

ความเร็วของคลื่นแรงโน้มถ่วงโดยเบนเคอร์อีลีเมนต์ระหว่างการทดสอบแบบอัดสามแกน



นาย ธีรินทร์ อมรวิทยารักษ์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา


คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-17-0028-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SHEAR WAVE VELOCITY IN CLAY DURING TRIAXIAL COMPRESSION USING BENDER  
ELEMENT



MR. TEERIN AMORNWITHAYALAK

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

Faculty of Engineering  
Chulalongkorn University

Academic Year 2000

ISBN 974-17-0028-8

หัวข้อวิทยานิพนธ์      ความเร็วของคลื่นแรงโน้มถ่วงในดินเหนียวโดยเบนเคอร์ฮิลิเมนต์ระหว่างการ  
ทดสอบแบบอัดสามแกน  
โดย                              นายธีรินทร์ อมรวิทาร์ักษ์  
สาขาวิชา                      วิศวกรรมโยธา  
อาจารย์ที่ปรึกษา              ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง  
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....                              ประธานกรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)

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

.....                              กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏชน)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

นายธีรพันธ์ อมรวิทย์รักษ์ : ความเร็วของคลื่นแรงเฉือนในดินเหนียวโดยเบนเดอริอัส  
เม้นต์ระหว่างการทดสอบแบบอัดสามแกน. (Shear wave velocity in clay during  
triaxial compression using Bender Element)

อ. ที่ปรึกษา : ผศ. ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล, 82 หน้า. ISBN 974-17-0028-8.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาเครื่องมือสำหรับตรวจวัดคลื่นแรงเฉือน ในตัวอย่าง  
ดินเหนียวที่ทดสอบในเครื่องมือ Triaxial โดยได้ทำการติดตั้งแผ่นเบนเดอริอัสเม้นต์ ที่บริเวณฐาน  
ของเครื่องมือทดสอบ แผ่นเบนเดอริอัสเม้นต์ มีคุณสมบัติพิเศษคือ เมื่อมีการผ่านกระแสไฟฟ้าเข้าไป  
แผ่นเบนเดอริอัสเม้นต์จะทำหน้าที่ เปลี่ยนพลังงานไฟฟ้าเป็นพลังงานกล ทำให้เกิดการเคลื่อน  
ตัวของอนุภาคดินอย่างต่อเนื่องจากแหล่งกำเนิด (Propagation) คลื่นแรงเฉือนที่ถ่ายทอดผ่าน  
อนุภาคของดินจะกระจายและเคลื่อนเข้าหา แผ่นเบนเดอริอัสเม้นต์ อีกแผ่นหนึ่ง ซึ่งจะทำหน้าที่  
เปลี่ยนพลังงานกลให้เป็นพลังงานไฟฟ้า โดยการตรวจวัดการมาถึงของคลื่นแรงเฉือนนี้ทำให้  
สามารถคำนวณความเร็วของคลื่นแรงเฉือน ในตัวอย่างดินได้ และสามารถคำนวณหาค่า Shear  
Modulus ได้ต่อไป

จากผลการทดสอบพบว่าพฤติกรรมของค่าโมดูลัสแบบเฉือน ที่หาได้จากเครื่องมือ  
ทดสอบเบนเดอริอัสเม้นต์ มีค่าที่ใกล้เคียงกับที่ตรวจวัดได้จาก เครื่องมือทดสอบในสนาม ในช่วง  
การทดสอบหาโมดูลัสในช่วงสิ้นสุดการบีบอัดคายตัว พบว่าแนวโน้มของค่าโมดูลัสแบบเฉือน เมื่อ  
หน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นมีแนวโน้ม เพิ่มขึ้น เป็นไปตามการทดสอบของ Hardin&Black,  
1963 ได้เคยทำการทดสอบไว้ ส่วนในการทดสอบระหว่างเฉือนตัวอย่าง จนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ  
พบว่าค่าหน่วยแรงเฉลี่ยประสิทธิผล (Mean effective stress) มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสแบบ  
เฉือน ในขณะที่หน่วยแรงรอง (Deviatoric stress) มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือนน้อยมาก  
หรือกล่าวได้ว่า ไม่มีผลกระทบใด ๆ เลยต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือน

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา..... ลายมือชื่อนิสิต.....  
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....  
ปีการศึกษา...2544....

## 4270365921: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: SHEAR MODULUS / BENDER ELEMENT/ SMALL STRAIN / SHEAR WAVE

TEERIN AMORNWITHAYALAK : THESIS TITLE. SHEAR WAVE VELOCITY  
IN CLAY DURING TRIAXIAL COMPRE USING BENDER ELEMENT. THESIS  
ADVISOR: ASST. PROF. SUPOT TEACHAVORASINSKUN, D.Eng., 82 pp.  
ISBN 974-17-0028-8.

The present study aims to monitor the variation of the elastic shear modulus of clay samples when they were subject to undrained triaxial compression. The elastic shear modulus was measured using a pair of bender elements installed at the top cap and pedestal of the triaxial cell. The isotropic consolidation was conducted step by step so that variation of shear modulus could be determined. It was found that the shear modulus measured during this stage complied well to the information found in the literature. The undrained shearing was carried out at the strain rate of 0.01%/min during which the elastic shear moduli were continuously recorded. It was found that the elastic shear moduli reduced as the pore water pressure increased (or the mean effective stress decreased) The path of the elastic shear modulus according to the mean effective stress repeated that obtained during isotropic consolidation. It implied the negligible effect of the deviator stress. It was further observed that sharp deviation from the isotropic elastic modulus line occurred at high deviator stress level. This can be used to indicate first localization inside the tested sample. However the information obtained from the present arrangement cannot indent soil localized being the location where and propertied of soil being localized.

Department.....Civil Engineering..... Student's signature.....  
Field of study.....Civil.Engineering..... Advisor's signature.....  
Academic year...2001....

## กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “ความเร็วของคลื่นแรงเหวี่ยงโดยเบนเดอริลีเมนต์ ระหว่างการทดสอบแบบอัดสามแกน” ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล อาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษาและแนะนำต่างๆในการทำวิจัยมาด้วยดีตลอด และขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏาชน ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณ คุณพิพัฒน์ ทองฉิม นิสิตปริญญาเอก จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้คำแนะนำในการพัฒนาเครื่องมือทดสอบ และแนวคิดในการวิเคราะห์ปัญหาต่างๆ

ขอขอบคุณ คุณฉัตรชัย ลีวรพันธ์ชัย และเพื่อนนิสิตปริญญาโท สาขาวิศวกรรม ปฐพีทุกท่านที่ได้ให้ความช่วยเหลือตลอดมา รวมทั้งเจ้าหน้าที่ในกองปฏิบัติการปฐพีทุกท่านที่ได้ให้ความช่วยเหลือและอำนวยความสะดวกในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ท้ายสุดนี้ ผู้เขียนขอระลึกถึงพระคุณของบิดา มารดา ครู อาจารย์ ทุกท่านที่ได้กรุณาอบรมสั่งสอนผู้เขียนจนได้สำเร็จการศึกษา

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ฉัตร อมรวิทยารักษ์

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง .....	ญ
สารบัญภาพ .....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย .....	5
1.3 ขอบเขตของการวิจัย .....	6
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	6
บทที่ 2 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	7
2.1 บทนำ.....	7
2.2 ลักษณะพฤติกรรมของโมดูลัสแบบเฉือนที่ค่า strain levels ต่าง ๆ.....	8
2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือน.....	10
2.3.1 ผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนในดินประเภท Cohesionless soil .....	10
2.3.2 ผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนในดินประเภท Cohesive soil.....	14
2.4 วิธีการวัดค่า Modulus ในวิธีต่าง ๆ.....	20
2.4.1 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ large strain levels.....	21
2.4.2 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ small strain levels .....	21
2.4.3 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ very small strain levels.....	33
2.4.4 วิธีการวัดค่า Modulus ที่สนาม .....	36
บทที่ 3 วิธีการและขั้นตอนในการทดสอบ.....	41
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างทดสอบ.....	41
3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง.....	41
3.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง .....	41
3.2 เครื่องมือและอุปกรณ์หลักสำหรับใช้ในการทดสอบงานวิจัย.....	42
3.3 การติดตั้งแผ่น Bender element ลงใน top cap และ base ของเครื่อง triaxial ..	46



## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.4 การหาคุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้น . 47	
3.4.1 พิกัดแอตเตอร์เบิร์ก (Atterberg's limit) .....	47
3.4.2 ปริมาณความชื้น (Water Content) .....	47
3.4.3 ความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity) .....	47
3.4.4 การทดสอบหาค่ากำลังของดินแบบ Shear Vane Test.....	47
3.5 วิธีการทดสอบ.....	47
3.6 ขั้นตอนการทดสอบ.....	48
3.6.1 การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบ .....	48
3.6.2 การติดตั้งตัวอย่างดินกับชุดเครื่องมือทดสอบ .....	48
3.6.3 ขั้นตอนทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว (Saturation) .....	49
3.6.4 วิธีการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้น (Shearwave Measurement) ....	49
3.6.5 ขั้นตอนอัดตัวคายน้ำและการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้น (Consolidation & Shearwave Measurement).....	51
3.6.6 การทดสอบหาค่ากำลังรับน้ำหนักของดินและวัดค่าความเร็วของคลื่น ความเค้น(Shearing & Shearwave Measurement) .....	51
บทที่ 4 ผลการทดสอบ .....	53
4.1 บทนำ.....	53
4.2 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ	54
4.3 ผลของแรงประสิทธิผลที่มีต่อโมดูลัสแรงเฉือน .....	55
4.3.1 ผลของแรงประสิทธิผลต่อแรงเฉือนของตัวอย่างดินที่จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย.....	55
4.3.2 ผลของแรงประสิทธิผลต่อแรงเฉือนของตัวอย่างดินที่มหาวิทยาลัย ธรรมศาสตร์ รังสิต .....	56
4.3.3 ความสัมพันธ์ทางอิมไพริกัล .....	58
4.4 ผลของการรับน้ำหนักแบบทอนในอดีที่มีต่อโมดูลัสแบบเฉือน.....	60
4.5 ผลของ Plasticity ที่มีต่อโมดูลัสแบบเฉือน .....	61
4.6 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือน (Undrain Shearing) .....	67



## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.7 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนจากการกระทำซ้ำซาก.....	74
บทที่ 5 สรุปผลการทดสอบ.....	76
5.1 บทนำ.....	76
5.2 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลต่าง ๆ .....	76
5.2.1 สมการอิมไพริกัล.....	76
5.2.2 ผลกระทบของ Overconsolidation และ Plasticity .....	77
5.3 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงเฉือน.....	77
5.4 ข้อดี ข้อเสีย และข้อจำกัดในการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender Element..	78
5.5 ข้อเสนอแนะ .....	79
รายการอ้างอิง.....	80
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	82

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

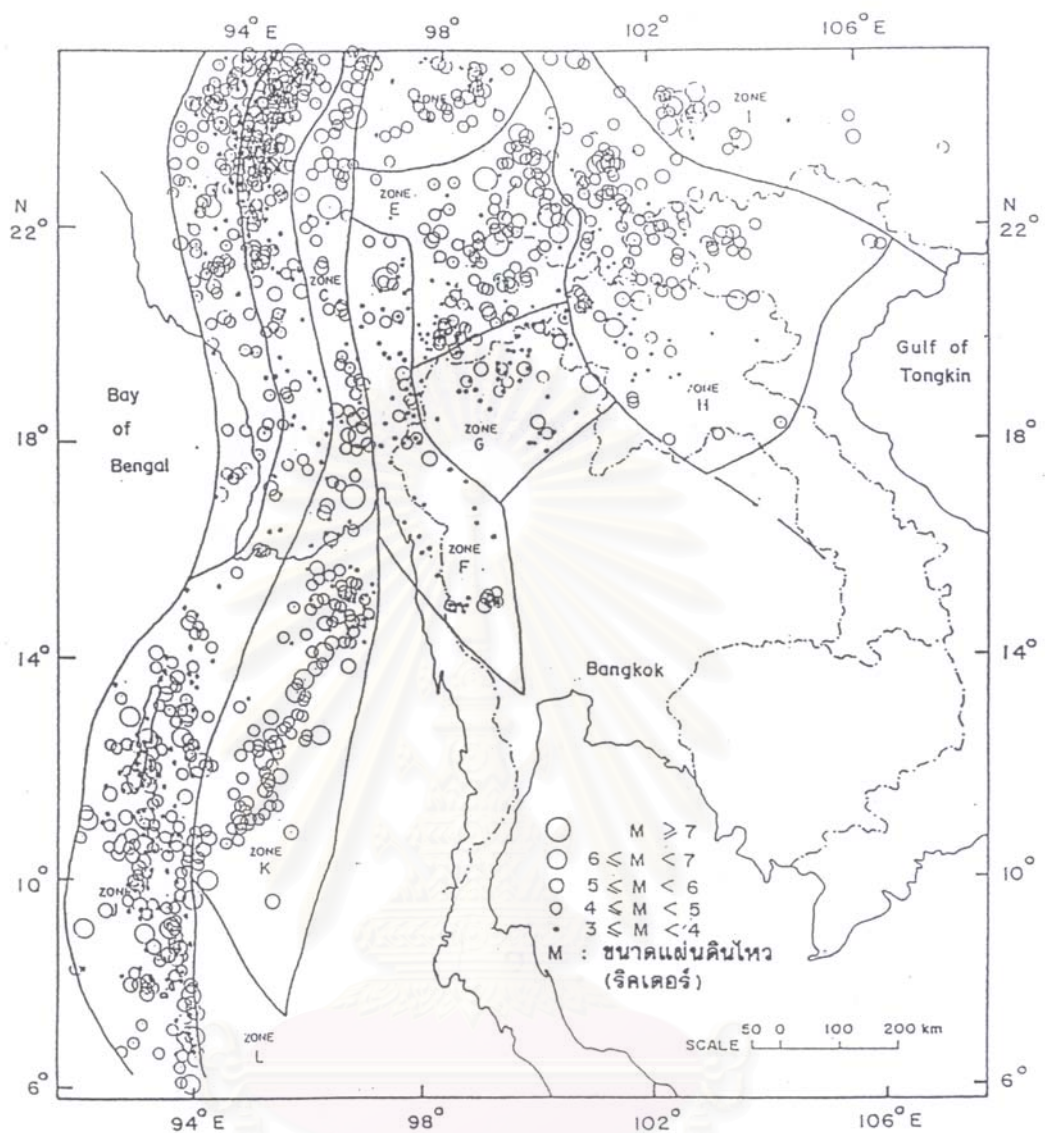
# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

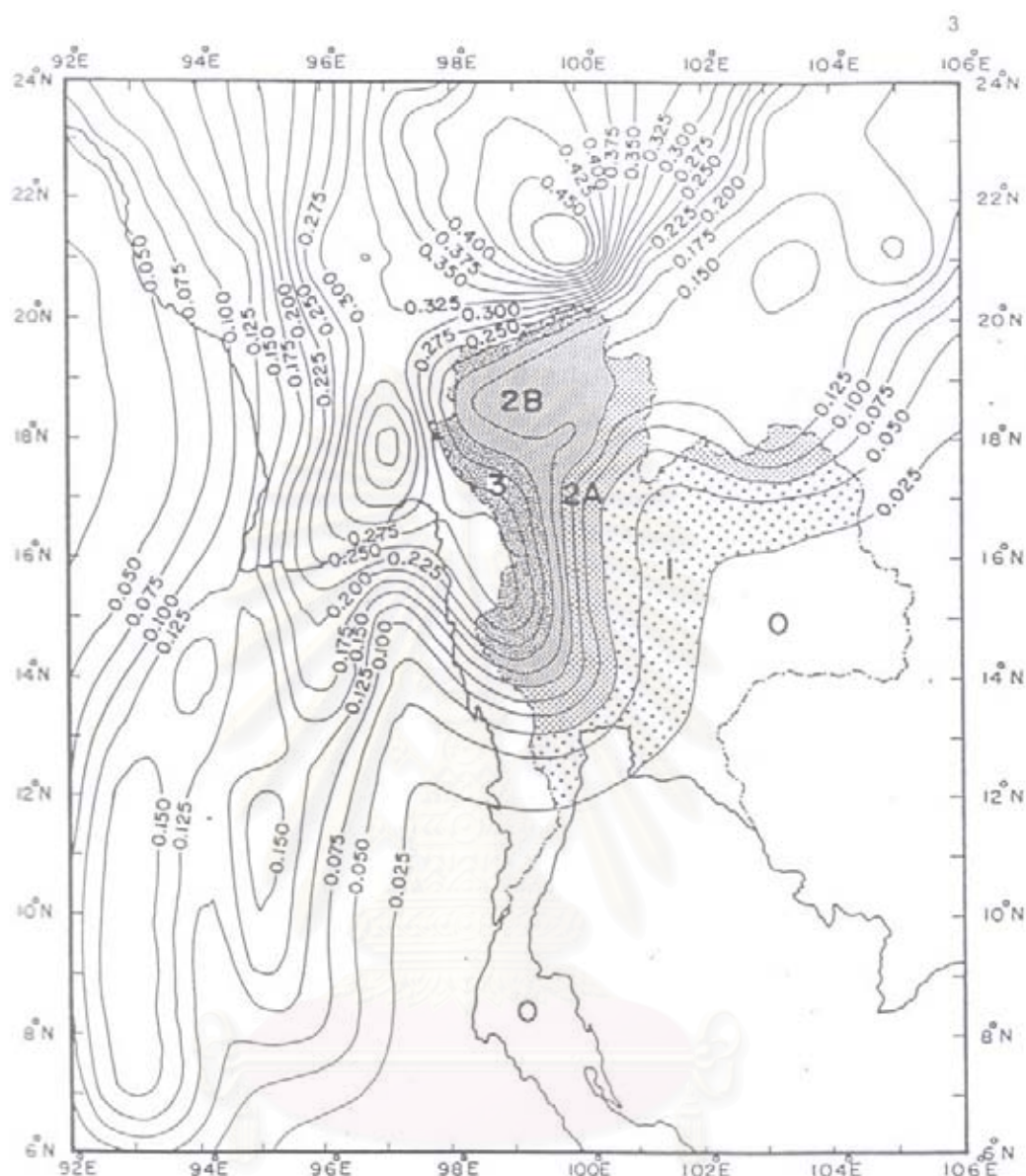
การเกิดแผ่นดินไหว ถือเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติที่สร้างความเสียหายให้กับมนุษยชาติ และสิ่งก่อสร้างอย่างใหญ่หลวง การศึกษาถึงสาเหตุและการคาดการณ์ล่วงหน้าของการเกิดแผ่นดินไหว ยังไม่สามารถทำได้อย่างถูกต้องแม่นยำดังนั้นการก่อสร้างอาคารให้สามารถต้านทานต่อแรงสั่นสะเทือนอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหวจะเป็นทางออกที่เหมาะสมที่สุด

ปัจจุบัน ประเทศไทยได้ออกกฎหมายควบคุมให้อาคารในเขตเสี่ยงภัยได้รับการออกแบบก่อสร้างให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว เพราะประเทศไทยอาจจะได้รับผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศใกล้เคียงหรือภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 1.1 (สุมาลี ประจวบ และ บุรินทร์ เวชบรรเทิง 1992) แต่ข้อมูลคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Dynamic) ซึ่งเป็นข้อมูลพื้นฐานที่สำคัญสำหรับการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินในประเทศไทยค่อนข้างจะมีน้อยมาก จึงจำเป็นต้องมีการศึกษาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ เพื่อนำไปใช้ในการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินในสภาวะที่เกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากลักษณะของดินในแต่ละที่ไม่เหมือนกัน การจะเอาคุณสมบัติของดินจากบริเวณหนึ่งไปเป็นตัวแทนของดินอีกที่หนึ่งคงจะไม่เหมาะสม จึงมีแนวความคิดที่จะศึกษาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ขึ้น แม้ว่าโอกาสที่จะเกิดแผ่นดินไหวในกรุงเทพฯ นั้นจะมีน้อยมาก เพราะกรุงเทพฯ ตั้งอยู่ห่างไกลจากแหล่งที่เป็นจุดกำเนิดของแผ่นดินไหวมาก แต่ก็ยังอยู่ในบริเวณ (Zone) ที่จะได้รับผลกระทบเนื่องแผ่นดินไหวได้ดังรูปที่ 1.2 (เป็นหนึ่งใน วานิชชัย และ อาเด ลีซานโตโน 1994) โดยมีค่าความเสี่ยงภัยตามข้อกำหนด UBC อยู่ที่ Zone I



รูปที่ 1.1 ขนาดของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในแถบเอเชียตะวันออกเฉียงใต้

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 1.2 บริเวณ (Zone) ที่ได้รับผลกระทบอันเนื่องจากแผ่นดินไหว

เป็นที่ทราบกันดีว่าลักษณะของดินกรุงเทพฯนั้นโดยทั่วไปเป็นดินตะกอน (Transported Soil) และ Alluvial ซึ่งเป็น Terrestrial Deposit มีความหนามากกว่า 1500 เมตร ชั้นล่างเป็นชั้นหินดินดาน ซึ่งอยู่ที่ความลึกไม่แน่นอน เชื่อกันว่าเกินกว่า 1500 เมตร (วสท.2520) ถัดจากชั้นหินดินดานเป็นชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายและกรวด จนกระทั่งถึงความลึกประมาณ 14-20 เมตร จากผิวดิน จากนั้นดินตะกอนเป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางสีเทา ซึ่งในเวลาต่อมา มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลสูงขึ้นทำให้ดินเหนียวอ่อนตกตะกอนมีความหนาประมาณ 14-18 เมตร ต่อมาเมื่อดินเหนียวอ่อนซึ่งเป็น Marine Deposit โดนชะล้าง (Leaching) ทำให้



ปริมาณเกลือในดินเป็นผลให้โครงสร้างดินไม่มีเสถียรภาพและมีความไวสูง (Sensitivity) ทำให้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวภายในกรุงเทพฯ จึงค่อนข้างต่ำ

ผลกระทบของการเกิดแผ่นดินไหวต่ออาคารและสิ่งปลูกสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อน ความเสียหายอันเนื่องมาจากคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล (Far field wave) อาคารและสิ่งปลูกสร้าง ที่สร้างอยู่บนดินเหนียวอ่อน อันมีให้เห็นได้อย่างชัดเจนในกรณีตัวอย่างการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศเม็กซิโกเมื่อปี ค.ศ.1957 (Rosenblueth,1960 and Hadley et al. 1990) ซึ่งวัดค่าอัตราเร่งสูงสุดที่ชั้นหิน (The maximum acceration) ในเม็กซิโกซิตี (Mexico city) ได้เพียง 0.05g ถึง 0.10g ซึ่งถือได้ว่ามีค่าน้อยมาก ทำให้อาคารบ้านเรือนเสียหายมากพอสมควรและมีคนตายหลายพันคนตามรายงาน

จากการศึกษาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวของเม็กซิโกซิตี พบว่า มีค่า damping ratio ที่ค่อนข้างต่ำ และค่า predominant period (resonant period) ที่ค่อนข้างสูง ทำให้คลื่นการสั่นสะเทือนระยะไกล (Far field shake) ถูกขยายขึ้น (Amplification) ก่อให้เกิดความเสียหาย แก่ สิ่งปลูกสร้างต่างๆ ดังนั้นจึงคิดว่าเป็นสิ่งที่น่าสนใจเพราะมีการศึกษาในเรื่องนี้น้อยมากสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ การศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ชั้นดินอ่อน (ดินเหนียวหรือ ดินทราย) ในอดีตที่ผ่านมาทำกันมากในประเทศที่อยู่ในเขตที่มีความเสี่ยงภัยเนื่องจากแผ่นดินไหวสูง เช่น ประเทศสหรัฐอเมริกาและประเทศญี่ปุ่น เป็นต้น คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินเหนียวที่ทำการศึกษากันมากได้แก่ การเปลี่ยนแปลงโมดูลัสเฉือน (Shear modulus) อัตราส่วนแดมป์พิง (Damping ratio) และการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับน้ำหนัก (Shear strength) ภายใต้การกระทำของแรงแบบซ้ำซาก เป็นต้น ส่วนคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของดินทรายที่ทำการศึกษากันได้แก่ การเปลี่ยนแปลงของโมดูลัสเฉือน อัตราส่วนแดมป์พิง และliquefaction potential เป็นต้น

จากการศึกษาต่างๆ นั้นได้มีการเสนอ สมการ แบบจำลอง และวิธีการวิเคราะห์ต่างๆ อย่างมากมาย ผลที่ได้เหล่านี้ได้มาจากการทดสอบของดินในแต่ละที่ จึงมีความเหมาะสมกับสภาพดินในบริเวณนั้นๆ ทำให้การนำผลเหล่านี้มาประยุกต์ใช้กับดินอ่อนกรุงเทพฯ จำเป็นต้องทำการตรวจสอบอย่างระมัดระวัง ดังนั้นเพื่อให้เกิดความมั่นใจในการคาดคะเนและวิเคราะห์จึงจำเป็นต้องมีการทดลองตัวอย่างของดินกรุงเทพฯ ขึ้นมาจริงๆ ซึ่งอาจจะทดลองในห้องปฏิบัติการหรือในสถานที่จริง เพื่อจะได้ข้อมูลที่แท้จริงของดินกรุงเทพฯ สำหรับใช้ในการวิเคราะห์และการคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินกรุงเทพฯ ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว

การหาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ของดินนั้นในทางปฏิบัติสามารถแบ่งออกเป็น 2 วิธีด้วยกันคือ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการทดสอบในสนาม ซึ่งในบริเวณใจกลางเมืองกรุงเทพ ได้เคยมีการทดสอบในสนามโดยใช้วิธีการวัดความเร็วของการแผ่กระจายของคลื่นความเค้น (Wave propagation) โดยทำการวัดความเร็วคลื่นแบบเฉือน (Shear wave velocity) (Ashford, A., S., et al. 1997) ซึ่งการวัดความเร็วของคลื่นความเค้นนี้จะได้ค่าโมดูลัส ที่ระดับความเครียดต่ำๆ และต่อมาได้มีการศึกษาหาค่าโมดูลัสและ Damping Ratio ด้วยวิธีการ Cyclic triaxial test (พิพัฒน์ ทองนิม, 1998) ซึ่งเป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ระดับความเครียดสูง การทดสอบด้วยวิธีนี้ไม่สามารถหาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ที่ระดับความเครียดต่ำๆ ได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องศึกษาทดสอบหาค่าโมดูลัส ที่ระดับความเครียดต่ำในห้องปฏิบัติการเพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบในสนามและศึกษาพฤติกรรมทางด้านโมดูลัสในลักษณะต่างๆ ที่การทดสอบในสนามไม่สามารถทำได้

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

จุดประสงค์ของการวิจัยเพื่อศึกษาพฤติกรรมทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ Small strain โดยวิธีการแพร่กระจายของคลื่นด้วย Bender elements ในเครื่องมือทดสอบ Triaxial test แล้วนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับ การทดสอบในสนาม โดยแบ่งย่อยได้ดังนี้

1. ศึกษาผลกระทบของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining stress) ที่มีต่อค่าโมดูลัส
2. ศึกษาผลกระทบของ Plasticity ที่มีต่อค่า โมดูลัส
3. ศึกษาผลกระทบของ Stress history ที่มีต่อค่า โมดูลัส
4. ศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่า Initial shear modulus ที่สภาวะ Strain level ต่าง ๆ
5. เปรียบเทียบผลที่ได้จากการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการ

## 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

งานวิจัยนี้จะศึกษาคุณสมบัติทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องมือ Triaxial Apparatus ที่ติดตั้ง Bender element โดยการทดสอบจะแบ่งออกเป็น 2 ช่วงการทดสอบด้วยกัน

1. ช่วงบีบอัดคายตัว (Consolidation) จะทำการหาค่าโมดูลัสที่ระดับหน่วยแรงประสิทธิผลในช่วงต่างๆ (หาค่าโมดูลัสเมื่อตัวอย่างทดสอบสิ้นสุดการบีบอัดคายตัวในระดับความดันนั้น ๆ แล้ว)
2. ช่วงทดสอบหากำลังรับแรงอัด (Shearing) จะทำการหาค่าโมดูลัสในระหว่างที่ทำการทดสอบหากำลังรับแรงอัด

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากงานวิจัยมีดังนี้

1. นำผลที่ได้จากการทดลองและการวิเคราะห์ผลไปใช้ประกอบในการออกแบบทางด้านพลศาสตร์ (Soil dynamic) เช่น ฐานรากของเครื่องจักร (Machine foundation) ทั้งแบบฐานรากตื้น (Shallow foundation) และแบบฐานรากลึก (Deep foundation)
2. เป็นการเตรียมการทางด้านข้อมูลต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Soil dynamics) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประมาณการเคลื่อนตัวของดินในขณะเกิดแผ่นดินไหวและป้องกันผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหว
3. ทำให้เกิดความสนใจและเข้าใจเกี่ยวกับลักษณะงานทางด้านคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Soil dynamics) ในประเทศไทยมากขึ้นและเป็นแนวทางการศึกษาและการนำไปประยุกต์ใช้ให้เกิดประโยชน์สูงสุดในอนาคต



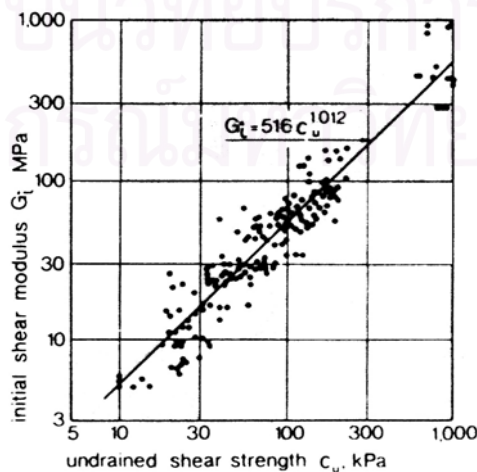
## บทที่ 2

### ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

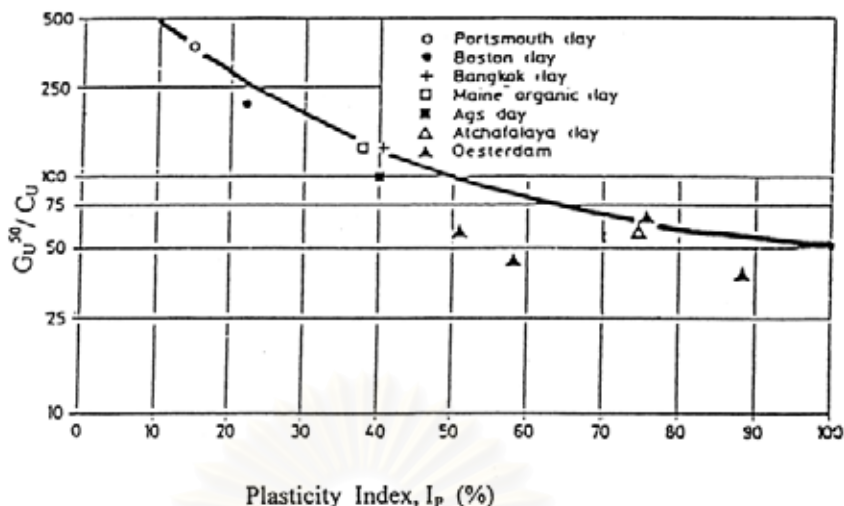
#### 2.1 บทนำ

พฤติกรรมของ Stress-Strain ของดินในเทอมของ โมดูลัสสามารถแบ่งได้ที่ระดับ Strain ต่าง ๆ กัน คือที่ Very small strain, Small strain และ Large strain ซึ่งปัจจัยที่มีผลต่อ โมดูลัสได้แก่ Rate of loading, Time effect, Creep, ระดับของ Stress-Strain, OCR และ Stress history ของตัวอย่างดินเป็นต้น

ค่าโมดูลัสแบบเฉือนเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญและใช้มากในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี สามารถหาได้หลายวิธีเช่นวิธี Conventional routine test (การทดสอบกำลังของดินทั่วไปเช่น Unconfined compaction test, Triaxial test) สำหรับหาที่ Large strain, วิธี Wave propagation techniques สำหรับหาที่ Small strain, Bender element สำหรับหาที่ Very small strain และวิธีหาค่า Stiffness modulus ในสนาม หรือทำการหาค่า Stiffness modulus โดยใช้สมการอิมไพริกัล เช่น Hara et al เสนอผลการทดสอบบนความสัมพันธ์ระหว่าง  $G_i$  กับ  $C_u$  ที่ได้จากการทดสอบในดินเหนียวที่ประเทศญี่ปุ่นซึ่งได้ความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.1 หรือจากความสัมพันธ์ระหว่าง ค่า Undrained shear strength กับค่า index properties ดังแสดงให้เห็นดังรูป 2.2 ซึ่งพล็อตระหว่างค่า  $G_{50}/C_u$  กับค่า IP (%) ซึ่งประมาณโดย Termatt, Vermeer และ Verger, 1985 สำหรับดินเหนียวเป็นต้น



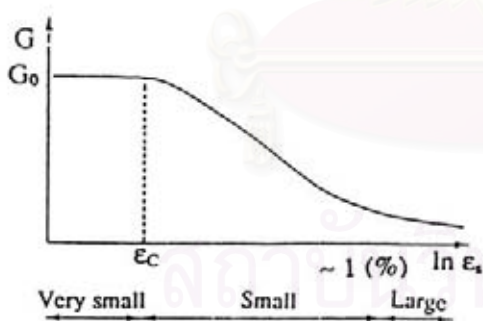
รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $C_u$  กับ  $G_i$  โดย Hara et al



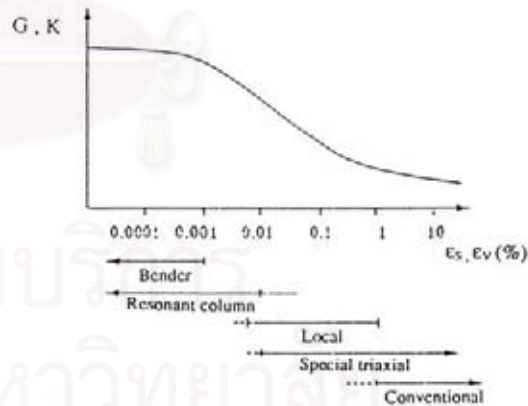
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $I_p$  กับ  $G_u^{50}/C_u$  โดย Termatt, Vermeer และ Verger, 1985

### 2.2 ลักษณะพฤติกรรมของโมดูลัสแบบเฉือน ที่ค่า strain levels ต่าง ๆ

โดยพื้นฐานแล้ว ค่า Stiffness modulus สามารถหาได้จาก ความชันของ Stress-Strain curve (secant หรือ tangential gradient) อย่างไรก็ตามความถูกต้องในการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ระดับ Strain levels ต่าง ๆ ในทางปฏิบัติจะกระทำได้โดยประมาณช่วงของการวัดดังรูปที่ 2.3 และ 2.4 ซึ่งจากรูปสามารถอธิบายพฤติกรรมของ Stress-Strain ในดินได้ดังนี้



รูปที่ 2.3 แสดงค่าของ  $G$  ในช่วง Strain ต่าง ๆ



รูปที่ 2.4 แสดงช่วงของ Strain ที่เหมาะสมในการทดสอบวิธีต่าง ๆ

1. Stress-Strain curve จะมีลักษณะ non-linear เพิ่มขึ้นเมื่อ Strain เพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นชัดเจนว่าค่า Shear modulus มีการเปลี่ยนแปลงเมื่อ Strain เปลี่ยน
2. ในช่วง Small strain พฤติกรรมของ Stress-Strain เกือบเป็นเส้นตรงและ Shear modulus มีค่าคงที่
3. ที่ Small strain ค่า Shear modulus จะมีค่ามากแต่ค่าจะลดลงมาเหลือเพียงหนึ่งในสิบเมื่อ Strain เพิ่มขึ้นจนถึง 1% โดยประมาณ
4. ค่า Bulk modulus ที่เปลี่ยนไปเนื่องจาก Volumetric strain (การเปลี่ยนแปลงปริมาตร) จะมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงที่เหมือนกับค่า Shear modulus ที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากค่า Shear strain

มันเป็นการง่ายที่จะแยกความแตกต่างของช่วง Strain โดยใช้คุณสมบัติของ Stress-Strain curve ดังแสดงในรูป 2.3 ซึ่งแสดงค่า Stiffness ในอุดมคติ ที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจาก Strain levels ของดินโดย Atkinson & Salfors, 1989 ซึ่งแบ่งเป็นช่วงได้ดังนี้

1. **Very small strain:** Strain < 0.001% ค่า Shear modulus จะเกือบคงที่เมื่อค่า Strain เปลี่ยนแปลง นั่นคือในช่วงนี้ โมดูลัสแบบเฉือน จะไม่ขึ้นกับ Strain
2. **Small strain:** 0.001% < Strain < 1% ลักษณะของ Stress-Strain curve จะเป็นลักษณะ highly non-linear และค่า โมดูลัสแบบเฉือนจะ ขึ้นกับ Strain
3. **Large strain:** strain > 1% สภาพของดินจะใกล้ Failure ค่า โมดูลัสแบบเฉือนจะมีค่าน้อย

## 2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ โมดูลัสแบบเฉือน

พารามิเตอร์ที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือน กับ Young's modulus นี้มักจะมีแนวโน้มที่เหมือนกันเกือบทั้งหมด แต่ก็จะมีแตกต่างกันบ้างในบางตัว Hardin & Black, 1968 ที่ให้เห็นถึงพารามิเตอร์สำคัญ ๆ ที่ส่งผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนในรูปแบบของฟังก์ชันดังนี้

$$G = f(\sigma_0', e, C, A, H, t, S, \tau_0, f, \theta, T) \quad 2.1$$

เมื่อ

$\sigma_0'$	=	หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective octahedral normal stress)
$e$	=	Void ratio
$C$	=	ลักษณะจำเพาะของเม็ดดิน, รูปร่าง, ขนาด, สัดส่วนคละ, mineralogy
$A$	=	ขนาดของ Strain
$H$	=	ประวัติของหน่วยแรง (Stress history) และ ประวัติของการรับแรงสั่นสะเทือน (Vibration history)
$t$	=	Secondary time effect
$S$	=	ความอิ่มตัวของดิน (Degree of saturation)
$\tau_0$	=	หน่วยแรงเฉือน (Octahedral shear stress)
$f$	=	ความถี่ของการสั่นสะเทือน (Frequency of vibration)
$\theta$	=	โครงสร้างของดิน (Soil structure)
$T$	=	อุณหภูมิ

### 2.3.1 ผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนในดินประเภท Cohesionless Soil

ในการทดลองหาค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ Small strain ของดินประเภท Cohesionless soil จากห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดลองหลายประเภทพบว่า ในการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน ภายใต้สภาพหน่วยแรงดันประสิทธิผลที่แตกต่างกัน (Effective confining pressure) ค่า Void ratio (e) จะมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือนมากที่สุด ซึ่งในยุคแรก ๆ Hardin & Richart, 1963 เสนอผลกระทบของ Void ratio อยู่ในรูปของฟังก์ชัน  $F(e)$  ซึ่งมีลักษณะของสมการดังนี้

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad \text{หรือ} \quad F(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \quad 2.2$$

ฟังก์ชัน  $F(e)$  ในสมการที่ 2.2 ฟังก์ชัน  $F(e)$  ตัวแรก โดยทั่วไปมักใช้กับดินประเภททราย เกือบที่ค่า Void ratio อยู่ประมาณ 0.5-1.2 ส่วนดินทรายที่มีค่า Void ratio มากกว่านั้นหรือสูงกว่า จะใช้ฟังก์ชัน  $F(e)$  ในสมการที่ 2 แทน

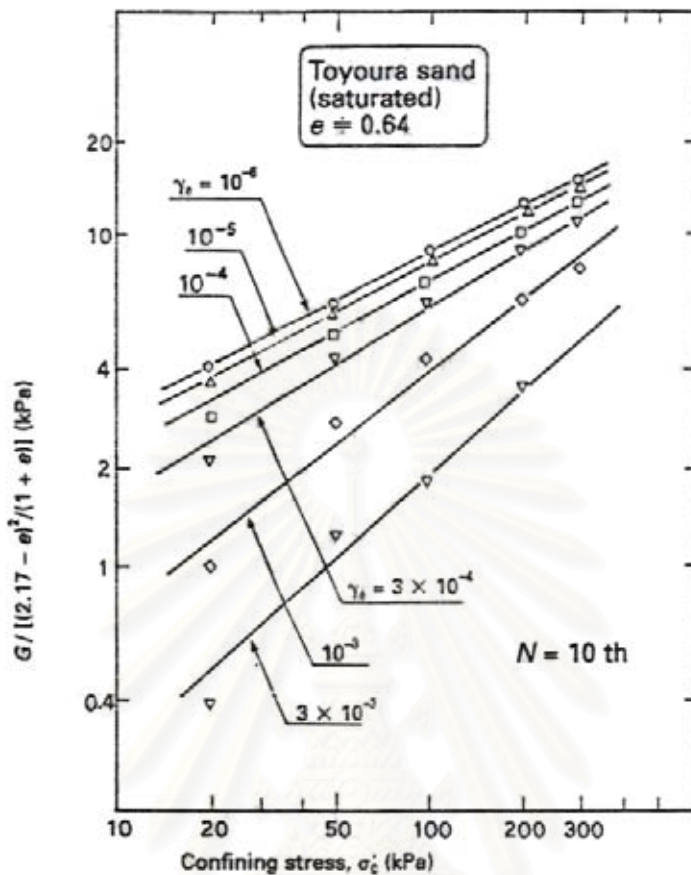
การอธิบายพฤติกรรมของค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วยฟังก์ชัน  $F(e)$  ที่สภาพหน่วยแรงประสิทธิผลต่าง ๆ ได้รับการยอมรับอย่างมากและมีการทดลองสนับสนุนฟังก์ชัน  $F(e)$  ของ Hardin & Richart, 1963 มากมายดังเช่นผลการทดลองของ Kokusho, 1980 ที่ได้ทำการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน ( $G_0$ ) ของดินทรายที่ Toyoura ด้วยเครื่องทดสอบ Cyclic test คุณสมบัติของตัวอย่าง เป็นดินทรายอิมตัวมีค่า Poisson ' s ratio  $\nu = 0.5$  และเมื่อนำมาพล็อตกราฟ log-log scale ในความสัมพันธ์ของ  $\frac{G}{F(e)}$  กับ หน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma_0'$ ) พบว่าลักษณะของค่า โมดูลัสแบบเฉือน มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรง เมื่อค่า หน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น สนับสนุนกับ  $F(e)$  ที่ Hardin & Richart, 1963 ได้เสนอไว้ดังรูป 2.6 โดยความสัมพันธ์ของโมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลสามารถหาความสัมพันธ์อยู่ในรูปของสมการอิมไพริคัลดังนี้

$$G_0 = AF(e)(\sigma_0')^n \quad 2.3$$

$G_0$  = ค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Initial shear modulus) (kPa)

$\sigma_0'$  = หน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำต่อดิน (kPa)

$A, n$  = ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับ Strain level และ ชนิดของดิน



รูปที่ 2.5 ผลกระทบของหน่วยแรงประสิทธิผลต่อค่าโมดูลัสแบบเฉือนโดย Kokusho, 1980

ในการทดลองดังกล่าว Kokusho, 1980 สามารถหาความสัมพันธ์ของโมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลของดินทรายที่ Toyoura ที่ Small shear strain ( $\gamma = 10^{-5}$ ) ได้เท่ากับสมการ

$$G_0 = 8400 \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} (\sigma_0')^{0.5} \text{ (kPa)}$$

สมการที่ 2.3 สามารถใช้ได้กับดินทรายทุกประเภท โดยที่ในดินแต่ละประเภทก็จะให้ค่าคงที่ A, n ที่แตกต่างกันออกไปดังที่ Kokusho, 1967 ได้ศึกษาวิจัยและสรุปดังในตารางที่ 2.1 จะเห็นว่าค่าคงที่ A จะมีช่วงแปรเปลี่ยนตามแต่ละชนิดของดินที่กว้างมาก ค่าคงที่ n จะอยู่ประมาณ 0.5



ตารางที่ 2.1 ค่าคงที่ของสมการอิมไพริกัล ;  $G_0 = AF(e)(\sigma_0')^n$  ที่ Small strain (Kokusho, 1987)

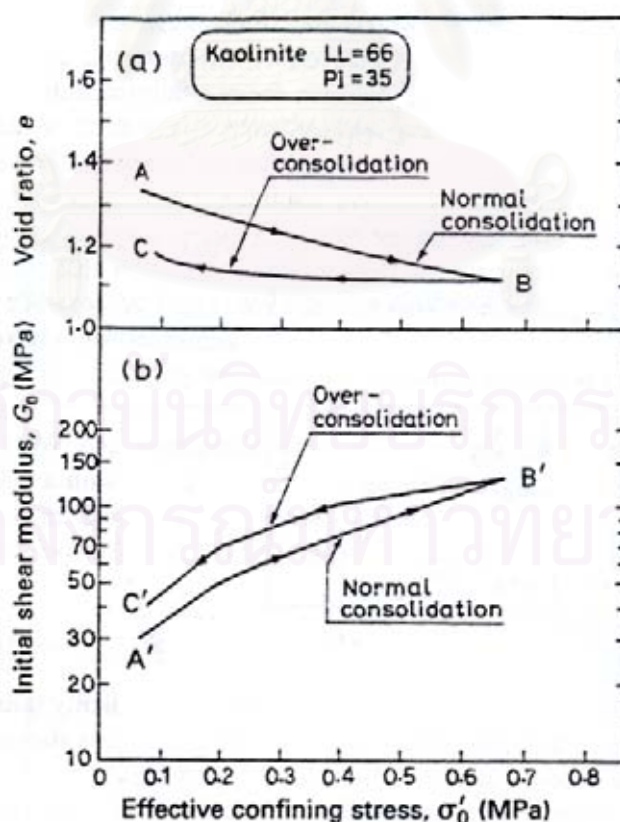
<i>References</i>	<i>A</i>	<i>F(e)</i>	<i>n</i>	<i>Soil material</i>	<i>Test method</i>	
Sand	Hardin-Richart (1963)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Round grained Ottawa sand	Resonant Column
		3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Angular grained crushed quartz	Resonant column
	Shibata-Soelarno (1975)	42000	$(0.67-e)/(1+e)$	0.5	Three kinds of clean sand	Ultrasonic pulse
	Iwasaki et al. (1978)	9000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38	Eleven kinds of clean sand	Resonant column
	Kokusho (1980)	8400	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Toyoura sand	Cyclic triaxial
	Yu-Richart (1984)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Three kinds of clean sand	Resonant column
Clay	Hardin-Black (1968)	3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Kaolinite, etc.	Resonant column
	Marcuson-Wahls (1972)	4500	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Kaolinite, $I_p^{**} = 35$	Resonant column
		450	$(4.40-e)^2/(1+e)$	0.5	Bentonite, $I_p = 60$	Resonant column
	Zen Umchara (1978)	2000~4000	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Remolded clay, $I_p = 0\sim 50$	Resonant column
	Kokusho et al. (1982)	141	$(7.32-e)^2/(1+e)$	0.6	Undisturbed clays, $I_p = 40\sim 85$	Cyclic triaxial

\* $\sigma_0'$  : kPa,  $G_0$  : kPa, \*\*  $I_p$  : Plasticity Index



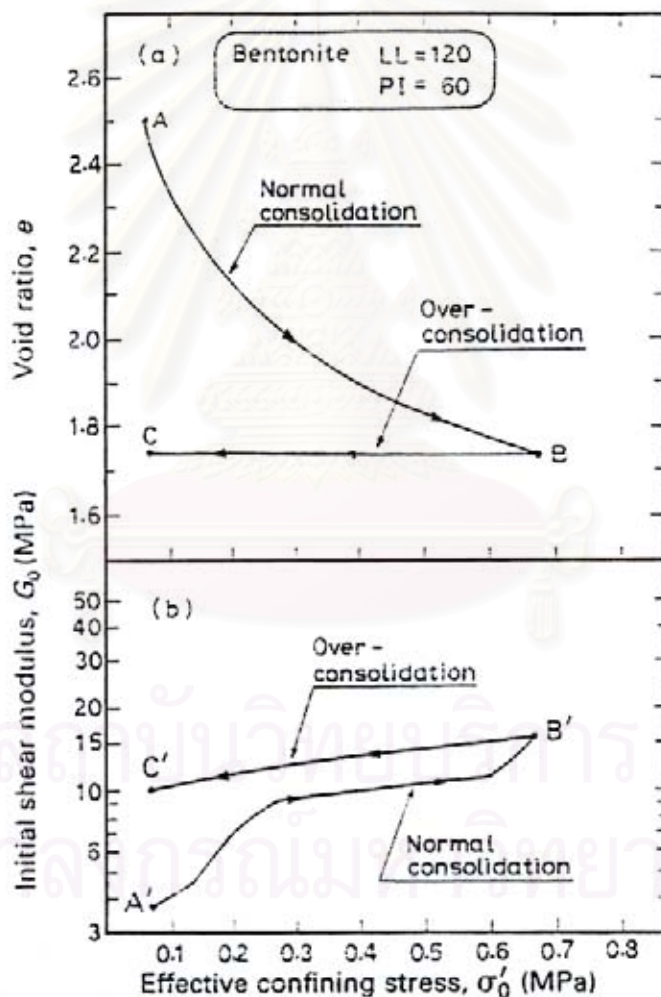
### 2.3.2 ผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนในดินประเภท Cohesive soil

เป็นที่รู้กันดีว่า พารามิเตอร์ที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมของดินประเภท Cohesive soil ก็คือ Plasticity และ Stress history และในงานที่วิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นถึงผลกระทบของ Plasticity และ Stress history ที่มีผลต่อค่า โมดูลัสแบบเฉือน ดังเช่นในการทดลองของ Humphries & Wahls, 1968 ที่ได้ทำการศึกษาผลกระทบของ OCR ที่มีต่อค่า โมดูลัสแบบเฉือน ในตัวอย่างดินเหนียว Kaolinite ที่มี Plasticity Index ( $I_p$ ) = 35 % ด้วยวิธี resonant column test ผลการทดลองที่ได้เป็นดังรูป 2.7 การทดลองจะทำการ Load ในช่วง Normal consolidation (Isotropic) และหลังจากนั้นทำการ Unload กลับมาในระหว่างที่ Load และ Unload จะทำการวัดค่าโมดูลัสแบบเฉือนไปด้วย ซึ่งผลการทดลองที่ออกมาปรากฏว่าค่า โมดูลัสแบบเฉือนในช่วง Over consolidation จะมีค่าสูงกว่าค่า โมดูลัสแบบเฉือนในช่วง Normal consolidation ประมาณ 10 ถึง 30 % Humphries & Wahls, 1968 อธิบายถึงผลการทดลองที่ได้ว่าเป็นผลอันเนื่องมาจากค่า Void ratio ในรูป 2.6 ในช่วง Over consolidation มีค่าต่ำกว่าช่วง Normal consolidation นั้นเอง



รูปที่ 2.6 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินเหนียวที่มีค่า Plasticity ต่ำซึ่งมีอิทธิพลในช่วง OCR

ในการทดลองลักษณะเดียวกันกับดินเหนียว Bentonite ที่มีค่า Plasticity Index ( $I_p$ ) = 60 % ซึ่งผลการทดลองเป็นดังรูป 2.7 ผลการทดลองที่ได้มีลักษณะแนวโน้มที่เหมือนกันกับกรณีในดิน Kaolinite แต่ค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ของดินเหนียว Bentonite ให้ค่าที่ต่ำกว่าค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากดินเหนียว Kaolinite และเมื่อสังเกตผลของการทดลองจะพบว่า การเพิ่มขึ้นของค่า โมดูลัสแบบเฉือนเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น ของดินเหนียว Kaolinite ที่มีค่า Plasticity Index ต่ำกว่าจะ เห็นเด่นชัดมากกว่าดินเหนียว Bentonite ที่มีค่า Plasticity Index สูงกว่า เห็นได้ชัดว่า Plasticity ของดินเหนียวมีผลอย่างมากในช่วง Over consolidation



รูปที่ 2.7 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินเหนียวที่มีค่า Plasticity สูง ซึ่งมีอิทธิพลในช่วง OCR

ต่อมาได้มีการทดลองที่สนับสนุนพฤติกรรมข้างต้นนี้โดย Hardin & Black, 1968, 1969 ซึ่งทดลองในดินเหนียว Undisturbed จากหลายสถานที่และหลายประเภท ชื่อและคุณสมบัติของดินเหนียวที่นำมาทดสอบแสดงในตารางที่ 2.2 และผลการทดลองแสดงในรูป 2.8 แสดงความสัมพันธ์ของ โมดูลัสแบบเฉือนสัดส่วนกับ  $F(e)$  กับ หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining stress) การทดลองกระทำด้วยวิธี Resonant column test ค่าของหน่วยแรงกำลังรับแรงแบกทานในอดีตของตัวอย่างทั้งหมดอยู่ประมาณ 0.2 MPa จากข้อมูลการทดลองทั้งหมดจะเห็นว่าผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนจะตกอยู่ในขอบเขตในสมการอิมไพริกัล 2 สมการดังนี้คือ

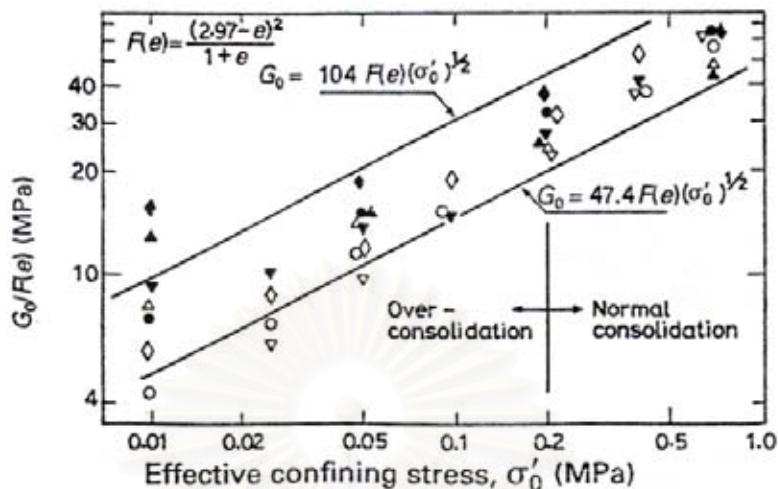
$$G_0 = 104F(e)(\sigma'_0)^{0.5} \quad 2.4$$

และ

$$G_0 = 47.4F(e)(\sigma'_0)^{0.5} \quad 2.5$$

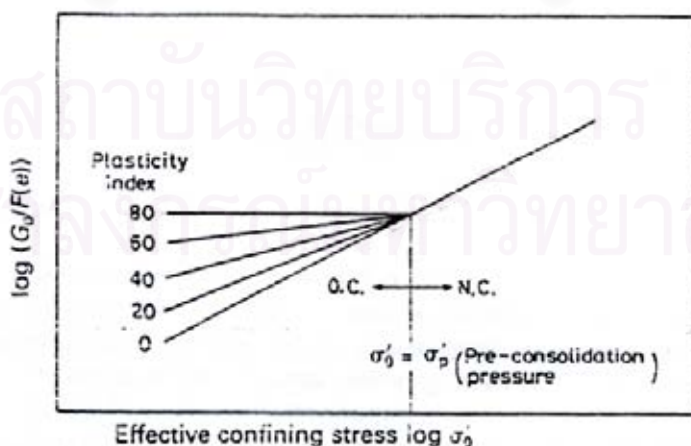
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติทางกายภาพของดินที่นำมาทดสอบโดย Hardin & Black, 1969

Symbol	Name	Classification	Natural water content	Natural Voil Ratio	LL	PI	$I_p$	Activity
	San Francisco Bay mud	CH	44	1.20	79	27	52	1.16
	Virginia clay	CH	33	0.9	54	28	26	-
	San Francisco Bay mud	CL-CH	52	1.42	49	25	24	1.11
	Rhodes creek silty clay	CL	36	0.98	42	22	20	0.68
	Little river silty loam	CL	19	0.59	29	15	14	0.79
	Floyd brown loam	CL	25	0.66	34	22	12	0.64
	Lick creek silt	MN	36	0.95	34	27	7	0.81
	San Francisco silt	SM	18	0.51	-	-	-	-



รูปที่ 2.8 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินที่มีค่า Plasticity ที่แตกต่างกันที่มีผลกระทบของ Overconsolidation

และเมื่อสังเกตผลการทดลองจากช่วง Over consolidation ของดินเหนียวที่มีค่า Plasticity Index ที่สูงจะพบว่าค่า โมดูลัสแบบเฉือนจะมีแนวโน้มที่เพิ่มน้อยกว่าดินเหนียวที่มีค่า Plasticity Index ที่ต่ำ Hardin & Black, 1969 ได้เสนอถึงแนวโน้มการเพิ่มขึ้นของ โมดูลัสแบบเฉือนในช่วงที่ Confining stress ต่ำกว่าหน่วยแรงกำลังรับแรงแบกทานในอดีตดังรูป 2.9



รูปที่ 2.9 คุณลักษณะของโมดูลัสแบบเฉือนที่มีผลกระทบอันเนื่องมาจาก Overconsolidation ratio และ Plasticity Index

Hardin & Black ได้เสนอสมการหาค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่คิดถึงผลกระทบของ OCR ดังสมการที่ 2.6 โดยที่ค่า โมดูลัสแบบเฉือนในช่วง Normal consolidation จะสามารถใช้สมการ อิมไพริกัล ในรูปของ สมการที่ 2.3 ส่วนสมการของ โมดูลัสแบบเฉือนในช่วง Over consolidation ค่า โมดูลัสแบบเฉือน ( $G_{CO}$ ) จะเป็นในรูปแบบสมการดังนี้

$$G_{CO} = A_{CO} F(e) (\sigma_0')^{n_0} \tag{2.6}$$

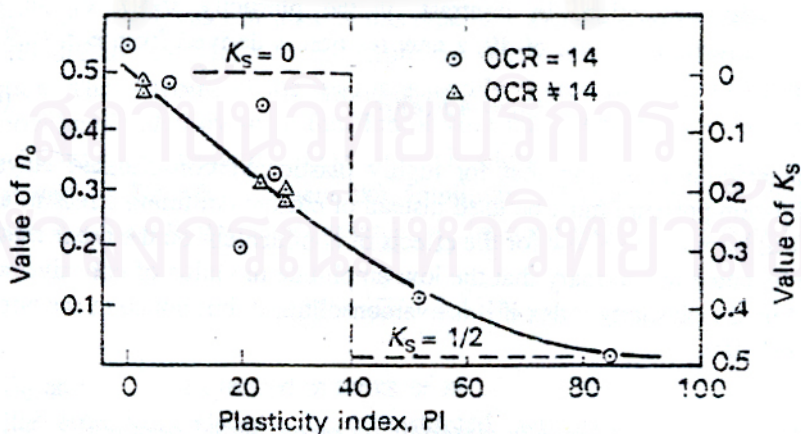
$A_{CO}$  และ  $n_0$  เป็นค่าคงที่เมื่อ Confining stress ( $\sigma_0'$ ) มีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงแบกทานในอดีต ( $\sigma_p'$ ) และมีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$A_{CO} = A \cdot (\sigma_p')^{0.5-n_0} = A \cdot (\sigma_0')^{k_s}$$

$$k_s = \frac{1}{2} - n_0$$

เมื่อแทนค่ากลับไปในสมการที่ 2.6 จะได้

$$G_{CO} = AF(e)(OCR)^{k_s} (\sigma_0')^{0.5} \tag{2.7}$$



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_s$  กับ Plasticity Index



ค่าของ  $n_0$  ถูกคิดขึ้นโดย **Hardin & Black, 1968** จากผลการทดสอบในตัวอย่างดินเหนียวหลายประเภทดังแสดงในรูปที่ 2.10  $n_0$  กับค่า Plasticity Index ของดินเหนียวจะมีค่าตั้งแต่ 0.5 ถึง 0.0 แต่ในการใช้งานจริงอาจใช้ค่า  $n_0$  เท่ากับ 0.5 หรือ 0.0 สำหรับดินที่มีค่า Plasticity Index น้อยกว่าหรือมากกว่า 40 % มาก ๆ โดยไม่จำเป็นต้องใช้ค่า  $n_0$  ในรูปที่ 2.11 ซึ่งจะทำให้ค่า  $K_s = 0.0$  และ 0.5 ตามลำดับ ดังเช่นกรณีที่ดินเหนียวมีค่า Plasticity Index ที่น้อยกว่า 40 % มาก ๆ สมการที่ 2.3 สามารถนำมาใช้ได้โดยไม่ต้องคิดผลกระทบของโมดูลัสแบบเฉือนอันเนื่องมาจากกำลังรับแรงแบกทานในอดีตกับ Plasticity Index ในทางกลับกันดินที่มีค่า Plasticity Index ที่มากกว่า 40 % มาก ๆ อาจหาค่า Shear modulus จากสมการอิมไพริกัลที่ 2.7 แทนค่า  $K_s = 0.5$  ได้สมการในรูปใหม่ดังนี้

$$G_0 = AF(e)(\sigma_p')^{0.5} \quad 2.8$$

นั่นเท่ากับว่าสำหรับดินที่ Highly plastic over consolidation ค่า หน่วยแรงกำลังรับแรงแบกทานในอดีต ( $\sigma_p'$ ) จะใช้แทน Effective confining stress ( $\sigma_0'$ ) ลงในสมการ อิมไพริกัลในช่วงที่หน่วยแรงมีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงกำลังรับแรงแบกทานในอดีตนั่นเอง

จากที่กล่าวมาข้างต้นจึงสรุปได้ว่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินประเภท Cohesive soils ผลกระทบอันเนื่องมาจาก Plasticity จะมี อิทธิพลในช่วง Over consolidation (OC) แต่จะไม่มีผลในช่วง Normal consolidation (NC)

## 2.4 วิธีการวัดค่า Modulus ในวิธีต่าง ๆ

วิธีการวัดค่า Modulus ในแต่ละวิธีขึ้นอยู่กับค่าของ Strain ในระดับต่างๆ ที่ต้องการหาค่าของ Modulus ถ้าในช่วง strain ที่มากโดยปกติเวลาในการทดสอบในห้อง Lab สามารถหาได้จากความชันของ Stress-Strain curve ได้เลยแต่ถ้าในช่วงที่ Strain น้อย ๆ จะใช้วิธีการแพร่กระจายของคลื่นอย่างเช่นวิธี Hardin resonant column test, Drenvich resonant column test และ Ultrasonic sonic shear wave velocity measurements ในการทดสอบหา Shear modulus ที่ Small strain เป็นต้น ถ้าในช่วง Strain ที่น้อยมาก ๆ วิธีที่นิยมใช้มากก็คือวิธี Bender element test ส่วนในการทดสอบหาค่าในสนาม การประมาณค่า Modulus จะใช้วิธี Rayley-wave-velocity survey, Seismic refraction survey, Cross hole test หรือใช้ seismic cones เป็นต้น

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของดินและวิธีการหาคุณสมบัติที่ Strain ต่าง ๆ

Magnitude of strain	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
Phenomena	Wave Propagation, Vibration		Cracks, differential settlement	Slide, compaction, liquefaction		
Mechanical characteristics	Elastic		Elasto-plastic		Failure	
Effect of Load repetition			←————→			
Effect of rate of loading			←————→			
Constants	Shear modulus, Poisson's ratio, damping				Angle of internal friction, cohesion	
In-situ measurement	Seismic wave method	↔				
	In-situ vibration test			←————→		
	Repeated loading test			←————→		
Laboratory Measurement	Wave propagation, precise test	↔				
	Resonant column precise test			←————→		
	Repeated loading test			←————→		

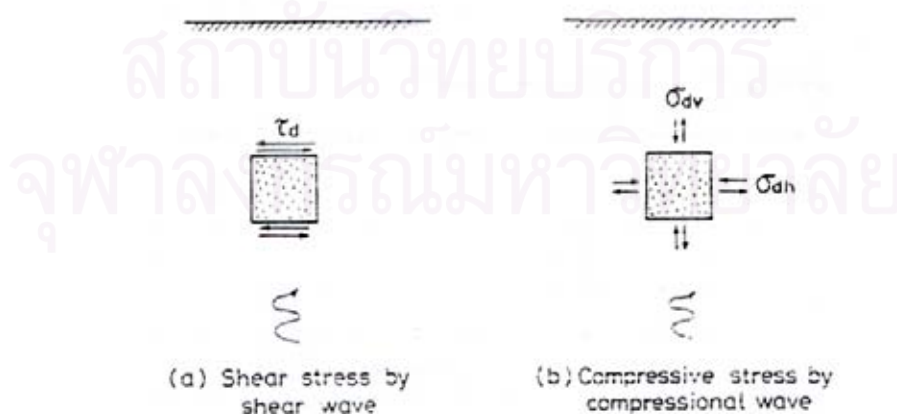


### 2.4.1 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ Large strain levels

โดยปกติในการหาค่า Modulus ในห้อง Lab สามารถหาได้จากความชัน Stress-Strain curve ดังเช่นค่า Yong's modulus สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ความชันระหว่างค่า Stress ( $\sigma$ ) กับค่า Strain ( $\epsilon$ ) ซึ่งสามารถกระทำได้ใน การทดสอบหาค่าลึงของดินอย่างเช่นวิธี unconfined compression test และ Triaxial test เป็นต้น ยกเว้นการวัดที่ Small strain BALDI, HIGHT and THOMAS, 1988 ได้กล่าวถึงการวัดค่า Stiffness ในการทดสอบทั่วไปว่า ที่ Strain น้อยกว่า 0.1% ในตัวอย่าง Unconsolidated และน้อยกว่า 0.1% ในตัวอย่าง Isotropically consolidated โดยทั่วไปค่าที่ออกมาจะเชื่อถือไม่ได้เพราะฉะนั้นค่า Shear modulus จากการทดสอบใน Lab ทั่วไปจะใช้ได้ที่ค่า Strain มากเท่านั้น

### 2.4.2 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ Small strain levels

การหาค่าโมดูลัสที่ Small strain levels นิยมมาจากการแพร่กระจายของคลื่นหลัก ๆ 2 ชนิดด้วยกันนั่นคือคลื่น Body wave (P-Wave) และ Shear wave (S-Wave) ทั้ง 2 คลื่นจะมีลักษณะการเคลื่อนที่ต่างจากกันโดยที่คลื่น P-wave จะทำให้เกิดหน่วยแรงอัดขณะที่คลื่น S-wave จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนดังรูป 2.11 ความแตกต่างของคลื่นทั้ง 2 นี้คือคลื่น P-wave นั้นจะมีผลกระทบต่อความเร็วของคลื่น ขณะที่จะไม่เกิดขึ้นกับคลื่น S-wave เป็นผลอันเนื่องมาจากน้ำไม่สามารถรับแรงเฉือนได้จึงทำให้ไม่เกิด Shear strain ขึ้นกับน้ำ เพราะฉะนั้นเราจึงให้ความสำคัญกับคลื่น S-wave มากกว่าคลื่น P-wave



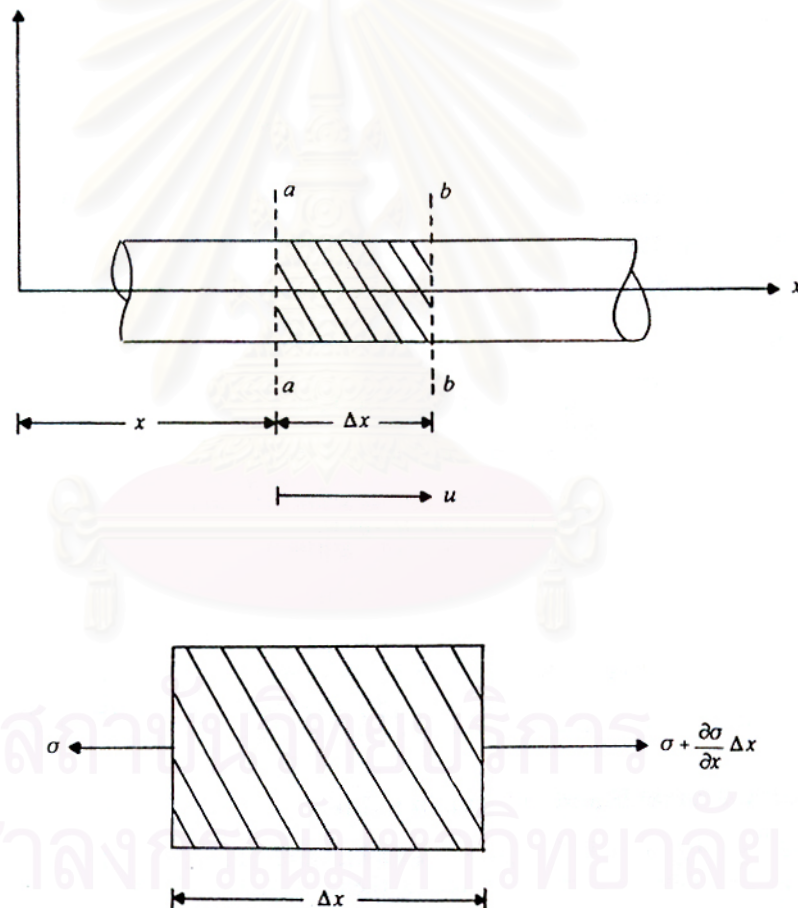
รูปที่ 2.11 ลักษณะของแรงที่เกิดขึ้นเมื่อมีคลื่นความเค้นมากระทำ

ค่าโมดูลัสจะหาได้จากความเร็วของคลื่นที่เดินทางมาถึงครั้งแรก โดยที่ความสัมพันธ์ของโมดูลัสกับความเร็วของคลื่นมาจากพื้นฐานของกฎการเคลื่อนที่ข้อ 2 ของนิวตันที่ว่าด้วยเรื่องของแรงนั้นคือ

$$\sum \text{force} = (\text{mass})(\text{acceleration})$$

2.9

เมื่อพิจารณาลักษณะของวัตถุในกรณีที่แรงกระทำในแนวแกนจากรูปที่ 2.12 เมื่อพิจารณาแท่งวัตถุในพื้นที่ย่อยนั้นคือที่ Section a-a ถึง Section b-b พบว่าจะมีแรงกระทำต่อวัตถุคือ



รูปที่ 2.12 Longitudinal elastic wave in a bar

$$-\sigma A + \left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \Delta x\right) A = \frac{(A \Delta x \gamma)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad 2.10$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} (A \Delta x \gamma) &= \text{น้ำหนักของแท่งวัตถุที่ตัด Section} \\ g &= \text{ความเร่งของ gravity} \end{aligned}$$

สมการที่ 2.10 เมื่อลดรูปจะได้

$$-\sigma A + \left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \Delta x\right) A = \frac{(A \Delta x \gamma)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$-\sigma A + \sigma A + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \Delta x A = \frac{(A \Delta x \gamma)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad 2.11$$

จาก

$$\sigma = (\varepsilon)(E) = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)(E) \quad 2.12$$

จะได้

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}(E) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(\frac{E}{\rho}\right) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right)$$

จาก

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_c^2 \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad 2.13$$

เพราะฉะนั้นจะได้

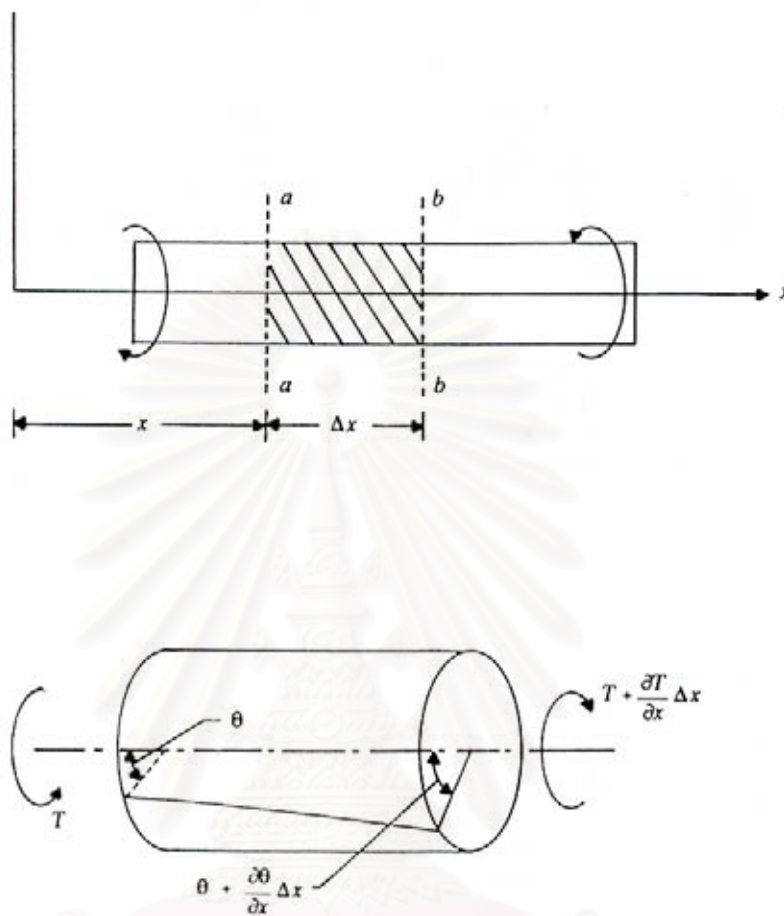
$$E = \rho v_c^2 \quad 2.14$$

$E$	=	ค่า Young's โมดูลัส
$\rho$	=	ความหนาแน่นรวมของดิน
$v_c$	=	ความเร็วของคลื่นความเค้น P-wave

ทำนองเดียวกันถ้าให้แรงกระทำในรูปแบบแรงบิดจากรูปที่ 2.13 เมื่อพิจารณาแท่งวัตถุใน  
พื้นที่ย่อนั้น

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ที่ Section a-a ถึง Section b-b พบว่าจะมีแรงกระทำต่อวัตถุคือ



รูปที่ 2.13 Torsional waves in a bat

$$-T + (T + \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x) = \rho J \Delta x \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

2.15

เมื่อ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$J$  = Polar moment of inertia ของ cross section

สมการที่ 2.15 เมื่อลดรูปจะได้

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho J \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

และจาก

$$T = JG \frac{\partial \theta}{\partial x}$$

แทนลงในสมการจะได้

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$

2.16

$$G = \rho v_s^2$$

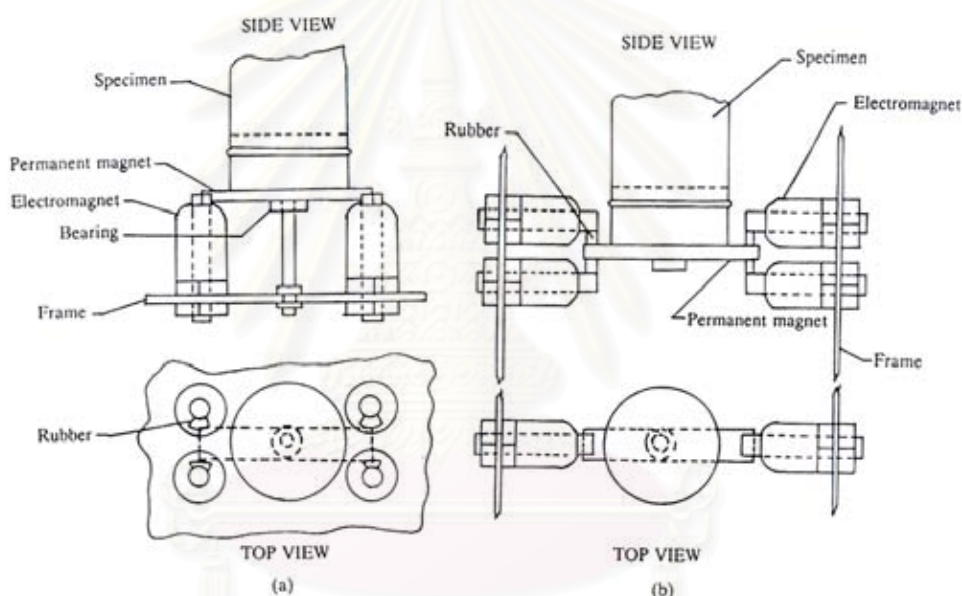
$G$	=	ค่าโมดูลัสแบบเฉือน
$\rho$	=	ความหนาแน่นรวมของดิน
$v_s$	=	ความเร็วของคลื่นความเค้น S-wave

วิธีการแพร่กระจายของคลื่นสำหรับการประมาณค่า Modulus. Strain ที่เกิดขึ้นจากคลื่นปกติมักจะมีขนาดเล็กและสามารถที่จะทำให้ Strain มีขนาดเล็กมาก ๆ ได้ อย่างไรก็ตามค่า Modulus ที่หาจากวิธีการแพร่กระจายของคลื่นจะขึ้นกับ ความต้านทาน, ความถี่, ขนาดของคลื่น, ค่าปรับแก้ เป็นต้น วิธีที่ใช้กันมากในการหา Modulus โดยการแพร่กระจายของคลื่นก็คือ Hardin resonant column test, Drnevich resonant column test และ Ultra sonic shear wave velocity measurement test เป็นต้น

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

- **วิธี Hardin Resonant Column Test**

เป็นวิธีที่นิยมใช้มากอีกวิธีหนึ่งสำหรับวัดหาคคุณสมบัติของดินทาง Dynamic ใน Lab ซึ่ง ทฤษฎีและวิธีการในการทดสอบเสนอโดย Hardin & Richart, 1963 การทดสอบอาศัยพื้นฐานของ ทฤษฎีและวิธีการทดสอบอาศัยพื้นฐานความสัมพันธ์ของ Shear modulus กับความถี่กำทอน ในการทดสอบแรงตามแนวแกนสามารถใส่แรงพร้อมกับวัดความถี่กำทอนที่เกิดขึ้นได้ Shear modulus ที่สามารถวัดได้จากเครื่องมือนี้โดยทั่วไปจะให้ค่าของ Strain ที่น้อยมากประมาณ  $10^{-5}$  อย่างไรก็ตามสามารถดัดแปลงเครื่องให้สามารถสร้างค่า Strain ที่สูงกว่านี้ได้ (เพิ่มได้ถึง  $10^{-3}$ )



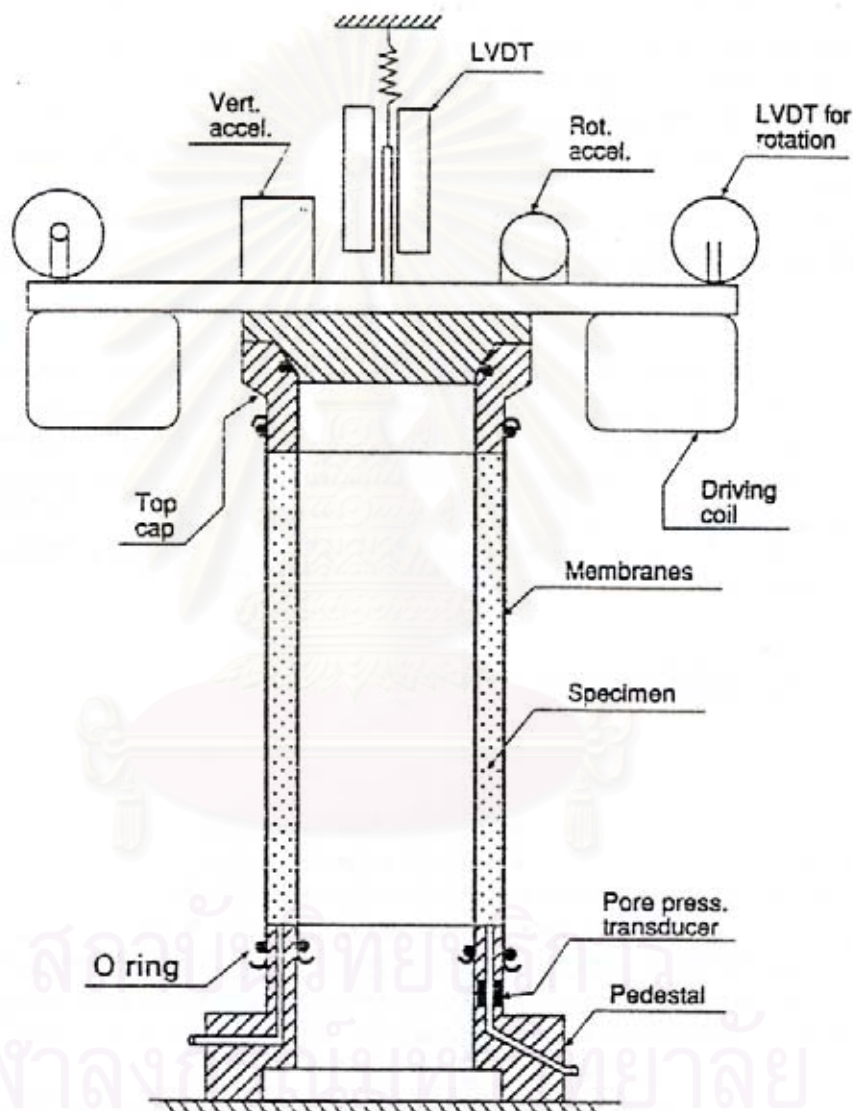
รูปที่ 2.14 Resonant column test apparatus Hardin & Richart, 1963

(a.) for torsional vibration (b.) for longitudinal vibration



- วิธี *Drnevich Resonant Column Test*

สร้างโดย Drnevich, Hall & Richart, 1967 โดยจะใช้ตัวอย่างที่มีลักษณะกึ่งวงแหวนตัวอย่างทรงกระบอก การทดสอบจะสร้างแรงบิดที่สูงบนด้านบนของตัวอย่าง ขนาดของ Strain ที่เกิดขึ้นสามารถสร้างได้มากกว่า  $10^{-3}$



รูปที่ 2.15 Resonant column test apparatus (Drnevich, 1967)

- *Ultra Sonic Shear Wave Velocity Measurement*

เป็นวิธีที่ใช้วัดความเร็วที่เกิดจากแรงเฉือนสั้นสะท้อนความถี่สูง ถูกคิดค้นโดย Lawrence, 1965 โดยจะต้องรู้ความหนาแน่นและความเร็วของ Shear wave ของดิน Shear modulus สามารถคำนวณได้จากกฎการเคลื่อนที่ของวัสดุ Elastic วิธี Ultra sonic ไม่สามารถดัดแปลงให้เพิ่ม Stress ลงไปในตัวอย่างได้ขณะทดสอบและการแปลสัญญาณที่รับได้ยังทำได้ยาก

- *Cyclic Test*

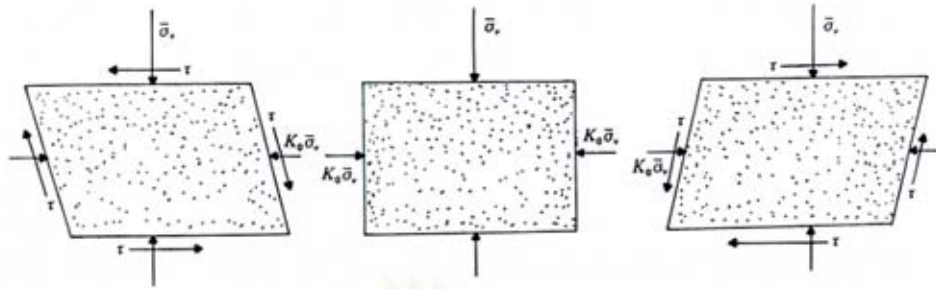
เป็นวิธีการทดสอบหาโมดูลัสแบบเฉือนที่ Small strain level ถึง Large strain level ส่วนใหญ่แล้วเครื่องทดสอบ Cyclic test มักจะใช้ในการวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาพฤติกรรมของแผ่นดินไหวหรือ การหาพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบทางกลศาสตร์อาทิเช่น พฤติกรรมของ Liquefaction, Damping ratio และ โมดูลัสแบบเฉือนเป็นต้น

การทดสอบด้วย Cyclic test มีลักษณะเครื่องมือทดสอบหลายประเภทแต่ที่นิยมนำมาใช้มีอยู่ 2 วิธีด้วยกันคือ

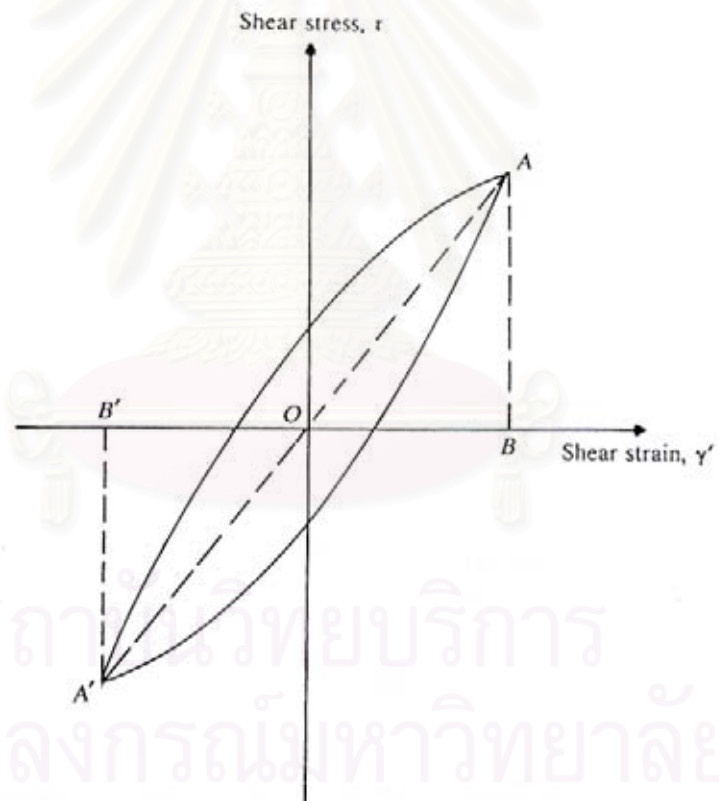
1. *Cyclic Simple Shear Test* เป็นเครื่องมือที่ทดสอบหาค่า โมดูลัสแบบเฉือน ( $G$ ) และ Damping ratio ( $D$ ) ของดิน ลักษณะกลไกในการทดสอบคือจะให้แรงทางแนวแกนคงที่ (Vertical effective stress  $\sigma_v'$ ) และ ให้แรงแปรเปลี่ยนในทางแนวเฉือน (Cyclic shear stress  $\tau$ ) ค่าโมดูลัสแบบเฉือนสามารถหาได้โดย

$$G = \frac{\text{amplitude of cyclic shear stress, } \tau}{\text{amplitude of cyclic shear strain, } \gamma}$$

2.17



รูปที่ 2.16 Cyclic Simple Shear Test



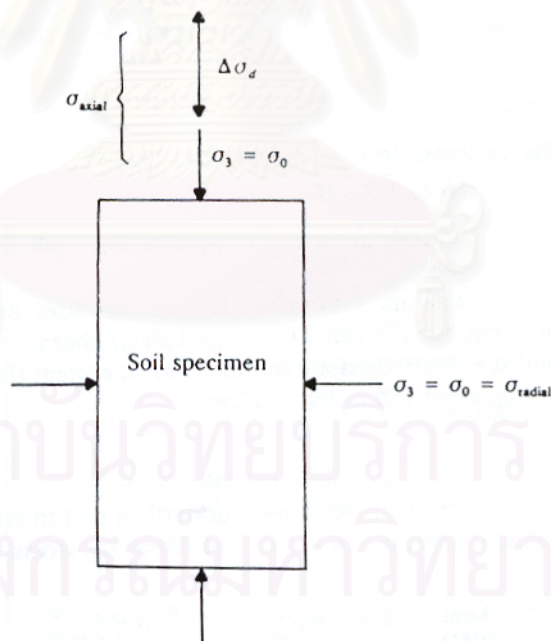
รูปที่ 2.17 การคำนวณหาโมดูลัสแบบเฉือนและ Damping ratio จาก Hysteresis loop

2. *Cyclic triaxial test* เป็นเครื่องมือที่ทดสอบหา Young's modulus ( $E$ ) และ Damping ratio ( $D$ ) ของดินโดยทั่วไปในการทดสอบจะให้ Confining pressure  $\sigma_0 = \sigma_3$  และให้แรงแปรเปลี่ยนในแนวแกน (Axial cyclic stress  $\Delta\sigma_d$ ) ดังแสดงใน รูปที่ 2.18 การคำนวณหาค่า Young's modulus คำนวณจาก Hysteresis loop ใน รูป 2.19 จะได้

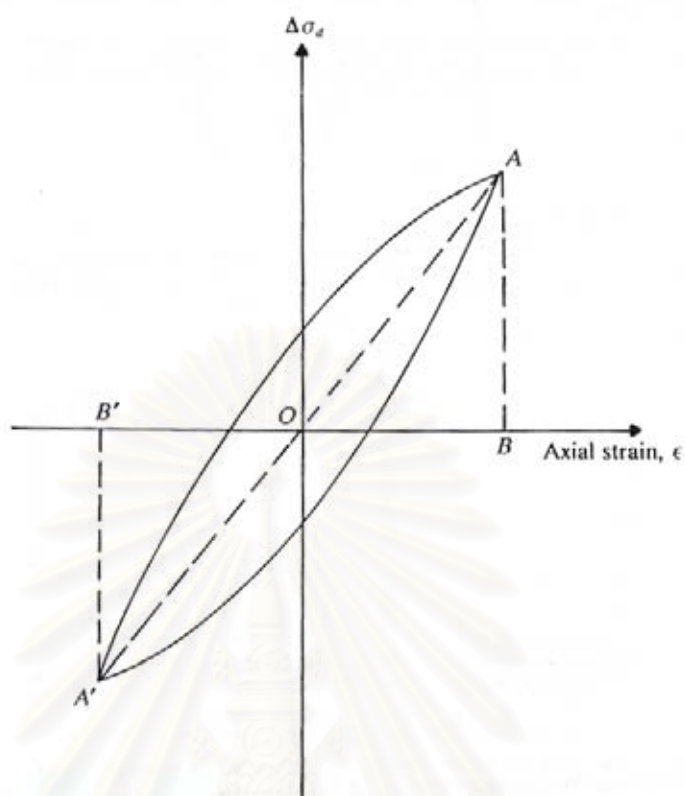
$$E = \frac{\Delta\sigma_d}{\varepsilon} \quad 2.18$$

ค่าโมดูลัสแบบเฉือนสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus ( $E$ ) กับ Poisson ratio จะได้

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad 2.19$$



รูปที่ 2.18 Cyclic triaxial test



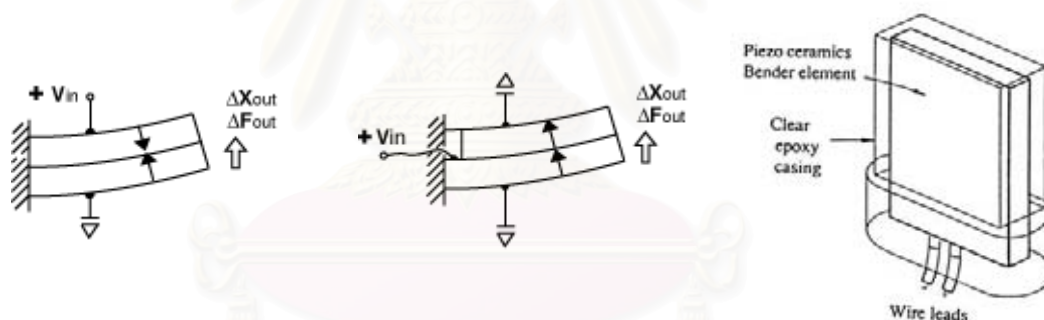
รูปที่ 2.19 การคำนวณหา Young's Modulus และ Damping ratio จาก Hysteresis loop

จากวิธีที่กล่าวมาข้างต้น วิธี Resonant column test เป็นวิธีที่นิยมและน่าเชื่อถือที่สุด เพราะสามารถหาค่า Shear modulus สำหรับปัญหาทั้งทาง Dynamic และ Static ที่ Small elastic strain แต่ปัญหาในการเก็บตัวอย่าง ตัวอย่างที่ถูกรบกวนจะทำให้ค่าที่ได้ผิดไปจากความจริง ซึ่งต่างจากวิธีที่ทดสอบหาค่าในสนามจะมีปัญหาเนื่องจากตัวอย่างถูกรบกวนน้อยกว่า ทำให้ความเร็วของ Shear wave ที่วัดได้จากวิธี Resonant column test ที่เกิดขึ้นจะน้อยกว่าที่เกิดขึ้นจริง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

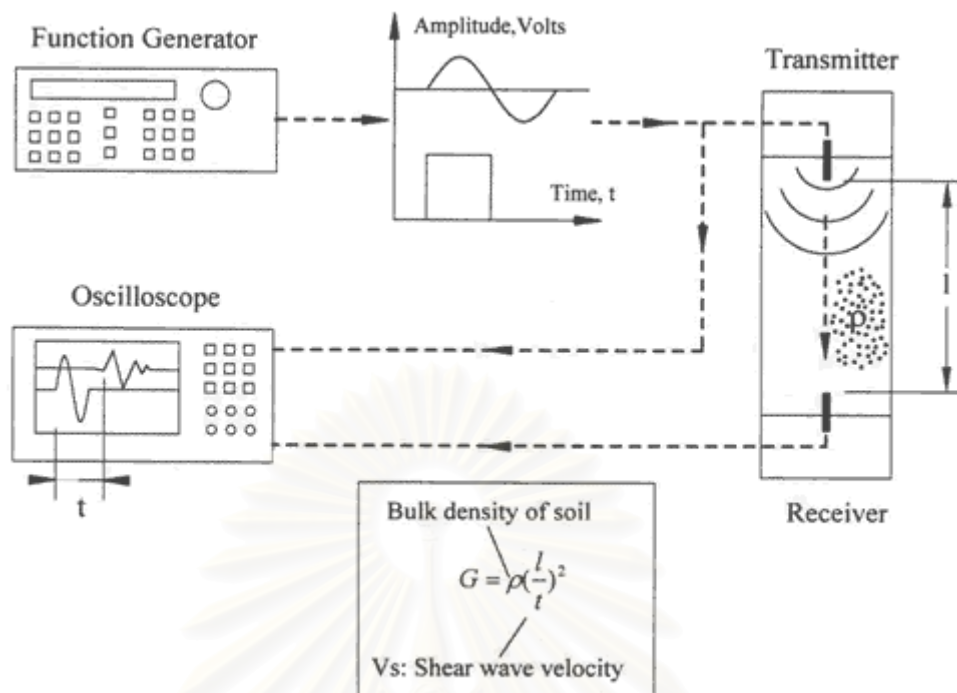
### 2.4.3 วิธีการวัดค่า Modulus ที่ Very small strain

วิธีที่ใช้วัดค่า Modulus ที่ Very small strain จะใช้วิธี Bender element ซึ่งเป็นตัวแปลงสัญญาณ eletro-mechanical โดยจะแปลงพลังงานกล (การสั่นไหว) เป็นพลังงานทางไฟฟ้า หรือในทางกลับกัน จะแปลงพลังงานทางไฟฟ้าเป็นพลังงานทางกล Bender element จะเป็นแผ่น Piezo-ceramic สองแผ่นประกบติดกัน จะสามารถเป็นได้ทั้งตัวรับสัญญาณและตัวส่งสัญญาณ โดยที่การใช้จะแตกต่างกัน ในการต่อวงจรไฟฟ้างดรูป 2.20 จะต่ออนุกรมเมื่อใช้เป็นตัวรับสัญญาณและรูป 2.21 จะต่อแบบขนานเมื่อใช้เป็นตัวส่งสัญญาณ เหตุที่ต้องต่อวงจรแตกต่างกันเพื่อที่จะใช้งานได้ อย่างมีประสิทธิภาพในแต่ละด้านนั่นเอง ในการใช้ Bender element เนื่องจากเป็นวัสดุที่ต้านทานกระแสไฟฟ้า เพราะฉะนั้นจะต้องระวังเรื่องการลัดวงจร จึงจำเป็นต้องมีฉนวนกันกระแสไฟฟ้างดรูป 2.22 การทดสอบโดยวิธี Bender element จะใช้ Function generator เป็นตัวกำเนิดสัญญาณ และ Oscilloscope ในการวัดสัญญาณที่เกิดขึ้นดังรูป 2.24 จะแสดงถึงวิธีการต่อวงจรของ Bender element



รูปที่ 2.20 แสดงการต่อวงจร ตัวรับสัญญาณ (X-pole)      รูปที่ 2.21 แสดงการต่อวงจร ตัวกำเนิดสัญญาณ (Y-pole)      รูปที่ 2.22 แสดงวิธีการเคลือบ Epoxy Bender element





รูป 2.23 แสดงวิธีการต่อวงจรการทดสอบด้วย Bender element

- การวัดค่า Modulus โดยใช้ Bender element

การหา Modulus ด้วยวิธี Bender element เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ใช้วิธีการแพร่กระจายของคลื่น การใช้วิธีหา Modulus ด้วย Bender element ซึ่งกระทำได้โดยการเสียบแผ่น Bender ที่เป็นตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณลงไปในตัวอย่างดิน ในทางตรงกันข้ามและทิศทางขนานกันดังรูปซึ่งเราสามารถหาความเร็วของคลื่นความเค้น S-wave ได้ดังสมการดังต่อไปนี้

$$v_s = \frac{L}{t} \quad 2.20$$

$v_s$  = Shear wave velocity  
 $L$  = ระยะทางระหว่างปลายทั้งสองข้างของ Bender element  
 $t$  = เวลาที่คลื่นเดินทางมาถึง (Time arrival)

Dyvik & Madshus, 1985 พบว่าระยะทาง “ $L$ ” ควรวัดจากปลายทั้งสองข้างระหว่าง Bender element (Tip to tip) และเนื่องจากเวลาที่วัดได้มีค่าน้อยมาก ( $t \approx 10^{-6}$ - $10^{-12}$  วินาที) ควรจะใช้ Oscilloscope ที่มีความละเอียดสูงเพื่อให้เกิดการผิดพลาดเนื่องจากการวัดเวลาน้อยที่สุด

ค่า Modulus ของดินจะหาได้จากสมการ

$$G = \rho v_s^2 \quad 2.22$$

$G$  = ค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดิน

$\rho$  = ความหนาแน่นของดิน

ที่ Strain น้อยๆ โมดูลัสแบบเฉือน จะเป็นค่าสูงสุด ( $G_{\max}$ ) และมีค่าคงที่แต่ที่ Strain อื่น ๆ ค่า โมดูลัสแบบเฉือน จะลดลง จึงจำเป็นจะต้องมีค่าปรับแก้ค่า  $G$  ดังสมการ

$$G = \mu G_{\max} \quad 2.23$$

$\mu$  = Correction factor

วิธีที่นิยมใช้กันมากในการวัดค่า Maximum shear modulus ใน Lab ก็คือวิธี Resonant column technique ซึ่งใช้ตัวอย่าง ทรงกระบอกหรือกลวงโดยการทดสอบจะสร้างแรงบิดและเกิดคลื่นก้ำทอนลงไปในตัวอย่าง ผลที่ออกมาจะเป็นค่าความถี่ก้ำทอนของดินการทดลองจะต้องทำการเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัดและมวลของดินเพื่อที่จะหาค่าคงที่ ขณะที่วิธีหา Maximum shear modulus โดยวิธี Bender element จะหาได้ง่ายและซับซ้อนน้อยกว่าวิธี Resonant column technique อีกทั้ง Bender element ยังสามารถหาค่า Shear modulus ระหว่างทดสอบแรงเฉือน, Saturation และ Consolidation ขณะที่วิธีอื่นทำไม่ได้

Dyvik & Madshus, 1985 ได้เปรียบเทียบผลของ Stiffness วัดโดย Bender element กับวิธี Resonant column test ที่ ความดันของหน่วยแรงต่างกัน ในการทดสอบทั้ง Loading และ Unloading และผลที่ออกมาถือว่าดีมากมีความใกล้เคียงกัน

#### 2.4.4 การวัดค่า Modulus ที่สนาม

การทดสอบในสนามจะให้ผลที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากกว่าใน Lab เพราะตัวอย่างจะมีผลของการถูกรบกวนน้อยมากส่วนใหญ่มักใช้วิธีการแพร่กระจายของคลื่นในการทดสอบ และในการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีความชำนาญในการจำแนกสัญญาณที่ได้ โดยปกติแล้วตัวกำเนิดสัญญาณจะให้คลื่น Primary wave (P-wave), Secondary wave (S-wave) และ Rayleigh wave และตัวรับสัญญาณจะรับสัญญาณที่ผ่านมาจากชั้นดินผลกระทบของสัญญาณที่ได้จะขึ้นอยู่กับสถานที่ ,ตำแหน่งของทั้งตัวกำเนิดและตัวรับสัญญาณ, ระยะทางระหว่างตัวกำเนิดและตัวรับ และความเป็นเนื้อเดียวกันของดิน คลื่นสามารถแพร่กระจายทะลุผ่านชั้นดินไปได้ การวิเคราะห์หาอาจผิดพลาดได้ง่ายและจำเป็นต้องใช้ประสบการณ์อย่างมากในการจำแนกแยกคลื่นที่จะวิเคราะห์ถึงจะให้ผลที่ถูกต้องได้

- *Rayleigh Wave velocity survey*

เป็นวิธีที่วัดความเร็วของคลื่น Rayleigh wave การให้กำเนิดคลื่นทำได้โดยตัวกำเนิด Harmonic vibration กระทำที่บริเวณพื้นผิวของดิน ความเร็วของคลื่นจะคำนวณจาก ความยาวช่วงคลื่นและความถี่ของผลที่เกิดจาก Surface wave ความยาวช่วงคลื่นคำนวณโดยวัดระยะระหว่างจุดที่คลื่นเริ่มสั่นสะเทือน

เนื่องจาก Shear wave และ Rayleigh wave มีความแตกต่างกันน้อยมาก Richart, Hall, JR and Wood, R.D จึงสมมุติว่าคลื่นทั้งสองนี้มีค่าเท่ากัน และสามารถใช้สมการที่ 2.22 หาค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่เกิดโดยใช้ความเร็วของคลื่น Rayleigh wave แทน Shear wave ได้เลย

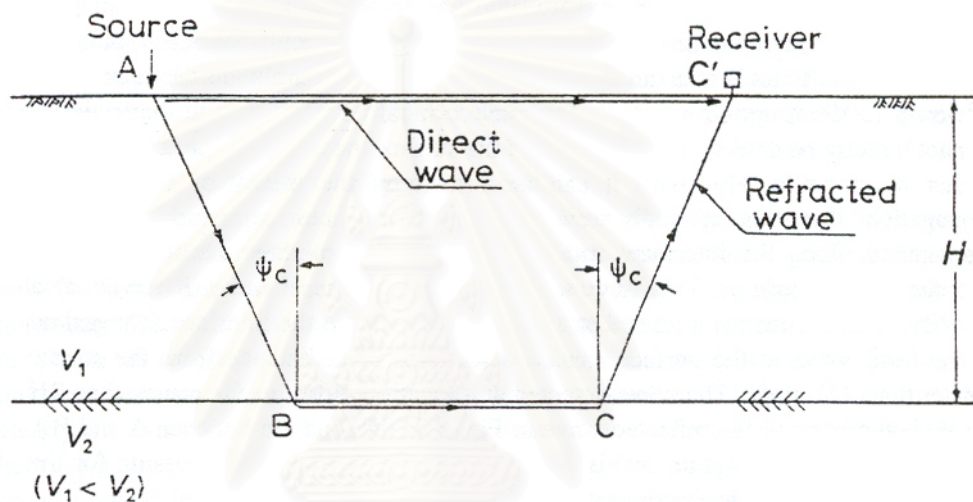
- *Seismic refraction survey*

เป็นวิธีที่วัดความเร็วของคลื่น P-wave ซึ่งกำเนิดโดยใส่พลังงานลงไปในตัวดิน พลังงานอาจจะเป็นการระเบิดหรือการใช้ค้อนกระแทกลงไปในผิวดิน เดิมทีวิธีนี้จะใช้สำหรับการสำรวจใต้ผิวดิน (การหาน้ำมัน, น้ำ, ฯลฯ) จนต่อมา Drnevich, 1971 ได้ดัดแปลงเพื่อที่จะนำมาทดสอบหา Shear modulus โดยใช้คลื่น P wave ในการหา ซึ่งสามารถหาค่า Shear modulus ได้จากสมการดังนี้

$$G = \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)} \rho V_p^2 \tag{2.24}$$

$V_p$  = Compression wave velocity  
 $\nu$  = Poisson's ratio

เนื่องจากจำเป็นต้องรู้ค่า Poisson's ratio จึงไม่เป็นที่นิยมมากนัก



รูปที่ 2.24 Seismic refraction survey

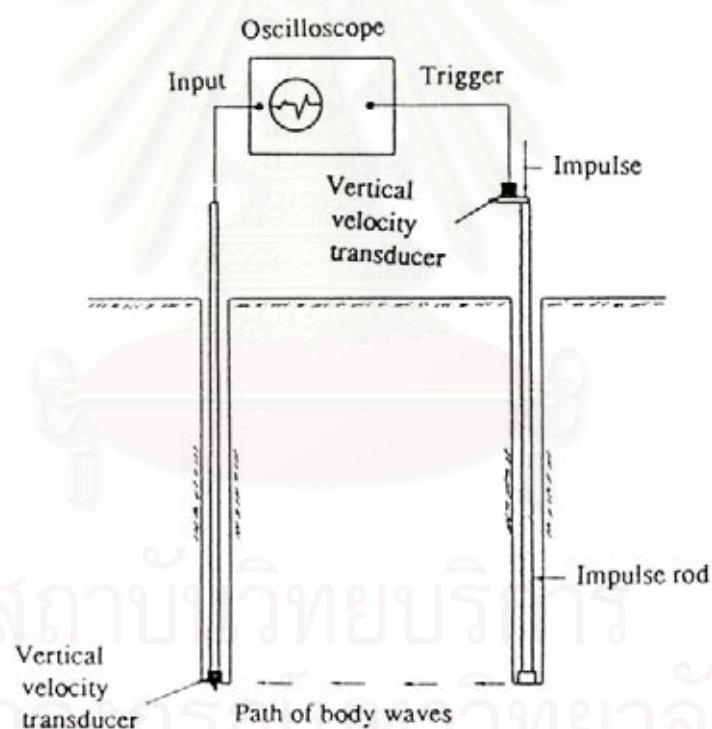
● Direct arrival survey

เป็นวิธีที่ใช้วัดความเร็วของ Shear wave โดยตรง โดยใช้สมการที่ 2.22 จากทฤษฎีของ Elastic wave ซึ่งสามารถหาค่า Shear modulus ได้ง่าย แต่ถึงวิธีการคำนวณหาความเร็วของคลื่น จะกระทำได้ง่าย การวิเคราะห์หาเวลาการมาถึงของคลื่น (Time arrival) นั้นยังกระทำได้ยาก การบันทึกค่าการมาถึงของคลื่น (Wave arrival) ของตัวรับที่เดินทางจากดินแล้วเป็นสิ่งที่ซับซ้อน อย่างไรก็ตามวิธี Cross-hole shooting method Raghu and Stokoe, 1972 พบว่าเมื่อให้กำเนิดสัญญาณจากหลุมหนึ่ง คลื่นที่เกิดขึ้นจากหลุมจะมีคลื่น Compression wave (Body wave or P-wave) และ Shear wave (S-wave) ไปยังหลุมอีกหลุมที่มีตัวรับสัญญาณ และคลื่น Body wave นั้นจะมีความเร็วกว่า Shear wave เสมอ ดังนั้นถ้ารู้ระยะทางระหว่างหลุมทั้ง 2 หลุม เราจะสามารถหา

ความเร็วของ Body wave ได้โดยตรงแต่ใน Shear wave เราจำเป็นต้องจำแนกการมาถึงของคลื่นครั้งที่ 2 ที่เป็น คลื่น Shear wave

- *Cross-hole test*

วิธี Cross-hole technique ทำโดย เจาะหลุมในแนวตั้ง 2 หลุมที่ และระยะห่างระหว่างหลุม 2 หลุมไม่มากนัก ระดับความลึกของแต่ละหลุมควรจะมีค่าเท่ากัน ตัวกำเนิดคลื่นและตัวรับสัญญาณจะติดตั้งอยู่คนละหลุม และตัวรับและตัวส่งจะสัมผัสกับหน้าดินตลอดเวลาขณะทดสอบ ตัวกำเนิด และตัวรับสัญญาณจะต่อเข้ากับ Storage Oscilloscope โดยที่ Oscilloscope จะบันทึกค่าจากตัวรับสัญญาณทันทีเมื่อตัวกำเนิดคลื่นสร้างคลื่น Shear wave รูปที่ 2.25 จะแสดงถึงเครื่องมือหลัก ๆ ของ Seismic cross hole technique

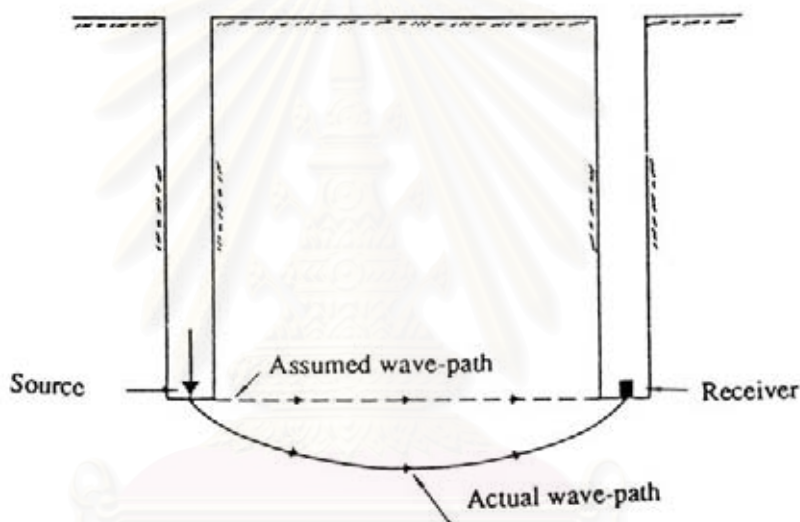


รูปที่ 2.25 เครื่องมือและการทดสอบหา Shear modulus ด้วยวิธี Cross-hole test

วิธีนี้เป็นวิธีที่ให้ความถูกต้องแม่นยำมากที่สุดอีกวิธีหนึ่งและมักจะใช้เป็นวิธีที่อ้างอิงวิธีทดสอบอื่น ๆ แต่ทว่า มันก็มีจุดอ่อนบางอย่าง เมื่อเราทำการเจาะหลุมก่อนทดสอบ มันจะเกิดการ Disturbance เนื่องจาก Stress relief รอบ ๆ หลุมที่เจาะ แต่สามารถแก้ไขได้โดยการที่ให้ตัวกำเนิดคลื่น และ Geophone สัมผัสกับผิวดินอย่างดี Andreasson, 1979 ได้แสดงการเปรียบเทียบ

เทียบของผลการ Disturbance จะประมาณเท่ากันเมื่อเปรียบเทียบระหว่างหลุมเจาะทำการเจาะไว้ก่อนกับการที่เราทดสอบโดยกดเครื่องมือ (ตัวกำเนิด, Geophone) ลงไปในดิน

และพบว่ายังมีปัญหาอีกอย่างเช่น ค่า Shear modulus จะเปลี่ยนไปตามความลึก ยิ่งความลึกมาก ดินมักจะมีความแข็งมาก Shear wave ก็จะได้เดินทางมาถึงตัวรับสัญญาณได้เร็วยิ่งขึ้น และเส้นทางเดินทางของคลื่นจะไม่เป็นตามแนวนอน มันจะเดินทางไปยังเส้นทางที่จะใช้เวลาในการเดินทางน้อยที่สุดดังรูป 2.26 จะแสดงลักษณะของเส้นทางของคลื่นเป็นรูปโค้งในดินที่มีลักษณะมีค่า Stiffness เพิ่มขึ้นตามความลึก ดังนั้น ในชั้นดินที่อ่อนและมีความหนาของชั้นดินที่น้อยจะยากต่อการหาค่าที่ถูกต้องได้



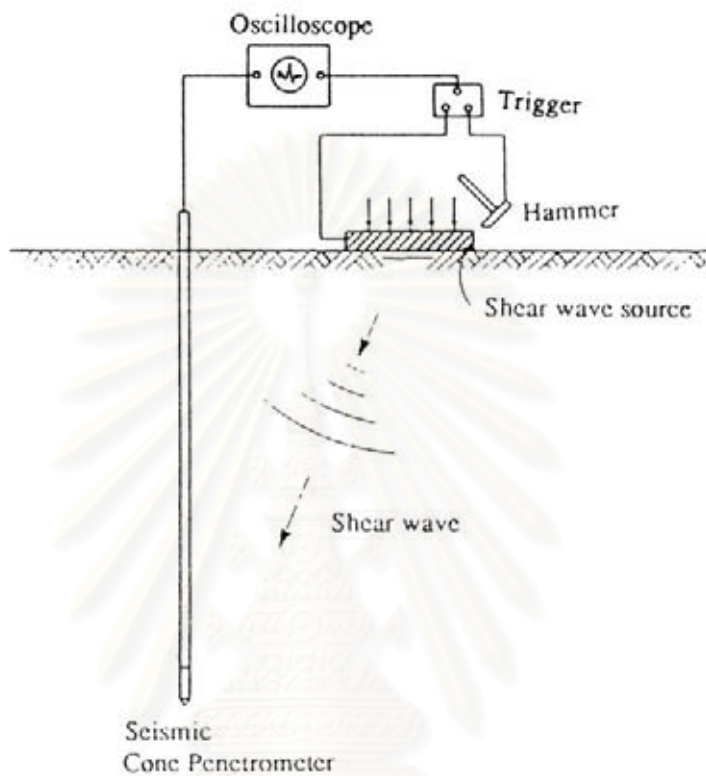
รูปที่ 2.26 แสดงเส้นทางการเดินทางของคลื่นเมื่อชั้นดินด้านล่างมีความแข็งกว่าชั้นบน

- Down-hole test

วิธี Down-hole test จะมีลักษณะการวัดเหมือนกับวิธี Cross-hole แต่จะต้องการหลุมเจาะเพียงหลุมเดียวเท่านั้น โดยจะมีตัวรับสัญญาณอยู่ที่หลุมและกำเนิดคลื่นในทางแนวราบบนพื้นผิว ดังรูปที่ 2.27 จะแสดงถึงวิธีการทดสอบแบบ Seismic down hole ในการทดสอบนี้สามารถทำการกลับกันได้คือให้ตัวกำเนิดคลื่นอยู่ในหลุมและตัวรับสัญญาณจะอยู่บนพื้นผิวแทน ซึ่งเราจะเรียกรูปนี้ว่า Up-hole test



ผลของการผิดพลาดเนื่องจากการ Disturbance จะเหมือนกันกับที่เกิดขึ้นในวิธี Cross-hole test วิธี Down-hole test ยังสามารถที่จะหาความหนาของชั้นดินในทางดิ่งได้อีกด้วยแต่จำเป็นจะต้องมีอุปกรณ์เพิ่มขึ้นเพื่อที่จะสามารถทดสอบได้



รูปที่ 2.27 เครื่องมือและการทดสอบหา Shear modulus ด้วยวิธี Down-hole test

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 3

### วิธีการและขั้นตอนในการทดสอบ

#### 3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่างทดสอบ

##### 3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง

สถานที่เก็บตัวอย่างดินที่นำมาใช้ในการทดสอบเพื่อศึกษางานวิจัยมีอยู่ 2 แห่งด้วยกัน คือ บริเวณ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต ถ.พหลโยธิน เขต คลองหลวง กรุงเทพมหานคร และ บริเวณ สนามหญ้าข้างหอประชุม จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ถ.พญาไท เขตปทุมวัน กรุงเทพมหานคร

##### 3.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง

วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่างดินสำหรับนำมาทดสอบจะทำการเก็บตัวอย่างด้วย กระจกบางแบบ Piston ที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และเก็บตัวอย่างด้วยกระจกบาง ที่ มหาวิทยาลัย ธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต โดยขั้นตอนการเก็บตัวอย่างเริ่มจาก เจาะหลุมสำหรับเก็บ ตัวอย่างดินด้วย สว่าน (Auger) ในชั้นดินอ่อนประมาณ 0-4 m. จากผิวดิน และ ใช้วิธีการเจาะ หลุมตัวอย่างดินโดยวิธีฉีดล้าง (Wash Boring) ในชั้นดินที่แข็งขึ้นมา การเก็บตัวอย่างจะทำการ เก็บตัวอย่างด้วยกระจกบางแบบ Piston ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 เซนติเมตร ความยาว กระจก 100 เซนติเมตร (Cu-site) และกระจกบางขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 เซนติเมตร ความยาว 75 เซนติเมตร จะทำการเก็บตัวอย่างทุก ๆ ระดับความลึก 1.5 เมตร เริ่มเก็บตัวอย่างที่ ความลึก 1.5 เมตร จากผิวดินจนถึงความลึกของชั้นดินเหนียวแข็งประมาณ 12 เมตรจากนั้นนำ กระจกตัวอย่างท่อหุ้มด้วยกระดาษฟรอยด์และเคลือบด้วยซีเมนต์อีกชั้นหนึ่งเพื่อป้องกันการสูญเสีย ปริมาณความชื้นในตัวอย่างดินจากนั้นขนส่งไปยังห้องปฏิบัติการอย่างระมัดระวังให้มีการ กระทบกระเทือนน้อยที่สุด

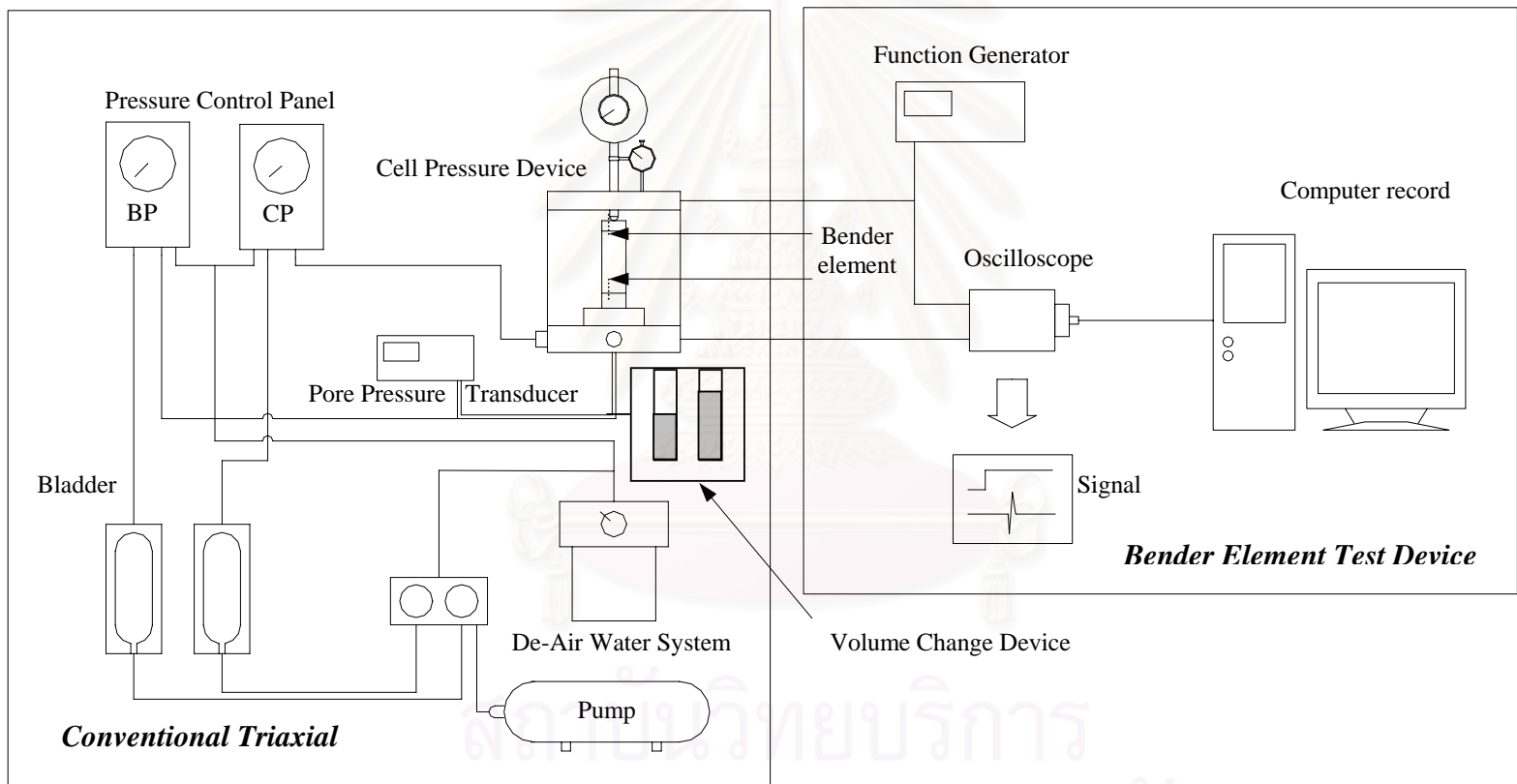
### 3.2 เครื่องมือและอุปกรณ์หลักๆที่ใช้ในการทดสอบงานวิจัย

- Conventional Triaxial ประกอบด้วยเครื่องมือหลัก ๆ คือ
  - Water De-Airing System เป็นเครื่องมือสำหรับไล่อากาศในน้ำให้ออกไปเพื่อให้ความดันภายในเซลล์และ ในตัวอย่างมีความสม่ำเสมอ และป้องกันความเสียหายของระบบ Transducer
  - Air filter สำหรับกรองน้ำในอากาศที่ผ่านเข้ามาใน regulator เพื่อป้องกันความเสียหายของ regulator
  - Air Compressor เป็นเครื่องมือสำหรับกำเนิดและรักษาความดันภายในเซลล์ (Cell pressure) และความดันภายในตัวอย่าง (Back pressure) ให้คงที่สม่ำเสมอตลอดเวลาในช่วงการทดสอบ
  - Bladder เป็นเครื่องมือสำหรับเปลี่ยนแรงดันจากอากาศเป็นแรงดันจากน้ำเข้าสู่ภายในเซลล์ (Cell pressure) และภายในตัวอย่าง (Back pressure)
  - Volume Change Device เป็นเครื่องมือวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างดินในระหว่างการอัดตัวด้วยน้ำ (Consolidation) สำหรับการทดสอบแบบ Triaxial
  - Pressure Control Panel เป็นเครื่องมือสำหรับความดันและควบคุมความดันภายในเซลล์ (Cell pressure) และความดันภายในตัวอย่าง (Back pressure) ให้ระดับความดันสม่ำเสมอ
  - Triaxial Cell จะประกอบด้วยเครื่องมือดังต่อไปนี้
    - Load Cell เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดแรงในแนวแกนในระหว่างทำการทดสอบ
    - Dial gage เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนที่ในแนวแกนระหว่างทำการทดสอบ
    - Pore Pressure Transducer เป็นอุปกรณ์ที่วัดความดันที่เกิดขึ้นภายในตัวอย่าง ทั้ง Back pressure และ Excess pore water pressure สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ
    - Pore Pressure reading เป็นอุปกรณ์สำหรับอ่านค่าความดันที่เกิดขึ้นภายในตัวอย่าง ทั้ง Back pressure และ Excess pore water pressure

- **Bender Element Test Device** เป็นเครื่องมือสำหรับหาค่า Shear modulus ซึ่งประกอบด้วยอุปกรณ์หลัก ๆ ดังต่อไปนี้
    - **Bender Element** เป็นอุปกรณ์ให้กำเนิดและรับสัญญาณ (Transmitter & Receiver) คลื่นความเค้นในตัวอย่าง
    - **Function Generator** เป็นเครื่องให้กำเนิดสัญญาณทางไฟฟ้าไปยัง Bender element
    - **Oscilloscope** เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้บันทึกสัญญาณทางไฟฟ้า โดยจะนำมาใช้วัดสัญญาณที่เกิดขึ้นของ Bender element
    - **Computer** เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้บันทึกผลการทดสอบและควบคุมการทำงานของ Oscilloscope
- โดยอุปกรณ์และเครื่องมือสำคัญที่ใช้สำหรับการทดสอบงานวิจัยนี้แสดงไว้ในผังรูปที่ 3.1



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 ฟังในการติดตั้งเชื่อมต่ออุปกรณ์ทดสอบหาความเร็วของคลื่นความเค้นด้วยวิธี Bender element ในเครื่องทดสอบกำลัง triaxial test



รูปที่ 3.2 ลักษณะของ Bender element เมื่อติดตั้งใน cap ของ Triaxial

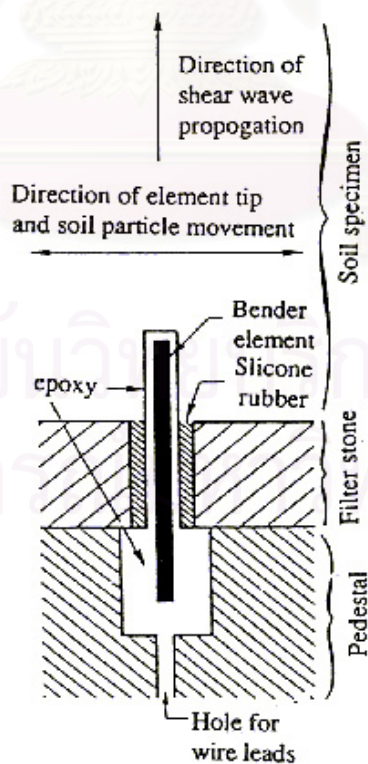


รูปที่ 3.3 เครื่อง Triaxial เมื่อพร้อมที่ทำการทดสอบ



### 3.3 การติดตั้งแผ่น Bender element ลงไปใน Top cap และ Base ของเครื่อง Triaxial

1. ทำการต่อเชื่อมสายไฟลงไปในแผ่น Bender element โดยที่ตัวส่งสัญญาณ (Transmitter) และตัวรับสัญญาณ (Receiver) จะต่อสายไฟแตกต่างกันดังรูป 2.21, 2.22 การต่อสายไฟที่แตกต่างกันของ Transmitter และ Receiver เพื่อให้มีประสิทธิภาพสูงสุดในการทำหน้าที่ต่างกันของการส่งและรับสัญญาณคลื่นความเค้น
2. เคลือบ Epoxy ลงไปในแผ่น Bender element ให้มีความหนาประมาณดังรูป 2.23 เพื่อป้องกันการรั่วและซึมของกระแสไฟฟ้าในแผ่น Bender element
3. เจาะ Top cap และ Base ของเครื่อง Triaxial ดังรูปเพื่อที่สามารถใส่ แผ่น Bender element ลงไปใน Cap และ Base ได้
4. เท Epoxy ลงไปใน Cap และ Base เพื่อยึดแผ่น Bender element กับ Cap และ Base ให้ติดกันดังรูป 3.4 จากนั้น เท Silicone ลงไปใน Cap และ Base เพื่อให้ แผ่น Bender element สามารถเคลื่อนไหวได้
5. เจาะ Porous stone รูขนาดให้แผ่น Bender element ทะลุลอดผ่านไปได้



รูปที่ 3.4 วิธีการเคลือบและติดตั้ง Bender element ลงใน cap ของเครื่อง Triaxial

### 3.4 การหาคุณสมบัติของดินทางด้านกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้น

#### 3.4.1 พิกัดแอตเตอร์เบอร์ก (Atterberg's limit)

- ชีดเหลว (Liquid limit)
- ชีดพลาสติก (Plastic limit)

#### 3.4.2 ปริมาณความชื้น (Water content)

#### 3.4.3 ความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity)

#### 3.4.4 การทดสอบหาค่ากำลังของดินแบบ Shear Vane test

### 3.5 วิธีการทดสอบ

การทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน โดยวิธี Bender element ในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบหลัก ๆ 2 อย่างด้วยกันคือ การทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน ที่สภาวะความดันต่าง ๆ (Effective confining pressure) และการทดสอบหาค่า Shear modulus ระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับน้ำหนักของดิน (Shearing) โดยจะทำการทดสอบในตัวอย่างทั้งที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต และ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จะทำการทดสอบตามโปรแกรมในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 แสดง โปรแกรมในการทดสอบหาความเร็วคลื่นความเค้นในงานวิจัยนี้

Location	Depth	Effective confining pressure	Shearing	Remark
Tu	4.5-5.4	10/20/40/60/80/100/120/140/160/180/200	Yes	
	10.0-10.4	10/20/40/60/80/100/120/140/160/200	Yes	
	12.0-12.9	10/20/40/60/80/100/120/140/160/180/200	Yes	
Cu	3.0-4.0	10/20/30/40/50/60/70/80/100/120/130/150/160/200	Yes	
	6.0-7.0	10/30/50/60/70/90/110/120/130/150/160/200	Yes	
	7.5-8.5	10/60/120/160/200	Yes	Repeat Load

### 3.6 ขั้นตอนการทดสอบ

การทดสอบหาค่า Shear modulus โดยใช้ Bender element ในเครื่องทดสอบหากำลังแบบสามแกน (Triaxial) จะมีการเตรียมตัวอย่างและขั้นตอนต่าง ๆ เหมือนการทดสอบ Triaxial ทั่วไปดังต่อไปนี้

#### 3.6.1 การเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบ

1. ทำการทริมตัวอย่างดินตามขนาดของการทดสอบโดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 38 มิลลิเมตร และความสูง 75 มิลลิเมตร โดยประมาณพร้อมทั้งตกแต่งผิวตัวอย่างให้เรียบ
2. หาปริมาณความชื้นตัวอย่างดิน โดยนำดินที่เหลือจากการทริมตัวอย่าง นำดินจากด้านบน ด้านล่างและ ด้านข้างของตัวอย่างดินไปอบแห้ง
3. ชั่งน้ำหนักและวัดขนาดตัวอย่างดินทั้งเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงก่อนนำไปติดตั้งกับเครื่องทดสอบ

#### 3.6.2 การติดตั้งตัวอย่างดินกับชุดเครื่องมือทดสอบ

1. เปิดเครื่อง De-Airing Water System เพื่อไล่อากาศออกจากน้ำกลั่นทิ้งไว้ประมาณ 30 นาทีจนไล่อากาศออกหมดจึงเปิดน้ำเข้าสู่ระบบ เพื่อกำจัดฟองอากาศในสายยางทุกเส้น เพื่อป้องกันฟองอากาศภายในสายยางด้านความดันอากาศ
2. นำตัวอย่างดินไปวางบน Pedestal ที่มี Porous stone และกระดาษกรองรองไว้ก่อนการวางตัวอย่างดินลงไปจะต้องระมัดระวังค่อย ๆ เสียบแผ่น Bender element ลงไปในดินไม่ให้ตัวอย่างเกิดรอยแตกขึ้นได้ ถ้าตัวอย่างมีลักษณะที่ค่อนข้างแข็ง จะต้องมีการแชะเป็นร่องเพื่อไม่ให้เกิดรอยแตกขึ้นได้ จากนั้นทำการหุ้มด้วย กระดาษกรองรอบ ๆ ตัวอย่างเพื่อช่วยระบายน้ำในระหว่างทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)
3. สวม Membrane หุ้มตัวอย่างดินเพื่อป้องกันน้ำภายในเซลล์ซึมผ่านเข้ามาภายในตัวอย่าง
4. รััด O-ring ที่ฐาน เพื่อป้องกันน้ำภายในเซลล์ไหลซึมผ่านเข้าสู่ตัวอย่างดิน

5. วาง Top cap ลงบนตัวอย่างดิน ค่อย ๆ เสียบแผ่น Bender element ลงไปในตัวอย่างระมัดระวังอย่าให้ดินเกิดรอยแตก ทำการเจาะร่องถ้าดินมีลักษณะที่ค่อนข้างแข็ง
6. ทำการรัด O-ring ที่ Cap เพื่อป้องกันน้ำภายในเซลล์ไหลซึมผ่านเข้าสู่ตัวอย่าง

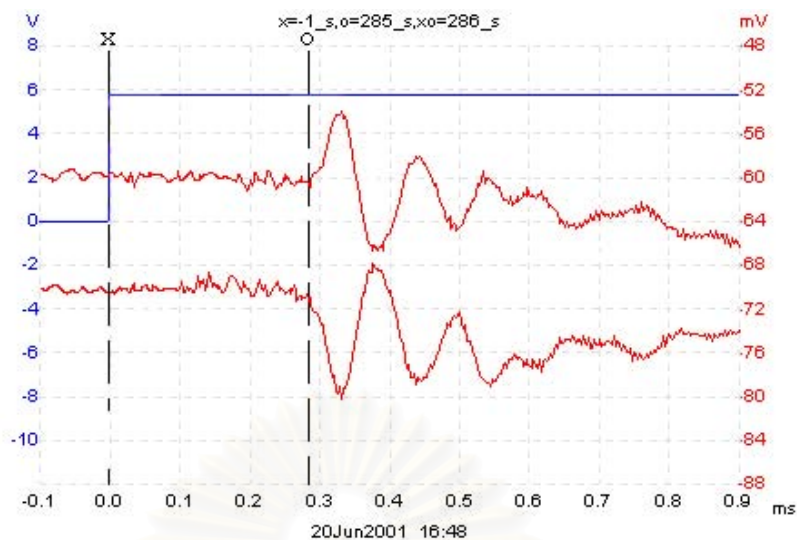
### 3.6.3 ขั้นตอนทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว (Saturation)

ทำการปล่อยน้ำเข้าสู่เซลล์ โดยควบคุมระดับความดันภายในเซลล์ไม่ให้มากจนเกินไป จนกระทั่งน้ำไหลเข้าเต็มเซลล์ จากนั้นค่อย ๆ เพิ่มความดันภายในเซลล์และภายในตัวอย่างสลับกัน และรักษาผลต่างของความดันภายในเซลล์กับความดันภายในตัวอย่างให้คงที่ประมาณ 10 กิโลปาสคาล จนกระทั่งค่าความดันภายในตัวอย่างอยู่ที่ 200 กิโลปาสคาล จากนั้นปล่อยทิ้งไว้ประมาณ 1-2 วัน หลังจากนั้นทำการตรวจสอบค่า B Parameter ซึ่งตัวอย่างที่เหมาะสมควรให้ค่า B Parameter มีมากกว่า 95 % จึงจะนำมาทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ต่อไป

### 3.6.4 วิธีการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้น (Shearwave measurement)

ในงานวิจัยนี้จะทำการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นในระหว่างการทดลอง 2 ขั้นตอนด้วยกันคือ ทำการวัดในช่วงการทดสอบ อัดตัวคายน้ำ (Consolidation) และทำการวัดในช่วงให้กำลังเฉือน (Shearing) โดยวิธีการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นมีขั้นตอนดังนี้

ทำการต่อวงจรทางไฟฟ้าดังรูป 2.24 การทดสอบจะเริ่มโดย Function generator จะให้กำเนิดสัญญาณไฟฟ้าส่งไปยัง Oscilloscope และ bender element ตัวส่งสัญญาณ Bender element จะแปลงสัญญาณจากพลังงานทางไฟฟ้าเป็นพลังงานกลทำให้เกิดการสั่นไหวในตัว Bender element เกิดเป็นคลื่น S wave ลงไปในตัวอย่างดิน จากนั้นคลื่น S wave จะแพร่กระจายจากดินไปถึง Bender element ตัวรับสัญญาณ ตัวรับสัญญาณก็จะแปลงสัญญาณทางกลจากคลื่นกลับไปเป็นสัญญาณทางไฟฟ้าเข้าไปใน Oscilloscope ผลต่างของเวลาที่ตัวส่งสัญญาณมาถึงกับตัวรับสัญญาณมาถึงจะเป็นเวลาที่คลื่นความเค้น (Time arrival) มาถึงซึ่งจะหาได้ดังรูป 3.5



รูปที่3.5 ลักษณะสัญญาณของ Bender element ที่เกิดขึ้น

ในการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นจำเป็นต้องส่งสัญญาณความเค้นในทิศทางตรงกันข้ามกันด้วยทั้งนี้เพื่อเป็นการตรวจว่าสัญญาณที่ได้นั้นจะเป็นคลื่นความเค้นจริงหรือไม่ ซึ่งสัญญาณของคลื่นที่ได้จะมีลักษณะทิศทางตรงกันข้ามกัน (Polarize) ดังรูปที่3.5 ในการส่งสัญญาณความเค้นในทิศทางตรงกันข้ามสามารถจะกระทำได้ด้วยการสลับขั้วสัญญาณของตัวส่งสัญญาณ

การอ่านสัญญาณที่เกิดจากตัวรับสัญญาณ อาจกระทำได้ยากเนื่องจากสัญญาณที่ Bender element ตัวรับสัญญาณให้มามีค่าน้อยมาก อยู่ในระดับหน่วย mV ซึ่งที่ระดับนั้นจะมีปัญหาในด้านสัญญาณรบกวนทางไฟฟ้า แต่สามารถแก้ไขได้โดยทำการลดสัญญาณรบกวนที่เกิดขึ้นเช่นการต่อ Ground หรือใช้ Program กรองสัญญาณเพื่อให้ได้สัญญาณที่แท้จริง

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



### 3.6.5 ขั้นตอนอัดตัวคายน้ำและการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้น (Consolidation & Shear wave measurement)

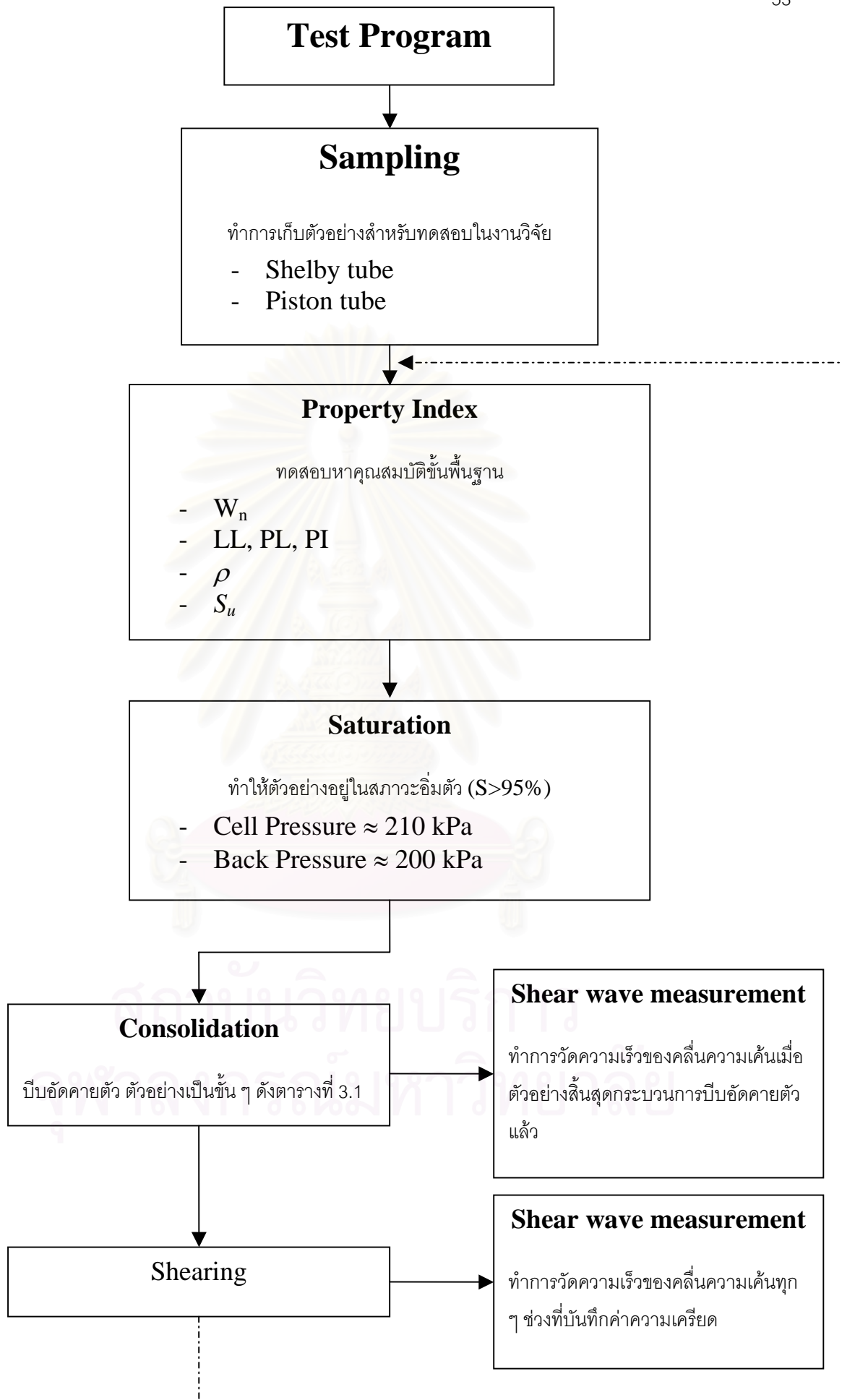
ในการทดสอบหาค่าความเร็วของคลื่นความเค้น จะกระทำเมื่อทำการอัดตัวคายน้ำที่ระดับหนึ่ง ๆ สิ้นสุดแล้ว ในงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ (Isotropic Consolidation) โดยกำหนดค่า Effective confining stress ของแต่ละตัวอย่างดังตารางและมีขั้นตอนการทดสอบดังนี้

1. ทำการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นก่อนทำการอัดตัวคายน้ำ
2. ปิดวาล์วระบายน้ำ (Drain) และเพิ่มความดันภายในเซลล์จนกระทั่งได้ค่าความดันที่ต้องการตามที่กำหนดไว้
3. เปิดวาล์วระบายน้ำ (Drain) โดยทำการวัดค่าและ บันทึกผลของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volume change) ของตัวอย่างดินและการเปลี่ยนแปลงในแนวแกน (Axial deformation) กับเวลาต่าง ๆ ทั้งไว้ประมาณ 24 ชั่วโมงนำค่าที่ได้เขียนกราฟระหว่างการเปลี่ยนแปลงในแนวแกน กับ เวลาและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร กับ เวลา
4. เมื่อสิ้นสุดการบีบอัดคายตัว ทำการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นอีกครั้งก่อนทำการบีบอัดคายตัวที่ระดับความดันต่อไป

### 3.6.6 การทดสอบหากล้างรับน้ำหนักของดินและการวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้น (Shearing & Shear wave measurement)

1. กำหนดอัตราความเร็วของการกดน้ำหนัก ในงานวิจัยนี้ใช้วิธีควบคุมการทดสอบแบบ Strain control โดยควบคุมความเร็วของการกดน้ำหนักไว้ที่ 2% Strain/hr. หรือ 0.025 mm/min. โดยประมาณ (ความเร็วของการกดน้ำหนักจะขึ้นอยู่กับความสูงของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ)
2. ปิดวาล์วระบายน้ำ
3. เดินเครื่องกดน้ำหนัก พร้อมทั้งบันทึกค่าจาก Proving ring, Pore pressure transducer, Vertical dial gage และทำการทดสอบวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นไปพร้อม ๆ กัน
4. ทำการทดสอบจนกระทั่งตัวอย่างพัง (โดยทั่วไปควรทำการทดสอบไปเรื่อย ๆ จนค่า Strain  $\approx$  10%)





## บทที่ 4

### ผลการทดสอบ

#### 4.1 บทนำ

ผลการทดลองของงานวิจัยนี้ จะเป็นผลการทดสอบของดินเหนียวอ่อนภายในกรุงเทพ เพื่อหาค่าโมดูลัสแบบเฉือน (Equivalent Shear Modulus) โดยใช้วิธีทดสอบแบบ Bender element ในเครื่องมือทดสอบ หากำลังแบบสามแกน (Conventional Triaxial test) และทดสอบในสภาพ CIU (Consolidate Isotropic Undrain test) ซึ่งตัวอย่างดินที่นำมาใช้ทดสอบมีอยู่ด้วยกัน 2 แหล่ง คือ บริเวณ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต จะทำการเก็บตัวอย่างดินด้วยวิธีกระบอกบางแบบ piston ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และเก็บตัวอย่างดินด้วยวิธีกระบอกบาง ที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต การทดสอบจะทำเหมือนการทดสอบ หากำลังแบบสามแกนทั่วไปนั่นคือจะทำการให้ตัวอย่างดินอิ่มตัว (Saturation) และอัดตัวคายน้ำ (Consolidated) ด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากันทุกทิศทางรอบตัวอย่าง (Isotropic) และเมื่อขบวนการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงจึงทำการทดสอบหากำลังภายใต้เงื่อนไข (Strain rate control)

ในการทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินเหนียวกรุงเทพฯ ก่อนหน้านี้ Ashford et al, 1997 ได้ทำการหา โมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Down hole test ในสนามและ พิพัฒน์ ทองฉิม, 1998 ทำการทดลองหาโมดูลัสแบบเฉือนด้วยเครื่องมือทดสอบ Cyclic triaxial test ซึ่งผลการทดสอบของทั้งสองวิธีพบว่า ค่าโมดูลัสแบบเฉือนมีค่าที่สอดคล้องกันไปทิศทางเดียวกัน โดยที่ค่า โมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Down hole test ของ Ashford et al, 1997 ให้ค่าที่สูงกว่าค่าที่ได้จากวิธีทดสอบ Cyclic triaxial test ของ พิพัฒน์ ทองฉิม, 1998 เล็กน้อย

สำหรับการศึกษาและทดลองในงานวิจัยนี้จะศึกษาถึงผลกระทบที่มีต่อค่า โมดูลัสแบบเฉือน โดยพิจารณาถึงผลของ หน่วยแรงประสิทธิผล, ค่าหน่วยแรงแบกทานในอดีต (Maximum past pressure) และคุณสมบัติทางกายภาพ และศึกษาพฤติกรรมของโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบหากำลัง (Shearing) ซึ่งจะทำการศึกษาในตัวอย่างดินทั้ง 2 แหล่ง

## 4.2 คุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ

ตัวอย่างดินทั้งที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต ได้ทำการทดสอบทางกายภาพและทางวิศวกรรมเบื้องต้นซึ่งได้ผลดังตารางที่ 4.1 ซึ่งพอสรุปลักษณะของตัวอย่างดินได้พอสังเขปดังต่อไปนี้

### • คุณสมบัติของดินที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

จะมีลักษณะเนื้อดินละเอียดสีดําและพบว่ามีเปลือกหอยปนอยู่บ้างในระดับความลึกตื้น ๆ เมื่อแยกประเภทตามระบบ Unified Soil Classification System (USCS) พบว่าจัดอยู่ในหมวดหมู่ดินประเภท High plasticity Clay (CH) ซึ่งมีค่า Plastic Index (PI) อยู่ประมาณ 40-60% ความชื้นของตัวอย่างดินตามธรรมชาติประมาณ 55-70% ความหนาแน่นรวม  $\gamma_T = 1.57-1.65$  และค่า Undrain Shear Strength ( $S_u$ ) ซึ่งทำการทดสอบโดย Vane Shear Test ในสนามมีค่าประมาณ 1.862-2.76

### • คุณสมบัติของดินที่ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต

จะมีลักษณะเนื้อดินละเอียดสีเทาในชั้นตื้น (ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 4.5-5.4 และ 10.0-11.4 เมตร) และเป็นดินเหนียวปนทรายสีเทาในตัวอย่าง 12.0-12.9 เมตร เมื่อแยกประเภทตามระบบ Unified Soil Classification System (USCS) พบว่าจัดอยู่ในหมวดหมู่ดินประเภท High plasticity Clay (CH) ในชั้นตื้น และ Low plasticity Clay (CL) ในตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 12.0-12.9 เมตรมีค่า Plastic Index (PI) อยู่ประมาณ 58-61% ในชั้นตื้น และ 15.48% ในตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 12.0-12.9 เมตร ความชื้นของตัวอย่างดินตามธรรมชาติประมาณ 55-70% ในชั้นตื้นและ 31.50% ในตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 12.0-12.9 เมตร ความหนาแน่นรวม  $\gamma_T = 1.59-1.88$  และค่า Undrain Shear Strength ( $S_u$ ) ซึ่งทำการทดสอบโดย Unconfined compressive Undrain Test (UU) ในห้องปฏิบัติการมีค่าประมาณ 2.52-5.30

**ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบในงานวิจัยนี้**

สถานที่เก็บตัวอย่าง		มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต (TU)			จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (CU)		
ระดับความลึก	(m.)	4.5-5.4	10.0-11.4	12.0-12.9	3.0-4.0	6.0-7.0	7.5-8.5
ปริมาณความชื้น	w (%)	75.54	82.55	31.50	65.65	70.03	70
ขีดเหลว	LL(%)	90.27	89.09	31.61	65.57	84.71	85.01
ขีดพลาสติก	PL(%)	30.85	28.98	16.14	22.34	27.77	28.23
ดัชนีพลาสติกชี้	PI(%)	59.42	60.1	15.48	43.22	56.95	56.78
หน่วยน้ำหนักรวม	$\gamma_T$ (t/m <sup>3</sup> )	1.616	1.592	1.877	1.646	1.570	1.602
ความถ่วงจำเพาะ	$G_s$	2.68	2.72	2.67	2.64	2.65	2.72
กำลังรับแรงเฉือนของดิน	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )	2.52	2.56	4.3	2.23	1.862	2.76
แรงดันในอค์สูงสุด	$\sigma_p'$ (t/m <sup>2</sup> )	74	88	120	70	60	-
สัญลักษณ์		■	▲	▼	◆	●	◀

### 4.3 ผลของแรงประสิทธิผลที่มีต่อโมดูลัสแบบเฉือน

ในการทดสอบหาค่า โมดูลัสแบบเฉือนในวิธีทดสอบหาค่า โมดูลัสแบบเฉือนขณะทำการทดสอบบีบอัดคายตัวที่สภาพความดันต่าง ๆ เมื่อทำการเพิ่มแรงประสิทธิผลต่อตัวอย่างดินพบว่า ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินมีค่าสูง

#### 4.3.1 ผลของแรงประสิทธิผลต่อแรงเฉือนของตัวอย่างดินที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เมื่อทำการทดสอบตัวอย่างดินที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พบว่าผลที่ได้จากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining pressure) ที่กระทำต่อตัวอย่าง พบว่าเมื่อเพิ่มแรงประสิทธิผล ค่าโมดูลัสแบบเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นและเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อแรงประสิทธิผลมีค่ามาก ซึ่งเมื่อพิจารณาจากความสัมพันธ์  $G = \rho V^2$  ในผลการทดสอบพบว่าความหนาแน่นของตัวอย่างลดลงเมื่อแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นแต่เมื่อแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นค่าความเร็วของคลื่นความเค้นที่วัดได้เพิ่มขึ้นแปรผันตามแรงประสิทธิผลและมีอิทธิพลมากกว่าค่าความหนาแน่นที่ลดลงส่งผลให้ค่าโมดูลัสแบบเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นและเมื่อพิจารณาว่าโมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติจะได้ดังนี้

- ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 3.0-4.0 เมตร มีค่า  $\sigma_{v_0}' = 20$  kPa และ  $G_0 = 8.98$  Mpa
- ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 6.0-7.0 เมตร มีค่า  $\sigma_{v_0}' = 40$  kPa และ  $G_0 = 12.62$  Mpa

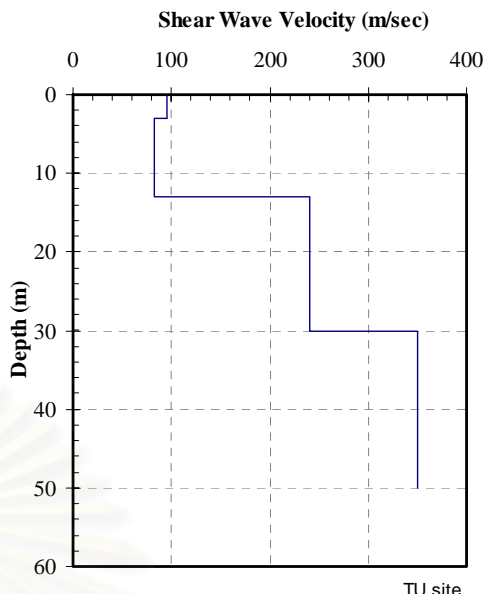
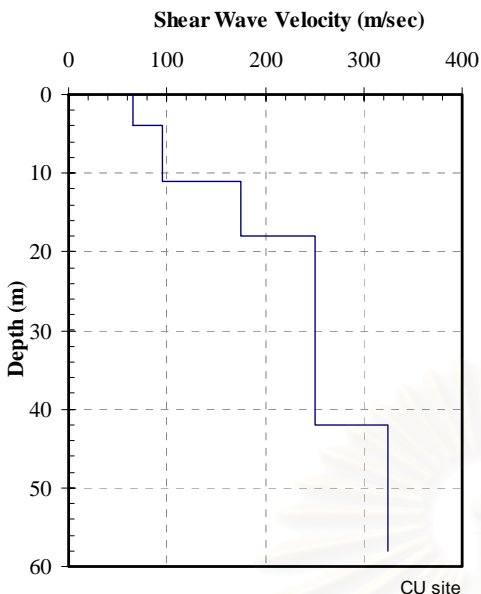
จากผลการทดสอบหาค่า ความเร็วของคลื่นความเค้นในสนามด้วยวิธี Down hole test โดย Ashford et al, 1997 พบว่าความเร็วของคลื่นความเค้นของตัวอย่างดินที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่ระดับความลึก 3.0-4.0 และ 6.0-7.0 จะได้ความเร็วของคลื่นความเค้น 65 m/s ในระดับความลึก 3.0-4.0 เมตร และ 95 m/s ในระดับความลึก 6.0-7.0 เมตรและ ซึ่งสามารถนำมาคำนวณค่าโมดูลัสแบบเฉือนได้ประมาณ 6.76 และ 12.63 ตามลำดับ

#### 4.3.2 ผลของแรงประสิทธิผลต่อแรงเฉือนของตัวอย่างดินที่มหาวิทยาลัย ธรรมศาสตร์ รังสิต

เมื่อทำการทดสอบตัวอย่างดินที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต พบว่าผลที่ได้จากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective confining pressure) เมื่อเพิ่มแรงประสิทธิผลเหมือนกับตัวอย่างที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยนั่นคือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นและเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อแรงประสิทธิผลมีค่ามาก และเมื่อพิจารณาค่าโมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลที่เกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติจะได้ดังนี้

- ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 4.5-5.4 เมตร มีค่า  $\sigma_{v_0}' = 30$  kPa และ  $G_0 = 8.00$  Mpa
- ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 10.0-11.4 เมตร มีค่า  $\sigma_{v_0}' = 60$  kPa และ  $G_0 = 8.81$  Mpa
- ตัวอย่างดินที่ระดับความลึก 12.0-12.9 เมตร มีค่า  $\sigma_{v_0}' = 75$  kPa และ  $G_0 = 33.78$  Mpa

จากผลการทดสอบหาค่า ความเร็วของคลื่นความเค้นในสนามด้วยวิธี Down hole test โดย Ashford et al, 1997 ในรูปที่ 4.1 พบว่าความเร็วของคลื่นความเค้นของตัวอย่างดินที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิตที่ระดับความลึก 4.5-5.4, 10.4-11.5 และ 12.0-12.9 เมตร จะได้ความเร็วของคลื่นความเค้น 82 m/s ในระดับความลึก 4.5-5.4 เมตร, 10.4-11.5 เมตรและระดับความลึก 12.0-12.9 เมตรซึ่งสามารถนำมาคำนวณค่าโมดูลัสแบบเฉือนได้ประมาณ 8.0, 8.81 และ 33.78 ตามลำดับ



รูปที่ 4.1ก ความเร็วของคลื่นความเค้นแบบเฉือนด้วยวิธี Down hole test ที่ จุฬาลงกรณ์ มหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.1ข ความเร็วของคลื่นความเค้นแบบเฉือนด้วยวิธี Down hole test ที่ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต

ตารางที่ 4.2 จะเป็นการเปรียบเทียบค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธีต่างๆ จะเห็นว่าค่าของโมดูลัสแบบเฉือนซึ่งได้มาจากวิธี Down hole test โดย Ashford et al, 1997 จะมีค่าที่มากที่สุดและ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้มาจากวิธี Bender element ก็มีความใกล้เคียงกันกับค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากวิธีต่าง ๆ เพราะฉะนั้น วิธีทดสอบหาโมดูลัสแบบเฉือนโดยวิธี Bender element ให้ผลทดสอบที่น่าเชื่อถือได้ในระดับหนึ่ง

ตารางที่ 4.2 เปรียบเทียบค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่หาได้จากวิธีต่าง ๆ

สถานที่เก็บตัวอย่าง	ความลึก (เมตร)	$\sigma_v'$ (kPa)	ค่าโมดูลัสแบบเฉือน (MPa)		
			Down hole Test	Bender element	Cyclic Test
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	3.0-4.0	20	6.76	8.98	-
	6.0-7.0	40	12.63	12.62	11.00
มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ รังสิต	4.5-5.4	30	10.81	8.00	-
	10.0-11.4	60	10.35	8.81	-
	12.0-12.9	75	18.20	33.78	-

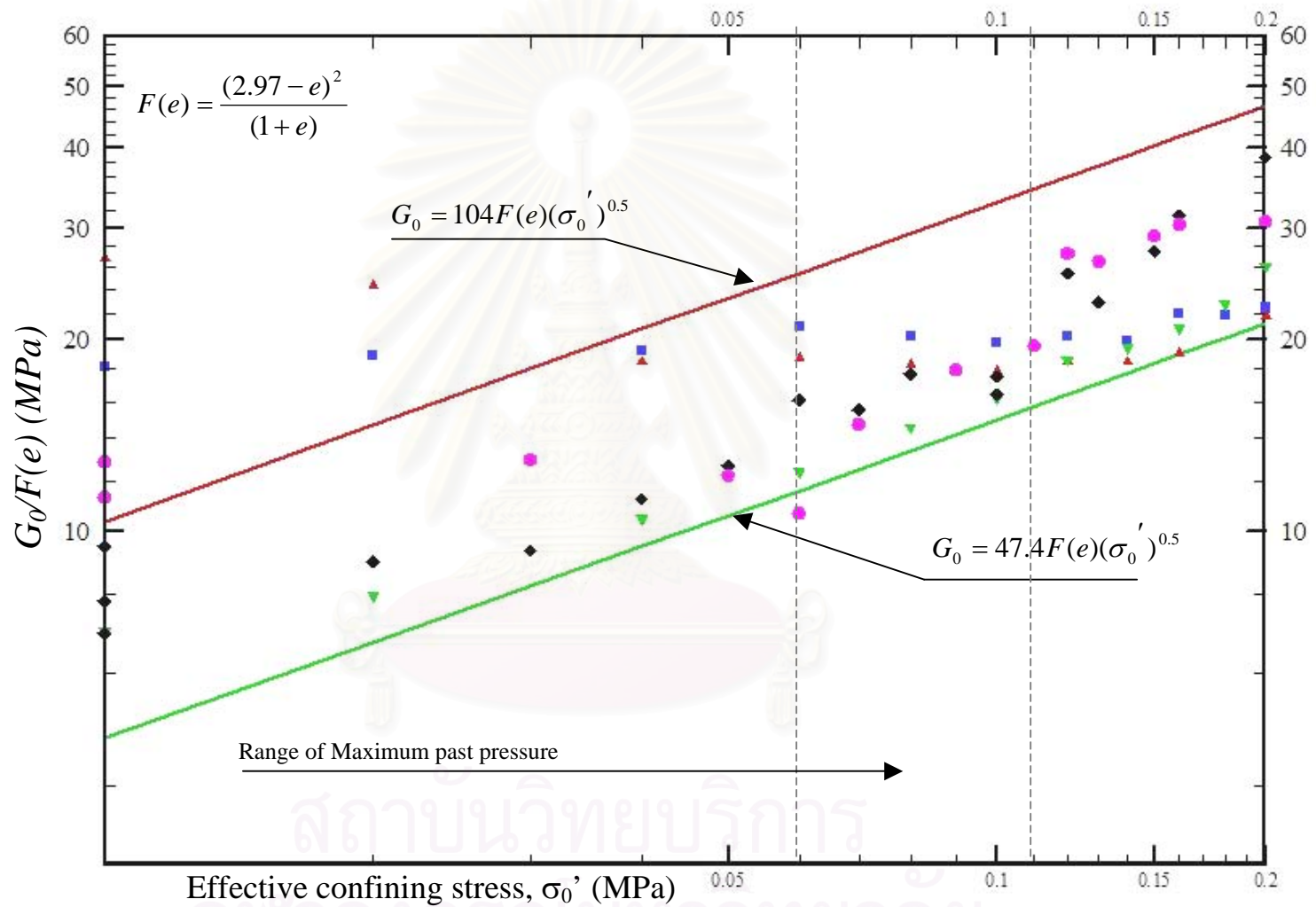


### 4.3.3 ความสัมพันธ์ทางอิมไพริกัล

ในการทดลองของ Hardin & Black, 1969 ซึ่งได้ทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่าง Mean Effective confining stress ( $\sigma_0'$ ) กับ Shear modulus ( $G_0$ ) กับตัวอย่างดินเหนียวจากสถานที่หลาย ๆ ที่และมีคุณสมบัติในทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน พบว่าผลของการทดลองที่ได้สามารถหาขอบเขตของค่า Shear modulus อยู่ในขอบเขตของสมการอิมไพริกัล  $G_0 = 104F(e)(\sigma_0')^{0.5}$  กับ  $G_0 = 44F(e)(\sigma_0')^{0.5}$  ซึ่งฟังก์ชัน  $F(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)}$  ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.9

ค่าของโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธี Bender element ในตัวอย่างทั้งที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศุภนัยรังสิตเมื่อนำมาจัดรูปแบบกราฟระหว่าง  $\frac{G_0}{F(e)}$  กับ Mean Effective confining stress ( $\sigma_0'$ ) ในแกน log-log เหมือนกับผลการทดลองของ Hardin & Black, 1969 จะได้ดังรูปที่ 4.2

จะเห็นว่าผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ในงานวิจัยนี้อยู่ในขอบเขตของสมการอิมไพริกัลที่ Hardin & Black, 1969 ทดลองไว้ซึ่งหมายถึง สมการอิมไพริกัลที่ Hardin & Black, 1969 เสนอไว้ สามารถนำมาใช้ได้ดินเหนียวกรุงเทพฯ ฯ



รูปที่ 4.2 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดินในงานวิจัยทั้งหมด

#### 4.4 ผลของกำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตที่มีต่อโมดูลัสแบบเฉือน

จากผลการทดลองหาความสัมพันธ์ของโมดูลัสแบบเฉือน กับ Effective confining pressure ของตัวอย่างทั้งที่ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต พบว่า เมื่อเพิ่มระดับความดัน (Effective confining) ค่าของโมดูลัสแบบเฉือนก็มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และเมื่อสังเกตค่าระดับความดัน (Effective confining) ที่พื้นช่วงของกำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตพบว่า ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจะมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นมากกว่าเดิมและจะเห็นได้ชัดยิ่งขึ้นเมื่อนำมาพิจารณาในรูปแบบของกราฟระหว่าง  $\frac{G_0}{F(e)}$  กับ Mean Effective confining stress ( $\sigma_0'$ ) ในแกน log-log จะเห็นว่าช่วงที่ค่า Effective confining pressure พื้นกำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจะเพิ่มขึ้นมากกว่าช่วงที่ยังไม่พ้นค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต

ตามที่ Hardin & Black, 1969 ได้ทำการทดลองไว้ใน Cohesive soil จากตัวอย่างดินหลาย ๆ ที่และ พบว่าในช่วงที่ต่ำกว่า หน่วยแรงแบกทานในอดีต ความสัมพันธ์ของ โมดูลัสแบบเฉือนกับ หน่วยแรงประสิทธิผล จะอยู่ในรูปของสมการ  $G_{CO} = AF(e)(OCR)^{K_s} (\sigma_0')^{0.5}$ ;  $OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_0}$  ซึ่งสมการนี้จะรวมผลกระทบอันเนื่องมาจาก กำลังของหน่วยแรงแบกทานในอดีต และ ผลที่เกิดมาจาก Plasticity ด้วย

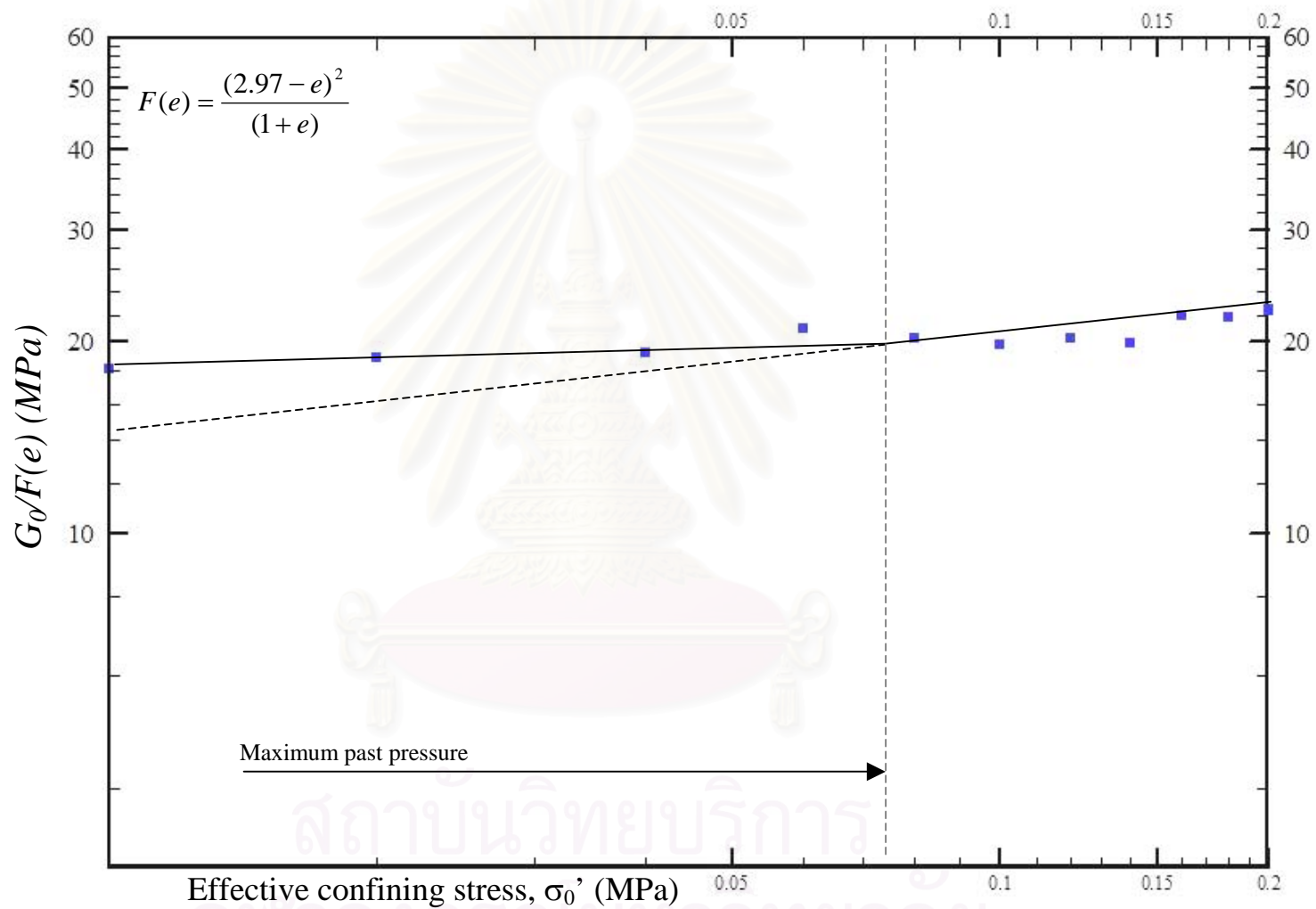
จะเห็นว่าพฤติกรรมของ โมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลที่ได้จากการทดสอบแบบการบีบอัดคายตัวจะมีลักษณะทางพฤติกรรมที่เหมือนกับผลที่ได้ของ Hardin & Black, 1969 คือ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจะมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นเมื่อพื้นช่วงหน่วยแรงแบกทานในอดีต แต่จากการสังเกตค่าของโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ทั้งในตัวอย่างจาก จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต พบว่าแม้ว่าค่าของโมดูลัสแบบเฉือนในช่วงหน่วยแรงประสิทธิผลต่ำกว่าหน่วยแรงแบกทานในอดีต ค่าของโมดูลัสแบบเฉือนส่วนใหญ่ก็ยังคงอยู่ในขอบเขตที่ Hardin & Black, 1969 เสนอไว้ ( $G_0 = 104F(e)(\sigma_0')^{0.5}$  และ  $G_0 = 44F(e)(\sigma_0')^{0.5}$ ) เพราะฉะนั้น ถึงแม้ว่าในช่วงที่หน่วยแรงประสิทธิผลมีค่าต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต สมการขอบเขตที่ Hardin & Black, 1969 เสนอไว้ก็ยังคงสามารถนำมาใช้ได้ แต่ถ้าต้องการคำนวณค่าโมดูลัสแบบเฉือนให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงควรที่จะคิดผลอันเนื่องมาจาก กำลังของหน่วยแรงแบกทานในอดีต และ ผลกระทบอันเนื่องมาจาก Plasticity ลงไปด้วยดังสมการ  $G_{CO} = AF(e)(OCR)^{K_s} (\sigma_0')^{0.5}$  ของ Hardin & Black, 1969 ได้เสนอไว้

#### 4.5 ผลของ Plasticity ที่มีต่อ โมดูลัสแบบเฉือน

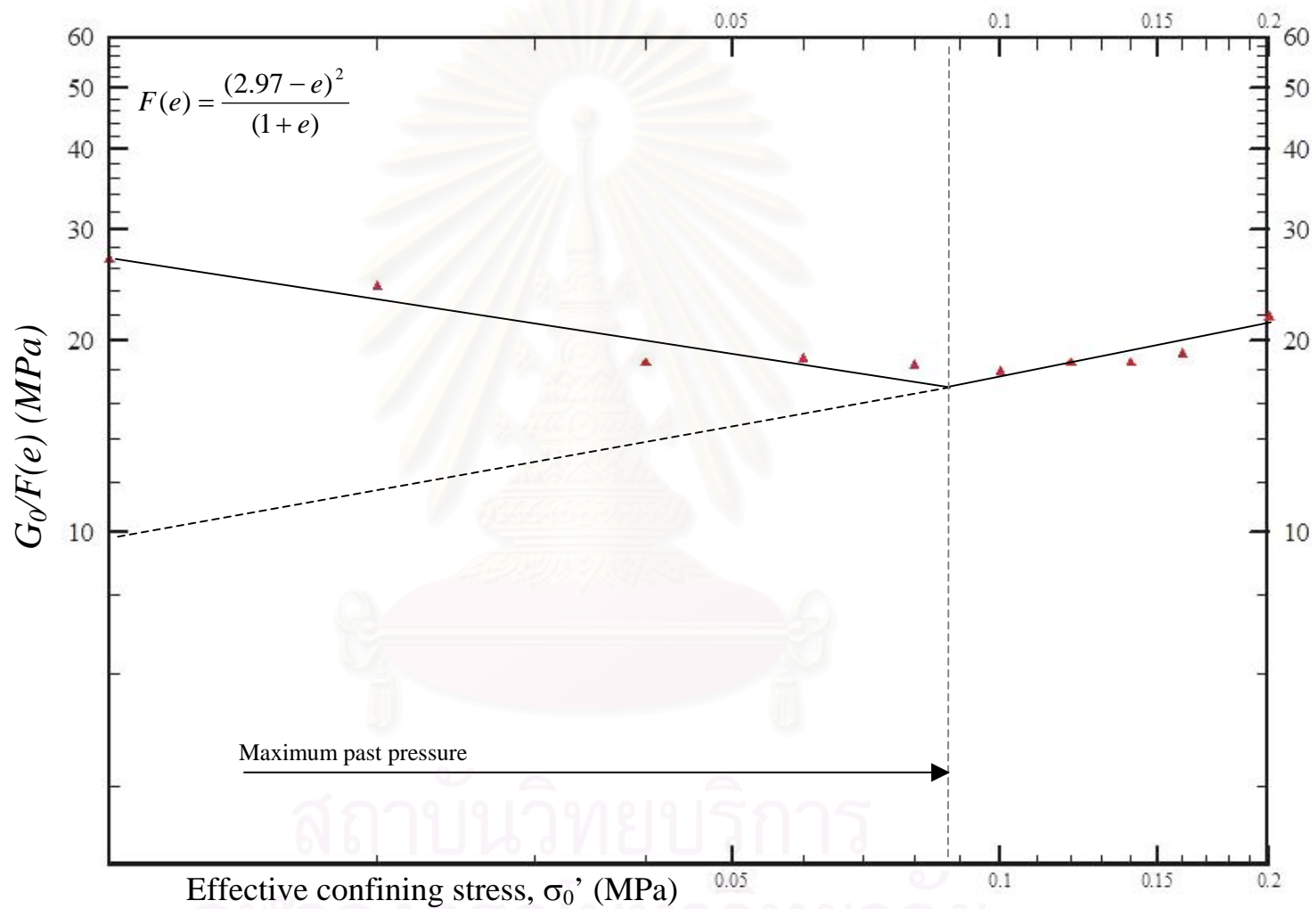
ผลการทดลองหาความสัมพันธ์ของโมดูลัสแบบเฉือนกับ Effective confining pressure ในตัวอย่างดินที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ศูนย์รังสิต ซึ่งในการทำ Atterburg เพื่อหาค่า Plastic Index ของที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์พบว่าค่า Plastic Index ที่สูง (มากกว่า 40%) ยกเว้นตัวอย่างดินที่มหาวิทยาลัยศูนย์รังสิตที่ระดับความลึก 12.0-12.9 ให้ค่า Plastic Index 15%

เมื่อดูแนวโน้มของค่าโมดูลัสแบบเฉือนกับค่า Effective confining pressure ในกราฟ ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{G_0}{F(e)}$  กับ Mean Effective confining stress ( $\sigma'_0$ ) ในแกน log-log จะเห็นว่าแนวโน้มของโมดูลัสแบบเฉือนมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นเป็นแนวเส้นตรง และ เมื่อลดระดับความดัน (Effective confining pressure) ที่เท่ากับกำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต พบว่าโมดูลัสแบบเฉือนเพิ่มขึ้นเป็นแนวเส้นตรงที่มีความชันมากกว่าเดิมสอดคล้องกันกับผลสรุปที่ Hardin & Black, 1969 ได้สรุปที่ดังรูป 2.10 ซึ่งอธิบายได้ว่าถ้าตัวอย่างดินที่มีค่า Plasticity Index ต่ำ แนวโน้มความชันของ  $\frac{G_0}{F(e)}$  เมื่อเทียบกับ Mean Effective confining stress ที่เพิ่มขึ้นเมื่อพ้นช่วง กำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต จะเห็นได้ไม่ชัดเจนดังตัวอย่างดิน ที่มหาวิทยาลัยศูนย์รังสิตที่ระดับความลึก 12.0-12.9 ที่มีค่า Plastic Index 15% ดังรูป แต่ถ้าว่าถ้าตัวอย่างดินที่มีค่า Plasticity สูง แนวโน้มความชันของ  $\frac{G_0}{F(e)}$  เมื่อเทียบกับ Mean Effective confining stress ที่เพิ่มขึ้นเมื่อพ้นช่วง กำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตจะสามารถเห็นได้ชัดเจน

จากการทดลองในงานวิจัยนี้พอสรุป พฤติกรรมของค่า โมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) ของดินเหนียวในกรุงเทพฯ ได้ว่า เนื่องจากดินเหนียวในกรุงเทพฯ ส่วนใหญ่มีค่า Plastic Index ที่สูง (มากกว่า 40%) ซึ่งในงานวิจัยนี้พบว่าในช่วงทดสอบที่ค่า Mean Effective confining stress ต่ำกว่าค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตค่า Plasticity จะมีผลกระทบต่อค่า โมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) แต่ถ้าที่ค่า Mean Effective confining stress สูงกว่าค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีต Plasticity จะไม่มีผลกระทบต่อค่า โมดูลัสแบบเฉือน (Shear modulus) และสามารถใช้สมการความสัมพันธ์ทางอิมไพริกัลที่ Hardin & Black, 1969 ได้เสนอไว้ในขอบเขตของสมการที่ 2.4 กับ 2.5 แต่ถ้าในช่วงที่ค่า Mean Effective confining stress ต่ำกว่าค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตจะต้องทำการปรับแก้ผลที่เกิดจากกำลังรับน้ำหนักแบกทานในอดีตเสียก่อน ตามที่ Hardin & Black, 1969 ได้แนะนำไว้ซึ่งอยู่ในรูปแบบของสมการที่ 2.7

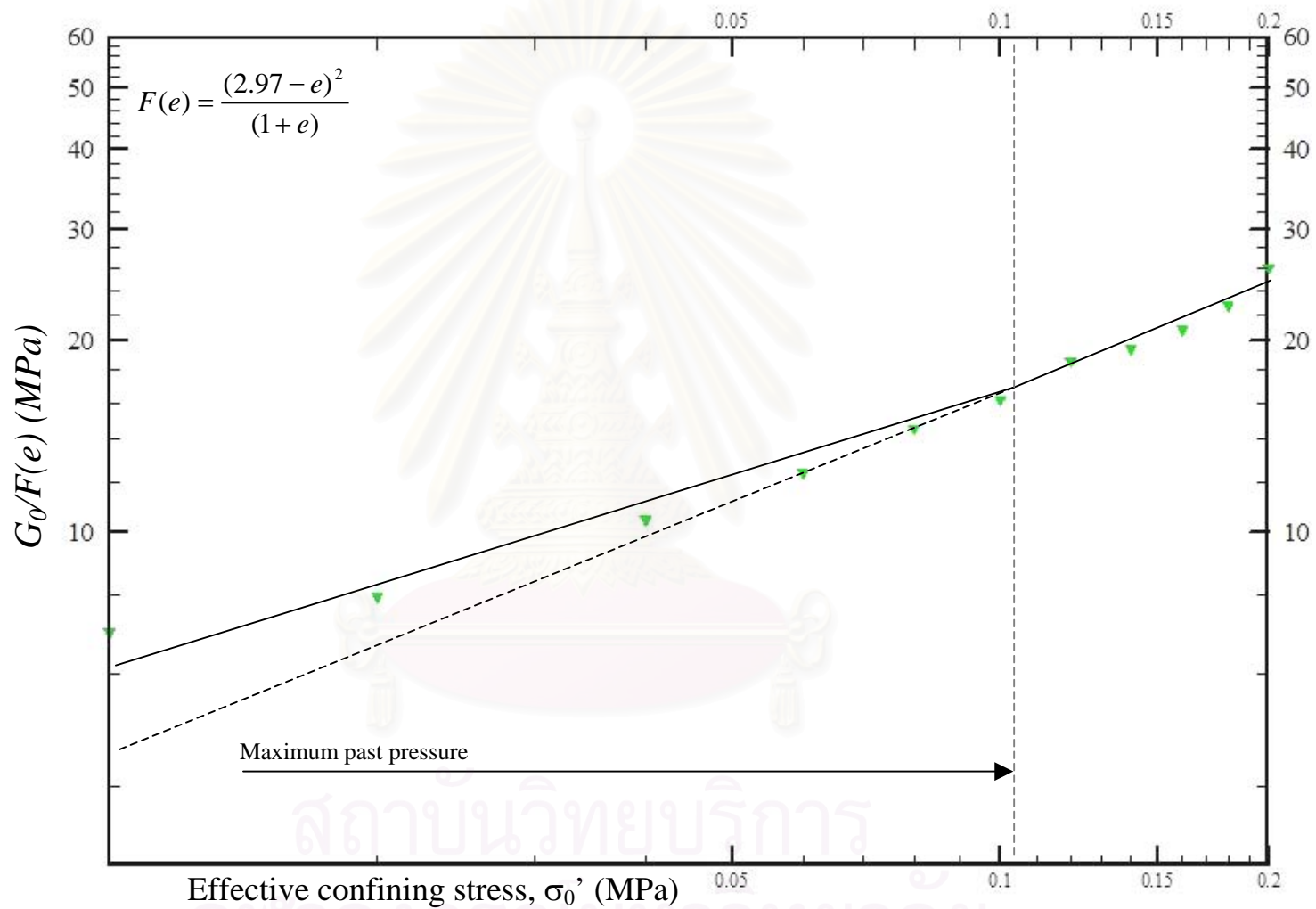


รูปที่ 4.3 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดิน TU 4.5-5.4

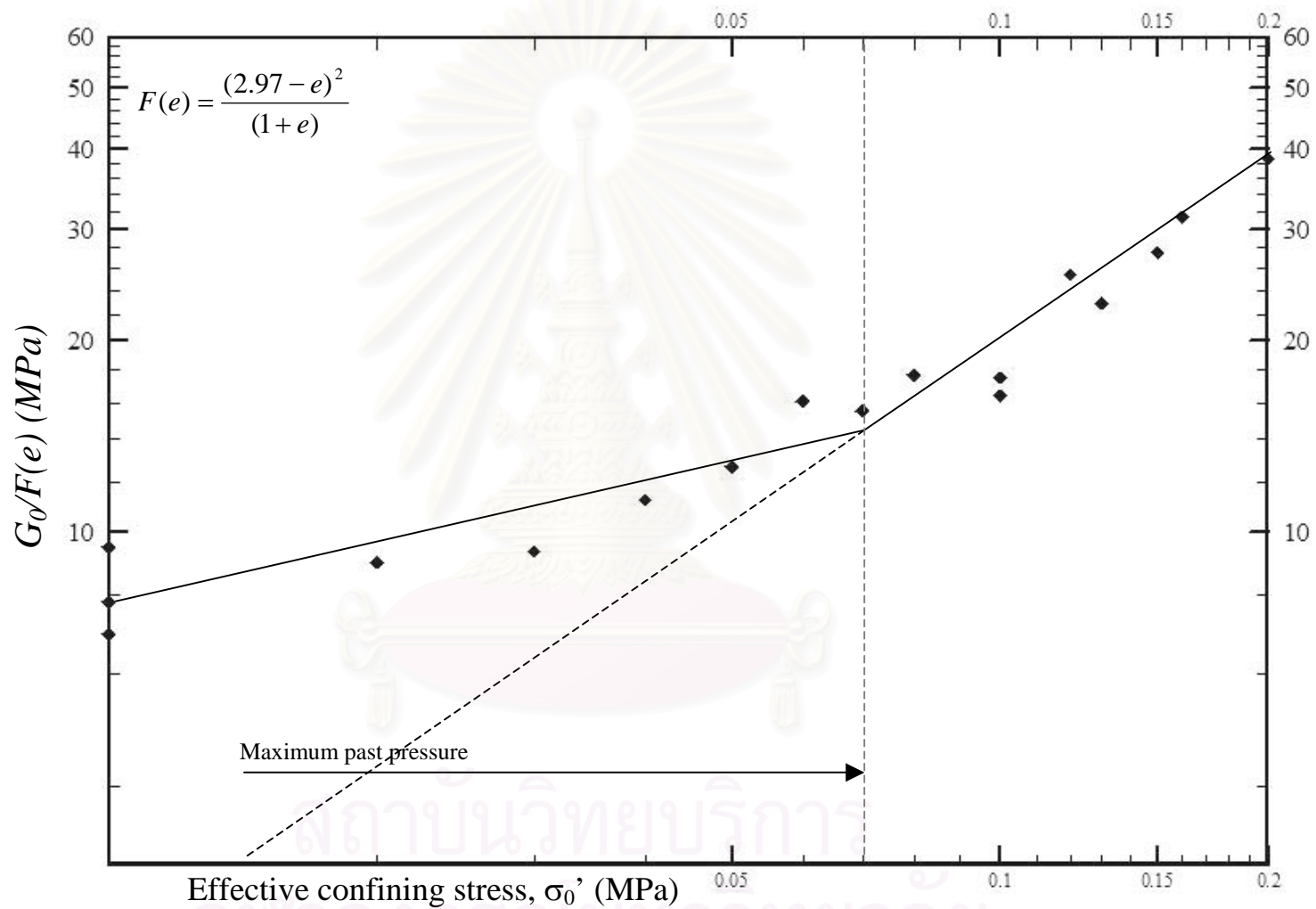


รูปที่ 4.4 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดิน TU 10.0-11.4

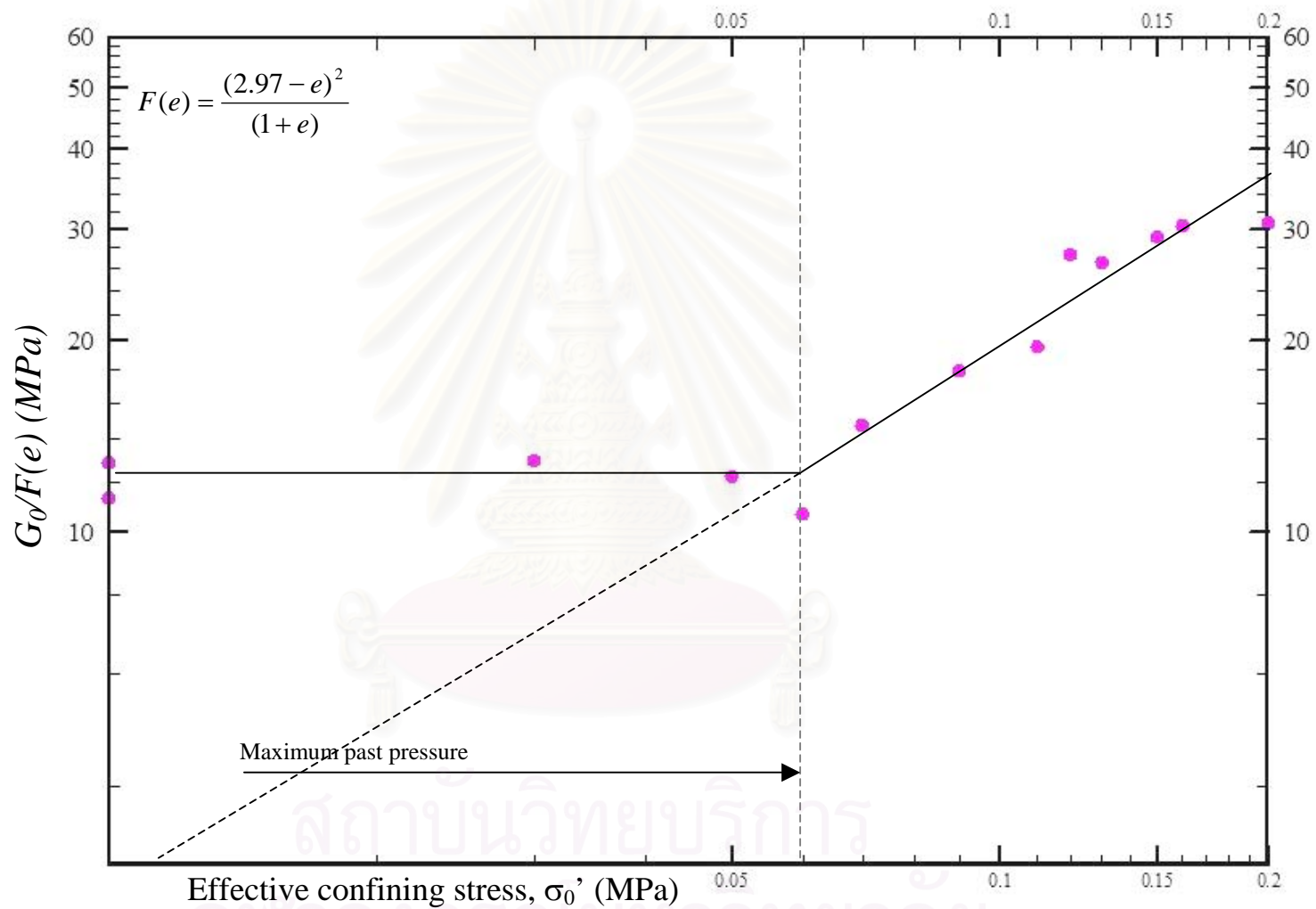




รูปที่ 4.5 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดิน TU 12.0-12.9



รูปที่ 4.6 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดิน CU 3.0-4.0



รูปที่ 4.7 ผลของค่า  $G_0/F(e)$  กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล  $\sigma_0'$  ของตัวอย่างดิน CU 6.0-7.0

#### 4.6 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือน (Undrain Shearing)

ในการทดสอบหากำลังของตัวอย่างดินจะกระทำเมื่อทำการทดสอบบีบอัดค่าตัวเสริมจลันแล้ว (Consolidation) ในขณะที่ทำการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือน (Undrain shearing) ก็จะทำให้การวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นไปพร้อม ๆ กัน ซึ่งผลการทดสอบที่ได้จะเป็นดังรูปที่ 4.8 - 4.12 โดยในรูปจะประกอบด้วยเส้นแนวโน้มของ โมดูลัสแบบเฉือน ที่ได้จากการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนในช่วงบีบอัดคายตัว (Consolidate) และในตัวอย่างเดียวกันจุดที่ปรากฏในกราฟก็คือค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ในระหว่างขั้นตอนหากำลังรับแรงเฉือน (Undrain shearing) จะเห็นว่าแนวโน้มของค่า โมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการ Undrain shearing จะลดลงเมื่อค่า Pore pressure เพิ่มขึ้นหรือ Mean effective stress ลดลง และเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่า Shear modulus กับ effective confining stress ที่ได้จากการทดสอบ Consolidation พบว่าค่าของ โมดูลัสแบบเฉือน ที่ได้จากการทดสอบนี้มีค่าใกล้เคียงกัน

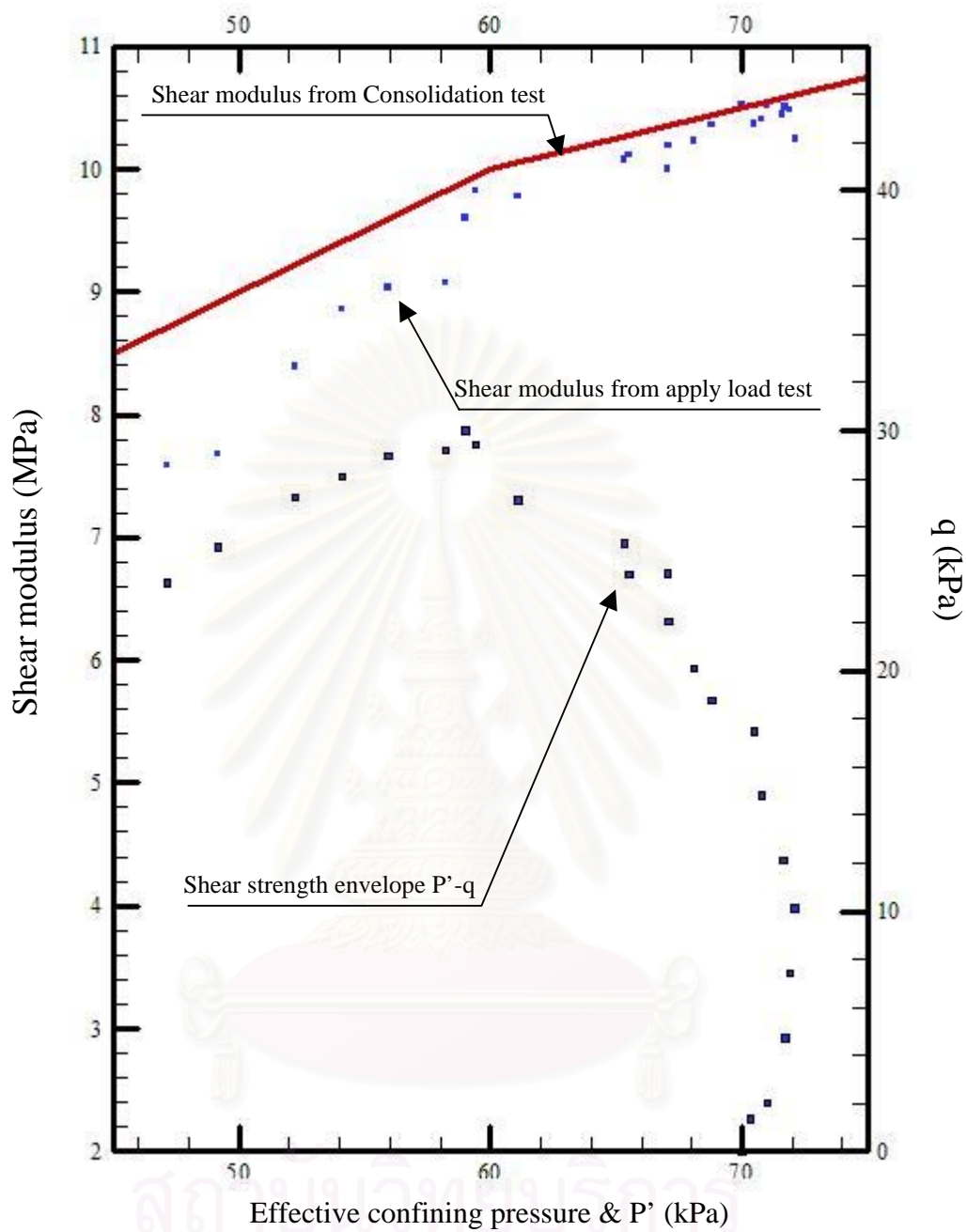
ในการทดลองกำลังของดินด้วยวิธี Undrain shearing ในเครื่องทดสอบหากำลังแบบสามแกน (Triaxial) เมื่อทำการกดตัวอย่างในแนวแกน จะเกิด Excess pore pressure ขึ้นในตัวอย่าง ส่งผลให้เมื่อมองพฤติกรรมของ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างในรูปแกน P-q หรือ ในหน่วยแรงหลัก (Principal stress) กับ หน่วยแรงรอง (Deviatoric stress) หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างจะมี ทั้ง Principal stress และ Deviatoric stress ซึ่งความหมายของ principal stress ก็คือ Mean effective stress ที่เกิดขึ้นในตัวอย่าง ในงานวิจัยนี้พบว่า ค่า โมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากการทดสอบ Undrain shearing (Deviatoric Stress > 0) จะมีค่าใกล้เคียงกันกับการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนในการทดสอบบีบอัดคายตัวซึ่งในการบีบอัดคายตัวได้ทำการทดลองแบบบีบอัดเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) นั่นก็คือค่า Mean effective stress (Deviatoric Stress = 0) นั้นหมายความว่า หน่วยแรงรอง (Deviatoric stress) ส่งผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนน้อยมากหรืออาจกล่าวได้ว่าสามารถละส่วนของผลกระทบที่เกิดขึ้นเนื่องมาจาก หน่วยแรงรองไปได้โดยไม่ต้องนำมาคิด

ค่าของ โมดูลัสแบบเฉือน ที่ได้จากการทดสอบแบบ (Undrain shearing) มักจะมีลักษณะเหมือนกันกับผลการทดสอบที่หาค่า โมดูลัสแบบเฉือน ช่วงการบีบอัดคายตัว (Consolidation) แต่จากผลการทดสอบ ในบางตัวอย่างพบว่า เมื่อทำการ Shearing จนตัวอย่างทดสอบใกล้ถึงจุดพังทลาย (Failure) และวัดค่าความเร็วของคลื่นความเค้นปรากฏว่าค่าความเร็วของคลื่นความเค้นที่

วัดได้ลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับค่าได้วัดได้ก่อนหน้านี้ หรือกล่าวได้ว่าค่า โมดูลัสแบบเฉือนลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับการทดสอบหาค่า โมดูลัสที่ได้จากการ Consolidate และเมื่อทำการทดสอบจนเสร็จ (Strain > 10%) และแกะตัวอย่างออกมาตรวจสอบพบว่าลักษณะของตัวอย่างส่วนใหญ่ที่มีค่า โมดูลัสแบบเฉือน ลดลงอย่างกระทันหัน มักจะมีลักษณะของการพังทลาย (Failure) เป็นแนวรอยแตกหรือแยกของเนื้อดิน จึงสรุปได้ว่า สาเหตุที่ทำให้ค่า โมดูลัสแบบเฉือนลดลงอย่างกระทันหันอาจมีสาเหตุมาจากการที่ตัวอย่างพังทลาย และเกิดเป็นแนวเพลน ทำให้เกิดความไม่ต่อเนื่องของตัวอย่าง (Localization or Discontinuity) ทำให้เส้นทางการเดินทางของคลื่นความเค้นเปลี่ยนแปลงไปส่งผลให้ค่า โมดูลัสแบบเฉือนลดลง

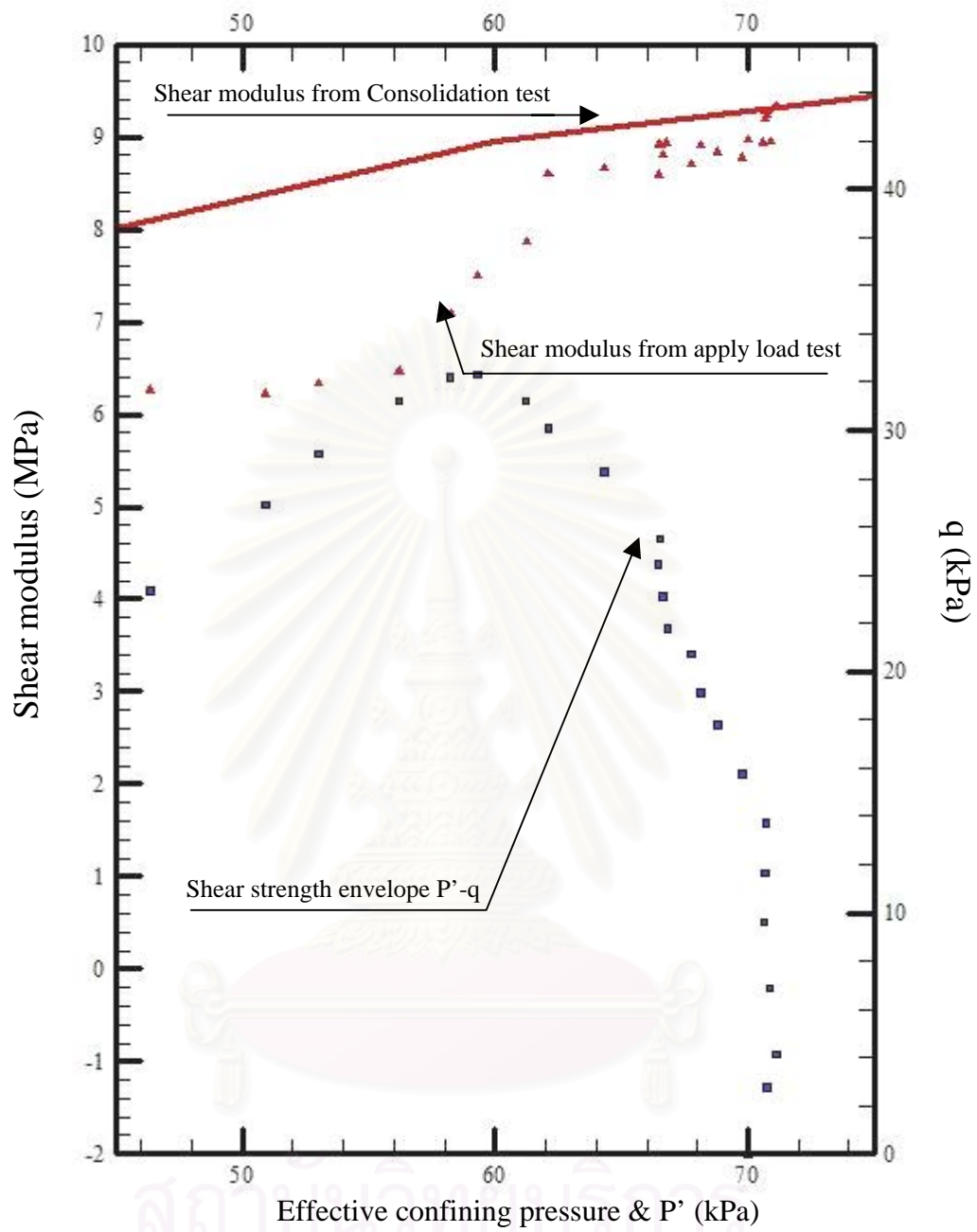


สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

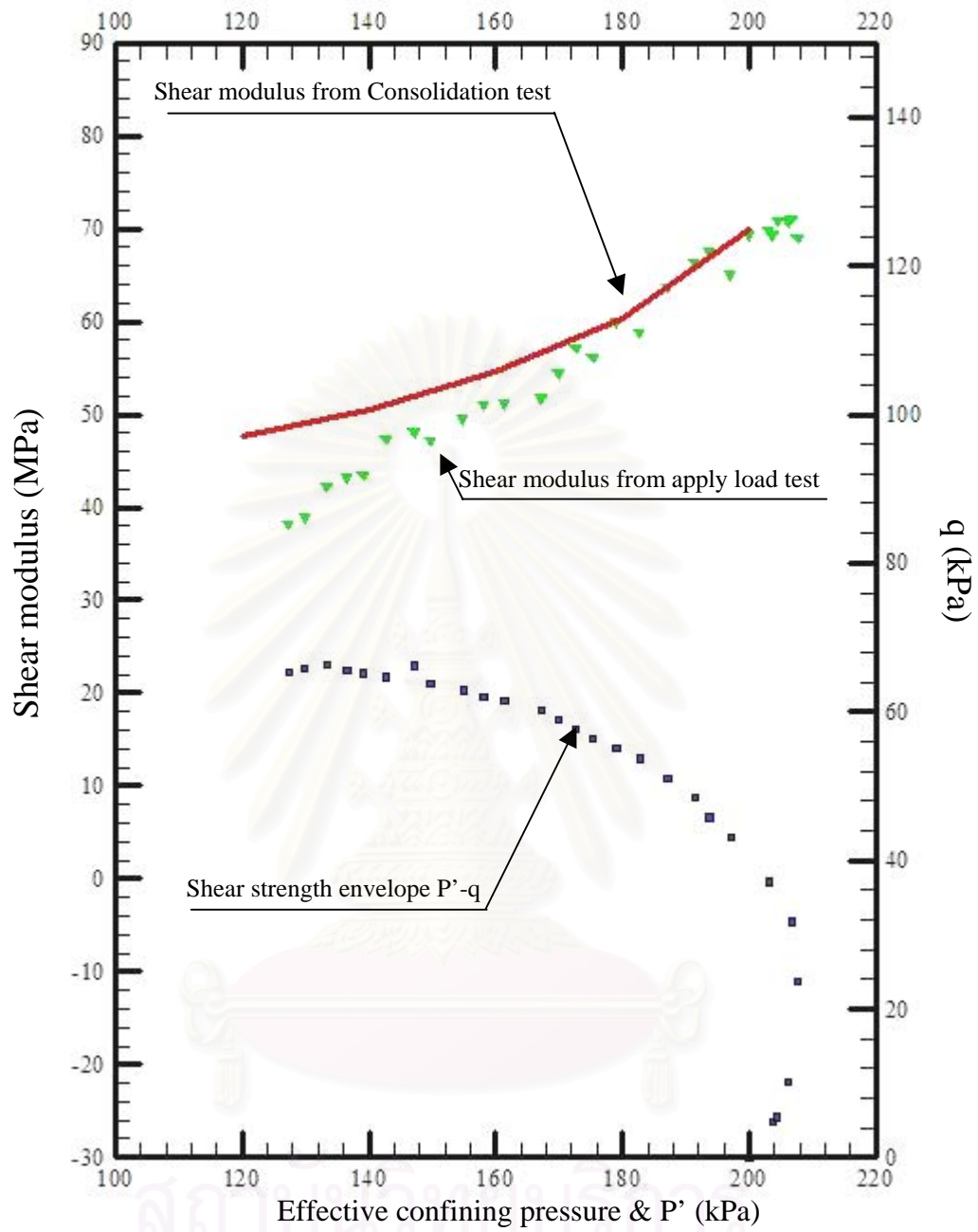


รูปที่ 4.8 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน TU4.5-5.4

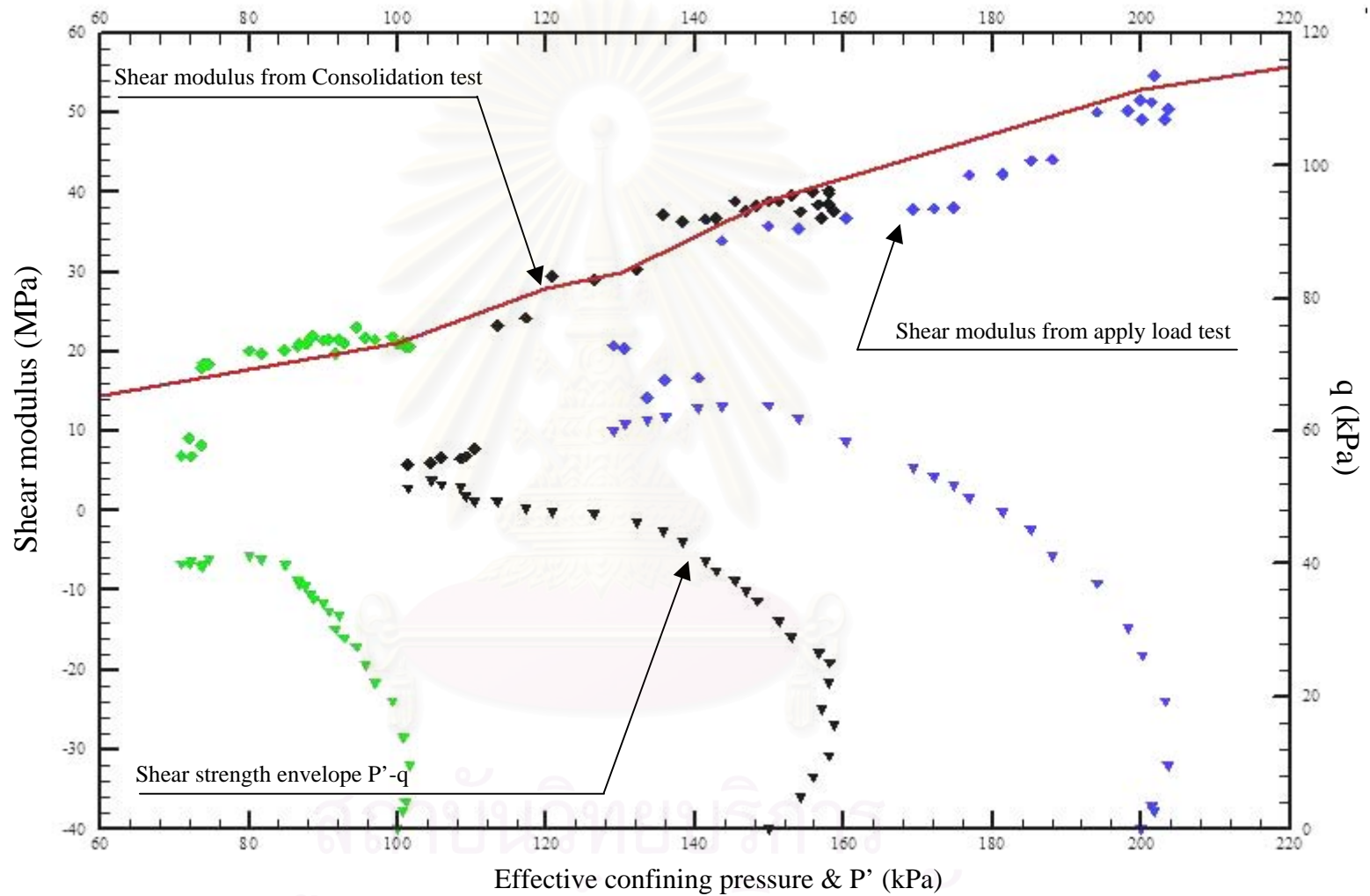




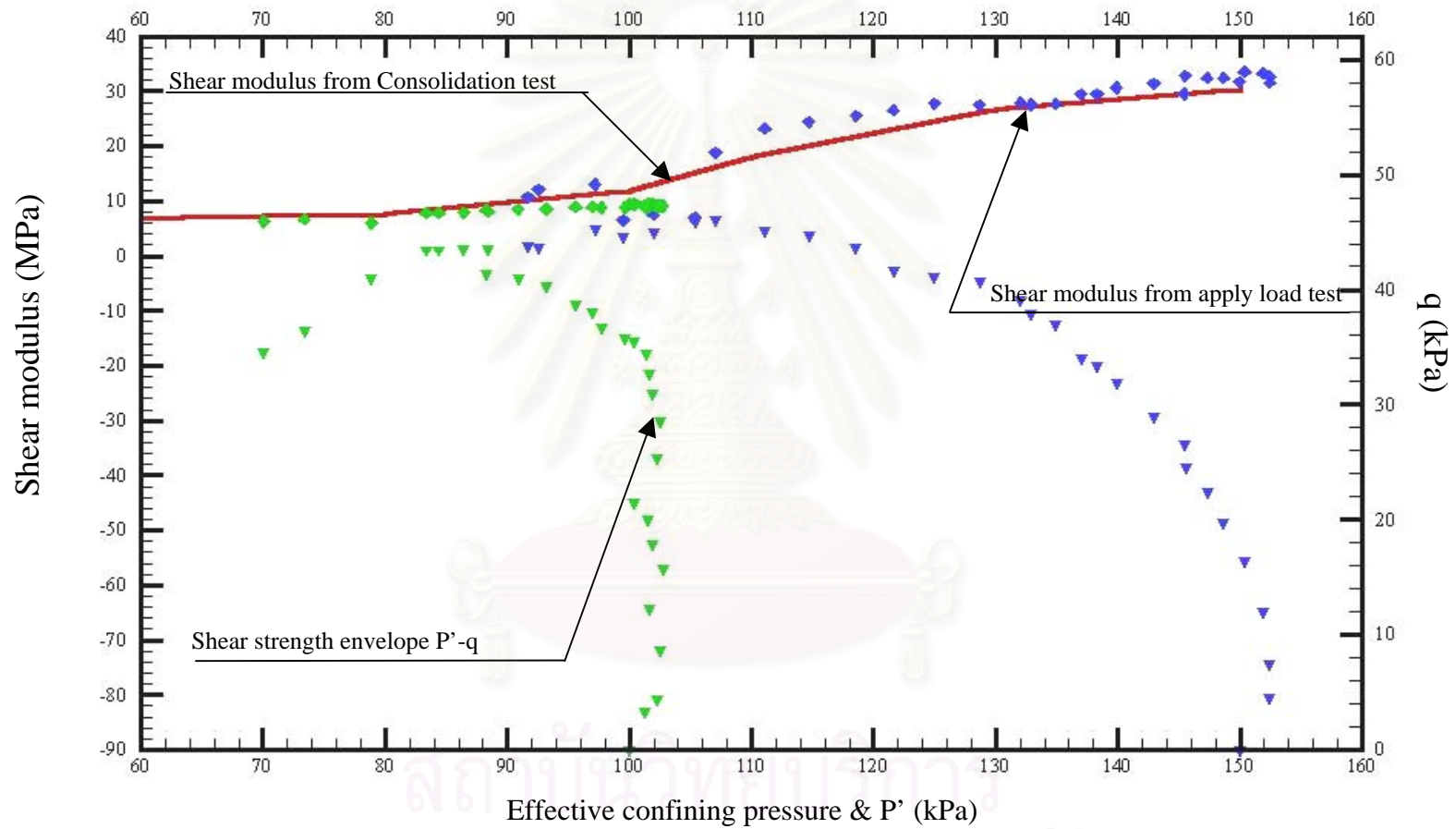
รูปที่ 4.9 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน TU10.0-11.4



รูปที่ 4.10 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน TU12.0-12.9



รูปที่ 4.11 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน CU3.0-4.0



รูปที่ 4.12 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน CU6.0-7.0

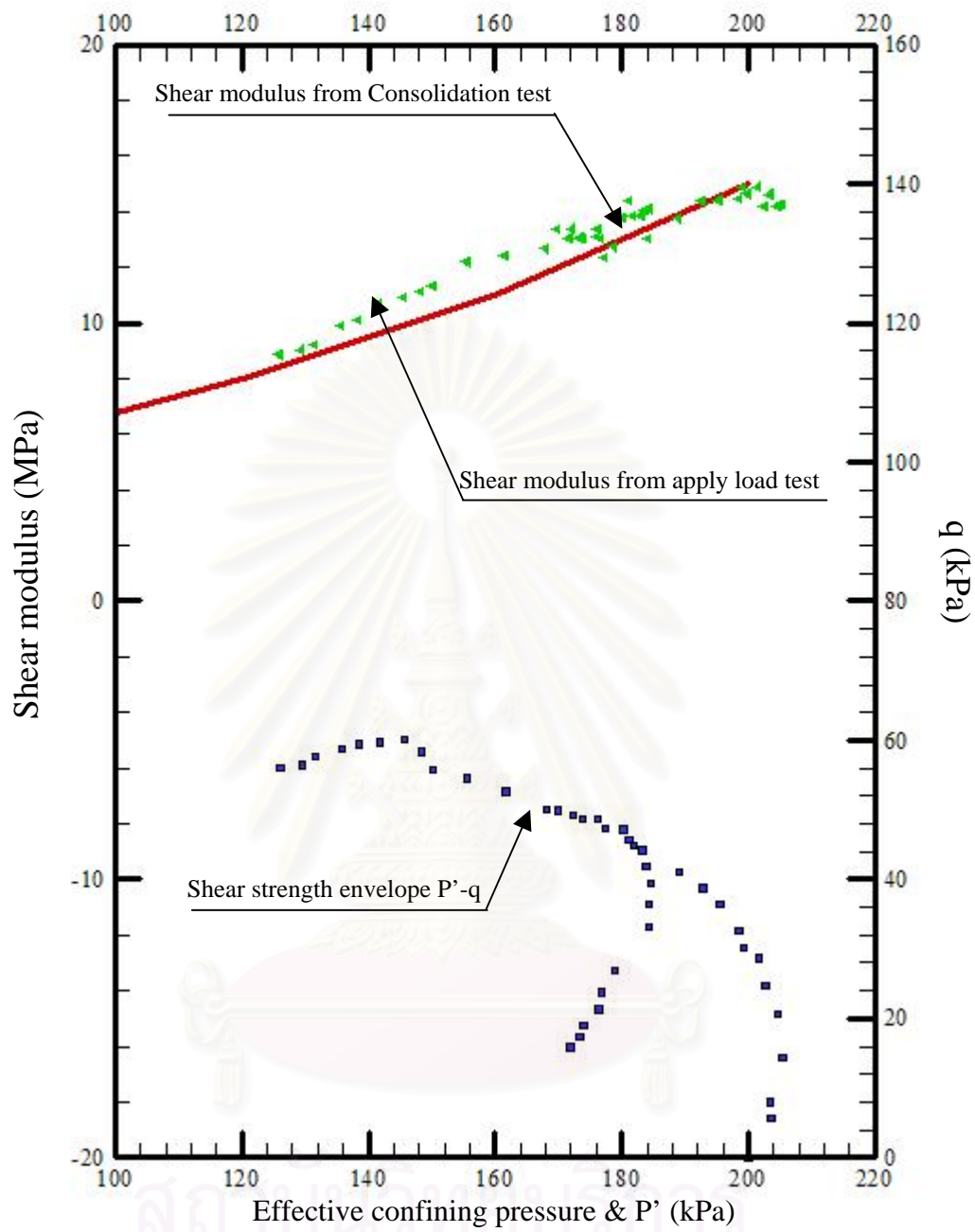
#### 4.7 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการกระทำซ้ำซาก

จากการทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนพบว่าค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือน จะให้ค่าใกล้เคียงกับค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่หาได้จากช่วงการทดสอบบีบอัดคายตัว จึงทำให้จำเป็นต้องทดสอบเพื่อให้แน่ใจว่าลักษณะของค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ Principle stress ต่าง ๆ จะมีค่าใกล้เคียงกันกับ ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจากช่วงการทดสอบบีบอัดคายตัวหรือไม่

การทดสอบจะทำการให้กำลังกับตัวอย่างทดสอบจนค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่าประมาณ  $0.8C_U$  จากนั้นจึงทำการ Unload ภายใต้อัตรา Strain rate control =  $\frac{1}{10}$  ของอัตราในช่วงที่ทำการ Load จนกระทั่งค่ากำลังตัวอย่างรับแรงเฉือนเท่ากับศูนย์ จึงทำการ Reload กลับไปในตัวอย่างจนกระทั่งตัวอย่างพังทลาย

ผลการทดลองพบว่าค่าโมดูลัสแบบเฉือนมีลักษณะของแนวโน้มเหมือนกับการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนระหว่างการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนนั่นคือค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ Principle stress ต่าง ๆ จะมีค่าใกล้เคียงกันกับค่าโมดูลัสแบบเฉือนจากช่วงการทดสอบบีบอัดคายตัวถึงแม้ว่าจะทำการ Unload-Reload เพื่อให้ Mean effective stress เปลี่ยนแปลงก็ตาม ค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้จากการทดสอบนี้ก็ยังคงใกล้เคียงกันกับค่าโมดูลัสแบบเฉือนจากการบีบอัดคายตัว

จะเห็นว่าในตัวอย่างที่ทดสอบนี้ค่าโมดูลัสที่ Effective confining pressure มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นแต่มีค่าไม่สูงเท่ากับการทดลองในตัวอย่างที่ผ่าน ๆ มา ทั้งนี้ทั้งนั้นอาจเป็นเพราะในตัวอย่างนี้มีเปลือกหอยปนอยู่มากทำให้เส้นทางการเดินทางของเครื่อง (wave-path) มีลักษณะที่ไม่แน่นอนส่งผลให้เวลาการเดินทางมาถึงของคลื่นมากขึ้น (Time arrival) ค่าโมดูลัสแบบเฉือนจึงให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริง



รูปที่ 4.13 ผลของค่าโมดูลัสแบบเฉือนในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงของดิน  
CU7.5-8.5



## บทที่ 5

### สรุปผลการทดสอบ

#### 5.1 บทนำ

จากผลการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Bender element จะพบว่า การหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธีนี้ไม่ว่าวิธีการทดสอบใด ๆ ก็ตามจะให้ค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ Very small strain level หรือให้ค่า Initial shear modulus นั้นเอง แตกต่างจากวิธีการหาค่าโมดูลัสที่ได้จากวิธีการทดสอบอื่น ๆ และความถูกต้องของข้อมูลที่ได้จากวิธีการทดสอบนี้ก็ให้ผลที่ใกล้เคียงกับการทดสอบเคยทำไว้ก่อน (Down hole test, Asford, 1998) นอกจากนี้การทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Bender element ยังสามารถดัดแปลงนำไปใช้กับเครื่องมือทดสอบทางปฐพีต่าง ๆ เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่แตกต่างกันออกไปได้ง่ายและมีราคาที่ไม่สูงมากนัก ดังนั้นการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Bender element จึงเป็นทางเลือกหนึ่งที่เหมาะสมอย่างยิ่ง

#### 5.2 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลต่าง ๆ

แนวโน้มของโมดูลัสแบบเฉือนเมื่อหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น จะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงเมื่อมองอยู่ในรูปของแกน Log-Log ในช่วง Normal consolidation ส่วนในช่วง Over consolidation แนวโน้มของโมดูลัสแบบเฉือนยังคงเพิ่มขึ้นเป็นแนวเส้นตรง แต่มีความชันของการเพิ่มขึ้นที่ต่ำกว่าในช่วง Normal consolidation ทั้งนี้ทั้งนั้นเป็นผลอันเนื่องมาจาก Over consolidation ratio และ Plasticity Index จำเพาะของดินนั้น ๆ

##### 5.2.1 สมการอิมไพริกัล

จากการทดลองพบว่า สมการอิมไพริกัลที่เหมาะสมในการอธิบายความสัมพันธ์ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ฯ ระหว่างค่าโมดูลัสแบบเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผล สอดคล้องกับสมการของ Hardin & Black, 1969 ที่กำหนดขอบเขตของค่าโมดูลัสแบบเฉือนไว้คือ

$$G_0 = 104F(e)(\sigma'_0)^{0.5} \text{ และ } G_0 = 47.4F(e)(\sigma'_0)^{0.5}$$

ผลการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ ทั้งที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์รังสิต ค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ได้ จะตกอยู่ในขอบเขตของสมการทั้งสองนี้เป็นส่วนใหญ่ทั้งในช่วง Normal consolidation และ Over consolidation แต่ถึงอย่างไรก็ตาม ข้อมูลในช่วง Over consolidation มักจะไม่อยู่ในขอบเขตของสมการทั้งสอง ดังนั้นในการนำมาใช้งานจริงควรใช้สมการทั้งสองนี้ในช่วง Normal consolidation โดยใช้ค่าโมดูลัสแบบเฉือน ที่มีค่าน้อยที่สุดจากสมการทั้งสองเป็นหลักเพื่อให้ผลที่ปลอดภัยกว่า

### 5.2.2 ผลกระทบของ Over consolidation และ Plasticity

ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ฯ ส่วนใหญ่แล้ว จะมีค่า Plasticity Index ที่สูง (>40%) และจากผลการทดลองที่ได้พบว่า Plasticity จะมีผลกระทบต่อ ค่าโมดูลัสแบบเฉือน ( $\frac{G}{F(e)}$ ) ในช่วง Over consolidation การใช้สมการ อิมไพริกัลเพื่อหาค่า โมดูลัสแบบเฉือนในช่วง Over consolidation จึงจำเป็นต้องปรับแก้ค่าโมดูลัสแบบเฉือน อันเนื่องมาจากผลกระทบของ Over consolidation และ Plasticity Index ตามที่ Hardin & Black, 1969 ได้แนะนำไว้

### 5.3 ค่าโมดูลัสแบบเฉือนภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงเฉือน

วิธีการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender element เป็นวิธีการหาโมดูลัสแบบเฉือนด้วยการสร้างคลื่นก้ำทอนแพร่กระจายลงไปใต้ดิน ซึ่งคลื่นก้ำทอนที่ได้จากวิธีนี้จะเป็น Small shear strain เสมอ ดังนั้นไม่ว่าภายใต้สภาวะการทดลองใด ๆ การหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender element ควรจะได้ค่าโมดูลัสแบบเฉือนที่ Very small strain เสมอ (Initial shear modulus)

การทดสอบหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender element ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนพบว่า ค่า Initial shear modulus จะขึ้นกับ Principle stress ซึ่งเมื่อ Principle stress ลดลง ค่า Initial shear modulus จะลดลงและมีแนวโน้มของค่าโมดูลัสเท่ากับการทดลองหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลต่าง ๆ ขณะที่ Deviatoric stress กลับส่งผลกระทบต่อโมดูลัสแบบเฉือนน้อยมากหรืออาจกล่าวได้ว่าไม่มีผลกระทบต่อ Initial shear modulus เลย

#### 5.4 ข้อดีข้อเสียและข้อจำกัดในการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender element

วิธีการหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนด้วย Bender element เป็นวิธีการหา โมดูลัสด้วยวิธีแพร่กระจายของคลื่นกำหนด สามารถติดตั้งกับเครื่องมือทดสอบทางปฐพีต่าง ๆ ได้ง่าย และ สะดวกไม่มีความซับซ้อนในการคำนวณหาโมดูลัสแบบเฉือน จึงเป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้ในงานวิจัยเพื่อหาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ (Dynamic) ของดิน อย่างไรก็ตาม จากผลการทดสอบในงานวิจัยนี้ทำให้พบข้อเสียของวิธีการทดสอบนี้ดังตารางที่ 5.1 ที่ได้แจกแจงข้อดีข้อเสียดังนี้

ตารางที่ 5.1 ข้อดี-ข้อเสียของการหาโมดูลัสแบบเฉือนด้วยวิธี Bender element

ข้อดี	ข้อเสีย
<ul style="list-style-type: none"> <li>- ติดตั้งกับเครื่องมือทดสอบต่าง ๆ ทางปฐพีได้ง่าย, ราคาถูก</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ระดับสัญญาณของคลื่นที่รับอ่อนลงเมื่อสภาวะ Confining สูง ๆ ทำให้ยากต่อการวิเคราะห์ การมาถึงของคลื่น (Time arrival)</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- ให้ผลการทดลองที่น่าเชื่อถือได้ระดับหนึ่ง</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- สามารถหาค่าโมดูลัสแบบเฉือนได้ที่ Initial shear modulus เท่านั้น เพราะให้คลื่นความเค้นที่ Small strain เท่านั้น</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- ไม่มีความซับซ้อนในการคำนวณ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- การหาความเร็วคลื่นความเค้นขึ้นกับ Wave-path ตั ว อ ย่ า ง ที่ Non-homoginous (เช่นเปลือกหอยหรือเศษไม้) จะทำให้ คลื่นเดินทางมาถึงช้ากว่าที่ควรเป็น</li> </ul>

## 5.5 ข้อเสนอแนะ

ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติมมีดังนี้

1. ศึกษาคุณสมบัติของดินกรุงเทพฯ ฯ ที่ระดับความลึกมากกว่านี้ประมาณ 60 เมตร ตามระดับความลึกของเข็มเจาะที่ใช้สำหรับ ก่อสร้างอาคารสูง เพื่อให้ในการออกแบบต้านทานเนื่องจากแผ่นดินไหว
2. นำผลการทดลองที่ได้มาใช้ในโปรแกรมต่าง ๆ เช่น Pasxid แล้วนำมาเปรียบเทียบกับผลที่เกิดขึ้นจริง



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## รายการอ้างอิง

- ALI, M. "Numerical Modelling of Unsaturated Soils at Low Stress Levels" "Proceedings, 2<sup>nd</sup> European Specialty on Numerical Methods in Geotechnical Engineering' 90(1990): 12-21.
- ANDERSON, D. G. "Dynamic Modulus of Cohesive Soils" Publication of University Microfilms International, UK. (1974)
- ANDRAWES, K. Z. "The Resonance Method for Laboratory Determination of Dynamic Elastic Properties" Geotechnique (1981)
- ATHANASPOULOS, G. A. & RICHART, F. E. "Effect of Creep on Shear Modulus of Clays" Geotechnical Engineering Journal, 109, 10(1983)
- ATKINSON, J. H. & POWELL, J. J. M. UK. "Determination of Soil Stiffness Parameters in the Stress Path Probing Tests." Proceedings, 12<sup>th</sup> ICSMFE, (1992): 07-10
- BURLAND, J. B., "Small is Beautiful-the Stiffness at Small Strains" Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Canadian Geotechnical Journal, 26(1989), 69-76
- DIEGO BROCANELLI & VICTOR RINALDI "Measurement of Low-strain Material Damping and Wave velocity with bender elements in the Frequency domain" Canadian Geotechnical Journal, (1998): 1032-1040
- DVNVICK. V. P. "Resonant Column Testing Problems and Solutions" Geotechnical Journal, ASTM, STP-654, (1977): 384-398
- DYVICK, R. & MADHSHUS, C. "Laboratory Measurements of Gmax using Bender Elements" Proceedings of ASCE Annual Convention (1985)
- ENSLEY. R. A. "Comparison of P- and S-wave seismic data: A new method for detecting gas reservoirs" Geophysics, 49, 9(1984): 1420-1431
- LOHANI, TARA NIDHI. "Pseudo-elastic shear modulus of Bangkok clay using bender elements." Asian Institute of Technology Thesis, AIT, Bangkok, Thailand (1996)
- MUKABI, J. N. "Small Strain Stiffness and Elasticity of Clays in Triaxial Compression Tests" Proceedings, Symposium on Triaxial Test, Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, (1991): 257-264
- PENNINGTON. D. S., NASH. D. F. T., LINGS. M. L. "Anisotropy of  $G_0$  Shear stiffness in Gault Clay" Geotechnique, 47, 3(1997), 391-398
- PREVOST. J. H. "Undrained Stress-Strain-Time Behavior of Clays" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.102, No. GT12, Proc. Paper 12644, December, (1976): 1245-1259

- SAHABDEEN, MOHAMED MOHIDEEN. "Stress-strain characteristics of Bangkok subsoils at low strain levels using bender elements." Asian Institute of Technology Thesis, AIT, Bangkok, Thailand (1995)
- SHAHARIAR BAIG., PICORNELL. M. & NAZARIAN. S. "Low Strain Shear Moduli of Cemented Sands" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 6(1996), 540-545
- SHIBUYA. S. & MITACHI. T. "Measurement of Shear Wave Velocity of Sand before Liquefaction and during Cyclic mobility", Proceedings of the international symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, 12-14 September (1994)
- SHIBUYA. S., HWANG\*. S. C. & MITACHI\*. T. "Elastic Shear Modulus of Soft clays from Shear wave velocity measurement" Geotechnique, 47, 3(1997), 593-601
- SOUTO. A., HARTIKAINEN. J. & ÖZUDOGRU\*. K. "Measurement of Dynamic parameters of Road pavement materials by the Bender element and Resonant column tests" Geotechnique, 44, 3(1994): 519-526
- SULLY. J. P. & CAMPANELLA, R. G. "Evaluation of In situ Anisotropy from Crosshole and Downhole Shear wave velocity measurements." Geotechnique, 45, 2(1995): 267-282
- TATSUOKA, F. & SHIBUNYA, A. "Accurate measurements of Stiffness at Small Strains in the Laboratory" Geotechnical Engineering Laboratory Report, University of Tokyo, Japan (1990)
- THOMANN. T. G. & HRYCIW. R. D. "Laboratory Measurement of Small Strain Shear Modulus Under K0 Conditions." Geotechnical Testing Journal. GTJODJ. , 13, 12(1990), June: 97-105
- TOKHEIM, O. "Deformation Behavior of Soils in terms of Shear Modulus" NGI Publication, 152(1991)
- YAMADA. K. "Seismic Wave Propagation in Elastic-Viscoplastic Shear Layers" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 3(2000), March: 218-226
- ZENG. X., ASSOCIATE MEMBER, ASCE & NI<sup>2</sup> B. "Stress-Induced Anisotropic Gmax of Sands and Its Measurement" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 9(1999), September: 741-749



## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายธีรินทร์ อมรวิทยารักษ์ เกิดวันที่ 26 ธันวาคม 2519 ที่อำเภอ เมือง จ.ตรัง สำเร็จการศึกษาปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะ วิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย สงขลานครินทร์ ในปีการศึกษา 2541 และเข้าศึกษา ต่อในหลักสูตร วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ.2542



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย