

พฤติกรรมดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครในงานชุดดินและพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์
ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

นายวันปิยะ สาธุกุล

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2556

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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

BEHAVIOR OF BANGKOK SOFT CLAY IN EXCAVATION WORKS AND ITS
PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT ANALYSIS

Mr.Wanpiya Sanukool

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2013

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครในงานชุดดิน
และพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟ
ไนต์อิลลิเมนต์

โดย

นายวันปิยะ ฐานกุล

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร.จิรวัดร์ บุญญะฐิติ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(รองศาสตราจารย์ ดร.จิรวัดร์ บุญญะฐิติ)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์)

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

วันปิยะ สาณกุล : พฤติกรรมดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครในงานขุดดินและพารามิเตอร์
 สำหรับการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (BEHAVIOR OF BANGKOK SOFT
 CLAY IN EXCAVATION WORKS AND ITS PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT
 ANALYSIS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ.ดร.จิรวัดร บุญญะสู, 111 หน้า

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครในงานขุดดินลึกด้วย
 วิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์ (โปรแกรม PLAXIS) โดยใช้แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ ซึ่งหา
 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแกนเดี่ยวและการทดสอบสามแกนด้วย
 เส้นทางการเดินหน่วยแรงที่ต่างกัน ได้แก่ Isotropically Consolidated Drain Compression Triaxial
 Test (CID) และ Isotropically Consolidation Compression Unloading Triaxial Test (CID^U)
 ซึ่งเป็นเส้นทางการเดินหน่วยแรงที่เกิดขึ้นหลังกำแพงกันดินในงานขุดดินโดยเป็นเส้นทางการเดินหน่วยแรง
 ที่หน่วยแรงหลักเพิ่มขึ้นในขณะที่หน่วยแรงรองลดลง จากผลการทดสอบพบว่าค่าโมดูลัสอ้างอิง (E_{50}^{ref}) จาก CID^U มีค่ามากกว่าค่าโมดูลัสอ้างอิงที่ได้จาก CID ประมาณ 6 เท่า ซึ่งแตกต่างจาก
 (Schanz 1998) ซึ่งแนะนำให้ใช้ค่า ค่าโมดูลัสอ้างอิงแบบคั่นตัว เท่ากับ 3 เท่าของ โมดูลัสอ้างอิงที่
 ได้จากการทดสอบสามแกนแบบมาตรฐาน จากการวิเคราะห์โดยแบบจำลองและพารามิเตอร์
 ดังกล่าวพบว่า สามารถประมาณค่าการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินซึ่งมีแนวโน้มใกล้เคียงกับผล
 ตรวจวัดจริงมากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับผลการประมาณโดยใช้แบบจำลองมอร์-คูลอมบีวิเคราะห์
 นอกจากนี้ยังพบว่าบริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดิน (ซึ่งนิยามโดยพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัว
 มากกว่า 6 มิลลิเมตร) จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ มีขนาดน้อยกว่าเมื่อ
 เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองมอร์-คูลอมบี

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

5370571121: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: BANGKOK CLAY / EXCAVATION WORKS / PARAMETERS / FINITE ELEMENT

WANPIYA SANUKOOL: BEHAVIOR OF BANGKOK SOFT CLAY IN EXCAVATION WORKS AND ITS PARAMETERS FOR FINITE ELEMENT ANALYSIS. ADVISOR: ASSOC. PROF. TIRAWAT BOONYATEE, D. Eng., 111 pp.

In this study, the hardening soil model (Vermeer, 1999) was used to simulate the behavior of Bangkok soft clay in an excavation problem. The simulation was carried out by a finite element code Plaxis-2D with necessary parameters determined from oedometer tests and triaxial tests under controlled stress paths which are the isotropically consolidated drained compression test (CID) and isotropically consolidated drained compression with unloading test (CID^U). The CID^U differs from the CID in such a way that the confining pressure was being decreased while the deviator stress was being increased and is more similar to the actual condition for the soil behind the retaining wall as it is being excavated.

On contrary to Schanz (1999) who recommended the reference unloading modulus (E_{ur}^{ref}) to be 3 times of the reference modulus that can be obtained from standard triaxial test. The reference modulus (E_{50}^{ref}) determined from CID^U was 6 times greater than the modulus obtained from CID. Based on determined parameters, the FEA predictions of wall movement were made and compared with field measurement. It was concluded that the prediction by the HSM is superior to the Mohr Coulomb model (MCM). When defining the influenced zone due to excavation works by the area in which the ground movement is larger than 6 mm, it was found that the influenced zone determined by HSM was narrower than the one analyzed by MCM.

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

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

Academic Year:.....2013.....

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สิริวัตร บุญญะฐิติ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งสละเวลาอันมีค่ามาคอยให้คำแนะนำ ให้คำปรึกษาการดำเนินงาน ซึ่งแนะแนวทาง และช่วยแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ ตลอดระยะเวลาการทำวิจัย ขอกราบขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล รองศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สยาม ยิ้มศิริ ซึ่งเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ที่ให้คำแนะนำ ตรวจสอบและแก้ไขจนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ข้าพเจ้าขอขอบคุณต่อนายรัฐวุฒิ เหมะภูดิน นายณฤวัต กลอยเทพ และนางสาวช่อธรรม ศรีนิล ที่คอยให้ความช่วยเหลือในการทำงาน ให้คำแนะนำ และช่วยแก้ปัญหา อีกทั้ง รุ่นพี่ เพื่อนๆ และรุ่นน้องทุกคนที่คอยเป็นกำลังใจและสนับสนุนการทำงาน

ท้ายที่สุดนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบิดามารดา พี่น้องทุกคนผู้ซึ่งคอยให้กำลังใจ เอาใจใส่ดูแล และสนับสนุนทุนทรัพย์ในการศึกษาและทำงานวิจัยมาโดยตลอด ตลอดจนอาจารย์ทุกๆ ท่านที่เคยสั่งสอน อบรม และให้ความรู้ ข้าพเจ้าจะระลึกถึงพระคุณนี้ตลอดไป

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ฏ
บทที่ 1.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์	3
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	3
1.4 วิธีและขั้นตอนการดำเนินงาน	3
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2.....	5
2.1 ทฤษฎีอิลาสติก	5
2.1.1 กฎของฮุกและค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Hooke's Law and Elastic modulus)	5
2.2 ทฤษฎีพลาสติกซิตี	6
2.2.1 การคราก (Yielding).....	6
2.2.2 กฎการไหล (Flow Rule).....	8

2.2.3	กฎความแข็ง (Hardening Rule)	8
2.2.4	โคเนมาติกฮาร์ดเดนนิ่ง	10
2.2.5	ไอโซทรอปิกฮาร์ดเดนนิ่ง	10
2.3	แบบจำลองดิน	11
2.3.1	Non-linear elastic	11
2.3.2	Variable elastic stress strain	11
2.3.3	Elasto-plastic stress- strain	12
2.3.4	Elasto – visco – plasticity	14
2.3.5	Cap model	14
2.4	แบบจำลองดินและพารามิเตอร์ที่ใช้ในโปรแกรม PLAXIS	15
2.4.1	แบบจำลองมอร์-คูลอมป์	15
2.4.2	แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์	16
2.4.2.1	ความสัมพันธ์แบบไฮเปอร์โบลิก สำหรับการทดสอบสามแกนมาตรฐาน แบบระบายน้ำ (Hyperbolic Relationship For Standard Drained Triaxial Test) ..	18
2.4.2.2	การประมาณความสัมพันธ์ไฮเปอร์โบลิกด้วยแบบจำลอง HSM (Approximation of Hyperbora by The Hardening Soil Model)	20
2.4.2.3	ความเครียดเชิงปริมาตรพลาสติกสำหรับปริภูมิความเค้นการทดสอบ สามแกน (Plastic Volumetric Strain for Triaxial State of Stress)	21
2.4.2.4	Dilatancy cut –off	22
2.4.2.5	On The Cap Yield Surface In Hardening Soil Model	23
2.4.3	แบบจำลองซอฟชอยล์(Soft soil model)	24
2.5	ค่าพารามิเตอร์ต่างๆของดิน	27

2.5.1	พารามิเตอร์พื้นฐาน	27
2.5.2	Compression properties	28
2.5.2.1	Primary compression	28
2.5.2.2	Empirical equations to predict compression parameters	31
2.5.3	Deformation parameter	32
2.5.3.1	Drained and Undrained behavior	34
2.5.4	Strength properties	36
2.5.4.1	Total and effective stress analysis	39
2.5.4.2	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ	40
2.5.4.3	ผลค่าความชื้นในมวลดินที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ..	40
2.5.5	ผลของแอนไอโซทรอปิกที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	41
2.5.5.1	การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยสูตร เชิงประจักษ์.....	42
2.5.5.2	กำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ.....	43
2.6	งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	44
2.6.1	EVALUATION OF CLAY CONSTITUTIVE MODELS FOR ANALYSIS OF DEEP EXCAVATION UNDER UNDRAINED CONDITIONS	44
2.6.2	การหาพารามิเตอร์ทางด้านกำลังและพารามิเตอร์สติเฟนสของแบบจำลอง ดินฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวกรุงเทพ	49
บทที่ 3	53
3.1	สถานที่และการเก็บตัวอย่าง	53

3.2	วิธีการทดสอบและวิธีการวิเคราะห์ผล.....	56
3.2.1	การทดสอบหาสมบัติดัชนี (Index properties)	57
3.2.2	การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ.....	58
3.2.2.1	วิธีการทดสอบ	58
3.2.2.2	การแปรผลและการวิเคราะห์.....	59
3.2.3	การทดสอบสามแกน.....	62
3.2.3.1	เครื่องทดสอบสามแกน.....	62
3.2.3.2	วิธีการทดสอบ	67
3.2.4	ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองปัญหาทางนูนดินลึกและวิเคราะห์การเคลื่อนตัว ด้านข้างของดินหลังแนวกำแพงกั้นดินในงานนูนดินลึกด้วยโปรแกรม PLAXIS2D	71
3.2.4.1	สร้างแบบจำลองพื้นที่งานนูนและแบ่งชั้นดิน	72
3.2.4.2	กำหนดแบบจำลองดินและพารามิเตอร์	74
3.2.4.3	คำนวณตามขั้นตอนการก่อสร้าง	74
บทที่ 4	78
4.1	ผลการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมพื้นฐานของดิน.....	78
4.2	ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ.....	79
4.2.1	ผลการทดสอบจากโครงการมหานคร	79
4.2.2	ผลการทดสอบจาก AIT.....	84
4.2.3	ผลการทดสอบจาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.....	86
4.3	ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกน.....	89
4.3.1	ผลการทดสอบช่วงอัดตัวคายน้ำ	89

4.3.2 ผลการทดสอบช่วงเฉือนตัวอย่าง	95
4.3.2.1 การเฉือนแบบ Compression loading	95
4.3.2.2 การเฉือนแบบ Compression unloading	97
4.4 ผลการวิเคราะห์การสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม PLAXIS	100
บทที่ 5.....	106
5.1 สรุปผลงานวิจัย.....	106
รายการอ้างอิง	109
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	111

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2-1ความสัมพันธ์นิยามของ λ^* และ K^* กับแบบอื่นๆ..... 27

ตารางที่ 2-2 ตารางแสดงคุณสมบัติและพารามิเตอร์ของดิน..... 27

ตารางที่ 2-3 ความสัมพันธ์กับค่า K_0 คุณสมบัติพื้นฐาน..... 29

ตารางที่ 2-4 ค่าพารามิเตอร์การอัดตัวได้จากพารามิเตอร์พื้นฐาน..... 31

ตารางที่ 2-5 โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ..... 36

ตารางที่ 2-6 ผลของแอนไอโซทรอปิกที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ..... 41

ตารางที่ 2-7 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ..... 42

ตารางที่ 2-8 ผลการทดสอบจากเครื่องทดสอบสามแกน..... 51

ตารางที่ 2-9 พารามิเตอร์เริ่มต้นในการวิเคราะห์..... 52

ตารางที่ 2-10 พารามิเตอร์ที่ทำการปรับแก้แล้ว..... 52

ตารางที่ 3-1 การควบคุมแรงดันในขั้นตอนการดูดอากาศออก..... 70

ตารางที่ 3-2 ลักษณะชั้นดินบริเวณโครงการ..... 73

ตารางที่ 4-1ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจากโครงการ
มหานคร..... 81

ตารางที่ 4-2 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจากโครงการมหานคร.... 82

ตารางที่ 4-3 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวแข็งปานกลางที่หาได้จากการทดสอบจากโครงการมหา
นคร..... 83

ตารางที่ 4-4 ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจาก AIT . 85

ตารางที่ 4-5 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจาก AIT 85

ตารางที่ 4-6 ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจาก
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์..... 87

ตารางที่ 4-7 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจากมหาวิทยาลัย เกษตรศาสตร์	88
ตารางที่ 4-8 ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรที่ 0.1% ของความเครียดเชิงปริมาตร	94
ตารางที่ 4-9 ค่าโมดูลัสต่างๆจากการทดสอบด้วยเครื่องอัดสามแกน	97
ตารางที่ 4-10 แบบจำลองที่ใช้สำหรับดินแต่ละชั้นและพารามิเตอร์	101
ตารางที่ 4-11 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์	102

สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 2-1 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างดินทรงกระบอกภายใต้แรงกด(สุเชษฐ (2551)).....	5
รูปที่ 2-2 การนิยามเกณฑ์การวิบัติ(สุเชษฐ (2553))	7
รูปที่ 2-3 การตั้งฉาก(NORMALITY) (สุเชษฐ (2553)).....	8
รูปที่ 2-4 การให้แรงในหนึ่งมิติบนวัสดุแข็งตัวและอ่อนตัวด้วยความเครียด (สุเชษฐ (2553))	9
รูปที่ 2-5 กระบวนการแข็งตัว (สุเชษฐ (2553))	10
รูปที่ 2-6 วิธีการเพิ่มแรงและลดบนโคเนมาติดฮาดเดนนิ่งและไฮโซโทรปิกฮาร์ดเดนนิ่ง (สุเชษฐ (2553))	10
รูปที่ 2-7 พฤติกรรมของดินตามทฤษฎี พลาสซิติ.....	12
รูปที่ 2-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์	15
รูปที่ 2-9 พื้นผิวคราก (YIELD SURFACE) แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์	16
รูปที่ 2-10 รูปความสัมพันธ์.....	20
รูปที่ 2-11 พฤติกรรม DILATANCY	23
รูปที่ 2-12 พื้นผิวครากของแบบจำลอง HSM.....	24
รูปที่ 2-13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย	25
รูปที่ 2-14 พื้นผิวครากในแบบจำลองชอฟชอยล์	25
รูปที่ 2-15 ฟังก์ชันคราก ในระบบความเค้นหลักของแบบจำลองชอฟชอยล์	26
รูปที่ 2-16 การทดสอบ OEDOMETER	29
รูปที่ 2-17 อัตราส่วนช่องว่างกับความเค้นประสิทธิผล.....	30
รูปที่ 2-18 เส้นการอัดตัวคายน้ำและเส้นการบวมตัว	31
รูปที่ 2-19 ไมดูลัสแบบสัมผัส และ ไมดูลัสแบบซีแคนต์	33

รูปที่ 2-20 ช่วงของความเครียดที่เหมาะสมกับการทดสอบและปัญหาของโครงสร้าง(วาดใหม่จาก MAIR โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ (UNDRAINED AND DRAINED MODULUS)... 34

รูปที่ 2-21 ค่าโมดูลัสซีแคนต์แบบไม่ระบายน้ำ ของดินเหนียวชนิดต่างๆ..... 35

รูปที่ 2-22 จุดวิบัติเส้นวิบัติมอร์ คูลอมป์..... 38

รูปที่ 2-23 การทดสอบตามเส้นทางหน่วยแรงต่าง 39

รูปที่ 2-24 แผนภูมิการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือน..... 40

รูปที่ 2-25 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่า S_u และ OCR 43

รูปที่ 2-26 ความสัมพันธ์ของ $\sin \phi'$ กับค่าดัชนีพลาสติกสำหรับดินที่มีการอัดตัวแบบปกติ..... 44

รูปที่ 2-27 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ..... 50

รูปที่ 2-28 แบบจำลองการทดสอบสามแกน 51

รูปที่ 3-1 พื้นที่ในการเก็บตัวอย่างบริเวณโครงการมหานครใกล้กับสถานีรถไฟฟ้า BTS ชื่องนนทบุรี 53

รูปที่ 3-2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพื่อทำการทดสอบ..... 54

รูปที่ 3-3 เครื่องมือที่ใช้ในการทำการเก็บตัวอย่างดิน..... 55

รูปที่ 3-4 กระบอบางที่ใช้ในการเก็บตัวอย่างดิน..... 55

รูปที่ 3-5 ตัวอย่างที่ได้จากการเจาะเก็บตัวอย่าง..... 56

รูปที่ 3-6 เครื่องมือที่ใช้ในการหาค่า ATTERBERG LIMITS..... 57

รูปที่ 3-7 การทดสอบหาขีดจำกัดลว 57

รูปที่ 3-8 ภาพทดสอบหาขีดจำกัดพลาสติก 58

รูปที่ 3-9 แผนภูมิการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ 59

รูปที่ 3-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติแบบมาตรฐาน 60

รูปที่ 3-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติในรูปโมดูลัสอ้างอิง..... 62

รูปที่ 3-12 อุปกรณ์รับและส่งสัญญาณ NATIONAL INSTRUMENTS NI CRIO 9073..... 63

รูปที่ 3-13 ดิจิตอลมอเตอร์(DIGITAL MOTOR).....	63
รูปที่ 3-14 โหลดเซลล์ (LOAD CELL)	64
รูปที่ 3-15 DISPLACEMENT TRANSDUCER.....	64
รูปที่ 3-16 มาตรวัดแรงดันน้ำ (PRESSURE TRANSDUCER)	65
รูปที่ 3-17 VOLUMETRIC TRANSDUCER.....	65
รูปที่ 3-18 ELECTRO-PNEUMATIC TRANSDUCER.....	66
รูปที่ 3-19 คอมพิวเตอร์.....	66
รูปที่ 3-20 เครื่องทดสอบสามแกน	67
รูปที่ 3-21 แผนภูมิการทดสอบสามแกน.....	68
รูปที่ 3-22 แผนภูมิการสร้างแบบจำลองในงานชุดและขั้นตอนการวิเคราะห์	72
รูปที่ 3-23 การแบ่งชั้นดินของโครงการและแบบจำลองเริ่มต้น	73
รูปที่ 3-24 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขต สร้างเมสและกำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น	74
รูปที่ 3-25 จำลองการก่อสร้างกำแพงกันดิน	75
รูปที่ 3-26 การจำลองการขุดดินไปที่ -2.00 เมตร	75
รูปที่ 3-27 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1 ที่ระดับ -1.50 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน	75
รูปที่ 3-28 การจำลองการขุดดินไปที่ -6.50 เมตร	76
รูปที่ 3-29 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2 ที่ระดับ -6.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน	76
รูปที่ 3-30 การจำลองการขุดดินไปที่ -11.50 เมตร	76
รูปที่ 3-31 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3 ที่ระดับ -11.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน	77
รูปที่ 3-32 ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -15.50 เมตร.....	77
รูปที่ 4-1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวบริเวณโครงการมหานคร	78

รูปที่ 4-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียวอ่อนจาก
โครงการมหานคร 79

รูปที่ 4-3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียวแข็งปาน
กลาง..... 80

รูปที่ 4-4 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายนํ้าเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจากโครงการมหานคร 82

รูปที่ 4-5 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายนํ้าเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางจากโครงการมหา
นคร..... 83

รูปที่ 4-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียวอ่อนจาก
AIT 84

รูปที่ 4-7 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายนํ้าเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจาก AIT 86

รูปที่ 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียวอ่อนจาก
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์..... 87

รูปที่ 4-9 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายนํ้าเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจาก
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์..... 89

รูปที่ 4-10 ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนในช่วงอัดตัวคายนํ้าของชุดตัวอย่าง CID.. 90

รูปที่ 4-11 ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนในช่วงอัดตัวคายนํ้าของชุดตัวอย่าง CIDC^U
..... 90

รูปที่ 4-12 ค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวในช่วงการอัดตัวคายนํ้าของชุดตัวอย่าง CID 92

รูปที่ 4-13 ค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวในช่วงการอัดตัวคายนํ้าของชุดตัวอย่าง CIDC^U 92

รูปที่ 4-14 การหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร 93

รูปที่ 4-15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเชิงปริมาตรและความเครียดเชิงปริมาตร CID 93

รูปที่ 4-16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเชิงปริมาตรและความเครียดเชิงปริมาตร CIDC^U 94

รูปที่ 4-17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย 95

รูปที่ 4-18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวตั้ง 96

รูปที่ 4-19 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรที่เปลี่ยนไปกับความเครียดในแนวตั้ง 96

รูปที่ 4-20 ค่าโมดูลัสข้างอิงที่ได้จากการทดสอบสามแกน 97

รูปที่ 4-21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย 98

รูปที่ 4-22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวตั้ง 98

รูปที่ 4-23 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรที่เปลี่ยนไปกับความเครียดในแนวตั้ง 99

รูปที่ 4-24 ค่าโมดูลัสข้างอิงที่ได้จากการทดสอบสามแกน 99

รูปที่ 4-25 ผลการวิเคราะห์หิวเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง MCM ในดินเหนียวอ่อน 104

รูปที่ 4-26 การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง HSM ในดินเหนียวอ่อนโดยพารามิเตอร์มาจากผลการ
ทดสอบ 104

รูปที่ 4-27 บริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดินที่เกิดจากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง MCM
..... 105

รูปที่ 4-28 บริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดินที่เกิดจากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง HSM
..... 105

รูปที่ 5-1 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_{oed}^{ref} และดัชนีเหลว..... 107

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันการใช้การวิเคราะห์แบบไฟไนต์อีลิเมนต์ (finite element method, finite element analysis) เกี่ยวข้องกับงานทางด้านโยธาหลายแขนง เช่น ทางโครงสร้าง ทางธรณีเทคนิค และทางขนส่ง เป็นต้น ไฟไนต์อีลิเมนต์ คือเทคนิควิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับการหาคำตอบโดยประมาณของสมการเชิงอนุพันธ์ย่อยพร้อมๆกับสมการปริพันธ์ ผลลัพธ์ที่ได้จากระเบียบวิธีนี้มีพื้นฐานมาจากทั้งการกำจัดสมการเชิงอนุพันธ์อย่างสมบูรณ์ (สำหรับปัญหาที่อยู่ในสภาวะคงที่) หรือการปรับแก้สมการเชิงอนุพันธ์ให้กลายเป็นระบบโดยประมาณของสมการเชิงอนุพันธ์สามัญซึ่งเป็นปริพันธ์ทางคณิตศาสตร์ด้วยการใช้เทคนิคมาตรฐานทางคณิตศาสตร์

การประยุกต์ใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในงานทางด้านธรณีเทคนิคโดยเฉพาะอย่างยิ่งในงานทางด้านการศึกษาดินนั้นสำคัญมาก เนื่องจากงานทางด้านการศึกษาดินมีความเสี่ยงด้านทางเสถียรภาพจึงต้องใช้ออกแบบและการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของดินที่มีความถูกต้องและมีประสิทธิภาพมากที่สุด ดังนั้นการเลือกใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ในการวิเคราะห์เป็นวิธีที่เหมาะสมโปรแกรมที่ได้รับความนิยมในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เกี่ยวกับทางด้าน ธรณีเทคนิคคือโปรแกรม PLAXIS โปรแกรมนี้สามารถคำนวณและแสดง พฤติกรรมการเคลื่อนที่ของดินที่เกิดขึ้นหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในดิน และยังรวมถึงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยโดยทำการคำนวณจากสถานการณ์ในการก่อสร้างและวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง แล้วทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าต่างๆ ทั้งนี้ ความถูกต้องของค่าหน่วยแรงต่างๆจะถูกต้องนั้นต้องขึ้นกับการสมมุติสถานการณ์และการเลือกใช้วัสดุที่มีความถูกต้อง

พฤติกรรมของดินถือว่าเป็นสิ่งสำคัญในงานศึกษาดินเพราะพฤติกรรมของดินในแต่ละระดับความลึกนั้นมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันไป โดยมีผู้ทำการศึกษาและค้นคว้าเกี่ยวกับพฤติกรรมดิน และได้ทำการคิดค้นแบบจำลองมากมายเพื่อทำนายพฤติกรรมของดินให้มีความใกล้เคียงเสมือนดินของจริง ซึ่งโปรแกรม PLAXIS ได้นำแบบจำลองต่างๆที่ถูกคิดค้นมาใช้ในโปรแกรมเพื่อทำการ

ทำนายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง โดยในแต่ละแบบจำลองจะมีการใช้ค่าพารามิเตอร์ที่แตกต่างกันไปตามนิยามของแต่ละแบบจำลอง แบบจำลองที่นิยมใช้กันมากที่สุดคือ แบบจำลองมอร์ คูลอมป์ เนื่องจากสามารถจำลองพฤติกรรมของดินในช่วงที่เป็น สภาพ อีลาสติกได้อย่างดีและสามารถจำลองกำลังของดินที่เกิดขึ้นได้อย่างแน่นอน อย่างไรก็ตามแบบจำลองมอร์ คูลอมป์ ไม่ได้คำนึงถึงการพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินที่เกิดขึ้นในช่วงหลังจากสภาพ อีลาสติก ซึ่งในงานชุดดินลึกลงพฤติกรรมเคลื่อนที่ของดินในช่วงหลังสภาพอีลาสติกนั้นสำคัญมากหากใช้แบบจำลองมอร์ คูลอมป์ในการออกแบบระบบค้ำยันในงานชุดดินลึกอาจทำให้เกิดความเสียหายหรืออาจต้องออกแบบระบบค้ำยันให้มีเสถียรภาพมากกว่าความเป็นจริงมากเกินไปซึ่งทำให้เกิดการสิ้นเปลืองจึงได้มีการคิดค้นแบบจำลองอื่นมาเพื่อจำลองพฤติกรรมเคลื่อนที่ของดินที่เกิดขึ้นในช่วงหลังสภาพอีลาสติกโดยได้มีการทดสอบโดย Freiseder 1998 ได้นำแบบจำลองในโปรแกรม PLAXIS สามแบบได้แก่แบบ จำลองมอร์-คูลอมป์ แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ และแบบจำลองซอฟชอยล์มาเปรียบเทียบเพื่อหาแบบจำลองที่เหมาะสมในงานชุดซึ่งแบบจำลองที่เหมาะสมคือ แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์เนื่องจากแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ทำนายผลของพฤติกรรมเคลื่อนที่ของดินในงานชุดที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมเคลื่อนที่ของดินจริงได้มากที่สุดและพฤติกรรมของหน่วยแรงในดินมีความสมจริงมากกว่าแบบจำลองอื่นๆ

ในการเลือกใช้แบบจำลองต่างๆในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์นั้นพารามิเตอร์ที่ต้องการในการวิเคราะห์จะมีความแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับนิยามของแต่ละพารามิเตอร์โดยพารามิเตอร์ส่วนใหญ่ที่ใช้ อาจได้มาจากในห้องปฏิบัติการหรือในสนาม ซึ่งบางพารามิเตอร์ต้องทำการทดสอบขั้นสูงจึงจะหาค่าพารามิเตอร์นั้นได้ แต่ในงานก่อสร้างจริงนั้นการทดสอบหาค่าคุณสมบัติของดินเป็นการทดสอบเพื่อหาค่าคุณสมบัติของดินเบื้องต้นไม่ได้ทำการทดสอบขั้นสูงจึงทำให้ยากต่อการหาพารามิเตอร์บางตัวในแบบจำลองต่างๆ ซึ่งในแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์มีพารามิเตอร์หลายตัวที่ต้องทำการทดสอบขั้นสูงจึงจะสามารถหาค่าได้

จากเหตุผลข้างต้นทำให้เห็นว่า การหาความสัมพันธ์ของค่าพารามิเตอร์กับการทดสอบพื้นฐานในแบบจำลองที่เหมาะสมกับงานชุดมีความสำคัญมาก ผู้วิจัยจึงเห็นว่ามีควมจำเป็นที่ต้องทำการวิจัย

1.2 วัตถุประสงค์

1. หาค่าพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดิน โดยมุ่งเน้นที่พฤติกรรมของดินในงานชุดซึ่งหน่วยแรงเค้นเฉื่อยมีแนวโน้มลดลงในขณะที่หน่วยแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้น
2. หาความสัมพันธ์ระหว่างผลการทดสอบพื้นฐานในห้องปฏิบัติการหรือการทดสอบในสนามกับพารามิเตอร์ของแบบจำลองในข้อ 1

1.3 ขอบเขตการวิจัย

1. ทำการศึกษาจากชั้นดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพมหานคร
2. การศึกษาจะทำกับงานชุดดินชั่วคราวสำหรับการก่อสร้างอาคารในกรุงเทพมหานครโดยใช้โปรแกรม PLAXIS วิเคราะห์ปัญหาในสภาพ 2 มิติ
3. การประเมินความถูกต้องทำโดยเปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับการเคลื่อนตัวในสนามที่ตรวจวัดได้จาก Inclinator

1.4 วิธีและขั้นตอนการดำเนินงาน

1. ศึกษาและเลือกแบบจำลองดินชั้นสูงของโปรแกรม PLAXIS ที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์งานชุด
2. หาค่าพารามิเตอร์ที่จำเป็นจากการทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้เส้นทางเดินของหน่วยแรงเค้นต่างๆ
3. นำผลที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PLAXIS แล้วเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดในสนาม
4. หาความสัมพันธ์ของระหว่างพารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองกับผลการทดสอบดินพื้นฐานที่สะดวกต่อการใช้งาน

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทราบพฤติกรรมของดินในบริเวณต่างๆของงานชุด

2. ได้ทราบถึงวิธีแบบจำลองที่เหมาะสมต่อการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์
3. ได้ความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองกับผลการทดสอบดินพื้นฐาน

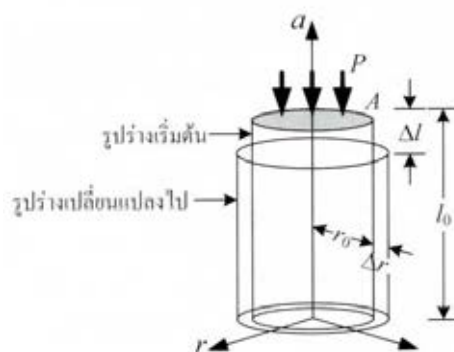
บทที่ 2 ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีอิลาสติก

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดเป็นความสัมพันธ์ที่เชื่อมโยงระหว่างความเค้นกับความเครียด ซึ่งขึ้นกับประเภทของวัสดุ ความสัมพันธ์พื้นฐานที่ง่ายที่สุดและนิยมคือความสัมพันธ์แบบ อิลาสติกเชิงเส้น โดยสมมุติว่าวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์แบบภายหลังถอนแรงกล่าวคือวัสดุจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก

2.1.1 กฎของฮุกและค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Hooke's Law and Elastic modulus)

ใน ค.ศ. 1675 โรเบิร์ต ฮุก เสนอผลการทดสอบการยืดของแท่งโลหะภายใต้แรงดึงโดยนิยามค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of elasticity) หรือโมดูลัสของยัง (Young's modulus, E) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, ν) ในที่นี้พิจารณาตินทรงกระบอกที่มีพื้นที่หน้าตัด (A) ความยาวเริ่มต้น (l_0) ภายใต้สภาวะแรงกดตั้งฉาก (P) โดยวัดระหัดได้ (Δl) รูปที่ 2-1



รูปที่ 2-1 การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างดินทรงกระบอกภายใต้แรงกด (สุเชษฐ (2551))

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นนิยามว่าเป็นอัตราส่วนความเค้นกับความเครียดในแนวแรงนั้นคือ

$$E = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} = \frac{P/A}{\Delta l/l_0} \quad (2.1)$$

อัตราส่วนปัวซองนิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเครียดแนวรัศมีกับความเครียดแนวแกน

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = -\frac{\Delta r / r_0}{\Delta l / l_0} \quad (2.2)$$

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน จะนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear modulus, G) ซึ่งสัมพันธ์กับโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองคือ

$$G = \frac{d\tau}{d\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.3)$$

และสำหรับความสัมพันธ์ด้านการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับความเค้นเฉลี่ย จะนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (Bulk modulus, K) ซึ่งสัมพันธ์กับโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองคือ

$$K = \frac{dp}{d\varepsilon_p} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.4)$$

2.2 ทฤษฎีพลาสติกซิตี

ในสภาพความจริงแล้วนั้นดินจะมีสภาพอีลาสติกอยู่ในช่วงสั้นๆ ซึ่งต่อจากนั้นจะเป็นช่วงที่ดินเปลี่ยนแปลงรูปร่างอย่างถาวรเมื่อมีแรงกระทำจากภายนอกทำให้สถานะความเค้นอยู่นอกจุดคราก

ทฤษฎีพลาสติกซิตีแบบดั้งเดิมได้สมมติฐานให้ความเครียดออกเป็น 2 ส่วนคือ ความเครียด อีลาสติก (elastic strain, ε_{ij}^e) และความเครียดพลาสติก (plastic strain, ε_{ij}^p) โดยจะรวมเป็นความเครียดรวมตามสมการ

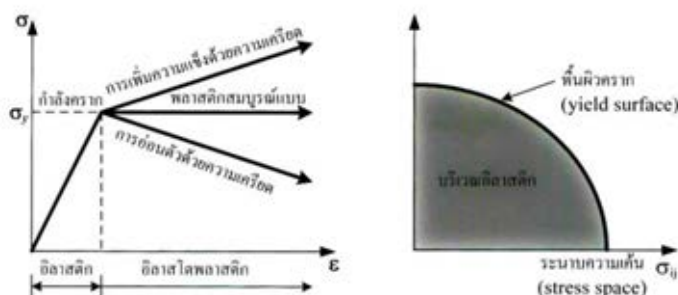
$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (2.5)$$

2.2.1 การคราก (Yielding)

การครากหมายถึงพฤติกรรมของวัสดุเมื่อได้รับความเค้นจนสถานะของความเค้นถึงจุดครากซึ่งวัสดุจะแสดงพฤติกรรมแบบพลาสติกหรือมีการเสียรูปอย่างถาวรโดยสามารถด้วยความสัมพันธ์ของความเค้นความเครียดโดยอาศัยเกณฑ์การวิบัติได้ว่าเมื่อวัสดุมีสถานะความเค้น

อยู่ภายใต้เกณฑ์การวิบัติ วัสดุจะมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกในทางกลับกันเมื่อสถานะอยู่เหนือเกณฑ์การวิบัติวัสดุจะเกิดการครากและมีพฤติกรรมแบบอีลาสโตพลาสติก

เกณฑ์การวิบัติสามารถแบ่งได้หลายแบบตัวอย่างเช่น เกณฑ์การวิบัติโดยการใช้กำลังครากและเกณฑ์การวิบัติแบบพื้นผิวครากตามรูปที่ 2-2



รูปที่ 2-2 การนิยามเกณฑ์การวิบัติ(สุเชษฐ (2553))

จากรูปเกณฑ์การวิบัติโดยการใช้กำลังครากแบ่งสถานะของวัสดุว่าอยู่ในสภาพ อีลาสติก หรืออีลาสโตพลาสติก โดยที่ถ้าสถานะความเค้นน้อยกว่ากำลังคราก วัสดุจะอยู่ในสภาพอีลาสติก แต่ถ้าสถานะความเค้นเพิ่มขึ้นถึงค่ากำลังคราก วัสดุจะอยู่ในสภาพพลาสติกโดยที่กำลังครากอาจจะเท่าเดิม สูงขึ้นหรือลดลงแล้วแต่กรณี กรณีที่กำลังครากมีค่าคงที่จะเรียกว่า พฤติกรรมพลาสติกสมบูรณ์แบบ (perfect plastic) ส่วนกรณีที่กำลังของวัสดุสูงขึ้นเมื่อพฤติกรรมพลาสติกเกิดขึ้นจะเรียกว่า เป็นพฤติกรรมการเพิ่มความแข็งแรงด้วยความเครียด (strain hardening) ในทางตรงกันข้าม ถ้ากำลังของวัสดุลดลงเมื่อพฤติกรรมพลาสติกเกิดขึ้นเราจะเรียกว่าวัสดุแสดงสมบัติแบบการอ่อนตัวด้วยความเครียด (strain softening)

เกณฑ์การวิบัติแบบพื้นผิวครากเป็นการนำเสนอเกณฑ์การวิบัติในแบบกราฟฟิกหรือนำนิพจน์เกณฑ์การวิบัติมาสร้างความสัมพันธ์บนระนาบความเค้นซึ่งหมายความว่าเกณฑ์การวิบัติสามารถนิยามเป็นฟังก์ชันของความเค้นซึ่งเรียกว่า ฟังก์ชันคราก (yield function, f) ได้คือ

$$f(\sigma_{ij}) - k = 0 \quad (2.15)$$

เมื่อค่า k คือค่าพารามิเตอร์ควบคุมพื้นผิวคราก อาจจะเป็นค่าคงที่หรือขึ้นกับความแข็งแรง

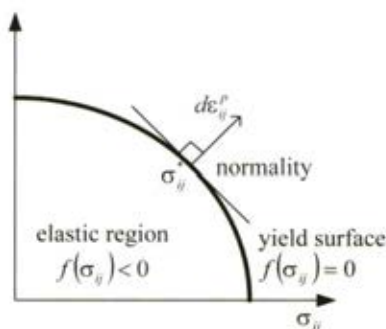
ฟังก์ชันครากมีค่าน้อยกว่าศูนย์วัสดุจะแสดงพฤติกรรมเป็นอีลาสติกนั่นคือสถานะความเค้นอยู่ในพื้นผิวคราก แต่ถ้าฟังก์ชันครากมีค่าเท่ากับศูนย์วัสดุจะเกิดการครากและจะแสดงพฤติกรรมอีลาสติกพลาสติก นั่นคือสถานะความเค้นอยู่บนพื้นผิวคราก

2.2.2 กฎการไหล (Flow Rule)

กฎการไหลมีนิยามว่าความเครียดพลาสติกจะต้องสัมพันธ์กับสถานะความเค้นในตำแหน่งนั้นๆ โดยการเพิ่มขึ้นของความเครียดพลาสติกจะเป็นสัดส่วนกับอัตราการเปลี่ยนแปลงฟังก์ชันครากเทียบกับสถานะความเค้นนั่นคือ

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.16)$$

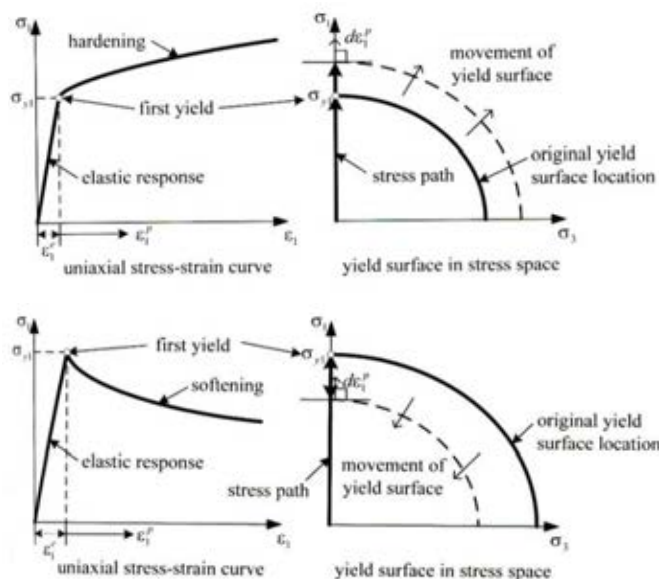
เมื่อ $d\lambda$ คือ ค่าคงที่การแปรผันพลาสติก (plastic multiplier) ซึ่งเป็นตัวไม่ทราบค่าสำหรับความหมายเชิงกายภาพของกฎการไหลคือ ทิศทางการเพิ่มขึ้นของความเครียดพลาสติกจะอยู่ในทิศทางตั้งฉากกับเส้นสัมผัสฟังก์ชันคราก ณ ตำแหน่งที่เกิดการครากดังรูปที่ 2-3



รูปที่ 2-3 การตั้งฉาก(normality) (สุเชษฐ (2553))

2.2.3 กฎความแข็ง (Hardening Rule)

วัสดุส่วนใหญ่เมื่อถึงกำลังครากแล้วจะแสดงพฤติกรรมเพิ่มความแข็งด้วยความเครียดหรือการอ่อนตัวด้วยความเครียดซึ่งแสดงในรูปที่ 2-4

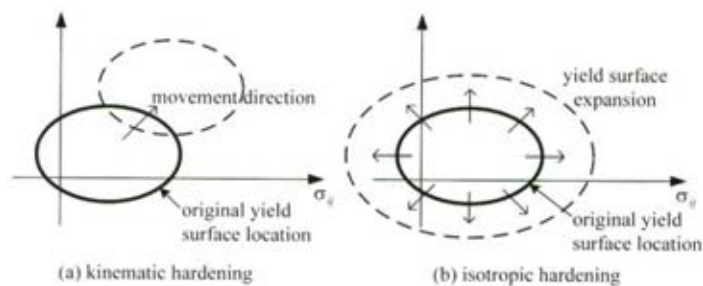


รูปที่ 2-4 การให้แรงในหนึ่งมิติบนวัสดุแข็งตัวและอ่อนตัวด้วยความเครียด (สุเชษฐ (2553))

พฤติกรรมดังกล่าวสามารถอธิบายด้วยงานของความของแข็ง (W^P) โดยที่การเปลี่ยนแปลงของงานของความแข็งจะสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงของการเคลื่อนตัวที่ผิวครากซึ่งเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$W^P = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p \quad (2.18)$$

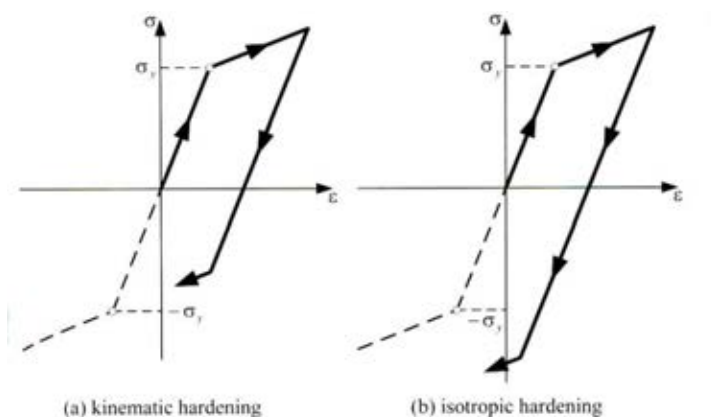
โดยที่วัสดุที่แข็งเกิดการครากขึ้นพื้นผิวครากจะเคลื่อนตัวเข้าไปตามความเค้นที่เพิ่มมากขึ้น แต่ในวัสดุอ่อนนั้นผิวครากจะหดตัวลงมาในขณะที่ความเค้นเพิ่มขึ้นและจะพยายามให้วิถีความเค้นตรงกันข้ามกับตอนเริ่มซึ่งการเคลื่อนที่ของพื้นผิวครากนั้นสามารถแบ่งได้เป็น 2 แบบคือ กระบวนการไคเนมาติกฮาร์ดเดนนิง (kinematic hardening process) กระบวนการนี้เป็นการเคลื่อนที่ของผิวครากโดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและ กระบวนการไอโซทรอปิกฮาร์ดเดนนิง (isotropic hardening process) กระบวนการนี้พื้นผิวครากจะมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเช่น ขยายตัวและหดตัว โดยทั้งสองกระบวนการนี้สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-5



รูปที่ 2-5 กระบวนการแข็งตัว (สุเชษฐ์ (2553))

2.2.4 ไคเนมาติกฮาร์ดเดนนิง

การอธิบายการเคลื่อนตัวของพื้นผิวครากโดยเชื่อว่าการเพิ่มขึ้นของกำลังครากเกิดจากกลไกการเคลื่อนที่พื้นผิวคราก โดยปราศจากการเปลี่ยนรูปร่าง ในทางคณิตศาสตร์เราจะนิยามว่าจุดศูนย์กลางพื้นผิวครากมีการเคลื่อนที่ รูปที่ 2-6



รูปที่ 2-6 วิธีการเพิ่มแรงและลดบนไคเนมาติกฮาร์ดเดนนิงและไอโซโทรปิกฮาร์ดเดนนิง (สุเชษฐ์ (2553))

2.2.5 ไอโซโทรปิกฮาร์ดเดนนิง

การอธิบายการเคลื่อนตัวของพื้นผิวครากโดยเชื่อว่าการเพิ่มขึ้นของกำลังครากเกิดจากกลไกการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของพื้นผิวคราก โดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง

2.3 แบบจำลองดิน

2.3.1 Non-linear elastic

แบบจำลองอีลาสติกแบบไม่เชิงเส้นเกิดจากการเปลี่ยนแปลงเส้นตรงหลายจุดมาต่อกันตามความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดซึ่งโมเดลนี้มีข้อบกพร่องเนื่องจากไม่สามารถหาค่าของโดลาแทนที่เมื่อความเค้นและความเครียดเพิ่มขึ้นอย่างสัมพันธ์กัน เพื่อที่จะทำให้โมเดลนี้สมบูรณ์ได้มีการพัฒนารูปแบบของโมเดลให้มีลักษณะ hyperelastic และ hypoelastic ซึ่งพัฒนาจากสมการต่อไปนี้

$$\sigma = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon} \quad (2.19)$$

เมื่อ W คือค่าของฟังก์ชันกึ่งของพลังงานความเครียด โดยแบบจำลองถูกพัฒนาจากกฎของ thermodynamic และกฎของ kinetic of energy โดยจะขึ้นกับเส้นทางเดินหน่วยแรง นอกจากนี้โมเดลชนิดนี้ยังสามารถเขียนในรูปแบบของสมการทั่วไปที่มีค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดตามสมการต่อไปนี้

$$d\sigma = D(\sigma)d\varepsilon \quad (2.20)$$

เมื่อ D คือ แทนเจนต์ของเส้นสตีเฟนเซอร์ของวัสดุ

2.3.2 Variable elastic stress strain

ในโมเดลชนิดนี้จะคิดผลของ โมดูลัสเฉือนและโมดูลัสเชิงปริมาตรในฟังก์ชันเทนเซอร์คองทีของของความเค้นและความเครียดซึ่งสามารถเขียนได้ตามสมการ

$$\begin{aligned} dp &= K \cdot d\varepsilon_v \\ dq &= 3 \cdot G \cdot d\varepsilon_q \end{aligned} \quad (2.21)$$

เมื่อ $d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3$ และ $d\varepsilon_q = \left[\frac{2}{3} \cdot (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$

2.3.3 Elasto-plastic stress- strain

แบบจำลองประเภทนี้ถูกพัฒนาจากทฤษฎี พลาสติกซิตี เพื่อแก้ไขข้อบกพร่องของแบบจำลองอื่นๆ โดยที่แบบจำลองชนิดนี้ได้มีการพัฒนามาใช้ในโปรแกรม PLAXIS ตัวอย่างเช่นแบบจำลองฮาร์ดเดนนิงชอยล์ แบบจำลองซอฟชอยล์ เป็นต้น ซึ่งพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองเหล่านี้สามารถหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองชนิดนี้ประกอบด้วยสมการหลักสามสมการได้แก่

สมการฟังก์ชันครากแสดงถึงขอบเขตการครากของวัสดุ

$$F(\sigma) = 0 \quad (2.22)$$

สมการฟังก์ชัน ฮาร์ดเดนนิง แสดงถึงลักษณะของฟังก์ชันครากที่เปลี่ยนแปลงไปโดยขึ้นกับความเครียดแบบพลาสติก

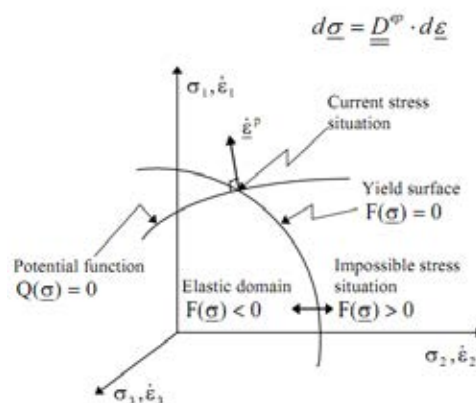
$$F(\sigma, h) = 0 \quad (2.23)$$

โดยที่ $h = h(\varepsilon^p)$

สมการกฎการไหลแสดงถึงทิศทางของความเครียดแบบพลาสติกที่เกิดขึ้น

$$d\varepsilon^p = d\lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.24)$$

ตามทฤษฎี พลาสติกซิตีสามารถแสดงพฤติกรรมของดินตามรูปที่ 2-7



รูปที่ 2-7 พฤติกรรมของดินตามทฤษฎี พลาสติกซิตี

แบบจำลองนี้สามารถเขียนในรูปของกฎความเค้นและความเครียดที่เพิ่มขึ้นได้ตามสมการ
ดังนี้

$$d\sigma = D^{ep} \cdot d\varepsilon \quad (2.25)$$

เมื่อ D^{ep} เป็น elasto plastic matrix และ $d\varepsilon$ คือ เมทริกความเค้นรวมที่เพิ่มขึ้นซึ่งสามารถ
แทนด้วยสมการดังต่อไปนี้

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (2.26)$$

ซึ่งเมื่อพิจารณาตามกฎของฮุก ในช่วงอีลาสติกจะได้สมการดังต่อไปนี้

$$d\sigma = D^e \cdot [d\varepsilon - d\varepsilon^p] \quad (2.27)$$

จากกฎพลาสติกซิตีเมื่อถึงจุดครากค่าของฟังก์ชันครากจะมีค่าเป็น 0 ซึ่งสามารถเขียนเป็น
สมการต่อเนื่องจากสมการที่ผ่านมาได้ดังนี้

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot d\sigma + \frac{\partial F}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} \cdot d\varepsilon^p = 0 \quad (2.28)$$

เมื่อแทนค่าสมการ $d\varepsilon^p = d\lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma}$ ใน สมการดังกล่าวโดยทำการจัดเรียงตัวแปรใหม่และ
ลดความซับซ้อนโดยการสร้างตัวแปรเพิ่มมาจะได้สมการดังต่อไปนี้

$$D^{ep} = D^e - \frac{1}{\beta} \cdot b_q \cdot b_f^T \quad (2.29)$$

$$\text{เมื่อ } b_q = D^e \cdot a_q, \quad b_f = D^e \cdot a_f, \quad a_q = \frac{\partial Q}{\partial \sigma}, \quad a_f = \frac{\partial F}{\partial \sigma}$$

สำหรับการเปลี่ยนแปลงของฟังก์ชันครากหรือกฎของการฮาร์ดเดนนิงจะขึ้นกับวัสดุที่
พิจารณาซึ่งกฎของการฮาร์ดเดนนิงจะมีด้วยกันสามแบบได้แก่ รูปแบบไอโซทรอปิกซึ่งจะมีการ
ขยายตัวของรูปแบบฟังก์ชันครากให้มีขนาดใหญ่ขึ้นหรือเล็กลงในทิศทางเดิม รูปแบบเคนนิเมติกจะ
มีการเคลื่อนที่ของฟังก์ชันคราก และรูปแบบมิกซ์ฮาร์ดเดนนิงจะเป็นการรวมกันของสองรูปแบบ
ข้างต้น

2.3.4 Elasto – visco – plasticity

เป็นแบบจำลองชนิดเดียวกับแบบจำลองชนิด Elasto-plastic stress- strain แต่การเกิดขึ้นของความเครียดพลาสติกจะขึ้นกับเวลาโดยที่สมมุติฐานให้ความเค้นที่เกิดขึ้นสามารถผ่านพื้นผิวคราก ($F > 0$) ซึ่งสามารถนำมาเขียนในรูปของสมการแบบ Elasto-plastic stress- strain ได้ดังนี้

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{vp} \quad (2.30)$$

เมื่อ $d\varepsilon^{vp}$ คือค่าความเครียดพลาสติกที่ขึ้นกับเวลาโดยสามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\varepsilon^{vp} = \mu \cdot F \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.31)$$

เมื่อ μ คือค่า การไหลของวัสดุ โดยที่สมการนี้จะเป็นจริงต่อเมื่อ $F > 0$ ดังนั้นความเค้นพลาสติกที่เกิดขึ้นจะเป็นไปตามสมการ

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon^{vp} \cdot dt \quad (2.32)$$

จะได้

$$d\sigma = D^e \cdot (d\varepsilon - \mu \cdot F \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \cdot dt) \quad (2.33)$$

2.3.5 Cap model

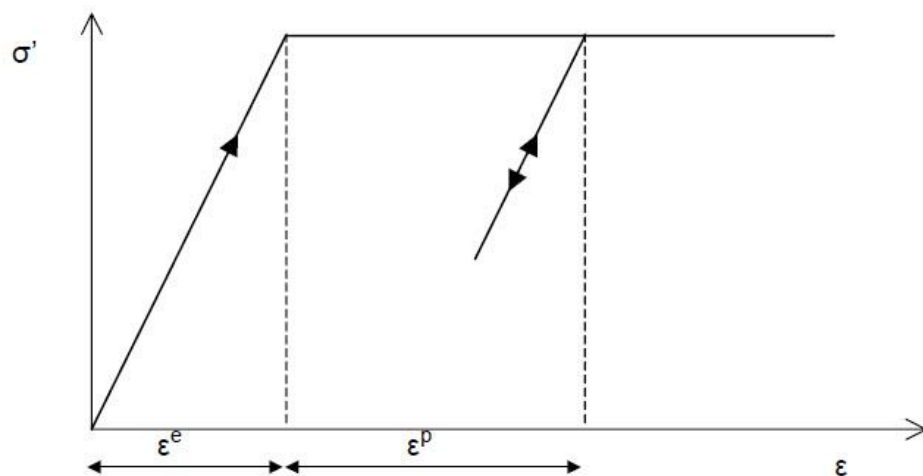
Cap model ถูกเสนอครั้งแรกโดย Drucker ในปี ค.ศ. 1957 โดยเสนอเป็นรูปแบบส่วนหนึ่งของวงกลมเพื่อเป็นการกำหนดขอบเขตของ plastic volumetric change โดยในปัจจุบันนิยมแบ่ง Cap model ออกเป็น 2 แบบหลักๆ ได้แก่ Cap model ที่เป็นส่วนประกอบของพื้นผิวครากแบบ perfectly plastic และ แบบที่เป็นวงเรียกว่า work-hardening cap ซึ่งเสนอไว้โดย Chen and Mizuno

2.4 แบบจำลองดินและพารามิเตอร์ที่ใช้ในโปรแกรม PLAXIS

งานวิจัยนี้ได้ใช้แบบจำลองดินในโปรแกรม PLAXIS ในการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของดิน ในขณะที่ทำการขุดดินโดยที่แบบจำลองดินที่นำมาพิจารณาได้แก่ มอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb) ซอฟชอยล์ (Soft soil) ฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ (Hardening soil)

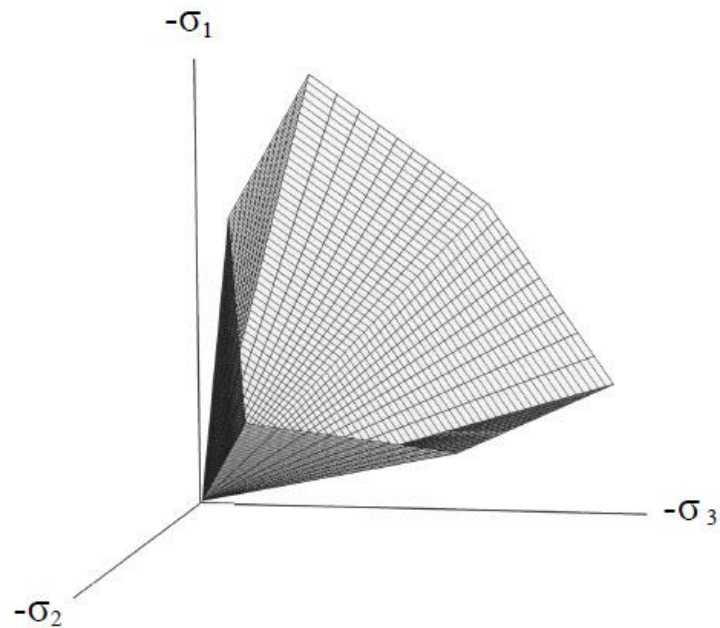
2.4.1 แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นการจำลองพฤติกรรมดินแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นและพลาสติก สมบูรณ์ดังแสดงในรูปที่ 2-8 ถ้าดินอยู่ในสภาพอิลาสติกความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมีลักษณะเป็นเส้นตรง ไม่เกิดความเครียดคงค้างเมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรง



รูปที่ 2-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

พารามิเตอร์ 2 ตัวที่สำคัญในการกำหนดฟังก์ชันคราก (yield function) คือ มุมแรงเสียดทาน (friction angle, ϕ) และค่าแรงยึดเหนี่ยว (cohesion, c) ลักษณะของฟังก์ชันคราก (yield function) ของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นรูปกรวยแปดเหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 2-9



รูปที่ 2-9 พื้นผิวคราก (yield surface) แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ตัว

- E : ยั่งโมดูลัส (kN/m^2)
- ν : อัตราส่วนปัวซอง
- ϕ : มุมแรงเสียดทาน ($^\circ$)
- c : แรงยึดเหนี่ยว (kN/m^2)
- φ : มุมไคเลชัน ($^\circ$)

2.4.2 แบบจำลองฮาร์ดเดนนิงชอยล์

เมื่อเปรียบเทียบแบบจำลองแบบ elastic perfectly plastic ที่มีขนาดผิวครากมีขนาดคงที่ในปริภูมิความเค้นกับแบบจำลอง HSM จะมีผิวครากที่ขยายตัวออกโดยขึ้นกับค่าความเครียดพลาสติก การขยายตัวดังกล่าวแบ่งได้เป็น 2 แบบคือการแข็งตัวแบบเฉือนใช้จำลองความเครียดที่เกิดจากแรงเฉือน และการแข็งตัวเชิงปริมาตรใช้จำลองความเครียดที่เกิดจากการอัดตัวคายน้ในชั้นปฐมภูมิ

แบบจำลอง HSM เป็นแบบจำลองประยุกต์ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมทั้งดินอ่อนและดินแข็ง โดยจะจำลองพฤติกรรมแบบ ไฮเปอร์โบลิกในมิติของความเค้นเฉือนและความเครียดหลัก เมื่อแรงเฉือนกระทำมากขึ้น ค่า stiffness จะลดลง และในขณะเดียวกันจะเกิดความเครียดพลาสติกขึ้น แบบจำลอง HSM นอกจากจะจำลองพฤติกรรมแบบ ไฮเปอร์โบลิก แล้ว ได้ใช้ทฤษฎีพลาสติกในการอธิบายพฤติกรรมแทนที่การใช้ทฤษฎี อีลาสติก ใช้เกณฑ์การวิบัติแบบมอร์-คูลอมป์โดยมีการจำลองพฤติกรรม Dilatancy จำลองพฤติกรรมอัตราคืบตัวไม่เท่ากับอัตราการยุบตัว ($E_{unload} \neq E_{load}$) และจำลองพฤติกรรม yield cap เพื่อแบ่งขอบเขตพื้นที่ส่วนอีลาสติกและพลาสติก

แบบจำลอง HSM มีการแบ่งพารามิเตอร์เป็น 4 หมวด ได้แก่ พารามิเตอร์วิบัติ (failure parameter) พารามิเตอร์สติฟเนส (soil stiffness parameter) พารามิเตอร์พิเศษ (advance parameter) พารามิเตอร์ทางเลือก(alternative parameter) โดยแต่ละหมวดมีพารามิเตอร์ดังนี้

พารามิเตอร์วิบัติ

c (Cohesion)

ϕ (Friction angle)

ψ (Angle of dilatancy)

พารามิเตอร์สติฟเนส

E_{50}^{ref} (Reference Modulus for Triaxial compression)

E_{oed}^{ref} (Reference Modulus for Oedometer loading)

E_{ur}^{ref} (Reference Modulus for Triaxial unloading/Reloading) ปกติสามารถหาได้จากสมการ $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$

m (Power for stress dependent stiffness formulation)

พารามิเตอร์พิเศษ

ν_{ur} (Poisson's ratio for unloading-reloading) ปกติมีค่า $\nu_{ur} = 0.2$

p^{ref} (Reference stress) ปกติมีค่า $p^{ref} = 100$ หน่วยความเค้น

K_0^{nc} (Coefficient of earth pressure at Normally consolidated) ปกติสามารถหาได้จากสมการ $K_0^{nc} = 1 \sin \phi$

R_f (Failure ratio) ปกติมีค่า $R_f = 0.9$ ซึ่งหาได้จากสมการ $R_f = q_f / q_a$

$\sigma_{tension}$ (Tensile strength) ปกติมีค่า $\sigma_{tension} = 0$

$c_{increment}$ (As in Mohr-Coulomb model) ปกติมีค่า $c_{increment} = 0$

พารามิเตอร์ทางเล็อก เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการหาค่า soil stiffness ในกรณีที่ไม่สามารถหาค่า soil stiffness โดยตรง

C_c (Compression index)

C_s (Swelling index)

e_{init} (Initial void ratio)

ลักษณะพื้นฐานของ แบบจำลอง HSM คือค่า soil stiffness จะขึ้นกับค่าความเค้นที่เกิดขึ้นซึ่งโดยปกติแล้วค่า พารามิเตอร์ m ซึ่งเป็นค่าที่กำหนดระดับของความเค้นในดินอ่อนจะมีค่าเท่ากับ 1 จะทำให้สามารถหาค่า E_{oed}^{ref} ได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง λ^* (modified compression index) กับ p^{ref} ได้ตามสมการ

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad (2.33)$$

ในลักษณะเดียวกันก็จะสามารถหาค่า E_{ur}^{ref} ได้จากความสัมพันธ์ κ^* (modified swelling index) กับ p^{ref} ได้ตามสมการ

$$E_{ur}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\kappa^*} \quad (2.34)$$

2.4.2.1 ความสัมพันธ์แบบไฮเพอร์โบลิก สำหรับการทดสอบสามแกนมาตรฐานแบบระบายน้ำ (Hyperbolic Relationship For Standard Drained Triaxial Test)

การทดสอบสามแกนมาตรฐานแบบระบายน้ำสามารถอธิบายความสัมพันธ์ของความเค้นเฉือนกับความเครียดในแนวแกนได้ตามสมการ

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (2.35)$$

เมื่อ $q < q_f$ โดยที่ E_i (initial stiffness) ซึ่งหาได้จากค่าของ E_{50} ตามสมการ

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.36)$$

เมื่อค่า E_{50} หาค่าได้จาก E_{50}^{ref} และค่าแรงดันโอบรัด (σ_3') จากตามสมการ

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.37)$$

เมื่อ σ_3' คือค่าแรงโอบรัด จากสมการดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าค่าของ E_{50} จะขึ้นกับค่าของแรงโอบรัดในการทดสอบสามแกนและค่า σ_3' จะมากจะน้อยจะขึ้นกับค่าของตัวเลขที่ยกกำลังหรือค่า m ได้มีการทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับค่า m ในดินชนิดต่างๆพบว่าค่าอยู่ในช่วง 0.5-1 โดยที่ในดินเหนียวอ่อนค่าของ m จะมีค่าเท่ากับ 1 อ้างอิงจากงานวิจัยของ Janbu (1963) ส่วนดินทรายมีค่า m ประมาณ 0.5 จากงานวิจัยของ Soos (1990)

จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนกับความเครียดในแนวแกนสามแกนหาค่าความเครียดเฉือนวิบัติ (q_f) และความเครียดเฉือน แบบ asymptote ได้ตามสมการ

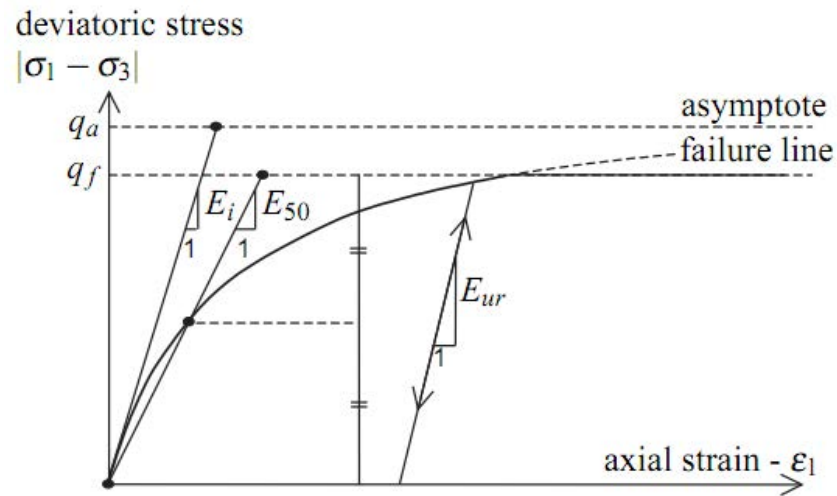
$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.38)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.39)$$

ในกรณีที่ลดแรงกระทำนั้นค่าของ stiffness จะเป็นไปตามสมการ

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.40)$$

ซึ่งความสัมพันธ์ทั้งหมดที่ได้กล่าวถึงจะเป็นไปตามรูป



รูปที่ 2-10 รูปความสัมพันธ์

2.4.2.2 การประมาณความสัมพันธ์ไฮเพอโบลิคด้วยแบบจำลอง HSM (Approximation of Hyperbola by The Hardening Soil Model)

จากสมการคราก

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.41)$$

เมื่อ \bar{f} เป็นฟังก์ชันของความเค้นและ γ^p เป็นฟังก์ชันของความเครียดพลาสติกโดยที่

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.42)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (2.43)$$

สำหรับดินแข็งจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้อยมากจึงถือว่าความเครียดพลาสติกเชิงปริมาตรมีค่าเป็นศูนย์ ($\varepsilon_v^p = 0$) จึงทำให้ความเครียดพลาสติกเฉือนที่เกิดขึ้นจึงมีค่าขึ้นกับความเครียดพลาสติกแนวแกน เมื่อให้ค่าของฟังก์ชันครากมีค่าเท่ากับศูนย์ ($f = 0$) จะได้ว่า

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (2.44)$$

นอกจากความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นแล้วยังเกิดความเครียดแบบอิลาสติกในช่วงมีแรงกระทำและในช่วงลดแรงกระทำโดยคิดจากค่าโมดูลัสของยังในช่วงลดแรงกระทำตามสมการ

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (2.45)$$

เมื่อรวมผลของความเครียดพลาสติกและความเครียดอิลาสติกในแนวตั้งจะได้ผลรวมของความเครียดแนวตั้งตามสมการ

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (2.46)$$

จากสมการนี้แสดงให้เห็นว่าการประมาณค่าโดยแบบจำลอง HSM เป็นตามรูปแบบไฮเปอร์โบลิกในการทดสอบสามแกนมาตรฐานแบบระบายน้ำ อย่างไรก็ตามในดินที่ไม่ใช้ดินแข็งนั้นจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรทำให้ค่าของความเครียดเชิงปริมาตรพลาสติกไม่เท่ากับศูนย์ ($\varepsilon_v^p \neq 0$)

2.4.2.3 ความเครียดเชิงปริมาตรพลาสติกสำหรับปริภูมิความเค้นการทดสอบสามแกน (Plastic Volumetric Strain for Triaxial State of Stress)

เมื่อพิจารณาค่าความเครียดเชิงปริมาตรที่เกิดขึ้นจะมีความสัมพันธ์กับความเครียดเฉือนพลาสติกซึ่งเป็นไปตามกฎการไหลตามสมการ

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p \quad (2.47)$$

เมื่อ ψ_m (mobilized dilatancy angle) พิจารณาได้ตามสมการ

$$\text{สำหรับ } \sin \varphi_m < 3/4 \sin \varphi \quad \psi_m = 0$$

$$\text{สำหรับ } \sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ และ } \psi > 0 \quad \sin \psi_m = \max\left(\frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}}, 0\right)$$

$$\text{สำหรับ } \sin \varphi_m \geq 3/4 \sin \varphi \text{ และ } \psi \leq 0 \quad \psi_m = \psi$$

$$\text{ถ้า } \varphi = 0 \quad \psi_m = 0$$

เมื่อ φ_{cv} (critical state friction angle) จะเกิดขึ้นเมื่อดินอยู่ในสถานะวิกฤตและ φ_m (mobilized friction angle) สามารถหาได้ตามสมการ

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cot \varphi} \quad (2.48)$$

สมการเหล่านี้ถูกคิดค้นจากทฤษฎี stress- dilatancy โดย Rowe (1962) ซึ่ง Shanz & Vermeer (1996) ได้อธิบายว่า ψ_m เป็นไปตามกฎของ Rowe เมื่อ ψ_m มีค่าเป็นบวกหรือมีค่ามาก ค่าของ ψ_m จะเป็นไปตามสมการของ Rowe ที่ได้แสดงไว้ซึ่งถ้า ψ_m มีค่าน้อยหรือมีค่าเป็นลบค่า $\psi_m = 0$ นอกจากนี้ถ้าค่า $\varphi = 0$ ค่าของ ψ_m จะมีค่าเป็นศูนย์ในทุกกรณี

2.4.2.4 Dilatancy cut –off

เมื่อมีแรงเฉือนกระทำกับดินแล้วปริมาตรของดินมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรหรือการเปลี่ยนแปลงอัตราช่องว่างซึ่งในช่วงแรกปริมาตรของดินจะลดลงและค่อยๆเพิ่มขึ้นเนื่องจากพฤติกรรม dilatancy ซึ่งทำให้เกิดมุม ψ ซึ่งเมื่อถึงสถานะวิกฤตอัตราส่วนช่องว่างจะมีค่ามากที่สุด (e_{\max}) ในแบบจำลอง HSM ได้ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่างเป็นเกณฑ์ ในการหาค่าของมุม ψ_m ดังนี้

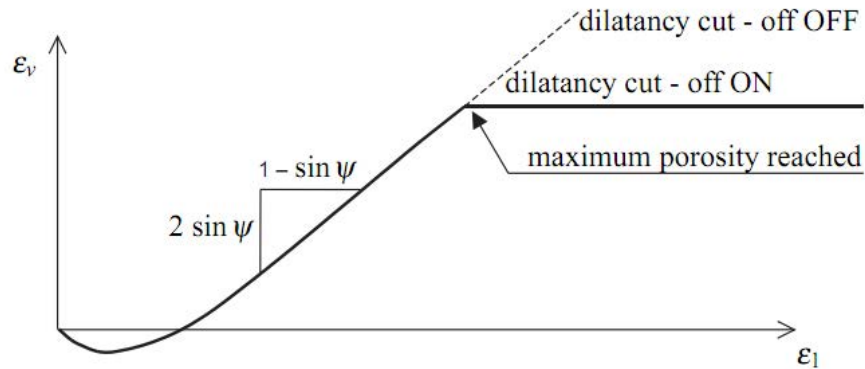
สำหรับ $e < e_{\max}$

$$\sin \psi_m = \left(\frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \right) \quad (2.49)$$

ซึ่งในสถานะวิกฤต

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (2.50)$$

สำหรับ $e \geq e_{\max}$ และ $\psi_m = 0$ (Dilatancy cut-off) โดยที่พฤติกรรม dilatancy เมื่อมี Dilatancy cut –off และไม่มี เป็นไปตามรูปที่ 2-11



รูปที่ 2-11 พฤติกรรม dilatancy

2.4.2.5 On The Cap Yield Surface In Hardening Soil Model

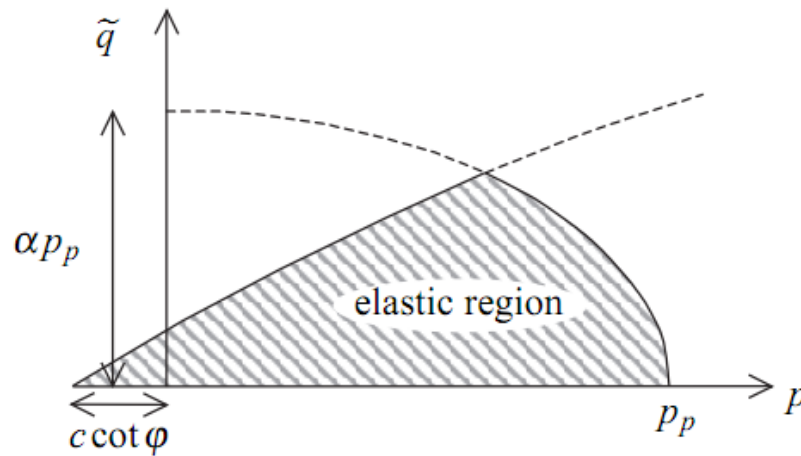
แบบจำลอง HSM แบ่งพื้นผิวครากเป็นสองส่วนคือพื้นผิวครากเฉือน (shear yield surface) และพื้นผิวครากส่วนแคบ (cap yield surface) ซึ่งพื้นผิวครากทั้งสองจะถูกควบคุมด้วยค่า stiffness ที่ต่างกันโดยที่พื้นผิวครากเฉือนจะถูกควบคุมด้วย E_{50}^{ref} ส่วนพื้นผิวครากส่วนแคบจะถูกควบคุมโดย E_{oed}^{ref} พื้นผิวครากส่วนแคบสามารถอธิบายได้ด้วยสมการครากตามสมการ

$$f^c = \frac{q'}{\alpha} + p'^2 - P_p^2 \quad (2.51)$$

เมื่อ $p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$ $q' = \sigma_1' + (\delta - 1)\sigma_2' - \delta\sigma_3'$ และค่า P_p คือค่าความเค้นในการอัดตัวคายน้ำเริ่มต้น (isotropic pre-consolidation stress) ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ควบคุมขนาดของ yield cap โดยมีความสัมพันธ์กับ ε_v^{pc} (volumetric cap strain) ตามสมการ

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{P_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2.52)$$

ค่าของ β และ α พารามิเตอร์ขึ้นพื้นฐานที่กำหนดไว้ตั้งแต่ต้นโดยที่ β จะขึ้นกับ E_{oed}^{ref} และ α จะขึ้นกับ K_0^{nc} พื้นผิวครากของแบบจำลอง HSM ในมิติ P_p กับ q' ของ สามารถแสดงได้ตามรูป



รูปที่ 2-12 พื้นผิวครากของแบบจำลอง HSM

2.4.3 แบบจำลองซอพซอยล์ (Soft soil model)

แบบจำลองซอพซอยล์มีความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain, ε_v) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress, p') ในรูปของ logarithmic ดังสมการ

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (2.49)$$

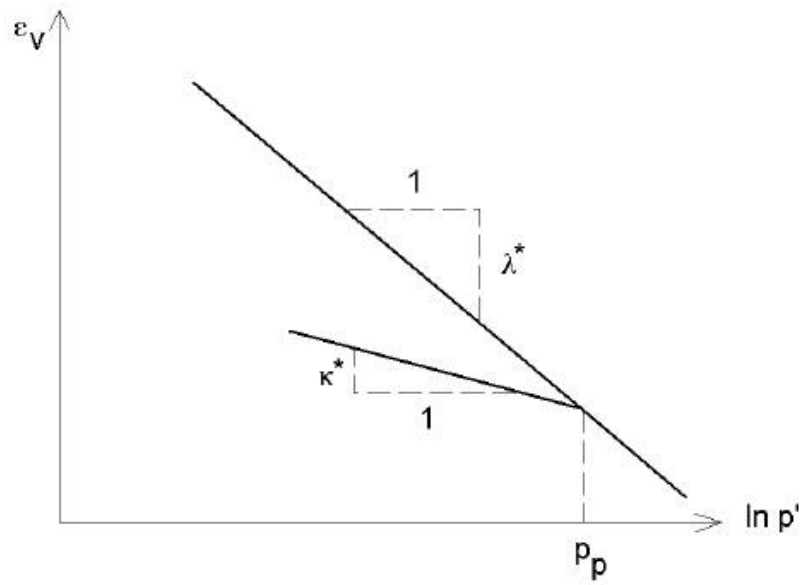
โดยที่ λ^* คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร (modified compression index)

เมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงก็จะเกิดเส้นทางที่แตกต่างจากเส้นทางอัดตัวหลัก และสามารถเขียนเป็นสมการได้ ดังนี้

$$\varepsilon_v^c - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (2.50)$$

โดยที่ κ^* คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร (modified swelling index)

จากสมการที่ 2.49 และ 2.50 อัตราส่วนช่องว่าง (e) แฝงอยู่ในรูปความเครียดเชิงปริมาตร ($\varepsilon_v = 1 + e$) เมื่อนำมาพล็อตกราฟกึ่งลอจระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยบนแกนลอจฐาน e (natural log) พบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2-13

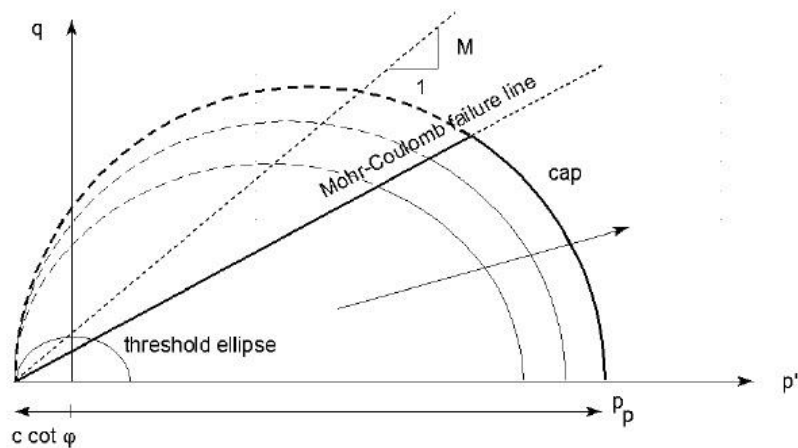


รูปที่ 2-13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย

จากสมการ 2.50 ในการเพิ่มแรง-ถอนแรงถือว่าเป็นพฤติกรรมอิลาสติก สามารถหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรสัมพันธ์ได้ ดังสมการ 2.51

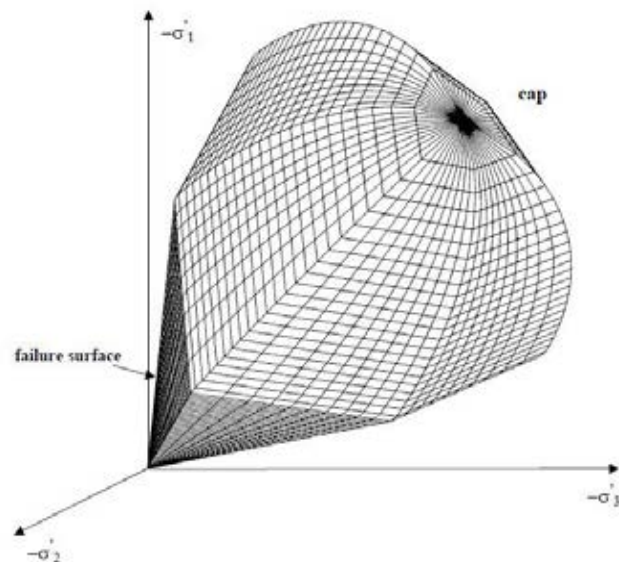
$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \tag{2.51}$$

แบบจำลองชอพอฮอยล์มีฟังก์ชันคราก ลักษณะเป็นวงรีในระนาบของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเค้นเบี่ยงเบน (p'-q) ดังแสดงในรูปที่ 2-14



รูปที่ 2-14 พื้นผิวครากในแบบจำลองชอพอฮอยล์

แค็ป ยิว (Cap yield) สามารถเคลื่อนที่ได้ขึ้นอยู่กับความเค้นอัดตัวคายน้ำ (pre-consolidation stress, p_p) สามารถแสดงลักษณะของฟังก์ชันคราก ในรูปแบบสามมิติของความเค้นได้ ดังรูปที่ 2.38



รูปที่ 2-15 ฟังก์ชันคราก ในระบบความเค้นหลักของแบบจำลองชอพชอยล์

พารามิเตอร์พื้นฐาน

- λ^* คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร
- K^* คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร
- c คือ แรงยึดเหนี่ยว (kN/m^2)
- ϕ คือ มุมแรงเสียดทาน ($^\circ$)
- φ คือ มุมไคเลชัน ($^\circ$)

ซึ่ง λ^* และ K^* เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional compression test) มีความสัมพันธ์กับการนิยามจากแบบจำลองอื่นๆ สามารถสรุปได้ ดังตารางที่

2.1

ตารางที่ 2-1 ความสัมพันธ์นิยามของ λ^* และ κ^* กับแบบอื่นๆ

Relationship	λ^*	κ^*
Cam-Clay parameters	$\frac{\lambda}{1+e}$	$\frac{\kappa}{1+e}$
Dutch engineering practice	$\frac{1}{C'_p}$	$\approx \frac{2}{A_p}$
Internationally normalized parameters	$\frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$\approx \frac{2C_r}{2.3(1+e)}$

2.5 ค่าพารามิเตอร์ต่างๆของดิน

2.5.1 พารามิเตอร์พื้นฐาน

พารามิเตอร์พื้นฐานบอกถึงคุณสมบัติทางฟิสิกส์และพฤติกรรมของดินโดยปกติแล้วพารามิเตอร์จะใช้ในการแยกชนิดหรือแบ่งชนิดของดินโดยที่พารามิเตอร์พื้นฐานสามารถหาได้ในห้องปฏิบัติการโดยมีขั้นตอนการทดสอบที่ไม่ยาก นอกจากนี้ได้มีงานวิจัยหลายงานวิจัยที่บ่งบอกว่าพารามิเตอร์พื้นฐานมีอิทธิพลกับพารามิเตอร์ชนิดอื่นเช่น พารามิเตอร์กำลัง พารามิเตอร์การอัด โดยที่คุณสมบัติพื้นฐานแบ่งเป็น 6 คุณสมบัติและมีพารามิเตอร์ต่างๆตามตารางที่ 2-2

ตารางที่ 2-2 ตารางแสดงคุณสมบัติและพารามิเตอร์ของดิน

คุณสมบัติ	พารามิเตอร์
ขนาดเม็ดดิน	การกระจายตัวของเม็ดดิน ขนาดเม็ดดินที่ใหญ่ที่สุด ขนาดเม็ดดินเฉลี่ย รูปร่างของอนุภาค
ความหนาแน่น	อัตราส่วนช่องว่าง ความหนาแน่นแห้ง ความถ่วงจำเพาะ
พลาสติก	พิกัดเหลว พิกัดพลาสติก พิกัดหดตัว ดัชนีพลาสติก ดัชนีเหลว
ความชื้น	ความชื้นตามธรรมชาติ เปอร์เซ็นต์การอิ่มตัว

คุณสมบัติ	พารามิเตอร์
พื้นผิว	ด้วยน้ำ
ประวัติความเค้น	ชนิด การแบ่งสัดส่วน อายุการทับถม ผลกระทบทางฟิสิกส์และเคมี การผูกมัด

ในทางวิศวกรรมเชื่อกันว่าความชื้นในมวลดินและพลังงานมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินโดยที่เมื่อความชื้นในมวลดินมีค่าลดลงค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มมากขึ้นตามความลึกที่มากขึ้น นอกจากนี้พิกัด Atterberg ซึ่งทำการทดสอบได้ง่ายยังสามารถบอกลถึงกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวโดยที่ได้มีการทดสอบเมื่อดินอยู่ในสภาพพิกัดพลาสติกจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนอยู่ที่ 70 – 100 เท่าของดินที่อยู่ในสภาพพิกัดเหลว โดยที่ดินที่อยู่ในสภาพพิกัดเหลวจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนอยู่ที่ประมาณ 1.7-2.5 kPa (Wroth and Wood 1978; Atkinson and Bransby 1978; Mitchell 1993; Powrie 1997)

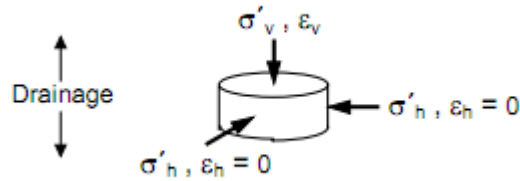
2.5.2 Compression properties

การเกิดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในดินเหนียวเกิดขึ้นจากสองสาเหตุคือการขยายตัวและการหดตัวซึ่งมีปัจจัยหลักคือการตกตะกอนและการระเหยเป็นปัจจัยหลักโดยไม่ผลของแรงกระทำซึ่งปกติแล้วดินเหนียวที่มีแร่ kaolinite จะมีการขยายตัวน้อยส่วนแร่ Illite และ montmorillonite จะมีการขยายตัวปานกลาง และอีกสาเหตุคือการเปลี่ยนปริมาตรเนื่องจากแรงกระทำทั้งการเพิ่มและการลดการกระทำซึ่งทำให้เกิดเหตุการณ์การอัดตัวคายน้ำโดยเป็นการลดลงของอัตราส่วนช่องว่างในดินเนื่องจากอนุภาคของดินได้จัดเรียงตัวใหม่เนื่องจากแรงกระทำ

2.5.2.1 Primary compression

ดินถูกบีบอัดโดยน้ำหนักของแต่ละชั้นของตะกอนที่ทับถมระหว่างการทับถมโดยที่ระหว่างการทับถมจะไม่เกิดความเครียดในแนวราบเนื่องจากความสมมาตร ดังนั้นในสภาพธรรมชาติ

สถานะความเค้นของดินจะตรงกับสถานะที่ถูกบีบอัดในทิศทางเดียวซึ่งสถานะนี้สามารถจำลองได้โดยการทดสอบ oedometer โดยมีเงื่อนไขขอบเขตตามรูปที่ 2-16



รูปที่ 2-16 การทดสอบ oedometer

อัตราส่วนระหว่างความเค้นประสิทธิผลด้านข้างกับความเค้นประสิทธิผลแนวตั้งหรือค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้าง (K_0) สามารถหาได้จาก การทดสอบเฉพาะแต่ K_0 สามารถประมาณได้จากสูตรเชิงประสพการณ์หลายสูตรเช่นสูตรที่ได้เสนอโดย Jaky 1994 ตามสมการที่

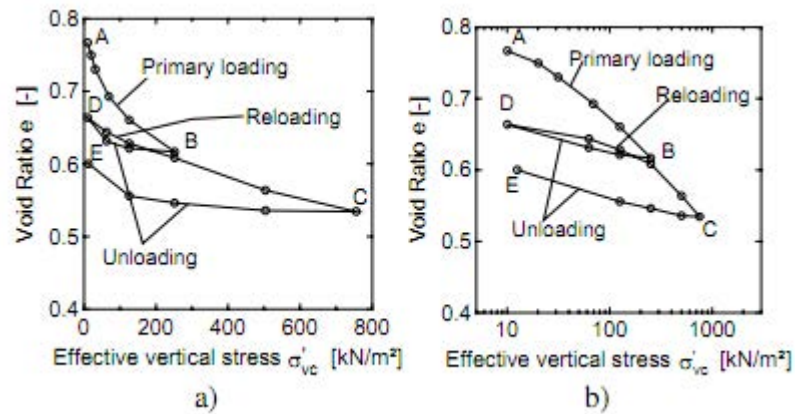
$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.52)$$

นอกจากสมการที่เสนอโดย Jaky 1994 แล้วค่า K_0 ยังมีความสัมพันธ์กับค่าคุณสมบัติพื้นฐาน โดยมีผู้เสนอไว้หลายความสัมพันธ์ตัวอย่างเช่นตามตารางที่ 2-3

ตารางที่ 2-3 ความสัมพันธ์กับค่า K_0 คุณสมบัติพื้นฐาน

สมการ	อ้างอิง	ลักษณะการใช้งาน
$K_0 = 0.19 + 0.233 \log I_p (\%)$	Alpan 1967	ดินเหนียวอ่อน
$K_0 = 0.24 + 0.31 \log I_p (\%)$	Lee and Jin 1979	ดินเหนียวอ่อน
$K_0 = 10^{(0.00275(LL-20\%)-0.2676)}$	Sherif and Koch 1970	ดินเหนียวอ่อน

โดยปกติผลการทดสอบด้วย oedometer จะแสดงผลการทดสอบในรูปของกราฟระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับความเค้นประสิทธิผลซึ่งจะทำในสามรูปแบบคือให้ค่าความเค้นประสิทธิผลอยู่ในแกนปกติและแกนล็อก ตามรูปที่ 2-17



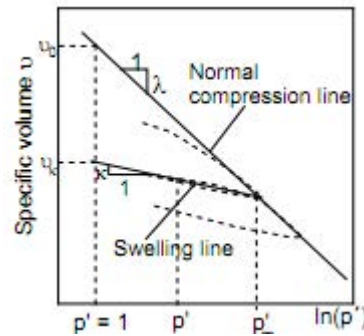
รูปที่ 2-17 อัตราส่วนช่องว่างกับความเค้นประสิทธิผล

จากรูปที่ 2-17 เส้น A-B-C เป็นเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติซึ่งจากเส้นนี้เราสามารถหาดัชนีการอัดตัวได้ (C_c) โดยที่เส้น B-D และ C-E เป็นเส้นการบวมตัวซึ่งจากเส้นนี้สามารถหาดัชนีบวมตัวได้ (C_s) ดินที่อยู่บนเส้นการอัดตัวปกติจะมีความเค้นในแนวตั้งไม่มากกว่าค่าความเค้นปัจจุบัน เรียกว่าดินในช่วงนี้ว่าดินที่มีพฤติกรรมอัดตัวคายน้ำปกติ ส่วนดินที่อยู่บนเส้นบวมตัวจะมีค่าความเค้นในอดีตมากกว่าความเค้นปัจจุบันโดยดินในช่วงนี้ว่าดินที่มีพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ โดยที่อัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำนิยามตามสมการที่ 2.53

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vc}} \quad (2.53)$$

เมื่อ σ'_{vm} คือค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นและ σ'_{vc} ความเค้นในปัจจุบัน

สำหรับกราฟที่มีความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่างและความเค้นในแกนของล็อกธรรมชาติจะให้เส้นการอัดตัวคายน้ำและเส้นการบวมตัวแบบขุมคติหรือเป็นเส้นตรงโดยที่ λ จะแสดงถึงความชันของเส้นการอัดตัวและ k แสดงถึงความชันของเส้นการบวมตัวซึ่งเป็นไปตามรูปที่ 2-18 โดยความชันของทั้งสองเส้นจะขึ้นกับชนิดอนุภาคของดิน



รูปที่ 2-18 เส้นการอัดตัวคายน้ำและเส้นการบวมตัว

2.5.2.2 Empirical equations to predict compression parameters

ในกรณีที่ข้อมูลไม่สมบูรณ์หรือไม่ได้ทำการทดสอบ oedometer สามารถประมาณค่าพารามิเตอร์การอัดตัวได้จากพารามิเตอร์พื้นฐานโดยได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์เชิงประจักษ์การณไว้ตามตารางที่ 2-4

ตารางที่ 2-4 ค่าพารามิเตอร์การอัดตัวได้จากพารามิเตอร์พื้นฐาน

สมการ	อ้างอิง	ลักษณะการใช้งาน
$C_c = 0.007(LL - 10)$	Skemton 1994	Remoulded Clays
$C_c = 0.009(LL - 10)$	Terzaghi and Peck 1967	ดินเหนียวอัดตัวคายน้ำ ปกติ
$C_c = 0.0115w$	Blowles 1984	Organic silts and clays
$C_c = 0.75(e - 0.50)$	Blowles 1984	ดินเหนียวที่มีค่า พลาสติกต่ำ
$C_c = 1.15(e - e_0)$	Nishida 1956	ดินเหนียว
$C_c = 0.5I_p G_s$	Wood 1983	ดินเหนียวอัดตัวคายน้ำ ปกติ
$C_s = I_p / 370$	Kulhawy and Mayne 1990	ดินเหนียว

สมการ	อ้างอิง	ลักษณะการใช้งาน
$\lambda = 0.156(e_0 + 0.0107)$	Blowles 1984	ดินเหนียว
$\lambda = 0.235G_s I_p$	Powrie 1997	ดินเหนียว
$\kappa = 0.048G_s I_p$	Yudhbir and Wood 1989	ดินเหนียว

2.5.3 Deformation parameter

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างเป็นของดินเป็นปัญหาที่สำคัญของวิศวกรรมธรณีเทคนิค ซึ่งการทดลองหลายการทดลองได้ถูกออกแบบมาให้หาค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเพื่อทราบอิทธิพลสูงสุดที่พฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจะมีผลต่อโครงสร้าง ตัวอย่างเช่น งานขุดดิน โดยที่พารามิเตอร์ที่ใช้ที่เป็นตัวแทนของพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในทฤษฎีอีลาสติกมีทั้งหมด 4 พารามิเตอร์ได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่น (E) คืออัตราส่วนระหว่างความเค้นกับความเครียดในแนวแกน ซึ่งเป็นไปตามสมการที่ 2.54

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (2.54)$$

โดยที่ σ_a คือ ความเค้นในแนวแกน และ ε_a คือ ความเครียดในแนวแกน อัตราส่วนปัวซอง (ν) คืออัตราส่วนระหว่างความเครียดแนวรัศมีกับความเครียดแนวแกนซึ่งเป็นไปตามสมการที่ 2.55

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (2.55)$$

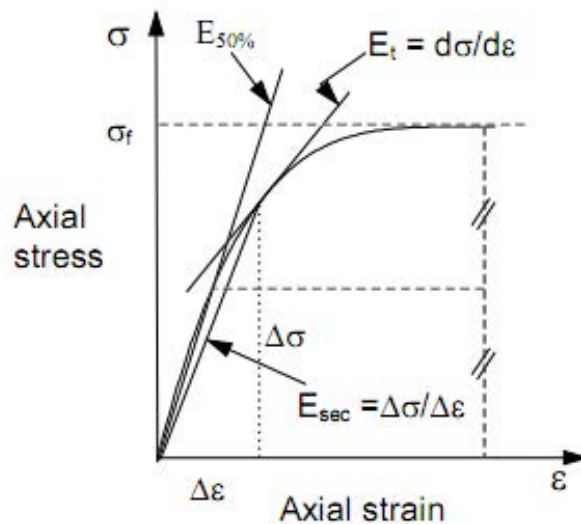
โดยที่ ε_r คือ ความเครียดในแนวรัศมี โมดูลัสเฉือน (G) คือ อัตราส่วนระหว่างความเค้นเชิงเฉือน ต่อความเครียดเชิงเฉือน และ โมดูลัสแรงบีบอัด (K) การเปลี่ยนแปลงของปริมาตรสัมพันธ์ของวัตถุที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงความ

ตัน ซึ่งค่าโมดูลัสเฉือนและโมดูลัสแบบบีบอัดสามารถเขียนในรูปของโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองได้ตามสมการที่ 2.56 และสมการที่ 2.57

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.56)$$

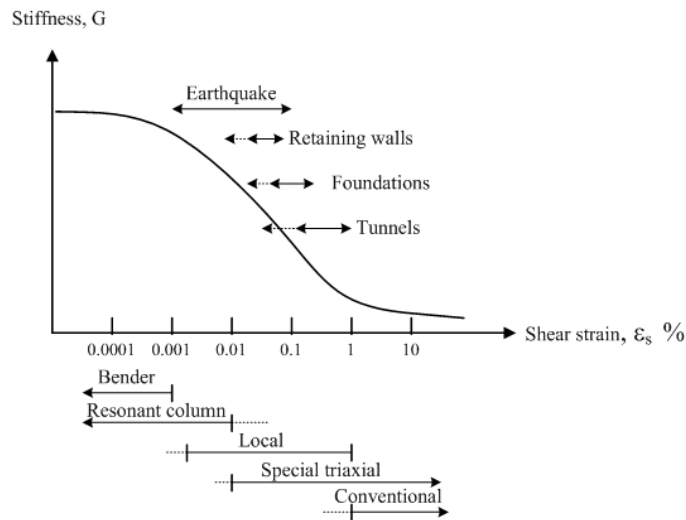
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.57)$$

ค่าโมดูลัสสามารถนิยามได้ 2 แบบได้แก่ โมดูลัสแบบสัมผัส (E_t) และ โมดูลัสแบบซีแคนต์ (E_{sec}) ตามรูปที่ 2-19



รูปที่ 2-19 โมดูลัสแบบสัมผัส และ โมดูลัสแบบซีแคนต์

ได้มีการนำเสนอเส้นโค้งการลดของค่าโมดูลัสของดิน (Modulus degradation curve) ที่พล็อตระหว่างค่าโมดูลัสกับระดับความเครียดในกึ่งล็อก ซึ่งโมดูลัสของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ระดับความเครียดต่างกันจะได้มาจากการทดสอบที่แตกต่างกันสามารถแบ่งได้ตามรูปดังนี้



รูปที่ 2-20 ช่วงของความเครียดที่เหมาะสมกับการทดสอบและปัญหาของโครงสร้าง (วาดใหม่จาก Mair โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ (Undrained and Drained modulus)

2.5.3.1 Drained and Undrained behavior

ค่าโมดูลัสของดินจะมีความแตกต่างกันขึ้นอยู่กับสถานการณ์ที่แตกต่างกันไปโดยขึ้นกับการระบายน้ำและการไม่ระบายน้ำเช่นเดียวกับพารามิเตอร์ด้านกำลัง ซึ่งโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองสามารถแบ่งได้เป็นสองแบบคือแบบระบายน้ำ (E, ν) และ แบบไม่ระบายน้ำ (E_u, ν_u) ในส่วนของค่าโมดูลัสเฉือนนั้นจะมีค่าเท่ากันทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำเนื่องจากในสภาพที่ดินเป็นอิลาสติกค่าโมดูลัสเฉือนจะไม่ได้รับผลกระทบอันเนื่องมาจากการระบายน้ำหรือไม่ระบายน้ำของดินเพราะ โมดูลัสเฉือนของน้ำมีค่าเป็นศูนย์ สำหรับค่าโมดูลัสบีบอัดจะมีค่าแต่ในสภาพที่ระบายน้ำส่วนในสภาพแบบไม่ระบายน้ำจะมีค่าไม่จำกัดเนื่องจากโดยปกติค่าอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำมีค่าเป็น 0.5

โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained modulus, E_u) ในเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำมวลดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรหรืออาจจะคิดว่าความต้านทานต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาตรสูงมาก นั่นคือโมดูลัสเชิงปริมาตรมีค่าไม่จำกัดจะได้ว่า

$$\frac{E_u}{3(1-2\nu_u)} \rightarrow \infty$$

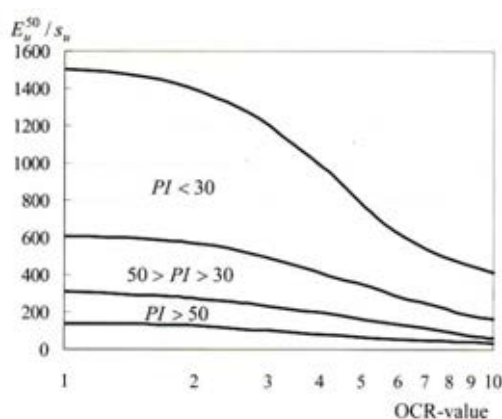
(2.58)

นั่นคือค่าอัตราส่วนปัวซองแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Poisson's ratio, ν_u) มีค่าเท่ากับ 0.5

$$\nu_u = 0.5 \quad (2.59)$$

ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำหาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่นการทดสอบแรงกดแกนเดียว การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่อัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำหรือการทดสอบสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำหรืออาจแปลความจากผลการทดสอบภาคสนาม

มีการเสนอแผนภาพที่ใช้ประมาณค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชนิดต่างๆโดยจามิโควสกี (Jamiołkowski et. al., 1979) โดยเป็นค่าโมดูลัสแบบซีแคนต์ที่ 50% ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (E_u^{50}) ตามรูปที่ 2-21



รูปที่ 2-21 ค่าโมดูลัสซีแคนต์แบบไม่ระบายน้ำ ของดินเหนียวชนิดต่างๆ

นอกจากนี้ยังได้มีการเสนอสูตรเพื่อใช้ประมาณค่า E_u^{50} (Termaat, Vermeer, Vergeer (1985)) เป็นค่าโมดูลัสสำหรับดินเหนียวแบบการอัดตัวคายน้ำแบบปกติ

$$E_u^{50} \approx \frac{15000 \cdot c_u}{I_p \%} \quad (2.60)$$

โมดูลัสแบบระบายน้ำ (Drained modulus, E') ในเงื่อนไขแบบระบายน้ำ มวลดินมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ดังนั้นค่าอัตราส่วน ปัวซองแบบระบายน้ำ (Drained Poisson's ratio, ν') มี

ค่าน้อยกว่า 0.5 ขึ้นอยู่กับประเภทของดิน อย่างไรก็ตามค่าโมดูลัสเฉือนไม่ขึ้นกับเงื่อนไขการระบายน้ำของมวลดินเพราะว่าน้ำไม่สามารถต้านทานความเค้นเฉือนได้นั้นคือ $G_u = G'$ จะได้ว่า

$$\frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (2.61)$$

$$E' = 2(1+\nu') \frac{E_u}{3} \quad (2.62)$$

โดยที่สมการข้างต้นใช้ในการประมาณค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับการหาค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำจากการทดสอบห้องปฏิบัติการเช่น การทดสอบอักษามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำโดยได้มีการประมาณค่าของโมดูลัสของดินต่างๆ (Budhu,2007)

ตารางที่ 2-5 โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ

ดิน	ชนิดความ แข็ง	E' (MPa)	G' (MPa)	ν'
ดินเหนียว	อ่อน	1-15	0.5-5	0.35-0.40
	ปานกลาง	15-30	5-15	0.30-0.35
	แข็ง	30-100	15-40	0.20-0.30
ทราย	หลวม	10-20	5-10	0.15-0.25
	ปานกลาง	20-40	10-15	0.25-0.30
	แน่น	40-80	15-35	0.25-0.35

2.5.4 Strength properties

การต้านทานแรงเฉือนของดินขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยโดยที่การต้านทานแรงเฉือนของดินจะเป็นฟังก์ชันของพารามิเตอร์เหล่านี้ตามสมการที่ 2.63 เสนอโดย Mitchel 1993

$$\text{Shearing resistance} = F(e, \phi, C, \sigma', c, H, T, \varepsilon, \dot{\varepsilon}, S) \quad (2.63)$$

เมื่อ e คืออัตราส่วนช่องว่าง ϕ คือมุมเสียดทานภายใน C คือ ส่วนประกอบทางกายภาพ σ' คือ ความเค้นปกติ c คือ แรงเชื่อมแน่น H คือ ประวัติความเค้น T คือ อุณหภูมิ ε คือความเครียด $\dot{\varepsilon}$ คืออัตราความเครียด และ S คือโครงสร้างของดิน โดยที่พารามิเตอร์เหล่านี้อาจไม่เป็นอิสระต่อกันและกัน สมการที่ใช้ในการอธิบายความต้านทานแรงเฉือนของดินที่ใช้กันอย่างแพร่หลายคือ สมการ มอร์-คูลอมป์ ตามสมการที่ 2.64

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.64)$$

ซึ่งสามารถเขียนในสมการประสิทธิผลได้ว่า

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.65)$$

จากสมการที่ 2.64 และ 2.65 เป็นสมการที่ใช้กันโดยทั่วไปแต่พารามิเตอร์ c' และ ϕ' เป็นพารามิเตอร์ที่หาได้จากหลายการทดลอง อาทิเช่น การเฉือนแบบตรง การเฉือนแบบง่าย การทดสอบสามแกนแบบอัด การทดสอบสามแกนแบบดึง และการเฉือนในระนาบต่างๆทำให้ค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองตัวมีค่าไม่เท่ากันในแต่ละการทดลองขึ้นอยู่กับ ทางเดินหน่วยแรง ระดับความเค้น เงื่อนไขการระบายน้ำและเงื่อนไขอื่นๆตามสมการที่ 2.63

โดยปกติในการหาค่าความต้านทานแรงเฉือนของดินจะหาโดยใช้การทดสอบสามแกนซึ่งในการทดสอบสามแกนจะแสดงค่าของความเค้นในรูปของความเค้นเฉลี่ย (p, p') และความเค้นเบี่ยงเบน (q, q') ซึ่งสามารถหาได้จากความเค้นหลักทั้งสามแกน ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) ตามสมการที่ 2.66 และ 2.67 โดยที่ $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{หรือ} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.66)$$

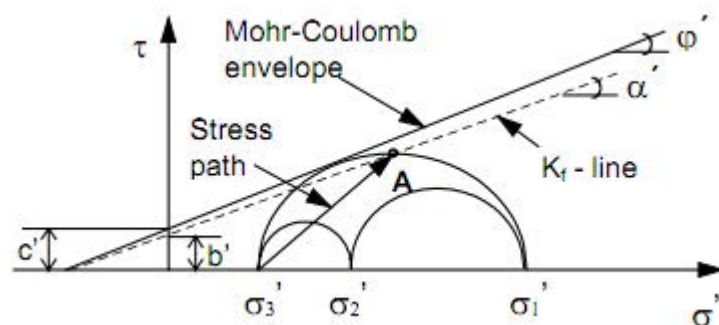
$$q = q' = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (2.67)$$

ซึ่งในเครื่องทดสอบสามแกนแบบมาตรฐานที่ใช้กันค่าของความเค้นในแนวราบจะมีค่าเท่ากัน ทั้งสองด้าน ($\sigma_2 = \sigma_3$) จึงทำให้ความเค้นเฉลี่ยและความเค้นเบี่ยงเบนเป็นไปตามสมการที่ 2.68 และ 2.69

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad \text{หรือ} \quad p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} \quad (2.68)$$

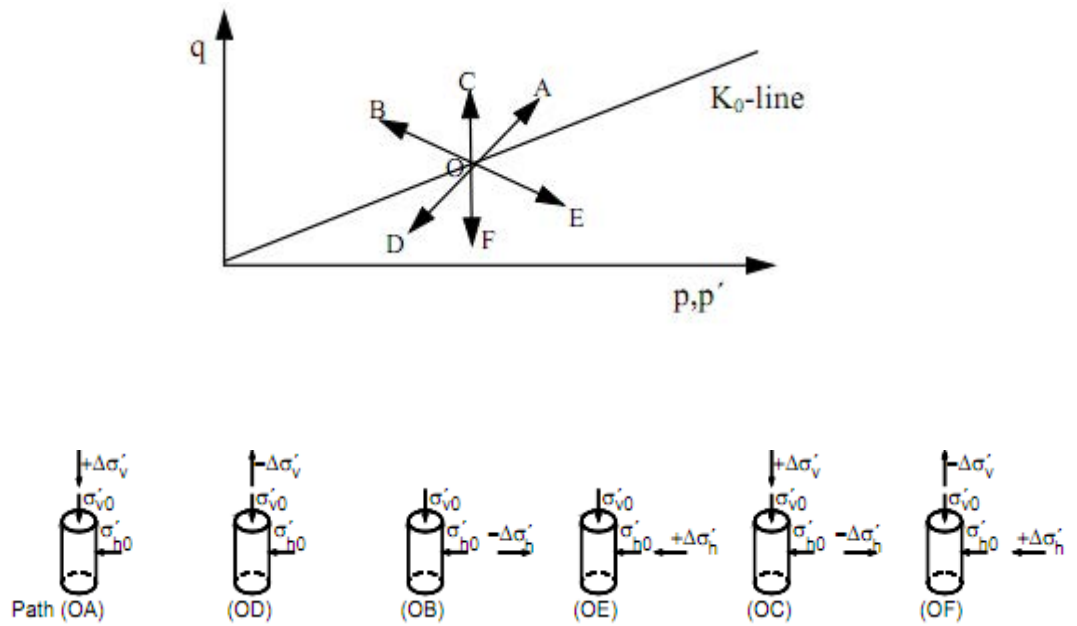
$$q = q' = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.69)$$

ที่จุดวิบัติเส้นวิบัติมอร์-คูลอมป์จะสัมผัสกับวงกลมความเค้นประสิทธิผลโดยทำมุม ϕ' กับแกนความเค้นและจุดตัดแกนความเค้นเฉือนที่ c' นอกจากการลากเส้นสัมผัสวงกลมความเค้นประสิทธิผลแล้วยังสามารถลากเส้นผ่าค่าความเค้นเฉือนสูงสุดทำมุม α' กับแกนความเค้นหลักและตัดแกนความเค้นเฉือนที่ b' เรียกเส้นนี้ว่าเส้น K_f โดยที่ $\tan \alpha' = \tan \phi'$ และ $b' = c' \cos \phi'$



รูปที่ 2-22 จุดวิบัติเส้นวิบัติมอร์-คูลอมป์

อย่างไรก็ตามการทดสอบสามแกนยังสามารถทดสอบตามเส้นทางเดินของหน่วยแรงหลายๆเส้นทางเดินของหน่วยแรงเพื่อให้ได้พฤติกรรมที่เหมือนกับในสนามโดยเส้นทางเดินต่างๆเป็นไปตามรูปนี้



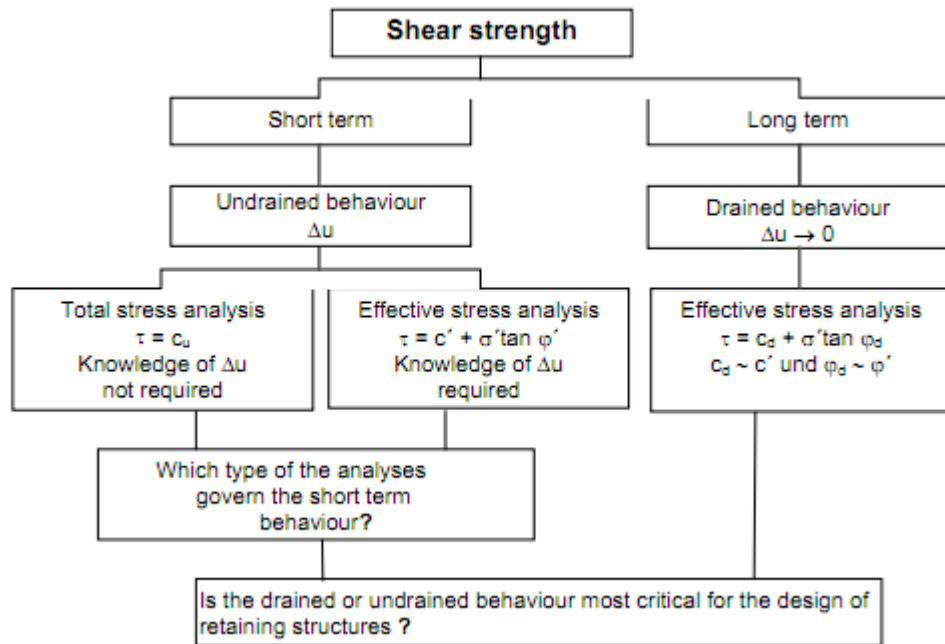
รูปที่ 2-23 การทดสอบตามเส้นทางหน่วยแรงต่าง

2.5.4.1 Total and effective stress analysis

การเลือกการวิเคราะห์แบบรวมหรือการวิเคราะห์แบบประสิทธิผลมีความสำคัญต่อการออกแบบงานขุดมากในชั้นดินเหนียวอ่อนโดยที่ความเค้นเฉือนอยู่ในรูปของสมการที่ 2.65 โดยที่ $\sigma' = \sigma - u$ และ $u = u_0 - \Delta u$ เมื่อ u_0 คือแรงดันน้ำคงที่และ Δu คือแรงดันน้ำส่วนเกิน จึงเขียนความเค้นเฉือนแบบรวมได้ตามสมการที่ 2.70

$$\tau = c_u \tag{2.70}$$

แผนผังการใช้ความเค้นเฉือนสำหรับการวิเคราะห์ต่างๆในงานด้านธรณีเทคนิคตามรูปที่ 2-24



รูปที่ 2-24 แผนภูมิการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือน

2.5.4.2 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

กำลังรับแรงเฉือนเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญมากในงานวิศวกรรมธรณีเพราะเป็นพารามิเตอร์เริ่มต้นในการคำนวณต่างๆ เช่น การหาความมีเสถียรภาพของดิน กำลังรับแบกทานของดิน เป็นต้น กำลังรับแรงเฉือนเมื่อเขียนในความสัมพันธ์กับพารามิเตอร์อื่นยังสามารถบ่งบอกถึงพฤติกรรมของดินได้ โดยทั่วไปกำลังรับรับแรงเฉือนของดินสามารถหาได้จาก การทดสอบแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด การทดสอบแบบไม่อัดตัวอย่างและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (UU) และการทดสอบแบบอัดตัวอย่างและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (cu) นอกจากนี้กำลังรับแรงเฉือนยังสามารถหาได้จากในสนามโดยวิธีการเฉือนแบบใช้ใบมีด (field shear vane) การทดสอบทะลวงโดยกรวย (Cone Penetration Test) เป็นต้น โดยที่กำลังรับแรงเฉือนจะขึ้นกับ ค่าความชื้นในมวลดิน อัตราส่วนช่องว่างในดิน ประวัติความเค้น และเวลา

2.5.4.3 ผลค่าความชื้นในมวลดินที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

ได้มีงานวิจัยหลายวิจัยที่ได้ทำการศึกษาอิทธิพลของความชื้นในมวลดินที่มีผลกับกำลังรับแรงเฉือนของดินพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่พิกัดพลาสติกมีค่าเป็น 70 ถึง 100 เท่าของของค่า

กำลังรับแรงเฉือนของดินที่พิกัดเหลวเสนอโดย Powrie 1997 และ Wroth and Wood 1978 นอกจากนี้ยังพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่พิกัดเหลวมีค่าประมาณ 0.7 – 2.5 kPa

2.5.5 ผลของแอนไอโซทรอปิกที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

แอนไอโซทรอปิกเป็นคุณสมบัติหนึ่งที่สามารถบ่งบอกถึงพฤติกรรมของดิน โดยที่แอนไอโซทรอปิกแบ่งออกเป็นสองประเภทคือแอนไอโซทรอปิกที่เกิดจากธรรมชาติตัวอย่างเช่นการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติและอีกประเภทคือแอนไอโซทรอปิกที่เกิดจากการเหนี่ยวนำของความเค้น การหาแอนไอโซทรอปิกที่เกิดตามธรรมชาติหาได้จากการนำค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทำการหาในมุมที่แตกต่างกันมาเปรียบเทียบกัน ตารางที่ 2-6 เป็นผลของแอนไอโซทรอปิกที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในแนวตั้งจะมีค่าแตกต่างกับค่ากำลังรับแรงเฉือนในแนวนอนอยู่ประมาณ 40 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 2-6 ผลของแอนไอโซทรอปิกที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

Equation	Reference	Regions of Applicability
$c_{uc}/c_{ut} \approx 3.0$	Larsson 1980	Inorganic low plastic clays
$c_{uc}/c_{ut} \approx 1.0$	Larsson 1980	Inorganic high plastic clays
$c_{uc}/c_{ut} = 2.5$	Bjerrum et al. 1972	Normally consolidated soil
$c_{uc}/c_{ut} = 1.75$	Eden and Law 1980	Canada South Gloucester soft soil
$\tau_{uv}/\tau_{uh} = 1.25 - 1.54$	Eden and Law 1980	Canada South Gloucester soft soil
$c_{uc}/c_{ut} = 2.0$	Scherzinger 1991	Constance lacustrine soft clays
$c_{uv}/c_{uh} = 1.3$	Lo 1965	Welland clay
$c_{uv}/c_{uh} = 1.43$	De Lory and Lai 1971	Welland Clay
$c_{uv}/c_{uh} = 1.28 - 1.56$	Wesley 1975	Mucking Flata clay
$c_{uv}/c_{uh} = 1.25$	Duncan and Seed 1966	San Francisco Bay mud
$c_{uv}/c_{uh} = 1.20$	Parry and Nadarajah 1975b	Fulford clay
$c_{uc}/c_{ut} = 1.60$	Vaid and Campanella 1974	Undisturbed Haney sensitive clay
$c_{uc}/c_{ut} = 2.13$	Ladd et al. 1971	Resedimented Boston blue clay
$c_{uc}/c_{ut} = 1.75$	Bjerrum 1973	Bangkok clay
$c_{uc}/c_{ut} = 1.36$	Bjerrum 1973	Matagami clay, Canada
$c_{uc}/c_{ut} = 2.67$	Bjerrum 1973	Drammen plastic clay
$c_{uc}/c_{ut} = 3.56$	Bjerrum 1973	Vater land clay
$c_{uc}/c_{ut} = 3.78$	Bjerrum 1973	Drammen lean clay
$c_{uc}/c_{ut} = 2.67 - 3.75$	Aas 1976(see Janbu 1977)	Norwegian clay, $10 < I_p < 20$
$c_{uc}/c_{ut} = 2.0 - 2.33$	Aas 1976(see Janbu 1977)	Norwegian clay, $I_p = 40$
$c_{uc}/c_{ut} = 1.63$	Aas 1976(see Janbu 1977)	Norwegian clay, $40 < I_p < 100$
$c_{uc}/c_{ut} = 1.72$	Jamiolkowski et al. 1985	Lean sensitive normally consolidated clay ($K_0 = 0.5$)
$c_{uc}/c_{ut} = 1.12$	Jamiolkowski et al. 1985	Plastic insensitive normally consolidated clay ($K_0 = 0.75$)

2.5.5.1 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยสูตรเชิงประสพการณ์

ได้มีความพยายามอย่างต่อเนื่องในการคิดค้นวิธีที่ทำได้ง่ายเพื่อใช้ในการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและหาความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนกับพารามิเตอร์พื้นฐานโดยที่ในอดีตได้มีนักวิจัยหลายท่านได้เสนอไว้มากมายตามตารางที่ 2-7 ซึ่งการเลือกใช้สูตรเชิงประสพการณ์ต้องทำการเลือกใช้ให้ถูกเงื่อนไขและลักษณะดิน

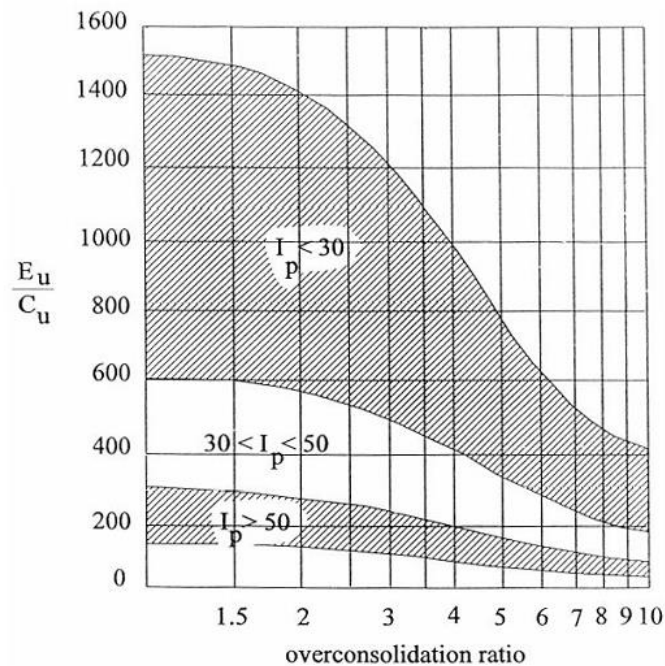
ตารางที่ 2-7 การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

Equation	Reference	Regions of Applicability
$c_u = 170 \cdot \exp(-4.6 \cdot I_L)$	[kPa] Wroth and Wood 1978	Remoulded clays
$c_u = 1/(I_L \cdot 0.21)^2$	[kPa] Mitchell 1993	From several clays (remoulded strength)
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p$	Skempton 1954, Bowles 1984	Normally consolidated soils, $I_p > 10\%$
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.11 + 0.0037 \cdot \log I_p$	Skempton 1957(see Kempfert and stadel 1997	Normally consolidated soil, $I_p < 60\%$
$\tau_f/\sigma'_{vc} = 0.2 + 0.0024 \cdot I_p$	Lerouneil et al. 1983	Clays from eastern Canada, $I_p < 60\%$
$\tau_f/\sigma'_{vc} = 0.22$	Mesri 1975	Soft clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.08 + 0.55 \cdot I_p$	Larsson 1977	Scandinavian clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.23 \pm 0.04$	Larsson 1980	Soft sedimentary clays, $I_p < 60\%$
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.33$	Larsson 1980	Inorganic clays
$c_u/\sigma'_{vc} = (0.23 \pm 0.04) \cdot (OCR)^{0.8}$	Jamiolkowski et al. 1985	All clays
$c_u/\sigma'_{vc} \approx 0.26$	Scherzinger 1991	Constance lacustrine soft clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.45 \cdot w_L$	Hansbo 1957	Scandinavian clays
$c_u/\sigma'_{vc} \approx 0.30$	Burland 1990	Natural sensitive clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.14 + 0.003 \cdot I_p$	Lambe and Whitman 1969	All clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.45 \cdot (I_p/100)^{1/2}$	Bjerrum and Simons 1960	Normally consolidated clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.18 \cdot (I_p)^{1/2}$	Bjerrum and Simons 1960	Normally consolidated clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.45 \cdot w_L$	Bowles 1984	Normally consolidated soils, $w_L > 40\%$
$c_u = 11.4 + 0.169 \cdot \sigma'_{vc}$	[kPa] Windisch and Yong 1990	Barlow-Ojibway Lacustrine clays
$c_u = 2.32 + 0.260 \cdot \sigma'_{vc}$	[kPa] Windisch and Yong 1990	East Canadian marine clays
$c_u = 3.05 + 0.260 \cdot \sigma'_{vc}$	[kPa] Windisch and Yong 1990	Champlane sea clays
$c_u = 7.69 + 0.117 \cdot \sigma'_{vc}$	[kPa] Windisch and Yong 1990	Scandinavian clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.09 + 0.0092 \cdot I_p$	[kPa] Windisch and Yong 1990	Scandinavian clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.18 + 0.0072 \cdot w_L$	[kPa] Windisch and Yong 1990	Scandinavian clays
$c_u/\sigma'_{vc} = 0.129 + 0.00435 \cdot I_p$	Wroth and Houlsby 1985	Normally consolidated clays
$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = 0.5743 \cdot \frac{3 \cdot \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$	Wroth and Houlsby, 1985	Normally consolidated soils

ในดินเหนียวสภาพไม่ระบายน้ำนิยมประมาณค่าโมดูลัสจากกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและบางกรณีอาจใช้ค่าพลาสติกซีดีเพื่อช่วยจำกัดช่วงของโมดูลัสตามสมการนี้

$$E_u^{50} = \frac{15000}{PI(\%)} S_u \quad (2.71)$$

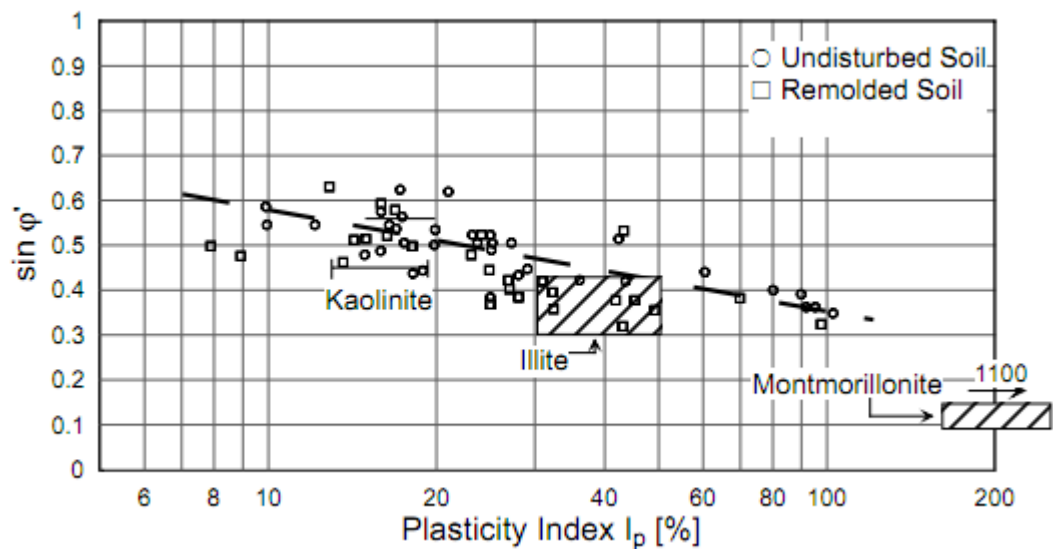
ถ้าในกรณีดินเหนียวอัดตัวแน่นเกินตัวจะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนประกอบกับค่า OCR เพื่อหาค่าโมดูลัสตามกราฟที่เสนอโดย Duncan and Buchignani



รูปที่ 2-25 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่า S_u และ OCR

2.5.5.2 กำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำ

กำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำสามารถแทนด้วยค่าพารามิเตอร์ 2 ตัว ได้แก่ c' และ ϕ' โดยใช้สำหรับการวิเคราะห์แบบระยะยาวซึ่งค่าพารามิเตอร์สองตัวนี้สามารถหาได้จากการทำการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำหรือการทำการทดสอบสามแกนแบบไม่ระบายน้ำแต่มีการตรวจวัดค่าแรงดันน้ำภายในที่เกิดขึ้นระหว่างเฉือนตัวอย่าง โดยกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำของดินที่มีการอัดตัวแบบปกติจะขึ้นกับปัจจัยที่เหมือนกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำแต่อิทธิพลจะน้อยกว่า Mitchell (1993) ได้ทำการทดสอบโดยนำเอาตัวอย่างเดียวกันมาทดสอบในทิศทางที่ต่างกันซึ่งผลที่ออกมาได้เหมือนกัน และได้นำเสนอความสัมพันธ์ของ $\sin \phi'$ กับค่าดัชนีพลาสติกสำหรับดินที่มีการอัดตัวแบบปกติตามรูปที่



รูปที่ 2-26 ความสัมพันธ์ของ $\sin \phi'$ กับค่าดัชนีพลาสติกสำหรับดินที่มีการอัดตัวแบบปกติ

2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.6.1 EVALUATION OF CLAY CONSTITUTIVE MODELS FOR ANALYSIS OF DEEP EXCAVATION UNDER UNDRAINED CONDITIONS

Lim et al (2012) ได้เปรียบเทียบผลวิเคราะห์ที่ใช้แบบจำลอง 5 ประเภทได้แก่ แบบจำลองมอร์-คูลอมบี แบบจำลอง Undrain Soft Clay แบบจำลอง Modified Cam Clay (MCC) แบบจำลอง Hardening Soil Model (HSM) และแบบจำลอง Hardening Soil Small Model จำลองพฤติกรรมของดินเหนียวเพื่อทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดิน งานชุดครั้งนี้แบ่งเป็น 7 ขั้นตอน ได้มีการตรวจวัดค่าการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดินในทุกชั้นตอนและได้ทำการทดสอบหาคุณสมบัติของดินไว้ด้วย สำหรับการสร้างแบบจำลองในช่วงที่เป็นดินทรายได้จำลองด้วยแบบจำลอง มอร์ คูลอมบี แบบระบายน้ำ โดยหาค่า ϕ จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากความเร็วเคลื่อนเฉือนที่ได้จากการทดสอบเบนเดอร์ลิเมนต์ทั้งนี้ Lim ได้ปรับค่าโมดูลัสลดลงเหลือร้อยละ 50 เนื่องจากอิทธิพลจากระดับความเครียดโดยอ้างอิงจากงานของ Ou and Lai (1994) สำหรับค่าอัตราส่วนปัวซองได้กำหนดให้เท่ากับ 0.3

Modified Cam Clay (MCC)

แบบจำลอง MCC พัฒนาโดย Burland (1965) โดยพัฒนาจากทฤษฎี สถานะวิกฤต จะจำลองพฤติกรรมดินในช่วงอัดแน่นปกติและช่วงใกล้เคียงสภาพอัดตัวแน่นปกติ ผิดครากของแบบจำลอง MCC ในมิติของความเค้นเฉือน และความเค้นเฉลี่ยจะเป็นรูปวงรี พารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง MCC มีทั้งหมด 5 ตัว

M (Frictional parameter) โดยที่ M เป็นฟังก์ชันของ ϕ' ดังสมการ

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.72)$$

λ (Compression index) หาได้ตามสมการ

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \quad (2.73)$$

κ (Swelling index) หาได้ตามสมการ

$$\kappa = \frac{C_s}{2.303} \quad (2.74)$$

ν_{ur} (Pure poisson's ratio) กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.2

E_{ur} (Modulus Elastic unloading) หาได้จากพฤติกรรมในช่วงคายตัวโดยที่

$$e_s = e + \kappa (\ln p) \quad (2.75)$$

เมื่อ e_s คือค่าอัตราส่วนช่องว่างเมื่อ $p=1$ โดยที่ความเครียดเชิงปริมาตร จะเป็นตามสมการ

$$d\varepsilon_v^e = \frac{de}{1+e} = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (2.76)$$

ซึ่งสามารถหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรได้ตามสมการ

$$K_{ur} = \frac{dp}{d\varepsilon_v^e} = \frac{(1+e)p}{\kappa} \quad (2.77)$$

หาโมดูลัสยืดหยุ่นขณะลดแรงกระทำได้ตามสมการ

$$E_{ur} = 3K_{ur}(1 - 2v_{ur}) = \frac{3(1 + e)p(1 - 2v_{ur})}{\kappa} \quad (2.78)$$

จากการวิเคราะห์ผลการทำนายการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินในช่วงแรกมีความสอดคล้องกันดีแต่มีค่าต่ำกว่าความจริงในช่วงกลางและช่วงท้ายของการขุด เนื่องจากในช่วงแรกวิถีความเค้นที่เกิดขึ้นจะอยู่ในพื้นผิวครากแบบจำลอง MCC และพื้นผิวครากดินจริงทำให้การทำนายการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินในช่วงแรกของการขุดโดยแบบจำลอง MCC ใกล้เคียงของจริง ส่วนในช่วงกลางและช่วงท้ายของการขุดมีการลดแรงกระทำมากจนทำให้วิถีความเค้นที่เกิดขึ้นไปแต่ผิวครากของดินจริงจึงแสดงพฤติกรรมเป็นพลาสติกทำให้การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินมีมากแต่ในขณะเดียวกันวิถีความเค้นที่เกิดขึ้นนั้นยังคงอยู่ในพื้นผิวครากของแบบจำลอง MCC ซึ่งยังคงเป็นพฤติกรรมแบบอีลาสติก ทำให้ทำนายการเคลื่อนตัวของดินได้น้อยจึงทำให้ผลการทำนายในช่วงกลางและท้ายของการขุดมีค่าน้อยกว่าค่าจริงอยู่มาก

สำหรับการทำนายการทรุดตัวของผิวดินพบว่าค่าที่บริเวณใกล้กำแพงมีค่าน้อยกว่าค่าจริงและค่าบริเวณไกลจากกำแพงกันดินค่าจะมากกว่าความจริงทั้งนี้เนื่องจากแบบจำลอง MCC ไม่ได้พิจารณาผลในช่วงที่ความเครียดน้อยๆ

เนื่องจากการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากการลดแรงกระทำ Lim ได้ทดลองปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ κ โดยให้อัตราส่วน $\frac{\kappa}{\lambda}$ ในช่วงที่ดินอัดตัวแน่นปกติมีค่าเท่ากับ 0.2 และ 0.25 ในส่วนของดินที่อยู่หลังกำแพงกันดินโดยที่ในส่วนของดินที่ไม่อยู่ในช่วงการอัดตัวคายน้ำแบบปกติยังคงใช้พารามิเตอร์แบบเดิมซึ่งพบว่าผลการทำนายในช่วงกลางและสุดท้ายของการขุดดีกว่าการใช้ค่า κ ตามผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแต่การทำนายทรุดตัวของผิวดินยังคงต่ำกว่าค่าแท้จริง

Hardening Soil Model (HSM)

HSM พัฒนาโดย Schanz et al (1999) เป็นแบบจำลองที่คำนึงถึงการเพิ่มกำลังของดินตามแรงเฉือนและตามแรงดันแบบไฮโดรสแตติก โดยใช้ความเครียดเฉือนและความเคียดเชิงปริมาตร

แบบพลาสติกเป็นพารามิเตอร์ควบคุมและใช้เงื่อนไขการวิบัติ มอร์ คูลอมป์ พารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง HSM มีทั้งหมด 9 ตัว ได้แก่ E_{50}^{ref} (Reference Modulus for Triaxial compression) E_{ur}^{ref} (Reference Modulus for Triaxial unloading/Reloading) E_{oed}^{ref} (Reference Modulus for Oedometer loading) p^{ref} (Reference stress) m (Power for stress dependent stiffness formulation) ν_{ur} (Pure Poisson's ratio) ϕ (Friction angle) c (Cohesion) K_0^{nc} (Coefficient of earth pressure at Normally consolidated) R_f (Failure ratio)

ผลการทำนายการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินในขั้นสุดท้ายของการขุดมีค่าใกล้เคียงกับกับค่าจริงมากแต่ในขั้นตอนอื่นของการขุดจะมีค่ามากกว่าค่าที่แท้จริงเล็กน้อย ส่วนผลการทำนายการทรุดตัวที่ผิวดินสูงกว่าค่าจริงแต่ทำนายได้ใกล้เคียงกว่าแบบจำลอง MCC

Hardening Soil Small Model (HS Small)

แบบจำลอง HS Small ต่างจากแบบจำลอง HSM โดยจะพิจารณาพฤติกรรมในช่วงความเครียดต่ำด้วยจึงทำให้มีการเพิ่มพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์อีก 2 ตัว ได้แก่ G_0^{ref} (Reference shear modulus at small strain) ซึ่งหาได้จากการทดสอบโดยใช้เบนเดอร์อิลลิเมนต์ และ $\gamma_{0.7}$ (Shear strain at $0.7 G_0^{ref}$) ซึ่งสามารถหาได้ตามสมการ

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (2.79)$$

ผลการทำนายการเคลื่อนที่ของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อใช้พารามิเตอร์ที่หาได้จากห้องปฏิบัติการและค่า $\gamma_{0.7}$ ตามความสัมพันธ์ที่ได้กล่าวไปค่าที่ทำนายได้มีค่าน้อยกว่าค่าความจริงมาก Lim ได้ได้ทดลองปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ให้มีค่า $\gamma_{0.7} = 10^{-5}$ เนื่องจากค่าความเครียดที่ 10^{-5} เป็นค่าที่อยู่ในช่วงความเครียดต่ำๆ ผลการทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดินจะใกล้เคียงค่าจริงมาก

แบบจำลองมอร์ คูลอมป์ ที่มีค่า $\phi = 0$ (The $\phi = 0$ Mohr Coulomb model)

แบบจำลองมอร์ คูลอมป์ เป็นแบบจำลองที่จำลองพฤติกรรมของดินแบบ Elastic-Perfectly plastic ซึ่งเป็นการนำกฎของฮุก (Hook's Law) มารวมกับเงื่อนไขการวิบัติแบบมอร์ คู

ลอมบี แบบจำลองมอร์ คูลอมบีประกอบด้วยพารามิเตอร์ทั้งหมด 4 ตัว ได้แก่ ϕ (Friction angle) c (Cohesion) E (Young's modulus) ν (Poisson's ratio)

การทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวโดยใช้แบบจำลองมอร์ คูลอมบี เป็นการวิเคราะห์แบบไม่ระบายน้ำโดยค่าพารามิเตอร์และวิธีการหาค่าของพารามิเตอร์เป็นตามค่า ดังนี้ $\nu = 0.5$ $\phi = 0$ $c = s_u$ (undrain shear strength) ค่า s_u หาได้จากการทดสอบ Field vane shear test และค่า E หาได้จากความสัมพันธ์ของ PI และ OCR ตาม Chang and Abas (1980) ได้เสนอไว้

ผลการทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดินเมื่อใช้ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบและความสัมพันธ์ Chang and Abas (1980) พบว่าค่าที่ได้น้อยกว่าค่าจริงมาก Lim จึงได้ทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์โดยให้ค่าโมดูลัสของยัง แบบไม่ระบายน้ำกับค่าอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าเท่ากับ 500 ($\frac{E_u}{S_u} = 500$) ทำให้ผลการทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินมีค่าใกล้เคียงค่าจริงแต่ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินยังคงได้น้อยกว่าค่าจริง

แบบจำลอง Undrain Soft Clay (USC)

แบบจำลอง USC เป็นแบบจำลองที่ใช้การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total stress analysis) ได้พัฒนาโดย Hsieh et al (2010) ซึ่งคำนึงผลจาก

1. การเปลี่ยนแปลงกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำตามการหมุนของหน่วยแรงหลัก
2. การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสของยัง ตามหน่วยแรงที่เกิดขึ้น
3. โมดูลัสในช่วงความเครียดต่ำมีค่าสูงกว่าช่วงอื่นๆ

ในการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง USC ใช้พารามิเตอร์ทั้งหมด 6 ตัว ซึ่งได้แก่ s_u (undrain shear strength) E_i (Initial Young's modulus) R_f (Failure ratio) K_s (Anisotropic strength ratio) m, n (Stiffness degradation parameter) ผลการทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวที่ผิวดินให้ผลที่น่าพอใจ

2.6.2 การหาพารามิเตอร์ทางด้านกำลังและพารามิเตอร์สติเฟเนสของแบบจำลองดินฮาร์ดเดนนึ่งชอยล์สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวกรุงเทพ

C.Surarak et.al ได้ทำการพารามิเตอร์เพื่อใช้ในแบบจำลอง HSM สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งกรุงเทพมหานคร C.Surarak et.al แบ่งชั้นดินเป็น 3 ชั้น โดย ให้ดินที่ความลึก 6-8 เมตรแทนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อน ที่ความลึก 12-14 เมตรแทนพฤติกรรมของดินเหนียวแข็งปานกลางและที่ความลึก 15-18 เมตรแทนพฤติกรรมดินเหนียวแข็งในแต่ละชั้นจะทำการทดสอบสองอย่างเพื่อหาค่าพารามิเตอร์กำลังและพารามิเตอร์สติเฟเนสได้แก่ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำและการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนโดยที่การทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนจะทดสอบทั้งแบบอัดตัวอย่างและดึงตัวอย่างในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ เมื่อได้ค่าพารามิเตอร์มาจากการทดสอบแล้วได้นำค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวมาเป็นค่าตั้งต้นในการหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการเป็นตัวแทนค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวกรุงเทพที่เหมาะสมในการใช้กับแบบจำลอง HSM ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ(Black Analysis)

ตัวอย่างที่ทำการทดสอบและการทดสอบ

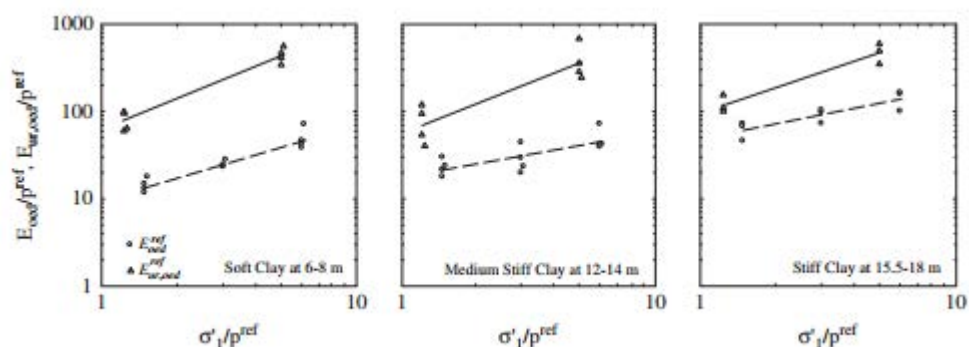
ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 62.5 มิลลิเมตรและสูง 19 มิลลิเมตร เมื่อเก็บตัวอย่างจากพื้นที่แล้วจะทำการทดสอบในทันทีส่วนตัวอย่างทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกน เป็นตัวอย่างที่ไม่ถูกรบกวนใช้กระบอกบางขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.4 มิลลิเมตร ในการเก็บตัวอย่าง และตัดแบ่งตัวอย่างให้มีความสูงตัวอย่างละ 100 มิลลิเมตร โดยเก็บรักษาไว้ในห้องควบคุมความชื้นโดยมี wax และพาราฟินเคลือบตัวอย่างอยู่เพื่อคงสภาพตัวอย่างให้เป็นสภาพเดียวกับในตอนแรกที่เก็บตัวอย่างมา

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ทำการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบมาตรฐานแบบแกนตั้งฉาก โดยนำตัวอย่างวางไว้ระหว่างหินระบายน้ำหัวและท้ายโดยมีแหวนเหล็กกดไว้เพื่อไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง โดยทำการเพิ่มแรงกระทำทุก 24 ชั่วโมงหรือเมื่อแรงดันน้ำในดินลดลงเป็นศูนย์

ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำจะแสดงผลในกราฟระหว่าง E_{oed} / p^{ref} และ σ'_1 / p^{ref} ในแกนล็อกซึ่งจุดตัดแกนจะให้ค่า E_{oed}^{ref} และ $E_{ur,oed}^{ref}$ ในช่วงที่เพิ่มแรงกระทำและลดแรงกระทำ

ตามลำดับ และค่าความชันของกราฟจะแสดงถึงค่า m ผลการทดสอบของดินทั้งสามชนิดเป็นไปตามรูปที่ 2-27 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำรูปที่ 2-27



รูปที่ 2-27 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

การทดสอบสามแกน

การทดสอบนี้จะใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง 36 มิลลิเมตร สูง 72 มิลลิเมตร โดยมีการทดสอบทั้งหมด 4 แบบในแต่ละชั้นดินที่ทำการทดสอบได้แก่ CID CIU CIDE CIUE สำหรับการอัดตัวคายน้ำจะมีค่าแตกต่างกันไปตามระดับชั้นดินในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวอ่อนมีค่าการอัดตัวคายน้ำอยู่ที่ 138 – 414 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ส่วนดินเหนียวแข็งจะมีค่าอยู่ที่ 34-552 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร โดยการทดสอบทั้งหมดในช่วงเดือนเป็นการเดือนในลักษณะของการควบคุมความเครียดและใช้อัตราการควบคุมความเครียดที่แตกต่างกันไปตามลักษณะการทดสอบและชั้นดินซึ่ง C.Surarak et.al ได้อ้างอิงการใช้อัตราการควบคุมความเครียดจาก Henkel and Gibson (1954) ดังนี้

- 0.0018 นิวตันต่อพื้นที่ สำหรับการทดสอบ CIU และ CIUE ในดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวอ่อน
- 0.000048 นิวตันต่อพื้นที่ สำหรับการทดสอบ CID และ CIDE ในดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวอ่อน
- 0.00048 นิวตันต่อพื้นที่ สำหรับการทดสอบ CIU และ CIUE ในดินเหนียวแข็ง
- 0.000032 นิวตันต่อพื้นที่ สำหรับการทดสอบ CID และ CIDE ในดินเหนียวแข็ง

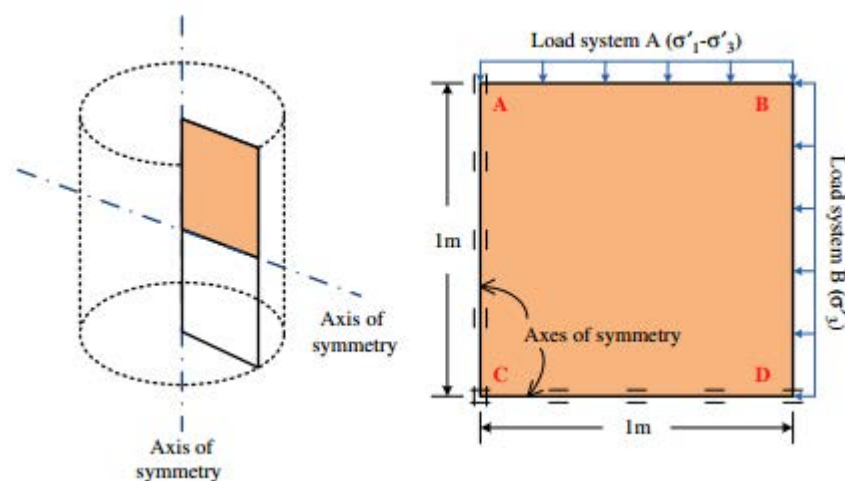
ผลการทดสอบของดินทั้ง 2 ชนิดที่ได้จากเครื่องทดสอบสามแกนเป็นไปตามตารางที่ 2-8

ตารางที่ 2-8 ผลการทดสอบจากเครื่องทดสอบสามแกน

Parameters	CID	CIU
<i>Soft Bangkok clay</i>		
Confining pressure (kN/m ²)	138–414	138–414
Initial $E_i^{ref}, E_{u,i}^{ref}$ (kN/m ²)	1343	7690
m	1.0	1.2
50% $E_{50}^{ref}, E_{u,50}^{ref}$ (kN/m ²)	690	4831
m	1.1	1.0
R_f	0.72	0.94
ϕ'	23.6	27.0
c' (kN/m ²)	0	0
<i>Stiff Bangkok clay</i>		
Confining pressure (kN/m ²)	34–552	17–620
Initial $E_i^{ref}, E_{u,i}^{ref}$ (kN/m ²)	29,676	30,109
m	0.52	0.46
50% $E_{50}^{ref}, E_{u,50}^{ref}$ (kN/m ²)	14,398	11,104
m	0.48	0.53
R_f	0.89	0.88
ϕ'	26.3	28.1
c' (kN/m ²)	32.8	11.4

ไฟไนท์เอลเมนต์โมเดลและการปรับค่าพารามิเตอร์

การศึกษาด้วยวิธีพารามेटริก ได้ใช้โมเดลในโปรแกรม PLAXIS เรียนแบบการทดสอบด้วยเครื่องอัดสามแกนโดยมีขนาดโมเดล 1x1 เมตร โดยเป็นปัญหาแบบ axis symmetric ซึ่งมีเงื่อนไขขอบตามรูปที่ 2-28



รูปที่ 2-28 แบบจำลองการทดสอบสามแกน

การปรับค่าพารามิเตอร์ในแต่ละชั้นดินนั้นมีวิธีที่เหมือนกัน โดย C.Surarak et.al ได้นำพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคาน้ำและการทดสอบจากเครื่องทดสอบสามแกน (CID) เป็นค่าพารามิเตอร์เริ่มต้นแล้วทำการปรับค่าพารามิเตอร์ให้ผลที่ออกมาใกล้เคียงกับการทดสอบมากที่สุด

ตารางที่ 2-9 พารามิเตอร์เริ่มต้นในการวิเคราะห์

ϕ' (deg)	ψ' (deg)	c' (kN/m ²)	E_{50}^{st} (kN/m ²)	E_{sw}^{st} (kN/m ²)	E_w^{st} (kN/m ²)	R_f	m	K_0^{nc}	ν_{ur}
27	0	1	690	635	2070	0.9	1	0.55	0.2

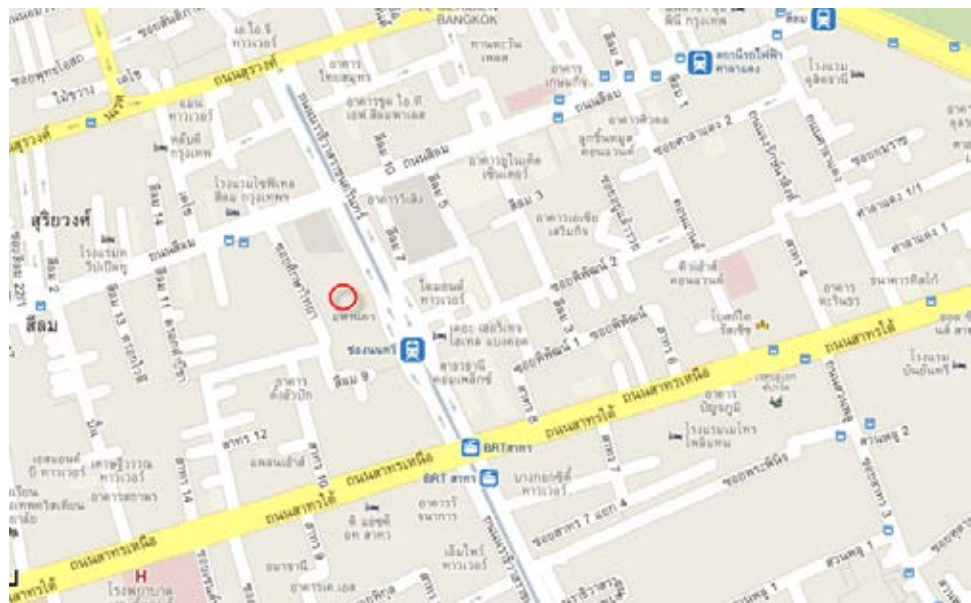
ตารางที่ 2-10 พารามิเตอร์ที่ทำการปรับแก้แล้ว

ϕ' (deg)	ψ' (deg)	c' (kN/m ²)	E_{50}^{st} (kN/m ²)	E_{sw}^{st} (kN/m ²)	E_w^{st} (kN/m ²)	R_f	m	K_0^{nc}	ν_{ur}
<i>Soft clay</i>									
27	0	1	800	850	8000	0.9	1	0.74	0.2
<i>Stiff clay</i>									
28	0	11.5	9500	12,000	30,000	0.9	1	0.5	0.2

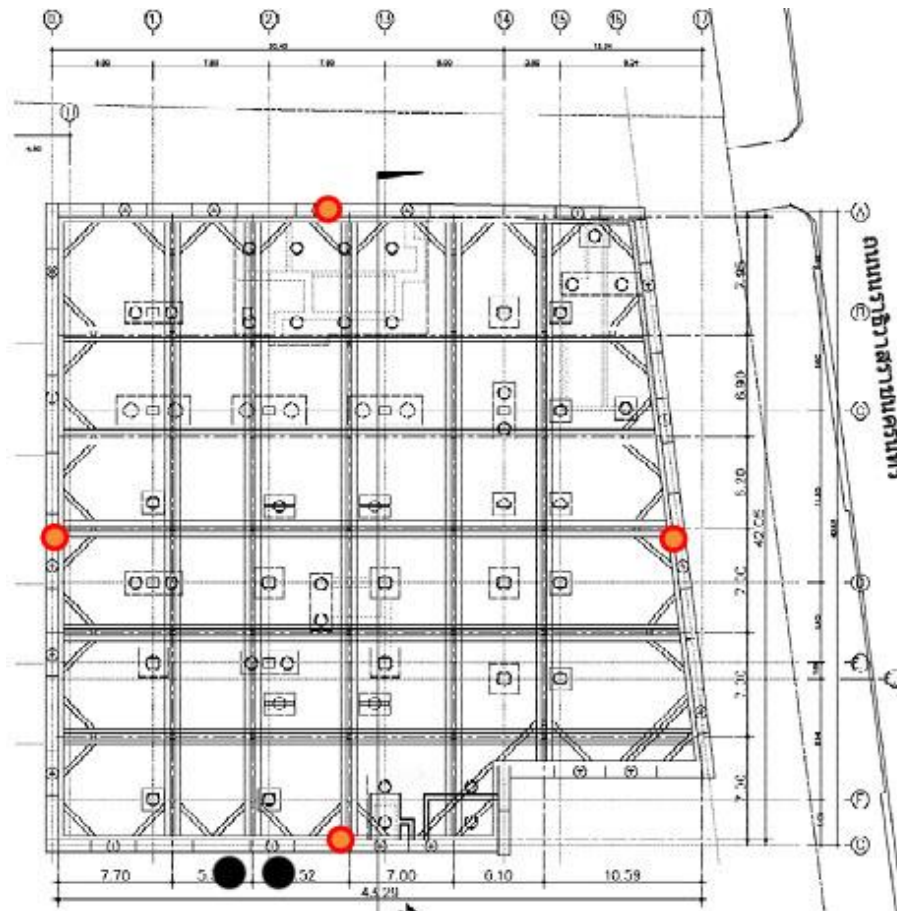
บทที่ 3 การดำเนินงานวิจัย

3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่าง

การเจาะเก็บตัวอย่างดินเป็นการเก็บตัวอย่างดินเหนียวแบบคงสภาพ ตามมาตรฐาน ASTM: D1587-94 โดยเข้าทำการเก็บตัวอย่างบริเวณโครงการ มหานคร ซึ่งตั้งอยู่ที่ ถนนนราธิวาสราชนครินทร์ซึ่งทำการเก็บตัวอย่างทั้งหมดสองหลุมตามรูปที่ 3-1 และรูปที่ 3-2 โดยเก็บตัวอย่างทุกๆเมตรเป็นความลึก 20 เมตร



รูปที่ 3-1 พื้นที่ในการเก็บตัวอย่างบริเวณโครงการมหานครใกล้กับสถานีรถไฟฟ้า BTS ช่องนนทรี



รูปที่ 3-2 บริเวณที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพื่อทำการทดสอบ

จากรูปที่ 3-2 ตำแหน่งจุดสีแดงคือตำแหน่งของการเก็บตัวอย่างดินโดยที่จุดสีแดงคือตำแหน่งของการวัด inclinometer การเจาะใช้การเจาะโดยใช้การฉีดล้าง ดังรูปที่ 3-3 ใช้กระบอกเปลือกบาง ในการเก็บตัวอย่างคงสภาพ กระบอกเปลือกบางมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายในเท่ากับ 7.2 เซนติเมตร ความยาวเท่ากับ 60 เซนติเมตร ดังรูปที่ 3-4



รูปที่ 3-3 เครื่องมือที่ใช้ในการทำการเก็บตัวอย่างดิน



รูปที่ 3-4 กระบอกบางที่ใช้ในการเก็บตัวอย่างดิน

ซึ่งตัวอย่างที่ทำการเก็บมามีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณนั้น 7.5 เซนติเมตร ความสูงประมาณ 20 เซนติเมตร จะทำการห่อแผ่นฟิล์มถนอมอาหาร (Wrap) ห่อด้วยอลูมิเนียมฟอยล์ (Aluminium foil) แล้วจึงเคลือบด้วยไข (Wax) ตามลำดับ เพื่อคงสภาพความชื้นในตัวอย่างดินดังรูปที่ 3-5



รูปที่ 3-5 ตัวอย่างที่ได้จากการเจาะเก็บตัวอย่าง

3.2 วิธีการทดสอบและวิธีการเคราะห์ผล

งานวิจัยนี้มีวิธีการขั้นตอนทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อทำการหาค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่ต้องใช้สำหรับแบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ เพื่อทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหลังแนวกำแพงกันดินในงานชุดดินลึกและวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์พารามิเตอร์ต่าง ซึ่งสามารถแบ่งการทดสอบในห้องปฏิบัติการได้เป็น 3 การทดสอบ ได้แก่ การทดสอบหาสมบัติดัชนี การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติและการทดสอบสามแกน สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหลังแนวกำแพงกันดินในงานชุดดินลึกจะทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS แบบ 2 มิติ

3.2.1 การทดสอบหาสมบัติดัชนี (Index properties)

การทดสอบหาสมบัติดัชนีโดยใช้การทดสอบ Atterberg Limits and Indices ตามมาตรฐาน ASTM: D 4318-9 D 427-93 ทดสอบเพื่อหาปริมาณน้ำในมวลดิน (Moisture content, w) ค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid limit, LL) ขีดจำกัดพลาสติก (Plastic limit, PL) ขีดจำกัดหดตัว (Shrinkage limit, SL) และดัชนีพลาสติก (Plasticity, PI) โดยมีอุปกรณ์และการทดสอบตามรูปที่ 3-6



รูปที่ 3-6 เครื่องมือที่ใช้ในการหาค่า Atterberg Limits



รูปที่ 3-7 การทดสอบหาขีดจำกัดเหลว



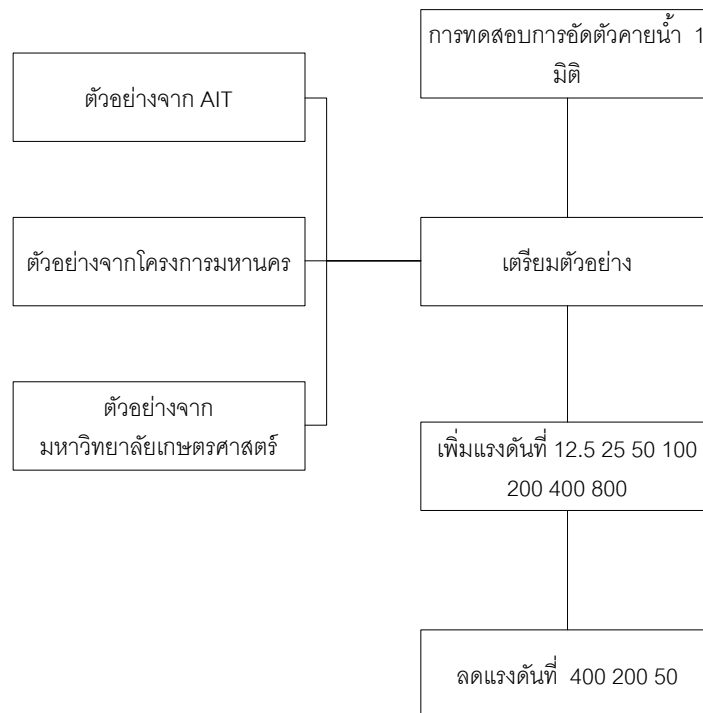
รูปที่ 3-8 ภาพทดสอบหาขีดจำกัดพลาสติก

3.2.2 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

ในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติด้วยดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานครในช่วงความลึกประมาณ 4 -12 เมตรโดยตัวอย่างที่ทำการทดสอบมาจากการเก็บตัวอย่าง 3 แห่งได้แก่ โครงการมหานคร มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์และAIT

3.2.2.1 วิธีการทดสอบ

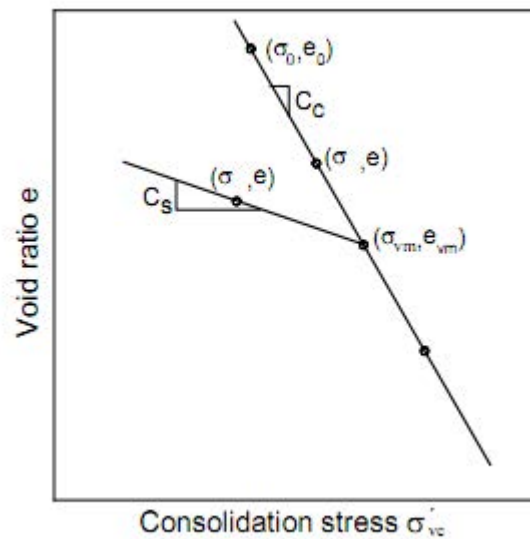
การทดสอบการอัดตัวคายน้ำเป็นการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D2435 โดยใช้ตัวอย่างมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 62 มิลลิเมตร มีความหนา 20 มิลลิเมตร เมื่อเริ่มทำการทดสอบจะเริ่มให้แรงดันเริ่มต้นที่ 12.5 kPa ในวันแรก โดยทำการเพิ่มแรงดันเป็น 2 เท่าของแต่ละวันซึ่งจะมีลำดับตามนี้ 12.5 25 50 100 200 400 800 kPa เมื่อการทรุดตัวที่แรงดัน 800 kPa สิ้นสุดลงขั้นตอนต่อไปคือการลดแรงดันโดยที่จะทำการลดแรงดัน ไปที่ 400 200 50 kPa ตามลำดับเพื่อทำการศึกษาพฤติกรรมในช่วงคายตัวของดินตัว โดยขั้นตอนทั้งหมดจะเป็นไปตามรูปที่ 3-9



รูปที่ 3-9 แผนภูมิการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

3.2.2.2 การแปรผลและการวิเคราะห์

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติสามารถหาได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือมาตรฐานการอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติโดยจะทำการเพิ่มน้ำหนักทุกวันโดยการระบายน้ำใช้หินปูนประกบด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างที่ทำการทดสอบ สำหรับน้ำหนักที่เพิ่มในแต่ละวันจะใช้โหลดที่มีขนาดเป็น 2 เท่า โดยที่จะสมมุติให้เกิดการหลุดตัวแบบปฐมภูมิเกิดขึ้นภายใน 24 ชั่วโมงซึ่งผลการทดสอบมาตรฐานที่ได้มาจะเป็นตามรูปที่ 3-10 คือกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้ง หรือค่าอัตราส่วนช่องว่างกับ ความเครียดประสิทธิผลในการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 3-10 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติแบบมาตรฐาน

ซึ่งจากกราฟดังกล่าวสามารถหาค่า ดัชนีการยุบตัว (C_c) และดัชนีการคาย (C_s) ซึ่งหาได้จากค่าของความชื้นเมื่อทำการเพิ่มและลดโหลดนอกจากนี้เมื่อนำความสัมพันธ์ตามรูปที่ 3-10 โดยพล็อตค่าของความเค้นประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำในรูปของ ล็อกกาลิทึมธรรมชาติของความชื้นของการเพิ่มและลดโหลดจะอยู่ในรูปของ λ และ κ ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับแบบจำลองแคมเคลย์ซึ่งในแบบจำลองนี้จะมีพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญคือพารามิเตอร์ λ^* และ κ^* ซึ่งสามารถหาได้จากพารามิเตอร์ข้างต้นตามความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} = \frac{C_c}{2.3 \cdot (1+e_0)} \quad (3.1)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} = \frac{2C_s}{2.3 \cdot (1+e_0)} \quad (3.2)$$

การหาค่าโมดูลัสของการอัดตัวคายน้ำหาได้จากความชื้นในแต่ละช่วงของการอัดตัวคายน้ำซึ่งมีค่าความเค้นและความเครียดที่เพิ่มขึ้นโดยที่อัตราการเพิ่มความเครียดเครียดลดลง ซึ่งสามารถนิยามได้เป็นสมการดังนี้

$$E_{oed} = \Delta\sigma'_{vc} / \Delta\varepsilon \quad (3.3)$$

อย่างไรก็ตามยังสามารถหาความสัมพันธ์ของโมดูลัสในช่วงต่างๆได้ด้วยความสัมพันธ์ของค่าของดัชนีการยุบตัวตามสมการต่อไปนี้

$$E_{oed} = \frac{1+e_0}{C_c} \cdot \sigma^* \quad (3.4)$$

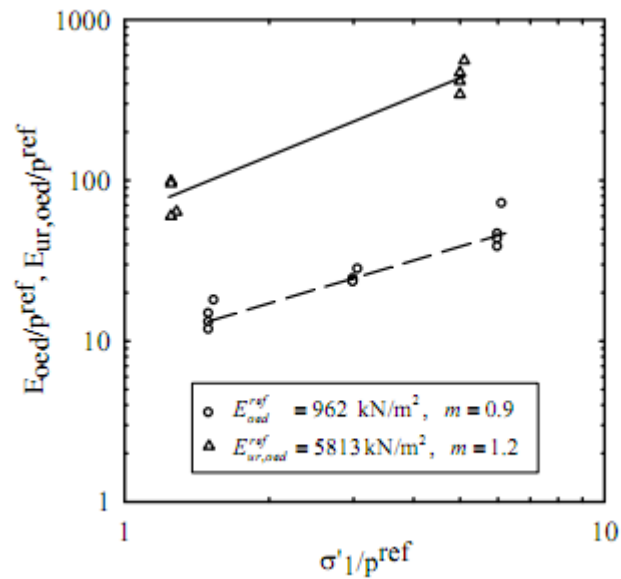
เมื่อ σ^* คือ ความเค้นเฉลี่ยโดยที่ $\sigma^* = (\sigma' - \sigma'_0) / \ln(\sigma' / \sigma'_0)$ ซึ่งเมื่อใช้วิธีในการคิดแบบเดียวกันสามารถหา $E_{ur,oed}$ ได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$E_{ur,oed} = \frac{1+e_{vm}}{C_{cs}} \cdot \sigma^* \quad (3.5)$$

เมื่อ σ^* คือ ความเค้นเฉลี่ยที่ขึ้นกับความเค้นสูงสุดโดยที่ $\sigma^* = (\sigma' - \sigma'_{vm}) / \ln(\sigma' / \sigma'_{vm})$ เนื่องจากโมดูลัสที่หาได้เป็นโมดูลัสที่ขึ้นอยู่กับความเค้นในระดับความเค้นต่างๆเพื่ออำนวยความสะดวกในการทำงานได้มีการคิดให้โมดูลัสมีความสัมพันธ์กับค่าความเค้นอ้างอิงซึ่งมีความสัมพันธ์ดังสมการต่อไปนี้

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left[\frac{c \cot \varphi' - \sigma'_1 \cdot \sin \varphi'}{c \cot \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right]^m \quad (3.6)$$

ซึ่งโดยปกติการหาค่าโมดูลัสอ้างอิงจะทำได้โดยการ พล็อตกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง E_{oed} / p^{ref} กับ σ'_1 / p^{ref} ตามรูปที่ 3-11 ดังต่อไปนี้



รูปที่ 3-11 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติในรูปโมดูลัสอ้างอิง

โดยจากสมการเส้นตรงค่าจุดตัด แกน E_{oed} / p^{ref} จะเป็นค่าของ E_{oed}^{ref} และ ค่าความชันของเส้นตรงเป็นค่าของ m

3.2.3 การทดสอบสามแกน

การทดสอบสามแกนเป็นการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและค่าโมดูลัสต่างๆของดิน เป็นการทดสอบที่ไม่ค่อยได้รับความนิยมเมื่อเปรียบเทียบกับ การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอื่นเนื่องจากเครื่องทดสอบสามแกนเป็นเครื่องที่มีกลไกในการทำงานที่ซับซ้อนและใช้เวลาในการทดสอบนานตลอดจนผู้ใช้ต้องมีความรู้และความเชี่ยวชาญในการใช้เครื่อง

3.2.3.1 เครื่องทดสอบสามแกน

เครื่องมือทดสอบที่ใช้ในระบบทดสอบสามแกน

1) อุปกรณ์รับและส่งสัญญาณ National Instruments NI cRIO 9073

เป็นอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับรับและส่งสัญญาณไฟฟ้าประกอบด้วยตัวส่งสัญญาณออก NI 9263

AO ± 10 V และตัวรับสัญญาณเข้า NI 9237 AI Bridge ดังแสดงในรูปที่ 3-12



รูปที่ 3-12 อุปกรณ์รับและส่งสัญญาณ National Instruments NI cRIO 9073

2) ดิจิตอลมอเตอร์ (Digital motor)

เป็นอุปกรณ์สำหรับการเคลื่อนที่ในแนวแกนของเครื่องทดสอบซึ่งต่อกับช่องผ่านสัญญาณออก NI 9263 AO ± 10 V ตามรูปที่ 3-13 สามารถเลือกใช้ได้ทั้ง ระบบ Manual และ Computer โดยมี ความเร็วในการเคลื่อนที่ตั้งแต่ 0.00-600 Hz หรือ 0.00-60 mm/min



รูปที่ 3-13 ดิจิตอลมอเตอร์ (Digital motor)

3) โหลดเซลล์ (Load Cell)

เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในระหว่างทำการทดสอบโดยต่อเข้าตัวรับสัญญาณเข้า NI 9237 AI Bridge ตามรูปที่ 3-14 สามารถวัดแรงได้สูงสุด 2 กิโลนิวตัน



รูปที่ 3-14 โหลดเซลล์ (Load Cell)

4) Displacement transducer

เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนตัวตามแนวแกนโดยต่อเข้าตัวรับสัญญาณเข้า NI 9237 AI Bridge ตามรูปที่ 3-15 สามารถวัดการเคลื่อนตัวตามแนวแกนได้สูงสุด 5 เซนติเมตร



รูปที่ 3-15 Displacement transducer

5) มาตรวัดแรงดันน้ำ (Pressure transducer)

เป็นอุปกรณ์สำหรับการตรวจวัดแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นภายในและภายนอกของตัวอย่าง มี 2 ขนาดด้วยกันคือมาตรวัดแรงดันขนาด 500 kPa สำหรับวัดแรงดันภายใน (Back&Pore Pressure)

และ 1 MPa สำหรับการวัดแรงดันภายนอก(Cell Pressure) ซึ่งต่อกับตัวรับสัญญาณเข้า NI 9237 AI Bridgeตามรูปที่ 3-16



รูปที่ 3-16มาตรวัดแรงดันน้ำ (Pressure transducer)

6) Volumetric transducer

เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างดินซึ่งต่อกับตัวรับสัญญาณเข้า NI 9237 AI Bridge



รูปที่ 3-17 Volumetric transducer

7) Electro-Pneumatic transducer

เป็นอุปกรณ์สำหรับควบคุมความดันภายนอก(Cell Pressure) และความดันภายในเซลล์ (Back&Pore Pressure) ซึ่งต่อกับตัวรับสัญญาณออก NI 92639 ตามรูปที่ 3-18



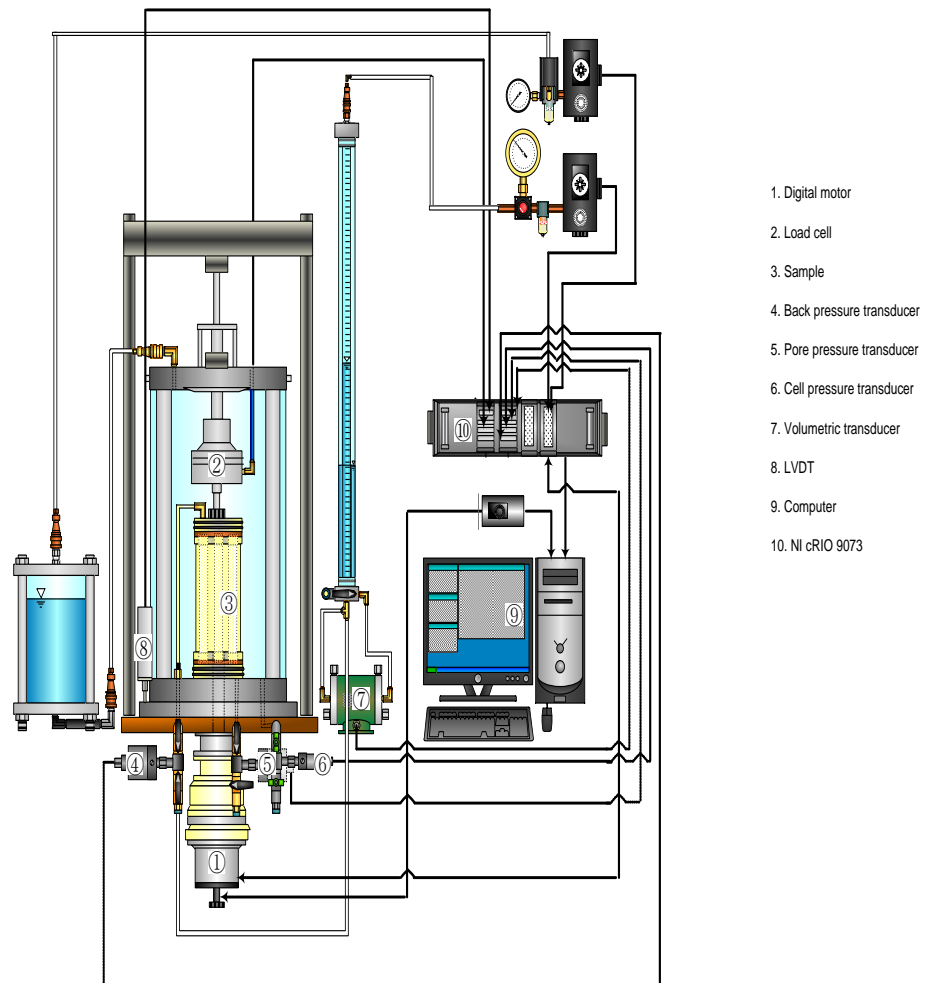
รูปที่ 3-18 Electro-Pneumatic transducer

8) คอมพิวเตอร์

คอมพิวเตอร์ใช้สำหรับการเก็บข้อมูล ประมวลผล และควบคุมการทดสอบและอุปกรณ์ทั้งหมด



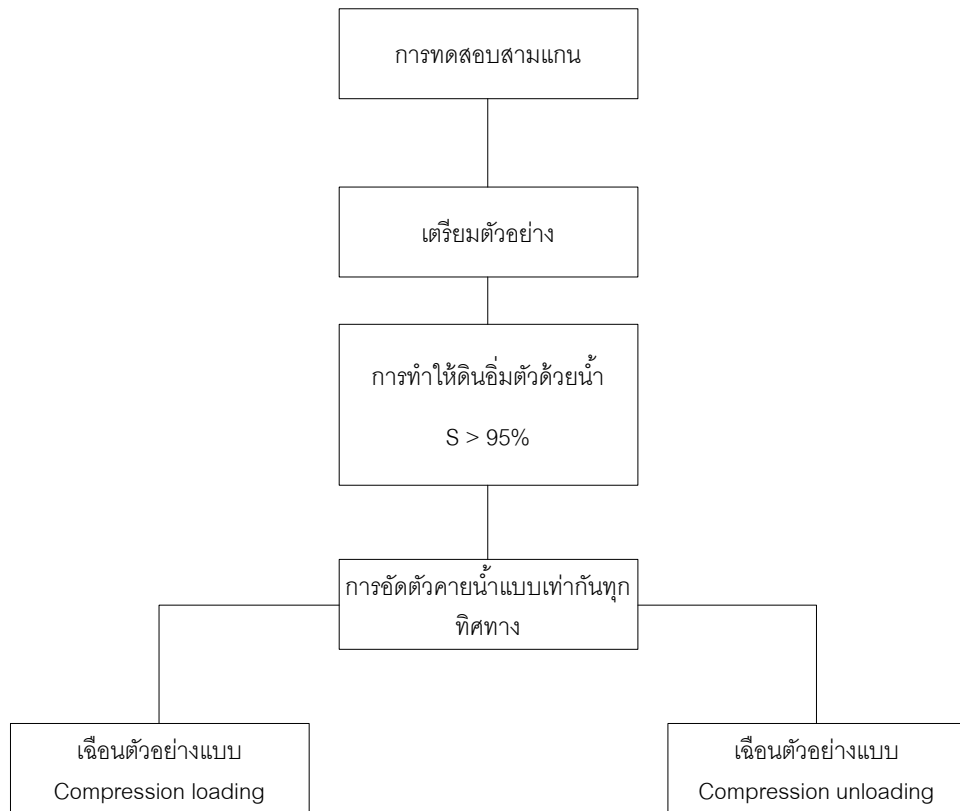
รูปที่ 3-19 คอมพิวเตอร์



รูปที่ 3-20 เครื่องทดสอบสามแกน

3.2.3.2 วิธีการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบสามแกนกับดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานครในช่วงความลึกประมาณ 4 -12 เมตร ซึ่งงานวิจัยนี้แบ่งการทดสอบสามแกนเป็น 2 ส่วน ได้แก่ การทดสอบสามแกน แบบ CID และ การทดสอบสามแกนแบบ CIDUC ซึ่งการทดสอบจะเป็นไปตามแผนภูมิตามรูปที่ 3-21ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวต่อไป



รูปที่ 3-21 แผนภูมิการทดสอบสามแกน

ขั้นตอนการเตรียมเครื่องมือทดสอบและการเตรียมตัวอย่าง

1. ตรวจสอบอุปกรณ์ไฟฟ้าและสายไฟฟ้าว่าอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้เรียบร้อย
2. ตรวจสอบการรั่วซึมของจุดข้อต่อต่างๆ
3. ไล่ฟองอากาศออกจากระบบด้วย Water Dr-Airing (จากเครื่อง Water Dr-Airing System โดยทำการ De-air น้ำที่จะใช้ในการทดสอบเป็นเวลาอย่างน้อยประมาณ 30 นาทีก่อนนำมาใช้)
4. นำแผ่นหินพรุน(Porous stone)ที่ผ่านการต้มไล่ฟองอากาศในน้ำเดือดอย่างน้อย 10 นาที วางบนฐานของ Triaxial แล้ววางทับด้วยกระดาษกรอง(Filter Paper)ก่อนที่จะนำตัวอย่างที่ผ่านการตัดแต่ง(Trimmed)มาวางแล้วตามด้วยกระดาษกรองและ Top cap
5. ทำการติดกระดาษกรอง(Side Drained) ขนาดตามมาตรฐานของ Bishop and Henkel (1962) รอบๆ ตัวอย่างเพื่อช่วยเร่งอัตราการระบายของแรงดันน้ำ(Pore Pressure Dissipation) ในระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)และ

- ช่วยในการกระจายของแรงดันน้ำในระหว่างการเชื่อมตัวอย่าง โดยปลายทั้งสองของ
กระดาศกรองจะต้องสัมผัสกับแผ่นหินปูนทั้งด้านบนและด้านล่างของตัวอย่าง
6. สวม Membrane หุ้มตัวอย่างเพื่อไม่ให้น้ำในเซลล์สัมผัสกับตัวอย่างดินโดยตรงและ
คงสภาพของตัวอย่าง
 7. รัด O-ring ที่ฐานและที่ Top cap เพื่อป้องกันน้ำภายในเซลล์ไหลซึมผ่านเข้าสู่
ตัวอย่างดิน
 8. นำ Triaxial cell ครอบลงบนฐานของ และทำการเติมน้ำเข้า Triaxial cell ผ่านทาง
สาย Cell Pressure
 9. ตั้งค่าต่างเป็น 0 เพื่อทำการทดสอบในขั้นตอนต่อไป

ขั้นตอนการทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว (Saturation)

การทำตัวอย่างดินให้อิ่มตัวด้วยน้ำมีความจำเป็นสำหรับการทดสอบที่ต้องการพารามิเตอร์
แบบประสิทธิผลเนื่องจากการทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำไม่มีฟองอากาศภายในเพื่อลดการเปลี่ยนแปลง
ปริมาตรเพื่อให้ค่าการวัดความดันน้ำภายในตัวอย่างดินถูกต้อง ซึ่งการทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวนั้น
สามารถทำได้หลายวิธี สำหรับงานวิจัยนี้ใช้วิธีการดูดอากาศออกจากตัวอย่าง (suction) ด้วยการ
ให้น้ำที่ไหลผ่านจากด้านล่างไปสู่ด้านบนเพื่อทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวโดยมีการควบคุมแรงดันตาม
ตารางที่ 3-1 เมื่อทำการดูดอากาศออกจากตัวอย่างแล้วหลังจากนั้นทำการตรวจสอบค่า B โดยที่
ค่า B ควรมีค่ามากกว่า 95% เพื่อทำการอัดตัวคายน้ำต่อไป

ตารางที่ 3-1 การควบคุมแรงดันในขั้นตอนการดูดอากาศออก

Step	Cell pressure	Top	Bottom
1	0	-20	-20
2	-20	-40	-40
3	-40	-60	-60
4	-40	-80	-80
5	-70	-90	-90
6	-70	-80	-90

ขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง

ในขั้นตอนนี้จะทำการอัดตัวอย่างให้อยู่ในสภาพความดันที่ดินถูกกดทับในระดับความลึกต่างๆโดยใช้ความแตกต่างระหว่างความดันภายในตัวอย่างและความดันภายนอกตัวอย่าง โดยจะทำการเพิ่มความดันเป็นลำดับขั้นตอนโดยความดันที่เพิ่มในแต่ละลำดับขั้นตอนจะขึ้นอยู่กับความลึกของตัวอย่างที่ทำการทดสอบเมื่อถึงระดับความดันที่ต้องการแล้วจะปล่อยให้ตัวอย่างคายน้ำออกโดยใช้ระยะเวลาประมาณ 1 วันหรือเมื่อระดับในหลอดข้างอิงคังที่ไม่มีกาลไหลออกของน้ำในตัวอย่าง

ขั้นตอนการเข็นตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้จะทำการเข็นตัวอย่างสองแบบด้วยกันโดยที่จะทำการเข็นแบบ Compression loading และ Compression unloading โดยจะทำการเข็นภายใต้เงื่อนไขการระบายน้ำ

การเข็นแบบ Compression loading

- 1) เมื่อทำการอัดตัวคายน้ำตัวอย่างถึงสภาพความดันที่ดินถูกกดตามธรรมชาติแล้วทำการเข็นตัวอย่างด้วยแรงอัดด้วยอัตราเร็ว 0.001 มิลลิเมตรต่อวินาที

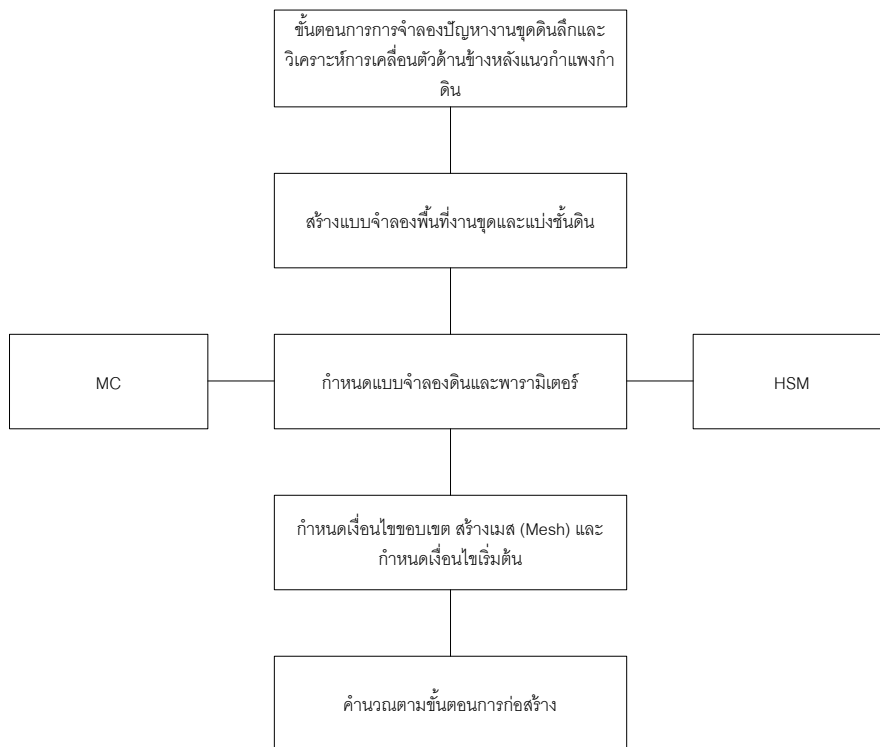
- 2) เมื่อทำการเฉือนถึง 10 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดหรือประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงสูงสุดสูงสุดจะทำการถอนแรงออกโดยจะถอนแรงไปที่กึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงในปัจจุบัน
- 3) เมื่อทำการถอนแรงแล้วจะทำการเฉือนตัวอย่างต่อโดยจะเฉือนตัวอย่างจนถึง 15 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดหรือจนกว่าตัวอย่างจะวิบัติ

การเฉือนแบบ Compression unloading

- 1) เมื่อทำการอัดตัวคายน้ำตัวอย่างถึงสภาพความดันที่ดินถูกกดตามธรรมชาติแล้วทำการเฉือนตัวอย่างด้วยแรงอัดด้วยอัตราเร็ว 0.001 มิลลิเมตรต่อวินาทีโดยที่ในขณะที่เฉือนเมื่อความเค้นเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นจะทำการบังคับให้ค่าความเค้นเฉลี่ยลดลงโดยมีอัตราส่วน 1 ต่อ 1
- 2) เมื่อทำการเฉือนถึง 10 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดหรือประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์ของกำลังรับแรงสูงสุดสูงสุดจะทำการถอนแรงออกโดยจะถอนแรงไปที่กึ่งหนึ่งของกำลังรับแรงในปัจจุบัน
- 3) เมื่อทำการถอนแรงแล้วจะทำการเฉือนตัวอย่างต่อโดยจะเฉือนตัวอย่างจนถึง 15 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดหรือจนกว่าตัวอย่างจะวิบัติ

3.2.4 ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองปัญหาทางานชุดดินลึกและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหลังแนวกำแพงกันดินในงานชุดดินลึกด้วยโปรแกรม PLAXIS2D

งานวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม PLAXIS2D ในการจำลองปัญหาทางานชุดดินลึกและวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างหลังแนวกำแพงกันดินโดยใช้แบบจำลองดินที่ต่างกันในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนโดยแบบจำลองดินที่ใช้ได้แก่แบบจำลองฮาร์เดนนิ่งซอยล์และแบบจำลองมอร์คูลอมบี้โดยพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองดินเป็นพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดลองในข้างต้นและสูตรเชิงประสพการณ์ซึ่งสามารถแสดงแผนภูมิตามรูปที่ 3-22



รูปที่ 3-22 แผนภูมิการสร้างแบบจำลองในงานขุดและขั้นตอนการวิเคราะห์

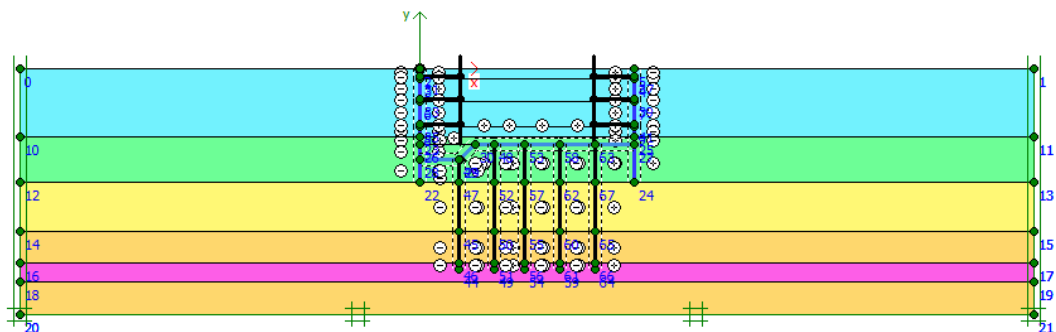
3.2.4.1 สร้างแบบจำลองพื้นที่งานขุดและแบ่งชั้นดิน

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาระวิเคราะห์งานขุดที่โครงการมหานครซึ่งเป็นงานขุดดินลึกขนาด 43.29×42.05 ลึกที่สุดที่ 18.00 เมตร โดยใช้กำแพงกันดินคอนกรีตหนา 0.8 เมตรลึก 22 เมตร โดยใช้ค้ำยันเหล็กขนาด 2WF350x350x137 kg/m 3 ชั้น ที่ความลึก -1.50 -6.00 และ -11.00 เมตร ตามลำดับและมีฐานรองรับค้ำยันทุกๆ 7 เมตรนอกจากนี้ค้ำยันยังได้รับอัดแรงก่อนทำการค้ำยัน 120 kN/m สำหรับผลการจะสำรวจดินของโครงการเป็นไปตามตารางที่ 3-1

ตารางที่ 3-2 ลักษณะชั้นดินบริเวณโครงการ

Layer	Elevation		Su / SPT N value
	From (m)	To (m)	average (range)
Soft to medium clay (soft Bangkok clay)	0	13.5	25 (20 - 30 kPa)
Silty clays	13.5	22.7	19 (17 - 23)
Silty fine, medium sand	22.7	32.5	34 (27 - 48)
Silty fine, dense sand	32.5	38.7	30 (24 - 83)
Silty clay	38.7	42.6	40 (37 - 43)
Silty fine, dense sand	42.6	49.0	56 (46 - 59)
Silty clay	49.0	54.5	56 (49 - 64)
Silty fine, dense sand (tip layer)	54.5	68.3	49 (40 - 63)

จากลักษณะโครงการดังกล่าวสามารถสร้างแบบจำลองที่มีขนาด 200x50 ประกอบด้วยชั้นดิน 5 ชั้นดินได้แก่ ชั้นดินเหนียวอ่อน ชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นดินทรายตามรูปต่อไปนี้

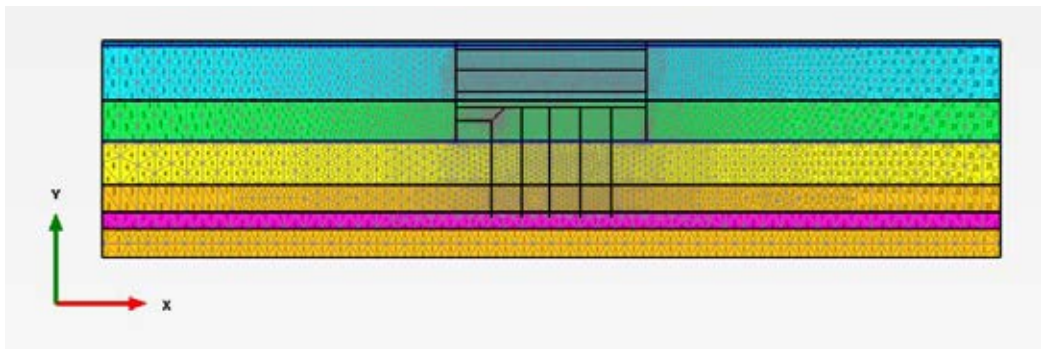


รูปที่ 3-23 การแบ่งชั้นดินของโครงการและแบบจำลองเริ่มต้น

3.2.4.2 กำหนดแบบจำลองดินและพารามิเตอร์

ในงานวิจัยนี้สามารถแบ่งการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหลังกำแพงกันดินได้ 3 แบบ ได้แก่ การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองฮาร์ดเดนนิงชอยส์ในชั้นดินเหนียวอ่อนโดยใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองฮาร์ดเดนนิงชอยส์ในชั้นดินเหนียวอ่อนโดยใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากสูตรเชิงประสพการณ์ และการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองมอร์คูลอมป์ในชั้นดินเหนียวอ่อนโดยใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากสูตรเชิงประสพการณ์ซึ่งกำหนดเงื่อนไขขอบเขต สร้างเมส (Mesh) และกำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น

ทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตโดยให้ขอบเขตด้านข้างกำหนดให้ไม่สามารถขยับในแนวราบได้ ส่วนขอบเขตด้านล่างกำหนดให้ไม่สามารถขยับในแนวราบและแนวตั้งได้เมื่อกำหนดเงื่อนไขขอบเขตแล้วทำการสร้างเมสโดยสร้างเมสที่มีความละเอียดปานกลางตามรูปที่ 3-24

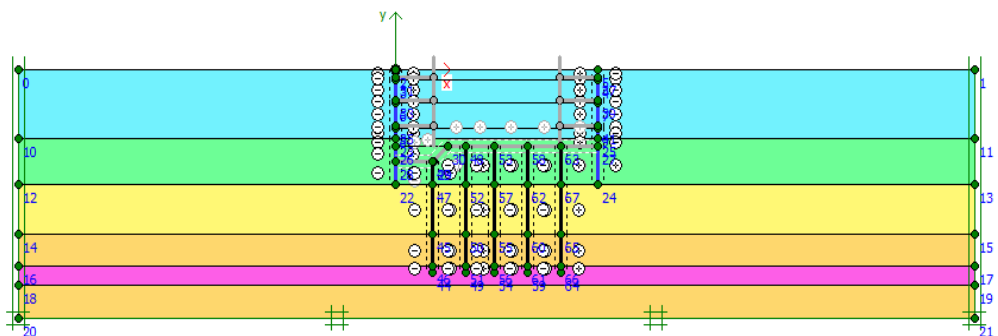


รูปที่ 3-24 การกำหนดเงื่อนไขขอบเขต สร้างเมสและกำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น

3.2.4.3 คำนวณตามขั้นตอนการก่อสร้าง

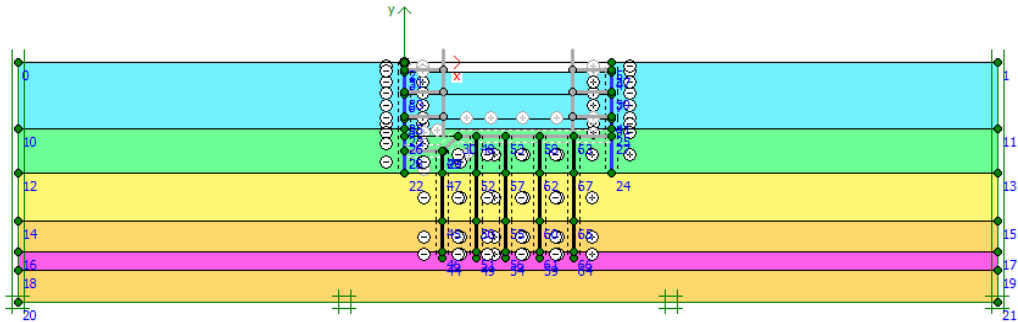
ในงานวิจัยนี้แบ่งขั้นตอนการก่อสร้างในงานชุดได้ 8 ขั้นตอนตามลำดับดังนี้

- 1) ทำการจำลองแบบจำลองและทำการก่อสร้างกำแพงกันดินตามรูปที่ 3-25



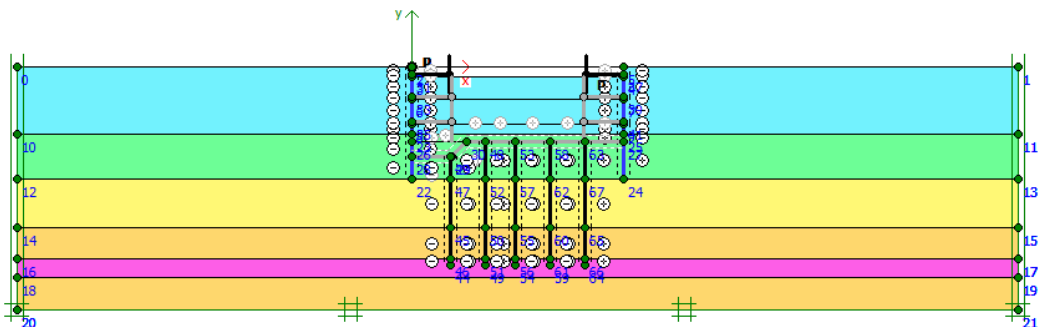
รูปที่ 3-25 จำลองการก่อสร้างกำแพงกันดิน

- 2) ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -2.00 เมตร ตามรูปที่ 3-26



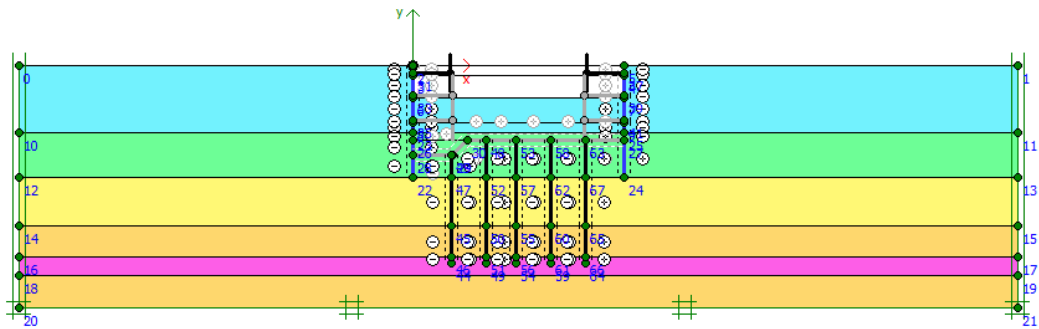
รูปที่ 3-26 การจำลองการขุดดินไปที่ -2.00 เมตร

- 3) ทำการจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1 ที่ระดับ -1.50 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยันตามรูปที่ 3-27



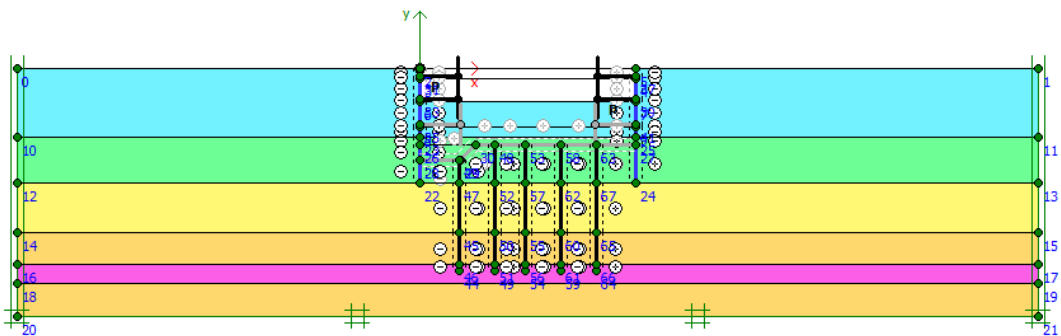
รูปที่ 3-27 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1 ที่ระดับ -1.50 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน

- 4) ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -6.50 เมตร ตามรูปที่ 3-28



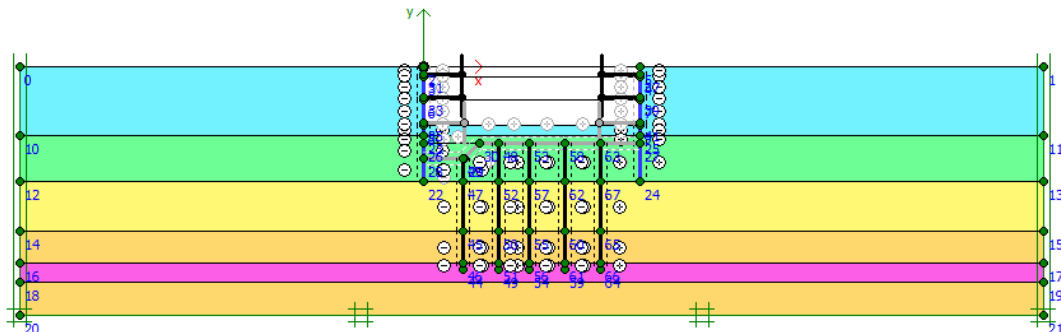
รูปที่ 3-28 การจำลองการขุดดินไปที่ -6.50 เมตร

- 5) ทำการจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2 ที่ระดับ -6.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยันตามรูปที่ 3-29



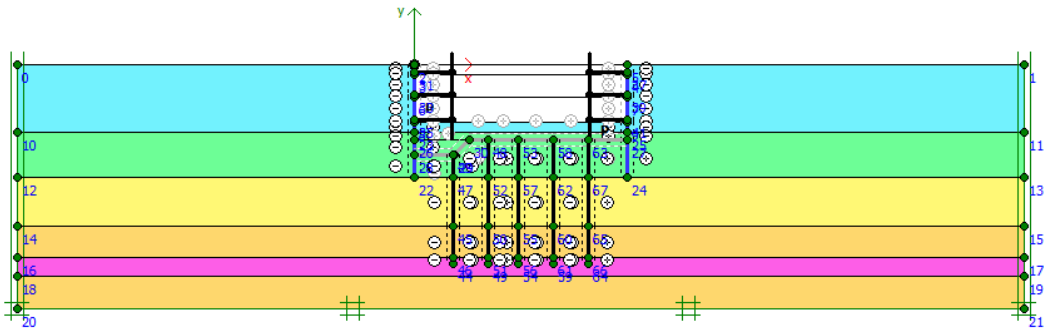
รูปที่ 3-29 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2 ที่ระดับ -6.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน

- 6) ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -11.50 เมตร ตามรูปที่ 3-30



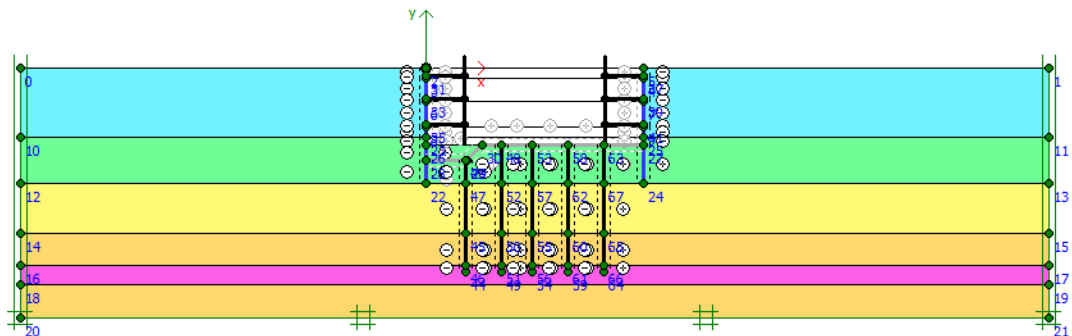
รูปที่ 3-30 การจำลองการขุดดินไปที่ -11.50 เมตร

- 7) ทำการจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3 ที่ระดับ -11.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยันตามรูปที่ 3-31



รูปที่ 3-31 การจำลองการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3 ที่ระดับ -11.00 เมตร และจำลองการอัดแรงกับค้ำยัน

- 8) ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -15.50 เมตร ตามรูปที่ 3-32



รูปที่ 3-32 ทำการจำลองการขุดดินไปที่ -15.50 เมตร

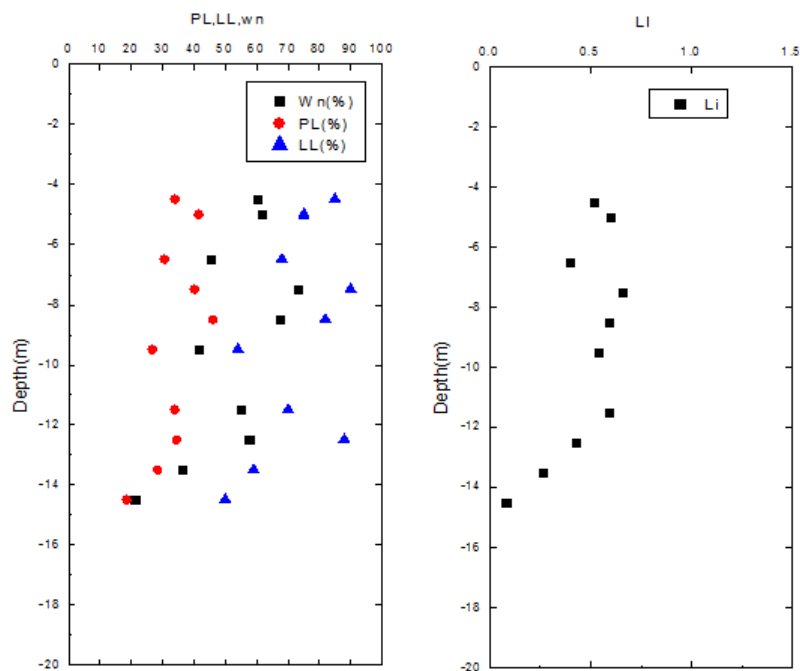
บทที่ 4

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผล

ผลการทดสอบแบ่งออกเป็น 4 ส่วนได้แก่ ผลการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมพื้นฐานของดิน ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนและผลการวิเคราะห์การร้าวแบบจำลอง

4.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมพื้นฐานของดิน

ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวบริเวณโครงการมหานคร โดยทำการทดสอบที่ความลึกตั้งแต่ 4 -14 เมตร มีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติในมวลดินเฉลี่ย (natural water content, w_n) $52 \pm 10\%$ โดยมีอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (initial void ratio, e_0) น้อยสุดสำหรับดินเหนียวอ่อนคือ 1.27 และ 0.78 สำหรับดินเหนียวแข็งปานกลาง มีค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit, LL) เฉลี่ยประมาณ 72% ค่าพิกัดพลาสติก (Plastic Limit, PL) เฉลี่ยประมาณ 33.48% ตามลำดับ ส่วนค่าดัชนีพลาสติก (Plastic Index, PI) 38.62% และค่าดัชนีเหลว (Liquidity Index) เฉลี่ยประมาณ 0.467 ซึ่งค่าคุณสมบัติต่างๆสามารถแสดงได้ตามรูปที่



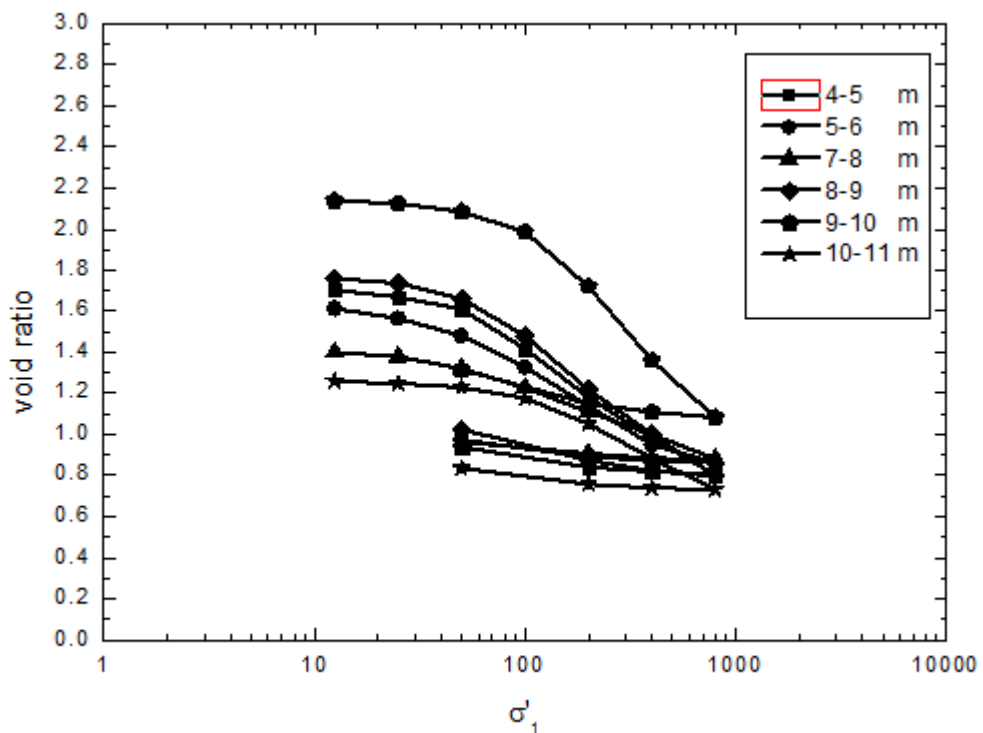
รูปที่ 4-1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวบริเวณโครงการมหานคร

4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ

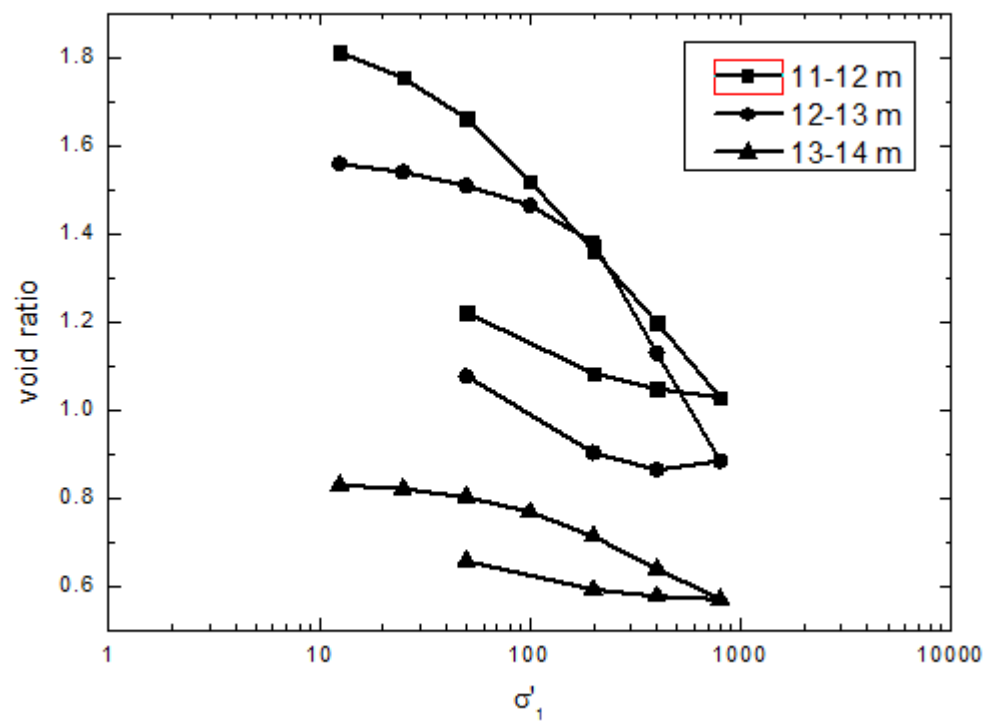
การทดสอบการอัดตัวคายน้ำจะมีการทดสอบตัวอย่างดินที่ได้จาก 3 สถานที่ ได้แก่ โครงการมหานคร มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์และAIT

4.2.1 ผลการทดสอบจากโครงการมหานคร

ผลการทดสอบที่ได้คือกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวดิ่งและค่าอัตราส่วนช่องว่างซึ่งสามารถแบ่งเป็นช่วงของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวที่มีความแข็งปานกลางตามรูปที่ 4-2 และรูปที่ 4-3 โดยที่สามารถหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆได้ตามตารางที่ 4-1



รูปที่ 4-2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวดิ่งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียวอ่อนจากโครงการมหานคร



รูปที่ 4-3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียว
แข็งปานกลาง

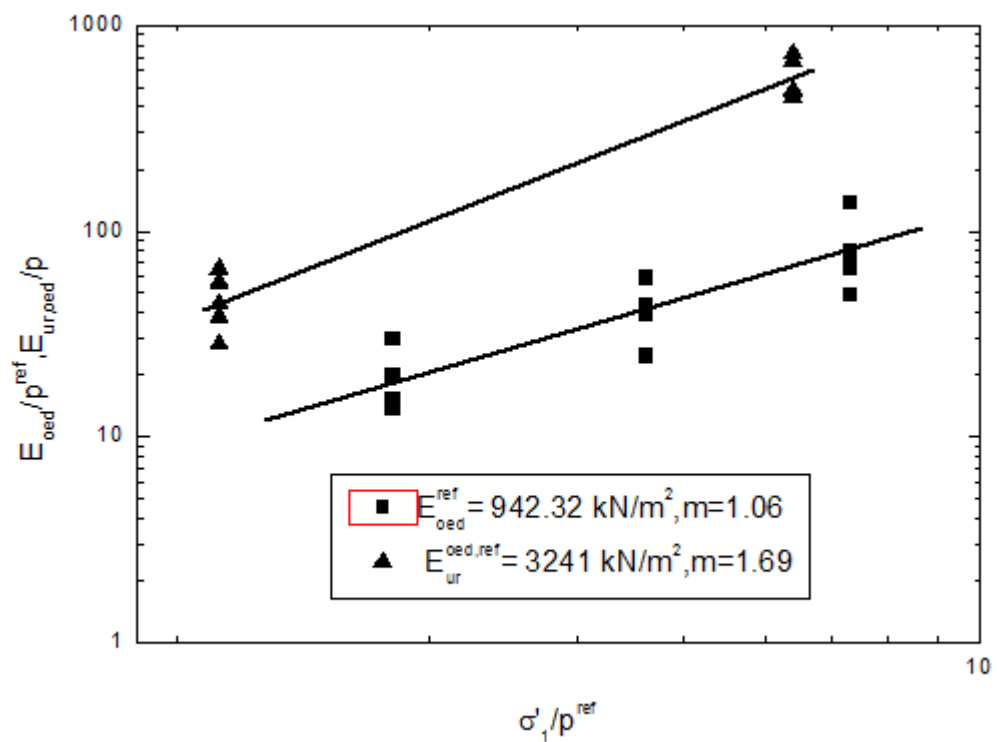
ตารางที่ 4-1 ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจากโครงการ
มหานคร

Depth(m)	C_c	C_s	λ	κ	σ'_p (kPa)	OCR
4-5	0.500	0.155	0.23	0.084	37	1.32
5-6	0.530	0.164	0.196	0.041	40	1.40
6-7	0.299	0.070	0.130	0.038	50	1.10
7-8	0.570	0.190	0.250	0.080	60	1.46
8-9	0.520	0.197	0.184	0.067	90	1.52
9-10	0.420	0.088	0.128	0.038	120	1.77
11-12	0.520	0.164	0.184	0.067	140	1.34
12-13	0.52	0.17	0.153	0.075	160	2.03
13-14	0.19	0.07	0.085	0.033	180	1.45

จากผลการทดสอบข้างต้นเมื่อนำมาทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าโมดูลัสสำหรับการใช้ใน
แบบจำลองฮาร์ดดินนิ่งซอลล์จะสามารถแสดงได้ตามตารางที่ 4-2 และตารางที่ 4-3 ซึ่งสามารถ
แสดงค่าเฉลี่ยได้ตามรูปที่ 4-4 และรูปที่ 4-5 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนและชั้นดินเหนียวแข็งปาน
กลาง

ตารางที่ 4-2 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจากโครงการมหานคร

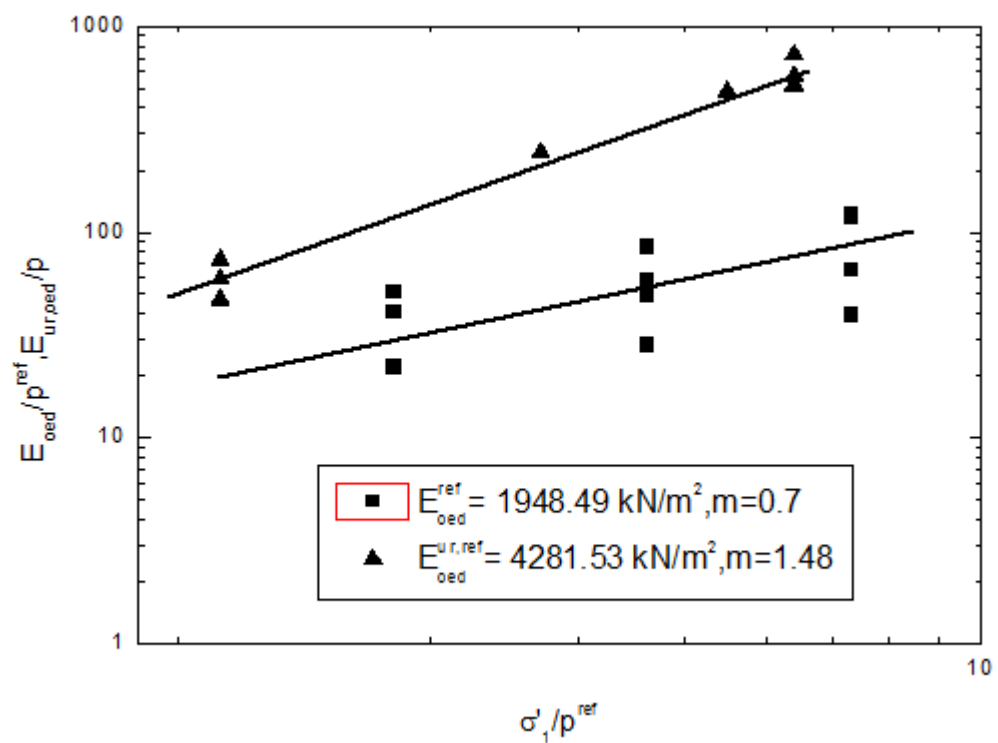
Depth (m)	Loading		Un/re-loading		$\frac{E_{ur, oed}^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$	λ^*	κ^*
	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	m	$E_{ur, oed}^{ref}$ (kN/m ²)	m			
4-5	716	0.88	3953	1.5	5.50	0.084	0.018
5-6	1135	1.2	4609	1.5	4.06	0.073	0.015
6-7	1812	0.8	3019	1.7	1.66	0.054	0.016
7-8	724	1.1	1982	1.6	2.73	0.090	0.029
8-9	649	1.02	2661	1.6	4.10	0.058	0.021
9-10	1006	0.99	2703	2.1	2.69	0.056	0.017



รูปที่ 4-4 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจากโครงการมหานคร

ตารางที่ 4-3 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวแข็งปานกลางที่หาได้จากการทดสอบจากโครงการมหา
นคร

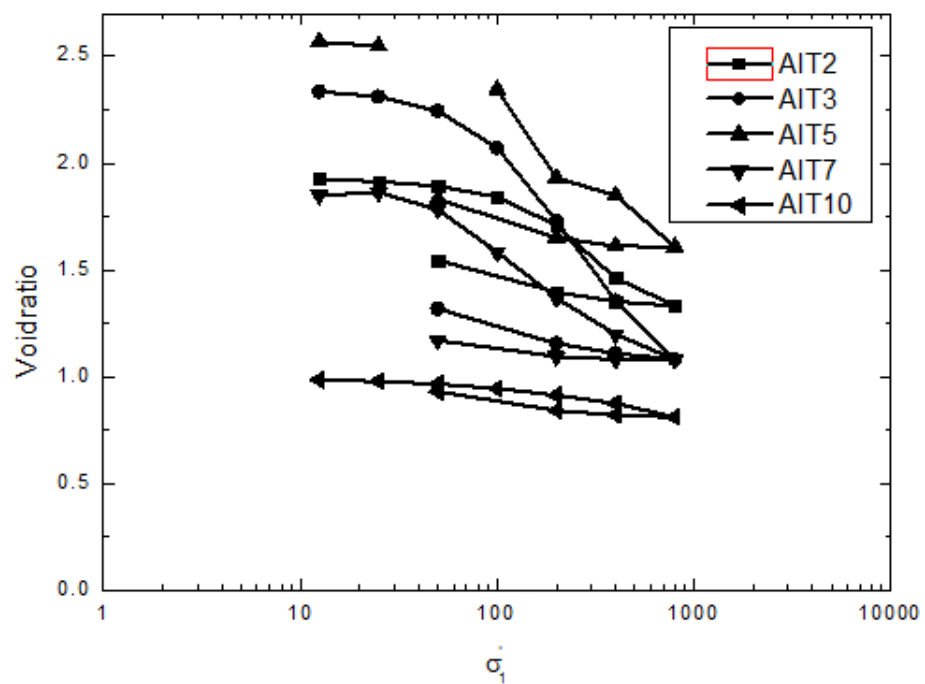
Depth (m)	Loading		Un/re-loading		$\frac{E_{ur, oed}^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$	λ^*	κ^*
	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	m	$E_{ur, oed}^{ref}$ (kN/m ²)	m			
11-12	1259	0.88	3294	1.5	2.61	0.064	0.023
12-13	1624	0.68	4355	1.5	2.68	0.059	0.029
13-14	2088	0.87	5546	1.3	2.65	0.085	0.018



รูปที่ 4-5 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายน้ําเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางจากโครงการ
มหานคร

4.2.2 ผลการทดสอบจาก AIT

ผลการทดสอบการอัดตัวใน 1 มิติ ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบและผลการวิเคราะห์ เพื่อหาค่าโมดูลัสข้างอิงของการทดสอบจาก AIT สามารถแสดงได้ตาม รูปที่ 4-7 ตารางที่ 4-4 และ ตารางที่ 4-5



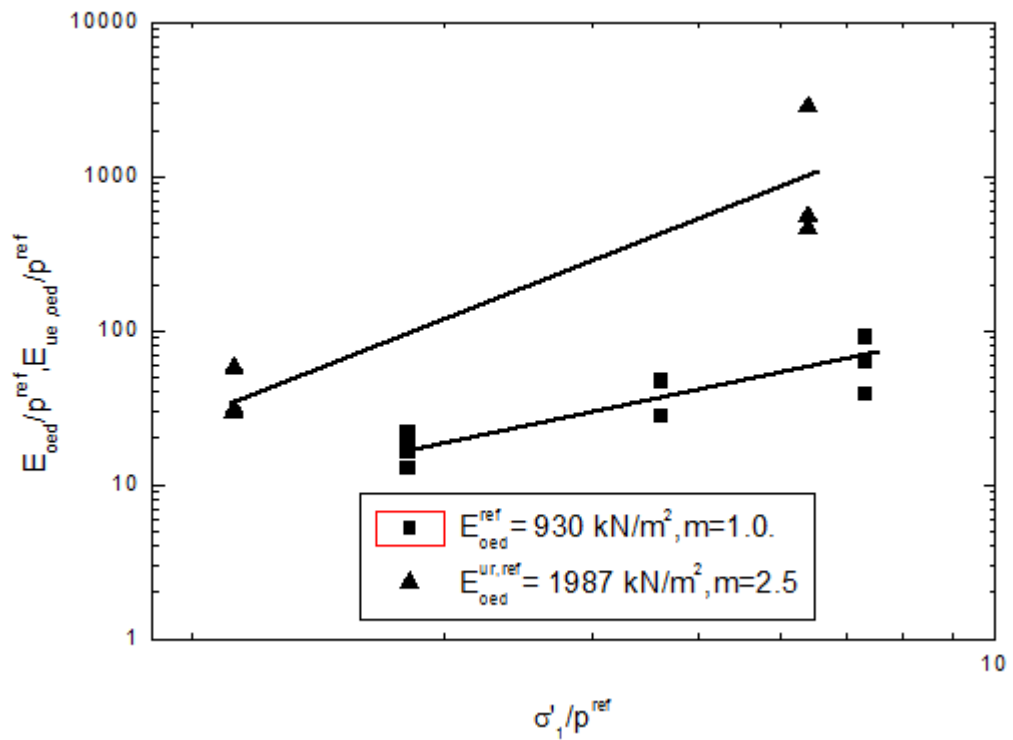
รูปที่ 4-6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวตั้งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียว
อัดจาก AIT

ตารางที่ 4-4 ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจาก AIT

Depth(m)	C_c	C_s	λ	κ	σ'_p (kPa)	OCR
2-3	0.500	0.183	0.148	0.080	30	1.27
3-4	1.01	0.201	0.319	0.088	40	1.40
5-6	0.763	0.196	0.245	0.085	60	1.50
7-8	0.595	0.076	0.209	0.033	60	1.46

ตารางที่ 4-5 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจาก AIT

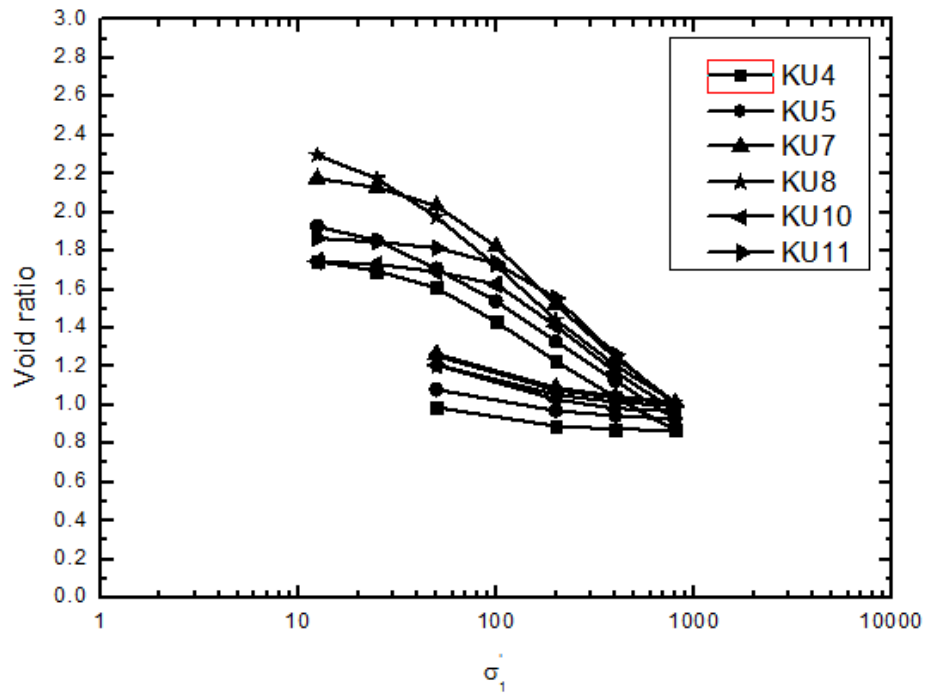
Depth (m)	Loading		Un/re-loading		$\frac{E_{ur,oed}^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$	λ^*	κ^*
	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	m	$E_{ur,oed}^{ref}$ (kN/m ²)	m			
2-3	1305	0.84	1973	1.87	1.51	0.050	0.027
3-4	738	0.89	2111	1.71	2.86	0.095	0.026
5-6	850	1.10	1538	2.90	1.81	0.067	0.024
7-8	911	1.19	2475	3.7	2.71	0.074	0.012



รูปที่ 4-7 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายน้ำเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจาก AIT

4.2.3 ผลการทดสอบจาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ผลการทดสอบการอัดตัวใน 1 มิติ ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบและผลการวิเคราะห์ เพื่อหาค่าโมดูลัสอ้างอิงของการทดสอบจาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



รูปที่ 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในแนวดิ่งและค่าอัตราส่วนช่องว่าง ดินเหนียว

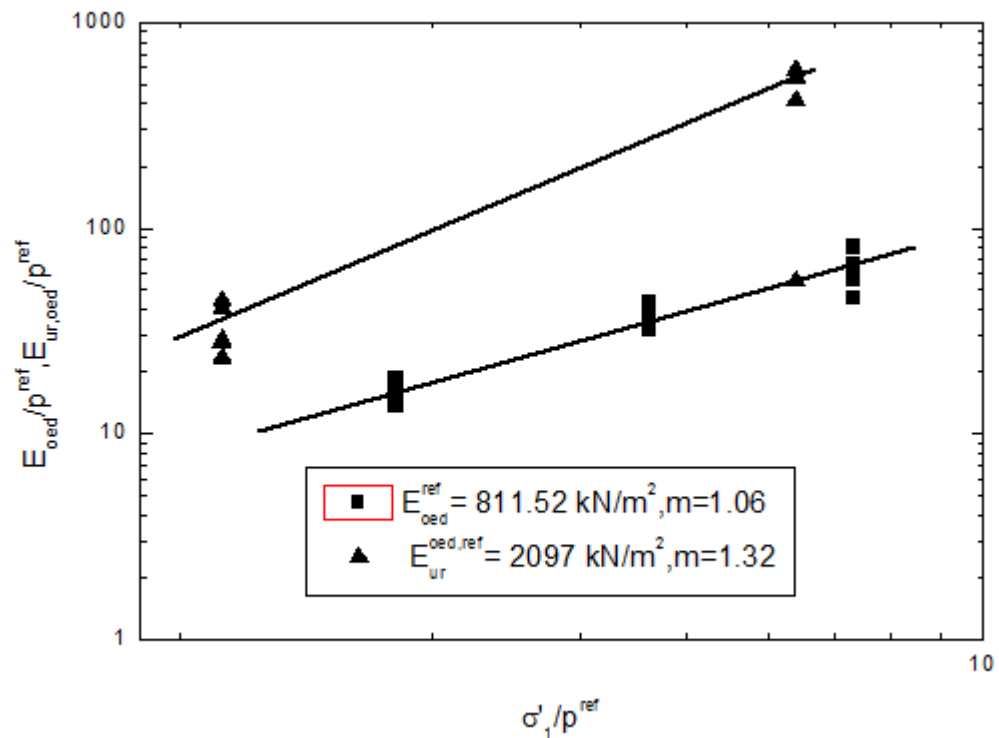
อ่อนจาก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

ตารางที่ 4-6 ค่าพารามิเตอร์พื้นฐานที่หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติจาก
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

Depth(m)	C_c	C_s	λ	κ	σ'_p (kPa)	OCR
4-5	0.61	0.10	0.222	0.043	35	1.35
5-6	0.73	0.14	0.28	0.060	32	1.12
7-8	0.86	0.21	0.269	0.093	50	1.33
8-9	0.80	0.20	0.325	0.096	45	1.12
10-11	0.63	0.20	0.19	0.089	110	2.01
11-12	0.702	0.181	0.20	0.078	110	1.67

ตารางที่ 4-7 ค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนที่หาได้จากการทดสอบจากมหาวิทยาลัย
เกษตรศาสตร์

Depth (m)	Loading		Un/re-loading		$\frac{E_{ur, oed}^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$	λ^*	κ^*
	E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	m	$E_{ur, oed}^{ref}$ (kN/m ²)	m			
4-5	896.00	1.00	2594	2.3	2.89	0.079	0.015
5-6	956.53	0.99	2920	1.4	3.05	0.093	0.020
7-8	663.13	1.10	2519	0.4	3.79	0.092	0.029
8-9	666.60	1.30	1841	1.9	2.76	0.096	0.024
10-11	759.45	1.01	1335	2.4	1.75	0.068	0.032
11-12	991.74	0.80	1813	1.8	1.82	0.069	0.027



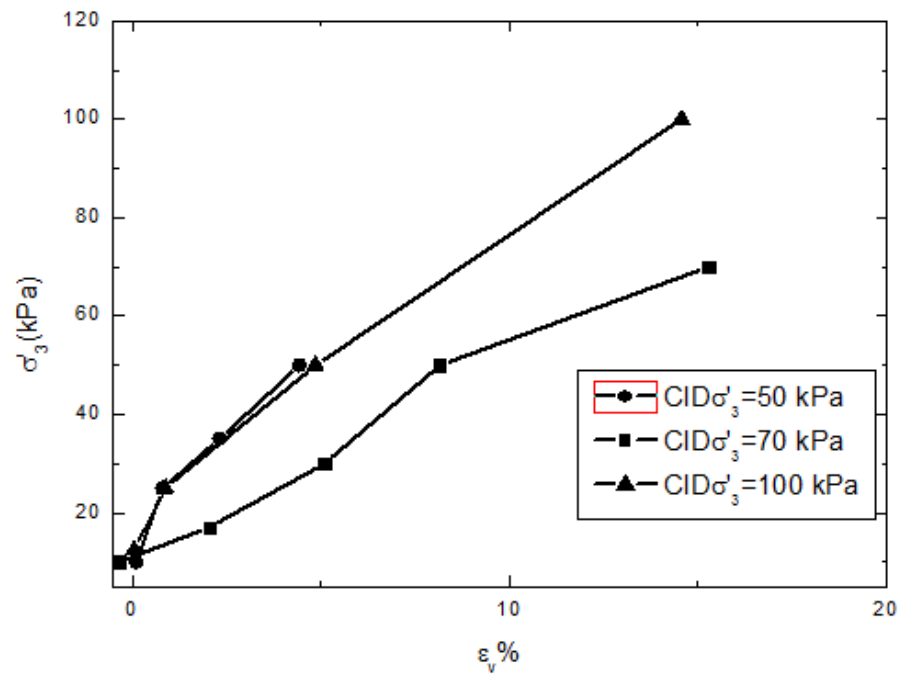
รูปที่ 4-9 ค่าโมดูลัสการอัดตัวคายนํ้าเฉลี่ยอ้างอิงในชั้นดินเหนียวอ่อนจาก
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

4.3 ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกน

ผลการทดสอบจากเครื่องทดสอบสามแกนจะแบ่งเป็น 2 ช่วงการทดสอบคือ ช่วงอัดตัวคายนํ้า และช่วงการเฉือนตัวอย่าง

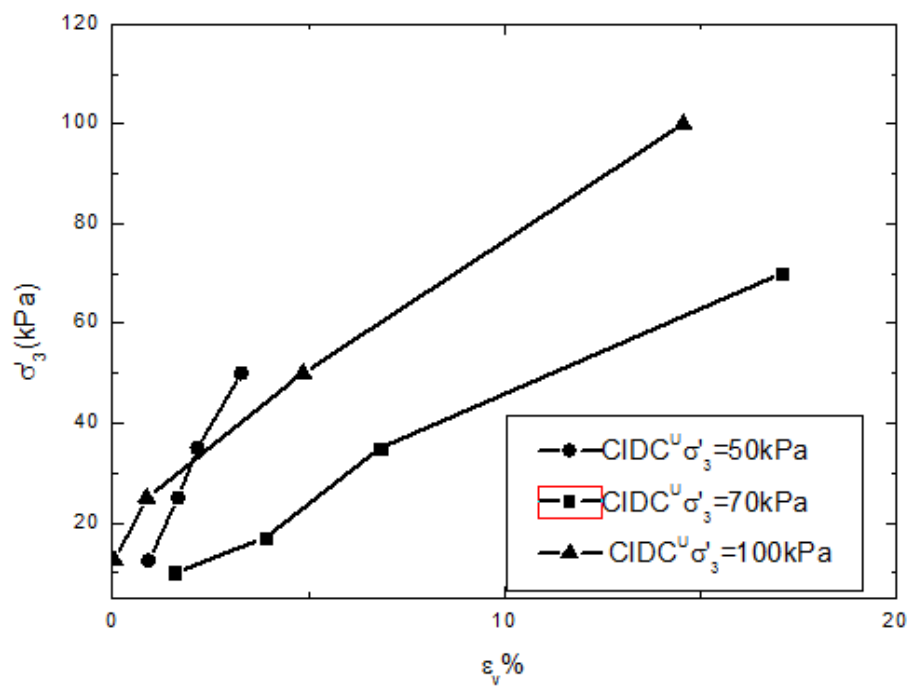
4.3.1 ผลการทดสอบช่วงอัดตัวคายนํ้า

ในชุดการทดสอบ CID และ CIDC^U จะทำการอัดตัวคายนํ้าที่ด้วยความดันเท่ากันทุกทิศทางที่ 50 70 100 kPa โดยจะแบ่งการอัดตัวคายนํ้าเป็นชั้นๆ โดยจะแบ่งเป็น 4 หรือ 5 ชั้นต่อน ผลการทดสอบเป็นไปตามรูปที่ 4-10



รูปที่ 4-10 ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนในช่วงอัดตัวคายน้ำของชุดตัวอย่าง

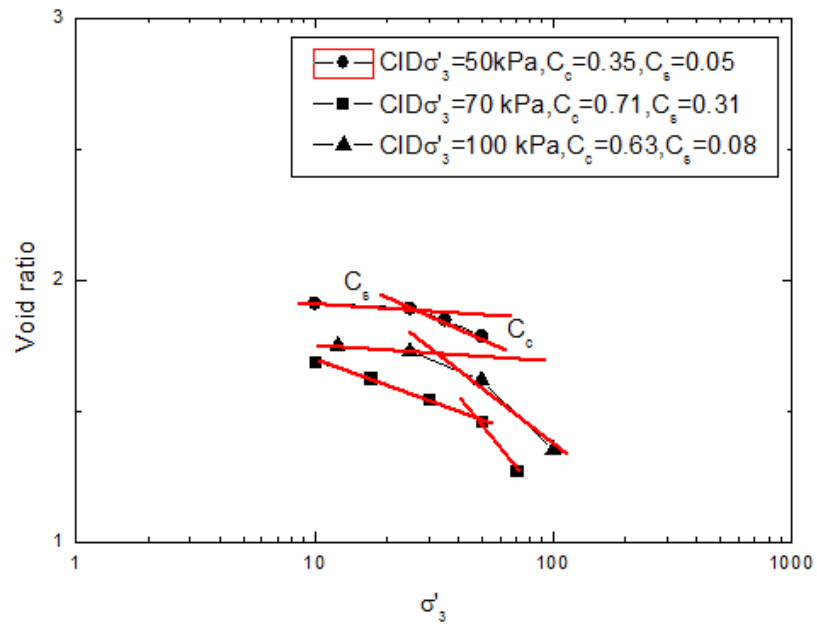
CID



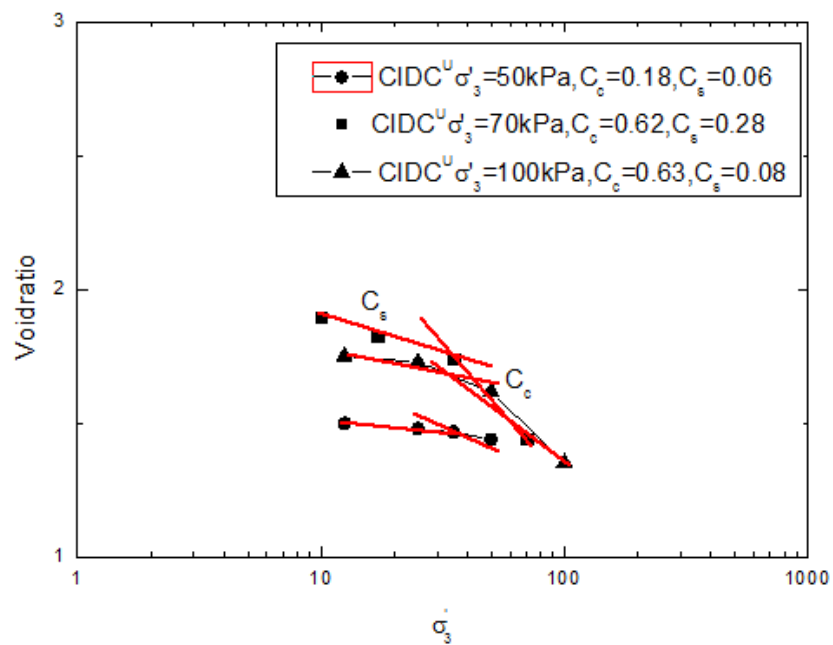
รูปที่ 4-11 ผลการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนในช่วงอัดตัวคายน้ำของชุดตัวอย่าง

CIDC^U

เมื่อทำการวิเคราะห์ผลการทดสอบแล้วสามารถหาค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวตามรูปที่ 4-12 ค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวในช่วงการอัดตัวของชุดตัวอย่าง CID นอกจากนี้ยังสามารถทำการหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรได้จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นประสิทธิผลและค่าความเครียดเชิงปริมาตรดังสมการ $K = \frac{dp}{d\varepsilon_p}$ ซึ่งค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรที่หาได้จะเป็นโมดูลัสแบบซีแคนต์ตามรูปที่ 4-14 ซึ่งสามารถแสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเชิงปริมาตรกับความเครียดเชิงปริมาตรได้ตาม

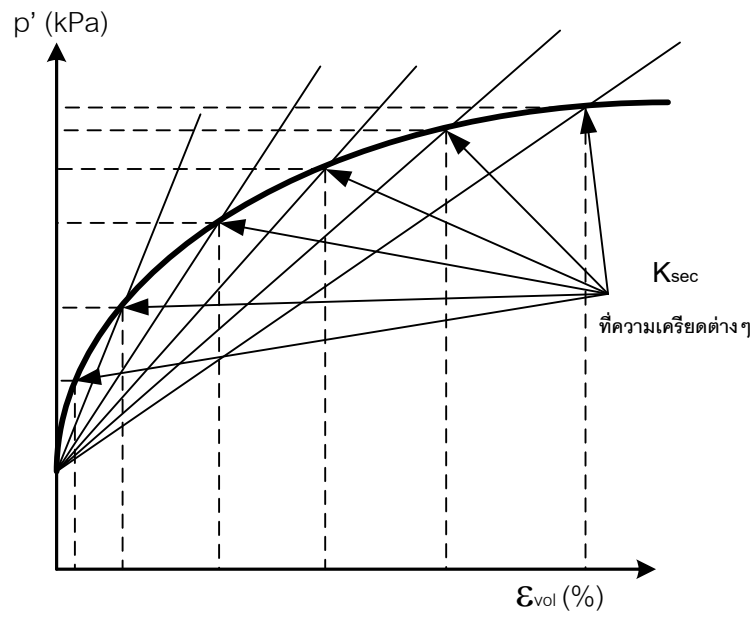


รูปที่ 4-12 ค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวในช่วงการอัดตัวของชุดตัวอย่าง CID

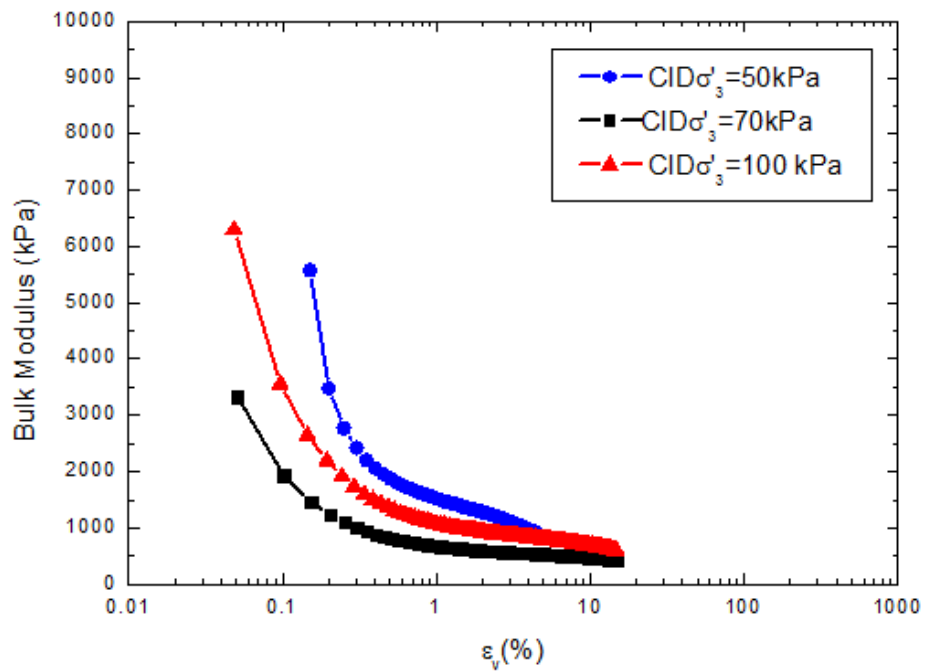


รูปที่ 4-13 ค่าดัชนีการยุบตัวและดัชนีการคืนตัวในช่วงการอัดตัวของชุดตัวอย่าง

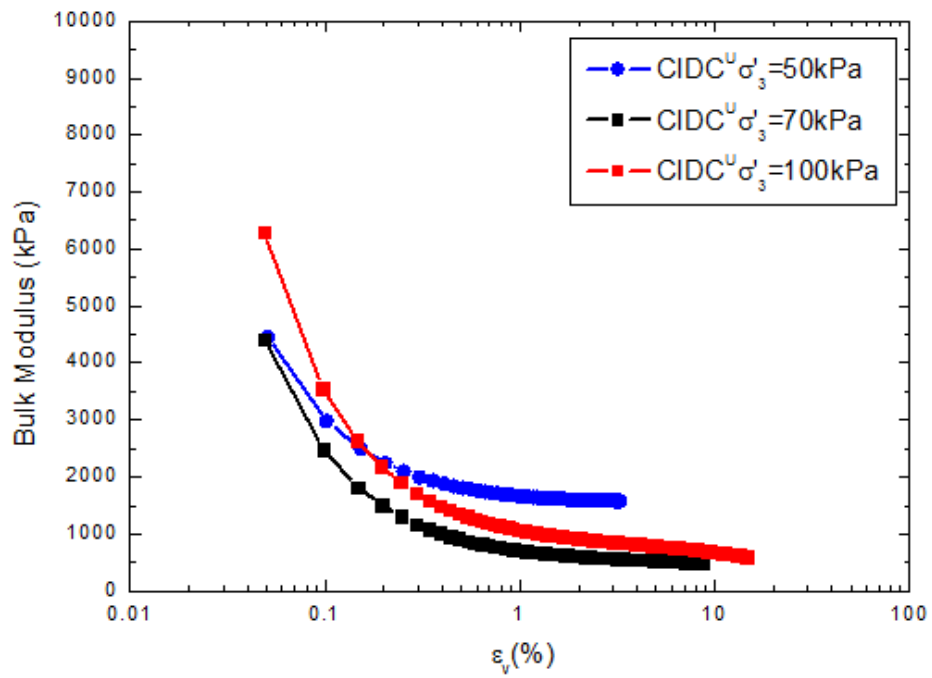
CIDC^U



รูปที่ 4-14 การหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร



รูปที่ 4-15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเชิงปริมาตรและความเครียดเชิงปริมาตร CID



รูปที่ 4-16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเชิงปริมาตรและความเครียดเชิงปริมาตร CIDC^U

ตารางที่ 4-8 ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรที่ 0.1% ของความเครียดเชิงปริมาตร

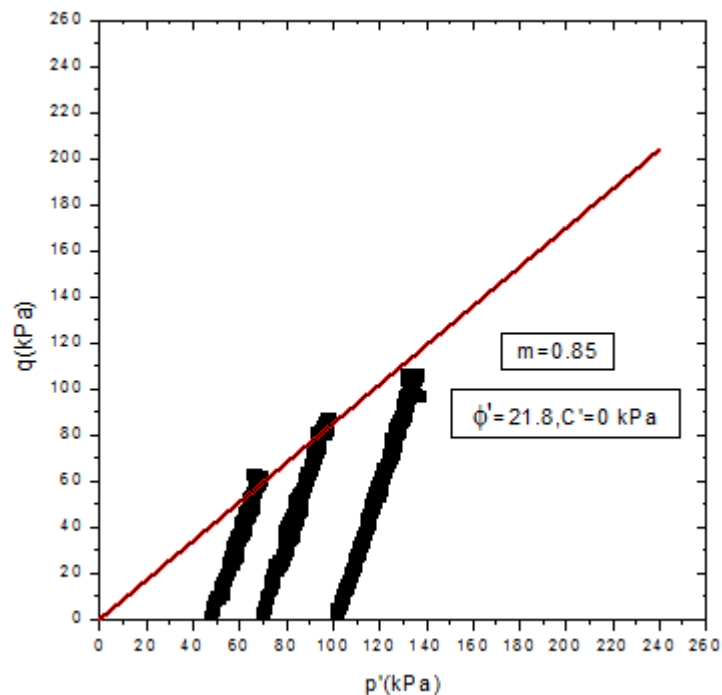
Sample	K_{sec} at 0.1% (kPa)
CID50	6000
CID70	2000
CID100	3500
CIDC ^U 50	3000
CIDC ^U 70	2800
CIDC ^U 100	4000

4.3.2 ผลการทดสอบช่วงเฉือนตัวอย่าง

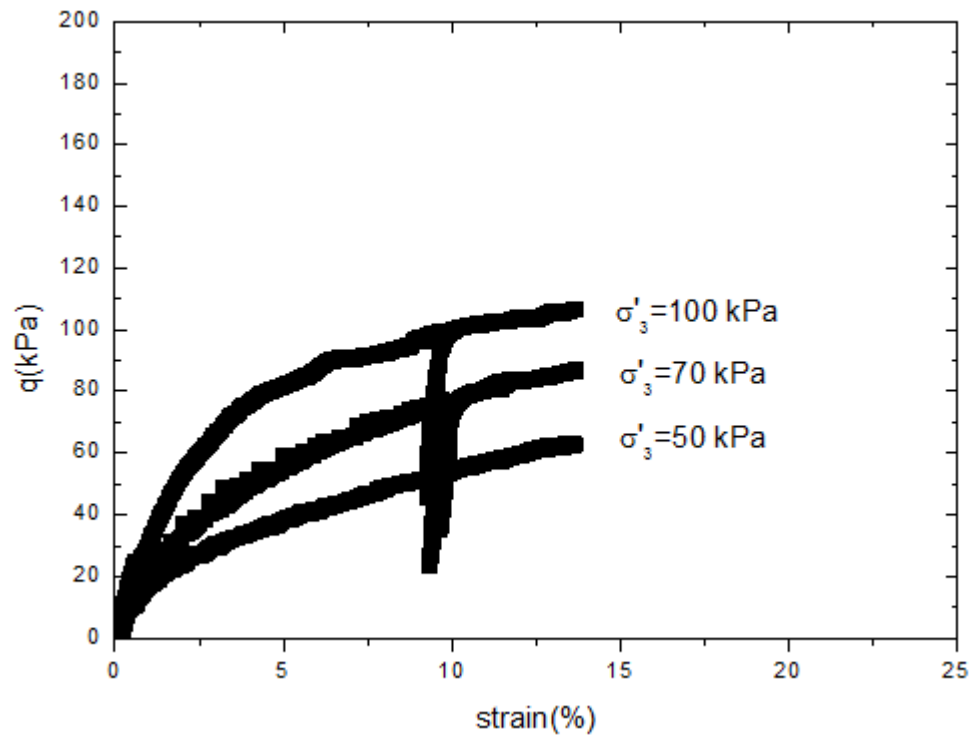
ผลการทดสอบในช่วงการเฉือนตัวอย่างจะแสดงผลในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน(q') กับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย(p') ซึ่งสามารถหาค่าพารามิเตอร์ทางด้านกำลังได้แก่ มุมเสียดทานภายใน(ϕ') และค่าแรงเชื่อมแน่น(c') ซึ่งสามารถหาได้จากความชันและจุดตัดแกน โดยมุมเสียดทานภายในหาได้จาก $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$ ความสัมพันธ์ระหว่าง ปริมาตรกับค่าความเครียดแนวแกน และ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวดิ่งซึ่งจากความสัมพันธ์นี้สามารถหาค่าโมดูลัสได้แก่ E'_{50} E'_i E'_{ur} โดยผลการทดสอบแบ่งเป็น 2 ชุดการทดสอบได้แก่ การเฉือนแบบ Compression loading และ Compression unloading

4.3.2.1 การเฉือนแบบ Compression loading

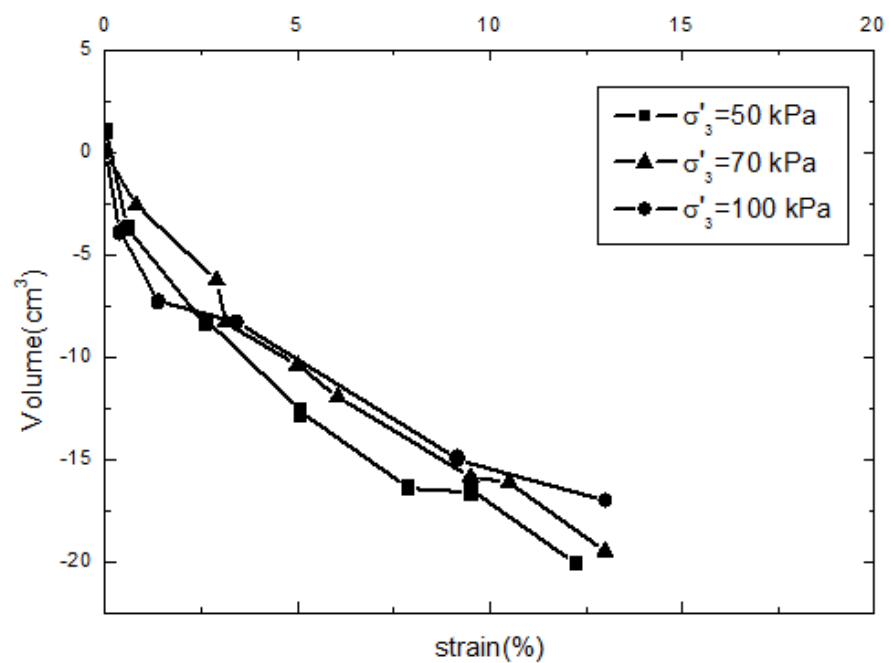
ผลการทดสอบแสดงได้ดังนี้



รูปที่ 4-17 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย



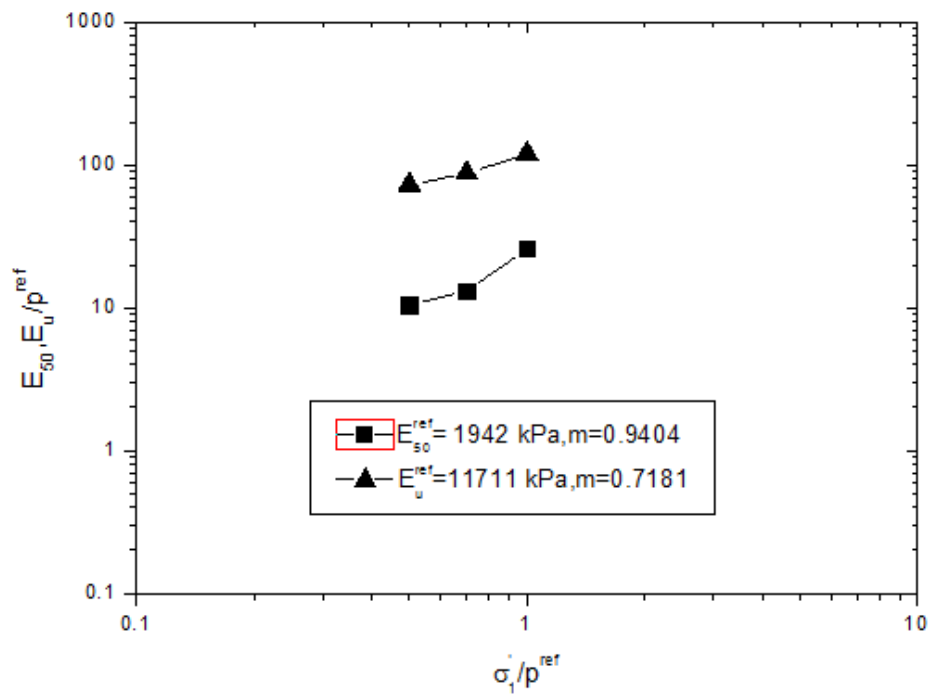
รูปที่ 4-18 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 4-19 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรที่เปลี่ยนไปกับความเครียดในแนวตั้ง

ตารางที่ 4-9 ค่าโมดูลัสต่างๆจากการทดสอบด้วยเครื่องอัดสามแกน

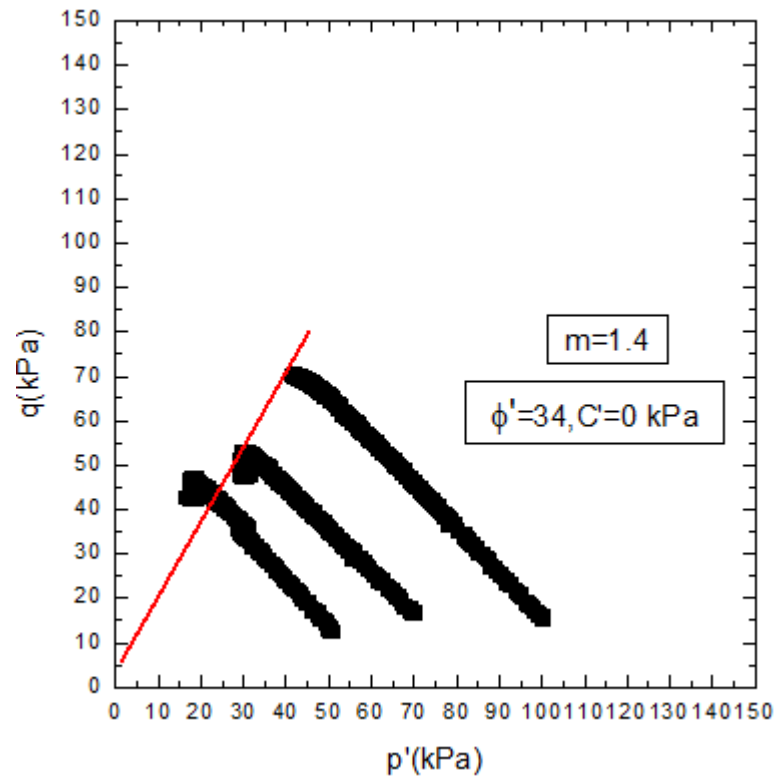
Test type	E'_{50} (kN/m ²)	E'_i (at 0.1% strain) (kN/m ²)	E'_{ur} (kN/m ²)	E'_i / E'_{50} (kN/m ²)	E'_{ur} / E'_{50} (kN/m ²)	q_f (at 15% ε) (kN/m ²)
CID 50	1044	2160	7250	2.07	6.94	63.12
CID 70	1308	2420	8750	1.85	6.68	87.56
CID 100	2645	7385	11914	2.79	4.49	106.87



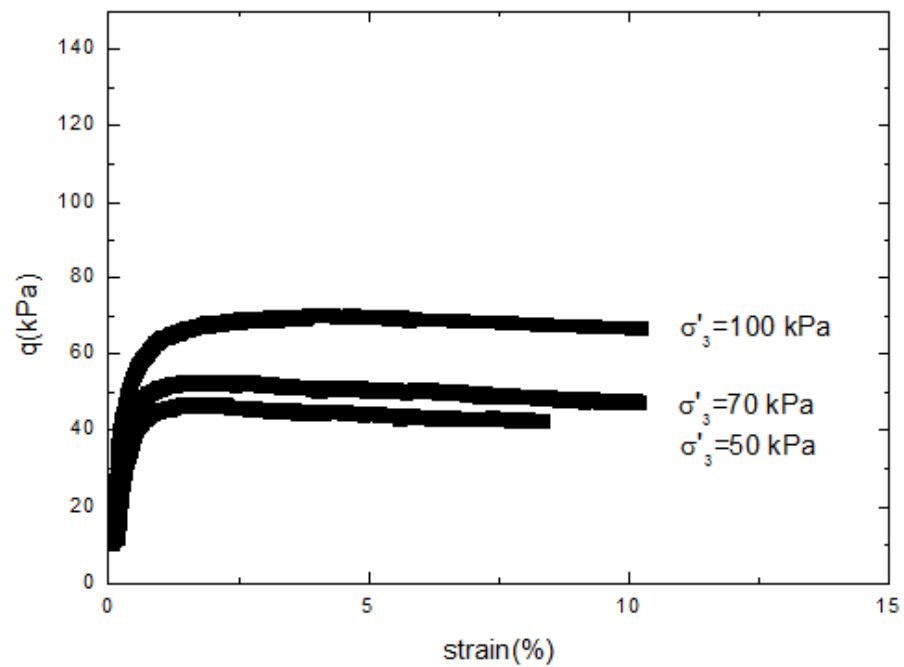
รูปที่ 4-20 ค่าโมดูลัสอ้างอิงที่ได้จากการทดสอบสามแกน

4.3.2.2 การเงื่อนไขแบบ Compression unloading

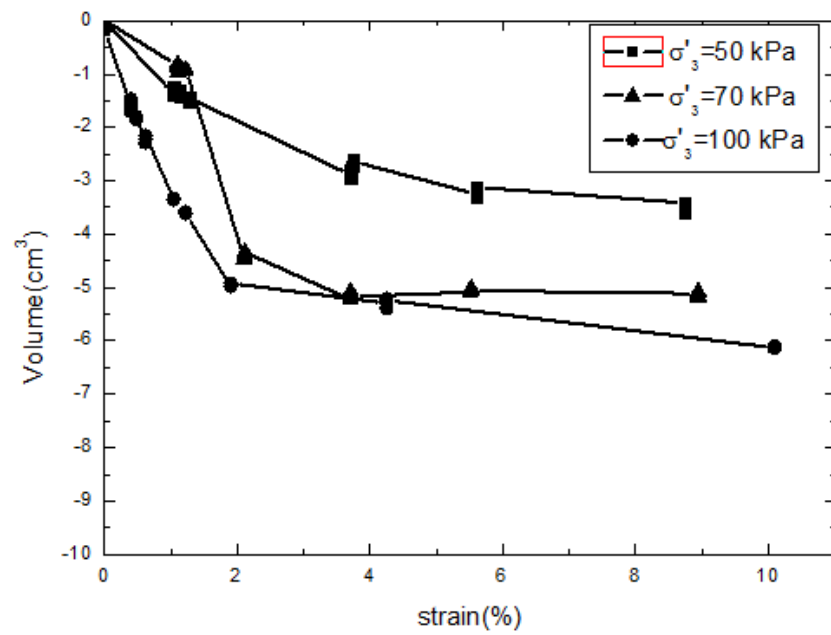
ผลการทดสอบแสดงได้ดังนี้



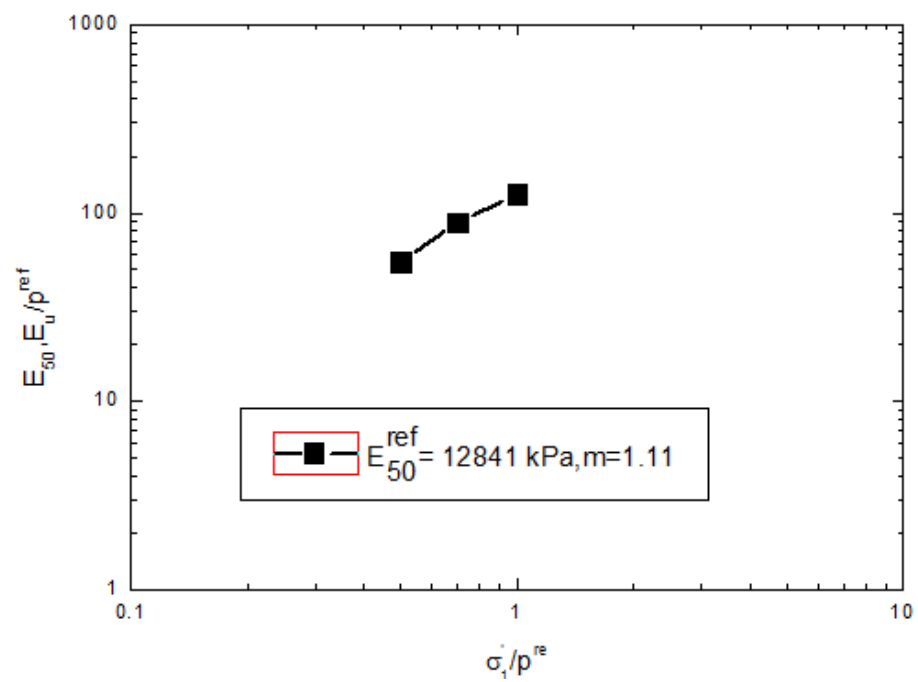
รูปที่ 4-21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย



รูปที่ 4-22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 4-23 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาตรที่เปลี่ยนไปกับความเครียดในแนวดิ่ง



รูปที่ 4-24 ค่าโมดูลัสอ้างอิงที่ได้จากการทดสอบสามแกน

4.4 ผลการวิเคราะห์การสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม PLAXIS

ผลการวิเคราะห์จะทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่ได้มีการตรวจวัดจริงในสนามซึ่งทำการวัดในทุกครั้งที่ทำการขุดดินผลการวิเคราะห์แบ่งเป็น 2 ตอนได้แก่ ทำการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง MCM ในดินเหนียวอ่อน ทำการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง และทำการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง HSM ในดินเหนียวอ่อนโดยพารามิเตอร์มาจากผลการทดสอบโดยใช้แบบจำลองและพารามิเตอร์ที่ใช้แสดงอยู่ในตารางที่ 4-10และตารางที่ 4-11

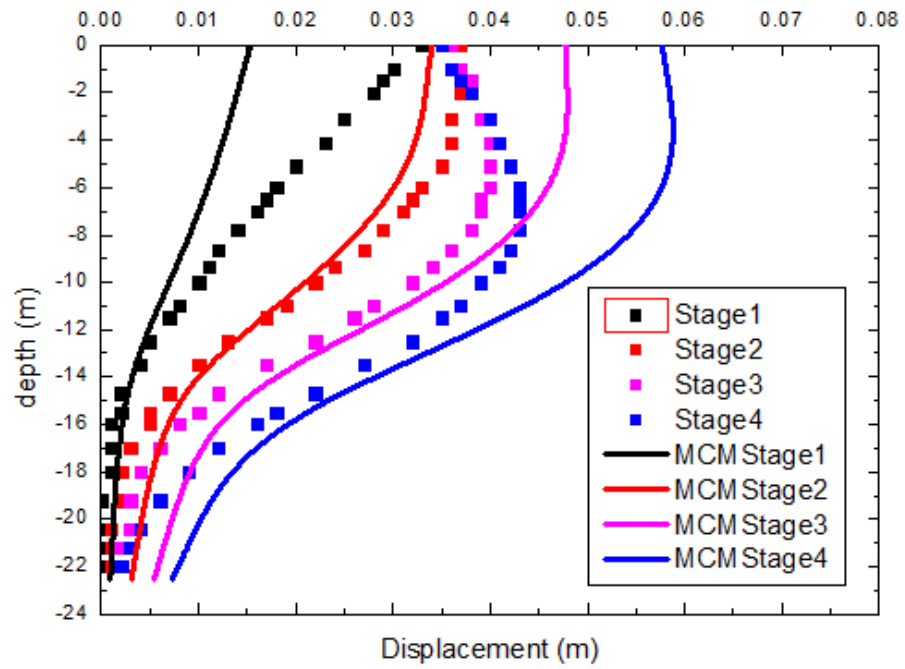
ตารางที่ 4-10 แบบจำลองที่ใช้สำหรับดินแต่ละชั้นและพารามิเตอร์

Layer/Case	case 1		case 2	
	Model	Drain Condition	Model	Drain Condition
Soft Clay	MCM	Undrain-C	HSM	Undrain
Stiff Clay	MCM	Undrain	HSM	Undrain
Medium Sand	MCM	Drain	MCM	Drain
Dense Sand	MCM	Drain	MCM	Drain
Silty Clay	MCM	Undrain-C	MCM	Undrain-C
Dense Sand	MCM	Drain	MCM	Drain

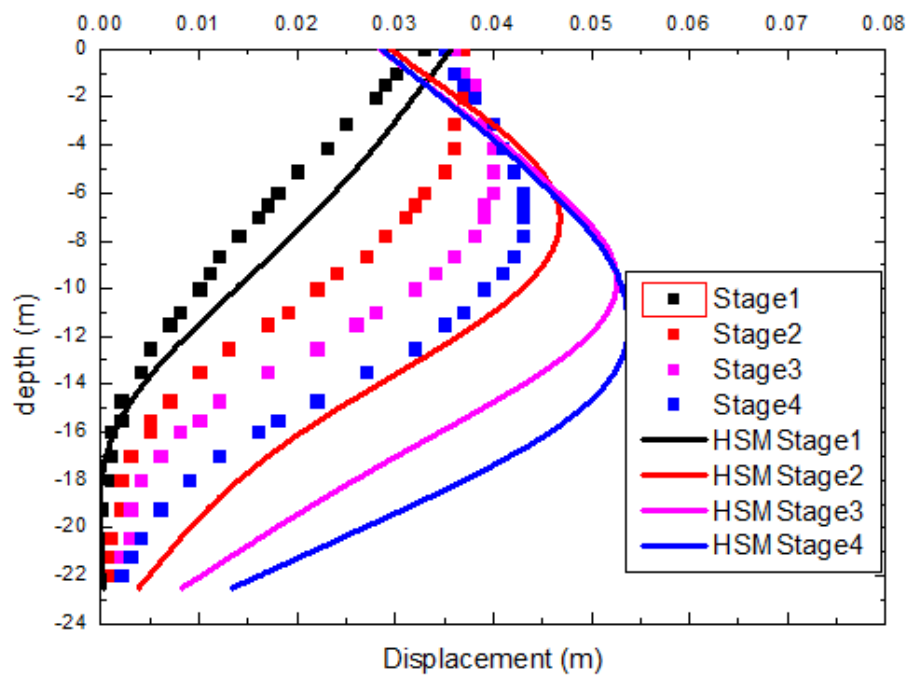
ตารางที่ 4-11 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Layer/Parameter	γ (kPa)	E' (kPa)	E_u (kPa)	ν_u, ν'	c (kPa)	ϕ'	ψ	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	m
case 1											
Soft Clay	16.5	-	12500	0.495	25	0	-	-	-	-	-
Stiff Clay	19	-	130000	0.495	130	0	-	-	-	-	-
Medium Sand	19	159000	-	0.25	0.1	38	0	-	-	-	-
Dense Sand	19	184000	-	0.25	0.1	40	0	-	-	-	-
Very Stiff	20	-	274000	0.495	274	0	-	-	-	-	-
Dense Sand	19	184000	-	0.25	0.1	40	0	-	-	-	-
case 2											
Soft Clay	16.5	-	-	0.2	0.01	21.8	0	1098	1924	11000	0.9
Stiff Clay	19	-	-	0.2	11.5	28	0	9500	12000	30000	1
Medium Sand	19	159000	-	0.25	0.1	38	0	-	-	-	-

Layer/Parameter	γ (kPa)	E' (kPa)	E_u (kPa)	ν_u, ν'	c (kPa)	ϕ'	ψ	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	m
Dense Sand	19	184000	-	0.25	0.1	40	0	-	-	-	-
Silty Clay	20	-	274000	0.495	274	0	-	-	-	-	-
Dense Sand	19	184000	-	0.25	0.1	40	0	-	-	-	-

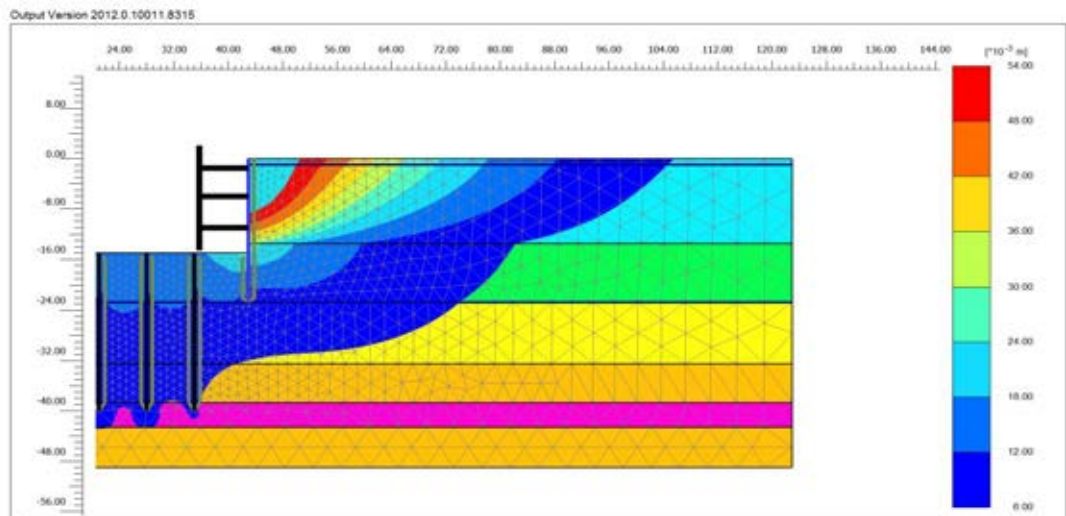


รูปที่ 4-25 ผลการวิเคราะห์หริเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง MCM ในดินเหนียวอ่อน

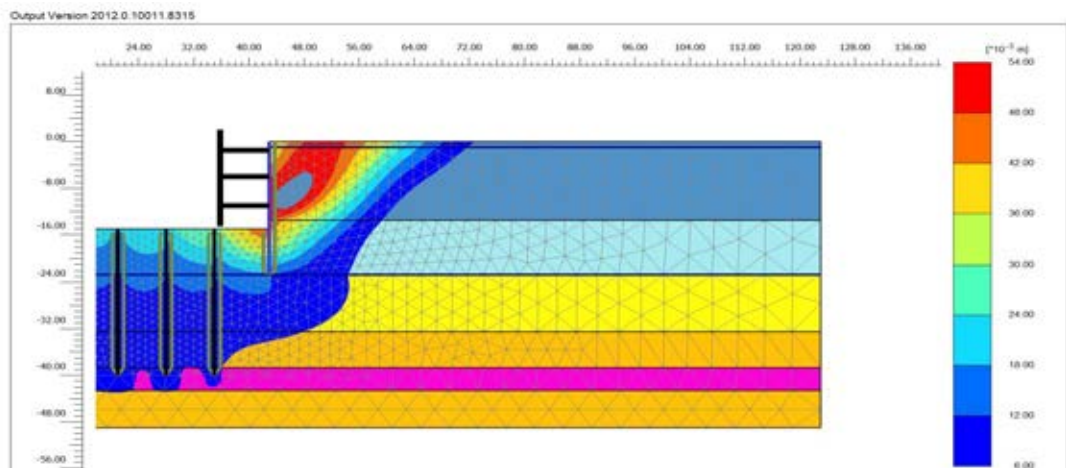


รูปที่ 4-26 การวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง HSM ในดินเหนียวอ่อนโดยพารามิเตอร์มาจากผล

การทดสอบ



รูปที่ 4-27 บริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดินที่เกิดจากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง
MCM



รูปที่ 4-28 บริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดินที่เกิดจากการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง
HSM

บทที่ 5

สรุปผลงานวิจัย

5.1 สรุปผลงานวิจัย

จากผลการทดสอบทั้งในห้องปฏิบัติการและผลการจำลองแบบจำลองการงานชุดด้วยโปรแกรม PLAXIS สามารถสรุปผลได้ดังนี้

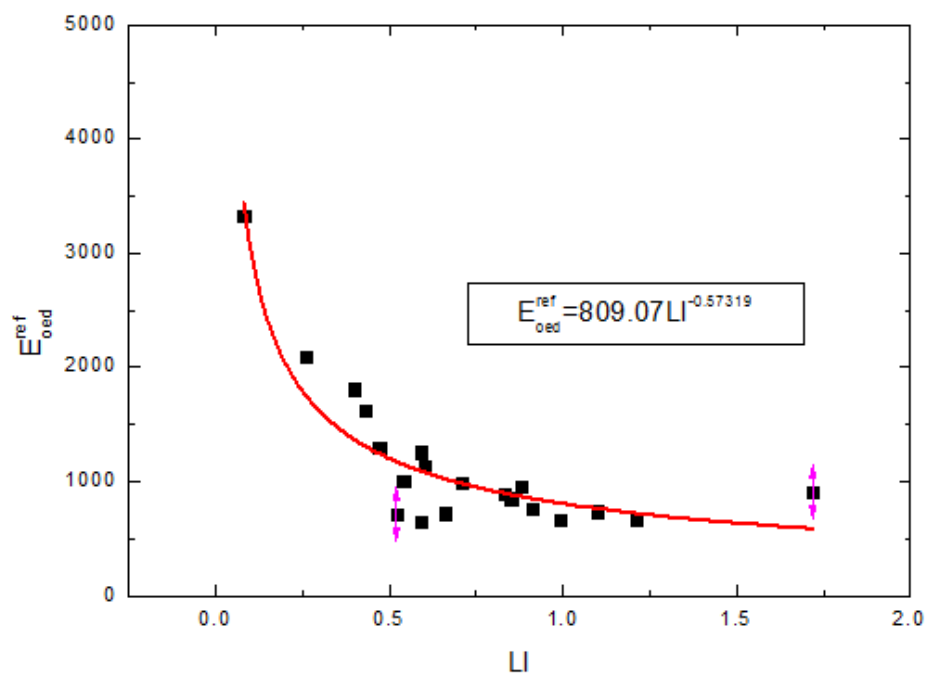
- 1) การทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ สำหรับดินเหนียวอ่อน โดยทำการทดสอบดินจาก 3 บริเวณได้แก่ โครงการมหานคร AIT มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ภายในกรุงเทพมหานครในที่ระดับความลึก 4-14 เมตร สรุปได้ว่า ค่า C_c มีค่ามีค่าประมาณในช่วง 0.40 -0.50 0.5-0.7 และ 0.6-0.7 ตามลำดับ ค่า C_u มีค่ามีค่าประมาณในช่วง 0.15-0.20 0.18-0.2 และ 0.14 -0.2 ตามลำดับ โดยเมื่อนำผลการทดสอบไปวิเคราะห์เพื่อหาค่าโมดูลัสอ้างอิงจะได้ว่าค่า E_{oed}^{ref} เฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 942.32 930 และ 811.52 ตามลำดับ $E_{ur,oed}^{ref}$ เฉลี่ยมีค่า 3241 1987 และ 2097 ตามลำดับ โดยมีอัตราส่วนระหว่าง E_{oed}^{ref} กับ E_{oed}^{ref} เท่ากับ 3.54 2.13 และ 2.58 ตามลำดับซึ่งมีค่าอยู่ในช่วงที่ Janbu (1963) ได้เสนอไว้ในช่วง 1-3 MPa หรือ เป็นไปตามสมการต่อไปนี้

$$E_{oed}^{ref} = 230 \left(\frac{1+e_0}{C_c} \right) \quad (5.3)$$

นอกจากนี้ค่าที่ได้จากการทดสอบใกล้เคียงกับงานวิจัยของ C.Surarak (2010) โดยมีค่า E_{oed}^{ref} E_{oed}^{ref} และอัตราส่วนระหว่าง E_{oed}^{ref} กับ E_{oed}^{ref} ในช่วงดินเหนียวอ่อนอยู่ที่ 962 5813 และ 6 ตามลำดับ

- 2) เมื่อนำค่าโมดูลัสอ้างอิงที่วิเคราะห์จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำมาหาความสัมพันธ์กับคุณสมบัติพื้นฐานทางวิศวกรรมจะได้ว่าค่า E_{oed}^{ref} มีความสัมพันธ์และค่าดัชนีเหลว โดยสามารถแสดงตามรูปที่ และสามารถเขียนอยู่ในรูปสมการดังต่อไปนี้

$$E_{oed}^{ref} (kPa) = 809.07 LI^{-0.57319} \quad (5.1)$$



รูปที่ 5-1 5-2 ความสัมพันธ์ระหว่าง E_{oed}^{ref} และดัชนีเหลว

ซึ่งสมการดังกล่าวใกล้เคียงกับสมการของ C.Surarak (2010) ที่แสดงไว้ตามสมการต่อไปนี้

$$E_{oed}^{ref} (kPa) = 923.8LI^{-0.5643} \quad (5.2)$$

- 3) จากการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนด้วยการทดสอบ CID ด้วยความดันประสิทธิผลเฉลี่ยที่ 50 70 และ 100 พบว่า ดินเหนียวอ่อนบริเวณโครงการมหานครมีค่า ϕ' และ c' เท่ากับ 21.8 และ 0 ตามลำดับซึ่งมีค่าตรงกับหลายๆงานวิจัยเช่น Balasubramaniam (1978) Kim (1991) โดยมีค่ามีค่า E_{50}^{ref} E_{ur}^{ref} เท่ากับ 1942 kN/m และ 1711 kN/m ตามลำดับ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับของ C.Surarak (2010) เมื่อทำการคำนวณย้อนกลับแล้ว โดยมีค่า E_{50}^{ref} และ E_{ur}^{ref} เท่ากับ 800 และ 8000 ตามลำดับ
- 4) จากการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบสามแกนด้วยการทดสอบ CID^U ด้วยความดันประสิทธิผลเฉลี่ยที่ 50 70 และ 100 พบว่า ดินเหนียวอ่อนบริเวณโครงการมหานครมีค่า ϕ' และ c' เท่ากับ 34 และ 0 ตามลำดับ และมีค่า E_{50}^{ref} เท่ากับ 12841 ซึ่งมีมากกว่า E_{50}^{ref} ที่หาได้จากการทดสอบสามแกนด้วยการทดสอบ CID 6.6 เท่า

- 5) จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการขุดด้วยโปรแกรม PLAXIS พบว่าเมื่อทำการวิเคราะห์แบบจำลองการขุดดินโดยใช้แบบจำลอง HSM ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรก จะสามารถทำนายการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินได้ดีกว่า การวิเคราะห์แบบจำลองการขุดดินโดยใช้แบบจำลอง MCM ที่ได้พารามิเตอร์จากสูตรเชิงประสพการณ์โดยใช้ค่าโมดูลัสเท่ากับ $E_u = 500S_u$ (Teparaksa, W 2007)
- 6) จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองการขุดด้วยโปรแกรม PLAXIS พบว่าเมื่อทำการวิเคราะห์แบบจำลองการขุดดินโดยใช้แบบจำลอง HSM ในชั้นดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งชั้นแรกพบว่าบริเวณที่ได้รับผลกระทบจากการขุดดิน (ซึ่งนิยามโดยพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัวมากกว่า 6 มิลลิเมตร) โดยมีรัศมีห่างจากบริเวณขุดประมาณ 30 เมตร ซึ่งมีรัศมีน้อยกว่าการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง MCM ซึ่งมีรัศมีห่างจากงานขุดประมาณ 60 เมตร ซึ่งจากผลการวิเคราะห์นี้แสดงให้เห็นว่าการออกแบบงานขุดด้วยแบบจำลอง HSM เหมาะสมมากกว่า การออกแบบงานขุดด้วยแบบจำลอง MCM ในบริเวณที่มีการก่อสร้างหนาแน่น

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

จตุรงค์ ทองजारุแห 2553. การศึกษาอิทธิพลของวิธีหน่วยแรงที่มีต่อความเร็วเคลื่อนตัวของดินเหนียวอ่อนภายใต้สภาพระบายน้ำ วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ฉัตรชัย คงจีบ. 2554. พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯสำหรับการประยุกต์ใช้ในวิศวกรรมแผ่นดินไหว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์พลาสติกซีดีและทฤษฎีสถานะวิกฤต. 1,000. 1. บริษัทแอดทีฟ พริน จำกัด : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2553.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์หลักการพื้นฐาน. 1,000. 1. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ : วิศวกรรมปฐพี พิมพ์ครั้งที่ 2 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย กันยายน 2548

ภาษาอังกฤษ

Aswin Lim, Chang-Yu Ou and Pio-Go Hsieh Evaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrain condition Journal of GeoEngineering, 5,1 (April 2010): 9-20.

Balasubramaniam, A. S. and Chaudhry, A. R.), Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104, 9 (1978): 1153–1167.

Calvello, M. and Finno R, Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis, Computer and Geo-technics, 3, (2004): 410-424.

Chanaton Surarak, Geotechnical aspects of the Bangkok MRT blue line project PH D PH.D's Thesis, Science, Environment, Engineering and Technology, Griffith University, 2010

- Duncan M. and Chang Chin-Yung. Nonlinear analysis and strain in soils. Journal of the soil mechanics and foundations division Proceedings of the American society of civil engineers, (September 1970):1629-1653.
- H.-G. Kempfert , Excavations and Foundations in Soft Soils, 1st ed, 2006
- Jardine R. J., Symes M. J. and Burland J. B, The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus, Geotechnique 34 (1984) : 323-340.
- Ladd C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser & H. G. Poulos, Stress-deformation and strength characteristics, Proceedings, 9th ICSMFE Tokyo,1977
- Le, T. N., Teparaksa, W., Mitachi, T., Kawaguchi, Behaviors of Soft Bangkok Clay behind Diaphragm Wall under Unloading Compression Triaxial Test, Journal of Korean Geotechnical Society, 23 , 9 (September 2007): 5-16.
- Mair R.J. Unwin, application to tunnels and deep excavations, Memorial lecture developments in geotechnical engineering research, (February 1993): 27-41.
- Mitchell JK, Fundamentals of soil behavior, 2nd ed, John Wiley & Sons, Inc,1993
- Shibuya S., Tamrakar S.B. and Theramast N. Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok clay, Journal of the southeast asian geotechnical society, (December 2001): 139-151
- Terzaghi, K. and Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Ed, John Wiley & Sons,1967.

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวันปิยะ สานุกุล เกิดวันที่ 23 ตุลาคม พ.ศ.2530 ที่จังหวัดสงขลา สำเร็จการศึกษา
หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา จากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ปี
การศึกษา 2552 และเข้าศึกษาต่อในแขนงวิชาวิศวกรรมธรณีเทคนิค สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ภาควิชาการศึกษาด้าน ปี
การศึกษา 2553