



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

(ปีที่ ๑ ของ โครงการ ๒ ปี)

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๗

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดที่ไม่เป็นเส้นตรงใน  
สภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ

เลขที่ ๑๐๙/๒๕๕๗

โดย

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กันยายน ๒๕๕๗

## บทคัดย่อ

โครงการวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯ เพื่อหาค่าคุณสมบัติทางด้านโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม อีกทั้งยังศึกษาความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดที่ไม่เป็นเส้นตรงในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ และทำการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ การทดสอบดินทำโดยใช้เครื่องมือสามแกนและทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (CIUC)

## บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนของดินกับความเครียดมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงโดยสามารถแบ่งเป็นช่วงอย่างกว้างๆได้เป็น 3 ช่วง คือ (i) ช่วงความเครียดระดับต่ำ (small strain) เป็นช่วงที่โมดูลัสเฉือนมีค่าเกือบจะคงที่ เพราะในช่วงนี้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดประมาณได้ว่าเป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้น, (ii) ช่วงความเครียดระดับกลาง (intermediate strain) ความแข็งของดินเริ่มมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดซึ่งความสัมพันธ์เริ่มไม่เป็นเชิงเส้น, และ (iii) ช่วงความเครียดระดับสูงจะเริ่มจากความเครียดมากกว่า 1% ในช่วงนี้ค่าโมดูลัสเฉือนจะลดลงอย่างรวดเร็วและดินเริ่มมีสภาพเข้าใกล้การวิบัติ การหาค่าโมดูลัสเฉือนสามารถกระทำได้ในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม ซึ่งแต่ละวิธีก็มีขีดความสามารถในการหาค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่างกัน ฉะนั้นต้องเลือกวิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับปัญหา โดย Mair (1993) ได้แนะนำระดับความเครียดที่เกิดขึ้นสำหรับปัญหาของโครงสร้างด้านธรณีเทคนิคต่างๆและความสามารถในการวัดความเครียดต่างๆของเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ โครงการวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯเพื่อหาค่าคุณสมบัติทางด้านโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม อีกทั้งยังศึกษาความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดที่ไม่เป็นเส้นตรงในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ และทำการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ การทดสอบดินทำโดยใช้เครื่องมือสามแกนและทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (CIUC)

## คำนำ

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯ เพื่อหาค่าคุณสมบัติทางด้านโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม อีกทั้งยังศึกษาความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดที่ไม่เป็นเส้นตรงในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ และทำการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ การทดสอบดินทำโดยใช้เครื่องมือสามแกนและทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (CIUC)

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557 (เลขที่ 109/2557) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยในวารสารทางวิชาการระดับนานาชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F., and Likitlersuang, S. (2013), "Undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition", *Geomechanics and Engineering*, Vol. 5, No. 5, pp. 419-445

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv
<b>บทที่ 1 บทนำ</b>	
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย	1-1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	1-1
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	1-2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน	1-2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	1-2
<b>บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b>	
2.1 ความสำคัญของความเครียดระดับต่ำ	2-1
2.2 ความแข็งของดินที่ระดับความเครียดต่ำ	2-1
2.2.1 ทฤษฎีอิลาสติกและค่าโมดูลัส	2-1
2.2.2 ความสัมพันธ์ของโมดูลัสกับระดับความเครียด	2-3
2.2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน	2-4
2.3 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือน	2-8
2.3.1 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ	2-8
2.3.2 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในสนาม	2-18
2.4 แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด	2-22
2.4.1 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีอิลาสติก	2-23
2.4.2 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีพลาสติก	2-26
2.5 ตัวอย่างงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	2-32
2.5.1 ดินเหนียวกรุงเทพฯ	2-32
2.5.2 ดินอื่นๆ	2-36
<b>บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย</b>	
3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่าง	3-1
3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง	3-1

---

3.1.2	วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง	3-1
3.2	เครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ	3-1
3.2.1	เครื่องมือทดสอบที่ใช้ในระบบสามแกน	3-1
3.2.2	เครื่องมือระบบการวัดความเร็วคลื่นเฉือน	3-4
3.3	วิธีการจำลองความเค้น-ความเครียด	3-5
3.4	วิธีการทดสอบ	3-5
3.4.1	การทดสอบในห้องปฏิบัติการ	3-6
3.4.2	การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด	3-9
	เอกสารอ้างอิง	R-1
	ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์	

## บทที่ 1 บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของงานวิจัย

ในอดีตวิศวกรปฐพีออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งานคือสนใจที่กำลังรับแรงของดินในสภาวะวิบัติที่ระดับความเครียดของมวลดินในระดับสูง โดยสนใจเพียงว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติหรือไม่ จึงได้ออกแบบเครื่องมือทดสอบกำลังของดินที่มุ่งเน้นไปที่การหาค่ากำลังต้านทานของดินที่ความเครียดระดับสูง แต่ในเวลาต่อมาโครงสร้างเริ่มมีความซับซ้อนมากขึ้นทำให้มีความอ่อนไหวต่อการเคลื่อนตัวมากขึ้น เมื่อโครงสร้างเริ่มมีการเคลื่อนตัวถึงแม้ยังไม่เกิดการวิบัติแต่หน้าที่การใช้งานของโครงสร้างจะไม่สมบูรณ์ จึงเริ่มมีการพัฒนาวิธีการออกแบบด้วยวิธีสถานะขีดจำกัดซึ่งเป็นการออกแบบที่สนใจความสัมพันธ์ระหว่างความแข็งของดิน (stiffness) กับความเครียด โดยที่ระดับความเครียดต่างกันมีค่าความแข็งของดินต่างกันด้วย ฉะนั้นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบดินต้องมีความสามารถในการจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดได้อย่างสมบูรณ์ รวมถึงพฤติกรรมความเครียดในระดับต่ำ ทำให้การศึกษาความเครียดในระดับต่ำมีความสำคัญมากในงานด้านการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ

ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนของดินกับความเครียดมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงโดยสามารถแบ่งเป็นช่วงอย่างกว้างๆได้เป็น 3 ช่วง คือ (i) ช่วงความเครียดระดับต่ำ (small strain) เป็นช่วงที่โมดูลัสเฉือนมีค่าเกือบจะคงที่ เพราะในช่วงนี้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดประมาณได้ว่าเป็นแบบอิลาสติกเชิงเส้น, (ii) ช่วงความเครียดระดับกลาง (intermediate strain) ความแข็งของดินเริ่มมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดซึ่งความสัมพันธ์เริ่มไม่เป็นเชิงเส้น, และ (iii) ช่วงความเครียดระดับสูงจะเริ่มจากความเครียดมากกว่า 1% ในช่วงนี้ค่าโมดูลัสเฉือนจะลดลงอย่างรวดเร็วและดินเริ่มมีสภาพเข้าใกล้การวิบัติ การหาค่าโมดูลัสเฉือนสามารถกระทำได้ในห้องปฏิบัติการและในภาคสนาม ซึ่งแต่ละวิธีก็มีขีดความสามารถในการหาค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่างๆกัน ฉะนั้นต้องเลือกวิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับปัญหา โดย Mair (1993) ได้แนะนำระดับความเครียดที่เกิดขึ้นสำหรับปัญหาของโครงสร้างด้านธรณีเทคนิคต่างๆและความสามารถในการวัดความเครียดต่างๆของเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ

โครงการวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวกรุงเทพฯเพื่อหาค่าคุณสมบัติทางด้านโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำและเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม อีกทั้งยังศึกษาความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดที่ไม่เป็นเส้นตรงในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ และทำการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ การทดสอบดินทำโดยใช้เครื่องมือสามแกนและทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (CIUC)

### 1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- เพื่อวัดค่าค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ
- เพื่อศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ

- เพื่อวิเคราะห์ตัวแปรของแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ

### 1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

ศึกษาพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียวและค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำ แล้วเปรียบเทียบค่าโมดูลัสเฉือนของดินเหนียวที่ได้จากการทดสอบทั้ง 2 วิธี คือ การทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยเครื่องสามแกนกับการทดสอบในสนาม ได้แก่ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ ทำการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ โดยใช้เครื่องมือสามแกนมาพัฒนาโดยใช้การวัดความเครียดภายในและเบนเดอริอิลิเมนต์ เนื่องจากดินเหนียวมีความอ่อนไหวต่อการถูกรบกวนทำให้ต้องใช้ตัวอย่างในการทดสอบเป็นตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) การทดสอบจะเป็นแบบแรงอัดการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ (CIUC) จำนวนทั้งหมด 8 ตัวอย่างจากบริเวณใจกลางกรุงเทพฯ

### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

- ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเรื่องความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้น ความแตกต่างระหว่างการวัดความเครียดภายในกับการวัดความเครียดจากภายนอก การหาค่าโมดูลัสเฉือนด้วยเบนเดอริอิลิเมนต์
- ทำการตรวจสอบเครื่องมือและอุปกรณ์ต่างๆ เช่น ทำการเทียบสอบ (calibration) ของแอลลิวิตี (LVDTs) ตรวจสอบระบบของเบนเดอริอิลิเมนต์ ตรวจสอบเครื่องควบคุมความดันน้ำ (DPC) เป็นต้น
- ศึกษาขั้นตอนและวิธีการในการทดสอบ เช่น การใช้งานของระบบเครื่องสามแกน การใช้งานของระบบเบนเดอริอิลิเมนต์ เป็นต้น
- ทำการเตรียมตัวอย่าง
- พร้อมทั้งติดตั้งตัวอย่างในเครื่องสามแกน หลังจากนั้นก็ทำการทดสอบตัวอย่างด้วยเครื่องสามแกนที่ปรับปรุงโดยใช้การวัดความเครียดภายใน และเบนเดอริอิลิเมนต์
- ทำการวิเคราะห์ข้อมูลจากการทดสอบ เพื่อหาค่าโมดูลัสเฉือน และวิเคราะห์ตัวแปรของแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆ
- ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลค่าโมดูลัสเฉือนจากภาคสนาม คือ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ หลังจากได้ข้อมูลจากภาคสนามและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแล้วก็ทำการวิเคราะห์ผล

### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- ทราบค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ
- ทราบพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดแบบไม่เชิงเส้นที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ
- ทราบตัวแปรของแบบจำลองพฤติกรรมต่างๆสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ



## บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 ความสำคัญของความเครียดระดับต่ำ

ในอดีตรัฐพลีออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (working stress design) คือ สนใจที่ กำลังรับแรง (strength) ของดินในสภาวะวิบัติหรือระดับความเครียด (strain level) ของมวลดินอยู่ในระดับสูง โดยสนใจเพียงว่าโครงสร้างจะเกิดการวิบัติหรือไม่ จึงได้ออกแบบเครื่องมือทดสอบกำลังรับแรงของดินที่มุ่งเน้นไปที่การหาลำดับต้านทานของดินหรือการศึกษาความเครียดที่ระดับสูง แต่ในเวลาต่อมาโครงสร้างเริ่มมีความ สลับซับซ้อนมากขึ้นทำให้มีความอ่อนไหวต่อการทรุดตัวมากขึ้น เมื่อโครงสร้างเริ่มมีการทรุดตัวเกิดขึ้นถึงแม้ โครงสร้างยังไม่เกิดการวิบัติ แต่หน้าที่การใช้งานของโครงสร้างจะไม่สมบูรณ์ จึงเริ่มมีการพัฒนาวิธีการ ออกแบบด้วยวิธีสถานะขีดจำกัด (limit state design) ซึ่งเป็นการออกแบบที่สนใจความสัมพันธ์ระหว่างความ แข็งของดิน (stiffness) กับความเครียดโดยอาศัยความสัมพันธ์ความแข็ง-ความเครียด โดยที่ระดับความเครียด ต่างค่ากันจะมีค่าความแข็งของดินต่างกัน ฉะนั้นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบดินต้องมีความสามารถในการ จำลองพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดได้อย่างสมบูรณ์ รวมถึงพฤติกรรมความเครียดในระดับต่ำ จึงได้ พัฒนาเครื่องมือต่างๆให้ดีขึ้น เช่น การวัดความเครียดภายใน (local strain measurement) มาใช้งานร่วมกับการทดสอบสามแกน (triaxial test) เพื่อให้สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำและความสัมพันธ์ของค่าความ แข็งของดินกับความเครียดที่มีลักษณะไม่เชิงเส้น (non-linearity)

### 2.2 ความแข็งของดินที่ระดับความเครียดต่ำ

โดยทั่วไปเมื่อพูดถึงกำลังรับแรงของดินจะกล่าวถึงกำลังรับแรงเฉือนของดินมากกว่ากำลังรับแรงดัด ด้านอื่นๆ เนื่องจากพฤติกรรมของดินจะสามารถรับแรงเฉือนได้น้อยกว่ารับแรงอัด แต่ดินไม่สามารถรับแรงดึงได้ ทำให้กำลังต้านรับแรงเฉือนเกิดวิกฤต ดังนั้นการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆที่เกี่ยวกับด้านธรณี เทคนิคต้องศึกษาดินในด้านกำลังรับแรงเฉือน ซึ่งในที่นี้จะกล่าวถึงกำลังรับแรงเฉือน

#### 2.2.1 ทฤษฎีอิลาสติกและค่าโมดูลัส

วัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกเชิงเส้นต้องมีการคืนสภาพสู่สภาพเดิม ภายหลังการถอนแรง (unload) ซึ่งจะต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's law) คือ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัตถุ ใดๆ มีลักษณะเป็นเชิงเส้น สามารถบอกได้โดยอาศัยค่าคงที่อิลาสติก ค่าคงที่อิลาสติกที่สำคัญ คือ โมดูลัส ยืดหยุ่น (modulus of elasticity) หรือโมดูลัสของยัง (Young's modulus,  $E$ ) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio,  $\nu$ )

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ( $E$ ) นิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเค้นกับความเครียดในแนวแกน คือ

$$E = \frac{\sigma_a}{\epsilon_a} \quad (2-1)$$

โดยที่  $\sigma_a$  คือ ความเค้นในแนวแกน และ  $\epsilon_a$  คือ ความเครียดในแนวแกน

ค่าอัตราส่วนปัวซอง( $\nu$ ) นิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเครียดแนวรัศมีกับความเครียดแนวแกน ดังนี้

$$\nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (2-2)$$

โดยที่  $\epsilon_r$  คือ ความเครียดในแนวรัศมี

สำหรับค่าโมดูลัสเฉือน (shear modulus,  $G$ ) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองได้ ดังนี้

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2-3)$$

โดยที่  $\tau$  คือ ความเค้นเฉือน และ  $\gamma$  คือ ความเครียดเฉือน

ค่าโมดูลัสเชิงปริมาตร (bulk modulus,  $K$ ) สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงปริมาตรกับความเค้นเฉลี่ย สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองได้ ดังนี้

$$K = \frac{p}{\epsilon_p} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2-4)$$

โดยที่  $p$  คือ ความเค้นเฉลี่ย และ  $\epsilon_p$  คือ ความเครียดเชิงปริมาตร

โดยปกติความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนของดินมีลักษณะไม่เชิงเส้น ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนกับความเครียดเฉือนหรือโมดูลัสเฉือนมีค่าลดลงตามขนาดความเครียดเฉือน ดังนั้นการหาค่าโมดูลัสเฉือนจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือนสามารถนิยามได้ 3 รูปแบบ คือ

(i) โมดูลัสเฉือนเริ่มต้น (initial shear modulus,  $G_0$ ) นิยามจากความชันของเส้นสัมผัสที่จุดกำเนิดของเส้นโค้งความเค้นเฉือนและความเครียดเฉือน ดังนี้

$$G_0 = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (2-5)$$

(ii) โมดูลัสเฉือนสัมผัส (tangent shear modulus,  $G_t$ ) นิยามจากความชันของเส้นสัมผัสที่ระดับความเค้นที่ต้องการ ( $\sigma^*$ ) ดังนี้

$$G_t = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (2-6)$$

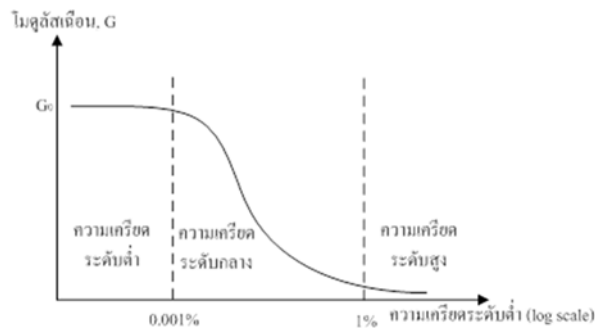
(iii) โมดูลัสเฉือนซีแคนต์ (secant shear modulus,  $G_{sec}$ ) นิยามจากความชันของเส้นที่ลากจากจุดกำเนิดไปถึงระดับความเค้นที่ต้องการ ( $\sigma^*$ ) ดังนี้

$$G_{sec} = \frac{\tau^*}{\gamma^*} \quad (2-7)$$

สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคมักจะใช้ค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์ที่ครึ่งหนึ่งของกำลังสูงสุด ( $G_{50}$ )

### 2.2.2 ความสัมพันธ์ของโมดูลัสกับระดับความเครียด

ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนของดินกับความเครียดมีลักษณะไม่เชิงเส้น (non-linearity) สามารถแบ่งได้เป็นช่วงอย่างกว้างๆ ได้เป็น 3 ช่วง คือ (i) ช่วงความเครียดระดับต่ำ (small strain) เป็นช่วงที่โมดูลัสเฉือนมีค่าเกือบจะคงที่ เพราะในช่วงนี้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดประมาณได้ว่าเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น (linear elastic), (ii) ช่วงความเครียดระดับกลาง (intermediate strain) ความแข็งของดินเริ่มมีค่าลดลงตามขนาดของความเครียดซึ่งความสัมพันธ์เริ่มไม่เป็นเชิงเส้น ค่าโมดูลัสเฉือนลดลงที่ระดับความเครียดประมาณ 0.001% สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำ (low plasticity) ส่วนสำหรับดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกสูง (high plasticity) ค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มลดลงที่ระดับความเครียดประมาณ 0.01%, และ (iii) ช่วงความเครียดระดับสูงจะเริ่มจากความเครียดมากกว่า 1% ในช่วงนี้ค่าโมดูลัสเฉือนจะลดลงอย่างรวดเร็ว ดินเริ่มมีสภาพเข้าใกล้การวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2-1

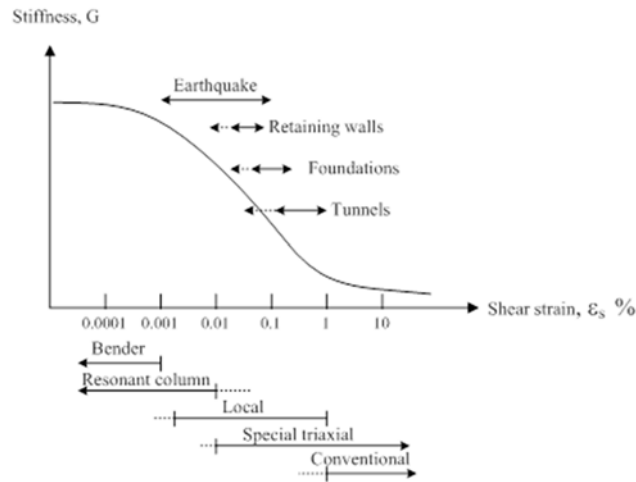


รูปที่ 2-1 ค่าโมดูลัสเฉือนในช่วงของความเครียดต่างๆ (Viggiani & Atkinson, 1995)

Jardine et al. (1986) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นระหว่างดินกับโครงสร้าง โดยทำการศึกษาดินเหนียวที่มีสภาพพลาสติกต่ำวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method) ได้แก่ ฐานราก, เสาเข็ม, งานขุด, และการทดสอบมาตรฐานแรงดัน (pressuremeter test) เป็นการประเมินถึงอิทธิพลของความไม่เชิงเส้นที่ระดับความเครียดต่ำ และเปรียบเทียบกับพฤติกรรมอีลาสติกเชิงเส้น ผลการทดสอบจะเน้นไปที่ระดับความเครียดและการเสียรูปของดินภายใต้สภาวะการรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน โดยเน้นที่แรงกระทำระหว่างโครงสร้างกับดิน เช่น รูปแบบการทรุดตัว การกระจายตัวของความเค้นที่ระดับความเครียดต่ำ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้นมีความสำคัญในการหาโมดูลัสยืดหยุ่นในสนาม ผลปรากฏว่า ในทุกกรณีของโครงสร้างต่างๆ ดินที่บริเวณใต้โครงสร้างและบริเวณใกล้เคียงมีความเครียดเกิดขึ้นน้อยกว่า 0.1% และมีหลายครั้งที่ความเครียดน้อยกว่า 0.05% ดังนั้นจึงต้องมีการศึกษาพฤติกรรมของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในช่วงระดับความเครียดต่ำถึงความเครียดขนาดกลาง

การหาค่าโมดูลัสเฉือนสามารถกระทำได้ในห้องปฏิบัติการและในภาคสนามซึ่งวิธีที่ทำการทดสอบก็แตกต่างกัน แต่ละวิธีก็มีขีดความสามารถในการหาค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่างๆกัน เพราะฉะนั้นต้องเลือกวิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับปัญหา โดย Mair (1993) ได้ทำการแนะนำปัญหาของโครงสร้างด้าน

กรณีเทคนิคต่างๆว่าควรพิจารณาระดับความเครียดระดับใด และความสามารถในการวัดความเครียดต่างๆของเครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงในรูปที่ 2-2



รูปที่ 2-2 ช่วงของความเครียดที่เหมาะสมกับการทดสอบและปัญหาของโครงสร้าง (Mair, 1993)

### 2.2.3 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน

เป็นที่ทราบกันดีว่าที่ระดับความเครียดต่ำสามารถประมาณค่าโมดูลัสเฉือนคงที่ได้ แต่เมื่อระดับความเครียดเพิ่มขึ้นโมดูลัสเฉือนมีค่าลดลง นอกจากนี้โมดูลัสเฉือนมีค่าขึ้นกับขนาดของความเครียดแล้ว ยังมีตัวแปรอื่นๆ เข้ามาเกี่ยวข้องด้วย เช่น ความไม่สม่ำเสมอของดิน ความสมบูรณ์ของตัวอย่างดิน อัตราส่วนช่องว่าง ขนาดของหน่วยแรง สภาวะของหน่วยแรงปัจจัยเหล่านี้มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของโมดูลัสเฉือน สามารถเขียนในรูปของสมการต่างๆ ได้ ดังนี้

$$G = f(\sigma'_0, e, H, S, \tau_0, C, A, F, T, \theta, K) \quad (2-8)$$

โดยที่ $\sigma'_0$	คือ ความเค้นประสิทธิผล
$e$	คือ อัตราส่วนช่องว่าง
$H$	คือ ความเค้นที่ล้อมรอบ (ambient stress) และประวัติของการรับแรงสั่น (vibration history)
$S$	คือ ค่าความอิ่มตัวด้วยน้ำของดิน
$\tau_0$	คือ ความเค้นเฉือน
$C$	คือ ลักษณะเฉพาะของเม็ดดิน, รูปร่างของเม็ดดิน, ขนาดของเม็ดดิน, ขนาดคละ, แร่ธาตุ
$A$	คือ ขนาดของการสั่น
$F$	คือ ความถี่ของการสั่น
$T$	คือ ผลกระทบระยะที่สองของเวลา ขนาดของแรงที่เพิ่มขึ้น
$\theta$	คือ โครงสร้างของดิน
$K$	คือ อุณหภูมิ

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสเฉือนในดินทราย

จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบหลายๆ ประเภทพบว่าค่าโมดูลัสเฉือนภายใต้สภาพหน่วยแรงดันประสิทธิผลที่แตกต่างกัน (effective confining pressure) ค่าอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) จะมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือนมากที่สุด ในยุคแรกๆ Hardin & Richart (1963) ได้เสนอผลกระทบของอัตราส่วนช่องว่างในรูปของฟังก์ชัน ดังสมการที่ 2-9 จากสมการที่ 2-9(a) ใช้สำหรับดินทรายเกลี้ยงที่มีค่าอัตราส่วนช่องว่างประมาณ 0.5-1.2 ส่วนดินทรายที่มีค่าอัตราส่วนช่องว่างมากกว่านั้น ใช้สมการที่ 2-9(b)

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \tag{2-9(a)}$$

$$f(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \tag{2-9(b)}$$

Kokusho (1980) ได้ทำการทดสอบหาค่าพารามิเตอร์ทางด้านพลศาสตร์ของดินทรายที่โตโยอูรา (Toyoura sand) ด้วยเครื่องทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างเป็นดินทรายอิมพัลส์ที่มีค่าอัตราส่วนช่องว่างเท่ากับ 0.5 และนำมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนต่อฟังก์ชันของอัตราส่วนช่องว่าง  $\left(\frac{G}{f(e)}\right)$  กับหน่วยแรงประสิทธิผล ( $\sigma'_0$ ) พบว่าลักษณะของค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงเมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2-3 และสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลในรูปของสูตรเชิงประสพการณ์ได้ ดังสมการที่ 2-10

$$G = Af(e)(\sigma'_0)^n \tag{2-10}$$

โดยที่  $A, n$  คือ ค่าคงที่

$\sigma'_0$  คือ หน่วยแรงประสิทธิผล

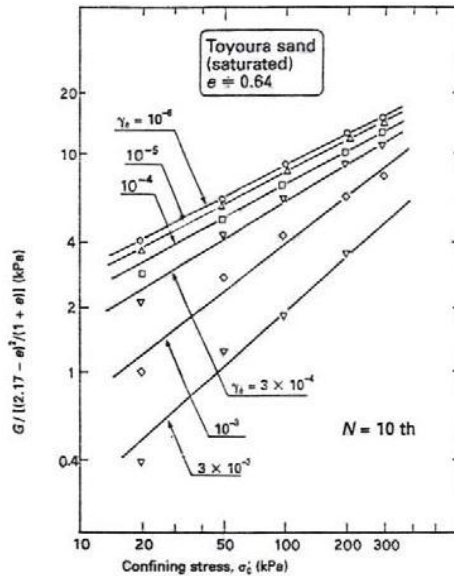
$f(e)$  คือ ฟังก์ชันอธิบายผลกระทบของอัตราส่วนช่องว่าง

จากสูตรเชิงประสพการณ์ ค่าคงที่ต่างๆ ก็ขึ้นอยู่กับลักษณะการทดลองของแต่ละบุคคล ซึ่งสามารถสรุปค่าคงที่ต่างๆ ได้ ดังตารางที่ 2-1

**ตารางที่ 2-1** ค่าคงที่และฟังก์ชันต่างๆ ของสูตรเชิงประสพการณ์ในสมการที่ 2-10 (สุพจน์, 2551)

	References	A	$f(e)$	n	Materials	Test
Sand	Hardin & Richart (1963)	7000	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.5	Ottawa sand	Resonant column
		3000	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	0.5	Angular quartz	
	Shibata & Soelarno (1975)	42000	$\frac{(0.67 - e)^2}{1 + e}$	0.5	Clean sands	Ultrasonic
	Iwasaki et al (1978)	9000	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.38	Clean sands	Resonant column

	Kokusho (1980)	8400	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	Toyoura sand	Cyclic triaxial
	Yu & Richart (1984)	7000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	Cleans sand	Resonant column
Clay	Hardin & Black (1968)	3300	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Kaolinite	Resonant column
	Marcuson & Wahls (1972)	4500	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Kaolinite (PI=35)	Resonant column
		450	$\frac{(4.4-e)^2}{1+e}$	0.5	Bentonite (PI=60)	
	Zen & Umehara (1978)	2000-4000	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.5	Remolded clay	Resonant column
	Kokusho et al. (1982)	141	$\frac{(7.32-e)^2}{1+e}$	0.6	Undisturbed clay	Cyclic triaxial
Shibuya & Tanaka (1996)	5000	$e^{-1.5}$	0.5*	Undisturbed clay	Seismic cone	
Gravel	Prange (1981)	7230	$\frac{(2.97-e)^2}{1+e}$	0.38	Ballast $D_{50}=40$ mm	Resonant column
	Kokusho & Esashi (1981)	13000	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.55	Crushed rock $D_{50}=30$ mm	Triaxial
		8400	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.60	Round gravel $D_{50}=10$ mm	
	Tanaka et al. (1987)	3080	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.60	Gravel $D_{50}=10$ mm	Triaxial
	Goto et al. (1987)	1200	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.85	Gravel $D_{50}=2$ mm	Triaxial
	Nishio et al. (1985)	9360	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.44	Gravel $D_{50}=10$ mm	Triaxial

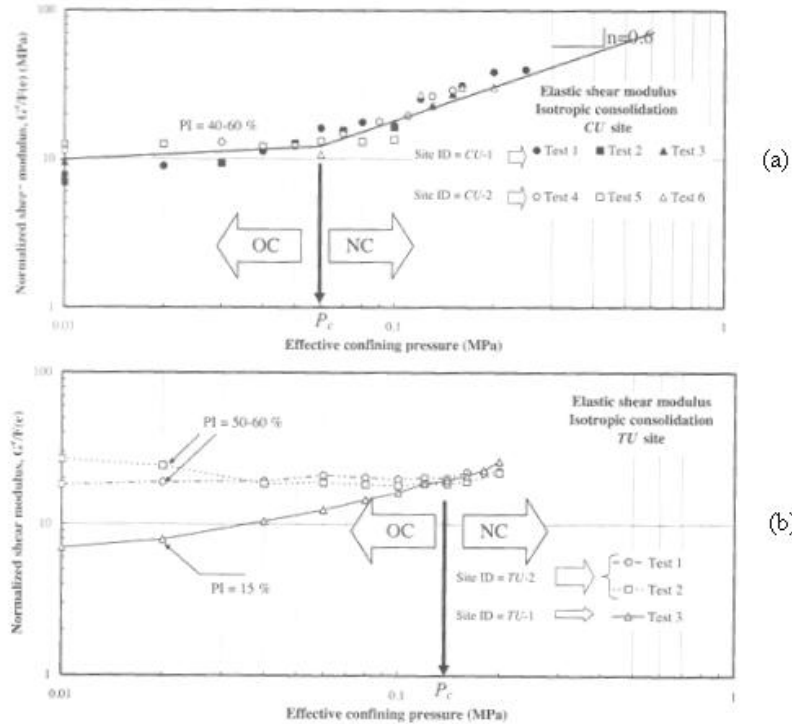


รูปที่ 2-3 ผลกระทบของหน่วยแรงประสิทธิผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน (Kokusho, 1980)

### ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโมดูลัสเฉือนในดินเหนียว

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือนที่ระดับความเครียดต่ำของดินเหนียวมีลักษณะคล้ายคลึงกับดินทราย แต่โมดูลัสเฉือนของดินเหนียวยังขึ้นอยู่กับดัชนีพลาสติก ( $PI$ ) ด้วย

Teachavorasinskun & Amornwithayalax (2002) ได้ทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนยืดหยุ่นของดินเหนียวกรุงเทพฯ แบบคงสภาพ เฉือนตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินกรุงเทพฯ ที่เก็บมาจากที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยกับที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ทดสอบด้วยเครื่องสามแกนติดตั้งด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์ ผลปรากฏว่าค่าดัชนีพลาสติกมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน จะเห็นได้ชัดเจนในช่วงดินเหนียวที่อยู่ภายใต้สภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ (overconsolidated clay) ดังแสดงในรูปที่ 2-4 สังเกตเห็นได้ชัดว่าตัวอย่างดินจากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ค่าดัชนีพลาสติกมีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือนค่อนข้างมาก



รูปที่ 2-4 ผลกระทบค่าดัชนีพลาสติกต่อค่าโมดูลัสเฉือน (a) ตัวอย่างดินเหนียวจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (b) ตัวอย่างดินเหนียวจากมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (สุพจน์, 2551)

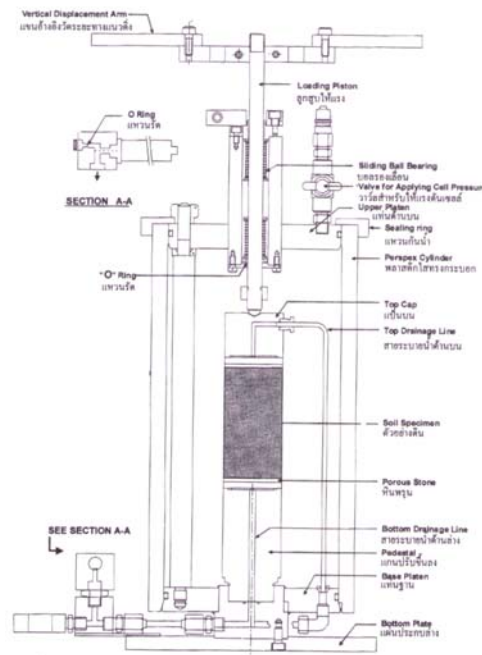
## 2.3 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือน

### 2.3.1 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ

#### การทดสอบสามแกน (conventional triaxial test)

ในอดีตเป็นเครื่องมือที่นิยมมากในการศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินรวมถึงหาค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือน ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบเป็นทรงกระบอกมาตรฐานขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 38 มิลลิเมตร สูง 76 มิลลิเมตร หรือขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร โดยมีค่าอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับสอง แล้วสวมยางหุ้มรัด (rubber membrane) ที่ตัวอย่างดิน ส่วนการให้แรงแบ่งออกเป็นสองทิศทาง คือ การให้แรงในแนวแกนจากลูกสูบให้แรง และแรงจากด้านข้างหรือแวนรัศมี เป็นการให้แรงดันโอบรัด (confining pressure) จากแรงดันน้ำ หรืออาจจะเรียกว่าแรงดันเซลล์ (cell pressure) แล้วทำการวัดการเคลื่อนที่ในแนวตั้ง โดยติดตั้งเกจอ่านค่าการเคลื่อนที่ภายนอก (external measurement) มีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ที่บริเวณท่อระบายน้ำมีการติดตั้งวาล์วเปิดปิด สำหรับการทดสอบการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ เครื่องมือทดสอบสามแกนสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2-5



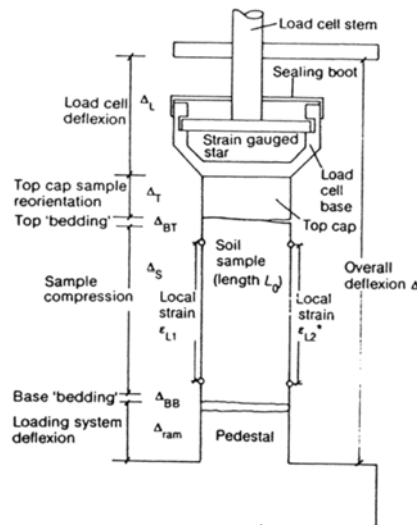


รูปที่ 2-5 เครื่องมือทดสอบสามแกน (สุเชษฐ์, 2551)

จากการทดสอบแบบนี้สามารถวัดความเครียดได้ในระดับสูง เนื่องจากเงาที่อ่านการเคลื่อนที่ภายนอกมีความละเอียดในการอ่านค่าน้อย และเป็นการวัดการเคลื่อนที่ที่อยู่ภายนอกตัวอย่าง ทำให้การเคลื่อนที่อาจไม่ใช่การเคลื่อนที่ของตัวอย่างดินจริงๆ อาจเป็นการขยับหรือเคลื่อนที่ของเครื่องมือเอง

การปรับปรุงการวัดความเครียดของการทดสอบสามแกน

เป็นการนำเครื่องทดสอบสามแกนมาพัฒนา โดยมีการติดตั้งเกจวัดการเคลื่อนที่ภายในเพิ่ม เป็นการเพิ่มขีดความสามารถในการวัดความเครียดให้วัดได้ละเอียดมากขึ้น ส่วนหลักการในการทดสอบมีลักษณะเหมือนกับการทดสอบสามแกนทั่วไป และยังเป็น การลดความคลาดเคลื่อนจากการวัดการเคลื่อนที่ภายนอก เนื่องจากการทดสอบสามแกน มีการวัดการเคลื่อนที่ของตัวอย่างดินจากภายนอก อาจมีความคลาดเคลื่อนหลายกรณี ดังแสดงในรูปที่ 2-6 เช่น ความคลาดเคลื่อนจากการเตรียมตัวอย่าง ได้แก่ ความไม่ได้ระนาบของหน้าตัดดิน การติดตั้งตัวอย่างที่ไม่ได้ตั้งหรือตัวอย่างเอียง เป็นต้น อุปกรณ์ชิ้นส่วนเอียง ไม่ได้ตำแหน่ง มีการขยับเขยื้อน และสิ่งที่หลีกเลี่ยงไม่ได้ เช่น ความไม่สม่ำเสมอของหน้าตัดของตัวอย่างดินกับระนาบของฐานด้านล่าง (pedestal) และฐานด้านบน (top cap) ซึ่งความผิดพลาดเหล่านี้ทำให้ค่าความเครียดที่ได้มีค่ามากเกินไป ส่งผลให้ค่าความแข็งของดินมีค่าน้อยเกินความจริง ดังนั้นการนำค่าความแข็งของดินไปใช้ในวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างต่างๆ ส่งผลให้การออกแบบเป็นในเชิงอนุรักษ์นิยม (conservative) มากเกินไป ดังนั้นจึงได้มีการปรับปรุงเครื่องมือการทดสอบสามแกนร่วมกับ การวัดการเคลื่อนที่ภายใน

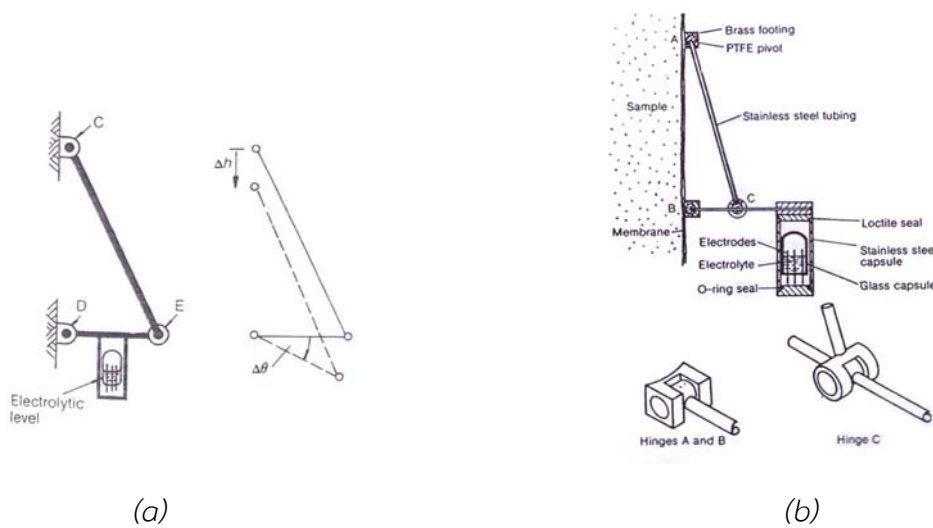


รูปที่ 2-6 ความผิดพลาดจากการวัดความเครียดจากภายนอก (Jardine et al., 1984)

รูปแบบการวัดการเคลื่อนที่ภายใน

อิเล็กโตรเลเวลเกจ (electrolevel gauges)

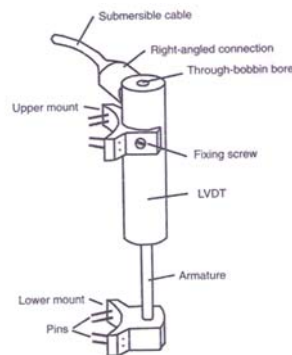
การวัดการเคลื่อนที่ภายใน อาศัยหลักการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเรขาคณิต เป็นการเคลื่อนที่ระหว่าง 2 จุดที่ติดอยู่กับตัวอย่างดิน โดยอาศัยการหมุนของแคปซูล (capsule) ดังแสดงในรูปที่ 2-7(a) ในแคปซูลประกอบด้วยระดับของเหลวที่สามารถนำไฟฟ้าได้ มีขั้วไฟฟ้า 3 ขั้ว ซึ่งบางส่วนจมอยู่ในของเหลว เมื่อตัวอย่างดินเกิดการหดตัวหรือเคลื่อนที่จะทำให้แคปซูลเกิดการเอียง ส่งผลให้ความต้านทานไฟฟ้าระหว่างขั้วตรงกลางและขั้วริมด้านนอกไม่เท่ากัน ใช้ไฟฟ้ากระแสสลับความต่างศักย์ 5 โวลต์ ความถี่ 5 กิโลเฮิรตซ์ กลไกบานพับ (hinges) และจุดหมุนต่างๆ ทำจากทองเหลือง ก้านทำจากสแตนเลสสตีล โครงสร้างต่างๆ ของอุปกรณ์สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2-7(b) ความสามารถในการวัดการเคลื่อนที่ที่สามารถวัดได้น้อยกว่า 1 ไมโครเมตร



รูปที่ 2-7 (a) หลักการวัดการเคลื่อนที่ (Burland & Symes, 1982) (b) โครงสร้างของอิเล็กโตรเลเวลเกจ (Jardine, 1984)

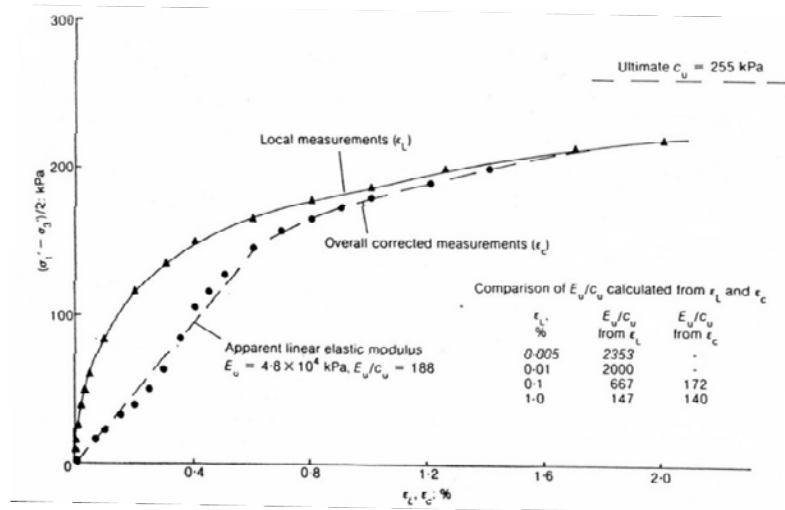
แอลวีดีที (linear variable differential transformers, LVDTs)

แอลวีดีทีเป็นตัวส่งสัญญาณประเภทแรกๆ ที่ใช้ในการวัดความเครียดแนวแกนภายใน ซึ่งเป็นอุปกรณ์ประเภทการเหนี่ยวนำของไฟฟ้า มีข้อดี คือ มีปัญหาในเรื่องของผลกระทบจากอุณหภูมิน้อยกว่าตัวส่งสัญญาณประเภทอื่นๆ และมีสัญญาณรบกวนน้อย (Cuccovillo & Coop, 1997) หลักการทำงานของแอลวีดีทีประกอบด้วยขดลวด 3 ขด คือ ขดลวดปฐมภูมิ และขดลวดทุติยภูมิอีก 2 อัน เมื่อตัวอย่างดินเกิดการหดตัวหรือยืดตัว อาร์มาเจอร์จะเกิดการเคลื่อนที่ผ่านขดลวดต่างๆ แล้วเกิดการเหนี่ยวนำกระแสไฟฟ้า แอลวีดีทีจะติดตั้งที่ด้านข้างของตัวอย่างดิน โดยติดตั้ง 2 ตัวให้อยู่ตรงข้ามกัน ลักษณะอุปกรณ์ของแอลวีดีทีที่สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-8



รูปที่ 2-8 แบบจำลองแอลวีดีที (Cuccovillo & Coop, 1997)

Jardine et al. (1984) ได้ทำการทดลองโดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพ จากบริเวณทะเลเหนือ (North Sea) ที่มีสภาพพลาสติกต่ำ ทดสอบสามแกนแบบไม่อัดตัวคายนํ้าและไม่ระบายน้ำ โดยวัดความเครียดจากภายนอกแล้วเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่วัดจากภายใน มีผลความเค้นและความเครียด ดังแสดงในรูปที่ 2-9 ผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่าค่าความเครียดจากภายนอกมีค่ามากกว่าค่าความเครียดจากภายใน ถึงแม้ว่าจะมีการปรับแก้ความคลาดเคลื่อนจากเซลล์แรง (load cell) และเครื่องมือต่างๆ โดยการวัดความเครียดภายในใช้อิเล็กโตรเลเวลเกจ (electrolevel gauges) จากการทดสอบจะเห็นว่าที่ระดับความเครียดต่ำ การวัดความเครียดจากภายนอกกับการวัดความเครียดภายในมีความแตกต่างกันมาก จะสังเกตได้ว่าเส้นกราฟของการวัดความเครียดภายนอกมีลักษณะเป็นเส้นตรง ทำให้งานวิจัยในอดีตที่ไม่ได้มีการวัดความเครียดภายในส่งผลให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเชิงเส้น เพราะการวัดการเคลื่อนที่ภายนอกมีความคลาดเคลื่อนหลายอย่าง ส่วนการวัดการเคลื่อนที่ภายในความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งสนับสนุนว่าพฤติกรรมของดินที่ระดับความเครียดต่ำมีลักษณะไม่เชิงเส้น ส่วนในระดับความเครียดที่สูงขึ้น การวัดความเครียดภายในและภายนอกมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากเมื่อความเครียดมากขึ้นนั้นก็หมายถึง ดินมีการเคลื่อนที่มากด้วย เมื่อดินเคลื่อนที่ได้มากการวัดการเคลื่อนที่จากภายนอกก็สามารถวัดค่าได้ ก็เลยทำให้มีค่าใกล้เคียงกับการวัดการเคลื่อนที่จากภายใน

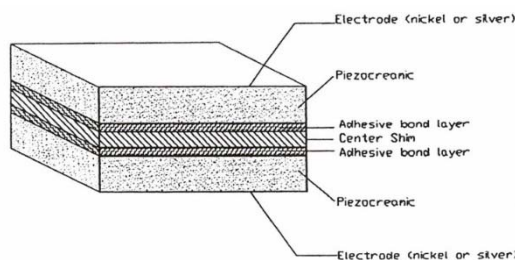


รูปที่ 2-9 ความเค้น-ความเครียดจากตัวอย่าง I1 (Jardine et al., 1984)

การทดสอบเบนเดอร์อิลิเมนต์ (bender element test)

เป็นวิธีการวัดค่าความแข็งของดินวิธีหนึ่ง การตรวจวัดโมดูลัสเฉือนยืดหยุ่น (elastic shear modulus) โดยใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์ (bender element) ถูกพัฒนาโดย Shirley & Hampton (1977) ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายในการหาโมดูลัสเฉือนยืดหยุ่นที่ระดับความเครียดต่ำ เบนเดอร์อิลิเมนต์มีความสามารถในการวัดความเครียดได้น้อยกว่า  $10^{-5}$  (Viggiani & Atkinson, 1995)

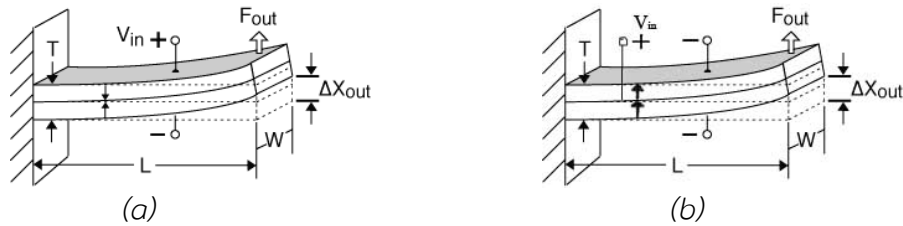
เบนเดอร์อิลิเมนต์ประกอบด้วยแผ่นไพโซอิเล็กทริกเซรามิก (piezoelectric ceramic) 2 แผ่น ประกบกับแผ่นทองเหลืองหรือสแตนเลสสตีล ดังแสดงในรูปที่ 2-10 การวัดค่าความเร็วเฉือนจะใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์ 2 ตัว ตัวหนึ่งเป็นตัวส่งสัญญาณจะถูกกระตุ้นด้วยกระแสไฟฟ้า โดยจะแปลงสัญญาณไฟฟ้าให้เป็นพลังงานกลแล้วเกิดการสั่นไหว การงอของเบนเดอร์อิลิเมนต์ ทำให้เกิดคลื่นเฉือนส่งผ่านไปยังตัวอย่างดิน และคลื่นจะถูกตรวจจับด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์อีกตัวซึ่งเรียกว่าตัวรับสัญญาณ และจะแปลงสัญญาณจากพลังงานกลให้เป็นพลังงานไฟฟ้า แล้วส่งต่อไปยังเครื่องบันทึกสัญญาณ



รูปที่ 2-10 องค์ประกอบของเบนเดอร์อิลิเมนต์ (Alitking, 2006)

เบนเดอร์อิลิเมนต์มี 2 ชนิด คือ ขั้วเอ็กซ์ (X-Pole) และขั้ววาย (Y-Pole) ดังที่แสดงในรูปที่ 2-11 ซึ่งขั้วเอ็กซ์เป็นตัวรับสัญญาณจะต่อวงจรไฟฟ้าแบบอนุกรม ส่วนขั้ววายเป็นตัวส่งสัญญาณต่อวงจรไฟฟ้าแบบขนาน

เหตุที่ต่อวงจรไฟฟ้าระหว่างตัวส่งสัญญาณกับตัวรับสัญญาณที่แตกต่างกันนั้น เพื่อที่จะใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 2-11 (a) การต่อวงจรตัวรับสัญญาณ (ซั้วเอ็กซ์) (b) การต่อวงจรตัวส่งสัญญาณ (ซั้ววาย) (piezo, 2008)

การหาความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอริลิเมนต์ หลังจากทำการต่อวงจรไฟฟ้าของตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณเรียบร้อยแล้ว นำเบนเดอริลิเมนต์ติดกับฐานด้านบนและฐานด้านล่างของเครื่องสามแกน จากนั้นเสียบแผ่นเบนเดอริลิเมนต์ที่ด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณ แล้วส่งคลื่นเฉือน (S-wave) วัดระยะเวลาที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่างดิน (\$t\$) ซึ่งสามารถหาความเร็วคลื่นเฉือน (\$V\_s\$) ได้ดังสมการที่ 2-11

$$V_s = \frac{L}{t} \quad (2-11)$$

ซึ่ง \$V\_s\$ คือ ความเร็วคลื่นเฉือน

\$L\$ คือ ระยะทางระหว่างปลายทั้งสองของเบนเดอริลิเมนต์

\$t\$ คือ เวลาที่คลื่นเดินทาง (travel time)

จากค่าความเร็วคลื่นเฉือน (\$V\_s\$) สามารถหาค่าโมดูลัสเฉือนของดินได้ ดังสมการที่ 2-12

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2-12)$$

ซึ่ง \$\rho\$ คือ ความหนาแน่นของดิน

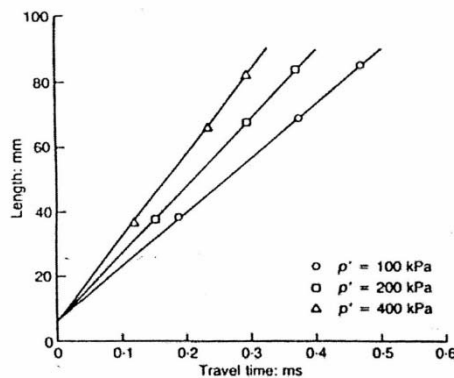
### ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการวัดความเร็วคลื่นเฉือน

การหาค่าโมดูลัสเฉือนให้ได้ค่าที่ถูกต้องนั้น ขึ้นอยู่กับการวัดความเร็วคลื่นเฉือน ซึ่งการวัดความเร็วคลื่นเฉือนมีปัจจัยหลายปัจจัยที่ส่งผลให้ค่าโมดูลัสเฉือนผิดพลาด ได้แก่ ระยะทาง คือ ระยะทางที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน ว่าควรเป็นระยะทางระหว่างปลายของเบนเดอริลิเมนต์ทั้งสอง หรือเป็นความสูงของตัวอย่าง และระยะเวลาที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน เนื่องจากการหารระยะเวลาเป็นการดูจากกราฟ ต้องรู้ว่าคลื่นเริ่มส่งสัญญาณที่จุดใด และคลื่นมาถึงตัวรับสัญญาณที่ ณ จุดใด ซึ่งมีงานวิจัยพูดถึงปัญหาดังกล่าว ดังนี้

#### ระยะทางประสิทธิภาพ (\$L\$)

Viggiani & Atkinson, 1995 ได้ทำการทดลองโดยใช้ตัวอย่างดินสเปสไวท์เคโอลิน (Speswhite kaolin) ใช้ตัวอย่างดินที่มีความยาวที่แตกต่างกัน 3 ขนาด และใช้ความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ยที่แตกต่างกัน (mean effective stress) 3 ค่า โดยฝังเบนเดอริลิเมนต์เข้าไปในตัวอย่างดิน ทั้งด้านบนและด้านล่างด้านละ 3 มิลลิเมตร เมื่อนำผลการทดสอบมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของตัวอย่างกับเวลาที่คลื่นเดินทาง

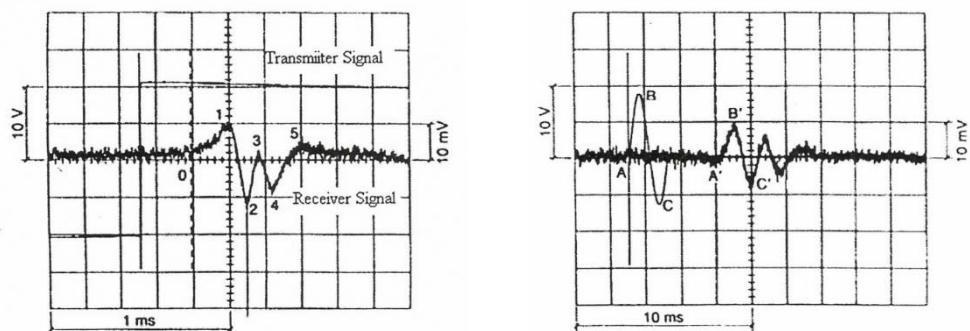
ทางผ่านตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 2-12 ผลปรากฏว่าที่ระดับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเดียวกันแต่ใช้ความยาวของตัวอย่างที่แตกต่างกัน เมื่อเขียนกราฟจะได้ความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรง แล้วลากตัดแกนตั้งที่ 6 มิลลิเมตร นั้นแสดงว่าระยะทางที่คลื่นเดินทางผ่านตัวอย่างดินควรเป็นระยะทางระหว่างปลายของเบนเดอรัลลิเมนต์ทั้งสอง และที่ระดับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยอื่นๆ มีลักษณะเหมือนกัน คือ ระยะทางควรเป็นระยะระหว่างปลายของเบนเดอรัลลิเมนต์ทั้งสอง



รูปที่ 2-12 ความสัมพันธ์ระหว่างความยาวของตัวอย่างกับระยะเวลา (Viggiani & Atkinson, 1995)

ระยะเวลา (travel time)

Viggiani & Atkinson (1995) ได้ทำการทดสอบตัวอย่างตะกอนธรรน้ำ แข็งปนก้อนหินแบบสร้างขึ้นมาใหม่ โดยส่งคลื่นผ่านตัวอย่างดิน 2 รูปแบบ คือ คลื่นรูปสี่เหลี่ยมที่มีความถี่ 50 เฮิร์ตซ์ และคลื่นรูปไซน์ ที่ความถี่ 1-10 กิโลเฮิร์ตซ์ ดังแสดงในรูปที่ 2-13 สำหรับระยะ เวลาในการเดินทางของคลื่นรูปสี่เหลี่ยมควรวัดอ้างอิงจากตำแหน่งที่ 1 และระยะเวลาของคลื่นรูปไซน์อาจจะวัดได้จากช่วงเริ่มต้นถึงสิ้นสุด (A-A') จากสันคลื่นถึงสันคลื่น (B-B') หรือจากท้องคลื่นถึงท้องคลื่น (C-C')



(a) คลื่นรูปสี่เหลี่ยม

(b) คลื่นรูปไซน์

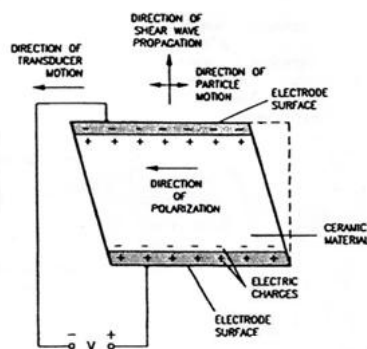
รูปที่ 2-13 รูปแบบของคลื่นที่ปล่อยมาจากตัวส่งคลื่น (Viggiani & Atkinson, 1995)

Ismail & Rammah, 2005 ได้สรุปข้อจำกัดของการทดสอบเบนเดอรัลลิเมนต์ไว้ว่า

- ต้องมีการฝังเบนเดอร์อิลิเมนต์เข้าไปในตัวอย่าง กรณีตัวอย่างดินที่คงสภาพและตัวอย่างดินเชื่อมประสาน (cemented samples) อาจทำให้เกิดการรบกวนตัวอย่างดิน
- ต้องมีการห่อหุ้มเบนเดอร์อิลิเมนต์ด้วยกาว ทำให้กาวสัมผัสกับดิน ถ้ากาวที่ห่อหุ้มเกิดเสียหายอาจทำให้น้ำเข้าไปในเบนเดอร์อิลิเมนต์ ส่งผลให้เกิดไฟฟ้าลัดวงจรได้ ทำให้สัญญาณคลื่นที่ส่งไม่ชัด และเบนเดอร์อิลิเมนต์อาจเกิดเสียหาย
- เบนเดอร์อิลิเมนต์จะได้รับผลกระทบจากความเค้นที่เกิดขึ้นภายในตัวอย่าง โดยเฉพาะบริเวณผิวสัมผัสที่ติดกับแท่นรองของเครื่องสามแกน
- การใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์ไม่เหมาะสมกับในสภาพสารละลายที่เลวร้าย เช่นในสภาพที่น้ำกระด้างเพราะอิเล็คโทรไลทิส (electrolytes) จะซึมเข้าไปในเบนเดอร์อิลิเมนต์
- เนื่องจากเบนเดอร์อิลิเมนต์บางมาก หนาประมาณ 0.5-1 มิลลิเมตร มีปัจจัยหลายปัจจัยที่จะทำให้สัญญาณการส่งคลื่นดี เช่น ต้องใช้ความต่างศักย์ไฟฟ้าที่สูง จำนวนลูกคลื่นและรูปแบบของคลื่นด้วย ทำให้ต้องมีการพิจารณาหลายปัจจัยเพื่อที่จะให้ได้สัญญาณคลื่นที่ดี
- การต่อวงจรของตัวส่งสัญญาณและตัวรับสัญญาณมี 2 แบบ ตัวส่งสัญญาณต่อแบบขนาน ส่วนตัวรับสัญญาณต่อแบบอนุกรม ซึ่งต้องการดูแลเป็นพิเศษในการติดตั้งและการทดสอบ เพราะอาจเกิดข้อผิดพลาดจากการสลับกันในการต่อวงจร

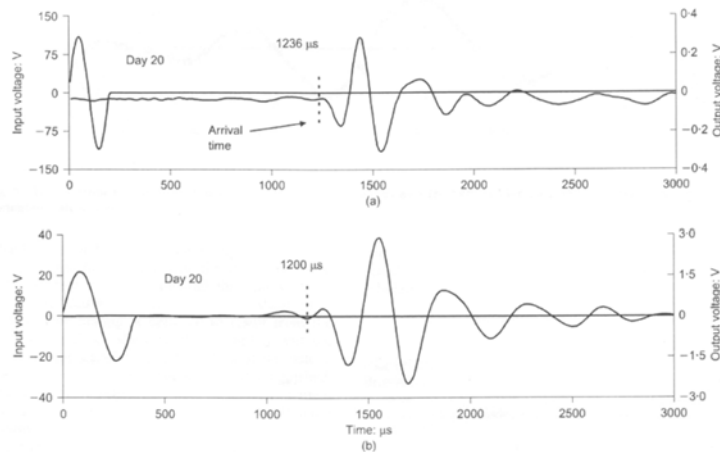
#### ตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือน (shear plate transducer)

เป็นวิธีที่ใช้สำหรับหาค่าโมดูลัสเฉือนอีกวิธีหนึ่ง โดยเป็นการกระตุ้นด้วยไฟฟ้าใส่ที่ตัวส่งสัญญาณ (transducer) แล้วแผ่นเฉือนเกิดการเคลื่อนที่ไปมา การเคลื่อนที่ของตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือนจะตั้งฉากกับทิศทางการเคลื่อนที่ของคลื่นเฉือน ทำให้เกิดคลื่นเฉือนเคลื่อนที่ผ่านตัวอย่างดิน ลักษณะการทำงานของตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือนสามารถจำลองได้ ดังแสดงในรูปที่ 2-14

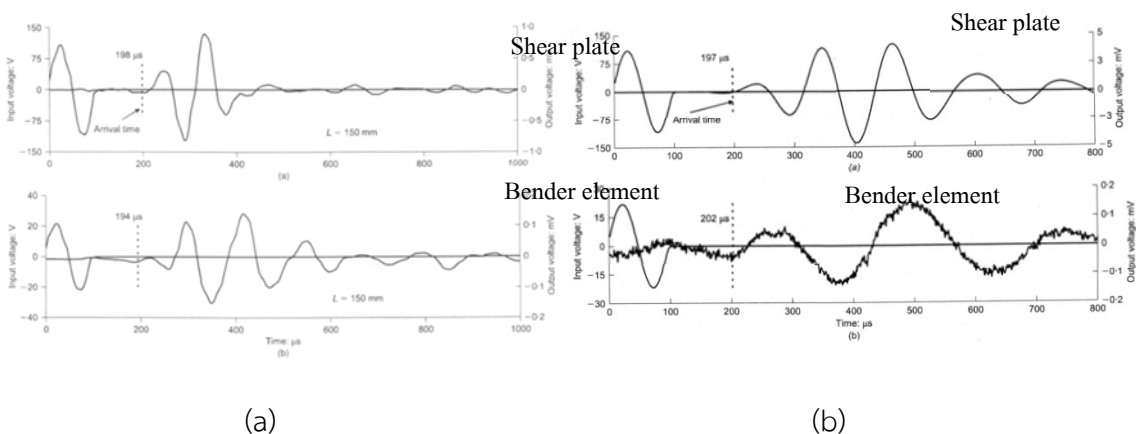


รูปที่ 2-14 หลักการทำงานของแผ่นเฉือน (Brignoli, 1996)

มีงานวิจัยที่เปรียบเทียบการทดสอบระหว่างเบนเดอร์อิลิเมนต์กับแผ่นเนียน ซึ่งข้อดีและข้อเสียของแต่ละวิธีก็แตกต่างกันออกไป ต้องเลือกใช้ให้เหมาะสม เช่น Ismail & Rammah (2005) ได้ทำการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์ และแผ่นเนียน โดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อน ทรายซิลิกาที่ไม่มีสารเชื่อมประสาน (uncemented silica sand) และทรายแคลคิลเลียที่มีสารเชื่อมประสานแน่น (strongly cemented calcareous) ผลปรากฏว่าการใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์มีความเหมาะสมกับดินเหนียวอ่อนมากกว่าการใช้แผ่นเนียน ดังแสดงในรูปที่ 2-15 เห็นได้ว่าการใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์ให้คลื่นที่มีขนาดแอมพลิจูดที่สูงกว่า มีความชัดเจนกว่าแผ่นเนียน ส่วนการใช้แผ่นเนียนเหมาะสมในดินทรายมากกว่าการใช้เบนเดอร์อิลิเมนต์ ดังแสดงในรูปที่ 2-16 คลื่นที่ได้จากแผ่นเนียนมีความชัดเจนกว่า



รูปที่ 2-15 การส่งคลื่นและการรับคลื่นของตัวอย่างดินเหนียวเคโอลินหลังจากบ่ม 20 วัน (a) แผ่นเนียน (b) เบนเดอร์อิลิเมนต์ (Ismail & Rammah, 2005)

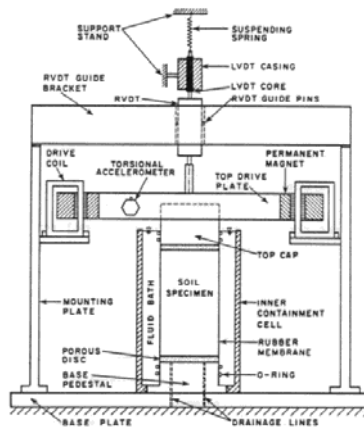


รูปที่ 2-16 การส่งคลื่นและการรับคลื่น (a) ตัวอย่างทรายซิลิกา (b) ดินเหนียวที่มีสารเชื่อมประสานแน่น (cemented calcareous) (Ismail & Rammah, 2005)



การทดสอบเรโซแนนท์คอลัมน์ (resonant column test)

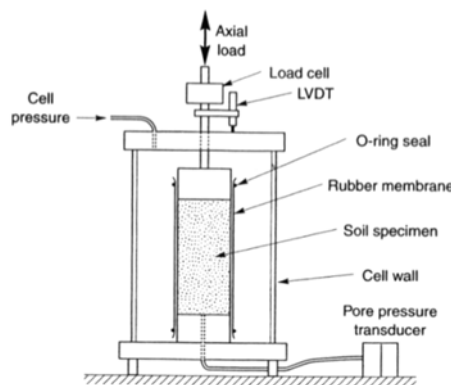
การทดสอบแบบเรโซแนนท์คอลัมน์เป็นอีกวิธีหนึ่งที่ได้รับคามนิยมมากในการหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ อาศัยการตอบสนองของตัวอย่างดินต่อการกระตุ้นจากแรงกระทำที่ความถี่ต่างๆ ชนิดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีทั้งแบบรูปทรงกระบอกกลวงและไม่กลวง ให้แรงได้ทั้งแบบการบิดฮาร์มอนิก (harmonic torsional) หรือแบบแรงตามแนวแกนด้วยระบบทางแม่เหล็กไฟฟ้า (electromagnetic) รูปภาพแสดงองค์ประกอบของเครื่องมือ จำลองได้ดังแสดงในรูปที่ 2-17 ความสามารถในการวัดความเครียดเฉือนสามารถวัดได้ถึง 0.00001% ถึง 1%



รูปที่ 2-17 เครื่องมือเรโซแนนท์คอลัมน์ (ubc, 2008 : online)

การทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร (cyclic triaxial test)

การทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรสามารถหาค่าคุณสมบัติด้านพลศาสตร์ของดินได้ คือ โมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนการหน่วง สามารถศึกษาพฤติกรรมของดินด้านความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ในแบบพลวัตร เครื่องมือทดสอบสามแกนแบบวัฏจักรสามารถจำลองได้ ดังแสดงในรูปที่ 2-18 ลักษณะการเตรียมตัวอย่าง และการทดสอบมีลักษณะเหมือนกับการทดสอบสามแกน แต่ต่างกันตรงการให้แรงกระทำในแนวแกนกับตัวอย่างดิน เป็นการให้แรงกระทำในแนวแกนแบบซ้ำไปซ้ำมามากับตัวอย่างดิน สามารถปรับเปลี่ยนอัตราเร็วและขนาดของแรงได้



รูปที่ 2-18 เครื่องมือทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร (Kramer, 1996)

เปรียบเทียบวิธีการวัดค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ

จากวิธีการทดสอบหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ของดินในห้องปฏิบัติการมีหลากหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีมีความสามารถและขีดจำกัดที่แตกต่างกัน ดังนั้นควรเลือกใช้วิธีการทดสอบให้เหมาะสมกับค่าพารามิเตอร์ที่ต้องการ สามารถสรุปความสามารถของแต่ละวิธีได้ ดังแสดงในตารางที่ 2-2

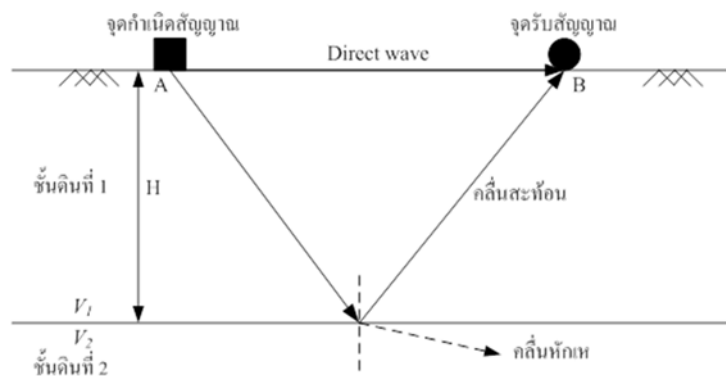
**ตารางที่ 2-2** เปรียบเทียบความสามารถของวิธีการทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในห้องปฏิบัติการ

วิธีการ	พารามิเตอร์ที่วัด	วัดความเครียด	ข้อดี-ข้อจำกัด
สามแกน	โมดูลัสของยัง	>1%	ไม่สามารถวัดความเครียดในระดับต่ำได้
เบนเดอร์อิลิเมนต์	โมดูลัสเฉือน	<10 <sup>-3</sup> %	เหมาะสำหรับดินเหนียว
ตัวส่งสัญญาณแผ่นเฉือน	โมดูลัสเฉือน	<10 <sup>-3</sup> %	เหมาะสำหรับดินทราย
เรโซแนนท์คอลัมน์	โมดูลัสเฉือน	<10 <sup>-2</sup> %	ไม่เหมาะสมกับความเครียดระดับกลาง
สามแกนแบบวงจรร	โมดูลัสของยัง, อัตราส่วนการหน่วง	>10 <sup>-2</sup> %	จำลองพฤติกรรมแบบพลศาสตร์

**2.3.2 การทดสอบหาค่าโมดูลัสเฉือนในสนาม**

การสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น (reflection survey)

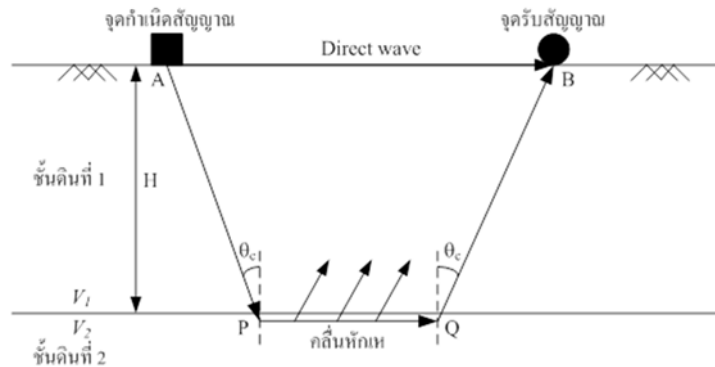
ลักษณะการสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-19 เมื่อแหล่งกำเนิดคลื่นสร้างคลื่น แล้วส่งคลื่น คลื่นจะผ่านชั้นดินที่ 1 เมื่อคลื่นเกิดการตกกระทบที่รอยต่อระหว่างชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการนำคลื่นที่ต่างกัน คลื่นส่วนหนึ่งจะเกิดการหักเหเข้าสู่ดินชั้นที่ 2 และส่วนที่เหลือจะเกิดการสะท้อนกลับไปสู่ชั้นดินที่ 1 โดยที่มุมตกกระทบ มุมหักเห และมุมสะท้อนจะมีความสัมพันธ์กันตามกฎของสเนลล์ (Snell's law) โดยการสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น จะอาศัยหลักการดังกล่าวในการศึกษาคุณลักษณะของชั้นดิน โดยใช้คลื่นแรงอัด (p-wave) ในการสำรวจ เนื่องจากคลื่นแรงอัดเป็นคลื่นที่มีความเร็วสูงสุด



**รูปที่ 2-19** หลักการตรวจวัดคุณลักษณะของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการสะท้อนกลับของคลื่น (สุพจน์, 2549)

การสำรวจโดยใช้คลื่นหักเห (refraction survey)

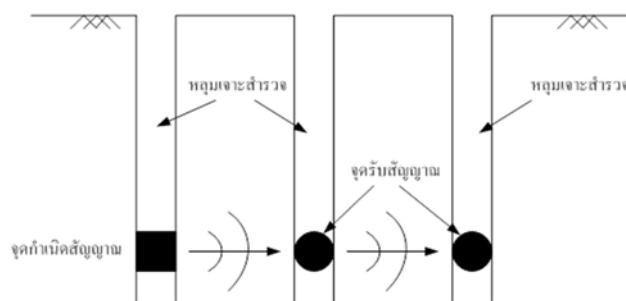
ลักษณะการสำรวจโดยใช้คลื่นหักเห สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-20 การสำรวจโดยใช้คลื่นหักเหเป็นการวัดความเร็วคลื่นที่เกิดจากการหักเห กระทำได้โดยวางจุดกำเนิดสัญญาณ แล้วทำการวางจุดรับสัญญาณห่างจากจุดกำเนิดสัญญาณเป็นระยะๆ ให้เป็นแนวเส้นตรง คลื่นตกกระทบที่ทำมุมตกกระทบวิกฤติ ( $\theta_c$ ) จะทำให้เกิดคลื่นหักเหที่ทำมุมหักเห 90 องศา คลื่นหักเหจะเคลื่อนที่ไปตามแนวรอยต่อของชั้นดิน ข้อกำหนดของการสำรวจนี้คือการที่ชั้นดินด้านบนจะต้องเป็นตัวกลางที่มีความเร็วคลื่นน้อยกว่าชั้นดินที่อยู่ด้านล่าง ( $V_1 < V_2$ )



รูปที่ 2-20 หลักการตรวจวัดคุณลักษณะของชั้นดินโดยวิธีสำรวจการหักเหของคลื่น (สุพจน์, 2549)

การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ (cross hole method)

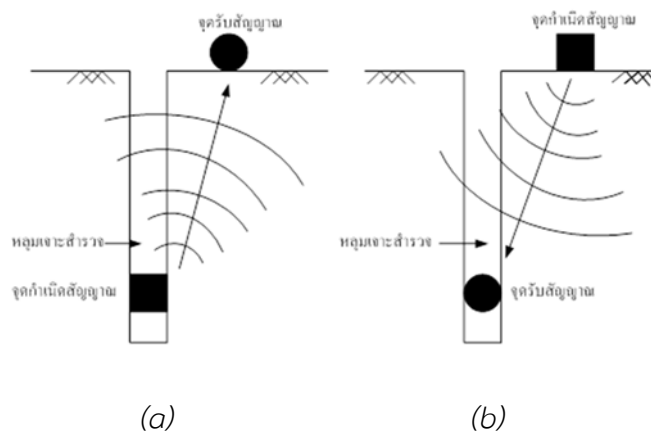
ลักษณะการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-21 เป็นการวัดความเร็วคลื่นที่ส่งผ่านไปยังจุดรับสัญญาณที่อยู่อีกหลุมเจาะหนึ่ง คลื่นจะเคลื่อนที่ผ่านตามแนวราบ จุดกำเนิดสัญญาณกับจุดรับสัญญาณจะต้องอยู่ในระดับความลึกเดียวกัน การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะจำเป็นต้องมีการขุดหลุมเจาะสำรวจอย่างน้อย 2 หลุมเจาะเพื่อใช้เป็นแหล่งกำเนิดสัญญาณและจุดรับสัญญาณ อย่างไรก็ตาม โดยทั่วไปมักใช้หลุมเจาะสำรวจ 3 หลุม ข้อจำกัดของการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ คือในระดับที่มีความลึกมาก ต้องใช้การกระตุ้นสัญญาณให้แรงมากขึ้น ซึ่งทำได้ค่อนข้างยาก ทำให้เกิดวิธีการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะ ซึ่งจะแก้ไขปัญหาดังกล่าว



รูปที่ 2-21 หลักการสำรวจด้วยวิธีการตรวจวัดความเร็วคลื่นแบบใช้คลื่นเคลื่อนที่ระหว่างหลุมเจาะ (สุพจน์, 2549)

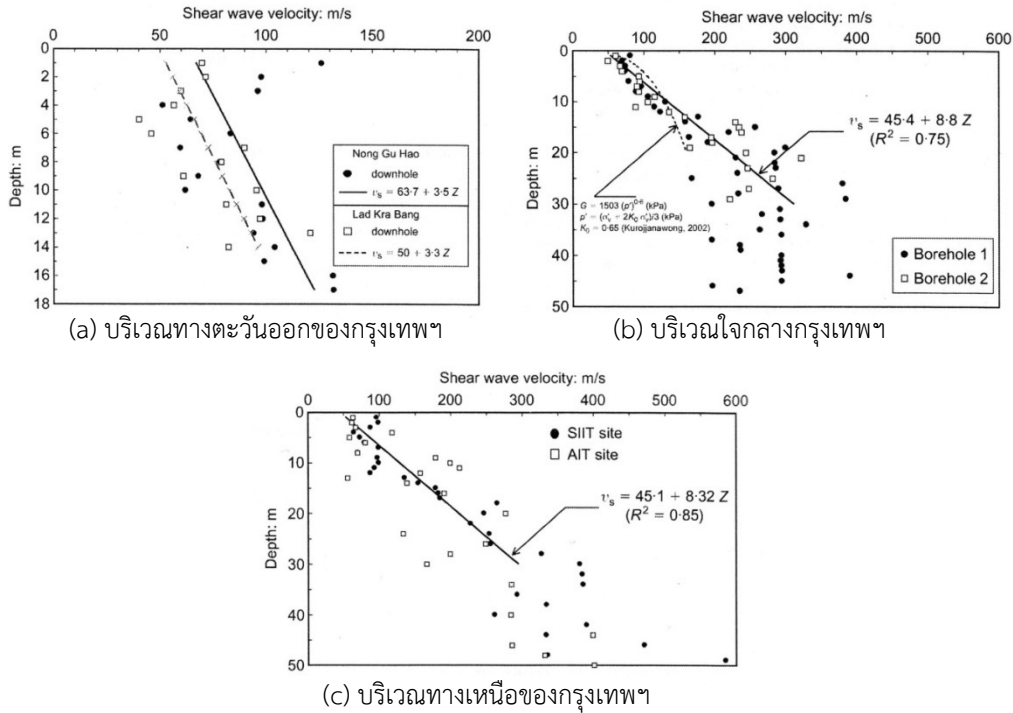
การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะสำรวจ (up-hole and down-hole methods)

ลักษณะการสำรวจด้วยวิธีการใช้คลื่นเคลื่อนที่ตามหลุมเจาะสำรวจ มี 2 วิธี คือ คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (up-hole method) และคลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (down-hole method) สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-22 (a) และ (b) ตามลำดับ เป็นวิธีการตรวจวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนในแนวตั้งตามความลึกของหลุมเจาะสำรวจ มีสมมติฐานว่าคลื่นเคลื่อนที่ในแนวตั้ง (มุมตกกระทบมีค่าเป็น 0 องศา) ดังนั้นการสำรวจจึงทำได้ทั้งแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ คือ การที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่ด้านล่างของหลุมเจาะแล้วให้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นจากหลุมเจาะมายังจุดรับสัญญาณต่างๆ ที่อยู่บนพื้นดิน และแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ คือ การที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่บนพื้นดินแล้วให้คลื่นเคลื่อนที่ลงจากแหล่งกำเนิดคลื่นไปสู่จุดรับสัญญาณที่อยู่ในหลุมเจาะที่ระดับความลึกต่างๆ การสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะเป็นที่นิยมมากกว่าแบบการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ เนื่องจากทำงานได้ง่ายกว่า ชนิดของคลื่นที่ส่งออกจากจุดกำเนิดคลื่นสามารถเป็นไปได้ทั้งคลื่นแรงอัด และคลื่นเฉือนขึ้นอยู่กับลักษณะการกระตุ้นที่จุดกำเนิดคลื่น ในการทดสอบจะวัดระยะเวลาที่คลื่นเดินทางมาถึงจุดรับสัญญาณ แล้วคำนวณความเร็วของคลื่น



**รูปที่ 2-22** หลักการสำรวจด้วยวิธีการวัดความเร็วคลื่นตามหลุมเจาะสำรวจ (a) คลื่นเคลื่อนที่ขึ้นในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (b) คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (สุพจน์, 2549)

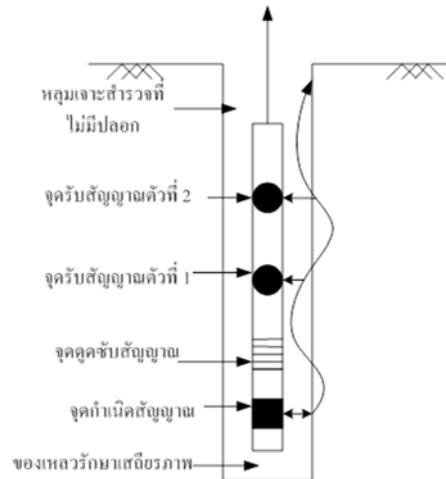
Teachavorasinskun & Lukkunaprasit (2004) ได้ทำการทดสอบด้วยวิธีใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ โดยทำการสำรวจจากบริเวณทางเหนือของกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางของกรุงเทพฯ และบริเวณทางตะวันออกของกรุงเทพฯ ทำการสรุปผลว่าความเร็วคลื่นเฉือนเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2-23 โดยบริเวณทางเหนือและใจกลางของกรุงเทพฯ อัตราส่วนระหว่างความเร็วคลื่นเฉือนกับความลึกจะเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่าของบริเวณทางใต้ของกรุงเทพฯ ทั้งนี้อาจเป็นเพราะว่าค่าดัชนีพลาสติก (plasticity index) ที่แตกต่างกัน



รูปที่ 2-23 ข้อมูลจากการสำรวจโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะในบริเวณต่างๆ ของกรุงเทพฯ (Teachavorasinskun & Lukkunaprasit, 2004)

การทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ (suspension logging test)

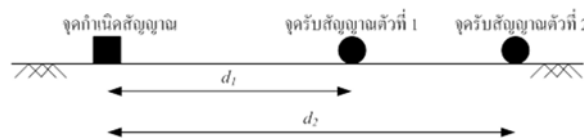
หลักการงานเบื้องต้นของการทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 2-24 ในการทดสอบ จะต้องทำการเติมของเหลวให้เต็มหลุมเจาะ ซึ่งอาจจะเป็นสารละลายเบ็นโทไนต์หรือของเหลวชนิดอื่นๆ เพื่อใช้รักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะ แล้วทำการหย่อนอุปกรณ์ลงไปในหลุมเจาะที่ไม่มีปลอก ตัวส่งสัญญาณจะทำการกระตุ้นของเหลวรอบๆ ตัว ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบ การเคลื่อนตัวของของเหลวจะก่อให้เกิดความเค้นกระทำต่อผนังของหลุมเจาะ ส่งผลให้เกิดคลื่นเฉือนเคลื่อนที่กระจายออกจากจุดที่ของเหลวกระทำ คลื่นเฉือนส่วนหนึ่งจะเคลื่อนที่ขึ้นตามขอบผนังของหลุมเจาะ แรงกระทำของคลื่นเฉือนที่กระทำต่อผนังของหลุมเจาะในขณะที่คลื่นเคลื่อนที่ผ่านจะถูกถ่ายทอดเข้าสู่ของเหลวและส่งไปยังจุดรับสัญญาณ 2 จุด ที่อยู่ห่างกันประมาณ 1 เมตร



รูปที่ 2-24 หลักการตรวจวัดความเร็วคลื่นด้วยวิธีการทดสอบลอยตัวในหลุมเจาะ (สุพจน์, 2549)

การสำรวจโดยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว (spectrum analysis of surface wave (SASW))

ลักษณะการสำรวจด้วยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2-25 เป็นวิธีการสำรวจโดยใช้คลื่นพื้นผิวประเภทคลื่นเรย์เล่ (Rayleigh wave) ใช้ตรวจสอบคุณลักษณะของชั้นดินที่ระดับพื้นผิวเป็นหลัก ข้อดีของวิธีนี้ก็คือ สามารถทำการทดสอบได้ง่าย โดยไม่ต้องทำการเจาะหลุมสำรวจ การทดสอบโดยการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว ทำได้โดยการวางจุดกำเนิดคลื่นและจุดรับสัญญาณ 2 ตัวบนพื้นดินที่จะทำการสำรวจ จุดรับสัญญาณจะทำการบันทึกค่าแล้วแปลงค่าเป็นความถี่ โดยใช้ผลการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (fast Fourier transform)



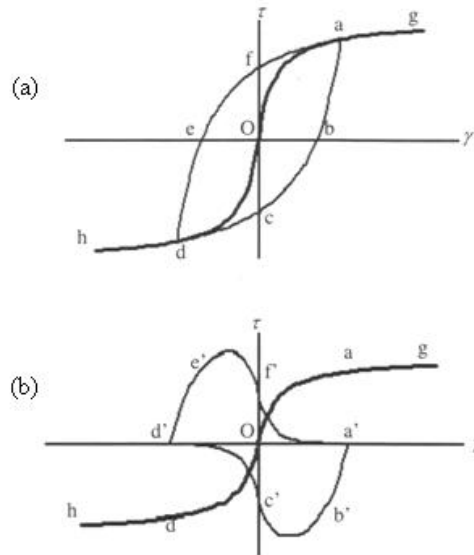
รูปที่ 2-25 หลักการสำรวจด้วยวิธีการวิเคราะห์สเปกตรัมของคลื่นพื้นผิว (Kramer, 1996)

## 2.4 แบบจำลองความไม่เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด

การสร้างแบบจำลองเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ด้านพลศาสตร์ของดินจะขึ้นอยู่กับขนาดของความเครียด เพื่อให้ได้พฤติกรรมของดินที่ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง และการเลือกใช้แบบจำลองเพื่อหาค่าทางด้านพลศาสตร์ของดินจะต้องเลือกใช้แบบจำลองให้เหมาะสมกับพฤติกรรมของดิน ลักษณะของแรงแบบวัฏจักรที่มากระทำกับมวลดินเป็นคลื่นรูปไซน์ ซึ่งแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของดินที่มีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดไม่เชิงเส้นมีอยู่ 2 ประเภทด้วยกัน คือ แบบจำลองที่ใช้ทฤษฎีสถาพพลาสติก และแบบจำลองประเภทอิลาสติกไม่เชิงเส้นที่สร้างขึ้นโดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

### 2.4.1 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีอีลาสติก

พฤติกรรมของดินในช่วงของความเครียดระดับต่ำถึงระดับกลาง ค่าโมดูลัสเฉือนเริ่มมีค่าลดลงตามความเครียด ซึ่งมีลักษณะไม่เป็นเชิงเส้น เส้นทางเดินระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่เกิดขึ้นในดินระหว่างการให้แรงแบบวัฏจักร เนื่องจากระดับความเครียดยังไม่สูงมากนัก จึงทำให้ฮิสเทอรีซิสลูปอยู่ในสภาพที่ปิด ดังแสดงในรูปที่ 2-26



รูปที่ 2-26 (a) เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (b) ส่วนประกอบของเส้นทางเดินตามทฤษฎีวิสโคอีลาสติก (สุพจน์, 2549)

จากรูปที่ 2-26(a) หน่วยแรงและความเครียดของดินก่อนการให้แรงอยู่ที่จุด  $O$  เมื่อเริ่มมีการให้แรง เส้นทางเดินจะเริ่มเคลื่อนที่จากจุด  $O$  ไปยังจุด  $a$  และถ้าไม่มีการกลับทิศของการให้แรง เส้นทางเดินก็จะเคลื่อนที่ไปยังจุด  $g$  แล้วก็เข้าสู่การวิบัติในที่สุด (เป็นการทดสอบแบบอัดตัวอย่างดิน) ในทางกลับกันเส้นทางเดินสามารถเริ่มจากจุด  $O$  ไปยังจุด  $d$  และจุด  $h$  แล้วเข้าสู่การวิบัติได้ (เป็นการทดสอบแบบดึงตัวอย่างดิน) ตามธรรมชาติของแรงกระทำแบบพลศาสตร์จะเกิดการกลับทิศทางของแรงอย่างต่อเนื่องอยู่ตลอดเวลาของการให้แรง การกลับทิศทางเกิดขึ้นครั้งแรกที่จุด  $a$  ทำให้เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดเคลื่อนที่ต่อไปยังจุด  $b, c$  และ  $d$  ตามลำดับ เรียกเส้นทางเดินแบบนี้ว่าการถอนแรง (unloading) ที่จุด  $d$  ก็จะมีการกลับทิศของแรงอีกครั้ง ทำให้เส้นทางเดินเคลื่อนที่ต่อไปยังจุด  $e, f$  และ  $a$  ตามลำดับ เรียกเส้นทางเดินแบบนี้ว่าการเพิ่มแรง (reloading) จากรูปที่ 2-26(a) จะเห็นได้ว่าเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดประกอบด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนที่เป็นเส้นโค้งแกนหลัก (backbone curve) (จากจุด  $h, d, O, a$  และ  $g$  ตามลำดับ) และส่วนที่เป็นฮิสเทอรีซิสลูป (hysteresis loop) (จากจุด  $a, b, c, d, e, f$  และ  $a$  ตามลำดับ) ตามทฤษฎีของวิสโคอีลาสติก หน่วยแรงประกอบไปด้วย 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่มาจากพฤติกรรมของดินโดยตรง ซึ่งสามารถแทนด้วยเส้นทางเดินเส้นโค้งแกนหลัก

จากพฤติกรรมของดินภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ประกอบไปด้วยพฤติกรรม 2 ส่วนดังที่กล่าวแล้วข้างต้น ดังนั้นการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จำเป็นต้องประกอบไปด้วย 2 ส่วนเช่นกัน จากเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดในส่วนที่เป็นเส้นโค้งแกนหลัก สามารถเขียนแทนด้วยสมการได้ ดังนี้

$$\tau = f(\gamma) \quad (2-13)$$

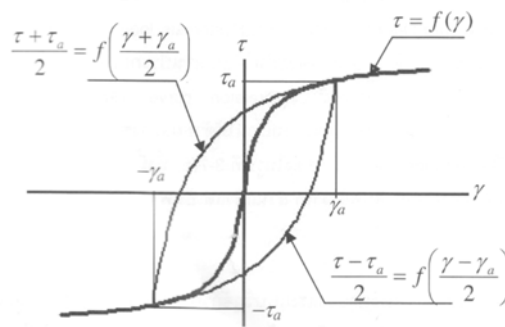
โดยใช้หลักการที่เรียกว่า กฎของเมสซิง (Masing rule) มาประยุกต์กับเส้นทางเดินในส่วนของเส้นโค้งแกนหลัก เพื่อหาเส้นทางเดินระหว่างการลดแรงที่เกิดขึ้นที่จุด a ( $\tau_a, \gamma_a$ ) สามารถเขียนแทนด้วยสมการ ดังนี้

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (2-14)$$

การหาเส้นทางเดินระหว่างการลดแรงนั้น ทำได้โดยนำสมการที่ 2-14 ซึ่งเป็นสมการที่อธิบายเส้นทางเดินเส้นโค้งหลักมาขยายออกเป็น 2 เท่า ในทางตรงกันข้ามเมื่อแรงกระทำเริ่มกลับทิศอีกครั้งที่จุด d ( $-\tau_a, -\gamma_a$ ) เส้นทางเดินระหว่างการเพิ่มแรง สามารถเขียนแทนด้วยสมการ ดังนี้

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (2-15)$$

โดยสามารถนำสมการจากทั้ง 2 ส่วนมารวมกัน แล้วสามารถอธิบายได้ด้วยรูปที่ 2-27



รูปที่ 2-27 อธิบายกฎของเมสซิง (สุพจน์, 2549)

เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียด ส่วนมากจะถูกตีกรอบอยู่ภายในเส้น 2 เส้นด้วยกัน ได้แก่ เส้นตรงที่สัมผัสกับเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดที่จุดเริ่มต้น ซึ่งจะใช้หาค่าโมดูลัสเฉือนสูงสุด ( $G_0$ ) และเส้นตรงที่ขนานกับแนวราบ ซึ่งเป็นเส้นตรงที่กำหนดระดับของหน่วยแรงสูงสุด ( $\tau_f$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2-28 แบบจำลองนี้สร้างด้วยหลักการของเส้นกรอบทั้งสองดังกล่าวแล้วข้างต้น โดยแบบจำลองนี้สามารถเขียนได้ด้วยสมการ ดังนี้

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_0 \left(1 - \frac{\tau}{\tau_f}\right)^n \quad (2-17)$$

สมการที่แสดงเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดในส่วนของเส้นโค้งแกนหลัก สามารถเขียนด้วยสมการได้ ดังนี้ (ยกเว้นกรณีนี้  $n = 1$ )



$$\gamma = \frac{\gamma_r}{n-1} \left[ \frac{1}{(1-\tau/\tau_f)^{n-1}} - 1 \right] \quad (2-18)$$

โดยที่  $\gamma_r$  คือ ค่าความเครียดอ้างอิง (reference strain) ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 2-19

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_0} \quad (2-19)$$

ค่าความเครียดอ้างอิง คือ ขนาดของความเครียดที่จะเกิดขึ้นเมื่อ  $\tau = \tau_f$  ในกรณีที่ดินมีพฤติกรรมแบบฮิสเทรีติกเชิงเส้น ดังแสดงในรูปที่ 2-28

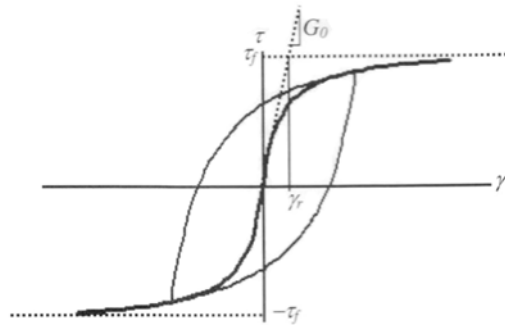
### สมการไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic)

จากสมการที่ 2-18 เมื่อทำการแทนค่า  $n=2$  แล้ว สามารถลดรูปเหลือในรูปของสมการไฮเพอร์โบลิก (hyperbolic) ดังนี้

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2-20)$$

สมการไฮเพอร์โบลิกเป็นสมการที่นิยมใช้กันมากเพื่อเป็นตัวแทนเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดของดิน ดังนั้นค่าโมดูลัสเฉือนซีแคนต์และค่าอัตราส่วนการหน่วงสามารถคำนวณได้ ดังนี้

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a/\gamma_r} \quad (2-21)$$



รูปที่ 2-28 แบบจำลองพฤติกรรมฮิสเทรีติกไม่เชิงเส้นประเภท 2 ตัวแปร (สุพจน์, 2551)

### สมการเอ็กโพเนนเชียล (Exponential)

จากสมการของเส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดหลักในรูปทั่วไป ดังแสดงในสมการที่ 2-18 ถ้า  $n=1$  จะลดรูปเป็นสมการเอ็กโพเนนเชียล สามารถเขียนแทนด้วย ดังสมการ

$$\tau = \tau_f (1 - e^{-\gamma/\gamma_r}) \quad (2-22)$$

และสมการที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสและความเครียด สามารถแสดงได้ ดังสมการ

$$\frac{G}{G_0} = \frac{\gamma_r}{\gamma_a} (1 - e^{-\gamma_a/\gamma_r}) \quad (2-23)$$

สมการเลขชี้กำลังเท่ากับ 3 ( $n=3$ )

เมื่อนำสมการ 2-18 แทนเลขชี้กำลังด้วย 3 สามารถเขียนเป็นสมการใหม่ได้ ดังนี้

$$\gamma = \frac{\gamma_r}{n-1} \left( \frac{1}{(1 - (\tau/\tau_f)^{n-1})} - 1 \right) \quad (2-24)$$

สมการแรมเบิร์ก-ออสกูด (Ramberg-Osgood)

เส้นทางเดินของหน่วยแรงและความเครียดเส้นหลัก สามารถเขียนในรูปของสมการได้ ดังนี้

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha |\tau/\tau_f|^{r-1}} \quad (2-25)$$

และสามารถเขียนในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสและความเครียดได้ ดังสมการ

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha |\tau/\tau_f|^{r-1}} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}} \quad (2-26)$$

โดยที่  $\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1$   $\gamma_f$  คือ ความเครียดสูงสุด

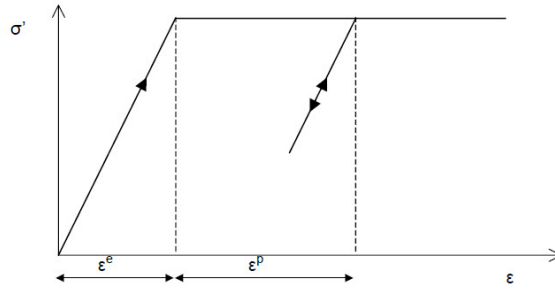
Hara (1980) ได้เสนอตัวแปร  $r$  ควรมีค่าอยู่ระหว่าง 2-4 เพื่อป้องกันไม่ให้ค่าความเค้นเฉือน ( $\tau$ ) ที่ความเครียดต่างๆ มีค่าเกินความเค้นเฉือนสูงสุด ( $\tau_f$ )

#### 2.4.2 แบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบทฤษฎีพลาสติก

งานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดโดยอาศัยทฤษฎีพลาสติก โดยใช้โปรแกรมเป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์แบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้ได้แก่ มอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb) ซอฟชอยล์ (Soft soil) ฮาร์ดเดนนิ่งชอยล์ (Hardening soil) และโมดิไฟด์แคมเคลย์ (Modified Cam Clay)

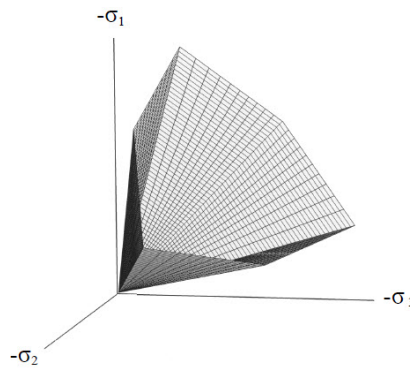
##### แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model)

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นการจำลองพฤติกรรมดินแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นและพลาสติกสมบูรณ์ (Linear elastic perfectly plastic) ดังแสดงในรูปที่ 2-19 ถ้าดินอยู่ในสภาพอิลาสติกความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดมีลักษณะเป็นเส้นตรง ไม่เกิดความเครียดคงค้างเมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรง



รูปที่ 2-29 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

มีพารามิเตอร์ 2 ตัวที่สำคัญในการกำหนดฟังก์ชันคราก (yield function) คือ มุมแรงเสียดทาน (friction angle,  $\phi$ ) และค่าแรงยึดเหนี่ยว (cohesion,  $c$ ) ลักษณะของฟังก์ชันครากของแบบจำลองมอร์-คูลอมบ์เป็นรูปกรวยแปดเหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 2-30

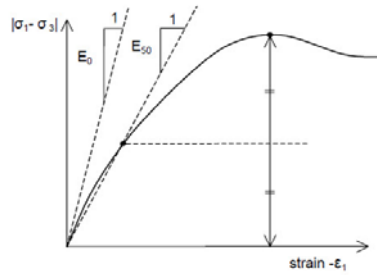


รูปที่ 2-30 พื้นผิวคราก (yield surface) แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์

แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์มีพารามิเตอร์ที่สำคัญ 5 ตัว

- $E$  : ยังโมดูลัส ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\nu$  : อัตราส่วนปัวซอง
- $\phi$  : มุมแรงเสียดทาน ( $^\circ$ )
- $c$  : แรงยึดเหนี่ยว ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\varphi$  : มุมไคเลชั่น ( $^\circ$ )

โดยที่ค่ายังโมดูลัสเป็นค่ายังโมดูลัสแบบซีแคนต์ที่ 50% ของกำลังสูงสุด ดังแสดงในรูปที่ 2-31 และเป็นสภาพการเฉือนแบบระบายน้ำ (drained test)



รูปที่ 2-31 คำจำกัดความของ  $E_{50}$  ของแบบจำลองมอร์-คูลอมป์

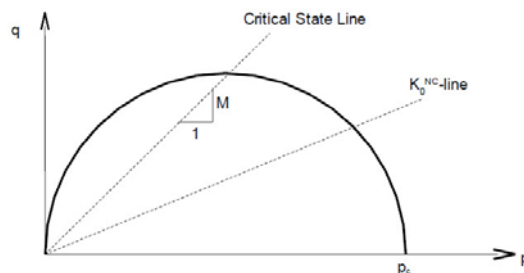
แบบจำลองโมดิไฟด์ไคแมคลีย์ (Modified Cam-Clay model)

ฟังก์ชันคราก สามารถแสดงได้ ดังสมการ

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c) \quad (2-27)$$

โดยที่  $p_c$  คือ ความเค้นอัดตัวคายน้

พื้นผิวครากเท่ากับศูนย์ ( $f=0$ ) ลักษณะของพื้นผิวครากจะเป็นวงรี ซึ่งสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2-32



รูปที่ 2-32 พื้นผิวครากแบบจำลองโมดิไฟด์ไคแมคลีย์

พารามิเตอร์ที่สำคัญ

- $U_{ur}$  คือ อัตราส่วนปัวซองที่สภาพการเพิ่มแรง-ถอนแรง
- $K$  คือ ดัชนีการบวมตัวของไคแมคลีย์
- $\lambda$  คือ ดัชนีการอัดตัวของไคแมคลีย์
- $M$  คือ เส้นสถานะวิกฤต
- $e$  คือ อัตราส่วนช่องว่าง

แบบจำลองซอฟชอยล์ (Soft soil model)

แบบจำลองซอฟชอยล์มีความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain,  $\epsilon_v$ ) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress,  $p'$ ) ในรูปของ logarithmic ดังสมการ

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (2-28)$$

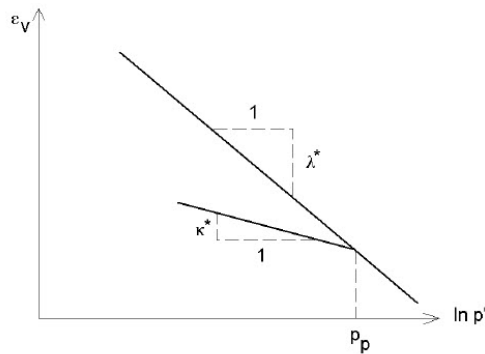
โดยที่  $\lambda^*$  คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร (modified compression index)

เมื่อทำการเพิ่มแรง-ถอนแรงก็จะเกิดเส้นทางที่แตกต่างจากเส้นทางอัดตัวหลัก และสามารถเขียนเป็นสมการได้ ดังนี้

$$\varepsilon_v^c - \varepsilon_v^{c0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (2-29)$$

โดยที่  $\kappa^*$  คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร (modified swelling index)

จากสมการที่ 2-28 และ 2-29 อัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) แฝงอยู่ในรูปความเครียดเชิงปริมาตร ( $\varepsilon_v = 1+e$ ) เมื่อนำมาพล็อตกราฟกึ่งลอการิทึมระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยบนแกนลอการิทึม  $e$  (natural log) พบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวมีลักษณะเป็นเส้นตรง ดังรูปที่ 2-33

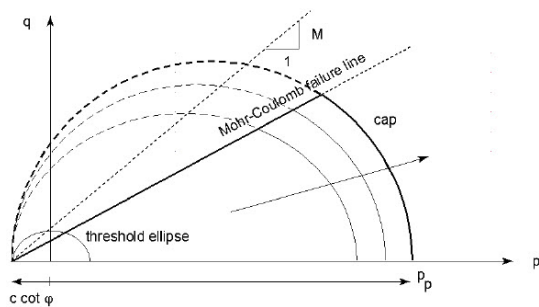


รูปที่ 2-33 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย

จากสมการ 2-29 ในการเพิ่มแรง-ถอนแรงถือว่าเป็นพฤติกรรมอีลาสติก สามารถหาค่าโมดูลัสเชิงปริมาตรสัมพันธ์ได้ ดังสมการ 2-30

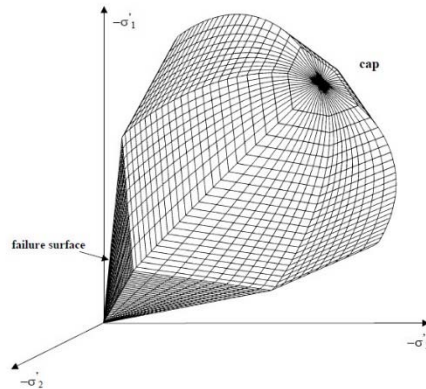
$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (2-30)$$

แบบจำลองซอฟต์แวร์มีฟังก์ชันคราก ลักษณะเป็นวงรีในระนาบของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเค้นเบี่ยงเบน ( $p'-q$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2-34



รูปที่ 2-34 พื้นผิวครากในแบบจำลองซอฟต์แวร์

แค็บ ยิว (Cap yield) สามารถเคลื่อนที่ได้ขึ้นอยู่กับความเค้นอัดตัวคายน้ำ (pre-consolidation stress,  $p_p$ ) สามารถแสดงลักษณะของฟังก์ชันคราก ในรูปแบบสามมิติของความเค้นได้ ดังรูปที่ 2-35



รูปที่ 2-35 ฟังก์ชันคราก ในระบบความเค้นหลักของแบบจำลองซอฟพอยล์

พารามิเตอร์พื้นฐาน

- $\lambda^*$  คือ ดัชนีการอัดตัวดัดแปร
- $K^*$  คือ ดัชนีการบวมตัวดัดแปร
- $c$  คือ แรงยึดเหนี่ยว ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\phi$  คือ มุมแรงเสียดทาน ( $^\circ$ )
- $\varphi$  คือ มุมไคเลชัน ( $^\circ$ )

ซึ่ง  $\lambda^*$  และ  $K^*$  เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ (one-dimensional compression test) มีความสัมพันธ์กับการนิยามจากแบบจำลองอื่นๆ สามารถสรุปได้ ดังตาราง

ตารางที่ 2-3 ความสัมพันธ์นิยามของ  $\lambda^*$  และ  $K^*$  กับแบบอื่นๆ

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

#### แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอยล์ (Hardening soil model)

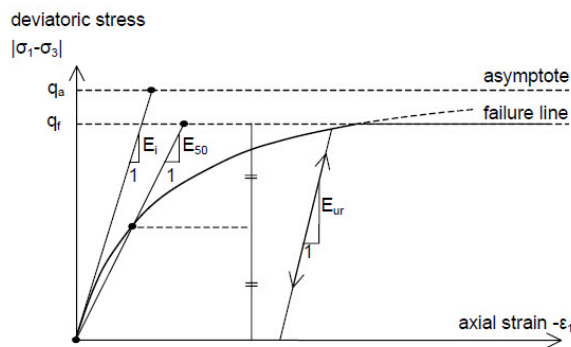
แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอยล์สามารถจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดแนวแกนกับความเค้นเบี่ยงเบนได้ดีด้วยสมการไฮเพอร์โบล่าในสภาพการทดสอบสามแกนในเงื่อนไขระบายน้ำ (Duncan & Chang, 1970) แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งซอยล์ใช้สมการไฮเพอร์โบลิกในการจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในดึง

(vertical strain,  $\epsilon_1$ ) กับความเค้นเบี่ยงเบน (deviatoric stress,  $q$ ) ในสภาพการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดสามารถอธิบายด้วยสมการ 2-31 ซึ่งสามารถอธิบายได้ด้วยรูปดังรูปที่ 2-36

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - (q/q_a)} \quad (2-31)$$

โดยที่  $q_a$  คือ ค่าความเค้นที่กำกับไม่ให้ความเค้นสูงสุดมีค่าเกิน

$E_i$  คือ ยั่งโมดูลัสเริ่มต้น



รูปที่ 2-36 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของไฮเพอร์โบลิกในการทดสอบสามแกนแบบระบายน้ำ

พารามิเตอร์ด้านกำลัง

$c$  คือ ค่าแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$  คือ มุมแรงเสียดทานประสิทธิผล ( $^\circ$ )

$\psi$  คือ มุมไคเลชัน ( $^\circ$ )

พารามิเตอร์ด้านสติเฟเนส

$E_{50}^{\text{ref}}$  คือ ค่าซีแคนต์ยั่งโมดูลัสอ้างอิงที่ 50% ของกำลังสูงสุดที่เงื่อนไขการระบายน้ำ ( $\text{kN/m}^2$ )

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  คือ ค่าโมดูลัสสัมผัสจากการทดสอบโอโดมิเตอร์ ( $\text{kN/m}^2$ )

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  คือ ค่ายั่งโมดูลัสจากการเพิ่มแรงถอนแรง ( $\text{kN/m}^2$ )

$m$  คือ เลขชี้กำลังของยั่งโมดูลัสต่อขนาดของความเครียด

พารามิเตอร์พิเศษ

$\nu_{\text{ur}}$  คือ อัตราส่วนปัวซองในสภาพการถอนแรง-เพิ่มแรง

$p^{\text{ref}}$  คือ ความเค้นอ้างอิง ( $p^{\text{ref}} = 100$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )

## 2.5 ตัวอย่างงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

### 2.5.1 ดินเหนียวกรุงเทพฯ

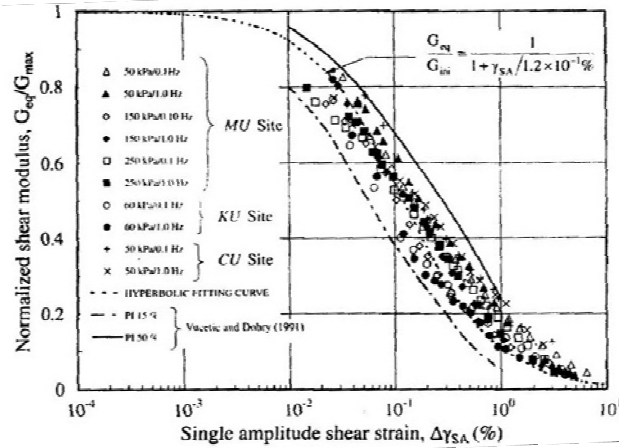
Shibuya et al. (2001) ได้ทำการทดสอบหาค่าคุณสมบัติของดินเหนียวกรุงเทพฯ ทั้งจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม เป็นการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน(undisturbed sample) เก็บด้วยกระบอกบางขนาด 76 มิลลิเมตร ที่สถานีรถไฟใต้ดินสุทธิสาร ทำการทดสอบด้วยเครื่องสามแกนเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร ใช้สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง  $K=0.7$  สำหรับดินเหนียวอ่อน และ  $K=0.5$  สำหรับดินเหนียวแข็ง เหนียวด้วยอัตราความเครียดคงที่ 0.05% ต่อหน้าที่ โดยสามารถสรุปค่าต่างๆ ดังตาราง 2-4 และได้สรุปค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรง คือ ค่าแรงยึดเหนียว ( $c$ ) เท่ากับ 0 และมุมแรงเสียดทาน ( $\phi$ ) เท่ากับ  $34^\circ$  สำหรับดินเหนียวอ่อน ส่วนดินเหนียวแข็ง ค่าแรงยึดเหนียว( $c$ ) เท่ากับ 20 kPa และมุมแรงเสียดทาน ( $\phi$ ) เท่ากับ  $25^\circ$

Supot et al. (2002) ได้ทำการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ เก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน ทดสอบด้วยเครื่องสามแกนแบบวัฏจักร (cyclic triaxial) ซึ่งเป็นดินจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล และมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ สามารถวัดความเครียดได้ 0.01% จากผลการทดสอบพบว่าค่าโมดูลัสเฉือนที่ความเครียด 0.01% เป็น 80% ของโมดูลัสเฉือนจากการวัดด้วยความเร็วคลื่นเฉือน สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2-37

ตารางที่ 2-4 ผลการทดสอบสามแกนของ Shibuya et al. (2001)

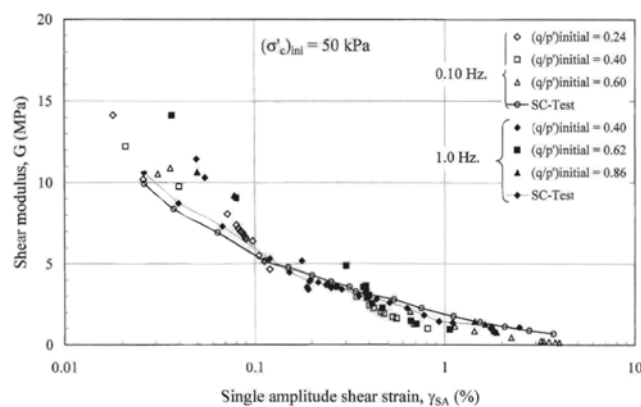
Depth	$S_u$	$E_{sec,0.001\%}$
(m)	(kPa)	(MPa)
5.6	26	20
9.6	35	33
13.6	43.5	33
17.2	70	75
18.5	97.5	66





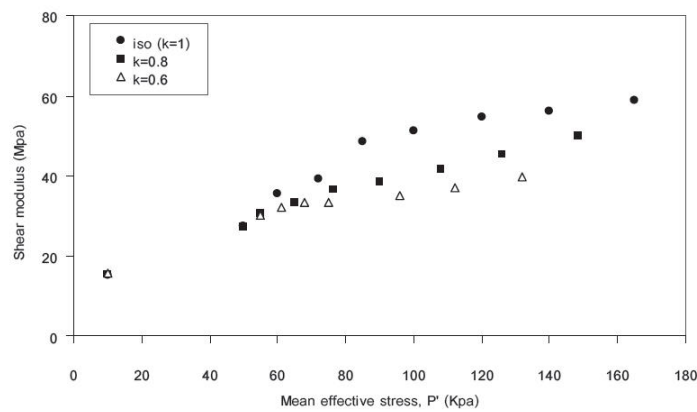
รูปที่ 2-37 การลดลงของตัวแปรไร้มิติที่หารด้วยโมดูลัสเฉือนสูงสุดของ Supot et al. (2002)

พิพัฒน์ (2546) ได้ศึกษาถึงผลกระทบของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักร และคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้เครื่องทดสอบสามแกนแบบวัฏจักร ตัวอย่างดินนำมาจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ระดับความลึก 6.0–9.0 เมตร เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำและไม่ระบายน้ำที่หน่วยแรงประสิทธิผล 50 และ 100 กิโลปาสกาล เชื้อนด้วยความถี่ 0.10 และ 1.0 เฮิรตซ์ วิธีการเฉือนมี 2 แบบ คือ แบบให้แรงกระทำวัฏจักรอย่างต่อเนื่อง (continuous cyclic loading) และแบบให้แรงกระทำวัฏจักรทีละขั้น (staged cyclic loading) โดยแรงกระทำวัฏจักรมีลักษณะของคลื่นเป็นแบบรูปไซน์ ผลการทดสอบพบว่าผลกระทบของความถี่แรงกระทำแบบวัฏจักรของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไม่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน ดังแสดงในรูปที่ 2.42 แต่ค่าอัตราส่วนการหน่วงจะลดลงเล็กน้อย ดังแสดงในรูปที่ 2-38 และผลกระทบของวิธีการทดสอบทั้งสองแบบไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนการหน่วง

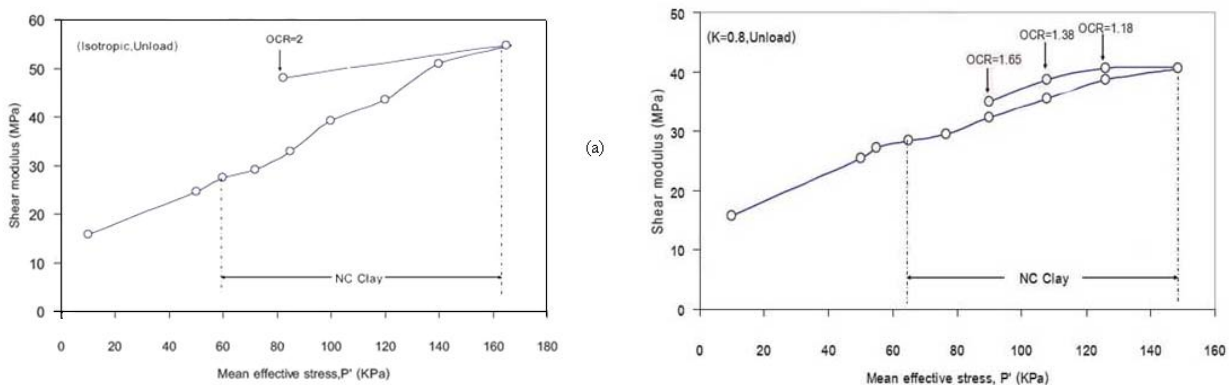


รูปที่ 2-38 ผลของความถี่ของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อโมดูลัสเฉือนที่หน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น 50 กิโลปาสกาล (พิพัฒน์, 2546)

กฤษฎา (2548) ศึกษาพฤติกรรมของค่าโมดูลัสเฉือนดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่สร้างใหม่ เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทาง ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v = 1$ ) และแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K = \sigma'_h / \sigma'_v = 0.8, 0.6$ ) เปรียบตัวอย่างแบบไม่ระบายน้ำ ทดสอบโดยใช้เครื่องทดสอบสามแกนที่ติดตั้งเบนเดอริอิลิเมนต์ ตรวจวัดความเร็วคลื่นเฉือนในช่วงการอัดตัวคายน้ำและเฉือนตัวอย่างดิน และนำค่าความเร็วคลื่นเฉือนมาคำนวณหาค่าโมดูลัสเฉือน หลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำเสร็จ ถอนแรง (unload) ของสถานะความเค้น (stress state) ให้อยู่ที่ค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำเท่ากับสอง (OCR=2) ผลการทดสอบพบว่าโมดูลัสเฉือนในช่วงการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่เท่ากันทุกทิศทางมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) เพิ่มขึ้น และพบอีกว่าเมื่ออัดตัวคายน้ำไม่เท่ากันทุกทิศทาง (ค่า K ลดลง) ค่าโมดูลัสเฉือนมีแนวโน้มลดลงด้วย สามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 2-39 ดินที่มีค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำมากกว่าหนึ่ง (OCR>1) มีค่าโมดูลัสเฉือนสูงกว่าดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (normally consolidation) ที่ระดับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยเดียวกัน ทั้งแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและไม่เท่ากันทุกทิศทาง ดังแสดงในรูปที่ 2-40 ในระหว่างการเฉือนตัวอย่างดิน ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีผลกระทบอย่างมากต่อค่าโมดูลัสเฉือน

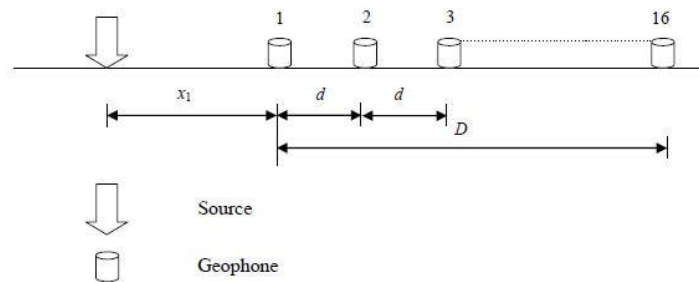


รูปที่ 2-39 ผลของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยกับค่าโมดูลัสเฉือนในสภาพการอัดตัวคายน้ำที่แตกต่างกัน ( $K=1, 0.8, 0.6$ ) (กฤษฎา, 2548)



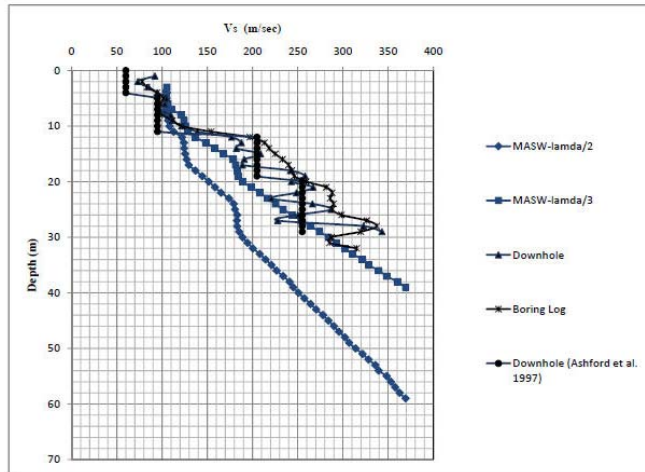
รูปที่ 2-40 ผลกระทบของค่าอัตราส่วนการอัดตัวคายน้ำต่อค่าโมดูลัสเฉือน (a) การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง ( $K=1$ ) (b) การอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง ( $K=0.8$ ) (กฤษฎา, 2548)

ยังมีงานวิจัยอื่นๆ ที่หาค่าความแข็งของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในสนาม ด้วยวิธีอื่นๆ Sochan (2008) ประยุกต์ใช้วิธีการวิเคราะห์คลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณ เพื่อการสำรวจชั้นดินระดับต้นของประเทศไทย พร้อมกับการทดสอบด้วยวิธีใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งตามหลุมเจาะ เพื่อเป็นการตรวจสอบความน่าเชื่อถือ ซึ่งทำการทดสอบในสถานที่ต่างๆ ในประเทศไทยจำนวน 7 แห่ง โดยแบ่งออกเป็นพื้นที่ได้ 3 แห่ง คือ กรุงเทพฯ กาญจนบุรี และเชียงใหม่ ได้ทำการทดสอบโดยวางแหล่งกำเนิดคลื่น และจีโอโฟนออกเป็นระยะๆ ทั้งหมด 16 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 2-41 การทดสอบแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน คือ การทดสอบภาคสนาม การแปลงข้อมูลโดยใช้ผลการแปลงของฟูรีเยร์ในปริภูมิสองมิติ และการคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าความเร็วคลื่นเฉือน ซึ่งใช้  $\lambda/2$  และ  $\lambda/3$  โดยที่  $\lambda$  คือ ความยาวคลื่น จากการทดสอบพบว่า การคำนวณย้อนกลับเพื่อหาค่าความเร็วคลื่นเฉือนด้วยวิธี  $\lambda/3$  ให้ผลที่สอดคล้องกับการทดสอบด้วยวิธีอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 2-42 ดังนั้นวิธีวิเคราะห์คลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณจึงน่าจะเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ใช้ได้สำหรับการสำรวจลักษณะของชั้นดินในประเทศไทย สำหรับการศึกษาด้านเทคนิคการทดสอบพบว่า ชุดอุปกรณ์และลักษณะการจัดวางที่ใช้ในการศึกษานี้สามารถสำรวจได้ลึกที่สุดถึง 20 เมตร โดยควรจัดให้แหล่งกำเนิดคลื่นห่างจากมาตรวัดสัญญาณตัวแรกเป็นระยะประมาณร้อยละ 20 ถึง 30 ของความยาว วัดจากมาตรวัดสัญญาณตัวแรกถึงตัวสุดท้าย

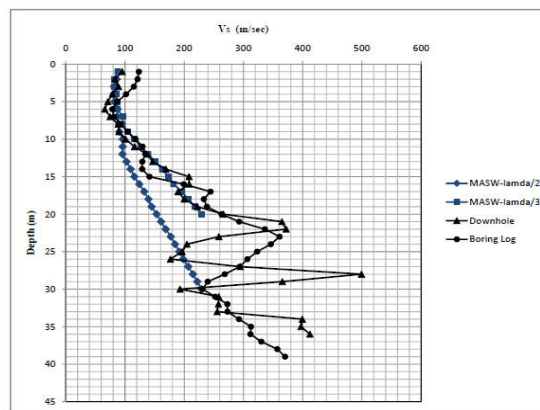


รูปที่ 2-41 วิธีการทดสอบคลื่นผิวแบบหลายช่องสัญญาณ

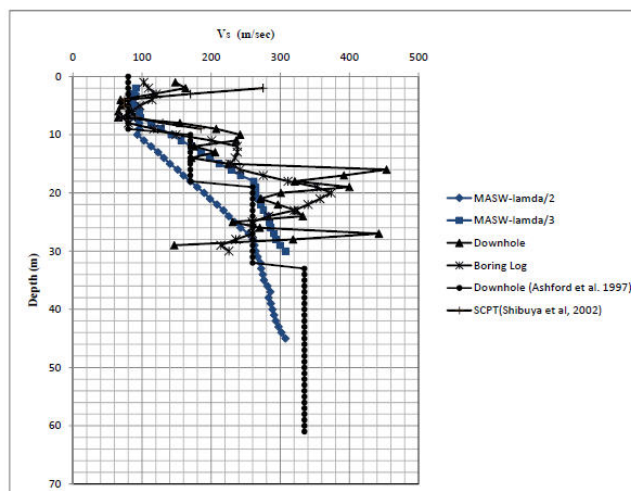
(a)



(b)



(c)

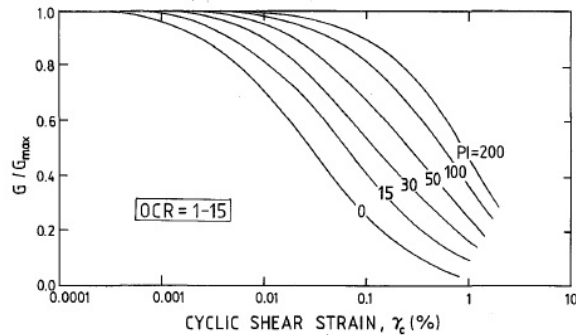


รูปที่ 2-42 ความเร็วคลื่นเฉือนกับความลึกจากการทดสอบต่างๆ (a) จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (b) กรมอุตุนิยมวิทยาบางนา (c) สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Sochan, 2008)

## 2.5.2 ดินอื่นๆ

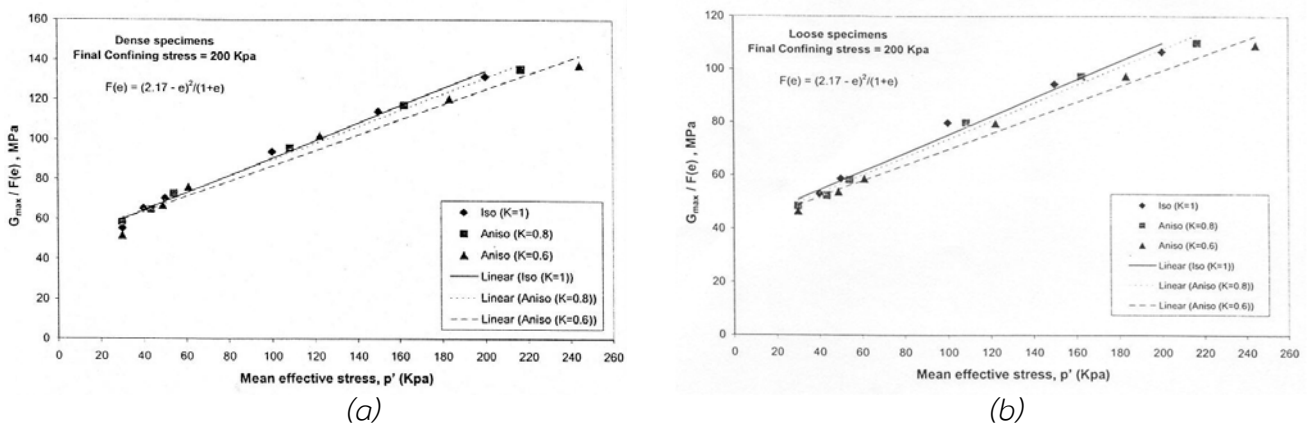
ได้มีงานวิจัยที่ศึกษาผลกระทบของดัชนีพลาสติก (PI) ของดินต่อการตอบสนองของแรงแบบวัฏจักรซึ่ง Vucetic & Dobry (1991) ดัชนีพลาสติกมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสเฉือน และอัตราส่วนการหน่วง โดยที่ดัชนี

พลาสติกมีค่ามากขึ้น ค่าตัวแปรไร้มิติของโมดูลัสเฉือนที่หารด้วยโมดูลัสเฉือนสูงสุดจะมีค่ามากขึ้นด้วยดังแสดงในรูปที่ 2-43 ดินที่มีสภาพพลาสติกสูงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบวัฏจักรมีแนวโน้มเป็นเชิงเส้นมากกว่าดินที่มีสภาพพลาสติกต่ำที่ความเครียดขนาดต่ำ

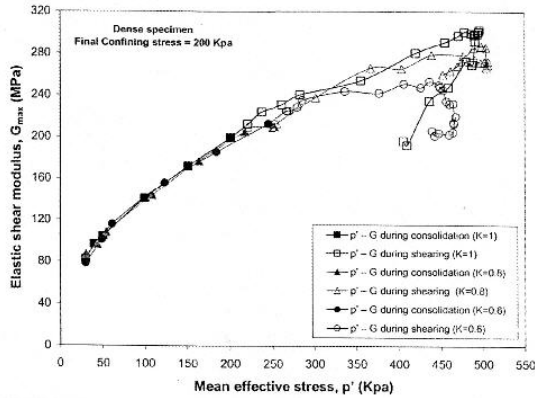


รูปที่ 2-43 ผลกระทบของดัชนีพลาสติกต่อค่าโมดูลัสเฉือน

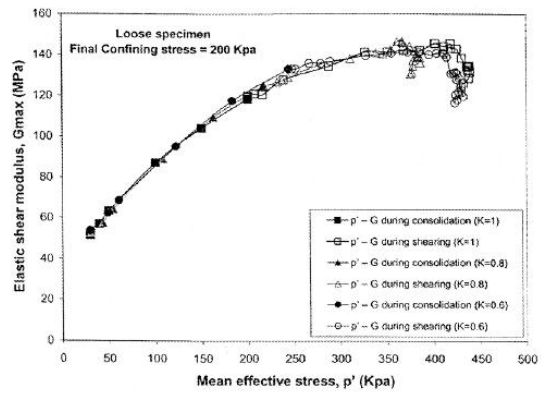
Alitking (2006) ศึกษาผลกระทบของหน่วยแรงแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางต่อค่าโมดูลัสเฉือน โดยทำการทดสอบด้วยเครื่องแรงอัดสามแกนที่ติดตั้งเบนเดอร์อิเลิเมนต์ ใช้ตัวอย่างทรายในการทดสอบทั้งจากการเตรียมตัวอย่างในสภาพหลวมและแน่น โดยใช้วิธีแอร์พลูเวชัน (air-pluviation) เป็นการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำเท่ากันทุกทิศทางและระบายน้ำ และการทดสอบแบบอัดตัวคายน้ำไม่เท่ากันทุกทิศทางและระบายน้ำ การวัดคลื่นเฉือนจะกระทำในช่วงการอัดตัวคายน้ำ และในช่วงการเฉือนตัวอย่างดิน ผลการทดสอบพบว่า ค่าโมดูลัสเฉือนของทรายขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) และอัตราส่วนช่องว่าง ( $e$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2-44 ค่าโมดูลัสเฉือนที่ได้จากแรงดันอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางมีความแตกต่างกันเล็กน้อย ซึ่งหมายถึงผลกระทบจากแรงดันอัดตัวคายน้ำแบบไม่เท่ากันทุกทิศทางมีน้อย เส้นทางเคลื่อนที่ของ  $G_{max} - p'$  ในช่วงการเฉือนตัวอย่างมีแนวโน้มคล้ายกันกับในช่วงการอัดตัวคายน้ำทั้งในการทดสอบแบบแรงดันเท่ากันทุกทิศทางกับแรงดันไม่เท่ากันทุกทิศทาง ดังแสดงในรูปที่ 2-45 ดังนั้นหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ( $p'$ ) มีอิทธิพลอย่างมากต่อค่าโมดูลัสเฉือน



รูปที่ 2-44 การเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัสเฉือนต่ออัตราส่วนช่องว่างกับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่ความดันโอบรัด 200 กิโลปาสกาล (a) สภาพทรายแน่น (b) สภาพทรายนุ่ม (Alitking, 2006)



(a)



(b)

รูปที่ 2-45 โมดูลัสเฉือนกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยระหว่างการอัดตัวคายน้ำกับการเฉือนตัวอย่างที่ความดันโอบรัด 200 กิโลปาสกาล (a) สภาพทรายแน่น (b) สภาพทรายหลวม (Alitking, 2006)

จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมาได้มีการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่เกี่ยวกับทางด้านสถิติศาสตร์เป็นส่วนใหญ่ ส่วนงานวิจัยทางด้านพลศาสตร์ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ศึกษาพฤติกรรมของดิน และพารามิเตอร์ที่สำคัญในช่วงระดับความเครียดที่กว้างยังมีอยู่น้อย และงานวิจัยที่เกี่ยวกับทางด้านพลศาสตร์นั้นจำเป็นต้องมีการใช้เครื่องมือที่มีลักษณะเฉพาะเพื่อจำลองพฤติกรรมของดินในขณะที่รับแรงแบบวัฏจักร ซึ่งเครื่องมือดังกล่าวมีราคาแพง ดังนั้นงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในด้านพลศาสตร์ โดยใช้เครื่องทดสอบสามแกนร่วมกับการวัดความเครียดภายใน และติดตั้งเบนเดออร์อิลิเมนต์ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ และมีการสร้างแบบจำลองเพื่อทำนายพฤติกรรมของดิน โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสเฉือนกับความเครียดที่ได้จากทดสอบจากงานวิจัยนี้ การใช้แบบจำลองจะอาศัยทั้งทฤษฎีอีลาสติกและพลาสติก

## บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย

### 3.1 สถานที่และการเก็บตัวอย่าง

#### 3.1.1 สถานที่เก็บตัวอย่าง

ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบเป็นตัวอย่างดินเหนียวที่ได้มาจากพื้นที่บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เขตปทุมวัน แขวงวังใหม่ บริเวณที่เก็บตัวอย่างสนามบอลหน้าพระบรมรูปสองรัชกาล

#### 3.1.2 วิธีการเจาะสำรวจและการเก็บตัวอย่าง

เจาะหลุมสำรวจขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร โดยใช้สว่านเจาะจนถึงความลึก 3 เมตร และใส่ปลอก (casing) เพื่อป้องกันหลุมเจาะพังทลาย ตั้งแต่ความลึก 3 เมตร จะทำการใช้น้ำเป่ากระแทก (percussion wash boring) จนถึงความลึกที่ต้องการ ส่วนการเก็บตัวอย่างดินเป็นแบบคงสภาพ (undisturbed sample) โดยใช้กระบอกบาง (thin-walled Shelby tube) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 7.3 เซนติเมตร หนา 1.5 มิลลิเมตร ยาว 60 เซนติเมตร กดลงไปดินประมาณ 50 เซนติเมตร แล้วบิดหมุนก้านเจาะตัดดินกันกระบอกให้ขาดจากกัน การเก็บตัวอย่างได้ทำการเก็บในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลาง ทุกๆ ระยะ 1 เมตร เมื่อเจอชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ทำการเปลี่ยนขนาดกระบอกบางเนื่องจากดินแข็งทำให้กระบอกบางเกิดความเสียหาย โดยการเพิ่มความหนาของกระบอกบางเป็น 3.4 มิลลิเมตร เพื่อที่จะไม่เกิดความเสียหายกับกระบอก และสามารถทะลุทะลวงชั้นดินได้ เมื่อได้ตัวอย่างดินขึ้นมาแล้ว ใช้เทียนไขที่ต้มจนละลาย เทเคลือบปิดหัวท้ายกระบอกบาง เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการสูญเสียน้ำในตัวอย่างดิน

### 3.2 เครื่องมือทดสอบในห้องปฏิบัติการ

#### 3.2.1 เครื่องมือทดสอบที่ใช้ในระบบสามแกน

##### เครื่องทดสอบสามแกน (triaxial)

เครื่องทดสอบสามแกนที่ใช้ในการทดสอบนี้ยี่ห้อ ELE รุ่น EL25-3516/01 ดังแสดงในรูปที่ 3-1 การให้แรงกับตัวอย่างดินด้วยวิธีโหลดเฟรม (load frame) สามารถให้แรงได้สูงสุด 50 กิโลนิวตัน ใช้กับตัวอย่างดินที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร โหลดแก้วสามารถทนแรงดันได้สูงสุด 1700 กิโลปาสกาล อัตราเร็วการเฉือนตัวอย่างดิน 0.00001-9.99999 มิลลิเมตรต่อนาที



รูปที่ 3-1 เครื่องมือสามแกน

เครื่องควบคุมความดัน (digital pressure controller)

เครื่องควบคุมความดัน (DPC) ดังแสดงในรูปที่ 3-2 ยี่ห้อ GDS การทดสอบนี้ใช้เครื่องควบคุมความดันจำนวน 2 ตัว ตัวหนึ่งทำการควบคุมแรงดันเซลล์ (cell pressure) และอีกตัวหนึ่งควบคุมแรงดันหลัง (back pressure) สามารถวัดความดันได้ละเอียด 0.1 กิโลปาสกาล วัดปริมาตรได้ละเอียด 1 ลูกบาศก์มิลลิเมตร



รูปที่ 3-2 เครื่องควบคุมความดัน (DPC)

เครื่องบันทึกข้อมูล (data logger)

เครื่องบันทึกข้อมูล ยี่ห้อ ELE รุ่น MM700 Series เครื่องบันทึกข้อมูลมี 11 ช่องสัญญาณ เป็นเครื่องมือที่ทำหน้าที่ในการรับสัญญาณไฟฟ้าจากตัวส่งสัญญาณ (transducer) ต่างๆ ที่ใช้วัด แล้วส่งต่อไปยังเครื่องคอมพิวเตอร์ ลักษณะของเครื่องบันทึกข้อมูล ดังแสดงในรูปที่ 3-3



รูปที่ 3-3 เครื่องบันทึกข้อมูล



แวลวี่ดีทีทีภายใน (local LVDTs)

เป็นระบบการวัดการเคลื่อนที่ภายในของตัวอย่างดิน ซึ่งทำการติดตั้งแวลวี่ดีทีทีที่ด้านข้างของตัวอย่าง โดยติดตั้ง 2 ตัว แวลวี่ดีทีทีที่ใช้ยี่ห้อ RDP รุ่น D5/200WRA /131 ชนิดแบบจมในของเหลว สามารถวัดระยะได้  $\pm 5$  มิลลิเมตร ลักษณะแวลวี่ดีทีที ดังแสดงในรูปที่ 3-4



รูปที่ 3-4 แวลวี่ดีทีที

ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี (proximity transducer)

ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี ยี่ห้อ KEYENCE รุ่น EX-205 Series สามารถวัดระยะได้ตั้งแต่ 0-5 มิลลิเมตร ความละเอียด 0.04% ของ F.S. ความถี่ตั้งแต่ 1.3-13 กิโลเฮิรตซ์ ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตีเป็นการวัดการเคลื่อนที่โดยการขยายหรือหดของตัวอย่างออกทางด้านข้าง โดยการวัดจะวัดจากแผ่นฟอยล์อะลูมิเนียมที่ติดกับตัวอย่างดิน ถึงตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี โดยแผ่นฟอยล์อะลูมิเนียมจะติดที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างดิน ดังแสดงในรูปที่ 3-5



รูปที่ 3-5 ตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี

คอมพิวเตอร์

เครื่องคอมพิวเตอร์ทำหน้าที่ในการบันทึกข้อมูลต่างๆ ที่ส่งข้อมูลมาจากเครื่องบันทึกข้อมูล ใช้โปรแกรมแล็บวิลเขียนในการเก็บบันทึกข้อมูลต่างๆ

### 3.2.2 เครื่องมือระบบการวัดความเร็วคลื่นเสียง

#### เบนเดอร์อิลิเมนต์ (bender element)

เบนเดอร์อิลิเมนต์ที่ใช้ในการทดสอบ ยี่ห้อ PIEZO SYSTEM, INC. รุ่น T226 Standard Brass Shim ความถี่ 440 เฮิรตซ์ ระยะโก่งงอ  $\pm 175$  ไมโครเมตร ประกอบด้วย 2 ตัว คือ ตัวส่งสัญญาณติดตั้งที่ฐานด้านบน (top cap) เป็นขั้ววาย ความต่างศักย์  $\pm 125$  โวลต์ และตัวรับสัญญาณติดตั้งที่ฐานด้านล่าง (pedestal) เป็นขั้วเอ็กซ์ ความต่างศักย์  $\pm 250$  โวลต์ ดังแสดงในรูปที่ 3-6



รูปที่ 3-6 เบนเดอร์อิลิเมนต์ที่ติดตั้งในเครื่องสามแกน

#### เครื่องกำเนิดสัญญาณ (function generator)

เครื่องกำเนิดสัญญาณ ยี่ห้อ Agilent รุ่น 33220A สามารถให้กำเนิดคลื่นรูปไซน์ รูปสี่เหลี่ยม รูปสามเหลี่ยม และพัลส์ได้ โดยคลื่นรูปไซน์สามารถใช้ความถี่ได้ตั้งแต่ 1 ไมโครเฮิรตซ์ ถึง 20 เมกะเฮิรตซ์ สามารถวัดแอมพลิจูดได้ตั้งแต่ 10 มิลลิโวลต์ ถึง 10 โวลต์ โดยวัดจากจุดยอดคลื่น ใช้ในการกำเนิดสัญญาณส่งไปยังตัวส่งสัญญาณและผ่านออสซิลอสโคป ลักษณะเครื่องกำเนิดสัญญาณ ดังแสดงในรูปที่ 3-7



รูปที่ 3-7 เครื่องกำเนิดสัญญาณ

#### ออสซิลอสโคป (oscilloscope)

ออสซิลอสโคป ยี่ห้อ Agilent รุ่น DSO3102A แบนด์วิดท์ 100 เมกะเฮิรตซ์ มี 2 ช่องสัญญาณ ความไวของความต่างศักย์ 2 มิลลิโวลต์/ช่อง ถึง 5 โวลต์/ช่อง ความคลาดเคลื่อนของความต่างศักย์  $\pm 3\%$  ของ 10

มิลลิโวลต์/ช่อง ถึง 5 โวลต์/ช่อง หรือ  $\pm 4\%$  ของ 2 มิลลิโวลต์/ช่อง ถึง 5 มิลลิโวลต์/ช่อง ช่วงของเวลาที่วัดได้ 2 นาโนวินาที/ช่อง ถึง 50 วินาที/ช่อง เครื่องสามารถวัดความต่างศักย์ของคลื่นกับเวลาได้ ลักษณะเครื่องออสซิลอโคบ ดังแสดงในรูปที่ 3-8



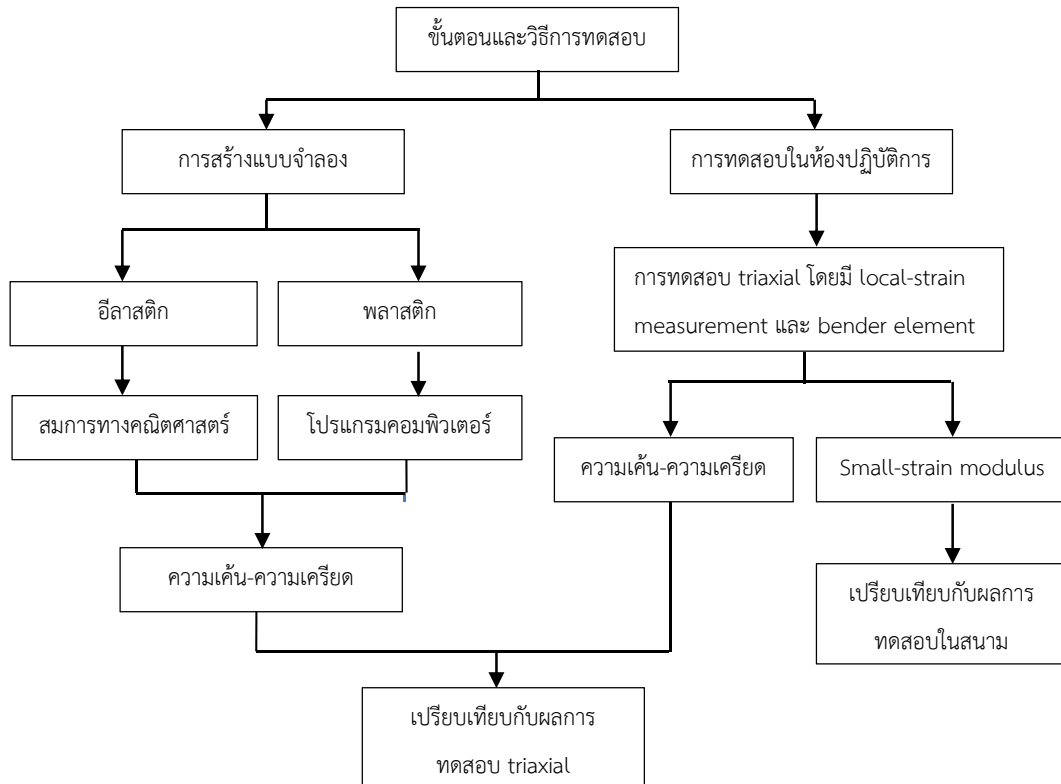
รูปที่ 3-8 ออสซิลอโคบ

### 3.3 วิธีการจำลองความเค้น-ความเครียด

งานวิจัยนี้ได้จำลองพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดด้วยทฤษฎีอิลาสติก ซึ่งใช้สมการทางคณิตศาสตร์ และอีกทฤษฎีคือพลาสติก ซึ่งมีความสลับซับซ้อนมากจึงได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เป็นตัวช่วยในการวิเคราะห์ ดังกล่าว ซึ่งใช้โปรแกรม Plaxis 2D

### 3.4 วิธีการทดสอบ

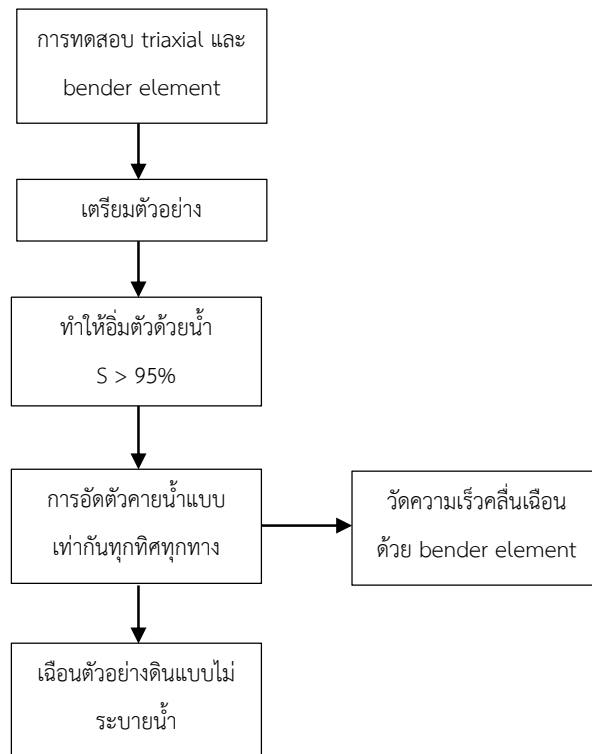
วิธีการทดสอบและขั้นตอนต่างๆ ในงานวิจัยนี้เป็นการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ได้ทำการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยเครื่องสามแกนที่ปรับปรุงการวัดความเครียดภายใน และวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์ จากนั้นทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนการหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบไม่เชิงเส้น จากนั้นทำการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดด้วยแบบจำลองที่ใช้ทฤษฎีอิลาสติกกับทฤษฎีพลาสติก เพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง และผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการก็จะนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยเครื่องสามแกนแบบวัฏจักร และจากผลการทดสอบในสนามโดยใช้คลื่นเคลื่อนที่ลงในแนวตั้งตามหลุมเจาะ (down hole) ซึ่งสามารถแสดงได้ ดังรูปที่ 3-9



รูปที่ 3-9 ขั้นตอนการทดสอบต่างๆ

### 3.4.1 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบดินเหนียวด้วยเครื่องสามแกนที่มีการวัดความเครียดภายใน และมีการวัดความเร็วคลื่นเฉือนด้วยเบนเดอร์อิลิเมนต์ การทดสอบแบบแรงอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางและไม่ระบายน้ำ (CIUC) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ขั้นตอนการทดสอบสามแกนร่วมกับเบนเดอร์อิลิเมนต์ สามารถสรุปได้ ดังแสดงในรูปที่ 3-10 ซึ่งรายละเอียดจะกล่าวต่อไป



รูปที่ 3-10 ขั้นตอนการทดลองเครื่องสามแกนและเบนเดอร์อิลิเมนต์

การเตรียมและติดตั้งตัวอย่างดินในเครื่องทดสอบสามแกน มีขั้นตอนดังนี้

- นำเทียนไขที่เคลือบตัวอย่างดินออก จากนั้นนำตัวอย่างดินไปตัดแต่งให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 100 มิลลิเมตร และนำดินส่วนหนึ่งไปหาปริมาณน้ำในดิน (water content)
- ประกอบแบบท่อพีวีซี เพื่อจะใส่ยางหุ้มรัดกับตัวอย่างดิน โดยนำแหวนยางกันรั่ว (O-ring) ใส่ไว้ข้างนอกแบบท่อพีวีซี หลังจากนั้นนำยางหุ้มรัด (membrane) ใส่ไว้ในแบบท่อพีวีซี
- นำตัวอย่างดินวางบนฐานด้านล่าง (pedestal) ของเครื่องสามแกน โดยทำตำแหน่งที่ด้านล่างของตัวอย่างดิน เพื่อที่จะเสียบเบนเดอร์อิลิเมนต์ โดยการชูดดินออกให้เป็นร่องเล็กน้อย และนำกระดาษกรองวางบนฐานด้านล่าง สลับกับหินพรุน และนำกระดาษกรองวางทับบนหินพรุนอีกทีหนึ่ง หลังจากนั้นนำตัวอย่างดินวางบนฐานด้านล่างแล้ว ก็นำกระดาษกรองระบายน้ำ (filter drainage paper) มาพันรอบดินตัวอย่างดิน
- นำแบบท่อพีวีซีที่ใส่ยางหุ้มรัดมาใส่ในตัวอย่างดิน โดยทำการดูดยางที่ต่อจากท่อพีวีซี เพื่อให้เป็นสุญญากาศ แล้วครอบลงไปในตัวตัวอย่างดิน
- นำฐานด้านบน (top cap) วางบนตัวอย่างดิน โดยทำตำแหน่งที่ด้านบนของตัวอย่างดิน เพื่อเสียบเบนเดอร์อิลิเมนต์ โดยชูดดินออกให้เป็นร่อง แล้ววางกระดาษกรอง และหินพรุนบนดินตัวอย่าง

• ทำการรูดยางหุ้มรัดที่ด้านล่างของตัวอย่างดินลงก่อน หลังจากนั้นทำการรูดยางหุ้มรัดทางด้านบนของตัวอย่างดิน จากนั้นทำการรูดแหวนยางกันรั้วที่ด้านล่างก่อนเพื่อลงมาร์ดยางหุ้มรัด ให้ตรงร่องสำหรับแหวนยางกันรั้ว และก็ทำการรูดแหวนยางกันรั้วทางด้านบน หลังจากนั้นก็ทำการแกะแบบท่อพีวีซีออก

การติดตั้งเครื่องมือ มีขั้นตอนดังนี้

• ติดตั้งตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี โดยติดตั้งขาสำหรับติดตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี และติดกระดาษฟอยด์อะลูมิเนียมรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 5x5 เซนติเมตร ที่ตัวอย่างดิน

• ติดตั้งแอลวีดีทีภายใน (local LVDTs) ทำการติดตั้งแอลวีดีทีภายใน โดยใช้กาวทำให้ได้ระยะกึ่งกลางของตัวอย่าง โดยติดกับตัวอย่างในส่วนของพื้นที่ที่เหลือจากการติดตัวส่งสัญญาณพรอกซิมีตี จะติดแอลวีดีทีภายใน 2 ตัว โดยจะอยู่ตรงข้ามกัน หลังจากนั้นทิ้งไว้จนกาวแห้ง

• นำครอบแก้ว (chamber) มาครอบตัวอย่าง โดยระมัดระวังอย่าให้ครอบแก้วกระทบกับสาย หรืออุปกรณ์ต่างๆ จากนั้นไขครอบแก้วให้แน่น เปิดน้ำเข้าไปในครอบแก้วให้ได้ครึ่งหนึ่งของตัวอย่างดิน

• ทำการตั้งค่าเครื่องควบคุมความดัน โดยเซตที่ค่าความดัน (pressure) และปริมาตร (volume) ให้เป็น 0 ทั้งสองที่เครื่องควบคุมความดัน

• เปิดโปรแกรมที่เครื่องคอมพิวเตอร์ แล้วเปิดคำสั่งโปรแกรม แล้วจดบันทึกค่าเริ่มต้นต่างๆ ในใบบันทึกข้อมูล

• จากนั้นทำการเปิดน้ำใส่ครอบแก้วจนเต็ม แล้วปิดจุกที่ครอบแก้ว

• ทำการเพิ่มความดันเซลล์ (cell pressure) ไปที่ความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น

การทำตัวอย่างดินให้อิ่มตัวด้วยน้ำ มีขั้นตอนดังนี้

• เพิ่มความดันเซลล์ และความดันหลังไปที่ความเค้นประสิทธิผลสุดท้าย โดยเพิ่มความดันที่เครื่องควบคุมความดัน เป็นการเพิ่มความดันทีละน้อยด้วยอัตรา 25 กิโลปาสกาลต่อชั่วโมง

• หลังจากการทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำเสร็จ ก็ทำการเช็คความดินมีความอิ่มตัวที่เปอร์เซ็นต์ (Skempton B-value) ค่า B ควรมากกว่า 95 %

การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation)

โดยการควบคุมความดันเซลล์ให้เพิ่มเป็นขั้นๆ โดยในแต่ละขั้นจะต้องรอให้แรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นระบายออกให้หมด แล้วถึงเพิ่มความดันเซลล์ในขั้นต่อไปจนถึงความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยในสนาม (in-situ mean effective stress,  $p'_0$ ) เป็นการเพิ่มความดันเซลล์แบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยอัตรา 4 kPa/hr ส่วนความดันหลังให้คงรักษาความดันเท่าเดิมไว้ โดยการอัดตัวคายน้ำเป็นการระบายน้ำออกทางเดียว (single drainage) เมื่อน้ำสามารถระบายออกได้ทำให้แรงดันน้ำลดลงจนใกล้ศูนย์ และจะทำให้ปริมาตรของตัวอย่างดินลดลงด้วย ในขั้นตอนนี้สามารถวัดแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระบายออกได้ วัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ วัดการเปลี่ยนแปลงของความเค้นได้ ทำให้งานวิจัยนี้สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยกับความเครียดเชิงปริมาตรได้ ทำให้ได้โมดูลัสเชิงปริมาตรแบบซีแคนด์

### การวัดคลื่นความเร็วเฉือน

ทำการวัดคลื่นความเร็วเฉือนในขณะที่อยู่ในช่วงการอัดตัวคายน้ำ โดยแบ่งช่วงของความเค้นที่แตกต่างกันแล้วทำการวัดคลื่นเฉือน โดยใช้คลื่นรูปไซน์ขนาด 20 โวลต์จากสันคลื่นถึงท้องคลื่น (peak to peak) จำนวน 5 ลูกคลื่น ความถี่ 1000 เฮิรตซ์

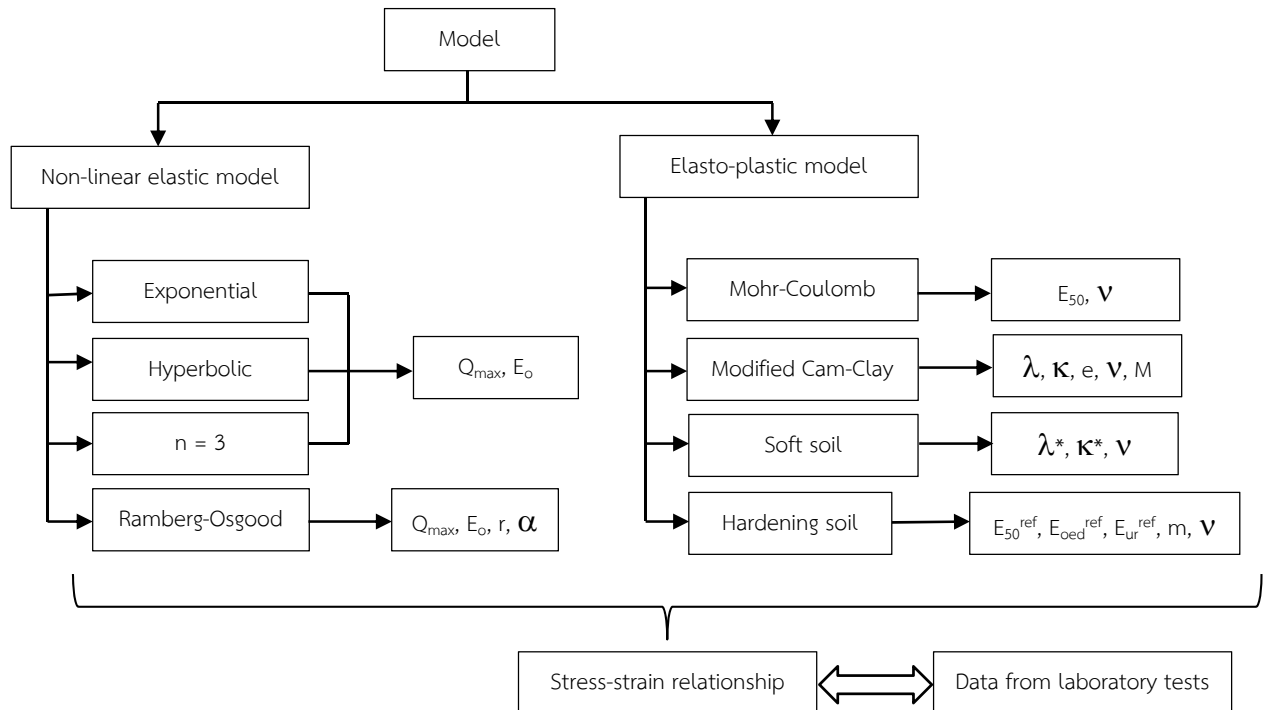
### การเฉือนด้วยแรงอัด

- ทำการเฉือนด้วยอัตราเร็ว 0.15 มิลลิเมตรต่อชั่วโมง เมื่อถึงความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress,  $q$ ) ประมาณ 30% ของกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $s_u$ ) ทำการหยุดพัก (rest period) ประมาณ 3 ชั่วโมง
- จากนั้นทำการถอนแรง (unload) กลับมาที่ความเค้นเบี่ยงเบนประมาณศูนย์ จากนั้นก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง
- ทำการเพิ่มแรง (reload) กลับไปความเค้นเบี่ยงเบนประมาณ 60% ของกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ ก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง
- ทำการถอนแรงกลับมาที่ความเค้นเบี่ยงเบนประมาณศูนย์ จากนั้นก็ทำการหยุดพักประมาณ 3 ชั่วโมง
- ทำการเฉือนตัวอย่างไปเรื่อยๆ จนกระทั่งความเครียดประมาณ 10% หรือโพลดเซลล์เริ่มคงที่

### **3.4.2 การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด**

#### การจำลองความเค้นและความเครียดด้วยโปรแกรม Plaxis 2D

งานวิจัยนี้ได้ใช้โปรแกรม Plaxis 2D เป็นเครื่องมือช่วยในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด โดยอาศัยทฤษฎีพลาสติก ซึ่งใช้แบบจำลองทั้งหมด 4 แบบจำลอง คือ แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb model) แบบจำลองซอฟโซล (Soft Soil model) แบบจำลองฮาร์ดเดนนิ่งโซล (Hardening Soil model) และแบบจำลองโมดิไฟด์แคมเคลย์ (Modified Cam-Clay model) ซึ่งพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใส่เข้าไปในโปรแกรมส่วนใหญ่จะคำนวณมาจากผลการทดสอบ ซึ่งสามารถสรุปวิธีการทดสอบได้ ดังรูปที่ 3-11

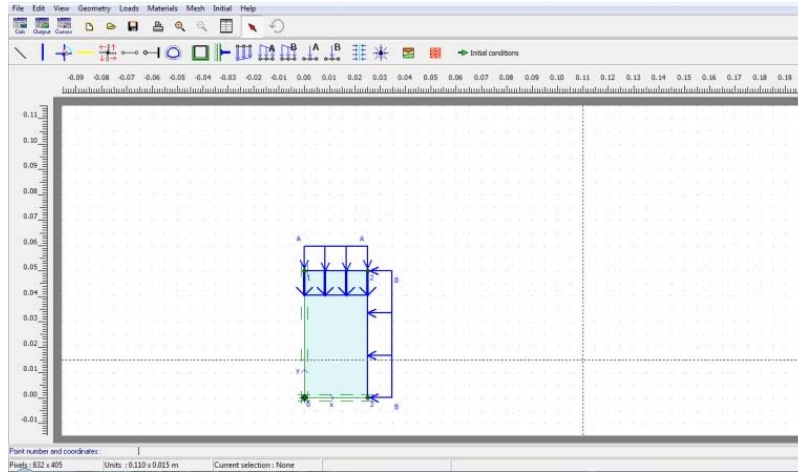


รูปที่ 3-11 วิธีการสร้างแบบจำลอง

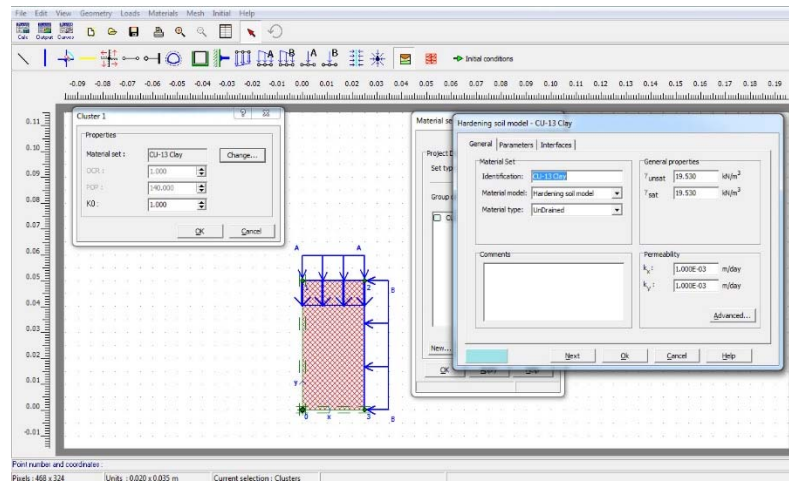
- สร้างแบบจำลองขึ้นมา โดยขึ้นส่วนที่เขียนในแบบจำลองมีขนาดเป็น 1/4 เท่าของขนาดตัวอย่างจริง โดยมีขนาดกว้าง 25 มิลลิเมตร สูง 50 มิลลิเมตร เป็นการจำลองแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetry)
- สร้างและกำหนดคุณสมบัติของวัสดุต่างๆ ใส่ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในแบบจำลอง
- สร้างเมช (Mesh) โดยงานวิจัยนี้ใช้ความละเอียดของเมชระดับสูง (very fine)
- กำหนดเงื่อนไขเริ่มต้น โดยเงื่อนไขความดันน้ำไม่ต้องทำการสร้าง ส่วนเงื่อนไขความเค้นเริ่มต้นให้ทำการสร้าง
- การคำนวณ โดยการสร้างขั้นตอนต่างๆ ให้เหมือนกับผลการทดสอบจริง โดยในขั้นตอนการเค้นจะทำการควบคุมความเครียด (strain control)
- เลือกจุดที่ต้องการพล็อตกราฟต่างๆ
- แสดงผลการทดสอบ

สามารถแสดงเป็นรูปได้ ดังนี้

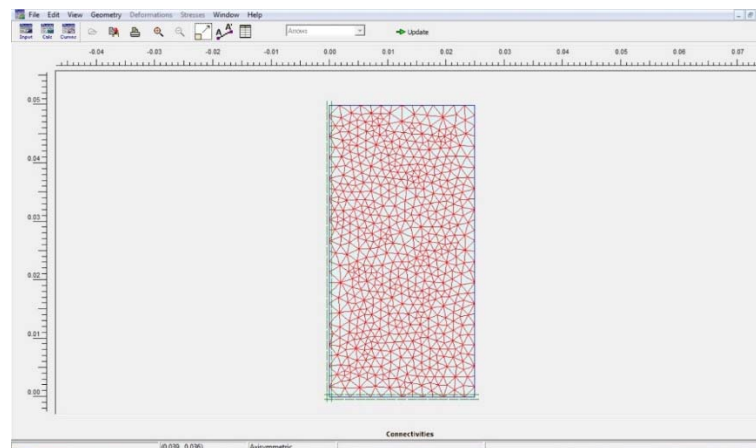




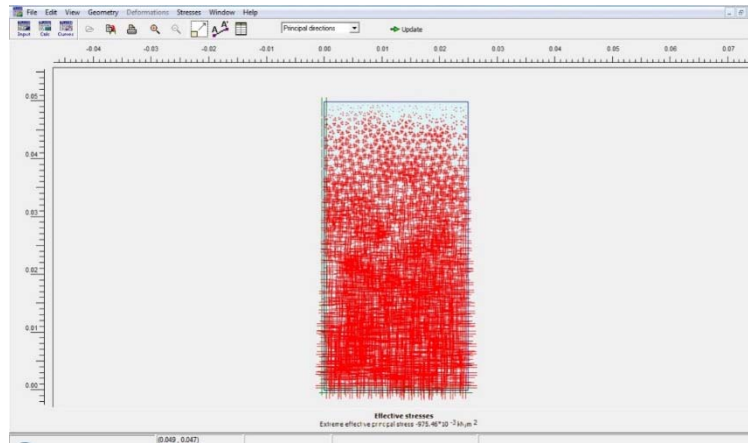
(a) เขียนไดอะแกรม



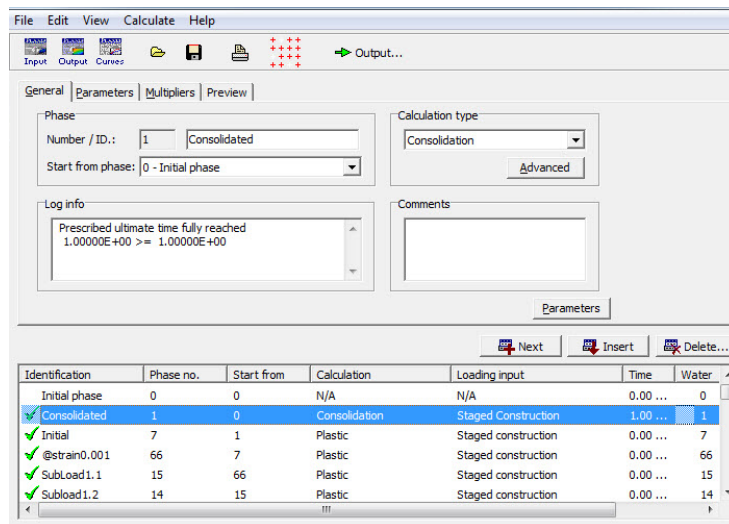
(b) สร้างและใส่คุณสมบัติของวัสดุ เลือกแบบจำลองต่างๆ



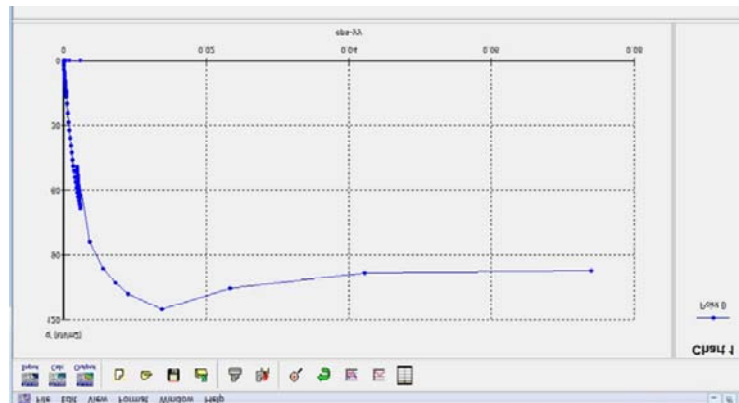
(c) การสร้างเมช



(d) การสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลเริ่มต้น



(e) ขั้นตอนการคำนวณต่างๆ



(f) ผลการทดสอบ

รูปที่ 3-12 การจำลองพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินเหนียว

## เอกสารอ้างอิง

- กฎกระทรวงมหาดไทย. กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. 2550 เล่ม 124 ตอนที่ 86ก : 17-25
- กฤษฎา กมลเกรียงไกร. พฤติกรรมความเครียดระดับต่ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยใช้เบนเดอร์เอลิเมนต์, วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2548.
- เป็นหนึ่งใน วานิชชัย. ภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ในประเทศไทย. โยธาสาร. ตุลาคม-ธันวาคม 2542 : 19-24
- พิพัฒน์ ทองฉิม. ผลกระทบของอัตราเร็วของแรงกระทำแบบวัฏจักรต่อพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์พลาสติกซีดีและทฤษฎีสถานะวิกฤต. 1,000. 1. แอคทีฟ พริน: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2553.
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. ปฏิสัมพันธ์หลักการพื้นฐาน. 1,000. 1. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย : สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
- สุพจน์ เตชวรสินสกุล. พฤติกรรมของดินทางพลศาสตร์. 500. 1. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2549
- Alitking Anongphouth. Effect of stress-induced anisotropy on elastic shear modulus of sands using bender elements. Master's Thesis, Department of Civil Engineering Faculty of Engineering Chulalongkorn University, 2006.
- Brignoli, E.G.M., Gotti, M., and Stokoe, K.H. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. American society for testing and materials. (1996): 384-397.
- Burland, J. B. & Symes, M. Simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. Geotechnique 32 (1982): 62-65.
- Burland J.B., "Small is beautiful"-the stiffness of soils at small strains. Can. Geotech. J. 26 (1989): 499-516.
- Chai J.C., Miura N., Bergado D.T. and Long P.V. Finite element analysis of embankment failure on soft subsoil. Geotechnical engineering, SEAGS 28 2 (1991): 249-276.
- Chee-Ming Chan. Bender element test in soil specimens identifying the shear wave arrival time. EJGE 15 (2010): 1263-1276.

- Cuccovillo T. and Coop M.R. The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. Geotechnique 47 1 (1997): 167-171.
- Dowrick D.J. Earthquake risk reduction. John Wiley & Sons Ltd.: John Wiley & Sons Ltd, 2003
- Duncan M. and Chang Chin-Yung. Nonlinear analysis and strain in soils. Journal of the soil mechanics and foundations division. Proceedings of the American society of civil engineers (September 1970): 1629-1653.
- Hird, C. C. and young. P. C. Y. The use of proximity transducers for local strain measurements in triaxial tests. American society for testing and materials (1989): 292-296.
- Ismail M. A. and Rammah K. I. Shear-plate transducers as a possible alternative to bender elements for measuring  $G_{max}$ . Geotechnique 55 (2005): 403-407.
- Jardine R. J., Symes M. J. and Burland J. B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique 34 (1984): 323-340.
- Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B. and Burland J.R. Studies of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. Geotechnique 36 3 (1986): 377-396.
- Jovicic V. and Coop M.R. The Measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the Triaxial Apparatus. The American society for testing and materials (1998): 3-10.
- Kokushu Taken. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering 20, 2. (June 1980): 45-60.
- Kramer, S. L. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey. 1996.
- Likitlersuang S. and Kyaw K. A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil. Obras y Proyectos 7. (2010): 27-33.
- Mair R.J. Unwin memorial lecture 1992 developments in geotechnical engineering research : application to tunnels and deep excavations. Proc. Instn. (February 1993): 27-41.
- Mladen Vucetic and Ricardo Dobry. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering (January 1991): 89-107.
- Piezo. การต่อวงจรตัวรับสัญญาณ (หัวเอ็กซ์) การต่อวงจรตัวส่งสัญญาณ (หัววาย). [ออนไลน์]. แหล่งที่มา: <http://www.piezo.com/tech2intropiezotrans.html>. [2008, 12/Jan]

- 
- Seng, S. Application of multichannel analysis of surface wave to shallow site investigation for subsoil in Thailand. Master's Thesis, Department of Civil Engineering Faculty of Engineering Chulalongkorn University, 2008.
- Shibuya S., Tamrakar S.B. and Theramast N. Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok clay. Journal of the southeast asian geotechnical society (December 2001): 139-151.
- Teachavorasinskun S., Thongchim P. and Lukkunaprasit P. Shear modulus and damping of soft Bangkok clays. Can. Geotech. J. (2002): 1201-1208.
- Teachavorasinskun S. and Amornwithayalax T. Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression. Geotechnique 52, 7 (2002): 537-540
- Teachavorasinskun S. and Lukkunaprasit P. A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays. Geotechnique 54 5 (2004): 323-326.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley & Sons, 1967
- ubc.ca. เครื่องมือเรโซแนนท์คอลัมน์. [ออนไลน์]. 2008. แหล่งที่มา:<http://www.civil.ubc.ca/research/geotech/gradlab/rescol.html>. [2008, February 6]
- Viggiani, G. & Atkinson, J. H. Interpretation of bender element tests. Geotechnique 45 1 (1995): 149-154.
- Viggiani G. and Atkinson J.H. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. Geotechnique 45 2 (1995): 249-265.
- Wanchai Teparaksa., Narong Thasnanipan and Pornpot Tanseng. Analysis of lateral wall movement for deep braced excavation in Bangkok subsoils. Civil and environmental engineering conference (November 1999): 67-76.

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์

## Undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition

Siam Yimsiri<sup>1</sup>, Wanwarang Ratananikom<sup>1</sup>,  
Fumihiko Fukuda<sup>2</sup> and Suched Likitlersuang<sup>\*3</sup>

<sup>1</sup> Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Burapha University, Chonburi, Thailand

<sup>2</sup> Faculty of Engineering, Hokkaido University, Sapporo, Hokkaido, Japan

<sup>3</sup> Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand

(Received January 16, 2012, Revised May 06, 2013, Accepted May 16, 2013)

**Abstract.** This paper presents an experimental study on the influence of principal stress direction and magnitude of intermediate principal stress on the undrained stress-strain-strength behaviors of Bangkok Clay. The results of torsional shear hollow cylinder and advanced triaxial tests with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress on undisturbed Bangkok Clay specimens are presented. The analysis of testing results include: (i) stress-strain and pore pressure behaviors, (ii) stiffness characteristics, and (iii) strength characteristics. The results assert clear evidences of anisotropic characteristics of Bangkok Clay at pre-failure and failure conditions. The magnitude of intermediate principal stress for plane-strain condition is also investigated. Both failure surface and plastic potential in deviatoric plane of Bangkok Clay are demonstrated to be isotropic and of circular shape which implies an associated flow rule. It is also observed that the shape of failure surface in deviatoric plane changes its size, while retaining its circular shape, with the change in direction of major principal stress. Concerning the behavior of Bangkok Clay found from this study, the discussions on the effects of employed constitutive modeling approach on the resulting numerical analysis are made.

**Keywords:** torsional shear hollow cylinder; stress-strain characteristics; failure criteria; generalised stress; Bangkok Clay

### 1. Introduction

Natural soils are believed to possess cross-anisotropic behavior due to their mode of deposition which is one-dimensional in nature. Anisotropic consolidation stresses align platy particles and particle groups with their long axes perpendicular to the major principal stress. As a result, the mechanical behavior of natural soils will depend on changes in the orientations and magnitudes of the principal stresses which are common situations of most geotechnical constructions. These effects should be investigated to better understand the fundamental behavior of soil which is necessary for the development of advanced constitutive models so that the formulated stress-strain characteristics can be used for reliable prediction of soil behavior in the field. Such developments are primarily based on experimental data from laboratory tests.

---

\*Corresponding author, DPhil., E-mail: [suched.l@eng.chula.ac.th](mailto:suched.l@eng.chula.ac.th)

The conventional triaxial apparatus (TX) has been commonly used in the laboratory. It offers only two stress states which are the non-continuous change of the major principal stress direction ( $\alpha$ ) between  $0^\circ$  in compression and  $90^\circ$  in extension modes coupled with a jump of the intermediate principal stress parameter ( $b$ ) from 0 to 1. To evaluate the behavior of soil element under more realistic and general loading conditions, it is desirable to be able to control the magnitudes and directions of all three principal stresses independently. The plane strain (PS) apparatus and directional shear cell (DSC) offer attractive capabilities for examining of anisotropic characteristics; however, they cannot control  $b$ . True triaxial (TTX) and torsional shear hollow cylinder (TSHC) are the most popular apparatuses to study soil behavior under general stress condition. The TSHC apparatus is capable of: (i) achieving acceptable uniform distributions of the stresses, (ii) fully independent controls over and measurement of stresses  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{z\theta}$ , and (iii) accurate measurement of strains  $\varepsilon_z$ ,  $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_\theta$ ,  $\gamma_{z\theta}$ . The TSHC apparatus is the only laboratory test which can control both major principal stress direction and magnitude of intermediate principal stress.

Anisotropic characteristics of undisturbed clay under general stress condition have been widely studied by TTX (e.g., Kuwano and Bhattarai 1989, Kirkgard and Lade 1991, 1993, Callisto and Calabresi 1998 and Callisto and Rampello 2002) but with much lesser data by TSHC (e.g., Gasparre *et al.* 2007, Nishimura *et al.* 2007). Among TSHC data available, there are very limited data on TSHC with independent control of  $\alpha$  and  $b$ . In addition, despite its common field occurrence, very little research has been conducted to study the response of Bangkok Clay under general stress condition. Therefore, there is lack of data for Bangkok Clay to facilitate its formulation of advanced constitutive model which considers the effects of major principal stress direction and magnitude of intermediate principal stress into account.

Presented here is an experimental study of the undrained deformation and strength characteristics of Bangkok Clay under general stress condition. The TSHC and triaxial tests are performed on undisturbed Bangkok Clay specimens under undrained compression/extension condition (CIUC/E) with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress. To the best of the Authors' knowledge, this research is the first instance for Bangkok Clay where such combined loading response has been systematically investigated with explicit accounting for the variation of principal stress rotations and magnitudes of intermediate principal stress on an individual basis.

## 2. Description of experimental program

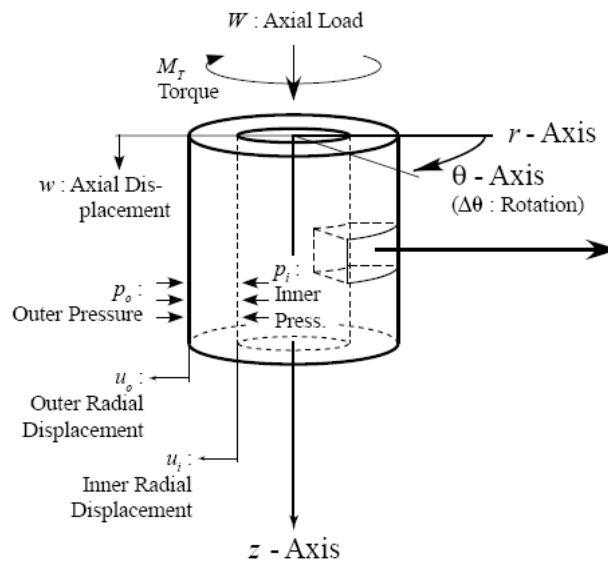
The essential features of the TSHC system used in this study were described by Fukuda *et al.* (1997). The apparatus was stress-controlled by a computer-based closed-loop servo-system. The hollow cylindrical specimens had inner diameter = 30 mm, outer diameter = 70 mm, and height = 120 mm. Fig. 1 shows three normal stresses which are axial ( $\sigma_z$ ), radial ( $\sigma_r$ ), circumferential ( $\sigma_\theta$ ), and one shear stress ( $\tau_{z\theta}$ ) components on the soil element in TSHC. These stresses can be controlled by adjusting torque ( $M_T$ ), axial force ( $W$ ), outer cell pressure ( $p_o$ ), and inner cell pressure ( $p_i$ ). Fig. 1 also shows the work-conjugate strain components  $\varepsilon_z$ ,  $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_\theta$ , and  $\gamma_{z\theta}$ . In this study, the average stress and strain components on soil element were calculated according to the equations given by Hight *et al.* (1983). The inclination of major principal stress with respect to in-situ vertical direction ( $\alpha$ ) and the magnitude of intermediate principal stress which is usually represented in term of  $b$  parameter are defined in Eqs. (1) and (2), respectively.



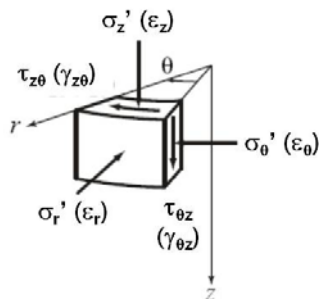
$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right) \tag{1}$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \tag{2}$$

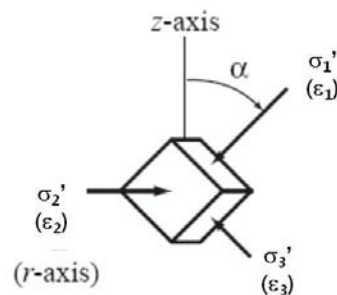
All TSHC specimens were isotropically consolidated to their in-situ mean effective stresses before undrained sheared at constant mean total stress (constant  $p$ ). The in-situ effective stresses were calculated from unit weights profiles, groundwater pressure profile considering drawdown condition (Phien-Wej *et al.* 2006), and coefficient of earth pressure at rest ( $K_o$ ) from pressuremeter tests (Prust *et al.* 2005). A back pressure of 200 kPa was applied to ensure specimen saturation. After completion of the saturation process, the Skempton  $B$  parameter was greater than 0.95. The termination of the isotropic consolidation stage was judged from the dissipation of the excess pore



(a) TSHC specimen



(b) Stresses and strains



(c) Principal stresses and strains

Fig. 1 Stress and strain components within TSHC specimen (Zdravkovic and Jardine 2000)

pressure ( $\Delta u < 1$  kPa). In case of compression and extension mode, specimens were sheared until achieving failure at large strain. However, in case of tests with  $\alpha = 45^\circ$ , the final shearing stage was terminated when either failure was observed or the angle of rotation exceeded  $30^\circ$ . The loading speed of shearing stage was prescribed by the rate of increase in principal stress ratio ( $d(\sigma_1' / \sigma_3') / dt$ ) of 0.00075/min which was sufficient to ensure fully equalized pore pressure.

The advanced triaxial apparatus, incorporated with local axial and radial strain measurement systems, was also employed in this study, the detail of which was described by Yimsiri *et al.* (2009). Submersible LVDTs (Cuccovillo and Coop 1997) were used for local axial strain measurement and proximity transducers (Hird and Yung 1989) were used for local radial strain measurement. The TX specimens had diameter of 50 mm and height typically of 100 mm. The specimens were also isotropically consolidated to their in-situ mean effective stresses before subjected to standard undrained compression shearing which involved axial loading under strain-controlled condition, with nominal external axial strain rate of 0.2%/hr, while keeping the cell pressure constant. In this study, the TX data supplement TSHC data in that: (i) TX data provide additional data where TSHC data may be less reliable due to stress-nonuniformity and (ii) TX data can investigate small-strain behavior.

The undisturbed Bangkok Clay specimens were retrieved from the ground by  $\phi$  100 mm piston sampler from Lad Prao area in Bangkok between the depths of 7.0-14.6 m. The profiles of soil properties are presented in Fig. 2 together with locations of all specimens. Most of the soil specimens were taken from medium clay stratum with index properties of approximately: Liquid Limit ( $LL$ )  $\approx$  54-88%, Plastic Limit ( $PL$ )  $\approx$  18-33%, Plasticity Index ( $PI$ )  $\approx$  35-58%, natural water content ( $w_n$ )  $\approx$  23-55%, and total unit weight ( $\gamma$ )  $\approx$  17.0 kN/m<sup>3</sup>. The OCRs of all specimens are between 1.2-1.5 (Shibuya *et al.* 2001). Nine torsional shear tests were carried out each with different  $\alpha$  and  $b$  values. The  $\alpha$  values were fixed at  $0^\circ$ ,  $45^\circ$ , and  $90^\circ$  and the  $b$  values were fixed at 0, 0.5, and 1. The torsional shear hollow cylinder test program is shown in Table 1. The symbols A and B stand for  $\alpha$  and  $b$ , respectively, and the numbers afterward indicate their values (e.g., A00B05 means  $\alpha = 0^\circ$  and  $b = 0.5$ ). The triaxial test program is shown in Table 2. The CIUC tests

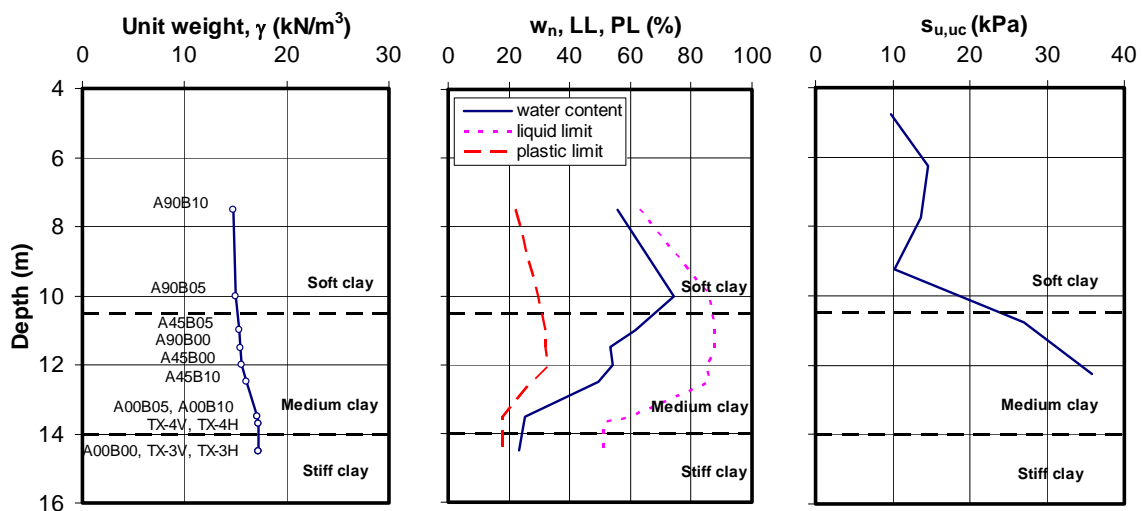


Fig. 2 Profiles of soil properties

were performed on both vertically- and horizontally-cut specimens which corresponded to the conditions of  $(\alpha=0^\circ, b=0)$  and  $(\alpha=90^\circ, b=0)$ , respectively. The stress paths in deviatoric plane of all tests are shown in Fig. 3.

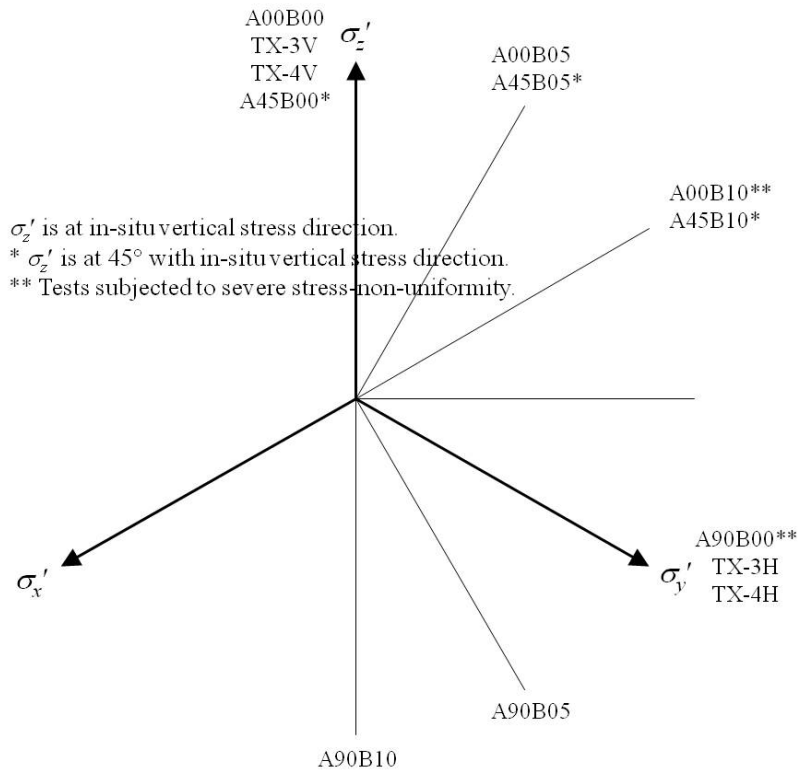


Fig. 3 Stress paths in deviatoric plane

Table 1 Torsional shear hollow cylinder test program

Test No.	Depth (m)	$w_n$ (%)	$e_o$	$p'_o$ (kPa)	$\alpha$ ( $^\circ$ )	$b$
A00B00	14.5	20.2	0.54	105	0	0
A00B05	13.5	22.2	0.59	100	0	0.5
A00B10	13.5	25.3	0.67	100	0	1
A45B00	12.0	54.3	1.44	85	45	0
A45B05	11.0	61.8	1.64	75	45	0.5
A45B10	12.5	49.4	1.31	90	45	1
A90B00	11.5	53.4	1.42	85	90	0
A90B05	10.0	79.3	2.10	65	90	0.5
A90B10	7.5	55.6	1.47	45	90	1

\* $p'_o$  = isotropic mean stress;  $w_n$  = natural water content

Table 2 Triaxial test program

Test No.	Specimen direction	Depth (m)	$w_n$ (%)	$e_o$	$p_o'$	$\alpha$ (°)	$b$
TX-3V	Vertical	14.5	27.7	0.73	130	0	0
TX-4V	Vertical	13.7	29.3	0.78	120	0	0
TX-3H	Horizontal	14.5	23.5	0.62	130	90	0
TX-4H	Horizontal	13.7	25.0	0.66	120	90	0

Although, TSHC apparatus can control the magnitude and direction of the major and minor principal stresses while independently varying the magnitude of the intermediate principal stress, it achieves this with the expense of stress-nonuniformity across the specimen wall. Applications of difference in external and internal pressures and/or torque cause nonuniformity, the degree of which depends on the stress state, specimen dimensions, soil stiffness, and constitutive law of the soil. Investigations into the stress-nonuniformity in TSHC specimens were reported by Hight *et al.* (1983) and Sayao and Vaid (1991) using linear elastic soil model. Wijewickreme and Vaid (1991) revealed that for a given stress state, a linear elastic assumption overestimated the stress-nonuniformity in the TSHC specimen and the nonlinear elastic assumption yielded much larger domain of general stress space that can be explored using TSHC device. It has been pointed out, however, that stress-nonuniformity across the wall of the TSHC specimen would always be expected in the vicinity of the corners ( $\alpha=0^\circ$ ,  $b=1$ ) and ( $\alpha=90^\circ$ ,  $b=0$ ) where the value of  $(p_o-p_i)$  is high and with lesser degree in the regions where  $M_T$  is high (i.e., in the vicinity of  $\alpha=45^\circ$ ). In the current TSHC program, there were 2 tests which were likely to suffer from stress-nonuniformity problem, i.e., A00B10 and A90B00. However, the TSHC test A90B00 can be supplemented with TX test TX-3H and TX-4H, all of which have identical stress conditions. These tests with severe stress-nonuniformity are noted and taken into account in following discussion.

### 3. Stress-strain and pore pressure behaviors

Fig. 4 presents the stress-strain curves from TSHC in terms of normalized deviatoric stress ( $q/p_o'$ ) versus deviatoric strain ( $\varepsilon_q$ ), the definitions of which are shown in Eqs. (3) and (4), respectively. At any  $b$ , Bangkok Clay tends to exhibit a softer response when the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases) with more pronounced effects when  $\alpha$  increases from  $0^\circ$  to  $45^\circ$ . The value of  $b$  has relatively less effects on the stress-strain curves. The effects of  $\alpha$  on stress-strain curves found in this study are similar to TSHC data reported by Zdravkovic and Jardine (2000) on quartzitic silt and Kumruzzaman and Yin (2010) on sandy silt. The effects of  $b$  on stress-strain curves found in this study are similar to TTX data reported by Prashant and Penumadu (2005, 2007) on reconstituted kaolin. Fig. 5 presents TX and TSHC results of comparable conditions. It can be seen that TSHC results show more anisotropic characteristics than those of TX (TSHC > TX at  $\alpha=0^\circ$ , whereas TSHC < TX at  $\alpha=90^\circ$ ), the reasons of which may be that: (i) the A90B00 specimen has a tendency to suffer from stress-nonuniformity and to a lesser extent that (ii) A90B00 specimen is taken from softer stratum than other specimens; therefore, it tends to yield softer response. Moreover, the results from this study are comparable to the TX results ( $CK_oUC$ ) of stiff Bangkok Clay specimen (at 18.5 m depth) reported by Shibuya *et*

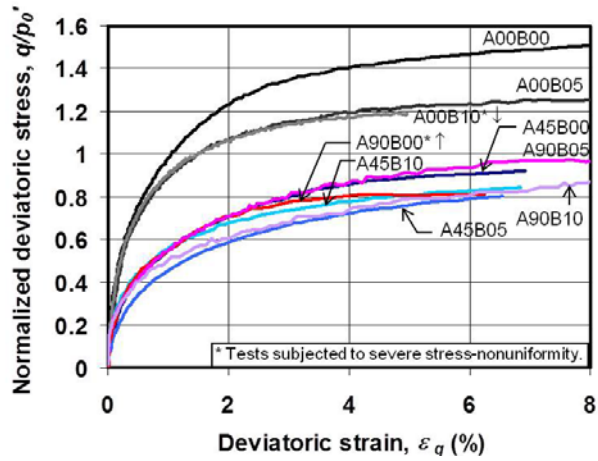


Fig. 4 Stress-strain curves at different  $\alpha$  and  $b$

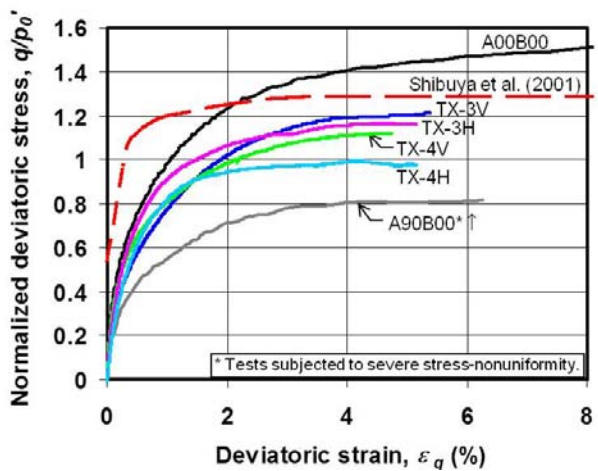


Fig. 5 Comparison of stress-strain curves

al. (2001). Some differences in the observed stiffness may be due to the difference in consolidation conditions.

$$q = \sqrt{3J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (3)$$

$$\epsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2} \quad (4)$$

Fig. 6 presents the excess pore pressure data in terms of normalized excess pore pressure ( $\Delta u/p_0'$ ) versus deviatoric strain ( $\epsilon_q$ ). It is noted that  $\Delta u$  of TSHC is from constant  $p$  test which excludes the effects of change in  $p$  during shearing. At any  $b$ , Bangkok Clay tends to exhibit a more contractive response when the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases)

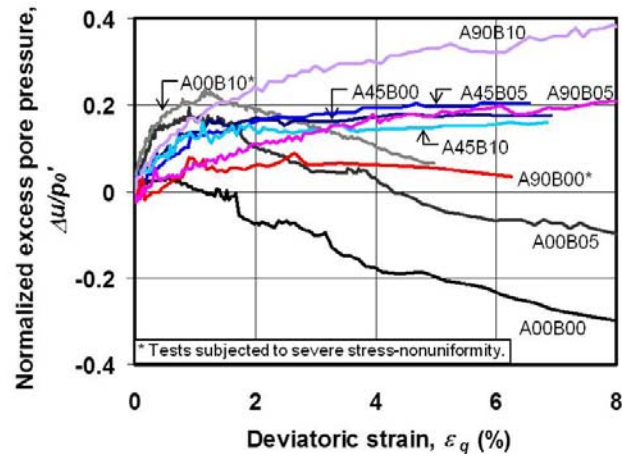


Fig. 6 Excess pore pressure curves at different  $\alpha$  and  $b$

with more pronounced effects when  $\alpha$  increases from  $0^\circ$  to  $45^\circ$ . Bangkok Clay also becomes more contractive as the value of  $b$  increases but the effects of  $b$  cannot be observed for the case of  $\alpha = 45^\circ$ . The effects of  $\alpha$  on excess pore pressure found in this study are similar to TSHC data reported by Zdravkovic and Jardine (2000) on quartzitic silt and Kumruzzaman and Yin (2010) on sandy silt and also similar to TTX data reported by Kuwano and Bhattarai (1989) on undisturbed Bangkok Clay and Prashant and Penumadu (2005) on reconstituted kaolin. The effects of  $b$  on excess pore pressure found in this study are similar to TSHC data reported by Kumruzzaman and Yin (2010) on sandy silt and TTX data reported by Prashant and Penumadu (2004, 2007) on reconstituted kaolin. Fig. 6 presents TX (excluding effects of change in  $p$ ) and TSHC results of comparable conditions. It can be seen that TSHC results show more anisotropic characteristics than those of TX (TSHC < TX at  $\alpha = 0^\circ$ , whereas TSHC > TX at  $\alpha = 90^\circ$ ), the reasons of which have been discussed earlier.

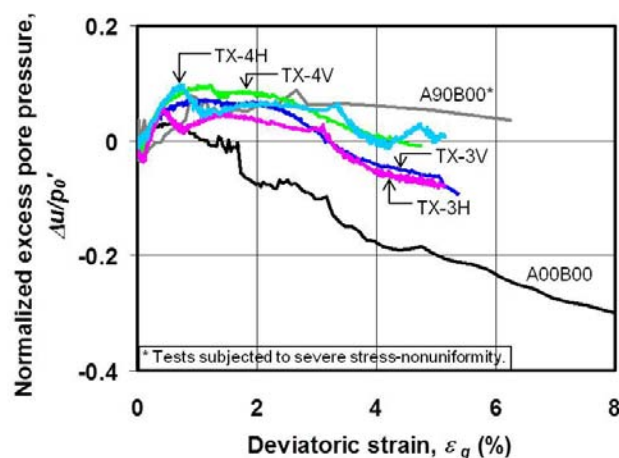


Fig. 7 Comparison of excess pore pressure curves

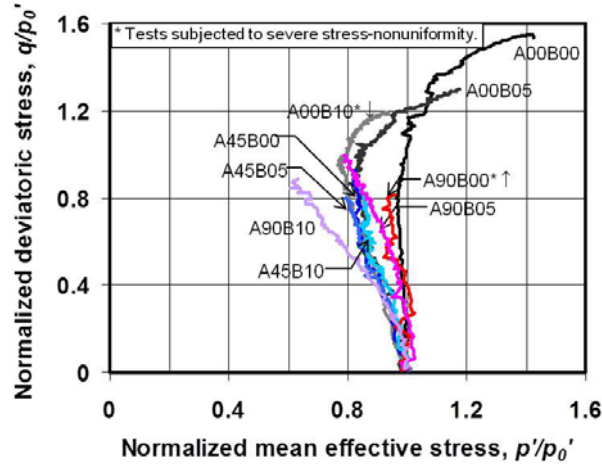


Fig. 8 Stress paths at different  $\alpha$  and  $b$

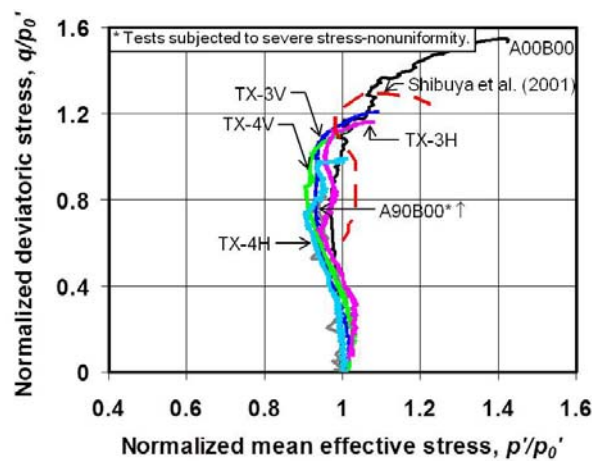
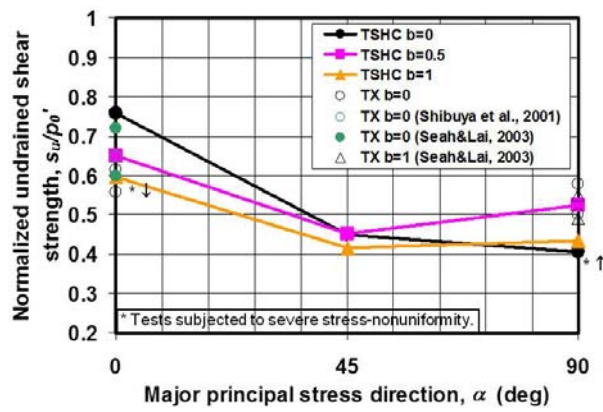


Fig. 9 Comparison of stress paths

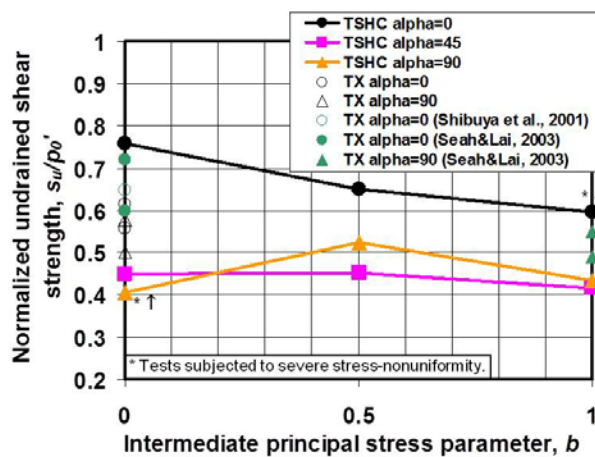
Fig. 8 presents stress paths in terms of normalized deviatoric stress ( $q/p_0'$ ) versus normalized mean effective stress ( $p'/p_0'$ ). The results show that  $\alpha$  has relatively no effect on the stress path characteristics. The stress path at  $\alpha=0^\circ$  (A00B00) shows dilative behavior after reaching maximum excess pore pressure which makes the stress path turn right with increasing deviatoric stress. However, the stress paths have tendency to move to the left as  $b$  increases due to the generation of more excess pore pressure except for the case of  $\alpha=45^\circ$ . The effects of  $b$  on stress path found in this study are similar to TSHC data reported by Kumruzzaman and Yin (2010) on sandy silt. Fig. 9 presents TX and TSHC results of comparable conditions together with TX results of Shibuya *et al.* (2001). All data show conforming trends.

### 4. Strength and stiffness behaviors

Fig. 10 summarized the effects of  $\alpha$  and  $b$  on normalized undrained shear strength ( $s_u/p_o'$ ) (where  $s_u = q_{max}/2$ ). Fig. 10(a) shows that Bangkok Clay has lower  $s_u/p_o'$  when the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases) with less pronounced effects when  $\alpha$  increases from  $45^\circ$  to  $90^\circ$ . The values of  $s_u/p_o'$  from TX seem to be less affected by  $\alpha$  (more isotropic) due to the reasons discussed earlier. Fig. 10(b) shows that  $s_u/p_o'$  decreases as  $b$  increases for  $\alpha=0^\circ$  but with less effects of  $b$  when  $\alpha=45^\circ$  and  $90^\circ$ . The  $CK_oUC$  data of stiff Bangkok Clay reported by Shibuya *et al.* (2001) and  $CK_oUC/E$  data of medium Bangkok Clay reported by Seah and Lai (2003) also show relatively consistent results with this study. The effects of  $\alpha$  on  $s_u/p_o'$  found in this study are similar to TSHC data reported by Zdravkovic and Jardine (2000) on quartzitic silt and TTX data reported by Prashant and Penumadu (2005) on reconstituted kaolin. The effects of  $b$  on  $s_u/p_o'$  found in this study are similar to TTX data reported by Kirkgard and Lade (1993) on undisturbed San Francisco Bay Mud and Prashant and Penumadu (2007) on reconstituted OC kaolin. Some



(a) Effects of  $\alpha$



(b) Effects of  $b$

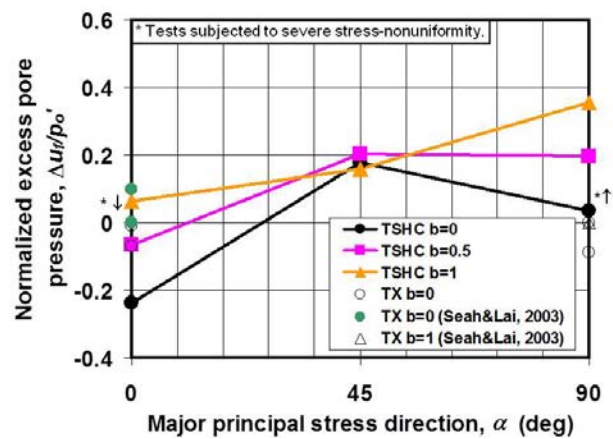
Fig. 10 Effects of  $\alpha$  and  $b$  on  $s_u/p_o'$



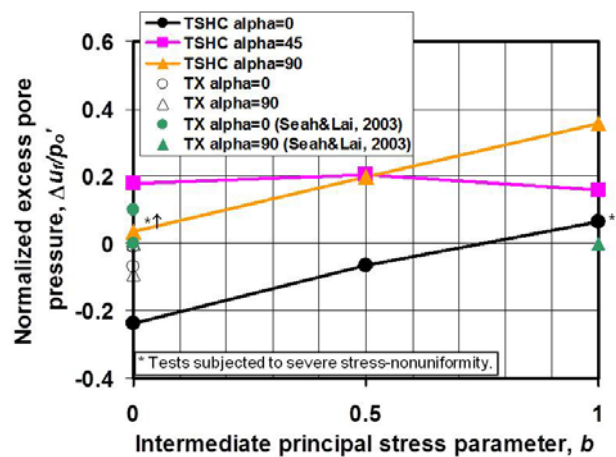
remarks should be made here that there was non-conformity of definitions of undrained shear strength among the literatures. Some define  $s_u$  in two-dimension ( $s_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ ), whereas some define  $s_u$  in three-dimension ( $s_u$  is a function of  $J_2$ ).

Fig. 11 summarizes the effects of  $\alpha$  and  $b$  on normalized excess pore pressure at failure ( $\Delta u_f / p_o'$ ). The value of  $\Delta u_f$  is the excess pore pressure from constant  $p$  test and taken at  $\varepsilon_q = 6\%$ . Fig. 11(a) shows that  $\Delta u_f / p_o'$  increases as the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases) with less pronounced effect when  $\alpha$  increases from  $45^\circ$  to  $90^\circ$ . Fig. 11(b) shows that  $\Delta u_f / p_o'$  increases as the value of  $b$  increases but the effects of  $b$  cannot be observed for the case of  $\alpha = 45^\circ$ . The values of  $\Delta u_f / p_o'$  from TX (excluding effect of change in  $p$ ) are also relatively consistent with TSHC results but they are less affected by  $\alpha$  (more isotropic) due to the reasons discussed earlier. The  $CK_oUC / E$  data of Seah and Lai (2003) also show similar results.

Fig. 12 shows the effects of  $\alpha$  on the variation of friction angle ( $\phi_f'$ ) and stress ratio at failure ( $M_f$ ). The friction angle ( $\phi$ ) and stress ratio ( $M$ ) are calculated as defined in Eqs. (5) and (6),

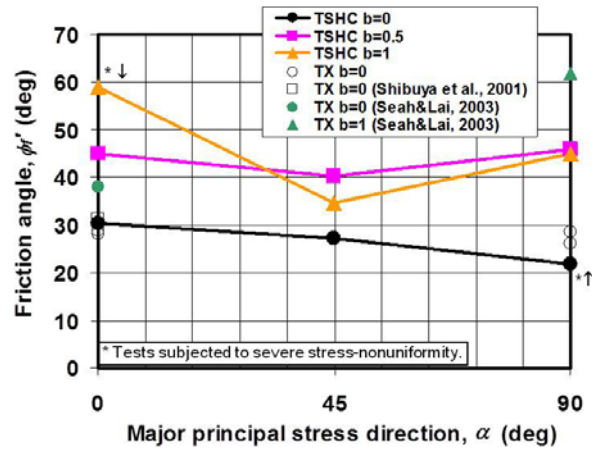


(a) Effects of  $\alpha$

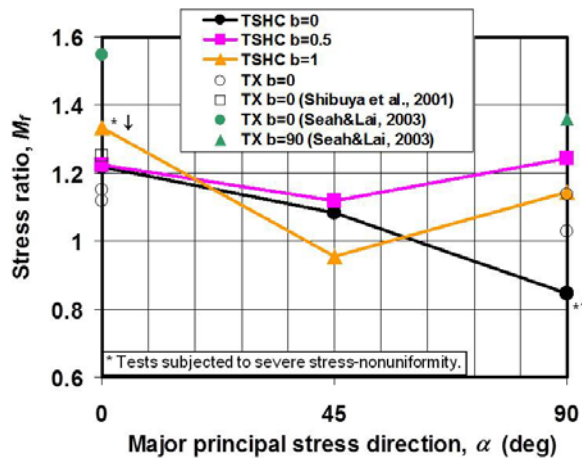


(b) Effects of  $b$

Fig. 11 Effects of  $\alpha$  and  $b$  on  $\Delta u_f / p_o'$



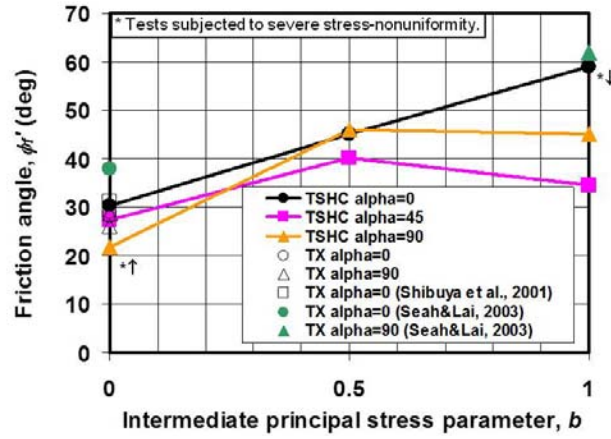
(a) Friction angle



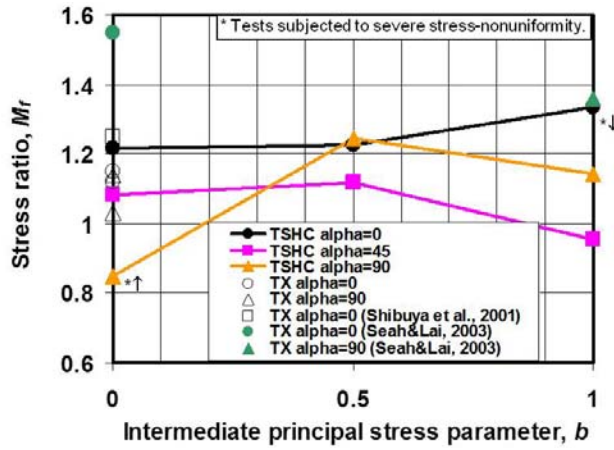
(b) Stress ratio

Fig. 12 Effects of  $\alpha$  on  $\phi_r'$  and  $M_r$ 

respectively. The failure condition in this analysis is defined as the points of peak deviatoric stress. The results show that both  $\phi_r'$  and  $M_r$  have non-monotonic relationships with  $\alpha$  and they have the lowest values at approximately  $\alpha=45^\circ$ . Fig. 13 shows the effects of  $b$  on the variation of  $\phi_r'$  and  $M_r$ . The results show that  $\phi_r'$  increases with  $b$  especially when  $b$  changes from 0 to 0.5, whereas  $M_r$  is relatively constant with  $b$ . The results of TX from this study, Shibuya *et al.* (2001), and Seah and Lai (2003) are consistent with TSHC data but with more isotropic characteristics. The effects of  $\alpha$  on  $\phi_r'$  found in this study are similar to TSHC data of undisturbed London Clay which show a minimum of  $\phi_r'$  at  $\alpha \approx 45^\circ$ - $48^\circ$  (Nishimura *et al.* 2007) and also similar to PS data on reconstituted kaolin which show a minimum of  $\phi_r'$  at  $\alpha \approx 60^\circ$  (Kurukulasuriya *et al.* 1999). However, some studies reported a monotonically decrease of  $\phi_r'$  against an increase in  $\alpha$  (e.g., Zdravkovic and Jardine 2000 and Kumruzzaman and Yin 2010). The effects of  $b$  on  $\phi_r'$  found in this study are similar to the data reported by other studies (e.g., Kuwano and Bhattarai 1989, Kirkgard and Lade



(a) Friction angle



(b) Stress ratio

Fig. 13 Effects of  $b$  on  $\phi'_r$  and  $M_r$

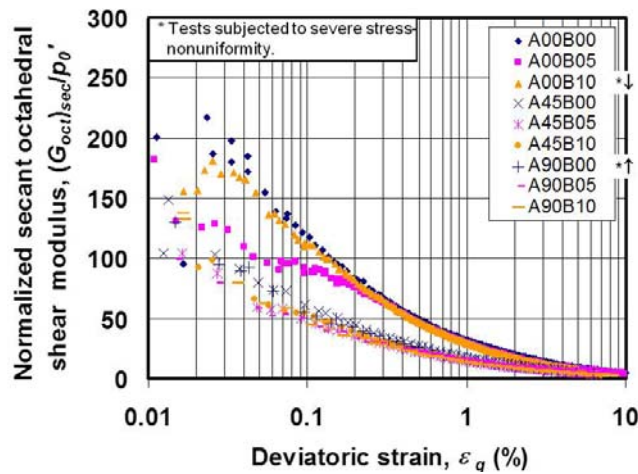


Fig. 14 Normalized secant shear stiffness degradation curves at different  $\alpha$  and  $b$

1993, Zdravkovic and Jardine 2000, Prashant and Penumadu 2007, and Kumruzzaman and Yin 2010).

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right) \quad (5)$$

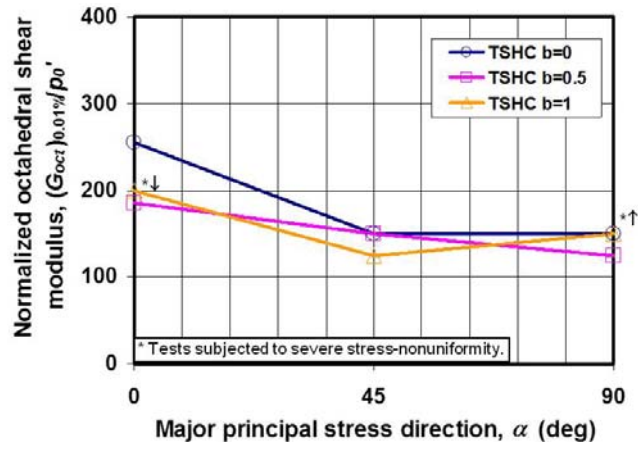
$$M = \frac{6 \sin \phi' \sqrt{1 - b + b^2}}{3 + (2b - 1) \sin \phi'} \quad (6)$$

Fig. 14 presents shear modulus degradation curves in terms of normalized secant octahedral shear modulus ( $(G_{oct})_{sec}/p_o'$ ) versus deviatoric strain ( $\varepsilon_q$ ). The octahedral shear modulus ( $G_{oct}$ ) is calculated as defined in Eq. (7). The stiffness data from TSHC can be measured to the strain of as small as 0.01%. The results show that  $G_{oct}$  gradually decreases as  $\varepsilon_q$  increases due to the non-linear nature of soil. Moreover, Bangkok Clay becomes less stiff as the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases) but this cannot be clearly observed for the case of  $b=0.5$ . The  $b$  value has relatively no effects on stiffness.

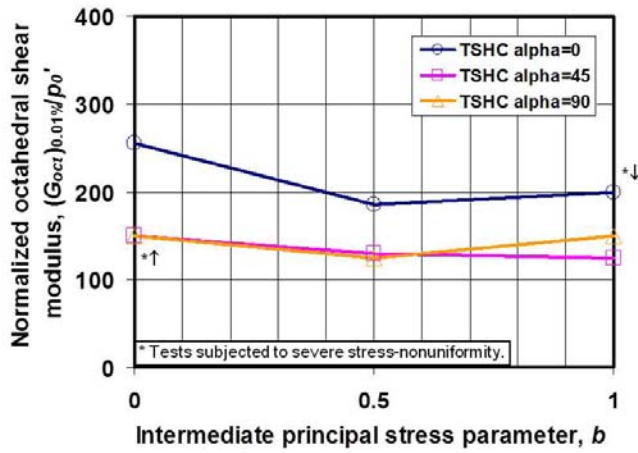
$$G_{oct} = \frac{\Delta q}{3\Delta\varepsilon_q} \quad (7)$$

Fig. 15 summarizes the variation of  $((G_{oct})_{sec}/p_o')$  at  $\varepsilon_q = 0.01\%$  with  $\alpha$  and  $b$ . The results show that the normalized shear modulus decreases when the major principal stress becomes more horizontal ( $\alpha$  increases) but the effects are not so obvious when  $\alpha$  increases from  $45^\circ$  to  $90^\circ$ . The normalized shear modulus seems to decrease with an increase in  $b$  but the effects are relatively small. The relatively small effects of  $b$  on the normalized shear modulus found in this study are quite different from other studies which report that, as  $b$  increases, the stiffness either increases (e.g., Kuwano and Bhatarai 1989, Kirkgard and Lade 1993, and Prashant and Penumadu 2004) or decreases (e.g., Zdravkovic and Jardine 2000).

The undrained stiffness anisotropy is presented in Fig. 16 which shows undrained Young's modulus degradation curves in terms of normalized secant undrained Young's modulus ( $E_{u,sec}/p_o'$ ) versus axial strain ( $\varepsilon_a$ ). The  $E_{u,sec}$  is calculated as  $\Delta\sigma_1/\Delta\varepsilon_1$  and  $\varepsilon_a$  is equal to  $\varepsilon_1$ . This definitions are considered justified for  $\alpha=0^\circ$  and  $90^\circ$  since  $\sigma_1$  and  $\varepsilon_1$  have similar directions for these conditions. The results of TSHC and TX of comparable conditions ( $\alpha=0^\circ$  and  $90^\circ$  with  $b=0$ ) are presented. The TX results can investigate the data for strains as small as 0.001% due to the virtue of local measurement systems, whereas the TSHC results can show the data for strain as small as only 0.01%. The TSHC and TX results show similar anisotropic stiffness characteristics where Bangkok Clay is stiffer in vertical direction under undrained condition. The ratio of  $E_{u,0}/E_{u,90}$  at  $\varepsilon_a = 0.01\%$  from TSHC data is approximately 1.5, whereas the ratio of  $E_{u,0}/E_{u,90}$  at  $\varepsilon_a = 0.001\%$  and 0.01% from TX data is approximately 1.7. These ratios can be compared with those of other undisturbed clays as shown in Table 3. It can be seen that the undrained Young's modulus anisotropy of Bangkok Clay, which is lightly-overconsolidated clay, is opposite to those of London Clay and Gault Clay, which are heavily-overconsolidated clays. Under undrained condition, Bangkok Clay is stiffer in vertical direction, whereas London Clay and Gault Clay are stiffer in horizontal direction. However, it is interesting to note that the reported value of San Francisco Bay Mud, which is also lightly-overconsolidated clay, is similar to those of London Clay and Gault Clay rather than that of Bangkok Clay.



(a) Effects of  $\alpha$



(b) Effects of  $b$

Fig. 15 Effects of  $\alpha$  and  $b$  on  $(G_{oct})_{0.01\%}/p_o'$

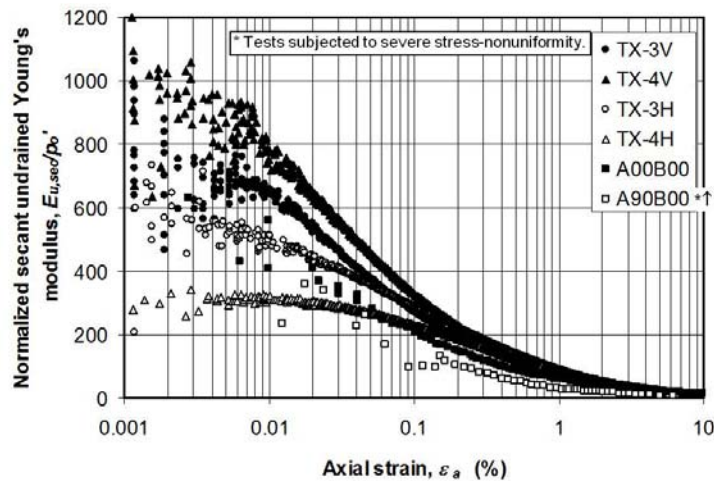
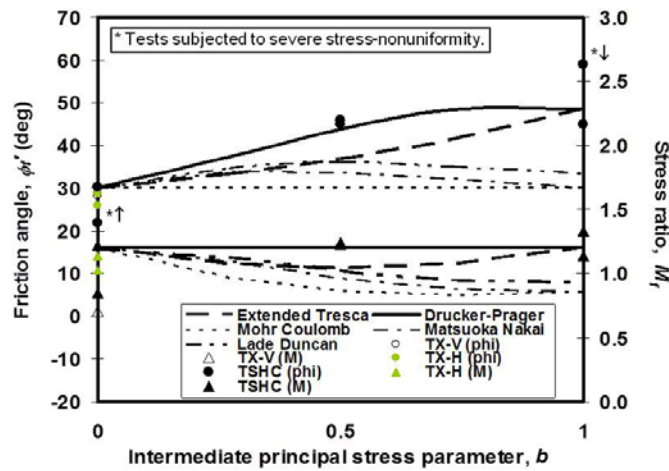


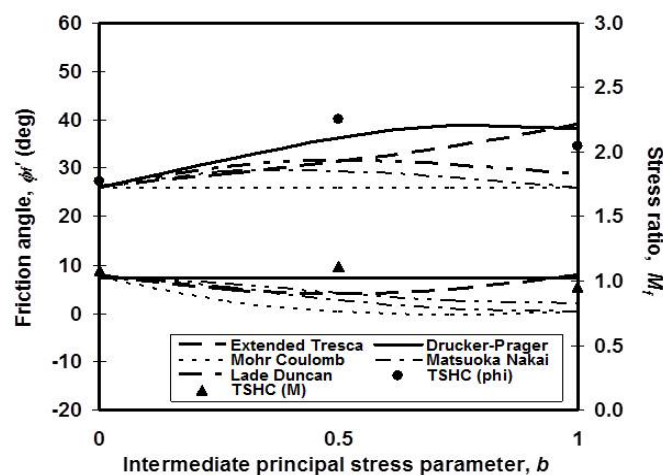
Fig. 16 Effects of  $\alpha$  on  $E_{u,sec}/p_o'$

Table 3 Ratios of  $E_{u,0}/E_{u,90}$

Soil	$E_{u,0}/E_{u,90}$	Strain range	References
	1.5 – 1.7	Intermediate	This study
Bangkok Clay	1.6	Small	Ratananikom <i>et al.</i> (2013)
	1.7	Small	This study
San Francisco Bay Mud	0.7	Intermediate	Kirkgard and Lade (1991)
London Clay	0.8	Intermediate	Atkinson (1975)
	0.6	Small	Yimsiri and Soga (2011)
Gault Clay	0.6	Small	Lings (2001)
	0.6	Small	Yimsiri and Soga (2011)



(a)  $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$



(b)  $\alpha = 45^\circ$

Fig. 17 Variation of  $\phi'$  and  $M_r$  versus  $b$  parameter

### 5. Failure criterion

Fig. 17 shows the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  with  $b$  parameter of 2 cases, i.e., (a)  $\alpha=0^\circ$  and  $90^\circ$ ; and (b)  $\alpha=45^\circ$ . The prediction of  $\phi'_f$  and  $M_f$  by five commonly quoted failure criteria are also superimposed in these figures by fitting the model with the results of triaxial compression conditions. The details of the failure criteria and the parameters used are summarized in Table 4.

Table 4 Failure criteria (after Potts and Zdravkovic 1999)

Failure criteria		Parameters
<u>Mohr-Coulomb model</u>		
Failure criterion:	$f = \sqrt{3J_2} - M(\theta)(p'+c' \cot \phi') = 0$	$c' = 0$
where	$M(\theta) = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \theta \sin \phi'}$	$\phi' = 32^\circ$ (for $\alpha=0^\circ$ and $90^\circ$ ) $= 27^\circ$ (for $\alpha=45^\circ$ )
<u>Extended Tresca model</u>		
Failure criterion:	$f = \sqrt{J_2} \cos \theta - k = 0$	$k = 65$ kPa (for $\alpha = 0^\circ$ and $90^\circ$ ) $= 54$ kPa (for $\alpha = 45^\circ$ )
where	$M(\theta) = \frac{\sqrt{3}k}{p' \cos \theta}$	
<u>Drucker-Prager model</u>		
Failure criterion:	$f = \sqrt{3J_2} - M(\phi')(p'+c' \cot \phi') = 0$	$c' = 0$
where	$M(\phi') = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$	$\phi' = 32^\circ$ (for $\alpha = 0^\circ$ and $90^\circ$ ) $= 27^\circ$ (for $\alpha = 45^\circ$ )
<u>Lade-Duncan model</u>		
Failure criterion:	$f = \sqrt{3J_2} - M(\theta)(p'+c' \cot \phi') = 0$	$c' = 0$
where $M(\theta)$ are roots of:	$2M(\theta)^3 \sin 3\theta + 9M(\theta)^2 - 10.67 = 0$	$\phi' = 32^\circ$ (for $\alpha = 0^\circ$ and $90^\circ$ ) $= 27^\circ$ (for $\alpha = 45^\circ$ ) $\eta = 27.40, m = 0.40$
<u>Matsuoka-Nakai model</u>		
Failure criterion:	$f = \sqrt{3J_2} - M(\theta)(p'+c' \cot \phi') = 0$	$c' = 0$
where $M(\theta)$ are roots of:	$24.25M(\theta)^3 \sin 3\theta + 82.11M(\theta)^2 - 84.32 = 0$	$\phi' = 32^\circ$ (for $\alpha = 0^\circ$ and $90^\circ$ ) $= 27^\circ$ (for $\alpha = 45^\circ$ )

\*Note:  $\theta$  = Lode angle

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{3M}{6\sqrt{1-b+b^2} - (2b-1)M} \right]$$

The results show that the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  can be best approximated by the Drucker-Prager failure criterion. Furthermore, the failure conditions of Bangkok Clay are also presented in deviatoric plane for a constant mean effective stress of  $p' = 100$  kPa as shown in Fig. 18 for 2 cases, i.e., (a)  $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$ ; and (b)  $\alpha = 45^\circ$  (see also Fig. 1). Fig. 18(a) ( $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$ ) shows the failure points symmetrically about the vertical axis ( $\sigma'_z$ ) due to the hypothesis of cross-anisotropy of the specimen obtained from the field (Ratananikom *et al.* 2013). The five commonly quoted failure envelopes, the details of which are shown in Table 4, are compared with the experimental data. Again, it can be seen that the Drucker-Prager failure criterion shows best fit to the experimental data. It is noted that the results of A90B00 (on  $\sigma'_x$ - and  $\sigma'_y$ -axis) are smaller and do not fit the proposed failure criterion well, which may be due to stress-nonuniformity. Fig. 18(b) ( $\alpha = 45^\circ$ ) has the experimental data for only 1/6 of the full failure envelope; however, failure points are plotted in six-fold symmetry about the origin due to the hypothesis of isotropy which is postulated from the case of  $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$ . It can be seen that the Drucker-Prager failure criterion still fits the results well. The Drucker-Prager failure criterion found for undisturbed Bangkok Clay from this study is consistent with the TTX data of similar soil reported earlier by Kuwano and Bhattarai (1989). However, other studies on undisturbed clays report that their failure envelopes are rather similar to Lade-Duncan type and also show anisotropic characteristics (e.g., Kirkgard and Lade 1993, Callisto and Callabresi 1998, and Callisto and Rampello 2002).

Fig. 18 also presented the plastic strain increment vectors on the principal strain axes which are superimposed on the principal stress axes. The plastic strain increments are taken at  $\varepsilon_q \approx 5\%$  to avoid effects of strain non-uniformity and it is assumed that the strains at this stage are fully plastic. The results show that the strain increment vectors appear to be normal to the Drucker-

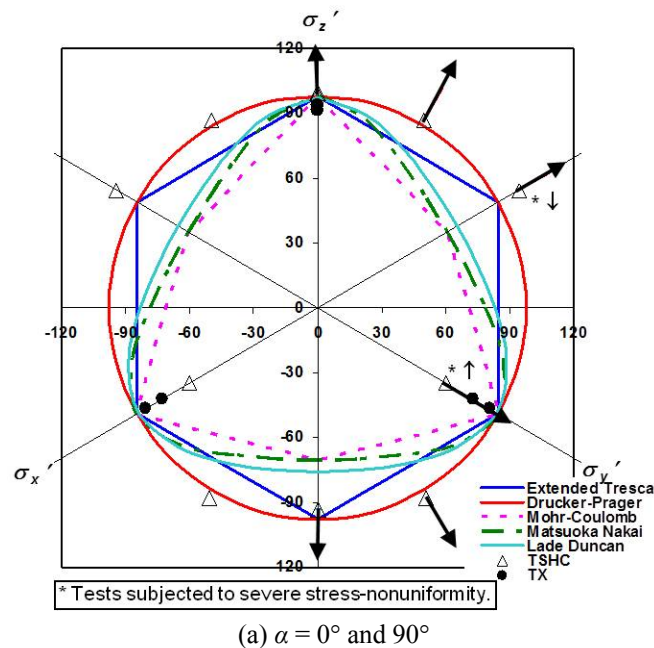


Fig. 18 Failure surface on deviatoric plane of Bangkok Clay



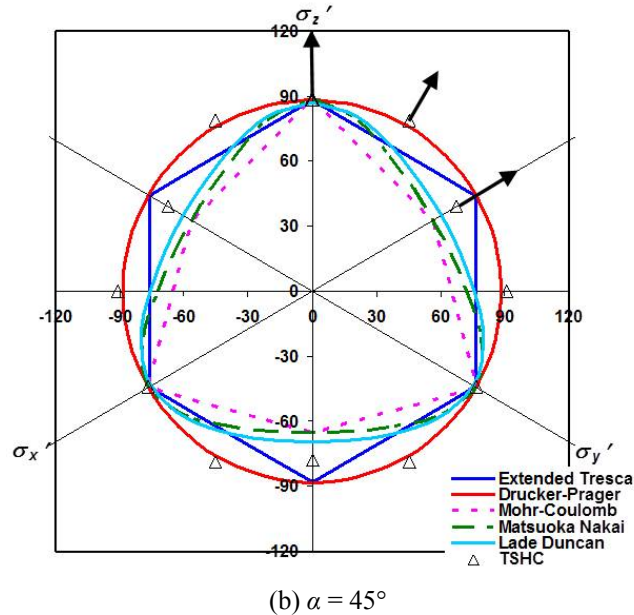


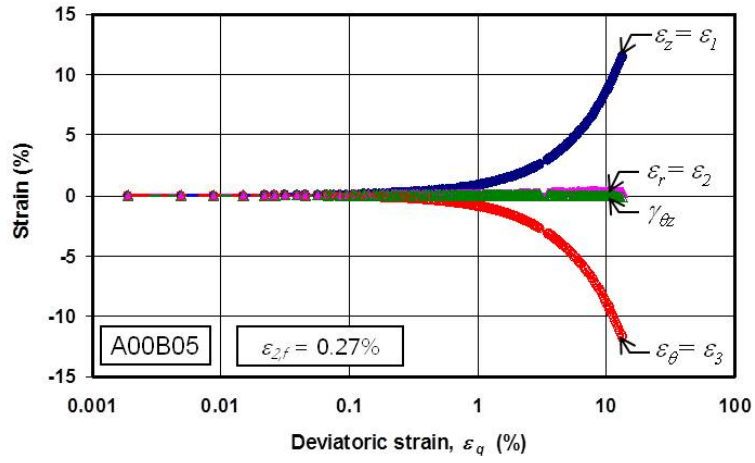
Fig. 18 Continued

Prager failure envelope. This indicates that the failure envelope and the plastic potential are identical corresponding to an associated flow rule. This finding is also consistent with the data of undisturbed Bangkok Clay reported earlier by Kuwano and Bhattacharai (1989). Other studies on undisturbed clays report that their plastic flow rules are both associative (e.g., Callisto and Calabresi 1998) and non-associative (e.g., Kirkgard and Lade 1993, and Callisto and Rampello 2002).

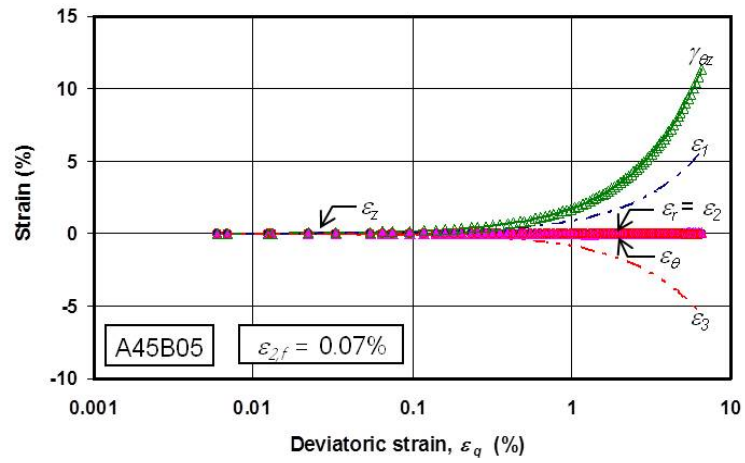
## 6. Relationship between individual strain components

Fig. 19 shows relationships between strain components of tests with  $b = 0.5$ . These tests are performed in order to investigate plane-strain condition where  $\varepsilon_2$  is supposed to be negligible. It can be seen that the case of A45B05 shows very small development of  $\varepsilon_2$ ; however, the cases of A00B05 and A90B05 show some development of  $\varepsilon_2$  toward the final stage of the test. The results may imply that the plane-strain condition corresponds to  $b$  of slightly less than 0.5 for  $\alpha = 45^\circ$  and corresponds to lower  $b$  values for  $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$ . This finding is consistent with the data of undisturbed Bangkok Clay by Kuwano and Bhattacharai (1989) who reported that  $b = 0.27-0.5$  for plane-strain condition. Other studies also reported  $b = 0.2-0.66$  for plane-strain condition (e.g., Kirkgard and Lade 1993, Zdravkovic and Jardine 1997, and Prashant and Penumadu 2004).

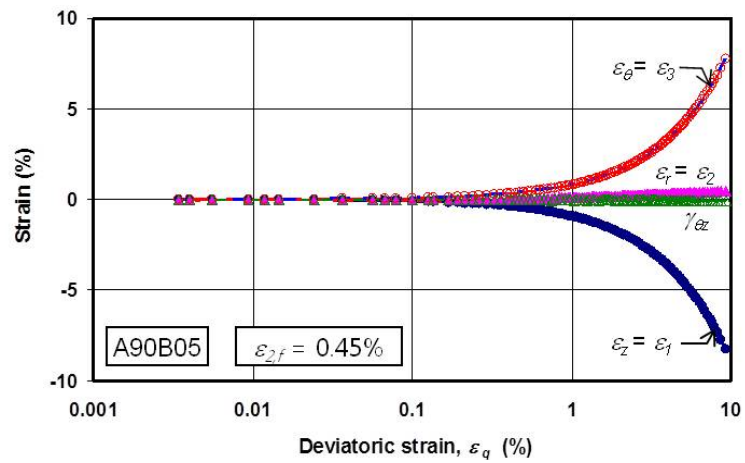
Fig. 19(b) ( $\alpha = 45^\circ, b = 0.5$ ) corresponds to conditions where  $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$  are constant with  $\tau_{\theta z}$  continually increasing during the test. It is evident that only the shear strain component  $\gamma_{\theta z}$  dominates during early stage of the test and the normal strain components  $\varepsilon_z, \varepsilon_\theta,$  and  $\varepsilon_r$  remain negligible which means that the development of shear stress during the test has no effect on any



(a) A00B05



(b) A45B05



(c) A90B05

Fig. 19 Relationships between individual strains

normal strains. Considering the conventional cross-anisotropic elastic equation of total stress for TSHC condition as shown in Eq. (8) with reciprocal rule, this implies that the six cross-coupling terms in the compliance matrix can be taken as zero. Moreover, according to principle of effective stress, the compliance matrix in terms of effective stress also has identical form.

$$\begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_z \\ \Delta \varepsilon_r \\ \Delta \varepsilon_\theta \\ \Delta \gamma_{z\theta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_z} & \frac{\nu_{rz}}{E_r} & \frac{\nu_{\theta z}}{E_\theta} & 0 \\ \frac{\nu_{zr}}{E_z} & \frac{1}{E_r} & \frac{\nu_{\theta r}}{E_\theta} & 0 \\ \frac{\nu_{z\theta}}{E_z} & \frac{\nu_{r\theta}}{E_r} & \frac{1}{E_\theta} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{z\theta}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta \sigma_z \\ \Delta \sigma_r \\ \Delta \sigma_\theta \\ \Delta \tau_{z\theta} \end{pmatrix} \quad (8)$$

Fig. 20 presents the evolution of principal stress and strain directions together with principal stress increment and principal strain increment directions during undrained shearing. The definitions of directional parameters are given in Eqs. (9) to (12). In all tests, the principal stress direction is constant throughout the tests; therefore, the principal stress direction is identical to the principal stress increment direction ( $\alpha = \alpha_\sigma$ ). The results show that all tests with the principal stress directions coinciding with the principal axes of the material ( $\alpha = 0^\circ$  and  $90^\circ$ ) show coincidence of the principal stress increment and principal strain increment directions. The example of these cases is presented in Fig. 20(a) for test A00B00. The tests which involve rotation of the principal stress

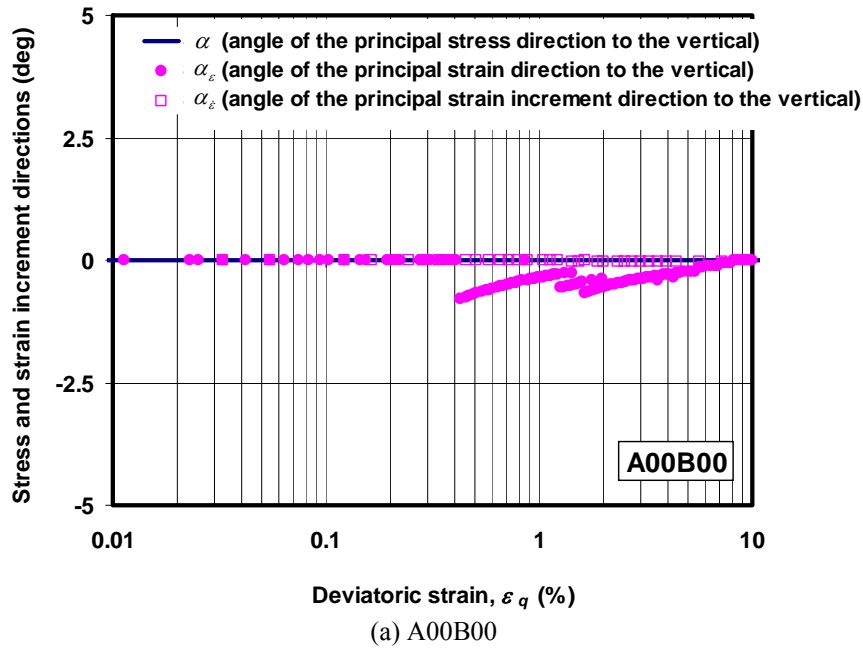
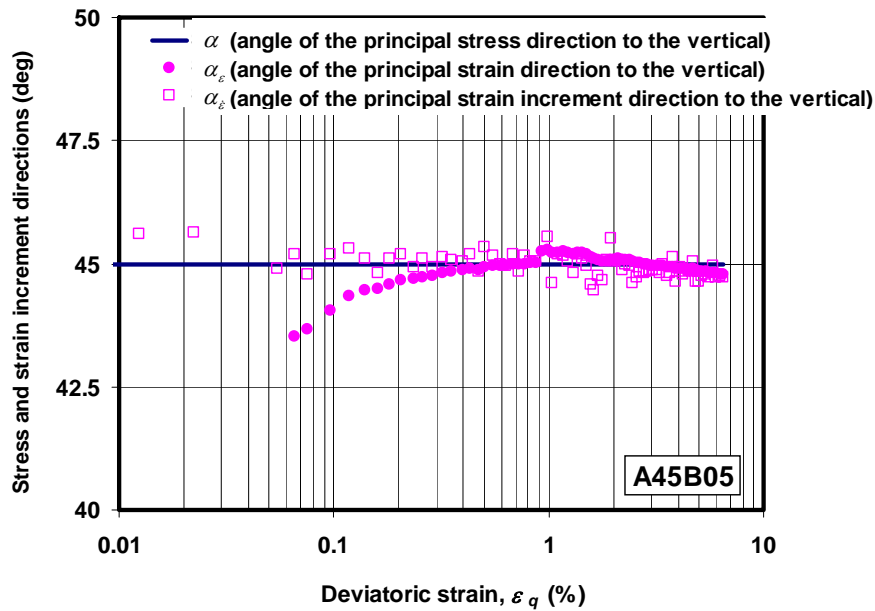
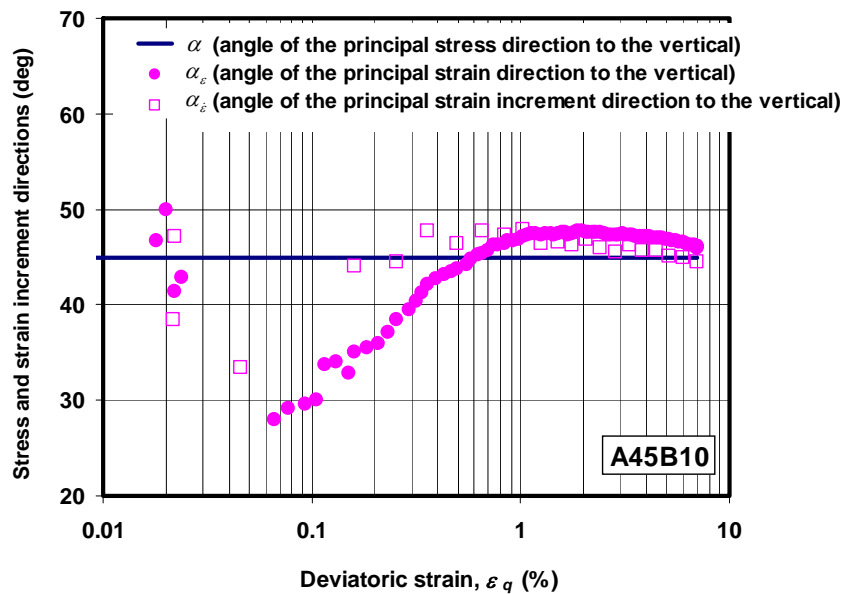


Fig. 20 Evolutions of principal stress and strain increment directions



(b) A45B05



(c) A45B10

Fig. 20 Continued

direction away from the principal axes of the material (cases with  $\alpha=45^\circ$ ) show some deviation between the principal stress increment and principal strain increment directions. For tests A45B00 and A45B05, the principal stress increment and principal strain increment directions show small

deviation of up to  $\pm 2^\circ$  at  $\varepsilon_q = 0.06\%$  as shown in Fig. 20(b). However, test A45B10 shows a difference of up to  $\pm 17^\circ$  during the beginning of shearing stage ( $\varepsilon_q = 0.06\%$ ) before gradually converging to remain within  $\pm 1^\circ$  after  $\varepsilon_q$  exceeds  $\sim 3\%$  as shown in Fig. 20(c). The difference of the observed principal stress increment and principal strain increment directions during the beginning of shearing (small- to intermediate-strain range) is due to the cross-anisotropic elastic characteristics of the material. Subsequently, during undrained shearing, both directions are gradually converging due possibly to: (i) the adjustment of principal axes of the material to coincide with the principal stress increment direction and (ii) the evolution of plastic behavior. This observed behavior during undrained shearing is similar to the results during inclined consolidation of quartzitic silt reported by Zdravkovic and Jardine (2001).

$$\text{Principal stress direction} \quad \alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2\tau_{z\theta}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right) \quad (9)$$

$$\text{Principal stress increment direction} \quad \alpha_\sigma = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2\Delta\tau_{z\theta}}{\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_\theta} \right) \quad (10)$$

$$\text{Principal strain direction} \quad \alpha_\varepsilon = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2\varepsilon_{z\theta}}{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta} \right) \quad (11)$$

$$\text{Principal strain increment direction} \quad \alpha_\varepsilon = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{2\Delta\varepsilon_{z\theta}}{\Delta\varepsilon_z - \Delta\varepsilon_\theta} \right) \quad (12)$$

## 7. Conclusions

This study presents the experimental study of undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress state by TSHC and advanced TX apparatus. Several behaviors are investigated and discussed including: (i) stress-strain and pore pressure behaviors, (ii) stiffness characteristics, and (iii) strength characteristics. The results of all tests are summarized in Table 5. The study shows evident influences of the direction of major principal stress and the magnitude of intermediate principal stress on the observed soil behaviors which can be summarized in Table 6. Most of the experimental results from Bangkok Clay are more or less similar to previous findings reported for undisturbed and reconstituted clays. However, the result on stiffness is quite unique from other studies where it is found that  $b$  has small effects on shear stiffness. This characteristic may require further investigation.

The anisotropy of undrained Young's modulus ( $E_{u,0}/E_{u,90}$ ) of Bangkok Clay is found to be approximately 1.5-1.7 at small- to intermediate-strain levels. It is found that the undrained Young's modulus anisotropy of Bangkok Clay is opposite to the reported values of other heavily-overconsolidated clays. However, an inconsistency is still found with the data of San Francisco Bay Mud, which is also of similar stress history to Bangkok Clay. Therefore, the effects of stress history on undrained stiffness anisotropy should require further investigation. The anisotropic elasticity is also presented in terms of the non-coincidence of principal stress

Table 5 Summary of experimental results

Test	$p_o'$ (kPa)	$s_u$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)	$\phi_f'$ (°)	$M_f$	$(G_{oct})_{0.01\%}$ (MPa)
A00B00	105	79.6	-37	30.4	1.22	26.8
A00B05	100	65	-12.5	45	1.22	18.5
A00B10*	100	59.5 ↓	2 ↓	59 ↓	1.33 ↓	20.0 ↓
A45B00	85	38.2	15	27.3	1.08	12.8
A45B05	75	34	15.2	40.2	1.12	11.3
A45B10	90	37.5	14.4	34.6	0.95	11.3
A90B00*	85	34.6 ↑	3.5 ↑	21.8 ↑	0.85 ↑	12.8 ↑
A90B05	65	34	12.8	45.9	1.24	18.1
A90B10	45	19.5	16.8	45	1.14	6.8
TX-3V	130	80	-9.1	28.8	1.15	–
TX-4V	120	67	-1.2	28.2	1.12	–
TX-3H	130	75	-11.7	28.6	1.14	–
TX-4H	120	60	0	26.1	1.03	–

\* Tests subjected to severe stress-nonuniformity

Table 6 Summary of effects of  $\alpha$  and  $b$ 

Parameters	Effects as $\alpha$ increases	Effects as $b$ increases
$s_u/p_o'$	Decreases, especially when $\alpha$ increases from 0° to 45°	Somewhat decreases or constant
$\Delta u_f/p_o'$	Increases, especially when $\alpha$ increases from 0° to 45°	Increases, except when $\alpha = 45^\circ$
$\phi_f'$	Minimum at $\alpha = 45^\circ$	Increases, especially when $b$ increases from 0 to 0.5
$M_f$	Minimum at $\alpha = 45^\circ$	Constant
$G_{oct,0.01\%}/p_o'$	Decreases	Small effects

increment and principal strain increment directions at small strain for tests with  $\alpha = 45^\circ$ . Furthermore, the results of test A45B05 ( $\alpha = 45^\circ$ ,  $b = 0.5$ ) imply that the six cross-coupling terms in the elastic compliance matrix of effective stress and total stress (i.e., Eq. (8)) can be taken as zero. Therefore, the elastic behavior of Bangkok Clay can be modeled by a conventional cross-anisotropic elastic compliance matrix.

Both failure surface and plastic potential in deviatoric plane of Bangkok Clay are found to be isotropic and of circular shape which also implies associated flow rule. These results of Bangkok Clay are quite unique comparing with those of other clays. The failure envelopes of most undisturbed clays are reported to be of Lade-Duncan type with anisotropic characteristic. Moreover, the plastic flow rule in deviatoric plane of other clays is mostly non-associative. As a result, if Bangkok Clay is modeled by fitting non-circular failure surface in deviatoric plane (e.g., Mohr-Coulomb) to triaxial compression data, as commonly done in normal finite element work,

the strength analysis results of plane-strain condition should be underestimated (Grammatikopoulou *et al.* 2007). This study also reports that the plane-strain condition for Bangkok Clay is found to be at  $b$  less than 0.5 and also depends on  $\alpha$ .

It is also found that the shapes of the failure surface in deviatoric plane still retain their circular shape with their sizes changing with the change of direction of major principal stress. This is due to the dependency of the friction angle ( $\phi_f'$ ) on  $\alpha$ . The results show that the failure surface in deviatoric plane shrinks as  $\alpha$  increases from  $0^\circ$  to  $45^\circ$ , when it reaches its minimum, and expands as  $\alpha$  further increases from  $45^\circ$  to  $90^\circ$ . As a result, if Bangkok Clay is modeled by fitting constant-size circular failure surface in deviatoric plane (e.g., Drucker-Prager) to triaxial compression data, as always assumed in normal analysis, the strength analysis results should be overestimated.

It is noted, however, that the results from this research provide a preliminary discussion on the behavior of Bangkok Clay under general stress condition because only a limited set of  $b$ -values ( $= 0, 0.5, 1$ ) and  $\alpha$ -values ( $= 0, 45, 90^\circ$ ) were used in the tests. There may be questions about the accuracy of the derived curved shapes of both failure surface and plastic potential in deviatoric plane. Nevertheless, this research is the first instance for Bangkok Clay where such combined loading response has been systematically investigated with explicit accounting for the variation of stress rotations and magnitudes of intermediate principal stress on an individual basis. A more comprehensive TSHC investigation supplemented with other test results, i.e., triaxial and true triaxial tests, is underway.

## Acknowledgements

The CHE&AUN/SEED-Net provides the financial support during the second author's graduate study at Chulalongkorn University. This research is also supported by Thailand Research Fund (MRG 4880055).

## References

- Atkinson, J.H. (1975), "Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London Clay", *Geotech.*, **25**(2), 357-374.
- Callisto, L. and Calabresi, G. (1998), "Mechanical behavior of a natural soft clay", *Geotech.*, **48**(4), 495-513.
- Callisto, L. and Rampello, S. (2002), "Shear strength and small-strain stiffness of a natural clay under general stress conditions", *Geotech.*, **52**(8), 547-560.
- Cuccovillo, T. and Coop, M.P. (1997), "The measurement of local axial strains in triaxial test using LVDTs", *Geotech.*, **47**(1), 167-171.
- Fukuda, F., Mitachi, T. and Shibuya, S. (1997), "Induced anisotropy appeared in the deformation and strength of remolded clay", *Soil. Found.*, **37**(4), 139-148.
- Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N.A., Coop, M.R. and Jardine, R.J. (2007), "The stiffness of natural London Clay", *Geotech.*, **57**(1), 33-47.
- Gramatikopoulou, A., Zdravkovic, L. and Potts, D.M. (2007), "The effect of the yield and plastic potential deviatoric surfaces on the failure height of an embankment", *Geotech.*, **57**(10), 795-806.
- Hight, D.W., Gens, A. and Symes, M.J. (1983), "The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils", *Geotech.*, **33**(4), 355-383.
- Hird, C.C. and Yung, P.C.Y. (1989), "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests", *Geotech. Test. J. ASTM*, **12**(4), 292-296.
- Kirkgard, M.M. and Lade, P.V. (1991), "Anisotropy of Normally Consolidated San Francisco Bay Mud",

- Geotech. Test. J. ASTM*, **14**(3), 231-246.
- Kirkgard, M.M. and Lade, P.V. (1993), "Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay", *Can. Geotech. J.*, **30**(5), 848-858.
- Kumruzzaman, Md. and Yin, J.H. (2010), "Influence of principal stress direction and intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite", *Can. Geotech. J.*, **47**(2), 164-179.
- Kurukulasuriya, L.C., Oda, M. and Kazama, H. (1999), "Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests", *Soil. Found.*, **39**(1), 21-29.
- Kuwano, J. and Bhattarai, B.N. (1989), "Deformation characteristics of Bangkok Clay under three dimensional stress conditions", *Geotech. Eng. SEAGS*, **20**(2), 111-137.
- Lings, M.L. (2001), "Drained and undrained anisotropic elastic stiffness parameters", *Geotech.*, **51**(6), 555-565.
- Nishimura, S., Minh, N.A. and Jardine, R.J. (2007), "Shear strength anisotropy of natural London Clay", *Geotech.*, **57**(1), 49-62.
- Phien-Wej, N., Giao, P.H. and Nutalaya, P. (2006), "Land subsidence in Bangkok, Thailand", *Eng. Geol.*, **82**(4), 187-201.
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. (1999), *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory*, Thomas Telford.
- Prashant, A. and Penumadu, S. (2004), "Effect of intermediate principal stress on overconsolidated kaolin clay", *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE*, **130**(3), 284-292.
- Prashant, A. and Penumadu, D. (2005), "A laboratory study of normally consolidated kaolin clay", *Can. Geotech. J.*, **42**(1), 27-37.
- Prashant, A. and Penumadu, S. (2007), "Effect of microfabric on mechanical behavior of kaolin clay using cubical true triaxial testing", *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE*, **133**(4), 433-444.
- Prust, R.E., Davies, J. and Hu, S. (2005), "Pressuremeter Investigation for Mass Rapid Transit in Bangkok, Thailand", *Transportation Research Record: J. Transport. Res. Board*, No. 1928, 207-217.
- Ratananikom, W., Likitlersuang, S. and Yimsiri, S. (2013), "An investigation of anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay from vertical and horizontal cut specimens", *Geomech. Geoeng.: Int.*, **8**(1), 15-27.
- Sayao, A. and Vaid, Y.P. (1991), "A critical assessment of stress nonuniformities in hollow cylinder test specimens", *Soil. Found.*, **31**(1), 60-72.
- Seah, T.H. and Lai, K.C. (2003), "Strength and deformation behavior of Soft Bangkok Clay", *Geotech. Test. J. ASTM*, **26**(4), 421-431.
- Shibuya, S., Tamrakar, S.B. and Theramast, N. (2001), "Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok Clay", *Geotech. Eng. SEAGS*, **32**(3), 139-151.
- Wijewickreme, D. and Vaid, Y.P. (1991), "Stress non-uniformities in hollow cylinder torsional specimens", *Geotech. Test. J. ASTM*, **14**(4), 349-362.
- Yimsiri, S. and Soga, K. (2011), "Cross-anisotropic elastic parameters of two natural stiff clays", *Géotech.*, **61**(9), 809-814.
- Yimsiri, S., Ratananikom, W. and Likitlersuang, S. (2009), "Investigation of some anisotropic characteristics of Bangkok Clay", *The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 17ICSMGE*, Alexandria, Egypt, 1068-1071.
- Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (1997), "Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions", *Geotech.*, **47**(3), 407-437.
- Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (2000), "Undrained anisotropy of  $K_o$ -consolidated silt", *Can. Geotech. J.*, **37**(1), 178-200.
- Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (2001), "The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation", *Geotech.*, **51**(1), 69-83.



## Notation

The following symbols are used in this paper:

$b$	intermediate principal stress parameter
$E_u$	undrained Young's modulus
$E_z$	undrained Young's modulus in vertical direction
$E_r, E_\theta$	undrained Young's modulus in horizontal direction
$G_{oct}$	octahedral shear stiffness
$G_{z\theta}$	shear modulus in vertical plane
$LL, PL, PI$	liquid limit, plastic limit, and plasticity index
$M_T$	Torque
$M, M_f$	stress ratio
$OCR$	overconsolidation ratio
$p_i$	inner cell pressure
$p_o$	outer cell pressure
$p'$	mean normal effective stress
$p_o'$	in-situ mean normal effective stress
$q$	deviatoric stress
$s_u$	undrained shear strength
$W$	axial force
$w_n$	natural water content
$\Delta u, \Delta u_f$	excess pore pressure
$\alpha$	major principal stress direction
$\alpha, \alpha_\sigma$	major principal stress and major principal stress increment directions
$\alpha_\epsilon, \alpha_\epsilon'$	major principal strain and major principal strain increment directions
$\gamma$	total unit weight
$\epsilon_q$	deviatoric strain
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	major, intermediate and minor principal strains
$\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta, \gamma_{z\theta}$	axial, radial, circumferential and shear strains
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	major, intermediate and minor principal stresses
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	normal stress in x-, y-, and z-directions
$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{z\theta}$	axial, radial, circumferential and shear stresses
$\nu_{zr}, \nu_{rz}$	Poisson's ratio for radial strain due to vertical direct strain and vice versa
$\nu_{z\theta}, \nu_{\theta z}$	Poisson's ratio for circumferential strain due to vertical strain and vice versa
$\nu_{r\theta}, \nu_{\theta r}$	Poisson's ratio for circumferential strain due to radial strain and vice versa
$d(\sigma_1'/\sigma_3')/dt$	principal stress increasing rate
$\phi, \phi_f'$	friction angle