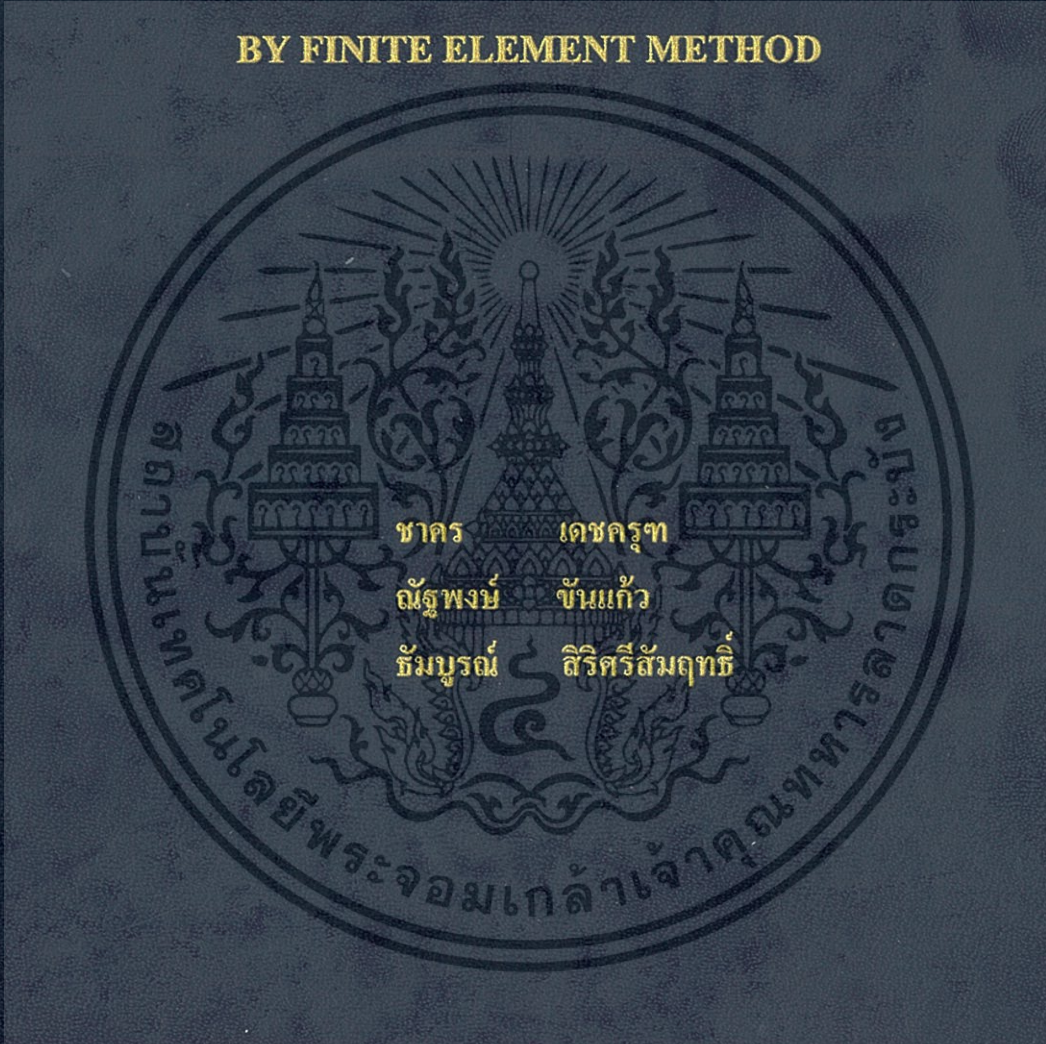


การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพ  
ที่บดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทก โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

THE ANALYTICAL BEHAVIOR OF BANGKOK CLAY STUDY  
WITH USING DYNAMIC COMPACTION TECHNIQUE  
BY FINITE ELEMENT METHOD



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพ  
ที่บดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทก โดยวิธีไฟในท์เอลิเมนต์

**THE ANALYTICAL BEHAVIOR OF BANGKOK CLAY STUDY  
WITH USING DYNAMIC COMPACTION TECHNIQUE  
BY FINITE ELEMENT METHOD**



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2557

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

**THE ANALYTICAL BEHAVIOR OF BANGKOK CLAY STUDY  
WITH USING DYNAMIC COMPACTION TECHNIQUE  
BY FINITE ELEMENT METHOD**



**THIS THESIS IS SUMMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF  
THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF  
BACHELOR OF ENGINEERING IN CIVIL ENGINEERING  
FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG**

**2014**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯที่บดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทก  
โดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์  
THE ANALYTICAL BEHAVIOR OF BANGKOK CLAY STUDY  
WITH USING DYNAMIC COMPACTION TECHNIQUE  
BY FINITE ELEMENT METHOD

นักศึกษา นาย ชากร เลขครุฑ รหัสประจำตัว 54010311  
นาย ณิชพงษ์ ชันแก้ว รหัสประจำตัว 54010423  
นาย ธัมบูรณ์ สิริศรีสัมฤทธิ์ รหัสประจำตัว 54010619  
อาจารย์ที่ปรึกษา รศ. สุพจน์ ศรีนิล  
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม ผศ.ดร. ธนาคล กองสมบูรณ์, อ.อุษะ สิริแก้ว  
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
ปีการศึกษา 2557

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
รศ. สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.ดร. ธนาคล กองสมบูรณ์	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญฤกษ์	
อ.อุษะ สิริแก้ว	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ธนเดช)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 25 เดือน พฤษภาคม พ.ศ. 2558

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่บดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

นายชาคร	เดชครุฑ	54010311
นายณัฐพงษ์	ขันแก้ว	54010423
นายธัมมบูรณ์	สิริศรีสัมฤทธิ์	54010619
รศ. สุพจน์	ศรีนิล	อาจารย์ที่ปรึกษา
ผศ.ดร.ธนาคล	คงสมบูรณ์	อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม
อาจารย์อุบะ	ศิริแก้ว	อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม
ปีการศึกษา 2557		

## บทคัดย่อ

โครงการพิเศษนี้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่บดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ เพื่อศึกษาความเค้นประสิทธิภาพ แรงดันน้ำส่วนเกิน และความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานกับการยุบตัว ผ่านการจำลองโปรแกรม ABAQUS 3D ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนแรกศึกษาโปรแกรมและสร้างแบบจำลองขนาด 30x10x20 ลูกบาศก์เมตร โดยแบ่งชั้นดินออกเป็น 4 ชั้น ประกอบด้วย ชั้นดินตามฤดู ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวอ่อนปานกลาง และชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งมีค่าระดับ -1.00, -9.00, -13.00 และ -20.00 เมตร ตามลำดับ และมีระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ -1.0 เมตร จากผิวดิน ส่วนที่สองจะศึกษาความสัมพันธ์ของพลังงานกับการทรุดตัวโดยใช้จำนวนครั้งในการบดอัดเท่ากัน ยกผู้มที่ระดับความสูงต่างๆ โดยผู้มบดอัดมีน้ำหนัก 3 ตัน แบ่งเป็น 3 กรณี คือ ทบ 1 ครั้ง ยกสูง 3.0, 2.0, 1.0 เมตร ตามลำดับ ซึ่งพบว่าการบดอัดด้วยวิธีการบดอัดกระแทกความเค้นประสิทธิภาพและแรงดันน้ำส่วนเกินมีแนวโน้มสูงขึ้นก่อนเกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ

# THE ANALYTICAL BEHAVIOR OF BANGKOK CLAY

## STUDY WITH USING DYNAMIC COMPACTION

### TECHNIQUE BY FINITE ELEMENT METHOD

Mr. Chakorn	Dechkrut	54010311
Mr. Nattapong	Khankaew	54010423
Mr. Tammaboon	Sirisrisamrit	54010619
Assoc. Prof. Supoj	Srinil	Advisor
Asst. Prof. Dr. Thanadol	Kongsomboon	Co-Advisor
Miss Uba	Sirikaew	Co-Advisor

Year 2014

#### ABSTRACT

This special project research into compaction behavior in Bangkok Clay by Finite Element Method. To study tendency of effective stress, excess pore water pressure and relative energy and displacement analyzed by ABAQUS 3D. This study was separated into 3 parts. Firstly, The model was simulated in width 30 meters, length 10 meters, and depth 20 meters divided into 4 layer, Weathered crust, soft clay, medium clay and stiff clay, the elevations are -1.00, -9.00, -13.00 and -20.00 meters respectively, and groundwater table is -1.0 meter from ground level. Secondly, the study of relative energy and displacement by only one blow at different height, tamper's weight is 3 tons, for 3 cases at 3.0, 2.0, and 1.0 meters height. Conclusion, the trend of effective stress and pore water pressure of soil improvement by dynamic compaction was increased before soil occur to punching shear failure.

## กิตติกรรมประกาศ

ทางคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษของกราบขอบพระคุณ รศ.สุพจน์ ศรีนิล ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษนี้ ที่ได้สละเวลาอันมีค่าในการให้คำปรึกษา คำแนะนำ และข้อเสนอแนะต่างจนทำให้โครงการพิเศษนี้บรรลุวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ ผศ.ดร.ชนาดล กงสมบุรณ์ และ อ.อุษะ ศิริแก้ว ที่ให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะเพิ่มเติมเพื่อแนวทางให้งานวิจัยฉบับนี้มีความถูกต้องสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณ บริษัท ท่าอากาศยานไทย จำกัด(มหาชน) ที่ได้เอื้อเฟื้อพื้นที่บริเวณสนามบินสุวรรณภูมิในการทำการทดลองปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีบำบัดกระทะแตกและการบำบัดร่วมกับการใช้สุญญากาศ ทำให้โครงการพิเศษนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ นายประทีป เหลือประเสริฐ จาก Ladkrabang Underground and Tunneling Innovation Center (LUTIC) ที่คอยช่วยเหลือในการใช้โปรแกรมวิเคราะห์ดินโดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ และให้ข้อมูลดินและแนะนำแนวทางในศึกษาจนทำให้โครงการพิเศษนี้ให้สำเร็จไปด้วยดี

ขอขอบพระคุณนายหฤทัสส์ พ่อบาล และพี่ๆทุกท่านที่คอยแนะนำและสนับสนุนในการทำโครงการพิเศษ และเพื่อนที่คอยเป็นกำลังใจและช่วยเหลือในด้านต่างๆตลอดเวลาที่ทำโครงการพิเศษฉบับนี้

สุดท้ายนี้ หากโครงการพิเศษฉบับนี้มีความดีและก่อประโยชน์แก่ส่วนรวม คณะผู้วิจัย ขอมอบความดีทั้งปวงให้แก่บิดาและมารดา ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ช่วยส่งเสริมให้คณะผู้วิจัยได้มีความรู้ความสามารถและประสบความสำเร็จในการศึกษา

ชาคร	เดชกรุฑ
ณัฐพงษ์	ชันแก้ว
ธัมบุรณ์	ศิริศรีสัมฤทธิ์

# สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VIII
สารบัญรูปภาพ.....	IX
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน.....	3
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์.....	4
2.1 กล่าวนำ.....	4
2.2 หลักการวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Principle of Finite Element Method).....	5
2.2.1 การแบ่งชิ้นส่วน (Element discretization).....	5
2.2.2 การเลือกฟังก์ชันของตัวแปรหลัก (Primary variable function selection).....	5
2.2.3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (Element equation).....	5
2.2.4 การสร้างสมการหลัก (Global equation).....	5
2.2.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions).....	6
2.2.6 การแก้สมการหลัก (Solve the global equation).....	6

# สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.3 ข้อพิจารณาสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical Engineering Considerations).....	6
2.3.1 รูปแบบเรขาคณิตในอุดมคติ (Geometric idealization).....	6
2.3.1.1 ปัญหาระนาบความเครียด (Plane strain problem).....	6
2.3.1.2 ปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry problem).....	8
2.3.2 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis).....	9
2.3.2.1 กรณีระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained).....	9
2.3.2.2 กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained).....	9
2.3.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis).....	10
2.3.4 การคำนวณแรงดันของเหลว (Pore fluid pressure calculation).....	10
2.3.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions).....	12
2.3.6 เงื่อนไขขอบด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions).....	14
2.3.6.1 การเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า (Prescribed displacement).....	14
2.3.6.2 เงื่อนไขขอบด้านแรงกระทำที่จุดต่อ (Loading conditions).....	15
2.3.6.3 การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force calculation).....	16
2.3.7 การก่อสร้างแบบขั้นตอน (Staged construction).....	19
2.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดของดิน (Constitutive Soil Models).....	20
2.4.1 ตัวแปรความเค้นและความเครียด (Stress-strain variables).....	20
2.4.2 แบบจำลองอีลาสติก (Elastic model).....	21
2.4.3 แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple elasto-plastic model).....	21
2.4.4 แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model).....	23
2.5 ข้อมูลชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ.....	26
2.6 ชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ.....	28
2.7 พารามิเตอร์ชั้นดินสำหรับการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM).....	29
2.8 ความสัมพันธ์ภาคต่างๆ ในมวลดิน (Phase Relationship).....	30
2.9 ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (At rest).....	32

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.10 แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure).....	35
2.11 ความแข็งแรงของดิน (Soil strength).....	38
2.11.1 Translational Shearing Box.....	38
2.11.2 Torsional Shearing Box.....	38
2.11.3 Triaxial Test.....	38
2.12 เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก.....	39
2.13 การชนและโมเมนต์.....	41
2.14 พลังงานและกฎการอนุรักษ์พลังงาน.....	43
2.14.1 พลังงาน (Energy).....	43
2.14.2 กฎของการอนุรักษ์พลังงาน.....	44
บทที่ 3 ขั้นตอนและวิธีการดำเนินงาน.....	46
3.1 กล่าวนำ.....	46
3.2 วิธีการดำเนินงาน.....	46
3.2.1 การสร้าง Model ของชั้นดิน.....	46
3.2.2 การสร้าง Model ของค้ำน้ำหนักเคลื่อนที่ที่ใช้ในการทดสอบแบบ Dynamics.....	69
บทที่ 4 ผลการศึกษา.....	80
4.1 กล่าวนำ.....	80
4.2 คำอธิบายกราฟ.....	80
4.2.1 หน่วยของกราฟ.....	80
4.2.2 ขั้นตอนที่ใช้ในการคำนวณ.....	80
4.3 ค่าที่ได้จากการทดลอง.....	81
4.3.1 กรณีทุบที่ระยะความสูง 3 เมตร.....	82
4.3.2 กรณีทุบที่ระยะความสูง 2 เมตร.....	88

### VI

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.3.3 กรณีทาบที่ระยะความสูง 1 เมตร.....	88
4.4 ผลจากการศึกษา.....	91
4.4.1 เปรียบเทียบ Effective stress.....	91
4.4.2 เปรียบเทียบ Void Ratio.....	93
4.4.3 เปรียบเทียบ Displacement.....	94
4.4.4 เปรียบเทียบ Pores water Pressure.....	95
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา.....	96
5.1 สรุปผล.....	96
5.2 ปัญหาที่พบในการดำเนินงาน.....	96
5.3 ข้อเสนอแนะ.....	96
เอกสารอ้างอิง.....	97
บรรณานุกรม.....	98

### VII

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces).....	17
2.2 ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์ด้วย FEM.....	29
2.3 ค่าพารามิเตอร์ของค้ำน้ำหนักสำหรับการบดอัดกระแทก.....	29



# สารบัญรูปภาพ

รูป	หน้า
2.1 ตัวอย่างปัญหาระนาบความเครียด (Examples of plane strain problem).....	7
2.2 ตัวอย่างปัญหาสมมาตรรอบแกน ( Examples of axis-symmetry problem).....	8
2.3 เงื่อนไขขอบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition).....	13
2.4 ตัวอย่างการกำหนดการเคลื่อนที่สำหรับวัตถุแข็งเกร็ง.....	14
2.5 ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses).....	16
2.6 ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันดินถม.....	18
2.7 กระบวนการก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment).....	19
2.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule).....	22
2.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion).....	24
2.10 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion).....	24
2.11 ผลของมุมไคเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์.....	25
2.12 พื้นที่เขตดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพและปริมณฑล.....	26
2.13 Isopach ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพ.....	27
2.14 ข้อมูลชั้นดิน (Soil profile) พื้นที่สนามบินสุวรรณภูมิ.....	28
2.15 องค์ประกอบในมวลดิน.....	30
2.16 ความดันดินที่ความลึก z.....	32
2.17 การกระจายความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและความดันน้ำ.....	32
2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_0$ และ OCR.....	34
2.19 การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน.....	36
2.20 ลักษณะการทำงานของ Dynamic compaction.....	40
2.21 ระยะเวลาประสิทธิผลของการทุบอัดแบบกระแทก.....	41
3.1 การสร้าง Model ของชั้นดิน โดยคำสั่ง Part.....	46
3.2 คำสั่ง Create Lines.....	47
3.3 การตั้งค่าระดับความลึกโดยคำสั่ง Edit Base Extrusion.....	47
3.4 Model ชั้นดิน.....	48

## สารบัญรูปร่าง (ต่อ)

รูป	หน้า
3.5 การแบ่งส่วนของชั้นดินตามระดับความลึก.....	48
3.6 ชั้นดินเมื่อแบ่งส่วนเรียบร้อยแล้ว.....	49
3.7 การตั้งค่าคุณสมบัติวัสดุของชั้นดิน โดยคำสั่ง Material.....	49
3.8 ชั้นดินเมื่อตั้งค่าคุณสมบัติเรียบร้อยแล้ว.....	50
3.9 การแบ่งหน้าตัดด้วยคำสั่ง Section.....	50
3.10 ชั้นดินเมื่อทำการแบ่งหน้าตัดเรียบร้อยแล้ว.....	51
3.11 คำสั่ง Section Assignment.....	51
3.12 Edit Section Assignment.....	52
3.13 ชั้นดินเมื่อกำหนด Section เสร็จเรียบร้อยแล้ว.....	52
3.14 คำสั่ง Mesh.....	53
3.15 การกำหนด Approximate global size.....	53
3.16 Mesh Part.....	54
3.17 ชั้นดินเมื่อทำการ Mesh แล้ว.....	54
3.18 การกำหนด Element Type เป็น Pore Fluid Stress.....	55
3.19 การสร้างขั้นตอนการคำนวณ Create Step.....	56
3.20 การกำหนด Time Period ในคำสั่ง Edit Step.....	56
3.21 คำสั่ง Assembly และ Create Instance.....	57
3.22 คำสั่ง Create Boundary Condition.....	57
3.23 การเลือกขอบ Model ในการกำหนดขอบเขต.....	58
3.24 การแก้ไข Boundary Condition.....	58
3.25 การตั้งค่า Predefined Field เป็น Geostatic Stress.....	59
3.26 การใส่ค่า Effective Stress ในชั้นดิน.....	59
3.27 ชั้นดินที่ตั้งค่า Predefined Field เสร็จเรียบร้อยแล้ว.....	60
3.28 การกำหนดค่า Initial void ratio จากคำสั่ง Predefined field.....	60
3.29 การกำหนดค่า Void Ratio.....	61
3.30 ชั้นดินที่กำหนดค่า Void Ratio เรียบร้อยแล้ว.....	61

## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูป	หน้า
3.31 การกำหนดค่า Initial pore pressure.....	62
3.32 การกำหนดค่า Pore Pressure เหนือระดับน้ำใต้ดิน.....	62
3.33 การกำหนดค่า Pore Pressure ใต้ระดับน้ำใต้ดิน.....	63
3.34 การกำหนดค่า Saturation.....	63
3.35 การกำหนดค่า Saturation เหนือระดับน้ำใต้ดิน.....	64
3.36 การกำหนดค่า Saturation ใต้ระดับน้ำใต้ดิน.....	64
3.37 การกำหนดให้ Model พิจารณา Gravity Load.....	65
3.38 การกำหนดค่า Gravity.....	65
3.39 การเลือกชั้นดินทั้งหมดเพื่อให้คำนวณค่าน้ำหนักของดิน.....	66
3.40 คำสั่ง Job ในการวิเคราะห์ Model.....	65
3.41 คำสั่ง Full analysis.....	67
3.42 คำสั่ง Submit เพื่อการตรวจสอบและคำนวณข้อมูล.....	67
3.43 Model เมื่อผ่านการคำนวณเรียบร้อยแล้ว.....	68
3.44 ภาพแสดงผลลัพธ์ของชั้นดิน.....	68
3.45 Model Stress.....	69
3.46 Model Deformation.....	69
3.47 การกำหนด Parameter ของค้ำน้ำหนัก.....	70
3.48 การกำหนด Material ของค้ำน้ำหนักเหล็ก.....	70
3.49 การกำหนด Section ของค้ำน้ำหนักเหล็กเป็น Homogeneous.....	71
3.50 การกำหนด Section ของค้ำน้ำหนักเหล็กเป็น Steel.....	71
3.51 การกำหนด Section ค้ำน้ำหนักเหล็กทั้งหมด.....	72
3.52 การกำหนดขนาด Mesh ของค้ำเหล็กจาก Seed Part.....	72
3.53 วัสดุที่ผ่านการ Mesh Part แล้ว.....	73
3.54 การกำหนด Element Type เป็น 3D stress.....	73
3.55 การกำหนด Interaction Properties.....	74
3.56 การกำหนดความสัมพันธ์ของค้ำน้ำหนักกับดิน.....	74

## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูป	หน้า
3.57 กำหนด Normal Behavior เป็น Hard contact.....	75
3.58 คำสั่ง Assembly.....	75
3.59 การนำตุ้มมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยคำสั่ง Assembly.....	76
3.60 การกำหนด Interaction เป็น Surface to Surface Contact.....	76
3.61 การกำหนดค่า Surface to Surface Contact.....	77
3.62 การจัดตำแหน่งตุ้มน้ำหนัก.....	77
3.63 กำหนด Boundary Condition ให้แรงกระทำลงในแนวแกน z.....	78
3.64 การกำหนด Boundary Condition ของความเร็วในแกน z.....	78
3.65 การ Submit Job เพื่อการคำนวณ.....	79
3.66 ผลการคำนวณ.....	79
4.1 รูปภาพประกอบการอธิบายกราฟ.....	81
4.2 แสดงผลการทาบ ด้วยความสูง 3 เมตร.....	82
4.3 แสดงผล พลังงาน ที่ทาบด้วยความสูง 3 เมตร.....	82
4.4 แสดงผล Void Ratio ที่ทาบด้วยความสูง 3 เมตร.....	83
4.5 แสดงผล Effective Stress ที่ทาบด้วยความสูง 3 เมตร.....	83
4.6 แสดงผล Pores Water Pressure ที่ทาบด้วยความสูง 3 เมตร.....	84
4.7 แสดงผล Displacement ที่ทาบด้วยความสูง 3 เมตร.....	84
4.8 แสดงผลการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	85
4.9 แสดงผลพลังงานจากการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	85
4.10 แสดงผล Void Ratio จากการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	86
4.11 แสดงผล Effective Stress จากการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	86
4.12 แสดงผล Pores Water pressure จากการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	87
4.13 แสดงผล Displacement จากการทาบ ด้วยความสูง 2 เมตร.....	87
4.14 แสดงผลการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	88
4.15 แสดงผลพลังงาน จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	88
4.16 แสดงผล Void Ratio จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	89

## สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

รูป	หน้า
4.17 แสดงผล Pores Water pressure จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	89
4.18 แสดงผล Effective Stress จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	90
4.19 แสดงผล Displacement จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร.....	90
4.20 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 1 และ 2.....	91
4.21 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 3 และ 4.....	91
4.22 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 5 และ 6.....	92
4.23 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 7 และ 8.....	92
4.24 กราฟแสดงแนวโน้มของ Void Ratio ที่จุด 2 และ 6.....	93
4.25 กราฟแสดงแนวโน้มของ Void Ratio ที่จุด 4 และ 8.....	93
4.26 กราฟแสดงแนวโน้มการบวมตัวของดิน.....	94
4.27 กราฟแสดงแนวโน้มการยุบตัวของดิน.....	94
4.28 รูปตัดด้านขวางแสดงการยุบตัวและบวมตัวของดิน.....	95

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ

งานทางด้านวิศวกรรมปฐพีนั้น การทรุดตัวเป็นปัญหาที่จะพบได้เสมอในงานก่อสร้าง ที่เห็นได้ชัด คือพื้นที่กรุงเทพมหานคร เนื่องจากลักษณะทางกายภาพของเมื่อดินเป็นดินตะกอนแม่น้ำหรือดินเหนียวอ่อน ซึ่งรู้จักกันในชื่อ Bangkok Clay โดยมีคุณสมบัติที่รู้จักอย่างแพร่หลายคือ ปริมาณน้ำ และการยุบอัดตัว คายน้ำของดินสูง กำลังรับน้ำหนักแบกทานต่ำ ทำให้สิ่งปลูกสร้างที่วางอยู่บนดินชนิดนี้อาจจะได้รับความเสียหายต่อโครงสร้างในภายหลังได้ และยังทำให้มีค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาสูง จากปัญหาดังกล่าวจึงได้มีการศึกษาเพื่อหาวิธีการป้องกัน ปรับปรุง และแนวทางการแก้ไข เพื่อนำความรู้ที่ได้จากการศึกษามาประยุกต์ใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุด ซึ่งจากการที่ได้ศึกษาจากเอกสารที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับการป้องกันและปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนพบว่าสามารถทำได้ด้วยเทคนิคต่างๆดังนี้

ก. การใช้แผ่นระบายน้ำในแนวตั้งร่วมกับน้ำหนักกดทับ (Prefabricated Vertical Drains with Preloading ; PVDs with Preloading)

ข. การใช้แผ่นระบายน้ำในแนวตั้งร่วมกับสูญญากาศ (PVDs Vacuum System)

ค. เสาเข็มดิน – ซีเมนต์ (Soil Cement Column)

ง. การให้ความร้อน (Thermal Treatment)

จ. การผสมสารเคมี (Chemical Mixing)

ฉ. การใช้ไฟฟ้า (Electro – Osmosis)

ช. การบดอัดกระแทก (Dynamic Compaction)

วิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์ คือวิธีการทางคณิตศาสตร์ที่ถูกนำมาประยุกต์เขียนเป็นโปรแกรมสำเร็จรูป เพื่อใช้ในการคำนวณแก้ปัญหาทางวิศวกรรมได้ ไม่ว่าจะเป็นการออกแบบรถยนต์ที่จะต้องคำนึงถึงปัจจัยหลายอย่าง โครงสร้างของอาคารสูง แม่พิมพ์พลาสติกที่มีความละเอียดสูงก็ตาม ดังนั้นการที่จะนำวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์มาประยุกต์ใช้ในงานธรณีเทคนิคย่อมสามารถทำได้ วิธีนี้อาจจะทำให้เกิดความคาดเคลื่อนเกิดขึ้น (Error) ค่าที่ได้จะไม่แม่นยำและเที่ยงตรงเท่ากับข้อมูลที่ได้จากสนามและจากการทดลอง แต่ค่าที่ได้ก็ถือว่าสามารถที่จะยอมรับได้และใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดลองสูงมาก ทั้งนี้วิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์ยังทำให้ประหยัดเวลาและทรัพยากรที่จะต้องส่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างดินไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ นอกจากนี้เทคนิคนี้ยังทำให้สามารถประมาณระยะเวลาของแผนโครงการล่วงหน้าได้อีกด้วย ผลการวิจัยครั้งนี้จะเป็นอีกแนวทางหนึ่งที่จะสามารถนำไปใช้ให้เกิดประโยชน์ได้อย่างมากและมีประสิทธิภาพ

จากงานวิจัย “การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯการบดอัด โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ THE ANALYTICAL STUDY FOR BEHAVIOR OF COMPACTION TECHNIQUE IN BANGKOK CLAY BY FINITE ELEMENT METHOD” (กฤตเมธ และคณะ, 2556), [1] ได้ทำการจำลองดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ Bangkok Clay ได้เลือกวิธีการบดอัดกระแทกในการศึกษากำลังรับแรงเฉือนและแรงดันน้ำส่วนเกินของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ผ่านโปรแกรม PLAXIS จากการศึกษาพบว่าโปรแกรมมีข้อจำกัดมากในการจำลองแบบไดนามิก เนื่องจากการกำหนดคาบของการบดอัดนั้นไม่สามารถทำได้ การทดลองจึงต้องทำในรูปแบบอย่างง่าย (Simplified) ผลการทดลองจึงมีความคลาดเคลื่อนไปจากความเป็นจริงมากพอสมควร ทั้งนี้จากการศึกษาโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่า โปรแกรม ABAQUS สามารถจำลองพฤติกรรมของดินบดอัดได้โดยไม่มีข้อจำกัดดังกล่าว ทำให้สามารถศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯได้อย่างถูกต้องใกล้เคียงกับความเป็นจริงยิ่งขึ้น

## 1.2 วัตถุประสงค์

- 1) เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานกับความเค้นประสิทธิผลในดินที่ทำการบดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- 2) เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานกับอัตราส่วนช่องว่างในดินที่ทำการบดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- 3) เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างพลังงานกับแรงดันน้ำในดินที่ทำการบดอัดด้วยวิธีบดอัดกระแทกโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

- 1) งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติการรับแรงเฉือนและแรงดันน้ำส่วนเกินของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยโปรแกรม ABAQUS 3D ในการสร้างแบบจำลองโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
- 2) แบบจำลองชั้นดินที่สร้างขึ้นมีลักษณะเป็น Homogeneous และในแต่ละชั้นดินมีลักษณะผิวที่ติดกันกับชั้นดินอื่นเป็นแบบราบเรียบ (Smooth Surface)
- 3) ระดับน้ำใต้ดินในแบบจำลองคงที่ตลอดการทดลอง ที่ระดับ -1.0 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- 4) คຸ້ມນ້ຳหนັກໃນแบบจำลองมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็ง (Rigid Body) ไม่มีการเปลี่ยนแปลงขนาด และรูปร่าง
- 5) คຸ້ມນ້ຳหนັກจะเริ่มต้นจากผิวดิน โดยคຸ້ມນ້ຳหนັກมีความเร็วที่ทำให้พลังงานจลน์เท่ากับพลังงานศักย์ของคຸ້มยกสูงที่ระยะต่างๆ
- 6) การจำลองการทุบจะพิจารณาการส่งถ่ายพลังงานจากคຸ້มสู่ชั้นดินก่อนถึงการวิบัติของดินแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear Failure)
- 7) พิจารณาความเค้น, แรงคຸ້มน້ຳ, และอัตราส่วนช่องว่างจากเอลิเมนต์ของดินที่เกิดการเปลี่ยนแปลงสูงที่สุดเท่านั้น ซึ่งจะอยู่ตำแหน่งใต้คຸ້มน້ຳหนັກที่ตกกระทบ

#### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

- 1) ศึกษาปัญหาการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อน
- 2) ศึกษาข้อมูลเกี่ยวกับการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อน
- 3) ศึกษาวิธีการบดอัดกระแทก และการประยุกต์วิธีการบดอัดกระแทกในรูปของพลังงานเพื่อใช้งานในโปรแกรม ABAQUS
- 4) ศึกษาการทำงานของโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ การสร้างแบบจำลองชั้นดิน การคำนวณความเค้นประสิทธิผล อัตราส่วนช่องว่าง และแรงคຸ້มน້ຳส่วนเกินในมวลดิน
- 5) สร้างแบบจำลองชั้นดินและคຸ້มน້ຳหนັກ
- 6) ออกแบบการทดลอง และจำนวนการทดลอง
- 7) วิเคราะห์การทดลองด้วยโปรแกรม ABAQUS
- 8) วิเคราะห์ผลการทดลอง
- 9) สรุปผลการทดลอง

#### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สามารถเลือกความสูงที่เหมาะสมในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีการบดอัดกระแทก โดยไม่เกิดการวิบัติของดิน
- 2) สามารถประยุกต์พลังงานที่เหมาะสมในการบดอัดร่วมกับการคຸ້มน້ຳออกจากมวลดินในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี High Vacuum Densification Method

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 2

# วรรณกรรมปริทัศน์

### 2.1 กล่าวนำ

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ทำให้ได้มาซึ่งพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยจะทำการวิเคราะห์อิทธิพลของพลังงานกับการยุบตัวของดินและแรงดันน้ำส่วนเกิน เนื่องจากการบดอัดกระแทกด้วยพลังงานขนาดต่างๆ จากนั้นจะทำการรวบรวมผลการศึกษาการยุบตัวและแรงดันน้ำส่วนเกิน เพื่อเป็นข้อมูลเบื้องต้นและแนวทางในการศึกษาการระบายน้ำแนวตั้ง โดยใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิสำหรับการปรับปรุง คุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัด เป็นกรณีศึกษา

การพัฒนาองค์ความรู้และงานวิจัยทางวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) ทางวิศวกรรม ได้เพิ่มความนิยมอย่างมากในช่วง 20 ปีที่ผ่านมา อันเนื่องมาจากวิวัฒนาการคอมพิวเตอร์เป็นไปอย่างก้าวกระโดด ประกอบกับปัญหาทางด้านวิศวกรรมศาสตร์ซับซ้อนมากขึ้น จึงทำให้การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ไม่สามารถแก้ปัญหาได้ วิธีตัวเลขที่ประยุกต์ในทางวิศวกรรมในช่วงแรกนั้น มักใช้การวิเคราะห์ปัญหาทางด้านกลศาสตร์ของแข็งและโครงสร้าง (Solid and Structural mechanics) การแก้สมการเชิงอนุพันธ์ (Difference equation) เช่น การแพร่ของสารเคมีผ่านตัวกลาง (Chemical diffusion) การวิเคราะห์การสั่นไหว (Vibration analysis) การถ่ายเทความร้อน (Heat transfer) สองเทคนิคที่มักจะอ้างถึงในวิธีเชิงตัวเลขนั้นคือ วิธีผลต่างอันดับ (Finite Difference Method, FDM) และวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) โดยที่วิธี FDM มักประยุกต์ใช้กับปัญหาทางวิศวกรรมที่เกี่ยวข้องกับสมการเชิงอนุพันธ์ ส่วนวิธี FEM มักจะประยุกต์ใช้กับปัญหาด้านกลศาสตร์ของแข็ง

สำหรับการประยุกต์ใช้วิธีเชิงตัวเลขในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical engineering) นั้น ในช่วงแรกมักจะเป็นการวิเคราะห์เชิงวิจัยเป็นส่วนใหญ่ แต่ระยะใน 10 ปีที่ผ่านมาได้ เริ่มนำมาประยุกต์ใช้กับปัญหาจริงเพิ่มมากขึ้น เช่น การนำวิธีเชิงตัวเลขมาแก้ปัญหาคารทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของหอเอนเมืองปิซ่า (Leaning Tower of Pisa) ประเทศอิตาลี และการขุดอุโมงค์ส่วนขยายสายยูบีลิตี (Jubilee Line Extension) ลอดใต้หอนาฬิกาบิ๊กเบน (Big Ben) ที่กรุงลอนดอน ประเทศอังกฤษ โดย ศาสตราจารย์ เดวิด พ็อตส์ (Professor David M. Potts) และศาสตราจารย์ จอห์น เบอร์แลนด (Professor John B. Burland) ที่วิทยาลัยอิมพีเรียล มหาวิทยาลัยลอนดอน (Imperial College, London University) อย่างไรก็ตามวิธีเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคยังเป็นที่ถกเถียงกันว่าจะสามารถนำมาประยุกต์ใช้งานได้จริง หรือเป็นเพียงงานวิจัยเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารทลวงเวลาสำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนุญาดเห็นาเบเซบระเอนดานการค้ำ  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความมั่นใจในการนำตัวเลขมาใช้งานจริงได้มีข้อยืนยัน โดยการนำวิธีเชิงตัวเลขนี้มาบรรจุอยู่ในแนวทางปฏิบัติ (Code of Practice) ในหลายประเทศด้วยกัน เช่น ในกลุ่มประเทศความร่วมมือยุโรป (Eurocode 7) นอกเหนือจากข้อได้เปรียบทางด้านข้อจำกัดเชิงทฤษฎี และข้อจำกัดทางการคำนวณของการวิเคราะห์ โดยใช้วิธีตัวเลขยังได้มีผลการวิจัยหลายชิ้นยืนยันว่าการออกแบบโดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขนั้น ได้ผลประหยัดกว่าการออกแบบโดยใช้วิธีแบบดั้งเดิมอีกด้วย

## 2.2 หลักการวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Principle of Finite Element Method)

หลักการเบื้องต้นของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อให้ง่ายแก่การศึกษาและเข้าใจในหลักการนี้ การอธิบายจะนำเสนอเฉพาะหลักการไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับปัญหาเชิงเส้นในสองมิติ (Two-dimensional linear problem) อย่างไรก็ตาม การประยุกต์ใช้กับปัญหาไม่เชิงเส้น (Non-linear) หรือปัญหาสามมิติ (Three-dimensional) สามารถนำหลักการที่นำเสนอนี้ไปประยุกต์ใช้ได้ แต่อาจจะต้องเพิ่มวิธีบางประการในกรณีทำการวิเคราะห์ปัญหาขั้นสูง หลักการวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนย่อยๆ ได้ดังต่อไปนี้

### 2.2.1 การแบ่งชิ้นส่วน (Element discretization)

การแบ่งขอบเขตและรูปร่างของปัญหาที่ต้องการจะหาผลลัพธ์ออกเป็นชิ้นส่วน (Element) ย่อยๆ โดยแต่ละชิ้นส่วนจะถูกกำหนดขอบด้วยจุดต่อ (Node) หรือบางจุดต่อก็อาจจะอยู่ภายในชิ้นส่วนก็ได้ เพื่อเพิ่มความละเอียดในการคำนวณ

### 2.2.2 การเลือกฟังก์ชันของตัวแปรหลัก (Primary variable function selection)

การเลือก ฟังก์ชันตัวแปรหลัก เช่น ฟังก์ชันความเค้นและฟังก์ชันนี้จะต้องสามารถเชื่อมโยงกันระหว่างจุดต่อ

### 2.2.3 การสร้างสมการของแต่ละชิ้นส่วน (Element equation)

ขั้นตอนการสร้างสมการ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของแต่ละชิ้นส่วนนั้นคือ  $\{\Delta F_E\} = [K_E]\{\Delta d_E\}$  โดยที่  $[K_E]$  คือเมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย (Element stiffness matrix)  $\{\Delta F_E\}$  คือเวกเตอร์การเพิ่มของแรง ณ จุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal forces) และ  $\{\Delta d_E\}$  คือเวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุดเชื่อมต่อ (Vector of incremental element nodal displacements)

### 2.2.4 การสร้างสมการหลัก (Global equation)

ขั้นตอนการรวมสมการย่อยของแต่ละ ชิ้นส่วนเป็นสมการหลัก ความสัมพันธ์ของสมการหลัก คือ  $\{\Delta F_G\} = [K_G]\{\Delta d_G\}$  โดยที่  $[K_G]$  คือเมทริกซ์สติฟเนสรวม (Global stiffness matrix)  $\{\Delta F_G\}$  คือเวกเตอร์การเพิ่มของแรงรวม (Vector of all incremental nodal forces) และ

$\{\Delta d_G\}$  คือเวกเตอร์ของการเพิ่มของการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งจุด เชื่อมต่อรวม (Vector of all incremental nodal displacements)

### 2.2.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)

กำหนดเงื่อนไขขอบให้สอดคล้องกับปัญหาจริง เช่น เงื่อนไขด้านแรง (Loading conditions) ซึ่งจะถูกระบุอยู่ใน  $\{\Delta F_G\}$  เงื่อนไขด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions) ซึ่งจะถูกระบุอยู่ใน  $\{\Delta d_G\}$

### 2.2.6 การแก้สมการหลัก (Solve the global equation)

เนื่องจากสมการหลักมีขนาดใหญ่ มาก และประกอบไปด้วยตัวแปรหลายตัว ส่งผลทำให้ต้องนำเทคนิคในการแก้ระบบสมการเชิงเส้น แบบต่างๆ มาใช้ เพื่อเพิ่มความเร็วและความแม่นยำในการหาผลเฉลย

## 2.3 ข้อพิจารณาสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค (Geotechnical Engineering Considerations)

การวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค นั้น มีข้อทฤษฎีบางอย่างที่จะต้องพิจารณาเพิ่มขึ้นนอกเหนือ ไปจากทฤษฎีพื้นฐานสำหรับปัญหาวิศวกรรมด้านอื่นๆ เช่น ความเค้นที่ควบคุมพฤติกรรมดินไม่ใช่ความเค้นรวม (Total Stress) แต่เป็นความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) หรือการวิเคราะห์ปัญหาในช่วงเวลาสั้นๆ (Short term condition) จะต้องใช้การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ดังนั้นจึงจะนำเสนอข้อพิจารณาพิเศษที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค

### 2.3.1 รูปแบบเรขาคณิตในอุดมคติ (Geometric idealization)

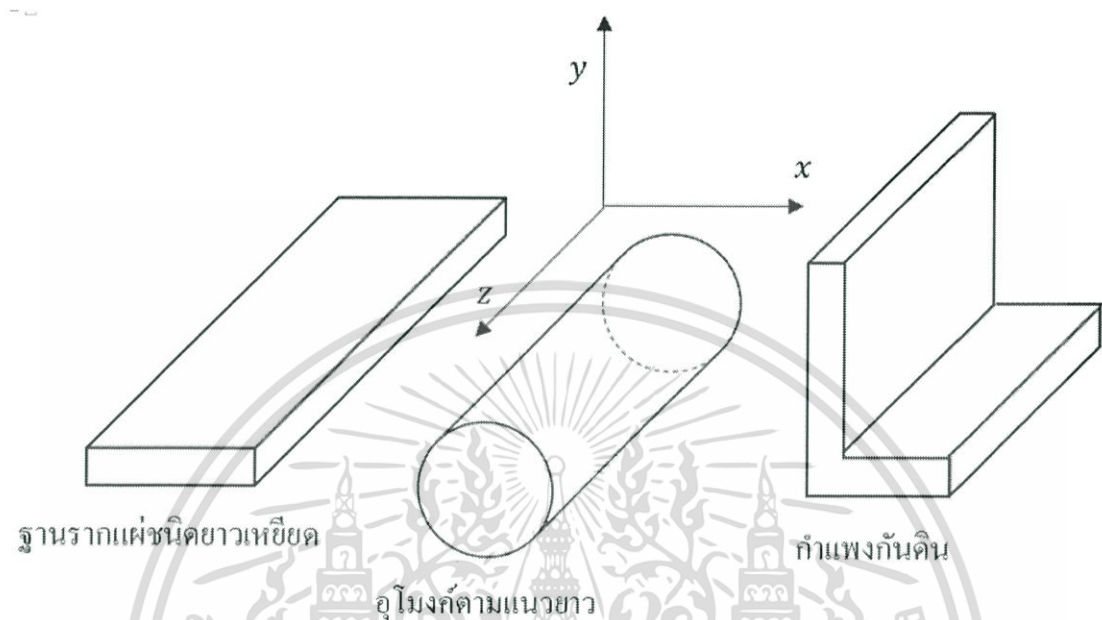
ในบางกรณีของการวิเคราะห์ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิค อาจจะต้องสมมติปัญหาจริงใน 3 มิติ ที่ยุ่งยากให้วิเคราะห์ได้ง่ายขึ้น โดยใช้คุณสมบัติทางเรขาคณิตของตัวปัญหาเอง ในทางทฤษฎีนั้นปัญหา 2 มิติในอุดมคติที่พบในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีด้วยกัน 2 แบบ คือ ปัญหาระนาบความเครียด (Plane strain problem) และปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry)

#### 2.3.1.1 ปัญหาระนาบความเครียด (Plane strain problem)

ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณี เช่น ฐานรากแผ่ยาวเหยียด (Strip footing) ปัญหาอุโมงค์ตามแนวยาว (Longitudinal tunnel) กำแพงกันดิน (Retaining wall) ดังแสดงในรูป 1.1 นั้น สังเกตได้ว่าปัญหาดังกล่าวมาข้างต้นล้วนแต่ยาวมากในทิศทางหนึ่ง (Z direction) เมื่อเทียบกับความยาวใน 2 ทิศทางที่เหลือในทางทฤษฎี ถ้าแรงที่กระทำ (Applied forces) หรือข้อจำกัดทางการเคลื่อนที่ (Prescribed displacements) ที่กระทำต่อโครงสร้างในทิศทางตั้งฉากและเป็นอิสระจากทิศทางด้านยาวที่สุดแล้วนั้น รูปร่างหน้าตัดที่ตั้งฉาก (ระนาบ xy) ยังคงเหมือนเดิมการเคลื่อนที่ใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทิศทางด้านที่ยาวที่สุด อาจถูกสมมติให้เป็น 0 ได้ นั่นคือ  $w = 0$  และการเคลื่อนที่ในทิศทาง  $x$  และ  $y$  จะอิสระกับทิศทาง  $z$  ดังนั้นนิยามของความเครียดในแบบระนาบความเครียดจึงสามารถเขียนได้ดังสมการ 2.1 และ 2.2



รูป 2.1 ตัวอย่างปัญหาระนาบความเครียด (Examples of plane strain problem)

$$\epsilon_{zz} = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (2.1)$$

$$\epsilon_{xx} = -\frac{\partial w}{\partial x}; \epsilon_{yy} = -\frac{\partial v}{\partial y}; \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad (2.2)$$

ในกรณีนี้ยังเหลือความเครียดที่ไม่ทราบค่า 3 ค่าคือ  $\epsilon_{xx}$ ,  $\epsilon_{yy}$  และ  $\gamma_{xy}$  ดังสมการที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดจะเหลือเพียง

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

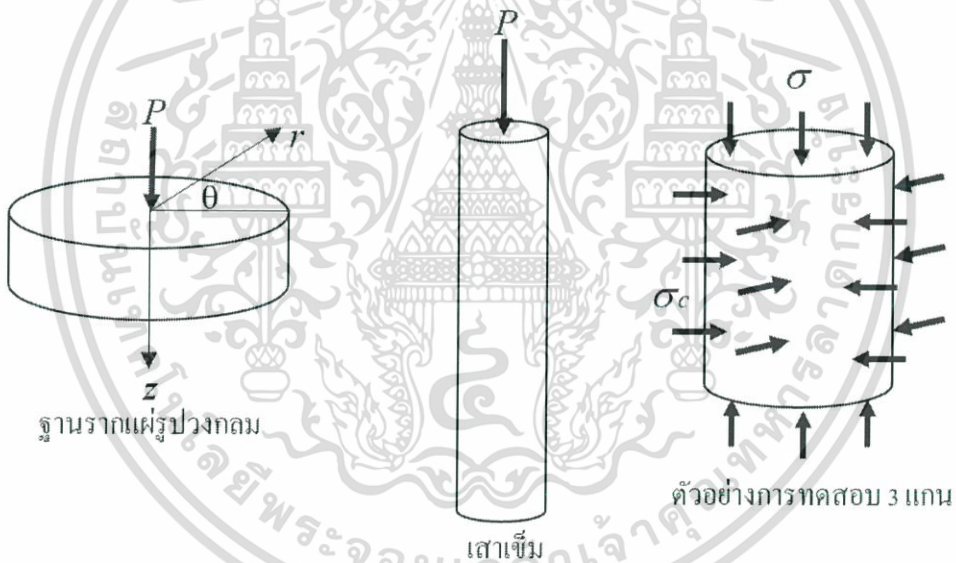
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยปกติแล้วการพิจารณาความเค้นในแบบระนาบความเครียดนั้น มักจะพิจารณาความเค้นในระนาบ  $xy$  เท่านั้น ทำให้สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความเค้น สมการที่ 2.3 นั้นลดรูปเหลือเป็นเมทริกซ์จัตุรัส

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{yy} \\ \Delta\sigma_{zz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

### 2.3.1.2 ปัญหาสมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry problem)

ปัญหาบางอย่างในวิศวกรรมธรณีเทคนิคมีคุณสมบัติแบบสมมาตร เช่น ฐานรากแผ่รูปวงกลม (Circular footing) เสาเข็ม (Pile) แม้กระทั่งปัญหาในห้องปฏิบัติการ เช่น ตัวอย่างการทดสอบ 3 แกน (Triaxial sample) เป็นต้นดังรูป 2.2



รูป 2.2 ตัวอย่างปัญหาสมมาตรรอบแกน (Examples of axis-symmetry problem)

ปัญหาดังกล่าวเหมาะสมกับการใช้พิกัดทรงกระบอก (Cylindrical coordinates) ซึ่งประกอบไปด้วยทิศทางรัศมี ( $r$ , radial direction) ทิศทางรอบรูป ( $\theta$ , circumferential direction) และทิศทางตั้ง ( $z$ , vertical direction) ในทางทฤษฎีแล้ว ถือว่าไม่มีการเคลื่อนที่ในทิศทางรอบรูป  $\theta$  และการเคลื่อนที่ในทิศทางรัศมี  $r$  และทิศทางตั้ง  $z$  เป็นอิสระกับทุกทิศทางรอบรูป  $\theta$  ดังนั้น นิยามของความเครียดในแบบสมมาตรรอบแกน จึงสามารถเขียนได้ว่า

$$\varepsilon_{rr} = -\frac{\partial u}{\partial z}; \varepsilon_{zz} = -\frac{\partial v}{\partial z}; \varepsilon_{\theta\theta} = -\frac{u}{r}; \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0 \quad (2.5)$$

โดยที่  $u$  และ  $v$  คือการเคลื่อนที่ในทิศทางรัศมี  $r$  และทิศทางตั้ง  $z$  ตามลำดับ และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดคล้ายคลึงกับสมการ 1.3 อย่างไรก็ตาม ความเค้นไม่ทราบค่านั้นมีทั้งหมด 4 ตัวแปรด้วยกันคือ  $\Delta\sigma_{rr}$ ,  $\Delta\sigma_{zz}$ ,  $\Delta\sigma_{\theta\theta}$ ,  $\Delta\tau_{rz}$  แต่ในทางปฏิบัติความเค้นทิศทางรอบรูปมักจะไม่ใช่ที่สนใจจึงทำให้ สมการที่ 2.3 นั้นลดรูปเหลือเป็นเมทริกซ์จัตุรัส

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{rr} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\tau_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{rr} \\ \Delta\varepsilon_{zz} \\ \Delta\gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

### 2.3.2 การวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis)

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินในรูปแบบสมการ

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (2.7)$$

โดยที่เมทริกซ์  $[D]$  ในสมการข้างต้นนั้นอาจจะเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นรวม (Total stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) กับความเครียดในมวลดินก็ได้ ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขของปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคนั้นคือ

#### 2.3.2.1 กรณีระบายน้ำเกิดขึ้นโดยสมบูรณ์แบบ (Fully drained)

กรณีไม่มีแรงดัน น้ำในโพรงดิน (Pore fluid pressure)  $\Delta u_f = 0$  ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมจะต้องเท่ากับ ความเค้นประสิทธิผลด้วย  $\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\}$  และเมทริกซ์  $[D]$  จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมประสิทธิผล (Effective constitutive behavior) ตัวอย่างในกรณีดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง (Linear isotropic elasticity) เมทริกซ์  $[D]$  จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained Young's modulus,  $E'$ ) และค่าอัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำ (Drained Poisson's ratio,  $\nu'$ )

#### 2.3.2.2 กรณีที่ไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น (Undrained)

เมทริกซ์  $[D]$  จะแสดงสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Total constitutive behavior) ตัวอย่าง ในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์  $[D]$  จะขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสแบบไม่ ระบายน้ำ (Undrained Young's modulus,  $E_u$ ) และค่าอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio,  $\nu_u$ )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturated) ปริมาณของดินจะไม่มี การเปลี่ยนแปลง (No volume change) สำหรับที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง ค่าอัตราปัวซองแบบไม่ระบายน้ำมีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางวิธีเชิงตัวเลขนั้น ถ้าใช้ค่า  $\nu_u = 0.5$  จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดเชิงตัวเลขได้ (Numerical error) อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Bulk modulus,  $K$ ) มีค่าไม่จำกัด (not exist) ดังนั้น ในทางปฏิบัติแล้วมักจะกำหนดอยู่ในช่วงระหว่าง  $0.49 < \nu_u < 0.5$  (แนะนำใช้ค่า  $\nu_u = 0.499$  สำหรับการคำนวณปกติ)

### 2.3.3 การวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis)

ในการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม จะไม่มีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงทางด้านแรงดันในโพรงดิน (Change in pore fluid pressure,  $\Delta u_f$ ) แต่ปัญหาวิศวกรรมธรณีเทคนิคบางกรณีต้องการทราบค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน นอกเหนือไปจากนั้นโดยปกติแล้ว สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินมักจะนิยามในรูปแบบความเค้นประสิทธิผล (Effective constitutive law,  $[D']$ ) มากกว่าดังนั้นการวิเคราะห์แบบกรณีไม่ระบายน้ำ (Undrained analysis) ถ้าสามารถคำนวณค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในโพรงดิน  $\Delta u_f$  ด้วย ก็จะ สามารถคำนวณ การเปลี่ยนแปลงความเค้นประสิทธิผล  $\{\Delta \sigma'\}$  ได้ดังแสดงในสมการที่ (2.8)

$$\{\Delta \sigma'\} = [D]\{\Delta \varepsilon\} \quad (2.8)$$

โดยที่

$$\{\Delta u_f\}^T = \{\Delta u_f \quad \Delta u_f \quad \Delta u_f \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \quad (2.9)$$

และนำไปเชื่อมต่อกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล  $[D']$  ก็จะ สามารถคำนวณการเปลี่ยนแปลงความเครียด  $\{\Delta \varepsilon\}$  ได้ในที่สุด ในสมการที่ (2.10)

$$\{\Delta \sigma'\} = [D']\{\Delta \varepsilon\} \quad (2.10)$$

สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่นิยามในรูปแบบประสิทธิผล  $[D']$

### 2.3.4 การคำนวณแรงดันของเหลว (Pore fluid pressure calculation)

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันในส่วนที่เป็นของแข็ง (Solid phase) และส่วนที่เป็นของไหล (Fluid phase) ในมวลดินจะต้องเกี่ยวข้องกันไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงความเครียด ด้วย ดังนั้น ถ้าเราพิจารณาความสัมพันธ์ในสมการที่ (2.8) ไปพร้อมๆกับสมการ (2.7) และ (2.10) เราสามารถเขียนสมการความเค้นและความเครียดได้ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$[D] = [D'] [D_f] \quad (2.11)$$

โดยที่  $[D_f]$  เป็นเมทริกซ์สติฟเนสของของไหล (Pore fluid stiffness matrix) ดังสมการความสัมพันธ์ในสมการที่ (2.12)

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ \Delta u_f \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = K_e \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & & & \\ & 1 & 1 & 0 & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 0 & & \\ \text{sym} & & & & 0 & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{xx} \\ \Delta \varepsilon_{yy} \\ \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

หรือ

$$\{\Delta u_f\} = [D_f] \{\Delta \varepsilon\} \quad (2.13)$$

เมทริกซ์  $[D_f]$  เกี่ยวข้องกับค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของไหลภายในโพรงดิน (Bulk modulus of the pore fluid,  $K_f$ ) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของของไหลจะเกิดขึ้นเฉพาะในเชิงปริมาตรเท่านั้น เพราะว่าของไหลไม่สามารถต้านทานแรงเฉือนได้ ดังนั้นเมทริกซ์  $[D_f]$  จึงมีค่าเฉพาะ 3x3 พจน์แรกของแนวแกนทแยงหลัก ดังสมการที่ (2.12) โดยที่  $K_e$  เป็นค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรเทียบเท่า ของของไหล (Equivalent bulk modulus of pore fluid)

ถ้าดินมีความพรุน  $n$  ต่อหนึ่งหน่วยปริมาตรของดิน แล้วของไหลจะมีปริมาตรเท่ากับ และของแข็งจะมีปริมาตรเท่ากับ  $1 - n$  และกำหนดให้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรของของแข็ง (Bulk modulus of soil solid particle) คือ  $K_s$  และการเพิ่มความดันของของไหลในมวลดิน  $\Delta u_f$  จะเป็นการเพิ่มทั้งความดันของของไหลและความเค้นประสิทธิผลของของแข็ง ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรของมวลดิน (Change in volumetric strain,  $\Delta \varepsilon_v$ ) สามารถคำนวณได้จากสองส่วน คือการเปลี่ยนแปลงเชิงปริมาตรอันเนื่องมาจากส่วนที่เป็นของแข็งและส่วนที่เป็นของไหลในมวลดิน ดังสมการที่ (2.14)

$$\Delta \varepsilon_v = n \frac{\Delta u_f}{K_f} + (1 - n) \frac{\Delta u_f}{K_s} \quad (2.14)$$

แต่นิยามของค่า  $K_e$  คือ

$$\Delta u_f = K_e (\Delta \varepsilon_{xx} + \Delta \varepsilon_{yy} + \Delta \varepsilon_{zz}) = K_e (\Delta \varepsilon_v) \quad (2.15)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากสมการที่ 2.14 และ 2.15 ดังนั้นค่า  $K_e$  สามารถเขียนนิยามได้ว่า

$$K_e = \frac{1}{\frac{n}{K_f} + \frac{(1-n)}{K_s}} \quad (2.16)$$

สำหรับดินอิมตัวด้วยน้ำค่า  $K_s$  และ  $K_f$  มีค่ามากกว่าสตีเฟนของดินมาก ดังนั้นอาจจะไม่จำเป็นต้องใช้ค่าที่แม่นยำนัก เพื่อให้ง่ายอาจจะประมาณค่า  $K_e$  ด้วยค่า  $K_f$  ได้ด้วยคือ  $K_e \approx K_f$

บทสรุปของการเลือกใช้เมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดคือ

- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวม (Total stress analysis) ให้ใช้สมการที่ (2.8)
- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นประสิทธิผล (Effective stress analysis) ให้ใช้สมการที่ (2.10)
- กรณีการวิเคราะห์แบบความเค้นรวมและต้องการพิจารณาความเค้นประสิทธิผล จึงส่งผลให้ต้องคำนวณแรงดันน้ำในโพรงดิน ให้ใช้สมการที่ (2.11) ร่วมกับ (2.12)

### 2.3.5 เงื่อนไขขอบ (Boundary conditions)

เงื่อนไขขอบคือเงื่อนไขที่นอกเหนือจากเงื่อนไขทางทฤษฎี และเป็นสิ่งจำเป็นที่ใช้อธิบายลักษณะปัญหาที่เราจะวิเคราะห์ เราสามารถแบ่งชนิดของเงื่อนไขขอบตามความเกี่ยวข้องในสมการหลักนั้นคือ

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta F_G\} \quad (2.17)$$

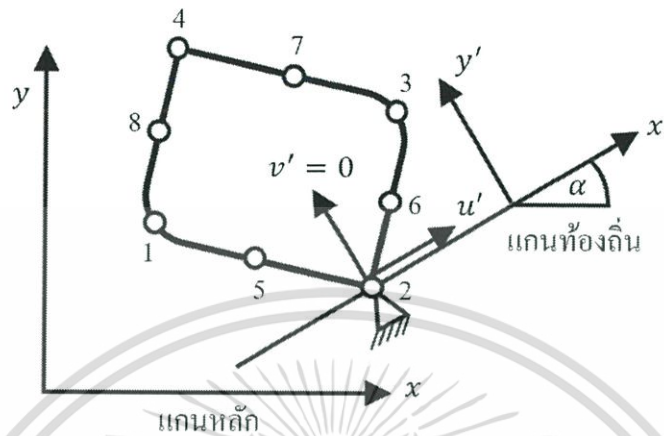
ถ้าเงื่อนไขขอบเกี่ยวข้องกับเวกเตอร์แรงภายนอก  $\{\Delta F_G\}$  เราจะเรียกเงื่อนไขขอบด้านแรง (Load conditions) และถ้าเงื่อนไขขอบเกี่ยวข้องกับเวกเตอร์การเคลื่อนที่  $\{\Delta d_G\}$  เราจะเรียกเงื่อนไขขอบ การเคลื่อนที่ (Displacement conditions) ในหัวข้อนี้ผู้เขียนจะเขียนกล่าวถึงหลักการในการกำหนด เงื่อนไขขอบแบบต่างๆ เจริญทฤษฎีเฉพาะในสองมิติระนาบความเครียด (Plane strain) และแบบ สมมาตรรอบแกน (Axis-symmetry)

#### แกนท้องถิ่น (Local axes)

เราสามารถใช้ประโยชน์จากแกนท้องถิ่นในการกำหนดเงื่อนไขขอบได้ กล่าวคือ เงื่อนไขขอบอาจจะไม่จำเป็นต้องจัดตัวอยู่ในแกนหลัก (Global axes) ดังนั้น การใช้แกนท้องถิ่นที่ จัดเรียงตัวขนานและ/หรือตั้งฉากกับเงื่อนไขขอบเพื่อง่ายต่อการกำหนดสมการเงื่อนไขขอบ จากนั้น เมื่อเราสามารถกำหนดสมการเงื่อนไขขอบสำเร็จแล้วจึงทำการเปลี่ยนแปลงสมการเงื่อนไขขอบที่ นิยามอยู่บนแกนท้องถิ่นให้เป็นนิยามบนแกนหลักโดยใช้เมทริกซ์หมุนแกน (Rotational matrix,  $[K_G]$ )

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนักเรียนไปใช้ประโยชน์ในการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อาจจะทำความเข้าใจหลักการนี้จากตัวอย่างปัญหาในรูป 2.3 สมมติว่าชิ้นส่วน สี่เหลี่ยมชนิด 8 จุด ต่อ ซึ่งมีจุดต่อที่ 2 เป็นจุดต่อแบบเลื่อน (Sliding boundary condition) ใน แนวแกน  $x'$  ซึ่งทำมุม กับ แกนหลัก หรือไม่มีการเคลื่อนที่ในแนวแกน  $y'$  ( $v' = 0$ ) ดังรูป



รูป 2.3 ชิ้นโขบแบบเลื่อน (Sliding boundary condition)

เมทริกซ์หมุนแกน  $[Q]$  ใช้ในการแปลงความสัมพันธ์ที่นิยามบนแกนท้องถิ่นไป เป็นการนิยามบนแกน หลักโดยมีความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

- สำหรับเวกเตอร์การเคลื่อนที่

$$\{\Delta d_E\}_{\text{global}} = [Q]\{\Delta d_E\}_{\text{local}} \quad (2.18)$$

- สำหรับเวกเตอร์แรงภายนอก

$$\{\Delta F_E\}_{\text{global}} = [Q]\{\Delta F_E\}_{\text{local}} \quad (2.19)$$

- สำหรับเมทริกซ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด

$$\{\Delta K_E\}_{\text{global}} = [Q]^T\{\Delta K_E\}_{\text{local}}[Q] \quad (2.20)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างเมทริกซ์หมุนแกน  $[Q]$  สำหรับชิ้นส่วนแบบ 4 จุดต่อคือ

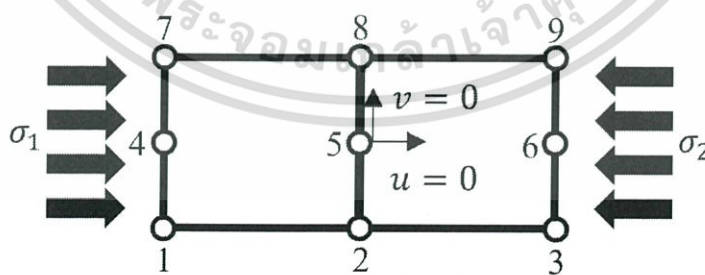
$$[Q] = \begin{bmatrix} \cos \alpha_1 & \sin \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha_2 & \sin \alpha_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin \alpha_2 & \cos \alpha_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_3 & \sin \alpha_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_3 & \cos \alpha_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_4 & \sin \alpha_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha_4 & \cos \alpha_4 \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

โดยที่มุม  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  และ  $\alpha_4$  คือ มุมที่แกนท้องถิ่น ณ จุดต่อที่ 1 2 3 และ 4 กระทำกับแกนหลักในทางปฏิบัติ นั้นเนื่องจากเมทริกซ์หมุนแกน  $[Q]$  เป็นแบบมากศูนย์ (Sparse) (คือเมทริกซ์ที่สมาชิกส่วนใหญ่เป็น ศูนย์) และแบบแถบ (Banded) (คือแบบสมาชิกที่ไม่เป็นศูนย์อยู่บริเวณแนวแกนทแยงหลัก ดังนั้นการ คูณเมทริกซ์ในสมการที่ (2.18) - (2.20) จึงไม่ยุ่งยากนัก

### 2.3.6 เงื่อนไขขอบด้านการเคลื่อนที่ (Displacement conditions)

#### 2.3.6.1 การเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า (Prescribed displacement)

มักจะมีการกำหนดค่าเงื่อนไขการเคลื่อนที่สำหรับการเคลื่อนที่ของวัสดุ แข็งแกร่ง (Rigid body movement) โดยเฉพาะที่ขอบของปัญหา ในปัญหาสองมิตินั้น การเคลื่อนที่ ประกอบไปด้วย 3 ระดับขั้นความเสรีคือ 2 ทิศทางในการเคลื่อนตัว (Translation) และอีก 1 ทิศทาง ในการหมุน (Rotation) ตัวอย่างการเคลื่อนที่เช่น ในรูป 2.8 สมมติว่าวัสดุเกร็งชิ้นหนึ่งถูกจำลอง ด้วยชิ้นส่วนสี่เหลี่ยม 2 ชั้น ระดับขั้นความเสรีถูกกำหนดค่าไม่ให้เคลื่อนที่ใน 3 ตำแหน่ง คือ จุดต่อที่ 5 ไม่มีการเคลื่อนที่ทั้งแนวราบและตั้ง  $u_5 = 0, v_5 = 0$  ส่วนจุดต่อที่ 6 ไม่มีการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง  $v_6 = 0$



รูป 2.4 ตัวอย่างการกำหนดการเคลื่อนที่สำหรับวัตถุแข็งเกร็ง  
(Prescribed displacements of rigid body modes)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลักการมาตรฐานในการปรับเปลี่ยนเมทริกซ์หลักนั้นคือ โดยปกติแล้วสมการหลัก (2.17) สามารถเขียนอยู่ในรูปแบบที่แบ่งแยกระหว่างการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่าไว้  $\{\Delta d_p\}$  กับการเคลื่อนที่ที่เป็นตัวแปรอิสระ  $\{\Delta d_u\}$  ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} K_u & K_{up} \\ K_{up}^T & K_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta d_u \\ \Delta d_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta F_p \\ \Delta F_p \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

หรืออาจแบ่งเป็นเมทริกซ์การคำนวณย่อย 2 ตัว คือ  
เมทริกซ์การคำนวณที่ 1

$$\{\Delta F_p\} = \{K_{up}\}^T \{\Delta d_p\} + \{K_p\} \{\Delta d_p\} \quad (2.23)$$

สมการที่ (2.23) มีไว้เพื่อปรับเปลี่ยนสมการตามเงื่อนไขการเคลื่อนที่ที่ถูกกำหนดค่า  $\{\Delta d_p\}$  จากนั้นก็แก้สมการเพื่อหาผลการเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่เป็นตัวแปรอิสระ  $\{\Delta d_u\}$  จากนั้นก็ทำการคำนวณในส่วนที่ 2

เมทริกซ์การคำนวณที่ 2

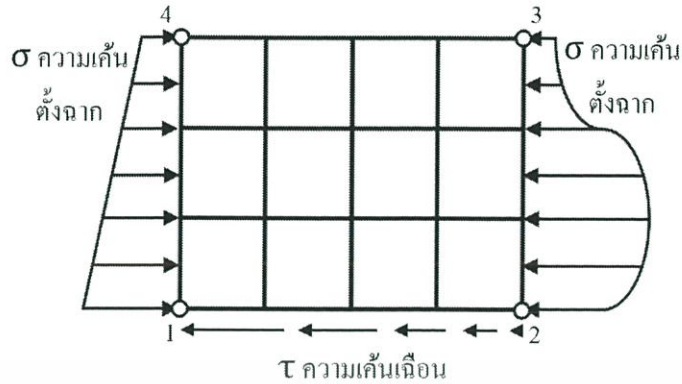
$$\{K_u\} \{\Delta d_u\} = \{\Delta F_u\} - \{K_{up}\} \{\Delta d_p\} \quad (2.24)$$

สมการที่ (2.24) มีไว้เพื่อคำนวณแรงปฏิกิริยา (Reaction forces) ที่ตำแหน่งที่ถูกกำหนดค่าเคลื่อนที่ ในกรณีที่เป็นชิ้นส่วนภายนอกจากระดับความเสรีของการเคลื่อนตัว (Translational degrees of freedom,  $(u, v)$ ) แล้วอาจจะต้องกำหนดระดับขั้นความเสรีของการหมุนตัว (Rotational degree of freedom,  $\theta$ ) เช่น กรณีคานยื่น (Cantilever beam)

### 2.3.6.2 เงื่อนไขขอบด้านแรงกระทำที่จุดต่อ (Loading conditions)

ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stress) มักจะต้องแปลงเป็นค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces) เพื่อที่จะเข้าใจในหลักการ เราอาจพิจารณาได้จากตัวอย่างในรูป 2.4 ซึ่งแสดงตัวอย่างเงื่อนไขขอบ 4 ด้านที่กระทำต่อมวลดิน ชิ้นหนึ่ง โดยขอบล่าง (ระหว่างจุดที่ 1 ถึงจุดที่ 2) เป็นความเค้นเฉือนแบบลดลงเชิงเส้น (Linearly decreasing shear stress) ขอบล่างด้านขวามือ (ระหว่างจุดที่ 2 ถึง จุดที่ 3 ถึงจุดที่ 4) ไม่มีความเค้นแบบใดกระทำ (Stress-free) และขอบทางด้านซ้ายมือ (ระหว่างจุดที่ 4 ถึงจุดที่ 1) เป็นความเค้นดึงแบบเพิ่มเชิงเส้น (Linearly increasing normal stress)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.5 ตัวอย่างเงื่อนไขด้านความเค้น (Boundary stresses)

### 2.3.6.3 การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force calculation)

#### 1. หลักการคำนวณหาแรงกระทำที่จุดต่อ (Nodal force)

จากเงื่อนไขความเค้นที่กระทำขอบของปัญหานั้นสามารถสรุปได้ดังนี้ ขั้นแรกจะต้องคำนวณการกระจายความเค้น (Stress distribution) อยู่ในรูปแรงกระทำที่ผิว (Surface traction) ดังสมการที่ (2.26)

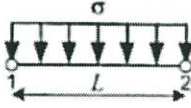
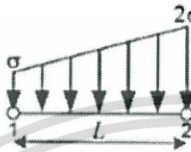



$$\{\Delta T_i\} = \sigma_i \begin{Bmatrix} \cos \alpha_i \\ \sin \alpha_i \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

หรือ

$$\{\Delta T_i\} = \tau_i \begin{Bmatrix} -\sin \alpha_i \\ \cos \alpha_i \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

โดยที่เครื่องหมายของความเค้นแนวตั้งฉาก (Normal stress,  $\sigma_i$ ) จะมีค่า เป็นบวกในกรณีที่มีความเค้นกระทำทิศทางพุ่งออกจากมวลดิน ส่วนเครื่องหมายของความเค้นเฉือน (Shear stress,  $\tau_i$ ) นั้นจะมีค่าบวกในกรณีที่มีความเค้นกระทำในทิศทางที่ทำให้มวลดินหมุนในทิศทาง ทวนเข็มนาฬิกา และมุม  $\alpha_i$  คือมุมแนวการวางตัวของพื้นผิวขอบเทียบกับแกนหลัก และตัวห้อย  $i$  นั้น แสดงถึงค่าที่ตำแหน่งของจุดปริพันธ์แบบเกาส์

ตาราง 2.1 ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal forces)

ชนิดชิ้นส่วน	รูปแบบความเค้น	ค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent Nodal Force)		
		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
ชิ้นส่วนแบบ 2 จุดต่อด้าน (2-noded element side)	 ความเค้นแบบสม่ำเสมอ (Uniform Stress)	$\frac{1}{2}\sigma L$	$\frac{1}{2}\sigma L$	
	 ความเค้นแบบเชิงเส้น (Linear Stress)	$\frac{1}{3}\sigma L$	$\frac{2}{3}\sigma L$	
ชิ้นส่วนแบบ 3 จุดต่อด้าน (3-noded element side)	 ความเค้นแบบสม่ำเสมอ (Uniform Stress)	$\frac{1}{6}\sigma L$	$\frac{2}{3}\sigma L$	$\frac{1}{6}\sigma L$
	 ความเค้นแบบเชิงเส้น (Linear Stress)	0	$\frac{2}{3}\sigma L$	$\frac{1}{3}\sigma L$
	 ความเค้นแบบพาราโบลา (Parabolic Stress)	$\frac{3}{10}\sigma L$	$\frac{4}{10}\sigma L$	$\frac{3}{10}\sigma L$

ขั้นตอนที่สองเมื่อได้แรงกระทำที่ผิว จากนั้นก็นำไปคำนวณหาเวกเตอร์แรงภายนอก สามารถคำนวณได้จาก

$$\{\Delta F_E\} = \int_A [N]\{\Delta T\}dA \quad (2.27)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับชิ้นส่วนแบบ 2 จุดต่อด้านและ 3 จุดต่อด้าน ได้มีการคำนวณค่าแรงกระทำที่จุดต่อ (Equivalent nodal force) สำหรับความเค้นแบบง่ายๆ ดังแสดงตาราง 2.1

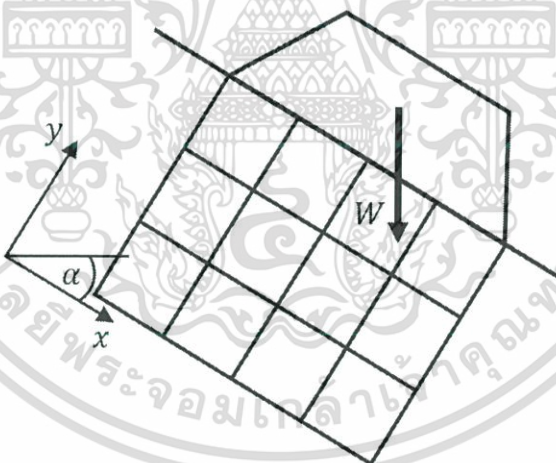
## 2. แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนัก (Body force)

แรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักอันเนื่องมาจากแรงดึงดูดของโลก (Gravity loading) เป็นแรงที่สำคัญอีกแรงหนึ่งในทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยเฉพาะอย่างยิ่งในงาน ดินถม การคำนวณแรงกระทำที่จุดต่อกระทำโดยหาค่าแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักเสียก่อน แล้วจึง แปลงค่าแรงแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักเป็นเวกเตอร์แรงภายนอกดังสมการ ที่ (2.28) และ (2.29)

$$\{\Delta F\} = \begin{Bmatrix} \Delta F_x \\ \Delta F_y \end{Bmatrix} = \Delta \gamma \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

โดยที่  $\Delta \gamma$  คือหน่วยน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น และมุม  $\alpha$  ที่แนวแกนหลักกระทำกับทิศทางแรงดึงดูด

$$\{\Delta F_E\} = \int_V [N]^T \{\Delta T\} dV \quad (2.29)$$



รูป 2.6 ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักจากคันดินถม

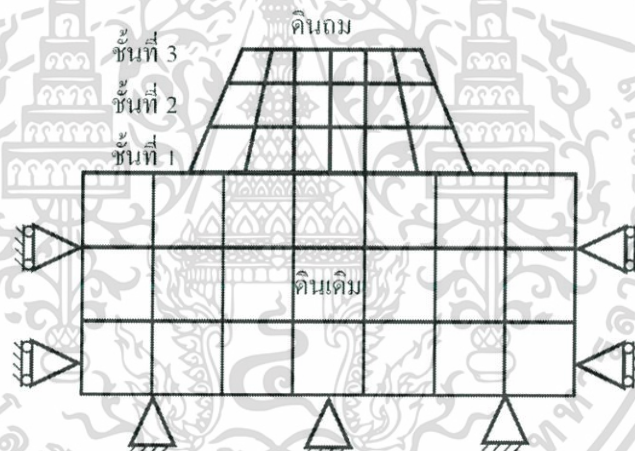
ตัวอย่างการคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักได้แสดงในรูป 2.5 โดยในรูปแบบเป็นตัวอย่างของคันดินถม ที่ถูกสร้างขึ้นภายหลังจึงทำให้ต้องคิดแรงกระทำเนื่องจากหน่วยน้ำหนักกดทับ บนมวลดินข้างใต้

### 2.3.7 การก่อสร้างแบบขั้นตอน (Staged construction)

กระบวนการก่อสร้างในวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะเกี่ยวข้องกับการเพิ่มหรือลดมวลดิน นั่นก็คือ งานดินถม (fill) หรืองานขุด (Excavation) กระบวนการก่อสร้างมักจะทำเป็นขั้นตอน เพื่อที่จะลดปัญหาการวิบัติอันแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained failure) ข้อควรระวังในการวิเคราะห์ปัญหาการก่อสร้างแบบขั้นตอนของงานถมคันดินและงานขุดสามารถสรุปได้ดังนี้

#### งานถมคันดิน (Filled embankment)

- ชั้นส่วนวัสดุถม (Filled material) จะต้องจำลองไปพร้อมๆกับปัญหาแรกแต่แรก แต่ควรตั้งค่าไม่ให้แสดงพฤติกรรม (Deactivation) แล้วจึงกระตุ้นให้แสดงพฤติกรรมในการวิเคราะห์
- วัสดุก่อสร้างควรจะทำเป็นขั้นตอน โดยที่แต่ละขั้นตอนของวัสดุก่อสร้างจะจำลองกระบวนการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน ดังรูป 2.6 เพราะว่าพฤติกรรมของวัสดุก่อสร้าง หรือดินไม่จำเป็นจะต้องเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นที่สามารถใช้เทคนิคการรวมค่าความเค้น และความเครียดได้โดยตรง (Superposition)



รูป 2.7 กระบวนการก่อสร้างคันดินถมแบบขั้นตอน (Staged construction of embankment)

- ในระหว่างการก่อสร้าง จะต้องทำการเลือกชนิดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดให้กับชั้นส่วนของวัสดุก่อสร้าง เพราะในกรณีที่เปลี่ยนชนิดวัสดุก่อสร้าง
- พฤติกรรมของความเค้นและความเครียดจะต้องเปลี่ยนไปด้วย เมื่อการก่อสร้างเสร็จสิ้นแรงเนื่องจากหน่วยน้ำหนักของวัสดุก่อสร้างจะต้องถูกพิจารณา

## 2.4 แบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดิน (Constitutive Soil Models)

ก่อนที่วิศวกรจะเลือกใช้แบบจำลองของดิน วิศวกรมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำความเข้าใจกับแบบจำลองของดิน เพราะว่าแบบจำลองของแต่ละแบบย่อมมีทั้งข้อดีและข้อเสีย และยังเหมาะสมกับเงื่อนไขการออกแบบที่แตกต่างออกไป เราสามารถแบ่งกลุ่มแบบจำลองความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดของดินได้เป็น 2 กลุ่มหลักคือ แบบจำลองอีลาสติก (Elastic models) และแบบจำลองอีลาสโตพลาสติก (Elasto-plastic models) ข้อดีและข้อเสียของแต่ละกลุ่ม เช่น เป็นที่ทราบกันดีว่า การพิจารณาพฤติกรรมของดินแบบอีลาสติกนั้น ย่อมไม่สามารถอธิบายพฤติกรรมของดินได้ทั้งหมด ดังนั้นแบบจำลองของดินในปัจจุบันจึง มุ่งเน้นในการพิจารณาพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติกมากขึ้น เช่น แบบจำลองสำหรับวัสดุเสียดทาน (Frictional material model) ที่เรียกว่ามอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) ซึ่งเป็นที่นิยม อย่างมากในทางปฏิบัติ แต่เนื่องจากแบบจำลองดังกล่าวยังมีข้อจำกัดอยู่มากคือ มีการพิจารณาพฤติกรรมของดินเป็นแบบอีลาสโตพลาสติกสมบูรณ์แบบ (Elastic perfectly plastic) ซึ่งยังห่างไกลต่อการอธิบายพฤติกรรมจริงของดินอยู่มาก

ต่อมาทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical state theory) ได้ถูกพัฒนาขึ้น โดย Schofield และ Wroth (1968) และแบบจำลองโมดิฟายแคมเคลย์ (Modified Cam-clay, MCC model) ประสบความสำเร็จอย่างมากในการอธิบายพฤติกรรมที่ไม่ถูกต้องนักของดินแบบอัดแน่นกว่าปกติ (Overconsolidated, OC) กล่าวคือ จะต้องอธิบายพฤติกรรมของดินที่สามารถมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นภายในผิวคราก (Yield surface) ได้ ปัจจุบันจึงได้มีการพัฒนาแนวคิดหลักโดย แนวความคิดแรกคือ แนวความคิดเนื้อผิวบอนดิง (Bounding surface idea) และแนวคิดที่ 2 คือ แนวความคิดพื้นผิวครากเชิงซ้อน (Multiple “nest” yield surface model) แบบจำลองไคเนมาตริกฮาร์ดเนนนิ่ง โมดิฟายแคมเคลย์ (Kinematic hardening modified Cam-clay, KHMCC model)

### 2.4.1 ตัวแปรความเค้นและความเครียด (Stress-strain variables)

แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดิน (Constitutive soil model) โดยทั่วไปสามารถเขียนอยู่ในรูปของการเปลี่ยนแปลงของความเครียด (Strain increment) ซึ่งเป็นฟังก์ชันการเปลี่ยนแปลงของความเค้น (Stress increment) และหรือการเพิ่มขึ้นของเวลา (Time) โดยตัวแปรเวลานั้นจะพิจารณาเฉพาะในกรณีของวัสดุที่ขึ้นการอัตรา (Rate-dependent material) ดังแสดงในสมการ 2.30

$$d\varepsilon = f(d\sigma', dt) \quad (2.30)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่  $d\sigma'$  และ  $dt$  คือ การเปลี่ยนแปลง ความเค้นประสิทธิผลกับเวลาตามลำดับ อย่างไรก็ตาม แบบจำลองของดิน โดยส่วนมากมักถูกพัฒนามาจากผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยมีเงื่อนไขของความเค้นแบบระนาบความเครียด (Plan strain) ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมักจะนำเสนอ โดยใช้พารามิเตอร์ความเค้นและความเครียดแบบเฉพาะ

#### 2.4.2 แบบจำลองอีลาสติก (Elastic model)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก คือ วัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบ (Recoverable) ภายหลังจากการถอนแรง (Unload) กล่าวคือ วัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law)

#### 2.4.3 แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple elasto-plastic model)

ดังอธิบายถึงข้อจำกัดของแบบจำลองอีลาสติกนั้น ว่ามีข้อจำกัดหลายประการโดยเฉพาะอย่างยิ่งความเครียดแบบอีลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกนั้นตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิติ (Plastic theory) โดยทฤษฎีนี้ จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield function,  $f$ ) ประกอบการอธิบายพฤติกรรมวัสดุในภาวะพลาสติก

กล่าวคือวัสดุจะมีพฤติกรรมพลาสติกเฉพาะภายใต้ความเค้นที่อยู่ในพื้นผิวคราก (Yield surface) ดังรูป 2.7 และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield criteria) เมื่อใดวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติก โดยค่าความเครียดพลาสติกจะคำนวณโดยใช้กฎการไหล (Flow rule) ดังแสดงใน สมการที่ 2.31

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.31)$$

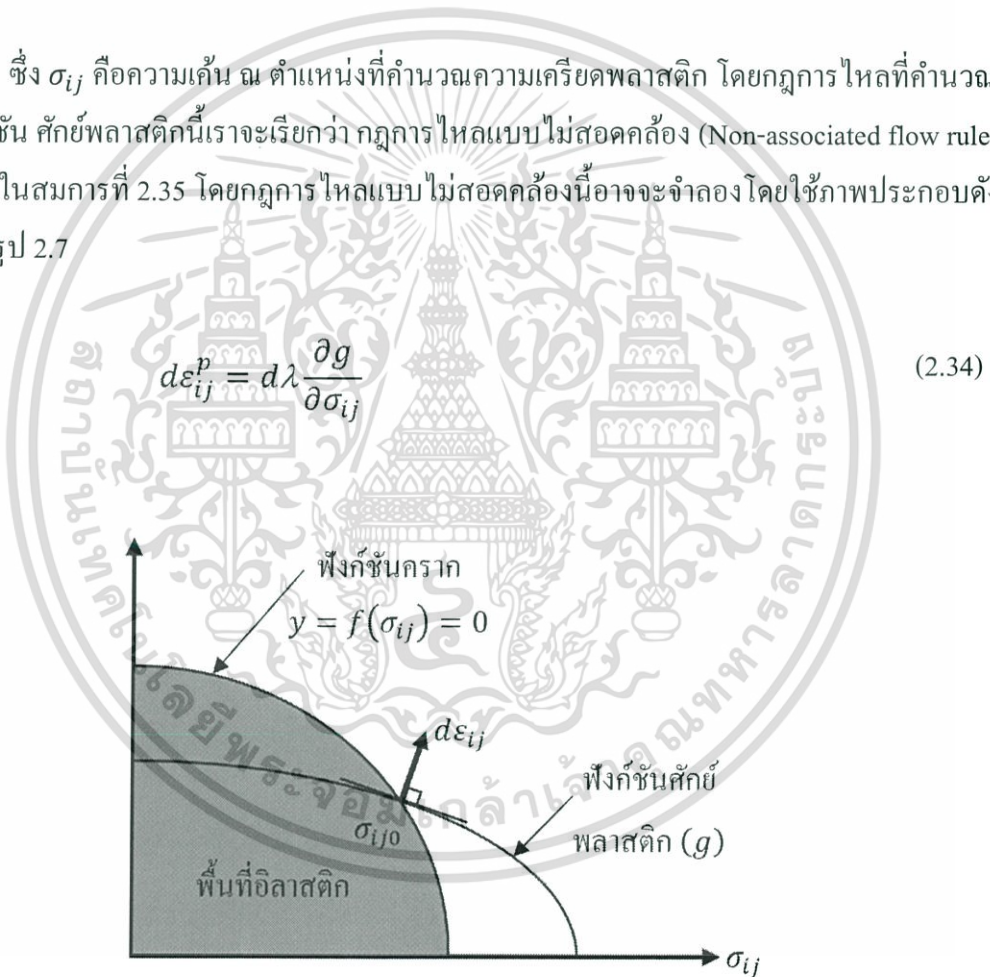
โดยที่  $\varepsilon_{ij}^p$  คือความเครียดพลาสติกที่เพิ่มขึ้นและ  $d\lambda$  เป็นค่าคงตัวสำหรับการแปรผัน จะสังเกตได้ว่า อนุพันธ์บางส่วน (Partial differentiation) จะมีทิศทางตั้งฉากกับฟังก์ชันคราก  $f$  จึงทำให้เวกเตอร์ ความเครียดพลาสติกส่วนเพิ่ม (Incremental plastic strain vector) จะมีทิศทางตั้งฉากกับฟังก์ชันคราก  $f$  ด้วยเหมือนกัน บางครั้งเราจะเรียกความสัมพันธ์แบบนี้ว่ากฎการตั้งฉาก ซึ่งฟังก์ชันครากนั้น อาจนิยามว่าเป็นฟังก์ชันความเค้น ความเครียด หรือความเครียดพลาสติกก็ได้ ดังแสดงใน สมการที่ 2.32

$$y = f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) \quad (2.32)$$

ในบางกรณีกฎการไหลแบบสอดคล้อง (Associated flow rule) อาจจะทำให้ความเครียดพลาสติก หรือทิศทางไม่ตรงกับพฤติกรรมที่แสดงในห้วงปฏิบัติการ ดังนั้นอาจจะจำเป็นที่ต้องนิยามค่าฟังก์ชัน ศักย์พลาสติก (Plastic potential function,  $g$ ) ขึ้นมาใช้ในการหาค่าความเครียดพลาสติกแทนการ หาค่าความเครียดพลาสติกโดยตรงจากฟังก์ชันคราก การนิยามแบบนี้ก็ทำแบบเดียวกับการนิยาม ฟังก์ชันครากแต่ต่างกันที่ฟังก์ชันนี้จะเปลี่ยนแปลงไปตามความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณความเครียด พลาสติกดังนี้ในสมการที่ 2.33

$$g = g(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^p) \quad (2.33)$$

ซึ่ง  $\sigma_{ij}$  คือความเค้น ณ ตำแหน่งที่คำนวณความเครียดพลาสติก โดยกฎการไหลที่คำนวณด้วยฟังก์ชัน ศักย์พลาสติกนี้เราจะเรียกว่า กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule) ดังแสดง ในสมการที่ 2.35 โดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้องนี้อาจจะจำลองโดยใช้ภาพประกอบดังแสดงในรูป 2.7



รูป 2.8 ภาพจำลองหลักการคำนวณความเครียดพลาสติกโดยกฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Non-associated flow rule)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 2.4.4 แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-coulomb model)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์นี้ เป็นที่นิยมมากในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยมีที่มาจาก การทดสอบในห้องปฏิบัติการ ไม่ว่าจะเป็นการทดสอบกล่องแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear Test) หรือว่าการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-Test) ผลการทดสอบทั้งสองจะนำมา วิเคราะห์โดยใช้วงกลมมอร์ ซึ่งการนิยามเงื่อนไขครากนิยามใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก (Normal stress,  $\sigma'$ ) และ ความเค้นเฉือน (Stress,  $\tau$ ) ดังสมการ 2.35

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi' \quad (2.35)$$

โดยค่า  $c'$  และ  $\phi'$  คือค่าแรงยึดเหนี่ยวภายในตัดแกน (Cohesion intercept) และมุมแรงเสียดทาน (angle of frictional resistance) และดัชนีต่าง  $f$  หมายถึงภาวะวิบัติ (Failure) ในบางครั้ง การพิจารณาความเค้นความเครียดในเงื่อนไขระนาบความเครียด (Plan strain) สามารถพิจารณา เงื่อนไข มอร์-คูลอมบ์ในนิยามของตัวแปรสองมิติ ( $s', t$ ) ได้คือ

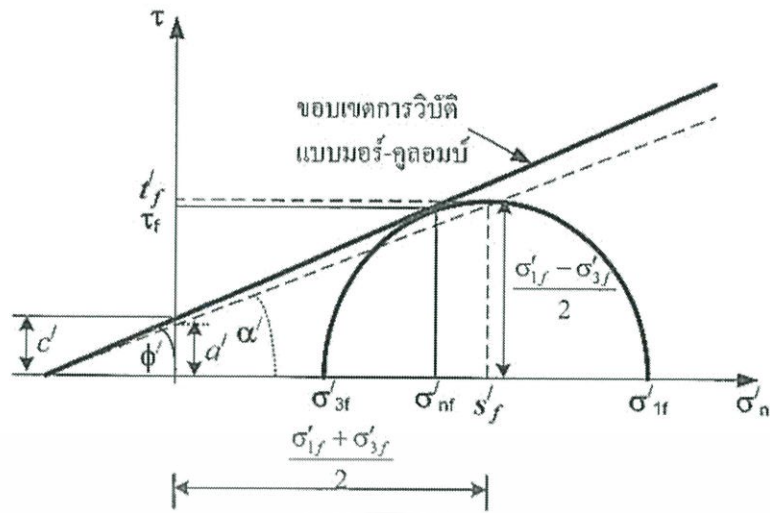
$$t = a' + s'_f \tan \alpha' \quad (2.36)$$

โดยที่  $a' = \cos \phi'$  และ  $\sin \phi' = \tan \alpha'$  รูป 2.9 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ ที่นิยามโดยใช้ตัวแปรความเค้นตั้งฉาก  $\sigma'_n$  และความเค้นเฉือน  $\tau$  และตัวแปร ( $s', t$ )

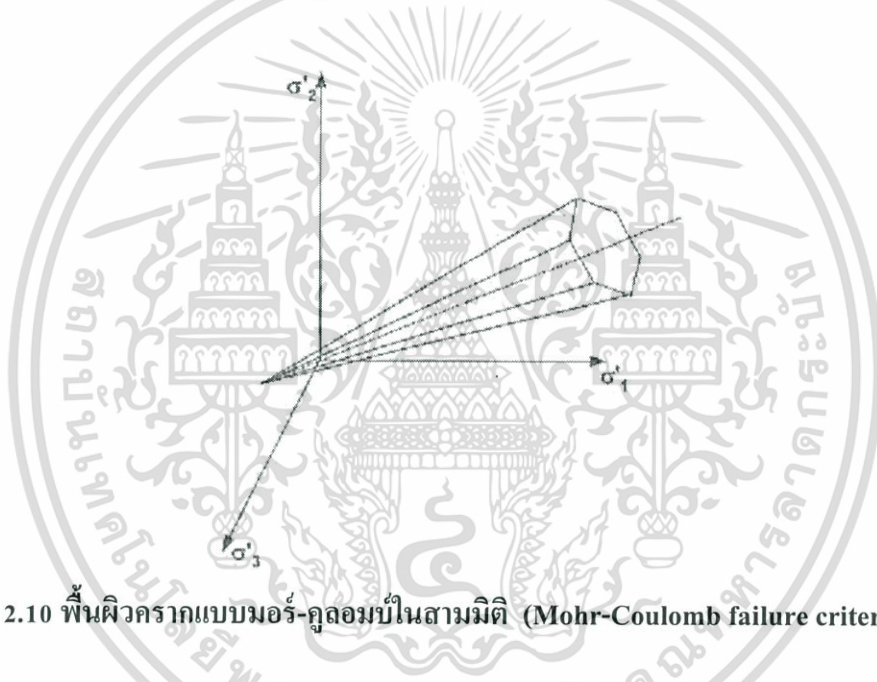
เนื่องจากการนิยามความเค้นความเครียดแบบสองมิติ อาจจะไม่สะดวกในการนำไปคำนวณ โดยวิธีเชิงตัวเลข ดังนั้นถึงมีความจำเป็นจะต้องดัดแปลงฟังก์ชันครากที่นิยามในสองมิติให้ เป็นการ นิยามในสามมิติ โดย Potts และ Zdravko Vic' (1999) ได้นิยามฟังก์ชันว่า

$$\sqrt{3}j_2 = (p' + \frac{c'}{\tan \phi'})M \quad (2.37)$$

โดยที่  $M$  คืออัตราส่วนความเค้นในสถานะวิกฤต (Critical state stress ratio,  $q_f/p'_f$ ) โดยสามารถทำการ หาได้จาก การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ (CD-Test) ทั้งแบบรับแรงอัด (Compression) และแบบรับแรงดึง (Extension)



รูป 2.9 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสองมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)



รูป 2.10 พื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมบ์ในสามมิติ (Mohr-Coulomb failure criterion)

- กรณีการทดสอบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) หรือ  $\theta = -30^\circ$

$$M = M_c = \frac{6 \sin \phi' TC}{3 - \sin \phi' TC} \quad (2.38)$$

- กรณีการทดสอบรับแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) หรือ  $\theta = +30^\circ$

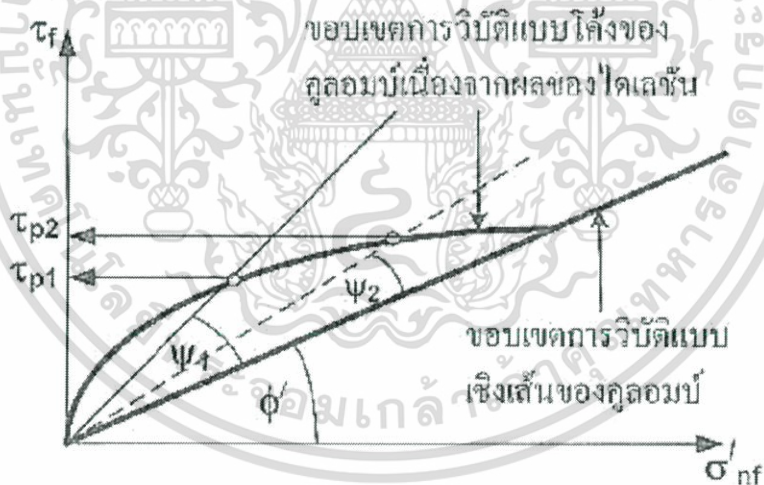
$$M = M_E = \frac{6 \sin \phi' TE}{3 + \sin \phi' TE} \quad (2.39)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่  $\phi'_{TC}$  และ  $\phi'_{TE}$  คือค่ามุมแรงเสียดทานทดสอบสามแกนแบบอัดและดึงตามลำดับ รูป 2.9 แสดงพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ที่นิยามในสามมิติ แบบจำลองมอร์-คูลอมป์มีความเหมาะสมกับวัสดุเสียดทาน (Frictional material) เนื่องจาก สามารถจำลองพฤติกรรมมุมเสียดทานภายในวัสดุได้ และยิ่งไปกว่านั้นสำหรับวัสดุที่มีการจัดเรียง อนุภาคแน่นกว่าสภาพปกติ แบบจำลองมอร์-คูลอมป์ได้ถูกพัฒนาเพื่อสามารถอธิบายพฤติกรรมไคเลชันด้วยเหมือนกัน ในรูป 2.10 มีการกำหนดค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak shear strength) โดย ใช้ค่ามุมไคเลชัน,  $\psi$  ซึ่งแสดงในสมการต่อไปนี้

$$\tau_p = \sigma'_{nf} \tan(\phi' + \psi') \quad (2.40)$$

โดยที่ค่ามุมไคเลชัน,  $\psi$  จะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น จึงทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีค่าไม่แปรผันตรงกับค่าความเค้นตั้งฉาก ดังนั้นพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์ จึงเป็นเส้นโค้งในกรณีของทรายอัดแน่นหรือดินเหนียวสภาพอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูป 2.11



รูป 2.11 ผลของมุมไคเลชันต่อพื้นผิวครากแบบมอร์-คูลอมป์

สำหรับการคำนวณความเครียดแบบพลาสติกจะต้องใช้กฎการไหลแบบไม่สอดคล้อง (Nonassociated flow rule) กล่าวคือจะต้องนิยามฟังก์ชันศักย์พลาสติก (Plastic potential,  $g$ ) ดังในสมการที่ 2.41

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Yield function: 
$$\sqrt{3j_2} = \left(p' + \frac{c'}{\tan \phi'}\right) M(\phi) \quad (2.41)$$

Plastic potential function: 
$$\sqrt{3j_2} = \left[\left(p' + \frac{c'}{\tan \phi'}\right) \frac{M(\phi_0)}{M_g(\phi_0)} - p'_0 + p'\right] M_g(\theta) \quad (2.42)$$

โดยที่ตัวแปรความเค้นไม่เปลี่ยนแปลง ( $p'_0, \sqrt{j_2}_0, \theta_0$ ) คำนวณได้จากภาวะความเค้น ณ ตำแหน่งที่ต้องการการคำนวณค่าความเครียดพลาสติก และ

$$M_g(\theta) = \frac{3 \sin \psi}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \psi} \quad (2.43)$$

แม้ว่าแบบจำลองมอร์-คูลอมป์จะมีข้อดีที่ว่ากำลังครากจะแปรผันตรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย  $p'$  หรือความเค้นประสิทธิผลตั้งฉาก (Normal effective stress) อย่างไรก็ตาม อาจจะมีข้อจำกัดอันเนื่องมาจากแบบจำลองนี้ถูกพัฒนามาจากเงื่อนไขครากแบบสองมิติ ซึ่งทำให้กำลังครากในกรณีของแรงอัดและแรงดึงสามแกนเท่านั้น จึงนำไปสู่การใช้แบบจำลองแบบต่อเนื่อง

## 2.5 ข้อมูลชั้นดินเหนียวกรุงเทพ

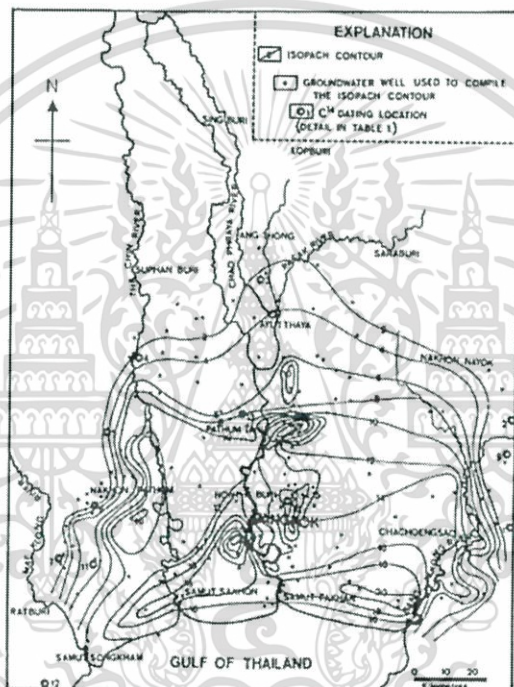
ชั้นดินบริเวณกรุงเทพฯ และปริมณฑล ได้แก่จังหวัด กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี พระนครศรีอยุธยา นครปฐม สมุทรสาคร สมุทรปราการ ดังแสดงในรูป 2.13 ลักษณะชั้นดินในบริเวณดังกล่าว เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำที่ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออก ตามลำดับ(วสท., 2546).[2]



รูป 2.12 พื้นที่เขตดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพฯ และปริมณฑล (วสท., 2546).[2]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Moh และคณะ (1969),[3] ได้ขานนามเฉพาะชั้นดินส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนที่วางตัวอยู่บนสุดของดินตะกอนในพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างว่า “Bangkok Clay” รูป 2.3 แสดง Isopach Map ของลักษณะชั้นดินนี้ ซึ่งมีลักษณะคล้ายแอ่งกระทะค่อนข้างกึ่งท้องของแอ่งค่อนข้างมาทาง ปากอ่าวไทย ความหนาของชั้นดินส่วนใหญ่ประมาณ 10 - 18 ม. ยกเว้นพื้นที่ทางตอนเหนือตั้งแต่ จังหวัดปทุมธานีขึ้นไปจนสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยาที่ความหนาค่อยๆ ลดลงจาก 10 ม. ไป เป็น 0 ม. ที่ปลายด้านบนสุด สำหรับขอบแอ่งด้านตะวันออกและตะวันตกมีความชันและความหนา ลดลงรวดเร็วมากกว่าด้านทิศเหนือ (วสท., 2546),[2]



รูป 2.13 Isopach ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพ (วสท, 2546),[2]

### การแบ่งชั้นดิน

1. Weathered Clay Layer เป็นชั้นผิวดิน ช่วงระดับความลึกประมาณ 0-2 เมตร
2. Soft to Medium Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางพบอยู่ที่ช่วงระดับความลึก ประมาณ 2-14 เมตร
3. Stiff Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง พบที่ช่วงระดับความลึก ประมาณ 14-22 เมตร
4. First Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่ 1 พบอยู่ช่วงระดับความลึก ประมาณ 22-36 เมตร
5. Hard Clay Layer เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง พบที่ช่วงระดับความ ลึกประมาณ 36-42 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

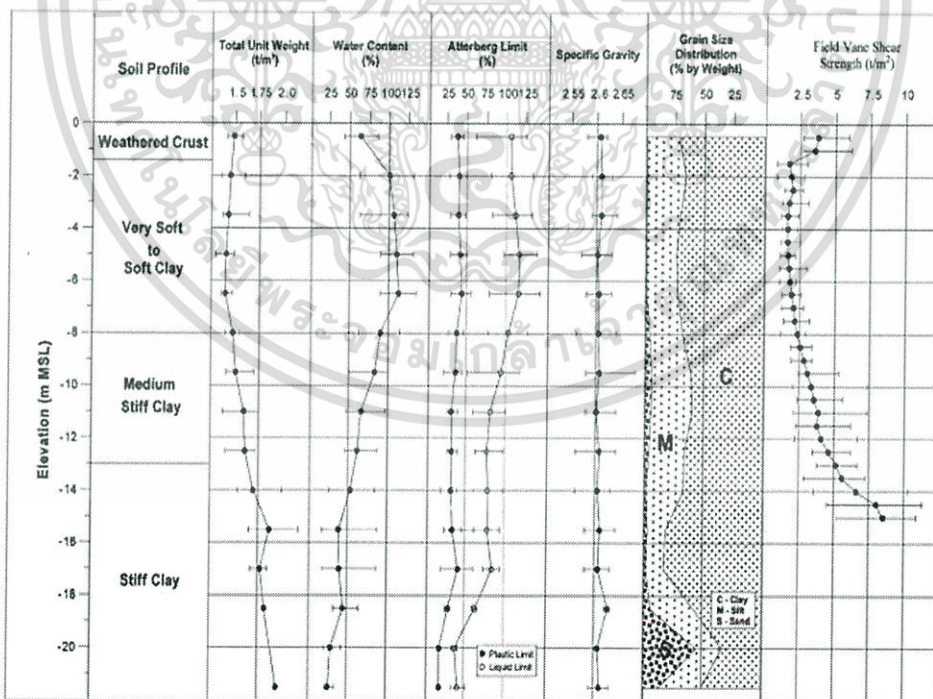
6. Second Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่ 2 ซึ่งแทรกด้วย Hard Clay หรือดินเหนียวแข็งพบที่วงระดับความลึกประมาณ 42-80 เมตร

7. Third Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่สาม พบอยู่ช่วงระดับความ ลึกประมาณ 50-70 เมตร โดยมีดิน Hard Clay หนาประมาณ 2-5 เมตร อยู่ด้านบน หรือแทรกอยู่ใน ระหว่างชั้น หรืออยู่ด้านล่างของชั้นดินทรายนี้

8. Fourth Sand Layer เป็นชั้นดินทรายชั้นที่สี่ พบอยู่ตั้งแต่ระดับ ความลึกประมาณ 70 เมตร ลงไปโดยแทรกด้วยดิน Hard Clay หนาประมาณ 2-5 เมตร ดินทรายชั้นนี้อาจเป็นส่วนบนของ ชั้นน้ำใต้ดินประปราย

## 2.6 ชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ

สนามบินสุวรรณภูมิสร้างขึ้นในบริเวณหนองเห่า ตำบลราชาเทวะ อำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ มีลักษณะที่เป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Moh and Lin, 2003),[3] ได้เรียกดินที่มีลักษณะดังกล่าวนี้ในชื่อ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จึงทำให้ชั้นดินสุวรรณภูมิเป็นที่นิยมแพร่หลายในการศึกษา พฤติกรรมทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค จากศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวข้อง ได้พบข้อมูลชั้นดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ดังรูป 2.14



รูป 2.14 ข้อมูลชั้นดิน (Soil profile) พื้นที่สนามบินสุวรรณภูมิ (Moh & Lin, 2003),[3]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.7 พารามิเตอร์ชั้นดินสำหรับการคำนวณด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM)

จากข้อมูลชั้นดินของดินเหนียวกรุงเทพฯดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ได้มีการศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของชั้นดินเพื่อการสร้างแบบจำลองเชิงตัวเลขในการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดิน ดังตาราง 2.2

ตาราง 2.2 ค่าพารามิเตอร์ของชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์ด้วย FEM

Soil layer	Weathered Crust	Soft Clay	Medium Clay	Stiff Clay
Elevation (m.)	0 - 1	1 - 9	9 - 13	13 - 20
$\gamma_{sat}$ (N/m <sup>3</sup> )	17000	16000	18000	18000
* $\gamma_{dry}$ (N/m <sup>3</sup> ) S	10625	7619	10909	13846
Water content (%)	60	110	65	30
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1732.93	1630.99	1834.86	1834.86
c (N/m <sup>2</sup> )	8000	5000	10000	18000
V (-)	0.32	0.33	0.33	0.33
$\phi$ (°)	22	22	22	22
** $\psi$ (°)	0.1	0.1	0.1	0.1
E' (N/m <sup>2</sup> )	6000000	5000000	20000000	60000000
ABS Plastic Strain	-	0	0	0
e (-)	-	3.64	2.205	1.30
k (m/s)	1e-07	1e-11	1e-09	1e-07
u (N/m <sup>2</sup> )	-	78480	117720	186390

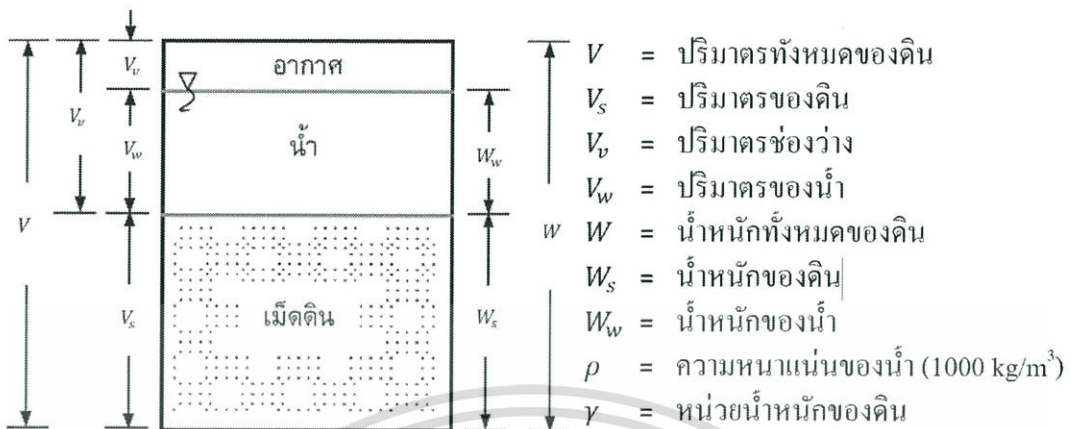
\*ที่มา Wonglert และคณะ 2008,[5]

ตาราง 2.3 ค่าพารามิเตอร์ของค้ำน้ำหนักสำหรับการบดอัดกระแทก

Case Study	I	II	III
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )		7850	
น้ำหนักค้ำ (kg)		3000	
พลังงานในการทุบ(J)	88,290	58,860	29,430
ความสูงค้ำ(m)	3.00	2.00	1.00
ความเร็วค้ำ (m/s)	7.67	6.26	4.43

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.8 ความสัมพันธ์ภาคต่างๆ ในมวลดิน (Phase Relationship)



รูป 2.15 องค์ประกอบในมวลดิน

ดิน ประกอบด้วยส่วนที่เป็นเม็ดดิน (Solid Phase) และส่วนที่เป็นโพรง จะมีส่วนที่เป็นน้ำและอากาศประกอบกันอยู่ สัดส่วนของส่วนประกอบที่พิจารณาว่าเป็นสมบัติพื้นฐานของดินมีดังต่อไปนี้

1. ความถ่วงจำเพาะ ( $G_s$ )

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \times \rho_w} \quad (2.44)$$

2. ความชื้นในดิน ( $w$ )

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2.45)$$

3. อัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ )

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n} = \frac{G_s \times \rho_w}{\rho_d} - 1 \quad (2.46)$$

4. ความพรุน ( $n$ )

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e} \quad (2.47)$$

5. ระดับความอิ่มตัว ( $S_r$ )

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w \times G_s}{e} \quad (2.48)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. ความหนาแน่น (Density) คือมวลของดินต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร มีดังนี้

6.1. ความหนาแน่นทั้งหมด ( $\rho$ )

$$\rho = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{(G_s + S_r e) \times \rho_w}{1 + e} \quad (2.49)$$

6.2. ความหนาแน่นแห้ง ( $\rho_d$ )

$$\rho_d = \frac{W_s}{V} = \frac{\rho_{sat}}{1 + w} = \frac{\rho_{sat}}{1 + w} \quad (2.50)$$

6.3. ความหนาแน่นดินอิ่มตัว ( $\rho_{sat}$ )

$$\rho_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \times \rho_w}{1 + e} \quad (2.51)$$

6.4. ความหนาแน่นจมน้ำ ( $\rho_{sub}$ )

$$\rho_{sub} = \rho_{sat} - \rho_w = \frac{(G_s - 1) \times \rho_w}{1 + e} \quad (2.52)$$

7. หน่วยน้ำหนักดิน (Unit Weight) คือน้ำหนักของดินต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร มีดังนี้

7.1. หน่วยน้ำหนักทั้งหมด Total Unit Weight หรือ Wet Unit Weight หรือ  $\gamma$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{(G_s + S_r e) \times \gamma_w}{1 + e} \quad (2.53)$$

7.2. หน่วยน้ำหนักอิ่มตัว (Saturated Unit Weight หรือ  $\gamma_{sat}$ )

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \times \gamma_w}{1 + e} \quad (2.54)$$

7.3. หน่วยน้ำหนักแห้ง (Dry Unit Weight หรือ  $\gamma_d$ )

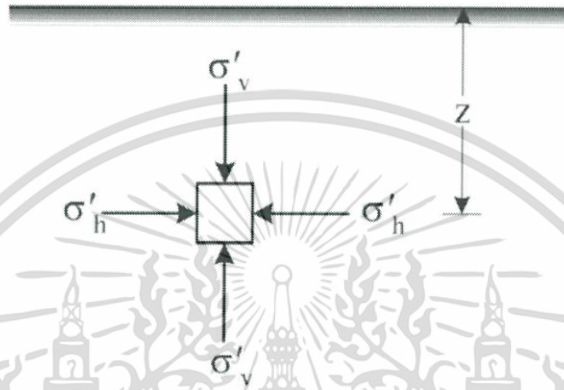
$$\gamma_d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1 + e} = \frac{\gamma_{sat}}{1 + w} \quad (2.55)$$

7.4. หน่วยน้ำหนักจมน้ำ (Submerged หรือ Buoyant หรือ  $\gamma_{sub}$ )

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{(G_s - 1) \times \gamma_w}{1 + e} \quad (2.56)$$

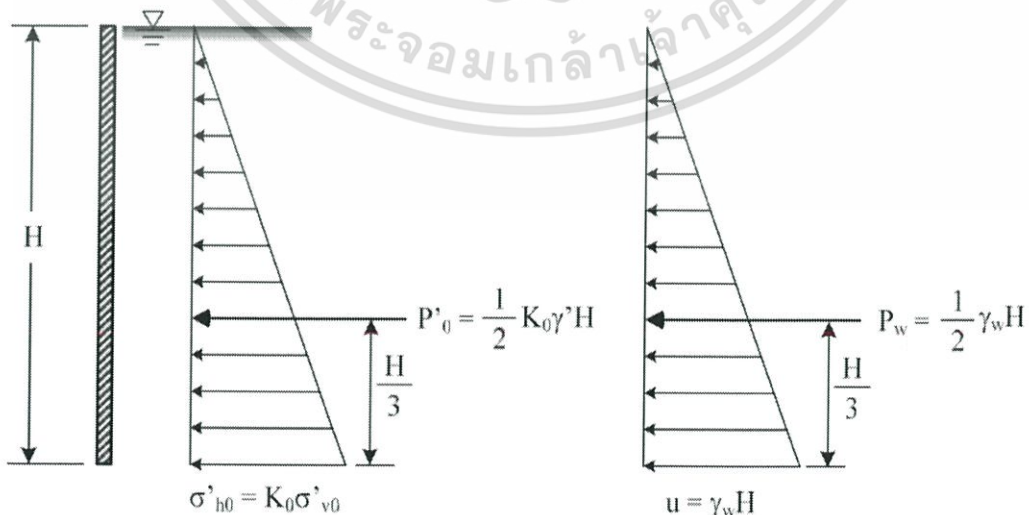
## 2.9 ความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest)

ความดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง หมายถึง ความดันด้านข้างที่กระทำต่อผนังโครงสร้างของดิน โดยที่ผนัง และมวลดินไม่มีการเคลื่อนตัว ความดันดินในกรณีเช่นนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังกำแพงดินที่มี ความหนาและแทบจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ดินที่สัมผัสกับกำแพงจะไม่เกิดความเครียด ด้านข้าง ในกรณีเช่นนี้ ความดันดินด้านข้างจะมีขนาดอยู่ระหว่างความดันดินที่สถานะ Active และ Passive



รูป 2.16 ความดันดินที่ความลึก z

พิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก z ถ้ามวลดินอยู่ที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะเกิดการทรุดตัวในแนวดิ่งเมื่อมีน้ำหนักกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน สภาพเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสถานะสมดุลด้านหลังกำแพงกันดินที่หนาและเรียบและไม่มีการเคลื่อนตัว



รูป 2.17 การกระจายความดันดินที่สถานะอยู่นิ่งและความดันน้ำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย สามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (2.57)$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H \quad (2.58)$$

$$P'_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H \quad (2.59)$$

โดยที่  $\sigma'_h$  = ความดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง  
 $P'_0$  = แรงลัพธ์ประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาวยาว 1 หน่วย  
 $K_0$  = สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of earth pressure at rest)  
 $\gamma'$  = หน่วยน้ำหนักประสิทธิผล (Submerged unit weight)

ความดันดินด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure,  $\sigma_h$ ) ที่กระทำต่อกำแพงเท่ากับผลรวมของความดันดินด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure,  $\sigma'_h$ ) และความดันน้ำ (Pore pressure,  $u$ )

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (2.60)$$

ความเค้นรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำ

$$P_h = P'_0 + P_w \quad (2.61)$$

โดยที่  $P_h$  = แรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง  
 $P_w$  = แรงดันน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง ( $K_0$ ) คืออัตราส่วนระหว่างความดันดินด้านข้างต่อความดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล โดยทั่วไป  $K_0$  จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่า  $K_0$  อาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0 สำหรับทราย  $K_0$  จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่น และ 0.5 สำหรับทรายหลวม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่งในสนามกระทำได้ยาก Jaky (1944),[4] ได้เสนอสมการสำหรับหาค่า  $K_0$  ในดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินทรายดังนี้

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.62)$$

จากผลการทดสอบของ Brooker and Ireland (1965),[6] ค่าของ  $K_0$  สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ สามารถประมาณได้โดยอาศัยดัชนีสภาพพลาสติก ( $PI$ ) ดังนี้

$$K_0 = 0.4 + 0.007PI \quad (2.63)$$

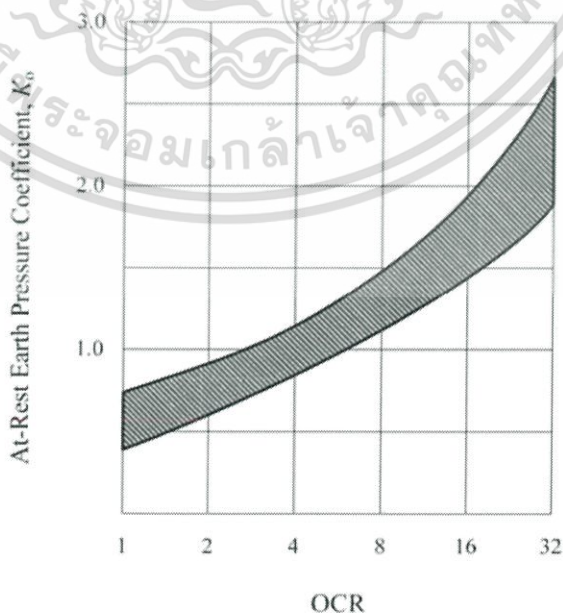
$$K_0 = 0.64 + 0.001PI \quad (2.64)$$

สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

$$K_0 \approx K_{0(NC)} \sqrt{OCR} \quad (2.65)$$

โดยที่  $K_{0(NC)}$  =  $K_0$  ของดินเหนียวที่อัดตัวปกติ Normal Consolidation  
 $OCR$  = อัตราส่วนอัดตัวมากกว่าปกติ Over Consolidation Ratio

Dunn et al. (1980),[6] ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  และ  $OCR$  ดังกราฟ



รูป 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  และ  $OCR$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## 2.10 แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure)

เนื่องจากชั้นดินเหนียวที่มีการยุบอัดตัวเกิดขึ้นนั้น ส่วนใหญ่จะอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงสมมติว่าดินเหนียวอิมตัว ในรูป 2.19 แสดงการเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน สมมติให้ชั้นดินเหนียวอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ที่ระดับใดๆ ในชั้นดินนี้ แรงดันประสิทธิผลจะหาได้จากสมการ

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.66)$$

โดยที่  $\sigma =$  แรงดันในแนวตั้งทั้งหมด (Total vertical pressure)  
 $\sigma' =$  แรงดันประสิทธิผล (Effective stress หรือ Inter-granular)  
 $u =$  แรงดันน้ำ (Neutral stress หรือ Pore-water pressure)

ดังนั้นที่ระดับ A-A แแผนผังแรงดันของดินนี้จะเขียน ดังรูป 2.6(ก)

เมื่อน้ำหนักกด  $p$  กระทำต่อดินอิมตัวในทันที น้ำหนักกดทั้งหมดนี้จะถูกรับ โดยน้ำ ดังนั้นสมการแรงดันประสิทธิผลเป็น

$$(\sigma + p) = \sigma' + (u + p) \quad (2.67)$$

และแผนผังแรงดันในชั้นดินเหนียวกรณีนี้จะเขียนได้ ดังรูป 2.19(ข)

ในกรณีดังแสดงในรูป 2.6(ข) นี้ น้ำจะถูกรับแรงดัน  $P$  และแรงดันจำนวนนี้จะถูกกำจัดออกในชั้นทรายซึ่งอยู่บนชั้นดินเหนียวนี้จะถูกกำจัดออกอย่างรวดเร็วเนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของทรายสูง ในชั้นดินเหนียวแรงดันนี้จะถูกขจัดออกช้ามาก เนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของดินเหนียวต่ำ แต่เส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวกับทรายจะถูกขจัดออกได้เร็วเช่นกัน ส่วนในเนื้อดินเหนียวเองแทบขจัดไม่ได้เลย ดังนั้นหลังจากช่วงเวลา  $t$  แรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore-Water Pressure) นี้ จะถูกขจัดออกไปหมดที่เส้นขอบเขต และ แรงดันนี้จะถ่ายทอดไปยังเนื้อดินเป็นแรงดันประสิทธิผล สมการประสิทธิผลภายหลังเวลา  $t$  จะเขียน ได้เป็น

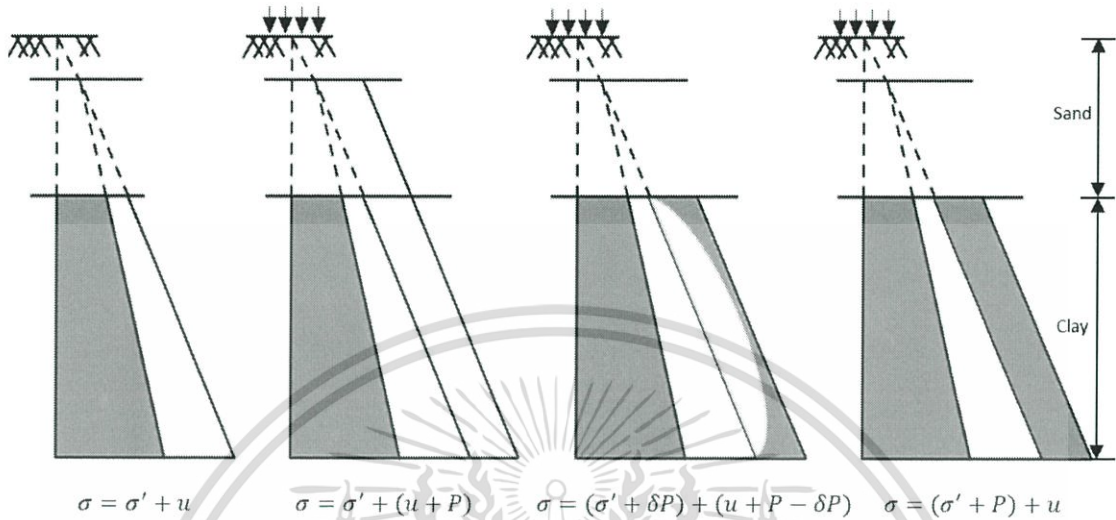
$$(\sigma + p) = (\sigma' + \delta p) + (u - \delta p) \quad (2.68)$$

และแผนผังแรงดันในกรณีเขียนได้ดังรูป 2.19(ค) การเพิ่มแรงดันต้นประสิทธิผลนี้ ทำให้ดินเกิดการยุบตัวขึ้นการยุบตัวของดินจะสิ้นสุดต่อเมื่อ แรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดถูกถ่ายทอดไปยังเนื้อดิน และสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$(\sigma + p) = (\sigma' + p) + u \quad (2.69)$$

แรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดจะถูกขจัดออกไป และแผนผังแรงดันเขียนได้ดังรูป 2.19(ง)



รูป 2.19 การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบตัวของดิน

ดังนั้นสำหรับการเพิ่มของ Effective stress ในแนวตั้งใช้สมการดังนี้

$$\Delta\sigma' = -\Delta u \quad (2.70)$$

เมื่อ Effective stress ในดินเพิ่มขึ้น การทรุดตัวของดินก็จะเกิดขึ้น และสำหรับการประมาณค่า magnitude of settlement ได้จากทฤษฎีของ Terzaghi's Consolidation Theory

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \quad (2.71)$$

โดยที่  $C_v$  = The coefficient of consolidation

$U$  = Magnitude of settlement

$t$  = Period of time

$Z$  = Depth of consolidation layer

และการทรุดตัวจะสามารถประมาณได้จากการใช้ค่า Coefficient of volume change,  $M_v$  โดยใช้สมการดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$S = HM_v \sum \Delta \quad (2.72)$$

โดยที่  $S$  = Settlement  
 $H$  = Thickness of settlement  
 $\sum \Delta$  = Increment  
 $M_v$  = Coefficient of volume change

และสามารถหาค่า Coefficient of volume change,  $M_v$  ได้จากสมการดังนี้

$$M_v = \frac{k}{C_v \gamma_w} \quad (2.73)$$

โดยที่  $k$  = Permeability  
 $\gamma_w$  = Unit Weight of Water  
 $C_v$  = Coefficient of Consolidation

จากสมการ  $S = HM_v \sum \Delta$  Magnitude of subsidence จะเกี่ยวข้องโดยตรงกับการเปลี่ยนแปลงใน Effective Stress, ความหนาของ Compressible Layer และลักษณะของดินภายใต้ Compression

Magnitude ของ subsidence นั้นจะส่งผลกับประวัติของ Stress ในดินนั้น ถ้า Effective Stress ของดินมีค่าน้อยกว่า Maximum Past Pressure ดินจะอยู่ในสถานะ Over Consolidation Stage ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวเล็กน้อย แต่ในทางกลับกัน ถ้า Effective Stress ของดินมีค่ามากกว่า Maximum Past Pressure ดินจะอยู่ในสถานะ Normal Consolidation Stage ซึ่งจะเกิดการทรุดตัวที่มากกว่า และรุนแรงกว่า

## 2.11 ความแข็งแรงของดิน (Soil strength)

ความหมายของความแข็งแรงของดิน คือ ความสามารถของอนุภาคเม็ดดิน ในสถานะที่สามารถต้านทานต่อแรงกระทำ ความแข็งแรงของดินอาจให้ความหมายอีกอย่างหนึ่งว่าเป็นความสามารถของดินที่จะต้านทานต่อการเปลี่ยนรูป หรือความเครียดความแข็งแรงของดินจะเปลี่ยนไปเมื่อถูกแรงกระทำ ซึ่งจะทำให้อนุภาคของเม็ดดินเกิดการเคลื่อนที่ ในการทำนายถึงค่าความแข็งแรงของดิน จากการทดสอบในสนามด้วยอุปกรณ์ต่าง ๆ กับดินชนิดเดียวกันแต่ต่างสถานที่กัน พบว่าจะให้ค่าความแข็งแรงแตกต่างกันออกไป เนื่องจากว่าดินจะมีการเปลี่ยนแปลงสถานะไปตาม เวลา ซึ่งเป็นผลจากสภาพดินฟ้าอากาศ

ในการวัดค่าความแข็งแรงของดิน จะเป็นการประเมินค่าพารามิเตอร์ 2 ค่า คือ แรงเกาะยึด กันระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยกัน (Cohesive Force,  $C$ ) และค่าความต้านทานการเสียดทาน (Friction Resistance,  $\phi$ ) ซึ่งเป็นผลจากการเคลื่อนตัวของดิน ในการวัดค่าความแข็งแรงของดิน สามารถวัดได้ด้วยวิธีต่าง ๆ กันดังนี้

### 2.11.1 Translational Shearing Box

เป็นการวัดโดยตรง ด้วยการใช้อุปกรณ์ที่สามารถ ควบคุมพื้นที่ผิวการแตกตัวของดินได้ (Failure Surface) แสดงให้เห็นการวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) ในดินอ่อนและดินแข็งตามลำดับ โดยที่ระยะทางการเคลื่อนที่ไปของเครื่องมือ ทดสอบและการเปลี่ยนรูปของดินทั้งสองชนิด จะไม่เหมือนกันและการกระจายตัวของความเค้นตาม แนวพื้นผิวที่ถูกแรงเฉือนจะไม่เท่ากัน และค่าความเครียดตามแนวผิวของการวิบัติตัวจะไม่สม่ำเสมอ

### 2.11.2 Torsional Shearing Box

เป็นวิธีการวัดโดยตรงอีกวิธีหนึ่ง เป็นอุปกรณ์ทดสอบ ที่มีลักษณะเป็นจานที่มีครีbsd้านล่าง (Vane) อุปกรณ์ชนิดนี้ขณะทำการทดสอบจะถูกทำให้หมุน โดยรอบซึ่งระยะทางที่เคลื่อนที่ไปของอุปกรณ์ทดสอบจะทำให้เราทราบค่าแรงบิดที่ใช้ (Torque,  $M$ ) เป็นอุปกรณ์วัดค่าความแข็งแรงของดิน มีลักษณะเป็นจานซึ่งมีรูกลวงตรงกลาง จะถูกนำไปทดลองใน ดินจนกระทั่งฝาของกล่องด้านในจะสัมผัสกับดิน ดินที่อยู่บริเวณ โดยรอบอุปกรณ์ทดสอบจะถูก นำออกไปก่อนที่ จะทำการวัดค่าการวิบัติตัวของดิน ดังนั้นดินบริเวณส่วนล่างของกล่องดินเท่านั้น จะถูกแรงเฉือน ก่อนทำการทดสอบจะต้องทำเครื่องหมายบนดินที่อยู่ด้านในของกล่องดิน ซึ่งจะทำให้เราสังเกตเห็นตำแหน่งของเครื่องหมายบนดินที่ลึกลงโดยผ่านทางรูเล็กๆของกล่องดิน

### 2.11.3 Triaxial Test

เป็นวิธีการวัดโดยอ้อม และยากที่สุด แต่ก็ให้ค่าแม่นยำที่สุดด้วย การทดสอบนี้จะทำให้ทราบค่าของดินตัวอย่าง ดินทรงกระบอกจะถูกหุ้มด้วยแผ่นเยื่อบาง (Membrane) ซึ่งน้ำสามารถซึมผ่านได้บริเวณหัวและท้ายของทรงกระบอกจะถูกผนึก เนื่องจากแผ่นเยื่อบางดังกล่าว มีความบางมาก ๆ จึงไม่มีผลกระทบต่อค่าความเค้นภายในตัวอย่างดินภายใน Triaxial จะมีของไหลเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปเผยแพร่บนสื่อออนไลน์ ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บรรจุอยู่และสามารถปรับค่าแรงดันภายในได้ แท่งตัวอย่างดินจะถูก แรงดันกระทำอย่างสม่ำเสมอตามแนวด้านข้างของแท่งดินทั้งหมด ซึ่งจะมีความสมดุลกันของแรงดัน โดยรอบแท่งดิน การเสียดทานและมุมไค้ต่าง ๆ อาจทำให้การกระจายตัวของความเค้น บริเวณแผ่น ปิดหัว-ท้ายของแท่งตัวอย่างดิน ไม่สม่ำเสมอซึ่งก็มีผลไม่มากนัก ภาวะที่กระทำต่อแท่งตัวอย่างดิน เริ่มแรกจะกระทำบริเวณพื้นผิวด้านข้างของตัวอย่างดินทั้งหมด นั่นคือแรงดันจากของไหลที่ล้อมรอบ แท่งตัวอย่างดินนั่นเอง หลังจากนั้นจะส่งแรงผ่านก้านกระทำไปยังแท่งตัวอย่างดิน ทำให้เกิดความเค้น ในแนวแกนของแท่งตัวอย่างดิน และจะเพิ่มค่าความเค้นในแนวแกนขึ้นเรื่อย ๆ ซึ่งจะมีค่าสูงกว่าค่าความเค้นที่กระทำต่อผิวด้านข้างของแท่งตัวอย่างดิน ค่าความเค้นจะสูงถึงค่าหนึ่งซึ่งจะทำให้ดินเกิดการวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) ขึ้นการวิบัติตัวของดินจะเกิดขึ้นเมื่อรอยร้าวปรากฏขึ้นบนแท่งตัวอย่างดิน หรือไม่แท่งตัวอย่างดินก็จะถูกอัดตัวทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางมีขนาดใหญ่ขึ้น นำค่าความเค้นที่ทำให้แท่งดินเกิดการวิบัติตัวมาเขียนกราฟเทียบกับค่าความเค้นที่กระทำในทิศทางตั้งฉากกับผิวแท่งดินด้านข้างโดยรอบ (Normal Stress) ที่ค่าต่าง ๆ จะได้กราฟเส้นตรงในการวัดค่าความแข็งแรงของดินด้วยการวัดค่าแรงเฉือน จากทั้งสามวิธีข้างต้น จะกระทำที่ค่า Normal Stress ต่างๆ กัน ค่าความเค้นเฉือนที่ทำให้ดินเริ่มวิบัติตัวจะถูกนำมาเขียนกราฟเทียบกับค่า Normal Stress ( $\sigma$ ) ในช่วงต่างๆกัน ค่าจากการทดสอบแต่ละครั้งกราฟที่ได้จะเป็นเส้นตรง หรือไค้ ค่าความลาดชันของเส้นกราฟก็คือค่ามุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) จุดตัดบนแกน Maximum Shearing Stress คือแรงเกาะยึดระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยกัน (Cohesion Force,  $C$ ) แสดงในรูป

$$\tau = C + \sigma \tan(\phi) \quad (2.74)$$

- เมื่อ  $\tau$  = ค่าความเค้นเฉือน  
 $\sigma$  = Normal Stress  
 $C$  = แรงยึดกันระหว่างอนุภาคเม็ดดิน  
 $\phi$  = ค่ามุมเสียดทานภายใน

เป็นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่แสดงให้เห็นว่า การวิบัติตัวเนื่องจากแรงเฉือนมีค่าพารามิเตอร์ 2 ตัวคือ  $C$  และ  $\phi$  ในดินชนิดต่างๆ กัน ผลจากการทดสอบจะทำให้ได้กราฟที่มีรูปร่าง แตกต่างกันไป

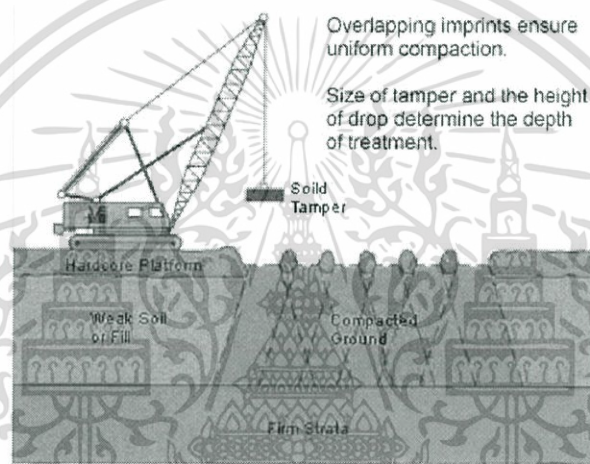
## 2.12 เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก

การศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการบดอัดกระแทก (Dynamic compaction) เป็นรูปแบบที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินมานานแล้ว การทิ้งน้ำหนักลงบนผิวดินเป็นที่กล่าวถึงและนำทฤษฎีไปใช้งานในยุค 1970 เป็นเทคนิคของ Menard.[7] เทคนิคนี้ประกอบไปด้วยการทิ้งตุ้มเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

น้ำหนัก ลงบนพื้นดินอ่อนอย่างต่อเนื่อง ซึ่งมีน้ำหนักตั้งแต่ 10 ถึง 150 ตัน ระยะตกกระทบตั้งแต่ 10 ถึง 40 เมตร เพื่อให้มีความอัดแน่นบนบริเวณผิวหน้าของดิน

การประยุกต์ใช้การบดอัดแบบกระแทก มีประเภทและวัสดุที่ใช้แตกต่างกันออกไป ตามการใช้งานและพิจารณาตามเงื่อนไขของการใช้งาน โดยปกติแล้วดินที่จะนำมาพิจารณาในการใช้การบดอัดแบบกระแทกหรือการถ่วงน้ำหนักจะใช้กับทรายตามธรรมชาติหรือดินที่เป็นกรวดเท่านั้น เพราะว่า โดยทั่วไปมักจะเกี่ยวข้องกับเศรษฐศาสตร์ในการใช้

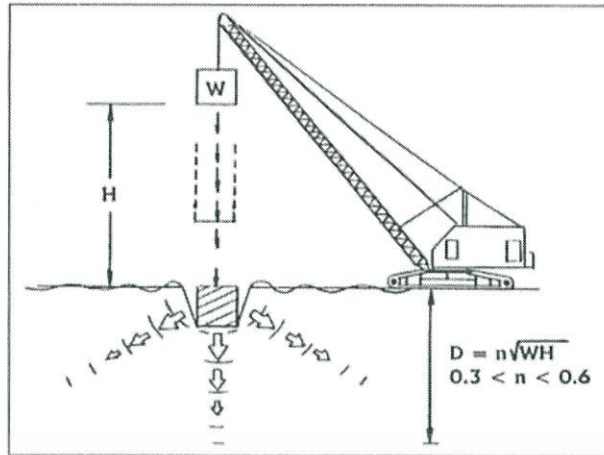
การทุบอัดแบบกระแทกจะขึ้นอยู่กับประเภทวัสดุอุปกรณ์ เช่น การใช้ Hydraulic กับ พื้นที่ที่เป็นตะกอนทราย ดินเหนียว หรือดินเหนียวเม็ดละเอียด เป็นต้น อย่างไรก็ตามวิธีนี้จะมีประสิทธิภาพมากสำหรับดินที่มีความชื้น หรือกรวด



รูป 2.20 ลักษณะการทำงานของ Dynamic compaction

ปัจจัยที่เหมาะสมมากที่สุดที่จะปรับปรุงโดยวิธีการทุบอัดดินแบบกระแทกจะเป็นดินที่มีระดับน้ำใต้ดินอยู่ใกล้กับระดับพื้นดิน ซึ่งมีความสามารถในการกระจายตัวของแรงค้ำน้ำส่วนเกิน ทั้งนี้ เพราะดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดินจะมีสัดส่วนของการถ่ายเทพลังงานจลน์เปลี่ยนแปลงไป เป็นแรงค้ำน้ำส่วนเกิน ได้มากกว่าดินที่มีระดับน้ำใต้ดินลึก ขั้นตอนการทุบอัดแบบกระแทกเหล่านี้ ได้รับการศึกษาแล้วว่าระหว่างมุมและความลึกในการปรับปรุงคุณภาพดินนี้มีความสัมพันธ์กันและเกี่ยวพันไปถึงตัวแปรอื่นๆ โดยวิศวกรจะเป็นผู้ตัดสินใจในการนำทฤษฎีมาใช้ ในปัจจุบันไม่มี กระบวนการออกแบบการปรับปรุงดินในชั้นดินที่อิ่มตัว เนื่องจากในดินที่อิ่มตัวมีค่าตัวแปรมากมาย ในกรณีที่ดินอิ่มตัวต้องพิจารณาถึง จุดอิ่มตัวค่าสัมประสิทธิ์การบดอัดตัวค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ ค่าเหล่านี้ควรศึกษาควบคู่กันกับแรงค้ำน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นระหว่างกระบวนการทุบอัดแบบ กระแทกการปรับปรุงดินที่มีเม็ดขนาดเล็กๆ หรือดินเหนียวที่อิ่มตัวมีความต้องการพลังงานที่ใช้ในการ ทุบอัดที่สูงเพื่อประสิทธิภาพในการส่งถ่ายพลังงานลงสู่ดินในระดับลึกโดยพิจารณา ระยะ ประสิทธิภาพของการบดอัดแบบกระแทกจากรูปประกอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.21 ระยะประสิทธิผลของการทุบอัดแบบกระแทก

สมการ  $D = n\sqrt{WH}$  (2.75)

โดยที่  $D =$  ระยะลึกประสิทธิผล , เมตร

$n =$  ค่าคงที่ 0.3-0.5 สำหรับดินเหนียว, 0.5-1.0 สำหรับดินทราย

$W =$  น้ำหนักของค้อน, ตัน

$H =$  ความสูงของค้อนจากพื้นดิน, เมตร

Menard (1970), [7] ได้ทำการทดลองแล้วตั้งทฤษฎีไว้ว่า ระยะลึกประสิทธิผลของการบอัดแบบกระแทกจะขึ้นอยู่กับรากที่สองของพลังงานที่เกิดจากความสูงและน้ำหนักของวัสดุที่จะนำมาทำการบอัด หรือนำมากระแทก และคูณด้วยค่าคงที่ซึ่งมีค่าประมาณ 0.3-0.5 สำหรับดินเหนียว, 0.5-1.0 สำหรับดินทรายขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน หากดินมีความหนาแน่นมาก ก็จะมีค่าคงที่ที่มากกว่า เพราะมีการส่งถ่ายพลังงานที่ดีกว่า

## 2.13 การชนและโมเมนตัม

ตามกฎการเคลื่อนที่ของนิวตันข้อที่ 2 ได้พบว่าเมื่อผลรวมของแรงหรือแรงลัพธ์ที่กระทำต่อวัตถุไม่เป็นศูนย์ จะทำให้วัตถุมีความเร่งหรือเปลี่ยนแปลงสภาพการเคลื่อนที่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงลัพธ์ที่กระทำวัตถุกับการเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนที่ของวัตถุ อาจคิดในแง่ของการเปลี่ยนแปลงปริมาณที่เรียกว่า โมเมนตัม

### 2.13.1 โมเมนตัม (Momentum)

โมเมนตัมเป็นปริมาณการเคลื่อนที่ของวัตถุ ซึ่งปริมาณนี้จะบอกถึงความพยายามที่วัตถุจะเคลื่อนที่ไปข้างหน้า

ปริมาณโมเมนตัมที่กำหนดขึ้น มีขนาดมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับมวลและความเร็วของวัตถุในขณะนั้น ตามความสัมพันธ์ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\vec{p} = m\vec{v} \quad (2.76)$$

โมเมนตัมเป็นปริมาณเวกเตอร์ (Vector) มีทิศทางตามขนาดของความเร็ว  $\vec{v}$  มีหน่วยเป็น กิโลกรัม-เมตร/วินาที หรือ นิวตัน-วินาที

### 2.13.2 แรงและการเปลี่ยนโมเมนตัม

มาพิจารณาวัตถุมวล  $m$  กำลังเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว  $\vec{u}$  มีแรงคงที่  $\vec{F}$  มากระทำต่อวัตถุในช่วงเวลา  $\Delta t$  เป็นผลให้วัตถุมีความเร็วเป็น  $\vec{v}$  เมื่อใช้กฎการเคลื่อนที่ข้อที่สองของนิวตัน

$$\vec{F} = m\vec{a} \quad (2.77)$$

เมื่อ 
$$\vec{a} = \frac{\vec{v} - \vec{u}}{\Delta t} \quad (2.78)$$

$$\vec{F} = \frac{m(\vec{v} - \vec{u})}{\Delta t} = \frac{\vec{p}}{\Delta t} \quad (2.79)$$

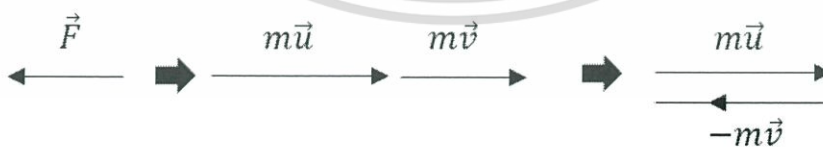
ดังนั้น แรงลัพธ์ที่กระทำต่อวัตถุ = อัตราการเปลี่ยนแปลงโมเมนตัมของวัตถุนั้น

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วว่าโมเมนตัมเป็นปริมาณเวกเตอร์ ดังนั้นเมื่อโมเมนตัมมีการเปลี่ยนแปลงไป การคำนวณหาโมเมนตัมลัพธ์ก็ใช้หลักการของเวกเตอร์ ถ้าให้แรง  $\vec{F}$  กระทำต่อวัตถุที่มีโมเมนตัม  $m\vec{u}$  ทำให้โมเมนตัมเปลี่ยนไปเป็น  $m\vec{v}$  พิจารณาได้เป็น 3 กรณี

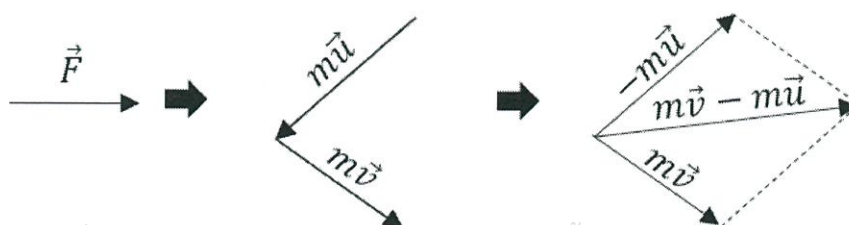
กรณีที่ 1 เมื่อทิศทางของแรง  $\vec{F}$  อยู่ในทิศเดียวกับ  $\vec{u}$  และ  $\vec{v}$  (โดยที่  $\vec{v} > \vec{u}$ )



กรณีที่ 2 เมื่อทิศทางของแรง  $\vec{F}$  อยู่ในทิศสวนทางหรือตรงข้ามกับ  $\vec{u}$  และ  $\vec{v}$  (โดยที่  $\vec{v} < \vec{u}$ )



กรณีที่ 3 เมื่อทิศทางของแรง  $\vec{F}$  ไม่อยู่ในทิศเดียวกับ  $\vec{u}$  และ  $\vec{v}$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 2.12.3 การคลและแรงคล (Impulse)

จากสมการ

$$\vec{F} = \frac{m(\vec{v} - \vec{u})}{\Delta t} \quad (2.80)$$

ดังนั้น

$$\vec{F}\Delta t = m(\vec{v} - \vec{u}) \quad (2.81)$$

ค่าของแรงลพัทธ์คูณกับเวลา เรียกว่าปริมาณนี้ว่า การคล มีหน่วยเป็นนิวตัน-วินาที (N.s) หรือ กิโลกรัม-เมตร/วินาที (kg.m/s) ซึ่งก็เป็นปริมาณที่บอกถึงการเปลี่ยน โมเมนตัมของวัตถุ

การคลที่อาจพบเห็นในชีวิตประจำวัน ได้แก่ ลูกกระสุนปืนวิ่งกระทบเป้า รถยนต์ชนกัน การตอกตะปูด้วยค้อน การตีลูกเทนนิสหรือลูกขนไก่ ลูกกระทบกับของบิลเลียด การที่ยกตัวอย่างนี้ เป็นการคลที่ใช้เวลาสั้นๆ แรงซึ่งกระทำในช่วงเวลาสั้นๆนี้เราเรียกว่า แรงคล มีหน่วยเป็นนิวตัน (N)

## 2.14 พลังงานและกฎการอนุรักษ์พลังงาน

### 2.14.1 พลังงาน (Energy)

พลังงาน หมายถึง ความสามารถซึ่งมีอยู่ในตัวของสิ่งให้งานได้ เป็นกำลังงานที่ใช้ในช่วงเวลาหนึ่ง หรือระยะทางหนึ่ง มีค่าเป็น Joule ในทางฟิสิกส์ พลังงานเป็นหนึ่งในคุณสมบัติเชิงปริมาณพื้นฐานที่อธิบายระบบทางกายภาพหรือสถานะของวัตถุ พลังงานสามารถเปลี่ยนรูปได้หลายรูปแบบที่แต่ละแบบอาจจะชัดเจนและสามารถวัดได้ในหลายรูปแบบที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งได้เป็น 2 ชนิดคือ พลังงานศักย์และพลังงานจลน์

#### 2.14.1.1 พลังงานศักย์ (Potential Energy)

พลังงานศักย์เป็นพลังงานที่ถูกเก็บไว้โดยอาศัยอำนาจตามตำแหน่งของวัตถุในสนามแรงโน้มถ่วง เมื่อวัตถุถูกวางอยู่ในตำแหน่งที่สามารถเคลื่อนที่ได้ งานที่ใช้ในการย้ายตำแหน่งของวัตถุเท่ากับ

$$W = FS \quad (2.82)$$

โดยที่  $W$  = งาน, จูล

$F$  = แรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่, นิวตัน

$S$  = ระยะทางในการเคลื่อนที่ขนานกับแนวแรง, เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เนื่องจากแรงที่กระทำเป็นแรงโน้มถ่วงของโลก จากกฎข้อที่ 3 ของนิวตัน เมื่อมีแรงกิริยากระทำ จะมีแรงปฏิกิริยาขนาดเท่ากับแรงกิริยากระทำเสมอในทิศทางตรงกันข้าม วัตถุจะมีแรงกระทำเท่ากับ  $W = mg$  และระยะทางที่ขนานกับแนวแรงคือระยะที่ตั้งฉากกับผิวโลกสูง  $h$  ดังนั้นพลังงานในรูปของพลังงานศักย์โน้มถ่วงดังสมการ 2.83

$$E_p = mgh \quad (2.83)$$

โดยที่  $E_p$  = พลังงานศักย์โน้มถ่วง, จูล  
 $m$  = มวลของวัตถุ, กิโลกรัม  
 $g$  = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, เมตร/วินาที<sup>2</sup>  
 $h$  = ระยะทางในการเคลื่อนที่ขนานกับแนวแรง, เมตร

#### 2.14.1.2 พลังงานจลน์ (Kinetic Energy)

พลังงานจลน์เป็นพลังงานในรูปของการเคลื่อนที่ จะเกิดขึ้นเมื่อวัตถุมีการเคลื่อนที่และมีความเร็ว ปริมาณพลังงานจลน์ในวัตถุจะมีมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับมวลและความเร็วของวัตถุนั้น เป็นไปตามสมการ 2.84

$$E_k = \frac{1}{2}mv^2 \quad (2.84)$$

โดยที่  $E_k$  = พลังงานจลน์, จูล  
 $m$  = มวลของวัตถุ, กิโลกรัม  
 $v$  = ความเร็ว, เมตร/วินาที

#### 2.14.2 กฎของการอนุรักษ์พลังงาน

พลังงานเป็นสิ่งที่สามารถเปลี่ยนรูปได้และไม่สามารถสูญหาย พลังงานทั้งหมดของระบบสามารถเพิ่มหรือลดได้โดยการถ่ายโอนเข้าหรือออกจากระบบเท่านั้น พลังงานทั้งหมดของระบบใด ๆ สามารถคำนวณได้โดยการรวมกันอย่างง่าย ๆ

$$\sum E_{before} = \sum E_{after} \quad (2.85)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้นการเปลี่ยนจากพลังงานศักย์เป็นพลังงานจลน์

$$\begin{aligned} mgh &= \frac{1}{2}mv^2 \\ gh &= \frac{1}{2}v^2 \\ v^2 &= 2gh \end{aligned}$$

ความเร็วของวัตถุที่เปลี่ยนจากพลังงานศักย์มีค่า

$$v = \sqrt{2gh} \quad (2.86)$$



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

# บทที่ 3

## ขั้นตอนและวิธีการดำเนินงาน

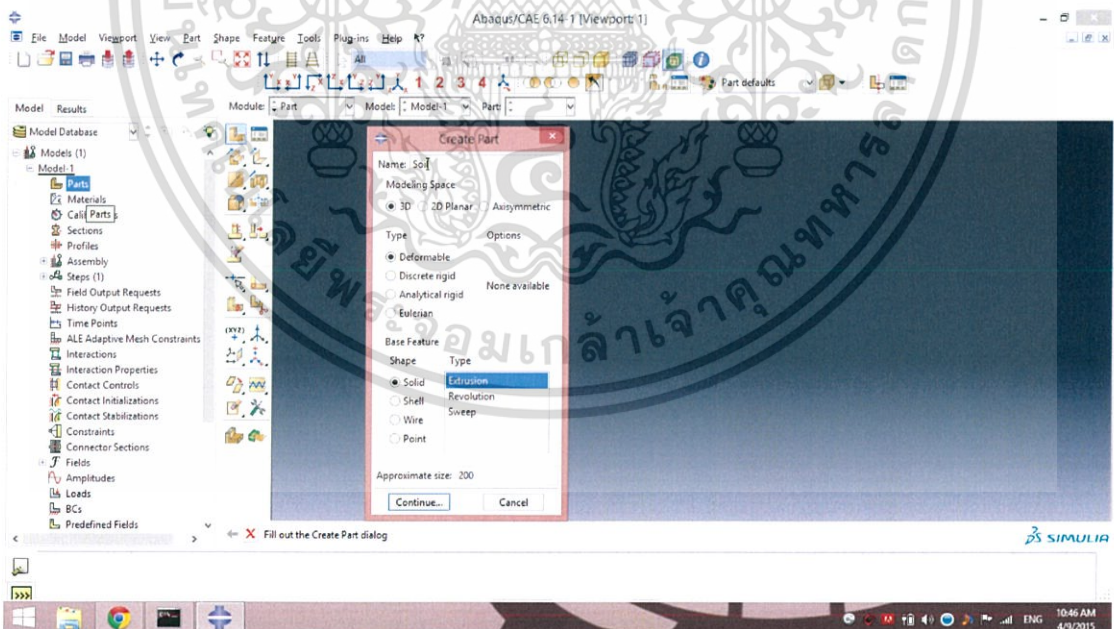
### 3.1 กล่าวนำ

ในบทนี้ได้กล่าวถึงวิธี “การใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์” ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของชั้นดินกรุงเทพฯ เพื่อหาความเค้นประสิทธิผลในชั้นดิน และ การใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อหาแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในชั้นดินจากวิธีการบดอัดกระแทกโดยใช้ Program ABAQUS 3D ในการคำนวณ

### 3.2 วิธีการดำเนินงาน

#### 3.2.1 การสร้าง Model ของชั้นดิน

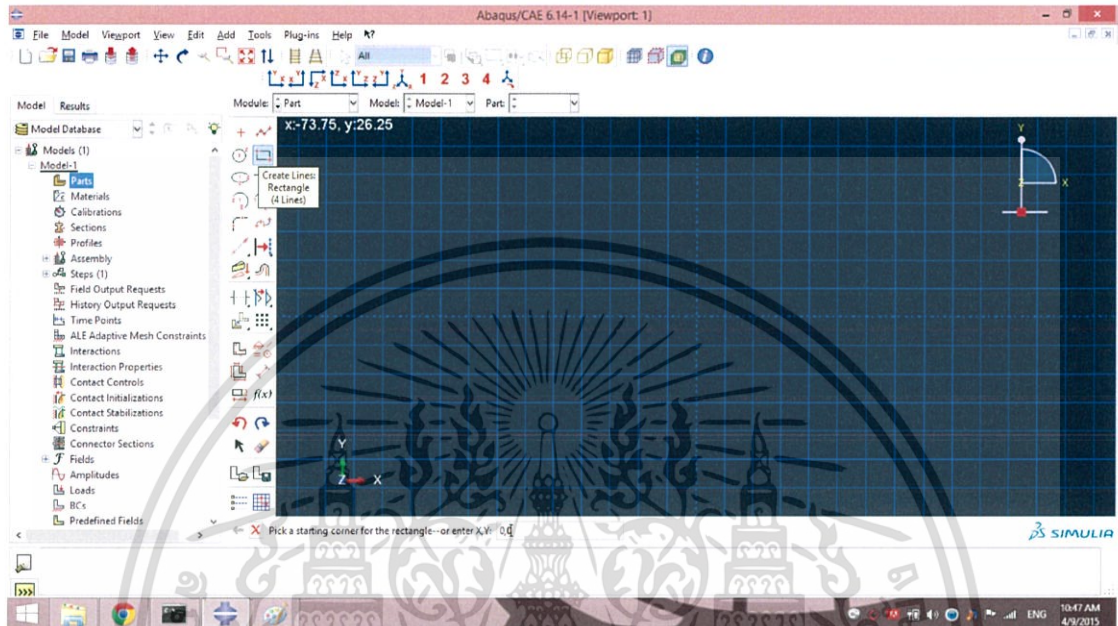
ขั้นตอนที่ 1 เริ่มต้นการสร้าง Model โดยเลือกที่คำสั่ง Part > Create Part จากนั้นกำหนดค่า Parameter ต่างๆดังรูป 3.1



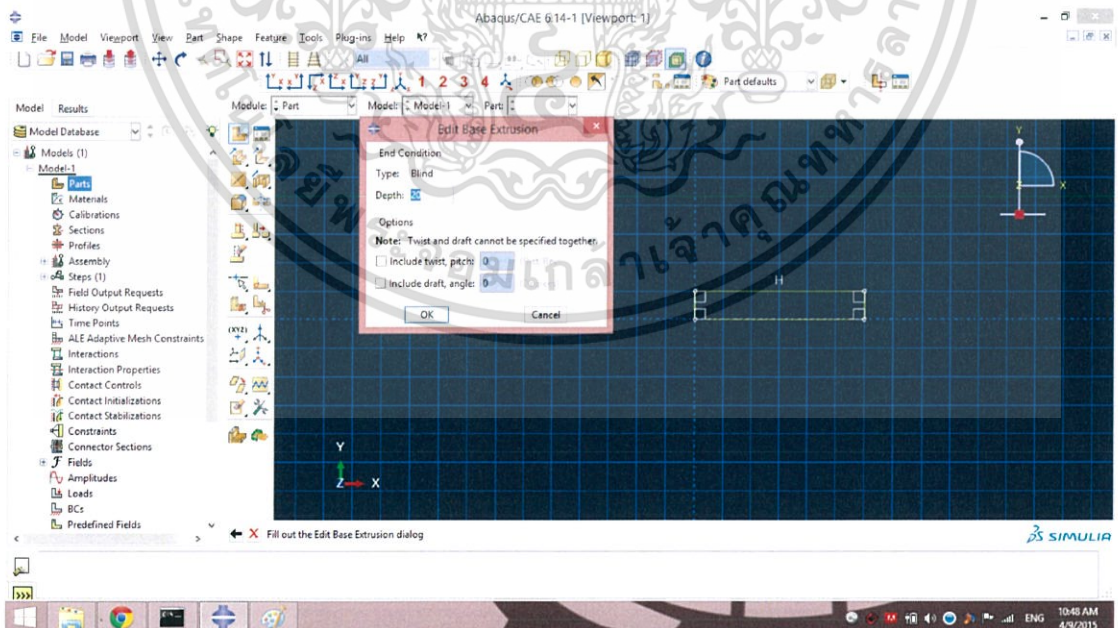
รูป 3.1 การสร้าง Model ของชั้นดิน โดยคำสั่ง Part

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 2 สร้างชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมด้วยคำสั่ง Create Lines ขนาด  $30 \times 10$  (m<sup>2</sup>) โดยกำหนดพิกัดเป็น (0,0) และ (30,10) ดังรูป 3.2 จากนั้นทำการ Edit Base Extrusion เพื่อกำหนดความลึกของชิ้นดิน 20 m ดังรูป 3.3



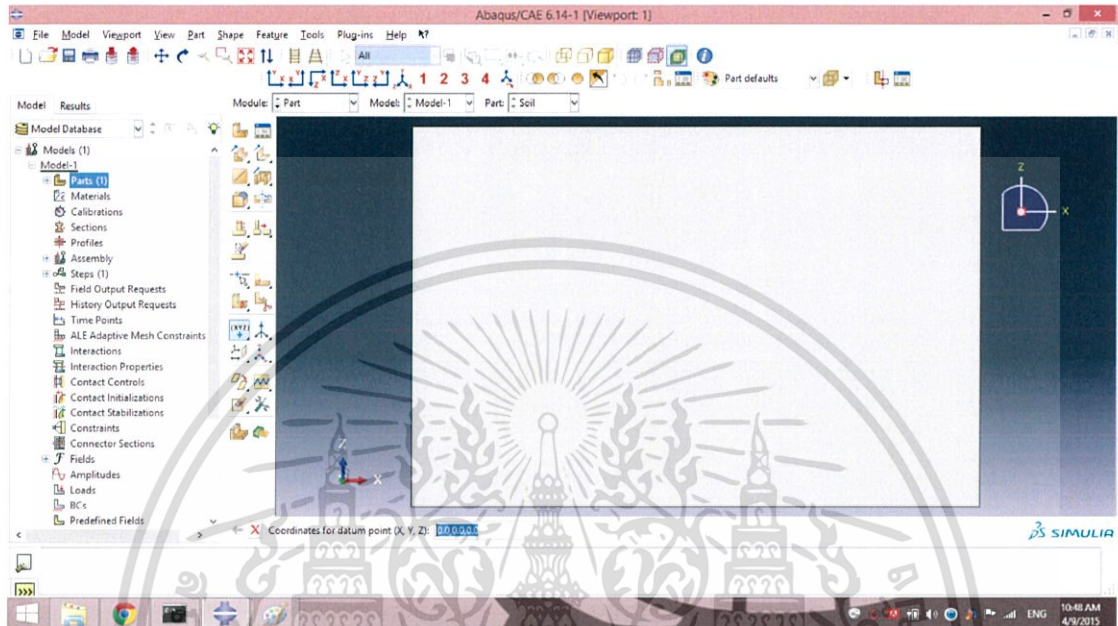
รูป 3.2 คำสั่ง Create Lines



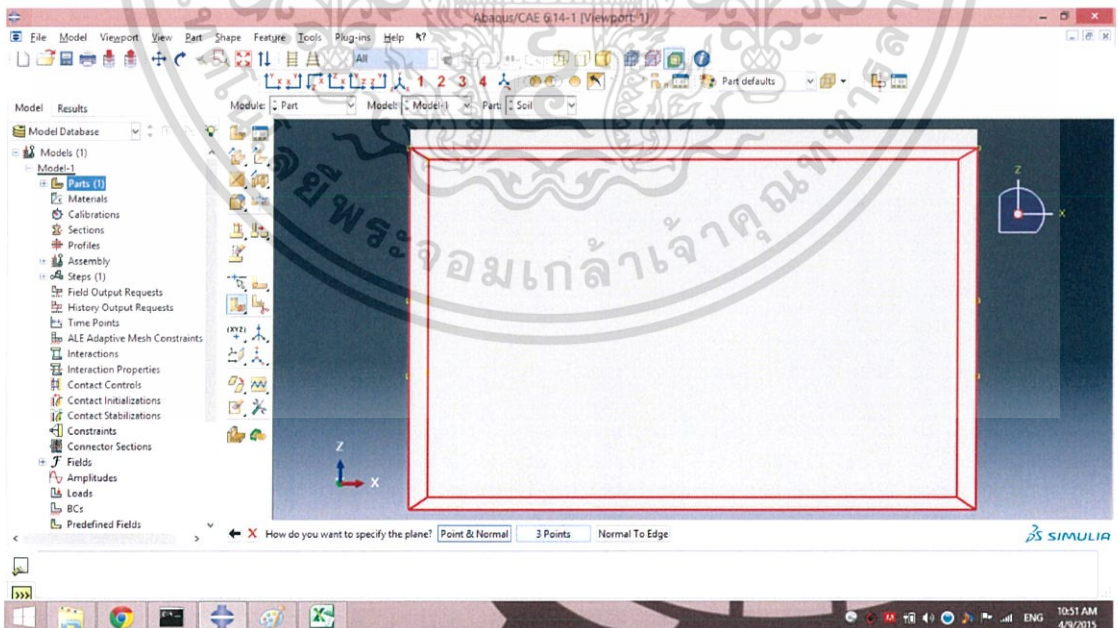
รูป 3.3 การกำหนดค่าระดับความลึกโดยคำสั่ง Edit Base Extrusion

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชั้นตอนที่ 3 หลังจากได้ชั้นดินขนาด  $30 \times 10 \times 20$  (m<sup>3</sup>) ดังรูป 3.4 จากนั้นให้ทำการแบ่งดินเป็น 4 ชั้น ใช้คำสั่ง Create datum point โดยแบ่งตาม Depth จากตาราง 2.2 ความสูงละ 3 จุดดังรูป 3.5 และ 3.6

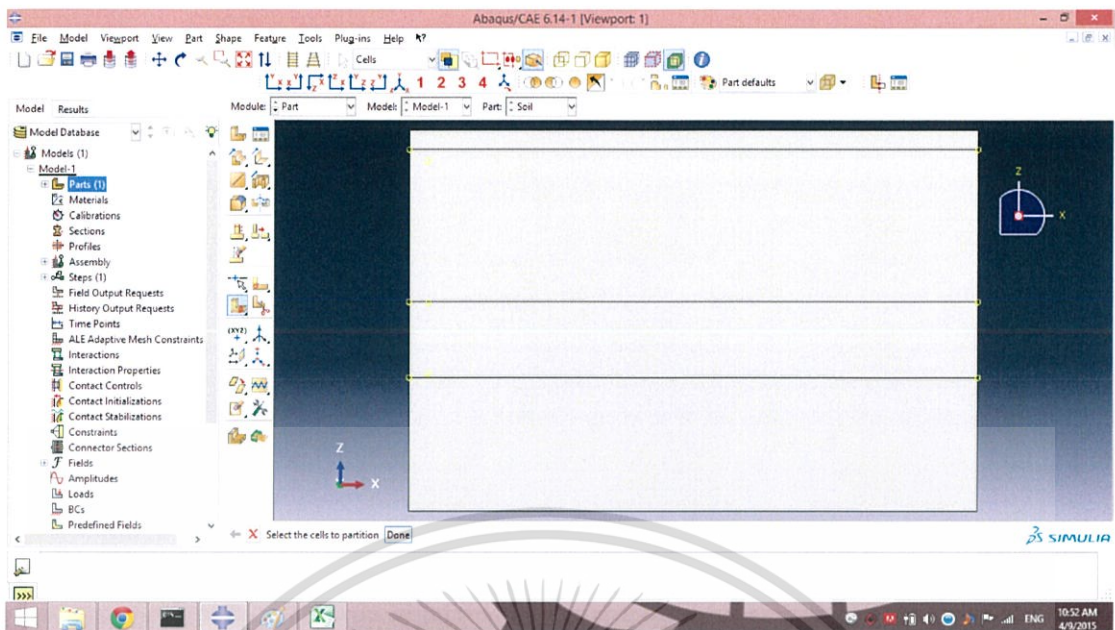


รูป 3.4 Model ชั้นดิน



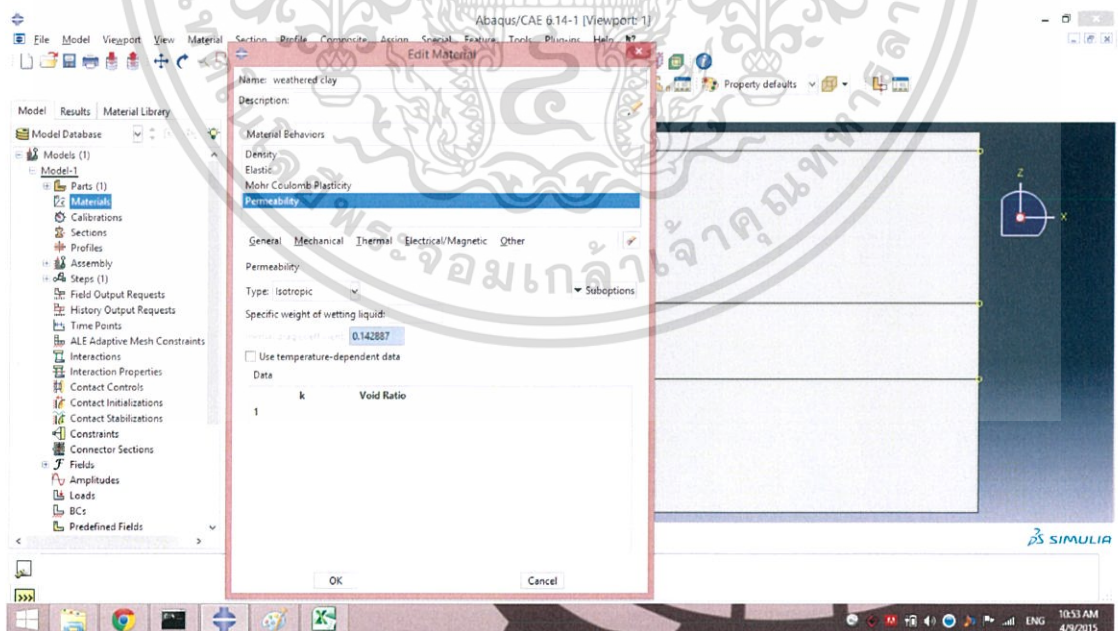
รูป 3.5 การแบ่งส่วนของชั้นดินตามระดับความลึก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



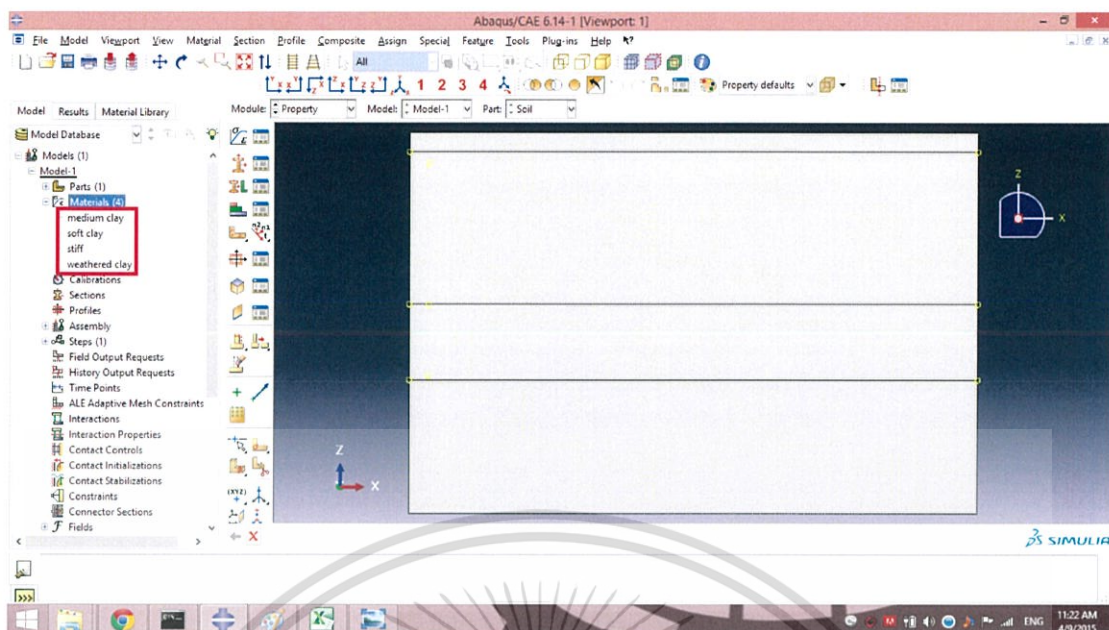
รูป 3.6 ชั้นดินเมื่อแบ่งส่วนเรียบร้อยแล้ว

ขั้นตอนที่ 4 หลังจากแบ่งชั้นดินเรียบร้อยแล้ว จะทำการกำหนดค่าคุณสมบัติวัสดุของชั้นดินแต่ละชั้น โดยใช้คำสั่ง Material > Edit Material จากนั้นทำการตั้งชื่อชั้นส่วนและกำหนดค่า Parameter ต่างๆดังรูป 3.7 และทำการกำหนดค่าจนครบทุกชั้นดินดังรูป 3.8



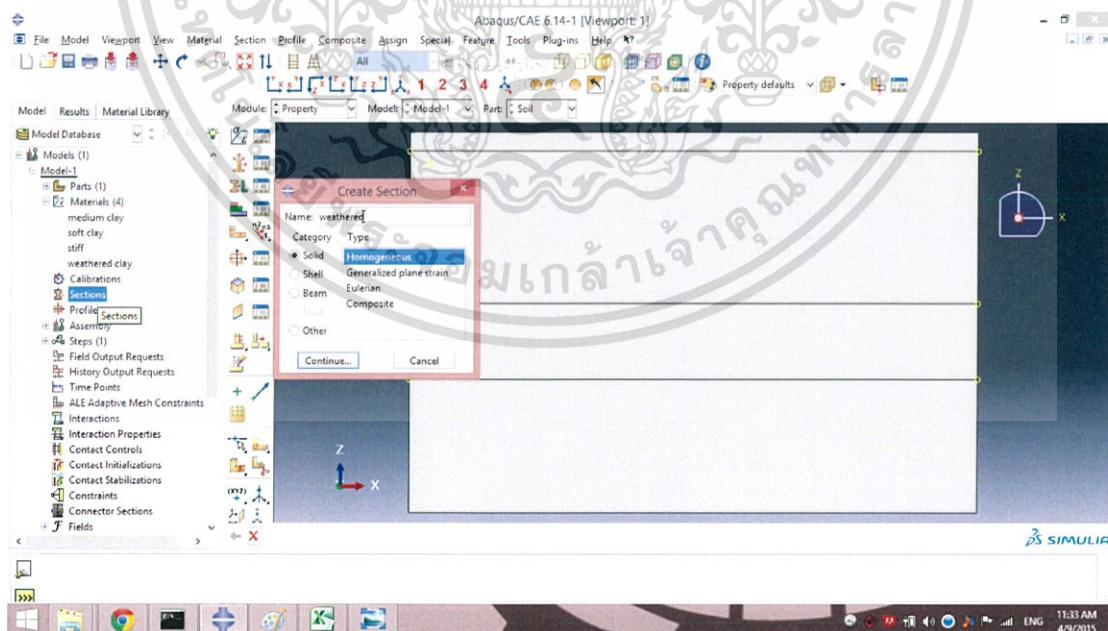
รูป 3.7 การกำหนดค่าคุณสมบัติวัสดุของชั้นดิน โดยคำสั่ง Material

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



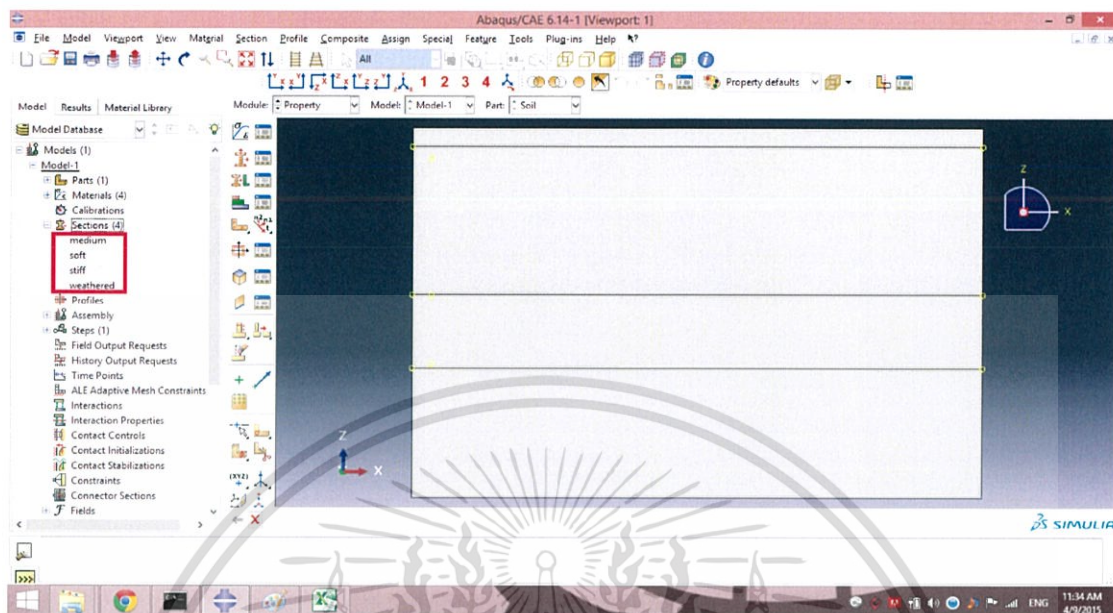
รูป 3.8 ชั้นดินเมื่อกำหนดค่าคุณสมบัติเรียบร้อยแล้ว

ขั้นตอนที่ 5 เมื่อกำหนดค่าคุณสมบัติเรียบร้อยแล้ว จากนั้นจะทำการแบ่งหน้าตัด โดยใช้คำสั่ง Section > Create Section โดยกำหนดทุกชั้นดินเป็น Solid และ Homogeneous ดังรูป 3.9 และ 3.10



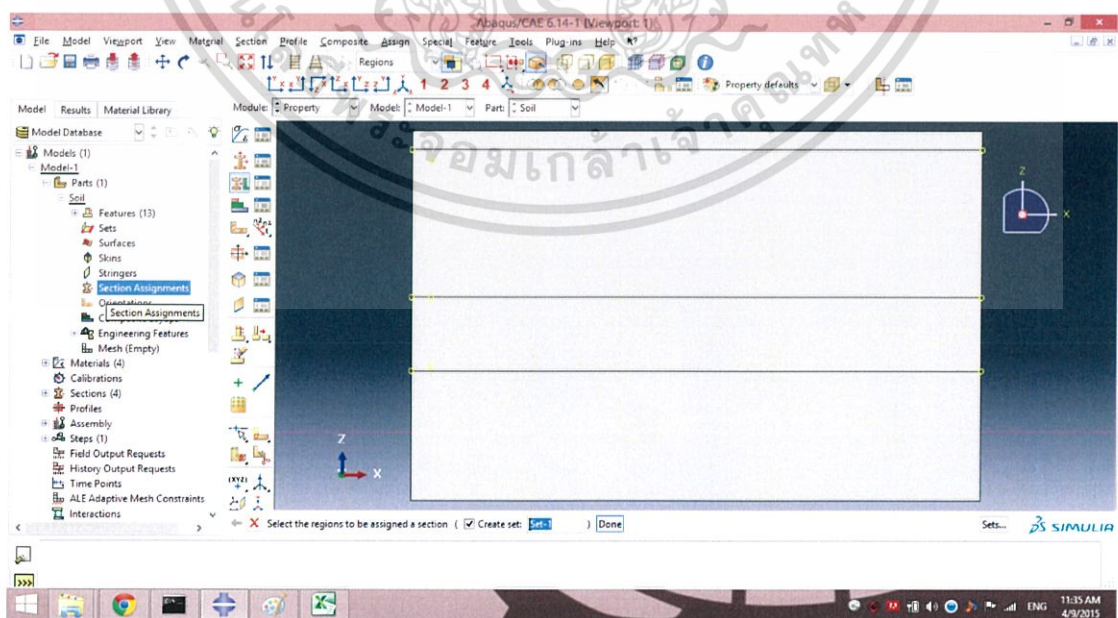
รูป 3.9 การแบ่งหน้าตัดด้วยคำสั่ง Section

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



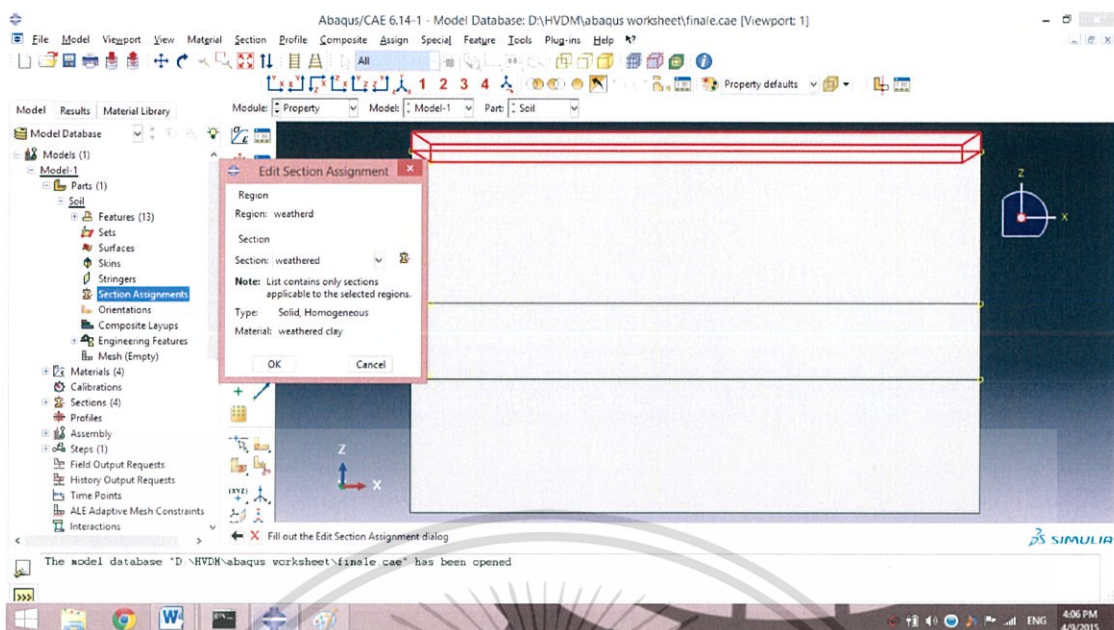
รูป 3.10 ชั้นดินเมื่อทำการแบ่งหน้าตัดเรียบร้อยแล้ว

ขั้นตอนที่ 6 ทำการใส่คุณสมบัติของหน้าตัดโดยใช้คำสั่ง Section Assignment > Edit Section Assignment ดังรูป 3.11 และทำการเลือกคุณสมบัติตามตาราง 2.2 ตามรูป 3.12 และเมื่อกำหนดเสร็จ จะมีสีขึ้นดังรูป 3.13

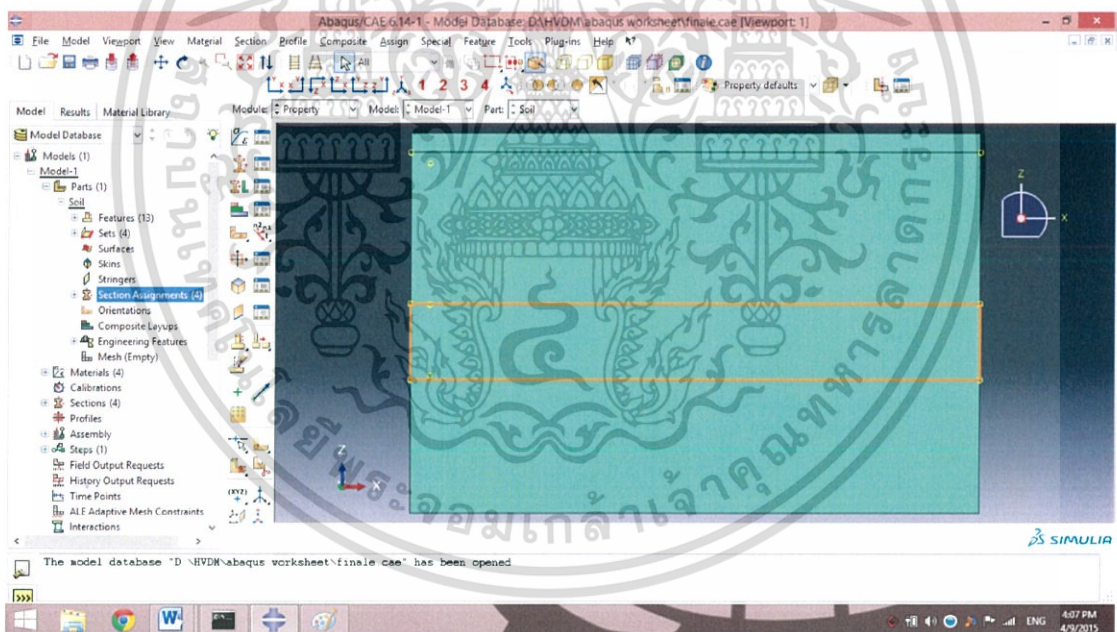


รูป 3.11 คำสั่ง Section Assignment

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



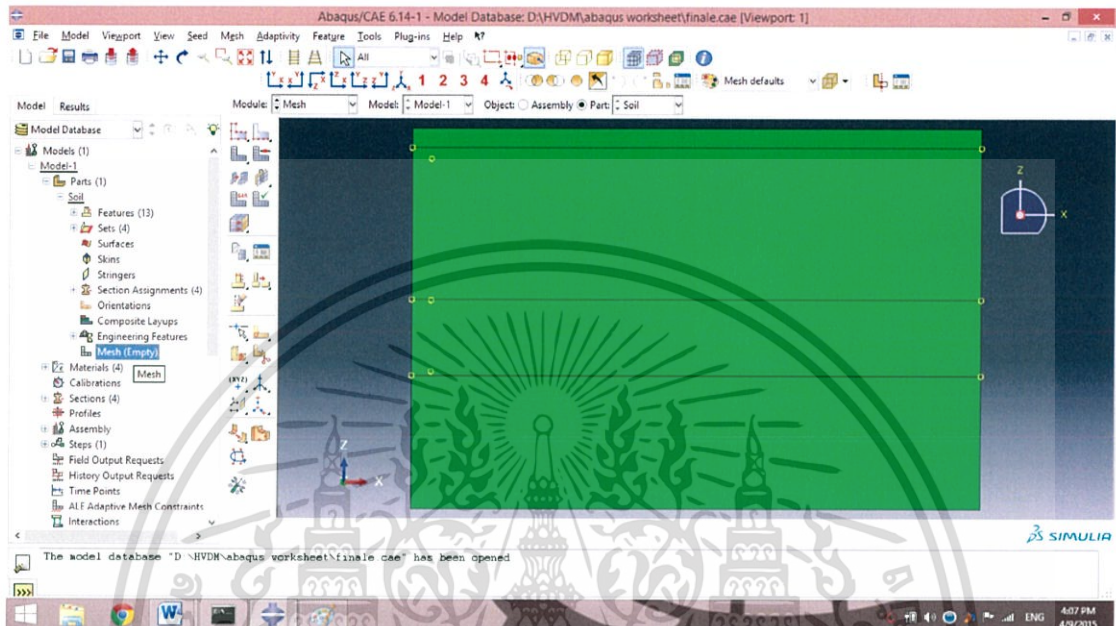
รูป 3.12 Edit Section Assignment



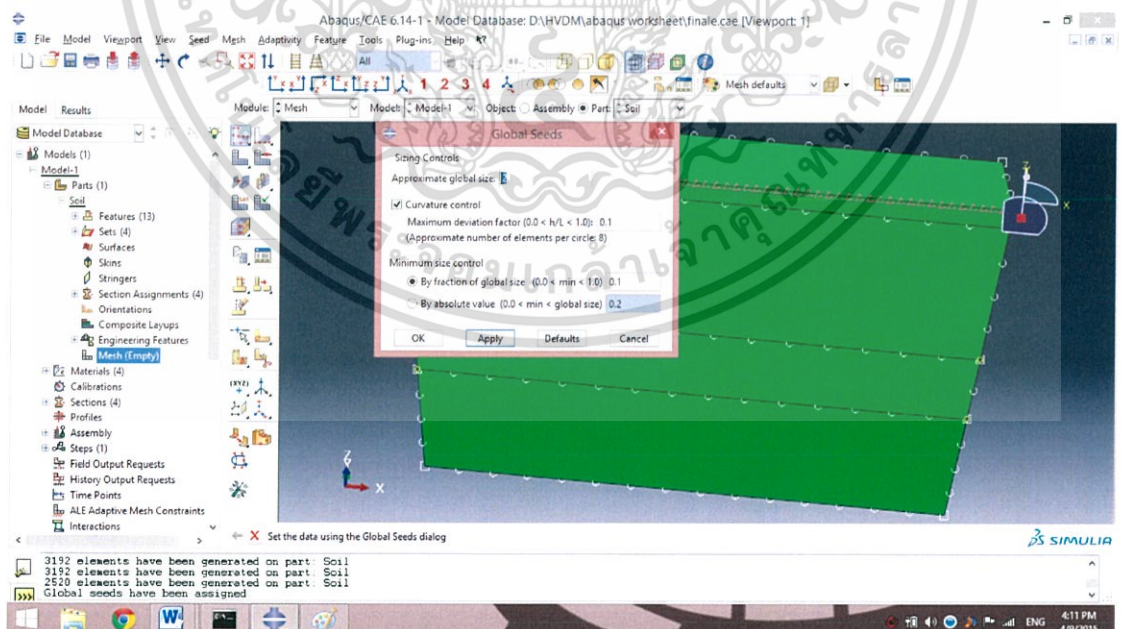
รูป 3.13 ชั้นดินเมื่อกำหนด Section เสร็จเรียบร้อยแล้ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 7 เมื่อทำการกำหนด Section เสร็จแล้ว จากนั้นจะทำการแบ่งชิ้นส่วนในการคำนวณโดยใช้คำสั่ง Mesh ดังรูป 3.14 และทำการแบ่งโดยใส่ขนาดใน Approximate Global Size ตามรูป 3.15 และเลือกคำสั่ง Mesh Part ดังรูป 3.16 จะได้กริดการคำนวณ ดังรูป 3.17

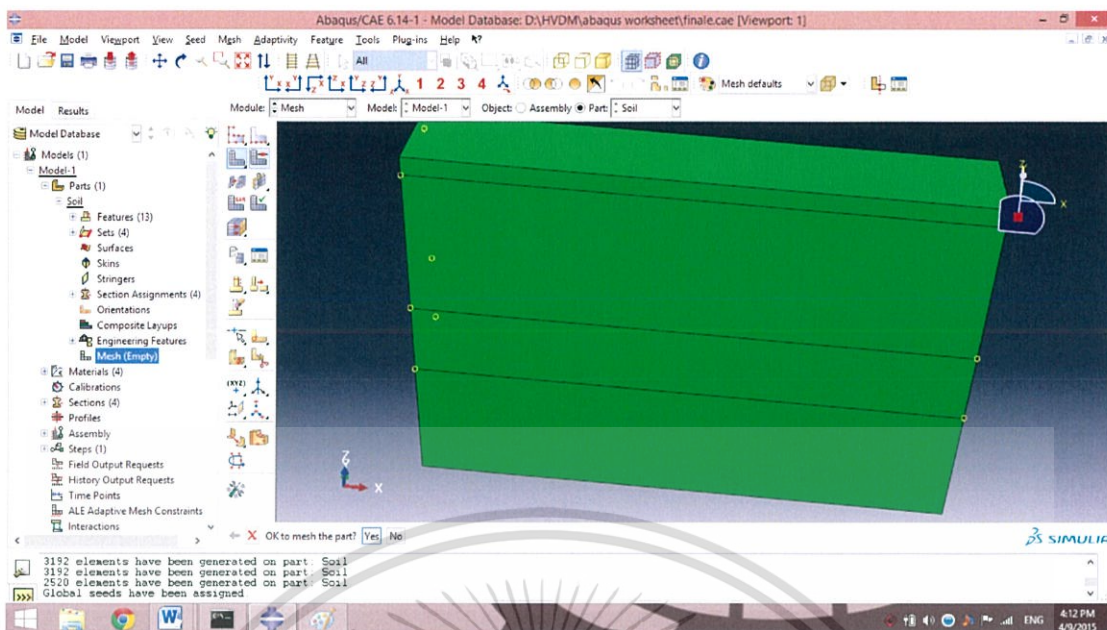


รูป 3.14 คำสั่ง Mesh

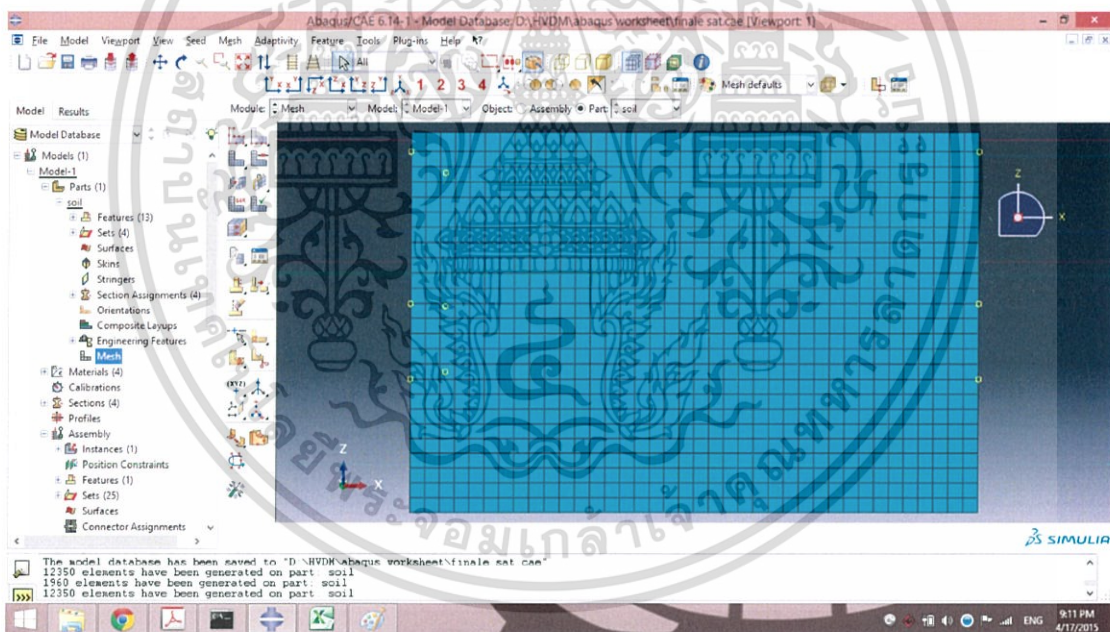


รูป 3.15 การกำหนด Approximate global size

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



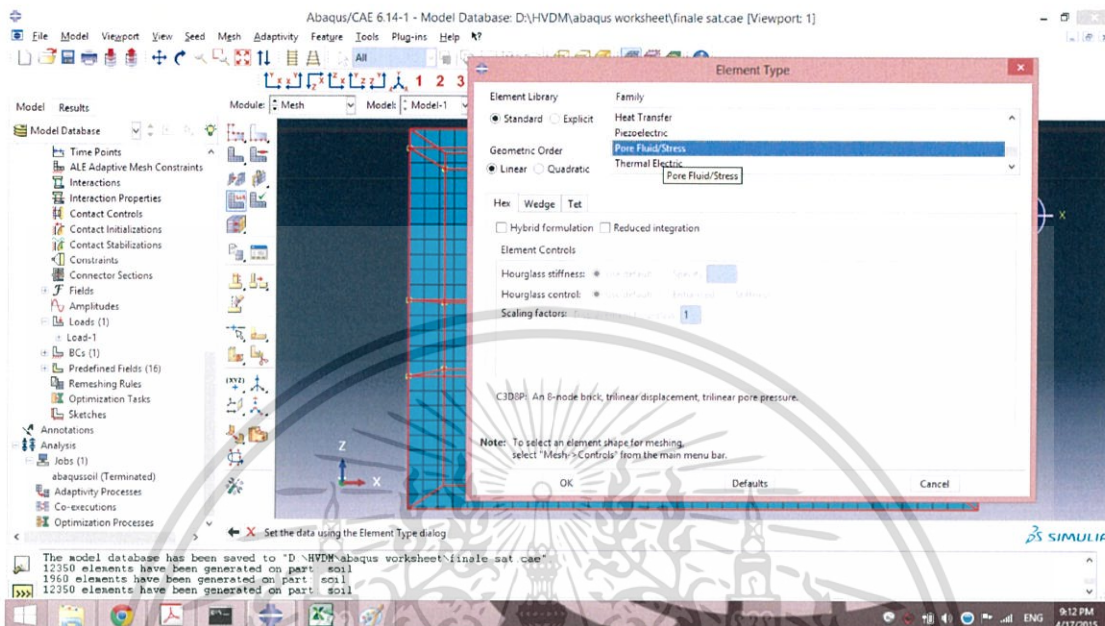
รูป 3.16 Mesh Part



รูป 3.17 ชั้นดินเมื่อทำการ Mesh แล้ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 8 เมื่อ Mesh เสร็จแล้วจะทำการใส่ความดันน้ำโดยการกำหนด Element Type ให้เป็น Pore Fluid Stress ดังรูป 3.18

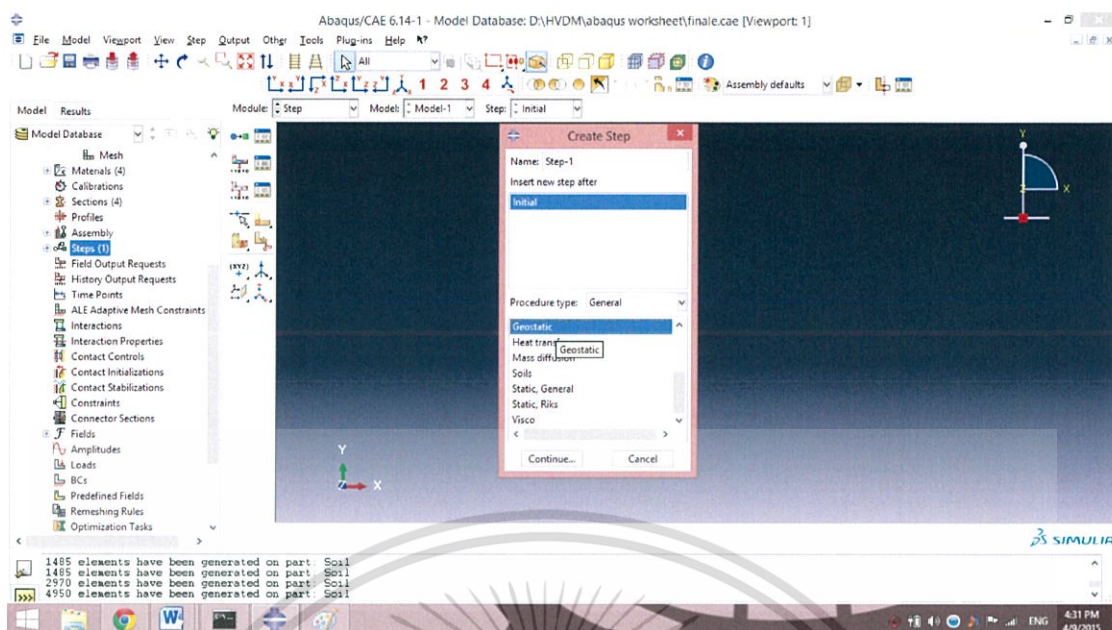


รูป 3.18 การกำหนด Element Type เป็น Pore Fluid Stress

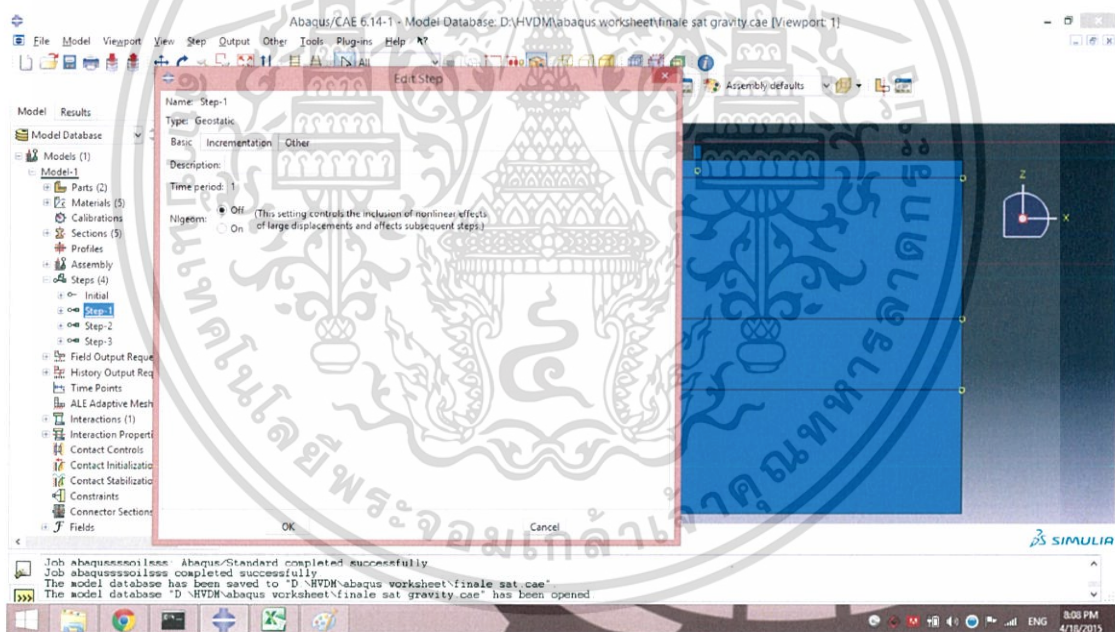
ขั้นตอนที่ 9 เมื่อกำหนดชั้นดินเรียบร้อยแล้วต่อไปจะเป็นการกำหนดขั้นตอนในการคำนวณ โดยคำสั่ง Step > Create Step โดยทำการแบ่งออกเป็น 6 ขั้นตอน

- Step-1 Geo Static ช่วงเวลาดังแต่ 0-1 วินาที
- Step-2 Soils แบบ Consolidation ช่วงเวลาดังแต่ 1-2 วินาที
- Step-3 Soils แบบ Compaction ตามความสูง ช่วงเวลาดังแต่ 2-2.2 วินาที
- Step-4 Soils แบบ คุ่มน้ำหนักรมีความเร็วเป็น 0 ช่วงเวลาดังแต่ 2.2-6 วินาที
- Step-5 Soils แบบ ถอนคุ่มน้ำหนักรกลับตำแหน่งเดิม ช่วงเวลาดังแต่ 6-6.2 วินาที
- Step-6 Soils แบบ Consolidation ช่วงเวลาดังแต่ 6.2-11.2 วินาที

เมื่อสร้างขั้นตอนตามรูป 3.19 เสร็จแล้ว ทำการแก้ไขเวลาในการคำนวณด้วยคำสั่ง Edit Step เพื่อกำหนดเวลา จากนั้นสร้างขั้นตอนต่อไป จนครบทั้ง 6 ขั้นตอน



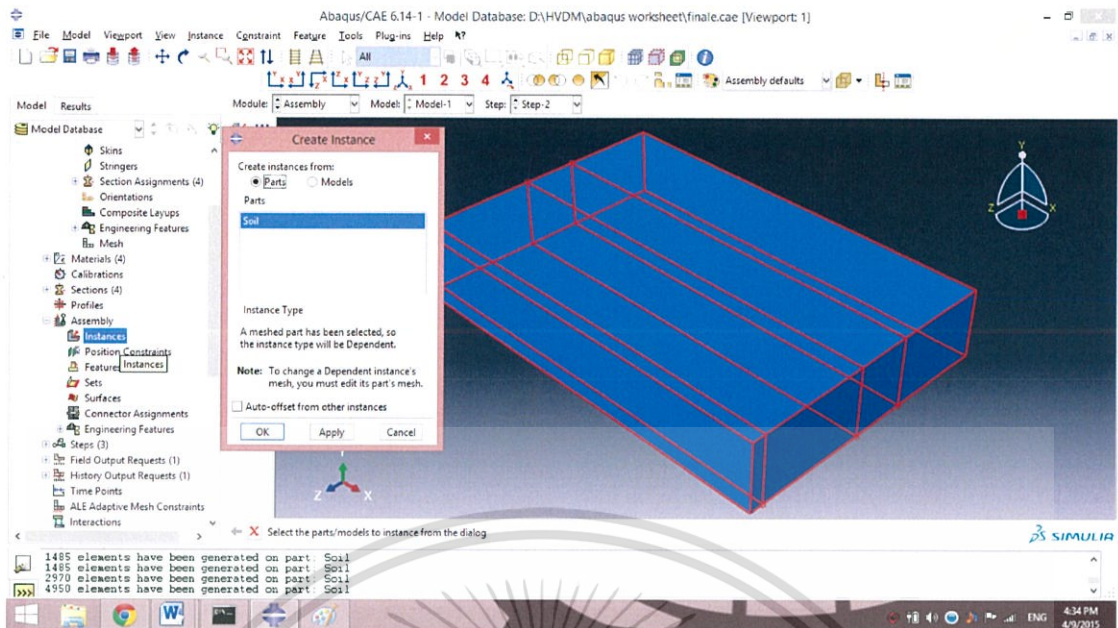
รูป 3.19 การสร้างขั้นตอนการคำนวณ Create Step



รูป 3.20 การกำหนด Time Period ในคำสั่ง Edit Step

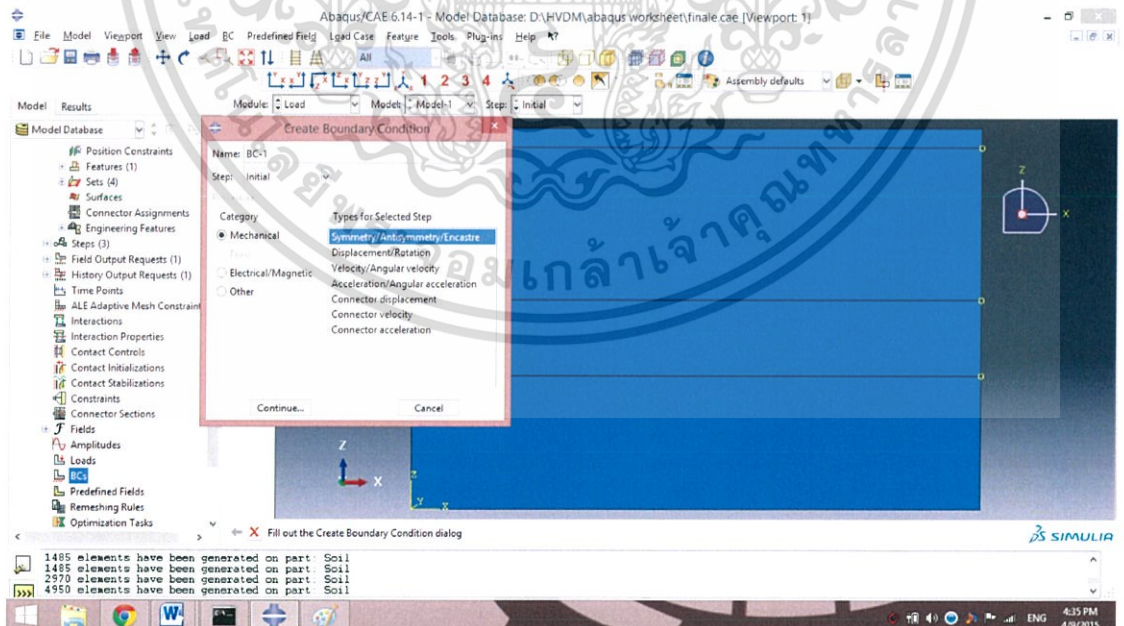
ขั้นตอนที่ 10 เมื่อสร้างขั้นตอนการคำนวณเรียบร้อยแล้ว จากนั้นจะทำการนำ Model มาใช้  
ในการคำนวณโดยใช้คำสั่ง Assembly > Create Instance ดังรูป 3.21

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



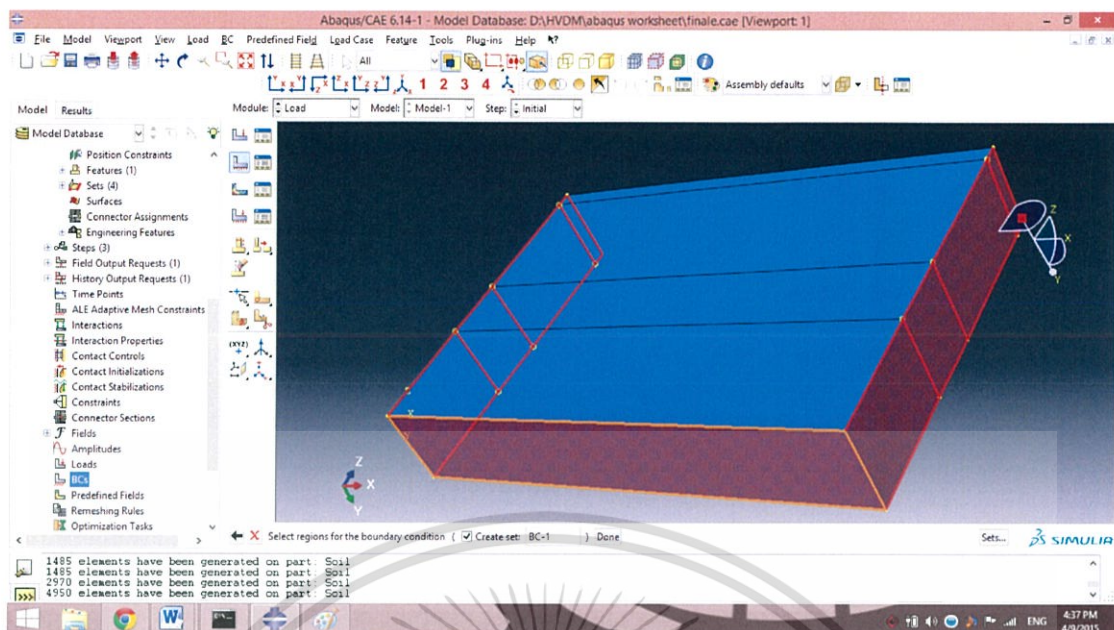
รูป 3.21 คำสั่ง Assembly และ Create Instance

ขั้นตอนที่ 11 ทำการกำหนดขอบเขตในการคำนวณ โดยคำสั่ง BCs > Create Boundary Condition ดังรูป 3.22 จากนั้นเลือกขอบด้านซ้าย ล่าง และด้านขวา เพื่อกำหนดขอบเขตดังรูป 3.23 เมื่อเลือกเรียบร้อยแล้ว แก้ไข Boundary Condition โดยเลือกทั้งหมด ดังรูป 3.24

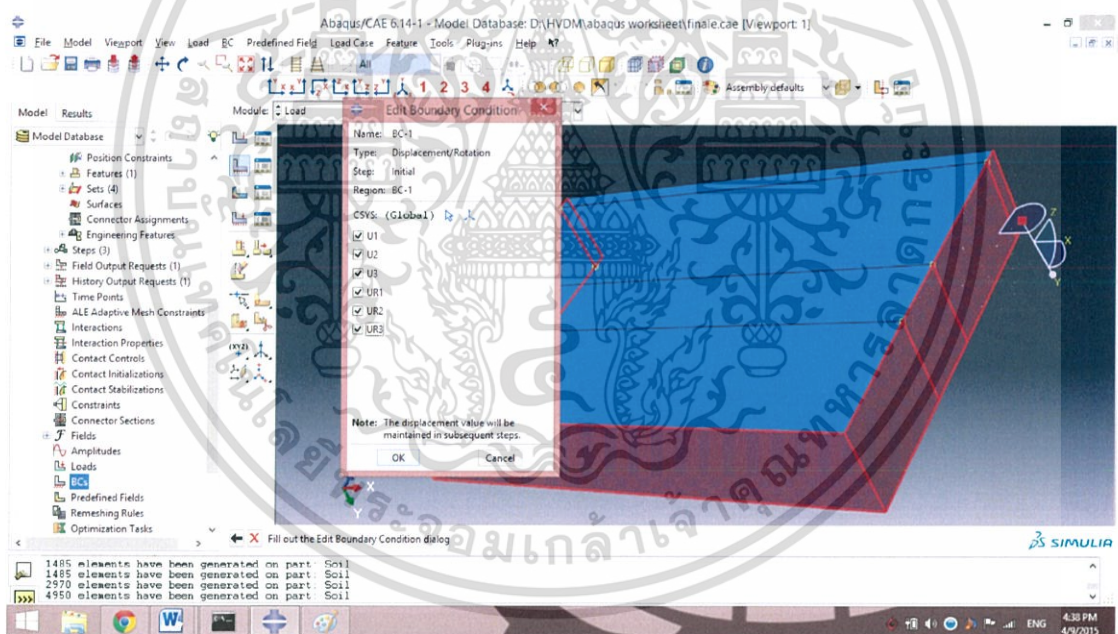


รูป 3.22 คำสั่ง Create Boundary Condition

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่วารณใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



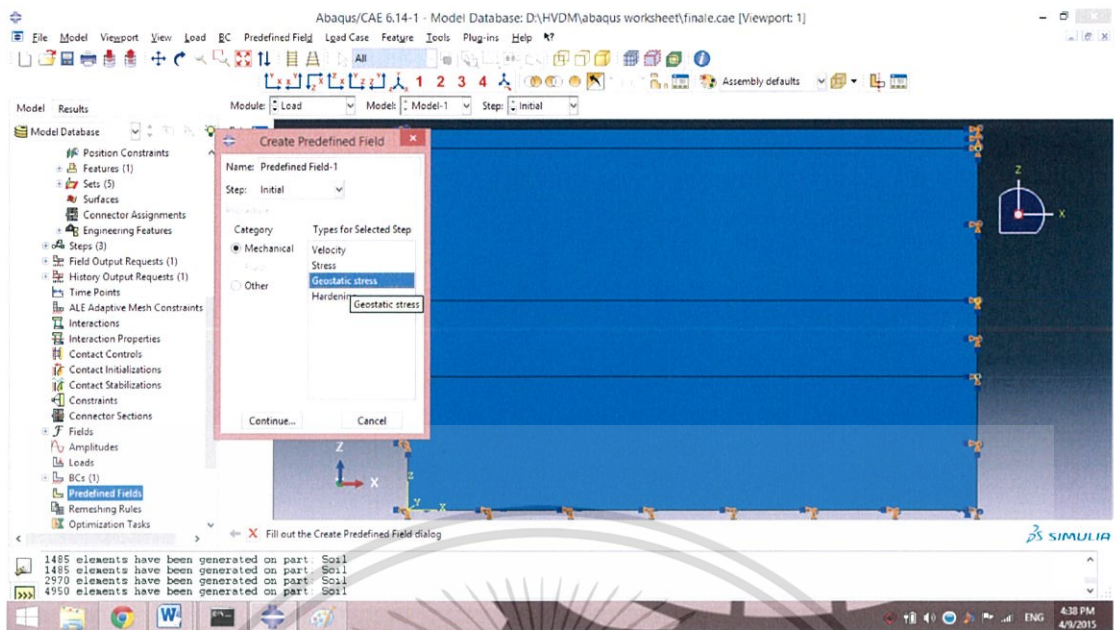
รูป 3.23 การเลือกขอบ Model ในการกำหนดขอบเขต



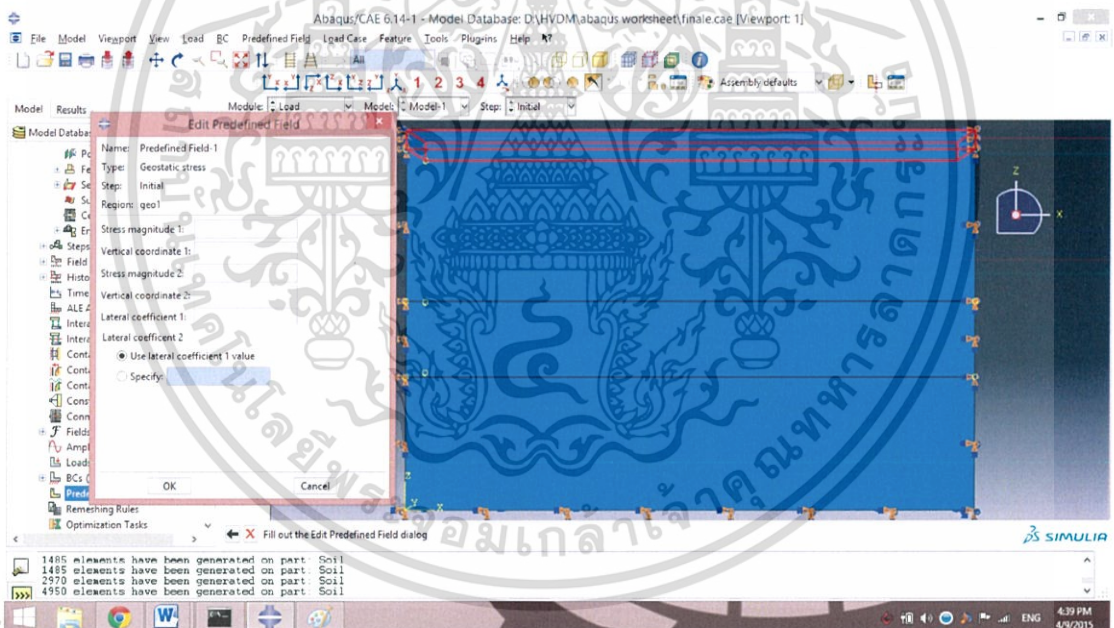
รูป 3.24 การแก้ไข Boundary Condition

ขั้นตอนที่ 12 ทำการกำหนดคุณลักษณะของชั้นดินด้วยคำสั่ง Predefined Field > Create Predefined Field ดังรูปที่ 3.25 โดยกำหนดชั้นดินทั้งหมดเป็น Geostatic Stress จากนั้นทำการกำหนดค่า Effective Stress ของชั้นดินตามตาราง 2.2 จนครบทุกชั้นดินตามรูป 3.26 และ 3.27

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

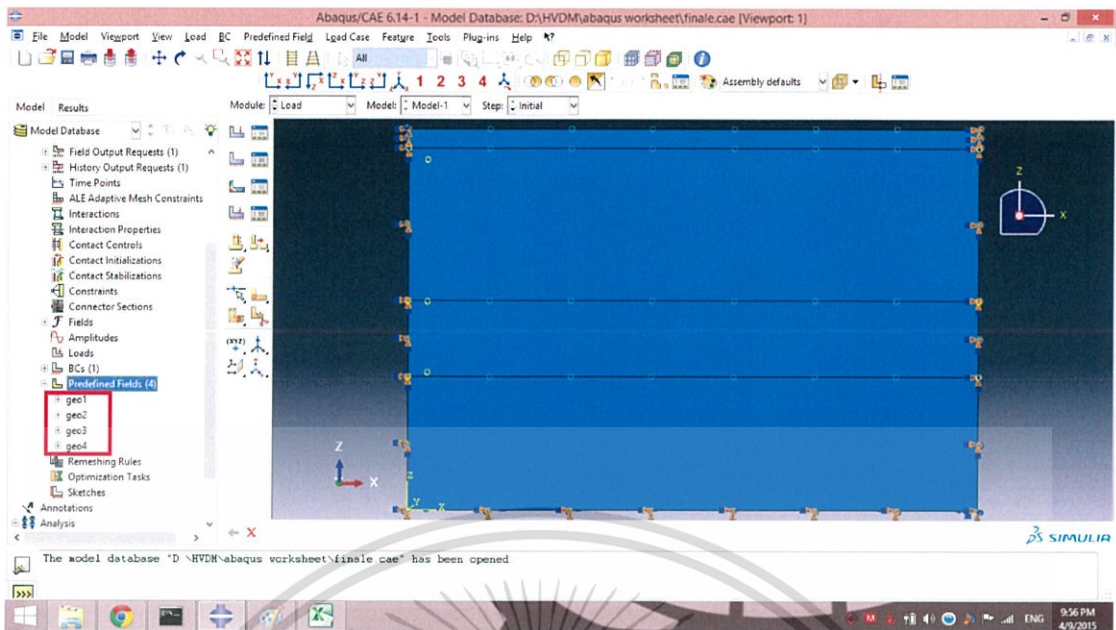


รูป 3.25 การกำหนดค่า Predefined Field เป็น Geostatic Stress



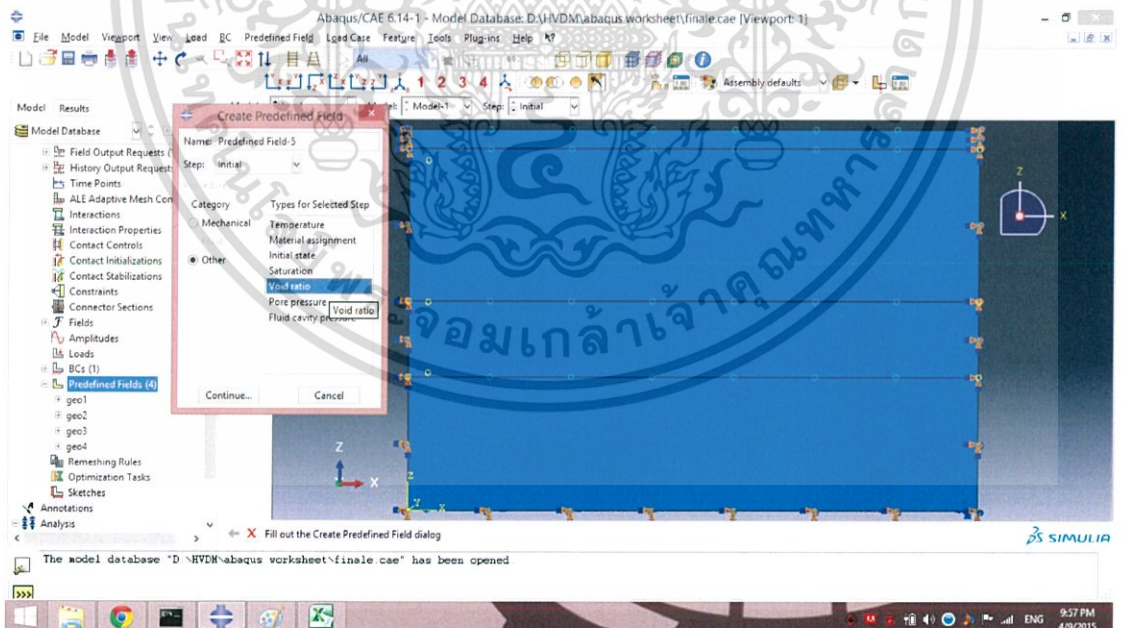
รูป 3.26 การกำหนดค่า Effective Stress ในชั้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



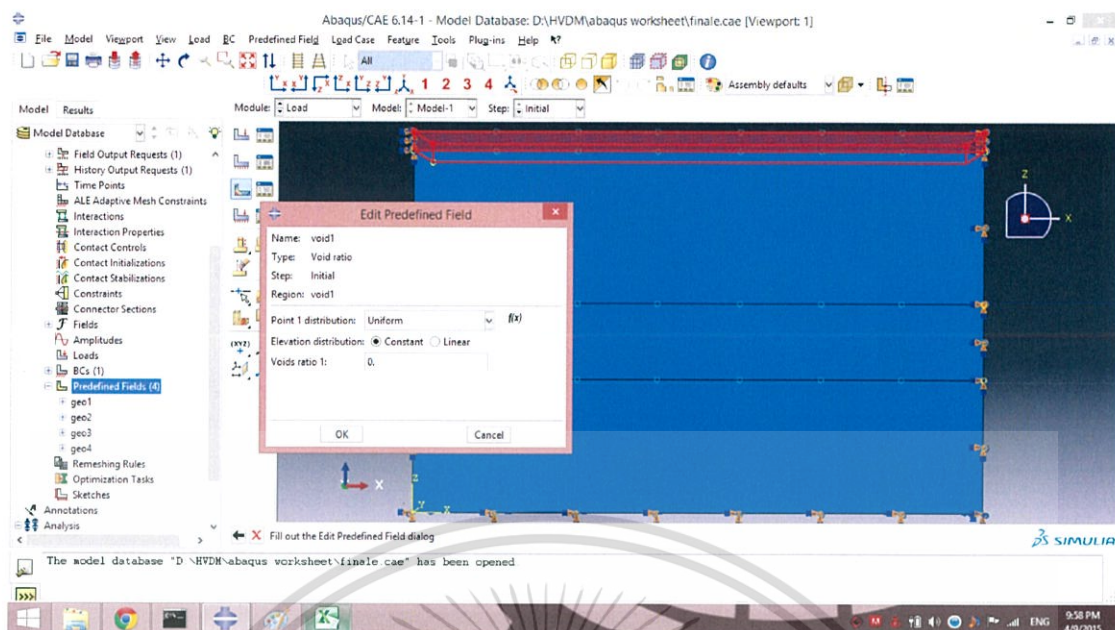
รูป 3.27 ชั้นดินที่ตั้งค่า Predefined Field เสร็จเรียบร้อยแล้ว

ขั้นตอนที่ 13 ทำการกำหนดค่า Initial Void Ratio ของชั้นดินตามตาราง 2.2 ใน Predefined Field ดังรูป 3.28 และทำการใส่จนครบทุกชั้นดินตามรูป 3.29 และ 3.30

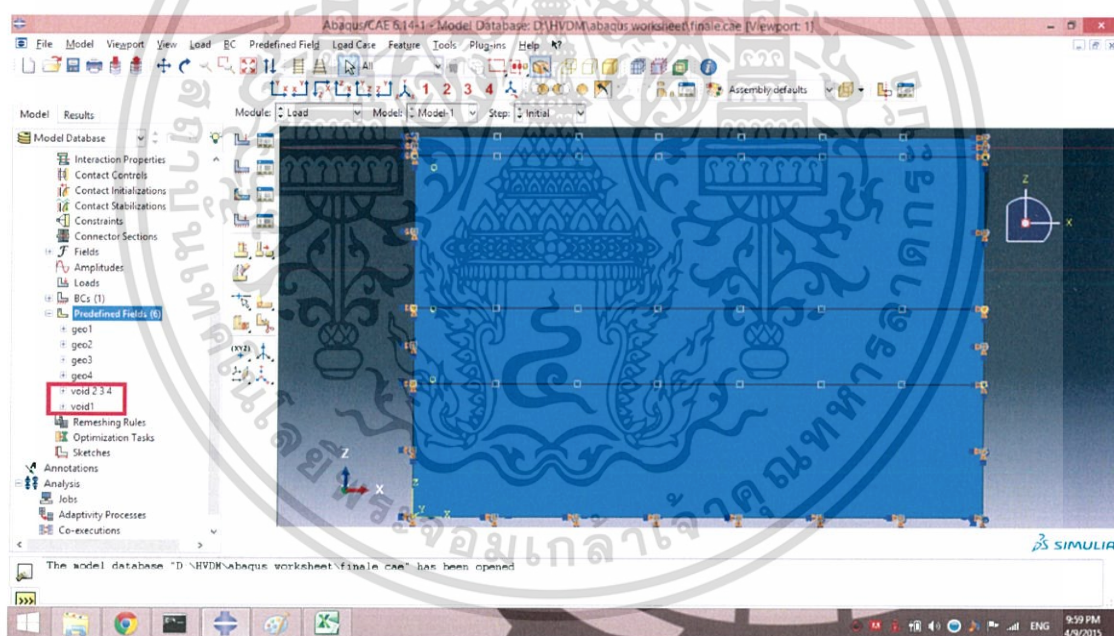


รูป 3.28 การกำหนดค่า Initial void ratio จากค่าตั้ง Predefined field

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



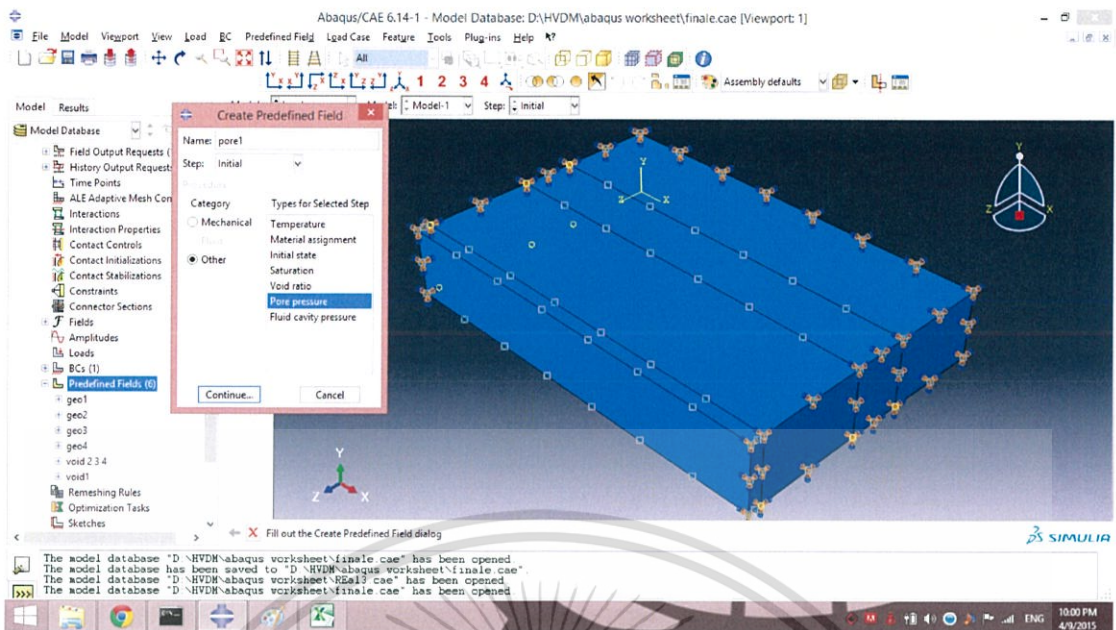
รูป 3.29 การกำหนดค่า Void Ratio



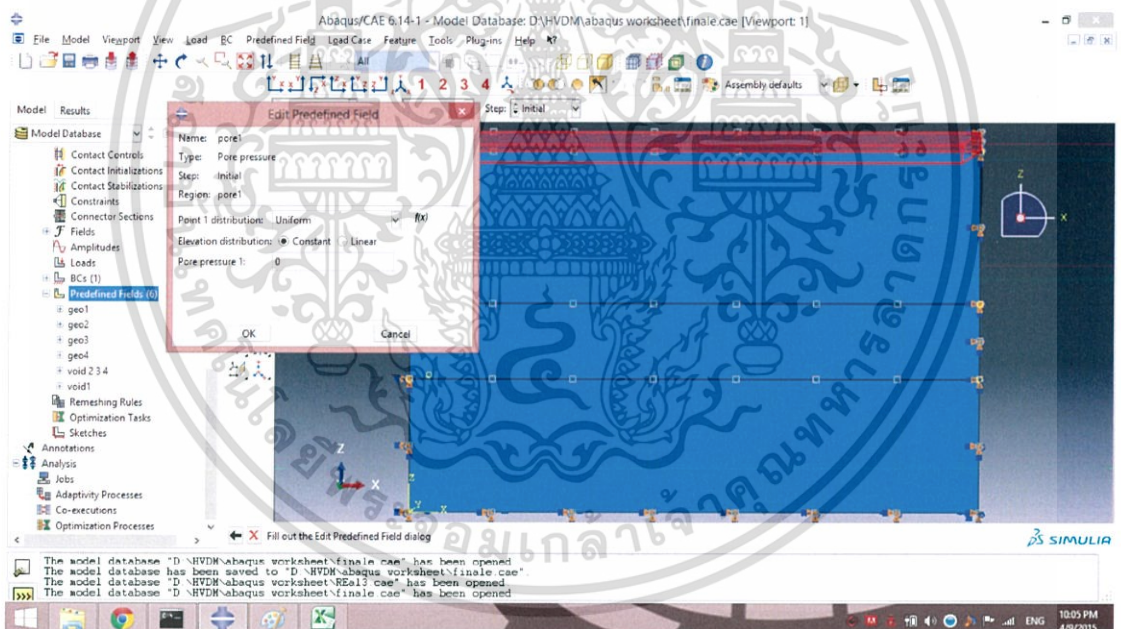
รูป 3.30 ชั้นดินที่กำหนดค่า Void Ratio เรียบร้อยแล้ว

ขั้นตอนที่ 14 ทำการกำหนดค่า Initial Pore Pressure ของชั้นดินใน Predefined Field ดังรูป 3.31 โดยเหนือระดับน้ำใต้ดินจะกำหนดเป็น 0 ดังรูป 3.32 และได้ระดับน้ำใต้ดินจะกำหนดดังรูป 3.33

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

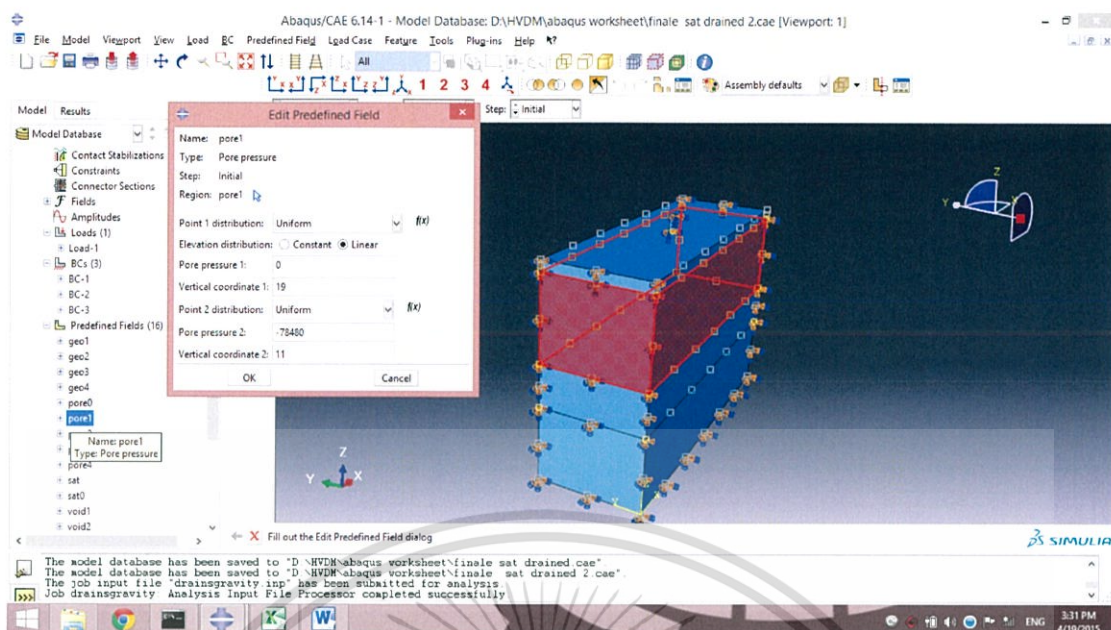


รูป 3.31 การกำหนดค่า Initial pore pressure



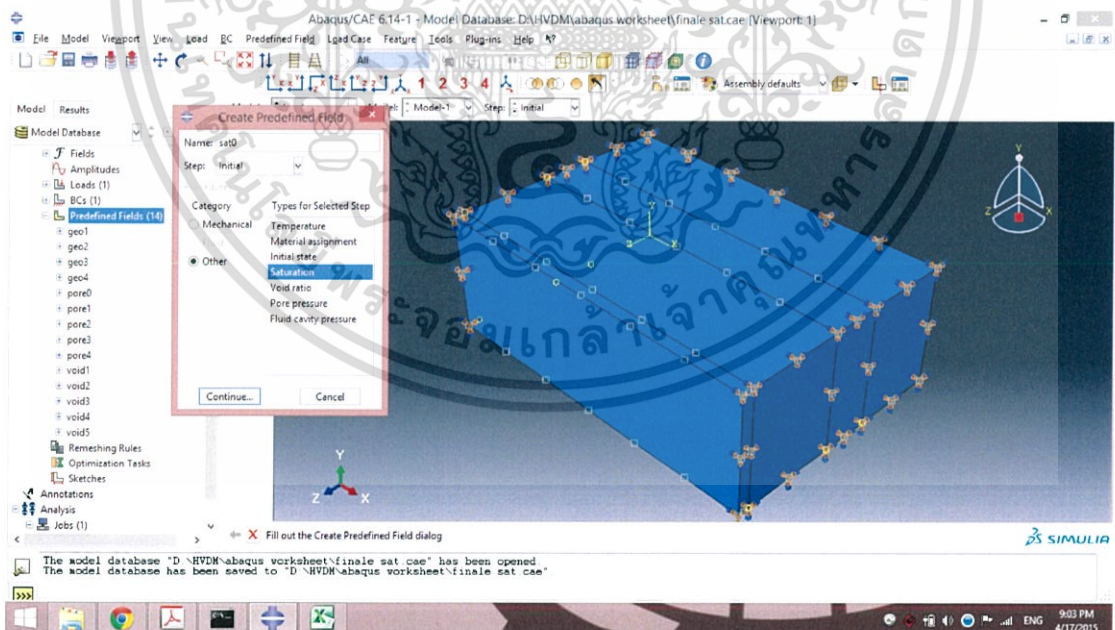
รูป 3.32 การกำหนดค่า Pore Pressure เหนือระดับน้ำใต้ดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



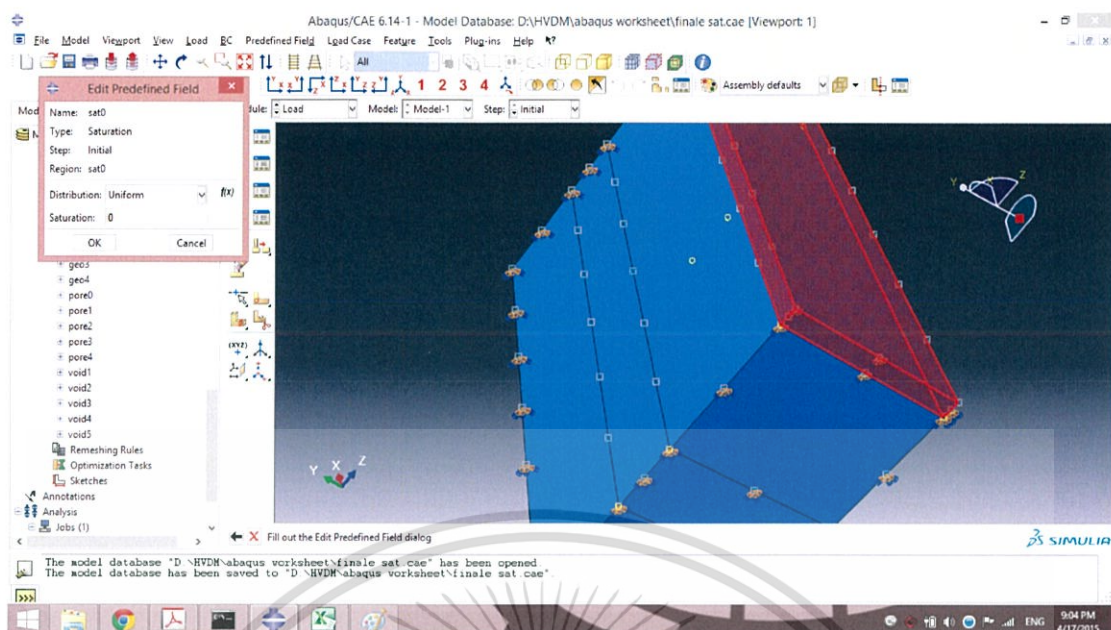
รูป 3.33 การกำหนดค่า Pore Pressure ได้ระดับน้ำใต้ดิน

ขั้นตอนที่ 15 ทำการกำหนดค่า Saturation ของชั้นดินใน Predefined Field ดังรูป 3.34 โดยเหนือระดับน้ำใต้ดินจะกำหนดเป็น 0 และ ได้ระดับน้ำใต้ดินจะกำหนดเป็น 1 ดังรูป 3.35 และ 3.36

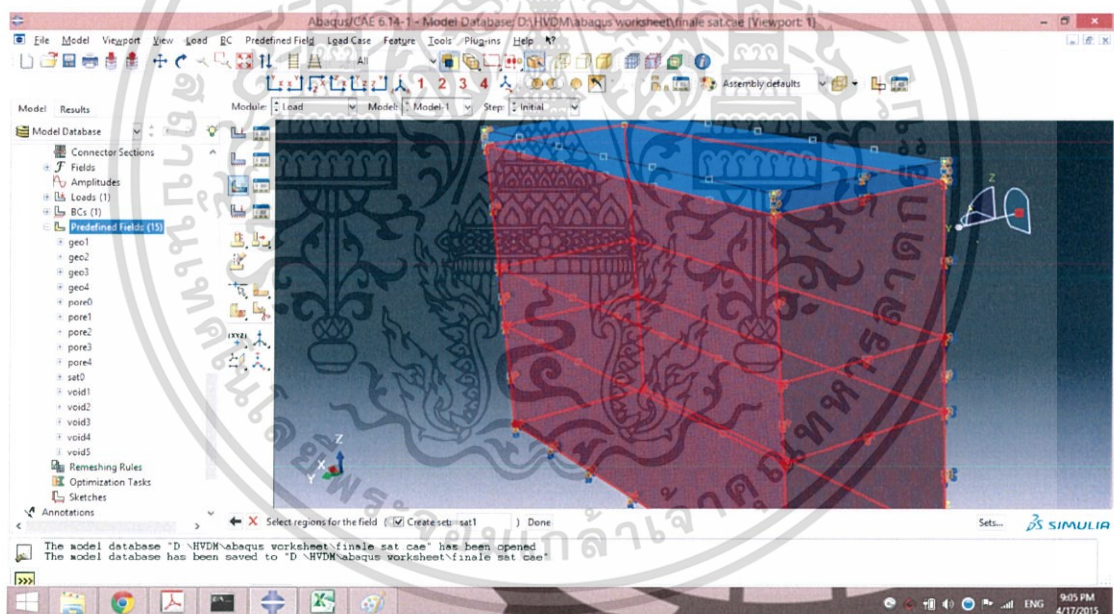


รูป 3.34 การกำหนดค่า Saturation

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



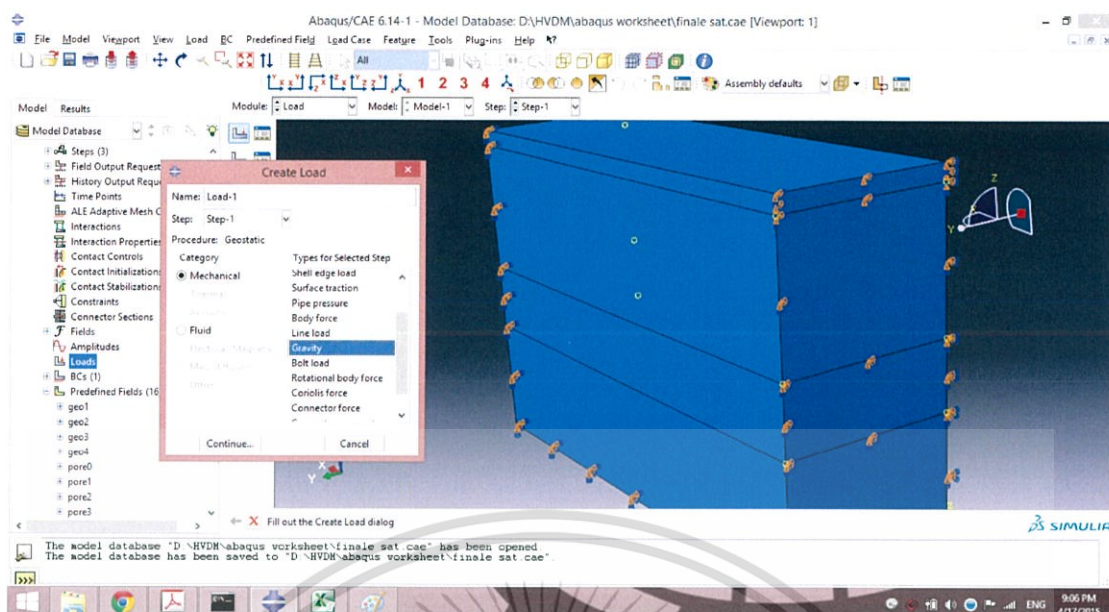
รูป 3.35 การกำหนดค่า Saturation เหนือระดับน้ำใต้ดิน



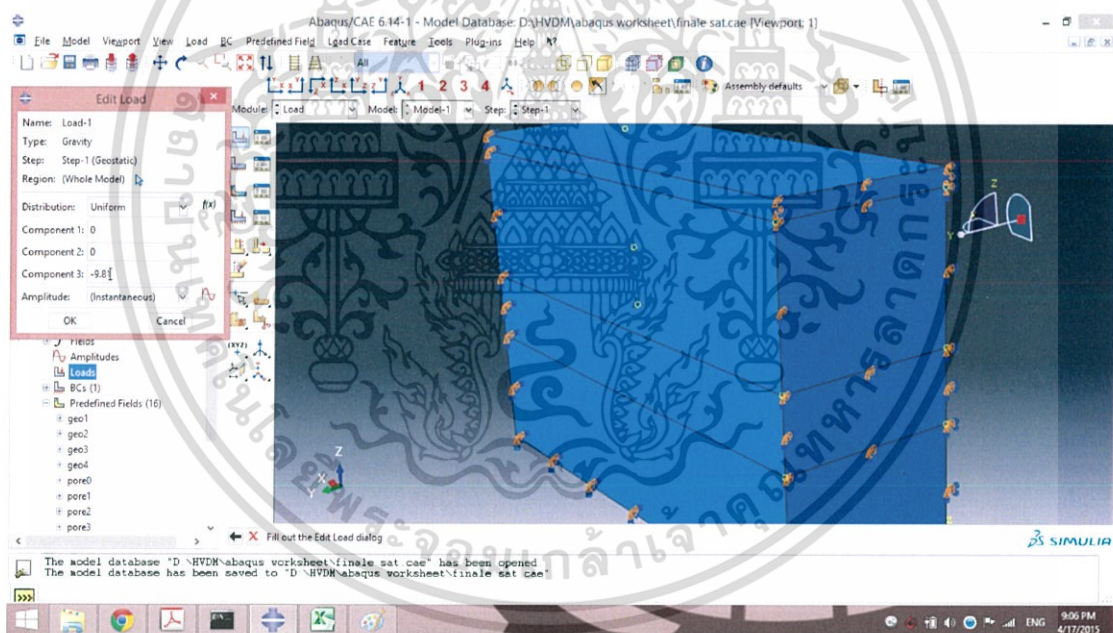
รูป 3.36 การกำหนดค่า Saturation ใต้ระดับน้ำใต้ดิน

ขั้นตอนที่ 16 เมื่อกำหนดค่าเรียบร้อยแล้ว จากนั้นจะทำการคิมน้ำหนักของดินด้วยคำสั่ง Load > Create Load > Gravity ดังรูป 3.37 ทำการกำหนดค่า  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  ดังรูป 3.38 จากนั้นทำการเลือกชั้นดินทั้งหมด เพื่อทำการคำนวณค่าน้ำหนัก ดังรูป 3.38

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

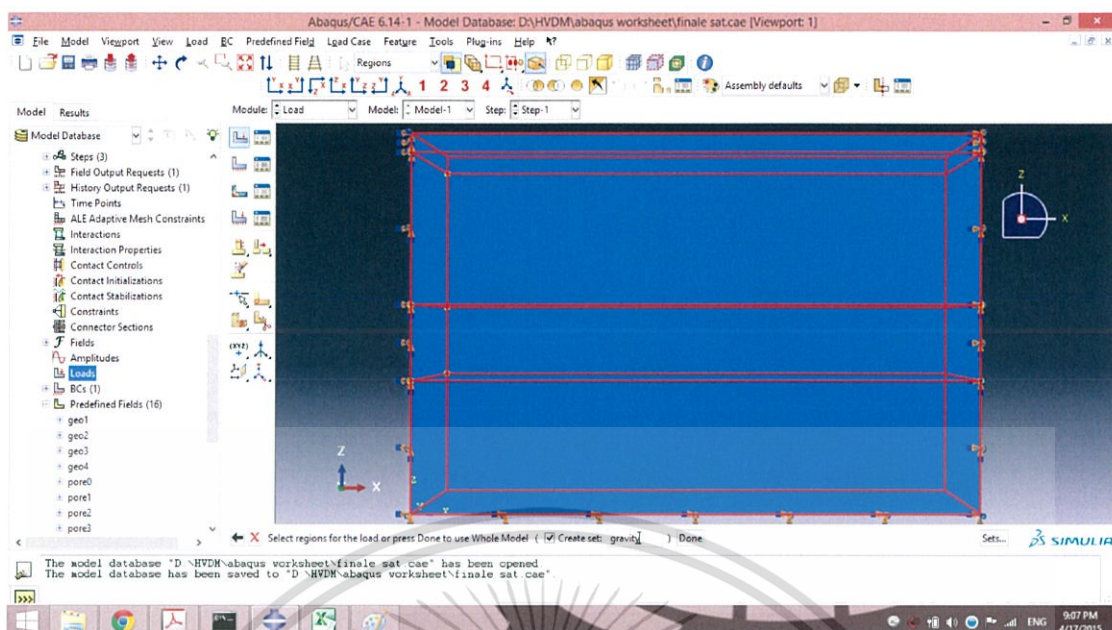


รูป 3.37 การกำหนดให้ Model พิจารณา Gravity Load



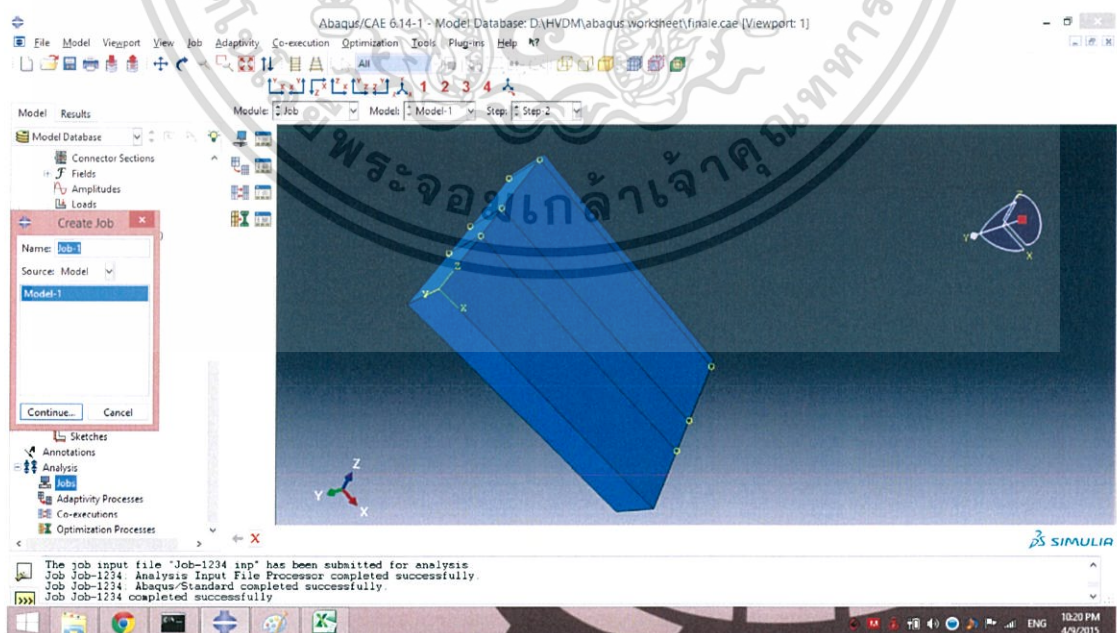
รูป 3.38 การกำหนดค่า Gravity

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



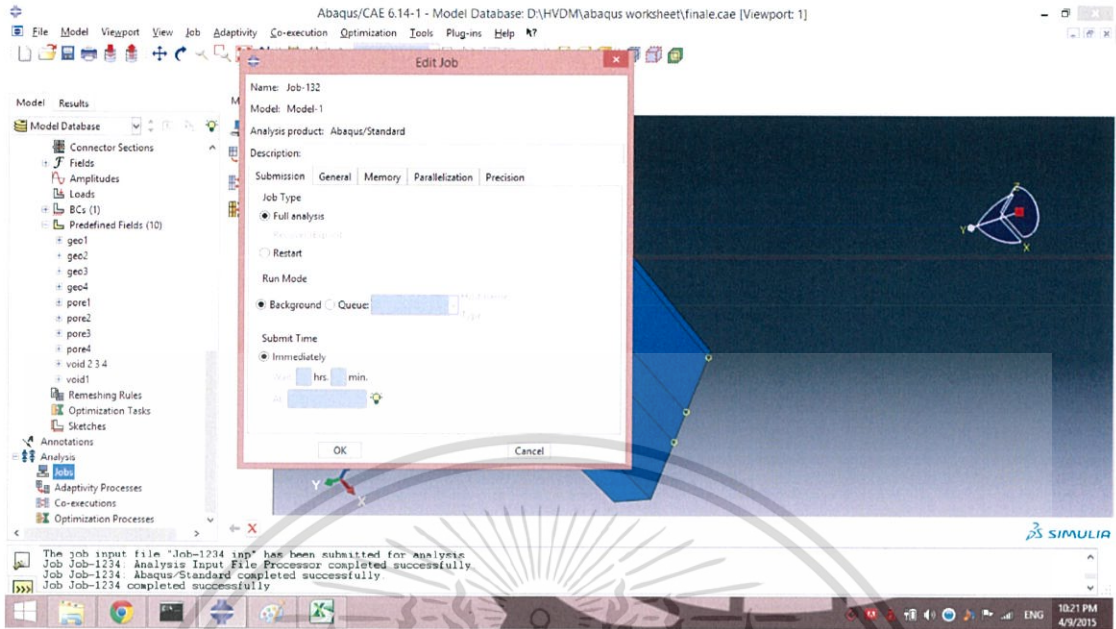
รูป 3.39 การเลือกชั้นดินทั้งหมดเพื่อให้คำนวณค่าน้ำหนักของดิน

ขั้นตอนที่ 17 สร้างลำดับการคำนวณให้กับโปรแกรมในการวิเคราะห์โดยใช้คำสั่ง Job > Create Job ดังรูป 3.40 และกำหนดวิธีวิเคราะห์ที่เป็น Full Analysis ดังรูป 3.41 จากนั้นทำการตรวจสอบและคำนวณจำนวนโดยการกด Submit ดังรูป 3.42 ถ้าสำเร็จจะเป็นดังรูป 3.43 ซึ่งจะขึ้นคำว่า Complete และสามารถดูผลการคำนวณได้โดยการกด Result มีผลดังรูป 3.44, 3.45 และ 3.46

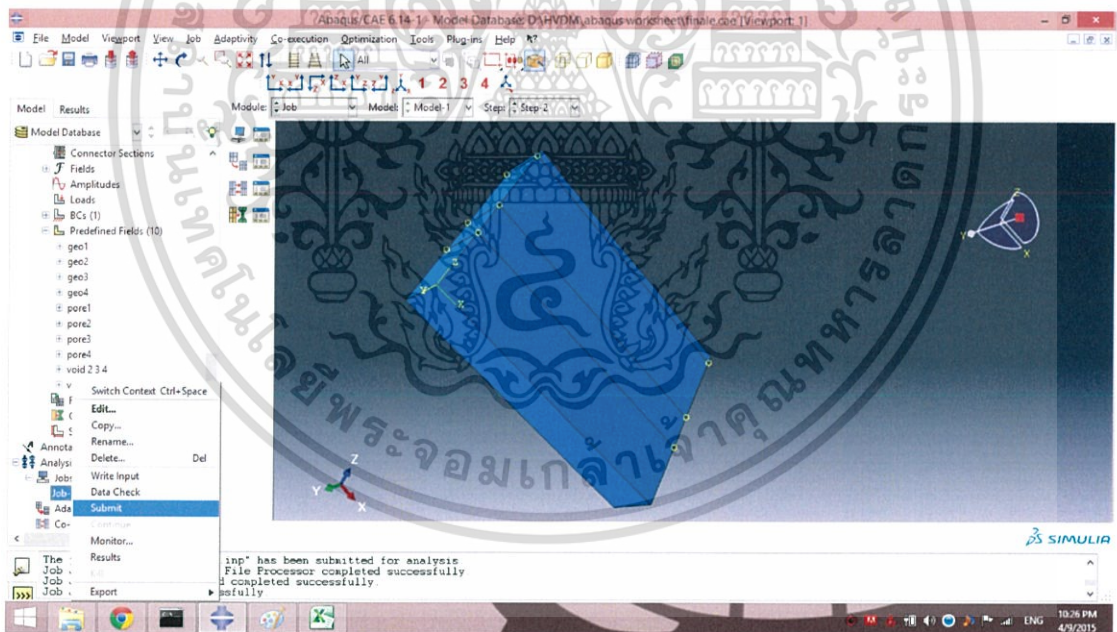


รูป 3.40 คำสั่ง Job ในการวิเคราะห์ Model

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

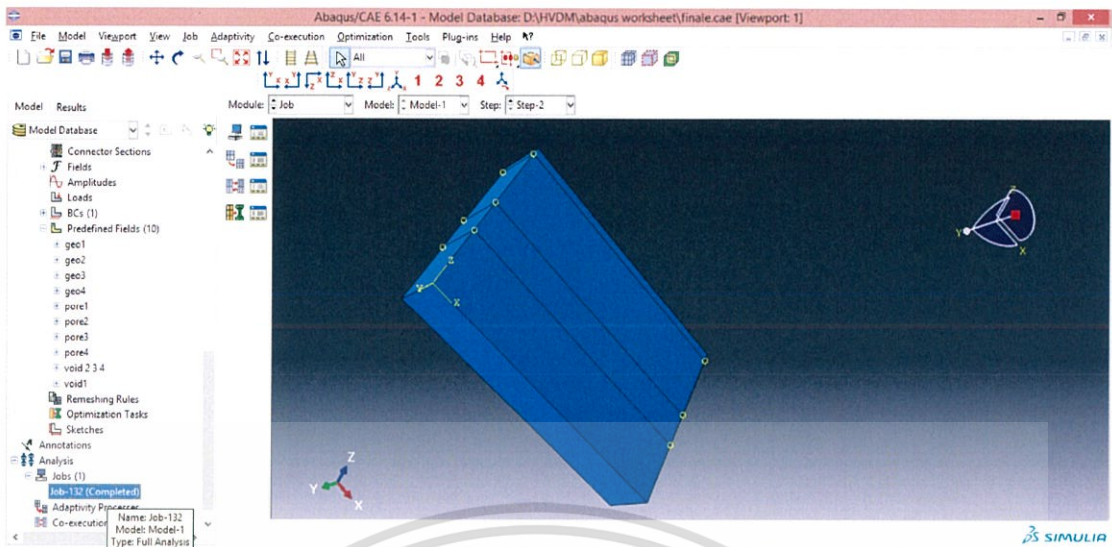


รูป 3.41 คำสั่ง Full analysis

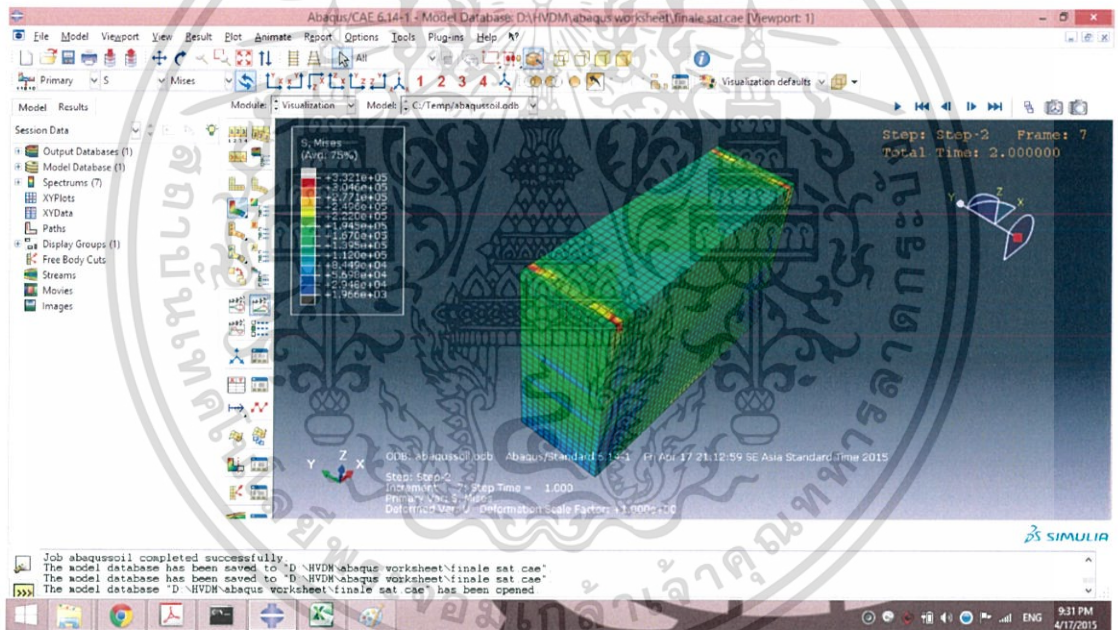


รูป 3.42 คำสั่ง Submit เพื่อการตรวจสอบและคำนวณข้อมูล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

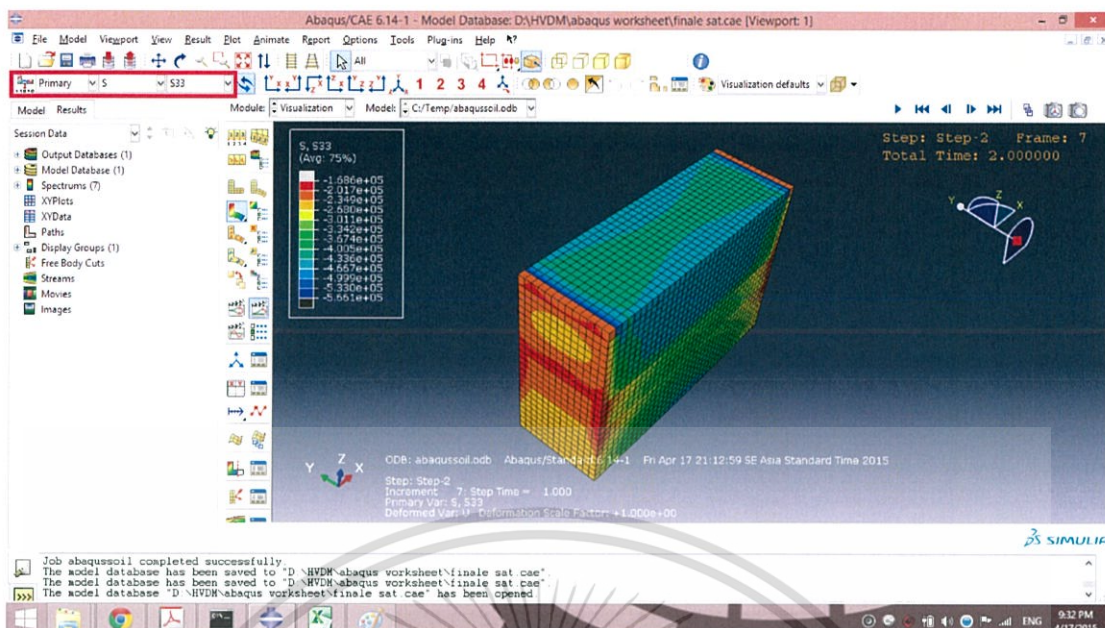


รูป 3.43 Model เมื่อผ่านการคำนวณเรียบร้อยแล้ว

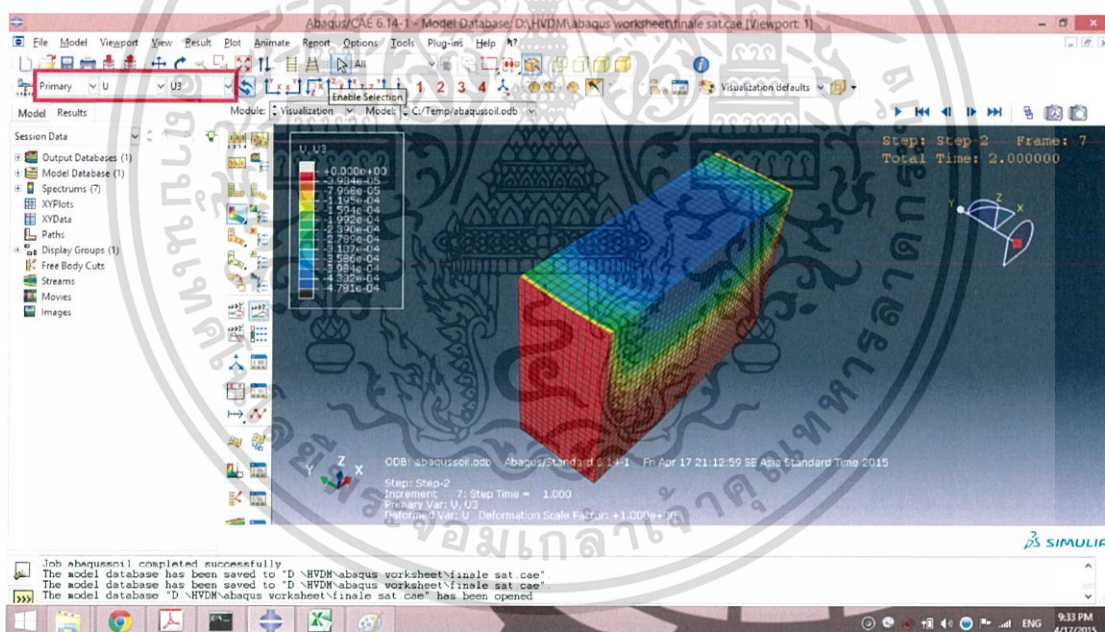


รูป 3.44 ภาพแสดงผลลัพธ์ของชั้นดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.45 Model Stress

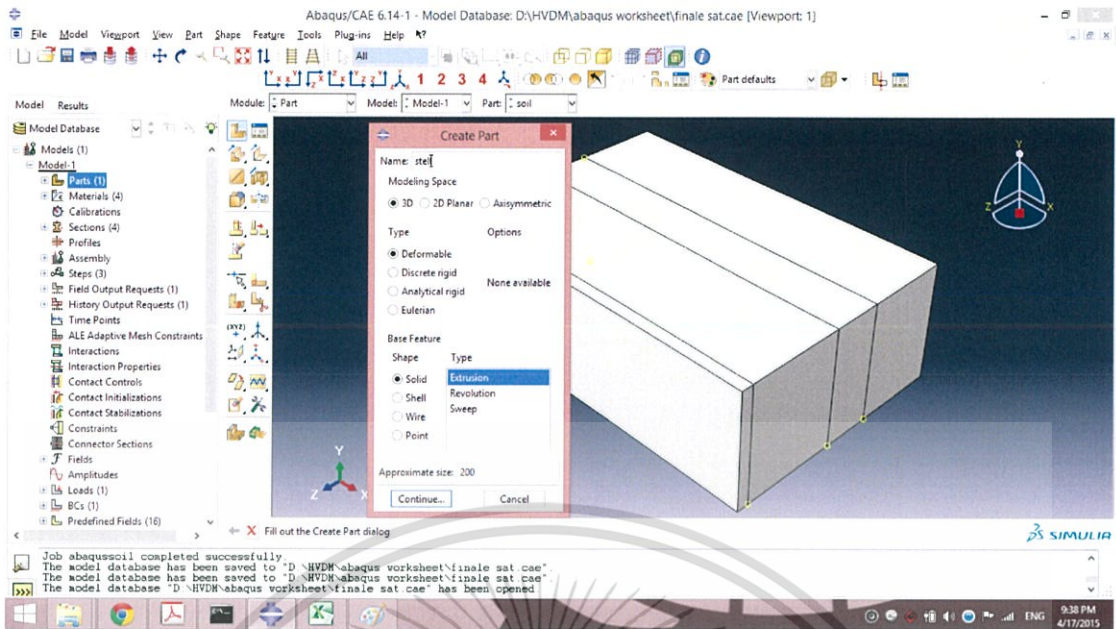


รูป 3.46 Model Deformation

### 3.2.2 การสร้าง Model ของตุ้มน้ำหนักเหล็กที่ใช้ในการทดสอบแบบ Dynamics

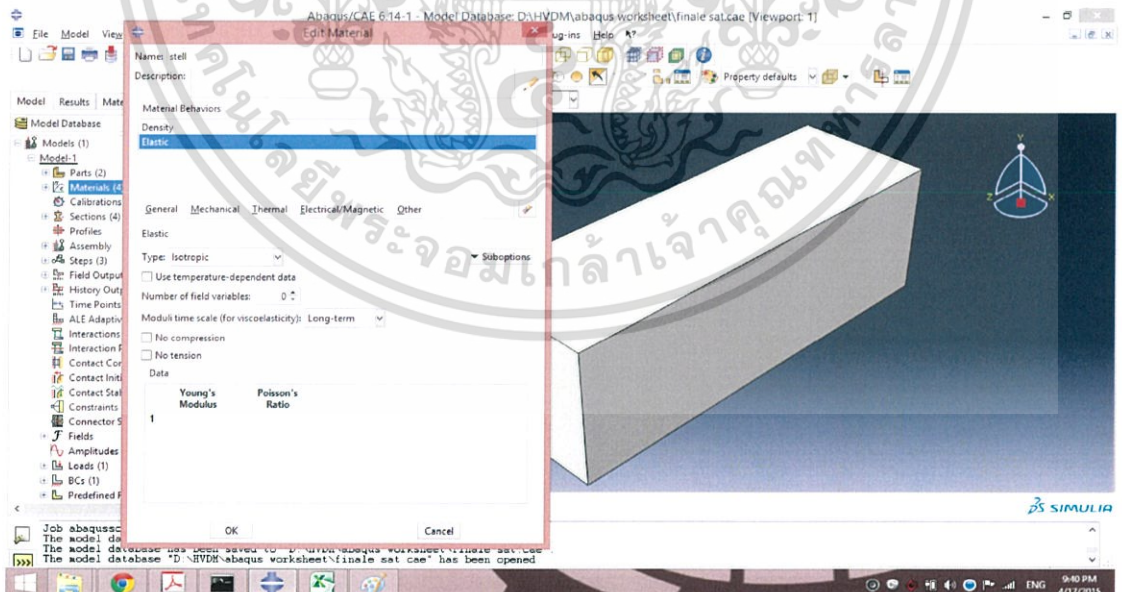
ขั้นตอนที่ 1 เริ่มต้นการสร้าง Model โดยเลือกที่คำสั่ง Part > Create Part จากนั้นกำหนดค่า Parameter ต่างๆดังรูป 3.47

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.47 การกำหนด Parameter ของตุ้มน้ำหนัก

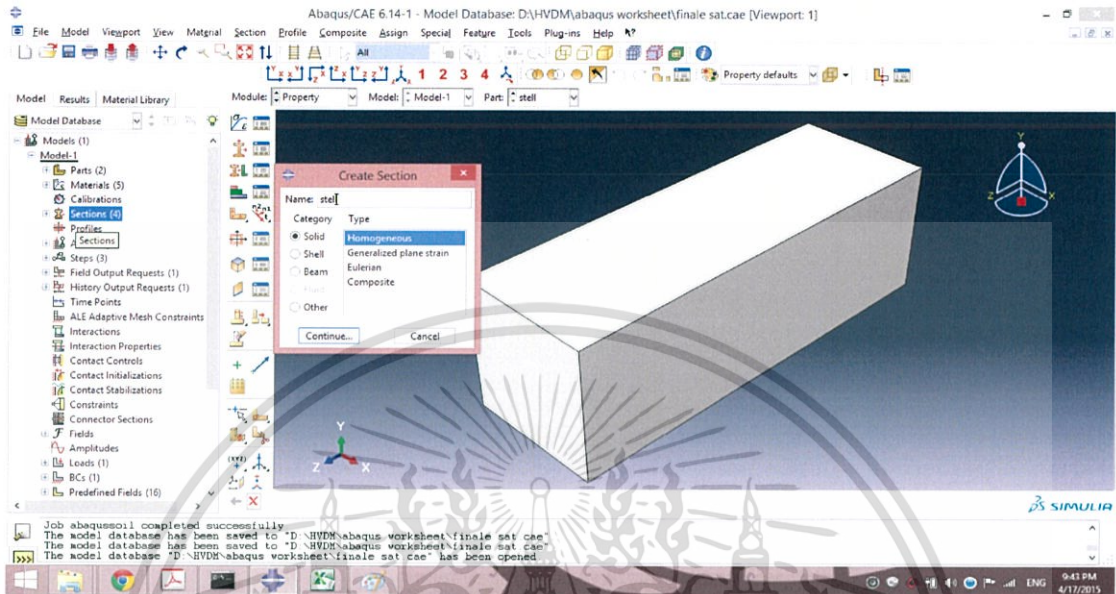
ขั้นตอนที่ 2 สร้างชิ้นส่วนที่เหลี่ยมด้วยคำสั่ง Create Rectangle ขนาด  $0.5 \times 0.5 \times 1.5 \text{ m}^3$  เช่นเดียวกับการสร้าง Model ของชั้นดิน จากนั้นทำการกำหนดคุณสมบัติต่างๆของวัสดุ โดยเหล็ก จะกำหนดเพียงความหนาแน่นและ โมดูลัสยืดหยุ่นเท่านั้น ดังรูป 3.48



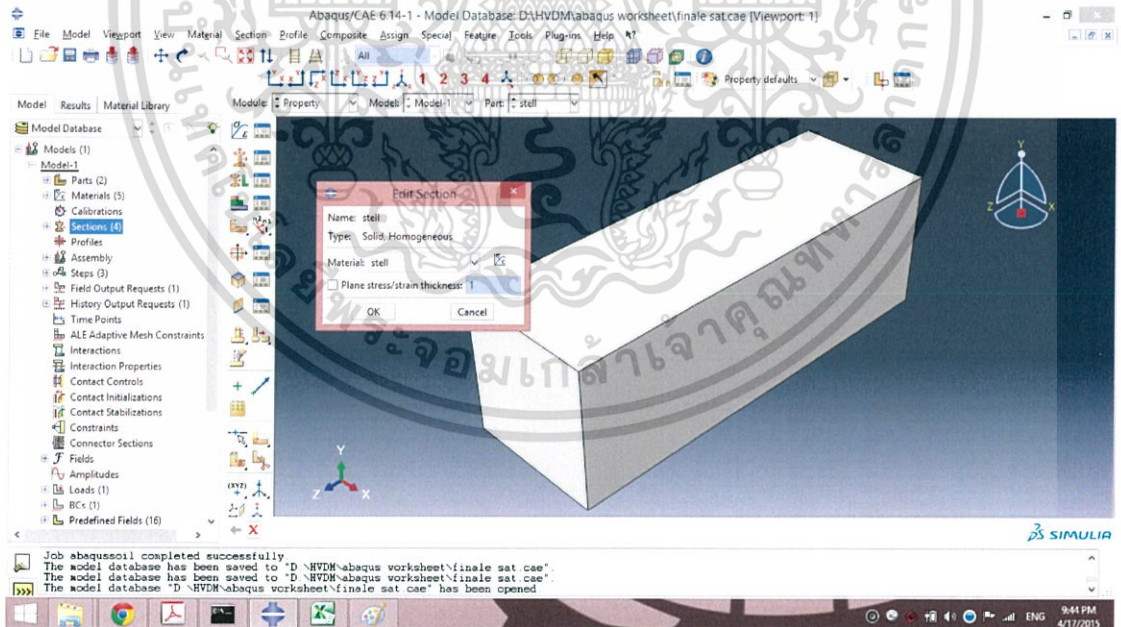
รูป 3.48 การกำหนด Material ของตุ้มน้ำหนักเหล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ขั้นตอนที่ 3 ทำการแบ่งหน้าตัด โดยกำหนดเป็น Homogeneous ดังรูป 3.49 กำหนดหน้าตัดเป็น Steel ดังรูป 3.50 และเลือกหน้าตัดทั้งหมดเพื่อกำหนดค่าดังรูป 3.51

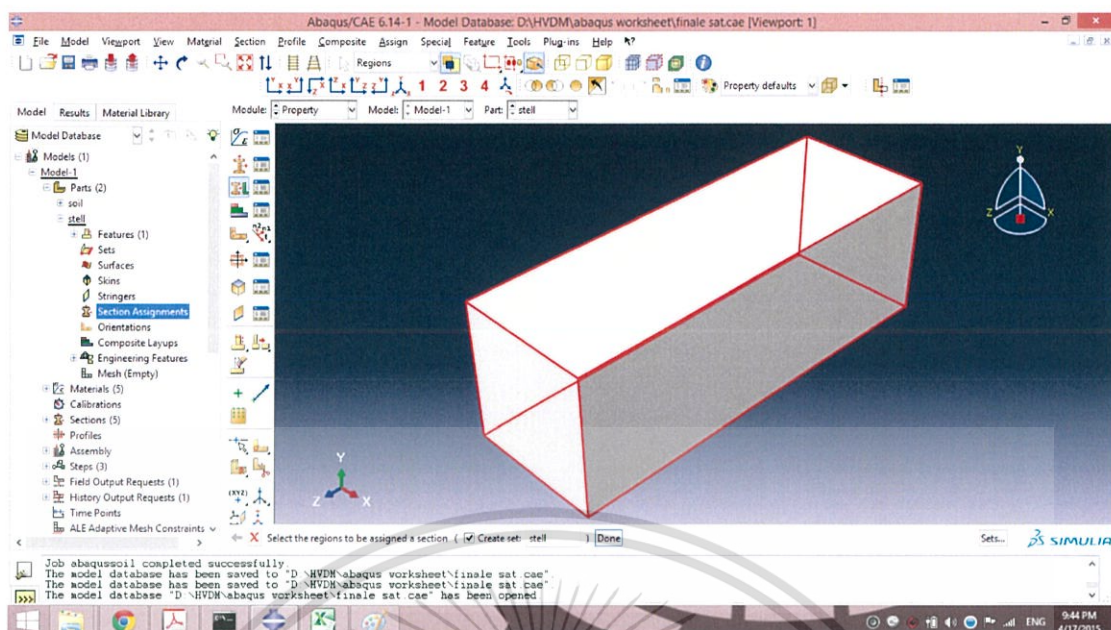


รูป 3.49 การกำหนด Section ของค้ำน้ำหนักหลักเป็น Homogeneous



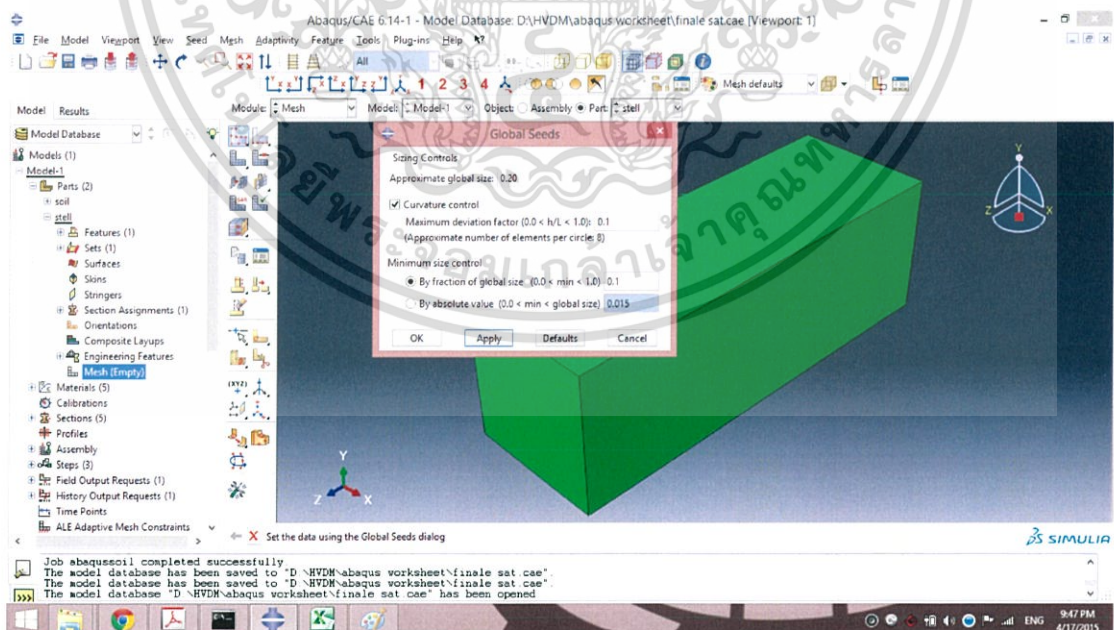
รูป 3.50 การกำหนด Section ของค้ำน้ำหนักหลักเป็น Steel

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



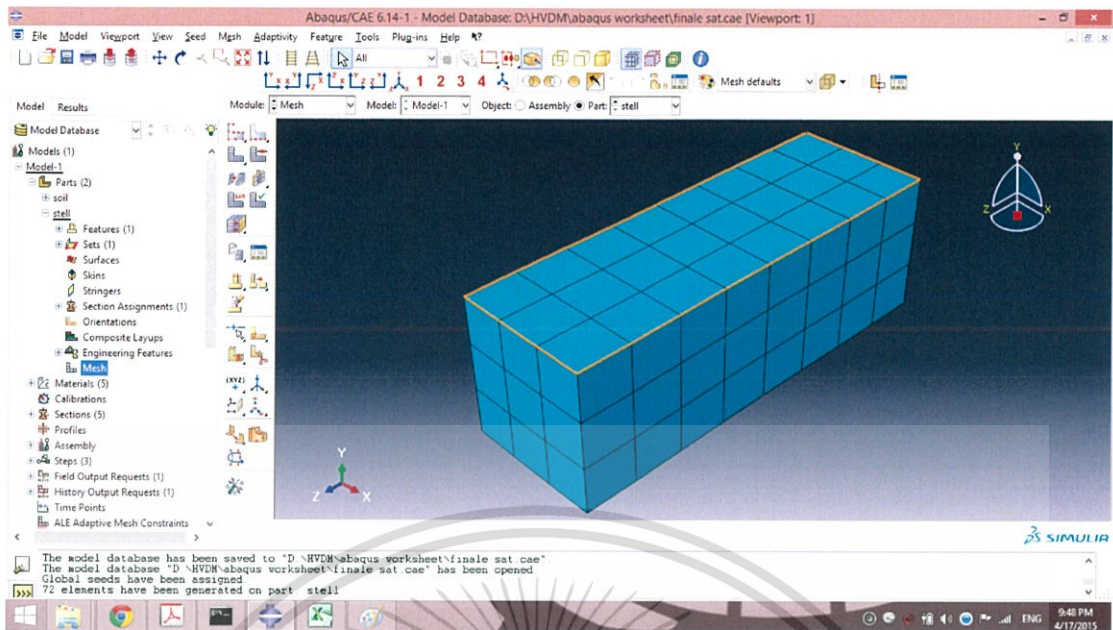
รูป 3.51 การกำหนด Section ตุ่มน้ำหนกเหล็กทั้งหมด

ขั้นตอนที่ 4 ทำการแบ่งชิ้นส่วนในการคำนวณโดยใช้คำสั่ง Mesh ทำการแบ่งโดยใช้ขนาดใน Approximate Global Size ตามรูป 3.52 และเลือกคำสั่ง Mesh Part จะได้กริดการคำนวณ ดังรูป 3.53



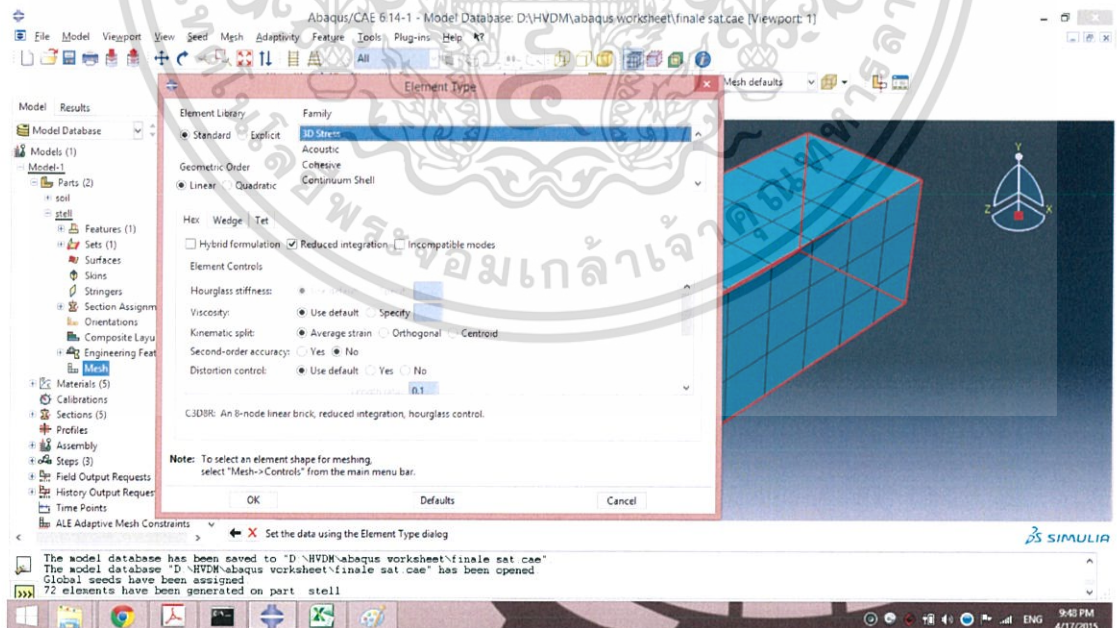
รูป 3.52 การกำหนดขนาด Mesh ของตุ้มเหล็กจาก Seed Part

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



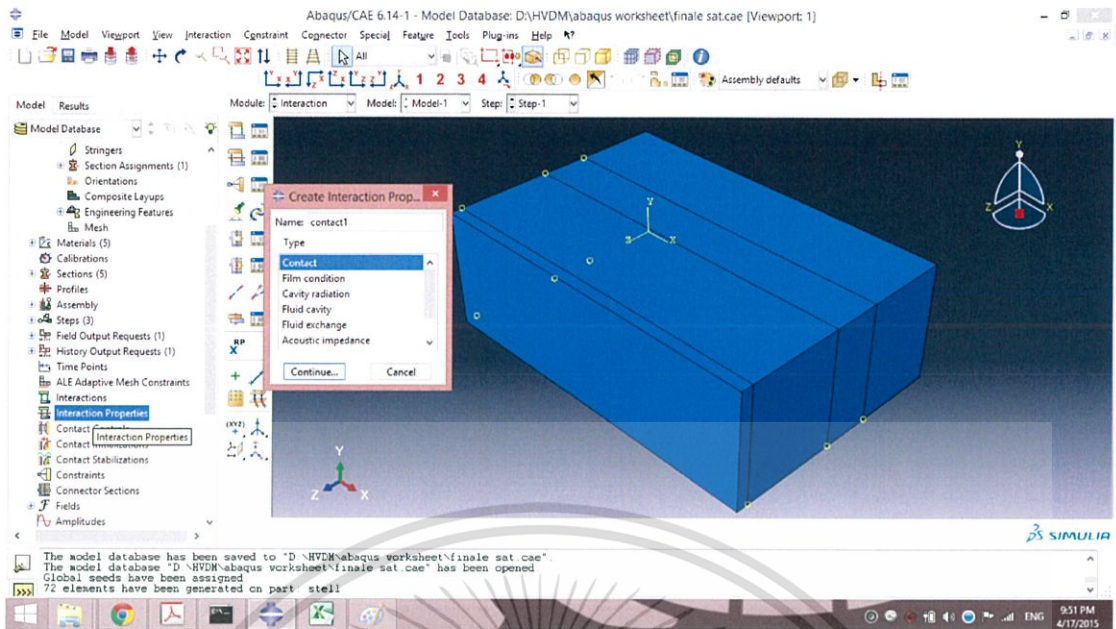
รูป 3.53 วัสดุที่ผ่านการ Mesh Part แล้ว

ขั้นตอนที่ 5 ทำการกำหนดความดันโดยการกำหนด Element Type เป็น 3D Stress ดังรูป 3.54 จากนั้นกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างของค้อน้ำหนักเหล็กกับดินโดยใช้คำสั่ง Interaction Properties ดังรูป 3.55 โดยกำหนดความสัมพันธ์ดังรูป 3.56 และ 3.57

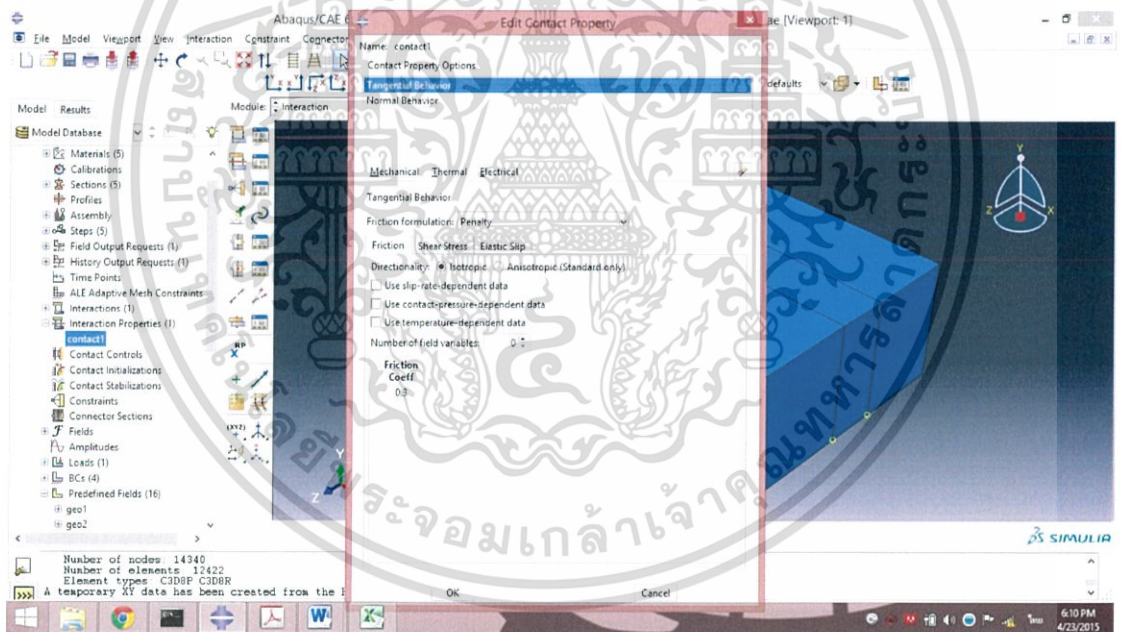


รูป 3.54 การกำหนด Element Type เป็น 3D stress

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

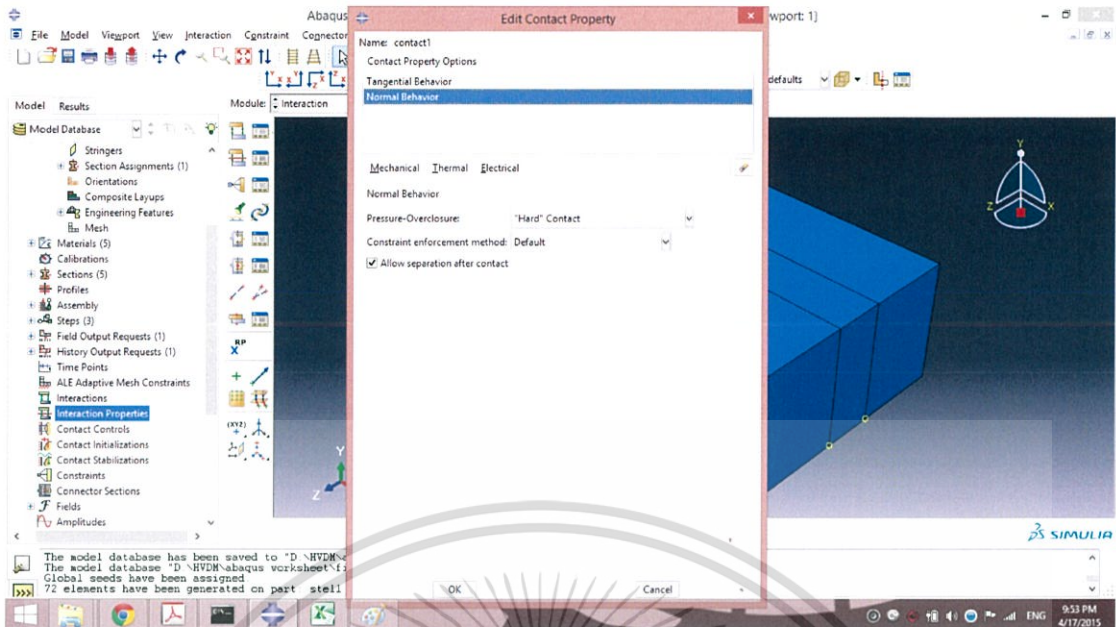


รูป 3.55 การกำหนด Interaction Properties



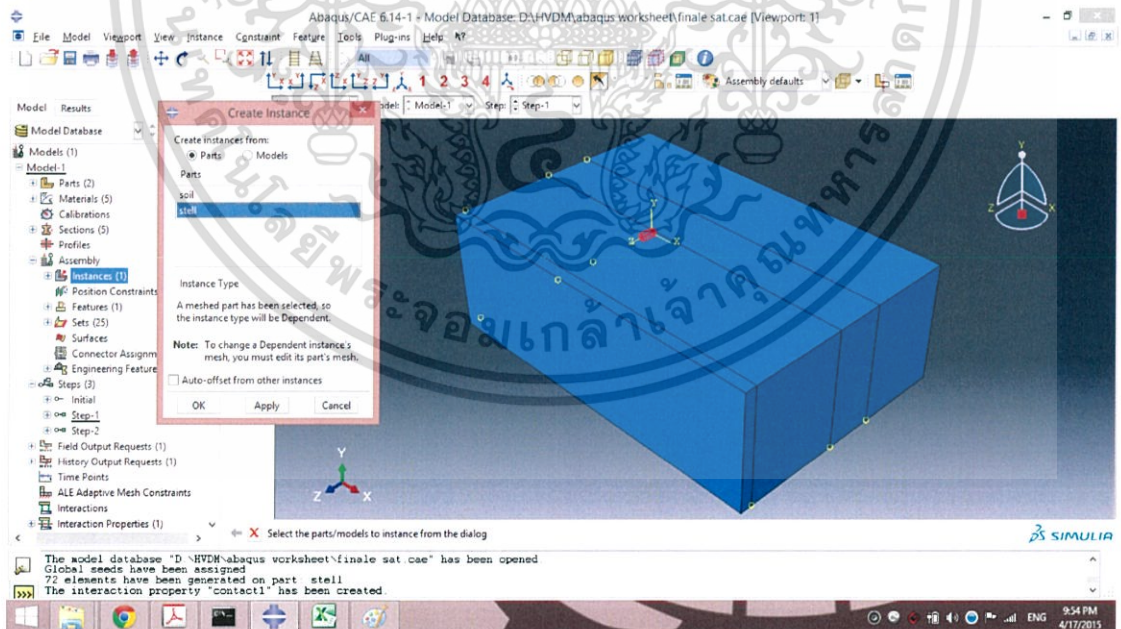
รูป 3.56 การกำหนดความสัมพัทธ์ของค้มน้ำหนักกับดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



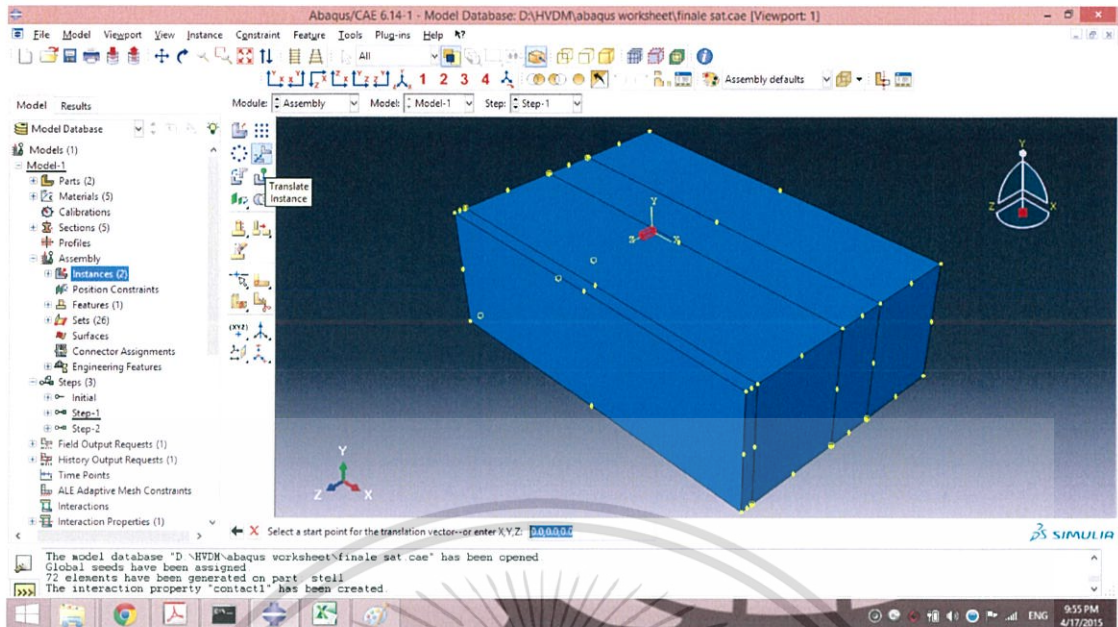
รูป 3.57 กำหนด Normal Behavior เป็น Hard contact

ขั้นตอนที่ 6 ทำการนำ Model มาใช้ในการคำนวณ โดยใช้คำสั่ง Assembly > Create Instance ดังรูป 3.58 และนำตุ้มมาใช้ในการวิเคราะห์ร่วมกับดินดังรูป 3.59



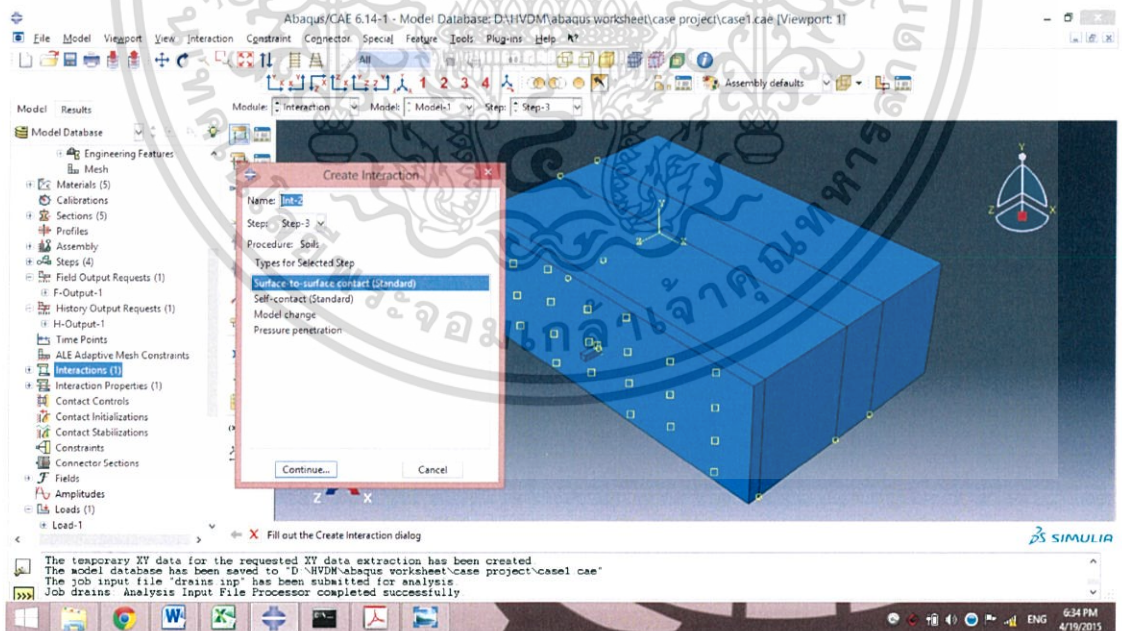
รูป 3.58 คำสั่ง Assembly

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



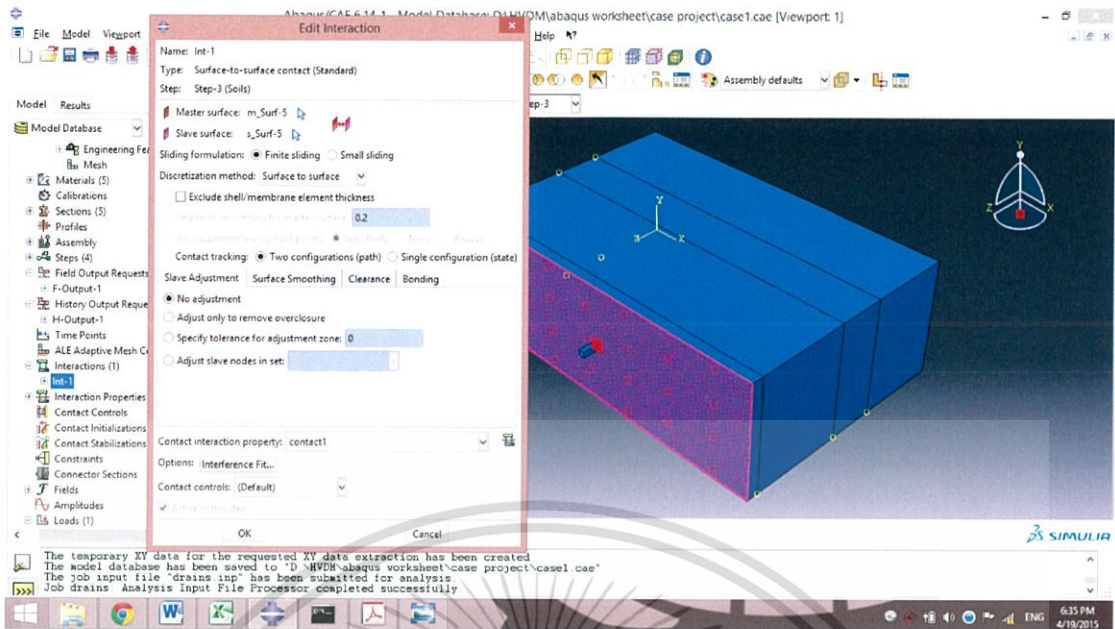
รูป 3.59 การนำคุณสมบัติมาใช้ในการวิเคราะห์ห้ด้วยคำสั่ง Assembly

ขั้นตอนที่ 7 ทำการกำหนดลักษณะการเชื่อมต่อกันของ Model ทั้ง 2 ชิ้น ด้วยคำสั่ง Create Interaction โดยกำหนดดังรูป 3.60 และกำหนดค่าพื้นผิวดังรูป 3.61



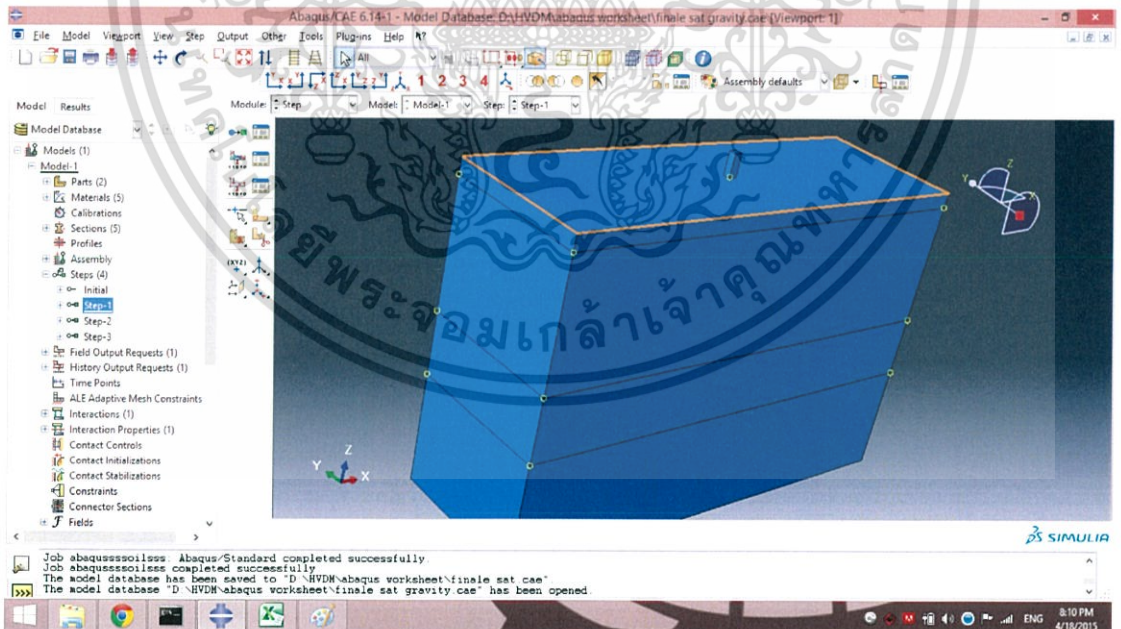
รูป 3.60 การกำหนด Interaction เป็น Surface to Surface Contact

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



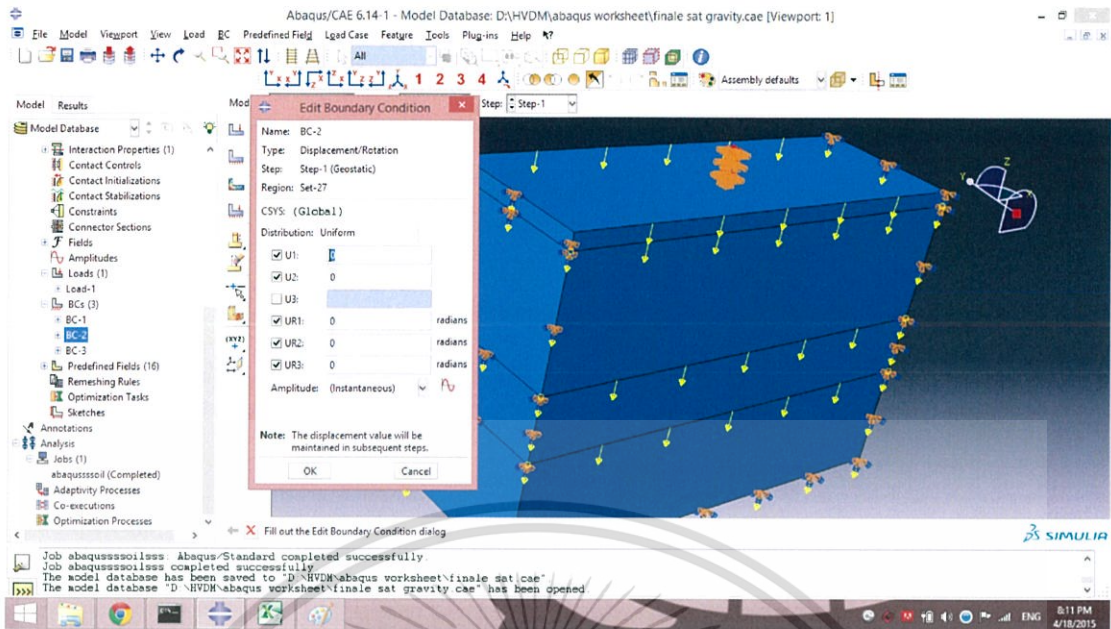
รูป 3.61 การกำหนดค่า Surface to Surface Contact

ขั้นตอนที่ 8 นำคูนำหนักมาสัมผัสกับดินในตำแหน่งที่จำทำการทาบดังรูป 3.62 จากนั้นกำหนดขอบเขตดังรูป 3.63 และ 3.64 จากนั้นทำการ Submit การคำนวณดังรูป 3.65

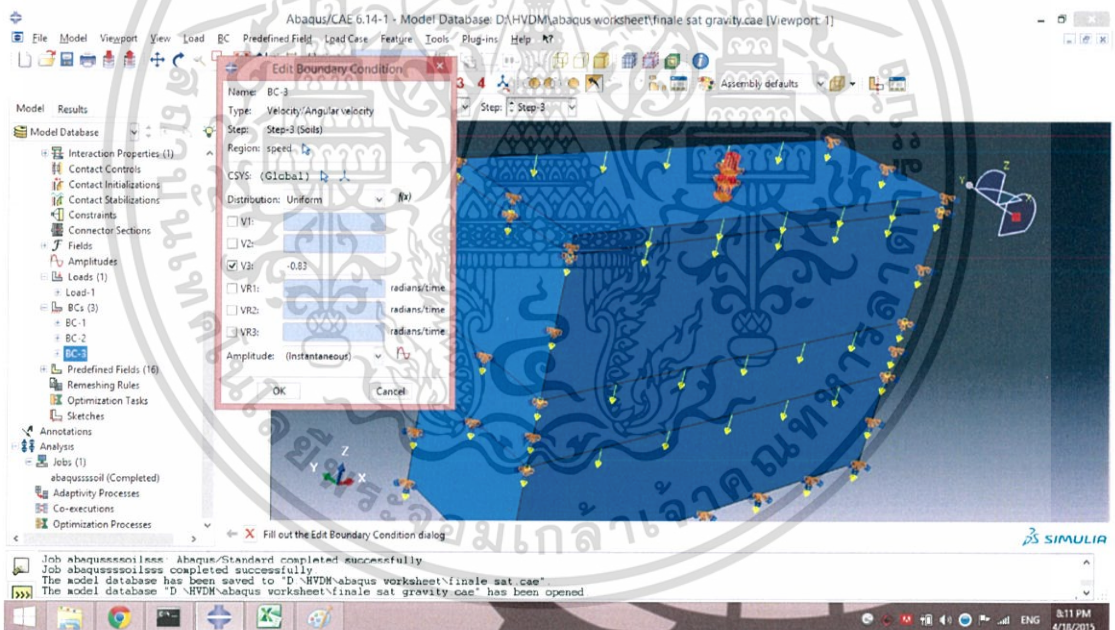


รูป 3.62 การจัดตำแหน่งคูนำหนัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

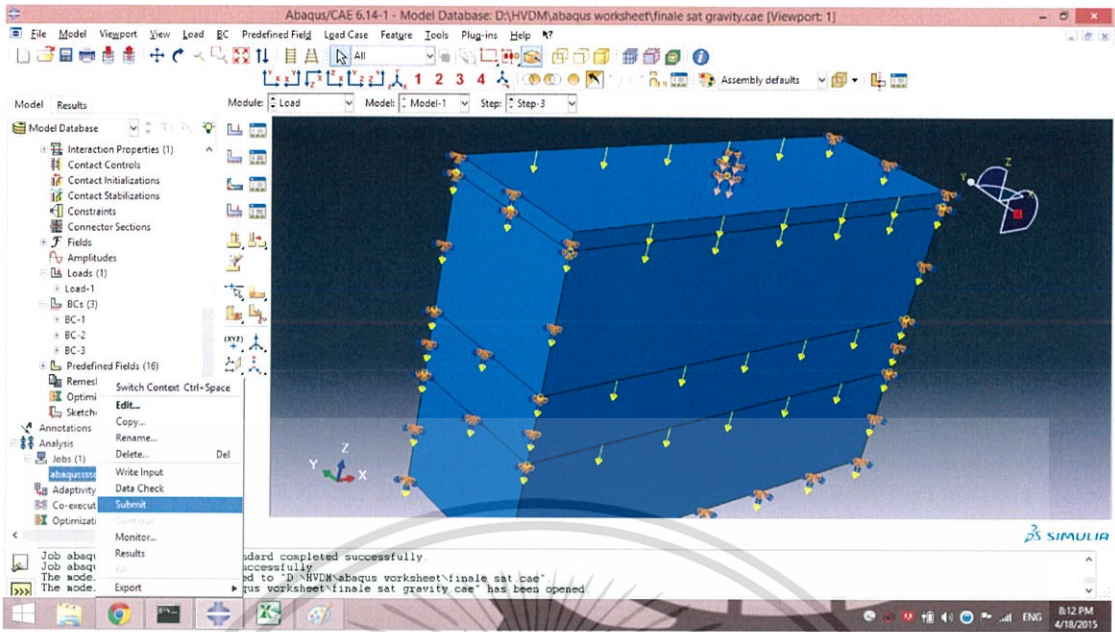


รูป 3.63 กำหนด Boundary Condition ให้แรงกระทำลงในแกน z

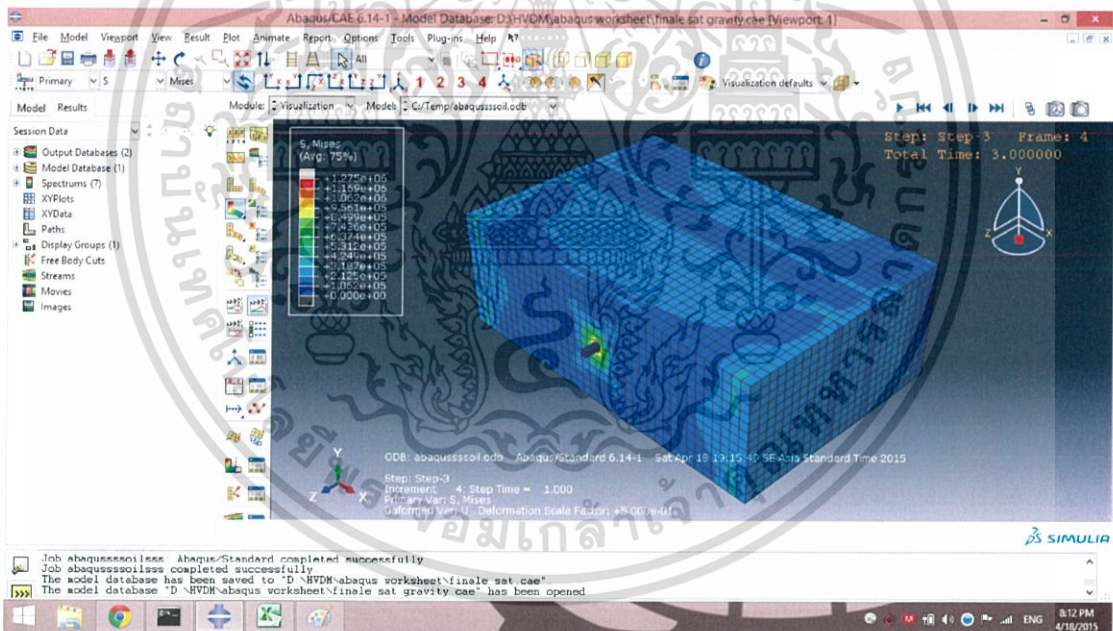


รูป 3.64 การกำหนด Boundary Condition ของความเร็วในแกน z

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.65 การ Submit Job เพื่อการคำนวณ



รูป 3.66 ผลการคำนวณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 4

# ผลการศึกษา

### 4.1 กล่าวนำ

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลคุณสมบัติทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคของดินบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ทำให้ได้มาซึ่งพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยทำการปล่อยค้ำน้ำหนักอิสระทั้ง 3 กรณี ที่ระดับความสูง 3 เมตร, 2 เมตร และ 1 เมตร ตามลำดับ

### 4.2 คำอธิบายกราฟ

เนื่องจากข้อจำกัดทางด้านโปรแกรม ทำให้ค่าที่ได้จากวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จากโปรแกรม ABAQUS ไม่สามารถบอกถึงสัดส่วนหน่วยต่างๆของโปรแกรม รวมทั้งไม่สามารถนำค่า Output จากโปรแกรม ไปใช้ในโปรแกรมอื่นได้ ทำให้ก่อนที่จะทำการดูผลการทดลอง ต้องเข้าใจหน่วยที่ถูกต้อง และ ขั้นตอนที่ใช้ในการคำนวณซึ่งมีค่าดังต่อไปนี้

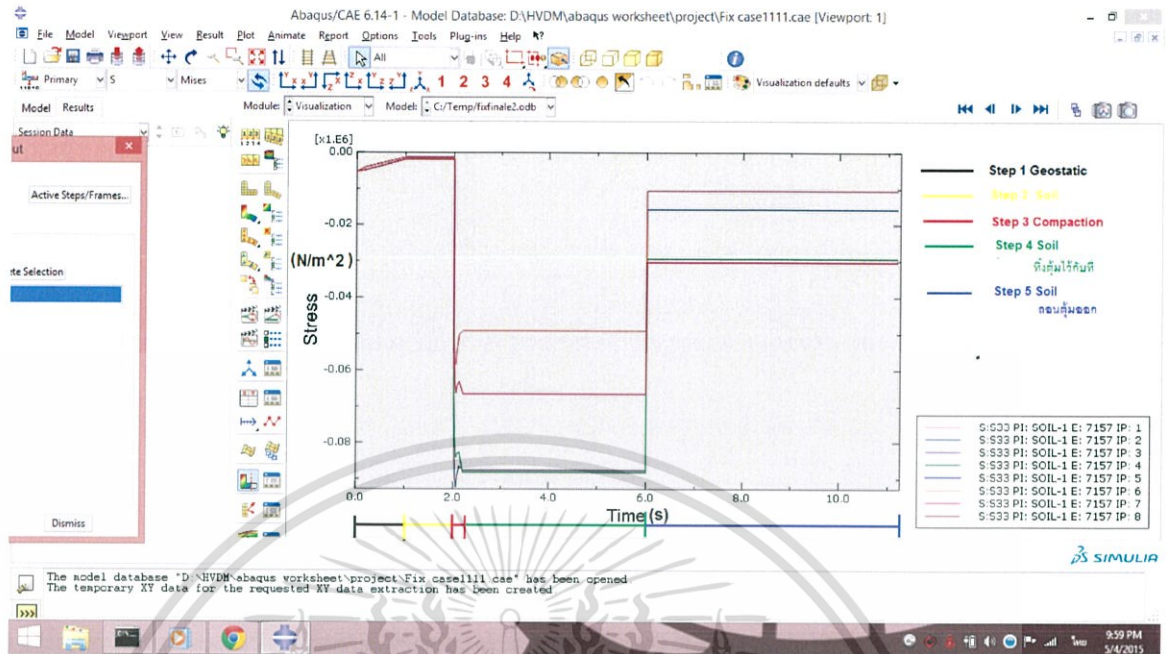
#### 4.2.1 หน่วยของกราฟ

Stress (Effective Stress)	หน่วย	นิวตันต่อตารางเมตร
Pressure (Pores Water Pressure)	หน่วย	นิวตันต่อตารางเมตร
Energy	หน่วย	จูล
Voidr (Void Ratio)	หน่วย	ไม่มีหน่วย
Displacement (ค่าการทรุดตัว)	หน่วย	เมตร

#### 4.2.2 ขั้นตอนที่ใช้ในการคำนวณ

Step-1	Geo Static	ช่วงเวลาตั้งแต่ 0-1 วินาที
Step-2	Soils แบบ Consolidation	ช่วงเวลาตั้งแต่ 1-2 วินาที
Step-3	Soils แบบ Compaction ตามความสูง	ช่วงเวลาตั้งแต่ 2-2.2 วินาที
Step-4	Soils แบบ ค้ำน้ำหนักมีความเร็วเป็น 0	ช่วงเวลาตั้งแต่ 2.2-6 วินาที
Step-5	Soils แบบ ถอนค้ำน้ำหนักกลับตำแหน่งเดิม	ช่วงเวลาตั้งแต่ 6-6.2 วินาที
Step-6	Soils แบบ Consolidation	ช่วงเวลาตั้งแต่ 6.2-11.2 วินาที

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



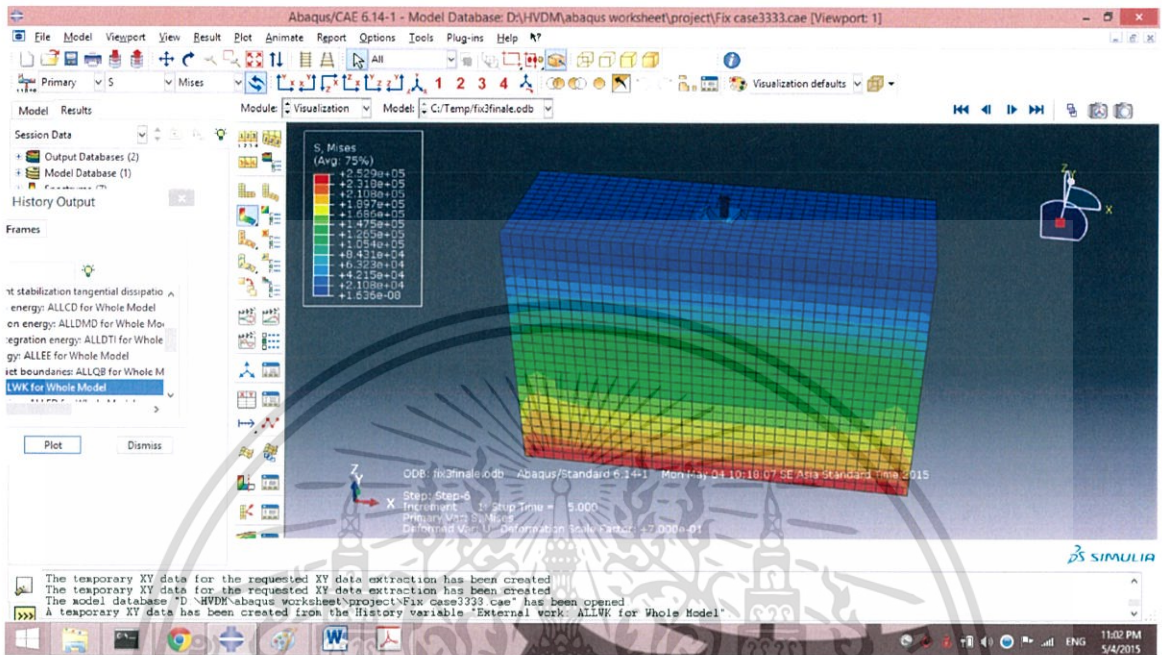
รูป 4.1 ภาพประกอบการอธิบายกราฟ

### 4.3 ค่าที่ได้จากการทดลอง

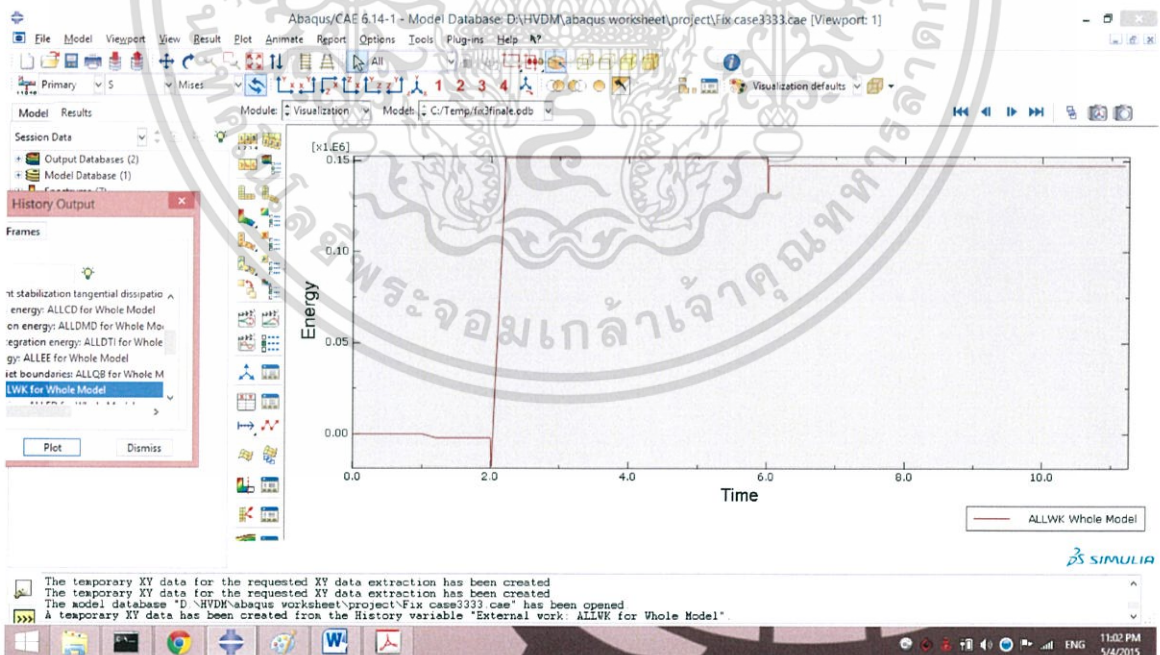
เนื่องจากค่าที่ได้การทดลองมีจำนวนมาก จึงทำการเลือกพิจารณาบริเวณที่เกิดผลกระทบมากที่สุด คือ เอลิเมนต์ที่ถูกทำการ Compaction โดยตรงบริเวณใต้ตุ้มน้ำหนัก และค่า Displacement จะพิจารณาเฉพาะบริเวณที่เกิดการบวมตัวสูงสุดและการยุบตัวสูงสุดจากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 4.3.1 กรณีปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระที่ระยะความสูง 3 เมตร

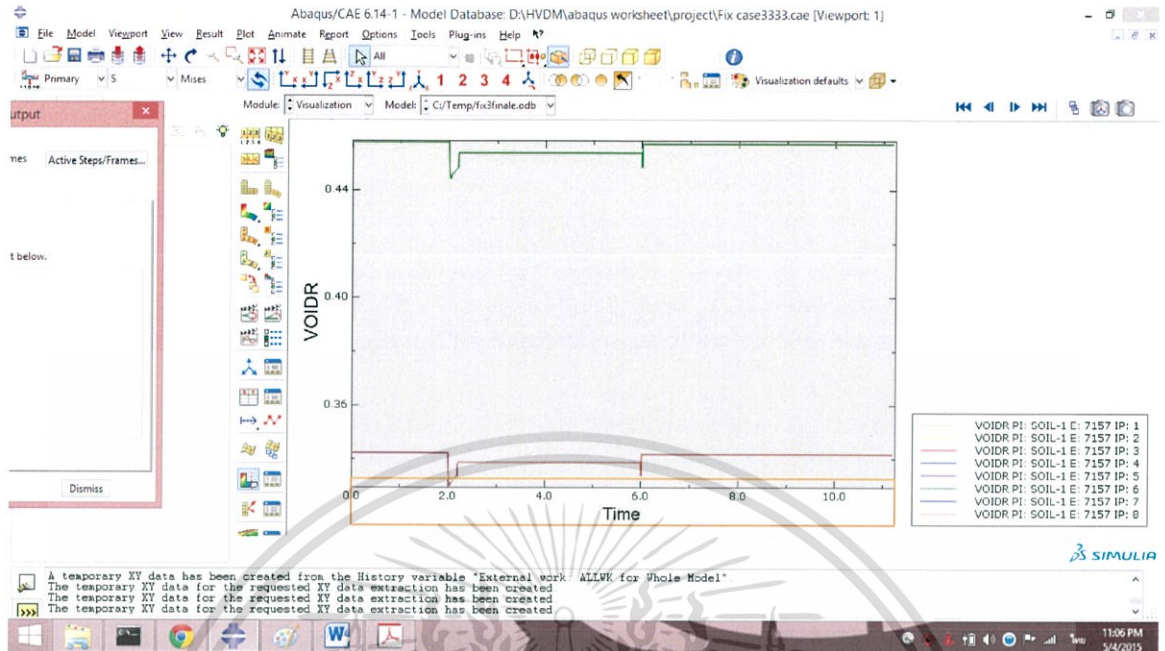


รูป 4.2 แสดงผลการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 3 เมตร

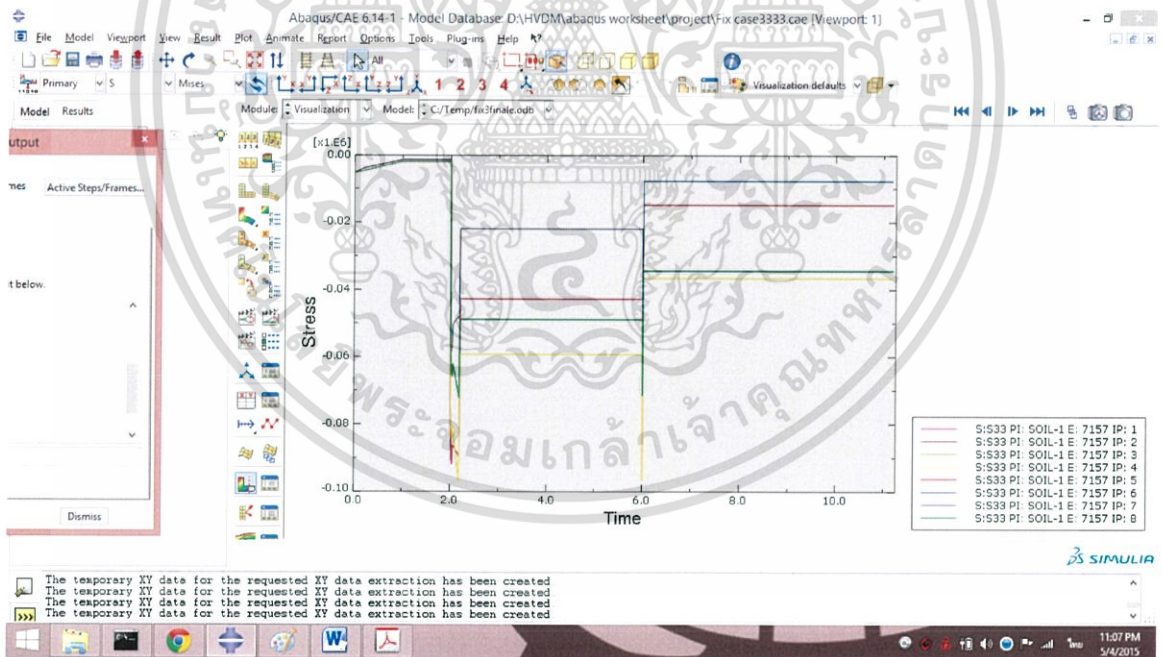


รูป 4.3 แสดงผล พลังงาน ที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระด้วยความสูง 3 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า  
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

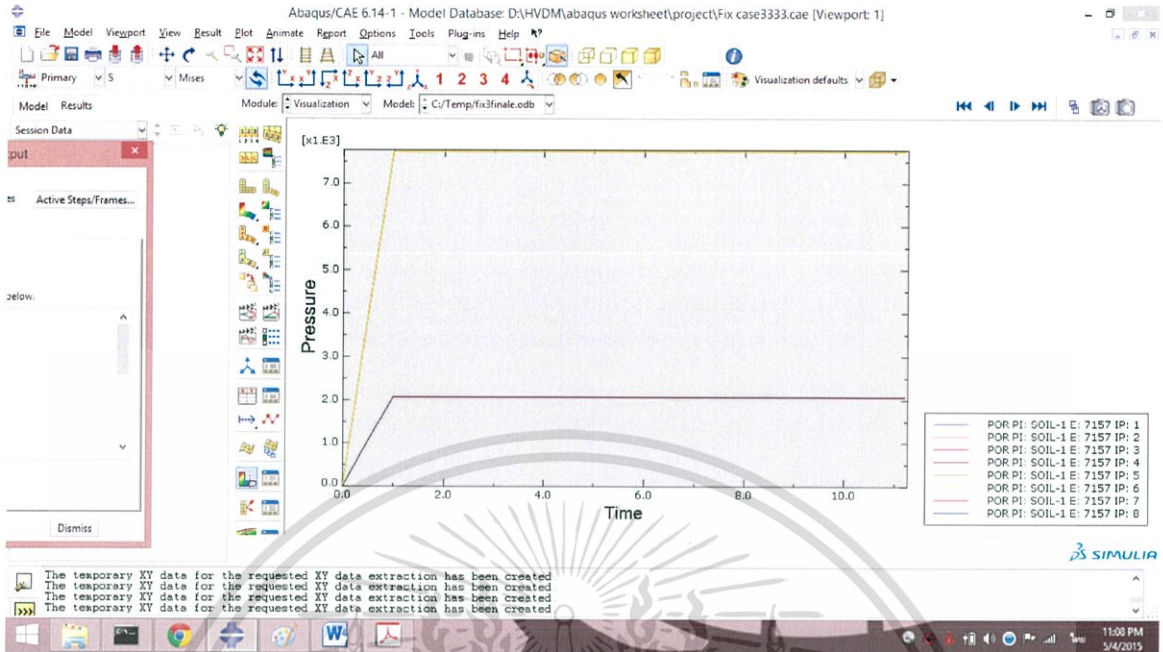


รูป 4.4 แสดงผล Void Ratio ที่ปล่อยค้ำน้ำหนักอิสระด้วยความสูง 3 เมตร

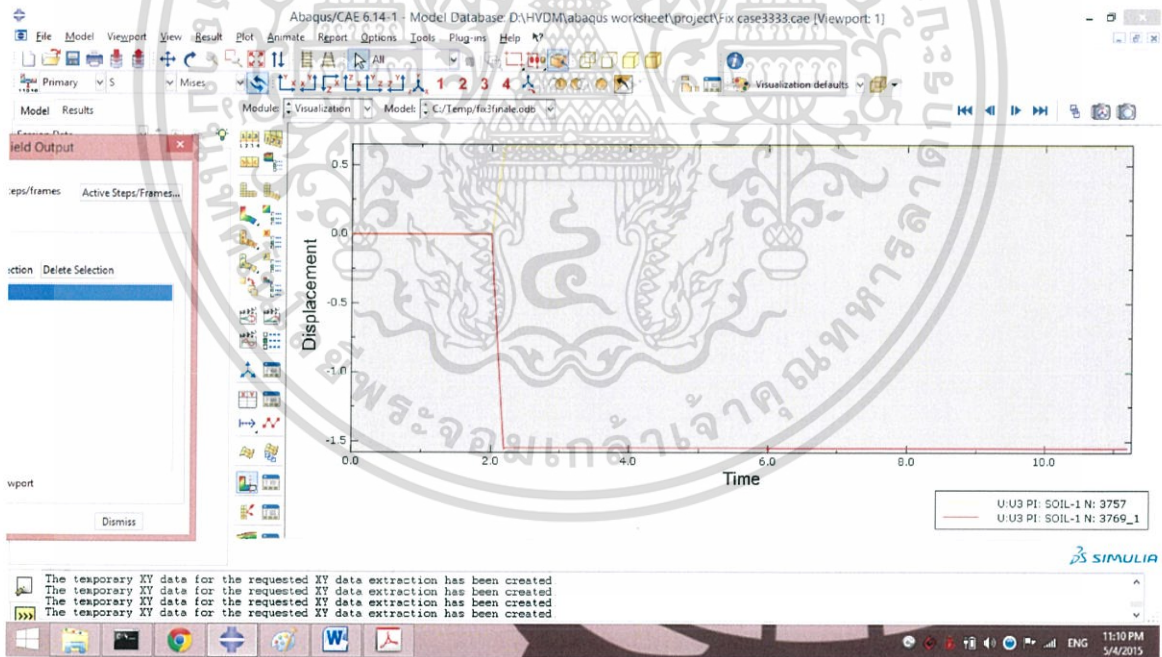


รูป 4.5 แสดงผล Effective Stress ที่ปล่อยค้ำน้ำหนักอิสระด้วยความสูง 3 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.6 แสดงผล Pores Water Pressure ที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระด้วยความสูง 3 เมตร

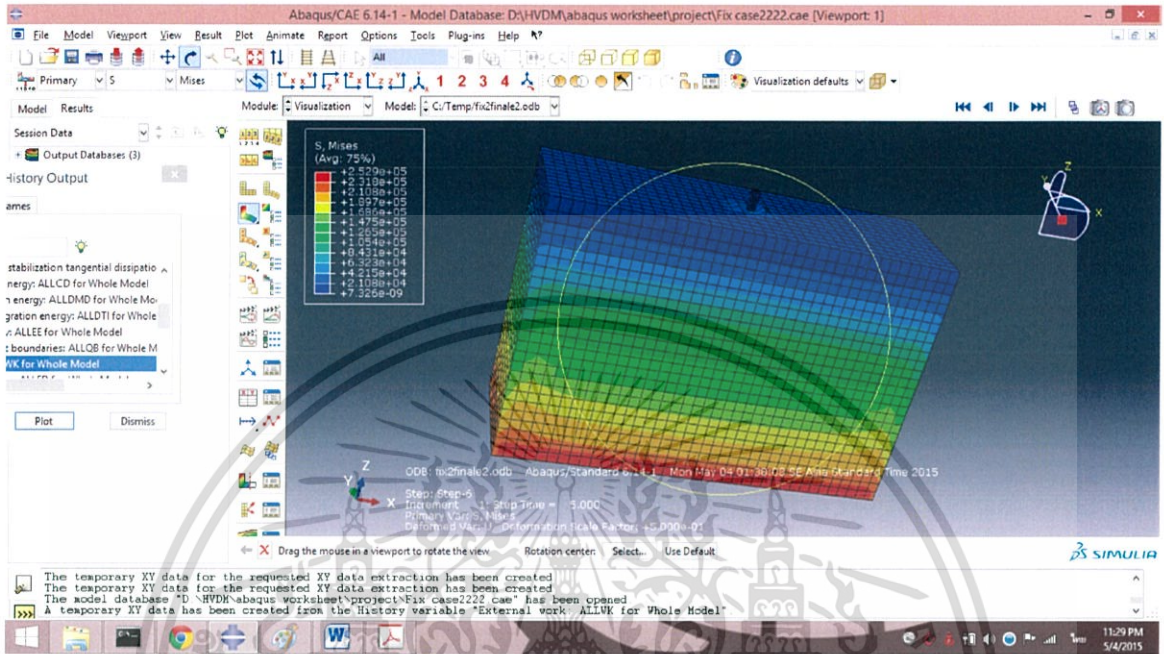


รูป 4.7 แสดงผล Displacement ที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระด้วยความสูง 3 เมตร

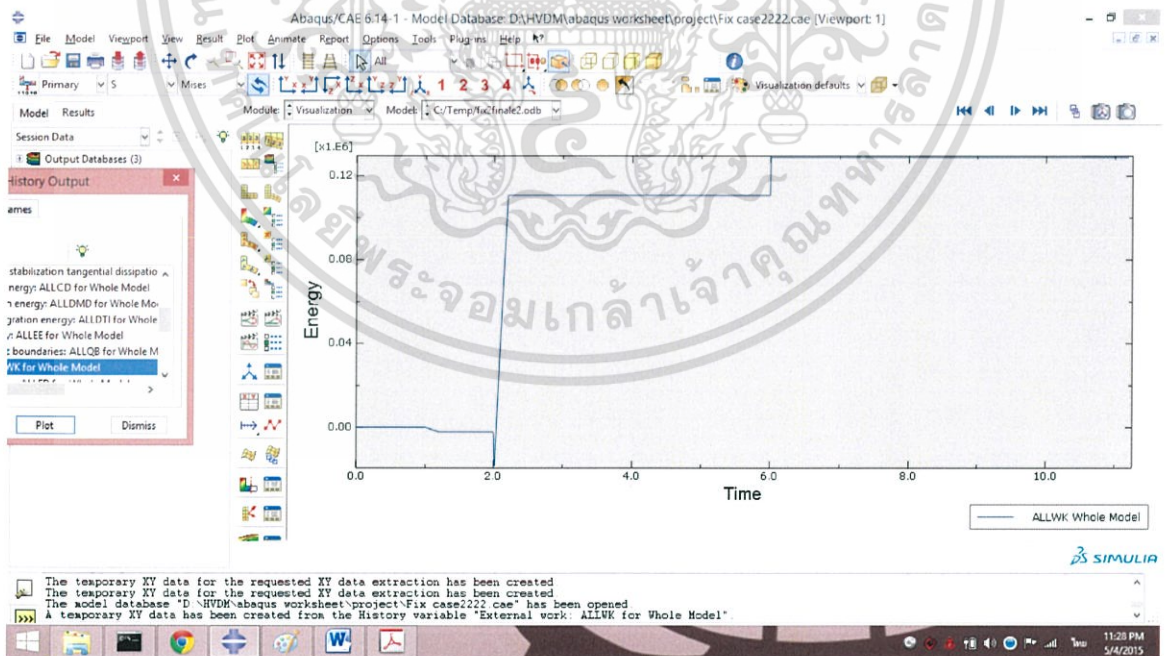
พบว่าเมื่อมีการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 3 เมตร จนเกิดพลังงานจะทำให้ เกิด effective stress มากขึ้น void ratio ลดลง และเกิดการยุบตัวบริเวณที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระขณะที่ดินด้านข้างจะเกิดการบวมตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 4.3.2 กรณีปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระที่ระยะความสูง 2 เมตร

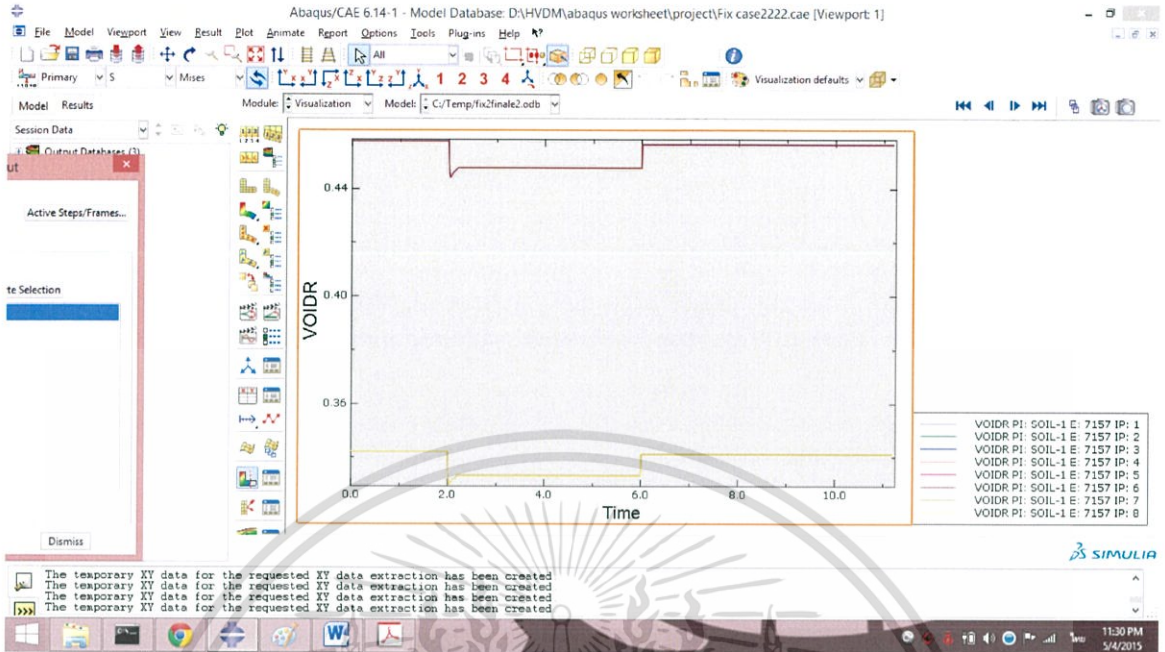


รูป 4.8 แสดงผลการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

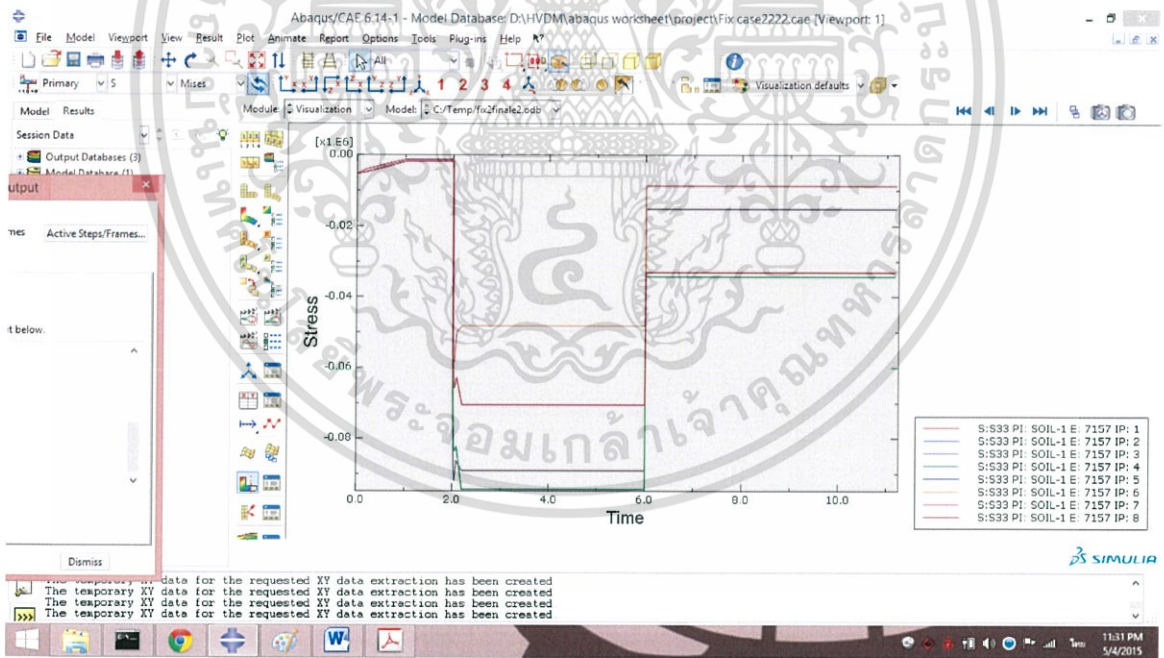


รูป 4.9 แสดงผลพลังงานจากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

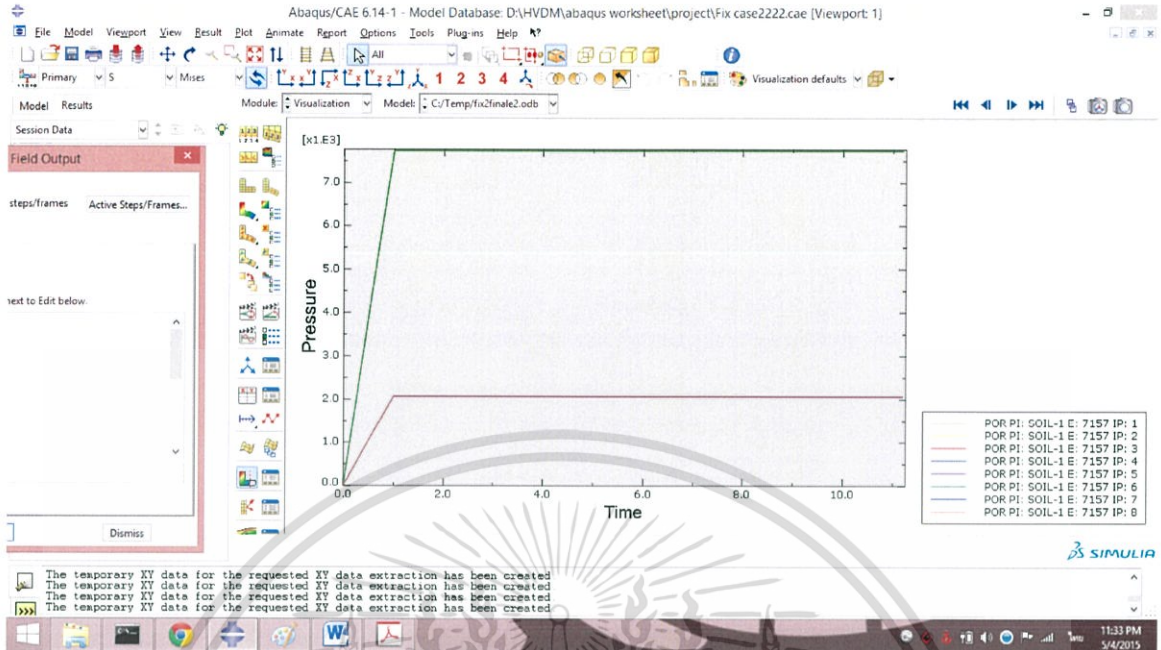


รูป 4.10 แสดงผล Void Ratio จากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

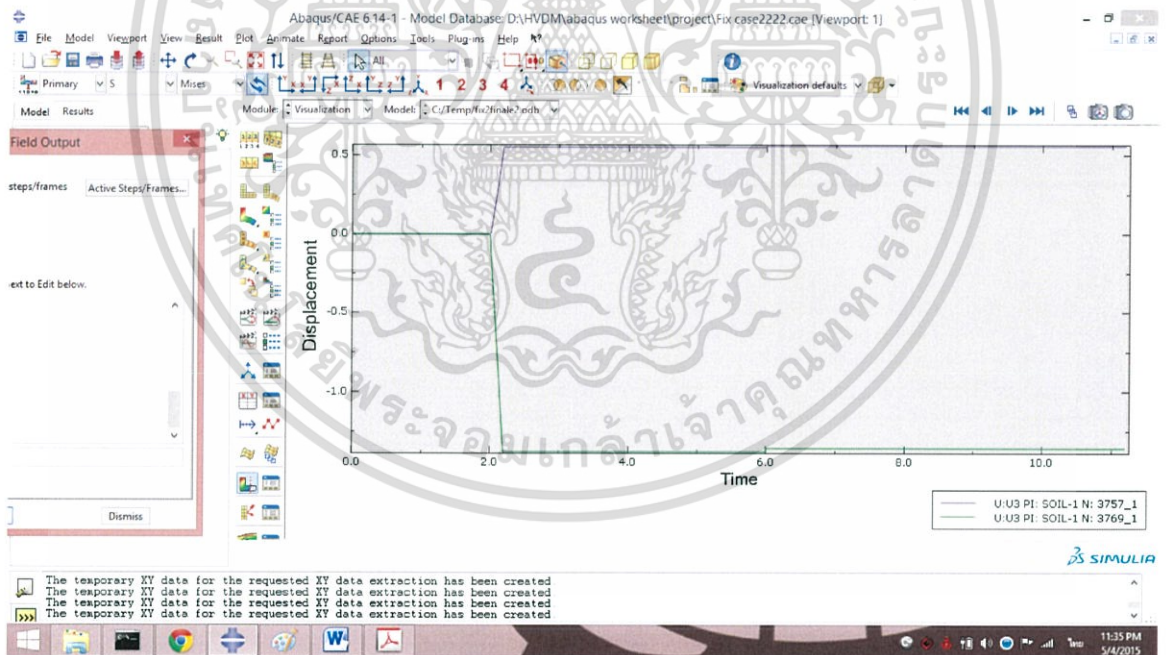


รูป 4.11 แสดงผล Effective Stress จากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.12 แสดงผล Pores Water pressure จากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

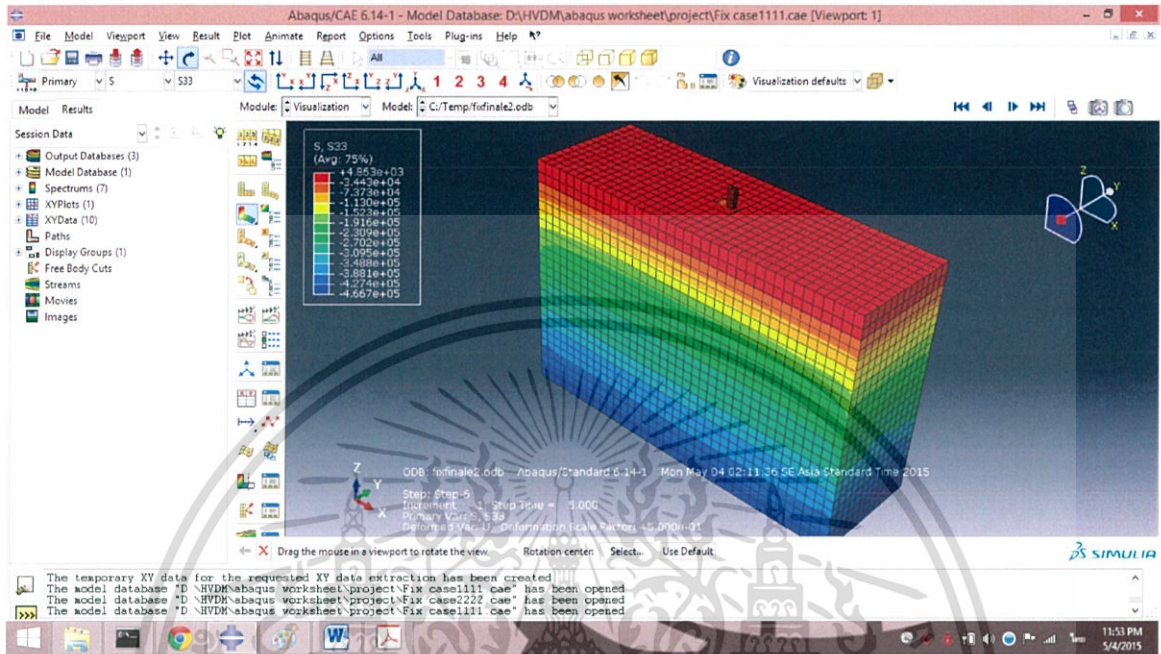


รูป 4.13 แสดงผล Displacement จากการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร

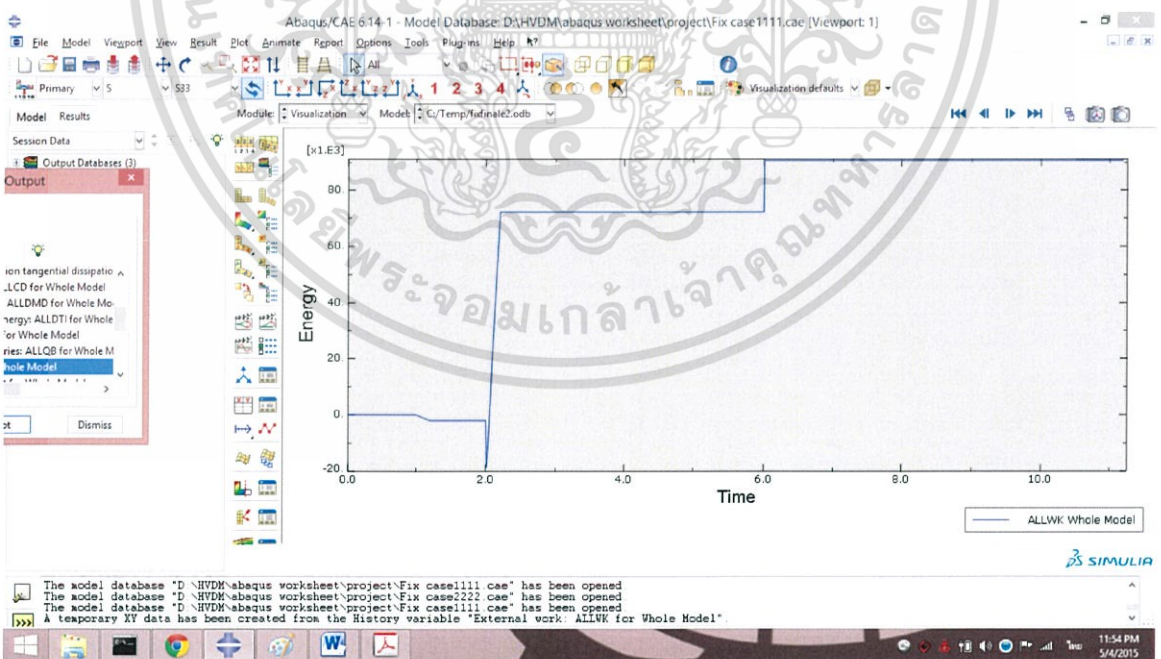
พบว่าเมื่อมีการปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระ ด้วยความสูง 2 เมตร จนเกิดพลังงานจะทำให้เกิด effective stress มากขึ้น void ratio ลดลง และเกิดการยุบตัวบริเวณที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักอิสระขณะที่ดินด้านข้างจะเกิดการบวมตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

### 4.3.3 กรณีสป้อยตุ่มนำหนักอิสระที่ระยะความสูง 1 เมตร

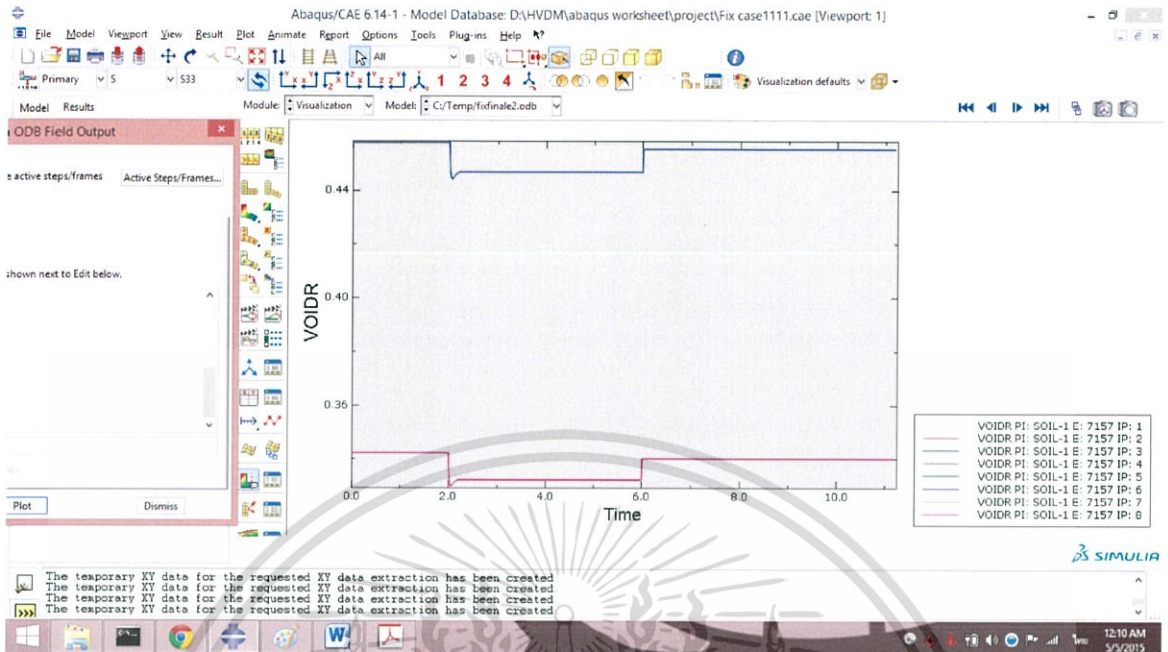


รูป 4.14 แสดงผลการทูป ด้วยความสูง 1 เมตร

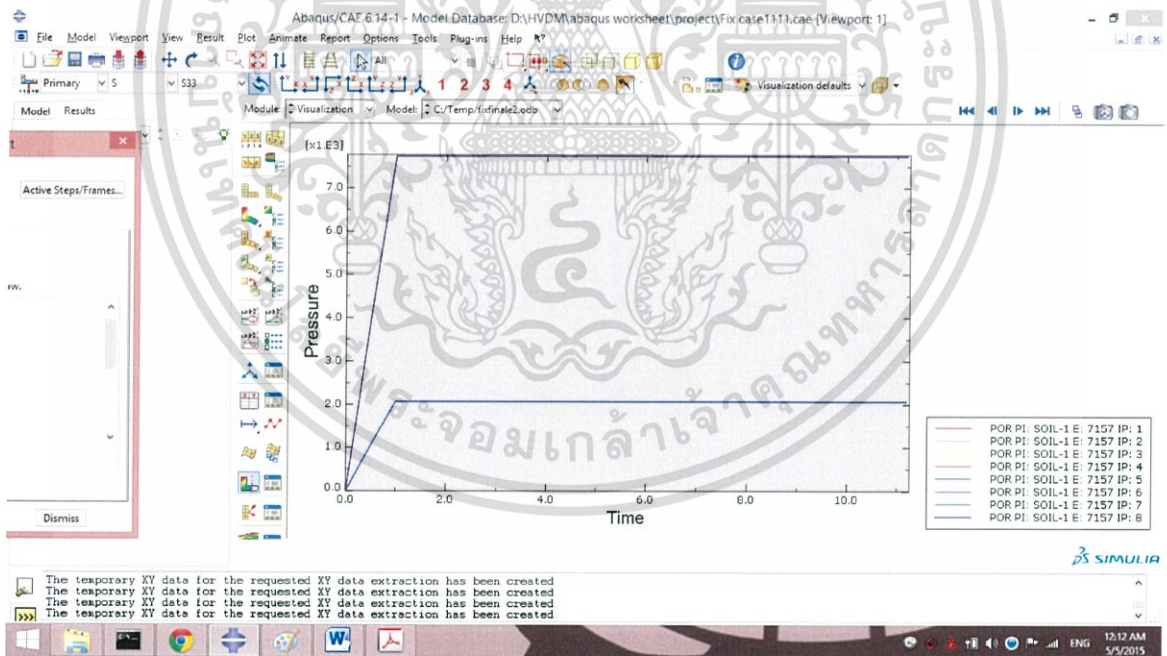


รูป 4.15 แสดงผลพลังงาน จากการทูป ด้วยความสูง 1 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

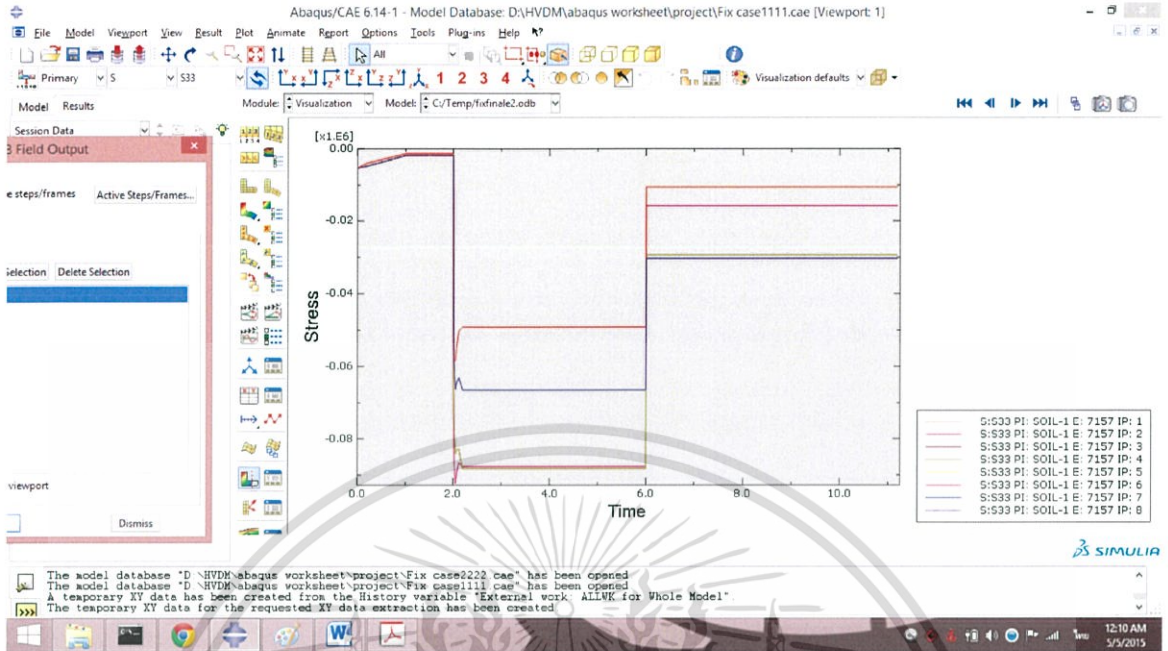


รูป 4.16 แสดงผล Void Ratio จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร

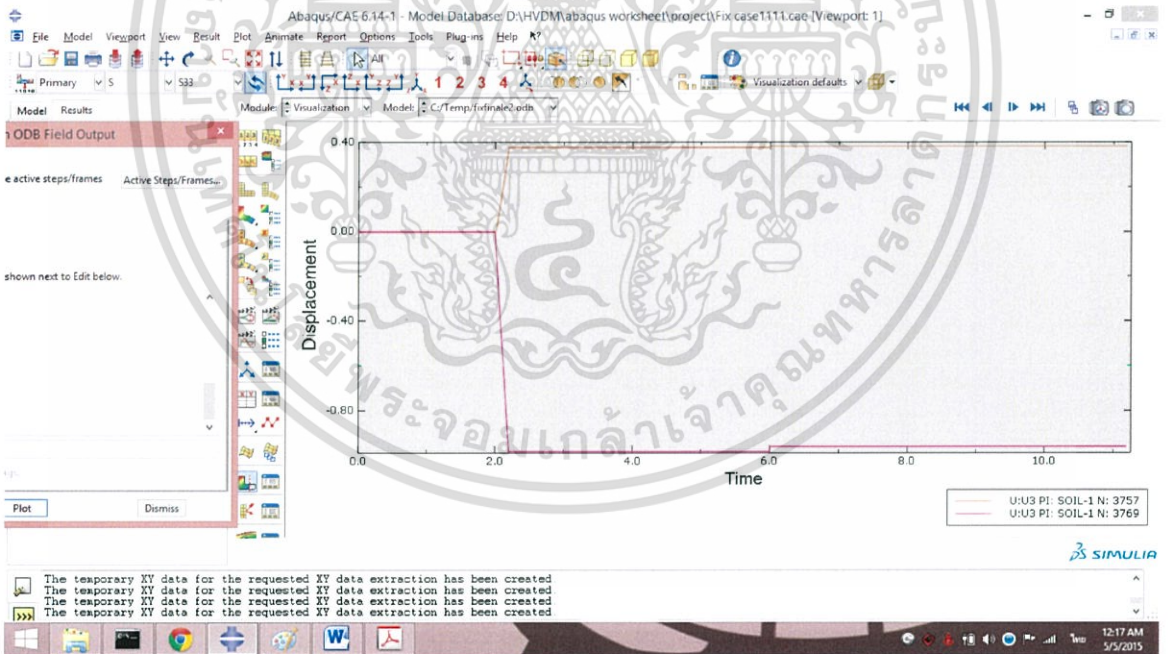


รูป 4.17 แสดงผล Pores Water pressure จากการทาบ ด้วยความสูง 1 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.18 แสดงผล Effective Stress จากการทุบ ด้วยความสูง 1 เมตร



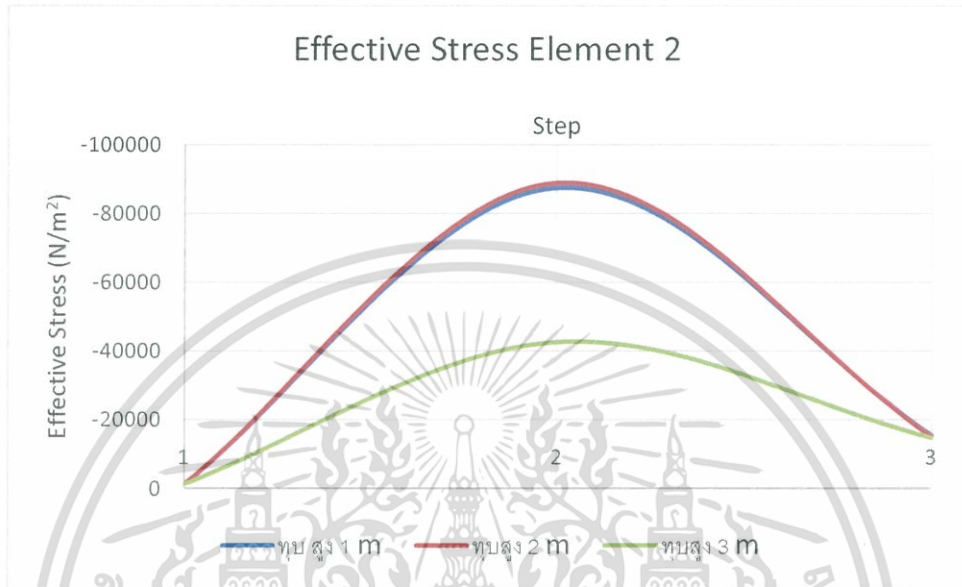
รูป 4.19 แสดงผล Displacement จากการทุบ ด้วยความสูง 1 เมตร

พบว่าเมื่อมีการปล่อยตุ้มอิสระ ด้วยความสูง 1 เมตร จนเกิดพลังงานจะทำให้ เกิด effective stress มากขึ้น void ratio ลดลง และเกิดการยุบตัวบริเวณที่ปล่อยตุ้มอิสระขณะที่ดินด้านข้างจะเกิดการบวมตัว

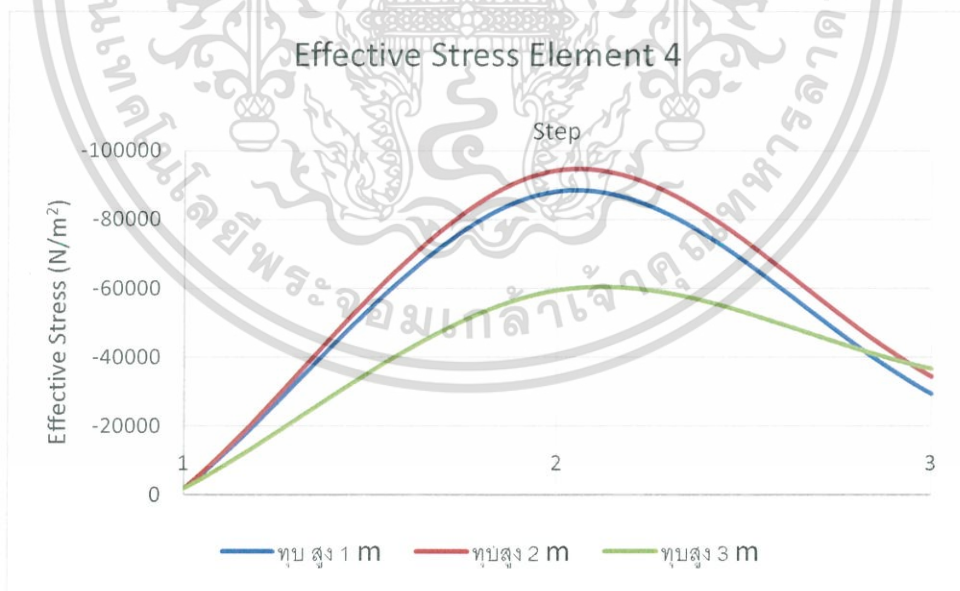
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.4 ผลจากการศึกษา

##### 4.4.1 เปรียบเทียบ Effective stress



รูป 4.20 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 1 และ 2

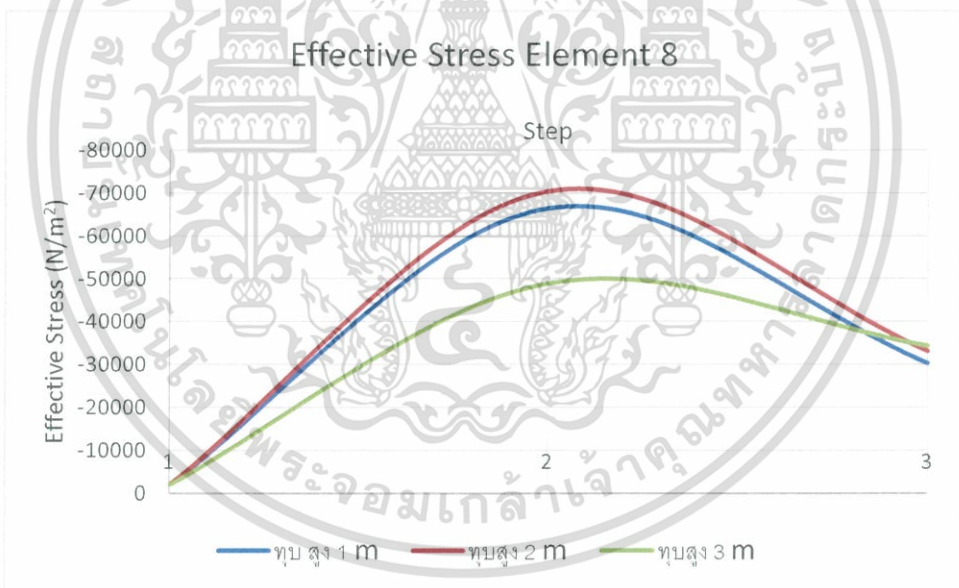


รูป 4.21 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 3 และ 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.22 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 5 และ 6

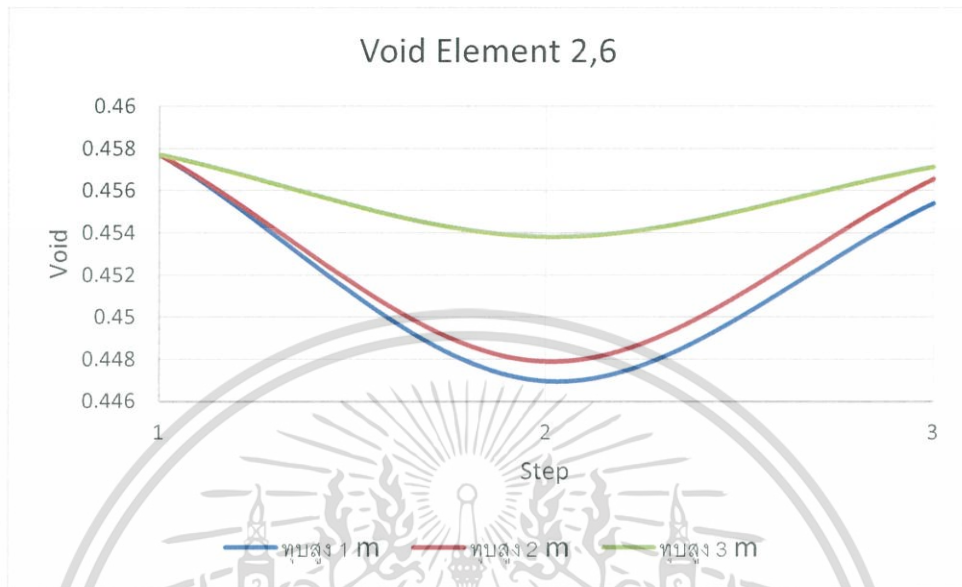


รูปที่ 4.23 กราฟแสดงแนวโน้มของ Effective Stress ที่จุด 7 และ 8

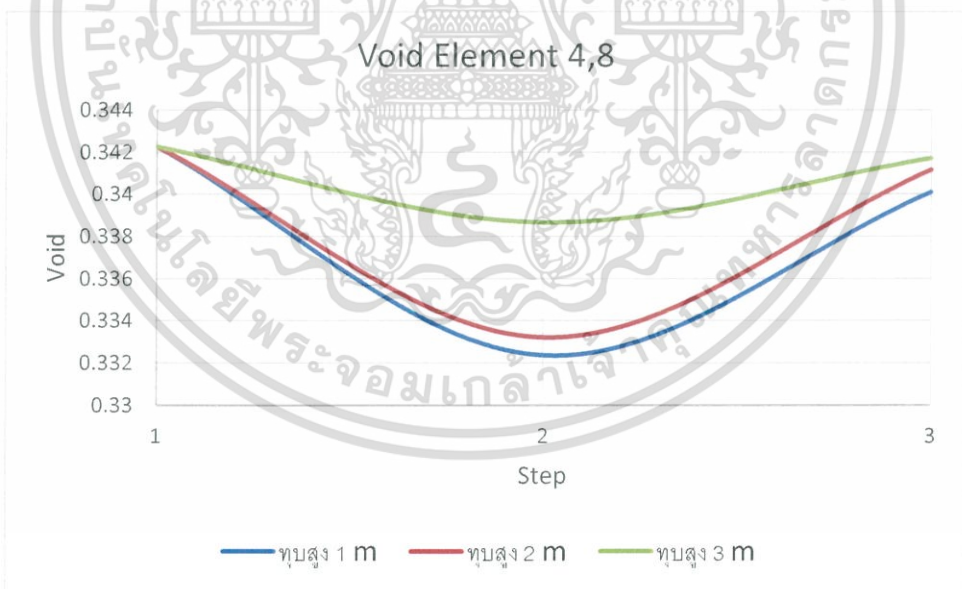
จากกราฟเปรียบเทียบแนวโน้มของ Effective Stress โดยกำหนด Step 1 คือช่วงเวลาก่อนการท่อบ Step 2 คือช่วงที่ทำการท่อบ และ Step 3 คือช่วงการถอนน้ำหนักออก พบว่า Effective Stress จะมีการพัฒนากำลั้งที่มากขณะที่ทำการท่อบ แต่เมื่อทำการถอนน้ำหนักออก Effective Stress มีค่าลดลง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

#### 4.4.2 เปรียบเทียบ Void Ratio



รูปที่ 4.24 กราฟแสดงแนวโน้มของ Void Ratio ที่จุด 2 และ 6

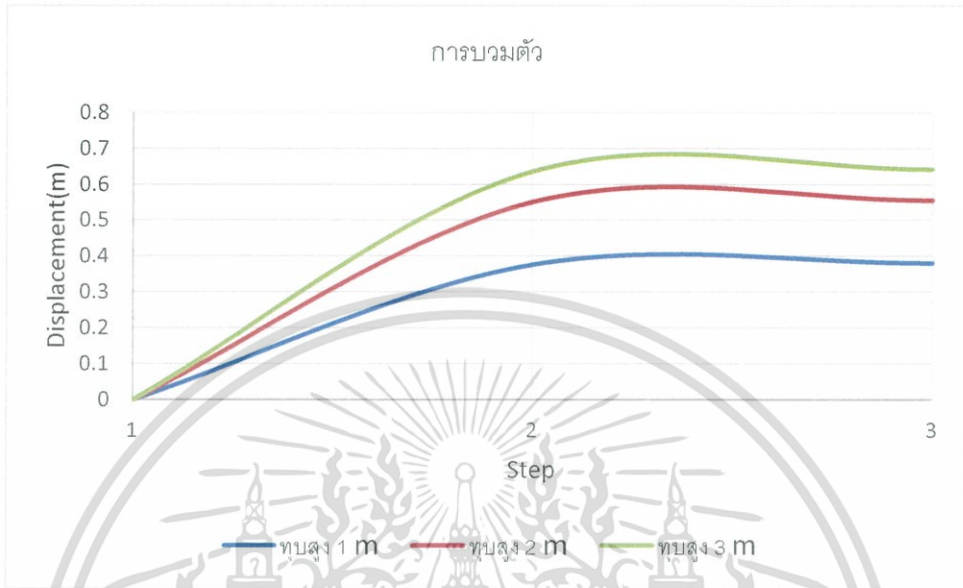


รูป 4.25 กราฟแสดงแนวโน้มของ Void Ratio ที่จุด 4 และ 8

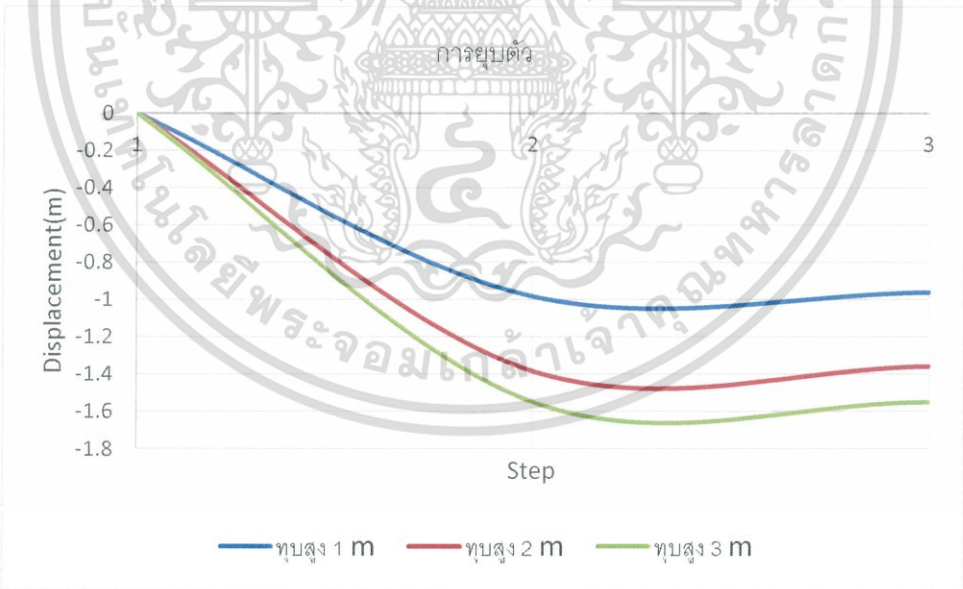
พบว่า Void Ratio ในดินมีการเปลี่ยนแปลงค่า เนื่องจากน้ำไม่มีการเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน ทำให้ Effective Stress มีค่าเปลี่ยนแปลงน้อยมาก และการเปลี่ยนแปลงของ Void Ratio มีพฤติกรรมอื่นๆ เกี่ยวข้องด้วย เช่น การเรียงตัวของเม็ดดิน เป็นต้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้คัดลอกเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.3 เปรียบเทียบ Displacement

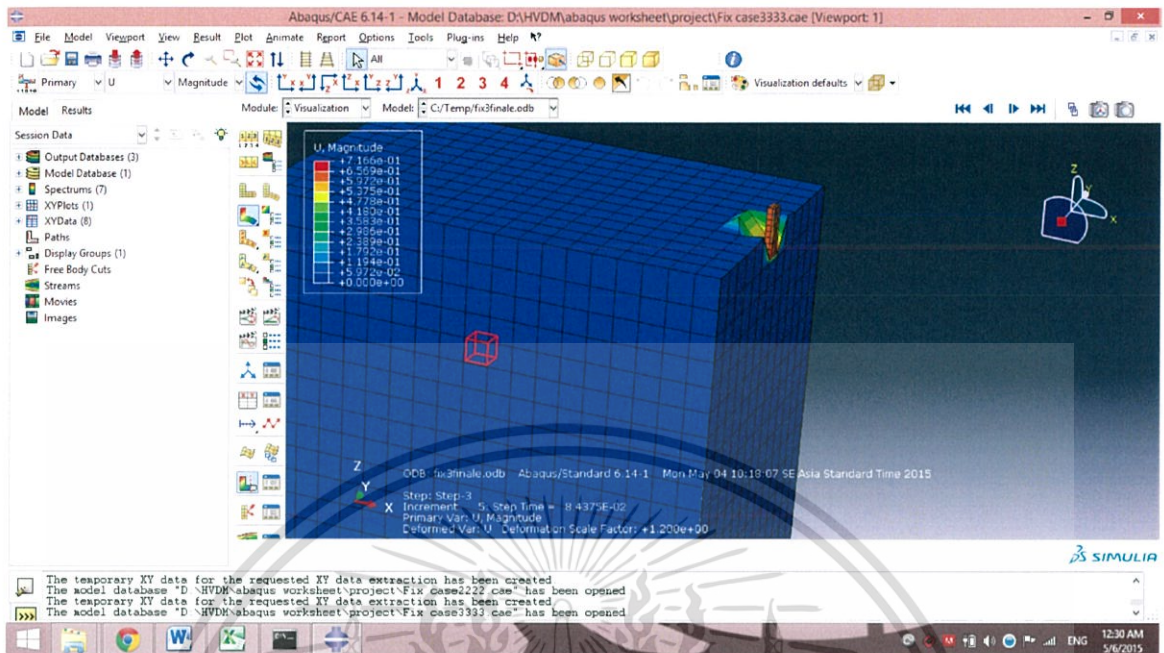


รูป 4.26 กราฟแสดงแนวโน้มการรวมตัวของดิน



รูป 4.27 กราฟแสดงแนวโน้มการยุบตัวของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.28 รูปตัดด้านขวางแสดงการยุบตัวและบวมตัวของดิน

จากรูป 4.28 จะเห็นว่าเมื่อทาบ ดินจะเกิดการบวมตัวที่ด้านข้างและยุบตัวมากบริเวณใต้ค้ำน้ำหนัก จากกราฟรูป 4.26 และ 4.27 ซึ่งให้เห็นว่าแนวโน้มของการยุบตัวและการบวมตัวเพิ่มขึ้นตามพลังงานที่ให้ในการทาบ

#### 4.4.4 เปรียบเทียบ Pores water Pressure

เนื่องจากโมเดลนี้ค่า Permeability ของดินเหนียวบริเวณผิวดินที่ทำการ Model มีค่าที่สูงมากรวมทั้งโมเดลนี้ได้กำหนดให้ชั้น Weathered Crust มีค่า Saturation = 0 ทำให้ค่า Pores Water Pressure มีค่าคงที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บทที่ 5

# สรุปผลการศึกษา

### 5.1 สรุปผล

วิธีการบดอัดกระแทก หรือ Dynamic Compaction ถือว่าเป็นวิธีการที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ยังไม่ดีมากนัก โดยจากผลการทดสอบพบว่า การเพิ่มพลังงานในการทุบส่งผลให้มีแนวโน้มของความเค้นประสิทธิผลและอัตราส่วนช่องว่างสูงขึ้นขณะทุบ แต่เมื่อทำการถอนค้อนน้ำหนักรอก จะมีแนวโน้มลดลงกลับสู่ภาวะปกติ มีค่าสูงกว่าเล็กน้อย ดังนั้นการเพิ่มพลังงานในการทุบ จึงไม่ใช่ตัวเลือกที่ดีที่สุดในการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ การที่จะทำการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จึงต้องทำการศึกษาถึงกำลังรับน้ำหนัก และค่าความแข็งแรงของดิน จากนั้นจึงทำการกำหนดพลังงานที่เหมาะสมในการทำการปรับปรุงคุณภาพ เพื่อที่จะทำให้การปรับปรุงคุณภาพเป็นไป ด้วยประสิทธิภาพการทำงานที่สูงที่สุด

### 5.2 ปัญหาที่พบในการดำเนินงาน

เวลาที่ใช้ในการศึกษาโปรแกรมมีเวลาน้อยเกินไป ทำให้ต้องกำหนดขอบเขตและเงื่อนไขในการศึกษาที่แคบลงกว่าที่กำหนดไว้ รวมทั้งโปรแกรมที่ใช้ ไม่เป็นที่นิยมในประเทศไทย และยังมีคู่มือการใช้งานที่ไม่แน่ชัด ทำให้การศึกษาโปรแกรมเป็นไปอย่างยากลำบาก

### 5.3 ข้อเสนอแนะ

การปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวด้วยวิธีบดอัดกระแทก หรือ Dynamic Compaction นั้นใช้พลังงานได้อย่างจำกัด จึงควรเพิ่มการปรับปรุงโดยการใช้ท่อความดันต่ำเพื่อสูบน้ำในเม็ดดินออก หรือการใช้แผ่นระบายน้ำแนวตั้ง (PVD) มาเสริมในการปรับปรุงคุณภาพดิน เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการปรับปรุงคุณภาพดินได้

## เอกสารอ้างอิง

- [1] นาย กฤตเมธ อัดถานุวัตต์ และคณะ,การศึกษาเชิงวิเคราะห์พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ การบดอัด โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์,2013,Page 34-72
- [2] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ, ข้อมูลสภาพดินลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง, โรงพิมพ์สหมิตร การพิมพ์, กรุงเทพฯ, 2546An
- [3] -Bin Huang, Paul W. Mayne, Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Taylor and Francis Group Publishing, 2003, Page 19
- [4] C. Venkatramiah, Geotechnical Engineering, Third Edition, New Age International Publisher, 2006, Page 454
- [5] F. B. J. Barends, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Volume 2, CRC Press Publisher, 1999, Page 1155
- [6] By Milutin Srbulov, Practical Guide to Geo-Engineering, Springer Science & Business Media Publisher, 2003, Page 76
- [7] Chris A. Raison, Ground and Soil Improvement, Thomas Telford Publisher, 2004, Page 82

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

## บรรณานุกรม

Soil Permeability **9.3 Soil permeability classes** .[Online].

Available : [ftp://ftp.fao.org/fi/CDrom/FAO\\_Training/FAO\\_Training/General/x6706e/x6706e09.htm](ftp://ftp.fao.org/fi/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706e/x6706e09.htm)

Multiple Drop Test in 1 Analysis **rstupplebeen(Mechanical) 14 Jul 10 11.48** .[Online].

Available : <http://www.eng-tips.com/viewthread.cfm?qid=276552>

Sam Helwany 2007 **Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications**.[Online].

Available: <http://www.egr.msu.edu/software/abaqus/Documentation/docs/v6.7/books/usi/default.htm?startat=pt03ch16s10h1b09.html>

Coupled pore fluid diffusion and stress analysis Total **and excess pore fluid pressure**.[Online].

Available: <http://www.egr.msu.edu/software/abaqus/Documentation/docs/v6.7/books/usb/default.htm?startat=pt03ch06s07at23.html>

Abaqus Simula Documentation 6.14 **Abaqus/CAE User's Guide, Abaqus Analysis User's Guide**.

[Online]. Available: <http://server-afb147.ethz.ch:2080/v6.14/>

Hormoz Zareh 2013 **Abaqus Cae (ver 6.12) Impact tutorial** Portland State University, Mechanical Engineering

Dilan J Robert and Arul M Britto 2013 **Geostatic Stress Calculation in ABAQUS for unsaturated sands** Engineering Department Cambridge University

Xu Ping **In-situ Tests and Three-dimensional FEM Analysis of Dynamic Compaction Effects of High Filled Embankment** School of Water Environment, Zhengzhou University, Zhengzhou, Henan 450001, China

Torben Pichler, Tim Pucker, Thorben Hamann, Sascha Henke, Gang Qiu **High-Performance Abaqus Simulations in Soil Mechanics Reloaded – Chances and Frontiers** Hamburg University of Technology Institute of Geotechnical Engineering and Construction Management

Robert Y. Liang **Innovative soft clay improvement technique using vacuum and dynamic compaction (HVDM)** Department of Civil Engineering, University of Akron, Akron, Ohio, USA S. Xu Shanghai Geoharbour Group, Shanghai, China

Chung-Tien Chin, Jung-Feng Chang, I-Chou Hu & Jie-Ru Chen, 2008. **Geotechnical site characterization for Suvarnabhumi Airport.**

Pornkasem Jongpradist, Trin Deikhong & Sompote Youwai. 2012. **Numerical Simulations of Geotechnical Works in Bangkok Subsoil Using Advanced Soil Models Available in Plaxis and Through User-Defined Model.**

Yong Tan, Ye Lu. 2009. **Parametric studies of DDC-induced deflections of sheet pile walls in soft soils.** Computer and Geotechnics, Vol.21, pp. 902-910

สุขสันต์ หอพิบูลสุข และ รุ่งลาวัลย์ ราชัน. **ปฏิพิภคศาสตร์. พิมพ์ครั้งที่ 1.** กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล 2548.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. **วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค. พิมพ์ครั้งที่ 1.** กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย 2550.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้