



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์
โครงการการวิเคราะห์พฤติกรรมแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ
ที่ขึ้นกับเวลาของดินเหนียวอ่อนทะเลภายใต้อุณหภูมิ
:กรณีศึกษาดินเหนียวปากพั่น

โดย ผศ.ดร.ชนันท์ ชูบุญการ

พฤศจิกายน 2561

สัญญาเลขที่ TRG5880102

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการการวิเคราะห์พฤติกรรมแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ
ที่ขึ้นกับเวลาของดินเหนียวอ่อนทะเลภายใต้อุณหภูมิ
:กรณีศึกษาดินเหนียวปากพนัง

ผศ.ดร.ธนนท์ ชูอุปการ

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย
และต้นสังกัด

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความช่วยเหลือและการสนับสนุนของบุคคลหลายท่านและหน่วยงานหลายฝ่าย ส่วนแรกคือมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ที่ได้ให้โอกาสในการได้เข้ามาปฏิบัติหน้าที่ในหน่วยงาน ส่วนสองคือสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา (สกอ.) และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ที่ให้ทุนสนับสนุนการวิจัย นอกจากนี้ขอขอบพระคุณรองศาสตราจารย์ ดร. ธนิต เณลิมยานนท์ (ที่ปรึกษา) และรองศาสตราจารย์ ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์ ที่กรุณาให้คำแนะนำและข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ในงานวิจัยชิ้นนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น ขอขอบคุณเจ้าหน้าที่จากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย ในส่วนงานของนักวิจัยรุ่นใหม่ ที่ให้คำปรึกษาชี้แนะเรื่องที่เกี่ยวข้องกับทุนสนับสนุนการวิจัยอย่างยิ่ง

ขอขอบคุณบริษัทพันธิ์วิศวกรรม คอนซัลแตนท์ กรุ๊ป ที่ให้การสนับสนุนในการเก็บตัวอย่างดินทดสอบ ขอขอบคุณบริษัทกิสิกส์ จำกัด และห้างหุ้นส่วนสามัญ ที.เอ็ม.ฮาร์ดแวร์ ที่ให้คำปรึกษาและผลิตชุดควบคุมอุณหภูมิสำหรับการวิจัย ขอขอบคุณภาควิชาเทคโนโลยียางและพอลิเมอร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ วิทยาเขตปัตตานี สำหรับความอนุเคราะห์น้ำยางพาราผสมในการผลิตปลอกยาง ขอขอบคุณบุคลากรและสถาบันวิจัยแสงซินโครตรอน (องค์การมหาชน) ที่ช่วยเหลือในการทำวิจัย ขอขอบคุณกลุ่มนักศึกษาภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ผู้ช่วยในการรวบรวมข้อมูล

สุดท้ายนี้ที่ผู้วิจัยสามารถทำงานได้อย่างลุล่วงเนื่องจากกำลังใจจากครอบครัว โดยเฉพาะบุพการี ทั้งสองท่านที่ให้การอุปการะอบรมเลี้ยงดู คอยสนับสนุนเวลา คอยเป็นเบื้องหลังในการส่งเสริมผู้วิจัย ผู้วิจัยขอขอบพระคุณและขอระลึกถึงบุญคุณของบุคคลทุกท่านตลอดไป

ธนนท์ ชูบุอุปการ

พฤษภาคม 2561

รูปแบบ Abstract (บทคัดย่อ)

Project Code : TRG5880102

(รหัสโครงการ)

Project Title : การวิเคราะห์พฤติกรรมแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับเวลาของดินเหนียวอ่อนทะเล (ชื่อโครงการ) ภายใต้อุณหภูมิจากการศึกษาดินเหนียวปากพนัง**Investigator :** ผศ.ดร.ธนันท์ ชูอุปการ

(ชื่อนักวิจัย)

E-mail Address : tanan.c@psu.ac.th**Project Period :** 2 ปี

(ระยะเวลาโครงการ)

พื้นที่อำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราชตั้งอยู่บริเวณปากแม่น้ำใกล้ทะเลฝั่งตะวันออกของภาคใต้ ซึ่งเป็นที่ราบลุ่มอันเกิดจากการตกตะกอนทับถมกันของดินเหนียว ปัจจุบันกลายเป็นเมืองที่มีการพัฒนาทางเศรษฐกิจอย่างรวดเร็ว จะเห็นได้จากการก่อสร้างอาคารบ้านเรือน โรงงานอุตสาหกรรมที่เพิ่มขึ้นในทศวรรษที่ผ่านมา และโรงไฟฟ้านิวเคลียร์ที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต ซึ่งจะมีพลังงานความร้อนจากอุตสาหกรรมต่างๆ ถ่ายเทลงสู่ดินบริเวณรอบองค์อาคาร ดังนั้นการศึกษาถึงพฤติกรรมการทรุดตัวของดินเหนียว ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่แปรผันไปตามอัตรา (Rate dependent) มีความสำคัญมากในงานทางวิศวกรรม ซึ่งนำไปสู่การศึกษาเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างฐานรากอาคารและโครงสร้างพื้นฐานต่างๆ รวมไปถึงวิธีการการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนในอนาคต

การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมด้านวิศวกรรมของดินเหนียวด้วยอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไปส่งผลต่อความแข็งแรงของดินโดยเฉพาะอย่างยิ่งดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ดินเหนียวเป็นดินเม็ดละเอียด มีความเชื่อมแน่น และมีคุณสมบัติทางด้านประจุไฟฟ้า มีโมเลกุลของน้ำยึดเกาะอยู่ล้อมรอบอนุภาคเม็ดดิน จึงทำให้มีดินเหนียวความเป็นพลาสติกสูง และมีความสามารถในการระบายน้ำที่ต่ำ ดังนั้นพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวจะมีพฤติกรรมที่ขึ้นกับเวลาหรือความหนืดของดิน การส่งผ่านความร้อนลงสู่ดินมีผลต่อน้ำในมวลดิน ซึ่งเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อความแข็งแรงของดิน เนื่องจากดินเหนียวมีความสามารถในการระบายน้ำที่ช้ากว่าการนำความร้อน ดังนั้นงานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมความเค้น ความเครียด และกำลังของดินเหนียวอ่อนปากพนัง ภายใต้การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและอัตราการเฉือน โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำ และเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ให้ความร้อนในเงื่อนไขไม่ระบายน้ำ (undrained heat) และ ให้ความร้อนในเงื่อนไขระบายน้ำ (drained heat) ที่อุณหภูมิห้อง 45 และ 60 องศาเซลเซียส และอัตราความเครียดที่แตกต่างกัน 0.02% 0.075% 1.0% และ 6.0% ต่อ

นาที่ ตามลำดับ ในตอนท้ายของงานวิจัยนี้จะได้นำเสนอผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด และกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนปากพั้งที่ทำการให้ความร้อนในเงื่อนไขระบายน้ำ (drained heat) และในเงื่อนไขไม่ระบายน้ำ รวมทั้งทำการเปรียบเทียบกับค่าทดสอบที่อุณหภูมิห้อง

จากผลการทดสอบพบว่าดินเหนียวปากพั้งจัดเป็นดินเหนียวอินทรีย์ ที่มีความเป็นพลาสติกสูง (Organic clay, OH) และอุณหภูมิส่งผลต่อค่าขีดจำกัดพลาสติกและค่าขีดจำกัดเหลวของดินเหนียวปากพั้ง โดยอุณหภูมิที่สูงขึ้นจะทำให้ค่าขีดจำกัดเหลวลดลงอย่างเห็นได้ชัด อุณหภูมิที่สูงขึ้นส่งผลต่อการลดลงของน้ำหนักมวลดินและอินทรีย์วัตถุในมวลดิน ซึ่งไม่ได้เป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างโมเลกุลของดินแต่อย่างใด

อัตราความเครียดส่งผลต่อพฤติกรรมการรับกำลังของดินเหนียวปากพั้ง เมื่ออัตราความเครียดสูง ทำให้กำลังรับแรงเฉือนของดินสูงขึ้นในทุกๆสภาวะการอัดแน่นเกินตัว โดยความร้อนเป็นปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของดินที่อัตราการเฉือนช้ามากกว่าอัตราการเฉือนเร็ว ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความสามารถในการระบายแรงดันน้ำออกจากมวลดิน หากให้ความร้อนโดยให้แรงดันน้ำสามารถระบายออกได้ จะทำให้มวลดินมีสามารถรับแรงเฉือนได้มากกว่าการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง แต่หากการนำความร้อนได้เร็วกว่าความสามารถในการระบายน้ำออกจากมวลดิน ส่งผลให้มวลดินมีความแข็งแรงลดลง การให้ความร้อนทำให้ดินถึงจุดวิบัติเร็วขึ้น ซึ่งเร็วกว่าการทดสอบโดยการให้ความร้อนแบบระบายน้ำเล็กน้อย อัตราความเครียดและอุณหภูมิมิมีผลต่อสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิบัติ (pore pressure parameter at failure, A_p) ที่ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวต่ำมากกว่าที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง และพบว่าการทดสอบแบบให้ความร้อนแบบระบายน้ำให้แนวโน้มค่าสัมประสิทธิ์ของความดันน้ำที่จุดวิบัติสูงกว่าการทดสอบแบบให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ และการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง นอกจากนี้อุณหภูมิยังส่งผลให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และมีเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนในค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ การทดสอบที่อุณหภูมิสูง ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ให้ขอบเขตสถานะ (state boundary) กว้างที่สุด ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤติของการทดสอบแบบให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าต่ำกว่าการทดสอบแบบให้ความร้อนแบบระบายน้ำ และการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง

คำหลัก : ดินเหนียวปากพั้ง, เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน, อัตราความเครียด, อุณหภูมิ, ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ

รูปแบบ Abstract (บทคัดย่อ)

Project Code : TRG5880102

(รหัสโครงการ)

Project Title : Investigation of time-dependent undrained shear behavior of soft marine clay
(ชื่อโครงการ) under thermal loading: case study of Pakphanang clay**Investigator :** Asst.Dr.Tanan Chub-uppakarn

(ชื่อนักวิจัย)

E-mail Address : tanan.c@psu.ac.th**Project Period :** 2 ปี

(ระยะเวลาโครงการ)

Pakphanang, Nakhon Si Thammarat province is located in the eastern coast of the southern of Thailand. The lowland plain is formed by deposition of soft marine clay. The past decade to the present, the city is the one of the rapid development. There are a large number of the constructions, houses, Industrial plants and nuclear power plants that could happen in the future. The heat from industries is transferred to the soil surrounding the building. Consequently, engineer must clearly understand the rate-dependent behavior of clay that is very important to predict soil behavior and design structure.

Changes in soil engineering behavior because of the changing temperature affect the strength of clay. Clay is fine grain soil, cohesive, electrostatic attraction, double layer adsorb clay particle that relate to high plasticity and low permeability. Thus, shear strength behavior of clay depends on time-dependent behavior or viscosity of soil. Heat conduction causes pore water that is important to affect strength of clay. Since the permeability of clay is lower than its conductivity. Accordingly, this study focuses on investigating the time-dependent undrained shear behavior of marine clay under both thermal and mechanical loading. Isotropic consolidated undrained *triaxial* compression *tests* with controlled temperature and strained rates are carried out for this purpose. The shearing temperatures were room, 45, and 60 degrees Celsius in undrained heating condition and drained heating condition. Shear rates were 0.02%, 0.075%, 1.0%, and 6.0% per minute. Soil behavior in term of the effect of the overconsolidation ratios (OCR) were 1, 2, 4 and 8 are also investigated. At the end of this paper, we will present a

comparative study of the relationship between stress and strain, shear strength of soft clay at high temperature (drained heating and undrained heating) and room temperature.

The test results were indicated that the Pakphanung marine clay is classified in high plasticity Organic clay, OH. Heat affects decreasing of plastic index and liquid limit. Noticeably, the higher the temperature, the lower the liquid limit, soil mass and also organic matter. Anyway, it did not affect molecular structure.

The strain rates affect undrained shear behavior, showed that high strain rate, high shear strength for any OCR. Heat is a factor that stimulates the strength of Pakphanung clay, especially, in low strain rate. It depends on the ability to drain excess water from the soil mass. The drained heating causes the higher shear strength than the non-heating test. On the other hand, the heat conductivity is faster than the ability to drain excess pore pressure built by undrained heat, the soil strength will decrease. Heating causes the soil reaches the point of failure slightly faster than drained heating test. Stress and thermal affect the water pressure coefficient at the failure point (A_f) at low OCR, which is higher than high OCR. The drained heating test showed higher A_f than undrained heat test and room temperature test. Moreover, the temperature also contributes to the modulus of elasticity at the point of failure. Clearly, increase the modulus of elasticity secant. Drained heating tests give the highest state boundary. The slope of the critical state of undrained heat is lower than the drained heating and non-heating.

Keywords : Pakphanang clay, Triaxial apparatus, strain rate, Temperature, Undrained heating

EXECUTIVE SUMMARY

1. INTRODUCTION

Soil is natural material covered on the earth surface that is product of weathering process of parent materials such as rocks and minerals. Normally soil can be divided into two groups; cohesive and noncohesive soils. Behavior of cohesive soil is complex and it can be an interesting topic research. Clay mineral is easily found around the world especially river areas and estuaries. In present, among engineers agree with creep settlement is caused by viscous properties of the clay skeleton. From classical theory of consolidation, creep settlement occurs after the end of primary consolidation settlement as a result of the plasticity behavior. However, in practice, creep settlement occurs together with primary consolidation settlement. This behavior affects the precision of settlement and strength prediction. Duncan and Bachianani (1973)^{Error! Reference source not found.} reported that the effect of sustained loading under undrained condition was probably sufficient to reduce the shear strength and cause the failure of slope excavated underwater in San Fanciso Bay. Undrained-creep behavior cannot be evaluated by conventional Terzaghi's consolidation model or Mohr-Coulomb model. Hence, it is very important to understand and evaluate the viscous behavior of clayey soils. Moreover, viscosity property of soil especially fine grain soil is depended on thermal energy. This behavior directly affects to settlement and shear strength of soil that is caused by viscosity property of soil especially fine grain soil. These are an effect of safety problem of structure of nearby area. To promote safety and to gain confidence of the design foundation in high plasticity clay, comprehended thermal-viscous behavior of soil is needed. The aim of this work is to understand the mechanical response of geomaterial especially cohesive soil as a function of temperature and strain rate. These relationships are derived from laboratory investigations, especially numerous triaxial compression tests on Pak phanung marine clay under evaluated temperature and strain rate condition. It should be possible to use these relationships when making rudimentary interpretations of the natural processes.

2. OBJECT

Soil behavior under strain rate and thermal environment is most affected for geothermal technology. However, the engineering behavior is not well studied. To understand the engineering behavior of soil, influence investigations of various behavior of soil under strain rate and thermal conditions are studied in geotechnical engineering laboratory. The main objectives of this study are:

- 2.1 To create triaxial apparatus that can be used to apply and control temperature on testing process
- 2.2 To decrease equipment budget by in-house developed thermal triaxial apparatus
- 2.3 To investigate stress-strain behavior of soil at normal and elevated temperatures
- 2.4 To investigate stress-strain behavior of soil under different strain rate condition
- 2.5 To study relationship among strength behavior of soil, changed temperatures and strain rate of marine clay

3. METHODOLOGY

In order to understand strength behavior of soil under strain rate and thermal loading condition, the framework of this work is composed of two parts as theoretical and experimental study. The research method can be explained as follows:

- 3.1 Review previous studies, basic mechanisms of soil and undrained shear strength behavior of soil analysis regarding the strain rate and thermal loading condition.
- 3.2 Design and Development of experimental apparatus to investigate the stress-strain relationship of soil under strain rate and thermal loading condition. The apparatus is composed of four parts. First, universal compression and tension machine controlled loading speed. Second, pressure control system to control confining pressure around sample. Third, pressure chamber controlled temperature around sample. Finally, measurement and data acquisition system to monitor stress-strain behavior of specimen.
- 3.3 Collect Pakphanang clay from Pakphanang, Nakhonsithammarat province by wash boring method. The samples consist in disturbed and undisturbed sample.
- 3.4 Find physical properties and engineering properties of the clay based on ASTM standard. These properties are initial information and reference data to clarify behavior of soil under strain rate and thermal loading condition.

3.5 This research focuses only on compression test and undrained shear strength of soil under strain rate and thermal loading condition includes the effect of overconsolidation (OCR 1, 2, 4 and 8) and drainage condition on heat applied.

3.6 Investigation of stress-strain relationship behavior of soil under strain rate and thermal loading condition.

3.7 Analysis of influences of various parameters on the shear strength behavior of soil under strain rate and thermal loading condition. The parametric study will be used to enlarge understanding the strength behavior of soil.

3.8 Discussion and conclusion. Write

4. RESULTS AND DISCUSSION

Changes in engineering behavior of soil because of the changing temperature and time period in applied load affect the strength of clay. This study focuses on investigating the time-dependent undrained shear behavior of marine clay under both thermal and mechanical loading. The shearing temperatures were 30, 45 and 60 degrees Celsius in undrained heating condition. Shear rates were 0.02%, 0.075%, 1.0%, and 6.0% per minute. Soil behavior in term of the effect of the overconsolidation ratios (OCR) were 1, 2, 4 and 8 are also investigated. The test results were indicated that the Pakphanung marine clay is classified in high plasticity Organic clay, OH. Heat affects decreasing of plastic index and liquid limit. The strain rates affect undrained shear behavior, showed that high strain rate, high shear strength for any OCR. Heat is a factor that stimulates the strength of Pakphanung clay, especially, in low strain rate.

สารบัญ

	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	ก
บทคัดย่อ	ข
บทสรุปผู้บริหาร	ฉ
สารบัญ	ง
สารบัญตาราง	จ
สารบัญรูป	ฉ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	3
บทที่ 2 แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 สภาพทางธรณีวิทยา	4
2.2 ประเภทของดิน	7
2.3 ชนิดของแร่ดินเหนียว	8
2.4 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน	12
2.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน	20
2.6 การทดสอบแรงอัดสามแกนและการแปลผล	32
2.7 ทฤษฎีสถานะวิกฤต	35
2.8 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	41
บทที่ 3 แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	76
3.1 การออกแบบเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้ภาวะความร้อน	76
3.2 การเก็บตัวอย่างดินและวิธีการเก็บตัวอย่างทดสอบ	79
3.3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	79
3.4 การวิเคราะห์และการสรุปผล	91
3.5 ระบบสัญลักษณ์ที่ใช้ในการศึกษา	92
บทที่ 4 ผลการทดสอบ และวิเคราะห์ผลการทดสอบ	93
4.1 ผลการพัฒนาเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิ	93
4.2 ผลการศึกษาองค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวปากพนัง	94
4.3 คุณสมบัติวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง	107

	หน้า
บทที่ 5 สรุป และข้อเสนอแนะ	170
5.1 ผลของอุณหภูมิต่อคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวปากพนัง	170
5.2 ผลของอัตราความเครียดต่อกำลังของดินเหนียวปากพนัง	170
5.3 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังของดินเหนียวปากพนัง	170
5.4 ผลของอุณหภูมิและอัตราความเครียดต่อค่าพารามิเตอร์และขอบเขตสถานะใน ทฤษฎีสถานะวิกฤต	171
5.5 ข้อเสนอแนะ	172
บรรณานุกรม	173
ภาคผนวก ก รูปตัวอย่างดินหลังการทดสอบแรงอัดสามแกน	179
ภาคผนวก ข แบบแปลนเซลล์สามแกนที่ควบคุมอุณหภูมิ	182
ภาคผนวก ค การเผยแพร่วิทยานิพนธ์	187

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวปากพนัง	6
ตารางที่ 2.2 สภาพดินเหนียว	8
ตารางที่ 2.3 ความถ่วงจำเพาะของดินประเภทต่างๆ	12
ตารางที่ 2.4 การจำกัดความค่าดัชนีพลาสติก	14
ตารางที่ 2.5 การจำกัดความค่าดัชนีความเหลว	14
ตารางที่ 2.6 การจำแนกชนิดดินเหนียวโดยใช้ค่าแอกทิวิตี	15
ตารางที่ 2.7 การจำแนกชนิดดินเหนียวตามค่าความไวตัว	15
ตารางที่ 2.8 การนำความร้อนของแร่ต่างๆ	20
ตารางที่ 2.9 พารามิเตอร์ของสมการ SHANSEP ของดินแต่ละชนิด	25
ตารางที่ 2.10 ค่าทั่วไปของโมดูลัสความยืดหยุ่นสำหรับดินเหนียว	27
ตารางที่ 2.11 ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิกฤติของดินชนิดต่าง	28
ตารางที่ 2.12 ค่าความหนืดของน้ำกับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น	45
ตารางที่ 2.13 การจำแนกดินอินทรีย์ตามปริมาณอินทรีย์วัตถุ	50
ตารางที่ 2.14 คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวอินทรีย์	51
ตารางที่ 2.15 ผลการวิจัยที่ผ่านมา	66
ตารางที่ 3.1 การทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพ	79
ตารางที่ 3.2 การทดสอบหาองค์ประกอบทางเคมี	81
ตารางที่ 3.3 เงื่อนไขต่างๆ ของตัวอย่างที่ต้องทดสอบ	86
ตารางที่ 3.4 ค่าแรงดันสำหรับการอัดตัวคายน้ำ	88
ตารางที่ 4.1 องค์ประกอบทางเคมีของดินเหนียวปากพนัง	97
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวอ่อนปากพนัง	104
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวอ่อนปากพนัง	105
ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง	108
ตารางที่ 4.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด	113
ตารางที่ 4.6 ความชันของเส้นแนวโน้มเชิงเส้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับอัตราความเครียด	115
ตารางที่ 4.7 ความชันของอัตราการผลิตเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับอุณหภูมิ	118
ตารางที่ 4.8 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ	129
ตารางที่ 4.9 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2	130
ตารางที่ 4.10 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4	131
ตารางที่ 4.11 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8	132

	หน้า
ตารางที่ 4.12 ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันน้ำที่จุดวัดของดินเหนียวปากพนัง	139
ตารางที่ 4.13 ความชันของเส้นแนวโน้มเชิงเส้นของสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวัด	140
ตารางที่ 4.14 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิตั้งแต่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส	142
ตารางที่ 4.15 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิตั้งแต่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส	142
ตารางที่ 4.16 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิตั้งแต่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส	142
ตารางที่ 4.17 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์มัลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส	144
ตารางที่ 4.18 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์มัลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส	144
ตารางที่ 4.19 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์มัลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส	144
ตารางที่ 4.20 ความเครียดแนวแกนที่จุดวัดของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ	145
ตารางที่ 4.21 ความเครียดแนวแกนที่จุดวัดของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ	146
ตารางที่ 4.22 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวัดของการทดสอบแบบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ	147
ตารางที่ 4.23 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวัดของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ	147
ตารางที่ 4.24 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ค่าเฉลี่ยที่ครั้งหนึ่งของกำลังสูงสุด ของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ	148
ตารางที่ 4.25 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ค่าเฉลี่ยที่ครั้งหนึ่งของกำลังสูงสุด ของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ	148
ตารางที่ 4.26 ค่าโมดูลัสเริ่มต้นของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ	149
ตารางที่ 4.27 ความชันของเส้นสถานะวิกฤติที่อุณหภูมิและอัตราความเครียดต่างกัน	167
ตารางที่ 4.28 ความชันของเส้นฮอฟสลิฟที่อุณหภูมิและอัตราความเครียดต่างกัน	167
ตารางที่ 4.29 ค่าพารามิเตอร์ในสถานะวิกฤตของดินเหนียวปากพนัง	168

สารบัญรูปภาพ

	หน้า
รูปที่ 2.1 อำเภopakpang จังหวัดนครศรีธรรมราช	5
รูปที่ 2.2 ลักษณะชั้นดินบริเวณชายฝั่งตะวันออก จ.นครศรีธรรมราช	5
รูปที่ 2.3 ชายฝั่งทะเลทางภาคใต้ เมื่อ 6000 ปีที่แล้วเทียบกับปัจจุบัน	6
รูปที่ 2.4 โครงสร้างการรวมตัวของอนุภาคดินเหนียว	9
รูปที่ 2.5 แผนภูมิพลสติกซิตีแสดงชนิดของแร่ดินเหนียว	11
รูปที่ 2.6 ลักษณะโครงสร้างการจับตัวของผลึกแร่ธาตุในแร่ดินเหนียว	11
รูปที่ 2.7 ชีตจำกัดความชื้นเหลว	13
รูปที่ 2.8 การยึดเกาะของโมเลกุลน้ำรอบอนุภาคดินเหนียว	17
รูปที่ 2.9 ผลของอุณหภูมิต่อการนำความร้อนของดิน	19
รูปที่ 2.10 การตอบสนองของดินต่อการรับแรงเฉือน	22
รูปที่ 2.11 ผลของค่าอัตราส่วนการคายน้ำต่อการรับแรงเฉือน	22
รูปที่ 2.12 ผลของเงื่อนไขการระบายน้ำต่อการตอบสนองต่อแรงเฉือนของดิน	23
รูปที่ 2.13 ขอบเขตความเค้นเฉือนสูงสุดของดินจากแรงยึดเหนี่ยวภายใน	24
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u / σ'_{vo} กับค่า OCR	25
รูปที่ 2.15 โมดูลัสเริ่มต้น โมดูลัสสัมผัส และโมดูลัสซีแคนต์	26
รูปที่ 2.16 การยุบตัวระยะที่สอง	32
รูปที่ 2.17 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน	33
รูปที่ 2.18 ทางเดินของความเค้น (Stress Path)	34
รูปที่ 2.19 ทางเดินของความเค้นของดินที่อัดแน่นเกินตัว	35
รูปที่ 2.20 พื้นผิวขอบสถานะ (State Boundary Surface)	36
รูปที่ 2.21 เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง	37
รูปที่ 2.22 เส้นสถานะวิกฤต	38
รูปที่ 2.23 วิธีความเค้นแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวประเภทต่าง ๆ	39
รูปที่ 2.24 พื้นผิวครากของดินเหนียว (yield surface of clays)	40
รูปที่ 2.25 การจับคู่พารามิเตอร์อัดตัวคายน้ำ	41
รูปที่ 2.26 แสดงองค์ประกอบของโมเลกุลน้ำ	43
รูปที่ 2.27 พันธะไฮโดรเจนของโมเลกุลน้ำ	44
รูปที่ 2.28 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนืดของน้ำกับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น	44
รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ของความสามารถในการไหลซึมและค่าความพรุน	46
รูปที่ 2.30 การไหลนิวโตเนียนและการไหลไมนิวโตเนียน	47
รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ	47

	หน้า
รูปที่ 2.32 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับอุณหภูมิของตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ	49
รูปที่ 2.33 ภาพถ่าย SEM ของดินเหนียวอินทรีย์ที่มีอินทรีย์สาร	52
รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทำการนอร์เมลไลซ์ของดินอินทรีย์	52
รูปที่ 2.35 แสดงแนวโน้มความเค้นเบี่ยงเบนและแนวโน้มของแรงดันน้ำส่วนเกิน	53
รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวที่ทำนอร์เมลไลซ์และปริมาณอินทรีย์สาร	54
รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ของความเค้น – ความเครียด	55
รูปที่ 2.38 ผลกระทบของอัตราความเครียดต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ	55
รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ระหว่างการค่าความเค้นเบี่ยงเบนประสิทธิผล กับความเครียด	56
แนวแกนของ Zhu และ Yin (1999)	
รูปที่ 2.40 พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว	57
รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดินทราย	57
รูปที่ 2.42 ผลการทดสอบในดิน NC clay	58
รูปที่ 2.43 ผลการทดสอบด้วยการเฉือนเร็วของ Moritz (1995)	60
รูปที่ 2.44 ผลการทดสอบด้วยการเฉือนช้าของ Moritz (1995)	60
รูปที่ 2.45 การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ	61
รูปที่ 2.46 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่สภาวะอัดแน่นปกติ	62
รูปที่ 2.47 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่สภาวะอัดแน่นเกินตัว	62
รูปที่ 2.48 ผลการทดสอบกำลังอัดสามแกนตัวอย่างสภาพอัดแน่นปกติ (Tanaka et al., 1997)	63
รูปที่ 2.49 ผลการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวอ่อน	64
รูปที่ 2.50 ผลการทดสอบของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	65
รูปที่ 2.51 เส้นทางความเค้นของของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	66
รูปที่ 2.52 แผนผังระบบทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ Mitchell and Campanella (1963)	69
รูปที่ 2.53 แบบเครื่องทดสอบสามแกนของ Demars and Charles (1982)	69
รูปที่ 2.54 เครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Lovisa Moritz (1995)	70
รูปที่ 2.55 ระบบควบคุมอุณหภูมิของเครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Lovisa Moritz (1995)	71
รูปที่ 2.56 เครื่องทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ (Kuntiwattanakul et al, 1995)	71
รูปที่ 2.57 ระบบทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ De Bruyn and Thimus (1996)	72
รูปที่ 2.58 เครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิและแรงดันสูงของ Delage et al (2000)	72
รูปที่ 2.59 เครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Abuel-Naga et al. (2006)	73

	หน้า
รูปที่ 2.60 เครื่องทดสอบสามแกนสำหรับอุณหภูมิต่ำของบริษัท มารูอิ จำกัด	74
รูปที่ 2.61 เครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิสูง-ต่ำและความดันสูง ของบริษัท ไชเกน จำกัด	75
รูปที่ 3.1 แผนผังขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย	77
รูปที่ 3.2 แบบเซลล์สามแกนที่ปรับปรุงใหม่	78
รูปที่ 3.3 ภาพร่างอุปกรณ์การให้และควบคุมความร้อน	78
รูปที่ 3.4 การเก็บตัวอย่างทดสอบ	80
รูปที่ 3.5 การทดสอบคุณสมบัติการอัดตัวคายน้ำ	85
รูปที่ 3.6 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบแรงอัดสามแกน	87
รูปที่ 3.7 การทดสอบแรงอัดสามแกน	89
รูปที่ 4.1 ชุดทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้ภาวะความร้อน	94
รูปที่ 4.2 เซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนที่สามารถควบคุมอุณหภูมิ	94
รูปที่ 4.3 อุปกรณ์ควบคุมอุณหภูมิ	94
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิภายในตัวอย่างและอุณหภูมิของน้ำรอบตัวอย่าง	95
รูปที่ 4.5 ผลเอกซเรย์ดีฟแฟรกชันของดินเหนียวปากพนัง	96
รูปที่ 4.6 โครงสร้างจุลภาคของดินเหนียวปากพนังที่กำลังขยาย	98
รูปที่ 4.7 ผลการศึกษาคุณสมบัติความเป็นผลึกของดินเหนียวด้วยวิธี WAXS	99
รูปที่ 4.8 การเปลี่ยนแปลงน้ำหนักมวลดินภายใต้ภาวะความร้อน	101
รูปที่ 4.9 แนวโน้มปริมาณอินทรีย์วัตถุในดินที่อุณหภูมิต่างๆ	102
รูปที่ 4.10 ผลการศึกษาอุณหภูมิที่มีผลต่อค่าขีดจำกัดอัตราบีบอัด	105
รูปที่ 4.11 แผนภูมิพลวัตกึ่งเชิงเส้นของดินเหนียวปากพนัง	106
รูปที่ 4.12 การทดสอบการกระจายตัวของอนุภาคเม็ดดินที่อุณหภูมิต่างๆ	107
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ของอัตราความเครียดที่ความเค้นประสิทธิผลใดๆที่สามารถระบายน้ำได้อย่างสมบูรณ์ของดินเหนียวปากพนังที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ	108
รูปที่ 4.14 เส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่อุณหภูมิต่างๆ	109
รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำและความดันของตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมโดยการให้ความร้อน ณ อุณหภูมิต่างๆ	110
รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านและความดันที่ตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมโดยการให้ความร้อน ณ อุณหภูมิต่างๆ	111
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวต่างๆ	114
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=1	116

	หน้า
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์เมลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=2	116
รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์เมลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=4	117
รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์เมลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=8	117
รูปที่ 4.22 ผลของแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเนื่องจากกระบวนการให้ความร้อน	119
รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน	121
รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน	124
รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน	125
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน	127
รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมลไลซ์ กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิห้อง	129
รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส	130
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส	131
รูปที่ 4.30 การวัดของดินเหนียวอัดแน่นปกติ	132
รูปที่ 4.31 การวัดของดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ (OC clay)	133
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.02% ต่อหน้าที่	135
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่	136
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 1.00% ต่อหน้าที่	137
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 6.00% ต่อหน้าที่	138
รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวัดกับอัตราความเครียด	141

	หน้า
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทำนอร์เมลไลซ์และค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว	143
รูปที่ 4.38 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพุ้งทดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส	149
รูปที่ 4.39 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แค้มกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพุ้งทดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส	150
รูปที่ 4.40 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเริ่มต้นกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพุ้งทดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส	150
รูปที่ 4.41 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราการความเครียด 0.02% ต่อนาที	152
รูปที่ 4.42 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.02% ต่อนาที	153
รูปที่ 4.43 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราการความเครียด 0.075% ต่อนาที	155
รูปที่ 4.44 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.075% ต่อนาที	156
รูปที่ 4.45 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราการความเครียด 1.0% ต่อนาที	157
รูปที่ 4.46 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 1.0% ต่อ นาที	158
รูปที่ 4.47 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราการความเครียด 6.0% ต่อนาที	160
รูปที่ 4.48 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 6.0% ต่อ นาที	161
รูปที่ 4.49 ขอบเขตสถานะของการทดสอบในเงื่อนไขการให้ความร้อนต่างกัน	162
รูปที่ 4.50 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.02% มม.ต่อนาที	163
รูปที่ 4.51 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.075% มม.ต่อนาที	164
รูปที่ 4.52 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 1.0% มม.ต่อนาที	165
รูปที่ 4.53 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 6.0% มม.ต่อนาที	166
รูปที่ 4.54 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนที่ทำนอร์เมลไลซ์และอัตราการความเครียด	169

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ปัจจุบันอัตราการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจของประเทศไทยเติบโตขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงทศวรรษที่ผ่านมา เห็นได้จากการการเพิ่มขึ้นของเขตเศรษฐกิจ โรงงานอุตสาหกรรม และโรงไฟฟ้า ซึ่งมักตั้งอยู่ในพื้นที่ตัวเมืองและรอบตัวเมืองหรือพื้นที่ที่มีความสำคัญทางเศรษฐกิจ ซึ่งส่วนใหญ่เป็นบริเวณปากแม่น้ำ และที่ราบลุ่มอันเกิดจากการตกตะกอนทับถมกันของดินเหนียว ซึ่งประสบปัญหาการทรุดตัวของดินสูง ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างอาคารในระยะยาว ดังในบริเวณอำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช เป็นหนึ่งในพื้นที่ที่ประสบปัญหาดังกล่าว จากการสำรวจพบว่าสภาพสิ่งก่อสร้างบริเวณอำเภอปากพนังมักพบปัญหาการทรุดตัวของโครงสร้าง ไม่ว่าจะเป็นโครงสร้างอาคารหรือถนน นอกจากนี้ยังมีปัจจัยของพลังงานความร้อนที่ถ่ายเทลงสู่ดิน อันเกิดจากอุตสาหกรรมต่าง ๆ ได้แก่ โรงไฟฟ้าพลังงานความร้อนใต้พิภพ โรงงานอบแผ่นยางพาราติบ และโรงไฟฟ้านิวเคลียร์ที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต อาจนำมาซึ่งปัญหาการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมด้านวิศวกรรมของดินเนื่องด้วยอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงไป ส่งผลต่อความแข็งแรงของดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินเหนียวอ่อน ซึ่งอาจส่งผลให้เกิดความเสียหายในชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนในบริเวณพื้นที่ดังกล่าว

ดินเหนียวปากพนัง เกิดจากการพัดพามาสะสมตัวในบริเวณชายฝั่งทะเล ต่อมาเกิดการตกตะกอนและการทับถมของดินเหนียวในน้ำทะเล (marine deposits) มีความหนาประมาณ 15 ถึง 20 เมตร (อภิชัย 2546) จากการศึกษาของอัครเดช (2552) พบว่าดินเหนียวอ่อนปากพนังมีค่ารับกำลังได้น้อยและมีการยุบตัวสูง จากการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวปากพนัง พบว่ามีพฤติกรรมที่คล้ายคลึงกับดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นดินที่มีความไวตัว (sensitivity) ดินประเภทนี้มีการสูญเสียกำลังต้านทานแรงเฉือน (shear strength) อย่างมากเมื่อถูกรบกวน และมีการยุบตัวที่ขึ้นอยู่กัเวลา ดังนั้นจึงจำเป็นอย่างมากที่จะต้องมีความเข้าใจถึงผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่ส่งผลต่อพฤติกรรมของดินเหนียวปากพนัง

ที่ผ่านมาได้มีนักวิจัยหลายท่านทำการศึกษาผลกระทบของอัตราความเครียด (strain rate) ส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของดินเหนียว ดังเช่นผลการศึกษาพบว่าการปรับเปลี่ยนอัตราความเครียดจะส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการรับแรง โดยที่ระดับอัตราความเครียดสูงสุด ดินเหนียวจะมีกำลังรับแรงเฉือนได้สูงสุด (Vaid and Campanella 1977) นอกจากนี้ได้มีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมของดิน ซึ่งยังคงมีความไม่ชัดเจนในเรื่องของผลของอุณหภูมิที่มีต่อการรับแรงของดินเหนียว เนื่องจากนักวิจัยกลุ่มหนึ่งได้สรุปว่าความร้อนจะทำให้ดินเหนียวมีความแข็งแรงลดลง ดังเช่นการศึกษาของ Murayama (1969) Sherif and Burrous (1969) Lovisa Moritz (1995) Mitchell (1964) และ Hueckel and Baldi (1990) แต่ในอีกด้านหนึ่งได้มีนักวิจัยอีกหลายท่านด้วยกันที่ได้ผลการทดสอบในทางตรงกันข้าม ได้แก่ ผลการทดสอบของ Laguros (1969) Houston et al. (1985) Tanaka et al. (1997) Abuel-Naga et al. (2006) Trani et al. (2008) ซึ่งได้ทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำกลับพบว่าค่าความเค้น

เบี่ยงเบน หรือค่ากำลังการรับแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น กล่าวคือ การให้ความร้อนจะทำให้ดินเหนียวมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นนั่นเอง ทั้งนี้อาจขึ้นอยู่กับปัจจัยของพฤติกรรมของแรงดันน้ำส่วนเกิน (excess pore pressure) อันเป็นผลมาจากความหนืด (viscosity) ที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากอุณหภูมิ และความสามารถในการระบายน้ำ ซึ่งสรุปได้ว่าที่ผ่านมาการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวยังไม่มีข้อสรุปที่ชัดเจน โดยเฉพาะผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวอินทรีย์ (organic clay)

ดังนั้นการศึกษานี้เป็นการศึกษาผลกระทบของอัตราความเครียดและอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมด้านกำลัง (shear strength) แรงดันน้ำส่วนเกิน และลักษณะวิถีความเค้น (stress path) ของดินเหนียวปากพนัง ภายใต้อัตราการอัดแน่นเกินตัวต่างๆ โดยทำการทดสอบด้วยการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำที่สามารถควบคุมอุณหภูมิภายในเซลล์ ภายใต้เงื่อนไขของการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ (heat drained condition) และไม่ระบายน้ำ (heat undrained condition) เพื่อให้ทราบถึงปัจจัยที่ส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียว เมื่อมีอุณหภูมิเข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งเป็นข้อมูลที่สามารถนำไปสู่การปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ความร้อนร่วมกับวิธี prefabricated vertical drain (PVD) ต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์การวิจัย

- 1.2.1 เพื่อศึกษาผลกระทบของกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอินทรีย์ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายใต้เงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ
- 1.2.2 เพื่อศึกษาผลกระทบของกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอินทรีย์ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายใต้เงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ
- 1.2.3 เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ (pore water pressure) ภายใต้อัตราการความเครียด และอุณหภูมิที่แตกต่างกันในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ
- 1.2.4 เพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ (pore water pressure) ภายใต้อัตราการความเครียด และอุณหภูมิที่แตกต่างกันในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ
- 1.2.5 เพื่อศึกษาพฤติกรรมรับน้ำหนักแบบขึ้นกับอัตราความเครียดของดินเหนียวอินทรีย์ภายใต้ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวที่อุณหภูมิต่างๆ

1.3 ขอบเขตการวิจัย

- 1.3.1 ตัวอย่างดินที่นำมาศึกษาเป็นดินเหนียวอ่อนปากพนังแบบไม่ถูกรบกวน ซึ่งพบได้ในบริเวณอำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช โดยมีอัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ ซึ่งอยู่ในช่วงระดับความลึกที่ประมาณ 4 ถึง 12 เมตร
- 1.3.2 ทำการทดสอบหาคูณสมบัติทางกายภาพและทางเคมีของตัวอย่างดินเหนียวปากพนังตามมาตรฐาน ASTM
- 1.3.3 ทำการทดสอบหาผลกระทบของอัตราความเครียดและอุณหภูมิ โดยใช้การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ และทำการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ที่อุณหภูมิ 30 (อุณหภูมิห้อง) 45 และ 60 องศาเซลเซียส ทำการเฉือนด้วยอัตราความเครียดคงที่

(constant strain rate) 4 อัตราความเครียดคือ 0.02 0.075 1.0 และ 6.0 เปอร์เซ็นต์ต่อนาที และใช้ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว (OCR) 4 ค่า คือ 1 2 4 และ 8

- 1.3.4 ทำการทดสอบหาผลกระทบของอัตราความเครียดและอุณหภูมิ โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ และทำการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ที่อุณหภูมิ 30 (อุณหภูมิห้อง) 45 และ 60 องศาเซลเซียส ทำการเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียดคงที่ (constant strain rate) 4 อัตราความเครียดคือ 0.02 0.075 1.0 และ 6.0 เปอร์เซ็นต์ต่อนาที และใช้ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว (OCR) 4 ค่า คือ 1 2 4 และ 8

- 1.3.5 นำผลการทดสอบทั้งหมด มาทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1.4.1 เพื่อเข้าใจพฤติกรรมของกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบขึ้นกับอัตราความเครียดของดินเหนียวโดยมีปัจจัยเรื่องอุณหภูมิเข้ามาเกี่ยวข้อง
- 1.4.2 เพื่อเข้าใจความสัมพันธ์ทางกำลังของดินเหนียวภายใต้ภาวะความร้อนและอัตราความเครียด
- 1.4.3 สามารถประยุกต์ใช้ความรู้ที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบทางวิศวกรรมธรณี และการปรับปรุงคุณภาพดินโดยใช้ความร้อนร่วมกับวิธี prefabricated vertical drain (PVD)

บทที่ 2 แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จะศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิจึงอัตราการความเครียดต่อพฤติกรรมการเนือแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปากพนัง โดยการศึกษาในครั้งนี้ประกอบด้วย สภาพทางธรณีวิทยา ลักษณะของชั้นดินเหนียวปากพนัง คุณสมบัติดัชนี คุณสมบัติทางวิศวกรรม การทดสอบแรงอัดสามแกน ทฤษฎีสถานะวิกฤติ และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 สภาพทางธรณีวิทยา

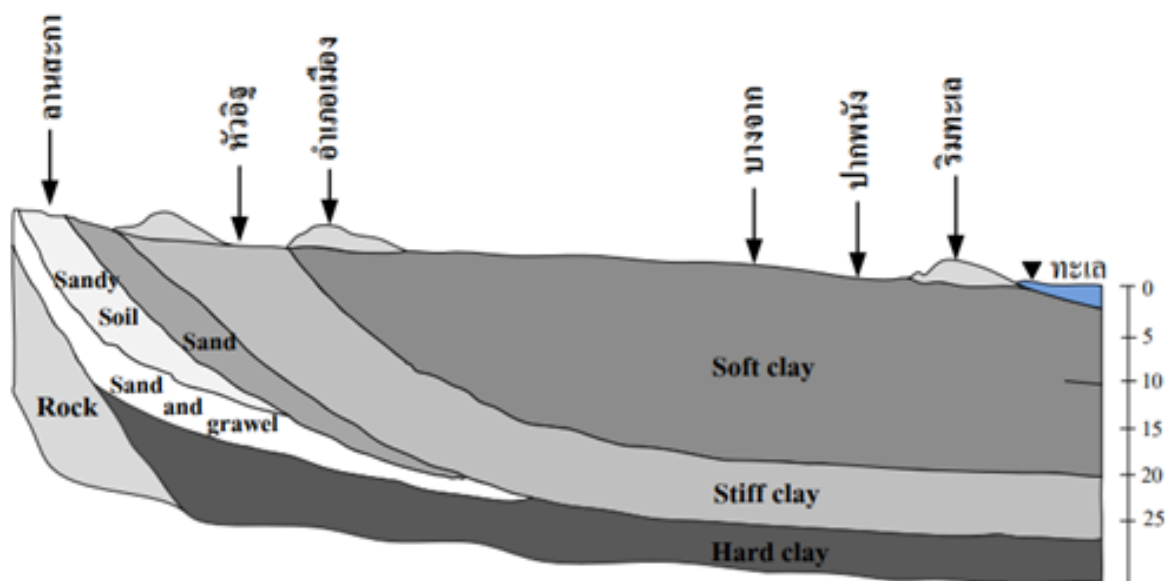
ลุ่มน้ำปากพนัง ตั้งอยู่ทางตอนใต้ของจังหวัดนครศรีธรรมราช ครอบคลุมพื้นที่รวม 13 อำเภอ คือ พื้นที่ทั้งหมดของอำเภอปากพนัง อำเภอเชียรใหญ่ อำเภอหัวไทร อำเภอเฉลิมพระเกียรติ อำเภอชะอวด อำเภอร่อนพิบูลย์ อำเภอจุฬาภรณ์ พื้นที่บางส่วนของอำเภอลานสกา อำเภอพระพรหม และอำเภอเมืองนครศรีธรรมราช จังหวัดนครศรีธรรมราช รวมทั้งพื้นที่บางส่วนของอำเภอควนขนุน อำเภอป่าพะยอม จังหวัดพัทลุง และอำเภอระโนด จังหวัดสงขลา บริเวณที่ราบชายฝั่งตะวันออกชั้นดินส่วนใหญ่จะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดจากการพัดพาของตะกอน ในบริเวณที่เป็นชายหาดเก่าอาจจะมียุขทรายทับถมอยู่ข้างบน ในบริเวณอำเภอเมือง จังหวัดนครศรีธรรมราช จะมีชั้นทรายและทรายปนดินสลับอยู่ในชั้นล่าง ชั้นดินเหล่านี้เกิดจากการสะสมของตะกอนแม่น้ำก่อนที่จะถอยร่นออกไป การก่อตัวของชายหาดใหม่เกิดจากการก่อตัวเป็นแหลมยื่นออกไปปิดชายฝั่งเดิม ทำให้แนวชายฝั่งใหม่จะมีตะกอนแม่น้ำทับถมอยู่ข้างล่าง ดังในรูปที่ 2.1 แสดงบริเวณอำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช ดินเหนียวบริเวณนี้เรียกว่า ดินเหนียวปากพนัง ซึ่งเกิดจากการพัดพามาสะสมตัวในบริเวณชายฝั่งทะเล ต่อมาเกิดการตกตะกอน และการทับถมของดินเหนียวในน้ำทะเล (marine deposits) มีความหนาประมาณ 15 ถึง 20 เมตร ถัดจากความลึก 20 เมตรลงไป เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) และแข็งมาก (hard clay) ตามลำดับ ดังรูปที่ 2.2 พบว่า เป็นดินเหนียวอ่อนมีความเป็นพลาสติกสูง (High plasticity clay) โดยมีคุณสมบัติทั่วไปดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.1

จากข้อมูลงานวิจัยทางธรณีวิทยาและลักษณะของชั้นดินบริเวณภาคใต้ พบว่าภาคใต้มีลักษณะเป็นแหลมยื่นออกไปในทะเล ด้านตะวันออกติดกับอ่าวไทย ส่วนด้านตะวันตกติดทะเลอันดามัน พื้นที่ทั้งสองฝั่งถูกคั่นกลางด้วยเทือกเขานครศรีธรรมราช โดยการเปลี่ยนแปลงทางธรณีของชายฝั่งทางภาคใต้เริ่มในช่วงระยะเวลาประมาณ 10,000 ปีที่แล้ว โดยคาบสมุทรทางใต้ได้มีการตัวยกตัวเอียงไปทางทิศตะวันตกเฉียงเหนือ ทำให้ชายฝั่งทะเลด้านทิศตะวันออกยกตัวขึ้นและชายฝั่งด้านตะวันตกจมลง ประกอบกับการลดลงของระดับน้ำทะเลฝั่งทะเลตะวันออกที่เคยจมอยู่ใต้น้ำถูกยกขึ้นสูงกว่าระดับน้ำทะเล เกิดเป็นที่ราบกว้างชายฝั่งที่มีระดับต่ำกว่าที่ราบเดิมและเกิดเป็นภูมิประเทศแถบชายฝั่ง (marine terrace) ขึ้นใหม่ ซึ่งแนวชายฝั่งทะเลบริเวณนี้จะมีลักษณะค่อนข้างราบเรียบ นอกจากนี้การยกตัวขึ้นของแผ่นดินทำให้แม่น้ำต้องมีการปรับการไหลและการกัดเซาะ โดยลำน้ำจะกัดเซาะบริเวณกลางและปลายน้ำให้ลึกลงไป ทำให้มีภูมิประเทศริมแม่น้ำ (river terrace) ใหม่เกิดขึ้น สภาพภูมิประเทศใน

บริเวณนี้จึงมีการกัดเซาะในลักษณะของตัวยู (u-shape) และจากรูปที่ 2.3 แสดงบริเวณที่เคยเป็นชายฝั่งทะเลในอดีตเทียบกับปัจจุบันในบริเวณภาคใต้ให้เห็นอย่างชัดเจน ในตัวอำเภอเมือง จังหวัดนครศรีธรรมราช ตั้งอยู่ตามแนวสันทรายเก่า และอยู่ห่างจากสันทรายริมทะเลปัจจุบันประมาณ 20 กิโลเมตร นอกจากนี้ยังมีร่องรอยของการเกิดแอ่งน้ำหลังสันทรายเก่า (Lagoon) ทำให้เห็นเป็นแนวยาวในบริเวณด้านทิศตะวันตกของตัวเมือง (อภิชัย 2546) ซึ่งเป็นข้อมูลที่สอดคล้องกับข้อมูลทางธรณีวิทยาของพื้นที่บริเวณจังหวัดนครศรีธรรมราชในปัจจุบัน



รูปที่ 2.1 อำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช (<https://www.google.co.th/maps>)



รูปที่ 2.2 ลักษณะชั้นดินบริเวณชายฝั่งตะวันออก จ.นครศรีธรรมราช (อภิชัย 2546)

2.2 ประเภทของดิน

ดินเป็นวัสดุธรรมชาติที่มีความซับซ้อน ไม่สามารถคาดการณ์คุณสมบัติได้เหมือนวัสดุก่อสร้างที่ได้จากการผลิตอื่นๆ เช่น เหล็ก คอนกรีต เป็นต้น อย่างไรก็ตาม สามารถแยกประเภทดินได้เป็น 2 ประเภทหลัก คือ ดินเหนียวแน่น (cohesive soils) เป็นดินที่มีแรงยึดเกาะกันระหว่างเม็ดดิน น้ำซึมผ่านได้ยาก มีการยืด พองตัว (heave) ซึ่งสามารถเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ และดินไม่เหนียวแน่น (cohesionless soils) เป็นดินที่ไม่มีแรงยึดเกาะกันระหว่างเม็ด น้ำซึมผ่านได้ง่าย รับแรงแบกทานได้ดี หากพิจารณาตามขนาดและส่วนประกอบของเม็ดดินจะสามารถแยกประเภทดินได้ดังนี้

2.2.1 ดินเม็ดหยาบ

เป็นดินที่มีอนุภาคใหญ่กว่า 75 ไมครอน เนื้อดินมีการเกาะตัวกันหลวมๆ มองเห็นเป็นเม็ดเดี่ยวๆ ได้ ถ้าสัมผัสดินที่อยู่ในสภาพแห้งจะรู้สึกสากมือ เช่น หิน กรวด ทราย เป็นต้น เป็นดินที่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดี รวมทั้งไม่มีคุณสมบัติทางประจุไฟฟ้า เมื่อลองกำดินที่แห้งนี้ไว้ในอุ้งมือแล้ว คลายมือออกดินก็จะแตกออกจากกันได้ แต่ถ้ากำดินที่อยู่ในสภาพชื้นจะสามารถทำให้เป็นก้อนหลวมๆ ได้ แต่พอสัมผัสจะแตกออกจากกันทันที

2.2.2 ดินเม็ดละเอียด

เป็นดินที่มีอนุภาคเล็กกว่า 75 ไมครอน มากกว่า 50% มีความเหนียว สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อย มีความทรุดตัวสูง และมีคุณสมบัติทางด้านประจุไฟฟ้า เช่น ตะกอนทราย (silt) ดินเหนียว (clay) วัสดุแขวนลอย (suspension) เป็นต้น

ดินในประเภทนี้ที่สำคัญในงานวิศวกรรม คือ ดินเหนียวอ่อน โดยทั่วไปเป็นดินที่ตกตะกอนอยู่บริเวณปากแม่น้ำ โดยลักษณะการเกิดของดินเหนียวอ่อนบริเวณนี้ เม็ดดินจะถูกพัดพาจากแม่น้ำลงสู่ทะเล และน้ำทะเลก็หนุนกลับเข้ามาตกตะกอน ทำให้ชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีทั้งแบบตกตะกอนในแม่น้ำและในทะเล ซึ่งเป็นลักษณะการเกิดของดินเหนียวอ่อนบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างหรือที่เรียกว่า ดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) โดยมีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 10-15 เมตร ชั้นถัดไปจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายสลับกันไป

สำหรับดินเหนียวพารามิเตอร์ที่สำคัญ คือ ความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน (cohesion, c) ซึ่งมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงอัดไม่โอบรัด (unconfined compressive strength, q_u) ค่า q_u โดยทั่วไปของดินเหนียวมีค่าดังตารางที่ 2.2

2.2.3 ดินอินทรีย์

ดินอินทรีย์ หมายถึง ดินที่มีการสลายตัวเน่าเปื่อยผุพังตามธรรมชาติของพืชซึ่งมักขึ้นอยู่ในพื้นที่ชุ่มน้ำหรือพื้นที่ลุ่มต่ำที่มีน้ำขังอยู่เกือบตลอดปี ทำให้เกิดการทับถมกันของอินทรีย์วัตถุมาเป็นเวลานาน จนเกิดเป็นชั้นหนา ดินอินทรีย์มีอินทรีย์วัตถุสารในรูปของอินทรีย์คาร์บอนเป็นองค์ประกอบอยู่ในเนื้อดินมากกว่า 20 %

ในเชิงวิศวกรรม ดินเหนียวอินทรีย์ คือ ดินเหนียวที่มีสารอินทรีย์มากพอที่จะส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมทางวิศวกรรมอย่างมีนัยสำคัญ จึงจัดเป็นดินอินทรีย์ ซึ่งสามารถระบุความเป็นอินทรีย์ได้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยการดำเนินการทดสอบขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างที่ทำให้แห้งโดยอากาศและตัวอย่างที่ทำให้แห้งโดยการอบ ถ้าขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างที่ทำให้แห้งโดยการอบน้อยกว่าร้อยละ 75 ของขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างที่ทำให้แห้งโดยอากาศ จึงจำแนกดินประเภทนี้เป็นดินอินทรีย์ (ASTM D2487-11) โดยจะเป็นได้ทั้งดินเหนียวอินทรีย์ขีดจำกัดเหลวต่ำ (low liquid limit organic clay, OL) หรือดินเหนียวอินทรีย์ขีดจำกัดเหลวสูง (high liquid limit organic clay, OH) ขึ้นอยู่กับขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างที่ทำให้แห้งโดยอากาศ และนำไปพล็อตในแผนภูมิพลาสติกซิตี (plasticity chart)

ดินอินทรีย์มีเป็นดินที่มีความจุในการอุ้มน้ำสูง โดยโมเลกุลของน้ำจะแทรกอยู่ตามช่องว่างในมวลดิน และถูกดูดซับด้วยอินทรีย์สารซึ่งมีลักษณะคล้ายฟองน้ำ ทำให้สามารถอุ้มน้ำได้ในปริมาณมาก แต่จะเกิดการหดตัวสูงเมื่อสูญเสียน้ำในมวลดิน เป็นผลให้ดินอินทรีย์มีความหนาแน่นรวมต่ำ และมีความพรุนสูง

ตารางที่ 2.2 สภาพดินเหนียว (อมร และคณะ 2556)

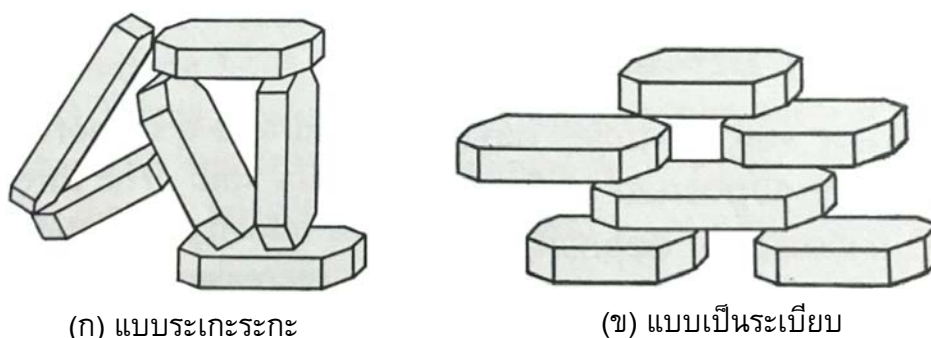
สภาพของดินเหนียว	ความเค้นอัดไม่เอบร็ด, q_u (ตันต่อตารางเมตร)
อ่อนมาก (very soft)	น้อยกว่า 2.50
อ่อน (Soft)	2.50 ถึง 5.00
ปานกลาง (Medium)	5.00 ถึง 10.00
แข็ง (Stiff)	10.00 ถึง 20.00
แข็งมาก (Very stiff)	20.00 ถึง 40.00
แข็งที่สุด (Hard)	มากกว่า 40.00

2.3 ชนิดของแร่ดินเหนียว

แร่ดินเหนียว (clay mineral) เป็นแร่ทุติยภูมิเกิดจากการผุพังของหิน มีผลึกขนาดเล็กกว่า 2 ไมโครเมตร และมีคุณสมบัติทางด้านประจุไฟฟ้าเคมี (electrochemically very active) ซึ่งจะมีปฏิกิริยามากขึ้นเมื่อมีขนาดเล็กลงตามลำดับ แร่ดินเหนียวเป็นสารโครงสร้างผลึก (crystalline) ที่มีโครงสร้างเฉพาะแบบแผ่น (sheet) ประกอบด้วย ผลึกของแร่ที่มีโครงสร้างแบนบางเช่นเดียวกับแร่ไมก้า ประกอบซ้อนกันอยู่เป็นจำนวนมาก สำหรับขนาดของอนุภาคนั้นจะมีขนาดแตกต่างกันออกไปแล้วแต่ชนิดและองค์ประกอบทางแร่ อนุภาคของดินเหนียวจะมีประจุลบ อยู่เป็นจำนวนมาก และเมื่ออยู่ในสภาพธรรมชาติ ก็จะมีการดูดยึดประจุบวกไว้เป็นจำนวนมากในสัดส่วนที่เท่าๆ กับประจุลบที่มีอยู่จึงทำให้เกิดสภาพที่เรียกว่า ไอออนิกสองชั้น (ionic double layer) ขึ้น คือสภาพที่มีประจุ 2 ชั้น ชั้นในได้แก่ประจุลบของอนุภาคดินเหนียว ชั้นนอกได้แก่ประจุบวกที่ถูกดูดยึดไว้ (adsorbed cation) โครงสร้างดินเหนียวจะถูกควบคุมด้วยคุณสมบัติของแอนไอออน (anion) นั่นคือออกซิเจนไอออนหรือไฮดรอกไซด์ เป็นเพราะว่ามีจำนวนแอนไอออนที่มากกว่าแคตไอออนและขนาดที่ใหญ่กว่าแคตไอออน และแอนไอออนมักจะอยู่

รวมตัวที่ผิวของแผ่นแร่ดินเหนียว แม้ว่าประจุโดยรวมจะเสถียรภาพก็ตาม แต่อาจจะส่งผลให้แร่ดินเหนียวแสดงคุณสมบัติเป็นลบได้

การจัดเรียงตัวของอนุภาคดินเหนียวมีอยู่ด้วยกัน 2 แบบ คือ โครงสร้างแบบเป็นระเบียบ (dispersed structures) จะเกิดเมื่อตัวรวมของแรงระหว่างอนุภาคดินเหนียวเป็นแรงผลัก แต่ละอนุภาคของดินเหนียวจะผลักกัน และพยายามที่จะเคลื่อนที่แยกจากกันและกัน มีการจัดเรียงอนุภาคให้ขนานซึ่งโดยปกติจะเป็นโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากตกตะกอนในน้ำจืดจะเป็นการจัดเรียงตัวกันแบบหน้าชนหน้า (face to face) ซึ่งเป็นโครงสร้างที่เป็นระเบียบ ส่วนโครงสร้างแบบระเกะระกะ (flocculated structure) จะเกิดเมื่อผลรวมของแรงแระหว่างอนุภาคดินเหนียวเป็นแรงดึงดูดแต่ละอนุภาคจะเคลื่อนที่เข้าหากันอย่างไม่เป็นระเบียบได้โครงสร้างแบบระเกะระกะ ซึ่งโดยปกติจะเป็นโครงสร้างของดินเหนียวที่ตกตะกอนในทะเลและผลจากประจุไฟฟ้าของเม็ดดินทำให้เม็ดดินตกตะกอนและทับถมกันแล้วเกิดการจัดเรียงแบบขอบชนหน้า (edge to face) เม็ดดินจะยึดตัวกันด้วยแรงดึงดูดระหว่างผิวที่สัมผัสได้เป็นโครงสร้างดังรูปที่ 2.4 โครงสร้างการจัดเรียงตัวของดินเหนียว เม็ดดินเหนียวจะมีคุณสมบัติทางด้านประจุไฟฟ้า ถ้าเม็ดดินมีประจุไฟฟ้าชนิดเดียวกันอยู่ใกล้กันจะผลักรันกันโดยโครงสร้างของดินจะเป็นระเบียบ (dispersed) ในทางตรงกันข้าม ถ้าเม็ดดินที่อยู่ติดกันมีประจุไฟฟ้าแตกต่างกันดินจะติดกัน และมีโครงสร้างแบบเป็นระเกะระกะ (flocculated)



รูปที่ 2.4 โครงสร้างการรวมตัวของอนุภาคดินเหนียว (Lambe and Whitman, 1969)

แร่ธาตุดินเหนียวหลักประกอบด้วยไฮดรอลูมิเนียมซิลิเกต (hydrous aluminum silicates) เหล็ก (iron) และแมกนีเซียม (magnesium) กับรูปแบบแร่ธาตุต่าง (alkaline minerals) แร่ธาตุเหล่านี้จะไม่ละลายในกรด (acid) มีลักษณะซึมซับน้ำได้ดี ยึดหยุ่นเมื่อเปียก และยึดน้ำได้ดี มีความเชื่อมแน่นเมื่อแห้ง รูปลักษณะแร่ธาตุส่วนใหญ่เป็นผลึก ซึ่งโครงสร้างของผลึกประกอบขึ้นด้วยหน่วยพื้นฐาน (unit cell) 2 ชนิด คือ หน่วยรูปเหลี่ยมสี่หน้า (tetrahedral unit) และหน่วยรูปเหลี่ยมหกหน้า (octahedral unit) มาเรียงต่อกันในลักษณะต่าง ๆ เป็นแผ่น หรือเป็นโครงสร้างเรียงชั้นของแร่สองชนิดคือแผ่นซิลิกาและแผ่นอลูมินา

แผ่นซิลิกา (silica) เป็นแผ่นทรงสี่เหลี่ยมประกอบจากระนาบสามเหลี่ยม 4 ด้าน มีอะตอมออกซิเจน (oxygen Atom) อยู่ที่จุดยอดระยะห่างเท่ากันและอะตอมซิลิกาอยู่ภายในมีระยะห่างจากอะตอมออกซิเจนเท่ากัน แผ่นซิลิกาแต่ละหน่วยจะรวมซ้อนกันเป็นรูปหกเหลี่ยมและเป็นโครงสร้างผลึกของแร่

แผ่นอลูมินา (alumina) เป็นแผ่นทรงหกเหลี่ยม โดยมีอะตอมของอลูมิเนียมไอออน แมกนีเซียมไอออน หรือเหล็กไอออน หนึ่งตัวอยู่ตรงกลางรูปหกเหลี่ยม ซึ่งมีอะตอมของออกซิเจนไฮดรอกซิล (OH) 6 ตัวล้อมรอบ

แผ่นซิลิกาและอลูมินาจะรวมตัวประกอบเป็นหน่วยชั้น (layered unit) ทั้งแบบสองชั้น (1:1) หรือแบบสามชั้น (2:1) นอกจากนี้ยังมีแร่กิบไซต์ (gibbsite) เป็นโครงสร้างทรงหกเหลี่ยมที่ประกอบด้วยไฮดรอกไซด์ไอออน 6 ตัว และต้องมีแคตไอออน (cation) ของอลูมิเนียมอย่างน้อยสองในสาม และแร่บรูไซต์ (brucite) เป็นโครงสร้างหกเหลี่ยมที่แคตไอออนของอะลูมิเนียมถูกแทนที่ด้วยแมกนีเซียมไอออนทั้งหมด โครงสร้างแผ่นหกเหลี่ยมไม่มีความเสถียรภาพทางไฟฟ้า ทำให้โครงสร้างแบบนี้ไม่สามารถอยู่ได้โดยลำพังในธรรมชาติ แต่แร่กิบไซต์และบรูไซต์มีความเสถียรภาพ

ชนิดของแร่ดินเหนียวที่สำคัญสามารถบอกได้ด้วยข้อมูลของขีดจำกัดแอดเตอร์เบอร์ก โดยการแสดงขีดจำกัดเหลวและดัชนีพลาสติคในแผนภูมิพลาสติคิตี้ ดังรูปที่ 2.5 ซึ่งแสดงแร่ดินเหนียวโดยแบ่งออกเป็น 3 กลุ่มหลักซึ่งจะแยกตามลักษณะโครงสร้างการจับตัวของแร่ธาตุ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ซึ่งประกอบด้วย

2.3.1 กลุ่มมอนท์มอริลโลไนท์ (Montmorillonite)

มีโครงสร้างเป็นแบบสามชั้น ประกอบด้วยแผ่นอลูมินารูปแปดเหลี่ยม ระหว่างแผ่นซิลิการูปแปดเหลี่ยมสองแผ่น การจับตัวกันระหว่างแผ่นแร่ธาตุค่อนข้างหลวม ทำให้เป็นแร่ธาตุที่ไม่อยู่ตัวโดยเฉพาะเมื่อเปียก โดยมีลักษณะลักษณะดูดซับน้ำได้มาก หลังจากนั้นจะบวมตัวและขยายตัวสูง ในทางตรงกันข้าม เมื่อแห้งจะหดตัวมากซึ่งจะเห็นรอยแตกได้อย่างชัดเจน มอนท์มอริลโลไนท์เกิดจากการผุกร่อนของแร่ธาตุเฟอร์โรแมกนีเซียม (ferromagnesiam) และจะมีแร่ธาตุย่อยอีก 2 ตัว คือ ไบเบเดลไลต์ (beidellite) และนอนไทรท์ (nontrite) จะมีส่วนประกอบสมอยู่ในดินเป็นส่วนใหญ่ที่รู้จักกันแพร่หลายคือ เบนโทไนท์ (bentonite) ที่มีส่วนผสมหลักของมอนท์มอริลโลไนท์ มีคุณสมบัติพิเศษ จะบวมตัวหลายเท่าตัวเมื่อนำมาผสมน้ำ มีค่าพิกัดเหลวสูงกว่า 500% ทำให้มีคุณสมบัติพิเศษนำมาใช้ในงานด้านวิศวกรรม เช่น การผสมน้ำนำไปอัดในชั้นดินใต้ฐานเขื่อนให้ตึบแน่น นำมาผสมน้ำเป็นน้ำโคลนเจาะดิน เจาะบ่อบาดาล เจาะบ่อน้ำมัน เจาะเสาเข็มเจาะ เจาะกำแพงพืด เป็นต้น ซึ่งคุณสมบัติพิเศษของน้ำโคลนเบนโทไนท์จะมีความถ่วงจำเพาะสูงกว่าน้ำเล็กน้อย และสามารถเคลือบผนังบ่อดินไม่ให้น้ำซึมออกจากบ่อดินได้เร็ว สามารถเวียนน้ำโคลนกลับมาใช้ได้ใหม่ และนำน้ำโคลนที่จะทำให้เกิดแรงดันทดแทนดินที่ขุดออกไปจากกลุ่มดินผนังไม่ให้ดินพัง ในขณะที่เครื่องมือขุดเจาะลงไปทำงานได้ระดับน้ำโคลนได้ตามปกติ เทคนิคนี้ทำได้ด้วยวิธีเทไต้น้ำ

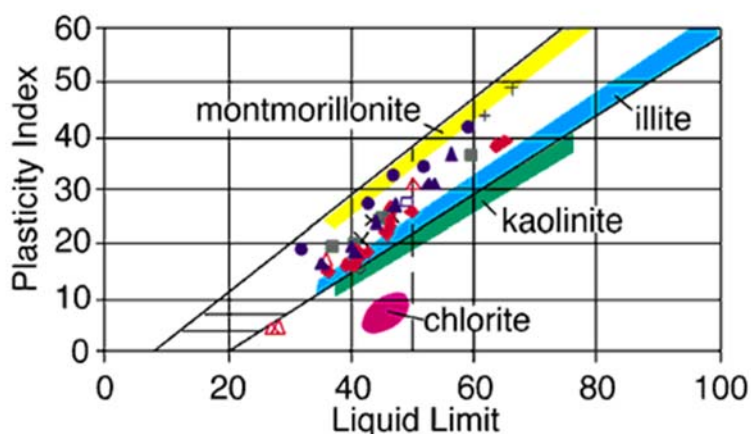
2.3.2 กลุ่มกาอลินไนท์ (Kaolinite ; $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$)

มีโครงสร้างแบบสองชั้น ประกอบด้วยแผ่นซิลิกาสี่เหลี่ยมเดี่ยว และแผ่นอลูมินาแปดเหลี่ยมเดี่ยว หรือกิบไซต์ ซึ่งจะเกิดซ้อนกันหลายชั้นไม่สิ้นสุดเกิดเป็นโครงผลึกของแร่ธาตุการจัดเรียงของแร่ธาตุกาอลินไนท์เกิดจากการผุกร่อนของเฟลสปาร์ (felspar) สลับชั้นกับซิลิกอนอลูมิเนียม (silicon

aluminium) และยังมีแร่ย่อยอีก คือ ดิกไคท์ (dickite) นาไครท์ (nacrite) และฮาลลอยไซต์ (halloysite) รูปหลอดแบน เคโอลินไนด์เป็นโครงสร้างที่มีความสามารถในการแลกเปลี่ยนแคตไอออนต่ำ พันธะระหว่างพื้นผิวเป็นแบบพันธะไฮโดรเจนซึ่งมีความแข็งแรงมาก มีคุณสมบัติความเชื่อมแน่นสูง ทำให้น้ำซึมเข้าได้ยาก และไม่ขยายตัวเมื่ออ้อมตัวด้วยน้ำใช้เป็นวัตถุดิบสำหรับทำอุตสาหกรรมเครื่องปั้นดินเผา

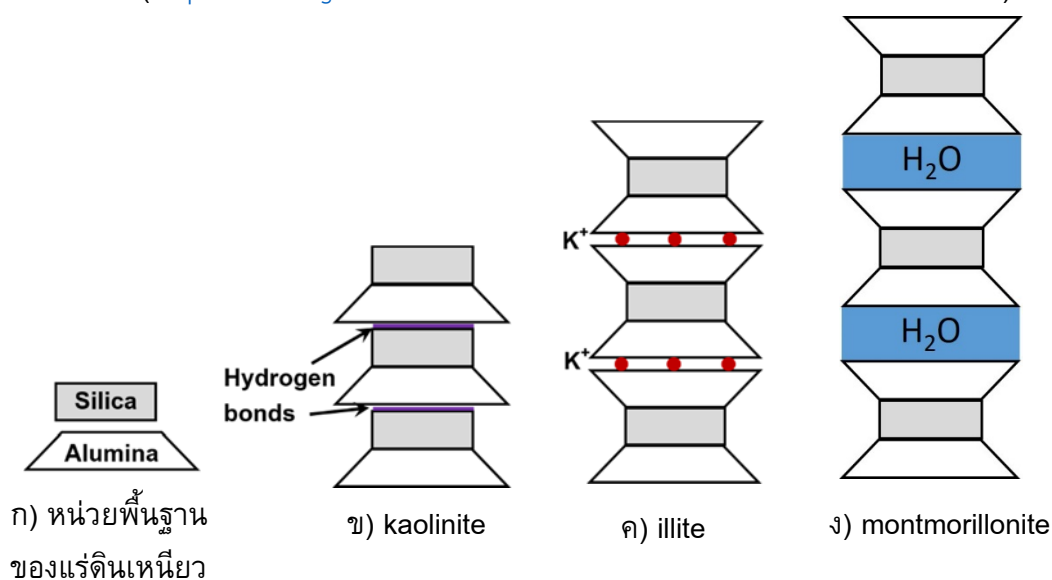
2.3.3 กลุ่มอินไลท์ (Illite ; $2K_2O \cdot 3MgO \cdot Al_2O_3 \cdot 24SiO_2 \cdot 12H_2O$)

มีโครงสร้างคล้ายกลุ่มมอนท์มอร์ริลโลไนท์แต่มีส่วนประกอบทางเคมีต่างกัน ส่วนประกอบพื้นฐานของอินไลท์ประกอบด้วยแผ่นกิบไซต์รูปแปดเหลี่ยม (gibbsite octrahedron) ระหว่างแผ่นซิลิกาสี่เหลี่ยมสองแผ่น มีคุณสมบัติไม่เหมือนมอนท์มอร์ริลโลไนท์ที่ซึมซับน้ำได้ดีและมีขนาดเล็ก แต่อินไลท์จะรวมกันเป็นขนาดใหญ่จึงสามารถซึมซับน้ำได้น้อยกว่ามอนท์มอร์ริลโลไนท์ สามารถขยายตัวได้น้อยกว่า โดยปกติอินไลท์เกิดในลักษณะอนุภาคเป็นแผ่นแบน (flaky) เล็กๆ ปนกับแร่ธาตุดินเหนียว (clay) และแร่ธาตุไม่ใช่ดินเหนียว (non clay) อื่นๆ



รูปที่ 2.5 แผนภูมิพลาสติกซิตีแสดงชนิดของแร่ดินเหนียว

(<http://www.kgs.ku.edu/Current/2000/ohlmacher/ohlmacher6.html>)



รูปที่ 2.6 ลักษณะโครงสร้างการจับตัวของผลึกแร่ธาตุในแร่ดินเหนียว (หลังจาก Das 2008)

2.4 คุณสมบัติทางกายภาพของดิน

2.4.1 คุณสมบัติทางกายภาพของดินทั่วไป

คุณสมบัติทางกายภาพของดินหรือสมบัติดัชนี (index properties) คือ ตัวเลขที่ใช้อธิบายสภาพหรือสถานะเฉพาะตัวของดิน ซึ่งคุณสมบัติที่แตกต่างกันตามลักษณะการกำเนิดเป็นเอกลักษณ์ของตัวเองอันมีผลต่อคุณสมบัติด้านวิศวกรรม ซึ่งคุณสมบัติทางกายภาพของมวลดินมีดังนี้

- 1) หน่วยน้ำหนักรวม (total unit weight) คืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักทั้งหมดของมวลดินกับปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน
- 2) ความหนาแน่นของอนุภาคดิน (particle density) คือมวลความถ่วงจำเพาะ (specific gravity) หมายถึง อัตราส่วนของน้ำหนักดินต่อน้ำหนักของน้ำซึ่งมีปริมาตรเท่ากับดินที่อุณหภูมิหนึ่งๆ ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่แสดงถึงลักษณะทั่วไปของดินนั้นๆ และมีความสำคัญในการนำคุณสมบัตินี้ไปใช้ในการคำนวณค่าคุณสมบัติอื่นๆ เช่น อัตราส่วนช่องว่างของดิน ความพรุน ระดับความอิ่มตัว ความหนาแน่น เป็นต้น โดยทั่วไปค่าความถ่วงจำเพาะของดินแต่ละประเภทจะไม่เท่ากัน ดังแสดงในตารางที่ 2.3
- 3) ความชื้นของดินตามธรรมชาติ (natural water content, w) คือน้ำหนักของน้ำในดินต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนักดินแห้ง ซึ่งเป็นข้อมูลพื้นฐานที่ทำให้รู้สภาพของดินในเบื้องต้นและเป็นข้อมูลที่ใช้ในการหาคุณสมบัติดัชนี และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน เช่น ค่าขีดจำกัดแอดเตอร์ เบอร์กต่างๆ ซึ่งก็คือค่าความชื้นของดินในสถานะต่าง ๆ นั้นเอง อัตราส่วนช่องว่างในดิน การทรุดตัวของดิน การรับแรงเฉือนของดิน เป็นต้น

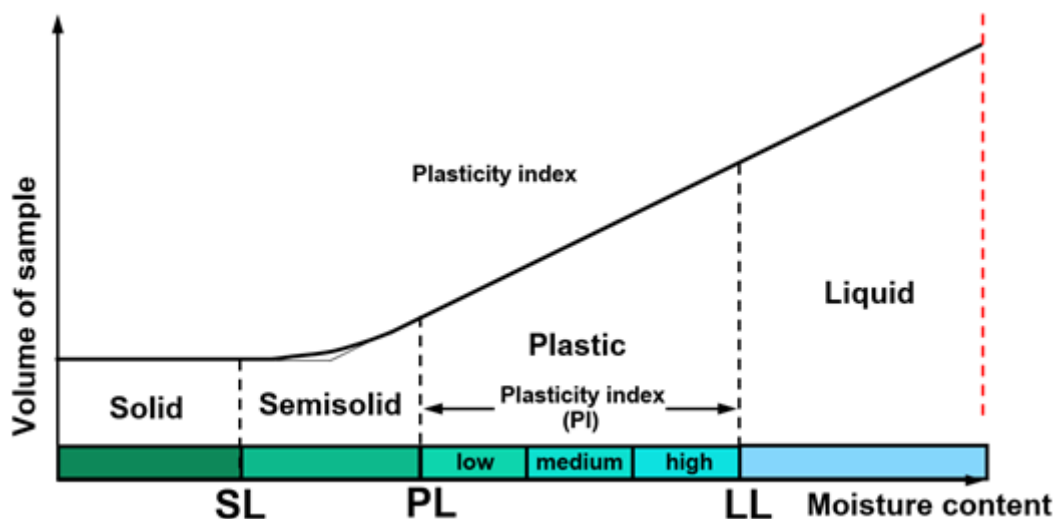
ตารางที่ 2.3 ความถ่วงจำเพาะของดินประเภทต่างๆ (สำนักงานกองทุนการวิจัยแห่งชาติ, คู่มือการทดสอบทางปฐพีกลศาสตร์ 2549)

ประเภทของดิน	ความถ่วงจำเพาะ
ทราย (sand)	2.65 ถึง 2.67
ทรายปนดินตะกอน (silt)	2.67 ถึง 2.70
ดินเหนียว (inorganic clay)	2.70 ถึง 2.80
ดินที่มีแร่ไมก้าหรือแร่เหล็ก (soil with Mica or Iron)	2.75 ถึง 3.00
ดินอินทรีย์ (organic Soil)	1.00 ถึง 2.60

- 4) ขีดจำกัดแอดเตอร์เบอร์ก (Atterberg limits) หรือขีดจำกัดความชื้นเหลว คือ ขีดจำกัดสถานะภาพของดินเมื่อดลละเอียดโดยใช้ปริมาณน้ำในมวลดินในการนิยามสภาพความเหนียวดังในรูปที่ 2.7 แสดงการแบ่งสถานะของดินเมื่อดลละเอียดออกเป็น 4 สถานะ คือ สถานะของแข็ง (solid state) สถานะกึ่งแข็ง (semi-solid state) สถานะพลาสติก (plastic state) และ

สถานะเหลว (liquid state) โดยใช้ปริมาณความชื้นในมวลดิน (moisture content, w) เป็นเกณฑ์ในการแบ่ง ขีดจำกัดแอสเตอร์เบอร์ก ประกอบไปด้วย

- 5) ค่าขีดจำกัดเหลว (liquid limit, LL) คือ ปริมาณความชื้นในมวลดินขณะที่มวลดินเริ่มเปลี่ยนสภาพจากของเหลวไปเป็นสารหนืดตัวในสถานะภาพพลาสติก หรือปริมาณน้ำน้อยที่สุดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาวะไหลตัวได้ ดินเหนียวสามารถไหลได้เหมือนของเหลวเมื่อความชื้นของดินมีมากกว่าค่าขีดจำกัดเหลว ($w > LL$) การทดสอบเพื่อหาค่าขีดจำกัดเหลวสามารถหาได้ 2 วิธีตามมาตรฐานที่กำหนดไว้คือ วิธีการทดสอบด้วยกรวยทะลวง (cone penetrometer) และวิธีทดสอบด้วยถ้วยคาซากรานเด (Casagrande cup)
- 6) ขีดจำกัดพลาสติก (plastic limit, PL) คือ ปริมาณความชื้นในมวลดินขณะที่เปลี่ยนสภาพจากพลาสติกเป็นกึ่งของแข็ง หรือปริมาณน้ำน้อยที่สุดที่ดินยังสามารถปั้นเป็นก้อนได้ โดยการนำดินมาปั้นด้วยมือเปล่าให้เป็นรูปเส้นที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 3 มิลลิเมตร และปริมาณน้ำในมวลดินที่ทำให้เริ่มมีรอยแตกที่ผิวพอดีคือ ขีดจำกัดพลาสติก
- 7) ขีดจำกัดหดตัว (shrinkage limit, SL) คือ ปริมาณน้ำในมวลดินที่ทำให้ดินมีปริมาตรคงตัวไม่เปลี่ยนแปลง (constant volume) แม้ว่าปริมาณน้ำในมวลดินจะลดลงไปอีก



รูปที่ 2.7 ขีดจำกัดความชื้นเหลว (<http://boeingconsult.com/tafe/bcg5005/Sand&Clay.html>)

- 8) ดัชนีพลาสติก (plastic index, PI) หมายถึง ช่วงของปริมาณน้ำในมวลดินที่ดินมีสภาพเป็นพลาสติก กล่าวคือมีค่าเป็นผลต่างระหว่างค่าขีดจำกัดเหลวและค่าขีดจำกัดพลาสติก ($PI = LL - PL$) ซึ่งค่าดัชนีพลาสติกจะบอกถึงความอ่อนไหว (sensitive) ของดินเหนียวเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในมวลดิน ค่าดัชนีพลาสติกจะสัมพันธ์อย่างมากกับปริมาณแร่ดินเหนียวที่ปนอยู่ในมวลดิน จึงสามารถบ่งบอกถึงสภาพความเหนียวของดินได้ดังตารางที่ 2.4 ดินที่มีค่าดัชนีพลาสติกสูง (high plasticity index) จะแสดงว่ามีช่วงความเป็นพลาสติกกว้าง จะมีความอ่อนไหวต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำต่ำ คือ ต้องมีการเพิ่มหรือลดปริมาณน้ำเป็นจำนวนมากถึงจะส่งผลต่อคุณสมบัติของดินเหนียว โดยเฉพาะด้านกำลัง มักเป็นดินเม็ด

ละเอียด มีความยืดหยุ่น ทนตัวมาก รับกำลังได้น้อย ซึ่มน้ำไม่ดี มักเป็นแร่ดินเหนียวจะเป็นกลุ่มมอนท์โมริลโลไนท์ อิลไลท์ เป็นต้น

- 9) ดัชนีความเหลว (liquidity index, LI) คืออัตราส่วนระหว่างผลต่างของปริมาณน้ำในมวลดินตามธรรมชาติ (natural water content, w_n) กับค่าขีดจำกัดพลาสติกต่อดัชนีพลาสติก ซึ่งเป็นตัวเลขที่บอกว่าดินเหนียวมีสภาพเหลวมากเพียงใด ดังคำอธิบายในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.4 การจำกัดความค่าดัชนีพลาสติก (ชูศักดิ์ 2552)

ค่าดัชนีพลาสติก (PI)	คำจำกัดความ
0	ไม่มีความเหนียว
1 ถึง 5	มีความเหนียวเล็กน้อย
5 ถึง 10	มีความเหนียวน้อย
10 ถึง 20	มีความเหนียวปานกลาง
20 ถึง 40	มีความเหนียวสูง
มากกว่า 40	มีความเหนียวสูงมาก

ตารางที่ 2.5 การจำกัดความค่าดัชนีความเหลว (ชูศักดิ์ 2552)

ค่าดัชนีความเหลว (LI)	คำจำกัดความ
มากกว่า 1	แสดงว่าปริมาณน้ำในมวลดินมากกว่าค่าขีดจำกัดเหลว ($w > LL$) ดินจะอยู่ในสภาพเหลว
เท่ากับ 1	แสดงว่าปริมาณน้ำในมวลดินเท่ากับค่าขีดจำกัดเหลว ($w = LL$) ดินจะมีสภาพเริ่มเหลวจนไหลได้
มากกว่า 0 แต่น้อยกว่า 1	แสดงว่าปริมาณน้ำในมวลดินมีค่าอยู่ระหว่างขีดจำกัดพลาสติกและขีดจำกัดเหลว ดินจะอยู่ในสภาพพลาสติก
เท่ากับ 0	แสดงว่าปริมาณน้ำในมวลดินเท่ากับค่าขีดจำกัดพลาสติก ($w = PL$) ดินจะอยู่ในขีดจำกัดพลาสติก
น้อยกว่า 0	แสดงว่าปริมาณน้ำในมวลดินน้อยกว่าค่าขีดจำกัดพลาสติก ($w < PL$) ดินจะอยู่ในสภาพกึ่งของแข็ง

- 10) ค่าแอกทิวิตี (activity, A) คืออัตราส่วนระหว่างดัชนีพลาสติกกับเปอร์เซ็นต์น้ำหนักของอนุภาคที่เล็กกว่า 2 ไมโครเมตร ($A = \frac{PI}{\% \text{ by wt. finer than } 2 \mu m}$) ซึ่งเป็นตัวเลขที่บอกว่าดินเหนียวมีแร่ดินเหนียวจำพวกใด โดยการจำแนกชนิดดินเหนียวโดยใช้ค่าแอกทิวิตี ดังตารางที่ 2.6

- 11) ความไวตัว (sensitivity, s_r) คือตัวเลขที่บ่งบอกถึงการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของดินเหนียวเมื่อดินถูกกระทำจากแรงภายนอก เมื่อโครงสร้างดินถูกทำลายความสามารถในการรับแรงของดินเหนียวก็จะเปลี่ยนแปลงไป จึงสามารถนิยามความไวตัวด้วยอัตราส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินในสภาพที่ไม่ถูกรบกวนต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินในสภาพที่ถูกรบกวนจนไม่เหลือโครงสร้างเดิม โดยมีการจำแนกชนิดดินเหนียวโดยใช้ความไวตัวดังแสดงในตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.6 การจำแนกชนิดดินเหนียวโดยใช้ค่าแอกทिवิตี (Mitchell และ Soga, 2005)

ชนิดดินเหนียว	ค่าแอกทिवิตี (Activity, A)
ดินเหนียวไม่แอกทีฟ (Inactive clay)	<0.75
ดินเหนียวธรรมดา (Normal clay)	0.75-1.25
ดินเหนียวแอกทีฟ (Active clay)	1.25-2.0
ดินเหนียวแอกทีฟมาก (Highly active clay)	>2.0

ตารางที่ 2.7 การจำแนกชนิดดินเหนียวตามค่าความไวตัว (สุเชษฐ์ 2557)

ชนิดดินเหนียว	ค่าความไวตัว (Sensitivity, S_r)
ไม่ไวตัว (Insensitive)	1
ไวตัวต่ำ (Low sensitive)	1 – 2
ไวตัวปานกลาง (Medium sensitive)	2 – 4
ไวตัว (Sensitive)	4 – 8
ไวตัวพิเศษ (Extra sensitive)	8 – 16
ไวตัวสูง (Quick sensitive)	>16 (อาจถึง 50)

2.4.2 คุณสมบัติของดินมวลละเอียด

ดินมวลละเอียด ได้แก่ ดินจำพวกตะกอน (silt) และดินเหนียว (clay) ลักษณะของเนื้อดินเป็นเม็ดละเอียดมาก มีขนาดเม็ดดินเล็กกว่า 75 ไมครอน อยู่ประมาณมากกว่าร้อยละ 50 ของมวลดิน ซึ่งมีคุณสมบัติที่บ่งชี้ให้น้ำซึมผ่านได้ยาก เมื่อให้น้ำในปริมาณที่เหมาะสม จะทำให้สามารถปั้นเป็นรูปทรงต่าง ๆ ได้เนื่องจากมีความเหนียว (plasticity) เมื่อนำไปเผาจะแปรสภาพเป็นวัตถุแข็งไม่เปลี่ยนรูป โดยส่วนใหญ่แล้วดินมวลละเอียดจะเป็นดินที่มีความเชื่อมแน่น และมีคุณสมบัติทางด้านประจุไฟฟ้า แต่หากเป็นดินตะกอนที่ไม่มีพลาสติกซิตี (non plastic silt) จะเป็นดินไม่เชื่อมแน่น มีอัตราส่วนช่องว่างแตกต่างกันตั้งแต่ร้อยละ 25 ถึงร้อยละ 93 มีการบวมตัวเปลี่ยนปริมาตรและรูปร่างได้แม้ขณะไม่ต้องรับน้ำหนักหรือเมื่อรับบรรทุกน้ำหนักอยู่ หรือแม้

ภายหลังจากเอาน้ำหนักบรรทุกออกแล้ว ความสามารถต้านทานต่อแรงเฉือนขึ้นอยู่กับแรงเชื่อมแน่นที่ยึดเกาะเม็ดดิน

ในส่วนของดินเหนียวจะประกอบด้วยแร่เคโอลิไนต์ (kaolinite) เป็นส่วนใหญ่ โดยแร่เคโอลิไนต์ที่พบในดินเหนียว มักมีผลึกที่ไม่สมบูรณ์และมีขนาดเล็ก นอกจากนี้ยังพบแร่ดินชนิดอื่นๆ อาทิ มอนมอริลโลไนต์ (monmorillonite) อิลไลต์ (illite) ควอร์ตซ์ (quartz) แร่ไมกา (mica) แร่เหล็กออกไซด์ (iron oxide) รวมทั้งมักมีสารอินทรีย์ปะปนอยู่เสมอ ดินเหนียวมีสีต่างๆ เกิดจากการมีแร่ธาตุชนิดต่างๆ ในปริมาณที่แตกต่างกัน อาทิ สีดำ เทา ครีมน้ำตาล ดินเหนียวที่มีสีเทาหรือดำนั้น จะมีอินทรีย์วัตถุปนมาก ส่วนดินเหนียวสีครีมหรือน้ำตาล มาจากแร่เหล็กที่ปะปนอยู่ เนื่องจากอนุภาคของดินเหนียวมีลักษณะเป็นแผ่นแบนและบาง จึงทำให้มีพื้นที่ผิวภายนอกต่อหนึ่งหน่วยน้ำหนัก (specific surface) มีค่าสูงมาก ซึ่งเป็นเหตุให้มีปฏิกิริยาต่างๆ ทั้งทางเคมีและฟิสิกส์เกิดขึ้นได้มาก

ความเหนียวและการอ่อนตัว (cohesion and plasticity) ดินเหนียวแต่ละชนิดจะมีความเหนียวและการอ่อนตัวแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับพื้นที่ผิวของโมเลกุลดินเหนียวแต่ละชนิด โมเลกุลดินเหนียวที่มีความเหนียวและการอ่อนตัวสูงจะเป็นพวกที่มีพื้นที่ผิวภายนอกมาก จึงมีโอกาสดูดซับอนุภาคของน้ำไว้ที่ผิวได้มาก การเกาะยึดระหว่างอนุภาคของดินก็จะเกิดขึ้นมากตามไปด้วย

คำว่าความเหนียว (cohesion) นั้น หมายถึงความสามารถเกาะยึดกันได้ระหว่างอนุภาคของดินเหนียว การที่ดินเหนียวชนิดหนึ่งมีความเหนียวสูง ก็เนื่องจากมีพื้นที่ผิวให้น้ำเกาะยึดอยู่มาก จึงทำให้อนุภาคของดินเหนียวนั้นเกาะยึดกันได้ดีด้วย ดังนั้นดินเหนียวที่มีความเหนียวสูง จะมีสภาพเหนียวและเกาะติดมือ การไถ พรวนดินทำได้ลำบากเมื่อดินนั้นเปียก ถ้ามีความชื้นที่เหมาะสม จะมีความอ่อนนุ่ม บีบปั้นให้เป็นรูปต่างๆ และคงสภาพเช่นนั้นอยู่ได้คุณสมบัตินี้เรียกว่าการอ่อนตัว (plasticity) ส่วนดินเหนียวที่มีความเหนียวต่ำ ส่วนใหญ่จะเป็นดินเหนียวที่มีพื้นที่ผิวให้น้ำเกาะยึดได้น้อย ดังนั้นจึงมีผลทำให้การเกาะยึดกันระหว่างอนุภาคของดินเหนียวไม่เหนียวถึงแม้ว่าดินจะมีความชื้นอยู่มากก็ตาม

การขยายตัวและการหดตัว การที่ดินเหนียวแต่ละชนิดจะขยายตัวได้มากหรือน้อยนั้นขึ้นอยู่กับลักษณะทางโครงสร้าง เช่นดินเหนียวบางชนิดแผ่น ผลึกที่ซ้อนทับกัน จะมีช่องหรือหลืบระหว่างแผ่นผลึกค่อนข้างกว้างและเกาะยึดกันไม่เหนียวแน่นนัก โมเลกุลของน้ำสามารถแทรกเข้าไปได้ง่าย จึงมีผลทำให้ดินพวกนี้เกิดการพองตัวเมื่อเปียกน้ำแต่ถ้าทำให้แห้ง น้ำที่อยู่ในช่องว่างของเม็ดดินจะระเหยออกไป ก็จะทำให้เกิดการยุบตัวจึงทำให้ดินนั้นเกิดการหดตัว

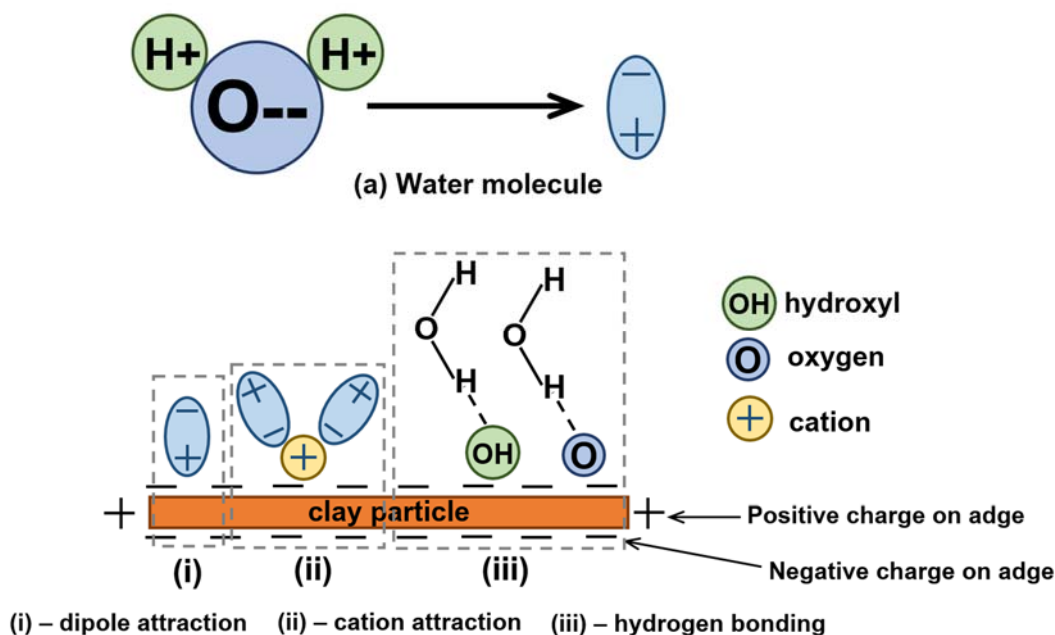
คุณสมบัติของแร่ดินเหนียวแต่ละชนิดจะแตกต่างกัน แต่คุณสมบัติอย่างหนึ่งซึ่งดินทุกประเภทจะต้องมีเหมือนกัน คือแรงระหว่างอนุภาคได้แก่แรงผลึก (repulsive force) และแรงดึงดูด (attractive force) ในอนุภาคของดินมีน้ำเป็นส่วนประกอบ อยู่ 3 ชั้น ซึ่งมีผลต่อกำลังของดินด้วย คือ

- 1) ชั้นน้ำแอลซอบด์ (absorbed water) เป็นชั้นที่อยู่ล้อมรอบชั้นอนุภาคของดินเหนียว (clay particle) จะมีการจับกันแน่นหนามาก หนาประมาณ 2 - 3 เท่าของโมเลกุลน้ำ

- 2) ชั้นวงน้ำสองชั้น (double layer water) อยู่ถัดมาจากชั้นน้ำแอลซอบด์ออกไปเป็นชั้นสุดท้ายที่เกิดจากแรงดึงดูดระหว่างชั้นอนุภาคของดินเหนียวกับแรงไฟฟ้า (electrical force)
- 3) ชั้นน้ำอิสระ (free water) อยู่ถัดจากชั้นวงน้ำสองชั้นออกไปสามารถเคลื่อนย้ายไปมาได้ถ้ามีแรงภายในมากระทำ

แรงผลึก (bond repulsion) เกิดขึ้นจากหลายสาเหตุเมื่ออนุภาคดินเหนียวเข้ามาอยู่ใกล้กันมากจนเกิดการซ้อนกันของหมอกอิเล็กตรอน (electron cloud) ในอะตอมที่อยู่ใกล้เคียงกันจะทำให้แรงผลึกกันสูงมาก โดยที่การจัดเรียงตัวของอนุภาคเป็นหน้าชนหน้า (face to face) หรือขอบชนหน้า (edge to face) ก็ได้ แรงดึงดูดระหว่างอนุภาค (electrostatic attraction) เกิดจากสาเหตุหลายประการกล่าวคือ ขอบของผิวอนุภาคดินเหนียวมีประจุแตกต่างกันที่ชั้นวงน้ำสองชั้น ซึ่งระยะระหว่างอนุภาคดินเหนียวที่เกิดการดึงดูดแบบนี้ต้องห่างกันไม่เกิน 30Å ในดินที่มีเนื้อละเอียด (fine grained soil) รูปที่ 2.8 แสดงการยึดเกาะของโมเลกุลน้ำรอบอนุภาคดินเหนียว

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินเหนียว (volume change of clay) การหดและบวมตัวของดินเหนียว (shrinkage and swelling of clay) ภายใต้การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อปริมาตรความชื้นในดินเหนียวมีการเปลี่ยนแปลง ถ้าปริมาณความชื้นลดลงจะทำให้เกิดการหดตัว และ ถ้าปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้นจะทำให้เกิดการบวมตัว การเปลี่ยนแปลงนี้จะมากขึ้นหรือน้อยลงขึ้นอยู่กับตัวประกอบต่างๆ เช่น ชนิดของแร่ที่มีอยู่ในดินเหนียว ความถ่วงจำเพาะของดิน ความเข้มข้นของเกลือที่มีอยู่ในน้ำ เป็นต้น ถ้าหากมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินมากจะมีผลทำให้เกิดอันตรายแก่โครงสร้าง การบวมตัวของดินเป็นผลมาจากการเพิ่มความหนาของชั้นประจุที่มีน้ำท่วม ชนิดของแร่ดินเหนียว



รูปที่ 2.8 การยึดเกาะของโมเลกุลน้ำรอบอนุภาคดินเหนียว (ปรับจาก Ranjan and Rao, 2007)

2.4.3 การนำความร้อนของดินเหนียวอ่อน

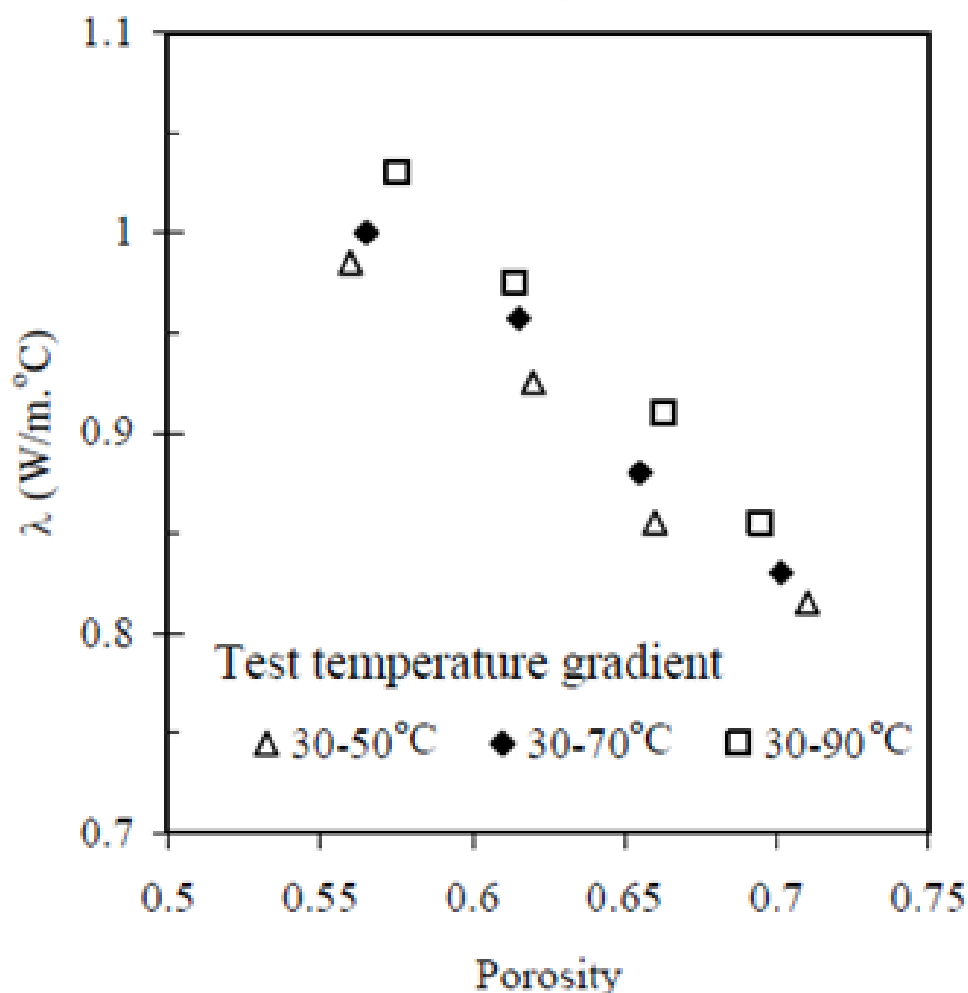
การส่งผ่านพลังงานความร้อนในมวลดินเป็นเรื่องที่น่าสนใจเป็นอย่างมาก เนื่องจากสามารถนำไปใช้ประโยชน์ในทางวิศวกรรมได้ เช่น การออกแบบสายไฟไฟฟ้าแรงสูงฝังดิน โรงไฟฟ้านิวเคลียร์ และเทคนิคการปรับปรุงดินความร้อน เป็นต้น การถ่ายเทพลังงานความร้อนในดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ จะถ่ายเทโดยการนำความร้อนเป็นอันดับแรก และรองลงมาคือการถ่ายเทพลังงานความร้อนโดยการพาความร้อน เนื่องจากการเคลื่อนที่ของน้ำในมวลดินเหนียวถูกจำกัดด้วยความสามารถในการไหลซึมผ่านของน้ำในมวลดินซึ่งมีค่าต่ำมาก การเคลื่อนที่ของน้ำจึงมีการเคลื่อนที่ได้ต่ำมาก นอกจากนี้การถ่ายเทความร้อนด้วยการแผ่รังสี มีเฉพาะในดินแห้งที่มีช่องว่างในมวลดินสูง และที่อุณหภูมิสูงเท่านั้น สภาพการนำความร้อนของดิน สามารถเคลื่อนที่ได้ 3 รูปแบบ ดังนี้

- 1) การนำความร้อน (heat conduction) เป็นการส่งผ่านพลังงานความร้อนในลักษณะนี้เป็นการส่งถ่ายความร้อนในรูปแบบของการเคลื่อนตัวของโมเลกุลที่อยู่ติดกันของสารนั้น ซึ่งเป็นการส่งถ่ายความร้อนผ่านวัตถุที่อยู่ติดกันต่อเนื่องกันไป เช่น การนำความร้อนในท่อเหล็ก เป็นต้น
- 2) การนำพาความร้อน (heat convection) เป็นการส่งผ่านพลังงานความร้อนผ่านตัวกลาง ทั้งของแข็ง ของเหลว และก๊าซ หรือเป็นการนำพาความร้อนในลักษณะที่มีตัวกลางเป็นตัวเคลื่อนย้ายความร้อน ซึ่งขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของตัวกลางในการนำพา เช่น การพาความร้อนโดยลม
- 3) การแผ่รังสีความร้อนแบบคลื่น (heat radiation) เป็นการแผ่กระจายความร้อนออกมาในรูปแบบของรังสี ซึ่งประกอบด้วยคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้า โดยรังสีสามารถกระจายความร้อนได้ดีในอากาศเนื่องจากตัวกลางที่เป็นของแข็ง ของเหลว หรือก๊าซ จะดูดซับมีรังสีบางส่วนไป หรือบ้างก็เกิดการสะท้อนหักเห ทะลุผ่านไป อันขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของตัวกลางนั้นๆ

การนำความร้อนเป็นสมบัติทางกายภาพของดินที่ถูกควบคุมโดยปริมาณและอัตราการไหลของพลังงานความร้อน กล่าวคือสภาพการนำความร้อนของดิน (Thermal conductivity of soil, λ) ปริมาณความร้อน (Heat capacity, C) และความสามารถในการนำความร้อนของดิน (Thermal diffusivity, D) สามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้ $D = \lambda / C$ ดังแสดงในตารางที่ 2.8

การทดสอบภาคสนามหรือในห้องปฏิบัติการสามารถวัดค่าการนำความร้อนของดิน แต่อย่างไรก็ตามการทดสอบภาคสนามมีค่าใช้จ่ายสูง ใช้เวลานาน และควบคุมสภาวะแวดล้อมได้ยาก ในทางตรงกันข้ามการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีค่าใช้จ่ายต่ำและง่ายกว่า แต่ตัวอย่างดินมีความแปรปรวนสูง นักวิจัยหลายท่าน (Sepaskhah and Boersma, 1979; Sundberg, 1988; Morin and Silva, 1984; Brandon and Mitchell, 1989; Singh and Rao, 1998; Abu-Hamdeh and Reeder, 2000; Ochsner et al., 2001) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างการนำความร้อนกับดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับองค์ประกอบของแร่ธาตุในดิน ความพรุน (porosity) ของเหลวในช่องว่างของดิน (pore-fluid) ระดับของความอิ่มตัวของน้ำในมวลดิน (degree of saturation) ปริมาณน้ำ (water content) อุณหภูมิ และการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน

ในปี 2005 H.M. Abuel-Naga และ D.T. Bergado ได้ทำการทดสอบการนำความร้อนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่าผลกระทบของความพรุนของดินต่อค่าการนำความร้อน แสดงในรูปที่ 2.9 ผลการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ระดับอุณหภูมิแตกต่างกัน (30-50 องศาเซลเซียส 30-70 องศาเซลเซียสและ 30-90 องศาเซลเซียส) แสดงให้เห็นว่าเมื่อความพรุนลดลงค่าการนำความร้อนเพิ่มขึ้น ดังนั้นการลดลงของความพรุนภายใต้สภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ เมื่อมีแรงดันมากระทำ จะทำให้ปริมาณน้ำในช่องว่างของดินลดลง ทำให้การนำความร้อนของดินเพิ่มขึ้น และผลการทดสอบการนำความร้อนของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในอัตราส่วนช่องว่างคงที่และภายใต้ระดับอุณหภูมิที่ต่างกัน พบว่าค่าการนำความร้อนเพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น จะสังเกตได้ว่าการเปลี่ยนแปลงการนำความร้อนในดินเท่ากับการเปลี่ยนแปลงการนำความร้อนของน้ำในช่องว่างของดิน แสดงให้เห็นว่าการนำค่าความร้อนของเฟสของแข็งของดินไม่ขึ้นอยู่กับอุณหภูมิ ดังนั้นการนำความร้อนของดินอิ่มตัวด้วยน้ำจึงขึ้นอยู่กับค่าการนำความร้อนจากน้ำในมวลดินเท่านั้น



รูปที่ 2.9 ผลของอุณหภูมิต่อการนำความร้อนของดิน (Abuel-Naga and D.T. Bergado., 2005)

ตารางที่ 2.8 การนำความร้อนของแร่ต่างๆ (Bejan and Kraus, 2003)

วัสดุ	ความหนาแน่น (kg/m ³)	ความจุความร้อน (kJ/kg.K)	สัมประสิทธิ์การนำความร้อน (W/m.K)	การแพร่ความร้อน (m ² /s)x10 ⁻⁷
อากาศที่อุณหภูมิ 10°C (Air)	1.25	1.000	0.0026	0.21
น้ำที่อุณหภูมิ 25°C (Water)	999.87	4.200	0.56	1.43
ไอน้ำ (Water vapor) (1 atm, 400 K)	-	1.901	0.016	233.8
น้ำแข็งที่อุณหภูมิ 0°C (Ice)	917	2.040	2.25	12
ควอตซ์ (Quartz)	2,660	0.733	8.40	43.08
แกรนิต (Granite)	2,750	0.890	1.70-4.00	~12
ยิปซัม (Gypsum)	1,000	1.090	0.51	4.7
หินปูน (Limestone)	2,300	0.900	1.26-1.33	~5
หินอ่อน (Marble)	2,600	0.810	2.80	13
ไมก้า (Mica)	2,883	0.880	0.75	2.956
ดินเหนียว (Clay)	1,450	0.880	1.28	10
หินทราย (Sandstone)	~2,270	0.710	1.60-2.10	10-13

2.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

2.5.1 พฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength behavior of soil)

กำลังของดินหรือกำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength of soil) คือความสามารถของมวลดินในการต้านทานต่อแรงเฉือนภายนอกที่กระทำต่อมวลดิน หรือกล่าวได้ว่ากำลังต้านทานต่อการเฉือนสูงสุดที่ดินจะสามารถรับได้โดยไม่วิบัติ หรือพังทลาย (failure) ซึ่งจะส่งผลต่อพฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของดินทั้งในแง่ของการรับแรงและการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง การศึกษาพฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของดินนี้เป็นพื้นฐานที่สำคัญในการออกแบบทางด้านวิศวกรรมปฐพี เช่น การออกแบบฐานราก (foundation design) การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาด (slope stability) และการออกแบบโครงสร้างรับแรงด้านข้าง (lateral earth pressure) เป็นต้น

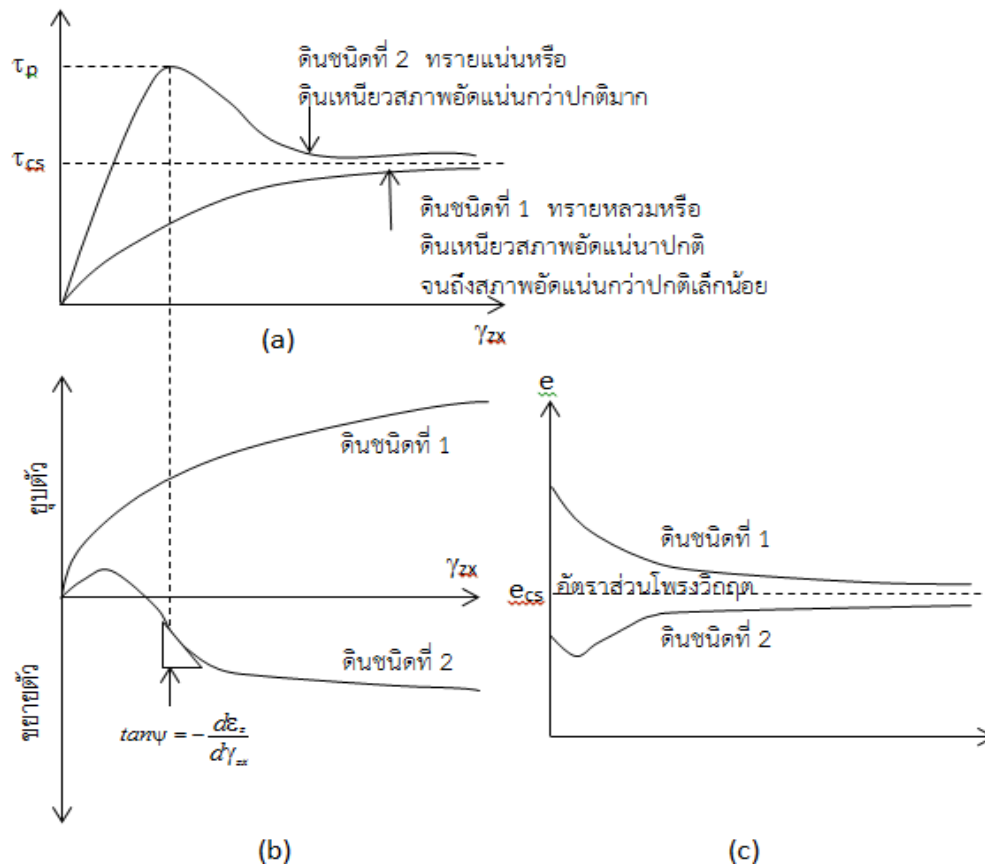
2.5.1.1 การตอบสนองของดินต่อแรงเฉือน

พฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของดินกับองค์ประกอบที่สำคัญ 2 ประการ คือ แรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดิน และแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน สำหรับเม็ดดินชนิดที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (cohesionless soil) หรือดินที่มีแรงยึดเหนี่ยวภายในระหว่างอนุภาคมีความอ่อนแอมากเมื่อเทียบกับแรงเชิงกลที่กระทำระหว่างอนุภาคดิน ส่วนมากมักเป็นดินที่มีอนุภาคขนาดใหญ่ เช่น กรวด ทราย ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดินเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามน้ำหนัก ที่กดกระทำตั้งฉากกับระนาบแรงเฉือน สำหรับดินชนิดที่มีความเชื่อมแน่น หรือดินที่แรงยึดเหนี่ยวภายในระหว่างอนุภาคแข็งแรงมาก เช่น ดินเหนียว ทรายแป้ง พบว่าค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดินประเภทนี้จะขึ้นอยู่กับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินเป็นส่วนใหญ่ โดยเกิดจากการแลกเปลี่ยนไอออนหรือการแทนที่ไอออนทางเคมี ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามปริมาณน้ำในดิน ขนาดของเม็ดดิน และความหนาแน่นของดิน พฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของดินจะแตกต่างกันไปตามประเภทของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ดังนี้

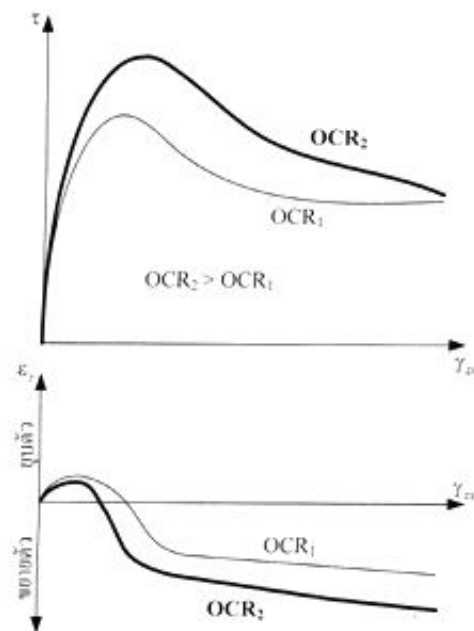
- ดินทรายหลวม และดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติถึงสภาพอัดแน่นกว่าปกติเล็กน้อย ค่าความเค้นเฉือนจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นตามความเครียดเฉือนที่เพิ่มขึ้น (strain hardening) โดยความเค้นเฉือนจะเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเกือบคงที่ จนเข้าสู่สถานะวิกฤต ซึ่งเรียกว่าความเค้นเฉือนสถานะวิกฤต (critical state shear stress) ส่วนการเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้การรับแรงเฉือน พบว่าการเสียรูปเป็นแบบยุบตัว (compression) โดยการอัดตัวทำให้ดินมีความหนาแน่นเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเข้าสู่สภาพที่อัตราส่วนช่องว่างคงตัวหรือเรียกว่าอัตราส่วนโพรงวิกฤต (critical void ratio)
- ดินทรายแน่น และดินเหนียวสภาพอัดแน่นกว่าปกติมาก ค่าความเค้นเฉือนจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนกระทั่งถึงจุดสูงสุด และจากนั้นความเค้นเฉือนจะลดลงแบบพฤติกรรมการอ่อนตัวด้วยความเครียด (strain softening) ส่วนการเปลี่ยนแปลงรูปร่างภายใต้การรับแรงเฉือน พบว่าเกิดการอัดตัวในช่วงแรกซึ่งเป็นผลจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน ต่อมาจะขยายตัว (expansion) ขึ้นอย่างรวดเร็วและส่งผลให้ดินหลวมขึ้นจนเข้าสู่อัตราส่วนโพรงวิกฤต

2.5.1.2 ผลของค่าอัตราส่วนอัดตัวคายน้ำ

อัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำของดินที่ต่างกันทำให้การตอบสนองของดินที่มีต่อแรงเฉือนต่างกัน ถึงแม้ว่าจะมีองค์ประกอบทางแร่เหมือนกัน ตัวอย่างเช่น ดินที่มีพฤติกรรมแบบอัดแน่นกว่าปกติ (OC) 2 กลุ่ม ซึ่งมีอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ OCR ต่างกัน ให้ความเค้นสูงสุดและระดับการขยายตัวแตกต่างกัน ดังรูปที่ 2.10 และ 2.11 จะเห็นได้ว่าดินที่มีสภาพอัดแน่นสูงกว่า (heavily overconsolidated) จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงกว่า และขนาดการขยายตัวที่สูงกว่าด้วย



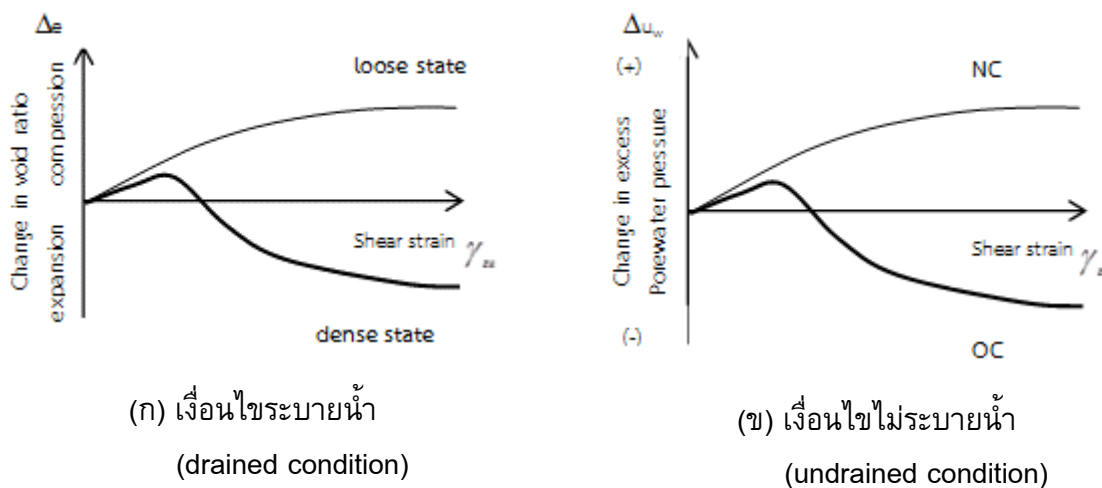
รูปที่ 2.10 การตอบสนองของดินต่อการรับแรงเฉือน (สุเชษฐ์ 2557)



รูปที่ 2.11 ผลของค่าอัตราส่วนการคายน้ำต่อการรับแรงเฉือน (สุเชษฐ์ 2557)

2.5.1.3 ผลของการระบายน้ำของแรงดันน้ำส่วนเกิน

เมื่อดินถูกแรงเฉือนภายนอกกระทำแรงปฏิกิริยาของมวลดินที่ต้านทายต่อแรงเฉือนในระยะเวลาอันสั้น คือ แรงดันน้ำโพรงส่วนเกิน (excess pore water pressure) ที่เกิดขึ้นระหว่างช่องว่างในมวลดิน ในดินเม็ดละเอียดช่องว่างในมวลดินมีขนาดเล็ก ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นระบายออกได้อย่างช้ามากและใช้เวลานานมาก จึงอยู่ในสภาพเงื่อนไขไม่ระบายน้ำ (undrained condition) มวลดินขณะถูกเฉือนจะไม่มี การเปลี่ยนแปลงปริมาตร แต่แรงดันน้ำส่วนเกินเปลี่ยนแปลง นั่นคือ ดินสภาพอัดแน่นปกติ (NC) แรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาพอัดแน่นปกติจะมีค่าค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนเกือบคงที่เมื่อเข้าสู่สภาวะวิกฤต แต่ดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (OC) แรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในช่วงแรกและลดลงอย่างรวดเร็วจนมีค่าติดลบ จากนั้นจะมีค่าค่อนข้างคงที่เมื่อเข้าสู่สภาวะวิกฤต ดังรูปที่ 2.12

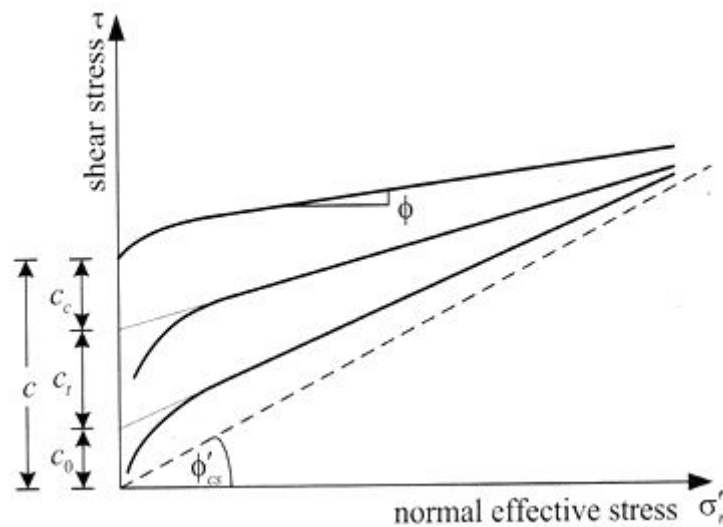


รูปที่ 2.12 ผลของเงื่อนไขการระบายน้ำต่อการตอบสนองต่อแรงเฉือนของดิน (สุเชษฐ์ 2557)

2.5.1.4 ผลของแรงยึดเหนี่ยวภายใน

แรงยึดเหนี่ยวภายใน (cohesion, c) เป็นผลมาจากส่วนประกอบหลักๆ คือ พันธะเชื่อมประสานระหว่างโมเลกุลดิน (intermolecular force, c_0) แรงดึงดูดเนื่องจากแรงดึงดูดระหว่างอนุภาค (soil tension, c_t) และวัสดุเชื่อมประสาน (cementation, c_c) ผลของแรงยึดเหนี่ยวภายในรวมจะส่งผลต่อการรับแรงเฉือนของดิน ผลของแรงยึดเหนี่ยวภายในรวมจะส่งผลต่อการรับแรงเฉือนของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ค่าแรงระหว่างโมเลกุลดิน (c_0) จะมีค่าน้อยมาก และมักจะถูกละทิ้งในการวิเคราะห์การรับแรงเฉือนของดิน สำหรับแรงดึงดูดของดิน (c_t) จะขึ้นอยู่กับแรงดูด (suction) และมักถูกสมมติให้เป็นฟังก์ชันของระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำ (degree of saturation, S_r) ในกรณีของดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ แรงดูดจะส่งผลต่อแรงยึดเหนี่ยวภายในจนมีค่าสูงมากหรือเรียกว่าแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (apparent cohesion) แต่ในกรณีดินอิ่มตัวด้วยน้ำ แรงดูดนี้จะมีค่าน้อย และในส่วน of แรงพันธะเคมีจากวัสดุเชื่อมประสาน (c_c) เช่นพวกแคลเซียมคาร์บอเนต (CaCO_3) ที่ผสมอยู่ในดินธรรมชาติ แรงนี้ขึ้นกับปริมาณของวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งมักจะให้ค่าสูงในช่วงแรกของการ

รับแรง เมื่อดินมีการเสียรูปเพิ่มมากขึ้น พันธะเคมีจะแตกและสลายไปจนอาจไม่เหลือผลของแรงยึดเหนี่ยวจากวัสดุเชื่อมประสานนี้ภายหลังการลดแรง



รูปที่ 2.13 ขอบเขตความเค้นเฉือนสูงสุดของดินจากแรงยึดเหนี่ยวภายใน (สุเชษฐ์ 2557)

2.5.1.5 การประมาณกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำด้วยวิธี SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties)

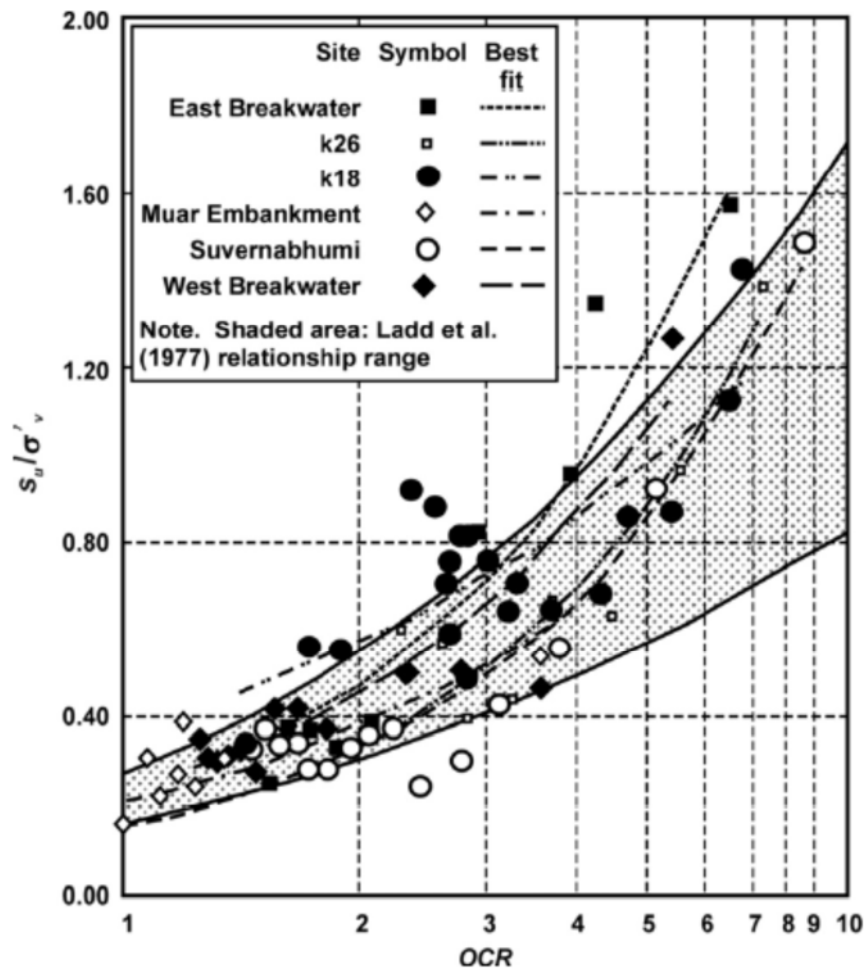
ค่ากำลังรับแรงเฉือนสำหรับดินที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัว สามารถประมาณได้ตามหลักการของ SHANSEP (Ladd et al 1977) ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = (S) OCR^m \quad (2.1)$$

เมื่อ S_u คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($\phi = 0$) σ'_{vo} คือ ค่าความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล (effective overburden pressure) S คือ ค่าอัตราส่วนกำลัง (normally consolidated ratio of $\frac{\tau}{\sigma'_{vc}}$) OCR คือ อัตราส่วยการอัดตัวคายน้ำ (over consolidation ratio)

m คือ 0.7-0.9

การใช้สมการ SHANSEP มีข้อจำกัด ซึ่งเหมาะกับดินเม็ดละเอียดที่อ่อนข้างไวตัว (sensitive fine grained soils) SHANSEP จึงจะสามารถใช้ในการทำนายค่ากำลังการรับแรงเฉือนอ่อนข้างดี (Jamiolkowski et al. 1985) อย่างไรก็ตามพารามิเตอร์ S และ m ได้มาจากการจับความสัมพันธ์ของสมการ ซึ่งได้มาโดยการเก็บข้อมูลในการทดลองจำนวนมาก อันขึ้นอยู่กัดินแต่ละชนิดจะให้ค่าต่างกัน จึงมีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการหาค่าพารามิเตอร์ SHANSEP ไว้ดังตารางที่ 2.9 และแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง s_u / σ'_{vo} กับค่า OCR (Roy and Singh, 2009)

ตารางที่ 2.9 พารามิเตอร์ของสมการ SHANSEP ของดินแต่ละชนิด (Roy and Singh, 2009)

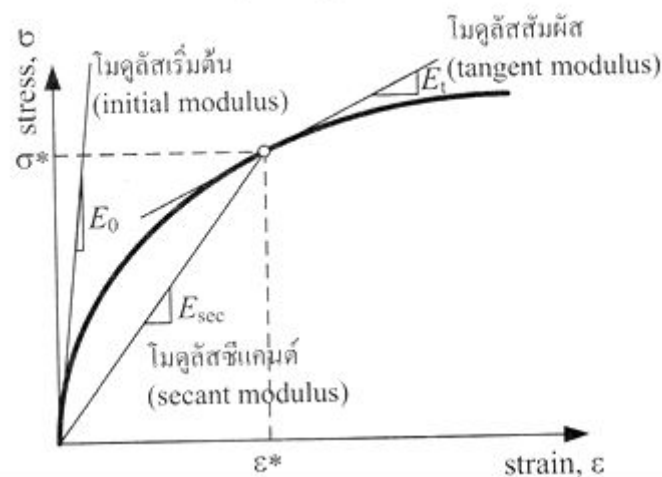
ชนิดดินเหนียว	S, m	r^2	ที่มา
Marine Organic clay	0.29, 0.81	-	Ladd et al 1977
Bangkok clay	0.28, 0.76	-	Ladd et al 1977
Atchafalya clay	0.24, 0.79	-	Ladd et al 1977
AGS CH clay	0.27, 0.70	-	Ladd et al 1977
Boston Blue clay	0.22, 0.70	-	Ladd et al 1977
Connecticut valley varved clay	0.17, 0.71	-	Ladd et al 1977
West Breakwater	0.21, 0.96	0.84	Chung et al. 2006
East Breakwater	0.20, 1.08	0.97	Chung et al. 2006
Muar	0.20, 0.80	0.95	Indraratna et al. 1992
Suvarnabhumi	0.15, 1.04	0.95	Bergado et al. 2001
K18 (CL/CH)	0.34, 0.62	0.62	Roy and Singh 2008
K26 (CL/CH)	0.15, 1.08	0.84	Roy and Singh 2008

2.5.2 โมดูลัสของดิน

โมดูลัสสภาพยืดหยุ่น (modulus of elasticity) เป็นสมบัติเฉพาะตัวของวัตถุ และมีประโยชน์ในด้านวิศวกรรมเป็นอย่างมาก เช่น ในการเลือกวัตถุเพื่อใช้เป็นโครงสร้างอาคาร สะพานหรือชิ้นส่วนของเครื่องจักรกล วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องเลือกวัตถุที่มีสมบัติสภาพยืดหยุ่นเหมาะสมกับงาน วัตถุที่มีโมดูลัสสภาพยืดหยุ่นต่างกัน สามารถทนต่อแรงภายนอกต่างกัน วัตถุที่มีโมดูลัสสภาพยืดหยุ่นสูง จะสามารถทนต่อแรงภายนอกได้มากหรือทำให้ผิดรูปได้ยาก ส่วนความเค้นที่ขีดจำกัดสภาพยืดหยุ่นจะบอกให้ทราบว่าวัตถุนั้นสามารถทนต่อแรงภายนอกมากที่สุดเพียงใด เพื่อสามารถกับสู่สภาพเดิมได้

โมดูลัสของดิน (soil modulus) คือ อัตราส่วนระหว่าง ความเค้น (stress) ต่อ ความเครียด (strain) หรือหาจากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น – ความเครียด โดยค่าโมดูลัสมีอยู่ 3 รูปแบบตามระดับความเครียด (strain level) ดังแสดงตามรูปที่ 2.15 ดังนี้

- 1) โมดูลัสเริ่มต้น (initial modulus, E_0) คือ ความชันของเส้นสัมผัสที่จุดกำเนิดของเส้นโค้งความเค้นและความเครียด หรือค่าความชันของเส้นโค้งเมื่อความเครียดมีค่าเท่ากับศูนย์
- 2) โมดูลัสสัมผัส (tangent modulus, E_t) คือ ความชันของเส้นสัมผัสที่ระดับความเค้นที่กำหนด
- 3) โมดูลัสซีแคนต์ (secant modulus, E_{sec}) คือ ความชันของเส้นที่ลากจากระดับความเค้นที่กำหนดไปที่จุดกำเนิด ในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมส่วนใหญ่ มักจะใช้โมดูลัสซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด (secant modulus at 50% strength, E_{50})



รูปที่ 2.15 โมดูลัสเริ่มต้น โมดูลัสสัมผัส และโมดูลัสซีแคนต์ (สุเชษฐ์ 2557)

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน และใช้แก้ปัญหาทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยเฉพาะการคำนวณที่อ้างอิงทฤษฎีอิลาสติก กล่าวคือ เมื่อต้องการทราบทั้งระดับของความเค้นและความเครียดในมวลดินพร้อมกัน หากใช้คุณสมบัติเฉพาะความแข็งแรง (c, ϕ) จะไม่เพียงพอ ต้องคำนวณจากค่าโมดูลัสของดินด้วย ดังกรณีต่อไปนี้

- 1) เมื่อโครงสร้างสามารถทำให้เกิดการเคลื่อนตัวมากจนไม่สามารถใช้งานได้ แต่ยังไม่วิบัติ เช่น ดินหลังเข็มพืดกันดินจนทำให้สิ่งก่อสร้างข้างเคียงเสียหาย

- 2) ชั้นดินฐานรากที่เมื่อรับน้ำหนักแล้วมีการทรุดตัวทันทีสูง อาจทำให้เกิดความเสียหายได้โดยที่ยังไม่เกิดการวิบัติ เช่น ดินไต่ถล่มน้ำมัน
- 3) การศึกษาการเคลื่อนตัวของฐานรากหรือโครงสร้างที่ส่งผ่านแรงให้ดิน ทั้งในระหว่างการก่อสร้างและใช้งาน
- 4) การวิเคราะห์พฤติกรรมโดยละเอียดของมวลดินเมื่อรับแรงกระทำต่าง ๆ โดยวิธี Finite Element Method (FEM)

ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นสำหรับดินเหนียวแสดงไว้ในตารางที่ 2.10 นอกจากนี้ค่าโมดูลัสของดินยังสามารถแบ่งได้เป็น 2 เงื่อนไข คือ โมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (undrained modulus, E_u) ในเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำนี้ มวลดินจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรหรือมีความต้านทานการเปลี่ยนแปลงปริมาตรสูงมาก ค่าอัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำ มีค่าเท่ากับ 0.5 ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำหาได้จากการทดสอบแรงอัดแกนเดียว (UC-test) การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ (CU-test) และอีกเงื่อนไขหนึ่งคือ โมดูลัสแบบระบายน้ำ (drained modulus, E') ในเงื่อนไขแบบระบายน้ำ มวลดินมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ดังนั้นค่าอัตราส่วนปัวซองแบบระบายน้ำ มีค่าน้อยกว่า 0.5 ขึ้นอยู่กับประเภทของดิน สามารถหาค่าโมดูลัสแบบระบายน้ำได้โดยการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำ (CD-test)

ตารางที่ 2.10 ค่าทั่วไปของโมดูลัสความยืดหยุ่นสำหรับดินเหนียว (Subramanian, 2010)

ประเภทดินเหนียว	โมดูลัสความยืดหยุ่น, E_s (นิวตันต่อตารางมิลลิเมตร)
อ่อนมาก (Very soft)	2 ถึง 15
อ่อน (Soft)	5 ถึง 25
ปานกลาง (Medium)	15 ถึง 50
แข็ง (Hard)	50 ถึง 100
มีทรายมาก (Sandy)	25 ถึง 250

2.5.3 ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำ (Pore Pressure Parameter)

ทฤษฎีการคำนวณแรงดันน้ำในมวลดินมีสมมติฐานว่า การเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในมวลดิน (excess pore pressure, Δu) เป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวมภายนอก (total stress change) ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำ (Pore Pressure Parameter) A และ B (Skempton 1954) ซึ่งแตกต่างกันในดินแต่ละชนิด สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ ความสัมพันธ์เป็นดังนี้:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.2)$$

เมื่อ Δu คือ การเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำโพรงที่เกิดระหว่างการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ $\Delta\sigma_1$ คือ การเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมในแนวตั้งที่เกิดระหว่างการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ $\Delta\sigma_3$ คือ การเปลี่ยนแปลงของความเค้นรวมในแนวนอนที่เกิดระหว่างการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ A, B คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำของ Skempton

เมื่อทำการทดสอบแรงอัดสามแกนกับดินเหนียวที่มีความอิ่มตัวด้วยน้ำ ต้องพิจารณา ค่า B ก่อนทำการเฉือนตัวอย่างดิน กระบวนการประกอบด้วยการปิดการระบายน้ำของตัวอย่างแล้ว เพิ่มแรงดันปิดล้อมแก่ตัวอย่าง โดยการเพิ่มความดันเซลล์ ในกรณีนี้ $\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ ดังสมการ (2.2) การเพิ่มขึ้นของความดันปิดล้อม $\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_3$ และการวัดการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำโพรง Δu ระหว่างการทำงานของความดันปิดล้อม ค่า B สามารถคำนวณได้จากสมการ (2.3)

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (2.3)$$

ค่า A_f ในสถานะวิบัติ (failure) เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ทำนายแรงดันน้ำส่วนเกิน (Δu) เฉพาะสถานะวิบัติเท่านั้น ไม่ควรนำไปวิเคราะห์หาแรงดันน้ำก่อนวิบัติ ค่า A_f จะมีค่าแตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับชนิดของดิน และอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำ (OCR) ดังแสดงในตารางที่ 2.11

ตารางที่ 2.11 ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิบัติของดินชนิดต่าง (Craig, 1997)

ชนิดของดินเหนียว	A_f
ดินเหนียวไวตัวสูง (Highly Sensitive Clay)	+0.75 ถึง +1.50
ดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidation Clay)	+0.50 ถึง +1.00
ดินเหนียวปนทรายบดอัด (Compacted Sandy Clay)	+0.25 ถึง +0.75
ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวน้อย (Lightly Overconsolidated Clay)	0.00 ถึง +0.50
ดินบดอัด (Compacted Clay-Gravel)	-0.25 ถึง +0.25
ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวมาก (Heavily Overconsolidated Clay)	-0.50 ถึง 0.00

2.5.4 คุณสมบัติการยุบตัว (Compressibility)

การยุบตัวแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional compression) หมายถึง การเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแนวตั้งโดยปราศจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวราบ หรือเรียกว่าเงื่อนไข K_0 (K_0 -condition)

Terzaghi (1925) ได้เป็นผู้ศึกษาพฤติกรรมการยุบตัวแบบหนึ่งมิติ โดยใช้เครื่องมือที่เรียกว่า ออโดมิเตอร์ (oedometer) และทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดิน (consolidation test) จนได้ค้นพบหลักทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ (consolidation theory) การทดสอบการอัดตัว

คายน้ำของดินใช้กับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ (saturated) เท่านั้น ส่วนดินชนิดอื่นๆ ที่มีคุณสมบัติไม่สมบูรณ์ตามคุณสมบัตินี้ ก็มีพฤติกรรมไม่ตรงตามทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำนัก แต่ในบางกรณีก็จะพออนุโลมให้ใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำได้ เช่น ตัวอย่างดินเหนียวที่มีทรายผสม (sandy clay) ที่ไม่อิ่มตัว (partially saturated) เป็นต้น ในปัจจุบันการทดสอบการอัดตัวคายน้ำยังใช้เครื่องมือที่ไม่แตกต่างไปจากเครื่องมือที่ได้พัฒนาใช้ในสมัยก่อนมากนัก และการทดสอบการอัดตัวคายน้ำชนิดเดียวกันนี้ก็ยังเป็นการทดสอบมาตรฐานสำหรับหาคุณสมบัติการทรุดตัวของดินเหนียวที่จะถูกกดทับด้วยน้ำหนักบรรทุกฐานราก เช่นดินถมบริเวณ (fill) คันดินถม (embankment) ฐานแผ่ (spread footing) ลานเก็บสินค้า (storage area) เป็นต้น

ในปี 1966 โรว์ (Rowe) ได้พัฒนาเครื่องมือทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบอัดความดันน้ำ (hydraulically pressurized) โดยใช้ตัวอย่างดินเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 - 9 นิ้ว บิชอป (Bishop) ก็ได้ออกแบบเครื่องมือทดสอบแบบอัดความดันน้ำเช่นเดียวกัน แต่ใช้ขนาดตัวอย่างดินเท่าแบบธรรมดา (2.5 - 3.0) ซึ่งเครื่องมือที่พัฒนาขึ้นมาใหม่มีความก้าวหน้าสามารถอัดความดันน้ำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ และสามารถวัดความดันน้ำ (Pore water pressure measurement) ได้ในขณะที่อัดทดสอบซึ่งเป็นค่าคงตัวอีกตัวหนึ่งที่มีความสัมพันธ์กับค่าอ่านการทรุดตัวของดินที่วัดอยู่ตามปกติสำหรับการทดสอบการอัดตัวทั่วไป

ในการทดสอบด้วยเครื่องมือทดสอบอัดตัวคายน้ำ (consolidation machine, consolidometer หรือ odometer) จะบรรจุตัวอย่างดินไว้ในวงแหวนตัวอย่าง (sample ring) น้ำหนักจะกดเฉพาะในแนวตั้ง ผ่านแผ่นหินพรุนบน (Top porous stone) ซึ่งระบายน้ำได้ มีหรือไม่มีแผ่นหินพรุนด้านล่าง (bottom porous stone) และสมมติว่าตัวอย่างดินจะไม่ขยายดินจะไม่ขยายตัวด้านข้าง จะทรุดตัวในเฉพาะแนวตั้งเป็นการทรุดตัวแกนตั้งเพียงแกนเดียว (one dimensional consolidation) ซึ่งเป็นการสมมติฐานใกล้เคียงกับสภาพจริงในธรรมชาติ มีมิติด้านข้างไม่จำกัด และมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรในแนวนอนน้อยมาก

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ ดินจะทรุดตัว 3 ระดับ คือ

- 1) การอัดตัวขั้นแรก (Initial consolidation) เกิดขึ้นในทันทีในสภาวะยืดหยุ่น (elastic) มีค่าน้อยและค่าความชื้นไม่เปลี่ยนแปลง
- 2) การอัดตัวหลัก (primary consolidation) มีค่ามากที่สุด เป็นค่าการทรุดตัวหลักเนื่องจากน้ำ ถูกบีบตัวออกตามทฤษฎีการอัดคายน้ำของเทอร์ซาคี (Terzaghi) มีปริมาณมากและใช้เวลานาน มีการเปลี่ยนแปลงทั้งความชื้นและปริมาตรลดลง
- 3) การอัดตัวระยะที่สอง (secondary consolidation) การคืบ (creep) ของดินเกิดขึ้นหลังจากการอัดตัวหลักเสร็จสมบูรณ์แล้วมีค่าน้อย

สัมประสิทธิ์การอัดตัว ขึ้นอยู่กับความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดิน (Permeability) และความสามารถในการยุบตัว ซึ่งสัมประสิทธิ์การอัดตัวของดินที่สำคัญมี 2 ตัว คือ

- 1) ระยะเวลาและอัตราการอัดตัวของดิน (consolidation rate) หาได้จากค่าคงตัวสัมประสิทธิ์การอัด (Coefficient of consolidation, C_v)
- 2) ปริมาณการทรุดตัวของดินทั้งหมด (total settlement) หาได้จากค่าดัชนีการยุบตัว (Compression index, C_c)

2.5.4.1) ระยะเวลาและอัตราการอัดตัวของดิน

จากการทดสอบการอัดตัวจะได้สัมประสิทธิ์การอัดตัว (Coefficient of consolidation, C_v) จากสมการ (2.4) สามารถหาระยะเวลาและอัตราการอัดตัวของดิน ได้

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_d^2}{t} \quad (2.4)$$

เมื่อ H_d คือ ระยะทางระบายน้ำยาวที่สุด (Longest drainage path) t คือ ระยะเวลาทรุดตัว T_v คือ องค์กรประกอบเวลา (Time factor) ไม่มีหน่วยได้มาจากการแก้สมการอัดตัวคายน้ำ

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.5)$$

ซึ่ง Terzaghi (1934) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า T_v และ u ,

$$\begin{aligned} u &= \text{เปอร์เซ็นต์การคายตัวของน้ำ (Percentage pore water pressure dissipation)} \\ &= \frac{u_t}{u_0} \times 100 \% \\ &= \text{ความดันในน้ำขณะนั้น} / \text{ความดันน้ำเริ่มแรก} \times 100\% \\ &= \frac{s_t}{s} \times 100 \% \\ &= \text{ค่าทรุดตัวในขณะนั้น} / \text{ค่าทรุดตัวทั้งหมด} \times 100\% \end{aligned}$$

ค่าดัชนีการยุบตัวเป็นค่าเป็นค่าความชันของกราฟระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio, e) กับค่าความเค้นประสิทธิผลแนวตั้ง (σ'_{vo}) ในแกนลอการิทึม (Log effective overburden pressure) สำหรับดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidation, NC clay) ค่าดัชนีการยุบตัว สามารถหาได้จากสมการที่ 2.5

$$C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v \quad (2.6)$$

เมื่อ C_c คือ ค่าดัชนีการยุบตัว (Compression index) Δe คือ ผลต่างของค่าอัตราส่วนช่องว่างระหว่างจุดสเกลลอิก $\Delta \log \sigma'_v$ คือ ผลต่างของค่าความเค้นประสิทธิผลแนวตั้งแกนลอการิทึม

ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index) เป็นค่าความชันของกราฟระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับความเค้นประสิทธิผลแนวตั้ง ในแกนลอการิทึม (Log effective overburden pressure) สามารถหาค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำได้จากสมการที่ 2.6

$$C_r = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v \quad (2.7)$$

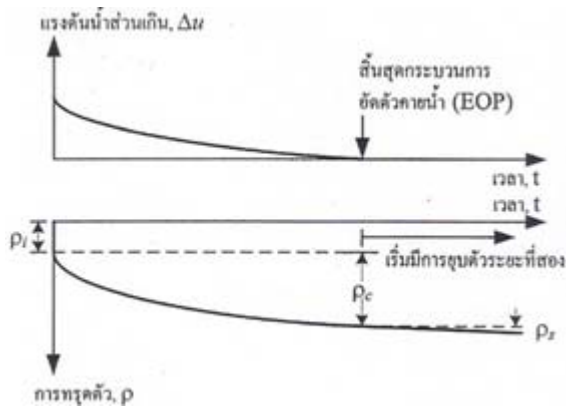
เมื่อ C_r คือ ค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression index) Δe คือ ผลต่างของค่าอัตราส่วนช่องว่างระหว่างจุดสเกลลอจ $\Delta \log \sigma'_v$ คือ ผลต่างของค่าความเค้นประสิทธิผลแนวตั้ง แกนลอการิทึม

2.5.4.2 การยุบตัวระยะที่สอง การคืบและสมมติฐานการยุบตัว

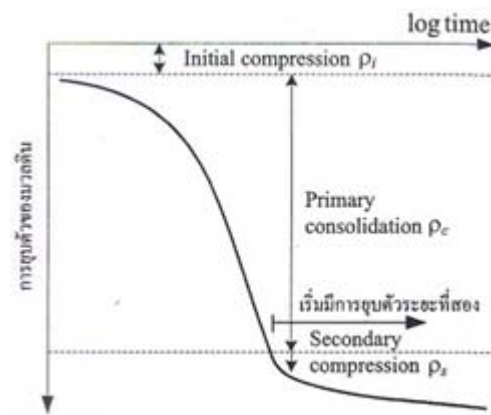
พฤติกรรมที่ขึ้นกับเวลา (rate – dependent behavior) เป็นพฤติกรรมตอบสนองของดินต่อการกระทำเนื่องจากน้ำหนักภายนอกด้วยอัตราที่แตกต่างกัน ตัวอย่างของพฤติกรรมนี้ พฤติกรรมของดินที่ขึ้นกับเวลาเป็นที่รู้จักกันดีอันหนึ่ง คือ พฤติกรรมการอัดตัวระยะที่สอง (secondary compression, ρ_s) และการคืบ (creep)

พฤติกรรมการอัดตัวระยะที่สอง เกิดขึ้นภายหลังจากดินเกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำแล้วเสร็จ (after primary consolidation) ดินที่ปราศจากแรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินอาจจะยังคงเกิดการยุบตัวเพิ่มขึ้นต่อเนื่องไปอย่างช้า ๆ การยุบตัวนี้จะเพิ่มขึ้นตามเวลาที่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.16

การคืบ คือ การที่ดินถูกน้ำหนักคงที่กระทำและเมื่อปล่อยเวลาผ่านไปจะเกิดการเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ หรือพฤติกรรมการทรุดตัวของดินขณะที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงความเค้นภายในมวลดินนั่นเอง การผ่อนคลายของความเค้น (stress relaxation) คือ การที่ดินลดระดับความเค้นภายในเมื่อเวลาผ่านไปโดยไม่มีการเคลื่อนตัวหรือความเครียดเกิดขึ้น ซึ่งจะตรงข้ามกับการคืบนั่นเอง แต่จะแตกต่างจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ เพราะกระบวนการอัดตัวคายน้ำจะมีการเปลี่ยนแปลงทั้งความเค้นประสิทธิผลและความเครียดตามเวลาที่เปลี่ยนแปลงไป เนื่องจากน้ำในโพรงดินไหลออกไปไม่ได้เกิดจากอนุภาคของดินเอง ในทางทฤษฎีการคืบจะเกิดขึ้นได้ทั้งในขณะที่ยังไม่ระบายออกจากมวลดินหรือเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ (undrained creep) และ หลังกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นหรือเงื่อนไขระบายน้ำ (drained creep) แต่ในทางปฏิบัติเราไม่สามารถแยกการคืบแบบไม่ระบายน้ำออกจากการทรุดตัวจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำได้



(ก) แรงดันน้ำส่วนเกินกับการทรุดตัวตามเวลา
(Excess pore pressure and soil settlements
with time)



(ข) การยุบตัวของมวลดินกับลอกลของเวลา
(Soil compression vs. log time)

รูปที่ 2.16 การยุบตัวระยะที่สอง (สุเชษฐ์ 2551)

นอกจากนี้ ซาลล์ แลตต์ และคณะ (Ladd et al. 1977) ได้ตั้งสมมติฐานสองประการเกี่ยวกับการยุบตัวระยะที่สองไว้ว่า สมมติฐาน A (hypothesis A) การยุบตัวระยะที่สองจะเกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นกระบวนการอัดตัวคายน้ำและจะดำเนินต่อไปเรื่อย ๆ ส่วนสมมติฐาน B (hypothesis B) การยุบตัวระยะที่สองจะเริ่มเกิดขึ้นไปพร้อม ๆ กับกระบวนการอัดตัวคายน้ำ และยังดำเนินต่อไปหลังสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้วและยังดำเนินต่อไปเรื่อย ๆ ซึ่งถ้าการยุบตัวระยะที่สองเป็นกระบวนการที่ขึ้นกับอัตรา (rate - dependence) สมมติฐาน B น่าจะสมเหตุสมผลมากกว่านั่นเอง

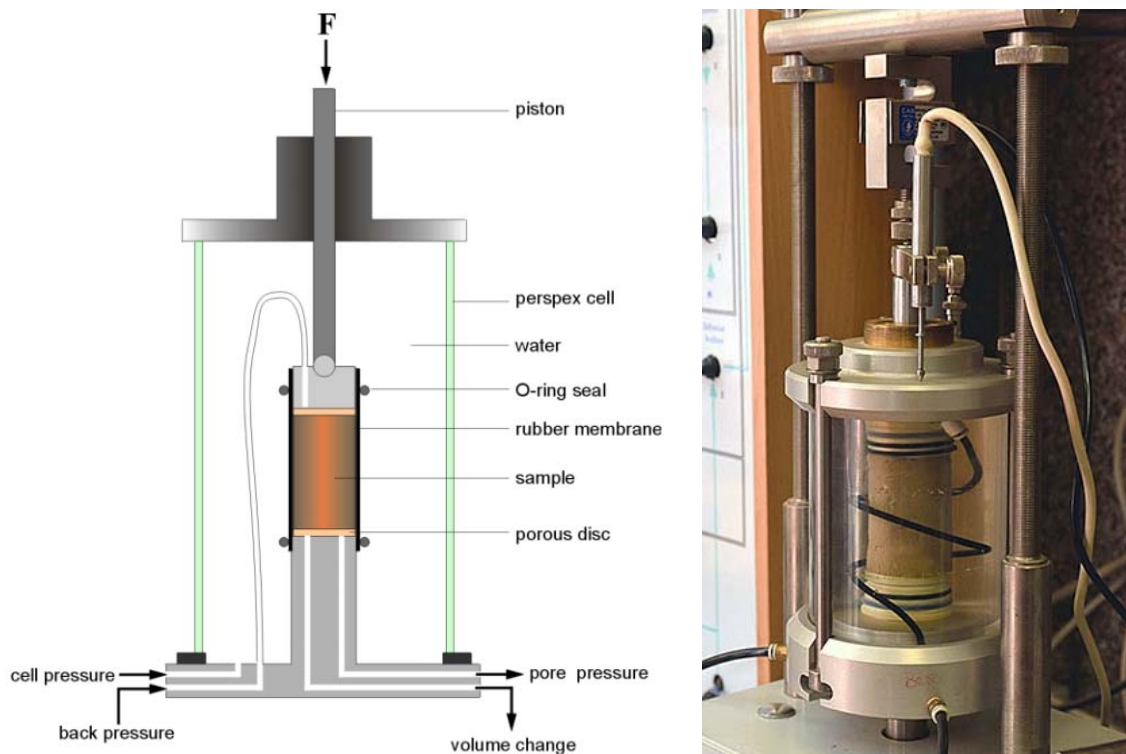
2.6 การทดสอบแรงอัดสามแกนและการแปลผล

2.6.1 การทดสอบแรงอัดสามแกน

การทดสอบแรงอัดสามแกน (triaxial compression test) เป็นวิธีทดสอบเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินที่นิยมมากในห้องปฏิบัติการ เพราะสามารถปรับสภาพของดินให้ใกล้เคียงกับดินในธรรมชาติ เหมาะสำหรับการทดสอบดินเหนียว โดยมีวิธีการกลึงดินให้เป็นรูปทรงกระบอก โดยให้มีอัตราส่วนของความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 2 เท่า หุ้มด้วยพลาสติกยางเพื่อกันการสูญเสียน้ำ และกันน้ำในกล่องทรงกระบอกซึมเข้าไปในตัวอย่างขณะทำการทดสอบ ที่ปลายทั้ง 2 ข้างจะมีหินพรุน (Porous stone) เพื่อให้ น้ำในมวลดินมีโอกาสระบายออก เพื่อทำการวัดความดันของน้ำ จากนั้นเติมน้ำพร้อมอัดความดันเข้าไปรอบตัวอย่าง เพื่อให้ดินตัวอย่างที่จะทดสอบอยู่ในสภาวะที่ใกล้เคียงกับธรรมชาติ ดังรูปที่ 2.17 แสดงเครื่องมือทดสอบสามแกน ซึ่งการทดสอบจะมี 2 กรณี คือ ที่แรงแนวแกนมากกว่าแรงโอบรัด หรือ $\sigma_a = \sigma_1 > \sigma_r = \sigma_3$ จะเป็นการทดสอบแรงอัดสามแกน แต่ในทางตรงข้ามถ้าแรงโอบรัดมากกว่าแรงแนวแกน $\sigma_r = \sigma_1 > \sigma_a = \sigma_3$ จะเป็นการทดสอบแรงดึงสามแกน (triaxial extension test) การให้แรงแบ่งออกเป็น 2 ทิศทาง คือ ทิศทางด้านข้าง เป็นการให้แรงดันโอบรัด (confining

pressure, σ_c) จากแรงดันน้ำ ส่วนอีกทิศทางคือ ทิศทางในแนวตั้ง เป็นการให้แรงจากลูกสูบให้แรง (loading piston) การวัดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งจะติดตั้งเกจอ่านค่าการเคลื่อนที่ภายนอก มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (volume change, Δv)

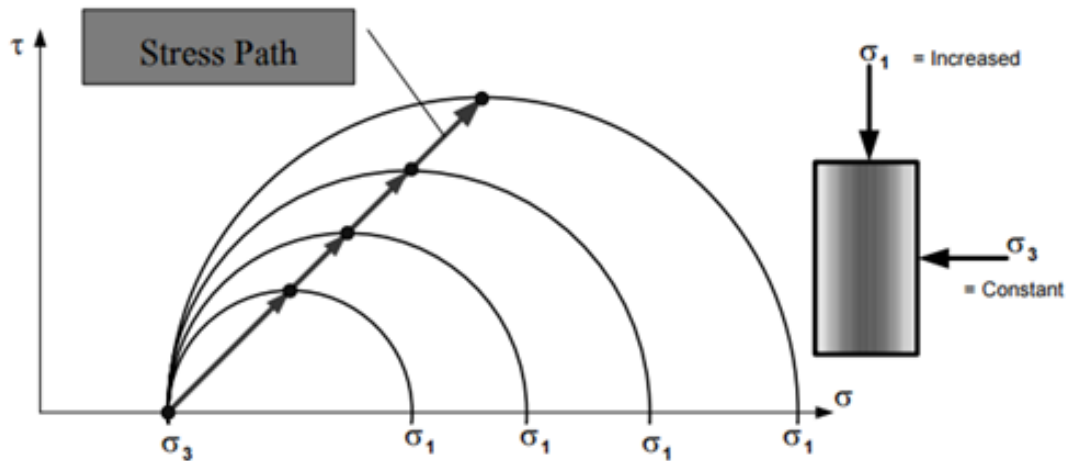
ผลการทดสอบแรงอัด 3 แกน ได้ความสัมพันธ์ของค่าความเค้น (stress) และค่าแรงเฉือน (shear) ซึ่งเป็นค่าคงตัวกำลังของดิน (strength parameters) จึงมีการนำเสนอผลการทดสอบมาแสดงผลด้วยวิธีต่าง ๆ เช่น วิธีการแสดงผลการทดสอบด้วยวงกลมมอร์ (Mohr)



รูปที่ 2.17 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (<https://www.gdsinstruments.com>)

2.6.1 ทางเดินของความเค้น (stress Path)

ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่แสดงผลในรูปวงกลมมอร์ไม่สามารถจะให้ความเข้าใจพฤติกรรมสถานะของความเค้นของดินในระดับสมบูรณ์ได้ Lambe และ Whitman (1969) จึงได้เสนอวิธีการแสดงผลด้วยเส้น และลูกศรที่ลากผ่านจุดยอดของวงกลมมอร์ ดังรูปที่ 2.18 หรือที่เรียกว่า ทางเดินความเค้น (stress path) ซึ่งยังคงให้ข้อมูลเทียบเท่าการเขียนวงกลมมอร์ แต่จะแสดงได้ง่ายกว่าเพราะไม่ต้องเขียนวงกลมหลายวงต่อเนื่องกัน และยังคงเปลี่ยนกลับมาเขียนวงกลมมอร์ได้ง่าย พัฒนาขึ้น



รูปที่ 2.18 ทางเดินของความเค้น (Stress Path)

พารามิเตอร์ความเค้นประกอบไปด้วยความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress) และความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย (mean effective stress) ถูกนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายในงานปฐพีกลศาสตร์ พารามิเตอร์นี้มีใช้กันอยู่ทั่วไปสองสถาบัน คือ สถาบันเทคโนโลยีแมสซาชูเซตส์ (MIT) และมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ แต่น่าเสียดายที่ ทั้งสองกลุ่มใช้สัญลักษณ์เดียวกัน คือ q และ p แต่เพื่อให้พารามิเตอร์ที่แตกต่างกัน มหาวิทยาลัยเคมบริดจ์จะใช้ $q - p$ และสำหรับสถาบันเทคโนโลยีแมสซาชูเซตส์จะใช้ $t - s$ แทน $q - p$ ตามลำดับ ในแง่ของค่าความเค้นหลัก (σ_1, σ_3) และเทียบเท่าความเค้นประสิทธิภาพ (effective stress)

$$t = t' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (2.8)$$

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.9)$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (2.10)$$

พารามิเตอร์ $q - p$ ของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ คือค่าคงที่ความเค้น

$$q = \frac{1}{2^{1/2}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (2.11)$$

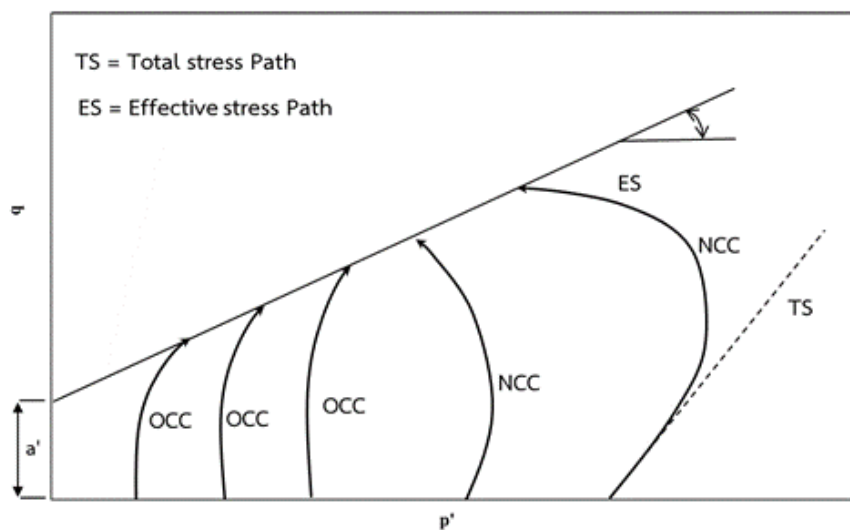
$$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.12)$$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.13)$$

เมื่อความดันด้านข้าง σ_3 คงที่ และทำการเงื่อนไขให้มีค่า σ_1 เพิ่มขึ้นตามแนวแกน ถ้านำมาเขียนวงกลมมอร์ตามระดับความเค้นที่เพิ่มขึ้น จะได้วงกลมมอร์จำนวนมาก ซึ่งไม่สะดวกในการอ่าน เมื่อพล็อตผลการทดสอบในแกน $p-q$ จะได้ทางเดินของจุด หรือทางเดินของความเค้น

ซึ่งสำหรับแรงดันรวมเส้นทางเดินของความเค้นจะทำมุม 45 องศากับแกนนอน สำหรับการแสดงทางเดินของความเค้นในรูปของความเค้นประสิทธิผล โดยนำค่าแรงดันน้ำที่วัดได้ในระหว่างการทดสอบ ไปลบค่าแกน p เป็นค่าประสิทธิผล $p' = p - u$ ซึ่งความดันน้ำไม่มีผลในแกน q เนื่องจากค่าแกน q เป็นค่าแรงเฉือนและน้ำไม่สามารถรับแรงเฉือนนั้นได้

ลักษณะของทางเดินความเค้นประสิทธิผลจะบอกถึงประวัติการถูกกดทับของดินในอดีต ดินอัดแน่นตามปกติ (NCC) เมื่อแรงกดกระทำทำให้ค่าความดันน้ำจะเพิ่มขึ้นมากและเป็นบวก ส่วนดินที่เคยอัดแน่นเกินตัว (OCC) เมื่อรับแรงกดทำให้ค่าความดันน้ำจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยหรืออาจเป็นลบ จะทำให้ทางเดินความเค้นประสิทธิผลมีรูปลักษณะเฉพาะดังแสดงในรูปที่ 2.19 เมื่อนำมาพิจารณาในรูปของการพล็อต $p' - q$ ค่าความเค้นประสิทธิผลจะเห็นผลดินที่แตกต่างกันของดินดินอัดแน่นตามปกติ และดินที่เคยอัดแน่นเกินตัวได้อย่างชัดเจน



รูปที่ 2.19 ทางเดินของความเค้นของดินที่อัดแน่นเกินตัว

2.7 ทฤษฎีสถานะวิกฤต

ทฤษฎีสถานะวิกฤต (Critical State Theory) ถูกพัฒนาขึ้นที่มหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ โดยการวิจัยของศาสตราจารย์เคนเนตส์ รอสโคล และคณะ (Roscoe and Burland., 1968) ทฤษฎีสถานะวิกฤตถูกพัฒนาครั้งแรกโดยอ้างอิงการทดสอบสามแกนของดินเหนียวสร้างใหม่ (reconstituted clay) และแบบจำลองแคมเคลย์ (Cam-clay model) เพื่อใช้อธิบายพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียวสภาพอัดแน่นปกติ ต่อมาได้มีการขยายความและนำเสนอทฤษฎีสถานะวิกฤตในรูปแบบที่เข้าใจได้ง่ายขึ้น โดยจอห์น แอตคินสัน และบรานบี้ (Atkinson and Bransby, 1978) และสุดท้ายได้มีการนำเสนอหลักการดังกล่าวได้อย่างครบถ้วนโดย เดวิด เมย์ วูดส์ (Wood, 1990) จึงทำให้ทฤษฎีเป็นที่นิยมขึ้นเรื่อยๆ โดยเฉพาะแบบจำลองแคมเคลย์ที่ค่อนข้างประสบความสำเร็จในการอธิบายพฤติกรรมฮิสเทรีซิสของดินสภาพอัดแน่นปกติ

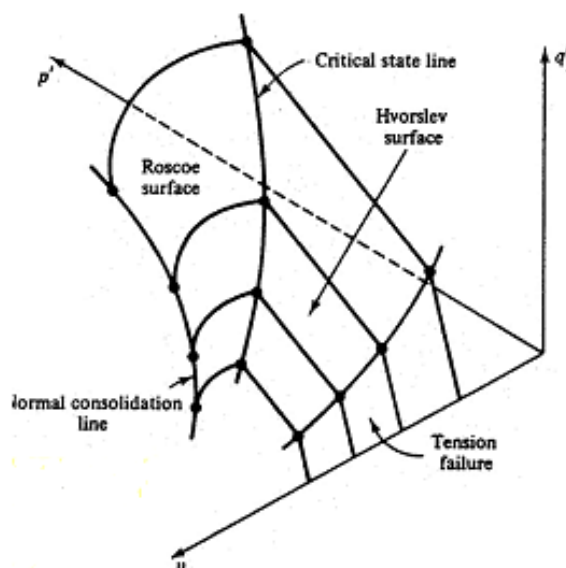
2.7.1 พื้นผิวขอบสถานะ

ทฤษฎีสถานะวิกฤตอาศัยการสังเกตพฤติกรรมดินเหนียว จากผลการทดสอบสามแกน โดยทำการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรทั้งสามดังนี้

- 1) ความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย (mean effective stress) หรือความดันอัดตัวคายนํ้า (consolidation pressure) $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$
- 2) ความเค้นเฉือน (shear stress) หรือความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress) $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$
- 3) ปริมาตรจำเพาะ (specific volume) $v = 1 + e$ หรือการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (volume change)

โดยตัวแปรทั้ง 3 นี้จะใช้นิยามสถานะของดินโดยนำมาสร้างความสัมพันธ์กันในแกน 3 มิติ จะได้ภาพฉายบนระนาบดังระหว่าง (p', q) คือวิถีความเค้น (stress path) และภาพฉายระหว่าง (p', v) คือเส้นโค้งการอัดตัวคายนํ้า (consolidation curve)

พื้นผิวของเขตสถานะ คือ พื้นผิวที่กำหนดขอบเขตความเป็นไปได้ของสถานะของดิน ซึ่งนิยามบนแกนมิติบนตัวแปร (p', q, v) โดยมีส่วนประกอบเป็นพื้นผิวสำคัญ 3 พื้นผิวคือ พื้นผิวรอสโคล (Roscoe surface) พื้นผิวฮอวส์ลีย์ (Hvorslev surface) และช่วงตัดออกแรงดึง (tension cut-off) สถานะของดินอยู่ภายในพื้นผิวขอบสถานะเท่านั้น โดยไม่มีทางอยู่นอกพื้นผิวของสถานะได้ หากสถานะของดินสัมผัสพื้นผิวขอบสถานะ ดินจะมีพฤติกรรมแบบพลาสติก ไม่สามารถคืนสภาพได้ กล่าวคือพื้นผิวขอบสถานะเสมือนเป็นพื้นผิวคราก พื้นผิวขอบสถานะประกอบด้วย 2 เส้น คือ เส้นอัดตัวคายนํ้า (consolidation lines) และเส้นสถานะวิกฤติ (critical state line) แสดงดังรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 พื้นผิวขอบสถานะ (State Boundary Surface) (<http://slideplayer.com/slide/10760017/>)

2.7.1.1 เส้นอัดตัวคายน้ำ

เส้นอัดตัวคายน้ำ (Consolidation lines) คือ เส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (หรืออัตราส่วนช่องว่าง) กับความเค้นประสิทธิผล ในระนาบ (p', v) โดยมากจะอ้างถึงเส้นการอัดตัวคายน้ำใน 2 เงื่อนไข คือ เงื่อนไขความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic stress condition) และเงื่อนไขปราศจากการเคลื่อนตัวด้านข้าง (K_0 condition)

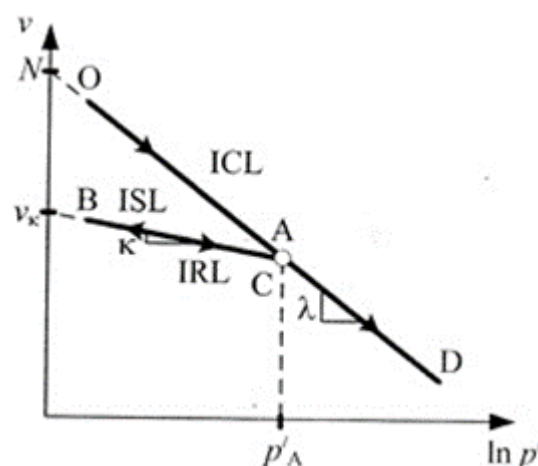
เส้นเส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation line, ICL) การอัดตัวคายน้ำภาคใต้เงื่อนไขความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง คือ ความเค้นหลักประสิทธิผลที่กระทำกับมวลดินเท่ากัน $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ เปรียบได้กับขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดินในการทดสอบสามแกน โดยไม่มีแรงเฉือน สถานะมวลดินอยู่ในระนาบ (p', v) เท่านั้น สำหรับดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ ดินจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรอย่างถาวร จากการจัดเรียงอนุภาคดิน ส่งผลให้ช่องว่างในมวลดินลดลง กล่าวคือดินเกิดการคราก และแสดงพฤติกรรมการเพิ่มความแข็ง (hardening) ดังนั้นความเค้นครากจะเพิ่มขึ้นตามความดันอัดตัวคายน้ำ เส้นอัดตัวคายน้ำจึงมีความชันเท่ากับ λ (แลมด้า) เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง นิยามตามสมการที่ 2.14 จากรูปที่ 2.21 เมื่อทำการลดแรงจะได้เส้น AB คือเส้นบวมตัวเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic swelling line, ISL) และทำการเพิ่มแรงซ้ำที่เส้น BC จะเรียกว่าเส้นการเพิ่มแรงซ้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic reloading line, IRL) ความชันของเส้นทั้ง 2 นี้ประมาณได้ว่าเป็นความชันเดียวกัน เรียกว่าความชัน K (แคปป่า) นิยามตามสมการที่ 2.15

$$ICL : v = N - \lambda \ln p' \quad (2.14)$$

$$ISL, IRL : v = v_K - \kappa \ln p' \quad (2.15)$$

เมื่อ N คือ ระยะตัดแกนปริมาตรจำเพาะที่ $p' = 1.0 \text{ kPa}$

v_K คือ ระยะตัดแกนปริมาตรจำเพาะที่ $p' = 1.0 \text{ kPa}$



รูปที่ 2.21 เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (สุเชษฐ์ 2553)

2.7.1.2 เส้นสถานะวิกฤติ

เส้นสถานะวิกฤติ (critical state line) คือ เส้นที่อ้างถึงสถานะวิกฤติของดิน ซึ่งอาจจะเป็นสถานะวิบัติ (failure) สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนสามารถวัดแรงดันน้ำได้ โดยการวัดแรงดันน้ำสามารถทำให้เกิดการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดในรูปแบบของความเค้นประสิทธิผล ดังรูปที่ 2.22 และการหาพารามิเตอร์สถานะวิกฤตินั้น การวิเคราะห์ต่างๆ ต้องมีความสัมพันธ์กับแรงดันน้ำดังสมการ

$$q'_f = Mp'_f \quad (2.18)$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_f \quad (2.19)$$

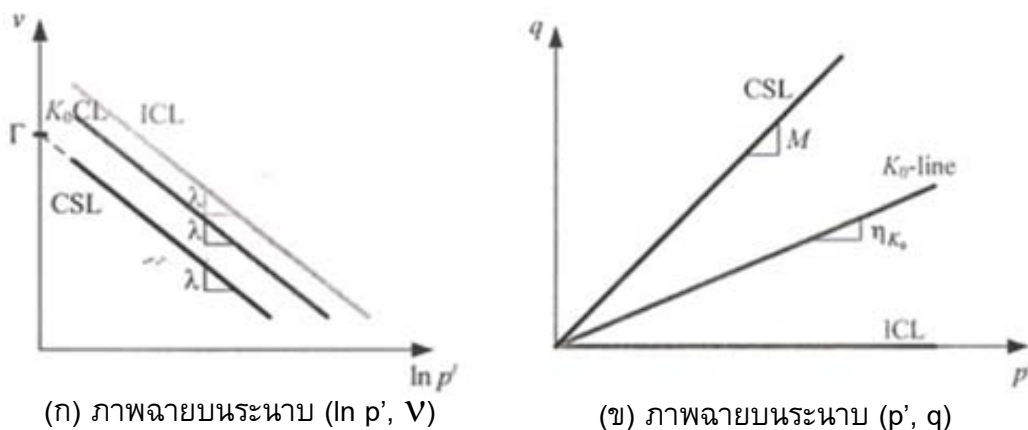
เมื่อ q'_f คือ พารามิเตอร์ q ของเส้นทางความเค้นที่จุดวิบัติ

p'_f คือ พารามิเตอร์ p ของเส้นทางความเค้นที่จุดวิบัติ

M คือ ความชันของเส้นสถานะวิกฤติบนระนาบ $p' : q'$

v_f คือ ปริมาตรจำเพาะที่จุดวิบัติ

Γ คือ ปริมาตรจำเพาะของดินบนเส้นสถานะวิกฤติที่ $p' = 0.1$ ตันต่อตารางเมตร λ คือ ความชันของเส้นสถานะวิกฤติ



รูปที่ 2.22 เส้นสถานะวิกฤติ (สุเชษฐ์ 2553)

2.7.2 วิถีความเค้นของดินสภาพอัดแน่นปกติ

เส้นอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (ICL) และเส้นสถานะวิกฤติ (CSL) เป็นตัวกำหนดของเขตของดินสภาพอัดแน่นปกติ หรืออาจเรียกขอบเขตของสถานะดังกล่าวว่า พื้นผิวโรสโคล (Roscoe surface) โดยสามารถพิจารณาจากการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำและการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ

2.7.3 วิธีความเค้นของดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติ

ดินสภาพอัดแน่นปกติอาจนิยามด้วยค่าอัตราส่วนอัดตัวคายน้ำ (overconsolidation ratio) ซึ่งจะใช้ค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ดังสมการต่อไปนี้

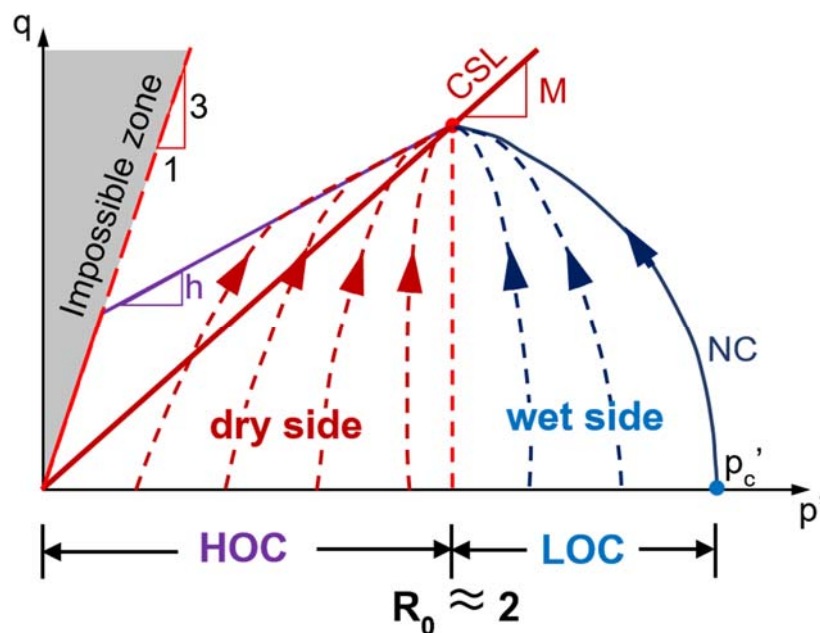
$$R_o = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (2.16)$$

เมื่อ R_o คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย

p'_c คือ ค่าความดันอัดตัวคายน้ำ

p'_0 คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ณ ปัจจุบัน

ดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ ดินสภาพอัดแน่นปกติและอัดแน่นกว่าปกติเล็กน้อย (normally consolidated, NC and slightly overconsolidated soil, LOC) และดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติมาก (heavily overconsolidated soil, HOC) โดยใช้วิธีการอัดตัวคายน้ำเป็นเกณฑ์ คือ ดินชนิด NC หรือ LOC เรียกว่าดินที่อยู่ด้านเปียก (wet side) มีค่า $R_o < 2$ และดิน HOC หรือดินที่อยู่ในด้านแห้ง (Dry side) มีค่า $R_o > 2$ สำหรับวิธีความเค้นแบบไม่ระบายน้ำของดินทั้ง 2 กลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.23



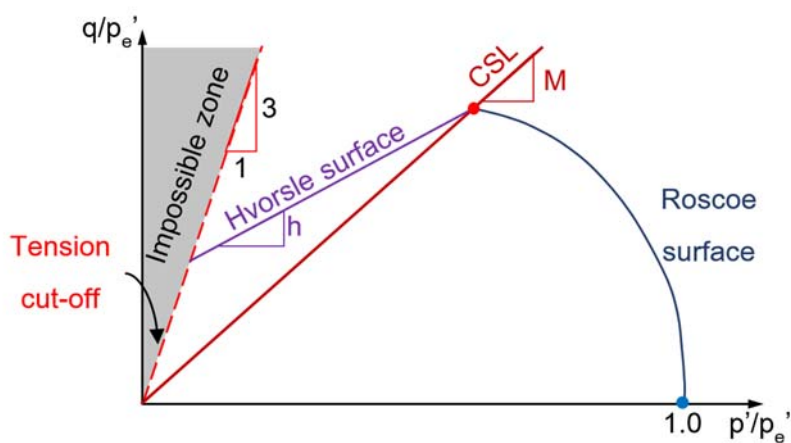
รูปที่ 2.23 วิธีความเค้นแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวประเภทต่างๆ (สุเชษฐ์ 2553)

2.7.3.1 พื้นผิวฮอฟสลิฟ

วิถีความเค้นแบบไม่ระบายน้ำของดินชนิด HOC จะมีแนวโน้มอยู่เหนือเส้นสถานะวิกฤต (CSL) ก่อนที่จะโค้งเข้าสู่จุดตัดระหว่างพื้นผิวรอสโคลกับเส้นสถานะวิกฤต เมื่อลากเส้นเชื่อมต่อขอบเขตของวิถีความเค้นพบว่าอาจประมาณได้เป็นเส้นตรง โดยเส้นตรงดังกล่าวคือภาพฉายของพื้นผิวฮอฟสลิฟ (Hvorslev Surface) บนระนาบ (p', q) พื้นผิวนี้ถูกค้นพบโดยนักวิจัยชาวออสเตรียชื่อฮอฟสลิฟ (Hvorslev, 1937) ดังแสดงในรูปที่ 2.24

2.7.3.2 ช่วงตัดออกแรงดึง

เนื่องจากในทางปฏิบัติ ดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ เพราะสถานะที่อยู่เหนือเส้นอัตราส่วน $q/p' = 3$ ที่ลากจากจุดกำเนิด จะทำให้ค่าความเค้นติดลบหรือคือแรงดึงนั่นเอง ดังนั้นเส้นอัตราส่วน $q/p' = 3$ ที่ลากจากจุดกำเนิดไปตัดกับพื้นผิวฮอฟสลิฟ เรียกว่าช่วงตัดออกแรงดึง (Tension Cut-off)



รูปที่ 2.24 พื้นผิวผลรวมของดินเหนียว (yield surface of clays) (สฤษดิ์ 2553)

2.7.4 การประยุกต์ใช้ทฤษฎีสถานะวิกฤต

การใช้ทฤษฎีสถานะวิกฤตมาประยุกต์ใช้ เพื่ออธิบายพฤติกรรมความเค้น ความเครียด และกำลังของดินในดินเหนียว เนื่องจากวิศวกรปฐพีส่วนใหญ่ยังมีความคุ้นเคยกับการใช้ค่าพารามิเตอร์ทางปฐพีกลศาสตร์แบบดั้งเดิม ดังนั้นจึงได้มีการปรับเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ในสถานะวิกฤตไปเป็นค่าพารามิเตอร์ปฐพีกลศาสตร์แบบทั่วไป เพื่อให้สะดวกในการนำค่าพารามิเตอร์ไปใช้งานต่อไป

สำหรับทฤษฎีสถานะวิกฤต พฤติกรรมอัดตัวคายน้ำสามารถอธิบายได้ด้วยกราฟที่ล๊อกระหว่างปริมาตรจำเพาะ (specific volume, $v=1+e$) กับค่าล๊อฐาน e ของค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (p') แสดงในรูปที่ 2.25 ในรูป 2.26(ข) เรียกว่าเส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำแบบสถานะวิกฤต มักใช้กับผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบสามแกน ความชันของเส้นโค้งสามารถนิยามได้ 2 ช่วง คือ ช่วงอัดตัวครั้งแรก นิยามว่าเป็นดัชนีการอัดตัว (compression index)

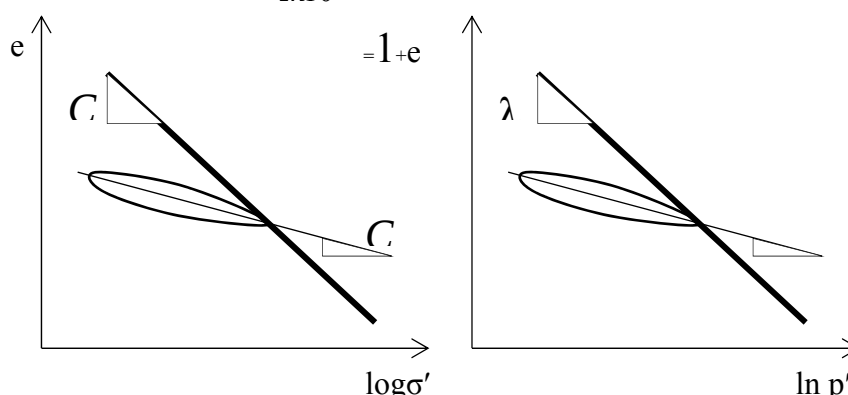
ตั้งสมการที่ 2.17 และช่วงเส้นโค้งการบวมตัว นิยามว่าเป็นดัชนีการอัดตัวซ้ำ (recompression index) ตั้งสมการที่ 2.18

$$\lambda = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p'_2 / p'_1)} = \frac{\Delta e}{\ln(p'_f / p'_i)}$$

$$\lambda \approx \frac{C_c}{\ln 10} = 0.434 C_c \quad (2.17)$$

$$\kappa = \frac{v_1 - v_2}{\ln(p'_2 / p'_1)} = \frac{\Delta e}{\ln(p'_f / p'_i)}$$

$$\kappa \approx \frac{C_r}{\ln 10} = 0.434 C_r \quad (2.18)$$



รูปที่ 2.25 การจับคู่พารามิเตอร์อัดตัวคายน้ำ (สุเชษฐ์ 2553)

2.8 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.8.1 ผลกระทบของความเป็นพลาสติก (plasticity) ต่อค่ากำลังการรับน้ำหนักของดิน

ดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกสูง ซึ่งประกอบไปด้วยอนุภาคดินเม็ดละเอียดขนาดเล็กจำนวนมาก อันเป็นผลให้มีอัตราส่วนของพื้นที่ผิวสัมผัสของหน้าอนุภาคของเม็ดดินต่อหน่วยน้ำหนักสูง องค์ประกอบของเม็ดดินจะประกอบไปด้วยแร่ดินเหนียวอันมีประจุลบโดยธรรมชาติ ซึ่งประจุลบสามารถดึงดูดประจุบวกในโมเลกุลของน้ำทำให้ดินเหนียวมีน้ำเคลือบอยู่ที่ผิว ดังนั้นดินเหนียวในธรรมชาติจึงมีน้ำเป็นส่วนประกอบ โดยมีชั้นน้ำล้อมรอบหรือน้ำเคลือบผิว (Adsorbed water) ในแต่ละผลึกของแร่ดินเหนียว คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวจึงขึ้นอยู่กับน้ำเคลือบผิวนี้นี้ ซึ่งน้ำจะเคลือบที่ผิวของดินเหนียวได้ โดยประจุบวกในโมเลกุลของน้ำถูกดึงดูดโดยประจุลบที่ผิวของผลึกของแร่ดินเหนียว และน้ำเคลือบผิวบางส่วนถูกยึดติดกับผลึกของแร่ดินเหนียวโดยไฮโดรเจนในน้ำถูกยึดไว้กับออกซิเจนหรือไฮดรอกซิลบนผิวแร่ดินเหนียวโดยพันธะไฮโดรเจน เมื่อดินเหนียวสัมผัสกับน้ำก็จะดึงดูดประจุบวกของน้ำ(ไฮโดรเจน) และประจุบวกของโลหะที่ละลายอยู่ในน้ำเข้ามาเคลือบที่ผิวทำให้เกิดฟิล์มของน้ำรอบอนุภาคของดินเหนียว เรียกว่า ชั้นคู่ดิฟฟิว (Diffuse double layer) ดังนั้นดินที่มีความเป็นพลาสติกสูง (high plasticity) จะมีโมเลกุล

ของน้ำมาล้อมรอบอยู่มาก จึงส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำต่ำกว่าดินที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (low plasticity)

การออกแบบทางวิศวกรรมฐานรากต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นเสถียรภาพของคันดิน ถนน และออกแบบฐานรากของสิ่งก่อสร้างต่างๆ มีความจำเป็นที่จะต้องใช้พารามิเตอร์ทางด้านกำลังของดิน การได้มาซึ่งค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังของดิน จะต้องได้มาจากการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ และจากภาคสนาม ซึ่งมีความยุ่งยาก จึงมีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาและหาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินกับค่าดัชนีพลาสติก เพื่อความสะดวกในการใช้งาน ดังต่อไปนี้

Skempton และ Henkel (1952) ได้เสนอเส้นโค้งของความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทำการนอร์เมิลไลซ์ (the normalized undrained shear strength, q_u / σ'_{vo}) กับค่าดัชนีพลาสติกของดินเหนียวสภาวะอัดตัวแน่นปกติ ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{q_u}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.37(PI / 100) \quad (2.19)$$

ต่อมา Bjerrum และ Simons (1960) ได้เสนอสมการถดถอยที่มาจากข้อมูลเชิงประสพการณ์ ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{q_u}{\sigma'_{vo}} = 0.45 + (PI / 100)^{1/2} \quad (2.20)$$

สำหรับค่า $PI > 50\%$ ซึ่งมีค่าเบี่ยงเบนอยู่ในช่วง $\pm 25\%$

$$\frac{q_u}{\sigma'_{vo}} = 0.18 + (LI / 100)^{1/2} \quad (2.21)$$

สำหรับค่า $LI > 50\%$ ซึ่งมีค่าเบี่ยงเบนอยู่ในช่วง $\pm 30\%$

Karlson และ Viberg (1967) ได้เสนอสมการในรูปอย่างง่าย ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{q_u}{\sigma'_{vo}} = 0.5 + (LL / 100) \quad (2.22)$$

สำหรับค่า $LL > 20\%$ ซึ่งมีค่าเบี่ยงเบนอยู่ในช่วง $\pm 30\%$

ในปี 2005 Obasi และ Anyaegbunam ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ในเชิงสถิติระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนและดัชนีพลาสติกของตัวอย่างดินเหนียว ที่ได้มาจากหลายๆแหล่งในเขตเส้นศูนย์สูตร (tropical) ในประเทศไนจีเรีย พบว่าความสัมพันธ์ของค่าดังกล่าวของการศึกษาที่ผ่านมา มีการกระจายของช่วงข้อมูลค่อนข้างมาก เนื่องจากความแตกต่างกันของชนิดดินเหนียว Obasi และ Anyaegbunam จึงได้ทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ตามชนิดของดินเหนียว และได้สมการดังต่อไปนี้

$$\log q_u = 1.725 + 0.315 \frac{\sigma_3}{100} + \frac{PI}{100} (0.834 - 0.906 \frac{\sigma_3}{100}) \quad (2.23)$$

สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำ (low plasticity, CL)

$$\log q_u = 2.334 + 0.0094 \frac{\sigma_3}{100} + \frac{PI}{100} (2.508 - 0.504 \frac{\sigma_3}{100}) \quad (2.24)$$

สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกขีต่ำปานกลาง (intermediate plasticity, CI)

$$\log q_u = 1.821 + 0.131 \frac{\sigma_3}{100} + \frac{PI}{100} (1.054 - 0.0457 \frac{\sigma_3}{100}) \quad (2.25)$$

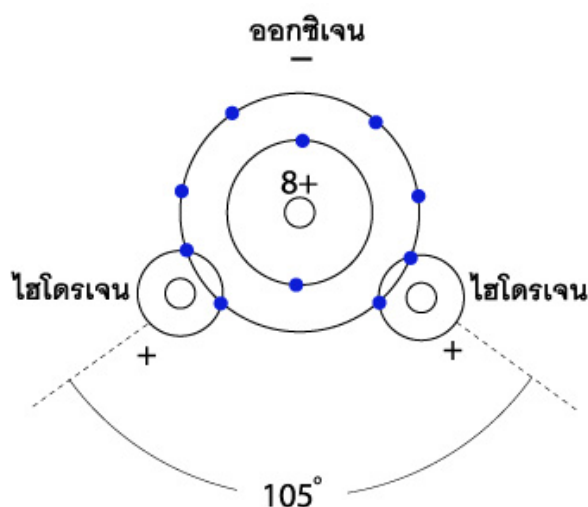
สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกขีสูง (high plasticity, CH)

โดยที่ σ_3 คือ แรงดันเซลล์ในการทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งพบว่าแรงดันเซลล์เท่ากับ 210 กิโลปาสคาล ให้ค่าสหสัมพันธ์ที่เชื่อถือได้มากที่สุด

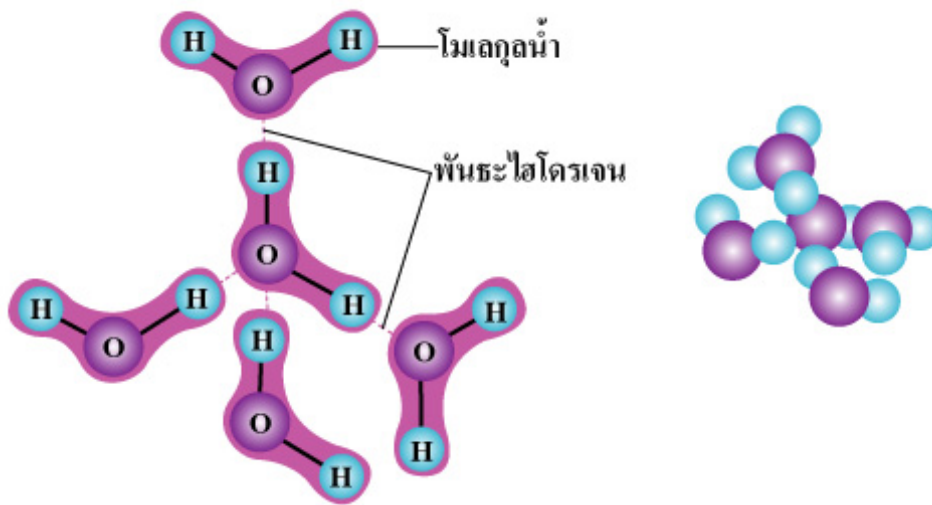
2.8.2 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อความชื้นของของเหลวในดิน

องค์ประกอบของมวลดิน ประกอบด้วย 3 ส่วน ได้แก่ ส่วนของแข็งหรือเม็ดดิน ส่วนของเหลวคือน้ำที่แทรกอยู่ตามโพรงช่องว่างในมวลดิน และอากาศที่แทรกอยู่ตามโพรงช่องว่างของมวลดิน การหาพารามิเตอร์ต่างๆทางด้านวิศวกรรม ได้แก่ การรับกำลังเฉือนของดิน และการอัดตัวคายน้ำของดิน นิยมใช้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (saturated soil) เนื่องจากลดปัญหาความไม่แน่นอนของปริมาตรอากาศที่แทรกอยู่ตามช่องว่างของดิน ดังนั้นน้ำจึงเป็นปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อพฤติกรรม การรับน้ำหนักของดินเหนียว เมื่อมีการให้ความร้อนแก่มวลดิน อุณหภูมิจะส่งผลโดยตรงต่อน้ำในมวลดิน ทำให้ความชื้นของน้ำลดลง

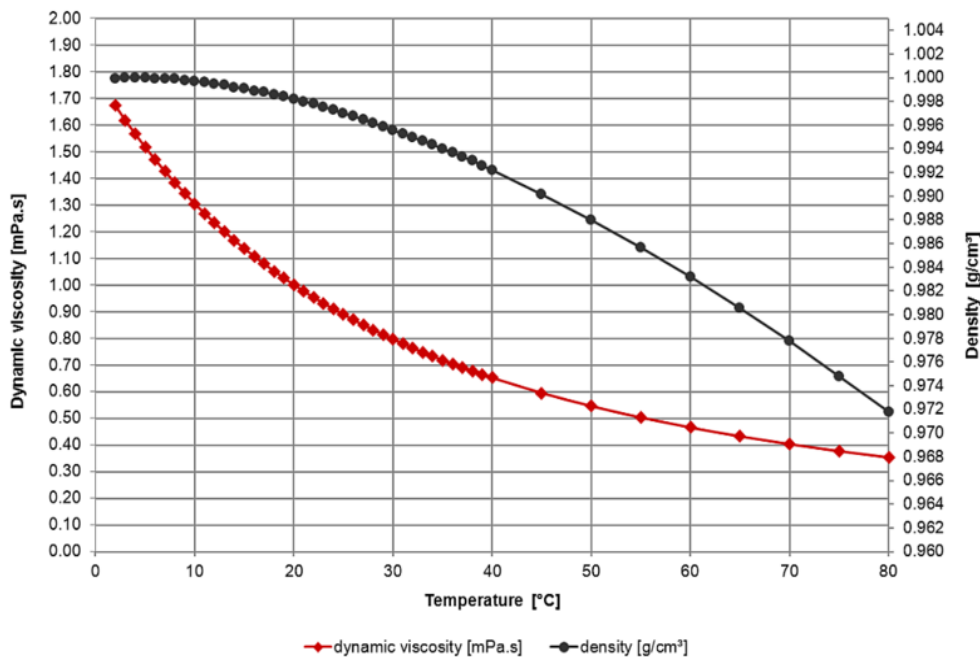
น้ำ 1 โมเลกุล (H_2O) ประกอบด้วย ไฮโดรเจน 2 อะตอม และออกซิเจน 1 อะตอม เชื่อมต่อกันด้วยพันธะโควาเลนต์ (covalent bonds) ซึ่งใช้อิเล็กตรอนร่วมกัน โดยที่อะตอมทั้งสามตัวเรียงกันทำมุม 105 องศา โดยมีออกซิเจนเป็นขั้วลบ และไฮโดรเจนเป็นขั้วบวก ดังรูปที่ 2.26 แสดงภาพโมเลกุลแต่ละโมเลกุลของน้ำเชื่อมต่อกันด้วยพันธะไฮโดรเจน (hydrogen-bonds) เรียงตัวต่อกัน ดังรูปที่ 2.27 โมเลกุลของน้ำอยู่รวมกัน ยึดเหนี่ยวกันด้วยพันธะไฮโดรเจน โดยมีแรงที่ชื่อว่า "อิเล็กโตรสแตติก" (electrostatic force) ดังนั้นเมื่อให้พลังงานความร้อน พันธะไฮโดรเจนที่เชื่อมระหว่างโมเลกุลจะถูกทำลาย ทำให้โมเลกุลของน้ำแยกออกห่างจากกัน จึงทำให้ความชื้นของน้ำลดลงตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น ดังรูปที่ 2.28 และตารางที่ 2.12



รูปที่ 2.26 แสดงองค์ประกอบของโมเลกุลน้ำ (<http://portal.edu.chula.ac.th>)



รูปที่ 2.27 พันธะไฮโดรเจนของโมเลกุลน้ำ (<http://portal.edu.chula.ac.th>)



รูปที่ 2.28 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนืดของน้ำกับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น (IAPWS, 2008)

Delage et al. (2011) ได้ทำการศึกษาการไหลของน้ำในช่องว่างของดินเหนียวบูม (Boom clay) เมื่อได้รับอุณหภูมิ โดยใช้การวัดอัตราการไหลซึมของน้ำที่แท้จริง (intrinsic permeability, K) ร่วมกับการให้แรงอัดเท่ากันทุกทิศทาง โดยใช้การทดสอบแรงอัดสามแกนที่สามารถรับแรงดันสูง มีการฉีดน้ำเข้าตัวอย่างดินและวัดค่า hydraulic gradient = 4000 เทียบเท่ากับการไหลของน้ำในดินเหนียวแน่น จากนั้นจึงวัดอัตราการไหลที่คงที่ และให้อุณหภูมิตั้งแต่ 20 ถึง 90 องศาเซลเซียส ผลการทดสอบพบว่าค่าอัตราไหลซึมของน้ำ (permeability, k) เพิ่มขึ้นเมื่อให้อุณหภูมิเพิ่มขึ้นเนื่องจากความหนืดของน้ำลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.29 จะเห็นได้ว่าค่าอัตราการไหลซึมของน้ำขึ้นอยู่กับอุณหภูมิและค่าความพรุน (porosity, n) ซึ่งสรุปเป็นสมการ ได้ดังนี้

$$k = \frac{K \gamma_w(T)}{\mu(T)} \quad (2.26)$$

เมื่อ $\mu(T)$ คือ ค่าความหนืดของน้ำ $\gamma_w(T)$ คือ ค่าหน่วยน้ำหนักของน้ำ

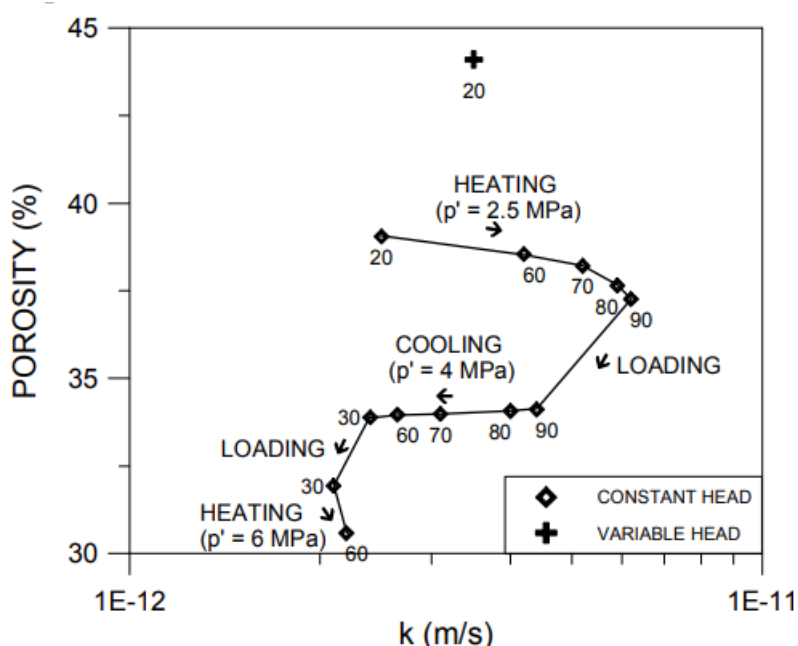
โดยสมการความหนืดของน้ำซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการทดลอง (Hillel. 1980)

$$\mu(T) = -0.00046575 \ln(T) + 0.00239138 \quad (2.27)$$

เมื่อ T คือ ค่าอุณหภูมิของน้ำ

ตารางที่ 2.12 ค่าความหนืดของน้ำกับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น

อุณหภูมิ (°C)	ความหนืด พลวัต (mPa·s)	ความ หนาแน่น (g/cm ³)	อุณหภูมิ (°C)	ความหนืด พลวัต (mPa·s)	ความ หนาแน่น (g/cm ³)
3	1.6190	1.0000	26	0.8701	0.9968
4	1.5673	1.0000	27	0.8509	0.9965
5	1.5182	1.0000	28	0.8324	0.9962
6	1.4715	0.9999	29	0.8145	0.9959
7	1.4271	0.9999	30	0.7972	0.9956
8	1.3847	0.9999	31	0.7805	0.9953
9	1.3444	0.9998	32	0.7644	0.995
10	1.3059	0.9997	33	0.7488	0.9947
11	1.2692	0.9996	34	0.7337	0.9944
12	1.2340	0.9995	35	0.7191	0.994
13	1.2005	0.9994	36	0.7050	0.9937
14	1.1683	0.9992	37	0.6913	0.9933
15	1.1375	0.9991	38	0.6780	0.993
16	1.1081	0.9989	39	0.6652	0.9926
17	1.0798	0.9988	40	0.6527	0.9922
18	1.0526	0.9986	45	0.5958	0.9902
19	1.0266	0.9984	50	0.5465	0.988
20	1.0016	0.9982	55	0.5036	0.9857
21	0.9775	0.998	60	0.4660	0.9832
22	0.9544	0.9978	65	0.4329	0.9806
23	0.9321	0.9975	70	0.4035	0.9778
24	0.9107	0.9973	75	0.3774	0.9748
25	0.89	0.997	80	0.3540	0.9718



รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ของความสามารถในการไหลซึมและค่าความพรุน (Delage et al., 2011)

สามารถสรุปได้ว่าน้ำที่ไหลออกจากช่องว่างของดินเหนียวเมื่อได้รับความร้อนนั้น คือ โมเลกุลของน้ำอิสระ (free water) ส่วนน้ำที่ยึดเกาะ (adsorbed water) กับแร่ดินเหนียวไม่มีการเปลี่ยนแปลงที่เห็นได้ชัด ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกับการทดสอบของ Habibagahi (1977) และ Morin and Silva (1984)

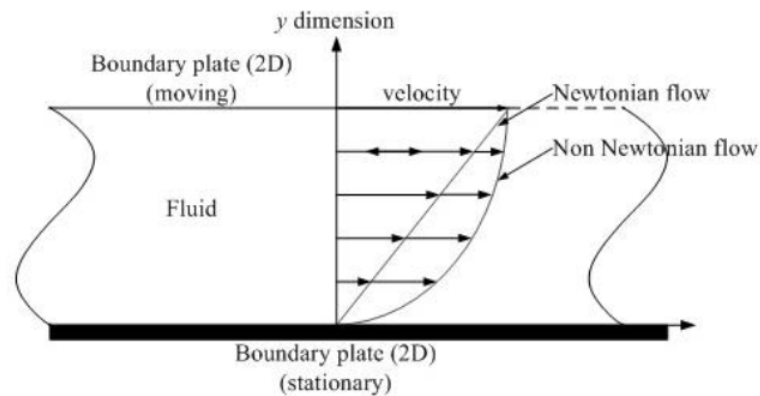
2.8.3 ผลกระทบของอุณหภูมิต่อความหนืดของดิน

ความหนืด (Viscosity) คือความสามารถในการต้านการไหลของวัสดุที่ขึ้นอยู่กับอัตราเมื่อมีแรงมากระทำ ถ้าของเหลวใดมีความหนืดมาก จะมีความสามารถในการต้านการไหลสูงในทางตรงกันข้ามคือ ของเหลวใดมีความหนืดน้อยจะมีความสามารถในการต้านทานการไหลต่ำ

ลักษณะของการไหลของวัสดุ แบ่งออกได้เป็น 2 ชนิด ดังนี้

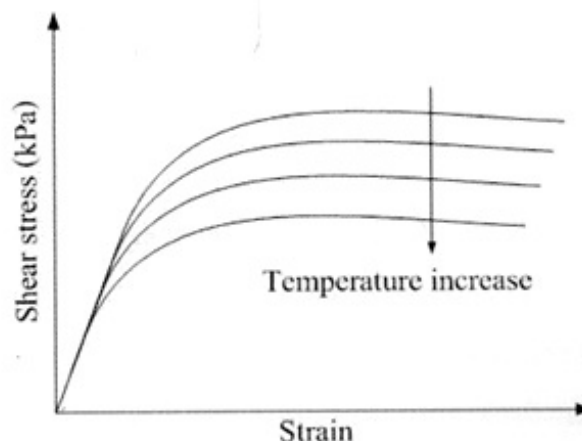
- 1) การไหลนิวโตเนียน (Newtonian flow) หรือ การไหลแบบเชิงเส้น (linear flow) เป็นการไหลที่เป็นไปตามการสันนิษฐานของนิวตัน กล่าวคือ ที่อุณหภูมิหนึ่งของไหลจะมีค่าความหนืดเป็นค่าคงที่ ไม่เปลี่ยนแปลงไปตามอัตราการเฉือนหรือความเร็วของแรงที่กระทำ เช่น น้ำ น้ำมัน น้ำเชื่อม กลีเซอริน แอลกอฮอล์ เป็นต้น
- 2) การไหลไม่นิวโตเนียน (non-newtonian flow) หรือการไหลแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear flow) เป็นลักษณะการไหลของวัสดุที่ไม่เป็นไปตามการสันนิษฐานของนิวตัน กล่าวคือ ที่อุณหภูมิหนึ่งของไหลมีค่าความหนืดเป็นค่าไม่คงที่ การเปลี่ยนแปลงจะขึ้นอยู่กับอัตราการเฉือนหรือความเร็วของแรงที่กระทำ เช่น ดินเหนียว มายองเนส ซอสมะเขือเทศ เป็นต้น ซึ่งการไหลลักษณะนี้ ยังแบ่งออกได้ 2 ประเภท คือ การไหลไม่นิวโตเนียนที่ไม่ขึ้นกับเวลา (time independent non-newtonian fluids) และการไหลไม่นิวโตเนียนที่ขึ้นกับเวลา (time

dependent non-newtonian fluids) การไหลนิวโตเนียนและการไหลไม้นิวโตเนียน แสดงดังรูป 2.30



รูปที่ 2.30 การไหลนิวโตเนียนและการไหลไม้นิวโตเนียน (ธนกรและสุเชษฐ์ 2551)

พฤติกรรมความต้านแรงเฉือนของวัสดุหนึ่งขึ้นกับฟังก์ชันของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ กล่าวคือ ความหนืดเป็นสมบัติที่ขึ้นกับอุณหภูมิ โดยเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นความหนืดจะลดลงอย่างรวดเร็ว ดังรูปที่ 2.31



รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (ธนกรและสุเชษฐ์ 2551)

พลังงานโมเลกุลของสารใดๆเปลี่ยนไปตามอุณหภูมิตามหลักการของทฤษฎีพลังงานจลน์ อาทิเช่น พฤติกรรมของมวลดิน หากอุณหภูมิเพิ่มขึ้นจะทำให้พลังงานจลน์ในโมเลกุลของดินเพิ่มขึ้น ส่งผลต่อพลังงานในการดึงดูดระหว่างโมเลกุลของดินลดลง การเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิจะทำให้ความแข็งแรงของดินเหนียวลดลง หรือความหนืดของดินลดลง เนื่องจากส่วนประกอบในมวลดิน ได้แก่ อนุภาคเม็ดดิน ชื้นน้ำที่ยึดเกาะระหว่างอนุภาคของดินเหนียว ถูกทำให้อ่อนแอลง อย่างไรก็ตามแต่ละส่วนประกอบในมวลดินต่างก็มีความสัมพันธ์กันอย่างแยกออกจากกันไม่ได้ ซึ่งมีการทำปฏิกิริยาแลกเปลี่ยนกันอย่างซับซ้อน ความแข็งแรงในแต่ละส่วนประกอบของดินที่ลดลงจะส่งผลต่อความสมดุลของสมดุลโดยรวมของมวลดินด้วย โดยเกิดการจัดเรียงตัวใหม่ของ

โครงสร้างดินโดยการส่งถ่ายแรงเค้นจากอนุภาคที่อ่อนแอ ไปยังอนุภาคที่แข็งแรงกว่า ซึ่งมีผลต่อความหนืด และต้านทานแรงเฉือนของดิน การทำความเข้าใจเกี่ยวกับผลของอุณหภูมิต่อความต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียว จำเป็นต้องมีความเข้าใจถึงกลไกภายในโครงสร้างดินเหนียว ซึ่งกลไกภายในโครงสร้างของดินเหนียวในการรับแรงเฉือน (Kuntiwattanukul et al. 1995) ประกอบด้วยแรงต้านจากหน้าสัมผัสระหว่างอนุภาคดิน หรือเรียกว่าแรงต้านย่อย (micro resistance) และแรงต้านโดยตรงจากเม็ดดินที่เคลื่อนตัวมารับแรงเฉือนหรือแรงต้านหลัก (macro resistance)

แรงต้านจากหน้าสัมผัสระหว่างอนุภาคดินหรือแรงต้านย่อย เป็นแรงต้านโดยการสัมผัสกันของผิวหน้าเม็ดดิน โดยทั่วไปแล้วอนุภาคของดินเหนียวจะถูกยึดเกาะด้วยโมเลกุลของน้ำอยู่รอบ ๆ อนุภาคของดินเหนียว ซึ่งโมเลกุลของน้ำจะรวมตัวกันเป็นชั้นน้ำ อันจะเป็นฟิล์มกั้นการสัมผัสกันระหว่างอนุภาคของดินเหนียวซึ่งเป็นของแข็ง (Christensen and Wu. 1964, Mitchell et al. 1968, Andersland and Douglas. 1970) การสลายชั้นน้ำนี้จะต้องให้พลังงานแก่มวลดินประมาณ 0.1 J/m^2 หรือเท่ากับแรงดัน $4 \times 10^5 \text{ kPa}$ (Van Olphen. 1963) ในกระบวนการอัดตัวคายน้ำมีการให้แรงดันมากกว่าแรงยึดเกาะของชั้นน้ำนี้ ส่งผลให้น้ำไหลออกจากช่องว่างของดิน ทำให้เม็ดดินเคลื่อนชนกันมากขึ้น (Lambe and Whitman. 1969)

แรงต้านโดยตรงจากเม็ดดิน เกิดจากการเคลื่อนที่ของเม็ดดิน ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของมวลดิน เพื่อด้านทานระนาบแรงเฉือน เมื่อมีการให้ความร้อนแก่มวลดินในกรณีที่ไม่มีการระบายน้ำ จะเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้น ในดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวปกติ พบว่าการเคลื่อนที่ของเม็ดดินนี้ ทำให้ปริมาตรของมวลดินหดตัว และแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นขณะรับแรงเฉือน มีค่าเป็นบวก หากเป็นดินอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ พบว่าปริมาตรของมวลดินขยายตัว หรือแรงดันน้ำส่วนเกินติดลบ การเกิดแรงต้านโดยตรงจากเม็ดดินจะขึ้นอยู่กับกระบวนการวางตัวของโครงสร้างดิน (clay fabric) การจับตัวกันของอนุภาคของดิน (packing) และแรงดันดินด้านข้าง (effective confining stress)

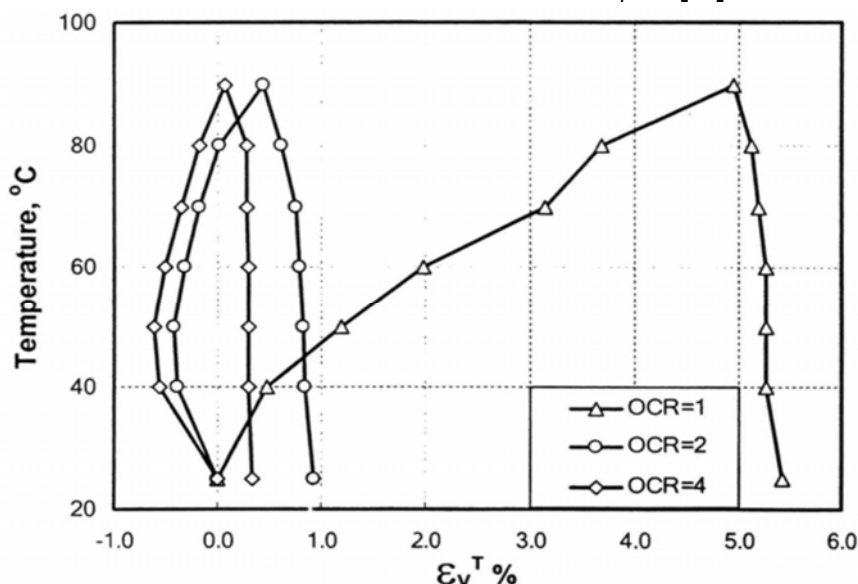
2.8.4 ผลกระทบของอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำต่อค่าความหนืดของน้ำและค่ากำลังการรับน้ำหนักของดิน

เมื่อมีการให้ความร้อนแก่มวลดินเหนียวที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ (NC clay) และที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ (OC clay) จะมีพฤติกรรมหรือกลไกการรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน ดังนี้

ในดินเหนียวที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น ความร้อนจะทำให้การยึดเกาะของชั้นน้ำบริเวณที่ผิวหน้าของอนุภาคดินเหนียวลดลง เนื่องจากพลังงานความร้อนส่งผลให้ความหนืดของน้ำลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.26 จะเห็นได้ว่าความหนืดของน้ำลดลงตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น หากมีการเปิดการระบายน้ำ น้ำจึงสามารถไหลออกจากช่องว่างในมวลดิน (pore) ได้อย่างอิสระ เมื่อปราศจากชั้นน้ำรอบเม็ดดินซึ่งเป็นตัวกั้นขวางการสัมผัสกันของเม็ดดินแล้ว อนุภาคเม็ดดินจึงเคลื่อนที่เข้าหากันทำให้ปริมาตรของดินลดลงหรือหดตัว ตามการศึกษาของ

(Grino. 2004) ดังรูปที่ 2.32 และการจัดเรียงโครงสร้างใหม่ เป็นผลให้มวลดินเหนียวมีกำลังการรับแรงเฉือนเพิ่มมากขึ้น

ส่วนดินเหนียวที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ มีอัตราส่วนช่องว่างน้อยกว่าดินเหนียวที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ เนื่องจากดินเคยรับความเค้นในอดีตมากกว่าปัจจุบัน เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น ความร้อนทำให้ดินเหนียวขยายตัว มีปริมาตรเพิ่มขึ้นตามการขยายปริมาตรของน้ำ หากมีเปิดการระบายน้ำออกจากมวลดิน เป็นผลให้ชั้นน้ำอิสระไหลออกจากมวลดิน ทำให้ปริมาตรของมวลดินจะเริ่มลดลงในช่วงหลังการระบายน้ำ ดังนั้นการขยายตัวของดิน เป็นผลให้แรงต้านจากการสัมผัสกันของการจัดเรียงตัวใหม่ของโครงสร้างเม็ดดิน เกิดขึ้นน้อยกว่าในดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ ถึงแม้ว่าปริมาตรจะลดลงภายหลังแล้วก็ตาม ก็ยังส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนไม่มากนัก ดังนั้นดินเหนียวที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติจึงมีค่ากำลังการรับแรงเฉือนมากกว่าดินเหนียวที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น



รูปที่ 2.32 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับอุณหภูมิของตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ
ค่า OCR = 1, 2 และ 4 (Grino, 2004)

2.8.5 ผลของอินทรีย์วัตถุที่มีต่อกำลังการรับน้ำหนักของดิน

ดินเหนียวอินทรีย์ (organic clay) เป็นดินเหนียวที่มีอินทรีย์วัตถุ (organic matter) ปนอยู่ วัดได้จากค่าร้อยละของดัชนีเหลว (liquid limit) ของมวลดินเหนียวหลังอบแห้งที่ 110 องศาเซลเซียส มีค่าลดลงน้อยกว่าร้อยละ 75 เมื่อเทียบกับค่าดัชนีเหลวของมวลดินที่ไม่ผ่านการอบแห้ง (ASTM 2487-06) อินทรีย์วัตถุในมวลดิน เป็นอินทรีย์สาร (organic material) ทุกชนิดในดินที่เกิดจากสิ่งมีชีวิต รวมทั้งสิ่งที่ปลดปล่อยออกมาจากสิ่งมีชีวิต โดยทั่วไปอินทรีย์วัตถุมีคาร์บอนเป็นองค์ประกอบประมาณ 58% รูปที่ 2.34 แสดงขยายของอินทรีย์สารในมวลดินเหนียว

ปฏิกิริยาของสารอินทรีย์กับดินเหนียว (clay-organic interactions) ได้มีการศึกษาในหลายปีมาแล้วเนื่องจากสารอินทรีย์ในดินเหนียวมีความสำคัญในทางวิศวกรรมการเกษตรและวิศวกรรมปิโตรเลียม ซึ่งมีความสำคัญต่อเทคโนโลยีการขุดเจาะอันต้องควบคุมสารประกอบที่อยู่ในดินเหนียวให้คงที่ รวมถึงในการผลิตสารหล่อลื่น ปัจจุบันวิศวกรรมธรณีเทคนิคและวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม ต่างให้ความสนใจต่อความรู้เรื่องปฏิกิริยาของสารอินทรีย์ (organic) กับดินเหนียว (clays) เนื่องจากต้องการแก้ปัญหาสารพิษที่เกิดขึ้น และทำความสะอาดพิษของเสีย การทำความเข้าใจของส่วนประกอบของสารอินทรีย์ทำปฏิกิริยากับอนุภาคดินเหนียวบนพื้นผิวของดินเหนียว (clay surface) มีความจำเป็นต่อการพัฒนาเทคโนโลยีดังกล่าว

ในปี 1984 Lagaly ได้ศึกษาการทำปฏิกิริยาของอินทรีย์สารกับอนุภาคดินเหนียวพบว่า ปฏิสัมพันธ์ของอินทรีย์สารกับดินเหนียวเกิดขึ้นโดยการยึดเหนี่ยว (adsorption) บนอนุภาคผิวดินเหนียว การแลกเปลี่ยนไอออน (ion exchange) และการแทรกตัว (intercalation) โดยโมเลกุลของอินทรีย์สารจะแทรกระหว่างชั้นซิลิเกต (silicate layers) และจะเกิดขึ้นมากในแร่ดินขาว (kaolin) การยึดเหนี่ยวของสารอินทรีย์กับผิวดินเหนียวจะขึ้นอยู่กับความสามารถของโมเลกุลสารอินทรีย์ในการแทนที่โมเลกุลของน้ำในดินเหนียว ประจุบวกของสารอินทรีย์สามารถแลกเปลี่ยนและดูดซับไอออนบวกกับโมเลกุลที่ไม่ใช่สารอินทรีย์ (inorganic) ถ้าไอออนบวกของอินทรีย์สารมีขนาดใหญ่กว่า การแลกเปลี่ยนไอออนก็จะไม่เกิดขึ้น การดึงดูดบนผิวหน้าดินเหนียวของโมเลกุลอินทรีย์สารที่มีขนาดใหญ่จะเกิดขึ้นด้วยแรงจากพันธะแวนเดอร์วาลส์ (Van der Waals) ซึ่งจะเกิดทั้งโมเลกุลของสารอินทรีย์

คุณสมบัติที่สำคัญที่สุดของโมเลกุลของอินทรีย์สารในการทำปฏิกิริยากับดินเหนียว คือ ความเป็นกระแสไฟฟ้า (polarity) ความสามารถในการเกิดมีขั้ว (polarizability) ความสามารถในการละลาย (solubility) ขนาด และรูปร่าง เนื่องจากดินเหนียวมีหลายชนิด และมีความแตกต่างของทางกายภาพและทางเคมีมาก จึงทำให้พบความแตกต่างและความซับซ้อนอย่างมากของสารประกอบอินทรีย์ และการทำปฏิกิริยาของดินเหนียวและอินทรีย์สาร

นักวิจัยหลายท่าน (Landva and Pheeney 1980, O'Kelly and Zhang 2013, Hobbs 1986) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินพีท (peat soil) และดินอินทรีย์ (organic soil) พบว่า โครงสร้างของอินทรีย์สารมีลักษณะเป็นรูพรุนคล้ายฟองน้ำ (cellular structure) และยึด ทำให้สามารถดูดซับน้ำไว้ในปริมาณมากได้ จึงทำให้ดินเหนียวอินทรีย์มีปริมาณความชื้นสูง (high water content) ค่าพลาสติกซิติสูง (high plasticity) ส่งผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำ (low shear strength) และการยุบตัวสูง (high compressibility) และการไหลซึมผ่านของน้ำต่ำ (low permeability) ดินพีท (Peat soil) เป็นดินอินทรีย์ซึ่งประกอบไปด้วยเส้นใยของพืชและอินทรีย์วัตถุอื่นๆที่ย่อยสลาย โดยประกอบด้วยอินทรีย์สารมากกว่า 75% การจำแนกดินอินทรีย์และดินพีท ตาม ASTM D 4427-92 แสดงในตารางที่ 2.13

ตารางที่ 2.13 การจำแนกดินอินทรีย์ตามปริมาณอินทรีย์วัตถุ (Jarrett, 1995 และ Huat, 2004)

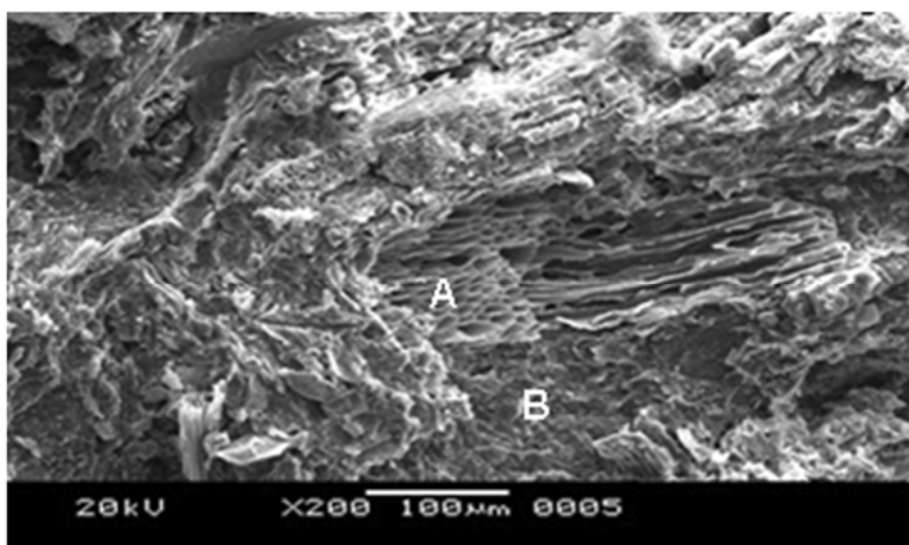
ประเภทดินเบื้องต้น	ลักษณะ	สัญลักษณ์	ปริมาณอินทรีย์วัตถุ (%)
Clay, Silt, Sand	Slightly organic	O	2-20
Organic soil		O	25-75
Peat		Pt	>75

ดินเหนียวอินทรีย์ในสภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ มีค่าแรงยึดเหนี่ยว (cohesive) เป็นศูนย์หรือมีค่าน้อยมาก แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณอินทรีย์สารเพิ่มขึ้น (Edil and Wang 2000, Den Haan and Feddema 2011) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์เมลไลซ์มีค่าอยู่ในช่วง 0.43 ถึง 0.49 (Lechowicz 1994) และ 0.62 ถึง 0.075 (Dhowian 1978) ส่วนค่ามุมเสียดทานประมาณ 30 ถึง 35 องศา และสามารถมีค่าสูงถึง 90 องศาในดินพีท (Den Haan and Feddema 2011) คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวอินทรีย์แสดงในตารางที่ 2.14 และรูปที่ 2.33 แสดงรูปถ่าย SEM ของดินเหนียวอินทรีย์ที่มีอินทรีย์สารอยู่ 26% ซึ่ง A คือบริเวณที่เป็นอินทรีย์สารมีลักษณะรูพรุน และ B คือส่วนของที่ไม่ใช่อินทรีย์สารที่ล้อมรอบอยู่

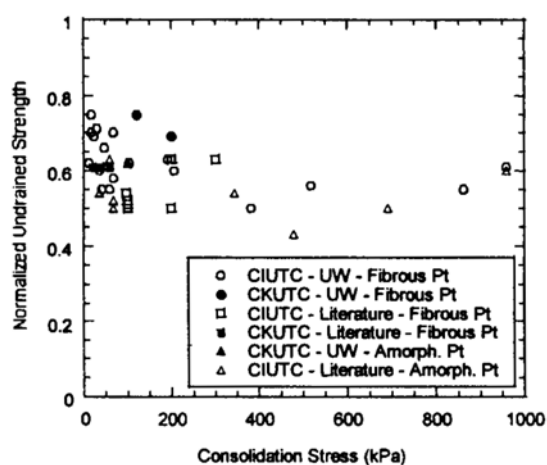
Edil (2000) ได้มีการศึกษากำลังรับแรงเฉือนและค่า K_0 ของดินพีท (peat soil) ซึ่งเป็นดินที่มีปริมาณสารอินทรีย์มากกว่า 25% และดินอินทรีย์ (organic soil) ซึ่งเป็นดินที่มีปริมาณสารอินทรีย์น้อยกว่า 25% จาก Minnesota และ Wisconsin โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำในเงื่อนไขไม่ระบายน้ำ (isotropically and anisotropically consolidated undrained triaxial compression test, CIUTC and CKUTC) ที่อัตราเฉือน 0.086 %มม.ต่อนาที โดยผลการทดสอบพบว่าที่สภาวะอัตราการอัดตัวแน่นปกติ ค่า K_0 ของดินพีทมีค่าต่ำกว่าดินที่ไม่มีสารอินทรีย์ (Inorganic soils) ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณเส้นใย (fiber) ในมวลดิน ส่วนค่ามุมเสียดทานของดินอินทรีย์จะไม่ขึ้นอยู่กับปริมาณสารอินทรีย์ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยประมาณ 41° และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำการนอร์เมลไลซ์ของดินพีทที่เป็นเส้นใย (fibrous peats) มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.59 แต่ในดินอินทรีย์จะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำการนอร์เมลไลซ์น้อยกว่า ดังรูปที่ 2.34 โดยทั้งค่า K_0 ค่ามุมเสียดทาน และค่ากำลังรับแรงเฉือนนี้จะไม่ขึ้นอยู่กับปริมาณสารอินทรีย์ แต่ในการทดสอบแรงเฉือนในภาคสนามโดยใช้ vane shear test พบว่าปริมาณสารอินทรีย์ที่น้อยกว่าจะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่สูงกว่า

ตารางที่ 2.14 คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวอินทรีย์ (Devi and Sabu, 2014)

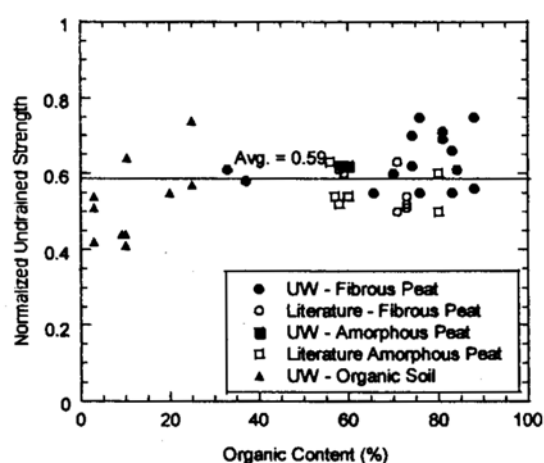
Organic Content (%)	Liquid limit (%)	Liquid limit (%)	Plasticity index (%)	Specific gravity
Clay	46	23	23	2.62
7	51	32	19	2.58
15	54	35	19	2.52
20	60	41	19	2.40
26	74	45	29	2.04



รูปที่ 2.33 ภาพถ่าย SEM ของดินเหนียวอินทรีย์ที่มีอินทรีย์สาร (Devi and Sabu, 2014)



(ก)



(ข)

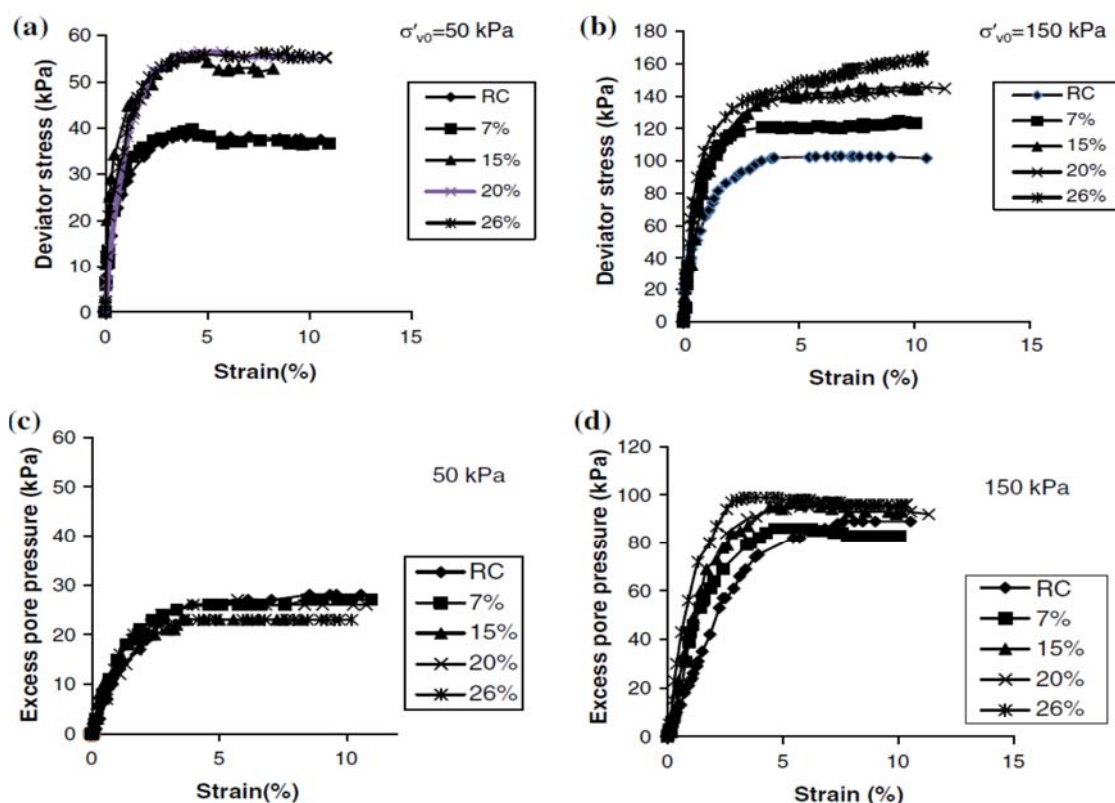
รูปที่ 2.34 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทำการนอร์เมิลไลซ์ของดินอินทรีย์

(ก) กับความเค้นในการอัดตัวคายน้ำ (ข) กับปริมาณสารอินทรีย์

(Edil., T.B. and Wang, X., 2000)

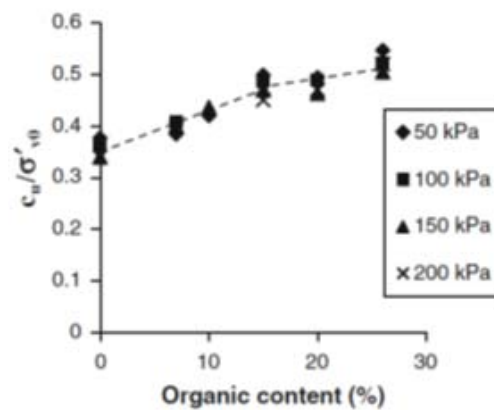
Taiye (2012) ได้ทำการทดสอบผลกระทบของปริมาณสารอินทรีย์ที่มีต่อความพฤติกรรมการบดอัดและการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอินทรีย์จากเมือง Ikoyi ประเทศไนจีเรีย โดยทำการทดสอบการบดอัด (compaction test) การทดสอบแรงอัดแกนเดียว (unconfined compression tests) และการทดสอบแรงอัดสามแกน (consolidated undrained triaxial compression tests) พบว่าเมื่อค่าปริมาณอินทรีย์สารเพิ่มขึ้นทำให้ค่าพลาสติกซิตีเพิ่มขึ้น ปริมาณน้ำที่ทำให้ดินแน่นที่สุด (optimum moisture content, OMC) มีค่าเพิ่มขึ้น ค่าช่องว่างเริ่มต้น (initial void ratio) เพิ่มขึ้น ดัชนีการยุบตัว (Compression index, c_c) เพิ่มขึ้น แต่ค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงอย่างมาก ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัว (c_v) มีค่าลดลง

ในปี 2014 Devi และคณะได้ทำการศึกษาการรับกำลังของดินเหนียวอินทรีย์ที่เมือง Kolkata ประเทศอินเดีย ซึ่งเป็นดินที่มีปริมาณอินทรีย์สาร (organic content) อยู่ 0 7 15 20 และ 26% โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ อัตราการเฉือนที่ 0.001 มม./วินาที และใช้ความเค้นประสิทธิผลในการอัดตัวคายน้ำ เท่ากับ 50 100 150 และ 200 กิโลปาสกาล ดังแสดงในรูปที่ 2.35 ผลการทดสอบพบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อปริมาณอินทรีย์สารเพิ่มขึ้นถึง 15% ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของค่าความเค้นเบี่ยงเบน และการเพิ่มขึ้นอย่างลดลงเมื่อปริมาณอินทรีย์สารมีมากกว่า 15% แสดงดังในรูปที่ 2.36 และค่ามุมเสียดทานของดินเหนียวอินทรีย์จะเพิ่มขึ้นเมื่อดินเหนียวมีปริมาณอินทรีย์สารสูงขึ้น



รูปที่ 2.35 แสดงแนวโน้มความเค้นเบี่ยงเบนและแนวโน้มของแรงดันน้ำส่วนเกิน (ปริมาณอินทรีย์สารเท่ากับ 7 15 20 26% RC คือ ดินเหนียว)

(Devi et al., 2014)

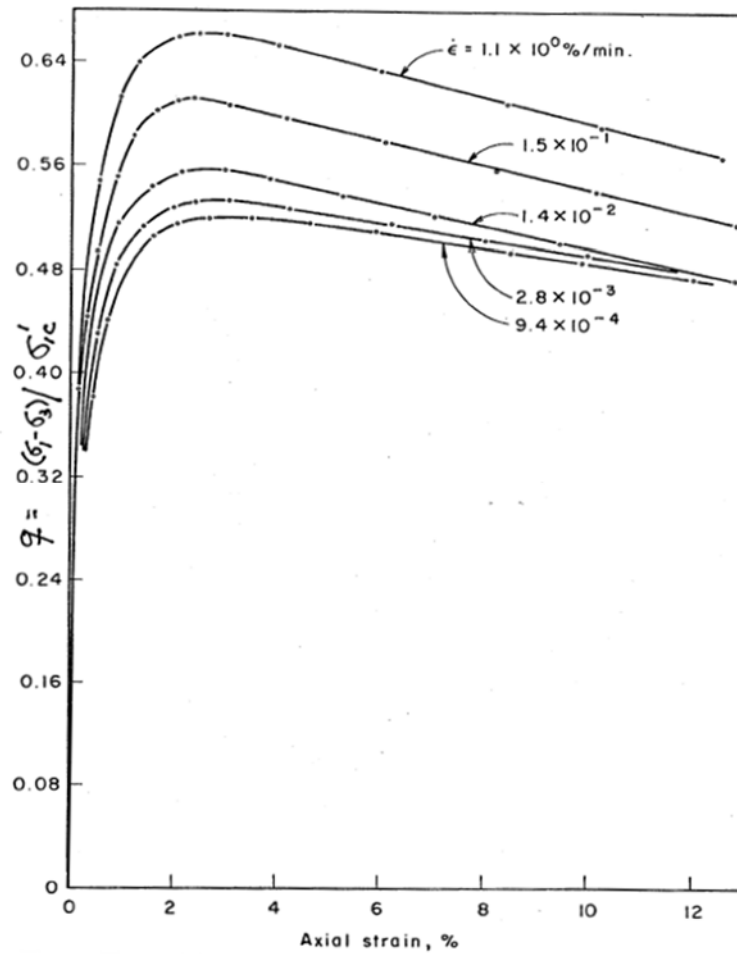


รูปที่ 2.36 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวที่ทำนอร์เมิลไลซ์และปริมาณอินทรีย์สาร (Devi et al., 2014)

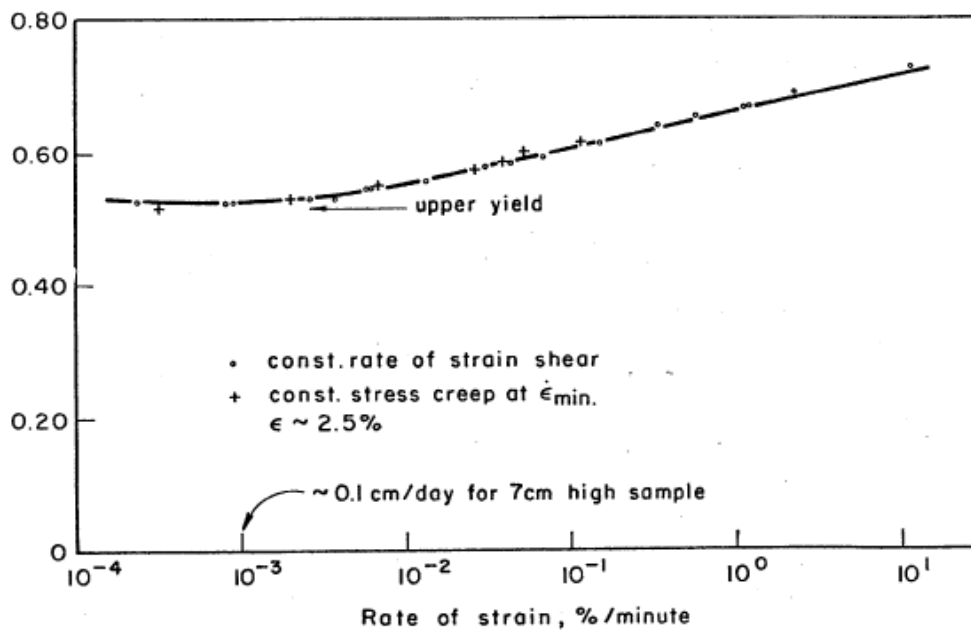
2.8.6 ผลกระทบอัตราความเครียดที่มีต่อดินเหนียว

ที่ผ่านมาได้มีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการวิเคราะห์ห้อทธิพลของอัตราความเครียดที่มีผลต่อความสัมพันธ์ของความเค้น – ความเครียดของดิน ซึ่งข้อสรุปที่ได้ออกมาในแนวทางเดียวกันคืออัตราความเครียด (Strain rate) ส่งผลกระทบโดยตรงต่อพฤติกรรมความเค้น ซึ่งที่อัตราความเครียดเร็วจะเป็นผลให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงขึ้น และพฤติกรรมที่ขึ้นกับอัตราจะส่งผลกระทบโดยตรงกับดินเหนียว แต่จะไม่ส่งผลกับดินทราย

ในปี 1977 Vaid. และ Campanella ได้มีการวิจัยเกี่ยวกับอิทธิพลของอัตราความเครียดและผลกระทบด้านเวลา (Time effect) ที่มีผลต่อความสัมพันธ์ของความเค้น (stress) – ความเครียด (strain) และพฤติกรรมด้านกำลังของดินเหนียว Haney ซึ่งเป็นดินเหนียวมีความไวตัวสูง (high sensitive) พบว่าการเอนตัวอย่างด้วยอัตราความเครียดที่เร็วที่สุดจะให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่สูงที่สุด ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่อัตราความเครียดช้าสุดถึงร้อยละ 30 ทุกการทดสอบจะให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ระดับความเครียดตามแนวแกนประมาณ ร้อยละ 2.5 ถึง 3.0 กล่าวได้ว่าระดับของอัตราความเครียดไม่มีอิทธิพลต่อระดับความเครียดตามแนวแกนที่เกิดความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด ดังรูปที่ 2.37 ซึ่งตรงกับข้อมูลการวิจัยของ Alberro และ Santaya (1973) ที่ทำการทดสอบดินเหนียวเม็กซิโก (Mexico City clay) ซึ่งเป็นดินเหนียวคงสภาพ และความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับลอการิทึมของอัตราความเครียด พบว่าเป็นแบบเส้นตรงในช่วงระดับอัตราความเครียดช่วงหนึ่ง เมื่อระดับอัตราความเครียดลดลงต่ำลงจะเกิดขอบเขตล่างของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะไม่ลดลงไปจากขอบเขตล่างนี้ได้อีก ดังรูปที่ 2.38 จากงานวิจัยโดยส่วนใหญ่ พบว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 5 – 10 ในช่วงลอการิทึมของอัตราความเครียด (10 - fold) ซึ่งดินเหนียว Haney จะมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 10 ต่อ 1 ช่วงลอการิทึมของอัตราความเครียด ซึ่งให้ค่าใกล้เคียงกับดินคงสภาพ Norwegian clay ที่วิจัยโดย Berre และ Bjerrum (1973)



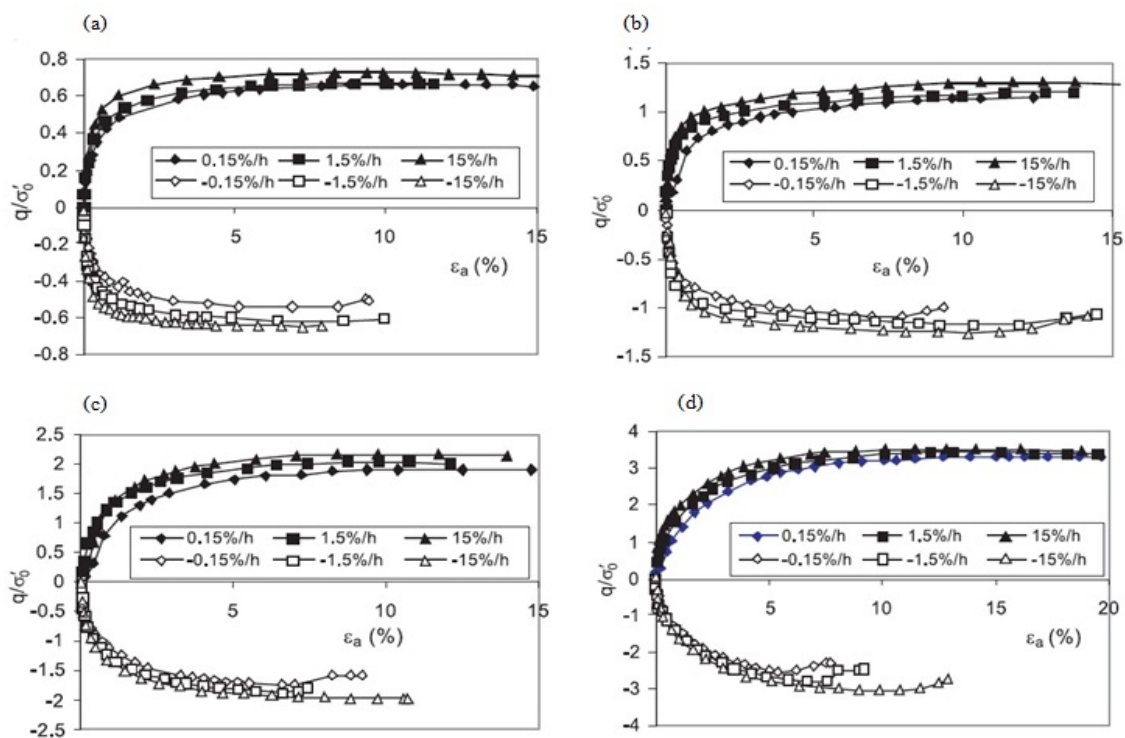
รูปที่ 2.37 ความสัมพันธ์ของความเค้น – ความเครียด (Vaid และ Campanella, 1977)



รูปที่ 2.38 ผลกระทบของอัตราความเครียดต่อการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Vaid และ Campanella, 1977)

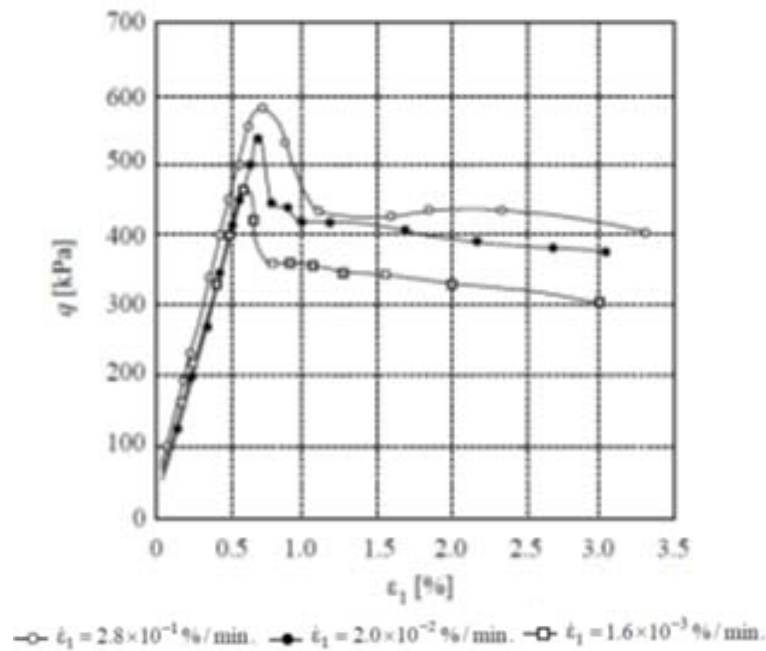
งานวิจัยของ (Zhu and Yin. 2000) นำเสนอการศึกษาผลกระทบของอัตรา (rate) ต่อพฤติกรรมของความเค้น – ความเครียด – กำลังของดิน (strength) รวมทั้งแรงดันน้ำโพรง (pore water pressure) ของดินเหนียวฮ่องกง (Hong Kong Marine Clay, HKMC) ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก โดยใช้ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว (overconsolidation ratios, OCR) เท่ากับ 1, 2, 4 และ 8 ทำการเงื่อนไขตัวอย่างที่อัตราความเครียดคงที่ 3 อัตรา ได้แก่ $\pm 0.15\%$ ต่อชั่วโมง $\pm 1.5\%$ ต่อชั่วโมง และ $\pm 15\%$ ต่อชั่วโมง ภายใต้สภาวะการทดสอบแรงอัด (compression shear state) และสภาวะการทดสอบแรงดึง (extension shear state) ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนพบว่า ในกรณีการทดสอบแรงอัด ที่อัตราความเครียดเร็วที่สุดจะให้ค่าความเค้นจะสูงที่สุด ส่วนในกรณีการทดสอบแรงดึง นั้นให้ผลเช่นเดียวกัน กล่าวคือที่อัตราความเครียดสูงสุดให้ค่าความเค้นต่ำที่สุดในทุกๆ ค่าของอัตราการอัดตัวคายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.39

ต่อมาในปี 2002 Morten และคณะ ได้นำเสนองานวิจัยเกี่ยวกับ พฤติกรรมที่ขึ้นกับอัตรา ของดินทรายและดินเหนียว ที่มีผลกระทบต่อการคืบ (creep behaviour) - การผ่อนคลายของความเค้น (stress relaxation behaviour) รวมทั้งผลกระทบของความเครียดสะสม (accumulated effect) เนื่องจากเวลาที่เปลี่ยนแปลงไป (isotach) โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งจากการศึกษาพบว่าพฤติกรรมดังกล่าวจากรูปที่ 2.40 แสดงให้เห็นว่าดินเหนียวมีขอบเขตการแสดงพฤติกรรม isotach และในรูปที่ 2.41 แสดงให้เห็นว่าดินทรายแสดงพฤติกรรมที่ไม่ isotach นำไปสู่ข้อสรุปที่ว่า พฤติกรรมที่ขึ้นกับอัตรานี้จะส่งผลกระทบโดยตรงกับดินเหนียว แต่จะไม่ส่งผลกับดินทราย

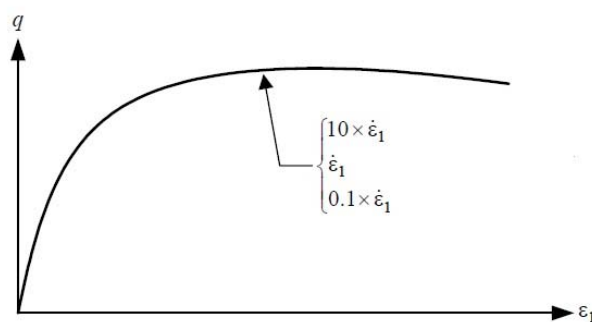


รูปที่ 2.39 ความสัมพันธ์ระหว่างการค่าความเค้นเบี่ยงเบนประสิทธิผล กับความเครียดแนวแกนของ

Zhu และ Yin (1999) (a) OCR= 1 (b) OCR= 2 (c) OCR= 4 (d) OCR= 8

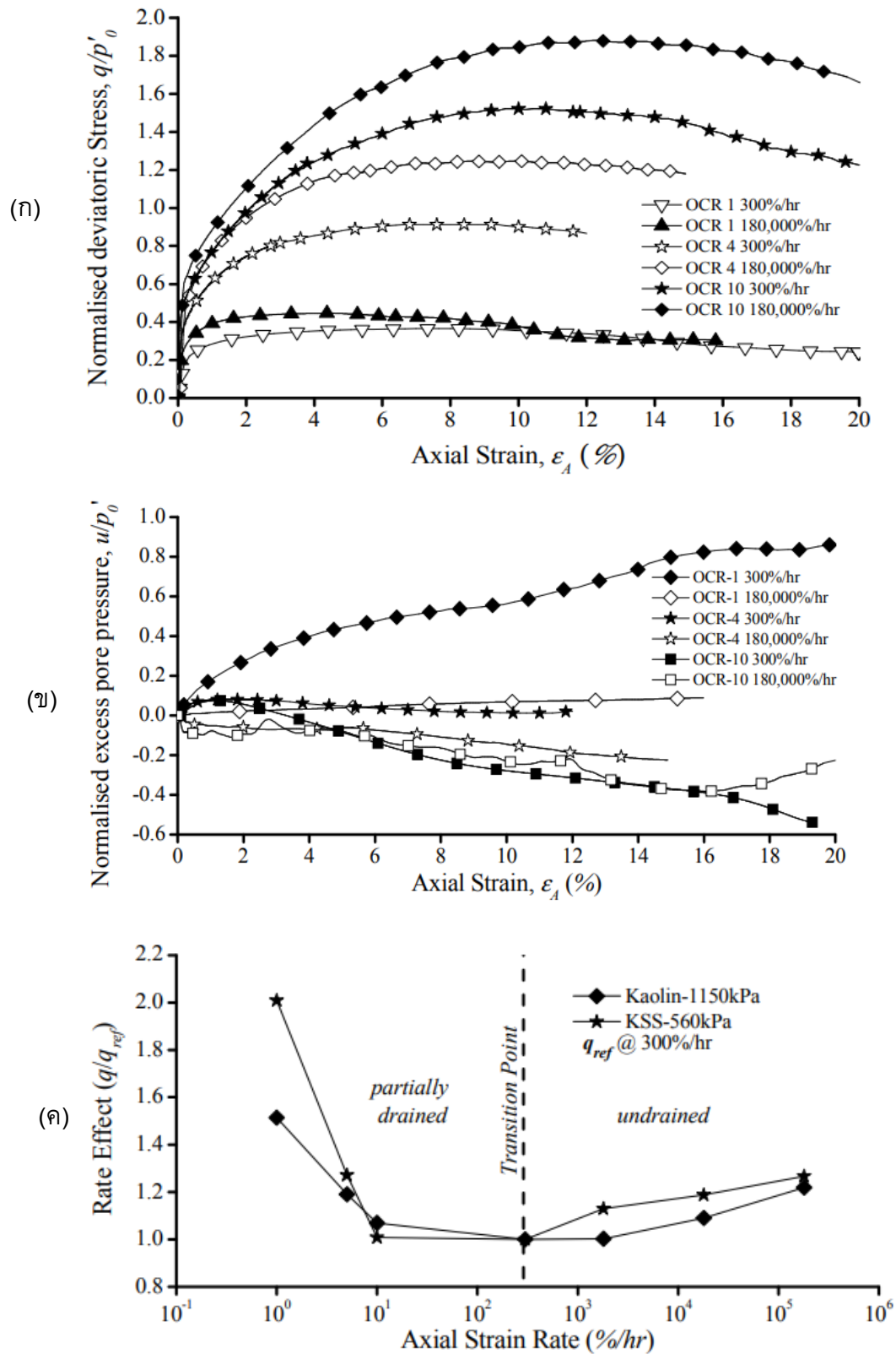


รูปที่ 2.40 พฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว
(Morten และ Lade, 2002)



รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดินทราย
(Morten และ Lade, 2002)

ในปี 2013 Quinn ได้ทำการศึกษาอิทธิพลต่อความเครียดที่มีผลต่อพฤติกรรมของดินเหนียว โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบระบายน้ำ ในอัตราความเครียดที่แตกต่างกันตั้งแต่ 1%ต่อชั่วโมง ถึง 180,000%ต่อชั่วโมง ผลการทดสอบดังรูปที่ 2.42 พบว่าการเฉือนที่อัตราความเครียดน้อยกว่า 300%ต่อชั่วโมง (5%ต่อนาที) ค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราความเครียดลดลง ซึ่งดินจะแสดงพฤติกรรมแบบระบายน้ำบางส่วน (partially drained) ในทางตรงกันข้าม การเฉือนที่อัตราความเครียดเร็วกว่า 300%ต่อชั่วโมง พบว่าความเค้นเบี่ยงเบนจะเพิ่มขึ้นที่เมื่ออัตราความเครียดสูงขึ้น ดินจะแสดงพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำโดยสมบูรณ์ (fully undrained) โดยอัตราความเครียดเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงขึ้น ส่วนของแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นพบว่าที่อัตราความเครียดสูงจะแรงดันน้ำส่วนเกินจะเกิดขึ้นต่ำกว่าที่อัตราความเครียดสูง



รูปที่ 2.42 ผลการทดสอบในดิน NC clay (Quinn, 2013)

(ก) ค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำงานอร์เมลไลซ์ (ข) ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำงานอร์เมลไลซ์

(ค) ผลของอัตราความเครียดต่อค่าความเค้นเบี่ยงเบน

2.8.7 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อการรับน้ำหนักของดินเหนียว

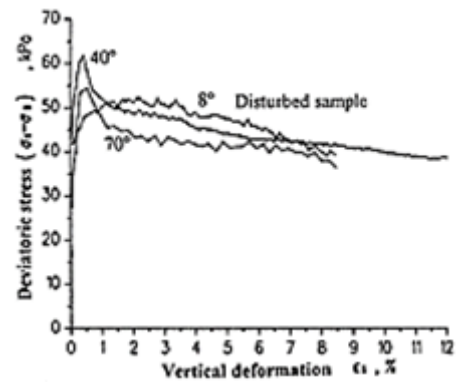
นักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมของดิน ซึ่งยังคงมีข้อถกเถียงกันในเรื่องของการทดสอบของอุณหภูมิที่มีต่อการรับแรงของดินเหนียว เนื่องจากผู้วิจัยหลายท่านได้พบว่าความร้อนจะทำให้ดินเหนียวมีความแข็งแรงลดลง การศึกษาได้แก่ Murayama (1969) Sherif and Burrous (1969) Lovisa Moritz (1995) Mitchell (1964) และ Hueckel and Baldi (1990) ซึ่งพบว่าทำให้ความร้อนจะทำให้ดินเหนียวมีความแข็งแรงลดลงเช่นเดียวกัน แต่ในอีกมุมหนึ่งได้มีนักวิจัยอีกหลายท่านด้วยกันที่ได้ผลการทดสอบในทางตรงกันข้าม ได้แก่ ผลการทดสอบของ Laguros (1969) Houston et al. (1985) Tanaka et al. (1997) Abuel-Naga, et al. (2006) Trani et al. (2008) และ วัชร (2560) ซึ่งได้ทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำกลับพบว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนหรือค่ากำลังการรับแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น กล่าวคือทำให้ความร้อนจะทำให้ดินเหนียวมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นนั่นเอง

การศึกษาของ Campanella and Mitchell (1968) ชี้ให้เห็นว่าอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อดินเหนียว 3 ประการ คือ ความร้อนเป็นสาเหตุให้น้ำในช่องว่างของดินเหนียวเกิดการขยายตัว ทำให้อนุภาคของดินขยายตัว และเกิดการจัดเรียงตัวใหม่ของโครงสร้างอนุภาคดินเหนียว ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปัจจัยความสามารถในการระบายน้ำออกจากมวลดินเหนียว สำหรับดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติพบว่าเมื่อความร้อนทำให้น้ำในช่องว่างของดินเกิดการขยายตัว หากในขณะให้ความร้อนอย่างอิสระ มีการปล่อยให้เกิดการระบายน้ำออกจากมวลดินเหนียวได้ จะส่งผลให้ปริมาตรของดินหดตัวลงเนื่องจากอัตราส่วนช่องว่างของดินลดลง แต่ในดินที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวสูงกลับพบว่าอัตราช่องว่างของดินมีค่าสูงขึ้นเมื่อดินได้รับความร้อน ทำให้ปริมาตรของดินขยายตัว เช่นเดียวกับการทดสอบของ Towhata et al. (1993)

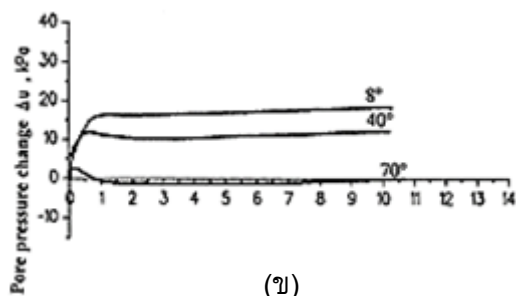
ในปี 1995 Moritz ได้ทำการทดสอบพฤติกรรมของดินเหนียวที่อุณหภูมิสูง โดยให้ความร้อนแก่ตัวอย่างและหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ที่อุณหภูมิต่างๆ 3 อุณหภูมิ คือ 840 และ 70 องศาเซลเซียส โดยทำการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ที่ความเค้นในที่ (in situ stress) แล้วทำการทดสอบแรงอัดแบบไม่ระบายน้ำที่อัตราการเฉือนที่แตกต่างกัน 2 ค่า ตัวอย่างที่ได้รับความร้อนภายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำจะถูกเฉือนเร็วแบบไม่ระบายน้ำด้วยอัตราการเสียรูป 1.0% ต่อนาที ส่วนตัวอย่างที่ได้รับความร้อนภายใต้เงื่อนไขระบายน้ำจะถูกเฉือนช้าแบบไม่ระบายน้ำด้วยอัตราการเสียรูป 0.006% ต่อนาที พบว่าผลการทดสอบแรงอัดสามแกนด้วยการเฉือนเร็วไม่สามารถประเมินค่ากำลังรับแรงเฉือนได้ นอกจากนี้มีตัวอย่างหลายตัวอย่างใช้ไม่ได้เนื่องจากตัวอย่างถูกรบกวน จึงไม่สามารถสรุปแนวโน้มที่ชัดเจนของผลการกำลังรับแรงเฉือนที่อุณหภูมิสูงขึ้น ผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 2.43 ในส่วนของผลที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนด้วยการเฉือนช้า และได้รับความร้อนแบบระบายน้ำ ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดมีแนวโน้มลดลงที่อุณหภูมิสูงขึ้นสำหรับตัวอย่างที่ความลึก 6 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.44 แต่แนวโน้มของผลที่ได้จากตัวอย่างที่ความลึก 9 เมตร ยังไม่สามารถสรุปได้เนื่องจากมีข้อสงสัยอยู่มาก



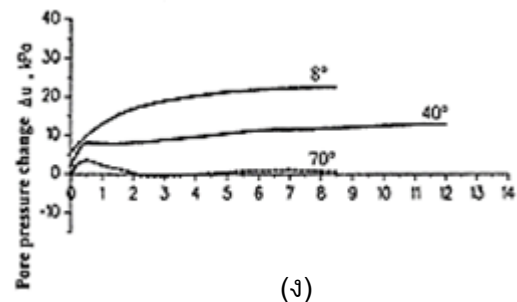
(ก)



(ค)

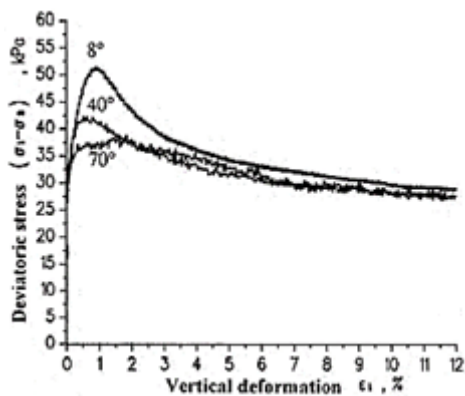


(ข)

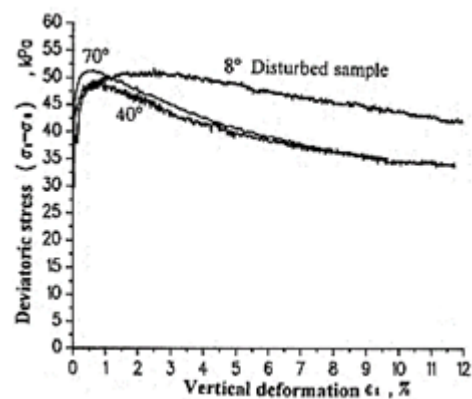


(ง)

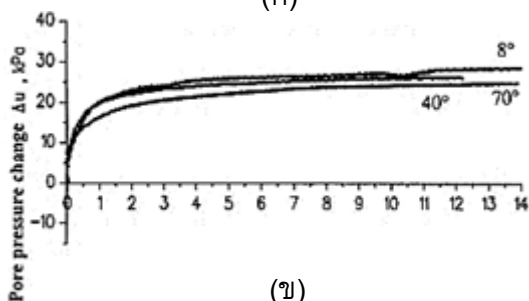
รูปที่ 2.43 ผลการทดสอบด้วยการเฉือนเร็วของ Moritz (1995)
ตัวอย่างที่ความลึก 6 เมตร (ก) และ (ข) ที่ความลึก 9 เมตร (ค) และ (ง)



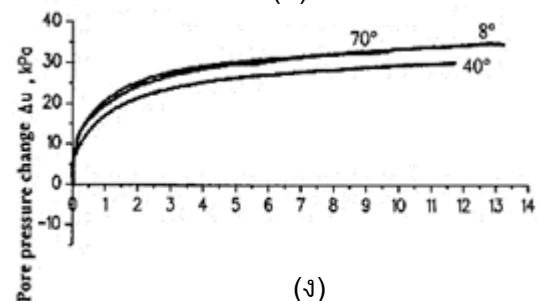
(ก)



(ค)



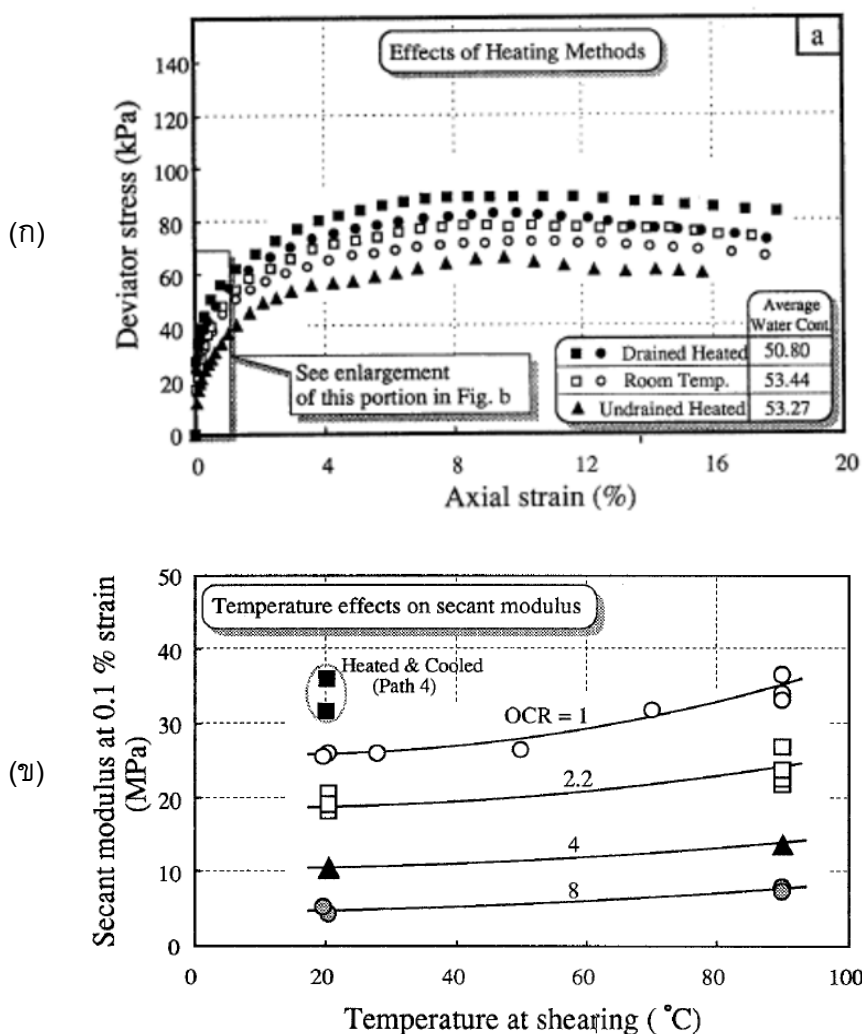
(ข)



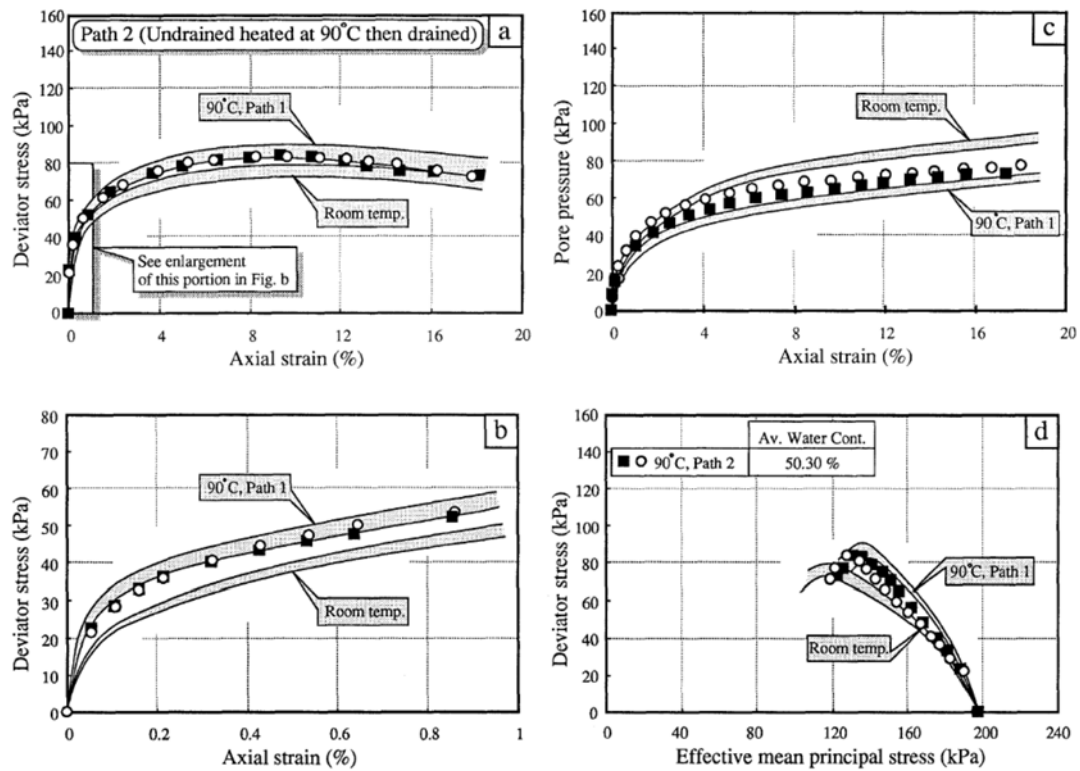
(ง)

รูปที่ 2.44 ผลการทดสอบด้วยการเฉือนช้าของ Moritz (1995)
ตัวอย่างที่ความลึก 6 เมตร (ก) และ (ข) ที่ความลึก 9 เมตร (ค) และ (ง)

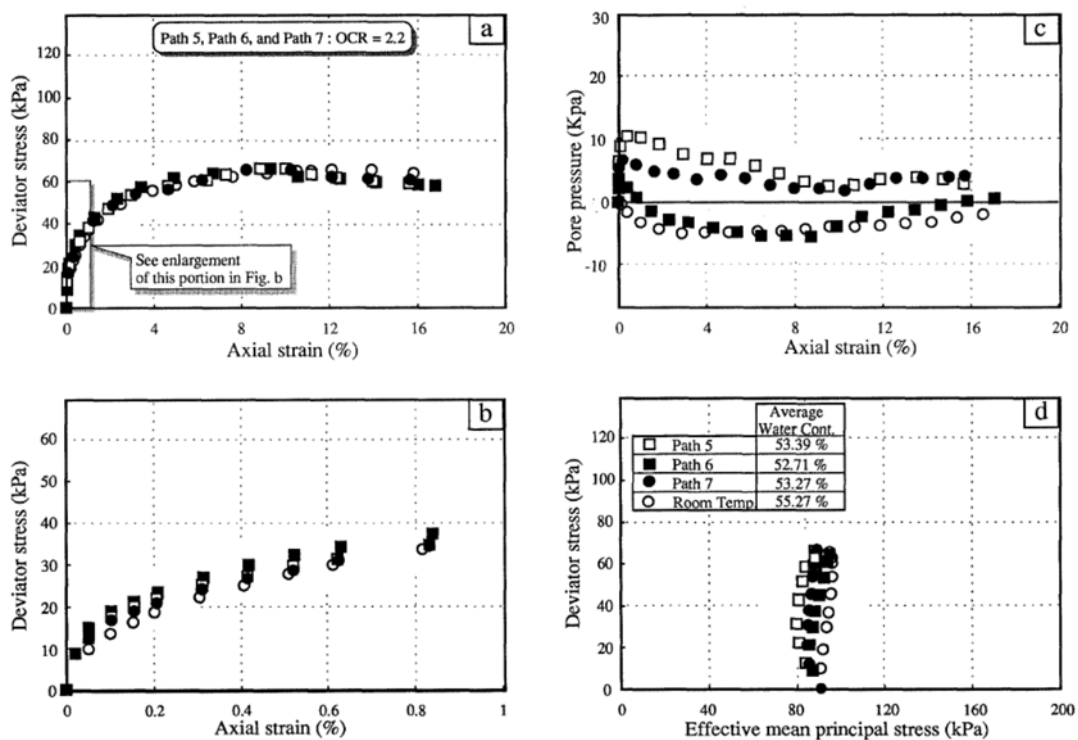
การทดสอบของ Kuntiwattanakul et al. (1995) ได้ทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินเหนียว ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ทั้งในสภาวะอัดแน่นปกติและอัดแน่นเกินตัว ใช้อัตราความเครียดในการเฉือน 5% ต่อชั่วโมง หรือ 0.08 ม.ม.ต่อนาที ทำการให้ความร้อนทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ อุณหภูมิสูงถึง 90 องศาเซลเซียส และตัวอย่างดินที่ทำการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง แต่การให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ได้ทำการให้ความร้อนโดยปิดวาล์วระบายน้ำ จนเกิดความความดันน้ำส่วนเกินคงที่ แล้วจึงเปิดการระบายน้ำให้น้ำระบายออกก่อนทำการเฉือนตัวอย่าง ผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 2.45 ถึง 2.47 พบว่าในดินสภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ ค่าความเค้นเบี่ยงเบนและค่าโมดูลัสซีแคนต์ของตัวอย่างที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำมีค่าสูงกว่าตัวอย่างที่ไม่ได้ให้ความร้อน และตัวอย่างที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ตามลำดับ แต่ในดินสภาวะการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติพบว่าค่าโมดูลัสเริ่มต้นเพิ่มขึ้นเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นแต่ความร้อนไม่มีผลต่อการเพิ่มของค่าความเค้นเบี่ยงเบน



รูปที่ 2.45 การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ
(ก) แสดงค่าความเค้นเบี่ยงเบน (ข) ค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Kuntiwattanakul et al., 1995)

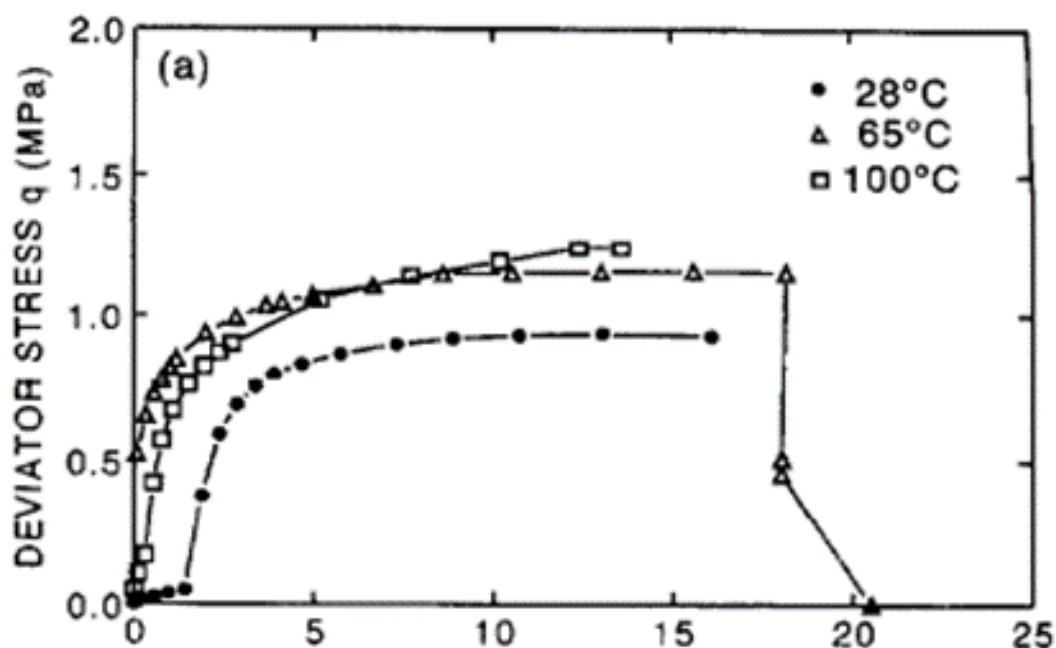


รูปที่ 2.46 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่สภาวะอัดแน่นปกติ
ที่มา: Kuntiwattanukul และคณะ (1995)



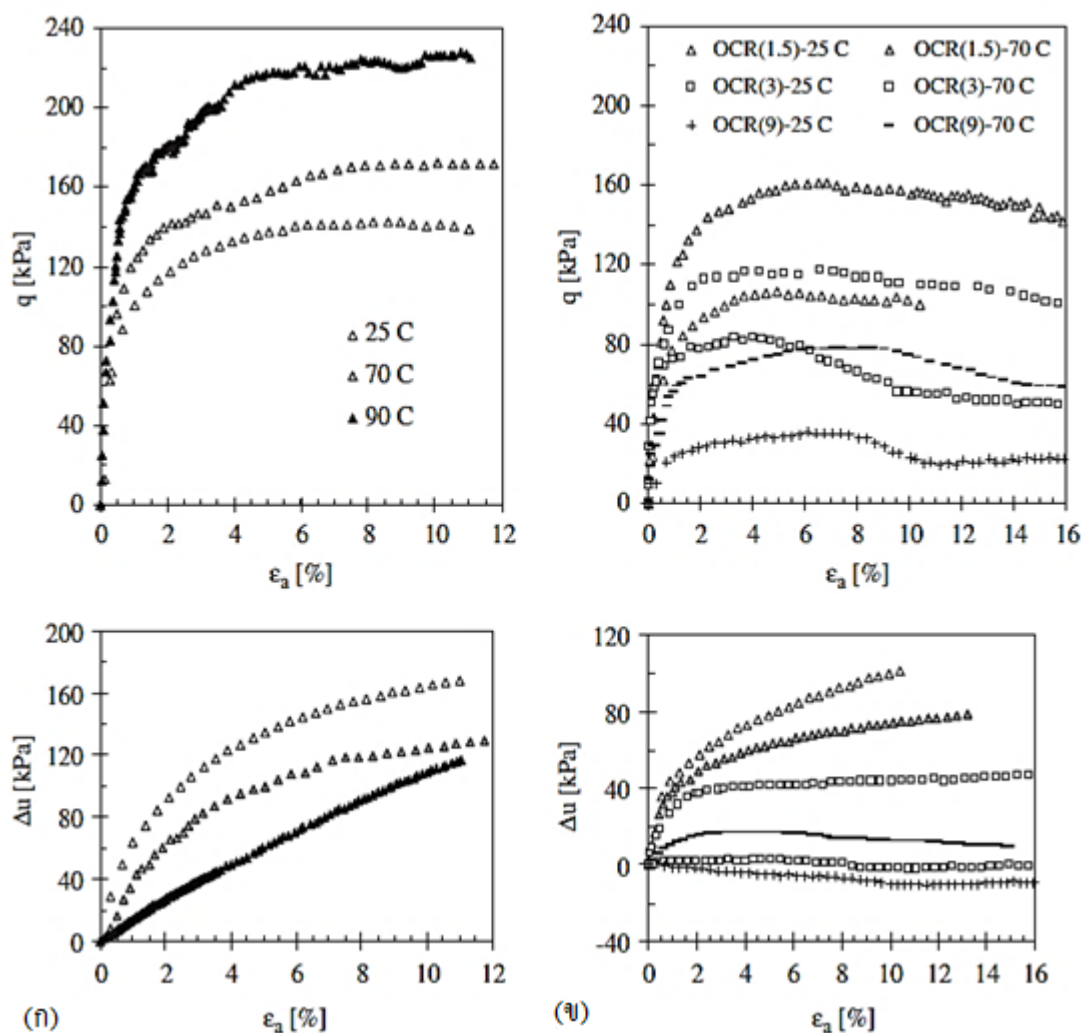
รูปที่ 2.47 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่สภาวะอัดแน่นเกินตัว
(Kuntiwattanukul et al., 1995)

ปี 1997 Tanaka และคณะ ทดสอบโดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวที่เตรียมขึ้นเอง ได้ตรวจสอบอิทธิพลของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมทางกลของดินเหนียว ให้ความร้อนถึง 100 องศาเซลเซียส และการทดสอบตัวอย่างอัดตัวปกติและอัดแน่นเกินตัวที่ OCR เท่ากับ 2 สำหรับผลการฉีกแบบไม่ระบายน้ำ ดังรูป 2.48 แสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างที่ได้รับอุณหภูมิสูงกว่าจะมีค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูง



รูปที่ 2.48 ผลการทดสอบกำลังอัดสามแกนตัวอย่างสภาพอัดแน่นปกติ (Tanaka et al., 1997)

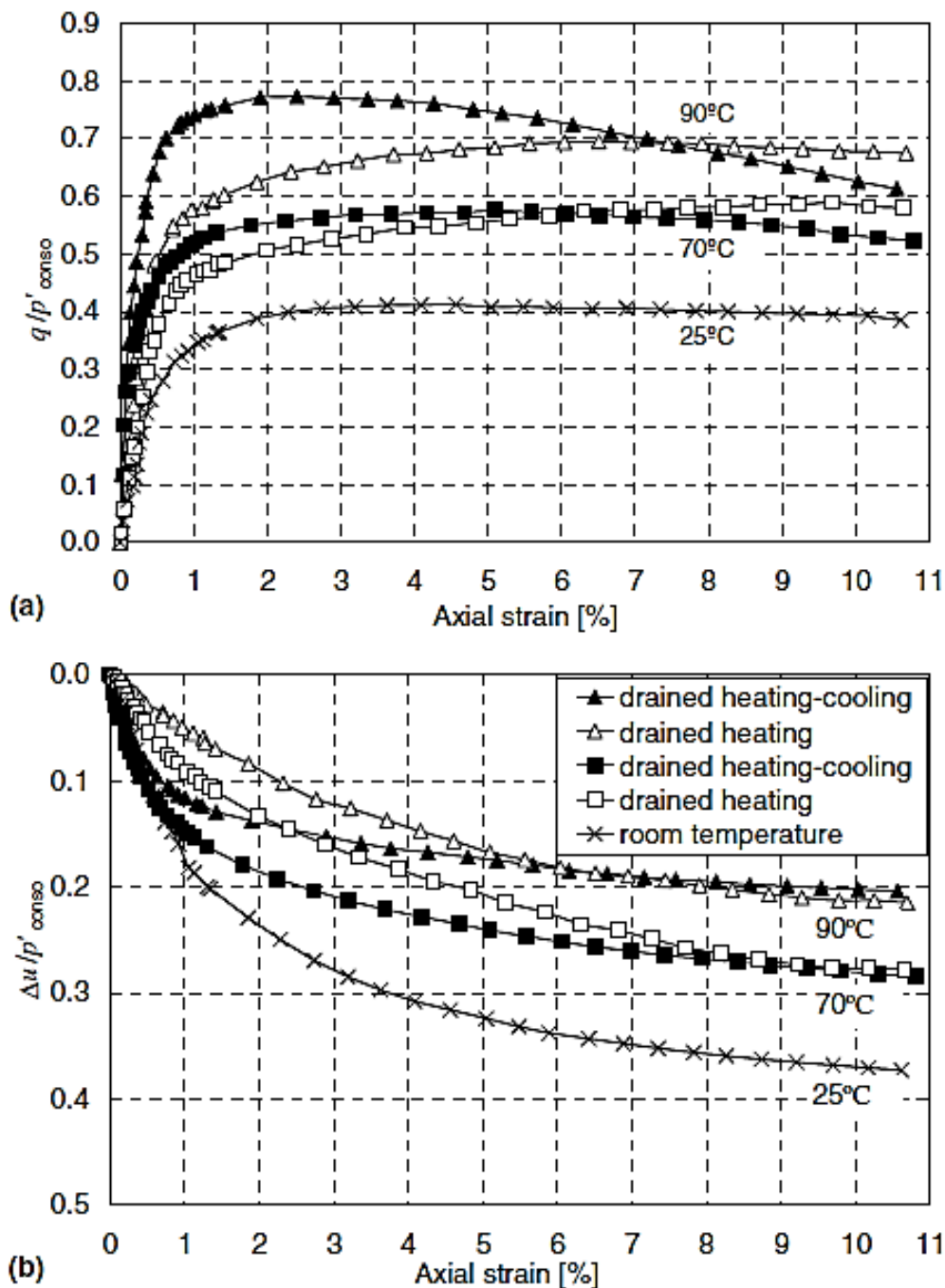
ในปี 2006 Abuel-Naga และคณะ ได้ทำการท้าวิจัยหาความสัมพันธ์ของอุณหภูมิที่มีต่อกำลังรับแรงฉีกแบบไม่ระบายน้ำ ของตัวอย่างทั้งสภาพอัดตัวปกติ และอัดแน่นเกินตัว OCR เท่ากับ 1.5 3.0 และ 9.0 ให้ความร้อนที่อุณหภูมิสูงสุด 90 ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ องศาเซลเซียสโดยการทำการทดสอบแรงอัดสามแกนและทำการฉีกแบบไม่ระบายน้ำโดยให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินถึงอุณหภูมิที่กำหนดแล้วปล่อยให้เย็นตัวก่อนการฉีก ใช้อัตราความเครียด 2% ต่อชั่วโมง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นทำให้ค่ากำลังรับแรงฉีกเพิ่มขึ้นด้วย แสดงในรูป 2.49 แสดงผลการทดสอบของตัวอย่างสภาพอัดตัวปกติ ส่วนผลการทดสอบของตัวอย่างสภาพอัดแน่นเกินตัวแสดงในรูปที่ 2.49(b) พบว่ากำลังรับแรงฉีกแบบไม่ระบายน้ำจะเพิ่มขึ้นเมื่ออุณหภูมิของดินเพิ่มในทุกๆ OCR นอกจากนี้ สำหรับตัวอย่างสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย แรงดันน้ำส่วนเกินลดลงเมื่ออุณหภูมิเพิ่ม ในทางกลับกันสำหรับตัวอย่างสภาพอัดแน่นเกินตัวสูง แรงดันน้ำส่วนเกินจะสูงขึ้นที่อุณหภูมิสูง



รูปที่ 2.49 ผลการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวอ่อน (Abuel-Naga et al., 2006)

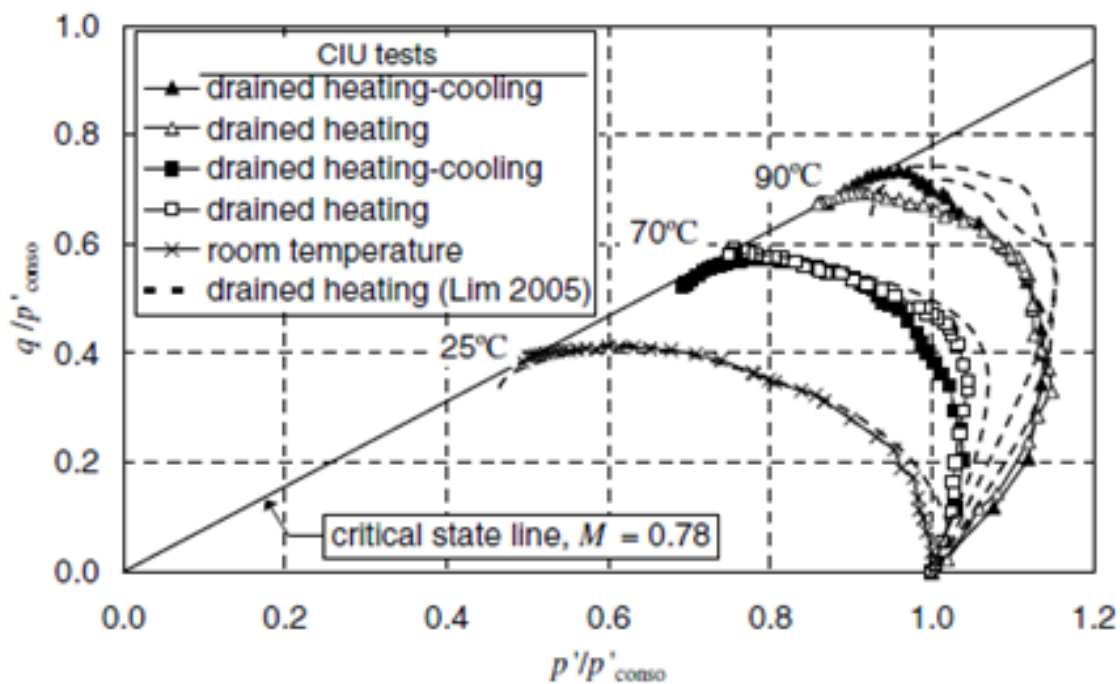
(ก) สภาพอัดแน่นปกติ และ (ข) สภาพอัดแน่นเกินตัว

งานวิจัยในปี 2008 Trani และคณะ ได้ทดสอบหาผลของอุณหภูมิต่อการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินอ่อนกรุงเทพในสภาพอัดแน่นปกติ ภายใต้เงื่อนไขให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ใช้ 2 กระบวนการในการทดสอบ คือ 1) การทดสอบโดยให้ความร้อนจนถึงอุณหภูมิ 70 หรือ 90 องศาเซลเซียสภายใต้สภาวะความเค้นคงที่ และ 2) การทดสอบโดยให้ความร้อนจนถึงอุณหภูมิที่ต้องการแล้วปล่อยให้เย็นตัวลง เชื้อเพลิงด้วยอัตราความเครียดคงที่ 2% ต่อชั่วโมง ผลการทดสอบพบว่าอุณหภูมิเพิ่มขึ้นทำให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดสูงขึ้น ได้ดังรูปที่ 2.50(a) แต่แรงดันน้ำส่วนเกินจะลดลง รูปที่ 2.50(b) และยังแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างที่ผ่านกระบวนการให้ความร้อนแล้วปล่อยให้เย็นตัวก่อนการเฉือน จะถึงค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ระดับความเครียดตามแนวแกนต่ำกว่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ผ่านกระบวนการให้ความร้อนคงที่



รูปที่ 2.50 ผลการทดสอบของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Trani, et al., 2008)

ผลของอุณหภูมิต่อเส้นสภาวะวิกฤต (critical state line) จะเห็นว่าความชื้น (M) ของสถานะวิกฤต ดังแสดงในรูปที่ 2.51 โดยมีค่าเท่ากับ 0.78 นอกจากนี้เส้นทางความเคียด (stress paths) ของตัวอย่างที่อุณหภูมิสูงจะมีแนวโน้มย้ายไปทางขวาของตัวอย่างที่ทดสอบที่อุณหภูมิต่ำ เนื่องจากที่จุดวิกฤตดินเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินที่ต่ำกว่า สรุปได้ว่าอุณหภูมิจะเป็นตัวเหนี่ยวนำให้กำลังรับแรงเฉือนและความแข็งแรงของดินเพิ่มขึ้น ซึ่งตารางที่ 2.15 แสดงผลการวิจัยที่ผ่านมาเกี่ยวกับผลกระทบของความร้อนส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของดิน



รูปที่ 2.51 เส้นทางความเค้นของของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Trani, et al., 2008)

ตารางที่ 2.15 ผลการวิจัยที่ผ่านมา

ผู้วิจัย	ชนิดของการระบายน้ำ		กำลังรับแรงเฉือน
	การให้ความร้อน	การเฉือน	
Hueckel and Baldi (1990)	ระบายน้ำ	ระบายน้ำ	ลดลง
Murayama (1969)	ไม่ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	ลดลง
Sherif and Burrous (1969)	ไม่ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	ลดลง
Laguros (1969)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น
Nobel and Demirel (1969)	ระบายน้ำ	ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น
Houston et al. (1985)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น
Kuntiwattanakul et al (1995)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น
	ไม่ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	ลดลง
Lovisa Moritz (1995)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	ลดลง
	ไม่ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	-
Tanaka et al (1997)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น
Graham et al (2001)	ระบายน้ำ	ไม่ระบายน้ำ	เพิ่มขึ้น

2.8.8 อุปกรณ์ทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิ

- เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนแบบดั้งเดิม

มาตรฐาน ASTM (American Society for Testing and Materials) D 4767 – 04 วิธีทดสอบมาตรฐานสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำสำหรับดินเหนียว (standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils) การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวไม่ระบายน้ำ เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนจะต้องมีอุปกรณ์ที่จำเป็นประกอบไปด้วย

1. อุปกรณ์ให้แรงแนวแกน (axial loading device) หรือ เครื่องกดตัวอย่าง (compression machine) มีฟังก์ชันการกดครอบคลุม อัตราการกดที่จะทดสอบ การสั่นสะเทือนของเครื่องจะต้องน้อยและไม่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่าง หรือก่อให้เกิดแรงดันน้ำในขณะปิดท่อระบายน้ำ
2. อุปกรณ์วัดแรงแนวแกน (axial load-measuring devices) สามารถเลือกเป็นวงแหวนวัดแรง (proving ring) หรือตัวแปลงสัญญาณวัดแรง (load cell) ที่มีขนาดพิกัดพอเหมาะกับค่ากำลังของตัวอย่างที่ทดสอบ และจะต้องไม่มีผลจากแรงด้านข้างหรือแรงดันในกล่อง
3. เครื่องชี้บอกการเสียรูป (deformation Indicator) การวัดการเสียรูปส่วนมากจะเป็นการวัดการเคลื่อนตัวของลูกสูบให้แรงแนวแกนที่กระทำกับด้านบนของตัวอย่าง จะใช้เป็นมาตรหน้าปัด (dial Gauge) หรือตัวแปลงสัญญาณวัดค่าเปลี่ยนรูป (LVDT) ความถูกต้องจะต้องไม่น้อยกว่า 0.25% ของความสูงตัวอย่างตอนเริ่มต้น และต้องมีความสามารถในการวัดอย่างน้อย 15% ของความสูงตัวอย่างเริ่มต้น
4. กล่องรับแรงอัดสามแกน (triaxial compression chamber) หรือที่เรียกกันทั่วไปว่า เซลล์สามแกน (triaxial cell) ต้องประกอบด้วยท่อทรงกระบอกโลหะหรือหากต้องการให้สามารถทนต่อแรงดันที่สูงมากเป็นพิเศษสามารถใช้ท่อโลหะแทนได้ แต่ต้องมีอุปกรณ์ที่ทำให้สามารถมองเห็นพฤติกรรมของตัวอย่าง มีแผ่นประกบบนที่มีวาล์วทางออกของอากาศเมื่อภายในเซลล์มีของเหลวเต็ม ลูกสูบให้แรงแนวแกน (axial load piston) ที่ทะลุผ่านด้านบนของกล่องโดยไม่มีการรั่วซึมของเหลวภายใน และไม่เกิดแรงเสียดทาน แผ่นประกบล่างต้องมีทางเข้าของของเหลวมีแรงดันให้กับกล่อง แป้นบนและฐานตัวอย่าง (specimen cap and base) จะต้องออกแบบให้มีช่องระบายน้ำทั้งด้านบนและฐานของตัวอย่าง เพื่อให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำหรือใช้ระบายน้ำออกตามต้องการ หน้าตัดต้องเป็นวงกลมเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับตัวอย่าง และต้องอยู่แนวเดียวกันแกนกด วาล์ว (valves) ทั้งหมดต้องทนต่อความดันได้และไม่มีการรั่วซึม
5. อุปกรณ์ควบคุมแรงดัน (pressure and vacuum-control devices) ส่วนมากจะใช้แผงควบคุมความดัน (pressure control panel) ที่สามารถควบคุมแรงดันกล่องและแรงดันหลัง (แรงดันภายในตัวอย่าง) ได้อยู่ในภายใน ± 2 กิโลปาสกาล สำหรับแรงดันอัดตัวคายน้ำประสิทธิภาพที่น้อยกว่า 200 กิโลปาสกาล และภายใน ± 1 กิโลปาสกาล สำหรับแรงดันอัดตัวคายน้ำประสิทธิภาพที่มากกว่า 200 กิโลปาสกาล และเนื่องจากการทดลองนี้ต้องใช้ระยะเวลาในการทดลองหลายวัน อุปกรณ์

ควบคุมแรงดันที่ใช้ต้องมีสามารถประยุกต์ใช้และควบคุมแรงดันให้คงที่ได้ตลอดระยะเวลาที่ทดสอบ

6. อุปกรณ์เตรียมตัวอย่างดิน ตัวอย่างดินต้องทำการตัดแต่งให้เป็นรูปโดยใช้เลื่อยเส้นลวด และเครื่องตัดแต่งตัวอย่างดิน ใช้กระบอกรูปแบบผ่า (miter box) ในการที่จะตัดส่วนล่างและส่วนบนของตัวอย่างให้ได้ความยาวตามต้องการ แล้วทำการวัดขนาดที่แน่นอนโดยใช้เวอร์เนียคาลิเปอร์ (vernier caliper) จากนั้นวางตัวอย่างดินลงบนฐานของเซลล์สามแกน โดยมีแผ่นหินพรุน (porous discs) อยู่ทั้งบนและล่างตัวอย่างเพื่อความสะดวกในการระบายน้ำเข้าออก ใส่กระดาษกรอง (filter paper) เพื่อช่วยลดระยะเวลาในการระบายน้ำลง และเพิ่มการระบายน้ำทางด้านข้างด้วย มีสองแบบ คือ แบบแผ่นจะวางไว้ระหว่างแผ่นหินพรุนและตัวอย่างเพื่อป้องกันการอุดตันของแผ่นหินพรุน และกระดาษกรองแบบแถบวางอยู่รอบตัวอย่าง จากนั้นใส่ยางหุ้มรัด (rubber membrane) ครอบตัวอย่างดิน รวมถึงเบ้าบนและฐานตัวอย่างบางส่วน แล้วรัดด้วยยางรัด (O-ring) ให้ยางหุ้มรัดติดแน่นกับฐาน เพื่อไม่ให้ของเหลวภายนอกสามารถซึมผ่านเข้าไปในตัวอย่างได้

7. อุปกรณ์เบ็ดเตล็ด เช่น เครื่องชั่ง (balance) ต้องสามารถอ่านค่าได้ถึง 0.1% ของมวลทดสอบ หรือดีกว่า เครื่องจับเวลา (timer) มีความละเอียดสามารถบอกหน่วยเป็นวินาที เครื่องไล่อากาศออกจากน้ำ (water deaeration devices) ถ้าใช้น้ำธรรมดาในการทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำจะไม่เป็นผล ต้องไล่อากาศออกจากน้ำก่อน เป็นต้น

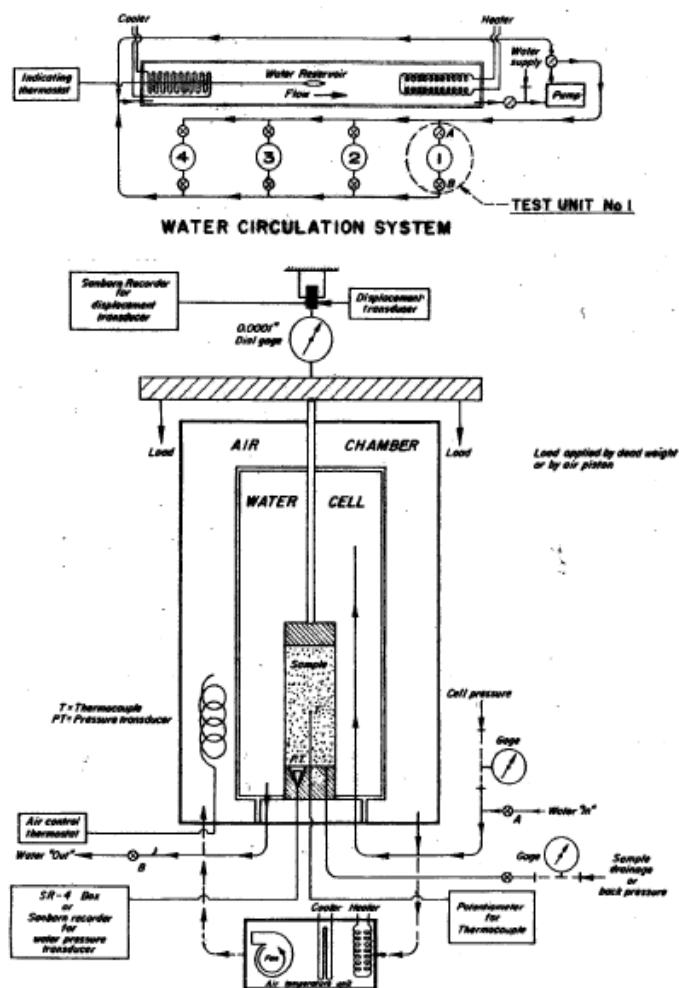
- การพัฒนาเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิได้ในอดีต

ในการทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการควบคุมอุณหภูมิของตัวอย่างมาเกี่ยวข้องมีไม่มากนัก ซึ่งมีตัวอย่างของเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิที่ได้มีการพัฒนาในรูปแบบต่างๆ ที่พอจะนำมาเป็นตัวอย่างได้ดังนี้

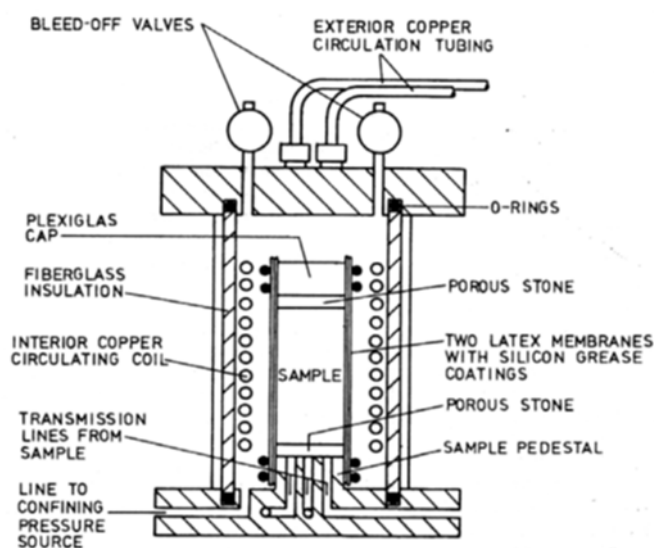
Mitchell และ Campanella (1963) ได้พัฒนาอุปกรณ์สามแกนที่ควบคุมอุณหภูมิ เซลล์สามแกนมาตรฐานถูกวางไว้ในกล่องที่ประกอบด้วยอากาศอุณหภูมิสูงที่ถูกควบคุมโดยใช้เครื่องควบคุมความร้อน (thermostat) อุณหภูมิของตัวอย่างเปลี่ยนไปโดยการหมุนเวียนน้ำอุ่นในเซลล์สามแกนจนกระทั่งตัวอย่างถึงอุณหภูมิที่ต้องการ และอุณหภูมิตัวอย่างถูกทำให้คงที่โดยอากาศรอบเซลล์สามแกนดังรูปที่ 2.52 อุปกรณ์นี้มีความสามารถในการควบคุมอุณหภูมิของตัวอย่างได้อย่างอิสระในช่วง 40 ถึง 140 องศาฟาเรนไฮต์ ด้วยความถูกต้อง 0.5 องศาฟาเรนไฮต์ อุณหภูมิของตัวอย่างวัดด้วยเทอร์โมคัปเปิ้ลชนิดเหล็กที่อยู่ในห้องสแตนเลสขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1/16 นิ้ว ซึ่งสอดเข้าไปในฐานของตัวอย่างประมาณ 0.5 นิ้ว ความดันน้ำพรุนถูกวัดโดยตัวแปลงความดันอิเล็กทรอนิกส์ที่ติดตั้งอยู่ในฐานตัวอย่างใต้หินมีรูพรุน

Demars และ Charles (1982) ได้ออกแบบเซลล์สามแกนเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของปริมาณดินเนื่องจากการหมุนเวียนของอุณหภูมิดังรูปที่ 2.53 ใช้ทดสอบตัวอย่างที่มีความยาวเริ่มต้นและเส้นผ่าศูนย์กลาง 7.2 และ 3.6 เซนติเมตร ตามลำดับ อุณหภูมิของตัวอย่างถูกควบคุมโดยน้ำและขดลวดทองแดง ความแปรผันของอุณหภูมิน้ำ 2 องศาเซลเซียสจากค่าที่ต้องการ

อุณหภูมิถูกตรวจสอบด้วยเครื่องวัดอุณหภูมิวางอยู่ในอ่างน้ำ ตัวอย่างทั้งหมดถูกหุ้มด้วยเยื่อหุ้มสองชั้นแยกจากกันโดยใช้จาระบีซิลิโคนเพื่อลดการไหลแบบออสโมติก



รูปที่ 2.52 แผนผังระบบทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ Mitchell and Campanella (1963)

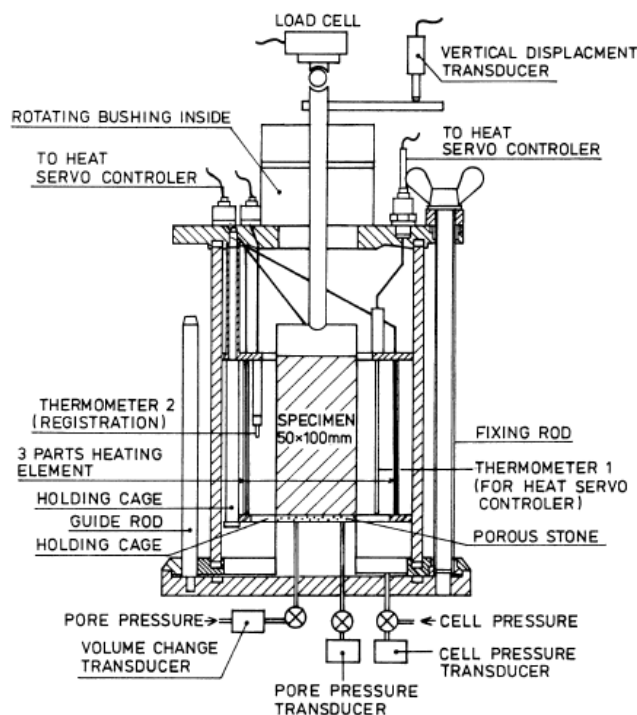


รูปที่ 2.53 แบบเครื่องทดสอบสามแกนของ Demars and Charles (1982)

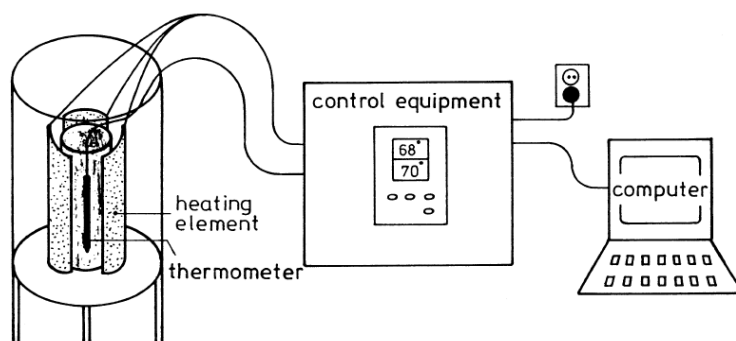
ในปี 1995 Lovisa Moritz ได้พัฒนาอุปกรณ์ที่ใช้สำหรับการทดสอบสามแกนที่อุณหภูมิสูง เพื่อใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติของดินเหนียวที่อุณหภูมิสูง โดยมีการแก้ไขเซลล์สามแกนเพื่อให้เพิ่มอุณหภูมิของตัวอย่างได้ถึง 70 องศาเซลเซียส ดังรูปที่ 2.54 แสดงเครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Lovisa Moritz ของเหลวในเซลล์ประกอบด้วยน้ำกับชั้นน้ำมันหนา 20 มิลลิเมตรอยู่ชั้นบน เซลล์สามแกนจะมีความสูงมากกว่าปกติเพื่อเพิ่มพื้นที่สำหรับติดตั้งอุปกรณ์ทำความร้อนและวัดอุณหภูมิ และเพื่อหลีกเลี่ยงการสัมผัสตัวอย่างโดยตรง การระบายน้ำของตัวอย่างจะเกิดขึ้นที่ช่องด้านล่าง

อุปกรณ์ทำความร้อนได้รับการติดตั้งภายในเซลล์สามแกน เครื่องวัดอุณหภูมิจำนวนสองชิ้นถูกสร้างขึ้นภายในเซลล์ ชิ้นแรกใช้สำหรับเชื่อมต่อไปยังอุปกรณ์ทำความร้อนและอีกชิ้นใช้สำหรับบันทึกอุณหภูมิของของเหลวในเซลล์สามแกน แผ่นประกบล่างจะเสริมด้วยเสา 3 แท่งเพื่อให้เซลล์สามารถติดตั้งโดยไม่ต้องสัมผัสตัวอย่าง เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่าง 50 มิลลิเมตร และสูง 100 มิลลิเมตร

การให้ความร้อนแก่ตัวอย่างจะใช้แผ่นทำความร้อนรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 50 มิลลิเมตร ยาว 100 มิลลิเมตร จำนวน 3 แผ่น แผ่นทำความร้อนจะถูกติดตั้งอยู่บนที่วางเพื่อป้องกันไม่ให้สัมผัสกับตัวอย่างและผนังของเซลล์โดยตรง แผ่นทำความร้อนจะเชื่อมต่อกับอุปกรณ์ที่จะเชื่อมต่อไปยังตัววัดอุณหภูมิด้วย โดยเครื่องวัดอุณหภูมิอยู่ระหว่างแผ่นทำความร้อนและตัวอย่าง แหล่งจ่ายไฟสำหรับแผ่นทำความร้อนจะถูกควบคุมเพื่อให้แน่ใจในเซลล์มีอุณหภูมิตามที่ต้องการและมีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 0.1 องศาเซลเซียส ระบบการควบคุมอุณหภูมิดังแสดงในรูปที่ 2.55

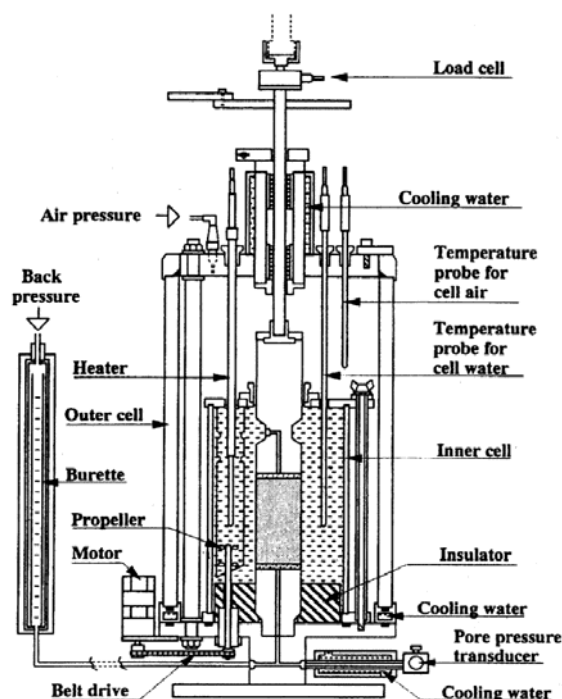


รูปที่ 2.54 เครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Lovisa Moritz (1995)

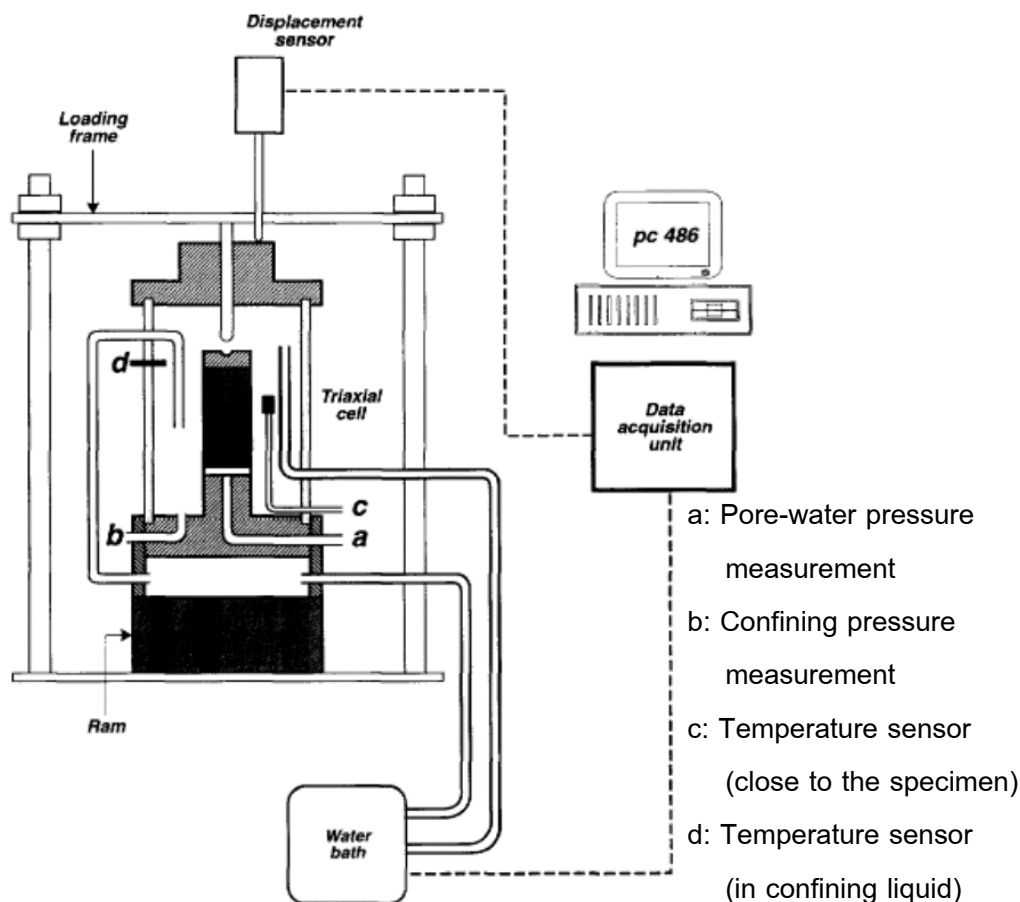


รูปที่ 2.55 ระบบควบคุมอุณหภูมิของเครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Lovisa Moritz (1995)

ในปีเดียวกัน Kuntiwattanakul และคณะ (1995) ได้ออกแบบอุปกรณ์สามแกนที่ควบคุมด้วยอุณหภูมิดังแสดงในรูปที่ 2.56 อุปกรณ์ประกอบด้วยสองเซลล์ คือเซลล์ภายในและเซลล์ด้านนอก เซลล์ภายในเต็มไปด้วยน้ำที่มีอุณหภูมิ ควบคุมโดยเครื่องทำความร้อนไฟฟ้าที่จมอยู่ใต้น้ำโดยตรง ปริมาณพลังงานที่จ่ายให้เครื่องทำความร้อนถูกปรับโดยหน่วยควบคุมเพื่อปรับสมดุลของปริมาณความร้อนที่ถ่ายโอนจากเซลล์ไปยังสภาพแวดล้อมโดยรอบ วิธีการควบคุมอุณหภูมินี้ช่วยให้อุณหภูมิสามารถรักษาได้ด้วยความแม่นยำ ± 0.1 องศาเซลเซียส ช่องระหว่างเซลล์ภายในและด้านนอกเต็มไปด้วยอากาศเป็นสื่อในการถ่ายโอนความดันจากชุดควบคุมความดันไปยังน้ำในเซลล์ภายใน นอกจากนี้ยังใช้เป็นฉนวนเพื่อลดการถ่ายเทความร้อนจากเซลล์ภายใน การทดสอบทำโดยใช้ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 เซนติเมตรและสูง 10 เซนติเมตร

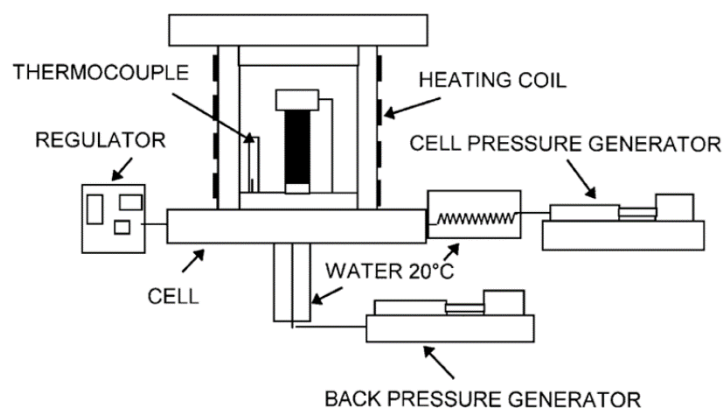


รูปที่ 2.56 เครื่องทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ (Kuntiwattanakul et al, 1995)



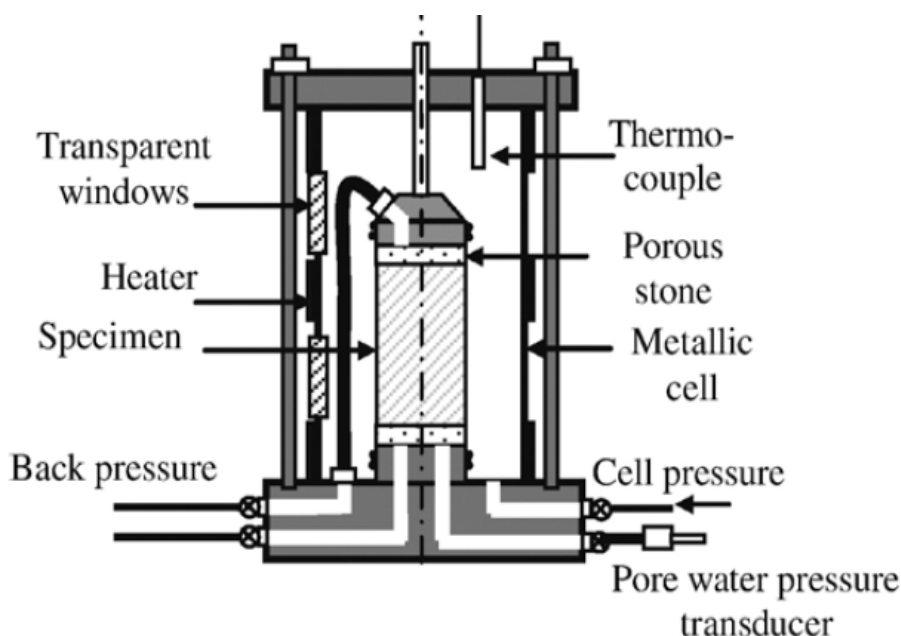
รูปที่ 2.57 ระบบทดสอบสามแกนควบคุมอุณหภูมิของ De Bruyn and Thimus (1996)

Delage และคณะ (2000) ศึกษาการรวมตัวของดินเหนียว ใช้อุปกรณ์สามแกนที่ออกแบบมาสำหรับการทดสอบตัวอย่าง ที่ความดันและอุณหภูมิสูงดังแสดงในรูปที่ 2.58 ความดันและอุณหภูมิสามารถใช้งานได้ถึง 60 เมกะปาสคาล และ 100 องศาเซลเซียสตามลำดับ ให้อุณหภูมิโดยใช้หลอดความร้อนบนผนังด้านนอกของเซลล์ และควบคุมโดยเทอร์โมคัปเปิ้ลภายในเซลล์ สามแกน ความแม่นยำของระบบควบคุมอุณหภูมิอยู่ที่ ± 0.05 องศาเซลเซียส การวัดปริมาตรโดยรวมของตัวอย่างถูกวัดโดยใช้เทคนิคการวัดค่าของเหลวของเซลล์เพื่อป้องกันการบีบอัดอุปกรณ์ภายใน



รูปที่ 2.58 เครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิและแรงดันสูงของ Delage et al (2000)

ในปี 2006 Abuel-Naga et al. ได้พัฒนาเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนขึ้นใหม่ เพื่อศึกษาความร้อนที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำส่วนเกินภายใต้เงื่อนไขทำความร้อนไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยแสดงในรูปที่ 2.59 ประกอบด้วยเซลล์สามแกนโลหะที่มีช่องหน้าต่างโปร่งใส 2 ช่อง ใช้สำหรับดูพฤติกรรมของตัวอย่าง สามารถรองรับตัวอย่างดินได้ถึงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ความสูง 100 มิลลิเมตร ใช้ตัวทำความร้อนแบบวงแหวนติดตั้งอยู่ด้านนอกของผนังเซลล์สามแกนโลหะ อุณหภูมิจะถูกควบคุมโดยเทอร์โมคัปเปิลชนิด K ซึ่งวางอยู่ในเซลล์สามแกน ความแม่นยำของระบบควบคุมความร้อนคือ ± 0.1 องศาเซลเซียส การวัดแรงดันน้ำด้วยตัวแปลงสัญญาณแรงดันที่สามารถทนกับอุณหภูมิสูงถึง 100 องศาเซลเซียส การทดสอบเทียบเพื่อประเมินผลกระทบของน้ำที่มีอยู่ในที่ระหว่างฐานล่างของตัวอย่างและตัวแปลงสัญญาณแรงดันน้ำโดยใช้ตัวอย่างสแตนเลส ผลปรากฏว่าแรงดันส่วนเกินที่เกิดจากความร้อนในกรณีนี้มีค่าประมาณ 0.03 กิโลปาสกาลต่อองศาเซลเซียส ซึ่งเป็นค่านี้น้อยจนสามารถมองข้ามได้



รูปที่ 2.59 เครื่องทดสอบสามแกนที่ปรับปรุงโดย Abuel-Naga et al. (2006)

- เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนสำหรับควบคุมอุณหภูมิแบบสำเร็จ

นอกจากการศึกษาผลของอุณหภูมิของดินที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงโดยใช้เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนมีการศึกษาและพัฒนาขึ้นมาเองแล้ว ยังมีผู้ผลิตเครื่องมือทดสอบทางวิศวกรรมได้ทำการผลิตเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิขึ้นมาเพื่อรองรับความต้องการของลูกค้า เนื่องจากเครื่องมือเหล่านี้ผลิตเพื่อจำหน่ายจึงไม่มีการแสดงรายละเอียดแบบแปลนของเครื่องทดสอบไว้ จะอธิบายเพียงความสามารถของตัวเครื่องเท่านั้น



รูปที่ 2.60 เครื่องทดสอบสามแกนสำหรับอุณหภูมิต่ำของบริษัท มารูอิ จำกัด

รูปที่ 2.60 เครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิต่ำ (low temperature triaxial testing apparatus) เป็นเครื่องมือทดสอบที่ใช้หลักการทำให้ดินชุ่มก๊าซมีเทนที่มีอุณหภูมิและความดันที่ต้องการ สามารถทดสอบด้วยแรงแนวแกนสูงสุด 200 กิโลนิวตัน แรงดันด้านข้าง 20 เมกะปาสกาล การควบคุมอุณหภูมิใช้วิธีการไหลเวียนของน้ำเค็ม ช่วงของอุณหภูมิให้อยู่ระหว่าง - 10 องศาเซลเซียส ถึงประมาณ 20 องศาเซลเซียส สามารถควบคุมอัตราการเงื่อนไขแบบคงที่ได้ 0.001 ถึง 20 มิลลิเมตรต่อวินาที อุปกรณ์นี้มีความสามารถในการวัดความดันแนวแกน การเคลื่อนที่ในแนวตั้ง การเคลื่อนที่ด้านข้าง ความดันด้านข้าง ความดันภายในตัวอย่าง อุณหภูมิภายในเซลล์ และอุณหภูมิของตัวอย่าง ผลิตและจำหน่ายโดยบริษัท มารูอิ จำกัด (MARUI&CO.,LTD) ประเทศญี่ปุ่น

อุปกรณ์ชุดนี้สามารถใช้ทดสอบได้หลายรูปแบบ ได้แก่ การทดสอบแบบไม่อัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ (unconsolidated undrained test, UU) การทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำและระบายน้ำ (consolidated drained test, CD) การทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำ (consolidated undrained test, CU) การทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำและวัดค่าแรงดันน้ำไปพร้อมกัน รวมถึงการทดสอบคืบ (creep test) นอกจากนี้ยังสามารถสังเคราะห์หรือเพิ่มเติมความสามารถของอุปกรณ์ได้ตามความต้องการของลูกค้า เช่น ต้องการเพิ่มช่วงของอุณหภูมิให้กว้างกว่านี้ ความดันที่สูงเป็นพิเศษ ขนาดตัวอย่าง ฯลฯ

บริษัท ไชเกน จำกัด (SEIKEN,INC.) ประเทศญี่ปุ่น ได้ผลิตเครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิสูง-ต่ำ และความดันสูง (high-low temperature & high pressure triaxial apparatus)

หมายเลขรุ่น DTC-495 ดังแสดงในรูปที่ 2.61 มีการนำเสนอว่าออกแบบมาเพื่อความกะทัดรัดและสามารถทำการทดสอบในสภาวะความดันสูง ค่าแรงแนวแกนสูง และมีความแม่นยำที่ดีมาก มีการให้ความสำคัญกับความปลอดภัย การใช้งานง่าย เครื่องมือชุดนี้ สามารถควบคุมอุณหภูมิให้อยู่ในช่วงอุณหภูมิที่กว้างมาก คืออุณหภูมิสูงสุด 200 องศาเซลเซียส อุณหภูมิต่ำสุดได้ถึง -35 องศาเซลเซียส ความดันสูงสุด 10 ถึง 80 เมกะปาสกาล แรงตามแนวแกนแนวตั้งมากที่สุด 100 ถึง 500 กิโลนิวตัน สามารถรองรับตัวอย่างขนาด เส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 30 มิลลิเมตร ไปจนถึง 50 มิลลิเมตร



รูปที่ 2.61 เครื่องทดสอบสามแกนอุณหภูมิสูง-ต่ำและความดันสูง ของบริษัท ไฮเกน จำกัด

จากตัวอย่างของเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนสำหรับควบคุมอุณหภูมิที่มีการผลิตเพื่อการจำหน่ายของทั้งสองบริษัทที่กล่าวมานั้น การออกแบบจะเน้นเพื่อความสะดวก ใช้งานง่าย และสามารถนำไปทดสอบได้หลายรูปแบบ แต่เครื่องทดสอบที่ผลิตออกมามีขนาดใหญ่เพราะต้องติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ ไว้มากมาย และจะเห็นได้ว่าอุปกรณ์พิเศษต่างๆ ของเครื่องทดสอบจะผลิตมาโดยเฉพาะรุ่นและจำหน่ายพร้อมกันทั้งชุด ความยุ่งยากต่อมา คือ การขนย้าย การติดตั้งเข้ากับที่รวมถึงเมื่อมีการขัดข้องของอุปกรณ์ต้องมีช่างผู้เชี่ยวชาญในการแก้ไขซ่อมแซม

บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย

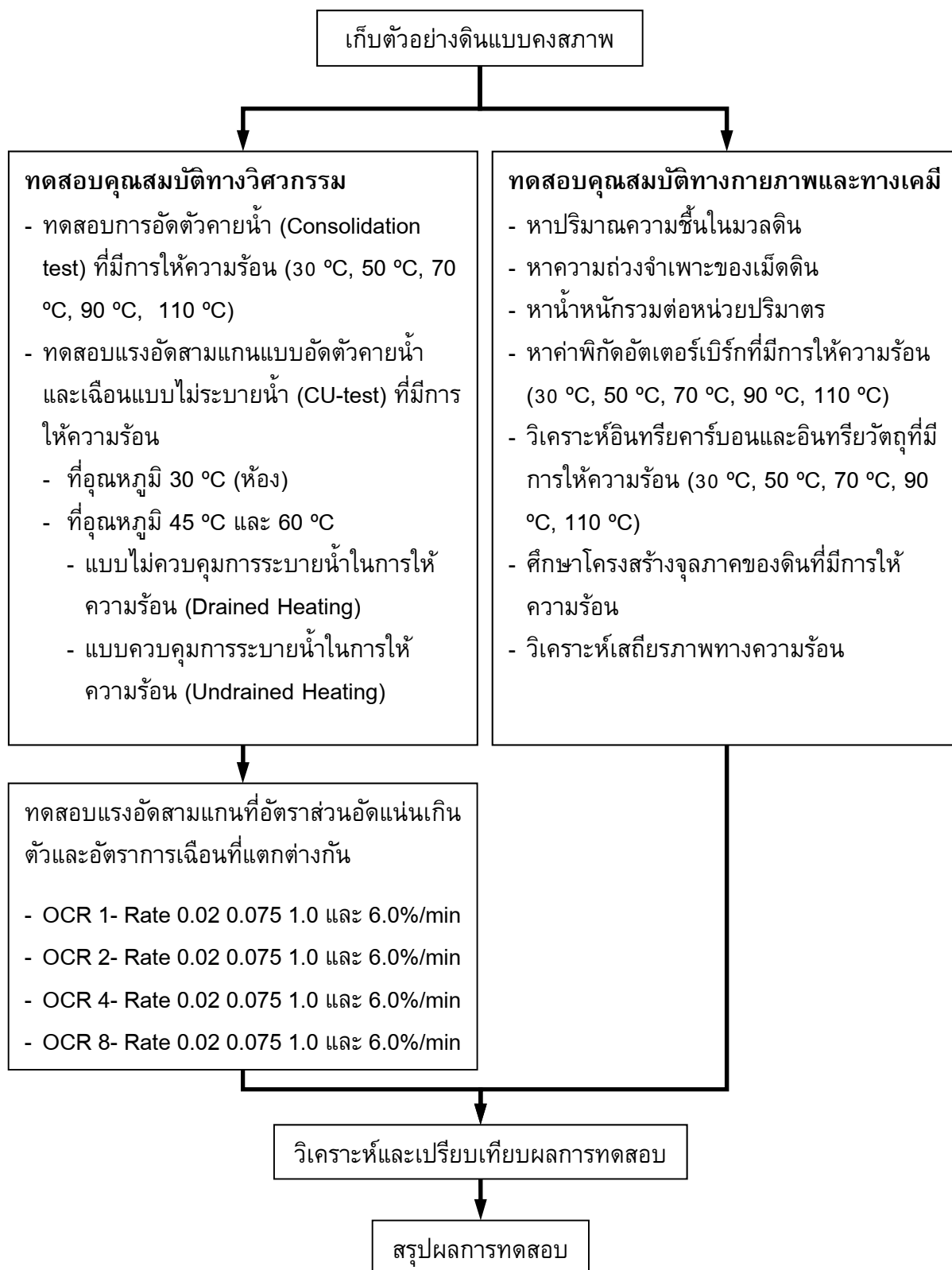
รายงานวิจัยฉบับนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับเวลาภายใต้ภาวะความร้อนของดินเหนียวปากพนัง จึงได้ทำการทบทวนทฤษฎีและการศึกษาในอดีตถึงกลไกพื้นฐานของดินและพฤติกรรมกำลังรับแรงเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ก่อนเริ่มทำการดำเนินการวิจัย จากการศึกษาทบทวนได้ทำแบ่งขั้นตอนการดำเนินงานเป็น 5 ส่วน ได้แก่ ออกแบบและพัฒนาอุปกรณ์การทดลองเพื่อศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินภายใต้ภาวะความร้อนและอัตราความเครียด การเก็บตัวอย่างดิน การทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพ และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินในห้องปฏิบัติการ การวิเคราะห์ผลการทดสอบ และการสรุปผลการทดสอบ ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยในภาพรวมได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.1 ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้

3.1 การออกแบบเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้ภาวะความร้อน

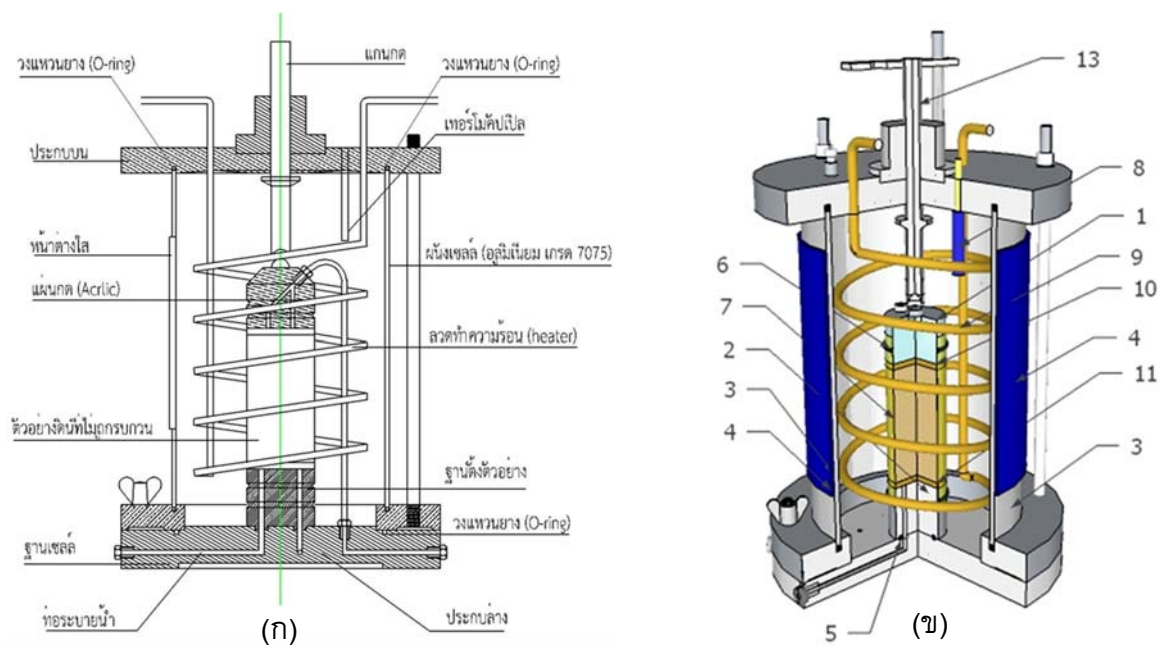
ในการศึกษาพฤติกรรมการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับเวลาภายใต้ภาวะความร้อนของดินเหนียวจำเป็นจะต้องมีเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนที่สามารถให้ความร้อน ดังนั้นในการศึกษาวิจัยนี้ได้มีการออกแบบพัฒนาและจัดสร้างเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนที่สามารถควบคุมอุณหภูมิได้ ซึ่งอุปกรณ์ทดสอบนี้ประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก คือ เซลล์สามแกน อุปกรณ์ทำความร้อน และระบบควบคุมอุณหภูมิ โดยการออกแบบเซลล์ทดสอบชุดนี้ได้ตั้งอยู่บนพื้นฐานของเซลล์ทดสอบสามแกนแบบทั่วไป แต่มีการเปลี่ยนแปลงวัสดุเซลล์เป็นโลหะที่หุ้มด้วยฉนวนกันความร้อนเพื่อรักษาอุณหภูมิให้คงที่และเพิ่มความปลอดภัยในการทดลอง ดังแสดงในรูปที่ 3.2

ภายในเซลล์ได้ทำการติดตั้งเทอร์โมคัปเปิ้ลและลวดทำความร้อน (heater) (TPS-103-6.35x130 + 4M(S2 NPT) RTD (PT-100)) ในลักษณะเกลียว รอบตัวอย่างทดสอบเพื่อตรวจวัดและให้ความร้อนภายในเซลล์ทดสอบ โดยอุปกรณ์ให้ความร้อนทั้งหมดถูกควบคุมโดยชุดอุปกรณ์ควบคุมอุณหภูมิภายนอกเซลล์ทดสอบ (JCS-33A-S/M,BK,A2,C5 100-240 VAC , Multi-rang) ดังแสดงในรูปที่ 3.3

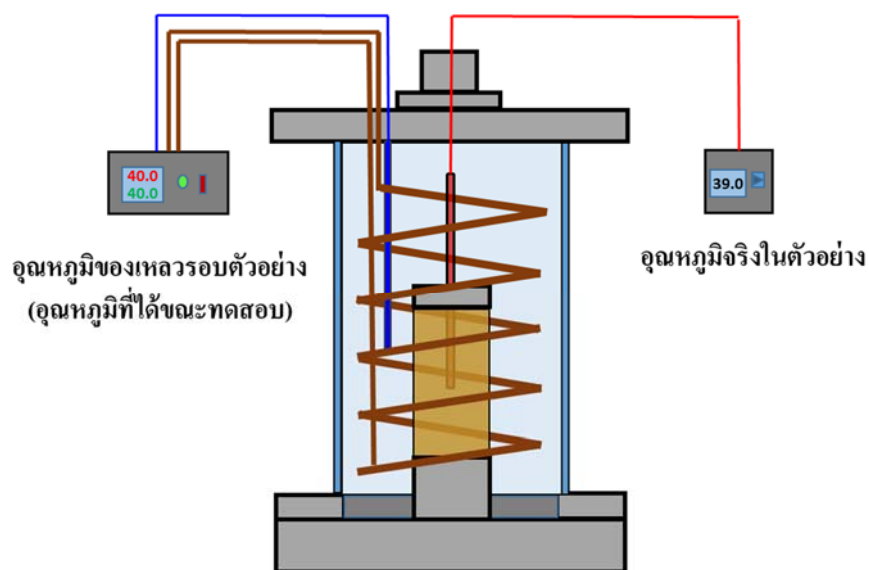
อย่างไรก็ตามการทดลองไม่สามารถให้ความร้อนในมวลดินได้โดยตรงเนื่องจากจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างดิน ดังนั้นจึงต้องให้ความร้อนแก่น้ำรอบมวลดินแทนเพื่อส่งผ่านรังสีความร้อนเข้าไปสู่มวลดิน และเพื่อให้ทราบอุณหภูมิภายในมวลดิน จึงต้องทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิของน้ำรอบตัวอย่าง อุณหภูมิภายในตัวอย่าง และระยะเวลาในการให้ความร้อนของตัวอย่างโดยการสอบเทียบอุณหภูมิส่วน ซึ่งการสอบเทียบนี้ทำโดยการติดตั้งเทอร์โมคัปเปิ้ลเข้าไปในตัวอย่าง และมีการติดตั้งเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิอีกชุดอยู่ใกล้กับกลุ่มตัวอย่างที่แสดงให้เห็นในรูปที่ 3.3 แล้วทำการเพิ่มอุณหภูมิของน้ำในเซลล์สามแกนครั้งละ 10 องศาเซลเซียส ตรวจวัดอุณหภูมิภายในตัวอย่าง อุณหภูมิของน้ำรอบตัวอย่างและระยะเวลาในการแผ่รังสีความร้อน และทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิภายในตัวอย่างและอุณหภูมิของน้ำรอบตัวอย่างเปรียบเทียบกับเวลา ความสัมพันธ์นี้ช่วยในการเลือกระยะเวลาที่เหมาะสมในการให้อุณหภูมิที่ต้องการ



รูปที่ 3.1 แผนผังขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย



รูปที่ 3.2 แบบเซลล์สามแกนที่ปรับปรุงใหม่
(ก) แบบแปลน (ข) รูปตัดสามมิติ



รูปที่ 3.3 ภาพร่างอุปกรณ์การให้และควบคุมความร้อน

3.2 การเก็บตัวอย่างดินและวิธีการเก็บตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่ใช้ในงานวิจัยนี้เก็บมาจากโรงเรียนบ้านปากคลอง ตำบลคลองน้อย อำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช (8.305077N; 100.116591E) โดยการเจาะเก็บตัวอย่างดินที่ช่วงระดับความลึก 4 ถึง 12 เมตร เป็นจำนวน 3 หลุม โดยใช้วิธีเจาะล้าง (Wash boring) แสดงดังรูป 3.4(ก) และทำการเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ (Undisturbed sample) โดยใช้กระบอกผนังบาง (Shelby tube) ซึ่งทำการเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนแบบคงสภาพทุกระยะ 1.50 เมตร จนถึงชั้นดินเหนียวแข็ง จากนั้นจึงทำการปิดหัวและท้ายของกระบอกบางด้วยซีเมนต์ เพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นในมวลดินดังแสดงในรูป 3.4(ข)

การขนส่งตัวอย่างดินเหนียวได้ทำอย่างระมัดระวัง ไม่ให้เกิดการกระทบกระเทือนตัวอย่างดิน ไม่ให้ดินถูกรบกวน (Disturb) เพื่อป้องกันความคลาดเคลื่อนจากผลการทดสอบ เมื่อขนส่งตัวอย่างดินถึงห้องปฏิบัติการแล้ว จึงทำการเก็บรักษาก่อนตัวอย่างโดยการตัดแต่งเป็นก้อนเพื่อรอทำการทดสอบ และทำการหุ้มด้วยวัสดุที่ป้องกันการสูญเสียความชื้น ซึ่งจะต้องทำการระบุความลึก หมายเลขหลุมเจาะ และวันที่เก็บ จากนั้นนำไปเก็บไว้ในห้องควบคุมความชื้น เพื่อรอนำไปใช้ในการทดสอบต่อไป ดังแสดงในรูป 3.4(ค)

3.3 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

3.3.1 การทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพ (physical properties)

การทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนจากหลุมเจาะ ในพื้นที่อำเภอปากพนัง จะทำให้ทราบถึงคุณสมบัติเบื้องต้นของดินที่จะต้องนำไปใช้ในการคำนวณและเป็นข้อมูลพื้นฐานที่ช่วยในการวิเคราะห์ผลกระทบทางด้านคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวปากพนังต่อการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ซึ่งการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพได้แก่ น้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตรของดินเหนียวคงสภาพ ค่าความชื้นในธรรมชาติ พิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก และส่วนคละของมวลดิน โดยการทดสอบจะใช้วิธีการทดสอบมาตรฐานดังในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 การทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพ

คุณสมบัติ	วิธีการทดสอบ	มาตรฐานอ้างอิง
1. น้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตรของดินเหนียวคงสภาพ	การทดสอบหาน้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตร	ASTM D 3282-15
2. พิกัดเหลว ค่าพิกัดพลาสติก และค่าดัชนีพลาสติก	การทดสอบพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก	ASTM D 4318-10
3. ความชื้นในธรรมชาติของดิน	การทดสอบหาปริมาณความชื้นในมวลดิน	ASTM D 2216-10
4. ความถ่วงจำเพาะของดิน	การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน	ASTM D 854-14



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 3.4 (ก) แสดงการเก็บตัวอย่างดินเหนียวปากพั้ง (ข) แสดงตัวอย่างดินในกระบอกพั้งบาง (ค)
แสดงการเก็บรักษาก่อนตัวอย่างดินเพื่อรอทำการทดสอบ

3.3.2 การทดสอบหาลักษณะประกอบทางเคมี

การทดสอบหาลักษณะประกอบทางเคมีของตัวอย่างดินเหนียวปากพนังทำให้ทราบถึงคุณสมบัติทางเคมีของดิน ได้แก่ องค์ประกอบชนิดและปริมาณของธาตุและสารประกอบ ผลของอุณหภูมิในแต่ละช่วงที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียวและน้ำหนักของมวลดิน ปริมาณอินทรีย์วัตถุที่อยู่ในมวลดินเหนียว รวมทั้งลักษณะพื้นผิวของชนิดของสารประกอบต่างๆ เพื่อนำมาใช้เป็นข้อมูลร่วมในการวิเคราะห์ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมทางด้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวปากพนัง ดังการทดสอบทางเคมีในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 การทดสอบหาลักษณะประกอบทางเคมี

คุณสมบัติ	ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ
1. เทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันและเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ (XRD / XRF Techniques, X-ray)	ชนิดของสารประกอบ/ชนิดของธาตุและปริมาณธาตุในสารตัวอย่าง
2. การศึกษาโครงสร้างจุลภาคโดยใช้ Scanning Electron Microscope (SEM)	รายละเอียดของลักษณะพื้นผิวของตัวอย่าง
3. การศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียวโดยการวัด Wide angle X-ray scattering (WAXS)	ผลของอุณหภูมิที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียว
4. การวิเคราะห์เสถียรภาพทางความร้อน ด้วยวิธี Thermo gravimetric analysis (TGA)	วิเคราะห์ความเสถียรของวัสดุเมื่อได้รับความร้อน โดยการวัดน้ำหนักของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงอุณหภูมิ
5. การวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุ โดยวิธี Walkley-Black method	ปริมาณอินทรีย์วัตถุในตัวอย่างดิน

3.3.2.1 การศึกษาโครงสร้างผลึกโดยเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันและเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ (XRD / XRF Techniques, X-ray)

เทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชัน (XRD) อาศัยหลักการของการยิงรังสีเอกซ์ที่ทราบความยาวคลื่นไปกระทบตัวอย่างชิ้นงาน ทำให้เกิดการเลี้ยวเบนของรังสีที่มุมต่างๆกัน โดยมีหัววัดเป็นตัวรับข้อมูล เนื่องจากองศาในการเลี้ยวเบนและความเข้มของรังสีเอกซ์ของโครงสร้างผลึก สารประกอบและแร่จะมีรูปแบบเฉพาะตัว ดังนั้นเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันใช้ประโยชน์จากหลักการดังกล่าวมาศึกษาวิเคราะห์สารประกอบทางเคมีและรายละเอียดของโครงสร้างผลึกของสารตัวอย่าง ทำให้ทราบถึงชนิดของสารประกอบต่างๆ ที่มีอยู่ในสารตัวอย่างและรายละเอียดของโครงสร้างผลึกได้ นอกจากนี้ยังสามารถศึกษาถึงปริมาณของสารประกอบแต่ละชนิด รวมถึงปริมาณความเป็นผลึก ขนาดของผลึก ความสมบูรณ์ของผลึก และความเค้นของสารประกอบภายในสารตัวอย่างได้

เทคนิคเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ (X-Ray Fluorescence Spectrometry, XRF) เป็นเทคนิคการวิเคราะห์หาชนิดของธาตุและปริมาณธาตุในสารตัวอย่างโดยอาศัยหลักการที่อิเล็กตรอนในวงโคจรของอะตอม เปลี่ยนระดับชั้นที่มีพลังงานสูงไปยังชั้นที่มีพลังงานต่ำกว่า และคายพลังงานออกมาในรูปของรังสีเอกซ์ที่มีพลังงานจำเพาะ (characteristic X ray) ของแต่ละธาตุ รังสีเอกซ์ที่ให้ออกมาจากแต่ละธาตุในตัวอย่างสามารถนำมาวิเคราะห์พลังงานของรังสี ซึ่งบ่งบอกถึงชนิดของธาตุ อีกทั้งนำมาวิเคราะห์ความเข้มของรังสีเพื่อทราบถึงปริมาณของธาตุได้

3.3.2.2 การศึกษาโครงสร้างจุลภาคโดยใช้กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนชนิดส่องกราด

กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนชนิดส่องกราด (Scanning Electron Microscope, SEM) เป็นกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนที่มีกำลังขยายสูงสุดประมาณ 10 นาโนเมตร ระบบการสร้างภาพทำงานโดยการตรวจวัดอิเล็กตรอนที่สะท้อนจากพื้นผิวหน้าของวัตถุตัวอย่าง ซึ่งภาพที่ได้จากเครื่อง SEM นี้จะเป็นภาพลักษณะของ 3 มิติ หลักการทำงานของ SEM จะประกอบด้วยกลุ่มอิเล็กตรอนซึ่งถูกผลิตขึ้นโดยแหล่งกำเนิด จะถูกเร่งด้วยสนามไฟฟ้าและถูกป้อนให้กับระบบ จากนั้นกลุ่มอิเล็กตรอนจะผ่านเลนส์รวบรวมรังสี (condenser lens) เพื่อทำให้กลุ่มอิเล็กตรอนกลายเป็นลำอิเล็กตรอน ซึ่งสามารถปรับให้ขนาดของลำอิเล็กตรอนใหญ่หรือเล็กได้ตามต้องการ หากต้องการภาพที่มีความคมชัดจะปรับให้ลำอิเล็กตรอนมีขนาดเล็ก หลังจากนั้นลำอิเล็กตรอนจะถูกปรับระยะโฟกัสโดยเลนส์ใกล้วัตถุ (objective lens) ลงไปบนผิวชิ้นงานที่ต้องการศึกษา ทำให้เกิดอิเล็กตรอนทุติยภูมิ (secondary electron) ขึ้น ซึ่งจะถูกบันทึกและแปลงไปเป็นสัญญาณทางอิเล็กทรอนิกส์ จากนั้นจึงนำสัญญาณนี้ไปสร้างเป็นภาพต่อไป เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ลักษณะพื้นฐานและรายละเอียดของลักษณะพื้นผิวของตัวอย่าง ได้แก่ การศึกษาหน้าตัดของโลหะและวัสดุ การศึกษาลักษณะพื้นผิวด้านนอกของเนื้อเยื่อและเซลล์ เป็นต้น

3.3.2.3 การศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียวโดยการวัด Wide angle X-ray scattering (WAXS)

เป็นเทคนิคที่วัดการกระเจิงของรังสีเอกซ์ที่มุมกว้างเพื่อศึกษาลักษณะโครงสร้างและคุณสมบัติความเป็นผลึกของสารตัวอย่างในระดับนาโนเมตร โดยการให้รังสีเอกซ์ทะลุผ่านชิ้นงานและวัดความเข้มของรังสีเอกซ์ที่กระเจิงไปที่มุมต่างๆ ซึ่งรูปแบบการกระเจิงสามารถนำมาแปลผลเป็นลักษณะโครงสร้างโมเลกุลของสารตัวอย่างได้ ดังนั้นเพื่อเป็นการศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียว จึงต้องทำการศึกษาระดับความเป็นผลึกของสารกึ่งผลึก โดยการวัด wide angle X-ray scattering (WAXS) ซึ่งสามารถศึกษาโครงสร้างผลึกได้ โดยการยิงรังสีเอกซ์ไปยังตัวอย่างดินเหนียวปากพั้งที่อุณหภูมิต่างๆ และวัดความเข้มรังสีเอกซ์ที่กระเจิงออกมาที่มุมต่างๆ คล้ายกับการวัดด้วยเทคนิคการเลี้ยวเบนรังสีเอกซ์ หรือ X-ray diffraction

(XRD) ผลการวัด WAXS ที่ได้จะแสดงจุดได้รับพลังงานสูงสุด (bragg peak) ของโครงสร้างผลึก ซึ่งสามารถใช้ระบุโครงสร้างผลึกได้ และการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างโมเลกุลที่อุณหภูมิต่างๆ ได้

3.3.2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพทางความร้อนด้วยวิธี Thermal Gravimetric Analysis (TGA)

เป็นเทคนิคที่ใช้วิเคราะห์ความเสถียรของวัสดุโดยเฉพาะพอลิเมอร์เมื่อได้รับความร้อนโดยการวัดน้ำหนักของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงอุณหภูมิด้วยเครื่องซึ่งที่มีความไวสูง เทคนิคนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงสภาพของวัสดุที่เกี่ยวข้องกับการดูดซับแก๊สหรือระเหยของน้ำ การตกผลึก (crystallization) อันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงเฟส การแตกตัวของวัสดุ (decomposition) ศึกษาการเกิดปฏิกิริยาออกซิเดชันและรีดักชัน หรือ ปริมาณสารสัมพันธ์ (stoichiometry) โดยทำการทดสอบในช่วงอุณหภูมิ 50 ถึง 1300 องศาเซลเซียส ($^{\circ}\text{C}$) ซึ่งมีอัตราการให้ความร้อน 10 องศาเซลเซียสต่อนาที ในการวิเคราะห์ตัวอย่าง ตัวอย่างจะถูกวางบนจานขนาดเล็ก ซึ่งเชื่อมต่อกับเครื่องชั่งละเอียดที่มีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงสูง โดยที่ทั้งหมดจะอยู่ในเตาที่สามารถควบคุมอุณหภูมิและบรรยากาศได้ บรรยากาศภายในอาจจะเป็นแก๊สเฉื่อย เช่น ไนโตรเจน หรือแก๊สที่มีความว่องไว เช่น อากาศ หรือ ออกซิเจน โดยน้ำหนักของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงจะเกิดขึ้นที่อุณหภูมิเฉพาะของสารแต่ละชนิด โดยน้ำหนักที่หายไปนั้นเกิดมาจากการระเหย การย่อยสลาย หรือการเกิดปฏิกิริยาต่างๆ

3.3.2.5 การวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุโดยวิธี Walkley-Black method

การวิเคราะห์อินทรีย์วัตถุโดยวิธีวอล์คเลย์-แบลคอาศัยหลักการวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอน (organic carbon) ก่อนแล้วจึงเปลี่ยนเป็นอินทรีย์วัตถุ โดยจะใช้โพแทสเซียมไดโครเมต (Potassium dichromate) ไปออกซิไดซ์ (oxidize) คาร์บอนในสารอินทรีย์ที่กำลังเผาเพื่อรวมทั้งในเซลล์ของจุลินทรีย์ดิน ตลอดจนในอินทรีย์วัตถุที่สลายตัวจนเป็นสารอินทรีย์เชิงซ้อน ซึ่งปฏิกิริยาออกซิเดชันนี้ใช้ความร้อนจากกรดซัลฟิวริกเข้มข้น จากนั้นทำการหาปริมาณโพแทสเซียมไดโครเมตที่เหลือจากการทำปฏิกิริยากับคาร์บอน โดยนำมาไทเทรตด้วยเฟอร์รัสแอมโมเนียมซัลเฟต (Ferrous ammonium sulfate) จึงทำให้ทราบปริมาณโพแทสเซียมไดโครเมตที่ใช้ในการออกซิไดซ์คาร์บอน และสามารถคำนวณหาปริมาณอินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุได้ในที่สุด

3.3.3 การทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties)

3.3.3.1 การทดสอบการอัดตัวคายนํ้าแบบหนึ่งมิติ

ทำการทดสอบการอัดตัวคายนํ้าแบบหนึ่งมิติ เป็นการทดสอบหาการสิ้นสุดการทรุดตัวหลักหรือแรงดันนํ้าส่วนเกินในมวลดินเท่ากับศูนย์ โดยการทดสอบได้ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D 2435 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils เพื่อหาพารามิเตอร์การอัดตัวคายนํ้าต่างๆ ทำการทดสอบทั้งหมด 4 ตัวอย่าง การเตรียมตัวอย่างดินเหนียวปากพั้งที่ใช้ในการทดสอบ โดยการตัดแต่งตัวอย่างดินตามขนาดวงแหวน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63.1 มิลลิเมตร สูง 20 มิลลิเมตร แสดงดังรูปที่ 3.5(ก) จากนั้นนํ้าตัวอย่างดินแช่นํ้าและให้ความร้อนแก่ตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง โดยมีการทำการทดสอบทั้งหมด 4 ตัวอย่าง ที่อุณหภูมิในการเตรียมตัวอย่างแตกต่างกัน ได้แก่ 50 70 90 และ 110 องศาเซลเซียส ตามลำดับ ดังแสดงในรูป 3.5(ข) จากนั้นนํ้าตัวอย่างมาติดตั้งในเครื่องทดสอบ ดังในรูปที่ 3.5(ค) การใส่นํ้าหนักกด (Loading) ใส่นํ้าหนักจำนวน 6 ค่า โดยเริ่มต้นที่นํ้าหนัก 14.06 กิโลปาสคาล และเพิ่มขึ้นครั้งละ 2 เท่า จนกระทั่งถึง 449.86 กิโลปาสคาล จากนั้นทำการผ่อนคลายนํ้าหนักกด (Unloading) โดยลดนํ้าหนักลงทีละ 2 เท่า และเพิ่มนํ้าหนักกดทับอีกครั้ง (Reloading) เป็นจำนวน 5 ค่า จนกระทั่งถึง 899.72 กิโลปาสคาล ซึ่งในแต่ละนํ้าหนักกดจะใช้เวลาในการคองนํ้าหนักกดไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง จากนั้นทำการจดบันทึกค่าการทรุดตัวของตัวอย่างดินตามเวลาที่กำหนด และนํ้าตัวอย่างดินที่ทดสอบแล้วไปหาค่าความชื้นหลังทดสอบต่อไป

ในการวิจัยนี้เพื่อศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงอัตราความเครียดในการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายนํ้าจึงกำหนดให้อัตราความเครียดที่ใช้ศึกษาไม่ควรน้อยกว่าค่าความสามารถในการระบายนํ้าในมวลดินเพื่อให้เห็นความแตกต่างของผลกระทบของอัตราความเครียดได้อย่างชัดเจน ดังนั้นค่าการซึมผ่านของนํ้าในมวลดินและระยะเวลาในกระบวนการอัดตัวคายนํ้าจากผลการทดสอบการอัดตัวคายนํ้าแบบหนึ่งมิติ ถูกนำไปกำหนดอัตราความเครียดในการทดสอบแรงอัดสามแกน อย่างไรก็ตามค่าความสามารถในการระบายนํ้าในมวลดินจะขึ้นกับลักษณะโครงสร้างในมวลดินและแรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างดินเป็นผลให้ค่าระยะเวลาในกระบวนการอัดตัวคายนํ้าที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายนํ้าแบบหนึ่งมิติจะให้ค่าไม่แน่นอนและมีค่าลดลงตามแรงดันที่เพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่าระยะเวลาในกระบวนการอัดตัวคายนํ้ามีค่าเป็นช่วงดังนั้นเพื่อให้ได้ค่าที่เหมาะสมจึงควรพิจารณาค่าขอบบน (มากที่สุด) และค่าขอบล่าง (น้อยที่สุด)



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 3.5 (ก) แสดงตัวอย่างดินในวงแหวนบีบรัด

(ข) แสดงการนำตัวอย่างไปให้ความร้อน

(ค) แสดงการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ

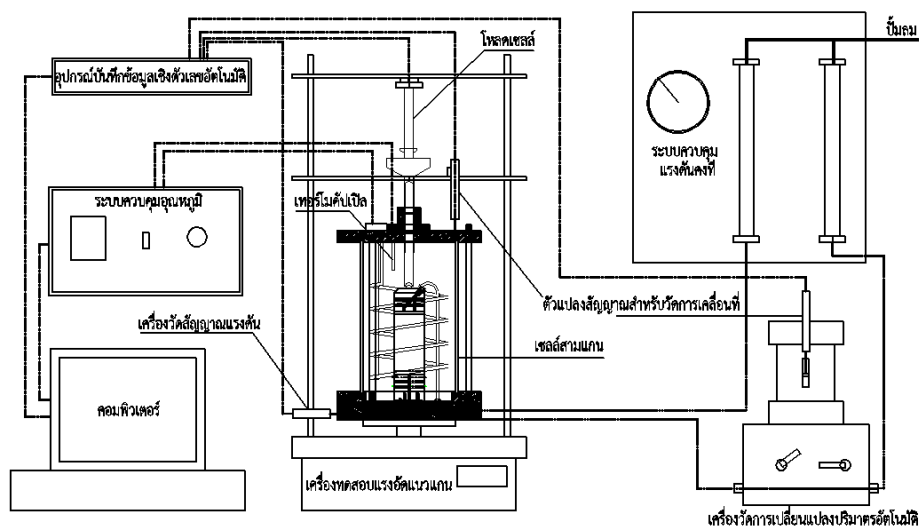
3.3.3.2 การทดสอบแรงอัดสามแกน

ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 4767-02 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils เพื่อหาค่าคงตัวของกำลังของดินทั้งแบบความเค้นรวมและความเค้นเฉือน (total stress and effective stress) รวมทั้งการศึกษาพฤติกรรมที่เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (excess pore pressure) จากการปรับเปลี่ยนอัตราความเครียดที่แตกต่างกัน อุณหภูมิที่ใช้ต่างกัน 3 อุณหภูมิ คือ 30 องศาเซลเซียส 45 องศาเซลเซียส และ 60 องศาเซลเซียส และค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินตัว (overconsolidation ratio, OCRs) 4 ค่า คือ 1 2 4 และ 8 ตามลำดับ และนำข้อมูลการทดสอบแรงอัดสามแกน มาเปรียบเทียบเพื่อทำการวิเคราะห์และสรุปผล จำนวนตัวอย่างที่ทำการทดสอบแสดงในตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 เงื่อนไขต่างๆ ของตัวอย่างที่ต้องทดสอบ

อุณหภูมิ (°C)	OCR	อัตราความเครียดคงที่			
		0.02 %ต่อนาที	0.075 %ต่อนาที	1.0 %ต่อนาที	6.0 %ต่อนาที
30	1	✓	✓	✓	✓
	2	✓	✓	✓	✓
	4	✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓	✓	✓
45 (Drained Heat)	1	✓	✓	✓	✓
	2	✓	✓	✓	✓
	4	✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓	✓	✓
60 (Drained Heat)	1	✓	✓	✓	✓
	2	✓	✓	✓	✓
	4	✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓	✓	✓
45 (Undrained Heat)	1	✓	✓	✓	✓
	2	✓	✓	✓	✓
	4	✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓	✓	✓
60 (Undrained Heat)	1	✓	✓	✓	✓
	2	✓	✓	✓	✓
	4	✓	✓	✓	✓
	8	✓	✓	✓	✓

เครื่องมือที่ใช้ทดสอบแรงอัดสามแกนในการศึกษานี้ ได้ใช้ชุดเครื่องทดสอบที่พัฒนาขึ้นเอง ซึ่งเป็นเครื่องทดสอบสามแกนที่สามารถควบคุมอุณหภูมิได้ ประกอบไปด้วย 3 ส่วนหลัก คือ ก) เซลล์สามแกน ข) ระบบการทำความร้อนและควบคุมอุณหภูมิโดยการออกแบบของเซลล์สามแกนอยู่ในพื้นฐานของเซลล์แบบดั้งเดิม แต่เพิ่มระบบการจัดการอุณหภูมิ และเปลี่ยนแปลงวัสดุเซลล์เป็นโลหะเพื่อลดผลกระทบของความแข็งแรงเนื่องจากอุณหภูมิดังแสดงในรูป 3.2 และรูปที่ 3.6 แสดงรายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบแรงอัดสามแกน



รูปที่ 3.6 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบแรงอัดสามแกน
ขั้นตอนในการทดสอบมีดังต่อไปนี้

1) การเตรียมตัวอย่าง

นำตัวอย่างดินคงสภาพมาตัดแต่งให้เป็นรูปทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ความสูงประมาณ 10 มิลลิเมตร (ความสูงของตัวอย่างจะต้องมากกว่า 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง) ทั้งนี้เพื่อให้รอยฉีก (failure plane) ตกอยู่ในส่วนกลางของตัวอย่าง ใช้กระบอกลิ่ม (miter box) แบบผ่าช่วยในการที่จะตัดส่วนล่างและส่วนบนของตัวอย่างให้ได้ความยาวตามต้องการ การตัดแต่งตัวอย่างจะต้องทำด้วยความระมัดระวังไม่ให้ตัวอย่างดินถูกกระทบกระเทือน จากนั้นใช้เวอร์เนียร์วัดขนาดที่แน่นอนของตัวอย่าง และนำตัวอย่างดินวางลงบนฐานเซลล์สามแกน โดยรองหินพรุนอยู่ระหว่างตัวอย่างและฐานเพื่อให้สามารถระบายเข้าออกได้ วางหินพรุนบน (top porous stone) และแผ่นบน (top cap) ลงบนตัวอย่าง ดังรูปที่ 3.7(ก) จากนั้นใส่ปลอกยาง (rubber membrane) แล้วรัดด้วยยางรัด (O-ring) ให้แน่นทั้ง 2 ด้าน ด้านบนที่หัวแผ่นบนและที่ฐานเพื่อไม่ให้ของเหลวไหลออกจากตัวอย่างดินได้ ดังแสดงในรูปที่ 3.7(ข) และ 3.7(ค) จากนั้นประกอบตัวเครื่องทดสอบสามแกนครอบสวมลงบนตัวอย่างดิน ต้องระวังให้แกนกด (piston) อยู่บนกึ่งกลางของแผ่นบนพอดี ดังรูปที่ 3.7(ง)

2) การทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำ

หลังจากที่ตัวอย่างใส่ในเซลล์เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนเรียบร้อยแล้ว และเปิดน้ำเข้าเซลล์จนเต็ม จากนั้นเป็นขั้นตอนการให้แรงดันเซลล์ (cell pressure) และแรงดันภายใน (back pressure) ผ่านสายแรงดันเท่ากับ 50 และ 40 kPa ตามลำดับ เปิดวาล์วเพื่อให้ น้ำไหลผ่านตัวอย่างดิน ใช้เวลาประมาณ 4 ชั่วโมง น้ำและอากาศในตัวอย่างดินจะถูกดันออกมา หลังจากนั้นจึงเพิ่มแรงดันเซลล์และแรงดันภายในอย่างช้าๆ และ

สลับกันอย่างต่อเนื่องครั้งละประมาณ 50 kPa โดยการเพิ่มแรงดันควรให้แรงดันเซลล์มีค่ามากกว่าแรงดันภายในประมาณ 10 kPa เพื่อป้องกันมิให้ตัวอย่างบวม จากนั้นทำการเพิ่มแรงดันไปจนกระทั่งแรงดันเซลล์และแรงดันภายในเท่ากับ 210 และ 200 kPa ตามลำดับ คงที่ระดับแรงดันนี้ไว้ 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นต้องทำการตรวจสอบการอิมตัวด้วยน้ำของตัวอย่างดิน โดยตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำ B โดยการเพิ่มแรงดันเซลล์เป็น 280 kPa ตรวจวัดค่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มที่เกิดขึ้น ถ้าสัดส่วนค่าแรงดันน้ำส่วนเกินต่อค่าแรงดันเซลล์ที่เพิ่มขึ้นมากกว่า 98% ในเวลา 2 นาที จะถือว่าตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำ

3) การอัดตัวคายน้ำ

เมื่อตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำแล้ว ผลต่างของแรงดันเซลล์กับแรงดันภายในมีค่าเท่ากับค่าความเค้นประสิทธิผล แรงดันประสิทธิผลโดยการจำลองหน่วยแรงให้ใกล้เคียงในธรรมชาติโดยอ้างอิงจากหน่วยแรงสูงสุดในอดีต ในงานวิจัยนี้จะใช้แรงดันประสิทธิผลเท่ากับ 250 kPa โดยการเพิ่มแรงดันเซลล์ 450 kPa และคงแรงดันภายในไว้ที่ 200 kPa การเพิ่มอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 ค่า คือ 1 2 4 และ 8 โดยการลดแรงดันเซลล์ลงหลังจากการอัดตัวคายน้ำจบลง แรงดันเซลล์ที่ปรับลดลงแสดงในตารางที่ 3.4 โดยขั้นตอนที่ 1 ถึง ขั้นตอนที่ 3 จะใช้อุณหภูมิห้องปกติ เพื่อเป็นการปรับสภาพให้ตัวอย่างดินมีสภาพใกล้เคียงกับในธรรมชาติมากที่สุด จากนั้นจึงเปิดวาล์วพร้อมจับเวลาทำการบันทึกค่าปริมาตรน้ำที่เปลี่ยนไป แล้วทำการวาดความสัมพันธ์ของค่าปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับค่ารากที่สองของเวลา (Square root time) จนเสร็จสิ้นกระบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นต้น แล้วคงการอัดตัวคายน้ำทิ้งไว้อีก 24 ชั่วโมง

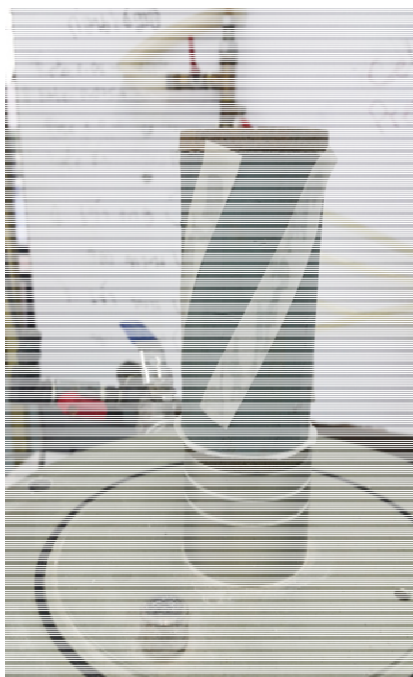
ตารางที่ 3.4 ค่าแรงดันสำหรับการอัดตัวคายน้ำ

OCR	แรงดันภายใน u (kPa)	แรงดันเซลล์เริ่มต้น σ_c (kPa)	แรงดันเซลล์ลดลง $\Delta\sigma_c$ (kPa)	σ'_c (kPa)	σ'_0 (kPa)
1	200.00	450.00	-	250.00	250.00
2	200.00	450.00	325.00	250.00	125.00
4	200.00	450.00	262.50	250.00	62.50
8	200.00	450.00	231.25	250.00	31.25

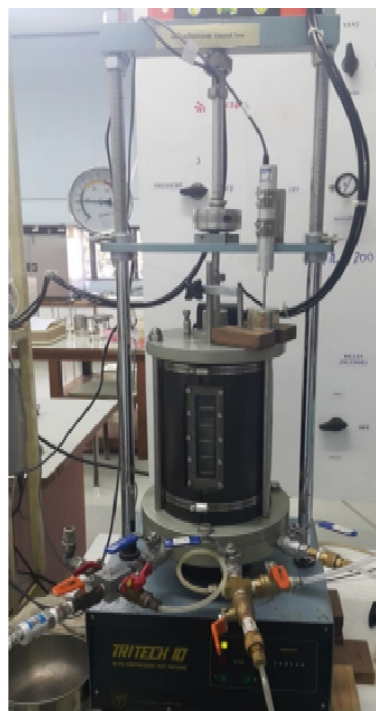
หมายเหตุ

σ'_c คือ ความเค้นประสิทธิผลภายในเซลล์

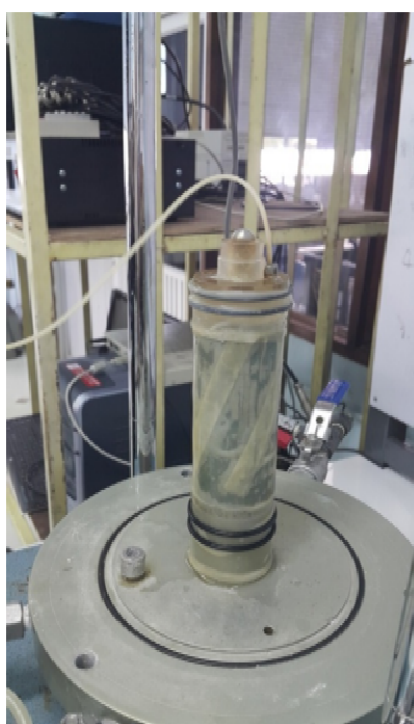
σ'_0 คือ ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยก่อนการทดสอบ



(ก)



(ข)



(ค)



(ง)

รูปที่ 3.7 (ก) แสดงการติดตั้งตัวอย่างบนฐานเซลล์ (ข) แสดงการสวมปลอกยาง
(ค) แสดงการใส่ยางรัดทั้งหัวและท้าย (ง) แสดงการประกอบตัวเครื่องพร้อมทำการทดสอบ

4) การให้ความร้อน

การให้ความร้อนแก่ตัวอย่างกำหนดไว้ 2 อุณหภูมิ คือ 45 และ 60 องศาเซลเซียส หลังจากทำการอัดตัวคายน้ำเสร็จสมบูรณ์ จึงทำการเพิ่มอุณหภูมิให้แก่ตัวอย่างครั้งละ 10 องศาเซลเซียสนานเวลา 30 นาที โดยระยะเวลาในแต่ละการเพิ่มอุณหภูมิแต่ละขั้น มีจุดประสงค์เพื่อให้ความร้อนกระจายทั่วตัวอย่างดิน จนถึงอุณหภูมิที่กำหนด ในขั้นตอนการให้ความร้อน ขั้นตอนการทดลองสามารถแบ่งออกเป็น 2 วิธี คือ

- ก) การให้ความร้อนแบบระบายน้ำ (Drained heat) โดยทำการเปิดวาล์วระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน เพื่อให้แรงดันน้ำระบายออกจากตัวอย่างดินได้ และรักษาอุณหภูมิให้คงที่ไว้ 24 ชั่วโมง
- ข) การให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained heat) โดยทำการปิดวาล์วระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน เพื่อไม่ให้แรงดันน้ำระบายออกจากตัวอย่างดินได้ และรักษาอุณหภูมิให้คงที่ไว้ 24 ชั่วโมง

5) การเงื่อนไขตัวอย่าง

การทดสอบแรงเฉือนด้วยแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำโดยการเพิ่มหน่วยแรงตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว ทำการตั้งค่าอัตราความเครียดตามแนวแกนที่จะใช้ในการทดสอบแรงเฉือน เริ่มทำการทดสอบพร้อมบันทึกค่าความดันเซลล์ ความดันภายในแรงดันน้ำส่วนเกิน แรงตามแนวแกน จนกระทั่งการเคลื่อนที่ของตัวอย่างดิน ได้ประมาณร้อยละ 20 ของความเครียด หรืออาจหยุดการทดสอบก่อน เมื่อหน่วยแรงเบี่ยงเบน (deviator stress) ที่เกิดขึ้น ลดลงเกินร้อยละ 20 ของหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด การเก็บข้อมูลระหว่างการเงื่อนไขทั้งหมดถูกควบคุมโดยคอมพิวเตอร์และข้อมูลที่ได้รับการทดสอบอย่างต่อเนื่องถูกเก็บโดยใช้โปรแกรมที่เขียนขึ้น ข้อมูลที่ได้ใช้สำหรับการตีความด้วยการเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ที่แตกต่างกัน

ในการกำหนดอัตราความเครียดที่นำมาใช้ในการทดสอบแรงอัดสามแกนทำได้สองทาง คือ พิจารณาจากอัตราความเครียดที่กำหนดในมาตรฐาน ASTM D 4767 ซึ่งได้อ้างอิงจากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติและผลของการอัดตัวคายน้ำจากการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ โดยมีสมการในการคำนวณอัตราความเครียดตามแนวแกนดังนี้

$$\dot{\epsilon} = \frac{\epsilon_f}{10t_{50}} \quad (3.1)$$

เมื่อ t_{50} คือการระยะเวลาในกระบวนการอัดตัวคาย 50 เปอร์เซ็นต์
 ϵ_f คือค่าความเครียดที่คาดว่าจะเกิดการวิบัติของตัวอย่างดิน

จากการศึกษาผลกระทบของอัตราความเครียดต่อพฤติกรรมความเค้นของดินเหนียวอ่อนปากพนังได้พิจารณาอัตราความเครียดที่ใช้ในการทดสอบแรงอัดสามแกนจากผลการทดสอบอัดตัวคายน้ำหนึ่งมิติซึ่งมีค่าขอบล่างเท่ากับ 0.00035 มิลลิเมตรต่อนาที่ และค่าขอบบนเท่ากับ 0.0014 มิลลิเมตรต่อนาที่ อันแสดงถึงการสิ้นสุดการทรุดตัวหลักซึ่งจะหมายถึงการกระจายตัวของแรงดันน้ำในมวลดินมีความสม่ำเสมอ และการจัดเรียงตัวของอนุภาคเม็ดดินเป็นไปอย่างสมบูรณ์ ในการวิจัยนี้เพื่อศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงอัตราความเครียด จึงกำหนดให้ค่าอัตราความเครียดที่ใช้ครอบคลุมโดยเลือก อัตราความเครียด 0.0002 และ 0.00075 ต่อนาที่ ตามมาตรฐาน ASTM และ K.H. Head (1986) และเลือกใช้อัตราความเครียด 0.01 และ 0.085 ต่อนาที่ เพื่อให้เห็นความแตกต่างของผลกระทบของอัตราความเครียดได้อย่างชัดเจน สำหรับงานวิจัยนี้ได้ใช้ตัวอย่างที่มีขนาดใหญ่กว่ารวมทั้งข้อจำกัดของอุปกรณ์ที่มี อัตราความเครียดเร็วสุดจึงต้องใช้ 0.06 ต่อนาที่

นอกจากนี้ต้องพิจารณาจากขนาดของค่าความเค้นประสิทธิผลภายในเซลล์ 250 kPa และความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยก่อนการเงื่อนไขเท่ากับ 250 125 62.5 และ 31.25 kPa สำหรับค่าการอัดแน่นเกินตัว (OverConsolidation Ratio, OCR) ก่อนการให้ความร้อนแก่ตัวอย่างกำหนดไว้ 4 ค่า คือ 1 2 4 และ 8 การให้ความร้อนแก่ตัวอย่างกำหนดไว้ 2 ค่า คือ 45 และ 60 องศาเซลเซียส ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำและการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ แล้วจึงนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับ การทดสอบที่อุณหภูมิต่ำ (30 องศาเซลเซียส) ซึ่งการทดสอบจะต้องทำการทดสอบตัวอย่างทั้งหมด 80 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 3.3

3.4 การวิเคราะห์และการสรุปผล

เมื่อได้ข้อมูลจากการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพ องค์ประกอบทางเคมี และคุณสมบัติทางวิศวกรรมทั้งหมดแล้ว สามารถนำข้อมูลดังกล่าวมาวิเคราะห์ เปรียบเทียบและสรุปผลการทดลองเพื่อให้ทราบถึงผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อพฤติกรรมการรับกำลังของดินเหนียวปากพนังซึ่งเป็นข้อมูลที่สามารถนำไปใช้ในการพิจารณาออกแบบได้

3.5 ระบบสัญลักษณ์ที่ใช้ในการศึกษา

เนื่องจากการศึกษาครั้งนี้มีการทำการทดสอบในหลายตัวแปร และหลายเงื่อนไข ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการอธิบาย และต่อการทำความเข้าใจ จึงทำการกำหนดระบบสัญลักษณ์ดังต่อไปนี้

DH/UH-Rxx-Txx -OCRx

DH	หมายถึง	Drained Heat
UH	หมายถึง	Undrained Heat
R	หมายถึง	Strain rate
T	หมายถึง	Temperature
OCR	หมายถึง	OverConsolidation Ratio
ตัวเลข “xx” หลัง R	หมายถึง	ค่าอัตราการเฉือน หน่วยเป็น %มม.ต่อนาที
ตัวเลข “xx” หลัง T	หมายถึง	ค่าอุณหภูมิในการให้ความร้อน หน่วยเป็น องศาเซลเซียส
ตัวเลข “x” หลัง OCR	หมายถึง	ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว

ตัวอย่างการอ่านสัญลักษณ์ เช่น “IC-UH-R0.02-T45” หมายถึง การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมีการอัดตัวคายน้ำ ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ อัตราการเฉือน 0.02 %มม.ต่อนาที ให้อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส

บทที่ 4

ผลการทดสอบ และวิเคราะห์ผลการทดสอบ

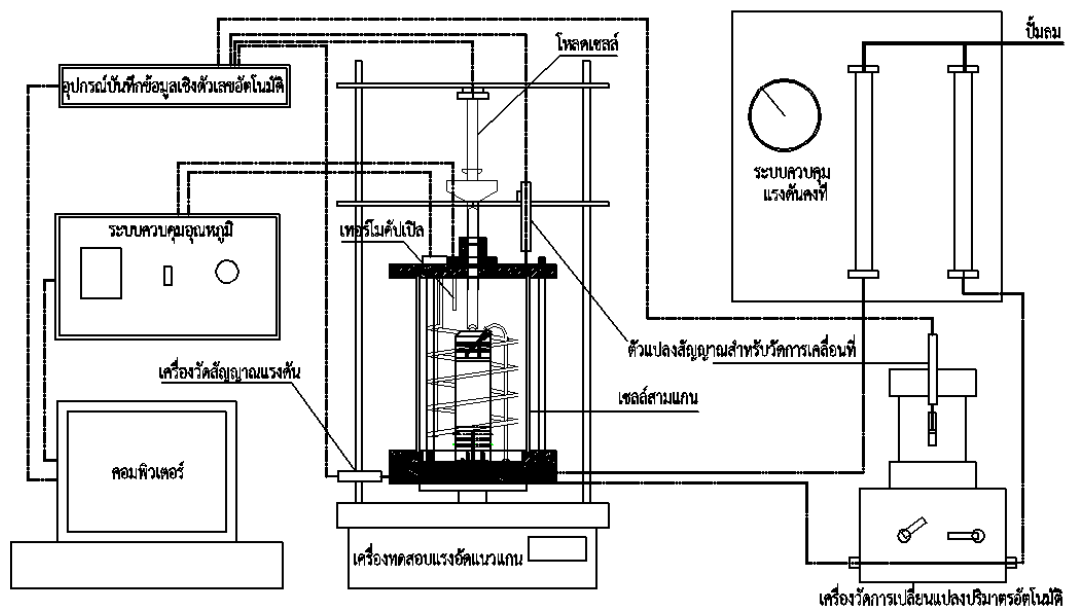
บทนี้อธิบายถึงผลการทดลองของงานวิจัยซึ่งประกอบด้วย การพัฒนาเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิ องค์ประกอบทางเคมี คุณสมบัติทางกายภาพ และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง ภายใต้ภาระความร้อนและอัตราความเครียดตามแนวแกน ที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวต่างๆ รวมถึงการวิเคราะห์ ความสัมพันธ์ของตัวแปรคุณสมบัติต่างๆ ของดินเหนียวปากพนัง ภายใต้เงื่อนไขที่กำหนด ดังมีรายละเอียดดังนี้

4.1 ผลการพัฒนาเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนแบบควบคุมอุณหภูมิ

ในการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของดินจำเป็นต้องพัฒนาเครื่องทดสอบสามแกนที่สามารถควบคุมอุณหภูมิได้ตลอดการทดสอบ โดยเรื่องทดสอบถูกพัฒนาจากเครื่องทดสอบสามแกนแบบมาตรฐานและเพิ่มระบบควบคุมอุณหภูมิ ตามแบบในภาคผนวก ก ซึ่งอุปกรณ์สร้างขึ้นที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ดังรูปที่ 4.1 โดยมีคุณลักษณะสำคัญดังนี้

1. ตัวเซลล์พัฒนาจากเซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนตามมาตรฐาน ASTM ซึ่งสามารถทดสอบตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และสูง 100 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 4.2
2. ภายในเซลล์มีการติดตั้งอุปกรณ์ให้ความร้อน (heater) ในรูปเกลียวรอบตัวอย่างเพื่อให้ความร้อนแพร่สู่ตัวอย่างอย่างสม่ำเสมอ และอุปกรณ์ตรวจวัดอุณหภูมิ
3. ระบบความร้อนถูกออกแบบให้ทำงานอิสระจากส่วนประกอบอื่น ของเซลล์สามแกน เช่น ระบบให้แรง การตรวจวัดและการจัดเก็บข้อมูล เป็นต้น ให้ความร้อนกับตัวอย่างกระทำได้โดยการเพิ่มอุณหภูมิของน้ำภายในเซลล์รอบตัวอย่าง และสามารถควบคุมอุณหภูมิให้คงที่ได้ด้วยอุปกรณ์ระบบควบคุมอุณหภูมิ ดังรูปที่ 4.3

เนื่องจากการทดสอบแรงอัดสามแกนเป็นการทดสอบที่ใช้ตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) ทำให้ไม่สามารถวัดอุณหภูมิของมวลดินได้โดยตรงจึงจำเป็นต้องทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิภายในตัวอย่างดินและน้ำรอบตัวอย่าง ซึ่งจากการทดลองพบว่าจะต้องเพิ่มอุณหภูมิน้ำไม่เกินครั้งละ 10 องศาเซลเซียสเป็นเวลาไม่น้อยกว่า 30 นาที เพื่อให้อุณหภูมิภายในตัวอย่างดินและน้ำรอบตัวอย่างมีค่าใกล้เคียงกันดังแสดงในรูปที่ 4.4 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองและของเสนอแนะของ Moritz (1995) ที่ให้มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิไม่ควรสูงเกินไปเพื่อไม่ให้เกิดการรบกวนโครงสร้างของมวลดินมากเกินไป



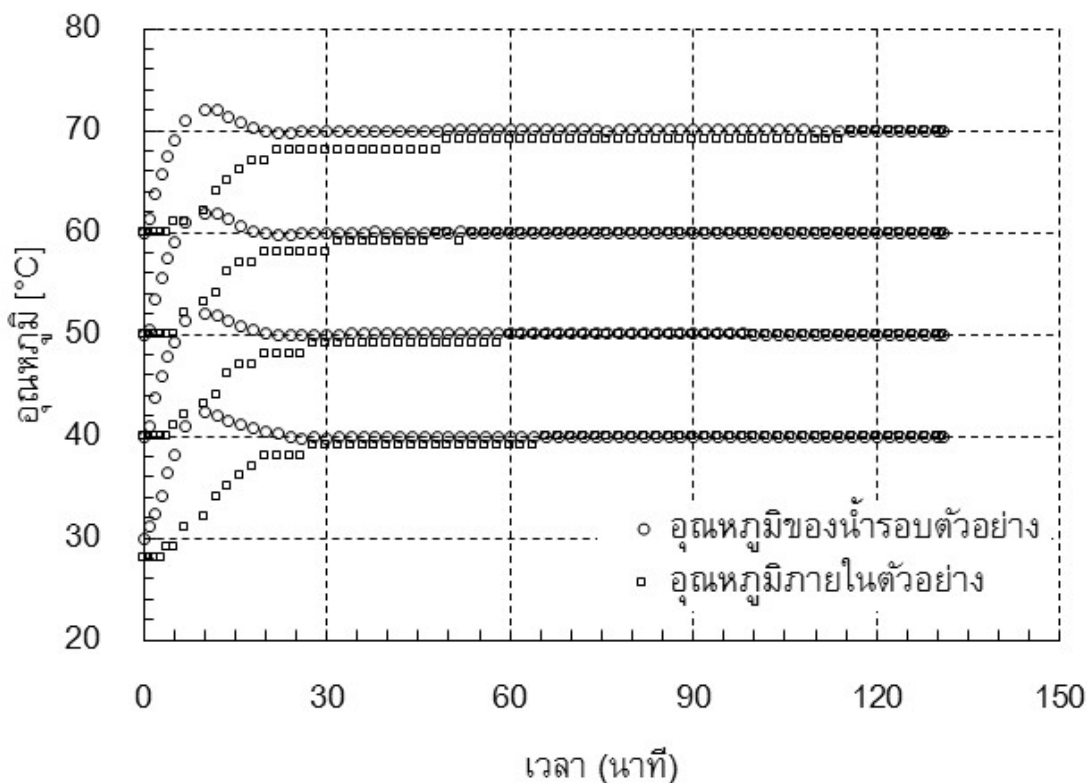
รูปที่ 4.1 ชุดทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้ภาวะความร้อน



รูปที่ 4.2 เซลล์ทดสอบแรงอัดสามแกนที่สามารถควบคุมอุณหภูมิ



รูปที่ 4.3 อุปกรณ์ควบคุมอุณหภูมิ

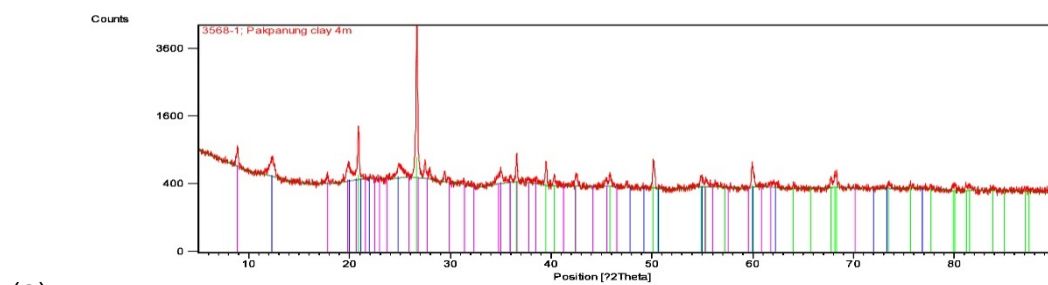


รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิภายในตัวอย่างและอุณหภูมิของน้ำรอบตัวอย่าง

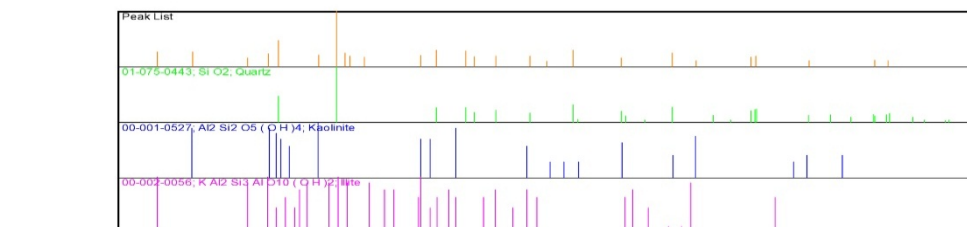
4.2 ผลการศึกษาองค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวปากพั้ง

4.2.1 ผลการศึกษาด้วยเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันและเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ (XRD / XRF Techniques, X-ray)

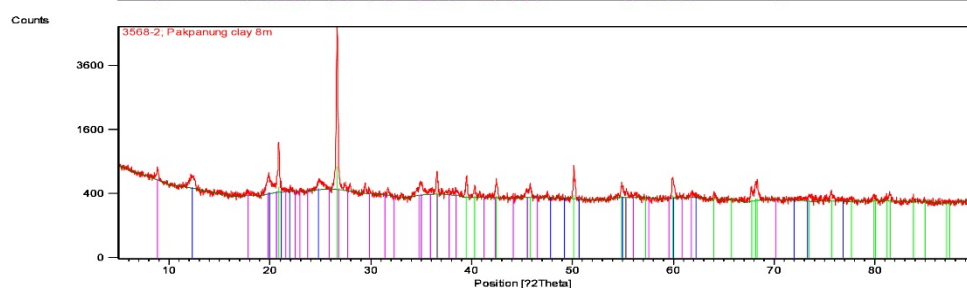
จากการศึกษาองค์ประกอบของแร่หลัก (Major Minerals) ด้วยเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชัน ตามมาตรฐานการการวิเคราะห์แร่ในดิน ณ ศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ โดยทำการวิเคราะห์ดินเหนียวปากพั้งจำนวน 3 ตัวอย่าง คือ ดินเหนียวปากพั้งที่ความลึก 4 เมตร 8 เมตร และ 12 เมตร ผลที่ได้สอดคล้องกับการศึกษาของอัครเดช แซ่จิ๋ว (2552) ที่แสดงให้เห็นว่าดินเหนียวปากพั้งมีลักษณะเป็นดินแบบเดียวกัน (Homogenous) จากรูปที่ 4.5 ผลการทดสอบเอกซเรย์ดิฟแฟรกชัน (XRD) พบว่าดินเหนียวปากพั้งมีส่วนประกอบของแร่เป็นควอตซ์ (Quartz ; SiO_2) เกาลินไนท์ (Kaolinite ; $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) และ อิลไลต์ (Illite ; $2\text{K}_2\text{O} \cdot 3\text{MgO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 24\text{SiO}_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$) ซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจสอบองค์ประกอบทางเคมีวัสดุประสานด้วยเทคนิคเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ (XRF) พบว่าองค์ประกอบหลักของดินเหนียวปากพั้งประกอบด้วยซิลิกา (SiO_2) 49.21% อลูมิเนียมออกไซด์ (Al_2O_3) 16.55% และเหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) 10.29% ดังแสดงในตารางที่ 4.1



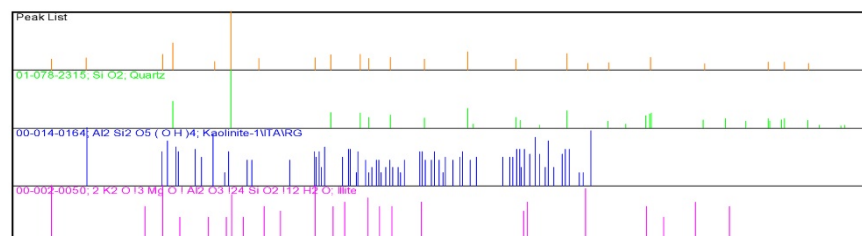
(ก)



(ข)



(ค)



รูปที่ 4.5 ผลเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันของดินเหนียวปากพนัง

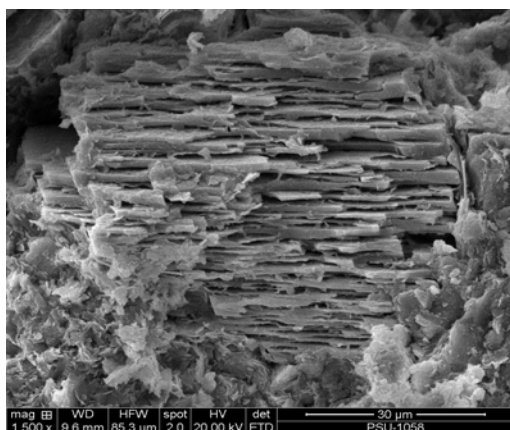
ที่ความลึก (ก) 4 เมตร (ข) 8 เมตร และ (ค) 12 เมตร

ตารางที่ 4.1 องค์ประกอบทางเคมีของดินเหนียวปากพนัง

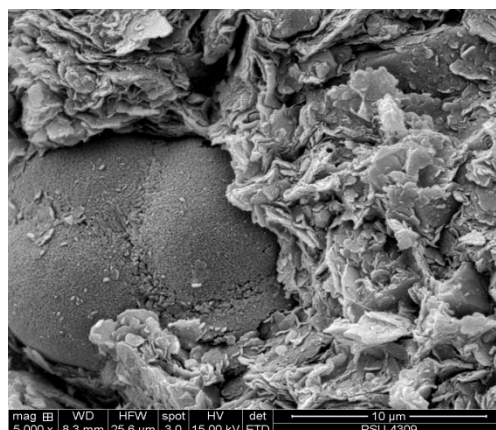
สารประกอบ	ความเข้มข้น (%)		
	4 เมตร	8 เมตร	12 เมตร
Na ₂ O	1.20	1.10	2.08
MgO	2.28	2.59	2.85
Al ₂ O ₃	17.04	16.55	16.65
SiO ₂	49.56	49.21	48.10
SO ₃	1.67	2.17	1.38
K ₂ O	2.58	2.37	3.08
CaO	2.19	2.70	3.05
TiO ₂	1.16	1.18	1.21
MnO	0.22	0.21	0.20
Fe ₂ O ₃	10.74	10.29	9.74
Rb ₂ O	0.09	0.09	0.03
SrO	0.07	0.07	0.03
ZrO ₂	0.12	0.15	0.04
Cl	0.77	1.15	1.13
อื่นๆ	P, Cr, Zn, Br, Nb, Pb		

4.2.2 การศึกษาโครงสร้างจุลภาคด้วยวิธี Scanning Electron Microscope (SEM)

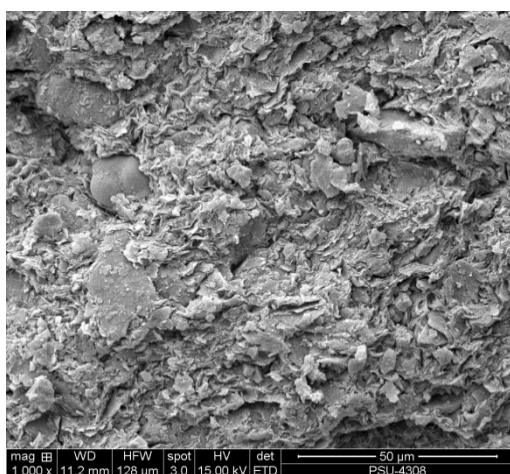
การศึกษาโครงสร้างจุลภาคด้วยวิธี Scanning Electron Microscope (SEM) จากการศึกษาสัณฐานและรายละเอียดโครงสร้างของดิน โดยใช้กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนที่มีกำลังขยายสูง จะเห็นได้ว่าโครงสร้างของดินเหนียวปากพนังเป็นรูปร่างเป็นแผ่นแบน อันเป็นลักษณะผลึกของแร่เคโอลิไนต์ และแร่อิลไลต์ ดังแสดงในรูปที่ 4.6 (ก) และ 4.6 (ข) ส่วนโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นรูปทรงหกเหลี่ยมเป็นผลึกของแร่ควอตซ์ดังแสดงในรูปที่ 4.6 (ค) จากรูปที่ 4.6 (ง) จุด A คือผลึกของเกลือ ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการตกตะกอนทับถมของดินเหนียวปากพนังตามลักษณะภูมิประเทศซึ่งใกล้กับทะเล ยืนยันได้ว่าดินเหนียวปากพนังเป็นดินเหนียวทะเล (Marine clay) และยังพบโครงสร้างจุลภาคของอินทรีย์วัตถุ (Organic matter) ซึ่งมีลักษณะคล้ายฟองน้ำที่มีรูพรุน ตรงบริเวณจุด B ดังแสดงในรูปที่ 4.6 (จ) และรูปที่ 4.6 (ฉ) บริเวณจุด C ซึ่งเป็นภาพขยายของไดอะตอม (Diatom) ของสิ่งมีชีวิตขนาดเล็ก ซึ่งรวมอยู่ในโครงสร้างอินทรีย์วัตถุที่อยู่ในดินเหนียวปากพนัง ดังนั้นการศึกษาโครงสร้างจุลภาคของดินเหนียวปากพนังด้วยวิธี SEM มีความสอดคล้องกับองค์ประกอบของแร่ด้วยเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชัน ซึ่งพอจะสรุปได้โดยสังเขปว่าดินเหนียวปากพนังเป็นดินเหนียวทะเลที่มีส่วนประกอบของอินทรีย์สาร



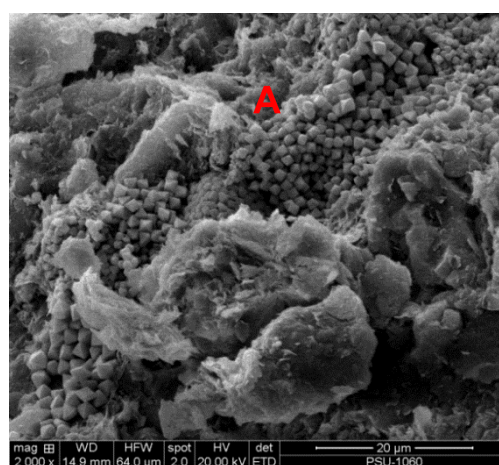
(ก)



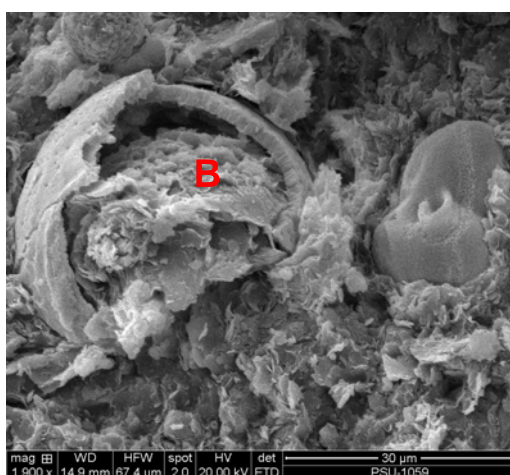
(ข)



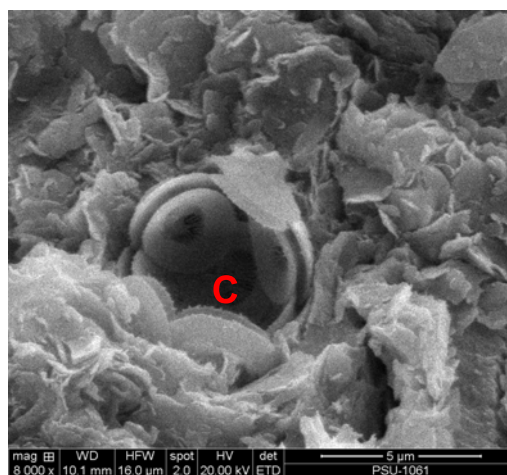
(ค)



(ง)



(จ)



(ฉ)

รูปที่ 4.5 โครงสร้างจุลภาคของดินเหนียวปากพั้งที่กำลังขยาย

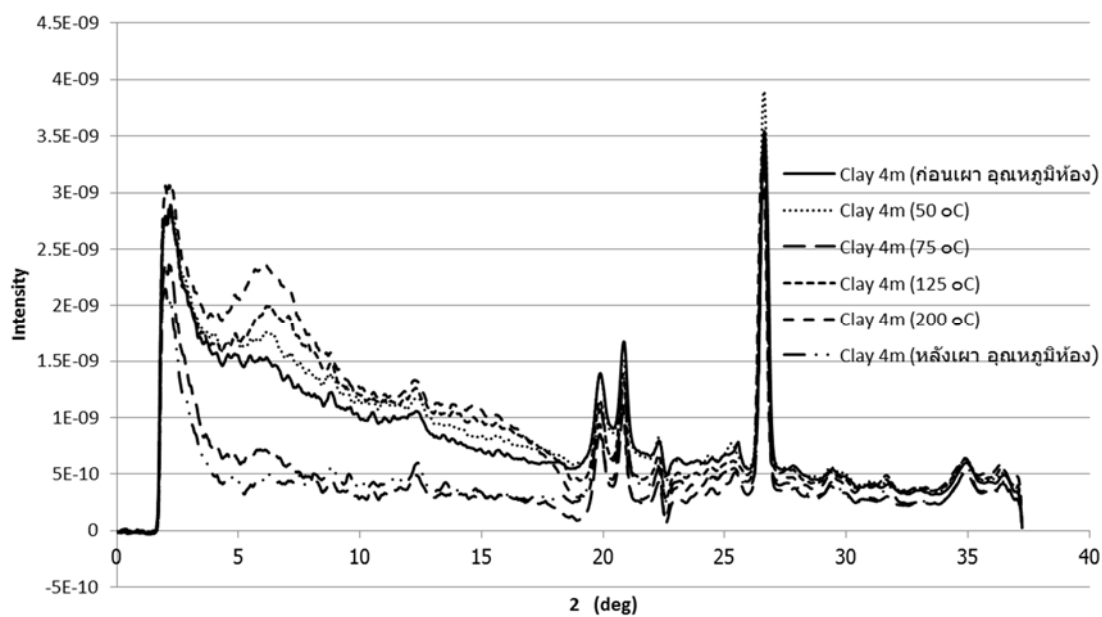
(ก) 30 μm (ข) 10 μm (ค) 50 μm (ง) 20 μm (จ) 30 μm (ฉ) 5 μm

4.2.3 การศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อโครงสร้างโมเลกุล ด้วยวิธี wide angle X-ray scattering (WAXS)

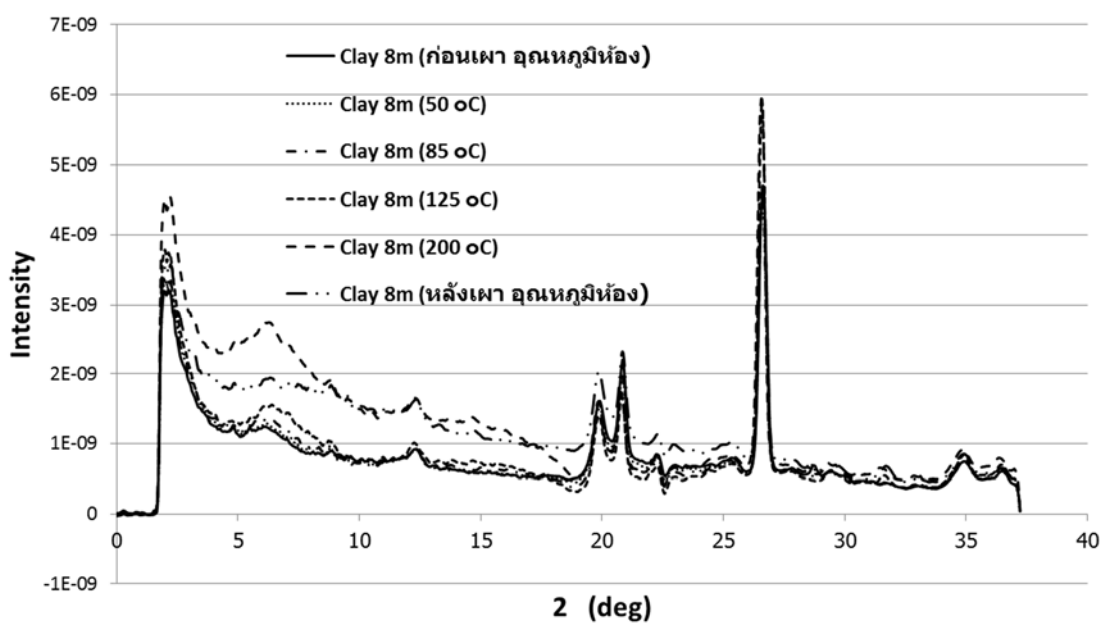
การศึกษาการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างโมเลกุลของดินที่ระดับความลึก 4 และ 8 เมตร โดยได้ทำการศึกษาคูณสมบัติความเป็นผลึก โดยการวัด wide angle X-ray scattering (WAXS) เมื่อทำการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิพบว่า ทุกๆ อุณหภูมิ กราฟมีแนวโน้มลักษณะกราฟมีความใกล้เคียงกัน รูปที่ 4.7 (ก) และ 4.7 (ข) โดยกราฟมีจุดยอดของกราฟอยู่ในจุดเดียวกัน แสดงให้เห็นว่าอุณหภูมิต่างๆ ไม่มีผลต่อโครงสร้างโมเลกุลของดินเหนียวอย่างชัดเจน ค่าที่ไม่ซ้อนทับกันเนื่องจากสภาวะแวดล้อมเริ่มต้นต่างกัน แต่รูปร่างของกราฟเหมือนกัน ทั้งนี้สามารถสรุปได้ว่า อุณหภูมิที่น้อยกว่า 200 องศาเซลเซียส ไม่ส่งผลกระทบที่ทำให้โครงสร้างดินเปลี่ยนแปลง ส่วนปัจจัยที่ทำให้พฤติกรรมทางด้านกำลังของดินเหนียวเปลี่ยนแปลงไปตามอุณหภูมิต่าง ๆ นั้น จึงเป็นผลของอิทธิพลอื่นๆ เช่น แรงดันน้ำส่วนเกิน ความหนืดของน้ำ การเปลี่ยนแปลงของชั้นไอออนิกสองชั้น (ionic double layer) ของอนุภาคที่เปลี่ยนไปเนื่องจากพลังงานความร้อน เป็นต้น ซึ่งไม่มีผลจากการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างโมเลกุลของดิน

4.2.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพทางความร้อน ด้วยวิธี Thermo gravimetric analysis (TGA)

เป็นเทคนิคที่ใช้วิเคราะห์ความเสถียรของวัสดุโดยเฉพาะพอลิเมอร์เมื่อได้รับความร้อน โดยการวัดน้ำหนักของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงในแต่ละช่วงอุณหภูมิด้วยเครื่องชั่งที่มีความไวสูง โดยทำการทดสอบในช่วงอุณหภูมิ 50 ถึง 1300 องศาเซลเซียส ($^{\circ}\text{C}$) อัตราการให้ความร้อน 10 องศาเซลเซียสต่อนาที โดยผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 4.8 พบว่าที่อุณหภูมิเพิ่มขึ้นที่ 55.10 องศาเซลเซียส มวลดินมีน้ำหนักลดลงเหลือ 99.949% ของน้ำหนักมวลดิน เมื่อเพิ่มอุณหภูมิเป็น 123.73 $^{\circ}\text{C}$ มวลดินมีน้ำหนักลดลงเหลือ 75.32% ของน้ำหนักมวลดิน และเมื่อเพิ่มอุณหภูมิถึง 269.30 $^{\circ}\text{C}$ มวลดินมีน้ำหนักลดลงเหลือ 61.963% ของน้ำหนักมวลดิน และเมื่อเพิ่มอุณหภูมิมากกว่านี้ มีผลทำให้น้ำหนักของมวลดินลดลงอีกเพียงเล็กน้อย จนน้ำหนักคงที่เป็น 56.95% ของมวลดินรวม ที่อุณหภูมิ 1,096.747 $^{\circ}\text{C}$ ดังนั้นสรุปได้ว่าเมื่อให้ความร้อนแก่มวลดินเหนียวปากพนัง น้ำหนักของดินจะลดลงอย่างมากที่ประมาณช่วงอุณหภูมิระหว่าง 55 ถึง 180 องศาเซลเซียส และจากผลการทดสอบ WAXS ในหัวข้อที่ 4.2.3 ซึ่งพบว่าที่ช่วงอุณหภูมิไม่เกิน 200 $^{\circ}\text{C}$ ความร้อนไม่มีผลทำให้โครงสร้างดินเปลี่ยนแปลง จึงสามารถสรุปได้ว่าที่อุณหภูมิไม่เกิน 200 $^{\circ}\text{C}$ การลดลงของน้ำหนักมวลดินนั้น เนื่องมาจากการสลายตัวของอินทรีย์วัตถุในมวลดิน ไม่ได้เป็นผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างโมเลกุลของมวลดินแต่อย่างใด

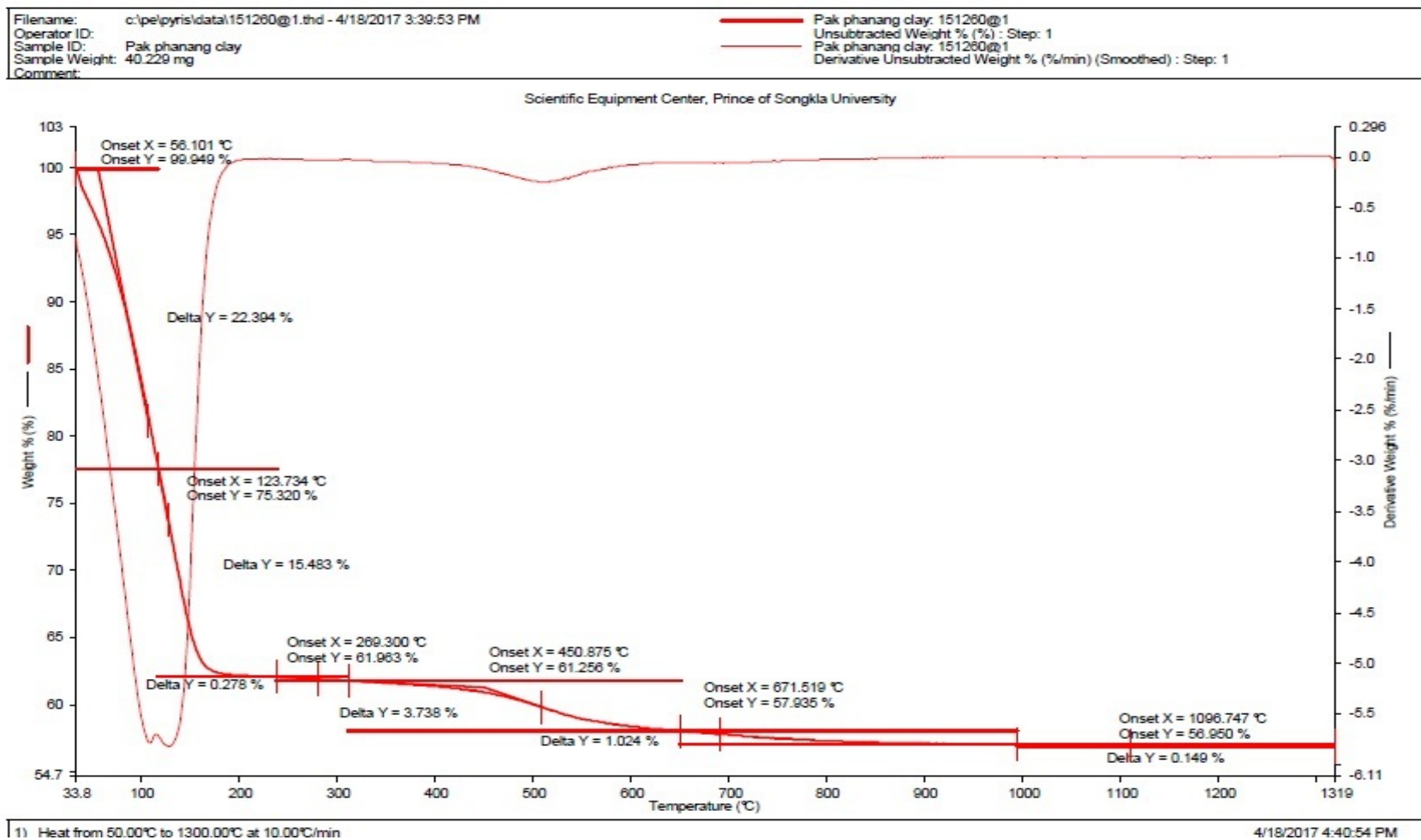


(ก) ตัวอย่างดินที่ความลึก 4 เมตร



(ข) ตัวอย่างดินที่ความลึก 8 เมตร

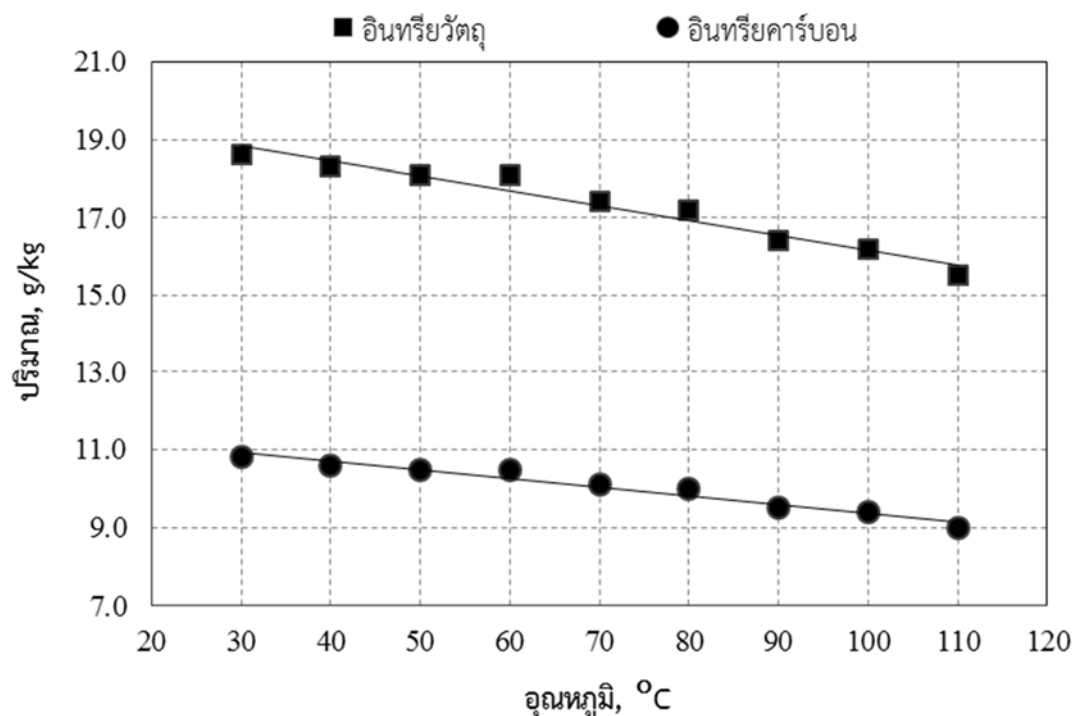
รูปที่ 4.7 ผลการศึกษาคุณสมบัติความเป็นผลึกของดินเหนียวด้วยวิธี WAXS
ที่ความลึก (ก) 4 เมตร (ข) 8 เมตร



รูปที่ 4.8 การเปลี่ยนแปลงน้ำหนักมวลดินภายใต้ภาวะความร้อน

4.2.5 การวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุ โดยวิธี Walkley-Black method และ ASTM D 2974

การวิเคราะห์ปริมาณอินทรีย์วัตถุในดินโดยวิธีวอล์คเลย์-แบลคอาศัยหลักการวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอน (organic carbon, OC) ก่อนแล้วจึงเปลี่ยนเป็นอินทรีย์วัตถุ เนื่องจากอินทรีย์วัตถุในดิน (organic matter, OM) เป็นอินทรีย์สาร (organic material) ทุกชนิดในดินที่เกิดจากสิ่งมีชีวิต รวมทั้งสิ่งที่ปลดปล่อยออกมาจากสิ่งมีชีวิต ปริมาณอินทรีย์คาร์บอนในดินเป็นองค์ประกอบส่วนใหญ่ในอินทรีย์วัตถุประมาณร้อยละ 58 โดยน้ำหนัก ดังนั้นหากปริมาณอินทรีย์คาร์บอนสูง นั้นหมายความว่าปริมาณอินทรีย์วัตถุสูงด้วย การวิเคราะห์กระทำโดยใช้โพแทสเซียมไดโครเมต (Potassium dichromate) ไปออกซิไดซ์ (oxidize) คาร์บอนในสารอินทรีย์ที่กำลังเผาเพื่อรวมทั้งในเซลล์ของจุลินทรีย์ในดิน ตลอดจนในอินทรีย์วัตถุที่สลายตัวจนเป็นสารอินทรีย์เชิงซ้อน และสามารถคำนวณหาปริมาณอินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุได้ในที่สุด ผลการทดสอบปริมาณอินทรีย์วัตถุในดินแสดงในรูปที่ 4.9 พบว่าเมื่อให้ความร้อนแก่ดินที่อุณหภูมิสูงขึ้น ปริมาณอินทรีย์วัตถุในมวลดินมีแนวโน้มลดลง ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบ TGA ในหัวข้อที่ 4.2.4 ซึ่งน้ำหนักของดินจะลดลงอย่างชัดเจนที่อุณหภูมิระหว่าง 55 ถึง 180 องศาเซลเซียส และอินทรีย์วัตถุในดินสามารถยืนยันผลได้จากการศึกษาโครงสร้างจุลภาคด้วยวิธี SEM ในหัวข้อ 4.2.2 ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าความร้อนส่งผลให้ปริมาณอินทรีย์วัตถุที่อยู่ในมวลดินมีปริมาณลดลง



รูปที่ 4.9 แนวโน้มปริมาณอินทรีย์วัตถุในดินที่อุณหภูมิต่างๆ

จากผลการทดสอบดังกล่าว สามารถสรุปได้ว่าดินเหนียวปากพนังเป็นดินเหนียวอินทรีย์ จึงได้ทำการทดสอบหาปริมาณอินทรีย์วัตถุในมวลดินตามมาตรฐาน ASTM D 2974 โดยการนำมวลดินเหนียวมาเผาที่อุณหภูมิ 440 และ 750 องศาเซลเซียส จากนั้นชั่งน้ำหนักของมวลดินที่เหลืออยู่ ซึ่งก็คือส่วนของเถ้า (ash) แล้วจึงนำมาเปรียบเทียบกับน้ำหนักมวลดินที่อบ 110 องศาเซลเซียส ทำให้ได้ปริมาณของเถ้า (ash content) ซึ่งส่วนที่หายไปก็คือส่วนของปริมาณอินทรีย์วัตถุนั้นเอง จากผลการทดสอบดังกล่าวพบว่าดินเหนียวปากพนังเป็นดินเหนียวอินทรีย์ ซึ่งมีปริมาณอินทรีย์วัตถุประมาณร้อยละ 18 ของมวลดิน จัดได้ว่าเป็นดินที่มีปริมาณอินทรีย์วัตถุระดับปานกลาง (medium organic clay) ตามมาตรฐานไอเอสโอ (the international Organization standardization, ISO)

4.2.6 คุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวอ่อนปากพนัง

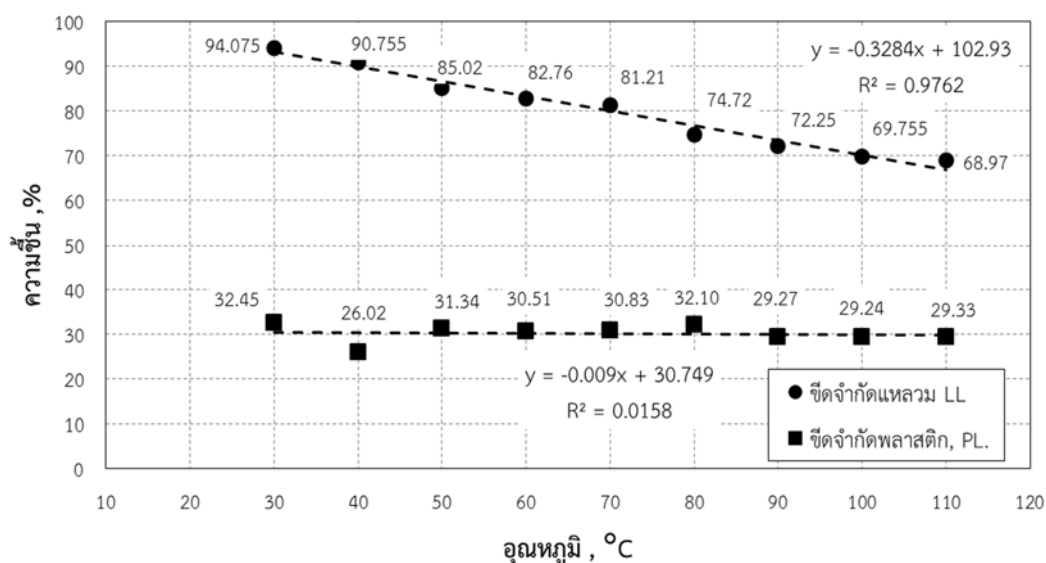
ดินเหนียวปากพนังเกิดจากการตกตะกอนทับถมบริเวณชายฝั่งทะเล (อภิชัย 2546) ลักษณะดินมีสีเทาเข้ม (dark gray) เนื้อค่อนข้างละเอียด จากผลของการเจาะสำรวจพบว่าบริเวณชั้นบนตั้งแต่ผิวดินลงไปถึงระดับความลึก 3 เมตร เป็นดินเหนียวที่ปะปนด้วยซากพืช และดินเหนียวค่อนข้างแข็งซึ่งเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในมวลดิน และการปรับสภาพในการใช้ประโยชน์ที่ดิน ขณะที่ระดับชั้นดินลึกลงไปประมาณ 4 ถึง 20 เมตร มีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) และพบซากเปลือกหอยปะปนอยู่บ้าง ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนไปเป็นชั้นดินเหนียวและดินเหนียวปนดินตะกอนทราย (silty clay) ซึ่งมีความแข็งปานกลางจนถึงแข็งมาก (อัศรเดช 2552) รูปการเรียงตัวลักษณะของดินบริเวณปากพนังแสดงในรูปที่ 2.2

จากผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดินที่นำมาศึกษาได้แสดงดังในตารางที่ 4.2 พบว่าดินเหนียวปากพนังที่ไม่ผ่านการอบแห้งที่ 110 องศาเซลเซียส มีความถ่วงจำเพาะ (specific gravity) เท่ากับ 2.55 ซึ่งอยู่ในช่วงค่าความถ่วงจำเพาะของดินอินทรีย์ แต่ที่ดินเหนียวปากพนังที่ผ่านการอบแห้งที่ 110 องศาเซลเซียส มีความถ่วงจำเพาะ (specific gravity) เท่ากับ 2.71 ซึ่งอยู่ในช่วงค่าความถ่วงจำเพาะของดินทั่วไป ความชื้นในมวลดิน (water content, w_n) ร้อยละ 81.84 ทำการทดสอบค่าขีดจำกัดเหลว (liquid limit, LL) ได้ร้อยละ 94.08 ค่าขีดจำกัดพลาสติก (plastic limit, PL) ร้อยละ 32.45 ตามลำดับ เมื่อนำไปคำนวณค่าดัชนีพลาสติก (plastic index, PI) และค่าดัชนีเหลว (liquid index, LI) ได้ค่า 61.63 และ 0.80 ตามลำดับ แสดงว่าให้เห็นว่าดินเหนียวปากพนังเป็นดินเหนียวที่มีสภาพการอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) ที่มีคุณสมบัติทางพลาสติกและความเหนียวสูง

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวอ่อนปากพนัง

กระบวนการ ทำให้แห้ง	อุณหภูมิ	คุณสมบัติดัชนี	ค่า	หน่วย
ไม่ผ่าน การให้ความร้อน	อุณหภูมิห้อง หรือประมาณ 30 องศาเซลเซียส	ค่าขีดจำกัดเหลว, LL	94.08	%
		ค่าขีดพิกต์พลาสติก, PL	32.45	%
		ค่าดัชนีพลาสติก, PI	61.62	%
		หน่วยน้ำหนักรวม, γ	1.53	t/m ³
		ความชื้นในมวลดิน, w%	81.84	%
		ความถ่วงจำเพาะ, G_s	2.55	-
ผ่าน การให้ความร้อน นาน 24 ชั่วโมง	40 ถึง 110 องศาเซลเซียส	ค่าขีดจำกัดเหลว, LL	90.76-68.97	%
		ค่าขีดพิกต์พลาสติก, PL	26.02-32.45	%
		ค่าดัชนีพลาสติก, PI	64.73-39.63	%
		ความถ่วงจำเพาะ, G_s	2.71	-

เมื่อนำผลการทดสอบที่ได้ดังในตารางที่ 4.2 มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของอัครเดช (2552) แสดงดังในตารางที่ 4.3 พบว่าค่าขีดจำกัดเหลวของตัวอย่างที่ปล่อยให้แห้งที่อุณหภูมิห้องมีค่าสูงกว่าค่าเฉลี่ยของขีดจำกัดเหลวในการศึกษาของอัครเดชมาก เนื่องจากความแตกต่างของกระบวนการเตรียมตัวอย่างดินก่อนการทดสอบ กล่าวคือ อัครเดชได้เตรียมตัวอย่างดินโดยการอบแห้งที่อุณหภูมิ 110 องศาเซลเซียส แล้วจึงนำมาทำการทดสอบ แต่ในการศึกษานี้ได้ทำการเตรียมตัวอย่างโดยการปล่อยให้แห้งที่อุณหภูมิห้อง แล้วจึงนำมาทดสอบ ดังนั้นเพื่อเป็นการดูแนวโน้มของความชื้นที่ส่งผลต่อค่าขีดจำกัดเหลว จึงทำการทดลองโดยนำตัวอย่างดินเหนียวปากพนังมาทำให้แห้งด้วยการให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินที่อุณหภูมิแตกต่างกันตั้งแต่ 40 ถึง 110 องศาเซลเซียส และคงอุณหภูมินั้นๆไว้นาน 24 ชั่วโมง แล้วจึงนำมาทำการทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลวและขีดพิกต์พลาสติก ซึ่งผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 4.10 พบว่าอุณหภูมิมีอิทธิพลต่อค่าขีดจำกัดเหลวอย่างชัดเจน โดยตัวอย่างดินที่ไม่ผ่านการให้ความร้อนมีค่าขีดจำกัดเหลวร้อยละ 94.08 และตัวอย่างดินที่ทำให้แห้งด้วยการอบที่อุณหภูมิสูงสุด 110 องศาเซลเซียส ให้ค่าขีดจำกัดเหลวเพียงร้อยละ 68.97 แสดงให้เห็นว่าค่าขีดจำกัดเหลวมีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างสูงขึ้น และอัตราส่วนของค่าขีดจำกัดเหลวของดินที่ไม่ผ่านการให้ความร้อนต่อดินที่ผ่านความร้อนที่ 110 องศาเซลเซียส มีค่าเท่ากับ 0.73 บ่งชี้ว่าค่าขีดจำกัดเหลวของดินที่อบที่อุณหภูมิ 110 องศาเซลเซียส มีค่าลดลงมากกว่าร้อยละ 25 ของค่าขีดจำกัดเหลวของดินที่ไม่ผ่านความร้อน ดังนั้นตาม ASTM D 2487-06 ดินเหนียวปากพนังถูกจำแนกเป็นดินเหนียวอินทรีย์ (Organic clay, OC) ซึ่งมีความสอดคล้องกับภาพถ่าย SEM ที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 4.2.2 ในรูปที่ 4.5 และปริมาณอินทรีย์วัตถุที่ลดลงตามอุณหภูมิที่สูงขึ้นในหัวข้อที่ 4.2.5 ในรูปที่ 4.9



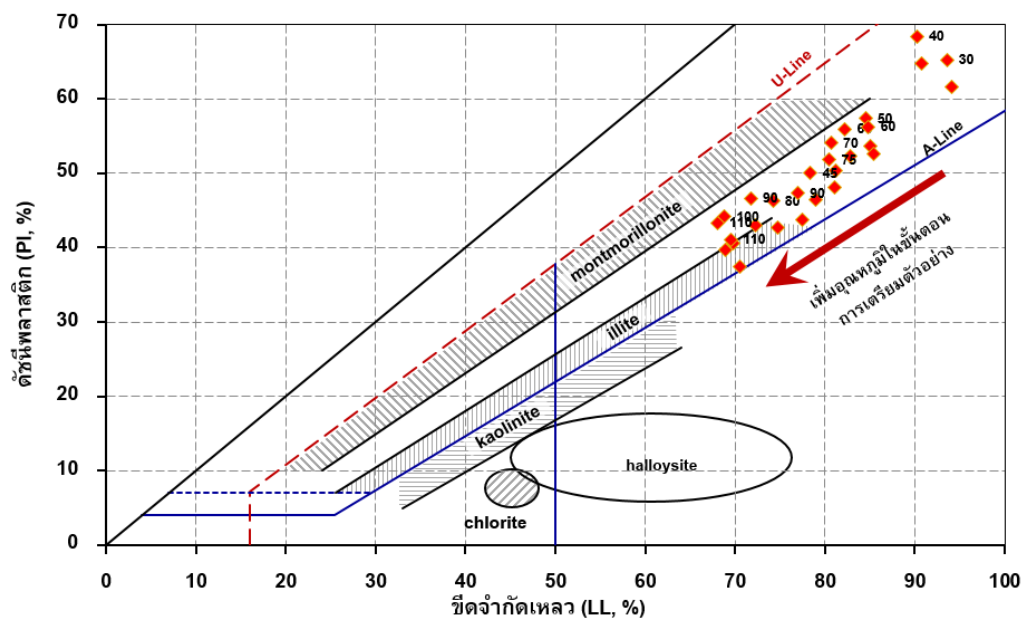
รูปที่ 4.10 ผลการศึกษาอุณหภูมิที่มีผลต่อค่าขีดจำกัดอัตราเปอร์เซ็นต์

ในส่วนของการศึกษาพลาสติก ตัวอย่างดินที่ไม่ได้รับการให้ความร้อนมีค่าขีดจำกัดพลาสติกร้อยละ 32.45 และตัวอย่างดินที่ทำให้แห้งด้วยอุณหภูมิสูงสุด 110 องศาเซลเซียส มีค่าขีดจำกัดพลาสติกร้อยละ 29.33 และค่าขีดจำกัดพลาสติกของตัวอย่างที่ถูกเตรียมที่อุณหภูมิอื่นในช่วง อุณหภูมิห้องถึง 110 องศาเซลเซียส ไม่มีการเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจนจึงสามารถสรุปได้ว่าค่าขีดจำกัดพลาสติกไม่ได้รับอิทธิพลของอุณหภูมิอย่างชัดเจน

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวอ่อนปากพั้ง (อักษรเลข 2552)

คุณสมบัติดัชนี	ช่วงข้อมูล	ค่าเฉลี่ย	หน่วย
ค่าขีดจำกัดเหลว, LL	61.7-68.5	64.9	%
ค่าขีดจำกัดพลาสติก, PL	36.1-24.6	29.9	%
ค่าดัชนีพลาสติก, PI	30.0-41.5	34.9	%
หน่วยน้ำหนักรวม, γ	1.68-1.79	1.74	t/m ³
ความชื้นในมวลดิน, w	71.1-79.7	72.1	%
ความถ่วงจำเพาะ, G_s	2.67-2.77	2.71	-
ประเภทของดิน, USSC	CH	-	-

เมื่อนำค่าขีดจำกัดเหลวและค่าดัชนีพลาสติกของการเตรียมตัวอย่างที่อุณหภูมิต่างๆ ในรูปที่ 4.10 มาพล็อตลงในแผนภูมิพลาสติกซีดี (plasticity chart) ดังรูปที่ 4.11 พบว่าดินเหนียวปากพั้งเป็นดินเหนียวอินทรีย์ขีดจำกัดเหลวสูง (high liquid limit organic clay, OH) และยังสามารถคล้องกับผลการศึกษาด้วยเทคนิคเอกซเรย์ดิฟแฟรกชันและเอกซเรย์ฟลูออเรสเซนส์ ที่กล่าวมาตั้งแต่หัวข้อ 4.2.1 ซึ่งพบว่าดินเหนียวปากพั้งมีแร่กาเลสินไนท์ และอิลไลต์เป็นองค์ประกอบหลัก



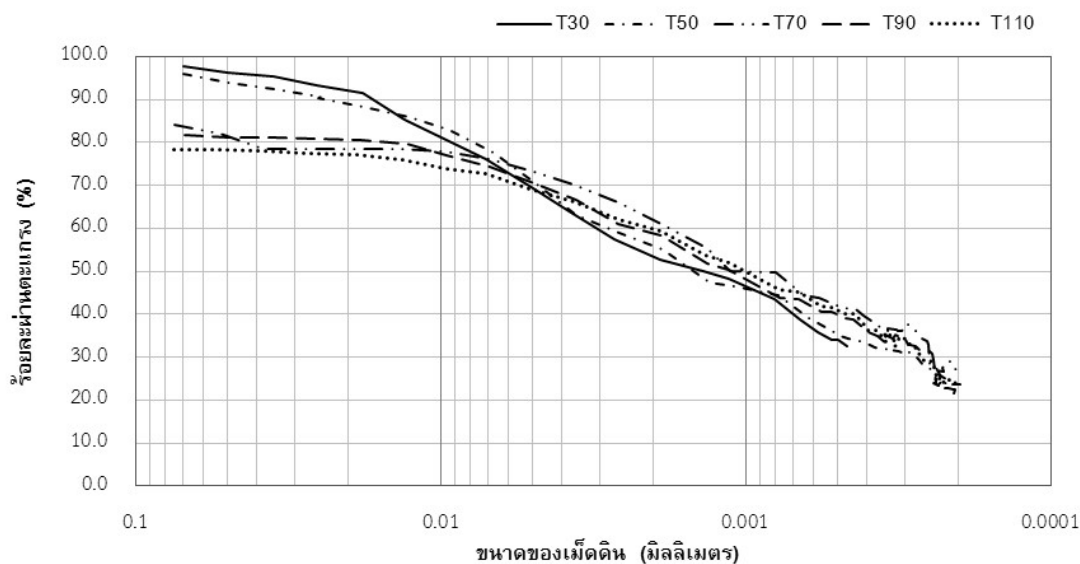
รูปที่ 4.11 แผนภูมิพลาสติกซิตีของดินเหนียวปากพั้ง

ค่าขีดจำกัดเหลวและค่าขีดพิกต์พลาสติกขึ้นอยู่กับเนื้อดิน (soil texture) อินทรีย์วัตถุในดิน ชนิดและปริมาณของแร่ดินเหนียว เมื่อมีการให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดิน เป็นผลให้อินทรีย์วัตถุ (organic matter) ในดินเหนียว ซึ่งมีโครงสร้างคล้ายฟองน้ำที่ดูดซับน้ำไว้ เกิดการสลายตัว ทำให้อุณหภูมิสูงขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์อินทรีย์คาร์บอนและอินทรีย์วัตถุในมวลดินที่กล่าวมาในหัวข้อ 4.2.5 ดังนั้นตารางที่ 4.2 สามารถสรุปได้ว่าการให้ความร้อนเป็นการลดปริมาณอินทรีย์วัตถุหรือสลายอินทรีย์วัตถุในมวลดินเหนียวปากพั้ง ซึ่งส่งผลกระทบโดยตรงต่อค่าขีดจำกัดเหลวของดินเหนียว

4.2.7 การทดสอบหาขนาดเม็ดดินโดยวิธีไฮโดรมิเตอร์

การทดสอบหาการกระจายตัวของอนุภาคสำหรับดินเม็ดละเอียด ด้วยวิธีการทดสอบไฮโดรมิเตอร์ ซึ่งได้ทำการทดสอบทั้งหมด 5 ตัวอย่าง โดยการเตรียมตัวอย่างดินด้วยการให้ความร้อนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน คือ อุณหภูมิห้อง (30) 50 70 90 และ 110 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง แล้วจึงนำมาทดสอบ และนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับลักษณะการกระจายตัวของเม็ดดินพบว่าดินเหนียวปากพั้งสามารถจำแนกโดยการหาค่าเฉลี่ยออกเป็นดินตะกอนทราย (silt) ประมาณร้อยละ 48.70 ดินเหนียว (clay) ประมาณร้อยละ 46.77 และทราย (sand) ประมาณร้อยละ 1.31 จากนั้นได้นำผลการทดสอบมาวิเคราะห์ผลกระทบของการให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินต่อลักษณะการกระจายตัวของเม็ดดิน พบว่าแนวโน้มการกระจายตัวของเม็ดดินไม่มีลักษณะการเปลี่ยนแปลงอย่างชัดเจน ยกเว้นการกระจายตัวของเม็ดดินที่มีอนุภาคใหญ่กว่า 5 ไมโครเมตรจะมีลักษณะการกระจายตัวที่แตกต่างกัน โดยสามารถแบ่งได้เป็นสองกลุ่มดังแสดงดังในรูปที่ 4.12 ซึ่งอนุภาคขนาด 5 ถึง 30 ไมโครเมตรเป็นช่วงขนาดที่พบอนุภาคของอินทรีย์วัตถุ ดังแสดงในหัวข้อ 4.2.2 ในรูปที่ 4.5 และจากการวิเคราะห์เสถียรภาพทางความร้อน ด้วยวิธี TGA มีมวล

ลดลงอย่างชัดเจนที่อุณหภูมิระหว่าง 50 ถึง 200 องศาเซลเซียส ดังแสดงในหัวข้อ 4.2.4 ในรูปที่ 4.7 ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่าความร้อนไม่ได้ทำให้ขนาดของเม็ดดินเปลี่ยนแปลงไปยกเว้นการเปลี่ยนแปลงปริมาณอินทรีย์วัตถุโดยผ่านกระบวนการให้ความร้อนในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง



รูปที่ 4.12 การทดสอบการกระจายตัวของอนุภาคเม็ดดินที่อุณหภูมิต่างๆ

4.3 คุณสมบัติวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง

4.3.1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้าแบบหนึ่งมิติ

เนื่องจากต้องการศึกษานี้ต้องการศึกษาผลกระทบจากความร้อนที่มีต่อพฤติกรรมการรับกำลังของดินเหนียวปากพนัง จึงได้ทำการศึกษาคูณสมบัติวิศวกรรมของดินเหนียวปากพนังที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินเทียบกับตัวอย่างดินที่ไม่ผ่านการให้ความร้อน ซึ่งจากการทำการทดสอบการอัดตัวคายน้าแบบหนึ่งมิติของตัวอย่างดินที่ไม่ผ่านการให้ความร้อน ได้ผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 4.4 พบว่าดินเหนียวปากพนังที่ระดับความลึก 7.0-7.5 เมตร เป็นดินเหนียวอัดตัวปกติ (normally consolidated clay, NC) ซึ่งมีค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว (overconsolidation ratio, OCR) เท่ากับ 0.931 ตามลำดับ ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้า (coefficient of consolidation, c_v) ในช่วงเริ่มต้นมีค่าสูง และเมื่อเพิ่มหน่วยแรงมากขึ้น ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ามีค่าลดลงที่น้อยจนคงที่ ค่าดัชนีการอัดตัว (compression index, c_c) มีค่าเท่ากับ 1.21 ค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำ (recompression index, c_r) มีค่าเท่ากับ 0.299

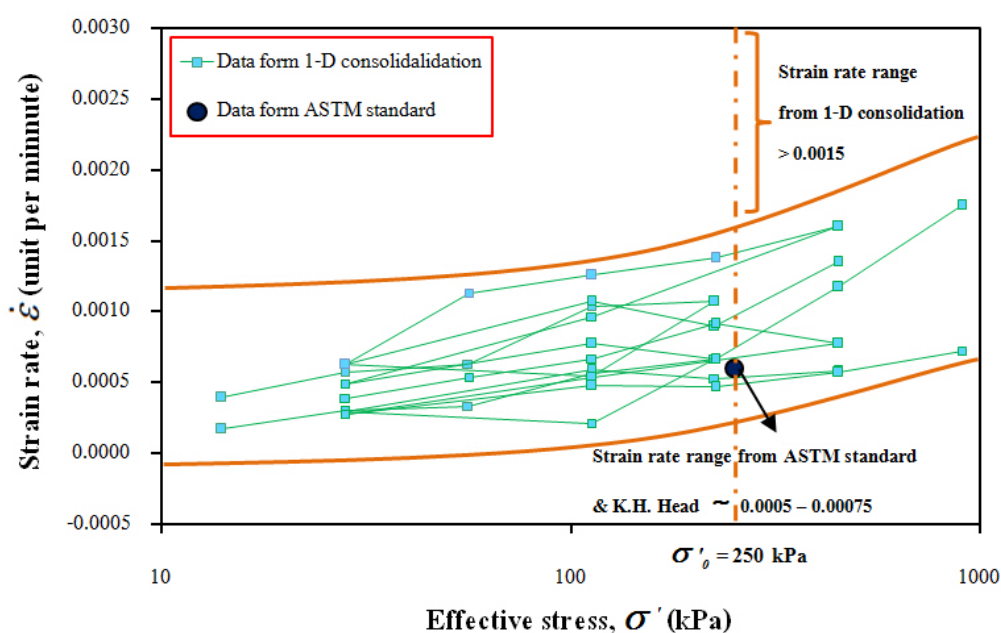
งานวิจัยนี้ต้องการศึกษาผลกระทบการเปลี่ยนแปลงอัตราความเครียดที่มีต่อกำลังต้านทานของดินเหนียวปากพนังแบบไม่ระบายน้ำ ดังนั้นจึงควรกำหนดค่าอัตราความเครียดที่ครอบคลุมความสามารถในการระบายน้ำและไม่ระบายน้ำของมวลดิน ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้าจากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้าแบบหนึ่งมิติของดินเหนียวปากพนังที่ไม่ผ่านการให้ความร้อน โดยวิธีรากที่สองของเวลา (Root time method) และวิธีล็อกของเวลา (Log time

method) ถูกนำมาใช้ในการพิจารณาอัตราความเครียดที่เหมาะสมในการศึกษาผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขการให้อุณหภูมิและอัตราความเครียดตามแนวแกน โดยรูปที่ 4.13 แสดงความสัมพันธ์ของอัตราความเครียดตามแนวแกนเฉลี่ยที่มวลดินสามารถระบายน้ำได้อย่างสมบูรณ์ต่อความเค้นประสิทธิผล ซึ่งในการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำในงานวิจัยนี้มีค่าความเค้นประสิทธิผลสูงสุดเท่ากับ 250 กิโลปาสคาล ดังนั้นจึงกำหนดให้ค่าอัตราความเครียดที่เหมาะสมในการศึกษาอยู่ระหว่าง 0.01 และ 0.85 ต่อนาที โดยค่าอัตราความเครียดที่เหมาะสมตามข้อเสนอแนะของมาตรฐาน ASTM 4767 อยู่ในช่วงระหว่าง 0.0005 – 0.00075 ต่อนาที ซึ่งในการศึกษานี้ได้กำหนดให้อัตราความเครียดตามข้อเสนอแนะของมาตรฐาน ASTM 4767 เป็นค่ากลางของการศึกษา

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง

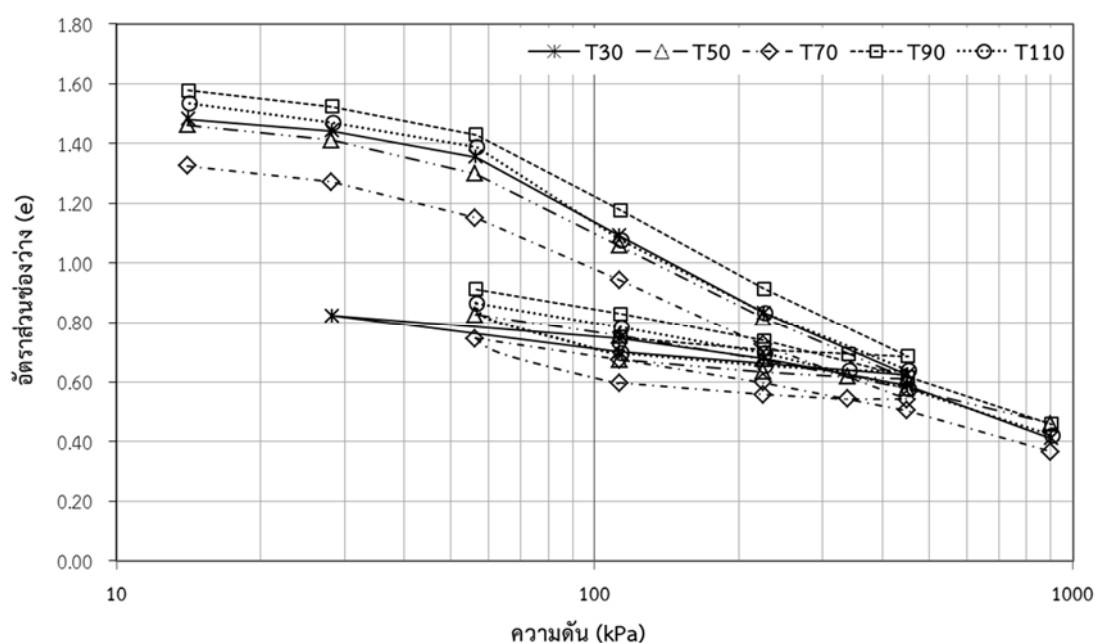
คุณสมบัติวิศวกรรม*	อุณหภูมิ (องศาเซลเซียส)				
	30 °C	50 °C	70 °C	90 °C	110 °C
Compression index, C_c	1.210	0.830	0.707	0.837	0.858
Recompression index, C_r	0.299	0.218	0.219	0.254	0.254
C_r/C_c	0.247	0.263	0.310	0.303	0.296
Maximum past pressure, σ'_{pm} , kPa	47.00	51.938	45.725	50.385	54.569
OCR	0.931	1.10	0.93	1.11	1.18

* ตัวอย่างดินเหนียวปากพนังที่นำมาใช้ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติถูกเก็บมาจากระดับความลึก 7.0 ถึง 7.5 เมตร



รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ของอัตราความเครียดที่ความเค้นประสิทธิผลใดๆที่สามารถระบายน้ำได้อย่างสมบูรณ์ของดินเหนียวปากพนังที่ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ

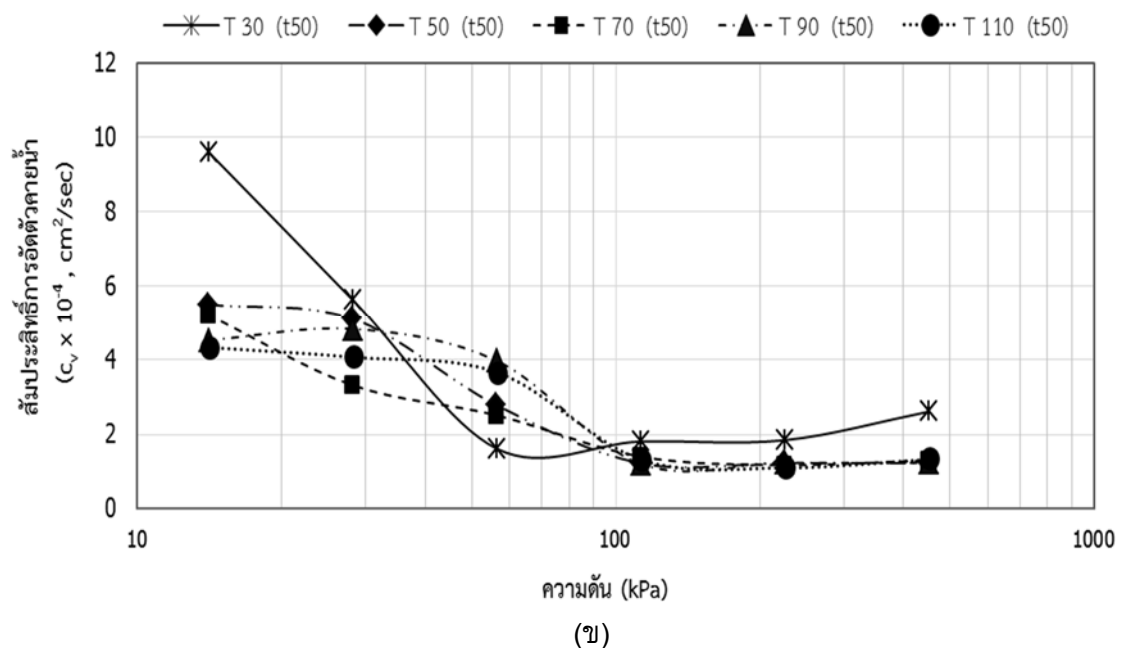
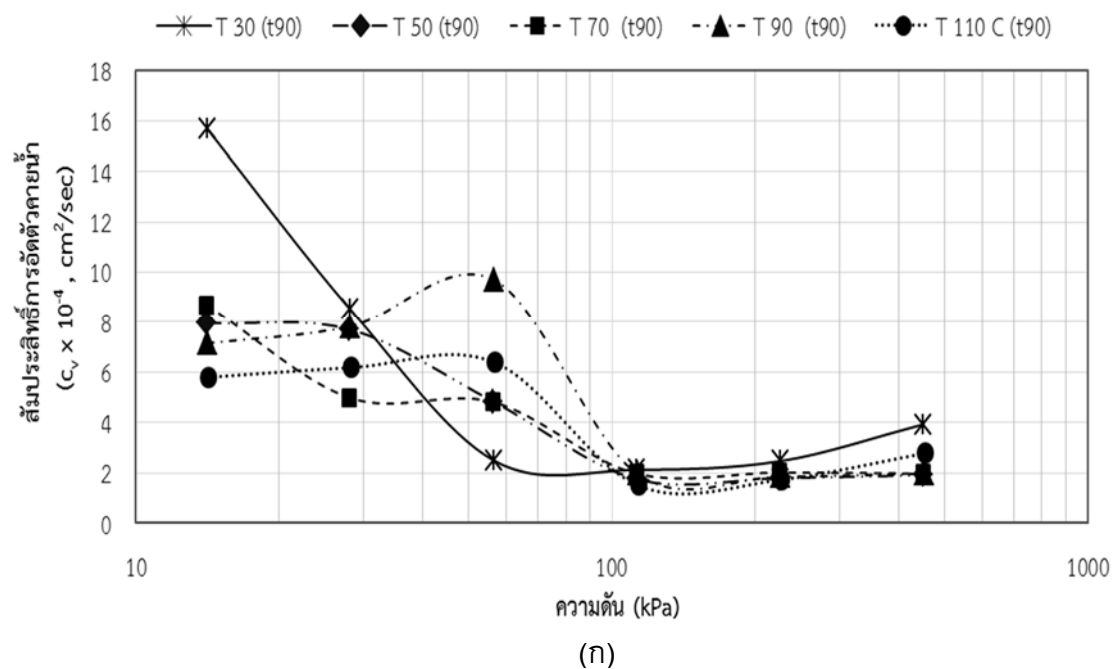
การศึกษาผลกระทบจากความร้อนที่มีต่อพฤติกรรมการรับกำลังของดินเหนียวปากพั้ง จึงได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ จำนวน 4 ตัวอย่าง ซึ่งการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวปากพั้งก่อนนำไปทำการทดสอบนั้น จะทำให้ความร้อนที่อุณหภูมิ 50 70 90 และ 110 องศาเซลเซียส โดยการนำตัวอย่างดินมาตัดแต่งตามวงแหวนของการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ แล้วนำมาให้ความร้อนผ่านการแช่ในน้ำตามอุณหภูมิดังกล่าวเป็นเวลา 24 ชั่วโมง แล้วจึงนำมาทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 4.4 และเส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่อุณหภูมิต่างๆ แสดงในรูปที่ 4.14 จากผลการทดสอบพบว่าค่าดัชนีการอัดตัวและค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำมีค่าใกล้เคียงกันในแต่ละอุณหภูมิ คืออยู่ในช่วงประมาณ 0.707-0.858 และ 0.218-0.254 ตามลำดับ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลองของตัวอย่างดินที่ไม่ผ่านการให้ความร้อน พบว่าค่าดัชนีการอัดตัวและค่าดัชนีการอัดตัวซ้ำมีค่าใกล้เคียงกัน



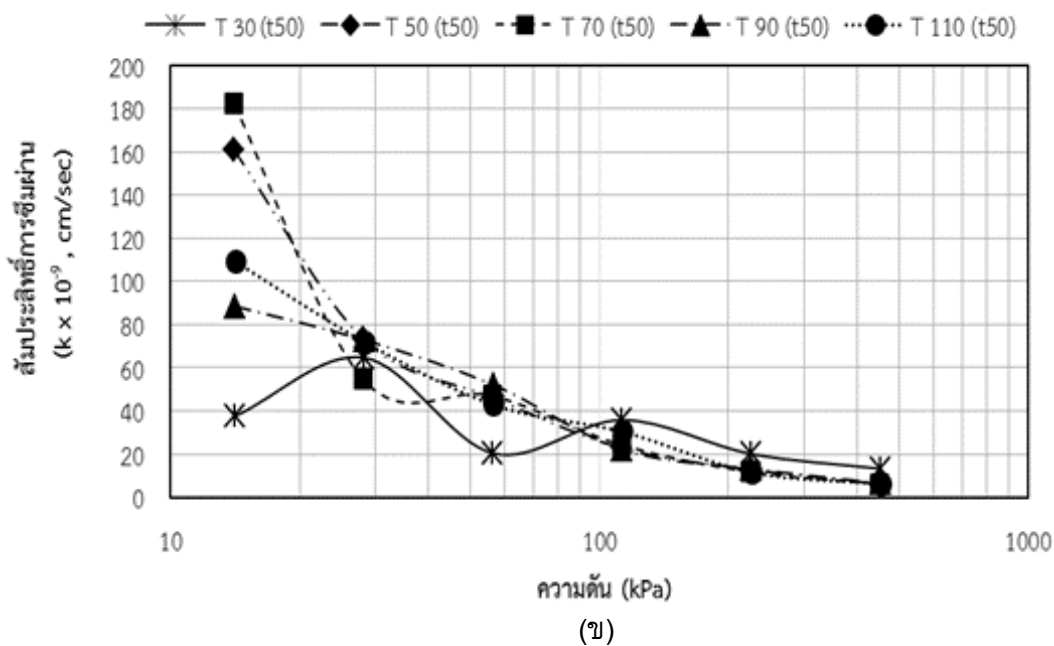
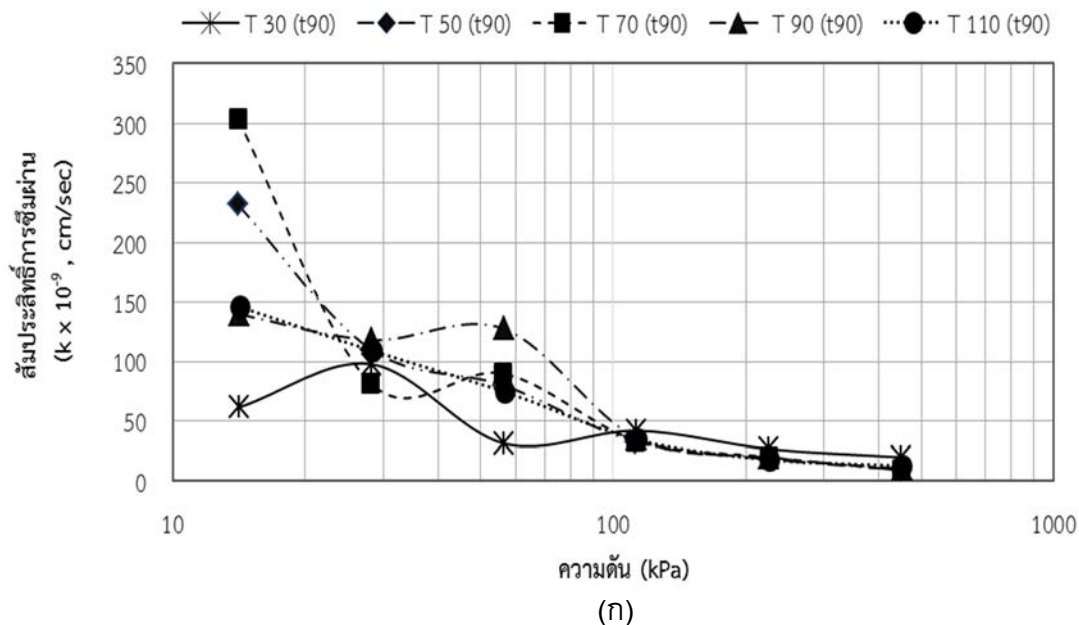
รูปที่ 4.14 เส้นโค้งการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่อุณหภูมิต่างๆ

อย่างไรก็ตามเส้นกราฟของค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (coefficient of consolidation, c_v) มีความแตกต่างกันในช่วงต้นที่เริ่มให้ความดัน โดยตัวอย่างที่เตรียมที่อุณหภูมิห้องให้ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำสูงกว่าตัวอย่างที่เตรียมที่อุณหภูมิสูง และค่อยๆ มีแนวโน้มใกล้เคียงกัน สังเกตได้จากผลการทดลองในรูปที่ 4.15(ก) และ 4.15(ข) ส่วนค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (coefficient of Permeability, k) พบว่ามีความแตกต่างกันในช่วงต้นที่เริ่มให้ความดันต่ำกว่า 30 กิโลปาสกาล โดยตัวอย่างที่เตรียมที่อุณหภูมิห้องให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำกว่าตัวอย่างที่อุณหภูมิสูง และค่อยๆ มีแนวโน้มใกล้เคียงกันที่ความดันสูง ดังแสดงในรูปที่ 4.16(ก) และ 4.16(ข) ทั้งนี้เนื่องจากความร้อนส่งผลให้ปริมาณอินทรีย์สารลดลงจึงส่งผลให้ชั้นน้ำ Double layer ลดลง

และชั้นน้ำอิสระสูงขึ้น น้ำจึงไหลออกจากช่องว่างของดินได้ง่ายขึ้น ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูงขึ้น แต่ที่ความดันสูง ผลกระทบของอุณหภูมิยังไม่ชัดเจน



รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำและความดันของตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมโดยการให้ความร้อน ณ อุณหภูมิต่างๆ (ก) square time (t_{90}) (ข) log time (t_{50})



รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านและความดันที่ตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมโดยการให้ความร้อน ณ อุณหภูมิต่างๆ (ก) square time (t90) (ข) log time (t50)

ดังนั้นการใช้ความร้อนในการปรับปรุงคุณภาพดินจึงใช้ได้ดีภายใต้ความดันหรือน้ำหนักกดทับที่ต่ำ ผลที่ได้ดังกล่าวนี้เป็นไปในทิศทางเดียวกับการศึกษาของ Bergado et al. (2004) ซึ่งได้ทำการศึกษาการอัดตัวคายน้ำเมื่อเพิ่มอุณหภูมิของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้น อันเป็นผลมาจากความหนืดของน้ำในช่องว่างของดินจากข้อสรุปนี้จึงได้นำมาสู่การศึกษาในการปรับปรุงดินด้วยวิธี prefabricated vertical drain (PVD) โดยใช้ร่วมกับความร้อนและการใช้น้ำหนักกดทับ (preloading) ไม่เกิน 30 กิโลปาสคาล

พบว่าการใช้ PVD ร่วมกับการให้ความร้อน และน้ำหนักกดทับช่วยเร่งอัตราการอัดตัวคายน้ำและเพิ่มระยะการทรุดตัวของดินเหนียวกรุงเทพฯได้ (Pothiraksanon et al. 2007)

4.3.2 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขการให้อุณหภูมิและอัตราความเครียดตามแนวแกน และสภาวะอัดแน่นเกินตัว

จากการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขอุณหภูมิและอัตราความเครียดดังแสดงในตารางที่ 3.3 เป็นจำนวน 80 ตัวอย่าง นำข้อมูลการทดสอบมาทำการเปรียบเทียบและวิเคราะห์ผลการทดสอบได้ดังตารางที่ 4.5 พบว่าการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (UH) จะมีค่าต้านทานแรงอัดที่ลดลง เมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น ซึ่งได้ผลในทางตรงกันข้ามกับผลการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (DH) รวมทั้งการศึกษาดินเหนียวกรุงเทพฯของ Abuel-Naga, et al. (2006) และ Trani, et al. (2008) ซึ่งการวิจัยทั้งสองงานเป็นการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน โดยแนวโน้มของผลการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (UH) ที่ไม่สอดคล้องกันผลการวิจัยอื่น เป็นผลกระทบจากการขยายตัวของปริมาตรน้ำในมวลดินเนื่องจากความร้อนที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้แรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินเพิ่มขึ้นและความเค้นประสิทธิผลในมวลดินมีค่าลดลงส่งผลให้กำลังต้านทานแรงอัดแบบไม่ระบายน้ำภายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (UH) มีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น

4.3.2.1 ผลกระทบของอัตราความเครียดที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวปากพนังภายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (UH)

เมื่อทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำ และเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียสในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ที่อัตราความเครียดที่แตกต่างกัน 0.02% 0.075% 1.0% และ 6.0% ต่อนาที พบว่าเมื่อทำการเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียดที่สูงขึ้น ผลการทดสอบให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำการนอร์มัลไลซ์ มีค่าสูงขึ้นในทุกค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวและอุณหภูมิ ดังแสดงในรูปที่ 4.17 (ก) 4.17 (ข) และ 4.17 (ค) ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกับผลการศึกษานี้ของ Quinn (2013) พบว่าการเงื่อนไขที่อัตราความเครียดเร็วที่มากกว่า 5%ต่อนาที ก่อนตัวอย่างดินจะมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำโดยสมบูรณ์ (fully undrained) ซึ่งจะตรงกับการทดสอบที่ใช้อัตราความเครียดประมาณ 1.0%ต่อนาที และ 6.0%ต่อนาทีของการศึกษานี้ โดยอัตราความเครียดที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงขึ้น ยกเว้นที่อัตราการเงื่อนไข (0.02%ต่อนาที) ที่ได้ผลการทดสอบแตกต่างออกไปจากการศึกษาของ Quinn (2013) ซึ่งพบว่าที่อัตราความเครียดต่ำกว่า 5%ต่อนาที ให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้น ดังในรูปที่ 2.42 ทั้งนี้แสดงให้เห็นว่าผลกระทบของอัตราความเครียดที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวปากพนังมีปัจจัยของอุณหภูมิเข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งจะกล่าวรายละเอียดในหัวข้อถัดไป

ตารางที่ 4.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด

อัตรา ความเครียด	อุณหภูมิ, °C	ความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์เมลไรซ์			
		OCR=1	OCR=2	OCR=4	OCR=8
0.02%ต่อนาที	อุณหภูมิห้อง (~30)	0.358	0.695	0.846	1.381
	45 (DH)	0.431	0.751	0.922	1.452
	60 (DH)	0.464	0.788	1.200	1.680
	45 (UH)	0.246	0.627	0.513	1.046
	60 (UH)	0.195	0.537	0.592	0.687
0.075%ต่อนาที	อุณหภูมิห้อง (~30)	0.425	0.761	1.056	1.541
	45 (DH)	0.473	0.816	1.086	1.637
	60 (DH)	0.491	0.901	1.257	1.946
	45 (UH)	0.335	0.634	0.645	0.930
	60 (UH)	0.229	0.546	0.446	1.031
1.0%ต่อนาที	อุณหภูมิห้อง (~30)	0.452	0.854	1.297	1.846
	45 (DH)	0.488	0.888	1.353	1.952
	60 (DH)	0.508	0.982	1.411	2.181
	45 (UH)	0.409	0.698	0.999	1.198
	60 (UH)	0.325	0.559	0.627	0.982
6.0%ต่อนาที	อุณหภูมิห้อง (~30)	0.523	0.960	1.535	2.223
	45 (DH)	0.528	0.992	1.513	2.175
	60 (DH)	0.538	1.018	1.566	2.484
	45 (UH)	0.420	0.767	1.309	1.557
	60 (UH)	0.386	0.658	0.902	1.194

หมายเหตุ: DH คือ การทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำ

UH คือ การทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด พบว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำการนอร์มัลไลซ์แปรผันตรงกับลอการิทึมของอัตราความเครียดแบบเส้นตรง (linear) ในช่วงอัตราความเครียด 0.02 ถึง 6.0% ต่อหน้าที่ ค่าความชันของเส้นแนวโน้มของความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับอัตราความเครียด ที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวต่างๆ แสดงในตารางที่ 4.6 สามารถสังเกตได้ว่าค่าความชันของเส้นแนวโน้มค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์กับอัตราความเครียดจะเพิ่มขึ้น ที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูงขึ้น หมายความว่าผลกระทบของอัตราความเครียดส่งผลต่อดินที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติสูงกว่าที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ แต่ที่อุณหภูมิสูง ค่าความชันของเส้นแนวโน้มจะมีค่าลดลง ทำให้เห็นผลกระทบของอัตราความเครียดได้น้อยลง ในทุกๆอัตราการอัดแน่นเกินตัว

ตารางที่ 4.6 ความชันของเส้นแนวโน้มเชิงเส้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับอัตราความเครียด

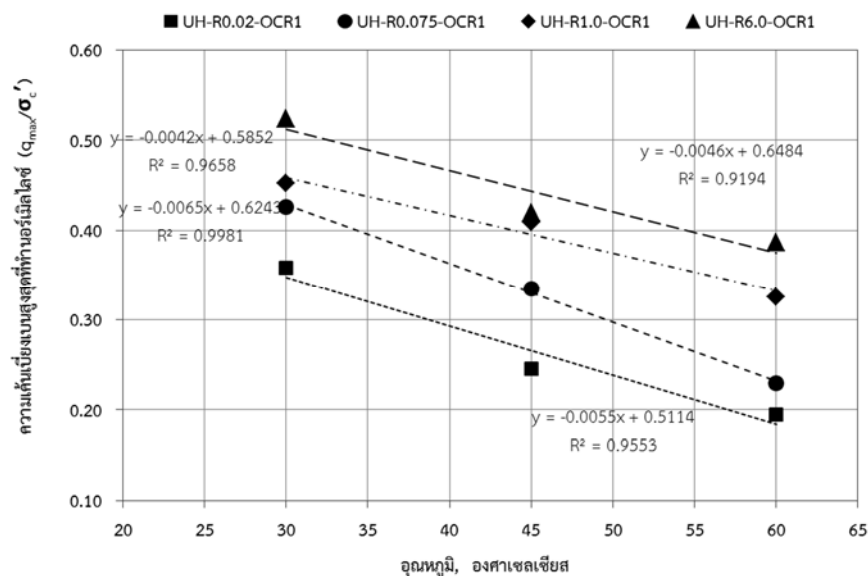
อุณหภูมิ	ความชันของเส้นแนวโน้ม			
	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 4	OCR = 8
อุณหภูมิห้อง	0.0245	0.0426	0.110	0.1387
45°C	0.0296	0.0249	0.1397	0.0945
60°C	0.0343	0.0189	0.0593	0.0694

4.3.2.2 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่ออัตราความเครียดในการเฉือนของดินเหนียวปากพังกายใต้เงื่อนไขไม่ระบายน้ำในขั้นตอนการให้ความร้อน (UH)

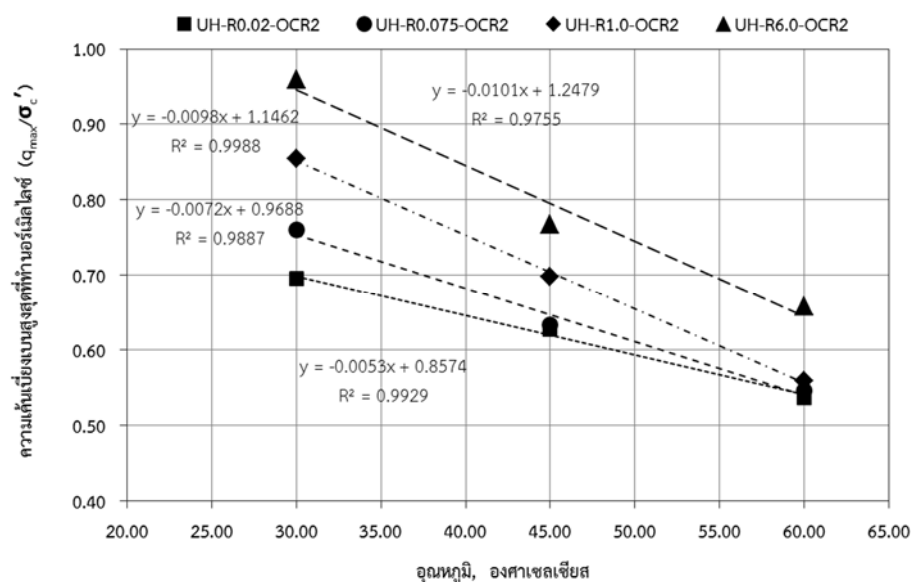
เมื่อนำค่าความเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนการให้ความร้อนมาสัมพันธ์กับค่าอุณหภูมิต่างกันในแต่ละอัตราความเครียดของแต่ละค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวได้ดังรูปที่ 4.18 ถึง 4.21 จะเห็นได้ว่าในทุกอัตราการอัดแน่นเกินตัวค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลแปรผกผันกับอุณหภูมิ กล่าวคือยิ่งอุณหภูมิสูงขึ้น ทำให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลลดลง

จากรูปที่ 4.18 จะเห็นได้ว่าในดินที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ ให้ค่าความชันของเส้นแนวโน้มกราฟของการทดสอบที่อัตราความเครียดต่ำจะมีค่าสูงกว่าที่อัตราความเครียดสูง ดังแสดงในตารางที่ 4.7 ส่วนในดินที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 พบว่าความชันของเส้นแนวโน้มกราฟของการทดสอบที่อัตราความเครียดสูงจะมีความชันสูงกว่าที่อัตราความเครียดต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งแนวโน้มมีความคล้ายคลึงกันกับดินที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 และ 8 ยกเว้นการทดสอบของตัวอย่างดินที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 อัตราความเครียด 0.02% ต่อหน้าที่ ที่อุณหภูมิ 60 °C ให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงกว่าที่ควรจะเป็น ทำให้แนวโน้มกราฟไม่ดีเท่าที่ควร ดังแสดงในรูป 4.20 เนื่องมาจากปัจจัยของตัวอย่างดินตามธรรมชาติ ซึ่งมีความแปรปรวนสูง อันไม่

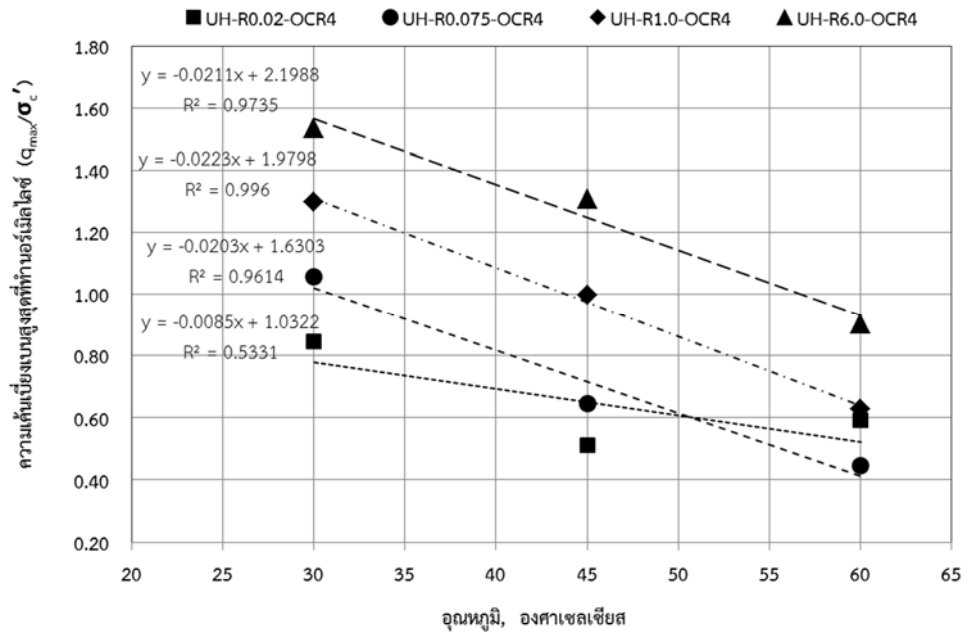
สามารถควบคุมได้ เช่นเดียวกันกับการทดสอบของตัวอย่างดินที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 อัตราความเครียด 0.075 % ต่อหน้าที่ ที่อุณหภูมิ 60 °C ดังรูปที่ 4.21 ทั้งนี้กล่าวได้ว่าที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ ผลกระทบของอุณหภูมิมีอิทธิพลต่ออัตราความเครียดในระดับต่ำมากกว่าอัตราความเครียดในระดับสูง แต่ในอัตราการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ ผลกระทบของอุณหภูมิมีอิทธิพลต่ออัตราความเครียดในระดับสูงมากกว่าอัตราความเครียดในระดับต่ำ



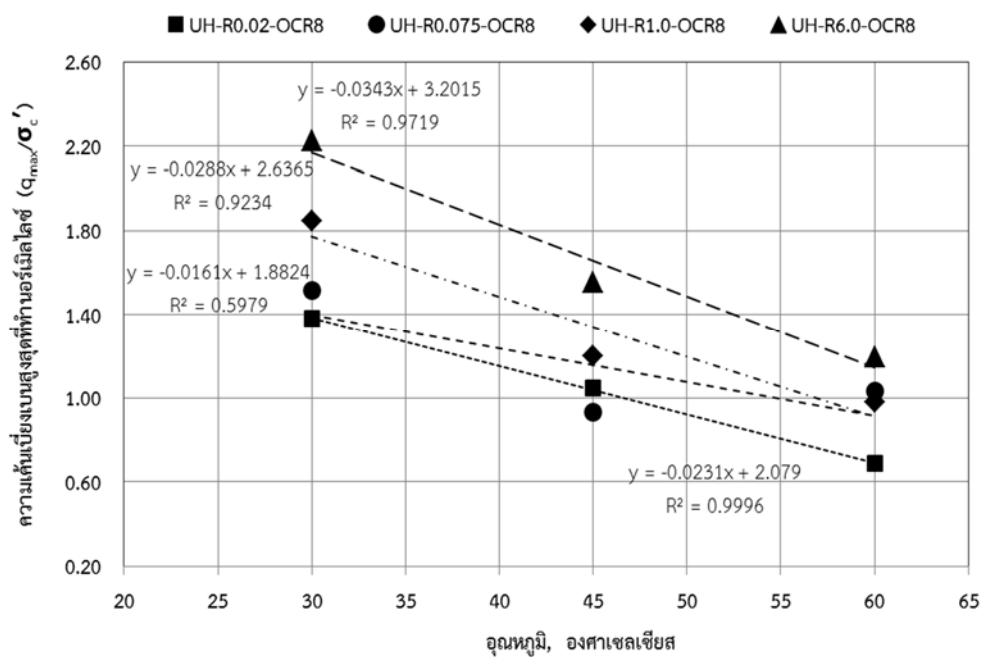
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=1



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=2



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเปียงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้น
ประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=4



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเปียงเบนสูงสุดที่ทำนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าความเค้น
ประสิทธิผลก่อนเงื่อนไขตัวอย่างกับอุณหภูมิ ที่ OCR=8

ตารางที่ 4.7 ความชันของอัตราการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกับอุณหภูมิ

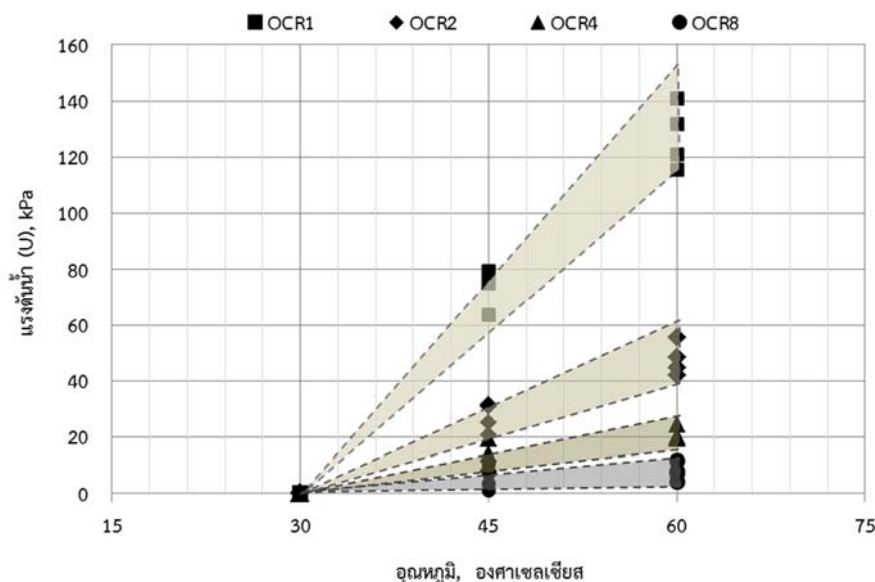
อัตรา (% ต่อ นาที)	ความชัน			
	OCR=1	OCR=2	OCR=4	OCR=8
0.02	0.0055	0.0053	0.0085	0.0231
0.075	0.0065	0.0072	0.0203	0.0161
1.00	0.0042	0.0098	0.0223	0.0288
6.00	0.0046	0.0101	0.0211	0.0343

ในดินสภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ ผลกระทบของอุณหภูมิมีอิทธิพลต่ออัตราความเครียดในระดับต่ำหรือการเฉือนช้า (0.02 และ 0.075% มม.ต่อนาที) มากกว่าอัตราความเครียดในระดับสูงหรือการเฉือนเร็ว ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบหาอัตราความเครียดที่สามารถระบายน้ำได้อย่างสมบูรณ์ด้วยวิธีการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ ดังรูปที่ 4.13 พบว่าผลของอัตราความเครียดที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ และจากการทดสอบแรงอัดสามแกน ให้ค่าอยู่ภายในขอบล่างคือ 0.035 % มม.ต่อนาที และค่าขอบบนคือ 0.14 % มม.ต่อนาที ซึ่งบ่งบอกถึงการสิ้นสุดการทรุดตัวหลัก หมายความว่า การกระจายตัวของแรงดันน้ำในมวลดินมีความสม่ำเสมอ และการจัดเรียงตัวของอนุภาคเม็ดดินเป็นไปอย่างสมบูรณ์ เสมือนดินมีพฤติกรรมแบบระบายน้ำ (fully drained) ในทางกลับกันการเฉือนที่อัตราความเครียดในระดับสูงแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในมวลดินกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอ เป็นผลให้การจัดเรียงตัวของอนุภาคเม็ดดินเป็นไปอย่างไม่สมบูรณ์ ดินจึงมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (fully undrained)

4.3.2.3 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวปากพั้ง

เมื่อทำการทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้อุณหภูมิที่กำหนดตามแผนการทดสอบในตารางที่ 3.3 หลังจากกระบวนการให้ความร้อนในเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ คงไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง เมื่อมวลดินได้รับความร้อน จะส่งผ่านและแผ่กระจายความร้อนไปทั่วตัวอย่างดิน ทำให้ปริมาตรของน้ำในมวลดินขยายตัว และความหนืดของน้ำลดลง จึงเป็นผลให้เกิดแรงดันน้ำเพิ่มขึ้น ประกอบกับความร้อนส่งผลต่อปริมาณอินทรีย์วัตถุในมวลดิน ทำให้อินทรีย์วัตถุในมวลดินลดลง เมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น จึงเป็นผลให้การดูดซับน้ำโดยอินทรีย์วัตถุลดลง ส่งผลให้น้ำไหลออกอย่างอิสระ และเนื่องจากได้ทำการปิดวาล์วระบายน้ำ จึงทำให้แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นนี้สะสมและกระจายตัวอยู่ทั่วมวลดิน โดยพบว่าที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส แรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นสูงกว่าที่ 45 องศาเซลเซียส และที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มสูงที่สุด รองลงมาเป็นที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2, 4 และ 8 ตามลำดับ เนื่องจากดินเหนียวที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ มีการจัดเรียงโครงสร้างดินที่แข็งแรงกว่าดินเหนียวที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ ทั้งนี้ที่

อุณหภูมิเดียวกัน ค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในมวลดินแต่ละตัวอย่างจะมีค่าแตกต่างกันเล็กน้อย ดังจะเห็นได้จากช่วงข้อมูลที่แรงตามรูปที่ 4.22 ซึ่งเป็นผลมาจากปัจจัยของตัวอย่างดินธรรมชาติที่ไม่สามารถควบคุมได้



รูปที่ 4.22 ผลของแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นเนื่องจากกระบวนการให้ความร้อน

ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อพฤติกรรมรับแรงของดินเหนียวปากพหนัง โดยแบ่งตามอัตราการจัดแน่นเกินตัว ดังต่อไปนี้

1) กรณีค่าอัตราความเครียด 0.02% ต่อหน่วย

ผลการทดสอบกรณีค่าอัตราความเครียด 0.02% ต่อหน่วย พบว่าอุณหภูมิส่งผลกระทบท่อพฤติกรรมรับแรงของดินเหนียวปากพหนัง โดยค่าความเค้นเบี่ยงเบนของดินลดลงเมื่อดินเหนียวปากพหนังได้รับอุณหภูมิที่สูงขึ้น และเมื่อนำเปรียบเทียบกับตัวอย่างดินทดสอบที่อุณหภูมิห้องพบว่า ดินที่ทดสอบที่อุณหภูมิห้องให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่สูงกว่าดินที่ได้รับอุณหภูมิสูงกว่า กล่าวคือดินที่ทดสอบที่อุณหภูมิห้องมีค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่สูงที่สุด และลดลงในดินที่ทดสอบที่ 45 และ 60 องศาเซลเซียส ตามลำดับ จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและอุณหภูมิ จะสังเกตได้ว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่อุณหภูมิห้องจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 5% ของอัตราความเครียดตามแนวแกนจนกระทั่งตัวอย่างดินเกิดการวิบัติ จากนั้นค่าจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนเข้าใกล้ค่าคงที่ แต่ในตัวอย่างดินที่ให้อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส จากรูปที่ 4.23 (ก-1) และ 4.23 (ง-1) ส่วนที่สภาวะการจัดแน่นเกินตัวปกติ ในช่วง 1% ของอัตราความเครียดตามแนวแกน ลักษณะเส้นกราฟความเค้นเบี่ยงเบนมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จากนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อยจนค่อนข้างคงที่และค่อยๆ ลดลง เช่นเดียวกันในทุกๆ ค่าการจัดแน่นเกินตัว แต่ที่สภาวะจัดแน่นเกิน

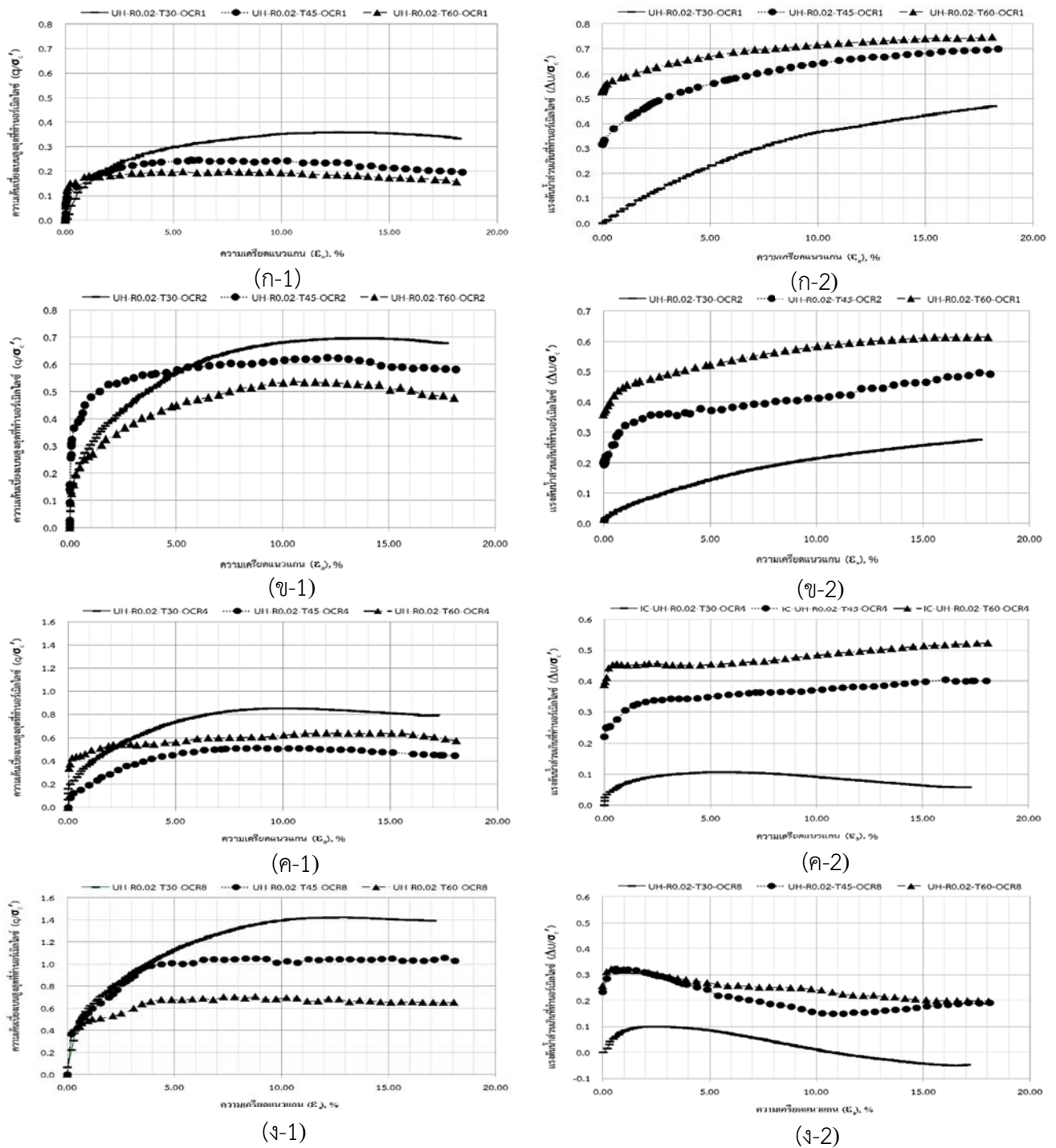
ตัวเท่ากับ 2 ในรูป 4.23 (ข-1) จะสังเกตเห็นว่าตัวอย่างดินทดสอบที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส แนวโน้มกราฟของค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์ สูงขึ้นเร็วและชันมากกว่าปกติ ซึ่งแตกต่างจากการทดสอบที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวอื่นๆ เนื่องมาจากแรงดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มในก้อนตัวอย่างจากผลจากการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ส่งผลให้แรงยึดเกาะของอนุภาคลดลง ประกอบกับความหนืดของน้ำลดลงทำให้ตัวอย่างดินทรุดตัวเร็ว และถึงจุดวิบัติเร็วขึ้น สังเกตได้จากรูปตัวอย่างหลังทำการทดสอบในภาคผนวก ที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 ในรูปที่ 4.23 (ค-1) จะสังเกตเห็นว่าตัวอย่างดินทดสอบที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มกราฟของค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์สูงกว่าที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส เนื่องมาจากปัจจัยของดินธรรมชาติที่ไม่สามารถควบคุมได้

ผลของอุณหภูมิต่อแรงดันน้ำส่วนเกินของกรณีการทดสอบที่ค่าอัตราความเครียด 0.02% ต่อหน้าที่ พบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นมีลักษณะที่ใกล้เคียงกัน อย่างชัดเจน ดังแสดงใน 4.23 (ก-2) 4.23 (ข-2) 4.23 (ค-2) และ 4.23 (ง-2) จะสังเกตเห็นได้ว่าผลจากการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำทำให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินในก้อนตัวอย่างดินเหนียว เนื่องจากการขยายตัวของมวลน้ำ ทำให้ความหนืดของน้ำลดลง ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.8.2 ทั้งนี้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดจากกระบวนการให้ความร้อนที่ 60 องศาเซลเซียสจะมีค่าสูงที่สุด และรองลงมาเป็น 45 องศาเซลเซียส และที่อุณหภูมิห้องตามลำดับ ทำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการเฉือนไม่ได้เริ่มจากศูนย์

ที่สภาวะอัดแน่นปกติค่าแรงดันน้ำส่วนเกินมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงต้นของอัตราความเครียดแนวแกน หลังจากนั้นแรงดันน้ำส่วนเกินจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อยไปจนหมดการทดสอบ เห็นได้ชัดว่าอุณหภูมิมีผลกระทบทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นมากระหว่างการทดสอบ โดยค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นของตัวอย่างดินที่ให้ความร้อนอุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส มีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก ซึ่งสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ และสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 มีแนวโน้มกราฟเช่นนี้เกิดขึ้นในลักษณะที่ใกล้เคียงกัน

ที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวสูง (OCR=4 และ OCR=8) ผลการทดสอบจากสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 ที่อุณหภูมิห้อง ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นเมื่ออัตราความเครียดแนวแกนเพิ่ม จากนั้นจะค่อย ๆ คงที่ และลดลงเล็กน้อย เนื่องจากความแข็งของดินที่เพิ่มขึ้น แต่ผลของตัวอย่างที่ทดสอบที่อุณหภูมิสูงจะมีค่าแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นในช่วงแรก จากนั้นค่อย ๆ คงที่ และเพิ่มขึ้นเล็กน้อยโดยมีแนวโน้มไม่ลดลงตลอดการทดสอบ ซึ่งแตกต่างกับผลการทดสอบที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 กล่าวคือแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในช่วงแรกและค่อย ๆ ลดลงจนคงที่ จน

สิ้นสุดการทดสอบ ซึ่งมีแนวโน้มใกล้เคียงกันทั้งการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง และที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน (ก-1) (ข-1) (ค-1) (ง-1) และความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับอัตราความเครียด (ก-2) (ข-2) (ค-2) (ง-2) ที่อัตราความเครียด 0.02% ต่อวินาที
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

จากพฤติกรรมแนวโน้มของการเกิดแรงดันน้ำในมวลดินดังที่กล่าวมาข้างต้นนี้ เนื่องจากเมื่อดินถูกแรงเฉือนภายนอกกระทำ จึงทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาของมวลดินที่ต้านทานต่อแรงเฉือนในระยะเวลาอันสั้น คือ แรงดันน้ำโพรงส่วนเกิน (excess pore water pressure) ที่เกิดขึ้นระหว่างช่องว่างในมวลดิน และจากการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินที่ไม่สามารถระบายออกได้ จึงอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (undrained condition) มวลดินขณะถูกเฉือนจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร แต่แรงดันน้ำส่วนเกินเปลี่ยนแปลง นั่นคือ ดินสภาพอัดแน่นปกติ (NC) แรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาพอัดแน่นปกติจะมีค่าค่อย ๆ เพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนเกือบคงที่เมื่อเข้าสู่สภาวะวิกฤต แต่ดินสภาพอัดแน่นกว่าปกติ (OC) แรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในช่วงแรกและลดลงอย่างรวดเร็วจนมีค่าติดลบ จากนั้นจะมีค่าค่อนข้างคงที่เมื่อเข้าสู่สภาวะวิกฤต ดังแสดงในรูป 2.12

2) กรณีค่าอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่

เมื่อทำการทดสอบที่ค่าอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่ พบว่าอุณหภูมิส่งผลต่อค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดมีค่าลดลง โดยค่าความเค้นเบี่ยงเบนของตัวอย่างดินจะลดลงตามอุณหภูมิที่สูงขึ้น โดยพบว่า ตัวอย่างดินทดสอบที่อุณหภูมิห้องมีค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่สูงกว่าดินที่ได้รับอุณหภูมิที่สูง จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและอุณหภูมิ ค่าความเค้นเบี่ยงเบนของตัวอย่างที่อุณหภูมิห้องมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรกของอัตราความเครียดตามแนวแกนจนกระทั่งดินเกิดการวิบัติ จากนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะลดลงเล็กน้อยจนเกือบคงที่ แต่ตัวอย่างดินที่ได้รับอุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส แนวโน้มของเส้นกราฟความเค้นเบี่ยงเบนจะมีค่าเพิ่มขึ้นรวดเร็วกว่า จากนั้นค่าจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนเกือบค่อนข้างคงที่ และมีการลดลงเล็กน้อยหรือเกือบคงที่หลังจากเลยจุดวิบัติไปแล้ว ซึ่งมีความคล้ายคลึงกันในทุก ๆ สภาวะการอัดแน่นเกินตัว ดังแสดงในรูป 4.24 ยกเว้นตัวอย่างที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 ในรูป 4.24(ง-1) ซึ่งสังเกตเห็นได้ว่าตัวอย่างดินทดสอบที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มกราฟของค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์สูงกว่าที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส ทั้งนี้เนื่องจากความคลาดเคลื่อนของเครื่องมือในการกดตัวอย่างเบี่ยงจากจุดศูนย์กลางเล็กน้อย สังเกตได้จากรูปตัวอย่างหลังทำการทดสอบในภาคผนวก

เมื่อพิจารณาผลของอุณหภูมิต่อแรงดันน้ำส่วนเกินของกรณีการทดสอบที่ค่าอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่ พบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินที่ได้รับอุณหภูมิทั้ง 45 และ 60 องศาเซลเซียส มีลักษณะที่ใกล้เคียงกันมาก เมื่อนำผลการทดสอบตัวอย่างดินที่อุณหภูมิห้องมาเปรียบเทียบกับ จะเห็นว่าลักษณะเส้นกราฟแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินที่ได้ทดสอบที่อุณหภูมิห้องมีแนวโน้มใกล้เคียงกับลักษณะเส้นกราฟของตัวอย่างดินที่ได้รับอุณหภูมิทั้ง 45 และ 60 องศา

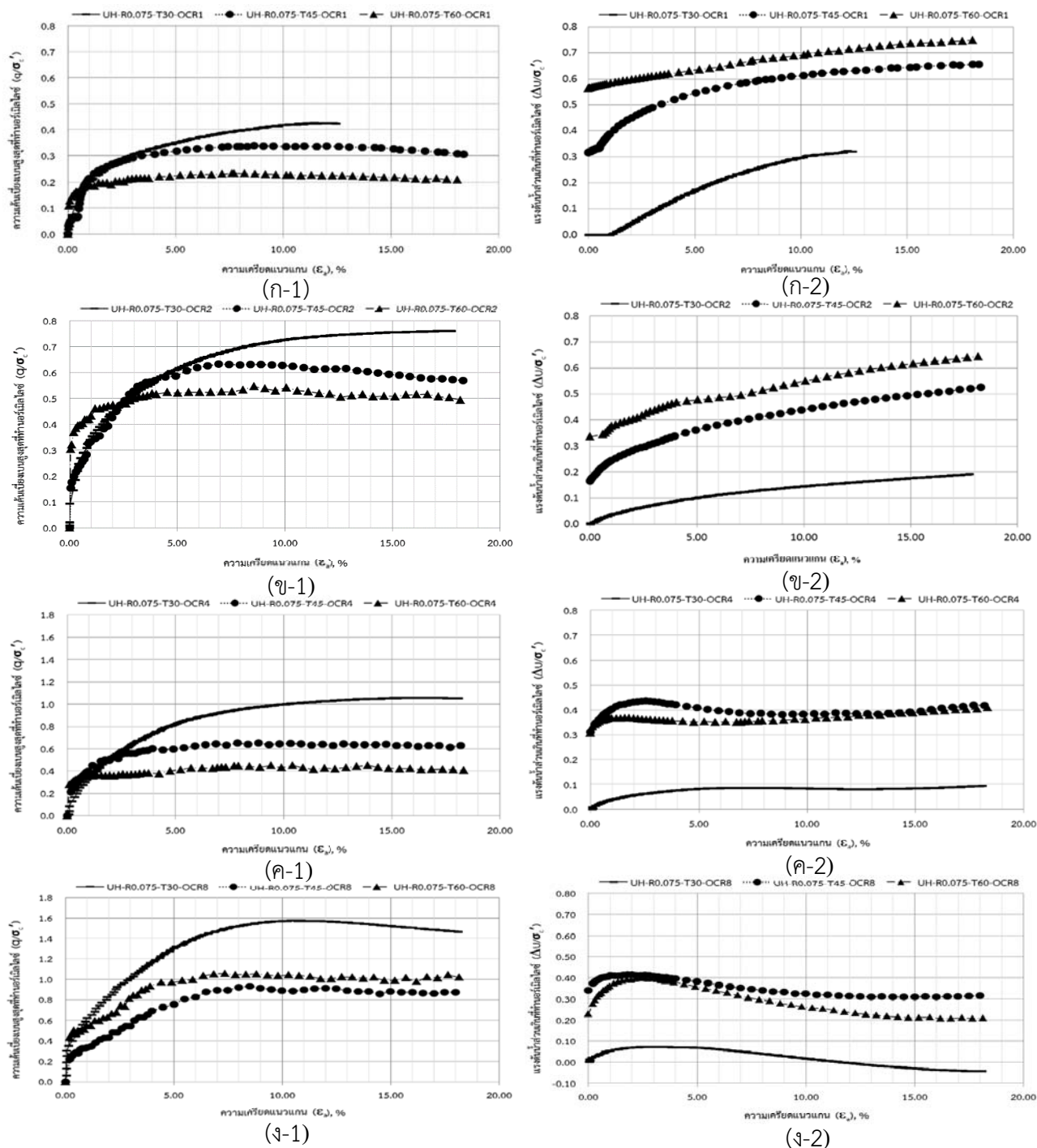
เซลเซียส ในทุก ๆ อัตราการอัดแน่นเกินตัว ตัวอย่างสภาวะอัดแน่นปกติดังรูปที่ 4.24(ก) เห็นได้ว่าแรงดันน้ำส่วนเกินของตัวอย่างดินที่ได้รับอุณหภูมิสูงกว่าอุณหภูมิห้องจะมีแรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงต้นของอัตราความเครียดแนวแกน หลังจากนั้นแรงดันน้ำส่วนเกินจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นอีกเล็กน้อย ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นมีค่าไม่ต่างกันมากนัก ซึ่งผลที่ได้ใกล้เคียงกันในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 ดังรูปที่ 4.24(ข) ส่วนในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 ดังรูปที่ 4.24 (ค) แรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงต้นของอัตราความเครียดแนวแกนมากกว่าตัวอย่างสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติและสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 ลักษณะของกราฟแรงดันน้ำส่วนเกินจนถึงจุดสูงสุด แล้วค่อย ๆ ลดลงจนคงที่ ซึ่งใกล้เคียงกับผลที่ได้ ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 ดังรูปที่ 4.24(ง)

3) กรณีค่าอัตราความเครียด 1.0% ต่ออนาที

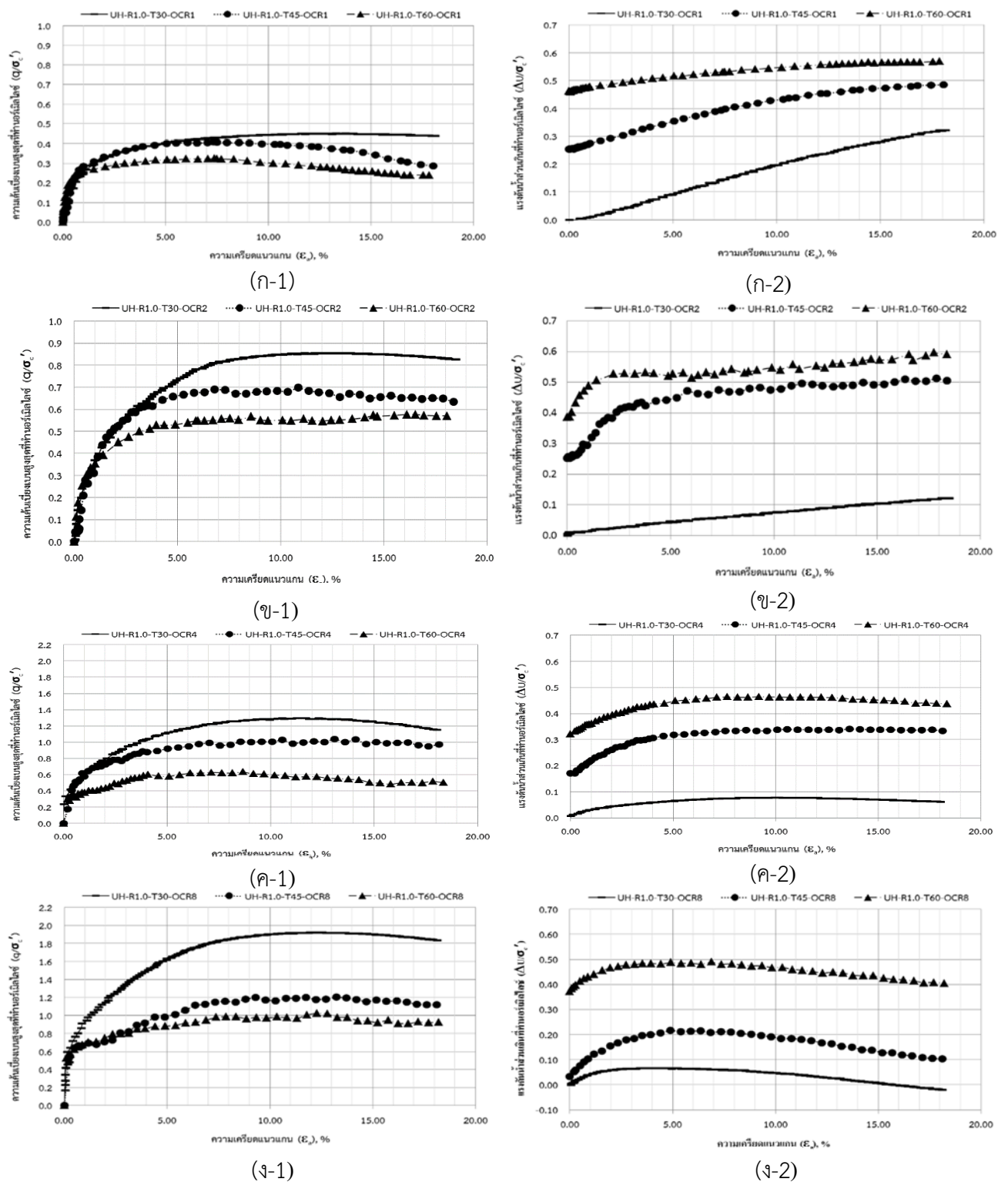
ผลของค่าความเค้นเบี่ยงเบนกรณีค่าอัตราความเครียด 1.0% ต่ออนาที พบว่าอุณหภูมิมีผลกระทบต่อให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนของดินเหนียวปากพวงมีค่าต่ำลงตามอุณหภูมิที่สูงขึ้น ในทุก ๆ สภาวะการอัดแน่นเกินตัว ดังรูปที่ 4.25 (ก) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและอุณหภูมิที่สภาวะอัดแน่นปกติ แสดงให้เห็นว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนที่อุณหภูมิสูงจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรก จากนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนกระทั่งตัวอย่างดินเกิดการวิบัติและค่าความเค้นเบี่ยงเบนมีการลดลงอย่างเห็นได้ชัด แต่ในสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 ดังรูปที่ 4.25 (ข) จะมีการลดลงของความเค้นเบี่ยงเบนเพียงเล็กน้อยหรือค่อนข้างคงที่หลังจากถึงจุดวิบัติไปแล้ว ซึ่งมีความคล้ายคลึงกันในสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 ดังรูปที่ 4.25 (ค) และสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 ดังรูปที่ 4.25 (ง)

ผลของอุณหภูมิต่อแรงดันน้ำส่วนเกินของกรณีการทดสอบที่ค่าอัตราความเครียด 1.0% ต่ออนาที พบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในตัวอย่างที่ได้รับอุณหภูมิสูงจะมีค่าสูงกว่าตัวอย่างที่ทำการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง และมีแนวโน้มใกล้เคียงกันในทุก ๆ สภาวะการอัดแน่นเกินตัว กล่าวคือ ที่สภาวะอัดแน่นปกติ ลักษณะกราฟแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนถึงสิ้นสุดการทดสอบ แต่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 การเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินในช่วงแรกจะมีความรวดเร็ว จากนั้นจึงค่อย ๆ เพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนถึงสิ้นสุดการทดสอบ ส่วนในสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 การเกิดแรงดันน้ำในช่วงแรกจะคล้ายคลึงกับสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 และลดลงเพียงเล็กน้อยในช่วงท้ายการทดสอบ ซึ่งคล้ายกับผลการทดสอบที่อุณหภูมิห้องของสภาวะเดียวกัน ในสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 แรงดันน้ำในช่วงแรกจะเกิดขึ้นคล้ายกับสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 และ 4 จนถึงจุดสูงสุด และค่อย ๆ ลดลงอย่างเห็นได้ชัด สามารถสรุปได้ว่า อุณหภูมิที่สูงมีผลทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้น

มากระหว่างการทดสอบ และแรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มมากที่สุดที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติและจะลดลงเมื่อสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเพิ่มขึ้น



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันเบี่ยงเบนที่ทำงานอร์เมลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน (ก-1) (ข-1) (ค-1) (ง-1) และความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับอัตราความเครียด (ก-2) (ข-2) (ค-2) (ง-2) ที่อัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่ (ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเปียงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิแตกต่างกัน (ก-1) (ข-1) (ค-1) (ง-1) และความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับอัตราความเครียด (ก-2) (ข-2) (ค-2) (ง-2) ที่อัตราความเครียด 1.0% ต่อหน้าที่ (ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง)

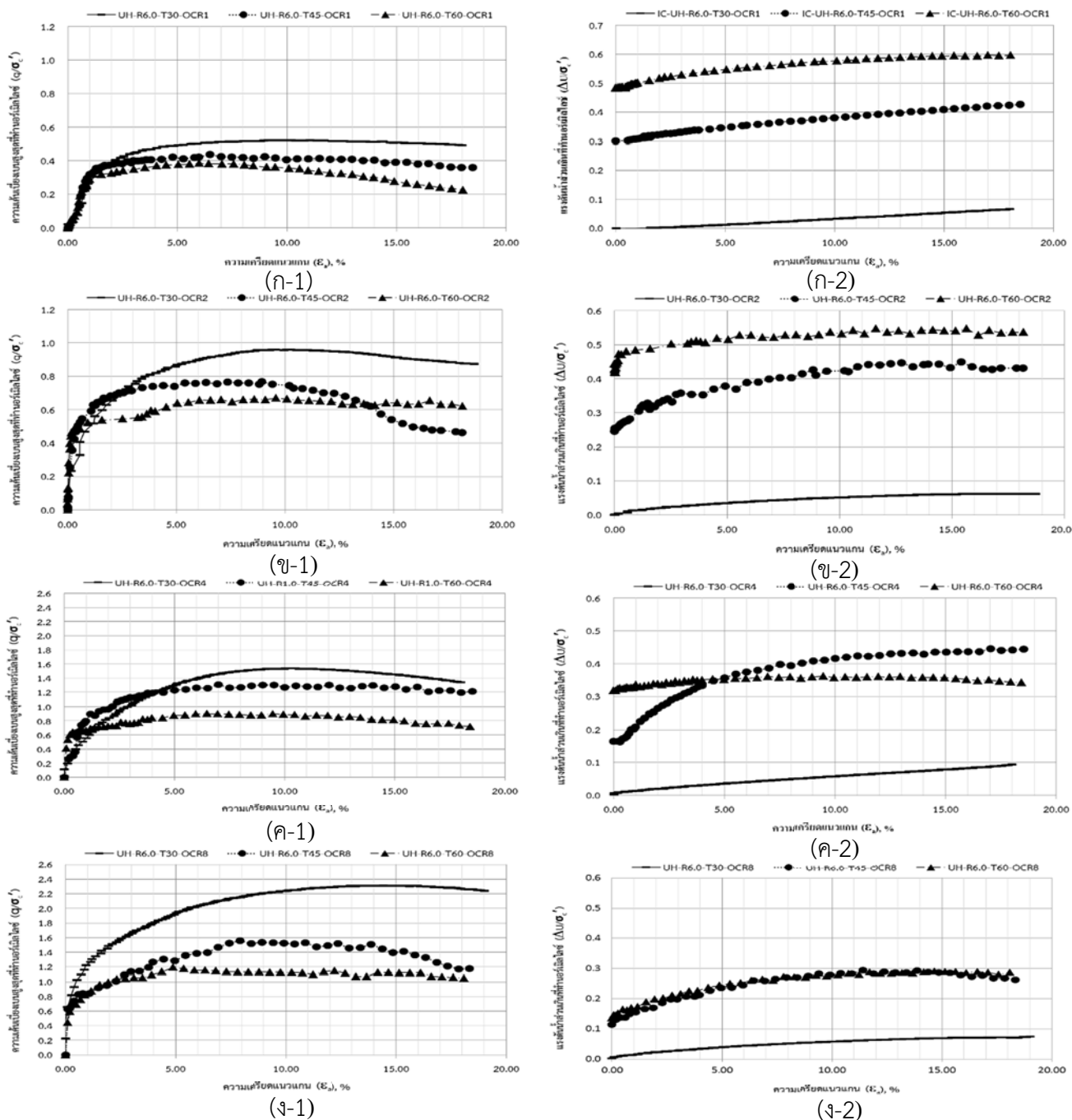
OCR=8

4) กรณีค่าอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่

ผลของค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดกรณีค่าอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่ พบว่าอุณหภูมิยังมีผลกระทบต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวปากพนัง เช่นเดียวกับทุกกรณีอัตราความเครียด เมื่อให้อุณหภูมิสูงที่สภาวะอัดแน่นปกติ พบว่าค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรกของความเครียดแนวแกน มากกว่าตัวอย่างที่อุณหภูมิห้อง และค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนถึงจุดวิบัติ หลังจากนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนจึงค่อยลดลง โดยที่อุณหภูมิห้องจะให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด รองลงมาเป็นที่ 45 และ 60 องศาเซลเซียส ตามลำดับ ส่วนที่สภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ ทั้งที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2.4 และ 8 มีแนวโน้มของกราฟมีความคล้ายคลึงกัน กล่าวคือ ในช่วงแรกของความเครียดแนวแกน ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ประมาณ 0.5% ของอัตราความเครียดตามแนวแกน จากนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนกระทั่งดินเกิดการวิบัติแล้วจึงลดลงเพียงเล็กน้อย แต่เส้นกราฟ 60 องศาเซลเซียสจะค่อนข้างคงที่จนถึงสิ้นสุดการทดสอบ ดังรูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและอุณหภูมิ และสภาวะอัดแน่นเกินตัว แต่ที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2.4 ดังรูปที่ 4.26(ข-1) จะสังเกตเห็นว่าเส้นกราฟของอุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มต่ำกว่าเส้นกราฟ 60 องศาเซลเซียส ที่ความเครียดตามแนวแกนประมาณ 13% เป็นต้นไป ทำให้เห็นช่วงอ่อนตัวของความเค้น (strain softening) อย่างชัดเจน ทั้งนี้เนื่องจากความคลาดเคลื่อนของการทดสอบ กล่าวคือ เมื่อทำการกดตัวอย่างดินจนถึงช่วงวิบัติไปแล้ว ตัวอย่างทดสอบเกิดการเอียงตัวและเสียรูปมาก จึงทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าต่ำลงไปอย่างมากซึ่งแตกต่างจากตัวอย่างทั้งหมดที่ทดสอบโดยพบว่าหลังเกิดการวิบัติแล้ว แนวโน้มกราฟของค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะลดลงเพียงเล็กน้อยหรือแทบจะคงที่

เมื่อพิจารณาผลของอุณหภูมิต่อแรงดันน้ำส่วนเกินของกรณีการทดสอบที่ค่าอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่ จากรูปที่ 4.26 พบว่าในสภาวะอัดตัวปกติ แนวโน้มกราฟของแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีความคล้ายคลึงกันทั้งที่อุณหภูมิห้องและอุณหภูมิสูง กล่าวคือ แรงดันน้ำส่วนเกินจะเกิดขึ้นมากในช่วงแรก และค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนถึงสิ้นสุดการทดสอบ ส่วนที่สภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ ทั้งที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2.4 และ 8 ที่อุณหภูมิสูง แรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มสูงขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรก และค่อยๆ เพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ จนถึงจุดวิบัติ หลังจากนั้นจึงค่อยๆ ลดลงเล็กน้อย หรือคงที่ จนถึงสิ้นสุดการทดสอบ ซึ่งต่างกับที่อุณหภูมิห้อง โดยที่แรงดันน้ำจะยังคงเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ อย่างช้าๆ จนกระทั่งสิ้นสุดการทดสอบ ยกเว้นที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 จะสังเกตเห็นได้ว่ากราฟแรงดันน้ำส่วนเกินของอุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว จนมีแนวโน้มสูงกว่ากราฟแรงดันน้ำส่วนเกินของอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส ซึ่งมีความแตกต่างจากตัวอย่างทดสอบอื่นๆ ซึ่งส่วนใหญ่จะให้ผล

ของแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นมีค่าไม่ต่างกันมากในแต่ละอัตราการอัดแน่นเกินตัวซึ่งแตกต่างจากกรณีค่าอัตราความเครียดที่ช้า เนื่องจาก อัตราความเครียดที่เร็วมีผลต่อการกระจายตัวของแรงดันน้ำในมวลดินเกิดขึ้นไม่สม่ำเสมอ กล่าวคือจะแรงดันน้ำส่วนเกินจะเกิดขึ้นบริเวณระนาบพิบัติ ทำให้ไม่สามารถตรวจวัดได้



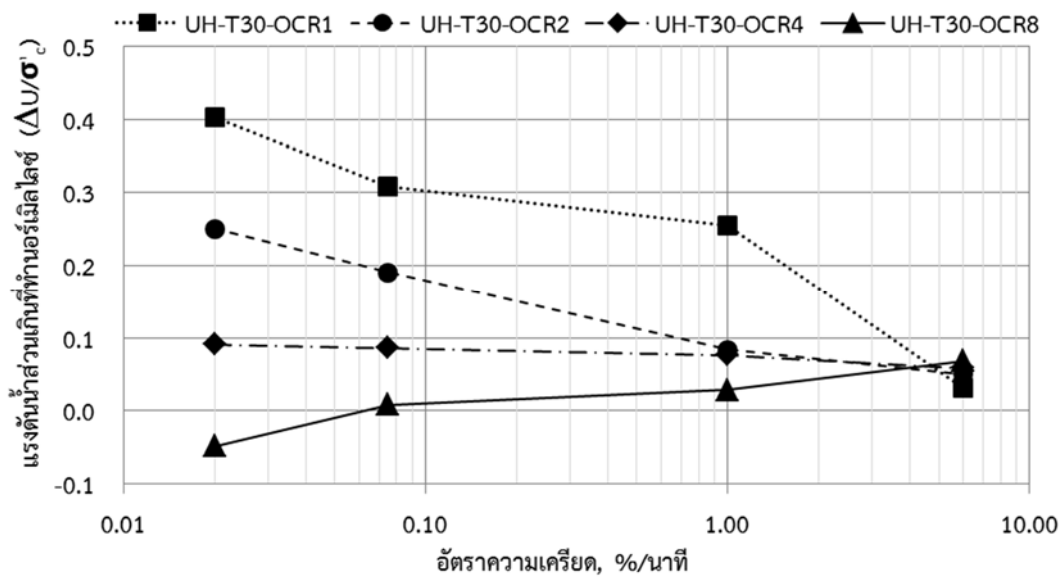
รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่ทำนอร์มัลไลซ์กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิต่างกัน (ก-1) (ข-1) (ค-1) (ง-1) และความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับอัตราความเครียด (ก-2) (ข-2) (ค-2) (ง-2) ที่อัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่ (ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

เมื่อทำการวัดค่าแรงดันน้ำหลังจากกระบวนการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ (U_i) พบว่ามีค่าแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าสูงขึ้นตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น เมื่อทำการเงื่อนไขตัวอย่างดินและทำการวัดแรงดันน้ำที่จุดวิบัติ (U_f) พบว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินขณะทำการเงื่อนไข (ΔU) คือส่วนต่างของค่าแรงดันน้ำที่วัดที่จุดวิบัติกับแรงดันน้ำที่วัดหลังจากการให้ความร้อน และค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์มัลไลซ์ด้วยค่าแรงดันประสิทธิผลอัตราตัวคาน้ำ ($\Delta U / \sigma'_c$) ได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 4.8 ถึง 4.11 ทั้งนี้แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นนี้เป็นผลกระทบจากความร้อนที่ส่งผลให้น้ำในมวลดินมีอุณหภูมิสูงขึ้น ปริมาตรของน้ำขยายตัวส่งผลต่อความหนืดของน้ำลดลง ชั้นน้ำที่ยึดเกาะอยู่ที่ผิวของอนุภาคเม็ดดินจึงมีความหนืดลดลงด้วย รวมไปถึงความร้อนทำให้อินทรีย์วัตถุในมวลดินสลายตัวจึงไม่สามารถดูดซับมวลน้ำไว้ได้ดังเดิม เป็นผลให้มวลน้ำดังกล่าวไหลออกจากช่องว่างของดินได้ง่ายขึ้น กลายเป็นแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นและกระจายตัวอยู่ในมวลดิน รวมกับแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดในระหว่างการเงื่อนไขตัวอย่าง ซึ่งไม่สามารถไหลออกจากมวลดินได้เนื่องจากข้อจำกัดของการระบายน้ำ จึงส่งผลทำให้มวลดินสูญเสียกำลังรับแรงเฉือน จากรูปที่ 4.27 ถึง 4.29 แสดงให้เห็นว่าที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์มัลไลซ์ มีค่าสูงกว่าที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส และอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส ตามลำดับ โดยที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์มัลไลซ์ เกิดขึ้นมากกว่าที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ เนื่องจากที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวเกินมากกว่าปกติ มีการเรียงตัวของโครงสร้างดินชิดติดกันแน่นกว่าที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ และที่อัตราความเครียดในการเงื่อนไขสูงขึ้นจะส่งผลให้แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าต่ำลง เนื่องมาจากแรงดันน้ำส่วนเกินยังกระจายตัวไม่สมบูรณ์ในอัตราการเงื่อนไขที่เร็วมาก แต่ที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 พบว่าที่อัตราความเครียดสูง ให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินสูงขึ้น ทั้งในการทดสอบที่ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส เนื่องมาจากเมื่อมวลดินได้รับแรงดันจากการเงื่อนไข ทำให้อนุภาคดินอัดตัวชิดแน่นมากขึ้น จนเกิดการเคลื่อนที่แตกออกจากกัน เป็นผลให้แรงดันน้ำไหลออกจากช่องว่างของดิน ทำให้สามารถวัดแรงดันน้ำส่วนเกินได้สูง

จากรูปที่ 4.30(ก) แสดงการวิบัติของตัวอย่างดินที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ จากการเงื่อนไขที่อัตราความเครียดต่ำ จะเห็นได้ว่าระนาบการวิบัติทำมุมประมาณ 45° ทั้งสองทิศทาง ซึ่งเป็นระนาบที่เกิดแรงดันน้ำสูงเนื่องจากแรงเฉือนทำให้ลักษณะกำลังต้านทานแรงเฉือนในระนาบลดลงจนเกิดการเสียรูปของตัวอย่างดินในรูปแบบการยุบตัวลง และบวมออกด้านข้างเล็กน้อย ซึ่งมีลักษณะคล้ายคลึงกับการวิบัติของวัสดุเหนียว ส่วนการเงื่อนไขอัตราความเครียดเร็วจะเห็นระนาบการวิบัติหนึ่งทิศทางได้ชัดเจนกว่า ซึ่งมีลักษณะคล้ายคลึงกับการวิบัติของวัสดุเปราะ ดังรูปที่ 4.30(ข)

ตารางที่ 4.8 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ

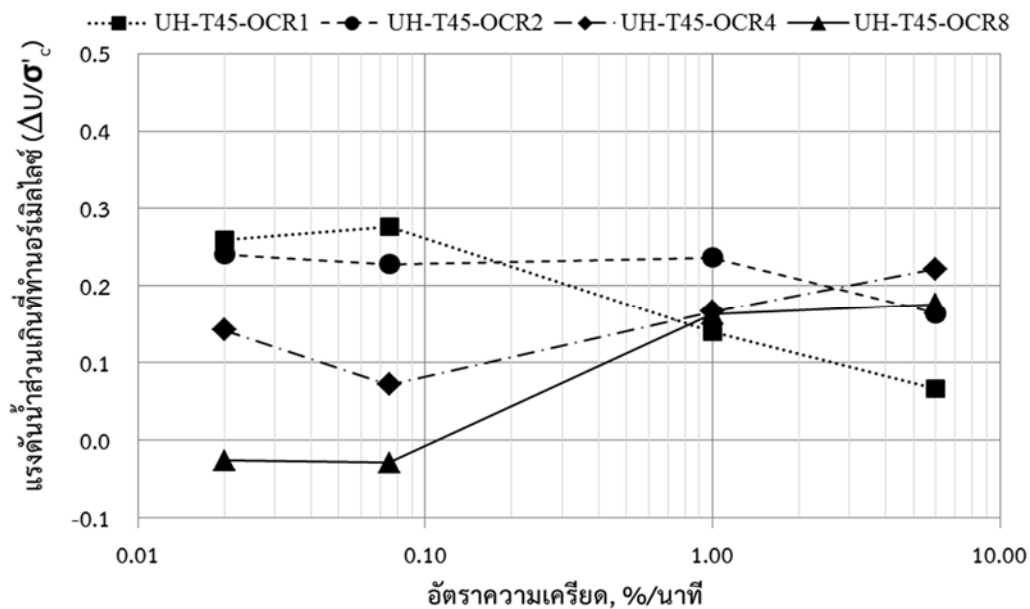
อัตราความเครียด (%มม.ต่อนาที)	อุณหภูมิ (°C)	OCR 1			
		U_i	U_f	ΔU	$\Delta U / \sigma'_c$
0.02	30	0	100.7	100.70	0.403
	45	78.8	143.8	65.00	0.260
	60	131.6	164.6	33.00	0.132
0.075	30	0	77.1	77.10	0.308
	45	79.3	148.4	69.10	0.276
	60	141.0	161.4	20.40	0.082
1.00	30	0	63.8	63.80	0.255
	45	63.5	98.4	34.90	0.140
	60	115.6	132.8	17.20	0.069
6.00	30	0	7.78	7.78	0.031
	45	75.1	91.9	16.80	0.067
	60	121.0	138.7	17.70	0.071



รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมลไลซ์
กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิห้อง

ตารางที่ 4.9 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2

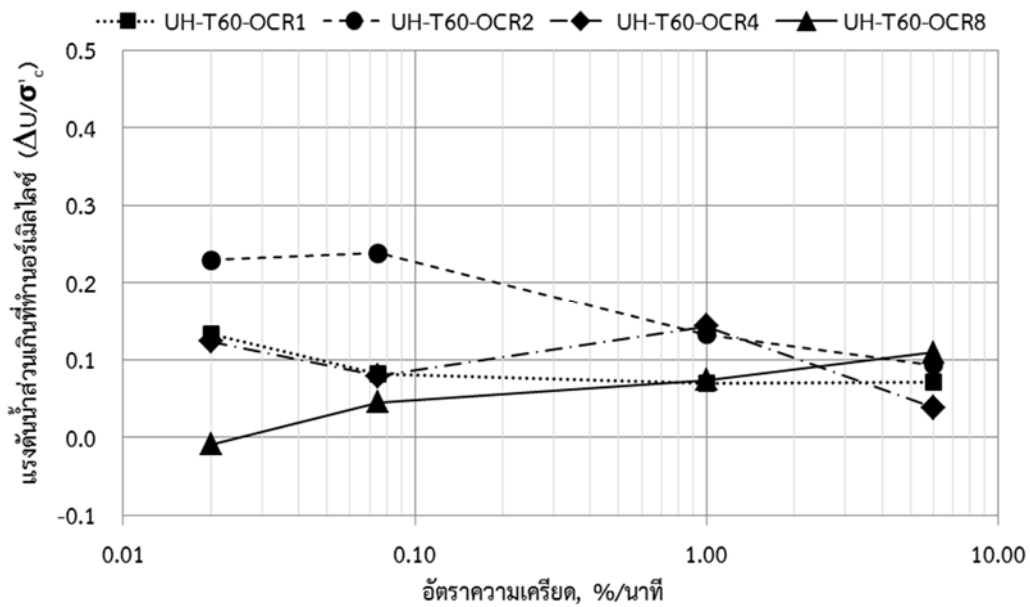
อัตราความเครียด (%มม.ต่อนาที)	อุณหภูมิ (°C)	OCR 2			
		U_i	U_f	ΔU	$\Delta U / \sigma'_c$
0.02	30	0.00	31.36	31.36	0.251
	45	25.18	55.30	30.12	0.241
	60	44.60	73.30	28.70	0.230
0.075	30	0.00	23.83	23.83	0.191
	45	20.80	49.40	28.60	0.229
	60	42.00	71.80	29.80	0.238
1.00	30	0.00	10.49	10.49	0.084
	45	31.50	61.10	29.60	0.237
	60	48.30	64.80	16.50	0.132
6.00	30	0.00	6.27	6.27	0.050
	45	30.80	51.30	20.50	0.164
	60	55.50	67.10	11.60	0.093



รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมิลไลซ์
กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส

ตารางที่ 4.10 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4

อัตราความเครียด (%มม.ต่อนาที)	อุณหภูมิ (°C)	OCR 4			
		U_i	U_f	ΔU	$\Delta U / \sigma'_c$
0.02	30*	0	5.7	5.69	0.091
	45	13.9	22.8	8.90	0.142
	60	24.3	32.0	7.70	0.123
0.075	30	0.0	5.4	5.39	0.086
	45	19.4	23.9	4.50	0.072
	60	19.2	24.1	4.90	0.078
1.00	30	0.0	4.8	4.75	0.076
	45	10.6	21.0	10.40	0.166
	60	20.1	29.0	8.90	0.142
6.00	30	0.0	3.6	3.63	0.058
	45	10.3	24.2	13.90	0.222
	60	19.9	22.3	2.40	0.038



รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่ทำการนอร์เมลไลซ์
กับอัตราความเครียดที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

ตารางที่ 4.11 ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินของดินสภาวะอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8

อัตราความเครียด (%มม.ต่อนาท)	อุณหภูมิ (°C)	OCR 8			
		U_i	U_f	ΔU	$\Delta U / \sigma'_c$
0.02	30	0	-1.5	-1.52	-0.049
	45	7.3	6.5	-0.80	-0.026
	60	8.0	7.7	-0.30	-0.010
0.075	30	0.0	0.2	0.24	0.008
	45	10.7	9.8	-0.90	-0.029
	60	7.1	8.5	1.40	0.045
1.00	30	0.0	0.9	0.88	0.028
	45	1.1	6.2	5.10	0.163
	60	11.6	13.9	2.30	0.074
6.00	30	0.0	2.1	2.12	0.068
	45	3.6	9.1	5.50	0.176
	60	4.2	7.6	3.40	0.109



(ก) การวิบัติหลังการเจือปนที่
อัตราความเครียดต่ำ



(ข) การวิบัติหลังการเจือปนที่
อัตราความเครียดต่ำ

รูปที่ 4.30 การวิบัติของดินเหนียวอัดแน่นปกติ

จากการเหนียวตัวของดินที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ (OC clay) ที่อัตรา การเหนียวพบว่าลักษณะการเสียรูปของตัวอย่างดินมีการยุบตัวลงเล็กน้อยและบวมออก ด้านข้าง และสามารถสังเกตเห็นระนาบการวิบัติทำมุมประมาณ 45° ทั้งสองทิศทางซึ่งเป็น ระนาบที่เกิดแรงดันน้ำสูง เนื่องจากการให้ความร้อนทำให้เกิดการขยายตัวของแรงดันน้ำใน ช่องว่างมวลดิน เป็นผลให้มวลดินพยายามขยายตัว จึงทำให้เห็นมุมการวิบัติไม่ชัดเจน แสดงดังในรูปที่ 4.31(ก) ซึ่งแตกต่างกับการเหนียวที่อัตราความเครียดสูงในรูป 4.31(ข) ซึ่งจะ สังเกตเห็นมุมวิบัติจากการเหนียวที่เกิดขึ้นประมาณ 45° เนื่องจากที่อัตราการเหนียวเร็ว แรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นอย่างไม่สมบูรณ์ ซึ่งกระจายตัวไม่ทั่วมวลดิน ทำให้การบวมตัว ของมวลดินเกิดขึ้นน้อยกว่า นอกจากนี้รูปการวิบัติตัวอย่างดินหลังการเหนียวในเงื่อนไข ต่างๆสามารถดูได้เพิ่มเติมในภาคผนวก ค.



(ก) การวิบัติหลังการเหนียวที่ อัตราความเครียดต่ำ



(ข) การวิบัติหลังการเหนียวที่ อัตราความเครียดต่ำ

รูปที่ 4.31 การวิบัติของดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ (OC clay)

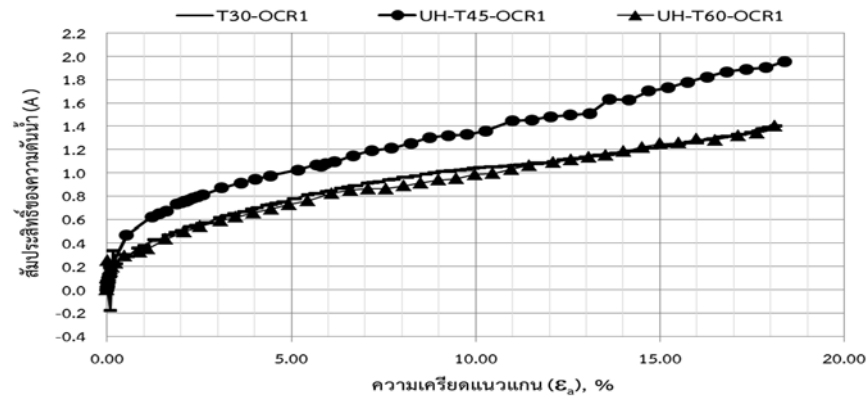
จากผลการทดสอบข้างต้นชี้ให้เห็นว่าในดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวปกติ พบว่าเมื่อ ความร้อนทำให้น้ำในช่องว่างของดินเกิดการขยายตัว หากมีการปล่อยให้เกิดการระบายน้ำ ออกจากดินเหนียวได้ในขณะให้ความร้อนอย่างอิสระ จะส่งผลให้ปริมาตรของดินหดตัวลง เนื่องจากอัตราส่วนช่องว่างของดินลดลง แต่ในดินที่อยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวสูงกลับ พบว่าอัตราช่องว่างของดินสูงขึ้นเมื่อได้รับความร้อน ทำให้ปริมาตรของดินขยายตัว แต่หาก ทำการปิดการระบายน้ำออกขณะให้ความร้อน ทำให้น้ำในช่องว่างดินเกิดการขยายตัว แต่ ไม่สามารถไหลออกจากช่องว่างของดินได้ จึงเป็นสาเหตุให้เกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน เกิดขึ้น มากกว่าการขยายปริมาตรของดิน ทำให้มวลดินรับแรงได้ลดลงในที่สุดเช่นเดียวกับการ ทดสอบของ Kuntiwattanukul และคณะ(1995) ดังรูปที่ 2.48(ก) จะเห็นได้ว่าค่าความดัน เบี่ยงเบนของตัวอย่างที่ทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ค่าที่ได้จะสูงกว่าการ ทดสอบที่ไม่ให้ความร้อน และการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ตามลำดับ

ความสามารถในการระบายน้ำออกจากมวลดิน วัดจากค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (coefficient of Permeability, k) หากค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านมีค่าสูง แสดงว่าดินนั้นมีคุณสมบัติการซึมผ่านสูง น้ำสามารถระบายออกจากมวลดินได้เร็วกว่าดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ จากการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำ พบว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินที่ได้รับความร้อนมีค่าประมาณ 1.06×10^{-7} ซม.ต่อวินาที โดยหาได้จากการวัดปริมาตรของน้ำที่ไหลออกจากมวลดิน ขณะให้ความร้อน เป็นเวลา 24 ชั่วโมง แล้วนำไปพล็อตกราฟหาเวลาที่ระดับการอัดตัวคายน้ำ 90% หรือ t_{90} นำไปสู่การหาค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (determination of the coefficient of consolidation; c_v) เมื่อนำค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินที่ได้รับความร้อน มาเปรียบเทียบกับดินที่ทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติที่อุณหภูมิห้อง พบว่าค่า k มีค่าประมาณ 2.02×10^{-8} ซม.ต่อวินาที สรุปได้ว่าอุณหภูมิสูงขึ้นมีผลให้ค่า k สูงขึ้น ทำให้การระบายน้ำออกจากมวลดินได้ง่ายขึ้น ดังนั้นการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำ จะมีผลให้การรับแรงของดินเหนียวมีค่าสูงกว่าการทดสอบที่ไม่ให้ความร้อน และการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำตามลำดับ

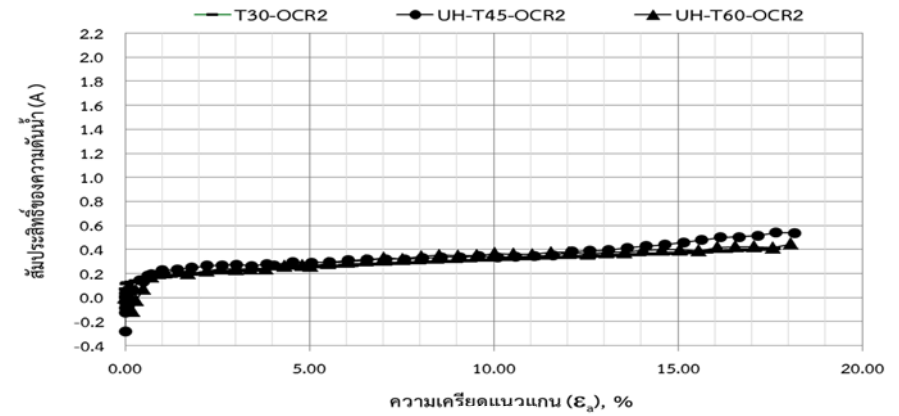
4.3.2.4 ผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำ (Pore pressure parameter, A) เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของความดันน้ำที่ได้ในขณะทำการทดสอบแรงอัดสามแกน โดยค่าสัมประสิทธิ์นี้สามารถใช้แสดงถึงชนิดของดินและสภาพของการรับน้ำหนักบรรทุกที่ผ่านมานในอดีต ซึ่งแนวโน้มของค่าพารามิเตอร์ A แสดงในรูปที่ 4.32 ถึง 4.35 ผลการทดสอบพบว่าแนวโน้มกราฟของค่าพารามิเตอร์ A ของการทดสอบที่อัตราความเครียดช้าจะมีค่าสูงกว่าที่อัตราความเครียดเร็ว และแนวโน้มกราฟของค่าพารามิเตอร์ A ที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวต่ำจะมีค่าสูงกว่าที่สภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง ซึ่งแนวโน้มกราฟของอุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียสมีความใกล้เคียงกัน ซึ่งมีแนวโน้มสูงกว่าที่อุณหภูมิห้อง

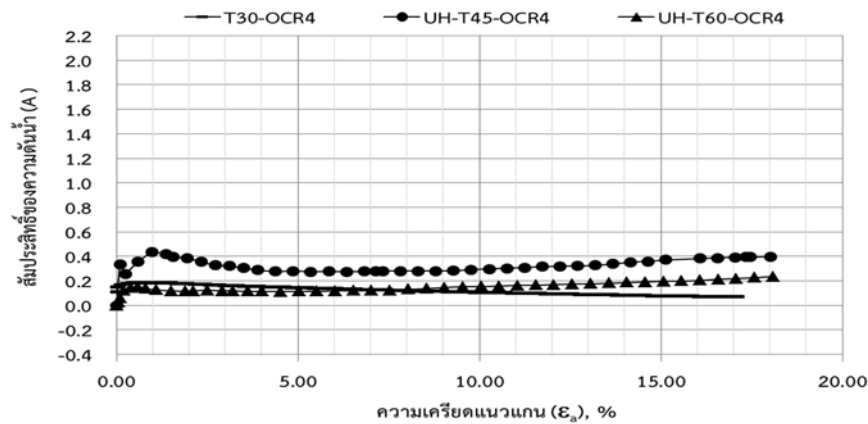
ค่าพารามิเตอร์ A ที่จุดวิบัติของดินเรียกว่า parameter A at failure (A_f) โดยค่าของ A_f ของดินเหนียวปากพั้งที่ทำการทดสอบผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ เปรียบเทียบกับการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำ และการทดสอบที่อุณหภูมิห้องซึ่งค่า A_f ของการทดสอบแสดงในตารางที่ 4.12 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิบัติหรือค่า A_f จากการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำในดินสภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ ค่า A_f จะมีแนวโน้มลดลงผกผันกับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราการเฉือนสูงขึ้น ดังแสดงในรูป 4.36(ก) เนื่องจากการเฉือนช้าทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินเกิดขึ้นและกระจายตัวอย่างสมบูรณ์ทั่วตัวอย่างดิน ส่งผลให้ค่า A_f มีค่าสูงขึ้นด้วย ทั้งนี้ค่า A_f มีค่าประมาณอยู่ระหว่างช่วง +0.50 ถึง +1.00 ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีพื้นฐานที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.5.3



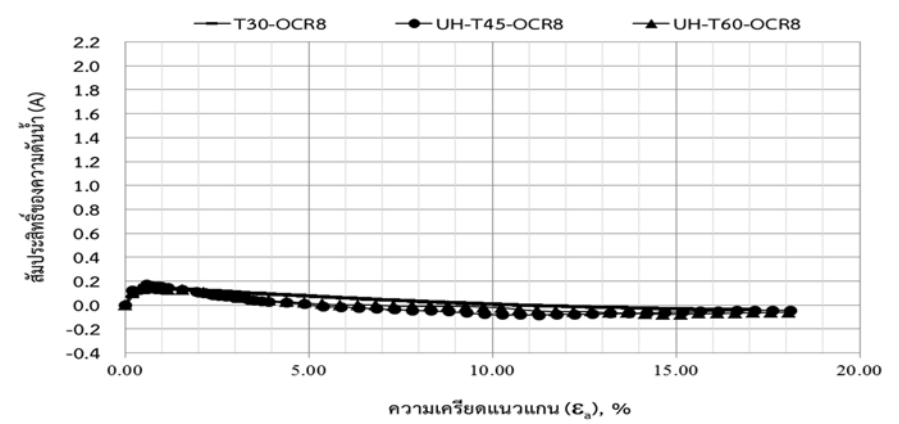
(ก)



(ข)

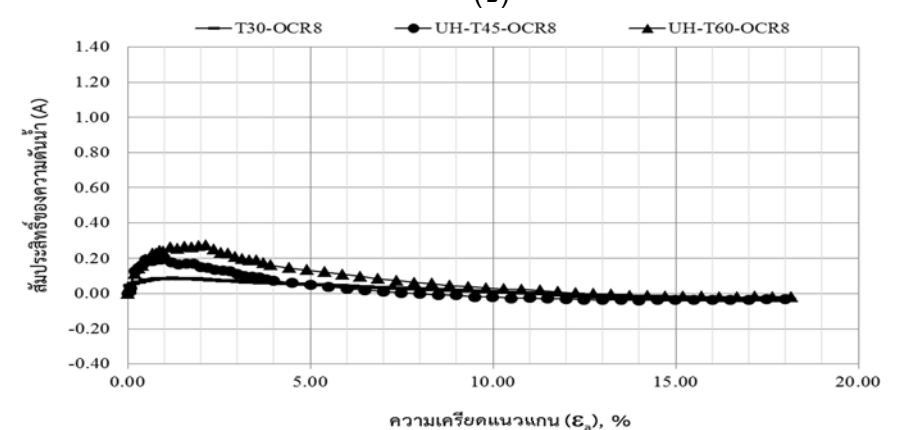
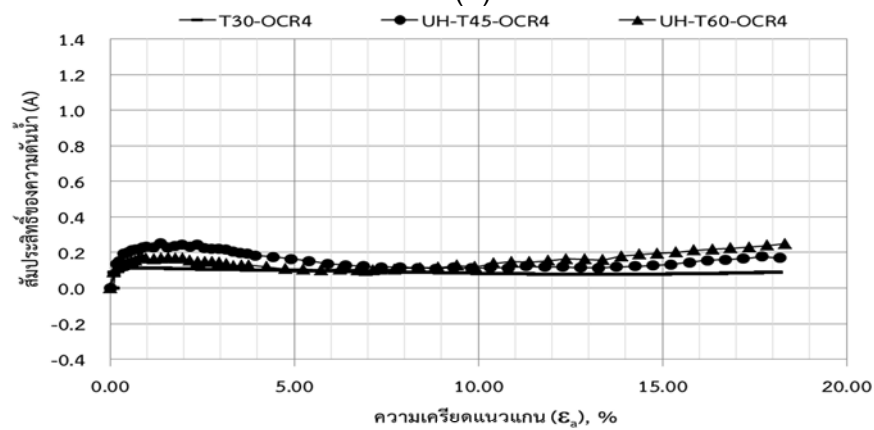
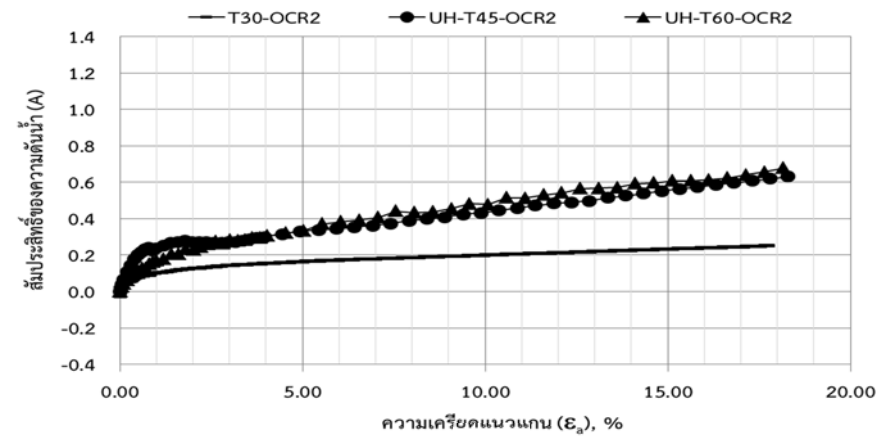
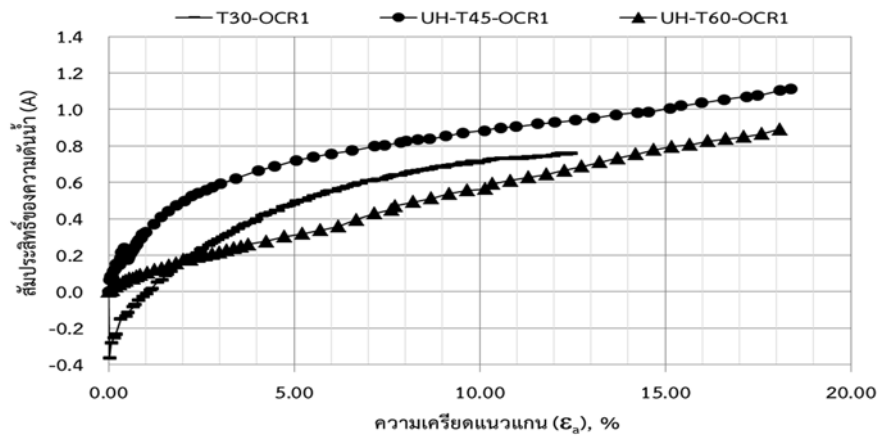


(ค)

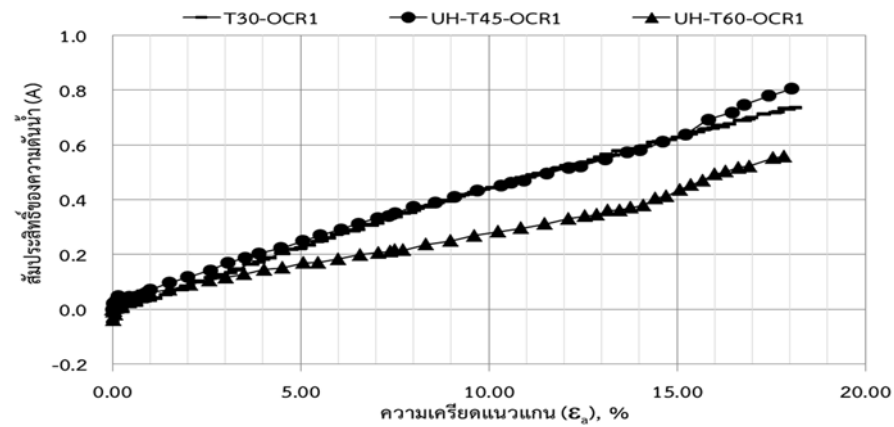


(ง)

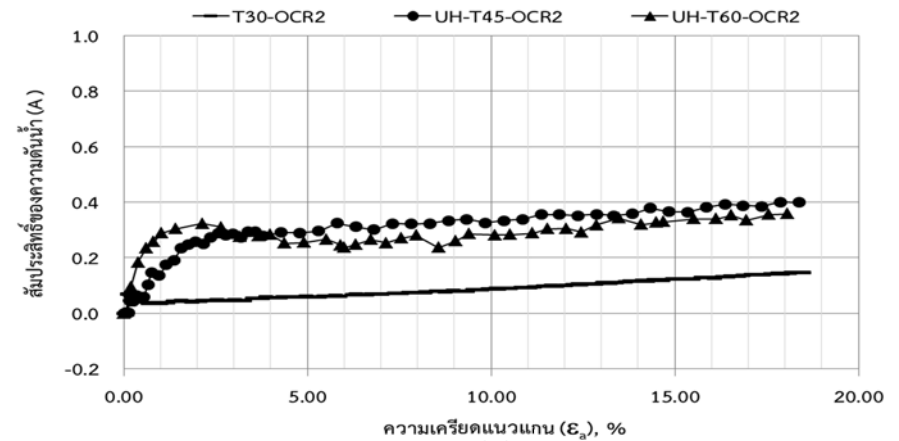
รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.02% ต่อหน้าที่
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



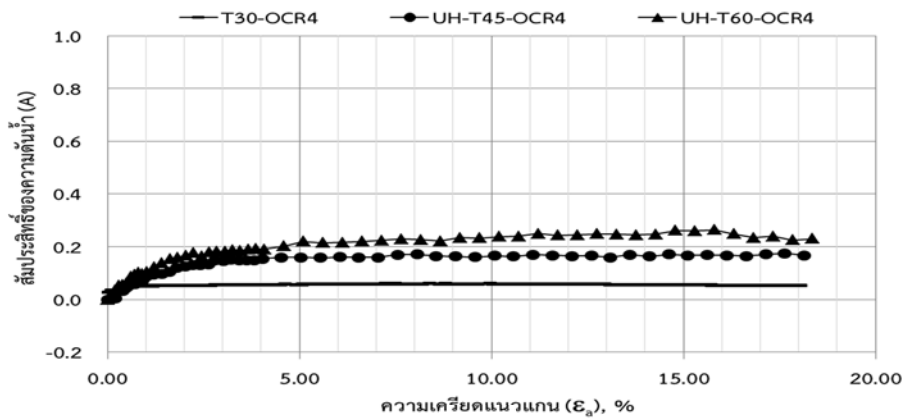
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



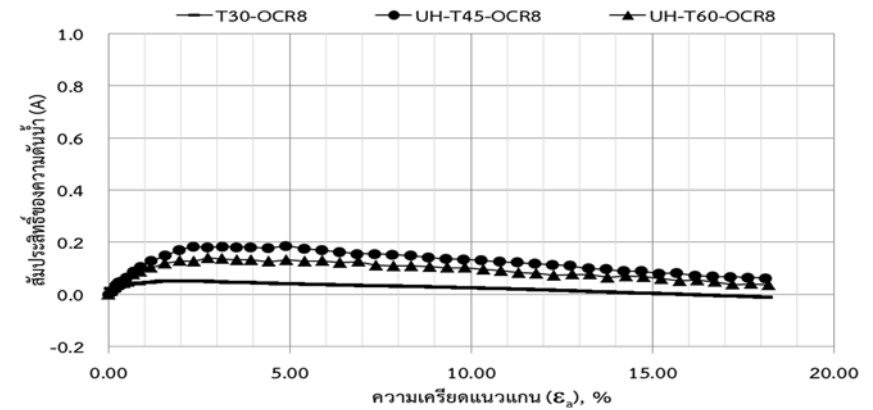
(ก)



(ข)

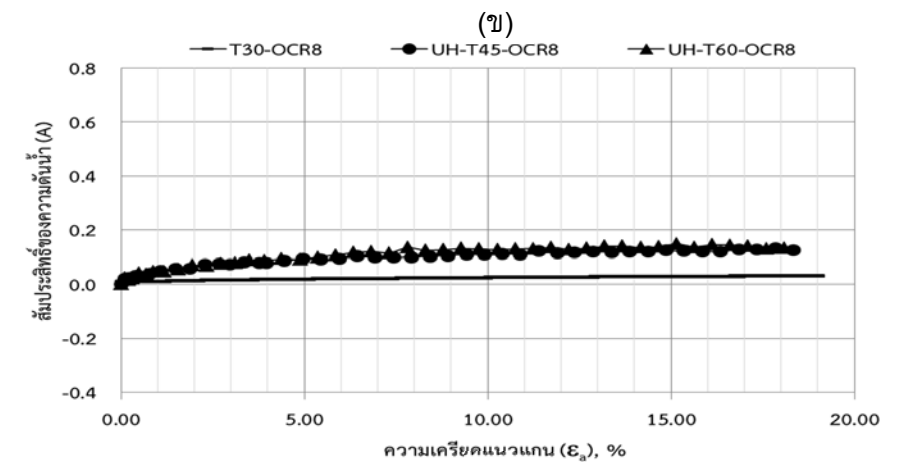
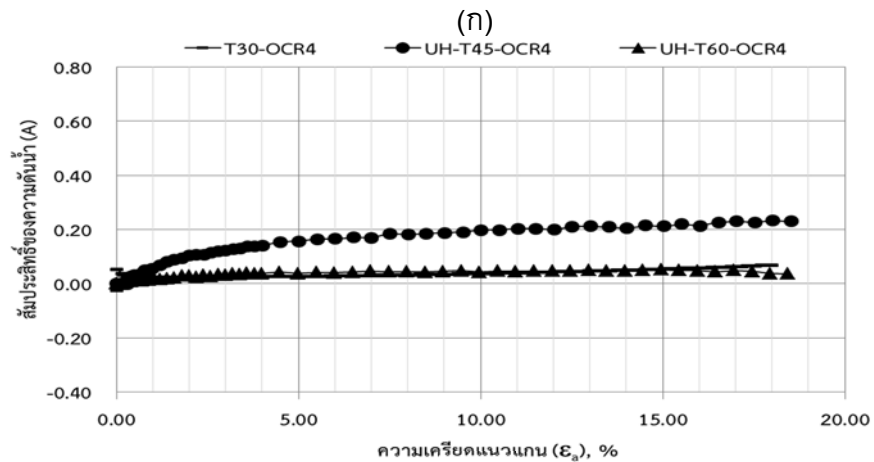
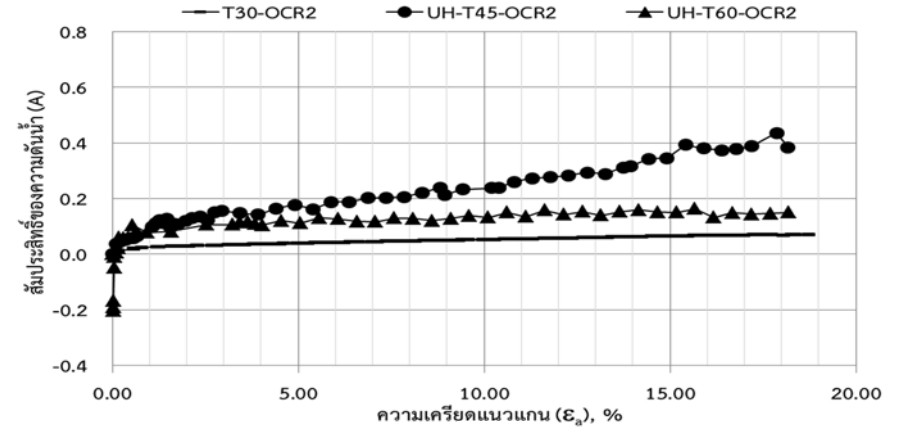
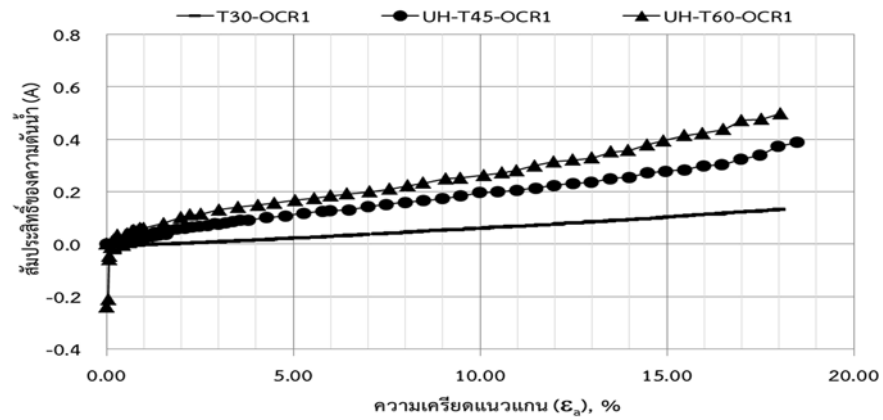


(ค)



(ง)

รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 1.00% ต่อหน้าที่
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันน้ำกับอัตราความเครียดตามแนวแกนที่อุณหภูมิแตกต่างกัน อัตราความเครียด 6.00% ต่อหน้าที่
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

ตารางที่ 4.12 ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันน้ำที่จุดวิบัติของดินเหนียวปากพวง

OCR	อุณหภูมิ	สัมประสิทธิ์ของความดันน้ำ			
		0.02%ต่อนาทีก	0.075%ต่อนาทีก	1.0%ต่อนาทีก	6.0%ต่อนาทีก
1	T30	1.124	0.738	0.564	0.059
	UH-T45	1.058	0.826	0.341	0.160
	UH-T60	0.727	0.357	0.211	0.183
	DH-T45	1.168	1.077	0.595	0.136
	DH-T60	1.010	1.093	0.688	0.161
2	T30	0.361	0.251	0.098	0.052
	UH-T45	0.384	0.361	0.339	0.214
	UH-T60	0.428	0.437	0.236	0.128
	DH-T45	0.585	0.493	0.383	0.073
	DH-T60	0.541	0.488	0.152	0.081
4	T30	0.108	0.082	0.059	0.038
	UH-T45	0.280	0.112	0.164	0.170
	UH-T60	0.117	0.105	0.225	0.043
	DH-T45	0.275	0.259	0.132	0.071
	DH-T60	0.275	0.286	0.163	0.079
8	T30	-0.035	0.005	0.015	0.030
	UH-T45	-0.048	-0.001	0.136	0.101
	UH-T60	0.001	0.074	0.111	0.092
	DH-T45	0.159	0.092	0.075	0.070
	DH-T60	0.127	0.250	0.200	0.101

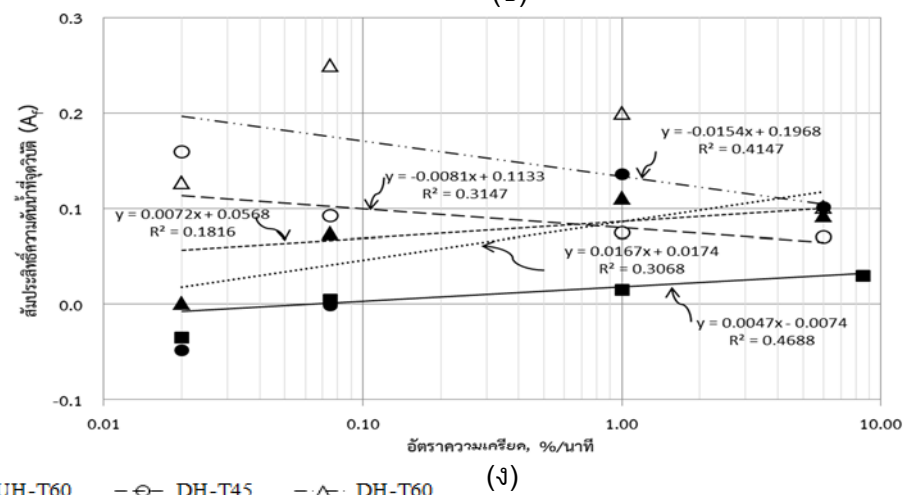
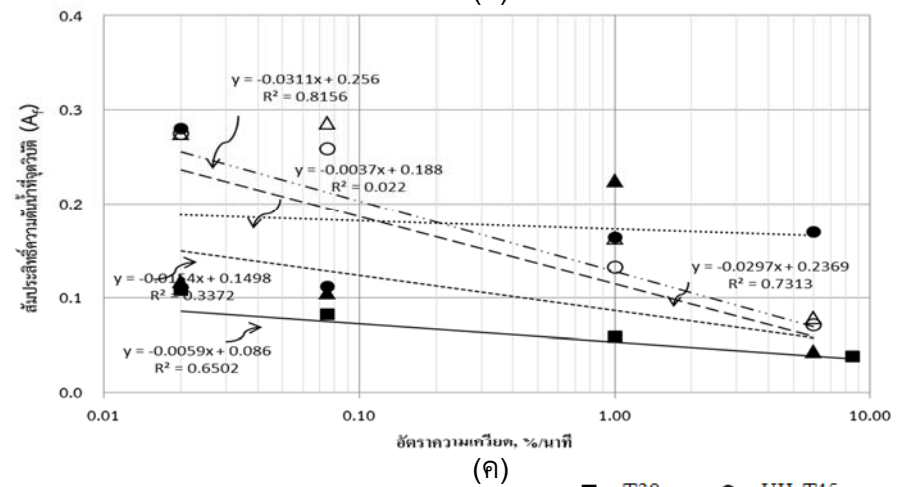
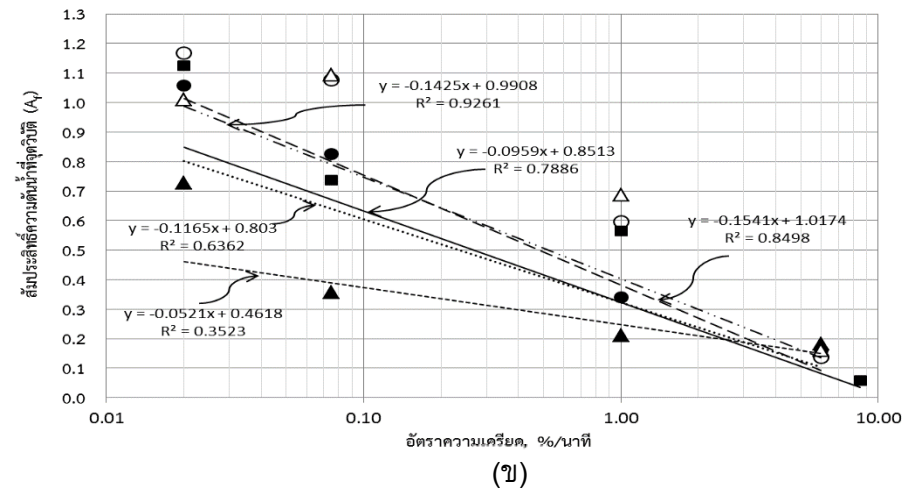
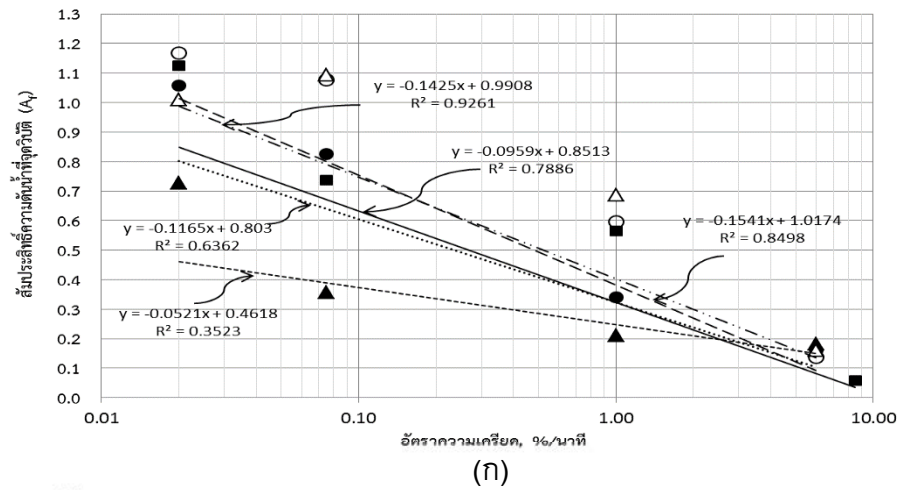
เมื่อพิจารณาในส่วนของดินสภาวะการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ พบว่าค่า A_r มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราการเฉือนสูงขึ้นเช่นกัน โดยที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวที่ 4 และ 8 ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิบัติมีค่าลดลงจนถึงติดลบ เนื่องจากดินที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง การระบายน้ำออกจากช่องว่างของดินได้น้อย ซึ่งสัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์การซึมไหล (k) ที่มีค่าต่ำลงเมื่อดินที่มีค่าการอัดแน่นเกินตัวที่มากขึ้น ทำให้อนุภาคดินเรียงชิดติดกันแน่นมาก เมื่อดินได้รับแรงดันจากการเฉือน ทำให้อนุภาคดินอัดตัวชิดแน่นจนเกิดการเคลื่อนที่แตกออกจากกัน เป็นผลให้แรงดันน้ำที่อยู่ในมวลดินในขณะนั้นไหลออกจากมวลดินทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ความดันน้ำมีค่าลดลงจนกลับทิศในที่สุด ซึ่งค่า A_r ที่ได้จากการทดลอง อยู่ในช่วงประมาณ -0.50 ถึง 0.00

อย่างไรก็ตาม พบว่าแนวโน้มของค่า A_f ที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส พบว่ามีค่าแตกต่างกันไม่มากนัก เมื่อนำค่า A_f มาสัมพันธ์กับค่าอัตราความเครียด และเปรียบเทียบกับ การทดสอบที่ไม่ให้ความร้อน และการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำ เพื่อพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อค่า A_f พบว่าการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ให้แนวโน้มค่า A_f สูงกว่าการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำและการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง ดังแสดงในรูปที่ 4.36 (ก) ถึง (ง) เนื่องจากผลของการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบระบายน้ำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินสูงกว่าแบบไม่ระบายน้ำ เพราะแรงดันน้ำที่เกิดจากการให้ความร้อนได้ถูกระบายออกทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้น ขณะทำการเฉือนเกิดขึ้นที่บริเวณหัวและท้ายตัวอย่างดิน ทำให้สามารถวัดค่าแรงดันน้ำส่วนเกินได้สูง ต่างกับการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งแรงดันน้ำที่เป็นผลมาจากการได้รับความร้อนกระจายตัวอยู่ทั่วมวลดิน ซึ่งไม่ให้น้ำระบายออกได้ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้ในขณะเฉือนจึงมีค่าต่ำกว่า จึงเป็นผลให้ค่า A_f ของการทดสอบโดยให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำต่ำกว่าด้วย

จากตารางที่ 4.13 แสดงค่าความชันของเส้นแนวโน้มเชิงเส้นของสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิกฤติ ซึ่งหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างค่า A_f และค่าอัตราความเครียด ที่ได้กล่าวมาข้างต้น ซึ่งให้เห็นว่าอัตราความเครียดและอุณหภูมิมีผลต่อสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิกฤติที่ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวต่ำมากกว่าที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง

ตารางที่ 4.13 ความชันของเส้นแนวโน้มเชิงเส้นของสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิกฤติ

ตัวอย่าง	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 4	OCR = 8
IC-T30	-0.0959	-0.0251	-0.0059	0.0047
IC-UH-T45	-0.1165	-0.0264	-0.0037	0.0167
IC-UH-T60	-0.0521	-0.0465	-0.0154	0.0072
IC-DH-T45	-0.184	-0.083	-0.038	-0.014
IC-DH-T60	-0.153	-0.089	-0.037	-0.008



—■— T30 ...●... UH-T45 --▲-- UH-T60 -○- DH-T45 -△- DH-T60

รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์ความดันน้ำที่จุดวิกฤติกับอัตราความเครียด

(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

4.3.2.5 ผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือน

เมื่อทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบอัดตัวคายน้ำและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์โดยค่าความเค้นประสิทธิผลก่อนให้ความร้อน ที่อุณหภูมิและอัตราความเครียดที่กำหนด พบว่าได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์ (S_u / σ'_{vo}) มีค่าลดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น และแปรผันตรงกับอัตราความเครียดในทุกๆ อัตราการอัดแน่นเกินตัว และตัวอย่างดินที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวปกติ มีแนวโน้มการให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์ต่ำกว่าที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวสูง

เมื่อนำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมาทำการนอร์เมลไลซ์ กับค่าความเค้นประสิทธิผล (σ'_{vo}) ที่แสดงดังในตารางที่ 4.14 ถึง 4.16 และนำมาสัมพันธ์กับค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวของการทดสอบที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส จะได้แนวโน้มกราฟดังแสดงในรูป 4.37 และสมการแสดงในตารางที่ 4.18 ถึง 4.20

ตารางที่ 4.14 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส

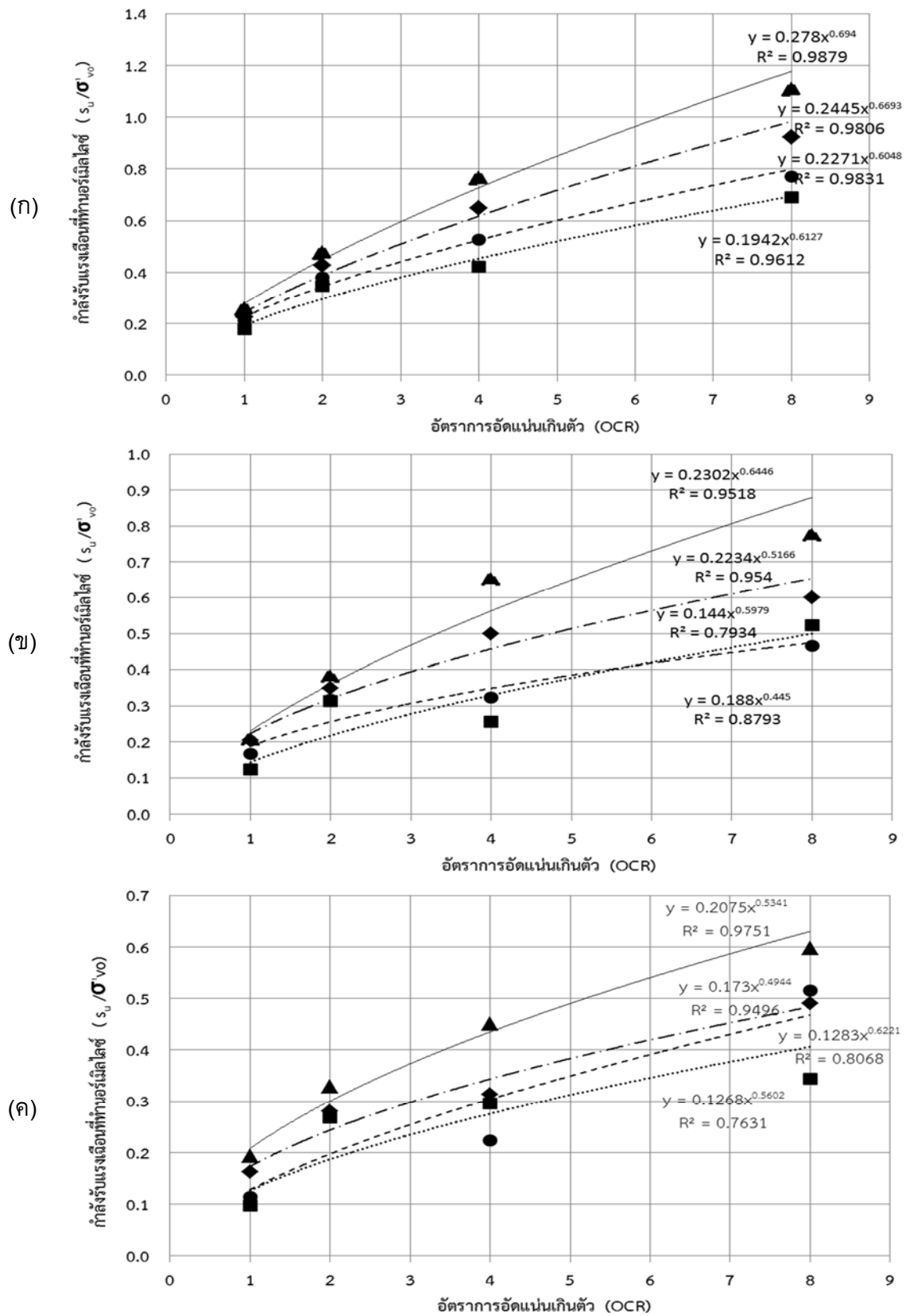
อัตราความเครียด (% ต่อหน้าที่)	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์			
	OCR1	OCR2	OCR4	OCR8
0.02	0.18	0.35	0.42	0.69
0.075	0.21	0.38	0.53	0.77
1.00	0.23	0.43	0.65	0.92
6.00	0.26	0.48	0.77	1.11

ตารางที่ 4.15 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส

อัตราความเครียด (% ต่อหน้าที่)	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์			
	OCR1	OCR2	OCR4	OCR8
0.02	0.12	0.31	0.26	0.52
0.075	0.17	0.32	0.32	0.46
1.00	0.20	0.35	0.50	0.60
6.00	0.21	0.38	0.65	0.78

ตารางที่ 4.16 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

อัตราความเครียด (% ต่อหน้าที่)	ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ ทำนอร์เมลไลซ์			
	OCR1	OCR2	OCR4	OCR8
0.02	0.10	0.27	0.30	0.34
0.075	0.11	0.27	0.22	0.52
1.00	0.16	0.28	0.31	0.49
6.00	0.19	0.33	0.45	0.60



รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทานอร์เมลไลซ์และค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัว

(ก) อุณหภูมิ 30 °C (ข) อุณหภูมิ 45 °C (ค) อุณหภูมิ 60 °C

เมื่อนำค่าพารามิเตอร์จากสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์เมลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว (OCR) ที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส ในตารางที่ 4.17 ถึง 4.19 ไปเปรียบเทียบกับค่าพารามิเตอร์ S และ m ของสมการ SHANSEP ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ได้กล่าวมาข้างต้นในบทที่ 2 หัวข้อ 2.5.1.5 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.28 และ 0.76 ตามลำดับ พบว่าค่าพารามิเตอร์ S และ m ที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนของดินเหนียวปากพนัง ที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 0.194 ถึง 0.278 และ 0.605 ถึง 0.694 ตามลำดับมีค่าใกล้เคียงกับพารามิเตอร์ S และ m ของสมการ SHANSEP ของดินเหนียวกรุงเทพฯ แต่ที่การทดสอบที่อุณหภูมิสูงมีค่าแตกต่างออกไปอย่างสังเกตเห็นได้ กล่าวคือความร้อนทำให้ค่าพารามิเตอร์ S และ m มีค่าลดลงอยู่ในช่วง 0.126 ถึง 0.23 และ 0.445 ถึง 0.645 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.17 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์เมลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส

อัตราความเครียด (%/นาทีก)	สมการความสัมพันธ์ในรูป $S_u/\sigma'_{vo}=(s)OCR^m$
0.02	$S_u/\sigma'_{vo}=0.194OCR^{0.613}$
0.075	$S_u/\sigma'_{vo}=0.227OCR^{0.605}$
1.00	$S_u/\sigma'_{vo}=0.245OCR^{0.669}$
8.50	$S_u/\sigma'_{vo}=0.278OCR^{0.694}$

ตารางที่ 4.18 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์เมลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส

อัตราความเครียด (%/นาทีก)	สมการความสัมพันธ์ในรูป $S_u/\sigma'_{vo}=(s)OCR^m$
0.02	$S_u/\sigma'_{vo}=0.188OCR^{0.445}$
0.075	$S_u/\sigma'_{vo}=0.144OCR^{0.598}$
1.00	$S_u/\sigma'_{vo}=0.223OCR^{0.517}$
6.00	$S_u/\sigma'_{vo}=0.230OCR^{0.645}$

ตารางที่ 4.19 สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ทำนอร์เมลไลซ์ และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

อัตราความเครียด (%/นาทีก)	สมการความสัมพันธ์ในรูป $S_u/\sigma'_{vo}=(s)OCR^m$
0.02	$S_u/\sigma'_{vo}=0.127OCR^{0.560}$
0.075	$S_u/\sigma'_{vo}=0.128OCR^{0.622}$
1.00	$S_u/\sigma'_{vo}=0.173OCR^{0.494}$
6.00	$S_u/\sigma'_{vo}=0.208OCR^{0.534}$

4.3.2.6 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อจุดวิบัติ

เมื่อพิจารณาความเครียดตามแนวแกนที่จุดวิบัติ (axial strain at failure) พบว่า อุณหภูมิส่งผลให้ตัวอย่างดินเหนียวปากพวงถึงจุดวิบัติเร็วกว่าตัวอย่างดินที่อุณหภูมิห้อง จากตารางที่ 4.20 แสดงค่าร้อยละของความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของดินที่ทดสอบที่อุณหภูมิต่างๆ จะเห็นได้ว่าการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ ร้อยละของความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของดินที่ทดสอบที่อุณหภูมิห้องมีค่าสูงที่สุด ซึ่งมีค่าประมาณร้อยละ 12 ของความเครียดแนวแกน และลดลงมาคือดินที่ทดสอบที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียสตามลำดับ มีจุดวิบัติอยู่ประมาณร้อยละ 8.5 และ 7.0 ตามลำดับ ซึ่งมีความแตกต่างกันไม่มากนักและมีแนวโน้มคล้ายคลึงกันในทุกๆ อัตราการอัดแน่นเกินตัว

เมื่อพิจารณาความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยการระบายน้ำ ดังตารางที่ 4.21 พบว่าอุณหภูมิมีผลให้ตัวอย่างถึงจุดวิบัติเร็วกว่าตัวอย่างที่อุณหภูมิห้องเช่นกัน โดยที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส มีจุดวิบัติอยู่ที่ประมาณ 9.3 และ 8.4 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดแนวแกน ตามลำดับ ซึ่งแนวโน้มของจุดวิบัติไม่ได้แตกต่างกันมากเช่นเดียวกับการทดสอบที่ให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ นอกจากนี้ยังพบว่า ค่าความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของการทดสอบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ มีค่าสูงกว่าของการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ เนื่องจากการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ ให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดสูงกว่า จึงทำให้กำลังพัฒนาถึงจุดวิบัติตามความเครียดในแนวแกนช้ากว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ

ตารางที่ 4.20 ความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ

OCR	อุณหภูมิ (°C)	ความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติ			
		0.02% ต่อ นาที	0.075% ต่อ นาที	1.0% ต่อ นาที	6.0% ต่อ นาที
1	30	12.7	11.4	13.3	9.8
	45	5.8	8.0	7.3	7.9
	60	5.0	6.2	7.4	6.1
2	30	14.2	16.3	11.8	9.6
	45	12.1	7.0	10.9	8.9
	60	10.6	8.6	8.5	6.1
4	30	9.9	14.5	11.7	10.0
	45	8.8	9.8	9.1	7.0
	60	6.0	7.7	7.1	6.5
8	30	16.9	10.7	12.6	14.4
	45	8.3	8.0	9.3	7.9
	60	6.3	7.4	7.4	4.9

ตารางที่ 4.21 ความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ

OCR	อุณหภูมิ (°C)	ความเครียดแนวแกนที่จุดวิบัติ			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
1	30	12.7	11.4	13.3	9.8
	45	10.74	6.87	5.05	7.03
	60	5.03	5.73	3.57	6.28
2	30	14.2	16.3	11.8	9.6
	45	8.90	8.92	6.15	6.11
	60	5.76	6.13	4.43	5.50
4	30	9.9	14.5	11.7	10.0
	45	6.98	8.60	7.24	9.38
	60	4.21	6.07	5.84	5.11
8	30	16.9	10.7	12.6	14.4
	45	8.36	9.18	9.08	9.99
	60	4.97	7.09	8.08	7.96

4.3.2.7 ผลกระทบของอุณหภูมิที่มีต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่น

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรม และการออกแบบทางวิศวกรรม มักใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบต่างๆ (Elastic Moduli) ซึ่งแบ่งตามระดับความเครียด (strain level) ดังการทดสอบสามารถหาค่าความชันของเส้นกราฟ โดยเรียกว่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติหรือจุดกำลังสูงสุด (modulus of maximum deviator stress, $E_{q \max}$) ได้ดังตารางที่ 4.22 ซึ่งค่าโมดูลัสยืดหยุ่นอยู่ในช่วง 338 ถึง 1588 กิโลปาสคาล และสามารถหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด (Secant Modulus at 50% strength, E_{50}) ได้ดังตารางที่ 4.24 ซึ่งได้ค่าอยู่ในช่วง 727 ถึง 47725 กิโลปาสคาล และค่าโมดูลัสเริ่มต้น (initial modulus, E_0) คือค่าความชันของเส้นสัมผัสที่จุดกำเนิดของเส้นโค้งความเค้นและความเครียดที่ค่าความเครียดเท่ากับศูนย์ ซึ่งได้ค่าอยู่ในช่วง 12500-40000 กิโลปาสคาล ดังแสดงในตารางที่ 4.26 รวมทั้งค่าของโมดูลัสยืดหยุ่นของการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำดังแสดงในตารางที่ 4.23 และ 4.25

เมื่อนำค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติมาสัมพันธ์กับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด พบว่าเมื่อค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดเพิ่มสูงขึ้นจะให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และมีค่าสูงขึ้นตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มลดลงที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูงแสดงดังในรูปที่ 4.38 ถึง 4.40 แนวโน้มของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่เพิ่มสูงขึ้นตามอุณหภูมินี้ มีลักษณะคล้ายกันทั้งในส่วนของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุดและค่าโมดูลัสเริ่มต้น เช่นเดียวกับผลการศึกษาผลของอุณหภูมิที่มีต่อการรับกำลังของดินของ

Kunti wattanakul et al. (1995) ดังที่กล่าวมาแล้วแสดงในรูปที่ 2.48 อย่างไรก็ตามค่าโมดูลัสทั้งสามนี้มีลักษณะกระจายตัวของข้อมูลสูง ซึ่งเป็นเพียงข้อมูลประกอบการอธิบายแต่ไม่สามารถสรุปได้ชัดเจน เนื่องจากผลของความร้อนทำให้ดินถึงจุดวิบัติที่ความเครียดตามแนวแกนแตกต่างกันขึ้นอยู่กับอุณหภูมิ รวมทั้งปัจจัยทางธรรมชาติของตัวอย่างดินที่ไม่คงที่และปริมาณอินทรีย์วัตถุในมวลดิน

ตารางที่ 4.22 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติของการทดสอบแบบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ

OCR	อุณหภูมิ	โมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติ			
		0.02% ต่อ นาที	0.075% ต่อ นาที	1.0% ต่อ นาที	6.0% ต่อ นาที
1	30	704	931	845	1341
	45	1059	1046	1394	1313
	60	992	925	1099	1588
2	30	613	581	907	1252
	45	648	1148	804	1073
	60	636	797	810	1354
4	30	536	492	693	956
	45	364	410	686	1169
	60	613	353	516	870
8	30	352	467	489	497
	45	394	342	403	616
	60	338	505	415	766

ตารางที่ 4.23 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติของการทดสอบแบบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ

OCR	อุณหภูมิ (°C)	โมดูลัสยืดหยุ่นที่จุดวิบัติ			
		0.02% ต่อ นาที	0.075% ต่อ นาที	1.0% ต่อ นาที	6.0% ต่อ นาที
1	45	1002	1498	2414	1878
	60	2306	2143	3558	2140
2	45	1054	1143	1803	2029
	60	1710	1837	2768	2313
4	45	826	789	1167	1008
	60	1782	1294	1511	1914
8	45	551	562	677	686
	60	1064	864	850	983

ตารางที่ 4.24 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด ของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ

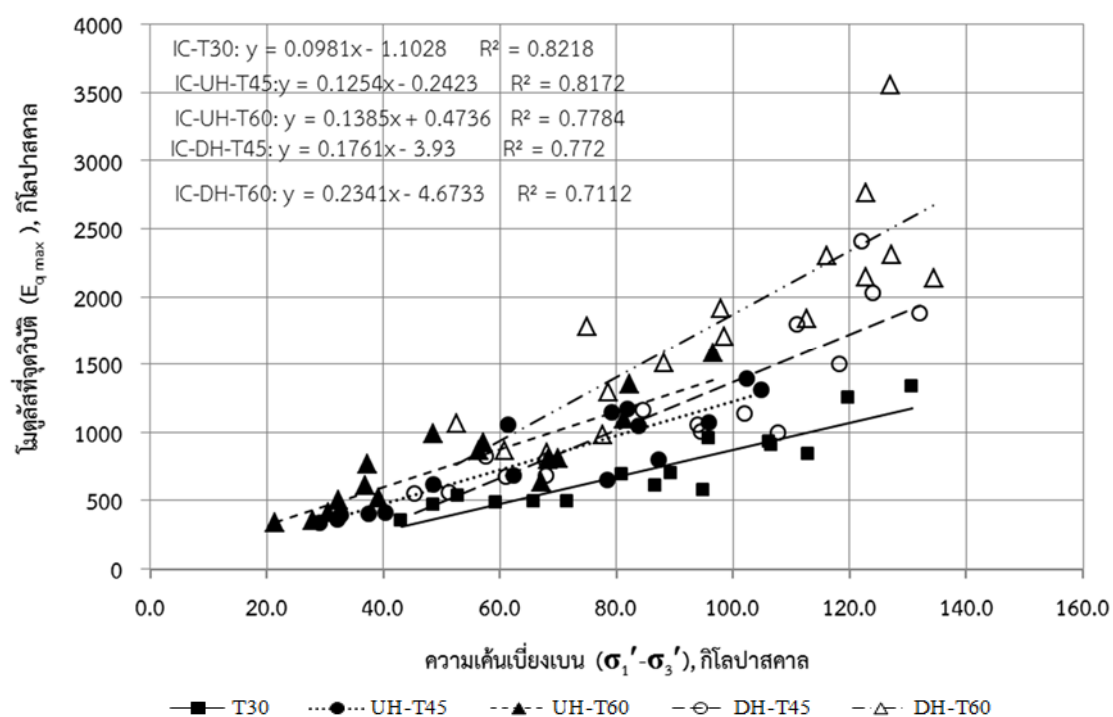
OCR	อุณหภูมิ	โมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
1	30	3254	4560	6859	6372
	45	7678	6436	10232	8740
	60	24320	47725	20340	9654
2	30	3358	3686	4449	7717
	45	39215	4949	4362	19180
	60	3354	34125	6990	41100
4	30	2043	1542	3351	3004
	45	1068	4034	6243	5844
	60	36990	13950	4898	18787
8	30	1441	1315	2690	4971
	45	2343	727	3744	4865
	60	7157	2014	15340	9328

ตารางที่ 4.25 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด ของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยระบายน้ำ

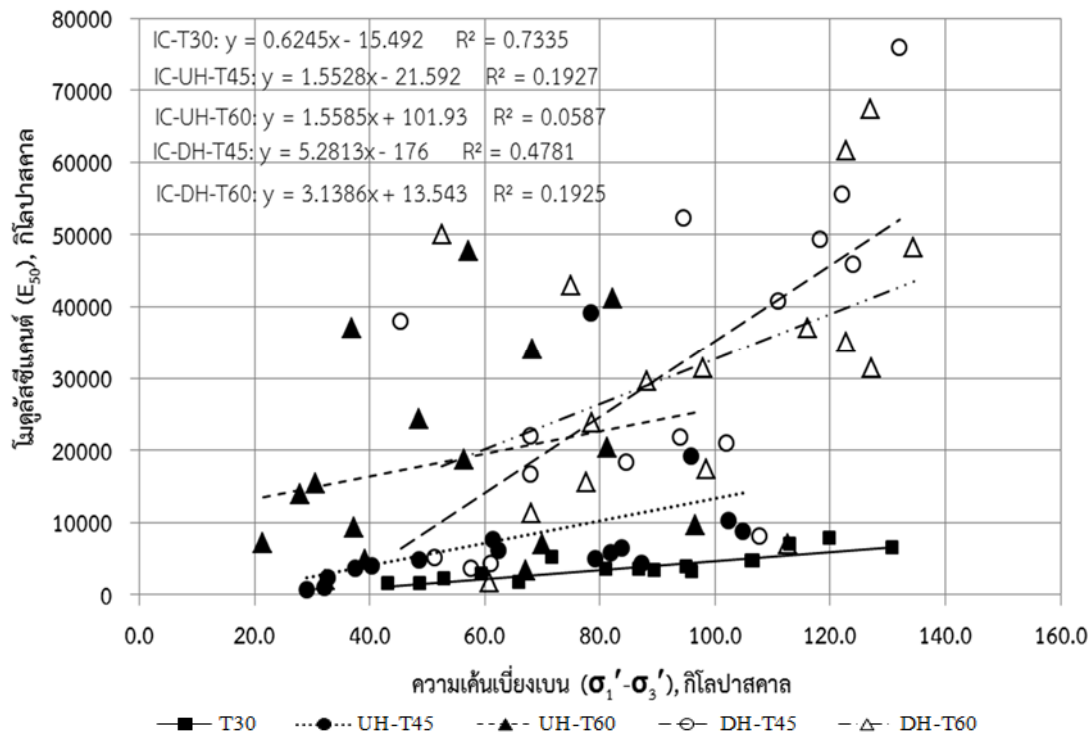
OCR	อุณหภูมิ	โมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
1	30	3254	4560	6859	6372
	45	8135	49369	55642	75993
	60	36995	61564	67360	48173
2	30	3358	3686	4449	7717
	45	21894	21063	40776	45873
	60	17367	6991	35122	31407
4	30	2043	1542	3351	3004
	45	3730	16736	18386	52341
	60	42910	23836	29541	31397
8	30	1441	1315	2690	4971
	45	38008	5176	4361	21952
	60	50117	1738	11234	15573

ตารางที่ 4.26 ค่าโมดูลัสเริ่มต้นของการทดสอบแบบให้ความร้อนโดยไม่ระบายน้ำ

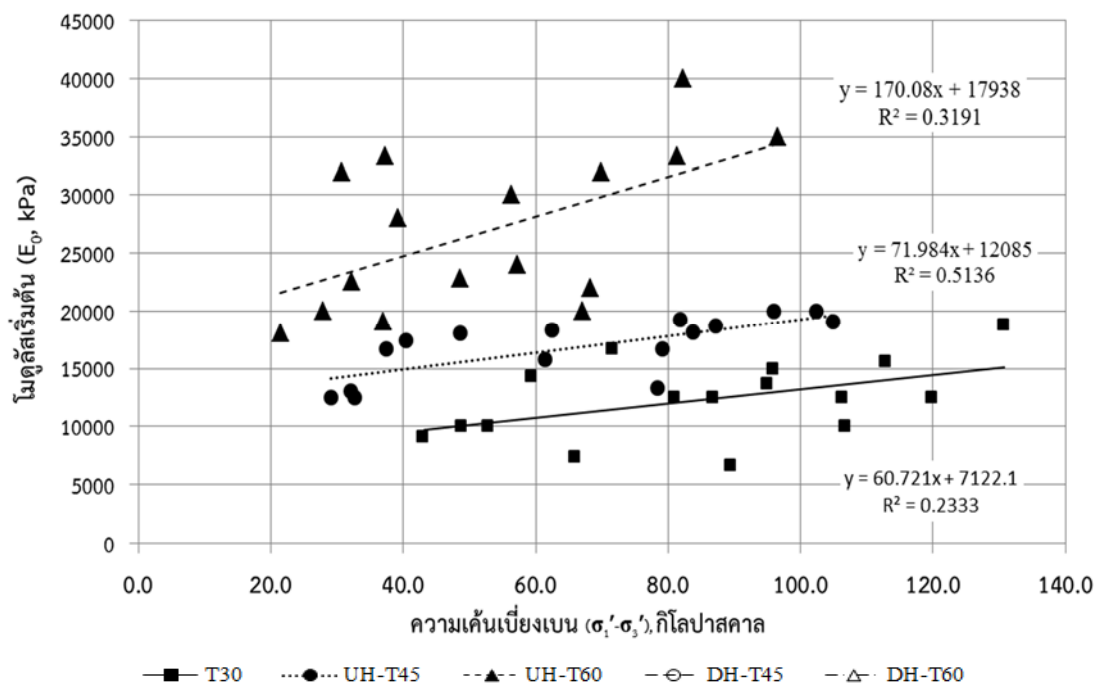
OCR	อุณหภูมิ	ค่าโมดูลัสเริ่มต้น			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
1	30	6667	12500	15556	18750
	45	15800	18200	20000	19080
	60	22857	24000	33333	35000
2	30	12500	13636	10000	12500
	45	13333	16667	18700	20000
	60	20000	22000	32000	40000
4	30	10000	7333	12500	15000
	45	13000	17400	18300	19250
	60	19080	20000	28000	30000
8	30	9091	10000	14286	16667
	45	12500	12500	16667	18080
	60	18040	22500	32000	33333



รูปที่ 4.38 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพนังทดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.39 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นซีแคนต์กับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพังกวดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.40 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเริ่มต้นกับค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดของดินเหนียวปากพังกวดสอบที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส

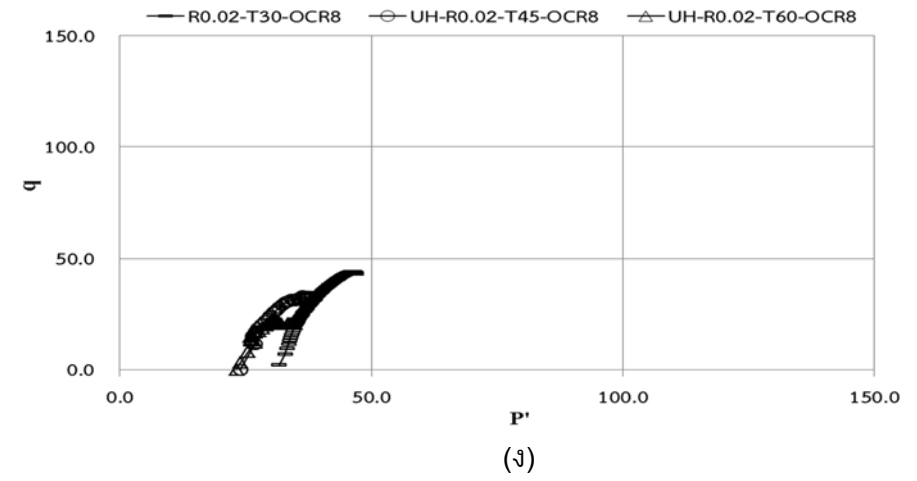
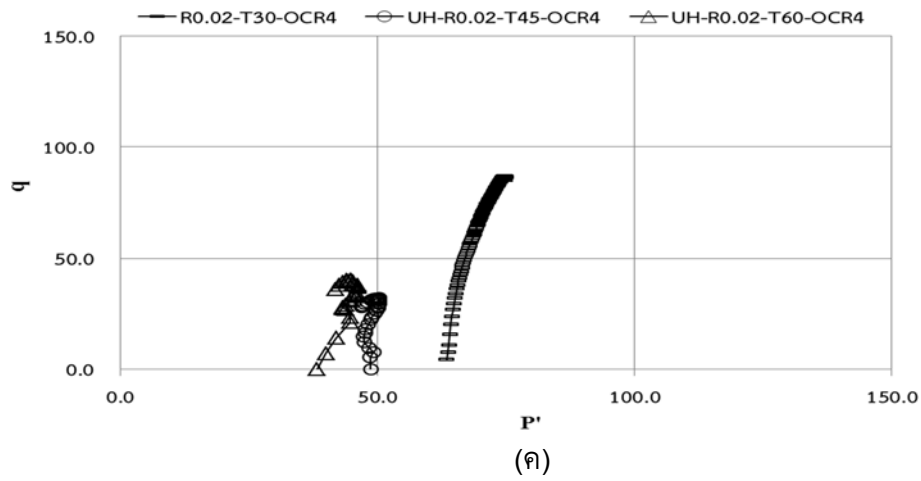
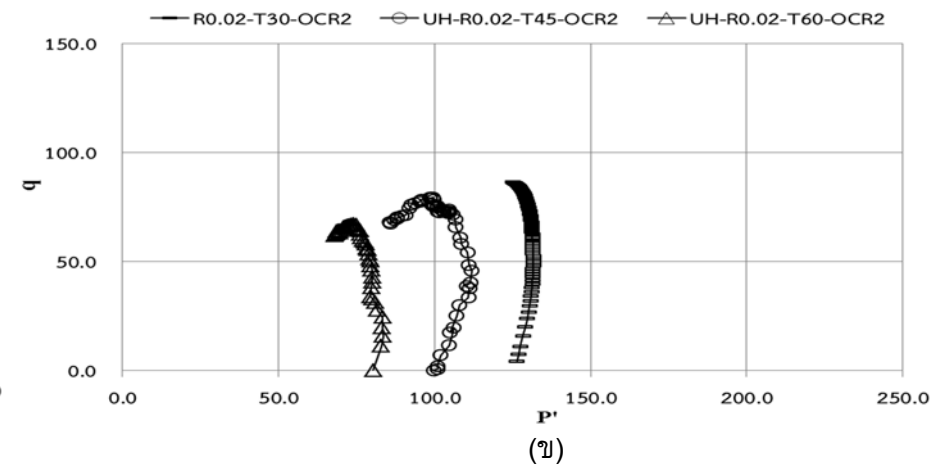
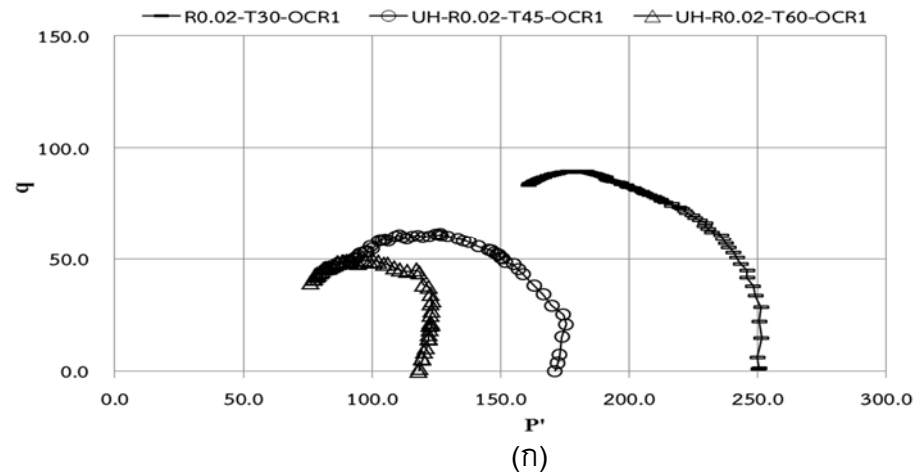
4.3.3 ผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อเส้นทางความเค้น

จากผลการทดสอบแรงอัดสามแกนภายใต้อุณหภูมิของดินเหนียวปากพนัง โดยการนำค่าความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress, q) และความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress, p') มาสร้างความสัมพันธ์ภายใต้อัตราความเครียดและสภาวะการอัดแน่นเกินตัวต่างๆ จะได้ค่าวิถีความเค้นหรือเส้นทางความเค้น (stress paths) ซึ่งพบว่าอุณหภูมิและอัตราความเครียดมีผลต่อเส้นทางความเค้นดังต่อไปนี้

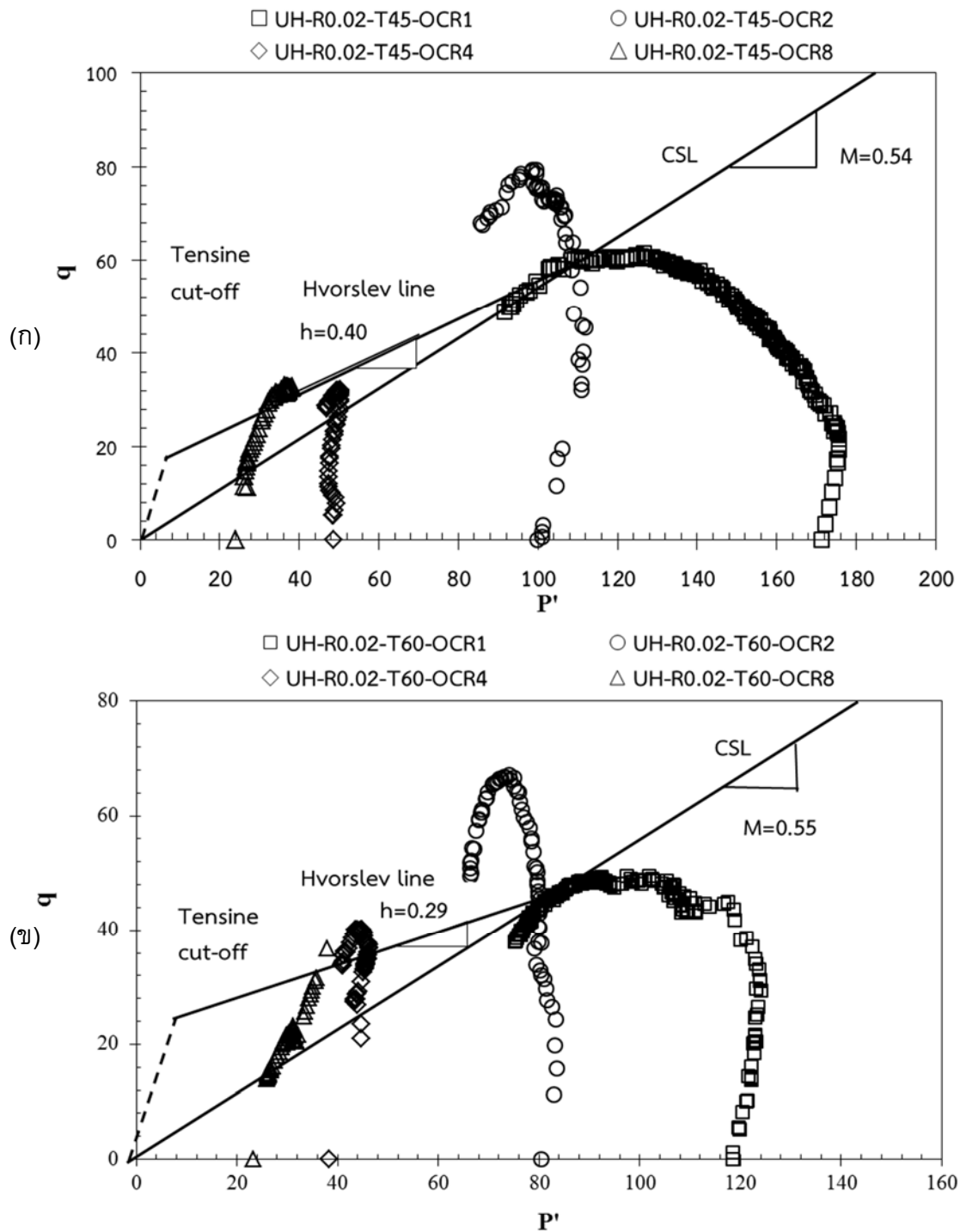
1) กรณีค่าอัตราความเครียด 0.02% ต่อนาที

เมื่อพิจารณาเส้นทางความเค้น (stress paths) ที่ทำการทดสอบที่อัตราความเครียด 0.02% ต่อนาที และให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินเหนียวปากพนังในอุณหภูมิที่ต่างกัน พบว่าเส้นทางความเค้น และมีแนวโน้มของกราฟของแต่ละอุณหภูมิใกล้เคียงกันในทุกๆ สภาวะการอัดแน่นเกินตัว และในสภาวะการอัดแน่นเกินตัวเดียวกันจะมีค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเริ่มต้นแตกต่างกันโดยที่อุณหภูมิที่สูงจะอยู่ทางด้านซ้ายสุดเนื่องจากผลของแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากการขยายปริมาตรของน้ำหลังจากการให้ความร้อน จึงทำให้ผลการทดสอบที่อุณหภูมิสูงมีค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดเริ่มต้นมีค่าน้อยกว่าในสภาวะอัดแน่นเกินตัวเดียวกันแสดงดังรูป 4.41 จะเห็นได้ว่าการทดสอบที่ (ก) สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ และ (ข) สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 เส้นทางความเค้นมีแนวโน้มเคลื่อนที่จากขวาไปซ้ายเช่นเดียวกัน แต่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 มีลักษณะความโค้งน้อยกว่าเนื่องจากดินมีความแข็งแรงกว่า และแรงดันน้ำส่วนเกินในขณะเฉือน เกิดขึ้นน้อยกว่าตัวอย่างดินที่สภาวะอัดตัวปกติ ส่วนการทดสอบ (ค) ที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 เส้นทางความเค้นจะเริ่มเพิ่มขึ้นและเบี่ยงไปทางขวาของเส้นทางความเค้นของการทดสอบที่อุณหภูมิห้องเล็กน้อย และการทดสอบ (ง) ที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 ที่เส้นทางความเค้นจะเคลื่อนไปทางขวาอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งเป็นผลจากแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในขณะเฉือนมีค่าเป็นลบ

เมื่อนำค่าเส้นทางความเค้นของแต่ละอัตราการอัดแน่นเกินตัวที่การเฉือนด้วยอัตราความเครียด 0.02% ต่อนาที ที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส มาลากเส้นสถานะวิกฤต (Critical state line, CSL) พบว่าที่เส้นกราฟของอุณหภูมิ 45 ให้ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤตมีค่าเท่ากับ 0.54 ซึ่งแสดงใน รูปที่ 4.42(ก) และที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.42(ข) พบว่าค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤตมีค่าเท่ากับ 0.55 ซึ่งใกล้เคียงกัน และค่าความชันเส้นของฮอฟสลิฟซึ่งทั้ง 2 อุณหภูมิ คือ 0.40 และ 0.29 ตามลำดับ



รูปที่ 4.41 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราความเครียด 0.02% ต่อหน่วย
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



รูปที่ 4.42 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกันอัตราความเครียด 0.02% ต่อหน้าที่

(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

2) กรณีค่าอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่

เมื่อพิจารณาเส้นทางความเค้นที่ทำการทดสอบที่อัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่ และให้ความร้อนแก่ตัวอย่างดินเหนียวปากพั้งในอุณหภูมิที่ต่างกัน พบว่าเส้นทางความเค้นมีแนวโน้มย้ายจากขวาไปทางซ้ายของกราฟที่ได้จากการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง ซึ่ง

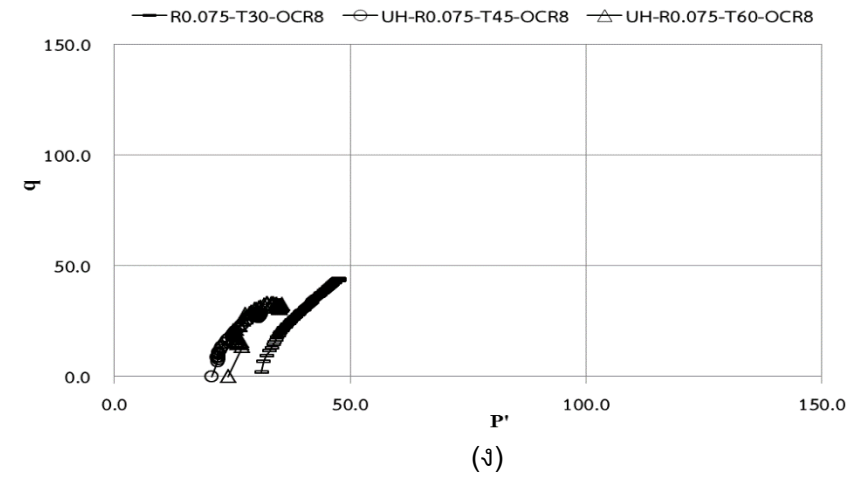
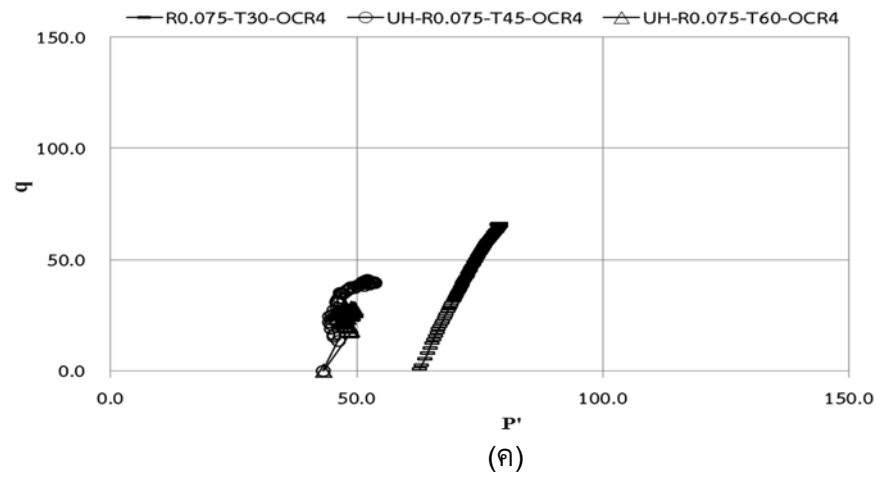
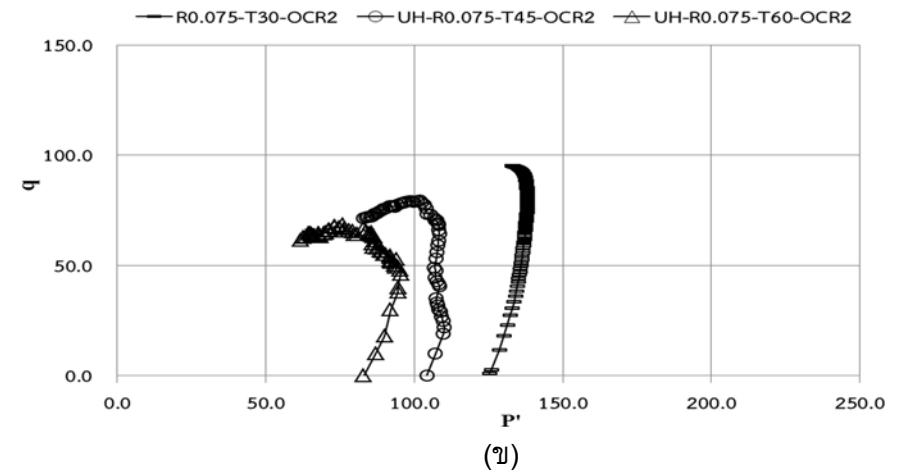
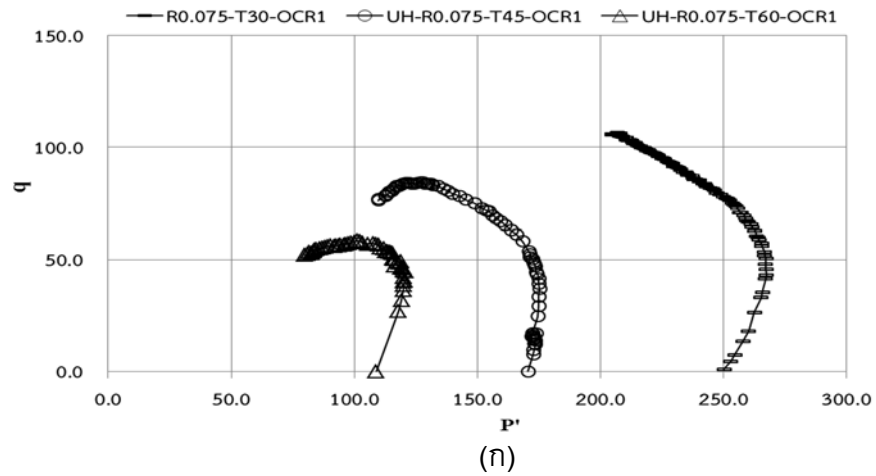
แนวโน้มของลักษณะกราฟในแต่ละสภาวะการอัดแน่นเกินตัวคล้ายกับอัตราการเฉือนซ้ำที่ 0.02% ต่อหน้าที่ โดยสังเกตได้จากรูปที่ 4.43 การทดสอบที่ (ก) สภาวะการอัดแน่นเกินตัวปกติ และ (ข) สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 เส้นทางความเค้นมีแนวโน้มเคลื่อนที่จากขวาไปซ้ายเช่นเดียวกัน แต่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 มีลักษณะความโค้งน้อยกว่าและชันตรงกว่า ส่วนการทดสอบ (ค) ที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 4 เส้นทางความเค้นจะเริ่มเบี่ยงไปทางขวาของเส้นทางความเค้นของการทดสอบที่อุณหภูมิห้องเล็กน้อย และการทดสอบ (ง) ที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 8 ที่เส้นทางความเค้นจะเคลื่อนไปทางขวาอย่างเห็นได้ชัด

เมื่อนำค่าเส้นทางความเค้นของแต่ละอัตราการอัดแน่นเกินตัวที่การเฉือนด้วยอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่ ที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส มาลากเส้นสถานะวิกฤต (Critical state line, CSL) พบว่าที่เส้นกราฟของอุณหภูมิ 45 ให้ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤตมีค่าเท่ากับ 0.70 ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.44(ก) และที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.44(ข) พบว่าค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤตมีค่าเท่ากับ 0.64 ซึ่งมีค่ามากกว่าความชันที่การทดสอบด้วยอัตราความเครียด 0.02 % ต่อหน้าที่ และเมื่อพิจารณาค่าความชันเส้นของฮอฟสลิฟซึ่งทั้ง 2 อุณหภูมิ คือ 0.56 และ 0.48 ตามลำดับ ความชันเส้นของฮอฟสลิฟก็มีค่ามากกว่าความชันเส้นของฮอฟสลิฟที่ทดสอบด้วยอัตราความเครียด 0.02 % ต่อหน้าที่เช่นกัน

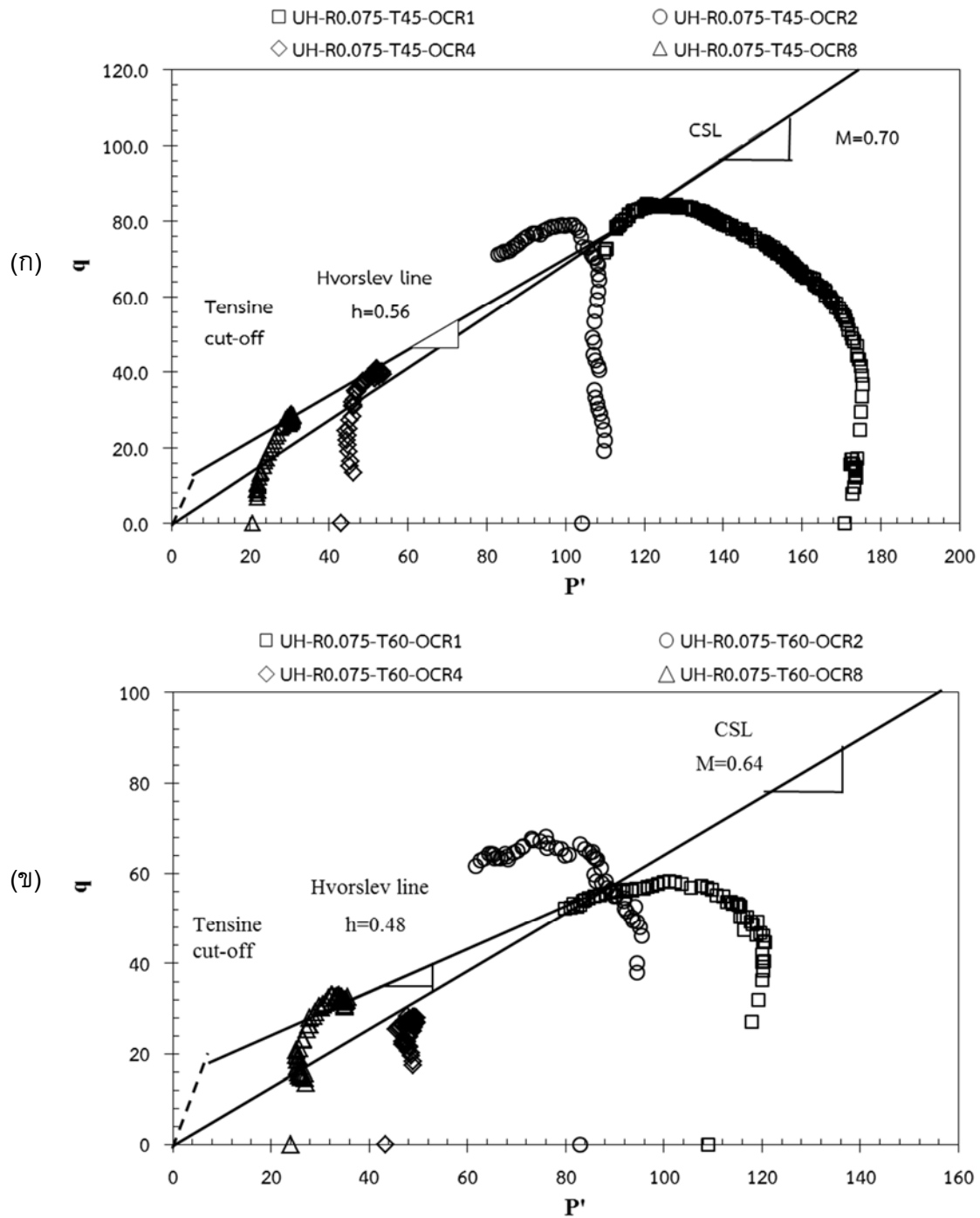
3) กรณีค่าอัตราความเครียด 1.0% ต่อหน้าที่

เมื่อทำการทดสอบดินเหนียวปากพั้งที่อัตราความเครียด 1.0% ต่อหน้าที่ และให้ความร้อนที่อุณหภูมิต่างกัน พบว่าในอัตราการอัดแน่นเกินตัวเดียวกันเส้นทางความเค้นมีแนวโน้มลักษณะของกราฟใกล้เคียงกัน จะแตกต่างกันที่ความสูงกราฟของความเค้นเบี่ยงเบน ในสภาวะอัดตัวปกติและอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 2 จะมีเส้นทางความเค้นของตัวอย่างที่อุณหภูมิสูงมีแนวโน้มย้ายไปทางซ้ายของกราฟอุณหภูมิห้อง ส่วนในสภาวะอัดแน่นเกินตัวสูงเส้นทางความเค้นของตัวอย่างที่อุณหภูมิสูงมีแนวโน้มย้ายไปทางขวาของกราฟอุณหภูมิห้องดังรูปที่ 4.45

เมื่อลากเส้นสถานะวิกฤตโดยนำค่าเส้นทางความเค้นของแต่ละอัตราการอัดแน่นเกินตัวที่การเฉือนด้วยอัตราความเครียด 1.0% ต่อหน้าที่ ดังรูปที่ 4.46(ก) และ 4.46(ข) เป็นการเฉือนที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส ตามลำดับ จะได้ความชันของเส้นสถานะวิกฤตที่ใกล้เคียงกัน คือ มีค่าเท่ากับ 0.56 และ 0.58 ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาความชันเส้นของฮอฟสลิฟซึ่งทั้งอุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส และ อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส จะได้ค่าความชัน 0.38 และ 0.45 ตามลำดับ

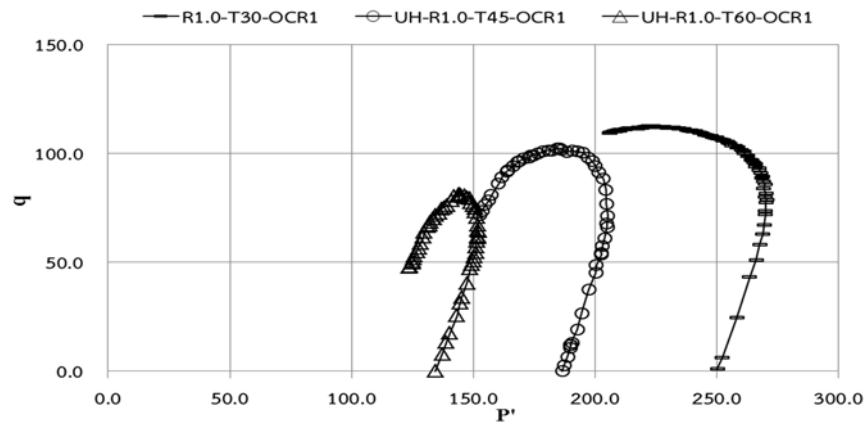


รูปที่ 4.43 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราความเครียด 0.075% ต่อวินาที
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

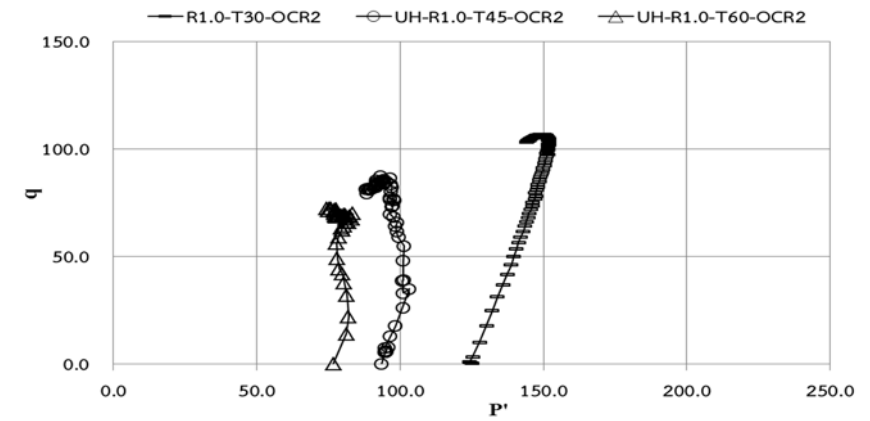


รูปที่ 4.44 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกันอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน้าที่

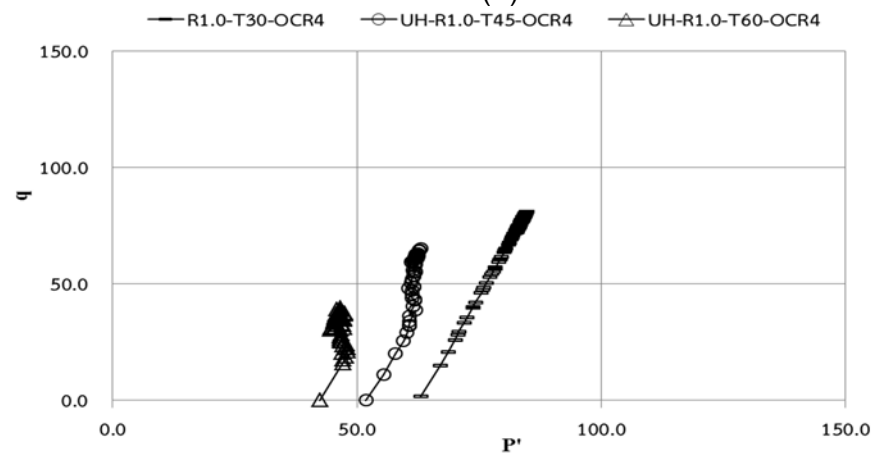
(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส



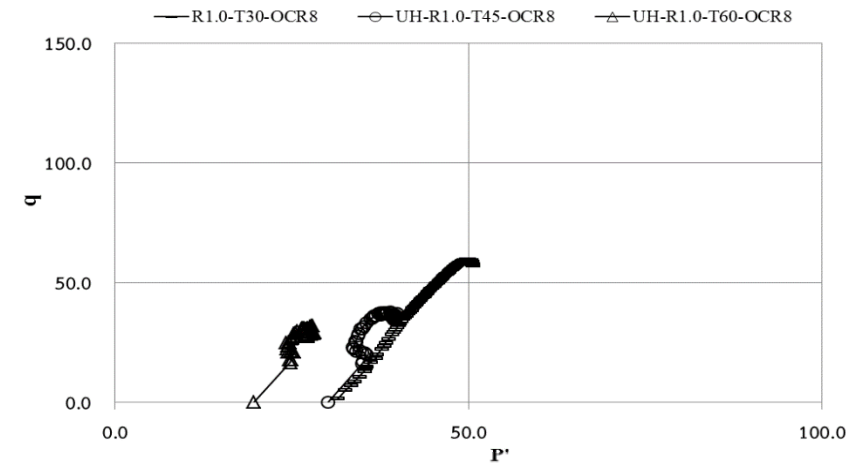
(ก)



(ข)



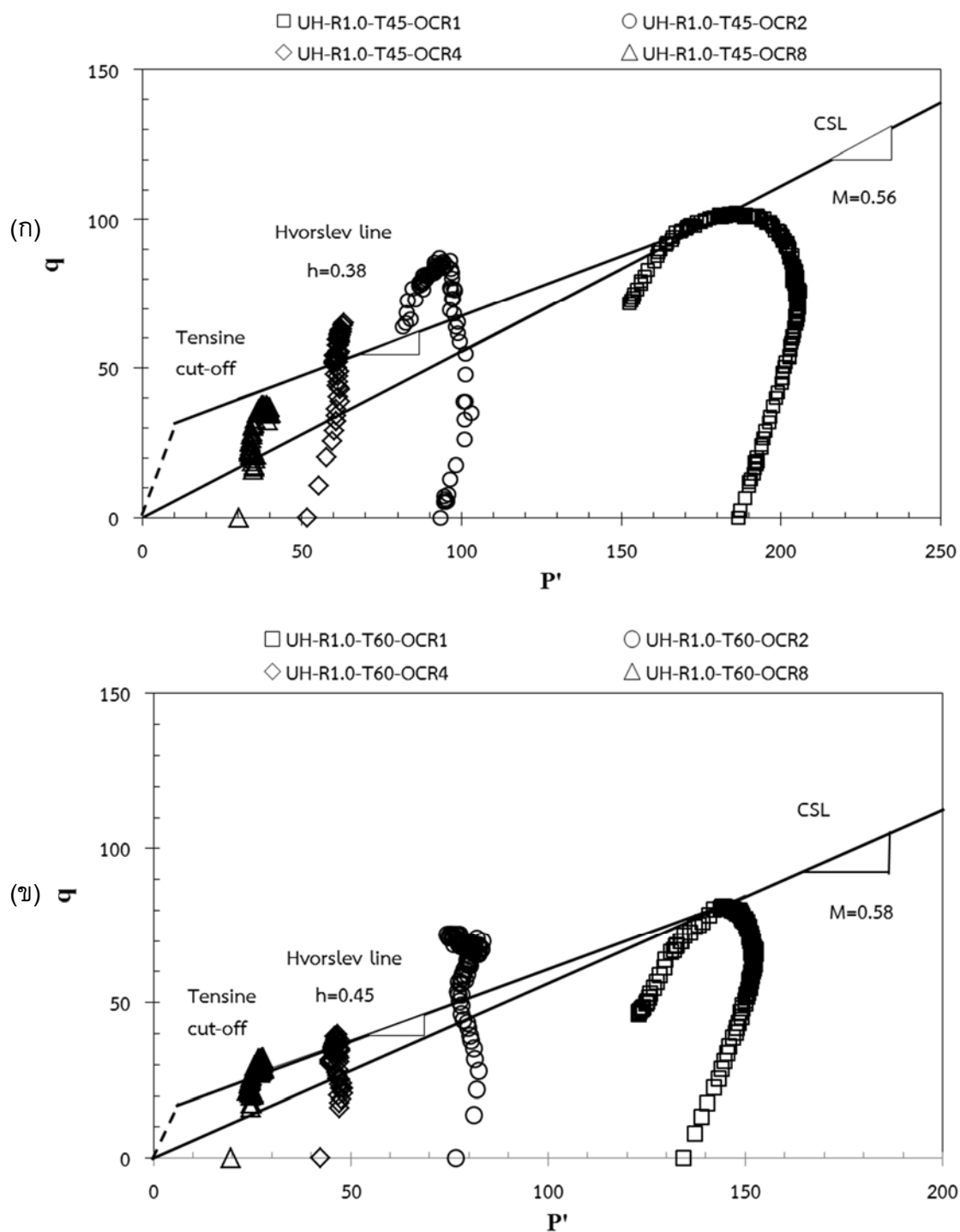
(ค)



(ง)

รูปที่ 4.45 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราความเครียด 1.0% ต่อนาที

(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8



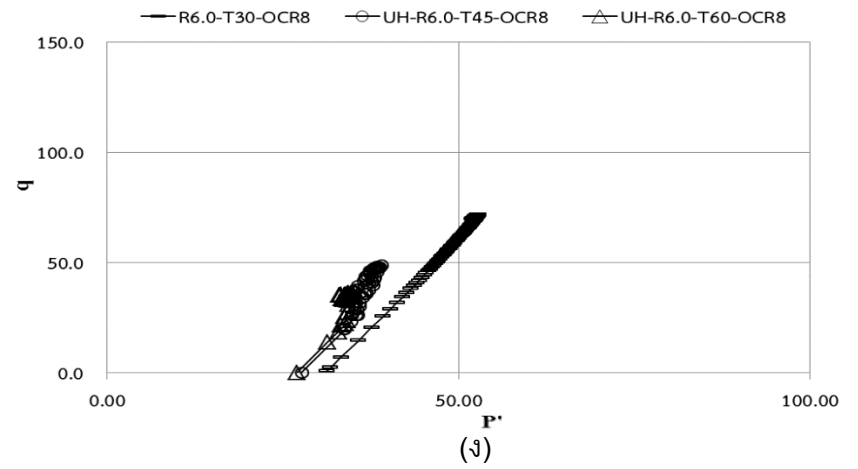
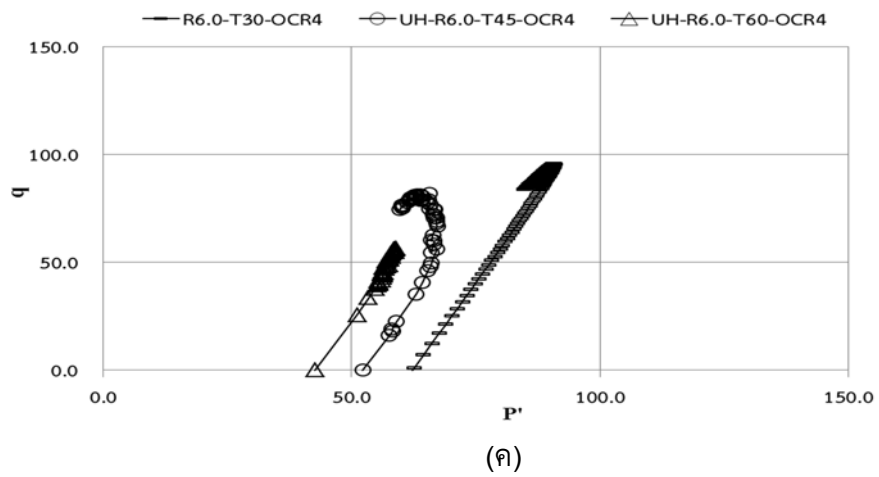
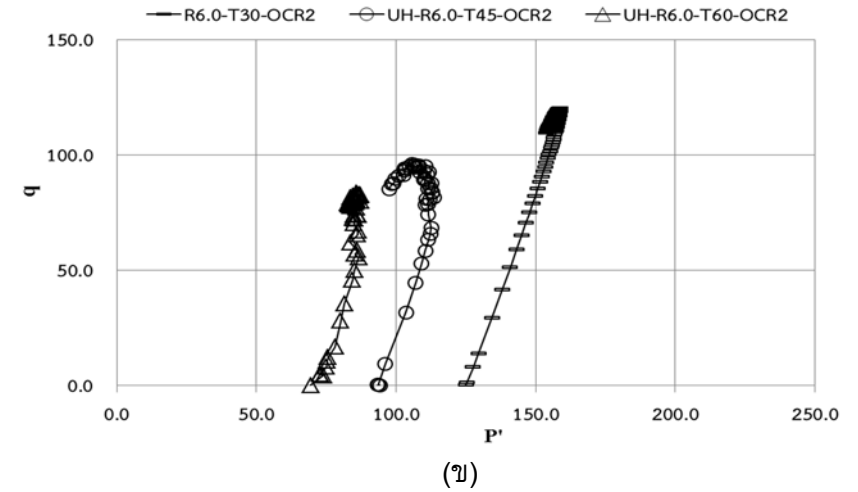
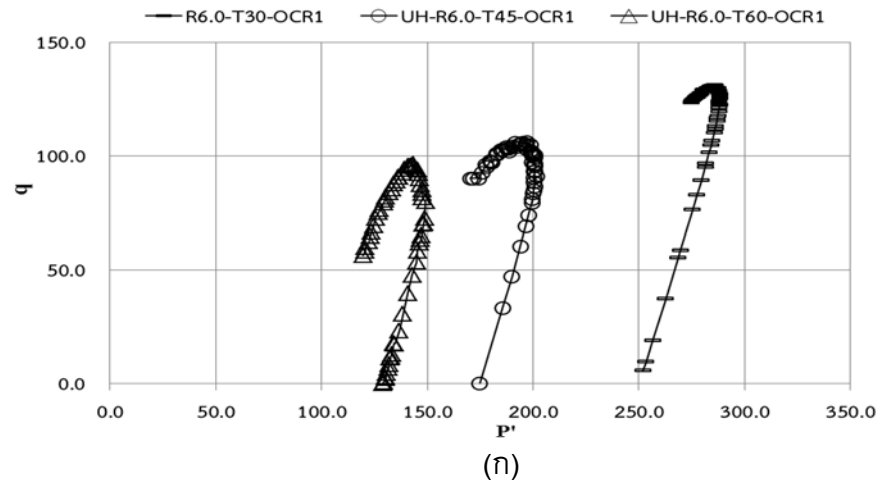
รูปที่ 4.46 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกันอัตราความเครียด 1.0% ต่อหน้าที่
(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

4) กรณีค่าอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่

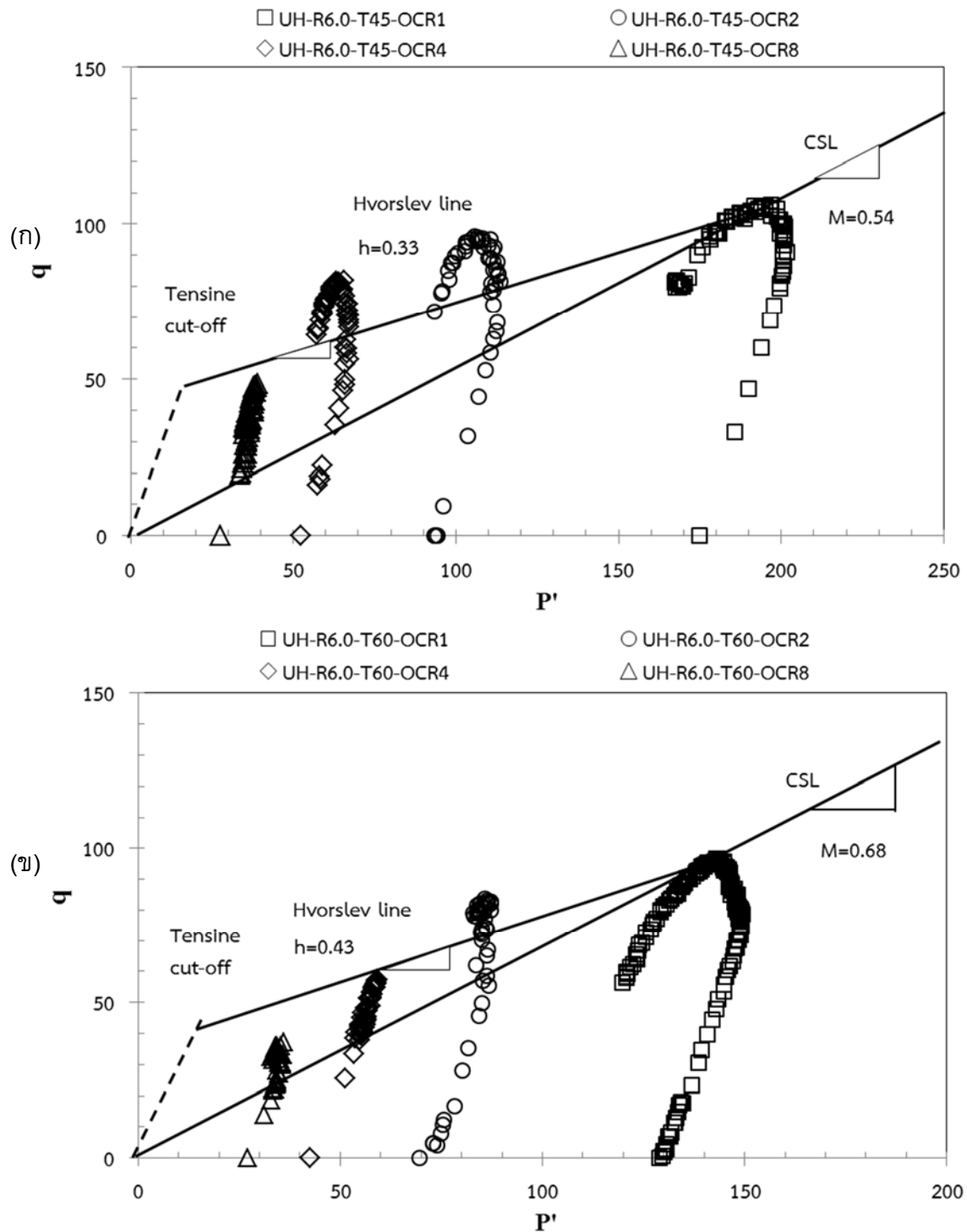
เมื่อทำการทดสอบดินเหนียวปากผนังที่อัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่ และให้ความร้อนที่อุณหภูมิต่างกัน พบว่าในอัตราการอัดแน่นเกินตัวเดียวกันเส้นทางความเค้นมีแนวโน้มลักษณะของกราฟใกล้เคียงกัน และเส้นทางความเค้นของตัวอย่างที่มีอุณหภูมิมากจะมีแนวโน้มที่จะย้ายไปทางซ้ายของกราฟอุณหภูมิห้อง โดยที่อุณหภูมิที่สูงกว่าจะอยู่ทางด้านซ้ายสุดและลักษณะของกราฟไม่แตกต่างกันมากนัก ดังรูปที่ 4.47

เส้นสถานะวิกฤติของแต่ละอัตราการอัดแน่นเกินตัวที่การเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่ซึ่งเป็นการเงื่อนไขที่เร็วที่สุด แสดงดังรูปที่ 4.48 (ก) เป็นการเงื่อนไขที่อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส และรูปที่ 4.48 (ข) เป็นการเงื่อนไขที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส เมื่อลากเส้นสถานะวิกฤติ จะได้ความชันของเส้นสถานะวิกฤติมีค่าเท่ากับ 0.54 และ 0.68 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับความชันที่การทดสอบด้วยอัตราความเครียดที่ผ่านมา และเมื่อพิจารณาความชันเส้นของฮอฟสลิฟซึ่งทั้ง 2 อุณหภูมิมีค่าเท่ากับ 0.33 และ 0.43 ตามลำดับ

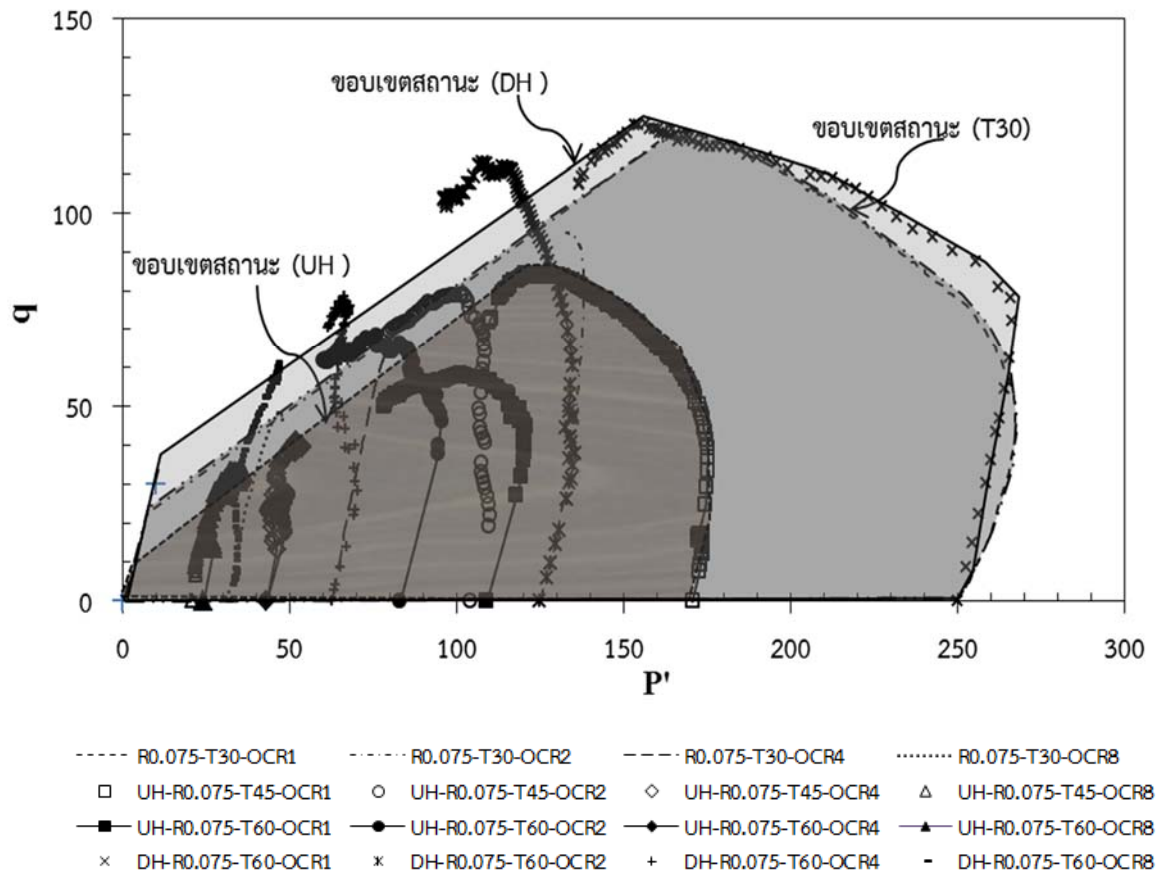
เมื่อนำเส้นทางความเค้นของการทดสอบโดยการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ของทั้งอุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส ที่อัตราความเครียด 0.075 % ต่อหน้าที่ มาพลีอตร่วมกับเส้นทางความเค้นของการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง (30 องศาเซลเซียส) ที่อัตราความเครียดเดียวกัน ซึ่งเป็นอัตราความเครียดตามมาตรฐานที่ใช้ในการทดสอบสามแกนของ ASTM จากนั้นจึงทำการลากเส้นสถานะวิกฤติ และเส้นของฮอฟสลิฟที่จุดสูงสุดของค่าความเค้นเบี่ยงเบน พบว่าการทดสอบที่อุณหภูมิห้องให้ขอบเขตสถานะ (state boundary) กว้างกว่า และขอบเขตสถานะจะหดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งกล่าวได้ว่าอุณหภูมิมีผลต่อขอบเขตสถานะ แต่เมื่อนำข้อมูลของการทดสอบภายใต้เงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ มาพลีอตร่วมกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.49 พบว่าการทดสอบที่อุณหภูมิสูง ในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ให้ขอบเขตสถานะที่กว้างที่สุด ดังนั้นนอกจากอุณหภูมิมีผลต่อขอบเขตสถานะ และยังขึ้นอยู่กับการระบายออกของแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในมวลดินด้วย ดังนั้นการให้ความร้อนแก่มวลดินเป็นผลให้พฤติกรรมรับแรงของมวลดินเพิ่มมากขึ้น หากมีการระบายแรงดันน้ำออกจากมวลดินได้ เนื่องจากอนุภาคเม็ดดินจะทำหน้าที่รับแรงเฉือน แต่หากน้ำไม่สามารถระบายออกจากมวลดิน หรือระบายได้ช้า ทำให้แรงดันน้ำยังคงกระจายอยู่ในมวลดิน แรงดันน้ำจะทำหน้าที่รับแรงเฉือนแทนเม็ดดิน ทำให้ความสามารถในการรับกำลังต่ำลง



รูปที่ 4.47 เส้นทางความเค้นของตัวอย่าง ที่อัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่
(ก) OCR=1 (ข) OCR=2 (ค) OCR=4 (ง) OCR=8

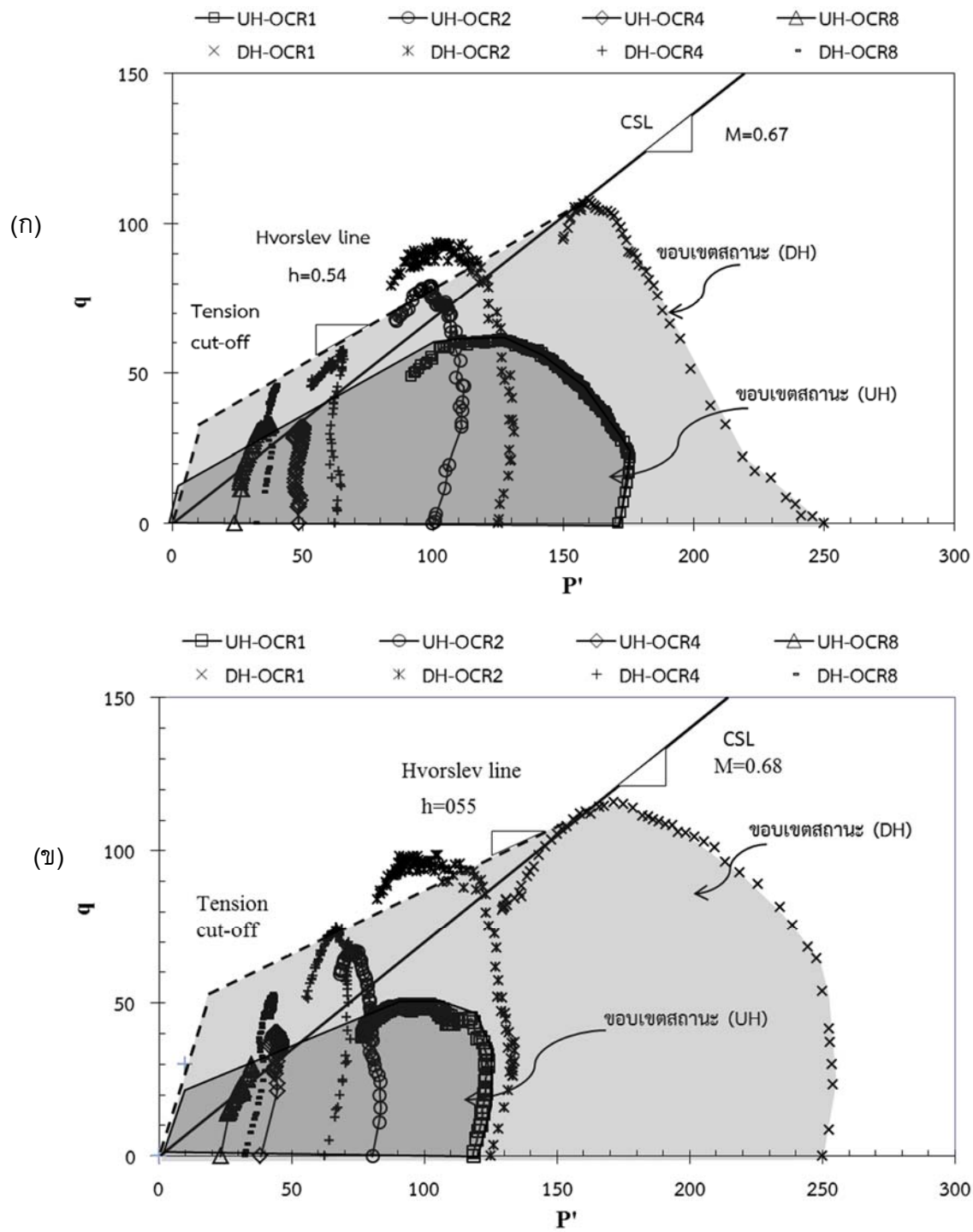


รูปที่ 4.48 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกันอัตราความเครียด 6.0% ต่อหน้าที่
(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

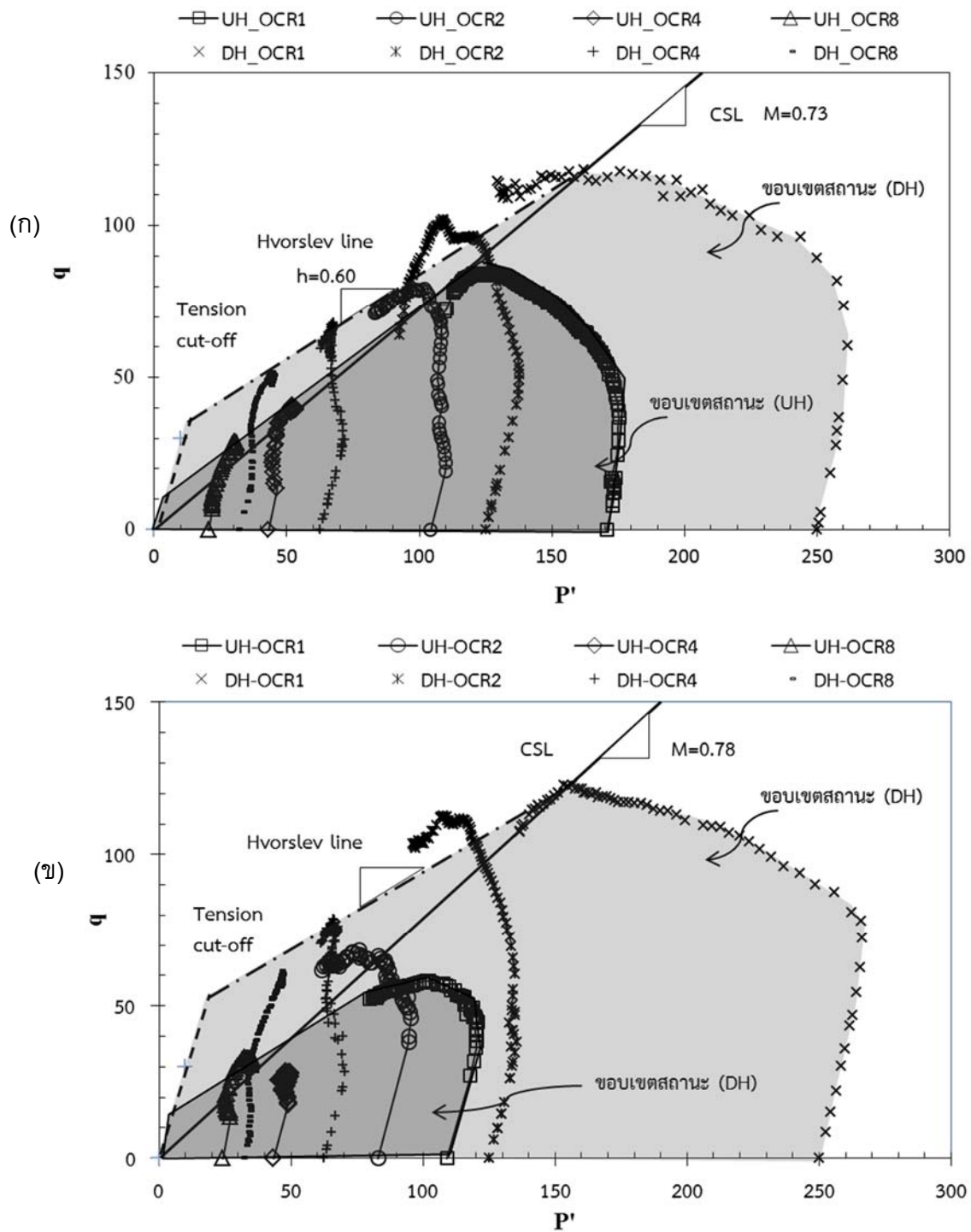


รูปที่ 4.49 ขอบเขตสถานะของการทดสอบในเงื่อนไขการให้ความร้อนต่างกัน ที่อุณหภูมิ 30 45 และ 60 องศาเซลเซียส และอัตราความเครียด 0.075% ต่อหน่วย

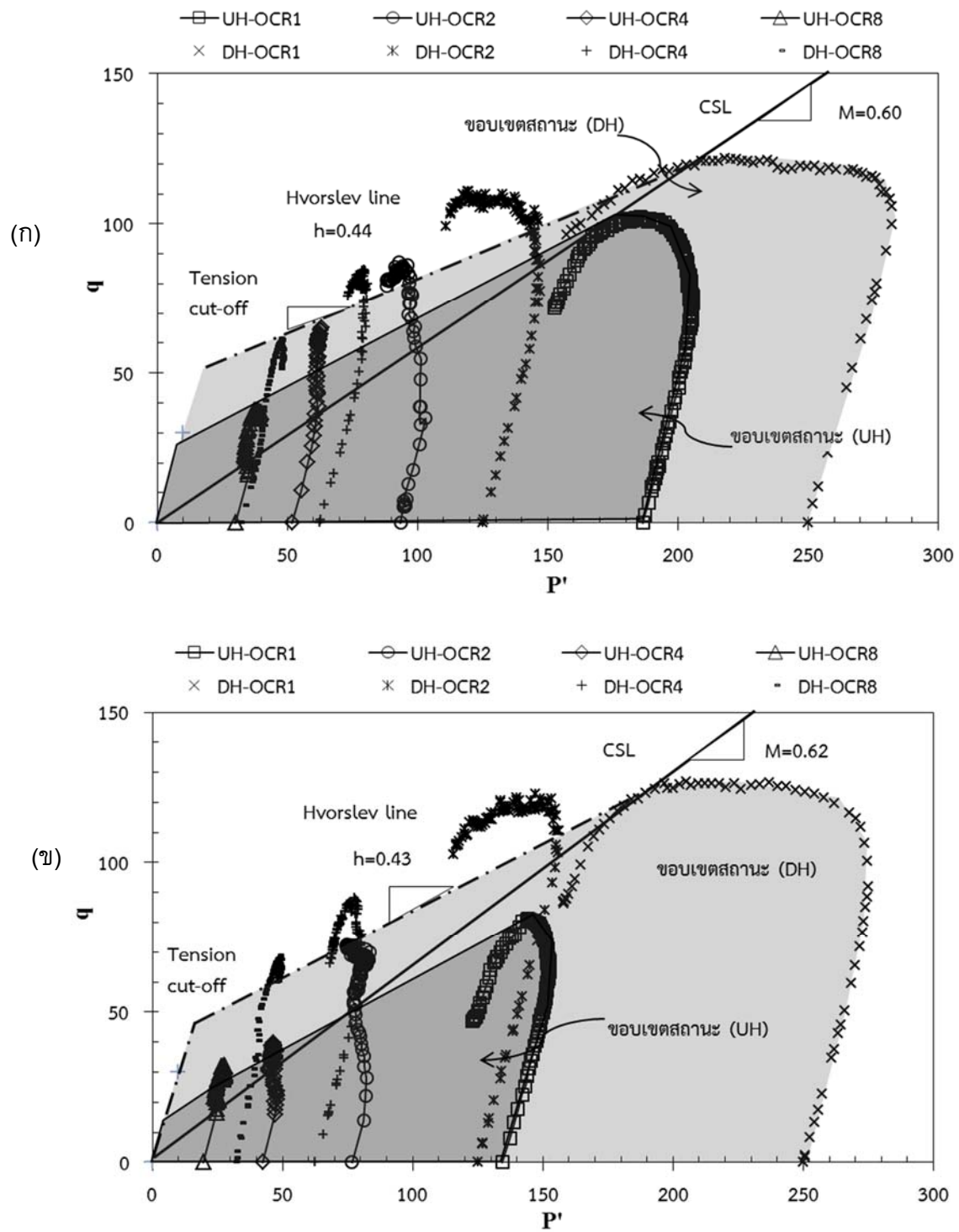
เมื่อนำเส้นทางความเค้นที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ มาทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบภายใต้เงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ ที่อัตราความเครียดต่างๆ พบว่าการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำมีผลกระทบทำให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนลดลง จึงเป็นผลให้ขอบเขตสถานะของเส้นทางความเค้นจากการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำแคบกว่าขอบเขตสถานะของการทดสอบแบบระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.50 ถึง 4.53 สังเกตได้ว่าความร้อนและอัตราความเครียดส่งผลต่อแนวโน้มของเส้นทางความเค้น โดยที่อัตราความเครียดต่ำ ความแตกต่างของความสูงของเส้นทางความเค้นของการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ มีความแตกต่างกันมากกว่าในการทดสอบที่ใช้อัตราความเครียดสูง กล่าวคือแนวโน้มของเส้นทางความเค้นจะขึ้นสูงเกินเส้น Critical state line ที่อัตราความเครียดต่ำ แต่ก็ยังขึ้นไม่ถึงเส้น Hvorslev line ดังนั้นที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวต่ำ ผลกระทบจากอัตราความเครียดและความร้อนจะส่งผลมากกว่าในดินที่มีค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง และส่งผลในการเฉือนด้วยอัตราความเครียดต่ำมากกว่าที่อัตราความเครียดสูง



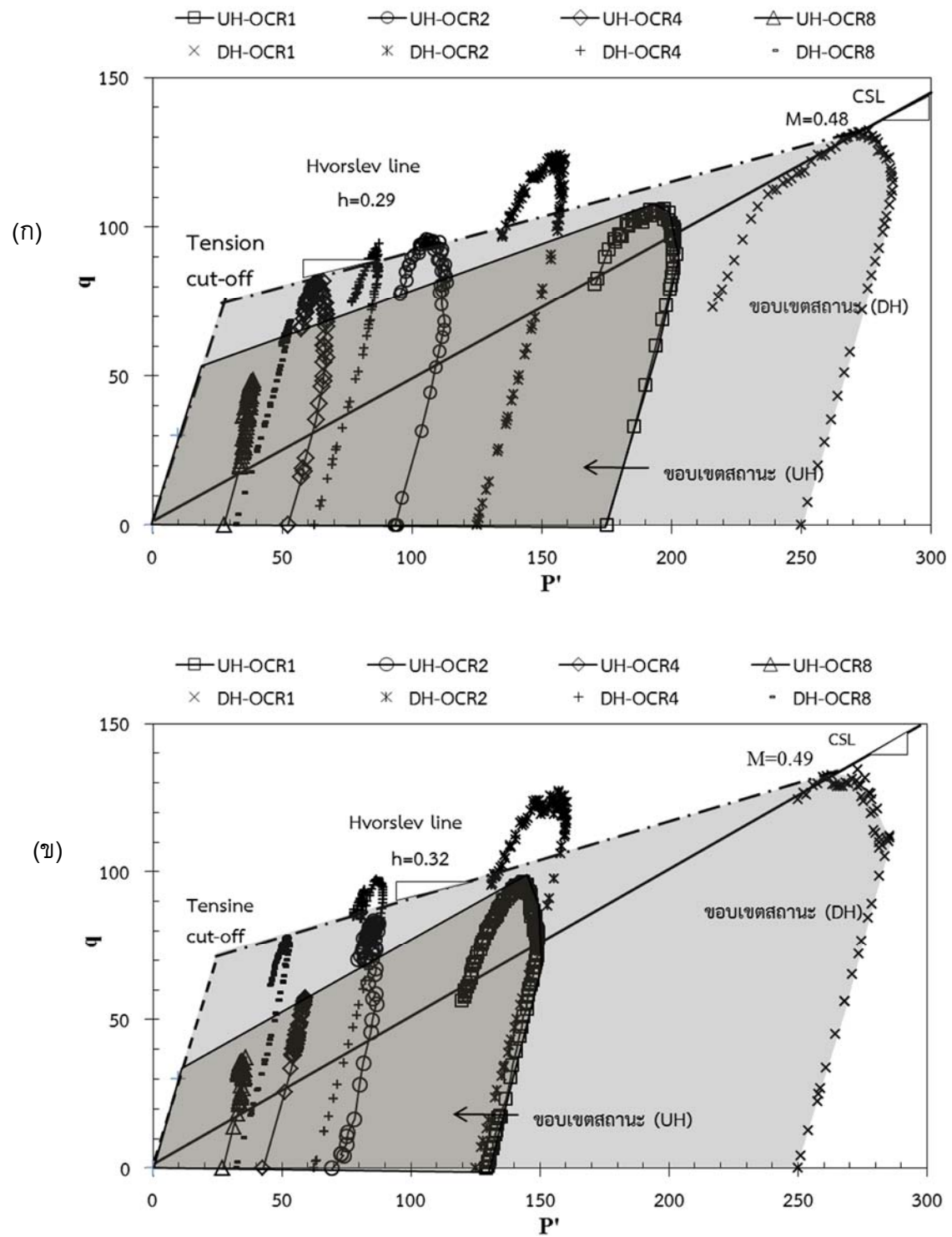
รูปที่ 4.50 เส้นทางการความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 0.02% มม.ต่อนาที
(ก) อุนหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุนหภูมิ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.51 เส้นทางความเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกันอัตราความเครียด 0.075% มม. ต่อ นาที
(ก) อุนหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุนหภูมิ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.52 เส้นทางการอัดแน่นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 1.0% มม.ต่อนาที
(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 4.53 เส้นทางการเค้นที่ค่าการอัดแน่นเกินตัวแตกต่างกัน อัตราความเครียด 6.0% มม.ต่อนาที
(ก) อุณหภูมิ 45 องศาเซลเซียส (ข) อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

เมื่อนำความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติของตัวอย่างที่ทดสอบที่อุณหภูมิห้องมาเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ทดสอบที่อุณหภูมิสูง พบว่าความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติที่ทำการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าลดลงเมื่อดินได้รับความร้อนเพิ่มขึ้นในทุกๆ อัตราความเครียด ยกเว้นที่อัตราความเครียด 6.0 % ต่อหน้าที่ให้ค่าความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติเพิ่มมากขึ้น ดังแสดงในตารางที่ 4.27 เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำ พบว่าค่าความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติของการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าต่ำกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำและแบบไม่ให้ความร้อน ยกเว้นที่อัตราความเครียด 6.0 % ต่อหน้าที่

ส่วนค่าความชื้นของเส้นฮอฟสลิฟของการทดสอบที่อุณหภูมิห้องมาพิจารณา ร่วมกับการทดสอบที่อุณหภูมิสูง ดังตารางที่ 4.28 พบว่าดินที่ได้รับความร้อนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าความชื้นของเส้นฮอฟสลิฟไม่แตกต่างกันมากนักกับการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง แต่มีค่าความชื้นของเส้นฮอฟสลิฟน้อยกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำในทุกๆ อัตราความเครียด ยกเว้นที่อัตราความเครียด 6.0 % ต่อหน้าที่

ตารางที่ 4.27 ความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติที่อุณหภูมิและอัตราความเครียดต่างกัน

อุณหภูมิ	ความชื้นของเส้นสถานะวิกฤติ			
	0.02%ต่อหน้าที่	0.075%ต่อหน้าที่	1.0%ต่อหน้าที่	6.0%ต่อหน้าที่
อุณหภูมิห้อง	0.60	0.67	0.71	0.50
45(UH)	0.54	0.70	0.56	0.54
60(UH)	0.55	0.64	0.58	0.68
45(DH)	0.67	0.73	0.60	0.48
60(DH)	0.68	0.78	0.62	0.49

ตารางที่ 4.28 ความชื้นของเส้นฮอฟสลิฟที่อุณหภูมิและอัตราความเครียดต่างกัน

อุณหภูมิ	ความชื้นของเส้นฮอฟสลิฟ			
	0.02%ต่อหน้าที่	0.075%ต่อหน้าที่	1.0%ต่อหน้าที่	6.0%ต่อหน้าที่
อุณหภูมิห้อง	0.35	0.46	0.42	0.33
45(UH)	0.40	0.56	0.38	0.33
60(UH)	0.29	0.48	0.45	0.43
45(DH)	0.54	0.60	0.44	0.29
60(DH)	0.55	0.59	0.43	0.32

4.3.4 ผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราความเครียดที่มีต่อพารามิเตอร์ในทฤษฎีสถานะวิกฤต

จากการทำการทดสอบแรงอัดสามแกน ได้นำค่าตัวแปรต่างๆ จากผลการทดสอบที่ได้มาพล็อตเส้นทางความเค้นตามหัวข้อ 4.3.3 เพื่อวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ในสถานะวิกฤต อันประกอบด้วยค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤต (slope of critical state line, M) ค่าความชันของเส้นอัดตัวคายน้ำในช่วงลดแรงและเพิ่มแรงซ้ำ (K) ค่าความชันของเส้นอัดตัวคายน้ำ (λ), ค่าความเค้นประวัตินิยาม (p'_c) และค่าโมดูลัสเฉือน (shear modulus, G) โดยค่าต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 4.29 ซึ่งค่าความชันของเส้นอัดตัวคายน้ำในช่วงลดแรงและเพิ่มแรงซ้ำและค่าความชันของเส้นอัดตัวคายน้ำหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดินที่มีการให้ความร้อนตามอุณหภูมิต่างๆ ก่อนการทดสอบตามหัวข้อที่ 4.3.1 ที่กล่าวมาข้างต้น ซึ่งให้ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวหรือดัชนีการอัดตัว (compression index, c_c) และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวซ้ำหรือดัชนีการอัดตัวซ้ำ (recompression index, c_r) นำมาประมาณเป็นค่าพารามิเตอร์ในทฤษฎีสถานะวิกฤตโดยความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.17 และ 2.18

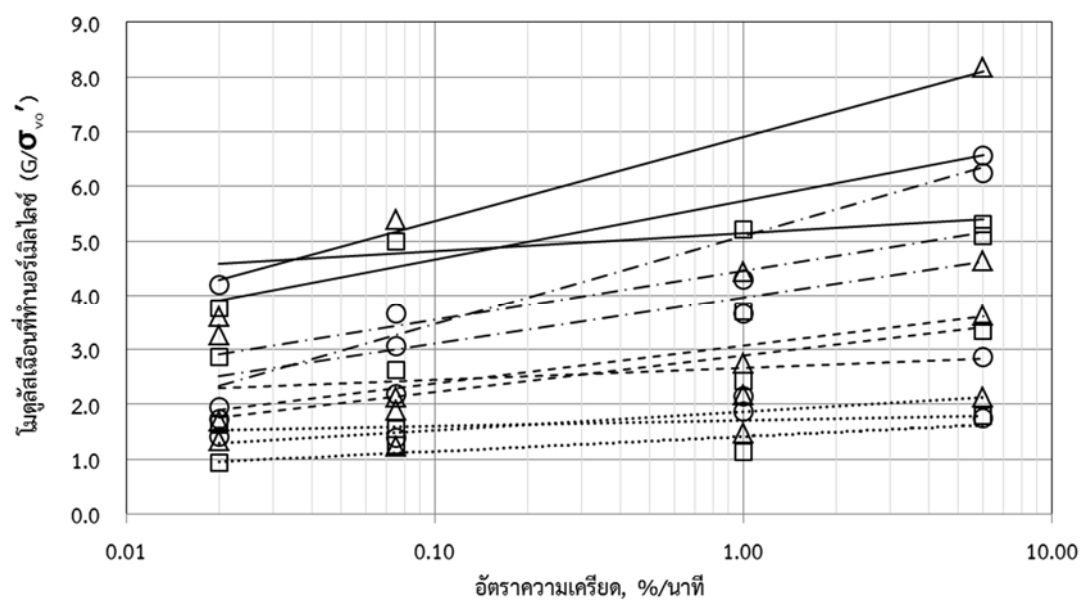
ค่าโมดูลัสเฉือน สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนบัวของ ซึ่งมีค่าประมาณ 0.5 สำหรับดินเหนียวอ่อน ซึ่งค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของดินเหนียวปากพนังจากการทดสอบแรงอัดสามแกนที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส แสดงในหัวข้อที่ 4.2.2.6 ตารางที่ 4.29 ซึ่งมีผลให้ค่าโมดูลัสเฉือนมีค่าประมาณ 113 ถึง 529 กิโลปาสคาล ซึ่งได้มาจากความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.26)$$

จากสมการที่ 2.26 จะได้ค่าโมดูลัสเฉือน แสดงในรูปที่ 4.54 พบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นส่งผลต่อค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มสูงขึ้น โดยการเพิ่มขึ้นของค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มแปรผันตรงกับอัตราความเครียด และอัตราการอัดแน่นเกินตัว ดังนั้นค่าโมดูลัสเฉือนของการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำจึงมากกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำและการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง

ตารางที่ 4.29 ค่าพารามิเตอร์ในสถานะวิกฤตของดินเหนียวปากพนัง

ตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมที่อุณหภูมิ (°C)	λ	K	p'_c (kPa)	G (kPa)
30*	0.525	0.129	47.00	117-447
50	0.360	0.095	51.94	113-529
70	0.307	0.098	45.73	
90	0.363	0.110	50.39	
110	0.372	0.110	54.57	



รูปที่ 4.54 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนที่ทำนอร์มัลไลซ์และอัตราความเครียด

บทที่ 5 สรุป และข้อเสนอแนะ

ผลการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราที่มีต่อพฤติกรรมด้านกำลังของดินเหนียวปากพหนัง โดยแบ่งการทดสอบเป็นสองส่วน คือ การศึกษาคุณสมบัติดัชนีของดินเหนียวปากพหนัง และทำการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ ที่ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวเท่ากับ 1 2 4 และ 8 ที่อุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส และเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียด 4 อัตรา คือ 0.02 0.075 1.0 และ 6.0 % ต่อ นาที โดยมีการให้ความร้อนในเงื่อนไขไม่ระบายน้ำ (undrained heat) จากนั้นนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับ การทดสอบที่อุณหภูมิห้อง และการทดสอบที่ให้ความร้อนในเงื่อนไขระบายน้ำ (drained heat) ซึ่งสามารถสรุปผลการทดสอบทั้งหมดได้ดังนี้

5.1 ผลของอุณหภูมิต่อคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวปากพหนัง

- 5.1.1 ดินเหนียวปากพหนังมีส่วนประกอบของแร่เป็น ควอตซ์ เกาลินไนท์ และอิลไลต์ มีแร่ดินเหนียวหลักอยู่ในกลุ่มเกาลินไนท์ มีองค์ประกอบหลักทางเคมีประกอบด้วย ซิลิกา อลูมินา และเหล็ก
- 5.1.2 ดินเหนียวปากพหนังจัดเป็นดินเหนียวอินทรีย์ ที่มีความเป็นพลาสติกสูง (Organic clay, OH) และอุณหภูมิส่งผลต่อค่าขีดจำกัดพลาสติกและค่าขีดจำกัดเหลวของดินเหนียวปากพหนัง โดยอุณหภูมิที่สูงขึ้นจะทำให้ค่าขีดจำกัดเหลวลดลงอย่างเห็นได้ชัด
- 5.1.3 อุณหภูมิส่งผลต่อการลดลงของน้ำหนักรวมของดินแห้ง เนื่องมาจากการสลายตัวของอินทรีย์วัตถุ (organic content) ในมวลดิน ซึ่งมีลักษณะคล้ายฟองน้ำ โดยอุณหภูมียิ่งสูง จะทำให้ปริมาณอินทรีย์วัตถุในมวลดินลดลง โดยไม่ได้เป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงทางโครงสร้างโมเลกุลของดินแต่อย่างใด

5.2 ผลของอัตราความเครียดต่อกำลังของดินเหนียวปากพหนัง

- 5.2.1 อัตราความเครียดในแนวแกนมีผลให้ค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดมีค่าสูงขึ้นเมื่ออัตราความเครียดเร็วขึ้นในทุกค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวและอุณหภูมิ ดินเหนียวปากพหนังมีคุณสมบัติทางของการตอบสนองด้านอัตราความเครียดแบบไม่เชิงเส้นเช่นเดียวกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ผลกระทบของอัตราความเครียดแสดงเด่นชัดในผลการทดสอบตัวอย่างดินที่อุณหภูมิห้อง เมื่ออุณหภูมิของตัวอย่างสูงขึ้นจะเห็นผลกระทบของอัตราได้น้อยลง ในทุกอัตราการอัดแน่นเกินตัว
- 5.2.2 แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นขณะทำการเฉือนจะมีค่าสูงเมื่อเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียดที่น้อย และแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าน้อยเมื่อเงื่อนไขด้วยอัตราความเครียดที่มากขึ้น เนื่องจากอัตราความเครียดที่เร็วมีผลต่อการกระจายตัวของแรงดันน้ำในมวลดินกระจายตัวอย่างไม่สม่ำเสมอ การจัดเรียงตัวของโครงสร้างโมเลกุลเม็ดดินเกิดขึ้นอย่างไม่สมบูรณ์

5.3 ผลของอุณหภูมิต่อกำลังของดินเหนียวปากพหนัง

- 5.3.1 จากการศึกษพบว่าอุณหภูมิมีผลต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของดินเหนียวปากพหนัง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับวิธีการให้ความร้อน หากให้ความร้อนแบบร้อนโดยให้แรงดันน้ำสามารถ

ระบายออกได้ จะทำให้มวลดินมีความสามารถในการรับแรงได้มากกว่าการทดสอบที่ไม่ให้ความร้อน แต่หากให้ความร้อนโดยไม่ให้แรงดันน้ำระบายออกได้ มวลดินจะมีกำลังรับแรงได้น้อยกว่าการทดสอบที่ไม่ให้ความร้อน

- 5.3.2 แรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากกระบวนการให้ความร้อน จะส่งผลต่อพฤติกรรมของมวลดินในขณะทำการเจียน กล่าวคือให้ความร้อน ทำให้มวลน้ำขยายตัว ความหนืดของน้ำลดลง แต่เนื่องจากน้ำไม่สามารถไหลออกจากช่องว่างของดินได้ จึงทำให้แรงดันของน้ำเพิ่มสูงขึ้น ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงกำลังของดิน ในดินสภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวปกติ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินสูงกว่าดินสภาวะอัตราการอัดแน่นเกินตัวมากกว่าปกติ
- 5.3.3 อุณหภูมิมีผลต่อสมบัติความดันน้ำที่จุดวิกฤติที่ค่าอัตราการอัดแน่นเกินตัวต่ำกว่าที่อัตราการอัดแน่นเกินตัวสูง และพบว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำให้แนวโน้มค่าสมบัติความดันน้ำที่จุดวิกฤติสูงกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำและการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง ตามลำดับ เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นในขณะเจียนที่วัดบริเวณหัวและท้ายของก้อนตัวอย่างดิน ทำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ได้จากการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำสูงกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำและการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง
- 5.3.4 การให้ความร้อนทำให้ดินถึงจุดวิกฤติเร็วขึ้น กล่าวคือ ดินที่อุณหภูมิห้องจะถึงจุดวิกฤติอยู่ที่ประมาณ 12.1 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดแนวแกน ดินที่ได้รับอุณหภูมิ 45 และ 60 องศาเซลเซียส แบบไม่ระบายน้ำ มีจุดวิกฤติอยู่ที่ประมาณ 8.5 และ 7.0 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดแนวแกน ซึ่งมากกว่าการทดสอบโดยการให้ความร้อนแบบระบายน้ำเล็กน้อย ซึ่งมีค่าเท่ากับ 8.3 และ 6.2 เปอร์เซ็นต์ของความเครียดแนวแกน ตามลำดับ

5.4 ผลของอุณหภูมิและอัตราความเครียดต่อค่าพารามิเตอร์และขอบเขตสถานะในทฤษฎีสถานะวิกฤต

- 5.4.1 ขอบเขตสถานะของเส้นทางการทดสอบในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบระบายน้ำ มีขอบเขตที่กว้างกว่าขอบเขตสถานะของการทดสอบแบบไม่ให้ความร้อน และการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ตามลำดับ
- 5.4.2 ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤติของการทดสอบในเงื่อนไขการให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ มีค่าต่ำกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำ และแบบไม่ให้ความร้อน กล่าวคือ การให้ความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ จะทำให้ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤติมีค่าลดลงในทุกๆอัตราความเครียด ยกเว้นที่อัตราความเครียด 6.0 % ต่อนาที ซึ่งให้ค่าความชันของเส้นสถานะวิกฤติเพิ่มมากขึ้น
- 5.4.3 ดินที่ได้รับความร้อนแบบไม่ระบายน้ำ ค่าความชันของเส้นฮอฟสลิฟฟ์ไม่แตกต่างกันมากนักกับการทดสอบที่อุณหภูมิห้อง แต่ให้ค่าความชันของเส้นฮอฟสลิฟฟ์น้อยกว่าการทดสอบที่ให้ความร้อนแบบระบายน้ำในทุกๆอัตราความเครียด ยกเว้นที่อัตราความเครียด 6.0 % ต่อนาที

5.5 ข้อเสนอแนะ

- 5.5.1 ในการศึกษาครั้งนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของความร้อนต่อพฤติกรรมการรับแรงของดินเหนียวปากพนัง เพื่อให้ได้รับความเข้าใจที่ชัดเจนขึ้น ควรศึกษาที่อุณหภูมิสูงกว่า 120 องศาเซลเซียส เนื่องจากผลจากการทดสอบการวิเคราะห์เสถียรภาพทางความร้อน ด้วยวิธี Thermo gravimetric analysis TGA ในหัวข้อที่ 4.1.4 พบว่าน้ำหนักของมวลดินเหนียวปากพนังจะเปลี่ยนแปลงไปมากที่อุณหภูมิดังกล่าว
- 5.5.2 ในการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียว เพื่อให้ได้ข้อมูลที่ครอบคลุม ควรทดสอบการทดสอบสามแกนแบบแรงดึงเพิ่มเติมด้วย

บรรณานุกรม

- ชูศักดิ์ ศิริรัตน์. 2552. Consistency Limits. สื่อการสอนวิชา Soil Mechanics Laboratory. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์.
- ชนกร ชมพุดัน และ สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2551. พฤติกรรมความหนืดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13. โรงแรมจอมเทียน ปาล์ม บีช พัทยา จ.ชลบุรี 14-16 พฤษภาคม 2551.
- ศิริพร ชีวะกุล. 2556. การศึกษาพฤติกรรมความหนืดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวอ่อนปากพนัง. วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมธรณีเทคนิค), คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.
- สำนักงานกองทุนการวิจัยแห่งชาติ. 2549. คู่มือการทดสอบทางปฐพีกลศาสตร์. เล่มที่ 1.
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2551. ปฐพีกลศาสตร์: หลักการพื้นฐาน. 1. แก้ไขโดย ทิพวรรณ โหละสุต. กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2553. ปฐพีกลศาสตร์: พลาสติกซิตีและทฤษฎีสถานะวิกฤต พิมพ์ครั้งที่ 1 สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2557. ปฐพีกลศาสตร์: หลักการพื้นฐาน. พิมพ์ครั้งที่ 2 (ฉบับปรับปรุง) สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- วัชร ศรีสกุล. 2559. การศึกษาพฤติกรรมด้านกำลังเนื่องจากผลกระทบของอุณหภูมิและอัตราของดินเหนียวปากพนัง. วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมธรณีเทคนิค), คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.
- วีระ ศักดิ์สุพรรณ และสุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2550. การประมาณค่าสัมประสิทธิ์ความหนืดของดินเหนียวกรุงเทพฯโดยการทดสอบการเปลี่ยนแปลงอัตราความเครียด. การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12 โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ.พิษณุโลก 2-4 พฤษภาคม 2550.
- อภิชัย จุฑาศิริวงศ์. 2546. สภาพทางธรณีและลักษณะของชั้นดินในบริเวณภาคใต้. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์, สงขลา.
- อมร พิมานมาศ, ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด, และ ปรีดา ไชยมหาวัน. 2556. วิศวกรรมธรณีเทคนิคเบื้องต้น. สภาวิศวกร.
- อัครเดช แซ่จิ้ว. 2552. คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนปากพนัง. วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมธรณีเทคนิค), คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.
- Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., and Chaiprakaikeow, S. 2006. Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. In Geotextiles and Geomembranes (24): 359–370.
- Alberro, J. and Santoyo, E. 1973. Long term behavior of Mexico city clay. Proceeding of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.

- American Society for Testing and Materials. 1992. Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing. ASTM International: ASTM D 4427-92.
- American Society for Testing and Materials. 2004. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International: ASTM D 4767-04.
- American Society for Testing and Materials. 2006. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International: ASTM D 2487-06.
- Andersland, O. B. and Deuglas, A. G. 1970. Soil deformation rates and activation energies. *Geotechnique*, 20(1): 1-16.
- Atkinson, J.H., and Bransby, P.L. 1978. The mechanics of soils (An introduction to critical state soil mechanics). McGraw-Hill.
- Bergado, D.T., Balasubramaniam, A.S., Fannin, R.J., and Holtz, R.D. 2001. Prefabricated vertical drains (PVDs) in soft Bangkok clay: a case study of the new Bangkok international airport project. *Can. Geotech. J.* (39): 304-315.
- Bergado, D.T., Abuel-Naga, H.M. and Thet, Y. 2004. Hydraulic conductivity of soft Bangkok clay under elevated temperature. *Proceeding of the International Symposium on Lowland Technology*, Bangkok, Thailand: 39-42.
- Berre, T. and Bjerrum, L. 1973. Shear strength of normally consolidated clay. *Proceeding of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow.
- Bjerrum, L. and Simons, N. E. 1960. Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Norwegian Geotechnical Institute Publ* (35): 13-22.
- Campanella, R. G. and Mitchell, J. K. 1968. Influence of temperature variations on soil behavior. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE* 94(3): 709-734.
- Christensen, R. W. and Wu, T. H. 1964. Analysis of clay deformation as a rate process. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*. 90(1): 125-157.
- Chung, S. G., Kim, S. K., Kang, Y. J., Im, J. C., and Nagendra Prasad, K. 2006. Failure of breakwater founded on thick normally consolidated clay layer. *Geotechnique*. (56): 393-409.
- Craig, G. 1997. *Clinical calculations using dimensional analysis*. Philadelphia, Lippincott-Raven.
- Das, B.M. 2008. *Advanced soil mechanics*. 3rd edn. Taylor & Francis. New York.
- Delage, P., Sultan, N., Cui, Y. J., and Li, X. L. 2011. Permeability changes in Boom clay with temperature. *International Conference and Workshop "Impact of Thermo- Hydro-*

- Mechanical-Chemical (THMC) processes on the safety of underground radioactive waste repositories", European Union, Luxembourg, 29 September - 1 October 2009.
- Den Haan, E. and Feddema, A. 2011. Deformation and strength of embankments on soft Dutch soil. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Paper: 900086.
- Devi, K.R. and Sahu, R.B. 2015. Shear strength of organic clay in Kolkata Region. *Indian Geotech J.*(January-March 2015) 45(1): 25-34.
- Dhowian, A.W. 1978. Consolidation effects on properties of highly compressible soils–peat. Ph.D thesis, University of Wisconsin, Madison.
- Edil, T.N., Wang, X. 2000. Shear strength and K_0 of peats and organic soils. In: Edil TB, Fox PJ (eds) *Geotechnics of high water content materials*. ASTM International, West Conshohocken: 209–225
- Grino, L. 2004. The Effect of Heat on Deformation and Strength Behavior of Soft Bangkok Clay. Master Thesis, Asian Institute of Technology.
- Habibagahi, K. 1977. Temperature effect and the concept of effective void ratio. *Indian Geotechnical Journal*: 14-34.
- Head, K.H. 1986. Manual of soil laboratory testing. vol.3. Pentech Press, London
- Hueckel, T., and Baldi, G. 1990. Thermoplasticity of saturated clays: Experimental constitute study. *J. Geotech .Engrg.* ,ASCE. 116(12): 1178-1769.
- Hobbs, N.B. 1986. Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats. *Quarterly Journal of Engineering Geology*. 19(1): 7–80.
- Houston, S. L., Houston, W. N., and Williams, N. D. 1985. Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE. 111(11): 1249-1263.
- Huat, B.B.K. 2004. Organic and peat soils engineering. University Putra Malaysia Press, Serdang: 146-150
- 5.1.1.** The International Association for the Properties of Water and Steam. 2008.
- Indraratna, B., Balasubramanian, A. S., and Balachandran, S. 1992. Performance of test embankment constructed on failure on soft marine clay. *J. Geotech. Engg.*, ASCE. (118): 12-33.
- Jarrett, P.M. 1995. Geoguide 6. Site investigations for organic soils and peat. J.K.R. Document 20709-0341-95. Institute Kerja Raya Malaysia, Sarawak
- Karlson, R. and Viberg, L. 1967. Ratio c/p' in relation to liquid limit and plasticity index with special reference to Swedish clays Proc. Geotechnical conference. Oslo. Norway (1): 43-47

- Kuntiwattanukul, P., Towhata, I., Ohishlii, K., and Sekoiv, I. 1995. Temperature effects on undrained shear characteristics of clay. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 35(1) Mar: 147-162.
- Ladd, C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. 1977. Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 9th Int. Conf. *Soil Mech. and Found. Engng*, 2 ed.: 421-494.
- Lagaly, G. 1984. Clay-organic interactions. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*. (A 311): 315-332.
- Lagurous, and J., G. 1969. Effects of temperature on some engineering properties of clay soils. *Proceedings of an International Conference on Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils*: 189-193.
- Lambe, T., William, and Robert, W. 1969. *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York,
- Landva, A.O. and Pheeney, P.E. 1980. Peat fabric and structure. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(3): 416-435.
- Lechowicz, Z. 1994. An evaluation of the increase in shear strength of organic soils. *Proceeding of the Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*, Balkema, Rotterdam: 167-179.
- Mitchell, J. K. 1964. Shearing resistance of soils as a rate process. *J. Soil Mech and Found. Engrg. Div., ASCE* 90(1): 231-251.
- Mitchell, J. K., Campanella, R. G. and Singh, A. 1968. Soil creep as a rate process. *J. Soil Mech. and Found, Engrg. Div., ASCE* 94(1): 29-61.
- Mitchell, J.K., and Soga, K. 2005. *Fundamentals of soil behavior*. Wiley.
- Morin, R. and Silva A. J. 1984. The effects of high pressure and high temperature on some physical properties of ocean sediments. *Journal of Geophysical Research* 89(B1): 511-526.
- Moritz, Lovisa. 1995. Geotechnical properties of clay at elevated temperatures. Report 47 vols. Sweden: Roland Offset.
- Morten, L., Augustesen, A., Lade, P. V., and Member ASCE. 2002. OBSERVED TIME DEPENDENT BEHAVIOR OF SOIL. In *ASCE Engineering Mechanics Conference*. New York.
- Murayama, S. 1969. Effect of temperature on the elasticity of clays. *Effects of Temperature and Heat on Engineering Properties of Soils*, Special Report 103, *Highway Research Board*, Washington, D.C.: 194-203.

- O' Kelly, B. C. and Zhang, L. 2013. Consolidated-drained triaxial compression testing of peat. *Geotechnical Testing Journal*, 36(3): 310–321.
- Obasi, N. L. and AnyaegbuNnam, A. J. 2005. Correlation of the undrained shear strength and plasticity index of tropical clays. *Nigerian Journal of Technology* 24(2) (September): 1-11.
- Pothiraksanon, C., Bergado, D.T., Abuel-Naga, Hayashi, S., and Du, Y.J. 2007. Novel thermo-PVD consolidation technique for soft soils. *International Association of Lowland Technology*, 9(2): 38-48.
- Quinn, T. 2013. Rate effect in fine grained soil. Degree of Doctor of Philosophy. University of Dundee.
- Ranjan, G. and Rao, ASR. 2007. Basic and applied soil mechanics. *New Age International Publishers*. New Delhi.
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. 1968. On the generalized behavior of wet clay, *Engineering Plasticity*, (Heyman, J. and Leckie, F.A. eds.), Cambridge University Press: 535-610
- Roy, D., and Singh, R. 2008. Mechanically stabilized earth wall failure at two soft and sensitive soil sites. *Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE*, (22): 373-380
- Sherif, M.A., and Burrous C.M. . 1969. Temperature Effects on The Confined Shear Strength of Saturated. Cohesive Soil. *Proceedings of n International Conference on Effects of Temperature and Heat on engineering Behavior of Soils. Highway Research Board*: 267-272.
- Skempton, A.W., and Nor they, R.D. 1952. The sensitivity of days. *Geotechnique*. (3): 30 – 53.
- Subramanian, N. 2010. Properties of Soils. *Design of Steel Structures*.
- Taiye, E.A. 2012. Effect of Organic Content on Compaction and Consolidation Characteristics of Lagos Organic Clay. *EJGE*, (17): 2201-2211.
- Tanaka, N., Graham, J., and Crilly, T. 1997. Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures. *Engineering Geology*: 339-350.
- Terzaghi, K. 1925. *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Franz Deuticke.
- Towhata, I., Kuntiwattanukul P., Seko, I., and et al. 1993. Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundation*: 170 - 183.
- Trani, L.D., Dennes, O., Bergado, T., and Abuel-Naga, H.M.. 2008. Thermal Effects on Undrained Shear Strength of Normally Consolidated Soft Bangkok Clay. *In Geotechnical spacial publication*, New Orleans, Louisiana: 1069-1705.
- Vaid., and Campanella. 1977. Time dependent behavior of undisturbed clay. *Journal of geotechnical engineering division*. (103)
- van Oiphen, H. 1963. *Introduction to Clay Colloid Chemistry*. Wiley Interscience.

New York.

Wood, D.M. 1990. Soil Behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press.

- 5.5.1 Zhu, J. G., and Yin, J. H. 2000. Strain – rate – dependent stress – strain behavior of over consolidated Hong Kong marine clay. *Journal of geotechnical engineering* (37): 1272 – 1282.

ภาคผนวก ก

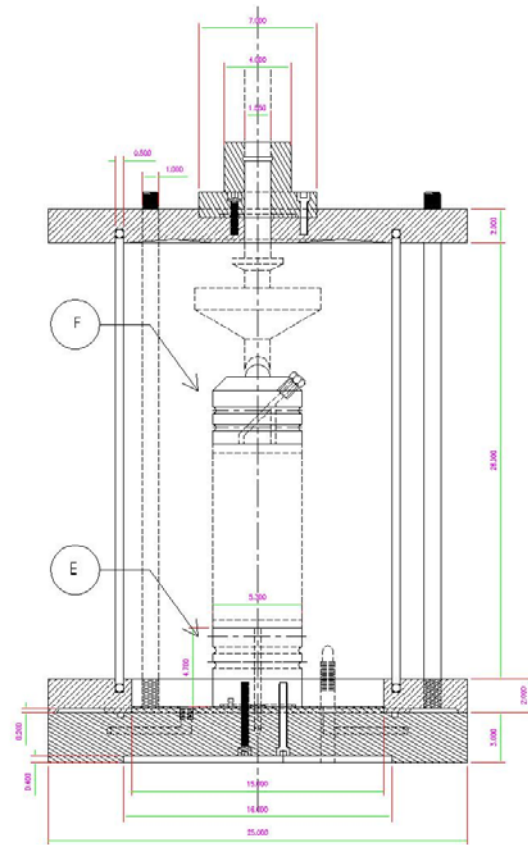
รูปตัวอย่างดินหลังการทดสอบแรงอัดสามแกน

OCR	อุณหภูมิ	อัตราความเครียด			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
1	45				
	60				
2	45				
	60				

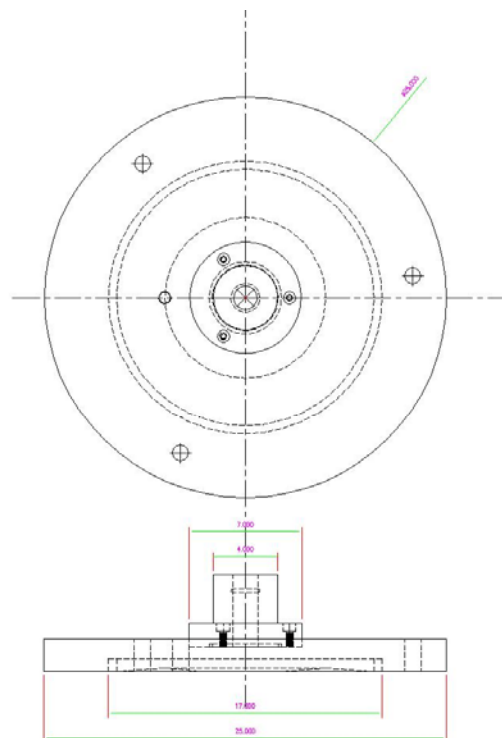
OCR	อุณหภูมิ	อัตราความเครียด			
		0.02%ต่อนาที	0.075%ต่อนาที	1.0%ต่อนาที	6.0%ต่อนาที
4	45				
	60				
8	45				
	60				

ภาคผนวก ข

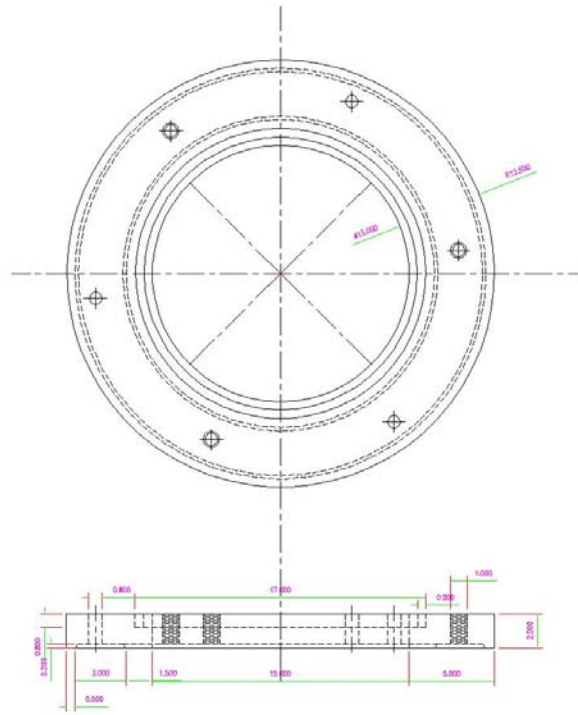
แบบแปลนเซลล์สามแกนที่ควบคุมอุณหภูมิ



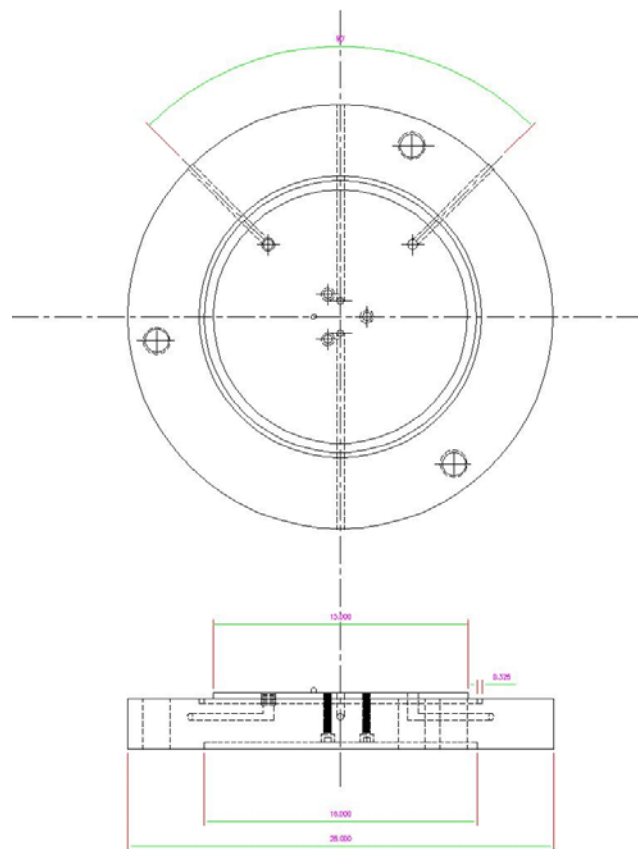
SECTION A-A



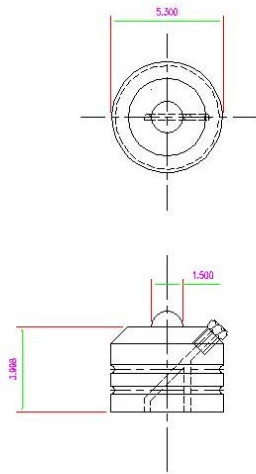
ภาพ A



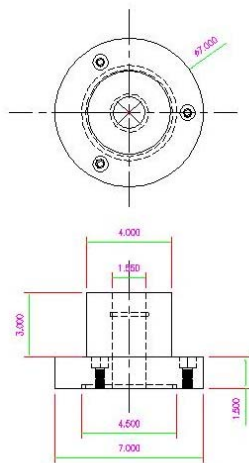
ขยาย B



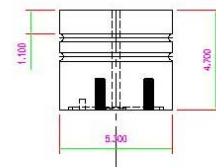
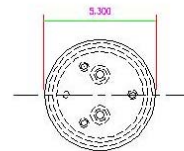
ขยาย C



ส่วนที่เพิ่ม



ขยาย D



ขยาย E

ภาคผนวก ค

การเผยแพร่วิทยานิพนธ์

STRAIN RATE AND THERMAL EFFECT ON STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF ORGANIC CLAY

Pimparch Phanvisavakarn¹ and * Tanan Chub-uppakarn²

^{1,2} Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Prince of Songkla University, Thailand.

*Corresponding Author, Received: 20 July 2017, Revised: 10 Feb. 2018, Accepted: 10 March 2018

ABSTRACT: Organic deposits are commonly encountered in estuaries regions. Organic matter directly affects the engineering properties of soil. However, all most economic cities in the world are located in this areas consisting of organic soil. Therefore, a technique to improve the properties of organic soil is important. This work is focused on improving engineering properties of organic soil by heating. In order to investigate the behavior, Pakpanang marine deposit clay is selected for this work. The scope of this research is to study the behavior of soil by using temperature control consolidated undrained triaxial compression test. The strain-rate dependency of undrained shear strength, pore water pressure, and stress path are investigated. The influence of normally consolidated (NC) on stress-strain behaviors of soil is examined. The results of tests indicated that the temperature relatively inverse to organic matter of soil and weaken the strength of soil.

Keywords: *Compression triaxial test, Temperature, Organic clay, Strain rate, Undrained shear strength.*

1. INTRODUCTION

Organic clays are defined as clay with sufficient organic content to affect the soil properties [1]. Organic clays exhibit mechanical properties somewhat different than the customary behavior of inorganic clays. Organic structure is contained within the porous cellular structure of the fibers, a sponge-like structure. The structure can absorb huge amounts of water but it is uncemented water and soil mineral [2]-[6]. Common characteristics of organic clays are high water content, high plasticity, high compressibility, low permeability and low shear strength [7]. The characteristic of soil directly affects the geotechnical engineering work. However, because of rapid economic growth, numerous constructions in present are usually found in estuaries regions, which are lowlands, where sedimentation of organic clay can be found.

In order to solve the critical problem due to engineering properties of organic soil, ground improvement techniques are applied. Because organic matter generally decays when the temperature is increased, the heating process is one of the ground improvement techniques that can be applied during construction.

Behaviors of fine grain soil are very interesting because viscosity behavior directly relates to plasticity and grain size of soil, resulting in time, strain rate and temperature effects. The effects of strain rate and Thermal are very significant to the stress-strain behavior of clay. Several researchers [8]-[15] have investigated the result of the strain rate effect on stress and pore pressure behavior of

clay. They found that a higher strain rate results in a higher undrained shear strength: the undrained strength increased by 5-10% per log cycle of strain rate of testing for Saint-Jean-Vianney clay [11]. “[12] demonstrated that the undrained shear strength increases by 9-20% for a 10-fold change in strain rate for high plastic natural clays.” The studies of the strain-rate effect on pore-water pressure indicate that the strain rate effects to the strength that related to change of excess pore water pressure. Pore-water pressure rises up during shearing at a lower strain rate than a higher strain rate [16]-[18]. Moreover, the higher strain rate affects a higher normalize stiffness, E/σ'_c [10], [11], [18].

There has been a lot of research on the temperature effects on strength and stress-strain behavior of clay. We have found that the results are conflicting. Several investigators have found that increase in temperature decreases shear strength [19]-[23]. On the other hand, increasing temperature increases in shear strength [24]-[27]. Investigation of Bangkok clay in drained heating conditions found that increased temperature also increases shear strength and stiffness of the clay. Temperature has no effect on the slope of the critical state and the stress paths tend to move to the right indicating that temperature caused strengthened clay [28]. Temperature affects to stress in clay that related to volume change and pore pressure such as “Campanella and Mitchell [29] shows that higher temperature affects volume change and pore pressure of clay depending on the drainage conditions of the clay’s mass. Drained

heating, is when the expansion of water leaves the clay mass, increasing the volume thus rearranging the soil's particles. On the other hand, undrained heating causes expansion of water in clay mass inducing development of pore pressure effects on volume expansion." However, there are no clear studies of the strain rate and thermal effect on the stress-strain behavior of organic clay.

By improving engineered properties of organic soil by heating affects relates to viscous behavior of clayey soil in order to predict the soil strength and ground settlement during and after dissipation of the excess pore water pressure, may also change temperature with more accuracy. The thermal conductivity of clay is faster than drainage causes to study in undrained heated conditions. The aim of this work is to understand the mechanical response of organic clay in relation to temperature and strain rate. It should be possible to use these relationships when making rudimentary interpretations of the natural process.

2. MATERIALS AND TEST PROGRAM

In this study, the original clay was recovered from a depth of 4.50 meters to 12.00 meters. The site was within Ban Pakkhaug, Pakpanang, NakhonSiThamarat province, which is on the southern coastline of Thailand. The measured physical properties of the clay samples are summarized in Table 1. According to the Unified Soil Classification System (USCS), the clay is classified as organic clay (OH).

Tests were carried out using a temperature controlled triaxial apparatus as shown in Fig. 1. To apply a thermal load to the specimen, heaters were applied in chambers of triaxial cells that filled with water surrounding the sample. During a test, a thermostat was used to control temperature, automatically adjusting the amount of power supplied to the heater based on the feedback from the thermocouple. The soil and water temperature of the triaxial cells were set to equal, at least 1 hours was required to achieve thermal equilibrium.

The undisturbed samples were trimmed into a triaxial specimen 50 mm in diameter and 100 mm in height. The specimens were wrapped with filter-paper, side-drains were to implement to accelerate drainage during consolidation and disperse excess pore pressure during shearing. All tests in this study were isotropically consolidated undrained triaxial compression tests in which the cell pressure and shearing rate were kept constant. To investigate the strain rate and thermal effect, the axial strain rates used were 0.02, 0.075, 1, and 6%/min and thermal load were 30 degree Celsius, 45 °C, and 60 °C. Therefore, the number of testing in this study is 12 as tabulated in Table 2.

In a routine testing procedure, a back pressure of 200 kPa. was applied to the specimen, until B values were found greater than 0.95. Then, the specimens were subjected to isotopically consolidation pressure of 450 kPa. The deviator stress and mean stress in this condition are zero and 250 kPa respectively. After the consolidation process, the thermal load was applied to the specimen under undrained conditions. Excess pore pressure in heat process was generated based on the expansion of water. Finally, the shearing was done in a strain controlled apparatus with strain rate as shown in Table 2

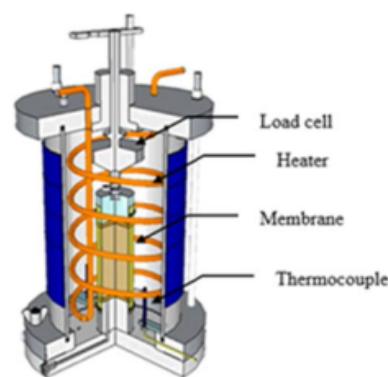


Fig.1 Schematic diagram of temperature controlled triaxial apparatus

Table 1 Physical and basic properties of the organic Pakpanang clay.

Properties	Value	Unit	
Natural water content (W_n)	86.81	%	
air dried soil	94.08	%	
Liquid limit, LL	oven dried at 110 °C	68.97	%
Plastic limit, PL	32.45	%	
Plasticity index, PI	61.62	%	
Total unit weight	1.5	t/m ³	
Specific gravity, G_s ¹	2.67	-	
Sand (0.06-2 mm) ¹	0.75	%	
Silt (0.002-0.06 mm) ¹	52.67	%	
Clay (<0.002 mm) ¹	43.69	%	
Compression Index, C_c ¹	0.668	-	
Recompression Index, C_r ¹	0.14	-	
Coefficient of Consolidation, C_v ¹	1.034	m ² /year	
Void ratio ¹	2.253	-	

¹(S. Chewakul, T. Chub-uppakarn and T. Chomphurat, 2013)

Table 2 Details of test condition of consolidated undrained triaxial compression test at elevated temperature units

Drainage Condition on heat process	Strain rate (%/min)	OCR = 1		
		Temperature (°C)		
Undrained	0.02	30	45	60
	0.075	30	45	60
	1.00	30	45	60
	6.00	30	45	60

3. DISCUSSIONS OF TEST RESULTS

3.1 Thermal Effect on Plasticity Properties of Organic Clays

The liquid limit (LL) is the point at which the consistency is transformed from a plastic state to a liquid state. From experiments, the liquid limit value is decreased when the temperature of the oven is increased as shown in Figure 2. The ratio of the liquid limit of air-dried soil (30 °C) to oven dried soil (110 °C) was found to be 0.73, indicating that the reduction in the liquid limit of oven dried soil was higher than 25%. Hence, Pakpanang clay is classified an organic clay following ASTM D 2487 – 06.

The plastic limit (PL) is the point in which the consistency is transformed from a semi-solid state to a plastic state. From this study, the plastic limit is a constant value along with the temperature of oven drying. As a result, the liquid limit and plastic limit is mostly dependent on soil texture, organic matter, clay mineralogy, and clay content. When the heating process decomposes organic matter, a spongy structure is destroyed, decreases the water layer surrounding soil. Therefore the liquid limit at high temperatures of oven dry is lower than the liquid limit at a low temperature of oven dry.

3.2 Thermal Effect on Undrained Shear Strength of Organic Clays

The undrained shear strength behavior of organic Pakpanang clay subjected to Isotropically Consolidated Undrained (ICU) compression triaxial test in undrained heating conditions, in various temperatures of 30°C, 45°C, 60°C and strain rates of 0.02, 0.075, 1.0 and 6.0 %/min. Fig. 3 shows pore pressure in the specimen is induced by the undrained heating process. The excess pore pressure was generated due to the increased volume of water. The shearing process began after the pore pressure was fully developed. The total

elapsed time for undrained heating was about 24 hours. The heating time was the same as the period of the oven dried sample as determined in accordance with the procedures in Test Method of Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) in ASTM D 2487-06. Heat transfers around all sample and eliminates some organic matter. The test results of normally consolidated (NC) organic clay will be illustrated using three figures as shown in Fig 4 to 6. Fig.(a) shows the relationship between normalized deviator stress and axial stress. Fig.(b) indicates the changes in normalized excess pore pressure with axial strain. In this diagram, the excess pore does not start from point (0.0, 0.0) because of excess pore pressure induced during undrained heating. Fig.(c) displays normalized stress path deviator stress and mean effective stress and the critical state line. Fig (c) shows that the pre-shear effective stress (p'_0) did not keep as a constant because of the uncertainty of the structure making it difficult to control its initial condition.

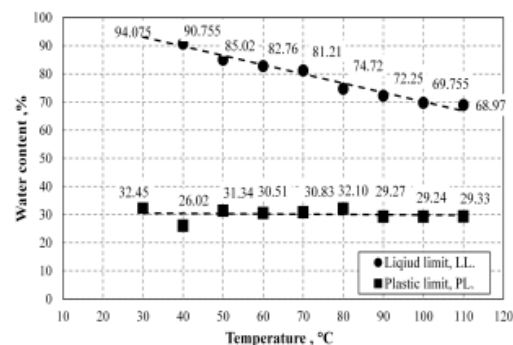


Fig. 2 Liquid limit and Plastic limit values of organic Pakpanang clay air dried and after oven dried.

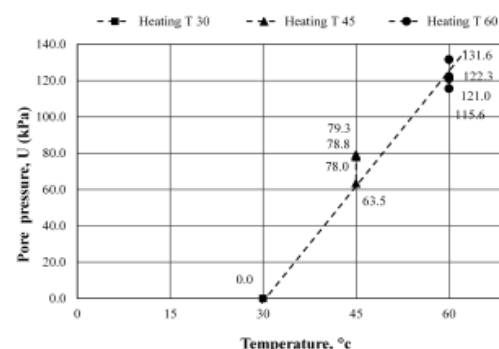


Fig. 3 Changing of excess pore pressure due to undrained heat as a function of temperature.

The exclusive results of this work show that undrained shear strength of organic clay is increased as strain rate increases. In Fig. 4(a), 5(a), and 6(a), the diagrams show the changing of normalized deviator stress, q_u/σ'_c is a direct variable to the change of temperature while the generating of excess pore pressure decreased as the temperature increased. The effect of strain rate and the temperature is shown in softening behavior of fine grain soil and directly related to strain softening. The strain softening behavior of fine grain soil is a result of decreasing of the viscosity and doubling the layer, water in soil structure easily moves out and the pore pressure can be distributed all around soil sample. As the high temperature is implemented, high strain softening as illustrated in Fig 5(a) and 6(a). In Fig. 4(b), 5(b), and 6(b), the undrained shear strength behavior was related to the excess pore water pressure, indicating that there is a tendency that there is higher excess pore pressure generated during low strain-rate because the effect of excess pore pressure that could fully generate and distribute in whole of soil mass. However, with the high strain-rate the excess pore pressure could not fully generate but only on the top and the bottom of soil mass caused low excess pore pressure affecting high shear strength. Pore pressure in the specimen based on shearing state is continuously increased, despite specimens beyond the failure state. The trend of pore pressure at room temperature is affected by organic matter in specimens its cellular structure. When temperature is high (45 °C and 60 °C), the excess pore pressure will be constant at large strains as shown in Fig. 4(b), 5(b), and 6(b). This is one reason that shear strength of organic clay is lower than inorganic clay.

Fig.7 shows that strains at the failure of normalized deviator stress in high temperatures are lower than low temperature. This result affects the decomposition of organic matter. Specimen structure is formed as a rigid material when the temperature is increased. The effect of the organic matter has on undrained shear strength behavior can be emphasized by pore pressure as shown in Fig.8. Excess pore pressure generated on the shearing process is decreased as the temperature is increased. Undrained shear strength is significantly decreased as the temperature is increased displayed in Fig 9.

Due to the fact that pore water pressure is generated by an undrained heating process and volume of specimens was not changed, (for the study of shear strength behavior), undrained shear strength should be normalized by normalization deviator stress. The relation between normalized deviator stress by effective stress before shearing state and strain rate is illustrated in Fig. 9, where

effective stress before shearing state is σ'_c . From Fig. 9, the normalized deviator stress increased as-

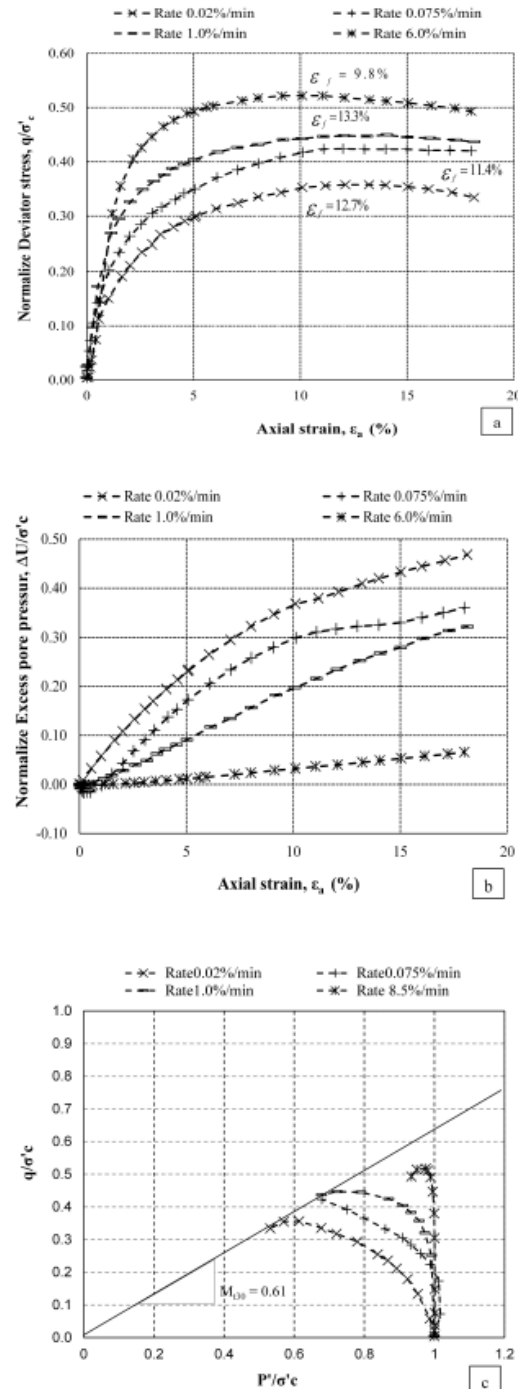


Fig. 4 Result of ICU triaxial compression test in NC organic Pakpanang clay subjected to undrained heating at 30 degree Celsius. (a) Relationship between normalized deviator stress and axial strain. (b) Relationship between normalized pore-water

pressure and axial strain (c) Normalized stress paths for the NC organic clay.

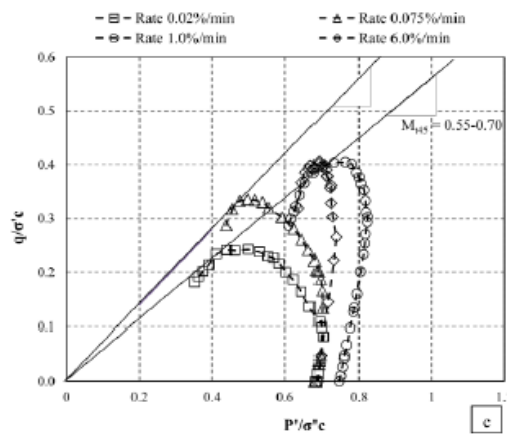
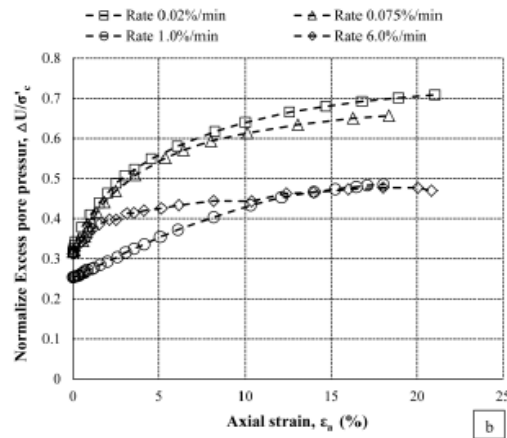
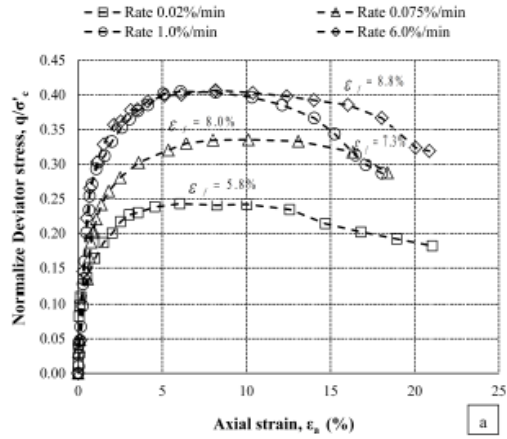


Fig. 5 Result of ICU triaxial compression test in NC organic Pakpanang clay subjected to undrained heating at 45 degree Celsius (a) Relationship between normalized deviator stress and axial strain. (b) The relationship between normalized

pore-water pressure and axial strain (c) Normalized stress paths for the NC organic clay.

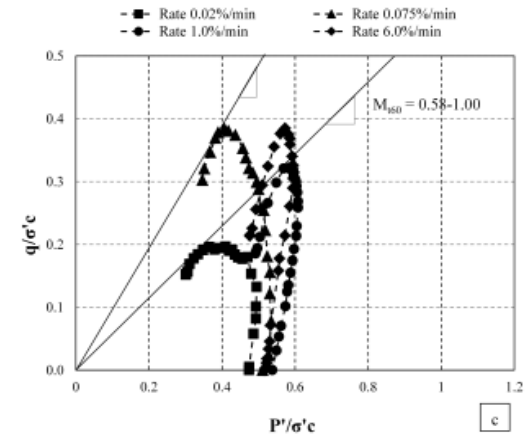
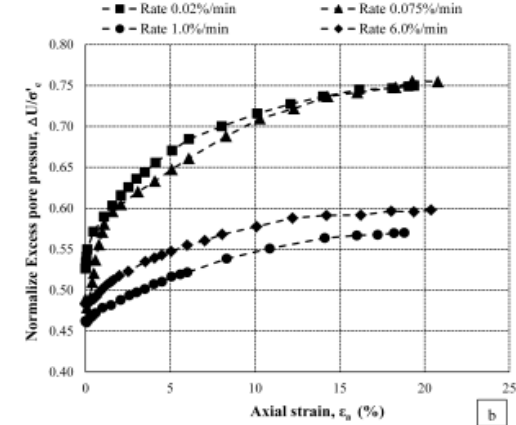
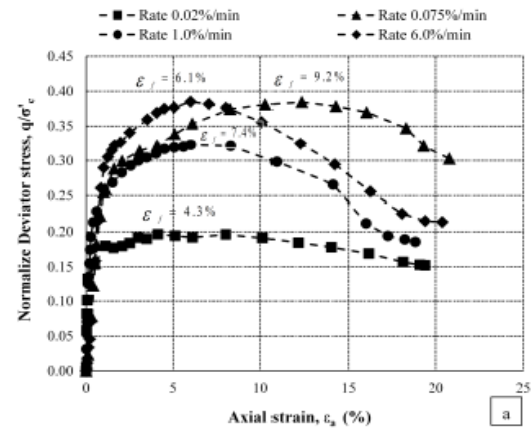


Fig. 6 Result of ICU triaxial compression test in NC organic Pakpanang clay subjected to undrained heating at 60 degree Celsius (a) Relationship between normalized deviator stress and axial strain. (b) The relationship between normalized pore-

water pressure and axial strain (c) Normalized stress paths for the NC organic clay.

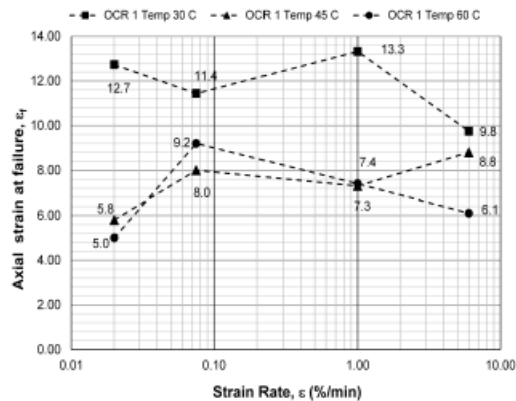


Fig. 7 Relationship between strain at failure and axial strain rate

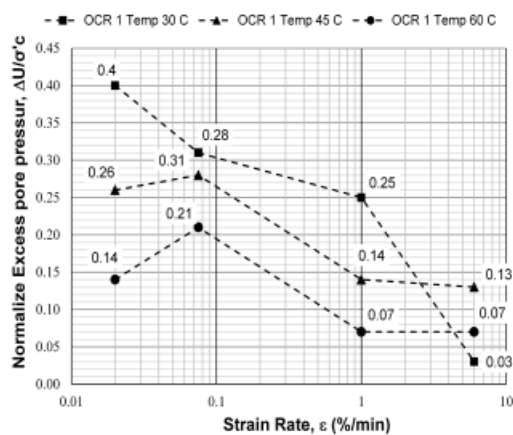


Fig. 8 Relationship between normalized pore water pressure at failure and axial strain rate.

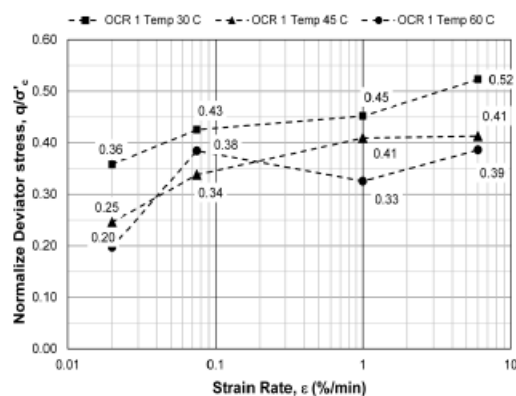


Fig. 9 Relationship between normalized deviator stress at failure and strain rate for NC organic Pakpanang clay.

the strain rate increased, contrary to the increase in temperature, as the lowest strain rate (0.02 %/min) and highest temperature (60 °C) given the lowest normalized deviator stress, as the highest strain rate (6.0 %/min) and the room temperature given the highest normalized deviator stress.

3.3 Thermal Effect on Critical State Line

The effect of temperature on the critical state behavior of organic Pakpanang clay was demonstrated at different temperature levels. Fig.

4(c), 5(c), and 6(c), Normalized stress paths for the NC organic clay shows that the heat stress paths tend to move to the left of the specimen tested at room temperature (30°C). The shifting of the stress path to the left indicates that heat strengthened specimens due to the failure of the specimen at higher normalized deviator stress result from occurring lower excess pore water pressure in the soil mass during shearing. The slope M of critical state lines indicates that NC organic Pakpanang clay, at 30, 45 and 60°C are in the range of 0.61, 0.55 to 0.69 and 0.58 to 1.00 respectively.

4. CONCLUSION

The object of this research studied the mechanical response of organic clay as a function of temperature and strain rate. As heat destroyed a spongy structure of organic matter that absorbed a water layer around fine soil is decreased. This effect directly relates to Atterberg's limit. Moreover, the decay of organic matter is effect by decreasing of excess pore pressure generated due to expanding of the shearing process. In strain rate effect, the tendency of undrained shear strength is a direct variation to strain rate. The behavior effects pore pressure generating in the shearing process. The slope M of the critical state lines indicates that the trend of slope M does not clearly change. Effect of temperature and strain rate is directly related to the path change of the stress path to shift to the left of the original critical state theory.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

"The authors are deeply grateful to Department of Civil Engineering, faculty of engineering, Prince of Songkla University for the assistance of sponsor and financial support. Authors are also grateful to Phan Engineering Consultant Group Co., Ltd. for supporting fieldwork."

6. REFERENCES

- [1] ASTM D 2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), 2006.
- [2] Hobbs N. B., Mire Morphology and The Properties and Behaviour of Some British and Foreign peats, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 19(1), 1986, pp.7-80.
- [3] Landva A. O. and Pheeney P. E., Peat Fabric and Structure, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17(3), 1980, pp. 416-435.
- [4] O'Kelly, B. C., and P. S. P., Effect of Decomposition on The Compressibility of Fibrous Peat, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 8(4), 2013, pp. 286-296.
- [5] Berry P. L. and Poskitt T. J., The Consolidation of Peat, *Geotechnique*, Vol. 22(1), 1972, pp. 27-52.
- [6] Dhowian A. W. and Edil T. B., Consolidation Behaviour of Peats, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 3(3), 1980, pp. 105-114.
- [7] Taiye E. A., Effect of Organic Content on Compaction and Consolidation Characteristics of Lagos Organic Clay, *EJGE*, Vol. 17, 2012, pp. 2201-2211.
- [8] Richardson A. M. and Whitman R. V., Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay, *Geotechnique*, 1963, pp. 310-324.
- [9] Alberro J. and Santoyo E., Long-Term Behavior of Mexico City Clay, in *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1973.
- [10] Berre T. and Bjerrum L., Shear Strength of Normally Consolidated Clays, 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973.
- [11] Vaid Y. P., Robertson P. K. and Campanella R. G., Strain Rate Behavior of Saint-Jean-Vianney Clay, *Can.Geotech.J.*, vol. 16(1), 1979, pp. 34-42.
- [12] Graham J., Crooks J. H. and Bell A. L., Time Effects on The Stress-Strain Behaviour of Natural Soft Clays, *Geotechnique*, 33(3), vol. 33(3), 1987, pp. 327-340.
- [13] Lefebvre G. and Lebouf D., Rate effects and cyclic loading of sensitive clays, *Geotech. Engrg.* 113(5), 1987, pp. 476-489.
- [14] Sheahan T. C., Ladd C. C. and Germaine J. T., Rate Dependent Undrained Shear Behavior of Saturated Clay, *Geotech.Engrg.* 122(2), vol. 122(2), 1996, pp. 99-108.
- [15] Abraham D. R. J., Jose Martinez-Vasquez J. and Carlos Santamarina J., Strain-Rate Effects in Mexico City Soil, *Geotech.Engrg. ASCE*, 2009, pp. 301-3055.
- [16] Casagrande A. and Wilson S. D., Effect of Rate Loading on The Strength of Clays and Shales at Constant Water Content," *Geotechnique*, 2(3), 1951, pp. 251-263.
- [17] Crawford C. B., The Influence of Rate of Strain on Effective Stress in Sensitive Clay, in *ASTM Spec. Tech. Publ.* 254, 1959, pp. 36-68.
- [18] Zhu J. and Yin J., Strain-Rate-Dependent Stress-Strain Behavior of Overconsolidated Hong Kong Marine Clay, *Can.Geotech.J.* 37(6), 2000, pp. 1272-1282.
- [19] Mitchell J. K., Shearing Resistance of Soil as a Rate Process, *Soil Mechanic, and Foundation Engrg. Div. ASCE*, Vol. 90, 1964, pp. 231-251.
- [20] Murayama S., Effect of Temperature on The Elasticity of Clays, Washington, D.C., 1969.
- [21] Sherif M. A. and Burrous C. M., Temperature Effects on Unconfined Shear Strength of Saturated Cohesive Soil, *Proceedings of International Conference, Highway Research Board*, 1969.
- [22] Hueckel T. and Baldi G., Thermoplasticity of Saturated Clays: Experimental Constitutive Study, *Geotech. Engrg. ASCE*, Vol. 116, No.12, 1990, pp. 1178-1769.
- [23] Moritz L., Geotechnical Properties of Clay at Elevated Temperatures Linkoping Sweden, Report No.47, Linkoping Sweden, 1995.
- [24] Laguros J. G., Effect of Temperature on Some Engineering Properties of Clay Soils, Washington, D.C., 1969.
- [25] Houston S. L., Houston W. N. and Williams N. D., Thermo-mechanical Behavior of Seafloor Sediments, *Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, Vol. 111, No.11, 1985, pp. 1249-1263.
- [26] Abuel-Naga H. M., Bergado D. T., and Bouazza A., Thermally Induced Volume Change and Excess Pore Water Pressure of Soft Bangkok Clay," *Engineering Geology* 89, 2006, pp. 144-154.
- [27] Kuntiwattanukul P., Towhata I., Ohishi K. and Seko I., Temperature Effects on Undrained Shear Characteristics of Clay, Soils, and foundations. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 35, No.1, Mar 1995, pp. 147-162.
- [28] Trani L. D., Bergado D. T. and Abuel-Naga

- H. M., Thermal Effects on Undrained Shear Strength of Normally Consolidated Soft Bangkok Clay, Geo-Congress: Characterization Monitoring, and Modeling of Geosystem, 2008, pp. 1069-1076.
- [29] Campanella R. W. and Mitchell J. K., Influence of Temperature Variations on Soil Behavior, Soil Mech.and Found. Div. ASCE., Vol. 94. No. 3, 1968, pp. 709-734.
- [30] Chewakul S., Chub-uppakarn T. and Chomphurat T., An Influence of Shear Rate Effect on Stress and Strain Behavior of Pak Panang Soft Clay," The 18 st National Convention on Civil Engineering. NCCE, 2013, pp.249-254.

Copyright © Int. J. of GEOMATE. All rights reserved, including the making of copies unless permission is obtained from the copyright proprietors.
