การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง

นายกรัณฑ์ กระแสสินธุ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2545

ISBN 974-17-2587-6

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DETERMINATION OF SOIL PARAMETERS FOR ADVANCED SOIL MODEL

Mr. Karan Krasaesindhu

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering
Faculty of Engineering
Chulalongkorn University

Academic Year 2002

ISBN 974-17-2587-6

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง
โดย	นายกรัณฑ์ กระแสสินธุ์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ **ดร. บุญชัย อุกฤษฏชน**
อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม	Dr. T. H. Seah

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้นับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญามหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธารักษ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.**บุญชัย อุกฤษฏชน**)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม
(Dr. T. H. Seah)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

นายกรัณฑ์ กระแสสินธุ์: การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง (DETERMINATION OF SOIL PARAMETERS FOR ADVANCED SOIL MODEL)
อ.ที่ปรึกษา: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฎชน, อ.ที่ปรึกษาร่วม: Dr. T. H. Seah, 176 หน้า. ISBN 974-17-2587-6.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สำหรับแบบจำลองดินชั้นสูง ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้เลือกใช้แบบจำลองดิน MIT-E3 (MIT-E3, Whittle, 1987) เนื่องมาจากความสามารถในการจำลองพฤติกรรมจริงของดิน ทั้งในสภาวะอัดแน่นปกติในธรรมชาติ และสภาวะอัดแน่นเกินตัว รวมไปถึง Small Strain non-Linearity, Strain Softening และ Anisotropic Strength แบบจำลองดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากแบบจำลองความเค้นประสิทธิผล ซึ่งใช้แนวความคิดของ Critical State Soil Mechanics โดยพารามิเตอร์ที่ต้องการมีทั้งหมด 15 ตัว

ตัวอย่างดินที่ใช้ทำการทดสอบเก็บมาจากบริเวณ ถนนสายบางนา-บางปะกง กิโลเมตรที่ 29-800 ที่ความลึก 6.0 ถึง 7.0 เมตร ด้วยวิธี Fix Piston Sampling ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 นิ้ว ผลจากการเก็บตัวอย่างดินพบว่าดินบริเวณนี้เป็นเนื้อเดียวกัน ไม่มีทรายหรือเปลือกหอยปะปน และมีสมบัติพื้นฐานเช่น Water Content, w_n = 135%; Plasticity Index, PI = 73%; และ Liquidity Index, LI = 1.3 นอกจากนั้นผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำยังแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างดินดังกล่าวอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (OCR = 1.0)

การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง MIT-E3 นั้นใช้การทดสอบทางปฐพีกลศาสตร์ชั้นสูง 3 การทดสอบ กล่าวคือ 1) การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบความเครียดคงที่ (CRS) 2) การทดสอบแรงอัด 3 แกนแบบแรงกดจาก K_0 (CK_0UC, OCR = 1, 2) 3) การทดสอบแรงอัด 3 แกนแบบแรงดึงจาก K_0 (CK_0UE, OCR = 1) ซึ่งผลการทดสอบทั้ง 3 การทดสอบนั้นสามารถหาค่าพารามิเตอร์ 6 ตัวหลักได้ (λ, e_0, K_{onc}, ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE} , $2G/K$) โดยตรง จากนั้นนำพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการดังกล่าวมาร่วมในการศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric Study) เพื่อหาพารามิเตอร์อีก 7 ตัว (h, C, c, n, ω, γ, s_l) โดยที่พารามิเตอร์ที่เหลืออีก 2 ตัว (ψ_0, κ_0) ได้จากการสมมุติค่าเนื่องด้วยข้อจำกัดในการทดสอบ Resonant Column นอกจากนั้นยังทำการทดสอบ CK_0UC ที่ OCR เท่ากับ 1.5 และ 4 และ CIUC และ CIUE ที่ OCR เท่ากับ 1 เพื่อเป็นผลเปรียบเทียบความสามารถในการคาดคะเนพฤติกรรมของดิน จากผลการจำลองพฤติกรรมดินของแบบจำลอง MIT-E3 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองดังกล่าวมีความแม่นยำค่อนข้างดีในการคาดคะเนพฤติกรรม ความเค้นความเครียด และกำลังของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งในสภาวะอัดแน่นปกติ และสภาวะอัดแน่นเกินตัว

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
ปีการศึกษา 2545 ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....

4270207421 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: STRESS PATH / MIT-E3 / NON-LINEARITY / MARINE CLAY

KARAN KRASAESINDHU: DETERMINATION OF SOIL PARAMETERS FOR ADVANCED SOIL MODEL. THESIS ADVISOR: ASST. PROF. BOONCHAI UKRITCHON, Sc.D., THESIS COADVISOR: Dr. T. H. Seah, 102 pp.

ISBN 974-17-2587-6.

The objective of this thesis is to determine the soil parameters of Bangkok clay for an advanced soil model. In this thesis, the MIT soil model (MIT-E3; Whittle, 1987) is selected since it can simulate most real behaviors of natural normally and over-consolidated clays, including small-strain non-linearity, strain softening, and anisotropic strength. The model is based on an effective stress model with the concept of the critical state soil mechanics, requiring 15 soil parameters.

The clays studied in this thesis were sampled from the Bang Na-Bang Pakong Highway Km.29-800 at depth between 6.0 to 7.0 meters. The samples were collected by 3-inch diameter of fixed-piston sampler. At this depth, sampling results revealed that the clay layer is relatively homogeneous without any sand lens or shells. The clay has the average index properties as: water content, w_n = 135%; plasticity index, PI = 73%; and liquidity index, LI = 1.3. Odometer tests showed that the clay is at the state of normal consolidation (OCR = 1).

In order to determine soil parameters for the MIT model, three advanced laboratory tests were carried out: 1) constant rate of strain consolidation tests (CRS); 2) K_0-triaxial compression (CK_0UC, OCR = 1, 2); 3) K_0-triaxial extension test (OCR = 1). There were six main soil parameters (λ, e_0, K_{onc}, ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE} , *2G/K)* obtained directly from those tests. Parametric studies of tests had to be carried out in order to obtain the seven soil parameters (*h,* C, c, *n*, ω, γ, s_t). The remaining two soil parameters (ψ_0, κ_0) were assumed due to laboratory limitations to run resonant column tests. Additional triaxial tests, namely CK_0UC at OCR = 1.5, 4; CIUC at OCR = 1.0; CIUE at OCR = 1.0; were carried out in order to evaluate the model capabilities. The results of the MIT model simulation have shown that this model can reasonably predict stress-strain-strength behavior of Bangkok clay for both normally and over-consolidated clays.

Department Civil Engineering Student's signature……

Field of study Civil Engineering Advisor's signature……

Academic year 2002 Co advisor's signature……

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ สำเร็จลงได้ ต้องขอแสดงความขอบคุณ

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฎชน ในฐานะ อาจารย์ที่ปรึกษา และ Dr. T. H. Seah ในฐานะ อาจารย์ที่ปรึกษาร่วม ที่ได้ให้คำชี้แนะวิธีการทดสอบและทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์ ตลอดจนได้ปรับปรุงแก้ไขวิทยานิพนธ์นี้จนสำเร็จ ลุล่วงด้วยดี

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินกุล สำหรับคำชี้แนะแนวทาง รวมทั้งคำแนะนำอื่นๆ ที่เป็นประโยชน์อีกมากมาย

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่าน ที่กรุณาสละเวลา และให้คำแนะนำ รวมทั้งให้ข้อคิดเห็น ที่เป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

มูลนิธิ ศาสตราจารย์ ดร.ชัย มุกตะพันธ์ และ กองทุนสนับสนุนการวิจัย บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้เงินทุนสนับสนุนในการทำวิทยานิพนธ์นี้

บิดา-มารดา และครอบครัว สำหรับ แรงกาย แรงใจ และทุนทรัพย์ จนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้เอ่ยถึงในที่นี้ทุกท่าน ที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอขอบพระคุณทุกท่านเป็นอย่างยิ่ง

กรัณฑ์ กระแสสินธุ์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย ..... ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ ..... จ
กิตติกรรมประกาศ ..... ฉ
สารบัญ ..... ช
สารบัญตาราง ..... ฎ
สารบัญรูป ..... ฎ
สัญลักษณ์ ..... ฒ

บทที่

1. บทนำ 1
    1.1 คำนำ 1
    1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย 1
    1.3 ขอบเขตของงานวิจัย 2
    1.4 ประโยชน์ของงานวิจัย 3

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง 4
    2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพฯ 4
    2.2 หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล (Total and Effective Stress) 5
    2.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง
        (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K_0) 7
    2.4 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) 12
        2.4.1 ชนิดของทางเดินของหน่วยแรง (Type of Stress Path) 12
            2.4.1.1 MIT Stress Path 12
            2.4.1.2 Cambridge Stress Path 13
        2.4.2 คุณสมบัติที่สำคัญของทางเดินของหน่วยแรง
            (Characteristics of Stress Path) 14
    2.5 กฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Criteria) 15
        2.5.1 การวิเคราะห์การวิบัติในมวลดิน (Two Type of Failure Law) 16
            2.5.1.1 การวิเคราะห์ในรูปของหน่วยแรงรวม
                (Total Stress Analysis) 17

สารบัญ

บทที่ หน้า

2.5.1.2 การวิเคราะห์ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)..... 17
2.5.2 หลักการกำหนดจุดวิบัติในมวลดิน (Failure Point Criteria)..... 18
2.5.3 Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE)..... 19
2.5.4 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Normalized Soil Parameter (NSP)..... 19
2.5.4.1 หลักการของ NSP (NSP Concept)..... 19
2.5.4.2 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี SHANSEP..... 22
2.5.4.3 การประยุกต์ใช้ NSP ในทางปฏิบัติ (Application of NSP)... 24
2.6 กลไกและพฤติกรรมการทรุดตัว..... 27
2.6.1 การทรุดตัวแบบทันที (Immediate Settlement)..... 28
2.6.2 การทรุดตัวที่สัมพัทธ์กับเวลา (Time Dependent Settlement)..... 29
2.6.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการทรุดตัว..... 30
2.7 การอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่..... 30
2.7.1 ทฤษฎีในการวิเคราะห์การอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่..... 32
2.7.2 การหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต..... 33
2.8 แบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3..... 34
2.8.1 แบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด Modified Cam Clay (MCC)..... 36
2.8.2 ทฤษฎีบทที่ใช้พัฒนาแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3... 37

3. วิธีการทดสอบและวิจัย..... 41
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างดิน..... 41
3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่างดิน..... 41
3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่างดิน..... 43
3.2 การทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties Test)..... 44
3.3 โปรแกรมการทดสอบ..... 44
3.3.1 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ (CRS-V)..... 45
3.3.2 การทดสอบพฤติกรรมการรับแรงเฉือน ในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)..... 45
3.4 การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือน ในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)..... 46

สารบัญ

บทที่ หน้า

3.4.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ..... 46
3.4.2 ขั้นตอนในการทดสอบ..... 47
3.4.2.1 การเตรียมตัวอย่างดิน..... 47
3.4.2.2 การเตรียมเครื่องมือทดสอบ
และจัดตัวอย่างในเครื่องมือทดสอบ Triaxial..... 47
3.4.2.3 การทำให้ตัวอย่างทดสอบอิ่มตัว (Saturation Stage)..... 48
3.4.2.4 การทดสอบการอัดตัวคายตัวคายน้ำในสภาพ
K_0 (K_0-Consolidation)..... 49
3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ แบบอัตราความเครียดคงที่
(1-D Constant Rate of Strain Consolidation Test, CRS) 51
3.5.1 เครื่องมือในการทดสอบ..... 51
3.5.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ CRS..... 52
3.5.2.1 การจัดเตรียมเครื่องมือ..... 52
3.5.2.2 การจัดเตรียมตัวอย่าง.....52
3.5.2.3 การจัดตัวอย่างในเครื่องมือ..... 53
3.5.2.4 การทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ..... 53
3.5.2.5 การทดสอบอัดตัวคายน้ำ..... 54
3.6 พารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3…….. 54

4. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ข้อมูล..... 57
4.1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้..... 57
4.1.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน.....57
4.1.2 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ.....58
4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติแบบอัตราความเครียดคงที่..... 59
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง
และล็อคริทึมของความเค้นประสิทธิผล.....59
4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma_v$ และความเครียดในแนวแกน.....59
4.2.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3..62
4.3 ผลการทดสอบจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบต่างๆ.....63

สารบัญ

บทที่ หน้า

4.3.1 พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด
(Stress-Strain Characteristics)..... 63
4.3.1.1 พฤติกรรมระหว่าง q กับ ε_a และ q/σ'_{vc}
กับ ε_a และ q/σ'_p กับ ε_a..... 63
4.3.1.2 พฤติกรรมระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับความเครียด..... 67
4.3.1.3 พฤติกรรมระหว่างแรงดันน้ำในโพรงส่วนเกิน
กับความเครียด (Δu vs ε_v และ $\Delta u/\sigma'_{vc}$ vs ε_v)..... 67
4.3.1.4 พฤติกรรมของ Normalized Shear Modulus
กับ Shear Strain……68
4.3.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติทั้ง 3 แบบ..... 74
4.3.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max}..... 74
4.3.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$..... 74
4.3.2.3 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติแบบ Critical State..... 74
4.3.3 รูปร่างและทางเดินของหน่วยแรง..... 75
4.3.4 เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติทั้ง 3 แบบ. 81
4.4 ขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดิน
ความเค้น-ความเครียด MIT-E3..... 82
4.4.1 พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรง
จากผลการทดสอบทั่วไปใน ห้องปฏิบัติการ..... 83
4.4.2 พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ Parametric Study..... 85

5. สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ..... 88
5.1 สรุปผลการทดสอบ (Conclusion)..... 88
5.2 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาเพิ่มเติมในอนาคต..... 89

รายการอ้างอิง……...90

ภาคผนวก……..95

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์……...155

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

2.1 ค่าโดยทั่วไปของพารามิเตอร์ A_f (Skempton, 1954) 7

2.2 แสดงค่า K_0 ที่รวบรวมมาจากงานวิจัยต่างๆ (Head, 1986) 11

3.1 แสดงโปรแกรมการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 45

4.1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน 57

4.2 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 62

5.1 แสดง 15 พารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 พร้อมความหมาย และค่าที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ 88

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญรูป

รูปที่ หน้า

2.1 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบ Triaxial 5

2.2 แสดงความหลากหลายของค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K) บนการเขียน ทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT 8

2.3 ค่า K_0 เป็นความสัมพันธ์ของดัชนีพลาสติกซิตี้ (PI) และ OCR (Brooker and Ireland, 1965) 9

2.4 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) (Ladd et al , 1977) 10

2.5 ความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับ OCR ของ Haney Sensitive Clay ระหว่าง การReloading และ Unloading (Campanella and Vaid , 1972).....11

2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร, 2540) 12

2.7 แสดงสภาพของหน่วยแรงในดินก่อนและหลังมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ 14

2.8 ทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในดินเหนียวเมื่อมีค่า Δu เกิดขึ้นในปัญหาการก่อสร้างทั่วไป.....15

2.9 เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล.....16

2.10 วิธีการกำหนดจุดวิบัติในมวลดินแบบต่างๆ (Head, 1986).....18

2.11 ตัวอย่างพฤติกรรม Normalized ที่สมบูรณ์ตามหลักการของ NSP (Ladd et al, 1977) 20

2.12 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS \;\; Test$ ของ Normally Consolidated Maine Organic Clay (Ladd and Foot, 1974) 21

2.13 Normalized Behaviour ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS \;\; Test$ ของ Boston Blue Clay (Ladd and Foot, 1974).....21

2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง % ε_v กับ log σ'_{vc} ของผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ จากวิธี Recompression และ SHANSEP ในการทดลอง $\overline{CK_0U} - TC$ 23

2.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio (e) และ Vertical Effective Stress (σ'_{vc}) ระหว่าง การ Reconsolidated เมื่อมีการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และลักษณะการ Consolidation ตามวิธี SHANSEP ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC) 23

2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri, 1987).....25

2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TE$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri, 1987).....25

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Tests ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Sambhandharaksa et al, 1999) 26
2.19 ค่า Af กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รวบรวมข้อมูลในสนามจากคัน ดินที่มีพิกัดความปลอดภัยประมาณ 1.5 (Lee , 1983) 27
2.20 ตัวอย่างงานทางด้านวิศวกรรมซึ่งสภาพความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ, 2มิติ และ 3 มิติ (สุรฉัตร, 2540) 28
2.21 การหาค่า σ'_p จากการทดสอบ CRS (Sinat, 1997) 33
3.1 แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ สำหรับบริเวณ ถ. สายบางนา-บางปะกง กม. 29-800 (Not to Scale) 42
3.2 แสดงขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling 44
3.3 เครื่องมือทดสอบ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวดิ่งโดยการวางน้ำหนัก 46
3.4 **ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในเซลล์กับน้ำหนักแขวน** 51
3.5 เครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำในแนวดิ่ง ด้วยอัตราความเครียดคงที่ (Constant Rate of Strain Consolidometer with Vertical Drainage, CRS-V) (Sinat,1997) 52
4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio กับ Log P.. 58
4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบความเครียดคงที่ 60
4.3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบความเครียดคงที่ 61
4.4 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'v$ $\Upsilon\nabla \equiv \sigma'_v/\sigma'_p$ 62
4.5 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้นเบี่ยงเบน กับความเครียดในแนวแกน.....64
4.6 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ $\%\varepsilon$ 65
4.7 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ $\%\varepsilon$ 66
4.8 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ $\%\varepsilon$ 69
4.9 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ $\%\varepsilon$ 70
4.10 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%\varepsilon$ 71
4.11 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ $\%\varepsilon$ 72
4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ $\%\gamma$ 73
4.13 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล 76

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ 77
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ 78
4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A_f กับ OCR 79
4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ε_{af} กับ OCR 79
4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Modulus กับ OCR 80
4.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR 80
4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ Plasticity Index 81
4.21 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ กับผลการจำลองพฤติกรรมของดินโดยแบบจำลอง MIT-E3 88
ก-1 รูปเครื่องมือทดสอบที่ใช้ในงานวิจัย 96
ก-2 รูป ADU (Autonomous Data-acquisition Unit) สำหรับเก็บข้อมูล 96
ก-3 รูป ปั๊มสำหรับปรับระดับแรงดัน 96
ก-4 รูป แผงควบคุมสำหรับเปลี่ยนแรงดันลมจาก Pump เป็นแรงดันน้ำ 97
ก-5 รูป Pressure Gauge สำหรับควบคุมแรงดันแบบ Manual 97
ก-6 รูป Load Frame หรือ Tritest 50 สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวดิ่งแก่ตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบแบบแรงดึง 97
ก-7 รูป Load Frame สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวดิ่งแก่ตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบแบบแรงกด 98
ก-8 รูป Volume Change Unit สำหรับวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปของตัวอย่างดิน 98
ก-9 รูป Water Pressure Transducer สำหรับวัดแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน 99
ก-10 รูป LVDT (Linear Variable Differential Transformer) สำหรับวัดการเคลื่อนตัว 99
ก-11 รูปคอมพิวเตอร์และโปรแกรมที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ 99
ก-12 รูป Deair Water Apparatus สำหรับผลิต Deair Water สำหรับระบบทดสอบ 100
ข-1 รูปผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V1 102
ข-2 รูปผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V2 103
ข-3 รูปผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V3 104
ข-4 รูปผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V4 105
ข-5 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 106
ข-6 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 106

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

ข-7 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 106
ข-8 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 107
ข-9 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 107
ข-10 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0) 107
ข-11 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC01-1.0(2.0) 108
ข-12 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC01-1.0(2.0) 108
ข-13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ของ TC01-1.0(2.0).....109
ข-14 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ของ TC01-1.0(2.0).....109
ข-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC01-1.0(2.0) 110
ข-17 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0).....111
ข-18 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0).....111
ข-19 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0) 111
ข-20 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0) 112
ข-21 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0) 112
ข-22 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0) 112
ข-23 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC02-1.0(2.0) 113
ข-24 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC02-1.0(2.0) 113
ข-25 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ของ TC02-1.0(2.0).....114
ข-26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ของ TC02-1.0(2.0).....114
ข-27 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC02-1.0(2.0) 115
ข-29 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0).....116
ข-30 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0).....116
ข-31 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0) 116
ข-32 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0) 117
ข-33 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0) 117
ข-34 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0) 117
ข-35 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC03-1.0(2.0) 118

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

ข-36 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC03-1.0(2.0) 118
ข-37 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ของ TC03-1.0(2.0).....119
ข-38 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ของ TC03-1.0(2.0).....119
ข-39 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC03-1.0(2.0) 120
ข-41 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0) 121
ข-42 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0) 121
ข-43 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0).....121
ข-44 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0) 122
ข-45 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0).....122
ข-46 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0) 122
ข-47 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE01-1.0(2.0) 123
ข-48 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE01-1.0(2.0).....123
ข-49 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ของ TE01-1.0(2.0) 124
ข-50 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ของ TE01-1.0(2.0) 124
ข-51 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TE01-1.0(2.0).....125
ข-53 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0) 126
ข-54 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0) 126
ข-55 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0).....126
ข-56 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0) 127
ข-57 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0).....127
ข-58 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0) 127
ข-59 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE02-1.0(2.0) 128
ข-69 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE02-1.0(2.0).....128
ข-62 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ของ TE02-1.0(2.0) 129
ข-62 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ของ TE02-1.0(2.0) 129
ข-63 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TE02-1.0(2.0).....130

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

ข-65 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0) 131
ข-66 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0) 131
ข-67 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/ σ'_3กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0).....131
ข-68 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0) 132
ข-69 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0).....132
ข-70 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0) 132
ข-71 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE03-1.0(2.0) 133
ข-72 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE03-1.0(2.0).....133
ข-73 ความสัมพันธ์ระหว่าง (σ'_v+σ'_h)/2σ'_{vc} กับ (σ'_v-σ'_h)/2σ'_{vc}ของ TE03-1.0(2.0) 134
ข-74 ความสัมพันธ์ระหว่าง (σ'_v+σ'_h)/2σ'_p กับ (σ'_v-σ'_h)/2σ'_pของ TE03-1.0(2.0) 134
ข-75 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TE03-1.0(2.0).....135
ข-77 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0).....136
ข-78 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0).....136
ข-79 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/ σ'_3กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0) 136
ข-80 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0).....137
ข-81 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0) 137
ข-82 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0) 137
ข-83 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC04-2.0(1.0).....138
ข-84 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC04-2.0(1.0) 138
ข-85 ความสัมพันธ์ระหว่าง (σ'_v+σ'_h)/2σ'_{vc} กับ (σ'_v-σ'_h)/2σ'_{vc}ของ TC04-2.0(1.0).....139
ข-86 ความสัมพันธ์ระหว่าง (σ'_v+σ'_h)/2σ'_p กับ (σ'_v-σ'_h)/2σ'_pของ TC04-2.0(1.0).....139
ข-87 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC04-2.0(1.0) 140
ข-89 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0).....141
ข-90 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0).....141
ข-91 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/ σ'_3กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0) 141
ข-92 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0).....142
ข-93 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0) 142

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

ข-94 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0) 142
ข-95 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC05-2.0(1.0) 143
ข-96 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC05-2.0(1.0) 143
ข-97 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_{vc} กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_{vc}ของ TC05-2.0(1.0).....144
ข-98 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_p กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_pของ TC05-2.0(1.0).....144
ข-99 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC05-2.0(1.0) 145
ข-101 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3).....146
ข-102 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3).....146
ข-103 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/ σ'_3กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3) 146
ข-104 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3) 147
ข-105 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3) 147
ข-106 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3) 147
ข-107 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC06-1.5(1.3) 148
ข-108 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC06-1.5(1.3) 148
ข-109 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_{vc} กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_{vc}ของ TC06-1.5(1.3).....149
ข-110 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_p กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_pของ TC06-1.5(1.3).....149
ข-111 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ
ของการทดสอบที่ TC06-1.5(1.3).....150
ข-113 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5).....151
ข-114 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5).....151
ข-115 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/ σ'_3กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5) 151
ข-116 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5) 152
ข-117 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5) 152
ข-118 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5) 152
ข-119 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC07-4.0(0.5) 153
ข-120 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC07-4.0(0.5) 153
ข-121 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_{vc} กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_{vc}ของ TC07-4.0(0.5).....154
ข-122 ความสัมพันธ์ระหว่าง ($\sigma'_v+\sigma'_h$)/2σ'_p กับ ($\sigma'_v-\sigma'_h$)/2σ'_pของ TC07-4.0(0.5).....154

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่ หน้า

ข-123 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ ของการทดสอบที่ TC06-1.5(1.3).....155

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์

A , B	=	พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดินของ Skempton
A_f	=	พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดิน ณ จุดวิบัติที่ q_{max}
a'	=	ความเชื่อมแน่นปรากฏในรูป p'-q' พลอต
ADU	=	Autonomous Data-acquisition Unit
BN	=	Bang Na-Bang Pakong Km.29-800
c'	=	ความเชื่อมแน่นที่ปรากฏ (Cohesion Intercept)
c'/σ'_p	=	Normalized c'
CR	=	สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio)
CRS	=	Constant Rate of Strain Test
CU	=	Chulalongkorn University
CU test	=	Consolidation Undrained Test
C_v	=	สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation)
C_α	=	ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวครั้งที่สอง (Coefficient of Secondary Compression)
CESE	=	เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'-q' พลอต (Conventional Effective Stress Failure Envelope)
$\overline{CIUC}$	=	Isotropic Consolidation Undrained Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0UC}$	=	K_0-Consolidation Undrained Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0U-TC}$	=	K_0-Consolidation Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0U-TE}$	=	K_0-Consolidation Undrained Triaxial Extension Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0U-DSS}$	=	K_0-Consolidation Undrained Direct Simple Shear Test with Pore Pressure Measurement
EOP	=	จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (End of Primary)
ESA	=	การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)
ESP	=	ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path)

สัญลักษณ์ (ต่อ)

E_u = Undrained Modulus

E_u/σ'_{vc} = Normalized Undrained Modulus

K = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure)

K_a = Active Stress Ratio

K_f = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ จุดวิบัติ q_{max} (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Failure)

K_0 = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest)

$K_{0(NC)}$ = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุลของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ

$K_{0(OC)}$ = ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุลของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว

K_p = Passive Stress Ratio

NC = สภาพอัดแน่นปกติของดิน (Normally Consolidated Clay)

NESE = เส้นขอบเขตการวิบัติในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลแบบ p'/σ'_p-q'/σ'_p พลอต (Normalized Effective Stress Failure Envelope)

NSP = Normalized Soil Properties

L = ความสูงของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ

LC = การทดสอบแบบควบคุมด้วยน้ำหนัก (Load Control Test)

LL = ขีดความเหลว (Liquid Limit)

LI = ดัชนีความเหลว (Liquidity Index)

LIR = Load Increment Ratio

LID = Load Increment Duration

LVDT = Linear Variable Differential Transformer

OC = สภาพอัดแน่นเกินตัวของดิน (Overconsolidated Clay)

OCR = สัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio)

OCR(FV) = ค่า OCR จากการทดสอบ Field Vane Shear Test

OCR(Lab) = ค่า OCR จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์ (ต่อ)

PI = ดัชนีพลาสติกซิตี้ (Plasticity Index)

PL = ขีดพลาสติก (Plastic Limit)

p , p' = $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ และ $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$

q , q' = $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ และ $\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$

q'/σ'_{vc} , S_u/σ'_{vc} = Normalized Undrained Shear Strength

RR = สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio)

S = ค่าความอิ่มตัวด้วยน้ำของดิน (Degree of Saturation)

SC = การทดสอบแบบควบคุมด้วยความเครียด (Strain Control Test)

SHANSEP = Stress History and Normalized Soil Engineering Properties

S_t = ค่าความไวตัวของดิน (Sensitivity)

S_u , C_u , q_{max} , q_f = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength)

S_{uFV} , $S_u(FV)$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Field Vane Shear

S_{uTC} , $S_u(TC)$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Triaxial Compression

S_{uTE} , $S_u(TE)$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Triaxial Extension

$S_u\beta$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ระนาบ β ต่างๆ

$(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ = Normalized Undrained Shear Strength for NC Clay

s'p = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure)

TSA = การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

TSP = ทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path)

UC = Unconfined Compression Test

UU = Unconsolidated Undrained Test

u = แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure)

u_b = Back Pressure

u_f = แรงดันน้ำในโพรงดิน ณ จุดวิบัติ q_{max} (Pore Pressure at Failure)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์ (ต่อ)

u_0 = แรงดันน้ำในโพรงดิน ณ สภาวะสมดุล (Equilibrium Pore Pressure)

u_s = Preshear Pore Pressure

VOL = ปริมาตรของตัวอย่างดินตอนเริ่มต้นการทดสอบ

W_f = ปริมาณความชื้นในมวลดิน ณ จุดวิบัติ q_{max}

W_n = ปริมาณความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ

β = ค่าสัดส่วนระหว่าง q/p' (MIT Stress Path)

α' = มุมต้านทานแรงเฉือนในรูป p'-q' พลอต

ϕ' = มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)

θ = ทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม

τ = หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress)

τ_{ff} = หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

σ = หน่วยแรงรวมในมวลดิน (Total Stress)

σ_1 = Major Principal Stress

σ_2 = Intermediate Principal Stress

σ_3 = Minor Principal Stress

σ_v = หน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง (Vertical Total Stress)

σ_h = หน่วยแรงรวมในแนวนอน (Horizontal Total Stress)

σ' = หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน (Effective Stress)

σ'_v = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (Vertical Effective Stress)

σ'_h = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน (Horizontal Effective Stress)

σ'_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งตามธรรมชาติ (Effective Vertical Overburden Stress)

σ'_{ho} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (Effective Horizontal Overburden Stress)

σ'_{vc} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ละขั้นตอนของการ Consolidation (Effective Vertical Consolidation Stress)

σ'_{ff} = หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สัญลักษณ์ (ต่อ)

σ'_p = หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure)

σ'_s = Preshear Effective Vertical Stress

σ'_1/σ'_3 = Principal Stress Ratio , Obliquity

$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ = Maximum Obliquity

ΔL = ความสูงของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ

Δq = ค่าความเปลี่ยนแปลงของ q

Δp = ค่าความเปลี่ยนแปลงของ p

ΔK = ค่าความเปลี่ยนแปลงของ K

ΔV = ปริมาตรของตัวอย่างที่เปลี่ยนแปลงไประหว่างการทดสอบ

Δu = แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Excess Pore Pressure)

Δu_c = Excess Pore Pressure due to Increment of Isotropic Stress ($\Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $B\Delta\sigma_3$

Δu_d = Excess Pore Pressure due to Increment of Deviator Stress ($\Delta\sigma_1$-$\Delta\sigma_3$) มีค่าเท่ากับ $\bar{A}(\Delta\sigma_1-\Delta\sigma_3)$

Δu_f = แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน ณ จุดวิบัติที่ q_{max}

$\Delta u/\sigma'_{vc}$ = Normalized Excess Pore Pressure

$\Delta(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ = ความแตกต่างของ $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ ที่สัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p ต่างๆ

$\Delta\sigma_1$ = Major Principal Increment Stress

$\Delta\sigma_2$ = Intermediate Principal Increment Stress

$\Delta\sigma_3$ = Minor Principal Increment Stress

μ = ค่าปรับแก้ S_{uFV} ของ Bjerrum (Bjerrum's Correction Factor)

$\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$ = Normalized Field Vane Shear Strength

$\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ = Normalized Shear Strength for Stability Analyses

ε = ค่าความเครียด

ε_f = ค่าความเครียด ณ จุดวิบัติที่ q_{max}

γ_t = ความหนาแน่นรวม (Total Density)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 คำนำ

เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่เกิดขึ้นเองตามธรรมชาติ กล่าวคือ ดินเป็นวัสดุที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันทั้งหมด (Non-Homogeneous), Anisotropic และการจัดเรียงตัวที่ไม่เป็นระเบียบของดินแต่ละชั้น (Difficult Soil Profile) ทำให้การศึกษาให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของดินในสภาวะการรับแรงต่างๆ อย่างถ่องแท้เป็นไปได้ยาก นอกจากนี้ปัญหาที่เกิดจากการก่อสร้าง เช่นการก่อสร้างที่สลับซับซ้อน (Complex Geometry) ขั้นตอนการก่อสร้างที่เกิดขึ้นจริง (Construction Sequence) และรวมไปถึงลักษณะของแรงที่กระทำต่อโครงสร้างที่ซับซ้อน (Complex Loading) ยิ่งทำให้ยากต่อการวิเคราะห์คาดการณ์สภาพปัญหา และแนวทางการแก้ไขที่แม่นยำ

การวิเคราะห์เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินในงานวิศวกรรมปฐพีในอดีตมักจะแก้ปัญหาต่างๆ โดยการตั้งสมมุติฐานเกี่ยวกับคุณสมบัติของดิน (ซึ่งไม่ค่อยตรงกับคุณสมบัติจริงของดิน) เช่น การกำหนดให้ดินมีคุณสมบัติแบบ Linear Isotropic Elastic (LIE Material) เพื่อให้ง่ายต่อการนำคุณสมบัติดังกล่าวไปใช้ในการวิเคราะห์ในกรอบของทฤษฎีบทที่คิดค้นขึ้น

ดังนั้นแบบจำลองเพื่อแสดงพฤติกรรมของดินทั่วไป (General Soil Model) จึงได้รับการพัฒนาเพื่อใช้วิเคราะห์ และคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดินในงานวิศวกรรมปฐพีได้อย่างแม่นยำ ถูกต้อง และใกล้เคียงพฤติกรรมจริงมากที่สุด และจะนำมาซึ่งราคาค่าก่อสร้างที่ต่ำลงเนื่องจากการแก้ปัญหาที่ถูกจุด นอกจากนั้นยังให้ความปลอดภัยแก่ผู้ใช้งานโครงสร้างนั้นๆมากขึ้นด้วย

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

เพื่อหาค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง โดยเลือกแบบจำลองพฤติกรรมของดินเหนียว MIT-E3 ที่ได้ปรับปรุงพัฒนาต้นแบบที่ Massachusetts Institute of Technology (MIT) โดยทำการทดลองทางวิศวกรรมปฐพี เช่นการทดลองการอัดตัวคายน้ำที่ความเครียดคงที่ (Constant Rate of Strain Consolidation Test, CRS) การทดลองแรงอัด 3 แกน (Triaxial Test) และการทดลองแรงอัด 3 แกนที่ความเครียดต่ำ (Triaxial Test at Small

Strain) ซึ่งพารามิเตอร์ทั้งหมดมี 15 ตัว โดย λ[1], e_o[2], K_{onc}[3], ϕ'_{TC}[4], ϕ'_{TE}[5], 2G/K[6] และ κ_o[7] สามารถหาได้โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ หรือการทดสอบในสนาม ส่วน C[8], n[8], ψ_0[9], c[10], s_t[11], ω[12], h[13] และ γ[14] หาได้จากการศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric Study)

นอกจากนั้นงานวิจัยนี้ยังได้ทำการสอบเทียบผลที่ได้จากแบบจำลองที่เลือกไว้กับผลจากการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ เพื่อตรวจสอบว่าแบบจำลองดินที่เลือกนั้นเหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ หรือไม่

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากบริเวณถนนสาย บางนา-บางปะกง กิโลเมตรที่ 29-800 โดยการเก็บตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) ขนาด 3 นิ้ว โดย Fix Piston Sampling แล้วนำตัวอย่างดินมาทำการทดสอบหาคุณสมบัติต่างๆ ทั้งคุณสมบัติพื้นฐานและการทดสอบเพื่อหาพารามิเตอร์ต่างๆที่แจกแจงไว้ข้างต้น โดยทำการทดสอบดังนี้

ก. การทดลองการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติแบบความเครียดคงที่ เพื่อหา λ, e_0

ข. การทดลองแรงอัด 3 แกนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) เพื่อหา K_{onc}, 2G/K, ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE} โดยจะทำการทดลอง K_o-Consolidation แล้วทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ Stress-Strain-Strength ($\overline{CK_oU}$) ดังนี้

---

[1] Compressibility of virgin normally consolidated clay

[2] void ratio at σ' = 1 unit, used to define the location of the VCL

[3] K_o value for virgin normally consolidated clay

[4] friction angle at large strain, triaxial extension test

[5] friction angle at large strain, triaxial compression test

[6] ratio of the tangential elastic shear modulus to the bulk modulus

[7] compressibility parameter at load reversal

[8] Non-linear volumetric swelling behavior

[9] Rate of evolution of anisotropy

[10] Undrained shear strength (geometry of bounding surface)

[11] Amount of post-peak strain softening in undrained triaxial compression

[12] Non-linearity at small strains in undrained shear

[13] Irrecoverable plastic strain

[14] Shear induced pore pressure

1. Triaxial Compression Test ที่ OCR เท่ากับ 1 และ 2
2. Triaxial Extension Test ที่ OCR เท่ากับ 1

ค. เพื่อทดสอบความสามารถของแบบจำลองพฤติกรรมดิน (ที่ได้เลือกไว้) ในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวเมื่อรองรับสภาวะหน่วยแรงอื่นๆ โดยจะทำการทดสอบแรงอัด 3 แกนที่ Stress Path อื่นๆดังนี้

1. Triaxial Compression Test แบบ Isotropic-Consolidation ที่ OCR เท่ากับ 1 และ 2
2. Triaxial Extension Test แบบ Isotropic-Consolidation ที่ OCR เท่ากับ 1 และ 2
3. Triaxial Compression Test แบบ K_o-Consolidation ที่ OCR เท่ากับ 1.5

1.4. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ประโยชน์ทางด้านวิชาการ

ก. ได้ค่า Soil Parameters สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินที่ศึกษา

ข. ทราบถึงขีดความสามารถของแบบจำลองที่ศึกษาว่าสามารถจำลองพฤติกรรมของดินได้มากน้อยเพียงใด โดยเปรียบเทียบกับ Evaluation Tests

ค. เป็นการพัฒนาองค์ความรู้ด้านการทดสอบคุณสมบัติของดินชั้นสูงโดยใช้ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ และการทดสอบแรงอัดสามแกน

1.4.2 ประโยชน์ทางการประยุกต์

ก. สามารถนำค่า Soil Parameters และแบบจำลองพฤติกรรมของดินไปประยุกต์ใช้กับการวิเคราะห์ Finite Element เพื่อวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสำหรับปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี

ข. สามารถนำ ระบบการทดสอบการดสอบแรงอัด 3 แกน และการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบความเครียดคงที่ ที่ได้พัฒนาในวิทยานิพนธ์ไปประยุกต์หาค่า Soil Parameters สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมดินอื่นๆ ในทางปฏิบัติ

บทที่ 2
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะทั่วไปของชั้นดินกรุงเทพและบริเวณใกล้เคียง

ดินในประเทศไทยบริเวณภาคกลาง ภาคตะวันออก และภาคเหนือ เป็นดินตกตะกอนเป็นส่วนใหญ่ ส่วนในภาคใต้มีดินตกตะกอนบ้างเป็นบางบริเวณ แต่ส่วนใหญ่จะเป็นพวก Residual Soil โดยเฉพาะบริเวณริมฝั่งทะเลตะวันออกเป็น ดินเกือบทั้งหมดเป็น Residual Soil หรือเมื่อมี Oxide ของเหล็กมากมักจะถูกเรียกว่าดินลูกรัง (Lateritic Soil)

ชั้นดินกรุงเทพฯ เป็นดินตกตะกอน (Transported Soil) ชนิด Marine และ Alluvial ซึ่งเป็นการตกตะกอนจากน้ำหรือวัสดุที่ถูกพัดพาจากพื้นดิน (Terrestrial Deposit) โดยมีความหนามากกว่า 1,500 เมตร จากนั้นเป็นชั้นหินดานซึ่งอยู่ที่ความลึกไม่แน่นอนเชื่อว่าเกินกว่า 1,500 เมตร (ว. ส.ท. 2520) โดยชั้นดินตะกอนซึ่งหนา 1,500 เมตรนั้นประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางสีเทาจากผิวดินถึงความลึกประมาณ 14 ถึง 20 เมตร ถัดจากความลึกประมาณ 20 เมตรลงไปจนถึง 1,500 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทราย และกรวดในสภาพที่อัดแน่น ซึ่งกลไกการตกตะกอนทับถมของชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายและกรวดที่อัดแน่นใต้ชั้นดินอ่อนนั้นยังไม่เป็นที่ทราบแน่นอน แต่เชื่อกันว่าเป็นทั้ง Marine และ Terrestrial Deposit (ว.ส.ท. 2520) และจากข้อมูลคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง และดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่วัดได้ แสดงให้เห็นถึงผลของการ Weathering และการสึกกร่อน (Erosion) ในชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งเป็นผลให้ดินเหนียวชั้นดังกล่าวอยู่ในสภาพที่อัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) ค่อนข้างมาก และยังแสดงให้เห็นว่าชั้นดินเหนียวแข็งนี้กำเนิดก่อนชั้นดินเหนียวอ่อนเป็นเวลานาน

จากนั้นระดับน้ำทะเลได้เพิ่มสูงขึ้น จึงทำให้เกิดการตกตะกอนของชั้นดินเหนียวอ่อน และด้วยเหตุนี้จึงเป็นหลักฐานที่เชื่อถือได้ว่าดินเหนียวอ่อนเป็น Marine Deposit ความหนาของดินชั้นนี้ประมาณ 14 – 18 เมตร (นับจากระดับน้ำทะเลปานกลาง, Mean Sea Level) แต่ในช่วง 2 – 3 เมตรบนสุดจะอยู่ในสภาพดินเหนียวแข็งปานกลาง ซึ่งถูกเรียกว่า Weathered Bangkok Clay เพราะถูกแปรสภาพมาก ดินเหนียวส่วนบนนี้อาจเป็นได้ทั้ง Terrestrial และ Marine Deposit (เชื่อว่าเป็น Terrestrial Deposit เสียส่วนใหญ่) ในบริเวณใกล้ปากอ่าวเกือบจะไม่มีชั้นดินชั้นนี้

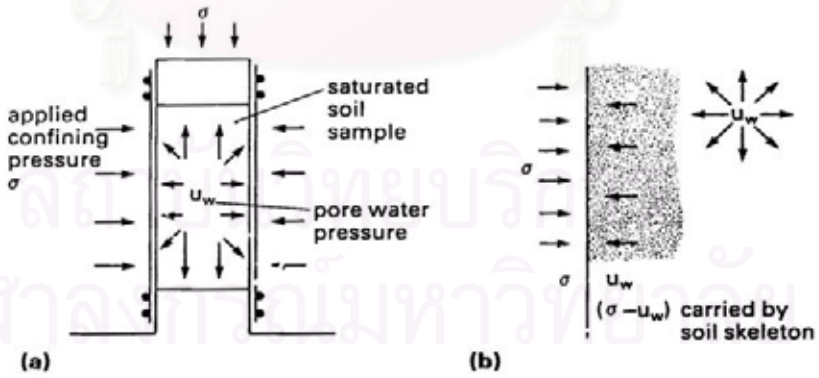
ในเวลาต่อมาทั้งดินเหนียวส่วนบนและดินเหนียวอ่อนถูกชะล้าง (Leaching) ซึ่งการชะล้างของดินเหนียวอ่อนที่เป็น Marine Deposit ทำให้ปริมาณเกลือในน้ำลดลงไปเป็นผลให้โครง

สร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) ดินจึงมีความไว (Sensitivity) สูง ดินเหนียวส่วนบนก็มีความไวสูงขึ้นเช่นกันแต่น้อยกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่างมาก

ดินเหนียวอ่อนที่เป็น Marine Deposit อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) ซึ่งกลไกของการเกิดการอัดแน่นเกินตัว เชื่อว่าส่วนใหญ่เกิดมาจาก Aging อันเป็นผลของการอัดตัวครั้งที่สองหรือครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep) Mechanical และ Chemical Bonding ตามอายุของดิน ส่วนดินเหนียวในช่วง Weathered Zone ซึ่งส่วนมากเป็น Terrestrial Deposit อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเช่นกัน สาเหตุส่วนใหญ่เชื่อว่ามาจากขบวนการ Weathering โดยเฉพาะมาจาก Chemical Weathering การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน และ Desiccation ส่วนผลของการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเนื่องจากการสึกกร่อน (Erosion) เชื่อว่าไม่ใช่เป็นส่วนประกอบที่สำคัญ

2.2 **หน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล** (Total Stress and Effective Stress)

เมื่อมวลดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of Saturation, S = 100 %) และอยู่ภายใต้สภาวะสมดุล ถูกกระทำโดยหน่วยแรงกิริยาค่าหนึ่ง ซึ่งในที่นี้จะเรียกว่า หน่วยแรงรวม (Total Stress, σ) มวลดินจะออกแรงปฏิกิริยาเพื่อสร้างสมดุลโดยแบ่งแรงออกเป็น 2 ส่วน คือ แรงปฏิกิริยาโดยแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure, u_w) ดังแสดงในรูปที่ 2.1(a) และ แรงปฏิกิริยาโดยเม็ดดิน (Solid Particle) ดังแสดงในรูปที่ 2.1(b)



รูปที่ 2.1 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบ Triaxial

ความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงรวม (Total Stress, σ) และแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure, u_w) ก็คือ หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ') นั่นเอง ดูสมการที่ 2.1 ความสัมพันธ์นี้ค้นพบครั้งแรกโดย Professor Karl Terzaghi ใน ปี ค.ศ. 1924 และเป็นรากฐานที่สำคัญใน

สาขาวิชาวิศวกรรมปฐพี เนื่องจากพฤติกรรมต่างๆ ของมวลดิน (Soil Behavior) ถูกกำหนดโดยหน่วยแรงประสิทธิผลรวมไปถึงการเปลี่ยนแปลงใดๆ ที่เกี่ยวข้องกับหน่วยแรงนี้

$$\sigma = \sigma' - u_w \qquad (2.1)$$

ในขณะที่แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Excess Pore Pressure, Δu) ถือว่าเป็นส่วนสำคัญอย่างยิ่งต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength) ซึ่งการที่จะประมาณค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน ให้ถูกต้องนั้นเป็นสิ่งที่กระทำได้ยาก วิธีการประมาณที่ถือได้ว่าให้ผลที่ใกล้เคียงกับในธรรมชาติและเป็นที่ได้รับการยอมรับมากที่สุด คือ วิธีของ Skempton (1954) ซึ่งอาศัยพื้นฐานมาจากการทดสอบ Triaxial ดังนั้นวิธีการนี้จึงเหมาะสมเฉพาะกรณีที่ระบบของหน่วยแรงเป็นลักษณะเดียวกันกับการทดสอบ Triaxial สมการคือ

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

เมื่อ A และ B คือ ค่าพารามิเตอร์แรงดันน้ำของ Skempton

Δu คือ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure)

$\Delta\sigma_1$ คือ Major Principal Increment Stress

$\Delta\sigma_3$ คือ Minor Principal Increment Stress

สำหรับค่าพารามิเตอร์แรงดันน้ำของ Skempton นั้นสามารถพิสูจน์ได้จาก Elastic Theory โดยผู้สนใจสามารถศึกษาเพิ่มเติมได้จาก Skempton (1954) หรือ Lambe and Whitman (1979) ส่วนค่าพารามิเตอร์ B นั้นจะมีค่าเท่ากับ 1 สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (สำหรับดินส่วนใหญ่มิใช่ทั้งหมด) และค่าพารามิเตอร์ A นั้นจะมีค่าเท่ากับ 1/3 ถ้าดินมีคุณสมบัติยืดหยุ่นอย่างสมบูรณ์ (Perfectly Elastic Material) ซึ่งตามธรรมชาติมักจะไม่พบคุณสมบัตินี้โดยสมบูรณ์ ดังนั้นค่า A จึงมีค่าอยู่ระหว่าง -0.5 ถึง 1.0 ซึ่งแปรผันกับความเครียด ระบบของหน่วยแรงที่กระทำ และประวัติของหน่วยแรง โดย Skempton (1954) ได้ให้ค่าโดยประมาณของ A_f ไว้ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ค่าโดยทั่วไปของพารามิเตอร์ A_f (Skempton, 1954)

Type of soil	*Volume change due to shear*	A_f
Highly sensitive clay	large contraction	+0.75 to +1.5
Normally consolidated clay	contraction	+0.5 to +1
Compacted sandy clay	slight contraction	+0.25 to +0.75
Lightly overconsolidated clay	none	0 to +0.5
Compacted clay gravel	expansion	−0.25 to +0.25
Heavily overconsolidated clay	expansion	−0.5 to 0

2.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K)

มวลดินในธรรมชาติได้รับหน่วยแรงเริ่มต้นจากน้ำหนักทับถมของดินที่อยู่เหนือมวลดินนั้นๆ ซึ่งจะเรียกว่า หน่วยแรงทับถม (Overburden Stress) แต่เนื่องด้วยลักษณะเม็ดดินและการจัดเรียงตัวของเม็ดดินในทิศทางแนวดิ่งไม่เหมือนกับแนวราบ ยังผลให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (Vertical Effective Stress, σ'_v) และหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ (Horizontal Effective Stress, σ'_h) มักมีค่าไม่เท่ากัน โดยสัดส่วนระหว่าง σ'_v และ σ'_h เราจะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K) แสดงดังสมการ

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \tag{2.3}$$

เมื่อ K คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง
(Coefficient of Lateral Earth Pressure)

σ'_h คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน
(Horizontal Effective Stress)

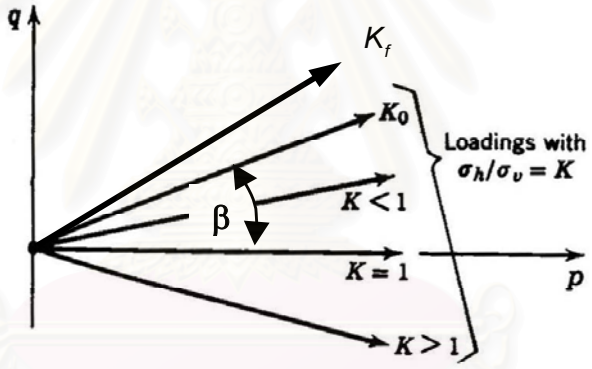
σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง
(Vertical Effective Stress)

ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (K) อาจจะพิจารณาได้ในรูปสมการ

$$K = \frac{1 - \tan\beta}{1 + \tan\beta} \tag{2.4}$$

เมื่อ β คือ ค่าสัดส่วนระหว่าง q และ p' ใน MIT Stress Path

โดยจะมีค่า β อยู่ 1 ค่าที่ทำให้เกิดสภาวะสมดุล ซึ่งจะให้ค่า K เท่ากับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ ภาวะสมดุล (K_0) และหลังจากดินได้รับหน่วยแรงเพิ่มขึ้นหรือลดลงโดยไม่รักษาข้อกำหนดข้างต้น ค่า β จะให้ค่า K ที่มีค่าไม่เท่ากับค่า K_0 โดยอาจจะน้อยกว่าหรือมากกว่าแล้วแต่ลักษณะการรับหน่วยแรง และเมื่อมวลดินรับหน่วยแรงจนกระทั่งถึงจุดวิบัติตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb แล้ว ค่า β จะมีค่าสูงสุด (β_{max}) และจะให้ค่า K ที่เท่ากับค่า K_f ซึ่งจะคือ K_f-line ตามนิยามเส้นขอบเขตการวิบัติบนการเขียนทางเดินของหน่วยแรงในแบบ MIT และจะมีค่าเท่ากับค่า K_a (Active Stress Ratio) หรือเท่ากับค่า K_P (Passive Stress Ratio) ในงานที่เกี่ยวข้องกับกำแพงกันดิน (Retaining Wall) ในกรณีที่ดินไม่มีแรงเชื่อมแน่น สำหรับการหาค่า β และการเขียนทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) จะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.4 ต่อไป



รูปที่ 2.2 แสดงความหลากหลายของค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (K) บนการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT

ซึ่งการที่ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้างใดๆมีค่าเป็นค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) ได้นั้นขึ้นอยู่กับปัจจัยดังต่อไปนี้

. เกิดจากสัดส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวนอน (σ'_{ho}) และหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวดิ่ง (σ'_{vo}) ดังสมการ

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \qquad (2.5)$$

. ต้องอยู่ในสภาวะ Geostatic Condition ซึ่งคือ

1. ผิวดินอยู่ในระนาบแนวราบ (Horizontal Surface)
2. การตกตะกอนของดินเกิดขึ้นในบริเวณที่กว้างมากเมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน
3. เกิดการเคลื่อนตัวในแนวเดียว (One Dimensional Movement or No Lateral Movement) หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง คือ อยู่ในสภาวะที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่

ได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์สำหรับประมาณค่า K_0 กับค่าต่างๆไว้มากมาย แต่ความสัมพันธ์ที่ได้รับการยอมรับและนิยมใช้ (ให้ผลลัพธ์ใกล้เคียงสภาพจริงในสนาม) พอสรุปได้ดังต่อไปนี้

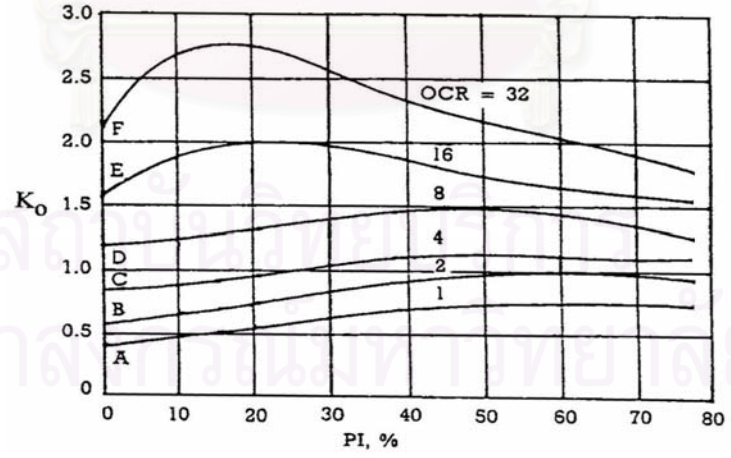
Jaky (1944) ได้ให้ความสัมพันธ์ของค่า K_0 สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR = 1 ดังสมการ

$$K_0 = 1\text{-}SIN\phi' \qquad (2.6)$$

Brooker and Ireland (1965) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ ϕ' ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) ดังสมการ

$$K_{0(NC)} = 0.95\text{-}SIN\phi' \qquad (2.7)$$

และยังเสนอรูปที่ 2.3 ให้ค่า K_0 เป็นความสัมพันธ์ของค่า Plasticity Index (PI) และ OCR (จากผลของการทดสอบแบบ Unloading)



รูปที่ 2.3 ค่า K_0 เป็นความสัมพันธ์ของดัชนีพลาสติกซิตี้ (PI) และ OCR (Brooker and Ireland, 1965)

Schmidt (1966) และ Alpan (1967) ได้เสนอ Empirical Formula แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR (Unloading) ไว้ดังนี้

$$\frac{K_{0(OC)}}{K_{0(NC)}} = OCR^m \qquad (2.8)$$

โดยค่า m ขึ้นกับค่า Plasticity Index ของดินแต่ละชนิด

ค่า m = 0.4-0.5 เสนอโดย Alpan (1967)

ค่า m = 0.42 เสนอโดย Schmertmann (1975)

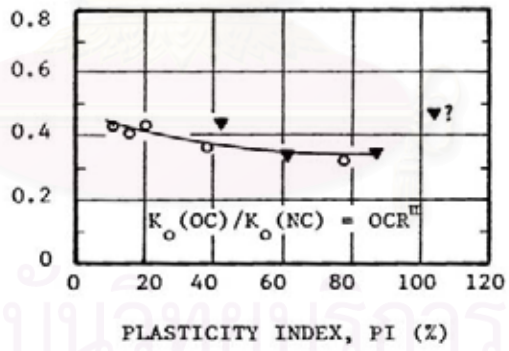
ค่า m = 0.68 เสนอโดย Sherif et al (1974) จากการทดสอบ ทรายที่ค่า D_r ต่างๆ กัน

ค่า m= 0.39 เสนอโดย สุรฉัตร (2540) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

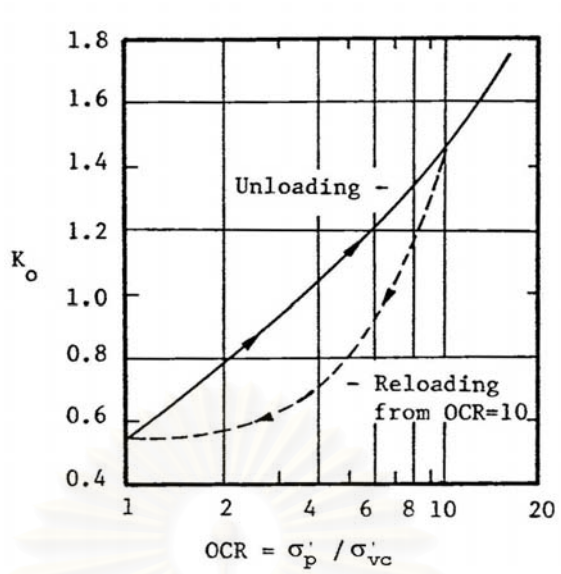
Alpan (1967) ได้ให้ความสัมพันธ์ของค่า $K_{0(NC)}$ กับ PI (%) ดังสมการ

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233PI \qquad (2.9)$$

Ladd et al (1977) ได้เสนอค่า m เป็นฟังก์ชันกับค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) ดังแสดงในรูปที่ 2.4 นอกจากนั้นยังพบว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Reloading จะให้ค่าที่ต่ำกว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Unloading ดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.4 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชั่นของค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) (Ladd et al , 1977)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับ OCR ของ Haney Sensitive Clay ระหว่างการReloading และ Unloading (Campanella and Vaid , 1972)

Mayne and Kulhaway (1982) ได้ศึกษาดินหลายชนิดแล้วเสนอความสัมพันธ์สำหรับทั้งการทดสอบแบบ Loading และ Unloading ดังสมการ

$$K_o = (1-\sin\phi')OCR^{\sin\phi} \qquad (2.10)$$

สำหรับผลของตัวประกอบอื่นๆ ที่มีผลต่อค่า K_0 สามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Andrawes and El-Sohby (1973)

Head (1986) ได้รวบรวมข้อมูลค่า K_0 จาก Bishop and Henkel (1962) และ Lambe and Whitman (1979) แล้วสรุปไว้ดังตารางที่ 2.2

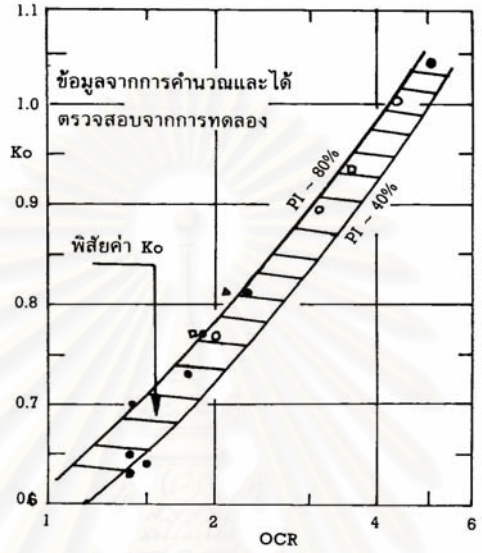
ตารางที่ 2.2 แสดงค่า K_0 ที่รวบรวมมาจากงานวิจัยต่างๆ (Head , 1986)

Saturated sand — loose	0.50
dense	0.35
Sandy clay	0.43
Normally consolidated clay	0.4–0.7
Lightly overconsolidated clay	0.8–1.2
Heavily overconsolidated clay	1.2–2.8
Remoulded clay	0.7
Boulder clay compacted	0.56

(Data from Bishop and Henkel (1962) and Lambe and Whitman (1979)

ค่า K_0 ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีผู้ทำการศึกษาไว้แล้วพอสมควร โดยส่วนใหญ่จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading และเป็นการที่ใช้ความสัมพันธ์ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้นมา

ประยุกต์เข้ากับข้อมูลเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ในสมการ โดย สุรฉัตร (2540) พบว่าสมการของ Schmidt (1966) ให้ค่าที่ดีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (PI ≈ 40 %) โดยใช้ค่า m ≈ 0.39 และยังได้รวบรวมข้อมูลการทดสอบที่เคยมีมาแล้วเสนอค่า K_0 สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง (PI ≈ 40 %) และบริเวณชานเมือง (PI ≈ 80 %) แสดงดังรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 **ความสัมพันธ์ระหว่าง** K_0 **กับ** OCR **ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร**, 2540)

2.4 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)

นื่องจากการแสดงสถานะของหน่วยแรง (State of Stress) ในมวลดินด้วยการเขียน Mohr's Circle หลายๆวงทับซ้อนกันอาจทำให้สับสนและยากในการศึกษาพฤติกรรมของมวลดินภายใต้หน่วยแรงกิริยากระทำนั้นๆ จึงใช้การเชื่อมจุดของหน่วยแรง (Stress Point) เป็นทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) เพื่อแสดงสภาวะต่างๆ ขณะมวลดินถูกหน่วยแรงกิริยากระทำ

การเขียนทางเดินของหน่วยแรงนั้นสามารถเขียนได้ทั้งในรูปของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path, TSP) และในรูปของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path, ESP)

2.4.1 ชนิดของทางเดินหน่วยแรงที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ

2.4.1.1 MIT Stress Path

วิธีการนี้มีพื้นฐานมาจากการเขียน Mohr's Circle ได้รับการพัฒนาขึ้นโดย Professor T.W. Lambe จาก Massachusetts Institute of Technology (Lambe, 1964) รู้จักกันแพร่หลายในชื่อ MIT Stress Path โดยการแทนสถานะของหน่วยแรงด้วยจุดของหน่วยแรงบนระนาบที่เกิดหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด (Maximum Deviator Stress) ซึ่งก็คือจุดสูงสุดบน Mohr's Circle นั่นเอง

Lambe (1967) ได้เสนอวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงอยู่ในเทอมของพารามิเตอร์ p และ q ซึ่งเรียกการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบนี้ว่า p-q Diagram โดย p และ q มีนิยามดังนี้

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_{.3}}{2} \qquad (2.11a)$$

$$q = \pm\frac{\sigma_1 - \sigma_{.3}}{2} \qquad (2.11b)$$

เมื่อ σ_1, σ_3 คือ Major และ Minor Principal Stress ตามลำดับ

ซึ่งการเขียนทางเดินหน่วยแรงแบบ MIT Stress Path นั้นจะไม่พิจารณาถึงผลของ Intermediate Principal Stress (σ_2) โดย Lambe and Whitman (1979) ได้ให้เหตุผลว่า σ_2 มีผลน้อยมากต่อพฤติกรรมต่างๆ ของมวลดิน และทำให้สามารถนำมาใช้กับผลการทดสอบ Triaxial ได้ดี และง่ายในการนำมาใช้ในทางปฏิบัติ

2.4.1.2 Cambridge Stress Path

Roscoe, Schofield and Wroth (1958) จาก University of Cambridge ได้พัฒนาการเขียนทางเดินของหน่วยแรง โดยใช้ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดิน (σ_1, σ_2, σ_3) มาแสดงในเทอมพารามิเตอร์ s และ t โดยที่

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \qquad (2.12a)$$

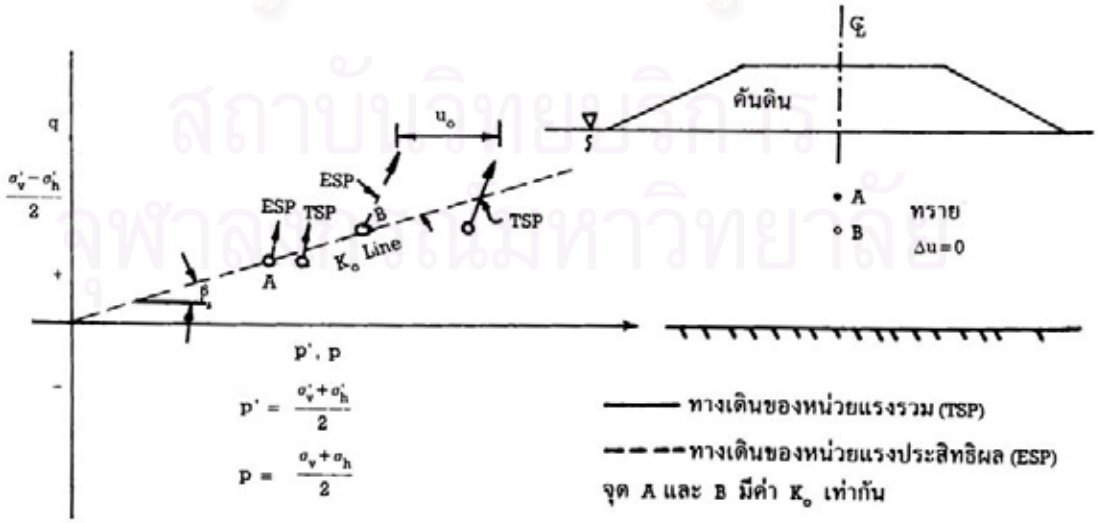
$$t = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \qquad (2.12b)$$

เมื่อ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ คือ Major, Intermediate, Minor Principal Stress ตามลำดับ

การพิจารณาผลของหน่วยแรงทั้งหมดที่กระทำต่อมวลดิน (σ_1, σ_2, σ_3) ทำให้แสดงสภาพหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในมวลดินได้ดี และช่วยในการพิจารณางานที่เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวของมวลดิน (Deformation) และจุด Yield ได้ดีอีกด้วย

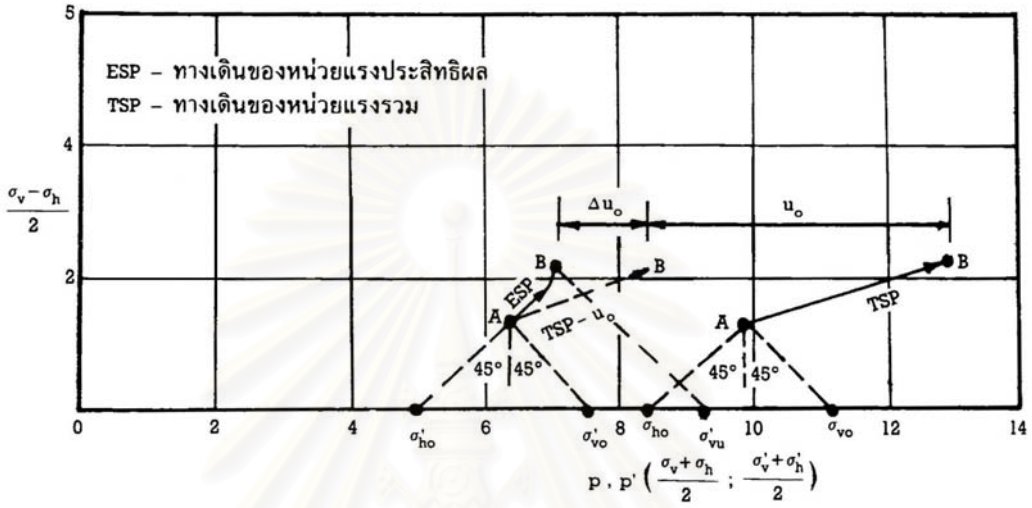
2.4.2 **คุณสมบัติที่สำคัญของทางเดินของหน่วยแรง** (Characteristics of Stress Path)

ก. $\frac{q}{p'} = \tan\beta = \frac{1-K}{1+K}$ โดย $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ และเมื่อทุกจุดในมวลดินมีค่า K คงที่ เช่น K_0 จุดเริ่มต้นของทางเดินของหน่วยแรง ซึ่งแสดงสภาพของหน่วยแรงในมวลดินทุกจุดก่อนมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำจะอยู่บนเส้นตรงอันเดียวกัน (รูปที่ 2.7) และเมื่อ β สูงขึ้นในขณะที่ q เป็นบวก ค่า K จะน้อยกว่า 1.0 และเมื่อมีค่าลดลงจนอยู่ที่แกน p' ค่า K จะมีค่าเท่ากับ 1.0 และเมื่อค่า q เป็นลบค่า K จะมากกว่า 1.0



รูปที่ 2.7 **แสดงสภาพของหน่วยแรงในดินก่อนและหลังมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ**

ข. ผลต่างของ p-u_0 และ p' คือ ค่า Δu ดังนั้นถ้าลากเส้น TSP-u_0 ซึ่งขนานไปกับทางเดินของหน่วยแรงรวม (TSP) ดังรูปที่ 2.8 ระยะทางตามแนวแกน p หรือ p' ระหว่างเส้น TSP-u_0 กับทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผล (ESP) ที่ค่า q ค่าใดค่าหนึ่ง คือ ค่า Δu ในดินเหนียว จะเห็นได้ว่า Δu อาจเกิดได้ทั้งบวกและลบ ขึ้นอยู่กับทิศทางของ TSP



รูปที่ 2.8 ทางเดินของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผลในดินเหนียวเมื่อมีค่า Δu เกิดขึ้นในปัญหาการก่อสร้างทั่วไป

2.5 กฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

กฎการวิบัติของสสารหรือวัตถุมีอยู่หลายรูปแบบด้วยกัน สสารแต่ละชนิดมีกฎการวิบัติซึ่งมักตั้งขึ้นมาจากผลของการทดลองในห้องปฏิบัติการ สำหรับการวิบัติของมวลดินมักมีพฤติกรรมไปตามหรือใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่คาดคะเนโดยกฎการวิบัติที่เสนอโดย Mohr และ Coulomb ซึ่งนำมาใช้ได้ง่ายและได้ใช้กันในภาคปฏิบัติทั่วไปขณะนี้

ตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb ได้ให้นิยามจุดวิบัติของมวลดิน คือ สถานะที่ Mohr's Circle ที่แทนสภาพหน่วยแรงในมวลดินสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ของ Mohr-Coulomb ซึ่งแสดงโดยสมการ

$$\tau_{ff} = C' + \sigma_{ff} TAN\phi' \qquad (2.13)$$

เมื่อ τ_{ff} คือ หน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

σ_{ff} คือ หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ

C' คือ ความเชื่อมแน่นที่ปรากฏ (Cohesion Intercept)

ϕ' คือ มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)

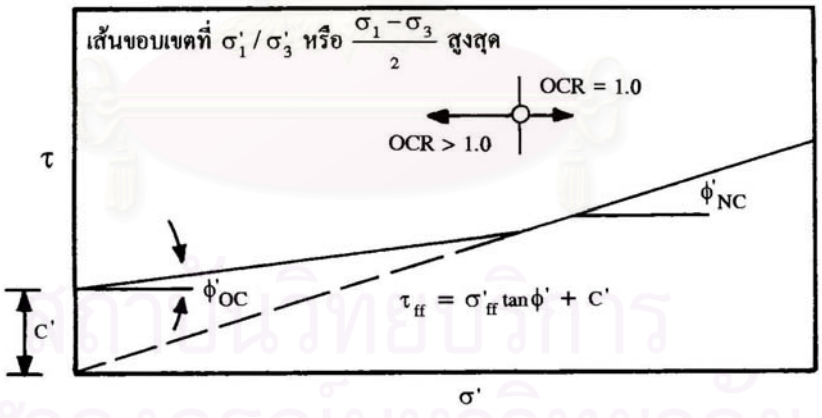
อย่างไรก็ดีเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) ยังสามารถแสดงได้ในรูปการเขียนแผนภูมิบนแกน p-q อีกรูปแบบหนึ่ง แสดงโดยสมการ

$$q_f = a' + p'_f \tan\alpha' \qquad (2.14)$$

โดย $a' = c' \cos\phi'$ (2.15)

$$\tan\alpha' = \sin\phi' \qquad (2.16)$$

เส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ในดินเหนียวสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ช่วง ช่วงแรกสำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay, OCR>1) ส่วนอีกช่วงหนึ่งสำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay, OCR=1.0) ในช่วงนี้ C' มักจะมีค่าเท่ากับศูนย์ ในกรณีที่ดินเหนียวไม่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวนี้แสดงดังในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

2.5.1 การวิเคราะห์การวิบัติในมวลดิน (Two Type of Failure Law)

ในการวิเคราะห์การวิบัติในมวลดินนั้นสามารถพิจารณาได้ 2 รูปแบบ คือ การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis, TSA) และการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis, ESA) เมื่อทราบแรงดันน้ำใต้ดิน

2.5.1.1 การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis)

การวิเคราะห์ในลักษณะนี้ค่า ϕ และ c จะรวมผลกระทบของแรงดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นในขณะที่มีหน่วยแรงมากระทำจนทำให้ดินไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน จึงทำให้ไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของแรงดันน้ำในการคำนวณ ซึ่งแบ่งเป็น 2 ลักษณะดังนี้

ก. การวิเคราะห์ในลักษณะ $\phi = 0$ Concept

ซึ่ง $\phi = 0$ Concept นี้ถือเป็นหลักการออกแบบชนิดหนึ่ง มิใช่คุณสมบัติประจำตัวที่แท้จริงของดินเหนียว และใช้ได้ดีกับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (S=100%) ในกรณีที่ไม่สามารถทราบค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Δu) อย่างแน่นอน การที่ค่า $\phi = 0$ ได้นั้นมาจากการทดสอบ UU test ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ

ข. การวิเคราะห์ในรูปของพารามิเตอร์ ϕ และ c (ϕ, c Analysis)

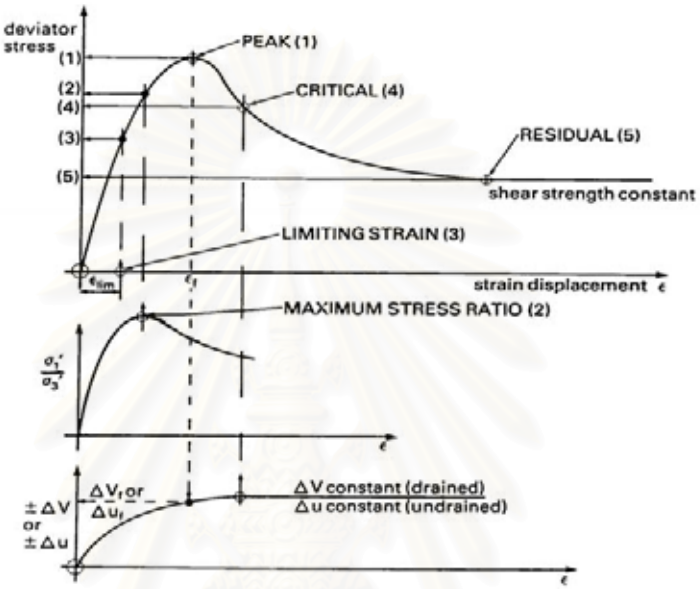
มักไม่นิยมใช้ในทางปฏิบัติสำหรับดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ เนื่องจากค่า ϕ, c ในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงรวมนั้นจะเปลี่ยนแปลงมากในดินเหนียวกับชนิดการทดสอบ เพราะค่า ϕ, c จะรวมผลของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในมวลดินลงไปด้วยจึงทำให้มีค่าไม่แน่นอนขึ้นกับค่าแรงดันน้ำ ดังนั้นในการนำมาใช้จึงต้องระมัดระวังเป็นพิเศษ โดยส่วนใหญ่จะใช้ในดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ

2.5.1.2 การวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis)

เป็นวิธีการที่ควรใช้ในการวิเคราะห์เนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลเป็นหน่วยแรงที่ควบคุมพฤติกรรมของดิน แต่การวิเคราะห์จำเป็นต้องใช้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินในการวิเคราะห์จึงมักใช้ในกรณีที่ทราบแรงดันน้ำในดิน เส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure Envelope) และค่าพารามิเตอร์กำลัง (Strength Parameter ϕ', c') รวมไปถึงค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ที่ได้จากการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลจะไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงกับระบบของหน่วยแรงเฉือนที่มากระทำ จึงถูกตั้งสมมติฐานว่าเป็นคุณสมบัติประจำตัวของมวลดิน

2.5.2 **หลักการกำหนดจุดวิบัติ** (Failure Point Criteria)

จุดวิบัติของมวลดินสามารถกำหนดได้หลายแบบแล้วแต่ความเหมาะสมในการใช้งาน ในที่นี้ขออ้างอิงวิธีการกำหนดจุดวิบัติตาม Head (1986) ซึ่งได้จำแนกไว้ 5 วิธีการ (รูปที่ 2.10) ดังนี้



รูปที่ 2.10 **วิธีการกำหนดจุดวิบัติในมวลดินแบบต่างๆ** (Head, 1986)

ก. จุดวิบัติที่มีค่าความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด (Maximum Deviator Stress, $(\sigma_1\text{-}\sigma_3)_{max}$) หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง คือ จุดที่เกิดค่าแรงเฉือนสูงสุด ($\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$) นั่นเอง เป็นวิธีการนิยามจุดวิบัติที่ใช้กันโดยทั่วไป โดยเฉพาะการวิเคราะห์ด้วย $\phi = 0$ Concept ซึ่งจุดวิบัตินี้แสดงดังจุดที่ (1) ในรูปที่ 2.10

ข. จุดวิบัติที่มีค่าอัตราส่วนระหว่าง Principal Stress สูงสุด (Maximum Principal Stress Ratio, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$) เรียกโดยทั่วไปว่า Maximum Obliquity $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ส่วนใหญ่จะใช้ในการวิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) และกรณีที่ต้องการเส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่แท้จริง แสดงโดยจุดที่ (2) ในรูปที่ 2.10

ค. จุดวิบัติที่มีการกำหนดค่าความเครียดสูงสุดไว้ (Limiting Strain) แสดงโดยจุดที่ (3) ในรูปที่ 2.10

ง. จุดวิบัติที่ Critical State หรือจุดวิบัติ ณ สถานะที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของค่าแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ หรือไม่มี

การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างทดสอบสำหรับการทดสอบแบบระบายน้ำ แสดงโดยจุดที่ (4) ในรูปที่ 2.10

จ. จุดวิบัติที่ Residual State หรือจุดวิบัติ ณ สถานะที่เกิดการเคลื่อนตัวอย่างสมบูรณ์ (Fully Mobilized) แสดงโดยจุดที่ (5) ในรูปที่ 2.10

สำหรับการทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำในดินเหนียวที่มีค่า OCR สูงๆ (OCR>2) จุดวิบัติแบบที่ 1 และ 2 มักจะเกิดที่จุดเดียวกันหรือใกล้เคียงกัน แต่สำหรับในดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay, OCR=1) และดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay, 1<OCR<2) จุดวิบัติทั้ง 2 แบบ อาจจะเกิดขึ้นที่จุดเดียวกันหรือจุดต่างกันก็ได้ ในกรณีที่เกิดต่างจุดกัน จุดวิบัติที่ q_{max} มักจะเกิดขึ้นก่อน แล้วจึงเกิดจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ตามมาทีหลัง (ส่วนใหญ่จะเกิดที่ค่าความเครียดมากกว่า 10 %) โดยค่า q จะมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยจากจุดที่เกิด q_{max}

2.5.3 Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE)

เนื่องจากประวัติของหน่วยแรงที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p)และคุณสมบัติพื้นฐานของมวลดิน ซึ่งแสดงในรูปของค่า Plasticity Index (PI) และ Liquidity Index (LI) แตกต่างกัน เส้นขอบเขตการวิบัติของมวลดินตัวอย่างจากบริเวณเดียวกันอาจไม่จำเป็นต้องให้ความสัมพันธ์เดียวกัน Sambhandharaksa (1977) จึงได้เสนอวิธีการลดผลกระทบของค่า σ'_p โดยเสนอให้ เขียนแผนภูมิความสันพันธ์ระหว่าง τ/σ'_p กับ σ'/σ'_p ซึ่งเส้นขอบเขตการวิบัติที่ได้จะเรียกว่า Normalized Effective Stress Failure Envelope (NESE) และเรียกทางเดินของหน่วยแรงที่ได้ว่า Normalized Effective Stress Path (NESP) โดย Sambhandharaksa (1977) ยังพบด้วยว่า เส้นขอบเขตการวิบัติ ณ จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ บน NESE นั้นจะให้ความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงเดียวกัน (Unique Relationship) ไม่ว่าดินจะมีค่า σ'_p หรือค่า OCR เท่าใดก็ตาม

2.5.4 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี Normalized Soil Parameters (NSP)

2.5.4.1 หลักการของ NSP (NSP Concept)

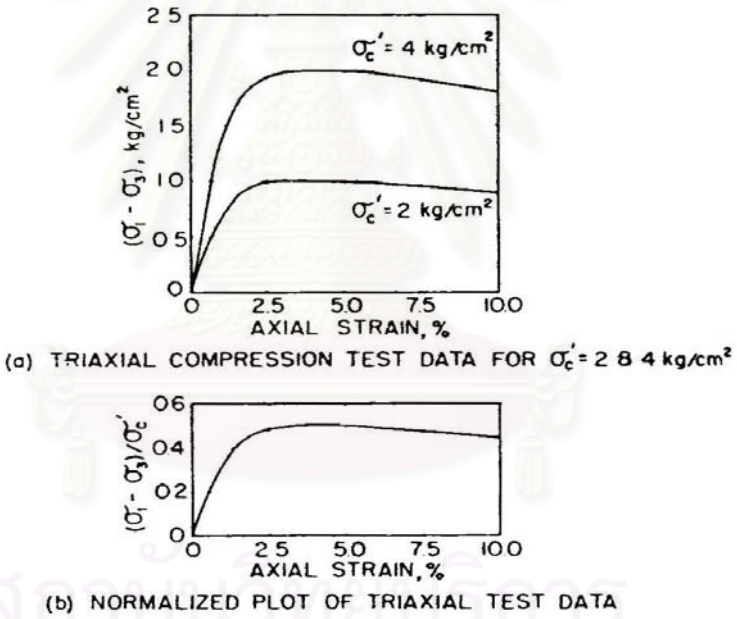
จากทฤษฎีของ NSP ดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์นั้นถึงแม้ว่าตัวอย่างที่ทำการทดสอบจะใช้ค่า σ'_{vc} ไม่เท่ากันและมีความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ไม่

เหมือนกันดังรูปที่ 2.11(a) ก็ตาม แต่เมื่อ Normalized ด้วยค่า σ'_{vc} ความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ที่ไม่เหมือนกันนั้นกลับแสดงความสัมพันธ์เป็นเส้นเดียวกัน ดังรูปที่ 2.11(b)

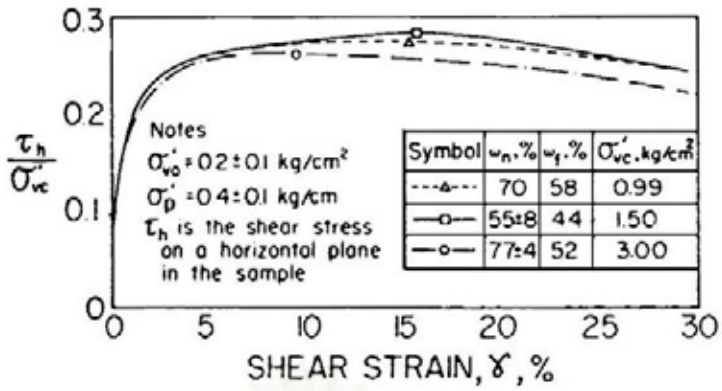
แต่ในความเป็นจริงนั้นพฤติกรรมของดินมิได้ถูก Normalized ได้สมบูรณ์เหมือนดังในรูปที่ 2.11 แต่จะมีความแตกต่างกันบ้างดังแสดงในรูปที่ 2.12 เนื่องจากความแตกต่างกันของแต่ละตัวอย่าง (Non-Homogeneous) และความผิดพลาดในการทดสอบแต่ละครั้ง

สำหรับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์นั้น สามารถแสดงผลการทดสอบได้รูปความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} , A_f , E_u/σ'_{vc} กับ ความเครียด ณ แต่ละค่า OCR หรือกับ ค่า Log OCR สำหรับดินที่มี PI และ LI ใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย (ดูรูปที่ 2.13)

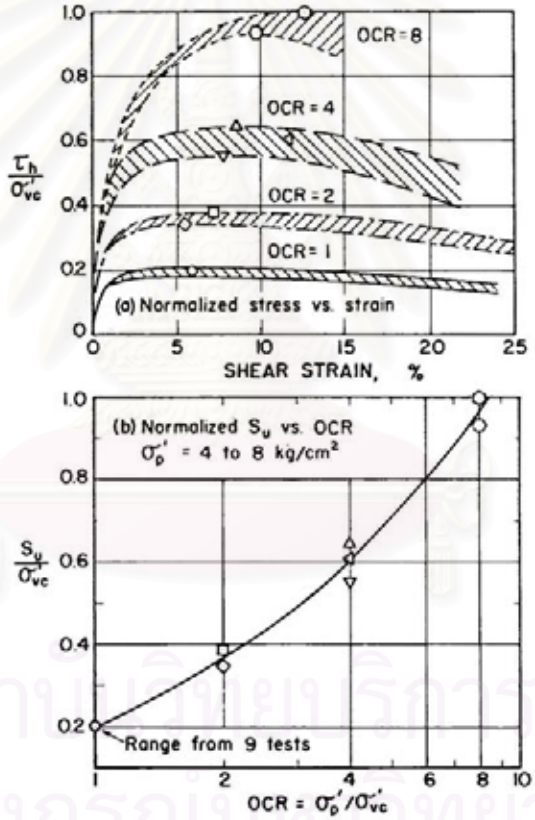
ในปัจจุบันนี้หลักการแสดงผลการทดสอบแบบ NSP นั้น ใช้ได้แม้แต่ในดินที่ไม่มีพฤติกรรมที่ Normalized ได้ โดยใช้เป็นเพียงการแสดงผลของการทดสอบ



รูปที่ 2.11 **ตัวอย่างพฤติกรรม** Normalized **ที่สมบูรณ์ตามหลักการของ** NSP (Ladd et al , 1977)



รูปที่ 2.12 Normalized Behaviour **ของผลการทดสอบ** $\overline{CK_0U} - DSS \;\; Test$ **ของ** Normally Consolidated Maine Organic Clay (Ladd and Foot , 1974)



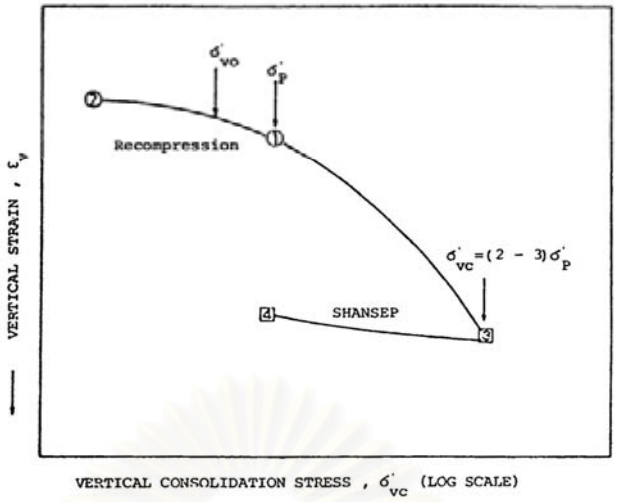
รูปที่ 2.13 Normalized Behaviour **ของผลการทดสอบ** $\overline{CK_0U} - DSS \;\; Test$ **ของ** Boston Blue Clay (Ladd and Foot , 1974)

2.5.4.2 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties)

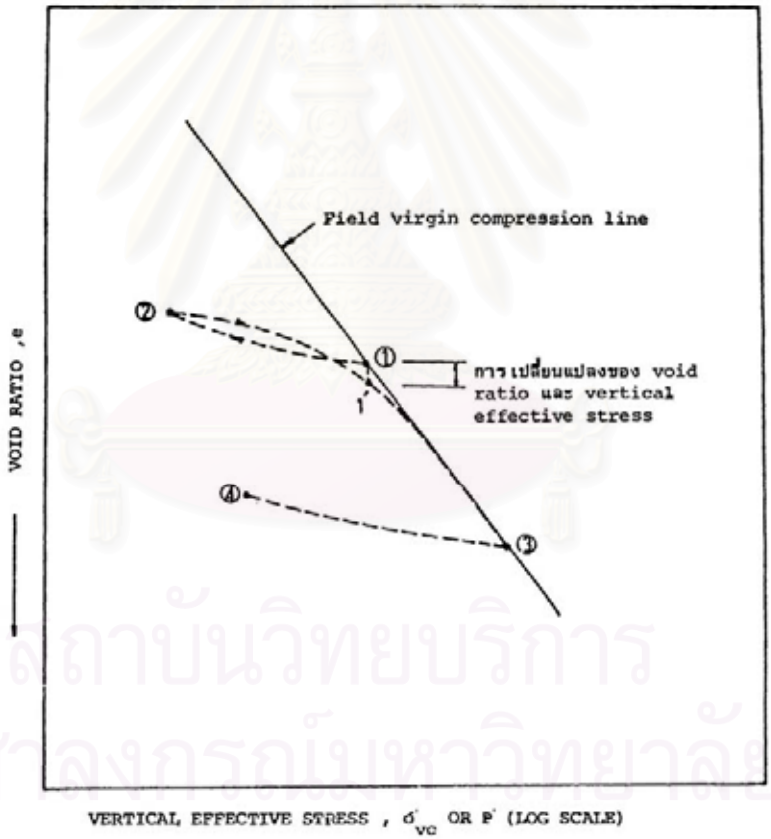
วิธีการ SHANSEP เป็นวิธีการที่ใช้หาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินเหนียว เสนอโดย Ladd and Foot (1974) เป็นวิธีการทดสอบการอัดตัวคายน้ำรูปแบบหนึ่ง โดยอาศัยหลักการของ NSP และประวัติของหน่วยแรง (Stress History) มีวัตถุประสงค์เพื่อลดผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดิน โดยการสร้างประวัติของหน่วยแรงขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง ทำได้โดย Reconsolidated ตัวอย่างดินในสภาพ K_0-Condition จนกระทั่งหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (σ'_{vc}) มีค่ามากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ประมาณ 2-3 เท่า เพื่อเป็นการสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง และเป็นการทำให้สถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line (จุด 1 ถึง จุด 3 ในรูปที่ 2.14) ซึ่งถือว่าเป็นเส้นที่ทำให้มวลดินมีสภาพใกล้เคียงกับในธรรมชาติ ก่อนที่จะทำการลดหน่วยแรง (Unload) กลับมายังค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (σ'_{vc}) หรือค่า OCR ที่ต้องการ (จุด 3 ถึง จุด 4 ในรูปที่ 2.14) แล้วจึงทำให้เกิดการวิบัติเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำต่อไป

ข้อดีของวิธีการนี้ก็คือ ทำให้สามารถรู้ประวัติของหน่วยแรงที่แน่นอน เนื่องจากเป็นการสร้างขึ้นมาเองในห้องทดลอง และช่วยปรับปรุงคุณภาพของตัวอย่างในกรณีตัวอย่างที่เก็บมามีคุณภาพไม่ดี

ข้อเสียของวิธีการนี้คือ ใช้ได้กับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์เท่านั้น ซึ่งมักจะปรากฏในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ส่วนที่ OCR อื่นๆ พฤติกรรมมักเป็นไปได้เฉพาะในดินเหนียวที่ไม่มีความไว (Insensitive Clay) สำหรับในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงๆ (Sensitivity > 4) มักจะไม่มีคุณสมบัติที่ Normalized ได้ โดยเฉพาะที่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementation) เนื่องจากการที่ Reconsolidated ตัวอย่างดินให้กลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line นั้นอาจเป็นการทำลายโครงสร้างของมวลดินที่เคยเป็นอยู่ทำให้มีการจัดเรียงตัวกันใหม่จนมีความเปราะบาง (Brittle) และความไว (Sensitivity) ลดลงจากในธรรมชาติ อีกทั้งยังเป็นการทำให้ปริมาณน้ำในมวลดินลดลงจากที่ควรจะเป็นด้วย (ดูรูปที่ 2.15 ประกอบ)



รูปที่ 2.14 **ความสัมพันธ์ระหว่าง %** ε_v **กับ log** σ'_{vc} **ของผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำจากวิธี** Recompression **และ** SHANSEP **ในการทดลอง** $\overline{CK_0U} - TC$



รูปที่ 2.15 **แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง** Void Ratio (e) **และ** Vertical Effective Stress (σ'_{vc}) **ระหว่างการ** Reconsolidated **เมื่อมีการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และลักษณะการ** Consolidation **ตามวิธี** SHANSEP **ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ** (NC)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

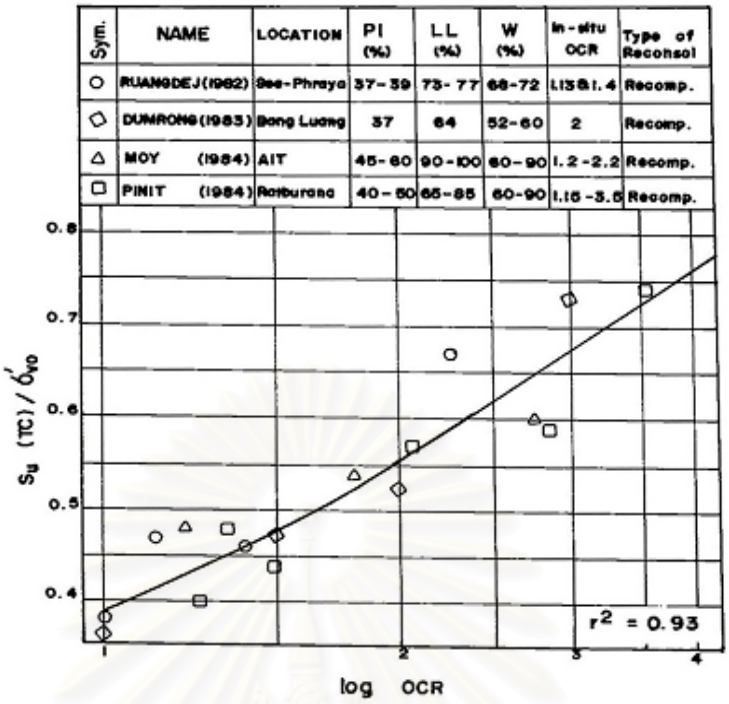
2.5.4.3 การประยุกต์ใช้ NSP ในทางปฏิบัติ (Application of NSP)

สำหรับข้อมูลการทดสอบ Triaxial Compression , Triaxial Extension และ Field Vane Shear ที่อาศัยหลักการ NSP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นแสดงดังรูปที่ 2.16, 2.17 และ 2.18 ตามลำดับ สำหรับรายละเอียดสามารถศึกษาได้จาก Sambhandharaksa and Taesiri (1987) และ Sambhandharaksa et al (1999)

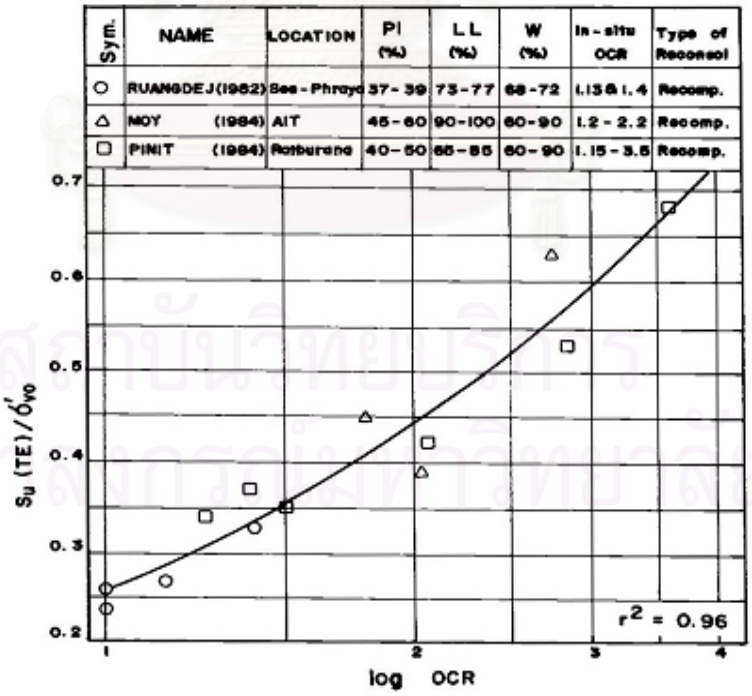
ความเหมาะสมในการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นได้ศึกษา โดย ดำรงค์ (2526) พบว่า พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณกลางเมือง ($PI \approx 37\%$, $S_t \approx 4$) สามารถ Normalized ได้เฉพาะค่า S_u ส่วน Niroth (1983) ทำการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีความไวมาก ($PI \approx 30\%$, $S_t \approx 4$) บริเวณโรงไฟฟ้าบางปะกง พบว่า พฤติกรรมของดินสามารถ Normalized ได้ในดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) เท่านั้น เชื่อว่าส่วนหนึ่งเป็นผลจากสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ชนิด Carbonate ที่ปนอยู่ในดิน ดังนั้นการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จึงต้องกระทำด้วยความระมัดระวัง

สุรฉัตร (2540) พบว่า การพลอต S_u/σ'_{vc} และ A_f กับ OCR ในที่ต่างๆ ในบริเวณกรุงเทพฯ ได้ความสัมพันธ์แทบเป็นเส้นเดียวกัน (ดูรูปที่ 2.16 ถึง 2.18 และ 2.19) แสดงว่าการนำ NSP มาใช้ในดินกรุงเทพฯ อาจทำได้ถ้าใช้การทดสอบในสภาพ K_0-Condition โดยใช้วิธี Recompression ($\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$) และความสัมพันธ์ที่ได้ยัง Unique สำหรับดินเหนียวและระบบของหน่วยแรงหนึ่งๆ ด้วย

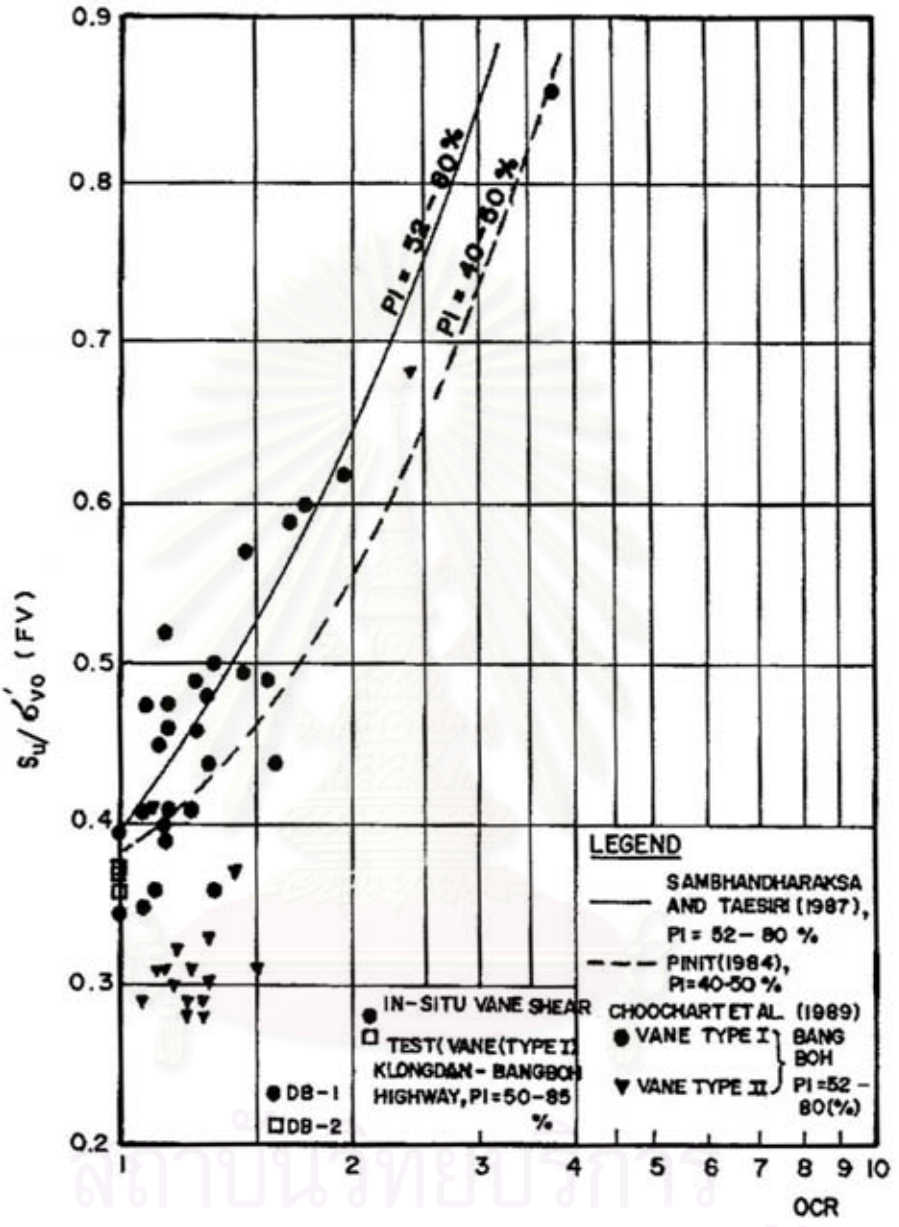
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri , 1987)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TE$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandharaksa and Taesiri , 1987)

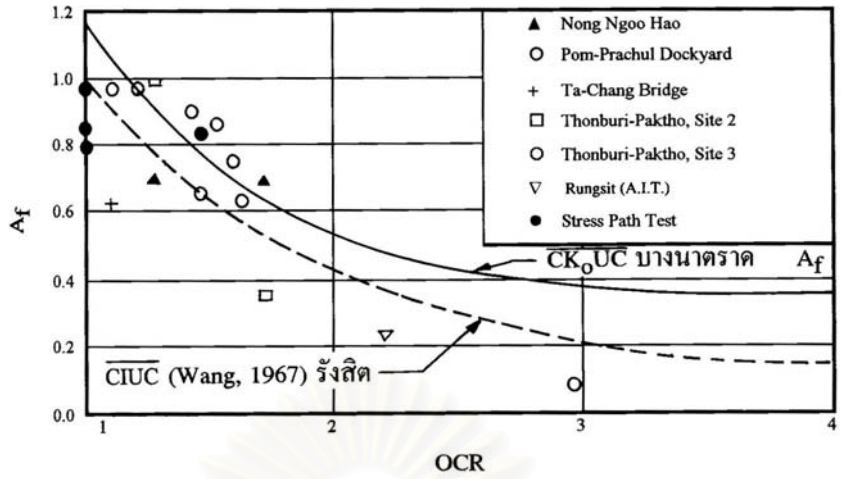


รูปที่ 2.18 **ความสัมพันธ์ระหว่าง** S_u/σ'_{vo} **กับ** Log OCR **จากผลการทดสอบ** In Situ Field Vane Shear Tests **ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ**
(Sambhandharaksa et al , 1999)

---

[1] Vane Type I หมายถึง การทดสอบ Geonor Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยไม่มีการเจาะเพื่อเอาดินออก

[2] Vane Type II หมายถึง การทดสอบ Bore Hole Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยมีการเจาะเป็นหลุมก่อนทำการทดสอบ



รูปที่ 2.19 **ค่า** Af **กับ** OCR **ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รวบรวมข้อมูลในสนามจากคันดินที่มีพิกัดความปลอดภัยประมาณ** 1.5 (Lee , 1983)

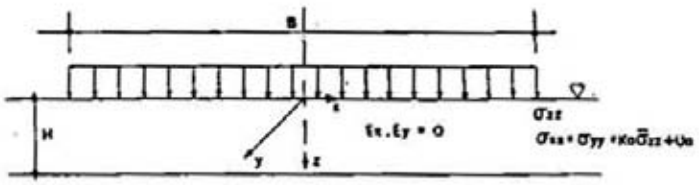
2.6 กลไกและพฤติกรรมการทรุดตัว

เมื่อมีหน่วยแรงกิริยาภายนอกกระทำต่อมวลดิน การเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกิดขึ้นเป็นได้ในหลายลักษณะ ทั้ง 1 หรือ 2 หรือ 3 มิติ ซึ่งขึ้นกับ ความหนาของชั้นดิน ขอบเขตการเคลื่อนตัว รวมไปถึง ขนาด และรูปทรง ของแรงที่มากระทำดังแสดงในรูปที่ 2.20 โดยการทรุดตัวของมวลดินสามารถแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะดังนี้

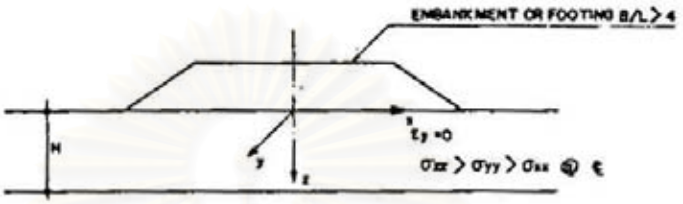
. การทรุดตัวที่เกิดแบบทันที (Immediate Settelment)

. การทรุดตัวทีสัมพันธ์กับเวลา (Time Dependent Settelment)

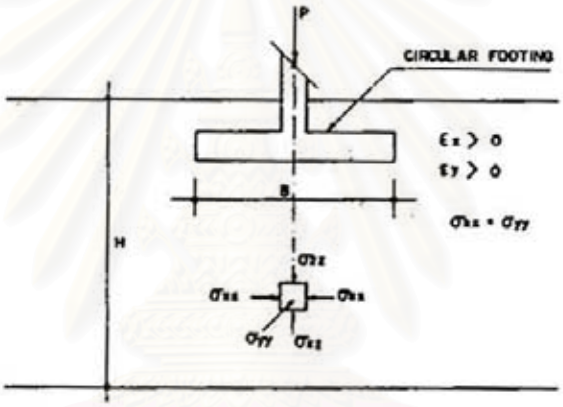
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(ก) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 1 มิติ
B >> H (B/H > 10 เป็นต้น)



(ข) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 2 มิติ



(ค) LOADING CONDITION ที่ทำให้เกิดความเครียดในลักษณะ 3 มิติ

รูปที่ 2.20 **ตัวอย่างงานทางด้านวิศวกรรมซึ่งสภาพความเครียดเกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ, 2 มิติ และ 3 มิติ (สุรฉัตร**, 2540)

2.6.1 **การทรุดตัวแบบทันที** (Immediate Settelment)

เนื่องจากดินเหนียวมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมน้ำต่ำ เมื่อมีแรงกระทำจากภายนอกกระทำต่อมวลดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำแบบทันที ทำให้เกิดการทรุดตัวทันทีแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Settlement) เนื่องจากน้ำในโพรงดินไม่สามารถระบายออกจากมวลดินทันที และยังเป็นผลให้มวลดินไม่สามารถเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ทันที นอกจากนี้ยังเกิดการขยายตัวด้านข้างไปพร้อมๆกัน

2.6.2 **การทรุดตัวที่สัมพันธ์กับเวลา** (Time Dependent Settelment)

การทรุดตัวลักษณะนี้สามารถแบ่งตามกลไกการทรุดตัวได้เป็น 3 ประเภทคือ

ก. การทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติเฉพาะที่ (Local Yielding or Plastic Flow) และครีพแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Creep)

เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ เนื่องจากแรงกระทำภายนอกแบบทันที การทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่เกิดขึ้นอาจเป็นความสัมพันธ์กับเวลาได้ เนื่องจากผลของ Local Yielding และ Undrained Creep ซึ่งมักเกิดขึ้นมากในดินเหนียวประเภท High Plastic and Organic Clay

แรงดันน้ำส่วนเกินในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นสัมพันธ์กับเวลาเนื่องจาก Local Yielding และ Undrained Creep จะเปลี่ยนแปลงไปโดยขึ้นกับกระบวนการอัดตัวคายน้ำ แต่ถ้าแรงดันน้ำส่วนเกิน อัตตราการทรุดตัวและอัตตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับเวลา แสดงว่ามวลดินกำลังเกิดการวิบัติซึ่งเป็นผลจาก Undrained Creep (สุรฉัตร, 2540)

ข. การทรุดตัวเนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)

พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settelment) โดยอนุภาคดิน (Soil Partical) ณ สภาวะหนึ่งมีความสามารถรับหน่วยแรงได้จำนวนหนึ่ง (หน่วยแรงรวมเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผล) หากมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำเพิ่มขึ้น น้ำในโพรงดินจะรับหน่วยแรงภายนอกที่เพิ่มขึ้น เกิดเป็นแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) และแรงดันน้ำส่วนเกินนี้จะทำให้เกิดการไหลของน้ำออกจากโพรงดิน ทำให้ช่องว่างในมวลดินลดลงจนเกิดการทรุดตัว แต่เนื่องด้วยดินเหนียวมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมน้ำต่ำ การทรุดตัวจึงค่อยๆดำเนินไป และในขณะเดียวกันการไหลออกของน้ำจากโพรงดินทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินลดลง และเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของอนุภาคดิน โดยการทรุดตัวจะดำเนินไปจนกระทั่งแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินลดลงจนเป็นศูนย์ ณ สภาวะนี้หน่วยแรงภายนอกที่มากระทำเพิ่มเติมจะถูกแบกรับด้วยอนุภาคดินทั้งหมด (Taylor, 1948)

ค. การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep)

พฤติกรรมการทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Settlement) การทรุดตัวจะเกิดขึ้นที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ โดยน้ำไหลออกจากช่องว่างในดิน ทำให้เกิดการทรุดตัวที่เป็นความสัมพันธ์กับเวลา

ในปัจจุบันยังไม่เป็นที่แน่ชัดว่า ครีพแบบระบายน้ำเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ หรือเกิดขึ้นหลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง (Jamiolkowski, 1985) และกลไกการเกิดเป็นอย่างไร

2.6.3 ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมการทรุดตัว

พฤติกรรมการทรุดตัวที่เกิดขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ (Ladd, 1977) ดังนี้

- คุณสมบัติขั้นพื้นฐานของดิน ได้แก่ ค่า Sensitivity, PI และ ประมาณอินทรีย์วัตถุ
- ประวัติของหน่วยแรง (Stress History)
- อัตตราการให้หน่วยแรงกระทำต่อมวลดิน
- รูปร่างและขนาดของหน่วยแรงกระทำ

2.7 การอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่

Hamilton & Crawford (1959) เสนอการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยอัตราความเครียดคงที่ (Constant Rate of Strain Consolidation Test, CRS) เพื่อใช้ในงานวิจัย เพราะเป็นการทดสอบที่ง่าย และรวดเร็วในการศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียว และมีนักวิจัยอีกหลายท่านได้ทำการพัฒนาเพิ่มเติม

พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ CRS มีความสัมพันธ์อย่างยิ่งยวดกับอัตราความเครียด (Strain Rate) ที่เลือกใช้ในการทดสอบ โดยการกำหนดให้อัตราความเครียดที่ใช้สัมพันธ์กับอัตราส่วนระหว่างแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินและหน่วยแรงรวม (Applied Pressure) ที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบตลอดระยะเวลาการทดสอบ

Gorman et al. (1978) รายงานว่าผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี Oedometer และ CRS ในสภาวะอัดแน่นปกติไม่แสดงความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ และอัตราความเครียดที่แนะนำควรทำให้เกิดแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินต่ำสุด 7 kPa และสูงสุดไม่เกิน 30% ถึง 50% ของหน่วยแรงรวมที่กระทำตลอดระยะเวลาที่ทำการทดสอบ นอกจากนี้ Gorman et al. ยังได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างพิกัดเหลว (Liquid Limit, W_L) และอัตราความเครียดเพื่อใช้ทดสอบ CRS ดังนี้

ก. อัตราความเครียด 8.3×10^{-5}/s สำหรับตัวอย่างดินที่มีพิกัดเหลวมากกว่า 60%

ข. ตราความเครียด $1.7x10^{-4}$/s สำหรับตัวอย่างดินที่มีพิกัดเหลวน้อยกว่า 60%

Hassan (1992) ได้ศึกษาพฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทดสอบ CRS แบบการระบายน้ำในแนวดิ่ง (CRS-V) ด้วยอัตราความเครียดต่างๆ พบว่าความสัมพันธ์ของการอัดตัว และสัมประสิทธิ์การอัดตัวในแนวดิ่ง จากการทดสอบ Oedometer และ CRS-V คล้ายคลึงกัน รวมทั้งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เมื่ออัตราความเครียดเพิ่มขึ้น แสดงให้เห็นว่าดินเหนียวกรุงเทพฯ มีการอัดตัวคายน้ำรอง (Secondary Consolidation) เกิดขึ้นในช่วงการอัดตัวคายน้ำหลัก (Primary Consolidation) และจากผลการศึกษาได้แนะนำอัตราความเครียดสำหรับทดสอบ CRS-V กับดินเหนียวกรุงเทพฯ เท่ากับ $4x10^{-6}$/s

Sinat (1997) ได้ทดสอบCRS-V (Strain Rate = $3.3x10^{-6}$ /s) และ CRS-R (Strain Rate = $2.2x10^{-6}$ /s) กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า Compression Curve σ'_p C_v และ k_v จากการทดสอบ Oedometer และ CRS-V มีค่าสอดคล้องกัน นอกจากนี้ Compression Curve จาก CRS-V และ CRS-R คล้ายกันสำหรับตัวอย่างทดสอบบริเวณเดียวกัน และความลึกเท่ากัน แสดงว่า Compression Curve ไม่ขึ้นกับทิศทางการระบายน้ำ ผลการทดสอบยังแสดงให้เห็นว่ามีพฤติกรรม Anisotropic โดยมี k_h/k_v และ c_h/c_v ประมาณ 2.2 และ 2 ตามลำดับ

Gonzalez (2000) ได้ทำการทดสอบ CRS-V และศึกษาทฤษฎีเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่มีผลกระทบต่อการทดสอบ CRS-V ได้แก่ อัตราความเครียด ชนิดเครื่องมือทดสอบ ชนิดดิน และวิธีวิเคราะห์ข้อมูล (Linear and Non-Linear Theory) เป็นต้น ผลการศึกษาได้แนะนำให้ใช้อัตราส่วนแรงดัน (U_b/σ_v) น้อยกว่า 0.15 เนื่องจากผลการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะมีค่าแตกต่างกันน้อยไม่เกิน 10%

Seah et al.(2002) ได้ทดสอบ CRS-V กับดินเหนียวกรุงเทพฯ เปรียบเทียบกับ Conventional Oedometer และได้แนะนำค่า U_b/σ_v เหมือนกับของ Wissa (1971) เท่ากับ 0.05 เนื่องจาก U_b/σ_v ที่ต่ำนี้ ทำให้มั่นใจว่าการทดสอบจะอยู่ในสภาพ Steady State การวิเคราะห์ผลจึงง่าย จากการตั้งสมมุติฐานให้ดินมีพฤติกรรม Linear โดย Seah et al.(2002) พบว่าที่ U_b/σ_v เท่ากับ 0.30 (รูปที่ 2.5.1) ค่า σ'_v และ c_v จากทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะต่างกันน้อยกว่า 2% และ 20% ตามลำดับ ซึ่งสอดคล้องกับ Gonzalez (2000) ที่แสดงให้เห็นว่าเมื่อ U_b/σ_v น้อยกว่า 0.15 ทฤษฎี Linear และ Non-Linear จะต่างกันประมาณ 10% เท่านั้น

2.7.1 **ทฤษฎีในการวิเคราะห์** CRS

พฤติกรรมของดินสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ

ก. Linear Soil คือ ดินที่มีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress, σ'_v) และความเครียด (Strain, ε) เป็นฟังก์ชั่นเส้นตรง นั่นคือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility, m_V) มีค่าคงที่ โดย

$$m_V = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'_v} \qquad (2.17)$$

ข. Non – Linear Soil คือ ดินที่มีความสัมพันธ์ระหว่างล็อกกาลิทึมของหน่วยแรงประสิทธิผล ($\log \sigma'_v$) และความเครียด (ε) เป็นสัดส่วนกัน นั่นคือ ดัชนีการอัดตัวของดิน (Compression Index, C_c) มีค่าคงที่ โดย

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta log\,\sigma'_v} \qquad (2.18)$$

$$\text{หรือ } CR = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta log\,\sigma'_v} \qquad (2.19)$$

โดย Cc คือ ดัชนีการอัดตัวของดิน

CR คือ ดัชนีการอัดตัวซ้ำของดิน

σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

Δe คือ การเปลี่ยนแปลงขนาดโพรงดิน

$\Delta\varepsilon$ คือ การเปลี่ยนแปลงความเครียด

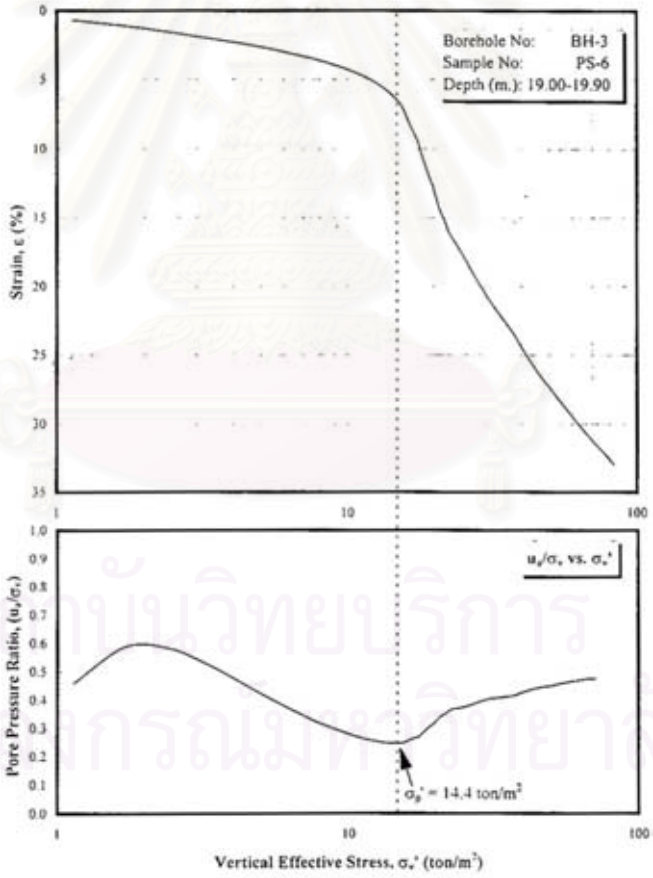
พฤติกรรมของดินที่แตกต่างกันนี้ จะทำให้การคำนวณค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (σ'_v) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำจากการทดสอบ CRS มีความแตกต่างกัน Smith & Wahls (1969) ได้พัฒนาสมการเริ่มต้นสำหรับการวิเคราะห์ผลการทดสอบ CRS ของ Linear Soil เฉพาะในสภาวะ Steady State ซึ่งมีลักษณะคล้ายกับทฤษฎีของ Terzaghi (1925) ต่อมา Wissa (1971) ได้เสนอสูตรเพื่อใช้วิเคราะห์ดินทั้ง Linear และ Non – Linear ในสภาวะที่แตกต่างกันคือ Non Steady State, Transient State และ Steady State ซึ่งโดยทั่วไปสำหรับการทดสอบ CRS นั้น ตัว

อย่างดินควรจะทดสอบถึงสภาวะ Steady State เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ข้อมูล มิฉะนั้นจะต้องวัดการกระจายแรงดันน้ำส่วนเกินตลอดความยาวตัวอย่าง

2.7.2 การหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

วิธีของ Casagrande (1936) ในการหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Preconsolidation Pressure, σ'_p) ได้รับความนิยมอย่างกว้างขวาง เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่าย และได้รับการยอมรับว่าให้ค่า σ'_p ที่เหมาะสม และเป็นวิธีอ้างอิงเพื่อเปรียบเทียบกับวิธีที่เสนอโดยนักวิจัยท่านอื่นๆ เช่น Schmertmann (1955) และJanbu (1979) เป็นต้น

Seah (2003) ได้เสนอวิธีการหา σ'_p จากการทดสอบ CRS รูปที่ 2.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง U_b/σ_v กับ $\log\sigma'_v$ โดย σ'_p จะอยู่ในตำแหน่งที่ U_b/σ_v มีค่าต่ำสุด



รูปที่ 2.21 **การหาค่า** σ'_p **จากการทดสอบ** CRS (Sinat, 1997)

2.8 แบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีเกี่ยวข้องกับพฤติกรรมด้านกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength Behavior) และพฤติกรรมด้านการทรุดตัว (Settlement Behavior) ดังนั้นหากสามารถคาดคะเนพฤติกรรมดังกล่าวได้อย่างมีประสิทธิภาพด้วยแบบจำลองดินที่สามารถเป็นตัวแทนของดินเหนียวทั่วไปได้ ก็จะทำให้สามารถคำนวณ ออกแบบ และแก้ไขปัญหาต่างๆได้อย่างถูกต้องแม่นยำ ในการคาดคะเนดังกล่าวมีความจำเป็นต้องกำหนดขอบเขตของปัญหาที่พิจารณา (Boundary Value Problem) ซึ่งประกอบด้วย Field Equations และ Constitutive Laws ที่มีความเหมาะสมโดยมีลักษณะดังต่อไปนี้

1. Field Equation ที่จำเป็นในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวมีลักษณะเช่นเดียวกับที่ใช้ในการแก้ปัญหาทางกลศาสตร์ทั่วไป เช่น Equilibrium Equations ซึ่งมีที่มาจาก Momentum Conservation Law และ Mass Conservation Equations ซึ่งมีที่มาจาก Mass Conservation Law โดยทั่วไปการกำหนด Field Equations สำหรับปัญหาทางด้าน Solid Mechanics มักเกี่ยวข้องกับวัสดุที่มีสถานะเดียว (One-Phase Materials) แต่การกำหนด Field Equations สำหรับดินเหนียวซึ่งเป็นวัสดุที่มีหลายสถานะปนกัน (Multi-Phase Materials) ประกอบด้วยทั้งอนุภาคของดิน น้ำ และอากาศ มีความซับซ้อนและยุ่งยาก จำเป็นตอ้งอาศัยสมมติฐานประกอบมากมาย

2. Constitutive Equation ใช้ในการเชื่อมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด-กำลังวัสดุ (Stress-Strain-Strength) ที่เป็นพฤติกรรมของดินเหนียวซึ่งมีความซับซ้อนอย่างมากเนื่องจาก

    ก. ดินเหนียวจะไม่แสดงพฤติกรรมในช่วงใดเลยที่มีแต่พฤติกรรมแบบ Elastic เพียงอย่างเดียว ในทางกลับกันจะแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear และ Inelastic แม้กระทั่งที่การเปลี่ยนแปลงความเค้นปริมาณน้อยๆก็ตาม (Hardin, 1972)

    ข. ดินเหนียว (พิจารณาในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล) มีคุณสมบัติเป็น Frictional Materials ซึ่งพฤติกรรมของดินเหนียวจะขึ้นอยู่กับทั้งหน่วยแรงเฉือน และ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean Effective Stress) ซึ่งต่างจาก

โลหะที่จะมีพฤติกรรมขึ้นกับเฉพาะหน่วยแรงเฉือน (Deviatoric Stress) เพียงอย่างเดียว

ค. ดินเหนียวมักแสดงพฤติกรรมที่ควบคู่กัน (Coupling Behavior) ระหว่าง Volumetric Behavior และ Shear or Deviatoric Behavior ซึ่งสามารถสังเกตได้จากขณะรับแรงเฉือนดินเหนียวจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรควบคู่กันไป โดยดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) มีแนวโน้มที่จะเกิดการยุบหดตัว (Contract) ส่วนดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมีแนวโน้มที่จะเกิดการขยายตัว (Dilate)

ง. ดินเหนียวทั่วไปมักมีแนวโน้มที่จะแสดงพฤติกรรมแบบ Anisotropic เนื่องจากสภาวะแวดล้อมขณะตกตะกอน (Deposition) และการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement) ตามธรรมชาติ (Ladd et al., 1977; Arthur et al., 1977)

จ. สำหรับดินเหนียวบางชนิดอาจพบพฤติกรรมแบบ Unstable Strain Softening ในบางรูปแบบของการเฉือน (Mode of Shearing) ซึ่งมักเป็นปัญหากับการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis)

ฉ. ดินเหนียวบางชนิดมีพฤติกรรมแบบ Time Dependent คือการเปลี่ยนแปลงระหว่างความเค้นกับความเครียดมีผลเนื่องจากเวลาเขามาเกี่ยวข้องด้วย เช่น การเกิด Creep (การเปลี่ยนแปลงความเครียดตามเวลาในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลมีค่าคงที่) หรือการเกิด Relaxation (การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลตามเวลาในขณะที่ความเครียดมีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลง) และการแสดงพฤติกรรมจากการเฉือนที่ต่างกันเนื่องจากอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Strain Rate) ที่ต่างกันเป็นต้น

ด้วยการพัฒนาวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในระยะหลัง จำนวนสมมติฐานที่จำเป็นจึงลดลง ยังผลให้ลดความซับซ้อนของปัญหา (Simplification) ในอดีตลงได้ โดยความถูกต้องแม่นยำของผลการคาดคะเนจะถูกกำหนดด้วย Constitutive Laws ดังกล่าวข้างต้น แต่เนื่องจากความซับซ้อนในพฤติกรรมของดินเหนียวและปัญหาเนื่องจาก Non-Homogeneity ทำให้เป็นไปได้ยากที่แบบจำลองความเค้น-ความเครียดสามารถเป็นตัวแทนในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวโดยทั่วไปได้อย่างสมบูรณ์ ดังนั้นในการสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวจึงควรพิจารณาโดยมุ่งเน้นในพฤติกรรมหลักที่ต้องการศึกษาและมีความสำคัญในแต่ละปัญหา โดยมีขั้นตอนในการพัฒนาแบบจำลองความเค้น-ความเครียดดังต่อไปนี้

. พิจารณาหาพฤติกรรมที่ต้องการศึกษาในแต่ละปัญหา โดยตั้งอยู่บนพื้นฐานของข้อมูลจากการทดสอบที่เชื่อถือได้

. พิจารณาสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดจากทฤษฎีที่สอดคล้องกับพื้นฐานของทฤษฎี Continuum Mechanics (Truesdell and Noll, 1965) เช่น ทฤษฎี Elasticity, Viscoelasticity, Plasticity เป็นต้น

. พิจารณากำหนดขั้นตอนและวิธีการในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นต้องใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด ซึ่งโดยทั่วไปพารามิเตอร์เหล่านี้ควรจะมีที่มาจากการทดสอบทั่วไปที่ทำได้ง่ายในห้องปฏิบัติการ และสามารถแสดงความหมายทางกายภาพที่ชัดเจน

. ทำการคาดคะเนด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่ได้เพื่อทดสอบหาข้อดี และข้อจำกัด ซึ่งวิธีหนึ่งที่ทำได้คือการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่น่าเชื่อถือและต้องไม่ใช่ผลจากการทดสอบในข้อ 3 ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดดังกล่าว

ในการกล่าวถึงดินเหนียวที่เกี่ยวข้องกับ Constitutive Laws จะมีความหมายในลักษณะของมวลดิน (Soil Element) ซึ่งมีปริมาตรไม่น้อยเกินกว่าที่จะสามารถแสดงพฤติกรรมอันสอดคล้องกับทฤษฎี continuum mechanics และไม่มากเกินไปจนไม่สามารถตั้งสมมติฐานให้หน่วยแรงที่กระทำมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอ (Uniform Stress Distribution) ดังนั้นความหมายของดินเหนียวในปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีจึงหมายถึงปริมาณดินเหนียวโดยรวมที่ประกอบด้วยมวลดิน (Soil Element) เล็กๆมากมายที่ต่อเนื่องกัน

2.8.1 **แบบจำลองความเค้น-ความเครียด** Modified Cam Clay (MCC)

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC (Roscoe and Burland, 1968) ได้รับการคิดค้นและพัฒนาโดยอาศัยการสังเกตพฤติกรรมของ remolded soil จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อให้มีความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็น Isotropic Material หรือดินเหนียวที่ผ่านการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยเครื่อง Triaxial แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC พัฒนาโดยใช้ Incrementally Linearised Plasticity Theory และแนวคิดเกี่ยวกับ Critical State Soil Mechanics (Roscoe et al., 1958; Schofield and Wroth, 1968; Atkinson and Bransby, 1978) ดังที่ได้กล่าวข้างต้น กรอบทาง

ทฤษฎีบท และเนื่องจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เป็นแบบจำลองที่มุ่งเน้นเพื่อแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้สภาวะการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial

2.8.2 ทฤษฎีบทที่ใช้พัฒนาแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เป็นแบบจำลองที่มีพัฒนาการมาจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MODIFIED CAM CLAY (MCC) ซึ่งเป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวที่มีข้อจำกัดหลายประการทำให้ไม่สามารถแสดงพฤติกรรมจริงที่สำคัญของดินเหนียวในธรรมชาติโดยข้อจำกัดที่สำคัญคือ

. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ไม่สามารถแสดงพฤติกรรมแบบ Strain Softening ที่เกิดกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย (Lightly Overconsolidated Clay) ที่มีค่า OCR อยู่ระหว่าง 1 ถึง 2 ภายใต้สภาวะการทดสอบ Triaxial Compression แบบไม่ระบายน้ำในห้องปฏิบัติการได้

. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ให้ผลการคาดคะเนค่า Coefficient of Earth Pressure at rest (K_0) ที่สูงเกินความจริงประมาณ 15-20% เทียบจากผลการทดสอบดินเหนียว Normally Consolidated Boston Blue Clay (Ladd, 1971) โดยมีสาเหตุจากการตั้งสมมติฐานบางประการ เช่น การกำหนดให้ความเครียดเฉือนที่เกิดทั้งหมดมีพฤติกรรมแบบพลาสติก (Plastic) และการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ที่อาจมีความคลาดเคลื่อนจากการทดสอบที่ไม่ได้มาตรฐาน

. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ตั้งสมมติฐานสำหรับการเปลี่ยนแปลงสภาวะของหน่วยแรงภายใน Yield Surface (Overconsolidated State) ให้มีพฤติกรรมแบบอิลาสติก (Elastic Behavior) โดยให้ความเครียด (Strain) ที่เกิดใน Yield Surface ทั้งหมดเป็นความเครียดที่กลับคืนได้ (Recoverable Strain) ซึ่งไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริงที่ได้จากการทดสอบทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ไม่สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพที่มีค่า OCR สูงๆได้ โดยเฉพาะพฤติกรรมที่เกี่ยวกับการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic of Unloading and Reloading) ที่มักพบในปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีทั่วไป นอกจากนั้นสมมติฐานดังกล่าวยังส่งผลให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ไม่สามารถแสดงพฤติกรรมที่ควบคู่กัน (Coupling Behavior) ระหว่างพฤติกรรมในเชิงปริมาตร (Volumetric behavior) กับพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบน (Deviatoric or Shear Behavior) ในขณะทำการ

เฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shearing) ซึ่งนำไปสู่การคาดคะเนความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดเป็นพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (Linear Behavior) ทำให้ไม่สามารถคาดคะเนความเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงดินที่เกิดจากการเฉือน (Shear Induced Pore Pressure) ได้

. สมการ Yield Surface ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ขาดตัวแปรสำคัญทำให้ไม่สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดแบบ Anisotropic ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่มีทั่วไปในดินเหนียวตามธรรมชาติเช่น คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวทั่วไปที่มักจะไม่เท่ากันในการทดสอบ Triaxial Compression และ Triaxial Extension แต่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC กลับคาดคะเนได้ค่าที่เท่ากัน

. ในการคำนวณแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จะพิจารณาเฉพาะสภาพหน่วยแรงหลัก (Principal Stress) ในปัจจุบันขณะใดๆจึงไม่สามารถจำลองผลกระทบจากประวัติศาสตร์ของความเค้น (Stress History) หรือประวัติศาสตร์ของความเครียด (Strain History) ที่ดินเคยได้รับ

แม้ว่าจะมีความพยายามในการปรับปรุงแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ด้วยทฤษฎีบทและสมมติฐานต่างๆให้มีความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่ดีขึ้นดังที่เห็นในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 แต่ผลที่ได้ก็ยังไม่ประสบความสำเร็จเท่าที่ควร โดยสาเหตุสำคัญน่าจะมาจากการขาดข้อมูลจากการทดสอบที่เชื่อถือได้เพราะดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมักจะมีลักษณะทางกายภาพที่แข็งกว่า (Stiffer) ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติทำให้ความเครียดในช่วงแรกของการทดสอบแบบต่างๆมีค่าน้อยมาก ประกอบกับความสามารถในการวัดความเค้น ความเครียด หรือความดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure) ที่เกิดขณะทดสอบยังไม่มีความละเอียดเพียงพอ นอกจากนั้นยังอาจเกิดจากความยุ่งยากสลับซับซ้อนในการพยายามเชื่อมโยงประวัติศาสตร์ของความเค้นหรือความเครียดกับการแสดงพฤติกรรมของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวทั่วไป

แต่เนื่องจากความเรียบง่ายของกรอบทางทฤษฎีบทที่ใช้ และความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของ Isotropically Consolidated Clay ที่ค่อนข้างดี รวมถึงความสะดวกในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ซึ่งได้จากการทดสอบพื้นฐานทั่วไปในห้องปฏิบัติการทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีความเหมาะสมเพื่อ

ใช้เป็นแบบจำลองพื้นฐานในการพัฒนาต่อมาจนกลายเป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ถูกคิดค้นและพัฒนาเพื่อเพิ่มความสามารถของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ใน 2 ด้านหลักๆคือ

ก. ด้านการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกกว่าปกติภายใต้สภาวะการทดสอบโดยทั่วไปให้มีความยืดหยุ่นและใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินเหนียวจริงมากขึ้นโดยการใช้ทฤษฎี Bounding Surface Plasticity และ

ข. ด้านการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (รวมถึงดินเหนียวอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย) ขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบวัฏจักรให้มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินเหนียวจริงมากขึ้น

ทฤษฎี Bounding Surface Plasticity ถูกนำมาใช้เพื่อแก้ไขข้อจำกัดที่สำคัญเรื่องการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกกว่าปกติของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ที่มีสมมติฐานให้พฤติกรรมภายใน Yield Surface เป็นแบบอิลาสติกโดยตลอด จะทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยไม่มีการเปลี่ยนแปลง และกลายเป็นค่าคงที่ตลอดการเฉือน ส่งผลให้เส้นทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) มีลักษณะเป็นเส้นตรงตามแนวดิ่งในมิติของ $(\underset{\sim}{s}, \bar{\sigma})$ จนกระทั่งสภาวะของหน่วยแรงเดินทางมาถึงจุดคลาก (Yielding Point คือสภาวะของหน่วยแรงที่อยู่บน Yield Surface ซึ่งเป็นจุดที่ดินเปลี่ยนจากสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมาสู่สภาพอัดแน่นปกติ) จึงจะเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างฉับพลันจากพฤติกรรมแบบอิลาสติกมาสู่พฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติก (Elasto-Plastic Behavior) และเริ่มคาดคะเนให้เกิดความเครียดพลาสติก แต่จากการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวจริงในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติขณะเฉือนแบบไม่ระบายน้ำภายหลังการอัดตัวคายน้ำทั้งแบบเท่ากันทุกทิศทางและแบบ K_o พบว่า ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay) มีแนวโน้มที่ความดันน้ำในโพรงดินจากการเฉือนจะมีการเปลี่ยนแปลงเพิ่มมากขึ้น (Positive Shear Induced Pore Pressure) ซึ่งเกิดจากโครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะยุบตัว (Contract) จากแรงเฉือนที่มากระทำส่งผลให้น้ำที่อยู่ในโพรงดินถูกบีบอัดจนมีความดันเพิ่มมากขึ้น และในทางกลับกันพบว่ากรณีของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมากๆ (Highly Overconsolidated Clay) มักมีแนวโน้มที่ความดันน้ำในโพรงดินจากการเฉือนจะมีการเปลี่ยนแปลงลดลง (Negative Shear Induced Pore Pressure) ซึ่งเกิดจากโครงสร้างของดินที่อัดแน่นอยู่ก่อนแล้วมีแนวโน้มที่จะขยายตัว (Dilate) จากแรงเฉือนที่มากระทำส่งผลให้ช่องว่างในโพรงดินขยายใหญ่ขึ้นความดันน้ำในโพรงดินจึงมีค่าลดลง

จากพฤติกรรมจริงที่สังเกตได้ดังกล่าวทำให้ทราบว่าพฤติกรรมภายใน Yield surface มีลักษณะเป็นพฤติกรรมที่ควบคู่กันระหว่างพฤติกรรมในเชิงปริมาตรกับพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนที่มีที่มาจากการเกิดความเครียดพลาสติกภายใน Yield Surface นั่นเอง ดังนั้นความพยายามในการตั้งสมมติฐานหาทฤษฎีบทเพื่อนำมาอธิบายการเกิดความเครียดพลาสติกดังกล่าวจึงมีขึ้นมากมาย แต่ทฤษฎีบทที่มีความเรียบง่ายในเชิงการคำนวณ สมเหตุสมผล มีประสิทธิภาพและถูกนำมาใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ก็คือทฤษฎี Bounding Surface Plasticity ซึ่งถูกคิดค้นโดย Dafalias (1975) ทฤษฎี Bounding Surface Plasticity ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า ณ สภาวะของหน่วยแรงขณะใดๆภายใน Bounding surface จะมีสภาวะหน่วยแรงเสมือน (Image Stress) บน Bounding Surface ที่สัมพันธ์กันด้วยกฎเกณฑ์ (Mapping Rule) ที่แน่นอนค่าหนึ่งเสมอ โดยกฎเกณฑ์ที่ใช้อาจแตกต่างกันในแต่ละแบบจำลองความเค้น-ความเครียด แต่สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 นั้นเลือกใช้กฎเกณฑ์ที่เรียกว่า Radial Mapping Rule ซึ่งมีลักษณะคือ หน่วยแรงเสมือนจะถูกกำหนดโดยอาศัยจุดตัดที่เกิดจากการลากเส้นตรงจากจุดคงที่ (อาจเป็นจุดกำเนิด) ผ่านสภาวะของหน่วยแรงขณะใดๆนั้นในแนวรัศมีไปตัดกับ Bounding Surface และการคาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติก ณ สภาวะหน่วยแรงขณะใดๆภายใน Bounding Surface ดังกล่าวจะกระทำโดยอาศัยคุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติกที่ได้จากหน่วยแรงในสภาวะหน่วยแรงเสมือนที่สัมพันธ์กันนั้นโดยจะมีค่าขึ้นอยู่กับระยะห่างระหว่างหน่วยแรงขณะใดๆนั้นกับหน่วยแรงเสมือนที่ได้จาก Mapping Rule

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

วิธีการทดสอบและวิจัย

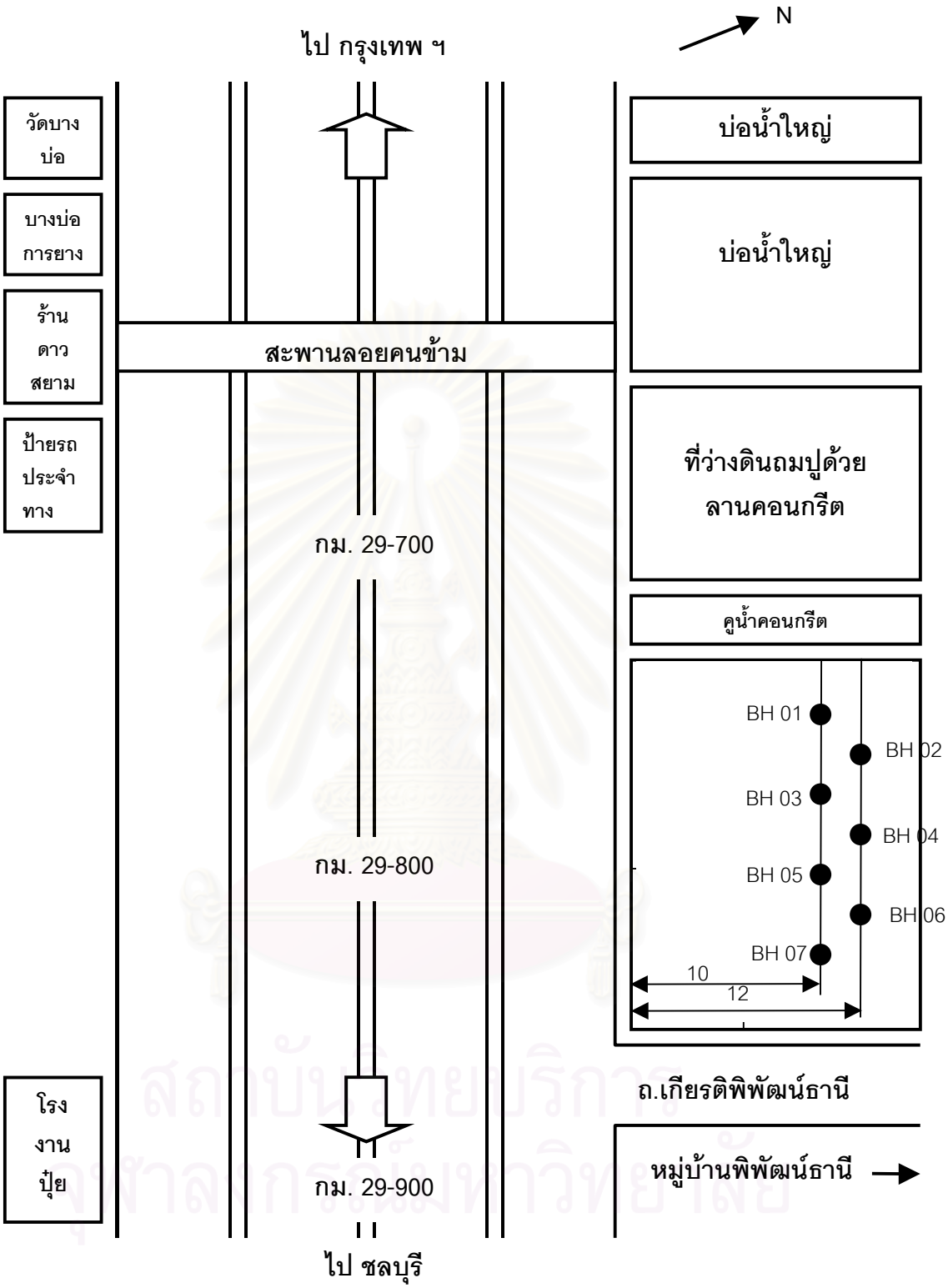
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างดิน

3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่างดิน

ตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ถูกเก็บมาจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 รูปที่ 3.1 สาเหตุที่เลือกเก็บตัวอย่างดินจากบริเวณนี้ ก็เนื่องจากดินจากดินเหนียวอ่อนในบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ถือว่าเป็นบริเวณที่มีปัญหาในการก่อสร้างมากที่สุด จากข้อมูลการทรุดตัวของถนนสายนี้ในช่วงปี พ.ศ. 2512-2522 พบว่ามีการทรุดตัวมากถึงประมาณ 2.50 เมตร อันเนื่องมาจากดินบริเวณนี้เป็นดินเหนียวอ่อนมากมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ค่าการยุบตัวสูง และมีความหนาของชั้นดินอ่อนถึงประมาณ 20 เมตร

ทำการเก็บตัวอย่างบริเวณที่ดินว่างเปล่าริม ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ขาออกจากกรุงเทพฯ ซึ่งอยู่บริเวณหน้าทางเข้าหมู่บ้านพิพัฒน์ธานี โดยพยายามให้หลุมเจาะอยู่ห่างจากถนนมากที่สุดเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่เป็นธรรมชาติมากที่สุด เนื่องจากบริเวณถนนสายนี้ฝั่งขาออกที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพิ่งมีการปรับปรุงครั้งล่าสุดเมื่อประมาณปี พ.ศ. 2528 การอัดตัวคายน้ำของดินบริเวณนี้จึงอาจยังไม่สมบูรณ์ อีกทั้งยังเป็นการหลีกเลี่ยงแนวท่อก๊าซของการปิโตรเลียมแห่งประเทศไทยที่ฝังไว้ห่างจากแนวขอบถนนประมาณ 5 เมตร โดยบริเวณที่ทำการเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างคาดว่าจะเป็นบริเวณขอบ Berm ซึ่งเคยถูกต่อเติมเพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้ประมาณปี พ.ศ. 2528

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 **แผนที่แสดงตำแหน่งของหลุมเจาะ สำหรับบริเวณ ถ. สายบางนา-บางปะกง กม.** 29-800 (Not to Scale)

3.1.2 วิธีการเก็บตัวอย่างดิน

เนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินนี้นำมาเพื่อใช้ในงานวิจัย ดังนั้นเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) ที่มีคุณภาพดีที่สุด จึงเลือกเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling โดยใช้กระบอกบางที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว และยาวประมาณ 1 เมตร ในการเก็บตัวอย่าง อีกทั้งบริเวณ ถ. สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 นี้เป็นบริเวณที่ดินอ่อนมาก มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ปริมาณความชื้นในธรรมชาติสูง (110-150 %) และมีค่าความอ่อนไหวสูง (ประมาณ 6) การเก็บตัวอย่างกระทำที่ความลึก 6.0 ถึง 7.0 เมตร ซึ่งขั้นตอนในการเก็บตัวอย่างมีดังนี้ (ดูรูปที่ 3.2 ประกอบ)

ก. ใช้ Hand Auger เจาะนำเพื่อให้ได้แนวหลุมเจาะเบื้องต้น

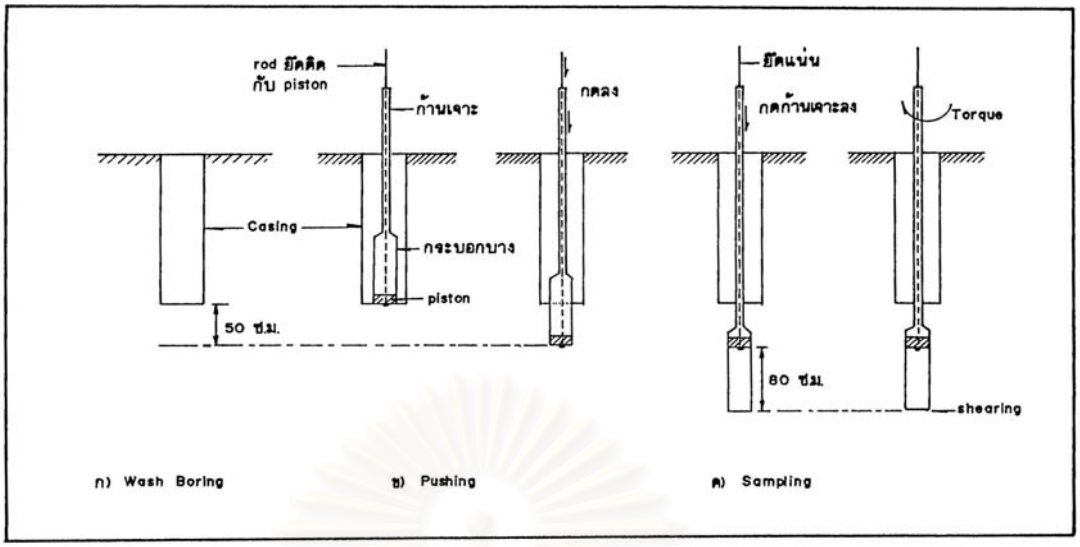
ข. เจาะดินโดยการใช้การฉีดล้าง (Wash Boring) จนถึงระดับก่อนเก็บตัวอย่างประมาณ 0.50 เมตร (รูปที่ 3.2 ก)

ค. ใช้กระบอกบางทำด้วย Stainless Steel เส้นผ่าศูนย์กลาง 3 นิ้ว ยาวประมาณ 1.0 เมตร ที่ประกอบกับ Piston เรียบร้อยแล้ว ดันไล่ดินอ่อนลงไปอีก 0.50 เมตร โดยใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน (รูปที่ 3.2 ข)

ง. เริ่มทำการเก็บตัวอย่างดิน โดยการล็อค Piston ให้นิ่งอยู่กับที่ พร้อมกันนั้นก็ใช้ Hydraulic Jack ของเครื่องเจาะดิน ดันกระบอกบางโดยส่งถ่ายแรงทางก้านเจาะลงไปในดินอ่อนประมาณ 0.80 เมตร (รูปที่ 3.2 ค)

จ. หมุนก้านเจาะเพื่อเฉือนดินที่ปลายกระบอกบางให้ขาดออกจากกัน จากนั้นนำกระบอกบางขึ้นมาเคลือบพาราฟินที่หัวและท้ายกระบอกบาง พร้อมทั้งเขียนคำอธิบายเกี่ยวกับรายละเอียดของตัวอย่างที่เก็บ และปิดไว้กับตัวกระบอกบาง

เนื่องจากบริเวณที่เก็บเป็นดินเหนียวอ่อน ฉะนั้นจึงป้องกันหลุมเจาะพังทลายด้วยการ Stabilize หลุมเจาะด้วย Casing ตลอดช่วงที่เป็นดินเหนียวอ่อนและเติมน้ำให้เต็มหลุมตลอดเวลา



รูปที่ 3.2 แสดงขั้นตอนการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling

3.2 การทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic Properties Test)

ในส่วนนี้จะเป็นการทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินตามมาตรฐาน ASTM เพื่อจำแนกชนิดของดินและช่วยในการตัดสินใจในการเลือกตัวอย่างที่จะใช้ในการทดสอบ โดยทำการทดสอบดังนี้

- Natural Water Content
- Atterberg Limit
- Wet Density
- Specific Gravity
- Grain Size Analysis

3.3 โปรแกรมการทดสอบ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาพารามิเตอร์ทั้ง 15 ตัวสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ซึ่งพารามิเตอร์ทั้งหมดจะได้แจกแจงอย่างละเอียดต่อไป โดยนำดินที่ทำการเก็บตัวอย่างมาทดสอบดังต่อไปนี้

3.3.1 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่ (Constant Rate of Strain 1-D Consolidation Test)

การทดสอบในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นการทดสอบที่ใช้อัตราความเครียดคงที่ที่ $3.3X10^{-6}$ /s และคงอัตราส่วนระหว่างแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินกับความเค้นรวม (U_b/σ_v) ไว้ไม่ให้เกิน 0.3 ดังแสดงในตารางที่ 3.1

3.3.2 การทดสอบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)

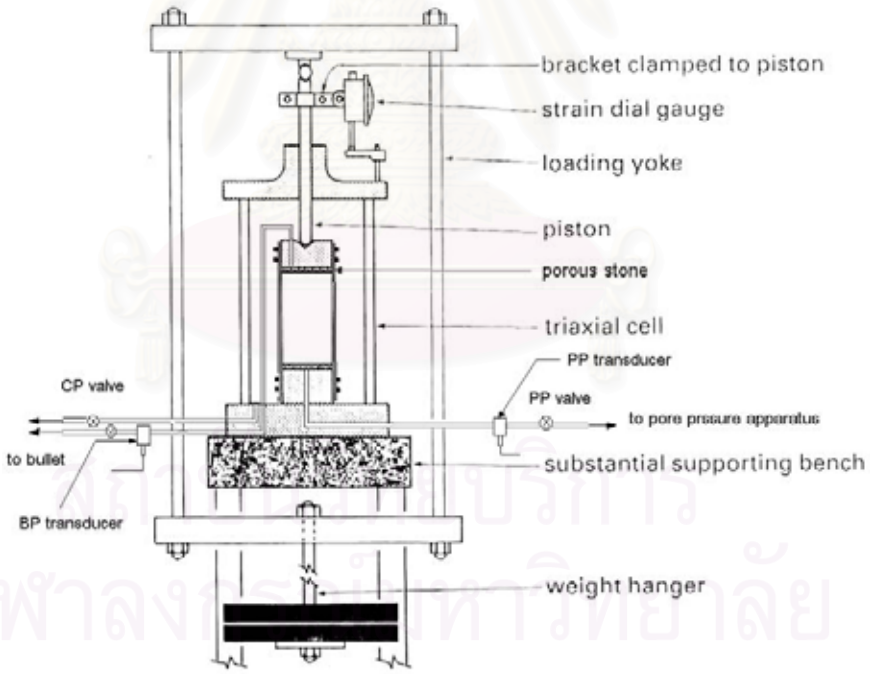
การทดสอบในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นการทดสอบแบบ CK_0UC (K_0-Consolidation Undrained Compression Test) และ CK_0UE (K_0-Consolidation Undrained Extension Test) และในการทดสอบ K_0-Consolidation นั้นจะใช้หลักการของวิธี SHANSEP ซึ่งขั้นตอนและวิธีการทดสอบจะกล่าวถึงในหัวข้อที่ 3.6.3.4 ต่อไป การทดสอบดังกล่าวข้างต้นกระทำที่ OCR ต่างๆ ที่กำหนดเพื่อใช้หาพารามิเตอร์สำหรับ MIT-E3 ดังแสดงในตารางที่ 3.1

BH No.	Sample No.	Type of Test	Test Conditions			Remarks
			OCR	σ'_{vc}/σ'_p	K_0	
1	1	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-1
	2	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-2
2	3	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-3
	4	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-4
3	1	CK_0UC	1.0	2.0	0.60	TC01-1.0(2.0)
	2	CK_0UC	1.0	2.0	0.60	TC02-1.0(2.0)
4	3	CK_0UC	1.0	2.0	0.60	TC03-1.0(2.0)
	4	CK_0UE	1.0	2.0	0.60	TE01-1.0(2.0)
5	5	CK_0UE	1.0	2.0	0.60	TE02-1.0(2.0)
	6	CK_0UE	1.0	2.0	0.60	TE03-1.0(2.0)
6	7	CK_0UC	2.0	1.0	0.79	TC04-2.0(1.0)
	8	CK_0UC	2.0	1.0	0.79	TC05-2.0(1.0)
7	9	CK_0UC	1.5	1.3	0.71	TC06-1.5(1.3)
	10	CK_0UC	4.0	0.5	1.03	TC07-4.0(0.5)

3.4 การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test)

3.4.1 เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ

ในการทดสอบในงานวิจัยนี้ใช้เครื่องมือทดสอบ Triaxial ที่ผลิตโดยบริษัท ELE Co., Ltd. และ Hogentogler & Co.,Inc. จากประเทศอังกฤษ โดย Triaxial Cell ต่อเข้ากับอุปกรณ์ต่างๆ คือ ระบบให้ความดันซึ่งให้ความดันโดยปั๊มลม ความดันจากปั๊มลมจะอัดกระทำกับน้ำโดยตรงซึ่งใช้ Regulator ในการควบคุมความดันลม, ระบบให้ความดันซึ่งให้ความดันโดยแรงดัดจากน้ำมันไอดรอลิก, อุปกรณ์วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรน้ำในตัวอย่างดิน Bullet และ Volume Change Transducer, LVDT, Water Pressure Transducer ซึ่งต่อเข้ากับ Triaxial Cell บริเวณ Pedestal, อุปกรณ์บันทึกข้อมูลเชิงตัวเลขแบบอัตโนมัติ (Autonomous Data-acquisition Unit, ADU) ซึ่งใช้ร่วมกับโปรแกรม DS 6 เพื่อเก็บข้อมูลการทดสอบ และใช้โครงแขวนเหล็ก (Steel Frame Hanger) ในการวางน้ำหนักเพื่ออัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิก (Anisotropic consolidation) และการเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.3 และภาคผนวก ซ.



รูปที่ 3.3 เครื่องมือทดสอบ Triaxial ที่ให้หน่วยแรงกระทำในแนวดิ่งโดยการวางน้ำหนัก

3.4.2 ขั้นตอนในการทดสอบ

3.4.2.1 การเตรียมตัวอย่างดิน

นำตัวอย่างในกระบอกที่ต้องการทำการทดสอบมาดันออกด้วย Hydraulic Jack โดยตัดออกเป็นก้อนความยาวประมาณ 13 เซนติเมตร แล้วนำมาตัดแต่งขอบ (Trim) ด้วยเส้นลวดขนาดเล็ก (Steel Wire Saw) ในแท่นสำหรับตัดต่างตัวอย่างทดสอบ (Trimming Frame) จนกระทั่งได้ตัวอย่างดินทดสอบ (Specimen) รูปทรงกระบอกเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 50 มิลลิเมตร แล้วนำตัวอย่างที่ได้มาทำการตัดหัวและท้ายโดยใช้ Meter Box ให้เหลือความยาวประมาณ 100 มิลลิเมตร เพื่อให้ได้สัดส่วนของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางเป็น 2 ต่อ 1 (H:D=2:1) ตามขนาดมาตรฐาน จากนั้นนำตัวอย่างที่ถูกตัดแต่งแล้วมาวัดขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความสูง แล้วนำไปชั่งน้ำหนักเพื่อหาความหนาแน่น (Total Density, γ_t) ส่วนปริมาณความชื้น (Water Content, W_n) ในตัวอย่างดินหาได้โดยใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างปริมาณความชื้นของดินส่วนบน ส่วนกลาง และส่วนล่างของตัวอย่าง

3.4.2.2 การเตรียมเครื่องมือทดสอบและจัดตัวอย่างในเครื่องมือทดสอบ Triaxial

. ทำการตรวจสอบอุปกรณ์ไฟฟ้า (Load Cell, Transducer, LVDT และ Volume Change Unit) ว่าอยู่ในสภาพที่ใช้งานได้และต่อกับ ADU อย่างเรียบร้อย

. ทำการตรวจสอบข้อต่อจุดต่างๆ ว่ามีการรั่วซึมหรือไม่

. ทำการไล่ฟองอากาศออกจากระบบด้วย Deair Water (จากเครื่อง Deair Water Apparatus โดยทำการ Deair น้ำที่จะใช้ในการทดสอบเป็นเวลาอย่างน้อย 30 นาที ก่อนนำมาใช้) ทั้งในสายของ Cell Pressure และ Back Pressure และที่สำคัญคือ หลังจากไล่ฟองอากาศออกจากระบบแล้ว ต้องตรวจสอบให้แน่ใจว่าไม่มีแรงดันตกค้างอยู่ในระบบ โดยการเปิดระบบ (ประตูน้ำ หรือ Value) ออกสู่บรรยากาศ

. ทำการ Reset ADU เพื่อเริ่มต้นการทดสอบ (ควรแน่ใจว่าไม่มีแรงดันตกค้างอยู่ในระบบก่อนทำขั้นตอนนี้)

. นำหินพรุน (Porous Stone) ที่ผ่านการต้มไล่ฟองอากาศในน้ำเดือดอย่างน้อย 10 นาที วางบนฐานของ Triaxial แล้ววางทับด้วยกระดาษกรอง (Filter Paper) ที่ชุ่มน้ำก่อนที่จะนำตัวอย่างที่ผ่านการตัดแต่ง (Trimmed) มาวาง จากนั้นวางกระดาษกรองที่ชุ่มน้ำ วางทับด้วยหินพรุน และ Top Cab

. ทำการติด Side Drained ซึ่งมีจำนวน 10 แถบ ขนาดตามมาตรฐานของ Bishop and Henkel (1962) สำหรับการทดสอบแบบแรงอัด และติดแบบ Spiral สำหรับการทดสอบแบบแรงดึง เพื่อช่วยเร่งอัตราการระบายของแรงดันน้ำ (Pore Pressure Dissipation) ระหว่างการอัดตัวคายน้ำ และช่วยในการกระจายของแรงดันน้ำในระหว่างเฉือนตัวอย่าง โดยปลายทั้ง 2 ของ Side Drained จะต้องสัมผัสกับหินพรุนทั้งด้านบนและด้านล่าง

. หุ้มตัวอย่างด้วย Rubber Membrane เพื่อไม่ให้น้ำใน Triaxial สัมผัสกับตัวอย่างโดยตรง

. นำ Triaxial Cell ครอบลงบนตัวอย่าง แล้วทำการ ยึดด้วยสกรู และควรระวังไม่ให้ Piston กระแทกหรือกดตัวอย่างก่อนเริ่มการทดสอบ ซึ่งอาจทำให้ตัวอย่างวิบัติได้ จึงควรมีการยึดหรือค้ำ Piston ไว้ก่อนกระทำขั้นตอนนี้

. เติมน้ำเข้าใน Triaxial Cell ผ่านทางสายของ Cell Pressure โดยเปิด Air Value ด้านบนของ Triaxial Cell ไว้ แล้วรอจนกระทั่งน้ำเต็มและล้นออกทาง Air Value จากนั้นทำการปิด Air Value

. ทำการตั้งค่าต่างๆ ให้เป็นศูนย์ (Zero Transducer) เพื่อเริ่มการทดสอบในขั้นต่อไป ในที่นี้จะมี 5 ค่า คือ Cell Pressure, Pore Pressure, Axial Force, Displacement และ Volume Change Unit

3.4.2.3 การทำให้ตัวอย่างทดสอบอิ่มตัว (Saturation Stage)

ขั้นตอนนี้เป็นการทำให้มั่นใจว่าตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ และขจัดปัญหาของ Negative Pore Pressure ซึ่งเราไม่รู้ค่า โดยทำการใส่ Back Pressure เข้าไปที่บริเวณหัวและท้ายของตัวอย่างแล้วทิ้งไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง เพื่อให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ ($B \geq 0.96$ หรือ $S \geq 96$ %) โดยเริ่มต้นก่อนทำการเพิ่มแรงดันจะต้องทำการขยับ Piston ให้สัมผัสกับ Top Cab มากที่สุดแต่ยังคงใช้ตัวยึดๆ ไว้อยู่ จากนั้นทำการยก Load Frame ขึ้นจนกระทั่ง Piston สัมผัสกับ Proving Ring จากนั้นจึงเริ่มทำการเพิ่มแรงดันเข้าไป

ในงานวิจัยนี้จะใช้ Back Pressure (u_b) ประมาณเท่ากับ 200 kPa และใช้ Cell Pressure (σ_c) ประมาณเท่ากับ 210 kPa เพื่อสร้างค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเบื้องต้นซึ่งค่าดังกล่าวเป็นค่าที่ไม่ทำให้ตัวอย่างเกิดการบวม (Swell) และเป็นการป้องกันไม่ให้ถุงยางอนามัยเกิดการบวม ในการเพิ่มแรงดันนั้นจะเพิ่มครั้งละประมาณ 20 kPa ตามลำดับ เพื่อให้เกิดการรบกวนต่อตัวอย่างน้อยที่สุด โดยทำการเพิ่มไปพร้อมๆ กัน และทำการวัดปริมาตรที่เปลี่ยนไปจากน้ำที่ไหลออกมาจากตัวอย่างระหว่างการทำให้ตัวอย่างทดสอบอิ่มตัว Saturation Stage

3.4.2.4 การทดสอบการอัดตัวคายตัวคายน้ำในสภาพ K_0 (K_0-Consolidation)

การทำให้ตัวอย่างเกิดการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0-Condition ในงานวิจัยนี้ใช้วิธี SHANSEP โดยจัดลำดับการวางน้ำหนักในการอัดตัวคายน้ำโดยเริ่มจาก OCR $\approx$ 3.00 และการวางน้ำหนักในลำดับต่อไปใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.2 โดยการอัดตัวคายน้ำแบบ K_o จะแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ

ก. การทำให้ตัวอย่างอัดตัวคายน้ำแบบ K_o (K_o Consolidation) ในลำดับการวางน้ำหนักแรกที่ OCR $\approx$ 3.00 ในขั้นแรกจะทำการอัดตัวคายน้ำแบบไอโซโทรปิกเพื่อให้ σ'_h มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนที่ OCR = 3.00 ก่อน สาเหตุที่ต้องทำการอัดตัวคายน้ำแบบไอโซโทรปิกก่อนก็เพื่อป้องกันไม่ให้ตัวอย่างเกิดการวิบัติ เพราะตัวอย่างหลังการทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำที่มีหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำๆ ทำให้สามารถรับแรงเฉือนได้น้อย หลังจากการอัดตัวคายน้ำในขั้นตอนนี้เสร็จสิ้นลง ขั้นตอนต่อไปจะเป็นการทำให้ตัวอย่างถูกอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิก โดยการวางน้ำหนักลงบนโครงเหล็กเพื่อให้ σ'_v มีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งที่ OCR = 3.00

ข. หลังจากตัวอย่างมีหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง (σ'_v) และแนวนอน (σ'_h) ตามที่คำนวณไว้ในการวางน้ำหนักลำดับแรก (OCR $\approx$ 3.00) การวางน้ำหนักในลำดับต่อไปจะใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักเท่ากับ 0.2 และทำการเพิ่มหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่ง (σ'_v) และแนวนอน (σ'_h) พร้อมๆ กัน สาเหตุที่ใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนักต่ำ เพื่อลดปริมาณ ε_a ที่เกิดขึ้นเนื่องจาก Undrained Shear (Ladd and Germaine, 1988) นอกจากนี้ก็เพื่อให้โครงสร้างดินถูกรบกวนน้อยที่สุดเนื่องจากผลของ Undrained Shear การอัดตัวคายน้ำจะกระทำไปเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงหน่วยแรงประสิทธิผล 2 เท่าของหน่วยแรงประสิทธิผลมากที่สุดในอดีต ซึ่งลำดับการวางน้ำหนักในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซโทรปิกแสดงไว้ในตารางที่ 3.1

ค. สำหรับการทดสอบที่ OCR อื่นๆ เช่น 2 และ 4 ใช้การลดน้ำหนักที่วางไว้จากที่ทำการอัดตัวคายน้ำจนถึงหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการลง จนกระทั่งถึงหน่วยแรงประสิทธิผลที่คำนวณไว้ในตารางที่ 3.1

ในการทำให้ตัวอย่างถูกอัดตัวคายน้ำแบบ K_o ต้องหาความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำใน Triaxial Cell กับน้ำหนักที่จะใช้ต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell เพื่อไม่ให้ Loading Piston ลอยตัวขึ้นและน้ำหนักนี้ต้องสามารถทำให้ Loading Piston เคลื่อนลงมา

สัมผัสกับ Top Cap ได้พอดี โดยการเตรียม Triaxial Cell ให้เหมือนกับการทดสอบจริง แต่ไม่ได้ใส่ตัวอย่างดินเข้าไป โดยใส่ความดันน้ำใน Triaxial Cell เข้าไปค่าหนึ่งซึ่งอยู่ในช่วงการใช้งานแล้วค่อยๆ วางน้ำหนักที่ต้องการใช้ต้านความดันน้ำใน Triaxial Cell จนกระทั่ง Loading Piston เริ่มเคลื่อนลง ทำการบันทึกค่าความดันน้ำใน Triaxial Cell และน้ำหนักที่ใช้ต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell โดยการทดสอบจะทำในช่วงใช้งาน (100-300 kPa) วาดแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำใน Triaxial Cell กับน้ำหนักทั้งหมด (รวมน้ำหนักของโครงแขวนเหล็ก) ที่ใช้ต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ซึ่งน้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นไปบนโครงแขวนเหล็กเพื่อต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell มีค่าเท่ากับน้ำหนักทั้งหมดที่ใช้ต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell ลบด้วยน้ำหนักโครงแขวนเหล็ก

น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนที่แขวน (เพื่อต้านทานความดันน้ำในเซลล์) = น้ำหนักทั้งหมดที่ใช้ต้านทานความดันน้ำใน Cell – น้ำหนักโครงแขวนเหล็ก

น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขวนเหล็กเพื่อให้ได้ค่าหน่วยแรงในแนวดิ่งที่ต้องการมีค่าเท่ากับ น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนที่แขวนเพื่อต้านทานความดันน้ำใน Triaxial Cell บวกด้วยผลคูณของหน่วยแรงเบี่ยงเบน ($\sigma_1 - \sigma_3$) กับ Corrected Area ของตัวอย่างทดสอบ

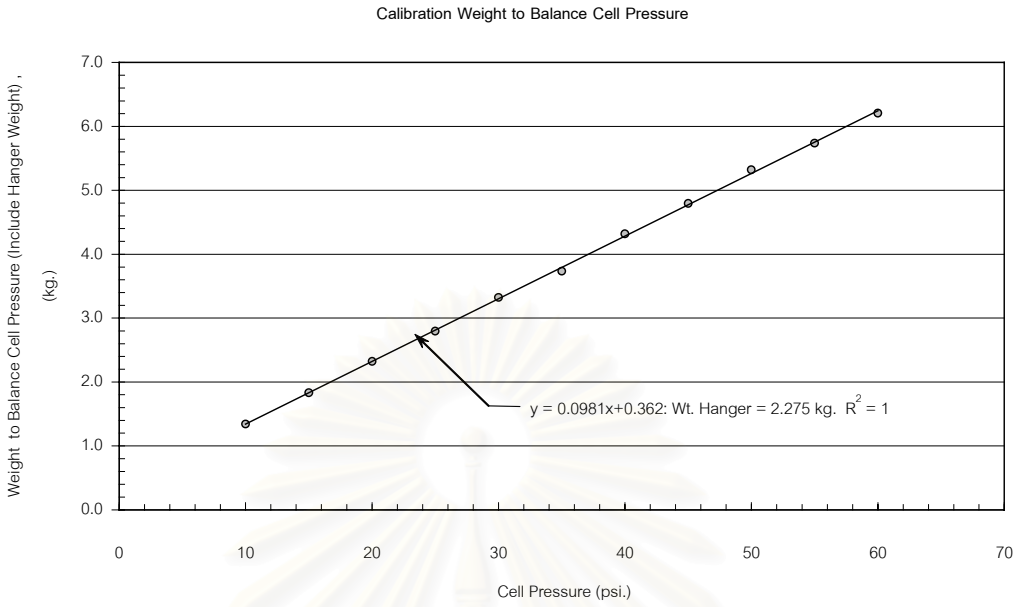
น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขวนเหล็ก = น้ำหนักที่ใส่เพิ่มขึ้นบนโครงแขวนเหล็กเพื่อต้านความดันน้ำใน เซล + $(\sigma_1 - \sigma_3)A_{corr}$

โดย σ_1 หรือ σ_v คือ หน่วยแรงรวมในแนวดิ่ง

σ_3 หรือ σ_h คือ หน่วยแรงรวมในแนวนอน

A_{corr} คือ Corrected Area

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



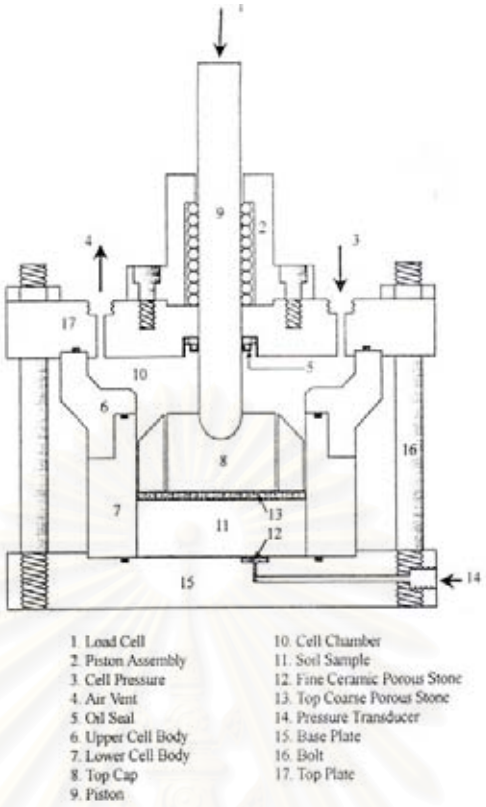
รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันในเซลล์กับน้ำหนักแขวน

3.5 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ แบบอัตราความเครียดคงที่ (1-D Constant Rate of Strain Consolidation Test, CRS)

การทดสอบส่วนนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure, σ'_p) สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio, CRS) ซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลที่สำคัญของแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

3.5.1 เครื่องมือในการทดสอบ

เครื่องมือทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้พัฒนาโดย Dr. Seah ซึ่งเป็นเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำโดยใช้แรงดันจากการกดตัวอย่างทดสอบด้วยอัตราความเครียดคงที่ ซึ่งกดลงบน Top Cap เกิดเป็นน้ำหนักกระทำต่อตัวอย่างดินเพื่อให้เกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ สำหรับตัว Sample Ring มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร สูง 20 มิลลิเมตร และเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Ring) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 และภาคผนวก



รูปที่ 3.5 เครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำในแนวดิ่ง ด้วยอัตราความเครียดคงที่ (Constant Rate of Strain Consolidometer with Vertical Drainage, CRS-V) (Sinat,1997)

3.5.2 ขั้นตอนการทดสอบด้วยเครื่องมือ CRS

3.5.2.1 การจัดเตรียมเครื่องมือ

สายความดันทุกเส้นต้องถูกไล่ฟองอากาศที่ค้างอยู่ออกให้หมดด้วย De-Aired Water, ต้ม Sintered Bronze Porous Disk ในน้ำกลั่นเดือดประมาณ 30 นาทีเพื่อไล่อากาศ, ตั้งค่า Pressure Transducer ให้เท่ากับศูนย์เมื่อเปิดให้สัมผัสกับอากาศ, วัดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน, ความสูงและชั่งน้ำหนัก Sample Ring นอกจากนี้ควรทา Silicon Grease บริเวณภายนอก Top Cap เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างตัว Cap กับ Specimen Ring

3.5.2.2 การจัดเตรียมตัวอย่าง

นำตัวอย่างในกระบอกที่ต้องการทำการทดสอบมาดันออกด้วย Hydraulic Jack โดยตัดออกเป็นก้อนความยาวประมาณ 5 เซนติเมตร นำ Cutting Ring มาสวม

ลงบน Cutting Shoe ทา Silicone Grease ภายใน Cutting Ring และ Cutting Shoe แล้วนำมากดลงบนตัวอย่างดินที่เตรียมไว้ โดยใช้เครื่องมือ Unconfined เป็นตัวกด เพื่อให้การกดอยู่ในระนาบเดียวกัน โดยระหว่างการกดควรจะใช้ Wire Saw ตัดดินส่วนเกินออกด้วย จนกระทั่งตัวอย่างดินเข้าไปจนเต็ม Cutting Ring จากนั้นนำตัวอย่างออกจากเครื่องมือ Unconfined แล้วถอด Cutting Shoe ออกจาก Sample Ring แล้วใช้ Wire Saw ตัดแต่งผิวของตัวอย่างดินทั้งด้านบนและด้านล่างให้ผิวหน้าเรียบขนานกัน ตัวอย่างดินทดสอบที่บรรจุอยู่ภายใน Sample Ring จะมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร สูง 20.0 มิลลิเมตร และนำไปชั่งน้ำหนักเพื่อคำนวณหาค่าความหนาแน่นรวม จากนั้นค่อยๆ กดตัวอย่างลงใน Specimen Ring ที่เตรียมไว้โดยใช้แท่งไม้รูปวงกลมเส้นผ่านศูนย์กลาง 63 มิลลิเมตร เศษตัวอย่างดินที่เหลือจากการทดสอบนำไปหาปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ

3.5.2.3 การจัดตัวอย่างในเครื่องมือ (ดูรูปที่ 3.5 ประกอบ)

นำฐานของเครื่องมือทดสอบ CRS ใส่ลงในถังสำหรับสร้างสภาพสุญญากาศเพื่อให้หินพรุนที่ติดอยู่กับฐานนั้นไม่มีอากาศกักอยู่ จากนั้นเปิดประตูน้ำให้น้ำซึ่งได้ทำการ Deair ไว้เรียบร้อยแล้วไหลเข้าถังดังกล่าว แล้วประกอบ Pore Pressure Transducer กับข้อต่อที่ฐานใต้น้ำ แล้วต่อ Transducer กับ ADU เพื่อทำการตั้งค่าศูนย์ ในขั้นตอนถัดไปนำกระดาษกรองที่อิ่มตัวด้วยน้ำวางลงบนฐานเครื่องมือทดสอบ แล้ววางทับด้วย Specimen Ring ที่ใส่ตัวอย่างทดสอบไว้แล้ว จากนั้นค่อยๆวาง Top Cap ซึ่งประกอบกับหินพรุนและกระดาษกรองที่อิ่มตัวด้วยน้ำไว้แล้วลงบนตัวอย่างทดสอบ แล้วประกอบฝาบนของเครื่องมือทดสอบดังรูปที่ 3.5 (ควรระวังไม่ให้ Piston กระแทก Top Cap) แล้วขันสกรูยึดให้แน่น

ในขั้นตอนต่อไปเติมน้ำให้เต็ม Chamber จนน้ำไหลออกมาทางวาล์ว Air Release จากนั้นจึงทำการติดตั้ง LVDT เข้ากับ Piston และตั้งค่า Cell Pressure Transducer, Provingring และ LVDT ให้เป็นศูนย์

3.5.2.4 การทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ

ขั้นตอนนี้เป็นการทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ โดยจะใส่ Back Pressure เท่ากับ 200 kPa. เข้าไปใน Chamber แล้วทิ้งไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง เพื่อให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ

ในการที่จะทำให้ตัวอย่างทดสอบรับความดันดังกล่าว ก่อนทำการเพิ่มแรงดันจะต้องทำการขยับ Piston ให้สัมผัสกับ Top Cab มากที่สุด จากนั้นทำการยก Load Frame

ขึ้นจนกระทั่ง Piston สัมผัสกับ Proving Ring จากนั้นจึงเริ่มทำการเพิ่มแรงดันเข้าไป จะต้องค่อยๆ เพิ่ม Back Pressure อย่างช้าๆ และต่อเนื่องในอัตราการเพิ่มประมาณ 10 kPa./Min. เพื่อให้ตัวอย่างดินถูกรบกวนน้อยที่สุด จนกระทั่ง Back Pressure เท่ากับ 200 kPa. แล้วทิ้งไว้อย่างน้อย 24 ชั่วโมง แล้วจึงตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ โดยพิจารณาจากค่าความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น (Excess Pore Water Pressure) เมื่อเพิ่มแรงดันน้ำใน Back Pressure Chamber ในรูปของค่า Parameter “B” ถ้าค่า “B” มีค่าเท่ากับ 1 แสดงว่าตัวอย่างทดสอบอิ่มตัวด้วยน้ำ

3.5.2.5 การทดสอบอัดตัวคายน้ำ

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำเมื่อการเคลื่อนตัวอยู่ในลักษณะ 1 มิติ แรงดันที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบเป็นแรงดันที่เกิดจากการกดตัวอย่างทดสอบโดยการเลื่อน Loading Frame ขึ้น น้ำหนักที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบทำให้เกิดการอัดตัวคายน้ำ โดยในระหว่างการทดสอบทำการวัดและจัดเก็บค่าการทรุดตัวของตัวอย่างทดสอบ ค่า Back Pressure และค่าแรงดันน้ำในโพรงส่วนเกิน (Excess Pore Water Pressure) ด้วยเครื่อง Autonomous Data-Acquisition Unit หรือ ADU

3.6 พารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จำเป็นต้องใช้พารามิเตอร์ทั้งหมด 15 ตัว เพื่อให้สามารถแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวทั่วไปได้อย่างครอบคลุม แต่เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ใช้ทั้งหมดมีความเกี่ยวโยงกันด้วยโครงสร้างที่ค่อนข้างซับซ้อนของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ทำให้ไม่สามารถแยกพิจารณาคุณสมบัติในการแสดงพฤติกรรมของพารามิเตอร์เฉพาะตัวใดตัวหนึ่งได้โดยมีวิธีในการหาพารามิเตอร์ทั้ง 15 ตัวดังต่อไปนี้

ก. K_{oNC} (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest for Normally Consolidated Clay) ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ K_o ด้วยเครื่อง Triaxial

ข. λ คือ ความชันของ Virgin Consolidation Line; VCL ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในช่วงที่ดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ โดยแสดงในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย $(e - ln\bar{\sigma})$ หรืออาจหาได้จากความชันที่ได้จากการทดสอบ

Oedometer ในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมของหน่วยแรงประสิทธิผล $(e - log\,\bar{\sigma}_v)$

ค. e_0 คือ ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ที่สภาวะอ้างอิง (สภาวะของหน่วยแรงบน Virgin Consolidation Line; VCL ที่ค่าของหน่วยแรงเท่ากับ 1 หน่วย)

ง. $\frac{2G}{K}$ คือ อัตราส่วนระหว่าง Tangential Elastic Shear Modulus กับ Elastic Bulk Modulus ซึ่งมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio; ν) ดังแสดงในสมการ

$$\frac{2G}{K} = \frac{(1 - K_{0NC})OCR_1}{1/3(1 + 2K_{0NC})OCR_1} \qquad (3.1)$$

จ. κ_o คือ ค่าความชันของ Swelling Line ณ จุดเริ่มต้นของการลดน้ำหนักกระทำในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย $(e - ln\,\bar{\sigma})$ โดยค่า κ_o นี้สามารถหาได้จากการทดสอบที่เกี่ยวกับการวัดความเร็วของคลื่นอิลาสติกในการแพร่ผ่านดินเหนียว (Velocity of Elastic Wave Propagation) เช่น การทดสอบ Cross-Hole, Down-Hole หรือ Resonant Column

ฉ. $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ คือ ค่ามุมเสียดทาน (Friction Angle) ที่สภาวะวิบัติ (Critical State) หาได้จากการทดสอบ K_o- Consolidated Undrained Triaxial compression และ extension ที่ความเครียดประมาณ 10% (large strain)

ช. C, n คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดความสามารถในการคาดคะเนพฤติกรรมในเชิงปริมาตรที่เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-Linear Volumetric Behavior) ขณะลดน้ำหนักกระทำซึ่งสามารถหาได้จากการทำ Parametric Study โดยพิจารณาจากผลของการทดสอบ Oedometer หรือ CRSC (Constant Rate of Strain Consolidometer) ในช่วงการลดน้ำหนักกระทำ (Unloading Curve)

ซ. ψ_0 คือ พารามิเตอร์ที่ทำหน้าที่ควบคุมอัตราในการหมุนของ Bounding Surface (กำหนดความไวต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้าน Anisotropy ที่เป็นผลจากประวัติศาสตร์ของความเค้น หรือความเครียดที่ดินเคยได้รับ) ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยพิจารณาจากผลการทดสอบที่สามารถแสดงให้เห็น

ความเปลี่ยนแปลงของ Bounding Surface เนื่องจากสภาวะหน่วยแรงกระทำแบบต่างๆ แต่เนื่องจากยังไม่สามารถทำการทดสอบในลักษณะดังกล่าวที่ให้ผลที่น่าเชื่อถือเพียงพอทำให้จำเป็นต้องหาค่าจากการทำ Parametric Study ซึ่งจะกล่าวในรายละเอียดในบทต่อไป

ฌ. c และ s_t คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดพฤติกรรมขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยมีผลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (Undrained Shear Strength) และพฤติกรรมแบบ Strain Softening ตามลำดับซึ่งสามารถหาได้จากการทำ Parametric Study โดยพิจารณาจากผลการทดสอบ K_o- Normally Consolidated Undrained Triaxial compression (CK_oUC)

ญ. ω คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงต้นๆที่ความเครียดยังมีค่าต่ำๆ (Small Strain Level) หรือขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากสภาวะหน่วยแรงที่อยู่ห่างจาก Bounding Surface ค่อนข้างมากซึ่งสามารถหาได้จากผลการทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย (OCR≈1.5-2..0) โดยพิจารณาที่ค่าความเครียดตามแนวแกน (Axial Strain ; ε_a) ประมาณ 0.001-0.05% (มีสมมติฐานให้ความเครียดพลาสติกที่เกิดในช่วงนี้มีค่าน้อยมากจนเข้าใกล้ศูนย์และสามารถละทิ้งได้)

ฎ. h และ γ คือ พารามิเตอร์ที่ใช้กำหนด Mapping Rule ตามทฤษฎี “Bounding Surface Plasticity” โดย h จะควบคุมพฤติกรรมด้านการเกิดความเครียดพลาสติกที่เหลืออยู่ (Residual Plastic Strain ; ΔP) จากวัฏจักรของการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Hydrostatic Unload-Reload Cycle) ซึ่งสามารถหาได้จากผลการทดสอบการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นวัฏจักรด้วยเครื่อง Triaxial หรือ CRSC หรือ Oedometer อย่างน้อย 2 วัฏจักรที่มีค่า OCR ต่างกัน ส่วน γ จะควบคุมพฤติกรรมด้านการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงดินจากแรงเฉือน (Shear Induced Pore Pressure) ขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติซึ่งสามารถหาได้จากการทำ Parametric Study โดยพิจารณาผลการทดสอบ CK_oUC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่มีค่า OCR≈1.5-2.0

บทที่ 4

ผลการทดลอง และวิจารณ์

4.1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้

4.1.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน

ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินแสดงไว้ในตารางที่ 4.1

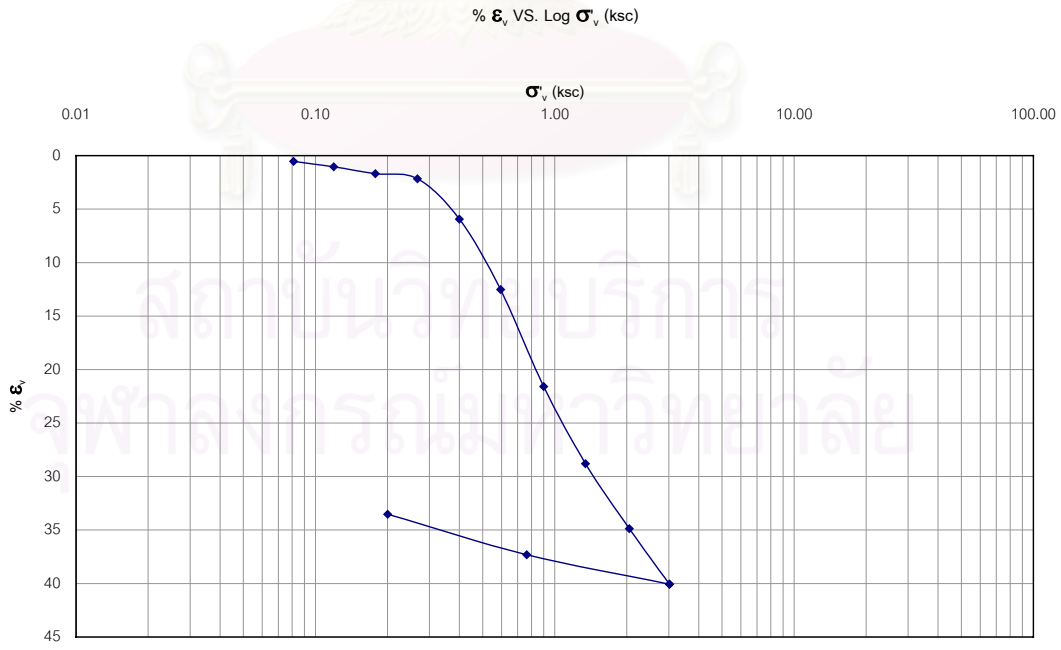
ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดิน

Index Properties	Natural Water Content (%)	137.79
	Liquid Limit (%)	136.00
	Plastic Limit (%)	62.38
	Plasticity Index (%)	73.62
	Liquidity Index (%)	1.024
	Specific Gravity	2.67
	Total Unit Weight (%)	1.31
	Dry Unit Weight (%)	1.51
	Natural Void Ratio	3.68
Grain Size Analysis	Coarse Grain (%)	2.00
	Fine Grain (%)	98.00
	CU Ratio	0.3440
	CC Ratio	0.0322
Stress History	Overconsolidation Ratio (OCR)	1.01
	Maximum Past Pressure (σ'_p; kPa.)	4.00
	Overburden Pressure (σ'_{vc}; kPa.)	3.95
	Compression Ratio (CR)	0.504
	Recompression Ratio (RR)	0.0334
	Coefficient of volumetric compressibility (m_v)	0.012

4.1.2 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

ขั้นตอนการทดสอบอัดตัวคายน้ำเพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 Method B โดยใช้อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio, LIR) 0.5 และทำการเพิ่มน้ำหนักทันทีหลังจากการสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตและอัตราส่วนความอัดแน่นเกินตัวแสดงไว้ในตารางที่ 4.1

จากรูปที่ 4.1 จะพบว่าดินตัวอย่างจากบริเวณ ถนน สายบางนา-บางปะกง กิโลเมตรที่ 29-800 ที่ความลึก 6.0 ถึง 7.0 อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated Clay: OCR = 1.01) ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง e และ LOG σ'_v ของดินเหนียวตัวอย่างแสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linear ดังแสดงในภาคผนวก ข. ซึ่งค่า CR มีค่าประมาณ 0.5 ซึ่งจัดว่าอยู่ในเกณฑ์ที่สูง แต่เมื่อ $\sigma'_v/\sigma'_p > 2.0$ ความสัมพันธ์ระหว่าง e และ LOG σ'_v มีแนวโน้มที่จะเป็นเส้นตรงโดย CR มีค่าประมาณ 0.25 สำหรับค่า RR มีค่าประมาณ 0.03 ดังนั้นค่า CR/RR มีค่าประมาณ 15 แสดงให้เห็นว่าดินบริเวณนี้แสดงพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ไม่ชัดเจนและค่า CR มีค่าค่อนข้างต่ำ เชื่อว่าเป็นผลมาจากตัวอย่างดินดังกล่าวมีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำทำให้ตัวอย่างมีโอกาสถูกรบกวนในขณะเก็บตัวอย่างและขนย้ายได้ง่ายกว่าตัวอย่างดินที่มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงกว่า



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง %ε กับ ความเครียดในแนวแกน

4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติแบบอัตราความเครียดคงที่

งานวิจัยนี้ได้ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ แบบอัตราความเครียดคงที่ เพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับ แบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ดังได้แจกแจงไว้แล้วข้างต้น โดยทดสอบที่อัตราความเครียดที่ $3.3X10^{-6}$ เพื่อป้องกันไม่ให้อัตราส่วนระหว่างแรงดันน้ำในดินส่วนเกินกับความเค้นรวมมีค่าเกิน 0.30

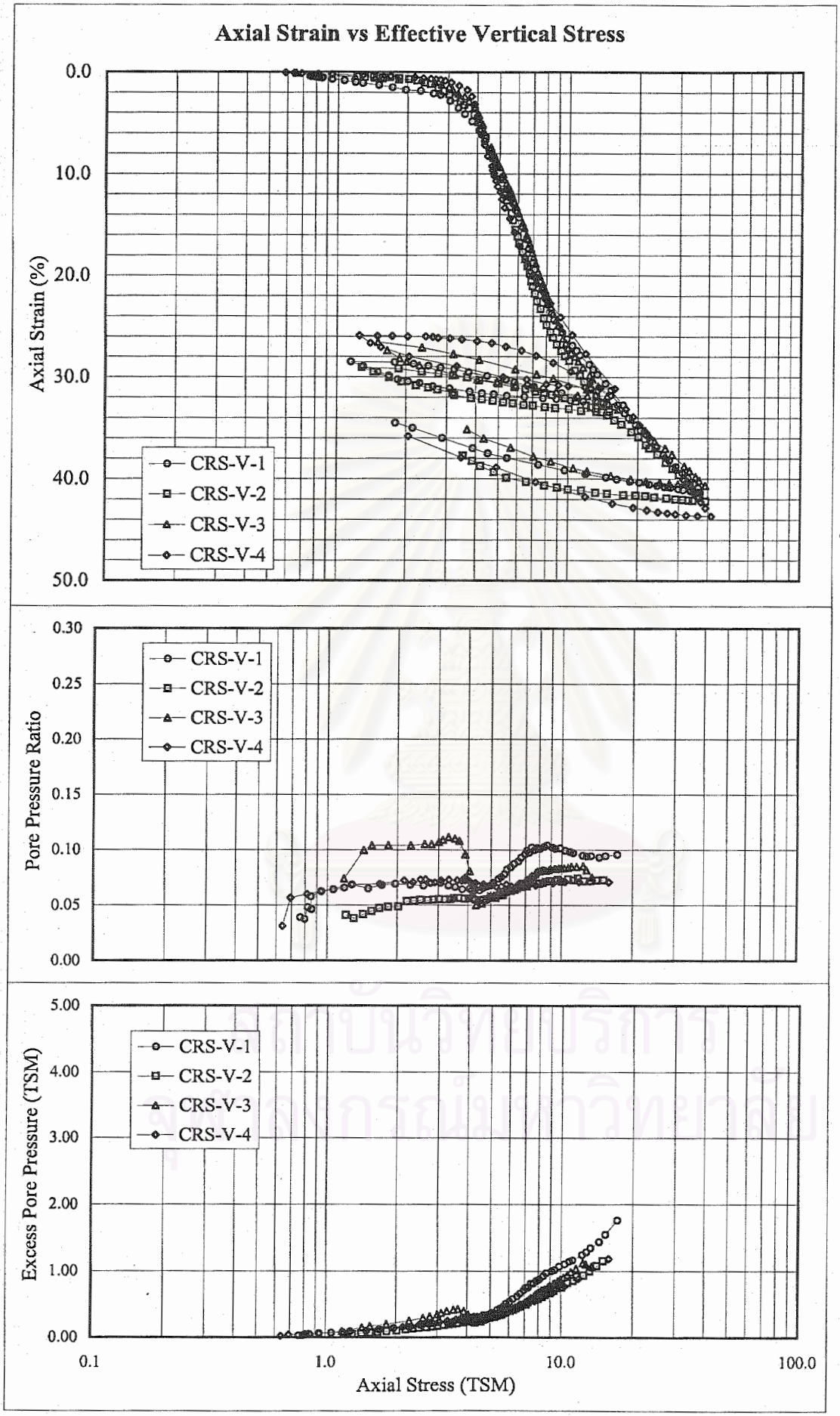
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง และล็อคริทึมของความเค้นประสิทธิผล

จากรูปที่ 4.2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง และล็อคริทึมของความเค้นประสิทธิผล หรือ e กับ Log P ของการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ แบบอัตราความเครียดคงที่ จะเห็นได้ว่าเส้นแสดงความสัมพันธ์มีลักษณะที่คล้ายคลึงกับการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบปรกติในรูปที่ 4.1 คือในช่วงที่ตัวอย่างดินอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ความสัมพันธ์เกือบเป็นเส้นตรงและมีความชันน้อย โดย RR มีค่าประมาณ 0.03-0.06 แต่เมื่อตัวอย่างดินเข้าสู่สภาพอัดแน่นปกติ ความสัมพันธ์ไม่เป็นเส้นตรง (Non-Linear Consolidation Curve) และความชันมีการเปลี่ยนแปลงอย่างมาก (Abruptly Change) ซึ่งเป็นผลมาจากการที่โครงสร้างของมวลดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) เนื่องจากกระบวนการ Leaching และโครงสร้างของดินมีพฤติกรรมเปราะบาง (Brittle) เนื่องจากในดินทั้งสองบริเวณมีสาร Fe_2O_3 ซึ่งเป็นสารเคมีชนิดเชื่อมแน่นในมวลดิน (วรการ เอมดี, 2545)

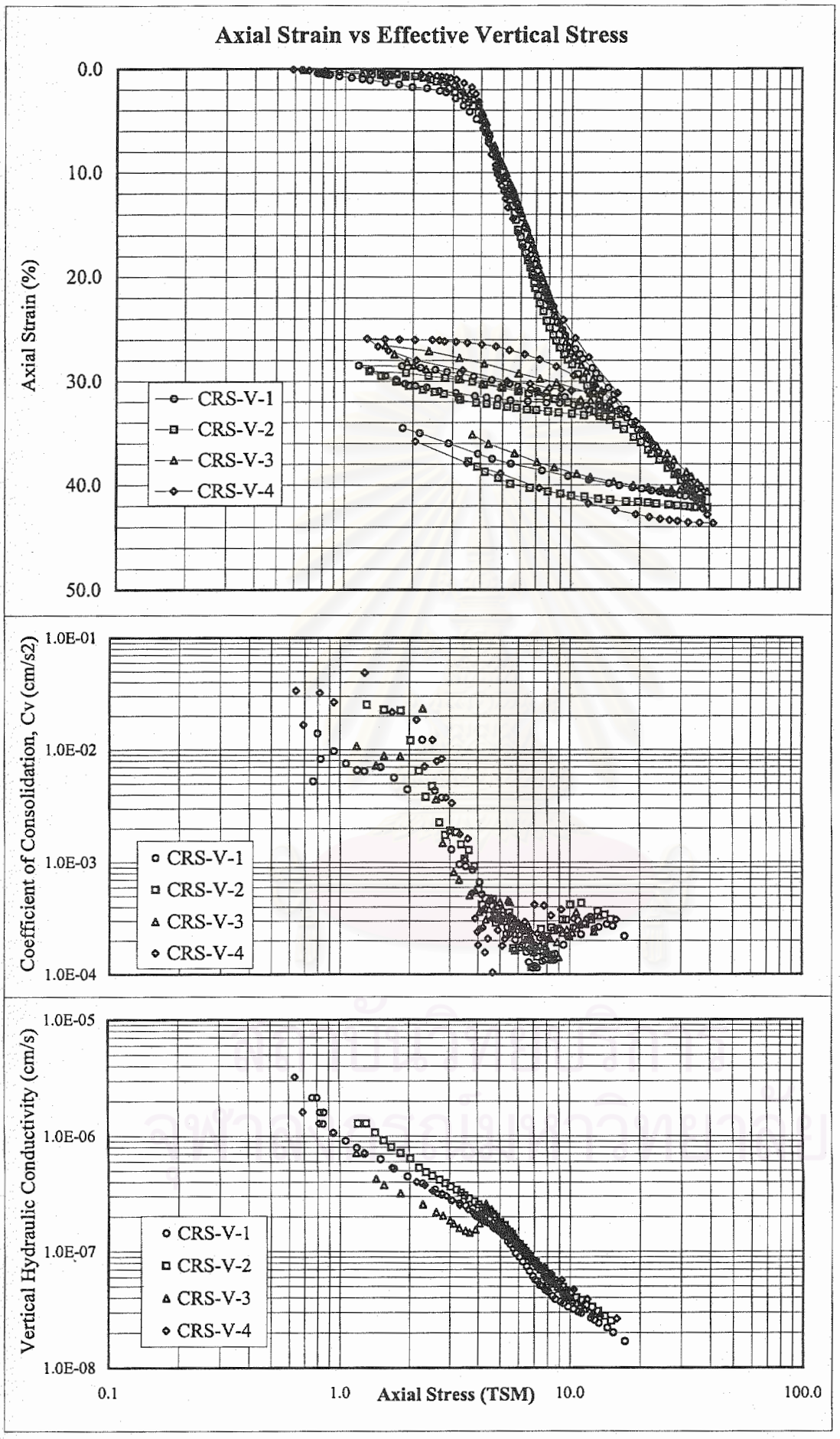
นอกจากนี้ในขั้นตอนของการ Unload พบว่าค่า SR (Swell Ratio) มีค่าประมาณ 0.03-0.06 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่า RR ซึ่งเป็นสิ่งบ่งชี้อีกอย่างหนึ่งว่าตัวอย่างที่นำทดสอบมีคุณภาพอยู่ในเกณฑ์ดี

4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma_v$ และความเครียดในแนวแกน

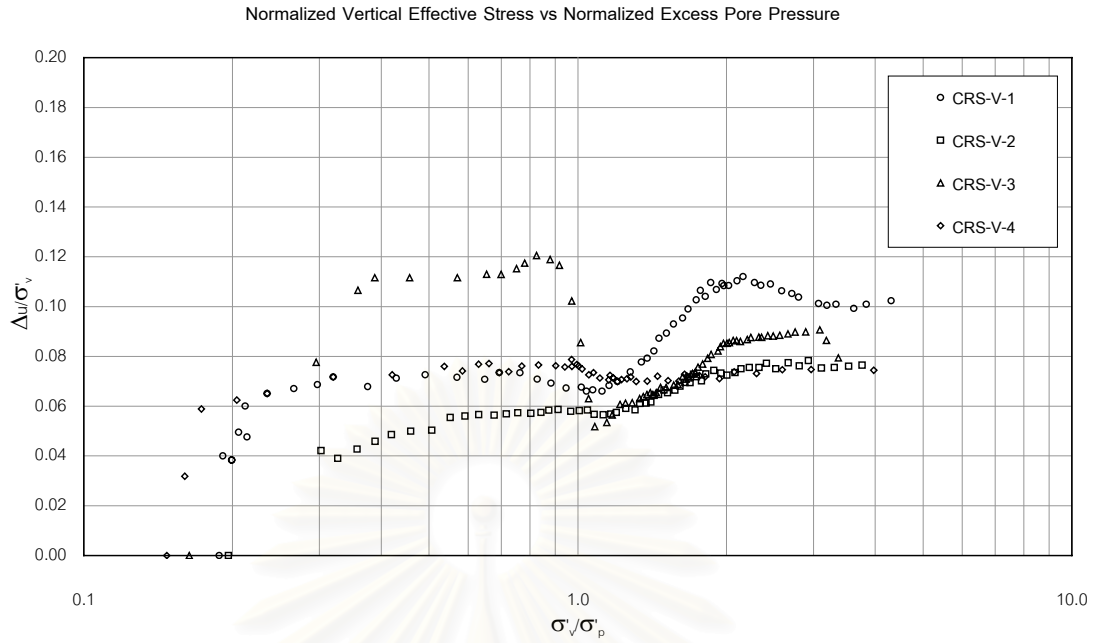
รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma_v$ และความเครียดในแนวแกน โดยจำเห็นได้ว่าโดยทั่วไปค่าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่ามากในช่วงแรกของการทดลองเนื่องจากความเค้นในแนวแกนมีค่าต่ำ จากนั้นค่าอัตราส่วน $\Delta u/\sigma_v$ ก็มีค่าค่อยๆลดลงจนกระทั่งถึงจุดที่มีความเค้นสูงสุดในอดีต ต่อจากนั้นก็จะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นตามความเค้นในแนวแกนที่เพิ่มขึ้น โดยอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าอยู่ในช่วง 0.02-0.07 ซึ่งเป็นไปตามข้อเสนอแนะของ Seah, 2001



รูปที่ 4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่



รูปที่ 4.3 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราความเครียดคงที่



รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_v$ กับ σ'_v/σ'_p

4.2.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติแบบความเครียดคงที่นั้นได้แจกแจงไว้แล้วในบทที่ 3 และยังได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

	CRS	Conventional
ความเค้นประสิทธิผลสูงสุดในอดีต, σ'_p, kPa	39.8	38.9
คุณสมบัติด้านการยุบอัดตัว, λ	1.294	1.108
อัตราส่วนช่องว่างที่ความเค้นประสิทธิผลอ้างอิง, e_0	2.19	2.22

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.3 ผลการทดสอบจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบต่างๆ

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบตัวอย่างดินจากบริเวณ ถนนสายบางนา-บางปะกง กิโลเมตรที่ 29.00+800.00 ซึ่งแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ประเภท คือ การทดสอบที่ใช้สำหรับหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 และการทดสอบเพิ่มเติมสำหรับสอบเทียบผลการคำนวณที่ได้จากแบบจำลองดินดังกล่าว โดยรายการการทดสอบได้แจกแจงไว้แล้วในบทที่ 3

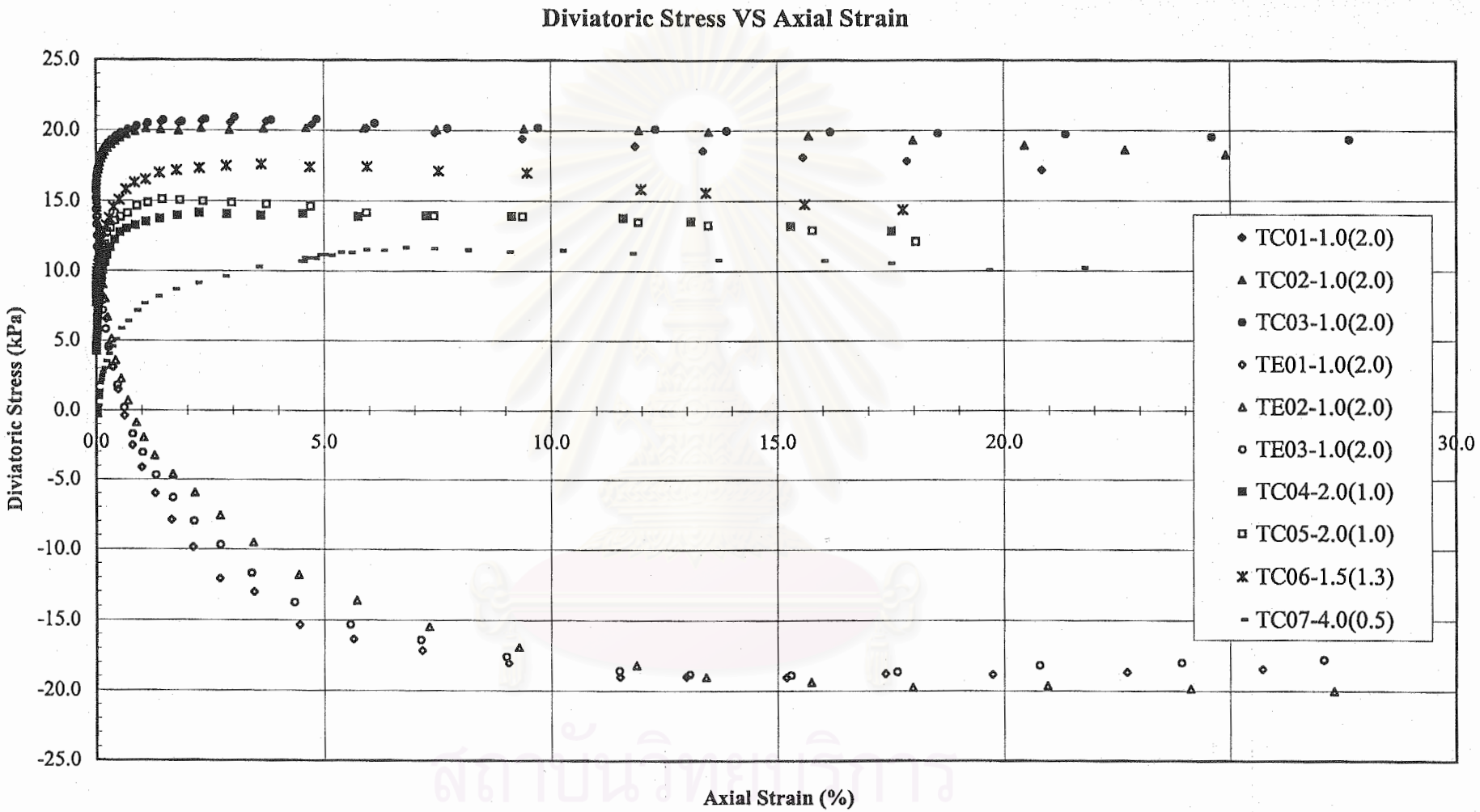
4.3.1 **พฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด** (Stress-Strain Characteristics)

4.3.1.1 พฤติกรรมระหว่าง q กับ ε_a และ q/σ'_{vc} กับ ε_a และ q/σ'_p กับ ε_a

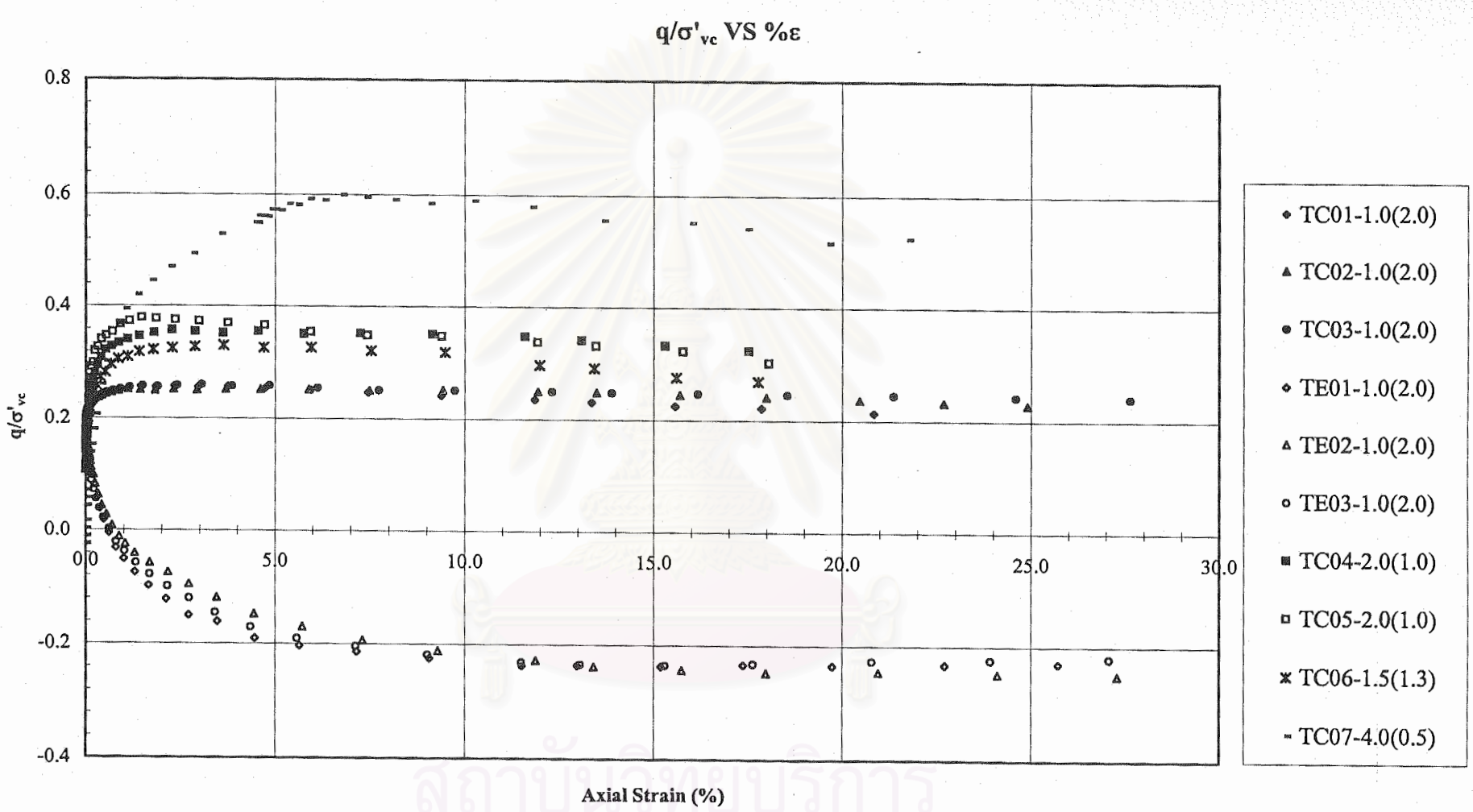
จากรูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดของการทดสอบดังที่ได้แจกแจงในข้อ 3.6 ข้างต้น จะเห็นได้ว่าความเค้นเบี่ยงเบนสำหรับการทดสอบแรงกด (Triaxial Compression Test) เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงที่ความเค้นมีค่าในช่วง 0 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าสูงสุดอยู่ในช่วงความเครียดประมาณ 3 ถึง 5 เปอร์เซ็นต์ แล้วมีค่าลดลงเล็กน้อยหรือคงที่เมื่อการทดสอบดำเนินต่อไป โดยขนาดของความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดแปรผันตรงกับขนาดของความเค้นสุดท้ายในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ในส่วนของการทดสอบแบบแรงดึง (Triaxial Extension Test) ค่าความเค้นเบี่ยงเบนจะค่อยๆเพิ่มขึ้นจนมีค่าสูงสุดที่ความเครียดประมาณ 10 ถึง 13 เปอร์เซ็นต์ แล้วเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อการทดสอบดำเนินต่อไป ซึ่งการทดสอบทั้งสองแบบไม่ได้แสดงให้เห็นยอดของเส้นแสดงความสัมพันธ์อย่างชัดเจน

ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับความเครียดในแนวแกน แสดงในรูปที่ 4.6 แสดงให้เห็นพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกันกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนกับความเครียดในแนวแกน ในขณะที่ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับความเครียดในแนวแกน (รูปที่ 4.3) แสดงให้เห็นความสัมพันธ์ที่ตรงกันข้ามกัน กล่าวคือ q/σ'_{vc} มีค่ามากขึ้นตาม OCR ที่สูงขึ้น

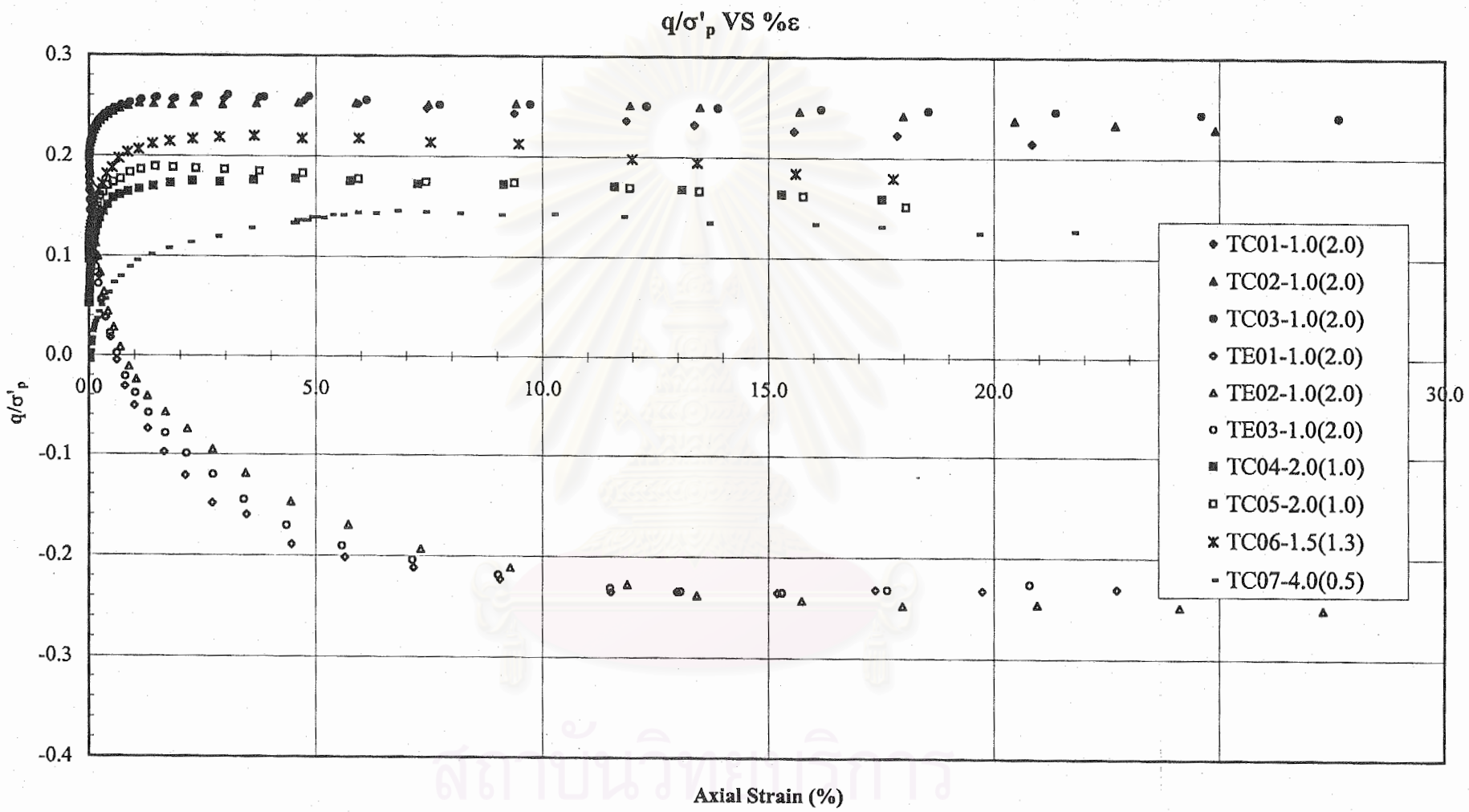


รูปที่ 4.5 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้นเบี่ยงเบน กับความเครียดในแนวแกน



รูปที่ 4.6 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.7 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'p กับ %ε

4.3.1.2 พฤติกรรมระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับความเครียด

รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับความเครียดในแนวแกน จากแผนภูมิดังกล่าวไม่แสดงให้เห็นยอดของความสัมพันธ์ดังกล่าวอย่างชัดเจน นอกจากนั้นแผนภูมิยังแสดงให้เห็นลักษณะของความสัมพันธ์ที่คล้ายคลึงกันกับข้อ 4.3.1 กล่าวคือค่า σ'_1/σ'_3 เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงต้นของการทดลองแล้วมีค่าสูงสุดที่ค่าความเครียดประมาณ 8 ถึง 10 เปอร์เซ็นต์ ในการทดสอบแบบแรงกด ส่วนการทดสอบแบบแรงดึงจะเห็นได้ว่าแผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงค่า σ'_1/σ'_3 ลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงต้น และเมื่อมีการหมุนของ Principal Stress (σ'_1 และ σ'_3) สลับแกนกัน ทำให้เส้นแสดงความสัมพันธ์เปลี่ยนทิศทางอย่างกะทันหัน แล้วมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงจุดวิบัติจึงมีค่าค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อย

4.3.1.3 พฤติกรรมของแรงดันน้ำในโพรงส่วนเกิน

จากรูปที่ 4.9 จะเห็นว่า แรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องตามความเครียดที่เพิ่มขึ้น สำหรับการทดสอบที่ตัวอย่างทดสอบมีสภาพอัดแน่นปกติ สำหรับการทดสอบแบบแรงกด ในขณะที่การทดสอบที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวนั้น (OCR = 1.5 และ 2.0) แรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงแรกของการทดสอบ และเริ่มคงที่เมื่อเข้าใกล้จุดวิบัติและค่อยๆเพิ่มขึ้นอีกจนจบการทดสอบ สำหรับดินที่สภาวะอัดแน่นเกินตัวอย่างมาก (OCR = 4.0) แรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว แล้วคงที่หลังจากถึงจุดวิบัติ ส่วนการทดสอบแบบแรงดึงนั้นแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้น แล้วมีแนวโน้มคงที่หลังจากถึงจุดวิบัติแล้ว

ส่วนรูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับความเครียดซึ่งแบ่งได้เป็น 2 ส่วนคือ ความสัมพันธ์ของช่วง OC และ NC อย่างละ 1 ความสัมพันธ์ ดินที่อยู่ในช่วง OC จะให้ความสัมพันธ์ที่แทบจะเป็นเส้นเดียวกันโดยมีความแตกต่างกันของความสัมพันธ์ดังกล่าวเพียงเล็กน้อยในช่วงต้นเท่านั้น ซึ่งแสดงออกถึงผลของค่า OCR คือ ที่ค่า OCR สูงๆ กราฟจะมีความลาดชันกว่า และเมื่อ $\%\varepsilon_v$ มีค่ามากขึ้นจะพบว่า ความสัมพันธ์ดังกล่าวแทบไม่ขึ้นกับค่า OCR ในขณะที่ตัวอย่างดินที่อยู่ในช่วง NC ก็แสดงให้เห็นเช่นเดียวกับในช่วง OC โดยแทบจะไม่ขึ้นกับสัดส่วน σ'_{vc}/σ'_p เลยเพียงแต่ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ $\%\varepsilon_v$ ที่ต่ำกว่าในช่วง OC เท่านั้น

สำหรับการทดสอบแบบการรับแรงอัดความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกินที่เกิดขึ้นในระหว่างการเฉือนตัวอย่างทดสอบกับความเครียดในแนวแกน ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.9 จะเห็นได้ว่าแรงดันน้ำในโพรงมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วนการอัดแน่นเกิน

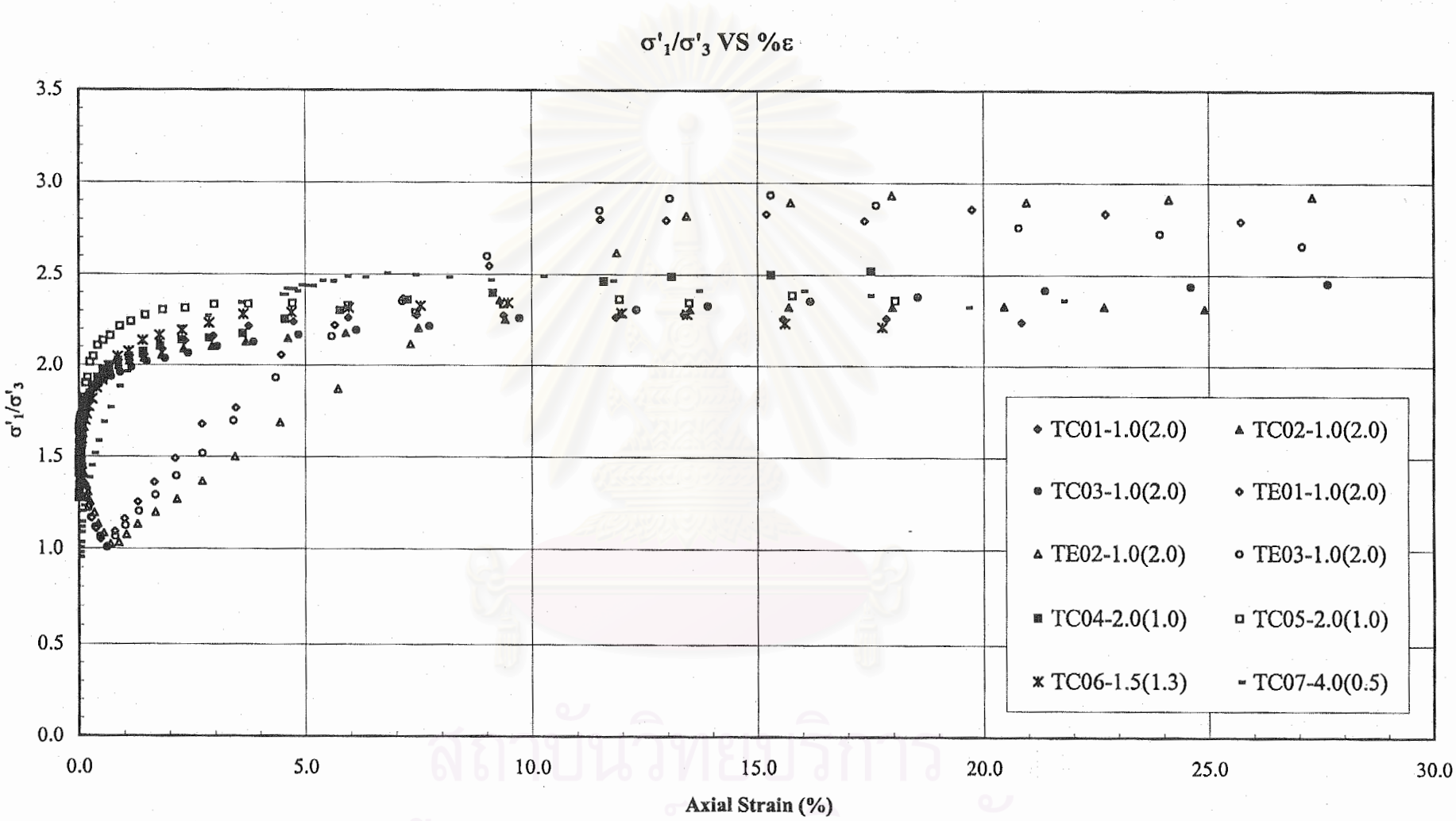
ตัวลดลง โดยทั่วไปแรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนถึงจุดยอดแล้วคงที่หรือเพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวน้อย (1 หรือ 2) ในขณะที่ตัวอย่างทดสอบที่มีอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวมากขึ้นกลับมีค่าแรงดันน้ำในดินส่วนเกินลดลง

ในส่วนของการทดสอบแบบการรับแรงดึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน และความเครียดในแนวแกนแสดงในรูปที่ 4.10 แสดงให้เห็นว่าแรงดันน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นจนถึงจุดสูงสุด แล้วมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อย

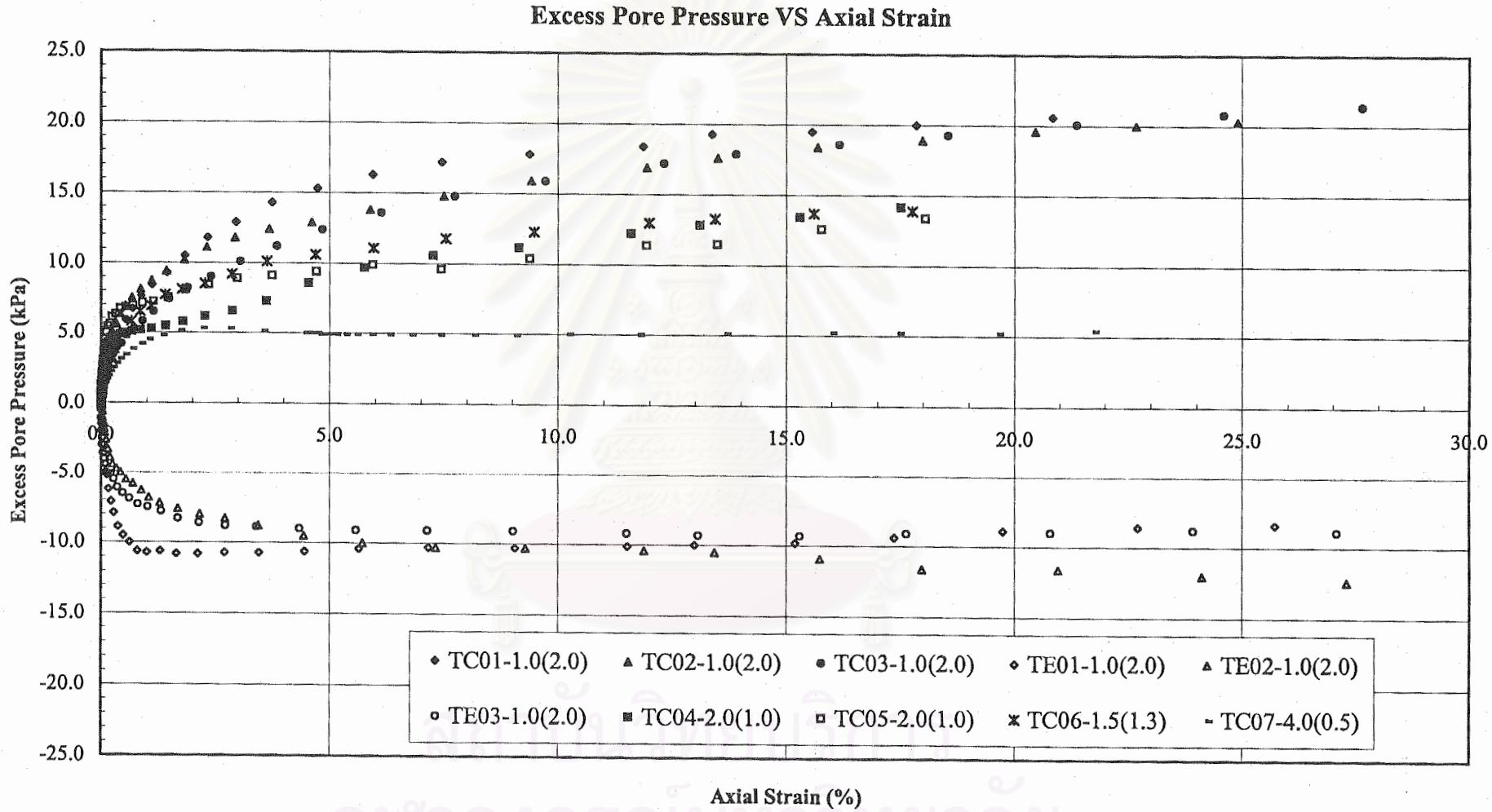
4.3.1.4 พฤติกรรมของ Normalized Shear Modulus กับ Shear Strain

ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Modulus (G/σ'_{vc}) กับ Shear Strain แสดงในรูปที่ 4.12 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกันที่ Shear Strain ระดับเดียวกัน

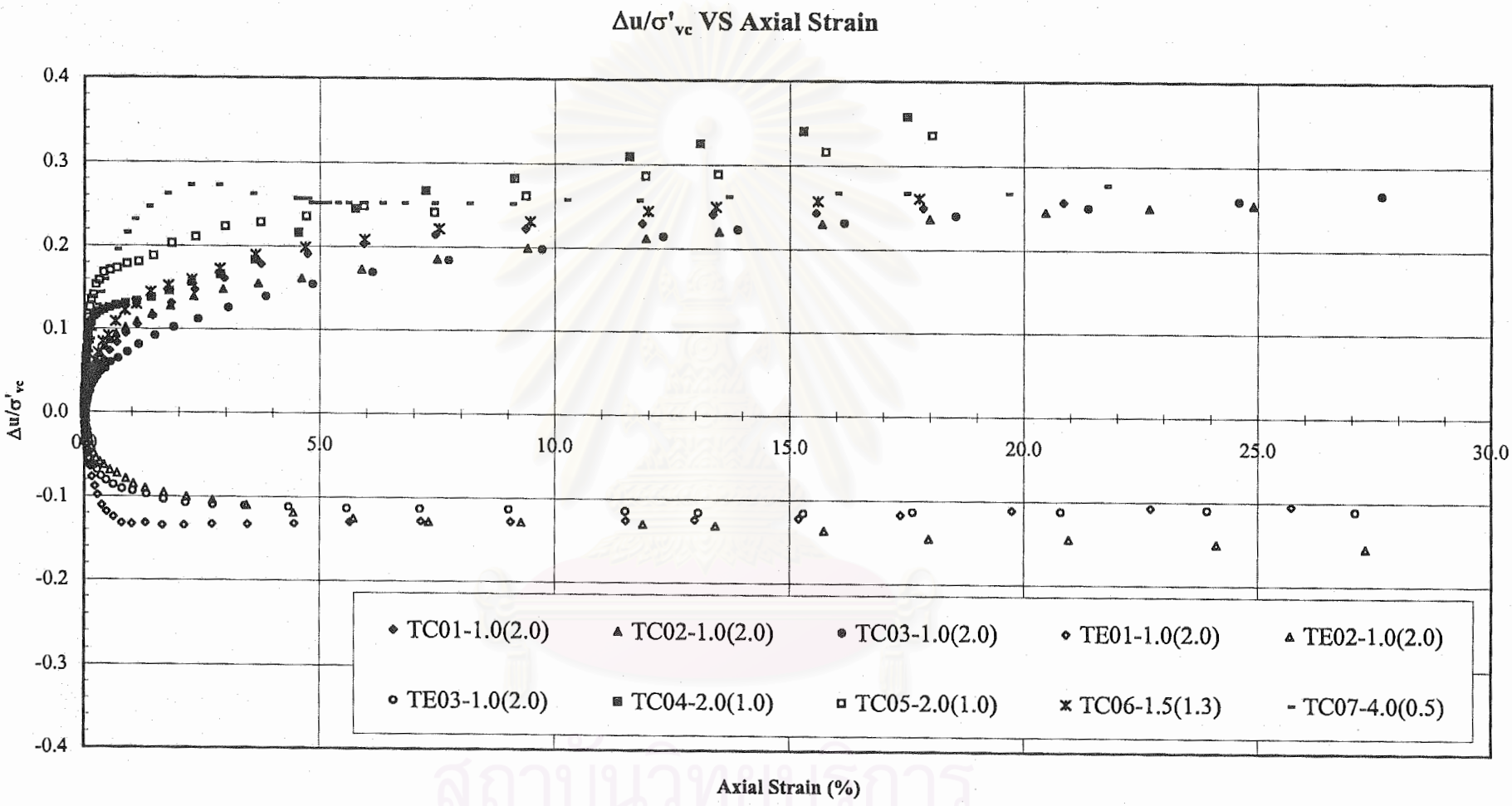
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.8 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε

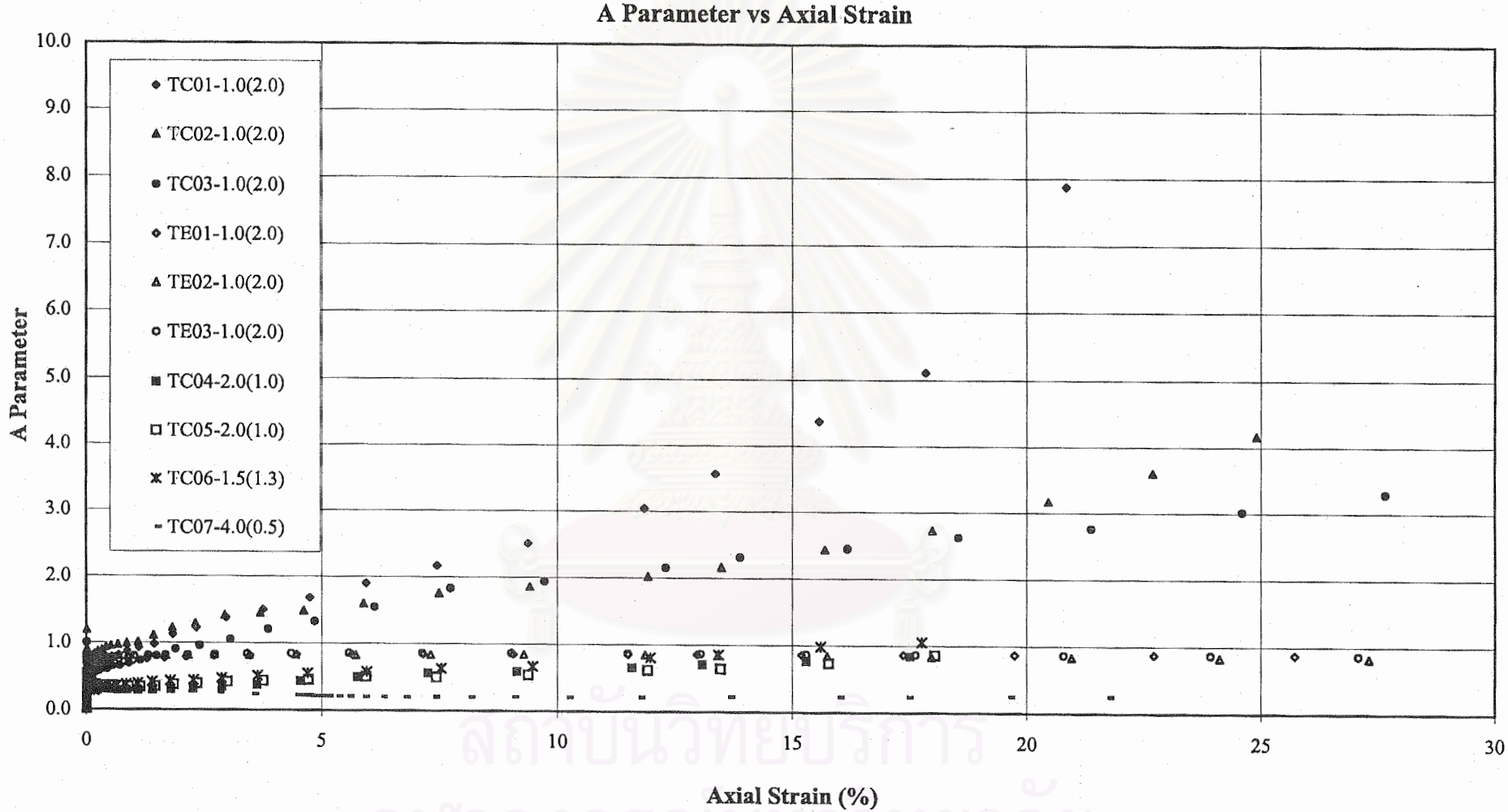


รูปที่ 4.9 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน กับความเครียดในแนวแกน

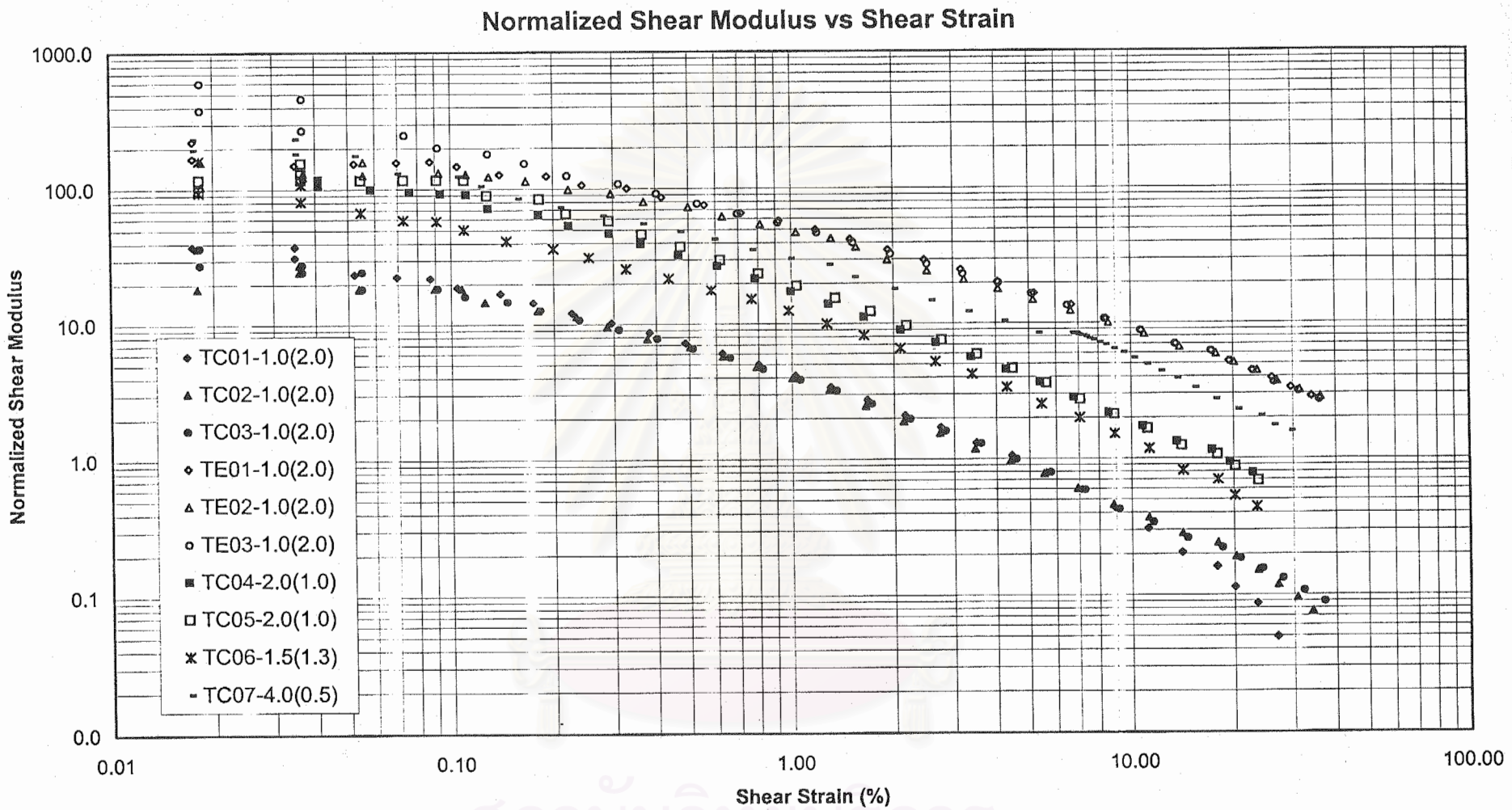


รูปที่ 4.10 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.11 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε



รูปที่ 4.12 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ $\%\gamma$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.3.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติทั้ง 3 แบบ

4.3.2.1 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ q_{max}

ก. ค่า q'/σ'_{vc} และ σ'_1/σ'_3 มีแนวโน้มลดลงตาม OCR ของตัวอย่างทดสอบ และมีค่าต่ำสุดที่ NC

ข. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ มีค่าแปรผันตรงกับ OCR และมีค่าต่ำที่สุดที่ NC

ค. ค่า $\%\varepsilon_v$ สรุปได้ค่อนข้างยาก แต่มีแนวโน้มว่าจะให้ค่าลดลงเมื่อค่า OCR ลดต่ำลง

ง. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p ในช่วง OC จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า OCR มีค่าลดลง ส่วนในช่วง NC จะให้ค่า p'/σ'_p จะให้ค่าเพิ่มขึ้น ส่วนค่า q'/σ'_p จะให้ค่าลดลงอย่างรวดเร็ว และหลังจากนั้นค่าดังกล่าวจึงเริ่มคงที่

4.3.2.2 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$

ก. ค่า σ'_1/σ'_3 ในช่วง OC พบว่าให้ค่าค่อนข้างสับสนจนไม่สามารถสรุปได้แน่นอน ในขณะที่ค่า q/σ'_{vc} ให้ผลในทำนองเดียวกับที่จุดวิบัติแบบ q_{max}

ข. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ มีแนวโน้มว่าจะมีค่าลดลง เมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง แต่ไม่แสดงให้เห็นชัดเจนนัก

ค. ค่า $\%\varepsilon_v$ ให้ค่าที่สรุปได้ค่อนข้างลำบากแต่มีแนวโน้มว่าที่ค่า OCR ต่ำๆ จะให้ค่าสูงกว่าที่ค่า OCR สูงๆ โดยส่วนใหญ่จุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ มักเกิดที่ $\%\varepsilon_v$ สูงๆ (ประมาณ 10% ขึ้นไป)

ง. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p มีค่าค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า OCR แต่มีแนวโน้มจะให้ค่าสูงขึ้นเล็กน้อยเมื่อค่า OCR ต่ำลง โดยรวมไปถึงในช่วง NC

4.3.2.3 ค่าพารามิเตอร์ ณ จุดวิบัติแบบ Critical State

ก. ค่า σ'_1/σ'_3 พบว่าให้ค่าค่อนข้างสับสนจนไม่สามารถสรุปได้แน่นอน ส่วนค่า q'/σ'_{vc} ให้ผลทำนองเดียวกันกับที่จุดวิบัติ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ คือมีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง ส่วนในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะให้ค่าที่ค่อนข้างคงที่

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข. ค่า $\Delta u/\sigma'_{vc}$ ให้ค่าที่สรุปได้ค่อนข้างยาก แต่มีแนวโน้มว่าจะมีค่าลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าต่ำลง

ค. ค่า $\%\varepsilon_v$ เริ่มมีค่าคงที่

ง. ค่า p'/σ'_p และ q'/σ'_p มีค่าค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักกับค่า OCR แต่มีแนวโน้มจะให้ค่าสูงขึ้นเล็กน้อยเมื่อค่า OCR ต่ำลง โดยรวมไปถึงในช่วง NC

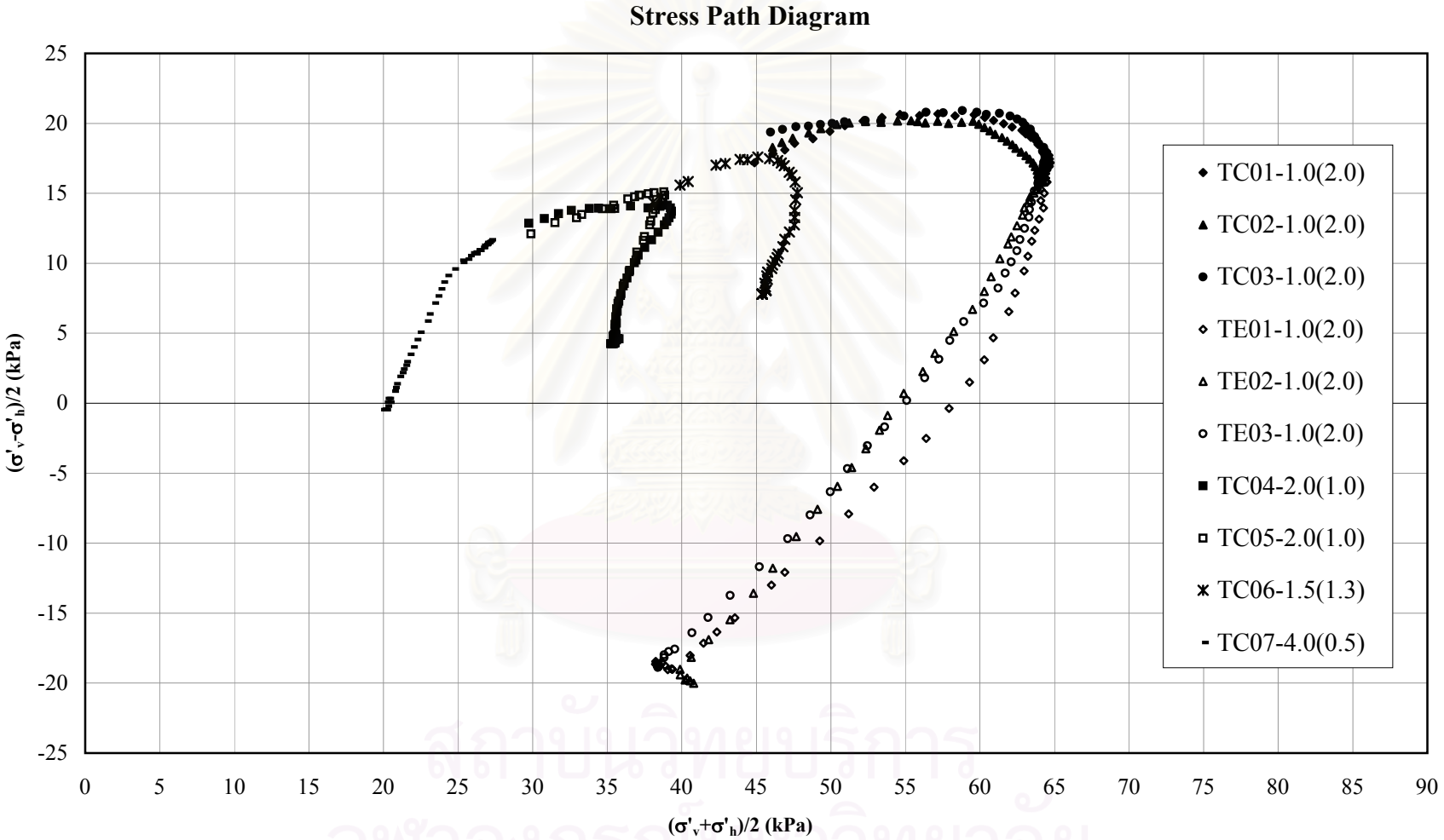
4.3.3 รูปร่างและทางเดินของหน่วยแรง

ก. ในตัวอย่างที่อยู่ในสภาพ NC จะพบว่า ESP จะโค้งออกทางซ้ายมือตั้งแต่ช่วงแรก และเมื่อผ่านจุดวิบัติไปแล้วจะพบว่า ESP จะค่อนข้างคงที่และแทบจะไม่ลดลงจนกระทั่งถึงจุดวิบัติที่ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.13 แล้วจึงลดลงเล็กน้อย

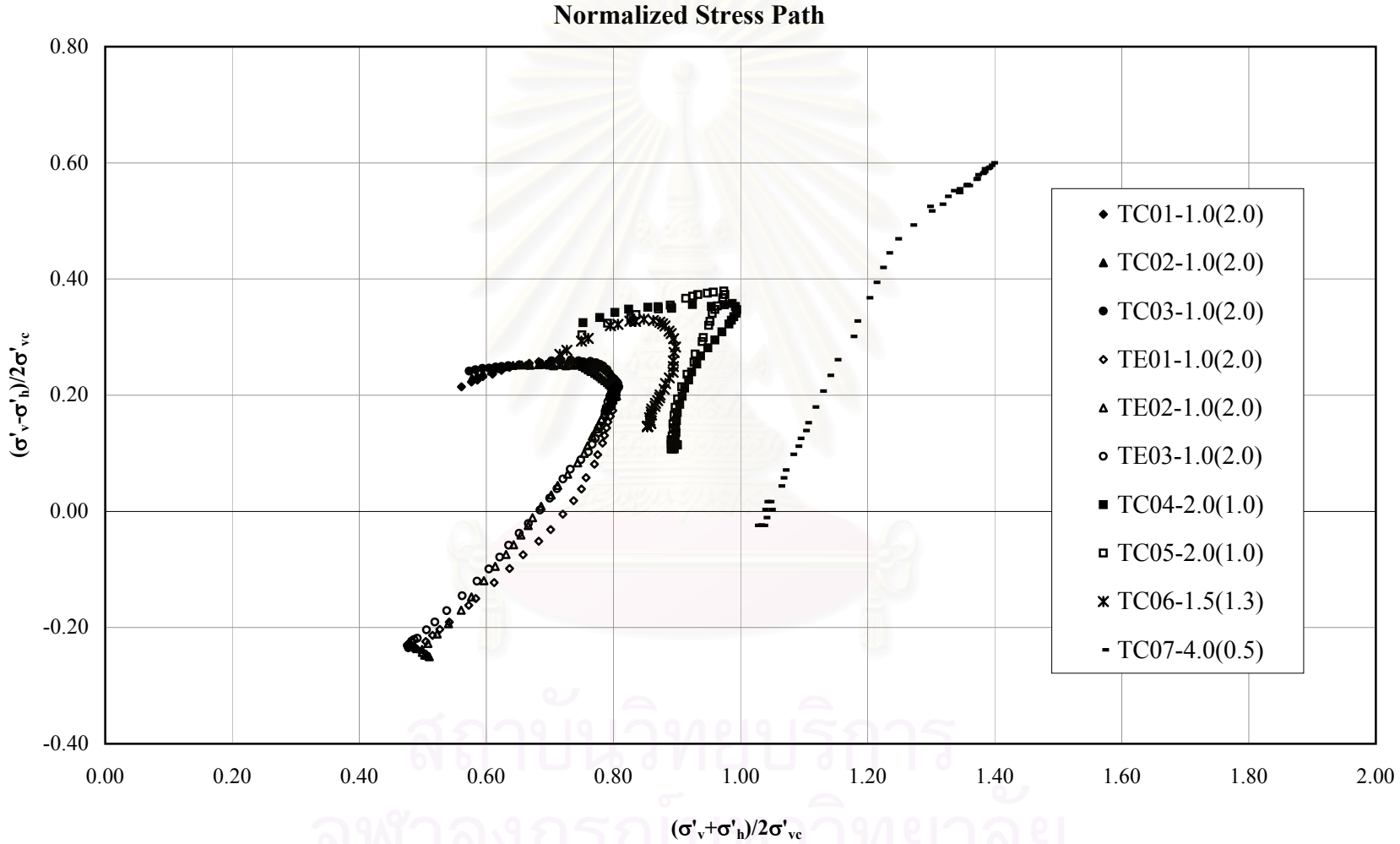
ข. สำหรับดินที่อยู่ในช่วง Slightly OC (1.5 และ 2.0) จะพบว่า ESP จะพุ่งขึ้นในแนวดิ่งและค่อนไปทางขวาเล็กน้อยในช่วงแรก จากนั้นเมื่อเข้าใกล้จุดวิบัติที่ q_{max} ESP จะเริ่มโค้งไปทางซ้ายมากขึ้น ดังในรูปที่ 4.13 โดยเมื่อผ่านจุดวิบัติที่ดังกล่าวไปแล้ว ESP จะไม่ลดลงเร็วเหมือนในตัวอย่างที่มีค่า OCR สูงๆ โดยความโค้งจะมีมากขึ้นเมื่อค่า OCR เข้าใกล้ 1

ค. ที่ค่า OCR สูงๆ (4.0) จะให้ ESP ที่พุ่งขึ้นตรงในแนวดิ่งและมีแนวโน้มที่จะโค้งไปทางขวามือมากขึ้น โดยหลังจากผ่านจุดวิบัติที่ q_{max} แล้วจะพบว่า ESP จะลดลงอย่างรวดเร็ว ดังแสดงในรูปที่ 4.13

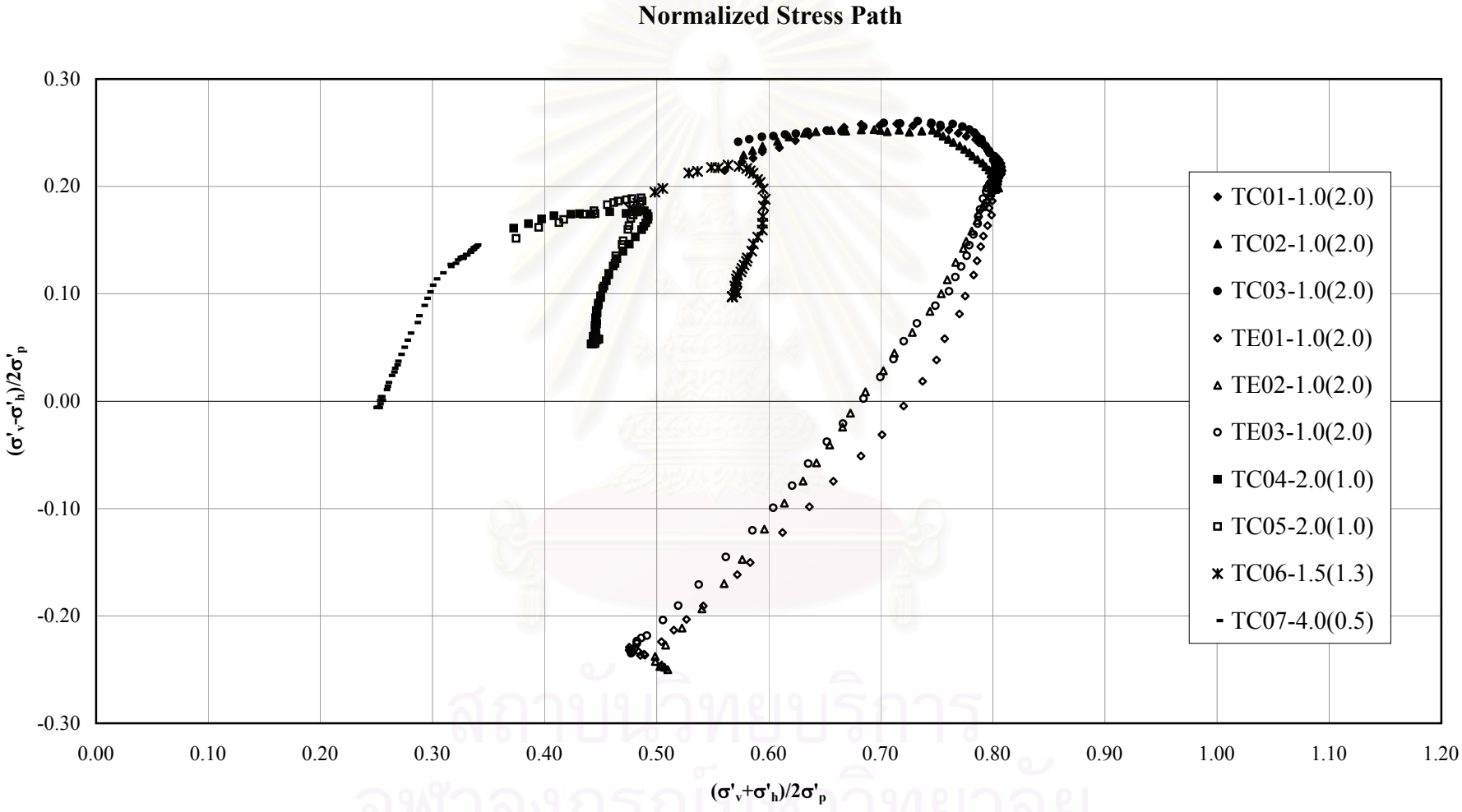
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



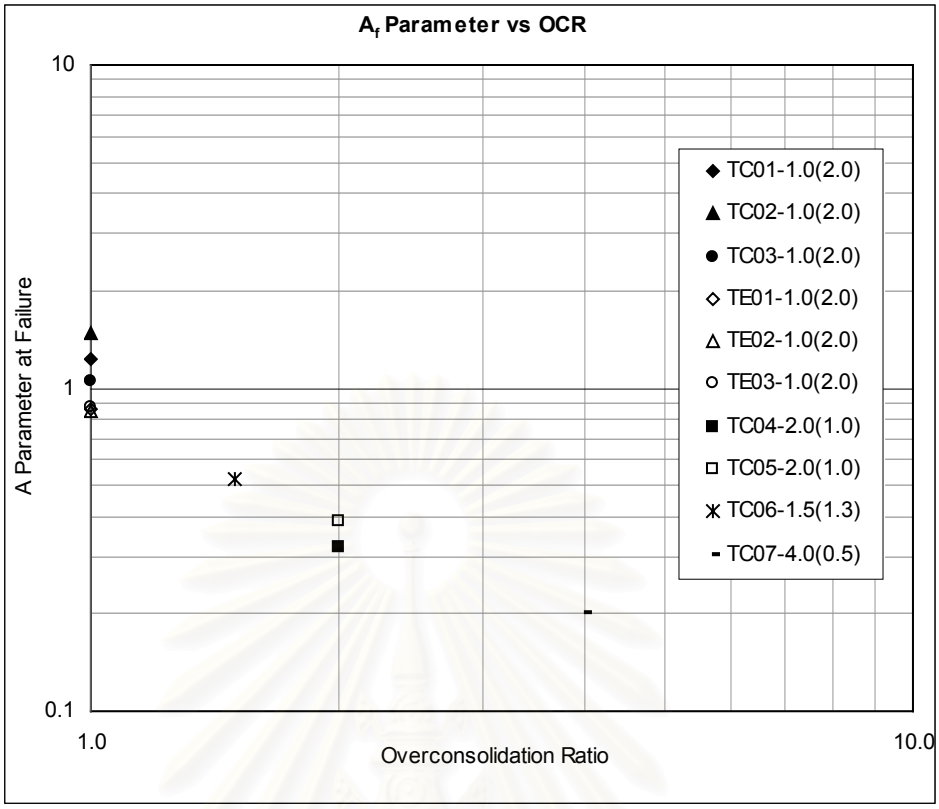
รูปที่ 4.13 แผนภูมิแสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล



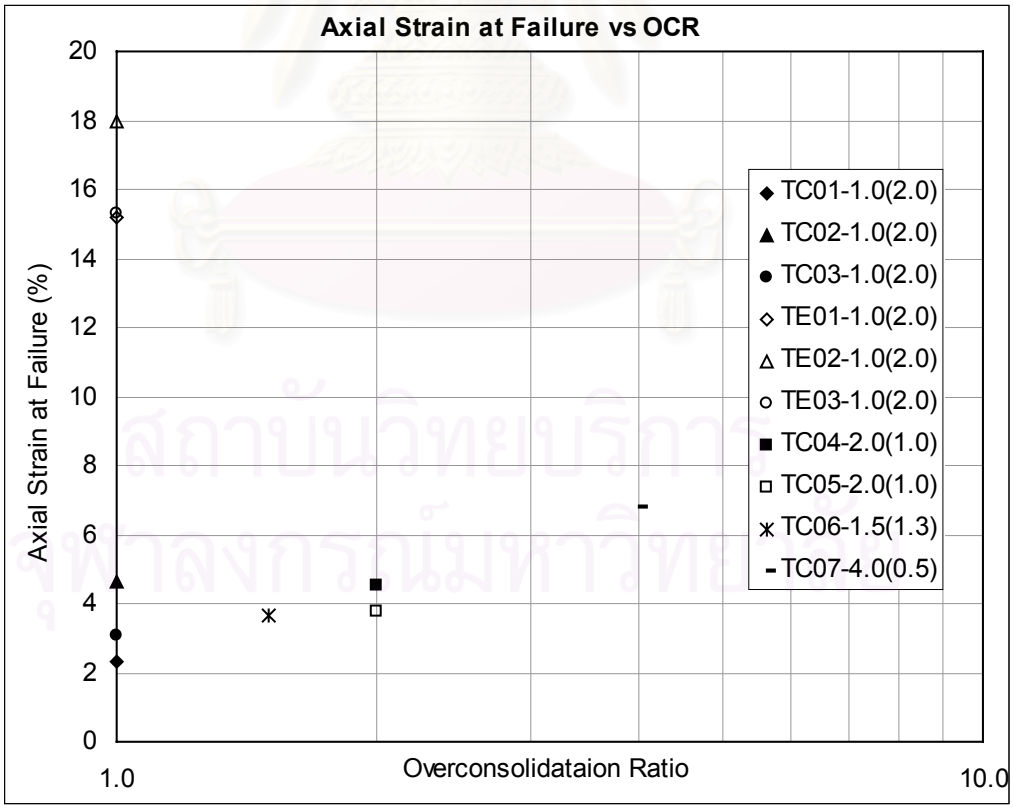
รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$



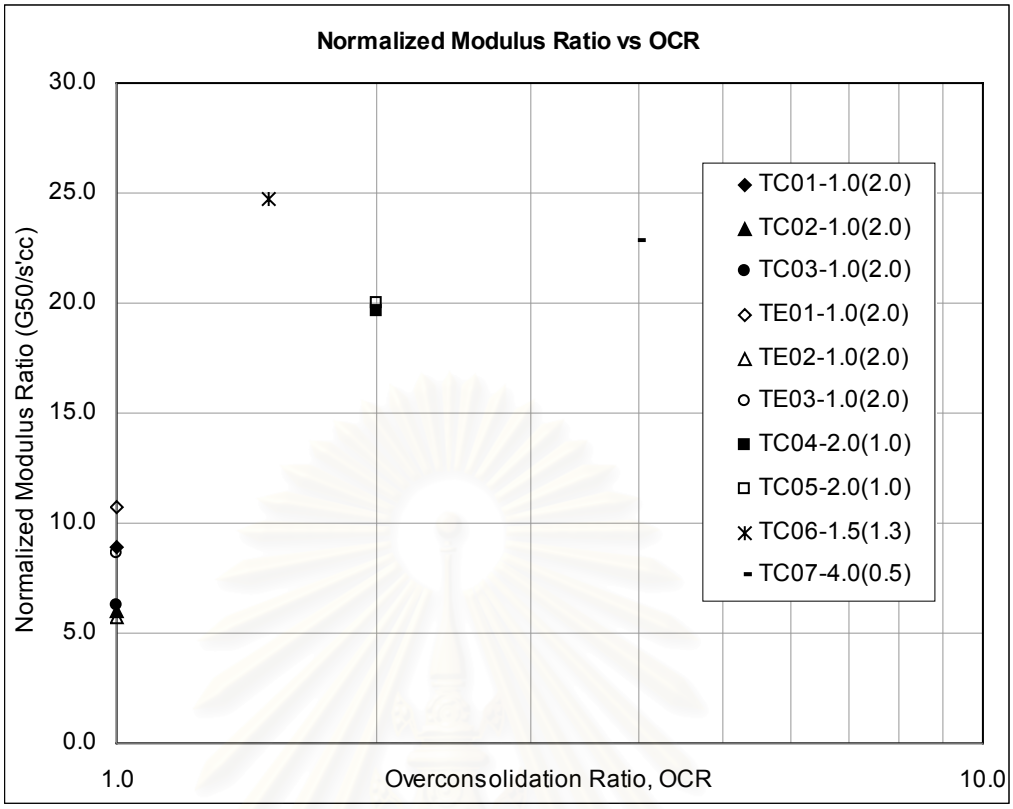
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$



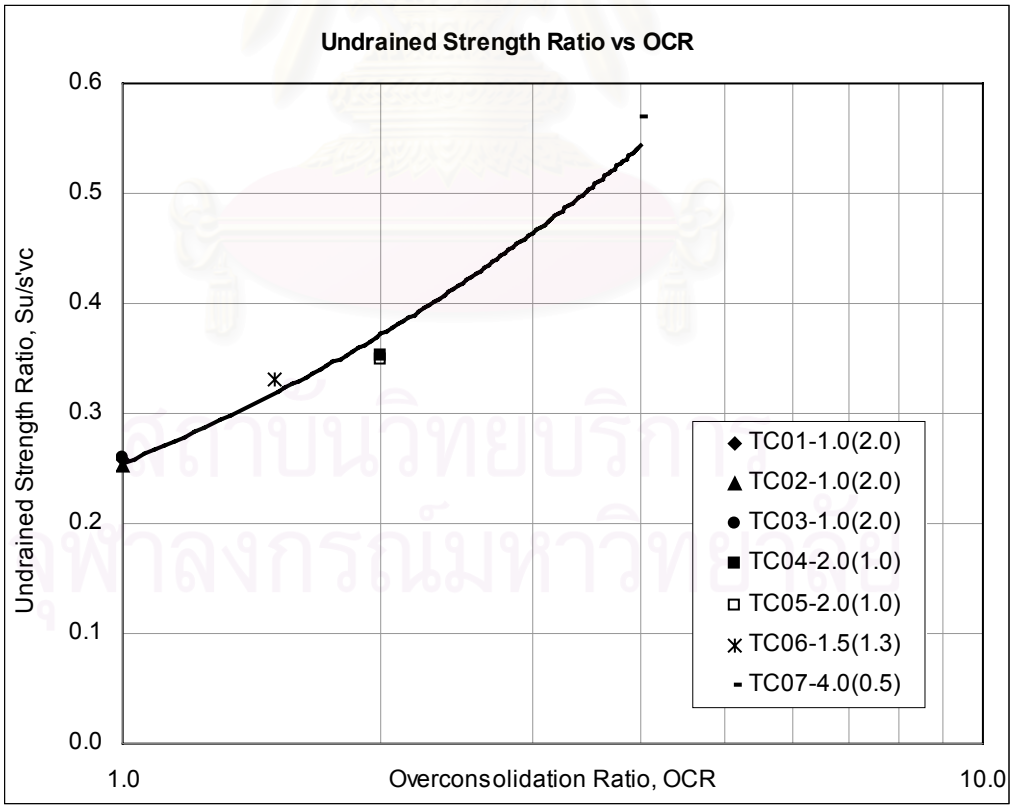
รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A_f กับ OCR



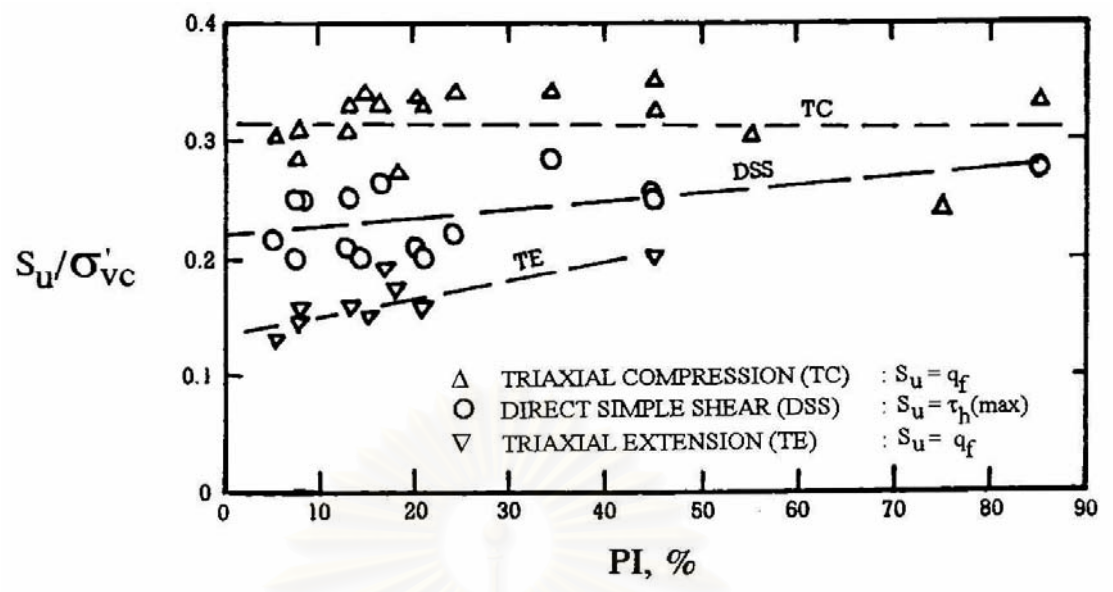
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ε_{af} กับ OCR



รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Modulus กับ OCR



รูปที่ 4.19 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ OCR



รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} กับ Plasticity Index

4.3.4 การวิเคราะห์ผลการทดลองจากการทดสอบแรงอัด 3 แกน

4.3.4.1 พารามิเตอร์แรงดันน้ำในโพงดินส่วนเกินของ Skempton

รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์แรงดันน้ำ ณ จุดวิบัติ (A_f) และอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว ซึ่งแสดงให้เห็นว่าค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวประมาณ 1 ที่ OCR เท่ากับ 1 ทั้งการทดสอบแบบแรงกด และแรงดึงและค่อยๆมีค่าลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น

4.3.4.2 ความเครียดในแนวแกนขณะวิบัติ

ความเครียด ณ จุดวิบัติเพิ่มขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้นในการทดสอบแบบแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 4.17 สำหรับการทดสอบแบบแรงกด ส่วนการทดสอบแบบแรงดึงนั้นความเครียดที่จุดวิบัติมีค่าสูงกว่า 10 เปอร์เซ็นต์

4.3.4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Modulus กับ OCR

จากผลการทดสอบแรงอัด 3 แกนแบบแรงอัดสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Modulus กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว ดังแสดงในรูปที่ 4.18 และยังหาความสัมพันธ์ได้ดังสมการ (สำหรับการทดสอบแบบแรงอัด) ต่อไปนี้

$$\frac{G_{50}}{\sigma'_{vc}} = 13(OCR)^{\alpha} \qquad 4.1$$

4.3.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น ความเครียด และกำลัง

จากผลการทดลองสามารถสรุปความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Shear Strength (S_u/σ'_{vc}) และอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัวดังรูปที่ 4.19 ซึ่งโดยทั่วไปแสดงด้วยสมการ

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{OC} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{NC} (OCR)^m \qquad 4.2$$

โดยอัตราส่วน $(S_u/\sigma'_{vc})_{nc}$ มีค่าเท่ากับ 0.267 สำหรับการทดสอบแบบแรงกด และจากสมการที่ 4.3 ค่า m มีค่าเท่ากับ 0.735 สำหรับการทดสอบแบบแรงอัด โดยค่า m จะแสดงถึงอัตราการเพิ่มของกำลังรับแรงกับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว

นอกจากนั้นรูปที่ 4.20 และ 4.21 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Su/s'vc กับ PI และความสัมพันธ์ระหว่าง มุมเสียดทาน กับ PI ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าผลการทดลองที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้

4.4 ขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ใช้พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่ทั้งหมด 15 ตัวเพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวดังที่ได้กล่าวถึงแล้วบางส่วนในหัวข้อที่ 3.6.1 นอกจากนั้นยังจำเป็นต้องกำหนดสภาพเริ่มต้นของดินเหนียวด้วยตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้นดังที่ได้กล่าวถึงแล้วในหัวข้อที่ 3.6.2

จากการทดสอบต่างๆที่ได้กล่าวมาข้างต้นจะสามารถหาค่าพารามิเตอร์ทั้งหมดที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ได้ ยกเว้นพารามิเตอร์ ψ_o ที่ทำหน้าที่ควบคุมอัตราการหมุนของ Bounding Surface ซึ่งจำเป็นต้องใช้ผลจากการทดสอบที่ไม่ได้ทำกันทั่วไปในห้องปฏิบัติการ เช่น การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ $1/K_o$ ซึ่งเป็นการอัดตัวคายน้ำที่จะมีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลทั้งแนวดิ่งและแนวราบ เพื่อให้เกิดความเครียดเฉพาะในแนวราบ ($\varepsilon_h \neq 0$) โดยมีความเครียดในแนวดิ่งเป็นศูนย์ตลอดการอัดตัวคายน้ำ ($\varepsilon_v \neq 0$) ดังนั้นค่าพารามิเตอร์ ψ_o จึงจำเป็นต้องหาจากการทำ Parametric Studies และสามารถแบ่งพารามิเตอร์ทั้ง 15 ตัวออกเป็น 2 กลุ่มคือ

ก. พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรงจากผลการทดสอบทั่วไปในห้องปฏิบัติการมีจำนวน 7 ตัว คือ e_0, λ, 2G/K, K_{oNC}, κ_0, ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE}

ข. พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ Parametric Studies โดยอาศัยผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีจำนวน 8 ตัว คือ c, s_t, C, n, h, γ, ω, ψ_0

4.4.1 พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรงจากผลการทดสอบทั่วไปใน ห้องปฏิบัติการ

ก. คุณสมบัติด้านการยุบอัดตัว (Compressibility) ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติสามารถวัดได้จากการทดสอบ Oedometer, CRSC หรือ Triaxial ด้วยค่า Compression Ratio; CR ในขณะทำการอัดตัวคายน้ำดังแสดงในสมการที่ 4.1

$$CR = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log \bar{\sigma}_v} \qquad (4.1)$$

โดย $\Delta\varepsilon$ คือ ปริมาณ Volumetric Strain ที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำและมีความสัมพันธ์กับปริมาณอัตราส่วนช่องว่างที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำดังแสดงในสมการที่ 4.2

$\Delta log \bar{\sigma}_v$ คือ ปริมาณความเครียดประสิทธิผลในแนวดิ่งที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำโดยแสดงค่าใน Logarithm Scale

โดยพารามิเตอร์ λ ที่จำเป็นต้องใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เป็นพารามิเตอร์ที่แสดงคุณสมบัติด้านการยุบอัดตัวของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเช่นเดียวกับ Compression Ratio แต่จะแสดงในรูปความสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($\bar{\sigma}$) ดังแสดงในสมการที่ 4.3

$$\Delta\varepsilon = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} \qquad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{-\Delta e}{\Delta \ln \bar{\sigma}} \qquad (4.3)$$

โดย Δe คือ ปริมาณ Void Ratio ที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำ

$\Delta ln\,\bar{\sigma}$ คือ ปริมาณความเครียดประสิทธิผลเฉลี่ยที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายโดยแสดงค่าใน Natural Logarithm Scale

$\bar{\sigma}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ $\frac{1}{3}(1+2K_{oNC})\bar{\sigma}_v$

และสามารถหาค่าพารามิเตอร์ λ และ e_0 ได้จากรูปที่ 4.22 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผล ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ CRS โดยจากรูปที่ 4.22 จะได้ว่าค่าพารามิเตอร์ λ มีค่าเท่ากับ 1.294 และค่าพารามิเตอร์ e_0 นั้นได้จากค่าอัตราส่วนช่องว่างที่สัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงเฉลี่ยเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร (t/m^2) หรือเท่ากับ 1 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (kg/cm^2) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 2.19

ข. สำหรับค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 3.1 โดยมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซองนั้นเป็นอีกหนึ่งพารามิเตอร์ที่มีความเกี่ยวข้องกับการกำหนดพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 โดยจากการทดลองได้ค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ หลายค่าทำให้ได้ข้อสรุปว่าค่าที่ให้ผลดีที่สุดคือ 0.82 ซึ่งสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซองเท่ากับ 0.32

ค. ในส่วนของพารามิเตอร์ K_{oNC} สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ใช้มีค่าเท่ากับ 0.6 โดยอ้างอิงจากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ K_o ของ งานวิจัยนี้ซึ่งทำการทดสอบกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ง. ในกรณีของพารามิเตอร์ κ_0 อย่างที่ได้กล่าวถึงแล้วข้างต้นว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เลือกใช้ค่าของพารามิเตอร์ κ_0 จากการพิจารณาผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางขณะลดน้ำหนักกระทำจากมวลดินในสภาพอัดแน่นปกติบน VCL ในช่วงต้นๆ ดังแสดงในรูปที่ 4.12 โดยพารามิเตอร์ κ_0 จะมีผลกับการคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงแรกภายหลังจากเริ่มลดน้ำหนักกระทำ นั่นคือพารามิเตอร์ κ_0 เป็นตัวกำหนดความชันในช่วงต้นของ Swelling Line นั่นเอง ซึ่งจากการทดลองหาค่าของพารามิเตอร์ κ_0 พบว่าค่าที่เหมาะสมที่สุดสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯคือ 0.001

จ. ค่ามุมเสียดทาน (Friction Angle) $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ ซึ่งทำหน้าที่กำหนดสภาวะวิบัติของดินเหนียวทั้งในสภาพอัดแน่นปกติและในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบ Triaxial Compression และ Triaxial Extension กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ โดยปกติแล้วการหาค่าพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TC}$ นั้นทำได้ค่อนข้างยากเนื่องจากในการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกตินั้นขณะที่ตัวอย่างกำลังจะถึงสภาวะวิบัติซึ่งสัมพันธ์กับความเครียดปริมาณมากๆจะปรากฏพฤติกรรมแบบ Strain Softening ทำให้ไม่สามารถกำหนดจุด

วิบัติได้แน่นอน ดังนั้นในทางปฏิบัติจึงนิยมกำหนดให้สภาวะของหน่วยแรงที่สัมพันธ์กับความเครียดประมาณ 10 % ของการเฉือนเป็นสภาวะวิบัติ โดยจากผลการทดสอบให้พารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TC}$ มีค่าเท่ากับ 23° ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณสำหรับตัวอย่างดินเหนียวทั้งจากสภาพอัดแน่นปกติและจากสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ส่วนการทดสอบ Triaxial Extension เพื่อหาค่าของพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TE}$ นั้นยิ่งมีความยากในการประเมินผลการทดสอบจากแต่ละตัวอย่างเนื่องมาจากปัญหาเกี่ยวกับการคอด (Necking) ที่มักเกิดขึ้นกับการทดสอบชนิดนี้ ใช้พารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TE}$ มีค่าเท่ากับ 28°

4.4.2 **พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ** Parametric Study

พารามิเตอร์ที่จำเป็นต้องหาค่าจากการทำ Parametric Study สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 นั้นมีทั้งหมด 8 ตัว โดยการทำ Parametric Study ก็มีความจำเป็นต้องอาศัยผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการเช่นกัน แต่ไม่ได้เป็นการนำผลจากการทดสอบมาใช้เป็นค่าของพารามิเตอร์ทั้ง 8 ตัวโดยตรง เนื่องจากพารามิเตอร์ทั้ง 8 ตัวนี้จะทำหน้าที่กำหนดพฤติกรรมที่ค่อนข้างซับซ้อนมากกว่าพฤติกรรมทั่วไปที่วิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการสามารถรองรับได้

ก. เริ่มจากพฤติกรรมแบบ Perfectly Hysteretic หรืออาจเรียกว่า Non-Linear Volumetric Behavior ซึ่งต้องใช้พารามิเตอร์ 2 ตัวคือ C,n ในการควบคุม พฤติกรรมดังกล่าวนับว่าเป็นพฤติกรรมสำคัญที่พบได้ในดินเหนียวทั่วไปขณะทำการลดน้ำหนักกระทำในการอัดตัวคายน้ำทั้งแบบ K_o และแบบเท่ากันทุกทิศทาง นั่นคือพฤติกรรมที่ทำให้ค่าความชันของ Swelling Line มีค่าแปรเปลี่ยนไปไม่เป็นแบบเชิงเส้น ซึ่งแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 สามารถแสดงพฤติกรรมดังกล่าวได้โดยการกำหนดค่าความชันของ Swelling Line ดังนั้นในการหาค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองจึงจำเป็นต้องทำการทดลองเลือกค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองโดยกำหนดให้ค่าหนึ่งเป็นค่าคงที่แล้วแปรเปลี่ยนอีกค่าหนึ่งสลับกันเพื่อศึกษาความแปรเปลี่ยนของผลที่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนได้ แล้วจึงเลือกค่าที่เหมาะสมที่สุด ซึ่งแสดงค่าของพารามิเตอร์ C,n ที่เหมาะสมที่สุดสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯคือ C = 6.9 และ n = 1.6

ข. ในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงต้นๆขณะที่ความเครียดยังมีค่าน้อยๆนั้น แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 สามารถแสดงพฤติกรรมในช่วงดังกล่าวที่เป็นแบบ Non-Linear ซึ่งพบในการทดสอบดินเหนียวจริงด้วยการกำหนดพารามิเตอร์ ω ซึ่งมีความสัมพันธ์ที่เกี่ยวข้องกับพารามิเตอร์ C,n จากการพิจารณาทำให้

ทราบค่าของพารามิเตอร์ ω ที่เหมาะสมที่สุดสำหรับใช้เป็นตัวแทนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และใช้สำหรับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้โดยกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.07

ค. สำหรับพฤติกรรมสำคัญอีกอย่างหนึ่งที่ปรากฏในการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติคือ Strain Softening Behavior ซึ่งพบได้ในกราฟความสัมพันธ์ของทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดในการทดสอบ CK_oUC และ CK_oUE ด้วยเครื่อง Triaxial ในห้องปฏิบัติการ โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ใช้พารามิเตอร์ c และ s_t เป็นพารามิเตอร์ที่ทำหน้าที่กำหนดพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยมีผลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (Peak Undrained Shear Strength) และพฤติกรรมแบบ Strain Softening ตามลำดับ โดยหากค่าพารามิเตอร์ s_t เพิ่มขึ้นก็จะคาดคะเนการเกิด Strain Softening มีปริมาณมากขึ้นตามไปด้วย ทำให้สามารถให้คำจำกัดความของพารามิเตอร์ s_t อีกนัยหนึ่งได้ว่าเป็นพารามิเตอร์กำหนด Sensitivity ของดินเหนียวนั่นเอง

ง. ในทางกลับกันพารามิเตอร์ c จะมีอิทธิพลกับการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดทั้งจากการทดสอบ CK_oUC และ CK_oUE โดยในการคาดคะเนการทดสอบ CK_oUC นั้นหากเพิ่มค่าของพารามิเตอร์ c มากขึ้นก็จะทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย โดยการเปลี่ยนแปลงค่าของพารามิเตอร์ c ดังกล่าวจะมีผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมแบบ Strain Softening บ้างแต่ในปริมาณเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และจากการทดลองหาค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองดังกล่าวที่เหมาะสมที่สุดสำหรับเป็นตัวแทนแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทำให้สามารถกำหนดค่าของพารามิเตอร์ c เท่ากับ 0.61 และค่าของพารามิเตอร์ s_t เท่ากับ 15.0 ซึ่งจะถูกใช้ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้โดยตลอด

จ. พารามิเตอร์สำคัญที่เกี่ยวข้องกับ Bounding Surface Plasticity Theory ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ซึ่งมีบทบาทสำคัญในการเชื่อมโยงพฤติกรรมของสภาวะหน่วยแรงจริงภายใน Bounding Surface กับสภาวะหน่วยแรงเสมือนด้วย Radial Mapping Rule คือพารามิเตอร์ γ และ h โดยพารามิเตอร์ h เป็นพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องโดยตรงกับการคาดคะเนความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นในวัฏจักรของการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำ โดยมีความสัมพันธ์กับปริมาณของการลดน้ำหนักกระทำหรือค่า OCR ส่วนพารามิเตอร์ γ จะมีผลกระทบน้อยมากกับพฤติกรรมในช่วงดังกล่าวแต่จะมีความเกี่ยวข้องกับการคาดคะเนการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Shear Induced Pore Pressure in Undrained Shearing) ซึ่งจากการทดลองหาค่าที่เหมาะสมของพารามิเตอร์ทั้งสอง (h และ γ) ได้เท่ากับ 0.2 และ 0.5 ตามลำดับซึ่งจะถูกใช้โดยตลอดในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

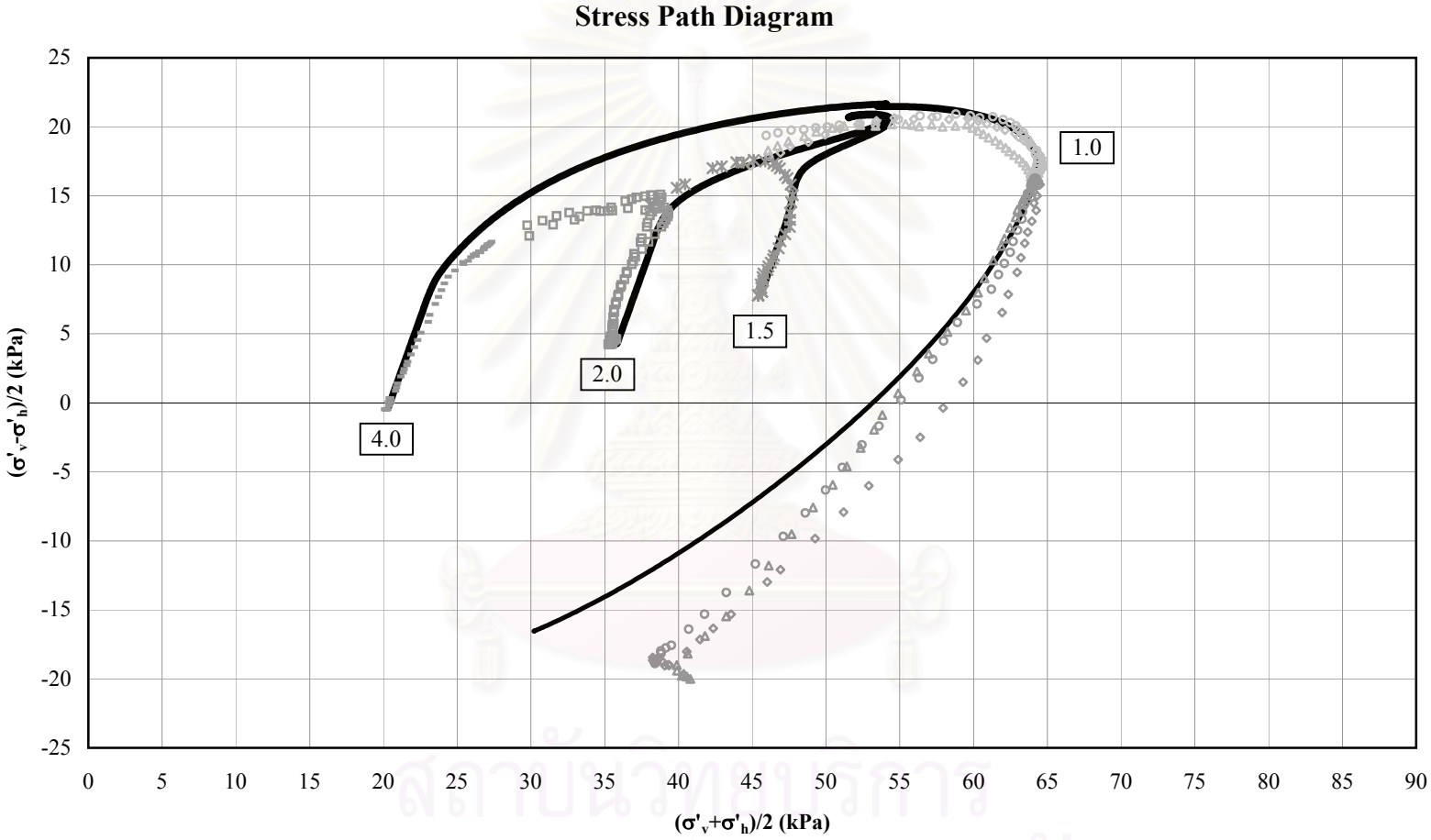
ฉ. สำหรับพารามิเตอร์ตัวสุดท้ายที่จำเป็นต้องหาค่าจากการทำ Parametric Study คือพารามิเตอร์ ψ_0 ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่จะถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่ไร้หน่วย (Dimensionless Constant) ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบ Anisotropy ของดินเหนียวที่มีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงประวัติศาสตร์ของความเค้นหรือความเครียดที่มวลดินเคยได้รับ ดังนั้นการพิจารณาหาค่าพารามิเตอร์ ψ_0 จึงจำเป็นต้องอาศัยผลการทดสอบที่เกี่ยวข้องกับการการเปลี่ยนแปลงทิศทางการวางตัวของ Bounding Surface เช่นการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial แบบระบายน้ำในลักษณะที่มีการควบคุมอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด (Drained Strain-Controlled) ค่าของพารามิเตอร์ ψ_0 ที่เหมาะสมสำหรับเป็นตัวแทนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และถูกเลือกใช้ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้โดยตลอดคือ 70

4.4.3 ผลการจำลองพฤติกรรมของดินตัวอย่างทดสอบ

รูปที่ 4.21 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการซึ่งประกอบด้วย CK_0UC, CK_0UE, CIUC และ CIUE ที่อัตราส่วนการอัดตัวต่างๆ กับผลการจำลองพฤติกรรมของดินโดยแบบจำลอง MIT-E3 ซึ่งใช้พารามิเตอร์ที่หาได้ทั้งจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังแจกแจงในหัวข้อที่ 4.2 และ 4.3 และที่ได้จากการศึกษาเชิงตัวแปรดังแจกแจงในหัวข้อที่ 4.4

จากรูปจะเห็นได้ว่าผลการจำลองพฤติกรรมของดินที่สภาวะการอัดแน่นปกติในแบบการรับแรงกดแตกต่างจากผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการน้อยมาก ในขณะที่ผลจากการจำลองพฤติกรรมของดินที่สภาวะการอัดแน่นเกินตัวนั้นมีลักษณะแตกต่างกันแต่ให้ค่า q_{max} มากกว่าผลการทดสอบที่ได้จากห้องปฏิบัติการ ส่วนผลการจำลองการรับแรงดึงนั้นให้ความสัมพันธ์ที่ไม่เหมือนกัน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.21 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ กับผลการจำลองพฤติกรรมของดินโดยแบบจำลอง MIT-E3

บทที่ 5

สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการทดสอบ (Conclusion)

ในที่นี้จะกล่าวถึงค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ทั้งที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ นั่นคือ λ, e_o, K_{onc}, ϕ'_{TC}, ϕ'_{TE} และ 2G/K และพารามิเตอร์ที่ได้จากการศึกษาเชิงตัวแปร นั่นคือ C, n, ψ_0, c, s_t, ω, h และ γ ดังได้แสดงในตารางข้างล่างนี้

ตารางที่ 5.1 แสดง 15 พารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 พร้อมความหมายและค่าที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Test type	symbol	Physical contribution	Soft Bangkok clay
One-dimensional consolidation (Oedometer,CRSC,etc.)	e_0	Void ratio at reference stress on virgin consolidation line	2.19
	λ	Compressibility of virgin normally consolidated clay	1.294
	C	Non-linear volumetric swelling behavior	6.90
	n		1.60
	h	Irrecoverable plastic strain	0.2
K_o-oedometer or K_o-triaxial	K_{oNC}	K_o for virgin normally consolidated clay	0.60
	2G/K	Ratio of elastic shear to bulk modulus (Poisson's ratio for initial unload)	0.82
Undrained triaxial shear test	$\bar{\phi}_{TC}$	Critical state friction angles in triaxial compression and extension (large strain failure criteria)	23.0°
	$\bar{\phi}_{TE}$		28.0°
	c	Undrained shear strength (geometry of bounding surface)	0.61
	s_t	Amount of post-peak strain softening in undrained triaxial compression	2.85

ตารางที่ 5.1 แสดง 15 พารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 พร้อมความหมายและค่าที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (ต่อ)

Undrained triaxial shear test	ω	Non-linearity at small strains in undrained shear	0.07
	γ	Shear induced pore pressure	0.5
Resonant column	κ_0	Small strain compressibility at load reversal	0.001
Drained triaxial	ψ_0	Rate of evolution of anisotropy	70.0

โดยพารามิเตอร์ในตารางข้างต้นให้ผลการที่ได้จากการใช้แบบจำลองดิน ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ทำนายใกล้เคียงกับผลการทดลองที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการในช่วงที่ตัวอย่างทดสอบมีสภาวะอัดแน่นปกติ แต่ในกรณีที่ตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินตัวนั้นผลการทำนายให้ค่าที่สูงกว่าจากผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

นอกจากนี้การปรับเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการศึกษาในเชิงตัวแปรก็ให้ผลที่แตกต่างออกไป

5.2 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษาเพิ่มเติมในอนาคต

1. ทำการทดสอบที่ทิศทางของ TSP และค่า OCR ที่หลากหลายมากกว่านี้ ซึ่งจะสามารถทำให้สามารถเข้าใจถึงพฤติกรรมอันแท้จริงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ดียิ่งขึ้น

2. ทำการทดสอบแบบ Extension เพิ่มเติมซึ่งอาจให้ผลที่แตกต่างออกไปจากการทดสอบแบบ Compression เพียงอย่างเดียว

3. ศึกษาพฤติกรรมแบบ Non-Linearity ในดินที่มีความไวสูงเพิ่มเติมจากงานวิจัยนี้ ที่มีการทดสอบพฤติกรรมนี้น้อยมากเนื่องจากใช้เวลาในการทดสอบค่อนข้างมาก จนทำให้ไม่สามารถระบุจุดเปลี่ยนความสัมพันธ์หลายๆ อย่างที่เกิดในช่วง NC ให้แน่นอน

4. ทำการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับ NSP ให้มากขึ้นเพื่อเป็นฐานข้อมูลสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในการนำไปใช้งานต่อๆ ไป

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ดำรงค์ ปิ่นภูวดล. การประเมินความเหมาะสมของวิธีการ “แซนแซพ” ในการวัดหาค่าแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.

บัณฑิต วณิชวิชากรกิจ. การประเมินวิธีการวิเคราะห์และพารามิเตอร์ของดินเพื่อการออกแบบบนคันดินอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2529.

พินิจ ธรรมธรสิริ. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่บนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528.

พินิจ ธรรมธรสิริ. แนวปฏิบัติการสำรวจดินในประเทศไทย. การประยุกต์ใช้ผลการสำรวจดินเพื่อการออกแบบ, 19-91. กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2544.

เรืองเดช ศตวิริยะ. แอนไอโซทรอปปี้ของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.

วรการ เอมดี. กลไกและพฤติกรรมการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สองบริเวณที่มีคุณสมบัติขั้นพื้นฐานแตกต่างกัน. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545.

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมชูปถัมภ์. ข้อมูลสภาพดินบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. 2520.

สุรฉัตร สัมพันธารักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2540.

อาคม แสวงการ. พฤติกรรมการรับแรงเฉือนและแอนไอโซทรอปปี้ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2542.

ภาษาอังกฤษ

Alpan, I. The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0r}. Soil and Foundation Vol.7, No.1 (Jan 1967): 31-40.

Andrawes, K. Z. and El-Sohby, M. A. Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.99, No.SM7 (July 1973): 527-539.

Bishop, A. W. and Eldin, G. Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Significance in the General Theory of Shear Strength. Geotechnique Vol.2, No.1 (1950): 13.

Bishop, A. W. and Henkel, D. J. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Second Edition. London: Edward Arnold, 1962.

Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. The 7th Rankine Lecture: Geotechnique Vol.17, No.2 (1967): 88-118.

Bjerrum, L. and Simon. N. E. Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays. Proceeding ASCE Specialty on Shear Strength of Cohesive Soils, 711-726. Boulder , Colorado: ASCE, 1960.

Duncan, J. M. and Seed, H. B. Strength Variation along Failure Surface in Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.92, No.SM6 (1966): 81-104.

Head, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing Volume.3 : Effective Stress Tests. First Edition. London: Pentech Press, 1986.

Holtz, W. G. The Use of the Maximum Principal Stress Ratio as the Failure Criterion Triaxial Shear Tests on Earth Materials. Proceeding ASTM Vol.47, 1067-1076, 1947.

Ladd, C. C. Discussion on "ϕ=0 Concept". Proceeding of the Geotechnical Conference, 112-115. Oslo, 1967.

Ladd, C. C. and Edger. Consolidated-Undrained Direct Simple Shear Test on Saturated Clays. Research Report R.77-82 No.284: Massachusetts Institute of Technology, USA: MIT, 1972.

Lambe, T. W. Stress Path Method. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE Vol.93, No.SM6 (Nov 1967): 309-331.

Lambe, T. W. and Whitman, R. V. Soil Mechanics (SI Version). Singapore: John Wiley and Sons, 1979.

Mayne, P. W. and Kulhaway, F. H. K_0-OCR Relationship in Soil. Journal of the Geotechinal Engineering Division ASCE Vol.108, No.GT6 (June 1982): 851-872.

Niroth Wajanavijai. A Study of the Suitability of Current Laboratory Method for Shear Strength Measurements of Very Sensitive Soft Clay. No.GT82-28, M.Eng Thesis, School of Civil Engineering, Asian Institute of Technology, 1983.

Sambhandharaksa, S. and Taesiri, Y. Development of Theory and Practice in Geotechnical Engineering. Theme Lecture No.1: Proceeding of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.2, 121-146. Kyoto, Japan, 1987.

Schmertmann, J. H. Measurement of In Situ Shear Strength. State-of-the-Art Report : Proceeding ASCE Specialty on In Situ Measurement of Soil Properties, 57-138. Raleigh: ASCE, 1975.

Schmertmann, J. H. and Osterberg, J. O. An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils. Proceeding ASCE Specialty on Shear Strength of Cohesive Soils, 643-649. Boulder , Colorado: ASCE, 1960.

Skempton, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. Geotechnique Vol.4, No.4 (1954): 143-152.

Skempton, A. W. and Sowa, V. A. The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing. Geotechnique Vol.13, No.4 (1963): 269-290.

Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. Triaxial and Plane Strain Behaviour of Natural Clay. Journal of the Geotechinal Engineering Division ASCE Vol.100, No.GT3 (March 1979): 207-224.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก

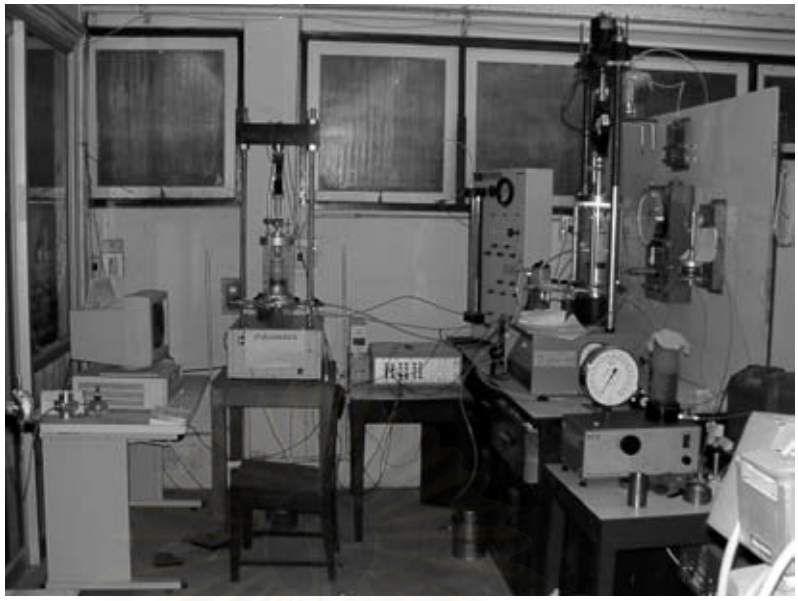
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

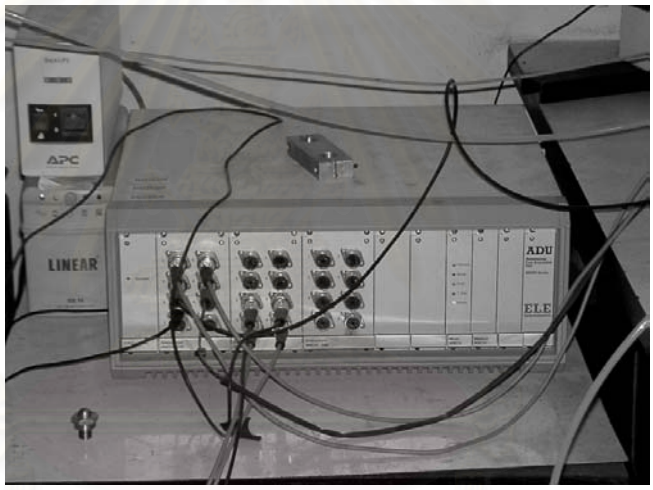
รูปเครื่องมือทดสอบ

Stress Path Control System

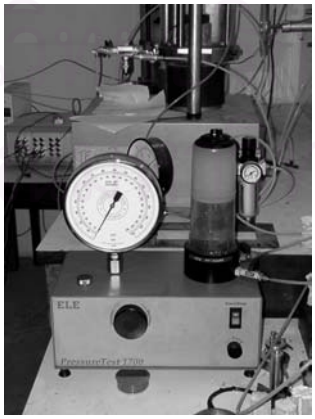
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ก-1 รูปเครื่องมือทดสอบที่ใช้ในงานวิจัย



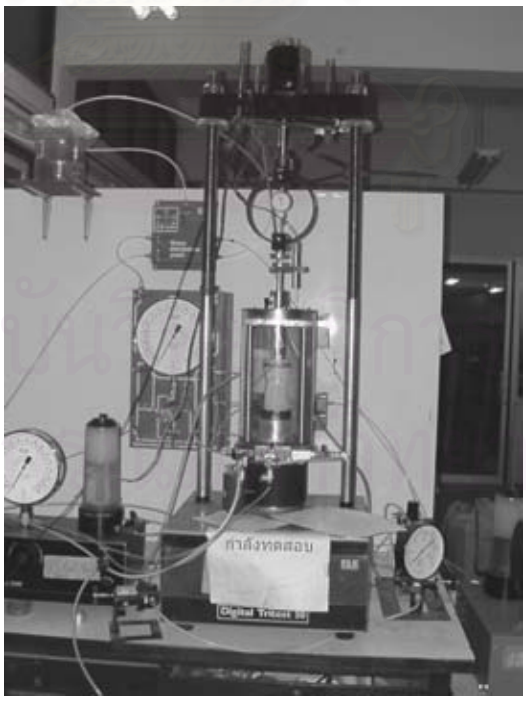
รูปที่ ก-2 รูป ADU (Autonomous Data-acquisition Unit) **สำหรับเก็บข้อมูล**



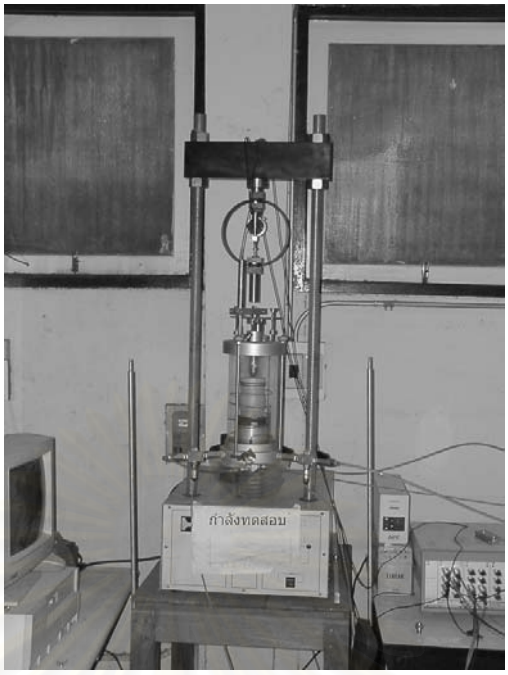
รูปที่ ก-3 รูป ปั๊มสำหรับปรับระดับแรงดัน

รูปที่ ก-4 รูป แผงควบคุมสำหรับเปลี่ยนแรงดันลมจาก Pump เป็นแรงดันน้ำ

รูปที่ ก-5 รูป Pressure Gauge สำหรับควบคุมแรงดันแบบ Manual



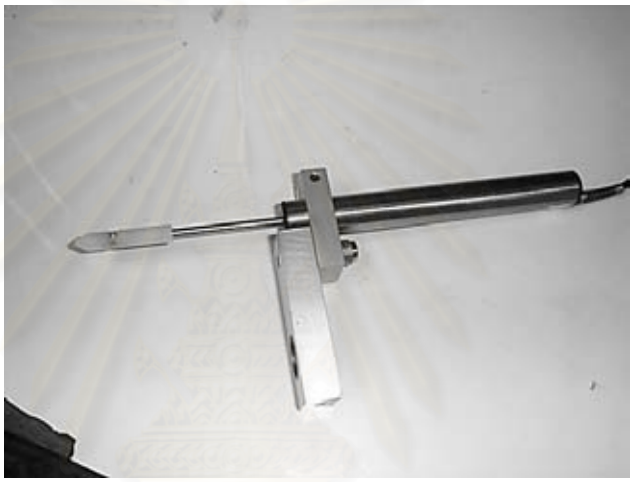
รูปที่ ก-6 รูป Load Frame หรือ Tritest 50 สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวดิ่งแก่ตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบแบบแรงดึง



รูปที่ ก-7 รูป Load Frame สำหรับให้แรงหน่วยแรงแนวดิ่งแก่ตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบแบบแรงกด

รูปที่ ก-8 รูป Volume Change Unit สำหรับวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปของตัวอย่างดิน

รูปที่ ก-9 รูป Water Pressure Transducer สำหรับวัดแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน



รูปที่ ก-10 รูป LVDT (Linear Variable Differential Transformer) สำหรับวัดการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง

รูปที่ ก-11 รูปคอมพิวเตอร์และโปรแกรมที่ใช้ควบคุมเครื่องมือทดสอบ

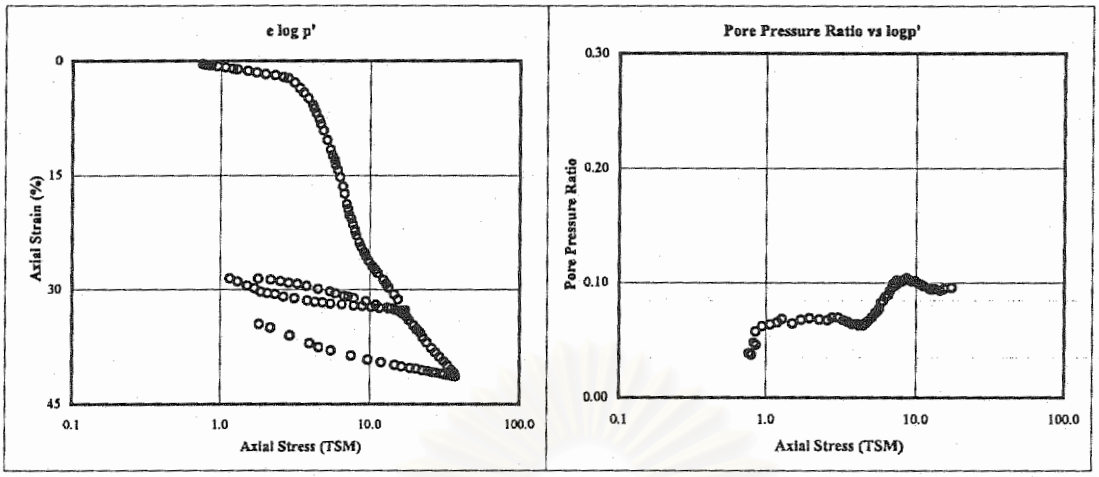
รูปที่ ก-12 รูป Deair Water Apparatus **สำหรับผลิต** Deair Water **สำหรับระบบทดสอบ**

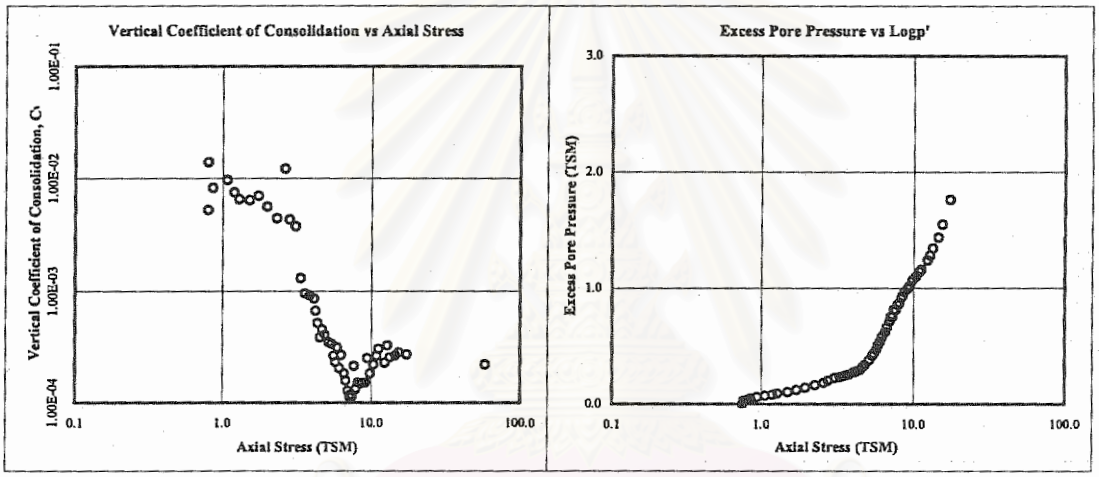
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

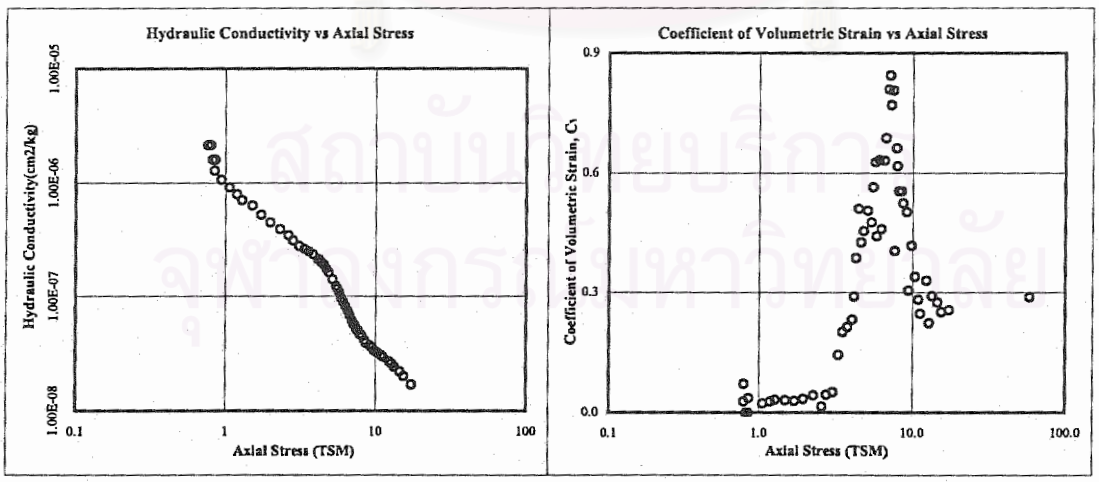
ภาคผนวก ข

ผลการทดสอบ

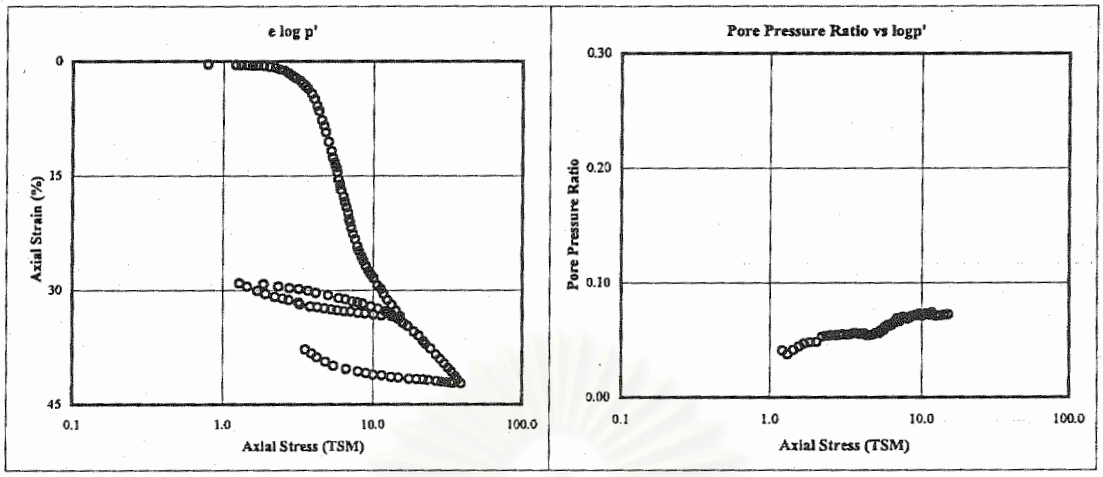
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

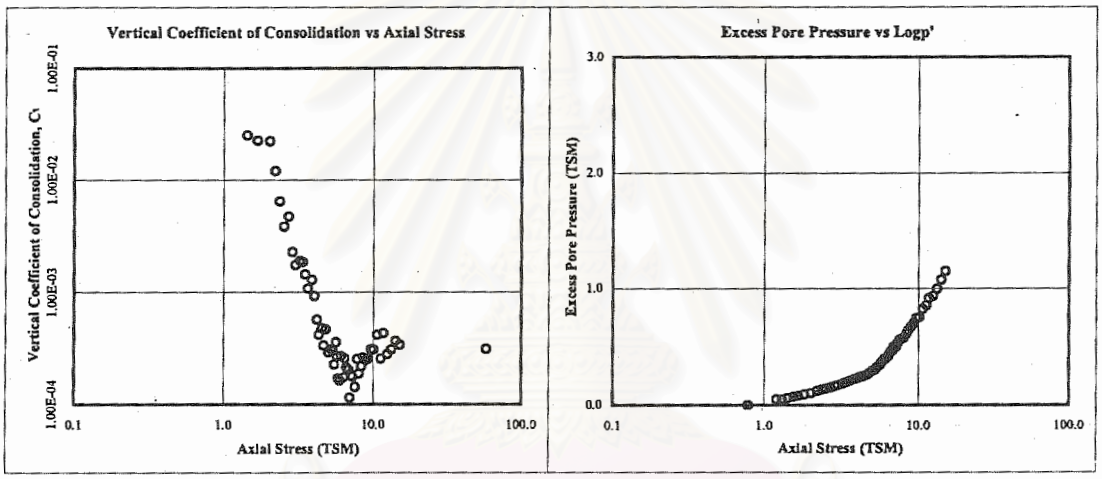


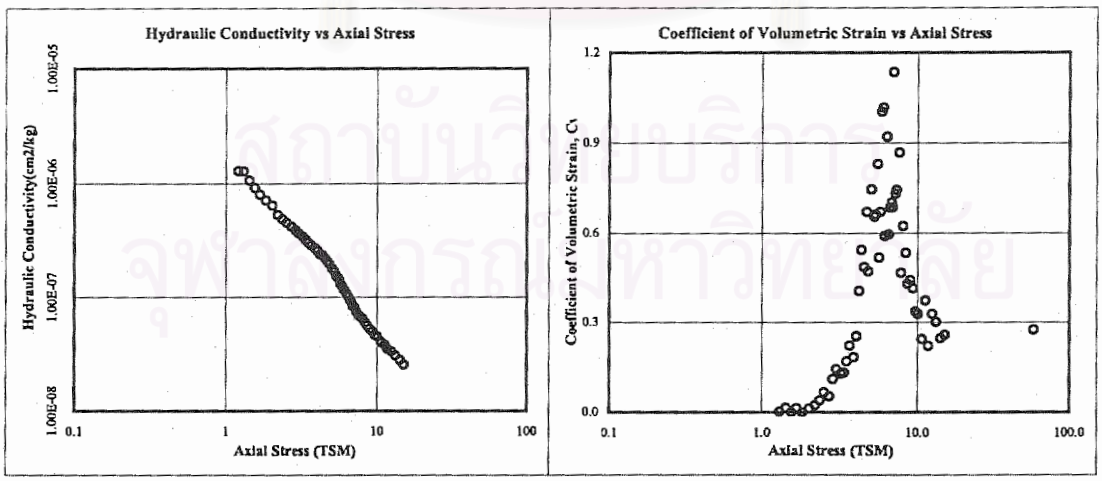




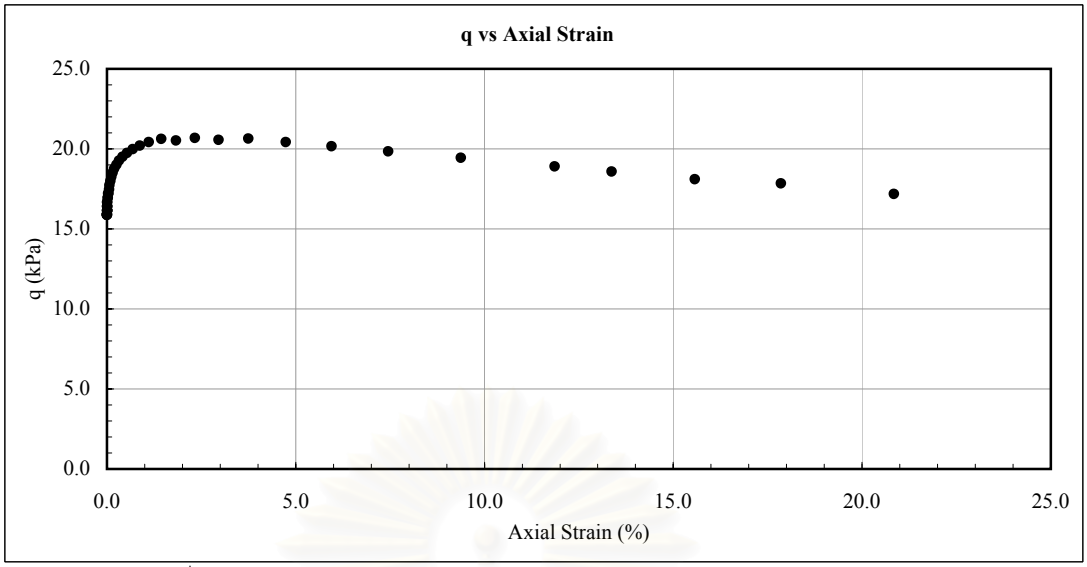
รูปที่ ข-1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V1



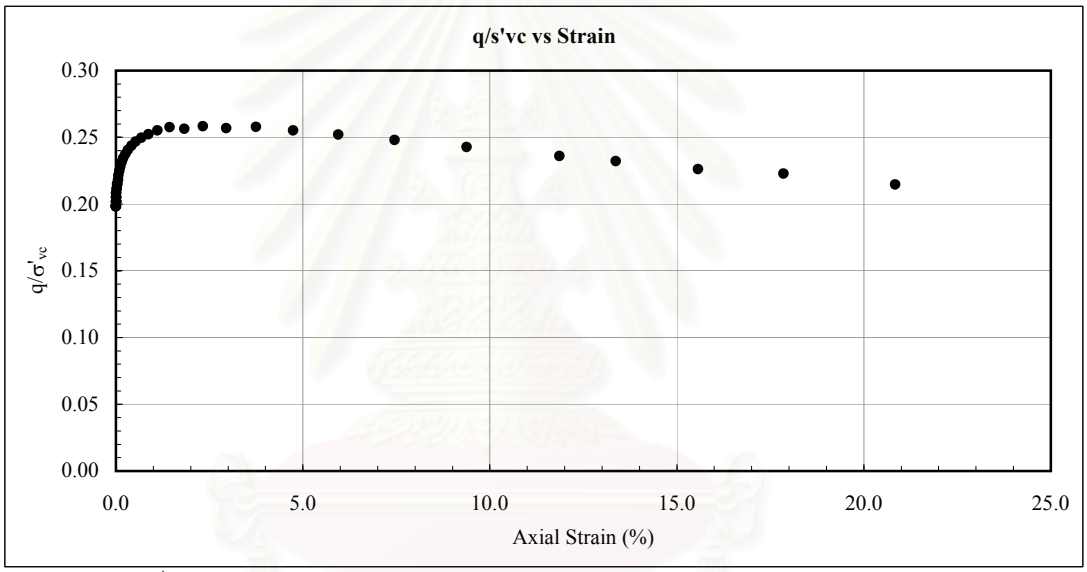




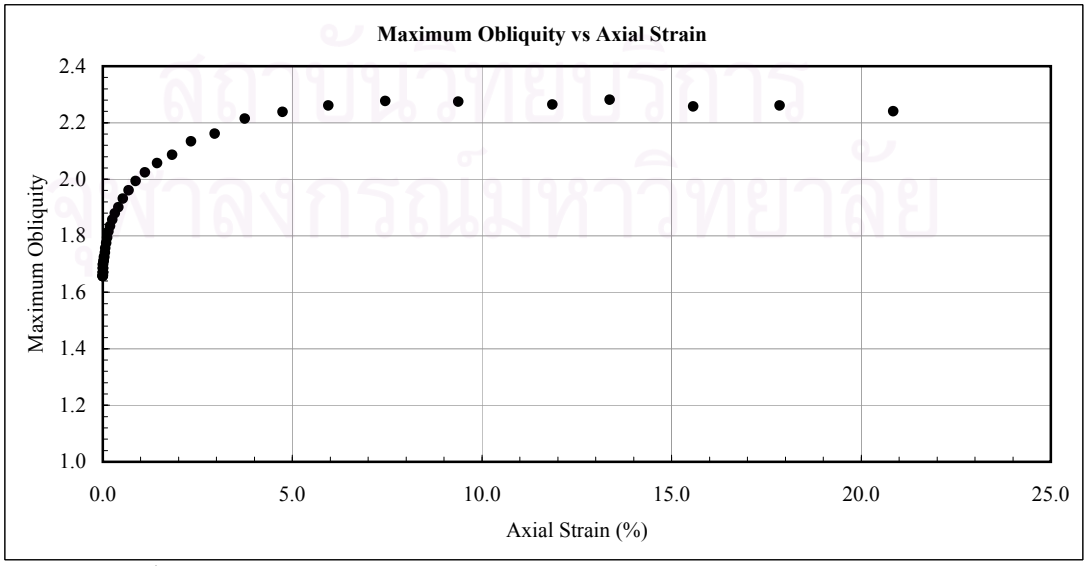
รูปที่ ข-2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบอัตราเครียดคงที่ CRS-V2



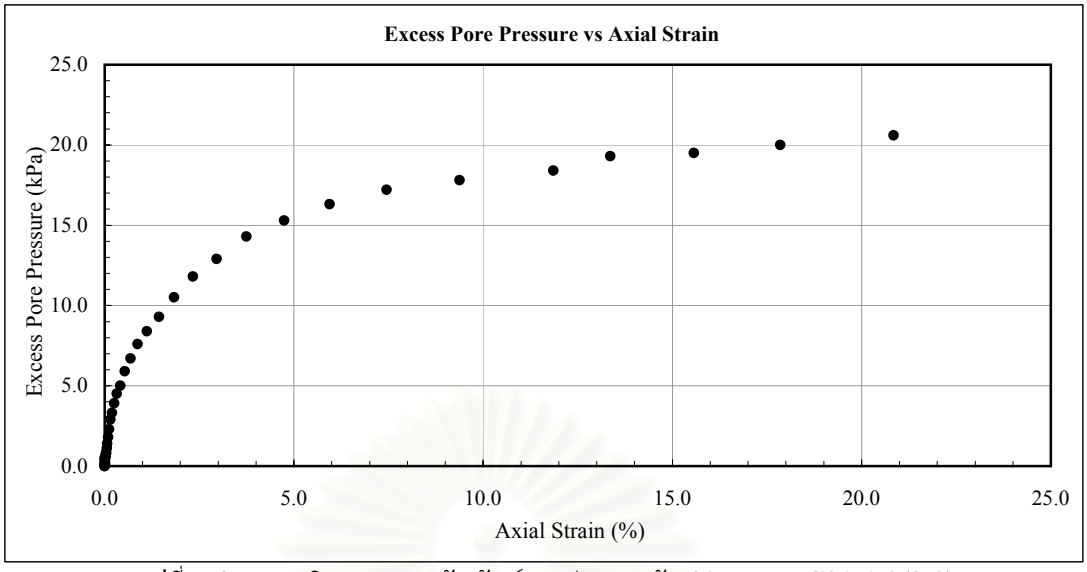
รูปที่ ข-5 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)



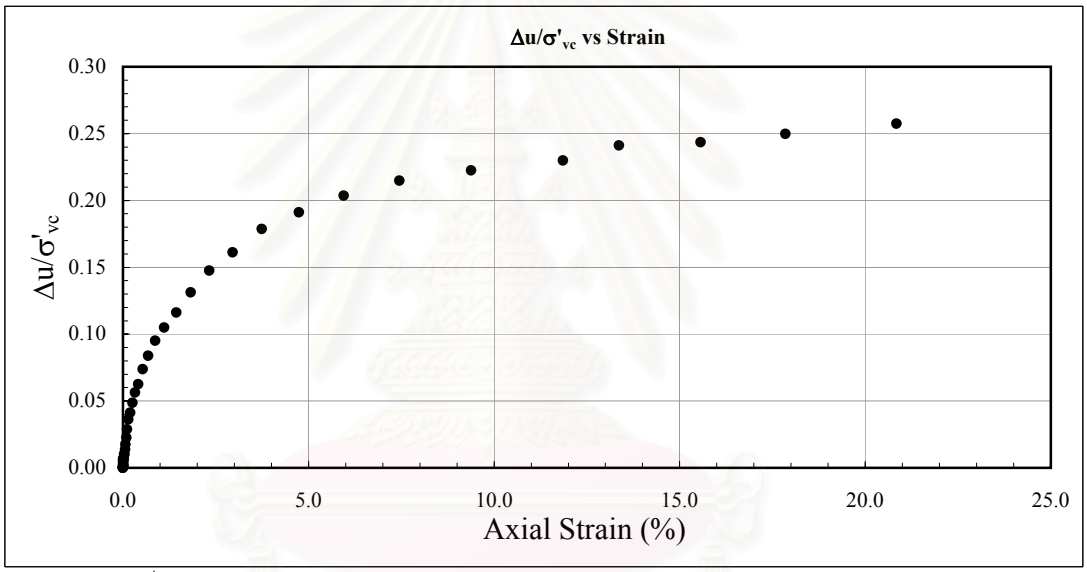
รูปที่ ข-6 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)



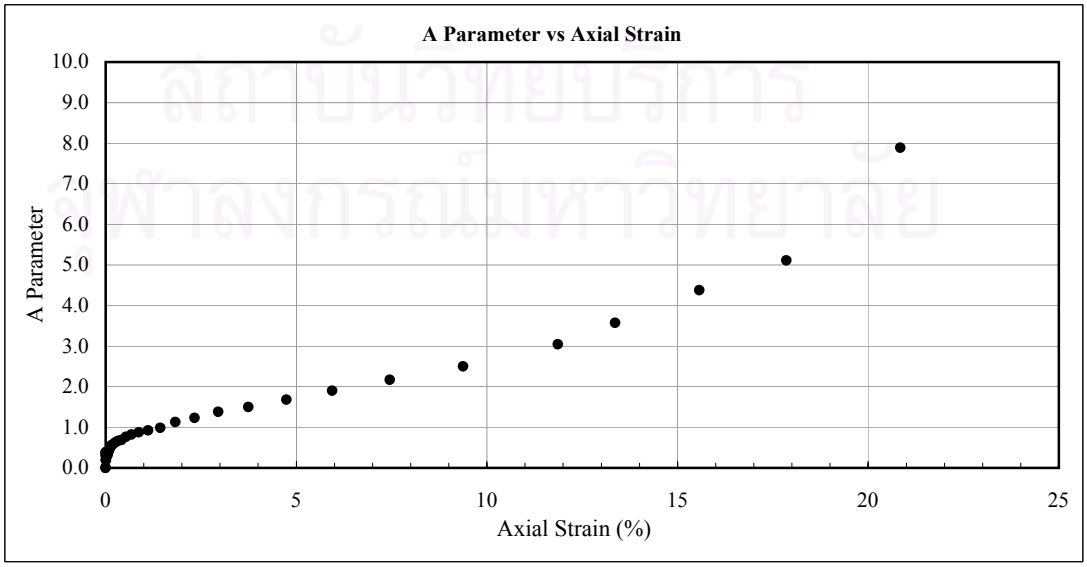
รูปที่ ข-7 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)



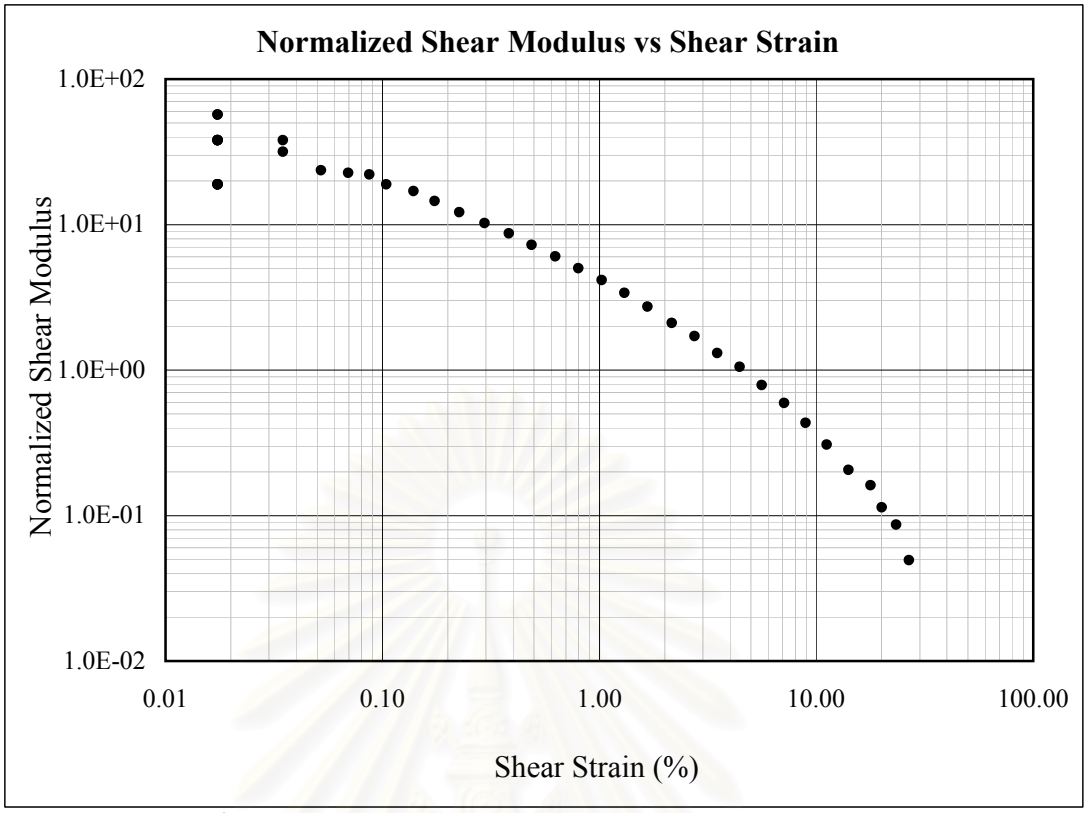
รูปที่ ข-8 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)



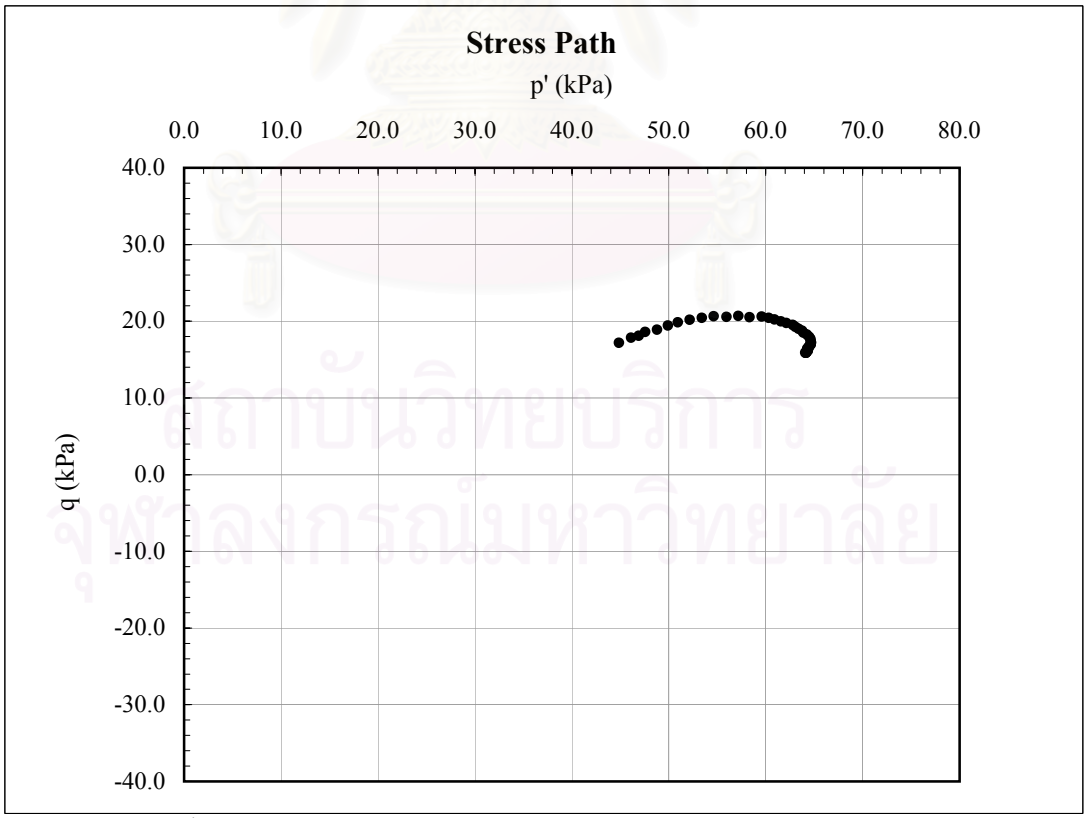
รูปที่ ข-9 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)



รูปที่ ข-10 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC01-1.0(2.0)

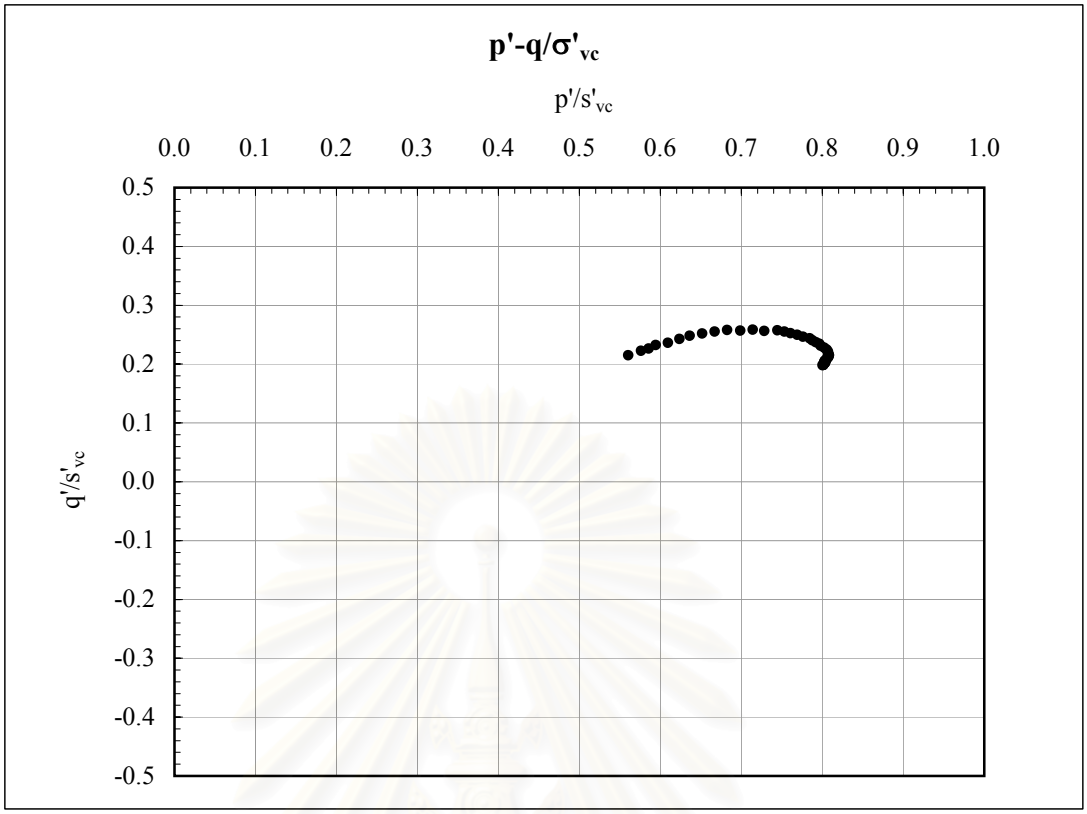


รูปที่ ข-11 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC01-1.0(2.0)

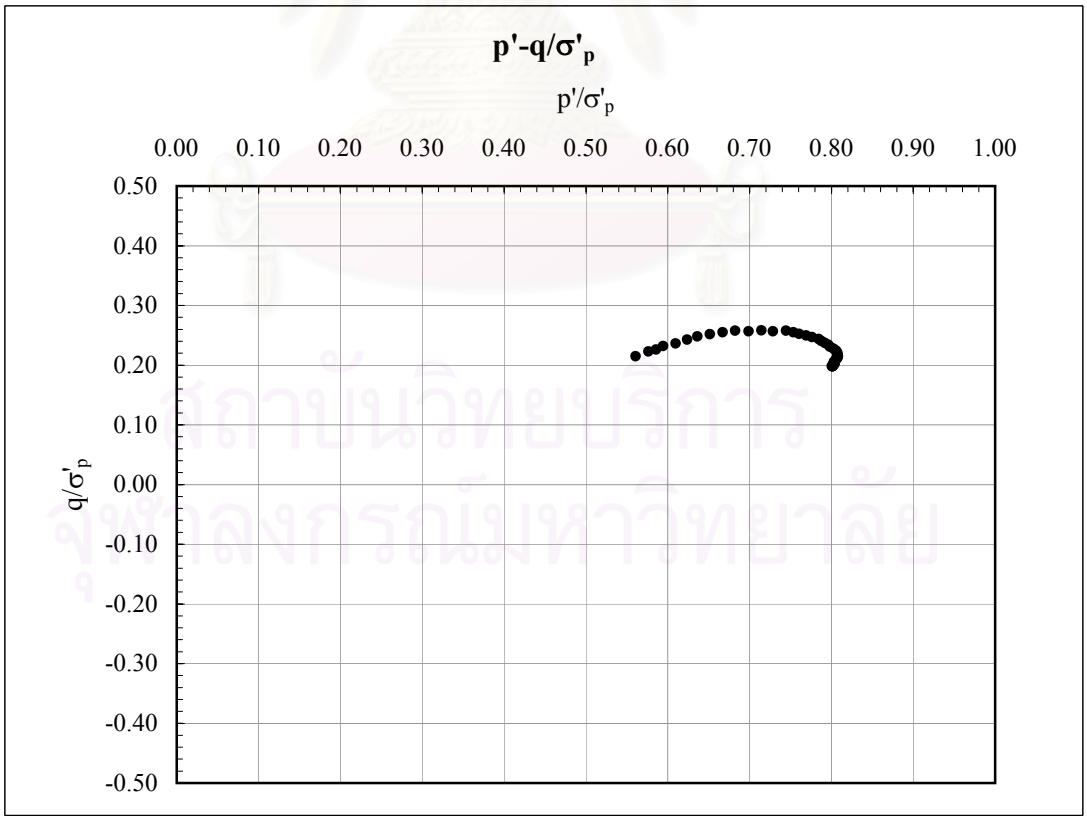


รูปที่ ข-12 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC01-1.0(2.0)

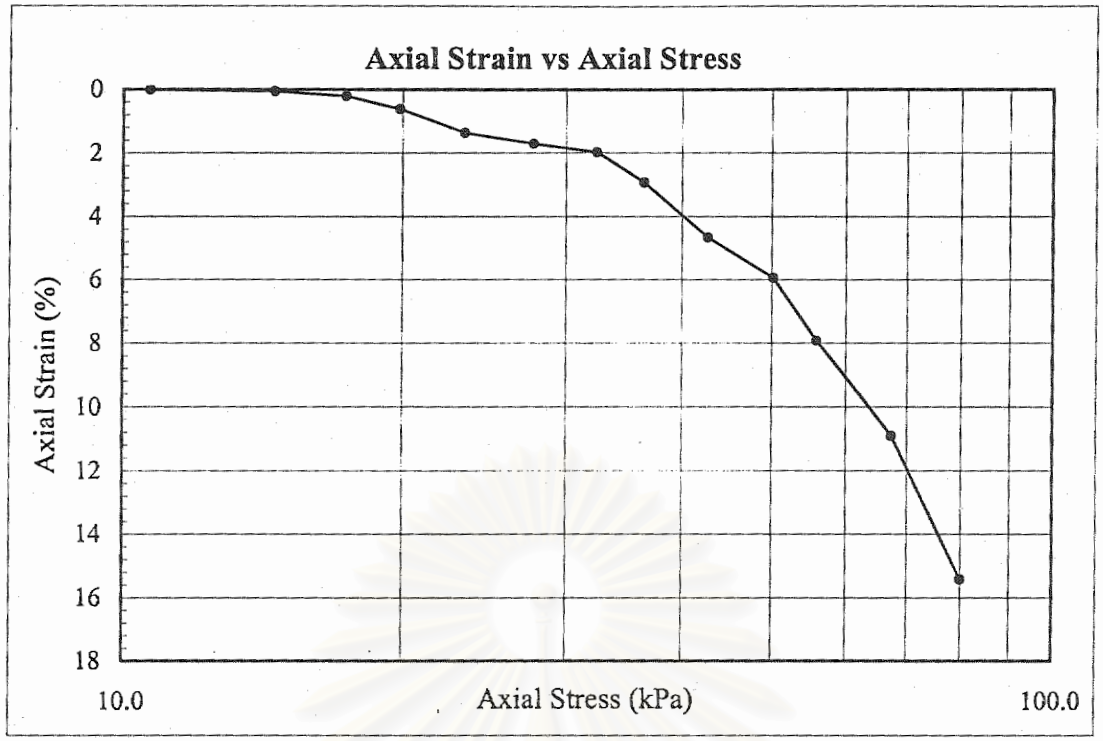
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ข-13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC01-1.0(2.0)

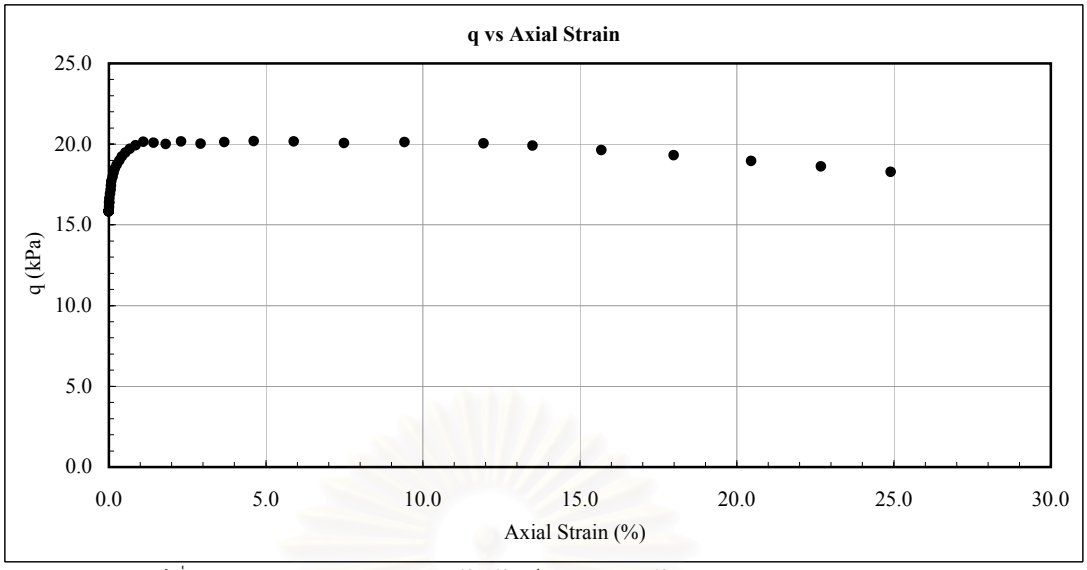


รูปที่ ข-14 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC01-1.0(2.0)

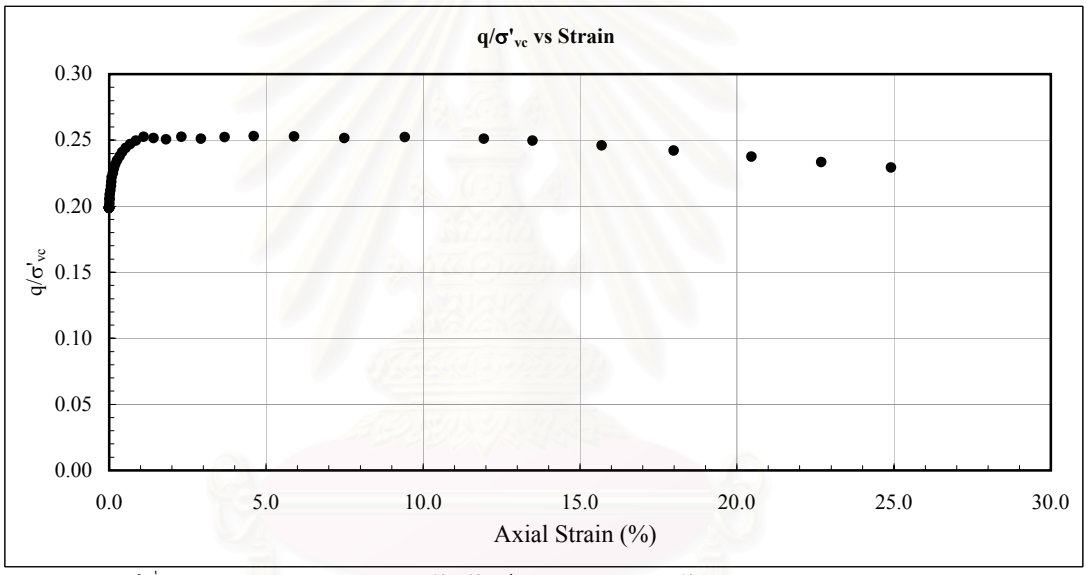


รูปที่ ข-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC01-1.0(2.0)

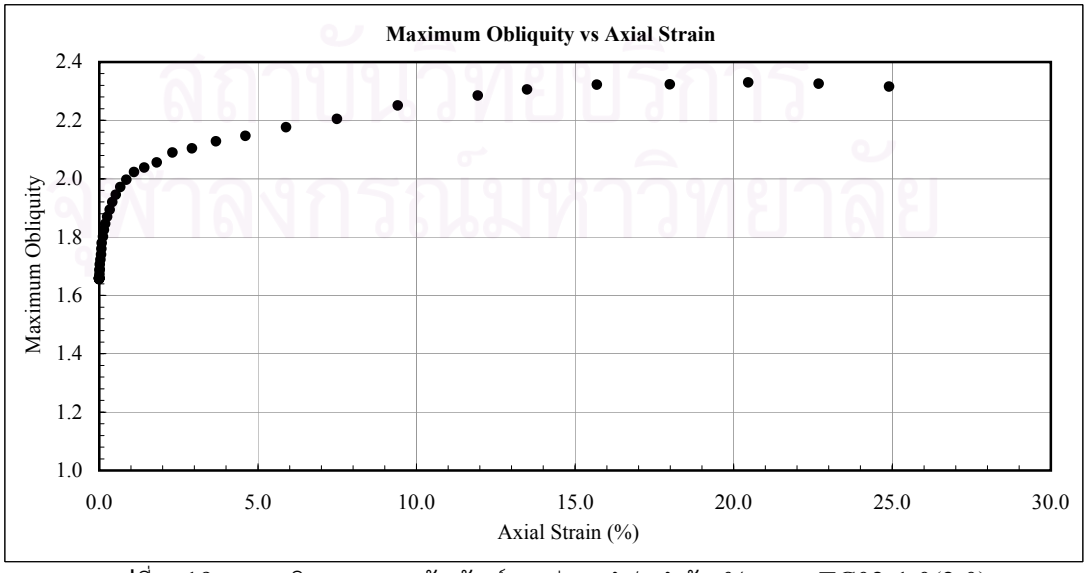
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



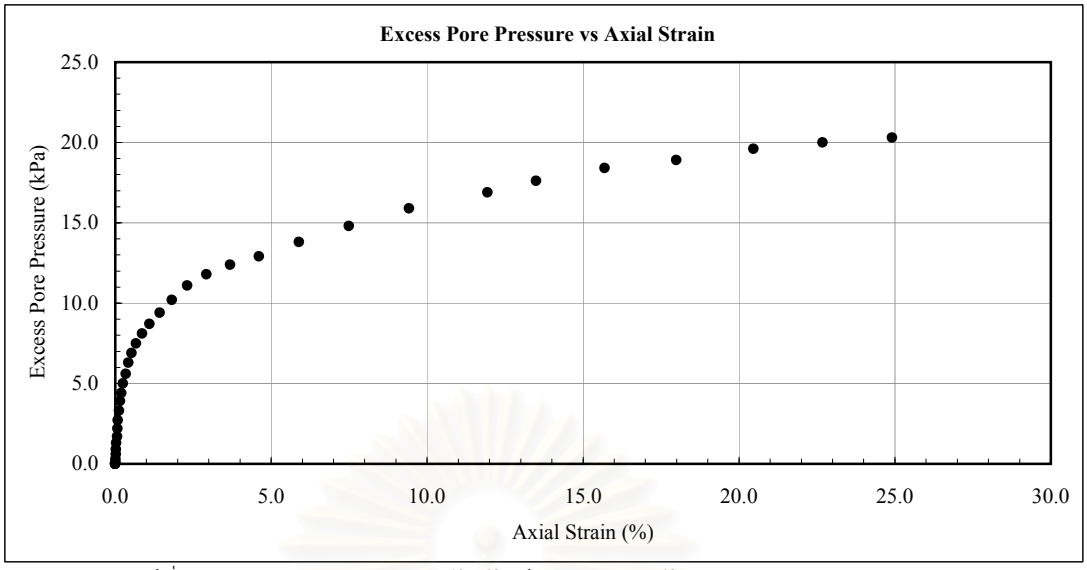
รูปที่ ข-17 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



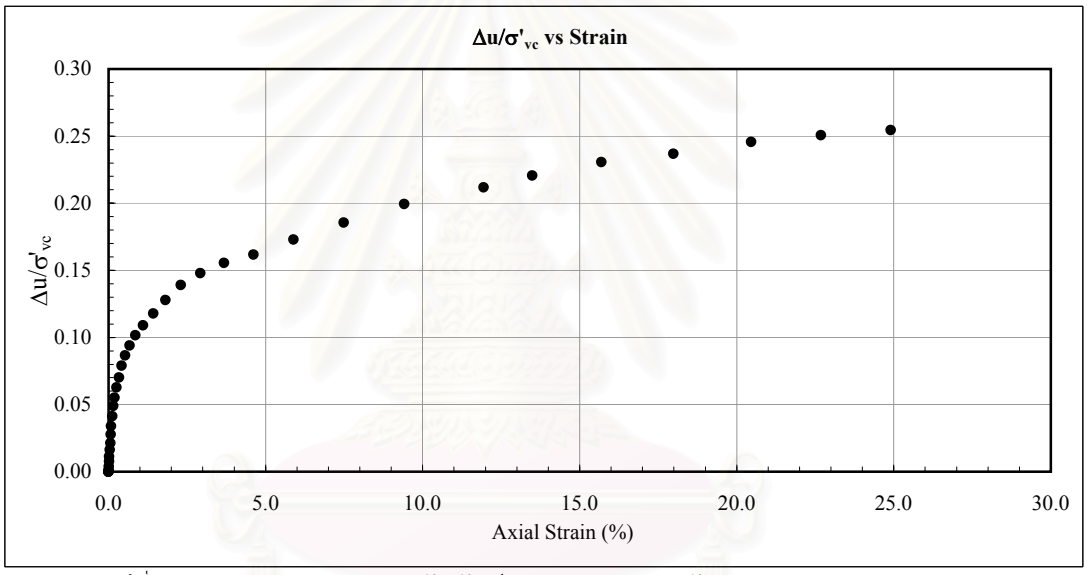
รูปที่ ข-18 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



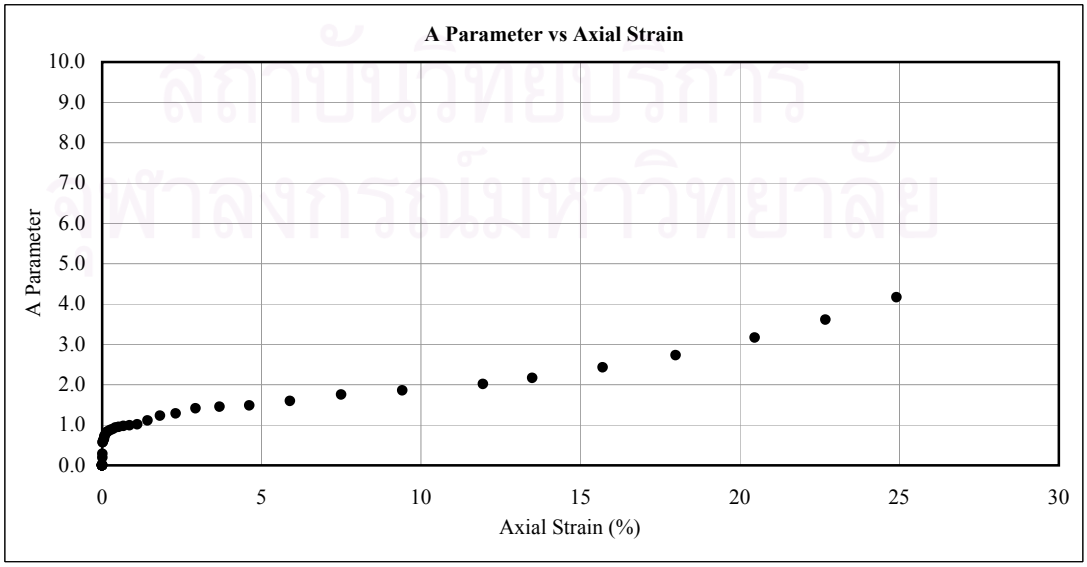
รูปที่ ข-19 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



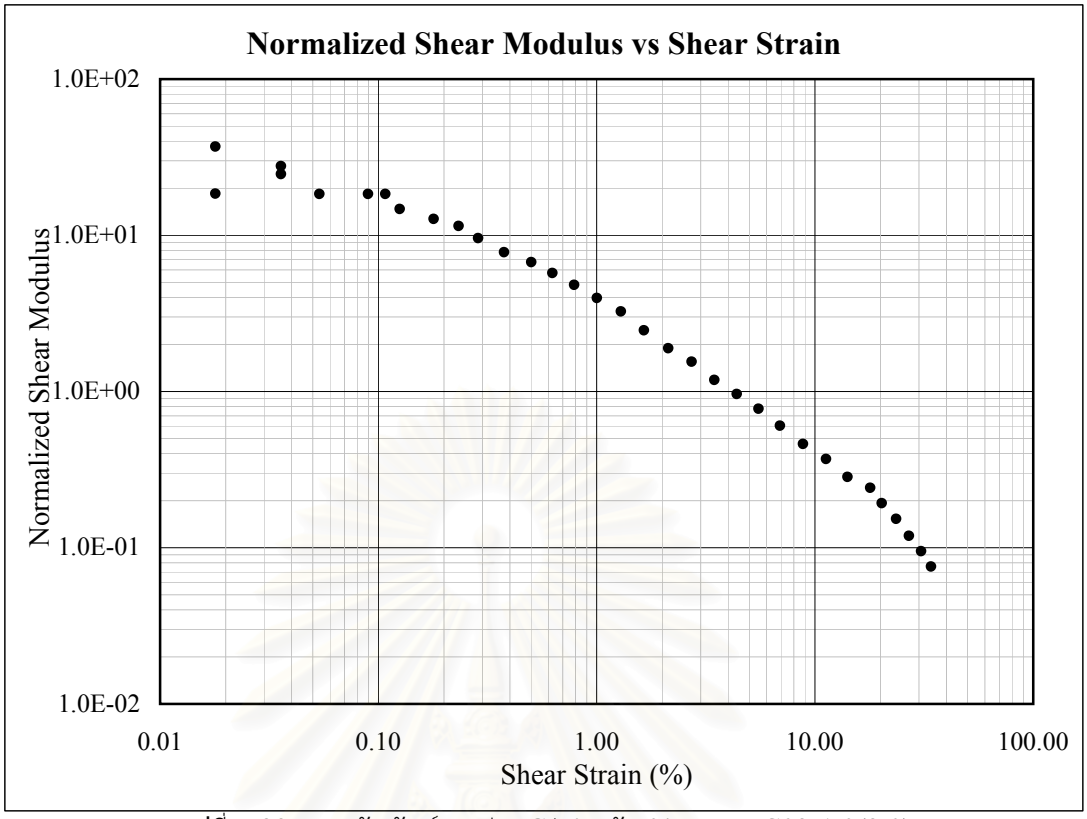
รูปที่ ข-20 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



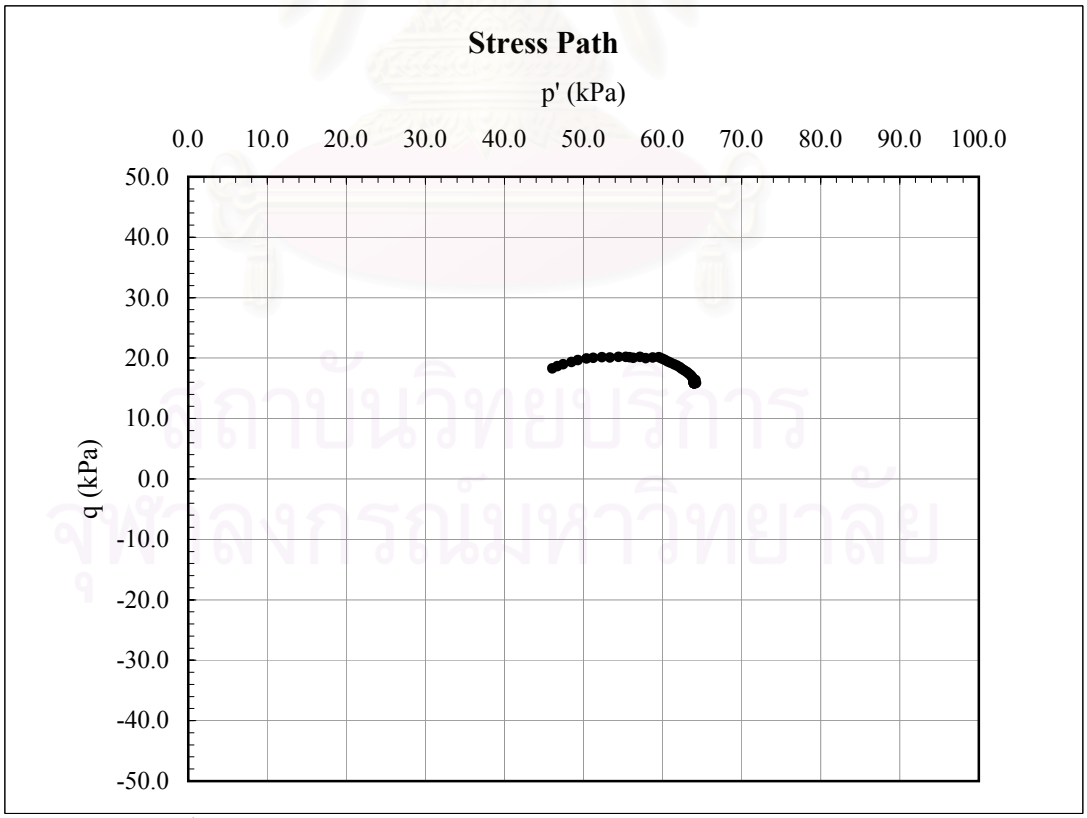
รูปที่ ข-21 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



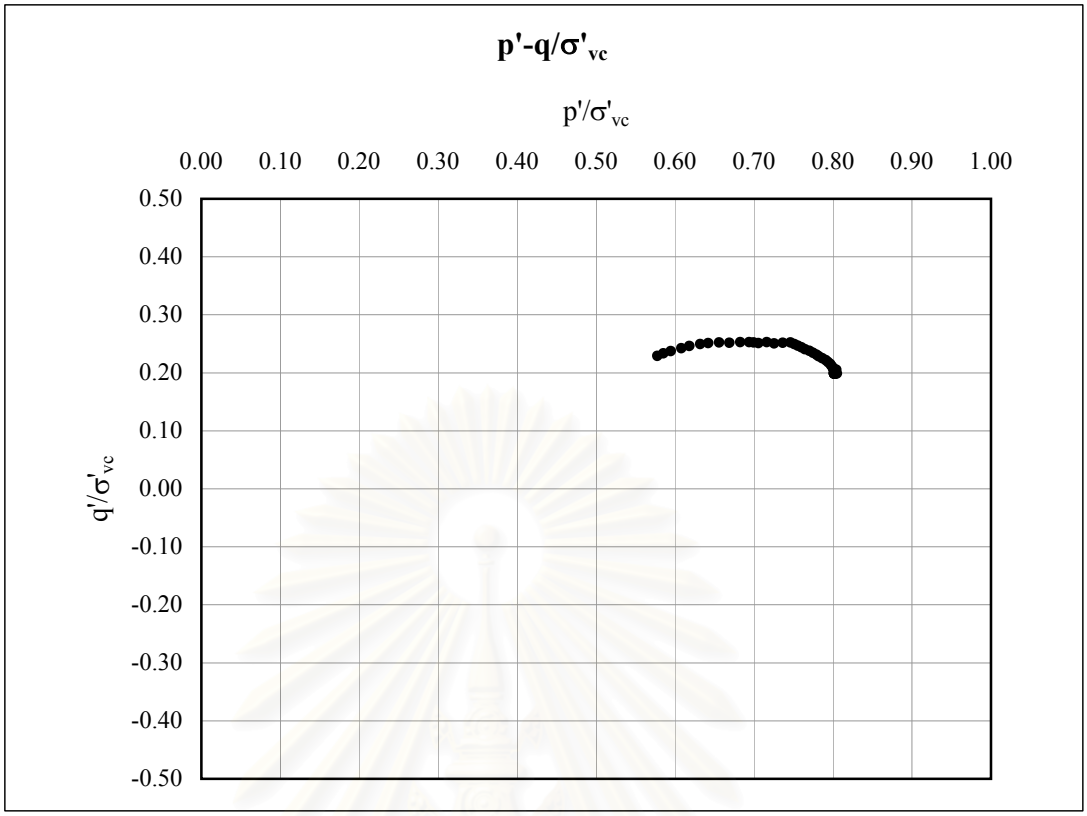
รูปที่ ข-22 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC02-1.0(2.0)



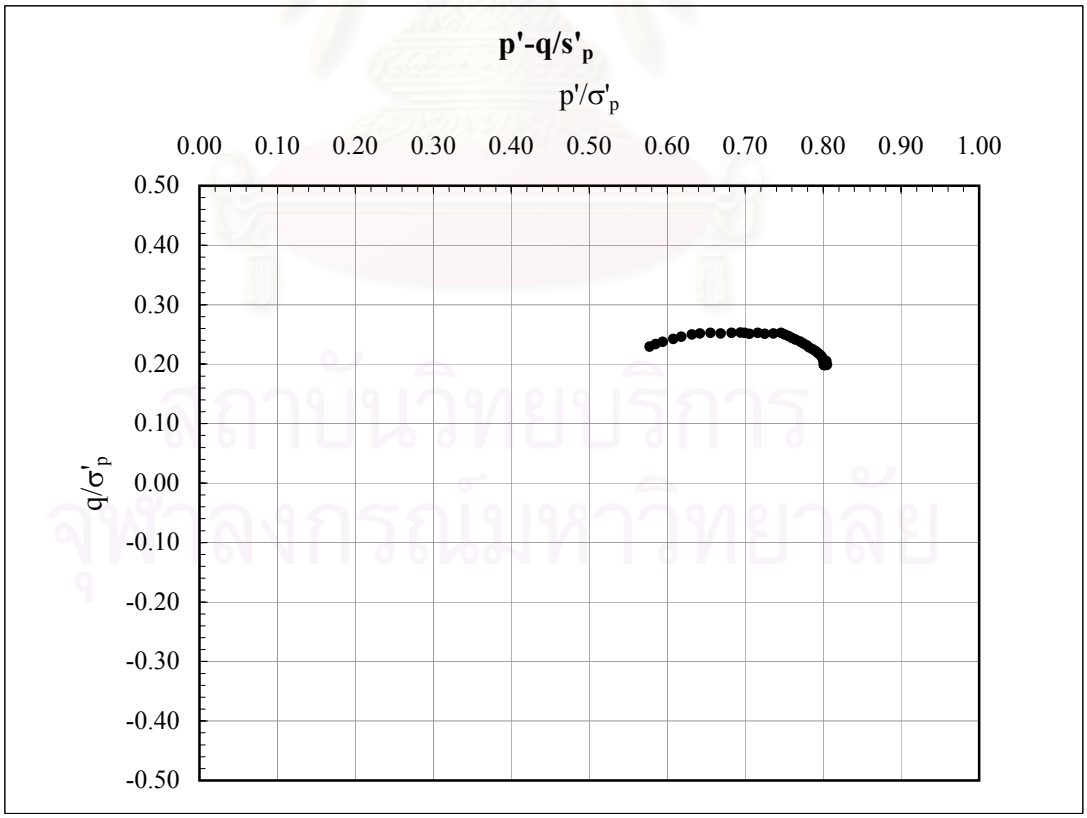
รูปที่ ข-23 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC02-1.0(2.0)



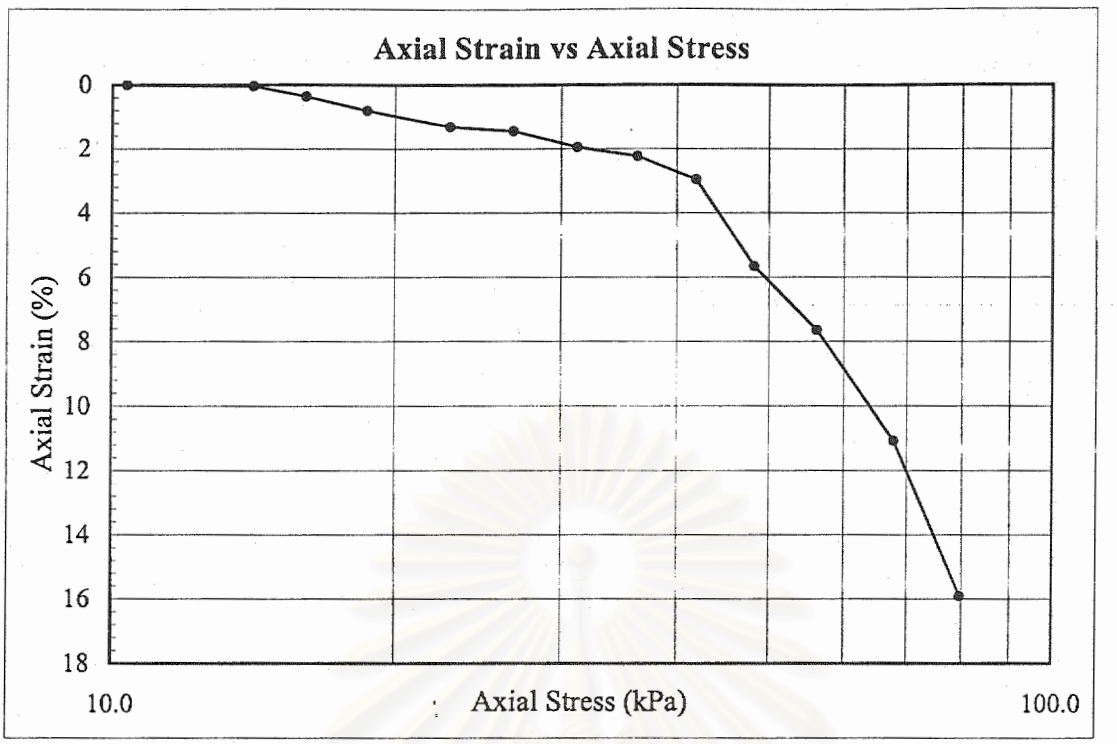
รูปที่ ข-24 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC02-1.0(2.0)



รูปที่ ข-25 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC02-1.0(2.0)

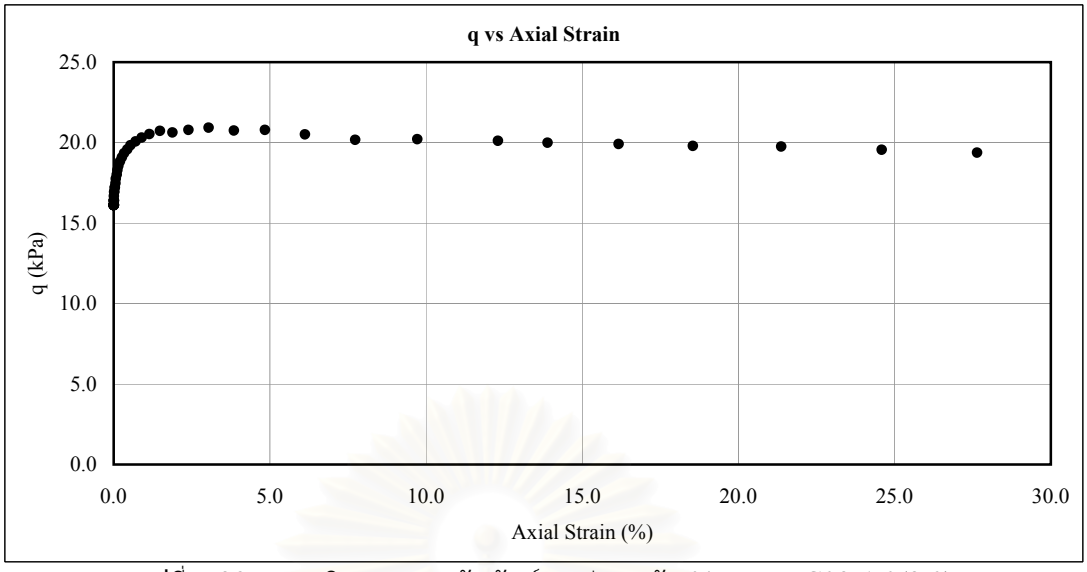


รูปที่ ข-26 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC02-1.0(2.0)

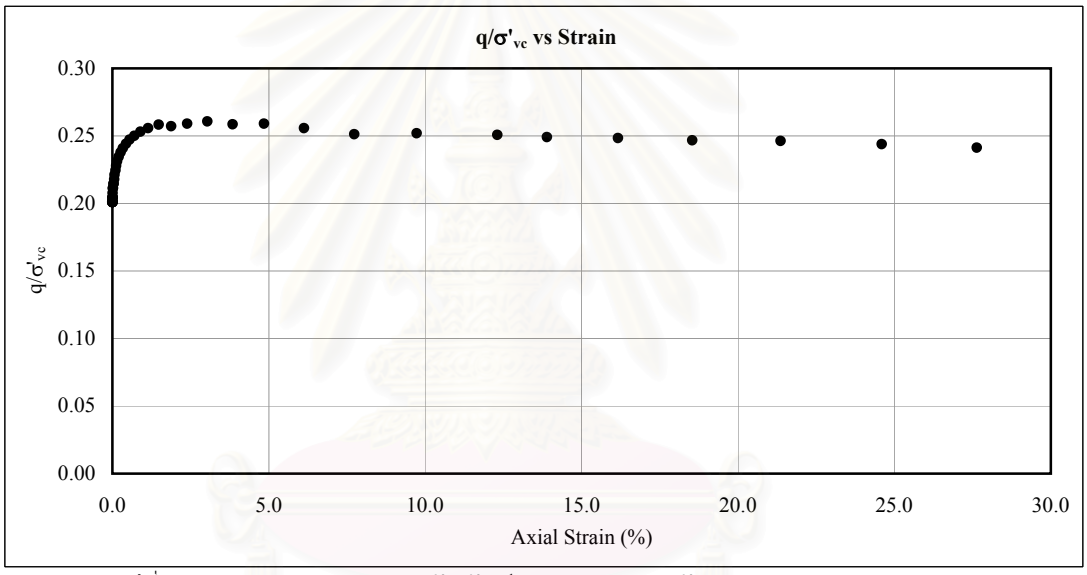


รูปที่ ข-27 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC02-1.0(2.0)

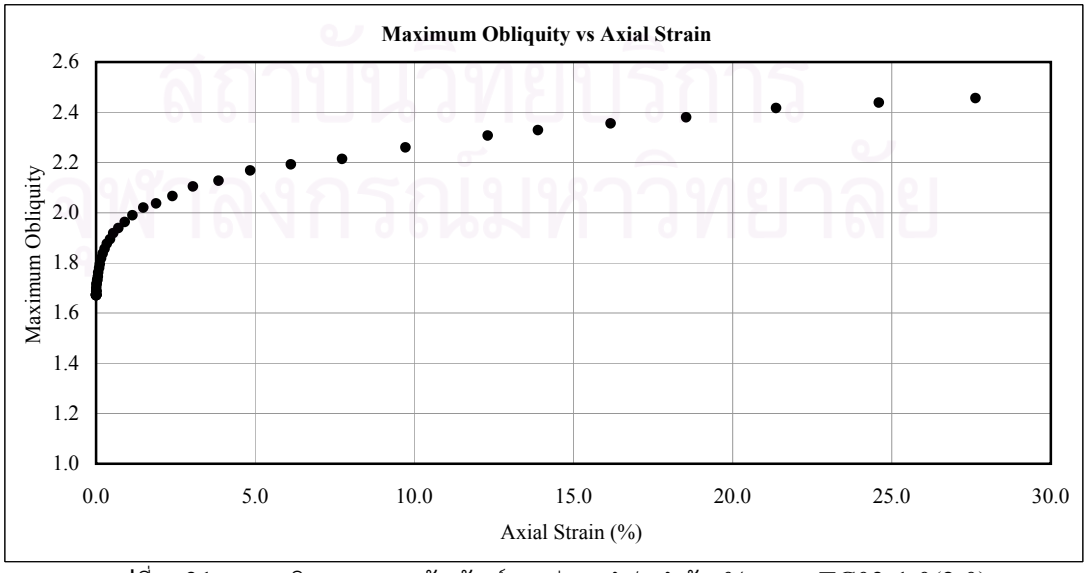
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



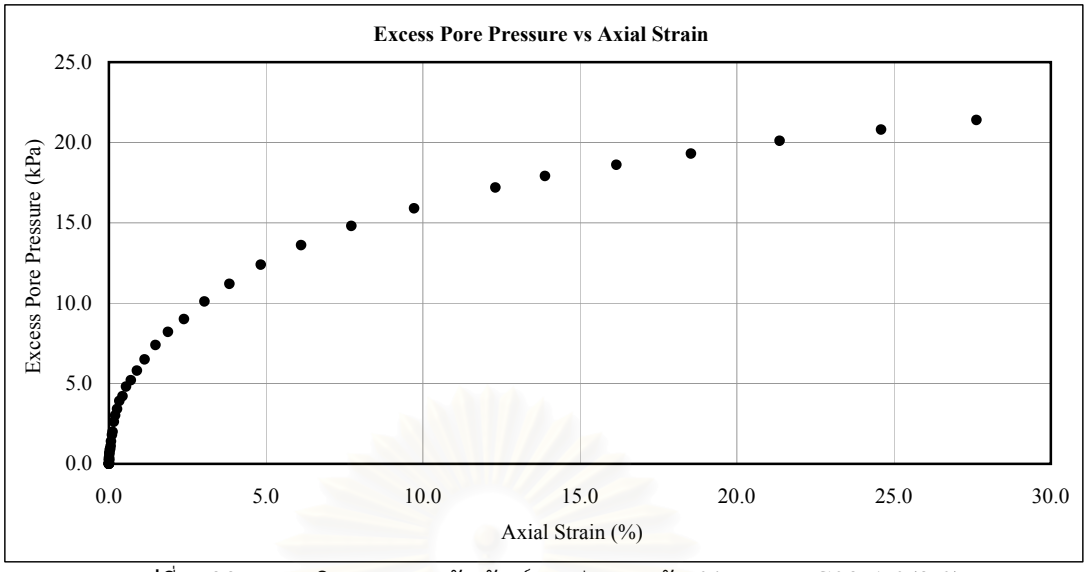
รูปที่ ข-29 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



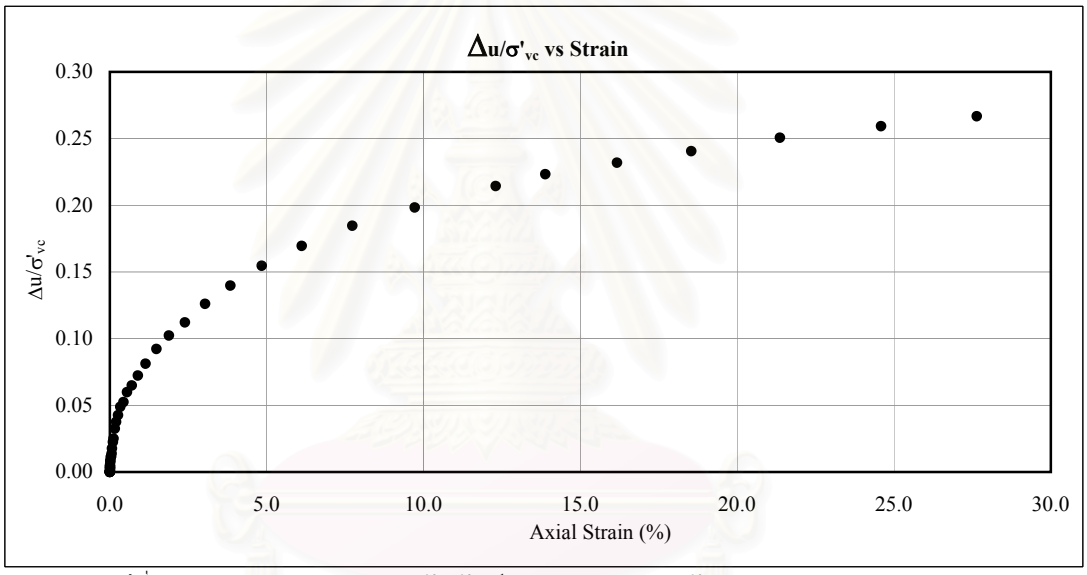
รูปที่ ข-30 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



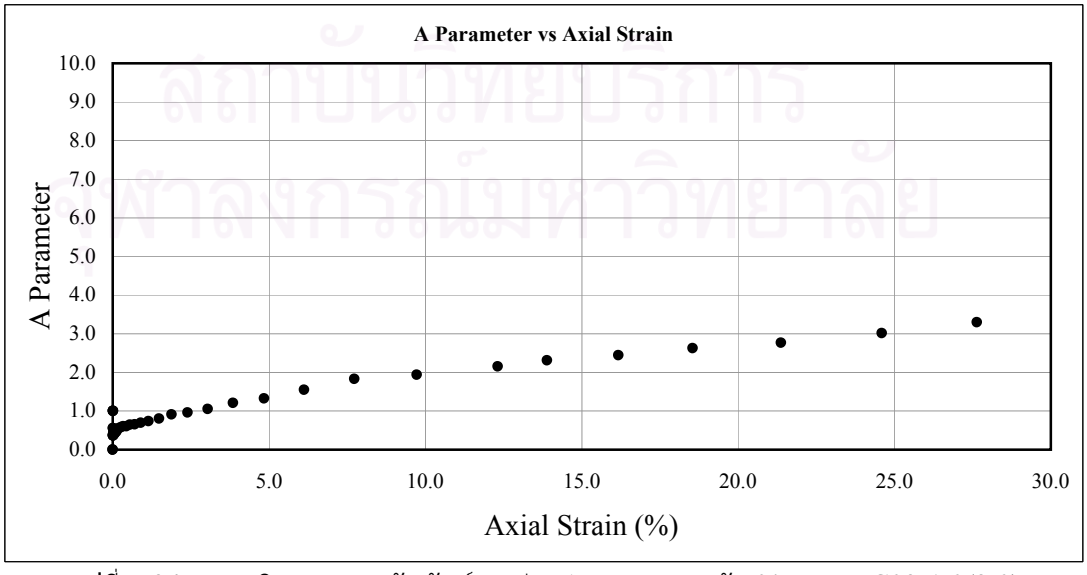
รูปที่ ข-31 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



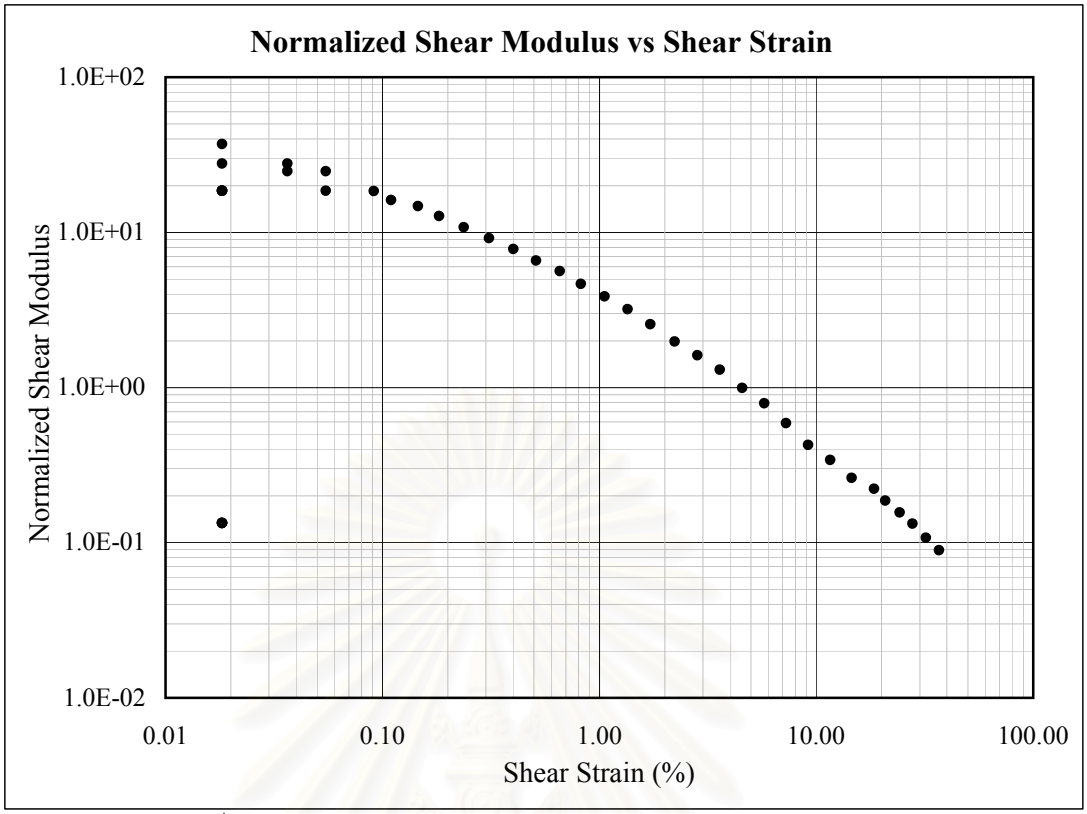
รูปที่ ข-32 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



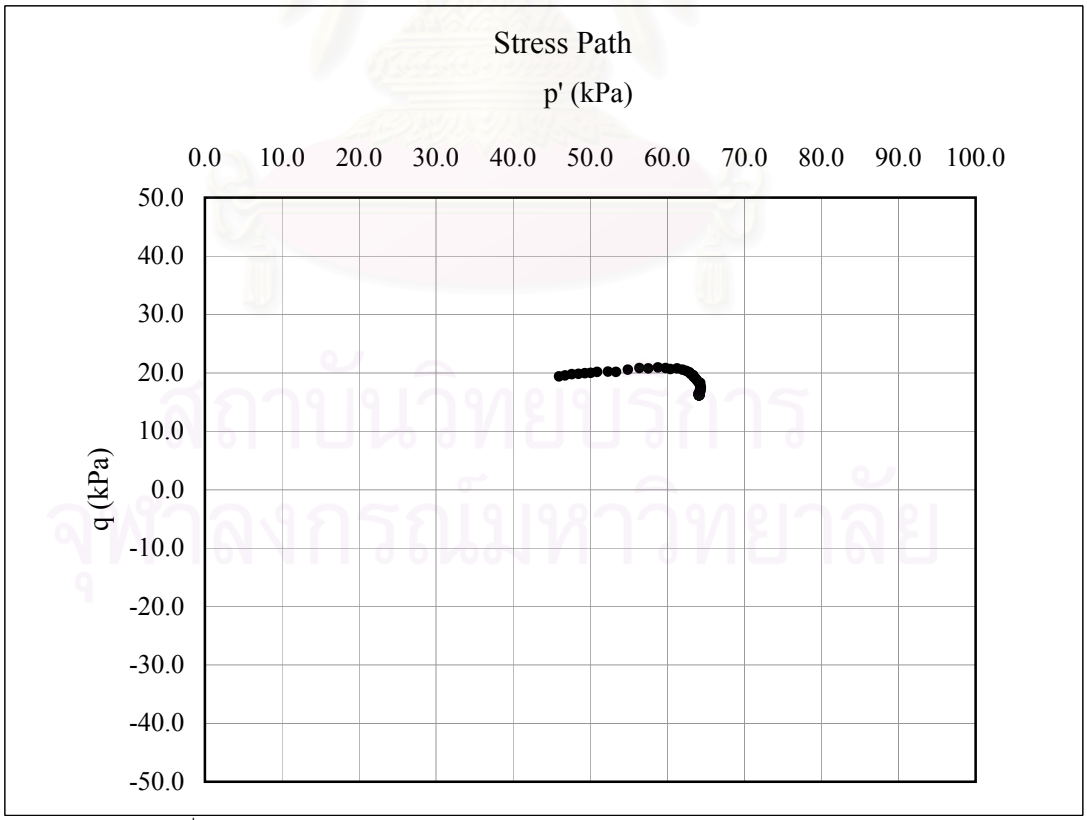
รูปที่ ข-33 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



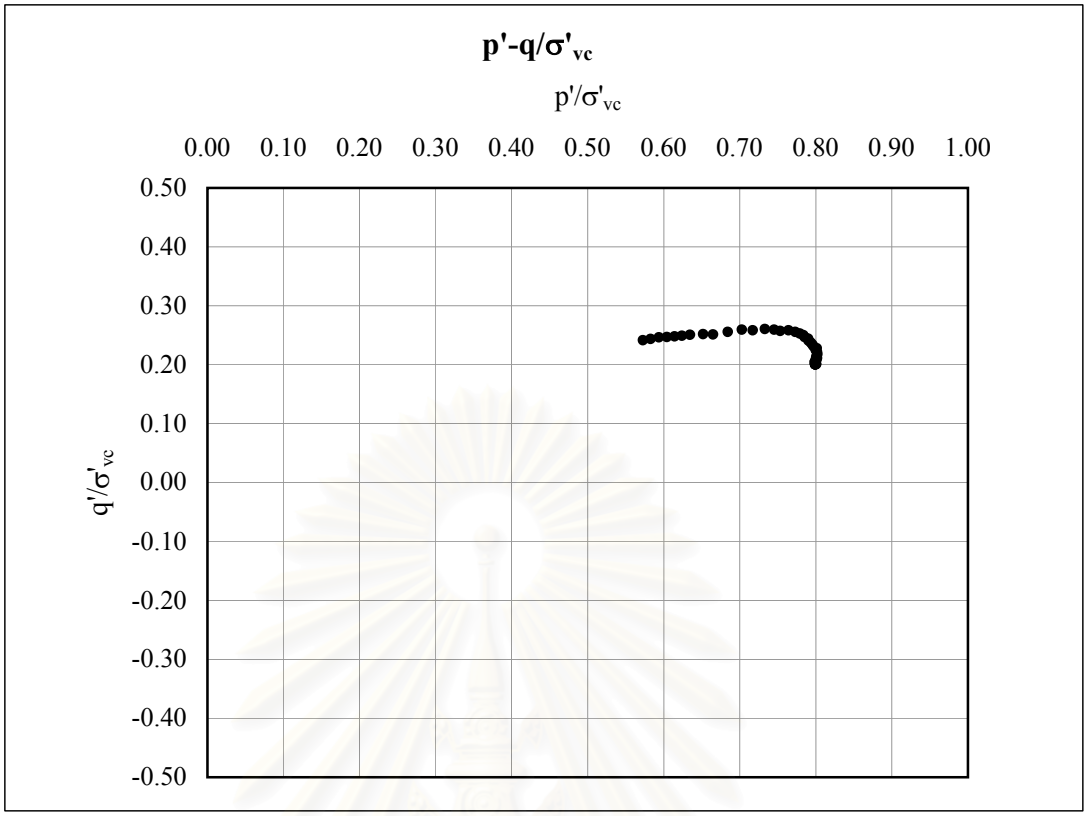
รูปที่ ข-34 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC03-1.0(2.0)



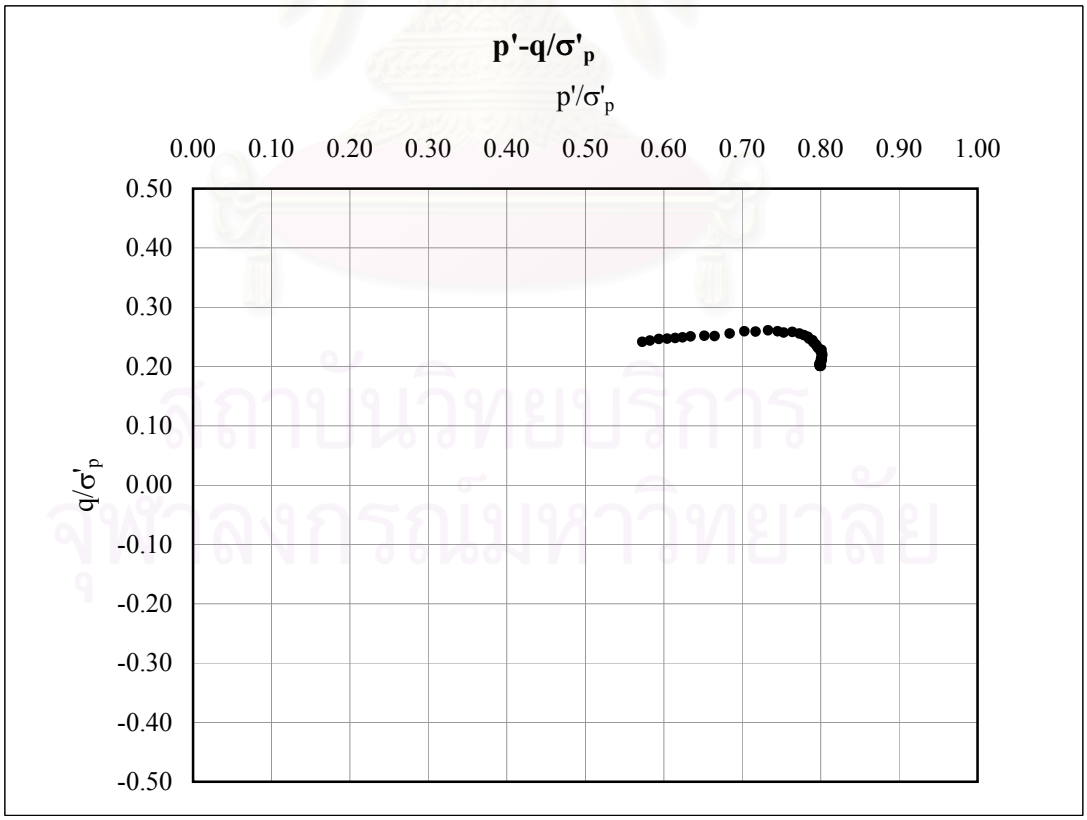
รูปที่ ข-35 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC03-1.0(2.0)



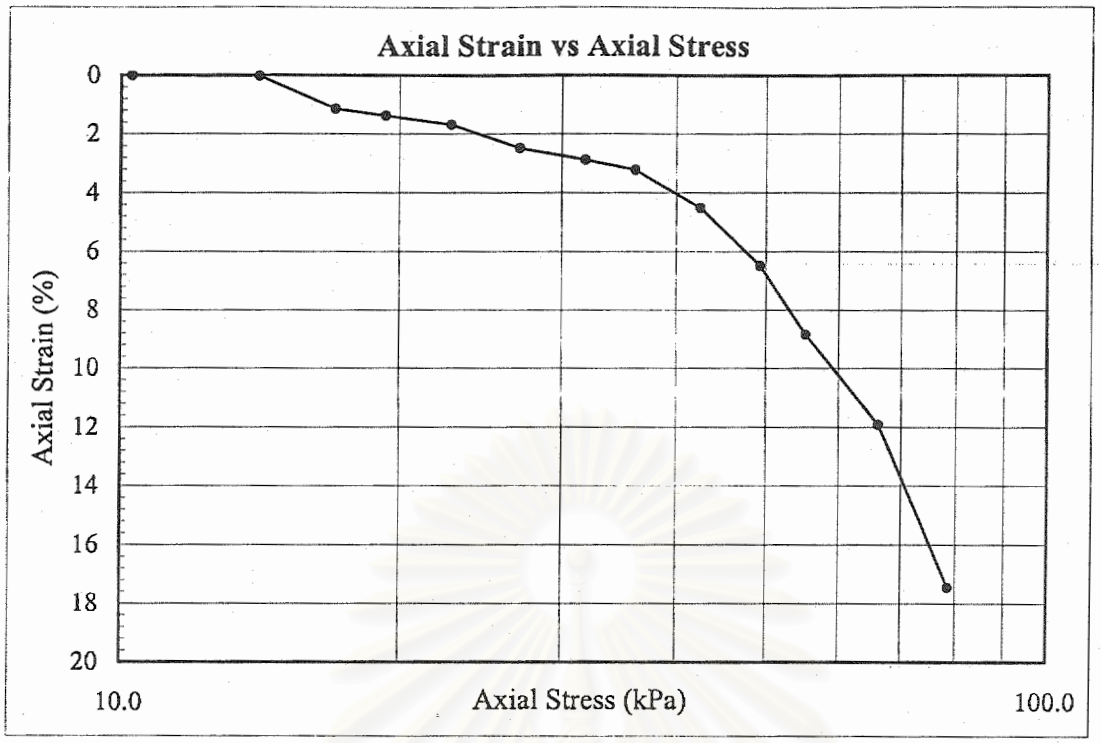
รูปที่ ข-36 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC03-1.0(2.0)



รูปที่ ข-37 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC03-1.0(2.0)

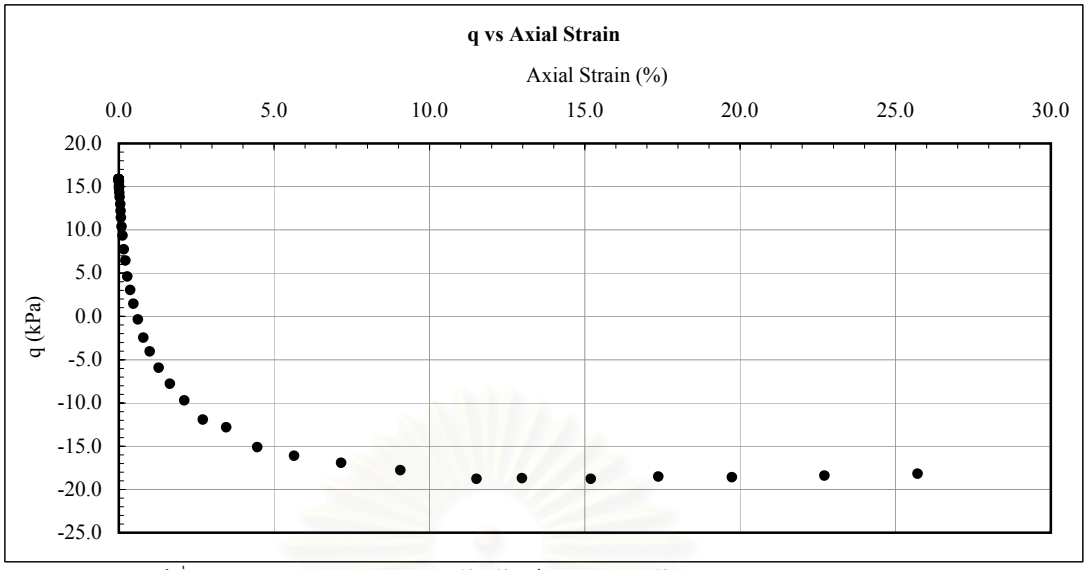


รูปที่ ข-38 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC03-1.0(2.0)

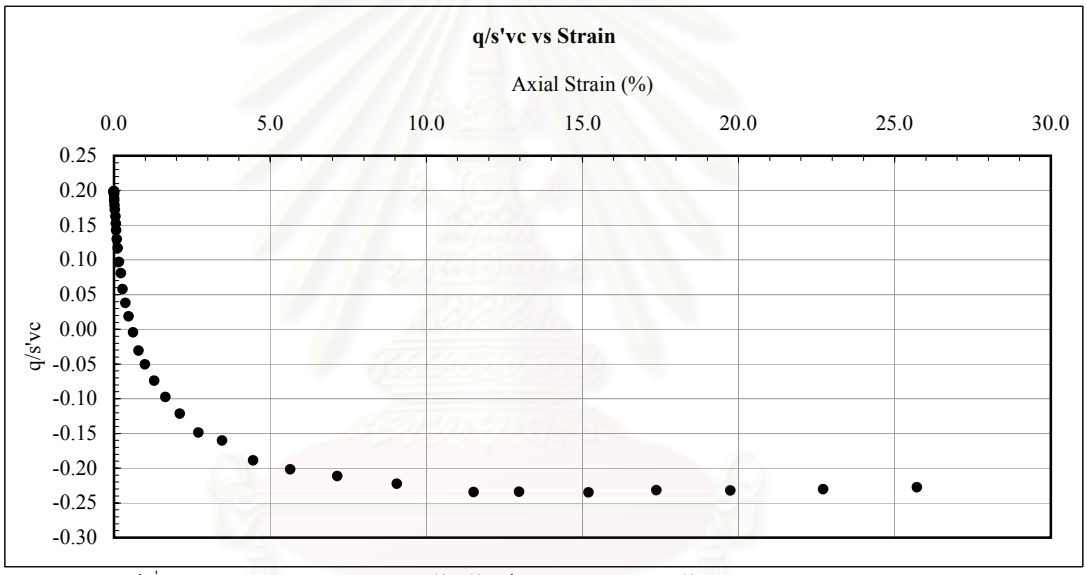


รูปที่ ข-39 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC03-1.0(2.0)

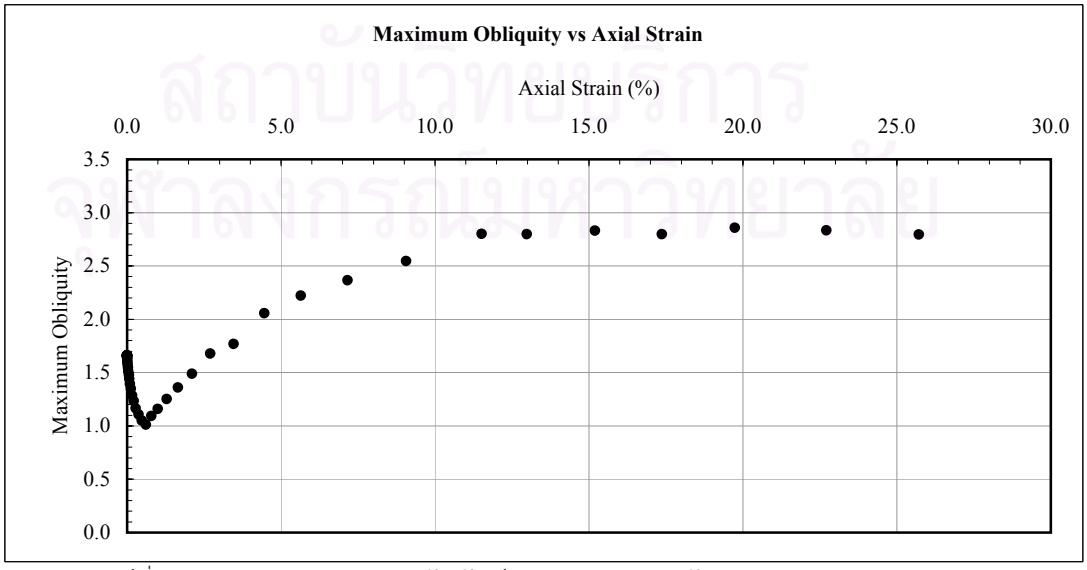
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



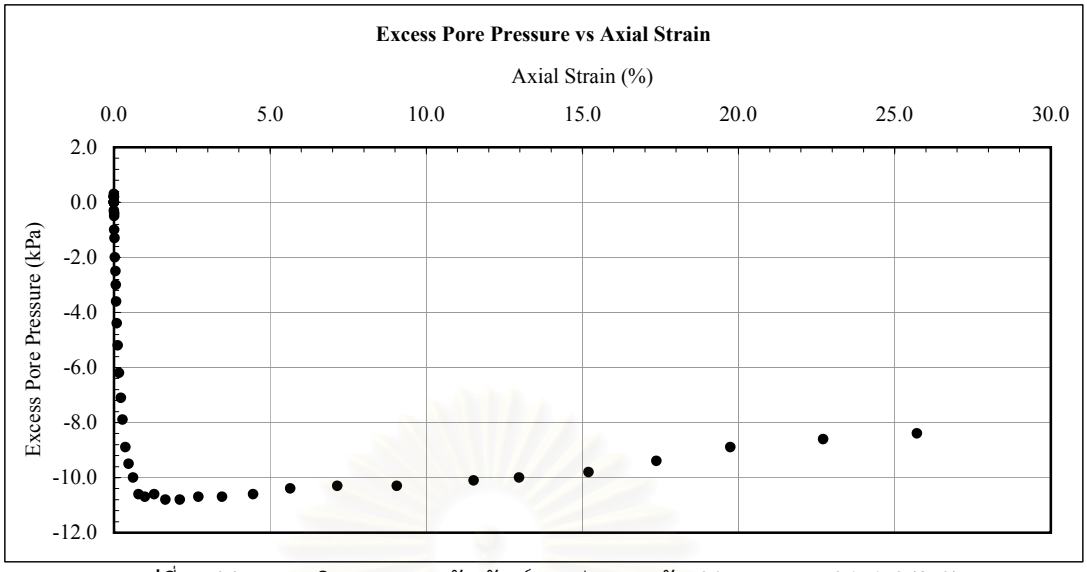
รูปที่ ข-41 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



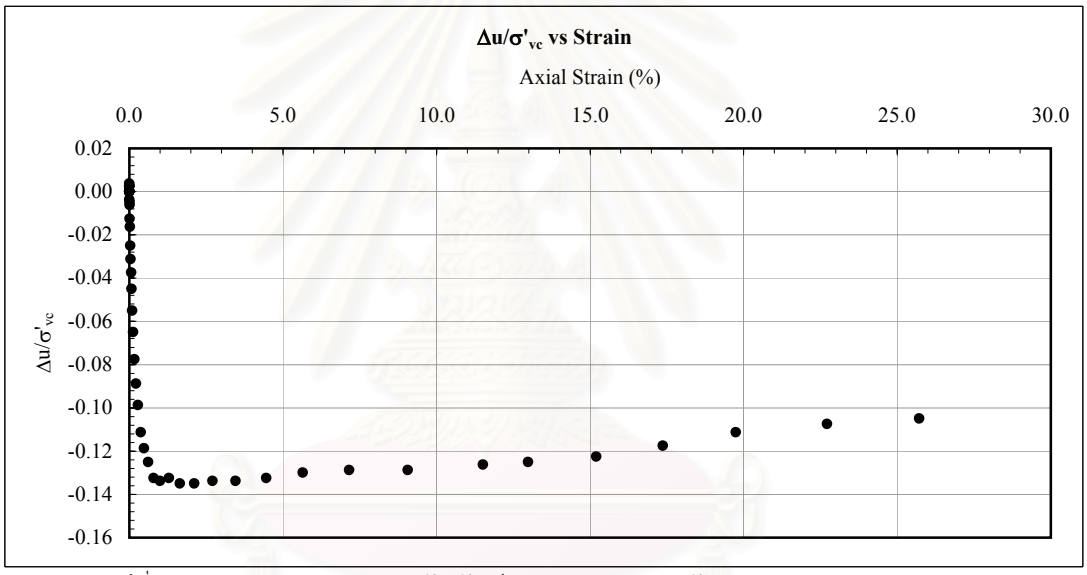
รูปที่ ข-42 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



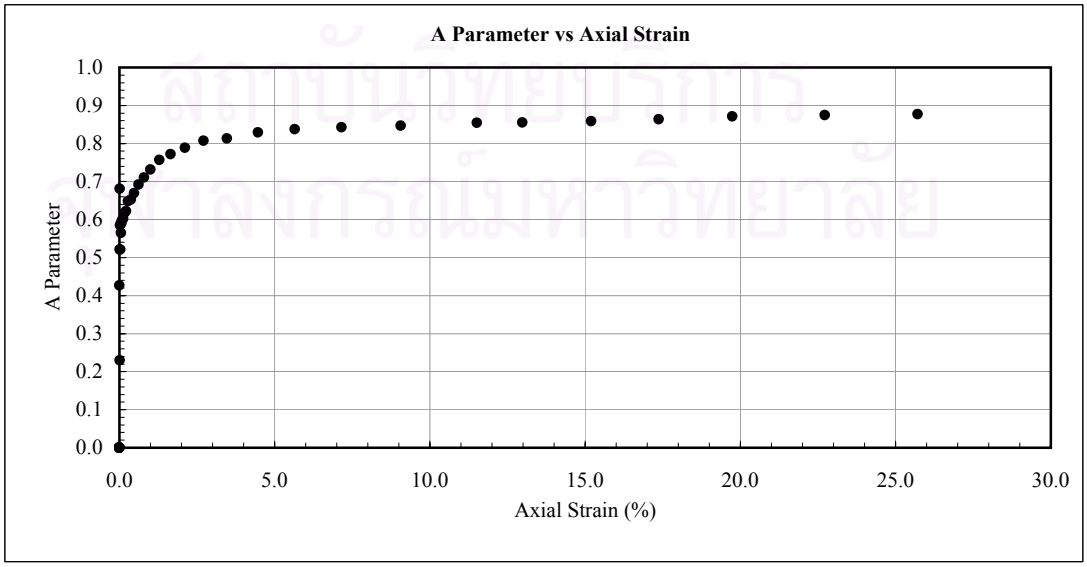
รูปที่ ข-43 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



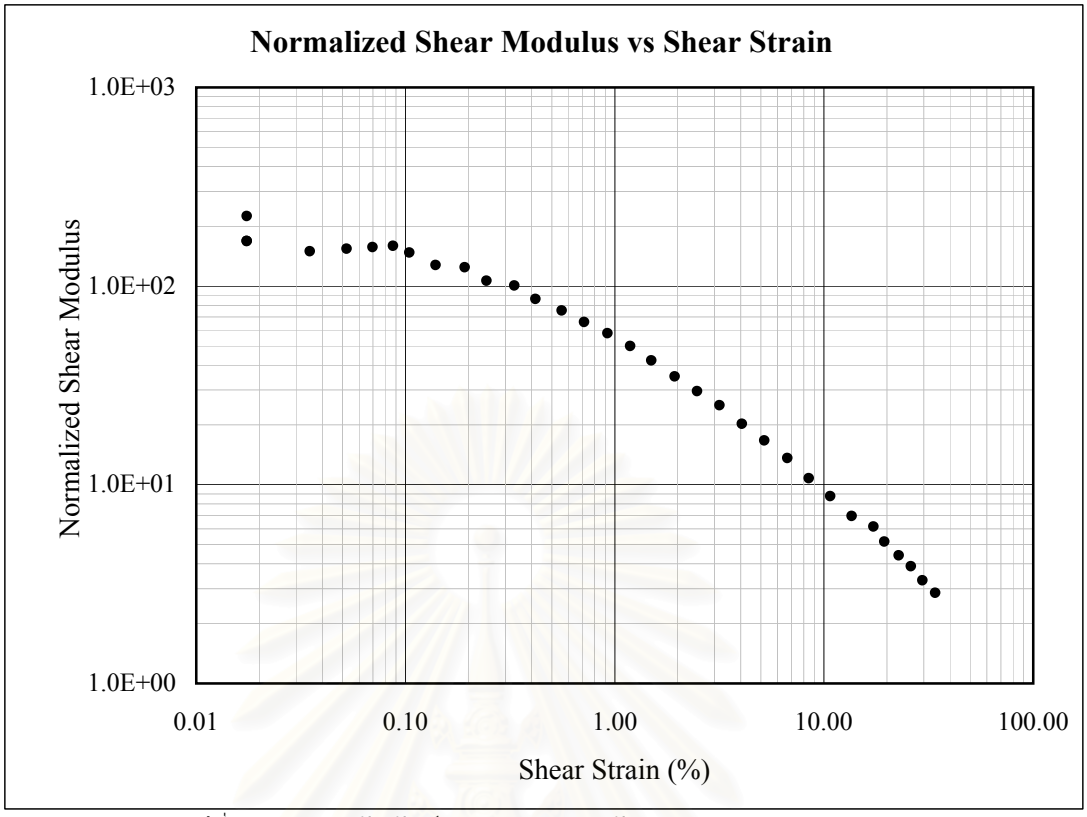
รูปที่ ข-44 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



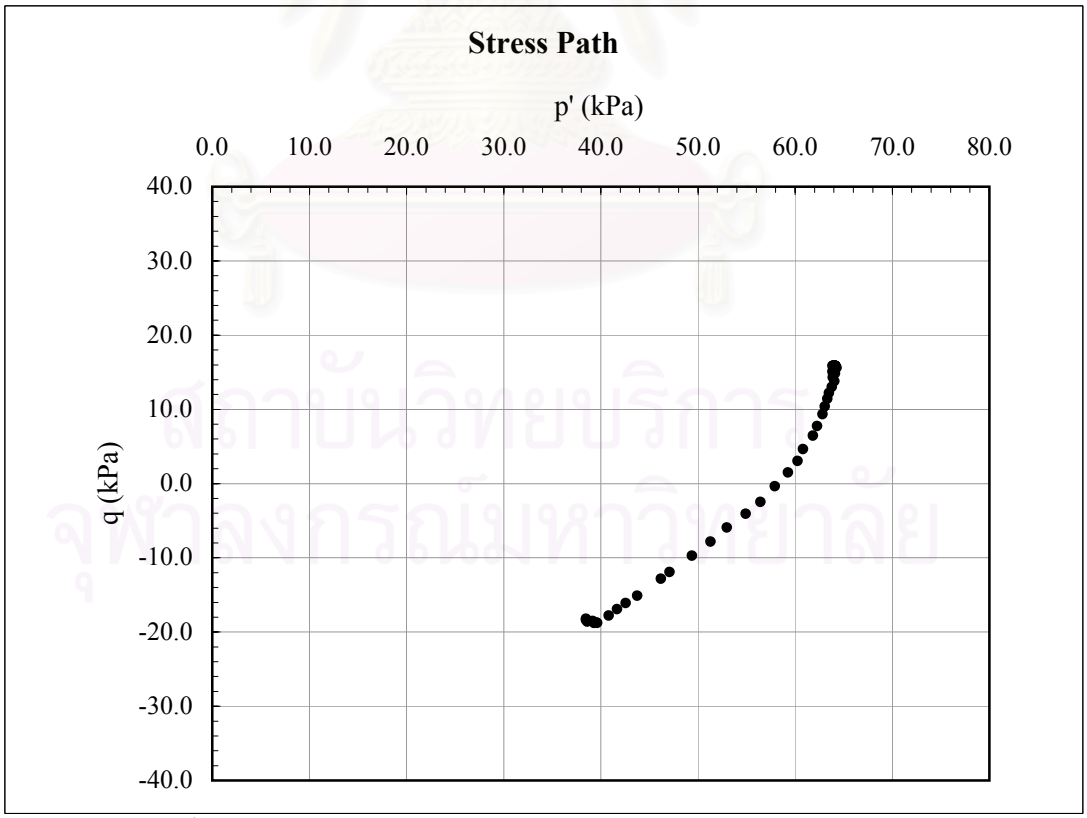
รูปที่ ข-45 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



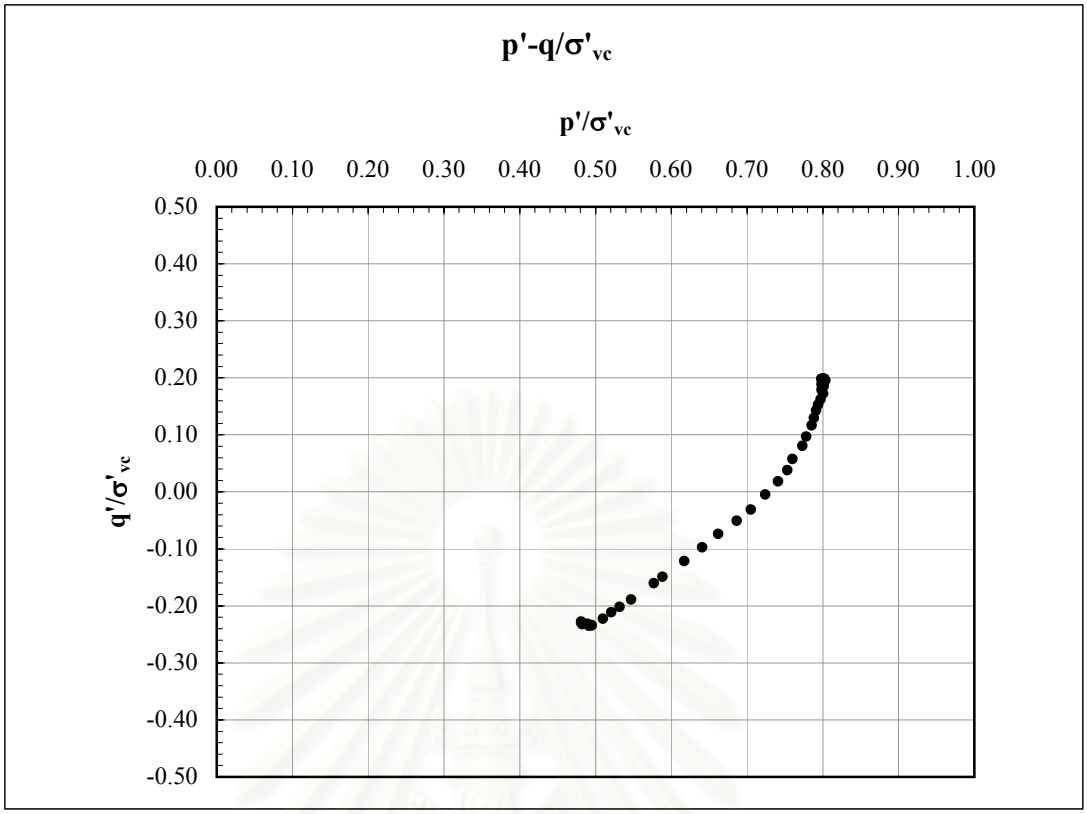
รูปที่ ข-46 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE01-1.0(2.0)



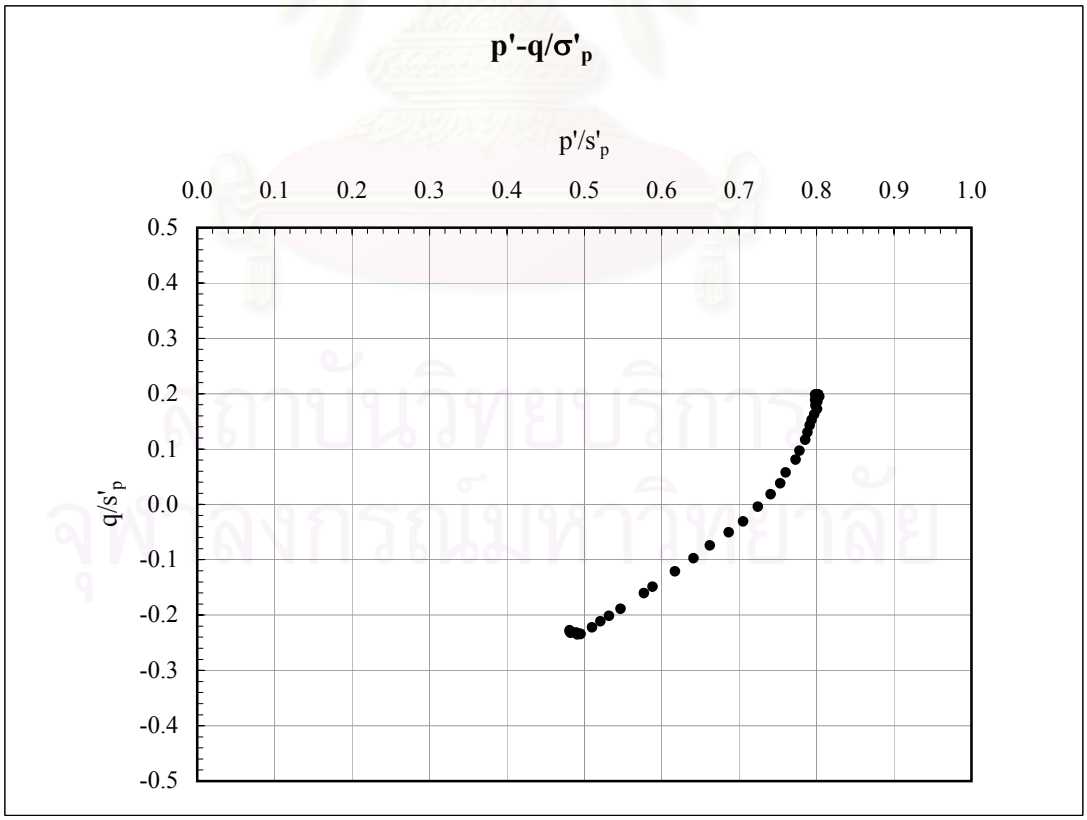
รูปที่ ข-47 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE01-1.0(2.0)



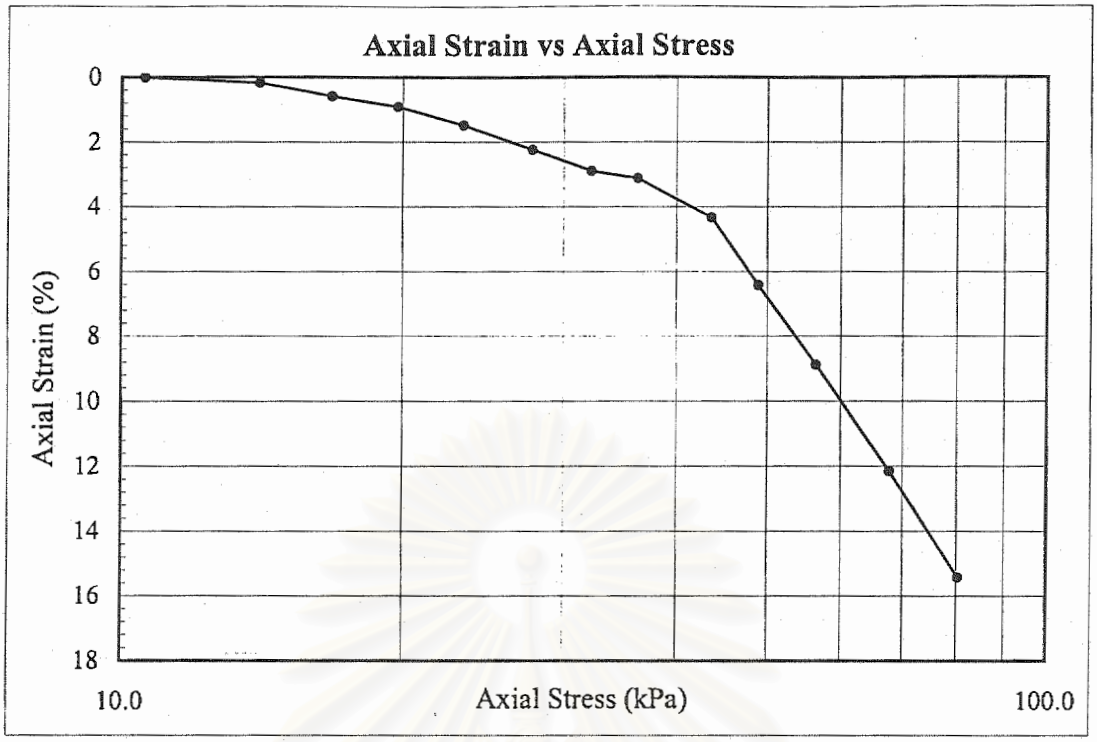
รูปที่ ข-48 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE01-1.0(2.0)



รูปที่ ข-49 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TE01-1.0(2.0)

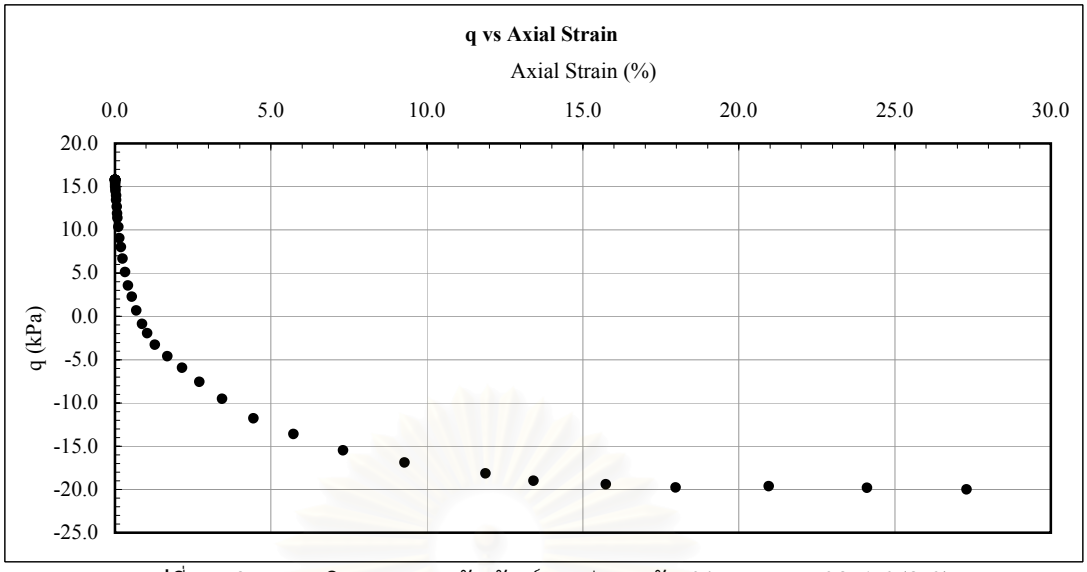


รูปที่ ข-50 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TE01-1.0(2.0)

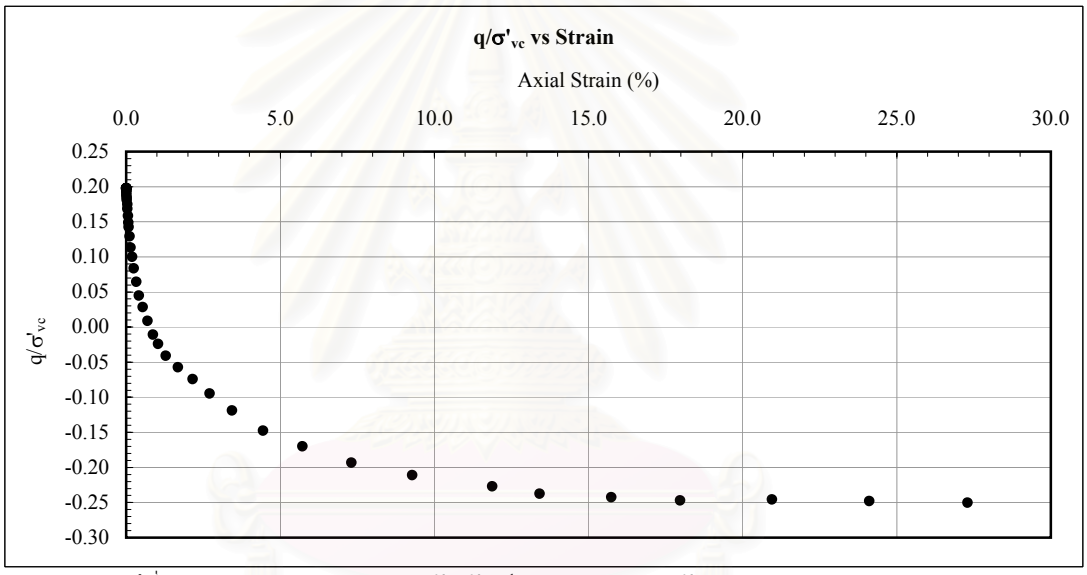


รูปที่ ข-51 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC03-1.0(2.0)

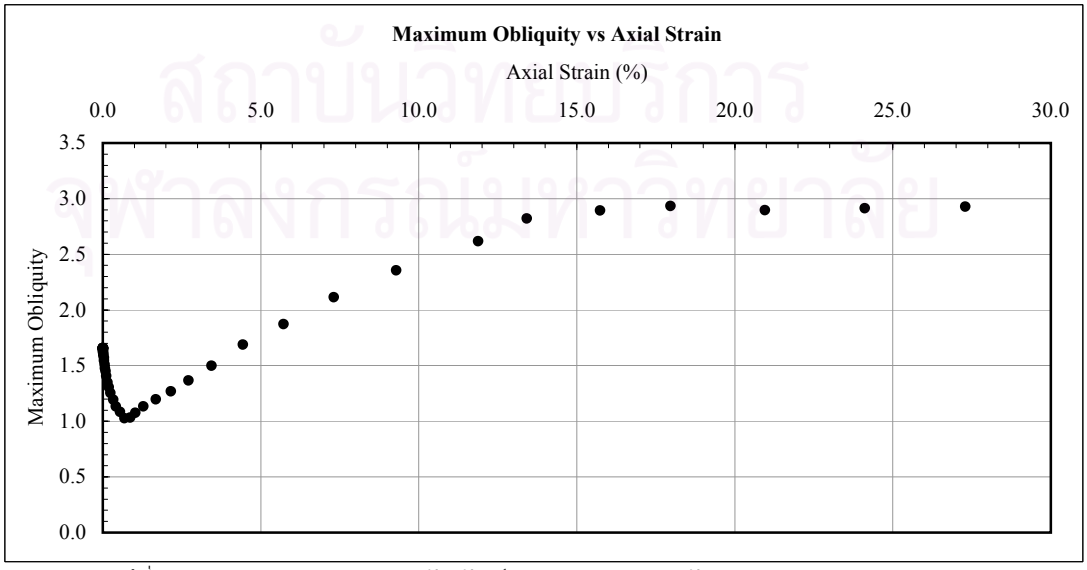
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



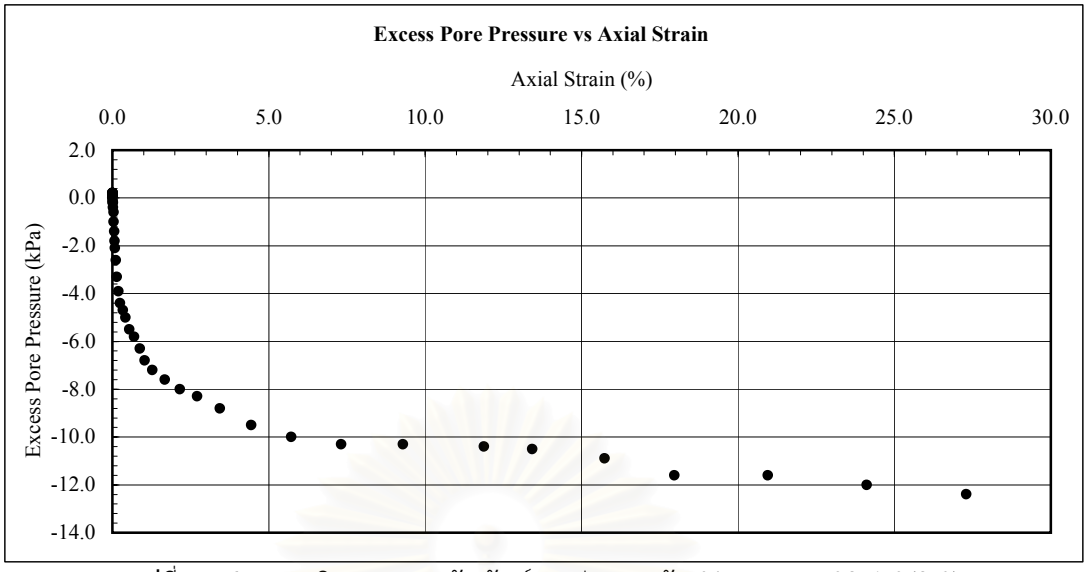
รูปที่ ข-53 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



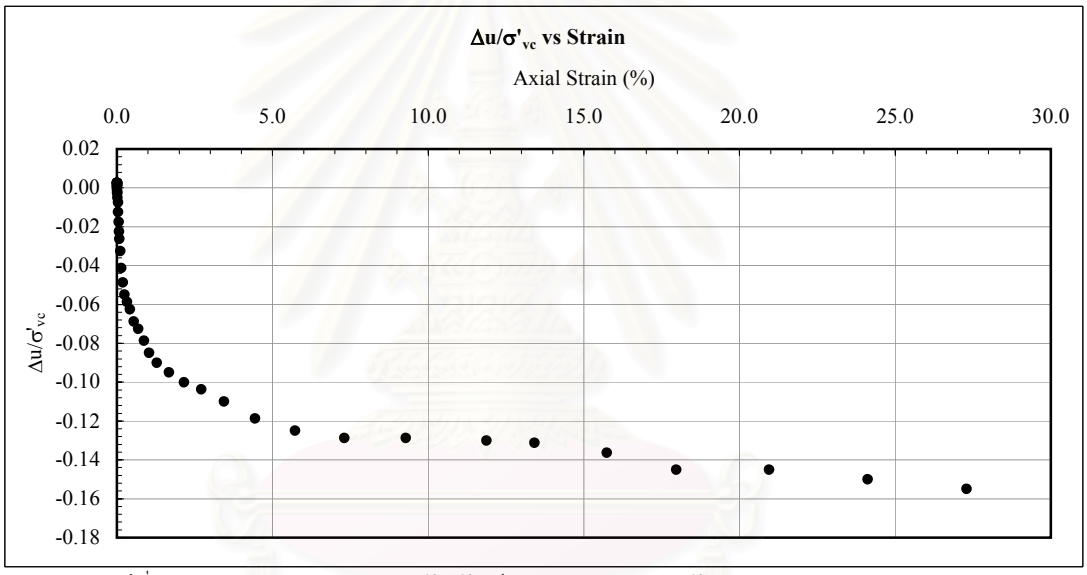
รูปที่ ข-54 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



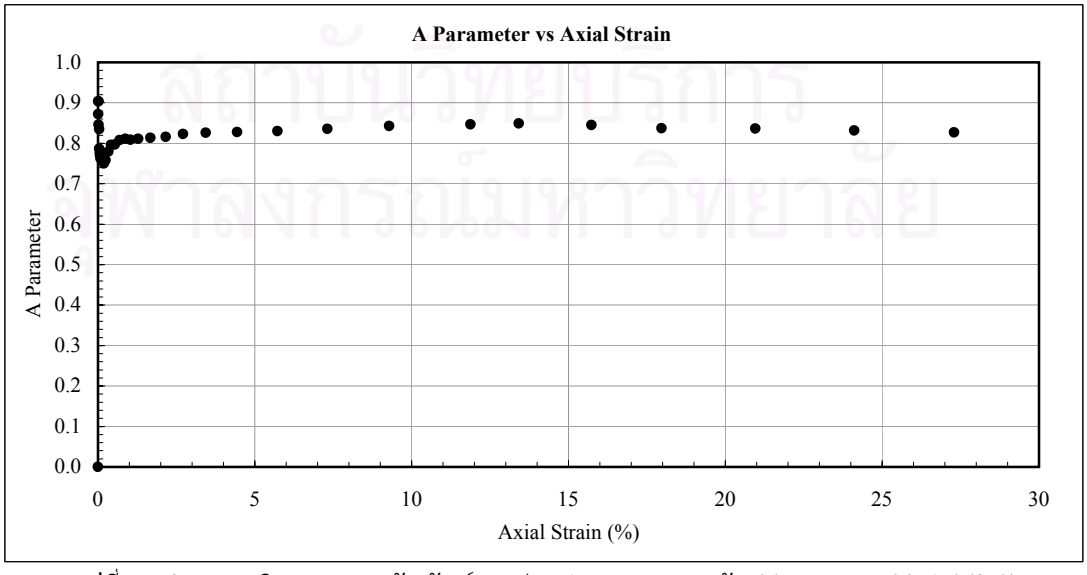
รูปที่ ข-55 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



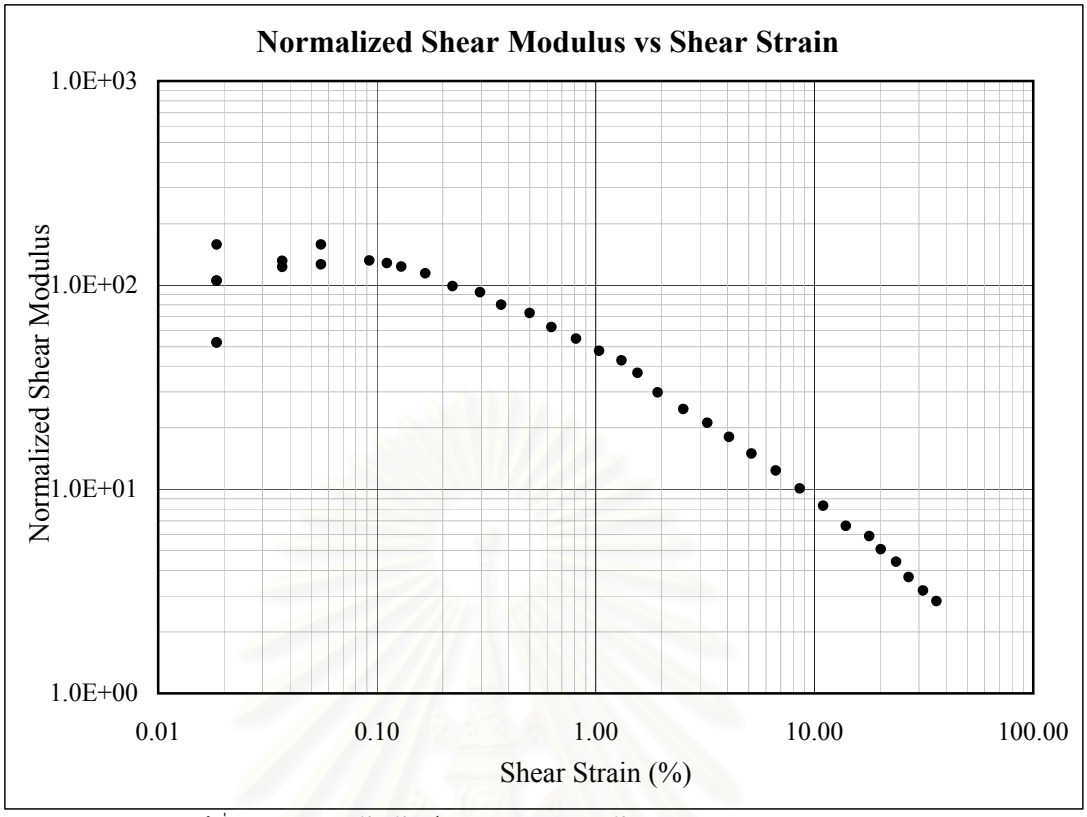
รูปที่ ข-56 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



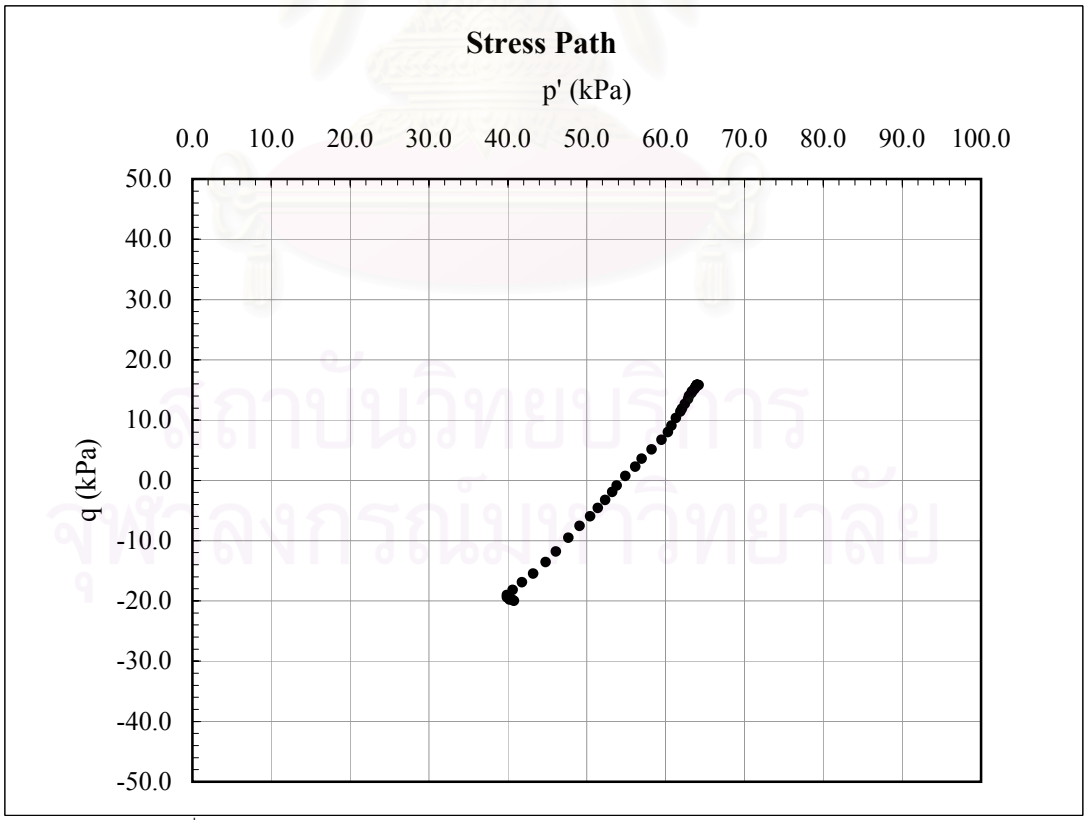
รูปที่ ข-57 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



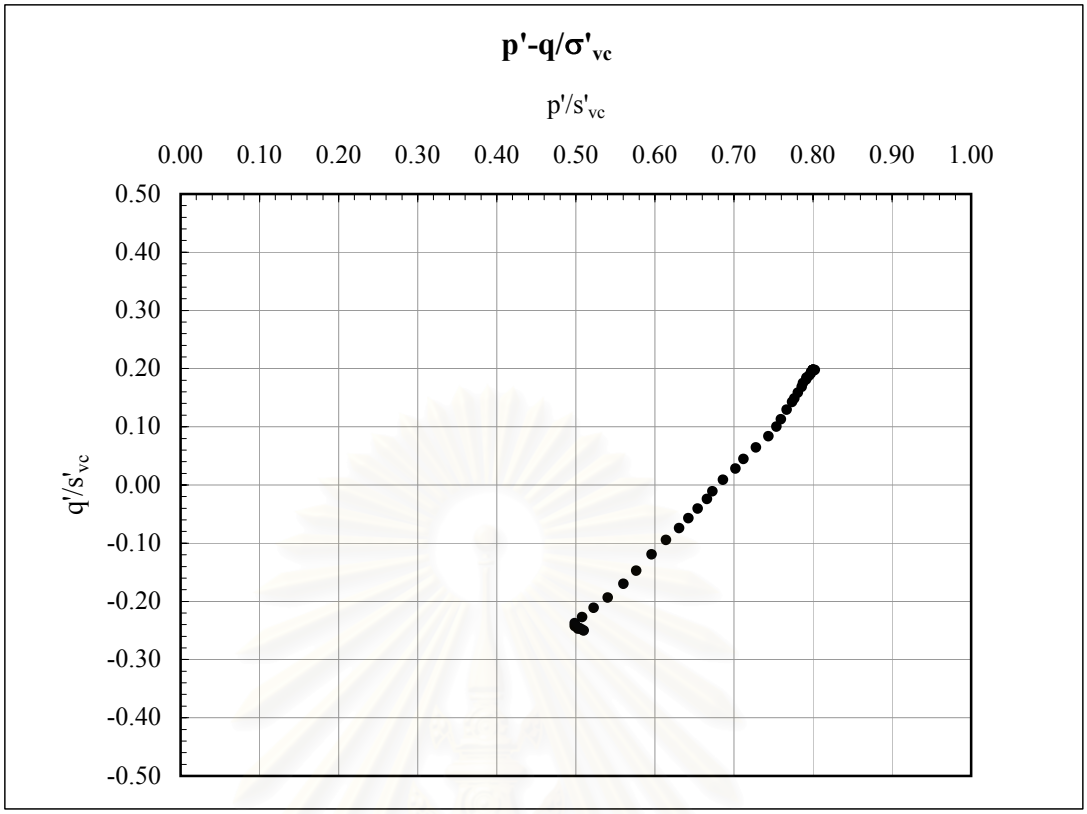
รูปที่ ข-58 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE02-1.0(2.0)



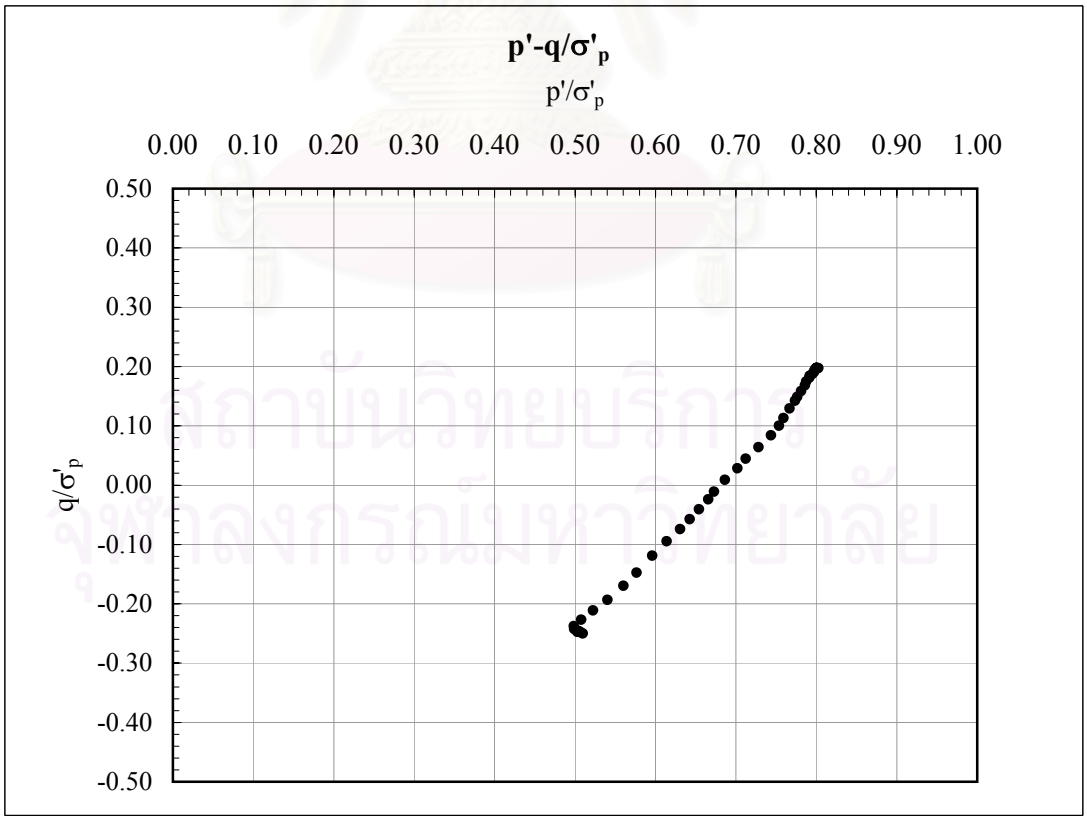
รูปที่ ข-59 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE02-1.0(2.0)



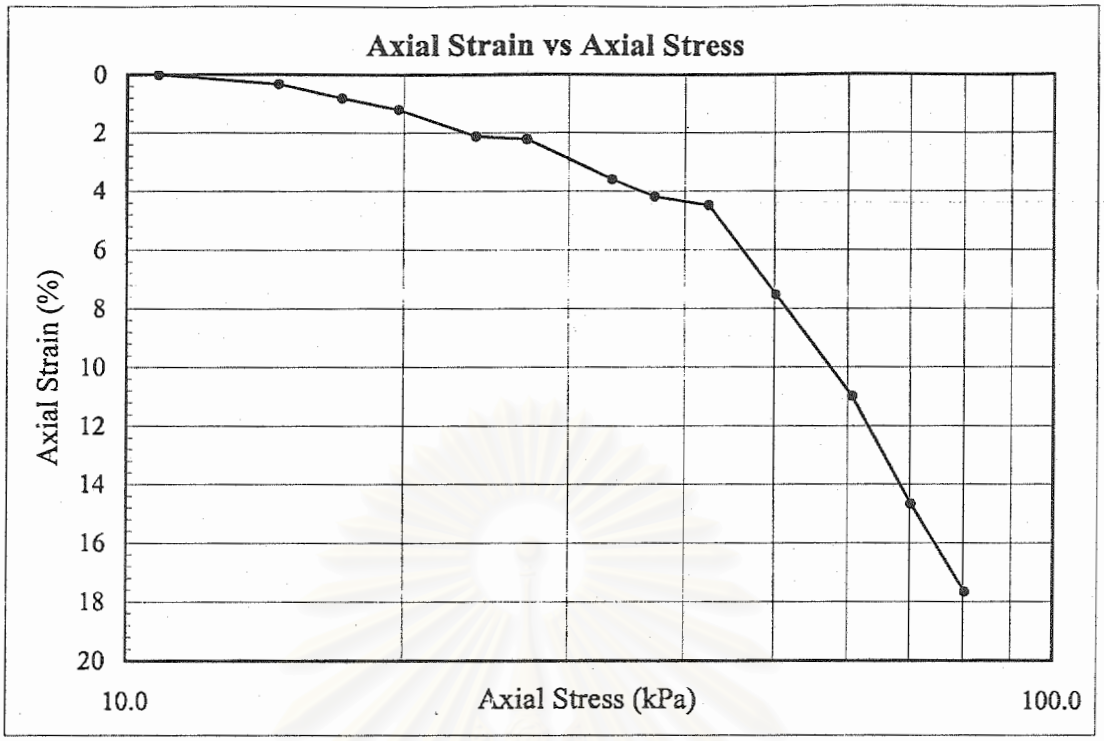
รูปที่ ข-60 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE02-1.0(2.0)



รูปที่ ข-61 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TE02-1.0(2.0)

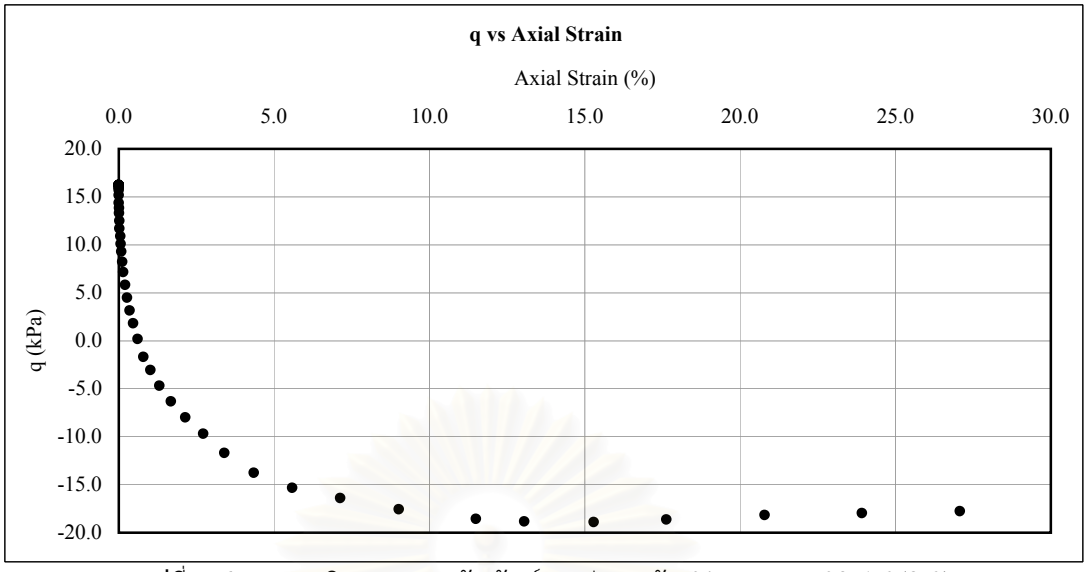


รูปที่ ข-62 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TE02-1.0(2.0)

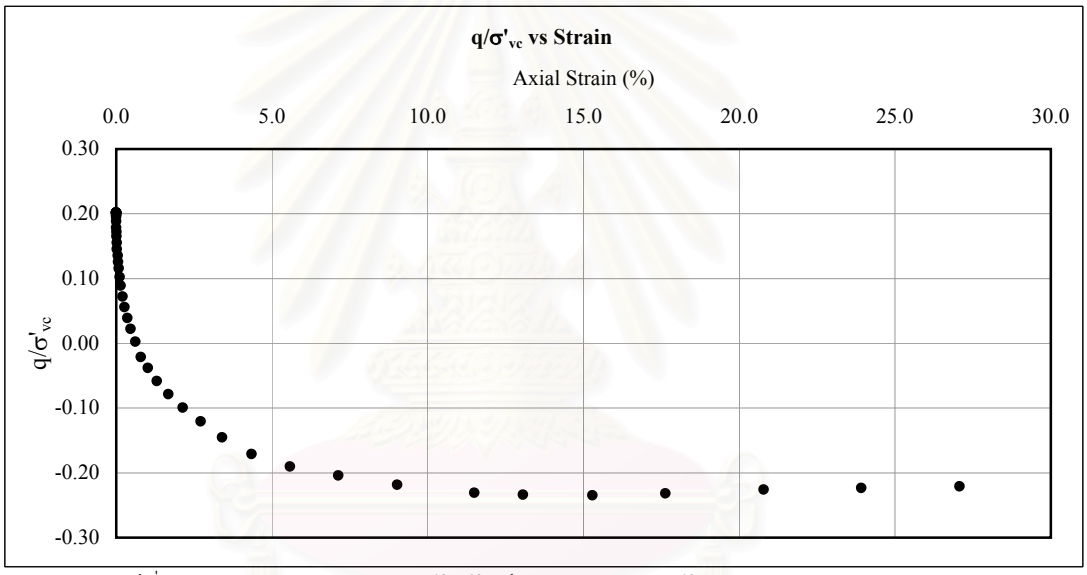


รูปที่ ข-63 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TE02-1.0(2.0)

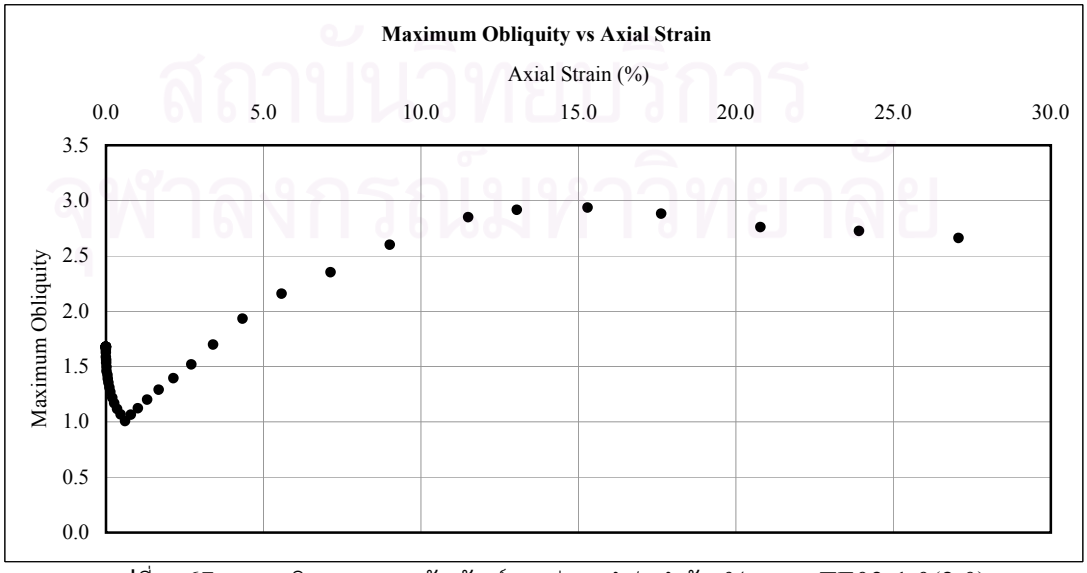
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



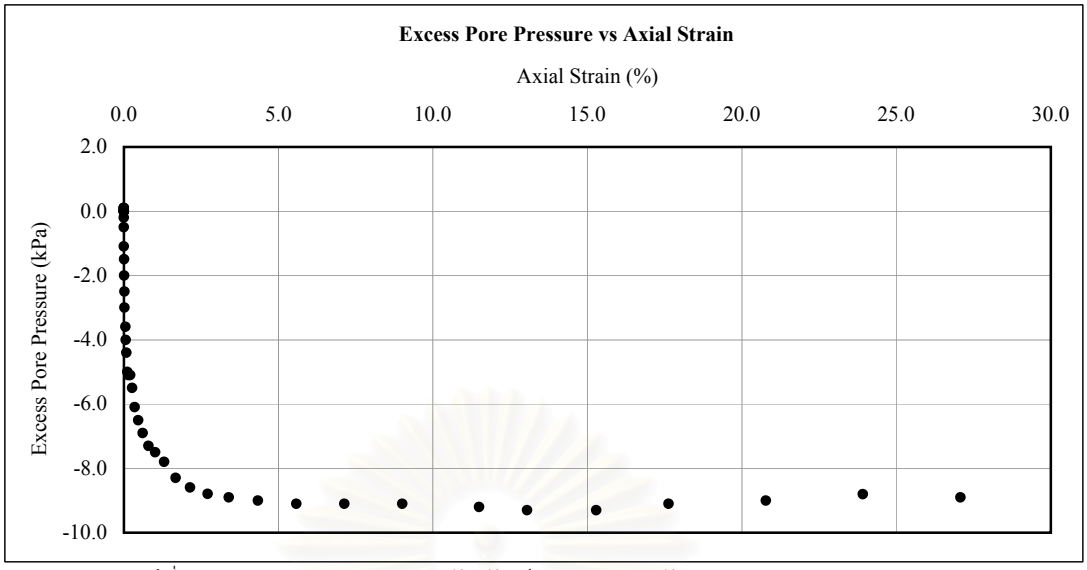
รูปที่ ข-65 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



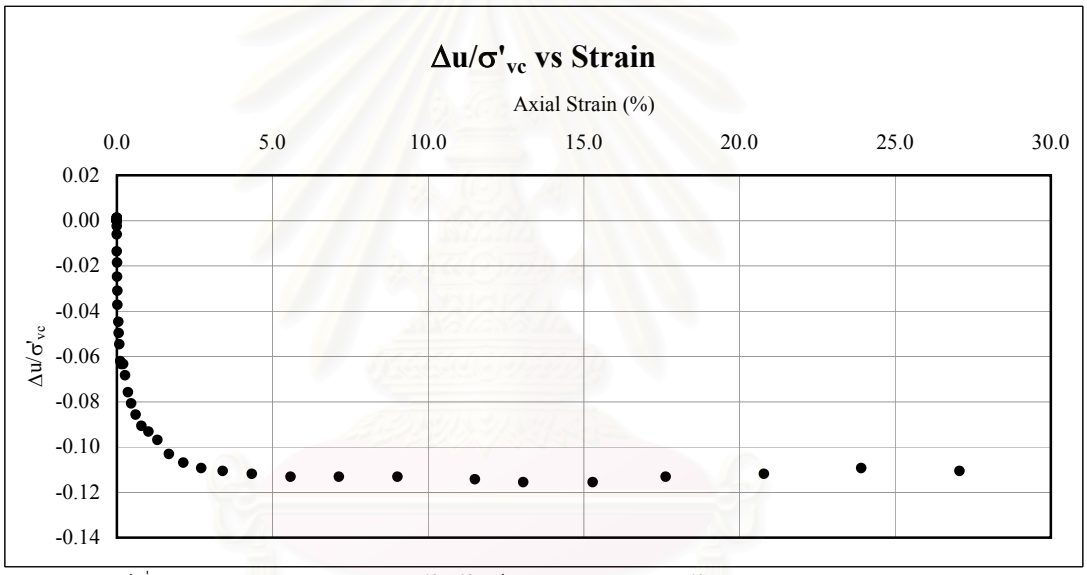
รูปที่ ข-66 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



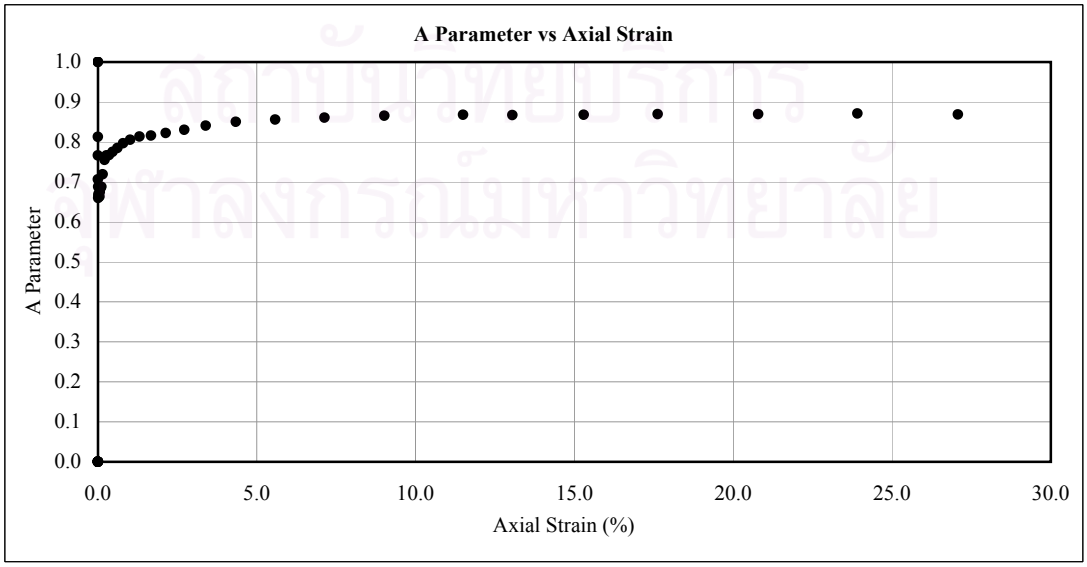
รูปที่ ข-67 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



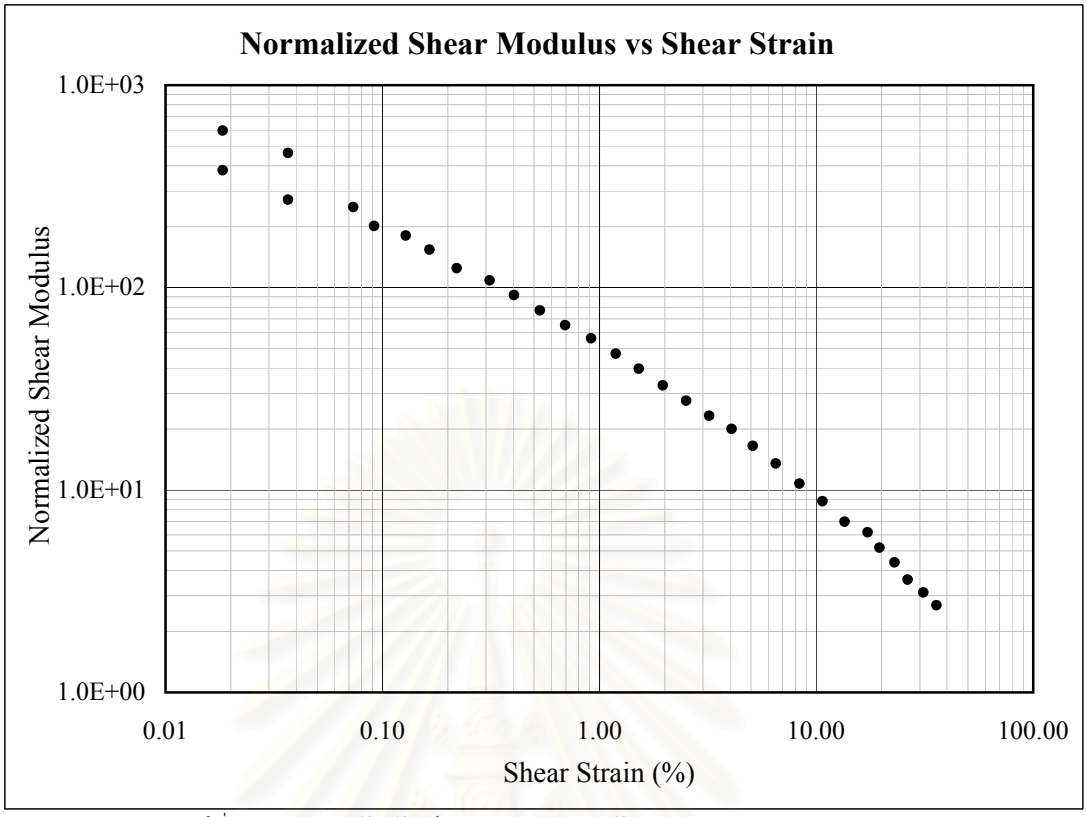
รูปที่ ข-68 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



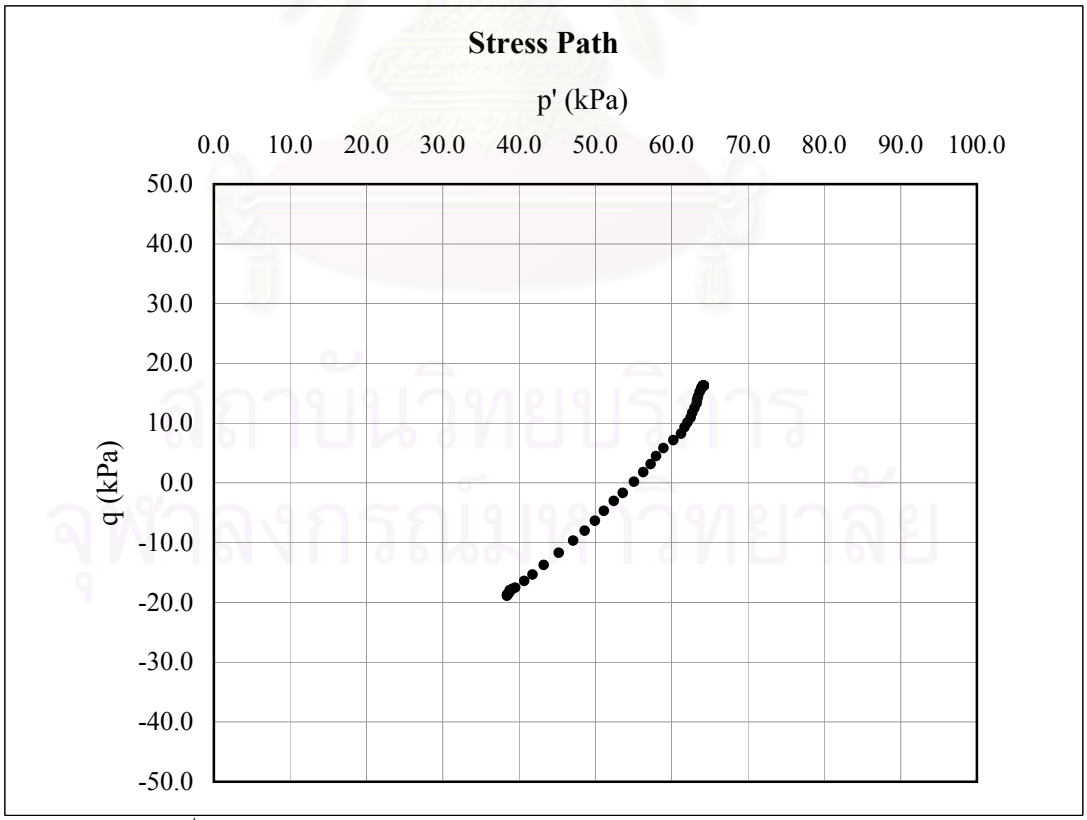
รูปที่ ข-69 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



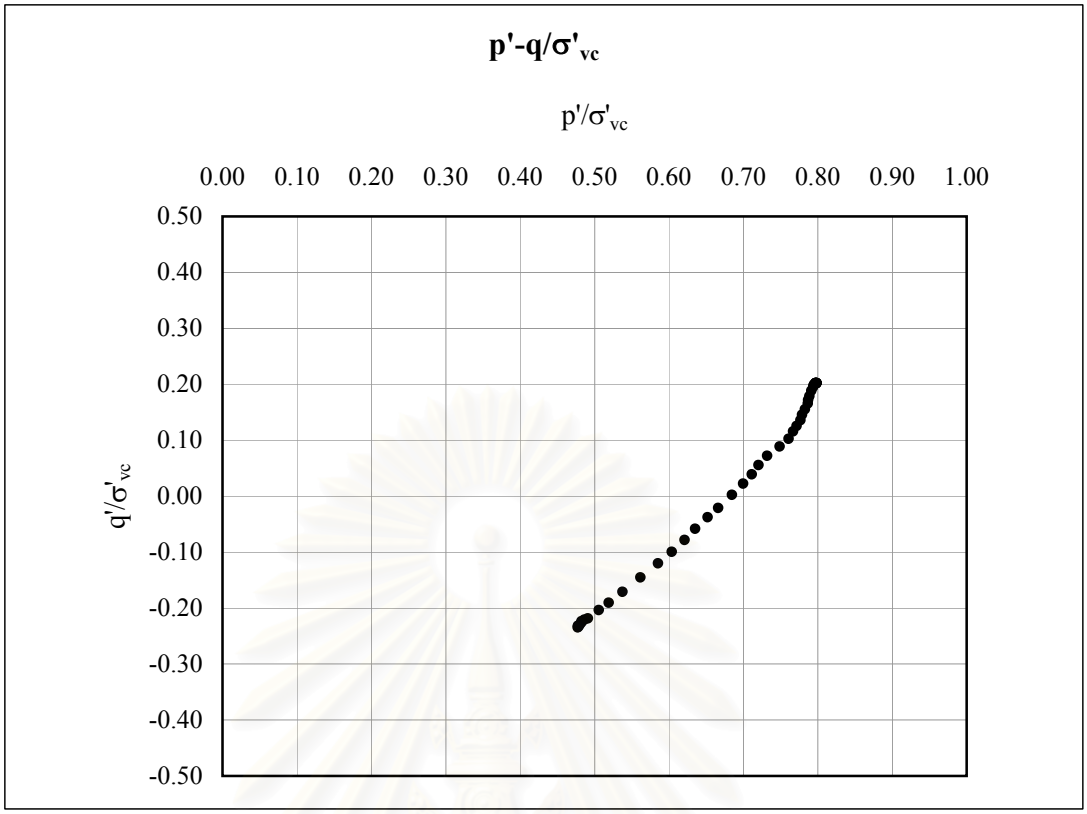
รูปที่ ข-70 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TE03-1.0(2.0)



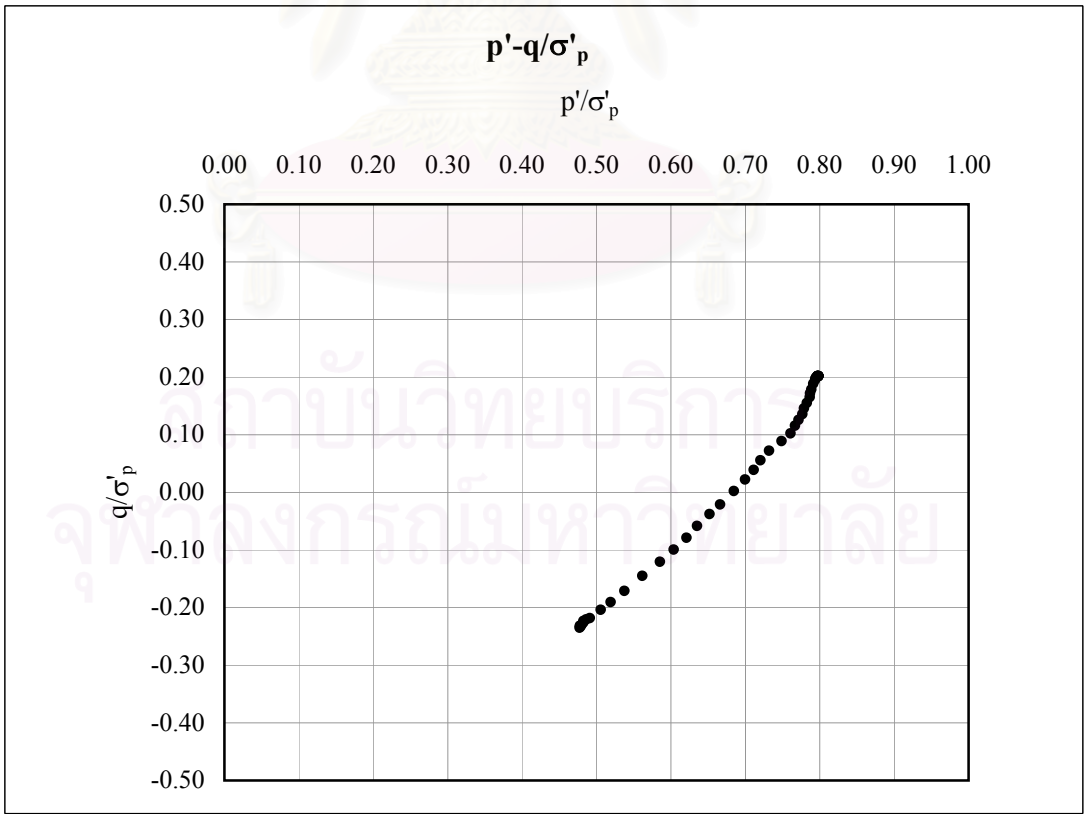
รูปที่ ข-71 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TE03-1.0(2.0)



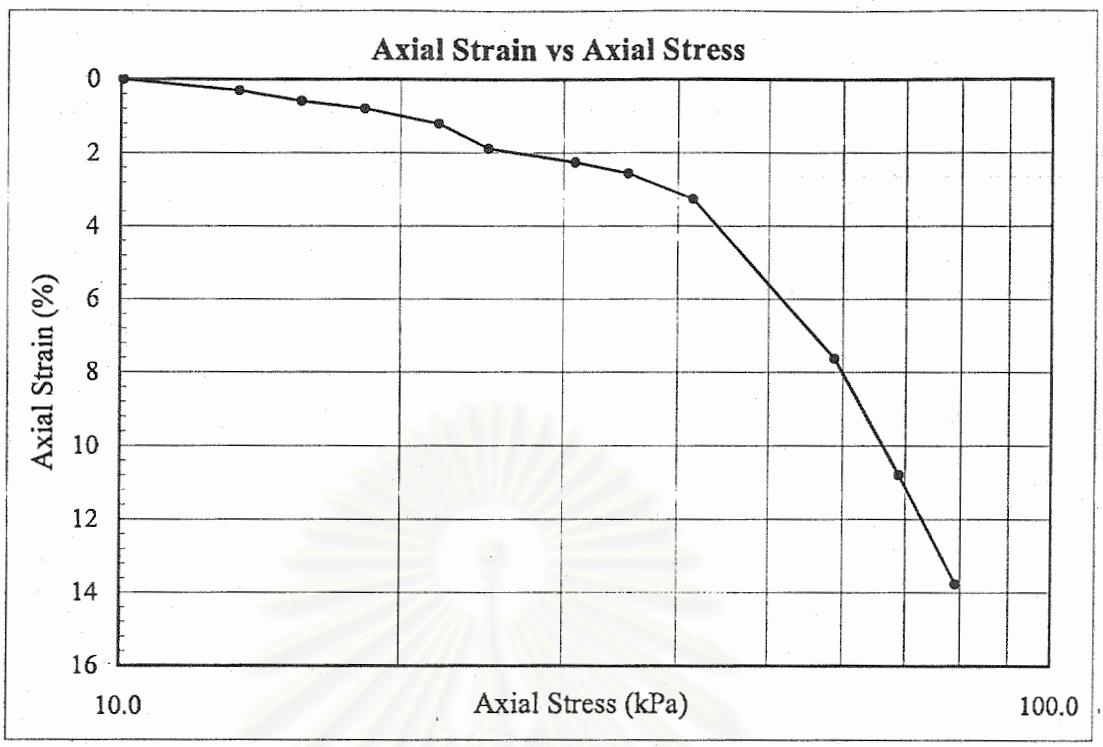
รูปที่ ข-72 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TE03-1.0(2.0)



รูปที่ ข-73 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TE03-1.0(2.0)

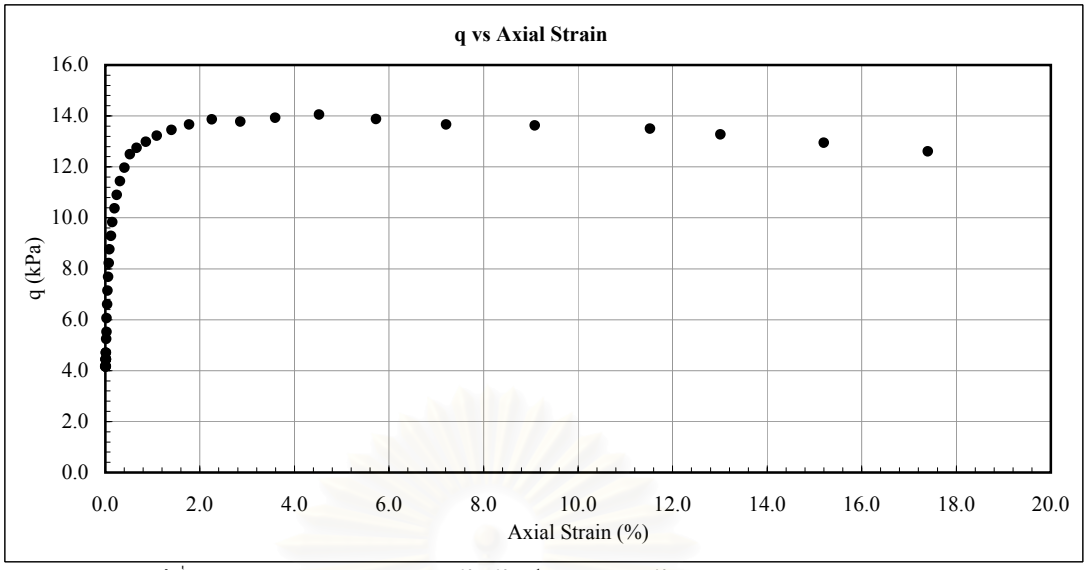


รูปที่ ข-74 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TE03-1.0(2.0)

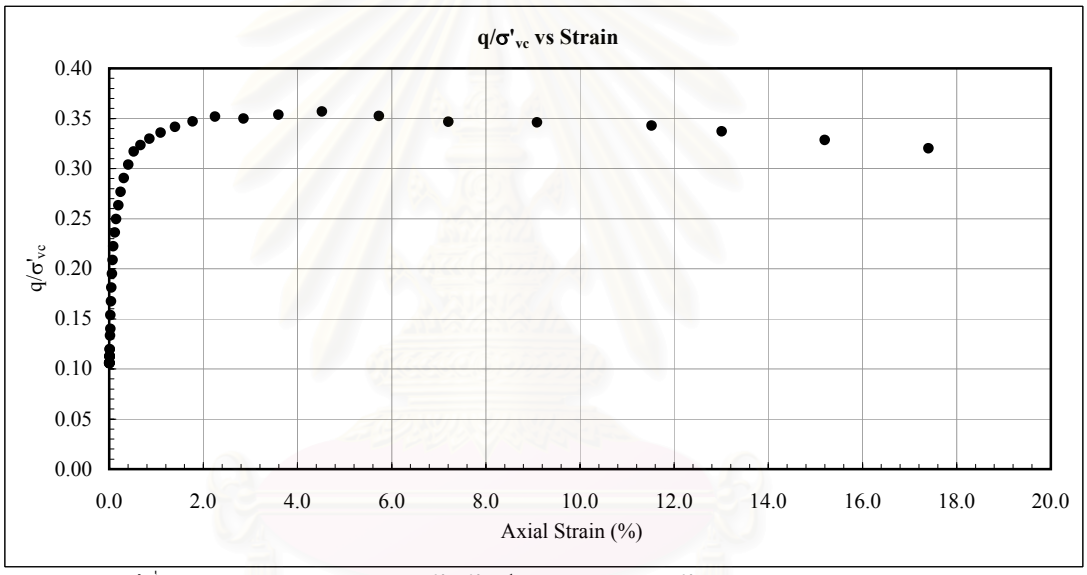


รูปที่ ข-75 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TE03-1.0(2.0)

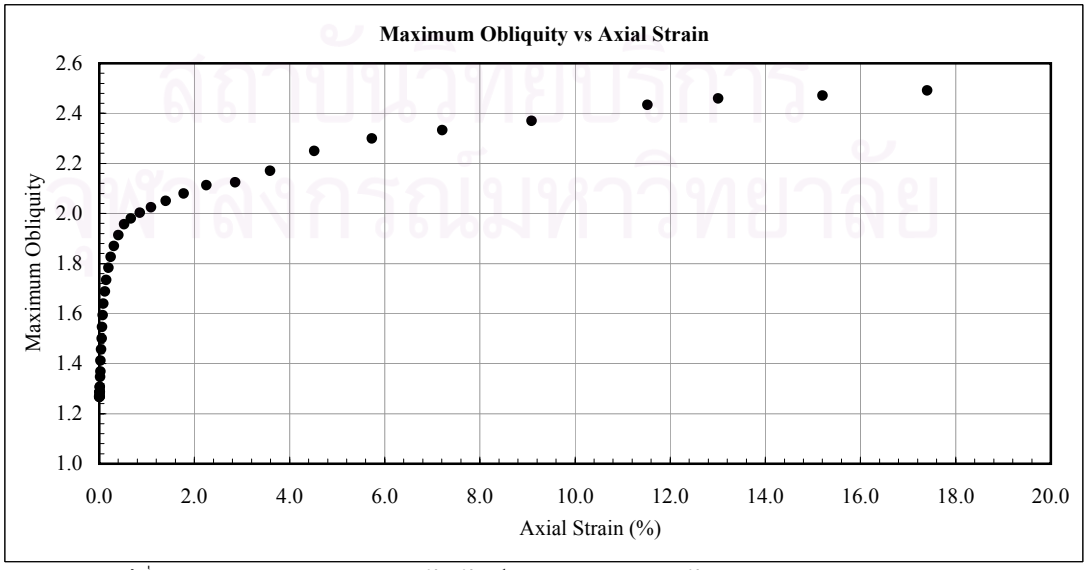
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



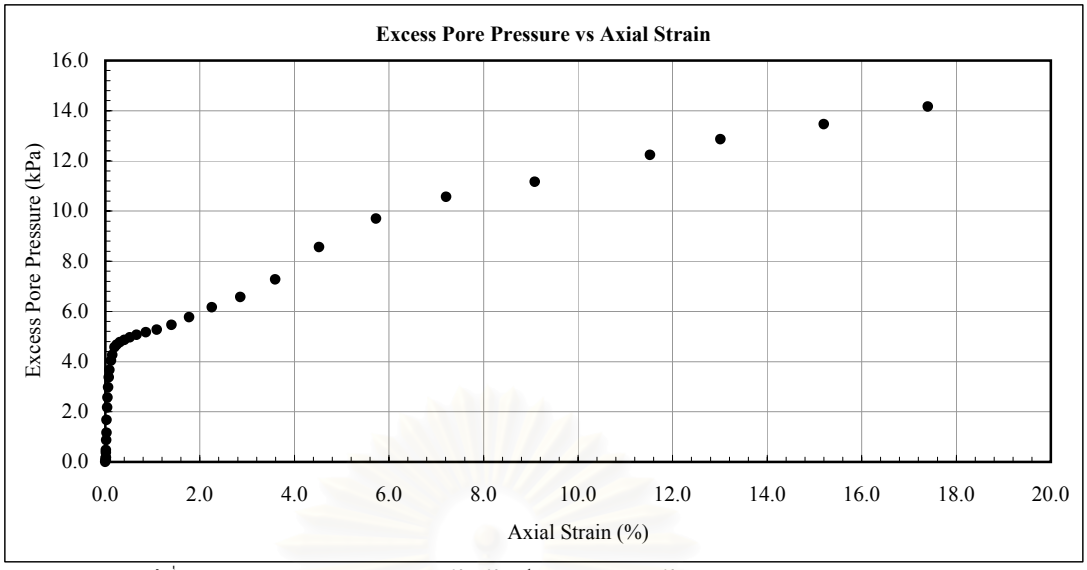
รูปที่ ข-77 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



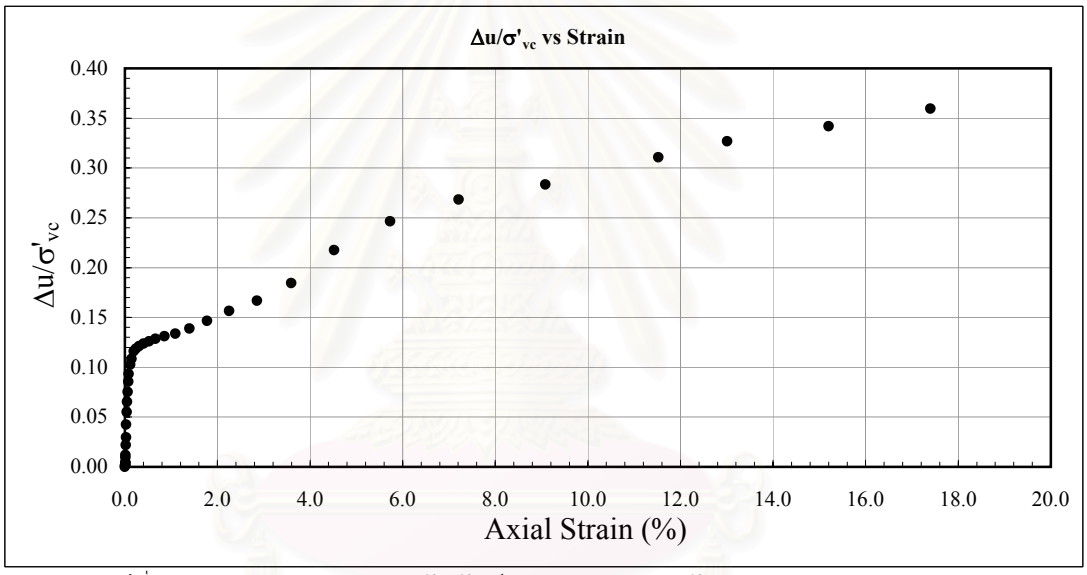
รูปที่ ข-78 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



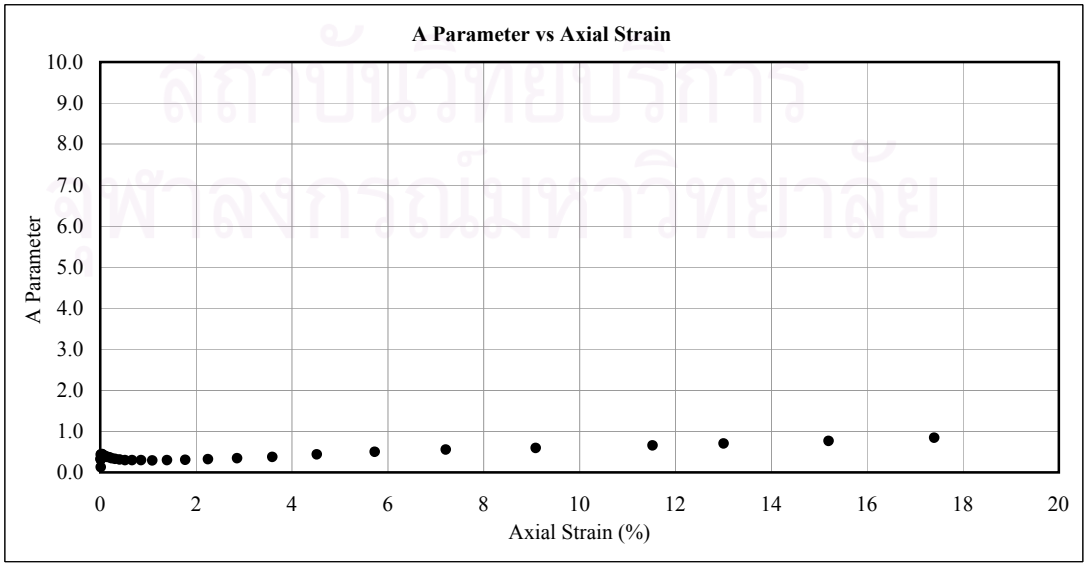
รูปที่ ข-79 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



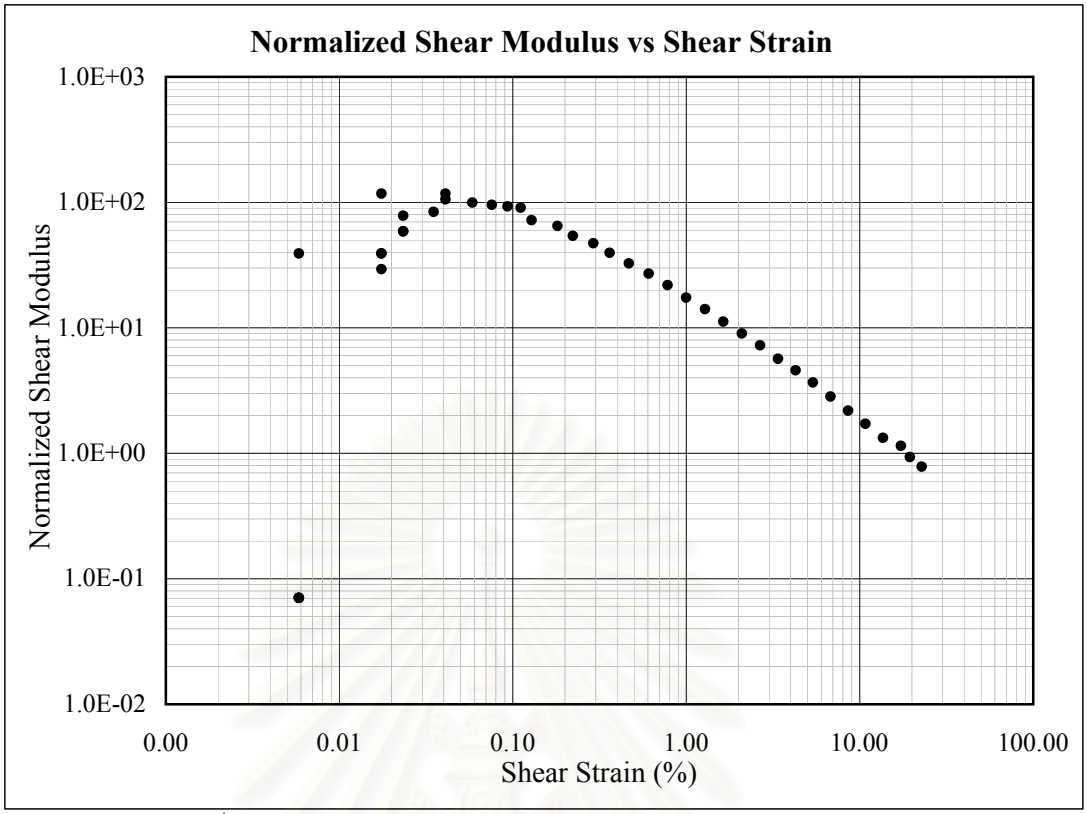
รูปที่ ข-80 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



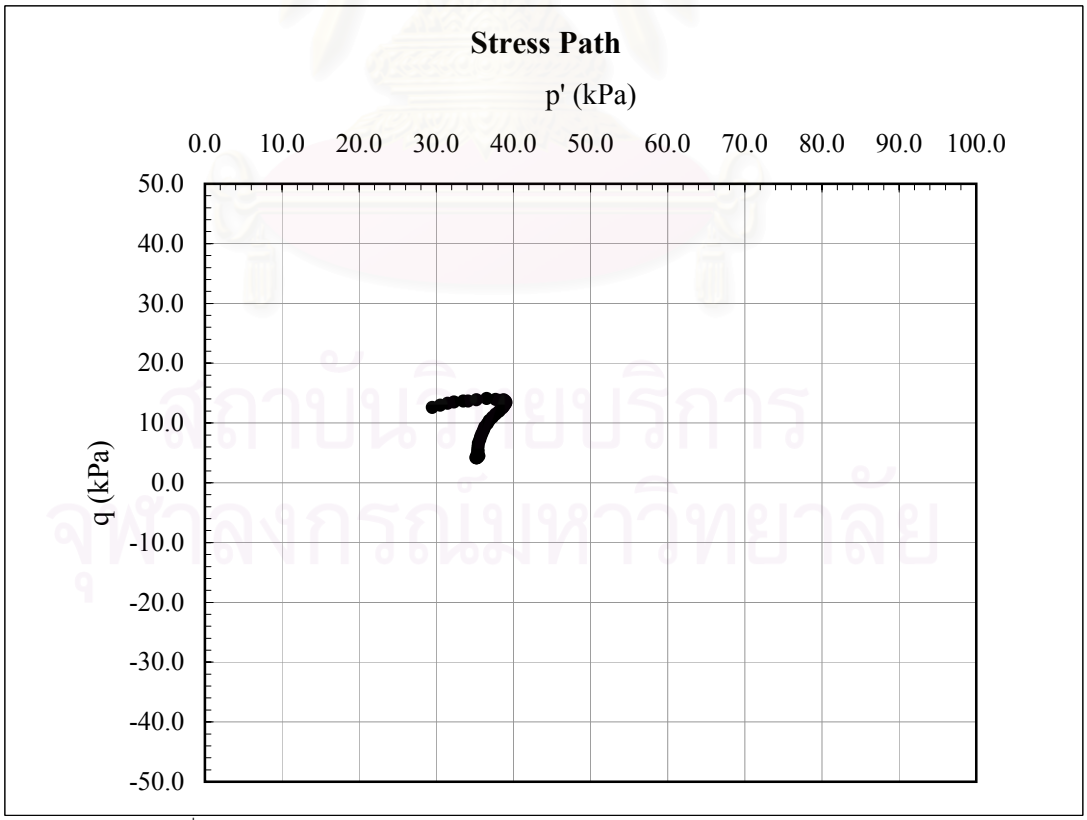
รูปที่ ข-81 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



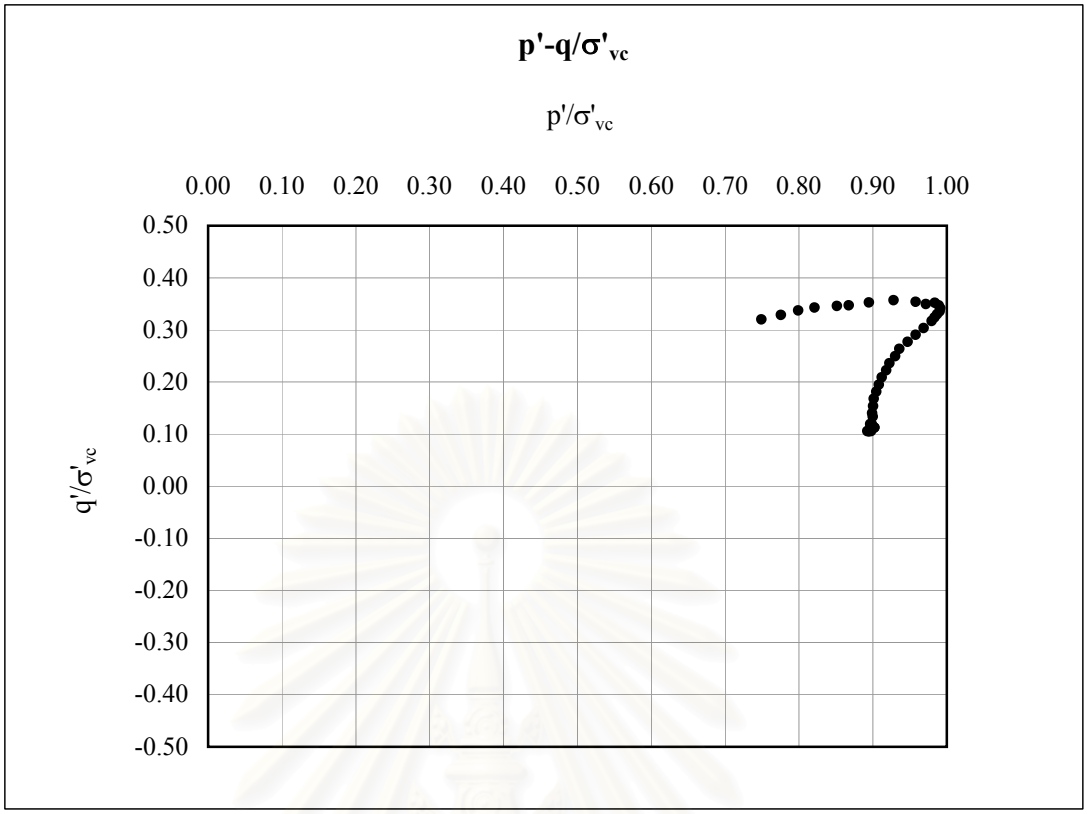
รูปที่ ข-82 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC04-2.0(1.0)



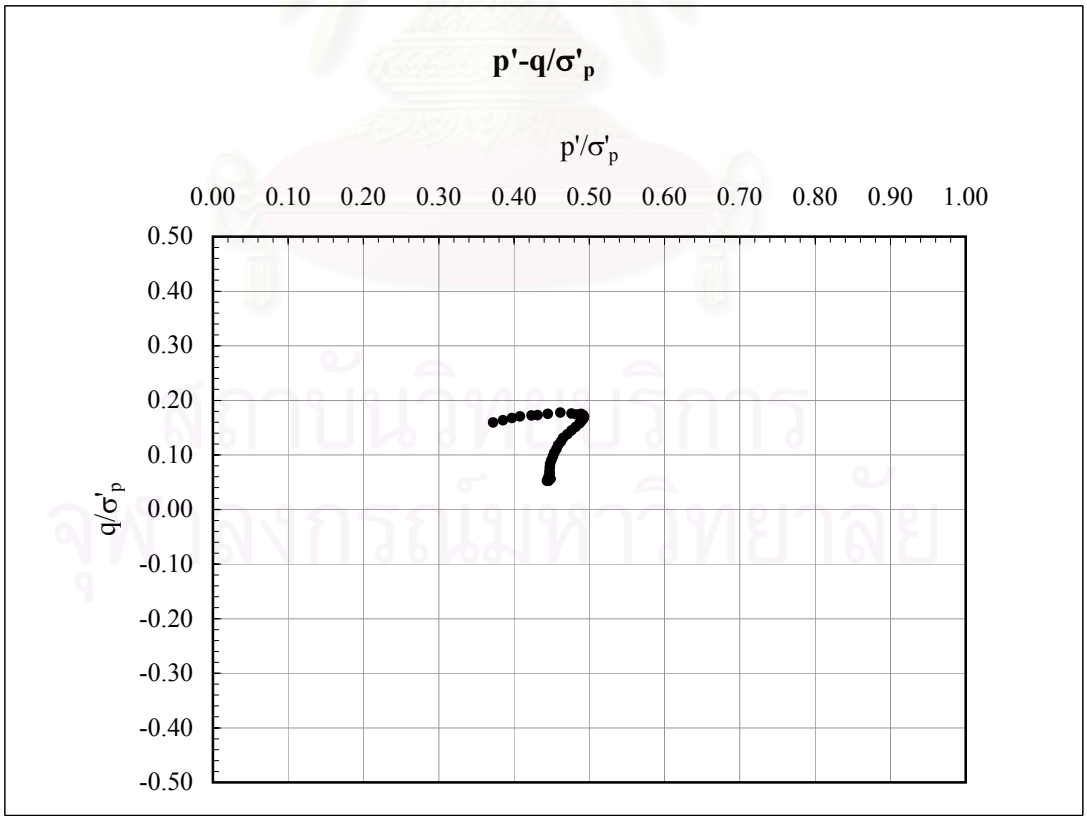
รูปที่ ข-83 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC04-2.0(1.0)



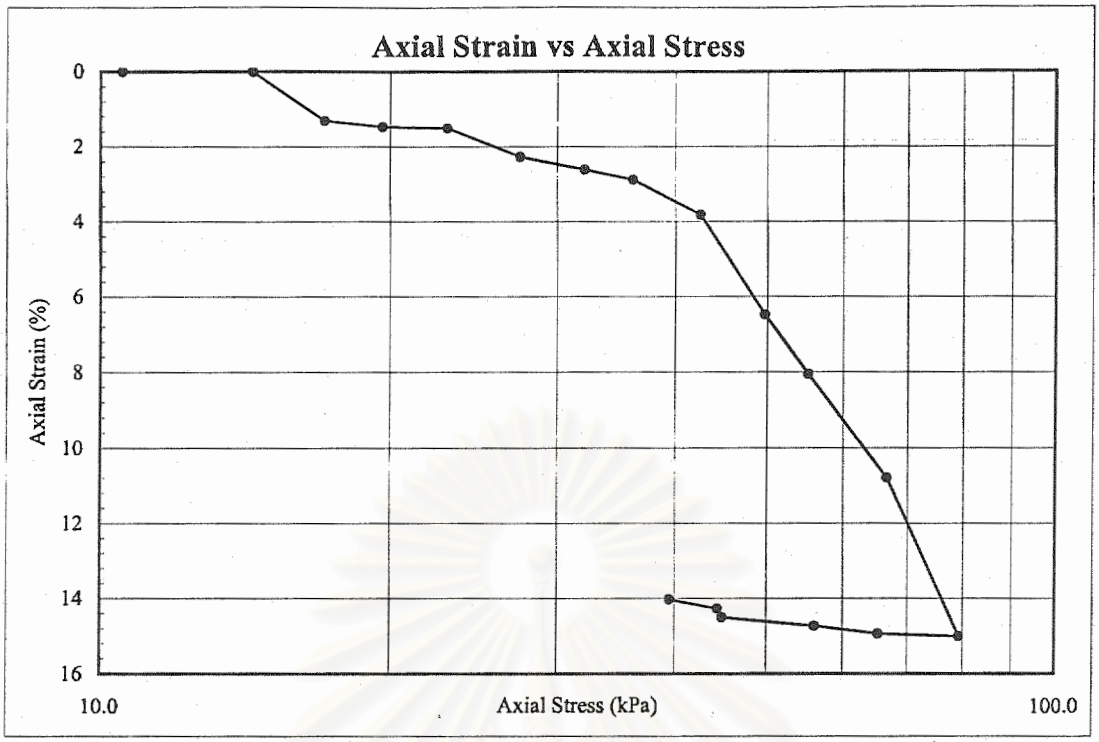
รูปที่ ข-84 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC04-2.0(1.0)



รูปที่ ข-85 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC04-2.0(1.0)

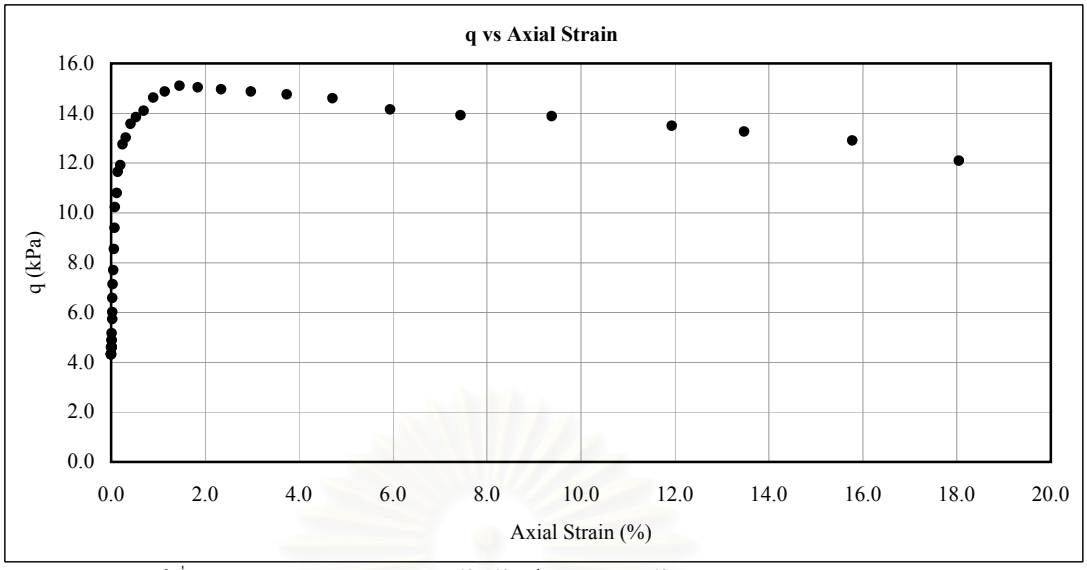


รูปที่ ข-86 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC04-2.0(1.0)

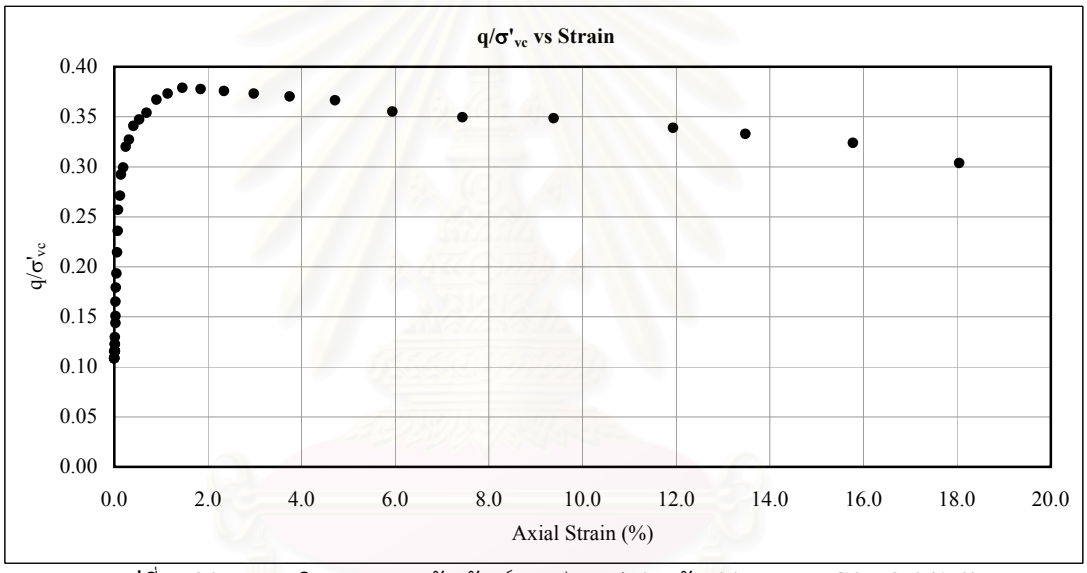


รูปที่ ข-87 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC04-2.0(1.0)

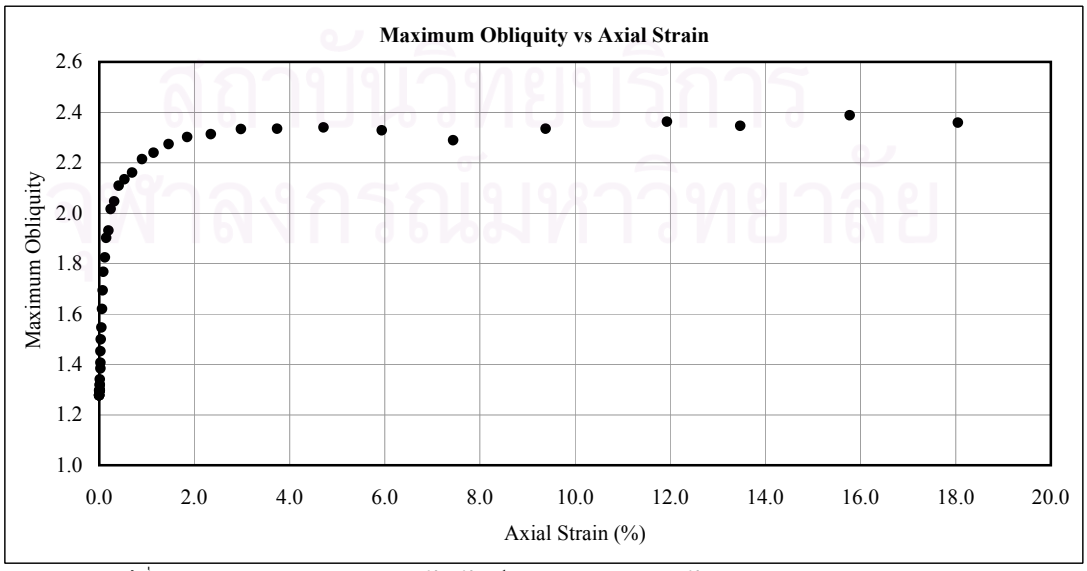
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



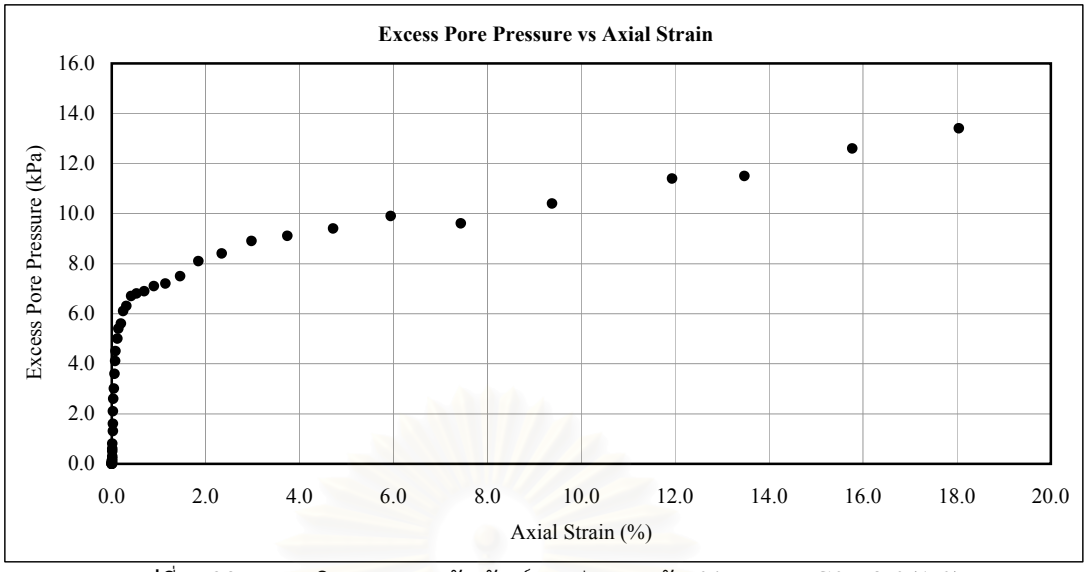
รูปที่ ข-89 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



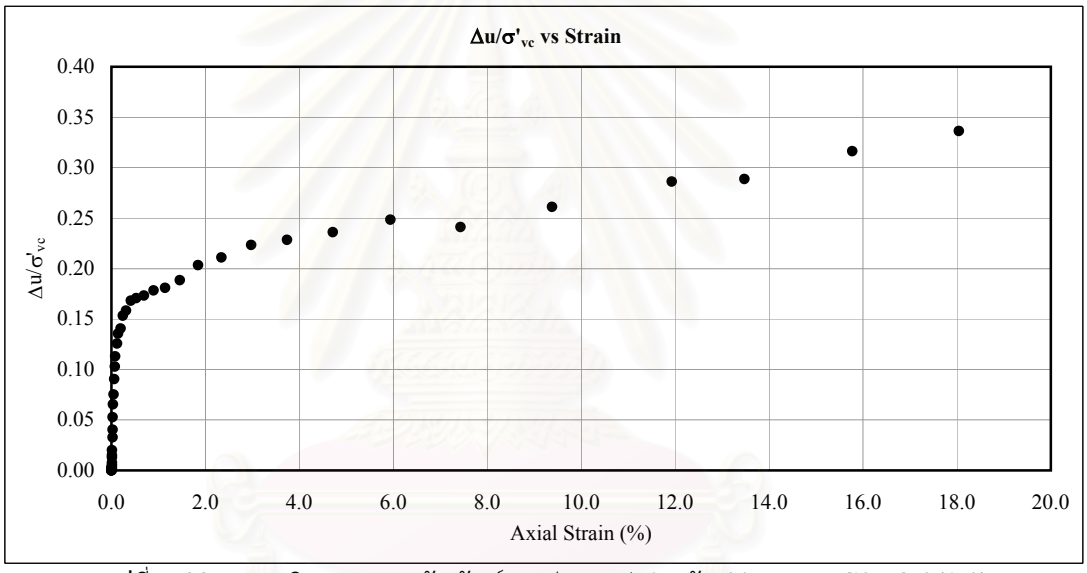
รูปที่ ข-90 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



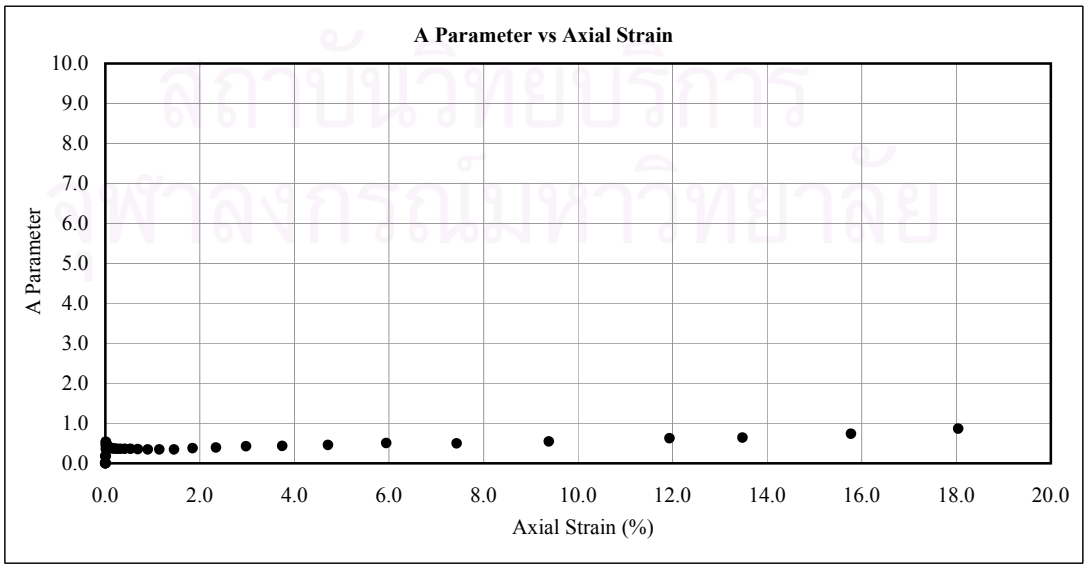
รูปที่ ข-91 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



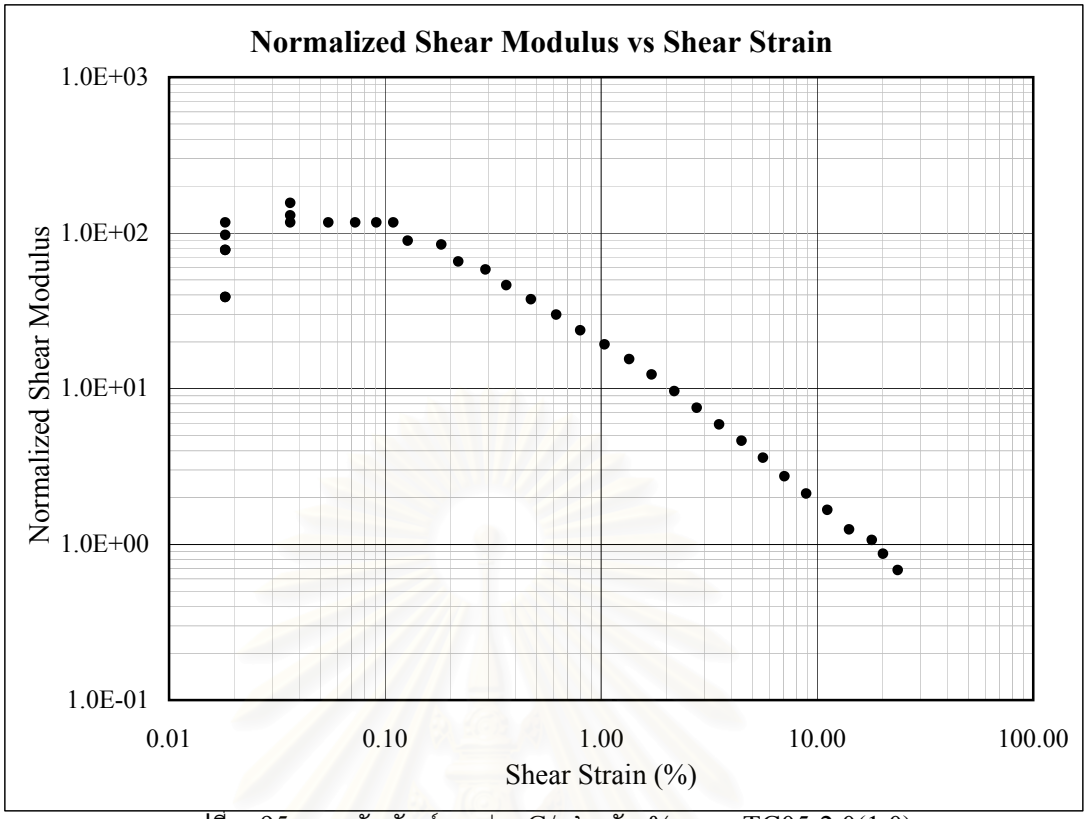
รูปที่ ข-92 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



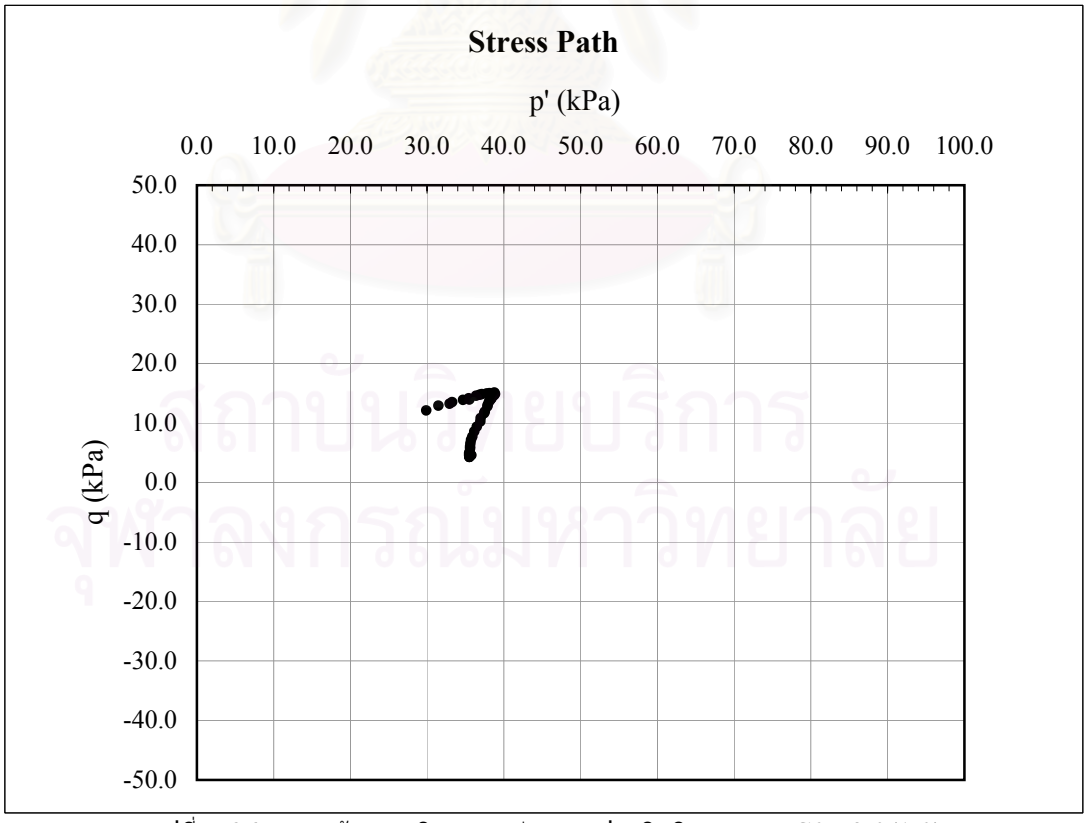
รูปที่ ข-93 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



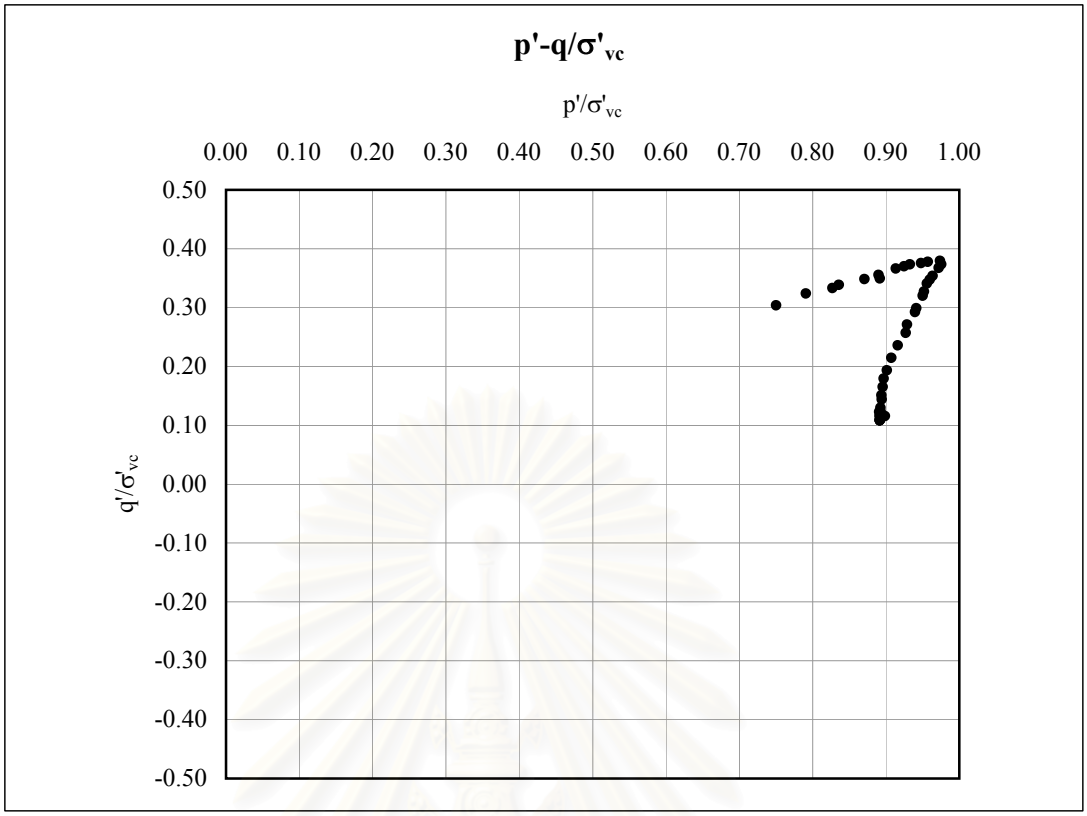
รูปที่ ข-94 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC05-2.0(1.0)



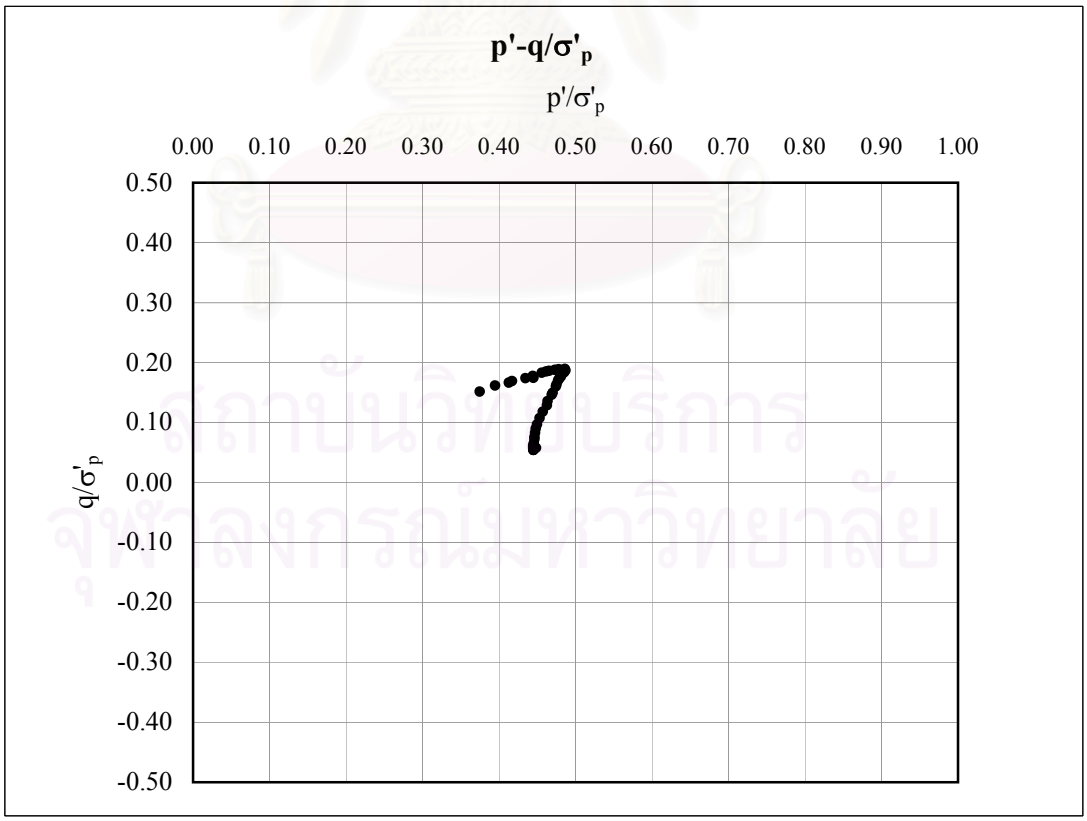
รูปที่ ข-95 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC05-2.0(1.0)



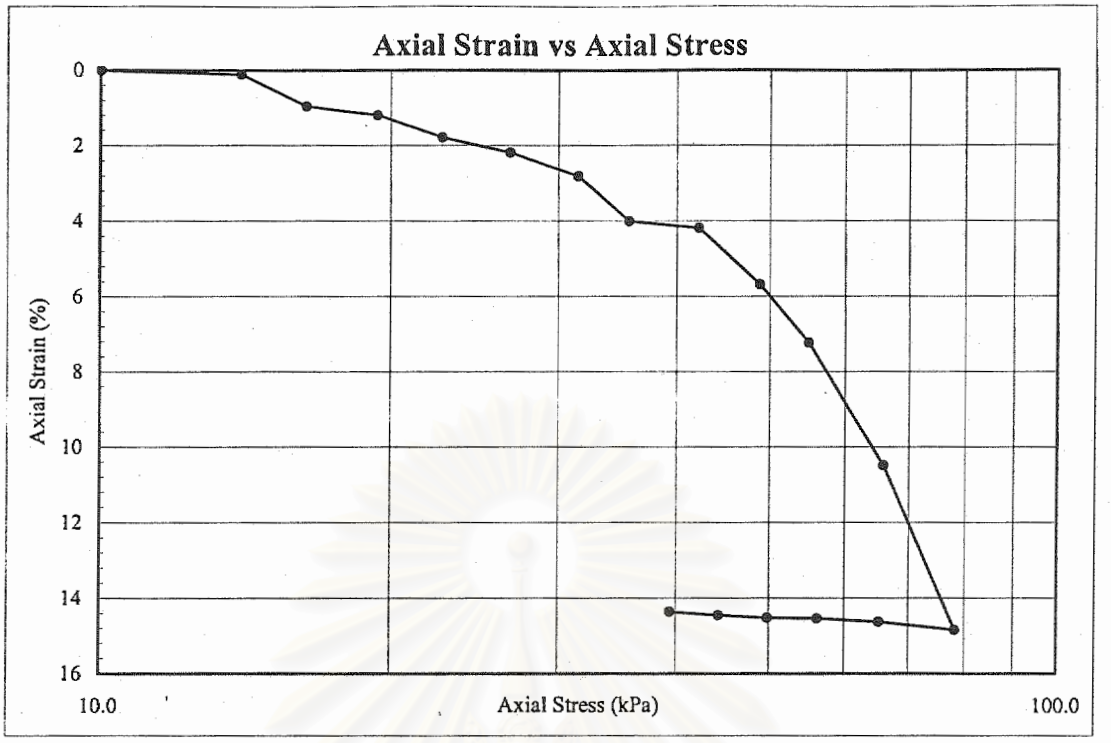
รูปที่ ข-96 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC05-2.0(1.0)



รูปที่ ข-97 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC05-2.0(1.0)

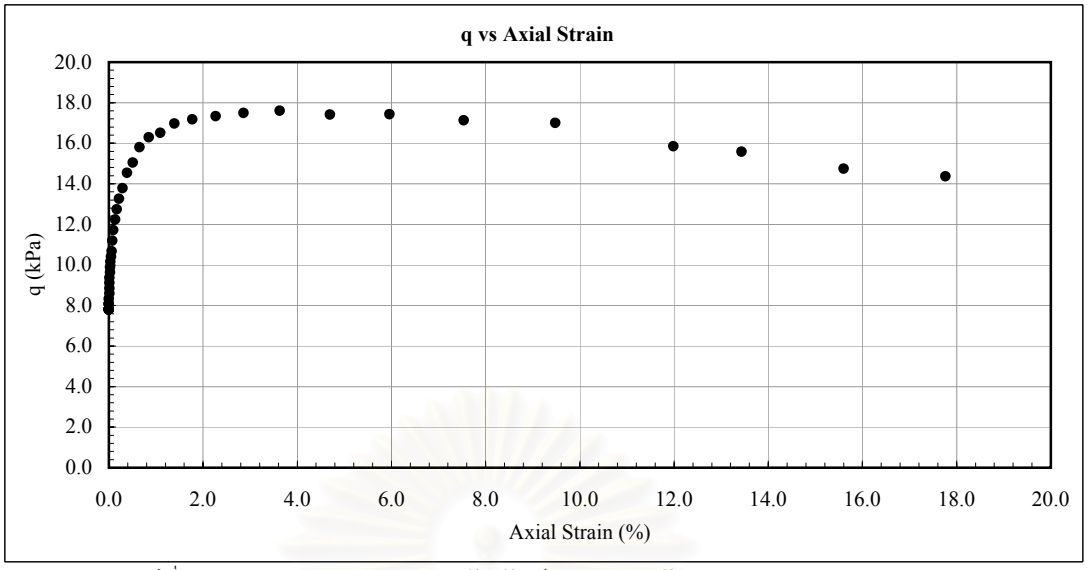


รูปที่ ข-98 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC05-2.0(1.0)

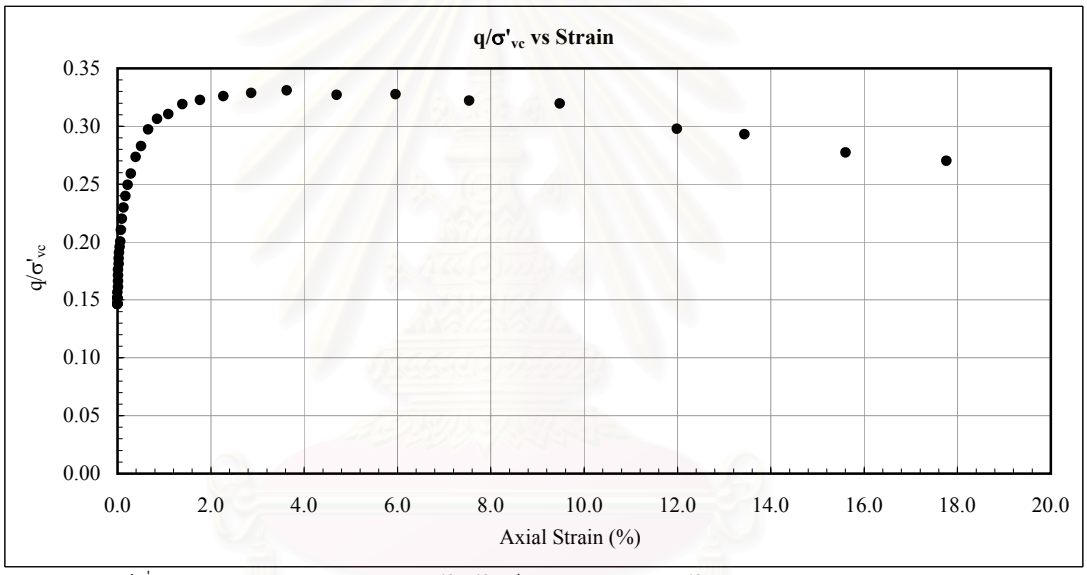


รูปที่ ข-99 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบที่ TC05-2.0(1.0)

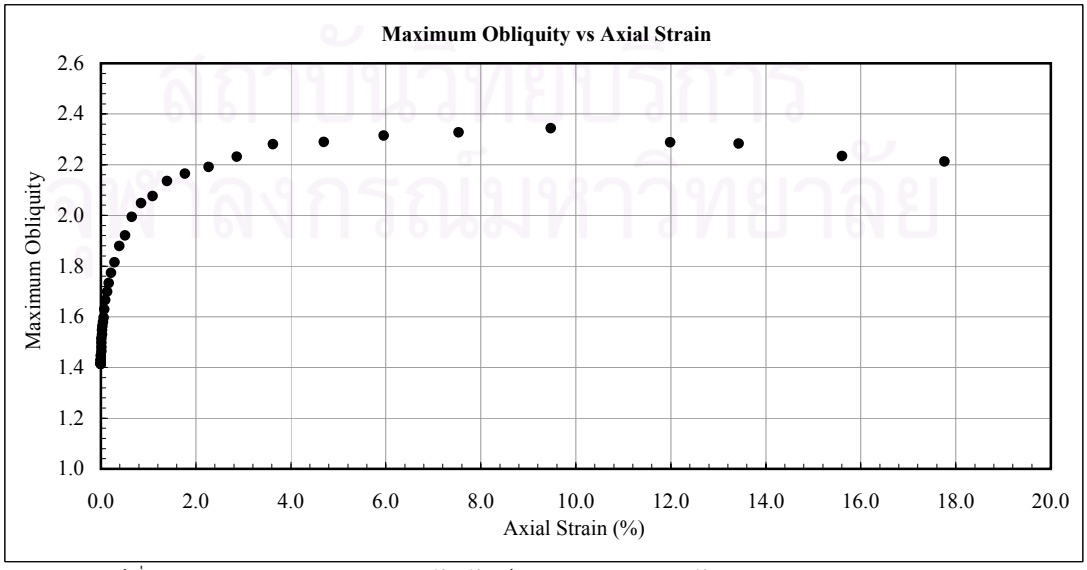
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



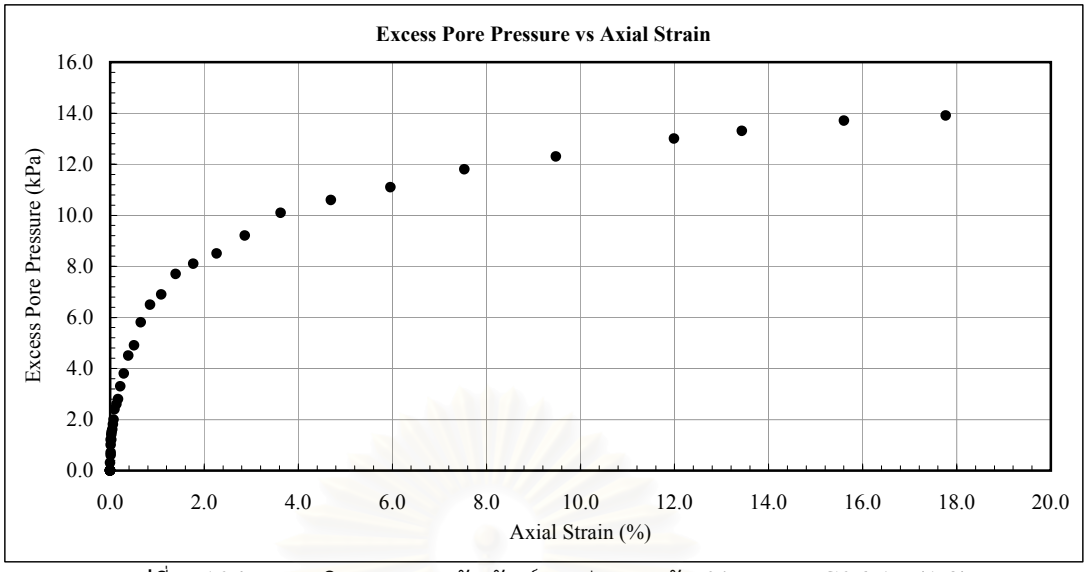
รูปที่ ข-101 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



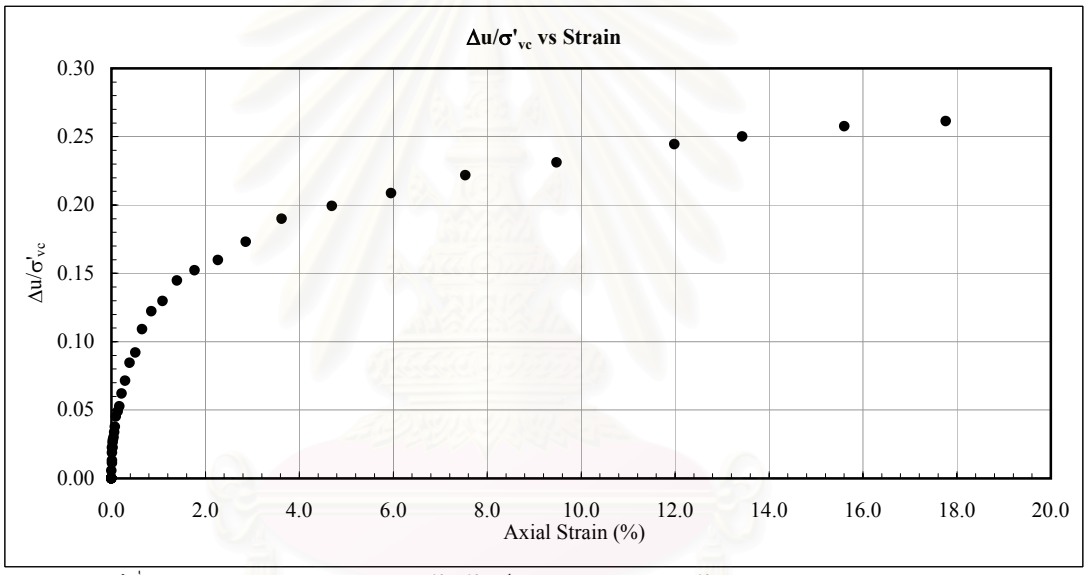
รูปที่ ข-102 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



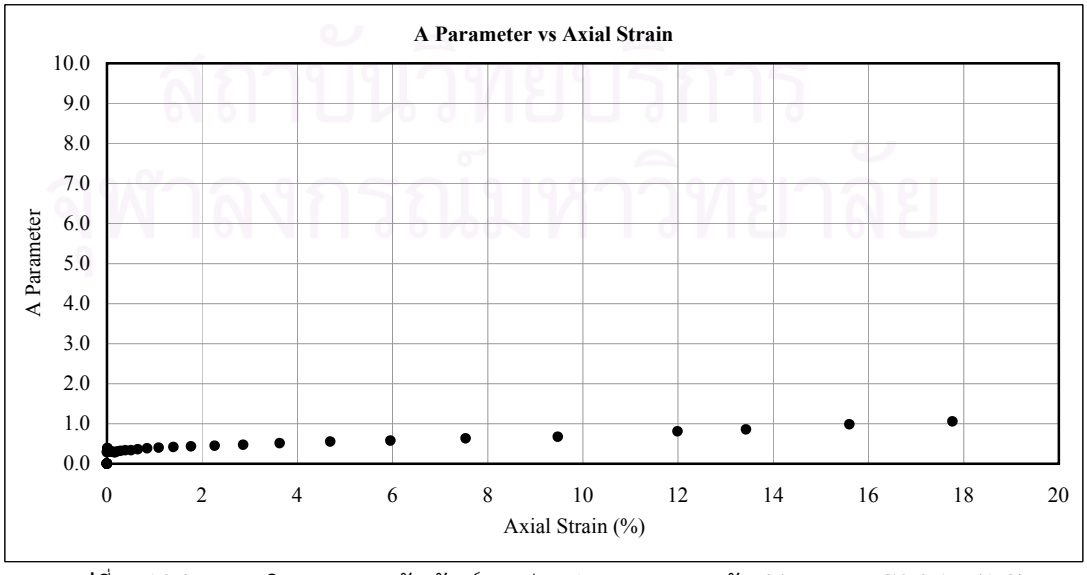
รูปที่ ข-103 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3 กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



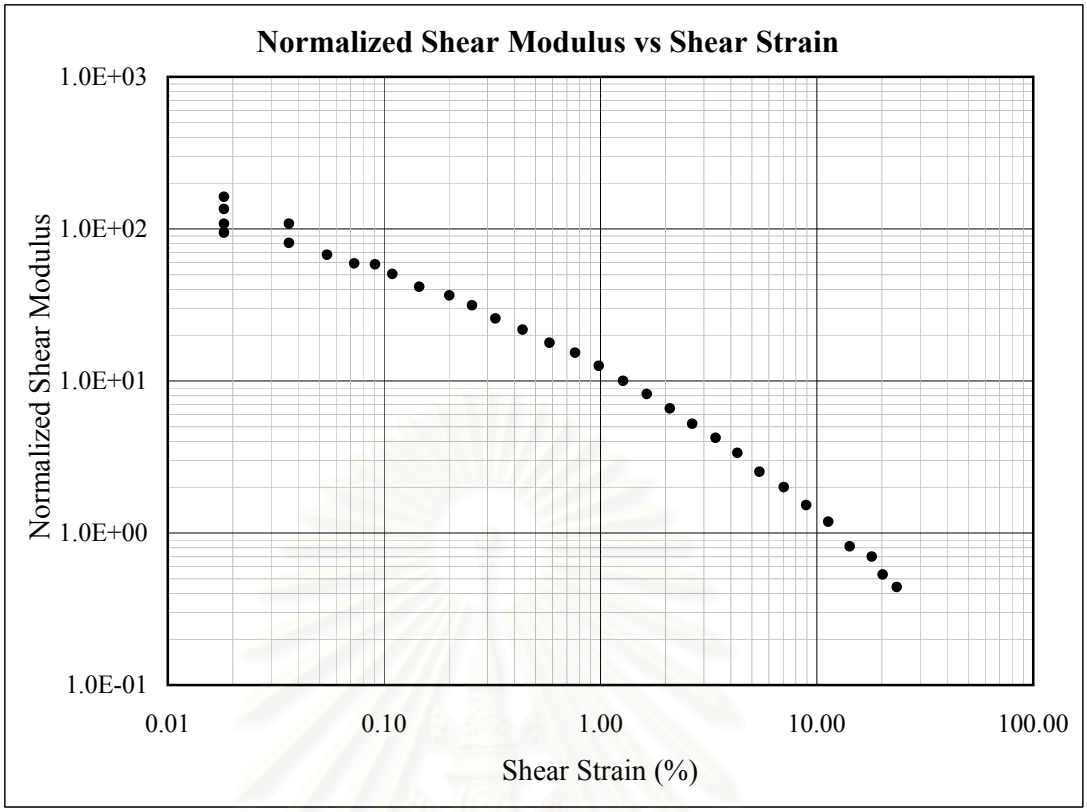
รูปที่ ข-104 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



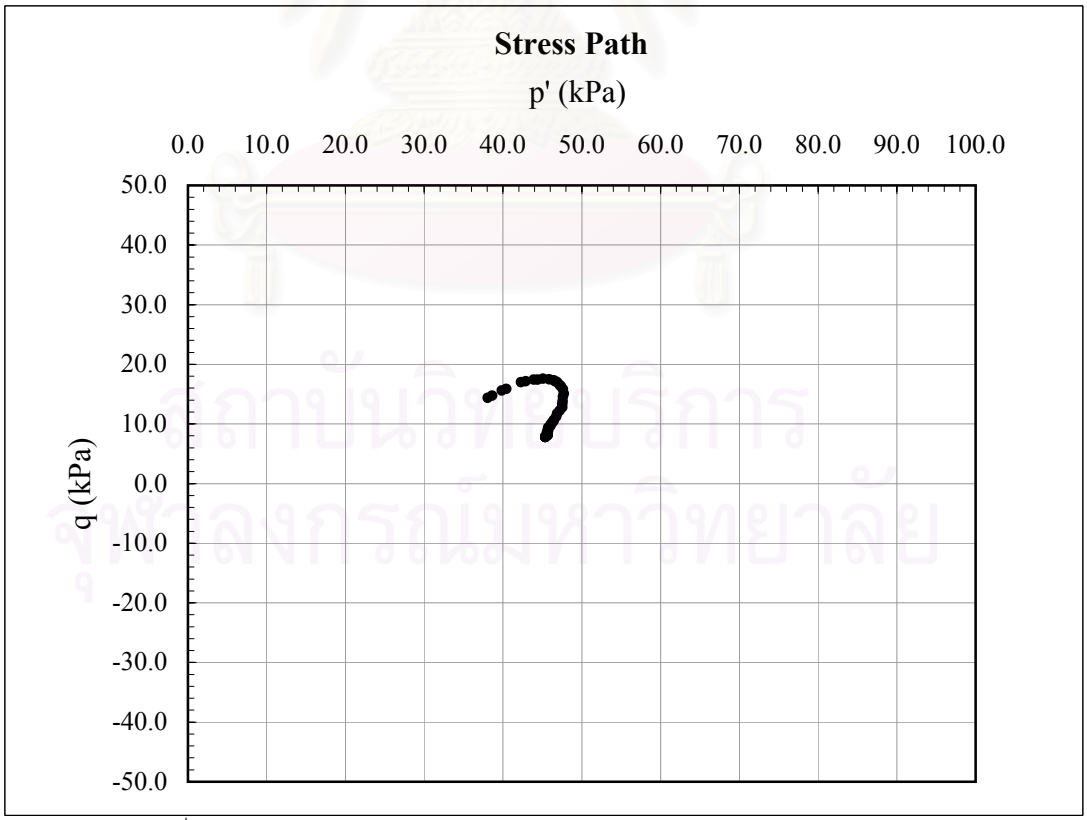
รูปที่ ข-105 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



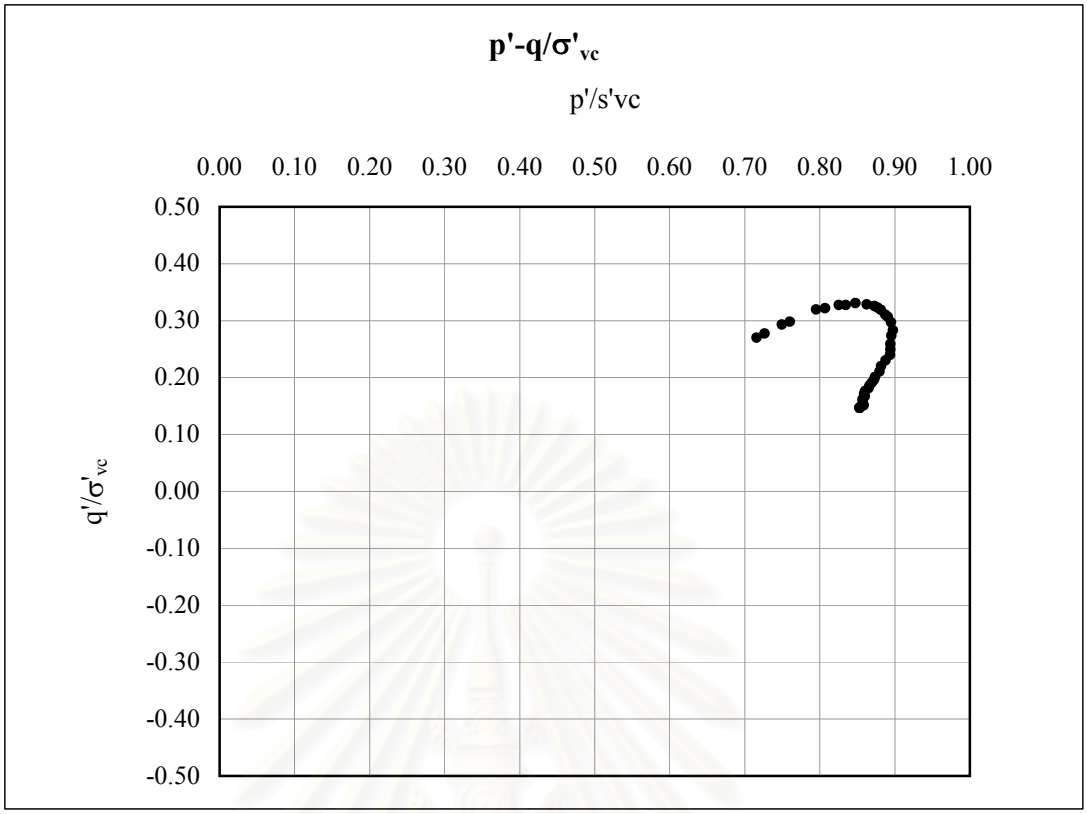
รูปที่ ข-106 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC06-1.5(1.3)



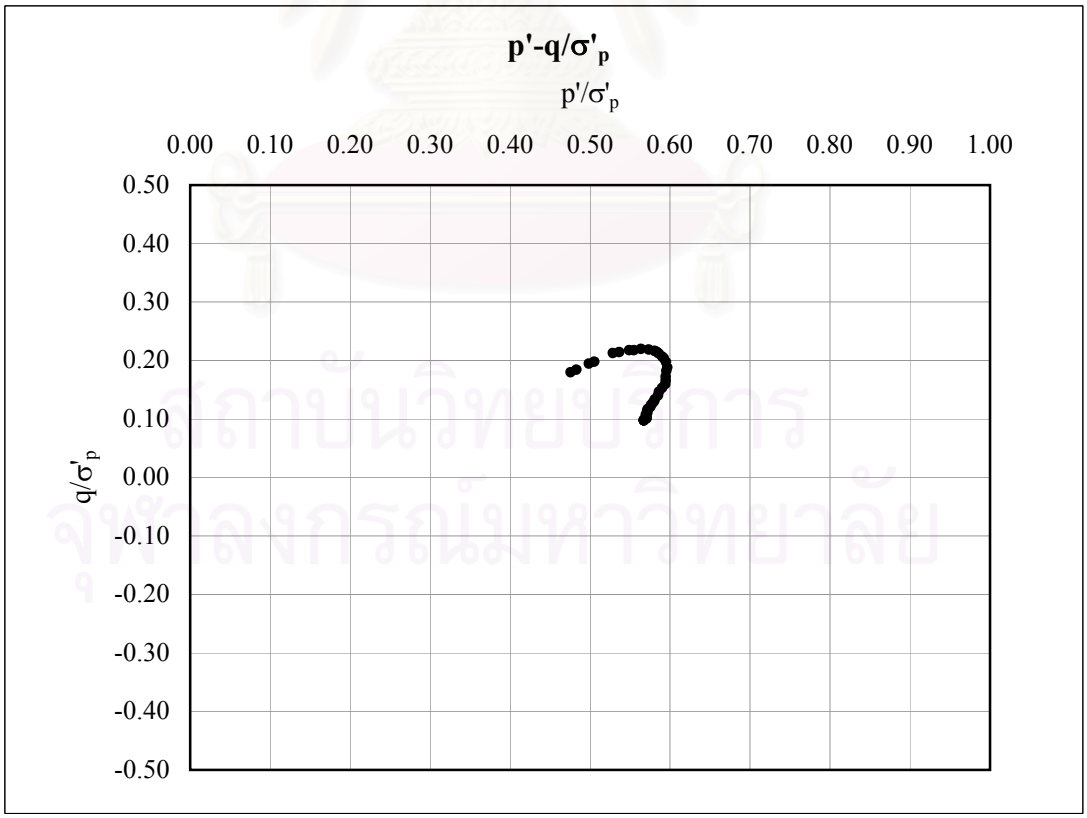
รูปที่ ข-107 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC06-1.5(1.3)



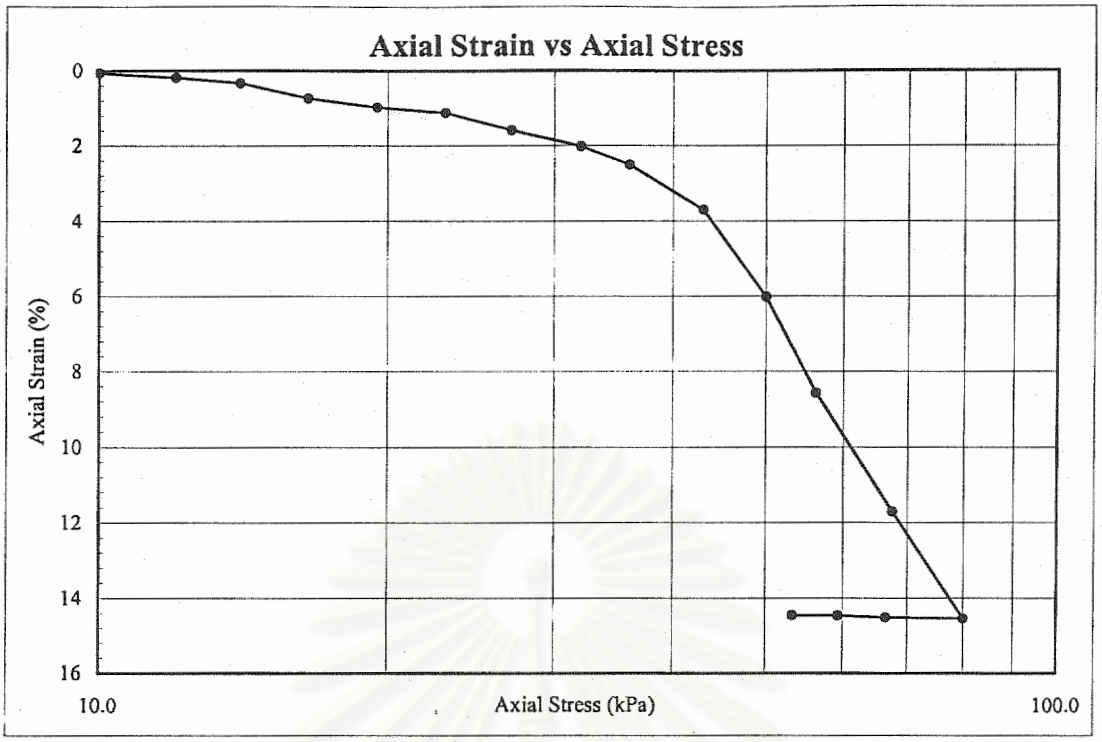
รูปที่ ข-108 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC06-1.5(1.3)



รูปที่ ข-109 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC06-1.5(1.3)

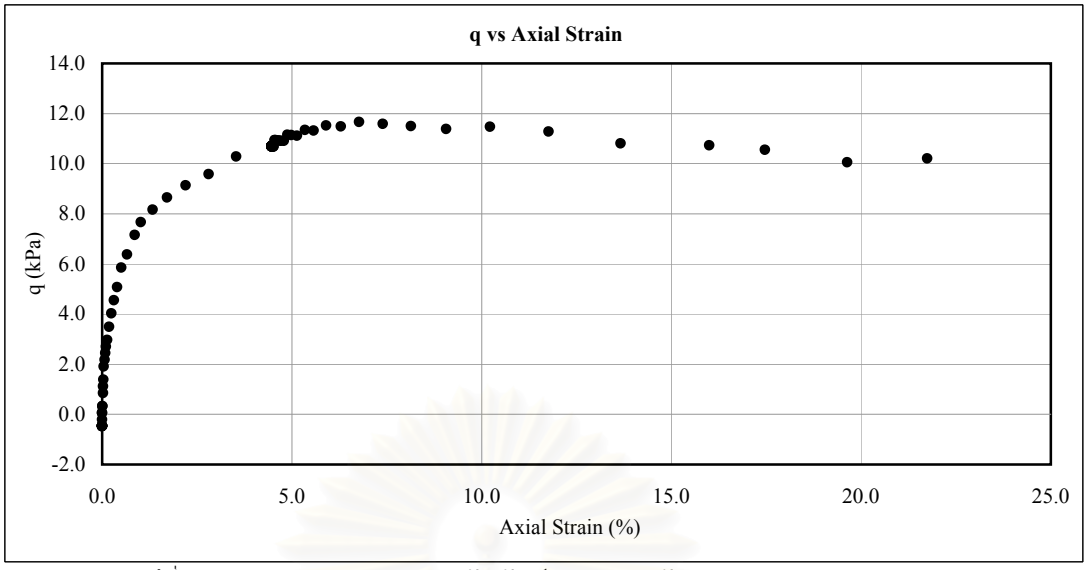


รูปที่ ข-110 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC06-1.5(1.3)

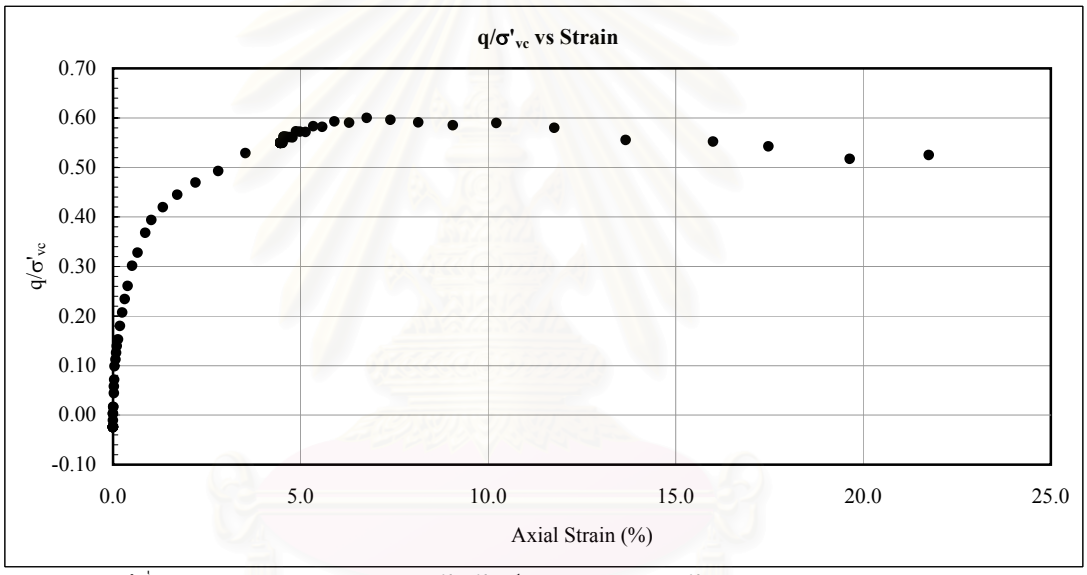


รูปที่ ข-111 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับ Axial Stress ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ ของการทดสอบที่ TC06-1.5(1.3)

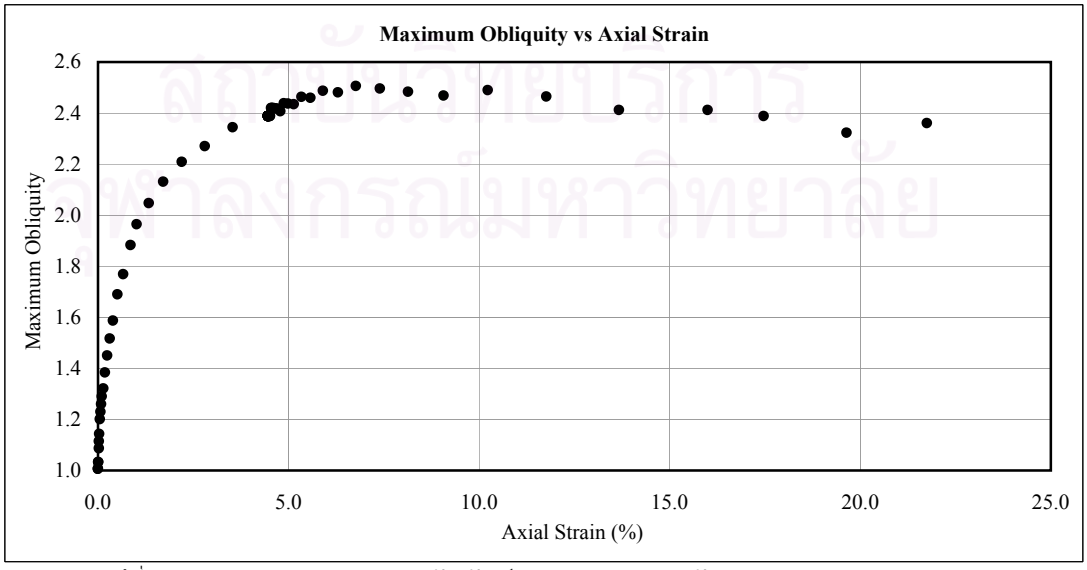
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



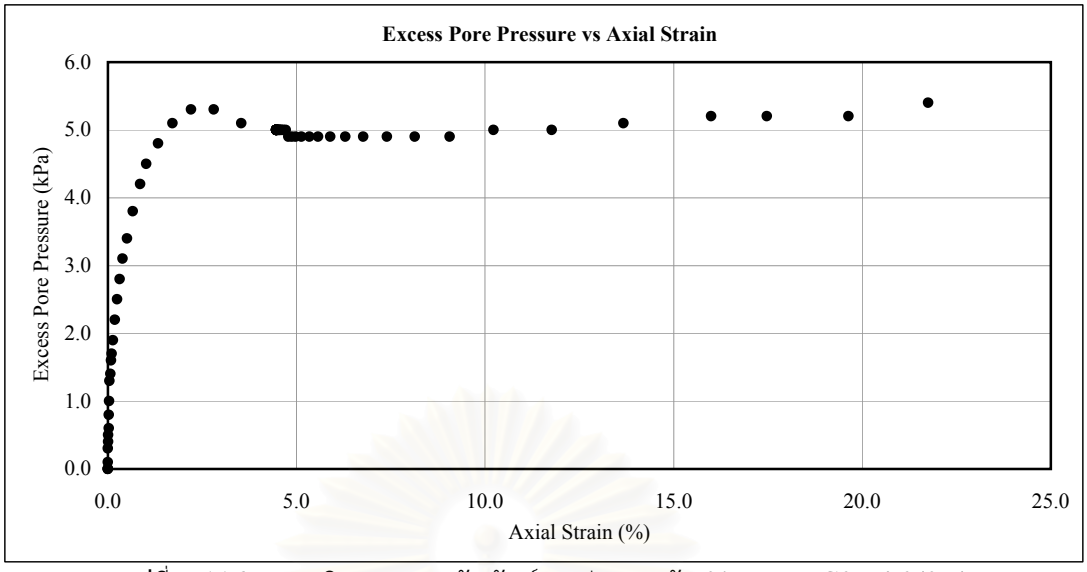
รูปที่ ข-113 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



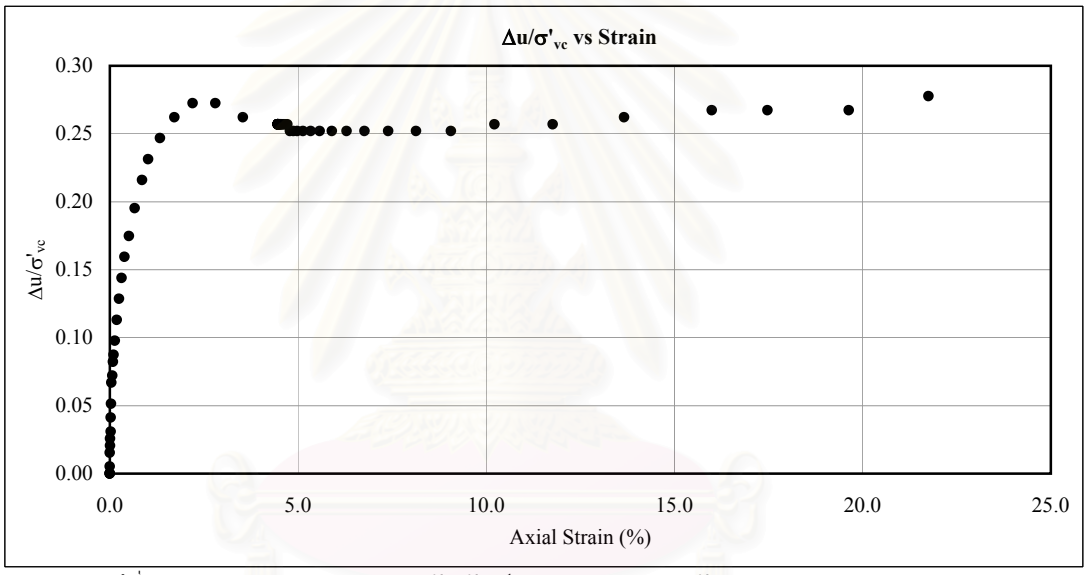
รูปที่ ข-114 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



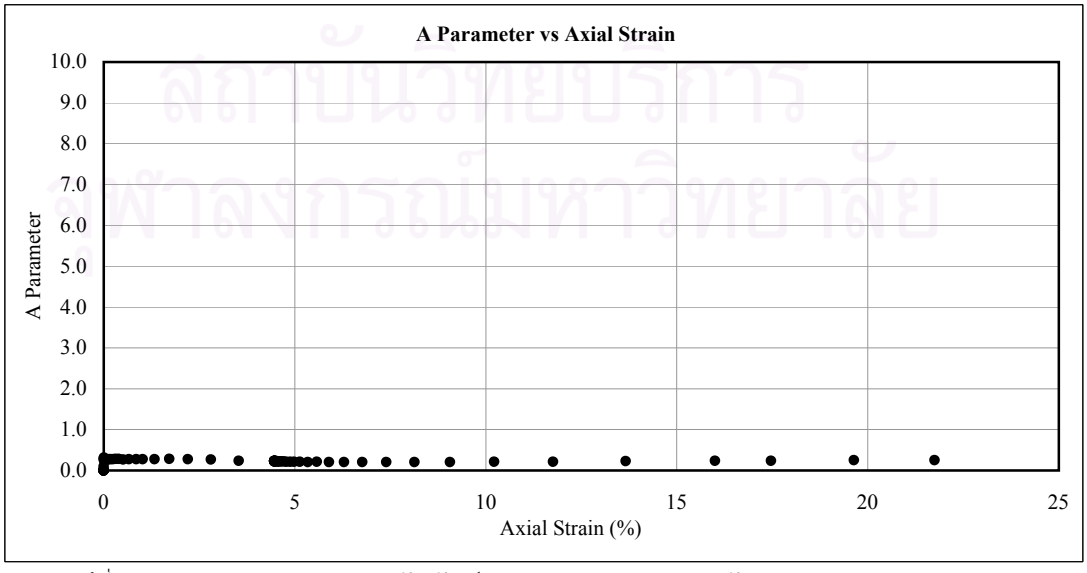
รูปที่ ข-115 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_1/σ'_3กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



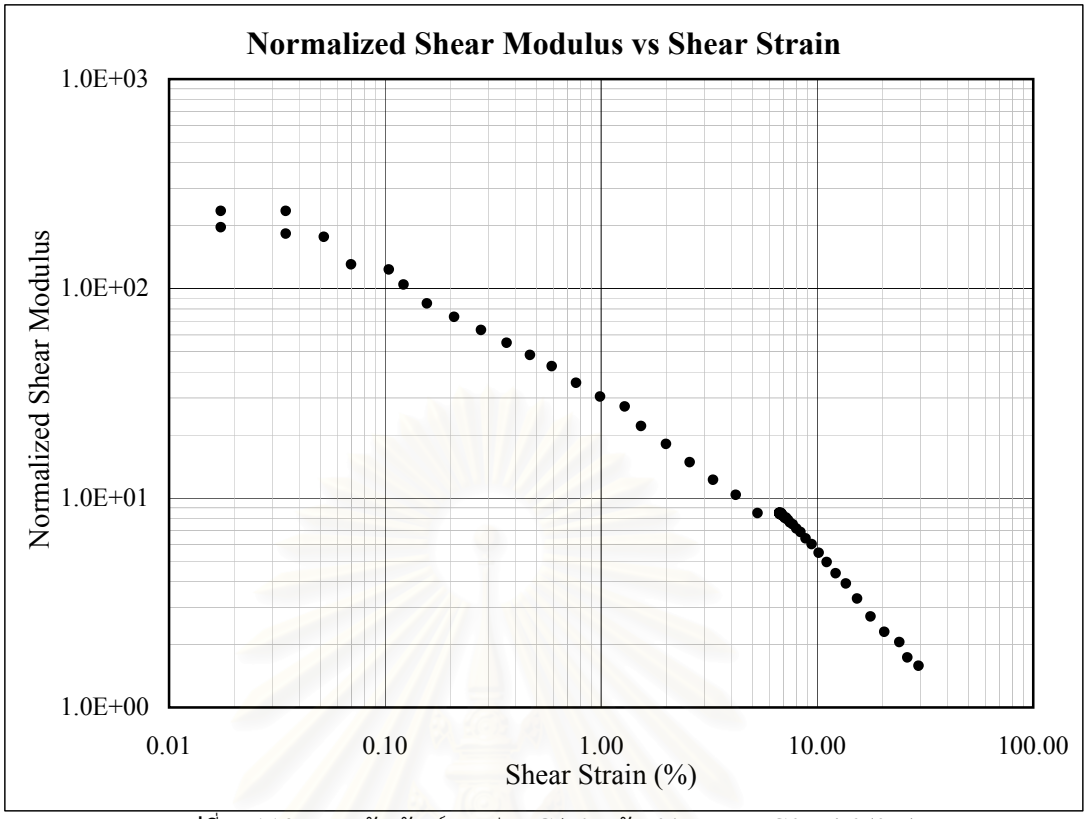
รูปที่ ข-116 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



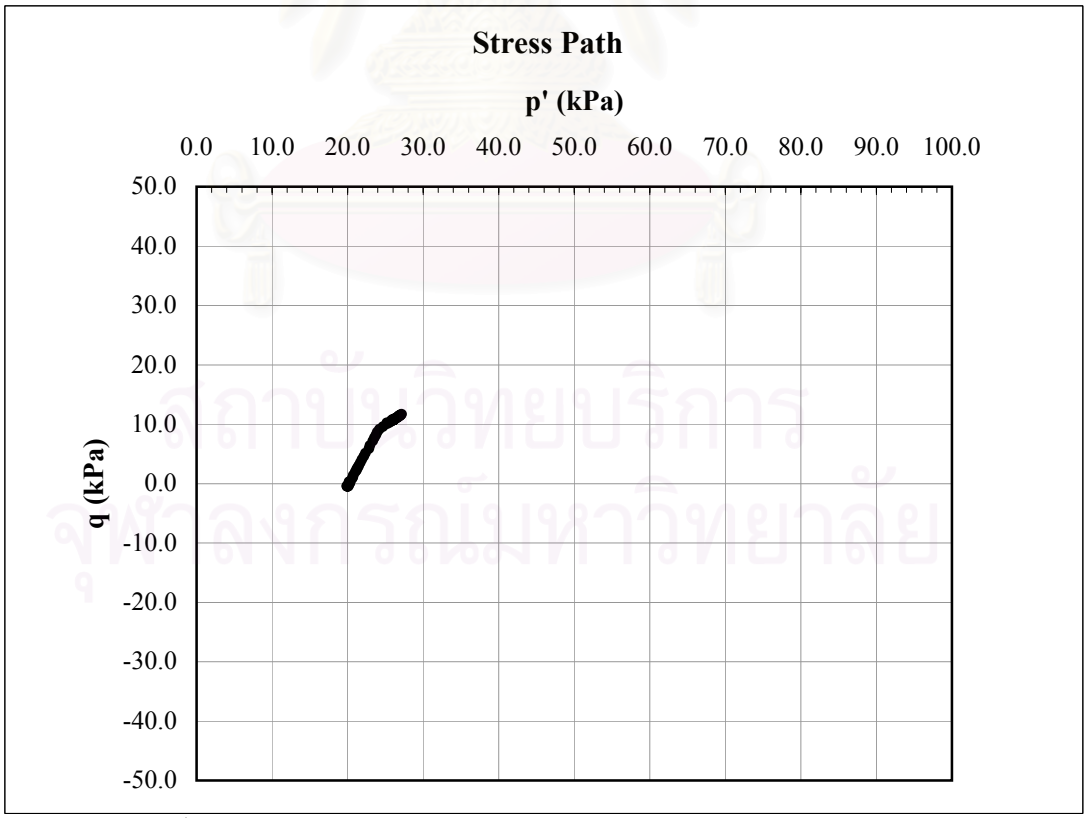
รูปที่ ข-117 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



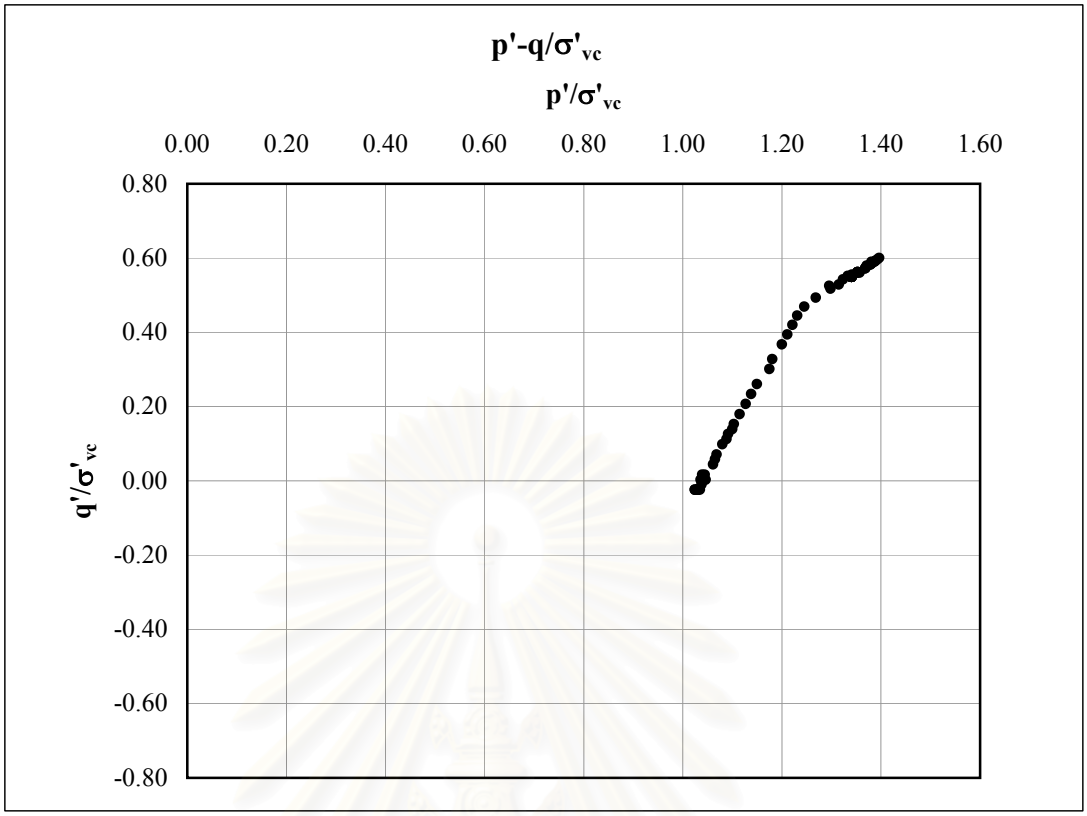
รูปที่ ข-118 แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ %ε ของ TC07-4.0(0.5)



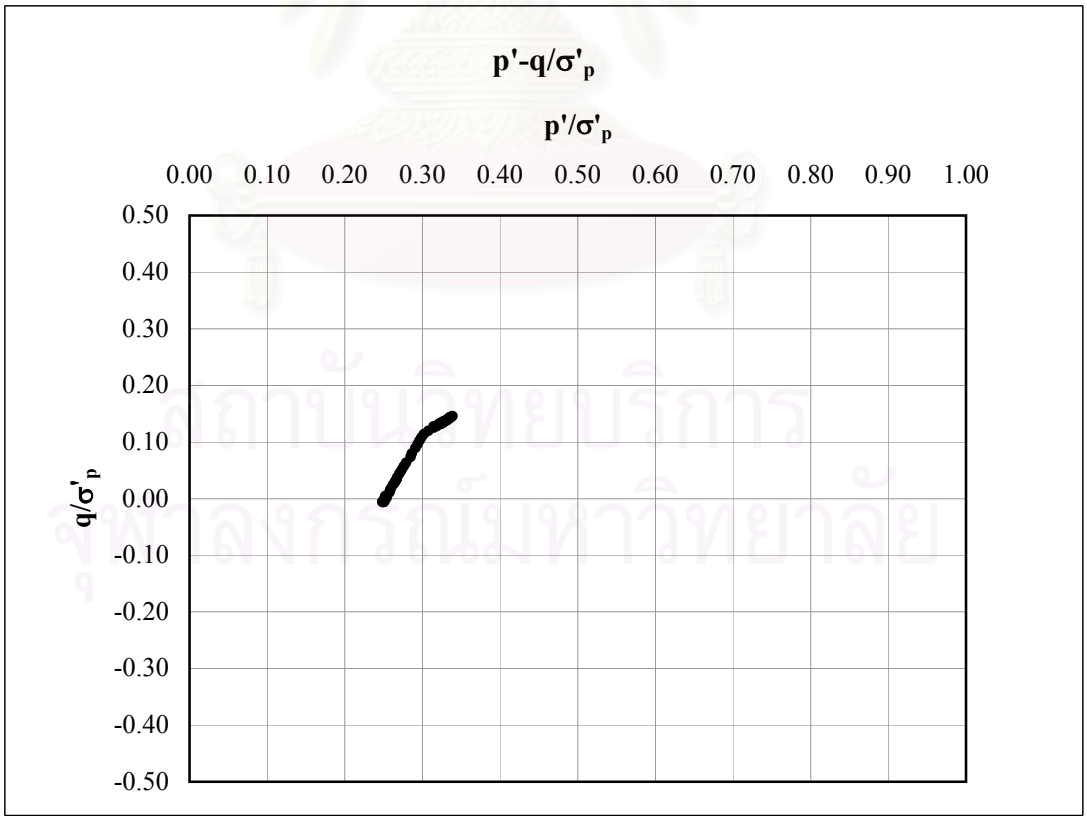
รูปที่ ข-119 ความสัมพันธ์ระหว่าง G/σ'_{vc} กับ %γ ของ TC07-4.0(0.5)



รูปที่ ข-120 แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ของ TC07-4.0(0.5)



รูปที่ ข-121 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_{vc}$ ของ TC07-4.0(0.5)



รูปที่ ข-122 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v+\sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v-\sigma'_h)/2\sigma'_p$ ของ TC07-4.0(0.5)

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายกรัณฑ์ กระแสสินธุ์ เกิดเมื่อวันที่ 22 เมษายน 2517 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานครฯ สำเร็จการศึกษาระดับวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในปีการศึกษา 2538 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์วิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย