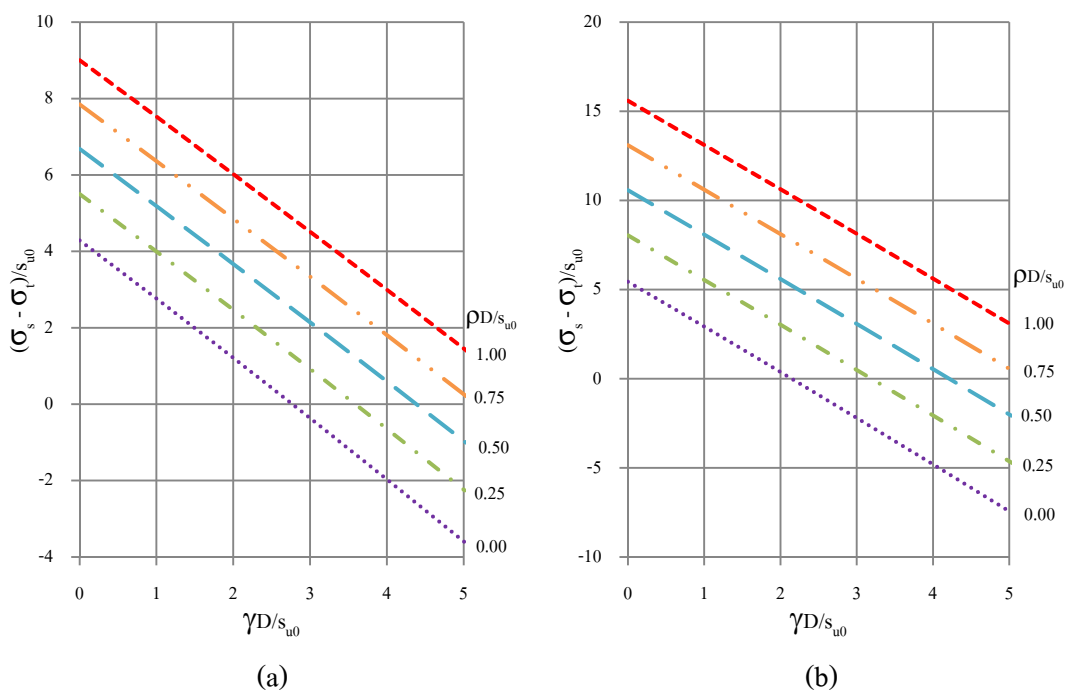
ตารางที่ 6.2 เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามยาว สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

C/D	$\rho D/s_{u0}$	$(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$					
		$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
1	0.00	4.29	2.77	1.22	-0.36	-1.96	-3.58
	0.25	5.50	3.99	2.47	0.92	-0.65	-2.23
	0.50	6.68	5.18	3.67	2.15	0.59	-0.98
	0.75	7.85	6.36	4.86	3.34	1.80	0.26
	1.00	9.00	7.52	6.03	4.52	3.00	1.46
2	0.00	5.44	2.93	0.38	-2.20	-4.81	-7.44
	0.25	8.04	5.55	3.03	0.49	-2.06	-4.63
	0.50	10.58	8.09	5.59	3.08	0.54	-2.01
	0.75	13.09	10.61	8.11	5.61	3.09	0.55
	1.00	15.60	13.11	10.63	8.13	5.62	3.11
3	0.00	6.21	2.70	-0.85	-4.42	-8.03	-11.66
	0.25	10.45	6.97	3.45	-0.08	-3.63	-7.19
	0.50	14.60	11.12	7.62	4.11	0.58	-2.96
	0.75	18.72	15.24	11.75	8.25	4.75	1.21
	1.00	22.82	19.33	15.86	12.36	8.86	5.35

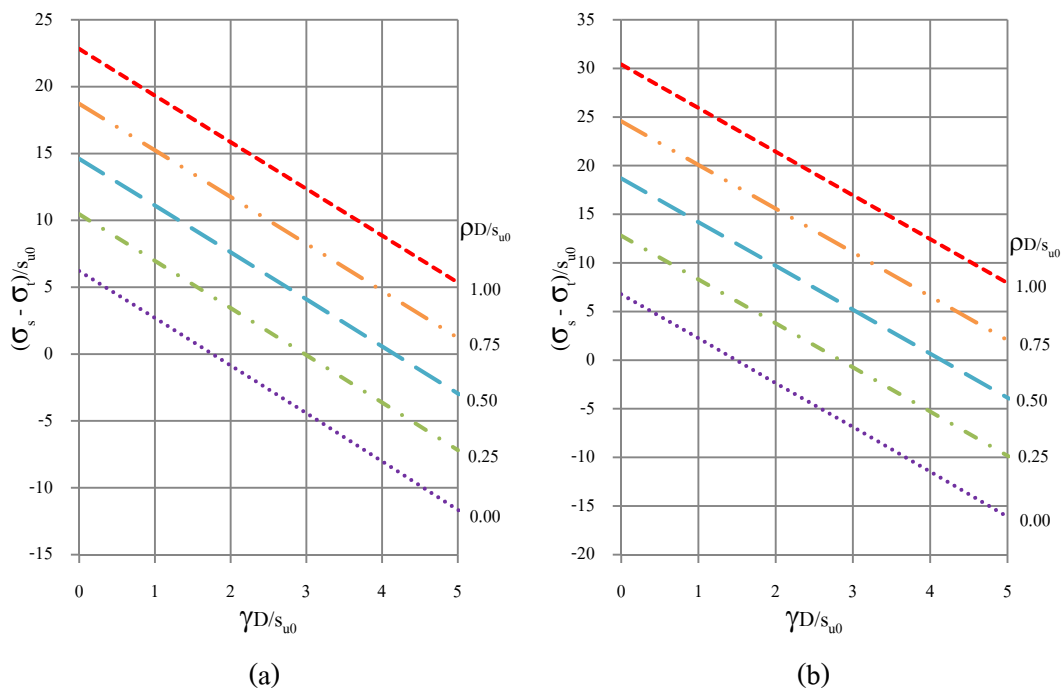
ตารางที่ 6.2 (ต่อ) เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบหน้าตัดตามยาว สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

C/D	$\rho D/s_{u0}$	$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$					
		$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
4	0.00	6.77	2.26	-2.38	-6.87	-11.46	-16.09
	0.25	12.79	8.30	3.79	-0.74	-5.31	-9.84
	0.50	18.69	14.20	9.73	5.19	0.67	-3.85
	0.75	24.56	20.07	15.59	11.08	6.57	2.03
	1.00	30.42	25.93	21.46	16.94	12.44	7.93
5	0.00	7.23	1.72	-3.82	-9.37	-14.99	-20.63
	0.25	15.17	9.67	4.17	-1.35	-6.89	-12.45
	0.50	22.97	17.49	11.99	6.48	0.96	-4.56
	0.75	30.74	25.25	19.78	14.26	8.76	3.26
	1.00	38.49	33.01	27.52	22.03	16.51	11.03

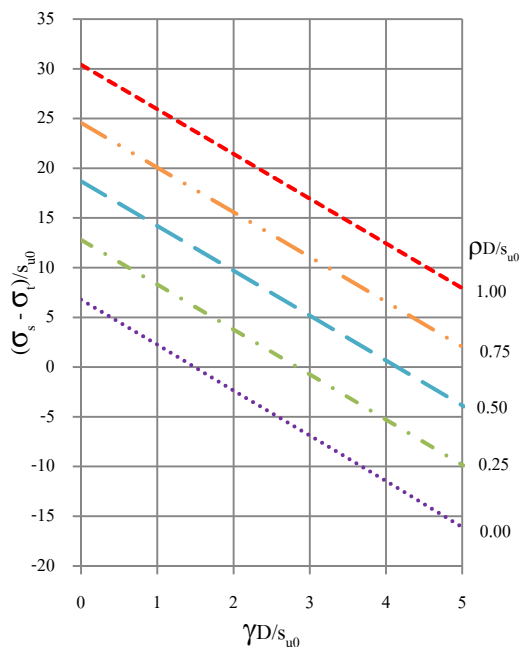
จุดต่าง ๆ ในชาร์ตเสถียรภาพที่ลากข้ามผ่านในแนวแกนจะให้การนิยามเหมือนกับชาร์ตเสถียรภาพของหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 6.16 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=1 และ (b) C/D=2

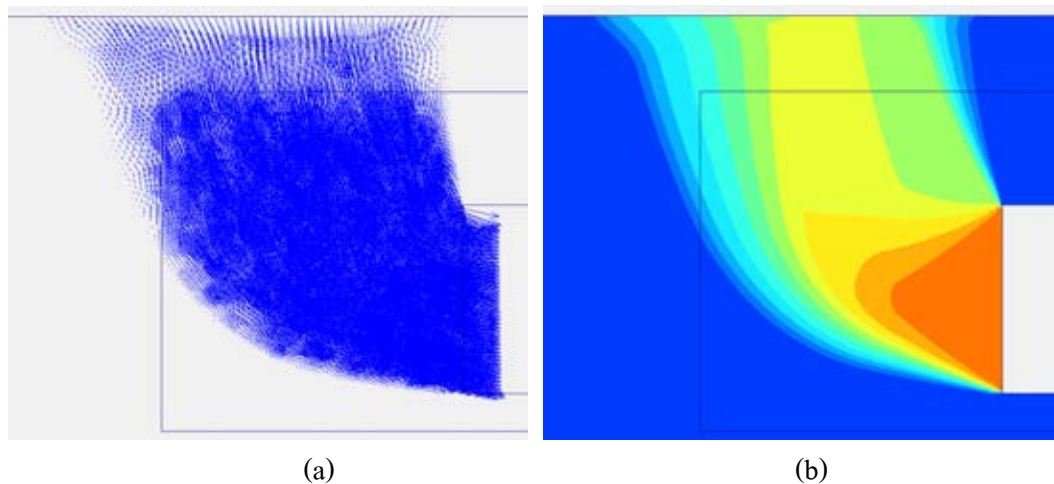


ภาพที่ 6.17 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=3 และ (b) C/D=4

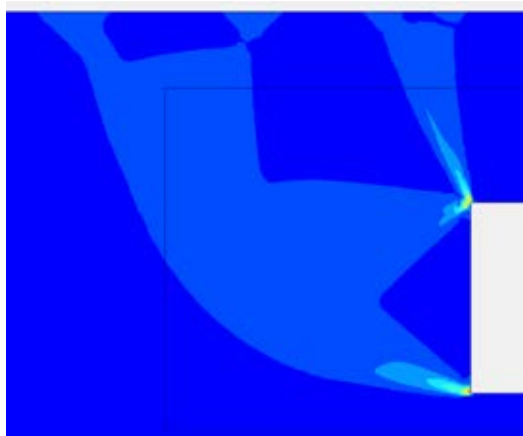


ภาพที่ 6.18 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี C/D=5

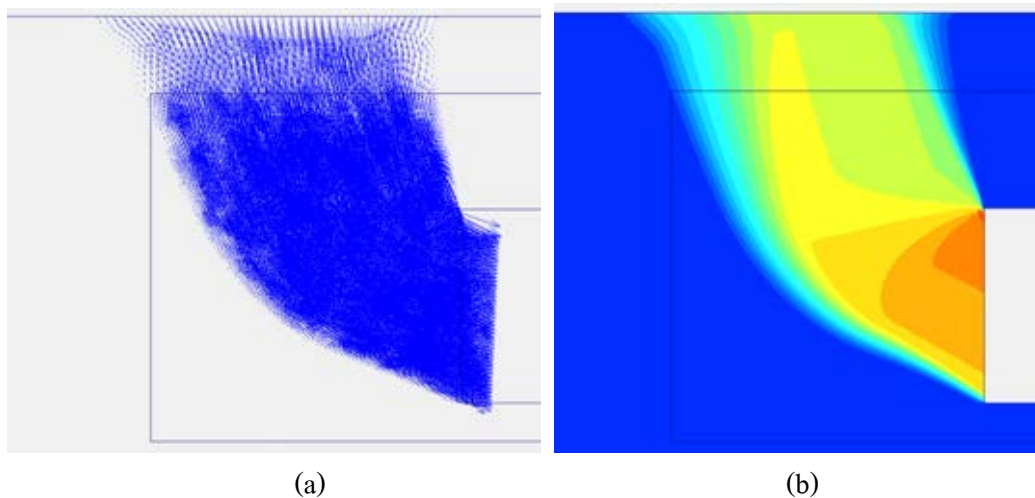
ตัวอย่างลักษณะรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในกรณีเงื่อนไขดินเหนียวเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว แสดงดังภาพที่ 6.19-6.30



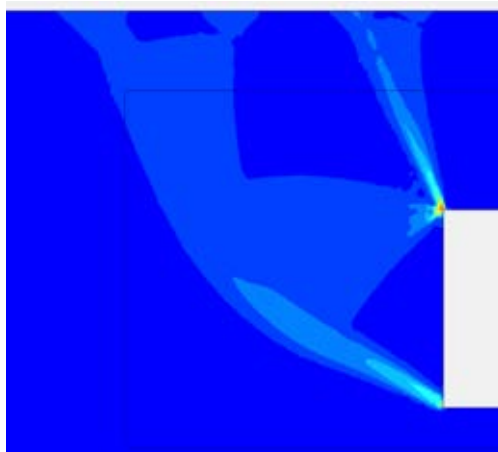
ภาพที่ 6.19 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



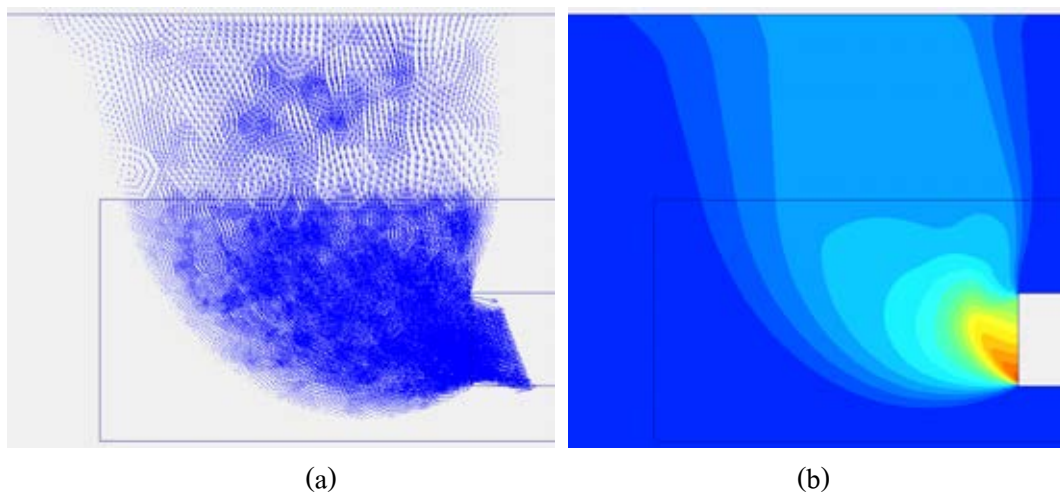
ภาพที่ 6.20 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



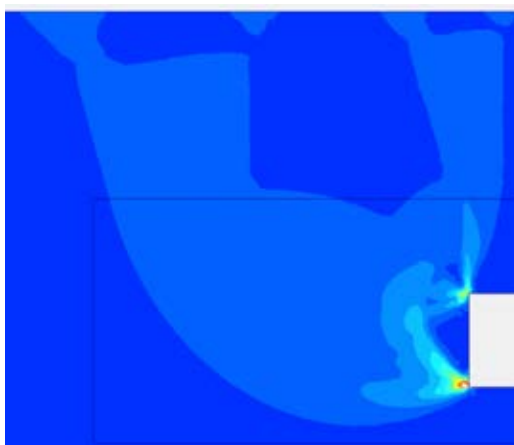
ภาพที่ 6.21 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



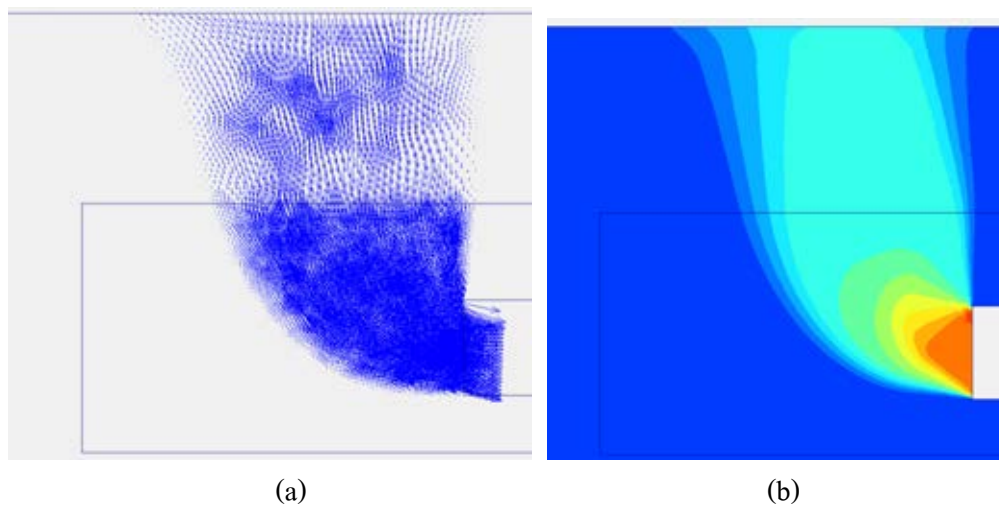
ภาพที่ 6.22 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



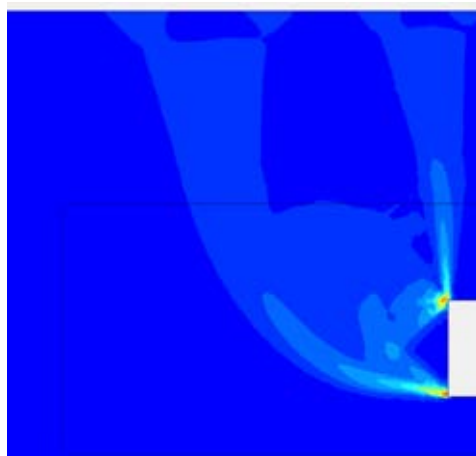
ภาพที่ 6.23 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



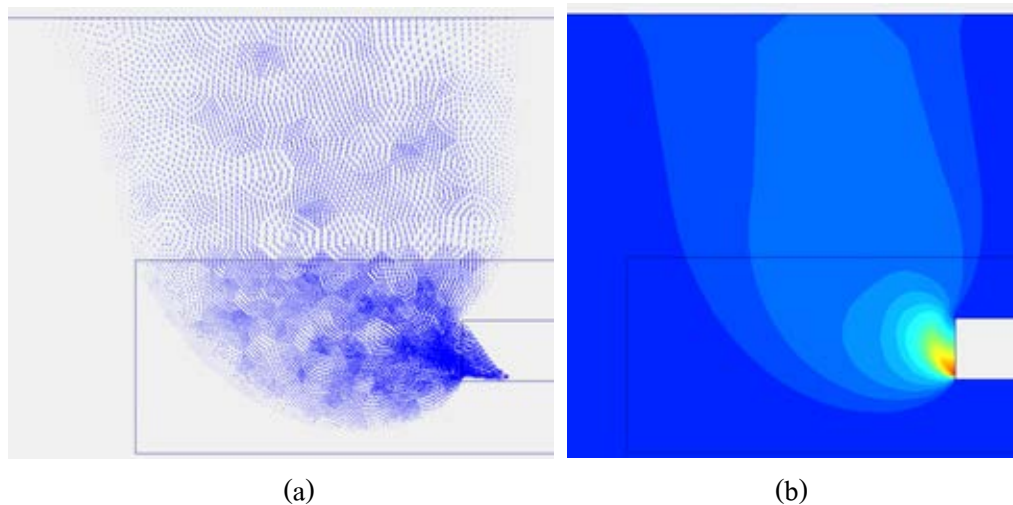
ภาพที่ 6.24 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



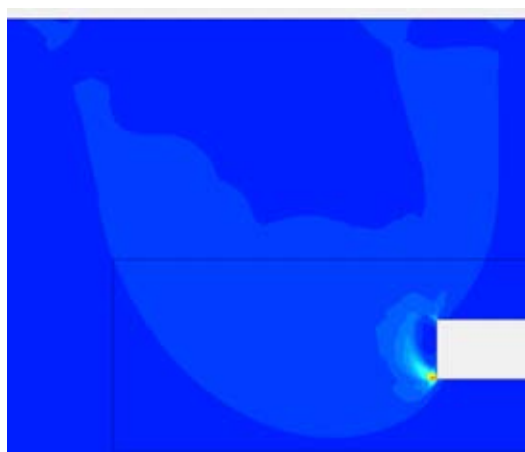
ภาพที่ 6.25 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



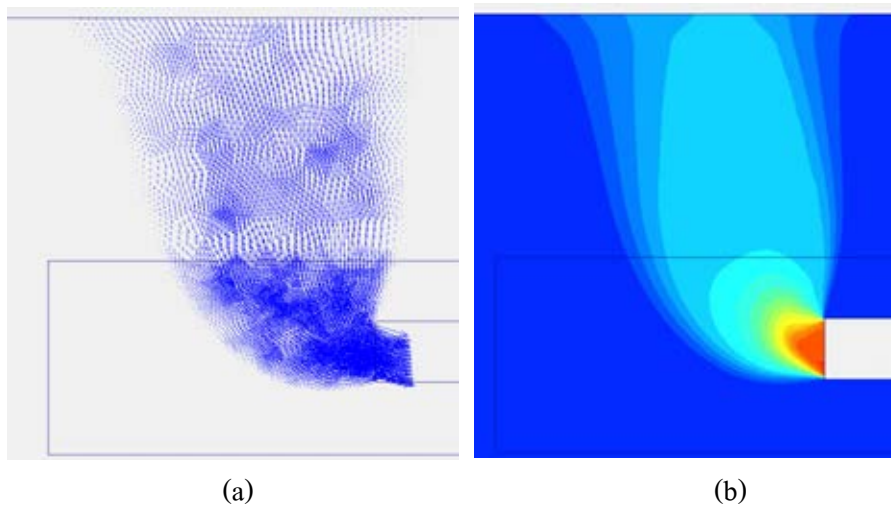
ภาพที่ 6.26 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



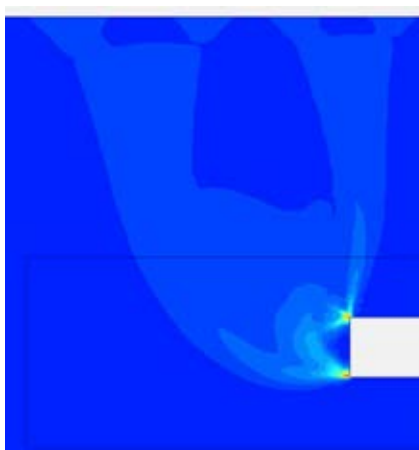
ภาพที่ 6.27 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.28 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.29 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.30 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

กรณีดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์ ($\rho D/s_{u0}=0$) รูปแบบของการวิบัติขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์และพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ภาพที่ 6.19 แสดงรูปแบบการวิบัติของกรณี $C/D=1$ คือทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี และภาพที่ 6.20 คือลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ของกรณี $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$ ภาพที่ 6.21-6.22 แสดงให้เห็นถึงกรณีเดียวกัน ยกเว้น กำลังของดินที่

เพิ่มขึ้นอย่างมากตามความลึกโดยที่ $\rho D/s_{u0}=1$ โดยการเคลื่อนตัวของมวลดินมากบริเวณด้านหน้า ส่วนบนของอุโมงค์และกรณีดินเป็นแบบเอกพันธ์มีการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านหน้า อุโมงค์แบบสมมาตรแสดงในภาพที่ 6.21 (b) และ 6.19 (b) ตามลำดับและสอดคล้องกับงานวิจัยของ Augarde et al. (2003)

สำหรับอุโมงค์ที่มีความลึกปานกลางในกรณีที่ดินเป็นเอกพันธ์ พร้อมกับมีหน่วยน้ำหนักดินปานกลาง แสดงในภาพที่ 6.23-6.24 ของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=0$ โดยที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินมากบริเวณด้านหน้าส่วนล่างของอุโมงค์

เมื่อกำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึก การวิบัติแบบเฉพาะที่เกิดขึ้นมากกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับรูปแบบการวิบัติในกรณีที่กำลังของดินเป็นแบบคงที่ ภาพที่ 6.25 และ 6.26 เปรียบเทียบการวิบัติของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=0$

การเปรียบเทียบของ 2 ภาพนี้ มีความคล้ายกับพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาข้างต้น สำหรับในกรณีที่อยู่ใกล้คือ $C/D=5$ แสดงในภาพที่ 6.27-6.30 เป็นผลของกระทบจาก $\rho D/s_{u0}$ จะเห็นได้ชัดว่า เมื่อมีค่าที่มากขึ้นทำให้เกิดการวิบัติที่แคบมาก และสั้น โดยที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านล่างของอุโมงค์

6.1.3 แบบ 3 มิติ

เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์ 3 มิติ นำเสนอในเทอมแบบไร้มิติของความลึกของอุโมงค์ โดยมีค่าระหว่าง $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.3 และนำเสนอในรูปแบบชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ ดังแสดงตามภาพที่ 6.31-6.33 ซึ่งพารามิเตอร์แบบไร้มิติเหล่านี้อันได้แก่ C/D , $\gamma D/s_{u0}$ และ $\rho D/s_{u0}$ โดยนิยามเช่นเดียวกับผลเฉลยของหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว

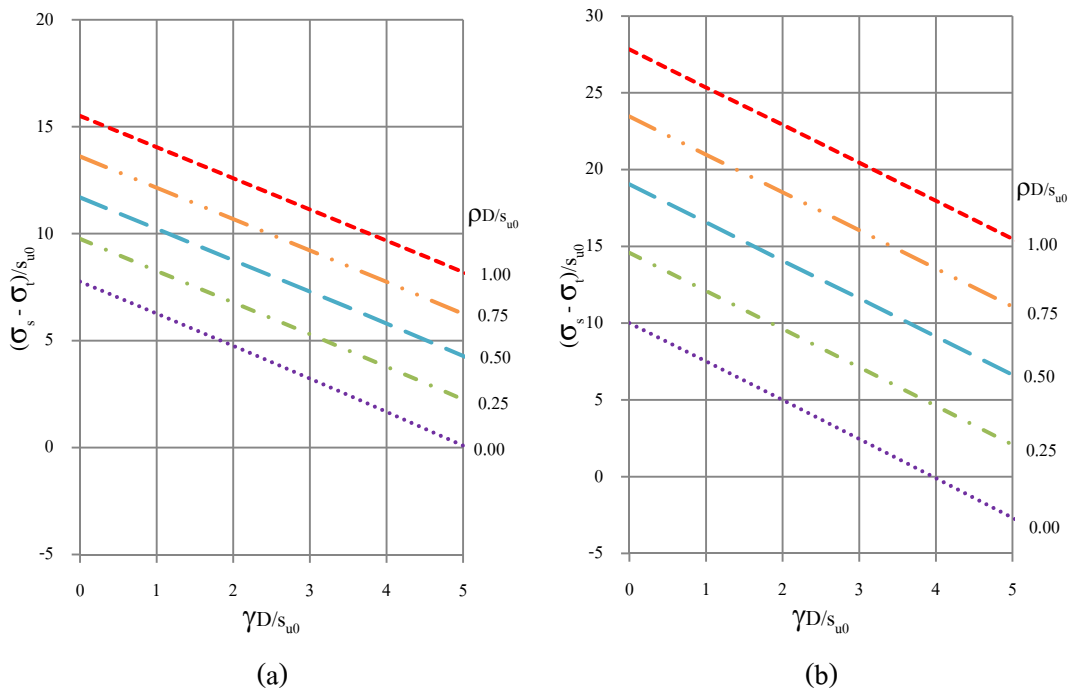
ตารางที่ 6.3 เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

		$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$					
C/D	$\rho D/s_{u0}$	$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
1	0.00	7.76	6.27	4.76	3.23	1.68	0.10
	0.25	9.75	8.28	6.79	5.29	3.77	2.24
	0.50	11.69	10.23	8.77	7.28	5.78	4.27
	0.75	13.61	12.16	10.70	9.22	7.74	6.24
	1.00	15.5	14.13	12.74	11.28	9.77	8.23

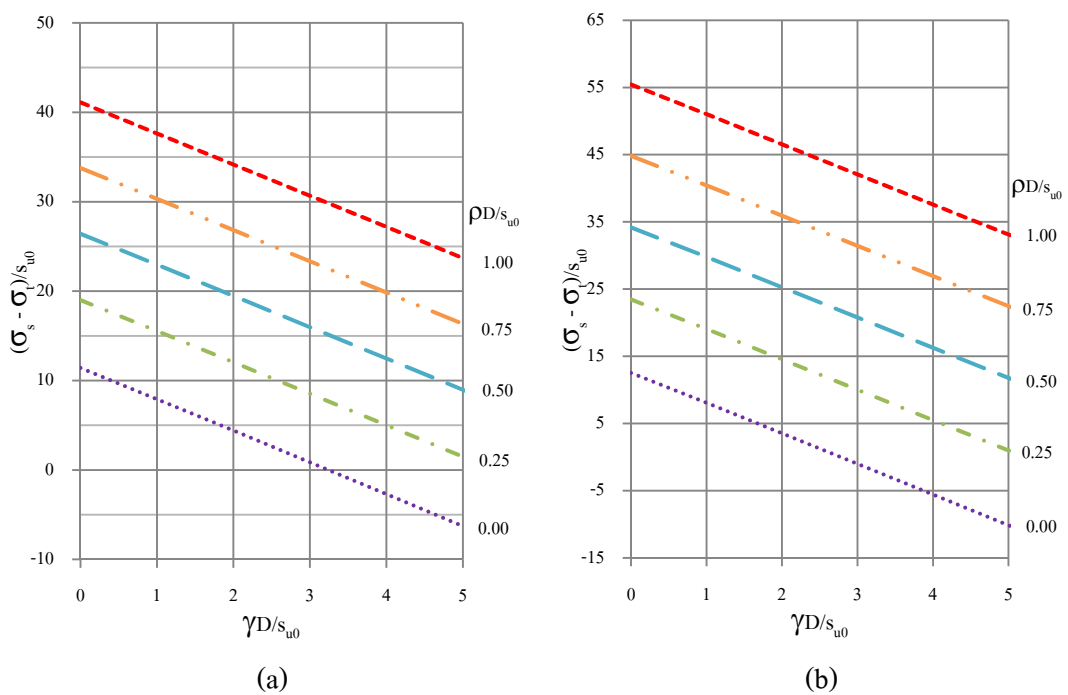
ตารางที่ 6.3 (ต่อ) เสถียรภาพสำหรับอุโมงค์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=0-5$

C/D	$\rho D/s_{u0}$	$(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$					
		$\gamma D/s_{u0}=0$	$\gamma D/s_{u0}=1$	$\gamma D/s_{u0}=2$	$\gamma D/s_{u0}=3$	$\gamma D/s_{u0}=4$	$\gamma D/s_{u0}=5$
2	0.00	10.00	7.51	5.00	2.46	-0.10	-2.68
	0.25	14.58	12.10	9.62	7.12	4.61	2.08
	0.50	19.04	16.56	14.08	11.60	9.12	6.63
	0.75	23.46	20.99	18.52	16.04	13.56	11.08
	1.00	27.82	25.36	22.91	20.44	17.97	15.49
3	0.00	11.41	7.92	4.41	0.87	-2.69	-6.28
	0.25	19.01	15.54	12.04	8.54	5.01	1.47
	0.50	26.42	22.96	19.47	15.98	12.47	8.96
	0.75	33.77	30.31	26.83	23.34	19.85	16.34
	1.00	41.11	37.63	34.16	30.68	27.19	23.70
4	0.00	12.53	8.05	3.54	-1.00	-5.56	-10.15
	0.25	23.45	19.01	14.54	10.03	5.51	0.96
	0.50	34.17	29.74	25.27	20.79	16.28	11.75
	0.75	44.82	40.39	35.92	31.44	26.95	22.45
	1.00	55.45	51.01	46.54	42.07	37.59	33.10
5	0.00	13.32	7.85	2.33	-3.20	-8.76	-14.34
	0.25	27.5	22.30	16.82	11.32	5.82	0.29
	0.50	41.94	36.50	31.02	25.52	20.02	14.50
	0.75	56.05	50.60	45.12	39.63	34.13	28.63
	1.00	70.13	64.71	59.23	53.74	48.24	42.72

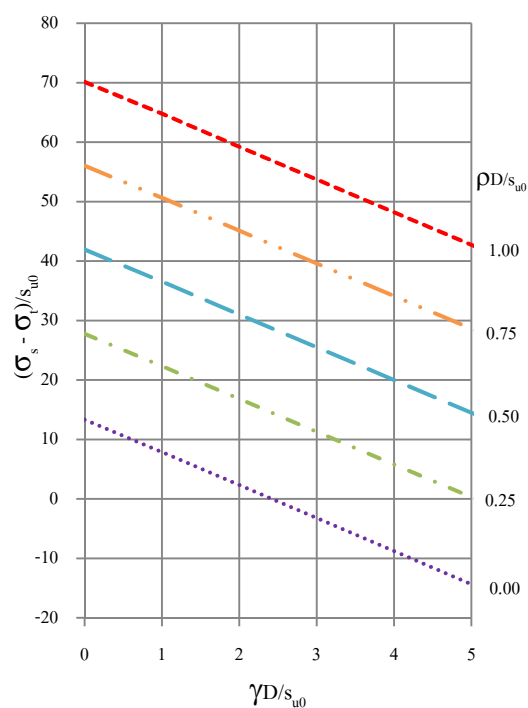
จุดต่าง ๆ ในชาร์ตเสถียรภาพที่ลากข้ามผ่านในแนวแกนจะให้การนิยามเหมือนกับชาร์ตเสถียรภาพของหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว



ภาพที่ 6.31 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=1 และ (b) C/D=2

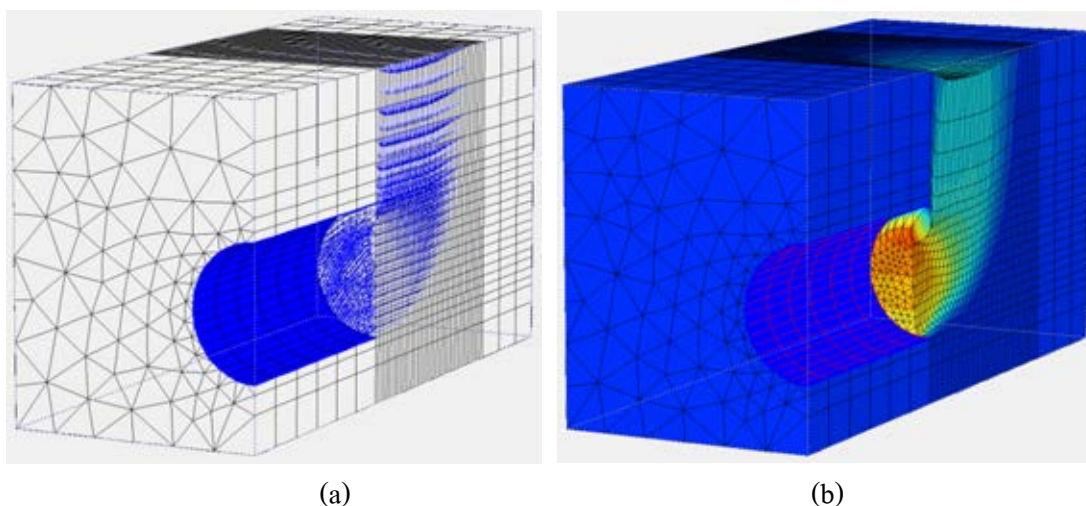


ภาพที่ 6.32 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี (a) C/D=3 และ (b) C/D=4

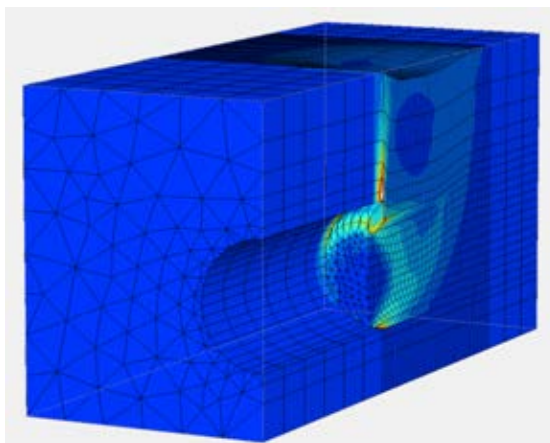


ภาพที่ 6.33 ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ สำหรับกรณี $C/D=5$

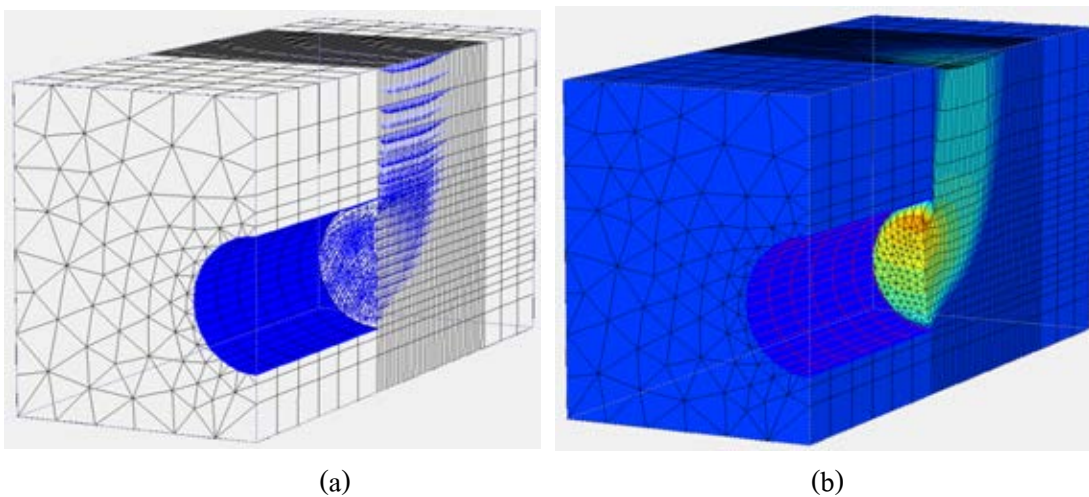
ตัวอย่างลักษณะรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในกรณีเงื่อนไขเป็นเอกพันธ์และไม่เป็นเอกพันธ์ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ แสดงดังภาพที่ 6.34-6.45



ภาพที่ 6.34 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



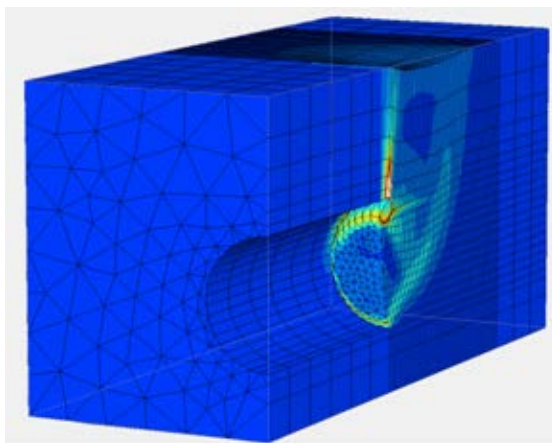
ภาพที่ 6.35 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



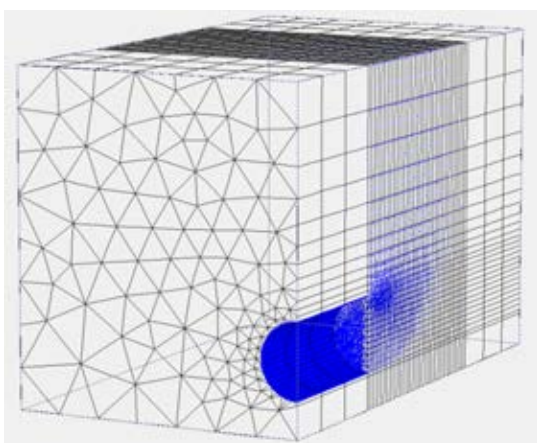
(a)

(b)

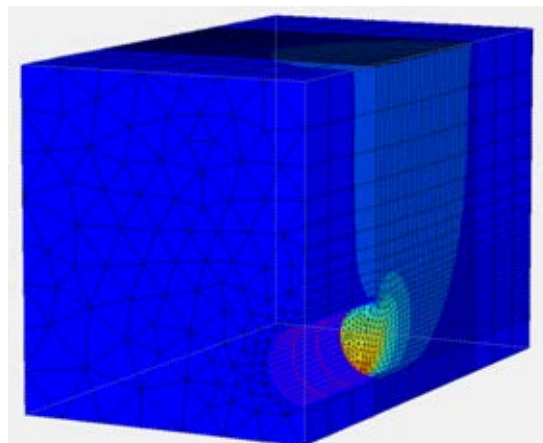
ภาพที่ 6.36 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.37 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=1$, $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

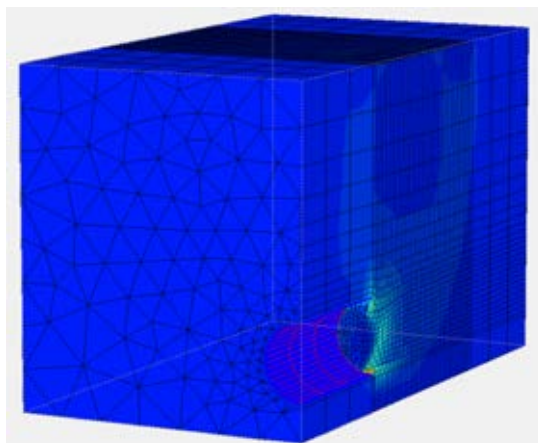


(a)

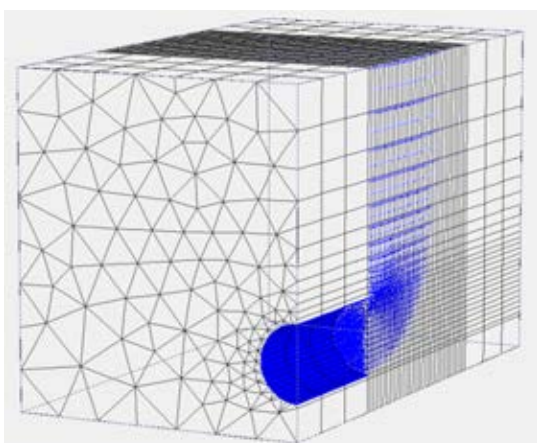


(b)

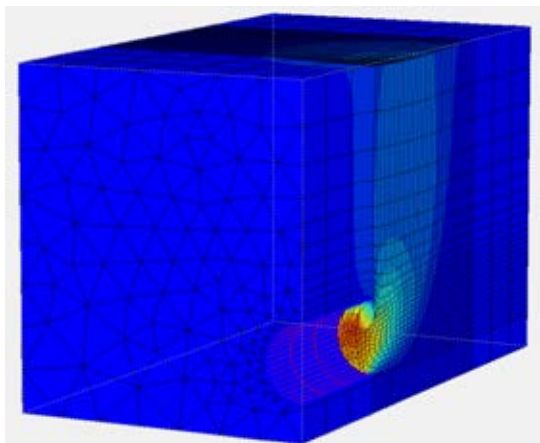
ภาพที่ 6.38 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี่ สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.39 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=0$

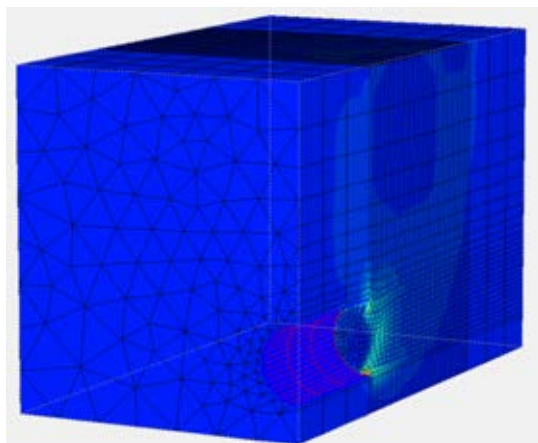


(a)

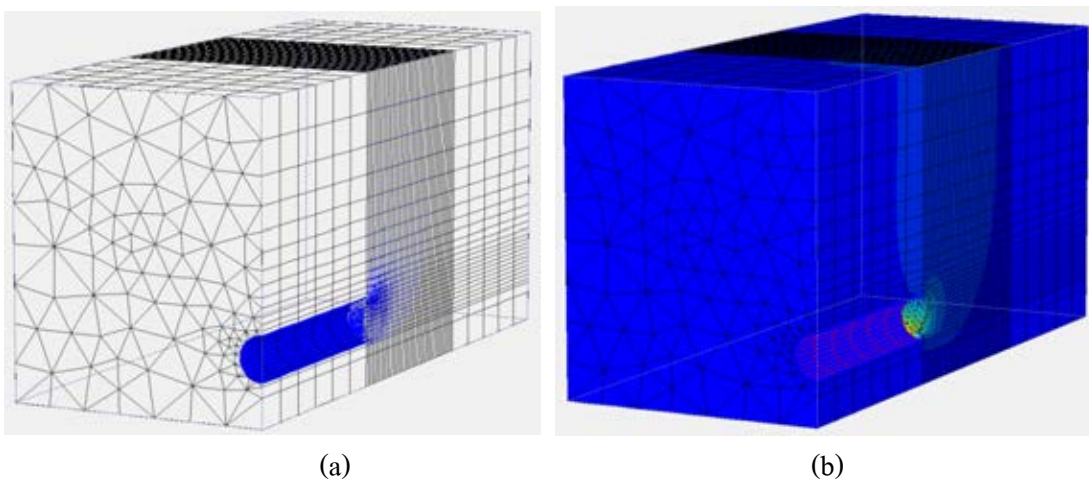


(b)

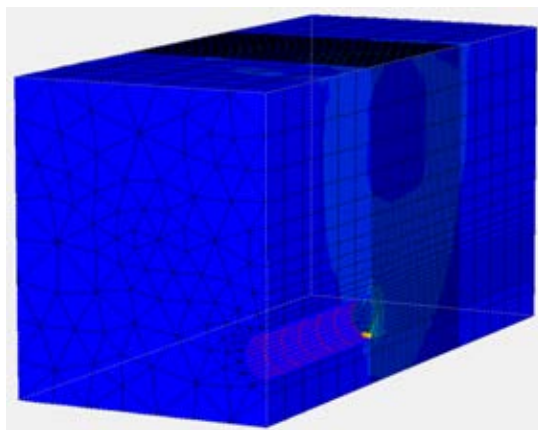
ภาพที่ 6.40 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี่ สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



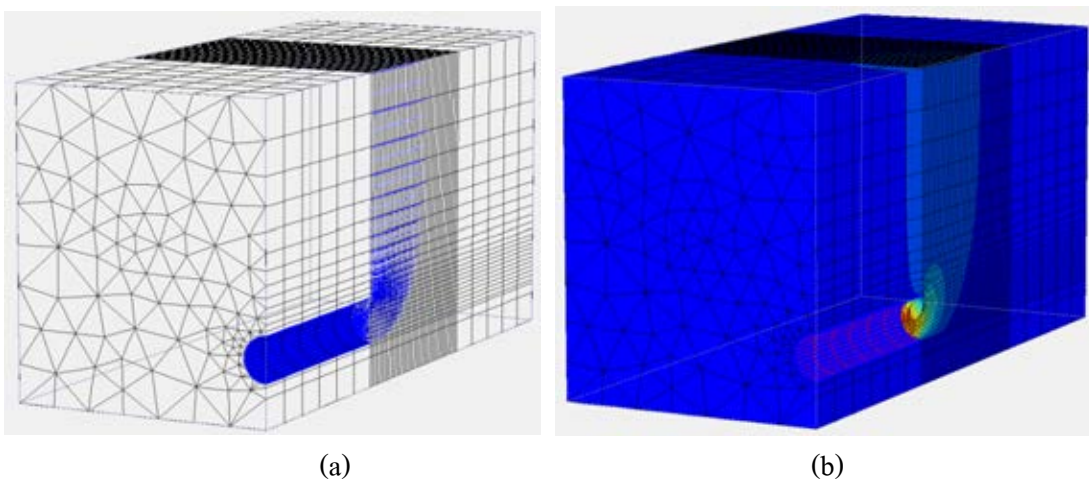
ภาพที่ 6.41 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=2$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



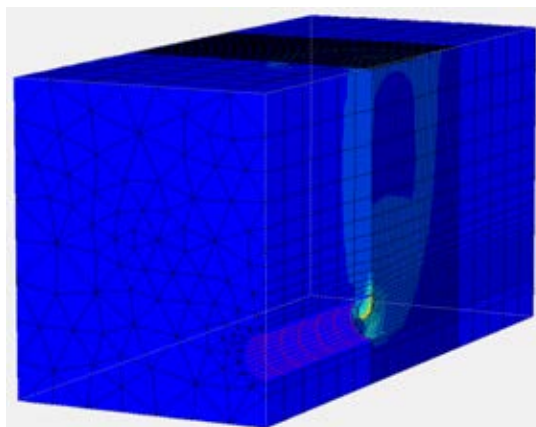
ภาพที่ 6.42 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.43 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.44 รูปแบบการวิบัติ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ และ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.45 รูปแบบการวิบัติของลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น สำหรับกรณี $C/D=5$, $\gamma D/s_{u0}=5$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

กรณีดินเหนียวที่เป็นเอกพันธ์ ($\rho D/s_{u0}=0$) รูปแบบของการวิบัติขึ้นอยู่กับความลึกของอุโมงค์และพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ภาพที่ 6.34 แสดงรูปแบบการวิบัติของกรณี $C/D=1$ คือทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบลำดับชั้นของสี่ และภาพที่ 6.35 คือลักษณะความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น ของกรณี $\gamma D/s_{u0}=0$ และ $\rho D/s_{u0}=0$ ภาพที่ 6.36-6.37 แสดงให้เห็นถึงกรณีเดียวกัน ยกเว้น กำลังของดินที่เพิ่มขึ้นอย่างมากตามความลึกโดยที่ $\rho D/s_{u0}=1$ โดยการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์น้อยกว่ากรณีดินเป็นแบบเอกพันธ์มีการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านหน้าส่วนบนของอุโมงค์ แสดงในภาพที่ 6.36 (b) และ 6.34 (b) ตามลำดับ

สำหรับอุโมงค์ที่มีความลึกปานกลางในกรณีที่ดินเป็นเอกพันธ์ พร้อมกับมีหน่วยน้ำหนักดินปานกลาง แสดงในภาพที่ 6.38-6.39 ของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=0$ โดยที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินมากบริเวณด้านหน้าส่วนล่างของอุโมงค์

เมื่อกำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึก มีการเคลื่อนตัวของมวลดินมากบริเวณด้านหน้าส่วนบนของอุโมงค์ เมื่อเปรียบเทียบกับรูปแบบการวิบัติในกรณีที่กำลังของดินเป็นแบบคงที่ ภาพที่ 6.40 และ 6.41 เปรียบเทียบการวิบัติของกรณี $C/D=3$, $\gamma D/s_{u0}=3$ และ $\rho D/s_{u0}=1$

การเปรียบเทียบของ 2 ภาพนี้ มีความคล้ายกับพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาข้างต้น สำหรับในกรณีที่อยู่ใกล้คือ $C/D=5$ แสดงในภาพที่ 6.44-6.45 เป็นผลของกระทบจาก $\rho D/s_{u0}$ จะเห็นได้ชัดว่า เมื่อมีค่าที่มากขึ้นทำให้เกิดการวิบัติที่แคบมาก และตื้น โดยที่ไม่มีมีการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณด้านล่างของอุโมงค์

กรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร

การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์สำหรับเงื่อนไขนี้ พิจารณาใช้ PLAXIS 3D ในการศึกษาแบบ 3 มิติ และ PLAXIS 2D ในแบบ 2 มิติ โดยวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยจากการขุดเจาะอุโมงค์ในโครงการรถไฟฟ้ามหานคร (MRTA) ในระหว่างที่ได้มีการควบคุมแรงดันบริเวณด้านหน้าอุโมงค์ ซึ่งพิจารณาจากแรงดันเฉลี่ยน้อยที่สุด ปานกลาง และมากที่สุด ในขณะที่นั้น ตามงานวิจัยของ Chanaton Surarak (2010) ได้ทำการสรุปผลการวิเคราะห์ไว้ในตารางที่ 6.4 -6.5

ตารางที่ 6.4 เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดิน

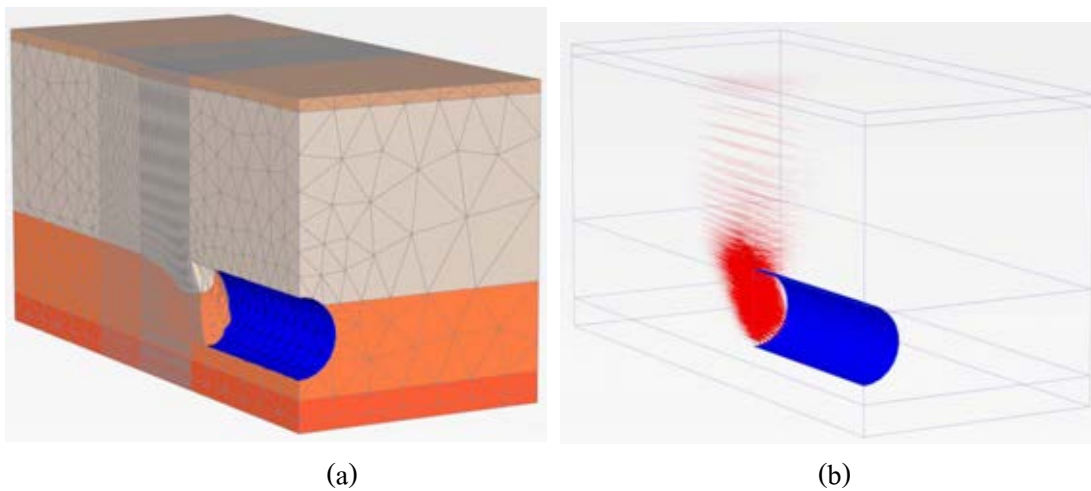
กรุงเทพมหานคร

section	Face pressure (σ_v) kPa	Factor of safety (FS)	Number of elements	Number of nodes	Average element size (10^{-3} m)
26-001	130	2.642	54,141	79,183	689.30
	155	3.010			
	180	3.510			
23-001	40	2.111	65,049	93,672	766.50
	60	2.230			
	80	2.325			
CS-8	150	2.955	57,361	83,953	649.40
	175	3.460			
	200	4.163			
7C	50	2.722	54,136	78,879	923.80
	100	3.164			
	150	3.772			

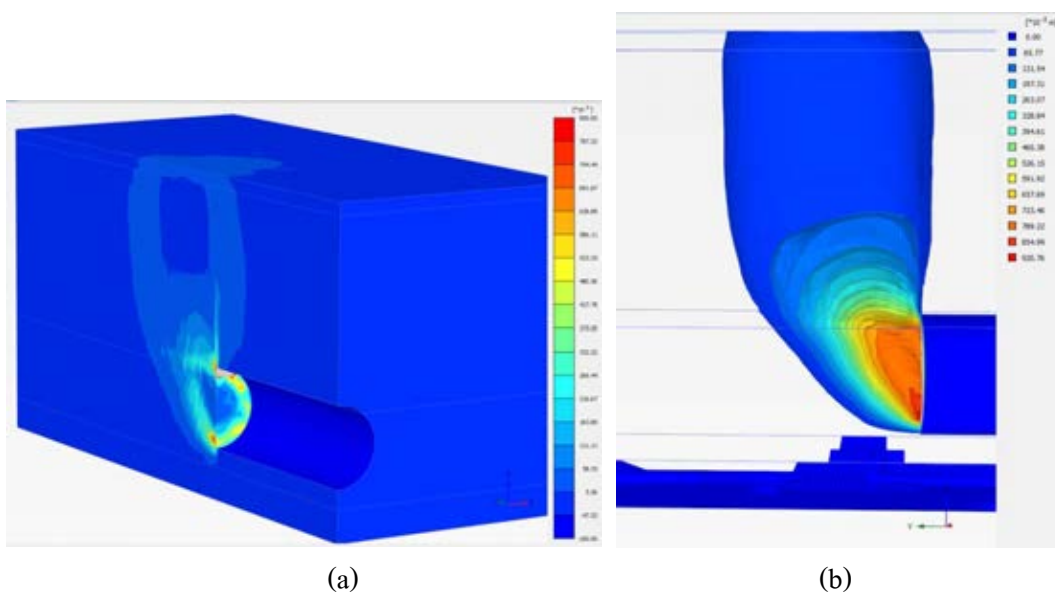
ตารางที่ 6.5 เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดิน กรุงเทพมหานคร

section	Face pressure (σ_v) kPa	Factor of safety (FS)				
		3D	2DT	2DL	3D/2DT	3D/2DL
26-001	130	2.642	0.926	1.405	2.853	1.880
	155	3.010	1.106	1.603	2.722	1.878
	180	3.510	1.366	1.867	2.570	1.880
23-001	40	2.111	0.697	1.058	3.029	1.995
	60	2.230	0.743	1.131	3.001	1.972
	80	2.325	0.792	1.216	2.936	1.912
CS-8	150	2.955	1.067	1.578	2.769	1.873
	175	3.460	1.320	1.833	2.621	1.888
	200	4.163	1.708	2.192	2.437	1.899
7C	50	2.722	0.899	1.411	3.028	1.929
	100	3.164	1.073	1.642	2.949	1.927
	150	3.772	1.327	1.963	2.843	1.922

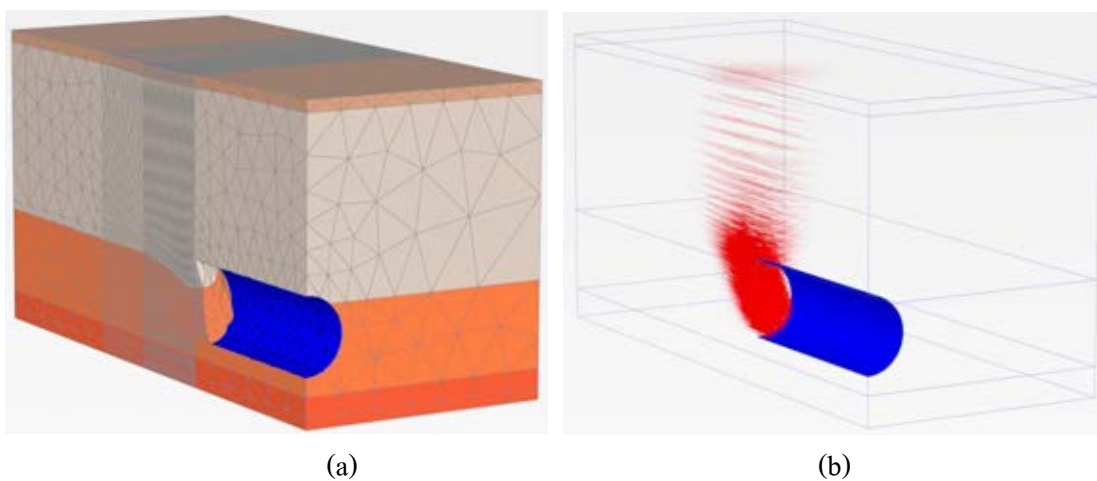
ตัวอย่างลักษณะรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นในกรณีสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ แสดงดังภาพที่ 6.46-6.69



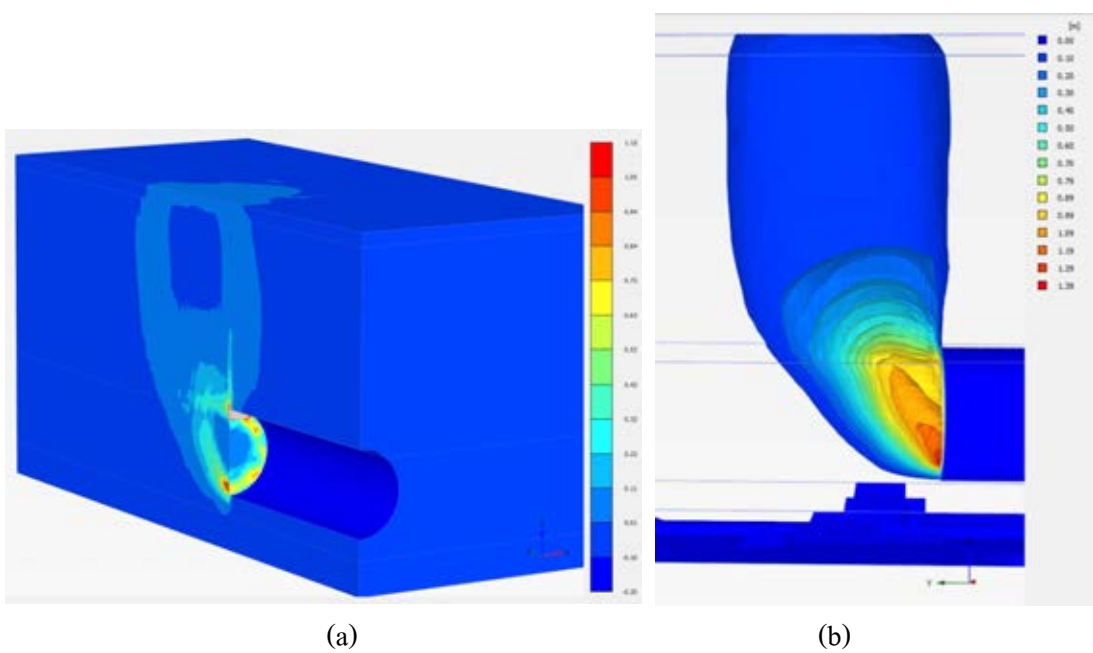
ภาพที่ 6.46 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v=130$ kPa



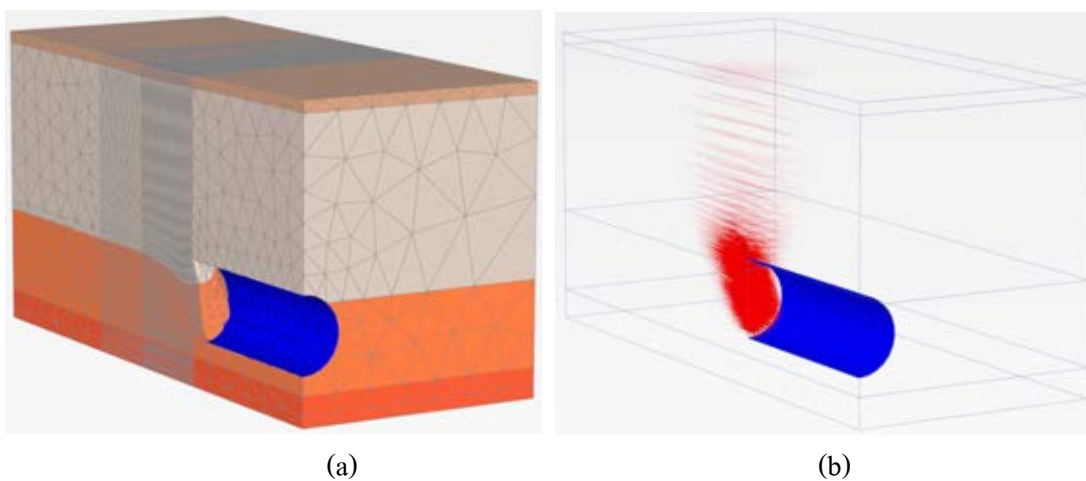
ภาพที่ 6.47 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v=130$ kPa



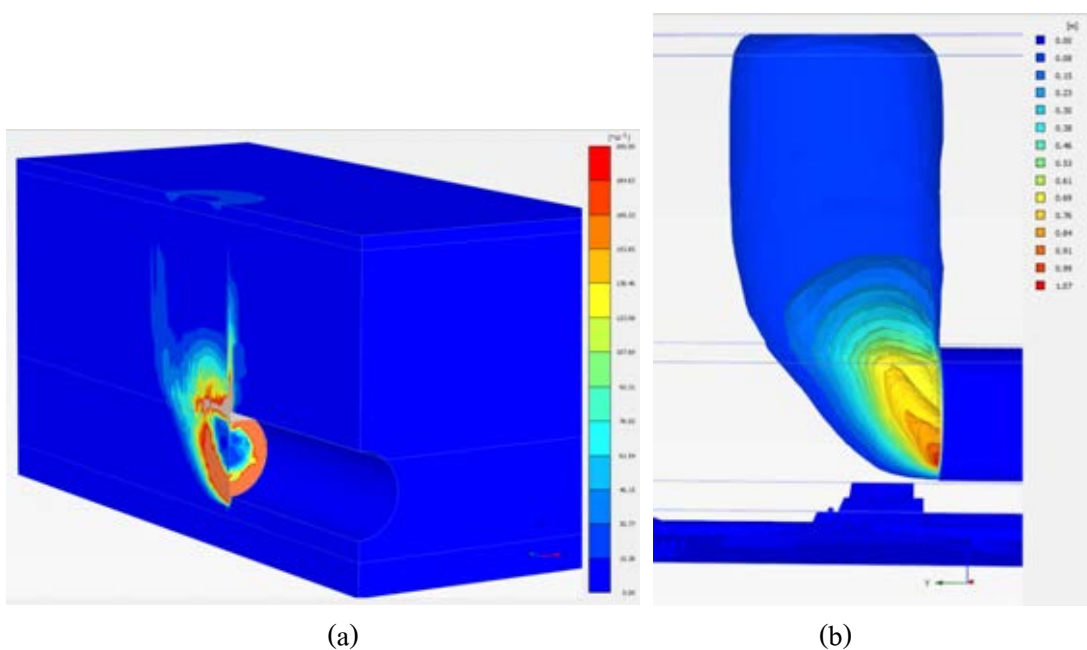
ภาพที่ 6.48 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวของทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v = 155$ kPa



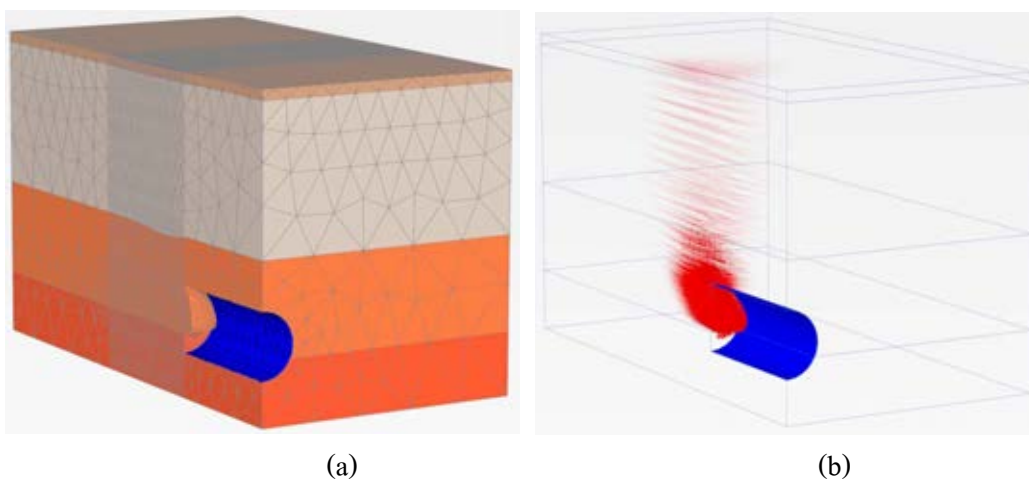
ภาพที่ 6.49 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v = 155$ kPa



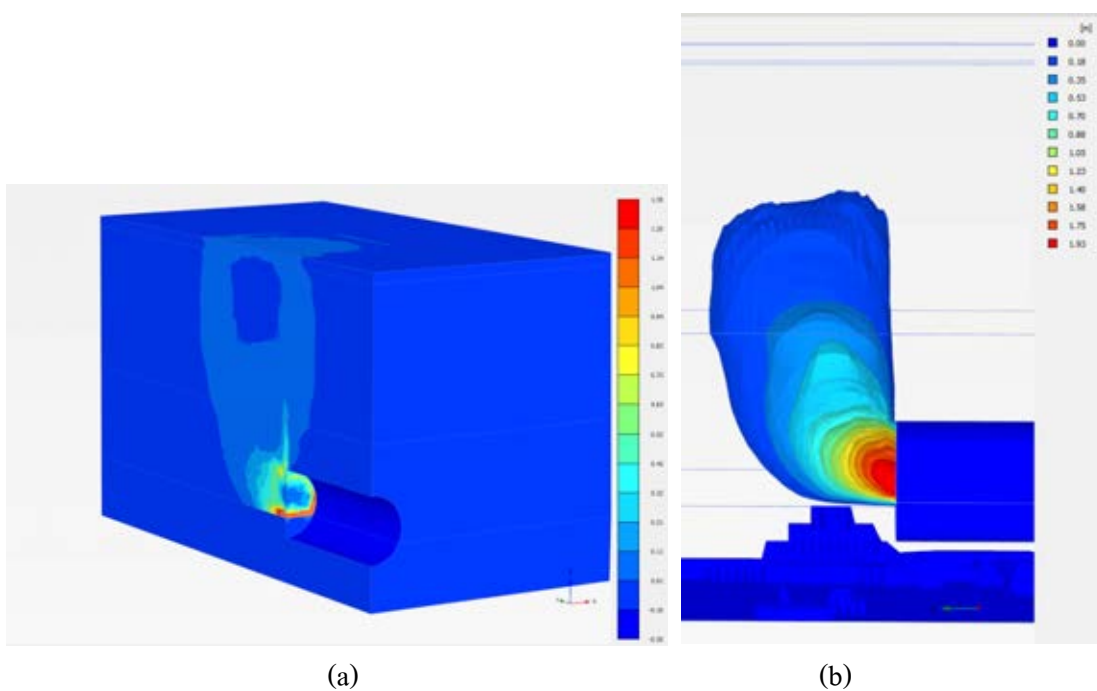
ภาพที่ 6.50 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v=180$ kPa



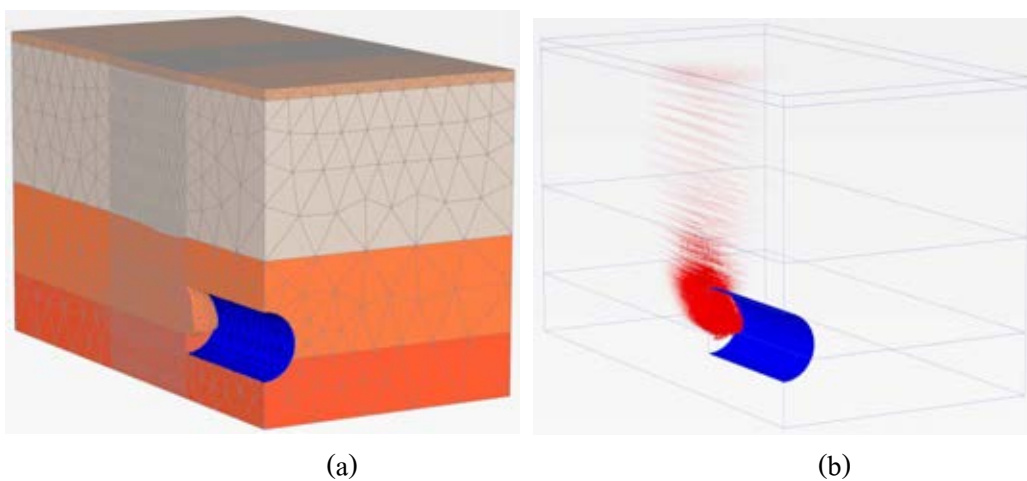
ภาพที่ 6.51 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 26-001, $\sigma_v=180$ kPa



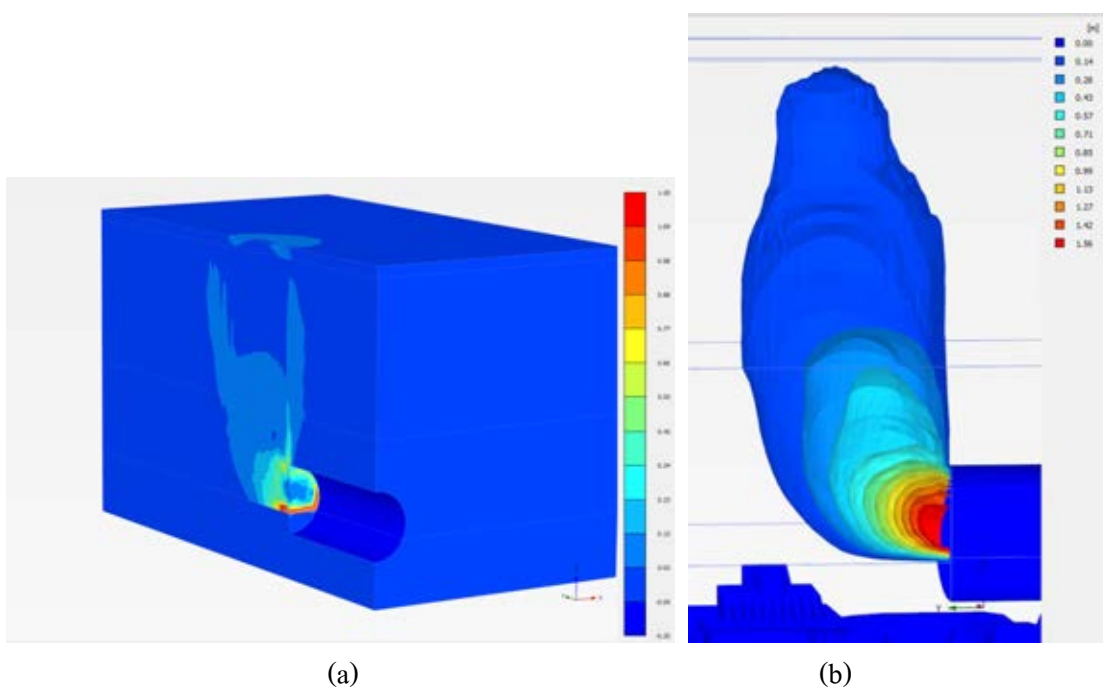
ภาพที่ 6.52 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v = 40$ kPa



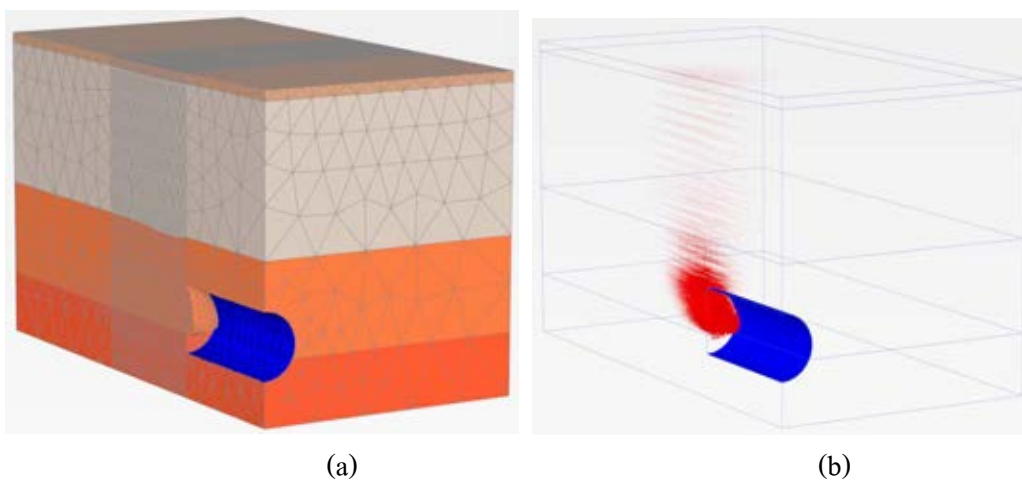
ภาพที่ 6.53 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v = 40$ kPa



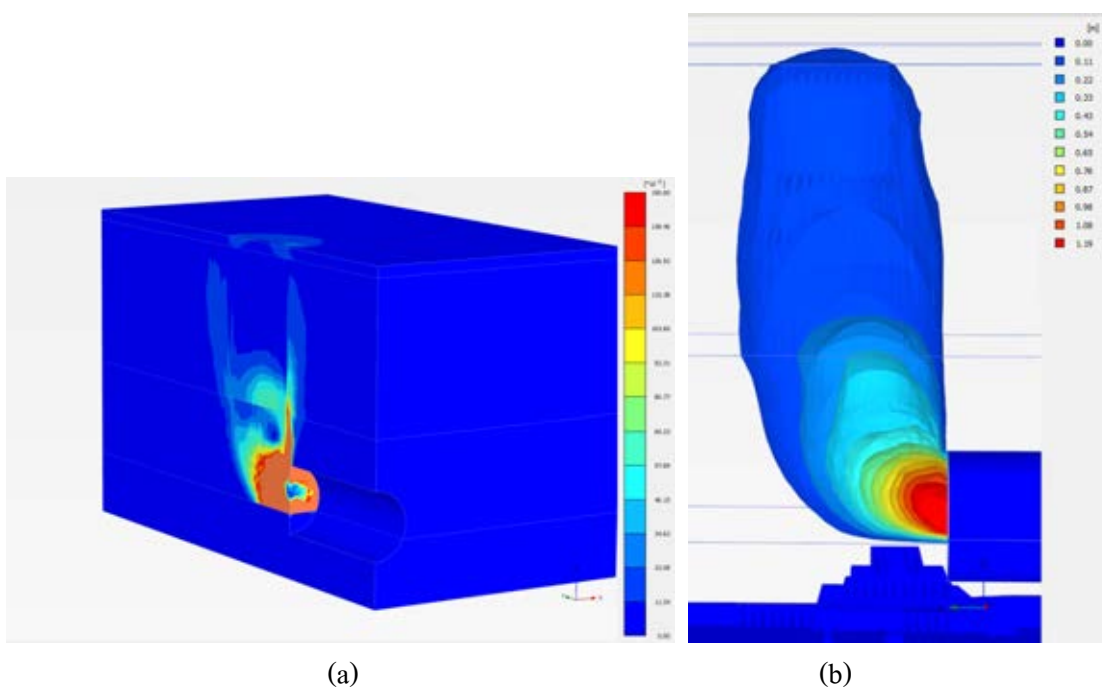
ภาพที่ 6.54 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v=60$ kPa



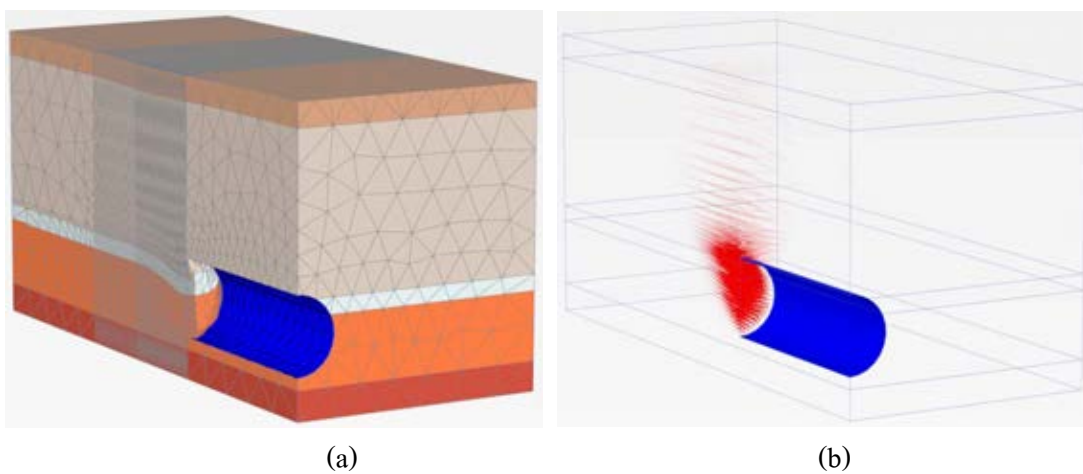
ภาพที่ 6.55 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v=60$ kPa



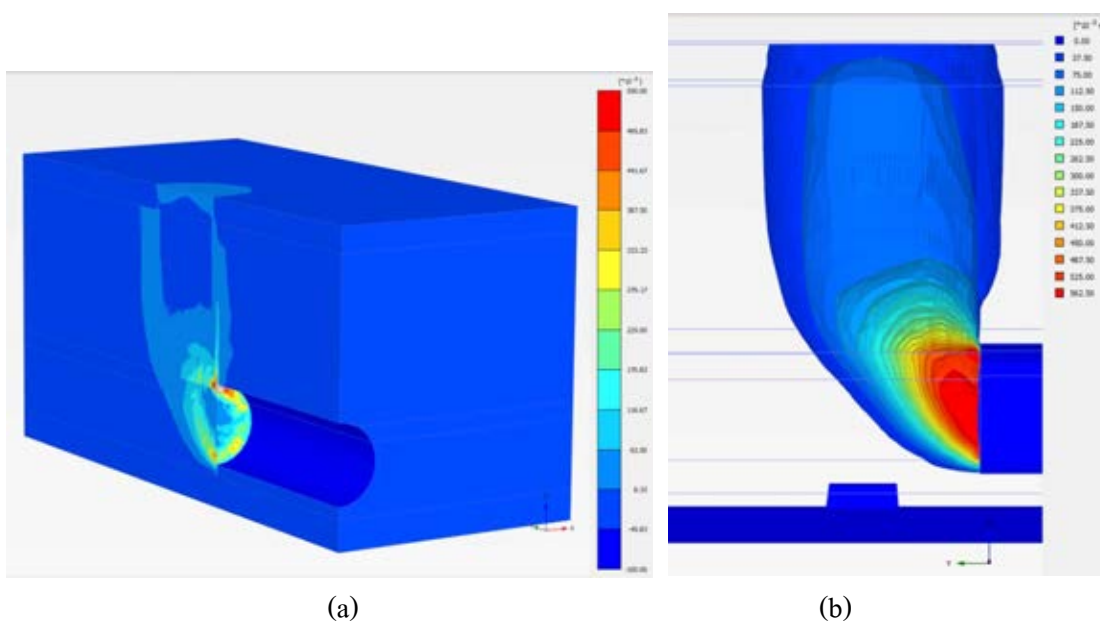
ภาพที่ 6.56 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวของมวลดินที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v = 80 \text{ kPa}$



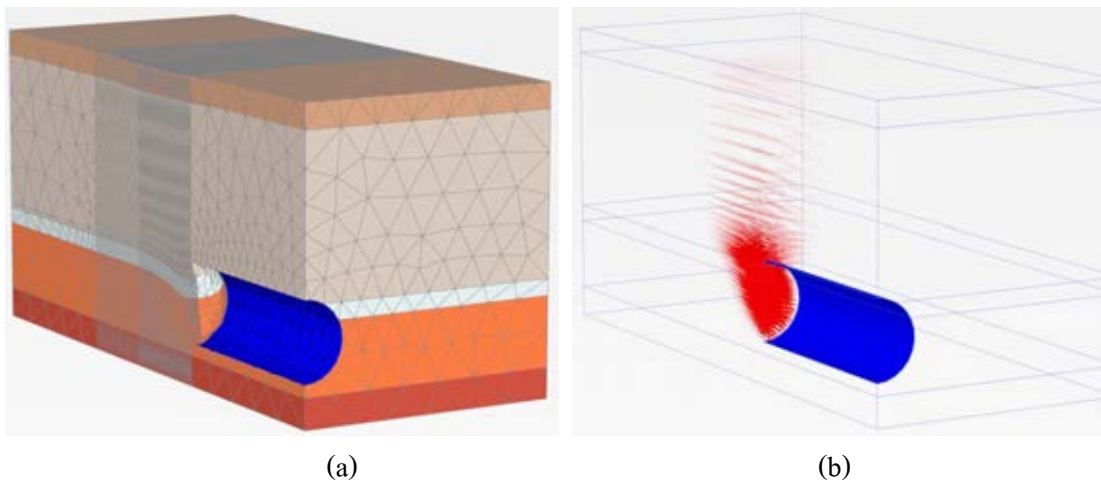
ภาพที่ 6.57 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 23-001, $\sigma_v = 80 \text{ kPa}$



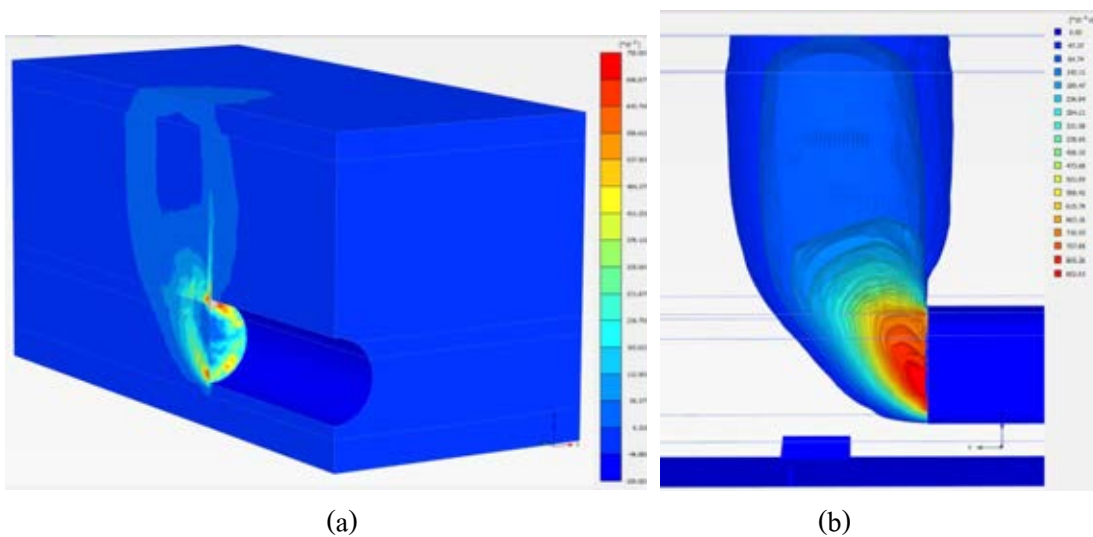
ภาพที่ 6.58 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=150$ kPa



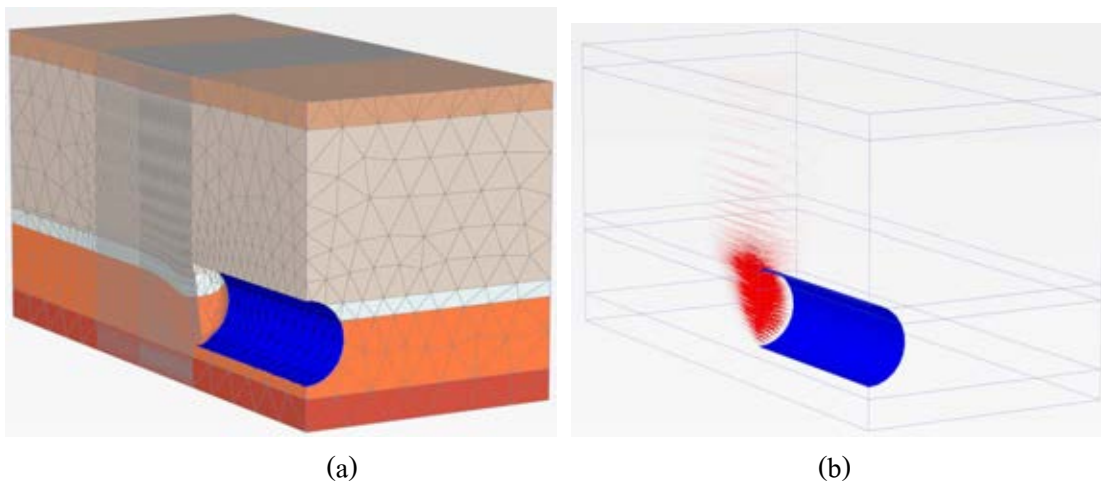
ภาพที่ 6.59 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=150$ kPa



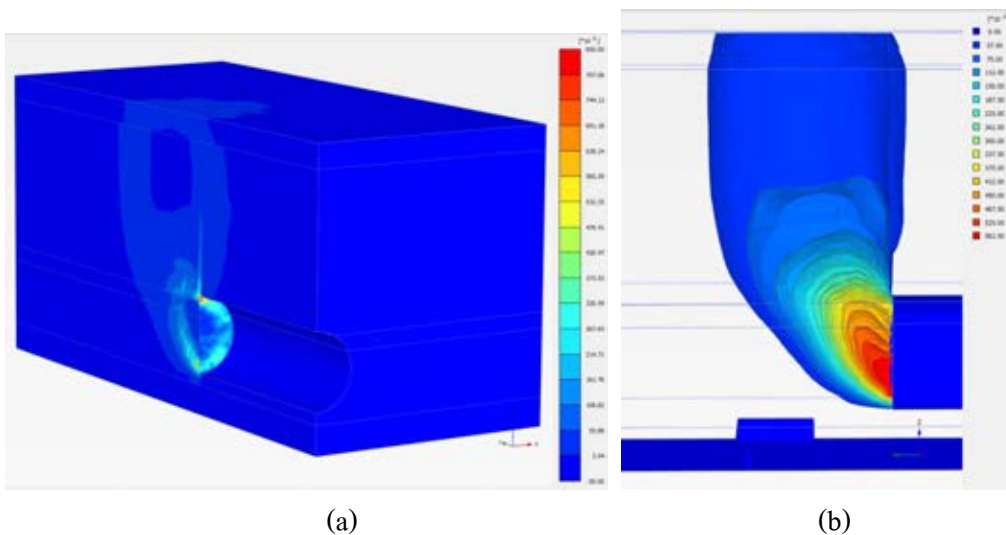
ภาพที่ 6.60 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=175$ kPa



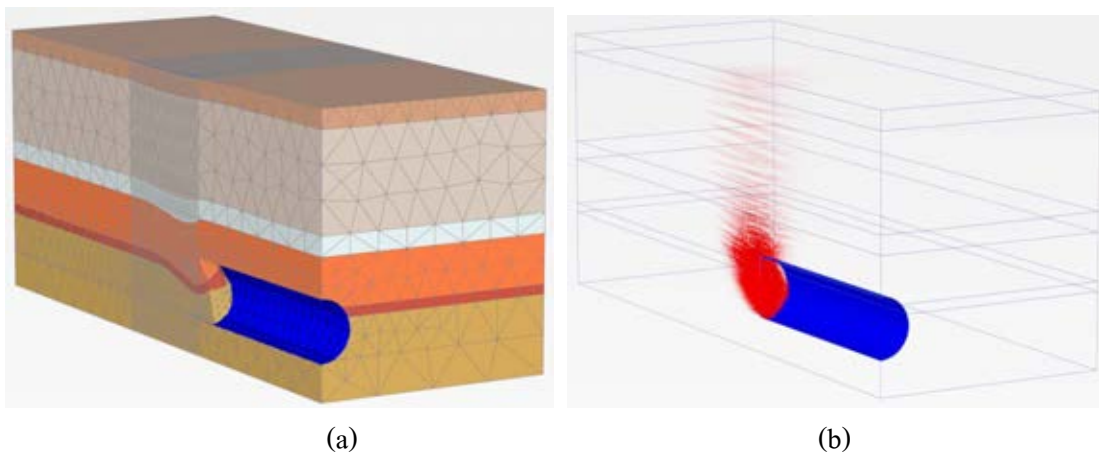
ภาพที่ 6.61 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=175$ kPa



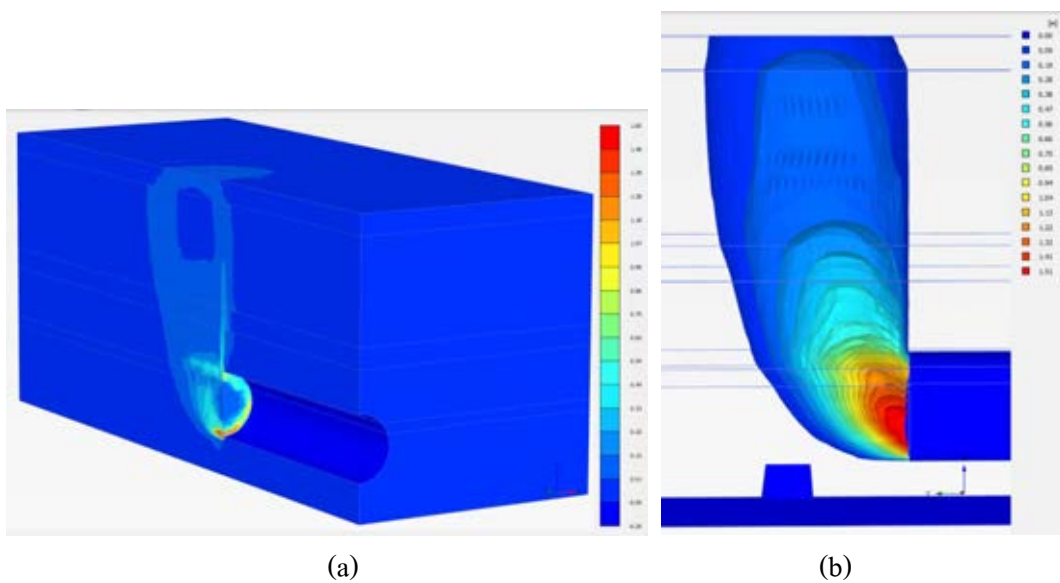
ภาพที่ 6.62 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=200$ kPa



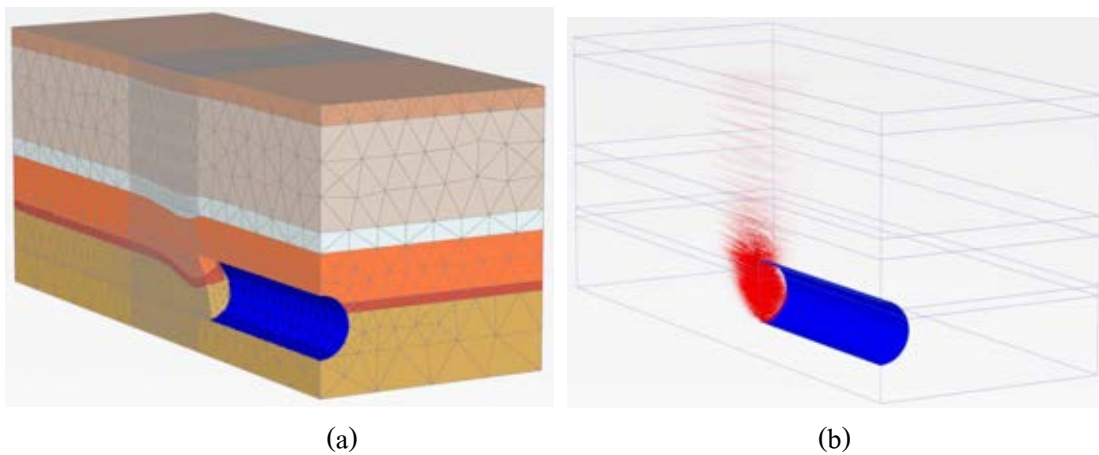
ภาพที่ 6.63 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด CS-8, $\sigma_v=200$ kPa



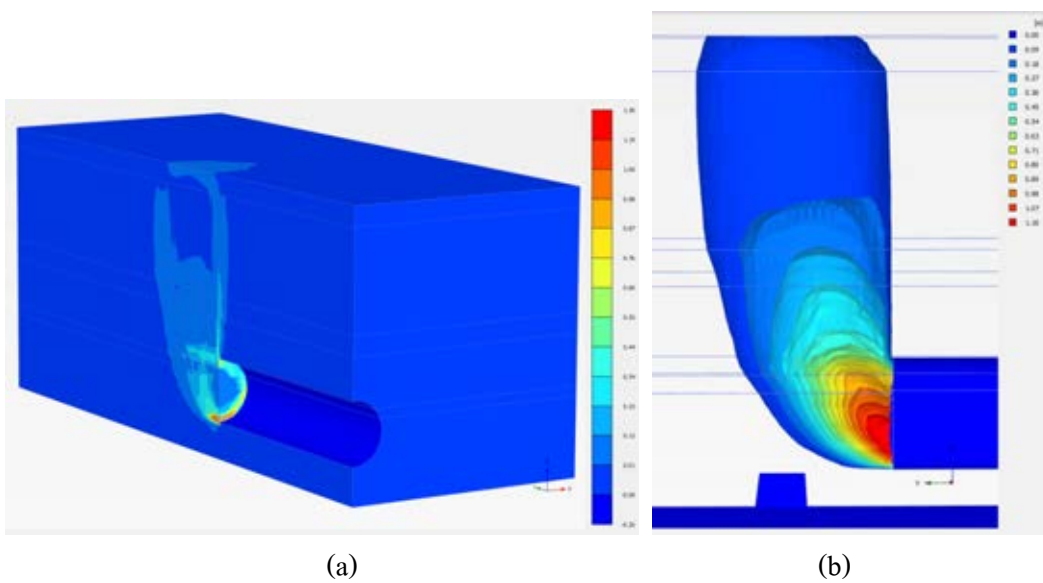
ภาพที่ 6.64 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=50$ kPa



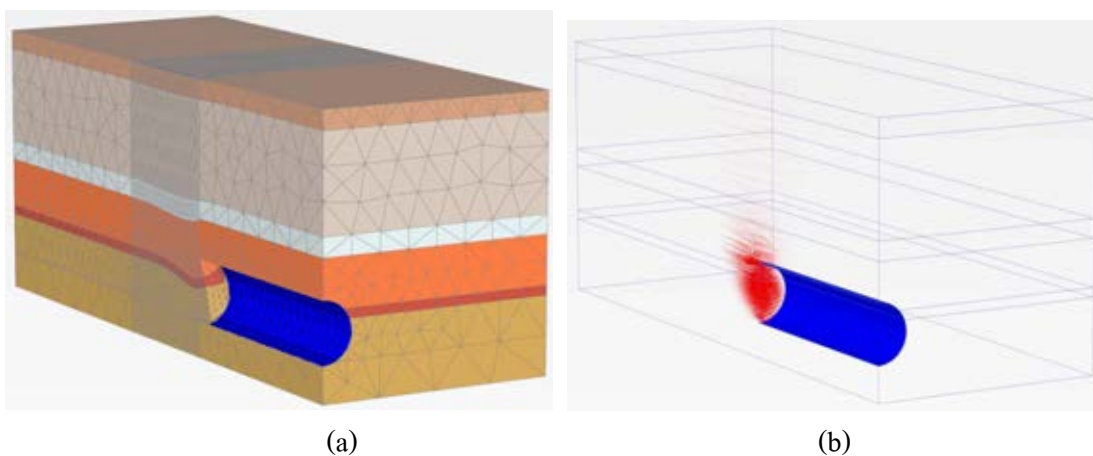
ภาพที่ 6.65 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=50$ kPa



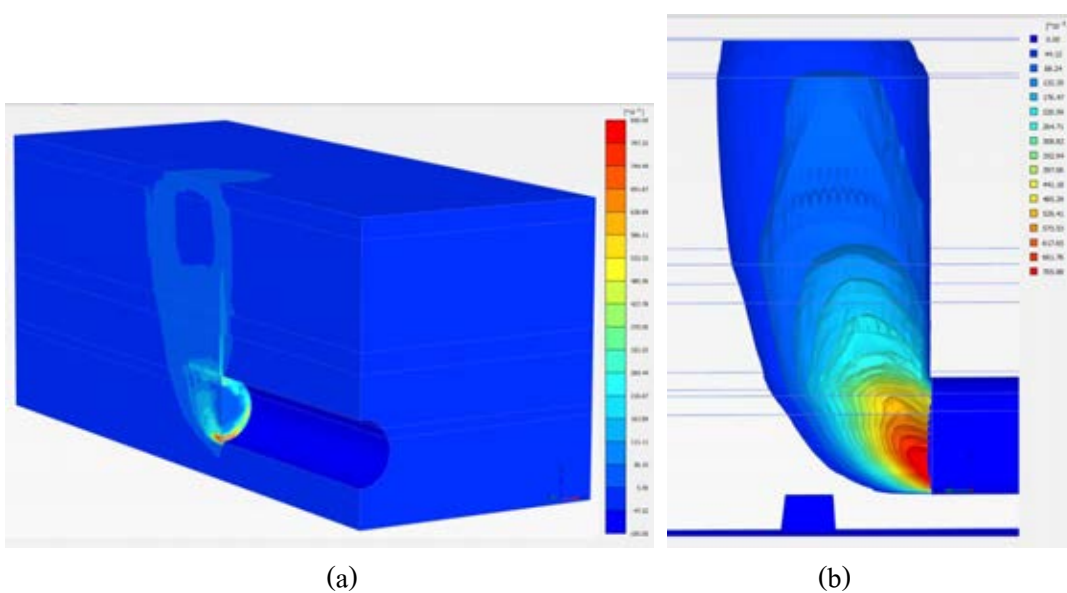
ภาพที่ 6.66 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=100$ kPa



ภาพที่ 6.67 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=100$ kPa



ภาพที่ 6.68 รูปแบบการวิบัติ (a) การเสียรูปของมวลดินและ (b) ทิศทางการเคลื่อนตัวทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นแบบเวกเตอร์ สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=150$ kPa

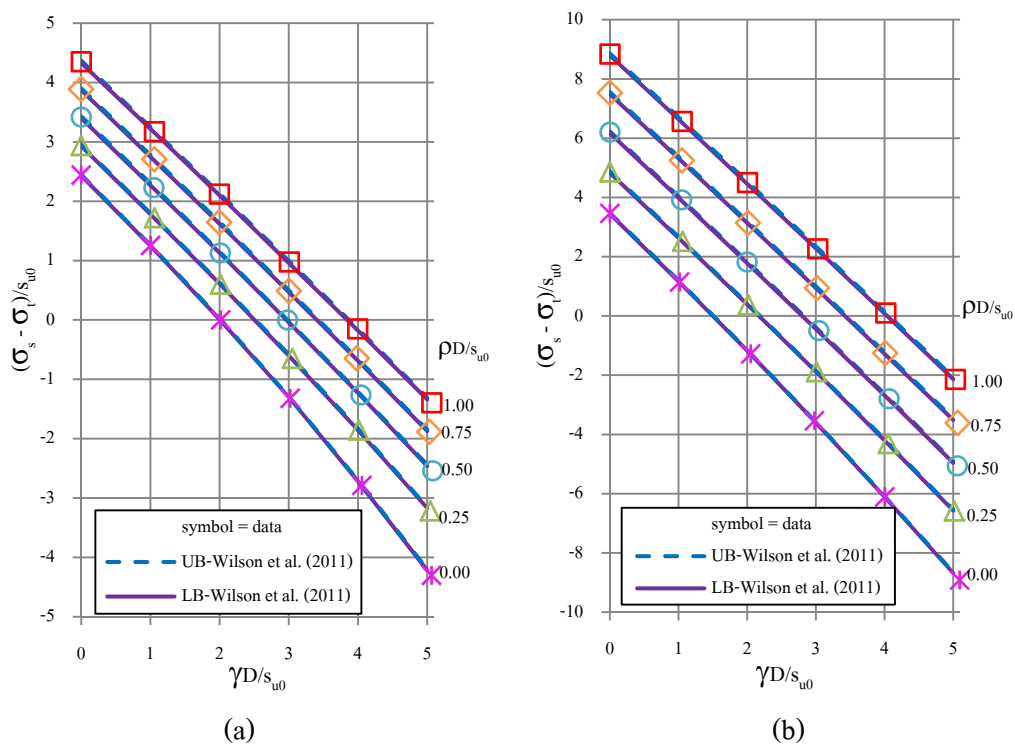


ภาพที่ 6.69 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (b) การเคลื่อนตัวของมวลดินแบบพื้นผิวไอโซเมตริก สำหรับหน้าตัด 7C, $\sigma_v=150$ kPa

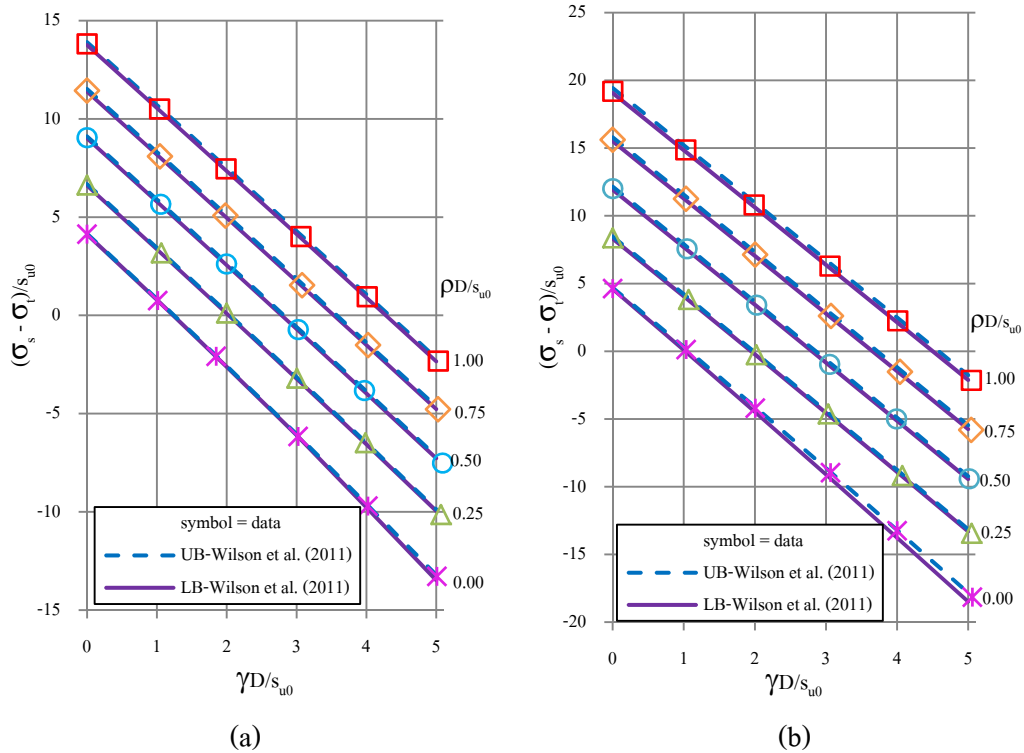
6.1.4 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์กับงานวิจัยในอดีต

เสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แบบหน้าตัดตามขวาง, หน้าตัดตามยาว และแบบ 3 มิติโดยทั้งหมดจะนำเสนอในเทอมแบบไร้มิติของความลึกของอุโมงค์โดยมีค่าระหว่าง $C/D=1$ ถึง $C/D=5$ ซึ่งได้นำเสนอในรูปแบบชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ อันได้แก่ C/D , $(\sigma_s - \sigma_l)/s_{u0}$, $\gamma D/s_{u0}$ และ $\rho D/s_{u0}$ และได้เปรียบเทียบดังนี้

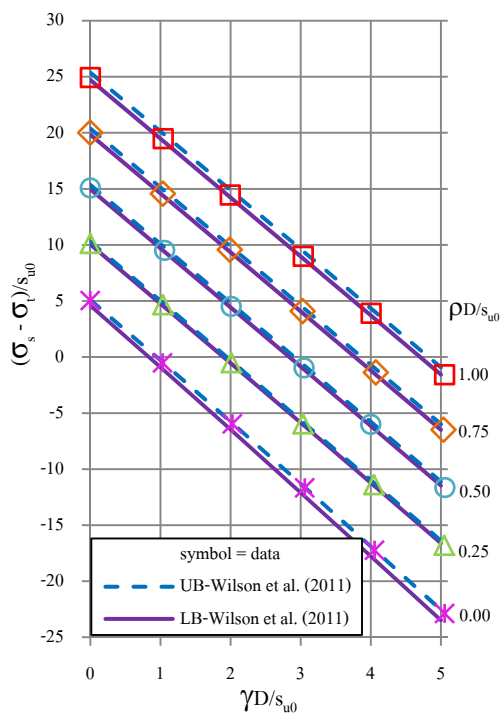
สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวางจะทำการเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Wilson et al. (2011) ซึ่งใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ลิมิต (Finite Element Limit Analysis) พบว่ามีความสอดคล้องในลักษณะเชิงเส้นและอยู่ระหว่างผลเฉลยของขอบบนกับขอบล่างในทุกกรณีและได้ผลเฉลยดังแสดงตามภาพที่ 6.70-6.72



ภาพที่ 6.70 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ ตามลำดับ

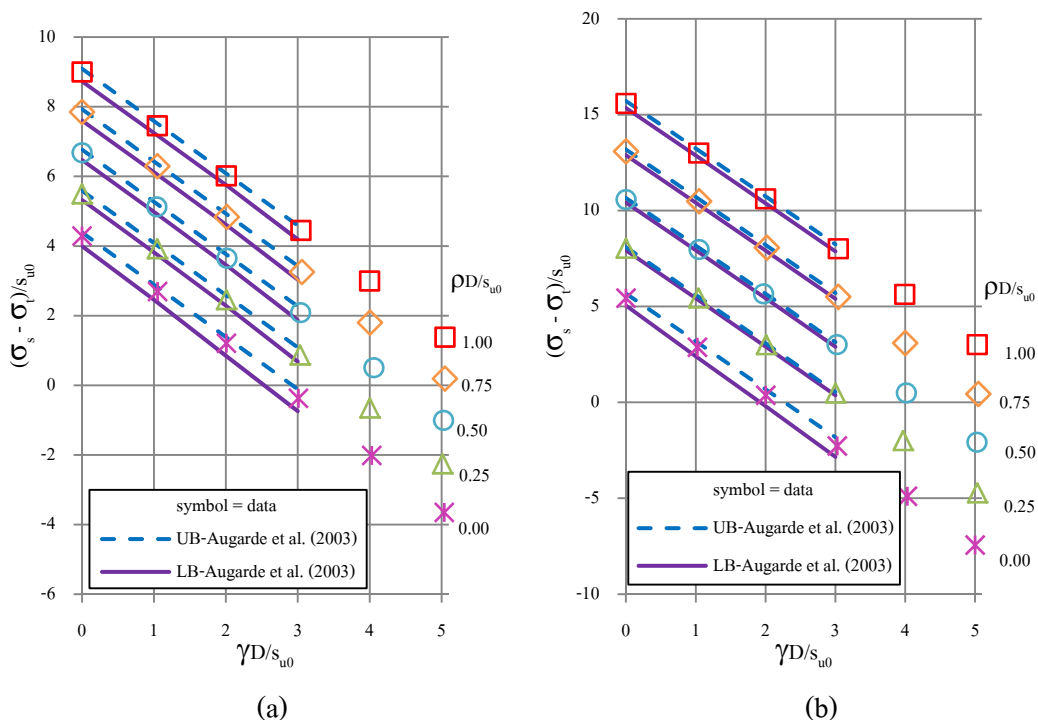


ภาพที่ 6.71 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี C/D=3 และ C/D=4 ตามลำดับ

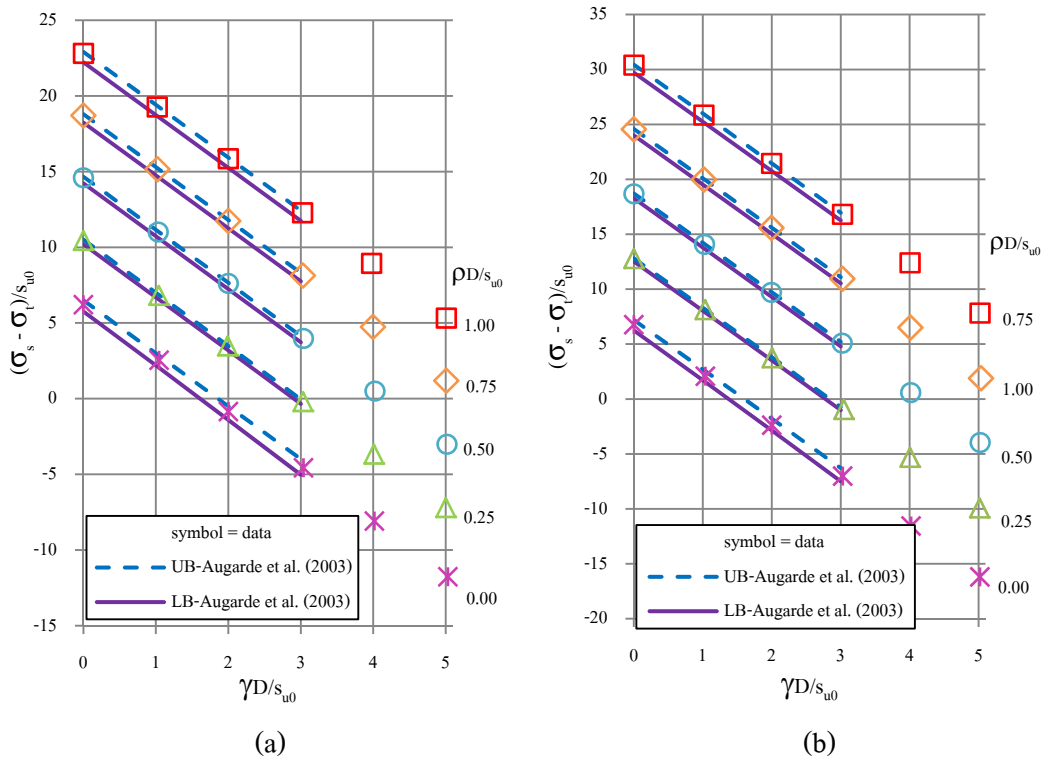


ภาพที่ 6.72 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามขวาง ในกรณี C/D=5

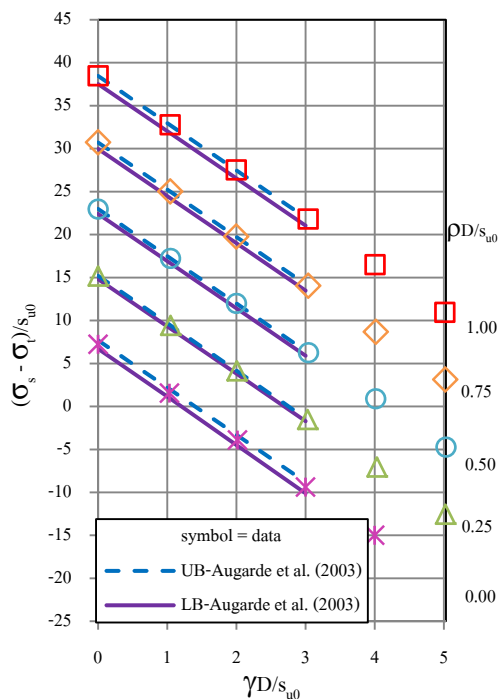
สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาวทำการเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Augarde et al. (2003) ซึ่งใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟในต้อลิเมนต์ลิมิต แต่เนื่องจากมีข้อมูล $\gamma D/s_{u0}$ ให้เปรียบเทียบอยู่ระหว่าง 0 ถึง 3 ซึ่งพบที่มีความสอดคล้องในลักษณะเชิงเส้นและอยู่ระหว่างผลเฉลยของขอบบนกับขอบล่างในทุกกรณีและมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกับกับการศึกษาในกรณีนี้ซึ่งผลเฉลยดังแสดงตามภาพที่ 6.73-6.75



ภาพที่ 6.73 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี $C/D=1$ และ $C/D=2$ ตามลำดับ



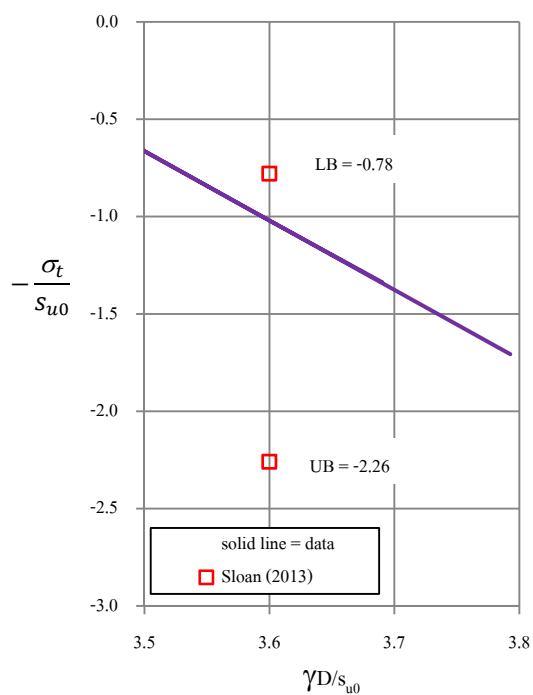
ภาพที่ 6.74 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี C/D=3 และ C/D=4 ตามลำดับ



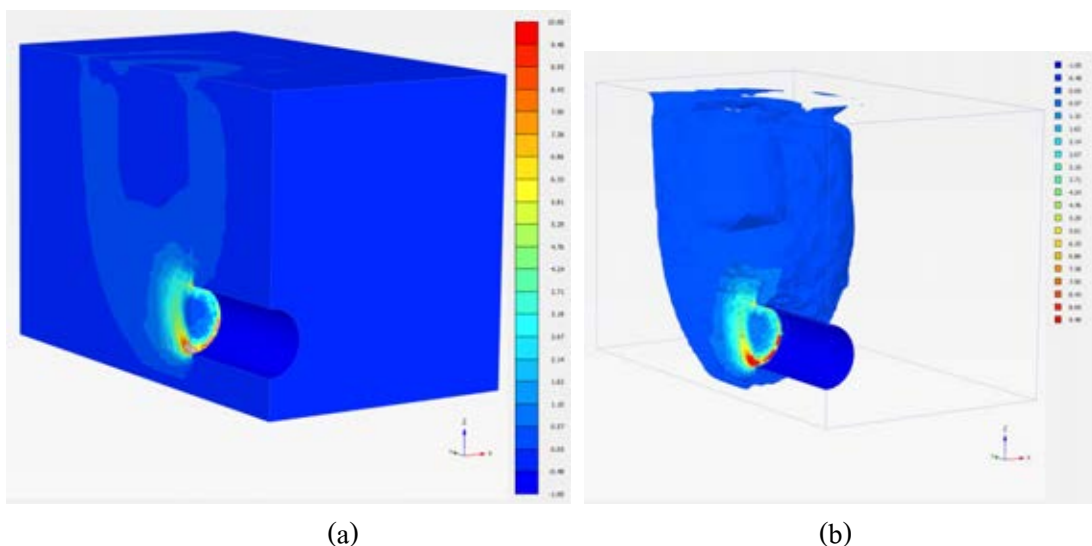
ภาพที่ 6.75 เปรียบเทียบผลเฉลยหน้าตัดตามยาว ในกรณี C/D=5

สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ ทำการเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Sloan (2013) ซึ่งใช้วิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ลิมิต แบบ 3 มิติ แต่เนื่องจากมีข้อมูลจำกัดในการเปรียบเทียบ โดยกำหนด $C/D=3$, $\sigma_s=0$ kPa, $\gamma D/s_{u0}=3.60$ และ $\rho D/s_{u0}=0$

พบว่าผลเฉลยที่ได้นั้นดีกว่าขอบบนและค่อนข้างไปในทิศทางของขอบล่าง โดยแสดงในลักษณะเชิงเส้นซึ่งอยู่ระหว่างผลเฉลยของขอบบนกับขอบล่างและได้ผลเฉลยดังแสดงตามภาพที่ 6.76 ทั้งยังแสดงรูปแบบของการวิบัติที่เกิดขึ้น ตามภาพที่ 6.77



ภาพที่ 6.76 เปรียบเทียบผลเฉลยแบบ 3 มิติ ในกรณี $C/D=3$, $\sigma_s=0$ kPa, $\gamma D/s_{u0}=3.60$ และ $\rho D/s_{u0}=0$



ภาพที่ 6.77 รูปแบบการวิบัติ (a) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น และ (b) ความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น แบบพื้นผิวไอโซเมตริก $C/D=3$, $\sigma_s=0$ kPa, $\gamma D/s_{u0}=3.60$ และ $pD/s_{u0}=0$

6.1.5 สมการเซมิ-เอมพิริคัล จากการปรับเส้นโค้ง

การวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวนั้นถือว่ามีความสำคัญและจำเป็นอย่างมากในงานก่อสร้างอุโมงค์ในดินเหนียวด้วยระบบหัวเจาะแบบแรงดันดินสมดุล ซึ่งขั้นตอนของการออกแบบเพื่อให้มีการหลุดตัวที่น้อยที่สุดของพื้นผิวดินด้านบนเหนืออุโมงค์ซึ่งการวิเคราะห์ และเพื่อให้สมบูรณ์จริงๆ นั้น จำเป็นต้องวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในแบบ 3 มิติ เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ เนื่องจากวิธีการดังกล่าว ใช้ประมวลผลค่อนข้างมาก ทั้งยังมีขั้นตอนยุ่งยากสลับซับซ้อน เป็นอย่างยิ่ง ซึ่งในหลักปฏิบัติโดยส่วนใหญ่ นั้น มักทราบหน่วยน้ำหนักของดินและกำลังรับแรงเฉือนของดิน และสิ่งที่มีความจำเป็นอย่างยิ่งคือการหาค่าของแรงดันด้านหน้าภายในอุโมงค์ น้ำหนักบรรทุกที่อยู่บนผิวดิน เพื่อรักษาความมีเสถียรภาพของอุโมงค์ไว้ รวมไปถึงอัตราส่วนปลอดภัยที่เกิดขึ้นในขณะนั้น อย่างไรก็ตาม ผู้วิจัยได้นำเสนอชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ เพื่อช่วยในการวิเคราะห์หาค่าดังกล่าว ทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ ไว้แล้วนั้นก็ตาม แต่ในทางปฏิบัติ วิศวกรเหล่านั้นต้องทำการคำนวณแบบวนซ้ำหรือลองผิดลองถูกเพื่อหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยหรือค่าแรงดันด้านหน้าภายในอุโมงค์ เพื่อให้ได้ค่าที่อยู่บนพื้นฐานของค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในการวิเคราะห์ เช่น กำลังรับแรงเฉือนของดิน เป็นต้น จากปัญหาข้างต้นผู้วิจัยจึงเสนอวิธีการที่สามารถหาได้โดยตรงโดย

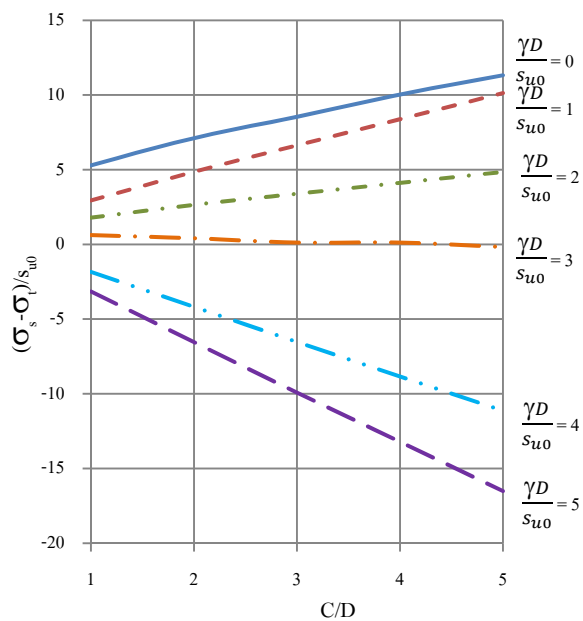
ปราศจากการใช้ชาร์ตเสถียรภาพของพารามิเตอร์ไร้มิติ ซึ่งมีความถูกต้องแม่นยำกับข้อมูลจากผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ

จากที่กล่าวไปแล้วในปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอู โมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวทั้งในการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ซึ่งมีพารามิเตอร์แบบมีมิติ ที่เกี่ยวข้องกันจำนวน 7 พารามิเตอร์ได้แก่ σ_s , σ_t , C , D , s_{u0} , γ , ρ โดยสามารถจัดกลุ่มให้อยู่ในรูปแบบของการวิเคราะห์พารามิเตอร์แบบไร้มิติได้ โดย Butterfield (1999) ได้นำเสนอไว้ ซึ่งมีประโยชน์มากในการช่วยลดจำนวนของตัวแปรในการศึกษาอูพารามิเตอร์ พิจารณาจัดกลุ่มให้อยู่ในรูปแบบของพารามิเตอร์ไร้มิติพร้อมให้มีความสัมพันธ์กันในรูปแบบของฟังก์ชันตามสมการที่ 2.25 ซึ่งเสนอโดย กงกิจ ยิงเจริญกิจจร และ บุญชัย อุกฤษฏชน (2556)

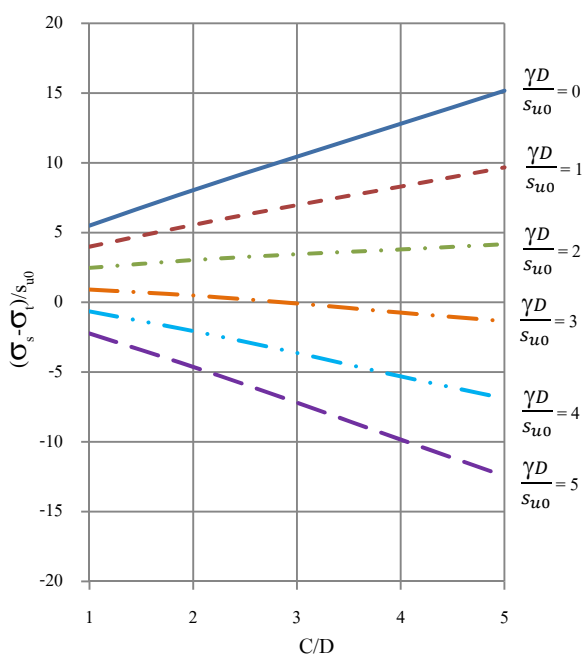
$$FS \frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_{u0}} = f \left(\frac{C}{D}, FS \left(\frac{\gamma D}{s_{u0}} \right), FS \left(\frac{\rho D}{s_{u0}} \right) \right) \quad (6.1)$$

โดยอาศัยสมการทางคณิตศาสตร์หลาย ๆ แบบในการลองผิดลองถูก เพื่อให้ได้ความเหมาะสมกับความสัมพันธ์และข้อมูลผลเฉลยเชิงตัวเลขที่มีอยู่ ซึ่งก็ได้มีงานวิจัยที่ได้เสนอสมการสำหรับปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอู โมงค์ เช่น Abbo et al. (2013), Wilson et al. (2011), (2013) และ Yamamoto et al. (2011 (a), (b)) โดยได้ทำการวิเคราะห์และสังเกตความสัมพันธ์ของกลุ่มข้อมูลของพารามิเตอร์ไร้มิติในรูปแบบที่ต่าง ๆ กัน ดังนี้

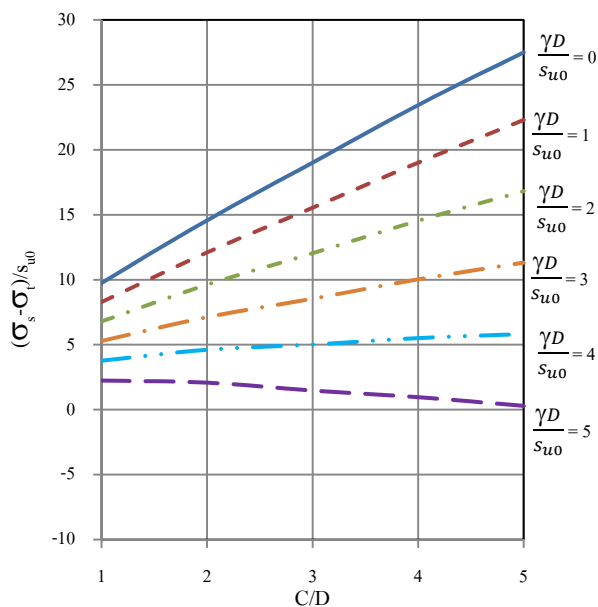
ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ C/D พบว่ามีความสัมพันธ์กันในลักษณะแบบไม่เชิงเส้น ตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 6.78 ในกรณีหน้าตัดตามขวางภาพที่ 6.79 หน้าตัดตามยาว และภาพที่ 6.80 แบบ 3 มิติ โดยทั้งหมดอยู่ในเงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$



ภาพที่ 6.78 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

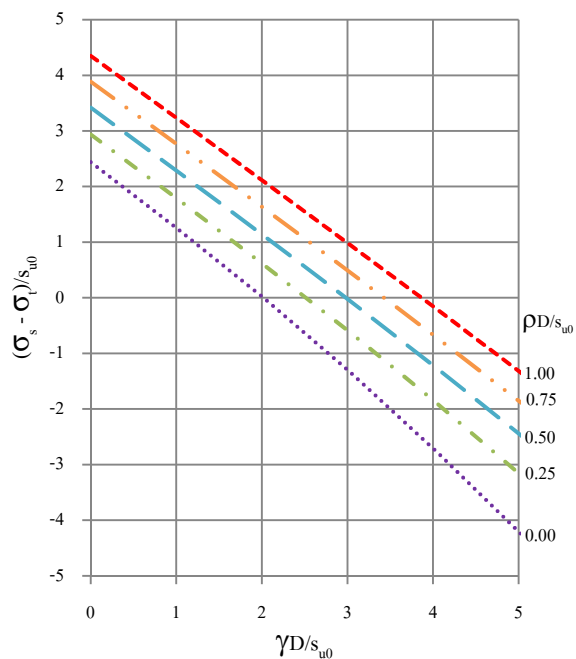


ภาพที่ 6.79 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0}=0.25$ สำหรับกรณีหน้าตัดตายาว

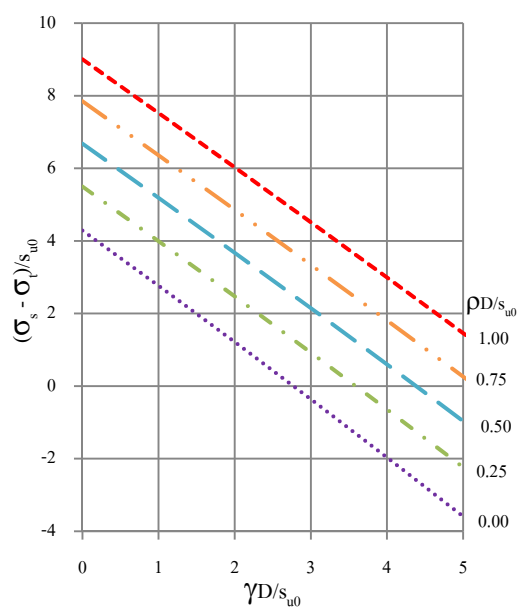


ภาพที่ 6.80 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ C/D ภายใต้เงื่อนไขของ $\rho D/s_{u0} = 0.25$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

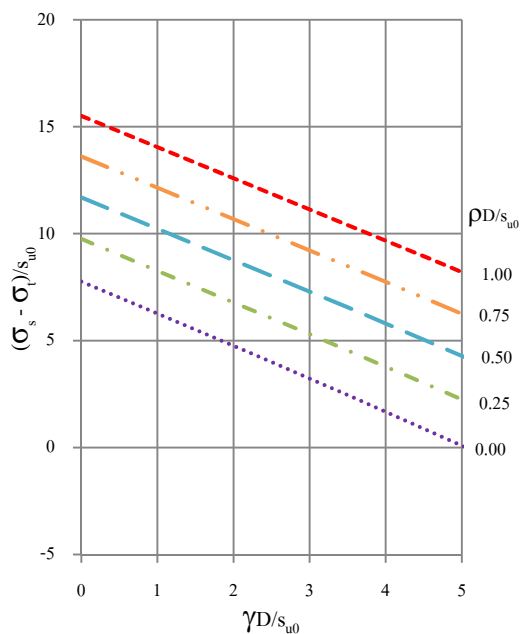
ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ พบว่ามีความสัมพันธ์กันในลักษณะเชิงเส้น ตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 6.81 ในกรณีหน้าตัดตามขวาง ภาพที่ 6.80 หน้าตัดตามยาว และภาพที่ 6.81 แบบ 3 มิติ โดยทั้งหมดอยู่ในเงื่อนไข $C/D=1$



ภาพที่ 6.81 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

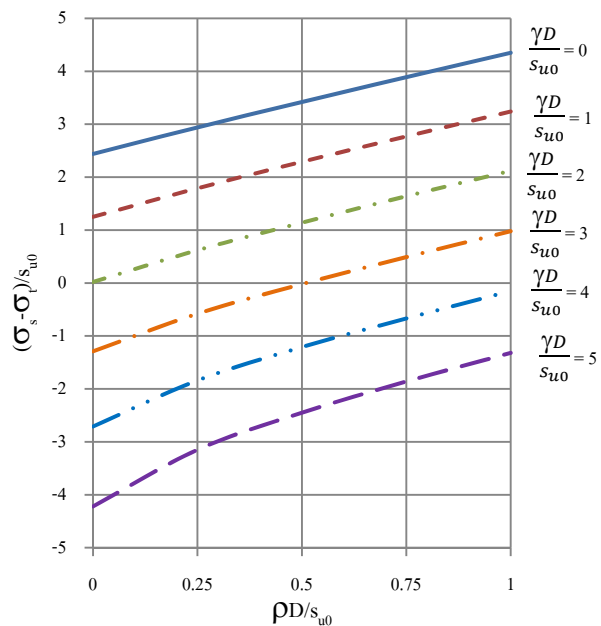


ภาพที่ 6.82 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

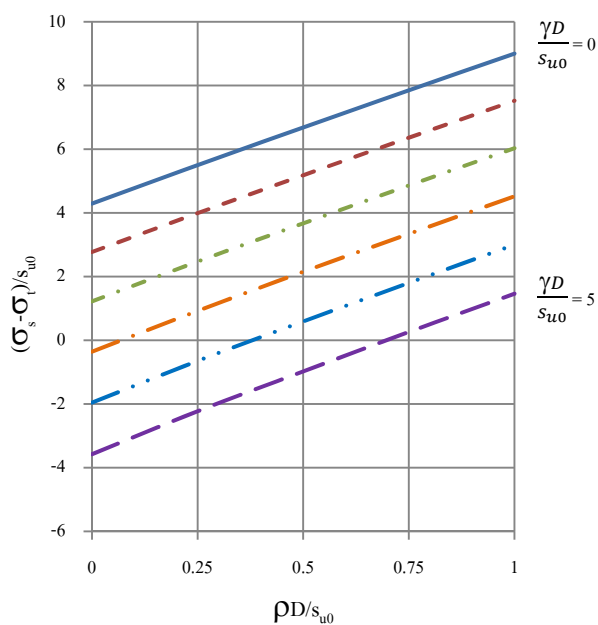


ภาพที่ 6.83 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\rho D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ $\gamma D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

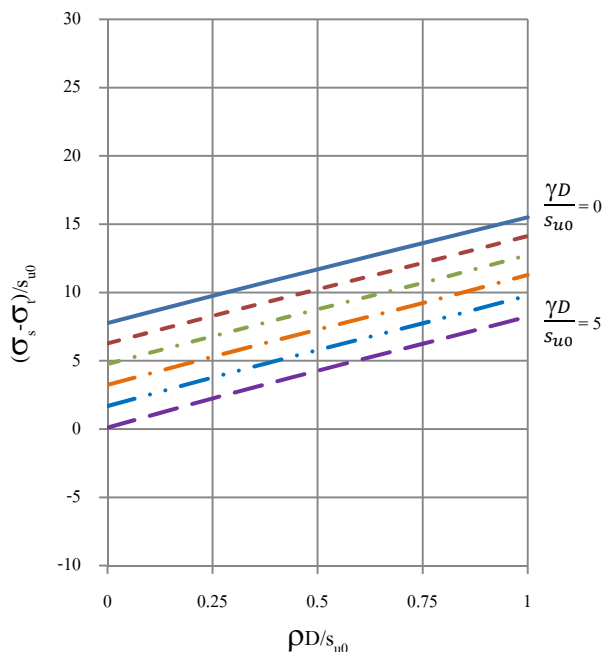
ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ พบว่ามีความสัมพันธ์กันในลักษณะเชิงเส้น ตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 6.84 ในกรณีหน้าตัดตามขวาง ภาพที่ 6.85 หน้าตัดตามยาว และภาพที่ 6.86 แบบ 3 มิติ โดยทั้งหมดอยู่ในเงื่อนไข $C/D=1$



ภาพที่ 6.84 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_l)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 6.85 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_l)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว



ภาพที่ 6.86 ลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ $\rho D/s_{u0}$ ภายใต้เงื่อนไขของ $C/D=1$ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

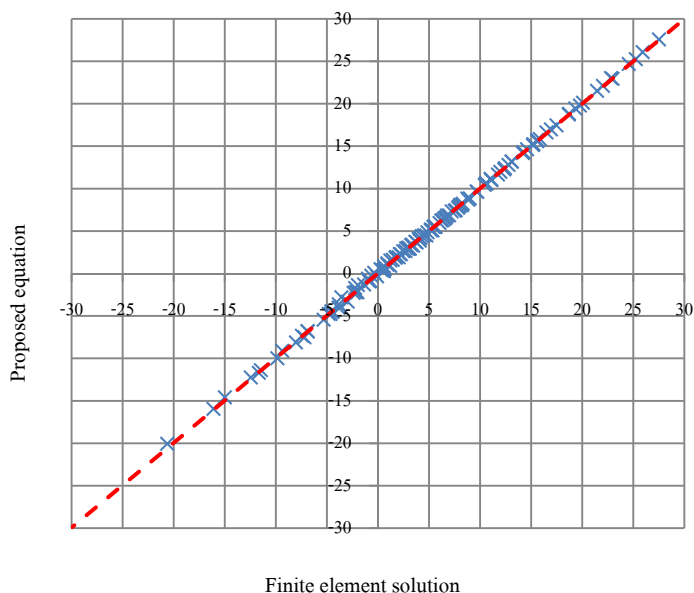
จากการสังเกตอาจกล่าวได้ว่าชุดข้อมูลของพารามิเตอร์ไร้มิตินั้น มีความสัมพันธ์กันในลักษณะเชิงเส้น ประกอบกับผู้วิจัยได้ลองทดลองดูจากข้อมูลผลเฉลยเชิงตัวเลขจำนวนมาก เพื่อให้ได้สมการที่เหมาะสมที่สุด โดยได้นำเสนอรูปแบบสมการที่ได้จากวิธีกำลังสองน้อยที่สุดโดยมีลักษณะเป็นสมการแบบโพลิโนเมียล ซึ่งมีตัวยกกำลังคงที่ดังแสดงในสมการที่ 6.2 อย่างไรก็ตามสมการที่ดีจะต้องมีเงื่อนไขที่ 1) มีรูปแบบความสัมพันธ์ที่ง่าย 2) จะต้องไม่ใช้สมการโพลิโนเมียลที่มีกำลังสูง 3) จำนวนของค่าคงที่ที่ต้องน้อยที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ สำหรับการนำเสนอสมการนั้นจะมีตัวแปรอิสระอยู่ทั้งหมด 3 ตัวแปรดังสมการที่ 6.3 และตัวแปรตามหนึ่งตัวแปร ดังสมการที่ 6.4 ซึ่งสมการที่ได้นำเสนอนี้ต้องการค่าสัมประสิทธิ์ทั้งหมด 5 ตัวคือ a_1 - a_5

$$y = a_1(x_1^{a_2} + x_3x_1^{a_5}) + a_3x_1^{a_4}x_2 \quad (6.2)$$

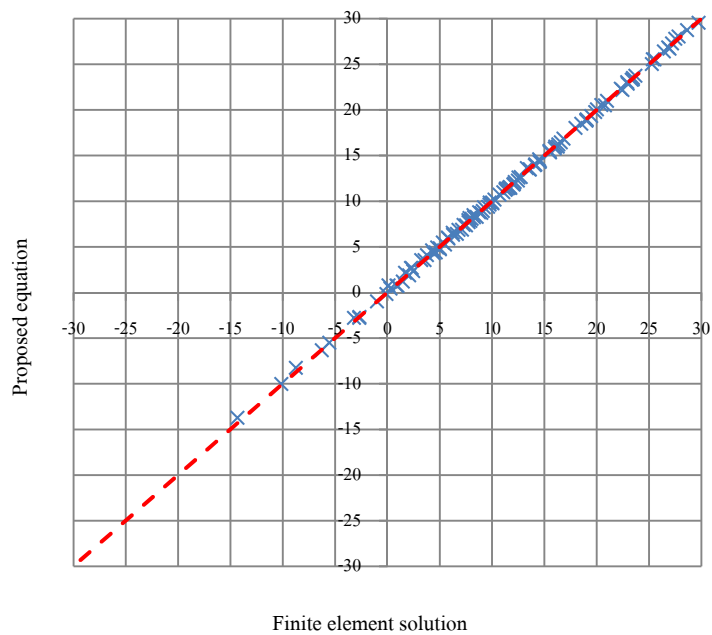
$$x_1 = \frac{C}{D}, x_2 = \frac{\gamma D}{s_{u0}}, x_3 = \frac{\rho D}{s_{u0}} \quad (6.3)$$

$$y = \frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_{u0}} \quad (6.4)$$

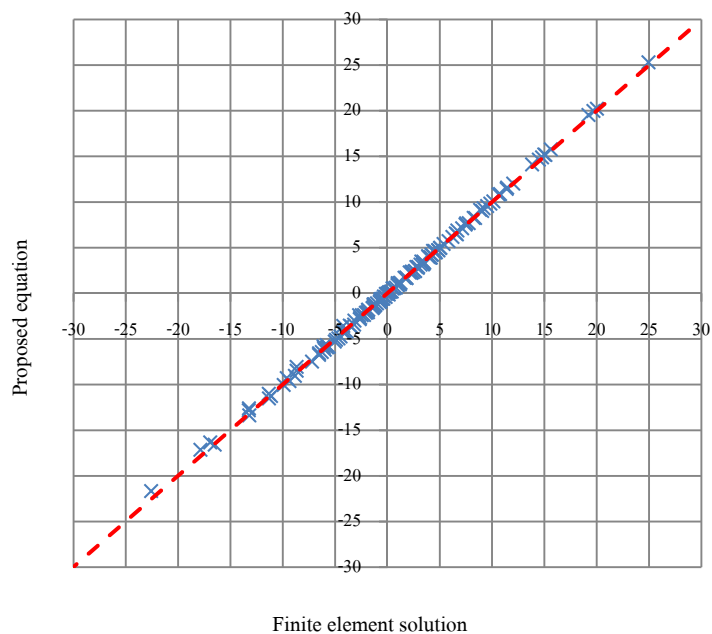
ซึ่งผลเฉลยที่เหมาะสมที่สุดของค่าสัมประสิทธิ์ทั้ง 5 ค่า ได้มาจากวิธีทางสถิติของการปรับเส้นโค้ง โดยใช้เทคนิคการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น โดยได้แสดงผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอ ตามภาพที่ 6.87-6.89 และผลเฉลยที่เหมาะสมที่สุดของค่าสัมประสิทธิ์ทั้ง 5 ค่าแสดงดังตารางที่ 6.6-6.8



ภาพที่ 6.87 การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอ สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 6.88 การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอ สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว



ภาพที่ 6.89 การเปรียบเทียบของผลเฉลยเชิงตัวเลขกับสมการปรับเส้นโค้งที่ได้นำเสนอ สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

ตารางที่ 6.6 ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น สำหรับหน้าตัดตามขวาง

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
2.3259	0.4746	-1.1781	0.9381	1.3468

Remark: $R^2 = 99.92\%$

ตารางที่ 6.7 ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น สำหรับหน้าตัดตามยาว

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
4.4228	0.3140	-1.4457	0.8276	1.2140

Remark: $R^2 = 99.97\%$

ตารางที่ 6.8 ผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น สำหรับแบบ 3 มิติ

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
7.8109	0.3477	-1.4731	0.8117	1.2294

Remark: $R^2 = 99.98\%$

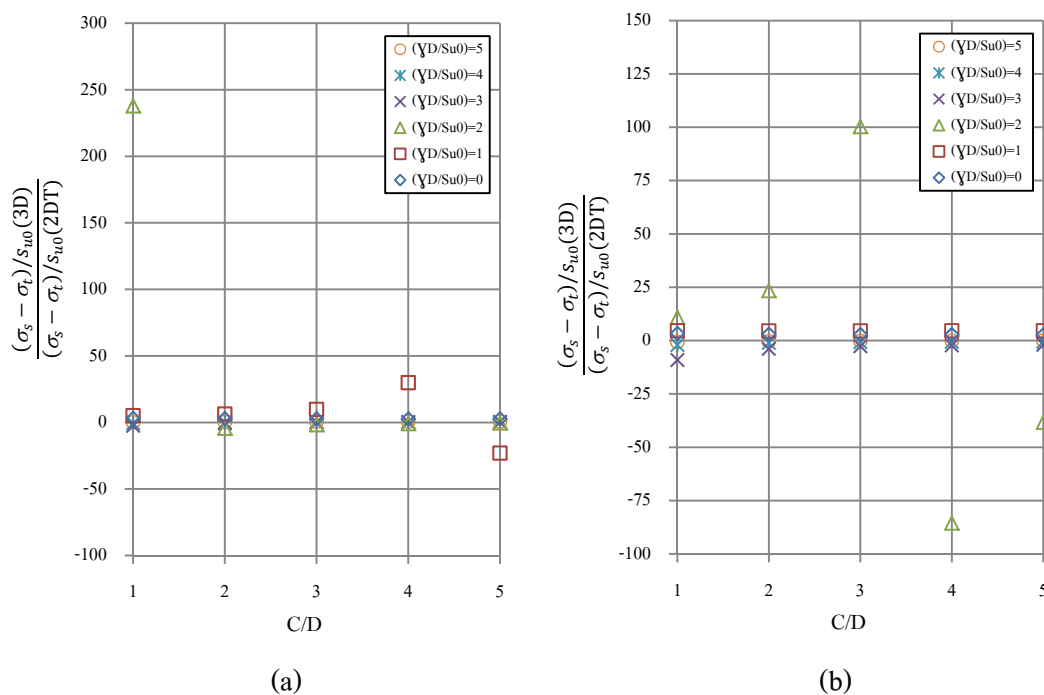
หลังจากได้วิเคราะห์ถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้นแล้ว มีความจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องพิจารณาได้ว่า สมการดังกล่าวมีความเหมาะสมหรือไม่ โดยใช้สัมประสิทธิ์การตัดสินใจ ซึ่งใช้ตัวย่อว่า R^2 กล่าวคือค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ มีค่าเข้าใกล้ 1 มากเท่าใด แสดงว่าสามารถอธิบายค่าของตัวแปรตามได้ดี เนื่องจากตัวแปรอิสระกับตัวแปรตามมีความสัมพันธ์กันมาก แต่ถ้าเข้าใกล้ 0 แสดงว่าสมการถดถอยไม่สามารถอธิบายค่าของตัวแปรตามได้ดีนัก อาจกล่าวได้ว่า ตัวแปรอิสระและตัวแปรตามมีความสัมพันธ์กันน้อย และโดยทฤษฎีไม่ว่าจะเป็นหน้าตัดแบบขวาง หน้าตัดตามยาว หรือแบบ 3 มิติ ล้วนมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ ไม่ต่ำกว่า 99% จึงอาจกล่าวได้ว่าสมการพร้อมกับผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้นที่ได้มีความถูกต้องแม่นยำเป็นอย่างมาก

6.2 ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ

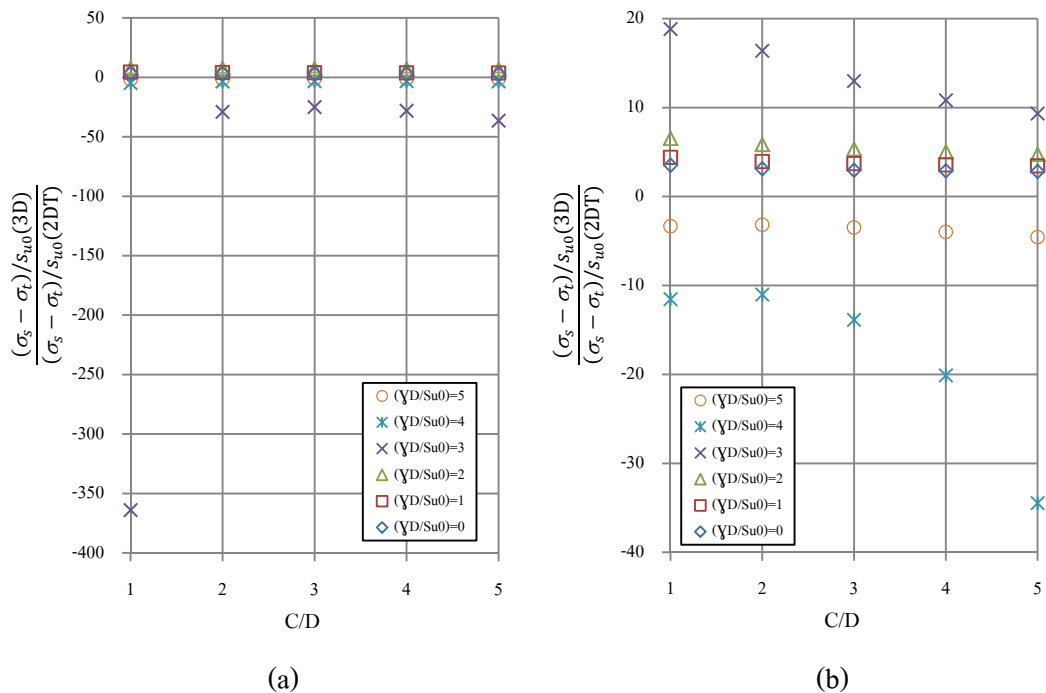
เป็นที่ทราบโดยทั่วไปว่าการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ นั้นจะให้ค่าที่สูงกว่าการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ โดยผู้วิจัยต้องการเปรียบเทียบผลกระทบ 3 มิติ ต่อปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ โดยการทำการเปรียบเทียบพารามิเตอร์ไร้มิติที่เท่ากัน ซึ่งได้นำเสนอรูปแบบในการเปรียบเทียบผลกระทบ 3 มิติ ดังนี้

6.2.1 หน้าตัดตามขวางต่อแบบ 3 มิติ

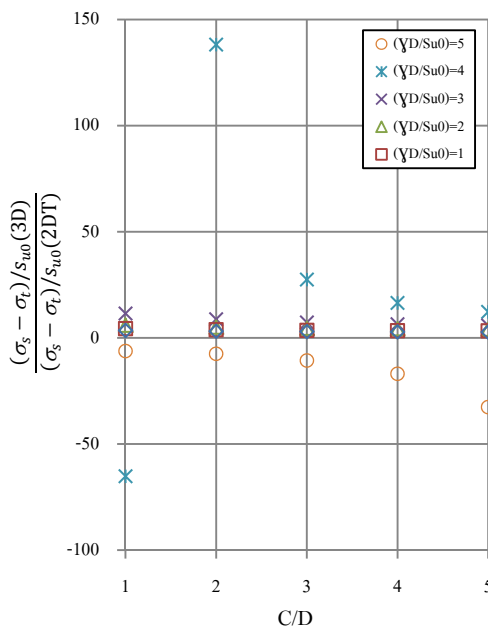
ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำด้านหน้าอุโมงค์ สำหรับหน้าตัดตามขวางต่อแบบ 3 มิติ ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ กับ C/D ซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ $\rho D/s_{u0}$ มีค่าระหว่าง $\rho D/s_{u0}=0$ ถึง $\rho D/s_{u0}=1$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 ได้สรุปไว้ในภาพที่ 6.90-6.92



ภาพที่ 6.90 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$



ภาพที่ 6.91 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$



ภาพที่ 6.92 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$

ผลกระทบเสนอในรูปของพารามิเตอร์ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ของกรณี 3 มิติ หาดด้วยหน้าตัดตามขวางในกรณี 2 มิติ เมื่อ C/D และ $\gamma D/s_{u0}$ เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1

ผลกระทบ 3 มิติ ของกรณีแบบเอกพันธ์พบว่า ผล $3D/2DT$ ของกรณีมีหน่วยน้ำหนักดินน้อยถึงปานกลาง ($\gamma D/s_{u0}=1-2$) โดยสำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=1$ มีความคงที่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น ($C/D=1-3$) และมีแนวโน้มแปรปรวนแบบไม่คงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก ($C/D=4-5$) และกรณี $\gamma D/s_{u0}=2$ มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากที่ $C/D = 1$ และมีแนวโน้มเริ่มคงที่ตั้งแต่ $C/D=2-5$ มี ดังแสดงตามภาพที่ 6.90(a)

สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $pD/s_{u0}=0.25$ หน่วยน้ำหนักดินปานกลาง ($\gamma D/s_{u0}=2$) โดย $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=3-4$ และความแปรปรวนมีแนวโน้มนลดลง แบบไม่คงที่ดังแสดงตามภาพที่ 6.90(b)

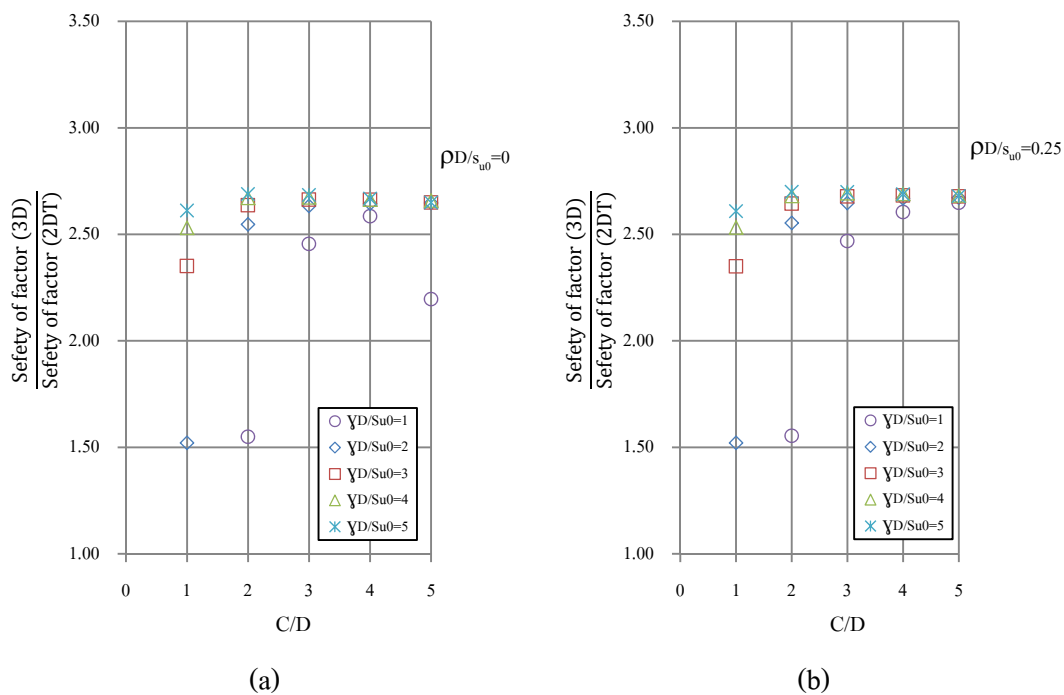
สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $pD/s_{u0}=0.50$ หน่วยน้ำหนักดินมาก ($\gamma D/s_{u0}=3$) โดย $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=1$ และความแปรปรวนมีแนวโน้มนลดลงแต่ไม่คงที่ ที่ $C/D=2-5$ ดังแสดงตามภาพที่ 6.91(a)

สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $pD/s_{u0}=0.75$ หน่วยน้ำหนักดินมาก ($\gamma D/s_{u0}=3-4$) โดย $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ โดยสำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=3$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากเมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น ($C/D=1-3$) และมีแนวโน้มนลดลงและเริ่มคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก ($C/D=4-5$) และ $\gamma D/s_{u0}=4$ มีแนวโน้มนคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น และมีแนวโน้มนเปลี่ยนแปลงอย่างมากอีกครั้ง เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก เป็นต้นไป ดังแสดงตามภาพที่ 6.91(b)

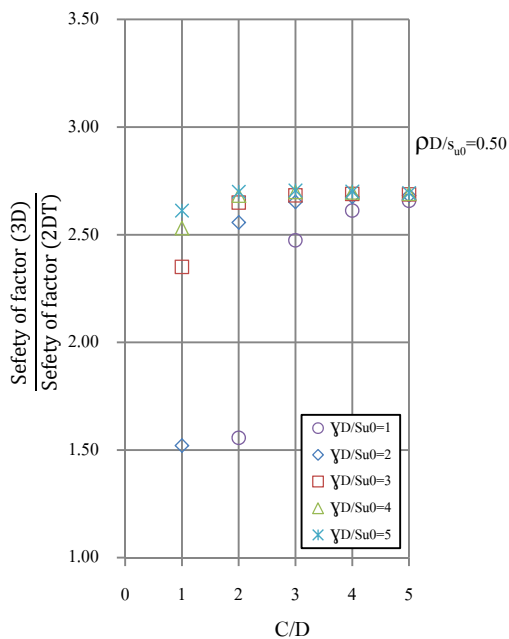
สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $pD/s_{u0}=1.00$ หน่วยน้ำหนักดินมากถึงมากที่สุด ($\gamma D/s_{u0}=4-5$) โดย $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ เมื่อ $\gamma D/s_{u0}=4$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากเมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น ($C/D=1-3$) และมีแนวโน้มนลดลงและเริ่มคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก ($C/D=4-5$) สำหรับกรณีหน่วยน้ำหนักดินมากถึงมากที่สุด ($\gamma D/s_{u0}=5$) เมื่อ $\gamma D/s_{u0}=5$ มีแนวโน้มนคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น และมีแนวโน้มนเปลี่ยนแปลงอย่างมากอีกครั้ง เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก เป็นต้นไป ดังแสดงตามภาพที่ 6.92

ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำด้านหน้าอุโมงค์ สำหรับหน้าตัดตามขวางต่อแบบ 3 มิติ ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ($\gamma D/s_{u0}$) โดยแปรผันระหว่าง อัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับอัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) ซึ่งอยู่ใน

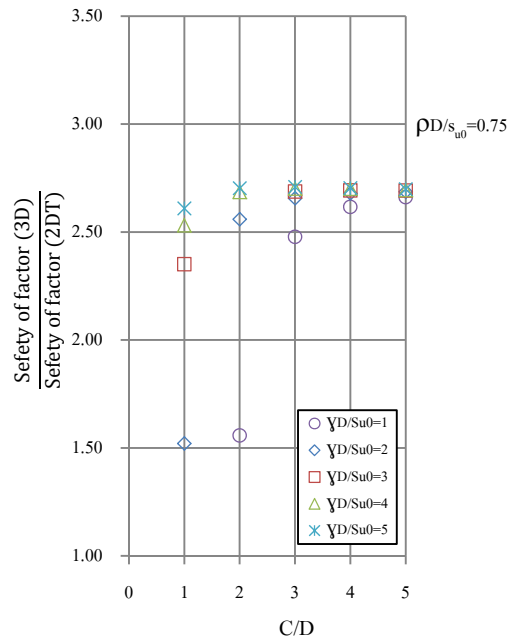
เงื่อนไขของ พารามิเตอร์ $\rho D/s_{u0}$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $\rho D/s_{u0}=0$ ถึง $\rho D/s_{u0}=1.00$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 และอยู่ในเงื่อนไขของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=-2$ ถึง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=2$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 ได้สรุปไว้ในภาพที่ 6.93-6.107



ภาพที่ 6.93 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$

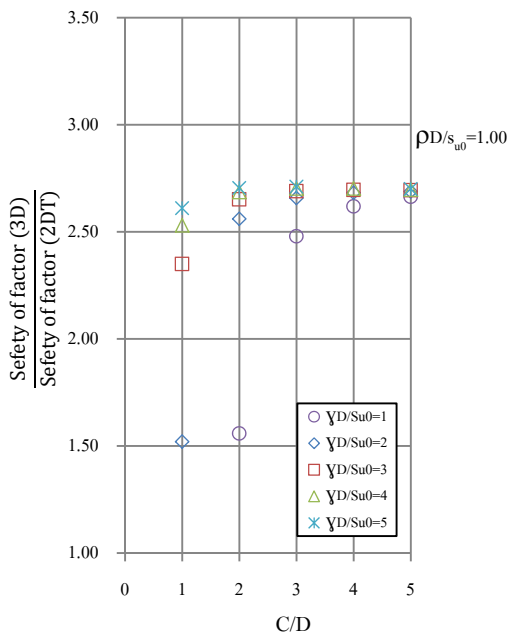


(a)

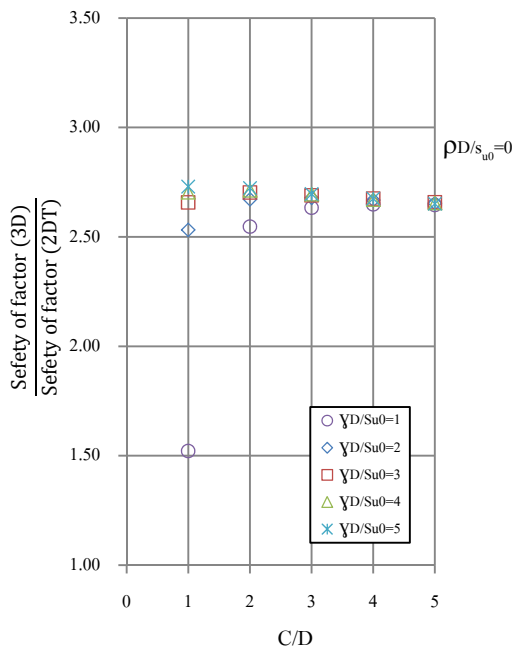


(b)

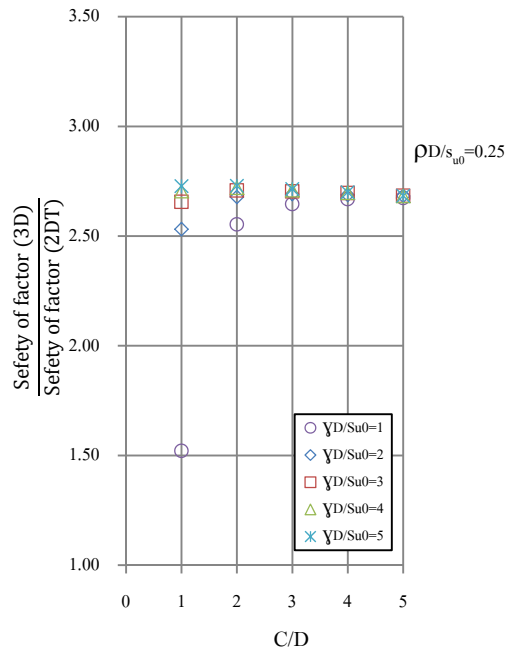
ภาพที่ 6.94 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$



ภาพที่ 6.95 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$

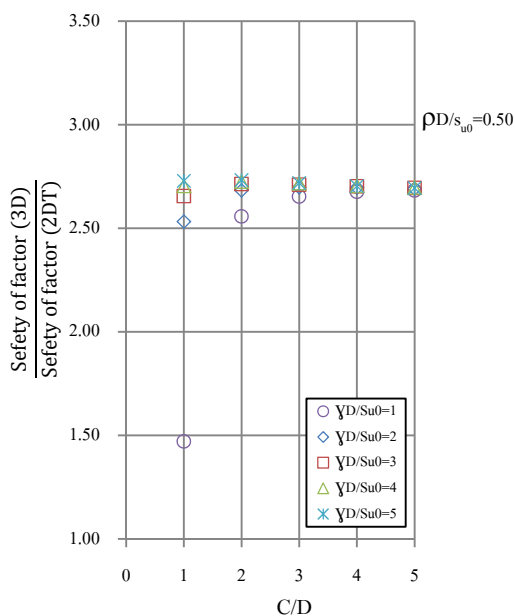


(a)

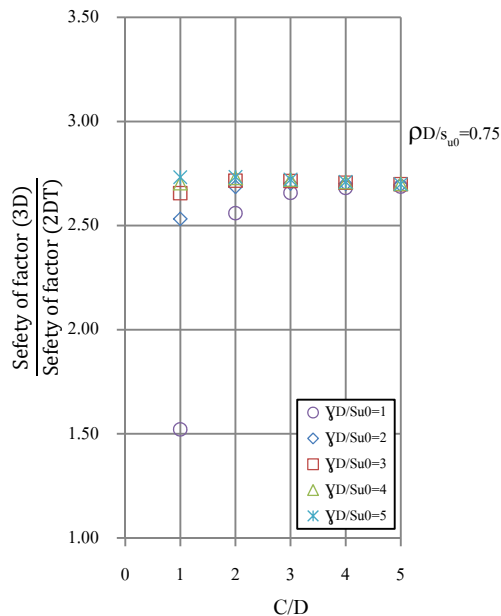


(b)

ภาพที่ 6.96 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$

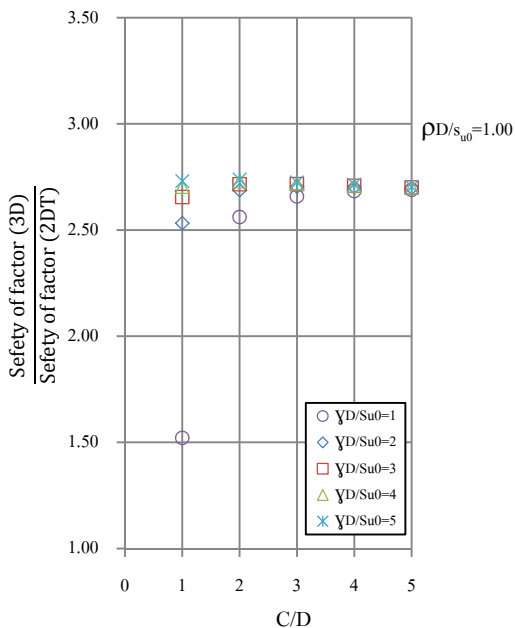


(a)

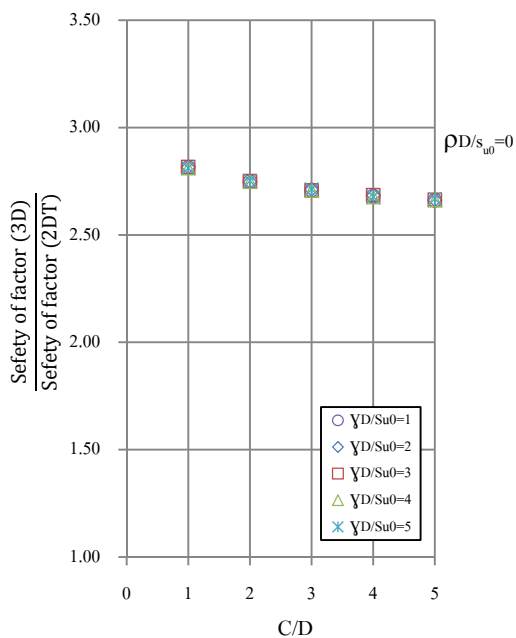


(b)

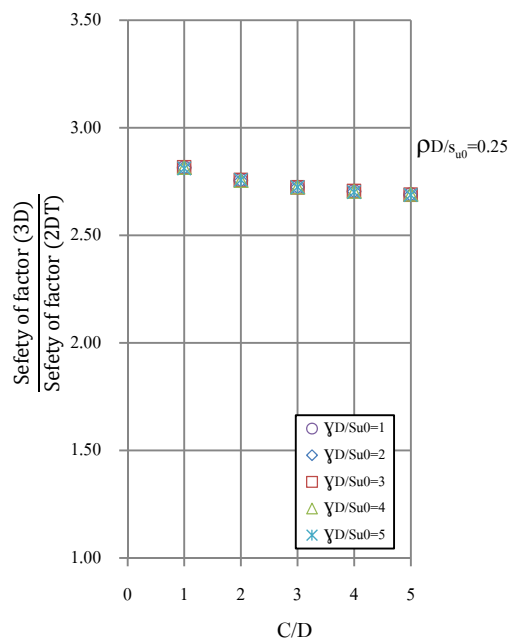
ภาพที่ 6.97 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$



ภาพที่ 6.98 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0}=1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$

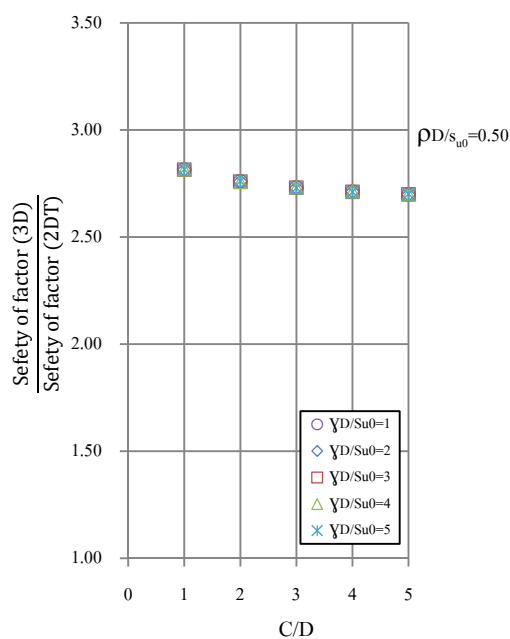


(a)

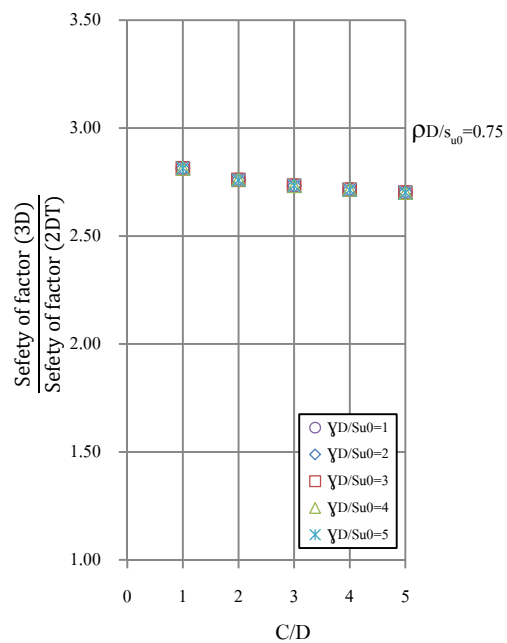


(b)

ภาพที่ 6.99 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=0$

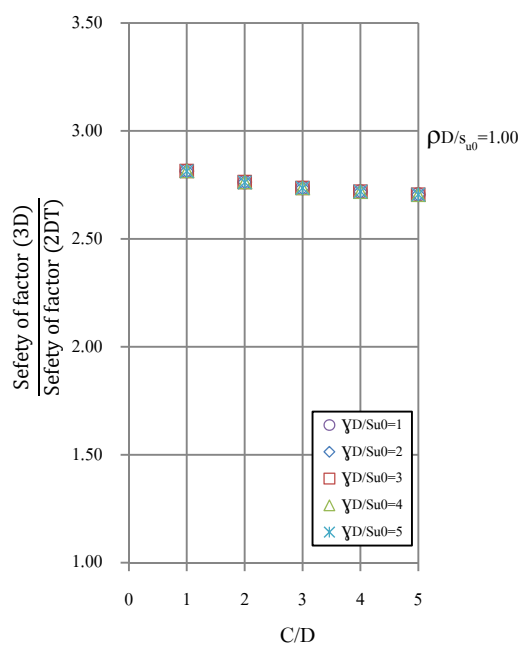


(a)

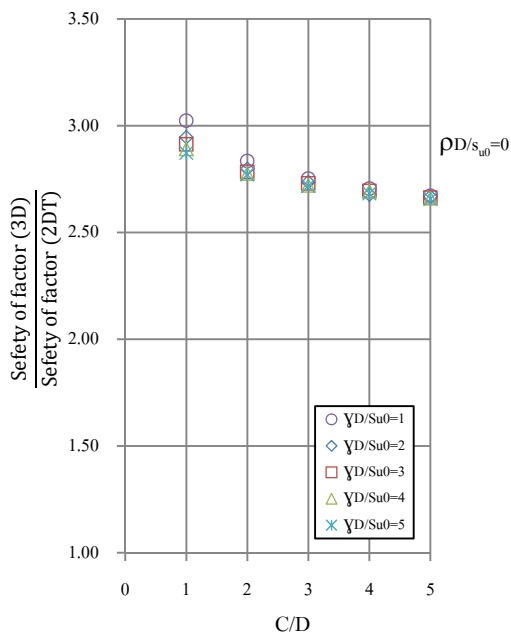


(b)

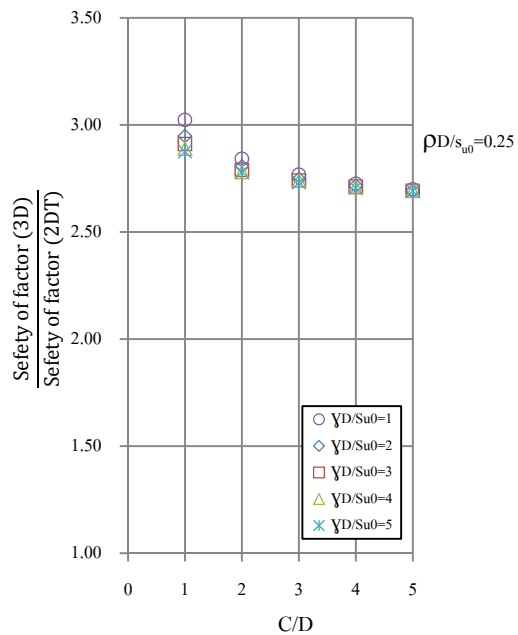
ภาพที่ 6.100 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 0$



ภาพที่ 6.101 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 0$

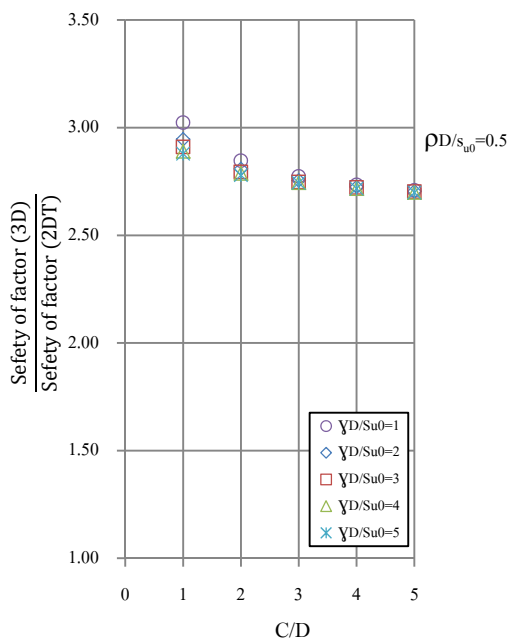


(a)

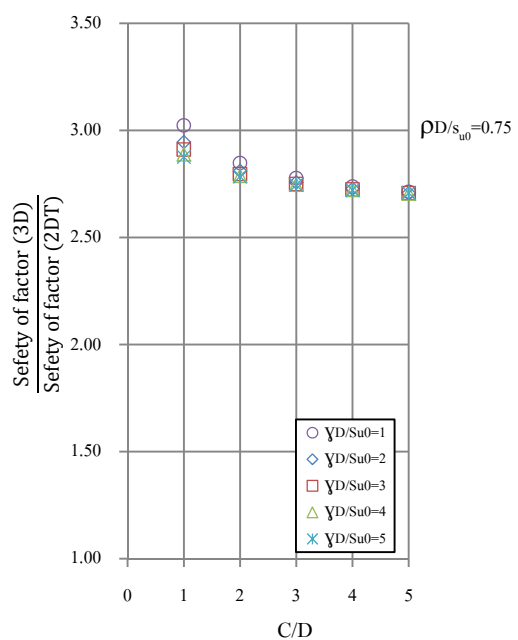


(b)

ภาพที่ 6.102 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=1$

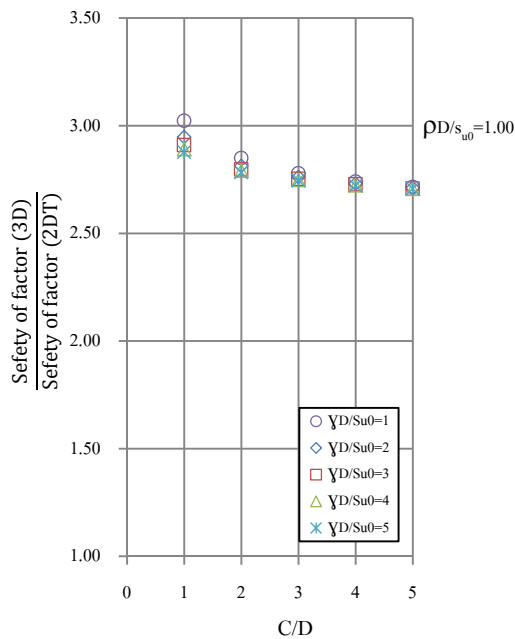


(a)

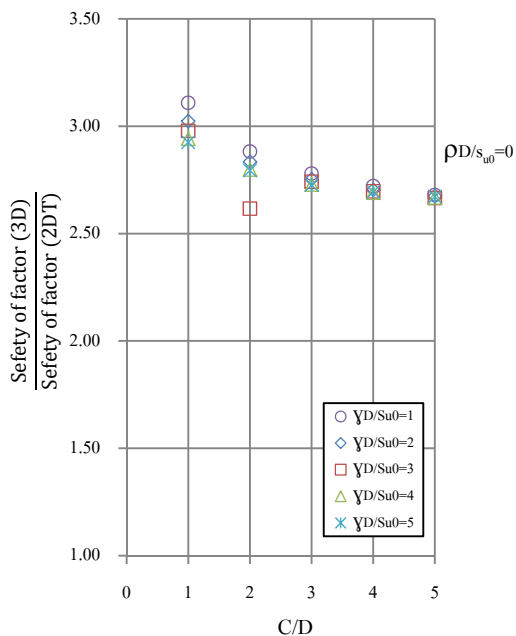


(b)

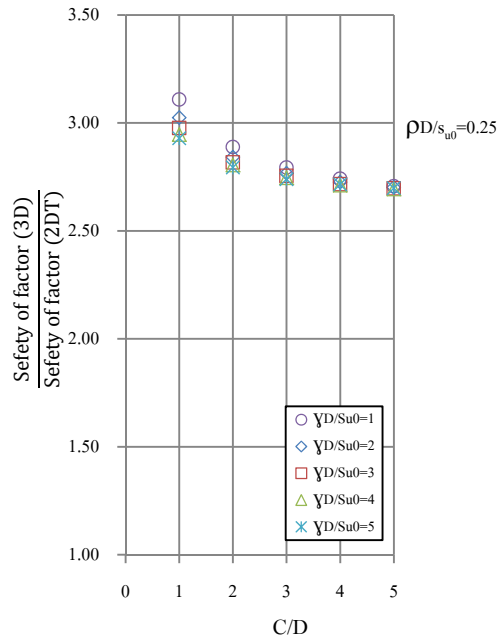
ภาพที่ 6.103 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0.50$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=1$



ภาพที่ 6.104 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 1$

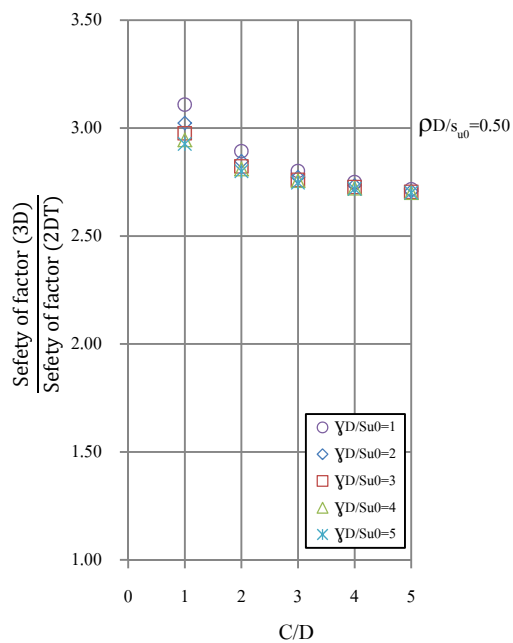


(a)

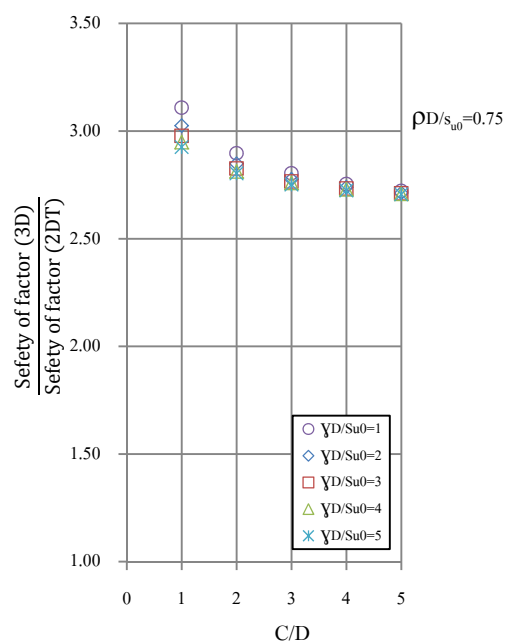


(b)

ภาพที่ 6.105 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$

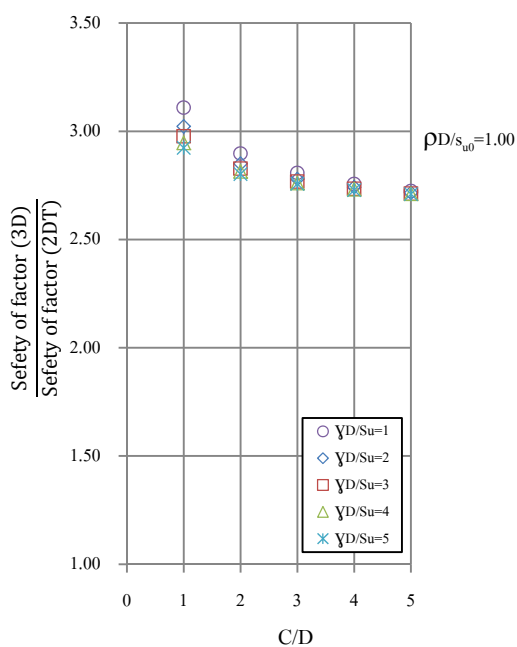


(a)



(b)

ภาพที่ 6.106 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$

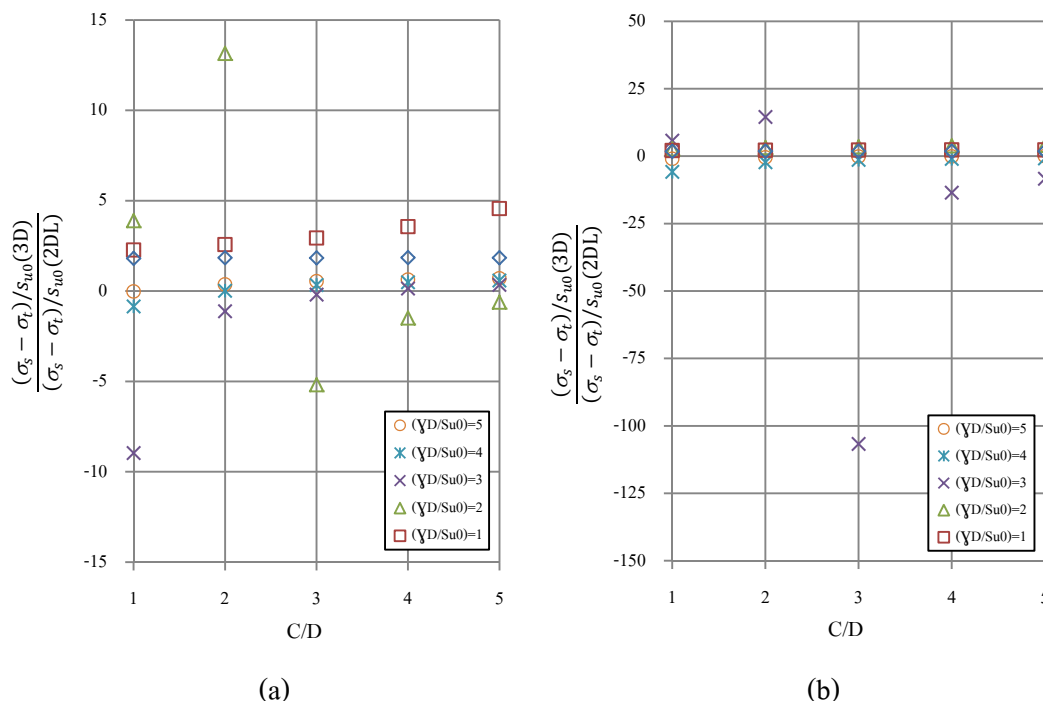


ภาพที่ 6.107 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DT ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$

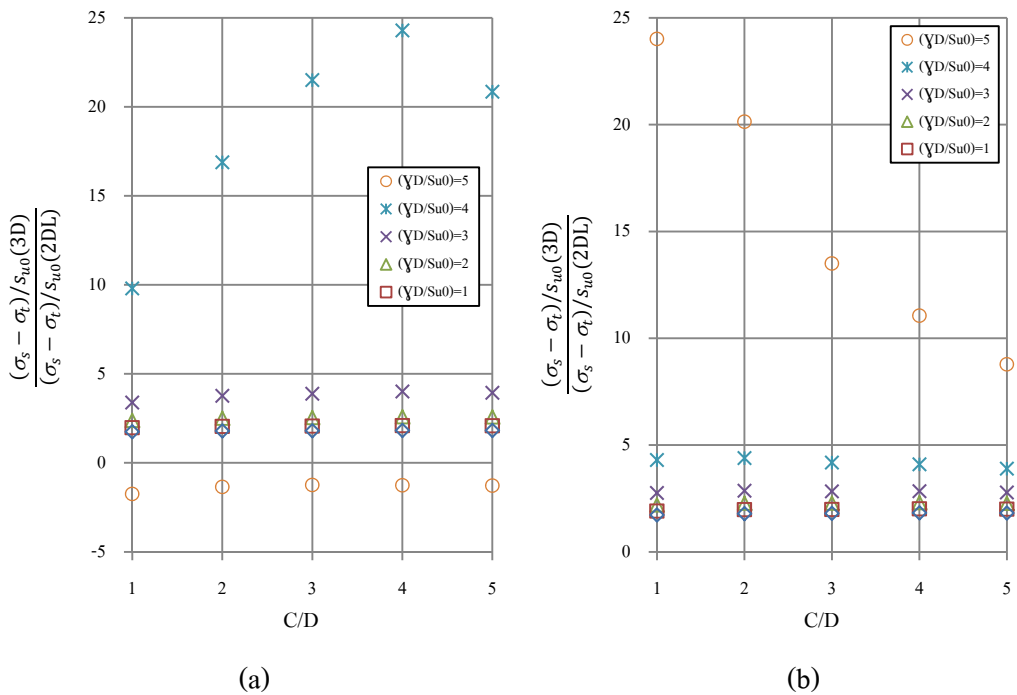
ผลกระทบเสนอในรูปอัตราส่วนความปลอดภัย ของกรณี 3 มิติ ทารด้วยหน้าตัดตามขวางในกรณี 2 มิติ เมื่ออัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) และพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ($\gamma D/s_{u0}$) เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 และอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ ($\sigma_s - \sigma_t$)/ s_{u0} ซึ่งมีค่าระหว่าง ($\sigma_s - \sigma_t$)/ $s_{u0} = -2$ ถึง ($\sigma_s - \sigma_t$)/ $s_{u0} = 2$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 ผลกระทบ 3 มิติ ของกรณีแบบเอกพันธ์และไม่เป็นแบบเอกพันธ์ พบว่า ผลเฉลี่ย (FS 3D)/(FS 2D) ของพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดินซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของ พารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในทุกกรณี มีค่าอยู่ประมาณ 2.5-3.0 ดังแสดงตามภาพที่ 6.93-6.107

6.2.2 หน้าตัดตามยาวต่อแบบ 3 มิติ

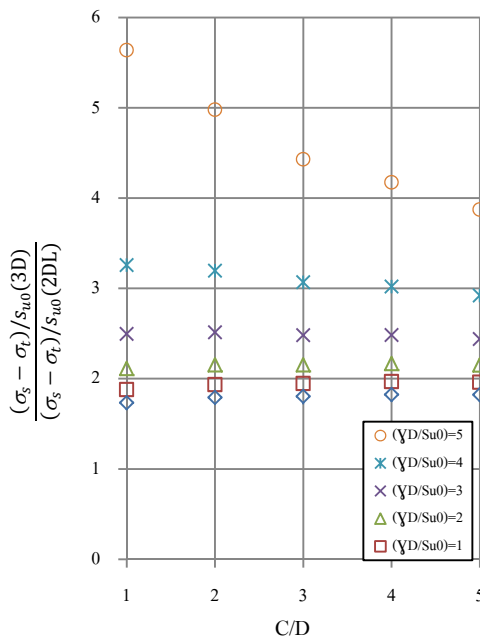
ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำด้านหน้าอุโมงค์ สำหรับหน้าตัดตามยาวต่อแบบ 3 มิติ พิจารณาเปรียบเทียบความสัมพันธ์เช่นเดียวกับหน้าตัดตามขวางในพารามิเตอร์ไว้มิติที่เท่ากันและสรุปไว้ในภาพที่ 6.108-6.110



ภาพที่ 6.108 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $pD/s_{u0}=0$, (b) $pD/s_{u0}=0.25$



ภาพที่ 6.109 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$



ภาพที่ 6.110 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$

ผลกระทบเสนอในรูปของพารามิเตอร์ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ของกรณี 3 มิติ หาดด้วยหน้าตัดตามยาวในกรณี 2 มิติ เมื่อ C/D และ $\gamma D/s_{u0}$ เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1

ผลกระทบ 3 มิติ ของกรณีแบบเอกพันธ์พบว่า ผล $3D/2DL$ ของกรณีมีหน่วยน้ำหนักดินปานกลางถึงมาก $\gamma D/s_{u0}=1-3$ โดยสำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=1$ มีความคงที่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น ($C/D=1-3$) และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก ($C/D=4-5$) กรณี $\gamma D/s_{u0}=2$ มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมากและไม่คงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น และมีแนวโน้มเริ่มคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก และสำหรับกรณี $\gamma D/s_{u0}=3$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากในช่วง $C/D=1$ และมีแนวโน้มคงที่ เมื่ออุโมงค์มีความลึกขึ้น ดังแสดงตามภาพที่ 6.108(a)

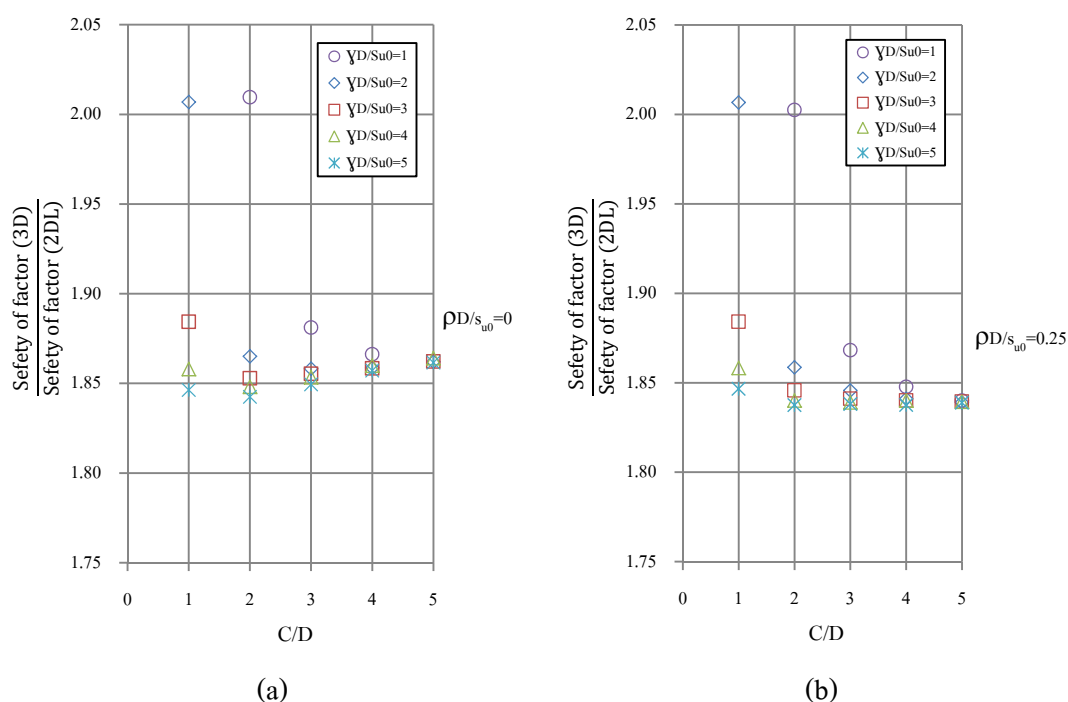
สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $\rho D/s_{u0}=0.25$ หน่วยน้ำหนักดินปานกลาง ($\gamma D/s_{u0}=1$) โดย $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=3$ และมีความแปรปรวนแบบไม่คงที่ดังแสดงตามภาพที่ 6.108(b)

สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $\rho D/s_{u0}=0.50$ หน่วยน้ำหนักดินมาก ($\gamma D/s_{u0}=4$) โดย $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=4$ และความแปรปรวนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องและเริ่มลดลงที่ $C/D=5$ ดังแสดงตามภาพที่ 6.109(a)

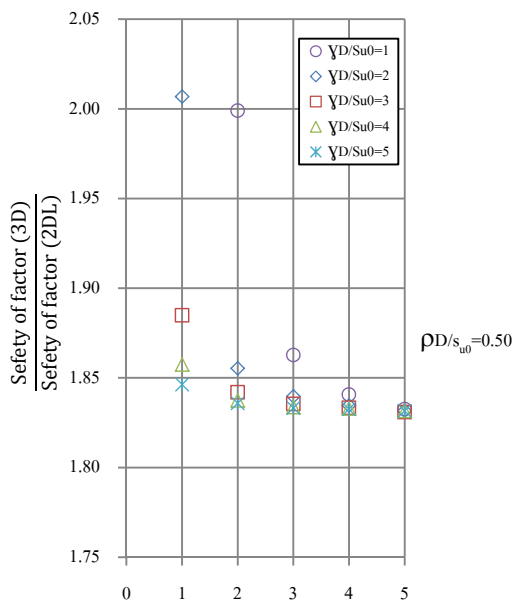
สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $\rho D/s_{u0}=0.75$ หน่วยน้ำหนักดินมากที่สุด ($\gamma D/s_{u0}=5$) โดย $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ เมื่อ $\gamma D/s_{u0}=5$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=1$ และความแปรปรวนมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง เมื่ออุโมงค์มีความลึกเพิ่มขึ้น ดังแสดงตามภาพที่ 6.109(b)

สำหรับกรณีที่กำลังของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกเท่ากับ $\rho D/s_{u0}=1.00$ หน่วยน้ำหนักดินมากถึงมากที่สุด ($\gamma D/s_{u0}=4-5$) โดย $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ เมื่อ $\gamma D/s_{u0}=4$ มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบตื้น ($C/D=1-3$) และมีแนวโน้มลดลงและเริ่มคงที่ เมื่ออยู่ในเงื่อนไขของอุโมงค์แบบลึก ($C/D=4-5$) สำหรับกรณีหน่วยน้ำหนักดินมากที่สุด ($\gamma D/s_{u0}=5$) เมื่อ $\gamma D/s_{u0}=5$ มีการเปลี่ยนแปลงฉับพลันอย่างมากที่ $C/D=1$ และความแปรปรวนมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง เมื่ออุโมงค์มีความลึกเพิ่มขึ้น ดังแสดงตามภาพที่ 6.110

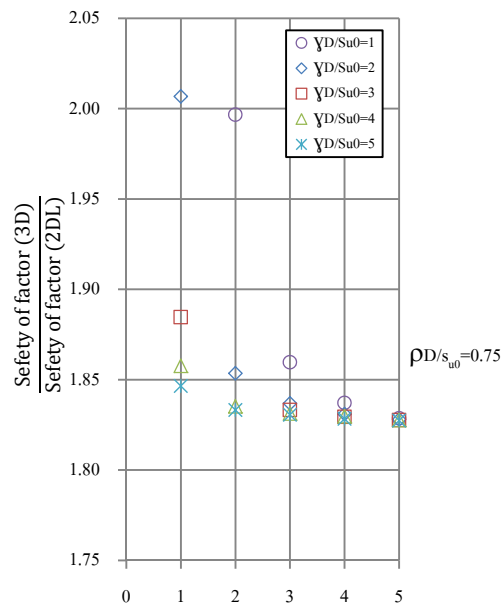
ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำด้านหน้าอุโมงค์ สำหรับหน้าตัดตามยาวต่อแบบ 3 มิติ ในความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง อัตราส่วนความปลอดภัย (FS) กับอัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) ซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ $\rho D/s_{u0}$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $\rho D/s_{u0}=0$ ถึง $\rho D/s_{u0}=1.00$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 0.25 และอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$ ถึง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}=2$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 ได้สรุปไว้ในภาพที่ 6.111-6.125



ภาพที่ 6.111 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0}=0$, (b) $\rho D/s_{u0}=0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$

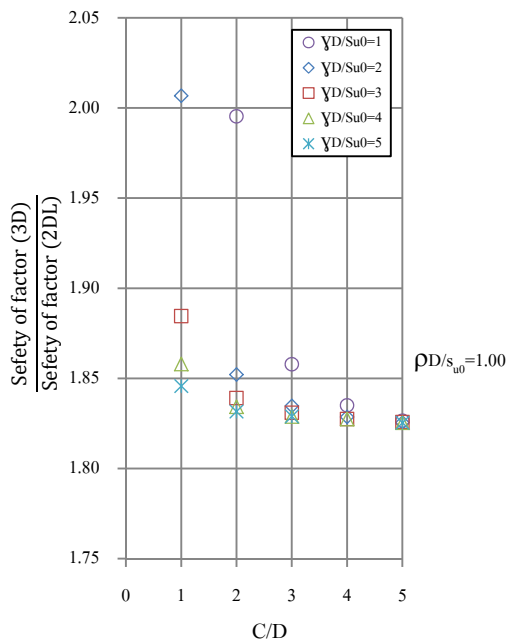


(a)

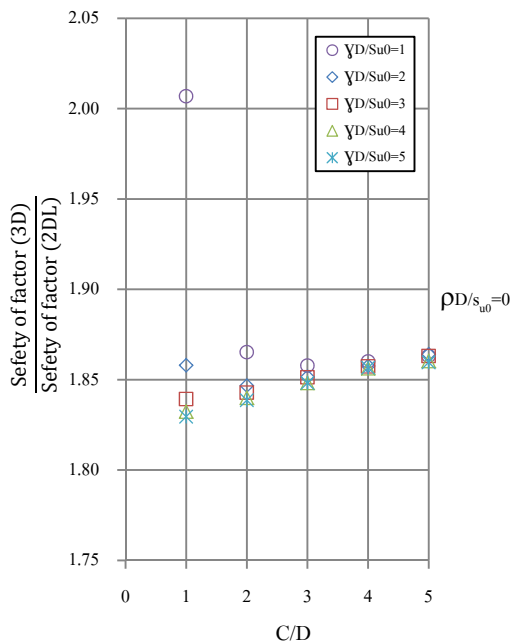


(b)

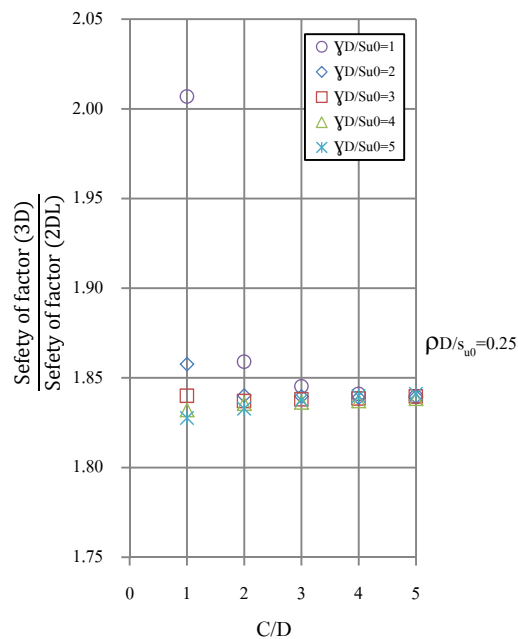
ภาพที่ 6.112 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$



ภาพที่ 6.113 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$

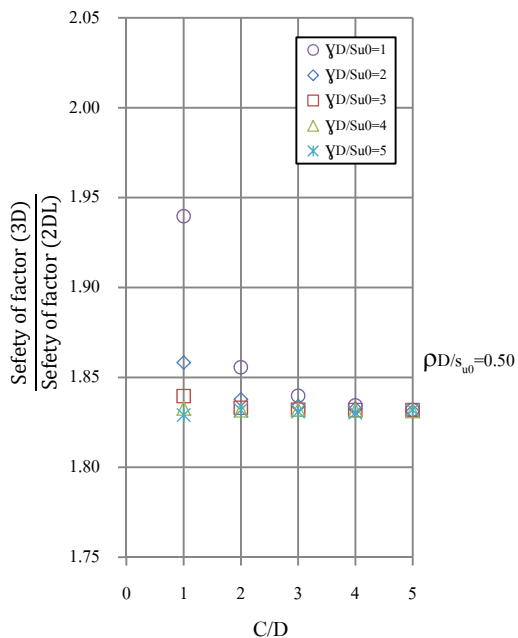


(a)

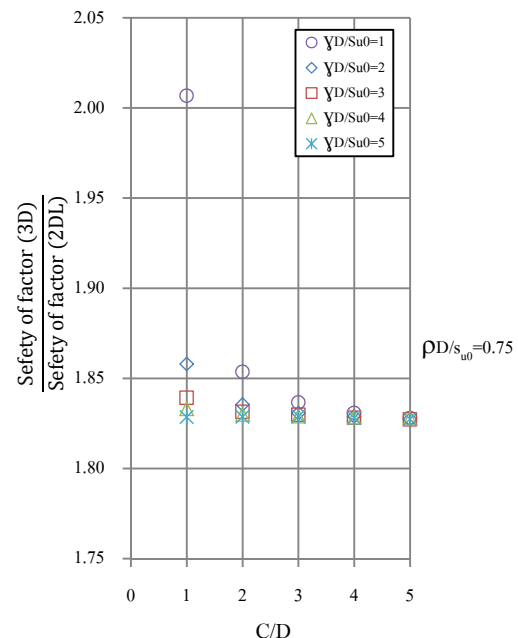


(b)

ภาพที่ 6.114 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$

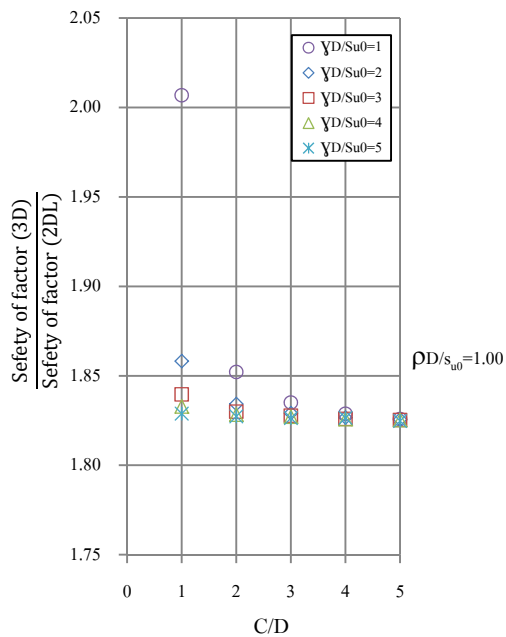


(a)



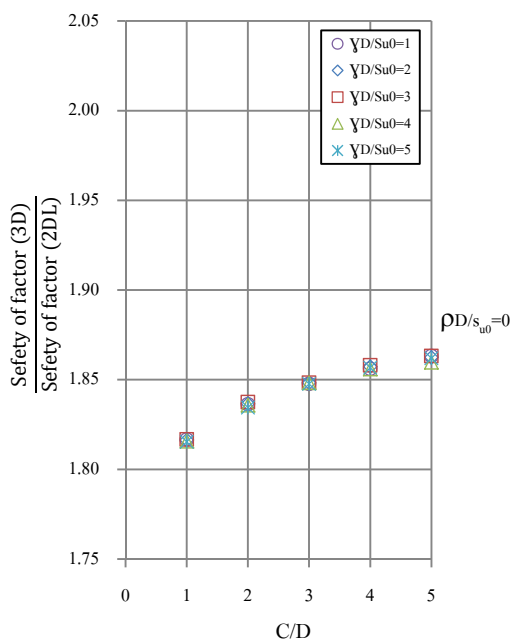
(b)

ภาพที่ 6.115 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$

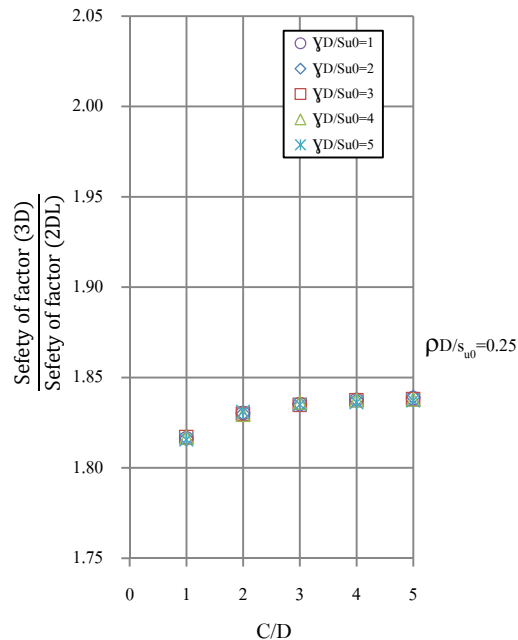


ภาพที่ 6.116 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$

ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -1$



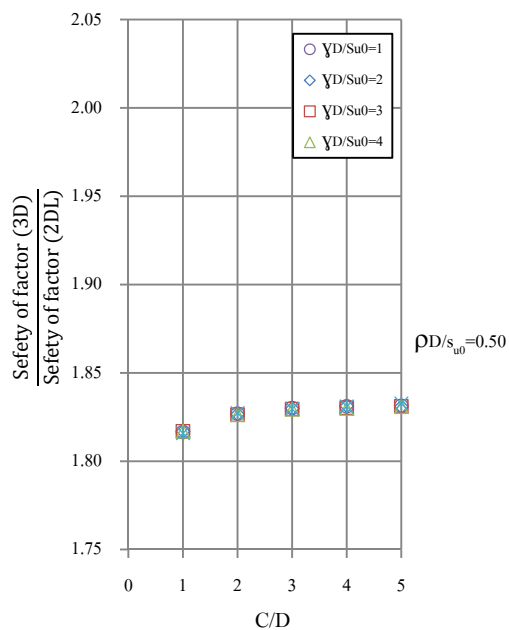
(a)



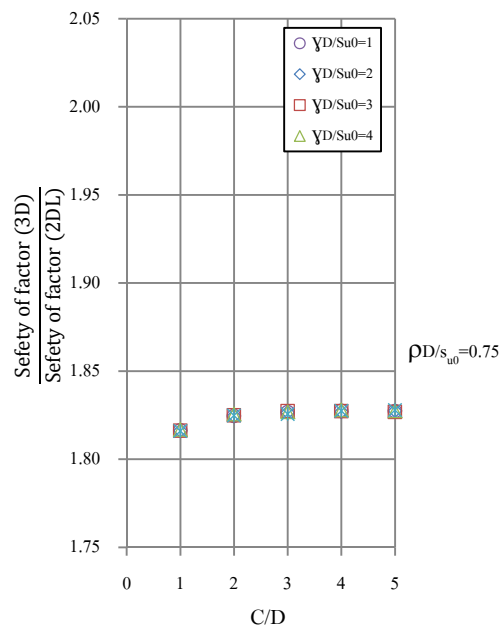
(b)

ภาพที่ 6.117 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้

เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 0$

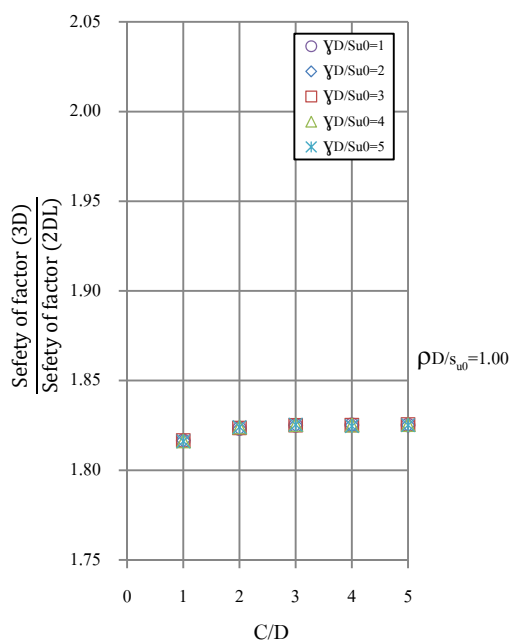


(a)

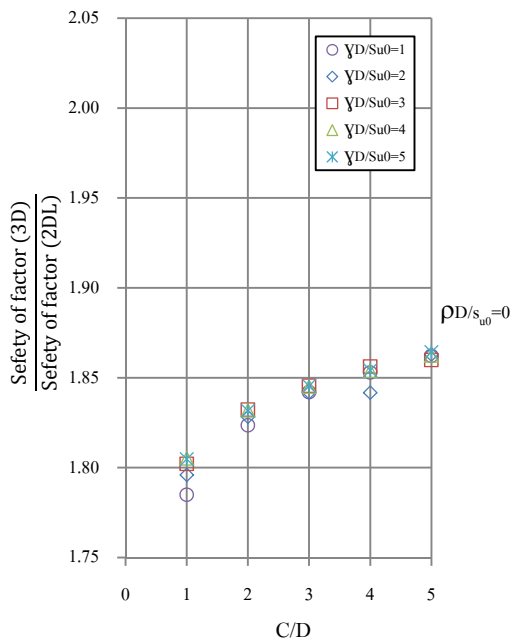


(b)

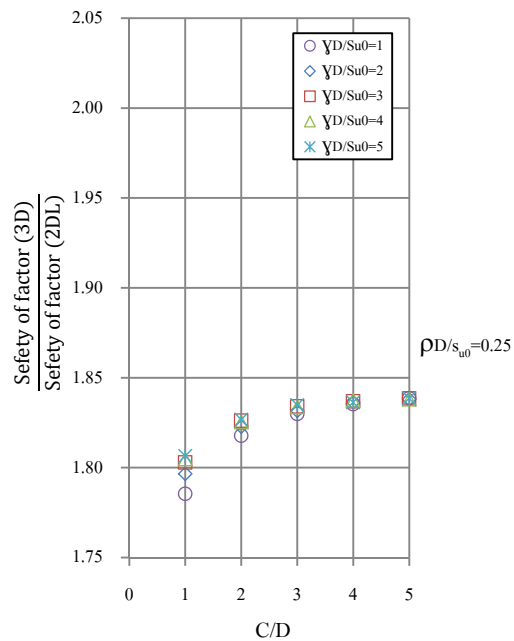
ภาพที่ 6.118 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 0$



ภาพที่ 6.119 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 0$

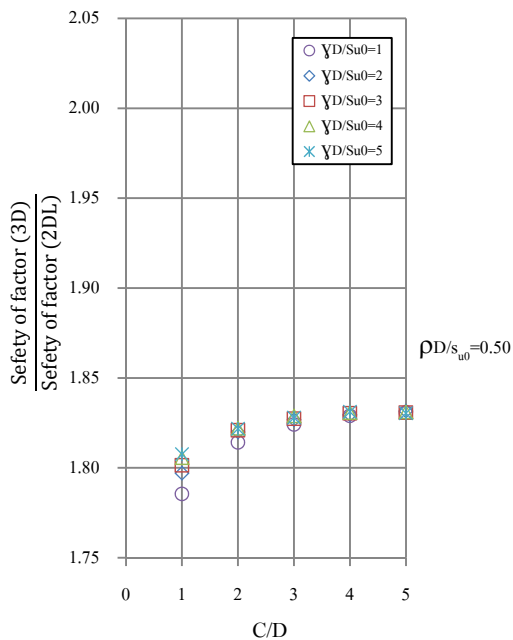


(a)

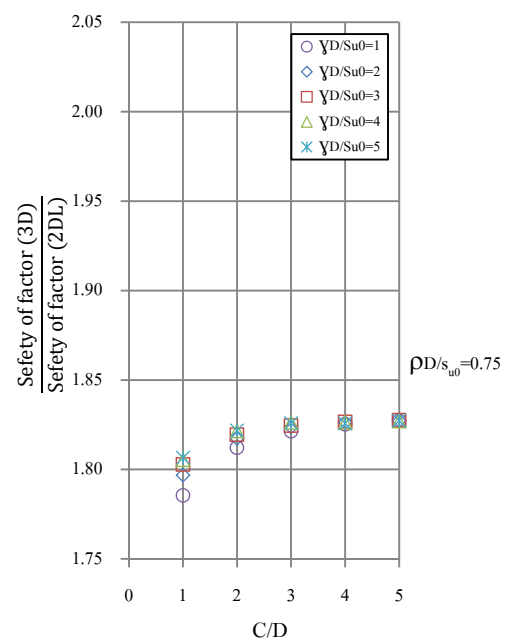


(b)

ภาพที่ 6.120 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 1$

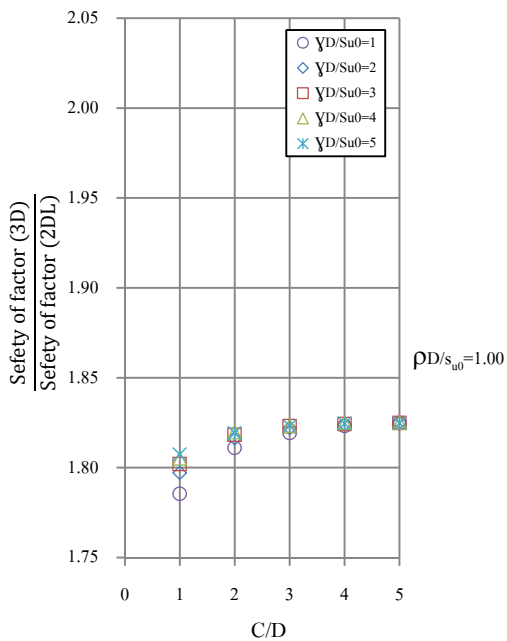


(a)

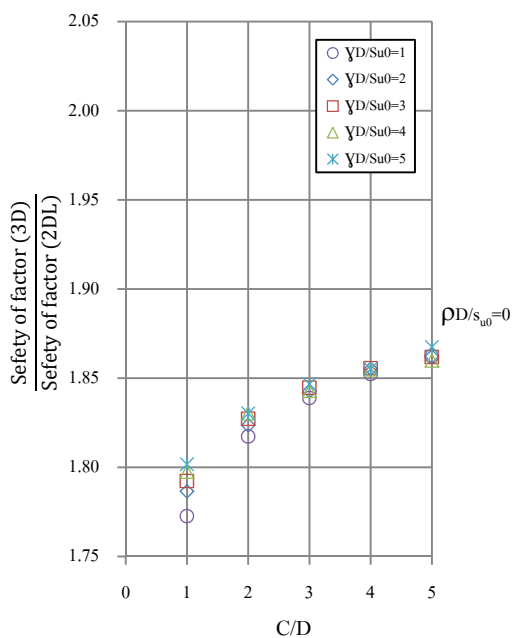


(b)

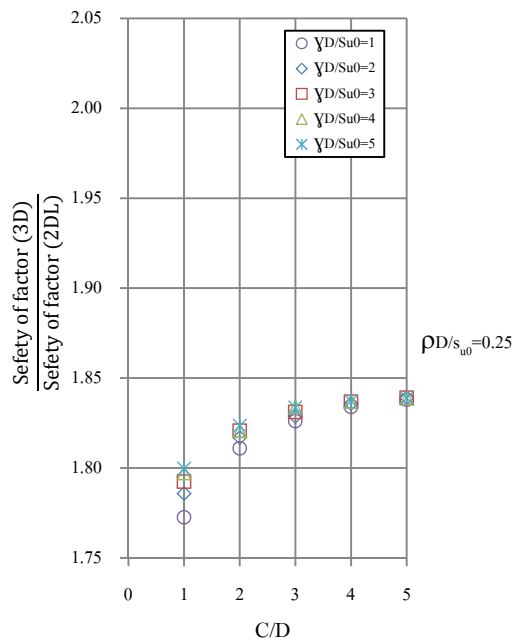
ภาพที่ 6.121 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 1$



ภาพที่ 6.122 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 1$

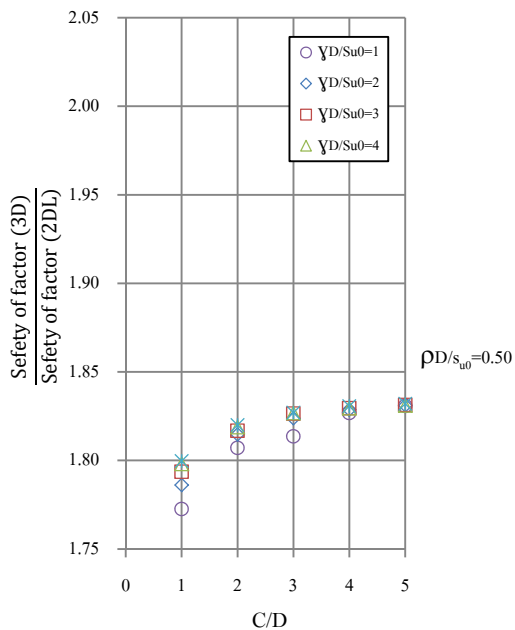


(a)

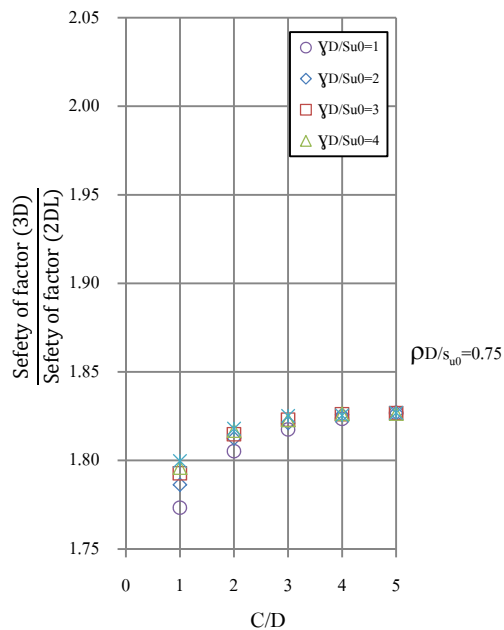


(b)

ภาพที่ 6.123 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.25$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$

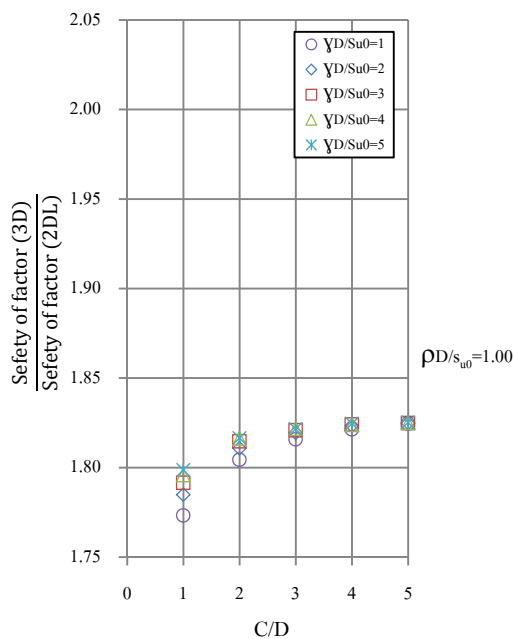


(a)



(b)

ภาพที่ 6.124 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี (a) $\rho D/s_{u0} = 0.50$, (b) $\rho D/s_{u0} = 0.75$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$



ภาพที่ 6.125 ผลกระทบ 3 มิติ ต่อ 2DL ของ FS ในกรณี $\rho D/s_{u0} = 1.00$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$

ผลกระทบเสนอในรูปอัตราส่วนความปลอดภัย ของกรณี 3 มิติ ทารด้วยหน้าตัดตามยาว ในกรณี 2 มิติ เมื่ออัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) และ พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ($\gamma D/s_{u0}$) เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 และอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = -2$ ถึง $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0} = 2$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 ผลกระทบ 3 มิติ ของกรณีแบบเอกพันธ์และไม่เป็นแบบเอกพันธ์ พบว่า ผลเฉลี่ย $(FS - 3D)/(FS - 2DL)$ ของพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดินซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในทุกกรณี มีค่าอยู่ประมาณ 1.8-2.0 ดังแสดงตามภาพที่ 6.111-6.125

6.3 การประยุกต์ใช้งาน

สำหรับการออกแบบในทางปฏิบัตินั้น ผู้ออกแบบต้องการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย และแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมาตร ซึ่งผู้วิจัยได้ทำการนำเสนอ ผลเฉลี่ยเชิงตัวเลขที่ได้จากชาร์ตเสถียรภาพ และเพื่อให้สะดวกและง่ายต่อการนำไปใช้ผู้วิจัยได้นำเสนอผลเฉลี่ยเชิงตัวเลขที่ได้จากสมการเซมิ-เอมพีริคัล จากการปรับเส้นโค้งดังแสดงตามสมการที่ 6.2 พร้อมผลเฉลี่ยของค่าสัมประสิทธิ์จากการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้นตามตารางที่ 6.8-6.9 ทั้งแบบหน้าตัดตามขวาง หน้าตัดตามยาว และแบบ 3 มิติ ตามลำดับ เนื่องจากสมการดังกล่าวได้นำเสนอในรูปแบบของสมการในลักษณะเป็นสมการแบบโพลิโนเมียล ซึ่งในทางปฏิบัติอาจจะไม่สะดวกในการนำไปใช้ออกแบบ ดังนั้นผู้วิจัยจึงนำเสนอในรูปแบบทั่วไปแบบไร้มิติซึ่งง่ายต่อการนำไปใช้ดังสมการที่ 6.5 สำหรับวิเคราะห์หาแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมาตร และสมการที่ 6.6 สำหรับวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์

$$\frac{\sigma_t}{s_{u0}} = - \frac{a_1 \left(\left(\frac{C}{D} \right)^{a_5} \left(\frac{\rho D}{s_{u0}} \right) + \left(\frac{C}{D} \right)^{a_2} \right)}{FS} - a_3 \left(\frac{C}{D} \right)^{a_4} \left(\frac{\gamma D}{s_{u0}} \right) + \frac{\sigma_s}{s_{u0}} \quad (6.5)$$

$$FS = \frac{a_1 \left(\left(\frac{C}{D} \right)^{a_5} \left(\frac{\rho D}{s_{u0}} \right) + \left(\frac{C}{D} \right)^{a_2} \right)}{\frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_{u0}} - a_3 \left(\frac{C}{D} \right)^{a_4} \left(\frac{\gamma D}{s_{u0}} \right)} \quad (6.6)$$

สำหรับตัวอย่างในการใช้งาน

พิจารณาปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวตามหน้าตัดตามขวาง ของชั้นดินกรุงเทพมหานครตามหน้าตัด CS-8 โดยพิจารณาค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ป้อนลงในสมการดังนี้ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) เท่ากับ 6.3 เมตร ระยะจากผิวดินถึงคาดอุโมงค์ (C) เท่ากับ 14.364 เมตร หน่วยน้ำหนักดินเฉลี่ยแบบคงที่ (γ) เท่ากับ 17.37 kN/m³ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_{u0}) เท่ากับ 1.13 kPa อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือน (ρ) ตามความลึกแบบเชิงเส้น เท่ากับ 3.91 kN/m³ น้ำหนักบรรทุกทุกบนผิวดินรวมกับน้ำหนักจากรอบแบบสมรมาเสมอ เท่ากับ (σ_v) 23 kPa

ตัวอย่างที่ 1

วิศวกรผู้ออกแบบต้องการหาแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมรมาเสมอ (σ_v) โดยออกแบบอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ไว้เท่ากับ 2.5 ทำการแทนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ลงในสมการที่ 6.5 พร้อมกับค่าผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์ (a_1 - a_5) ก็จะได้ค่าแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมรมาเสมอ ที่ต้องการ เท่ากับ 231.23 kPa

ตัวอย่างที่ 2

วิศวกรผู้ออกแบบต้องการหาแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์ ($\sigma_{v \text{ min}}$) ณ สถานะวิบัติ (FS=1) ทำการแทนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ลงในสมการที่ 6.5 พร้อมกับค่าผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์ (a_1 - a_5) ก็จะได้ค่าแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมรมาเสมอที่น้อยที่สุดที่ต้องการ ณ สถานะวิบัติ เท่ากับ 124.59 kPa

ตัวอย่างที่ 3

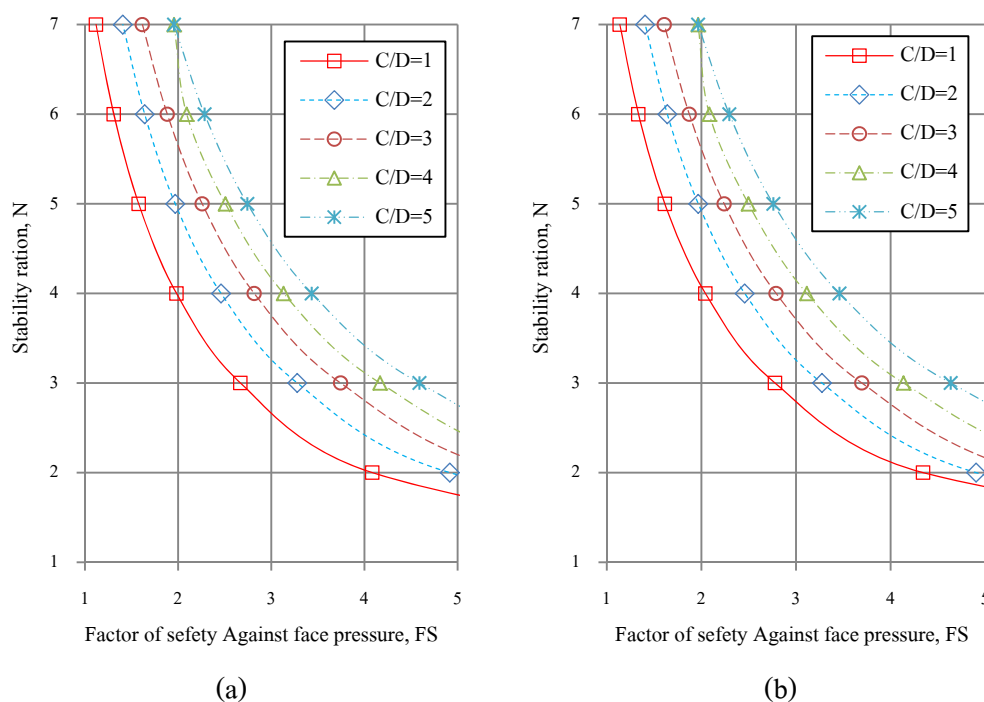
ผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ให้แรงดันด้านหน้าอุโมงค์ (σ_v) เท่ากับ 175 kPa วิศวกรผู้ออกแบบต้องการทราบอัตราส่วนความปลอดภัยในขณะนั้น ทำการแทนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ลงในสมการที่ 6.6 พร้อมกับค่าผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์ (a_1 - a_5) ก็จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยในขณะที่ใช้แรงดันด้านหน้าอุโมงค์ ในขณะนั้น เท่ากับ 1.396

นอกจากนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยอาจสามารถนิยามให้เท่ากับอัตราส่วนระหว่างแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมรมาเสมอที่ใช้ กับแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมรมาเสมอที่น้อยที่สุดที่ต้องการ ณ สถานะวิบัติ (FS=1) อย่างไรก็ตามการ

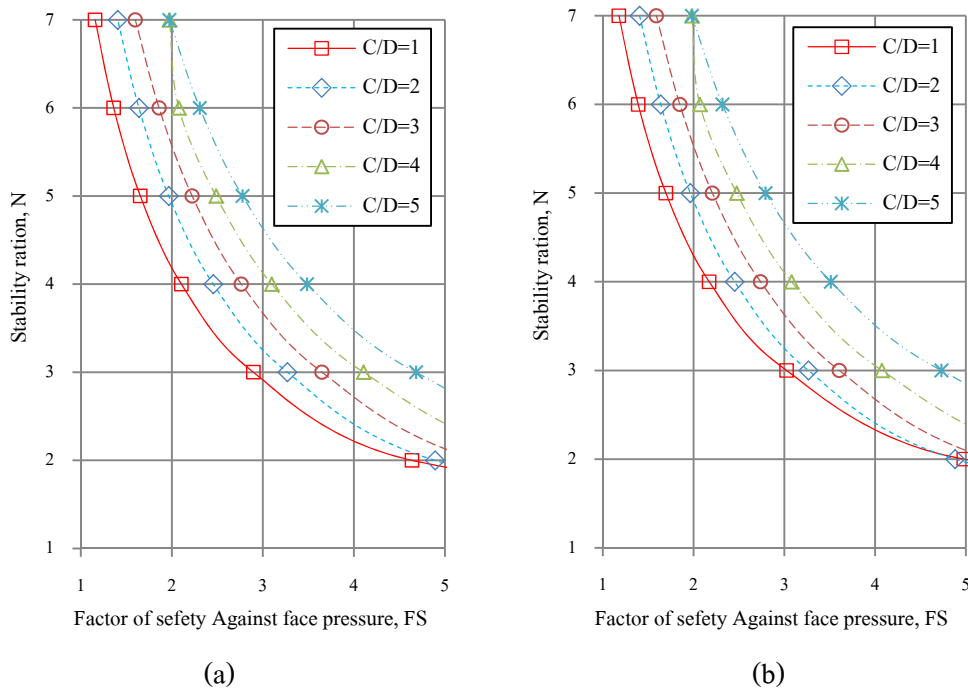
วิเคราะห์เช่นนี้อาจนำไปสู่การประมาณค่าที่ได้มากกว่า ค่าจริงโดยเล็กน้อย เช่น $FS=175$ kPa/124.59 kPa = 1.405 เมื่อค่าจริงที่ได้มีค่าเท่ากับ $FS=1.396$

โดยผลเฉลยที่ได้ มาจากค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในการป้อนลงในสมการต่าง ๆ เหล่านี้ และเพื่อให้ใช้งานได้ง่ายยิ่งขึ้นสามารถนำสมการดังกล่าวไปเขียนเป็นโปรแกรมขนาดเล็ก หรืออย่างอื่นที่เกี่ยวข้องได้ เช่น นำไปเขียนเป็น สเปรดชีต (spreadsheet) ใน MICROSOFT EXCEL หรือนำไปเขียนในรูปแบบของภาษาเบสิกในเครื่องคิดเลขที่สามารถเขียนโปรแกรมได้

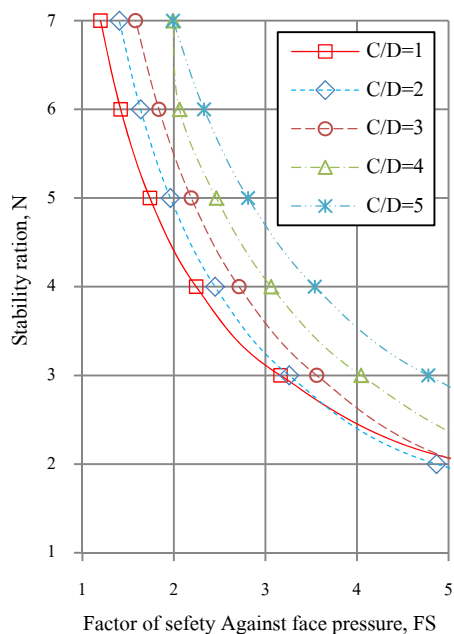
ผู้วิจัยพิจารณานำเสนอกราฟช่วยออกแบบในลักษณะดั้งเดิมโดยพิจารณาความสัมพันธ์ของอัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) แปรผันระหว่าง อัตราส่วนของความมีเสถียรภาพ (N) กับ อัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของดินที่เป็นเอกพันธ์ และอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าระหว่าง $\gamma D/s_{u0}=0$ ถึง $\gamma D/s_{u0}=5$ สรุปไว้ในภาพที่ 6.126-6.128



ภาพที่ 6.126 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) $\gamma D/s_{u0}=1$, (b) $\gamma D/s_{u0}=2$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_v)/s_{u0}=0$

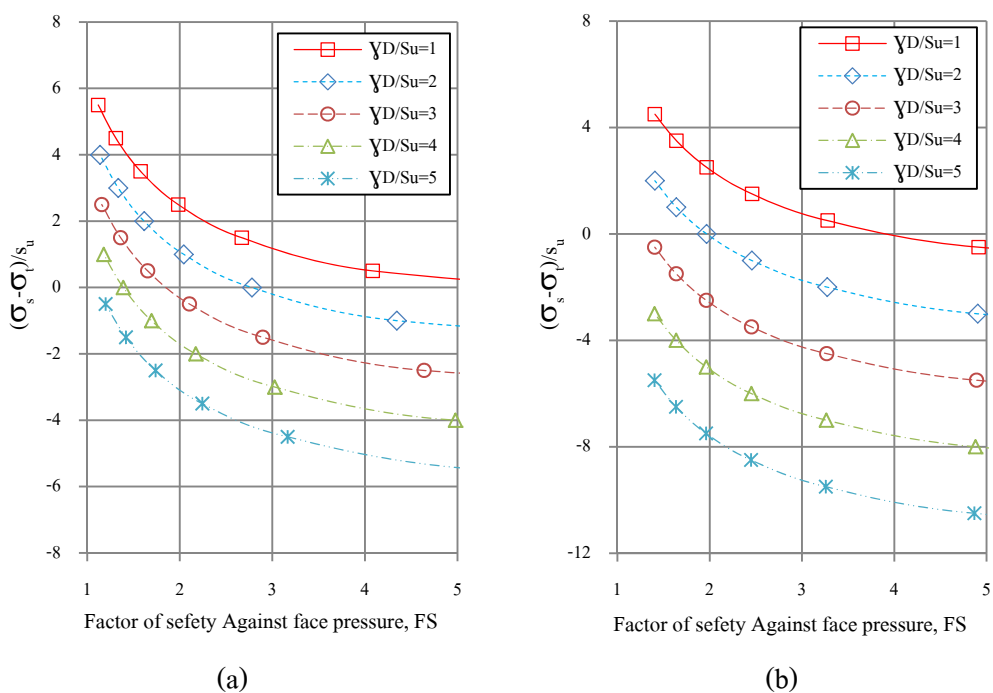


ภาพที่ 6.127 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) $\gamma D/s_{u0}=2$, (b) $\gamma D/s_{u0}=3$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=0$

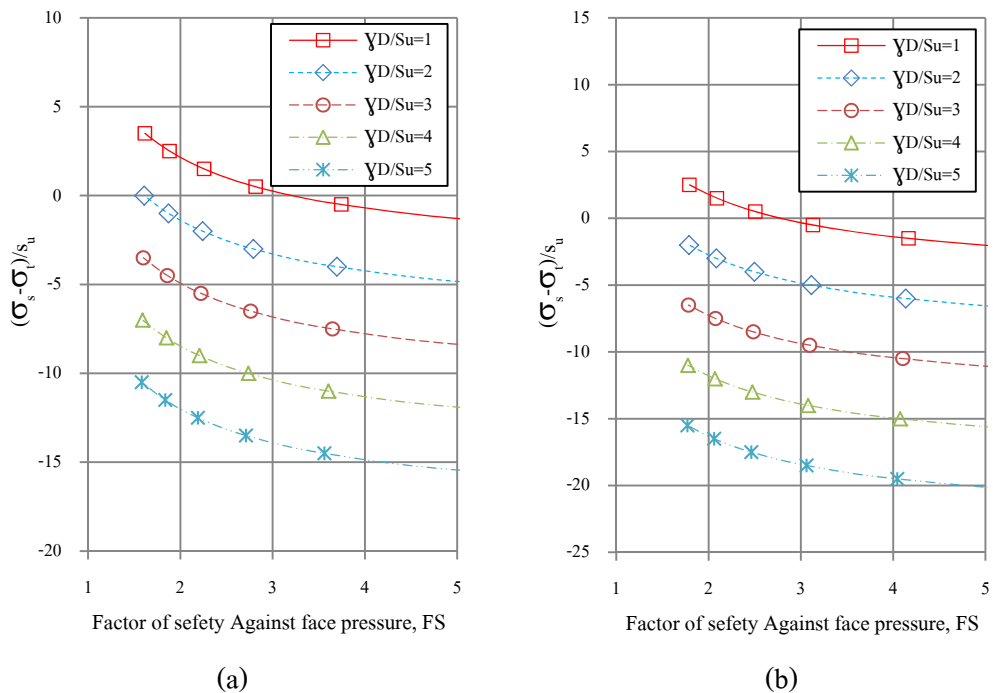


ภาพที่ 6.128 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ C/D โดยแปรผันระหว่าง N กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ $\gamma D/s_{u0}=5$ ภายใต้เงื่อนไข $(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}=0$

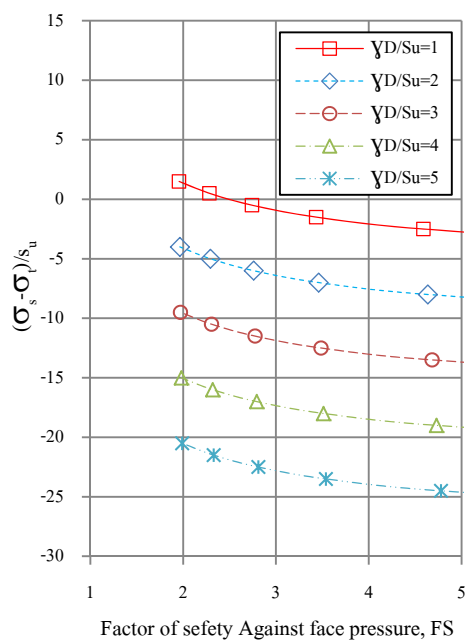
ผู้วิจัยพิจารณานำเสนอกราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ $\gamma D/s_{u0}$ แปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_f)/s_{u0}$ กับอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของดินที่เป็นเอกพันธ์ และอยู่ในเงื่อนไขอัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) มีค่าระหว่าง C/D=1 ถึง C/D=5 สรุปไว้ในภาพที่ 6.129-6.131



ภาพที่ 6.129 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_f)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) C/D=1, (b) C/D=2



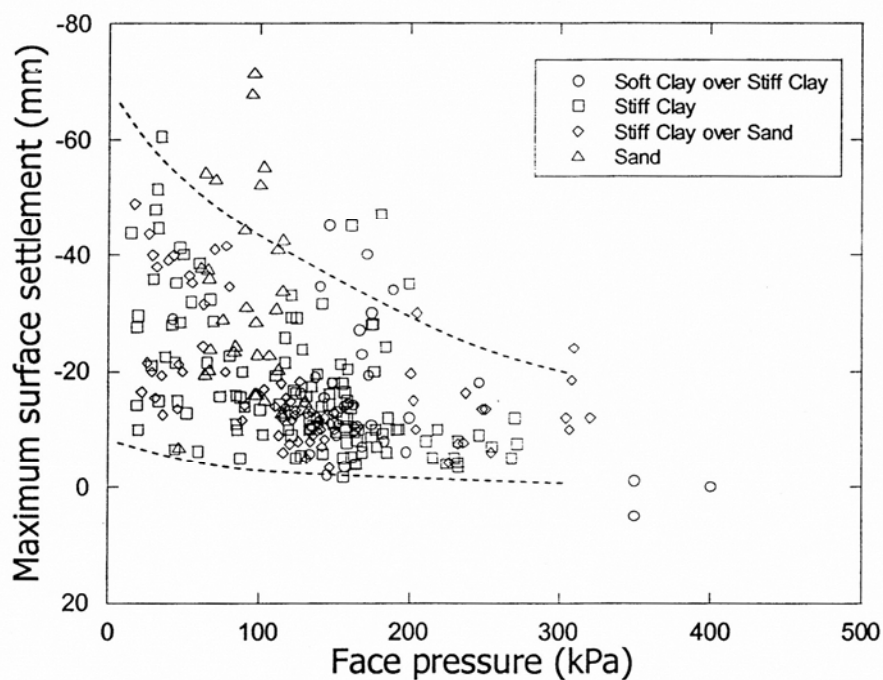
ภาพที่ 6.130 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ (a) $C/D=3$, (b) $C/D=4$



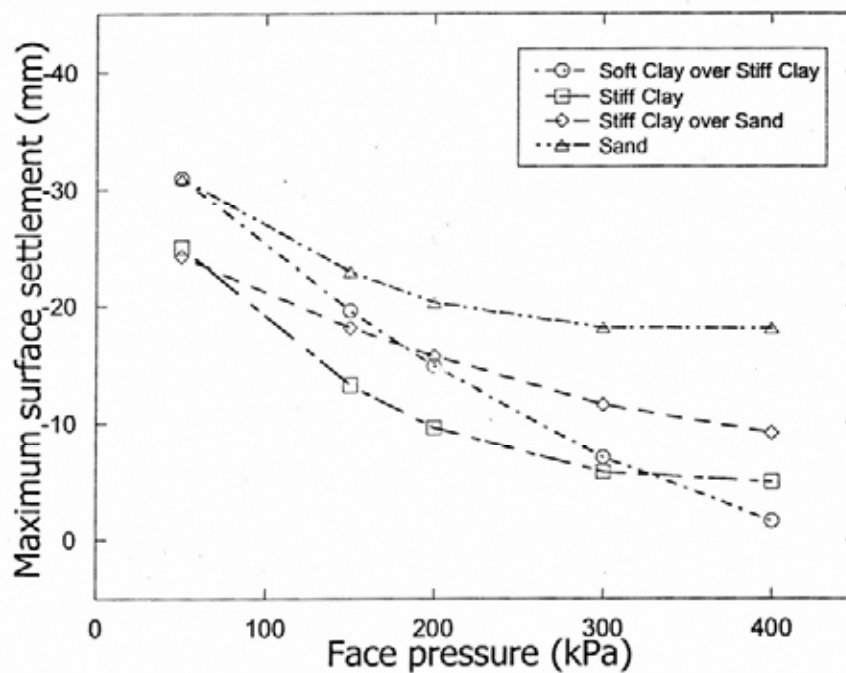
ภาพที่ 6.131 กราฟช่วยออกแบบในลักษณะความสัมพันธ์ของ $\gamma D/s_{u0}$ โดยแปรผันระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0}$ กับ FS สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ $C/D=5$

6.3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดบนพื้นผิวดินกับอัตราส่วนความปลอดภัย

เนื่องจากผู้วิจัยเห็นว่านอกจากแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมาตรและอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์แล้ว นอกจากนั้นการทรุดตัวสูงสุดบนพื้นผิวดินก็มีความสำคัญเช่นเดียวกัน โดยความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดบนผิวดินกับแรงดันด้านหน้าอุโมงค์จะพิจารณาตามงานวิจัยของ พิชากร ศรีจันทร์ทอง (2551) ซึ่งความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้จะพิจารณาลักษณะของชั้นดินในการวางตัวของอุโมงค์ ดังแสดงตามภาพที่ 6.132-6.133 และได้สรุปไว้ในตารางที่ 6.9



ภาพที่ 6.132 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันด้านหน้าอุโมงค์กับการทรุดตัวสูงสุดบนผิวดินในเงื่อนไขชั้นดินต่าง ๆ จากฐานข้อมูล (พิชากร ศรีจันทร์ทอง, 2551)



ภาพที่ 6.133 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันด้านหน้าอุโมงค์กับการทรุดตัวสูงสุดบนผิวดินในเงื่อนไขชั้นดินต่าง ๆ (พิชากร ศรีจันทร์ทอง, 2551)

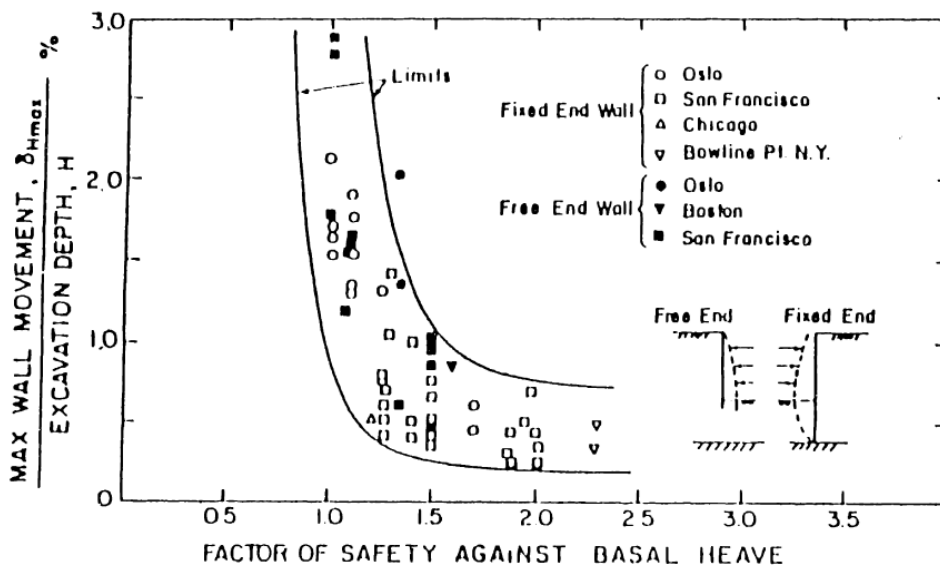
ตารางที่ 6.9 เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครพร้อมทั้งพารามิเตอร์การทรุดตัวสูงสุดแบบไร้มิติ

section	Face pressure (kPa)	Factor of safety (FS)					Settlement Δ/D (%)
		3D	2DT	2DL	3D/2DT	3D/2DL	
26-001	130	2.642	0.926	1.405	2.853	1.880	0.35
	155	3.01	1.106	1.603	2.722	1.878	0.30
	180	3.51	1.366	1.867	2.570	1.880	0.27
23-001	40	2.111	0.697	1.058	3.029	1.995	0.39
	60	2.23	0.743	1.131	3.001	1.972	0.38
	80	2.325	0.792	1.216	2.936	1.912	0.36

ตารางที่ 6.9 (ต่อ) เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับกรณีเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครพร้อมทั้งพารามิเตอร์การทรุดตัวสูงสุดแบบไร้มิติ

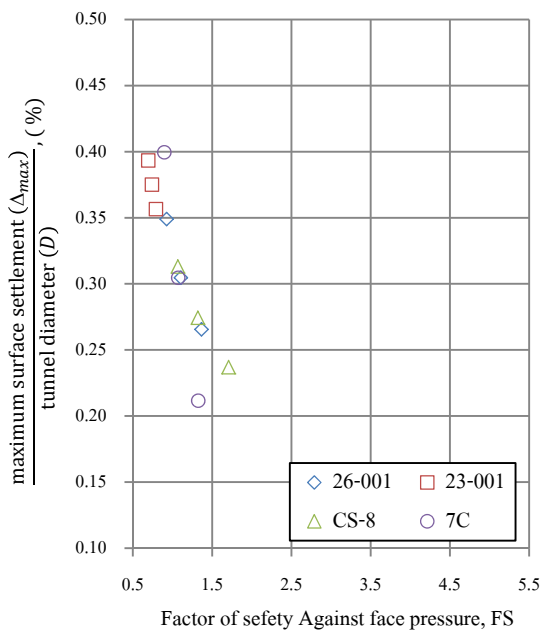
section	Face pressure (kPa)	Factor of safety (FS)					Settlement Δ/D (%)
		3D	2DT	2DL	3D/2DT	3D/2DL	
CS-8	150	2.955	1.067	1.578	2.769	1.873	0.31
	175	3.46	1.32	1.833	2.621	1.888	0.27
	200	4.163	1.708	2.192	2.437	1.899	0.24
7C	50	2.722	0.899	1.411	3.028	1.929	0.40
	100	3.164	1.073	1.642	2.949	1.927	0.30
	150	3.772	1.327	1.963	2.843	1.922	0.21

ผู้วิจัยได้ใช้รูปแบบของการนำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์กับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ โดยสร้างขึ้นบนพื้นฐานของรูปแบบของทิศทางของแนวโน้ม (trend line) ที่เกิดขึ้นจากผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยการพล็อตในรูปแบบของพารามิเตอร์ไร้มิติ ซึ่งใช้หลักการเดียวกับงานวิจัยของ Mana and Clough (1981) ดังแสดงตามภาพที่ 6.134 ซึ่งในการศึกษาในครั้งนี้ ได้มีการพัฒนาขึ้นเพื่อคาดคะเนการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินซึ่งเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพด้านหน้าของอุโมงค์

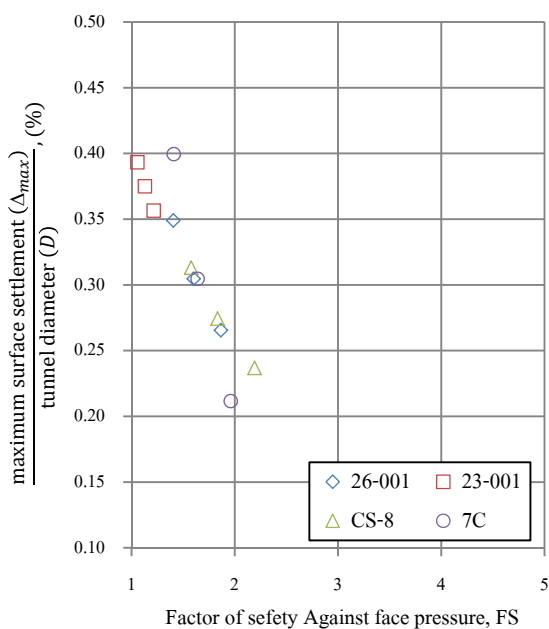


ภาพที่ 6.134 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินต่อความลึกกับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการรูดขึ้นของดิน (Mana & Clough, 1981)

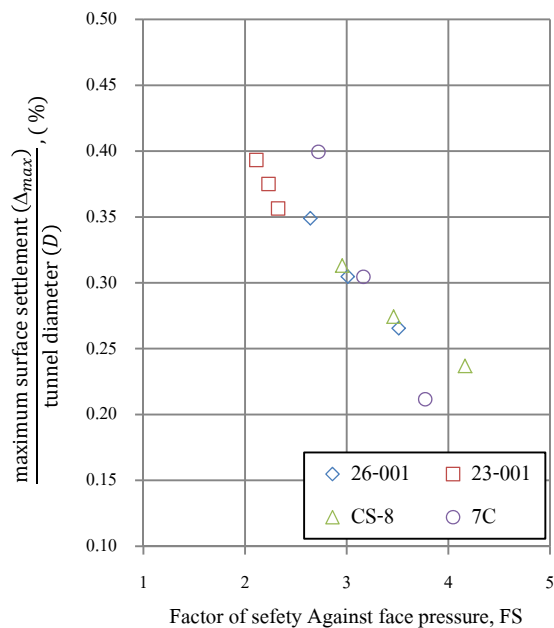
ซึ่งข้อมูลผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ นั้นจะได้อาจมาจากการวิเคราะห์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร ทั้ง 4 หน้าตัด กล่าวคือ 1) หน้าตัด 26-001 (รัชดา ถึง ลาดพร้าว) 2) หน้าตัด 23-001 (เตรียมร่วมมิตร ถึง ประชาราษฎร์บำเพ็ญ) 3) หน้าตัด CS-8 (เพชรบุรี ถึง พระราม 9) และ 4) หน้าตัด 7C (สุขุมวิท ถึง เพชรบุรี) และได้สรุปไว้ในภาพที่ 6.135-6.137 สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว และสำหรับกรณีแบบ 3 มิติ ตามลำดับ



ภาพที่ 6.135 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง

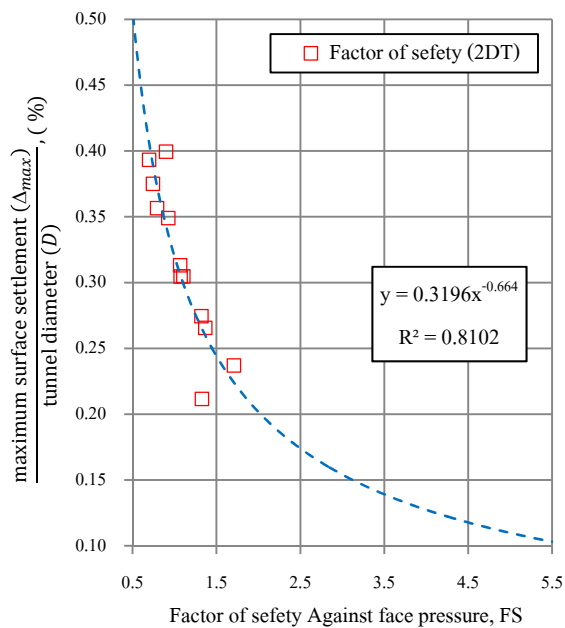


ภาพที่ 6.136 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว

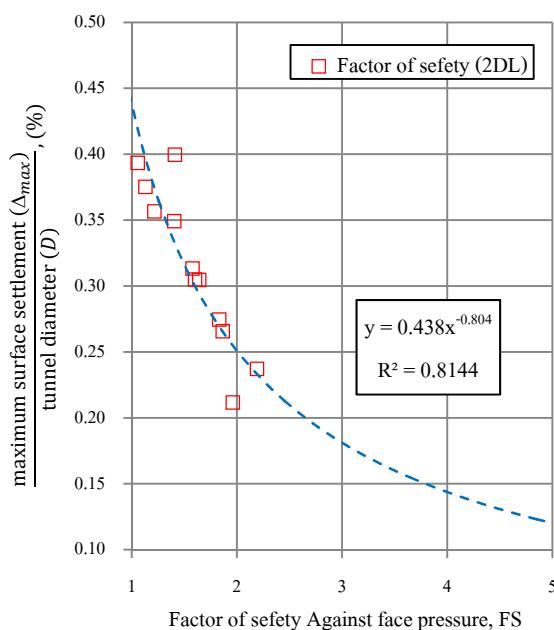


ภาพที่ 6.137 ความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

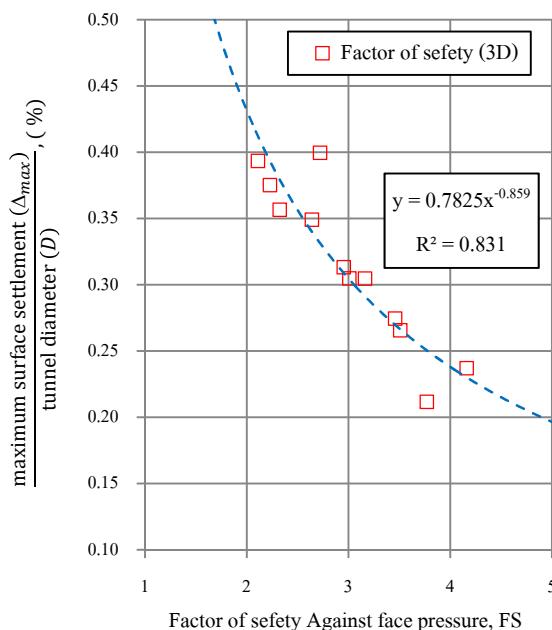
และนำเสนอรูปแบบของทิศทางของแนวโน้มที่เกิดขึ้นจากผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยการพล็อตในรูปแบบของพารามิเตอร์ไร้มิติ ซึ่งใช้หลักการเดียวกับงานวิจัยของ Mana and Clough (1981) ดังแสดงตามภาพที่ 6.138-6.140 สำหรับ กรณีหน้าตัดตามขวาง สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว และสำหรับกรณีแบบ 3 มิติ ตามลำดับ



ภาพที่ 6.138 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง



ภาพที่ 6.139 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว



ภาพที่ 6.140 รูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่าง Δ_{max}/D (%) กับ FS ต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ในสภาพเงื่อนไขดินกรุงเทพมหานคร สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ

จะเห็นได้ว่ารูปแบบของทิศทางของแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์กับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์นั้นจะมีลักษณะแบบไม่เชิงเส้น ผู้วิจัยจึงนำเสนอในรูปแบบสมการกำลังตามสมการที่ 6.7-6.9 โดยทุกกรณีไม่ว่าจะเป็นหน้าตัดแบบขวาง หน้าตัดตามยาว หรือแบบ 3 มิติ ล้วนมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ ประมาณ 81%, 81% และ 83% ตามลำดับ จึงอาจกล่าวได้ว่าสมการที่ได้นั้นจำเป็นต้องมีการพัฒนาสมการให้มีความสอดคล้องกับข้อมูลให้มากยิ่งขึ้น

$$\frac{\Delta_{max}}{D} (\%) = 0.3196FS^{-0.664} \quad (6.7)$$

$$\frac{\Delta_{max}}{D} (\%) = 0.438FS^{-0.804} \quad (6.8)$$

$$\frac{\Delta_{max}}{D} (\%) = 0.7825FS^{-0.859} \quad (6.9)$$

สำหรับตัวอย่างในการใช้งาน

พิจารณาปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวแบบ 3 มิติ ของชั้นดินกรุงเทพมหานครตามหน้าตัด CS-8 โดยพิจารณาค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ป้อนลงในสมการ ดังนี้ เส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ (D) เท่ากับ 6.3 เมตร ระยะจากผิวดินถึงาดอุโมงค์ (C) เท่ากับ 14.364 เมตร หน่วยน้ำหนักดินเฉลี่ยแบบคงที่ (γ) เท่ากับ 17.37 kN/m^3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_{u0}) เท่ากับ 1.13 kPa อัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือน (ρ) ตามความลึกแบบเชิงเส้น เท่ากับ 3.91 kN/m^3 น้ำหนักบรรทุกบนผิวดินรวมกับน้ำหนักจราจรแบบสมมติเท่ากับ (σ_z) 23 kPa

ตัวอย่างที่ 1

ผู้ควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ให้แรงดันด้านหน้าอุโมงค์ (σ_f) เท่ากับ 200 kPa วิศวกรผู้ออกแบบต้องการทราบอัตราส่วนความปลอดภัยในขณะนั้น ทำการแทนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ลงในสมการที่ 6.6 พร้อมกับค่าผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์ (a_1 - a_5) ก็จะได้อัตราส่วนความปลอดภัยในขณะที่ใช้แรงดันด้านหน้าอุโมงค์ ในขณะนั้น เท่ากับ 3.934 และนำอัตราส่วนความปลอดภัยนี้ไปหาค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินจากสมการที่ 6.9 จะได้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินเท่ากับ 15.20 mm ซึ่งความเป็นจริงผลเฉลยเชิงตัวเลขสำหรับเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครแบบไม่เป็นเอกพันธ์จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 4.163 พร้อมกับค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินเท่ากับ 14.93 mm ตามตารางที่ 6.9 โดยสามารถใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL ในการคำนวณอย่างง่าย ๆ ตามภาพที่ 6.141

ตัวอย่างที่ 2

วิศวกรผู้ออกแบบต้องการหาแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมติ (σ_i) โดยออกแบบให้เกิดการทรุดตัวบนผิวดินสูงสุดเท่ากับ 17.01 mm จากสมการที่ 6.9 จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 3.451 แล้วนำค่า FS ที่ได้ไปหาแรงดันด้านหน้าอุโมงค์โดยทำการแทนค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ลงในสมการที่ 6.5 พร้อมกับค่าผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์ (a_1 - a_5) ก็จะได้ค่าแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมติที่ต้องการ เท่ากับ 180.74 kPa ซึ่งความเป็นจริงผลเฉลยเชิงตัวเลขสำหรับเงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครแบบไม่เป็นเอกพันธ์จะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3.46 และแรงดันด้านหน้าอุโมงค์เท่ากับ 175 kPa โดยสามารถใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL ในการคำนวณอย่างง่าย ๆ ตามภาพที่ 6.142

	A	B	C
1	Parameter	Unit	Value
2	soil cover depth, C	m	14.364
3	diameter of tunnel, D	m	6.3
4	soil unit weight, γ	kN/m ³	17.37
5	undrained shear strength, s_u	kPa	1.13
6	rate of strength increase with depth, ρ	kN/m ³	3.91
7	uniform surcharge load on ground surface, σ_s	kPa	23
8	uniform face pressure, σ_t	kPa	200
9	applied net stress parameter, $(\sigma_s - \sigma_t)/s_u$	-	-156.64
10	normalized loading parameter from soil self-weight, $\gamma D/s_u$	-	96.84
11	undrained strength gradient parameter, $\rho D/s_u$	-	21.80
12	maximum surface settlement/tunnel diameter, Δ_{max}/D	%	0.24
13	factor of safety	FS	3.934
14	maximum surface settlement, Δ_{max}	mm	15.20

ภาพที่ 6.141 ลักษณะของการคำนวณตามตัวอย่างที่ 1 โดยใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL

	A	B	C
2	soil cover depth, C	m	14.364
3	diameter of tunnel, D	m	6.3
4	soil unit weight, γ	kN/m ³	17.37
5	undrained shear strength, s_u	kPa	1.13
6	rate of strength increase with depth, ρ	kN/m ³	3.91
7	uniform surcharge load on ground surface, σ_s	kPa	23
8	uniform face pressure, σ_t	kPa	180.74
9	applied net stress parameter, $(\sigma_s - \sigma_t)/s_u$	-	-139.59
10	normalized loading parameter from soil self-weight, $\gamma D/s_u$	-	96.84
11	undrained strength gradient parameter, $\rho D/s_u$	-	21.80
12	maximum surface settlement/tunnel diameter, Δ_{max}/D	%	0.27
13	factor of safety	FS	3.451
14	maximum surface settlement, Δ_{max}	mm	17.01

ภาพที่ 6.142 ลักษณะของการคำนวณตามตัวอย่างที่ 2 โดยใช้สเปรดชีต ใน MICROSOFT EXCEL

จากตัวอย่างการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่ารูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์กับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ ที่ได้นำเสนอมานี้ สามารถคาดคะเนได้ดี ทั้งยังสอดคล้องกับผลเฉลยเชิงตัวเลขสำหรับ

เงื่อนไขสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานครแบบไม่เป็นเอกพันธ์ได้เป็นอย่างดี ทำให้ในทางปฏิบัติ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถกำหนดการทรุดตัวและอัตราส่วนความปลอดภัย ในการให้แรงดัน ด้านหน้าอุโมงค์ได้อย่างเหมาะสม

บทที่ 7

สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

7.1 บทนำ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ทำการศึกษาปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียว โดยการประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบ 2 มิติ และ 3 มิติ สำหรับการวิเคราะห์แบบ 2 มิติถูกประยุกต์ใช้กับหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว ในขณะที่การวิเคราะห์แบบ 3 มิติได้ถูกประยุกต์ใช้กับรูปทรงเรขาคณิตแบบ 3 มิติ สถานะของการวิบัติหรือการพังทลายในการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์ ได้โดยการประมาณจากการใช้หลักการลดทอนกำลังในการหาอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ โดยได้เปรียบเทียบผลเฉลยเชิงตัวเลขกับวิธีวิเคราะห์ลิมิตกับงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมา ซึ่งงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมามักเลือกใช้ค่า N ในการประมาณเสถียรภาพโดยจะอยู่ในเทอมของอัตราส่วนของความมีเสถียรภาพ (stability ratio) ปกติมักแทนด้วย N ซึ่ง Broms and Bennermark (1967) ได้แนะนำไว้สำหรับดินเหนียวที่เป็นแบบเอกพันธ์ โดยที่ Boonchai Ukritchon (2011) และ Augarde et al. (2003) ได้กล่าวว่าพารามิเตอร์ของหน่วยแรงกระทำสุทธิ ($(\sigma_s - \sigma_t)/s_{u0}$) นั้นไม่สามารถยุบรวมให้อยู่ในเทอมเดียวกันได้ เนื่องจากเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน ($\gamma D/s_{u0}$) และพารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($\rho D/s_{u0}$) สำหรับผลเฉลยที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์นี้ ผลเฉลยได้ควรจะต้องน้อยกว่าหรือเท่ากับ ขอบบน ตามหลักการพื้นฐานของทฤษฎีพลาสติกลิมิตแบบดั้งเดิมที่เสนอไว้โดย Drucker and Prager (1952) และ Drucker Greenberg and Prager (1952) เป็นไปตามเงื่อนไขต่าง ๆ ดังนี้ คือ 1). ต้องเป็นไปตามเงื่อนไขสมการคอมแพคตบิลิตี้ 2). ต้องเป็นไปตามเงื่อนไขขอบ โดยกำหนดการเคลื่อนที่ให้อยู่ในระนาบ 2 มิติ และ 3 มิติ กล่าวคือ u_x, u_y, u_z คือการเคลื่อนที่ในแนวระนาบ x, y, z ตามลำดับ 3). ต้องเป็นไปตามเงื่อนไขความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด โดยใช้กฎการไหลแบบสอดคล้องร่วมด้วย โดยเงื่อนไขแรกและสอง จะเป็นไปตามเงื่อนไขโดยอัตโนมัติ เนื่องจากวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ใช้สูตรที่อยู่บนหลักการพื้นฐานของการเคลื่อนที่อยู่แล้ว และข้อสุดท้ายก็เป็นไปตามเงื่อนไขด้วยเช่นกัน เนื่องจากการวิเคราะห์ในครั้งนี้ใช้เกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ ซึ่งมีกฎการไหลแบบสอดคล้องอยู่ในเกณฑ์การวิบัติอยู่แล้ว อย่างไรก็ตามผลเฉลยที่ได้จะไม่พิจารณาให้เป็นขอบล่างของวิธีวิเคราะห์ลิมิต กล่าวคือ 1) สนามความเครียดต้องเป็นไปตามสมการสมดุล 2) สนามความเครียดต้องเป็นไปตามเงื่อนไขขอบ 3) สนามความเครียดต้องเป็นไม่ละเมิดเกณฑ์การวิบัติ เนื่องจากสามารถทราบ สนามความเครียดจากการเคลื่อนตัวของบนหลักการจากผลเฉลยของวิธีไฟไนต์

อิทธิพลอย่างถูกต้อง ณ จุดเกาส์ แต่จุดเกาส์ของอิทธิพลเหล่านั้นอาจจะไม่เคลื่อนที่ต่อเนื่องติดกัน และอาจจะไม่เป็นไปตามเงื่อนไขขอบ นอกจากนี้ความสมดุลของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ คือการประสบผลสำเร็จในการปรับสมการหลัก ผ่านหลักการของวิธีงานเสมือน ซึ่งไม่รับประกันเสมอไปว่า ความเค้นข้างในอิทธิพลจะเป็นไปตามเงื่อนไขของสมการสมดุลโดยอัตโนมัติ สถานะความเค้น ณ จุดเกาส์ อาจจะเป็นไปตามเงื่อนไขของเกณฑ์การวิบัติขณะเกิดการอินทิเกรต ระหว่างความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียด แต่อาจจะไม่เป็นไปตามตลอดทั่วทั้งหมด ทุกส่วนของอิทธิพล เพราะฉะนั้นผลเฉลยของไฟไนต์เอลิเมนต์จะต้องไม่ใช่ผลเฉลยของขอบล่างเนื่องจากไม่เป็นไปตามเงื่อนไขทั้งหมดที่ต้องการ

7.2 การวิเคราะห์หารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด

จากการศึกษาเบื้องต้นพบว่ารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ และแบบ 3 มิติ ซึ่งมีผลกระทบโดยตรงกับความแม่นยำของการวิเคราะห์อย่างมีนัยสำคัญอีกทั้งยังมีผลต่อการใช้เวลาในการคำนวณ จึงจำเป็นต้องหาลักษณะของรูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุด และเหมาะสมกับทรัพยากรและเครื่องมือที่ใช้ในการศึกษาในครั้งนี้ พร้อมทั้งได้มีการแนะนำลักษณะของรูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่ใช้ในการศึกษา ในรูปแบบที่ต่างกัน กล่าวคือ หน้าตัดตามขวาง หน้าตัดตามยาว และแบบ 3 มิติ

7.3 การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ พิจารณาเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์ในหน้าตัดตามขวางและหน้าตัดตามยาว บนระนาบความเครียด ดินเหนียวรอบ ๆ อุโมงค์ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบ อิลาสติก-พลาสติกแบบสมบูรณ มีเกณฑ์การวิบัติเมอร์-คูลอมบี้ โดยใช้กฎการไหลแบบสอดคล้องร่วมด้วย พร้อมกับไม่พิจารณาความเค้นในแบบจำลอง ซึ่งจะพิจารณาสภาพดินให้อยู่ใน 3 เงื่อนไขประกอบด้วย 1) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยที่กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดทั้งความลึก 2) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์โดยกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น 3) ในเงื่อนไขของสภาพเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร ผู้วิจัยได้เลือกใช้ PLAXIS 2D ในการวิเคราะห์ โดยผลเฉลยเชิงตัวเลขและรูปแบบการวิบัติมีความสอดคล้องกับ

งานวิจัยที่ผ่านมาของ Wilson et al. (2003) และ Augarde et al. (2003) สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง และหน้าตัดตามยาวตามลำดับ

7.4 การวิเคราะห์ไฟในต้อลิเมนต์แบบ 3 มิติ

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบไม่ระบายน้ำ พิจารณาเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำของอุโมงค์แบบ 3 มิติ ดินเหนียวรอบ ๆ อุโมงค์ถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบ อีลาสติก-พลาสติกแบบสมบูรณ์ มีเกณฑ์การวิบัติมอร์-คูลอมบ์ โดยใช้กฎการไหลแบบสอดคล้องร่วมด้วย พร้อมกับพิจารณาคาดอุโมงค์เป็นแบบแข็งเกร็ง พร้อมกับมีพื้นผิวสัมผัสแบบขรุขระโดยสมบูรณ์ตลอดทั้งแนวความยาวของอุโมงค์ในแบบจำลอง ซึ่งจะพิจารณาสภาพดินให้อยู่ใน 3 เงื่อนไขประกอบด้วย 1) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่เป็นดินเหนียว มีลักษณะเป็นเอกพันธ์โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำคงที่ตลอดทั้งความลึก 2) ในเงื่อนไขของสภาพดินที่ไม่เป็นเอกพันธ์โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเพิ่มขึ้นตามความลึกแบบเชิงเส้น 3) ในเงื่อนไขของสภาพเป็นชั้นดินกรุงเทพมหานคร ผู้วิจัยได้เลือกใช้ PLAXIS 3D TUNNEL และ PLAXIS 3D ในการวิเคราะห์ โดยผลเฉลยเชิงตัวเลขและรูปแบบการวิบัติมีความสอดคล้องกับงานวิจัยเชิงวิเคราะห์ที่ผ่านมาของ Davis et al. (1980), Klar et al. (2007), Mollon et al. (2011) และ Sloan (2013)

7.5 ผลกระทบ 3 มิติของเสถียรภาพแบบไม่ระบายน้ำ

ผลกระทบเสนอในรูปของพารามิเตอร์ของหน่วยแรงกระทำสุทธิ $((\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0})$ ของกรณี 3 มิติ หาดด้วยหน้าตัดตามขวางและตามยาว ในกรณี 2 มิติ เมื่ออัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) และ พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน $(\gamma D/s_{u0})$ เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 พบว่าค่อนข้างแปรปรวน ประกอบกับบางกรณีไม่คงที่และขึ้นอยู่กับค่า C/D และ $\rho D/s_{u0}$

ผลกระทบเสนอในรูปอัตราส่วนความปลอดภัย ของกรณี 3 มิติ หาดด้วยหน้าตัดตามขวางและตามยาว ในกรณี 2 มิติ เมื่ออัตราส่วนความลึกของอุโมงค์ (C/D) และ พารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดิน $(\gamma D/s_{u0})$ เหมือนกันทั้งกรณี 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ค่า $\gamma D/s_{u0}$ มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 5 โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 และอยู่ในเงื่อนไขของพารามิเตอร์ของหน่วยแรงกระทำสุทธิ $((\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0})$ ซึ่งมีค่าระหว่าง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = -2$ ถึง $(\sigma_s - \sigma_r)/s_{u0} = 2$ โดยเพิ่มขึ้นครั้งละ 1 พบว่าผลเฉลยของกรณีแบบเอก-

พันธ์และไม่เป็นแบบเอกพันธ์ของ ของพารามิเตอร์แรงกระทำจากน้ำหนักดินซึ่งอยู่ในเงื่อนไขของ พารามิเตอร์ของอัตราการเพิ่มกำลังเดือนแบบไม่ระบายน้ำในทุกรณี มีค่าอยู่ประมาณ 2.5-3.0 สำหรับกรณีแบบ 3 มิติต่อหน้าตัดตามขวาง (FS 3D/FS 2DT) และมีค่าอยู่ประมาณ 1.8-2.0 สำหรับ กรณีแบบ 3 มิติต่อหน้าตัดตามยาว (FS 3D/FS 2DL)

7.6 การประยุกต์ใช้งาน

ผู้วิจัยได้นำเสนอสมการเซมิ-เอมพีริคัล จากการปรับเส้นโค้งมีลักษณะเป็นสมการแบบโพลี โนเมียล ซึ่งมีตัวยกกำลังคงที่พร้อมทั้งค่าสัมประสิทธิ์ 5 ค่า ได้มาจากวิธีทางสถิติของการปรับเส้น โคง โดยใช้เทคนิคการวิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้น โดยสมการดังกล่าวมีตัวแปร อิสระอยู่ทั้งหมด 3 ตัวแปรและตัวแปรตามหนึ่งตัวแปร

$$y = a_1(x_1^{a_2} + x_3x_1^{a_5}) + a_3x_1^{a_4}x_2$$

$$x_1 = \frac{C}{D}, x_2 = \frac{\gamma D}{s_{u0}}, x_3 = \frac{\rho D}{s_{u0}}$$

$$y = \frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_{u0}}$$

โดยทุกรณีไม่ว่าจะเป็นหน้าตัดแบบขวาง หน้าตัดตามยาว หรือแบบ 3 มิติ ล้วนมีค่าสัมประสิทธิ์การ ตัดสินใจไม่ต่ำกว่า 99% จึงอาจกล่าวได้ว่าสมการพร้อมกับผลเฉลยของค่าสัมประสิทธิ์จากการ วิเคราะห์ความถดถอยแบบพหุแบบไม่เชิงเส้นที่ได้มีความถูกต้องแม่นยำเป็นอย่างมาก

Section	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	R ² (%)
2DT	2.3259	0.4746	-1.1781	0.9381	1.3468	99.92
2DL	4.4228	0.3140	-1.4457	0.8276	1.2140	99.97
3D	7.8109	0.3477	-1.4731	0.8117	1.2294	99.98

เนื่องจากสมการดังกล่าวได้นำเสนอในรูปแบบของสมการในลักษณะเป็นสมการแบบโพลินอมียล ซึ่งในทางปฏิบัติอาจจะไม่สะดวกในการนำไปใช้ออกแบบ ดังนั้นผู้วิจัยจึงนำเสนอในรูปแบบทั่วไปแบบไร้มิติซึ่งง่ายต่อการนำไปใช้ดังสมการที่ 6.5 สำหรับวิเคราะห์หาแรงดันภายในที่กระทำบริเวณด้านหน้าของอุโมงค์แบบสมมาตร และสมการที่ 6.6 สำหรับวิเคราะห์หาอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์

$$\frac{\sigma_t}{s_{u0}} = - \frac{a_1 \left(\left(\frac{C}{D} \right)^{a_5} \left(\frac{\rho D}{s_{u0}} \right) + \left(\frac{C}{D} \right)^{a_2} \right)}{FS} - a_3 \left(\frac{C}{D} \right)^{a_4} \left(\frac{\gamma D}{s_{u0}} \right) + \frac{\sigma_s}{s_{u0}}$$

$$FS = \frac{a_1 \left(\left(\frac{C}{D} \right)^{a_5} \left(\frac{\rho D}{s_{u0}} \right) + \left(\frac{C}{D} \right)^{a_2} \right)}{\frac{(\sigma_s - \sigma_t)}{s_{u0}} - a_3 \left(\frac{C}{D} \right)^{a_4} \left(\frac{\gamma D}{s_{u0}} \right)}$$

ผู้วิจัยได้ใช้ข้อมูลเงื่อนไขของสภาพชั้นดินกรุงเทพมหานคร มานำเสนอรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์กับอัตราส่วนความปลอดภัยต่อเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ โดยสร้างขึ้นบนพื้นฐานของรูปแบบของทิศทางของแนวโน้ม (trend line) ที่เกิดขึ้นจากผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยการพล็อตในรูปแบบของพารามิเตอร์ไร้มิติ ซึ่งใช้หลักการเดียวกับงานวิจัยของ Mana and Clough (1981) ในรูปแบบของสมการกำลังตามสมการที่ 6.7-6.9 โดยทุกกรณีไม่ว่าจะเป็นหน้าตัดแบบขวาง หน้าตัดตามยาว หรือแบบ 3 มิติ ล้วนมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ ประมาณ 81% ดังนี้

สำหรับกรณีหน้าตัดตามขวาง $\frac{A_{max}}{D} (\%) = 0.3196FS^{-0.664} \quad R^2=81\%$

สำหรับกรณีหน้าตัดตามยาว $\frac{A_{max}}{D} (\%) = 0.438FS^{-0.804} \quad R^2=81\%$

สำหรับกรณีแบบ 3 มิติ $\frac{A_{max}}{D} (\%) = 0.7825FS^{-0.859} \quad R^2=83\%$

สามารถคาดคะเนได้ดี ทั้งยังสอดคล้องกับผลเฉลยเชิงตัวเลขสำหรับเงื่อนไขสภาพชั้นดิน กรุงเทพมหานครแบบไม่เป็นเอกพันธ์ได้เป็นอย่างดี ทำให้ในทางปฏิบัติ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถกำหนดการทรุดตัวและอัตราส่วนความปลอดภัย และการให้แรงดันด้านหน้าอุโมงค์ได้อย่างเหมาะสม

7.7 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

- 1) งานวิจัยในอนาคตควรมีการศึกษาเพิ่มในปัญหาเสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์ที่อยู่ภายใต้เงื่อนไขของ ดินประเภทที่มีแรงยึดเหนี่ยว-แรงเสียดทาน (cohesive-frictional soils), พฤติกรรมในการรับแรงของดินแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (anisotropic strength) และมีการไหลผ่านของน้ำ (seepage)
- 2) งานวิจัยในอนาคตควรมีการศึกษาเพิ่มเกี่ยวกับการวิเคราะห์หารูปเรขาคณิตและโครงข่ายที่เหมาะสมที่สุดในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ทั้งในแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ
- 3) งานวิจัยในอนาคตควรมีการศึกษาเพิ่มเกี่ยวกับการวิเคราะห์ลิมิตแบบ 3 มิติ ไม่ว่าจะเป็นการวิเคราะห์ลิมิตแบบดั้งเดิม หรือวิธีวิเคราะห์ลิมิตไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อให้ได้ผลเฉลยเชิงตัวเลขของปัญหาเสถียรภาพที่ดียิ่งขึ้น

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

กนกกิจ ยิ่งเจริญกิจขจร และ บุญชัย อุกฤษฏชน. เสถียรภาพด้านหน้าอุโมงค์แบบ 3 มิติ ในดินเหนียว ซึ่งกำลังเจือเพิ่มเป็นเส้นตรงตามความลึก. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18, โรงแรมดิเอ็มเพรส เชียงใหม่, GTE(1):43-50, 2556.

ชินวุฒิ ชาญฉายการ. การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นดินกรุงเทพฯ เนื่องจากการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินโดยวิธีจำลองทางคณิตศาสตร์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543.

ชลธิชา บุญส่ง. การเสียรูปและเคลื่อนตัวของอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีแรงดันดินสมดุลในดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544.

บุญชัย อุกฤษฏชน. การประเมินความถูกต้องของแบบจำลองแบบไม่ระบายน้ำ-หน่วยแรงประสิทธิผลของโปรแกรม PLAXIS. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12, มหาวิทยาลัยนเรศวร. GTE(3):338-343, 2550.

พิชากร ศรีจันทร์ทอง. การศึกษาปัจจัยการควบคุมหัวเจาะอุโมงค์ต่อการทรุดตัวของดินด้วยโครงข่ายประสาทเทียม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าคุณทหารลาดกระบัง, 2551.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2550.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฐพีกลศาสตร์ : พลาสติกซิตีและทฤษฎีสถานะวิกฤต. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2553.

ภาษาอังกฤษ

Abbo, A.J., Wilson, D.W., Sloan, S.W., and Lyamin A.V. Undrained stability of wide rectangular tunnels. Computers and Geotechnics, 53:46-59, 2013.

Atkinson, J.H., and Bransby, P.L. The mechanics of soils: an introduction on critical state soil mechanics, London, McGraw-Hill, 1978.

- Augarde, C.E., Lyamin, A.V., and Sloan, S.W. Stability of an undrained plane strain heading revisited. Computers and Geotechnics, 30(5):419–430, 2003.
- Broms, B.B., and Bennermark, H. Stability of clay at vertical openings. American Society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 93(1):71-94, 1967.
- Brinkgreve, R.B.J., and Bakker, H.L. Non-linear finite element analysis of safety factors, Proceedings of the 7th International Conference on Computational Methods and Advances in Geomechanics, 1117–1122, 1991.
- Brinkgreve, R.B.J., and Broere, W. Plaxis finite element code for soil and rock analyses, TUNNEL 3D version 2, 2004.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., and Swolfs, W.M. Plaxis finite element code for soil and rock analyses. 2D version 2012, 2012a.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., and Swolfs, W.M. Plaxis finite element code for soil and rock analyses. 3D version 2012, 2012b.
- Butterfield, R. Dimensional analysis for geotechnical engineers. Géotechnique, 49(3):357–366, 1999.
- Surarak, C. Geotechnical aspects of the bangkok mrt blue line project. PhD Thesis, Griffith University, 2010.
- Chen, W.F. Limit analysis and soil plasticity, Amsterdam: Elsevier, 1975.
- Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J., and Seneviratne, H.N. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Géotechnique, 30(4), 397–416, 1980.
- Drucker, D.C., Greenberg, H.J., and Prager, W. Extended limit design theorems for continuous media. Quart. Appl. Math, 9, 381-389, 1952.
- Drucker, D.C., and Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. Quart. Appl. Math. 10, 157-165, 1952.
- Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., and Xu, S. Mechanized tunnelling in urban areas: Design Methodology and Construction Control, Taylor & Francis:Balkema, 2007.
- Kimura, T., and Mair, R.J. Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. Proceedings of The 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 15-19 Jun, Sweden, 1981.

- Klar, A., Osman, A.S., and Bolton, M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using 'elastic' flow fields. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 31(12):1367–1374, 2007.
- Lambe, T.W., and Whitman, R.V. Soil Mechanics-SI version, Wiley, New York, 1979.
- Mair, R.J. Centrifugal modeling of tunnel construction in soft clay. PhD Thesis, University of Cambridge, 1979.
- Mana, A. I., and Clough, G. W. Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(6):759-777, 1981.
- Möller S.C., Tunnel induced settlements and structural forces in linings. PhD Thesis, University of Stuttgart, 2006.
- Mollon, G., Dias, D., and Soubra, A-H. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35(12):1363–1388, 2011.
- Osman, A.S., Mair, R.J., and Bolton, M.D. On the kinematics of 2D tunnel collapse in undrained clay. Géotechnique, 56(9):585–595, 2006.
- Ruse, N.M. Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. PhD Thesis, University of Stuttgart, 2004.
- Schofield, A.N. Cambridge geotechnical centrifuge operations. Géotechnique, 30(3):227–268, 1980.
- Sloan, S.W., and Assadi, A. Stability of shallow tunnels in soft ground. Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, 27-29 July, UK, 644–663, 1993.
- Sloan, S. W. Geotechnical stability analysis. Géotechnique, 63(7):531–572, 2013.
- Skempton, A.W. The planning and design of the new Hong Kong airport discussion. Proceedings of International Civil Engineering, London, 7:305-307, 1957.
- Teparaksa, W. Principle and application of instrumentation for first MRTA subway project in Bangkok. Proceeding of 5th International symposium on field Measurements in Geomechanics, 1999.
- Ukritchon, B. Finite element analysis of undrained face stability of tunnel in clay Proceeding of the 24th KKCNN Symposium on Civil Engineering, Japan, 14-16 December, 499-503, 2011.

- Wilson, D.W., Abbo, A.J., Sloan, S.W., and Lyamin A.V. Undrained stability of a circular tunnel where the shear strength increases linearly with depth. Canadian Geotechnical Journal, 48(9):1328-1342, 2011.
- Wilson, D.W., Abbo, A.J., Sloan, S.W., and Lyamin A.V. Undrained stability of a square tunnel where the shear strength increases linearly with depth. Computers and Geotechnics, 49:314-325, 2013.
- Yamamoto, K., Lyamin, A.V., Wilson, D.W., Sloan, S.W., and Abbo, A.J. Stability of a single tunnel in cohesive–frictional soil subjected to surcharge loading. Canadian Geotechnical Journal, 48(12):1841-1854, 2011a.
- Yamamoto, K., Lyamin, A.V., Wilson, D.W., Sloan, S.W., and Abbo, A.J. Stability of a circular tunnel in cohesive-frictional soil subjected to surcharge loading. Computers and Geotechnics, 38(4):504-514, 2011b.
- Yingchaloenkitkhajorn, K. and Ukritchon, B. Three-Dimensional Undrained Tunnel Face Stability in Clay. Proceeding of the 25th KKCNN Symposium on Civil Engineering, Korea, October 22-24, 290-293, 2012.

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายกนกกิจ ยี่งเจริญกิจจจร เกิดวันที่ 3 สิงหาคม พ.ศ. 2528 ที่จังหวัดขอนแก่น สำเร็จ การศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธาและเทคโนโลยี ภาควิชา เทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัย เทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ปีการศึกษา 2550 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาวิศวกรรม ศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมธรณีเทคนิค คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ ปีการศึกษา 2552

ได้รับรางวัลบทความยอดเยี่ยมในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18 จากมูลนิธิ ศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกตพันธุ์

ได้รับรางวัลชมเชยอันดับหนึ่ง ประเภทจากการลงคะแนนเสียงของผู้ทรงคุณวุฒิจาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ในงานแสดงผลงานพัฒนาเทคโนโลยีทุนปริญญาตรี สกว. ครั้งที่ 6