

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักร  
ต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ



นายพิพัฒน์ ทองฉิม

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต

สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2546

ISBN 974-17-4041-7

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

EFFECT OF RATES OF CYCLIC LOADING  
ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF SOFT BANGKOK CLAY



Mr. Pipat Thongchim

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of Doctor of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic year 2003

ISBN 974-17-4041-7

หัวข้อวิทยานิพนธ์ ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวิถัจกรต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์  
ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

โดย นายพิพัฒน์ ทองฉิม

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาตรีบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการสอบ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ทวี ธนะเจริญกิจ)

..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ก่อโชค จันทรวงูร)

..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

..... กรรมการ  
(อาจารย์ ดร. จีรวัด บุญญะฐิติ)

พิพัฒน์ ทองฉิม : ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (EFFECT OF RATES OF CYCLIC LOADING ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF SOFT BANGKOK CLAY) อ.ที่ปรึกษา : ผศ.ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล, 186 หน้า, ISBN 974-17-4041-7.

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรและวิธีการทดสอบต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้เครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบเก็บที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ระดับความลึก 6.0–9.0 เมตร ถูกทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation) และอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 และ 100 กิโลปาสคาล ก่อนที่เฉือนด้วยอัตราเร็ว 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ภายใต้เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ วิธีการเฉือนมี 2 แบบ แบบที่หนึ่ง continuous cyclic loading โดยกำหนดค่า Stress amplitude ครั้งเดียวทดสอบจนตัวอย่างดินวิบัติ ขณะทดสอบหน่วยแรงประสิทธิผลลดลง เนื่องจาก Excess pore water pressure เพิ่มขึ้น แบบที่สอง Staged cyclic loading ขั้นแรกทดสอบค่า Stress amplitude น้อยๆ ทดสอบจำนวน 15 รอบ เสร็จแล้วจึงเปิดวาล์ว เพื่อลด Excess pore water pressure ที่เกิดขึ้นระหว่างทำการทดสอบให้หมดไป ก่อนที่จะเริ่มทำขั้นตอนใหม่โดยการเพิ่มค่าของ Stress amplitude ให้สูงขึ้นและทดสอบแบบเดิม ทำซ้ำขบวนการเดิมทดสอบจนกว่าตัวอย่างจะวิบัติ

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะพบว่า เมื่ออัตราเร็วเพิ่มขึ้นจาก 0.10 เป็น 1.0 เฮิร์ต ค่าของ shear modulus แทบไม่มีการเปลี่ยนแปลง แต่ค่า Damping Ratio จะลดลงเล็กน้อย

ผลกระทบของวิธีการทดสอบทั้งแบบ Continuous cyclic loading และ แบบ Staged cyclic loading ไม่มีผลต่อค่า Shear modulus และ Damping ratio คือให้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Modulus กับ Strain และ กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Damping ratio กับ Strain เหมือนกัน

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา	ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา	ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
ปีการศึกษา 2546	ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....

## 4271812221 :MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: CYCLIC LOAD / SHEAR MODULUS / DAMPING RATIO / SOFT CLAY

PIPAT THONGCHIM : EFFECT OF RATES OF CYCLIC LOADING ON THE

MECHANICAL BEHAVIOR OF SOFT BANGKOK CLAY.THESIS ADVISOR:

SUPOT TEACHAVORASINSAKUN, Asst. D. Eng. 186 pp. ISBN 974-17-4041-7.

The effect of rates of loading and the effect of testing procedures on the mechanical behavior of soft Bangkok clay were investigated using the cyclic triaxial apparatus. Tests were performed on undisturbed samples collected at a depth of about 6.0 - 9.0 m. from a site in Chulalongkorn University. The tested samples were saturated and then consolidated to the prescribed effective confining pressures about 50 kPa and 100 kPa. Shearing under the undrained condition was performed in a stress-controlled manner. Samples were sheared at rates of loading 0.10 and 1.0 Hz. The cyclic loading test was divided into two types: Firstly, A continuous cyclic loading, CC, which the sample was loaded to failure in one step. Secondly, A staged cyclic loading, SC, The number of cycles for each stage of cyclic loading was 15. The excess pore pressure building-up during each step was allowed to dissipate before further application of the larger amplitude cyclic load.

The effect of rates of loading on the shear modulus and damping ratio were investigated. An increase of rates of loading from 0.1 to 1.0 Hz had no influence on the shear modulus characteristic. However, the damping ratio slightly decreased.

Cyclic loading test results from two testing procedures (the continuous cyclic loading test, CC, and the staged cyclic loading test, SC) were found to give fairly similar strain dependence characteristics of shear modulus and damping ratio.

Department civil engineering .....Student 's

Field of study civil engineering .....Advisor 's

Academic year 2003 .....Co- advisor 's

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผศ. ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี โดยได้ให้คำปรึกษาแนะนำและให้ข้อคิดเห็นต่างๆ ในการศึกษาวิจัยด้วยดีตลอดมา และขอกราบขอบพระคุณ ผศ.ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ ผศ.ดร. ทวี ฐานะเจริญกิจ ผศ.ดร. ก่อโชค จันทรวงกูร ผศ.ดร. บุญชัย อุกฤษฏาชน และ ดร. สุวิวัตร บุญญะฐิติ ที่ได้กรุณาทำหน้าที่เป็นคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และได้ให้ข้อเสนอแนะต่าง ๆ ที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้

ขอขอบพระคุณ เจ้าหน้าที่ห้องปฏิบัติการปฐพีทุกท่าน ที่ให้ความช่วยเหลือในการแนะนำการใช้อุปกรณ์และเครื่องมือทดสอบ รวมทั้งเพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความสนใจตลอดมา

งานวิจัยนี้ ได้รับการสนับสนุนจาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) ภายใต้โครงการเมธีวิจัยอาวุโส ศ.ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์

ท้ายสุดนี้ ผู้เขียนขอรำลึกถึงพระคุณของบิดา มารดา ครู และอาจารย์ ที่ได้อบรมสั่งสอนผู้เขียนให้มีความรู้และความสามารถจนสำเร็จการศึกษาในระดับปริญญาดุษฎีบัณฑิต

พิพัฒน์ ทองฉิม

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญภาพ.....	ฐ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ด
บทที่	
1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	4
2 ทฤษฎีและทบทวนผลงานในอดีต.....	5
2.1 ผลการศึกษาในอดีต.....	5
2.2 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน.....	5
2.3 แบบจำลองของคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน.....	6
2.3.1 แบบจำลองวิสคอสอิลาสติกเชิงเส้น.....	6
2.3.2 ความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดของแรงแบบวิฏจักร.....	6
2.3.3 Hysteric stress-strain curve.....	9
2.3.4 แบบจำลองที่แทนระบบด้วยสปริงและแดชพอท.....	12
2.3.5 แบบจำลองของเคลวิน.....	12
2.3.6 แบบจำลองของแมกซ์เวล.....	14
2.3.7 แบบจำลองของเคลวินชนิดไม่มีความหนืด.....	16
2.4 วิธีการหาคุณสมบัติของดินทางด้านพลศาสตร์.....	18
2.4.1 การวัดค่าความเร็วคลื่นแบบเฉือนในสนาม.....	18
2.4.2 การหาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ในห้องปฏิบัติการ.....	19

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.4.2.1 การวัดการแผ่กระจายของคลื่น.....	19
2.4.2.2 การวัดค่าสติเฟนสและอัตราส่วนแอมป์จิ่ง.....	20
โดยใช้เครื่องแบบดั้งเดิม	
2.5 การคำนวณหาโดยใช้สูตรเอ็มไพริกัล.....	21
2.6 การคำนวณโมดูลัสและนิยามของโมดูลัส.....	22
3 วิธีคำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดิน.....	34
3.1 การเคลื่อนตัวของมวลดิน.....	34
3.2 นิยามที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว.....	35
3.2.1 ขนาดของการเกิดแผ่นดินไหว.....	36
3.2.2 ลักษณะการเคลื่อนตัวของหินระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว.....	37
3.3 การตรวจวัดขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวในประเทศไทย.....	38
และประเทศข้างเคียง	
3.4 คำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดินด้วยโปรแกรม Shake91.....	39
3.5 วิธีการคำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของมวลดินของโปรแกรม Shake91.....	39
3.5.1 มวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน.....	39
3.5.2 มวลดินหลายชั้นวางอยู่บนชั้นหิน.....	42
3.5.3 Equivalent Linear Analysis.....	43
4 วิธีการและขั้นตอนในการวิจัย.....	55
4.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างทดสอบ.....	55
4.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง.....	55
4.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง.....	55
4.1.3 เตรียมหลุมเจาะสำหรับทดสอบ Down-hole.....	55
4.2 เครื่องมือและอุปกรณ์สำหรับเครื่องทดสอบหลัก.....	56
4.2.1 Air Compressor.....	56
4.2.2 Air Dryer.....	56



สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.2.3 Hydraulic.....	56
4.2.4 Volume Change Device.....	56
4.2.5 Pressure Control Panel.....	56
4.2.6 Amplifier.....	56
4.2.7 Computer.....	56
4.2.8 Printer.....	56
4.2.9 Triaxial Cell.....	56
4.3 การหาคุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้น.....	57
4.3.1 พิกัดแอตเตอร์เบอร์ก (Atterberg's Limit).....	57
4.3.2 ปริมาณความชื้น (Water Content).....	57
4.3.3 ความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity).....	57
4.3.4 การทดสอบแบบ UU.....	57
4.3.5 การทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ.....	57
4.4 วิธีการทดสอบ.....	58
4.5 โปรแกรมการทดสอบการศึกษาวิจัย.....	58
4.5.1 การทดสอบแบบแรงอัด.....	58
4.5.2 การทดสอบแบบแรงดึง.....	59
4.5.3 การทดสอบแบบแรงวัฏจักร.....	59
4.5.3.1 CC Test.....	59
4.5.3.2 SC Test.....	60
4.6 ขั้นตอนการทดสอบ.....	60
4.6.1 การเตรียมตัวอย่าง.....	60
4.6.2 ติดตั้งตัวอย่างดินกับชุดเครื่องมือทดสอบ.....	60
4.6.3 ขั้นตอนทำให้ตัวอย่างอิ่มตัว (Saturation).....	61
4.6.4 ขั้นตอนอัดตัวคายน้ำ (Consolidation).....	62
4.6.5 ขั้นตอนเฉือน (Shear).....	62

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า		
4.6.5.1	4.6.5.1	เงื่อนไขด้วยแรงอัด (Compression test).....	62
4.6.5.2	4.6.5.2	เงื่อนไขด้วยแรงดึง (Extension unloading test).....	63
4.6.5.3	4.6.5.3	เงื่อนไขด้วยแรงวัฏจักร (Cyclic loading test).....	63
4.6.6	4.6.6	นำตัวอย่างดินออกจาก Cell หลังจากการทดสอบเสร็จ.....	64
4.7	4.7	รายการคำนวณ.....	65
4.7.1	4.7.1	คุณสมบัติของตัวอย่างก่อนทดสอบ.....	65
4.7.2	4.7.2	คุณสมบัติของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายตัว (Consolidation).....	66
4.7.3	4.7.3	Hysteresis Loop.....	66
4.7.4	4.7.4	รายการคำนวณการทดสอบ Compression และ Extension.....	68
5	5	ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดสอบ.....	74
5.1	5.1	บทนำ.....	74
5.2	5.2	ผลการทดสอบของ Cyclic triaxial apparatus.....	74
5.2.1	5.2.1	คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรม.....	75
		ของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ	
5.2.2	5.2.2	ผลการทดสอบของเครื่องทดสอบ Cyclic triaxial.....	75
5.2.3	5.2.3	ผลการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือนในสนาม.....	76
5.2.4	5.2.4	เปรียบเทียบค่าโมดูลัสที่ได้จากห้องปฏิบัติการ.....	76
		กับค่าโมดูลัสที่ได้จากสนาม	
5.3	5.3	ผลทดสอบแรงกระทำแบบอัด (Compression loading).....	77
5.3.1	5.3.1	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อ Deviator stress.....	78
5.3.2	5.3.2	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อ Young 's modulus.....	79
5.3.3	5.3.3	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง.....	80
5.3.4	5.3.4	สมการความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสกับ Stress rate ratio.....	81
5.4	5.4	ผลทดสอบแรงกระทำแบบดึง (Extension unloading).....	82
5.4.1	5.4.1	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบดึงต่อ Deviator stress.....	82
5.4.2	5.4.2	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบดึงต่อ Young 's modulus.....	83
5.4.3	5.4.3	ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบดึงต่อความดันน้ำในช่องว่าง.....	83

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
5.5 ผลทดสอบแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading).....	84
5.5.1 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบวัฏจักรต่อ โมดูลัสแบบเฉือน.....	84
5.5.2 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแอมป์.....	85
5.5.3 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง.....	86
5.5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบของแรงกระทำ.....	87
5.5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแอมป์กับจำนวนรอบของแรงกระทำ.....	88
5.6 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสที่ได้จากการทดสอบแรงกระทำแบบอัด กับแรงกระทำแบบดึง.....	88
5.7 ผลการวิเคราะห์ของโปรแกรม Shake91.....	89
5.6.1 สอบเทียบความถูกต้องการใช้โปรแกรม.....	89
5.6.2 ผลกระทบความถี่ของคลื่นต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	90
5.6.3 ผลกระทบอัตราส่วนแอมป์ต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	90
5.6.4 ผลกระทบดัชนีพลาสติก (PI) ต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	91
6 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ.....	130
6.1 สรุปผลการวิเคราะห์.....	131
6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม.....	133
รายการอ้างอิง.....	134
ภาคผนวก ก.....	140
ภาคผนวก ข.....	148
ภาคผนวก ค.....	152
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	169

## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1 การวัดขนาดของการเกิดแผ่นดินไหวแบ่งออกเป็น 12 ระดับ.....	45
ในหน่วยของ Modified Mercalli Scale	
3.2 ตารางเปรียบเทียบหน่วย Richter กับ Modified Mercalli.....	45
5.1 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรม.....	92
ของตัวอย่างดินที่นำมาใช้ทดสอบ	



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2.1 แบบจำลองวิสคอคอิลาสติกแยกเป็นส่วนอิลาสติกและส่วนวิสคอส.....	25
รูปที่ 2.2 นิยามของสัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient).....	26
รูปที่ 2.3 ตัวอย่างแบบจำลองวิสคอคอิลาสติก.....	27
รูปที่ 2.4 สัมประสิทธิ์การสูญเสียของ 2 แบบจำลองกับฟังก์ชันของความถี่.....	28
รูปที่ 2.5 แบบจำลองเคลวินชนิดไม่มีความหนืด.....	29
รูปที่ 2.6 การวัดความเร็วคลื่นในสนามแบบ Down-hole.....	30
รูปที่ 2.7 การวัดความเร็วคลื่นในสนามแบบ Cross-hole.....	31
รูปที่ 2.8 การคำนวณโมดูลัสจากความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียด.....	32
ของการทดสอบแรงอัดสามแกน	
รูปที่ 2.9 คำนิยามของค่าโมดูลัสดิน (Briaud and Buchanan, 2000).....	33
รูปที่ 3.1 นิยามของจุดโฟกัสและอิพิเซนเตอร์ ; (a) รูปตัด และ (b) รูปแปลน.....	46
รูปที่ 3.2 ระยะทางประสิทธิ์ผลจากรอยแตกถึงสถานที่อ้างอิง.....	47
รูปที่ 3.3 คาบที่เด่นชัดของอัตราเร่งสูงสุดของหิน.....	48
รูปที่ 3.4 อัตราเร่งสูงสุดกับขนาดของแผ่นดินไหวและระยะจากรอยแตกร้าว.....	49
รูปที่ 3.5 แผนที่แสดงตำแหน่งและขนาดของแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้ในประเทศไทย.....	50
และประเทศข้างเคียงตั้งแต่ พ.ศ. 2526 -2532	
รูปที่ 3.6 มวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน.....	51
รูปที่ 3.7 มวลดินหลายชั้นวางอยู่บนชั้นหิน.....	51
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของแรงกระทำแบบวัฏจักร.....	52
รูปที่ 3.9 Reduction Curve ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.....	53
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเฉือนกับอัตราส่วนแอมพิ้ง.....	54
ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	

## สารบัญรูป (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 4.1 แผนที่บริเวณเก็บตัวอย่างดิน.....	69
รูปที่ 4.2 Triaxial Cell.....	70
รูปที่ 4.3 แผนผังของเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial.....	71
รูปที่ 4.4 การทดสอบแบบ Single stage cyclic loading, (SC).....	72
รูปที่ 4.5 การทดสอบแบบ Multi-stage cyclic loading, (MC).....	72
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Hysteresis Loop).....	73
รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของ Cyclic triaxial	
(a) ที่ความเครียดน้อยสุดที่วัดได้.....	93
(b) ที่ความเครียดสูงสุดที่วัดได้.....	94
รูปที่ 5.2 แสดงผลการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือนด้วยวิธี Down-hole.....	95
โดย Ashford et al., 2000	
รูปที่ 5.3 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากห้องปฏิบัติการกับค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากสนาม.....	96
รูปที่ 5.4 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อ Deviator stress	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	97
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	98
รูปที่ 5.5 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อ Young 's modulus	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	99
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	100
รูปที่ 5.6 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	101
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	102
รูปที่ 5.7 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อ Young 's modulus ที่ความเครียด 0.10 %	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	103
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	104

## สารบัญรูป (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 5.8 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบดิ่งต่อ Deviator stress	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	105
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	106
รูปที่ 5.9 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบดิ่งต่อ Young 's modulus	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	107
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	108
รูปที่ 5.10 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบดิ่งต่อความดันน้ำในช่องว่าง	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	109
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	110
รูปที่ 5.11 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบวงจักรต่อโมดูลัสเฉือน	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	111
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	112
รูปที่ 5.12 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบวงจักรต่ออัตราส่วนแอมพิ้ง	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	113
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	114
รูปที่ 5.13 ผลของอัตราเร็วของแรงแบบวงจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	115
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	116
รูปที่ 5.14 ความสัมพันธ์โมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบแรงกระทำแบบวงจักร	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล.....	117
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	118

## สารบัญรูป (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแอมป์กับจำนวนรอบแรงกระทำแบบวัฏจักร	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล .....	119
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	120
รูปที่ 5.16 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสที่ได้จากการทดสอบแรงกระทำแบบอัดกับแรงกระทำแบบดึง	
(a) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล .....	121
(b) ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล.....	122
รูปที่ 5.17 สอบเทียบค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ.....	123
รูปที่ 5.18 สอบเทียบค่าความเค้นเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ.....	124
รูปที่ 5.19 สอบเทียบค่าความเครียดเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ.....	125
รูปที่ 5.20 สอบเทียบค่าความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	126
รูปที่ 5.21 ผลกระทบของความถี่ต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	127
รูปที่ 5.22 ผลกระทบของอัตราส่วนแอมป์ต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	128
รูปที่ 5.23 ผลของดัชนีพลาสติกต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน.....	129



## สัญลักษณ์

$w$  = ปริมาณความชื้นเริ่มต้น (Initial water content)

$LL$  = ชีดเหลว (Liquid limit)

$PL$  = ชีดพลาสติก (Plastic limit)

$PI$  = ดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity index)

$G_s$  = ความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity)

$\gamma_t$  = หน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight)

$S_u$  = หน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)

$\sigma'_{vm}$  = หน่วยประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure)

$\sigma'_c$  = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining stress)

$E$  = โมดูลัสของยัง (Young 's modulus)

$G$  = โมดูลัสเฉือน (Shear modulus)

$G_{max}$  = โมดูลัสเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus)

$h$  = อัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio)

$\Delta u$  = ความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

$\epsilon_{SA}$  = Single amplitude axial strain

$\epsilon_{DA}$  = Double amplitude axial strain

$\gamma_{SA}$  = Single amplitude shear strain

$\gamma_{DA}$  = Double amplitude shear strain

$\mu$  = Poison's ratio

$q$  = Deviator stress, ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดิน เช่น หน่วยแรงประสิทธิผล ดัชนีพลาสติกซิตี อัตราส่วนช่องว่าง และหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต ได้มีการศึกษาค้นคว้าวิจัยไว้ แต่ที่สนใจและทำการศึกษาในการวิจัยนี้ คือ อัตราเร็วของแรงกระทำ และลักษณะของแรงที่มีผลต่อค่าโมดูลัสของดิน ดังนั้นการออกแบบในงานปฐพีกลศาสตร์ วิศวกรต้องเข้าใจในเรื่องของหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินว่าเป็นแบบใดและมีพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินจะเป็นอย่างไร และในอดีตได้มีการศึกษาเกี่ยวกับเรื่องนี้มาบ้าง ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่วิศวกรจะต้องเข้าใจและศึกษาเกี่ยวกับเรื่องนี้อย่างจริงจัง เพื่อจะได้กำหนดวิธีการทดสอบตัวอย่างดิน สำหรับหาค่าโมดูลัสให้เหมาะสมกับลักษณะงาน และเพื่อให้พฤติกรรมของดินใกล้เคียงกับพฤติกรรมในสนามมากที่สุด เช่น งานฐานรากที่ขึ้นควรทดสอบด้วยแรงกระทำแบบอัด (Compression loading) งานชุดควรทดสอบด้วยแรงกระทำแบบดึง (Extension unloading) และการวิเคราะห์เกี่ยวกับแผ่นดินไหวควรทดสอบด้วยแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) เป็นต้น จะทำให้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบเป็นข้อมูลที่ถูกต้อง และสามารถนำไปใช้ในการออกแบบได้อย่างปลอดภัยและประหยัด ดังนั้นวิศวกรควรให้ความสำคัญกับเรื่องนี้ เพราะจะสามารถป้องกันความเสียหายทั้งชีวิตและทรัพย์สินที่จะเกิดขึ้นในขณะที่กำลังก่อสร้างและหลังการก่อสร้างเสร็จ

สำหรับการศึกษาวิจัยในครั้งนี้จะสนใจเฉพาะผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำและรูปแบบของแรงที่กระทำ เช่น แรงแบบอัด (Compression loading) และแรงแบบดึง (Extension unloading) ที่มีผลต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น กำลัง (Strength) โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure) และแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) ที่มีผลต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น ค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) ค่าอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure) โดยใช้เครื่องมือทดสอบ Cyclic Triaxial ซึ่งควบคุมการทดสอบและบันทึกผลด้วยคอมพิวเตอร์ โดยจะทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. เพื่อศึกษาผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัด (Compression loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น กำลัง (Strength) โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

2. เพื่อศึกษาผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึง (Extension unloading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น กำลัง (Strength) โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

3. เพื่อศึกษาผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น โมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) อัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) และ ความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

4. เพื่อศึกษาผลกระทบของรูปแบบของแรงที่กระทำ ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และ ความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

5. นำผลที่ได้จากการทดสอบของแรงกระทำแบบวัฏจักร คือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และค่าอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) ไปใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ระดับผิวดินเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยใช้โปรแกรม SHAKE 91 (Idriss and Sun 1992)

### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้จะศึกษาผลกระทบบของอัตราเร็วของแรงกระทำและรูปแบบของแรงกระทำ เช่น แรงแบบอัด (Compression loading) แรงแบบดึง (Extension unloading) และแรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องมือ Cyclic Triaxial Apparatus โดยที่การทดสอบจะเป็นการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained test) ภายใต้เงื่อนไขการเพิ่มแรงแบบคงที่ (Stress controlled) ซึ่งปัจจัยที่จะทำการศึกษามีดังนี้

1. ศึกษาผลกระทบบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัด (Compression loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
2. ศึกษาผลกระทบบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึง (Extension unloading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
3. ศึกษาผลกระทบบของอัตราเร็วแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
4. ศึกษาผลกระทบบของรูปแบบของแรงที่กระทำ ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัยมีดังนี้

1. ทำให้ทราบพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนเมื่อมีแรงแบบวัฏจักร(Cyclic loading) มากระทำในอัตราเร็วที่ไม่เท่ากัน ซึ่งจะมีผลกระทบต่อ โมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) อัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
2. ทำให้ทราบพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนเมื่อมีแรงแบบอัด (Compression loading) มากระทำ ในอัตราเร็วที่ไม่เท่ากัน ซึ่งจะมีผลกระทบต่อ กำลัง (Strength) โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
3. ทำให้ทราบพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนเมื่อมีแรงแบบดึง (Extension unloading) มากระทำในอัตราเร็วที่ไม่เท่ากัน ซึ่งจะมีผลกระทบต่อ กำลัง (Strength) โมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
4. ข้อมูลดินที่นำไปใช้ในการออกแบบ ควรเลือกวิธีการทดสอบให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินในงานนั้น ๆ เพื่อให้มีอัตราความปลอดภัยสูง และทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง
5. สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า Shear modulus กับ Shear strain และ Damping ratio กับ Shear strain ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ เพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับการวิเคราะห์หาการเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ เมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวกระทำผ่านชั้นดินเหนียวอ่อน โดยใช้โปรแกรม SHAKE 91 (Idriss and Sun,1992) ในการวิเคราะห์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและทบทวนผลงานในอดีต

#### 2.1 ผลการศึกษาในอดีต

ในอดีตได้มีการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำ ซึ่งมีผลต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดิน เช่น ค่าโมดูลัส (Modulus) และกำลัง (Strength) และพบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น จะทำให้ค่าโมดูลัสและกำลังของดินเพิ่มขึ้น โดยทำการทดสอบแบบอัดแรงในแนวแกน (Uniaxial load) ต่อตัวอย่างดินเหนียวที่เตรียมขึ้น (Remoulded clay) ที่อัตราเร็วต่างกัน (Casagrande and Shannon, 1948; Casagrande and Wilson, 1951) นอกจากนี้ยังได้มีการศึกษาเกี่ยวกับในเรื่องนี้อีกมากมาย ซึ่งได้ข้อสรุปดังกล่าวไว้ข้างต้น (Whitman, 1957; Ellis and Hartman, 1967; Ohsaki et al, 1957; Richardson and Whitman, 1963 and Shimming et al, 1966) และ Shibuya et al. (1995) พบว่าอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic load) ไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือนโดยผลการทดสอบจะได้จากเครื่องทดสอบ Cyclic torsional shear

#### 2.2 คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน

คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินที่ระดับผิวดินจนถึงที่ระดับความลึกประมาณ 60 ม. มีความสำคัญอย่างมาก ในการคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน เนื่องมาจากการเกิดแผ่นดินไหว การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่แม่นยำ จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินและวิธีการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินที่ถูกต้อง วิธีการคำนวณที่ง่ายที่สุดและได้ผลเพียงพอสำหรับใช้ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินที่บริเวณผิวดิน ได้แก่ วิธีการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และอัตราส่วนแดมพ์ (Damping ratio) เป็นแบบ Linear equivalent ซึ่งคำนวณโดยใช้โปรแกรม SHAKE (Idriss and Sun, 1992; Schnabel et al. 1972) ซึ่งวิธีการนี้ได้ใช้แพร่หลายทั่วโลก ซึ่งจะให้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับสภาพจริงมาก

## 2.3 แบบจำลองของคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดิน

### 2.3.1 แบบจำลองวิสโคอีลาสติกเชิงเส้น (The Linear Viscoelastic Model)

พฤติกรรมของดินซึ่งทดสอบด้วยเครื่องมือ Cyclic triaxial สามารถแทนด้วยแบบจำลองวิสโคอีลาสติกเชิงเส้น (Linear viscoelastic model) เนื่องจากระดับของความเครียดแบบเฉือน (Shear strain) จะอยู่ในช่วง  $10^{-4}$  -  $10^{-3}$  ซึ่งสามารถสมมติให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (stress-strain) อยู่ในรูปเชิงเส้นได้ แต่พลังงานที่กระจายออกมาจะอยู่ในรูปของอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) จะเป็นคุณสมบัติของดินที่ระดับความเครียดแบบเฉือน ณ จุดนั้น และค่าของอัตราส่วนแดมพิงจะมีความสำคัญมากสำหรับการคำนวณหาการเคลื่อนตัวของดินในช่วงที่เกิดแผ่นดินไหว ดังนั้นแบบจำลองที่ใช้แทนพฤติกรรมของดินนั้นจะมีผลต่อการคำนวณหาอัตราส่วนแดมพิงด้วย

### 2.3.2 ความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียดของแรงแบบวัฏจักร

โดยทั่วไปความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของแบบจำลองวิสโคอีลาสติกสามารถอธิบายดังนี้ คือ เมื่อให้ความเค้นเฉือน ( $\tau$ ) กระทำต่อมวลดินจะทำให้เกิดความเครียดเฉือน ( $\gamma$ ) ในรูปของการเปลี่ยนรูป (Deformation) ซึ่งได้จากการทดสอบโดย Triaxial simple shear หรือ Torsional shear โดยจะกำหนดให้  $\tau$  และ  $\gamma$  อยู่ในรูปของฟังก์ชันไซน์ (Sinusoidal) คือ

$$\tau = \tau_a \sin \omega t \quad 2.1$$

โดยที่  $\tau_a$  คือค่าแอมพลิจูด (Amplitude),  $t$  คือ เวลา และ  $\omega$  คือ ความถี่เชิงมุมหรือความถี่ที่กระทำต่อตัวอย่างดิน ซึ่งจะก่อให้เกิดความเครียดในรูปแบบไซน์ (Sinusoidal) เช่นเดียวกัน แต่จะมีเวลาของการเกิดเข้าไปเกี่ยวข้องด้วย ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการดังนี้

$$\gamma = \gamma_a \sin(\omega t - \delta) \quad 2.2$$

โดยที่  $\gamma_a$  คือ แอมพลิจูด (Amplitude) ของความเครียด (Strain) และ  $\delta$  คือ ผลต่างของมุมเฟส (Angle of phase difference) ซึ่งจะแสดงในรูปของ time lag ของความเครียดที่ตอบสนองต่อการ

กระทำของความเค้นจากสมการ 2.1 และ 2.2 เพื่อให้เข้าใจสมการทั้งสองง่ายขึ้นโดยใช้จำนวนเชิงซ้อน (complex variable) เข้ามาช่วยแก้ปัญหา โดยค่าของความเค้นและความเครียดสมการ 2.1 และ 2.2 สามารถเขียนในรูปแบบใหม่ได้ดังนี้

$$\begin{aligned}\tau_R &= \tau_a \cos \omega t \\ \gamma_R &= \gamma_a \cos(\omega t - \delta)\end{aligned}\quad 2.3$$

โดยที่  $\tau_R$  และ  $\gamma_R$  เป็นความเค้นและความเครียด สมการ 2.1 และ 2.2 มีความสัมพันธ์ในลักษณะเป็นคอนจูเกต (Conjugate) กล่าวคือ ถ้าเป็น viscoelastic body ผลของความเครียด ( $\gamma$ ) จะตอบสนองออกมาเมื่อมีความเค้น ( $\tau$ ) มากกระทำ ในขณะเดียวกันถ้าเป็น viscoelastic body เดียวกัน ถ้าให้ค่าของความเครียด ( $\gamma_R$ ) จะได้ค่าของความเค้น ( $\tau_R$ ) เช่นเดียวกัน ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่าของความเค้น (Stress) ของ viscoelastic body สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบจำนวนเชิงซ้อน (Complex Variable) ได้ดังนี้  $\bar{\tau} = \tau_R + i\tau$  และในทำนองเดียวกันค่าของความเครียดจะเท่ากับ  $\bar{\gamma} = \gamma_R + i\gamma$  โดยให้  $i$  เป็นจำนวนจินตภาพ (Unit imaginary number) และค่าของ  $\bar{\tau}$  และ  $\bar{\gamma}$  เป็นค่าของความเค้นและความเครียดในรูปของจำนวนเชิงซ้อน

ถ้ากำหนดรูปแบบของ  $\bar{\tau}$  และ  $\bar{\gamma}$  จากสมการ 2.1, 2.2 และ 2.3 สามารถเขียนรวมให้เป็นสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\begin{aligned}\bar{\tau} &= \tau_a e^{i\omega t} \\ \bar{\gamma} &= \gamma_a e^{i(\omega t - \delta)}\end{aligned}\quad 2.4$$

จากสมการที่ 2.4 ซึ่งเป็นรูปแบบทั่วไปของความเค้นและความเครียดที่แสดงอยู่ในรูปของจำนวนเชิงซ้อน ซึ่งจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนอย่างชัดเจน คือ ความเค้นกับความเครียด ส่วนในกรณีที่มีทั้งความเค้นและความเครียดจะสามารถอธิบายโดยอัตราส่วนของ  $\bar{\tau}/\bar{\gamma}$  ซึ่งจะสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\frac{\bar{\tau}}{\bar{\gamma}} = \frac{\tau_a}{\gamma_a} e^{i\delta} = \frac{\tau_a}{\gamma_a} (\cos \delta + i \sin \delta)\quad 2.5$$



โดยให้ 
$$\mu = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \cos \delta \quad , \quad \mu' = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \sin \delta \quad 2.6$$

เขียนใหม่เป็น 
$$u^* = u + iu'$$

หรืออาจจะเขียนเป็น 
$$\frac{\bar{\tau}}{\gamma} = \mu + i\mu' = \mu^* \quad 2.7$$

กำหนดให้  $u =$  อีลาสติกโมดูลัส (Elastic modulus)  
 $u' =$  โมดูลัสที่สูญเสีย (Loss modulus)  
 $u^* =$  โมดูลัสเชิงซ้อน (Complex modulus)

ค่าอีลาสติกโมดูลัสเป็นพารามิเตอร์ที่แสดงให้เห็นความเป็นอีลาสติก (Elastic) ในขณะเดียวกันค่าโมดูลัสที่สูญเสียจะแทนพลังงานที่กระจายออกไป (Dissipation Energy) ซึ่งเป็นคุณสมบัติของ viscoelastic body จากสมการ 2.6 สามารถเขียนเป็นสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{\tau_a}{\gamma_a} \sqrt{\mu^2 + \mu'^2} = |\mu^*|$$

$$\tan \delta = \frac{\mu'}{\mu} = \eta \quad 2.8$$

โดยที่ ค่า  $\eta$  เป็นพารามิเตอร์ เรียกว่า สัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient) ซึ่งจะแสดงให้เห็นทราบว่าพลังงานสูญเสียหรือบางที่เรียกว่าเป็นคุณลักษณะของแดมพิง (Damping) ค่าสมบูรณ์ (Absolute) ของค่าโมดูลัสเชิงซ้อน (Complex Modulus)  $|\mu^*|$  จะเป็นค่าโมดูลัสของวัสดุนั้น

ค่าพารามิเตอร์ของวัสดุ คือ  $\mu$  และ  $\mu'$  เป็นค่าคงที่ ค่าของ  $\mu$  สามารถนำไปเขียนเป็นฟังก์ชันของความถี่เชิงมุม (Angular Frequency) ดังนั้นค่า Moduli คือ  $\mu$  และ  $\mu'$  ที่แสดงในสมการ 2.6 เป็นรูปแบบสมการที่สำคัญ คืออาจจะนำไปเขียนอยู่ในรูปแบบอื่นได้ เช่น เป็นฟังก์ชันในรูปของความถี่ ดังนั้นรูปแบบของฟังก์ชันที่กำหนดค่า Moduli ของพฤติกรรมของวัสดุที่เป็นวิสโคอีลาสติก (Viscoelastic) สามารถอธิบายได้ชัดเจนมากขึ้น การกำหนดค่า Moduli มีอยู่หลายวิธี อาจจะนำเสนอในรูปแบบของการทดลองโดยตรง (Direct Experiment) บนพื้นฐานของแบบจำลองของสปริง (Spring) และแดชพอต (Dashpot) โดยจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

### 2.3.3 Hysteretic Stress-Strain Curve

พฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Stress-Strain) ของส่วนที่เป็นวิสโคอีลาสติก (Viscoelastic body) ที่กล่าวมาแล้วนั้น ซึ่งจากสมการ 2.1 และ 2.2 จะแสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด กับค่าพารามิเตอร์ของ  $\omega t$  ระหว่างสองสมการ โดยสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 - 2\cos\delta\left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right) + \left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)^2 - \sin^2\delta = 0 \quad 2.9$$

สมการกำลังสองของค่า  $(\tau/\tau_a)$  สามารถอ้างอิงกับนิยามของ  $\mu$  และ  $\mu'$  ในสมการ 2.6 ซึ่งสามารถเขียนใหม่ได้เป็น

$$\tau = \mu\gamma \pm \mu'\sqrt{\gamma_a^2 + \gamma^2} \quad 2.10$$

สมการที่ 2.10 อาจจะเป็นสมการสำหรับความสัมพันธ์ระหว่าง stress-strain ซึ่งอาจจะเป็นตัวแทนของสมการ 2.1 และ 2.2 โดยที่สมการ 2.10 สามารถเขียนแยกออกเป็นสองส่วน ได้ดังนี้

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \quad 2.11$$

ส่วนแรก

$$\tau_1 = \mu\gamma$$

ส่วนที่สอง

$$\left(\frac{\tau_2}{\mu'\gamma_a}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)^2 = 1$$

$\tau_1 = \mu\gamma$  ในสมการ 2.11 จะอธิบายด้วยรูป 2.1 (a) ซึ่งเป็นสมการเส้นตรง ที่มีความชันเท่ากับ  $\mu$  ส่วนอีกสมการจะแสดงให้เห็นเป็นวงรีในรูป 2.1 (a) เช่นกัน โดยที่  $\tau_2 = \mu'\gamma_a$  เป็นแกนทางยาว และ  $\gamma = \gamma_a$  เป็นแกนทางสั้น ส่วนในรูป 2.1 (b) จะเป็นการรวมสองส่วนเข้าด้วยกัน ซึ่งจะได้เป็นวงรีแกนเอียงเป็นตัวแทนของสมการ 2.11

ในกรณีข้างต้นนั้นรูปวงรีจะไม่ปิดสำหรับ cyclic shear strain ซึ่งทำให้เกิดความเค้นแบบเฉือน (Shear stress) ซึ่งจะประกอบด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนแรกจะเป็นการเปลี่ยนแปลงระหว่างเส้นตรงกับความเครียดแบบเฉือน (Shear strain) กลับไปกลับมา ดังแสดงในรูป 2.1 (a) ส่วนที่

สอง จะเป็นการเปลี่ยนแปลงของวงรีที่หมุนตามเข็มนาฬิกา ดังแสดงในรูป 2.1(a) ดังนั้นตามความเป็นจริงค่าของความเค้น (Stress) จะประกอบไปด้วย 2 ส่วน ซึ่งจะแสดงเป็นวงรีเอียงเคลื่อนตามเข็มนาฬิกา เส้นทางการเดินบนวงรีเอียงจะเป็นตัวแทนของ Hysteretic loops ดังแสดงในรูป 2.1 (b) โดยทั่วไปจะสังเกตเห็นได้จากคู่ลำดับของ stress-strain ในการทดสอบแบบ Cyclic loading

จากรูป 2.1(b) วงรีเอียงตัดแกนความเค้นแบบเฉือนที่ตำแหน่งเท่ากับ  $\mu\gamma_a$  ดังนั้นค่าของ  $\mu'$  จะนำไปใช้เป็นค่าที่ใช้วัดระดับของความกว้างหรือแคบของวงรี ถ้าค่าของ  $\mu'$  มาก จะแสดงว่า วงรีนั้นกว้าง ค่าพลังงานสูญเสีย (Energy loss) หรือ แดมพิง (Damping) มาก ส่วนถ้าค่าของ  $\mu'$  น้อย วงรีจะแคบทำให้ค่าพลังงานสูญเสียหรือค่าแดมพิงจะมีค่าน้อยด้วย ซึ่งจะเห็นได้จากกราฟของการทดสอบแบบ Cyclic loading

ปริมาณของค่าแดมพิง (Damping) เป็นคุณลักษณะที่แสดงถึงจำนวนพลังงานที่สูญเสียระหว่างการให้แรงในหนึ่งรอบ (Energy Loss Per Cycle) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ พื้นที่ล้อมรอบโดย Hysteresis loop ที่แสดงในรูป 2.1(b) โดยที่พื้นที่ของ  $\Delta W$  ที่ล้อมรอบด้วยวงรีเอียงจะมีค่าเท่ากับพื้นที่ทางด้านขวาบนของวงรี ดังแสดงในรูป 2.1(a) พื้นที่ล้อมปิด สามารถคำนวณได้โดยตรง โดยใช้สมการของวงรี คือ

$$\Delta W = \int \tau d\gamma = \mu' \pi \gamma_a^2 \quad 2.12$$

เมื่อพิจารณาค่าสูงสุดของพลังงานอีลาสติก (Elastic Energy) หรือ  $W$  ที่สามารถเก็บในส่วนที่เป็นวิสโคอีลาสติก (Viscoelastic body) มีอยู่หลายวิธีในการกำหนดการเก็บพลังงาน แต่สมเหตุสมผลมากที่สุด คือ ค่าพลังงานที่เก็บโดยส่วนอีลาสติก (Elastic component) ของความเค้นแบบเฉือน (Shear stress) ( $\tau_1$ ) ซึ่งอ้างความสัมพันธ์ของ  $\tau_1 = \mu\gamma_a$  จากสมการ 2.11 พลังงานที่เก็บสะสมไว้สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$W = \frac{1}{2} \tau \gamma_a = \frac{1}{2} \mu \gamma_a^2 \quad 2.13$$

ดังนั้นการวัดค่าของแดมพิง (Damping) หรือพลังงานที่สูญเสีย (Energy loss) หรือ  $\Delta W$  ค่อนข้างทำได้ยาก เนื่องจากเป็นฟังก์ชันของแอมพลิจูดของความเครียดแบบเฉือน (Strain amplitude) หรือ

$\gamma_a$  ซึ่งไม่อาจจะแสดงให้เห็นคุณสมบัติที่แท้จริงของวัสดุได้ จึงนำค่าของปริมาณทั้งสองมากำหนดเป็นอัตราส่วน คือ การสูญเสียพลังงานต่อการเก็บพลังงานสูงสุดในหนึ่งรอบ จากสมการ 2.12 และ 2.13 สามารถนำมาเขียนเป็นสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{\mu' \pi \gamma_a^2}{\frac{1}{2} \mu \gamma_a^2} = 2\pi \frac{\mu'}{\mu} \quad 2.14$$

กำหนดให้  $\eta$  = สัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient)

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{\mu'}{\mu} = \tan \delta \quad 2.15$$

ความสัมพันธ์ที่แสดงถึงพลังงานที่สูญเสีย (Energy loss) จะอยู่ในเทอมของ Hysteresis loop ซึ่งจะสัมพันธ์กับค่าแดมป์ (Damping) หรืออยู่ในรูปของผลต่างของมุมเฟส (Phase Angle Difference) หรือค่าสัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient) ของสมการ 2.15 เขียนใหม่ได้ดังนี้

$$\eta = \frac{\mu' \gamma_a}{\mu \gamma_a} \quad 2.16$$

จากสมการ 2.16 ซึ่งปรากฏเป็นรูปเศษส่วน โดยค่าเศษจะเท่ากับ  $\overline{Of}$  ของ hysteresis loop ในรูปที่ 2.1 และค่าของส่วนเท่ากับความยาวของ  $\overline{ah}$  ดังนั้นจึงเป็นรูปแบบที่ง่ายมากสำหรับหาสัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient) จาก Cyclic stress-strain curve ที่ได้จากการทดลองซึ่งมีค่าดังนี้

$$\eta = \frac{\text{shear stress at zero strain}}{\text{shear stress at the maximum strain}} \quad 2.17$$

จากวิธีข้างต้นเป็นวิธีที่สะดวกที่สุด โดยใช้ Rule of thumb ในการคำนวณหาสัมประสิทธิ์การสูญเสีย (Loss coefficient) อย่างไรก็ตามในกรณีที่เป็น Nonlinear hysteresis curve อาจจะไม่สามารถใช้วิธีนี้ได้ แต่อาจจะใช้วิธีอื่นที่ดังแสดงในรูป 2.2 โดยจะใช้ค่าจำกัดความของ  $\Delta W$  และ  $W$

### 2.3.4 แบบจำลองที่แทนระบบด้วยสปริงและแดชพอต (Model representation by the spring-dashpot system)

ในการอธิบายพฤติกรรมรูปแบบของวิสโคอีลาสติก(Viscoelastic) ให้เข้าใจง่าย โดยใช้สปริงกับแดชพอต (Dashpot) เข้ามาช่วยประกอบการอธิบาย จะทำให้เห็นข้อกำหนดและคุณสมบัติทางกายภาพของวิสโคอีลาสติกในแต่ละส่วนของแบบจำลองนั้นๆ เช่น คุณสมบัติของอีลาสติกจะแทนด้วยสปริงและคุณสมบัติของแดมพ์จะแทนด้วยแดชพอต เป็นต้น โดยการต่อเชื่อมกันของตัวแทนทั้งสองอาจเป็นแบบขนาน (Parallel) หรือ แบบอนุกรม (Series) ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ในส่วนของการสูญเสียพลังงาน จะทราบได้จากความแตกต่างภายในของการเปลี่ยนรูปของ Mechanism แต่สิ่งสำคัญคือแดชพอตสามารถแทนเฉพาะคุณสมบัติของการสูญเสียพลังงานที่เกี่ยวข้องกับวิสคอสซิตี (Viscosity) อย่างเดียวเท่านั้น แต่แดมพ์จะสามารถแทนในส่วนของความเร็ว หรือ เวลาของการเปลี่ยนรูป (Deformation) โดยจะกล่าวถึง Rate-dependent damping ส่วนในกรณี Cyclic loading ค่าของ Rate-dependency จะปรากฏให้เห็นในรูปของการเปลี่ยนรูป ซึ่งจะขึ้นกับความถี่ (Frequency) ซึ่งเป็นคุณสมบัติของ Frequency-dependent จึงสามารถสรุปได้ว่า Rate dependent เป็นรูปแบบทางเลือกหนึ่งสำหรับการพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุ

### 2.3.5 แบบจำลองของเคลวิน (Kelvin Model)

แบบจำลองของเคลวินเป็นแบบจำลองพื้นฐานและใช้แพร่หลายมากที่สุด โดยจะประกอบด้วยสปริงและแดชพอต ซึ่งจะต่อกันแบบขนานดังแสดงในรูป 2.3(a) จากรูป 2.3(a) จะเห็นได้ว่าในเวลาที่ใส่ความเครียด ( $\gamma$ ) จะทำให้เกิดความเค้น ( $\tau$ ) โดยแบ่งออกเป็นสองส่วน ส่วนแรกจะเกิดที่สปริง ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\tau_1$  และจะเกิดที่แดชพอตเท่ากับ  $\tau_2$  ดังนั้นการแบ่งออกเป็น 2 ส่วนนี้จะทำให้สอดคล้องกับกฎทั่วไปที่เป็นไปตามสมการ 2.11 โดยที่ค่าของความเค้นจะส่งผ่านสปริงซึ่งมีค่าเท่ากับ  $G\gamma$  และที่แดชพอต จะมีค่าเท่ากับ  $G'd\gamma/dt$  โดยที่  $G$  เป็นค่าคงที่ของสปริง (Spring constant) และค่า  $G'$  เป็นค่าคงที่ของแดชพอต (Dashpot constant) ดังนั้นความเค้นทั้งหมดจะเท่ากับ  $\tau = \tau_1 + \tau_2$  สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\tau = G\gamma + G' \frac{d\gamma}{dt} \quad 2.18$$

จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Stress-strain) จากแบบจำลองของเคลวิน (kelvin) สมการ 2.18 เชื่อว่าเป็นกรณีพิเศษของความสัมพันธ์แบบทั่วไปที่แสดงไว้ในสมการ 2.5 ดังนั้นสิ่งที่น่าสนใจคือค่าอีลาสติกโมดูลัส ( $\mu$ ) และค่าโมดูลัสสูญเสีย ( $\mu'$ ) อยู่ในเทอมของ  $G$  และ  $G'$  สำหรับจุดประสงค์สมการ 2.4 ค่าของความเค้นและความเครียดจะแสดงในเทอมของ complex variables มาเกี่ยวข้องโดยตรงกับค่าความเค้นและความเครียดในสมการ 2.18 และผลจะเป็นได้ดังนี้

$$\tau_a e^{i\delta} = (G + i\omega G')\gamma_a \quad 2.19$$

อ้างถึงสมการที่ 2.6 จะเขียนสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\mu + i\mu' = G + i\omega G' \quad 2.20$$

เมื่อเปรียบเทียบส่วนจริง (Real Part) และส่วนจินตภาพ (Imaginary Part) แยกออกเป็นส่วนๆจะมีค่าดังนี้

$$\mu = G, \quad \mu' = \omega G', \quad \eta = \tan \delta = \frac{G'\omega}{G} \quad 2.21$$

จากสมการ 2.21 พบว่า ในขณะที่อีลาสติกโมดูลัส ( $\mu$ ) มีค่าเท่ากับโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) แต่ในส่วน of ค่าโมดูลัสการสูญเสีย ( $\mu'$ ) จะเป็นฟังก์ชันเชิงเส้นกับค่าความถี่เชิงมุม ดังนั้นแนวโน้มของสัมประสิทธิ์การสูญเสีย ( $\eta$ ) ภายใต้ Cyclic loading จะเพิ่มขึ้นแบบเส้นตรงตามการเพิ่มขึ้นของความถี่ของ Body

ตามแบบจำลองของ Kelvin ถ้าเข้าใจทฤษฎีของวิสคอคออีลาสติก (Viscoelastic) อาจจะใช้เป็นตัวแทนของพฤติกรรมของการเกิดครีพ (Creep) ของวัสดุกับเวลาได้ โดยที่ Load คงที่ ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ภายใต้เงื่อนไขของความเค้นคงที่ (Stress-controlled) สามารถดูได้จากสมการ 2.18 กับการคาดคะเนว่าเวลาภายใต้เงื่อนไขนี้ คือ  $\tau = \tau_0$  เมื่อ เวลา  $t = 0$  ได้สมการเป็นดังนี้

$$\gamma = \frac{\tau_0}{G} (1 - e^{-t/\tau}) \quad 2.22$$

โดยที่  $\bar{t} = G'/G$  เรียกว่า Retardation time ถ้า  $\bar{t}$  เท่ากับ  $t$  ในสมการ 2.22 จะได้  $\gamma = 0.632\tau_0 / G$  ดังนั้นค่าของ Retardation time ในช่วงของเวลาจะเท่ากับ 63.2 % ของค่าความเครียด (Strain) ทั้งหมด ภายใต้เงื่อนไขของความเค้นแบบเฉือน (Shear stress) ที่เหลืออยู่

### 2.3.6 แบบจำลองของแมกซ์เวล (Maxwell Model)

แบบจำลองของแมกซ์เวลเป็นแบบจำลองที่ประกอบไปด้วยสปริงและแดชพ็อตที่ต่อเข้ากันแบบอนุกรม (Series) ดังแสดงในรูป 2.3(b) ในแบบจำลองนี้จะประยุกต์ค่าความเค้น ( $\tau$ ) ซึ่งจะให้ค่าของความเครียด ( $\gamma$ ) แบ่งออกเป็น 2 ส่วนด้วยกัน ส่วนแรกจะได้จาก Deformation ของ Spring มีค่าเท่ากับ  $\gamma_1$  ส่วนที่สองมาจากการเปลี่ยนรูปของ Dashpot เท่ากับ  $\gamma_2$  โดยในแต่ละส่วนของความเครียดจะมีความสัมพันธ์กับค่าความเค้นดังนี้  $\tau = G\gamma_1$  และ  $\tau = G'd\gamma_2/dt$  ดังนั้นแบบจำลองของแมกซ์เวล จะมีค่าของ ความเค้นกับความเครียด (Stress-strain) สัมพันธ์กันดังนี้

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2$$

$$\frac{\tau}{G} + \frac{1}{G'} \frac{d\tau}{dt} = \frac{d\gamma}{dt} \quad 2.23$$

จากความสัมพันธ์ข้างต้น ค่าของอีลาสติกโมดูลัส ( $\mu$ ) และโมดูลัสที่สูญเสีย ( $\mu'$ ) จะแทนด้วย  $\tau$  และ  $\gamma$  ส่วนของสมการ 2.7 จะแทนที่ด้วย  $\bar{t}$  และ  $\bar{\gamma}$  จากสมการ 2.8 จะเขียนเป็นสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\left( \frac{1}{G} + \frac{1}{i\omega G'} \right) \tau_a = e^{i\delta} \gamma_a$$

2.24

จากสมการ 2.6 สำหรับค่า  $\mu$  และ  $\mu'$  จะมีค่าดังต่อไปนี้

$$\mu = \frac{1}{\left( \frac{1}{G} \right) + \left( \frac{1}{G'\omega} \right)}$$

$$\mu = \frac{1}{\left(\frac{1}{G}\right) + \left(\frac{1}{G'\omega}\right)} \quad 2.25$$

$$\eta = \tan \delta = \frac{G}{\omega G'}$$

จากสมการ 2.25 จะเห็นได้ว่าค่าของสัมประสิทธิ์ที่สูญเสีย ( $\eta$ ) จะแปรผกผันกับค่าความถี่เชิงมุมแบบจำลองของแมกซ์เวลล์จะเป็นตัวแทนของ Relaxation behavior ของวัสดุภายใต้การให้ค่าของความเครียดขนาดคงที่ จากสมการ 2.23 ภายใต้เงื่อนไขเริ่มต้น  $\gamma = \gamma_a$  ที่  $t = 0$  สามารถเขียนอยู่ในรูปความเค้นได้ดังนี้

$$\tau = \gamma_a G e^{-t/\bar{t}} \quad 2.26$$

โดยที่  $\bar{t} = G'/G$  เรียกว่า Relaxation time เมื่อแทนค่า  $\bar{t} = t$  ลงในสมการ 2.26 จะได้  $\tau = 0.368G\gamma_0$  ดังนั้น retardation time หมายถึง เวลาที่ต้องการใช้สำหรับ Relax ที่จะก่อให้เกิดความเค้นแบบเฉือน (Shear stress) เริ่มต้นเท่ากับ 63.2 % ภายใต้เงื่อนไขของความเครียดแบบเฉือน (Shear strain) ที่เหลืออยู่

ส่วนที่จะแสดงต่อไปนี้ ค่าของสัมประสิทธิ์ที่สูญเสีย (Loss coefficient) จะเท่ากับสองเท่าของค่าอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) เป็นส่วนที่มีความสำคัญที่สุดของการวิเคราะห์การตอบสนองของ Seismic ดังนั้นสิ่งที่น่าสนใจสำหรับการหาค่าสัมประสิทธิ์ที่สูญเสียตามธรรมชาติตามนิยามของแบบจำลองของ Kelvin และ Maxwell สังเกตได้จาก Frequency dependency และค่าสัมประสิทธิ์ที่สูญเสีย ( $\eta$ ) จากสมการ 2.21 และ 2.25 ซึ่งพล็อตกับค่า Non-dimensional parameter  $\omega \bar{t}$  ในรูปที่ 2.4 แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนของค่าสัมประสิทธิ์ที่สูญเสีย (Loss coefficient) ในแบบจำลองของเคลวินจะมีค่าเพิ่มขึ้น ในขณะที่เดียวกันของแมกซ์เวลล์มีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของความถี่ (Frequency) ของ cyclic loading

ในส่วนต่อมาจะแสดงวิธีการหาค่าแดมพิงในห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นคุณสมบัติของดินในทางปฏิบัติค่าแดมพิงจะเป็นอิสระกับค่าความถี่ โดยการพบแบบบังเอิญเนื่องจากการกระทำของแรงแผ่นดินไหว (Seismic loading) ในช่วงปกติ ดังนั้นการประยุกต์แบบจำลองของสปริงและแดชพอทจะเป็นปัญหาในทางปฏิบัติควรจะจำกัดเฉพาะในกรณีพิเศษ ซึ่งค่าความถี่ของ Loading จะแปร



เปลี่ยนในช่วงแคบๆ โดยที่ค่าของแดมพิง (Damping) จะมีการเปลี่ยนแปลงน้อยมากที่จะไปสัมพันธ์กับค่าของความถี่

### 2.3.7 แบบจำลองของเคลวินชนิดไม่มีความหนืด (Non-viscous type kelvin model)

สิ่งที่พบ คือ ค่า frequency dependent nature ของค่าสัมประสิทธิ์ที่สูญเสีย แบบจำลองสปริงกับแดชพ็อต (Spring - dashpot) มาจากความหนืดของแดชพ็อต (Viscous dashpot) มีความสัมพันธ์กับความเค้นและอัตราเวลาของความเครียด ดังนั้นการกำจัดจุดบกพร่องมีความจำเป็นโดยเฉพาะอย่างยิ่งชนิดของแดชพ็อต (Dashpot) ซึ่งเป็น Rate independent จากทฤษฎีของเทอร์โมไดนามิกส์ การเปลี่ยนแปลงของ Entropy พบว่า พลังงานถูกแพร่กระจายอย่างสม่ำเสมอ สามารถจำกัดเทอมของ Time rate ของการเปลี่ยนแปลงบนพื้นฐานทางฟิสิกส์ (Physics) แต่ยังมี Rate independent เหลืออยู่ จึงมีแนวความคิดใหม่โดยการรวมเอา Rate-independent ของแดชพ็อต (Dashpot) เข้าด้วยกันทำให้สามารถแก้ปัญหของแบบจำลองไปได้มาก สามารถสะท้อนความเป็นจริงของพฤติกรรมของดินในระดับความถูกต้องที่ดีมาก แบบจำลองที่ว่านั้นมีชื่อว่า Non-viscous type kelvin เขียนอยู่ในรูปสมการได้ดังนี้

$$\tau = (G + iG_0')\gamma \quad 2.27$$

โดยที่  $G_0'$  เป็นค่าคงที่ของแดชพ็อต (Dashpot constant) แบบจำลองนี้จะประกอบด้วยสปริงและ Rate-independent dashpot จะต่อกันแบบขนาน ดังแสดงในรูป 2.5 ความแตกต่างของเครื่องหมายของแดชพ็อต เป็นสิ่งสำคัญ สมการ 2.27 สามารถวิเคราะห์ผลความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ซึ่งความเค้นจะประกอบด้วย 2 ส่วน ส่วนแรกจะเกิดขึ้นพร้อมกับความเครียดเท่ากับ  $\tau_1 = G\gamma$  และส่วนที่สองจะเกิดขึ้นมีเฟสต่างกัน  $90^\circ$  เท่ากับ  $\tau_2 = G_0'\gamma$  ถ้าจำความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดได้ แบบจำลองจะประกอบด้วยส่วนที่เป็นจินตภาพ (Imaginary) คือ  $iG_0'\gamma$  จะไม่ถูกรวมเข้าไปในสมการ ที่จะอธิบายส่วนจริงของทางกายภาพ แต่ในปัจจุบันส่วนของจินตภาพจะถูกรวมเข้าไปด้วย เพื่อเป็นตัวแทนของ phase loop และแดมพิง ซึ่งเป็นคุณสมบัติของดิน

ค่าอิลาสติกโมดูลัส ( $\mu$ ) และโมดูลัสที่สูญเสีย ( $\mu'$ ) ที่สอดคล้องกับแบบจำลองสามารถนำสมการ 2.4 เข้าไปแทนสมการ 2.7 และเขียนเป็นสมการได้ใหม่ดังนี้

$$\tau_a e^{i\delta} = (G + iG_0')\gamma \quad 2.28$$

จากสมการ 2.6 ค่าของ  $\mu$  และ  $\mu'$  สำหรับ Non-viscous type kelvin model มีค่าดังนี้

$$\mu = G, \mu' = G_0'$$

และ 
$$\eta = \tan \delta = \frac{G_0'}{G} \quad 2.29$$

ค่าคงที่ของ Moduli ทั้งหมดไม่ขึ้นกับความถี่ของ Cyclic loading



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 2.4 วิธีการหาคุณสมบัติพลศาสตร์ (Dynamic properties) ของดิน

การหาคุณสมบัติพลศาสตร์ของดิน สามารถแบ่งออกเป็น 2 วิธีด้วยกันคือ

### 2.4.1 การวัดค่าความเร็วคลื่นแบบเฉือนในสนาม

การวัดค่าความเร็วเป็นการวัดค่าเวลาของการเคลื่อนที่ของคลื่นแบบเฉือน (Shear wave) และ Body wave ระหว่างระยะทางที่ทราบไว้ก่อนแล้ว การวัดความเร็วของการแผ่กระจายคลื่น (Propagation) ถูกเปลี่ยนค่ามาเป็นโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และค่าโมดูลัสของยัง (Young ' s modulus) แต่ไม่ทราบค่าระดับความเครียด (Strain) เลยทำให้มีข้อสงสัยขึ้นมาว่าการกระตุ้นที่ทำให้เกิดคลื่นนั้นเป็นการรบกวนดินหรือไม่ ดังนั้นการกระตุ้นให้เกิดคลื่นต้องกระทำให้เกิดการรบกวนต่อดินให้น้อยที่สุด เพื่อให้แน่ใจว่าการกระทำดังกล่าวยังอยู่ในช่วงอิลาสติก ดังนั้นการคำนวณค่าสติฟเนส (Stiffness) ค่าที่ได้ควรจะเป็นค่าอิลาสติกสติฟเนส (Elastic stiffness)

การทดสอบแบบนี้สามารถแบ่งออกได้ 2 ชนิด

#### 2.4.1.1 วิธี Up-hole และ วิธี Down-hole

วิธี Down-hole แหล่งกำเนิดคลื่นจะอยู่ที่ผิวดินแล้วให้ Stress wave วิ่งผ่านชั้นดินโดยมี Geophone เป็นตัวรับคลื่นในตำแหน่งของความลึกที่ได้กำหนดระดับความลึกที่ต้องการวัดไว้ก่อนแล้ว วิธีการนี้พบในงานวิจัยของ Hight et al (1997), Richart (1997), Abbiss (1981 and 1986), Kudo et al (1994), Larkin and Taylor (1979) ข้อบกพร่องอย่างหนึ่งของวิธี Down-hole คือไม่สามารถกำหนด Polarization plane ของ Shear wave ที่หลากหลายได้เป็นผลกระทบเนื่องมาจาก Stress anisotropy สังเกตพบในการทดสอบ Down-hole ในพวกดินทรายแป้ง (Silty sand)

ส่วนวิธี Up-hole ก็ได้ใช้หลักการเดียวกันกับ Down-hole ยกเว้นตัวรับคลื่นจะนำมาวางที่ระดับผิวดิน และในขณะที่เดียวกันก็นำตัวกำเนิดคลื่นลงไปวางไว้ในหลุม ซึ่งวิธีการวัดคลื่นแบบ Down-hole จะแสดงดังรูป 2.6

### 2.4.1.2 วิธี Cross - hole

Stokoe และ Wood (1972) ได้ประยุกต์วิธีการ Cross - hole โดยการวัด Propagation velocity stress wave ในดิน โดยให้ตัวกำเนิด Stress wave ในหลุมเจาะหนึ่ง สามารถตรวจจับได้อีกหลุมเจาะหนึ่งที่ระดับเดียวกัน เวลาที่คลื่นเคลื่อนที่ถึงครั้งแรกเป็นของคลื่นแบบเฉือน (Shear wave) สามารถหาความเร็วของคลื่นแบบเฉือน (Shear wave) ได้ เพราะรู้ระยะห่างระหว่างหลุมของตัวกำเนิดคลื่นและหลุมของตัวรับ ข้อดีของวิธี Cross-hole คือ Stress wave มี polarized plane ที่แตกต่างกัน สามารถที่จะให้ผลของ Stress anisotropy ได้ การวัดความเร็วของคลื่นแบบเฉือน Nishio and Katsura (1994) Salgado et al (1997) ได้นำเสนอวิธีการที่เรียกว่า large strain Cross-hole test ซึ่งสามารถหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ระดับของ strain ต่าง ๆ ซึ่งเกี่ยวข้องกับคุณลักษณะของความเร็วของคลื่นแบบเฉือน ค่าของ strain ขึ้นอยู่กับความเร็วของการเคลื่อนที่ของอนุภาคและอัตราเร็วเฉื่อยของคลื่นแบบเฉือน การทดสอบวิธี Cross-hole จะแสดงในรูปที่ 2.7

### 2.4.2 การหาคุณสมบัติพลศาสตร์ของดินในห้องปฏิบัติการ

การหาค่าคุณสมบัติพลศาสตร์ของดินสำหรับในห้องปฏิบัติการโดยทั่วไปสามารถแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม

#### 2.4.2.1 การวัดการแผ่กระจายของคลื่น

เครื่องมือที่นิยมใช้มากในการวัดค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และอัตราส่วนแดมพ์พิง (Damping ratio) ของดินนั้น ได้แก่ Resonant – Column Test (Hardin and Drnevich, 1963; Hardin and Drnevich, 1972; Iwasaki et al.,1978; Tatsuoka et al., 1979) ข้อบกพร่องของ Resonant Column Apparatus คือไม่สามารถที่จะทดสอบที่ Large strain ส่วน The cyclic torsional shear test ปกติจะรวมผลการทดสอบกับ Resonant Column Apparatus เพราะเป็นการทดสอบตัวอย่างดินที่ระดับ Large strain (Iwasaki et al.,1978; Lopresti et al.,1993) ค่า Damping Ratio ของ Resonant Column Apparatus ได้จากการคำนวณการลดลงแบบ Logarithmic ของแอมพลิจูด (Amplitude) ของการสั่นหลังจากการปิดสวิทช์ที่ทำให้เกิดการสั่น ส่วนของ The cyclic torsional shear test ค่าของอัตราส่วนแดมพ์พิงได้จากการคำนวณพื้นที่ของ Hysteresis loop (Tatsuoka et al.,1979)

มีการพัฒนาของ Stress wave generator และ Pick up sensor สามารถนำไปติดตั้งที่ด้านบนและด้านล่างที่วางแท่งตัวอย่างดินของเครื่องทดสอบแบบดั้งเดิม เช่น Triaxial apparatus และ plane strain apparatus เพื่อศึกษาความเร็วของการแผ่กระจายคลื่น (Wave propagation) ในแท่งตัวอย่างดินที่กำลังทดสอบ Stokoe et al (1985) ได้ทำการวัดความเร็วคลื่นในเครื่อง Triaxial จริง เพื่อที่จะสำรวจผลกระทบของ stress anisotropy ต่อโมดูลัสแบบเฉือน Tanizawa et al (1994) ได้ใช้วิธีที่เรียกว่า Bender Element ทำการวัดความเร็วของคลื่นแบบเฉือนอย่างต่อเนื่องระหว่างการทำทดสอบ Cyclically shearing ของแท่งตัวอย่าง เพื่อที่จะสำรวจผลกระทบของความเค้นแบบเฉือน (Shear stress) ที่มีผลต่อโมดูลัสแบบเฉือนของทราย สามารถศึกษาวิธีประยุกต์แบบนี้ได้จาก Shibuya et al (1997), Hight et al (1997)

#### 2.4.2.2 การวัดค่าสติฟเนสและอัตราส่วนแฉกโดยใช้เครื่องแบบดั้งเดิม

เครื่องมือทดสอบแบบดั้งเดิมเช่น Torsional shear test Triaxial test และ Plane strain test ถูกนำมาปรับปรุงและมีการติดตั้ง Transducer เพื่อให้ค่าความแม่นยำในการวัดสูงขึ้นซึ่งสามารถวัด Stress-strain ที่มีค่าน้อยมากๆได้ และได้มีการปรับปรุงเกี่ยวกับเทคนิคการทดสอบแบบ Static เพื่อหาค่า Shear modulus ให้กลายเป็นการทดสอบ Dynamic เพื่อหาค่า Shear modulus ศึกษาได้จากบทความที่ตีพิมพ์จำนวนมากมาย (Teachavorasinsakun et al.,1992; Tatsuoka and Shibuya 1991; Jardin et al.,1984; Hight et al.,1997; Lo – presi et al.,1993) ผลที่ได้จากการค้นพบเครื่องมือ Dynamic testing เครื่องมือนี้สามารถจะหา Post cyclic behavior ของดินได้ เพื่อหาค่าของ Strength และค่า Stiffness ของตัวอย่างดิน ได้มีงานวิจัยของ Yamazaki and Zen (1991)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 2.5 การคำนวณค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุดโดยใช้สูตรเอ็มไพริคัล

สูตรเอ็มไพริคัล (Empirical) ใช้สำหรับคำนวณหาโมดูลัสเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus) มีอยู่มากมาย แต่ที่นิยมใช้แพร่หลาย เช่น Hardin and Black 1968 และต่อมาได้มีการปรับปรุงเป็น Hardin and Black 1969 ซึ่งอยู่ในรูปความสัมพันธ์ของ Maximum shear modulus กับ Effective confining stress, Void ratio และ Overconsolidated ratio ได้จากการทดสอบดินเหนียว ด้วยเครื่องมือทดสอบ Resonant-column test

สมการ Hardin and Black (1968)

$$G_0 = 3270 \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} (\sigma_0')^{0.50} \quad 2.30$$

โดยที่

$G_0$  = Initial shear modulus (kPa)

$\sigma_0'$  = Effective confining pressure (kPa)

$e$  = void ratio

ปรับปรุงสมการ 2.30 ได้เป็นสมการใหม่ Hardin and Black (1969)

$$G_{\max} = 3.23 \frac{(2.973 - e)^2}{(1 + e)} (\sigma_m')^{0.5} OCR^k \quad 2.31$$

โดยที่

$G_{\max}$  = Maximum shear modulus (MPa)

$\sigma_m'$  = mean effective consolidation stress (kPa)

$$= \frac{(\sigma_v' + 2\sigma_h')}{3}$$

$\sigma_v'$  = vertical effective consolidation stress (kPa)

$\sigma_h'$  = horizontal effective consolidation stress (kPa)

$e$  = void ratio

OCR = Overconsolidated Ratio

$k$  = exponent of OCR that depend on plasticity index

นอกจากนี้ยังมีสูตรเอ็มไพริคัลของ Marcuson and Wahls 1972 ซึ่งได้ทำการทดสอบเหมือนกับ Hardin and Black

$$G_0 = 445 \frac{(4.4 - e)^2}{(1 + e)} (\sigma'_0)^{0.50} \quad 2.32$$

โดยที่  $G_0$  = Initial shear modulus (kPa)  
 $\sigma'_0$  = Effective confining pressure (kPa)  
 $e$  = void ratio

## 2.6 การคำนวณโมดูลัสและนิยามของโมดูลัส

จากทฤษฎีของอีลาสติก (Elasticity) สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดดังนี้

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})) \quad 2.33$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})) \quad 2.34$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} (\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})) \quad 2.35$$

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของการทดสอบตัวอย่างดินแบบแรงอัดสามแกนจะเป็นแบบ Non Linear ดังแสดงในรูปที่ 2.8 แต่ในทฤษฎีของอีลาสติก (Elasticity) ให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดเป็นแบบเส้นตรง จากสมการ 2.33 2.34 และ 2.35 ให้  $\sigma_1 = \sigma_{zz}$ ,  $\sigma_2 = \sigma_w$ ,  $\sigma_3 = \sigma_{xx}$  โดยที่  $\sigma_2 = \sigma_3$  และเขียนสมการ 2.33 2.34 และ 2.35 ใหม่ได้ดังนี้

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)) \quad 2.36$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)) \quad 2.37$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_3 + \sigma_3)) \quad 2.38$$

$$E = \frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{\varepsilon_{zz}} \quad 2.39$$

$$\frac{\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{zz}} = \frac{\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)} \quad 2.40$$

ในกรณีการทดสอบตัวอย่างดินแบบแรงอัดสามแกน แบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) พบว่า อัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) มีค่าประมาณ 0.5 ดังนั้นสมการ 2.39 เมื่อแทนค่าอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) ลงไปในสมการจะได้สมการใหม่ได้ดังนี้

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_{zz}} \quad 2.41$$

คำนิยามของโมดูลัสที่ได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของการทดสอบตัวอย่างดินแบบแรงอัดสามแกน (Brajaud and Buchanan, 2000) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 มีดังต่อไปนี้

- Secant modulus ( $E_s$ ) คือ ความชันจากจุด O ถึง จุด A ( $S_s$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น คาคคเนการเคลื่อนตัวของมวลดินใต้ฐานรากชนิดฐานแผ่กรณีที่แรงมากระทำครั้งแรก

- Tangent modulus ( $E_t$ ) คือ ความชันของจุดสัมผัส ที่จุด A ( $S_t$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น คำนวณการเพิ่มขึ้นของการเคลื่อนตัวของมวลดินเนื่องจากการเพิ่มขึ้นแรงมากระทำเพิ่มขึ้น

- Unloading modulus ( $E_u$ ) คือ ความชันจากจุด A ถึง จุด B ( $S_u$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น คำนวณการปูด (Heave) ของมวลดินที่บริเวณกันหลุม หลังจากการขุดมวลดิน

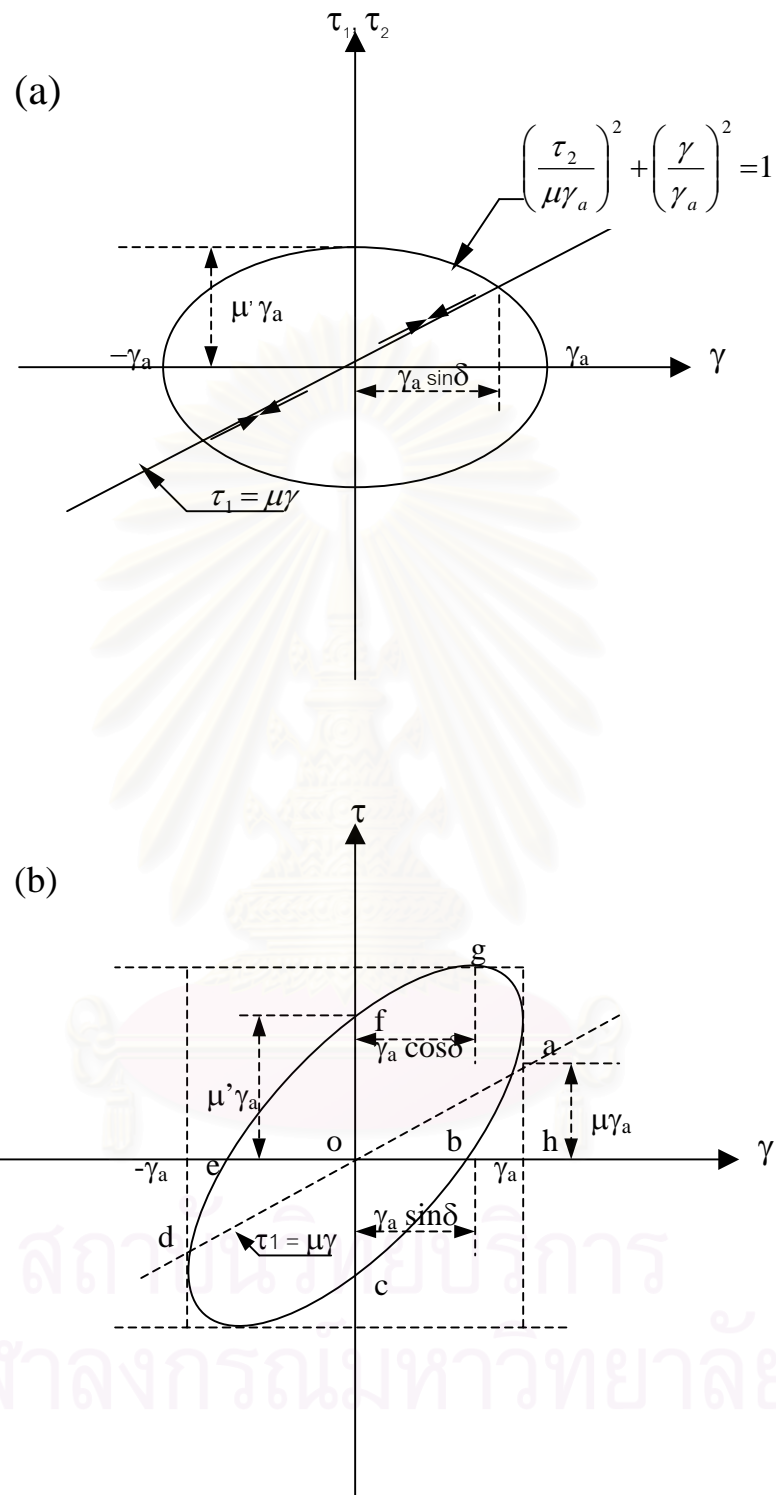
- Reload modulus ( $E_r$ ) คือ ความชันจากจุด B ถึง จุด D ( $S_r$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น คำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดินใต้พื้นถนน เนื่องจากแรงกระทำจากล้อรถ



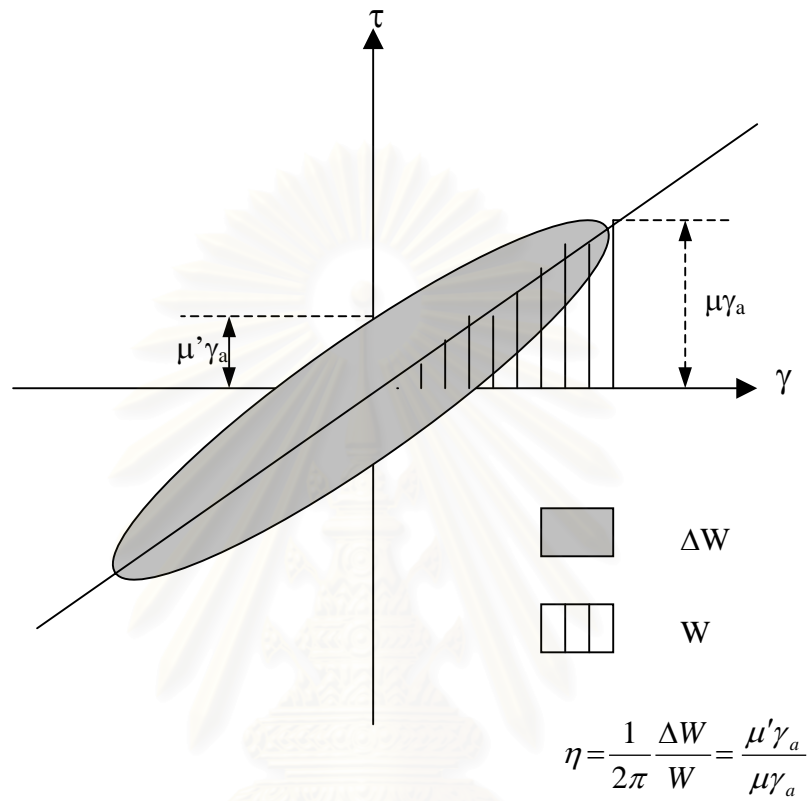
- Cyclic modulus ( $E_c$ ) คือ ความชันจากจุด B ถึง จุด C ( $S_c$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น คำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดิน เนื่องจากแรงกระทำของแผ่นดินไหว



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

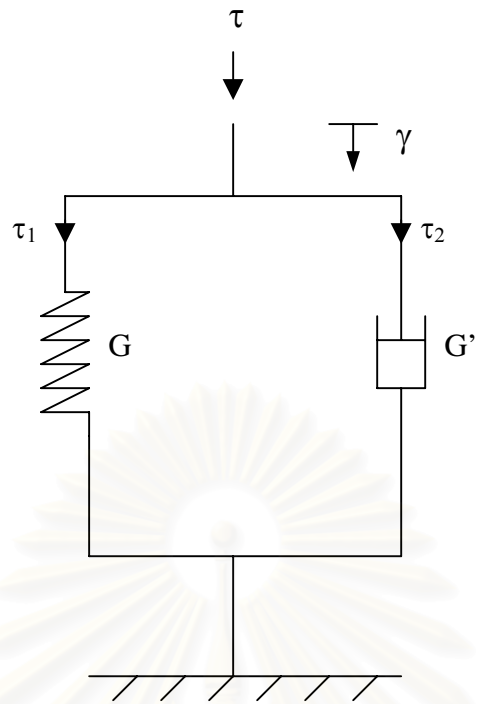


รูปที่ 2.1 แบบจำลองวิสโคอีลาสติก แยกเป็นอีลาสติกกับวิสคอส

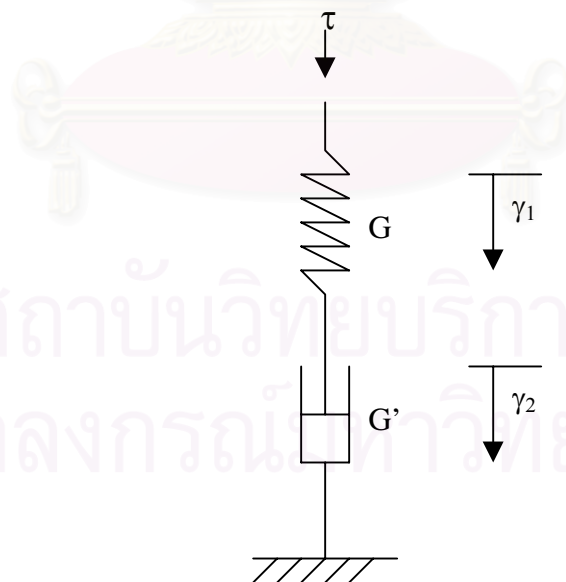


รูปที่ 2.2 คำนียามของสัมประสิทธิ์สูญเสีย (Loss Coefficient)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

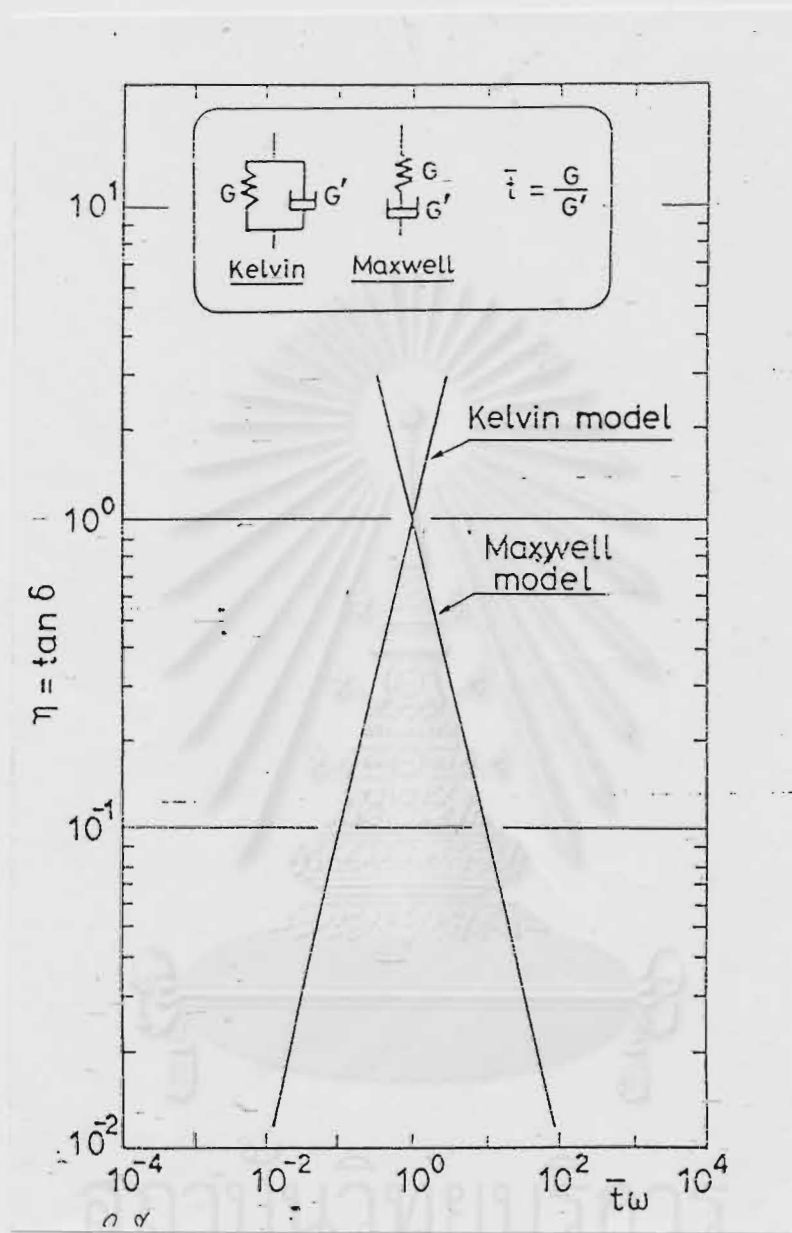


(a) Kelvin model

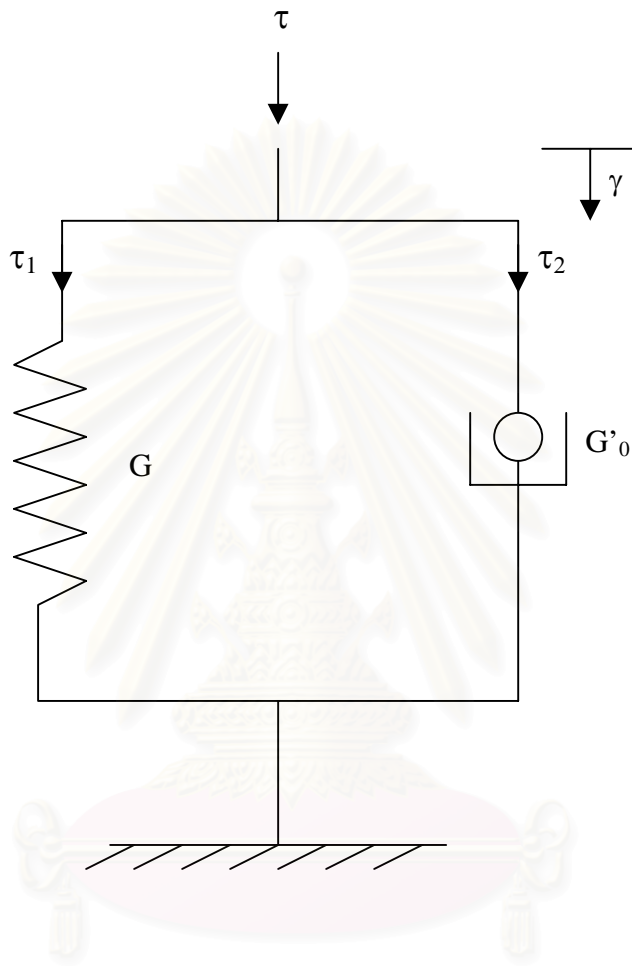


(b) Maxwell model

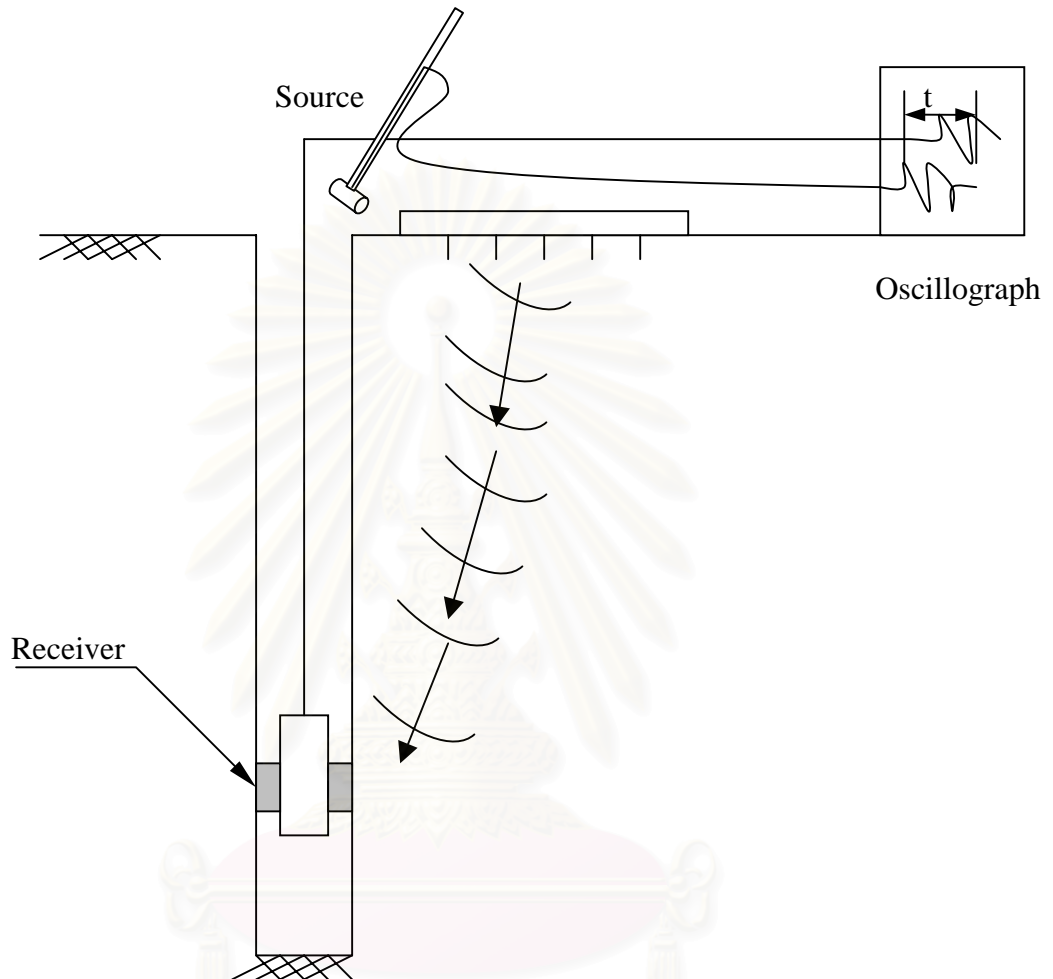
รูปที่ 2.3 ตัวอย่างแบบจำลองวิสคอสอีลาสติก



รูปที่ 2.4 สัมประสิทธิ์การสูญเสียของ 2 แบบจำลองกับฟังก์ชันของความถี่

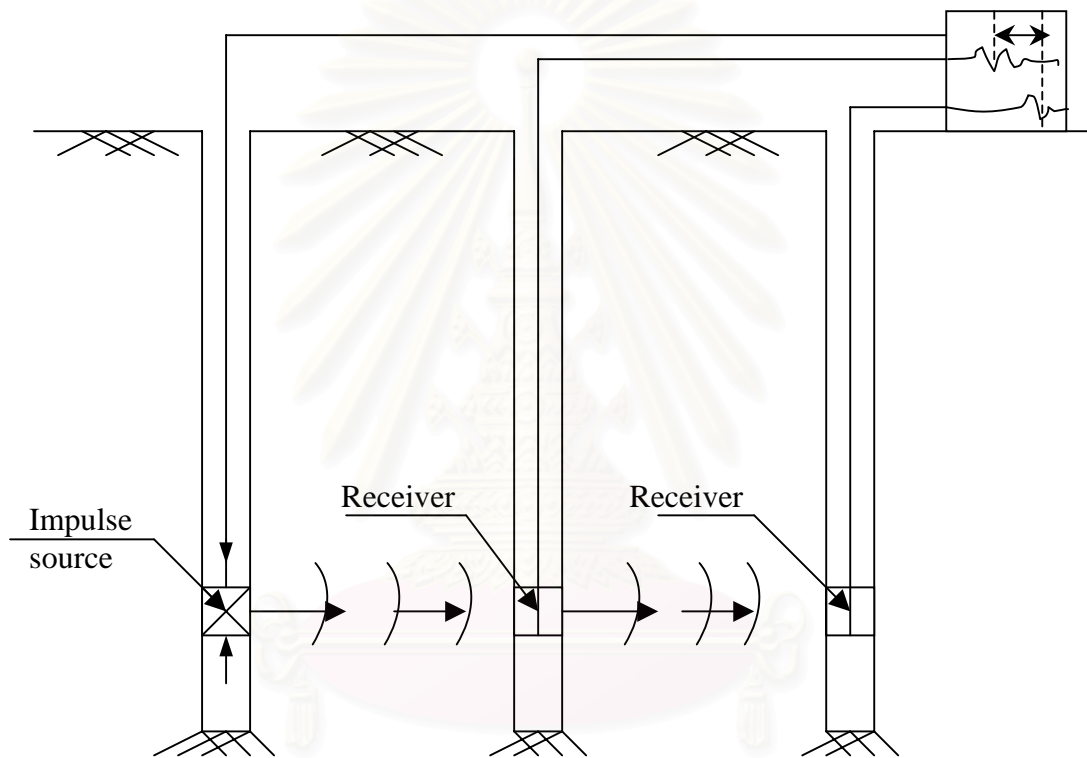


รูปที่ 2.5 แบบจำลองเคลวินชนิดไม่มีความหนืด  
สถาบันวิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.6 การวัดความเร็วคลื่นในสนามแบบ Down-hole

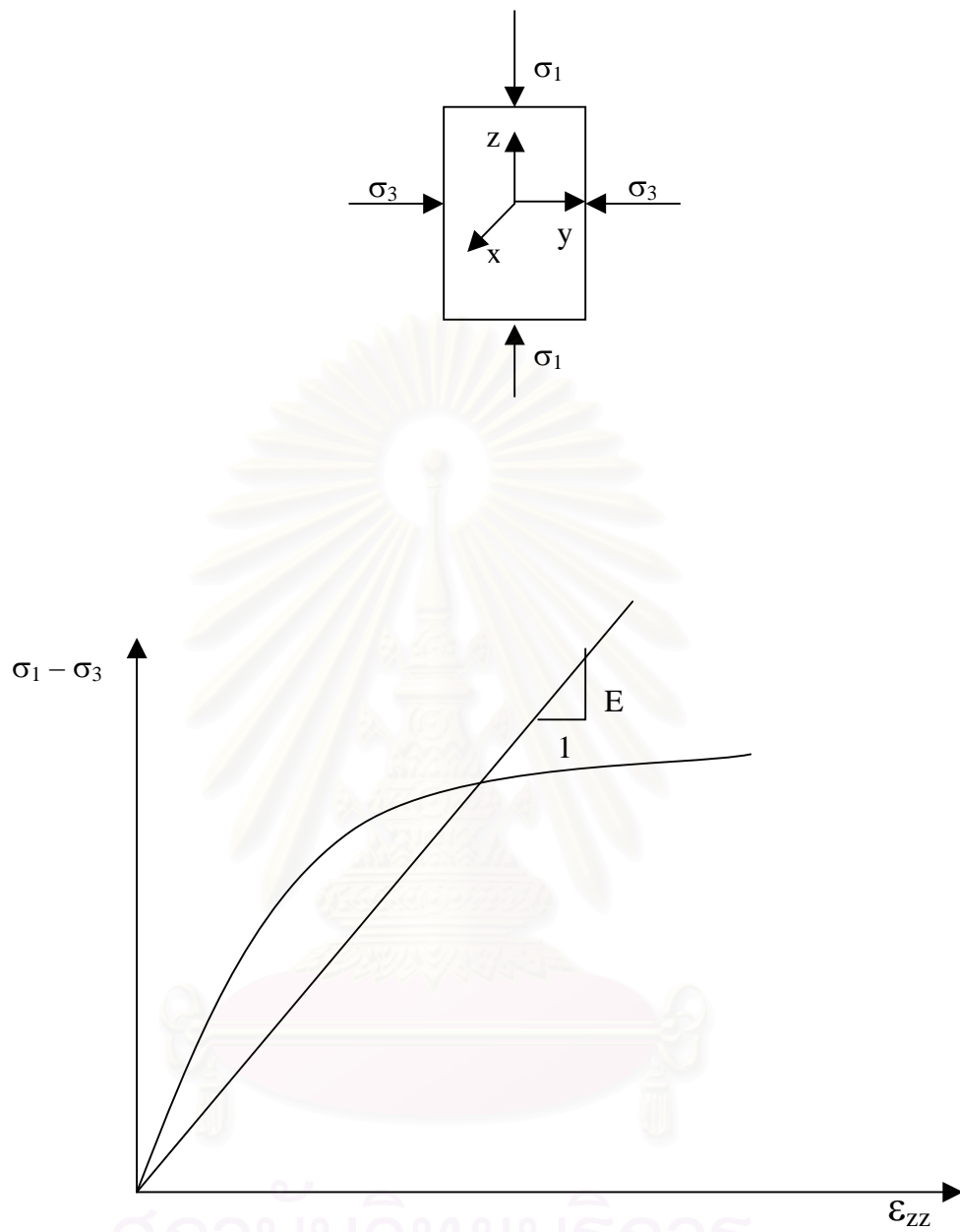
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



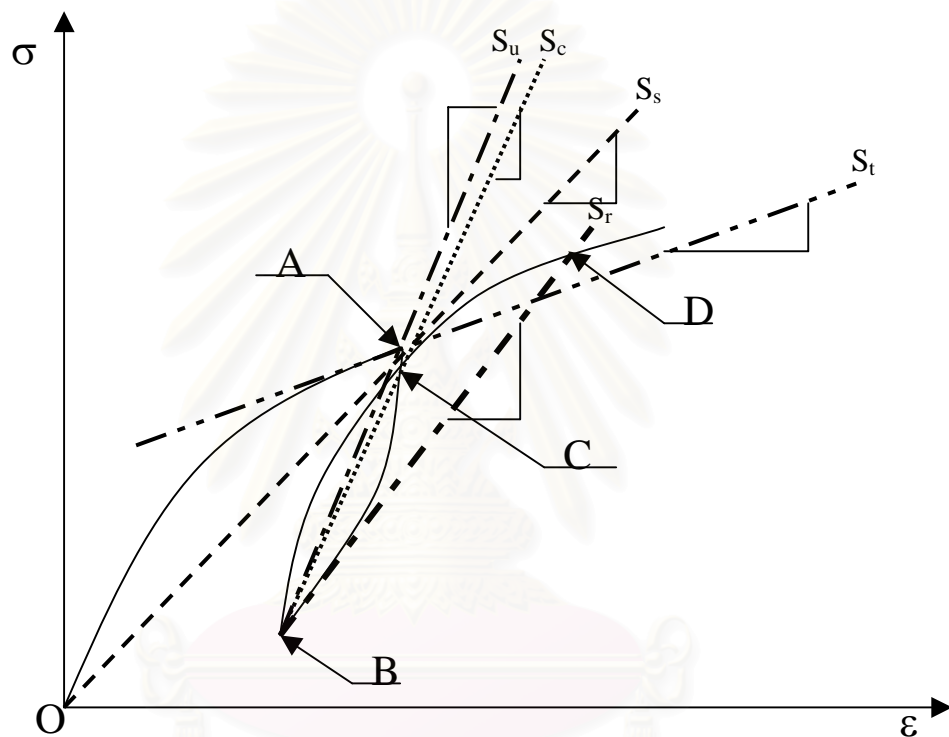
รูปที่ 2.7 การวัดความเร็วคลื่นในสนามแบบ Cross-hole

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 2.8 การคำนวณโมดูลัสจากความสัมพันธ์ความเค้นกับความเครียด  
ของการทดสอบแรงอัดสามแกน



รูปที่ 2.9 คำนิยามของค่าโมดูลัสของดิน (Briaud and Buchanan, 2000)

## บทที่ 3

### วิธีคำนวณการเคลื่อนตัวของมวลดิน

#### 3.1 การเคลื่อนตัวของมวลดิน (Ground Motion)

Wood (1908) ได้สรุปรายงานการเกิดแผ่นดินไหวในซานฟรานซิสโก (San Francisco) เมื่อปี ค.ศ. 1906 ดังนี้ “ขนาดของความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวในซานฟรานซิสโก เมื่อวันที่ 10 เมษายน 1906 นั้น ขึ้นอยู่กับสภาพทางธรณีวิทยาบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหวเป็นหลัก” ข้อสรุปข้างต้นนั้นเกิดขึ้นจากการสังเกตเป็นหลัก เนื่องจากข้อมูลทางธรณีวิทยาและข้อมูลแผ่นดินไหวในขณะนั้นยังมีค่อนข้างน้อย และในปี ค.ศ. 1957 ความสำคัญของสภาพทางธรณีวิทยา ต่อระดับความเสียหายอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหวได้ถูกเปิดเผยออกมา ข้อมูลดังกล่าวได้จากการตรวจวัดอัตราเร็วและความเร่งของการเคลื่อนตัวของชั้นดินในระดับความลึกต่างๆ กัน ณ จุดต่างๆ รอบๆ เมือง San Francisco เมื่อนำข้อมูลดังกล่าวมาเปรียบเทียบกับสภาพทางธรณีวิทยา สามารถสรุประดับความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นกับโครงสร้างหรือสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ได้ดังนี้

- ตำแหน่งของสิ่งปลูกสร้างที่ตรวจวัดมีระยะห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวใกล้เคียงกันบริเวณเดียวกันจะมีความเสียหายเกือบเหมือนกัน

- ชั้นดินอ่อน (Clay หรือ Sand) มีคุณลักษณะที่จะกรองเอาคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่สูงออก และขยายคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่ต่ำ ส่งผ่านขึ้นสู่ผิวดิน

(Seed et al., 1991; Hisada et al., 1965; and Athanassopoulos and Tikou, 1990)

Response Spectrum ของดินอ่อนประเภทต่างๆ ต่อการสั่นสะเทือน (Seed, 1991) พบว่า ในดินอ่อนประเภทต่างๆ ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวและระดับความเสียหายต่อโครงสร้างสิ่งปลูกสร้างแตกต่างกันออกไป คือชั้นดินที่อ่อนกว่าจะมี Predominant period ที่สูงกว่าจึงก่อให้เกิดความเสียหายแก่อาคารสูงมากกว่าโครงสร้างที่เป็นอาคารบ้านพักอาศัย

### 3.2 นิยามที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว (Definition of some Earthquake Related Term)

- โฟกัส (Focus) คือ จุดที่อยู่ใต้ผิวดินซึ่งรอยแตกเริ่มเกิดขึ้นเป็นจุดแรก ดังรูป 3.1 (จุด F)
- ความลึกของจุดโฟกัส (Focus Depth) คือ ระยะทางในแนวตั้งที่วัดจากผิวดินไปถึงจุดโฟกัส ดังรูป 3.1 (a) คือระยะ EF แบ่งออกเป็น 3 ประเภท
  - โฟกัสของการเกิดแผ่นดินไหวที่ระดับลึก (Deep-focus earthquake) คือ ความลึกของจุดโฟกัสตั้งแต่ 300-700 กิโลเมตร (185-435 ไมล์)
  - โฟกัสของการเกิดแผ่นดินไหวที่ระดับปานกลาง (Intermediate-focus earthquake) คือ ความลึกของจุดโฟกัสตั้งแต่ 70-300 กิโลเมตร (45-185 ไมล์)
  - โฟกัสของการเกิดแผ่นดินไหวระดับตื้น (Shallow-focus earthquake) คือ ความลึกของจุดโฟกัสน้อยกว่า 70 กิโลเมตร (45 ไมล์)
- อีพิเซนเตอร์ (Epicenter) คือ จุดที่อยู่เหนือจุดโฟกัสในแนวตั้ง ดังแสดงในรูป 3.1 คือจุด E
- ระยะทางอีพิเซนตริก (Epicentric Distance) คือ ระยะทางในแนวราบระหว่างอีพิเซนเตอร์กับตำแหน่งที่สนใจ ดังแสดงโดยเส้น EA ในรูป 3.1(b)
- ระยะทางไฮโพเซนตริก (Hypocentric Distance) คือ ระยะทางระหว่างจุดโฟกัสกับตำแหน่งหรือสถานที่ ที่สนใจ ดังแสดงโดยเส้น FA ในรูป 3.1(a)
- Effective Distance to Causative fault คือ ระยะทางจากจุดแบ่งครึ่งของรอยแตกเริ่มถึงสถานที่ อ้างอิง ดังแสดงในรูป 3.2 (AB และ AC)
- ความเข้มของการเกิดแผ่นดินไหว (Intensity) คือ การวัดขนาดของการเกิดแผ่นดินไหวซึ่งวัดตามอำนาจการทำลาย แบ่งออกเป็น 12 ระดับในหน่วยของ Modified Mercalli Scale ดังแสดงในตาราง 3.1

### 3.2.1 ขนาดของการเกิดแผ่นดินไหว (Earthquake Magnitude)

ขนาดของแผ่นดินไหวสามารถวัดได้จากขนาดของคลื่นความเค้น (Elastic stress wave) ที่ถูกปลดปล่อยออกมา โดย Richter (1958) ได้เสนอสมการในการปลดปล่อยพลังงานของคลื่นการสั่นสะเทือนมาเป็นขนาดของแผ่นดินไหวดังสมการข้างล่างนี้

$$\log_{10} E = 11.4 + 1.5M \quad 3.1$$

โดยที่ E คือ พลังงานที่ปลดปล่อยออกมา มีหน่วยเป็น เอิร์ก (Ergs)

M คือ ขนาดของแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็น ริคเตอร์ (Richter)

สมการที่ 3.1 ได้รับการปรับปรุงแก้ไขโดย Bath (1966) โดย Bath ได้เสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณขนาดของแผ่นดินไหว ดังแสดงในสมการที่ 3.2

$$\log_{10} E = 12.24 + 1.44M \quad 3.2$$

Tocher (1958) พบว่า ความยาวของแนวรอยแยกแผ่นดินที่เกิดการเคลื่อนตัวแล้วปลดปล่อยพลังงานออกมา จะสัมพันธ์กับขนาดของแผ่นดินไหว ดังแสดงในสมการที่ 3.3 อย่างไรก็ตามสมการนี้ได้มาจากข้อมูลแผ่นดินไหวในมลรัฐแคลิฟอร์เนียและมลรัฐเนวาดาเป็นหลัก

$$\log L = 1.02M - 5.77 \quad 3.3$$

โดยที่ L คือ ความยาวของรอยแตกร้าว (Fault rupture) หน่วยเป็น กิโลเมตร

ได้มีการเปรียบเทียบหน่วยความรุนแรงของแผ่นดินไหวแบบ Richter กับ Modified Mercalli ดังแสดงไว้ในตารางที่ 3.2

### 3.2.2 ลักษณะการเคลื่อนตัวของหินในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว (Characteristic of Rock Motion During an Earthquake)

การเกิดแผ่นดินไหวทำให้เกิดคลื่นแบบเฉือนวิ่งผ่านชั้นหินทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของหินและชั้นดินที่อยู่บนชั้นหินที่เกิดการเคลื่อนตัว ความเร็วของคลื่นแบบเฉือนในชั้นหินแกรนิตมีค่าประมาณ 3050-3660 m/s ในพวกหินอ่อนๆมีค่าประมาณ 762-915 m/s (Seed et al., 1969) วิธีการหาการเคลื่อนตัวของดินที่ตำแหน่งใกล้กับระดับผิวดินได้นั้น โดยจะต้องทราบสิ่งต่อไปนี้ก่อน

#### - ระยะเวลาของการเกิดแผ่นดินไหว (Duration of Earthquake )

Housner (1965) ได้ประมาณค่าของอัตราการแผ่กระจายของรอยแตกร้าวอันเนื่องมาจากการเกิดแผ่นดินไหวมีค่า 3200 เมตร/วินาที ซึ่งเมื่อทราบรอยแตกแล้ว จะสามารถคำนวณหาเวลาของการเกิดแผ่นดินไหวได้ ซึ่งระยะของรอยแตกร้าวสามารถคำนวณหาได้มาจากสมการของ Tocher (1958) หรืออาจจะใช้อีกวิธีหนึ่ง คือ เมื่อทราบขนาดของการสั่นสะเทือนในมาตรา Richter ก็จะสามารถคำนวณหาเวลาของการเกิดแผ่นดินไหวได้ด้วย

#### - คาบที่เด่นชัดของอัตราเร่งในชั้นหิน (Predominant Period of Rock Accelerate)

Seed et al. (1969) ได้นำผลการวิเคราะห์ของ Guttenberg and Richter (1956) และของ Figueroa (1960) ที่พัฒนาขึ้นเป็นแผนภูมิ ซึ่งในแผนภูมินั้นจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Average predominant period of accelerations กับขนาดของการเกิดแผ่นดินไหว ดังแสดงในรูป 3.3

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

- ค่าความเร่งสูงสุด (Maximum Amplitude of Acceleration)

ค่าความเร่งสูงสุด ที่เกิดขึ้นบริเวณอีพิเซนทรัล (Epicentral) ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวแบบตื้นโดยมีความลึกประมาณ 16 กิโลเมตร จากผิวดินได้มีสมการของ Gutterburg and Richter (1956) สำหรับคำนวณหาค่า ความเร่งสูงสุด ดังนี้

$$\log a_0 = -2.10 + 0.81M - 0.027M^2 \quad 3.4$$

โดยที่  $a_0$  คือ ค่าความเร่งสูงสุด  
 $M$  คือ ขนาดของแผ่นดินไหว มีหน่วยเป็น ริคเตอร์ (Richter)

Seed et al. (1969) ได้เสนอกฎความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งสูงสุดของขนาดแผ่นดินไหวกับระยะทางของรอยเลื่อน (Causative fault) ดังแสดงในรูปที่ 3.4

### 3.3 การตรวจวัดขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวในประเทศไทยและประเทศข้างเคียง

ประเทศไทยอาจจะได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวในประเทศข้างเคียงหรือบริเวณ ภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศ ดังแสดงในรูปที่ 3.5 (สุมาลี และ บุรินทร์ 2535) จึงได้มีการทรวงให้อาคารที่อยู่ในพื้นที่เสี่ยงให้ออกแบบต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องเรียนรู้วิธีการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดินเนื่องจากเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งข้อมูลสำคัญสำหรับการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดิน คือคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินที่จะทำการวิเคราะห์ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น ส่วนวิธีการวิเคราะห์จะกล่าวถึงรายละเอียดในหัวข้อต่อไป

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.4 คำนำผลการเคลื่อนตัวของมวลดินด้วยโปรแกรม SHAKE 91

IDRISS and SUN (1992) ได้ปรับปรุงโปรแกรม Shake (Schnable et al., 1972) มาเป็นโปรแกรม SHAKE91 (A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits) ซึ่งเขียนด้วยภาษาฟอร์แทรน (FORTRAN 5.1) และถูกคอมไพล์บนดอส (DOS) ซึ่งปฏิบัติการบนวินโดวส์ (Windows)

โปรแกรม SHAKE 91 ถูกนำไปใช้แพร่หลายในการศึกษาและวิเคราะห์เกี่ยวกับแผ่นดินไหวทั้งในประเทศสหรัฐอเมริกาและในหลายประเทศทั่วโลก เช่น ในกรณีแผ่นดินไหวที่ Loma Prieta 1989 ให้ผลการคำนวณการเคลื่อนตัวของผิวดินสอดคล้องกับค่าที่บันทึกได้ เมื่อใส่ค่าคุณสมบัติของดินและ Rock motion ใกล้เคียงกับของจริงมากที่สุด ( Idriss, 1990; Dickenson et al, 1991; Idriss, 1991; Rollins et al, 1992; Yokel, 1992) ดังนั้นโปรแกรมนี้อย่างคงใช้อยู่ และได้มีการพัฒนาโปรแกรมให้สะดวกในการใช้มากขึ้นเป็น Proshake และให้ผลในการวิเคราะห์มากขึ้น

### 3.5 วิธีการคำนวณการเคลื่อนทางด้านข้างของมวลดินของโปรแกรม SHAKE 91

โปรแกรม SHAKE 91 ใช้วิธีการคำนวณการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของมวลดิน เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหว โดยให้คลื่นแผ่นดินไหวมีลักษณะเป็นผลรวมของรูปไซน์ที่มีความถี่และมุมเฟสต่างกัน ผลการตอบสนองของมวลดินก็จะเกิดเนื่องจากคลื่นแต่ละตัวรวมกัน หรือหลักการ Superposition ซึ่งรายละเอียดของการคำนวณเบื้องต้น จะแสดงต่อไปดังนี้

#### 3.5.1 มวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน

ให้มวลดินมีลักษณะเหมือนกันทั้งชั้นมีความหนาเท่ากับ H เมตร วางอยู่บนชั้นหินที่มีลักษณะเป็นอิลาสติกความลึกไม่จำกัด ดังแสดงในรูปที่ 3.6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างมวลดินและชั้นหินที่ด้านบนสุด เนื่องจากการแผ่กระจายในแนวตั้งของคลื่นฮาร์โมนิกแบบเฉือนผ่านจากชั้นหินสู่ด้านบนของผิวดินที่วางอยู่บนชั้นดินมีค่าเท่ากับสมการต่อไปนี้

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad 3.5$$



$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad 3.6$$

โดยที่  $\omega$  = ความถี่เชิงมุม (Circular frequency) ของคลื่นฮาร์โมนิกแบบเฉือน

$k^*$  = Complex wave number

ค่าความเค้นเฉือนที่ระดับผิวดินมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้นสามารถแทนด้วยสมการต่อไปนี้

$$\tau(0, t) = G_s^* \gamma(0, t) = G_s^* \frac{\partial u_s(0, t)}{\partial z_s} = 0 \quad 3.7$$

โดยที่  $G_s^* = G(1 + 2i\xi)$  คือ Complex shear modulus ของดิน

เมื่อแทนค่าสมการที่ 3.5 ลงไปในสมการที่ 3.7 จะได้สมการใหม่ดังนี้

$$G_s^* i k_s (A_s e^{i k_s(0)} - B_s e^{-i k_s(0)}) e^{i \omega t} = G_s^* i k_s (A_s - B_s) e^{i \omega t} = 0 \quad 3.8$$

สมการข้างต้นจะเป็นจริง ก็ต่อเมื่อ  $A_s = B_s$  ซึ่งสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของมวลดินและค่าความเค้นที่ Boundary ของชั้นดินและชั้นหินที่ติดกัน ดังนี้

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad 3.9$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad 3.10$$

เมื่อแทนสมการที่ 3.5 และ สมการที่ 3.6 ลงไปในสมการที่ 3.9 จะได้

$$A_s (e^{i k_s^* H} + e^{-i k_s^* H}) = A_r + B_r \quad 3.11$$

จากสมการที่ 3.10 และค่าจำกัดความของค่าความเค้นเฉือน  $\left( \tau = G_s^* \frac{\partial u}{\partial z} \right)$  จะได้

$$A_s i G_s^* k_s^* (e^{i k_s^* H} - e^{-i k_s^* H}) = i G_r^* k_r^* (A_r - B_r)$$

หรือ

$$\frac{G_s^* k_s^*}{G_r^* k_r^*} A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = (A_r - B_r) \quad 3.12$$

อัตราส่วน  $\frac{G_s^* k_s^*}{G_r^* k_r^*} = \alpha^*$  เรียกว่า complex impedance

เมื่อแก้สมการที่ 3.11 และสมการที่ 3.12 พร้อมกันจะได้ค่าของ  $A_r$  และ  $B_r$  ดังนี้

$$A_r = \frac{1}{2} A_s [(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad 3.13a$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s [(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad 3.13b$$

ถ้าการแผ่กระจายในแนวตั้งของคลื่นแบบเฉือนมีแอมพลิจูดเท่ากับ  $A$  ขึ้นจากด้านล่างสู่ด้านบนของชั้นหิน (Rock outcrop) ซึ่งมีลักษณะเป็น Free surface พบว่าที่ Bedrock จะมีแอมพลิจูดเป็นสองเท่าของด้านบนคือ  $2A$  แต่ไม่ได้แสดงในกรณีนี้ ดังนั้น ถ้าในกรณีดิน ที่แสดงในกรณี จะมีแอมพลิจูดเท่ากับ

$$2A_s = \frac{4A}{(1 + \alpha_s^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_s^*) e^{-ik_s^* H}} \quad 3.14$$

กำหนดให้ Transfer function,  $F(\omega)$  คืออัตราส่วนของแอมพลิจูดที่ผิวดินต่อแอมพลิจูดที่ผิวด้านบนของชั้นหิน มีค่าเท่ากับ

$$F(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad 3.15$$

สามารถเขียน Transfer function,  $F(\omega)$  อยู่ในรูปของฟังก์ชันเชิงซ้อนโดยใช้กฎของออยเลอร์ได้ดังนี้

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos k_s^* H + i\alpha_z^* \sin k_s^* H} \quad 3.16$$

### 3.5.2 มวลดินหลายชั้นวางอยู่บนชั้นหิน

การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของมวลดินหลายชั้นวางอยู่บนชั้นหิน ใช้หลักการเดียวกันกับมวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน แต่ที่ต่างกันคือ Transfer function แต่ละชั้นจะมีความแตกต่างกัน เนื่องจากจะต้องคิดการสะท้อนของคลื่นที่ Boundary ระหว่างชั้นดินที่อยู่ติดกัน ส่วนชั้นดินที่อยู่ติดชั้นหิน Transfer function คิดเหมือนกับมวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน

เมื่อพิจารณาชั้นดินหลายชั้นที่วางอยู่บนชั้นหินดังแสดงในรูปที่ 3.7 ซึ่งพิจารณาที่ชั้น  $j$  พบว่าจะมีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างดังสมการที่ 3.17 มีค่าดังนี้

$$u_j(z_j, t) = \left( A_j e^{ik_j^* z_j} + B_j e^{-ik_j^* z_j} \right) e^{i\omega t} \quad 3.17$$

พิจารณา Boundary ระหว่างชั้น  $j$  และ ชั้น  $j+1$  ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจะเท่ากัน ดังแสดงในสมการ 3.18 มีค่าดังนี้

$$A_{j+1} + B_{j+1} = \left( A_j e^{ik_j^* z_j} + B_j e^{-ik_j^* z_j} \right) e^{i\omega t} \quad 3.18$$

และค่าความเค้นเฉือนมีค่าเท่ากับสมการที่ 3.19

$$A_{j+1} - B_{j+1} = \frac{G_j^* k_j^*}{G_{j+1}^* k_{j+1}^*} \left( A_j e^{ik_j^* z_j} - B_j e^{-ik_j^* z_j} \right) \quad 3.19$$

สมการที่ 3.18 และ 3.19 จะเหมือนกับสมการที่ 3.11 และ 3.12 ค่าของ Complex impedance,  $\alpha_j^*$  ที่ Boundary ระหว่างชั้น  $j$  และ ชั้น  $j+1$  ค่าของแอมพลิจูดของคลื่นที่ชั้น  $j+1$  จะได้มาจากแอมพลิจูดของคลื่นที่ชั้น  $j$  โดยการแก้สมการที่ 3.18 และ 3.19 จะได้ดังนี้

$$A_{j+1} = \frac{1}{2} A_j (1 + \alpha_j^*) e^{ik_j^* h_j} + \frac{1}{2} B_j (1 - \alpha_j^*) e^{-ik_j^* h_j} \quad 3.20a$$

$$B_{j+1} = \frac{1}{2} A_j (1 - \alpha_j^*) e^{ik_j^* h_j} + \frac{1}{2} B_j (1 + \alpha_j^*) e^{-ik_j^* h_j} \quad 3.20b$$

ที่ระดับผิวดิน ( $z_1 = 0$ ) ค่าความเค้นเฉือนมีค่าเท่ากับศูนย์ จะได้ค่า  $A_1 = B_1$  เมื่อสมการที่ 3.20 ไปใช้สำหรับ  $j = 1, 2, 3, \dots, N$  ค่าสัมประสิทธิ์ของ  $A_{j+1}$  และ  $B_{j+1}$  จะมีความสัมพันธ์กับ  $A_j$  และ  $B_j$  โดยเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$A_{j+1} = a_{j+1}(\omega) A_1 \quad 3.21a$$

$$B_{j+1} = b_{j+1}(\omega) B_1 \quad 3.21b$$

โดยที่ ฟังก์ชัน  $a_{j+1}(\omega)$  และ  $b_{j+1}(\omega)$  เป็นผลของคลื่นที่เกิดขึ้นระหว่างชั้นดินทุก ๆ ชั้นที่อยู่เหนือชั้น  $j + 1$  และ ค่าของ Transfer function จะสัมพันธ์กับการเคลื่อนที่ชั้นบนของสองชั้นดิน คือ  $i$  และ  $j$  จะสามารถเขียนแทนด้วยสมการดังนี้

$$F_{ij}(\omega) = \frac{a_j(\omega) + b_j(\omega)}{a_{j+1}(\omega) + b_{j+1}(\omega)} \quad 3.22$$

### 3.5.3 การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดเสมือนเป็นเส้นตรง (Equivalent Linear Analysis)

การวิเคราะห์ของโปรแกรม SHAKE จะไม่คิดว่าพฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear) เพราะตัวแทนของ Input motion ของคลื่นแผ่นดินไหวถูกเปลี่ยนมาอยู่ในรูปของสมการคลื่น (Wave equation) โดยใช้ Fourier series transform function บนหลักการของ Superposition ซึ่งจะหาค่าได้เฉพาะในช่วงที่ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดเป็นเส้นตรงเท่านั้น

วิธีการของ Equivalent linear คือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนและอัตราส่วนแฉกจะถูกปรับแก้โดยการทำซ้ำ จนค่าของโมดูลัสแบบเฉือนและอัตราส่วนแฉกพ้องตรงกันกับความเครียดประสิทธิผล (Effective strain) ขบวนการทำซ้ำจะกระทำจนกว่าค่าความเครียดประสิทธิผลไม่เปลี่ยนแปลงมากเมื่อเทียบกับครั้งที่ผ่านมา ในโปรแกรม SHAKE91 ยอมให้ที่ 1 เปอร์เซ็นต์

หลักการของ Equivalent linear คือ ให้โมดูลัสแบบเฉือนเป็นค่าเฉลี่ยของการให้แรงใน 1 รอบ และอัตราส่วนแอมพลิจูดคิดพื้นที่เป็นวงรีของการให้แรงใน 1 รอบ ดังแสดงในรูปที่ 3.8 ค่าของโมดูลัสแบบเฉือนค่าเฉลี่ยจะลดลงเมื่อความเครียดแบบเฉือนเพิ่มขึ้น จะแสดงความสัมพันธ์เป็นแบบ Reduction curve คือแกน x เป็น Amplitude shear strain กับแกน y เป็น  $G/G_{max}$  ดังแสดงในรูปที่ 3.9 และค่าของอัตราส่วนแอมพลิจูดจะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อความเครียดแบบเฉือนเพิ่มขึ้น จะได้ความสัมพันธ์คือแกน x เป็น Amplitude shear strain กับแกน y เป็น อัตราส่วนแอมพลิจูด ดังแสดงในรูปที่ 3.10 ซึ่งเป็นผลการทดสอบของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้เครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial (Teachavorasinskun et al., 2002) จะนำไปใช้วิเคราะห์ในโปรแกรม SHAKE 91

การวิเคราะห์ของโปรแกรม SHAKE ค่าโมดูลัสแบบเฉือนและอัตราส่วนแอมพลิจูดตรงกับค่าความเครียดแบบเฉือนที่ 0.001 % สำหรับการทำซ้ำ (Iterative) ครั้งแรก ความเครียดประสิทธิผล สามารถเขียนอยู่ในรูปสมการได้ดังนี้

$$\gamma_{eff} = R_y \times \gamma_{max} \quad 3.23$$

$$\text{โดยที่ } R_y = \frac{M-1}{10}, \quad M = \text{ขนาดของแผ่นดินไหวมีหน่วยเป็นริกเตอร์}$$

วิธีการของ Equivalent linear ไม่สามารถคำนวณหาความเครียดถาวร (Permanent strain) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure) แต่อย่างไรก็ตามวิธีการของ Equivalent linear เป็นวิธีการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกี่ยวกับแผ่นดินไหวได้ดีพอสมควร ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

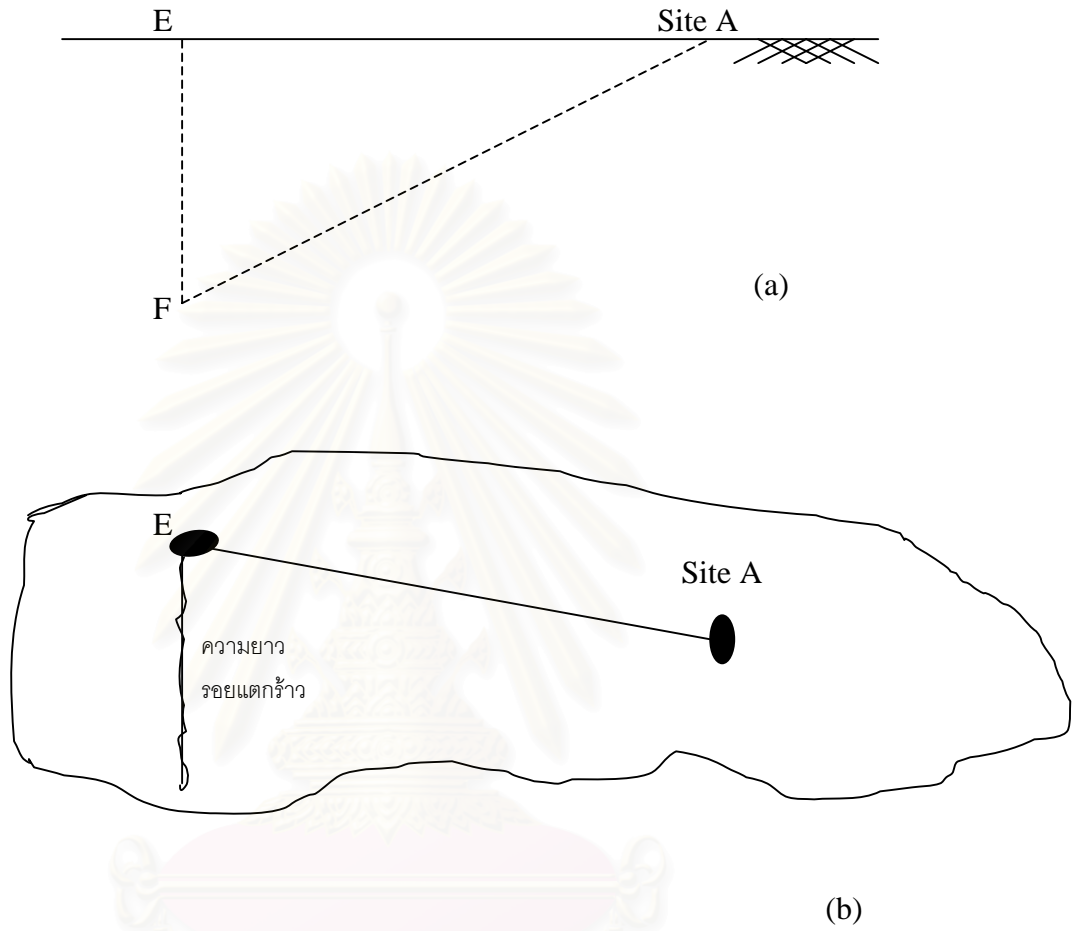
ตารางที่ 3.1 การวัดขนาดของการเกิดแผ่นดินไหวแบ่งออกเป็น 12 ระดับ  
ในหน่วยของ Modified Mercalli Scale

Intensity	Description
I	Detected only by sensitive instruments
II	Felt by a few persons at rest, especially on upper floors; delicate suspended objects may swing
III	Felt noticeably indoors, but not always recognized as a quake; standing autos rock slightly, vibration like passing trucks
IV	Felt indoors by many, outdoors by a few; at night some awaken; dishes, windows, doors disturbed; motor cars rock noticeably
V	Felt by most people; some breakage of dishes, windows and plaster; disturbance of tall objects
VI	Felt by all; many are frightened and run outdoors; falling plaster and chimneys; damage small
VII	Everybody runs outdoors; damage to building varies, depending on quality of construction; noticed by drivers of autos
VIII	Panel walls thrown out of frames; fall of walls, monuments, chimneys; sand and mud ejected; drivers of autos disturbed
IX	Buildings shifted off foundations, cracked, thrown out of plumb; ground cracked; underground pipes broken
X	Most masonry and frame structures destroyed; ground cracked; rails bent; landslides
XI	New structures remain standing; bridges destroyed; fissures in ground; pipes broken; landslides; rails bent
XII	Damage total; waves seen on ground surface; lines of sight and level distorted; objects thrown up into air

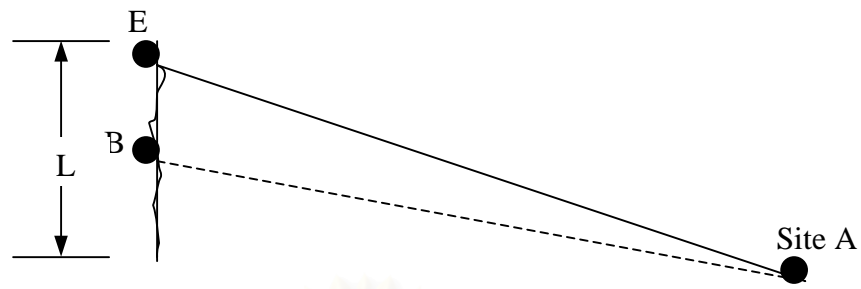
\* After Wiegel, R. W. (1970).

ตารางที่ 3.2 เปรียบเทียบหน่วยความรุนแรงของแผ่นดินไหวแบบ Richter กับ Modified Mercalli

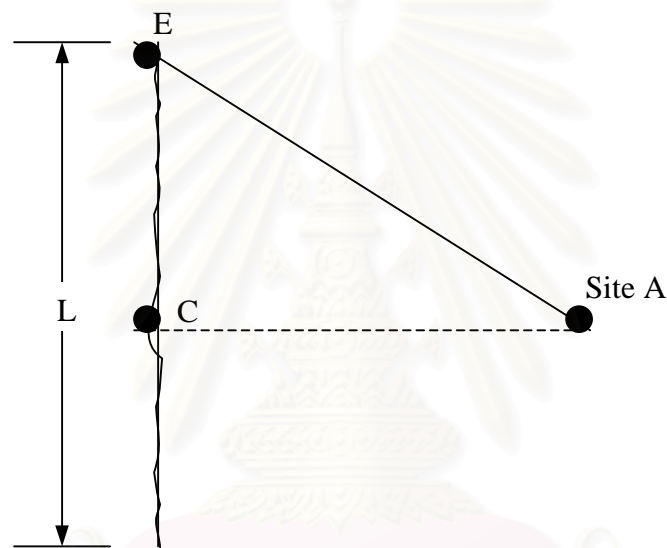
Richter scale magnitude $M$	Maximum intensity, Modified Mercalli Scale
1	—
2	I, II
3	III
4	IV
5	VI, VII
6	VIII
7	IX, X
8	XI



รูปที่ 3.1 นิยามของจุดไฟกัสและจุดอิพิเซนเตอร์ (a) รูปตัด และ (b) รูปแปลน



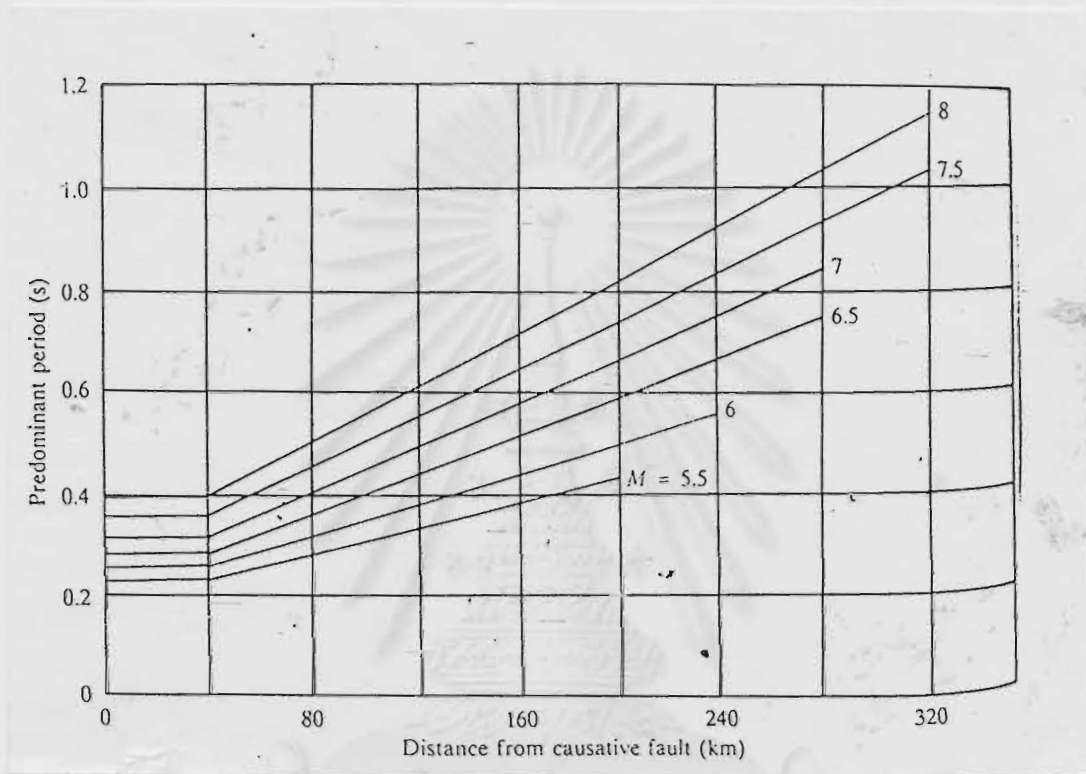
(a)



(b)

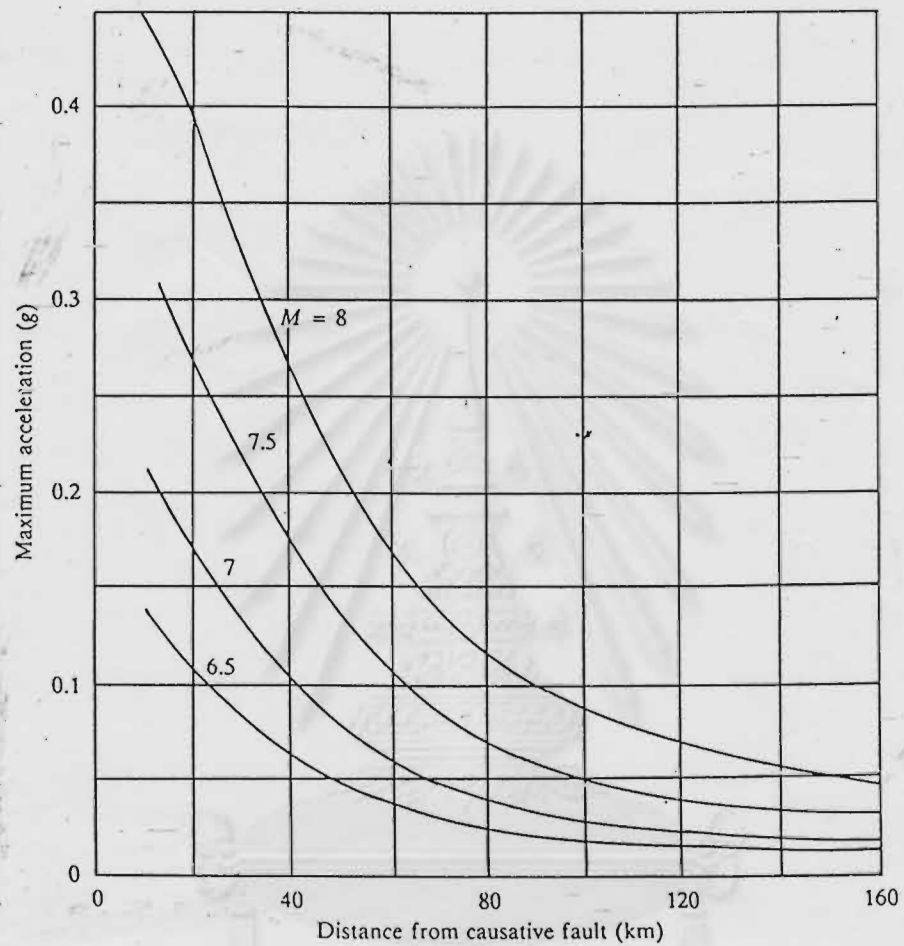
สถาบันวิทยบริการ  
รูปที่ 3.2 ระยะทางประสิทธิผลจากรอยแตกถึงสถานที่อ้างอิง  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





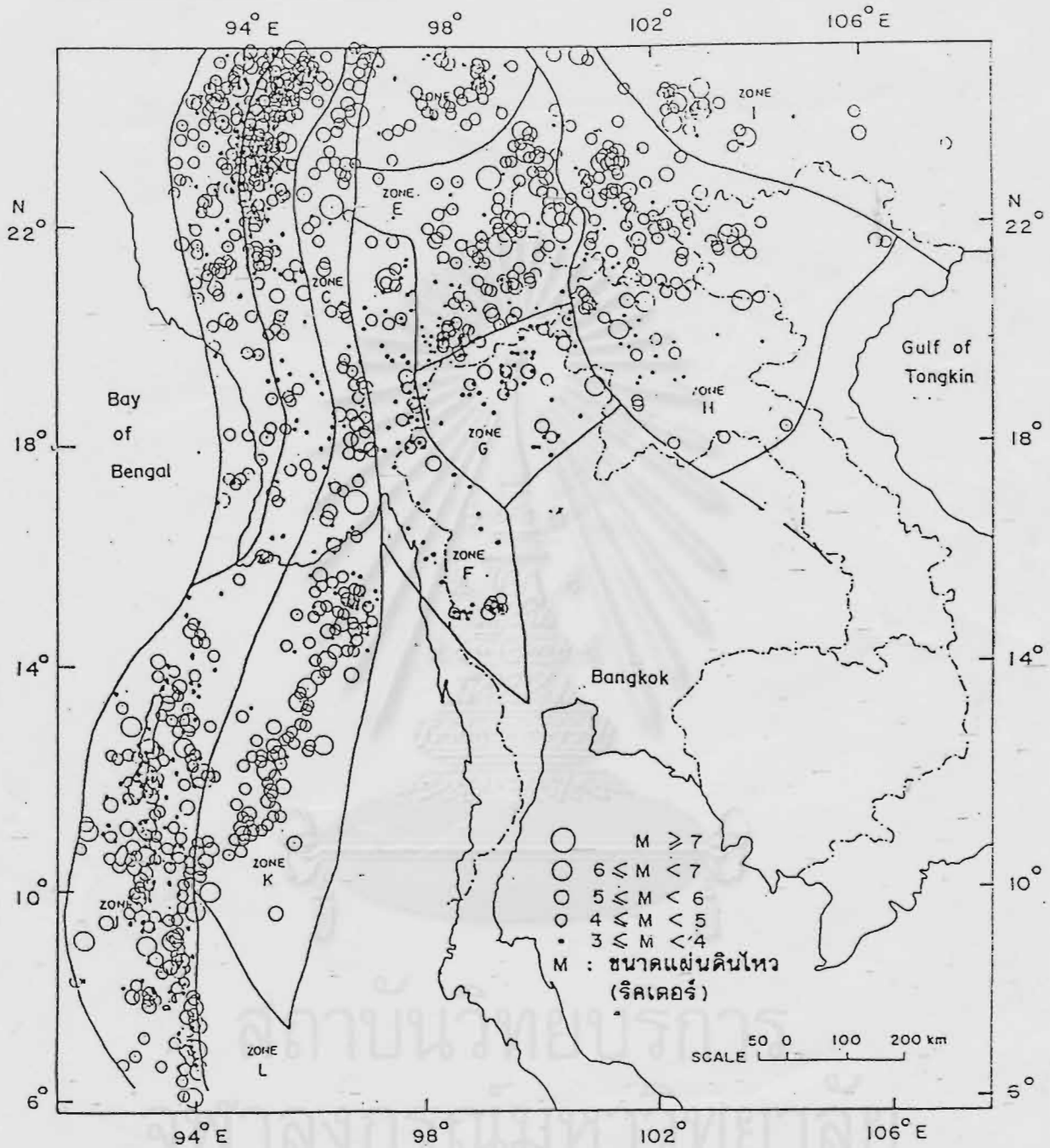
รูปที่ 3.3 คาบที่เด่นชัดของอัตราเร่งสูงสุดของหิน

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

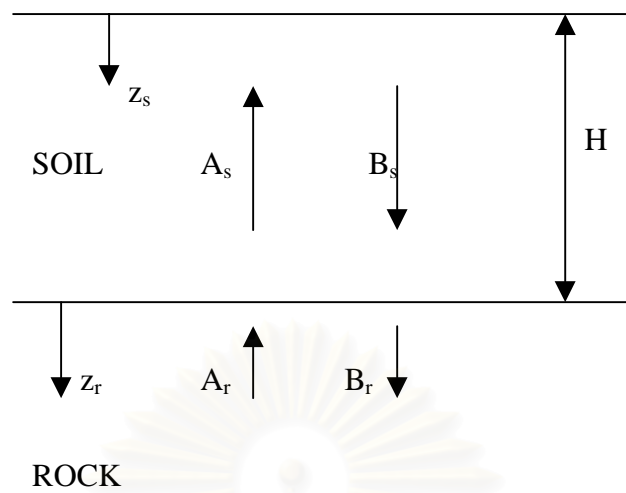


รูปที่ 3.4 อัตราเร่งสูงสุดกับขนาดของแผ่นดินไหวและระยะจากรอยแตก้าว

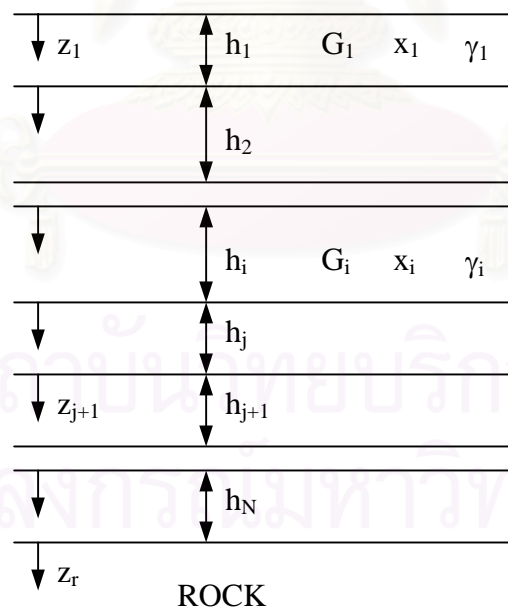
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



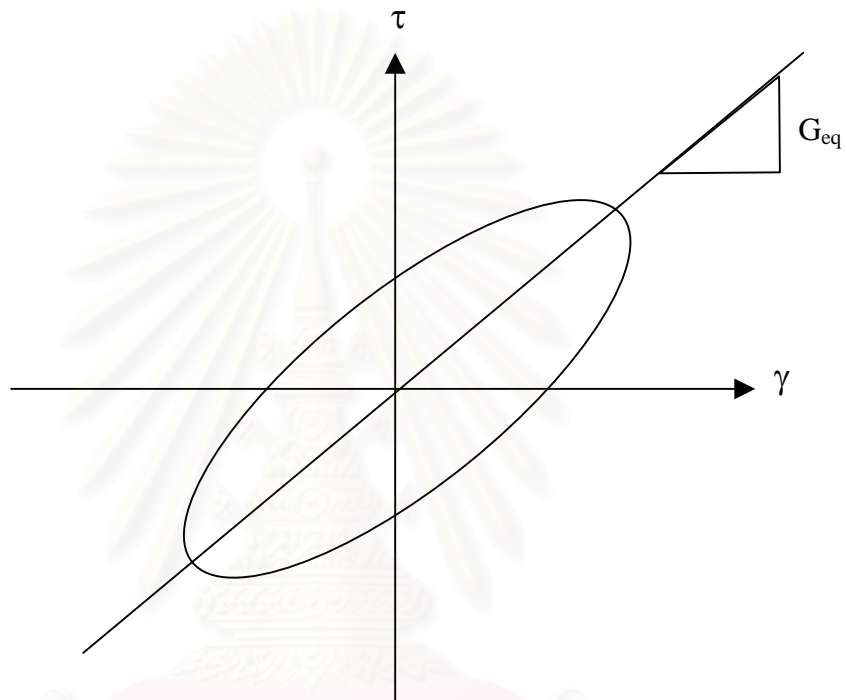
รูปที่ 3.5 แผนที่แสดงตำแหน่งและขนาดของแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้ในประเทศไทย และประเทศข้างเคียงตั้งแต่ พ.ศ. 2526-2532 (สุมาลี และ บุรินทร์ 2535)



รูปที่ 3.6 มวลดินชั้นเดียววางอยู่บนชั้นหิน

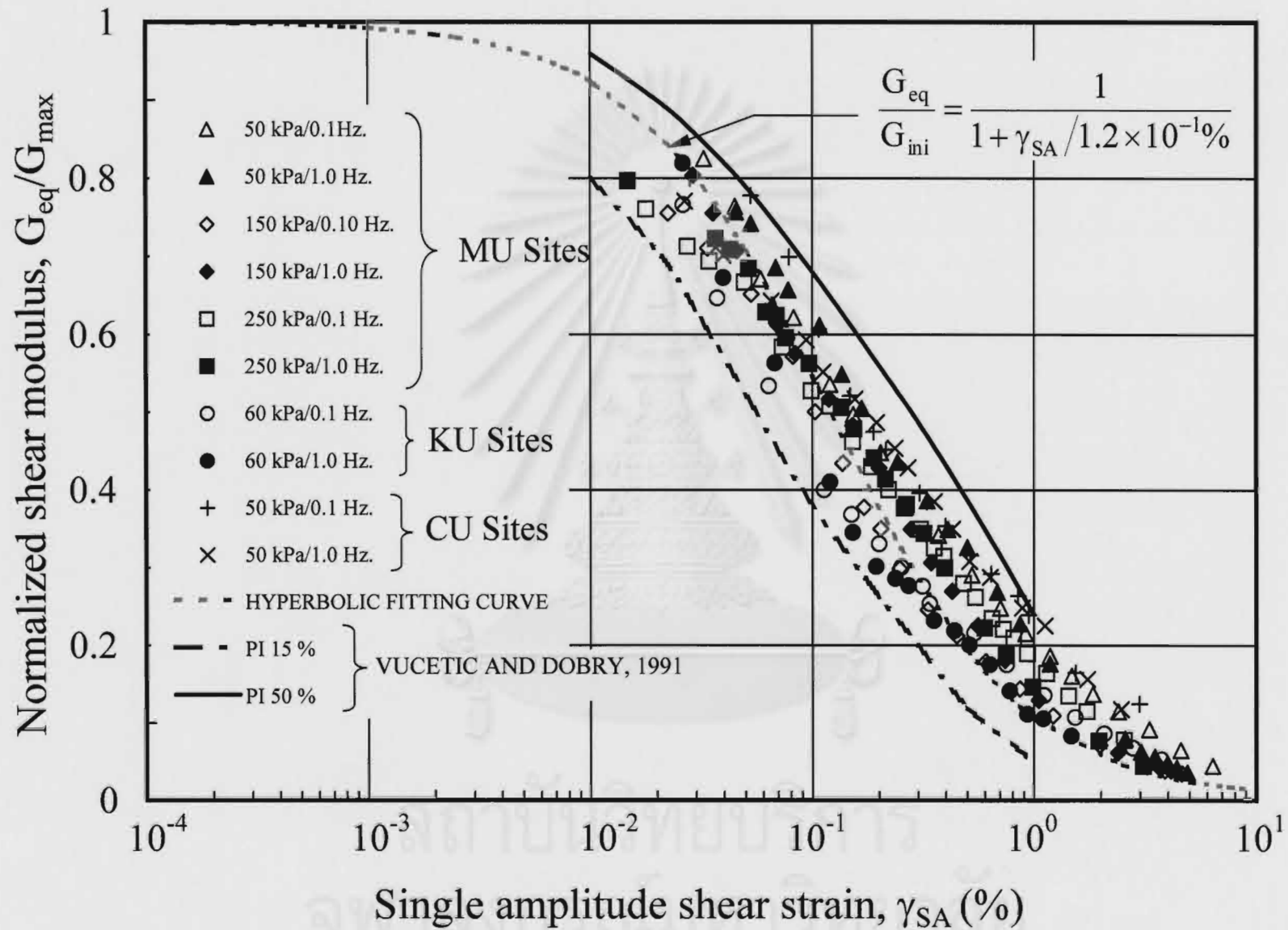


รูปที่ 3.7 มวลดินหลายชั้นวางอยู่บนชั้นหิน

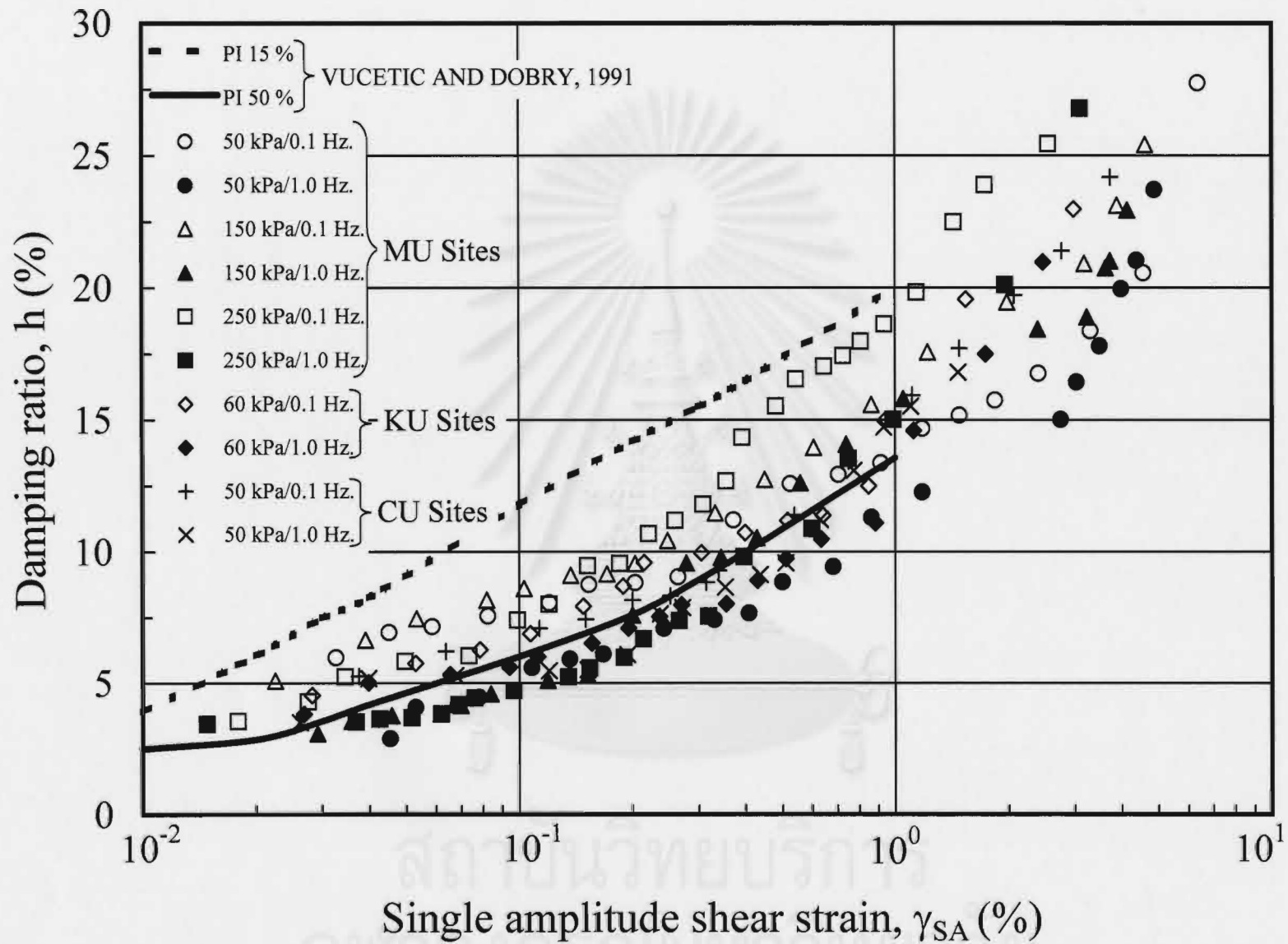


รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของแรงกระทำแบบวัฏจักร

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.9 Reduction curve ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Teachavorasinskun et al., 2002)



รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเฉือนกับอัตราส่วนแดมพิงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Teachavorasinskun et al., 2002)

## บทที่ 4

### วิธีการและขั้นตอนในการวิจัย

#### 4.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างทดสอบ

##### 4.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง

สถานที่เก็บตัวอย่างดินที่นำมาใช้สำหรับทดสอบเพื่อศึกษาวิจัย คือบริเวณสนามหญ้าข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ถ. พญาไท เขตปทุมวัน กรุงเทพมหานคร แผนที่พอสั่งของสถานที่เก็บตัวอย่างดินสำหรับใช้ทดสอบจะแสดงในรูปที่ 4.1

##### 4.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง

การเจาะหลุมสำหรับเก็บตัวอย่างดินใช้วิธีฉีดล้าง (Wash Boring) และเก็บตัวอย่างกระบอกบาง (Thin Wall Tube) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.50 ซม. และความยาวกระบอก 100 ซม. จะทำการเก็บตัวอย่างดินทุกๆ ระดับความลึก 1.0 ม. และเก็บอย่างต่อเนื่อง เริ่มเก็บตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 3 ม. จนถึงระดับความลึก 10 ม. ซึ่งอยู่ในช่วงดินเหนียวอ่อน จำนวน 2 หลุมนำกระบอกบางหลังจากเก็บตัวอย่างท่อพลาสติกใสและทับกระดาษฟรอยด์และเคลือบด้วยซีเมนต์อีกชั้น เพื่อป้องกันการสูญเสียบริมาณความชื้นในดิน และขนส่งไปห้องปฏิบัติการอย่างระมัดระวังอย่าให้มีการกระทบกระเทือน

##### 4.1.3 เตรียมหลุมเจาะสำหรับทดสอบ Down-hole

หลังจากมีการเจาะหลุมเมื่อได้ระดับที่ต้องการจะใส่ท่อพีวีซีขนาด 10 เซนติเมตร ลงไปพร้อมกับการเจาะหลุม ซึ่งจะใส่ลงไปทุก ๆ 4 เมตร เพื่อป้องกันดินพังลงไปในหลุมและไว้สำหรับให้แครมพ์ของ Geophone ยึดเกาะ เพื่อวัดความเร็วคลื่นที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งความลึกของหลุมเจาะ 60 เมตร โดยประมาณ ซึ่งจะได้นำไปใช้ประโยชน์ในการคำนวณการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดินเมื่อเกิดแผ่นดินไหว หรือไปนำหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนสูงสุด ที่ระดับความเครียดเฉือน 0.0001 %



## 4.2 เครื่องมือและอุปกรณ์สำหรับเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial

4.2.1 Air Compressor เป็นอุปกรณ์สำหรับให้ความดันและรักษาความดัน ภายในเซลล์ (Cell Pressure) และความดันภายในตัวอย่าง (Back Pressure) ให้คงที่สม่ำเสมอตลอดเวลาในช่วงทำการทดสอบ

4.2.2 Air Dryer เป็นอุปกรณ์สำหรับทำให้ลมที่ผ่านมาจาก Air Compressor แห้ง ก่อนจะผ่านเข้าสู่ Pressure Control Panel เพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับอุปกรณ์ภายใน Pressure Control Panel เช่น วาล์ว เกจวัดความดัน เป็นต้น เพราะลมที่ได้มาจาก Air Compressor จะมีไอน้ำปะปนออกมาด้วย

4.2.3 Hydraulic เป็นอุปกรณ์สำหรับให้แรงในแนวแกน (Axial Load) ซึ่งจะเป็นแบบ Servo

4.2.4 Volume Change Device เป็นเครื่องมือวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างดิน ในระหว่าง การทำอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) สำหรับการทดสอบแบบ Triaxial

4.2.5 Pressure Control Panel เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้ปรับความดันและควบคุมความดัน ภายในเซลล์ (Cell Pressure) และความดันภายในตัวอย่าง (Back Pressure) ให้มีระดับความดันคงที่สม่ำเสมอ

4.2.6 Amplifier เป็นเครื่องมือสำหรับแปลงสัญญาณดิจิทัล (Digital) เป็นสัญญาณแอนะล็อก (Analog) และแปลงสัญญาณแอนะล็อก (Analog) เป็นสัญญาณดิจิทัล (Digital) ซึ่งเป็นสัญญาณควบคุมและสัญญาณการวัด รับคำสั่งและควบคุมจากคอมพิวเตอร์

4.2.7 Computer เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้ควบคุมการทดสอบและบันทึกผลการทดสอบ

4.2.8 Printer เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้แสดงผลการทดสอบ

4.2.9 Triaxial Cell เป็นอุปกรณ์ที่นำตัวอย่างดินเข้าไปทดสอบ จะประกอบด้วยเครื่องมือวัดดังต่อไปนี้ ดังแสดงในรูปที่ 4.2

- Load Cell เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดแรงในแนวแกนในระหว่างทำการทดสอบ
- Linear Viable Displacement Transducer เป็นอุปกรณ์สำหรับวัด deformation ในแนวแกนระหว่างทำการทดสอบ
- Pore Pressure Transducer เป็นอุปกรณ์ที่วัดความดันภายในตัวอย่าง ทั้ง Back pressure และ Excess pore water pressure สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ
- Cell Pressure Transducer เป็นอุปกรณ์ที่วัดความดันภายในเซลล์ (Cell pressure)

ไดอะแกรมของอุปกรณ์และเครื่องมือที่ใช้สำหรับทดสอบ cyclic triaxial แสดงไว้ในรูปที่ 4.3

#### 4.3 การหาคุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้น

##### 4.3.1 พิกัดแอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg's Limit)

- ชีดเหลว (Liquid Limit)
- ชีดพลาสติก (Plastic Limit)

##### 4.3.2 ปริมาณความชื้น (Water Content)

##### 4.3.3 ความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity)

##### 4.3.4 การทดสอบแบบ UU (Unconsolidated Undrained Compression Test)

##### 4.3.5 การทดสอบอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ (One - Dimension Consolidation Test)

#### 4.4 วิธีการทดสอบ

จะทำการทดสอบด้วยเครื่องมือ Cyclic triaxial วิธีการทดสอบจะทดสอบแบบหน่วยแรงคงที่ (Stress Controlled) ภายใต้เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) การอัดตัวคายนํ้าจะเป็นแบบหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) มีอยู่ 2 ค่า คือ 50 และ 100 กิโลปาสคาล และเงื่อนไขตัวอย่างด้วยแรง 3 แบบ คือ

- การเงื่อนไขด้วยแรงอัด (Compression loading)
- การเงื่อนไขด้วยแรงดึง (Extension unloading)
- การเงื่อนไขด้วยแรงวัฏจักร(Cyclic loading) มี 2 แบบ
  - Continuous cyclic loading test (CC-Test) ดังแสดงในรูปที่ 4.4
  - Staged cyclic loading test (SC-Test) ดังแสดงในรูปที่ 4.5

#### 4.5 โปรแกรมการทดสอบการศึกษาวิจัย

##### 4.5.1 การทดสอบแบบแรงอัด

หน่วยแรงประสิทธิผล = 50 กิโลปาสคาล

อัตราเร็วของแรงกระทำ = 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที  
 = 5.00 กิโลปาสคาลต่อวินาที  
 = 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที

หน่วยแรงประสิทธิผล = 100 กิโลปาสคาล

อัตราเร็วของแรงกระทำ = 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที  
 = 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที  
 = 5.00 กิโลปาสคาลต่อวินาที  
 = 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที

#### 4.5.2 การทดสอบแบบแรงดึง

หน่วยแรงประสิทธิผล = 50 กิโลปาสคาล

$$\begin{aligned}\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} &= 0.05 \text{ กิโลปาสคาลต่อวินาที} \\ &= 0.50 \text{ กิโลปาสคาลต่อวินาที}\end{aligned}$$

หน่วยแรงประสิทธิผล = 100 กิโลปาสคาล

$$\begin{aligned}\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} &= 0.05 \text{ กิโลปาสคาลต่อวินาที} \\ &= 0.50 \text{ กิโลปาสคาลต่อวินาที}\end{aligned}$$

#### 4.5.3 การทดสอบแบบแรงวัฏจักร

##### 4.5.3.1 Continuous cyclic loading test, CC

หน่วยแรงประสิทธิผล = 50 กิโลปาสคาล

$$\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} = 0.10 \text{ Hz.}$$

$$(q/p')_{\text{initial}} = 0.24, 0.40, 0.60$$

$$\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} = 1.0 \text{ Hz.}$$

$$(q/p')_{\text{initial}} = 0.40, 0.60, 0.86$$

หน่วยแรงประสิทธิผล = 100 กิโลปาสคาล

$$\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} = 0.10 \text{ Hz}$$

$$(q/p')_{\text{initial}} = 0.32, 0.56, 0.80$$

$$\text{อัตราเร็วของแรงกระทำ} = 1.0 \text{ Hz.}$$

$$(q/p')_{\text{initial}} = 0.34, 0.52, 0.74$$

หมายเหตุ

1. Peak-to-peak of  $q$  ( $q = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$ )
2.  $p'$  at initial ( $p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ )

#### 4.5.3.2 Staged cyclic loading test, SC

หน่วยแรงประสิทธิผล = 50 กิโลปาสคาล

อัตราเร็วของแรงกระทำ = 0.10 Hz

= 1.0 Hz.

หน่วยแรงประสิทธิผล = 100 กิโลปาสคาล

อัตราเร็วของแรงกระทำ = 0.10 Hz

= 1.0 Hz

### 4.6 ขั้นตอนการทดสอบมีดังนี้

#### 4.6.1 การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบ

- ใช้ Hydraulic jack ดันตัวอย่างดินออกจากกระบอกล็อกตัวอย่าง
- ทริมตัวอย่างดินที่ดันออกมาจากกระบอกล็อกตัวอย่างให้ได้ขนาดตามมาตรฐานการทดสอบโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 3.5 ซม. และความสูง 7.50 ซม. โดยประมาณ พร้อมทั้งตบแต่งผิวตัวอย่างดินให้เรียบ
- หาปริมาณความชื้นตัวอย่างดิน โดยนำดินที่เหลือจากการทริมที่ได้จากด้านบน ด้านล่างและด้านข้างของตัวอย่างดิน ไปอบแห้ง
- หาหน่วยน้ำหนัก โดยการชั่งน้ำหนักและวัดขนาดทั้งเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของตัวอย่างดิน ก่อนนำไปติดตั้งกับเครื่องทดสอบ

#### 4.6.2 ติดตั้งตัวอย่างดินกับชุดเครื่องมือทดสอบ

- นำตัวอย่างดินไปวางบน กระจาดทรงกรวย ติดกับ Porous stone ซึ่งวางไว้บน Pedestal ก่อนที่จะวาง Topcap ลงบนตัวอย่างดินก็จะต้องมีกระจาดทรงกรวย ติดกับ Porous stone ทรงไว้เช่นเดียวกัน และหุ้มด้วยกระจาด Side drain รอบตัวอย่างดินเพื่อเร่งระบายน้ำในระหว่างทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)
- สวมเมมเบรน (Membrane) หุ้มตัวอย่างดินเพื่อป้องกันน้ำภายในเซลล์ซึมผ่านเข้าตัวอย่างดิน

- รััด O-ring ที่ Topcap และ Pedestal เพื่อป้องกันไม่ให้น้ำภายในเซลล์ไหลซึมผ่านเข้าไปสู่ตัวอย่างดิน
- กำจัดฟองอากาศในสายยางทุกเส้นด้วยการเปิดน้ำกลั่นเข้าไปในสายยางจนกว่าหมดฟองอากาศ
  - ต่อสายยางเข้ากับ Topcap และ Pedestal สำหรับให้ความดันแก่ตัวอย่างดิน (Back Pressure) ให้เรียบร้อย
  - ตรวจสอบการรั่วซึมของเมมเบรน (Membrane) โดยให้ Vacuum pressure แก่ตัวอย่างดินประมาณ -10 kPa และสังเกต ฟองอากาศที่เกิดขึ้นภายใน Burret (รั้ว)
  - ประกอบ Chamber cell เข้ากับ triaxial cell และยก Actuator นำมาวางบน Chamber cell ไขน็อตยึด Actuator กับ tie rod ซึ่งยึดติดกับ triaxial cell ให้แน่น ควบคุมแกนเหล็ก (load piston) ให้เคลื่อนลงมาสัมผัสกับ Top platen ซึ่งอุปกรณ์ทั้งสองจะถูกเชื่อมติดกันโดยมี Epoxy เป็นตัวเชื่อมประสาน

#### 4.6.3 ขั้นตอนทำให้ตัวอย่างอิ่มตัว (Saturation)

ดูดฟองอากาศ (Suction) ทั้งด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดินเพื่อเร่งให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวเร็วขึ้น โดยเริ่มจากให้ vacuum pressure แก่ตัวอย่างดินสลับกับการให้ vacuum pressure ภายในเซลล์ (Cell pressure) พร้อมกับค่อยๆ เพิ่ม Vacuum pressure สลับกันระหว่างภายในตัวอย่างดินกับภายในเซลล์จนถึงค่าสูงสุด (-80 กิโลปาสคาล) โดยความดันในตัวอย่างจะมีค่าน้อยกว่าความดันใน Cell เสมอ (ประมาณ 10 กิโลปาสคาล) จากนั้นทิ้งไว้โดยรักษาความดันให้คงที่ประมาณ 4-6 ชั่วโมง จนสังเกตเห็นฟองอากาศภายในตัวอย่างหมด จึงค่อยๆ ลด Vacuum pressure ซึ่งจะเริ่มลดความดันภายในเซลล์สลับกับการลดความดันภายในตัวอย่าง โดยที่ความดันภายในเซลล์มากกว่าภายในตัวอย่าง จน Vacuum pressure ภายในตัวอย่างมีค่าประมาณ -10 กิโลปาสคาล แล้วจึงปรับความดันภายในเซลล์ให้มีค่าเป็นศูนย์ ต่อมาเพิ่มความดันภายในเซลล์มีค่าประมาณ 10 กิโลปาสคาล และลดความดันภายในตัวอย่างเป็นศูนย์

Saturation ปล่อยน้ำเข้าสู่เซลล์โดยควบคุมระดับความดันภายในเซลล์ อยู่ที่ 10 กิโลปาสคาล และความดันภายในตัวอย่างอยู่ที่ศูนย์ จนกระทั่งน้ำไหลเข้าเต็มเซลล์จากนั้นค่อยๆ เพิ่มความดันภายในเซลล์และความดันภายในตัวอย่าง สลับกันและรักษาผลต่างความดันภายในเซลล์กับภายในตัวอย่างให้คงที่ประมาณ 10 กิโลปาสคาล ตลอดการเพิ่มความดัน จนได้ค่าความดัน

ภายในตัวอย่างอยู่ที่ 200 กิโลปาสกาล ปล่อยทิ้งไว้ประมาณ 4 ชั่วโมง หลังจากนั้นทำการตรวจสอบค่า B parameter ควรจะมีค่ามากกว่า 95 % จึงทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ต่อไป

#### 4.6.4 ขั้นตอนอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

ขั้นตอนอัดตัวคายน้ำสำหรับการศึกษานี้ใช้วิธี Isotropically consolidation ซึ่งจะใช้น้ำหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining stress) ที่ 50 และ 100 กิโลปาสกาล มีขั้นตอนการทดสอบดังต่อไปนี้

ปิดวาล์วระบายน้ำ (Drain) และเพิ่มความดันภายในเซลล์ (Cell pressure) จนกระทั่งได้ค่าผลต่างระหว่างความดันภายในเซลล์กับความดันภายในตัวอย่าง (Back pressure) ตามที่กำหนดไว้ ต่อมาเปิดวาล์วระบายน้ำ (Drain) โดยจะทำการวัดค่าและบันทึกผลของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volume change) ของตัวอย่างดิน และการเปลี่ยนรูปในแนวแกน (Axial deformation) ของตัวอย่างดิน ที่เวลา 4 8 16 30 60 วินาที 2 4 8 16 30 60 นาที 2 และ 4 ชั่วโมงตามลำดับ และทิ้งไว้ประมาณ 24 ชั่วโมง นำค่าที่ได้ไปเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนรูป (Deformation) กับ เวลา และการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volume Change) กับ เวลา

#### 4.6.5 ขั้นตอนเฉือน (Shear) มีดังนี้

##### 4.6.5.1) เฉือนด้วยแรงอัด (Compression test)

- เลือกรูปแบบของแรง จะมีลักษณะเป็น แรมพ์ (Ramp)
- กำหนดอัตราเร็วการเฉือนตามที่ต้องการ โดยกำหนดเวลา (วินาที) และแรง (นิวตัน) เป็นบวก เช่น +10 N (Stress rate = 0.05, 0.50, 5.0 and 50.0 kPa/min)
- กำหนดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล และข้อมูลที่บันทึก
- ปิดวาล์วที่เชื่อมกับ Pore pressure transducer เพื่อวัดค่าความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
- กดคำสั่งทดสอบ
- ทดสอบจนตัวอย่างพัง

## 4.6.5.2) เชื้อนด้วยแรงดึง (Extension unloading test)

- เลือกรูปแบบของแรง จะมีลักษณะเป็น แรมพ์ (Ramp)
- กำหนดอัตราเร็วการเชื้อนตามที่ต้องการ โดยกำหนดเวลา (วินาที) และแรง (นิวตัน) เป็นลบ เช่น -50 N (Stress rate = 0.05 and 0.50 kPa/min)
- กำหนดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล และข้อมูลที่จะบันทึก
- ปิดวาล์วที่เชื่อมกับ Pore pressure transducer เพื่อวัดค่าความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
- กดคำสั่งทดสอบ
- ทดสอบจนตัวอย่างพัง

## 4.6.5.3) เชื้อนด้วยแรงวัฏจักร (Cyclic loading test)

Continuous cyclic loading test

- เลือกรูปแบบของแรง จะมีลักษณะเป็นรูปไซน์ (Sinusoidal)
- กำหนด Double Amplitude ซึ่งจะเป็นอัตราส่วนระหว่าง Load มีหน่วยเป็นนิวตัน กับ หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Confining Stress) ที่จะทดสอบ ซึ่งการคำนวณมีดังนี้

$$P_c = 2 \times \sigma'_{3c} \times SR \times A_c \quad 4.1$$

$P_c$  = Cyclic load ที่จะ Applied ให้แก่ตัวอย่าง

$\sigma'_{3c}$  = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Confining Stress)

SR = อัตราส่วนระหว่าง cyclic stress กับ Effective Confining Stress

$$((\pm \sigma_d) / (2\sigma'_{3c}))$$

$A_c$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

- กำหนดอัตราเร็วการเชื้อนตามที่ต้องการ หน่วยเป็นเฮิรต์
- กำหนดระยะเวลาการบันทึกข้อมูล และข้อมูลที่จะบันทึก
- ปิดวาล์วที่เชื่อมกับ Pore pressure transducer เพื่อวัดค่าความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)
- กดคำสั่งทดสอบ
- ทดสอบจนตัวอย่างพัง



Staged cyclic loading test

- เลือกรูปแบบของแรง จะมีลักษณะเป็นรูปไซน์ (Sinusoidal)
- กำหนด Double Amplitude ของ Load มีหน่วยเป็นนิวตัน เป็นอัตราส่วนกับ Effective Confining Stress ที่จะทดสอบจะเริ่มที่ค่า Double Amplitude ต่ำ ซึ่งการคำนวณมีดังนี้

$$P_c = 2 \times \sigma'_{3c} \times SR \times A_c \quad 4.1$$

$P_c$  = Cyclic load ที่จะ Applied ให้แก่ตัวอย่าง

$\sigma'_{3c}$  = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Confining Stress)

SR = อัตราส่วนระหว่าง cyclic stress กับ Effective Confining Stress

$$((\pm\sigma_d) / (2\sigma'_{3c}))$$

$A_c$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation

- กำหนดอัตราเร็วการเลื่อนตามที่ต้องการ หน่วยเป็นเฮิรต และระยะเวลาที่ทดสอบจะ ทดสอบ 15 รอบ (150 วินาที (0.10 Hz.), 15 วินาที (1.0 Hz.))

- ปิดวาล์วระบายน้ำ
- กดคำสั่งทดสอบ พร้อมบันทึกค่าหลังเสร็จการทดสอบ เปิดวาล์วระบายน้ำ
- เพิ่มค่า Double Amplitude และขั้นตอนต่างๆ จะเหมือนเดิม จะเพิ่มค่า Double Amplitude ขึ้นเรื่อยๆ
- ทดสอบจนตัวอย่างพัง (Failure) ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างดินมีลักษณะคอดกึ่งกลางของตัวอย่างดิน

#### 4.6.6 นำตัวอย่างดินออกจาก Cell หลังจากการทดสอบเสร็จ

- เปิดวาล์ว ระบายน้ำจาก cell กลับไปในถัง
- ค่อยๆลดความดันภายในตัวอย่าง (Back pressure) และความดันภายในเซลล์ (Cell pressure) ตามลำดับ
- คลายน็อตที่ยึดระหว่าง tie rod กับ Actuator ออก และยก Actuator ขึ้น
- ถอด O-ring ที่ topcap และ pedestal
- ถอดเมมเบรน (Membrane) และกระดาดากรองที่ช่วยระบายน้ำระหว่างการอัดตัวคายน้ำออกจากตัวอย่างดินและนำไปอบแห้งเพื่อหาปริมาณความชื้นหลังทดสอบ

## 4.7 รายละเอียดการคำนวณ

### 4.7.1 คุณสมบัติของตัวอย่างก่อนทดสอบ

กำหนดให้  $W$  = น้ำหนักทั้งหมดของมวลดิน  $V$  = ปริมาตรทั้งหมดของมวลดิน  
 $W_s$  = น้ำหนักของส่วนที่เป็นเนื้อดิน  $V_s$  = ปริมาตรที่เป็นของแข็งมวลดิน  
 $W_w$  = น้ำหนักของส่วนที่เป็นน้ำ  $V_w$  = ปริมาตรส่วนที่เป็นน้ำ  
 $V_v$  = ปริมาตรของช่องว่างในมวลดิน

- ปริมาณน้ำในมวลดินเริ่มต้น (Initial water content)

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad 4.2$$

- ปริมาตรของส่วนที่เป็นเนื้อดิน (Volume of solids)

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} \quad 4.3$$

- หน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight)

$$\gamma_t = \frac{W}{V} \quad 4.4$$

- อัตราส่วนโพรงเริ่มต้น (Initial void ratio)

$$Se = wG_s \quad 4.5$$

- องศาความอิ่มตัว (Initial degree of saturation)

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad 4.6$$

#### 4.7.2 คุณสมบัติของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายตัว (Consolidation)

- ความสูงของตัวอย่าง

$$H_c = H_0 - \Delta H \quad 4.7$$

$H_c$  = ความสูงของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายตัว

$H_0$  = ความสูงของตัวอย่างเริ่มต้น

$\Delta H$  = การเปลี่ยนแปลงความสูงของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายตัว

- พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง

$$A_c = \frac{V_0 - \Delta V_{sat} - \Delta V_c}{H_c} \quad 4.8$$

$A_c$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายตัว

$V_0$  = ปริมาตรของตัวอย่างเริ่มต้น

$\Delta V_{sat}$  = การเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการทำให้ saturation

$\Delta V_c$  = การเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างการอัดตัวคายนํ้า

$$V_{sat} = 3V_0 \Delta H_s / H_0$$

$\Delta H_s$  = การเปลี่ยนแปลงความสูงของตัวอย่างระหว่างการทำให้ saturation

4.7.3 Hysteresis Loop คือความสัมพันธ์ระหว่าง stress กับ strain เนื่องจากการ applied cyclic load ในหนึ่งรอบ ซึ่งพื้นที่ภายใน loop หมายถึง พลังงานที่ปลดปล่อยออกมาของตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.6

- Damping Ratio (h)

$$h = \frac{A_L}{4\pi A_T} \times 100 \quad 4.9$$

$h$  = อัตราส่วน Damping มีหน่วยเป็นเปอร์เซ็นต์

$A_L$  = พื้นที่ของ Hysteresis Loop

$A_T$  = พื้นที่ของสามเหลี่ยมดังแสดงรูป

- โมดูลัสของ Young 's Modulus ( $E$ )

$$E = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{L_s}{A_s} \quad 4.10$$

$L_{DA}$  = Double amplitude load

$S_{DA}$  = Double amplitude deformation

$L_s$  = ความสูงของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายน้

$A_s$  = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างหลังการอัดน้ำคายน้

- โมดูลัสแบบเฉือน (Shear Modulus), ( $G$ )

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad 4.11$$

$\mu$  = อัตราส่วนปัวซอง

- Single amplitude axial strain ( $\epsilon_{SA}$ )

$$\epsilon_{SA} = \frac{S_{DA}/2}{L_s/2} \quad 4.12$$

- Single amplitude shear strain ( $\gamma_{SA}$ )

$$\gamma_{SA} = \epsilon_{SA}(1 + \mu) \quad 4.13$$

## 4.7.4 รายการคำนวณการทดสอบ Compression และ Extension

- ความเครียดในแนวแกน (Axial strain),  $\varepsilon_a$ (%)

$$\varepsilon_a(\%) = \frac{\Delta L}{L_s} \times 100 \quad 4.14$$

- หน่วยแรงในแนวแกน (Deviator stress),  $\sigma$

$$\sigma = \frac{F_A}{A_c} \quad 4.15$$

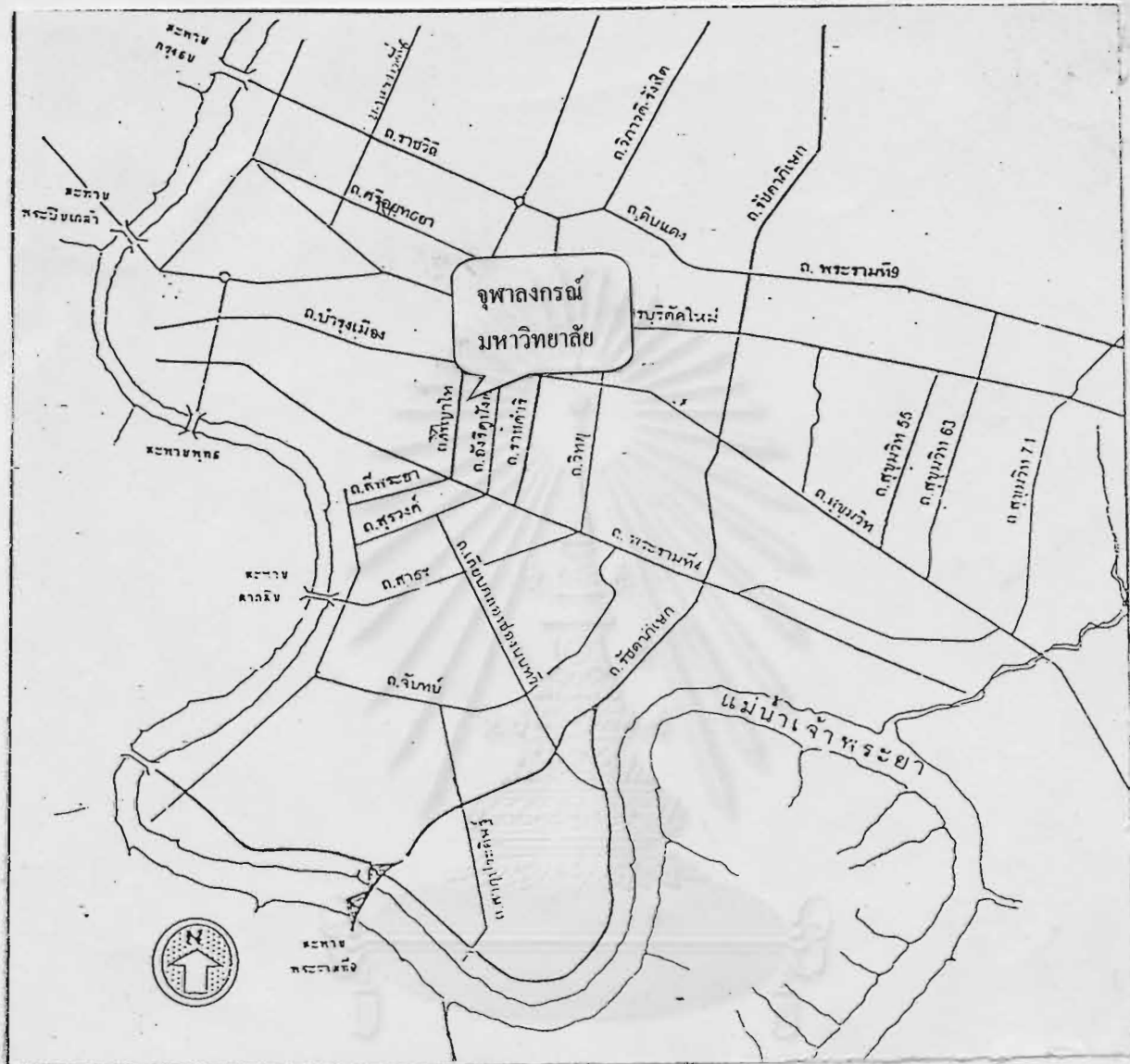
$$A_c = \frac{A_s}{(1 - \varepsilon_a)} \quad 4.16$$

- Young 's Modulus, E

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_a} \quad 4.17$$

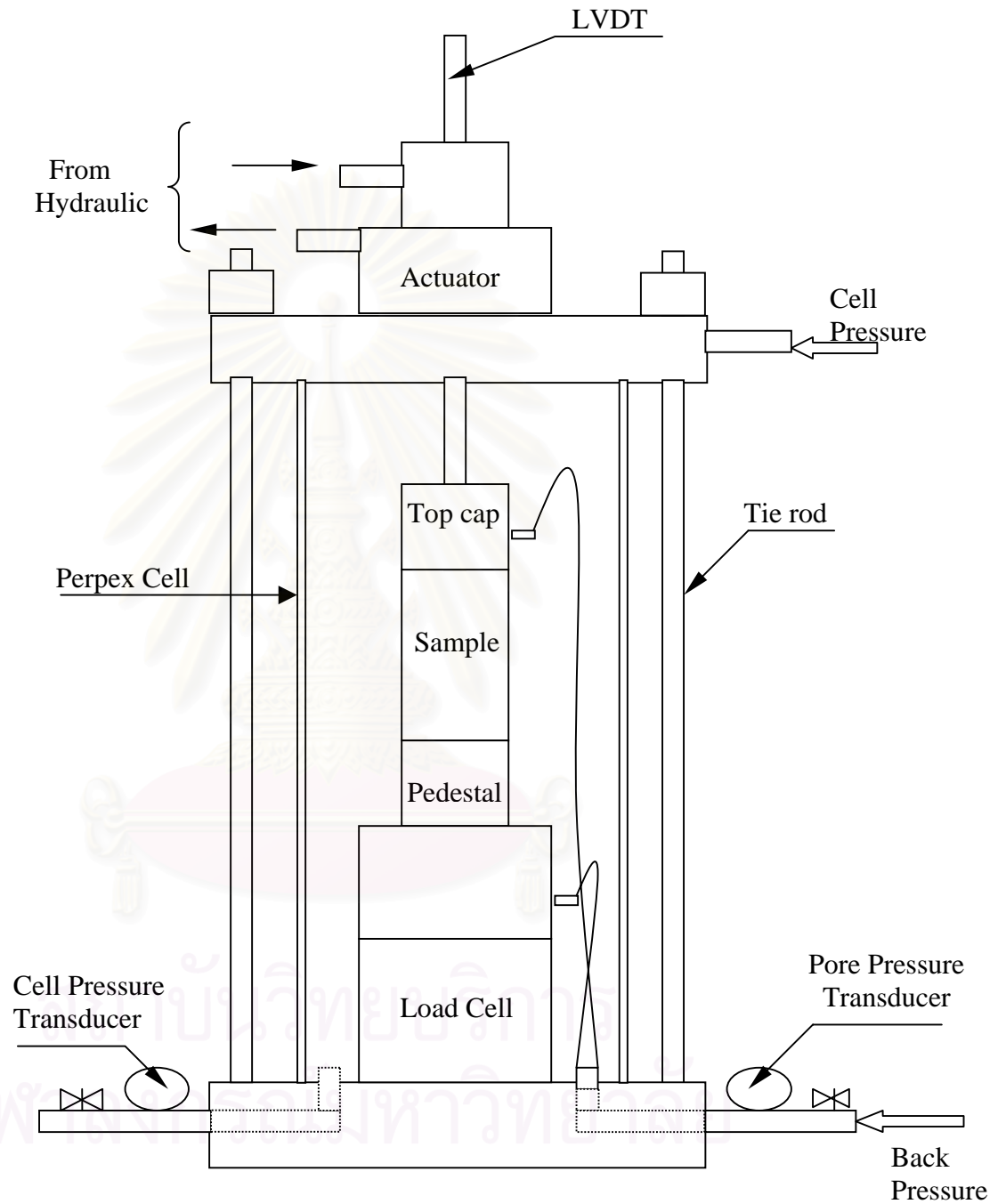
โดยที่  $\Delta L$  = ความสูงของตัวอย่างดินที่เปลี่ยนแปลง  
 $L_s$  = ความสูงของตัวอย่างดินหลังอัดน้ำคายตัว  
 $A_s$  = พื้นที่ของตัวอย่างดินหลังอัดน้ำคายตัว  
 $A_c$  = พื้นที่ของตัวอย่างดินขณะทดสอบ  
 $F_A$  = แรงในแนวแกน

สถาบันวิจัยบริการ  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

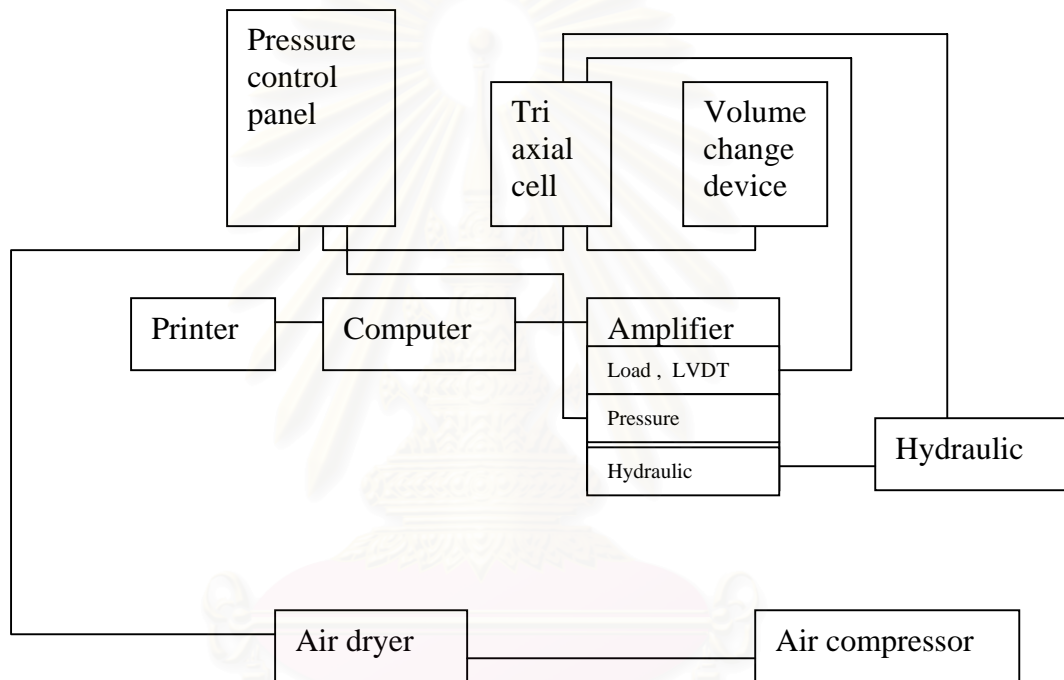


รูปที่ 4.1 แผนที่ผังเมืองของการเก็บตัวอย่างดินที่นำมาศึกษาวิจัย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.2 Triaxial Cell



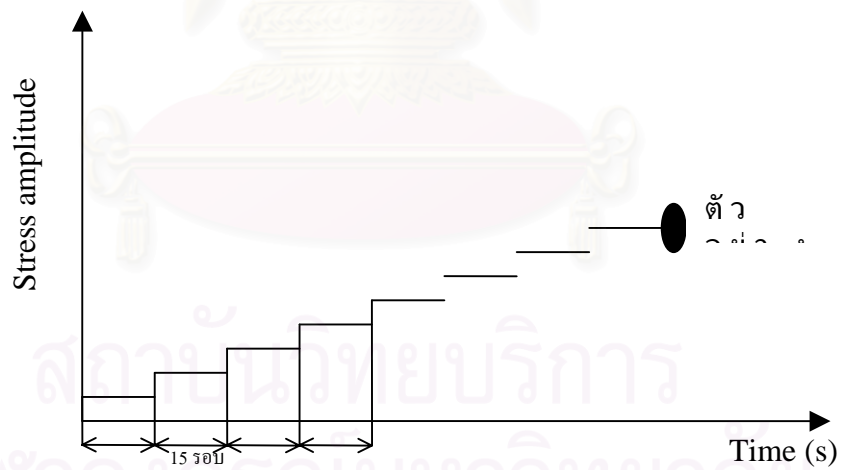
รูปที่ 4.3 แผนผังของเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

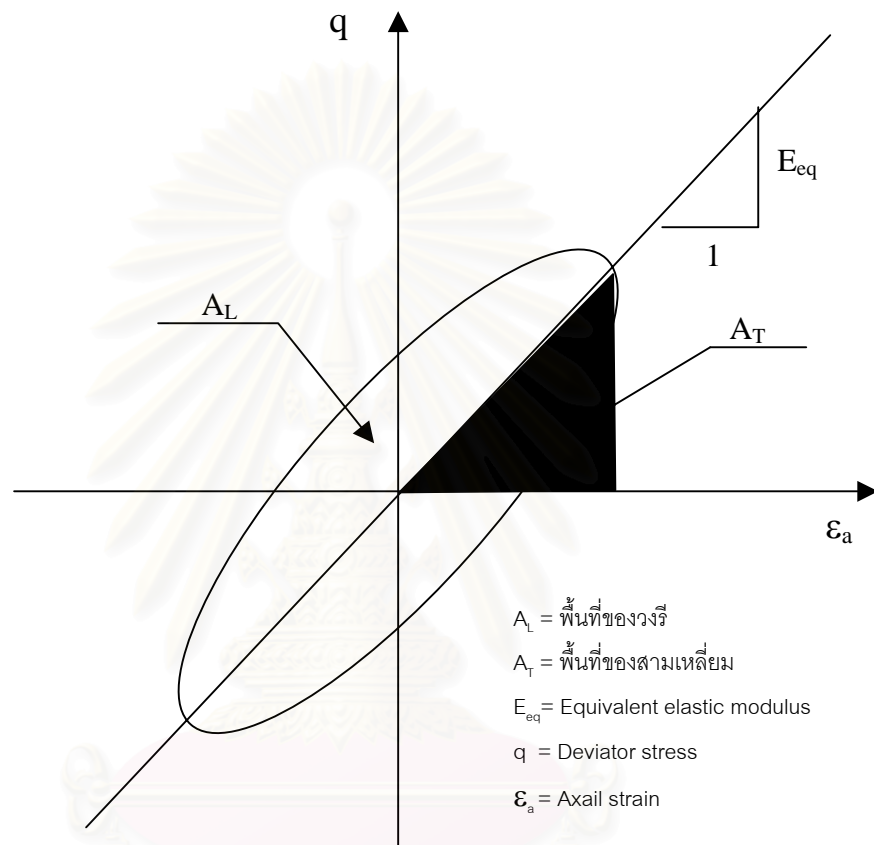




รูปที่ 4.4 การทดสอบแบบ Continuous cyclic loading, CC



รูปที่ 4.5 การทดสอบแบบ Staged cyclic loading, SC



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด (Hysteresis Loop)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 5

### ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดสอบ

#### 5.1 บทนำ

ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดสอบจะแยกออกเป็น 2 ส่วน คือ

- ผลการทดสอบของ Cyclic triaxial apparatus จะศึกษาวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัด แบบดึง และแบบวัฏจักรต่อคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อน เช่น โมดูลัสของยัง โมดูลัสเฉือน อัตราส่วนแฉกพิง และความดันน้ำในช่องว่าง เป็นต้น

- ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม SHAKE 91 จะศึกษาวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบของความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว ดัชนีพลาสติกซิตีของดิน และอัตราส่วนแฉกพิงของดิน ที่มีต่อความเร่ง (Acceleration) ที่ระดับผิวดิน ณ คาบเวลาต่างๆ

#### 5.2 ผลการทดสอบของ Cyclic triaxial apparatus

ผลการทดลองนี้ได้จากการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (soft Bangkok clay) เพื่อหาค่าโมดูลัส อัตราส่วนแฉกพิง และความดันน้ำในช่องว่าง โดยใช้เครื่องมือทดสอบ Cyclic Triaxial ทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) ภายใต้เงื่อนไข หน่วยแรงคงที่ (Stress controlled) ตัวอย่างดินที่นำมาใช้ทดสอบเก็บมาจากบริเวณสนามหญ้าข้างหอประชุมจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ซึ่งจะเก็บด้วยกระบอกบาง (Shelby tube) ตัวอย่างดินจะถูกทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation) และอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากันหมดทุกทิศทาง (Isotropic) รอบตัวอย่างดิน ก่อนจะเฉือน (Shear) ตัวอย่างดินด้วยหน่วยแรงคงที่ ลักษณะของแรงที่เฉือนมี 3 แบบ คือ แรงแบบอัด แรงแบบดึง และแรงแบบวัฏจักรซึ่งมีลักษณะเป็นรูปไซน์ (Sinusoidal shape)

สำหรับการศึกษาวิจัยในครั้งนี้สนใจเฉพาะผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำและรูปแบบของแรงที่กระทำ เช่น แรงแบบอัด (Compression loading) แรงแบบดึง (Extension unloading) และแรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) ที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

เช่น โมดูลัสเฉือน (Shear modulus) อัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) ค่าโมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

### 5.2.1 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบ

ตัวอย่างดินก่อนจะนำมาทดสอบจะต้องหาคุณสมบัติทางกายภาพเบื้องต้นและคุณสมบัติทางวิศวกรรม ซึ่งผลการทดสอบทั้งหมดจะแสดงไว้ในตารางที่ 5.1 จากตารางแสดงผลการทดสอบสามารถจะสรุปได้ดังนี้ ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบอยู่ที่ระดับความลึก 5.0 – 9.5 เมตร ปริมาณความชื้นเริ่มต้น (Initial water content) 62-63% พิกัดขีดเหลว (Liquid limit) 79-82% พิกัดขีดพลาสติก (Plastic limit) 37-39% ค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity index) 42-43% ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight) 1.60 -1.63 ตัน/ลูกบาศก์เมตร ค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) 2.67 - 2.68 หน่วยกำลังรับแรงเฉือน (Undrained shear strength) = 2.4-2.5 ตัน/ตารางเมตร และหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure) = 7- 8 ตัน/ตารางเมตร

### 5.2.2 ผลการทดสอบของเครื่องทดสอบ Cyclic triaxial

เครื่องทดสอบ Cyclic triaxial สามารถทดสอบหาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างดินได้ทั้งคุณสมบัติทางสถิตยศาสตร์ (Static) และคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Dynamic) คุณสมบัติทางพลศาสตร์เครื่องทดสอบสามารถทดสอบได้ที่ความถี่สูงสุดคือ 20 เฮิร์ต สำหรับการศึกษาวิจัยครั้งนี้ความถี่มี 2 ค่า คือ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ซึ่งจะอยู่ในช่วงความถี่ของ Seismic loading คือ 0.10–10 เฮิร์ต (Shibuya et al.,1995) จากรูปที่ 5.1 Hysteresis Loop ซึ่งเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรง (Deviator stress) กับความเครียดในแนวแกน (Axial strain) ในรูปที่ 5.1a จะแสดงให้เห็นค่าของความเครียดในแนวแกนต่ำสุดที่เครื่อง Cyclic triaxial ตรวจวัดได้ และในรูปที่ 5.1b จะแสดงให้เห็นค่าของความเครียดในแนวแกนสูงสุดที่เครื่อง Cyclic triaxial ตรวจวัดได้ ค่าของโมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนแดมพิง คำนวณได้จาก Hysteresis Loop ซึ่งค่าเริ่มต้นของโมดูลัสที่วัดได้อยู่ในช่วงของระดับความเครียดปานกลาง (Medium strain) และเครื่องมือทดสอบสามารถตรวจวัดค่าโมดูลัสเฉือน (Equivalent shear modulus) และอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) ในช่วงความเครียดเฉือน 0.01%-10%

### 5.2.3 ผลการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือน (Shear wave velocity) ในสนาม

จากผลการวัดความเร็วของคลื่นแบบเฉือนในสนามด้วยวิธี Down-hole จำนวน 2 หลุม หลุมแรกมีความลึก 50 เมตร และหลุมที่สองมีความลึก 30 เมตรโดยประมาณ โดยจะทำการวัดที่ระดับความลึกทุก ๆ 1.0 เมตร ซึ่งทำการวัดโดย Ashford et al. (2000) ดังแสดงในรูปที่ 5.2 พบว่าค่าของความเร็วของคลื่นแบบเฉือนทั้งสองหลุมมีค่าใกล้เคียงกันและค่าของความเร็วของคลื่นแบบเฉือนเพิ่มขึ้น เมื่อระดับความลึกของการวัดเพิ่มขึ้น ค่าของความเร็วของคลื่นแบบเฉือนจะมีค่าคงที่เป็นช่วง ๆ ซึ่งจะสอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงเปลี่ยนของชั้นดินในหลุมเจาะ ที่สังเกตได้ขณะทำการเจาะ ค่าของความเร็วของคลื่นแบบเฉือนในหลุมเจาะอาจแยกออกมาได้ดังนี้ ที่ระดับความลึก 1.0 – 5.0 เมตร ความเร็วของคลื่นที่วัดได้ประมาณ 70 - 80 เมตร/วินาที ที่ระดับความลึก 6.0 – 12.0 เมตร ความเร็วของคลื่นที่วัดได้ประมาณ 90 -100 เมตร/วินาที ที่ระดับความลึก 12.0 – 20.0 เมตร ความเร็วของคลื่นที่วัดได้ประมาณ 150 - 250 เมตร/วินาที และ ที่ระดับความลึก 20.0 – 30.0 เมตร ความเร็วของคลื่นที่วัดได้ประมาณ 250 - 320 เมตร/วินาที

### 5.2.4 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสที่ได้จากห้องปฏิบัติการกับค่าโมดูลัสที่ได้จากสนาม

ค่าโมดูลัสเฉือนที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการได้จากเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial ทดสอบตัวอย่างดินที่เก็บมาจากหลุมเจาะที่ 2 (Borehole 2) บริเวณสนามหญ้าข้างหอประชุม จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ระดับความลึก 6 เมตร และที่ระดับความลึก 11 เมตร คำนวณหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับการอัดตัวคายนํ้า (Consolidation) แบบ Isotropic ได้ 40 กิโลปาสคาล และ 70 กิโลปาสคาล ตามลำดับ ทดสอบความถี่ที่ 0.10 เฮิรต ผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 5.3 ซึ่งเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือน (Equivalent shear modulus) กับความเครียดเฉือน (Single amplitude shear strain) พล็อตตามคำแนะนำของ Seed and Idriss (1970) พบว่า ค่าของโมดูลัสเฉือนที่วัดได้จากเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial ทดสอบตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 6 เมตร และ 11 เมตร จะมีค่าใกล้เคียงกันมากสังเกตได้จากเส้นกราฟรูปที่ 5.3 เกือบจะทับกันสนิท ซึ่งผลการทดสอบที่ได้จากเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial จะไปสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ได้จากการวัดค่าของความเร็วคลื่นแบบเฉือน (Shear wave velocity) ที่ทดสอบในสนามของ Ashford et al. (2000) พบว่า ในหลุมเจาะที่ 2 (Borehole 2) ที่ระดับความลึก 6 เมตร และระดับความลึก 11 เมตร ความเร็วของคลื่นแบบเฉือน (Shear wave velocity) ที่ตรวจวัดได้จะคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 5.2 อาจจะสรุปได้ว่าดินที่ระดับความลึก 6.0 เมตร และ 11.0 เมตร อยู่ในชั้นดินเดียวกันเพราะมีทั้งคุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมเหมือนกัน

จากการสังเกตผลการทดสอบที่แสดงในรูปที่ 5.3 พบว่า ผลการทดสอบที่ได้ไม่สามารถหาโมดูลัสแบบเฉือนเริ่มต้น (Initial shear modulus) หรือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนสูงสุด (Maximum shear modulus) ที่ระดับความเครียดเฉือนเท่ากับ 0.000001 หรือ 0.0001% (Hardin and Black 1969) จึงได้นำผลการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือนในสนามของ Ashford et al. (2000) ที่ได้จากการทำการวัดความเร็วของคลื่นแบบเฉือนในสนามในหลุมเจาะที่ 2 โดยใช้วิธี seismic down-hole ดังแสดงในรูปที่ 5.2 มาใช้คำนวณหาโมดูลัสเฉือนเริ่มต้นหรือค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด พบว่าความเร็วคลื่นแบบเฉือนที่ระดับความลึก 6.0 เมตร และที่ระดับความลึก 11.0 เมตร จะมีความเร็วคงที่ประมาณ 90 เมตร/วินาที และสามารถคำนวณค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มต้นได้เท่ากับ 12.96 เมกะปาสคาล ที่ระดับความเครียดเฉือนประมาณ 0.0001% แสดงไว้ในรูปที่ 5.3 ซึ่งค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการคำนวณมาจากความเร็วคลื่นแบบเฉือนจะสูงกว่า 15% ของค่าโมดูลัสเฉือนที่วัดได้จากการทดสอบตัวอย่างดินในห้องปฏิบัติการ ที่ระดับความเครียดเฉือนประมาณ 0.02% ซึ่งถือว่าค่าของโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการวัดในสนามกับค่าของโมดูลัสเฉือนที่ได้จากห้องปฏิบัติการมีค่าสอดคล้องกัน นอกจากนี้ใช้สูตรเอมไพริคัล (Empirical) ของ Hardin and Black, (1968) คำนวณค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มต้น ซึ่งค่าโมดูลัสแบบเฉือนเริ่มต้นที่ได้จากสูตรเอมไพริคัล เท่ากับ 14.40 เมกะปาสคาล ดังแสดงในรูปที่ 5.3 ผลที่ได้ค่อนข้างจะใกล้เคียงกับค่าโมดูลัสเริ่มต้นที่คำนวณจากการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือน แตกต่างกันประมาณ 10% ดังนั้นอาจจะสรุปได้ว่าสูตรเอมไพริคัล (Empirical) ของ Hardin and Black, (1968) มีความเหมาะสมที่จะนำคำนวณค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มต้นของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

### 5.3 ผลทดสอบแรงกระทำแบบอัด (Compression loading)

จะศึกษาวิจัยผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดที่มีผลต่อ Deviator stress โมดูลัสของยัง และความดันน้ำในช่องว่าง โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำ 50 และ 100 กิโลปาสคาล มีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

- ติดตั้งตัวอย่างดินภายใน Triaxial cell
- ทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ
- อัดตัวคายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลตามที่กำหนด
- เพิ่มแรงในแนวแกนด้วยอัตราเร็วที่กำหนดและรักษาแรงดันด้านข้างให้คงที่

### 5.3.1 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Deviator stress

จากรูปที่ 5.4(a) และ 5.4(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviator stress กับ ความเครียดในแนวแกน ทดสอบที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที และหน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที ตามลำดับ พบว่า การเปลี่ยนแปลงของ Deviator stress จะรวดเร็วในช่วงความเครียดในแนวแกนที่ระดับ 0-5 % จะค่อย ๆ ช้าลงในช่วงระดับความเครียดในแนวแกน 5-10 % และค่อนข้างคงที่ในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10% จนกว่าตัวอย่างดินจะวิบัติ ที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล ค่าของ Deviator stress จะสูงสุด ที่ระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 5 % และที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล ค่าของ Deviator stress จะสูงสุด ที่ระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 10 %

ค่าของ Deviator stress เพิ่มขึ้น เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น การเพิ่มของ Deviator stress จะเพิ่มขึ้นมากเมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเปลี่ยนจาก 0.05 กิโลปาสคาลต่ออนาที เป็น 0.50 กิโลปาสคาลต่ออนาที และจะเปลี่ยนแปลงน้อยลงเมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้นจาก 0.50 กิโลปาสคาลต่ออนาที เป็น 5.0 กิโลปาสคาลต่ออนาทีและเป็น 50.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที ตามลำดับ และเมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้นตัวอย่างดินจะแสดงค่า Deviator stress สูงสุดเด่นชัดขึ้นตามการเพิ่มขึ้นอัตราเร็วของแรงกระทำ แสดงว่าพฤติกรรมของดินจะมีลักษณะเป็น Strain softening มากขึ้นเมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวจะเกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างของดินมีลักษณะขยายตัว (Dilation) ดังแสดงในรูปที่ 5.4(a) และ 5.4(b)

ผลการทดสอบข้างต้นสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Casagrande and Shannon (1948), Casagrande and Wilson (1951) ทดสอบตัวอย่าง remoulded kaolinite clay โดยทำการทดสอบแรงกระทำในแนวแกนเพียงอย่างเดียวที่อัตราเร็วของของแรงกระทำแตกต่างกัน และนอกจากนี้ยังมีหลายคนที่ศึกษาเกี่ยวกับเรื่องนี้ผลการทดสอบสรุปออกมาในแบบเดียวกันกับผลทดสอบข้างต้น (Whitman, 1957; Ellis and Hartman, 1967; Ohsaki et al., 1957; Ohsaki, 1964; Richardson and Whitman, 1957 and Shimming et al., 1966)

### 5.3.2 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Young 's modulus

จากรูปที่ 5.5(a) และ 5.5(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Young 's modulus กับ ความเครียดในแนวแกน ทดสอบที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที และหน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที ตามลำดับ พบว่า การเปลี่ยนแปลงค่าของ Young 's modulus จะลดลง เมื่อความเครียดในแนวแกนเพิ่มขึ้น อัตราการลดลงของ Young 's modulus จะลดลงรวดเร็วในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนน้อย ๆ 0.01-1.0 % และอัตราการลดลงของ ค่า Young 's modulus จะน้อยลงเมื่อความเครียดในแนวแกนเพิ่มขึ้นจาก 1.0 -10.0 % และค่า Young 's modulus ค่อนข้างคงที่เมื่อความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10 %

ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำต่อ Young 's modulus จะเด่นชัดในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0.01-1.0 % พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น ค่า Young 's modulus จะเพิ่มขึ้น และอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า Young 's modulus จะเพิ่มขึ้นมากในช่วงที่อัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มจาก 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที เป็น 0.5 และ 5.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที ตามลำดับ ที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 50 กิโลปาสคาล จะเห็นอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า Young 's modulus ชัดเจนกว่าที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 100 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้นจาก 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที เป็น 0.5 กิโลปาสคาลต่อวินาที อัตราการเพิ่มขึ้นของค่า Young 's modulus จะสูงกว่าการเปลี่ยนแปลงของอัตราเร็วแรงกระทำจาก 5.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที เป็น 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่อัตราเร็วของแรงกระทำสูง ๆ แนวโน้มผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำต่อค่า Young 's modulus จะมีผลต่อค่า Young 's modulus ลดลง ดังแสดงในรูปที่ 5.5(a) และ 5.5(b)

ซึ่งผลที่ได้จะไปสอดคล้องกับการศึกษาที่ Texas A&M University โดย Briaud and Buchaman, (2000) เมื่ออัตราเร็วของความเครียดกระทำเพิ่มขึ้น ค่าของ Young 's modulus จะเพิ่มขึ้น แต่ผลกระทบของอัตราเร็วของกระทำต่อค่า Young 's modulus ของดินเหนียวอ่อนจะสูงกว่าดินเหนียวแข็ง และดินทราย



### 5.3.3 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง

จากรูปที่ 5.6(a) และ 5.6(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความดันน้ำในช่องว่าง กับความเครียดในแนวแกน ทดสอบที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที และหน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที ตามลำดับ พบว่า การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในช่องว่าง จะเพิ่มขึ้นรวดเร็วในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0-5 % จะเพิ่มขึ้นช้าลงในช่วงระดับความเครียดในแนวแกน 5-10 % และค่อนข้างจะคงที่ในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10% จนกว่าตัวอย่างดินจะวิบัติ ที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 50 กิโลปาสคาล จะให้ค่าความดันน้ำในช่องว่างสูงสุด ที่ความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 5% ส่วนที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 100 กิโลปาสคาล จะให้ค่าความดันน้ำในช่องว่างสูงสุด ที่ความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 10% ซึ่งจะสอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงของ Deviator stress ดังแสดงในรูปที่ 5.4(a) และ 5.4(b) เพราะผลของความดันน้ำในช่องว่างเพิ่มขึ้น เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ Deviator stress

ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำต่อความดันน้ำในช่องว่าง พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง และค่าอัตราการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำลดลง สังเกตได้จากอัตราเร็วของแรงกระทำเปลี่ยนจาก 50 กิโลปาสคาลต่ออนาทีเป็น 5.0 กิโลปาสคาลต่ออนาที จะมากกว่าอัตราเร็วของการให้แรงเปลี่ยนจาก 5 กิโลปาสคาลต่ออนาทีเป็น 0.5 กิโลปาสคาลต่ออนาที ดังแสดงในรูปที่ 5.6(a) และ 5.6(b) ซึ่งการเปลี่ยนของความดันน้ำในช่องว่างจะตรงข้ามกับค่าของ Deviator stress เพราะหน่วยแรงประสิทธิผลภายในตัวอย่างดินลดลง เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของความดันน้ำในช่องว่างภายในตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ทำให้กำลังรับน้ำหนักดินลดลง ค่า Deviator stress จึงลดลงด้วย จะสอดคล้องกับทฤษฎีหน่วยแรงประสิทธิผลของ Terzaghi, 1936 “ All measurable effects of a change of stress, such as compression, distortion, and a change of shearing resistance, are exclusively due to changes in the effective stress”

### 5.3.4 สมการความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสกับ Stress rate ratio

จากรูปที่ 5.7(a) และ 5.7(b) เป็นกราฟที่พล็อตระหว่างแกน x เป็นลอการิทึมของ Stress rate ratio กับแกน y เป็นลอการิทึมของ Young 's modulus ทดสอบที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที และหน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล อัตราเร็วของแรงกระทำในแนวแกนเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50.0 กิโลปาสคาลต่อวินาที ตามลำดับ ซึ่งความสัมพันธ์ทั้งสองจะมีลักษณะเป็นยกกำลัง (Power) สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$E = E_0 \left( \frac{\dot{\epsilon}_2}{\dot{\epsilon}_1} \right)^b \quad 5.1$$

จากสมการ 5.1 ค่า b มีค่าเท่ากับ 0.02 สำหรับ Stiff clay มีค่าเท่ากับ 0.1 สำหรับ Soft clay มีค่าเท่ากับ 0.01-0.03 สำหรับ Sand เสนอโดย Briaud and Buchaman (2000) จากผลการทดสอบของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัส กับ Stress rate ratio (SRR) ได้ดังนี้

$$E = E_0 (SRR)^b \quad 5.2$$

โดยที่ 
$$\text{Stress rate ratio, } SRR = \frac{\text{Stress rate 2}}{\text{Stress rate 1}}$$

$$E_0 = \text{Modulud obtained at a reference stress rate}$$

จากสมการที่ 5.2 ได้ค่า b เท่ากับ 0.13 ที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 50 กิโลปาสคาล และค่า b เท่ากับ 0.14 ที่หน่วยแรงประสิทธิผลอัดตัวคายน้ำที่ 100 กิโลปาสคาล ค่า  $E_0$  คือค่า Young 's modulus ที่ระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0.10 % อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ดังแสดงในรูปที่ 5.7(a) และ 5.7(b) ตามลำดับ ซึ่งค่า b ที่ได้จะสูงกว่าค่า b ที่ได้จาก Briaud and Buchaman (2000) ซึ่งค่า b ของ Briaud and Buchaman (2000) เท่ากับ 0.1 สำหรับดินเหนียวอ่อน ค่า b ที่ได้แตกต่าง ซึ่งอาจเป็นผลมาจาก  $E_0$  ที่อ้างอิงที่ระดับความเครียดในแนวแกนแตกต่างกัน เพราะของ Briaud and Buchaman (2000) ไม่ได้ระบุ  $E_0$  ที่อ้างอิงหรืออาจจะเป็นผลมาจากวิธีการทดสอบไม่เหมือนกัน เพราะการศึกษาวิจัยครั้งนี้การเฉือน (Shear) ตัวอย่างเป็นแบบ Stress control ไม่ใช่ Strain control ที่เสนอโดย Briaud and Buchaman (2000) เป็นต้น

## 5.4 ผลทดสอบแรงกระทำแบบดึง (Extension unloading)

จะศึกษาวิจัยผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงที่มีผลต่อ Deviator stress โมดูลัสของยัง และความดันน้ำในช่องว่าง โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 และ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล มีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

- ติดตั้งตัวอย่างดินภายใน Triaxial cell
- ทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ
- อัดตัวคายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลตามที่กำหนด
- ลดแรงในแนวแกนด้วยอัตราเร็วที่กำหนดและรักษาแรงดันด้านข้างให้คงที่

### 5.4.1 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงแบบดึงต่อ Deviator stress

จากรูปที่ 5.8(a) และ 5.8(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Deviator stress กับ ความเครียดในแนวแกน โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 และ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับ พบว่า การเปลี่ยนแปลงของ Deviator stress จะรวดเร็วในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0-5 % จะช้าลงในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 5-10 % และค่อนข้างคงที่ในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10% จนกว่าตัวอย่างดินจะวิบัติ

ค่าของ Deviator stress ติดลบเพิ่มขึ้น เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเปลี่ยนจาก 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที เป็น 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ค่าของ Deviator stress จะค่อนข้างคงที่ ที่ระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10 % แต่ในกรณีที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่ระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10 % ค่าของ Deviator stress จะมีลักษณะเพิ่มขึ้นเรื่อย ไม่แสดงค่าของ Deviator stress สูงสุด ซึ่งพฤติกรรมของตัวอย่างดินที่ทดสอบมีลักษณะเป็น Strain hardening ดังแสดงในรูปที่ 5.8(a) และ 5.8(b)

#### 5.4.2 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดิ่งต่อ Young 's modulus

จากรูปที่ 5.9(a) และ 5.9(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Young 's modulus กับ ความเครียดในแนวแกน โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 และ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับ พบว่า ค่าของ Young 's modulus จะลดลง เมื่อความเครียดในแนวแกนเพิ่มขึ้น อัตราการลดลงของ Young 's modulus จะลดลงรวดเร็วในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0.01-1.0 % และอัตราการลดลงของ Young 's modulus จะน้อยลงเมื่อความเครียดในแนวแกนเพิ่มขึ้นจาก 1.0 -10 % ค่า Young 's modulus ค่อนข้างคงที่เมื่อความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10 % จนกว่าตัวอย่างจะวิบัติ

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำต่อค่า Young 's modulus พบว่า จากผลทดสอบอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดิ่งที่อัตราเร็ว 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที และ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำไม่มีผลต่อค่า Young 's modulus เพราะ ค่า Young 's modulus ที่อัตราเร็ว 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที แตกต่างกันน้อยมากเกือบจะทับสนิทกับค่า Young 's modulus ที่อัตราเร็ว 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ดังแสดงในรูปที่ 5.9(a) และ 5.9 (b)

#### 5.4.3 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดิ่งต่อความดันน้ำในช่องว่าง

จากรูปที่ 5.10(a) และ 5.10(b) เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความดันน้ำในช่องว่าง กับความเครียดในแนวแกน โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 และ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับ พบว่า การเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในช่องว่างรวดเร็วในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 0-5 % จะช้าลงในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนเท่ากับ 5-10 % และค่อนข้างคงที่ในช่วงระดับความเครียดในแนวแกนมากกว่า 10% จนกว่าตัวอย่างดินจะวิบัติ ซึ่งจะสอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงของ Deviator stress ดังแสดงในรูปที่ 5.8(a) และ 5.8(b)

ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดิ่งต่อความดันน้ำในช่องว่าง พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง จะเห็นเด่นชัดที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาลมากกว่าที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล ดังแสดงในรูปที่ 5.10(a) และ 5.10(b)

## 5.5 ผลทดสอบแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic loading)

จะศึกษาวิจัยผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรที่มีผลต่อ โมดูลัสเฉือน อัตราส่วนแอมพิ่ง และความดันน้ำในช่องว่าง โดยจะทำการทดสอบด้วยอัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำ 50 และ 100 กิโลปาสคาล มีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

- ติดตั้งตัวอย่างดินภายใน Triaxial cell
- ทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ
- อัดตัวคายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลตามที่กำหนด
- ให้แรงแบบวัฏจักรในแนวแกนด้วยอัตราเร็วที่กำหนดและรักษาแรงดันด้านข้างให้คงที่

มีการทดสอบ 2 แบบ

- Continuous cyclic loading test (CC) เงื่อนไข หน่วยแรงประสิทธิผลระหว่างทดสอบจะลดลง

- Staged cyclic loading test (SC) เงื่อนไข หน่วยแรงประสิทธิผลระหว่างทดสอบจะค่อนข้างจะคงที่

### 5.5.1 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน (Shear modulus)

จากรูปที่ 5.11(a) และ 5.11 (b) เป็นผลการทดสอบของ CC และ SC ที่ความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้นเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับ โดยนำเสนอผลการทดสอบเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับความเครียดเฉือน ผลการทดสอบแบบ CC จะเลือกผลการทดสอบเฉพาะรอบที่สนใจมานำเสนอ พบว่า ความเครียดเฉือนในช่วง 0.01-0.1% ค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ CC จะแตกต่างกับค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ SC เล็กน้อย ค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ CC จะลดลงรวดเร็วเนื่องจากหน่วยแรงประสิทธิผลลดลง เพราะความดันน้ำในช่องว่างเพิ่มขึ้น แต่เมื่อพิจารณาค่าโมดูลัสเฉือนในช่วงความเครียดเฉือนทั้งหมด ค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากการทดสอบทั้งสองใกล้เคียงกันมาก ซึ่งอาจจะกล่าวได้ว่า Degradation curve ของความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับความเครียดเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ SC สามารถใช้แทน Degradation curve ของความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับความเครียดเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ CC และ Degradation curve

ของการทดสอบแบบ SC ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้สอดคล้องกับผลการทดสอบของ Zergoun and Vaid (1994) ที่ได้จากการทดสอบ Cloverdale clay

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน พบว่า เมื่อความถี่เพิ่มขึ้นจาก 0.10 เฮิร์ต เป็น 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล ค่าโมดูลัสเฉือน ในช่วงความเครียดเฉือน 0.01-0.1% ที่ความถี่ 1.0 เฮิร์ตจะสูงกว่าที่ความถี่ 0.10 เล็กน้อย ส่วนที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล ค่าโมดูลัสเฉือนมีค่าใกล้เคียงกันมาก อาจสรุปได้ว่าความถี่ไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 5.11(a) และ 5.11 (b) ตามลำดับ ซึ่งผลการทดสอบจะเหมือนกับการสรุปของ Aggour et al.,(1987) ได้ทำการทดสอบ Resonant column หลายระดับความถี่ พบว่า ที่ระดับความถี่มากกว่า 50 เฮิร์ต ความถี่จะมีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) คือ เมื่อความถี่เพิ่มขึ้นค่าของโมดูลัสเฉือนเพิ่มขึ้น แต่ถ้าวระดับความถี่ต่ำกว่า 50 เฮิร์ต ความถี่จะไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน ที่ระดับความเครียดเฉือนน้อยกว่า 0.10% และผลการศึกษาของ Ishihara (1976) จากการทดสอบดินเหนียวผสม (Clayey soil) พบว่า ที่ระดับความเครียดเฉือนน้อยกว่า 0.20% ความถี่จะไม่มีผลต่อโมดูลัสแบบเฉือน นอกจากนี้ยังมีผลทดสอบของ Shibuya et al. (1995) ทำการทดสอบดิน Normally consolidated clay โดยใช้เครื่องมือทดสอบ Cyclic torsion shear พบว่า ความถี่ไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือน ที่ระดับความเครียดเฉือนในช่วง 0.0001-0.1% ทดสอบที่ความถี่ 0.005-0.10 เฮิร์ต

#### 5.5.2 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแดมพิ่ง

จากรูปที่ 5.12(a) และ 5.12 (b) เป็นผลการทดสอบของ CC และ SC ที่ความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต และที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้นเท่ากับ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับโดยนำเสนอผลการทดสอบเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแดมพิ่งกับความเครียดเฉือน ผลการทดสอบของแบบ CC จะเลือกผลการทดสอบเฉพาะรอบที่สนใจมานำเสนอ พบว่า ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล ความถี่ 0.10 เฮิร์ต ค่าอัตราส่วนแดมพิ่งที่ได้จากการทดสอบแบบ CC สูงกว่าค่าอัตราส่วนแดมพิ่งที่ได้จากการทดสอบแบบ SC แต่ที่ความถี่ 1.0 เฮิร์ต หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล ค่าอัตราส่วนแดมพิ่งที่ได้จากการทดสอบทั้งสองแบบมีความแตกต่างกันน้อยมาก และ ค่าของ Viscous damping จะมีค่าประมาณ 5-6 % อยู่ในช่วงความเครียดเฉือน 0.02-0.05 % อัตราส่วนแดมพิ่งจะเพิ่มขึ้นเมื่อความเครียดเฉือนเพิ่มขึ้น อัตราส่วนแดมพิ่งสูงสุดประมาณ 30 % ที่ความเครียดเฉือน 10 % โดยประมาณ

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแถมพิ้ง พบว่า เมื่อความถี่เพิ่มขึ้นจาก 0.10 เฮิร์ต เป็น 1.0 เฮิร์ต ค่าอัตราส่วนแถมพิ้งที่ได้จากการทดสอบทั้งสองแบบ จะมีค่าลดลงเล็กน้อย ที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 100 กิโลปาสคาล ค่าอัตราส่วนแถมพิ้งจะลดลงมากกว่าที่หน่วยแรงประสิทธิผลการอัดตัวคายน้ำ 50 กิโลปาสคาล ผลการทดสอบแบบ CC จะเห็นการลดลงของอัตราส่วนแถมพิ้งชัดเจนกว่าผลการทดสอบแบบ SC ดังแสดงในรูปที่ 5.12(a) และ 5.12 (b) ซึ่งจะสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Shibuya et al. (1995) ทำการทดสอบดิน Normally consolidated clay โดยใช้เครื่องมือทดสอบ Cyclic torsion shear แนวโน้มของอัตราส่วนแถมพิ้งจะลดลง เมื่อความถี่เพิ่มขึ้น

### 5.5.3 ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง

จากรูปที่ 5.13(a) และ 5.13(b) เป็นผลการทดสอบแบบ CC ทดสอบที่ความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น 50 และ 100 กิโลปาสคาล โดยนำเสนอในรูปความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในช่องว่างกับจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่าง พบว่า เมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำเพิ่มขึ้นค่าความดันน้ำในช่องว่างจะเพิ่มขึ้น และเมื่ออัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เพิ่มขึ้น อัตราการเพิ่มความดันน้ำในช่องว่างจะเพิ่มขึ้นรวดเร็วกว่าที่  $(q/p')_{initial}$  ต่ำกว่า สอดคล้องกับการศึกษาของ Tamotsu et al. (1980) ทดสอบ Normally consolidated clay ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 200 กิโลปาสคาล ที่ความถี่ 0.50 เฮิร์ต พบว่า เมื่อ cyclic shear stress level เพิ่มขึ้น ค่า Normalized excess pore pressure เพิ่มขึ้น

ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง พบว่า เมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเท่ากัน ความถี่ 0.10 เฮิร์ต จะให้ค่าความดันน้ำในช่องว่างสูงกว่าความถี่ 1.0 เฮิร์ต อาจกล่าวได้ว่าความถี่เพิ่มขึ้นจาก 0.10 เป็น 1.0 เฮิร์ต ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง และจากการสังเกตที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล ทดสอบที่ความถี่ 0.1 และ 1.0 เฮิร์ต ค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  ใกล้เคียงกัน ทำให้ความดันน้ำในช่องว่างสูงสุด (ที่ตำแหน่งการวิบัติของตัวอย่าง) ออกมาใกล้เคียงกันมาก เช่น อัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เท่ากับ 0.32 กับ 0.34 ค่าความดันน้ำในช่องว่างสูงสุด 50 กิโลปาสคาล กับ 48 กิโลปาสคาล และอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เท่ากับ 0.80 กับ 0.74 ค่าความดันน้ำในช่องว่างสูงสุด 43 กิโลปาสคาล กับ 41 กิโลปาสคาล ดังแสดงในรูปที่ 5.13(a) และ 5.13(b) ซึ่งจะสอดคล้องกับการทดสอบแรงกระทำแบบอัดและการทดสอบแรงกระทำแบบดึง เมื่ออัตราเร็วการให้แรงเพิ่มขึ้นความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง ดังแสดงในรูปที่ 5.6 และ 5.10 ตามลำดับ

#### 5.5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบของแรงกระทำ

จากรูปที่ 5.14(a) และ 5.14(b) เป็นผลการทดสอบแบบ CC ทดสอบที่ความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น 50 และ 100 กิโลปาสคาล โดยนำเสนอในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่าง พบว่า เมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่างเพิ่มขึ้นค่าโมดูลัสเฉือนจะลดลงแบบยกกำลัง (Power) สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$G = G_0 N^{-c} \quad 5.3$$

โดยที่  $G_0$  = ค่าโมดูลัสเฉือน ที่จำนวนรอบ,  $N = 1$   
 $N$  = จำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่าง  
 $C$  = เลขยกกำลังติดลบ

จากสมการ 5.3 ผลการทดสอบที่ความถี่ 0.1 และ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากับ 50 กิโลปาสคาล ค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  อยู่ในช่วง 0.24 – 0.86 ค่าของ  $c$  อยู่ในช่วง -0.02 – -0.60 ในกรณีที่ค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เท่ากัน มีค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เท่ากับ 0.40 และค่าของ  $c$  ที่ความถี่ 0.10 เฮิร์ต จะสูงกว่าค่าของ  $c$  ที่ความถี่ 1.0 เฮิร์ต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากับ 100 กิโลปาสคาล ค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  มีค่าใกล้เคียงกัน จะได้ค่าของ  $c$  ออกมาใกล้เคียงกัน ค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  อยู่ในช่วง 0.32-0.80 ค่าของ  $c$  จะอยู่ในช่วง -0.05 – -0.68 และนอกจากนี้ค่าของ  $c$  ขึ้นอยู่กับอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เมื่อค่าของอัตราส่วน  $(q/p')_{initial}$  เพิ่มขึ้น ค่าของ  $c$  จะเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5.14(a) และ 5.14(b) จากความสัมพันธ์ข้างต้น Briaud and Buchaman, (2000) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสกับจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่าง ค่า  $c$  อยู่ในช่วง -0.1 – -0.3 แต่ในผลการทดสอบไม่ได้ระบุค่า Stress amplitude ซึ่งค่า  $c$  ของ Briaud and Buchaman, (2000) อยู่ในช่วงผลที่ได้จากการศึกษาวิจัย



### 5.5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแอมป์กับจำนวนรอบของแรงกระทำ

จากรูปที่ 5.15(a) และ 5.15(b) เป็นผลการทดสอบแบบ CC ทดสอบที่ความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิรต ที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น 50 และ 100 กิโลปาสคาล โดยนำเสนอในรูปความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแอมป์กับจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่าง พบว่า เมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วนแอมป์เพิ่มขึ้น การเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนแอมป์ช่วงแรกจะเพิ่มขึ้นน้อยมาก แต่พอตัวอย่างใกล้วิบัติอัตราค่าการเพิ่มของอัตราส่วนแอมป์ค่อนข้างจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และที่ความถี่ 0.10 เฮิรต อัตราการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนแอมป์จะสูงกว่าที่ความถี่ 1.0 เฮิรต

### 5.6 เปรียบเทียบค่า Secant 's Young modulus ของ การทดสอบแบบ Compression กับ การทดสอบแบบ Extension unloading

จากรูปที่ 5.16(a) และ 5.16(b) ทดสอบหน่วยแรงประสิทธิผลของการอัดตัวคายน้ำ 50 และ 100 กิโลปาสคาล ตามลำดับ พบว่า ค่า Secant 's Young modulus ของการทดสอบแบบ Compression กับ การทดสอบแบบ Extension unloading ที่เงื่อนไขด้วยอัตราเร็วเท่ากับ 0.50 กิโลปาสคาลต่อวินาที แตกต่างกันน้อยมาก แต่ที่เงื่อนไขด้วยอัตราเร็วเท่ากับ 0.05 กิโลปาสคาลต่อวินาที ค่า Young 's modulus ของการทดสอบแบบ Compression จะน้อยกว่าค่า Young 's modulus ของการทดสอบแบบ Extension unloading (พิจารณาในระดับความเครียดในแนวแกนน้อยกว่า 0.2 % เพราะหน่วยแรงประสิทธิผลไม่มีการเปลี่ยนแปลง เนื่องจากยังไม่มีความดันน้ำในช่องว่างเกิดขึ้นในตัวอย่งดิน สังเกตได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในช่องว่างกับความเครียดในแนวแกนที่ได้จากการทดสอบทั้งสองแบบ)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 5.7 ผลการวิเคราะห์ของโปรแกรม SHAKE 91

ก่อนที่จะนำโปรแกรม SHAKE 91 ไปใช้ในการวิเคราะห์ต้องมีการตรวจสอบวิธีการใช้โปรแกรมอย่างถูกต้อง เพื่อให้เกิดความเข้าใจในการใช้โปรแกรมและผลที่ได้จากการวิเคราะห์จะมีความถูกต้อง สำหรับการศึกษาวิจัยครั้งนี้จะนำโปรแกรม SHAKE 91 ไปใช้ในการวิเคราะห์ผลกระทบของคลื่นของคลื่นแผ่นดินไหว ดัชนีพลาสติกซิตี (PI) ของดิน และอัตราส่วนแอมพลิจูดของดิน ที่มีต่อความเร่ง (Acceleration) ที่ระดับผิวดิน ณ คาบเวลาต่างๆ ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

### 5.6.1 สอบเทียบความถูกต้องในการใช้โปรแกรม SHAKE 91

นำข้อมูลตัวอย่างไฟล์ Input ของโปรแกรม Edushake มาสร้างเป็นไฟล์ Input ของโปรแกรม SHAKE 91 เพื่อตรวจสอบความถูกต้องในการใช้โปรแกรม SHAKE 91 สำหรับการจะนำโปรแกรม SHAKE 91 ไปใช้วิเคราะห์ในงานศึกษาวิจัยต่อไป ซึ่งข้อมูลเบื้องต้นของคลื่นแผ่นดินไหว เกิดในสหรัฐอเมริกา ในปี ค.ศ. 1989 Loma Prieta Earthquake ที่ Yerba Island มีดังนี้

- Number of Data = 2000
- Peak Acceleration = 0.07 g
- Time step = 0.02 second

จากรูปที่ 5.17 สอบเทียบความเร่งสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ ซึ่งผลการสอบเทียบที่ได้จากโปรแกรม SHAKE 91 ที่ระดับความลึก 0-30 ฟุต ค่าความเร่งสูงสุดที่ผิวบนสุดของชั้นจะให้ค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณได้จากโปรแกรม Edushake เล็กน้อย ส่วนตั้งแต่ระดับความลึก 30-150 ฟุต ผลการคำนวณจากโปรแกรม SHAKE 91 เหมือนกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์จากโปรแกรม Edushake

จากรูปที่ 5.18 สอบเทียบความเค้นเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ พบว่า ความเค้นเฉือนสูงสุดที่คำนวณได้จากโปรแกรม SHAKE 91 แทบจะไม่มีแตกต่างที่คำนวณได้จากโปรแกรม Edushake ทุกๆ ระดับความลึกที่คำนวณหา

จากรูปที่ 5.19 สอบเทียบความเครียดเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ พบว่า ค่าของความเครียดเฉือนสูงสุด ที่ระดับความลึก 0-15 ฟุต และที่ระดับความลึก 135-150 ฟุต ที่คำนวณได้จากโปรแกรม SHAKE 91 แทบจะไม่มี ความแตกต่างที่คำนวณได้จากโปรแกรม Edushake แต่ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 15 ฟุต ถึง 135 ฟุต ค่าของความเครียดเฉือนสูงสุดที่คำนวณได้จากโปรแกรม SHAKE 91 จะสูงกว่าค่าของความเครียดเฉือนสูงสุดที่คำนวณได้จากโปรแกรม Edushake และจะสูงกว่ามากที่สุดคือที่ระดับความลึก 85 ฟุต

จากรูปที่ 5.20 สอบเทียบความเร่งที่เกิดขึ้นที่ระดับผิวดิน ณ. คาบเวลาต่างๆ พบว่า ความเร่งที่เกิดขึ้นที่ระดับผิวดิน ณ. คาบเวลาต่างๆ ที่คำนวณได้จากโปรแกรม SHAKE 91 แทบจะไม่มี ความแตกต่างที่คำนวณได้จากโปรแกรม Edushake ทุกๆ คาบเวลาที่คำนวณหา ซึ่งผลของการ สอบเทียบทั้งหมดเพื่อยืนยันความถูกต้องของการใช้โปรแกรม ก่อนที่จะนำโปรแกรม Shake91 ไปใช้ คำนวณหาค่าต่าง ๆ ที่ จะทำการศึกษาในหัวข้อต่อไป

#### 5.6.2 ผลกระทบความถี่ของคลื่นต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน

สร้างคลื่นความถี่ที่มีขนาดความถี่ 0.10, 0.5, 1.0, 2.50, 5.0, 10.0 และ 20.0 เฮิรต์ เพราะอยู่ในช่วงความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว และคลื่นจะมีลักษณะรูปร่างเป็นไซน์ กระทำต่อชั้นดิน ที่คุณสมบัติเหมือนกัน ในช่วงระยะเวลา 20 วินาที พบว่า ค่าความเร่งสูงสุดจะเกิด ณ. คาบเวลา ส่วนกับของความถี่ เช่น คลื่นความถี่ 0.10 เฮิรต์ ค่าความเร่งสูงสุดจะเกิด ณ. คาบเวลาเท่ากับ 10 วินาที และที่ความถี่ของคลื่น 1.0 เฮิรต์ จะให้ค่าความเร่งสูงสุด ส่วนคลื่นที่ระดับความถี่ต่ำกว่า 1 เฮิรต์ ค่าความเร่งสูงสุดจะลดลงเมื่อความถี่ลดลง และคลื่นที่ระดับความถี่สูงกว่า 1 เฮิรต์ ค่าความเร่งสูงสุดจะลดลงเมื่อความถี่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5.21

#### 5.6.3 ผลกระทบอัตราส่วนแอมพิทูดต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน

จากรูปที่ 5.22 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งที่เกิดระดับผิวดินกับคาบเวลา อัตราส่วนแอมพิทูดที่ศึกษาอยู่ในช่วง 5 – 10 % พบว่า อัตราส่วนแอมพิทูดที่มีผลต่อความเร่งในช่วง คาบเวลา 0.3 - 5.0 วินาที อัตราส่วนแอมพิทูดต่ำจะให้ค่าความเร่งที่ผิวดินสูงกว่าอัตราส่วนแอมพิทูด สูง ซึ่งสอดคล้องกับค่านิยามของอัตราส่วนแอมพิทูด คือ พลังงานที่แพร่กระจายต่อพลังงานที่เก็บกัก เพราะฉะนั้นอัตราส่วนแอมพิทูดต่ำ หมายถึง พลังงานที่เก็บกักในดินไว้มากจึงมีผลต่อมวลดินมาก

จึงให้ค่าความเร่งสูงสุดสูงกว่า ที่อัตราส่วนแอมพิ่งสูงที่เก็บกักพลังงานได้น้อยกว่าจึงมีผลต่อมวลดินน้อยกว่า

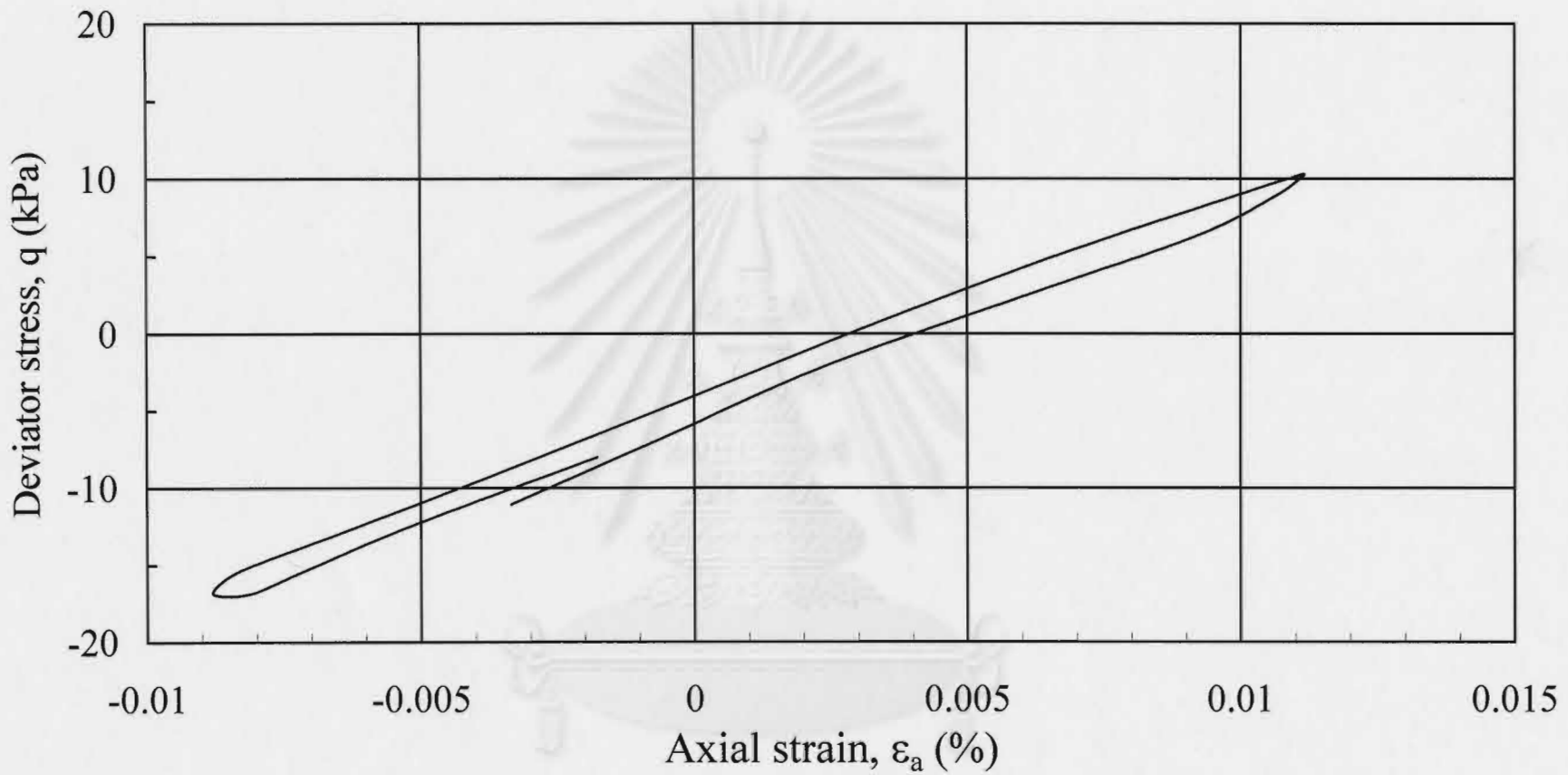
#### 5.6.4 ผลกระทบดัชนีพลาสติก (PI) ต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน

ผลการวิเคราะห์จะศึกษาค่าดัชนีพลาสติกที่ 0, 15, 30, 50, 100 และ 200 % ตามลำดับ ผลการวิเคราะห์จะแสดงผลในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งที่เกิดระดับผิวดินกับคาบเวลา พบว่า ค่าดัชนีพลาสติกสูงจะให้ค่าความเร่งที่ระดับผิวดินสูง ดังแสดงในรูปที่ 5.23 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Vucetic and Dobry, (1991) ที่ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบดัชนีพลาสติกต่อ Degradation Curve และอัตราส่วนแอมพิ่ง พบว่าเมื่อค่าพลาสติกสูงขึ้นค่าของอัตราส่วนแอมพิ่งลดลง เมื่ออัตราส่วนแอมพิ่งต่ำจะให้ค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดินสูง เหมือนกับคำอธิบายในหัวข้อที่ผ่านมา

ตารางที่ 5.1 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรม  
ของตัวอย่างดินที่นำมาใช้ทดสอบ

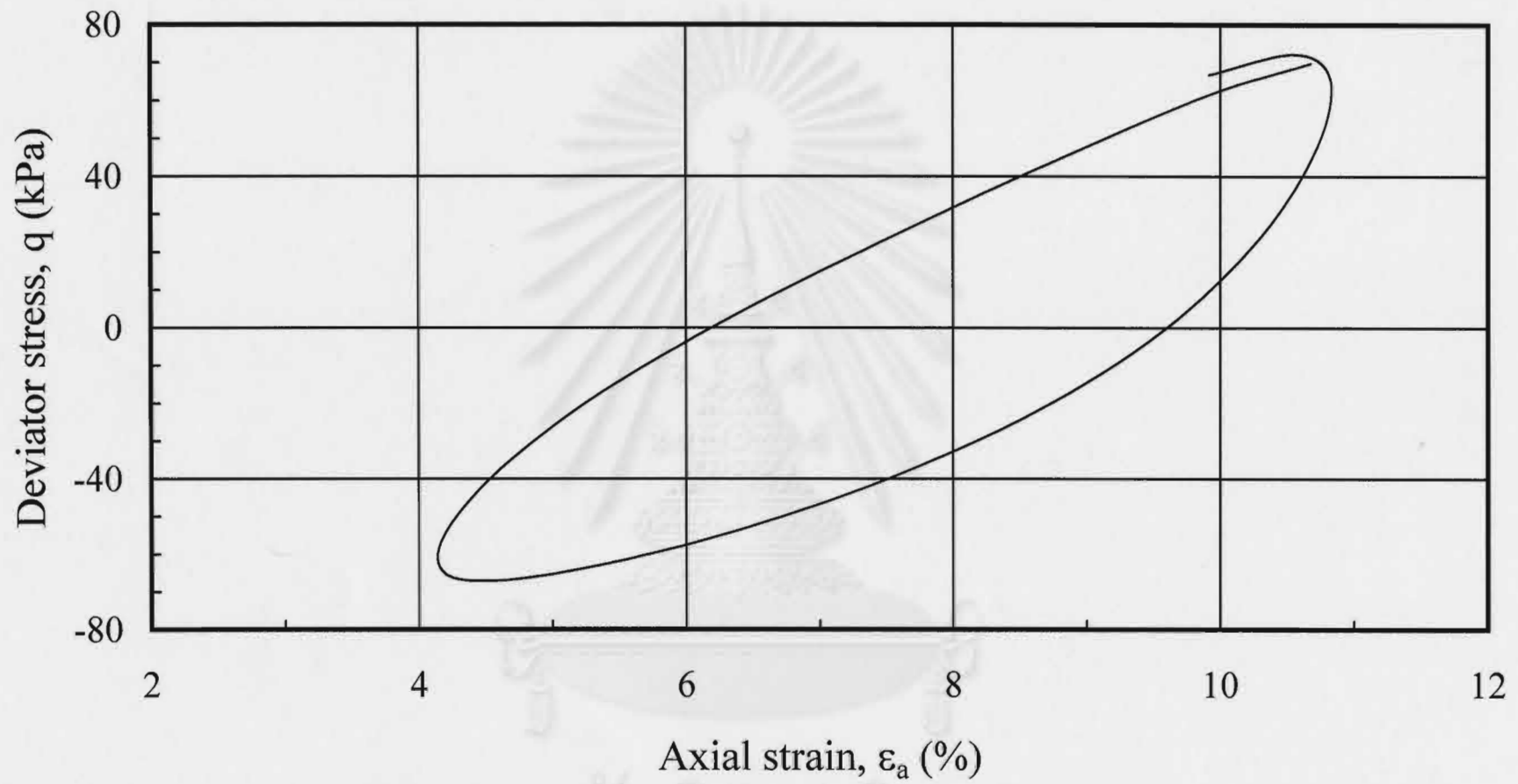
สถานที่เก็บตัวอย่างดิน	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (CU)	
	5.0-6.0 ม.	8.5-9.5 ม.
ระดับความลึก (m.)	5.0-6.0 ม.	8.5-9.5 ม.
ปริมาณความชื้น, $w$ (%)	63	62
ขีดเหลว, LL (%)	82	79
ขีดพลาสติก, PL (%)	39	37
ดัชนีพลาสติกซิตี, PI (%)	43	42
หน่วยน้ำหนักรวม, $\gamma_t$ ( $t/m^3$ )	1.6	1.63
ความถ่วงจำเพาะ, $G_s$	2.67	2.68
กำลังรับแรงเฉือนของดิน, $S_u$ ( $t/m^2$ .)	2.40	2.50
หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต, $\sigma'_{vm}$ ( $t/m^2$ .)	7	8

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

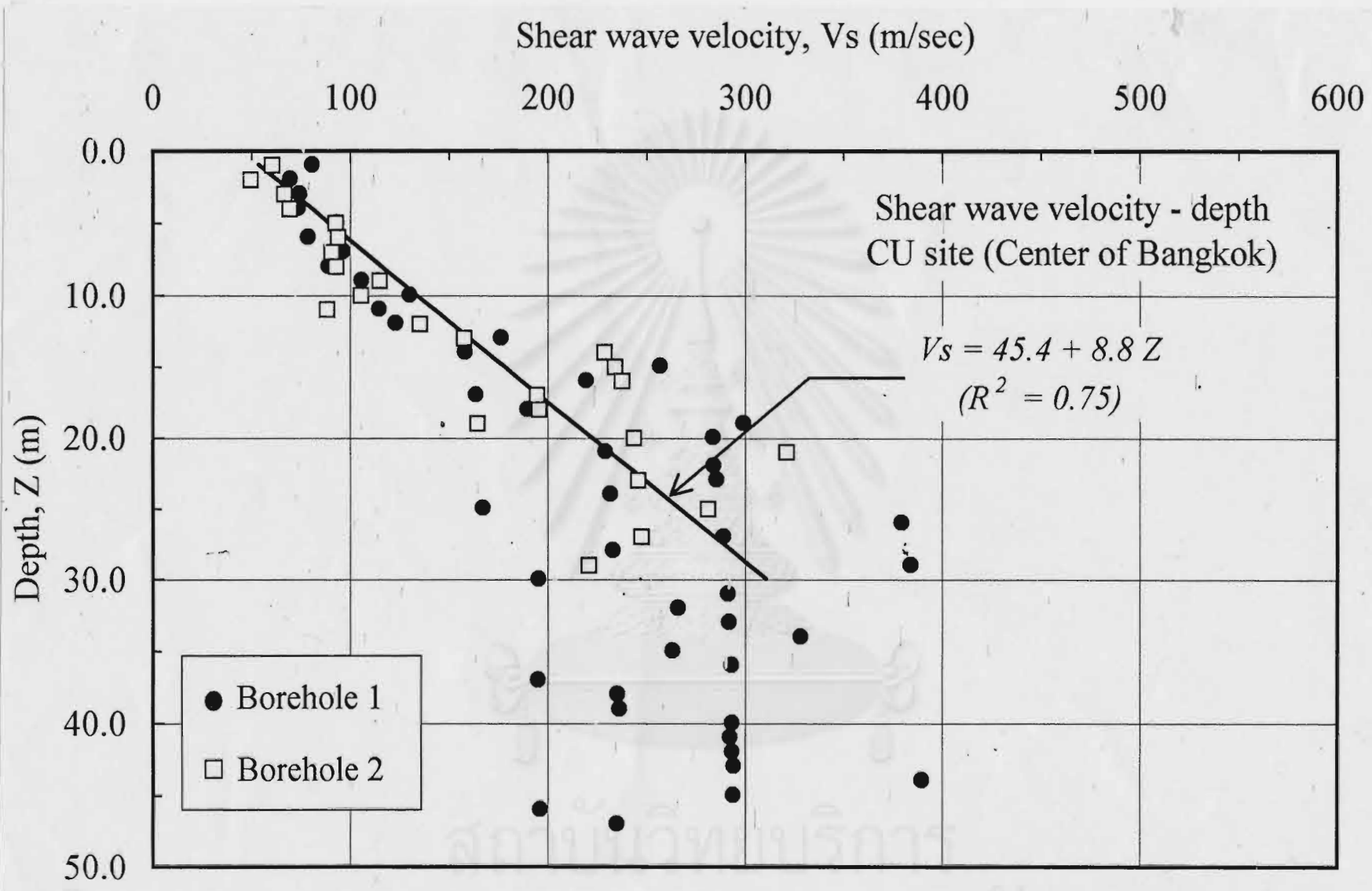


รูปที่ 5.1(a) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของ Cyclic triaxial ที่ความเครียดน้อยสุดที่วัดได้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

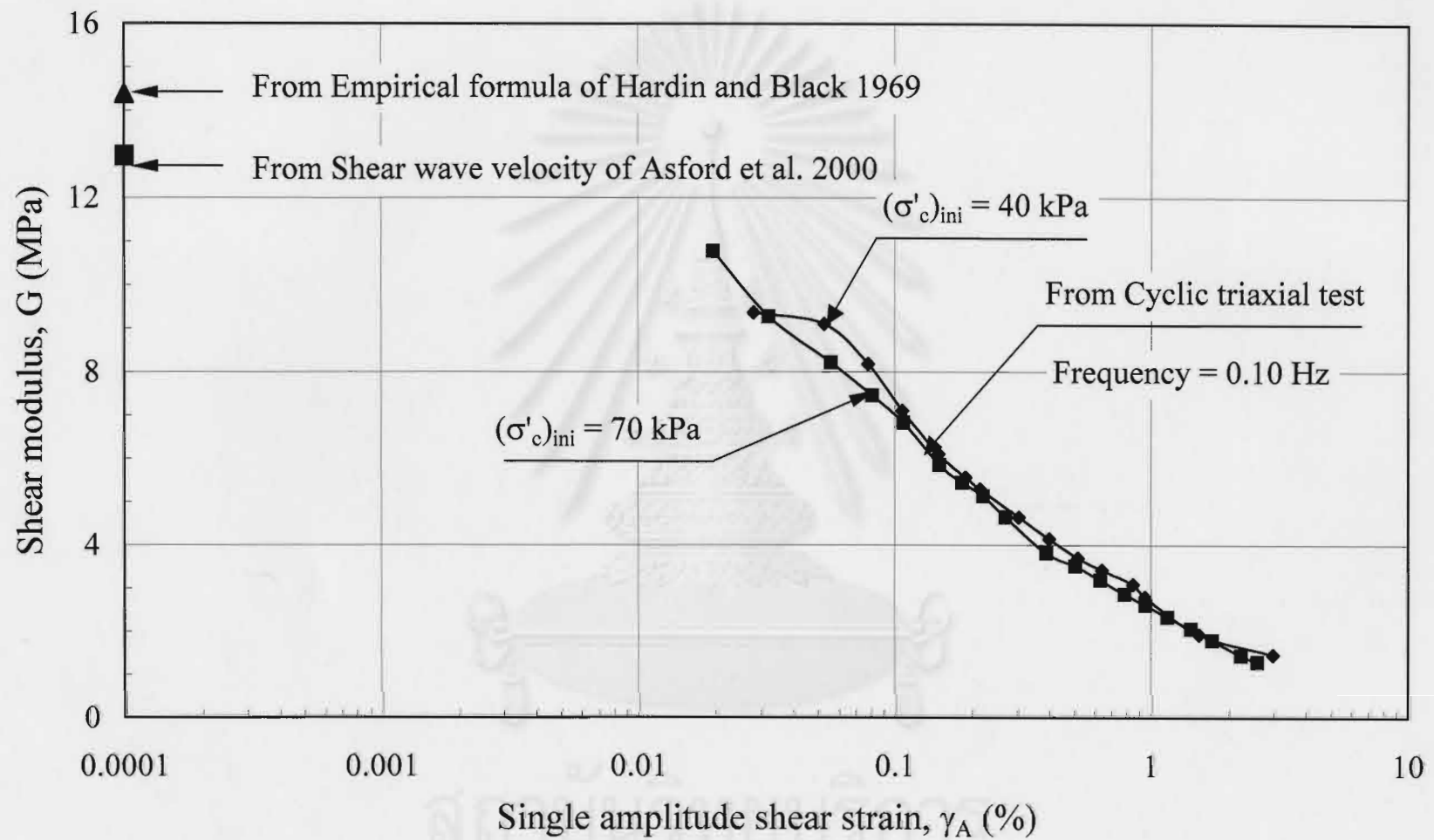


รูปที่ 5.1(b) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของ Cyclic triaxial ที่ความเครียดสูงสุดที่วัดได้

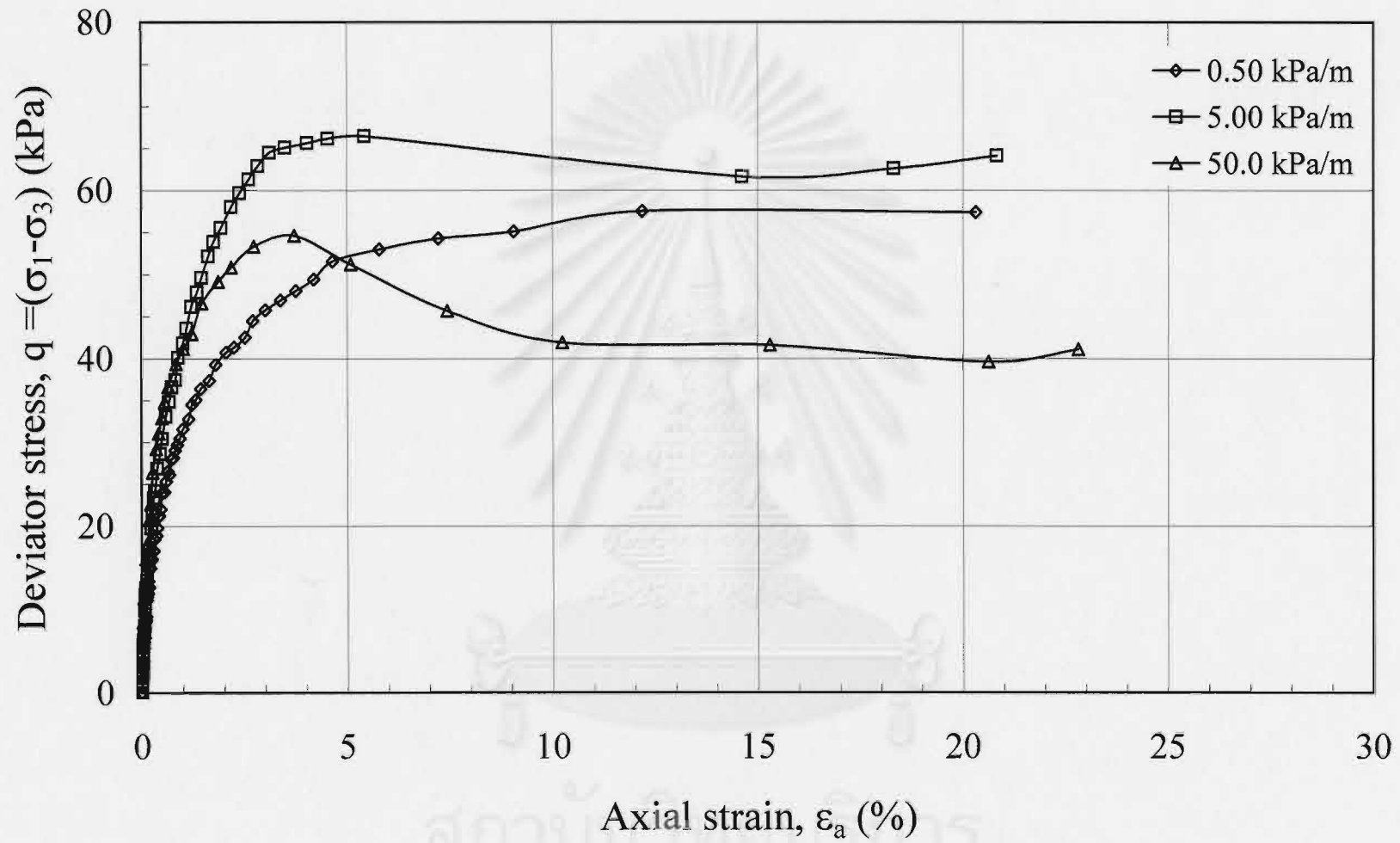


รูปที่ 5.2 แสดงผลการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือนด้วยวิธี Down-hole (Ashford et al., 2000)

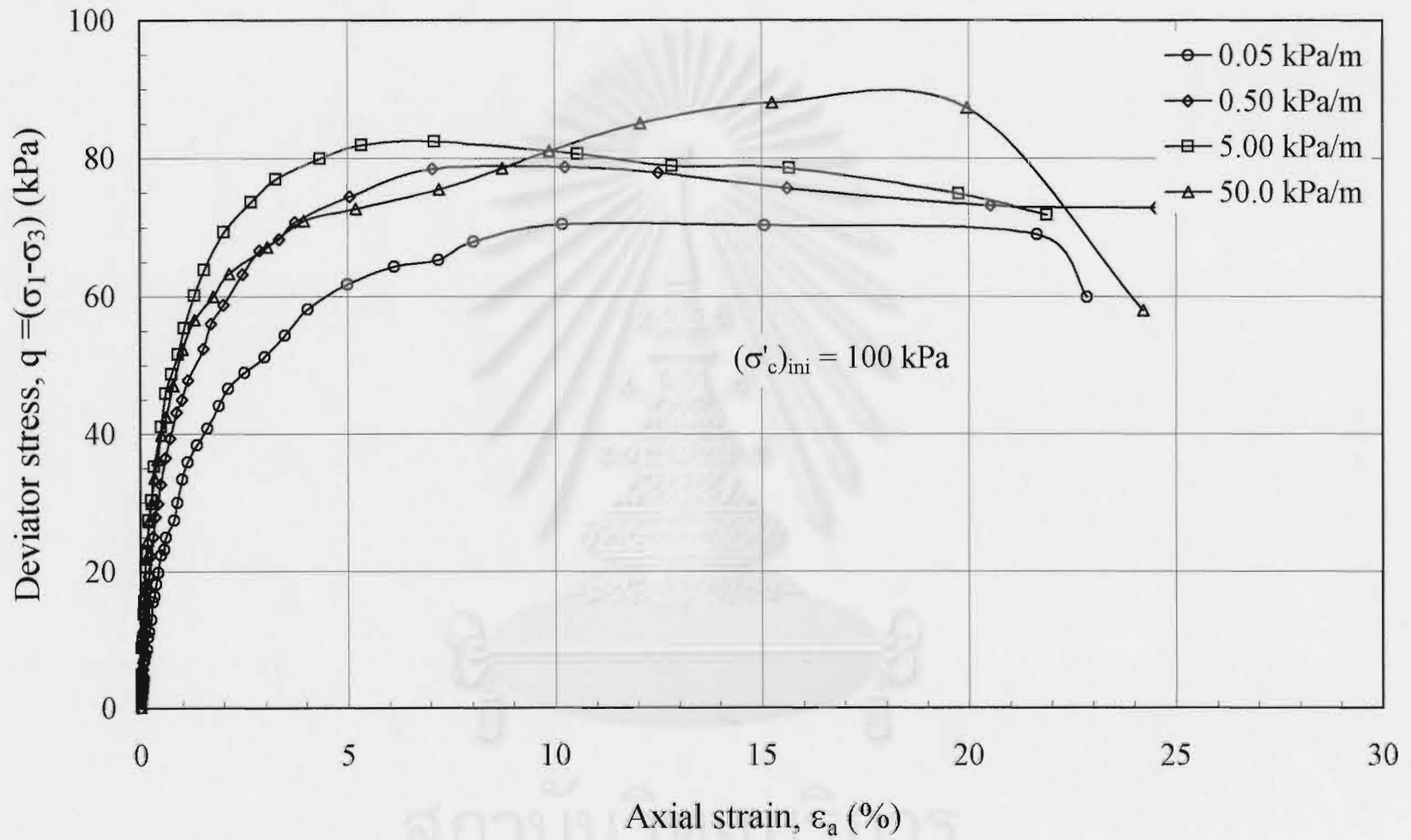




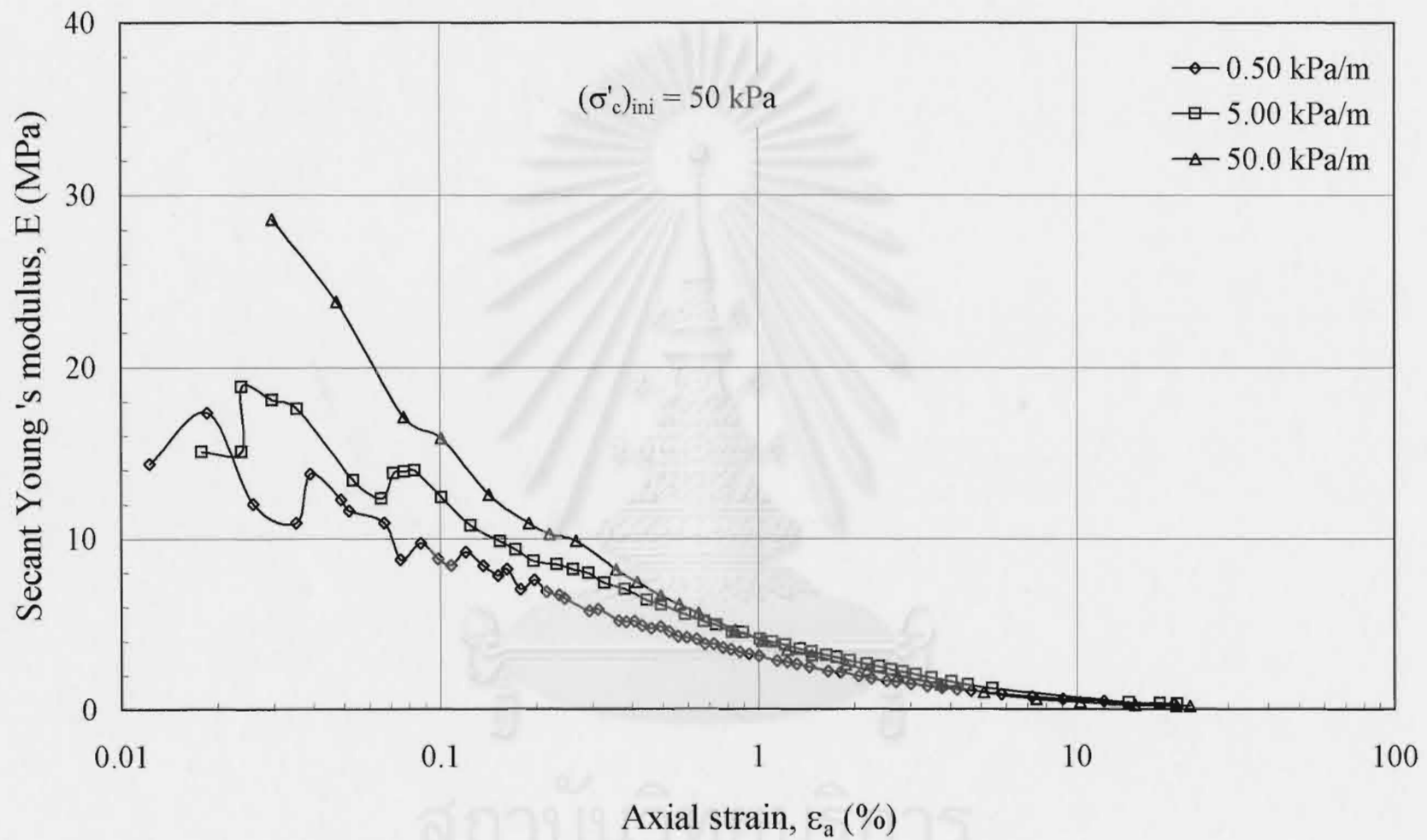
รูปที่ 5.3 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากห้องปฏิบัติการกับค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากสนาม



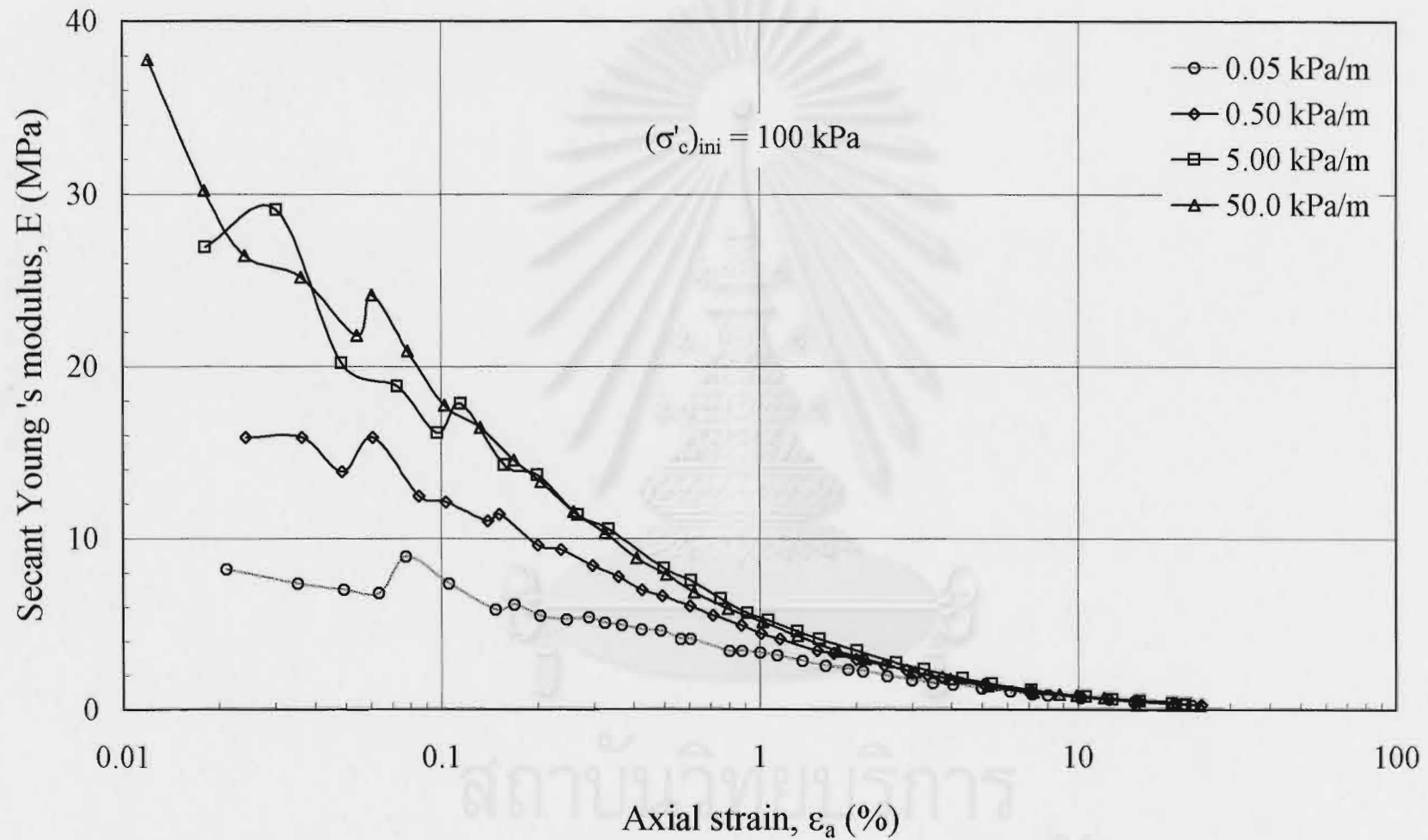
รูปที่ 5.4(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Deviator stress ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



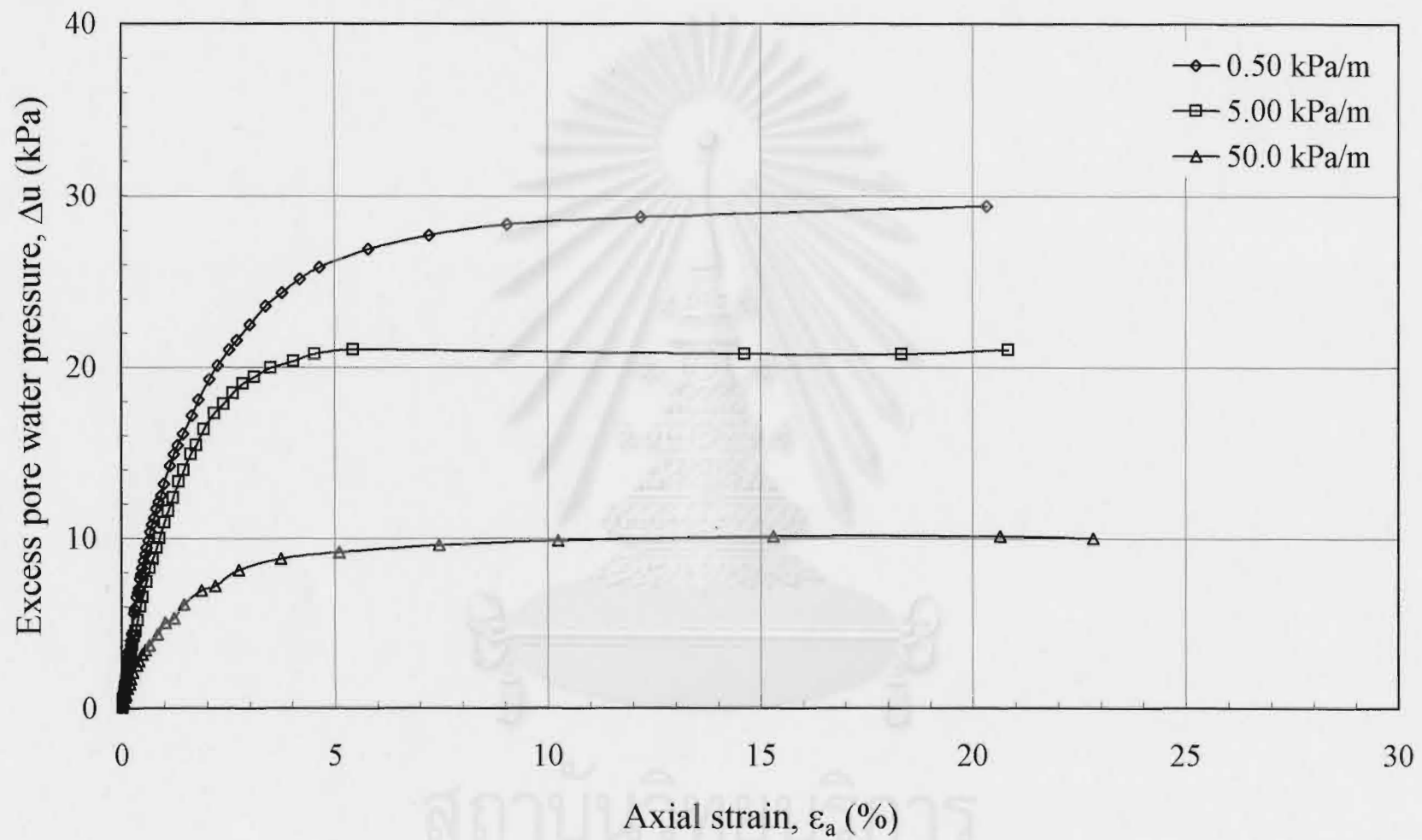
รูปที่ 5.4(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Deviator stress ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



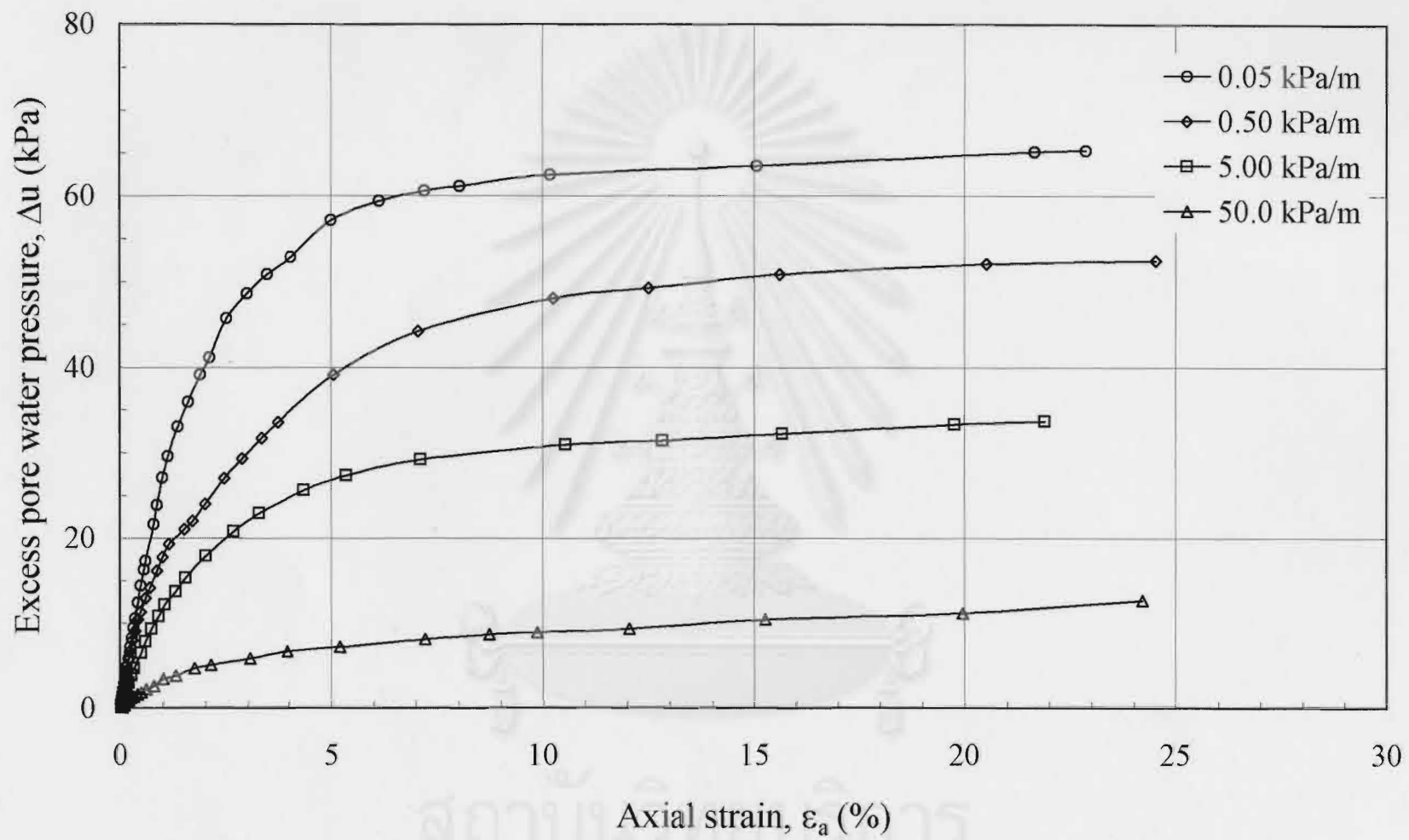
รูปที่ 5.5(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Young 's modulus ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



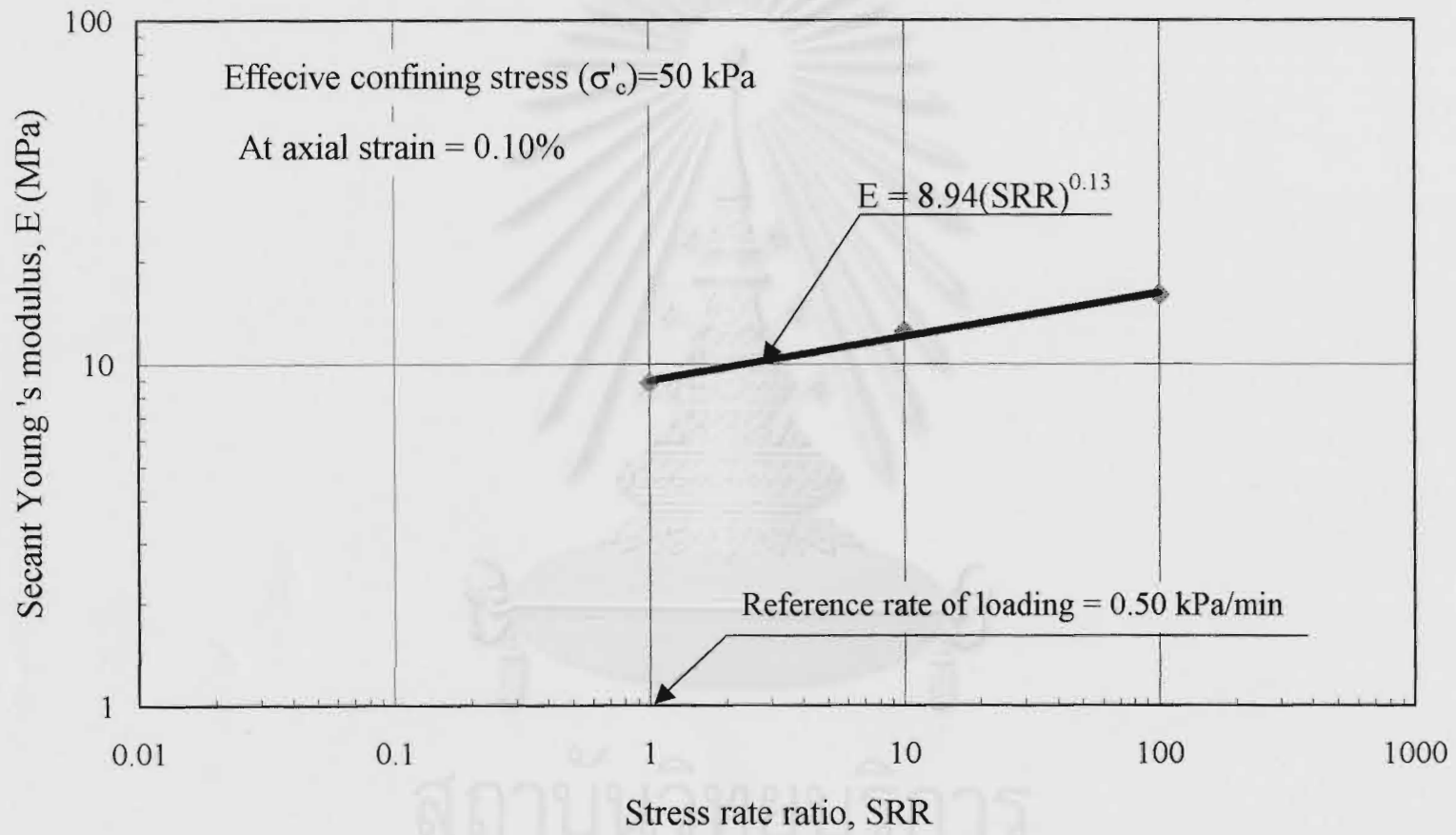
รูปที่ 5.5(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Young's modulus ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



รูปที่ 5.6(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

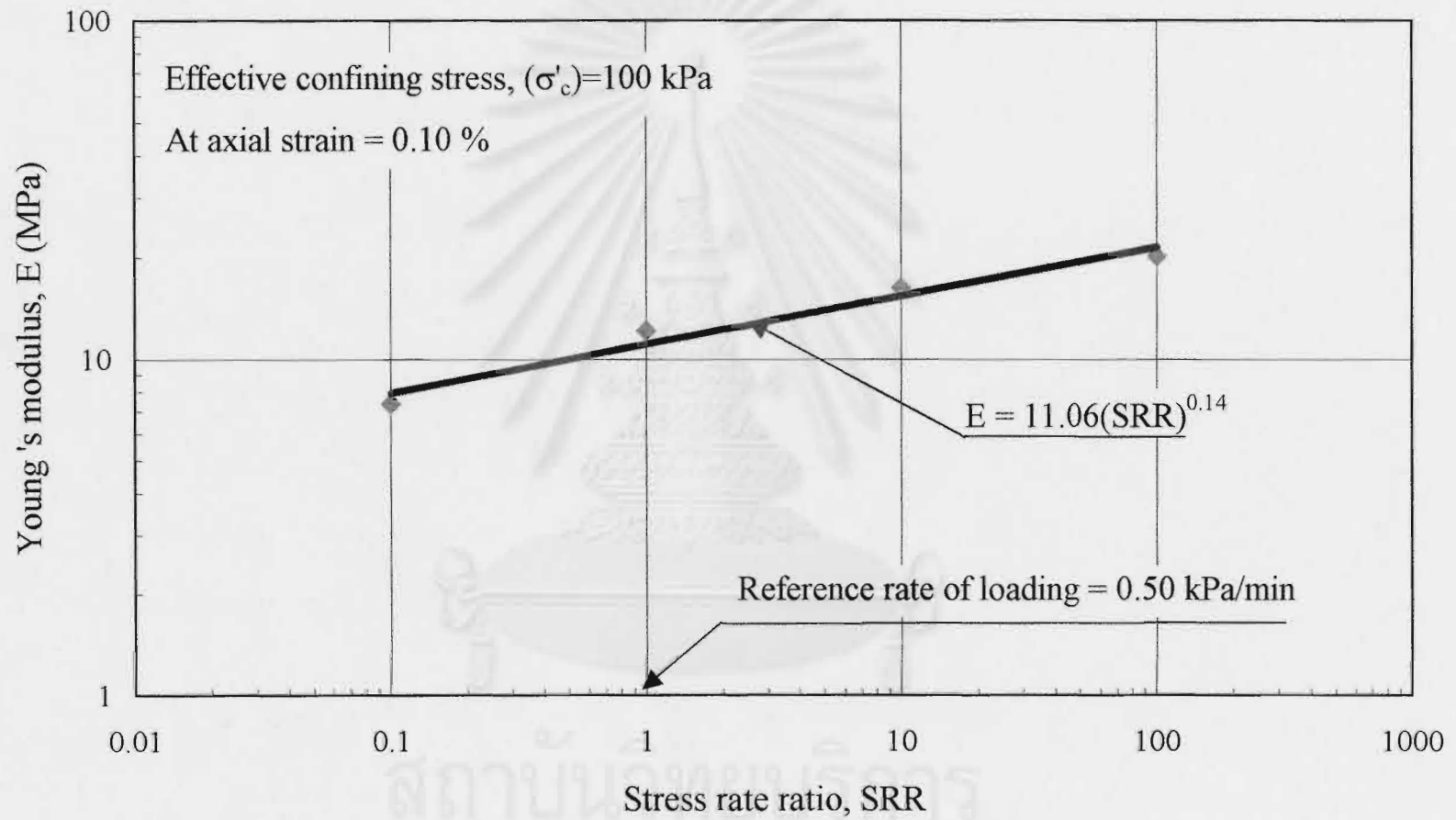


รูปที่ 5.6(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล

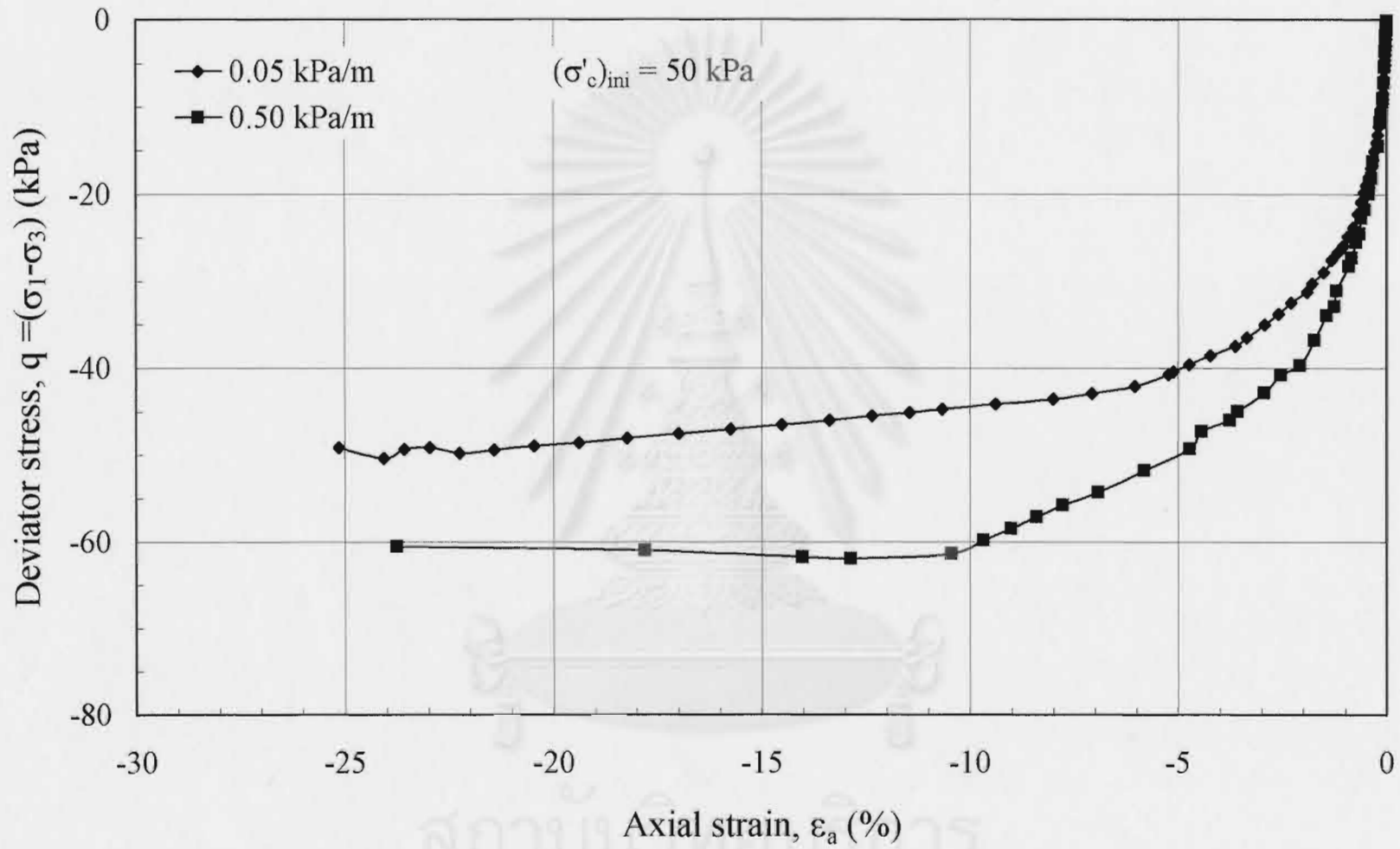


รูปที่ 5.7(a) ความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus กับ Stressrate ratio ที่ความเครียด 0.10 % และ หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

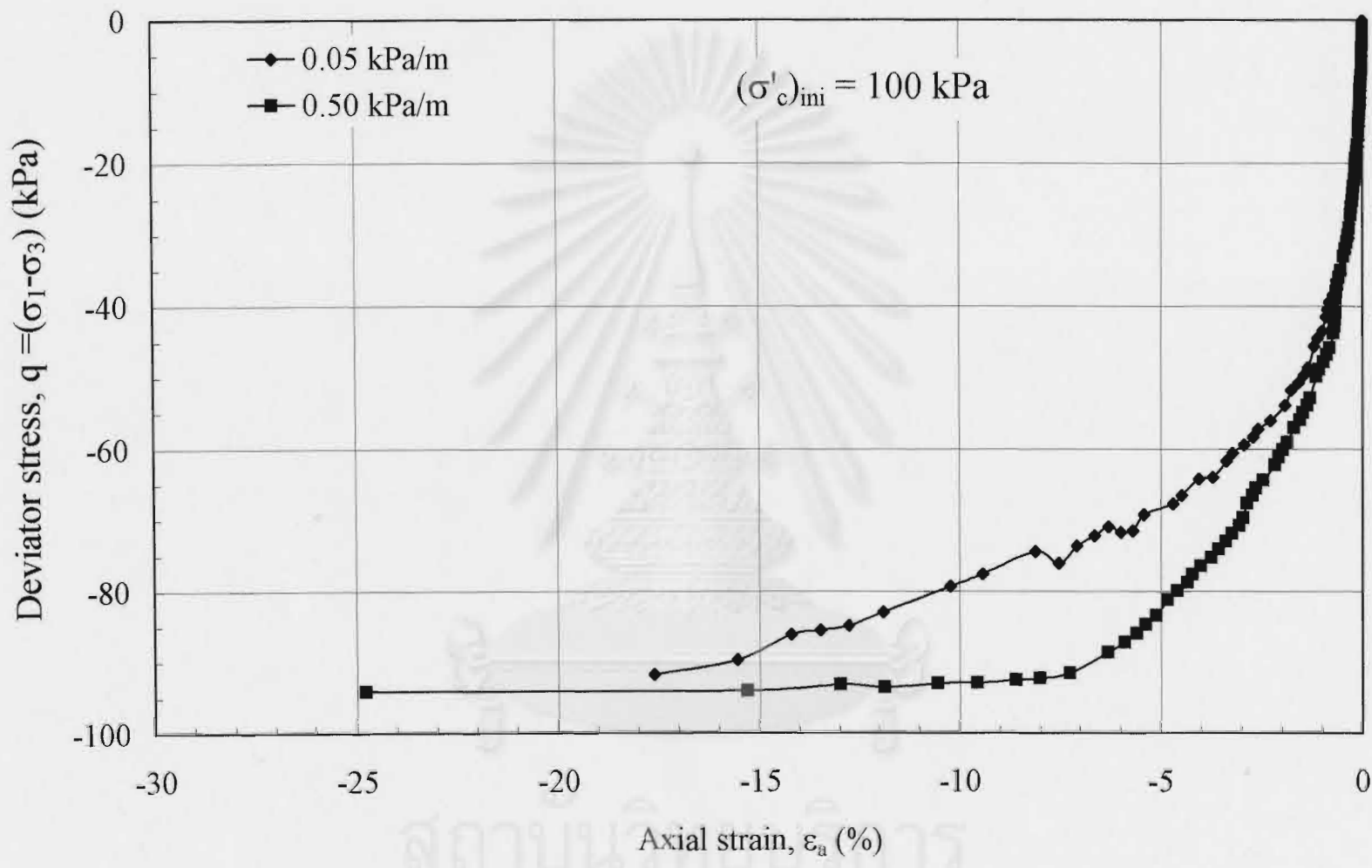




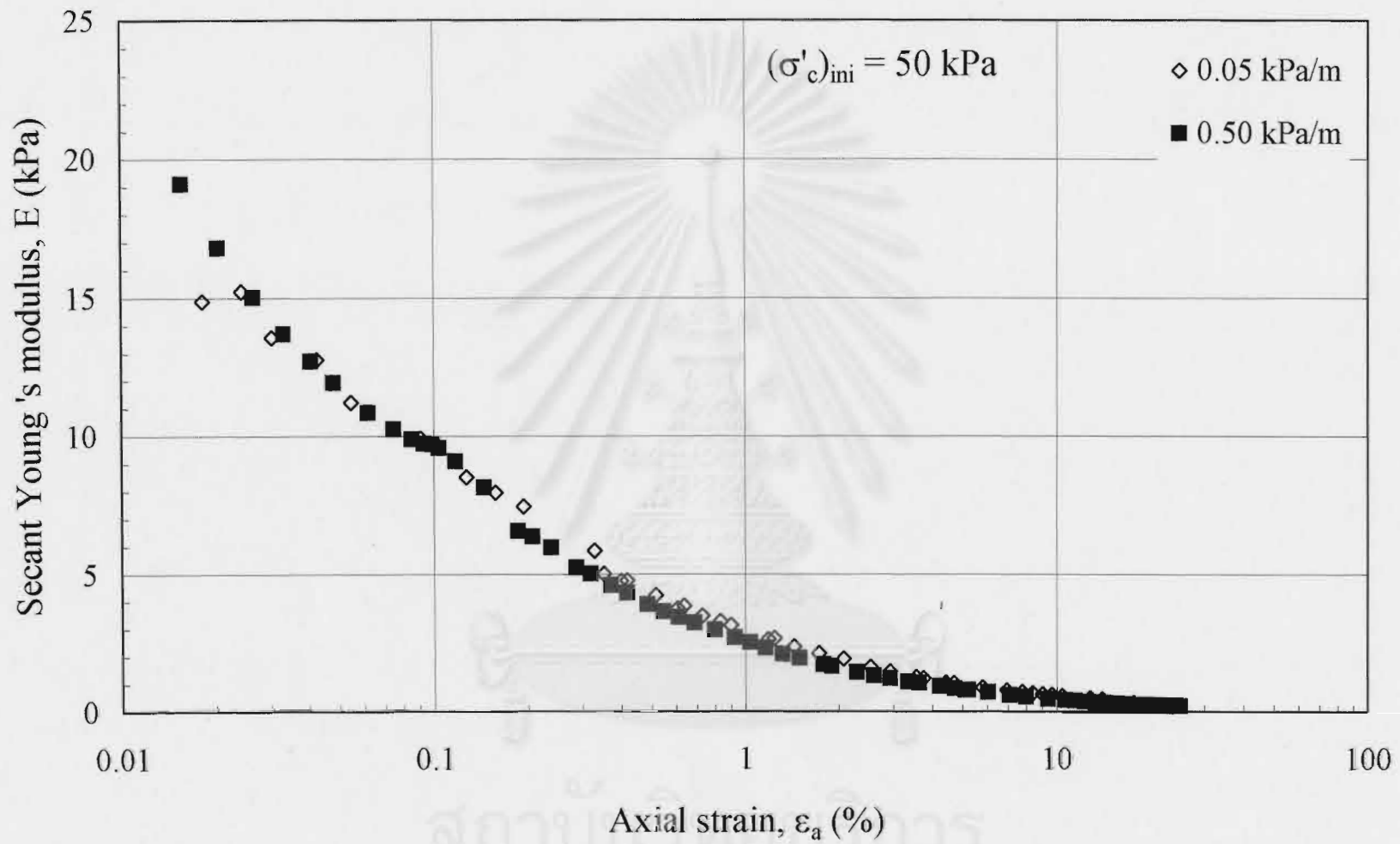
รูปที่ 5.7(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus กับ Stressrate ratio ที่ความเครียด 0.10 % และ หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



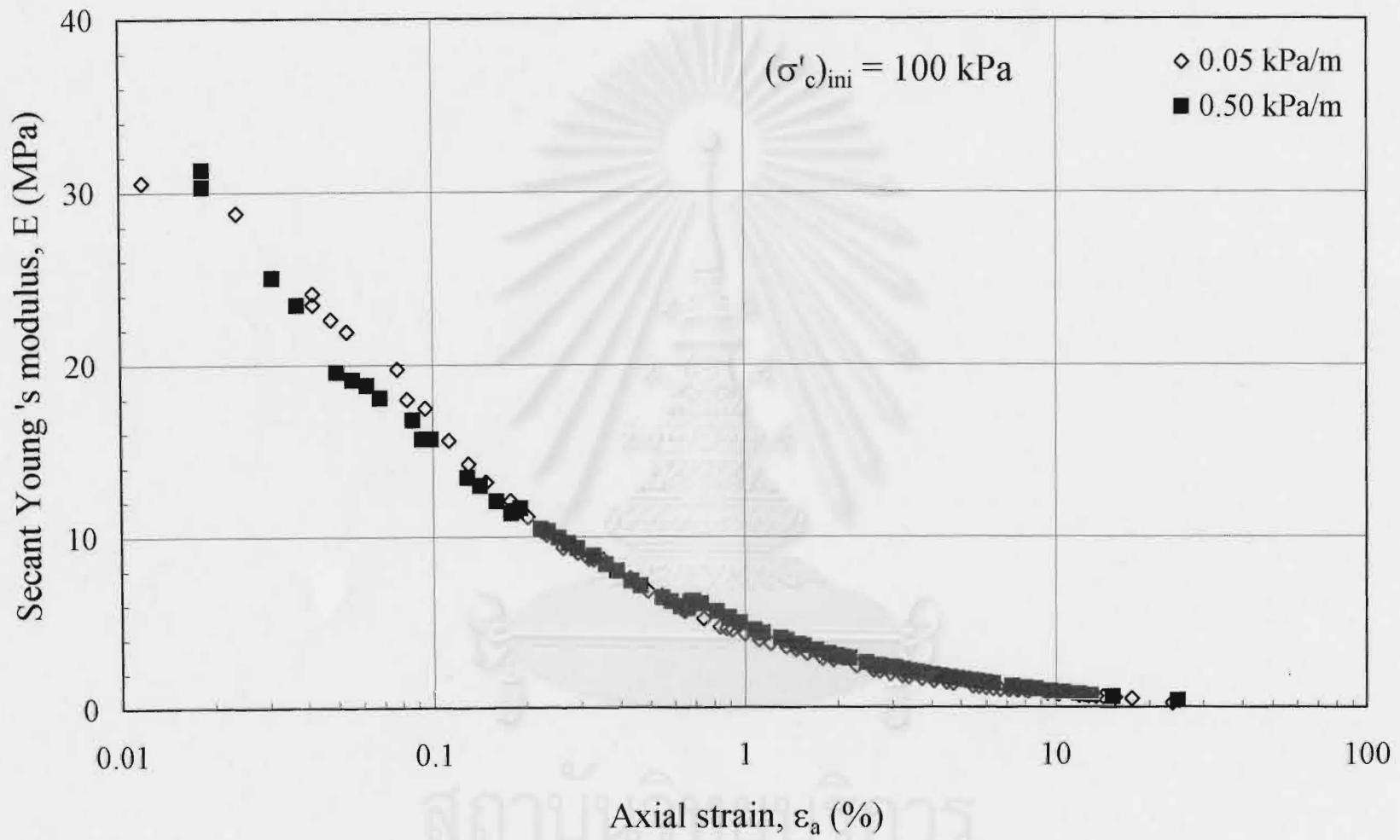
รูปที่ 5.8(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Deviator stress ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



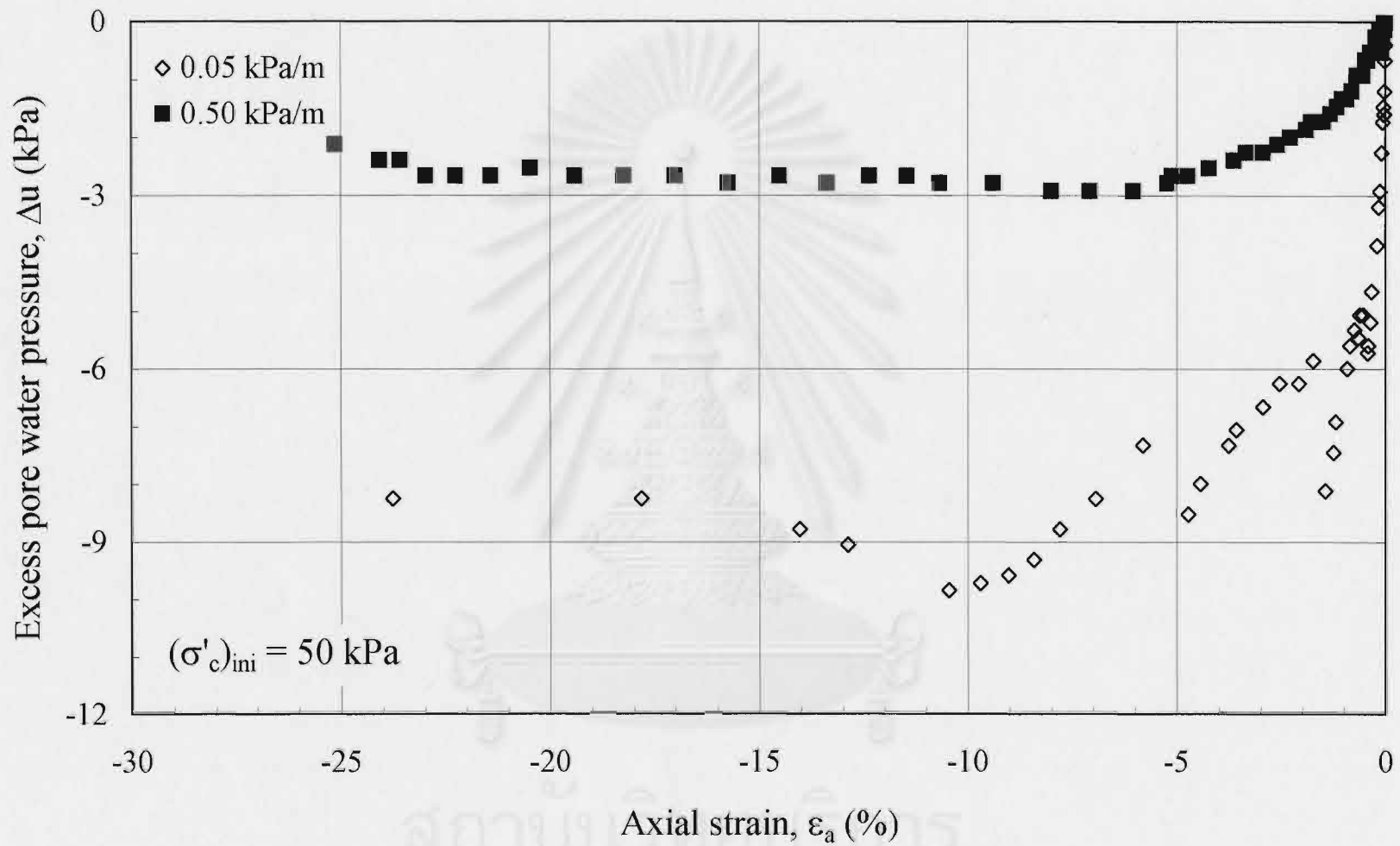
รูปที่ 5.8(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Deviator stress ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



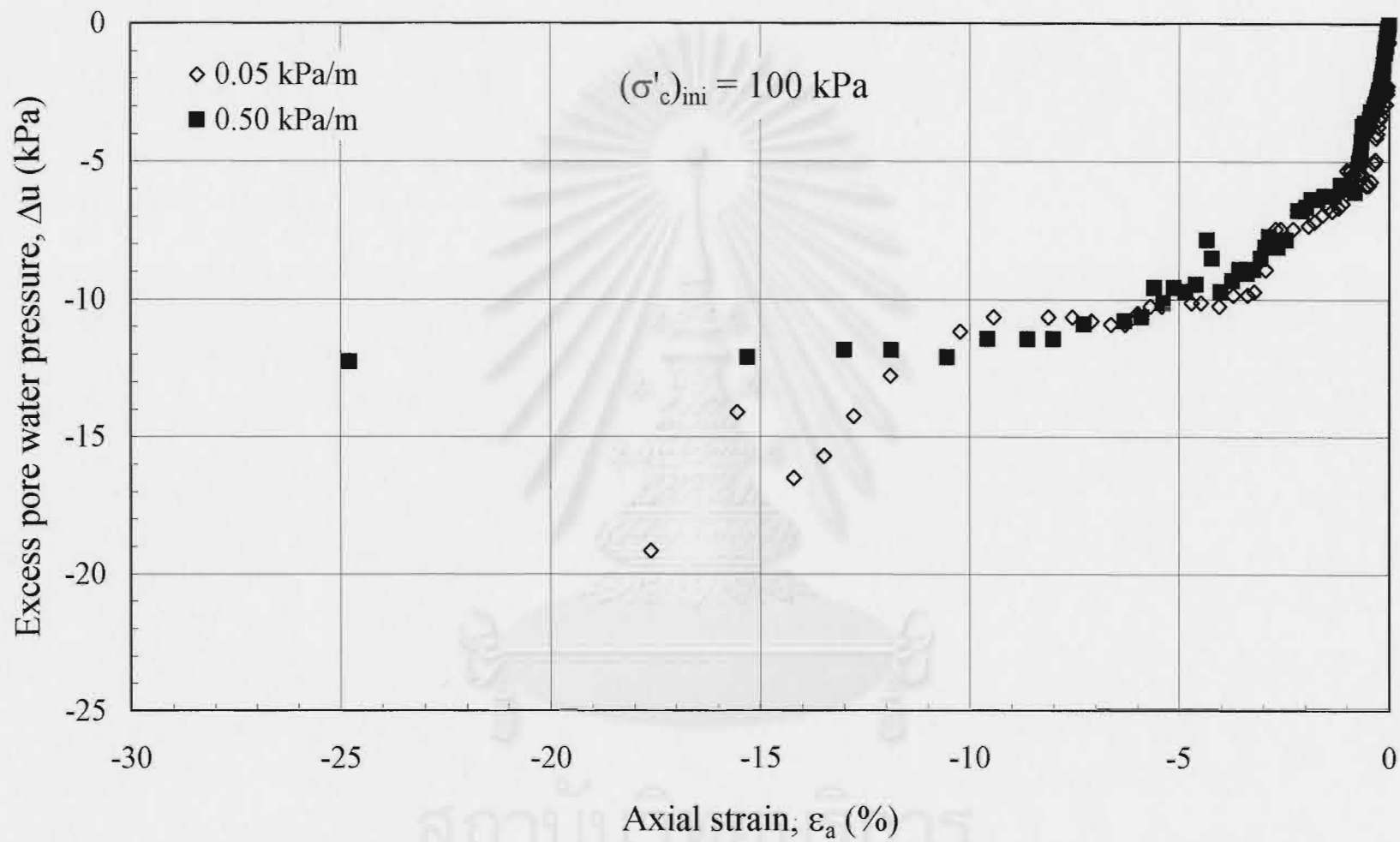
รูปที่ 5.9(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Young's modulus ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



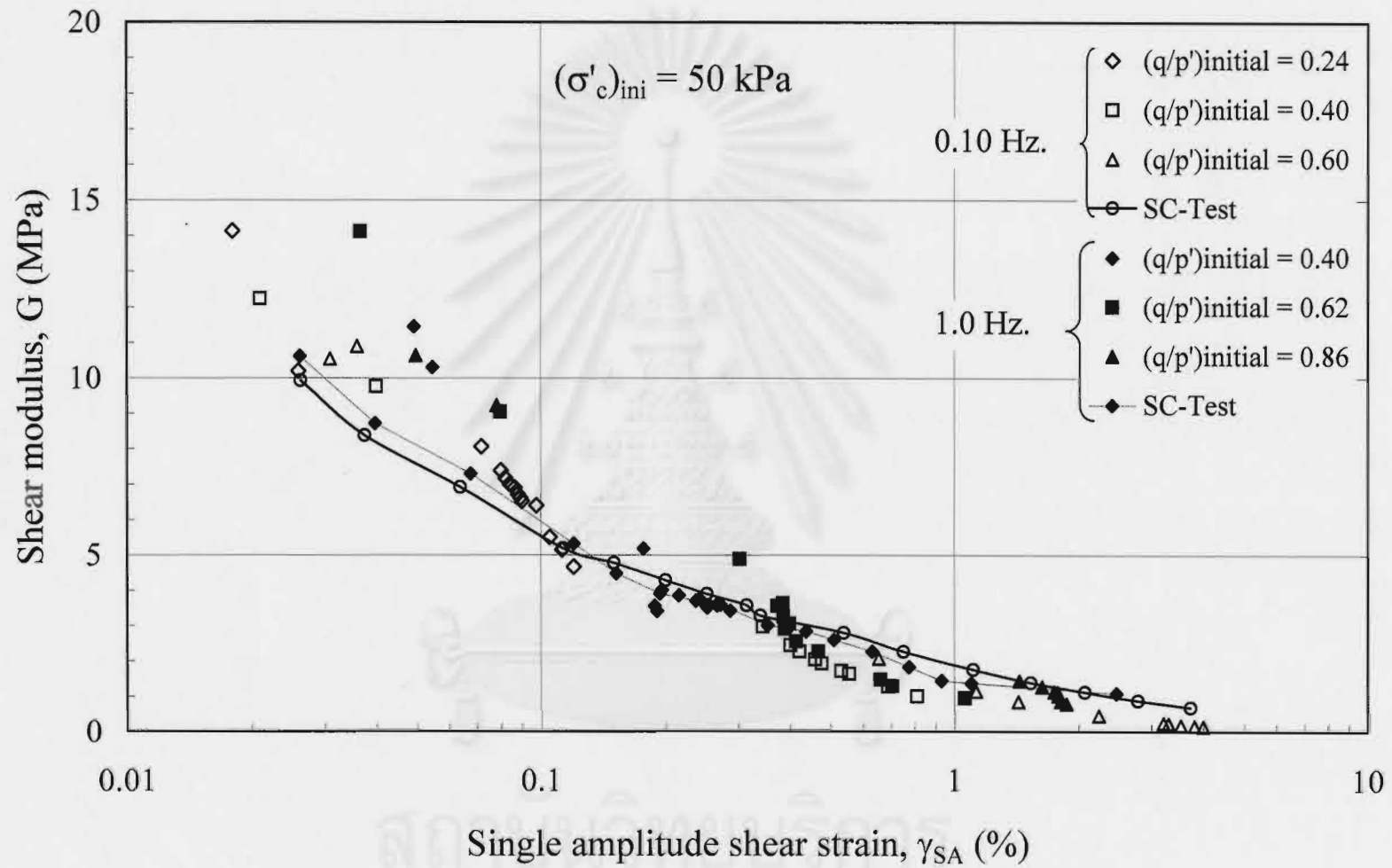
รูปที่ 5.9(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Young's modulus ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



รูปที่ 5.10(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

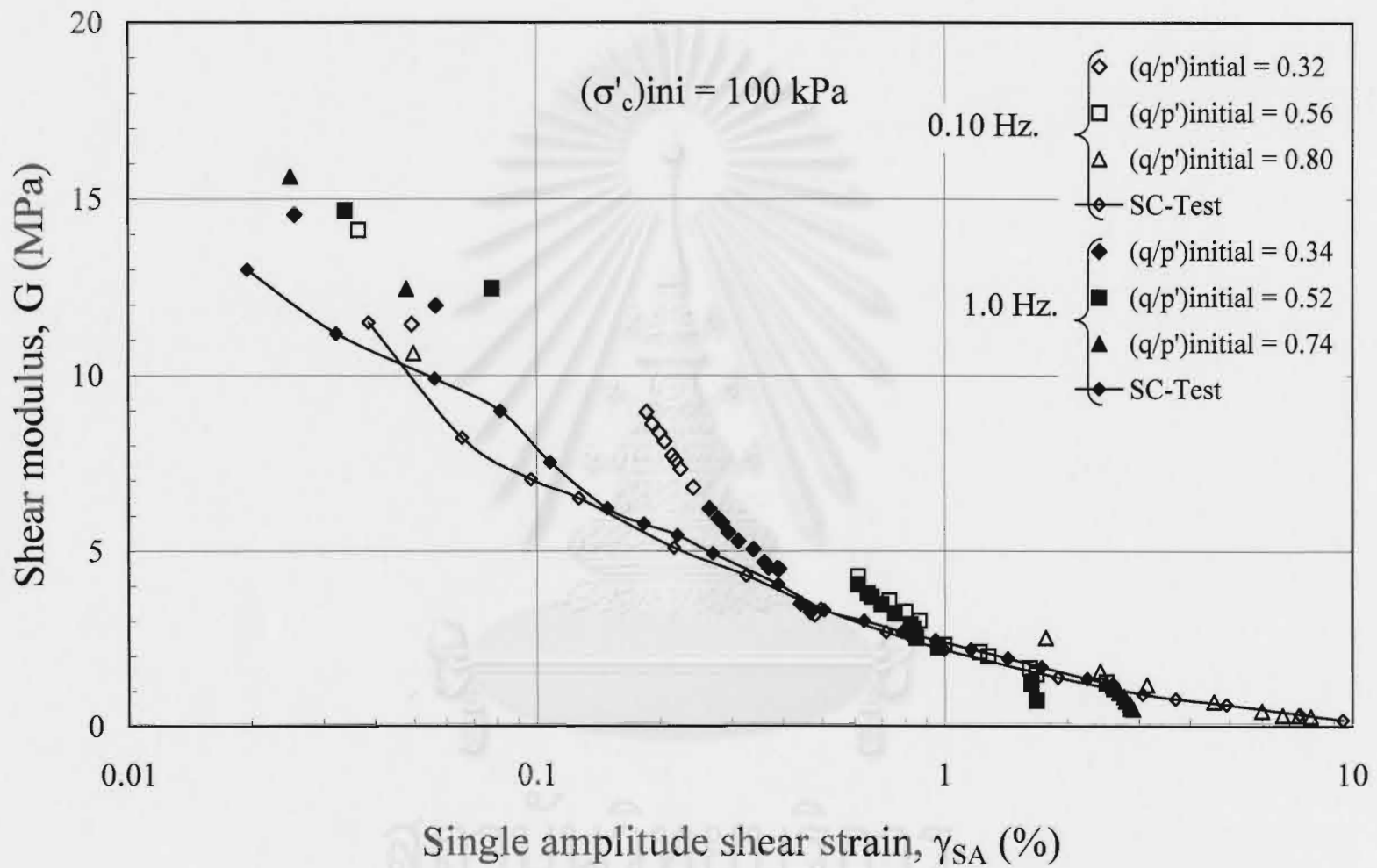


รูปที่ 5.10(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดิ่งต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล

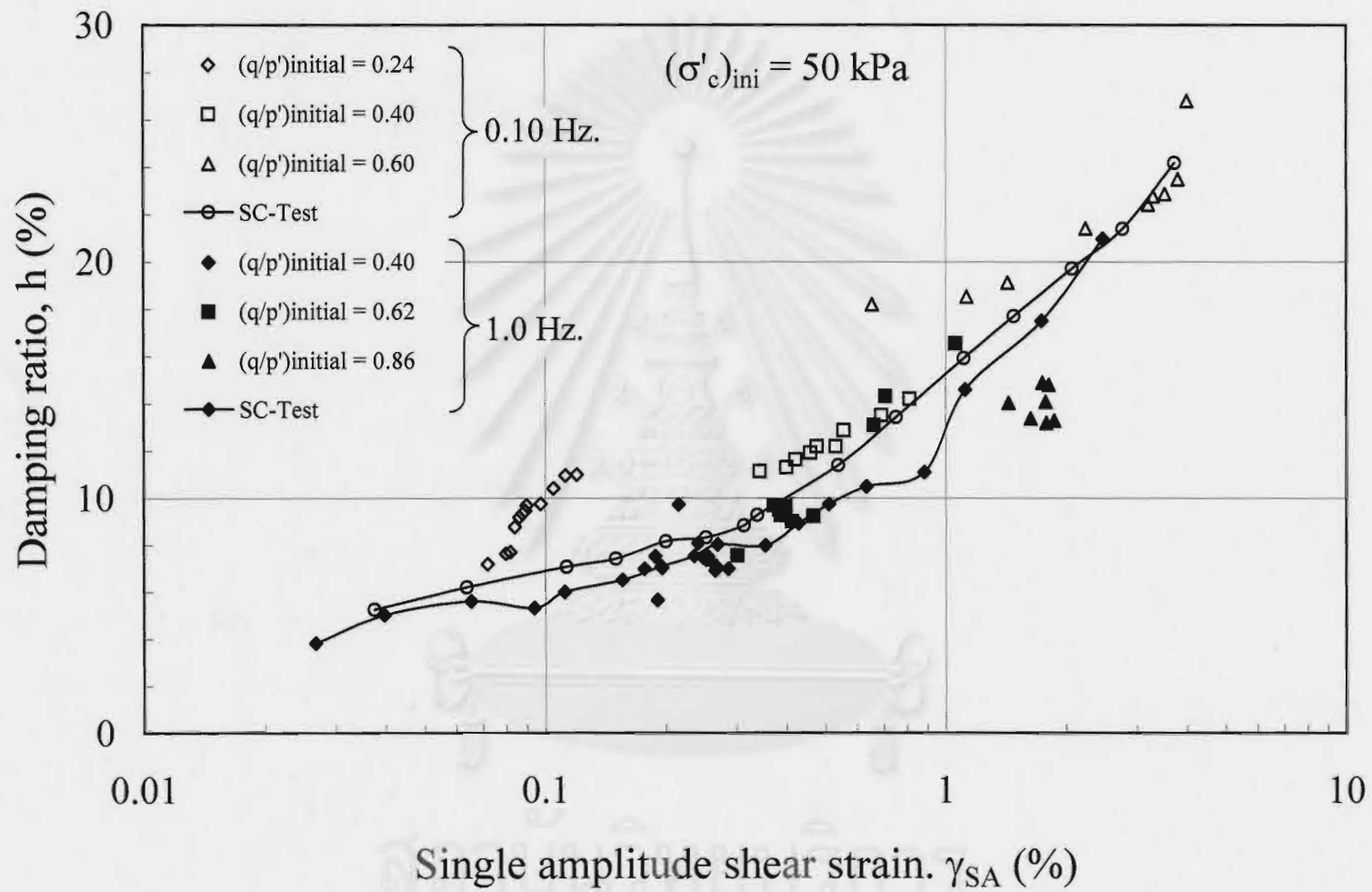


รูปที่ 5.11(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

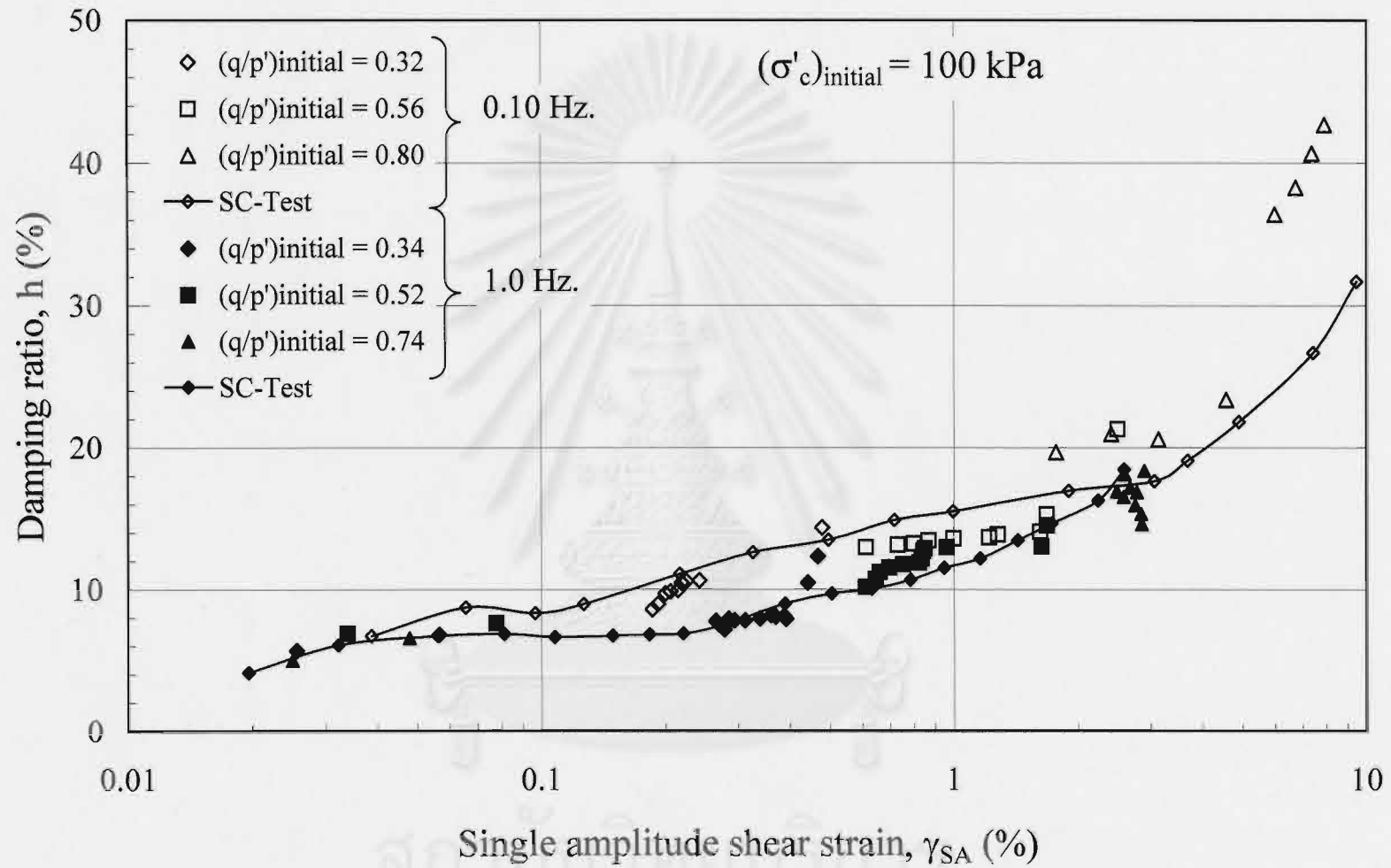




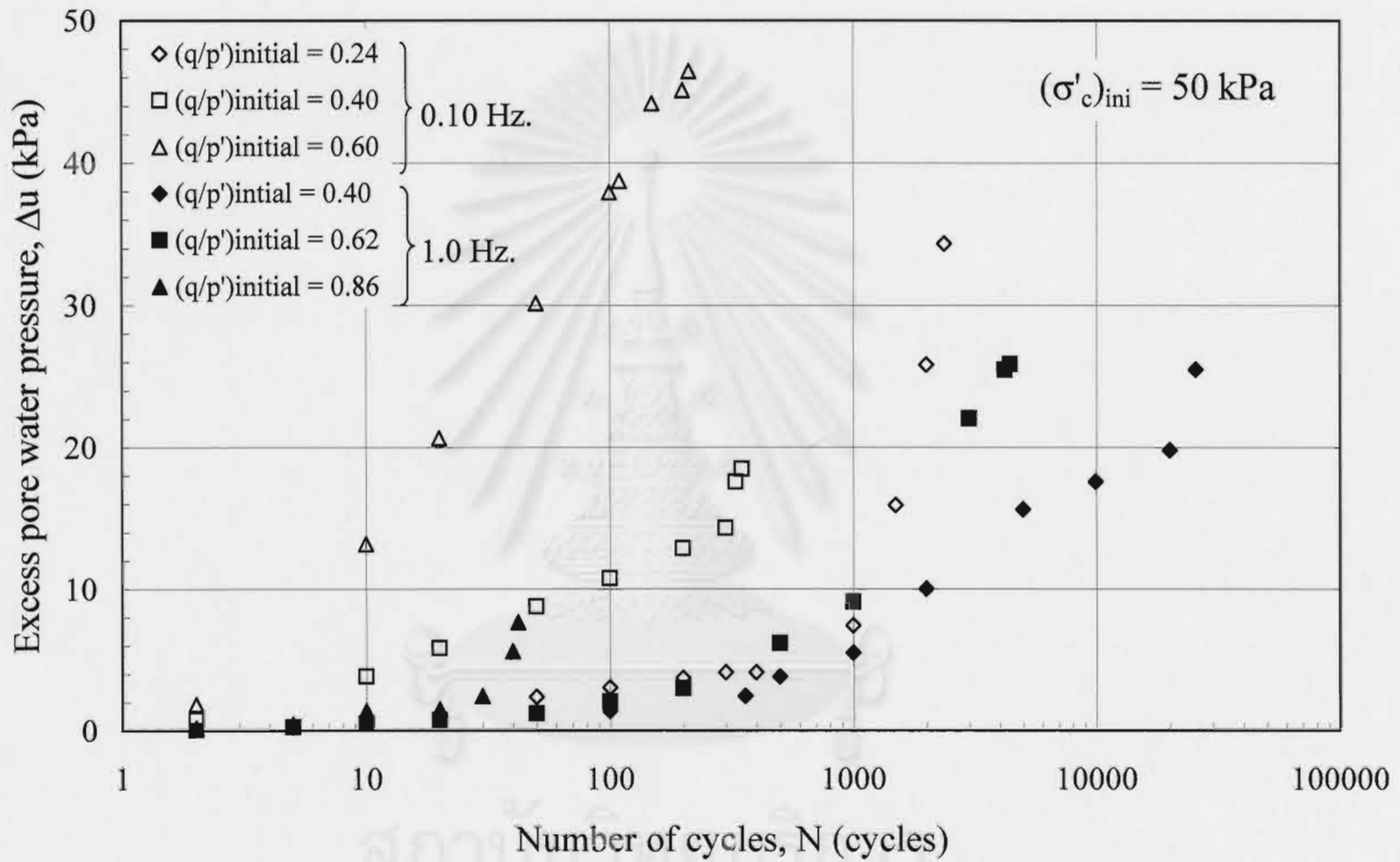
รูปที่ 5.11(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



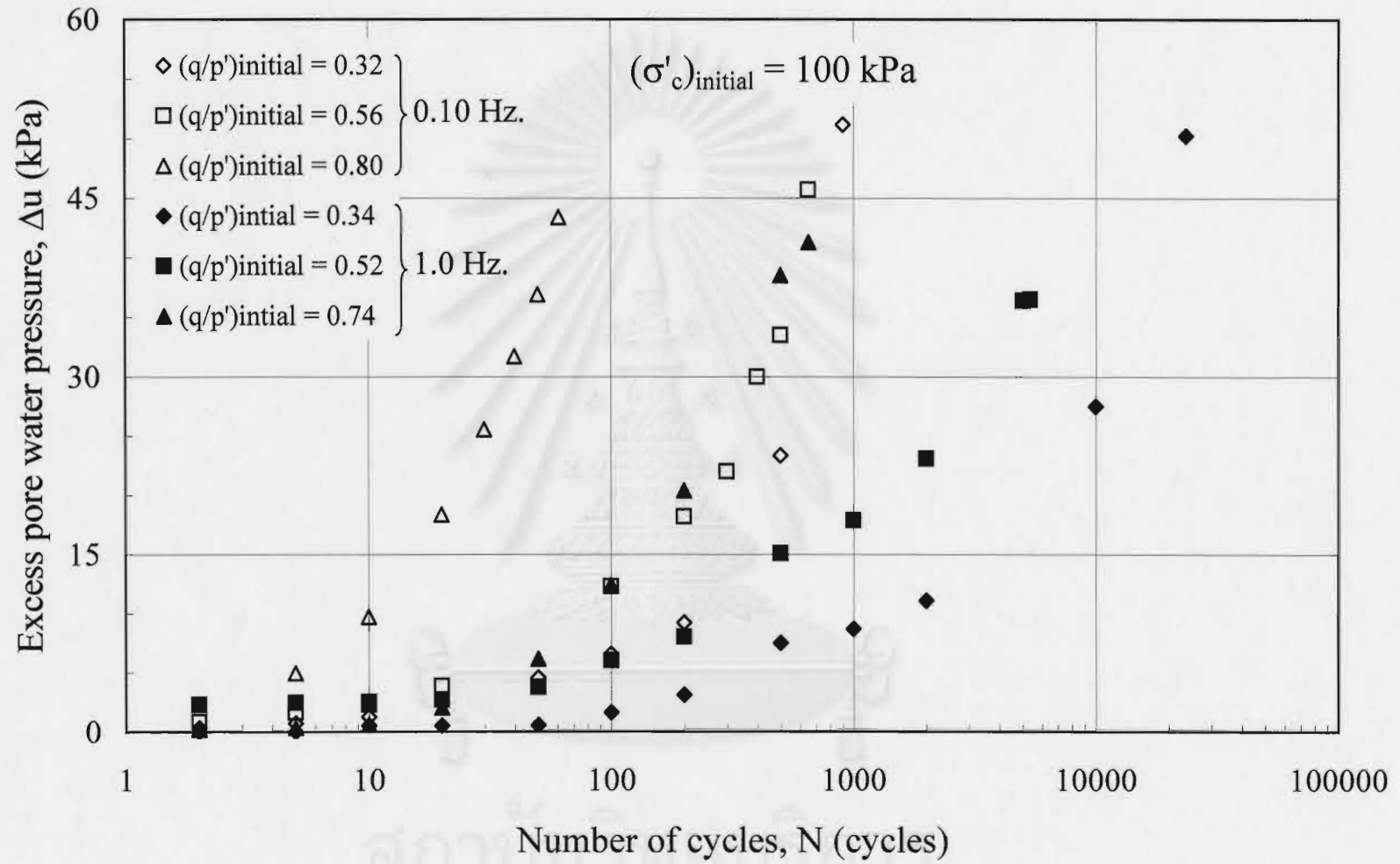
รูปที่ 5.12(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแฉกที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



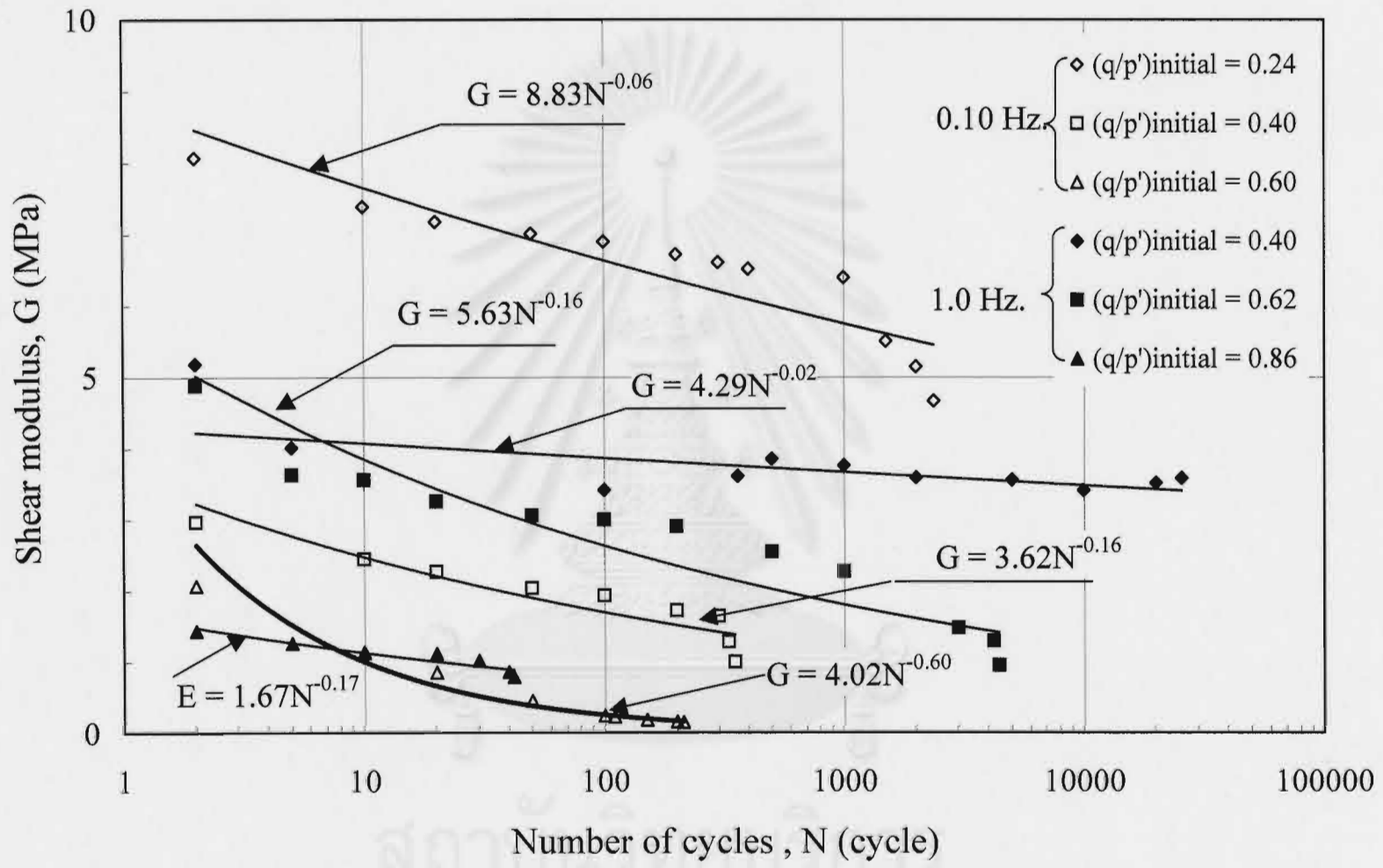
รูปที่ 5.12(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแดมพิ่ง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



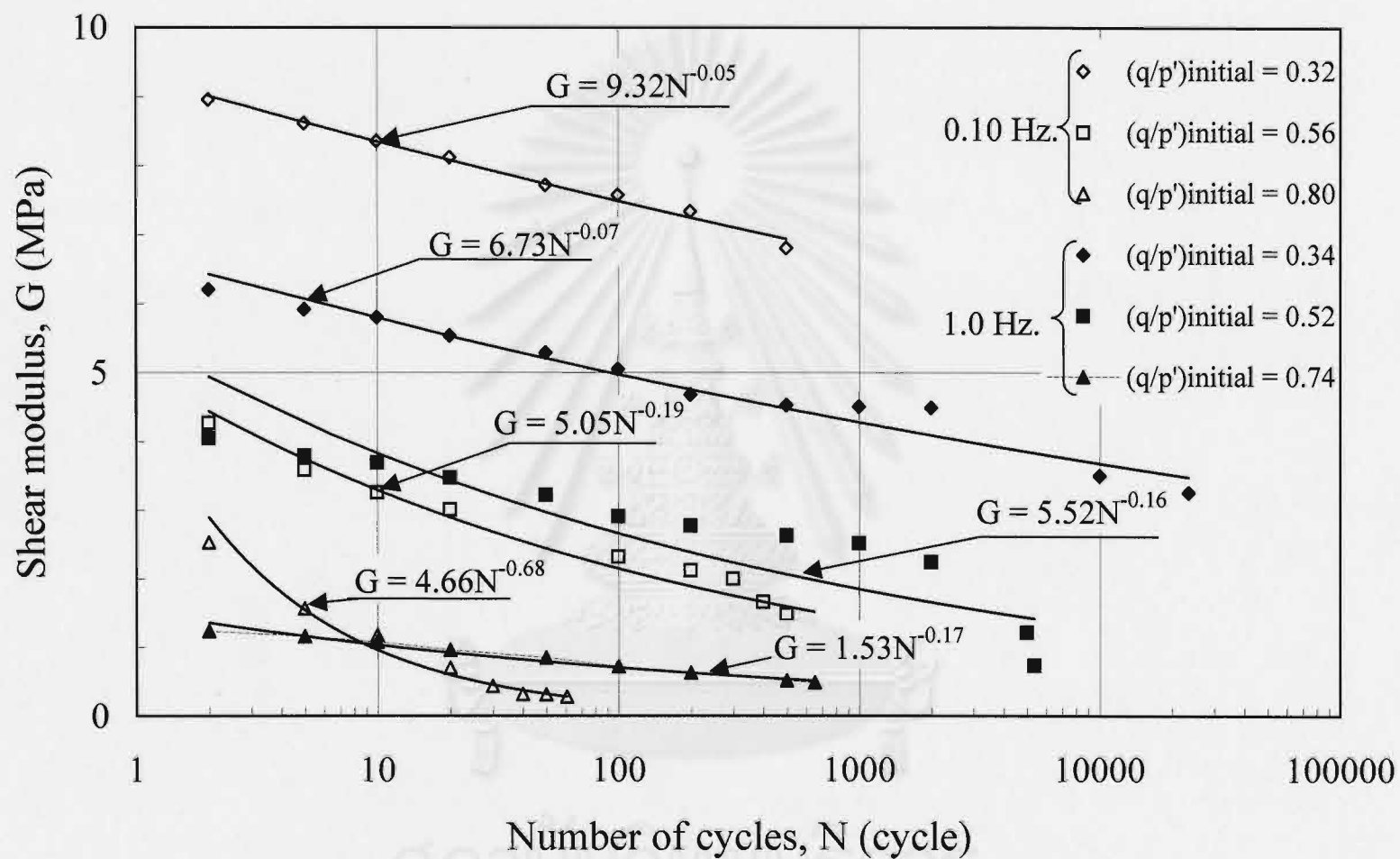
รูปที่ 5.13(a) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



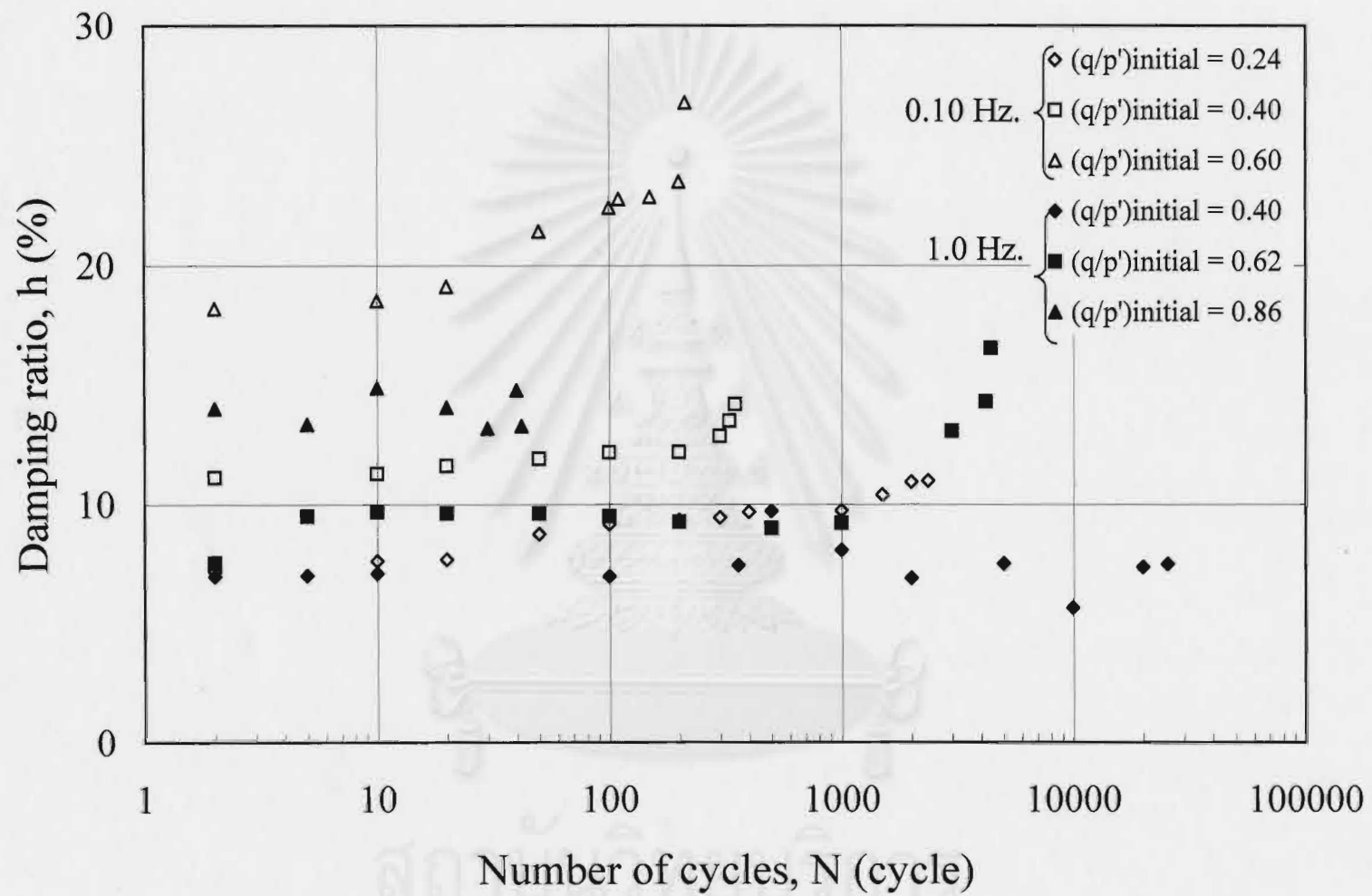
รูปที่ 5.13(b) ผลของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



รูปที่ 5.14(a) ความสัมพันธ์โมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบของแรงกระทำแบบวัฏจักร ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

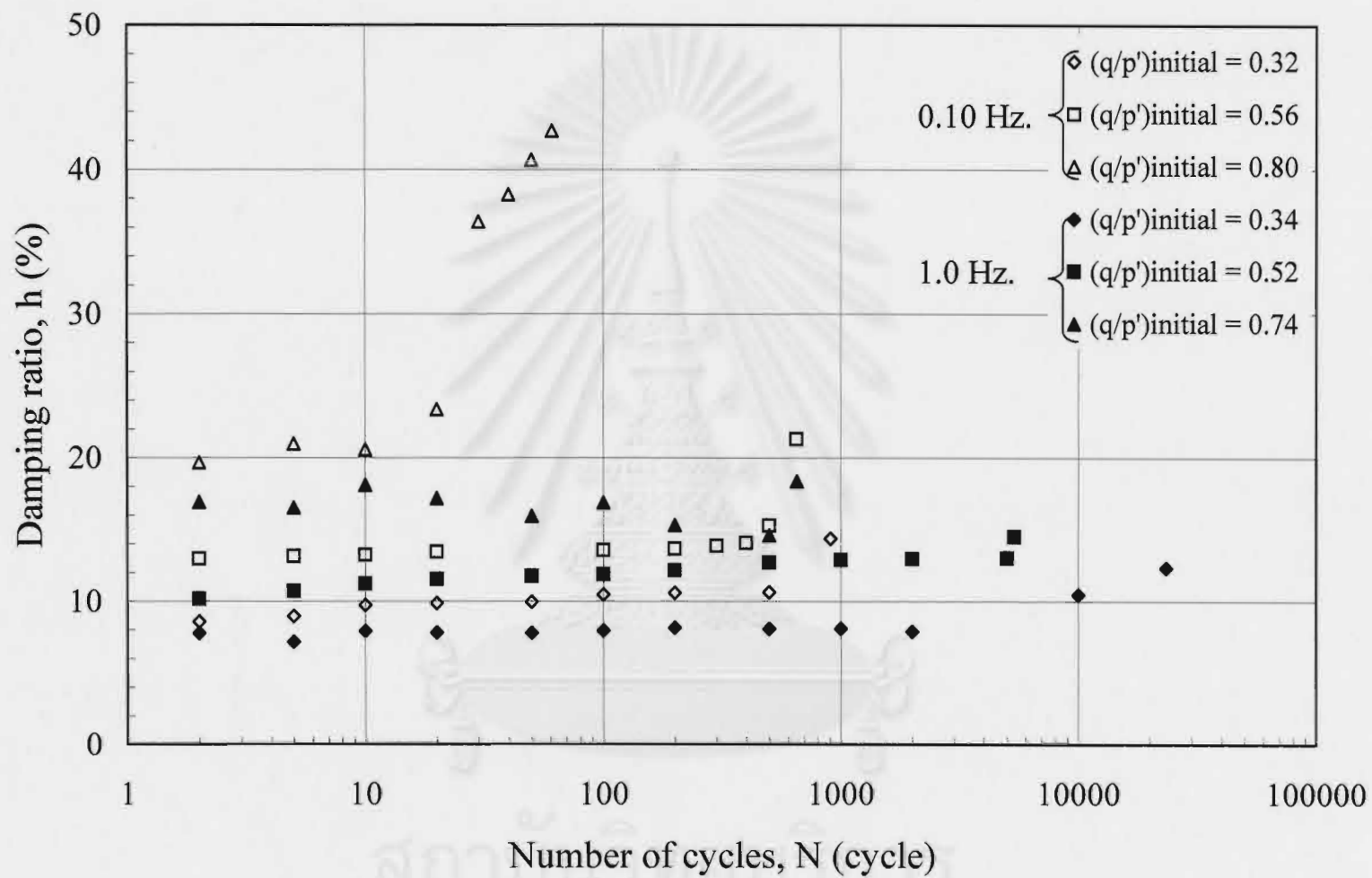


รูปที่ 5.14(b) ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับจำนวนรอบของแรงกระทำแบบวัฏจักร ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล

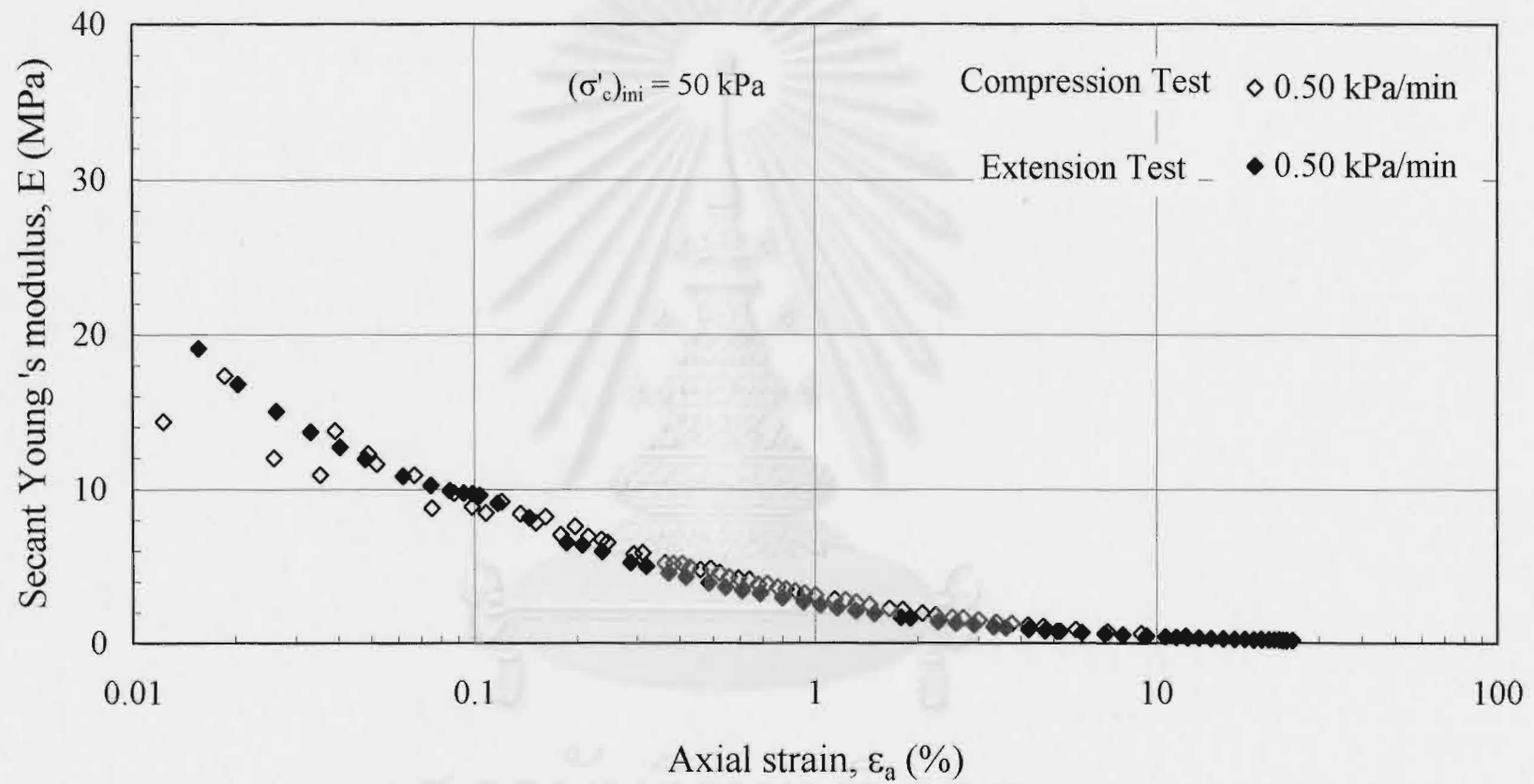


รูปที่ 5.15(a) ความสัมพันธ์อัตราส่วนแอมพิทูดกับจำนวนรอบของแรงกระทำแบบวิถุจักร ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล

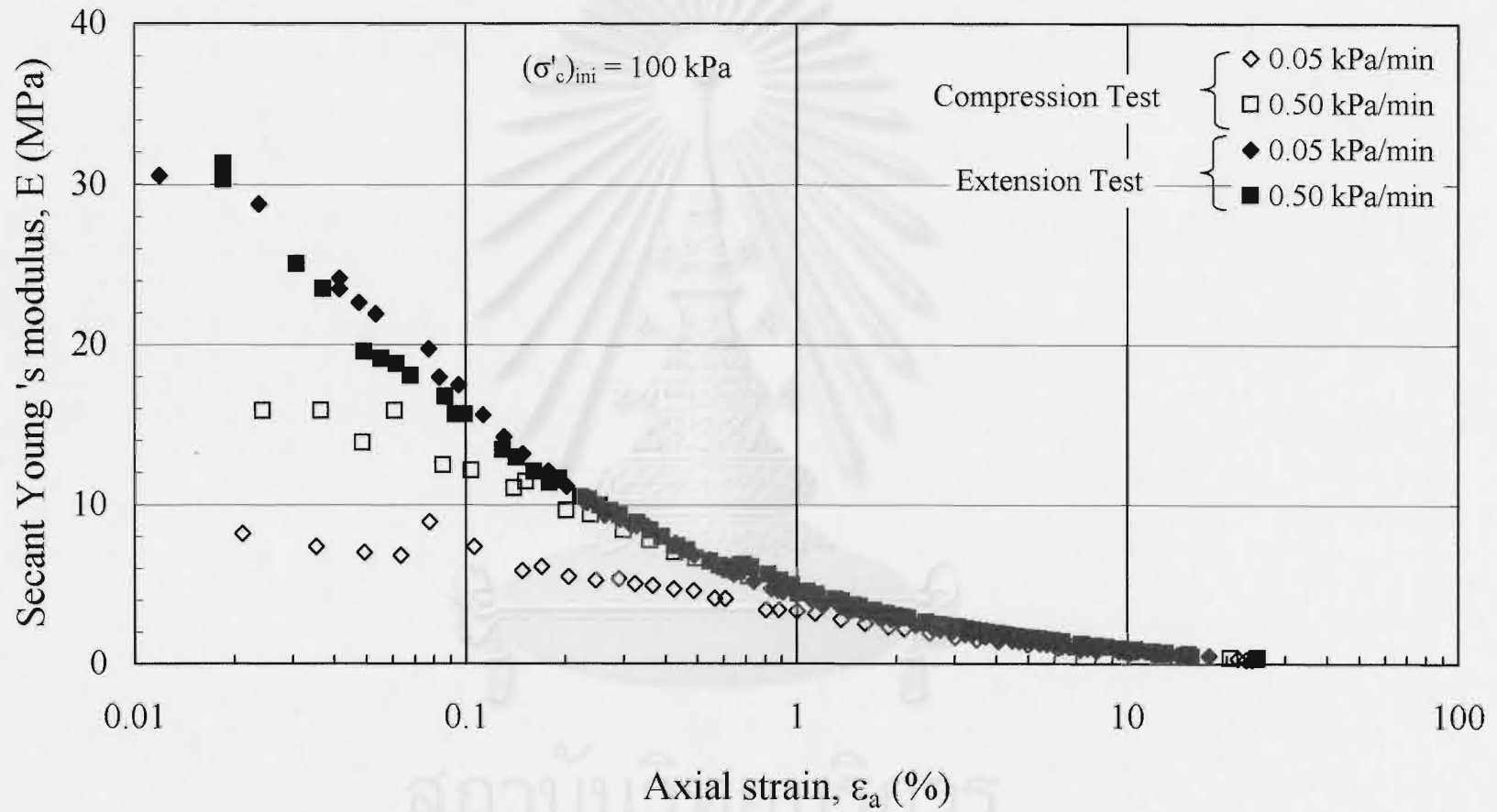




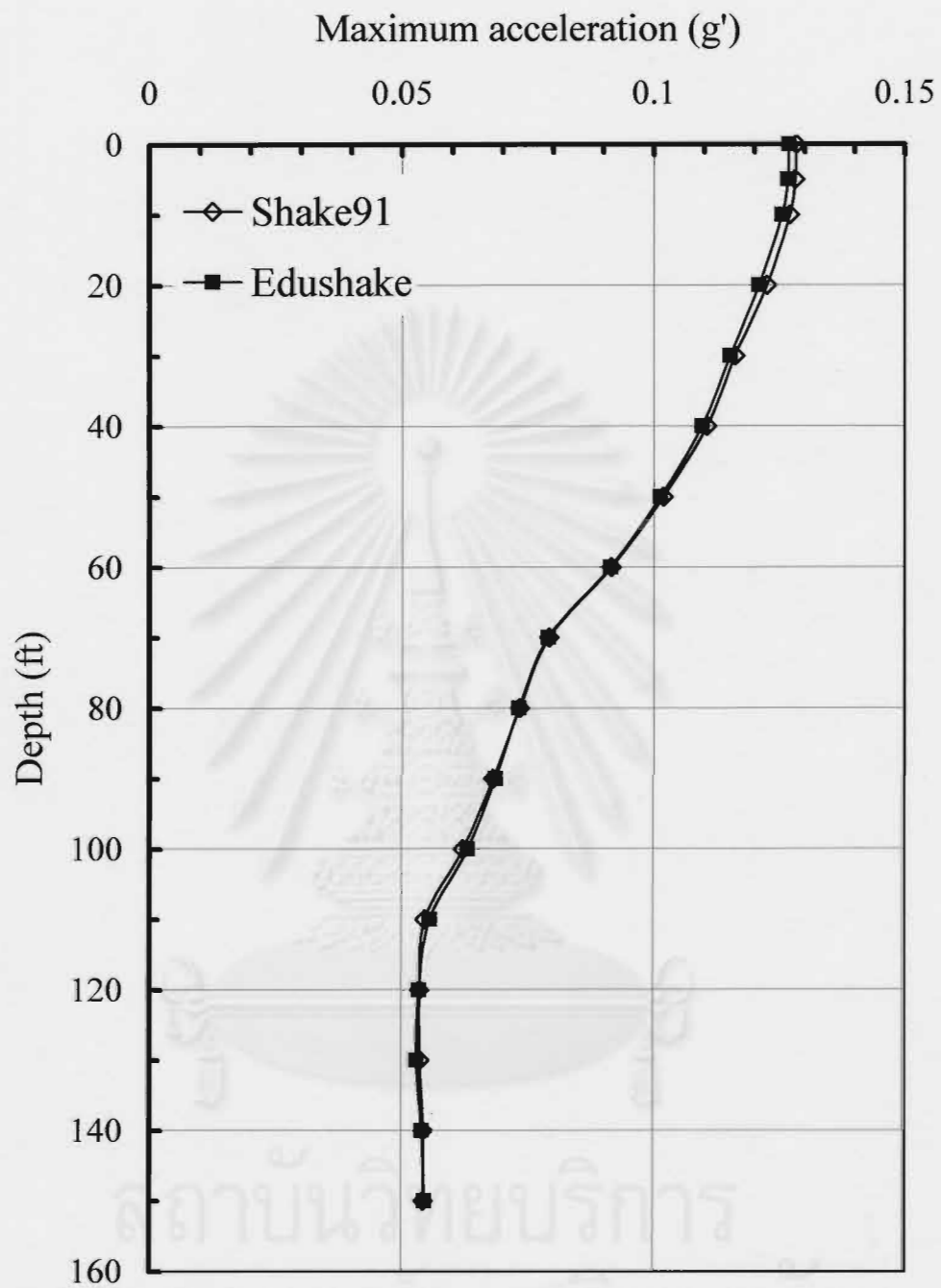
รูปที่ 5.15(b) ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนแอมพลิจูดกับจำนวนรอบของแรงกระทำแบบวัฏจักร ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



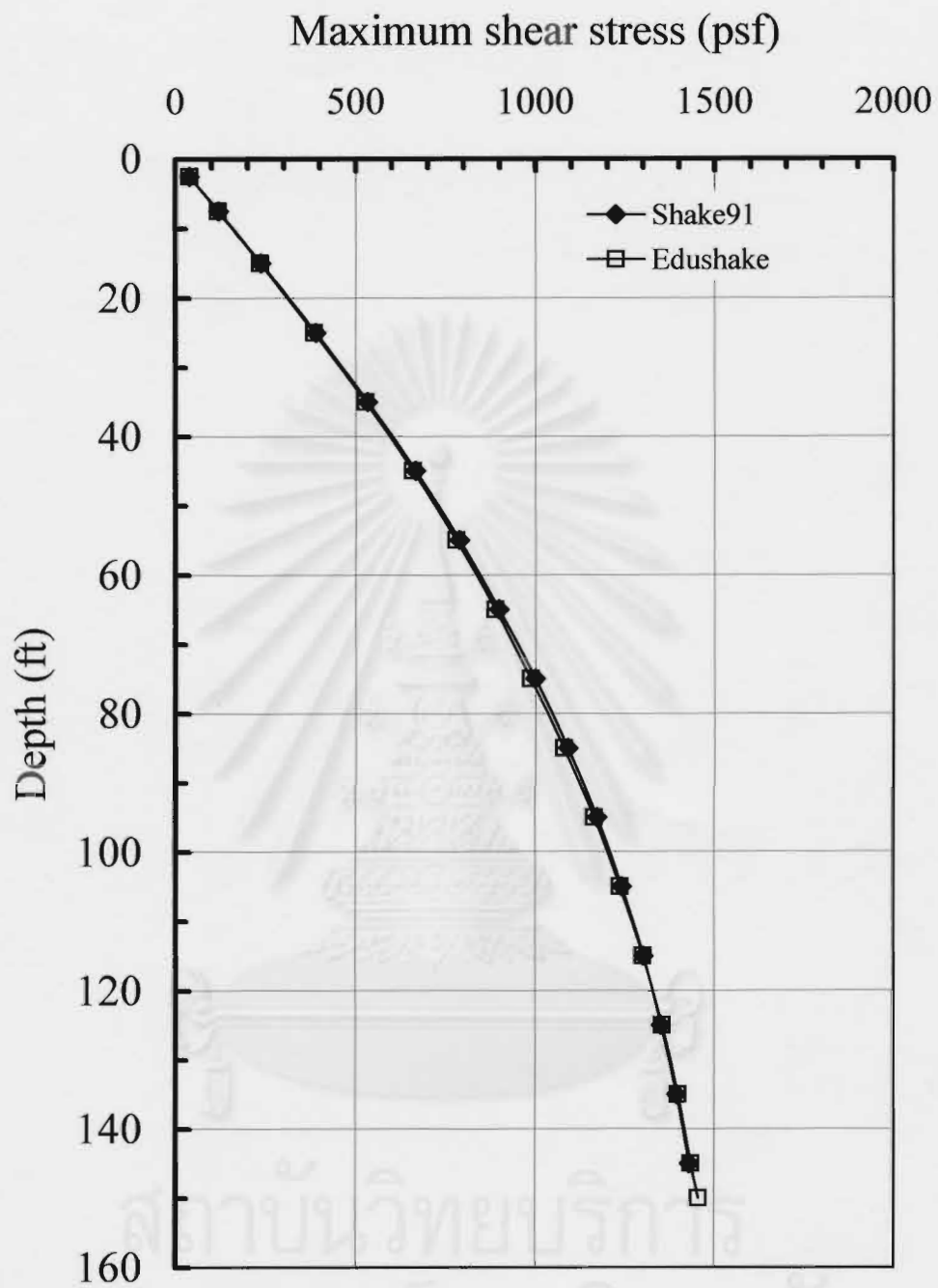
รูปที่ 5.16(a) เปรียบเทียบค่า Secant 's Young modulus ของ การทดสอบแบบ Compression กับ การทดสอบแบบ Extension ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 กิโลปาสคาล



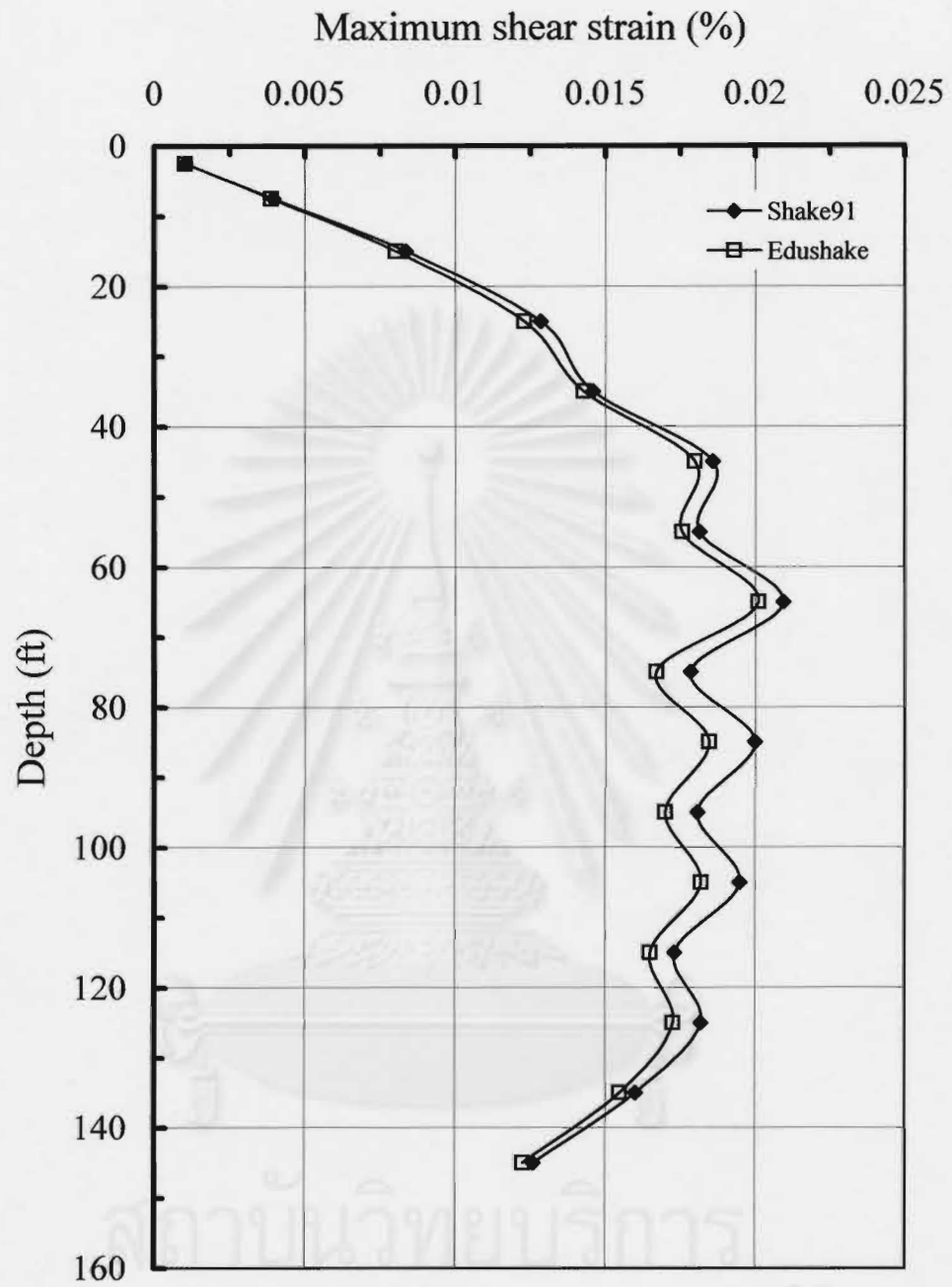
รูปที่ 5.16(b) เปรียบเทียบค่า Secant 's Young modulus ของ การทดสอบแบบ Compression กับ การทดสอบแบบ Extension ที่หน่วยแรงประสิทธิผล 100 กิโลปาสคาล



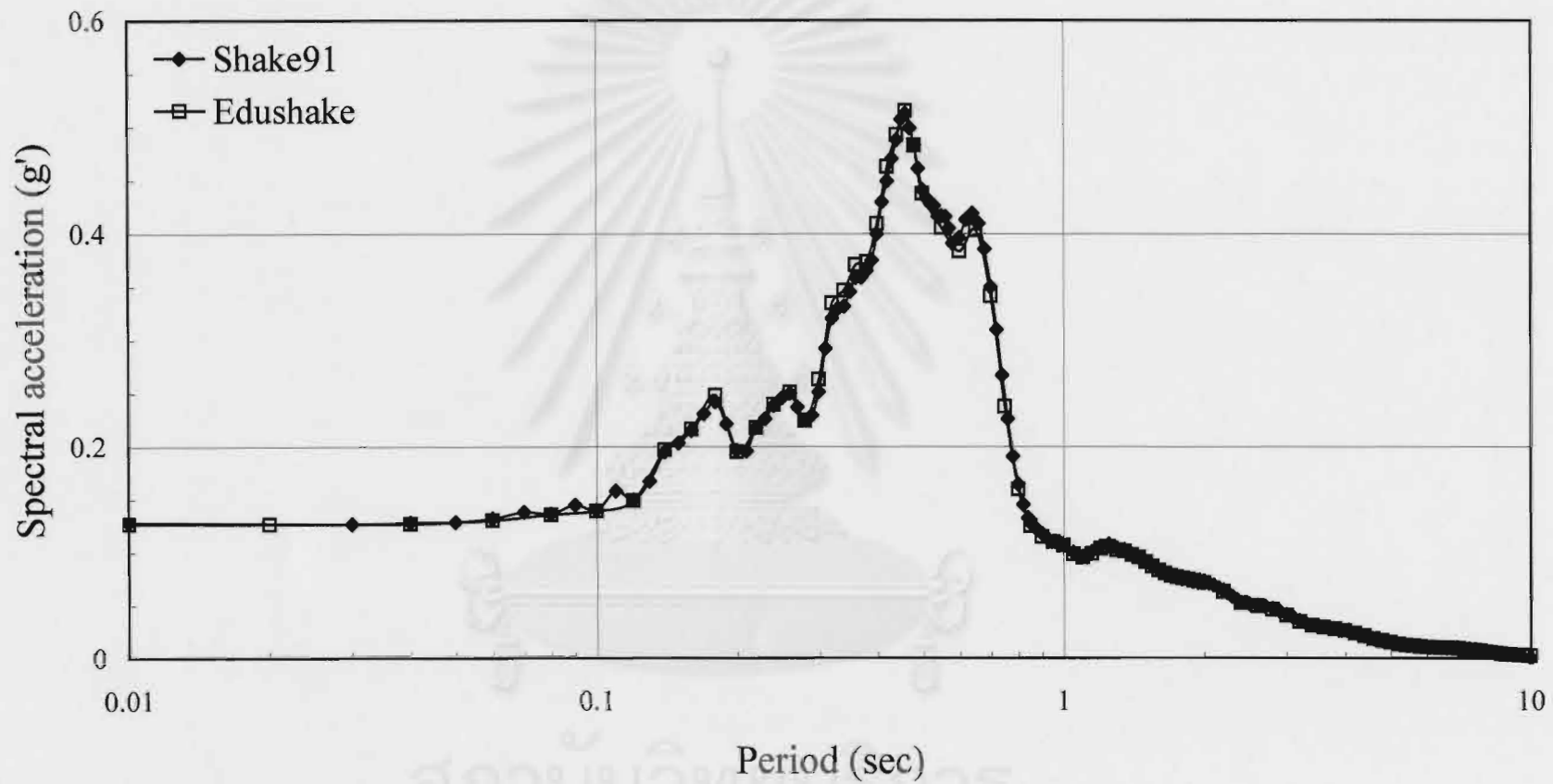
รูปที่ 5.17 สอบเทียบค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ



รูปที่ 5.18 สอบเทียบค่าความเค้นเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ

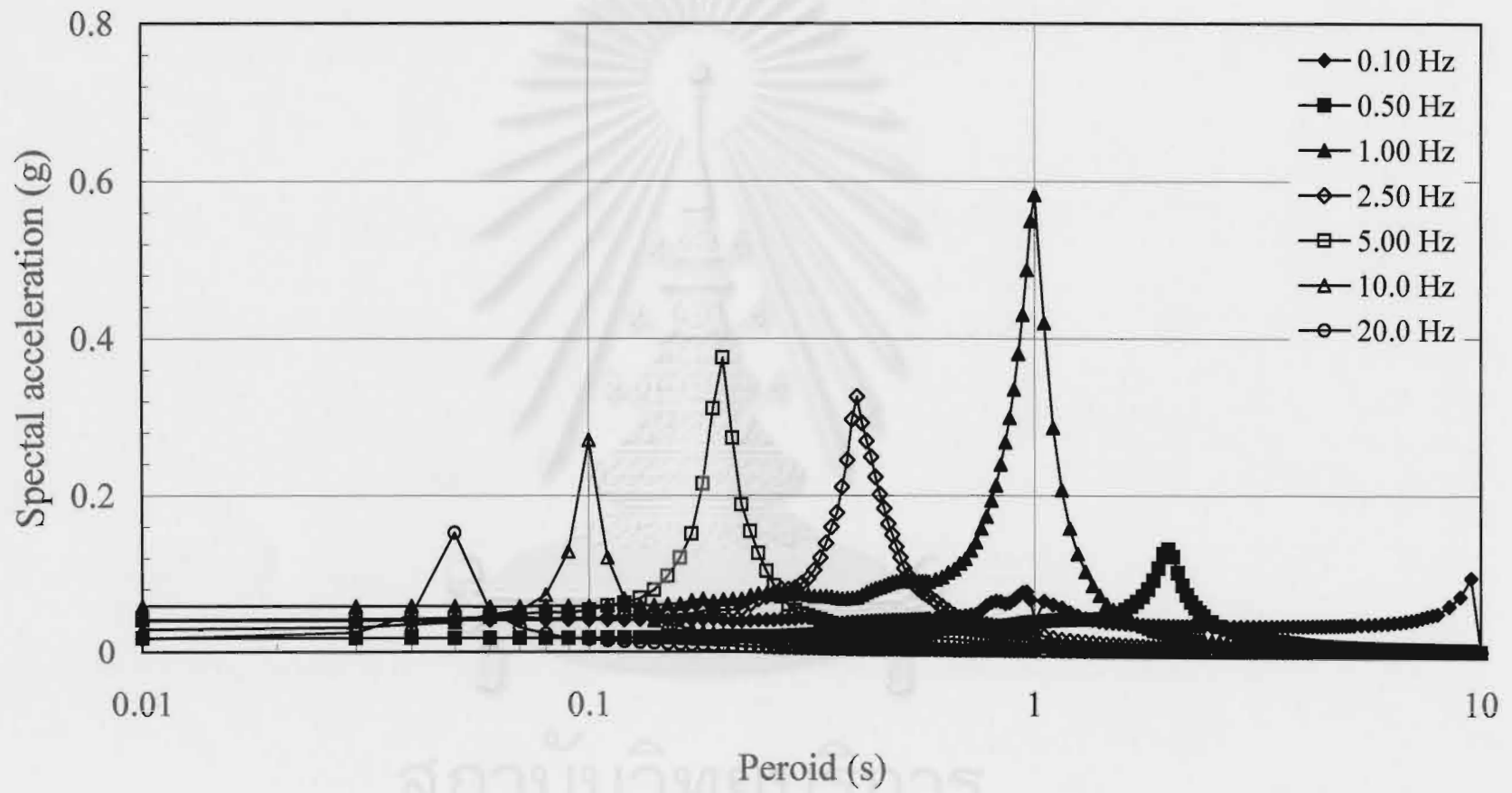


รูปที่ 5.19 เปรียบเทียบค่าความเครียดเฉือนสูงสุดที่ระดับความลึกต่างๆ



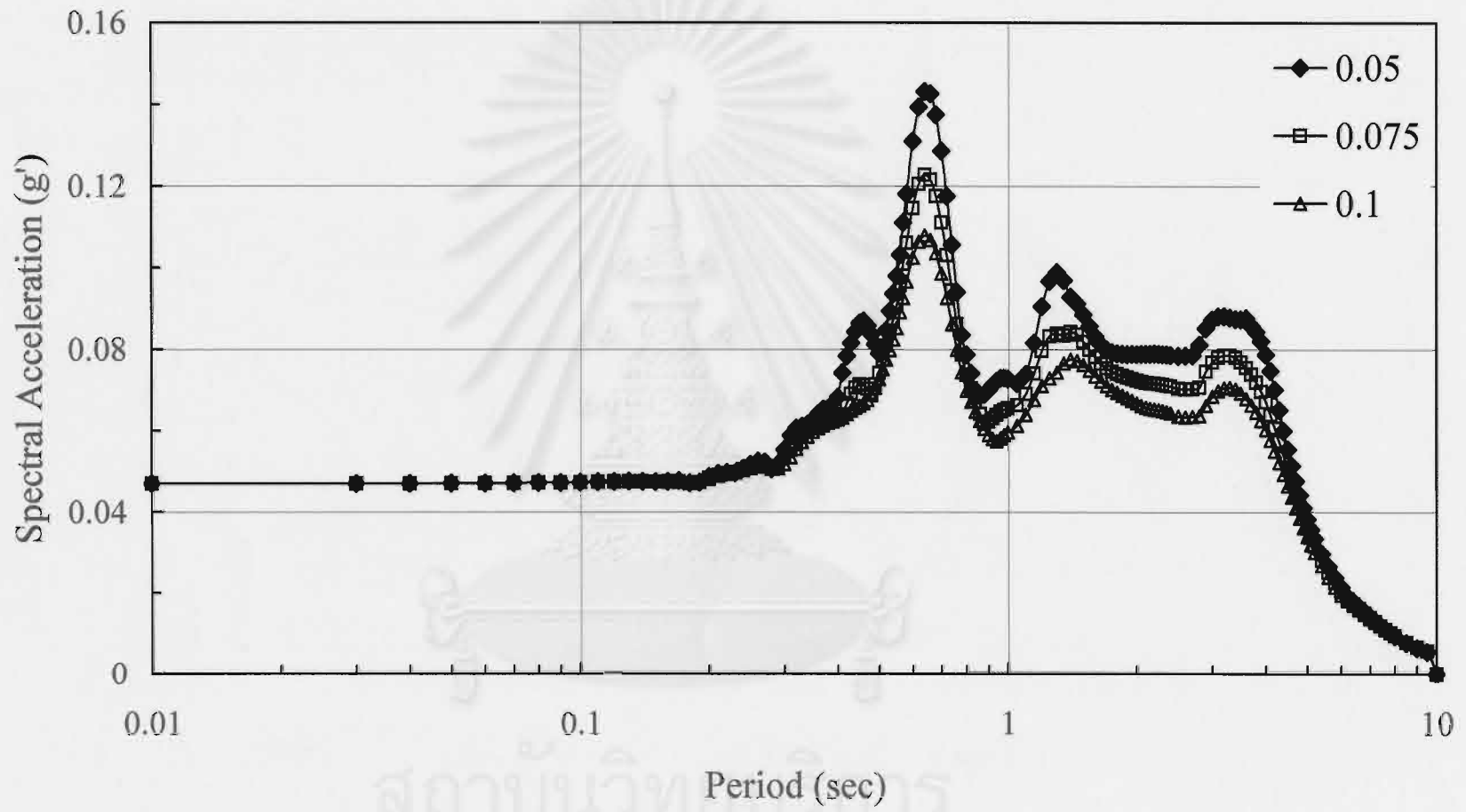
รูปที่ 5.20 สอบเทียบค่าความเร่งที่ระดับผิวดิน ณ คาบเวลาต่าง ๆ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

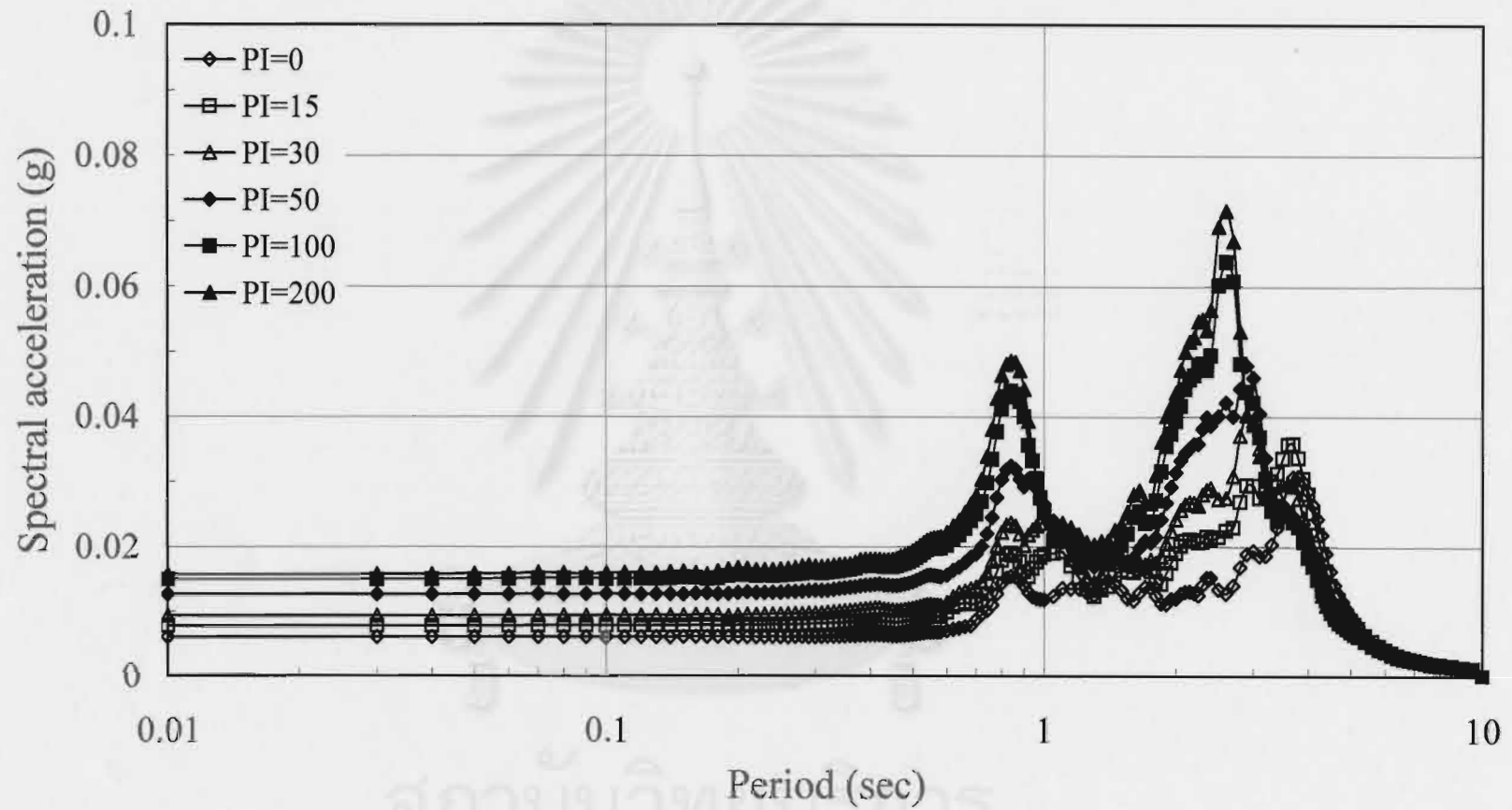


รูปที่ 5.21 ผลกระทบของความถี่ของคลื่นต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน





รูปที่ 5.22 ผลกระทบของอัตราส่วนแดมพิ่งต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน



รูปที่ 5.23 ผลของดัชนีพลาสติกต่อความเร่งที่ระดับผิวดิน

## บทที่ 6

### สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

วิทยานิพนธ์นี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำและรูปแบบของแรงที่มีต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และนำผลการทดสอบแรงกระทำแบบวัฏจักรที่ได้จากเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial คือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และ ค่าอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) ไปใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของมวลดินที่ระดับผิวดินด้วยโปรแกรม SHAKE 91

ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนซึ่งเก็บตัวอย่างด้วยกระบอกบาง บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยนำไปทดสอบด้วยเครื่องทดสอบ Cyclic Triaxial โดยทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) ภายใต้เงื่อนไขหน่วยแรงคงที่ (Stress controlled) โดยในงานวิจัยนี้จะศึกษาเฉพาะผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำและรูปแบบของแรงที่กระทำ เช่น แรงแบบอัด (Compression loading) แรงแบบดึง (Extension unloading) และแรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) มีลักษณะเป็นรูปไซน์ (Sinusoidal) มีผลต่อคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) ค่าอัตราส่วนแดมพิง (Damping ratio) ค่าโมดูลัสของยัง (Young 's modulus) และความดันน้ำในช่องว่าง (Excess pore water pressure)

จากผลการวิเคราะห์ของโปรแกรม SHAKE 91 ซึ่งทำการศึกษาผลกระทบของความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว อัตราส่วนแดมพิง และดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index) ที่มีต่อความเร่งสูงสุด (Maximum acceleration) ที่ผิวดิน สามารถสรุปได้ดังนี้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## 6.1 สรุปผลการวิจัย

1. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Deviator stress พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่า Deviator stress จะเพิ่มขึ้น โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50 กิโลปาสคาลต่อนาที

2. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อ Young 's modulus พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่า Young 's modulus จะเพิ่มขึ้น โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50 กิโลปาสคาลต่อนาที

3. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบอัดต่อความดันน้ำในช่องว่าง พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.05 0.50 5.0 และ 50 กิโลปาสคาลต่อนาที

4. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Deviator stress พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินมีค่าเป็นลบเพิ่มขึ้น ค่า Deviator stress จะลบเพิ่มขึ้น โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ - 0.05 และ - 0.50 กิโลปาสคาลต่อนาที

5. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อ Young 's modulus พบว่าเมื่ออัตราเร็วของการให้แรงกระทำต่อตัวอย่างดินมีค่าเป็นลบเพิ่มขึ้น ค่า Young 's modulus จะไม่เปลี่ยนแปลง โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ - 0.05 และ - 0.50 กิโลปาสคาลต่อนาที

6. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบดึงต่อความดันน้ำในช่องว่าง พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินมีค่าเป็นลบเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะมีค่าลบน้อยลง โดยการทดสอบจะกระทำที่อัตราเร็วของการให้แรงเท่ากับ - 0.05 และ - 0.50 กิโลปาสคาลต่อนาที

7. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน (ทดสอบแบบ Staged cyclic loading) พบว่า เมื่ออัตราเร็วของการให้แรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าโมดูลัสเฉือนไม่เปลี่ยนแปลง โดยทำการทดสอบที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิรต์

8. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแถมพืง (ทดสอบแบบ Staged cyclic loading) พบว่า เมื่ออัตราเร็วของการให้แรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วนแถมพืงจะลดลงเล็กน้อย โดยทำการทดสอบที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิรต์

9. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือน (ทดสอบแบบ Continuos cyclic loading) พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าโมดูลัสเฉือนไม่เปลี่ยนแปลง โดยทำการทดสอบที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิรต์

10. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่ออัตราส่วนแถมพืง (ทดสอบแบบ Continuos cyclic loading) พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าอัตราส่วนแถมพืงจะลดลง โดยทำการทดสอบที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิรต์

11. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อความดันน้ำในช่องว่าง (ทดสอบแบบ Continuos cyclic loading) พบว่า เมื่ออัตราเร็วของแรงกระทำต่อตัวอย่างดินเพิ่มขึ้น ค่าความดันน้ำในช่องว่างจะลดลง โดยทำการทดสอบที่อัตราเร็วของแรงกระทำเท่ากับ 0.10 และ 1.0 เฮิรต์

12. ผลกระทบของความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวต่อความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดิน พบว่า ที่ความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวมีค่าเท่ากับ 1.0 เฮิรต์ ค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดินจะมีค่าสูงสุด โดยวิเคราะห์ที่ความถี่อยู่ในช่วง 0.10 – 20 เฮิรต์

13. ผลกระทบของอัตราส่วนแถมฟุ้งของดินต่อความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดิน พบว่า เมื่ออัตราส่วนแถมฟุ้งเพิ่มขึ้น ค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดินจะลดลง โดยวิเคราะห์ที่อัตราส่วนแถมฟุ้งมีค่าเท่ากับ 5.0 7.5 และ 10 %

14. ผลกระทบของดัชนีพลาสติกของดินต่อความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดิน พบว่า เมื่อดัชนีพลาสติกของดินเพิ่มขึ้น ค่าความเร่งสูงสุดที่ระดับผิวดินจะเพิ่มขึ้น โดยวิเคราะห์ที่ค่าของดัชนีพลาสติกซีดี (PI) อยู่ในช่วง 0 – 200 %

## 6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

1. ศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในช่วงความเครียดเฉือน (Shear strain) น้อยกว่า 0.01% ในห้องปฏิบัติการโดยใช้เครื่องมือทดสอบชนิดอื่น เช่น Resonant Column Test

2. ศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินกรุงเทพฯ ตลอดระดับความลึก 60 เมตร ตามระดับความลึกของเข็มเจาะที่ใช้สำหรับก่อสร้างอาคารสูง เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว

3. หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินอาจใช้ในรูปแบบอื่น เช่น รูปแบบสามเหลี่ยม (Triangular shape) ซึ่งอาจมีผลต่อคุณสมบัติทางพลศาสตร์ และนำมาเปรียบเทียบกับ การทดสอบที่ใช้หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินในรูปแบบไซน์ (Sinusoidal)

4. ความถี่ที่ใช้สำหรับการทดสอบอาจทดสอบที่ความถี่สูงกว่า 1.0 เฮิรตซ์ หรืออาจต่ำกว่า 0.10 เฮิรตซ์ ซึ่งอาจมีผลต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

5. นำข้อมูลที่ได้จากการทดสอบไปใช้วิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวระยะไกล (Long Distant) ตามขนาดความรุนแรงที่เคยเกิดขึ้นและวัดได้ในประเทศไทย โดยใช้โปรแกรม SHAKE 91

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

- สุมาลี ประจวบ และ บุรินทร์ เวชบรรเทิง (2535), Earthquake Data Report of Thailand and Adjacent Areas 1983-1989. กรมอุตุนิยมวิทยา. กรุงเทพมหานคร.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2540) วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1 กรุงเทพมหานคร: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

### ภาษาอังกฤษ

- Abbiss, C., P. (1981). Shear wave measurements of the elasticity of ground. Geotechnique. Vol.31, No.1, : 91-104.
- Abbiss, C., P. (1986). The effects of damping on the interpretation of geophysical measurements. Geotechnique, Vol. 36, No.4, : 565-580.
- Ashford, S. A., Jakrapiyanum, W. and Lukkunaprasit, P. (1997). Amplification of earthquake ground motion in Bangkok. Research Report Cu\CE\EVR\1997.002, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University.
- ASTM D3999-91. Standard Test Methods for the Determination of Modulus and Damping Properties of Soil using the Cyclic Triaxial Apparatus. 1991
- Athanasopoulos, G., A. and Tikou, M. (1990). Site dependent ground response for the 1986 Kalamate earthquakes. Earthquake Resistant Construction and Design, Savidis (Ed.) pp.21-32.
- Braja M. Das. Principles of Soil Dynamics. PWS-KENT Publishing Company: BOSTON, 1993
- Casagande, A. and Shannon, W. L. (1948). Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading. Harvard University Soil Mechanics Series No. 31.
- Casagande, A. and Wilson, S. D. (1951). Effect of rate of loading on the strength of clay and shales at constant water content. Geotechnique, No.2, : 251-263.

- Ellis, W. and Hartman, V. B. (1967). Dynamic soil strength and slope stability. Proceedings of the ASCE, SM4, pp. 355-373.
- Hadley, P. K., Askan, A. and Cakmak, A. S. (1990). Subsoil geology and soil amplification in Mexico Valley. Earthquake Resistant Construction and Design, Savidis (Ed.), Rotterdam, pp.9-20.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, : 33-65.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils Measurement and parameter effects. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, : 603-624.
- Hardin, B. O.(1978). The nature of stress-strain behavior for soils. Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamic Conference, ASCE, Pasadena, California, Vol.1, : 3-90.
- Hardin, B., O. and Black, W., L. (1968). Vibration Modulus of Normally consolidated clay. Proc. ASCE, Vol.94, SM2. : 353-369.
- Hardin, B., O., and Black, W., L. (1969). Closure to Vibration modulus of normally consolidated clay. J. Soil Mech. And Found. Div.,ASCE 95(6). :1531-1537.
- Hight, D., W.,Bennell, J.D., Chana, B., David, P.,D., Jardine, R., S. and Porovic, E. (1997). Wave velocity and stiffness measurements of the crag and lower London Tertiaries at Size well. Geotechnique, Vol. 47, No.3. : 451-474.
- Hisada, T., Nakagawa, K., and Izumi, M. (1965). Normalized acceleration spectra for earthquakes recorded by strong motions accelerographs and their characteristics related with subsoil conditions.BRI Occasional Report No.23, Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan.
- I. M. Idriss, and Joseph, I. Sun, (1992). A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits. User 's Manual for Shake91
- Ishihara, K. (1976). Fundamental of soil dynamics. Japan: Kagoshima Publishing Company, : 302. pp.



- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sand under cyclic torsional shear test. Soils and Foundations, Vol. 18, No.1 : 39-56.
- J. H. Atkinson and P. L. Bransby . The Mechanics of Soils “ An Introduction to Critical State Soil Mechanics”. The English Language Book Society and McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1982.
- Jardin, R. J., Symes, M. J., and Burland, J. B. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique, Vol.34 No.3 : 323-334.
- Jean-Louis Briaud and Spencer J. Buchanan (2000). Introduction to soil moduli. Texas A&M University
- Kenji Ishihara.Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Clarendon Press: OXFORD, 1996
- Kudo, H., Kokusho, T., Tanaka, Y., Kawai, T., Sawada, Y., Suzuki, K., and Yajima, H. (1994). Change of S-wave velocity of foundation ground just beneath a building during construction Pre-failure Deformation of Geomaterial. Shibuya, Mitachi and Miura (Eds.), Sapporo, pp. 175-180.
- Larkin, T., J., and Taylor, P., W. (1979). Comparison of down hole and laboratory shear wave velocity. Canadian Geotechnical Journal, Vol.16 No.1 : 152-162.
- Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Vercelii, L. (1993). Maximum shear modulus Measurement Using Bender Elements in Oedometer Tests. Rivista Italiana di Geotecnica, Vol XXVII, No.1 : 5-9.
- Marcuson, W. F. and Wahls, H. E. (1972). Time effects on dynamics shear modulus of clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol.98, No.SM12, :1359-1372.
- Nakajima, M., Hosono, T. and Shibuya, S (1994). Effects of rate of shear stress increment on cyclic behaviour of clay. Proc. Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials associated with Dynamic Problems of Gound and Soil-structures.JSSMFE.pp. 133-136.
- Nishio, S., and Katsura, Y. (1994). Shear wave anisotropy in Edogawa Pleistocene deposit. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi and Miura (Eds), Sapporo. pp. 169-174.

- Ohsaki, Y., Koizumi, Y., and Kishida, H. (1957). Dynamic properties of soils. Transaction of the Architectural Institute of Japan, 54 : 357-359.
- Richardson, A. M. and Whitman, R. V. (1963). Effect of strain rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay. Geotechnique, pp. 310-324.
- Richart Jr. F. E. (1975). Some effects of dynamic soil properties on soil-structure interaction. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT12 : 1193-1240.
- Rosenblueth, E. (1960). The earthquake of 28 July 1957 in Mexico City. Proc. of 2<sup>nd</sup> Conference on Earthquake Engineering, Japan, pp. 301-305.
- Salgado, R., Drnevich, V. P., Ashmawy, A., Grant W. P. and Valenas P. (1997). Interpretation of large-strain seismic cross-hole test. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 123, No. GT4 : 392-388.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. Bolton (1972). "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1969). Influence of soil conditions on ground during earthquakes. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1 : 99-137.
- Seed, H. B., Charey, R.C. and Pamukcu, S. (1991). Earthquake effects on soil-foundation system. Foundation Engineering Handbook, 2<sup>nd</sup> Edition, Hsai-Yang Faing (Ed.). Van Nostrand Reinhold, pp. 594-670.
- Shibuya, S., Hwang, C. and Mitachi, T. (1997). Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement. Geotechnique, Vol. 47, No.3 : 593-603.
- Shibuya, S., Mitachi T., Fukuda, F., and Degoshi, T. (1995). Strain rate effects on shear modulus and Damping of normally consolidated clay. Geotechnical Testing Journal. (in press).
- Shimming, B. B., Hass, H. J., and Sax, H. C. (1966). Study of dynamic and static failure envelope. Proceedings of the ASCE. SA2. pp. 105-123.

- Stokoe, K. H., Lee, S. H. and Knox, D. P. (1985). Shear moduli measurements under true triaxial stress. Advances in the Art of testing Soils Under Cyclic Conditions, Eds. Vijay Khosla, ASCE, October, : 166-185.
- Stokoe, II. K. H. and Woods, R. D. (1972). In-situ shear wave velocity by cross-hole method. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 98, No. SM5, : 443-460.
- Tamotsu, M., Hideo, O., and Tomio, I. (1980). Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. Journal of The Geotechnical Engineering Division, Vol 106 No. GT10. : 157-176.
- Tanizawa, F., Teachavorasinskun, S., Yamaguchi, J., Sueoka, T. and Goto, S. (1994) Measurement of shear wave velocity of sand before liquefaction and during cyclic mobility. Proc. of the Pre-Failure Deformation of Geomaterial, Eds., Shibuya, Mitachi&Miura, Vol.1, : 63-68.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Fukushuma, S., and Sudo, H. (1979). Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading. Soils and foundations, Vol. 19, No.2, : 19-43.
- Teachavorasinskun, S.(1992). Deformation characteristics of sands at small strains. Doctor Thesis, University of Tokyo, Japan.
- Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002). Shear modulus and damping of soft Bangkok clays. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, :1201-1208.
- Teachavorasinskun, S., Tatsuoka, F., Kenkyo, K. and Yasuhara, K. (1992). Effect of cyclic prestaining on the liquefaction resistance of sand. Behaviour of Offshore Structure Conference, pp. 1345-1357.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering 117. : 89-107.
- Whitman, R. V. (1957). The behaviour of soils under transient loading. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1

Wood, H. O. (1908). Distribution of apparent intensity in San Francisco. The California Earthquake of April 18, 1906, Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington DC. : 220-245.

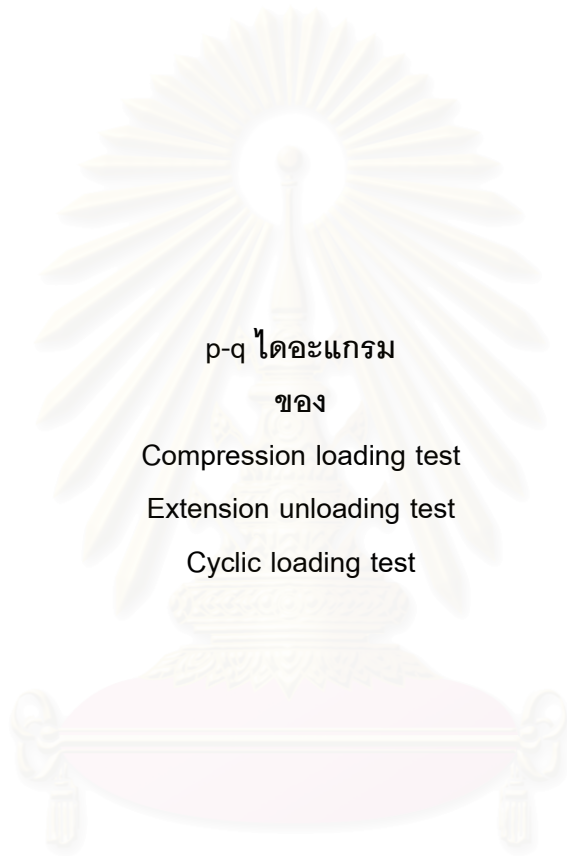
Yamazaki H. and Zen K. (1991). Strength reduction and deformation due to cyclic loading. Proc. of GEO-COAST'91, AA. Ballcema, Vol. 1, : 661-665.

Zergoun, M. and Vaid, Y. P. (1994). Effective stress response of clay to undrained cyclic load. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 31. : 714-727.



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก



p-q ไดอะแกรม

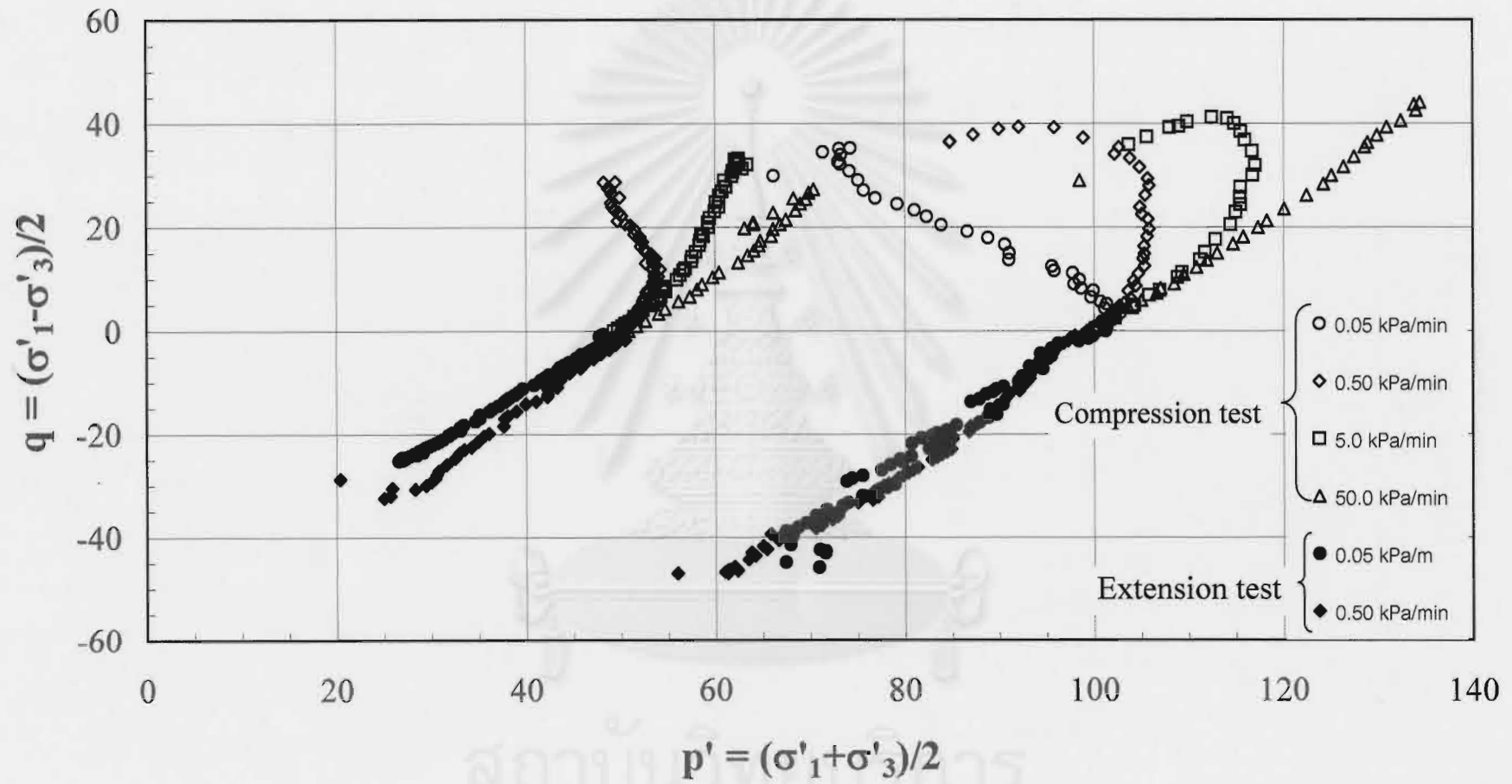
ของ

Compression loading test

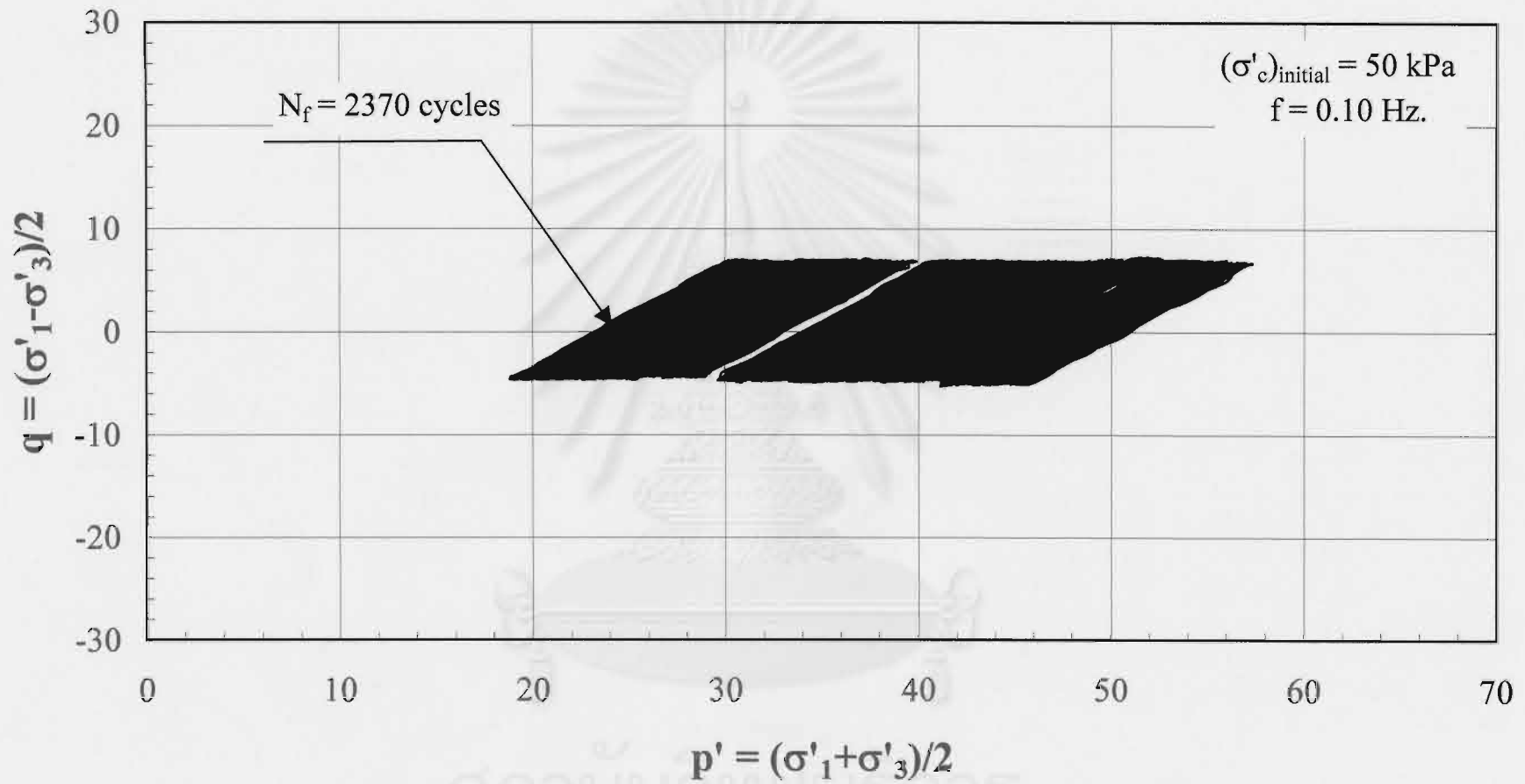
Extension unloading test

Cyclic loading test

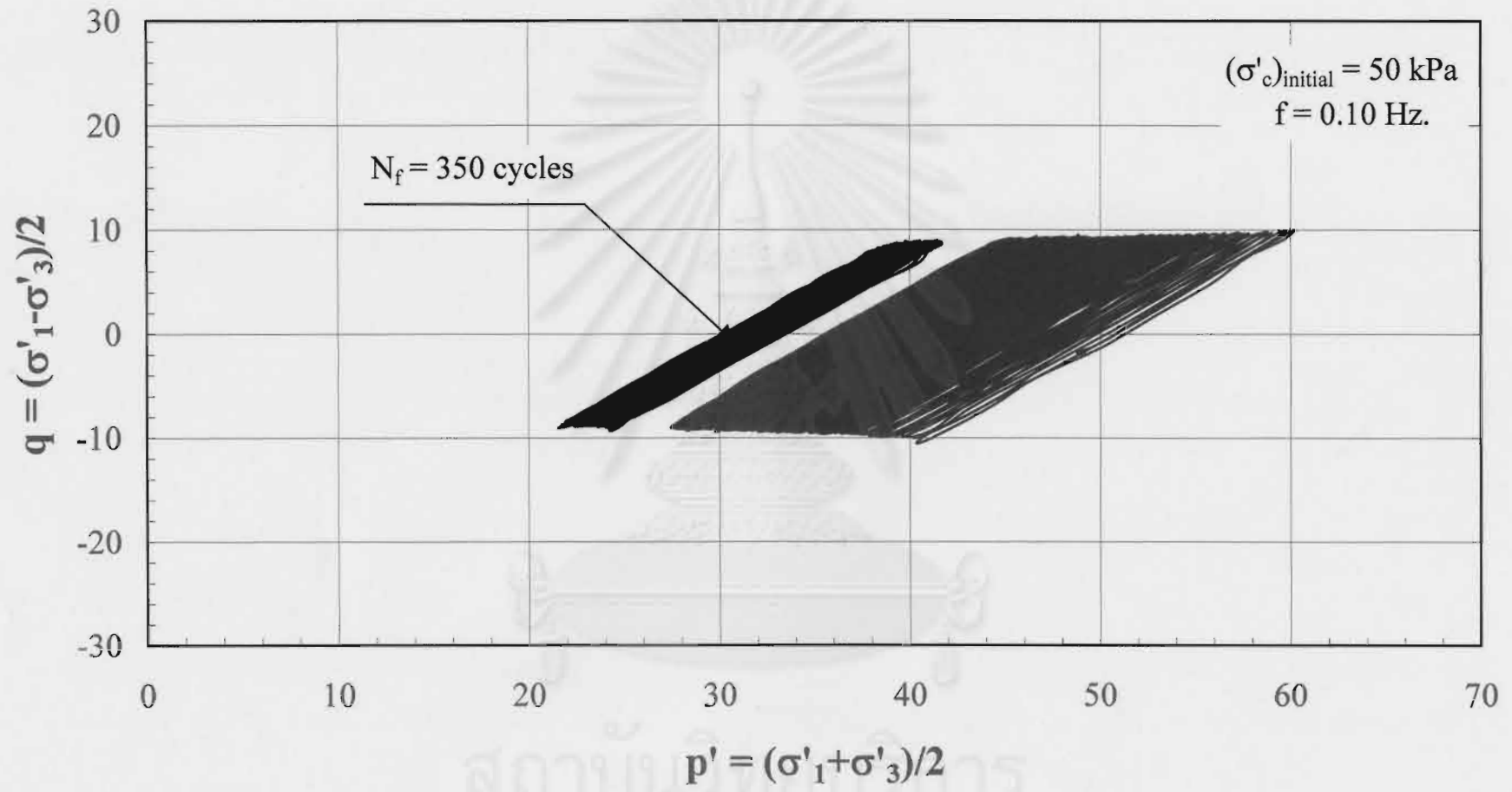
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Monotonic

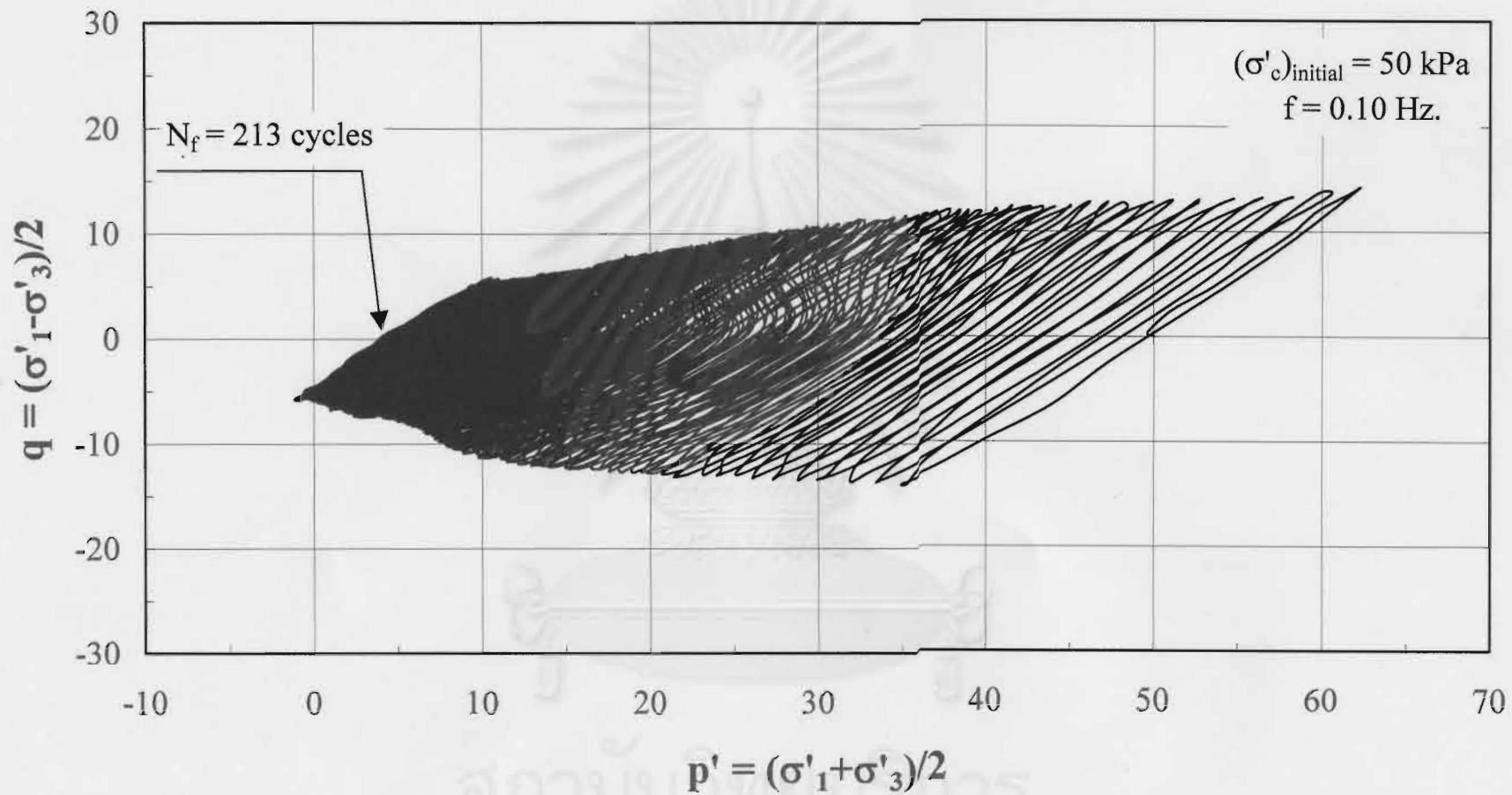


p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic

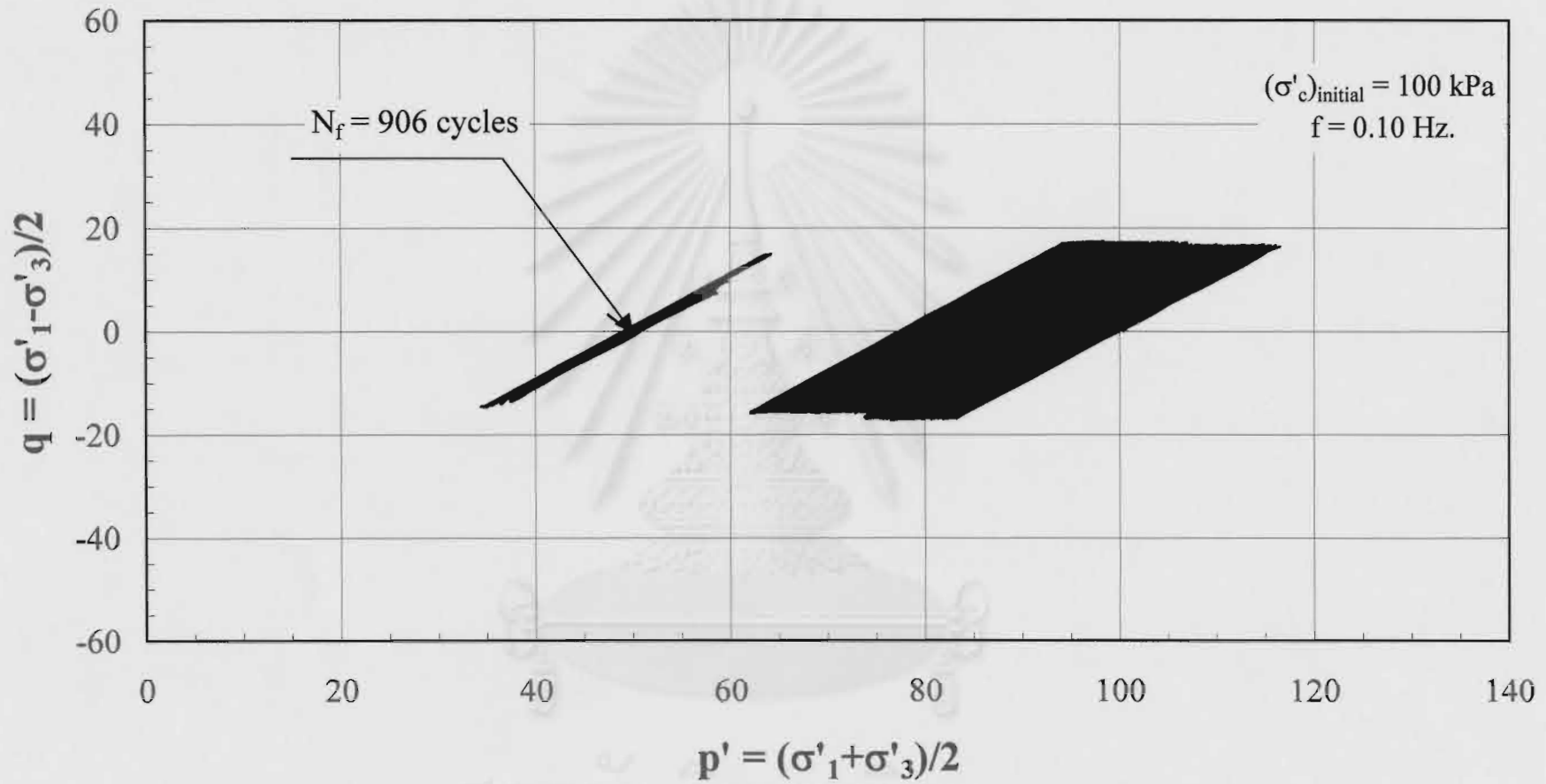


p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic



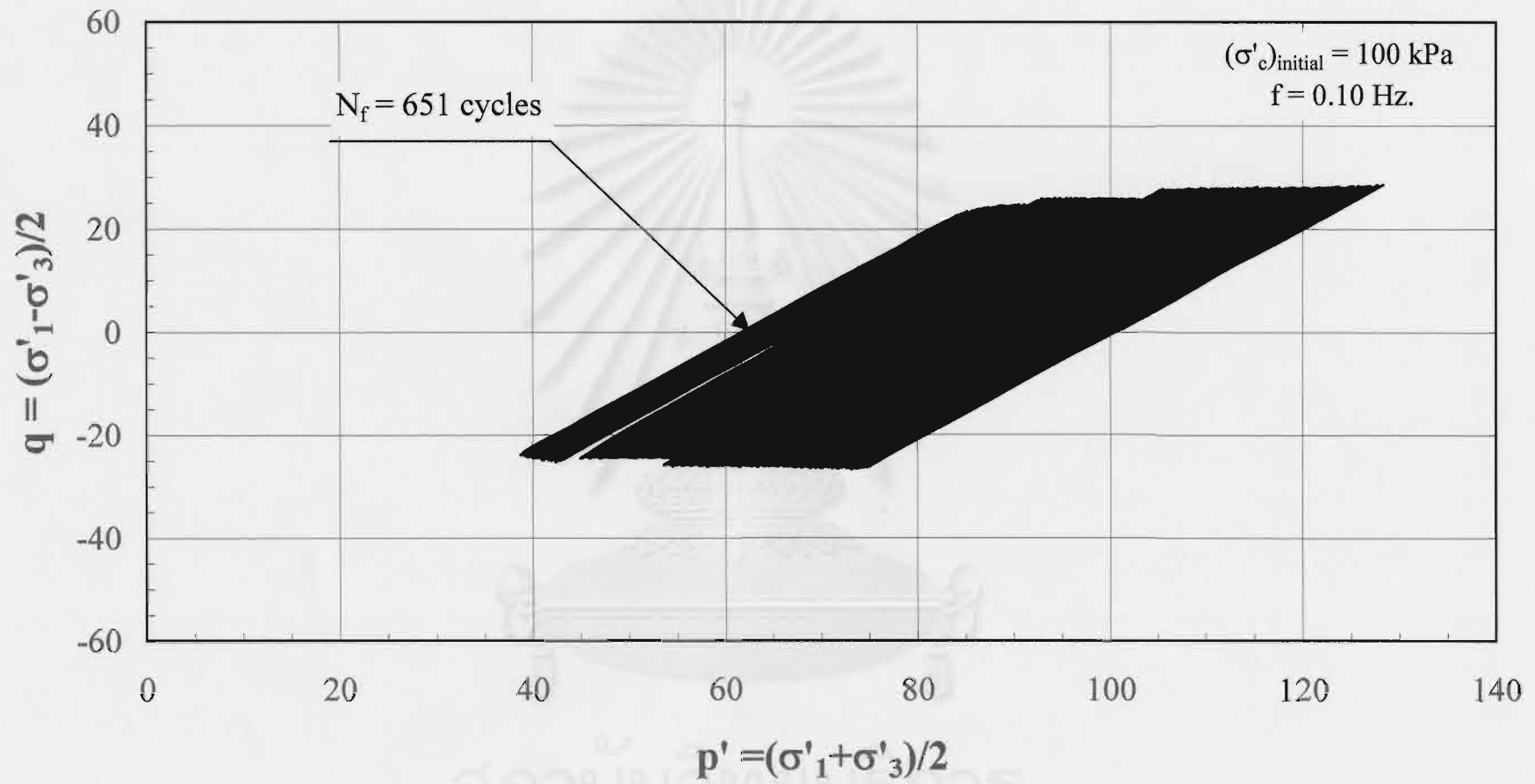


p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic



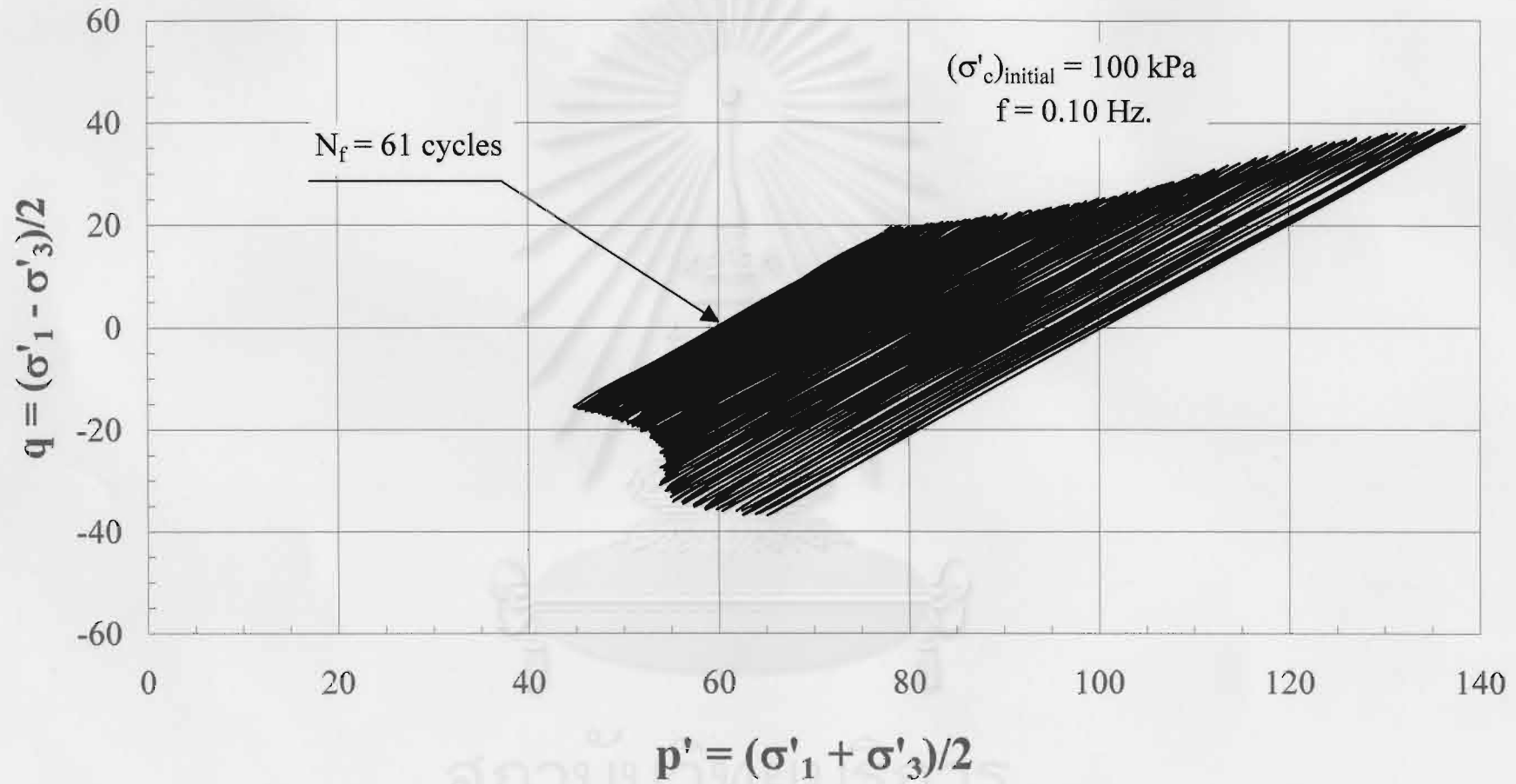
สถาบันวิทยบริการ  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic



สถาบันวิจัยบริการ  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic

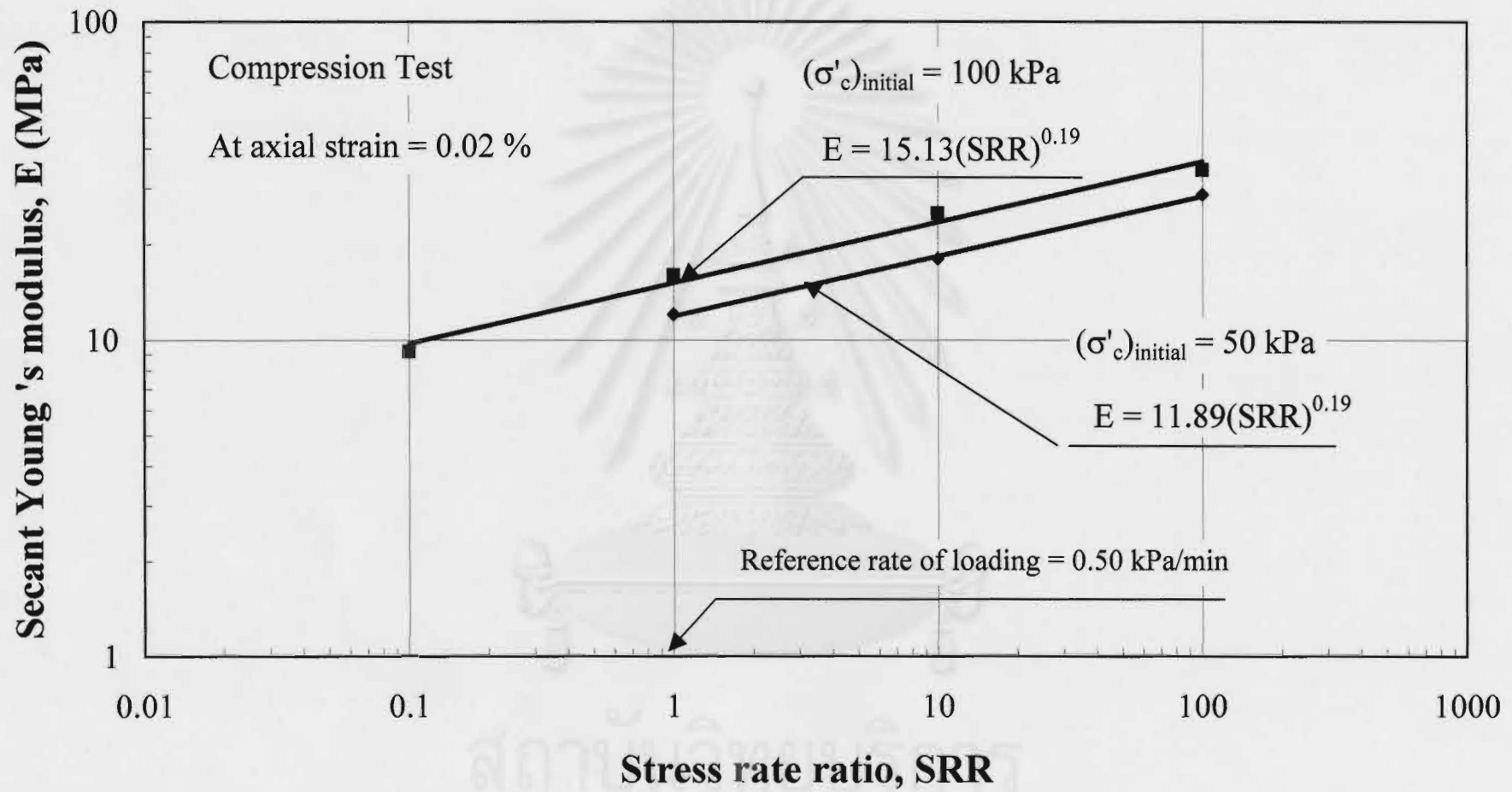


p'-q ไดอะแกรมของการทดสอบแรงกระทำแบบ Cyclic

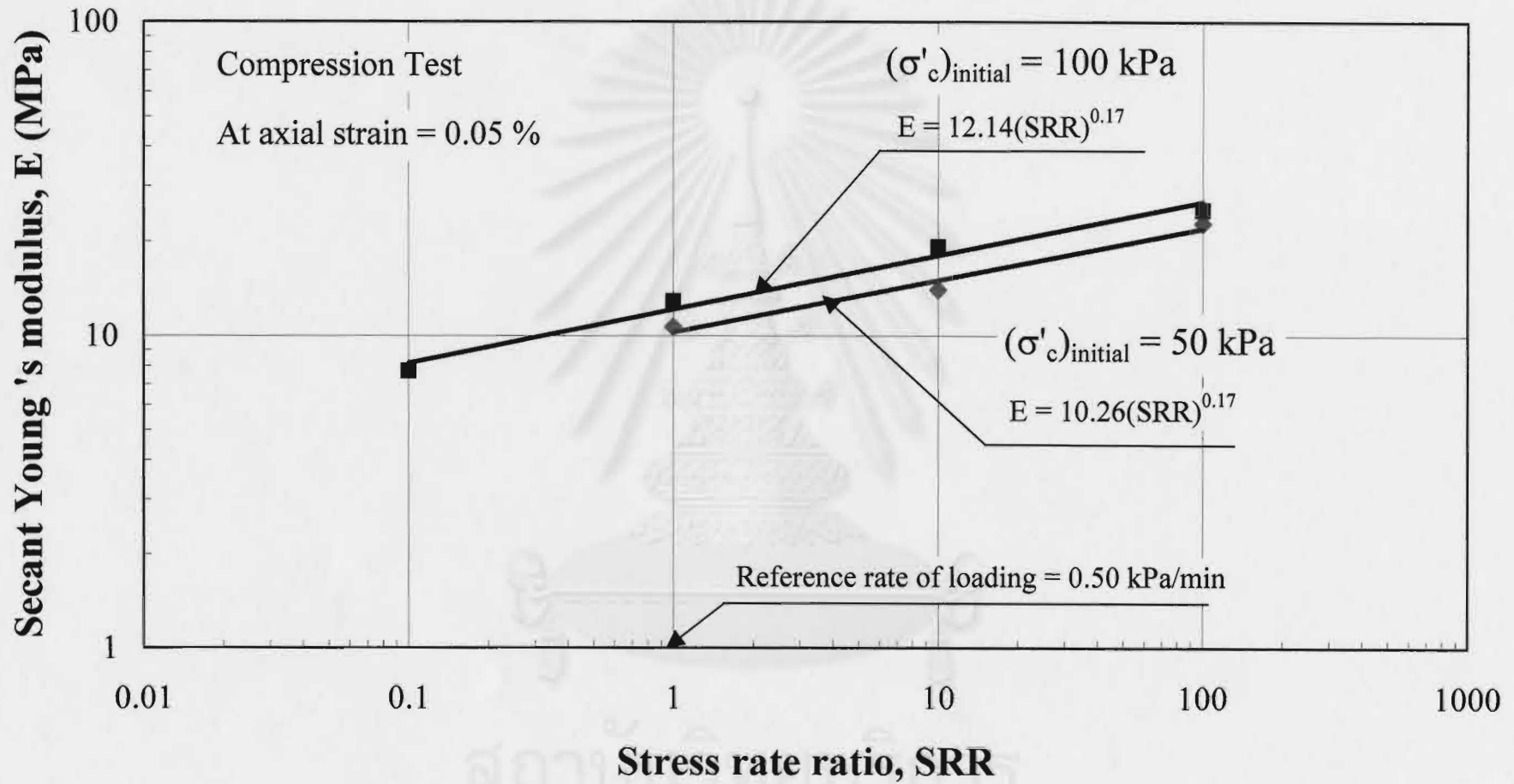
ภาคผนวก ข

ความสัมพันธ์ระหว่าง Young 's modulus กับ Stress rate ratio

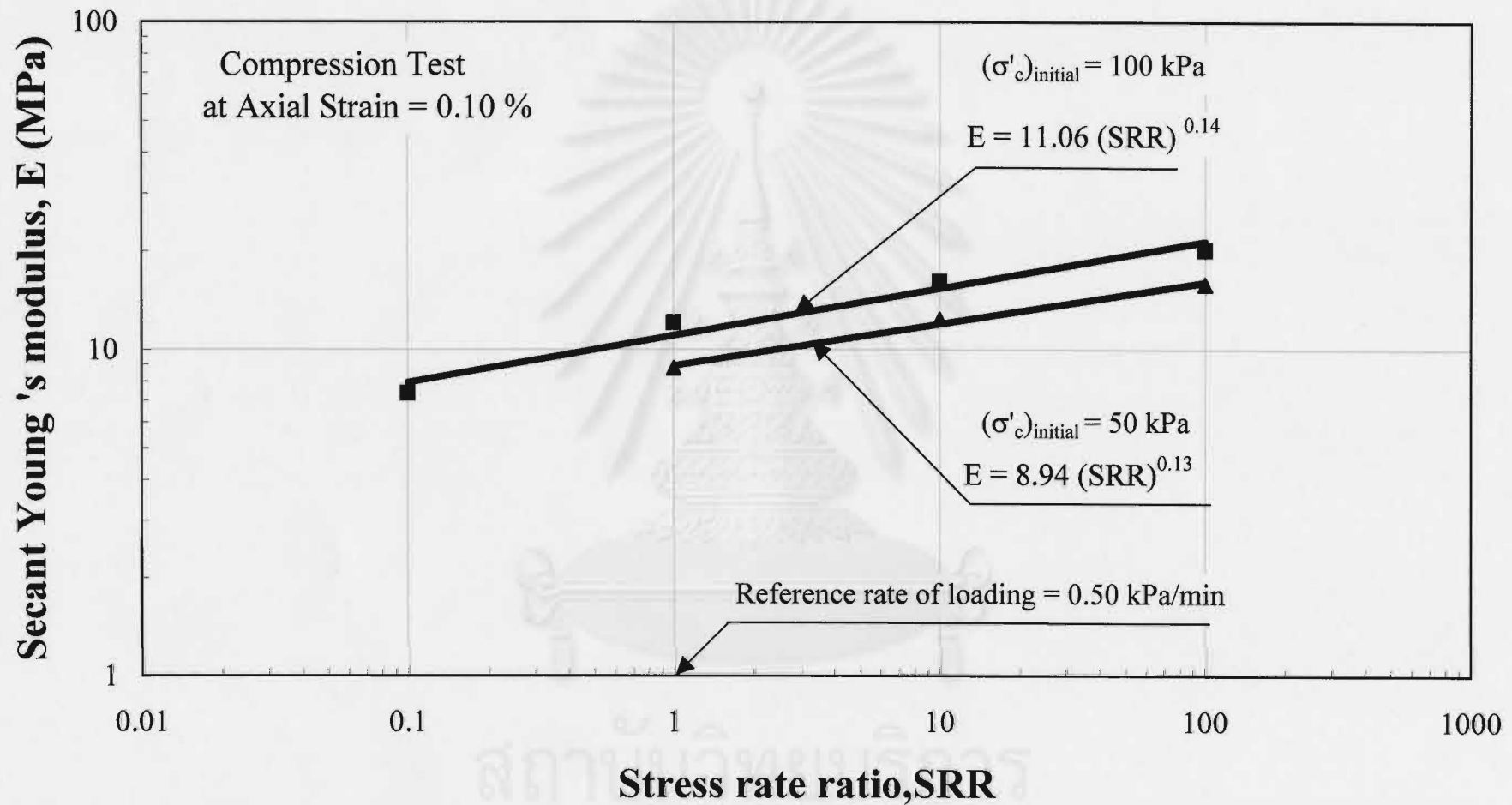
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Secant Young 's modulus กับ Stress rate ratio ที่ Axial strain = 0.02 %



กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Secant Young 's modulus กับ Stress rate ratio ที่ Axial strain = 0.05 %



กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Secant Young 's modulus กับ Stress rate ratio ที่ Axial strain = 0.1 %



ภาคผนวก ค



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## NOTE

## Shear modulus and damping of soft Bangkok clays

Supot Teachavorasinskun, Pipat Thongchim, and Panitan Lukkunaprasit

**Abstract:** The shear modulus and damping ratio of undisturbed Bangkok clay samples were measured using a cyclic triaxial apparatus. Although abundant literature on this topic exists, selection of the most suitable empirical correlation for a seismic analysis cannot be done unless site specific data are obtained. The apparatus used in this research can measure the stress-strain relationships from strain levels of about 0.01%. The equivalent shear modulus measured at these strains was about 80% of the value obtained from the shear wave velocity measurements. The degradation curves of the equivalent shear modulus fell into the ranges reported in the literature, for clay having similar plasticity. The damping ratios varied from about 4–5% at small strains (0.01%) to about 25–30% at large strains (10%). The effects of load frequency and cyclic stress history on the shear modulus and damping ratio were also investigated. An increase in load frequency from 0.1 to 1.0 Hz had no influence on the shear modulus characteristic, but it did result in a slight decrease in the damping ratio. The effects of the small amplitude cyclic stress history on the subsequently measured shear modulus and damping ratio were almost negligible when the changes in void ratio were taken into account.

**Key words:** soft clay, shear modulus, damping ratio, cyclic triaxial test, cyclic stress history.

**Résumé :** Le module de cisaillement et le rapport d'amortissement des échantillons d'argile intacte de Bangkok ont été mesurés au moyen d'un appareil triaxial cyclique. Quoiqu'une abondante littérature existe sur ce sujet, la sélection de la corrélation empirique la plus adéquate pour une analyse séismique ne peut pas être choisie à moins d'obtenir des données spécifiques au site. L'appareil utilisé peut mesurer les relations contrainte-déformation à partir de niveaux de déformation d'environ 0,01 %. Le module de cisaillement équivalent mesuré à ces déformations était d'environ 80 % de la valeur obtenue à partir des mesures de la vitesse de l'onde de cisaillement. Les courbes de dégradation du module de cisaillement équivalent se situaient à l'intérieur des plages rapportées dans la littérature pour une argile ayant une plasticité similaire. Les rapports d'amortissement varient d'environ 4–5 % aux faibles déformations (0,01 %) à environ 25–30 % aux grandes déformations (10 %). Les effets de la fréquence du chargement et l'histoire des contraintes cycliques sur le module de cisaillement et le rapport d'amortissement ont aussi été étudiés. L'accroissement de la fréquence de chargement de 0,1 à 1,0 Hz n'a pas d'influence sur les caractéristiques du module de cisaillement, mais résulte en une légère diminution du rapport d'amortissement. Les effets de l'histoire des contraintes cycliques à faible amplitude sur le module de cisaillement et le rapport d'amortissement mesurés subséquentement étaient presque négligeables lorsque les changements dans l'indice de vide étaient pris en compte.

**Mots clés :** argile molle, module de cisaillement, rapport d'amortissement, essai triaxial cyclique, histoire des contraintes cycliques.

[Traduit par la Rédaction]

### Introduction

Although located at remote distances from active seismic sources, Bangkok has recorded more than 20 earthquakes (Nutalaya et al. 1985). Large earthquakes at far to moderate epicentral distances (Warnitchai et al. 2000) were responsible for most of the events. To assess the level of ground mo-

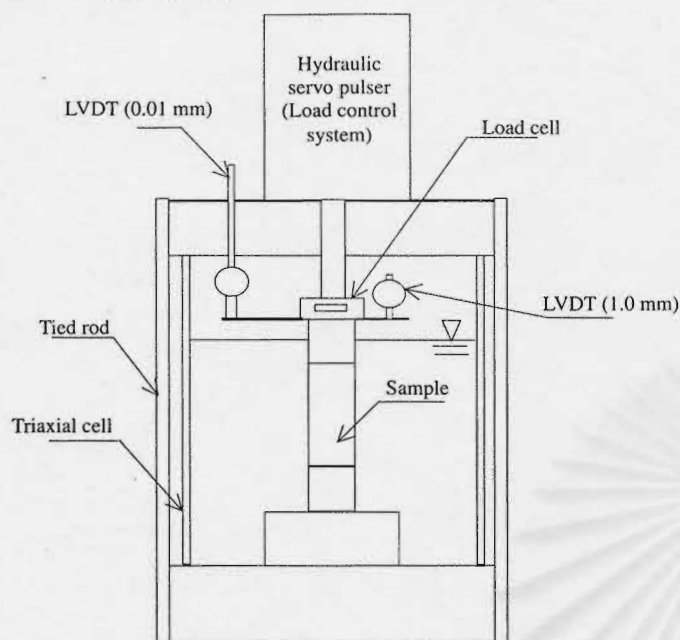
tion in Bangkok, cyclic properties of the subsoil deposits; basically the shear modulus and damping ratio, are required. Although these two properties have been extensively investigated by a number of researchers (Hardin and Drnevich 1972; Kokusho et al. 1982; Jardine et al. 1984; Shen et al. 1985; Alarcon-Guzman et al. 1989; Tatsuoka and Shibuya 1992; and Tanizawa et al. 1994), test data obtained using

Received 7 March 2002. Accepted 1 May 2002. Published on the NRC Research Press Web site at <http://cgj.nrc.ca> on 17 September 2002.

S. Teachavorasinskun,<sup>1</sup> P. Thongchim, and P. Lukkunaprasit. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Phayathai Road, Pathumwan, Bangkok 10330, Thailand.

<sup>1</sup>Corresponding author (e-mail: [tsupot@chula.ac.th](mailto:tsupot@chula.ac.th)).

Fig. 1. Location of load and displacement transducers used in the triaxial equipment.



Bangkok clay samples are available to a limited extent. This paper presents the results of cyclic triaxial tests performed on samples of Bangkok clay. It aims to provide the geotechnical engineer with an additional database on the shear modulus and damping ratio of soft clay.

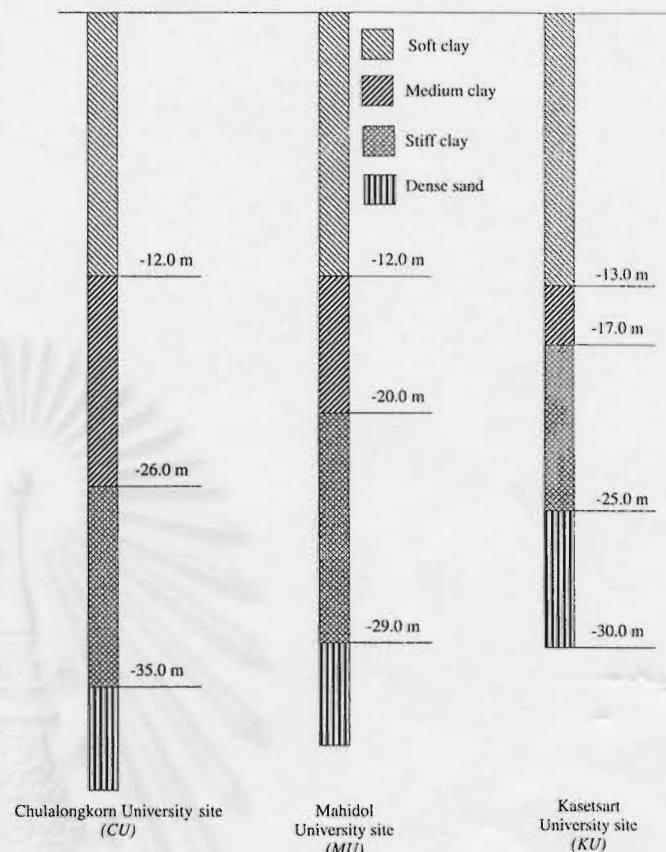
### Equipment, material, and testing procedure

A computer-based-controlled cyclic triaxial apparatus was employed. The servo-hydraulic loading system enables axial load to be applied in a cyclic manner to a frequency of 20 Hz. The loading system is directly installed on the top platen of the triaxial cell as shown in Fig. 1. Consequently, there is no need for a reaction frame. A load cell whose information is used as feedback in the loading control system is placed inside the triaxial cell. Two displacement transducers with resolutions of 0.01 and 1.0 mm are used to measure axial deformation. The position of the smaller transducer can be adjusted from the outside so that it can be removed when the test continues beyond its capacity.

Undisturbed samples were taken from three sites in Bangkok. The general subsoil profiles of these sites are schematically depicted in Fig. 2. The CU (Chulalongkorn University Site) and MU (Mahidol University Site) sites are located in the center of Bangkok, while the KU (Kasetsart University Site) site is about 15 km north of Bangkok. The depths where the samples were obtained and their physical properties are summarized in Table 1.

The general testing procedure is outlined in Fig. 3. A sample was first trimmed to be a cylinder of 35 mm in diameter and 70 mm in height. Saturation was checked by determining the pore-water pressure coefficient ( $B$ -value) after completion of differential suction. The sample was discarded if the  $B$ -value obtained at this initial stage was less than 95%. The sample was then kept under isotropic consolidation

Fig. 2. Simplified soil profiles at three sampling sites in Bangkok.



pressure (with a back pressure of 200 kPa) for another 24 h before the start of cyclic shearing.

### The equivalent shear modulus

Degradation curves of the equivalent shear modulus,  $G_{eq}$ , are shown in Fig. 4. The  $G_{eq}$ , defined as the ratio between the single amplitudes shear stress and shear strain (Fig. 4), was computed by assuming that the Poisson's ratio,  $\nu$ , was 0.5. The shear moduli measured at shear strain levels of 0.01% are about 80% of the maximum shear moduli reported in the literature (Hardin and Black 1968 and Ashford et al. 1997). The empirical equation proposed by Hardin and Black (1968) is adopted to compute the maximum shear modulus,  $G_{max}$ , because it gives a comparable value of  $G_{max}$  to that obtained from down-hole seismic tests performed at the CU site by Ashford et al. (1997). The degradation curves are obtained from tests conducted at two load frequencies; i.e.,  $f = 0.1$  and 1.0 Hz. Nevertheless, the effect of load frequency on  $G_{eq}$  is very small in all cases.

The relationship between the equivalent shear modulus obtained at  $\Delta\gamma_{SA} \cong 3 \times 10^{-2}\%$  and the initial confining stress,  $\sigma'_c$ , is shown in Fig. 5. The shear modulus forms an exponential function to  $\sigma'_c$ , namely  $G_{eq} \propto (\sigma'_c)^{0.6}$ . Note that there is an almost indiscernible site effect on the  $G_{eq}$  measured at this strain level.

Fig. 3. Flow chart outlining the testing procedure.

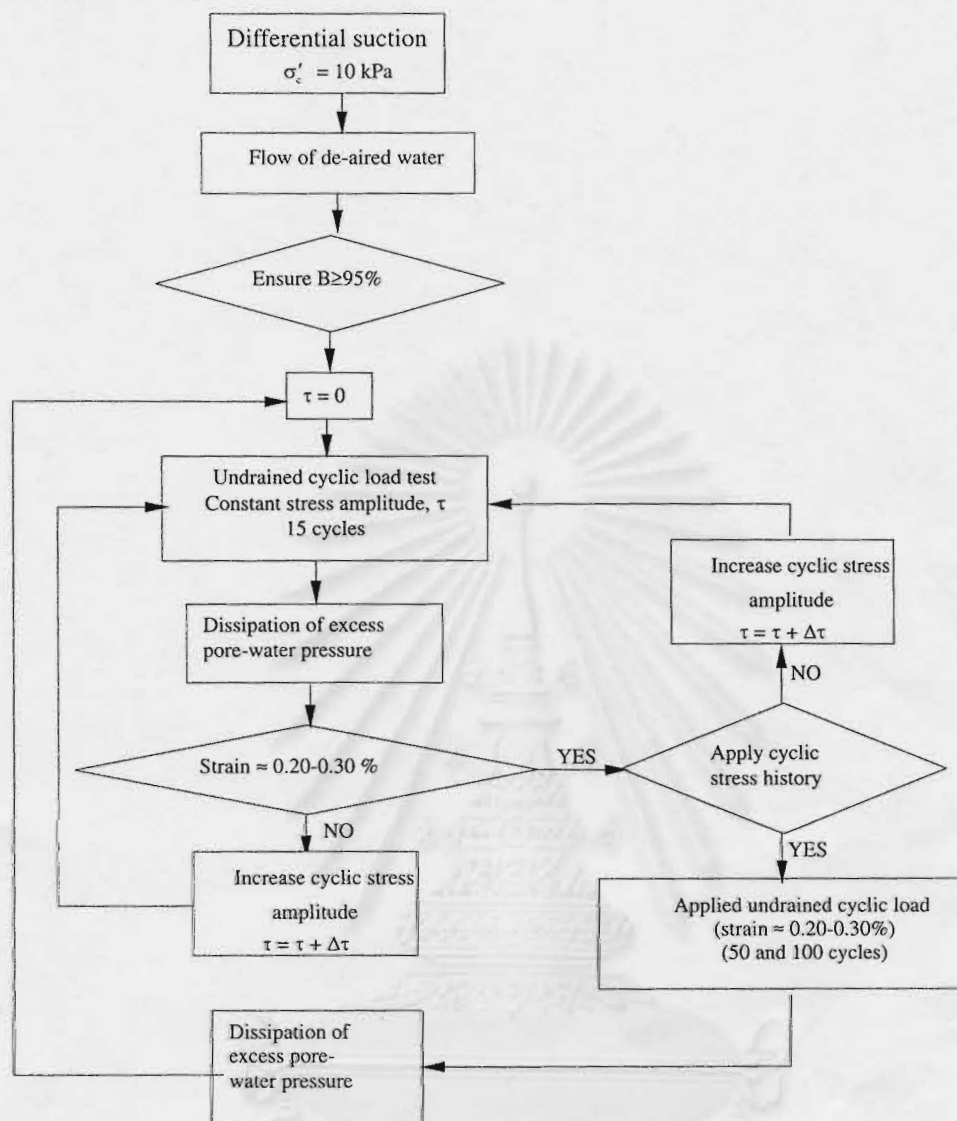


Table 1. General physical properties of the tested clays.

Sites	Depth of sampling (m)	Natural water content, $w_n$ (%)	Liquid limit, LL (%)	Plasticity index, PI (%)	Total unit weight, $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
MU	4.5-6.0	53-60	59-67	29-30	16
CU	6.0-7.0	60-70	80-85	40-45	16
KU	9.0	60-65	80-85	40-45	16

The normalized shear modulus degradation curves,  $G_{eq}/G_{max} \sim \Delta\gamma_{SA}$ , for all of the tests fall into quite a narrow band (Fig. 6). The  $G_{max}$  was calculated following the equation proposed by Hardin and Black (1968). The curves from Vucetic and Dobry (1991) for clayey soils having plasticity indexes (PI) between 15 and 50% were reproduced for reference purposes. A hyperbolic equation, shown in eq. [1], provides the best fit to the test results.

$$[1] \quad \frac{G_{eq}}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\Delta\gamma_{SA}}{0.0012}}$$

The coefficient 0.0012 represents a parameter called the reference strain,  $\gamma_r$ , which was defined by Hardin and Drnevich (1972).

### Damping property of Bangkok clays

The damping ratio, defined as shown in Fig. 4, is plotted against the single amplitude shear strain in Fig. 7. In general, the sample tested under a loading frequency of 1.0 Hz ( $f = 1.0$  Hz) yields smaller damping ratios than that tested with  $f = 0.1$  Hz. Shibuya et al. (1996) applied Masing's rule to the monotonic test results and simulated the hysteresis

Fig. 4. Degradation curves of the equivalent shear modulus.  $e$ , void ratio;  $A_L$ , area enclosed by hysteresis;  $A_e$ , equivalent elastic energy;  $\gamma$ , shear strain.

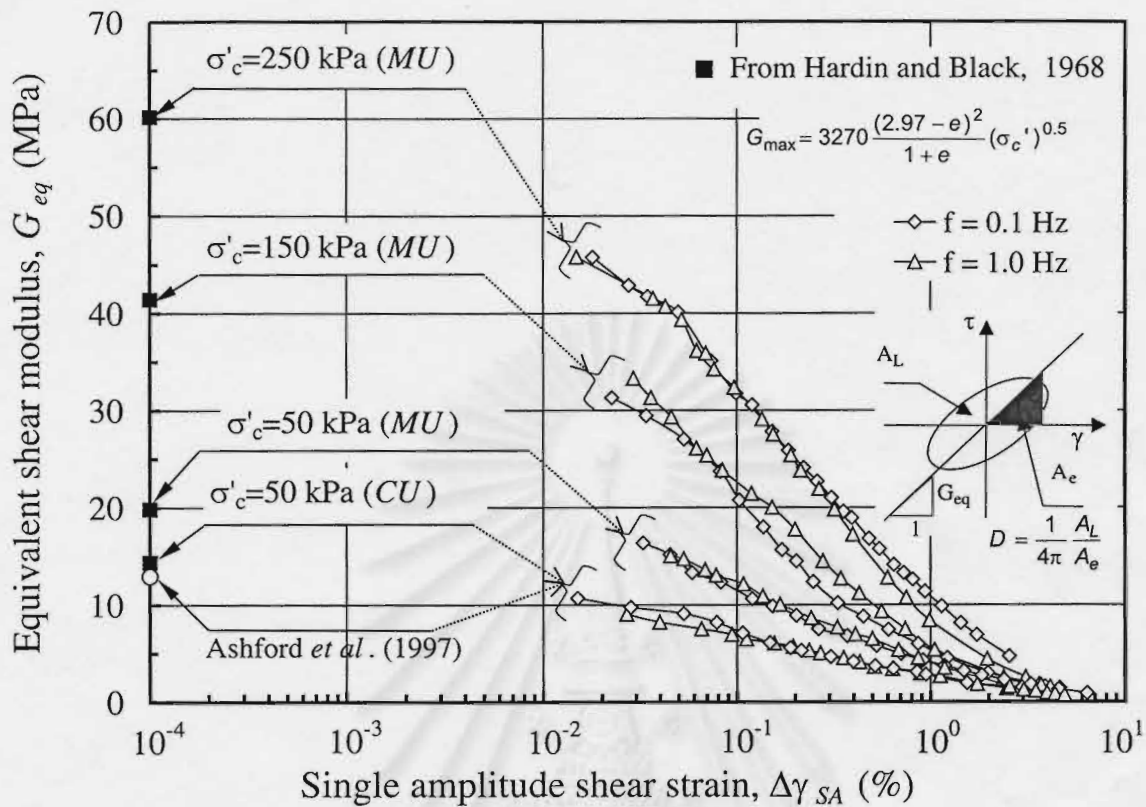


Fig. 5. The effect of the initial confining stress on  $G_{eq}$ .

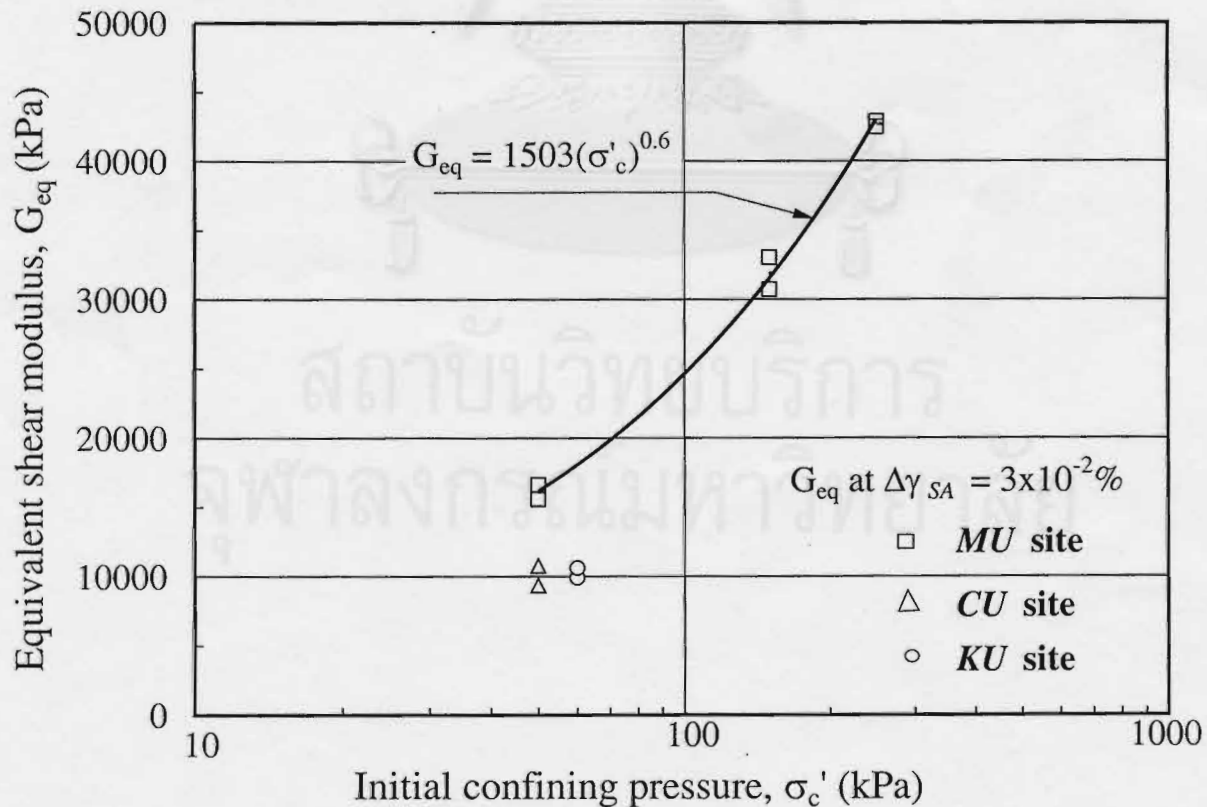


Fig. 6. Normalized shear modulus degradation curves (Hardin and Black, 1968).  $G_{ini}$ : initial shear modulus.

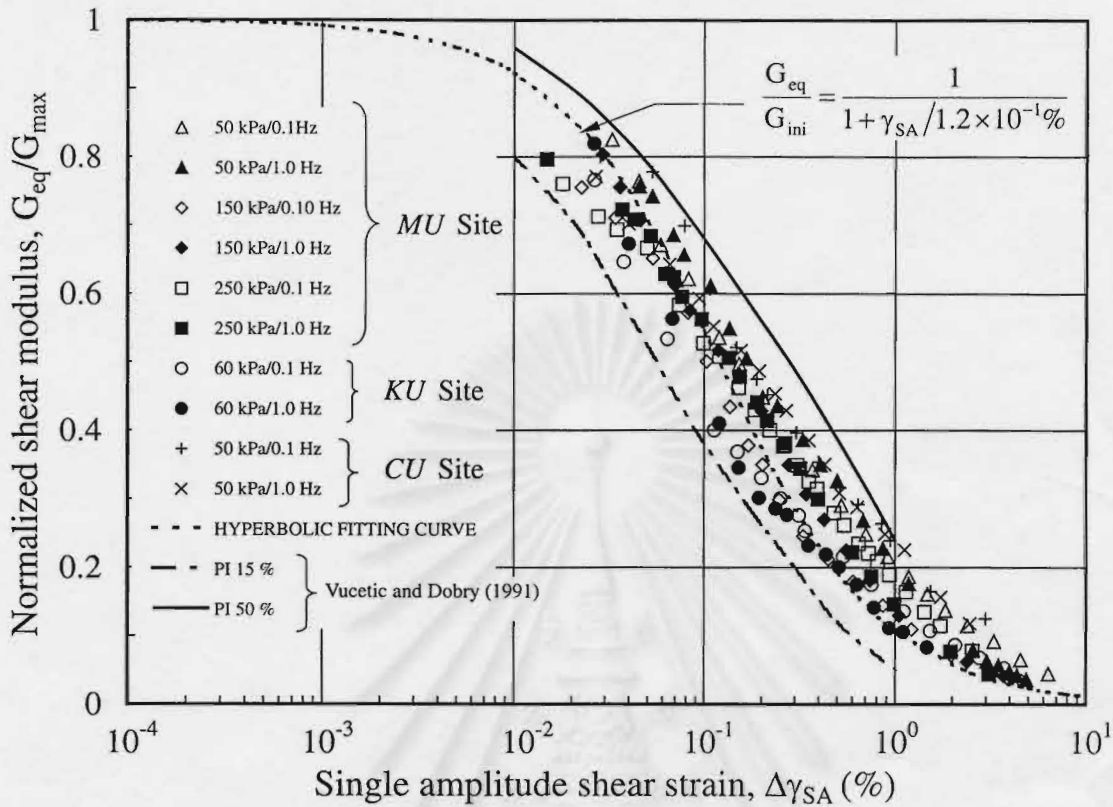


Fig. 7. Relationships between the damping ratios and shear strain.

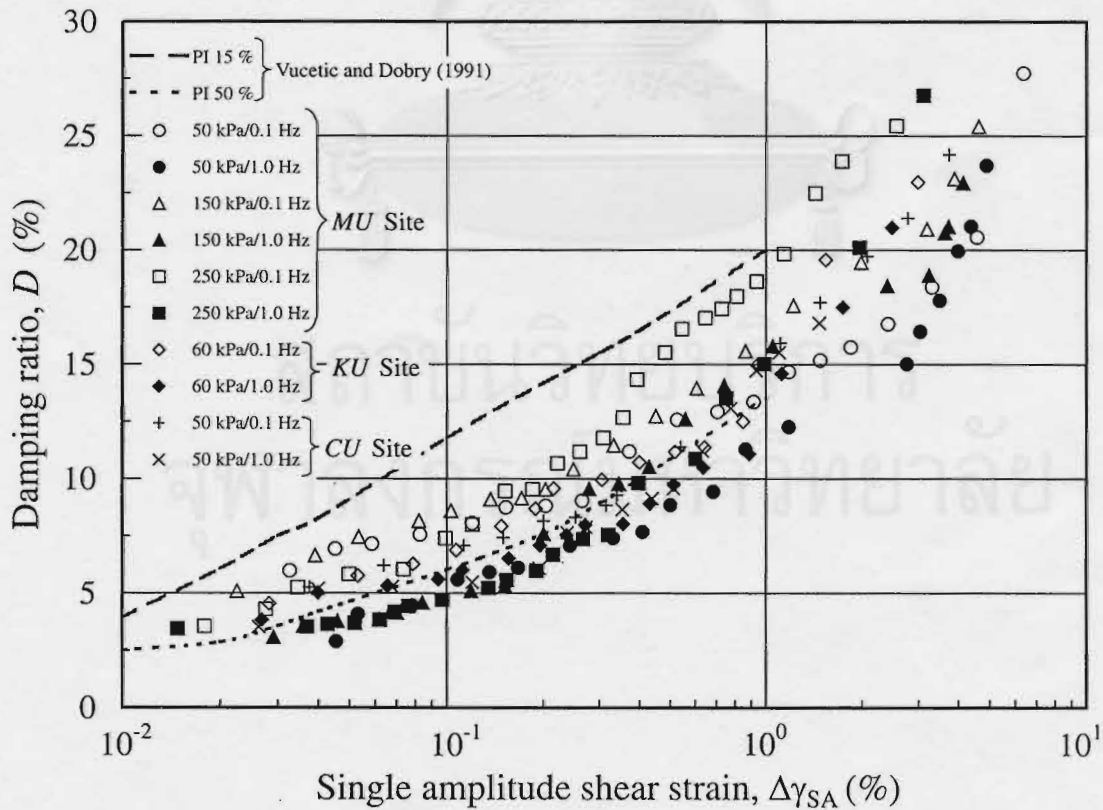


Fig. 8. The effects of load frequency and initial confining stress on the damping ratio.

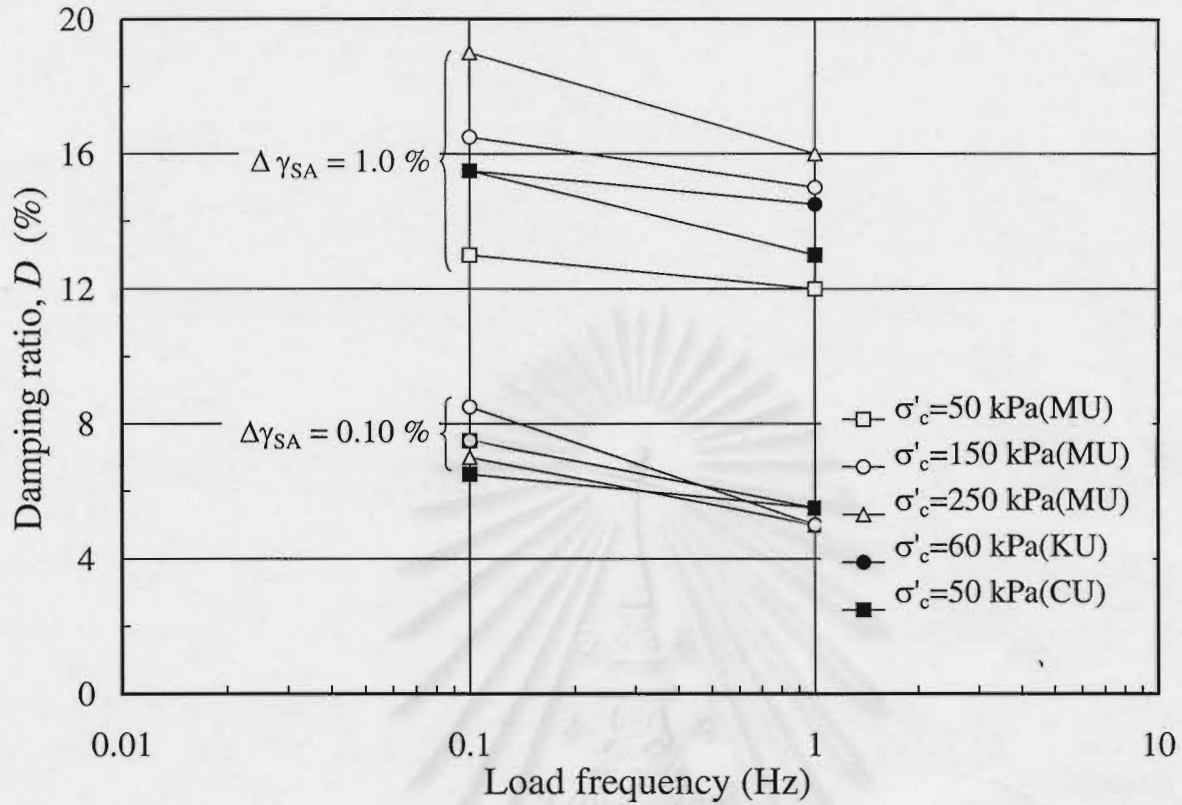
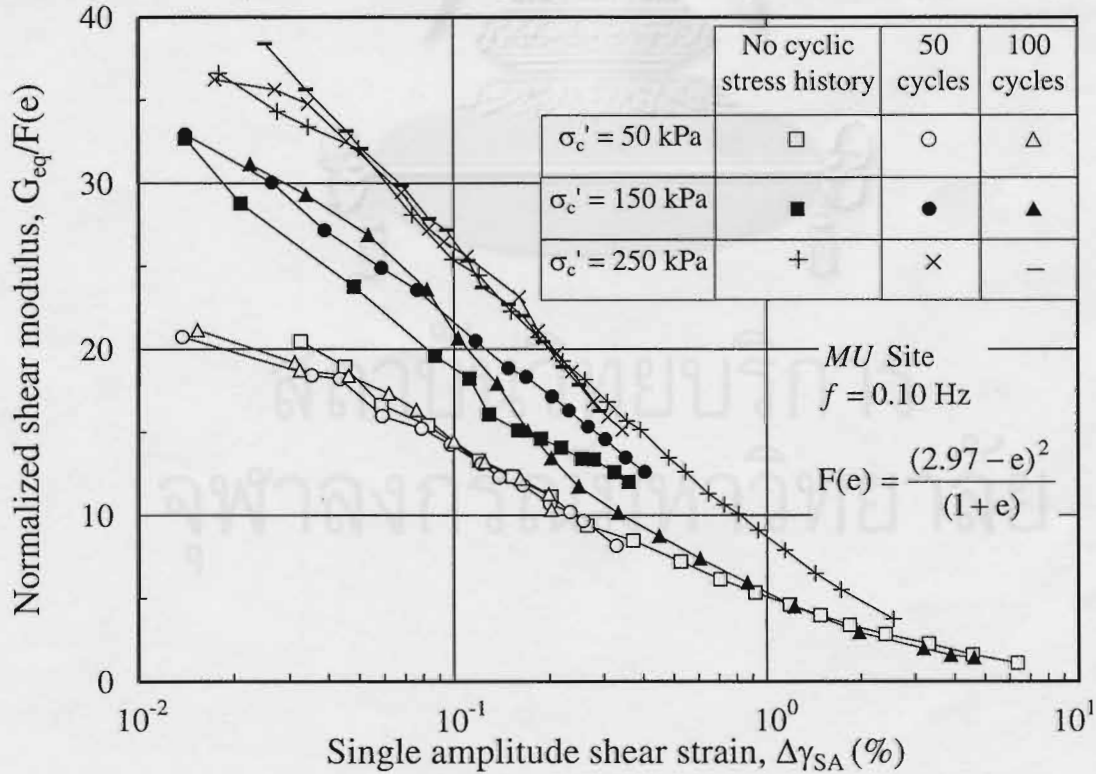


Fig. 9. Normalized shear modulus  $G_{eq}/F(e)$  obtained from samples with and without cyclic stress history ( $f = 0.1$  Hz).



loops of a clay at various rates of loading. They predicted a decrease in the damping ratio when the rates of loading were increased. This is well in accordance with the trend observed

in this study (Fig. 7). However, the effect of the loading rate on the damping of clay has not been conclusive. For example, Vucetic and Dobry (1991) found that the damping ratio

Fig. 10. Normalized shear modulus  $G_{eq}/F(e)$  obtained from samples with and without cyclic stress history ( $f = 1.0$  Hz).

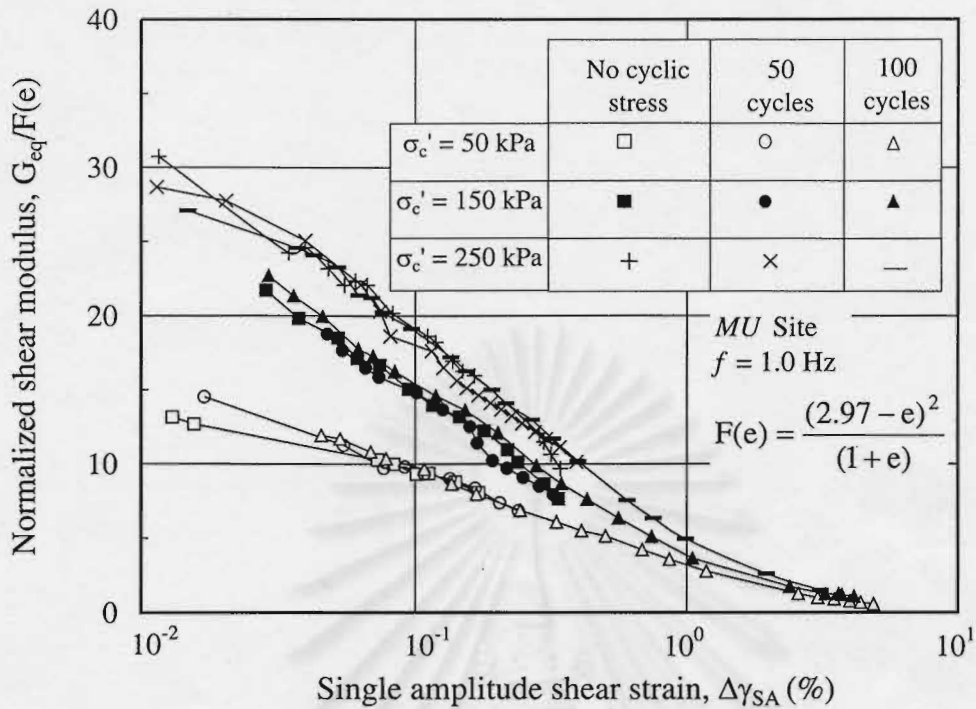
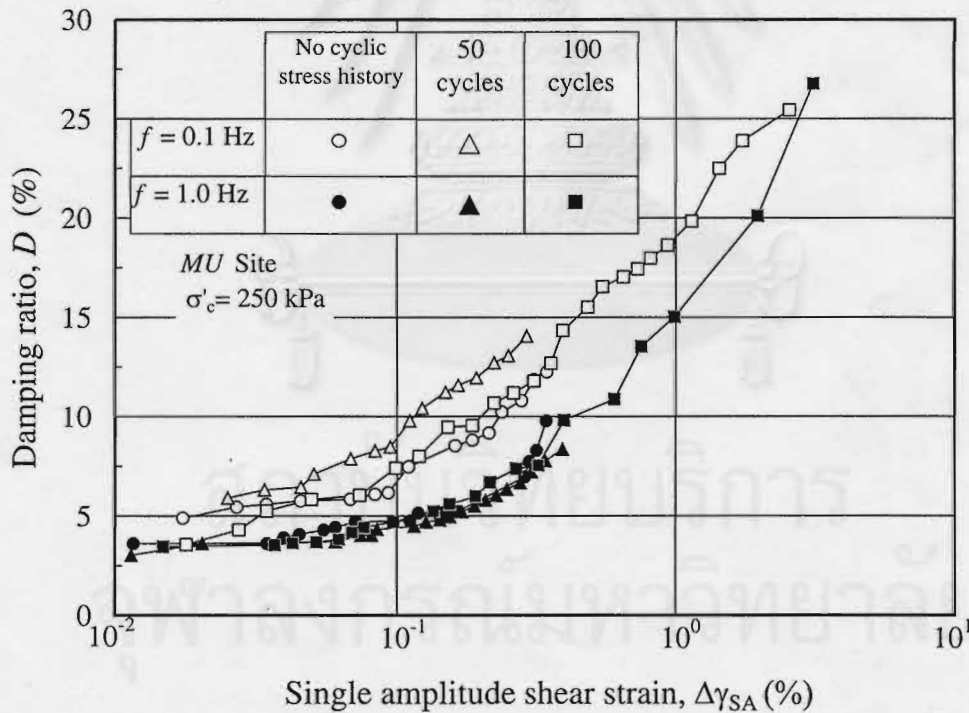


Fig. 11. The effect of cyclic stress history on damping ratios.



was rather insensitive to the changes in the rate of loading. Fortunately, the slight change in damping ratio, either increasing or decreasing, may not be instrumental in their actual application.

The effect of the initial confining pressure on the damping ratio is demonstrated in Fig. 8. The damping ratios obtained at  $\Delta\gamma_{SA}$  of 0.1 and 1% are plotted against the load frequency and the initial confining pressure. At a strain level of 1%,

the sample tested with higher initial confining stress exhibits higher values of damping.

**Effects of the small amplitude cyclic stress history**

Bangkok subsoil is believed to experience some extent of cyclic stress as a result of small earthquake hits in the past.



The effect of the small amplitude cyclic stress history, if it existed, must therefore be clarified. In the present study, 50 and 100 cycles of cyclic loads with  $\Delta\gamma_{SA}$  between 0.2 and 0.3% were used to generate cyclic stress history on the tested samples (see Fig. 3). The  $G_{eq}$  obtained before and after subjecting the samples to cyclic stress history are shown in Figs. 9 and 10. Note that the changes in void ratio were taken into account; namely by normalizing the  $G_{eq}$  with a function  $F(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e)$ , where  $e$  is the void ratio. It can be seen that the cyclic stress history does not significantly affect the normalized shear modulus characteristic or the damping property (Fig. 11).

## Conclusions

Information on the shear modulus and damping property of a soft to medium clay (Bangkok clay) was provided. The effects of the loading frequency, initial consolidation pressure, and small amplitude cyclic stress history were investigated. The equivalent shear modulus was not significantly affected by the load frequency ( $f = 0.1$  and  $1.0$  Hz) or the small amplitude cyclic stress history. However, the damping ratio slightly decreased as the load frequency increased.

## Acknowledgments

The work presented in this paper forms part of a project on "Research and development on natural disaster reduction for sustainable development" supported by a grant from the Thailand Research Fund (TRF).

## References

- Alarcon-Guzman, A., Chameau, J.L., Leonard, G.A., and Frost, J.D. 1989. Shear modulus and cyclic undrained behavior of sands. *Soils and Foundations*, **29**(4): 105-119.
- Ashford, S.A., Jakrapiyanum, W., and Lukkunaprasit, P. 1997. Amplification of earthquake ground motion in Bangkok. Research Report Cu\CEVEVR\1997.002, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.
- Hardin, B.O., and Black, W.L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, **94**(SM2): 353-369.
- Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: Design equation and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, **98**(SM7): 667-691.
- Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and Foundations*, **22**(4): 1-18.
- Jardine, R.J., Symes, M.J., and Burland, J.B. 1984. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, **34**(3): 323-340.
- Nutalaya, P., Sodsri, S., and Arnold, E.P. 1985. Series on seismology volume II — Thailand. Southeast Asia Association of Seismology and Earthquake Engineering, Bangkok.
- Shen, C.K., Li, X.L., and Gu, Y.Z. 1985. Microcomputer based free torsional vibration test. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, **111**(8): 971-986.
- Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F., and Hosomi, A. 1996. Modeling of strain-rate dependent deformation of clay at small strains. *In Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, 6-12 Sept. 1997*, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 409-412.
- Tatsuoka, F., and Shibuya, F. 1992. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture. *In Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Dec. 1991*, Asian Institute of Technology, Pathumthani, Thailand, Vol. 2, pp. 101-170.
- Tanizawa, F., Teachavorasinskun, S., Yamaguchi, J., Sueoka, T., and Goto, S. 1994. Measurement of shear wave velocity of sand before liquefaction and during cyclic mobility. *In Proceedings of the Pre-Failure Deformation of Geomaterial, 12-14 Sept., Sapporo, Japan. Edited by S. Shibuya, T. Mitachi, and S. Miura*, A.A. Balkema, Rotterdam. Vol. 1, pp. 63-68.
- Vucetic, M., and Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, **117**(1): 89-107.
- Warnitchai, P., Sangaranyakul, C., and Ashford, S. 2000. Seismic hazard in Bangkok due to long-distance earthquakes. *In Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 Jan. - 4 Feb.*, Paper No. 2145.

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## TECHNICAL NOTE

## Shear modulus and damping ratio of a clay during undrained cyclic loading

S. TEACHAVORASINSKUN\*, P. THONGCHIM\* and P. LUKKUNAPRASIT\*

**KEYWORDS:** clays; laboratory tests; repeated loading; stiffness.

## INTRODUCTION

Research on the cyclic behaviour of clays has mostly concentrated on exploring the undrained cyclic shear strength. The results have led to the establishment of important links between cyclic shear strength and several physical parameters such as stress amplitude, number of load cycles, strain levels, and rate of loading (Wood, 1982). In most of the studies, the undrained cyclic load was continuously applied in either a load-controlled or displacement-controlled manner, called herein the CC test (Fig. 1(a)).

To measure the deformation parameters (i.e. shear modulus and damping ratio) using the cyclic loading test, a staged cyclic loading test (SC test, see Fig. 1 (b)) has been widely adopted (Vucetic & Dobry, 1991). After completion of each step, the excess pore water pressure may (or may not) be dissipated. In the present study, dissipation of the excess pore water was allowed, and this caused the initial mean effective stress at the beginning of every load step to be the same. Superimposing of the test results makes it possible to draw the curves of strain level dependence on the shear modulus and damping ratio.

Owing to continuous shaking in actual vibration problems, coupling between the effective stress change and strain level should be considered in determining the shear modulus and damping ratio. This has generally been dealt with by performing a few SC tests at different initial effective stresses or by not allowing dissipation of excess pore water pressure at the end of each step of the test. There is still no information on how the testing procedure affects the shear modulus and damping ratio of clay. The present study aims to present a direct comparison of the test results from the above mentioned two types of cyclic loading tests.

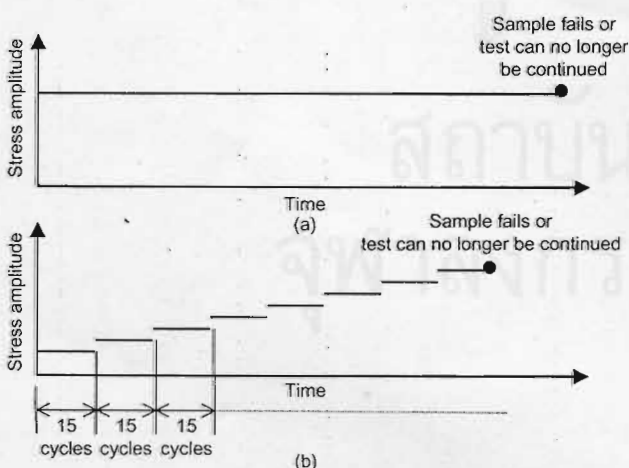


Fig. 1. Testing procedure for: (a) CC test; (b) SC test

## TEST RESULTS

Tests were performed on undisturbed samples collected at a depth of about 6 m from a site in Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand. The fundamental properties of soft to medium Bangkok clay have been well addressed by Bergado *et al.* (1990). The test scheme and variation of test conditions are summarised in Table 1. Fig. 2 shows the degradation of the shear modulus with strain during SC and CC tests of the samples having initial isotropic consolidation pressures of (a) 50 and (b) 100 kPa. The shear modulus,  $G$ , is computed from the measured Young's modulus,  $E$  (using the definition shown at the bottom of Fig. 2(a)), by assuming Poisson's ratio,  $\mu$ , to be 0.5. Note that the points plotted for CC tests represent only the shear modulus from some selected cycles. The initial shear moduli at strain levels of about 0.02–0.05% were measured for all samples tested. The values at those strains from both groups of tests are in good agreement. This tends to confirm that the quality of the samples is equivalent.

In CC tests, the mean effective stress changed (usually reduced) owing to a change of pore water pressure. The values of the mean effective stress,  $\sigma_f$ , and the number of cycles,  $N_f$ , at the end of each CC test are shown in the figures. The degradation curves obtained from the CC and SC tests are slightly different. Samples tested with the CC procedure exhibit slightly faster reduction in shear modulus with strain. Nevertheless, when the curves are viewed for the whole strain range, it may be reasonable to say that the difference is minor. The shear modulus is dominated much more by strains than by the effective stress changes. Therefore, in the case where there is no information on effective stress change, the curves from SC tests (with dissipation of pore water pressure allowed) could reasonably be adopted to represent the general degradation characteristic. This is in good accordance with the results of cyclic loading tests on Cloverdale clay reported by Zergoun & Vaid (1994).

Figure 3 shows the plot between the damping ratio and strain for the same tests. For the first few cycles of the CC tests, samples show a rather small increase in damping ratio with strain. The curves obtained from CC tests finally merge with that obtained from SC tests. In general, it may be concluded that the damping property obtained from SC tests is close to that of similar samples with similar initial consolidation pressures in CC tests.

Results of tests with different load frequencies (0.1 and

Table 1. Test scheme used in the present study

$(\sigma'_c)_{\text{initial}}^*$ kPa	Load frequency: Hz	Type of test	Stress amplitude $\ddagger$ $(q/p')_{\text{initial}}$
50	0.1	SC†	Staged
	0.1, 1.0	CC	0.12, 0.20
	0.1, 1.0	CC	0.20, 0.30
	0.1, 1.0	CC	0.30, 0.43
100	0.1	SC†	Staged
	0.1, 1.0	CC	0.16, 0.17
	0.1, 1.0	CC	0.28, 0.26
	0.1, 1.0	CC	0.40, 0.37

\* Initial confining stress

† SC test with pore water pressure dissipation

‡ Ratio of peak-to-peak deviator stress ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) to initial mean effective stress ( $p'$ )

Manuscript received 8 May 2000; revised manuscript accepted 11 December 2000.

Discussion on this paper closes 2 November 2001, for further details see the inside back cover.

\* Chulalongkorn University, Thailand.

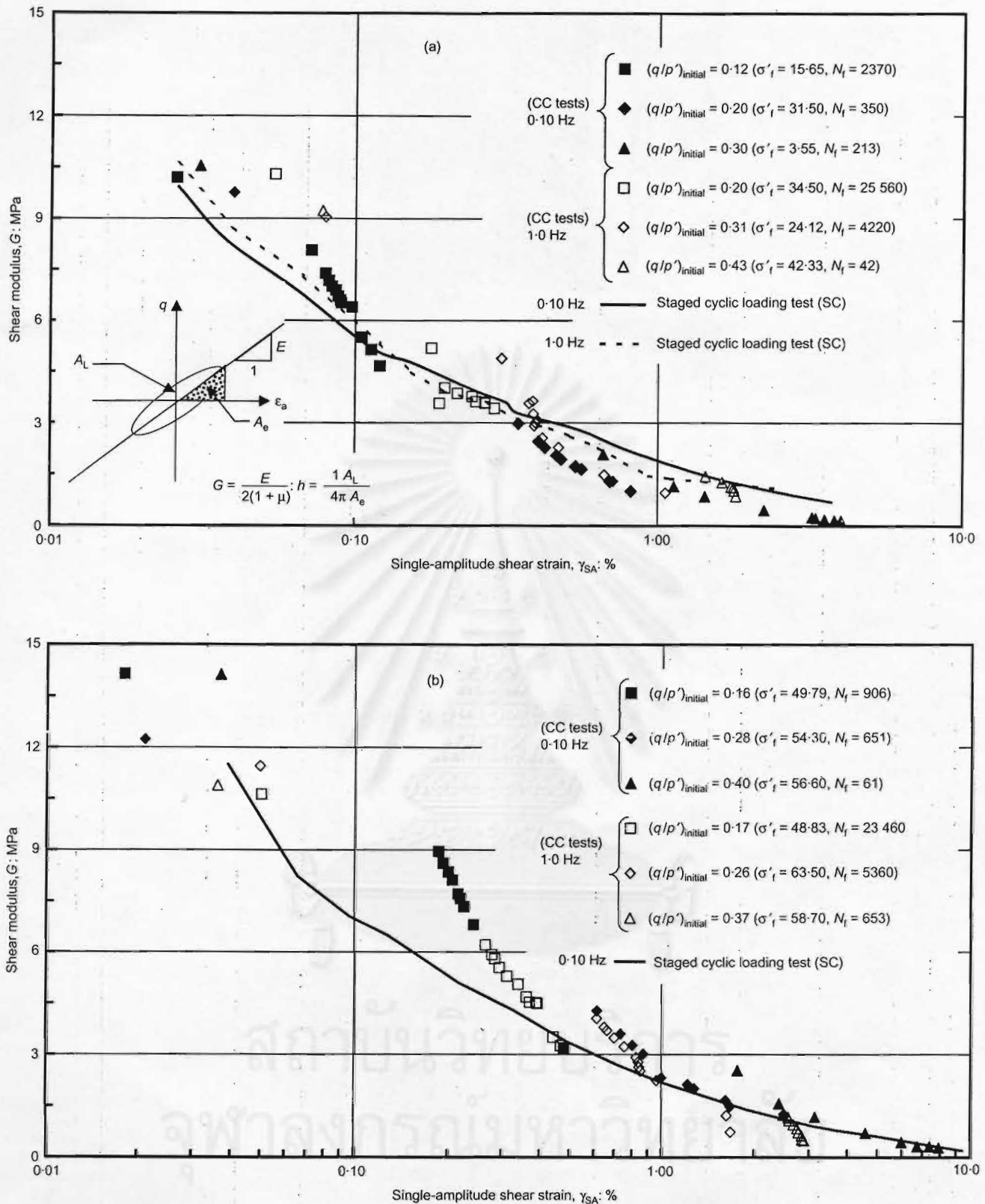


Fig. 2. Shear modulus degradation curve from CC and SC tests: (a)  $(\sigma'_c)_{initial} = 50$  kPa; (b)  $(\sigma'_c)_{initial} = 100$  kPa

1.0 Hz) are included in Figs 2 and 3 for the purpose of comparison. There is no discernible effect on the shear modulus when the load frequency increases from 0.1 to 1.0 Hz. The damping property is somewhat affected by the load frequency, especially for the results obtained from SC tests (Fig. 3(a)). When load frequency increases from 0.1 to 1.0 Hz, a decrease in the overall damping curve can be observed.

CONCLUSIONS

Cyclic loading test results from two testing procedures (the staged cyclic loading test, SC, and the continuous cyclic loading test, CC) were found to give fairly similar strain dependence characteristics of shear modulus and damping ratio. For a given initial consolidation pressure, strain was a more predominant factor than the effective stress change. The strain dependence

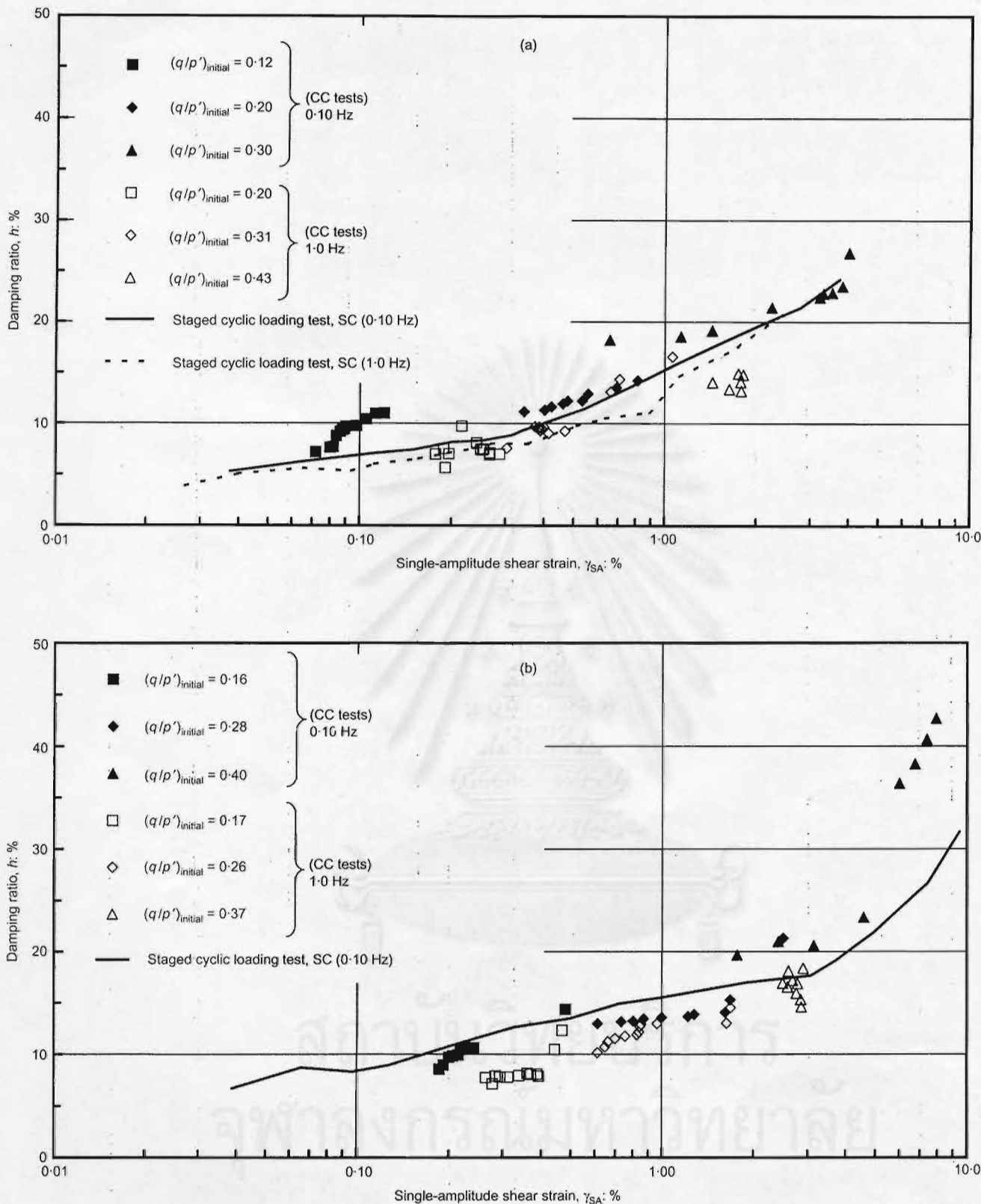


Fig. 3. Damping properties from CC and SC tests (a)  $(\sigma'_c)_{initial} = 50$  kPa; (b)  $(\sigma'_c)_{initial} = 100$  kPa

curves of shear modulus and damping property drawn from the result of SC tests could probably be accurate enough for practical use.

ACKNOWLEDGMENT

The work presented in this paper forms part of a project on 'Research and development on natural disaster reduction for

sustainable development' supported by a grant from the Thailand Research Fund (TRF).

REFERENCES

Bergado, D. T., Ahmeed, S., Sampaco, C. L. & Balasubramaniam, A. S. (1990). Settlements of Bangna-Bangpakong highway on soft Bangkok clay. *J. Geotech. Engng*, 116, 136-155.

- Vucetic, M. & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *J. Geotech. Engng*, **117**, No. 2, 89-107.
- Wood, D. M. (1982). Laboratory investigation of behaviour of soils under cyclic loading: a review. In *Soil mechanics: Transient and*

*cyclic loads* (eds G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz), pp. 513-582. Wiley.

- Zergoun, M. & Vaid, Y. P. (1994). Effective stress response of clay to undrained cyclic load. *Can. Geotech. J.* **31**, 714-727.



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## TECHNICAL NOTE

## Stress rate effect on the stiffness of a soft clay from cyclic, compression and extension triaxial tests

S. TEACHAVORASINSKUN\*, P. THONGCHIM\* and P. LUKKUNAPRASIT

**KEYWORDS:** clays; dynamics; laboratory tests; shear strength; stiffness.

## INTRODUCTION

The rate of applied stress or strain has been one of the most important time effects known to affect the behaviour of soils. In the present study, particular attention was paid to examining the effect of rate of loading on the secant Young's modulus of undisturbed samples of soft Bangkok clay. This was done by direct comparison of the results obtained from undrained triaxial tests carried out under three different loading conditions: compression, extension and cyclic loading.

The effect of rate of loading on the stiffness of clays has been generally studied based on results obtained from the resonant column test and the torsional shear or triaxial test (Stokoe *et al.*, 1994). Though an increase of shear modulus with rate of loading has been reported when the resonant column test is adopted for comparison, the effects of number of loading cycles and stress rate cannot be clearly distinguished. This was partly supported by Shibuya *et al.* (1995). They found that the effect of loading rate on the shear modulus obtained from the cyclic torsional shear test was almost negligible. However, the shear modulus quoted in their study was the equivalent shear modulus, which did not provide a view into the effect of stress reversal.

## MATERIAL AND TESTING PROGRAMME

Tests were performed on undisturbed samples collected at a depth of about 6 m from a site in Chulalongkorn University,

Bangkok, Thailand. The natural water content, plasticity index (PI) and maximum past stress of the tested samples varied in the ranges 65–70%, 39–40% and 90–100 kPa respectively. The fundamental properties of soft to medium Bangkok clay have been addressed in detail by Bergado *et al.* (1990) and Sambhandharaksa & Taesiri (1987). The tested samples were first saturated to have a similar degree of saturation ( $B \approx 94$ –97%) and then consolidated to the prescribed initial isotropic consolidation pressures:  $(\sigma'_c)_{ini} = 50$  and 100 kPa. The initial conditions of the tests conducted are summarised in Table 1. Note that the samples tested with an initial consolidation stress of 50 kPa were lightly overconsolidated.

Shearing under the undrained condition was performed in a stress-controlled manner with three loading types: triaxial compression, triaxial extension and cyclic triaxial tests. The rate of loading, defined in terms of the vertical stress rate,  $\dot{\sigma}_v$ , ranged from 0.05 kPa/min in a slow monotonic loading test to about 1000 kPa/min in a fast cyclic loading test.

Since the pore water pressure was measured at the top and bottom of the sample with allowed side drainage, discussion regarding the effect of stress rate on the effective stress path may be uncertain, especially in a fast loading test. It is therefore omitted in this paper. Nevertheless, as will be shown later, the effect of stress rate on the secant Young's modulus can be reasonably concluded.

## TEST RESULTS

Comparisons between the secant Young's modulus,  $E$ , obtained from the staged cyclic and monotonic loading tests are shown in Fig. 1(a) and Fig. 1(b). Before discussion, the follow-

Table 1. Summary of test conditions and some test results

Test no.	Type of loading	Rate of loading* (kPa/min.)	$(\sigma'_c)_{ini} \dagger$ : (kPa)	B-value (%)
COM-1	Triaxial Compression	0.5	50	94
COM-2	Triaxial Compression	5.0	50	94
COM-3	Triaxial Compression	50	50	95
COM-4	Triaxial Compression	0.05	100	96
COM-5	Triaxial Compression	0.5	100	96
COM-6	Triaxial Compression	5.0	100	95
COM-7	Triaxial Compression	50	100	94
EXT-1	Triaxial Extension	0.05	50	97
EXT-2	Triaxial Extension	0.5	50	94
EXT-3	Triaxial Extension	0.05	100	96
EXT-4	Triaxial Extension	0.5	100	95
CYC-1	Cyclic triaxial	0.00025 $\ddagger$	100	95
CYC-2	Cyclic Triaxial	0.1 $\ddagger$	100	94
CYC-3	Cyclic Triaxial	0.1 $\ddagger$	50	96

\* Defined in term of rate of applied deviator stress,  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ .

$\dagger$  Initial consolidation pressure.

$\ddagger$  Unit in Hz.

Manuscript received 11 August 2000; revised manuscript accepted 6 August 2001.

Discussion on this paper closes 1 August 2002, for further details see inside back cover.

\* Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Thailand.

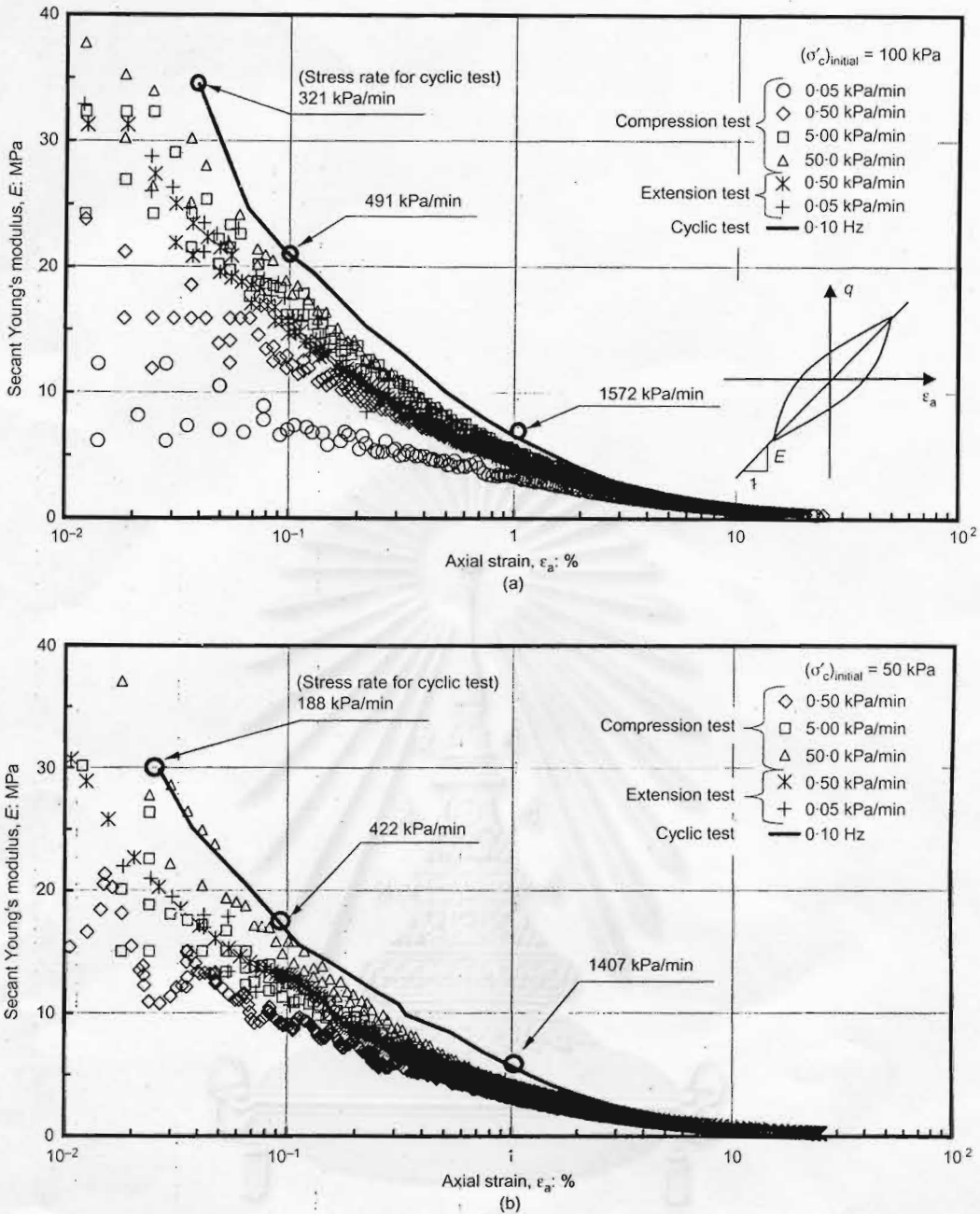


Fig. 1. Variation of secant Young's modulus: (a)  $(\sigma'_c)_{\text{initial}} = 100 \text{ kPa}$ ; (b)  $(\sigma'_c)_{\text{initial}} = 50 \text{ kPa}$

ing remarks should be noted on the results of the staged cyclic test (represented by the solid lines in the figures):

- A staged cyclic load test was used with the following procedure. First, 15 cycles of small stress amplitude were applied. After the built-up excess pore water pressure had dissipated, another 15 cycles of loads with a larger stress amplitude were applied. Stress amplitude was increased by 25 kPa per step. This procedure was repeated until the sample failed.
- The secant Young's modulus,  $E$ , for a cyclic loading test was defined as shown in Fig. 1(a).
- Since the load frequency was kept constant, the rate of loading increased as the stress amplitude increased, from about 180 kPa/min at moderate strains (at the beginning of the test) to more than 1000 kPa/min at large strains.

The rate of loading affects the values of the measured secant Young's modulus,  $E$ . In general, samples tested at a faster loading rate exhibit higher values of  $E$ , especially at moderate

strains ( $\epsilon_a \approx 0.02\text{--}0.2\%$ ). For example, from the test results shown in Fig. 1(a),  $E$  at an  $\epsilon_a$  of 0.02% varies from about 10 MPa (in the compression test, stress rate = 0.05 kPa/min) to about 35 MPa (in the cyclic loading test, stress rate = 320 kPa/min). Fig. 2 shows the changes in pore water pressure measured at the top and bottom of the samples during triaxial compressions. Although the pore water pressure measured was not representative for every sample, Fig. 2 implies that the effective stress changes (or the built-up excess pore water pressure) at  $\epsilon_a \approx 0.02\text{--}0.2\%$  could still be very small. The differences in  $E$  at these strains are therefore caused mainly by the difference in rates of loading.

At large strains ( $\epsilon_a > 1\%$ ) the range of loading rates used in the compression tests (0.05–50 kPa/min) is too small to initiate any discernible difference in  $E$ . Only very high stress rates such as those used in the cyclic loading test ( $> 1570 \text{ kPa/min}$ ) were able to result in a small difference. It may be reasonable to conclude that at large strains the strain level dependence characteristic of  $E$  has overcome the effects of loading rate and

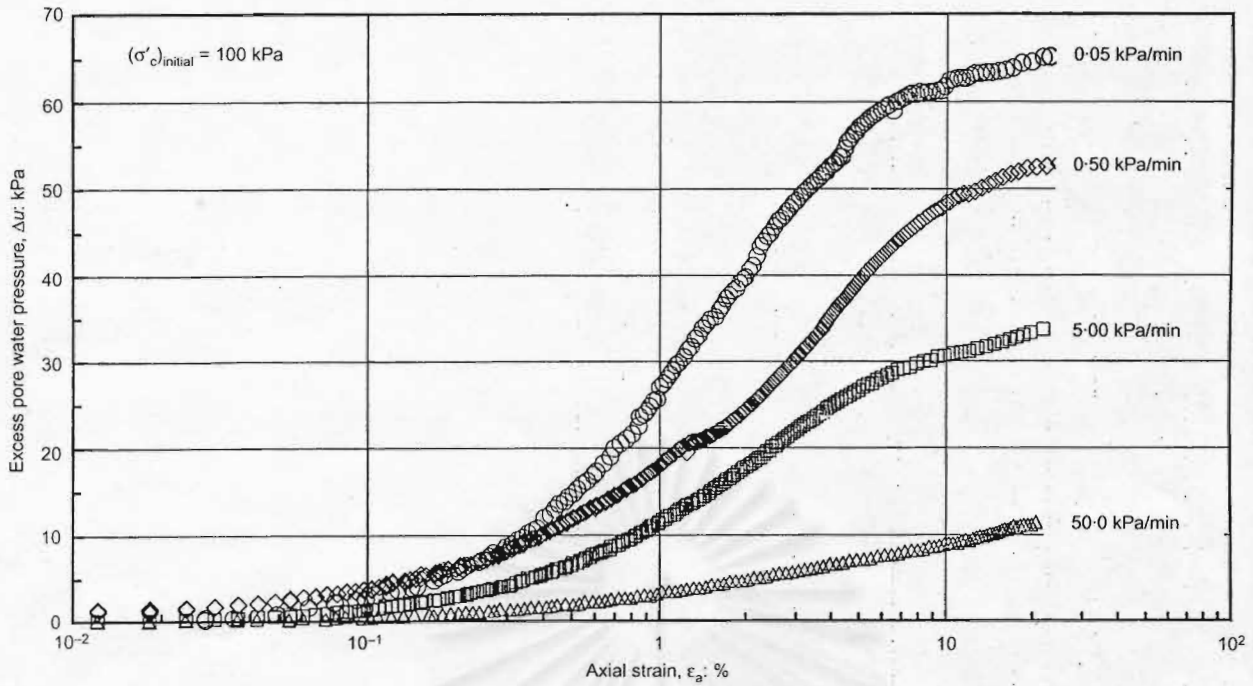


Fig. 2. Development of excess pore water pressure;  $(\sigma'_c)_{initial} = 100$  kPa

probably the effective stress change. Therefore the  $E-\epsilon_a$  curve at large strains obtained from the triaxial compression test conducted at a specific initial consolidation stress is accurate enough for practical use.

Fig. 3 shows the variation of the secant Young's modulus during load-unload-reload cycles of a cyclic loading test. The peak-to-peak deviator stress of about 80 kPa was applied at a slow load frequency of 0.00025 Hz. This was equivalent to a stress rate of about 0.04 kPa/min. The origins for determination of the secant Young's modulus were shifted to the point of stress reversal, as schematically drawn in Fig. 4. For first monotonic loading (marked 'Load 1' in the figure), the degradation curve of  $E$  is very similar to that obtained from the triaxial

compression test performed at a stress rate of 0.05 kPa/min (see Fig. 1(a)). When the first stress reversal occurred, the subsequent secant Young's modulus (marked 'Unload 1') at  $\epsilon_a \approx 0.02-0.2\%$  increased considerably. For the first few loading cycles the  $E-\epsilon_a$  curves in this strain range were not much altered. However, for the last loading cycle, when the sample approached failure,  $E$  obviously decreased. This is because of the build-up of excess pore water pressure. The effective mean stresses  $[p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3]$  at the beginning of each stress reversal are shown in the figure. When strains become greater than 1% the degradation curves almost merge, and the effect of effective stress change seems to diminish.

Note that the effect of stress reversal on the subsequent

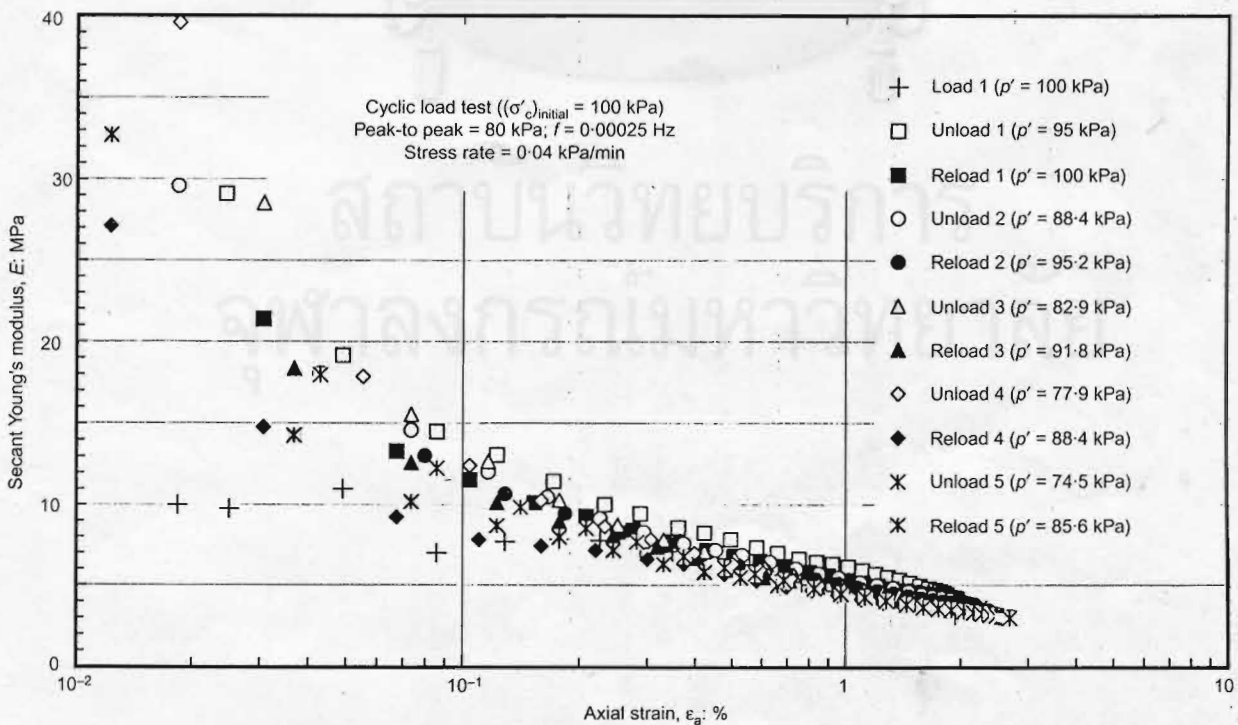


Fig. 3. Secant Young's modulus during load-unload-reload cycles



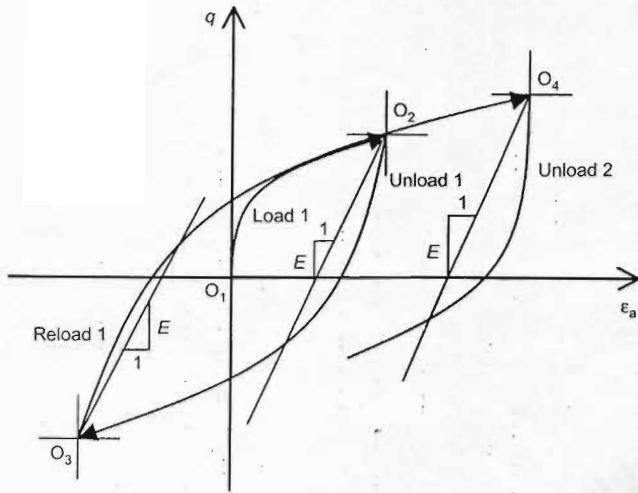


Fig. 4. Secant Young's modulus of the load-unload-reload cycles during a cyclic loading test

secant Young's modulus might suppress the effect of loading rate. This is because the stiffness curves following the first stress reversal are similar to that obtained from the staged cyclic load test [solid line in Fig. 1(a)]. Therefore the effect of stress rate concluded from the results of cyclic loading tests will not be clearly seen, as reported by Shibuya *et al.* (1995).

In general, at small to medium strain levels, the effect of effective stress change is pronounced and cannot be neglected. However, when the strains become larger, the strain level dependence characteristic of  $E$  overcomes the effect of effective stress change, and the initial consolidation stress dominates the stiffness degradation obtained at large strains.

#### CONCLUSIONS

The secant Young's modulus at moderate strains ( $\epsilon_a \approx 0.02-0.2\%$ ) was influenced by the stress rate: the faster the loading rate, the larger the secant Young modulus. When the effective stress at the origin (used for determination of the secant Young's modulus) decreased, the secant Young's modulus at moderate strains also decreased. However, at large strain levels, the strain dependence characteristic of the secant Young's modulus overcame the effects of loading rate and effective stress change. The degradation of  $E$  at large strains was dependent almost entirely on the initial consolidation stress.

#### ACKNOWLEDGEMENT

The work presented in this paper forms part of a project on 'Research and development on natural disaster reduction for sustainable development' supported by a grant from the Thailand Research Fund (TRF).

#### REFERENCES

- Bergado, D. T., Ahmeed, S., Sampaco, C. L. & Balasubramaniam, A. S. (1990). Settlements of Bangna-Bangkok highway on soft Bangkok clay. *J. Geotech. Engng* **116**, No.1, 136-155.
- Sambhandharaksa, S. & Taesiri, Y. (1987). Development of theory and practice in geotechnical engineering. *Proc. 8th Asian Regional Conf Soil Mech. Found. Engng, Kyoto*, 121-146.
- Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. & Degoshi, T. (1995). Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay. *Geotech. Test. J.* **18**, No. 3, 365-375.
- Stokoe, K. H., Hwang, S. K., Lee, J. N. K. & Andrus, R. D. (1994). Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains. *Proc. Pre-failure Deformation of Geomaterials* (eds Shibuya, Mitachi and Miura), Vol. 2, pp. 785-816. Rotterdam: Balkema.

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายพิพัฒน์ ทองฉิม เกิดเมื่อวันที่ 13 สิงหาคม 2515 ที่ ตำบลนางหลง อำเภอชะอวด จังหวัดนครศรีธรรมราช สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ในปีการศึกษา 2537 หลังจากจบการศึกษาในระดับปริญญาตรีได้เข้าทำงานในตำแหน่ง Site engineer ที่บริษัท ชีวรา จำกัด โดยทำการควบคุมการก่อสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 9 ชั้น เป็นเวลา 1 ปี ได้เข้าเรียนปริญญาโท ในปีการศึกษา 2539 และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต วิศวกรรมโยธา จากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2541 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาเอก ที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย