



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๕

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯโดยการทดลองใน
ห้องปฏิบัติการและการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

เลขที่ ๔๖/๒๕๕๕

โดย

- 6 ส.ย. 2556
#0156796
321169

เริ่มบริการ

สยาม ยิ้มศิริ

- 1 ส.ค. 2556

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กันยายน ๒๕๕๕

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษาถึงคุณสมบัติทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งผลลัพธ์ของโครงการนี้จะได้ข้อมูลที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในการเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งในอนาคตยังจะเป็นประโยชน์มากขึ้นหากได้พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และเพิ่มเข้าไปในระเบียบวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข เช่น วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method) ซึ่งจะทำให้เราสามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีได้ถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้น

ABSTRACT

This research project studies the geotechnical properties of soft Bangkok Clay as follow: (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, and (iii) stiffness anisotropy. The results of this project can provide a very important data for the understanding of the behavior of soft Bangkok Clay. Moreover, if the constitutive is developed based on these data and implemented into the finite element analysis framework, it will enable the deformation analysis of the geotechnical structures to be more accurately predicted.

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในอดีตนั้นพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ของโครงสร้างเป็นหลักโดยไม่ค่อยสนใจการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน โดยคุณสมบัติของดินที่ต้องการในการวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวคือค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength of soils) แต่การออกแบบในปัจจุบันนั้นเริ่มสนใจการวิเคราะห์หากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานแทน เพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ โครงสร้างที่ออกแบบต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในพื้นที่ชุมชนหนาแน่น) และยังคงการรู้สภาวะที่เกิดขึ้นจริงต่อโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์โดยใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่า จะพบว่าค่าการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงจากโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานนั้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามนั้นมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างกันนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบนั้นไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้จะต้องมีความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆ ของดินที่มีความซับซ้อนมากขึ้น ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่มีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์ และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ข้างต้นจำเป็นต้องมีผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการขั้นสูงเป็นข้อมูล แต่ดังที่กล่าวไปแล้วว่าข้อมูลเหล่านี้แทบจะไม่มีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเหตุผลอาจจะเป็นเพราะ (i) ลักษณะพฤติกรรมที่สนใจนั้นยังใหม่แม้กระทั่งนักวิจัยในต่างประเทศก็เพิ่งให้ความสนใจพฤติกรรมเหล่านี้ในระยะเวลาประมาณ 20 ปีที่ผ่านมา (ii) ขาดความรู้อย่างเป็นระบบและความชำนาญเฉพาะด้าน (iii) ขาดเงินทุนสนับสนุนการวิจัยด้านการพัฒนาอุปกรณ์ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยต้องได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการขั้นสูงเป็นหลัก ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น โครงการวิจัยนี้จึงจะถูกดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และเป็นข้อมูลสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต

เพื่อให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการ
ออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้นต่อไป

คำนำ

โครงการวิจัยนี้ดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy และเป็นข้อมูลสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต เพื่อให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่มีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้นต่อไป

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2555 (เลขที่ 46/2555) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยในเอกสารการประชุมสัมมนาทางวิชาการระดับนานาชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

Likitlersuang, S., Yimsiri, S., Ratananikom, W., and Kongjeep, C. (2012), "Nonlinear anisotropic elastic stiffness of Bangkok Clay", International Symposium on Sustainable Geosynthetics and Green Technology for Climate Change (SGCC), Bangkok, 20-21, pp. 291-301

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย	1-1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	1-2
1.3 ขอบเขตของการทำโครงการวิจัย	1-3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	1-3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	2-1
2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมที่ small-strain	2-2
2.2.1 Effective stress state	2-8
2.2.2 Stress history	2-10
2.2.3 Void ratio	2-11
2.2.4 Stress ratio	2-12
2.2.5 Rate effect	2-12
2.2.6 Aging และ time effect	2-14
2.2.7 ชนิดของดิน	2-15
2.2.8 Recent stress history (immediate stress path)	2-15
2.3 Anisotropy	2-16
2.3.1 Inherent anisotropy	2-17
2.3.2 Stress induced anisotropy	2-20
2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy	2-21
2.3.4 นิยามของค่า α และ b	2-24
2.3.5 ผลการศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรมของดิน	2-25

2.3.6 ความเหมาะสมของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน	2-43
2.3.7 Non-uniformity ในตัวอย่างดินในการทดลอง hollow cylinder	2-44
2.3.8 งานวิจัยเกี่ยวกับ stress และ strain non-uniformity	2-46
2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain	2-56
2.4.1 การทดลองในห้องปฏิบัติการ	2-57
2.4.2 การทดลองในสนาม	2-59
บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง Triaxial	
3.1 ขอบเขตของการทดลอง	3-1
3.2 การทดลอง triaxial	3-4
3.2.1 ระบบการทดลอง triaxial แบบธรรมดา	3-4
3.2.2 เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้	3-4
3.3 การพัฒนาระบบ triaxial	3-7
3.3.1 ระบบ local strain measurement	3-7
3.3.2 ระบบ bender element	3-10
3.4 แผนการทดลอง triaxial	3-15
3.4.1 Sampling	3-18
3.4.2 การเตรียมตัวอย่าง	3-18
3.4.3 การติดตั้งตัวอย่าง	3-19
3.4.4 Saturation	3-19
3.4.5 Isotropic consolidation	3-19
3.4.6 Rest period	3-19
3.4.7 Compression shearing	3-20
3.4.8 การเก็บข้อมูล	3-20
บทที่ 4 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง Torsional Shear Hollow Cylinder	
4.1 ระบบการทดลอง torsional shear hollow cylinder	4-1
4.2 หลักการทดลอง torsional shear hollow cylinder	4-4
4.3 การคำนวณความเค้นและความเครียด	4-5
4.4 การควบคุมการทดลองและการเก็บข้อมูล	4-7

4.5	แผนการทดลองและวิธีการทดลอง torsional shear hollow cylinder	4-8
4.5.1	การเก็บตัวอย่างดิน	4-11
4.5.2	การเตรียมตัวอย่างดิน	4-11
4.5.3	การติดตั้งตัวอย่างดิน	4-14
4.5.4	Saturation	4-17
4.5.5	Isotropic consolidation	4-17
4.5.6	การตรวจสอบค่า excess pore water pressure หลังจากการ consolidation	4-19
4.5.7	Undrained shearing	4-19

บทที่ 5 ผลการทดสอบ triaxial test

5.1	บทนำ	5-1
5.2	การทดสอบ isotropic consolidation	5-1
5.2.1	คุณสมบัติด้าน consolidation	5-1
5.2.2	การเคลื่อนตัวแบบ anisotropic ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation	5-4
5.2.3	ค่า bulk modulus ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation	5-8
5.3	ลักษณะของ small-strain stiffness	5-10
5.3.1	Small-strain shear modulus จาก bender element test	5-11
5.3.2	Small-strain Young's modulus จาก triaxial test	5-12
5.3.3	พฤติกรรม anisotropy ของ small-strain stiffness	5-13
5.3.4	การวิเคราะห์หาค่า cross-anisotropic elastic parameters	5-14
5.3.5	การประยุกต์ใช้ cross-anisotropic elastic parameter	5-16
5.4	พฤติกรรมความเค้น-ความเครียดที่ความเครียดกว้าง	5-22
5.4.1	Non-linearity ในสภาวะไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ	5-22
5.4.2	พฤติกรรม anisotropy ของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด	5-22

บทที่ 6 ผลการทดสอบ Torsional Shear Hollow Cylinder Test

6.1	บทนำ	6-1
6.2	ผลการทดสอบ isotropic consolidation	6-1
6.2.1	Compressibility ของดินเหนียวกรุงเทพฯ	6-1
6.2.2	การเสียรูปแบบ anisotropic ระหว่างการ isotropic consolidation	6-2
6.3	พฤติกรรม stress-strain และ pore pressure	6-5

6.3.1 ผลกระทบของค่า α ต่อพฤติกรรม stress-strain และ pore pressure	6-5
6.3.2 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain และ pore pressure	6-7
6.4 พฤติกรรมด้านกำลัง	6-9
6.4.1 Undrained shear strength	6-9
6.4.2 Friction angle	6-12
6.4.3 Excess pore water pressure	6-16
6.5 ผลการทดสอบด้าน stiffness	6-18
6.5.1 ผลกระทบของค่า α ต่อ stiffness	6-18
6.5.2 ผลกระทบของค่า b ต่อ stiffness	6-22
6.5.3 ผลกระทบของค่า α ต่อค่า Young's modulus	6-25
6.6 Failure surface	6-25
บทที่ 7 บทสรุป	5-1
เอกสารอ้างอิง	R-1
ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์	

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในอดีตนั้นพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ของโครงสร้างเป็นหลักโดยไม่ค่อยสนใจการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน โดยคุณสมบัติของดินที่ต้องการในการวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวคือค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength of soils) แต่การออกแบบในปัจจุบันนั้นเริ่มสนใจการวิเคราะห์หากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานแทน เพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ โครงสร้างที่ออกแบบต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในพื้นที่ชุ่มชื้นหนาแน่น) และยังต้องการรู้สภาวะที่เกิดขึ้นจริงต่อโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์โดยใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่า จะพบว่าการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงจากโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง (เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์)) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานนั้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามนั้นมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบนั้นไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้จะต้องมีความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆ ของดินที่มีความซับซ้อนมากขึ้น ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่มีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์ และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

ในการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่สมบูรณ์โดยเฉพาะสำหรับงานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ จะต้องประกอบด้วย (i) การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดินและโครงสร้าง (ii) การวิเคราะห์แรงที่ดินกระทำต่อโครงสร้าง (iii) การวิเคราะห์ความดันของน้ำใต้ดินที่เกิดขึ้น และ (iv) การวิเคราะห์ผลกระทบของการลดลงของความดันของน้ำใต้ดินที่เกิดขึ้นเพื่อทราบพฤติกรรมของโครงสร้างในระยะยาว (Negro & de Queiroz, 2000) จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าพฤติกรรมที่สำคัญของดินที่ต้องถูกรวมในแบบจำลองคณิตศาสตร์ของดิน เพื่อให้ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นมีความถูกต้องคือ (i) small-strain stiffness and its non-linearity, (ii) stiffness anisotropy, (iii) recent stress history, (iv) elastic-plastic behavior within the yield surface, (v) 3-D nature of soil deformation และ (vi) creep behavior การพัฒนา

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯข้างต้นจำเป็นต้องมีผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นข้อมูล แต่ดังที่กล่าวไปแล้วว่าข้อมูลเหล่านี้แทบจะไม่มีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเหตุผลอาจจะเป็นเพราะ (i) ลักษณะพฤติกรรมที่สนใจนั้นยังใหม่แม้กระทั่งนักวิจัยในต่างประเทศก็เพิ่งให้ความสนใจพฤติกรรมเหล่านี้ในระยะเวลาประมาณ 20 ปีที่ผ่านมา (ii) ขาดความรู้อย่างเป็นทางการและควมชำนาญเฉพาะด้าน (iii) ขาดเงินทุนสนับสนุนการวิจัยด้านการพัฒนาอุปกรณ์เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยต้องได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นหลัก ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น โครงการวิจัยนี้จึงจะดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อเป็นข้อมูลในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ชั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต และเพื่อทำให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้น

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษาถึงคุณสมบัติทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งผลลัพธ์ของโครงการนี้จะได้ข้อมูลที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในการเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งในอนาคตยังจะเป็นประโยชน์มากขึ้นหากได้พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และเพิ่มเข้าไปในระเบียบวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข เช่น วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (finite element method) ซึ่งจะทำให้เราสามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีได้ถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้น

โดยวัตถุประสงค์สำคัญของโครงการนี้สามารถจำแนกเป็นข้อๆดังนี้

- การพัฒนาระบบ triaxial apparatus ที่มีอยู่ให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นเพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำ โดยการเพิ่ม local strain measurement system เข้าไป
- การพัฒนาระบบ bender element เพื่อใช้สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในช่วงความเครียดต่ำ ด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนที่วิ่งผ่านดิน (ระบบนี้จะรวมกับระบบ triaxial apparatus)
- การศึกษาพฤติกรรม stiffness degradation curve, non-linearity, และ anisotropy ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำ (drained shear) และไม่ระบายน้ำ (undrained shear) ของตัวอย่างดินที่ถูกเตรียมในแนวตั้งและแนวนอน ด้วย triaxial apparatus & bender element
- การศึกษาพฤติกรรมจากผลกระทบบของ intermediate principal stress และ major principal stress direction ภายใต้การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ด้วย torsional shear hollow cylinder apparatus

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้สามารถแบ่งออกได้เป็นสองส่วนคือ

- การพัฒนาเครื่องมือ
- การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การวิจัยนี้จะสนใจศึกษาพฤติกรรม stiffness anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในช่วงความเครียดต่ำ โดยจะเป็นการทดสอบดินที่ isotropic in-situ confining stress และทำการเชื่อมดินแบบไม่ระบายน้ำ (undrained) และแบบระบายน้ำ (drained) สำหรับตัวอย่างดิน vertically- and horizontally-cut (สำหรับ triaxial test) และแบบไม่ระบายน้ำสำหรับตัวอย่างดิน vertically-cut (สำหรับ torsional shear hollow cylinder test)

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ของโครงการวิจัยนี้มีดังนี้

- เป็นการพัฒนาเครื่องมือ triaxial apparatus และ bender element ในห้องปฏิบัติการให้มีประสิทธิภาพสำหรับการวิจัยขั้นสูงเพื่อศึกษาพฤติกรรมของดิน
- ข้อมูลที่จะได้จากโครงการวิจัยนี้จะเป็นองค์ความรู้ใหม่เกี่ยวกับพฤติกรรม nonlinearity และ anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ความเครียดต่ำ จากการทดสอบ monotonic triaxial test with local strain measurement ซึ่งยังไม่เคยมีการทดลองมาก่อน
- ข้อมูลที่จะได้จากโครงการวิจัยนี้จะเป็นองค์ความรู้ใหม่เกี่ยวกับผลกระทบของ major principal stress direction และ intermediate principal stress ต่อพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากการทดลอง torsional shear hollow cylinder ซึ่งยังไม่เคยมีการทดลองมาก่อน
- ข้อมูลที่จะได้จากโครงการวิจัยนี้จะเป็นประโยชน์ในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ต่อไป

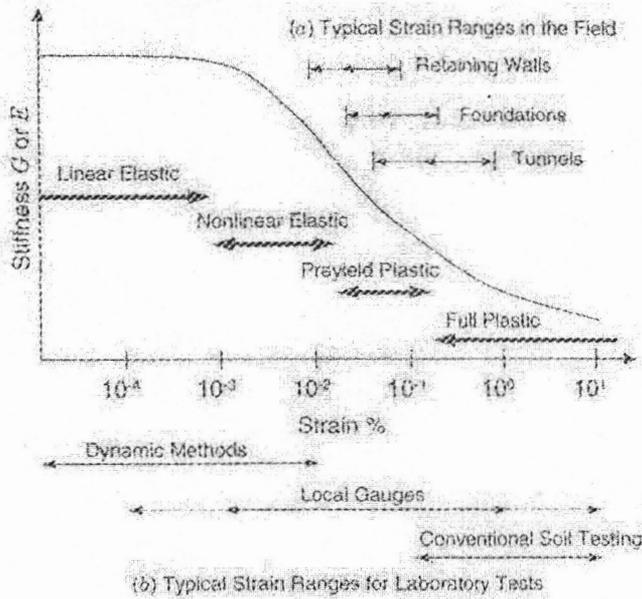
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงที่สำคัญในปัจจุบันในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี คือ การเคลื่อนตัวของของดินและโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน ซึ่งแตกต่างจากสมัยก่อนที่คำนึงถึงเฉพาะปัญหาด้านเสถียรภาพ (stability problem) และใช้ Factor of Safety ที่เหมาะสมเพื่อจำกัดปัญหาการเคลื่อนตัว สิ่งนี้ทำให้ความสนใจในพฤติกรรมของดินเปลี่ยนจากช่วงที่วิบัติ (failure) มาสู่ช่วงก่อนการวิบัติ (pre-failure) ข้อมูลของความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียด (stress-strain relationship) ที่ถูกต้องในช่วงก่อนการวิบัติ ดังกล่าว คือกฎแฉกสำคัญที่จะเข้าใจพฤติกรรมของดิน ซึ่งเป็นประโยชน์ในการประมาณการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง เพราะว่าขนาดของความเครียด (strain) ของดินรอบๆโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในสภาพใช้งานมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปน้อยกว่า 0.1% (Burland, 1989) รูปที่ 2-1 แสดงค่า modulus ที่อยู่ในช่วง strain ของโครงสร้างหรือการทดสอบต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าที่ intermediate strain นั้นไม่สามารถวัดด้วยการทดสอบ triaxial แบบปกติ

ความรู้ทางด้านพฤติกรรมของดินด้านพฤติกรรมก่อนการวิบัติ (pre-failure deformation behavior) นั้นได้มีการพัฒนาและเพิ่มพูนอย่างรวดเร็วในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมา โดยจะเห็นได้ว่าได้มีการจัดการประชุมทางวิชาการระดับนานาชาติสำหรับหัวข้อนี้โดยเฉพาะหลายครั้งเช่น 10th ECSMFE (1991), IS-Hokkaido (1994), Geotechnique Symposium in Print (1997), IS-Torino (1999), IS-Lyon (2003), IS-Atlanta (2007), และล่าสุด IS-Seoul (2011) อย่างไรก็ตามข้อมูลเกี่ยวกับการศึกษาพฤติกรรมช่วงก่อนการวิบัติ และพฤติกรรมอื่นๆที่เกี่ยวข้องสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯยังมีน้อยมาก ดังจะสรุปแยกเป็นหัวข้อสำหรับการศึกษาที่เกี่ยวข้องดังนี้

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ local strain measurement ยังไม่เคยได้ทำการศึกษามาก่อน อย่างไรก็ตาม Shibuya & Tamrakar (1999) และ Shibuya et al. (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วย monotonic triaxial test โดยวัดการเคลื่อนตัวแบบ external strain measurement ซึ่งพบว่าค่า small-strain stiffness จาก monotonic triaxial ที่ตีพิมพ์ออกมามีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นๆมากและยังมีส่วน initial linear stress-strain relationship กว้างมาก ทำให้ข้อมูลที่ได้มีความน่าเชื่อถือน้อยลง อีกทั้ง Yimsiri (2002) ยังได้ตั้งข้อสงสัยว่าค่า stiffness ที่ได้จาก monotonic triaxial test ที่ได้ตีพิมพ์นั้นน่าจะมีความต่ำเกินไปหลังจากเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก self-boring pressuremeter เนื่องจาก bedding error ที่เกิดจาก external strain measurement



รูปที่ 2-1 ค่า modulus ที่เปลี่ยนไปกับ strain และแสดง (a) ขนาดของ strain ระหว่างการก่อสร้าง โครงสร้างทางปฐพีต่างๆ (after Mair, 1993) และ (b) ขนาดของ strain ที่วัดได้จากการทดสอบ ต่างๆ (after Atkinson, 2000)

2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมที่ small-strain

ข้อมูลผลการทดสอบ small-strain stiffness ของดินโดยมากจะมาจากการทดลองแบบ dynamic กับตัวอย่าง undisturbed หรือ reconstituted clay, หรือตัวอย่าง reconstituted sand ภายใต้สภาพ ความเค้นแบบ isotropic การทดสอบที่นิยมใช้คือ resonant column หรือ bender element ที่อยู่ใน triaxial system งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงว่ามีปัจจัยหลายอย่างที่จะกระทบค่า small-strain stiffness ของดินซึ่งเกี่ยวข้องกับธรรมชาติและโครงสร้างของดิน (เช่น ขนาดของอนุภาค, ขนาดคละ, ความหนาแน่น) และประวัติทางธรณีวิทยา (เช่น stress history, stress state, ageing, chemical processes) Hardin and Drnevich (1972) ได้จัดแบ่งปัจจัยต่างๆเป็น 3 กลุ่ม คือ สำคัญมาก, สำคัญน้อย, และไม่สำคัญ ดัง แสดงในตารางที่ 2-1

ตารางที่ 2-1 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อ shear modulus และ damping สำหรับ complete stress reversal. (Hardin and Drnevich, 1972)

Factors	Importance to ^a	
	Modulus	
	Clean sands	Cohesive soils
Strain Amplitude	V	V
Effective Mean Principal Stress	V	V
Void Ratio	V	V
Number of Cycles of Loading	R ^b	R
Degree of Saturation	R	V
Overconsolidation ratio	R	L
Effective Strength Envelope	L	L
Octahedral Shear Stress	L	L
Frequency of loading (above 0.1 Hz)R	R	R
Other Time Effects (Thixotropy)	R	L
Grain Characteristics, Size, Shape, Gradation, Mineralogy	R	R
Soil Structure	R	R
Volume Change Due to Shear Strain (for strains less than 0.5%)	U	R

^a V means very important, L means less important and R means relatively unimportant except as it may affect another parameters; U means relative importance is not clearly known at this time.

^b Except for saturate clean sand where the number of cycles of loading is a less important parameter.

Hardin (1978) ได้ศึกษาพฤติกรรม small-strain ของ clay และ sand และพบว่าค่า small-strain shear modulus จะขึ้นอยู่กับ current stress state (โดยใช้ค่า mean effective stress), current void ratio, และ stress history ของดิน (โดยใช้ค่า overconsolidation ratio $OCR (= \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v})$) ค่า small-strain shear modulus สามารถอธิบายได้ดังสมการ (2-1)

$$\frac{G_{max}}{p_a} = SF(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n OCR^k \quad (2-1)$$

โดยที่ G_{\max} คือ small-strain shear modulus, $F(e)$ คือตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับค่า void ratio, p' คือ mean effective stress, p_a คือ reference stress (มักใช้ค่าความดันบรรยากาศ), S , n และ k คือค่าคงที่ที่ได้จากการทดลอง

ต่อมาความสัมพันธ์คล้ายๆกับสมการ (2-1) ก็ได้ถูกเสนอโดยผู้วิจัยอื่นๆเพื่ออธิบายผลการทดลองสำหรับดินชนิดอื่นๆ ความสัมพันธ์ที่ถูกเสนอบางส่วนได้แสดงในตารางที่ 2-2 ในหัวข้อถัดไปจะได้อธิบายถึงผลกระทบของปัจจัยต่างๆต่อพฤติกรรม small-strain ของดิน

ตารางที่ 2-2 ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ (G_{max} , p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	S	$f(e)$	n	Void ratio range	reference
Sand:						
Round-grain Ottawa Sand	RC	690	$\frac{(2.174 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.3-0.8	Hardin & Richart (1963)
Angular-grain crushed quartz	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-1.3	Hardin & Richart (1963)
Several sands	RC	563	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.4	0.6-0.9	Iwasaki <i>et al.</i> (1978)
Reconstituted Toyoura Sand	Cyclic TX	840	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.6-0.8	Kokusho (1980)
Several cohesionless and cohesive soils	RC	450-14000	$(0.3 + 0.7e^2)^{-1}$	0.5	N.A.	Hardin & Blandford (1989)
Reconstituted Ticino Sand	RC & TS	507	$\frac{(2.27 - e)^2}{1 + e}$	0.43	0.6-0.9	Lo Presti <i>et al.</i> (1993)

ตารางที่ 2-2 (cont.) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ (G_{max} , p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Clay:						
Reconstituted NC kaolin	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.5	Hardin & Black (1968)
Several undisturbed clays (NC range)	RC	327	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	0.5-1.7	Hardin & Black (1968)
Reconstituted NC kaolin	RC	450	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.1-1.3	Marcuson & Wahls (1972)
Reconstituted NC bentonite	RC	45	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	0.5	1.6-2.5	Marcuson & Wahls (1972)
Several undisturbed silts and clays (NC range)	RC	74-288	$\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$	0.46-0.61	0.4-1.1	Kim & Novak (1981)
Undisturbed NC clay	Cyclic TX	14	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	0.6	1.7-3.8	Kokusho <i>et al.</i> (1982)

ตารางที่ 2-2 (cont.) ค่าคงที่ของสมการ small-strain modulus ในรูปของ $\frac{G_{max}}{p_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n$ (G_{max} , p' และ p_a มีหน่วยเป็น kPa)

Soil type	Test method	A	F(e)	n	Void ratio range	reference
Six undisturbed Italian clays	RC & BE	275-1174	$e^{-1.3}$ (average from e^{-x} : $x = 1.11$ to 1.43)	0.40-0.58	0.6-1.8	Jamiolkowski <i>et al.</i> (1995)**
Several soft clays	SCPT	500	$e^{-1.5}$	0.5	1-5	Shibuya & Tanaka (1996)***
Several soft clays	SPCT	1800-3000	$(1+e)^{-2.4}$	0.5	1-6	Shibuya <i>et al</i> (1997)***

* RC: resonant column test

TX: triaxial test

TS: torsional shear test

BE: bender element test

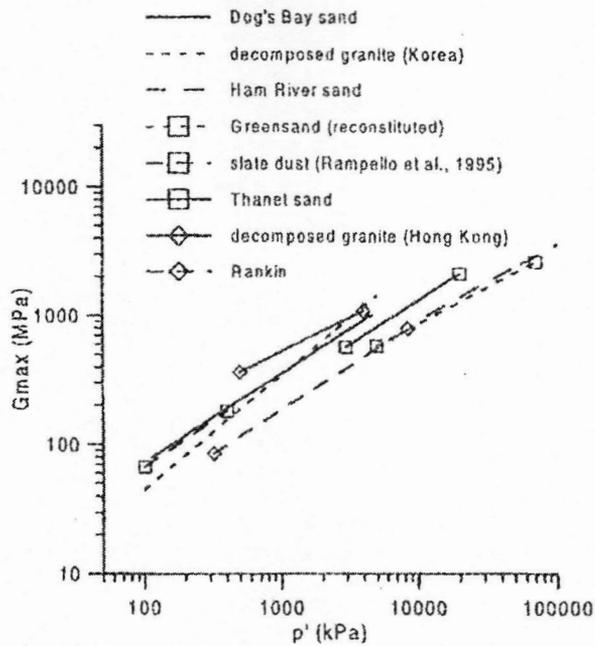
SCPT: seismic cone test

** from anisotropic stress condition

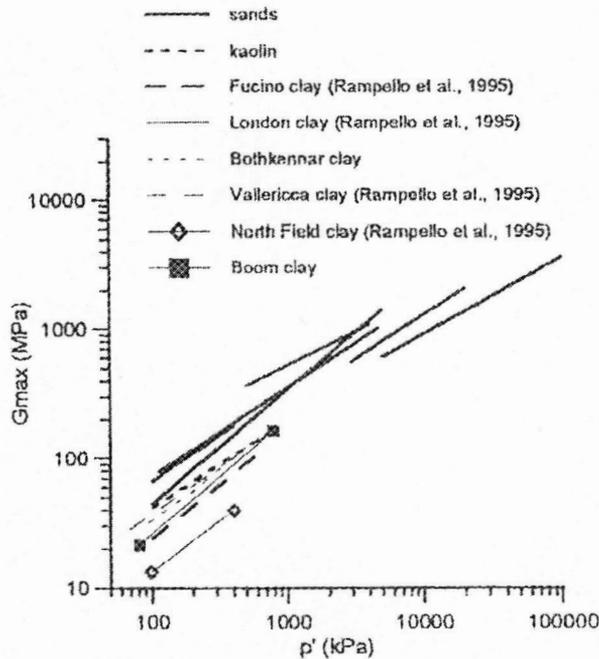
*** use σ'_v instead p'

2.2.1 Effective stress state

จากผลการศึกษพบว่าค่า stiffness ของดินจะขึ้นอยู่กับค่า mean effective stress หรือ principal effective stress รูปที่ 2-2 แสดงตัวอย่างของผลกระทบของ stress level ต่อ shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop & Jovicic, 1999).



(a) sands

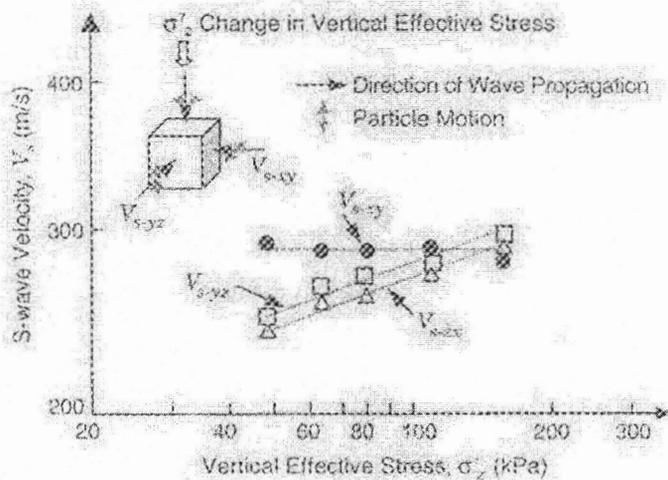


(b) sands and clays.

รูปที่ 2-2 ผลกระทบของ stress level ต่อค่า shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop & Jovicic, 1999)

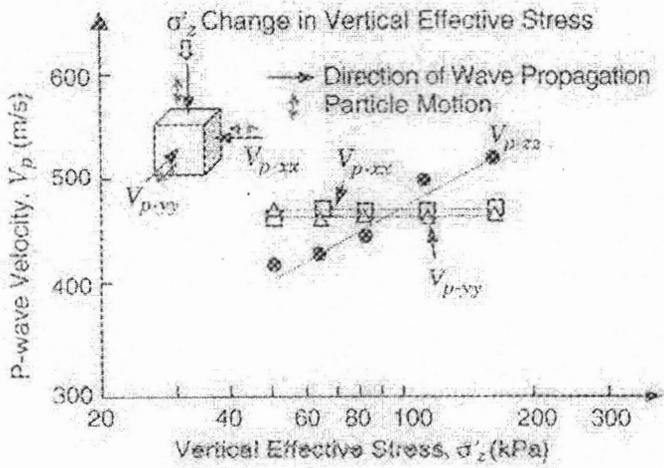
สมการ (2-1) จะสมมติความเค้นแบบ isotropic อย่างไรก็ตาม Roesler (1979) พบว่าค่า small-strain stiffness ขึ้นอยู่กับ principal stress ที่แตกต่างกัน โดยได้ทำการวัด small-strain shear modulus จาก shear wave velocity ในตัวอย่างดินรูปลูกบาศก์ที่สามารถควบคุม principal effective stresses แต่ละอันได้ Roesler (1979) พบว่าค่า shear modulus จะขึ้นอยู่กับ principal effective stresses ในทิศทางที่ shear wave เดินทางและในทิศทางที่อนุภาคดินเคลื่อนที่ โดยจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า principal stress ในแนวตั้งฉากกับระนาบนี้ การค้นพบนี้ได้ถูกยืนยันโดยผู้วิจัยหลายคนต่อมา (เช่น Yu & Richart, 1984; Stokoe et al., 1985, 1991)

รูปที่ 2-3 แสดงค่า shear wave velocity ที่เดินทางใน 3 ทิศทางที่ต่างกัน (V_{s-xy} , V_{s-yz} และ V_{s-zx}) ค่า vertical effective stress (σ'_z) จะเพิ่มขึ้นในขณะที่ horizontal effective stress (σ'_x และ σ'_y) มีค่าคงที่ (Stokoe et al., 1995) ซึ่งพบว่าค่า shear wave V_{s-xy} ซึ่งมีทิศทางการเดินทางและทิศของการเคลื่อนที่ของอนุภาคดินในแนว out-of-plane direction จะมีค่าคงที่



รูปที่ 2-3 การเปลี่ยนแปลงค่าของ shear wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

สมการที่คล้ายกันทำนองนี้ก็ได้เสนอสำหรับ elastic wave อื่นๆ ค่า P-wave velocity จะขึ้นอยู่กับ effective stress ในทิศทางการเดินทางเท่านั้นดังแสดงในรูปที่ 2-4 (Stokoe et al., 1995)



รูปที่ 2-4 การเปลี่ยนแปลงค่าของ P-wave velocity ในทิศทาง 3 ทิศทางแตกต่างกันภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic (Stokoe et al., 1995)

2.2.2 Stress history

stress history และ current state เป็นปัจจัยอีกอันหนึ่งที่มีผลต่อพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain โดยทั่วไป stress history จะอธิบายด้วยค่า overconsolidation ratio Hardin and Black (1969) เสนอพจน์เพิ่มเติมเข้าไปในสมการ (2-1) เพื่อพิจารณาผลกระทบของ overconsolidation ratio โดยใช้ผลการทดสอบจาก resonant column test กับดินเหนียวคงสภาพหลายชนิด สมการนี้สามารถอธิบายดังสมการ (2-2)

ค่า overconsolidation ratio (OCR) ในสมการ (2-2) จะนิยามในรูปของ mean effective stress,

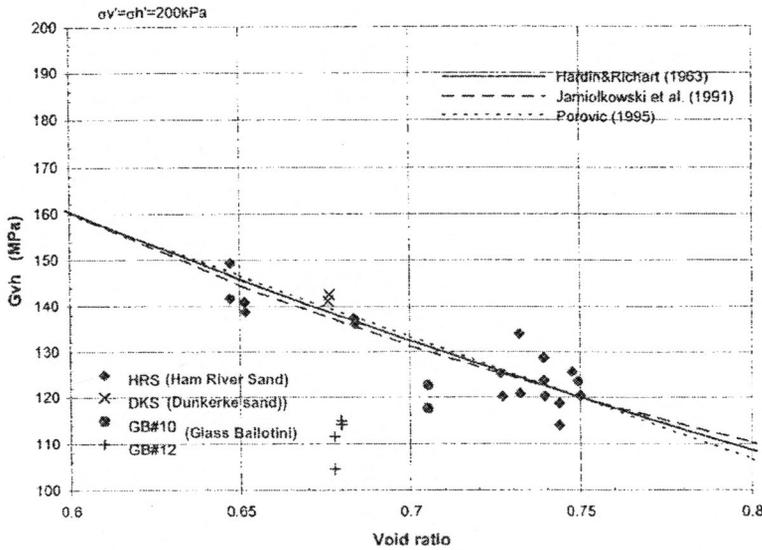
$$R = \frac{p'_c}{p'} \text{ อย่างไรก็ตามค่า } OCR \text{ ก็สามารคนิยามในรูป effective stress ในแนวตั้ง } (OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_v})$$

$$\frac{G_{max}}{P_a} = Sf(e) \left(\frac{p'}{P_a} \right)^n R^k \quad (2-2)$$

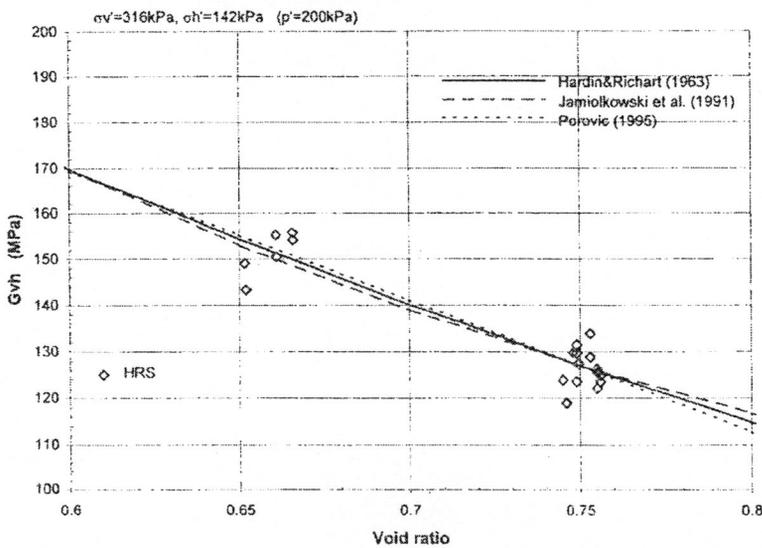
ในทางตรงกันข้ามผลการทดสอบ bender element และ resonant column test โดย Jamiolkowski et al. (1994) แสดงว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพถ้ามีการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของค่า void ratio เรียบร้อยแล้ว ผลการทดสอบโดย Tatsuoka & Shibuya (1991) และ Lo Presti (1994) ยืนยันว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของ sand ด้วย

2.2.3 Void ratio

ค่า elastic stiffness ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นหรือค่า void ratio ลดลง รูปที่ 2-5 แสดงตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงค่า shear stiffness กับค่า void ratio ของดินชนิดต่างๆ เพื่อให้สามารถเปรียบเทียบค่า shear stiffness ที่วัดได้จากดินชนิดเดียวกันที่ค่าความหนาแน่นต่างกัน ผู้วิจัยหลายท่านจึงได้เสนอ normalizing function $F(e)$ ดังสรุปในตารางที่ 2-2 อย่างไรก็ตามค่า void ratio function นี้เป็นค่า empirical ซึ่งวิเคราะห์มาจากการทดสอบหลายๆชนิดและดินหลายๆชนิด ดังนั้นจะต้องระมัดระวังในการเลือกใช้ค่าเหล่านี้



(a) isotropic effective stress state



(b) anisotropic effective stress state

รูปที่ 2-5 ผลกระทบของค่า void ratio ต่อค่า shear stiffness สำหรับ (a) isotropically consolidated sample และ (b) anisotropically consolidated sample ของ HRS (Kuwano, 1999)

อย่างไรก็ตามการศึกษาทั้งจากการทดลองและจากทฤษฎี (Weiler, 1988; Houlsby and Wroth, 1991; Viggiani, 1992; Rampello et al., 1994 และ 1997) สนับสนุนว่าค่า small-strain shear modulus ของ overconsolidated clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะขึ้นอยู่กับ current stress state, ค่า state variable, และค่า mean effective stress โดยไม่จำเป็นต้องพิจารณาค่า void ratio ดังนั้นค่า small-strain shear stiffness สามารถจะอธิบายเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับ 2 ค่าจาก 3 ค่านี้ $F(e)$, p' และ OCR ดังนั้นสมการ (2-2) จะถูกปรับให้เป็นสมการ (2-3)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R^k \quad (2-3)$$

โดยที่เครื่องหมาย * เพื่อให้เห็นความแตกต่างกับค่า S , n , และ k

2.2.4 Stress ratio

Yu & Richart (1984) พบว่าสมการ (2-1) ไม่สามารถใช้กับผลการทดลองที่มีค่า stress ratios ($\eta=q/p'$) สูงได้ จากผลการทดสอบ resonant column test เขาพบว่าเมื่อ shearing stress หรือ stress ratio มีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus มีค่าลดลง อย่างไรก็ตามถ้าค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5-3.0 ผลกระทบของมันต่อค่า shear modulus จะน้อยกว่า 10% และสามารถพิจารณาได้ว่าอยู่ในความคลาดเคลื่อนของการทดลองในการหาค่า shear modulus

การค้นพบนี้ถูกยืนยันภายหลังโดยผู้วิจัยหลายท่าน Rampello et al. (1997) พบว่าค่า elastic shear modulus ของ reconstituted clay ระหว่างการทดสอบ drained constant stress ratio test นั้นจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า deviator stress ratio ($\eta=q/p'$) ค่า elastic shear modulus เพิ่มขึ้นประมาณ 20% เมื่อค่า deviator stress ratio เพิ่มจาก 0 ไปเป็น 0.7 ฝนทางตรงกันข้าม Pennington et al. (1997) พบว่าในการทดลองแบบเดียวกันนี้ค่า deviator stress ratio ไม่มีผลต่อค่า elastic shear modulus ยกเว้นค่าที่วันในแนวนอน

นอกจากนี้ Rampello et al. (1997) ได้เสนอสมการสำหรับดินเหนียวซึ่งเป็นการดัดแปลงจากสมการ (2-3) ดังแสดงในสมการ (2-4)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S_\eta^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n R_\eta^k \quad (2-4)$$

โดยที่ R_η คือค่า stress ratio ภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic

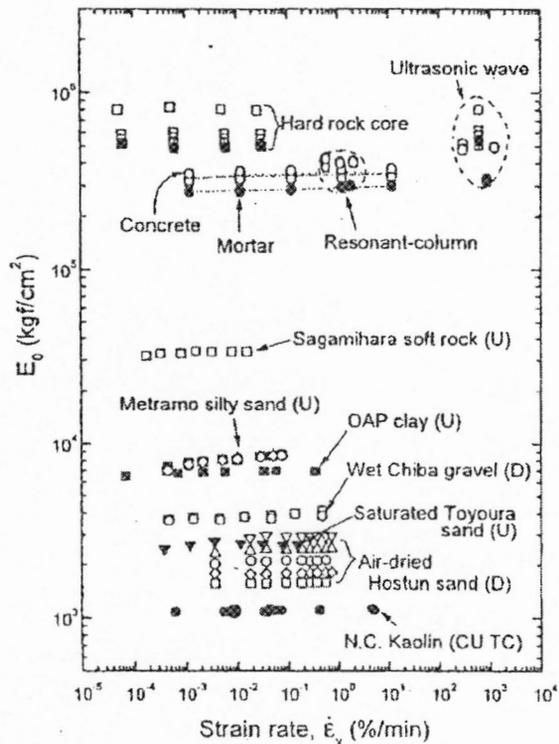
2.2.5 Rate effect

อัตราการให้การเคลื่อนตัวหรือแรงเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดิน ผลกระทบของอัตราการให้แรงต่อค่า stiffness ของดินเหนียวได้ทำการศึกษาจากผลการทดลอง resonant column และ

torsional shear หรือ triaxial (Stokoe et al., 1994) ซึ่งแสดงว่าเพื่ออัตราการให้แรงเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus เพิ่มขึ้นสำหรับการทดลอง resonant column ในสภาพความเค้นแบบ compression อย่างไรก็ตามผลการทดลองบางส่วนในผลงานตีพิมพ์แสดงว่าค่า small-strain stiffness ไม่ขึ้นกับอัตราการให้แรง Shibuya et al. (1995) ศึกษาผลกระทบของ shear strain rate ต่อค่า shear modulus จากการทดลอง cyclic torsional shear test และพบว่าเมื่อความถี่ของแรงเปลี่ยนแปลงจาก 0.005 เป็น 0.1 Hz นั้นไม่มีผลกระทบต่อค่า shear modulus นอกจากนี้สำหรับ shear strain ที่เล็กกว่า 2×10^{-5} ค่า stiffness จะไม่ได้มีผลกระทบจาก shear strain rate, type of loading, number of cycles, และ cyclic prestraining

Teachavorasinskun et al. (2002) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของ stress rate ต่อค่า stiffness ของ soft Bangkok Clay จากการทดลอง cyclic (compression-extension) triaxial tests ค่าอัตราการให้แรง नियามโดย vertical stress rate ซึ่งมีค่าจาก 0.05 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ monotonic อย่างช้า จนถึง 1000 kPa/min สำหรับการให้แรงแบบ cyclic อย่างเร็ว ผลการทดลองแสดงว่าค่า secant Young's modulus ที่ขนาด strain ปานกลาง ($\epsilon_s \cong 0.02 - 0.2\%$) เปลี่ยนแปลงตามการเปลี่ยนแปลงของอัตราการให้แรง

รูปที่ 2-6 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ elastic Young's modulus ของดินชนิดต่างๆ ที่ strain rate ต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าค่า elastic stiffness แทบจะไม่ขึ้นกับค่า strain rate (ผลการทดลองเดียวกันนี้สรุปโดย Lo Presti et al., 1996 และ Shibuya et al., 1996 ด้วย)

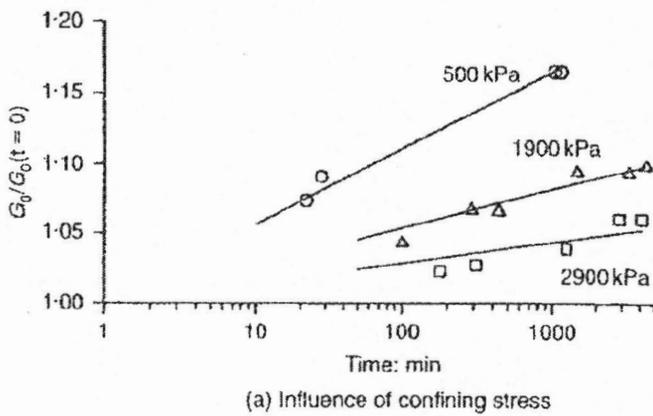


รูปที่ 2-6 ผลกระทบของ strain rate ต่อค่า elastic normal stiffness (Tatsuoka et al., 1997)

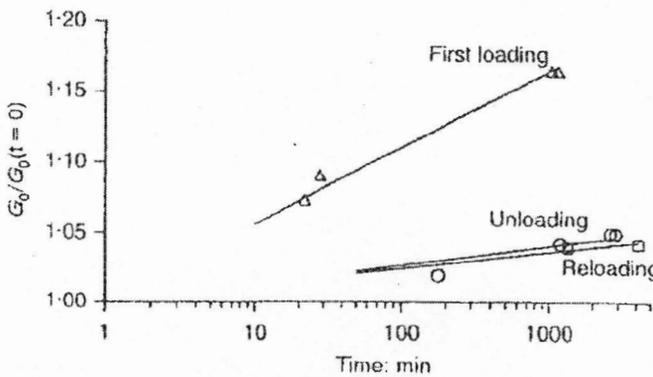
2.2.6 Aging และ time effect

ผลกระทบของเวลาต่อ stiffness นั้นมีมากสำหรับทั้ง clay และ sand การศึกษาจำนวนมากแสดงว่าค่า small-strain shear modulus จะเพิ่มขึ้นกับเวลาที่สภาพความเค้นคงที่ (เช่น Marcuson & Wahls, 1972; Afifi & Richart, 1973; Seed, 1979 และ Daramola, 1980) เหตุผลที่เป็นไปได้คือ creep, การเคลื่อนที่ของอนุภาคดิน, และการเพิ่มขึ้นของ interlocking และ cementation รอบๆอนุภาคดิน

รูปที่ 2-7 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ shear stiffness (G) กับเวลาระหว่าง creep จากการทดสอบกับดิน Dogs Bay sand ที่มีความหนาแน่นต่ำและ poorly graded โดย Jovicic & Coop (1997) รูปที่ 2-7(a) แสดงผลกระทบของ ageing/creep สำหรับระดับ isotropic effective stress ต่างๆและ loading direction ต่างๆ ผลการทดสอบจะถูก normalized ด้วยค่า G เริ่มต้นที่เวลาศูนย์ ผลการทดลองแสดงว่าผลกระทบจะมากที่ระดับความเค้นต่ำและมีการเพิ่มขึ้นของ shear stiffness จนถึง 15% ในระยะเวลา 3 วัน Jovicic and Coop (1997) อธิบายว่าการเพิ่มขึ้นของ stiffness (ดูรูปที่ 2-7(b)) โดยที่ตัวอย่างดินอยู่ภายใต้การ loading และ unloading แบบ isotropic) มาจากปรากฏการณ์ ageing เนื่องจากระหว่างนั้นไม่มี creep (เพราะ volumetric strain มีค่าใกล้ศูนย์)



(a) Influence of confining stress

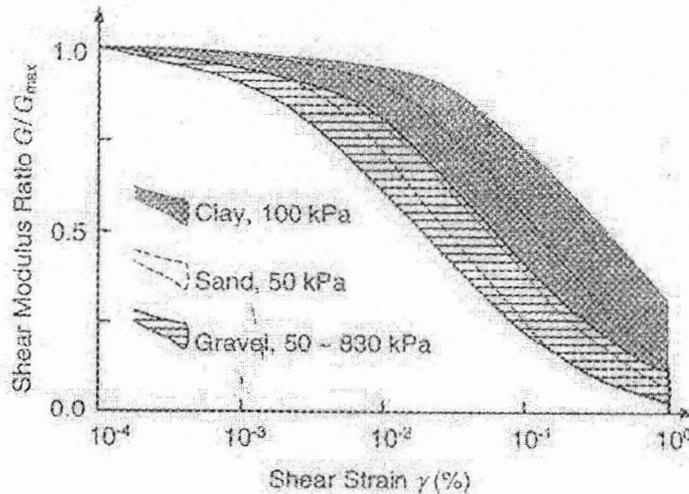


(b) Influence of current loading direction

รูปที่ 2-7 ผลกระทบของเวลา (creep) ต่อ shear stiffness ของตัวอย่างดิน calcareous sand (Jovicic & Coop, 1997)

2.2.7 ชนิดของดิน

การรวบรวมของ normalized shear modulus degradation curve ของดินต่างๆแสดงในรูปที่ 2-8 (Kokusho, 1987) กราฟ modulus degradation ของ gravel จะราบกว่าของ sand และ clay การพินิจจะเคลื่อนไปทางขวาเมื่อ confining pressure เพิ่มขึ้นและเป็นไปได้ที่กราฟ degradation curve ที่ confining pressure สูงมากๆอาจวางตัวอยู่นอกแถบที่แสดงในรูปที่ 2-8 (Laird & Stokoe, 1993)

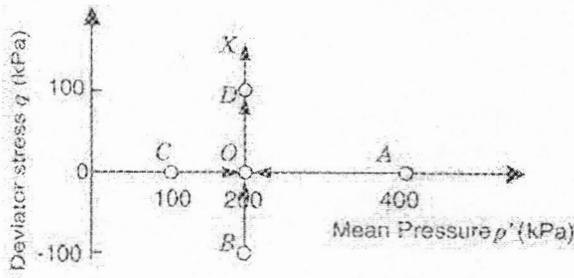


รูปที่ 2-8 Normalized shear modulus degradation curves ของดินชนิดต่างๆ (Kokusho, 1987)

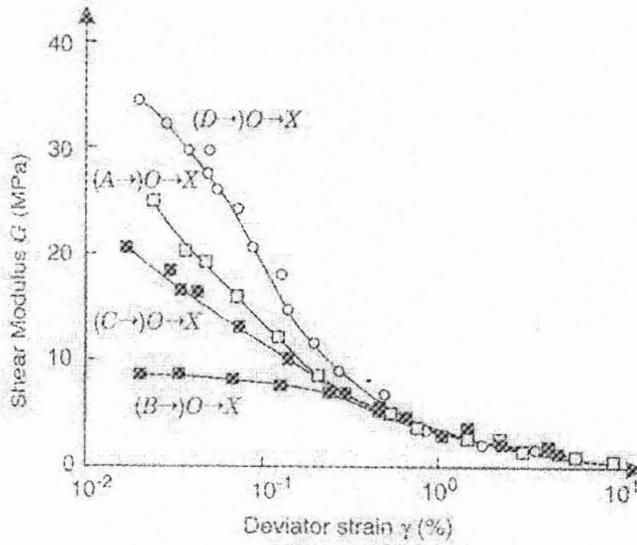
2.2.8 Recent stress history (immediate stress path)

ค่า small-strain stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงโดย recent stress history การเปลี่ยนแปลงของทิศทางของ stress path หรือระยะเวลาที่หยุดอยู่ที่สภาพความเค้นที่คงที่ซึ่งจะมีผลกระทบอย่างมากต่อ stiffness ภายหลัง

Atkinson et al. (1990) ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ stress path ต่อ stiffness ของ overconsolidated soil การทดลองทำกับ London Clay โดยการทดสอบ drained constant effective mean stress (p') และ constant deviatoric stress (q') และยังทำการทดลองนี้กับดินชนิดอื่นๆด้วย การทดสอบทั้งหมดเริ่มจากสภาพความเค้นที่เหมือนกันแต่ต่างกันที่ stress path ที่มาที่สภาพความเค้นเริ่มต้นนี้ต่างกัน ผลการทดลองแสดงว่า recent stress history มีผลกระทบอย่างมากต่อพฤติกรรม stress-strain ในภายหลัง ผลกระทบของทิศทางของ stress path ต่อค่า stiffness degradation curve ได้แสดงในรูปที่ 2-9 ซึ่งจะได้ stiffness degradation curves ที่ต่างกันถึงแม้ว่าการทดสอบทั้งหมดจะกระทำที่ stress path เดียวกัน (ดูรูปที่ 2-9(a)) ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างดินมี stress path history ต่างกันก่อนการถูกเฉือน (AO, BO, CO และ DO) และพฤติกรรมที่ stiffer จะเกิดขึ้นเมื่อทิศทางของ stress path ย้อนกลับ ($D \rightarrow O \rightarrow X$) (ดูรูปที่ 2-9(b))



(a)



(b)

รูปที่ 2-9 ผลกระทบของ recent stress history ต่อ stiffness degradation; (a) stress paths และ (b) stiffness degradation ของ OX stress path (Atkinson et al., 1990)

2.3 Anisotropy

เนื่องจากดินเกิดจากการตกตะกอนภายใต้แรงโน้มถ่วงดังนั้นอนุภาคดินจะเรียงตัวแบบ anisotropic และดินจะมีพฤติกรรมแบบ anisotropic คือมีพฤติกรรมขึ้นกับทิศทางของ stress หรือ strain ที่กระทำ พฤติกรรม anisotropic สามารถอธิบายโดย inherent และ stress induced พฤติกรรม inherent anisotropy เกิดจากผลของกระบวนการทับถมและลักษณะของอนุภาคดิน ต่อจากนั้นการกระจายการเรียงตัวของอนุภาคดินระหว่างการ consolidation หรือ stress process อื่นๆจะทำให้เกิด stress induced anisotropy ในความเป็นจริงดินจะถูกกระทำโดยทั้งสองกระบวนการพร้อมๆกันซึ่งเรียกว่า initial anisotropy

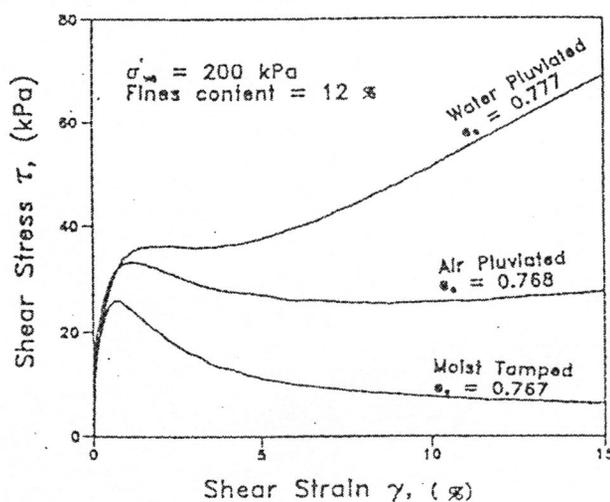
การวิบัติของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีสามารถเกิดขึ้นจากการถูกเฉือนใน mode ต่างๆกัน จากการศึกษามากมายแสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดโดย compression mode สามารถมีค่ามากกว่าที่วัดโดย extension mode อย่างมาก ความแตกต่างนี้แสดงว่าสภาพความเค้น (เช่น ทิศทางของ principal

stress และขนาดของ intermediate principal stress) มีผลต่อพฤติกรรมของดิน นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress เป็นปัจจัยสำคัญในแนวโน้มที่จะวิบัติของโครงสร้างส่วนมาก ดังนั้นการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น ฐานราก, งานขุดลึก, คันดิน) จะต้องพิจารณาทั้งขนาดและทิศทางของ the principal stress axes ในงานวิจัยนี้ทำการศึกษาผลกระทบของการหมุนของ principal stress direction และขนาดของ intermediate principal stress ของพฤติกรรม stress-strain, pore pressure, และ strength characteristics ของ Bangkok Clay รายละเอียดของการทดลองในห้องปฏิบัติการและผลการทดลองได้แสดงในบทที่ 5 และ 6

ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropic ของดินจำเป็นที่จะต้องมีการทดลองที่สามารถควบคุมขนาดและทิศทางของ principal stresses ทั้ง 3 ค่าได้ ในงานวิจัยนี้ใช้เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษา (ดูหัวข้อ 2.3.6)

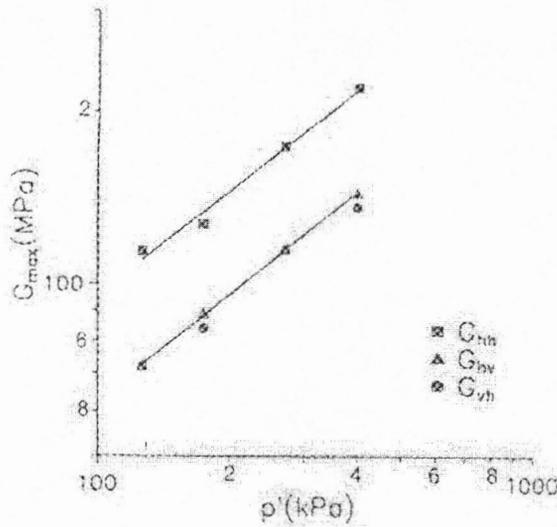
2.3.1 Inherent anisotropy

พฤติกรรม inherent anisotropy มาจากธรรมชาติการ anisotropic ของดินเนื่องมาจากกระบวนการทับถมลักษณะของอนุภาคดิน Vaid et.al (1995) ศึกษาพฤติกรรม inherent anisotropic ของ Syncrude sand โดยการทดสอบ simple shear test (NGI type) และ torsional shear hollow cylinder test ตัวอย่างดินแบบ reconstituted ถูกเตรียมโดยวิธีการแบบต่างๆคือวิธี moist tamping และ water pluviation และ/หรือ air pluviation ผลการทดลองแสดงพฤติกรรมที่แตกต่างกันเมื่อเตรียมตัวอย่างด้วยวิธีที่ต่างกัน วิธี moist tamping ให้พฤติกรรมที่ soft และ brittle ที่สุด วิธี air pluviation ให้พฤติกรรมที่ brittle น้อยลง ในขณะที่วิธี water pluviation ให้พฤติกรรมแบบ strain hardening ดังแสดงในรูปที่ 2-10



รูปที่ 2-10 ผลของวิธีการเตรียมตัวอย่างดินต่อผลการทดลอง undrained simple shear ของ Syncrude sand (Vaid et al., 1995)

ผลกระทบของ soil fabric ต่อ small-strain stiffness ของตัวอย่างดินแบบ reconstituted ของ London Clay specimen ได้แสดงในรูปที่ 2-11 ซึ่งแสดงค่า small-strain stiffness ในทิศทางต่างๆ (G_{vh} , G_{hv} and G_{hh}) ภายใต้สภาพความเค้นเดียวกัน (Jovicic & Coop, 1998) ผลการทดลองแสดงว่า สำหรับ confining pressure หนึ่งๆ นั้นค่า G_{hh} จะมากกว่าค่า $G_{vh} \approx G_{hv}$ ดังนั้นดินจะมี stiffness ในแนวนอนมากกว่าในแนวตั้งเนื่องจาก soil fabric



รูปที่ 2-11 พฤติกรรม stiffness anisotropy ของ undisturbed London Clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic (Jovicic & Coop, 1998)

ผลการทดลองแสดงว่า clay ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic จะมีค่า G_{hh} มากกว่าค่า G_{vh} ประมาณ 50% ซึ่งแสดงถึงพฤติกรรม inherent anisotropic เนื่องจากการตัดเรียงตัวของอนุภาคดินเหนียว (Pennington et al., 1997; Jovicic & Coop, 1998)

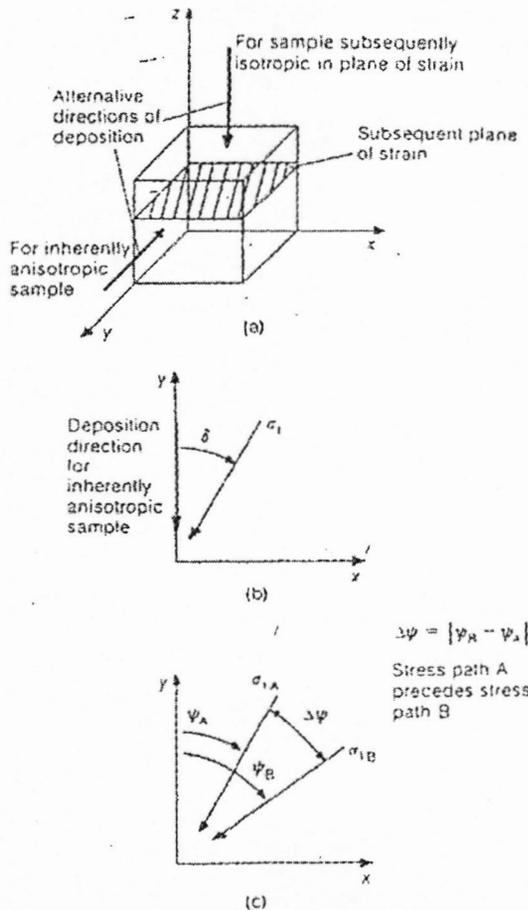
Jamiolkowski et al. (1995) สรุปอัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากการทดสอบในสนามดังแสดงในตารางที่ 2-3

ตารางที่ 2-3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดสอบในสนาม (Jamolkowski et al., 1995)

Site	Soil type	V_{hh}^s / V_{vh}^s	References
Montalto di Castro (Italy)	Silty sand and silty clay strata	1.00-1.10	Jamolkowski & Lo Presti (1994)
S.Francisco-Oakland Bay Bridge Toll Plaza	Sand and gravel	0.88-1.10	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (Dike)	Sand with fines	0.85-1.04	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Alameda Bay Farm Island (South Loop Road)	Sand and clay strata	0.86-1.16	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (Hall Avenue)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.12	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POR2)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.08	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Port of Richmond (POO7)	Poorly graded sand	0.82-1.00	Mitchell <i>et al.</i> (1994)
Pence Ranch Idaho	Silty sand and gravel to sandy gravel	0.85-1.03	Andrus (1994)
Anderson Bar Idaho	Sandy gravel from loose to medium dense	0.85-1-15	Andrus (1994)
Larter Ranch Idaho	Silty sand to sandy gravel	0.85-1.20	Andrus (1994)
Gilroy No.2 Treasure Island	Quaternary Alluvium Bay Mud	0.91-1.14 0.90-1.11	Fuhriman (1993)
Site A	Bolson fill	0.75-1.41	Stokoe <i>et al.</i> (1992)
Site B Fort Honkock (Texas)		0.57-1.08	Nasir (1992)

2.3.2 Stress induced anisotropy **ศ.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131**

พฤติกรรม stress induced anisotropy เป็นพฤติกรรม anisotropy เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ soil fabric ที่เกิดจากสภาพความเค้นแบบ anisotropic Wong & Arthur (1985) ศึกษาผลกระทบของ พฤติกรรม anisotropy ของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้เครื่องมือ directional shear cell ภายใต้การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูกเตรียมโดยวิธี pluviation โดยไม่เกิดพฤติกรรม inherent anisotropy ในระนาบแนวนอน (รูปที่ 2-12) ระหว่างการเฉือนค่า σ'_2 จะถูกควบคุมที่ $b = 0.4$ ลักษณะของ stress path ระหว่างการเฉือนมี 2 ขั้นตอน ในขั้นตอน A นั้นตัวอย่างดินจะถูกเฉือนไปที่ค่า effective stress ratio (σ'_y/σ'_x) ที่กำหนด (โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_A) และหลังจากนั้นก็ unload กลับไปที่ $\sigma'_y/\sigma'_x=1$ ในขั้นตอน B นั้นตัวอย่างดินจะถูก reload โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_B ซึ่งแตกต่างจากของขั้นตอน A โดยกำหนดให้ $\Delta\psi=0^\circ$ และ 70° ($\Delta\psi=\psi_A-\psi_B$) (ดูรูปที่ 2-12) ในขั้นตอน A จะเกิด axial strain ก่อนการ unload



รูปที่ 2-12 การเรียงของตัวอย่างดิน, stress path, และนิยามของการวัด anisotropy ในการทดสอบ DSC (Wong & Arthur, 1985)

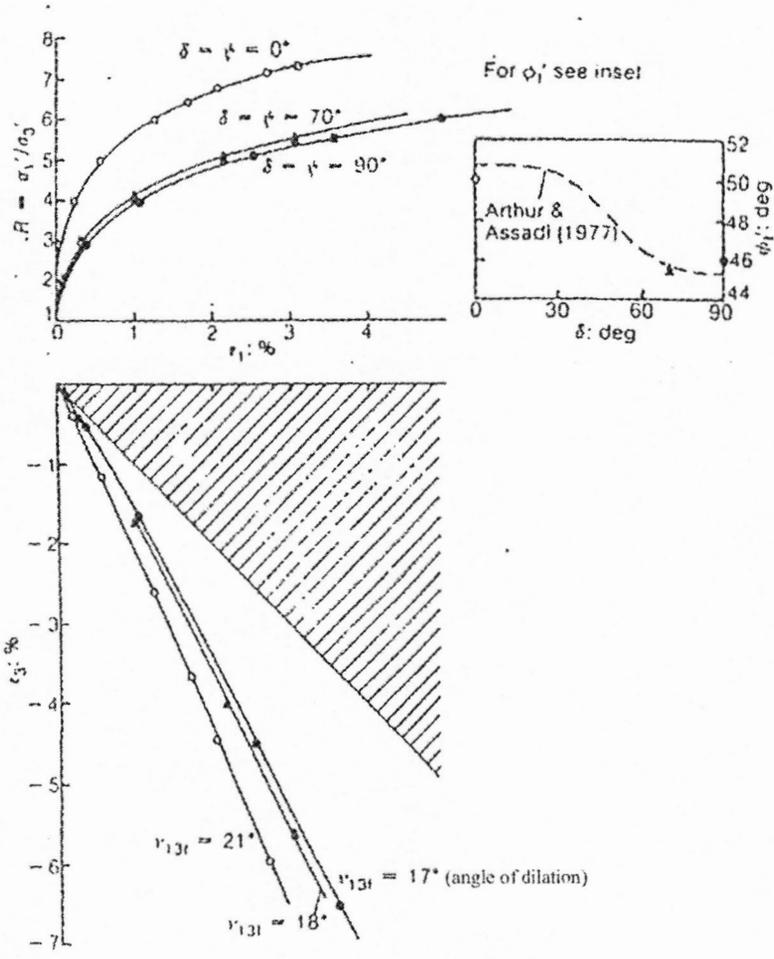
321169

624. 15136

53191

ศ.สุข

รูปที่ 2-13 แสดงผลการทดสอบซึ่งแสดงผลกระทบของ induced anisotropy ต่อ stiffness และ dilatancy อย่างชัดเจนโดยขึ้นอยู่กับความเครียดที่กระทำในขั้นตอน A ซึ่งเป็นช่วงการเกิด anisotropy เมื่อระดับ pre-strain เพิ่มขึ้นตัวอย่างดินจะมีพฤติกรรม contractant มากขึ้นและ stiff น้อยลง พฤติกรรมนี้ ยืนยันโดยการหมุนของ principal stresses ($\Delta\psi=70^\circ$) จะทำให้ตัวอย่างดิน contract มากขึ้นและมี พฤติกรรม stress-strain ที่ ductile มากขึ้น ผลการทดลองนี้แสดงระดับของพฤติกรรม anisotropy ที่ทำให้เกิดขึ้นจากขั้นตอน A

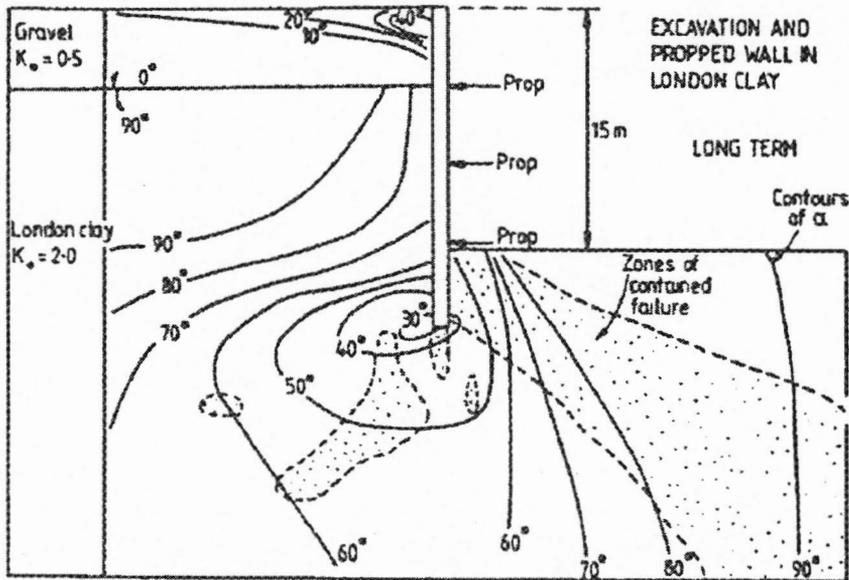


รูปที่ 2-13 stress-strain ของ dense sand ที่มีพฤติกรรม anisotropic (Wong & Arthur, 1985)

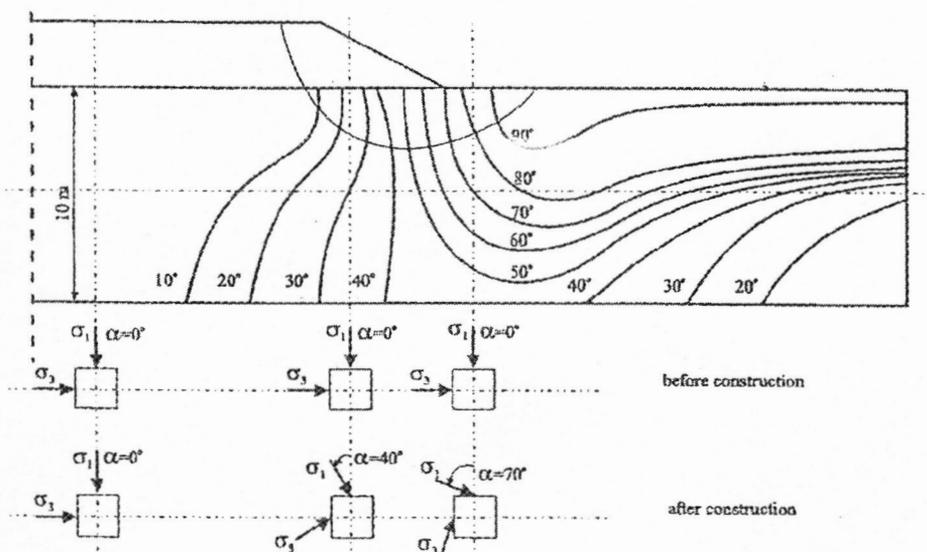
2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy

การหมุนของทิศทางของ principal stress นั้นเกิดขึ้นเป็นปกติในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี รูปที่ 2-14 แสดงเส้น contour ของการหมุนของทิศทาง principal stress ของคันทันที่ถูกสร้างบน overconsolidated clay ซึ่งวิเคราะห์โดยวิธี non-linear isotropic finite element (Yeats, 1983) ผลการวิเคราะห์แสดงว่าที่ได้ center line ของคันทันนั้นดินจะถูกกระทำโดยการเพิ่มขึ้นของ axial stress ในทาง

ตรงข้ามดินที่เท้าของลาดดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นในสภาพ unloading ซึ่งสามารถเห็นได้จากการเปลี่ยนแปลงของค่าของมุมที่กระทำกับแนวตั้งของ major principal stress จาก 0° ไปเป็น 90° จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดย Hight & Higgins (1994) ทำให้ Jardine (1994) พล็อตการเอียงตัวของ principal stress ในงานขุดที่มีค้ำยันดังแสดงในรูปที่ 2-15 โดยงานขุดที่มีค้ำยันนี้ถูกสร้างในดิน Thames Gravel ($K_0 \approx 0.5$) บางที่ซึ่งวางตัวอยู่บนชั้นดินหนาของ overconsolidated London Clay ($K_0 \approx 2$) ผู้วิจัยยังพบว่าค่าของการหมุนของ principal stress อยู่ระหว่าง 30° และ 90° ในชั้นดินเหนียว

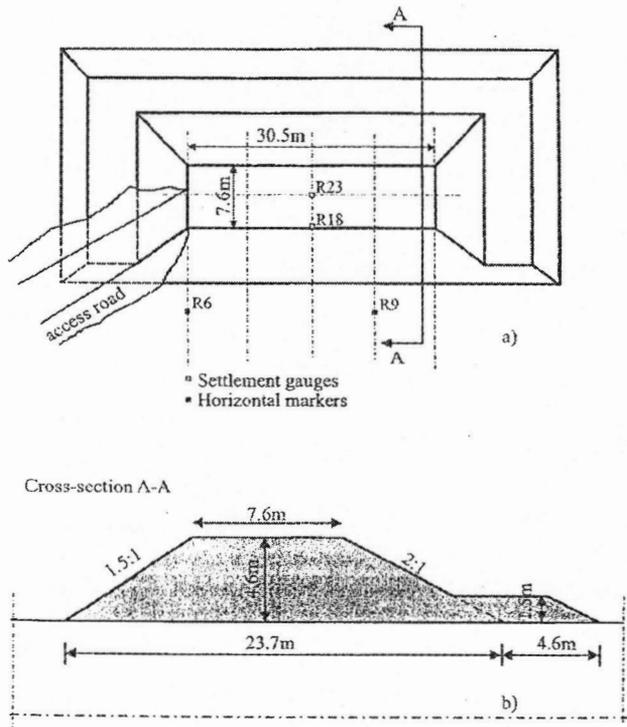


รูปที่ 2-14 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานขุดใน gravel และ London Clay (Jardine, 1994)



รูปที่ 2-15 เส้น contour ของทิศทางของ major principal stress ใต้ค้ำดินบนชั้นดินเหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์โดย non-linear numerical analysis (Yeats, 1983)

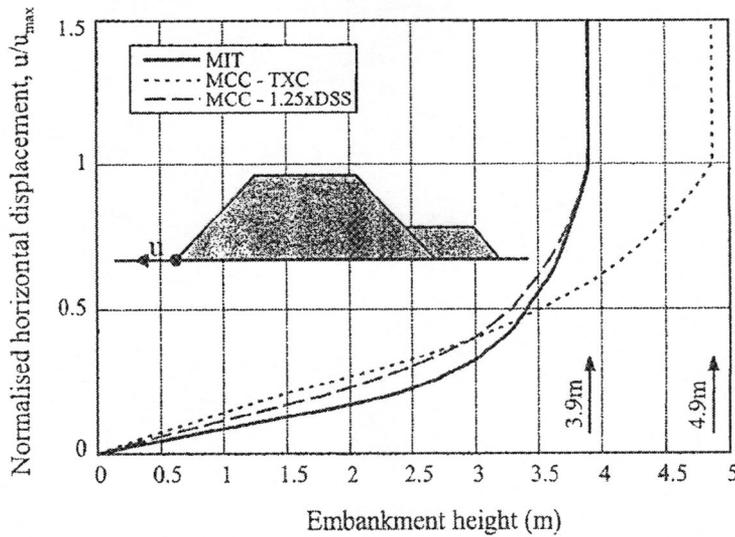
ในทางปฏิบัติการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีจะสมมุติว่าดินมีพฤติกรรม isotropic ในการพิจารณาผลกระทบของการสมมุตินี้ Zdravkovic et al. (2001a) ได้ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropic ต่อพฤติกรรมของคันดินบนดินเหนียวโดยทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยแบบจำลองดินแบบ isotropic (Modified Cam-Clay) และ anisotropic (MIT-E3) นอกจากนี้ผลการคำนวณที่ได้ยังนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลจาก full-scale test ของคันดินที่ทดสอบจนวิบัติซึ่งรายงานโดย La Rochelle et al. (1974) และ Tavenas et al. (1974) รูปแนวราบและรูปตัดของคันดินนี้แสดงในรูปที่ 2-16



รูปที่ 2-16 (a) รูปแนวราบ และ (b) รูปตัดของ Saint-alban test embankment (Zdravkovic et al., 2001a)

รูปที่ 2-17 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบที่เท้าของคันดินโดยค่าการเคลื่อนตัวถูก normalized ด้วยค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมากที่สุดที่ประมาณได้ก่อนที่คันดินจะวิบัติ รูปนี้ยืนยันว่าผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองแบบ anisotropic ให้ผลที่ดีกว่า ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่วิเคราะห์โดยแบบจำลองดินแบบ anisotropic และผลการทดสอบในสนามตรงกันที่ 3.9 เมตร การวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง anisotropic ใช้ข้อมูล undrained shear strength จากการทดสอบ direct simple shear (DSS) และ triaxial compression/extension กับตัวอย่างดินที่ isotropically consolidated ในทางกลับกันการวิเคราะห์ตัวแปรสำหรับแบบจำลอง isotropic ใช้ข้อมูล undrained triaxial compression strength และ

วิเคราะห์ได้ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่ 4.9 เมตร (หรือ 1 เมตรสูงกว่าค่าจริง) เหตุผลที่วิเคราะห์ได้ค่ามากเกินไปเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress ตามระนาบการวิบัติ



รูปที่ 2-17 การเปรียบเทียบความสูงของคันดินที่วิบัติจากการวิเคราะห์แบบต่างๆ (Zdravkovic et al., 2001a)

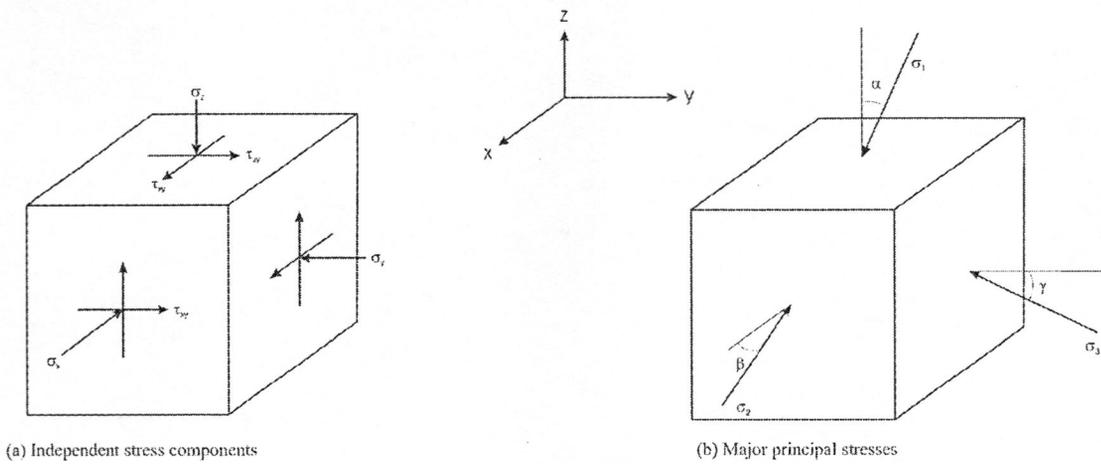
2.3.4 นิยามของค่า α และ b

ขนาดของส่วนประกอบของ stress vector ขึ้นอยู่กับทิศทางที่เลือกสำหรับแกนอ้างอิง อย่างไรก็ตามค่า principal stress จะมีทิศทางและขนาดคงที่ไม่ขึ้นกับทิศทางของแกนอ้างอิง ดังนั้นสภาพของความเค้นสามารถอธิบายด้วย stress tensor ดังสมการ (2-5)

$$T_{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_z & \tau_{zy} & \tau_{zx} \\ \tau_{yz} & \sigma_y & \tau_{yx} \\ \tau_{xz} & \tau_{xy} & \sigma_x \end{bmatrix} \quad (2-5)$$

จากการพิจารณาสภาพสมดุลจะได้ $\tau_{zy} = -\tau_{yz}$, $\tau_{xy} = -\tau_{yx}$ และ $\tau_{zx} = -\tau_{xz}$ ดังนั้นจึงต้องการตัวแปรอิสระ 6 ตัวเพื่อกำหนดสภาพความเค้นต่อเอลิเมนต์ดินหนึ่งๆ นอกจากนี้ยังสามารถนิยามสภาพความเค้นด้วยการกำหนดขนาดและทิศทางของ principal stress ทั้งหมด จากรูปที่ 2-18 แสดงค่ามุมของ principal stress ทั้งสาม (α , β และ γ)

$$T_{\sigma}^* = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2-6)$$



รูปที่ 2-18 ส่วนประกอบของความเค้นที่กระทำบนเอลิเมนต์ดิน (a) ส่วนประกอบทั้งหมด (b) major principal stress

ในสภาพทั่วไปทางวิศวกรรมปฐพีนั้นการทับถมของดินจะเกิดขึ้นในทิศทางแรงโน้มถ่วงของโลกดังนั้นจึงคาดการณ์ได้ว่าค่ามุม $\alpha = \beta = \gamma = 0^\circ$ สำหรับ normally consolidated clay จะมีค่า vertical stress มากกว่า horizontal stress ดังนั้น $\sigma_v = \sigma_1$ และ $\sigma_h = \sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_v$ ในทางตรงข้ามสำหรับ heavily-overconsolidated clay จะเป็น $\sigma_h > \sigma_v$, $\sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2$ และ $\sigma_v = \sigma_3$ ในการอธิบายขนาดของ intermediate principal stress จะใช้ตัวแปร intermediate principal stress parameter (b) ดังสมการ (2-7) (Bishop, 1966)

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (2-7)$$

เมื่ออธิบายสภาพความเค้นด้วยตัวแปรเหล่านี้จะได้ว่าค่า $b=0$ และ $\alpha=0^\circ$ สำหรับ normally-consolidated clay และค่า $b=1$ และ $\alpha=90^\circ$ สำหรับ over-consolidated clay สำหรับสภาพความเค้นแบบ plane strain จะมีค่า $b=0.3-0.5$

2.3.5 ผลการศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรมของดิน

จากผลงานวิจัยที่ได้ตีพิมพ์แสดงว่า shear strength และ stiffness ของดินขึ้นอยู่กับขนาดของ intermediate principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร b) และมุมเอียงกับแนวตั้งของ major principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร α) ในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่ส่วนมากดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นที่ซับซ้อนโดยที่ $\alpha \neq 0$ และ $b \neq 0$ และ $\neq 1$ สภาพความเค้นแบบนี้ไม่สามารถจำลองได้โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั่วไป

มีการศึกษามากมายเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropy ของดินชนิดต่างๆโดยใช้เครื่องมือต่างๆ เช่น triaxial, simple shear, directional shear cell, true triaxial, และ plane strain อย่างไรก็ตามเครื่องมือเหล่านี้มีข้อจำกัดที่แตกต่างกันในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เครื่องมือส่วนมากมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการควบคุมทิศทางและขนาดของความเค้นได้อย่างอิสระและเกี่ยวกับ stress/strain non-uniformity หรือสภาพการระบายน้ำ รายละเอียดของหัวข้อนี้จะกล่าวย่อละเอียดขึ้นในหัวข้อ 2.3.7

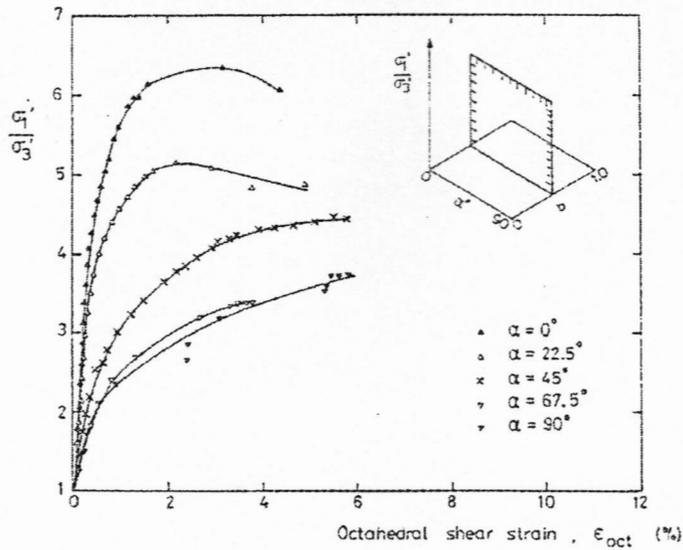
ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropic ของดินโดยเน้นงานวิจัยเกี่ยวกับสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำของตัวอย่างดินที่ถูกกระทำโดยสภาพความเค้นที่มีทิศทางต่างๆของ major principal stress axis (α) และมีขนาดต่างๆของ intermediate principal stress (b)

2.3.5.1 ผลกระทบของ α

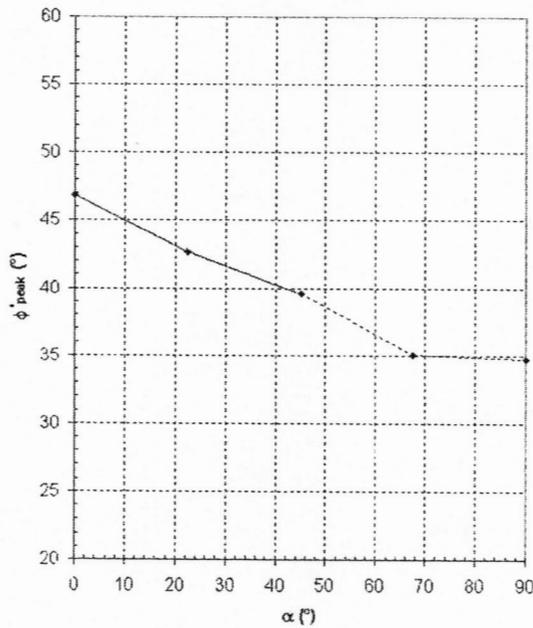
i) สภาพระบายน้ำ

Symes (1983) ได้ทำการศึกษาผลของ initial anisotropy โดยการทดสอบ torsional shear กับ ตัวอย่างดิน medium-loose Ham River sand (HRS) ซึ่งเตรียมด้วยวิธี water pluviation ภายใต้การเงื่อนไขแบบระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress (p') เท่ากับ 200 kPa และมี back pressure เท่ากับ 400 kPa เพื่อให้เกิด saturation อย่างสมบูรณ์ ตัวอย่างดินจะถูกเงื่อนไขด้วยค่า α และ b ต่างๆเพื่อศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ภายใต้สภาวะระบายน้ำ ค่าความเค้นเงื่อนไขจะเพิ่มขึ้นอย่าง monotonic จนกระทั่งวิบัติแบบ stress-controlled ในขณะที่ค่า $p=600$ kPa และค่า b มีค่าคงที่ มุมเฉียงของ major principal stress ต่อแกนตั้งจะเปลี่ยนแปลงระหว่าง 0° และ 90°

รูปที่ 2-19 พล็อตค่า stress ratio ($\sigma'_1/(\sigma'_3)$) กับ octahedral shear strain (ϵ_{oct}) จากการทดสอบ HCA ที่มีค่า $b=0.5$ และค่า α อยู่ระหว่าง 0° และ 90° ค่า ϵ_{oct} นิยามโดย
$$\epsilon_{oct} = \frac{2}{\sqrt{6}} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2}$$
 ผลการทดลองแสดงว่าค่า stiffness ของดินจะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรม volumetric compression จะเพิ่มขึ้นเมื่อ α เพิ่มขึ้น ค่า ultimate stress ratio จะลดลงอย่างมากเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจากแนวตั้ง รูปที่ 2-20 แสดงการเปลี่ยนแปลงของ drained strength ซึ่งแสดงโดยค่า friction angle ที่ maximum stress ratio (ϕ'_{peak}) โดยแสดงว่าค่า ϕ'_{peak} จะลดลงอย่างมากเมื่อ α หมุนจาก 0° ไปเป็น 90° นอกจากนี้แนวโน้มแบบเดียวกันก็พบสำหรับค่า $b = 0, 0.14$ และ 1 ถึงแม้ว่าผลกระทบมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.5$



รูปที่ 2-19 ค่า stress ratio กับ octahedral shear strain จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated medium-loose HRS ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)



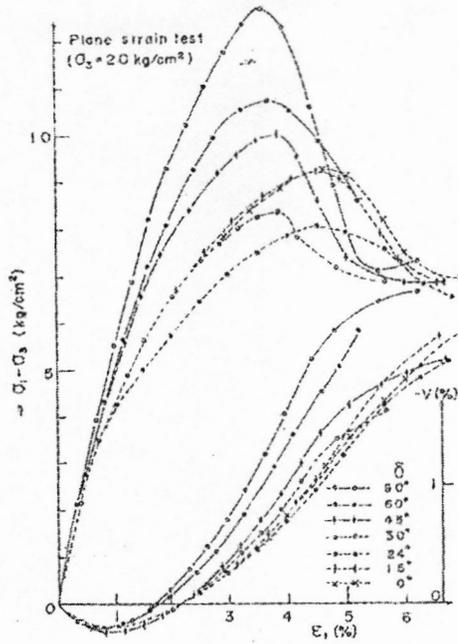
รูปที่ 2-20 ค่า ϕ'_{peak} ที่ค่า peak stress ratio จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated HRS ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำที่ $b=0.5$ (Symes, 1983)

Wong & Arthur (1985) ทำการเฉือนตัวอย่างดินแห้งของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้ directional shear cell (DSC) ที่ค่า b ที่คงที่ ($b=0.4$) และควบคุมทิศทางของ major principal stress กับ

ทิศทางของการทับถม $\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90° ตัวอย่างดินเหล่านี้ถูกเตรียมด้วยการโรยดินลงในแบบที่ ออกแบบมาเป็นพิเศษเพื่อให้ทิศทางของการเฉือนทำมุมกับทิศทางของการทับถมได้ตามต้องการดังแสดง ในรูปที่ 2-12 กราฟ strain-strain จากการทดสอบ 3 ตัวอย่างที่มีการวางตัวของ bedding plane ต่างๆ ($\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90°) ได้แสดงในรูปที่ 2-13 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำซึ่งแสดงด้วย maximum stress ratio (σ'_1/σ'_3) จะเปลี่ยนไปตามมุม δ ระหว่างทิศทางของ major principal stress (σ'_1) และทิศ ตั้งฉากกับ bedding plane ค่า stiffness จะลดลงเมื่อค่ามุม δ เพิ่มขึ้น ค่ามุม friction angle ที่วิบัติ (ϕ'_p) ลดลงเกือบ 5° เมื่อค่ามุม δ เปลี่ยนจาก 0° ไปที่ $\delta = 70^\circ \sim 90^\circ$ ผลการทดลองนี้ตรงกับผลการทดลองของ Symes (1983)

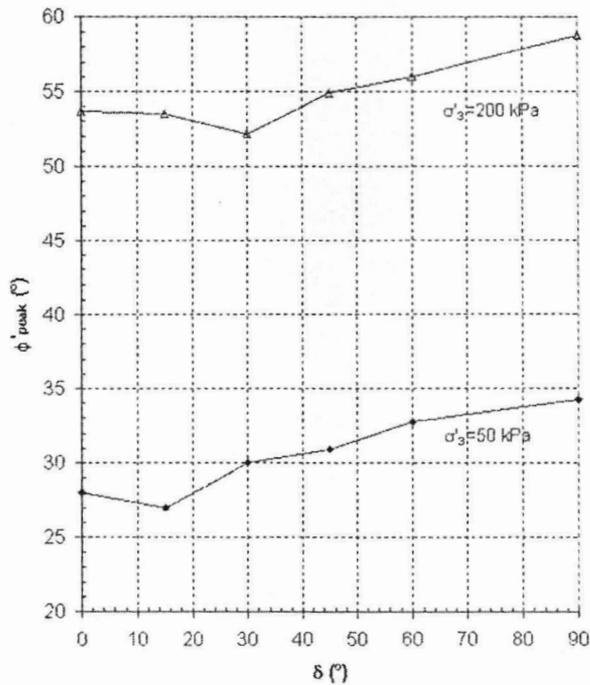
Oda et al. (1978) ทำการทดลองกับ Toyoura Sand ในเครื่องมือ plane strain ภายใต้การเฉือน แบบระบายน้ำ การทดลองการควบคุมมุมของ major principal stress กับแนวตั้ง δ ระหว่าง 0° และ 90° (โดยมุม δ ในการทดลองนี้เปรียบเทียบกับมุม α ในการศึกษาของ Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) เป็นดังนี้ $\alpha = 90^\circ - \delta$) ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ mean pressures เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 kPa และเฉือนโดยการเพิ่มความเค้นในแนวตั้งจนวิบัติในขณะที่ควบคุมค่า σ'_3 ให้คงที่และควบคุมค่า σ'_2 ให้ตัวอย่างมีพฤติกรรม plane strain ($b \approx 0.2 \sim 0.3$)

พฤติกรรม stress-strain จากการพล็อตของ deviator stress ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) และ major principal strain (ϵ_1) สำหรับการเฉือนที่ $\sigma'_3 = 200$ kPa ได้แสดงในรูปที่ 2-21 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรม stress-strain จะ softer เมื่อค่า δ ลดลง (ค่า α เพิ่มขึ้น) ค่า stress ratio ที่ peak deviator stress จะลดลงเมื่อ ค่า δ ลดลงโดยมีค่าน้อยสุดเมื่อ $\delta \approx 24^\circ$ นอกจากนี้ค่า volumetric strains (V ในรูป) จะมีพฤติกรรม dilatant น้อยลงเมื่อค่า δ ลดลง แนวโน้มแบบเดียวกันนี้ของพฤติกรรม stress-strain ก็จะได้จากการ ทดลองที่ระดับความเค้นอื่นๆ



รูปที่ 2-21 พฤติกรรม stress-strain จากการทดลอง plane strain ของ isotropically consolidated dense Toyoura sand (Oda et al., 1978)

รูปที่ 2-22 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ'_{peak} กับมุม δ ของการทดลองที่ระดับความเค้น 50 และ 200 kPa ค่ากำลังในสภาพระบายน้ำจะเพิ่มขึ้นเมื่อ δ เพิ่มขึ้นโดยมีค่าน้อยสุดที่ δ ระหว่าง 15° และ 30° ค่าผลต่างมากที่สุดของ ϕ'_{peak} ประมาณ 6° - 7° ผลการทดลองนี้แตกต่างจากที่รายงานโดย Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) อย่างไรก็ตามผู้วิจัยอื่นๆที่ทำการทดลอง drained plane stain, true triaxial, และ torsional shear กับ Toyoura sand ก็ได้พฤติกรรม stress-strain และ strength คล้ายกับที่รายงานโดย Oda et al. (1978) (Tatsuoka et al., 1986; Lam & Tatsuoka, 1988a; Miura et al., 1986)



รูปที่ 2-22 พฤติกรรม anisotropy ของ mobilised ϕ' ที่ peak จากการทดลอง plane strain กับ isotropically consolidated dense Toyoura sand (ข้อมูลจาก Oda et al., 1978) (โดยที่ $\alpha = 90 - \delta$)

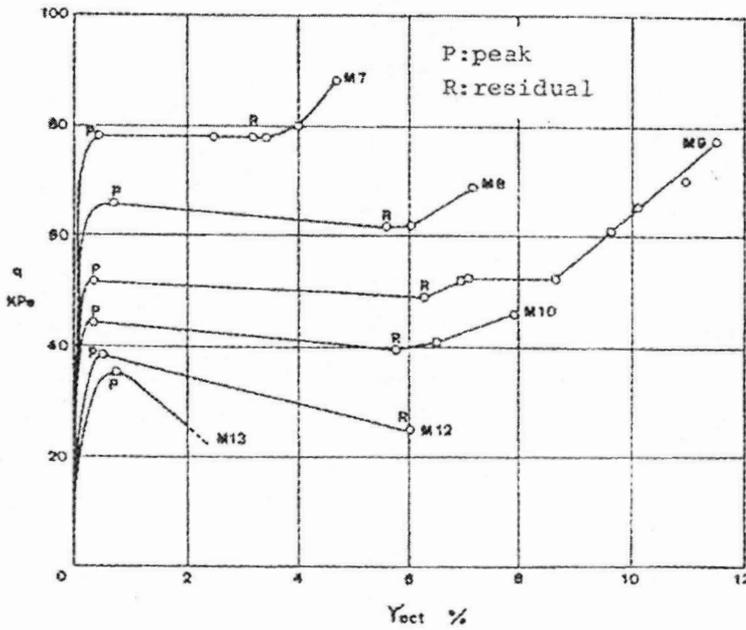
เป็นสิ่งสำคัญต้องคำนึงว่าพฤติกรรม anisotropy ของ ϕ' นั้นขึ้นกับชนิดของดินอย่างมาก ดินเม็ดหยาบมีแนวโน้มที่จะมีค่า ϕ' ที่ลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น ในขณะที่ดินเม็ดละเอียดอาจจะมีการลดลงเพียงเล็กน้อยหรือเพิ่มขึ้น (Menkiti, 1995; Porovic, 1995; Hight et al., 1997)

ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

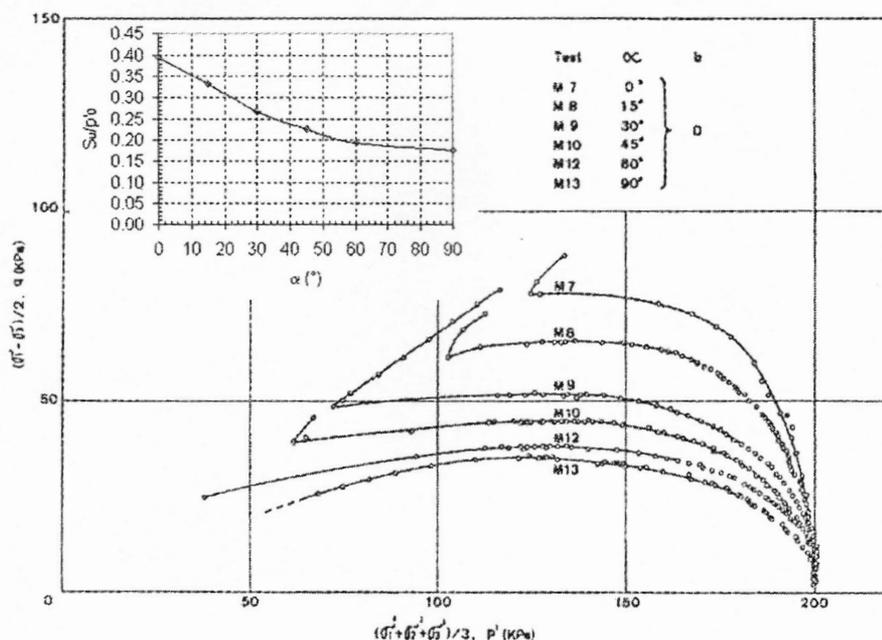
Shibuya (1985) ศึกษาพฤติกรรมของ undrained shear strength ของ water pluviated loose Ham River sand (HRS) ที่มีค่ามุม α ต่างๆ โดยการทดลอง hollow cylinder ตัวอย่างดินจะถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า effective mean stress $p' = 200$ kPa และเงื่อนไขแบบ stress-controlled โดยควบคุมให้ค่า total mean stress, p มีค่าคงที่เท่ากับ 600 kPa การทดลองกระทำที่ค่า α และ b ต่างๆ

รูปที่ 2-23 แสดงค่าความเค้นเฉือน (นิยามโดย $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$) กับ octahedral shear strain (γ_{oct}) ภายใต้การเฉือนที่มีค่า $b=0$ และมีค่า α ระหว่าง 0° และ 90° พฤติกรรม stress-strain จะ softer และ ductile เมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรมนี้ยังสามารถสังเกตได้จาก effective stress path แสดงในรูปที่ 2-24 และจะสังเกตเห็นว่าจุด phase transformation จะเกิดช้าลงหรือหายไปเมื่อมีการหมุนของทิศทางของ

major principal stress การเปลี่ยนแปลงของ undrained shear strength, s_u (นิยามว่าเป็น maximum shear stress mobilized ในขอบเขต contractant) กับค่า α ได้แสดงในรูปเล็กของรูป 2-24 ค่า s_u ได้ถูก normalized โดยค่า mean effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) ค่า undrained strength ลดลงอย่างมากเมื่อค่า α เปลี่ยนจาก 0° ไปสู่ 60° ค่า s_u เพิ่มขึ้นประมาณ 2.3 เท่าเมื่อ $\alpha=0^\circ$ เทียบกับเมื่อ $\alpha=90^\circ$ แนวโน้มเดียวกันนี้พบเมื่อ $b=0.5$ และ 1.0 ผลกระทบแบบเดียวกันนี้ต่อพฤติกรรม undrained ของ pluviated loose Ham River sand (HRS) ได้ศึกษาอย่างกว้างขวางโดยเครื่องมือ hollow cylinder (เช่น Symes, 1983; Symes et al., 1984; Shibuya, 1985; Shibuya et al., 2002a)



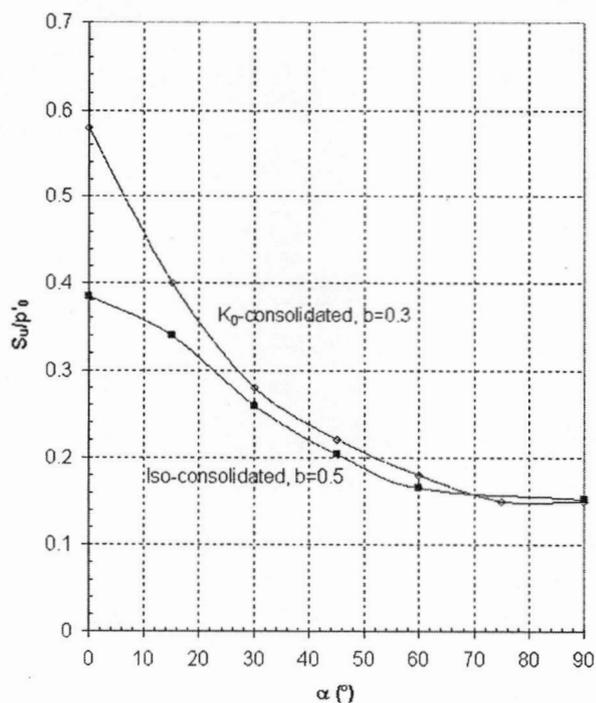
รูปที่ 2-23 พฤติกรรม stress-strain จากการทดสอบ HCA ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985)



รูปที่ 2-24 Effective stress path จากการทดลอง HCA ของ isotropically consolidated HRS ที่ $b=0$ และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985) (รูปเล็กแสดง normalized undrained shear strength)

Shibuya & Hight (1996) และ Shibuya et al. (2002b) แสดงการทดลองแบบเดียวกันกับ loose HRS แต่ภายใต้สภาพ K_0 -consolidation ($K=0.5$) ตัวอย่างดินจะเตรียมโดยวิธีเดียวกันและทดลองด้วยเครื่องมือเดียวกันกับที่ใช้โดย Symes (1983) และ Shibuya (1985) ตัวอย่างดินจะถูก consolidated ไปที่ mean effective stress เท่ากับ 200 kPa แต่การทดสอบนี้ใช้ค่า $b=0.3$ เท่านั้นระหว่างการเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำซึ่งทำให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับสภาพ plane strain พฤติกรรม stress-strain และ strength ที่พบจากการทดลองนี้เหมือนกับที่พบในตัวอย่างแบบ isotropically consolidated พฤติกรรมที่ softer และ weaker จะเกิดขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น นอกจากนี้จะเห็นได้ชัดจากรูปที่ 2-25 ว่า anisotropic consolidation จะเพิ่มผลกระทบต่อ undrained strength anisotropy ค่า s_u ที่ $\alpha=0^\circ$ มีค่า 3.8 เท่ามากกว่าที่ $\alpha=90^\circ$

รูปที่ 2-25 แสดงการเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของค่า s_u/p'_0 กับ α สำหรับการทดสอบแบบ isotropically consolidated ที่เงื่อนไขด้วยค่า $b=0.5$ (Shibuya, 1985) และ K_0 -consolidated ones (ด้วยค่า $b=0.3$)



รูปที่ 2-25 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength จากการทดสอบ isotropically และ K_0 - consolidated HRS sand โดยการทดสอบ HCA (ข้อมูลจาก Shibuya (1985) และ Shibuya & Hight (1996))

พฤติกรรม anisotropy ของดินได้มีการศึกษาอย่างมากที่ Imperial College ตารางที่ 2-4 สรุปการวิจัยต่างๆที่ Imperial College กับ reconstituted clay และ silt ผู้วิจัยเหล่านี้ศึกษาโดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder apparatus (HCA) ที่มีค่า α และ b ต่างๆ รูปที่ 2-26 แสดงการลดลงของค่า undrained shear strength หลังจาก normalized ด้วยค่า effective consolidation pressure (s_u/p'_0) เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจากการทดลอง K_0 normally consolidated กับ reconstituted soil

ตารางที่ 2-4 การทดลอง HCA กับ reconstituted K_0 recompression clay และ silt ที่ดำเนินการที่ Imperial College London

Soils	Author (Year)	CF [%]	p'_0 [kPa]	K_0	b -ratios considered	Inclinations at shear α [°]
HK	Menkiti (1995)	7	400	0.49	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
KSS	Menkiti (1995)	44	300	0.585	0, 0.5, 1	0, 22.5, 45, 90
HPF4	Zdravkovic (1996)	0	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 15, 30, 45, 60, 90
HK15	Rolo (2003)	15	200	0.5	0, 0.3, 0.5, 1	0, 45, 90

Notes:

HK = a mixture of kaolin and sand (Ham River Sand)

KSS = a mixture of kaolin, sand and silt

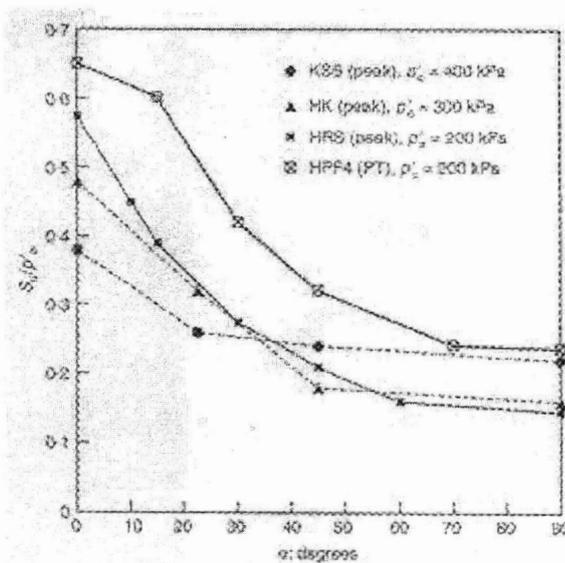
HPF4 = non-plastic quart-based silt

HK15 = a mixture of kaolin and HPF4 silt

Zdravkovic (1996) also performed series inclined-consolidation tests, which are not reported here.

CF: Clay fraction

p'_0 : Mean effective pressure at the end of anisotropic K_0 consolidation

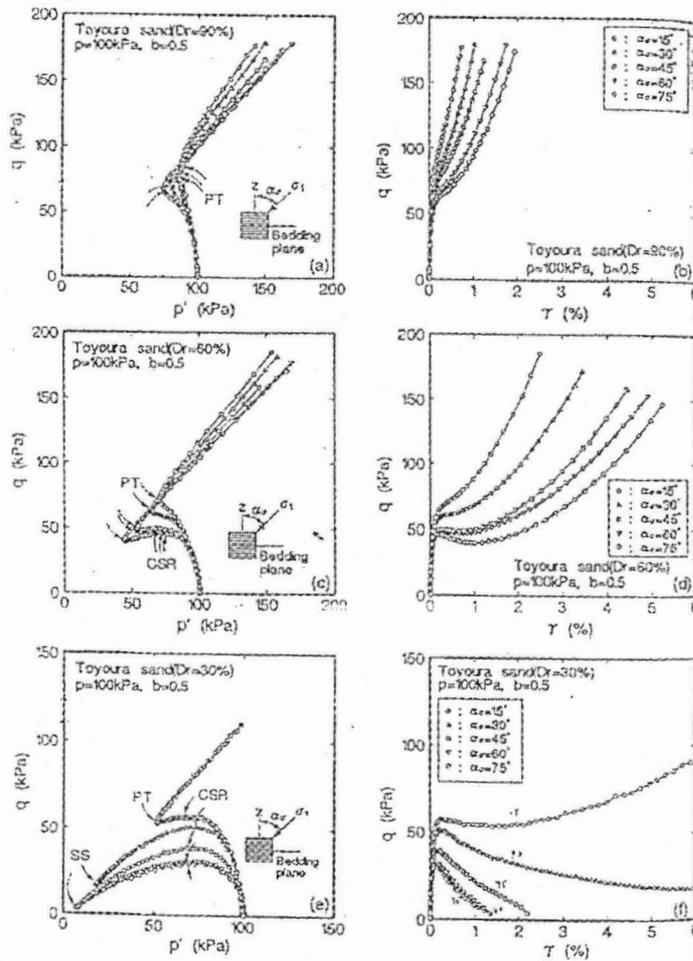


รูปที่ 2-26 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength ที่ $b = 0.5$ ของ normally K_0 -consolidated soil ($OCR = 1$) จากฐานข้อมูลของ Imperial College (Jardine et al., 1997) ค่า S_u มาจาก peak shear stress และที่ phase transformation point (PT) สำหรับตัวอย่าง HPF4

Nakata et al. (1998) ทำการทดลอง hollow cylinder (200 mm height, 100 mm OD และ 60 mm ID) เพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ Toyoura sand เมื่อมีการหมุนของทิศ major principal

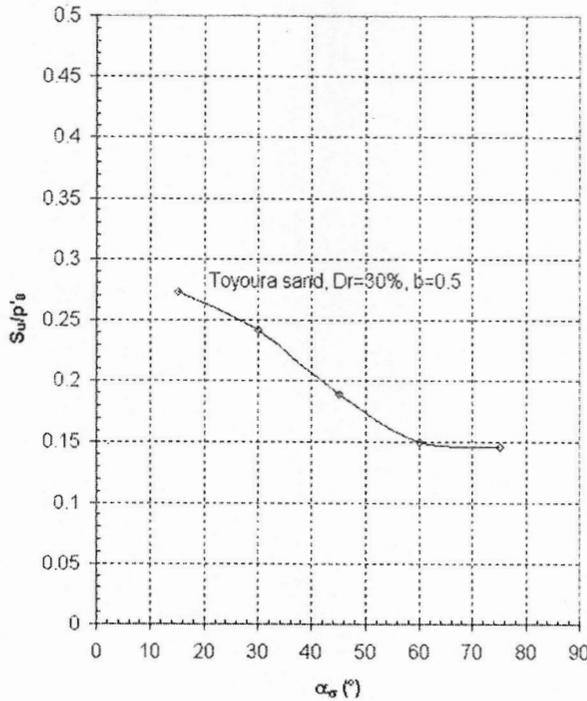
stress ตัวอย่างเตรียมโดยวิธี air pluviation และใช้การ vibration เพื่อให้ได้ค่า relative density ต่างๆ ($Dr=30\%$ to 90%) ตัวอย่างถูก saturated โดยการ flush ด้วย CO_2 และ de-aired water ตัวอย่างถูก isotropically consolidated ไปที่ $p'=100$ kPa การเฉือนกระทำภายใต้การควบคุมของ torsional strain โดยควบคุมให้ค่า $b=0.5$, ค่า total mean stress $p=300$ kPa, และมีมุมเฉือนของทิศ major principal stress ต่างๆ (α_σ)

รูปที่ 2-27 แสดง effective stress path และ stress-strain curve ของการทดลองดังกล่าว โดยพบว่าตัวอย่างมีแนวจะ softer (ถึงแม้ว่าพฤติกรรม stress-strain ที่ small strain จะไม่ชัดเจน) และ weaker เมื่อค่า α_σ เพิ่มขึ้น ผลกระทบของค่า void ratio (relative density) ต่อพฤติกรรมของดินเห็นได้อย่างชัดเจน ตัวอย่างที่มีความหนาแน่นมากกว่า (relative density มากกว่า) จะแสดงพฤติกรรม dilatant ในทุกมุมเฉือนของทิศ major principal stress สำหรับตัวอย่างที่มีความหนาแน่นน้อยจะมีพฤติกรรม collapsible และ brittle เมื่อทิศของ major principal stress หมุนออกจากแนวตั้ง



รูปที่ 2-27 ผลกระทบของทิศทางของ principal stress ต่อ isotropically consolidated Toyoura sand (Nakata et al., 1998)

รูปที่ 2-28 แสดงค่า maximum undrained shear strength กับ α_σ สำหรับตัวอย่างดินที่มี $D_r=30\%$ จะพบว่าการลดลงของค่า s_u ครั้งหนึ่งเมื่อค่า α_σ เปลี่ยนแปลงจาก 15 เป็น 75



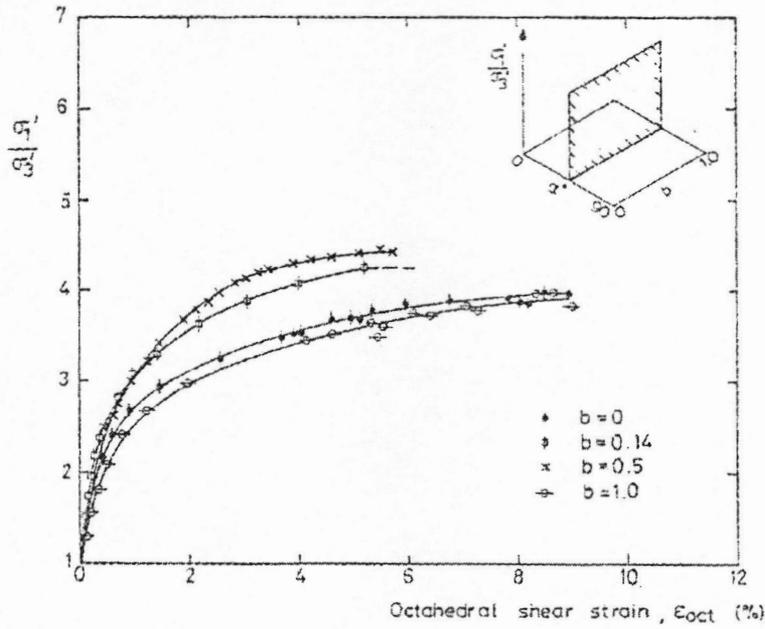
รูปที่ 2-28 พฤติกรรม anisotropy ของ normalized undrained shear strength ของ isotropically consolidated Toyoura sand (ข้อมูลจาก Nakata et al., 1998)

2.3.5.2 ผลกระทบของ b

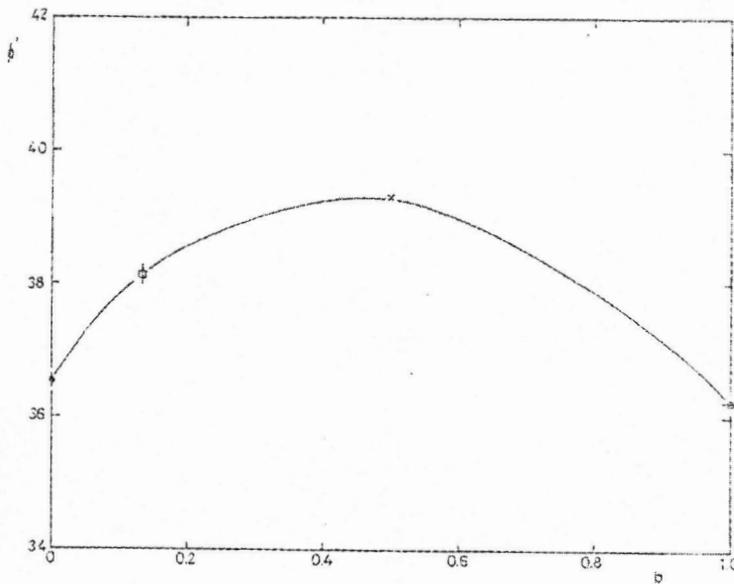
i) สภาพระบายน้ำ

ดังอธิบายแล้วในหัวข้อ 1.1 ว่า Symes (1983) ได้ทำการทดลองแบบระบายน้ำกับ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) โดยเครื่องมือ hollow cylinder การศึกษานี้ดูผลกระทบของมุมเอียงของทิศ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress (แสดงโดยตัวแปร b) แยกต่างหากจากกัน การทดลอง hollow cylinder ทำที่ $b = 0, 0.14, 0.5,$ และ 1.0 ขณะที่ค่า α จะกำหนดไว้ระหว่าง 0° และ 90°

กราฟ stress ratio และ octahedral shear strain จากการทดลองสำหรับค่า $\alpha=45^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-29 การทดสอบที่มีค่า $b=0.14$ และ 0.5 มีค่า strain ที่วิบัติน้อยที่สุดและมีค่า initial stiffness และ stress ratio มากที่สุด การทดสอบ 2 อันนี้ยังแสดง volumetric strain ที่วิบัติน้อยที่สุด รูปที่ 2-30 แสดงค่า angles of shearing resistance (ϕ') ที่จุดวิบัติซึ่งแสดงว่าค่า ϕ' จะเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยกับการเปลี่ยนแปลงของค่า intermediate principal stress ค่ากำลังมากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อทำการเฉือนใกล้สภาพ plane strain ($b \approx 0.3 \sim 0.5$) ค่า stiffness และ strength จะมีค่าน้อยสุดเมื่อค่า $b=0.1$



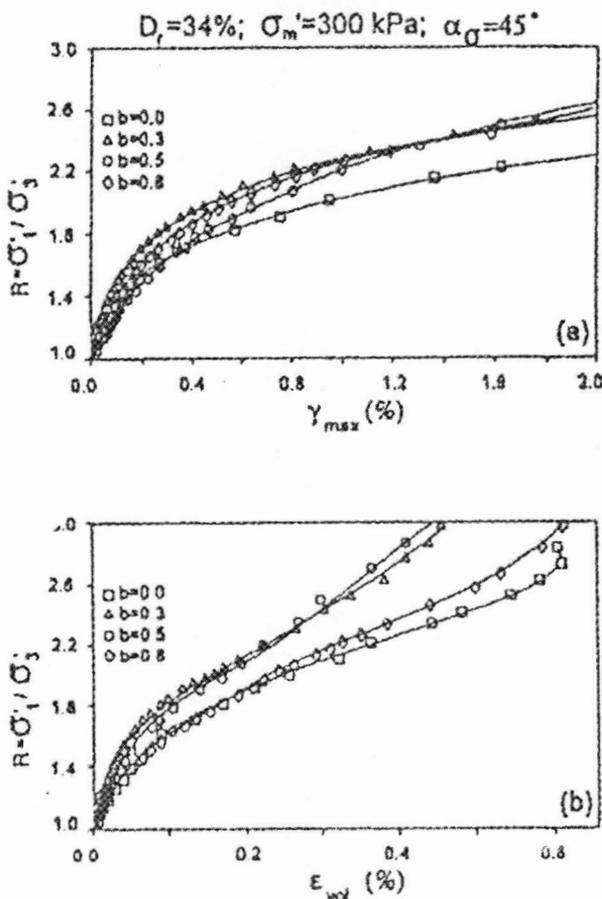
รูปที่ 2-29 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)



รูปที่ 2-30 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า ultimate ϕ' ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ($OCR=1$) (Symes, 1983)

Sayão & Vaid (1996) ทำการศึกษา medium-loose Ottawa sand โดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder ตัวอย่างดินที่เตรียมโดยวิธี water pluviation จะถูก isotropically consolidated ไปที่ effective

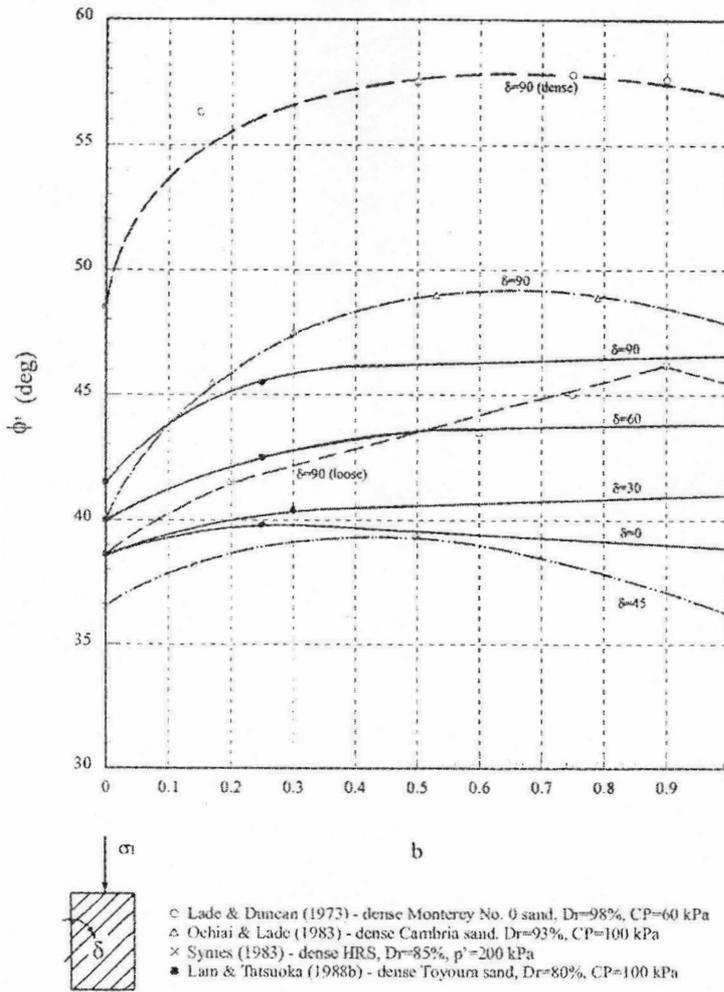
mean stress $p' = 300$ kPa หลังจากนั้นตัวอย่างจะถูกเงื่อนไขปริมาตรภายใต้สภาวะระบายน้ำโดยกำหนดค่า $b = 0, 0.3, 0.5,$ และ 0.8 ในขณะที่กำหนดค่า α คงที่เท่ากับ 45° รูปที่ 2-31 แสดงพฤติกรรม shear และ volumetric ของการทดลองเหล่านี้ พฤติกรรมที่ stiff ที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0.3$ ซึ่งเป็นสภาพที่ใกล้เคียงกับสภาพ plane strain พฤติกรรมที่ soft ที่สุดและเกิด volumetric strain มากที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ $b=0$ ค่า ultimate stress ratio จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากเมื่อ $b < 0.3$ และเปลี่ยนแปลงน้อยมากหลังจากนี้ ผลการทดลองนี้ตรงกับที่รายงานโดย Symes (1983) ค่า stress ratio จะเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเมื่อค่า b และ α มาก



รูปที่ 2-31 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ Syncrude sand (Sayão & Vaid, 1996)

รูปที่ 2-32 แสดงข้อมูล drained strength ที่ศึกษาโดยผู้วิจัยหลายคน (Ochiai and Lade, 1983; Lade and Duncan, 1973; Lam and Tatsuoka, 1988b) ที่ทดลองกับดิน isotropically consolidated ($OCR=1$) สิ่งที่สำคัญที่พบคือค่า drained strength จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจนถึงค่า 0.6 และมี

ค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยหลังจากนั้น จากการศึกษาเหล่านี้ยังแสดงอย่างชัดเจนว่าพฤติกรรม anisotropy จะลดลงเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจนตรงกับ bedding plane

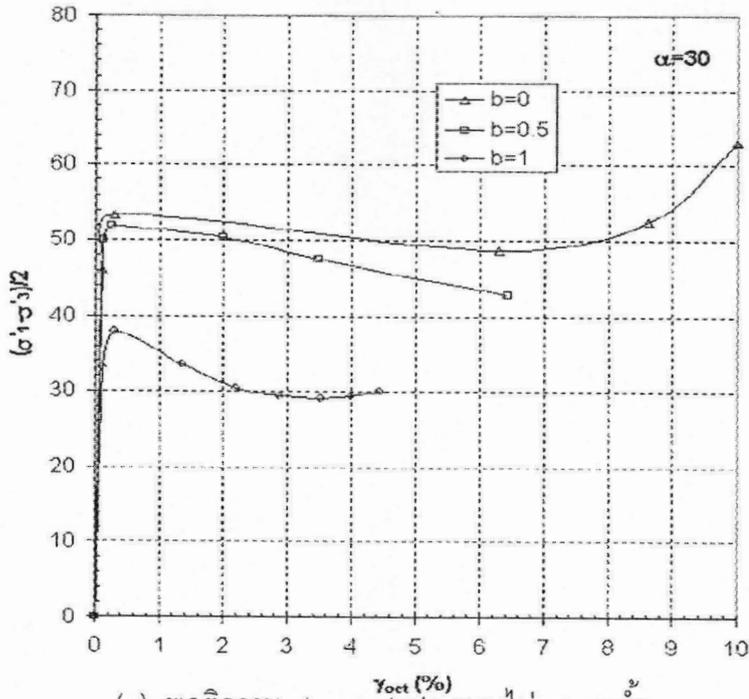


รูปที่ 2-32 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม anisotropy ของค่า peak ϕ' (ปรับปรุงมาจาก Zdravkovic (1996))

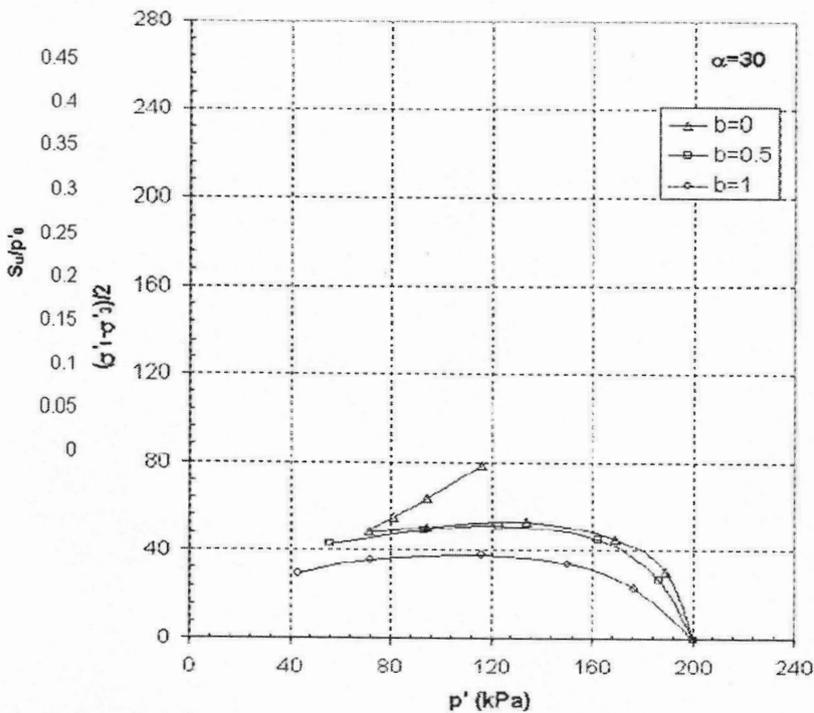
ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

จากการศึกษาของ Shibuya (1985), Shibuya and Hight (1987), และ Shibuya *et al.* (2002a และ 2002b) ดังที่ได้แสดงไว้แล้วในหัวข้อ 1.2 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ medium-loose isotropically consolidated HRS โดยการทดสอบ hollow cylinder โดยทำการศึกษาที่ค่า $b=0, 0.5$ และ 1 และเปลี่ยนแปลงค่า α ระหว่าง 0° และ 90° กราฟ stress-strain และ effective stress path จากการทดสอบเมื่อ $\alpha=30^\circ$ ได้แสดงในรูปที่ 2-33 ผลกระทบของการเพิ่มขึ้นของค่า intermediate principal stress มีน้อยมากสำหรับค่า b จนถึง 0.5 ถึงแม้ว่าจะแสดงพฤติกรรม

compressible มากขึ้นที่ large strain เมื่อค่า b มากขึ้นจะมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำที่ soft, weak, และ brittle มากขึ้น



(a) พฤติกรรม stress-strain แบบไม่ระบายน้ำ



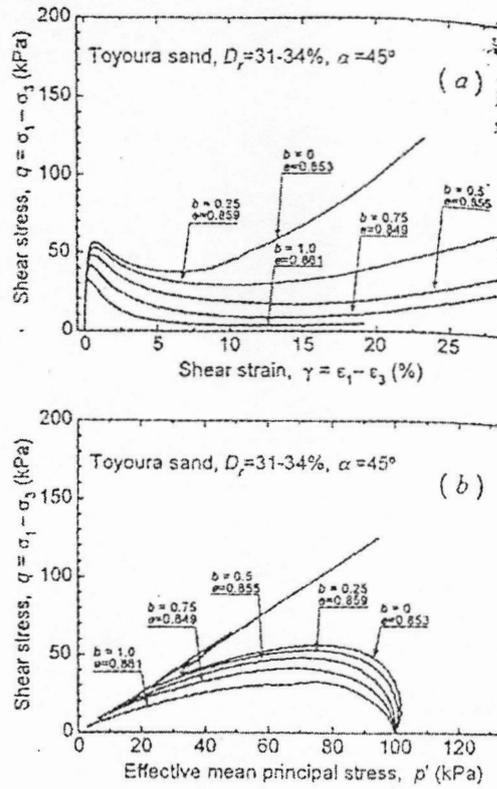
(b) effective stress path และ undrained strength anisotropy

รูปที่ 2-33 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรมของ isotropically consolidated HRS ($OCR=1$) (ข้อมูลจาก Shibuya (1985))

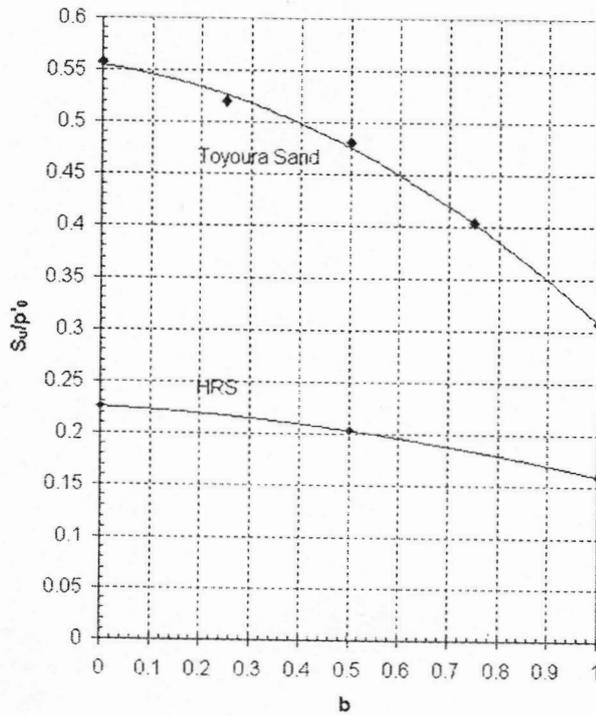
พฤติกรรมเหล่านี้ขึ้นอยู่กับค่าของ α ดังแสดงในรูปเล็กในรูปที่ 2-33(b) ค่า undrained strength, s_u ถูก normalized โดยค่า effective stress ก่อนการเฉือน ($p'_0=200$ kPa) สำหรับค่า α ที่น้อยกว่า 45° จะไม่มีพฤติกรรม undrained strength anisotropy เมื่อ $b < 0.5$ อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ s_u ถึง 40% จะเกิดขึ้นที่ค่า b มากขึ้น หลังจากค่า $\alpha=45^\circ$ ผลของ b จะมีมากขึ้นโดยที่ s_u จะเพิ่มขึ้นถึง 1.5 เท่าเมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 1

ผลการทดสอบทำนองเดียวกันได้รายงานโดย Yoshimine *et al.* (1998) กับ loose Toyoura sand ตัวอย่างดินสำหรับการทดลอง hollow cylinder เตรียมโดยวิธี air-pluviation และ vibration ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress $p'=100$ kPa และถูกเฉือนภายใต้สภาพไม่ระบายน้ำที่ค่าของ intermediate principal stress ต่างๆโดยควบคุมค่า $\alpha=45^\circ$ และ p ให้คงที่

กราฟ stress-strain และ effective stress path สำหรับตัวอย่างดินที่เฉือนที่ $b=0, 0.25, 0.5, 0.75,$ และ 1 ได้แสดงในรูปที่ 2-34 โดยพบว่าแนวโน้มโดยทั่วไปเหมือนกับที่ได้อธิบายไปแล้ว เมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจะทำให้พฤติกรรมดิน weak และ compressible มากขึ้น อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะมีมากเมื่อ b มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับของ HRS การเปลี่ยนแปลงของค่า normalized undrained strength ได้แสดงในรูปที่ 2-35 โดยเปรียบเทียบกับข้อมูลของ HRS ที่ค่า $\alpha=45^\circ$ เหมือนกัน จากรูปแสดงว่าผลกระทบของค่า intermediate principal stress นั้นมากกว่าสำหรับ TS เทียบกับ HRS อย่างน้อยก็สำหรับค่า α ที่สนใจนี้ ค่า undrained strength ของ TS ลดลง 1.8 เท่าเมื่อค่า b เปลี่ยนจาก 0 เป็น 1 ซึ่งลดลงมากกว่าของ HRS ประมาณ 28%



รูปที่ 2-34 ผลกระทบของ b ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ isotropically consolidated Toyoura sand (Yoshimine et al, 1998)



รูปที่ 2-35 ผลกระทบของค่า b ต่อ undrained strength ของ isotropically consolidated sand ที่เงื่อนไข $\alpha = 45^\circ$ (ข้อมูลจาก Yoshimine et al. (1998) และ Shibuya (1985))

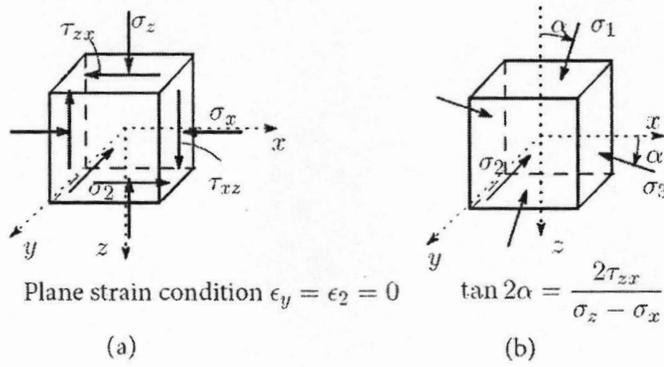
2.3.6 ความเหมาะสมของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน

การศึกษาพฤติกรรมของดินโดยมากจะใช้การทดลองในห้องปฏิบัติการซึ่งได้มีการพัฒนาเครื่องมือต่างๆเพื่อสามารถให้แรงแบบต่างๆกับตัวอย่างดินได้ การทบทวนหัวข้อเกี่ยวกับเครื่องมือการทดลองในห้องปฏิบัติการได้กล่าวไว้โดย Saada & Townsend (1981), Arthur (1988), Tatsuoka (1988), และ Menkiti (1995)

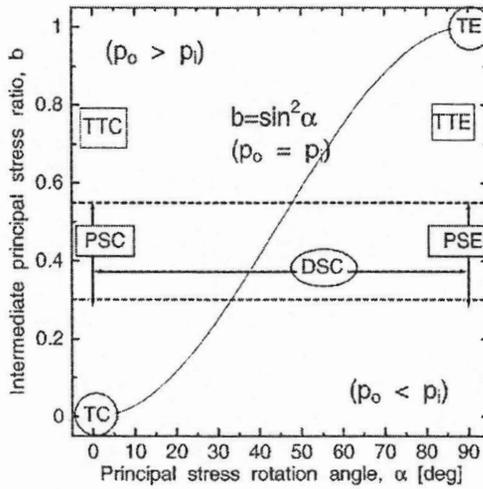
ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดินนั้นต้องการเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการที่สามารถควบคุมทั้งขนาดและทิศทางของ principal stress ระหว่างการเฉือนได้ นอกจากนี้ยังต้องสามารถควบคุมการระบายน้ำได้เพื่อให้สามารถทำการทดลองทั้งภายใต้สภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder กลายเป็นเครื่องมือที่นิยมในงานวิจัยทางวิศวกรรมปฐพี เพราะสามารถควบคุมได้ทั้งขนาดและทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมค่า axial load, torque, และ outer และ inner pressure และยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และสามารถทำการทดลองได้ทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้นด้วยการควบคุมความเค้นที่ขอบเขตดังกล่าวจะทำให้สามารถควบคุมทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress

เครื่องมือ triaxial จะใช้โดยทั่วไปในห้องปฏิบัติการโดยจะสามารถจำลองสภาพความเค้นที่วิบัติได้เพียง 2 แบบคือ compression และ extension ซึ่งจะมีการกระโดดของค่า α จาก 0° เป็น 90° และค่า b จาก 0 เป็น 1 ถึงแม้ว่าค่า b จะสามารถควบคุมในเครื่องมือ plane strain และ true triaxial แต่เครื่องมือเหล่านี้ก็ยังมีข้อจำกัดในการควบคุมค่า α เครื่องมือ directional shear cell เป็นอีกเครื่องมือที่สามารถศึกษาพฤติกรรม anisotropy เครื่องมือนี้ให้สภาพความเค้นแบบ plane strain และสามารถให้แรงตั้งฉากและแรงเฉือนที่ด้านข้างของตัวอย่างรูปลูกบาศก์ ดังนั้นจึงสามารถควบคุมตัวแปร 3 ค่า (σ_1 , σ_3 , และ α) ส่วนประกอบของความเค้นที่เกิดขึ้นใน directional shear cell ได้แสดงในรูปที่ 2-36 อย่างไรก็ตามก็ยังคงมีปัญหาเกี่ยวกับเครื่องมือนี้คือ non-uniformity ที่ขอบของตัวอย่างและไม่สามารถให้ค่าความเค้นในแต่ละทิศทางที่ต่างกันมากได้เนื่องจากปัญหา side membrane รูปที่ 2-37 แสดงสภาพของความเค้นในเครื่องมือการทดลองชนิดต่างๆ



รูปที่ 2-36 Directional shear cell (a) ส่วนประกอบของความเค้น (b) Principal stresses และทิศทาง



Legends:

TC, TE: Triaxial compression ($\alpha = 0^\circ, b = 0$) and extension ($\alpha = 90^\circ, b = 1$)

PSC, PSE: Plane strain compression and extension (under condition of $\epsilon_2 = 0$)

TTC, TTE: true triaxial compression and extension (Range $0 \leq b \leq 1$; $\alpha = 0$ or 90°)

DSC: Directional shear cell ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ under condition of $\epsilon_2 = 0$)

HCA: Hollow cylinder apparatus at all possible regions (p_o, p_i are outer and inner cell pressure)

รูปที่ 2-37 สภาพของความเค้นในเครื่องมือการทดลองชนิดต่างๆ

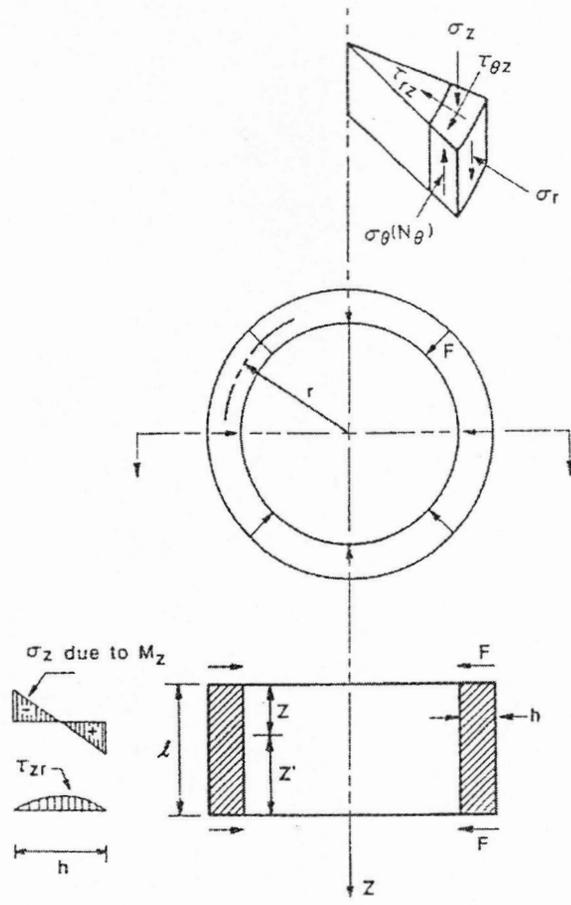
อย่างไรก็ตามข้อเสียของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder คือ stress และ strain non-uniformity เนื่องจาก end-restraint และ sample curvature หัวข้อนี้จะอธิบายให้ละเอียดขึ้นดังต่อไปนี้

2.3.7 Non-uniformity ในตัวอย่างดินในการทดลอง hollow cylinder

ถึงแม้ว่าเครื่องมือ hollow cylinder จะสามารถใช้ศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะความเค้นที่หลากหลายแต่มันก็มีข้อเสียเนื่องจากการกระจายของความเค้นและความเครียดอย่างไม่สม่ำเสมอในตัวอย่างดิน

ผลรวมของ normal stress และ torsional shear stress จะทำให้เกิดการเอียงของทิศ major principal stress จากแนวตั้งสำหรับตัวอย่างดินในอุปกรณ์ hollow cylinder แรง torque ที่กระทำจะทำให้เกิด shear stress ทั้งในทิศแนวตั้งและแนวนอน ค่า gradient ของ radial stress และ circumferential stress จะเกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างระหว่าง inner และ outer pressure เนื่องจากการให้ inner และ outer pressure ผ่าน flexible membrane จึงทำให้ไม่เกิด shear stress (ทั้ง vertical และ circumferential) บนผิวขอบเขตนี้ ดังนั้นค่า σ_r จะเป็นค่า intermediate principal stress เสมอ ($\sigma_r = \sigma_2$) การทดสอบโดยทั่วไปมักจะให้ inner และ outer pressure มีค่าเท่ากันซึ่งทำให้ค่า gradient ของ radial stress ตลอดความหนาของตัวอย่างดินเป็นศูนย์ดังนั้น $\sigma_r = \sigma_\theta$ สำหรับในกรณีนี้ทิศทางของ major principal stress จะมีความสัมพันธ์กับค่า b ดังนี้ $b = \sin^2 \alpha$ จากหลักการทดสอบที่กล่าวมาจะมี 2 สาเหตุที่จะทำให้เกิด stress และ strain non-uniformity สาเหตุแรกคือ stress non-uniformity ที่เกิดจากความโค้งของตัวอย่างดิน hollow cylinder เมื่อความเค้นที่ขอบเขตกระจายอย่างสม่ำเสมอและไม่มี end restraint จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ stress และ strain ผ่านผนังของตัวอย่างดินเนื่องจาก torque หรือจากความแตกต่างระหว่าง inner และ outer pressure ซึ่งจะทำให้เกิด stress non-uniformity ผ่านผนังของตัวอย่างดิน ความแตกต่างระหว่าง internal และ external pressure จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ σ_r และ σ_θ ผ่านผนังของตัวอย่างดิน แม้แต่ในกรณีของ p_o และ p_i ที่มีค่าเท่ากันแต่ torque ก็ยังทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ shear stress ผ่านผนังของตัวอย่างดิน สภาพเหล่านี้จะทำให้เกิด non-uniformity ของ normal stress σ_z , σ_r และ σ_θ ดังนั้นในการวิเคราะห์ผลการทดลองจะทำในรูปของ average stress โดยการกระจายของ stress และ strain เป็นฟังก์ชันของรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดินและคุณสมบัติของดิน หัวข้อเหล่านี้จะกล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

อีกสาเหตุหนึ่งของ strain non-uniformity เกิดเนื่องมาจาก end restraint เกิดจากความเสียดทานระหว่าง platen และตัวอย่างดินซึ่งจะทำให้เกิด radial shear stresses τ_{rz} ที่ด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน แม้ว่าจะสามารถลดความผิดแต่ความผิดนี้เป็นสิ่งจำเป็นในการถ่ายแรง torque ไปสู่ตัวอย่างดิน ค่า shear stress ที่เกิดขึ้นจะทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของ circumferential stress และ bending moment ซึ่งจะมีผลกระทบต่อ vertical stress และการหมุนของ principal stress ออกจากระนาบของผนังของตัวอย่างดิน การกระจายของ axial stress อย่างไม่สม่ำเสมอได้แสดงในรูปที่ 2-38 จะเห็นว่าผลกระทบของ end restraint ต่อการกระจายของความเค้นจะขึ้นกับรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดิน, พฤติกรรมของดิน, และสภาพของความเค้น



รูปที่ 2-38 ส่วนประกอบของความเค้นในตัวอย่างดิน hollow cylinder โดยพิจารณา end-effect (after Saada & Townsend, 1981)

2.3.8 งานวิจัยเกี่ยวกับ stress และ strain non-uniformity

จากผลรวมของผลกระทบของ wall curvature และ end restraint จะทำให้ค่า stress และ strain ในตัวอย่างดิน hollow cylinder กระจายอย่างไม่สม่ำเสมอ ผลกระทบนี้ขึ้นอยู่กับรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดิน, พฤติกรรมของดิน, และ stress path ได้มีผู้วิจัยหลายท่านศึกษาผลกระทบเหล่านี้โดยการคำนวณเชิงตัวเลข

Hight et al. (1983) ได้รายงานผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของ non-uniformity ของตัวอย่าง large ICHCA โดยแบบจำลอง two-dimensional axisymmetric กับ linear elastic and strain hardening Modified Cam-Clay (MCC) constitutive law Hight et al. (1983) ใช้ตัวแปรในสมการ (2-8) เพื่อประเมินค่า stress non-uniformity ผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน hollow cylinder

$$\beta_3 = \frac{\int_a^b |\sigma(r) - \bar{\sigma}| \cdot dr}{(b-a) \cdot \sigma_L} \tag{2-8}$$

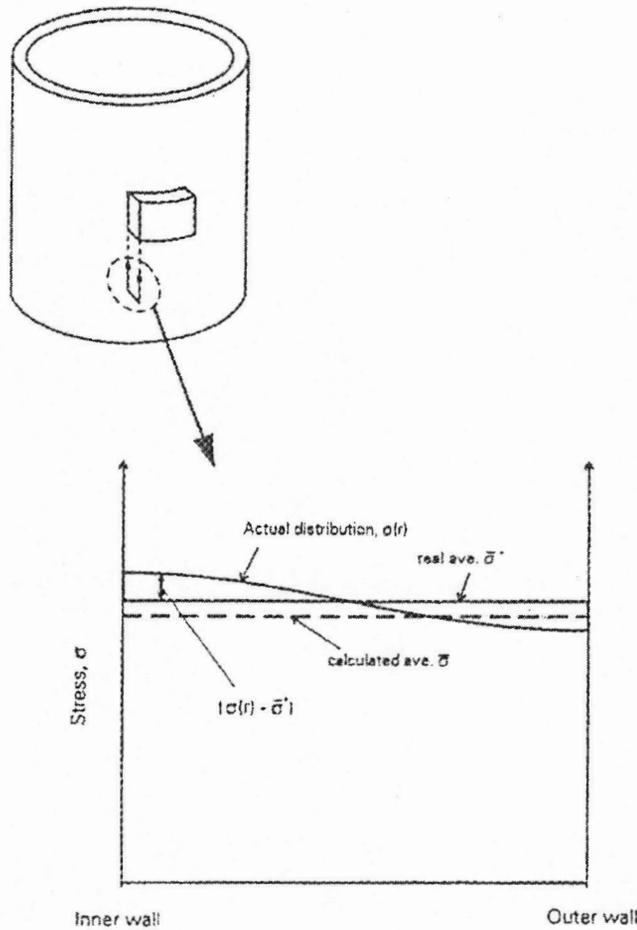
โดยที่ $\sigma(r)$ คือการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

$\bar{\sigma}^*$ คือค่าเฉลี่ยจริงจากการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

σ_L คือระดับของความเค้นโดยนิยามว่า $\frac{|\bar{\sigma}_\theta| + |\bar{\sigma}_r|}{2}$

a และ b คือรัศมีภายในและภายนอก

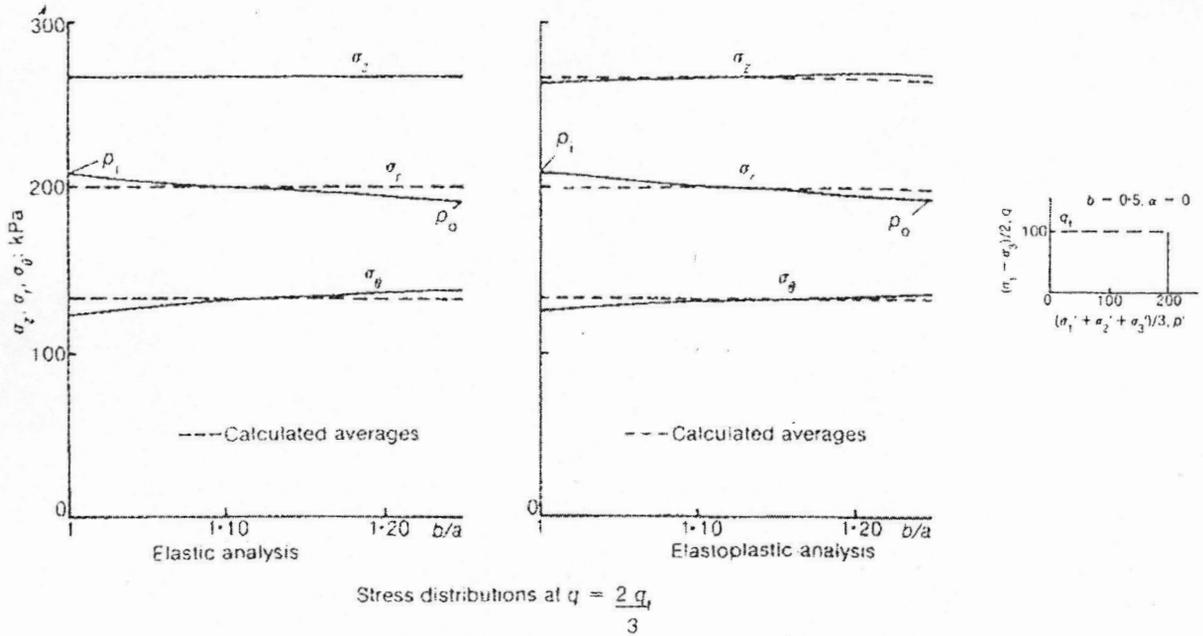
รูปที่ 2-39 แสดงนิยามในการประเมินค่า stress non-uniformity และ accuracy เส้น $\bar{\sigma}$ คือค่าความเค้นเฉลี่ยที่ได้จากการทดลอง นอกจากนี้ยังสามารถวิเคราะห์ทำงานองเดียวกันกับ non-uniformity ได้



รูปที่ 2-39 นิยามของ stress non-uniformity (Hight et al., 1983)

การศึกษานี้ศึกษามลกระทบของรูปทรงทางเรขาคณิตต่อ non-uniformity ในตัวอย่างดิน hollow cylinder ตัวอย่างดินมีความหนาของผนัง 25 มม, รัศมีภายนอก 250 มม, รัศมีภายใน 200 มม, และเปลี่ยนแปลงค่าความสูง ตัวอย่างการกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่างดินที่ 2/3 ของ failure stress ได้แสดงในรูปที่ 2-40 ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ $p'=200$ kPa และตามด้วย

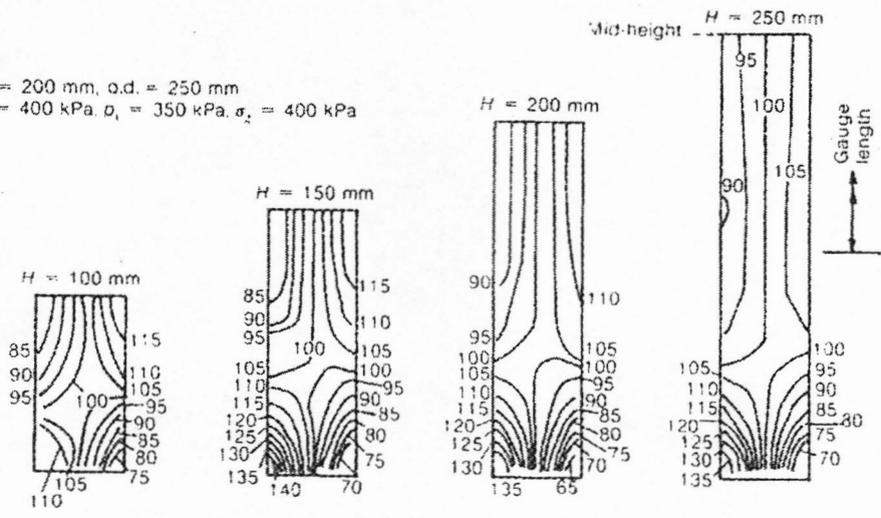
การเค้นแบบระบายน้ำไปที่ shear stress 100 kPa และมีค่า p' คงที่และค่า $b=0.5$ โดยมีค่า inner และ outer pressure เท่ากัน แล้วสังเกตการกระจายอย่างไม่สม่ำเสมอของ radial และ circumferential stress ผ่านผนังของตัวอย่างดิน นอกจากนี้ยังพบการกระจายแบบไม่สม่ำเสมอของ normal stress เมื่อใช้แบบจำลองของดินแบบ elasto-plastic



รูปที่ 2-40 การกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder (Hight et al., 1983)

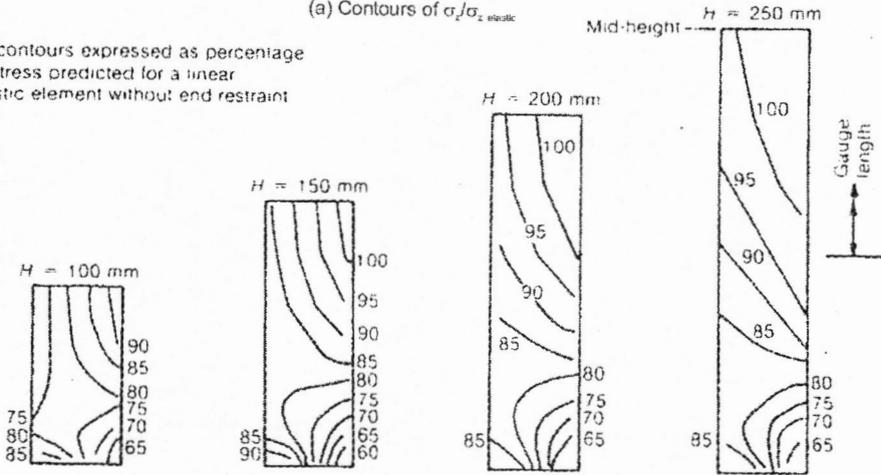
รูปที่ 2-41 แสดงผลกระทบบของ end restraint จากการวิเคราะห์แบบ linear elastic ของ fixed-end sample ที่ความสูง 4 ค่าและมีค่าเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 200 มม และ 250 มม ผลรวมของความเค้นประกอบด้วย axial stress 400 kPa, inner pressure 350 kPa, และ outer pressure 400 kPa โดยไม่มี torque ผลการวิเคราะห์แสดงเป็นเส้น contour ของเปอร์เซ็นต์ของการวิเคราะห์ linear elastic โดยไม่มี end restraint ค่า Poisson's ratio คือ 0.499 ผลการวิเคราะห์จะแสดง stress non-uniformity ระหว่างปลายของตัวอย่างดินโดยที่เด่นชัดที่สุดคือ axial stress

i.d. = 200 mm, o.d. = 250 mm
 $p_o = 400 \text{ kPa}$, $p_i = 350 \text{ kPa}$, $\sigma_z = 400 \text{ kPa}$

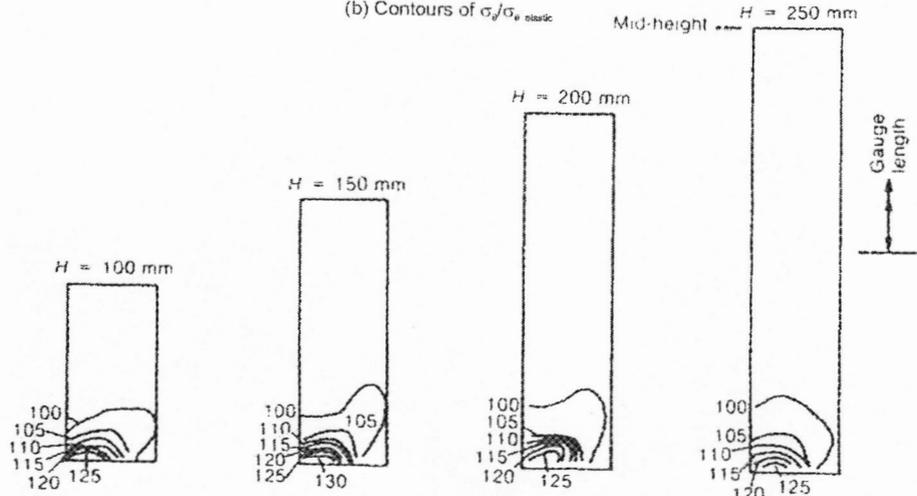


(a) Contours of σ_r/σ_z elastic

All contours expressed as percentage of stress predicted for a linear elastic element without end restraint



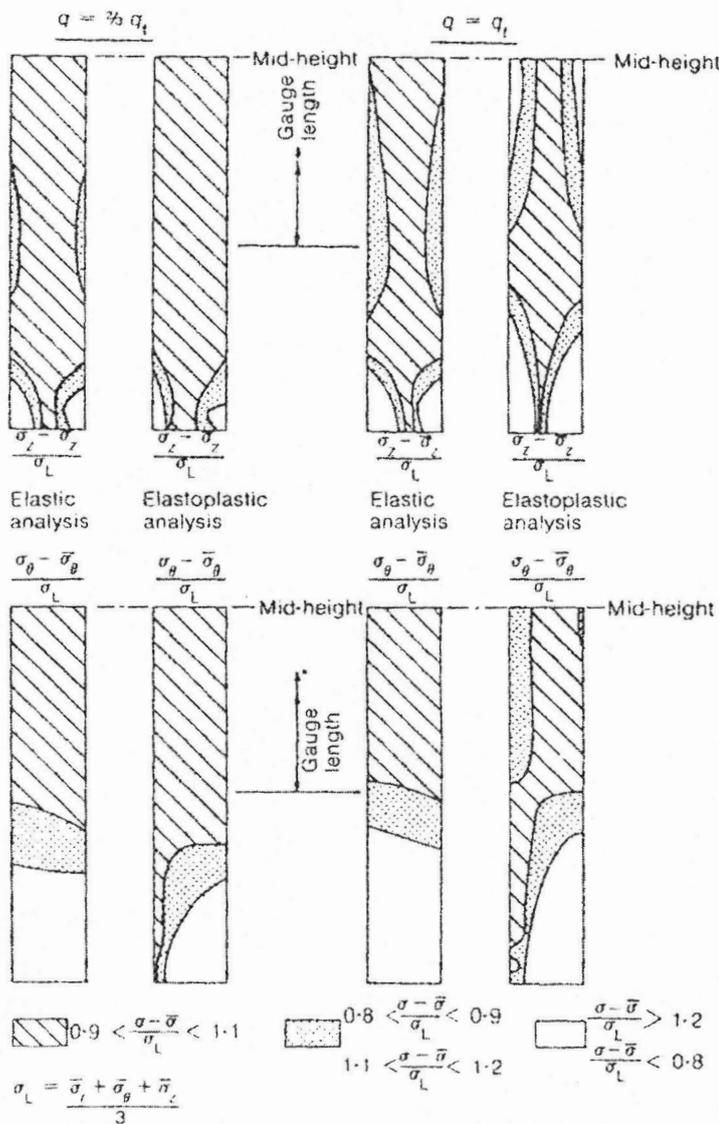
(b) Contours of σ_θ/σ_z elastic



(c) Contours of σ_t/σ_z elastic

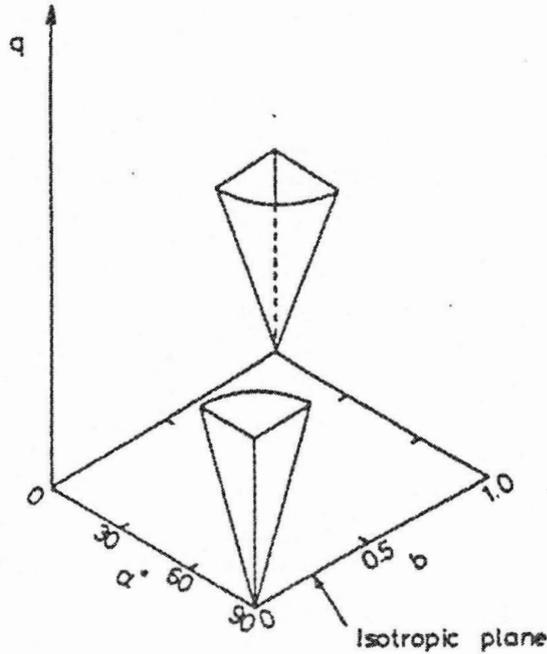
รูปที่ 2-41 การกระจายของความเค้นในตัวอย่าง fixed-end hollow cylinder ที่มีความสูงต่างๆจากการวิเคราะห์ linear elastic (Hight et al., 1983)

รูปที่ 2-42 แสดงผลการวิเคราะห์ผลกระทบของ end restraint ต่อตัวอย่าง hollow plastic พฤติกรรมของวัสดุพิจารณาเป็น strain-hardening plastic รูปที่ 2-40 แสดง average stress path ($b=0.5$ และ $\alpha=0^\circ$) มิติของตัวอย่างคือ inner diameter 200 มม, outer diameter 250 มม, และความสูง 250 มม การวิเคราะห์การกระจายของ normal stress (σ_z) และ circumferential stress (σ_θ) ได้แสดงที่ระดับความเค้น 2 ระดับคือที่วิบัติ (q_f) ละที่ $2/3$ ของ q_f ผลการวิเคราะห์แสดงว่า stress non-uniformity จะเพิ่มขึ้นเมื่อยิ่งเข้าใกล้สภาวะวิบัติ อย่างไรก็ตามการกระจายของความเค้นยังคงสม่ำเสมอพอสมควรที่ส่วนกลางของตัวอย่างดิน



รูปที่ 2-42 การวิเคราะห์การกระจายของความเค้นของตัวอย่าง fixed-end 200 mm height hollow cylinder โดยการวิเคราะห์ elastoplastic และ elastic (Hight et al., 1983)

Hight et al. (1983) พิจารณาระดับของ stress non-uniformity ที่ยังคงยอมรับได้ใน ICHCA เมื่อค่า $\beta_3 < 0.11$ อัตราส่วนของ outer ต่อ inner cell pressure ต้องอยู่ระหว่าง $0.9 < \frac{p_o}{p_i} < 1.2$ และได้เสนอสภาพต้องห้ามของสภาพความเค้นที่จะทำให้ stress non-uniformity มากเกินกว่าที่จะยอมรับได้ รูปที่ 2-43 แสดงสภาพดังกล่าว ("no-go" area) ในไดอะแกรม $q - b - \alpha$



รูปที่ 2-43 ไดอะแกรมของ "no-go" area ที่เสนอโดย Hight et al. (1983)

Sayão & Vaid (1991) แนะนำว่าการใช้ตัวแปร β_3 ที่นิยามโดย Hight et al. (1983) สามารถสะท้อนผลของ non-uniformity ในตัวอย่าง hollow cylinder ที่มากเกินไป เขาเสนอตัวแปรสำหรับแสดง stress non-uniformity ผ่านผนังของตัวอย่างซึ่งมีพื้นฐานจากความแตกต่างของ effective stress ratio

$$(R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}) \text{ ซึ่งนิยามในสมการ (2-9)}$$

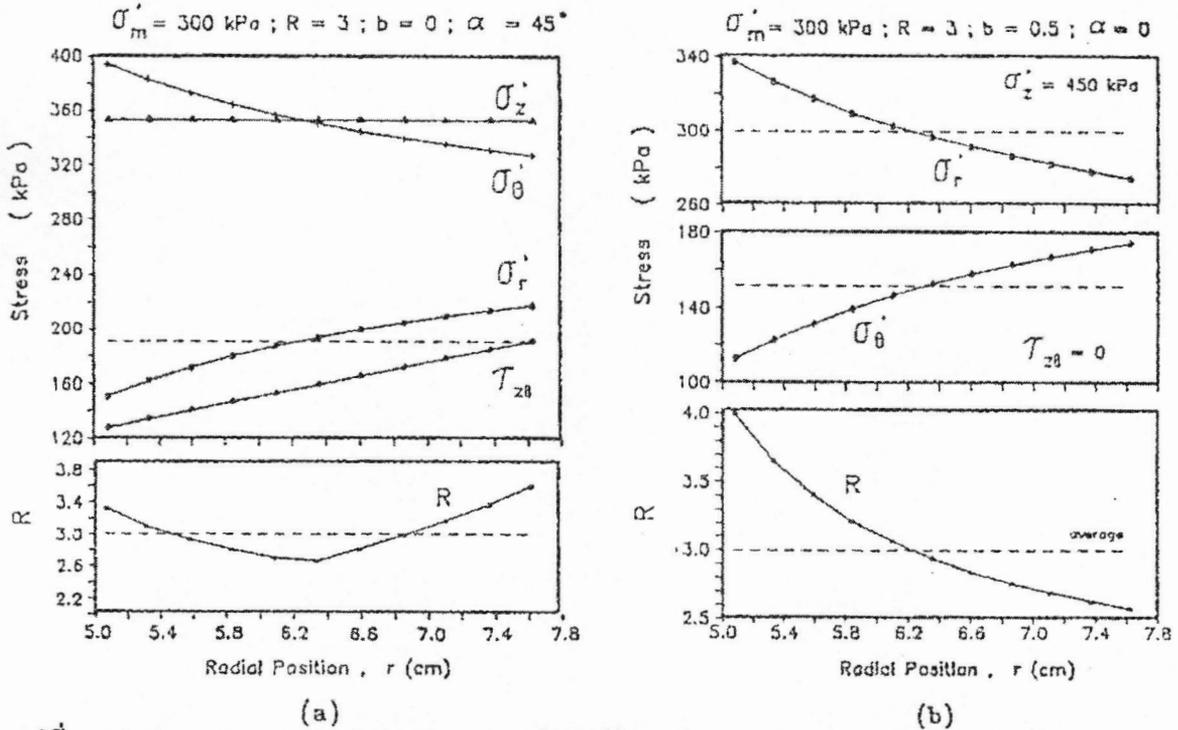
$$\beta_R = \frac{R_{\max} - R_{\min}}{R_{av}} \quad (2-9)$$

โดยที่ R_{\max} และ R_{\min} คือค่า stress ratio มากสุดและน้อยสุด

R_{av} คือค่า stress ratio เฉลี่ย

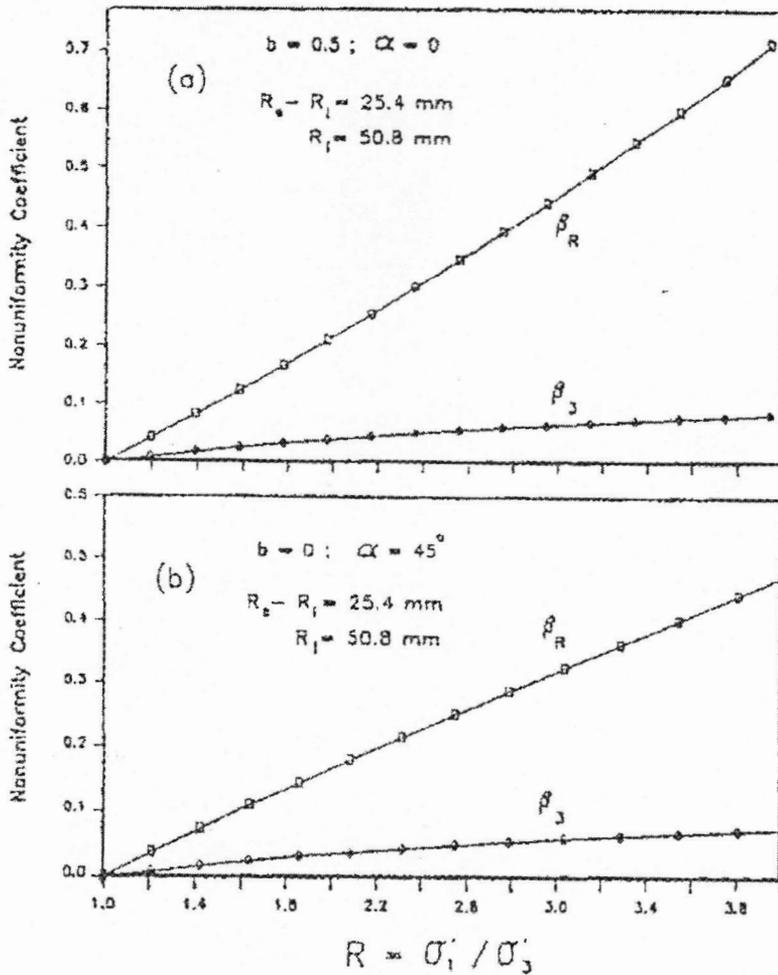
รูปที่ 2-44 แสดงตัวอย่างของการกระจายของ elastic stress ผ่านผนังของตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 120 มม และ 152 มม และมีความหนา 25 มม โดยทำการ

วิเคราะห์ที่สภาพความเค้น 2 ค่า คือ (i) $p'=300$ kPa, $R=3$, $b=0$ และ $\alpha=45^\circ$ และ (ii) $p'=300$ kPa, $R=3$, $b=0.5$ and $\alpha=0^\circ$ ค่า stress non-uniformity coefficient (β_3) ที่เสนอโดย Hight *et al.* (1983) สำหรับทั้งสองกรณีเป็น 0.07 ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ที่ $\beta_3 \leq 0.11$ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาการกระจายของ stress ratio จากตัวแปร stress non-uniformity coefficients (β_R) ของกรณีทีหนึ่งและสอง จะได้ค่า 0.32 และ 0.46 ซึ่งไม่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้โดย Sayão and Vaid (1991) เนื่องจากแสดงว่า อาจจะมีค่าความแตกต่างของค่า mobilized shear resistance angle ในสภาพ triaxial มากถึง 10.5°



รูปที่ 2-44 การกระจายของ elastic stress ผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder (Sayão & Vaid, 1991)

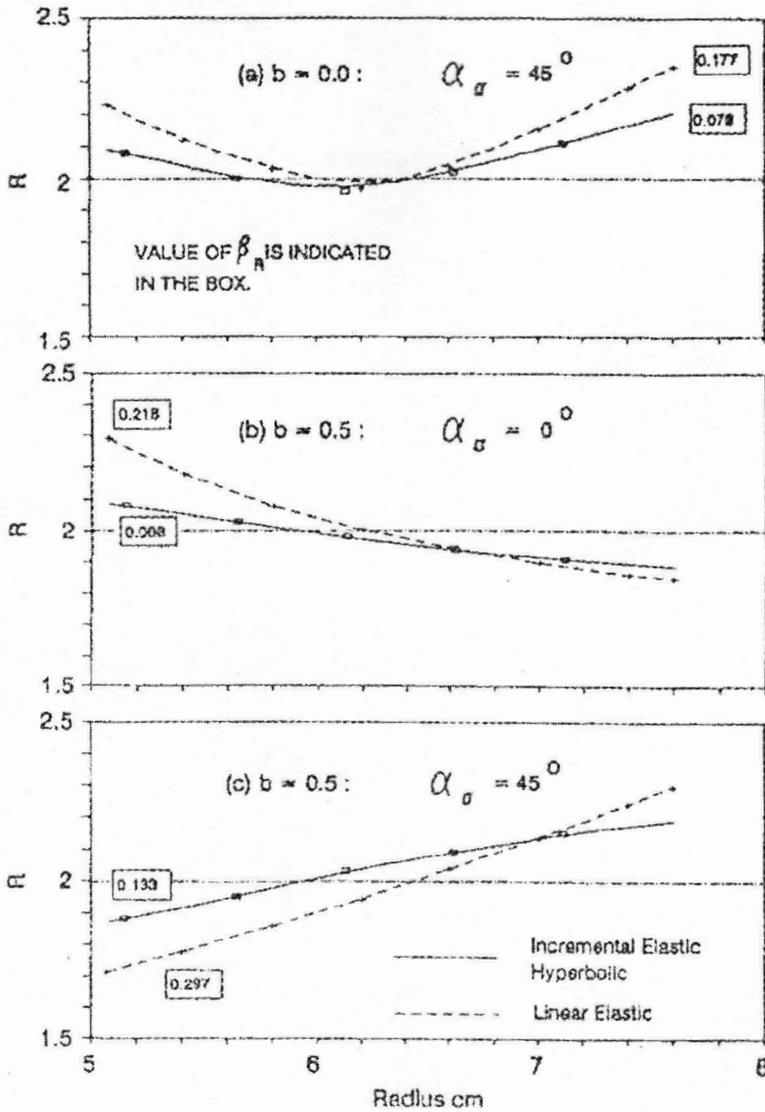
รูปที่ 2-45 แสดงว่า stress non-uniformity เพิ่มขึ้นกับค่า stress ratio (R) (Sayão & Vaid, 1991) และแนะนำว่า stress non-uniformity จะยังยอมรับได้เมื่อค่า $\beta_R \leq 0.2$ ซึ่งค่านี้จะตรงกับความแตกต่างของค่า R_{max} และ R_{min} ไม่เกิน 20% ดังนั้นจึงแนะนำว่าควรควบคุมให้ค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5 เพื่อให้ stress non-uniformity อยู่ในระดับที่ยอมรับได้



รูปที่ 2-45 ผลกระทบของ stress ratio ต่อค่า non-uniformity coefficient (Sayão & Vaid, 1991)

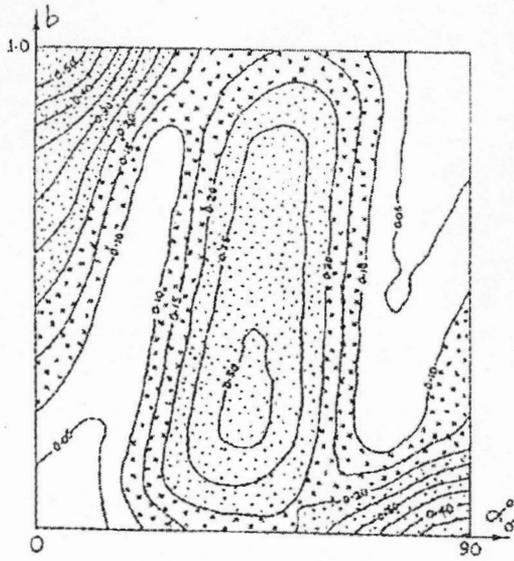
นอกจากนี้เขายังสรุปว่าการเพิ่มความหนาของผนังจะเพิ่ม stress non-uniformity และการใช้รัศมีภายในมากกว่า 40-50 มม จะสามารถลด stress non-uniformity ได้

Wijewickreme & Vaid (1991) วิเคราะห์ stress non-uniformity เนื่องจาก curvature ของตัวอย่าง hollow cylinder โดยใช้แบบจำลองดินแบบ linear-elastic และ non-linear (elastic) hyperbolic รูปที่ 2-46 แสดงการกระจายของค่า stress ratio ผ่านผนังของตัวอย่างที่มีค่า $b=0$ และ 0.5 และ $\alpha = 0^\circ$ และ 45° ที่ $R=2$ ซึ่งพบว่าผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง linear elastic แสดง stress non-uniformity ที่มากกว่าผลจากแบบจำลอง non-linear

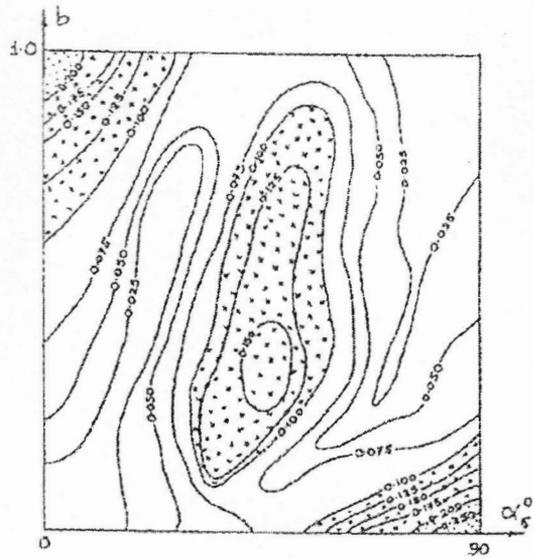


รูปที่ 2-46 การกระจายของค่า stress ratio ผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 2.0$, และ $D_r = 30\%$ (Wijewickreme & Vaid, 1991)

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบ non-linear Wijewickreme & Vaid (1991) พบว่า stress non-uniformity จะเพิ่มขึ้นกับ stress ratio ที่ค่า R ต่ำๆแต่จะมีค่าลดลงเมื่อเข้าใกล้สภาวะวิบัติ รูปที่ 2-47 แสดงเส้น contour ของ β_R ในกราฟ $b - \alpha$ สำหรับสภาพความเค้นที่ $R=2$ และ $R=3$ ซึ่งจะแสดงการลดลงของระดับของ non-uniformity เมื่อค่า effective stress ratio เพิ่มขึ้น (คือบริเวณที่แรงจะเล็กลงในรูปที่ 2-48)

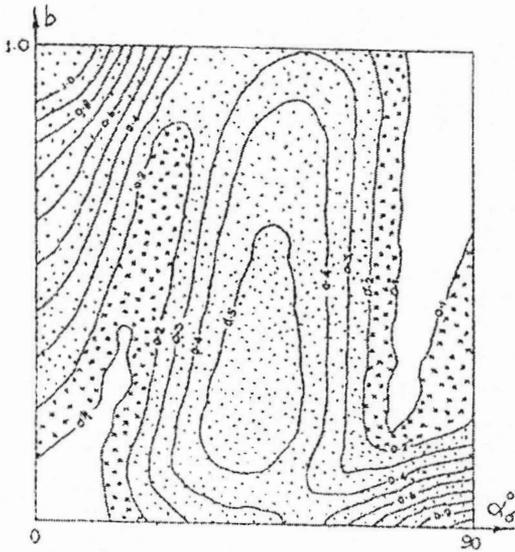


(a) Linear Elastic (Sayao, 1989)

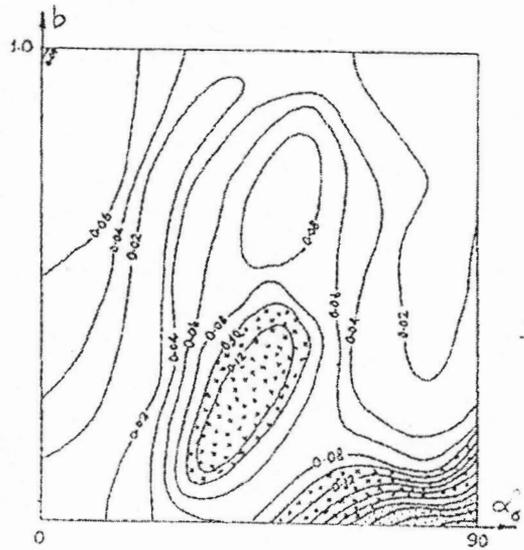


(b) Incremental Elastic Hyperbolic

รูปที่ 2-47 เส้น contour ของค่า β_R ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 2.0$ และ $Dr = 30\%$ (Wijewickreme & Vaid, 1991)



(a) Linear Elastic (Sayao, 1989)



(b) Incremental Elastic Hyperbolic

รูปที่ 2-48 เส้น contour ของค่า β_R ที่ $p' = 300$ kPa, $R = 3.0$, และ $Dr = 30\%$ (Wijewickreme & Vaid, 1991)

2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain

พฤติกรรม stress-strain ของดินนั้นสำคัญมากสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี ด้วยเหตุนี้จึงมีวิธีหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม stress-strain และ stiffness ของดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม วิธีการวัดค่า stiffness ของดินจะแตกต่างกันไปตามขนาดของความเครียดที่สนใจ รูปที่ 2-49 แสดงขอบเขตของความเครียดสำหรับการทดลองต่างๆ (Ishihara, 1996) ที่ความเครียดสูงจะเหมาะสมที่จะใช้การทดลองแบบทำลาย เช่น triaxial, direct shear, และ unconfined compression test ในขณะที่ความเครียดที่ต่ำลงมากจะต้องใช้การทดลอง dynamic loading โดย wave propagation technique เช่น resonant column test และ Bender Element test ส่วนในสนามก็สามารถใช้การทดลอง in-situ shear wave velocity tests, cross-down hole seismic test, และ pressuremeter test

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

รูปที่ 2-49 ขอบเขตของความเครียดโดยการทดลองชนิดต่างๆ (Ishihara, 1996)

ค่า stiffness ของดินที่ได้จากการทดลองต่างๆจะมีค่าแตกต่างกัน ดังนั้นเมื่อมีการเปรียบเทียบค่า stiffness จากการทดลองต่างกัน จะต้องพิจารณาปัจจัยต่างๆด้วย เช่น

- strain level

- stress state
- การรบกวนของตัวอย่างดิน
- mode of shearing
- stress/strain rate
- drainage condition
- discontinuity

ในหัวข้อต่อไปนี้จะอธิบายคร่าวๆถึงการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ใช้ในการวัดค่า stiffness และพฤติกรรม stress-strain ของดินที่ small ถึง intermediate strain

2.4.1 การทดลองในห้องปฏิบัติการ

i) Advanced triaxial test

การทดลอง triaxial เป็นการทดลองที่ใช้กันมากที่สุดเพื่อการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการตระหนักถึงความสำคัญของค่า small strain stiffness ของดินในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี (เช่น การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของงานขุดจะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงของค่า stiffness จาก small strain) จึงทำให้ในปัจจุบันมีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดค่าความเครียดของดินที่เล็กลงและแม่นยำขึ้น การทดลอง monotonic triaxial โดยมี local strain measurement กลายเป็นการทดลองที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในขอบเขตความเครียดที่กว้าง ข้อดีของการทดลอง monotonic triaxial คือ ความสามารถในการควบคุม strain rate, สามารถวัดค่าได้ในช่วงความเครียดที่กว้าง, สามารถควบคุม stress path, และ สามารถทดสอบด้านกำลังอย่างไรก็ตามข้อจำกัดของการทดลองนี้คือไม่สามารถวัดค่า damping ratio ยกเว้นในการทดลอง cyclic test

ii) Bender Element test

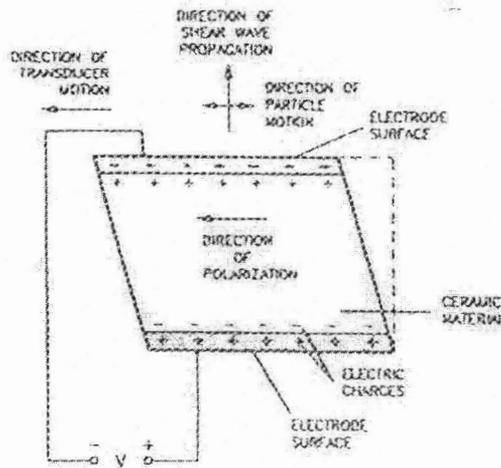
การทดลอง bender element พัฒนาขึ้นโดย Shirley and Hampton (1978) เป็นวิธีในการวัด small strain stiffness โดยจะได้ค่า elastic shear modulus ของดินจากการวัดค่า shear wave velocity ที่วิ่งผ่านตัวอย่างดิน ระบบการทดลอง bender element สามารถติดตั้งได้ในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการส่วนมาก แต่โดยมากจะใช้ร่วมกับเครื่องมือ triaxial (เช่น Dyvik & Madshus (1985)) ขนาดของความเครียดบนตัวอย่างดินของการทดลองนี้จะน้อยกว่า 0.001% (Dyvik & Madshus, 1985) ดังนั้นการทดลองนี้จะเป็นการทดลองแบบไม่ทำลาย

ค่า elastic stiffness ที่ได้จากการทดลอง bender element จะเป็นประโยชน์ในการระบุจุดเริ่มต้นที่ความเครียดน้อยๆของ stiffness degradation curve สำหรับการวิเคราะห์ผลการทดลอง dynamic หรือ

small-strain cyclic loading และยังเป็นตัวแปรที่ต้องการในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับ non-linear numerical analysis ที่ความเครียดที่สูงขึ้น (Jardine et al., 1991; Stallebarass et al., 1997)

iii) Shear-plate transducer

รูปที่ 2-50 แสดงภาพร่างของ shear-plate transducer ซึ่งประกอบด้วย electrode ที่ทั้งสองด้าน และขนานกับทิศทางของการ polarization การเคลื่อนตัวของ shear-plate transducer จะตั้งฉากกับทิศทางทางการเดินทางของ shear wave การติดตั้งเครื่องมือ shear-plate transducer นั้นเหมือนกับของ bender element



รูปที่ 2-50 Shear-plate transducer (Brignoli et al., 1006)

Ismail and Rammah (2005) ได้ศึกษาการประยุกต์ใช้ shear plate เทียบกับการใช้ bender element ผลการทดลองแสดงว่าข้อมูลจาก shear plate และ bender element ต่างกันไม่เกิน 2.5% ซึ่งตรงกับผลการศึกษาของ Brignoli et al., (1996) นอกจากนี้ shear-plate จะเหมาะสมกว่า bender element ในการทดสอบดิน undisturbed stiff soil, sand, และดินที่มี large aggregate เพราะ shear plate ไม่มีการรบกวนตัวอย่างดินจากการติดตั้ง อย่างไรก็ตาม bender element เหมาะจะใช้ทดลองกับดินเหนียวอ่อนมากกว่า

iv) Resonant column test

การทดลอง resonant column เป็นการทดลองที่สะดวกที่สุดในการวัดพฤติกรรม dynamic ของดินในห้องปฏิบัติการ Hardin & Music (1965) ได้อธิบายทฤษฎีและวิธีการทดลอง การทดลองนี้มีพื้นฐานมาจากผลการวิเคราะห์ทางทฤษฎีของค่า shear modulus ของแท่งดินทรงกระบอกที่สั่นด้วยความถี่ที่

resonant ในการทดลองสามารถให้ axial ต่อตัวอย่างดินที่อยู่ใน triaxial ค่า shear modulus ที่ได้จากการทดลองนี้จะเป็นค่าที่ความเครียดต่ำ (ประมาณ 10^{-3} % to 10^{-1} %)

v) Torsional shear hollow cylinder test

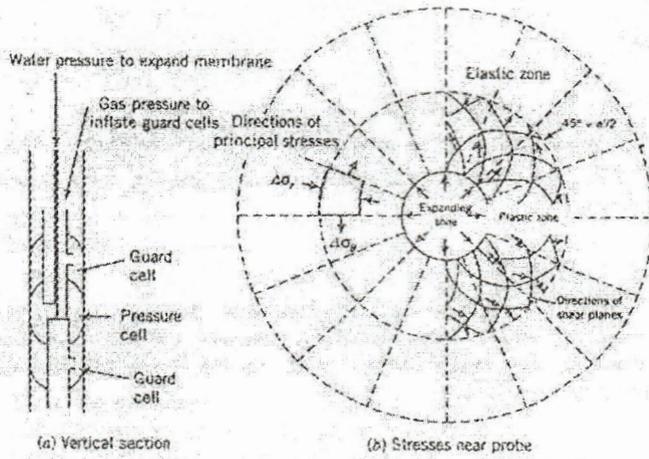
เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เป็นที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เนื่องจากเครื่องมือนี้สามารถควบคุมทั้งขนาดของ principal stress และทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ axial load, torque, และ outer และ inner pressure นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และทำการทดลองทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ดังนั้นเมื่อสภาวะขอบเขตทั้งหมดถูกควบคุมจะทำให้ศึกษาผลกระทบของทิศทางของ major principal stress และขนาดของ intermediate principal stress

2.3.2 การทดลองในสนาม

i) Pressuremeter test

การทดลอง pressuremeter test เป็นการขยายทรงกระบอกยาวในดินนอกในแนวรัศมี พฤติกรรมของดินสามารถศึกษาได้จากการวัดค่าความดันและการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรและรัศมีของทรงกระบอกนี้ โดยทฤษฎีการทดลองนี้สามารถวัดค่า strength, stiffness, consolidation parameter, และ in-situ horizontal stress การทดลอง unload-reload cycle สามารถศึกษาพฤติกรรม non-linearity ของดินได้

เครื่องมือ pressuremeter (ในรูปที่ 2-51(a)) เป็นแท่งทรงกระบอกยาวที่วางไว้ที่ความลึกที่ต้องการ ในหลุมเจาะและมีการให้ความดันใน cell ความเค้นใกล้เคียง probe แสดงในรูปที่ 2-51(b) การให้แรงแบบนี้เหมือนกับปัญหา cylindrical cavity expansion ความดันจะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆและมีการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร หลังจากนั้นจะได้กราฟ pressure-volume change ซึ่งจะสามารถใช้วิเคราะห์หาค่า elastic modulus, shear modulus, และ undrained shear strength ได้



รูปที่ 2-51 Pressuremeter test (a) Meurd pressuremeter และ (b) ความเค้นใกล้ probe (Budhu, 2000)

ii) Geophysical method

การทดลองแบบ seismic test เป็นวิธีการทาง geophysics survey ในวิธี seismic จะมีการส่ง elastic pulse (หรือ continuous elastic wave) จากผิวดินและวัดการสั่นสะเทือนของดินที่จุดต่างๆบนผิวดินโดยใช้ seismometer หรือ geophone การวัดระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นไปยังจุดต่างๆจะให้ความเร็วคลื่นที่วิ่งผ่านดิน จากข้อมูลนี้จะทำให้สามารถวิเคราะห์หา elastic wave velocity ของดินชั้นต่างๆและลักษณะการเรียงตัวของชั้นดิน

มีวิธีการทดลองแบบ seismic test หลายแบบ เช่น cross-down hole seismic test และ seismic cone penetration test การทดลอง cross-hole seismic test นั้นจะทำหลุมเจาะ 2 หลุมที่รู้ระยะห่างและติดตั้ง wave source และ receiver ในระดับเดียวกันจากนั้นจึงวัดระยะเวลาที่คลื่นใช้ในการเดินทางระหว่างหลุมทั้งสองที่ระดับความลึกต่างๆ การทดลองdown-hole seismic test ก็มีหลักการคล้ายๆกับของ cross-hole เพียงแต่ใช้หลุมเจาะเพียงหนึ่งหลุม โดยจะติดตั้ง wave source ที่ผิวดินและวัดระยะเวลาที่คลื่นจะเคลื่อนที่ไปถึง sensor ที่อยู่ใต้ดินในหลุม ในบางกรณีอาจจะให้ source อยู่ในหลุมและ receiver อยู่บนผิวดินซึ่งจะเรียกว่าการทดลอง up-hole method

การทดลอง cross-hole seismic method จะให้ข้อมูลที่ดีเกี่ยวกับชั้นดินในแนวราบ ส่วนการทดลอง down-hole seismic method จะมีราคาถูกลงกว่าและสามารถให้ข้อมูลชั้นดินได้ดีกว่าแต่มีข้อเสียคือต้องการ source ที่มีกำลังมากเมื่อทดลองที่ความลึกมากเนื่องจาก energy decay

การทดลอง seismic cone penetration test (SCPT) เป็นอีกวิธีในการหาค่า in-situ seismic wave velocity ซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน เช่น shear modulus และ Poisson's ratio การทดลองประกอบด้วยวิธีการวัดระยะเวลาการเดินทางของคลื่นที่เดินทางจาก wave source บนผิวดินไปสู่แถว

ของ geophone ที่ติดตั้งอยู่ใน seismic cone penetrometer ที่ถูกกดลงไปได้ผิวดิน คลื่นที่เดินทางนี้มีทั้ง shear wave (S-wave) และ compression wave (P-wave)

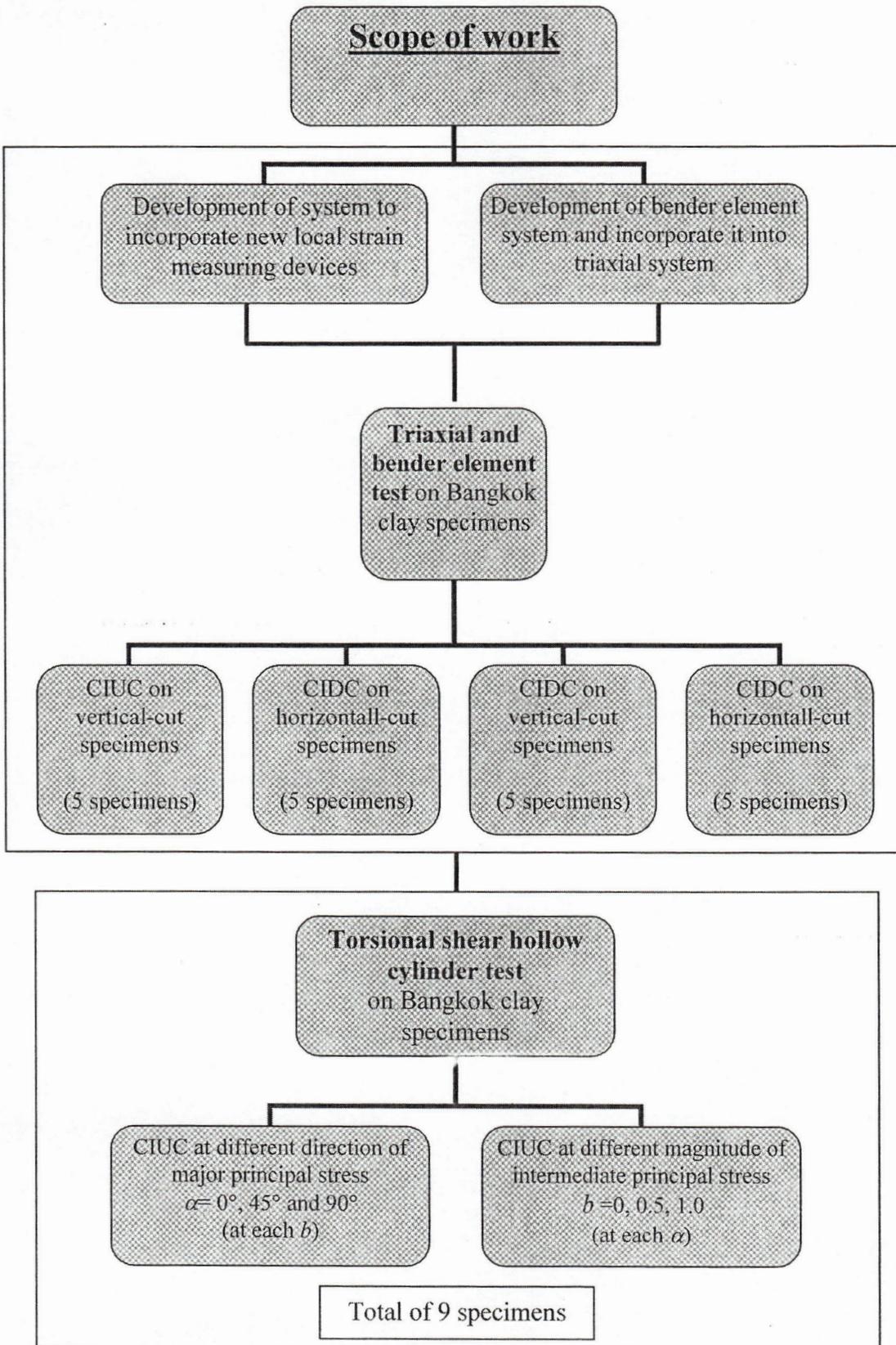
บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง Triaxial

3.1 ขอบเขตของการทดลอง

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในโครงการนี้จะทำโดยใช้ triaxial apparatus อย่างไรก็ดีตามการศึกษานี้ไม่สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่มีใช้อยู่ในปัจจุบัน (conventional triaxial apparatus) เพราะจะต้องมีเครื่องมือที่ใช้วัดความเค้นและความเครียดได้อย่างแม่นยำ โดยเฉพาะการวัดความเครียดนั้น ต้องวัดให้ได้ละเอียดถึง 0.001% โดยการวัดให้ได้ความเค้นที่แม่นยำทำได้โดยการวัดแรงจากภายใน triaxial cell โดยใช้ internal load cell และการวัดความเค้นที่แม่นยำก็ทำได้โดยการวัดการเคลื่อนตัวของดินบนผิวของตัวอย่างดินโดยตรง (local strain measurement) จากการที่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนา local strain measurement ที่มีความไวสูงทำให้สามารถวัดความเค้นและความเครียดของตัวอย่างดินได้ในช่วง small- และ intermediate-strain ranges ได้อย่างแม่นยำ ซึ่งนำไปสู่การศึกษาถึงพฤติกรรมการล้าของดินที่ความเครียดต่ำได้อย่างสมบูรณ์ (เช่น Tatsuoka & Shibuya, 1991; Jardine, 1992; Smith et al., 1992; Kuwano, 1999) การพัฒนา triaxial apparatus โดยการให้ local strain measurement device ใน triaxial test ได้เริ่มจะกลายเป็นมาตรฐานในการศึกษาพฤติกรรมของดิน ในสองทศวรรษที่ผ่านมาได้มีการพัฒนาระบบ local strain measurement แบบต่างๆโดยสถาบันการศึกษาและสถาบันวิจัยต่างๆทั่วโลก ในด้าน local axial strain measurement ก็มี (i) inclinometer gauge (เช่น Burland & Symes, 1982), (ii) Hall effect local strain gauge (เช่น Clayton & Khattrush, 1986), (iii) proximity transducer (เช่น Hird & Yung, 1989), (iv) original-local deformation transducer (original-LDT) (เช่น Goto et al., 1991), (v) LVDT (เช่น Cuccovillo & Coop, 1997), and (vi) cantilever-LDT (Yimsiri et al., 2005) สำหรับการพัฒนาระบบ local radial strain measurement นั้นยังไม่ค่อยแพร่หลายนักเนื่องจากยุ่งยากกว่า การสรุปบททวนถึงระบบ local strain measurement ที่ได้รับการพัฒนาขึ้นมาแล้วนั้นสามารถอ่านได้จาก Scholey et al. (1995) และ Yimsiri & Soga (2002) โดยในโครงการวิจัยนี้จะเลือกใช้ LVDT สำหรับ local axial strain measuring device และ proximity transducer สำหรับ local radial strain measuring device

การทดสอบหาความแข็ง (stiffness) ของดินที่ระดับความเครียดต่ำมากด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั้นสะเทือนที่วิ่งผ่านดินได้เริ่มมีการศึกษาสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น การศึกษาในสนามโดยวิธีต่างๆโดย Ashford & Jakrapiyanun (1999) และ Shibuya & Tamrakar (1999) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วย bender element โดย Teachavorasinskun et al (2001) Teachavorasinskun et al. (2002a, b) Teachavorasinskun & Amornwithayalax (2002) Teachavorasinskun & Lukkunaprasit (2004) และ Teachavorasinskun & Akkarakun (2004) อย่างไรก็ตามข้อมูลส่วนมากมาจากผู้วิจัยกลุ่ม

เดียวและยังมีพฤติกรรมบางประการที่ยังไม่ได้ทำการศึกษา โครงการวิจัยนี้จึงจะทำการทดลองด้วย bender element เพิ่มเติม โดยข้อมูลจากผลการทดลองในโครงการนี้ จะเป็นการเพิ่มข้อมูลในฐานข้อมูลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งโครงการนี้จะทำการศึกษา bender element ในส่วนที่ไม่เคยศึกษามาก่อน เช่น anisotropy



รูปที่ 3-1 แผนการทดสอบ triaxial

3.2 การทดลอง triaxial

ในสัณฐานนี้จะอธิบายการออกแบบวิธีการวิจัยของการทดลอง isotropically consolidated undrained compression (CIUC) และ isotropically consolidated drained compression (CIDC) สำหรับตัวอย่างดินแนวตั้งและแนวนอนเพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของพฤติกรรม stress-strain ในความเค้นขนาด small และ intermediate

3.2.1 ระบบการทดลอง triaxial แบบธรรมดา

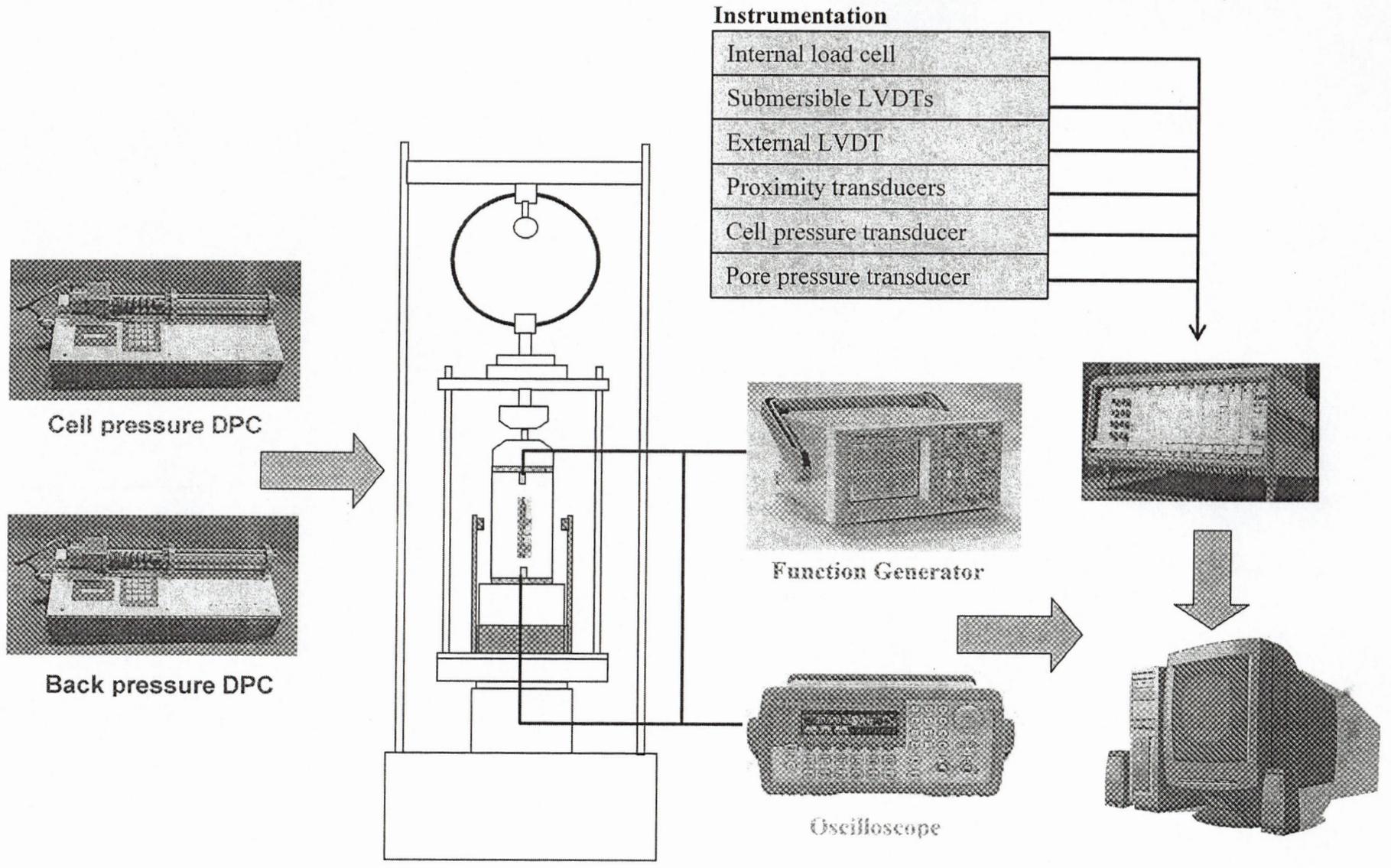
ถึงแม้ว่าเครื่อง triaxial แบบธรรมดาจะเป็นเครื่องมือการทดสอบที่นิยมที่สุดในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ ผลการทดลองจากเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดานี้ อาจจะไม่สะท้อนถึงพฤติกรรม stress-strain ที่แท้จริงของดิน โดยมักจะพบเสมอว่าค่า stiffness ของดินที่ได้จากเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดาจะน้อยกว่าค่าที่ได้จากค่า stiffness ของดินที่ได้จากการ back calculation จากข้อมูลการเคลื่อนตัวในสนามอย่างมาก มีปัจจัยหลายอย่างที่อาจจะเป็นสาเหตุของความผิดพลาดนี้ เช่น การรบกวนตัวอย่างดิน, การวัดค่า axial strain ที่ได้มากเกินไปจากการวัดความเค้นภายนอก, และ สภาพของการทดลอง อย่างไรก็ตามปัจจัยสำคัญที่สุดคือการได้ค่า stiffness ที่ขนาดความเครียดต่างกัน

งานวิจัยใหม่ๆจำนวนมากแสดงว่าพฤติกรรม stress-strain ของดินนั้น highly non-linear และค่า small-strain stiffness ของดินจะเป็นข้อมูลที่สำคัญมากในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี อย่างไรก็ตามขนาดของความเครียดที่สนใจอยู่นอกจากความสามารถของเครื่องมือ triaxial ธรรมดา ดังนั้นได้มีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดพฤติกรรม non-linear ได้อย่างแม่นยำโดยเฉพาะที่ความเครียดเล็กน้อย โดยมีการเพิ่มระบบต่างๆในเครื่องมือ triaxial เช่น ระบบ local strain measurement system และระบบ bender element เพื่อวัด ใน small strain (elastic) stiffness

โครงการวิจัยนี้เป็นการพัฒนาเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดาเพื่อให้สามารถศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของดินในขอบเขตความเครียดที่กว้างขึ้นโดยการเพิ่มระบบ local strain measurement และ bender element

3.2.2 เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

เครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ประกอบด้วย triaxial cell, pressure controllers (DPC) 2 อัน, เครื่องมือวัดต่างๆ เช่น cell pressure, back/pore pressure transducer, และ controlling microcomputer การพัฒนาเครื่องมือคือการเพิ่มระบบ local axial และ radial strain measurement และระบบ bender element ระบบเครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในรูปที่ 3-2 โดยส่วนประกอบต่างๆได้อธิบายดังนี้



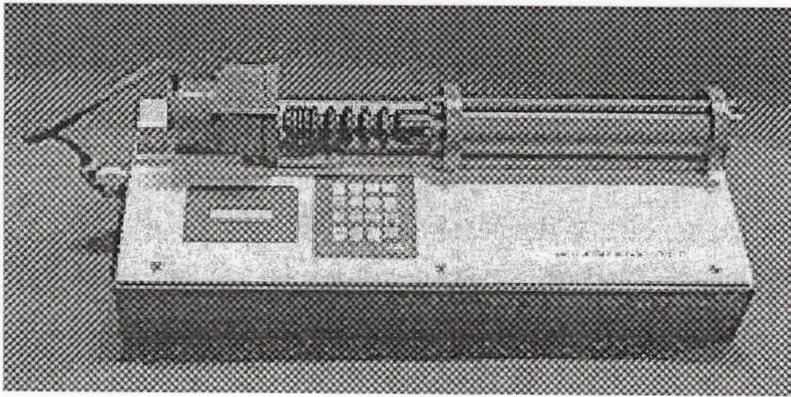
รูปที่ 3-2 ระบบเครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้system

i) Triaxial cell

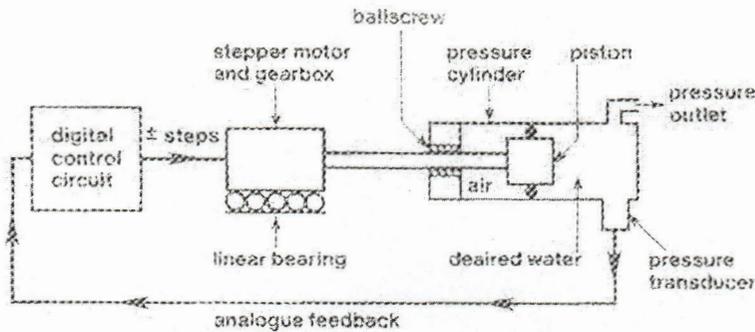
เครื่องมือนี้ใช้ triaxial cell ของ ELE รุ่น EL25-4157 สำหรับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มม แรงในแนวแกนต่อตัวอย่างดินกระทำโดย load frame triaxial chamber สามารถรองรับความดันมากที่สุด 1700 kPa และ load frame สามารถให้แรงกระทำมากที่สุด 45 kN

ii) Digital pressure controller

รูปที่ 3-3(a) แสดง digital pressure controller (DPC) โดย DPC คือ microprocessor controlled hydraulic actuator เพื่อควบคุมและวัดความดันของของเหลวและการเปลี่ยนแปลงปริมาตร โดยหลักการของการทำงานได้แสดงในรูปที่ 3.3(b) และอธิบายในรายละเอียดโดย Menzies (1988) ระบบนี้ใช้ DPC 2 ตัวเพื่อควบคุมค่า back pressure และ cell pressure โดยการบังคับด้วยคน ความละเอียดของการวัดและควบคุมความดันและการเปลี่ยนแปลงปริมาตรคือ 1 kPa และ 1 mm³ ขนาดการทำงานของปริมาตรคือ 200 cm³



(a) รูปถ่าย



(b) ไดอะแกรม

รูปที่ 3-3 Digital pressure controller (Menzies, 1988)

iii) Data logger

Data logger ที่ใช้เป็นยี่ห้อ ELE โดยมี 11 ช่องสัญญาณเพื่อรับสัญญาณของ transducer และขยายและกรองสัญญาณก่อนการผ่านสัญญาณไปสู่ microcomputer

iv) Microcomputer

microcomputer ใช้ในการจัดเก็บข้อมูลจากเครื่องมือวัดต่างๆผ่าน data logger นอกจากนี้ยังใช้ในการควบคุม function generator และจัดเก็บ waveform จาก oscilloscope

v) เครื่องมือวัด

เครื่องมือวัดที่ใช้ในระบบ triaxial นี้มีดังนี้ internal load cell, proximity transducer, submersible LVDT, external LVDT, volume change transducer, cell pressure transducer pore, pressure transducer, และ back pressure transducer

3.3 การพัฒนาระบบ triaxial

1. การพัฒนาและปรับปรุงเครื่องมือ triaxial โดยการเพิ่มระบบ local strain measurement

สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของดินในความเครียดขนาด small ถึง intermediate ในงานวิจัยนี้ เครื่องมือ triaxial ได้ทำการพัฒนาโดยการเพิ่ม local strain measurement ใหม่ โดยในระบบ local strain measurement มีการวัด 2 ชนิด คือ

- Local axial strain measurement system โดยใช้ submersible LVDT
- Local radial strain measurement system โดยใช้ proximity transducer

นอกจากนี้มีการพัฒนาระบบ data acquisition เพื่อต่อพ่วงเครื่องมือวัดใหม่เหล่านี้เข้าสู่ระบบ

2. การพัฒนาและปรับปรุงระบบ bender element

โดยการพัฒนาต่างๆได้อธิบายดังข้างล่าง

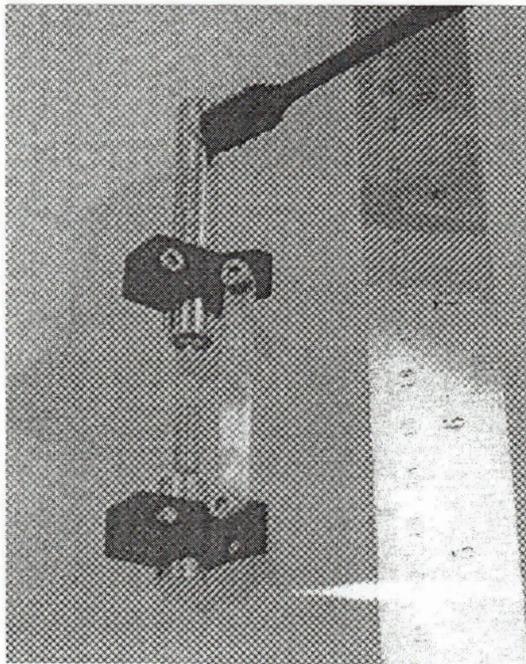
3.3.1 ระบบ local strain measurement

ในการพัฒนาเครื่องมือ triaxial ได้เพิ่ม submersible LVDT เพื่อใช้วัด local axial strain measurement สาเหตุในการเลือกใช้ submersible LVDT เนื่องจากความแข็งแรงของอุปกรณ์ และมีการเพิ่มระบบ proximity transducer เพื่อใช้วัด local radial strain measurement สาเหตุที่เลือกใช้ proximity transducer เนื่องจากเป็นอุปกรณ์ที่ไม่สัมผัสกับตัวอย่างดินทำให้ง่ายต่อการติดตั้ง

i) Submersible LVDT

อุปกรณ์ linear variable differential transformer (LVDT) คือเครื่องมือวัดการเคลื่อนที่ชนิด inductive ในอดีตจะนิยมใช้แบบ fixed-type LVDT เพราะ LVDT ในสมัยก่อนมีขนาดใหญ่ทำให้จะต้องการตัวอย่างดินที่มีขนาดใหญ่ขึ้นหากต้องการใช้แบบ floating-type อย่างไรก็ตาม LVDT ในปัจจุบันมีขนาดเล็กและ water-submersible ดังนั้นในปัจจุบันจึงนิยมใช้แบบ floating-type LVDT และได้ใช้ใน งานวิจัยนี้

รูปที่ 3-4 แสดง floating-type LVDT ที่ใช้ในงานวิจัยนี้. โดยจะใช้ 2 ตัวติดตั้งที่ด้านข้างของตัวอย่าง ดินในทิศทางที่ตรงข้ามกัน สำหรับตัวอย่าง clay และ uncemented sand จะสามารถติดตั้ง LVDT ด้วย กาวแล้วค่อยใช้เข็มยึดติดผ่าน membrane เข้าไปในดิน จากนั้นเข็มจะถูกอุดด้วย vulcanizing solution ในกรณีที่ไม่สามารถใช้เข็มได้ (เช่น กรณีตัวอย่างดิน stiff soil หรือ soft rock) ก็จะใช้เพียงติดตั้งด้วย cyanoacrylate instant cement บน membrane



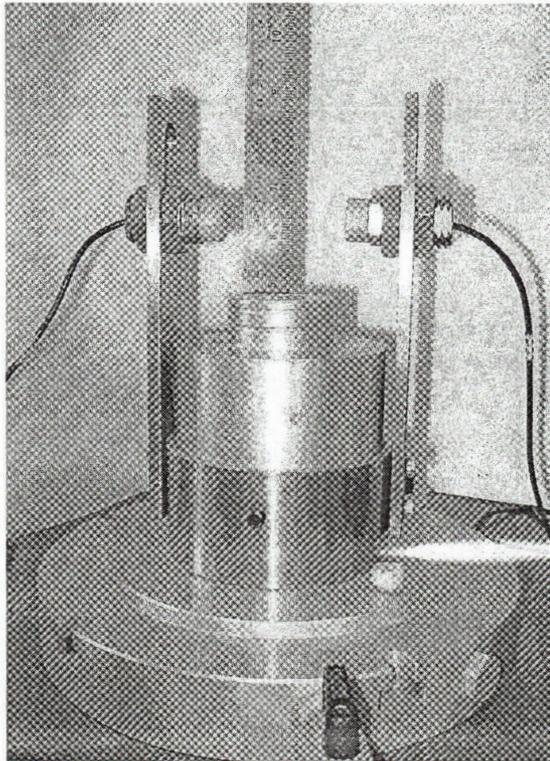
รูปที่ 3-4 Floating-type LVDT

ข้อดีของ LVDT คือ: (i) linear calibration curve, (ii) มี resolution ที่ดีประมาณ $2 \times 10^{-5}\%$ ถึง $1.4 \times 10^{-3}\%$, และ (iii) ความเสถียร ในทางตรงข้าม LVDT ก็มีข้อจำกัดคือ: (i) ต้องการ cell fluid ที่ไม่นำไฟฟ้า (เช่น อากาศและ silicone oil) ยกเว้นแบบ water-submersible LVDT, (ii) ราคาแพง, (iii) ขนาด

ใหญ่ ยกเว้นแบบ miniature LVDT, และ (iv) แนวโน้มที่จะติดขัดของ inner rod เพราะการเอียงตัวของ LVDT เมื่อใกล้สภาพวิบัติ (Yimsiri & Soga, 2002)

ii) Proximity transducer

อุปกรณ์ proximity transducer คือ inductive displacement transducer ที่ทำงานบนหลักการของการวัดสนามแม่เหล็กไฟฟ้าจากการไหลของ eddy current ในเป้าโลหะ กาสัญญาณแม่เหล็กจะแปรผันตรงกับระยะระหว่างหัววัดกับเป้าโลหะ ในงานวิจัยนี้ใช้ proximity transducer เป็นอุปกรณ์ local radial strain measurement การติดตั้งของ proximity transducer ได้แสดงในรูปที่ 3-5 โดย proximity transducer จะถูกยึดอยู่กับที่โดยเสาโลหะที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างในแนวตรงข้ามกับเส้นผ่าศูนย์กลาง โดยเสานี้ถูกยึดกับฐานของ triaxial cell ด้วยสลักู เป้าโลหะใช้แผ่น aluminum foil รูปวงสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด $5 \times 5 \text{ cm}^2$ ติดกับ rubber membrane โดยใช้ silicone sealant การเคลื่อนที่ของเป้าในแนวรัศมีจะวัดโดย proximity transducer และแปรเป็นการเปลี่ยนแปลงความยาวของเส้นผ่าศูนย์กลาง



รูปที่ 3-5 Proximity transducer

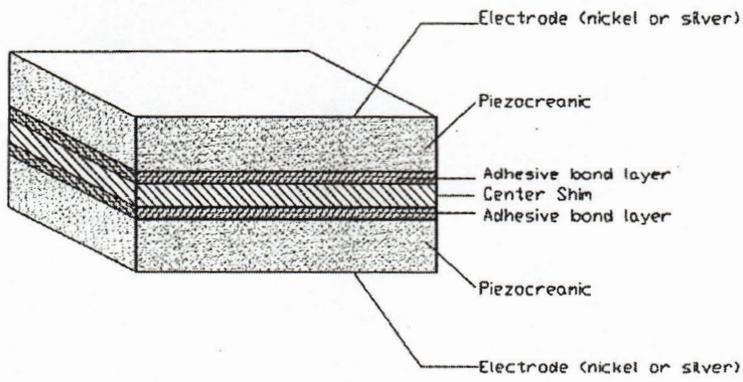
ข้อดีของ proximity transducer คือ: (i) linear calibration, (ii) มี resolution ที่ดีประมาณ 0.001% และ (iii) มี accuracy ที่ดีประมาณ 0.008% ในทางตรงข้าม proximity transducer ก็มีข้อเสียคือ: (i) การ

ติดตั้งเป้าโลหะ, (ii) ราคาแพง, (iii) ไม่สามารถทำงานได้น้ำ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ), และ (iv) มีผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงของความดันรอบๆ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ) (Yimsiri & Soga, 2002)

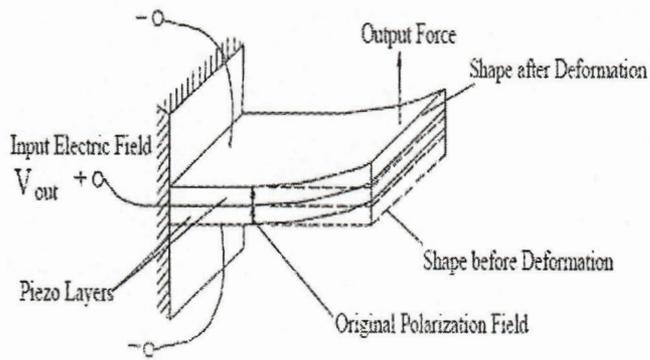
3.3.2 ระบบ bender element

i) การพัฒนาและการติดตั้ง

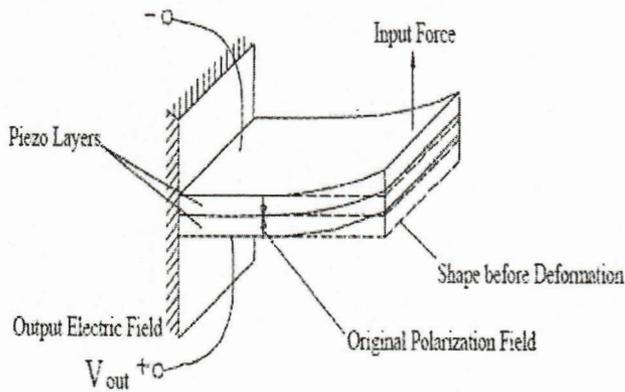
อุปกรณ์ bender element คือ electro-mechanical transducer ที่เปลี่ยนพลังงานกลและพลังงานไฟฟ้ากลับไปกลับมา โดยประกอบด้วย piezo-ceramic plate 2 อันเชื่อมติดกันคล้ายๆกับเซนวิทที่ต่อวงจรแบบอนุกรม (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น receiver) และแบบขนาน (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น transmitter) bender elements ที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือแบบ T226-A4-303X/Y poled รูปที่ 3-6 แสดง piezoceramic bender element ที่ต่อวงจรแบบอนุกรมและขนาน เหตุผลของการใช้วัสดุนี้คือเมื่อมีกระแสไฟฟ้าผ่านมันจะหดตัวหรือขยายตัวและในทางกลับกันเมื่อมันหดตัวหรือขยายตัวมันจะให้ไฟฟ้าออกมา ดังนั้นถ้าให้ voltage ที่ทั้งสองด้านของ bender element ด้านหนึ่งจะยึดตัวและอีกด้านหนึ่งจะหดตัวดังรูปที่ 3-7(a) นอกจากนี้ bender element เป็นอุปกรณ์ high impedance ดังนั้นไม่สามารถถูกความชื้นได้มิฉะนั้นจะเกิดการลัดวงจร ดังนั้นจำเป็นต้องมีการป้องกันน้ำและความชื้นโดยการใช้ epoxy รูปที่ 3-7(b) แสดง bender element ที่เตรียมไว้เพื่อติดตั้งในอุปกรณ์การทดสอบดิน



(a) โครงสร้างของ 2-Layer piezoceramic element

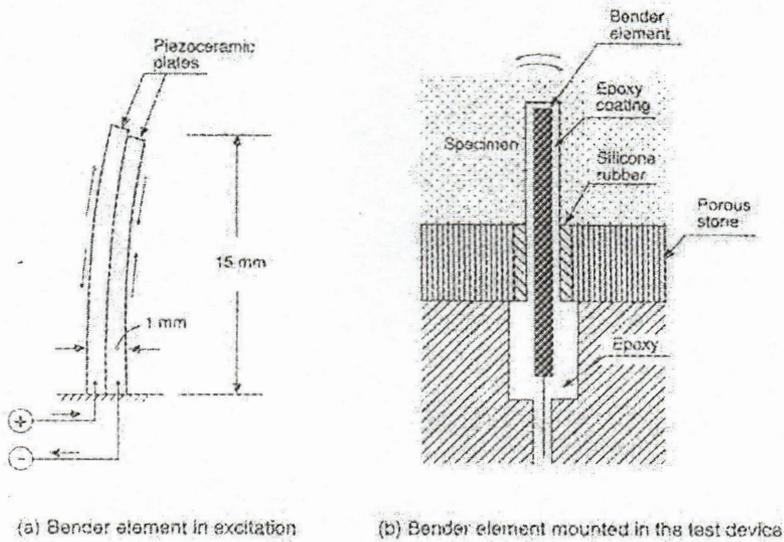


(b) Y - poled with parallel connection (3 wires)



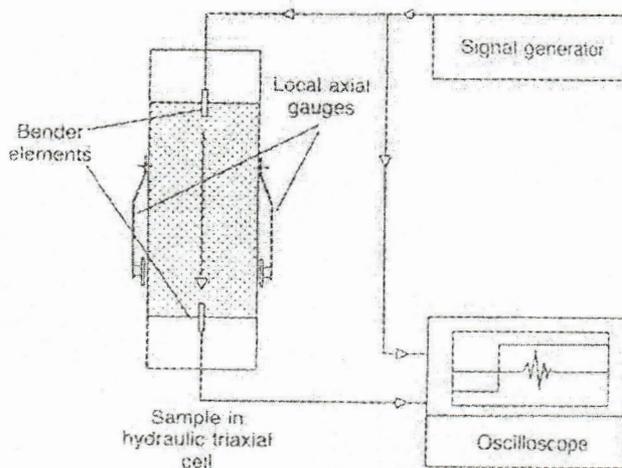
(c) X - poled with series connection (3 wires)

รูปที่ 3-6 Piezoceramic bender element ต่อแบบอนุกรมและขนาน



รูปที่ 3-7 Bender element (Dyvik & Madshus, 1985)

อุปกรณ์ bender element สามารถติดตั้งในเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการได้หลากหลายโดยมักจะติดตั้งในเครื่องมือ triaxial และ oedometer การติดตั้งอุปกรณ์ bender element ในเครื่องมือ triaxial ได้แสดงในรูปที่ 3-8 โดยที่ transmitting bender element ติดตั้งที่ top cap และ receiving bender element ติดตั้งที่ base pedestal ส่วนอุปกรณ์ที่จำเป็นอย่างอื่นคือ function generator และ oscilloscope



รูปที่ 3-8 การติดตั้ง bender element (Viggiani & Atkinson, 1995b)

ii) Interpretations of arrival time

ค่า small-strain shear modulus (G_{max}) สามารถคำนวณจากความเร็วของคลื่นเฉือน (V_s) ที่วิ่งผ่านตัวอย่างดินดังสมการ (3-1)

$$G_{max} = \rho V_s^2 \tag{3-1}$$

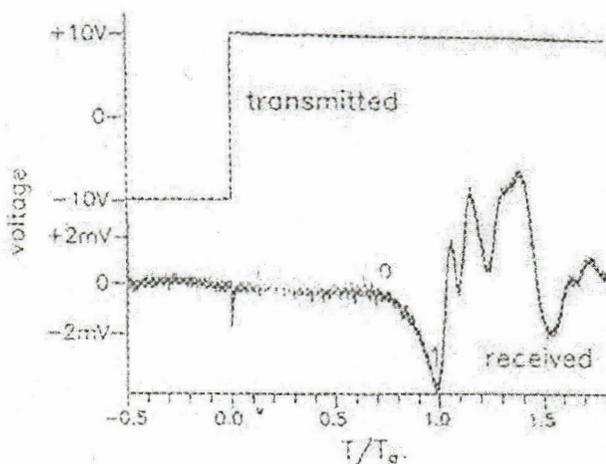
โดยที่ ρ คือความหนาแน่นของดิน

แนวโน้มความผิดพลาดของการวัดค่า shear modulus (ΔG_{max}) แสดงโดยสมการ (3-2)

$$\frac{\Delta G_{max}}{G_{max}} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{2\Delta L}{L} + \frac{2\Delta t}{t} \tag{3-2}$$

Viggiani & Atkinson (1995) ได้รายงานว่าต้องใช้ระยะเวลาห่างปลายของ bender element เพื่อคำนวณค่า V_s และยังวิเคราะห์ด้วย fast Fourier transform กับคลื่นที่รับมาเทียบกับคลื่นที่ส่งออกโดย cross-correlation function และ cross-power spectrum เพื่อลดความไม่แน่นอนในการหาระยะเวลาการเดินทาง (t) เป็น $\pm 7\%$ จึงทำให้ความผิดพลาดในการหาค่า G_{max} เป็น $\pm 15\%$

รูปที่ 3-9 แสดงสัญญาณจากการทดลอง bender element ที่วัดโดย oscilloscope จุดเวลาที่ปล่อยคลื่นออกจากตัวส่งจะเห็นได้อย่างชัดเจนแต่จุดเวลาที่คลื่นมาถึงตัวรับจะไม่ค่อยชัดเจน สัญญาณที่รับจะเริ่มเห็นที่จุด 0 ละจะค่อยๆเพิ่มขึ้นจนถึงจุด 1 หลังจากนั้นจะมีการเปลี่ยนทิศอย่างรวดเร็ว หลังจากนั้นจะมีการขึ้นลงอีกหลายรอบก่อนที่สัญญาณจะหายไป



รูปที่ 3-9 สัญญาณจาก bender element ที่วัดโดย oscilloscope

เป็นแนวปฏิบัติโดยทั่วไปที่จะพิจารณาให้จุดที่คลื่นเฉือนเดินทางมาถึงคือจุดที่รับสัญญาณได้ครั้งแรก (คือจุด 0) การกลับหัวของคลื่นที่ส่งเพื่อสังเกตการกลับหัวของคลื่นที่รับจะเป็นวิธีในการแสดงว่าจุด 0 เป็นจุดของ first arrival ของ shear wave อย่างแท้จริง (Abbiss, 1981) อย่างไรก็ตามการศึกษาทางทฤษฎี

โดย Salinero et al. (1986) แสดงว่าสัญญาณแรกที่รับรู้ว่าจะไม่ใช่ arrival ของ shear wave แต่เป็น arrival ของคลื่นที่เรียกว่า near-field component ซึ่งจะวิ่งด้วยความเร็วเท่ากับ compression wave Viggiani and Atkinson (1995) อธิบายว่าการพิจารณาคลื่น near-field นี้สามารถทำให้ได้ค่า G_{max} มากเกินไปถึง 14% อย่างไรก็ตาม Salinero et al. (1986) พบว่าการเกิดขึ้นของ near-field effect ขึ้นอยู่กับระยะทางระหว่าง source และ receiver (L) และค่า wavelength (λ) ของ sine wave ดังนั้นจึงขึ้นอยู่กับค่า frequency (f) และความเร็วของคลื่นด้วย โดยนิยามจำนวนของ wavelength ระหว่าง source และ receiver (R_d) เป็นตัวแปรที่ควบคุมดังนี้

$$R_d = \frac{L}{\lambda} = \frac{fL}{V_s} \quad (3-3)$$

ดังนั้นจะไม่เกิด near-field effect ถ้ามีค่า R_d มากกว่าประมาณ 5 และโดยทั่วไปจะเป็นได้โดยการควบคุมให้ frequency ของ transmitted wave มีค่าสูงเพียงพอ

iii) ข้อจำกัดของการทดลอง bender element

การทดลอง bender element (Dyvik & Madshus, 1985) ใช้เป็นประจำในการวัดค่า small-strain shear modulus (G_{max}) ของดิน ถึงแม้ว่ามันจะประสบความสำเร็จในการใช้กับ clay, sand, และ stiff material เช่น cemented soil (เช่น Jovicic et al., 1997; Ismail et al., 2004) แต่มันยังมีข้อจำกัดทางการทดลองดังนี้ (Ismail & Rammah, 2005)

- bender element จะต้องใส่เข้าไปในตัวอย่างดินเพื่อถ่ายการเคลื่อนตัวแบบ bending ไปเป็น shear strain ในดินรอบๆ ซึ่งอาจจะเป็นการรบกวนตัวอย่าง undisturbed และ cemented การทำรูไว้ในตัวอย่างดินจะต้องเติมรูให้เต็มในภายหลังด้วยวัสดุเช่น epoxy หรือ gypsum ซึ่งอาจจะทำให้เกิดการรบกวนตัวอย่างเพิ่มมากขึ้น
- coated bimorph จะสัมผัสกับดินโดยตรงทำให้มีแนวโน้มจะเสียหาย และความเสียหายของ epoxy coat จะทำให้เกิดการลัดวงจร
- bender element ไม่เหมาะสำหรับสภาพแวดล้อมที่รุนแรงที่สารละลายอาจซึมผ่าน epoxy เช่นในกรณีของ electrokinetic treatment
- bender element จะได้รับผลกระทบจากความเค้นในตัวอย่างดิน โดยเฉพาะส่วนกรวยตรงปลายตัวอย่างที่เกิดเนื่องจากความขรุขระของ platen
- เพราะว่า bender element ค่อนข้างบาง (0.5-1.0 mm) จึงมีแนวโน้มจะมีการ depolarization ที่ high voltage อย่างไรก็ตามจะขึ้นอยู่กับจำนวนของ working cycle และรูปร่างของคลื่น voltage ที่สูงขึ้น อาจจะต้องใช้ในสถานการณ์ที่มี signal attenuation มาก เช่นในกรณีของ soft soil หรือ stiff soil ที่มีระยะเดินทางยาว

iv) Function generator

function generator ที่ใช้เป็นแบบ Agilent 33220A เพื่อสร้างคลื่นรูป sine ให้กับ transmitting bender element โดย function generator สามารถสร้างคลื่นที่มีความถี่ถึง 5 MHz

v) Oscilloscope

oscilloscope ใช้แบบ Agilent 3000 series receiver bender element จะต่อกับ oscilloscope โดยรับคลื่นที่วิ่งผ่านตัวอย่างจาก transmitting bender element oscilloscope จะต่อเชื่อมกับ microcomputer ผ่าน USB port เพื่อการควบคุมและส่งถ่ายข้อมูล

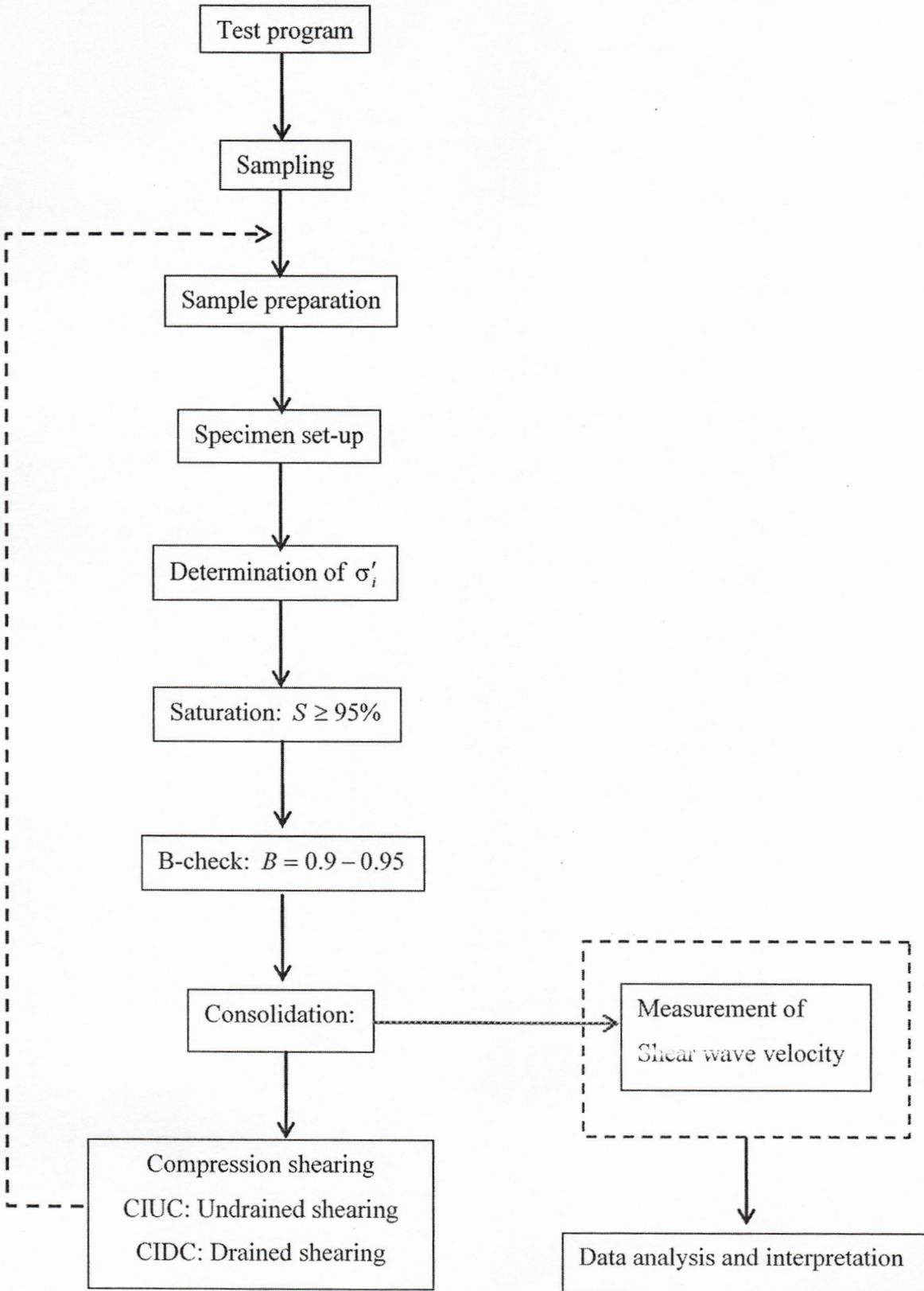
3.4 แผนการทดลอง triaxial

แผนการทดลอง triaxial ถูกออกแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของ Bangkok Clay ที่ small-strain levels โดยการใช้ local strain measurement และ bender element ร่วมด้วย แผนการทดลองต้องการศึกษาผลกระทบของ non-linearity และ anisotropy ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ Bangkok Clay ดังนั้นจะทำการทดลองทั้ง isotropically consolidated undrained compression (CIUC) และ isotropically consolidated drained compression (CIDC) กับตัวอย่างดินที่ตัดในแนวตั้งและในแนวนอนโดยมีการทดลองทั้งหมด 20 การทดลอง แผนการทดลอง triaxial ได้สรุปในตารางที่ 3-1

ตารางที่ 3-1 แผนการทดลอง triaxial

Test No.	Description	Specimen orientation
UV-1	CIUC	Vertical direction
UV-2	CIUC	Vertical direction
UV-3	CIUC	Vertical direction
UV-4	CIUC	Vertical direction
UH-1	CIUC	Horizontal direction
UH-2	CIUC	Horizontal direction
UH-3	CIUC	Horizontal direction
UH-4	CIUC	Horizontal direction
DV-1	CIDC	Vertical direction
DV-2	CIDC	Vertical direction
DV-3	CIDC	Vertical direction
DV-4	CIDC	Vertical direction
DH-1	CIDC	Horizontal direction
DH-2	CIDC	Horizontal direction
DH-3	CIDC	Horizontal direction
DH-4	CIDC	Horizontal direction

วิธีการทดลอง triaxial ได้แสดงใน flowchart ในรูปที่ 3-10 วิธีการทดลองของแต่ละขั้นตอนได้อธิบายในหัวข้อต่อไป



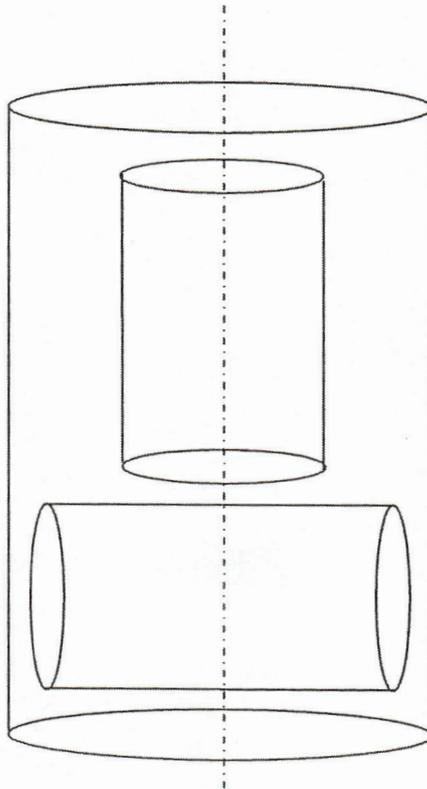
รูปที่ 3-10 วิธีการทดลอง triaxial

3.4.1 Sampling

ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดลอง triaxial คือ undisturbed Bangkok Clay จากพื้นที่รามาแห่งที่ความลึก 10-14.5 ม ตัวอย่าง undisturbed นี้ถูกเก็บโดย piston sampler ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12.5 ซม (5 นิ้ว) ตัวอย่างจะถูกเคลือบด้วย wax และเก็บรักษาก่อนการทดลอง

3.4.2 การเตรียมตัวอย่าง

หลังจากที่เอาชั้น wax และ cling-film ออกจากตัวอย่างดินแล้วจะทำการตรวจสอบเพื่อคุณภาพความเหมาะสมสำหรับใช้ในการทดสอบ ถ้ามีสิ่งผิดปกติกับตัวอย่างดิน เช่น รอยแตก จะไม่ใช่ตัวอย่างดินนั้น นอกจากนี้ส่วนหัวท้ายของตัวอย่างจะถูกตัดให้เรียบก่อนจะวางลงใน soil lathe ตัวอย่างดินจะถูกตัดให้ได้ขนาดโดย wire saw ให้มีเส้นผ่าศูนย์กลางโดยมีตัวอย่างดิน 2 ชนิด คือ ตัวอย่างในแนวตั้งและตัวอย่างในแนวนอน ความสูงของตัวอย่างดินจะประมาณ 100 มม ภาพร่างของตัวอย่างนี้แสดงในรูปที่ 3-11 เศษดินที่ได้จากการเตรียมตัวอย่างจะนำไปใช้ในการหา moisture content



รูปที่ 3-11 ภาพร่างของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอน

3.4.3 การติดตั้งตัวอย่าง

ตัวอย่างดินจะถูกติดตั้งที่ฐานของเครื่องมือ triaxial โดยวางหินปูนไว้ที่ปลายทั้งสองด้านเพื่อช่วยการซีมแน่น bender element จะถูกดันเข้าไปในตัวอย่างที่ปลายทั้งสองด้าน และเพื่อลดการรบกวนตัวอย่างดินจากการดัน bender element เข้าไปจะทำช่องเล็กๆไว้ที่ตัวอย่างก่อนโดยใช้มีดคม หลังจากนั้นจะครอบตัวอย่างด้วย rubber membrane รอบๆ top cap และ base pedestal จะทาด้วย silicon grease เพื่อป้องกันการรั่วซึมก่อนจะใช้ O-ring วางทับ

สุดท้าย triaxial cell chamber จะถูกประกอบและเติมด้วย deaired water ระหว่างการติดตั้ง ตัวอย่างดินจะปิดวาล์วจากระบบ back pressure เพื่อป้องกันไม่ให้ตัวอย่างดินดูดน้ำเข้าไปและบวมตัว

3.4.4 Saturation

มีการใช้ back pressure 200 kPa เพื่อให้ตัวอย่างดิน fully saturated โดยใช้เวลาในกระบวนการ saturation ประมาณ 24 ชั่วโมง การศึกษาทางทฤษฎีและการทดลองเกี่ยวกับการ saturation ของดินโดยใช้ back pressure ได้อธิบายโดย Black and Lee (1973) ในระหว่างกระบวนการ saturation จะเปิด drainage valve ไปสู่ตัวอย่างดิน การ full saturation ของตัวอย่างดินเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อป้องกันความผิดพลาดในการวัดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรของตัวอย่างดิน หลังจากกระบวนการ saturation สมบูรณ์ จะมีการวัดค่า Skempton B-value (Skempton, 1954) โดยพบว่าจะมีค่าประมาณ 0.90-0.95 ซึ่งตรงกับ degree of saturation ที่ 100% สำหรับ soft ถึง stiff clay (Black & Lee, 1973)

3.4.5 Isotropic consolidation

อัตราการเพิ่มแรงระหว่างทำการทดลอง constant-rate-of-stress consolidation คือ 1 kPa/20 minutes เพื่อให้ fully drainage ระหว่างนั้นน้ำจะไหลออกจากตัวอย่างดินผ่าน drainage valve ที่ด้านล่าง และจะวัดค่า excess pore pressure จาก pore pressure transducer ที่ด้านบนของตัวอย่างดินเพื่อตรวจสอบ fully drainage นอกจากนี้ระหว่าง isotropic consolidation จะมีการวัด shear wave velocity ด้วย bender element เพื่อวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain shear modulus และ consolidation stress

3.4.6 Rest period

เพื่อที่จะลดผลกระทบของ recent stress history จะทิ้งตัวอย่างดินไว้มากกว่า 24 ชั่วโมงก่อนการเงื่อนไข

3.4.7 Compression shearing

ในงานวิจัยนี้จะเฉือนตัวอย่างดินทั้งแบบไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ ซึ่งทั้งสองแบบจะเป็นการเพิ่มแรงในแนวแกนแบบ strain-controlled และควบคุม cell pressure ให้คงที่ สำหรับการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะใช้ external strain rate เท่ากับ 0.15 มม/ชม และวัดค่า excess pore pressure ที่เกิดขึ้น สำหรับการเฉือนแบบระบายน้ำจะใช้ external strain rate เท่ากับ 0.02 มม/ชม และอนุญาตให้น้ำไหลเข้า/ออก จากตัวอย่างดินผ่าน drainage valve และวัดค่า excess pore pressure ที่เกิดขึ้น

3.4.8 การเก็บข้อมูล

ระหว่างการทดลอง triaxial ผลการอ่านค่าจาก transducer ทั้งหมดจะถูกเก็บไว้ในคอมพิวเตอร์ กระบวนการ data logging จะสำคัญมากสำหรับการวัดค่าที่ small strain ระหว่างการเริ่มต้น compression shearing ในช่วงนี้ข้อมูลจะถูกเก็บด้วยความถี่ที่บ่อยทุกๆ 15 และ 30 วินาทีสำหรับการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำและระบายน้ำตามลำดับ ข้อมูลที่อ่านในแต่ละชุดข้อมูลมีดังนี้

- เวลา
- Axial load
- Cell pressure
- Pore water pressure
- Back pressure
- Volume change
- Local axial displacement
- Local radial displacement
- External axial displacement
- Proving ring

ลักษณะของ transducer ทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัยนี้สรุปในตารางที่ 3-3

ตารางที่ 3-3 ลักษณะของ transducer ที่ใช้ในงานวิจัยนี้

Channel	Transducers	Capacity	V_{in} (V)	V_{out}	Gain No.	Offset	Calibration factor	Resolution
1	Submersible load cell	3 kN	+5/-5	0 to -10 V	1	0	-0.051904 kN/V	5.894×10^{-4} kN
2	External LVDT	5 cm	+5/-5	0 to 10 V	3	0	5.486 mm/V	6.679×10^{-2} mm
3	Cell pressure transducer	1500 kPa	+5/-5	0 to 143 mV	2	0	-124.050570 kPa/V	0.706 kPa
4	Pore pressure transducer	700 kPa	+5/-5	0 to 143 mV	1	0	-51.020386 kPa/V	0.581 kPa
5	Back pressure transducer	1000 kPa	+5/-5	0 to 143 mV	1	1	-48.490658 kPa/V	0.575 kPa
6	Volume change transducer	60 cm ³	+5/-5	0 to 1.25 V	4	0	39.373 cm ³ /V	12.016 mm ³
7	Local LVDT 1	10 mm	outside	± 10 V	1	0	0.473061 mm/V	1.216×10^{-3} mm
8	Local LVDT 2	10 mm	outside	± 10 V	1	0	0.437756 mm/V	1.213×10^{-3} mm
9	Proximity transducer 1	5 mm	outside	0 to 5 V	1	0	0.942 mm/V	1.150×10^{-3} mm
10	Proximity transducer 2	5 mm	outside	0 to 5 V	1	0	0.957 mm/V	1.168×10^{-3} mm
11	Proving ring	2 kN	+5/-5	0 to 2 V	4	0	-0.775 kN/V	2.365×10^{-4} kN

บทที่ 4 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง

Torsional Shear Hollow Cylinder

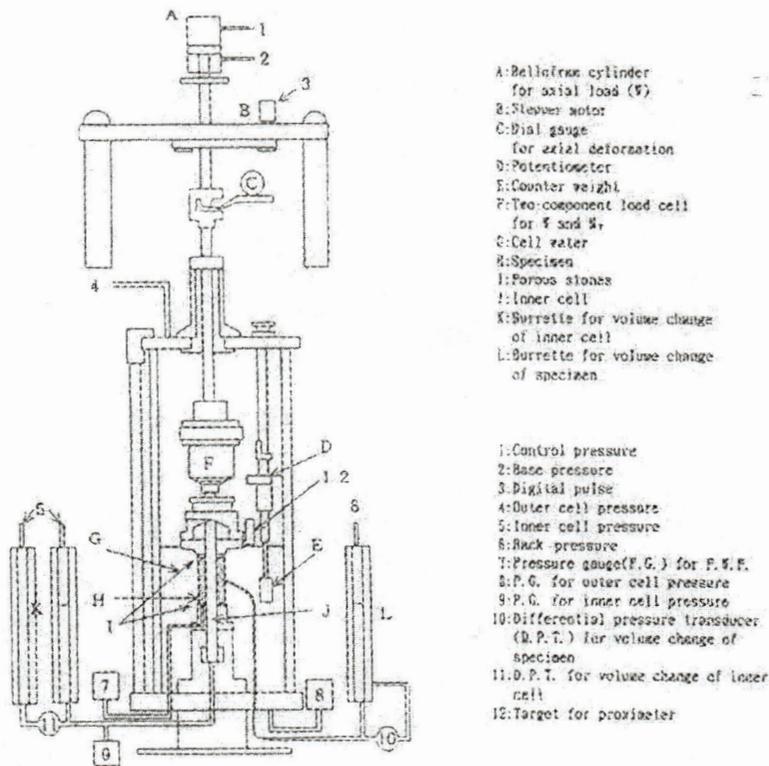
4.1 ระบบการทดลอง torsional shear hollow cylinder

การทดลอง torsional shear hollow cylinder เป็นการทดลองในห้องปฏิบัติการเดียวที่สามารถควบคุมได้ทั้ง major principal stress direction และ intermediate principal stress ไปพร้อมกัน (โดยอาจมีผลกระทบของ stress non-uniformity บ้าง) (Hight et al., 1983) อาจเป็นเพราะเครื่องมือทดลองนี้มีความซับซ้อนและมีราคาแพงจึงยังไม่มีเครื่องมือชนิดนี้ในประเทศไทย ทำให้ยังไม่เคยมีการศึกษาผลกระทบของ major principal stress direction และ intermediate principal stress ต่อพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯมาก่อน สำหรับในต่างประเทศการทดลอง torsional shear hollow cylinder นิยมกระทำกับดินทรายมากกว่าดินเหนียวเหตุผลส่วนหนึ่งเนื่องจากต้องการศึกษาพฤติกรรม liquefaction ซึ่งเป็นพฤติกรรมเฉพาะของทรายภายใต้สภาวะแผ่นดินไหว (เช่น Symes et al., 1984, 1988, Nakata et al., 1998, Yoshimine et al., 1998, Zdravkovic & Jadine, 2000, 2001, Sivathayalan & Vaid, 2002) ส่วนการทดลองนี้กับดินเหนียวมีจำนวนน้อยกว่ามาก (เช่น Hicher & Lade, 1987, Lade & Kirkgard, 2000, Lin & Penumadu, 2005) ดังนั้นจึงทำให้ยังไม่มีข้อมูลนี้ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ถูกต้องสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ดังนั้นโครงการวิจัยนี้จะทำการทดลอง torsional shear hollow cylinder กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทำการทดลองแบบ undrained test (CIUC) ที่ค่า b และ α ต่างๆ เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของ major principal stress direction และ intermediate principal stress ต่อพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ภาพร่างของเครื่องมือ torsional shear ที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในรูปที่ 4-1 โดยมีส่วนประกอบสำคัญดังนี้

- cell chamber ขนาดใหญ่เส้นผ่าศูนย์กลาง 256 มม ทำด้วย stainless steel และ perspex หนา 15 มม และยึดกับฐานด้วย 3 bolt
- loading shaft ที่มี two-component load cell โดยมีแนวแกนตรงกับแกนของ load frame shaft ติดกับ top cap ที่เชื่อมต่อกับ inner cell pressure line, suction line, และ back pressure line ส่วน inner และ outer cell จะเติม de-aired water
- ระบบให้แรงที่เชื่อมกับ loading shaft โดย axial load และ torque จะกระทำผ่าน rigid end platen การให้แรงทั้ง axial load (W) และ torque (M_T) จะกระทำโดย Bellofram cylinder และ step motor ตามลำดับ

- ระบบการให้แรงสามารถตั้งเป็นแบบ stress control ระบบจะมี electro-pneumatic controller ที่กระทำผ่าน de-aired water interfaces เพื่อควบคุม inner pressure, outer pressure, และ back pressure ระบบ electro-pneumatic controller นี้เชื่อมต่อกับคอมพิวเตอร์เพื่อการควบคุมการทดลอง
- ระบบการวัด stress และ strain ค่า outer pressure, inner pressure, และ pore water pressure จะวัดโดย pressure gauges (P.G.) dial gauge transducer ใช้ในการวัด axial displacement ค่า torsional shear deformation ของตัวอย่างดินจะวัดโดย potentiometer ที่ top cap Volume change ของตัวอย่างดินจะวัดโดย differential pressure transducers (D.P.T.) transducer ทั้งหมดจะเชื่อมต่อกับคอมพิวเตอร์เพื่อ automatic data acquisition และ closed-loop control ลักษณะของ transducer ทั้งหมดได้สรุปในตารางที่ 4-1



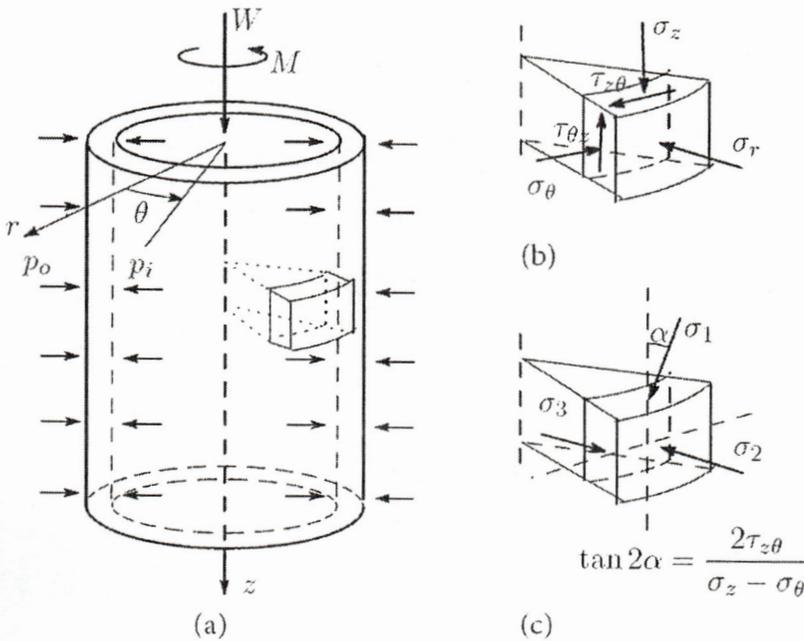
รูปที่ 4-1 เครื่องมือ torsional shear

ตารางที่ 4-1 ลักษณะของ transducer ที่ใช้ในระบบ torsional shear hollow cylinder

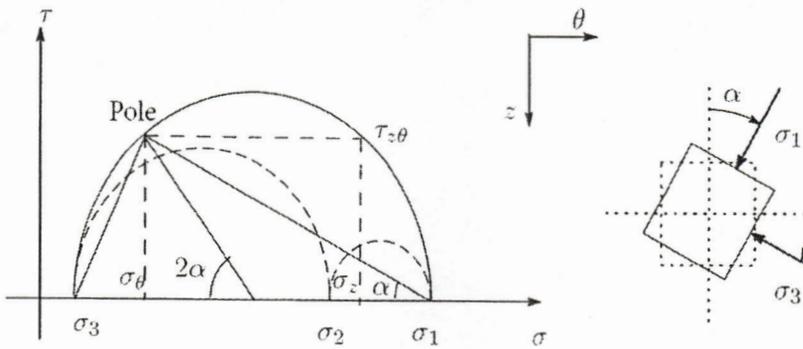
Channel	Transducers	Model No.	Serial Number	Offset	Gain (mV/(mV/V))	Calibration factor	R ²
1	Axial Load	TS300	576301	0	4000	0.7378 N/mV	-
2	Torque	TS300	576301	0	4000	0.007354 N.m/mV	-
3	Axial Displacement	DT-20D	YD9415	0	4000	0.004981 mm/mV	0.99998
4	Rotation	CP-2ut	-	0	4000	0.019487 Deg/mV	0.99994
5	Outer pressure transducer	PG-10KU	EE9360020	0	2255	0.2186 kPa/mV	.0999998
6	Inner pressure transducer	PG-10KU	YT0060050	0	2268	0.21589 kPa/mV	0.999999
7	Pore pressure transducer	PG-5KU	AF-5913	0	2263	0.10889 kPa/mV	0.999998
8	Volume change transducer	BP15-24	74114	0	ZERO 4.46 SPAN 3.92	0.005608 cm ³ /mV	0.999968

4.2 หลักการทดลอง torsional shear hollow cylinder

รูปที่ 4-2 แสดงแรงที่ขอบเขตที่กระทำต่อตัวอย่างดิน hollow cylinder และสภาพความเค้นที่สามารถจำลองได้บนเอลิเมนต์ดิน ส่วนประกอบของความเค้น 4 ตัวบนตัวอย่างดิน hollow cylinder (σ_z , σ_r , σ_θ , $\tau_{z\theta}$) สามารถกำหนดได้โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ outer pressure (p_o), inner pressure (p_i), axial load (W), และ torque (M_r) torque จะทำให้เกิด torsional shear stress ($\tau_{\theta z}$ และ $\tau_{z\theta}$) ทั้งในระนาบแนวตั้งและแนวนอน axial load จะทำให้เกิด vertical stress (σ_z) ความแตกต่างระหว่าง outer pressure และ inner pressure จะทำให้เกิด gradient ของ radial stress (σ_r) และ circumferential stress (σ_θ) ผ่านผนังของตัวอย่าง เนื่องจากสามารถควบคุมแรงที่ขอบเขตทั้งหมดได้อย่างอิสระทำให้สามารถกำหนดขนาดของ principal stress ทั้ง 3 อัน และมุมเอียงของทิศทาง major และ minor principal stress Mohr circle ของความเค้นในผนังของตัวอย่างดินและทิศทางการหมุนของ major principal stress ได้แสดงในรูปที่ 4-3 ในกรณีที่ outer pressure และ inner pressure มีค่าเท่ากัน ($p_o = p_i$) จะทำให้ค่า radial stress และ circumferential stress เท่ากับทั้ง outer และ inner pressure สำหรับสภาพนี้ทิศทางของ major principal stress จะสัมพันธ์กับค่า intermediate principal stress โดยสมการ $b = \sin^2 \alpha$



รูปที่ 4-2 การทดลอง hollow cylinder (a) แรงที่ขอบเขต (b) ส่วนประกอบของความเค้น และ (c) principal stresses และทิศทางของมัน



รูปที่ 4-3 นิยามของมุมการหมุนของ major principal stress α

4.3 การคำนวณความเค้นและความเครียด

ส่วนประกอบของความเค้นและความเครียดในตัวอย่าง hollow cylindrical สามารถคำนวณได้ตามงานวิจัยของ Hight et al. (1983) การวิเคราะห์ค่าความเค้นและความเครียดนั้นมีสมมุติฐานมาจากว่าตัวอย่างเป็นเอลิเมนต์เดียว เนื่องจากความเค้นเปลี่ยนแปลงผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder ดังนั้นจึงจำเป็นต้องคำนวณค่าความเค้นและความเครียดในรูปของค่าเฉลี่ย การคำนวณค่าความเค้นเฉลี่ยที่เสนอโดย Hight et al. (1983) ได้แสดงในสมการ (4-1) ถึง (4-4)

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{p_o r_o^2 - p_i r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \quad (4-1)$$

$$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i} \quad (4-2)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i} \quad (4-3)$$

$$\tau_{\alpha z} = \frac{3M_T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \quad (4-4)$$

โดยที่ σ_z , σ_r , σ_θ และ $\tau_{\alpha z}$ คือค่าเฉลี่ยของ axial, radial, circumferential, และ shear stress M_T คือค่า torque, W คือค่า axial force, และ p_o และ p_i คือค่า outer และ inner cell pressure ค่ารัศมีภายนอกและภายในแสดงโดย r_o และ r_i

ค่าเฉลี่ยของ axial และ circumferential stress วิเคราะห์มาจากการพิจารณาสภาพสมดุล ดังนั้นจึงสามารถใช้ได้โดยไม่ขึ้นกับ constitutive law ของวัสดุ (Hight et al., 1983)

ส่วนประกอบของความเครียด (นิยามในแกนอ้างอิงเดียวกับของความเค้น) สามารถคำนวณได้ในทำนองเดียวกันดังแสดงโดยสมการ (4-5) ถึง (4-8) ซึ่งอธิบายโดย Hight et al. (1983)

$$\epsilon_z = \frac{w}{H_0} \quad (4-5)$$

$$\epsilon_r = -\frac{u_o - u_i}{r_{oz} - r_{iz}} \quad (4-6)$$

$$\varepsilon_{\theta} = -\frac{u_o + u_i}{r_{oz} + r_{iz}} \quad (4-7)$$

$$\gamma_{\theta z} = \frac{2\theta(r_o^3 - r_i^3)}{3H_0(r_o^2 - r_i^2)} \quad (4-8)$$

โดยที่ ε_z , ε_r , ε_{θ} และ $\gamma_{\theta z}$ คือค่าเฉลี่ยของ axial, radial, circumferential, และ shear strain H_0 คือ ความสูงเริ่มต้นของตัวอย่างดิน w คือการเสียรูปในแนวแกนจากความสูงเริ่มต้น θ คือการเสียรูปเชิงมุม (วัดในหน่วย radian) u_o และ u_i คือการเสียรูปในแนวรัศมีของรัศมีเริ่มต้นภายนอกและภายใน r_{oz} และ r_{iz} ตามลำดับ

สมการของความเค้นและความเครียดดังกล่าวจะใช้เพื่อคำนวณหา principal stress ดังสมการ (4-9) ถึง (4-11) ค่า intermediate principal stress จะอยู่ในแนวนอนและเท่ากับ radial stress เสมอ ค่า maximum และ minimum principal stress จะอยู่ในระนาบ $z - \theta$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_{\theta}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_{\theta}}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4-9)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (4-10)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_{\theta}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_{\theta}}{2}\right)^2 + \tau_{\theta z}^2} \quad (4-11)$$

ค่า principal strain แสดงในสมการ (4-12) ถึง (4-14) โดยสมมติว่าทิศทางของ principal stress และ strain ตรงกัน

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_{\theta}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_{\theta}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2} \quad (4-12)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \quad (4-13)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_z + \varepsilon_{\theta}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_z - \varepsilon_{\theta}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{\theta z}}{2}\right)^2} \quad (4-14)$$

ในวิศวกรรมปฐพีจะสะดวกในการพิจารณา principal stress ใน 3-dimensional principal effective stress space ค่า invariant ของความเค้นสามารถแสดงได้ดังสมการ (4-15) ถึง (4-18)

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (4-15)$$

$$J = \frac{1}{6} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (4-16)$$

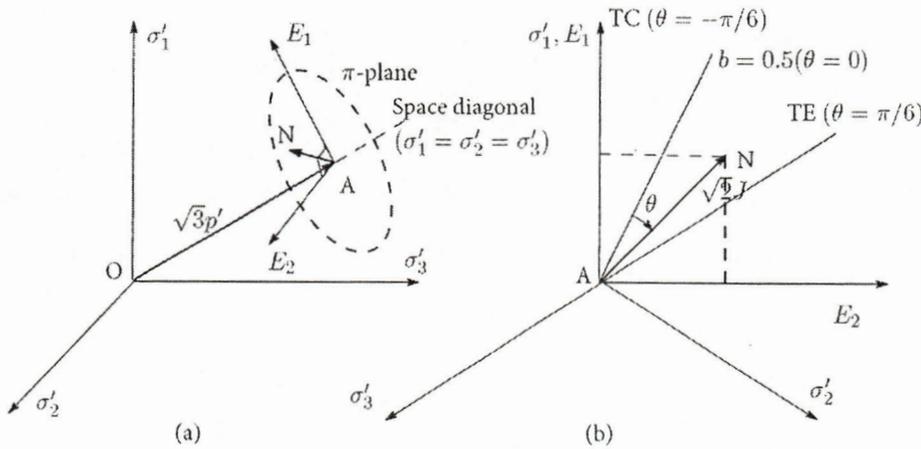
$$\theta = \arctan \frac{[(2b-1)]}{\sqrt{3}} \quad (4-17)$$

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (4-18)$$

ค่า normal stresses จะอยู่ในรูป effective stress ($\sigma' = \sigma - u$) และค่า b คือตัวแปร intermediate principal stress ดังนั้นจะได้ว่า $0 \leq b \leq 1$ สำหรับการให้แรงแบบสมมาตรจะมีค่า b

เท่ากับ 0 (triaxial compression) หรือ 1 (triaxial extension) ในสภาพ plane strain จะมีค่า b เท่ากับ 0.3-0.5

รูปที่ 4-4 แสดงว่าค่า mean effective stress (p') นั้นแสดงระยะตามแกน space diagonal จากจุดเริ่มต้นของ deviatoric plane ปัจจุบัน (\overline{OA}) ใน deviatoric plane (หรือ π -plane) นั้นค่า invariant ของ stress deviator (J) จะแสดงค่าสภาพความเค้นปัจจุบันจากแกน space diagonal (\overline{AN}) ค่า Lode's angle (θ) แสดงการวางตัวของสภาพความเค้นนี้บนระนาบดังกล่าว



รูปที่ 4-4 Generalized stress state: (a) Principal stress; (b) Deviatoric plane

4.4 การควบคุมการทดลองและการเก็บข้อมูล

คอมพิวเตอร์จะใช้ในการควบคุมตัวแปรต่างๆในเครื่องมือ torsional shear โดยโปรแกรมควบคุมที่เขียนโดยภาษา BASIC โปรแกรมนี้จะควบคุมความเค้น 4 ตัว ($\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ and $\tau_{\alpha z}$) ดังนั้นจึงสามารถควบคุมทิศทางของ major principal stress จากแนวตั้ง (α) และขนาดของ intermediate principal stress coefficient (b) ตัวแปรควบคุมต่างๆคำนวณมาจากความเค้นปัจจุบันดังสมการ (4-19) ถึง (4-22)

$$p = \frac{(\sigma_z + \sigma_r + \sigma_\theta)}{3} \quad (4-19)$$

$$b = \frac{\sigma_r - \left(\frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2}\right) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{\alpha z}^2}}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{\alpha z}^2}} \quad (4-20)$$

$$R(t) = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta + \sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{\alpha z}^2}}{\sigma_z + \sigma_\theta - \sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{\alpha z}^2}} \quad (4-21)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2\tau_{\alpha z}}{\sigma_z - \sigma_\theta}\right) \quad (4-22)$$

โดยที่ p , b , R , และ α คือ mean stress, intermediate principal stress ratio, total stress ratio (ในรูปของ stress rate), และมุมที่ทิศทางของ major principal stress กระทำกับแนวตั้ง

จากตัวแปรควบคุมจะสามารถคำนวณความเค้นเป้าหมายดังสมการ (4-23) ถึง (4-26)

$$\sigma_z(t) = \frac{(R(t)+1) + (R(t)-1)\cos 2\alpha}{2b(R(t)-1) + 2(R(t)+2)} 3p \quad (4-23)$$

$$\sigma_r(t) = \frac{b(R(t)-1) + 1}{b(R(t)-1) + (R(t)+2)} 3p \quad (4-24)$$

$$\sigma_\theta(t) = \frac{(R(t)+1) - (R(t)-1)\cos 2\alpha}{2b(R(t)-1) + 2(R(t)+2)} 3p \quad (4-25)$$

$$\tau_{\alpha z}(t) = \frac{(R(t)-1)\sin 2\alpha}{2b(R(t)-1) + 2(R(t)+2)} 3p \quad (4-26)$$

จากนั้นจะมีการเพิ่มแรงในแนวแกนและความเค้นเป้าหมายอื่นๆจะถูกคำนวณใหม่เพื่อจะปรับค่าความเค้นให้เป็นไปตาม stress path ที่ต้องการ ตัวแปรการให้แรงสามารถคำนวณโดยสมการ (4-1) ถึง (4-4) และ (4-27) ถึง (4-30)

$$W = \pi(r_o^2 - r_i^2)\sigma_z(t) - \pi(p_o r_o^2 - p_i r_i^2) \quad (4-27)$$

$$M_t = \frac{2}{3} \pi(r_o^3 - r_i^3)\tau_{\alpha z}(t) \quad (4-28)$$

$$p_o = \frac{\sigma_r(t)(r_o - r_i) + \sigma_\theta(t)(r_o - r_i)}{2r_o} \quad (4-29)$$

$$p_i = \frac{\sigma_r(t)(r_o - r_i) - \sigma_\theta(t)(r_o - r_i)}{2r_i} \quad (4-30)$$

4.5 แผนการทดลองและวิธีการทดลอง torsional shear hollow cylinder

แผนการทดลอง torsional shear hollow cylinder ออกแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของ Bangkok Clay ในด้านผลกระทบของการหมุนของ major principal stress rotation และขนาดของ intermediate principal stress โดยทำการทดลองที่ทิศทางของ the major principal stress $\alpha = 0^\circ$, 45° and 90° และค่า the intermediate principal stress ratio $b = 0$, 0.5 and 1.0 โดยทำการทดลองในสภาพไม่ระบายน้ำ (CIUC) แผนการทดลอง torsional shear hollow cylinder และคุณสมบัติของตัวอย่างดินได้แสดงในตารางที่ 4-2

ตารางที่ 4-2 แผนการทดลอง torsional shear hollow cylinder และคุณสมบัติของตัวอย่างดิน

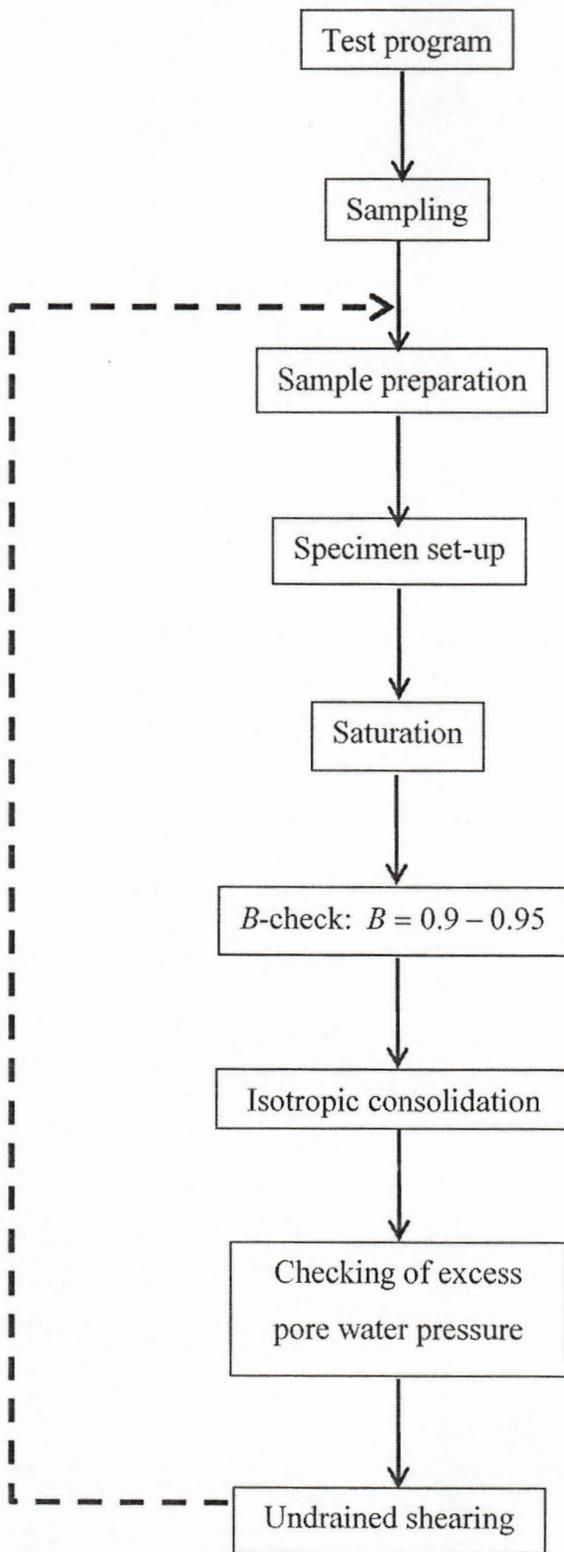
Test No.	α ($^{\circ}$)	b	Borehole No.	Depth (m)	Natural water content (w_n) (%)	Liquid Limit (LL) (%)	Plastic Limit (PL) (%)	Liquid Index (LI) (%)	Plastic Index (PI) (%)
A00B00	0	0	BH-5	14.0-14.6	20.16	64.8	16.31	48.49	7.94
A00B05	0	0.5	BH-5	13.3-13.8	22.16	53.6	17.97	35.63	11.76
A00B10	0	1	BH-5	13.2-13.8	25.26	59.6	17.65	41.95	18.14
A45B00	45	0	BH-6	11.8-12.4	54.29	85.18	32.97	52.21	40.84
A45B05	45	0.5	BH-5	10.6-11.2	61.83	-	-	-	-
A45B10	45	1	BH-5	12.0-12.6	49.4	85.8	27.39	58.41	37.68
A90B00	90	0	BH-6	11.5-12.0	53.36	87.6	31.85	55.75	38.58
A90B05	90	0.5	BH-7	9.8-10.4	79.33	114.2	40.04	74.16	52.98
A90B10	90	1	BH-7	7.0-7.6	55.58	62.80	22.31	40.49	82.16

หมายเหตุ u = underdrainage to lower and stratum

$$K_o = 0.7$$

$$\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^2$$

วิธีการทดลอง torsional shear hollow cylinder ได้แสดงโดย flowchart ในรูปที่ 4-5 รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนจะอธิบายดังนี้



รูปที่ 4-5 ขั้นตอนการทดลอง torsional shear hollow cylinder

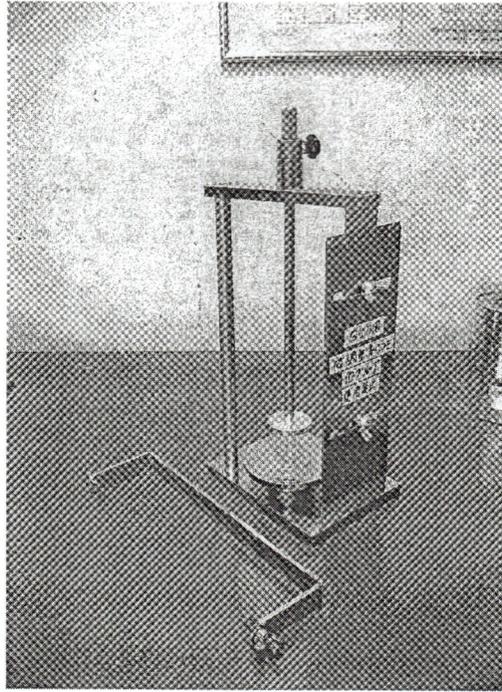
4.5.1 การเก็บตัวอย่างดิน

ตัวอย่างดินที่ใช้คือ undisturbed Bangkok Clay จากพื้นที่ลาดพร้าวที่ความลึก 7.5-15 ม โดยเก็บด้วย piston sampler ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 12 ซม ตัวอย่างจะถูก wax และเก็บไว้ก่อนการทดลอง

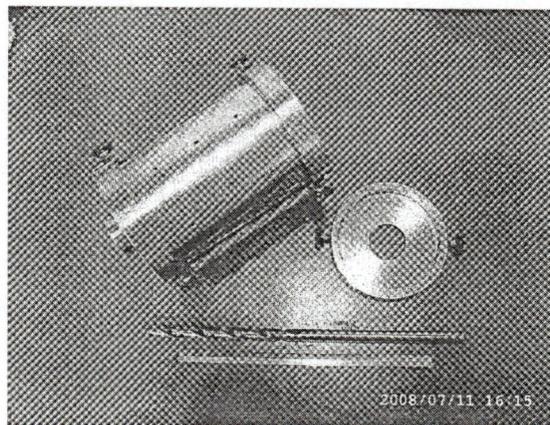
4.5.2 การเตรียมตัวอย่างดิน

หลังจากการเอา wax และ cling-film ออกจากตัวอย่างดินจะตรวจสอบสภาพตัวอย่างว่าเหมาะสำหรับทำการทดลองหรือไม่หากพบรอยแตกหรือการรบกวนใดๆจะไม่ใช้ตัวอย่างดินนั้น ก่อนที่จะวางตัวอย่างดินใน soil lathe ปลายทั้งสองของตัวอย่างจะถูกตัดให้เรียบด้วยมีด จากนั้นตัวอย่างดินจะถูกตัดด้วย wire saw จนมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 70 มม

ตัวอย่างรูปทรงกระบอกจะถูกหุ้มด้วย two-part steel mould (เส้นผ่าศูนย์กลางภายในเท่ากับ 120 มม) ปลายของตัวอย่างจะถูกตัดเรียบเพื่อให้มีความสูง 120 มม หลังจากนั้น mould จะถูกปิดที่ปลายด้วย end cap และพร้อมสำหรับขั้นตอนการทำทรงกระบอกกลวงภายใน เพื่อไม่ให้ตัวอย่างดินติดกับผนังของ steel mould จะใช้แผ่นพลาสติกบางห่อตัวอย่างดินไว้ก่อนการใส่ mould ตรงกลางของ end cap จะมีรูขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 30 มม และ 10 มม ที่คนละด้าน รูปของอุปกรณ์การเตรียมตัวอย่างดินได้แสดงในรูปที่ 4-6



(a) soil lathe และ wire saw เพื่อตัดดินให้ได้ขนาดภายนอก



(b) steel mould และสว่านเพื่อตัดดินให้ได้ขนาดภายใน

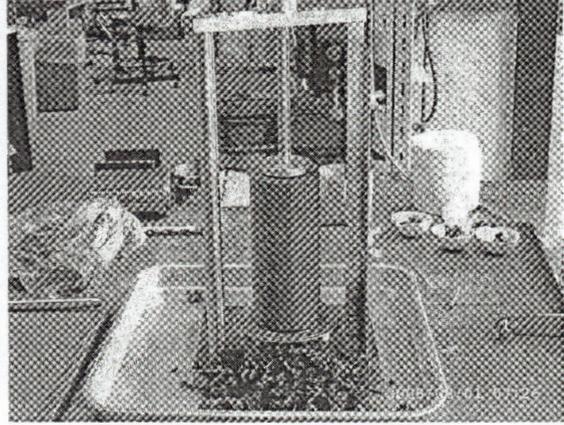
รูปที่ 4-6 อุปกรณ์ที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างดิน hollow cylinder

มีหลายวิธีในการทำทรงกระบอกภายในและการเลือกวิธีใดขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ตัวอย่างเช่นวิธีที่ใช้โดย Porovic (1995) และ Albert et al. (2003) จะใช้ soil lathe แบบอัตโนมัติค่อยๆปาดดินให้ได้ขนาดโดยลดขนาดรัศมีของตัวอย่างดินทีละน้อยเป็นลำดับซึ่งพิจารณาว่ารอบกวนตัวอย่างดินน้อย ในงานวิจัยนี้

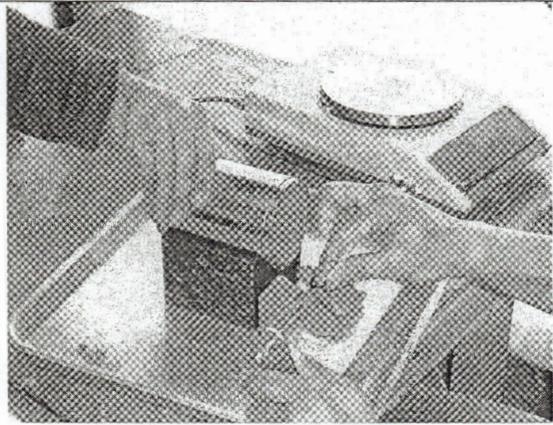
ทรงกระบอกภายในจะดำเนินการโดยขยายขนาดของทรงกระบอกภายในโดยใช้สว่านเจาะรูเล็กและใช้ wire saw เพิ่มขนาดของรูดังแสดงในรูปที่ 4-7



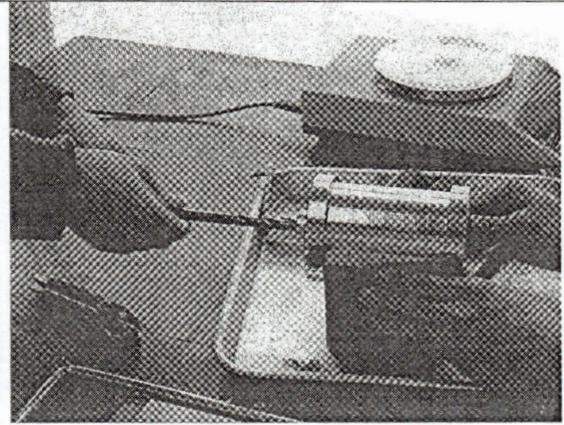
(a) Tube sample



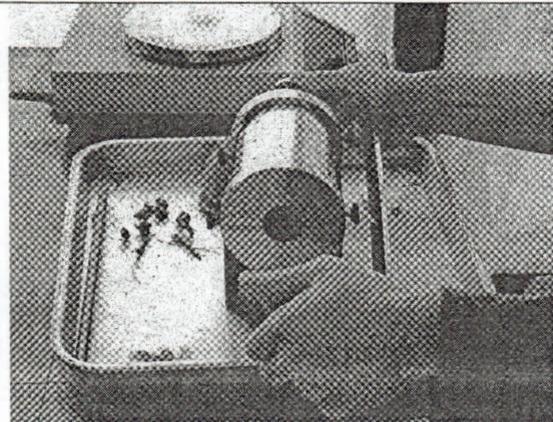
(b) trim ด้านนอกด้วย soil lathe



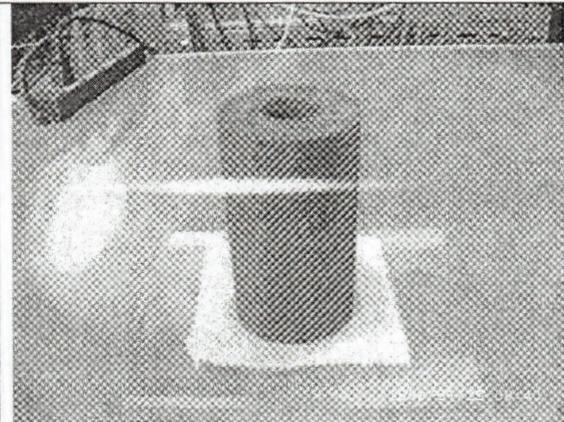
(c) ตัดปลายหัวท้าย



(d) เจาะรูตรงกลาง



(e) ความรูตรงกลางให้ได้ 30 มม



(f) ตัวอย่าง hollow cylinder ($D_i = 30$ มม, $D_o = 70$ มม และ $H_i = 120$ มม)

รูปที่ 4-7 กระบวนการเตรียมตัวอย่าง hollow cylinder

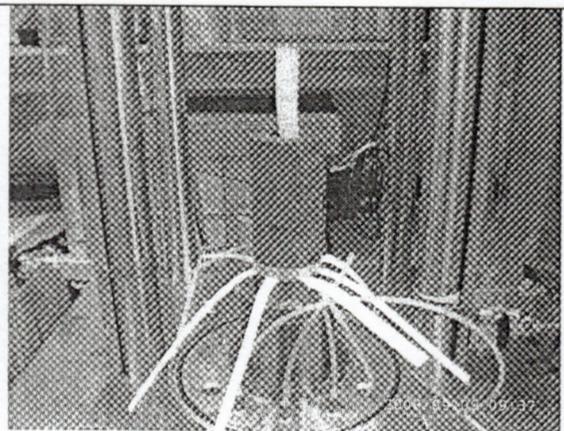
ในแต่ละตัวอย่างดินจะมีการหาค่าความชื้นก่อนและหลังการทดลอง มิติของตัวอย่าง (H , D_i and D_o) จะวัดที่ 4 ตำแหน่งและใช้ค่าเฉลี่ยในการคำนวณที่เกี่ยวข้อง ตัวอย่างดินจะถูกชั่งน้ำหนักด้วย

4.5.3 การติดตั้งตัวอย่างดิน

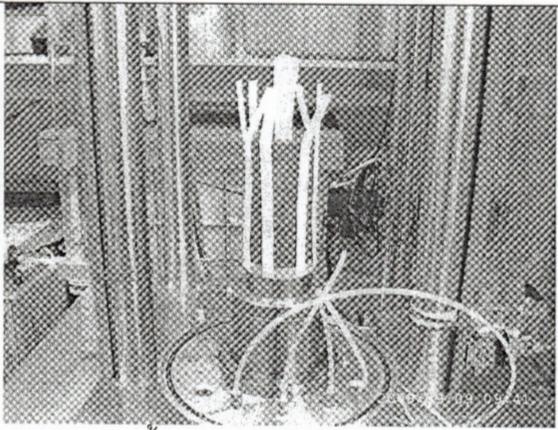
การติดตั้งเครื่องมือและตัวอย่างดิน hollow cylinder ได้แสดงในรูปที่ 4-8 และอธิบายดังนี้



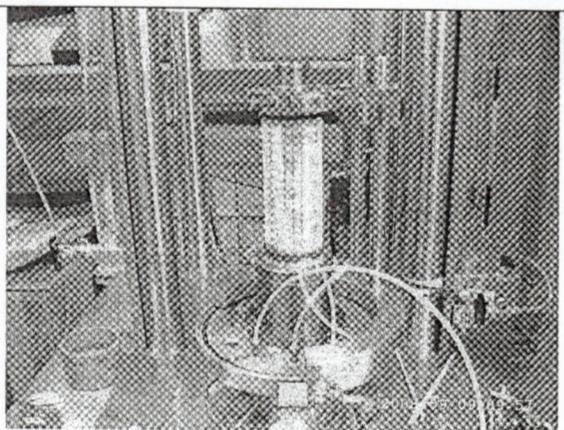
(a) ติดตั้ง base pedestal, bottom porous stone, และ inner membrane



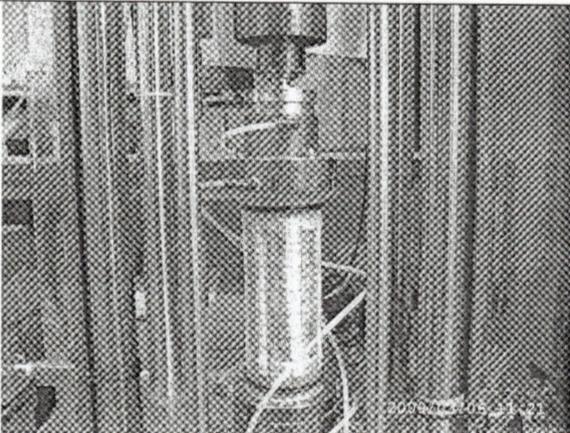
(b) วางตัวอย่างดินบน bottom porous stone



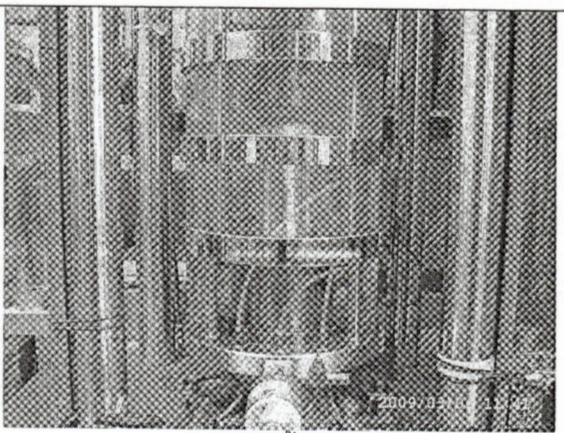
(c) ติดตั้งแถบ filter paper บนตัวอย่างดิน



(d) จัด top cap และติดตั้ง inner และ outer membrane



(e) ต่อสายระหว่าง load cell และ top cap และ ติดตั้ง potentiometer

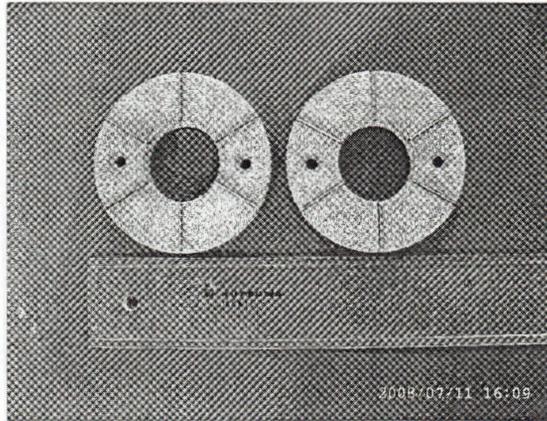


(f) เติมน้ำเข้าสู่ cell

รูปที่ 4-8 กระบวนการติดตั้งตัวอย่าง hollow cylinder

- การติดตั้งตัวอย่างดิน

ตัวอย่างดินจะถูกวางบน base pedestal ซึ่งมี porous stone และ inner membrane ติดตั้งอยู่ porous stone จะมีครีบทองเหลืองบางๆ 6 อันเพื่อป้องกันการสั่นไถลที่ปลายของตัวอย่างเนื่องจากการถ่ายแรง torsion (รูปที่ 4-9)



รูปที่ 4-9 Top และ bottom porous stone กับครีบทองเหลือง

- Side drain

แถบกระดาษกรอกกว้าง 1 ซม จำนวน 8 อันจะวางไว้ที่ผิวด้านนอกของตัวอย่างดินเพื่อช่วยการ consolidation

- Inner และ outer membrane

หลังจากตัวอย่างดินวางอยู่บน pedestal พร้อมกับติดตั้ง side drain และ top cap แล้ว inner และ outer rubber membrane จะถูกครอบตัวอย่างไว้โดยมีการระวังไม่ให้มีอากาศขังอยู่ หลังจากนั้น o-ring จำนวน 2 ตัวจะถูกติดตั้งที่แต่ละด้านของตัวอย่างดินเพื่อป้องกันน้ำรั่วจาก outer cell และใช้ o-ring 1 ตัวที่ top cap เพื่อป้องกันน้ำรั่วจาก inner cell

- การเชื่อมต่อระหว่าง load cell และ top cap

หลังจากติดตั้ง membrane แล้วจะทำการติดตั้ง potentiometer จากนั้นจะทำการติดตั้ง cell chamber ซึ่งยึดติดกับฐานด้วย stiffening ring โดยใช้ bolt 3 ตัว cell จะยึดติดกับฐานของเครื่องมือด้วย bolt หลังจากนั้นก็จะติดตั้งเครื่องมือวัดอื่นๆที่เหลือ

- การเติมน้ำเข้าสู่ cell

การเติมน้ำเข้าสู่ chamber จะทำเป็น 3 ขั้นตอนโดยแต่ละขั้นตอนจะเติมน้ำใน outer cell chamber จนถึงระดับที่ต้องการก่อนแล้วจึงเติมน้ำใน inner cell chamber จนถึงระดับที่ต้องการ เมื่อถึงระดับน้ำสุดท้ายแล้วจะเติมน้ำใน inner cell chamber จนเต็มเพื่อไม่ให้มีอากาศเหลืออยู่

4.5.4 Saturation

หลังจากการติดตั้งตัวอย่างดินแล้วจะให้ suction 100 kPa ต่อ cell และ suction line เพื่อดูดอากาศที่ติดค้างอยู่ออกจากระบบ หลังจากนั้น 15 นาทีอากาศใน drainage line จะถูก flush ด้วย de-aired water ระหว่างที่ลดค่า suction pressure จนเป็นศูนย์ back pressure จะถูกใช้เพื่อการ saturation ค่า cell pressure และ back pressure จะถูกเพิ่มขึ้นพร้อมๆกันในหลายๆขั้นโดยควบคุมความแตกต่างของความดันทั้งสองให้คงที่และเท่ากับ initial effective stress ค่า back pressure ที่ใช้คือ 200 kPa ระหว่างกระบวนการนี้จะทำการตรวจสอบสภาพการ saturation ด้วยการเพิ่ม cell pressure และปิด drainage valve และพบว่าค่า Skempton B -value ที่ได้มากกว่า 0.95 ซึ่งตรงกับ degree of saturation 100% สำหรับ soft และ stiff clay

4.5.5 Isotropic consolidation

ตัวอย่างดินจะถูก isotropic consolidation ไปที่ mean in-situ effective stress รายละเอียดของค่า mean in-situ effective stress ของแต่ละการทดลองได้สรุปในตารางที่ 4-3 ระหว่างการ consolidation น้ำจะสามารถไหลออกจากตัวอย่างดินผ่าน drainage valve

ตารางที่ 4-3 รายละเอียดของแต่ละการทดลอง

Test No.	α ($^{\circ}$)	b	Borehole No.	Depth (m)	In-situ effective overburden pressure σ'_{v0} (kPa)	Consolidation pressure p'_0 (kPa)	Initial effective stress p'_i (kPa)	Back pressure u_b (kPa)
A00B00	0	0	BH-5	14.0-14.6	133.1	105	50	200
A00B05	0	0.5	BH-5	13.3-13.8	126.2	100	50	200
A00B10	0	1	BH-5	13.2-13.8	124.5	100	50	200
A45B00	45	0	BH-6	11.8-12.4	104	85	50	200
A45B05	45	0.5	BH-5	10.6-11.2	92.3	75	50	200
A45B10	45	1	BH-5	12.0-12.6	109.1	90	50	200
A90B00	90	0	BH-6	11.5-12.0	105	85	50	200
A90B05	90	0.5	BH-7	9.8-10.4	79.7	65	50	200
A90B10	90	1	BH-7	7.0-7.6	54.1	45	45	200

ระยะเวลาการสิ้นสุดการ consolidation จะพิจารณาโดยวิธี 3-time method โดยจะพล็อตค่า volume change (ΔV) และ time (t) บนกราฟแบบ semi-logarithmic scale และหาพิจารณาส่วนที่ชันที่สุดของกราฟ วาดเส้นตรงขนาดเท่ากับเส้นนี้บนกราฟ semi-logarithmic โดยมีระยะ t เส้นนี้จะเรียกว่า "3t-line" เมื่อกราฟ $\Delta V - \log t$ ถึงเส้น 3-t line จะพิจารณาว่าเป็นการสิ้นสุดการ consolidation. (The Japanese Geotechnical Society, 1999).

4.5.6 การตรวจสอบค่า excess pore water pressure หลังจากการ consolidation

เนื่องจากอนุญาตให้มีการ drainage ทั้งสองด้านของตัวอย่างดินทำให้ไม่สามารถวัดค่า excess pore water pressure ได้ในระหว่างการ consolidation การตรวจสอบค่า excess pore water pressure หลังจากการ consolidation ทำโดยการปิด drainage valve และสังเกตการค่า หากค่า excess pore water pressure ไม่เพิ่มขึ้นแสดงว่าตัวอย่างดินอยู่ในสภาพพร้อมที่จะทำการทดลอง undrained shearing แต่หากค่า excess pore water pressure มีค่าเพิ่มขึ้นจะต้องทิ้งตัวอย่างให้ระบายน้ำต่อไปอีก การสิ้นสุดของ isotropic consolidation จะพิจารณาเมื่อ excess pore water pressure ลดลงจนหมด ($\Delta u < 1$ kPa)

4.5.7 Undrained shearing

งานวิจัยนี้ทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ในกรณีของ compression และ extension นั้นตัวอย่างดินจะถูกเฉือนจนกระทั่งวิบัติ แต่ในกรณีที่เฉือนแบบ $\alpha=45^\circ$ การเฉือนจะหยุดเมื่อมีการเคลื่อนตัวมากหรือเมื่อการหมุนถึงค่า 30° หลังจากการเฉือนจะมีการทดสอบ water content ของตัวอย่างดิน

บทที่ 5 ผลการทดสอบ triaxial test

5.1 บทนำ

บทนี้จะแสดงพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยการศึกษาพฤติกรรมที่ความเครียดกว้างและศึกษาเกี่ยวกับ non-linearity และ anisotropy โดยจะทำการทดสอบ triaxial compression ทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ ผลการทดลองนี้จะทำให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ มากขึ้นและเป็นข้อมูลที่สำคัญในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯต่อไป

การทดสอบจะทำ isotropically consolidated undrained compression (CIUC) และ isotropically consolidated drained compression (CIDC) กับทั้งตัวอย่างที่ตัดในแนวตั้งและแนวนอน เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของความเค้น-ความเครียด โดยเครื่องมือ triaxial จะมีการเพิ่มระบบ local strain measurement (LVDT และ proximity transducer) และระบบ bender element โดยรายละเอียดของเครื่องมือได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 3 ตัวอย่างคงสภาพของดินเหนียวกรุงเทพฯที่ใช้นำมาจากพื้นที่ลาดพร้าวที่มีความลึก 10.5-14.5 เมตร ซึ่งเป็นดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็ง คุณสมบัติของตัวอย่างดินได้แสดงในตารางที่ 5-1

5.2 การทดสอบ isotropic consolidation

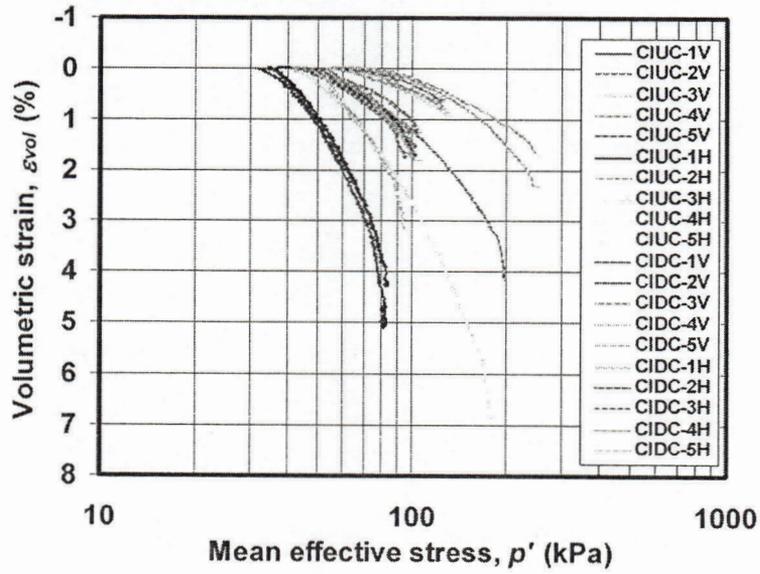
5.2.1 คุณสมบัติด้าน consolidation

ตัวอย่างคงสภาพของดินเหนียวกรุงเทพฯได้ถูกทำการทดสอบ isotropic consolidation ไปที่ความเค้นเฉลี่ยประสิทธิผลในสนาม ผลของ isotropic consolidation curve ของดินเหนียวกรุงเทพฯได้แสดงในรูปที่ 5-1 โดยที่รูปที่ 5-1(a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง volumetric strain (ϵ_v) ซึ่งคำนวณมาจากระบบ local strain measurement (LVDT และ proximity transducer) และ logarithm of mean effective stress (p') จากรูปที่ 5-1(a) แสดงว่าค่าเฉลี่ยของ recompression ratio RR (คำนวณจาก $RR = \Delta \epsilon_{vol} / \Delta \log p'$) มีค่าประมาณ 2.7% ซึ่งมีค่าตรงกับค่า recompression index C_r เท่ากับ 0.072 ซึ่งคำนวณจาก $C_r = \Delta e / \Delta \log p'$ ดังแสดงในรูปที่ 5-1(b) ซึ่งค่าที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับค่าทั่วไปของดินเหนียวกรุงเทพฯคือ $RR = 2.77$ และ $C_r = 0.07$ ซึ่งทดสอบโดย oedometer test (Shibuya & Tamrakar, 1999)

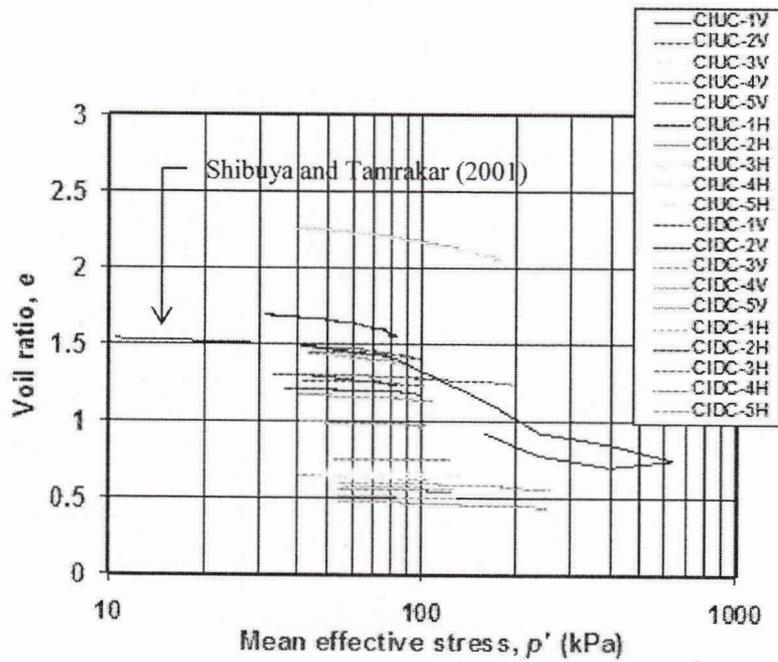
ตารางที่ 5-1 คุณสมบัติของตัวอย่างดิน

Test No.	Depth (m)	p'_0 (kPa)	Void ratio e_0	Water content, w_n (%)	LL (%)	PL (%)	Specimen direction
CIUC-1V	10.9	80	1.69	59.62	-	-	Vertical
CIUC-1H	11.7	90	1.30	48.40	73.5	27.29	Horizontal
CIUC-2V	13.1	100	1.27	44.72	-	-	Vertical
CIUC-2H	12.9	100	0.64	23.25	42.25	15.63	Horizontal
CIUC-3V	14.5	130	0.66	27.67	-	-	Vertical
CIUC-3H	13.7	120	0.57	23.49	51.00	17.60	Horizontal
CIUC-4V	13.7	120	0.76	29.33	-	-	Vertical
CIUC-4H	13.7	120	0.64	24.99	51.00	17.60	Horizontal
CIUC-5V	13.1	200	1.30	48.33	-	-	Vertical
CIUC-5H	12.3	180	2.25	81.56	53.30	17.91	Horizontal
CIDC-1V	11.7	90	1.48	51.92	61.10	32.26	Vertical
CIDC-1H	11.7	90	1.43	55.99	73.50	27.92	Horizontal
CIDC-2V	13.1	100	1.21	45.80	51.75	25.00	Vertical
CIDC-2H	12.3	90	1.45	43.75	53.30	17.91	Horizontal
CIDC-3V	13.9	120	0.51	17.77	39.10	15.66	Vertical
CIDC-3H	13.9	120	0.55	19.27	50.35	18.38	Horizontal
CIDC-4V	12.9	100	1.17	41.62	-	-	Vertical
CIDC-4H	12.9	100	1.00	32.96	42.25	15.63	Horizontal
CIDC-5V	13.7	240	0.60	21.02	-	-	Vertical
CIDC-5H	13.9	240	0.47	18.09	50.35	18.38	Horizontal

หมายเหตุ: isotropically consolidated to $p'_0 = 2p'_{in-situ}$ where p'_0 = isotropic consolidation pressure and $p'_{in-situ}$ = in-situ mean effective stress.



(a) $\epsilon_{vo} - \log p'$



(b) $e - \log p'$

รูปที่ 5-1 Isotropic consolidation curve

5.2.2 การเคลื่อนตัวแบบ anisotropic ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation

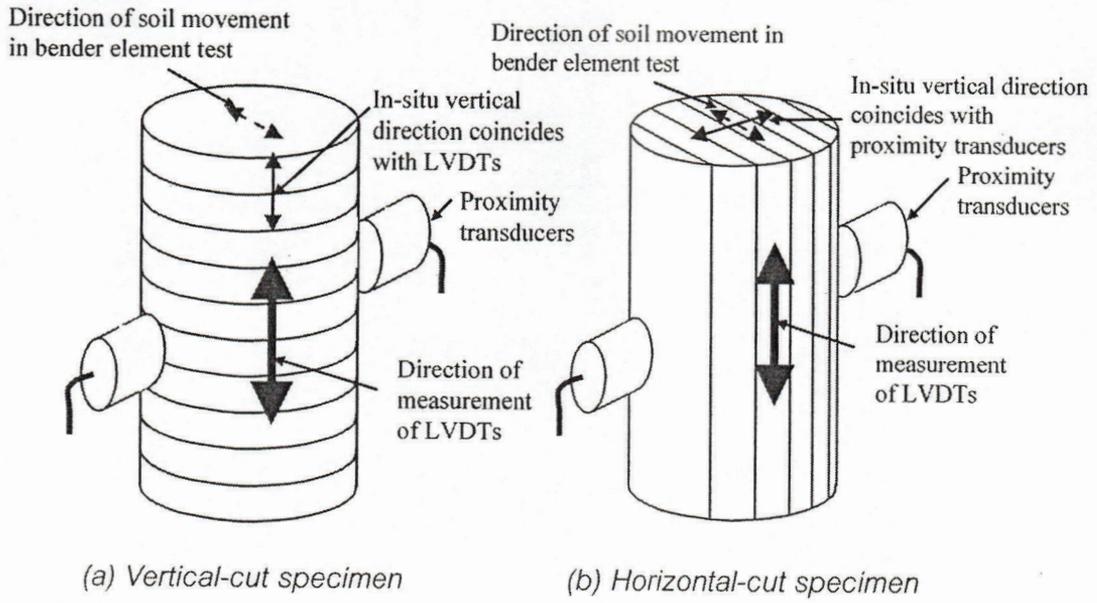
ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation สามารถศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของแบบ anisotropy ของตัวอย่างดินได้เนื่องจากมีการวัด local axial และ radial strain แยกต่างหากจากกัน โดยที่ทั้ง submersible LVDT และ proximity transducer ได้ติดตั้งไว้ที่กึ่งกลางความสูงและตรงกันข้ามกัน การติดตั้งระบบ local strain measurement สำหรับ vertical- และ horizontal-cut specimen ได้แสดงในรูปที่ 5-2 สำหรับ vertical-cut specimen นั้นความเค้นในแนวตั้ง (ϵ_v) ที่วัดโดย LVDT จะตรงกับแนวตั้งในสนามด้วย (ตั้งฉากกับ bedding plane) ในขณะที่ความเค้นในแนวนอน (ϵ_h) ที่วัดโดย proximity transducer จะตรงกับค่าความเค้นในแนวนอนในสนามและขนานกับ bedding plane ดังแสดงในรูปที่ 5-2(a) สำหรับ horizontal-cut specimen นั้นค่าความเค้นในแนวตั้ง (ϵ_v) ที่วัดโดย LVDT จะตรงกับแนวนอนในสนามและขนานกับ bedding plane ในขณะที่ค่าความเค้นในแนวนอน (ϵ_h) ที่วัดโดย proximity transducer จะตรงกับค่าความเค้นในแนวตั้งในสนามและตั้งฉากกับ bedding plane ดังแสดงในรูปที่ 5-2(b)

ตัวอย่างความสัมพันธ์ระหว่าง axial และ radial strain ได้แสดงในรูปที่ 5-3 ซึ่งแสดงว่าการเคลื่อนตัวของตัวอย่างดินภายใต้สภาวะ isotropic consolidation นั้นมีสภาพ anisotropic โดยพบว่าสำหรับ vertical-cut specimen นั้น $\Delta\epsilon_v > \Delta\epsilon_h$ และสำหรับ horizontal-cut specimen นั้น $\Delta\epsilon_v < \Delta\epsilon_h$ ตารางที่ 5-2 ได้สรุปค่าอัตราส่วน $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_h$ ที่ได้จาก vertical-cut specimen และค่าอัตราส่วน $\Delta\epsilon_h/\Delta\epsilon_v$ ที่ได้จาก horizontal-cut specimen ค่าอัตราส่วน $\epsilon_v/\Delta\epsilon_h$ จาก vertical-cut specimen และส่วนกลับของ horizontal-cut specimen ของทุกตัวอย่างได้พล็อตในรูปที่ 5-4 ผลการทดสอบแสดงว่าตัวอย่างนั้น stiff มากกว่าในแนวนอนโดยมีอัตราส่วน $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_h$ ระหว่าง 1 และ 4.5 และมีค่าเฉลี่ยประมาณ 2.14 ผลการทดลองที่ได้จากงานวิจัยนี้ตรงกับผลการทดลองที่รายงานโดย Kuwano and Bhattarai (1989) ที่รายงานว่าดินเหนียวกรุงเทพฯอ่อนกว่าในแนวตั้งจากการทดสอบแบบระบายน้ำโดยใช้ true triaxial apparatus

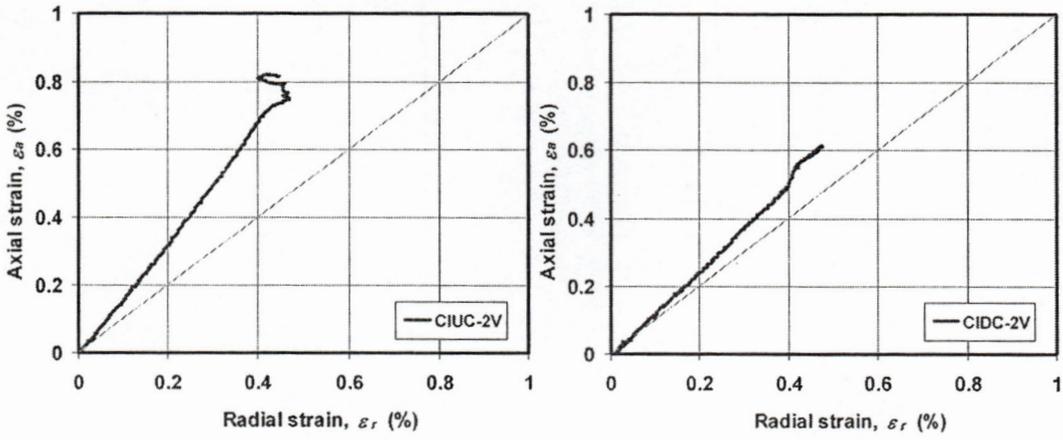
ตารางที่ 5-2 อัตราส่วนของ $\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_h$ ระหว่างการ isotropic consolidation

Test No.	Specimen orientation	Isotropic consolidation	
		Stress range (kPa)	Average $\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_h$
CIUC-1V	Vertical	230→280	1.03
CIUC-1H	Horizontal	240→290	3.65 [*]
CIUC-2V	Vertical	240→300	1.73
CIUC-2H	Horizontal	240→300	2.04 [*]
CIUC-3V	Vertical	250→330	1.20
CIUC-3H	Horizontal	250→320	0.96 [*]
CIUC-4V	Vertical	250→320	0.80
CIUC-4H	Horizontal	250→320	3.60 [*]
CIUC-5V	Vertical	240→400	1.21
CIUC-5H	Horizontal	240→380	2.17 [*]
CIDC-1V	Vertical	240→290	0.94
CIDC-1H	Horizontal	240→290	2.41 [*]
CIDC-2V	Vertical	240→300	1.30
CIDC-2H	Horizontal	240→290	3.14 [*]
CIDC-3V	Vertical	250→320	1.50
CIDC-3H	Horizontal	250→320	1.95 [*]
CIDC-4V	Vertical	240→300	1.69
CIDC-4H	Horizontal	240→300	4.54 [*]
CIDC-5V	Vertical	250→440	1.00
CIDC-5H	Horizontal	250→440	1.02 [*]

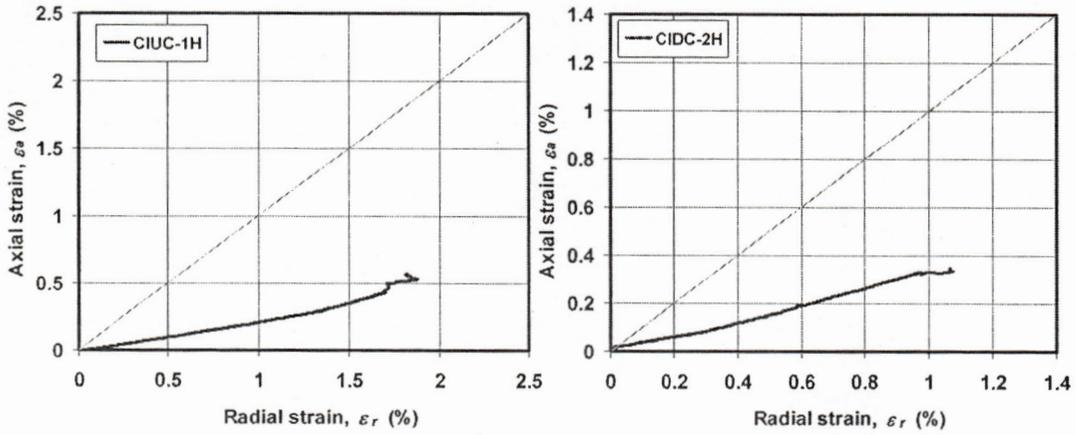
หมายเหตุ: ^{*} $\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_h$ สำหรับ horizontal specimen



รูปที่ 5-2 การติดตั้งระบบ local strain measurement และ bender element

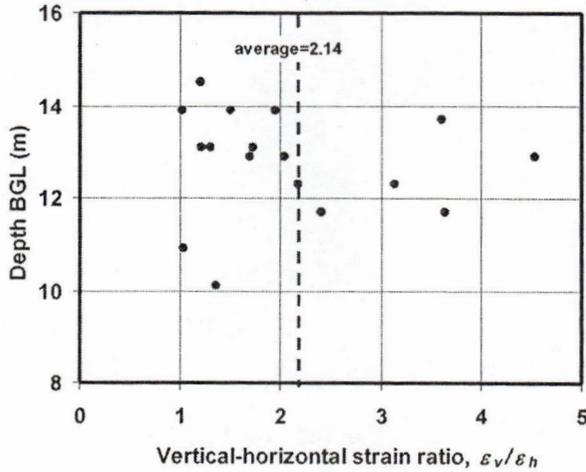


(a) Vertical-cut specimen (Test CIUC-2V and CIDC-2V)



(b) Horizontal-cut specimen (Test CIUC-1H and CIDC-2H)

รูปที่ 5-3 การเสียรูปแบบ anisotropic ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation



รูปที่ 5-4 อัตราส่วน $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_h$ ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation

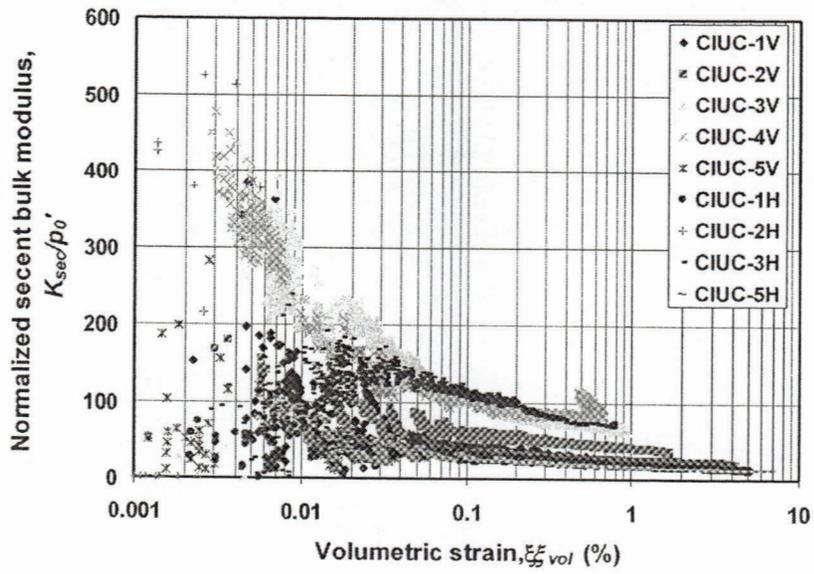
5.2.3 ค่า bulk modulus ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation

ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation สามารถหาค่า secant bulk modulus และการเปลี่ยนแปลงค่ากับ volumetric strain ได้เนื่องจากเป็นการทดสอบ constant-rate-of-stress consolidation โดยที่ค่า secant bulk modulus สามารถคำนวณจากสมการที่ (5-1)

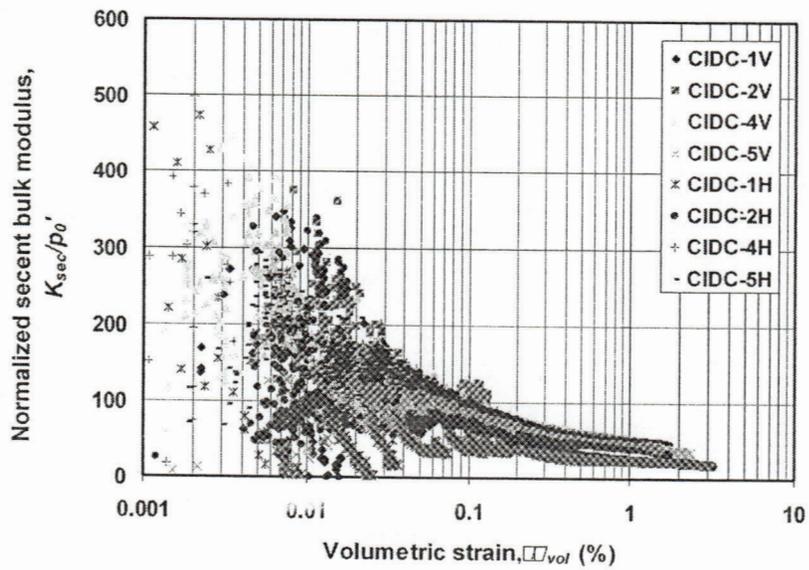
$$K_{sec} = \frac{\Delta p'}{\Delta \epsilon_{vol}} \tag{5-1}$$

โดยที่ K_{sec} คือ secant bulk modulus, $\Delta p'$ คือการเปลี่ยนแปลงของ mean effective confining pressure และ $\Delta \epsilon_{vol}$ คือการเปลี่ยนแปลงของ volumetric strain

รูปที่ 5-5 แสดง normalized secant bulk modulus degradation curve ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งแสดงว่าค่า secant bulk modulus สามารถวัดได้ถึงความเค้นเล็กเท่ากับ 0.002% ของ volumetric strain อย่างไรก็ตามผลการทดสอบของบางตัวอย่างดินจะค่อนข้างกระจายและมีความน่าเชื่อถือน้อยลงเมื่อ volumetric strain มีค่าน้อยกว่า 0.01% ตารางที่ 5-3 สรุปค่า small-strain bulk modulus ที่ ϵ_{vol} เท่ากับ 0.001%



(a) CIUC test



(b) CIDC test

รูปที่ 5-5 Secant bulk modulus degradation curve

ตารางที่ 5-3 Small-strain bulk modulus ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation

Test No.	Isotropic consolidation		
	Initial mean effective stress p'_0 (kPa)	Small-strain bulk modulus K_{max} (kPa)	K_{max}/p'_0
CIUC-1V	80	7000	88
CIUC-1H	80	6000	75
CIUC-2V	100	9700	97
CIUC-2H	100	13500	135
CIUC-3V	130	40000	307
CIUC-3H	120	14300	119
CIUC-4V	120	45500	379
CIUC-4H	120	50000	417
CIUC-5V	200	10000	50
CIUC-5H	180	16750	93
CIDC-1V	90	10000	111
CIDC-1H	90	6000	67
CIDC-2V	100	15000	150
CIDC-2H	90	16000	183
CIDC-3V	120	-	-
CIDC-3H	120	17300	144
CIDC-4V	100	15800	158
CIDC-4H	100	16000	160
CIDC-5V	240	25000	104
CIDC-5H	240	36000	150

5.3 ลักษณะของ small-strain stiffness

ค่า small-strain stiffness ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ได้ศึกษาโดยทั้งการทดสอบแบบ static และ dynamic โดยแบบ static นั้นใช้ triaxial test ที่มีระบบ local strain measurement และแบบ dynamic ใช้ bender element test ในหัวข้อนี้จะแสดงผลการทดสอบหา small-strain stiffness และพฤติกรรม anisotropy

5.3.1 Small-strain shear modulus จาก bender element test

ระหว่างหารทดสอบ isotropic consolidation จะวัดค่า small-strain shear modulus ด้วย bender element โดยมีรายละเอียดการดำเนินการอธิบายในบทที่ 3 ค่า shear wave velocity วิเคราะห์จากการพิจารณา arrival time ของคลื่นเฉือนที่วิ่งผ่านตัวอย่างดิน ค่า small-strain shear modulus สามารถคำนวณได้จากสมการ (5-2)

$$G_{max} = \rho V_s^2 = \rho \frac{L^2}{t_s^2} \tag{5-2}$$

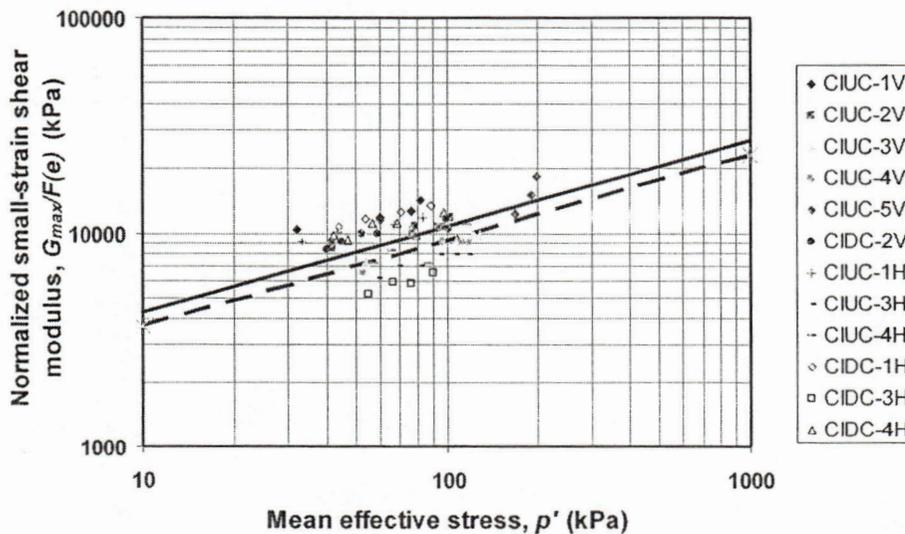
โดยที่ ρ คือ total density ของดิน และ V_s คือ shear wave velocity โดยคำนวณมาจากค่า effective length L ที่คลื่นเฉือนใช้ในการเดินทางและ travel time t_s

ระหว่าง isotropic consolidation จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain shear modulus และ isotropic confining stress ในงานวิจัยนี้ค่า G_{max} ที่ได้จาก vertical- และ horizontal-cut specimen จะเป็น G_{vh} และ G_{hh} ตามลำดับ รูปที่ 5-6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า normalized $G_{max}/F(e)$ และ p' ของดินเหนียวกรุงเทพฯ สมการ empirical equation ในรูปแบบที่แนะนำโดย Hardin and Black (1968) ได้ใช้ในการประมาณผลการทดสอบ โดยจะได้รับความสัมพันธ์ระหว่าง G_{max} และ p' ดังนี้

$$G_{vh} = 1700F(e)p'^{0.4} \tag{5-3}$$

$$G_{hh} = 1450F(e)p'^{0.4} \tag{5-4}$$

โดยที่ G_{max} และ p' มีหน่วยเป็น kPa และ $F(e) = (2.937 - e)^2 / (1 + e)$ (Hardin and Black, 1968)



รูปที่ 5-6 ความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain shear modulus และ isotropic confining stress

5.3.2 Small-strain Young's modulus จาก triaxial test

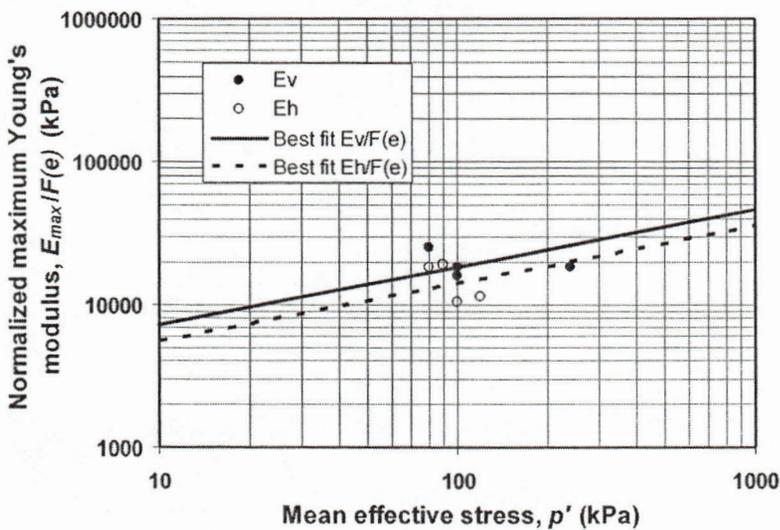
การทดสอบ drained triaxial compression ที่ทำกับ vertical- และ horizontal-cut specimen จะให้ค่า small-strain Young's modulus E_v และ E_h ภายใต้สภาพ isotropic confining stress รูปที่ 5-7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain Young's modulus $E_{max}/F(e)$ และ p' ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

เนื่องจากมีข้อมูลของ E ก่อนข้างจำกัดดังนั้นจึงไม่สามารถทราบการเปลี่ยนแปลงของ $E_{max}/F(e)$ กับ p' ได้อย่างแม่นยำดังนั้นจึงสมมติให้ความสัมพันธ์ระหว่าง $E_{max}/F(e) \sim p'$ มีค่ายกกำลังของ p' เหมือนกับความสัมพันธ์ของ $G_{max}/F(e) \sim p'$ ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่าง E_v และ E_h กับ p' จะสามารถแสดงได้ดังสมการที่ (5-5) และ (5-6) และแสดงในรูปที่ 5-7

$$E_v = 2850 F(e) p'^{0.4} \tag{5-5}$$

$$E_h = 2250 F(e) p'^{0.4} \tag{5-6}$$

โดยที่ E_v, E_h และ p' มีหน่วยเป็น kPa และ $F(e) = (2.937 - e)^2 / (1 + e)$ (Hardin and Black, 1968)



รูปที่ 5-7 ความสัมพันธ์ระหว่าง small-strain Young's modulus และ isotropic confining stress

ตารางที่ 5-4 Small-strain Young's modulus

Test No.	Isotropic consolidation		
	Initial mean effective stress p'_0 (kPa)	Small-strain Young's modulus E_{max} (kPa)	E_{max}/p'_0
CIUC-1V	80	27900	349
CIUC-1H	80	15500	194
CIUC-2V	100	36800	368
CIUC-2H	100	55000	550
CIUC-3V	130	91000	700
CIUC-3H	120	80000	667
CIUC-4V	120	120000	1000
CIUC-4H	120	42000	350
CIUC-5V	200	50000	250
CIUC-5H	180	65000	361
CIDC-1V	90	23100	257
CIDC-1H	90	18000	200
CIDC-2V	100	25550	256
CIDC-2H	90	18000	200
CIDC-3V	120	32900	274
CIDC-3H	120	43000	358
CIDC-4V	100	23500	235
CIDC-4H	100	20028	200
CIDC-5V	240	65000	271
CIDC-5H	240	30000	125

5.3.3 พฤติกรรม anisotropy ของ small-strain stiffness

สมการที่ได้จากการวิเคราะห์ในหัวข้อที่แล้วจะใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรม anisotropy ของ small-strain stiffness ผลแสดงว่าดินเหนียวกรุงเทพฯ stiff กว่าในแนวดิ่งภายใต้สภาพ isotropic confining stress โดยมีอัตราส่วน G_{hh}/G_{vh} และ E_H/E_V ดังข้างล่าง

$$G_{hh}/G_{vh} = 0.85$$

$$E_H/E_V = 0.80$$

5.3.4 การวิเคราะห์หาค่า cross-anisotropic elastic parameters

หัวข้อนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์ค่า cross-anisotropic elastic parameters ภายใต้สภาพ isotropic confining stress ของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยมีสมมุติฐานที่ว่าค่า shear modulus และ Young's modulus ขึ้นอยู่กับสภาพความเค้น ส่วนค่า Poisson's ratio มีค่าคงที่

5.3.4.1 Small-strain modulus

ค่า small-strain shear modulus และ Young's modulus ได้วิเคราะห์ไปก่อนหน้านี้แล้วและได้แสดงดังข้างล่างนี้

$$G_{vh} = 1700F(e)p^{0.4} \quad (5-3b)$$

$$G_{hh} = 1450F(e)p^{0.4} \quad (5-4b)$$

$$E_v = 2850F(e)p^{0.4} \quad (5-5b)$$

$$E_h = 2250F(e)p^{0.4} \quad (5-6b)$$

5.3.4.2 Small-strain Poisson's ratio

ค่า small-strain Poisson's ratios V_{vh} และ V_{hv} สามารถได้โดยตรงจากการทดสอบ drained triaxial compression กับ vertical- และ horizontal-cut specimen ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากการจัดวางของระบบ local strain measurement ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน ตารางที่ 5-5 แสดงผลการทดสอบ small-strain Poisson's ratio สำหรับค่า Poisson's ratio V_{hh} สามารถคำนวณจากสภาพ isotropic ในระนาบแนวนอนดังแสดงในสมการที่ (5-7)

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + v_{hh})} \quad (5-7)$$

ค่าเฉลี่ยของ V_{vh} และ V_{hv} ที่ได้จากการทดสอบจะให้เป็นตัวแทนของคุณสมบัติของดินเหนียวกรุงเทพฯ ดังนี้

$$V_{vh} = 0.088$$

$$V_{hv} = 0.084$$

$$V_{hh} = -0.224$$

ตารางที่ 5-5 Small-strain Poisson's ratio

Test No.	Mean effective confining stress (kPa)	Poisson's ratio ν_{vh}	Poisson's ratio ν_{hv}
CIDC-1V	80	0.115	-
CIDC-2V	100	0.038	-
CIDC-3V	120	0.100	-
CIDC-4V	100	0.058	-
CIDC-5V	120	0.127	-
CIDC-1H	80	-	0.309
CIDC-2H	90	-	0
CIDC-3H	120	-	0
CIDC-4H	100	-	0.057
CIDC-5H	120	-	0.055
Average		0.088	0.084

5.3.4.3 Original elastic compliance matrix

ค่า original elastic compliance matrix ที่ได้จากการทดสอบเป็นดังสมการที่ (5-8) ค่าที่ได้นี้ยังมี ปัญหา 2 ประการคือ (i) ความไม่สมมาตรของ compliance matrix และ (ii) ผล $E_v/V_{vh} \neq E_h/V_{hv}$ นอกจากนั้นค่า V_{hh} ยังเป็นค่าติดลบ

$$\begin{aligned}
 G_{vh} &= 1700F(e)p^{0.4} \\
 G_{hh} &= 1450F(e)p^{0.4} \\
 E_v &= 2850F(e)p^{0.4} \\
 E_h &= 2250F(e)p^{0.4} \\
 V_{vh} &= 0.088 \\
 V_{hv} &= 0.084 \\
 V_{hh} &= -0.224
 \end{aligned}
 \tag{5-8}$$

5.3.4.4 Modified elastic compliance matrix

ในการปรับแก้ค่า cross-anisotropic elastic parameter ได้พิจารณาที่จะปรับค่า V_{hv} เพื่อให้ได้ ความสมมาตรของ compliance matrix ($E_v/V_{vh} = E_h/V_{hv}$) เนื่องจากพิจารณาว่าค่านี้ น่าจะมีความผิดพลาด

มากกว่าค่า V_{vh} . ค่า V_{hv} ที่ได้ทำการปรับแก้ปลั้วจะเท่ากับ 0.073 เทียบกับค่าเดิมที่เท่ากับ 0.081 นอกจากนี้ Hardin (1978) แนะนำว่าค่า Poisson's ratio ของดินน้ำจะมีค่าอยู่ระหว่าง 0 และ 0.2 และค่าไคที่อยู่ระหว่างนี้ น่าจะแม่นยำเพียงพอสำหรับการประยุกต์ใช้ทั่วไป ดังนั้นจึงพิจารณาปรับค่า V_{hh} ให้เป็น 0.15 จากคำแนะนำดังกล่าว ฉะนั้นค่า modified elastic compliance matrix จะได้ดังสมการที่ (5-9)

$$\begin{aligned} G_{vh} &= 1700F(e)p^{0.4} \\ G_{hh} &= 1450F(e)p^{0.4} \\ E_v &= 2850F(e)p^{0.4} \\ E_h &= 2250F(e)p^{0.4} \\ V_{vh} &= 0.088 \\ V_{hv} &= 0.070 \\ V_{hh} &= 0.15 \end{aligned} \tag{5-9}$$

ถึงแม้ว่า cross-anisotropic elastic parameters ที่ได้จากการปรับแก้จะไม่มีคุณสมบัติ isotropic ใน horizontal plane แต่ก็พิจารณาว่ายอมรับได้ในที่นี้เนื่องจากค่าที่วิเคราะห์ได้จะนำไปคำนวณพฤติกรรมภายใต้การทดสอบในสภาพ triaxial stress เท่านั้น

5.3.5 การประยุกต์ใช้ cross-anisotropic elastic parameter

ในหัวข้อนี้จะแสดงการประยุกต์ใช้ค่า cross-anisotropic compliance matrix ที่ได้จากการวิเคราะห์ผลการทดสอบ drained triaxial test ในการทำนายค่า undrained shear stress path direction และ undrained small-strain Young's modulus ที่ได้จากการทดสอบ undrained triaxial compression

5.3.5.1 การทำนายค่า undrained stress path direction และ undrained small-strain Young's modulus ของ vertical-cut specimen

สำหรับ vertical-cut specimen นั้นสามารถเขียน cross-anisotropic elastic constitutive equation ได้ดังสมการที่ (5-10)

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_a \\ \delta\varepsilon_r \\ \delta\varepsilon_r \\ \delta\gamma_{ar} \\ \delta\gamma_{ra} \\ \delta\gamma_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hh}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma'_a \\ \delta\sigma'_r \\ \delta\sigma'_r \\ \delta\tau_{ar} \\ \delta\tau_{ra} \\ \delta\tau_{rr} \end{bmatrix} \quad (5-10)$$

โดยที่ a และ r คือแกนตั้งและนอนของตัวอย่างดิน ส่วน v และ h คือแกนตั้งและนอนของสภาพดินในสนาม

จากสมการ (5-10);

$$\delta\varepsilon_a = \frac{\delta\sigma'_a}{E_v} - 2\nu_{hv} \frac{\delta\sigma'_r}{E_h}$$

$$\delta\varepsilon_r = -\nu_{vh} \frac{\delta\sigma'_a}{E_v} + \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} - \nu_{hh} \frac{\delta\sigma'_r}{E_h}$$

จากสภาพไม่ระบายน้ำ; $\delta\varepsilon_{vol} = \delta\varepsilon_a + 2\delta\varepsilon_r = 0$

$$0 = \frac{\delta\sigma'_a}{E_v} - 2\nu_{hv} \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} + 2 \left[-\nu_{vh} \frac{\delta\sigma'_a}{E_v} + \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} - \nu_{hh} \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} \right]$$

$$\frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a} = \frac{E_v}{E_h} \left[\frac{-1 + 2\nu_{vh}}{2(1 - \nu_{hv} - \nu_{hh})} \right] \quad (5-11)$$

ดังนั้น stress path direction;

$$\frac{\delta q}{\delta p'} = \frac{3(\delta\sigma'_a - \delta\sigma'_r)}{\delta\sigma'_a + 2\delta\sigma'_r} = \frac{3 \left(1 - \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a} \right)}{1 + 2 \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a}} \quad (5-12)$$

เมื่อแทนค่าของ cross-anisotropic elastic แบบ original และ modified จากสมการ (5-8) และ (5-9) ลงในสมการ (5-11) และ (5-12) จะสามารถได้ undrained stress path direction ซึ่งค่าที่คำนวณได้สรุปในตารางที่ 5-6

Undrained small-strain Young's modulus;

$$\begin{aligned} (E_a)_u &= \frac{\delta q}{\delta\varepsilon_a} = \frac{\delta\sigma'_a - \delta\sigma'_r}{\delta\varepsilon_a} \\ &= \frac{\delta\sigma'_a - \delta\sigma'_r}{\frac{\delta\sigma'_a}{E_v} - 2\nu_{hh} \frac{\delta\sigma'_r}{E_h}} = \frac{1 - \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a}}{\frac{1}{E_v} - \frac{2\nu_{hh}}{E_h} \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a}} \end{aligned} \quad (5-13)$$

เมื่อแทนค่า cross-anisotropic elastic parameter ทั้งแบบ original และ modified ที่ได้จากสมการ (5-8) และ (5-9) ลงในสมการ (5-13) จะสามารถคำนวณค่า undrained small-strain Young's modulus ได้ดังสมการ (5-14) และ (5-15)

$$\text{Original: } (E_a)_u = 3459F(e)p^{0.6} \quad (5-14)$$

$$\text{Modified: } (E_a)_u = 3762F(e)p^{0.6} \quad (5-15)$$

โดยที่ $(E_a)_u$ และ p' มีหน่วยเป็น kPa และ $F(e)=(2.973-e)^2/(1+e)$

5.3.5.2 การทำนายค่า undrained stress path direction และ undrained small-strain Young's modulus ของ horizontal-cut specimen

สำหรับ horizontal-cut specimen จะสามารถเขียนสมการ cross-anisotropic elastic constitutive equation ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{r1} \\ \delta\varepsilon_{r2} \\ \delta\varepsilon_a \\ \delta\gamma_{rr} \\ \delta\gamma_{ar} \\ \delta\gamma_{ra} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hh}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma'_r \\ \delta\sigma'_r \\ \delta\sigma'_a \\ \delta\tau_{rr} \\ \delta\tau_{ar} \\ \delta\tau_{ra} \end{bmatrix} \quad (5-16)$$

โดยที่ a คือแกนตั้งของตัวอย่างดิน, r_1 คือแกนนอนของตัวอย่างดินที่ตั้งฉากกับ bedding plane, r_2 คือแกนนอนของตัวอย่างดินที่ขนานกับ bedding plane และ ν และ h คือแกนนอนและแกตั้งของดินในสนาม

จากสมการ (5-16);
$$\delta\varepsilon_a = -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \delta\sigma'_r - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \delta\sigma'_r + \frac{\delta\sigma'_a}{E_h}$$

$$\delta\varepsilon_{r1} = \frac{\delta\sigma'_r}{E_v} - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \delta\sigma'_r - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \delta\sigma'_a$$

$$\delta\varepsilon_{r2} = -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \delta\sigma'_r + \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \delta\sigma'_a$$

สำหรับสภาพไม่ระบายน้ำ;
$$\delta\varepsilon_{vol} = \delta\varepsilon_a + \delta\varepsilon_{r1} + \delta\varepsilon_{r2} = 0$$

$$0 = -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \delta\sigma'_r - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \delta\sigma'_r + \frac{\delta\sigma'_a}{E_h} + \frac{\delta\sigma'_r}{E_v} - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \delta\sigma'_r - \frac{\nu_{hv}}{E_h} \delta\sigma'_a - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \delta\sigma'_r + \frac{\delta\sigma'_r}{E_h} - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \delta\sigma'_a$$

$$\frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a} = \frac{E_v}{E_h} \left[\frac{-(1 - \nu_{hv} - \nu_{hh})}{\left(1 - \frac{E_v}{E_h} \nu_{hv} - \nu_{vh} + \frac{E_v}{E_h} \nu_{vh} - \frac{E_v}{E_h} \nu_{hh}\right)} \right] \quad (5-17)$$

เมื่อแทนค่า parameter ในกรณีของ original และ modified elastic compliance matrix ที่ได้ในสมการ (5-8) และ (5-9) ลงในสมการ (5-17) และ (5-12) จะสามารถคำนวณค่า undrained stress path direction โดยผลลัพธ์ได้สรุปในตารางที่ 5-6

Undrained small-strain Young's modulus;

$$\begin{aligned} (E_a)_u &= \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_a} = \frac{\delta\sigma'_a - \delta\sigma'_r}{\frac{\delta\sigma'_a}{E_h} - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \delta\sigma'_r - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \delta\sigma'_r} \\ &= \frac{1 - \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a}}{\frac{1}{E_h} - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a} - \frac{\nu_{hh}}{E_h} \frac{\delta\sigma'_r}{\delta\sigma'_a}} \end{aligned} \quad (5-18)$$

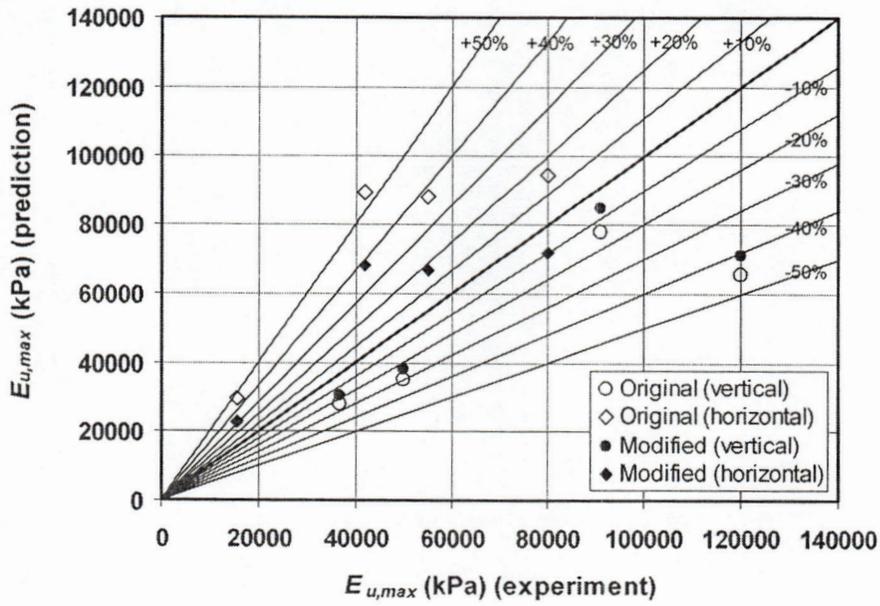
เมื่อแทนค่า parameter ของทั้งกรณี original และ modified elastic compliance matrix ที่ได้ในสมการ (5-8) และ (5-9) ลงในสมการ (5-18) จะสามารถคำนวณค่า undrained small-strain Young's modulus ได้ดังนี้

Original: $(E_a)_u = 4087F(e)p^{0.6}$ (5-19)

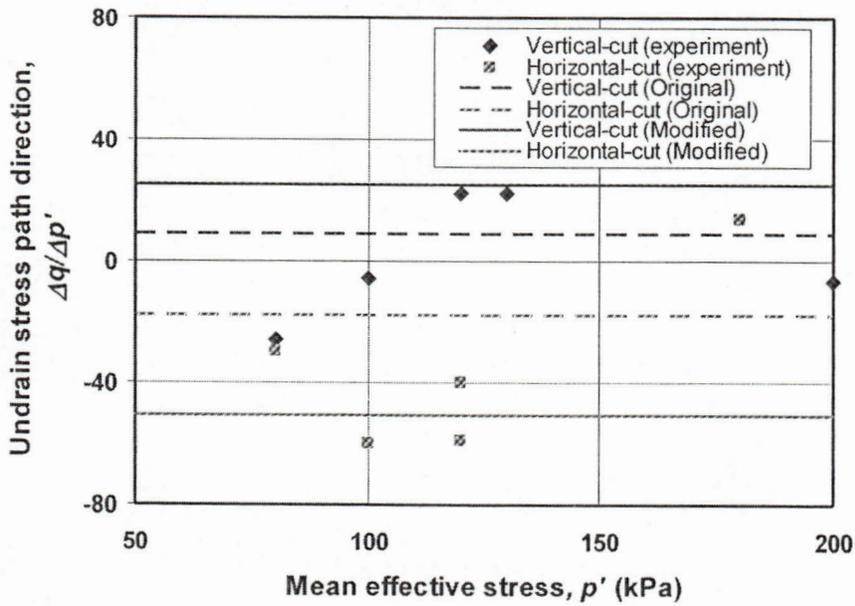
Modified: $(E_a)_u = 3106F(e)p^{0.6}$ (5-20)

โดยที่ $(E_a)_u$ และ p' มีหน่วยเป็น kPa และ $F(e) = (2.973 - e)^2 / (1 + e)$

ค่า undrained small-strain Young's modulus ที่คำนวณจากสมการ (5-14), (5-15), (5-19) และ (5-20) ได้เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากผลการทดสอบ undrained experiment ในรูปที่ 5-8 และ 5-9 และในตารางที่ 5-6 ผลการเปรียบเทียบแสดงว่าค่าที่ทำนายจาก original และ modified elastic compliance matrix จะมีค่าคลาดเคลื่อนประมาณ $\pm 60\%$ และ $\pm 40\%$ จากผลการทดสอบ หมายเหตุว่าค่า % ที่เป็นบวกแสดงว่าค่าที่ทำนายมากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ ในขณะที่ % ที่เป็นลบแสดงว่าค่าที่ทำนายน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ



รูปที่ 5-8 การทำนายค่า undrained small-strain Young's modulus



รูปที่ 5-9 การทำนายค่า undrained stress path direction

ตารางที่ 5-6 ผลการทำนายค่า undrained small-strain Young's modulus

Test No.	Specimen orientation	Effective mean confining pressure p' (kPa)	Void ratio e	Undrained stress path direction $(\Delta q/\Delta p')$ (experiment)	Undrained stress path direction $(\Delta q/\Delta p')$ (prediction)		Undrained small-strain Young's modulus E_u (experiment) (kPa)	Undrained small-strain Young's modulus E_u (prediction) (kPa)	
					Original	Modified		Original	Modified
CIUC-1V	Vertical	80	1.69	-26.1	9	25	27900	12215	13284
CIUC-2V	Vertical	100	1.27	-6	9	25	36800	27884	30325
CIUC-3V	Vertical	130	0.66	22.2	9	25	91000	78121	84959
CIUC-4V	Vertical	120	0.76	22.2	9	25	120000	65323	71042
CIUC-5V	Vertical	200	1.3	-6.7	9	25	50000	35045	38112
CIUC-1H	Horizontal	80	1.28	-30	-18	-51	15500	29648	22529
CIUC-2H	Horizontal	100	0.62	-60	-18	-51	55000	88128	66966
CIUC-3H	Horizontal	120	0.62	-40	-18	-51	80000	94795	72032
CIUC-4H	Horizontal	120	0.66	-59	-18	-51	42000	89392	67927
CIUC-5H	Horizontal	180	2.16	13.4	-18	-51	65000	6823	5185

5.4 พฤติกรรมความเค้น-ความเครียดที่ความเครียดกว้าง

ในหัวข้อนี้จะศึกษาพฤติกรรม non-linearity ในสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ โดยที่จะแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดสำหรับสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำจะไม่เป็นเส้นตรงโดยที่ค่า stiffness จะลดลงกับระดับของความเครียด ในการพิจารณาพฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรงนี้จะแสดงโดย normalized stiffness degradation curve

5.4.1 Non-linearity ในสภาวะไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ

ค่า undrained และ drained secant Young's modulus, $E_{u,sec}$ และ E'_{sec} สามารถวิเคราะห์ได้จากความสัมพันธ์ deviatoric stress-axial strain กราฟ normalized stiffness degradation curve $E_{u,sec}/p_0'$ จาก undrained และ drained triaxial compression test ได้แสดงในรูปที่ 5-10 และ 5-11 ตามลำดับ โดยจะเห็นว่ากราฟ normalized stiffness degradation curve จากการทดสอบ drained test จะมีการกระจายตัวมากกว่าที่ได้จากการทดสอบ undrained test อย่างไรก็ตามไม่สังเกตเห็นความแตกต่างใดๆระหว่างกราฟ normalized stiffness degradation curve จากตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนในทั้งสองการทดสอบ นอกจากนี้ผลการทดสอบยังแสดงความแตกต่างของพฤติกรรม non-linearity ในสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ โดยที่ค่า average normalized stiffness degradation ของการทดสอบ drained test ที่ระดับ small-strain มีค่าน้อยกว่าที่ได้จากการทดสอบ undrained test

5.4.2 พฤติกรรม anisotropy ของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด

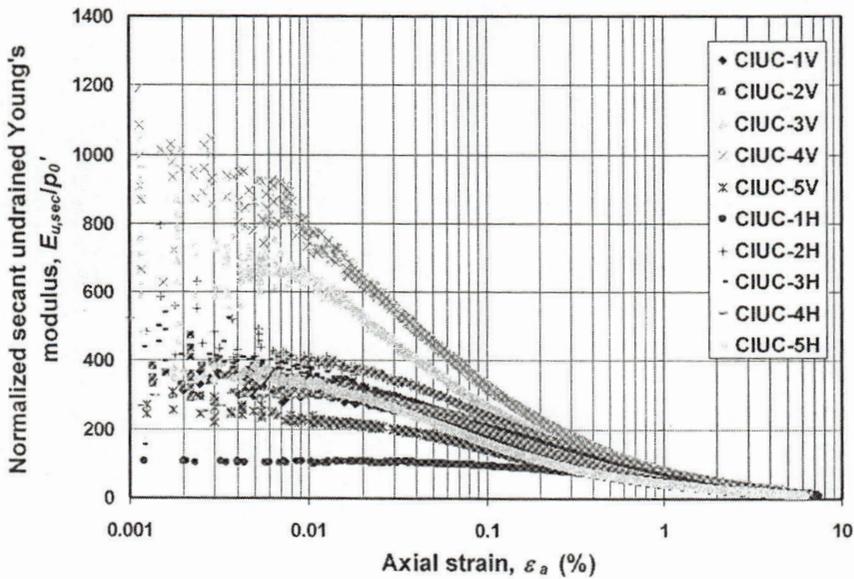
ในหัวข้อนี้จะแสดงการเปรียบเทียบพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนที่มีความลึกเดียวกันจะถูกทดสอบในสภาพเดียวกันเพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด โดยจะพิจารณาพฤติกรรมในสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำแยกกัน

5.4.2.1 พฤติกรรม anisotropy ในสภาพไม่ระบายน้ำ

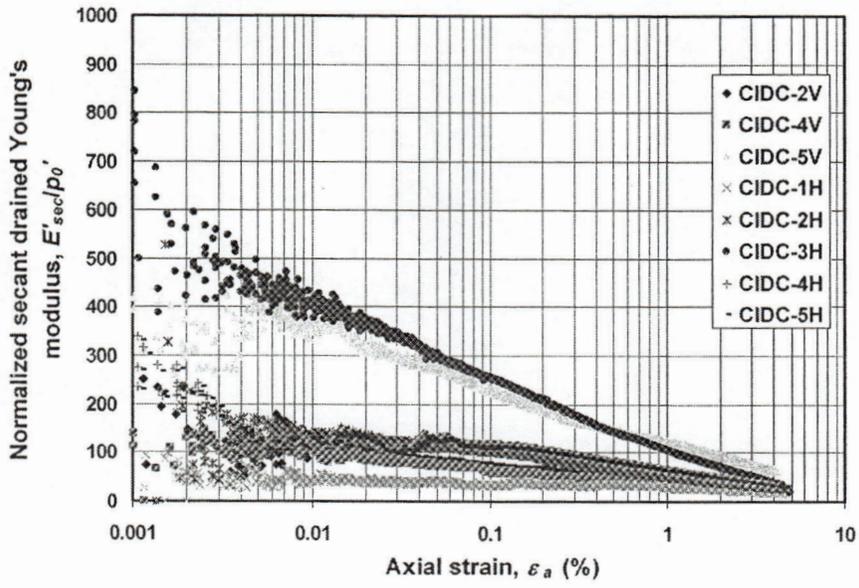
หัวข้อนี้จะเปรียบเทียบผลการทดสอบแบบ undrained ของการทดสอบที่ CIUC-1V และ CIUC-1H พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนได้แสดงในรูปที่ 5-12 โดยแสดงว่า undrained effective stress path ของตัวอย่างในแนวตั้งจะอยู่ทางซ้ายเล็กน้อยของตัวอย่างในแนวนอนเนื่องจากตัวอย่างในแนวตั้งมี excess pore pressure ที่มากกว่าเล็กน้อย ผลของกราฟความเค้น-ความเครียดในรูปของ deviatoric stress-axial strain และ normalized secant undrained Young's modulus degradation curve ก็แสดงว่าตัวอย่างในแนวตั้ง stiff กว่าตัวอย่างในแนวนอน

5.4.2.2 พฤติกรรม anisotropy ในสภาพระบายน้ำ

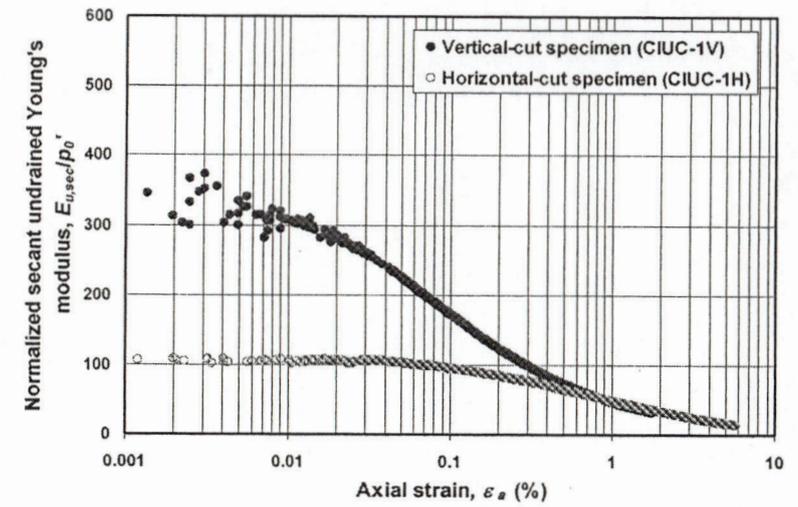
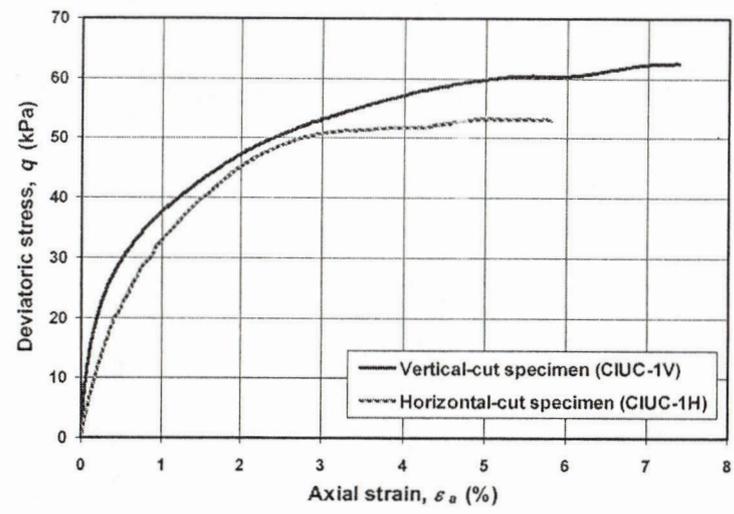
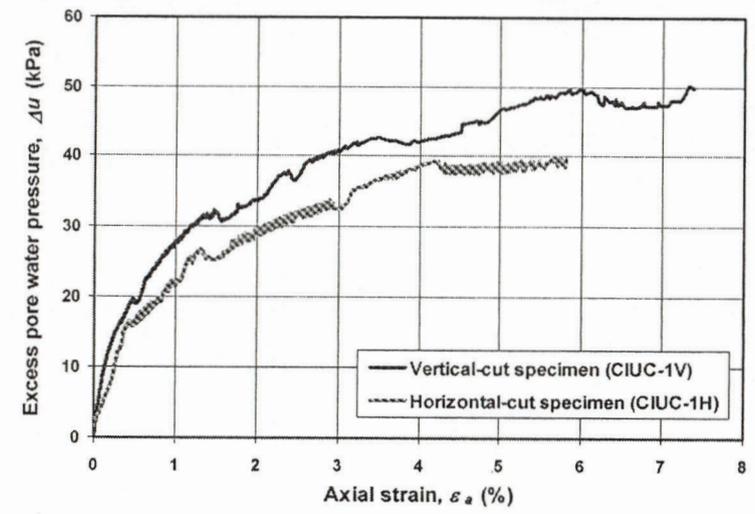
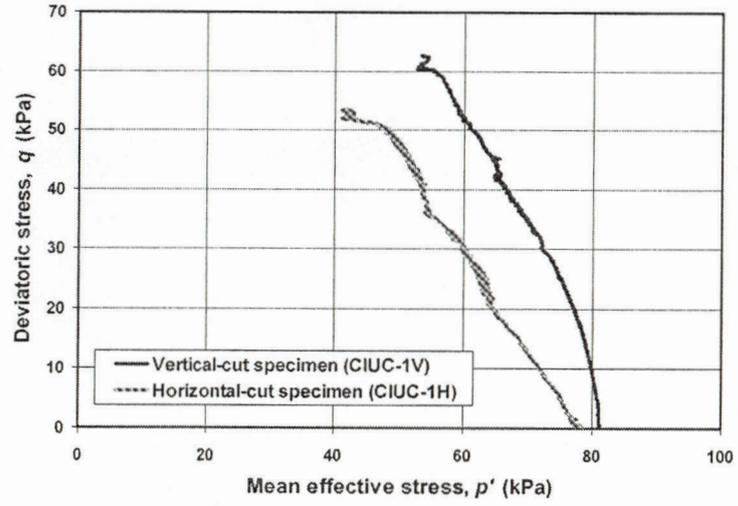
หัวข้อนี้จะเปรียบเทียบผลการทดสอบแบบ drained ของการทดสอบที่ CIDC-2V และ CIDC-2H พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนได้แสดงในรูปที่ 5-13 ผลของกราฟความเค้น-ความเครียดในรูปของ deviatoric stress-axial strain และ normalized secant undrained Young's modulus degradation curve แสดงว่าตัวอย่างในแนวตั้ง stiff กว่าตัวอย่างในแนวนอน กราฟ volumetric strain curve ของทั้งสภาพไม่ระบายน้ำและระบายน้ำจะค่อนข้างเหมือนกันจนกระทั่ง $\epsilon_a = 1\%$ หลังจากนั้นตัวอย่างในแนวตั้งจะให้ค่า volumetric strain มากกว่าเล็กน้อย



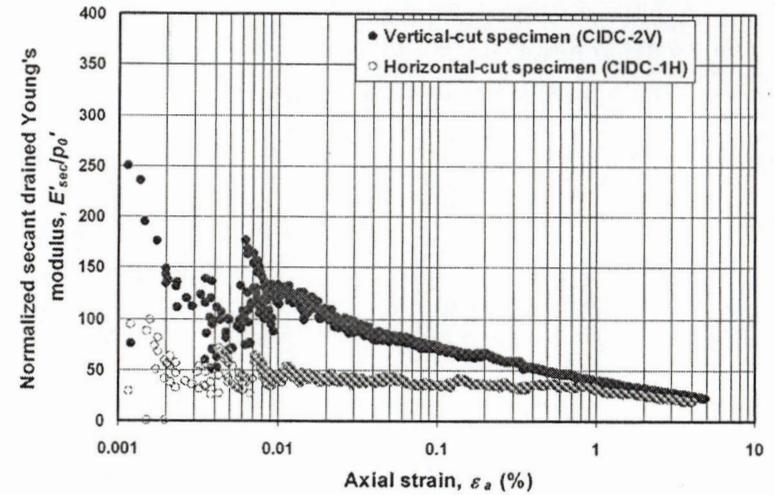
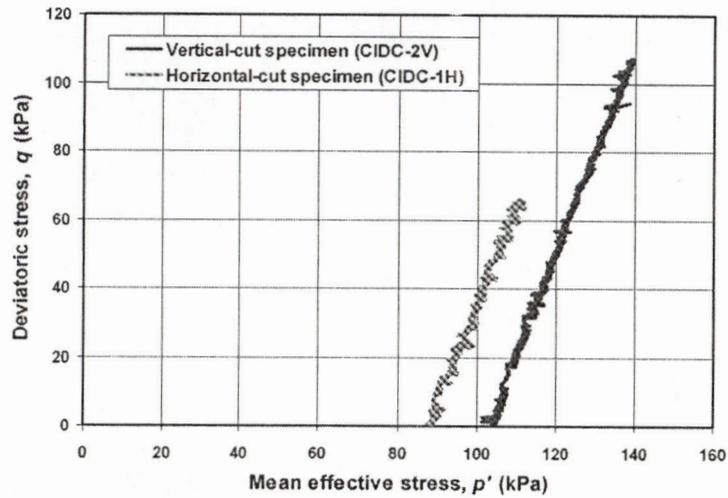
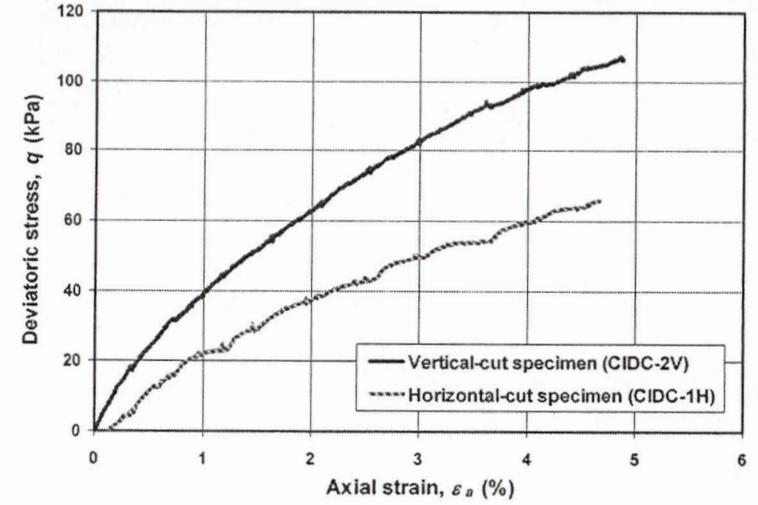
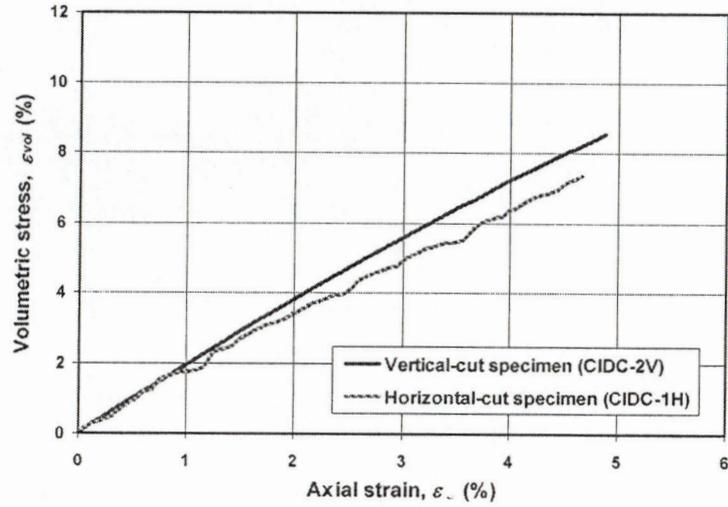
รูปที่ 5-10 Normalized stiffness degradation curve จากการทดสอบ undrained triaxial compression



รูปที่ 5-11 Normalized stiffness degradation curve จากการทดสอบ drained triaxial compression



รูปที่ 5-12 พฤติกรรม anisotropy ในสภาพไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 5-13 พฤติกรรม anisotropy ในสภาพพระบายน้ำ

บทที่ 6 ผลการทดสอบ Torsional Shear Hollow Cylinder Test

6.1 บทนำ

บทนี้จะแสดงผลการทดสอบ torsional shear hollow cylinder test และประเมินพฤติกรรม anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในรูปของ stress-strain และ strength parameter การทดสอบออกแบบเพื่อศึกษาผลกระทบของ α และ b ต่อพฤติกรรม stress-strain, stiffness, และ strength ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ในการทดสอบนี้ได้ทำการทดสอบ torsional shear hollow cylinder 9 การทดสอบที่ค่า b ต่างๆคือ 0, 0.5, และ 1 และค่า α ต่างๆคือ 0° , 45° , และ 90° โดยตัวอย่างดินถูกเจือปนในสภาพไม่ระบายน้ำ

ในการทำการ saturation กับตัวอย่างดินใช้ back pressure เท่ากับ 200 kPa ซึ่งให้ค่า Skempton's B parameter มากกว่า 0.95 ตัวอย่างดินทั้งหมดถูก isotropic consolidation ไปที่ความเค้นเท่ากับ in-situ effective vertical stress (p_o') ขั้นตอนการ isotropic consolidation จะสิ้นสุดเมื่อ excess pore water pressure ได้ลดลงจนหมดสิ้น ($\Delta u < 1$ kPa) หลังจากกระบวนการ isotropic consolidation สมบูรณ์ตัวอย่างดินจะถูกเจือปนแบบไม่ระบายน้ำภายใต้สภาพที่มีค่า α , b และ p คงที่ โดยทำการทดสอบ torsional shear hollow cylinder 9 การทดสอบที่ค่า b ต่างๆคือ 0, 0.5, และ 1 และค่า α ต่างๆคือ 0° , 45° , และ 90° ดังแสดงในตารางที่ 6-1 ตัวอย่าง A และ B หมายถึงค่า α และ b ตามลำดับ ตัวเลขหลังจากอักษร A และ B แสดงค่าของแต่ละการทดสอบ (เช่น A00B05 หมายถึงการทดสอบที่มีค่า $\alpha=0^\circ$ และ $b=0.5$) ในระหว่างการเจือปนค่า total mean stress จะรักษาไว้ให้มีค่าคงที่

ตารางที่ 6-1 โปรแกรมการทดสอบ torsional shear test

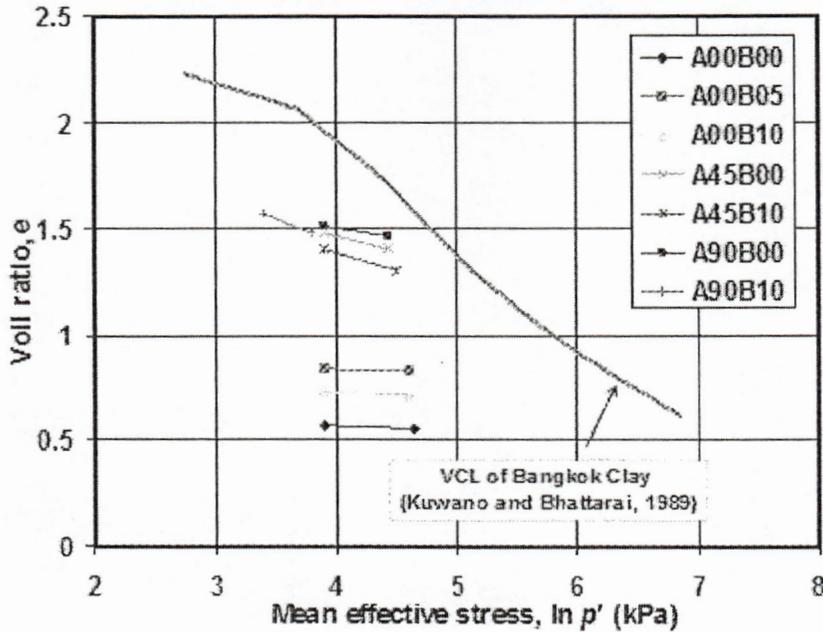
ค่า b	ทิศทางของ major principal stress (α)		
	0°	45°	90°
0	A00B00	A45B00	A90B00
0.5	A00B05	A45B05	A90B05
1	A00B10	A45B10	A90B10

6.2 ผลการทดสอบ isotropic consolidation

6.2.1 Compressibility ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

ตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ แบบคงสภาพจะถูก isotropic consolidation ไปที่ in-situ effective vertical stress และได้ความสัมพันธ์ระหว่าง $e-\ln p'$ ดังแสดงในรูปที่ 6-1 โดย e คือ void ratio และ p' คือ

mean effective stress เนื่องจากตัวอย่างดินถูก consolidate ไปที่ p_o' ดังนั้นผลการทดสอบที่ได้จะมีสภาพ overconsolidated และอยู่ใต้เส้น virgin consolidation line ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่รายงานโดย Kuwano & Bhattarai (1989)



รูปที่ 6-1 Compression curve ในรูป $e-\ln p'$

6.2.2 การเสียรูปแบบ anisotropic ระหว่างการ isotropic consolidation

ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation กับตัวอย่าง hollow cylindrical specimen ได้มีการวัด การเคลื่อนตัวทั้งในแนวตั้งและแนวนอน โดยการเคลื่อนตัวในแนวตั้งได้มาจาก dial gauge ส่วนการเคลื่อน ตัวในแนวนอนได้จากการวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงไปของตัวอย่างดินและ inner cell โดยใช้ differential pressure transducers (D.P.T.) ดังนั้นจึงสามารถที่จะศึกษาการเสียรูปแบบ anisotropic ของตัวอย่างดิน ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation ได้

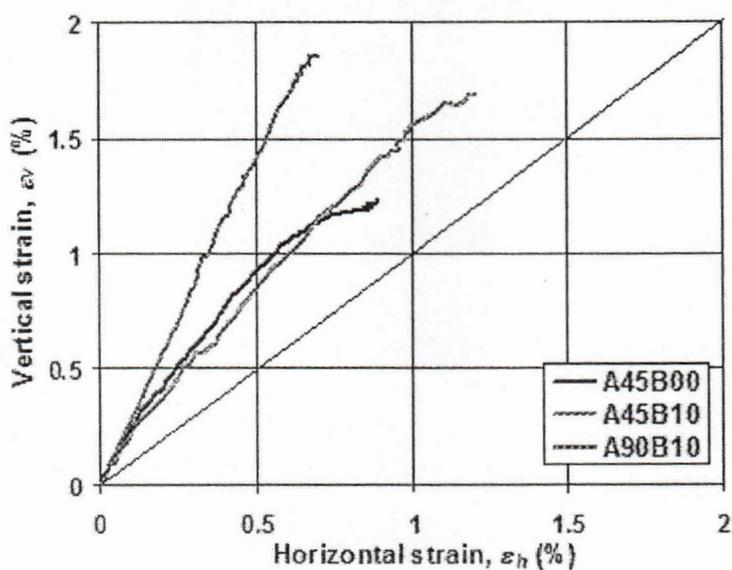
ความสัมพันธ์ระหว่าง vertical และ horizontal strain ระหว่างการทดสอบ isotropic consolidation ได้ แสดงในรูปที่ 6-2 ค่า strain ในแนวตั้ง (ϵ_v) ได้จาก axial strain (ϵ_z) ในขณะที่ค่า strain ในแนวนอน (ϵ_h) เป็น ค่าเฉลี่ยของ radial (ϵ_r) และ circumferential (ϵ_θ) strain ผลการทดสอบแสดงว่าการเสียรูปแบบของตัวอย่างดิน ภายใต้อิสotropic consolidation นั้นมีความแตกต่างกันในสองทิศทาง ตัวอย่างจะมีความแข็งแรงมากกว่าใน แนวนอน ค่าอัตราส่วนของ $\Delta\epsilon/\Delta\epsilon_h$ จะมีค่าระหว่าง 1.55 และ 4.29 โดยมีค่าเฉลี่ยประมาณ 2.34 (ดูรูปที่ 6-3) ค่าสัดส่วน $\Delta\epsilon/\Delta\epsilon_h$ ที่ได้จากการทดสอบได้สรุปในตารางที่ 6-2 (โดยสังเกตว่าเมื่อสิ้นสุด

กระบวนการ isotropic consolidation จะเกิด shear strain ขึ้นเล็กน้อย) ผลการทดสอบนี้ตรงกับผลการทดสอบจากการ consolidation ในการทดสอบ triaxial test ที่ได้แสดงไว้ในบทที่ 5 โดยมีค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนเท่ากับ 2.14 ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนการเสียรูปแบบ anisotropic ที่ได้จากการทดสอบ torsional shear hollow cylinder test มากกว่าที่ได้จาก triaxial test เล็กน้อยเนื่องมาจากคุณสมบัติของตัวอย่างดินที่แตกต่างกัน ผลการทดสอบนี้ยังตรงกับผลการทดสอบการเสียรูปแบบ anisotropic ของดินเหนียวกรุงเทพฯที่รายงานโดย Kuwano & Bhattarai (1989) ซึ่งทำการทดสอบกับ true triaxial test ภายได้สภาพการเงื่อนไขแบบระบายน้ำ

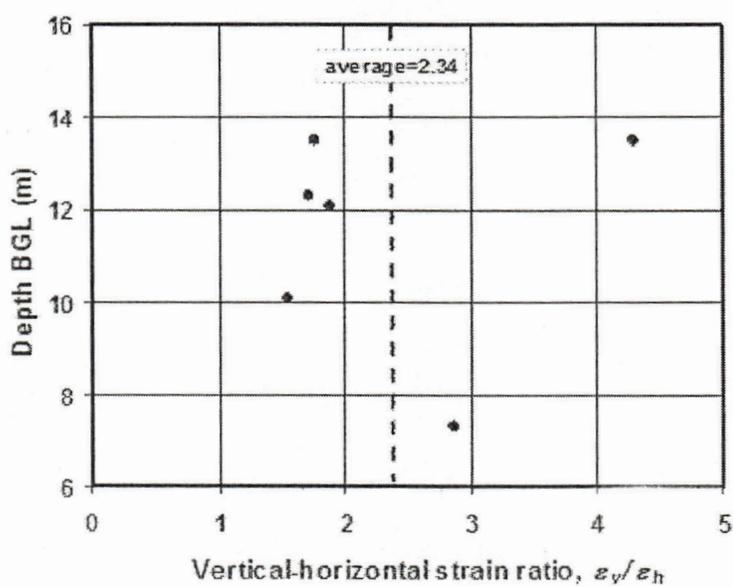
ตารางที่ 6-2 วัดส่วน $\Delta\varepsilon_r/\Delta\varepsilon_n$ ระหว่างการ isotropic consolidation

Test No.	α ($^{\circ}$)	b	p'_o (kPa)	End of consolidation				Average $\Delta\varepsilon_r/\Delta\varepsilon_n^*$
				ε_z (%)	ε_r (%)	ε_{θ} (%)	$\gamma_{\theta z}$ (%)	
A00B00	0	0	105	-	-	-	-	-
A00B05	0	0.5	100	0.27	0.23	0.12	-0.09	1.76
A00B10	0	1	100	0.26	0.13	0.06	-0.09	4.29
A45B00	45	0	85	1.34	1.17	0.64	0.07	1.88
A45B05	45	0.5	75	-	-	-	-	-
A45B10	45	1	90	1.71	1.70	1.01	-0.07	1.71
A90B00	90	0	85	1.53	0.08	0.44	-0.07	6.00
A90B05	90	0.5	65	2.53	0.81	0.86	0	1.55
A90B10	90	1	45	1.85	0.39	1.01	-0.05	2.86

หมายเหตุ: $\Delta\varepsilon_r/\Delta\varepsilon_n^* = \Delta\varepsilon_z / (\Delta\varepsilon_r + \Delta\varepsilon_{\theta}) / 2$



รูปที่ 6-2 การเสียรูปแบบ anisotropic ระหว่างการ isotropic consolidation



รูปที่ 6-3 อัตราส่วน $\Delta\epsilon_v/\Delta\epsilon_h$ กับความลึกระหว่าง isotropic consolidation

6.3 พฤติกรรม stress-strain และ pore pressure

6.3.1 ผลกระทบของค่า α ต่อพฤติกรรม stress-strain และ pore pressure

หัวข้อนี้จะอธิบายถึงผลการทดสอบของ stress-strain characteristic จากการทดสอบที่ค่า α ต่างๆ ค่า deviator stress และ strain invariant ในผลการทดสอบนี้คำนวณโดยใช้นิยามของ general invariant ดังแสดงในสมการที่ (6-1) และ (6-2)

$$q = \sqrt{3J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (6-1)$$

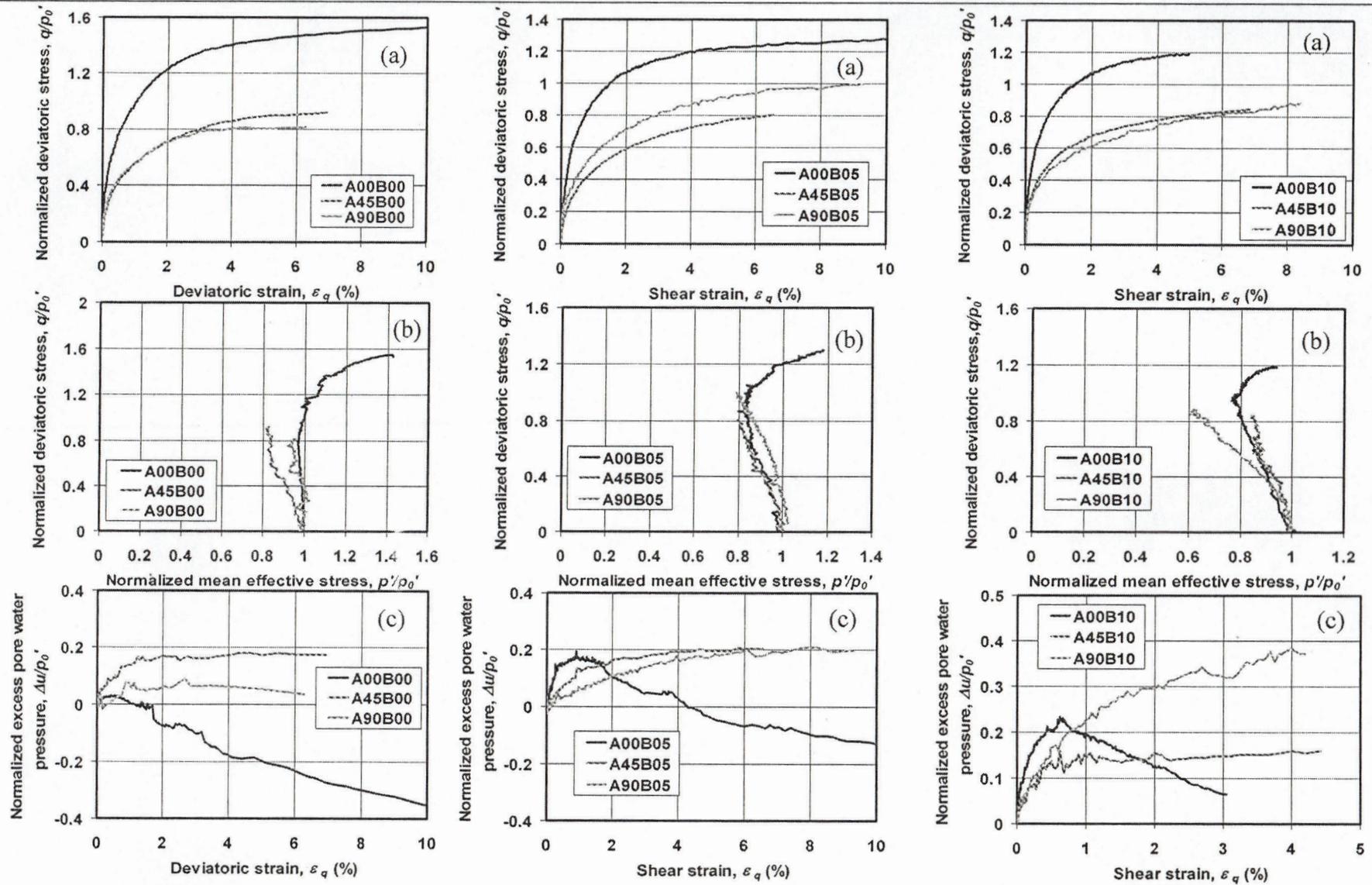
$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (6-2)$$

รูปที่ 6-4 แสดง stress-strain relationship ระหว่าง q/p'_o และ ε_q (รูปที่ 6-4(a)), effective stress paths (q/p'_o - p'/p'_o) (รูปที่ 6-4(b)), และ normalized excess pore water pressure ($\Delta u/p'_o$) และ ε_q (รูปที่ 6-4(c)) ที่ค่า b คงที่และค่าทิศทางของ major principal stress α มีค่าตั้งแต่ 0° ถึง 90°

ผลการทดสอบแสดงผลกระทบของทิศทางของ major principal stress ต่อพฤติกรรมการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยที่ค่า b ใดๆดินเหนียวกรุงเทพฯจะมีพฤติกรรมอ่อนตัวเมื่อ major principal stress มีทิศทางในแนวอนมากขึ้น (ค่า α มากขึ้น) โดยผลกระทบนี้จะมากเมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 45° ผลกระทบของค่า α ต่อพฤติกรรม stress-strain ที่พบในการทดสอบนี้ตรงกับข้อมูลจาก TSHC กับ quartzitic silt (Zdravkovic & Jardine, 2000) และกับ sandy silt (Kumruzzaman & Yin, 2010)

รูปที่ 6.4(b) แสดง effective stress path สำหรับค่า b ต่างๆซึ่งไม่แสดงผลกระทบของค่า α ต่อ stress path อย่างเด่นชัด stress path ที่ค่า $\alpha=0^\circ$ (A00B00) แสดงพฤติกรรมแบบ dilative หลังจากค่า excess pore pressure มีค่าสูงสุดซึ่งทำให้ stress path เลี้ยวไปทางขวาเมื่อค่า deviatoric stress เพิ่มขึ้น พฤติกรรม dilation นี้ก็ได้แสดงไว้โดย Shibuya et al. (2001) จากการทดสอบ CK₀UC กับตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ จากความลึก 18.5 ม โดยตรงกับสภาพ $\alpha = 0^\circ$ และ $b = 0$ สาเหตุอาจเนื่องมาจากว่าตัวอย่างดินจากการทดสอบทั้งสองนั้นอยู่ในชั้น stiff clay

รูปที่ 6.4(c) แสดงว่า excess pore water pressure ที่ค่า b ใดๆจะแสดงพฤติกรรม contractive เมื่อ major principal stress มีทิศทางในแนวอนมากขึ้น (ค่า α มากขึ้น) อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะมากเมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 45° ผลกระทบของค่า α ต่อ excess pore pressure ที่พบในการศึกษานี้เหมือนกับผลการทดสอบ TSHC กับ sandy silt (Kumruzzaman & Yin, 2010) และผลการทดสอบ TTX กับดินเหนียวกรุงเทพฯ (Kuwano & Bhattarai, 1989) และกับ reconstituted kaolin (Prashant & Penumadu, 2005)



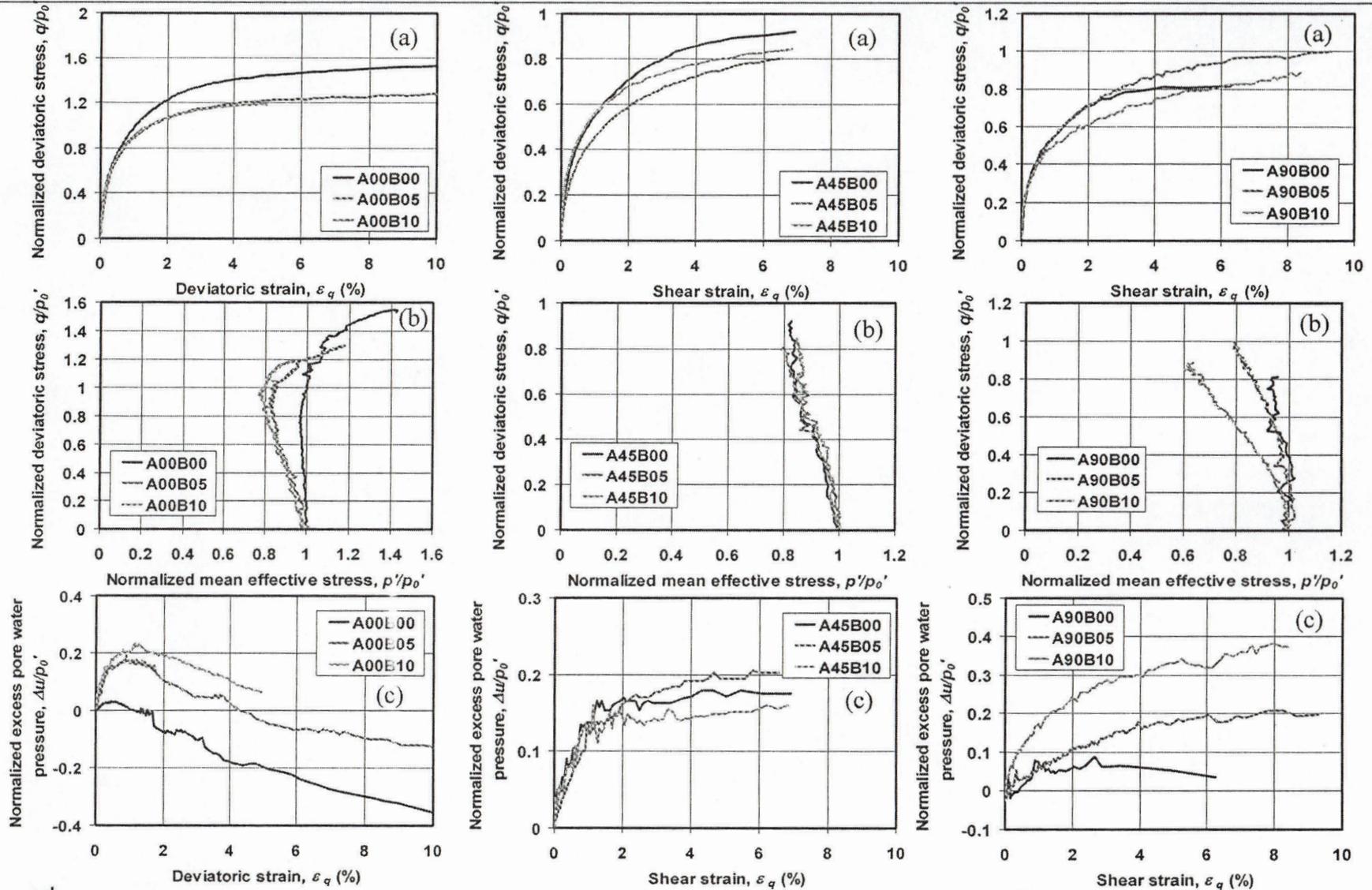
รูปที่ 6-4 (a) stress-strain relationship (b) effective stress path (c) normalized excess pore water pressure สำหรับค่า $\alpha=0^\circ, 45^\circ$, และ 90°

6.3.2 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain และ pore pressure

รูปที่ 6-5 แสดง stress-strain relationship ระหว่าง q/p_o' และ ϵ_v (รูปที่ 6-5(a)), effective stress path ($q/p_o' - p'/p_o'$) (รูปที่ 6.5(b)), และ normalized excess pore water pressure ($\Delta u/p_o'$) และ ϵ_v (รูปที่ 6-5(c)) สำหรับการทดสอบที่มีทิศทางของ major principal stress คงที่และค่า b parameter เปลี่ยนแปลงจาก 0 ถึง 1

จากรูปที่ 6-5(a) แสดงว่าค่า b แทบจะไม่มีผลกระทบต่อ stress-strain curve ซึ่งตรงกับผลการทดสอบ TTX กับ reconstituted kaolin clay (Prashant & Penumadu, 2005, 2007) รูปที่ 6.5(b) แสดง normalized undrained effective stress path สำหรับการทดสอบที่มีค่า α คงที่และมีค่า b parameter เป็น 0, 0.5, และ 1 ผลการทดสอบแสดงว่า stress path มีแนวโน้มที่จะไปทางด้านซ้ายเนื่องจากการเกิด excess pore pressure ที่มากขึ้นยกเว้นกรณีของ $\alpha=45^\circ$ นอกจากนี้จะพบพฤติกรรม dilation เมื่อค่า α เท่ากับ 0° ผลการทดสอบเมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ และค่า $b=0, 0.5, \text{ และ } 1$ แสดง stress path ที่ใกล้เคียงกับแนวตั้งที่มีค่า mean effective stress คงที่คือ $p'/p_o'=1$ จนกระทั่ง $q/p_o'=0.4, 0.9, \text{ และ } 0.95$ ตามลำดับ หลังจากนั้น effective stress path มีแนวโน้มที่จะเลี้ยวขวาเนื่องจากพฤติกรรม dilation ผลกระทบของค่า b ต่อ stress path ที่พบในการศึกษานี้ตรงกับผลการทดสอบ TSHC กับ sandy silt (Kumruzzaman & Yin, 2010)

รูปที่ 6.5(c) แสดงว่าดินเหนียวกรุงเทพฯแสดงพฤติกรรม contractive มากขึ้นเมื่อค่า b มากขึ้นแต่ผลกระทบของค่า b จะไม่สามารถสังเกตเห็นได้เมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ ผลกระทบของค่า b ต่อ excess pore pressure ที่พบในการศึกษานี้เหมือนกับผลการทดสอบ TSHC กับ quartzitic silt (Zdravkovic & Jardine, 2000) และกับ sandy silt (Kumruzzaman & Yin, 2010) และยังตรงกับผลการทดสอบ TTX กับ reconstituted kaolin clay (Prashant & Penumadu, 2004, 2007)



รูปที่ 6-5 (a) stress-strain relationship, (b) effective stress path, (c) normalized pore water pressure สำหรับค่า $b=0, 0.5$, และ 1

6.4 พฤติกรรมด้านกำลัง

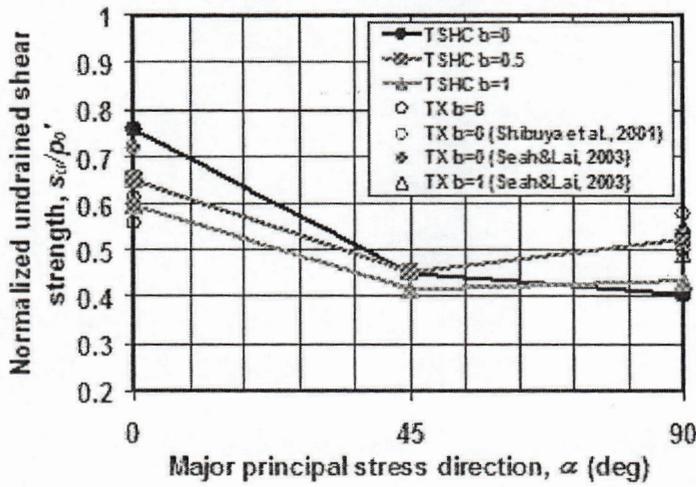
6.4.1 Undrained shear strength

6.4.1.1 ผลกระทบของค่า α ต่อ undrained shear strength

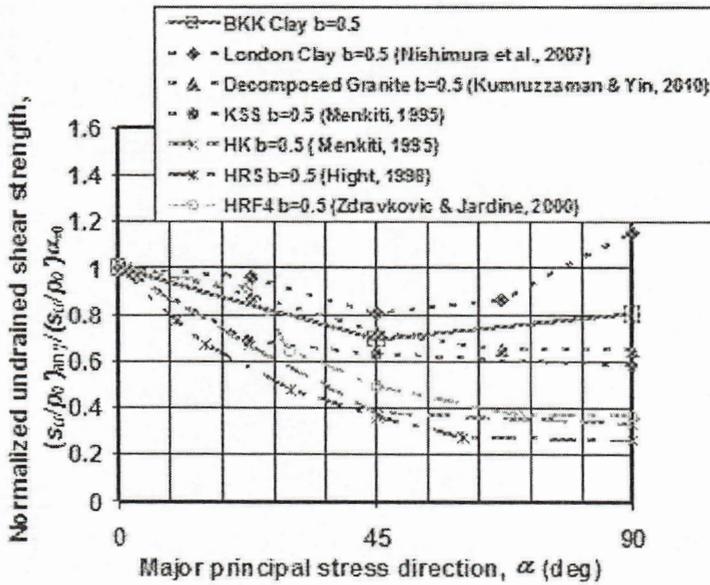
ผลกระทบของค่า α ต่อค่า normalized peak undrained shear strength (s_u/p_o') (โดยที่ $s_u = q_{max}/2$) ที่ค่า b ต่างๆ ได้สรุปไว้ในรูปที่ 6-6 และตารางที่ 6-3 ผลการทดสอบแสดงว่าเมื่อ major principal stress มีทิศทางในแนวอนมากขึ้น (ค่า α มากขึ้น) ดินเหนียวกรุงเทพฯ จะมีค่า s_u/p_o' ลดลง อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะมีน้อยเมื่อค่า α เพิ่มจาก 45° เป็น 90° ค่า s_u/p_o' จากการทดสอบ TX จะได้รับผลกระทบจากค่า α น้อยกว่า (มีพฤติกรรม isotropic มากกว่า) ผลการทดสอบ CK₀UC ต่อดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ที่รายงานโดย Shibuya et al. (2001) และผลการทดสอบ CK₀UC/E ต่อดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่แข็งปานกลางที่รายงานโดย Seah & Lai (2003) ก็แสดงผลที่ตรงกับที่พบในการศึกษานี้

รูปที่ 6-7 แสดงการเปรียบเทียบผลกระทบของค่า α ต่อ undrained shear strength ของดินเหนียวกรุงเทพฯ กับดินอื่นๆ พฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่พบว่าที่ $b=0.5$ การเปลี่ยนแปลงของค่า α เพียงเล็กน้อยจะมีผลกระทบต่อค่า s_u/p_o' นั้นเหมือนกับพฤติกรรมที่พบใน London Clay จากการทดสอบ TSHC ที่รายงานโดย Nishimura et al. (2007) การเปลี่ยนแปลงของค่า s_u/p_o' มีแนวโน้มลดลงเมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 45° และเพิ่มขึ้นอีกครั้งเมื่อค่า α เพิ่มจาก 45° เป็น 90° อย่างไรก็ตามดินเหนียวกรุงเทพฯ จะมีอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า s_u/p_o' น้อยกว่าของ London Clay เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45° อัตราการลดลงของค่า s_u/p_o' ที่ได้จากการศึกษานี้เหมือนกับของ decomposed granite เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45° (Kumruzzaman & Yin, 2010)

ผลการทดสอบที่ได้ยังเปรียบเทียบกับคุณสมบัติ anisotropy ของการทดสอบ K_0 -consolidation อื่นๆ ที่ทำการทดสอบโดย TSHC ที่ Imperial College คือ: Ham River sand (HRS) (Porovic & Jardine, 1994); clay-silt-sand (KSS), และ clay-sand (HK) mixtures (Menkiti, 1995; Jardine & Menkiti, 1999); และ dense silt (HPF4) (Zdravkovic & Jardine, 1997, 2000) ถ้า undrained shear strength จะถูก normalized ด้วยค่า initial mean effective stress ที่ค่า α ต่างๆ โดยให้ค่า b parameter เท่ากับ 0.5 เพื่อจำลองสภาพ plane strain นอกจากนี้ยังพบว่าดินจะอ่อนแอลงเมื่อทำการทดสอบที่ค่า α มากขึ้น การลดลงของค่า normalized undrained shear strength ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่พบในการศึกษานี้เหมือนกับของ clay-silt-sand (KSS) mixture ซึ่งมีค่า % ของ clay material ที่มากที่สุด (50% kaolin – 25% silt – 25% sand)



รูปที่ 6-6 ผลกระทบของค่า α ต่อค่า normalized undrained shear strength ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



รูปที่ 6-7 ผลกระทบของค่า α ต่อค่า normalized peak undrained shear strength

ตารางที่ 6-3 ค่า s_u/p_o' ที่ค่า b และ α ต่างๆ

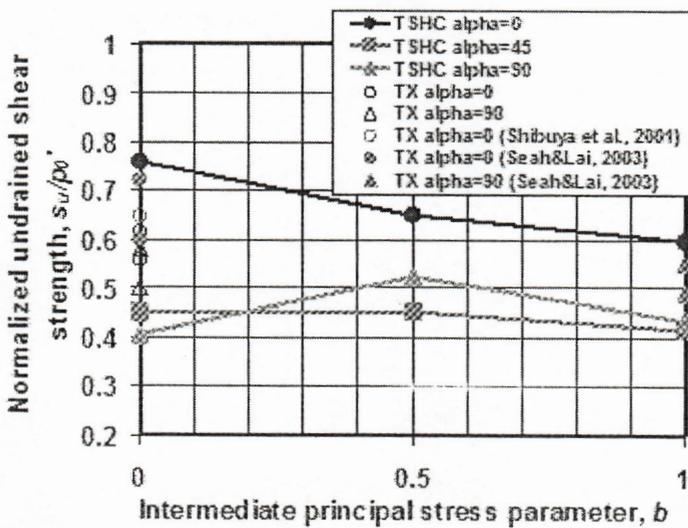
$b \backslash \alpha$	0°	45°	90°
0	0.76	0.45	0.41
0.5	0.65	0.45	0.52
1	0.60	0.42	0.43

หมายเหตุ; s_u/p_o' คำนวณจากที่ $\epsilon_q = 8.5\%$

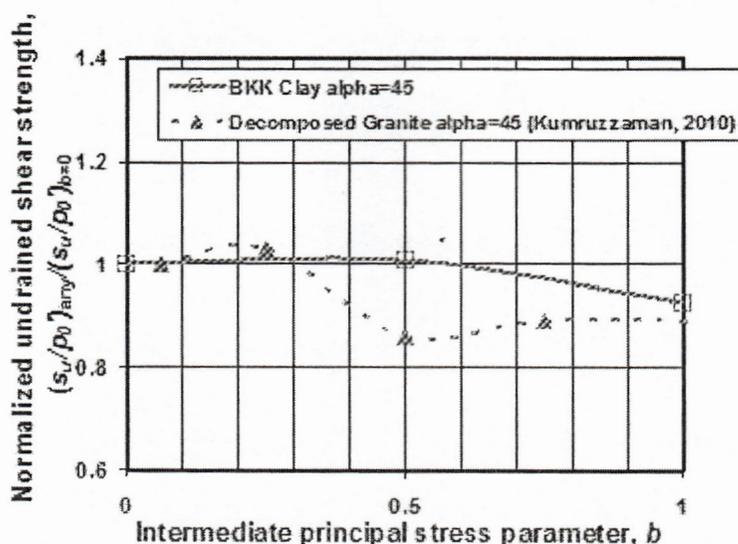
6.4.1.2 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า undrained shear strength

ผลกระทบของค่า b ต่อ normalized peak undrained shear strength (s_u/p_o') ที่ค่า α ต่างๆได้สรุปไว้ในรูปที่ 6-8 และตารางที่ 6-3 ผลการทดสอบแสดงว่าที่ $\alpha=0^\circ$ นั้นค่า s_u/p_o' มีแนวโน้มจะลดลงเมื่อค่า b เพิ่มขึ้น โดยค่า s_u/p_o' ลดลง 21% เมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 1 แต่ผลกระทบต่อค่า s_u/p_o' ที่ $\alpha=45^\circ$ และ 90° จะแตกต่างจากที่ $\alpha=0^\circ$ โดยที่การเปลี่ยนแปลงของค่า b ไม่มีผลกระทบต่อค่า s_u/p_o' ผลการทดสอบ CK₀UC ต่อดินเหนียวกรุงเทพฯที่รายงานโดย Shibuya et al. (2001) และผลการทดสอบ CK₀UC/E ต่อดินเหนียวกรุงเทพฯแข็งปานกลางที่ได้รายงานโดย Seah & Lai (2003) แสดงผลที่ตรงกับที่พบจากการศึกษา

รูปที่ 6-9 เปรียบเทียบผลกระทบของค่า b ของดินเหนียวกรุงเทพฯเทียบกับดินอื่นๆ แนวโน้มที่ค่า s_u/p_o' ลดลงเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นที่พบสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯเมื่อ $\alpha=45^\circ$ นั้นแตกต่างเล็กน้อยจากที่พบสำหรับ decomposed granite (Kumruzzaman and Yin, 2010) โดยที่ decomposed granite ทดสอบโดยใช้ TSHC ที่ควบคุมทิศทางของ major principal stress ($\alpha=0^\circ, 23^\circ, 45^\circ, 67^\circ$, และ 90°) และควบคุมให้ค่า $b=0.5$ ค่า s_u/p_o' มีแนวโน้มจะเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 90° แต่จากการศึกษานี้ค่า s_u/p_o' มีแนวโน้มจะมีค่าคงที่



รูปที่ 6-8 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า normalized peak undrained shear strength ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



รูปที่ 6-9 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า normalized peak undrained shear strength

6.4.2 Friction angle

6.4.2.1 ผลกระทบของค่า α ต่อ friction angle

จาก Mohr-Coulomb failure criterion สามารถคำนวณค่า effective friction angle จากค่า maximum mobilized effective principal stress ratio จากการทดสอบดังสมการที่ (6-3)

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) \quad (6-3)$$

รูปที่ 6-10 และตารางที่ 6-4 แสดงผลกระทบของค่า α ต่อค่า friction angle ϕ'_{max} ที่ค่า b ต่างๆ เมื่อค่า $b=0$ ค่า ϕ'_{max} จะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 90° อัตราการลดลงของค่า ϕ'_{max} จะน้อยเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45° เทียบกับเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 45° เป็น 90° ค่า ϕ'_{max} ลดลง 10% และ 20% เมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 45° และจาก 45° เป็น 90° ตามลำดับ

อย่างไรก็ตามผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงของค่า α ต่อค่า ϕ'_{max} เมื่อค่า b เป็น 0.5 และ 1 จะมีแนวโน้มแตกต่างออกไปเมื่อเทียบกับกรณีค่า $b=0$ โดยที่เมื่อค่า $b=0.5$ และ 1 ค่า ϕ'_{max} มีแนวโน้มจะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจนเป็น 45° หลังจากนั้นค่า ϕ'_{max} จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 45° เป็น 90° การลดลงของค่า ϕ'_{max} เมื่อค่า b เท่ากับ 1 จะแสดงอัตราที่เร็วกว่าเมื่อ b เท่ากับ 0.5 คำน้อยสุดของ ϕ'_{max} ของดินกรุงเทพฯเกิดขึ้นเมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ และ $b=1$ ผลการทดสอบ TX จากการศึกษาที่รวมทั้งที่รายงานโดย Shibuya et al. (2001) และ Seah & Lai (2003) นั้นตรงกับผลการทดสอบ TSHC จากการศึกษาที่ แต่จะมีพฤติกรรม isotropic มากกว่า

รูปที่ 6-11 เปรียบเทียบผลกระทบค่า α ต่อค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯกับดินชนิดอื่นๆ แนวโน้มที่ค่า ϕ'_{max} จะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45° ที่พบสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯเมื่อค่า $b=0.5$ นั้นเหมือนกับแนวโน้มที่พบในดิน decomposed granite (Kumruzzaman & Yin, 2010), London Clay (Nishimura et al., 2007), และ K_0 consolidated silt (Zdravkovic & Jardine, 2000) อัตราการลดลงของค่า ϕ'_{max} ประมาณ 11% เหมือนกับที่พบใน decomposed granite และ London Clay แต่จะน้อยกว่าที่พบใน K_0 consolidated silt เล็กน้อย อย่างไรก็ตามหลังจากที่ค่า α เปลี่ยนจาก 45° เป็น 90° แนวโน้มที่พบจะเปลี่ยนไปเมื่อเปรียบเทียบกับ decomposed granite เพราะค่า ϕ'_{max} ของ decomposed granite ยังคงลดลง ในขณะที่ค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มจาก 45° เป็น 90° ค่า ϕ'_{max} ของ London Clay และ K_0 consolidated silt จะแสดงอัตราการเพิ่มขึ้นที่น้อยกว่าเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 45° เป็น 90°

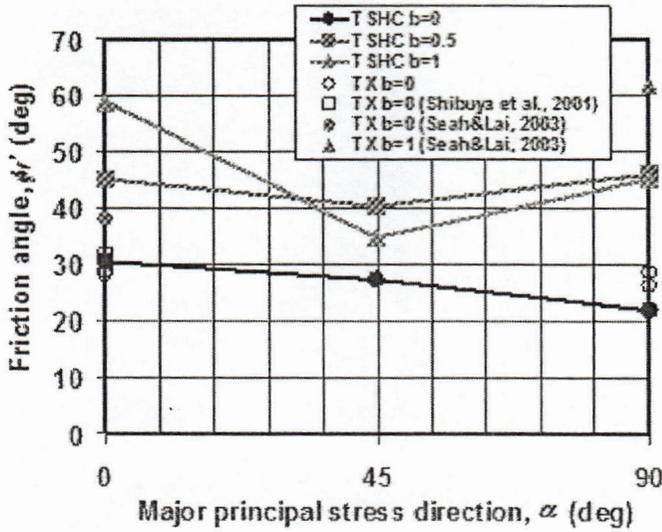
ผลการทดสอบจากการศึกษานี้ได้เปรียบเทียบกับพฤติกรรม anisotropy ของการทดสอบ K_0 -consolidation ของวัสดุหลายชนิดที่ทำการทดสอบโดย TSHC ที่ Imperial College คือ Ham River sand (HRS) (Hight, 1998), mixture HRS และ 10% kaolin (HK) (Menkiti, 1995; Jardine & Menkiti, 1999), artificial clay mixture 50% kaolin + 25% silt + 25% sand (KSS) (Menkiti, 1995; Jardine & Menkiti, 1999) และ dense silt (HPF4) (Zdravkovic & Jardine, 1997, 2000) อัตราการลดลงของค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯจะน้อยกว่าของ HRS และ HRF4 เล็กน้อยเมื่อค่า α เปลี่ยนจาก 0° เป็น 45° อย่างไรก็ตามผลการทดสอบแสดงว่าค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯมีอัตราการลดลงมากกว่าของ HK และ KKS เล็กน้อย

ตารางที่ 6-4 ค่า ϕ'_{max} ที่ค่า α และ b

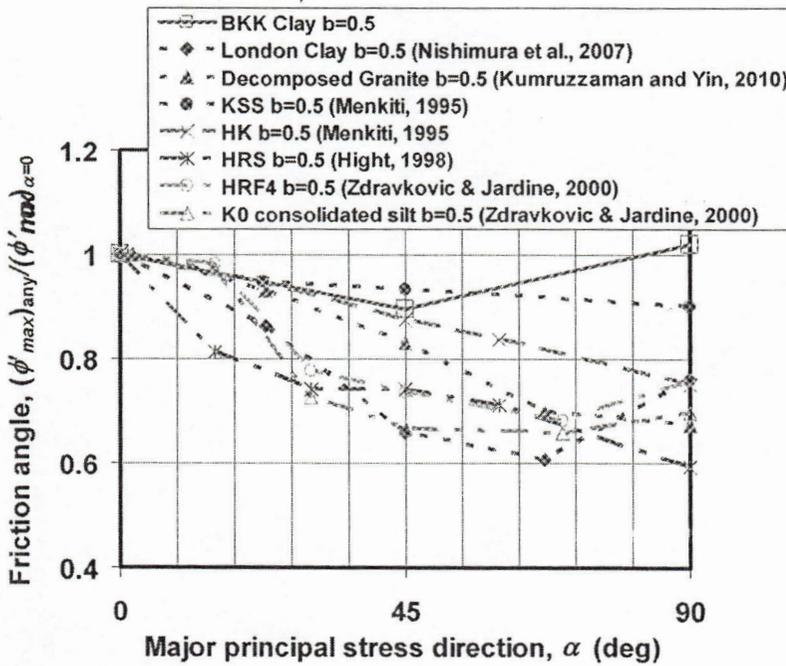
$b \backslash \alpha$	0°	45°	90°
0	30.4	27.3	21.8
0.5	45	40.2	45.9 [*]
1	59	34.6	45 ^{**}

หมายเหตุ ϕ'_{max} ประมาณที่ $\epsilon_q=8.5\%$.

^{**} ϕ'_{max} ประมาณที่ $\epsilon_q=6\%$.



รูปที่ 6-10 ผลกระทบของค่า α ต่อ friction angle ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



รูปที่ 6-11 ผลกระทบของค่า α ต่อค่า friction angle

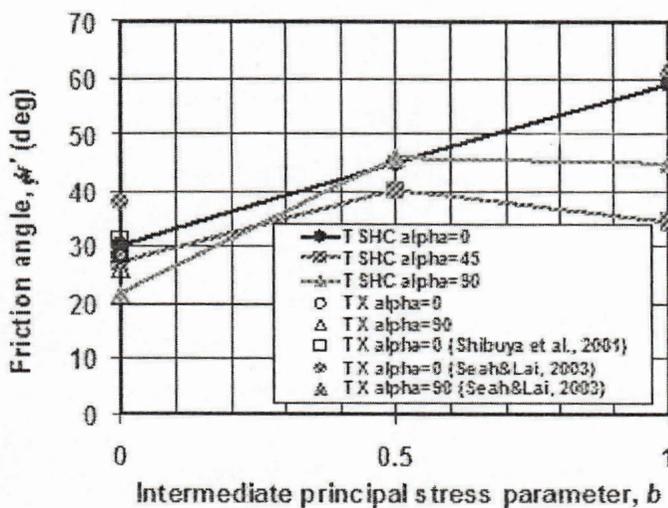
6.4.2.2 ผลกระทบของค่า b ต่อค่า friction angle

รูปที่ 6-12 และตารางที่ 6-4 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อค่า effective friction angle ที่ค่า α ต่างๆ ผลการทดสอบแสดงว่าค่า ϕ'_{max} เพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นโดยเฉพาะเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจาก 0 เป็น 0.5 เมื่อเทียบกับค่าจาก 0.5 เป็น 1.0 การเพิ่มขึ้นของค่า ϕ'_{max} เมื่อค่า $\alpha=90^\circ$ แสดงอัตราที่มากกว่าการเพิ่มของค่า ϕ'_{max}

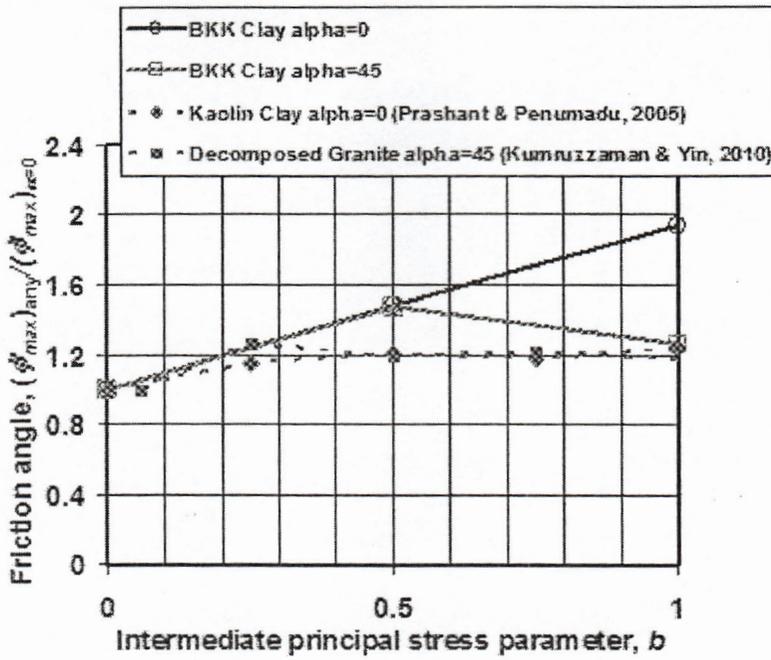
เมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ และ 45° ค่า ϕ'_{max} เพิ่มขึ้น 1.5, 1.5, และ 2.1 เท่าเมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 0.5 เมื่อค่า $\alpha=0^\circ, 45^\circ$, และ 90° ตามลำดับ เมื่อค่า b เพิ่มจาก 0.5 เป็น 1 ค่า ϕ'_{max} มีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ แต่ค่า ϕ'_{max} มีแนวโน้มจะลดลงเมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ และ 90° อัตราการเพิ่มขึ้นเมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ คือ 31% อัตราการลดลงเมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ และ 90° คือ 14% และ 2% ตามลำดับ ผลการทดสอบ TX จากการศึกษาที่รวมทั้งจากรายงานโดย Shibuya et al. (2001) และ Seah & Lai (2003) แสดงผลที่ตรงกับผลการทดสอบ TSHC แต่แสดงพฤติกรรมที่ isotropic กว่า

รูปที่ 6-13 แสดงการเปรียบเทียบผลกระทบบของค่า b ต่อ friction angle ของดินเหนียวกรุงเทพฯกับดินชนิดอื่นๆ แนวโน้มการเพิ่มขึ้นของค่า ϕ'_{max} ที่พบในดินเหนียวกรุงเทพฯเมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ นั้นเหมือนกับผลการทดสอบที่ได้จาก decomposed granite เมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 1 (Kumruzzaman & Yin, 2010) ดิน decomposed granite ทดสอบโดย TSHC ที่ควบคุมทิศทางของ principal stress ($\alpha=45^\circ$) และเปลี่ยนแปลงค่า intermediate principal stress parameter ($b=0, 0.25, 0.5, 0.75$, และ 1) รูปที่ 6-13 ยังแสดงอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า ϕ'_{max} ที่ใกล้เคียงกัน

ผลการทดสอบค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯเมื่อ $\alpha=0^\circ$ ได้เปรียบเทียบกับผลที่ได้จาก Kaolin Clay ที่ทดสอบโดย true triaxial (Prashant & Penumadu, 2005) ค่า intermediate principal stress parameter นั้นมีค่า $b=0, 0.25, 0.5, 0.75$, และ 1 โดยที่ทิศทางของ major principal stress มีค่า $\alpha=0^\circ$ เมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจาก 0 เป็น 0.5 ค่า ϕ'_{max} ของดินเหนียวกรุงเทพฯจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่มากกว่าของ Kaolin Clay เล็กน้อย อย่างไรก็ตามผลการทดสอบแสดงว่าดินเหนียวกรุงเทพฯยังคงมีค่า ϕ'_{max} ที่เพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจาก 0.5 เป็น 1.0 ในขณะที่ Kaolin Clay มีค่า ϕ'_{max} ที่คงที่



รูปที่ 6-12 ผลกระทบบของค่า b ต่อ friction angle ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



รูปที่ 6-13 ผลกระทบของค่า b ต่อ friction angle

6.4.3 Excess pore water pressure

6.4.3.1 ผลกระทบของค่า α ต่อ excess pore water pressure

หัวข้อนี้จะแสดงผลกระทบของค่า α ต่อ excess pore water pressure ที่ค่า b ต่างๆ ตารางที่ 6-5 และรูปที่ 6-14 แสดงผลการทดสอบในรูปแบบ normalized ultimate excess pore water pressure ($\Delta u/p_o'$) โดยพบว่าเมื่อ major principal stress อยู่ในแนวอนมากขึ้น (ค่า α เพิ่มขึ้น) ค่า $\Delta u/p_o'$ จะเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามผลกระทบนี้จะน้อยลงเมื่อค่า α เพิ่มจาก 45° เป็น 90° การเพิ่มขึ้นของ excess pore water pressure เมื่อค่า α เพิ่มขึ้นนั้นเป็นพฤติกรรมที่พบโดยผู้วิจัยหลายท่าน เช่น Nishimura et al. (2007) และ Kumruzzaman & Yin (2010)

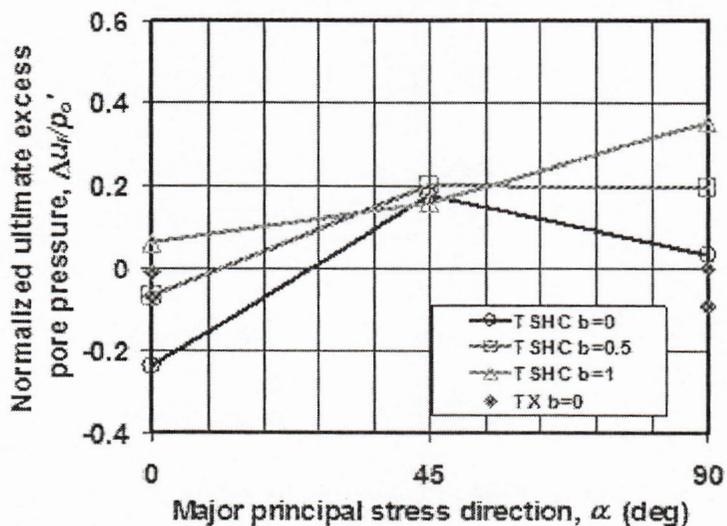
6.4.3.2 ผลกระทบของค่า b ต่อ excess pore water pressure

ตารางที่ 6-5 และรูปที่ 6-15 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อ excess pore water pressure ที่ค่า α ต่างๆ ผลการทดสอบแสดงว่าเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นค่า $\Delta u/p_o'$ จะเพิ่มขึ้น แต่ผลกระทบของค่า b จะน้อยมากเมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ โดยที่เมื่อค่า $\alpha=45^\circ$ ค่า excess pore water pressure ที่เกิดขึ้นจะมีค่าคงที่

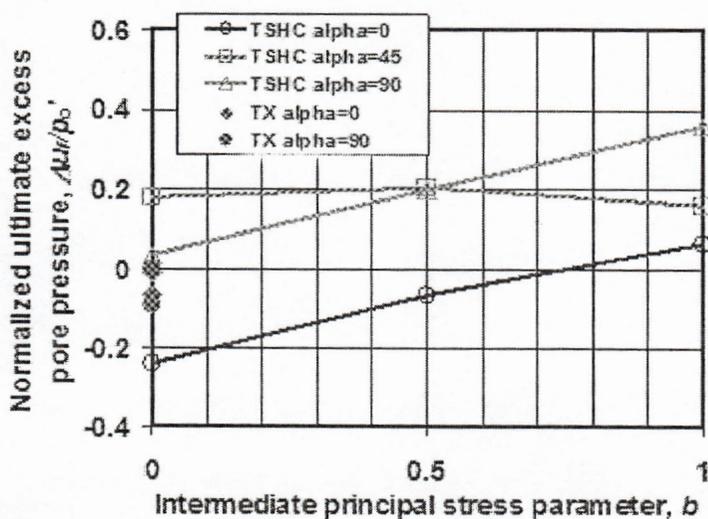
ตารางที่ 6-5 ค่า u/p_0' ที่ค่า α และ b ต่างๆ

$b \backslash \alpha$	0°	45°	90°
0	-0.24	0.18	0.04
0.5	-0.07	0.20	0.20
1	0.02	0.16	0.36

หมายเหตุ u/p_0' พิจารณาที่ $\epsilon_q = 8.5\%$.



รูปที่ 6-14 ผลกระทบของค่า α ต่อ excess pore water pressure



รูปที่ 6-15 ผลกระทบของค่า b ต่อ excess pore water pressure

6.5 ผลการทดสอบด้าน stiffness

ในหัวข้อนี้จะแสดงผลกระทบของค่า α และ b ต่อ stiffness degradation curve โดยที่ค่า octahedral shear stiffness (G_{oct}) นั้นคำนวณตามสมการที่ (6-4)

$$G_{oct} = \frac{1}{3} \frac{q}{\varepsilon_q} \quad (6-4)$$

โดยที่ Δq และ $\Delta \varepsilon_q$ คือ deviatoric stress และ strain invariant ใน general stress space

6.5.1 ผลกระทบของค่า α ต่อ stiffness

รูปที่ 6-16 แสดง normalized secant shear stiffness degradation curve ของการทดสอบที่มีค่า b คงที่และค่า α เปลี่ยนแปลงจาก 0° ถึง 90° ค่า stiffness สามารถวัดได้จนถึง strain เล็กเท่ากับ 0.01% ผลการทดสอบแสดงว่าค่า G_{oct} ค่อยๆลดลงเมื่อค่า ε_q เพิ่มขึ้นเนื่องจากพฤติกรรม non-linear ของดิน ดินจะมีสภาพ stiff ที่สุดเมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ นอกจากนี้เมื่อทิศทางของ major principal stress อยู่ในแนวนอน (ค่า α เพิ่มขึ้น) ดินเหนียวกรุงเทพฯจะ soft ขึ้นแต่แนวโน้มนี้จะเห็นไม่ชัดเจนเมื่อค่า $b=0.5$ ค่า octahedral shear modulus มีแนวโน้มลดลงอย่างชัดเจนเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0°

รูปที่ 6-17 และตารางที่ 6-6 แสดงผลกระทบของค่า α ต่อค่า normalized octahedral shear stiffness (G_{oct}/p_0') ที่ $\varepsilon_q=0.01\%$ โดยมีค่า b ต่างๆ ผลการทดสอบแสดงว่าค่า $G_{oct}(\varepsilon_q=0.01\%)/p_0'$ มีค่ามากที่สุดเมื่อค่า $\alpha=0^\circ$ สำหรับทุกกรณีของค่า b ค่า shear modulus จะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 45° ค่า $G_{oct}(\varepsilon_q=0.01\%)/p_0'$ ลดลง 41%, 19%, และ 38% สำหรับค่า $b=0, 0.5,$ และ 1 ตามลำดับ โดยอัตราการลดลงมากที่สุดจะเป็นเมื่อค่า $b=0$ ผลกระทบของค่า α จะน้อยลงเมื่อค่า α เพิ่มจาก 45° เป็น 90° โดยพบว่าค่า $G_{oct}(\varepsilon_q=0.01\%)/p_0'$ มีค่าค่อนข้างคงที่

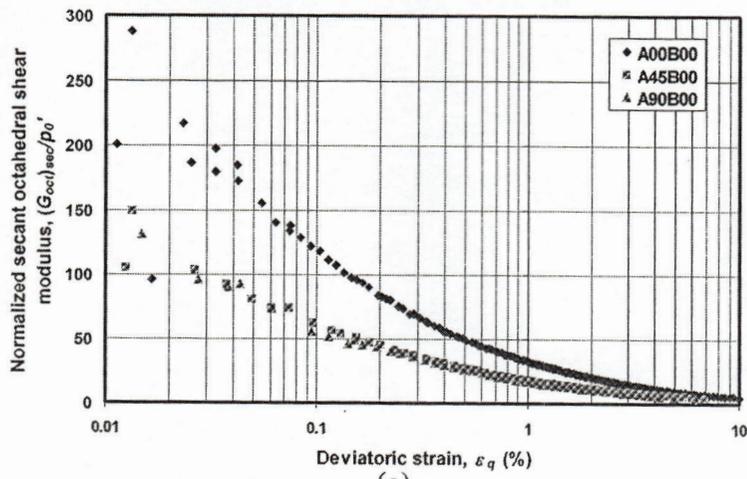
เพื่อศึกษาผลกระทบของค่า α ต่อพฤติกรรม non-linearity ของ normalized stiffness degradation curve จึงคำนวณค่า $G_{oct}(\varepsilon_q=0.1\%)/G_{oct}(\varepsilon_q=0.01\%)$ และ $G_{oct}(\varepsilon_q=1\%)/G_{oct}(\varepsilon_q=0.01\%)$ ซึ่งเรียกว่า non-linearity index และใช้ค่านี้ในการพิจารณาสภาพ non-linearity ที่ strain 0.01%-0.1% และ 0.1%-1% ตามลำดับ ในกรณีที่ค่า non-linearity index เท่ากับ 1 แสดงว่า normalized stiffness degradation curve แสดงคุณสมบัติแบบเป็นเส้นตรง ตารางที่ 6-7 และรูปที่ 6-18 และ 6-19 แสดงว่าค่า α มีผลกระทบต่อค่า non-linearity index ในทุกการทดสอบ ($b=0, 0.5,$ และ 1) ที่ strain = 0.01%-0.1% และ 0.1%-1% ค่า non-linearity index ลดลงเมื่อค่า α เปลี่ยนจาก 0° เป็น 90° ซึ่งหมายความว่า degradation curve แสดงพฤติกรรม non-linear มากขึ้นเมื่อค่า α เพิ่มจาก 0° เป็น 90°

ตารางที่ 6-6 ค่า $G_{oct(\epsilon q=0.01\%)} / \rho_0'$ ที่ค่า α และ b ต่างๆ

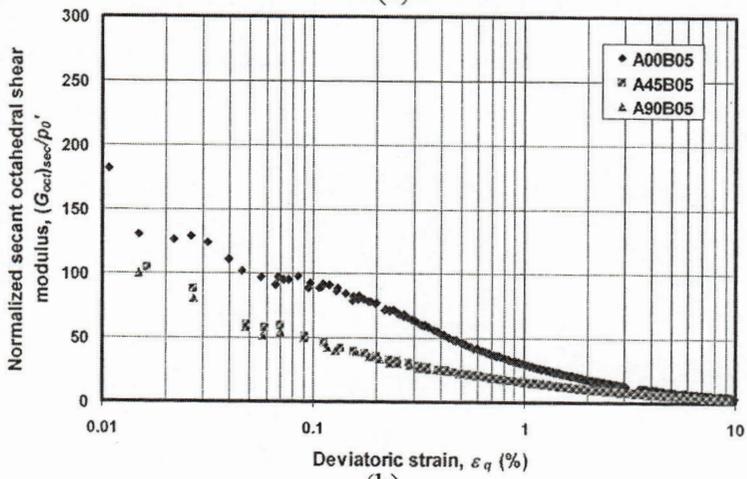
$b \backslash \alpha$	0°	45°	90°
0	255	150	150
0.5	185	150	125
1	200	125	150

ตารางที่ 6-7 ค่า non-linearity index ของ stiffness degradation curve

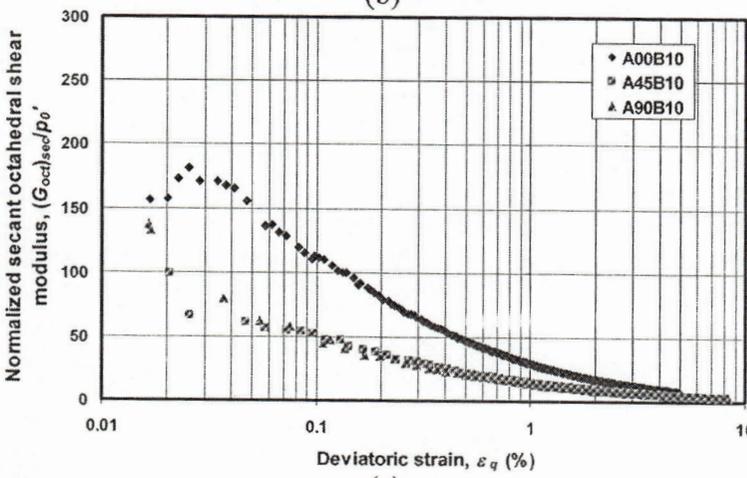
Test No.	α ($^\circ$)	b	Non-linearity index	
			$G_{oct(\epsilon q=0.1\%)} / G_{oct(\epsilon q=0.01\%)}$	$G_{oct(\epsilon q=1\%)} / G_{oct(\epsilon q=0.01\%)}$
A00B00	0	0	0.46	0.12
A00B05	0	0.5	0.50	0.16
A00B10	0	1	0.55	0.15
A45B00	45	0	0.41	0.12
A45B05	45	0.5	0.42	0.13
A45B10	45	1	0.43	0.13
A90B00	90	0	0.35	0.09
A90B05	90	0.5	0.40	0.11
A90B10	90	1	0.33	0.09



(a)

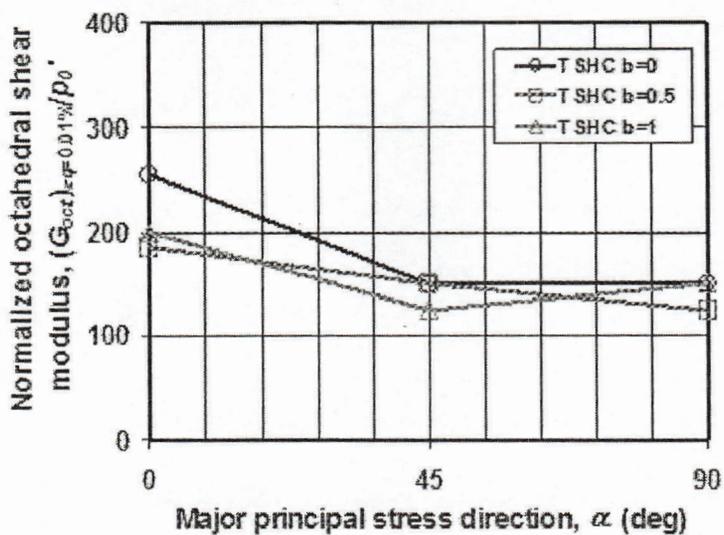


(b)

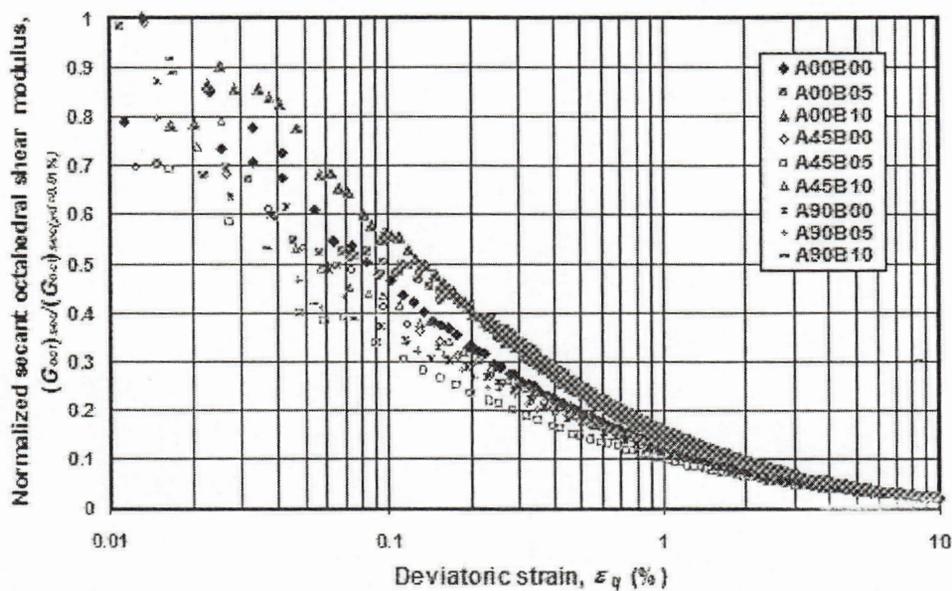


(c)

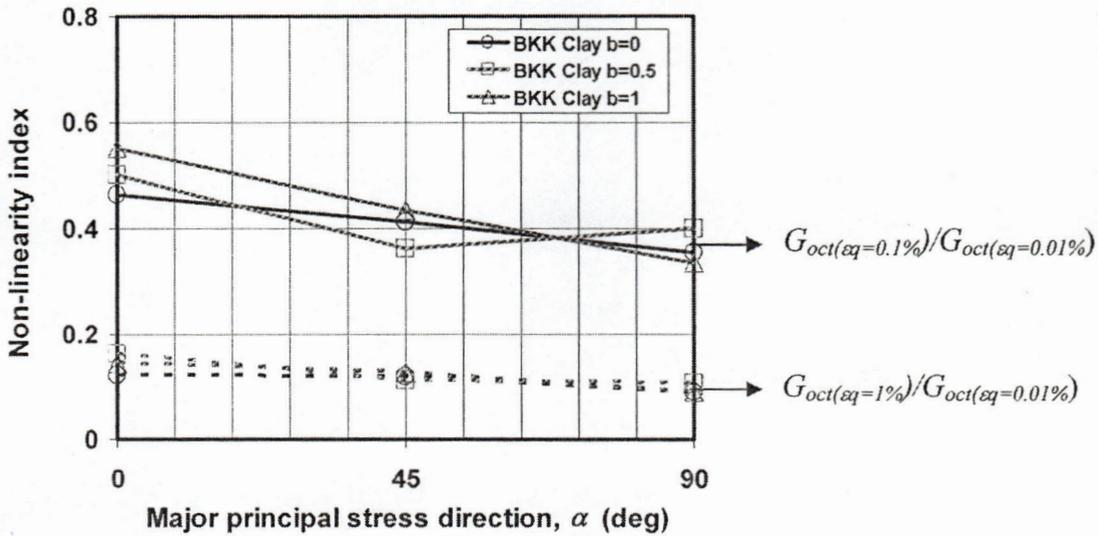
รูปที่ 6-16 Normalized octahedral shear stiffness degradation curve



รูปที่ 6-17 ผลกระทบของค่า α ต่อ normalized octahedral shear modulus ที่ strain= 0.01%



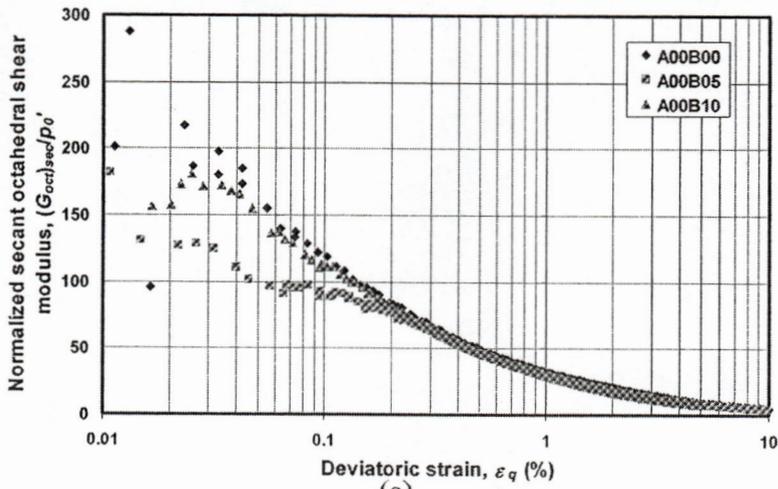
รูปที่ 6-18 Normalized octahedral shear stiffness degradation curve



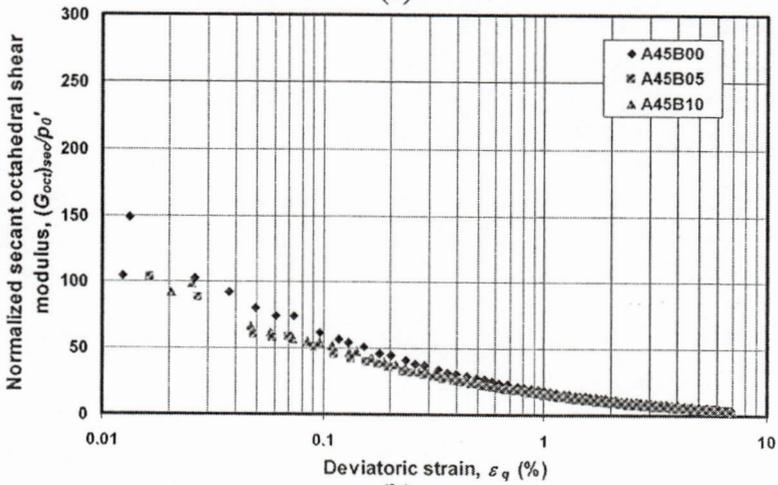
รูปที่ 6-19 ผลกระทบของค่า α ต่อ non-linearity index ที่ strain = 0.01%-0.1% และ 0.1%-1%

6.5.2 ผลกระทบของค่า b ต่อ stiffness

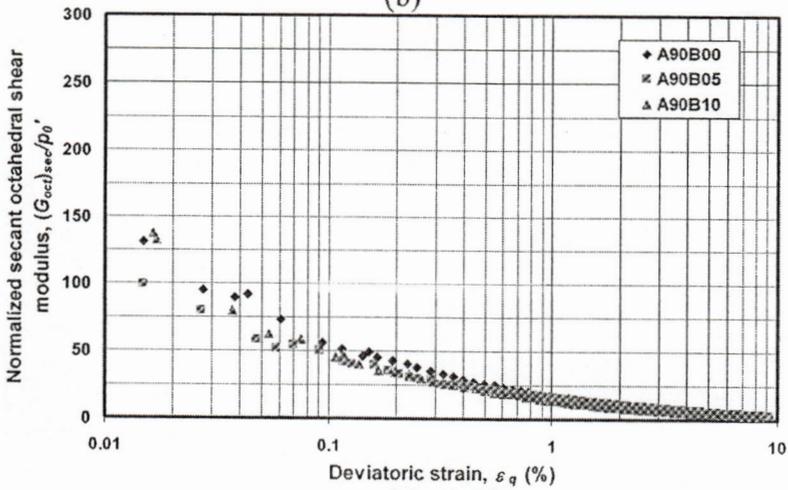
รูปที่ 6-20 แสดง normalized secant shear stiffness degradation curve ของการทดสอบที่ค่า α คงที่โดยที่ค่า b เปลี่ยนแปลงจาก 0 ถึง 1 ผลการทดสอบแสดงว่าดินเหนียวกรุงเทพฯมีค่า stiffness ที่มีพฤติกรรม anisotropic และ non-linear รูปที่ 6-21 และตารางที่ 6-6 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อ normalized octahedral shear modulus ที่ strain = 0.01% ที่ค่า α ต่างๆ ค่า $G_{oct}(\epsilon_q=0.01\%)/p_0'$ จะลดลงเล็กน้อยเมื่อค่า b เพิ่มขึ้น เมื่อค่า α เท่ากับ 0° และ 45° การเพิ่มของค่า b จาก 0 ถึง 1 จะทำให้ค่า $G_{oct}(\epsilon_q=0.01\%)/p_0'$ ลดลงประมาณ 21% และ 17% ตามลำดับ แต่เมื่อค่า α เท่ากับ 90° ค่า $G_{oct}(\epsilon_q=0.01\%)/p_0'$ มีแนวโน้มจะคงที่เมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจาก 0 ถึง 1 ผลกระทบเพียงเล็กน้อยของค่า b ต่อค่า G_{oct} ที่พบในการศึกษานี้แตกต่างจากที่พบโดยผู้วิจัยท่านอื่นซึ่งรายงานว่าการเพิ่มค่า b เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า stiffness เพิ่มขึ้น (เช่น Kuwano & Bhatarai, 1989; Kirkgard & Lade, 1993; และ Prashant & Penumadu, 2004) หรือลดลง (เช่น Zdravkovic & Jardine, 2000)



(a)

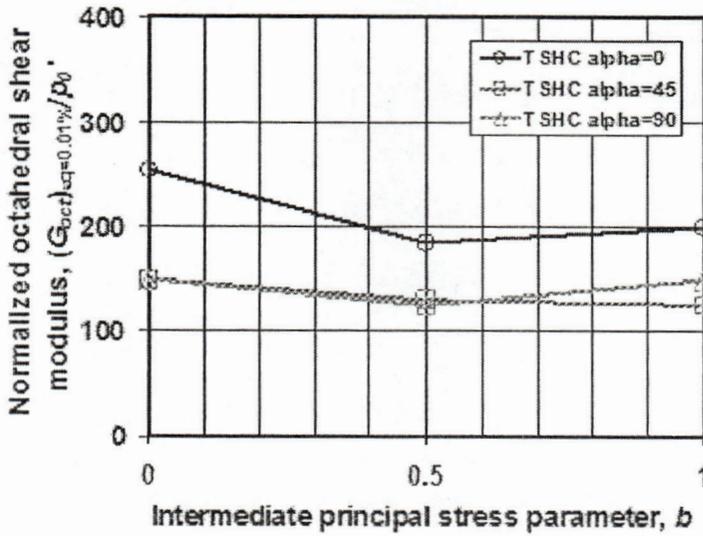


(b)

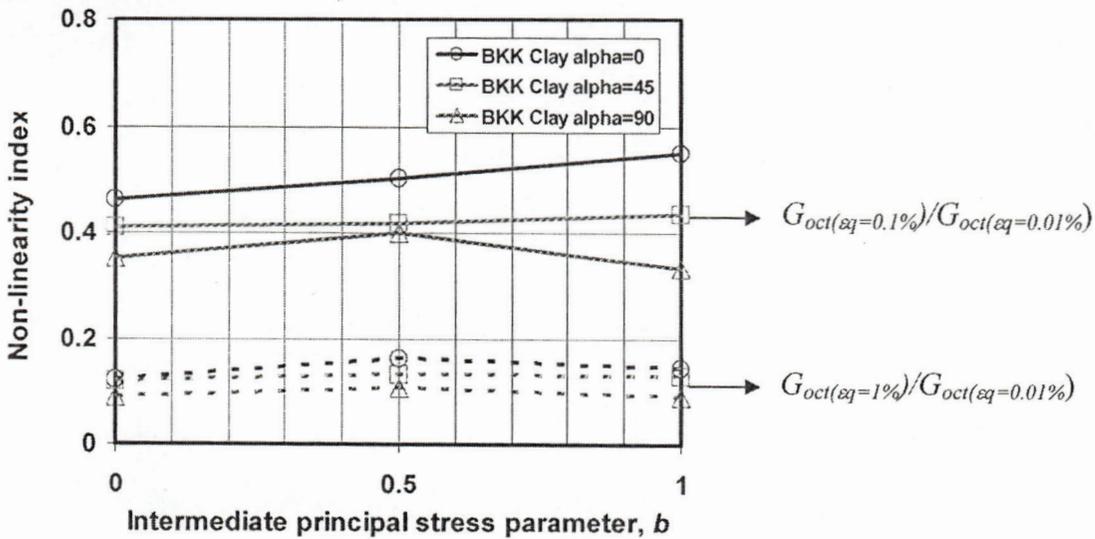


(c) $\alpha=90^\circ$

รูปที่ 6.20 Normalized octahedral shear stiffness degradation curve



รูปที่ 6-21 ผลกระทบของค่า b ต่อ normalized octahedral shear modulus ที่ strain = 0.01%

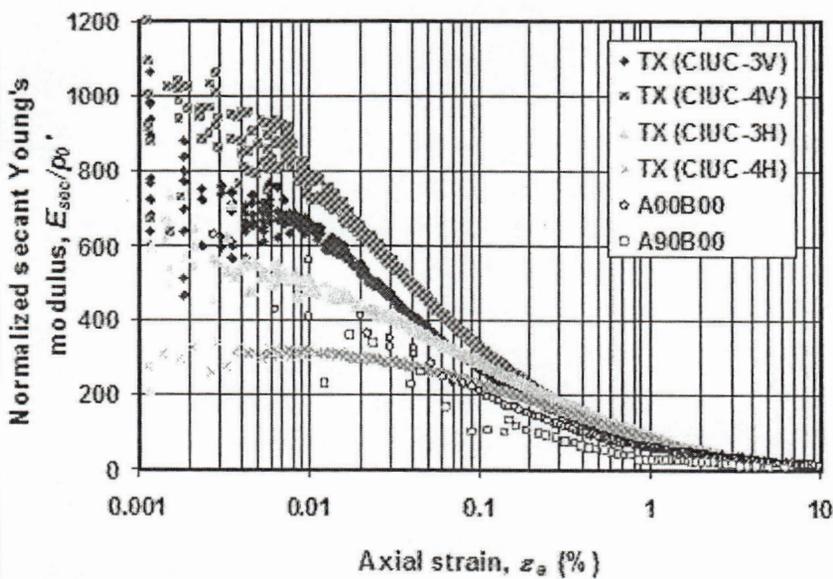


รูปที่ 6-22 ผลกระทบของค่า α ต่อ non-linearity index ที่ strain = 0.01%-0.1% และ 0.1%-1%

รูปที่ 6-18 และ 6-22 แสดงผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม non-linearity ของ normalized stiffness degradation curve ที่ strain = 0.01%-0.1% และ 0.1%-1% ผลการทดสอบแสดงว่าค่า b มีผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อค่า non-linearity index ที่ทุกขนาดของ strain อัตราการเปลี่ยนแปลงของค่า non-linearity index จะน้อยโดยเฉพาะเมื่อ strain = 0.1%-1 ตารางที่ 6-7 แสดงค่า non-linearity index ทั้งหมด

6.5.3 ผลกระทบของค่า α ต่อค่า Young's modulus

รูปที่ 6-23 แสดง normalized secant undrained Young's modulus ($E_{u,sec}/p_0'$) degradation curve เมื่อค่า $b=0$ และค่า $\alpha=0^\circ$ และ 90° ค่า $E_{u,sec}$ คำนวณจาก σ_1/ε_1 ซึ่งพิจารณาว่าเป็นการคำนวณที่ถูกต้องสำหรับกรณีค่า $\alpha=0^\circ$ และ 90° เนื่องจากในกรณีดังกล่าว σ_1 และ ε_1 มีทิศทางตรงกัน ผลการทดสอบ TSHC แสดงว่าเมื่อ major principal stress มีทิศทางในแนวนอนมากขึ้น (ค่า α มากขึ้น) ค่า E จะลดลง ค่าสัดส่วน $E_{u,90}/E_{u,0}$ ที่ $\varepsilon_q = 0.01\%$ มีค่าประมาณ 0.66 รูปที่ 6-23 แสดงผลการทดสอบ TX ที่สภาพเดียวกัน ซึ่งแสดงว่าค่า $E_{u,sec}$ จากการทดสอบ TX มีค่ามากกว่าและค่า strain ที่วัดได้จะเล็กกว่าเนื่องจากการใช้ local strain measurement ผลการทดสอบ TX แสดงสภาพ anisotropic ที่เหมือนกับของ TSHC โดยมีค่าสัดส่วน $E_{u,90}/E_{u,0}$ ที่ $\varepsilon_q = 0.001\%$ ประมาณ 0.58



รูปที่ 6-23 Normalized Young's modulus degradation curve

6.6 Failure surface

รูปที่ 6-24 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ_r' และ M_r กับค่า b สำหรับ 2 กรณีคือ (a) $\alpha=0^\circ$ & 90° และ (b) $\alpha=45^\circ$ ค่า ϕ_r' และ M_r ที่ได้จากแบบจำลอง failure criteria ที่เป็นที่ยอมรับได้แสดงการเปรียบเทียบโดยแบบจำลองเหล่านี้ใช้ค่าจากการทดสอบ triaxial compression รายละเอียดของ failure criteria และค่า parameter ที่ใช้ได้สรุปในตารางที่ 6-8 ผลการทดสอบแสดงว่าการเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ_r' และ M_r สามารถประมาณได้ด้วย Drucker-Prager failure criterion ตารางที่ 6-9 แสดงค่า ϕ_r' และ M_r ที่ได้จาก failure surface ต่างๆ นอกจากนี้ failure condition ของดินเหนียวกรุงเทพฯยังสามารถแสดงใน deviatoric plane ที่

มีค่า mean effective stress of $p'=100$ kPa ดังแสดงในรูปที่ 6-25 สำหรับ 2 กรณีคือ (a) $\alpha=0^\circ$ & 90° และ (b) $\alpha=45^\circ$ รูปที่ 6-25(a) ($\alpha=0^\circ$ & 90°) แสดงว่า failure point สอดคล้องกับแกน vertical axis (σ_z') เนื่องจากสมมุติฐานที่ว่าดินในสนามมีสภาพ cross-anisotropy failure envelope ที่เป็นที่ยอมรับ (รายละเอียดแสดงในตารางที่ 6-8) ได้แสดงเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ผลการเปรียบเทียบยืนยันว่า Drucker-Prager failure criterion ประมาณผลการทดสอบได้ดีที่สุด หมายความว่าผลการทดสอบ A90B00 (อยู่บน σ_x' - และ σ_y' -axis) มีค่าน้อยกว่า failure criterion มาก รูปที่ 6-25(b) ($\alpha=45^\circ$) มีข้อมูลเพียง 1/6 ของ failure envelope ทั้งหมดแต่ failure point ถูกพิจารณาเป็น six-fold symmetry กับจุดศูนย์กลางเนื่องจากสมมุติฐาน isotropy ที่แสดงจากกรณีของ $\alpha=0^\circ$ & 90° จะเห็นว่า Drucker-Prager failure criterion ก็ยังเป็นการประมาณที่ดีที่สุด การพบว่า Drucker-Prager failure criterion เหมาะสมสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯในการศึกษานี้ตรงกับที่รายงานโดย Kuwano & Bhattarai (1989) อย่างไรก็ตามผลการศึกษากับดินชนิดอื่น ๆ มักแสดงว่า failure envelope จะเป็นแบบ Lade-Duncan และมีพฤติกรรม anisotropic (เช่น Kirkgaard & Lade, 1993; Callisto & Callabresi, 1998; และ Callisto & Rampello, 2002)

รูปที่ 6-25 แสดง plastic strain increment vector บน principal strain axes ซึ่งวางทับลงบน principal stress axes ค่า plastic strain increment คำนวณที่ค่า $\epsilon_p \approx 5\%$ เพื่อหลีกเลี่ยงผลกระทบของ strain non-uniformity และสมมุติว่าค่า strain ที่ได้เป็น plastic ทั้งหมด ผลการทดสอบแสดงว่า strain increment vector มีทิศตั้งฉากกับ Drucker-Prager failure envelope ซึ่งแสดงว่า failure envelope และ plastic potential นั้นตรงกับซึ่งเป็นสภาพของ associated flow rule ตารางที่ 6-10 สรุปค่า Lode angle ของ stress และ strain increment ข้อสรุปนี้ตรงกับผลการทดสอบกับดินเหนียวกรุงเทพฯที่รายงานโดย Kuwano & Bhattarai (1989) อย่างไรก็ตามการศึกษากับดินอื่น ๆ แสดงว่า plastic flow rule มักจะเป็น associative (เช่น Callisto & Calabresi, 1998) และ non-associative (เช่น Kirkgaard & Lade, 1993 และ Callisto & Rampello, 2002)

ตารางที่ 6-8 Failure criteria (after Potts & Zdravkovic, 1999)

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

หมายเหตุ: θ = Lode angle

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

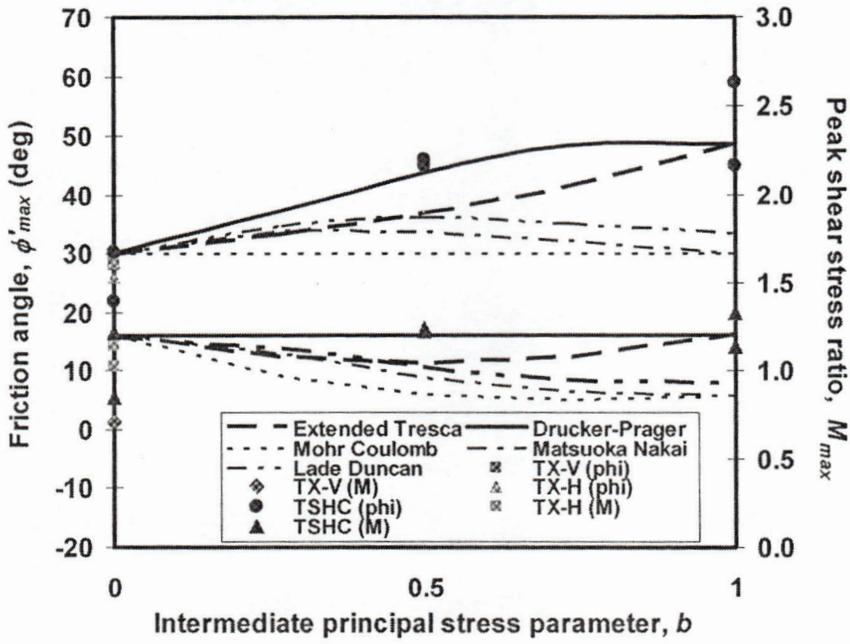
ตารางที่ 6-9 สรุปค่า ϕ'_{max} และ M_{max} ของ failure surface

Test No.	α ($^{\circ}$)	b	ϕ'_{max} ($^{\circ}$)	M_{max}	Extended Tresca		Drucker Prager	
					ϕ'_{max} ($^{\circ}$)	M_{max}	ϕ'_{max} ($^{\circ}$)	M_{max}
A00B00	0	0	30.4	1.22	32.3	1.3	32.3	1.30
A00B05	0	0.5	45	1.22	40.55	1.13	48.64	1.30
A00B10	0	1	59	1.33	56.08	1.3	56.08	1.30
A45B00	45	0	27.3	1.10	26.54	1.05	26.54	1.05
A45B05	45	0.5	40.2	1.11	31.70	0.91	37.32	1.05
A45B10	45	1	34.6	1.00	39.52	1.05	39.52	1.05
A90B00	90	0	21.8	0.85	28.85	1.15	28.85	1.15
A90B05	90	0.5	45.9	1.24	35.57	1.04	41.60	1.15
A90B10	90	1	45	1.15	45.34	1.15	45.34	1.15

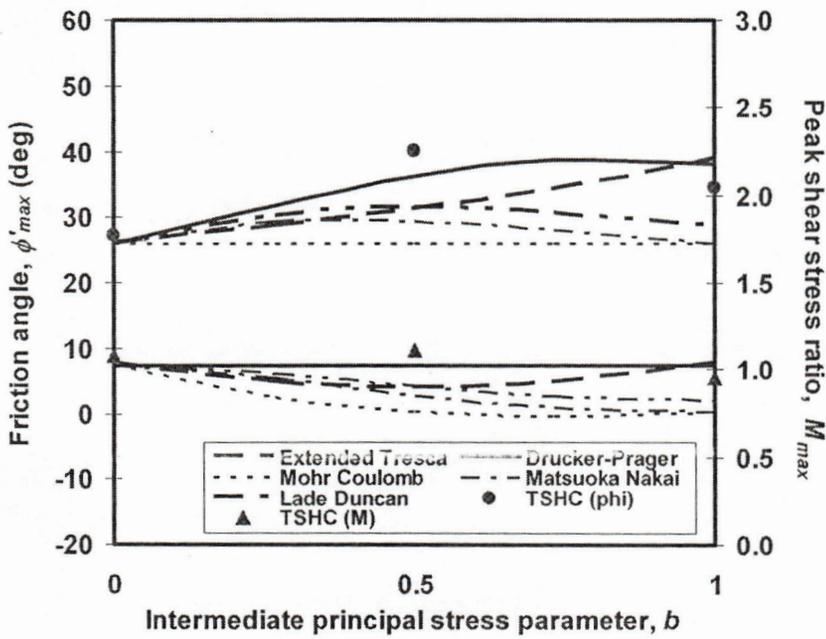
ตารางที่ 6-10 Lode angle ของ stress และ strain increment

Test No.	θ_{σ} ($^{\circ}$)	θ_{ϵ} ($^{\circ}$)	θ_{\perp} (extended Tresca) ($^{\circ}$)	θ_{\perp} (Drucker Prager) ($^{\circ}$)
A00B00	-30	-31.90	-30	-
A00B05	0	0	0	0
A00B10	+30	+30.96	+30	-
A45B00	-30	-30.67	-30	-
A45B05	0	+0.17	0	0
A45B10	+30	+30.19	+30	-
A90B00	-30	-29.48	-30	-
A90B05	0	+0.05	0	0
A90B10	+30	+30.90	+30	-

หมายเหตุ: ที่ $\epsilon_q=5\%$

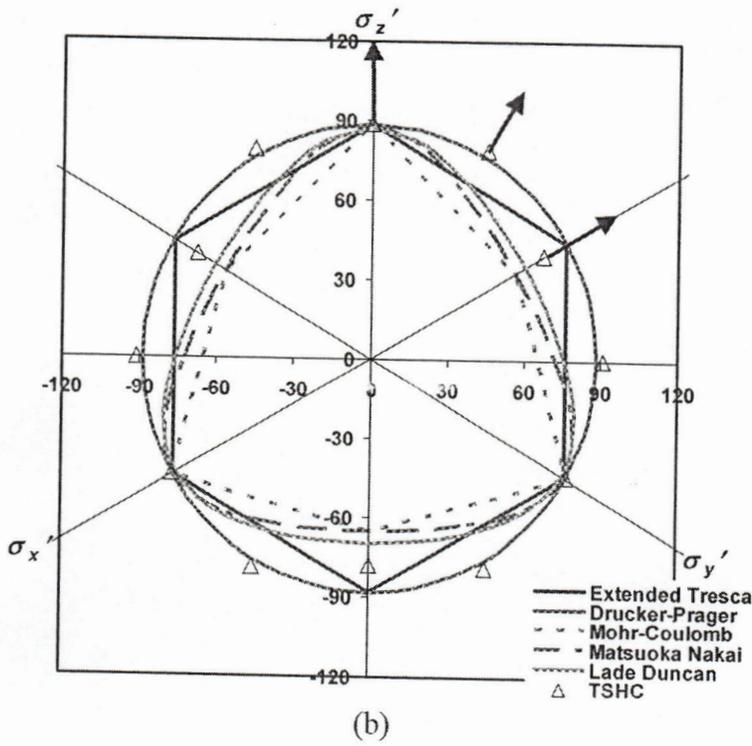
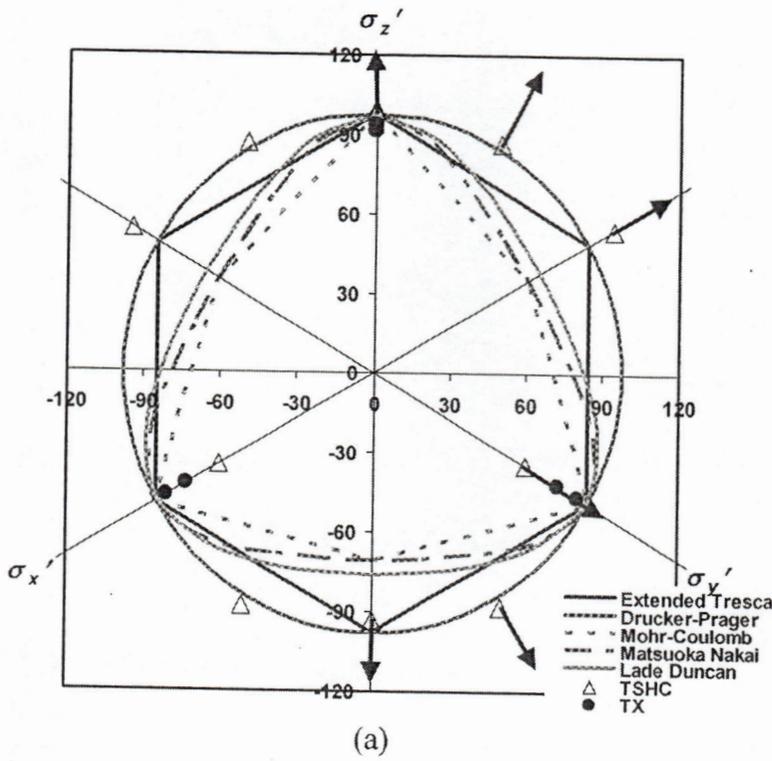


(a)



(b)

รูปที่ 6-24 การเปลี่ยนแปลงของค่า ϕ'_{max} และ M_{max} ที่ failure กับค่า b สำหรับ (a) $\alpha=0^\circ$ & 90° และ (b) $\alpha=45^\circ$



รูปที่ 6-25 Failure surface ของดินเหนียวกรุงเทพฯใน octahedral plane ($p' = 100$ kPa) (a) $\alpha = 0^\circ$ & 90° และ (b) $\alpha = 45^\circ$

บทที่ 7 บทสรุป

ผลการศึกษานี้สามารถแบ่งเป็น 2 ส่วนตามชนิดของการทดสอบคือ Triaxial test และ Torsional shear hollow cylinder test

7.1 การเสียรูปของดินภายใต้ isotropic consolidation

ผลการทดสอบในรูปเส้น recompression ที่ได้จากตัวอย่างคงสภาพของดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้น หนาแน่นทั้งหมด เส้น recompression curve จะไม่เป็นเส้นตรงแต่สามารถเทียบกับ Cam-Clay swelling parameter, $k=0.093$ ซึ่งคำนวณจาก $k=\Delta e/\Delta \ln p'$ หรือค่า $RR=2.7\%$ ซึ่งคำนวณจาก $C_r=\Delta \varepsilon_{vol}/\Delta \log p'$ ผลที่ได้จากการศึกษานี้มีค่าใกล้เคียงกับค่า $RR=2.77$ จากการทดสอบ oedometer ที่รายงานโดย Shibuya & Tamrakar (1999)

7.2 Cross-Anisotropic elastic parameter ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

ดินส่วนมากตามธรรมชาติจะเกิดจากการทับถมแล้วตามด้วย one-dimensional consolidation ภายใต้ overburden pressure ในเวลายาวนาน ในสภาพนี้ดินตามธรรมชาติจะเป็นชั้นๆ ในแนวนอนในสภาพ microscopic scale และ/หรือ macroscopic scale ฉะนั้นจึงมีแนวโน้มที่ดินตามธรรมชาติจะมีสภาพ anisotropy แบบ cross-anisotropy โดยที่มี vertical axis (ตั้งฉากกับ bedding plane) ที่จุดใดๆ เป็นแกนที่มี radial symmetry การศึกษา cross-anisotropic elastic parameter ของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบค่าเหล่านี้

$$\begin{aligned}
 G_{vh} &= 1700F(e)p^{0.4} \\
 G_{hh} &= 1450F(e)p^{0.4} \\
 E_v &= 2850F(e)p^{0.4} \\
 E_h &= 2250F(e)p^{0.4} \\
 V_{vh} &= 0.088 \\
 V_{hv} &= 0.070 \\
 V_{hh} &= 0.15
 \end{aligned}
 \tag{7-1}$$

7.3 พฤติกรรม anisotropy ของดินเหนียวกรุงเทพฯ

การเสียรูปของดินเหนียวกรุงเทพฯ ภายใต้ isotropic consolidation พบว่ามีสภาพ anisotropic โดยที่ตัวอย่างดินจะ stiff มากกว่าในแนวนอน จากผลการทดสอบ torsional shear hollow cylinder ค่า

อัตราส่วนของ vertical strain ต่อ horizontal strain ประมาณ 2.34 ซึ่งตรงกับผลที่ได้จากการทดสอบ triaxial ที่มีค่าประมาณ 2.14 เหตุที่ค่าอัตราส่วนจากผลการทดสอบ torsional shear hollow cylinder มากกว่าผลจาก triaxial เล็กน้อยอาจจะเป็นเพราะการวัด strain ของทั้งสองการทดสอบไม่เหมือนกันโดยที่ torsional shear hollow cylinder เป็นการวัดแบบ external measurement แต่ triaxial เป็นการวัดแบบ local measurement

ค่าอัตราส่วน G_{hh}/G_{vh} และ E_H/E_v จากการทดสอบ triaxial เท่ากับ 0.85 และ 0.80 ตามลำดับ พฤติกรรม anisotropy ของ undrained Young's modulus ($E_{u,so}/E_{u,o}$) จากการทดสอบ torsional shear hollow cylinder มีค่าประมาณ 0.66 ค่าสัดส่วนเหล่านี้ของดินกรุงเทพฯมีค่าไม่ตรงกับของ San Francisco Bay Mud ทั้งที่ดินทั้งสองมี stress history คล้ายกัน ดังนั้นจะต้องมีการศึกษาเรื่องนี้เพิ่มเติมเพื่ออธิบายพฤติกรรมดังกล่าว

7.4 ผลกระทบของค่า α และ b ต่อพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ

พฤติกรรมหลายๆอย่างได้ถูกศึกษา คือ (i) stress-strain และ pore pressure, (ii) stiffness, และ (iii) strength ผลการศึกษาแสดงผลกระทบของค่า α และ b ต่อพฤติกรรมของดินกรุงเทพฯซึ่งสามารถสรุปได้ในตารางที่ 7-1 ผลการทดสอบที่ได้กับดินเหนียวกรุงเทพฯส่วนมากจะคล้ายกับที่พบกับดินเหนียวชนิดอื่น ๆ มาก่อน อย่างไรก็ตามผลของ stiffness ของดินเหนียวกรุงเทพฯจะค่อนข้างแตกต่างโดยพบว่าค่า b มีผลกระทบน้อยมากต่อ shear stiffness ดังนั้นการพบจุดนี้จากการศึกษานี้ อาจจะต้องทำการศึกษาเพิ่มเติมเพื่อยืนยัน

ตารางที่ 7-1 ผลกระทบของค่า α และ b

คุณสมบัติ	ผลกระทบเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น	ผลกระทบเมื่อค่า b เพิ่มขึ้น
s_v/p_o'	ลดลง โดยเฉพาะเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45°	ลดลงเล็กน้อยหรือคงที่
$\Delta u/p_o'$	เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะเมื่อค่า α เพิ่มขึ้นจาก 0° เป็น 45°	เพิ่มขึ้น ยกเว้นเมื่อ $\alpha = 45^\circ$
ϕ_i'	มีค่าน้อยสุดเมื่อ $\alpha = 45^\circ$	เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะเมื่อค่า b เพิ่มจาก 0 เป็น 0.5
M_r	มีค่าน้อยสุดเมื่อ $\alpha = 45^\circ$	คงที่
$G_{oct,0.01\%}/p_o'$	ลดลง	มีผลกระทบน้อย

7.5 Failure surface และ plastic potential

การศึกษานี้พบว่าทั้ง failure surface และ plastic potential ใน deviatoric plane ของดินเหนียวกรุงเทพฯ เป็นแบบ isotropic และเป็นรูปวงกลม (Drucker-Prager) ซึ่งแสดงว่าเป็น associate flow rule พฤติกรรมที่พบสำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯค่อนข้างจะแตกต่างจากดินชนิดอื่น โดยดินเหนียวส่วนมากจะมี failure envelope เป็นชนิด Lade-Duncan และมีพฤติกรรม anisotropic นอกจากนี้ดินเหนียวส่วนมากจะมี plastic flow rule ใน deviatoric plane เป็นแบบ non-associative ดังนั้นหากจำลอง failure envelope ของดินเหนียวกรุงเทพฯด้วย non-circular failure surface ใน deviatoric plane (เช่น Mohr-Coulomb) กับผลการทดสอบ triaxial compression ซึ่งเป็นสิ่งที่นิยมในการวิเคราะห์ finite element จะทำให้การวิเคราะห์การวิบัติในกรณีสภาพ of plane-strain มีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง (underestimate) (Grammatikopoulou et al., 2007) นอกจากนี้ยังพบว่า failure surface ที่สภาพ $\alpha = 0^\circ$ และ 45° มีขนาดไม่เท่ากัน ดังนั้นหากจำลอง failure envelope ของดินเหนียวกรุงเทพฯด้วย constant-size circular failure surface ใน deviatoric plane (เช่น Drucker-Prager) กับผลการทดสอบ triaxial compression ซึ่งมักจะเป็นสิ่งที่กระทำในการวิเคราะห์โดยทั่วไป ก็จะทำให้การวิเคราะห์การวิบัติมีค่ามากเกินไป (overestimated)

เอกสารอ้างอิง

- Afifi, S. S. and Richart, F. E. Jr. 1973. Stress-history effects on shear modulus of soils. Soils and Foundations 13, 1: 77-95.
- Atkinson, J. H. 2000. Non-linear soil stiffness in routine design. Géotechnique 50, 5: 487-508.
- Atkinson, J. H., Richardson, D. and Stallebarass S. E. 1990. Effect of recent tress history on the stiffness of overconsolidated soil. Géotechnique 40, 4: 531-540.
- Bishop, A. W. 1966. The strength of soils as enjineering materials. 6th Rankine Lecture. Géotechnique 16, 2: 91-128.
- Black, D. K. and Lee, K. L. 1972. Saturating laboratory samples by back pressure. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 99, SM1: 75-93.
- Brignoli, E. G. M., Gotti, M. and Stokoe, K. H., II. 1996. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. Geotechnical Testing Journal, ASTM 19, 4: 384-397.
- Burland, J. B. 1989. Small is beatiful - the stiffness of soils at small strains. Canadian Geotechnical Journal 26: 499-516.
- Callisto, L. and Calabresi, G. 1998. Mechanical behaviour of a natural soft clay. Géotechnique 48, 4: 495-513.
- Callisto, L. and Rampello S. 2002. Shear strength and small-strain stiffness of a natural clay under general stress conditions. Geotechnique 52, 8: 547-560.
- Coop, M. R. and Jovicic, V. 1999. The influence of state on the very small strain stiffness of sands. Proc. 2nd Intl. Sym. on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, (IS Torino '99) Balkema, Rotterdam: 175-181.
- Cuccovillo, T. and Coop, M. P. 1997. The measurement of local axial strains in triaxial test using LVDTs. Géotechnique 47, 1: 167-171.
- Daramola, O. 1980. Effect of consolidation age on stiffness of sand. Géotechnique 30, 2: 213-216.
- Dyvik, R. and Madshus, C. 1985. Laboratory Measurements of G_{max} Using Bender Elements. Proc. of the ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic condition, Detroit, ASCE: 185-196.

- Georgiannou, V. N., Rampello, F. and Silvestri. 1991. Static and dynamic measurement of undrained stiffness on natural OC clay. Proc. of the European conference on soil mechanics, Florence 1: 91-96.
- Graham, J. and Houlsby, G. T. 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. Géotechnique 33, 2: 165-180.
- Grammatikopoulou, 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. Geotechnique 57, 10: 795-806.
- Hardin, B. O. 1978. The natural of stress-strain behaviour for soils. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Proc. of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference 1: 3-90.
- Hardin, B. O. and Black W. L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 94, SM2: 353-369.
- Hardin, B. O. and Blandford, G. E. 1989. Elasticity of particulate materials. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 115, 6.
- Hardin, B. O. and Ritchart, F. E., Jr. 1963. Elastic wave velocities in granular soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 89, SM1: 33-65.
- Hight, D. W, Bennel, J. D, Chana, B., Davis, P. D, Jardine, R. J and Porovic, E. 1997. Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. Géotechnique 47, 3: 451-474.
- 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. Géotechnique 33, 4: 355-383.
- Hight, D. W. and Higgins, K. G. 1994. An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and applications. Pre-failure deformation of geomaterials, Balkema, Rotterdam 2: 909-945.
- Houlsby, G. T. and Wroth, C. P. 1991. The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. Soils and Foundation 31, 3: 138-143.
- Ishihara, K. 1996. Soil Behaviour in Earthquake. Géotechnique Clarendon Press, Oxford.
- Ismail, M. A. and Rammah, K. I, 2005. Shear-plate transducers as a possible alternative to bender elements for measuring G_{max} . Géotechnique 55, 5: 403-407.

- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. 1978. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. Soils and Foundations 18, 1: 39-56.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Lo Presti, D. C. F. 1994. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. Proc. of the 1st International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido-94 (eds. Shibuya et al., Balkema, Rotterdam) 2: 817-836.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C. F. and Pallara, O. 1995. Role of In-Situ Testing in Geotechnical Earthquake Engineering. Proc. of the 3rd International Conference of Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri 3: 1523-1546.
- Jardine, R. T. 1994. One perspective of the pre-failure deformation characteristic of some geomaterials. Proc. of the 1st International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristic of some Geomaterials, IS-hokkaido-94, (eds. Shibuya et al., Balkema, Rotterdam) 2: 855-885.
- Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., and Burland, J. B. 1986. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. Géotechnique 36, 3: 377-396.
- Jardine, R. T., Potts, D. M., St. John, H. D. and Hight, D. W. 1991. Some applications of a non-linear ground model. Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech. and Foundn Engrg. Florencel: 223-228.
- Jardine, R. J., Zdravkovic, L., Porovic, E., 1997. Anisotropic consolidation including principal stress rotation: experiments, results and practical applications. In Proc. of the 14th International Conference on Soil Mechanic anf Foundation Engineering 4. A. A. Balkema, Humburg, Germany: 2165-2168.
- Jovicic, V., and Coop, M. R. 1997. Stiffness of coarse-grained soils at small strains. Géotechnique 47, 3: 545-561.
- Jovicic, V. and Coop, M. R. 1998. The Measurement of Siffness Anisotropy in Clays with Bender Element Tests in the Triaxial Apparatus. Geotechnical Testing Journal, ASTM 21, 1: 3-10.
- Kim, T. C. and Novak, M. 1974. Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal 18: 371-389.
- Kirkgard M. M. and Lade P. V. 1993. Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay. Canadian Geotechnical Journal 30: 848-858.

- Kokusho, T. 1980. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Soils and Foundations 20, 2: 45-60.
- Kokusho, T., Yoshioka, Y. and Esashi, Y. 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. Soils and Foundation 22, 4: 1-18.
- 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. Canadian Geotechnical Journal 47: 164-179.
- Kuwano, R. 1999. The stiffness and yielding anisotropy of sand. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Kuwano, J. and Bhattarai, B. N. 1989. Deformation characteristics of Bangkok Clay under three dimensional stress conditions. Geotechnical Engineering, SEAGS 20, 2: 111-137.
- La Rochelle P., Track B., Tavenas F. and Roy M. 1974. Failure of test embankments on sensitive Champlain clay deposits. Canadian Geotechnical Journal 11: 142-164.
- Lam, W. K. and Tatsuoka, F. 1988a. Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand. Soils and Foundations 28, 1: 89-106.
- Lam, W. K. and Tatsuoka, F. 1988b. Triaxial compression and extension strength of sand affected by strength anisotropy and sample slenderness. Advanced triaxial testing of soil and rock. ASTM STP 977, Edt. Donaghe R. T., Chaney R. C. and Silver M. L: 655-666.
- Lo Presti, D. C. F. 1994. General report: Measurement of shear deformation of geomaterials in the laboratory. Proc. of the 1st International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido-94 (Eds. Shibuya et al., Balkema, Rotterdam) 2: 1067-1088.
- Lo Presti, D. C. F., Pallara, O., Lancellotta, R., Armandi, M. and Maniscalco, R. 1993. Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains. Geotechnical Testing Journal, ASTM 18, 1: 15-31.
- Mair, R. J. 1993. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. Civil Engineering, Proc. of the Institute of Civil Engineers, UK 93 (Feb): 27-41.
- Marcuson, W. F., III and Wahls, H. E. 1972. Time Effects on Dynamic Shear modulus of Clays. Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE 98, SM12: 1359-1373.

- Menkiti, C. O. 1995. Behaviour of clay and clayey-sand with particular reference to principal stress rotation. Msc. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Menzies, B. K. 1988. A computer controlled hydraulic triaxial testing system. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977 (Eds. Donaghe et al., American Society for Testing Materials): 82-94.
- Miura, K., Miura, S. and Toki, S. 1986. Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axis rotation. Soils and Foundations 26, 1: 36-52.
- Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. and Yasufuku, N. 1998. Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation. Soils and Foundations 38, 2: 115-128.
- Nguyen, A. M. 2006. An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene clay. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Nishimura, S., Minh, N. A., and Jardine, R. J. 2007. Shear strength anisotropy of natural London Clay. Geotechnique 57, 1: 49-62.
- Oda, M., Koishikawa, I. and Higuichi, T. 1978. Experimental Study of Anisotropic Shear Strength of Sand by Plane Strain Test. Soils and Foundations 18, 1: 35-38.
- Porovic, E. 1995. Investigations of soil behaviour using a resonant column torsional shear hollow cylinder apparatus. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Prashant, A. and Penumadu, S. 2004. Effect of intermediate principal stress on overconsolidated kaolin clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 130, 3: 284-292.
- Prashant, A. and Penumadu, D. 2005. A laboratory study of normally consolidated kaolin clay. Canadian Geotechnical Journal 42: 27-37.
- Prashant, A. and Penumadu, S. 2007. Effect of microfabric on mechanical behavior of kaolin clay using cubical true triaxial testing. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 133, 4: 433-444.
- Rampello, S., Silvestri, F. and Viggiani, G. 1994. The dependence of small strain stiffness on stress on stress state and history for fine grained soils: the example of Vallericca clay. Proc.

- of the 1st International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo 1: 273-278.
- Rampello, S., Viggiani, G. and Amorosi, A. 1997. Small strain stiffness of reconsolidated clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. Geotechnique 47, 3: 475-489.
- Reinaldo, R. 2003. The anisotropic stress-strain-strength behaviour of brittle sediments. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Roesler, S. K. 1979. Anisotropy Shear Modulus due to Stress Anisotropy. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, GT7: 871-880.
- Saada, A. S. and Townsend, F. C. 1981. State of the art: Laboratory strength testing of soils. Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740: 7-77.
- Sayão, A. and Vaid, Y. 1991. A critical assessment of stress non-uniformities in hollow cylinder test specimens. Soils and Foundations 31, 4: 349-362.
- Sayão, A and Vaid, Y. 1996. Effect of intermediate principal stress on the deformation response of sand. Canadian Geotechnical Journal 33: 822-828.
- Seah, T. H. and Lai, K. C. 2003. Strength and Deformation Behavior of Soft Bangkok Clay. Geotechnical Testing Journal, ASTM 26, 4: 421-431.
- Seed, H. B. 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotechnique 29, 3: 215-263.
- Shibuya, S. 1985. Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotation. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Shibuya, S., Hight, D. W. 1987. On the stress path in simple shear. Geotechnique 37, 4: 511-515.
- Shibuya, S. and Hight, D. W. 1996. Anisotropy of K_0 -consolidated sand. IC internal report.
- Shibuya, S., Hight, D. W. and Jardine, R. J. 2002a. Establishing the local boundary surface of a loose sand: Hollow cylinder tests on isotropically consolidated samples. Soils and Foundations.
- Shibuya, S., Hight, D. W. and Jardine, R. J. 2002b. Local boundary surfaces of a loose sand dependent on consolidation path. Soils and Foundations.
- Shibuya, S., Hwang, S. C. and Mitachi, T. 1997. Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement. Geotechnique 47, 3: 593-601.

- Shibuya, S. and Tamrakar, S. B. 1999. In-situ and laboratory investigations into engineering properties of Bangkok clay. Characterization of Soft Marine Clays, Tsuchoda & Nakase (eds): 107-132.
- Shibuya, S., Tamrakar, S. B., and Theramast, N. 2001. Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok Clay. Geotechnical Engineering, SEAGS 32, 3: 139-151.
- Shibuya, S. and Tanaka, H. 1996. Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits. Soils and Foundations 36, 4: 45-55.
- Shirley D. J. and Hampton L. D. 1978. Shear-wave measurements in laboratory sediments. Journal of Acoustical Society of America 63,2: 607-613.
- Simpson, B., O'Riordan, N. J. and Croft, D. D. 1979. A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. Géotechnique 29: 149-175.
- Skempton, A. M. 1954. The pore pressure coefficient A and B. Géotechnique 4: 143-147.
- Stallebarass S. E. and Taylor R. N. 1997. The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. Géotechnique 47, 2: 235-253.
- Stokoe, K. H., Hwang, S. K., Lee, J. N.-K. and Andrus, R. D. 1995. Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains. Pre-failure deformation of geomaterials, Balkema, Rotterdam 2: 785-816.
- Stokoe, K. H., II, Lee, S. H.-H., and Knox, D. P. 1985. Shear moduli measurements under true triaxial stresses. Advances in the Art of Testing Soil Under Cyclic Condition, ASCE, New York: 363-376.
- Stokoe, K. H., II, Lee, J. N.-K., and Lee, S. H.-H. 1991. Characterization of soil in calibration chambers with seismic waves calibration. Chamber Testing, Ed. A.-B. Huang, Elsevier Science Publishing: 363-376.
- Symes, M. J. 1983. Rotation of principal stresses in sand. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Symes, M. J., Gens, A. and Hight, D. W. 1984. Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand. Géotechnique 34, 1: 11-27.
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. 1991. Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests. Proc. of the 9th ARCSMFE, Bangkok 1: 101-170.

- Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T and Fukushima, S. 1986. Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures. Soils and foundations 26, 1: 65-84.
- Tavenas F, Mieussens C. and Bourges F. 1979. Lateral displacements in clay foundations under embankments. Canadian Geotechnical Journal 16: 535-550.
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S., Uthayakumar, M. and Eliadorani, A. 1995. Liquefaction potential of reconstituted Syncrude sand. 48th Canadian Geotechnical Conference 1: 319-328.
- Viggiani, G. and Atkinson, J. H. 1995. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. Géotechnique 45, 2: 249-265.
- Weiler, W. A. 1988. Small strain shear modulus of clay. Proc. of a special conference on earthquake engineering and soil dynamics, Pack city: American Society of CIVIL engineers: 331-345.
- Wijewickreme, D. and Vaid, Y. 1991. Stress nonuniformities in hollow cylinder torsional experiments. Geotechnical testing journal 14, 4: 349-362.
- Wong, R. K. S, and Arthur, J. F. R. 1985. Induced and inherent anisotropy in sand. Géotechnique 35, 4: 471-481.
- Yeats, J. A. 1983. The stability of single and multistage embankments on soft clay. MSc. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Yimsiri S. and Soga K. 2002. A review of local strain measurement systems for triaxial testing of soil. Journal of The Southeast Asian Geotechnical Society: 41-52.
- Yoshimine, M. and Ishihara, K. 1998. Flow potential of sands during liquefaction. Soils and Foundations 38, 3: 189-198.
- Yu, P. and Richart, F. E., Jr. 1984. Stress ratio effects on shear modulus of dry soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 110, 3: 331-345.
- Zdravkovic, L. 1996. The stress-strain-strength anisotropy of a granular medium under general stress conditions. PhD. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Zdravkovic, L. and Jardine, R. J. 2000. Undrained anisotropy of K_0 -consolidated silt. Canadian Geotechnical Journal 37: 178-200.
- Zdravkovic, L. and Jardine, R. J. 2001. The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. Geotechnique 51, 1: 69-83.

Zdravkovic, L, Potts, D. M. and Hight, D. W. 2001. The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. Géotechnique.

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์

SGCC

International Symposium on Sustainable Geosynthetics & Green Technology for Climate Change

(Retirement Symposium for Prof. D.T. Bergado)

20 to 21 June 2012
Centara Grand at Central Plaza Ladprao | Bangkok, Thailand

organized by:



International
Geosynthetics
Society - Thailand



Asian Center for
Soil Improvement
and Geosynthetics



Southeast Asian
Geotechnical Society



Suranaree
University of
Technology



International
Geosynthetics
Society

PREFACE

Signs of abnormal weather and climate change are evident nowadays, including rain-triggered landslides, riverbank and coastal erosions, flooding, rising sea levels, and many more. Geosynthetics are now being increasingly used for many applications in civil/geotechnical engineering including road and railway embankments, retaining walls, slope and erosion protection, drainage/filtration and seepage control, approach embankments, waste containment and lining, geocontainers, geobags, etc. In addition, ground improvement and geotechnical engineering techniques have been very much applied for mitigations of geo-disasters.

This International Symposium on Sustainable Geosynthetics and Green Technology for Climate Change (SGCC) held from 20 to 21 June 2012 at Grand Centara at Central Plaza Ladprao, Bangkok, Thailand. SGCC is hosted by the Asian Center for Soil Improvement and Geosynthetics (ACSIG) in the Geotechnical and earth Resources Engineering Program (GTE) under the School of Engineering and Technology (SET) at the Asian Institute of Technology (AIT), the Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), the International Geosynthetics Society - Thailand Chapter (IGS-Thailand), and Suranaree University of Technology (SUT), under the auspices of the International Geosynthetics Society (IGS).

SGCC also serves as the Retirement Symposium for Prof. Dennes T. Bergado who started his research on probabilistic analyses of geotechnical properties and structures. Subsequently, he branched out to Ground Improvement and Geosynthetics. He established ACSIG and initiated IGS-Thailand. He published 2 books, more than 100 journal articles, and more than 200 conference papers. He pioneered the use of prefabricated vertical drain (PVD) in soft Bangkok clay with subsequent combinations of vacuum and heat preloading with notable applications in the Second Bangkok-International Airport as well as the Outer Ring Roads and Motorway Projects. He also did sustainable research work on recycled and lightweight geomaterials such as rubber tire chips mixed with sand. Currently, his research projects involve new creative ideas regarding deep cement mixing method (DMM) such as optimum mixing water contents and fundamental parameters as well as reinforced DMM called SDCM piles. His recent research works consist of risk reduction, sustainable mitigation of rain-triggered landslides, root reinforcement and soil erosions as well as ecological ground improvement and limited life geosynthetics (LLGs).



Prof. Dennes T. Bergado
SGCC Conference Chairman
ACSIG Director
SEAGS Secretary General
IGS-Thailand President

TABLE OF CONTENTS

Keynote Speakers

Asphalt Pavement Using Confined-Reinforced Earth <i>by H. Ohta, T. Ishigaki and N. Tatta</i>	1
Historical Advancement of Geotechnical Engineering and their Application in Construction Industry and Beyond <i>by M. W. Bo</i>	9
Stabilising Railway Embankments with Geosynthetic Grids and Drains and a Class A Prediction of Track Behaviour <i>by B. Indraratna, S. Nimbalkar and C. Rujikiatkamjorn</i>	21
Recent Applications of GRS Technology to Mitigate Natural Disasters in Japan <i>by F. Tatsuoka, M. Tateyama and J. Koseki</i>	41
Tensile Properties of HDPE Geomembranes with Chemical Solutions Under Exposure to Elevated Temperature <i>by B. A. Khan and H. Y. Jeon</i>	61
Constitutive Modeling of the Time-Dependent Stress-Strain Behavior of Soils and Applications <i>by J. H. Yin</i>	69
Development of Transport Infrastructure in Congested Urban Environment <i>by C. F. Leung</i>	81

Special Lectures

Design Decision Making for Infrastructures Under Restriction of the Energy Consumption <i>by Y. Honjo</i>	97
Lateral Displacement Induced by Soil-Cement Column Installation <i>by J. C. Chai, T. Hino and D. Wenqi</i>	103
Geosynthetics Applications: Some Research Studies and Some Case Studies <i>by R. Shivashankar and J. Jayamohan</i>	111
Design and Performance of Soft Ground Improvement Using PVD with and without Vacuum Consolidation <i>by P.V. Long, D.T. Bergado, L.V. Nguyen and A.S. Balasubramaniam</i>	123
A New Cementing Agent From Calcium Carbide Residual and Fly Ash for Soil Stabilization <i>by S. Horpibulsuk and C. Phetchuay</i>	145
Geotechnical Roles in Landslide Mitigation <i>by S. Soralump</i>	151
Application of Resistivity Forward and Inverse Analyses to Aid Geophysical Mapping of Buried Utilities in Bangkok Clays <i>by P. H. Giao</i>	157
Finite Element Simulations of Vacuum Consolidation with PVD in Bangkok Soft Clay <i>by S. Youwai, P. Tansiri and P. Jongpradist</i>	163
Effects of Cement Content on Unconfined Compressive Strength of Jamshoro Soil <i>by A. Kumar and G. B. Khaskheli</i>	169
Why the Tohoku Earthquake Causes Higher Tsunami Wave Runup than the Sumatra Earthquake <i>by A. Siripong</i>	177

Seismic Design Criteria for Large Embankment Dams of Hydropower Plants by <i>M. Wieland</i>	195
German Long-Term Experience with Reinforced Motorway Embankments on Soft Soils: A Selected Case Study by <i>D. Alexiew and K. H. Blume</i>	205
Analysis of Large Deformation of Aquifer Due to Groundwater Pumping in Shanghai by <i>S. L. Shen, L. Ma and Y. S. Xu</i>	215
Hazard Zone Delineation and Damage Assessment of Debris Flow in Taiwan by <i>D. G. Lin, S. Y. Hsu, W. T. Liu, and K. K. Tien</i>	219
Case Histories of Damaged and Undamaged Geotechnical Structures During the Great East Japan Disaster by <i>H. Hazarika, T. Hara, T. Ohsumi, M. Yamanaka, H. Furuichi and T. Yamazaki</i>	231
Compression Behavior of Zinc Contaminated Clayey Soils Treated with Cements by <i>Y. J. Du and M. L. Wei</i>	243
Theory and Practice of Electric Cone Penetration Test for Clay Ground by <i>T. Koumoto and S. Koslanant</i>	251
 Invited Speakers	
Deep Excavation Failures, Can They Be Prevented? by <i>T. L. Gouw</i>	259
Temperature Effects on the Tensile Strength and Elastic Stiffness of Geogrids by <i>W. Kongkitkul, W. Tabsombut, C. Jaturapitakkul and F. Tatsuoaka</i>	273
The Performance of Strengthening Slope Using Shotcrete and Anchor by Finite Element Method (FEM) by <i>T. Harianto, L. Samang, T. Hino, F. Usman and A. Walenna</i>	285
Nonlinear Anisotropic Elastic Stiffness of Bangkok Clay by <i>S. Likitlersuang, S. Yimsiri, W. Ratananikom and C. Kingjeep</i>	291
Green Building for Climate Change by <i>R. Narayan Khare and R. Narayan Khare</i>	303
Interpretation of Quaternary Research and Countermeasure of Problematic Lime-Based Deep Mixing Solidification in Ariake Sea Coastal Lowlands by <i>T. Hino, Y. Igaya, J. C. Chai, R. Jia and S. Sueyoshi</i>	307
Interaction Between Kenaf Geogrid (LLGs) and Compacted Sand by Numerical Simulations by <i>T. Tanchaisawat, D. T. Bergado and S. Artidteang</i>	317
Impact of Hydrogeological Environment and Land Subsidence Induced by Urbanization in Coastal Mega-cities by <i>Y. S. Xu, S. L. Shen, and J. C. Chai</i>	323
Geotextile Tubes for Protection of Mangrove Coastlines in Peninsular Malaysia by <i>T.W. Yee, L.K. Lim and Z.Y. Wang</i>	329
Using Shear Wave Velocity to Determine the Cementation of Soft Bangkok Clay Mixed with Cement by <i>K Piriyaikul and T. Gi-nga</i>	339
Consolidation of Soft Clay Using Composite Vertical Geodrains Through Inward Radial Drainage by <i>M. V. Shah and A. V. Shroff</i>	343
In Situ Evaluation of Nuclear Density Cone Penetrometer in Marine Sediments by <i>R. Jia, T. Hino, T. Hamada and M. Yoshimura</i>	353

Mitigation of Long-term Settlement of Peat Using Vacuum Preloading <i>by H. Hayashi and S. Nishimoto</i>	361
Risk Evaluation and Realibility-Based Design of Earth-fill Dams for Overflow Due to Heavy Rains <i>by S. Nishimura, K. Fujisawa and H. Nagao</i>	367
Evaluation of Erosion Control Products on Steep Slopes by using Performance and Index Tests <i>by E. Németh, J. Böker, H. Zanzinger, K. Marzini and J. Eppel</i>	375
Site Characterization of Taytay, Palawan, Philippines Rainfall Triggered Shallow Landslide <i>by C. A. Bacosa</i>	383
Cumulative Rainfall Departure Approach to Estimate Probability of Landslide as Impact of Climate Change <i>by B. Setiawan, Z. G. Fad and J. Mulia</i>	391
Behavior of Wall/Embankment with Geogrid and Metallic Reinforcements and Verification of K-Stiffness Working Stress Method <i>by D.T. Bergado, M. Nualkliang, C.T. Chen and S.S. Lin</i>	401
Introduction to the Sydney Soil Model <i>by M. D. Liu, J. P. Carter and D. W. Airey</i>	409
Technical Papers	
Flexural Behaviour of the Composite Styrofoam Filled Concrete Beams <i>by R. Djamaluddin and A. M. Akkas</i>	429
Lateral Resistance of a Single Vertical Pile Installed Near Geogrid-Reinforced Slope <i>by S. M. A. Zomorodian and H. Sadeghi</i>	435
Infiltration Model Test Using Modification of Rainfall Simulator with Constant Head <i>by H. Arfan and A. Zubair</i>	445
State of the Long-Term Settlement Behavior of the Metro Tunnel in Shanghai <i>by H. N. Wu, S. L. Shen, and Y. S. Xu</i>	457
The Absorption Coefficient Characteristics of Makassar City Inundation <i>by J. Patanduk, S. Pongmanda, I. Burhanuddin, and E. Tanggulangan</i>	459
Construction of Rural Road with Jute Geotextiles - A Case Study <i>by P. K. Choudhury, N. K. Mukherjee and T. Sanyal</i>	465
Passive Pressure on Retaining Wall with Translational Movement Mode with Backfill of Anisotropic Sand <i>by A. B. Muhiddin and I. Ishibashi</i>	473
Experimental Study on Interface Shear Behavior Between Sand and Glass Fibre Reinforced Polymer <i>by H. Shaia and H. Abuel-Naga</i>	489
Mechanical Properties of Soft Clays Lightly Treated by Cement/Lime <i>by N. D. Quang, J. C. Chai, T. Hino, T. Negami</i>	497
Carbon Footprint of a Polli-Brick Soil Retaining Structure <i>by Y. Xu and J. P. Wang</i>	507
Model Test of Permeable Geosynthetics Tubes <i>by W. Guo, J. Chu, and S. Yan</i>	513
Cyclic Deformation Properties of Geomaterials Derived From Recycled Tires <i>by F. Niiya, H. Hazarika, N. Yasufuku and K. Omine</i>	523

Laboratory Test on Self Healing Capacity of GCL <i>by K. Sari, J. C. Chai, T. Hino and M. Mizuno</i>	531
Road Management and Road Maintenance <i>by R. M. AlZubaidi</i>	539
An Apparatus for Specimens Preparation and Testing of Grouted Soil <i>by R. R. Al-Omari, M. S. Al-Soud and A. M. Al-Kinani</i>	545
Seismic Stability Analysis of Badush Dam <i>by S. A. Khattab and A. A. Khalil</i>	553
Geochemistry and Tectonic Setting of the Volcanic Rocks of the Ziarat Area, Pakistan <i>by A. Tawab Khan, A. Kilinc, A. M. Kasi, A. S. Khan, D. M. Kakar</i>	561
Comparison of LWD and PLT for Surface Modulus Evaluation <i>by T. Posribink, W. Kongkitkul, S. Youwai and P. Jongpradist</i>	573

NONLINEAR ANISOTROPIC ELASTIC STIFFNESS OF BANGKOK CLAY

Suched Likitlersuang¹, Siam Yimsiri², Wanwarang Ratananikom³ and Chatchai Kingjeep⁴

¹Associate Professor, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University; Email: suched.l@eng.chula.ac.th

²Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Burapha University

³Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University

⁴Formerly Master Student, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University

ABSTRACT

Numerical analysis in geotechnical engineering requires efficient soil models in order to provide an accurate prediction of ground movements. The soil model should offer a nonlinear stiffness at small strain level as well as anisotropy. This research aims to study the nonlinear and anisotropic behaviour of Bangkok Clay at small strain. The stress-strain behaviours at small-strain range were studied in the laboratory using triaxial apparatus incorporated with local strain measuring systems and bender element system. The local LVDTs and the proximity transducers were used for local axial and radial strain measurements, respectively. A bender element system was employed to measure the shear wave velocity and then convert to shear modulus. The experimental programme includes isotropically consolidated undrained and drained triaxial compression tests on vertical- and horizontal-cut specimens and isotropically consolidated unload-reload undrained triaxial compression tests on vertically-cut specimens. The results from vertical- and horizontal-cut specimens can be used to model the cross-anisotropic elastic parameters. On the other hand, the results from unload-reload triaxial tests could indicate the nonlinear stiffness of unloading and reloading as well as the hysteresis behaviour of Bangkok Clay.

Keywords: nonlinear, anisotropy, elasticity, stiffness; Bangkok clay

INTRODUCTION

In the past, geotechnical analysis mainly focused on the strength characteristic of soils which is referred to strength design concept. However, geotechnical design has recently moved to serviceability limit state concept which needs an accurate ground movement prediction. The prediction of ground movement requires well knowledge on the pre-failure stress-strain behaviour. There are several research concerned about the stress-strain behaviour of soils at small strain level. One of the most well-known papers presented by Burland (1989) summarised that the large ground mass beneath and around structure experience direct strains of less than 0.1%. For example, in case of wave loading, earthquakes, deep excavation works near an important structure, the evaluations of liquefaction potential and in the design of dynamic foundation; allowable vertical and lateral deformation is very small, approximately 0.05% or less. Therefore, the stress-strain behaviour of soils at small and intermediate strain ranges is essential input to obtain more accurate prediction.

It is well-known that the stress-strain behaviour of soil is highly nonlinear and it depends on strain level. The stiffness of soil is nearly constant at small strain (< 0.001%) and gradually decreases with increase of strain until approaching to failure at large

strain (> 1%). The stiffness degradation curve as shown in Fig. 1 presents three zones of soil stiffness behaviour: small, intermediate and large strain levels. The common method to investigate soil stiffness is to conduct stress path triaxial in the laboratory. However, the limitation of external measurement in conventional triaxial cannot reach the small strain range. To examine the whole of the stiffness-strain curve it is necessary to use local measurement which can measure displacement as small as 1 μm . Another technique to evaluate the small strain stiffness is to calculate the shear modulus from the velocity of dynamic wave. The small strain shear modulus (G_0) is given by

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1)$$

where V_s is the velocity of shear waves through the soil sample and ρ is the density of the soil. The most popular equipment to measure the shear wave velocity is bender element.

Apart from nonlinear characteristic of soil stiffness, the soil also exhibit anisotropy. This is because the soil sediments are under gravity in one-dimensional, natural soils are believed that their response depends on the direction of the applied stress or strain. It is conceivable that under one-dimensional deposited condition, many natural soil

deposits would be horizontally layered in either microscopic scale or macroscopic scale or both. This suggests that natural soils should have a form of anisotropy, called transversely isotropic or cross-anisotropic, in which the vertical axis (normal to the bedding plane) at any points is an axis of radial symmetry. Therefore, it is often assumed that soils have equal stiffness in all horizontal directions but have a different stiffness in vertical direction.

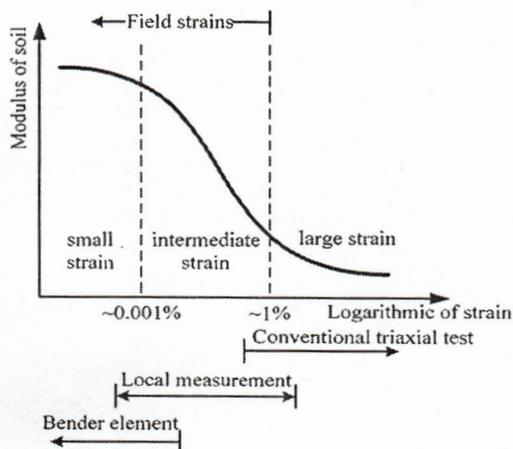


Fig. 1 Characteristic ranges of stiffness in the field and in laboratory tests.

It has been demonstrated that consideration of elastic stiffness anisotropy is very crucial to obtain accurate ground movement prediction using finite element analysis. For example, the analysis of embankment on soft clay (Zdravkovic, et. al., 2002) and the case of ground deformations above tunnels (Simpson et al., 1996).

As an important role of nonlinear anisotropic stiffness at small strain in numerical analysis, several experimental research try to investigation the nonlinear anisotropic elastic modulus of clays and sands. However, the experimental research on Bangkok Clay is very limited (e.g. Likitlersuang & Teachavorasinskun, 2007; Yimsiri et al., 2009) but the numerical analysis in geotechnical engineering dramatically increases especially related to deep excavation and tunnelling. Therefore, this paper presents a comprehensive experimental study on nonlinear anisotropic stiffness of Bangkok Clay at small strain. In this study, a triaxial apparatus, which is equipped with local strain measuring systems and bender element system, is used to measure the stiffness at small to intermediate strain of Bangkok Clay. A set of isotropically consolidated undrained/drained triaxial compression tests (CIUC/CIDC) is performed on vertically- and horizontally-cut undisturbed specimens (Rattananikom, 2011). The

anisotropic stiffness parameters obtained from both undrained and drained triaxial tests. In addition, another set of isotropically consolidated undrained triaxial compression with two cycles of unload-reload (CIUC) was conducted on Bangkok Clay (Kongjeep, 2011). The unload-reload triaxial test aims to study the hysteresis behaviour of Bangkok Clay as well as the unload-reload undrained modulus.

INVESTIGATION PROGRAMME

The stress-strain behaviours at small-strain range were studied in the laboratory using triaxial apparatus incorporated with local strain measuring systems and bender element system. The local LVDTs (Cuccovillo & Coop, 1997) and the proximity transducers (Hird & Yung, 1989) were used for local axial and radial strain measurements, respectively. The resolutions of local LVDTs and proximity transducers were approximately 1.2 μm and 1.17 μm , corresponding to strain of 0.0024% and 0.0023% for a 50 mm gage length, respectively. A bender element system was employed to measure the small-strain shear modulus (G_{max}). More detail of the equipment is described by Yimsiri et al. (2009).

Vertical and Horizontal Cut Specimens

Undisturbed Bangkok Clay specimens were taken by a fixed-piston sampler from Lad-Prao area in Bangkok located at latitude of 13°48.50'N and longitude of 100°36.52'E. The sampling depth was between 10.5 and 14.5 meters, which corresponds to medium stiff to stiff clay layer. The mean in-situ effective stresses are in the ranges of 80 – 100 kPa and the OCR values are approximately 1.2. The index properties are reported as in Table 1.

Isotropically consolidated undrained/drained triaxial compression (CIUC/CIDC) tests were performed on both vertically- and horizontally-cut specimens. The specimens were isotropically consolidated to their in-situ mean effective stresses. At the end of the consolidation stage, the rest period of 24 hours was applied before shearing. During shearing stage, the compression loading was of strain-controlled condition with external axial strain rate of approximately 0.15%/hr and 0.02%/hr for undrained and drained conditions, respectively. These strain rates were slow enough to allow pore pressure changes to equalise throughout the specimen for undrained test and allow fully drainage for drained test. During final-stage shearing, the small-strain Young's moduli were derived from the elastic regime of the stress-strain curve.

Table 1 Index properties and triaxial testing programme for CIUC and CIDC

Test No.	Depth (m)	Mean in-situ effective stress, p'_0 (kPa)	Void ratio, e_θ	Water content, w_n (%)	LL (%)	PL (%)	Specimen direction
CIUC-1V	10.9	80	1.69	59.62	-	-	Vertical
CIUC-1H	11.7	90	1.30	48.40	73.5	27.3	Horizontal
CIUC-2V	13.1	100	1.27	44.72	-	-	Vertical
CIUC-2H	12.9	100	0.64	23.25	42.3	15.6	Horizontal
CIUC-3V	14.5	130	0.66	27.67	-	-	Vertical
CIUC-3H	13.7	120	0.57	23.49	51.0	17.6	Horizontal
CIUC-4V	13.7	120	0.76	29.33	-	-	Vertical
CIUC-4H	13.7	120	0.64	24.99	51.0	17.6	Horizontal
CIDC-1V	11.7	90	1.48	51.92	61.1	32.3	Vertical
CIDC-1H	11.7	90	1.43	55.99	73.5	27.9	Horizontal
CIDC-2V	13.1	100	1.21	45.80	51.8	25.0	Vertical
CIDC-2H	12.3	90	1.45	43.75	53.3	17.9	Horizontal
CIDC-3V	13.9	120	0.51	17.77	39.1	15.7	Vertical
CIDC-3H	13.9	120	0.55	19.27	50.4	18.4	Horizontal
CIDC-4V	12.9	100	1.17	41.62	-	-	Vertical
CIDC-4H	12.9	100	1.00	32.96	42.3	15.6	Horizontal

The set-up of local strain measurement and bender element, on specimen of 50 mm diameter and 100 mm height, is shown in Fig. 2. For a vertically-cut specimen, the direction of the axial strain, ϵ_a (measured by the LVDTs) is perpendicular to the bedding plane and coincides with the in-situ vertical direction, whereas the direction of the radial strain, ϵ_r (measured by the proximity transducers) is parallel to the bedding plane and coincides with the in-situ horizontal direction (see Fig. 2(a)). For a horizontally-cut specimen, the direction of the radial strain, ϵ_r (measured by proximity transducers) is perpendicular to the bedding plane and coincides with the in-situ vertical direction, whereas the direction of the axial strain, ϵ_a (measured by the LVDTs) is parallel to the bedding plane and coincides with the in-situ horizontal direction (see Fig. 2(b)).

It can be seen that G_{max} measured from the vertically-cut specimen is G_{vh} , whereas G_{max} from the horizontally-cut specimen is G_{hh} . Therefore, the results from vertically-cut specimen give E_v , ν_{vh} , G_{vh} from drained test and E_v^u , G_{vh} from undrained test. The results from horizontally-cut specimen give E_h , ν_{hv} , G_{hh} from drained test and E_h^u , G_{hh} from undrained test. The notations E_v^u and E_h^u refer to the undrained Young's moduli in vertical and horizontal directions, whereas E_v and E_h refer to the drained Young's moduli in vertical and horizontal directions.

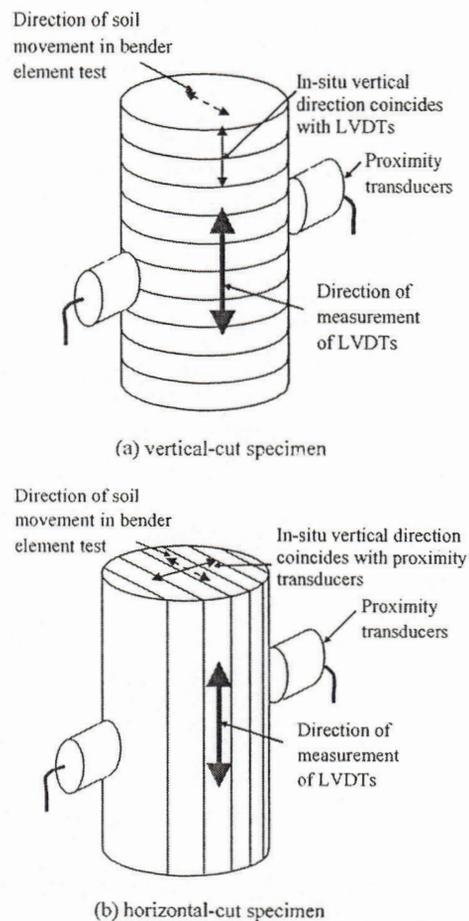


Fig. 2 Set-up of local strain measurements and bender element system

Table 2 Index properties and unload-reloaded triaxial testing programme

No.	Symbol	Depth (m)	Atterberg Limits			USCS	w_n (%)	e_0	p'_0 (kPa)
			LL (%)	PL (%)	PI (%)				
1	CU-7	7.0-7.5	83.17	36.14	47.03	CH	63.3	1.7	44.74
2	CU-8	8.0-8.5	91.30	35.59	55.71	CH	62.7	1.56	54.09
3	CU-9	9.0-9.5	90.12	41.22	48.90	CH	60.1	1.57	61.03
4	CU-10	10.0-10.5	55.14	25.74	29.41	CH	68.1	1.78	72.78
5	CU-12	12.0-12.5	87.78	35.09	52.70	CH	61.6	1.64	97.86
6	CU-14	14.0-14.5	51.80	28.50	23.30	CL	24.9	0.67	132.55
7	CU-16	16.0-16.5	58.89	46.06	12.83	CL	29.5	0.78	172.84
8	CU-18	18.0-18.5	82.06	59.05	23.00	CL	26.6	0.67	213.13

Unload-Reload Testing Specimens

In addition, another set of unload-reloaded triaxial compression tests were conducted on vertically-cut specimens of Bangkok Clay. The undisturbed specimens were collected in Chulalongkorn University campus. The sampling depth was between 7 to 11 meters, which in the layer of soft to medium stiff clay and the layer of stiff to very stiff clay. The index properties of all testing specimens can be summarised as shown in Table 2.

The isotropically consolidated undrained triaxial compression tests with two unload-reloaded cycles were conducted. The testing programme was started with isotropic consolidation to the mean in-situ effective stress (p'_0) and then two cyclic undrained shearing to 30% and 60% of compressive strength (q_{max}) as illustrated in Fig. 3. The two unload-reload cycles were performed to investigate the hysteresis behaviour and unload-reload stiffness characteristics of Bangkok Clay.

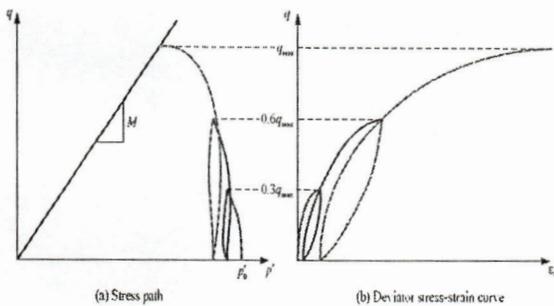


Fig. 3 Typical stress path and deviator stress-strain curve of two unload-reload cyclic undrained triaxial compression test

During isotropic consolidation, the shear wave velocity of specimens was measured by bender element. In addition, two LVDTs and a proximity

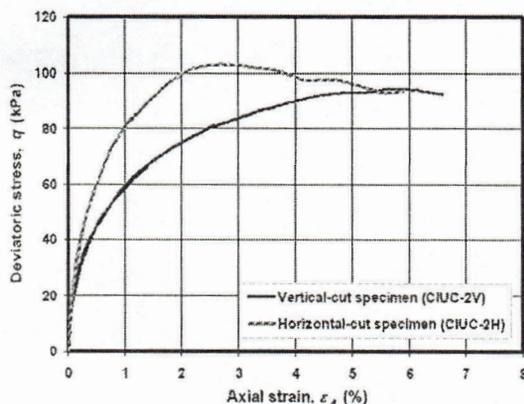
transducer were connected to specimens for local measurements of the axial and radial strains during unload-reload shearing. The set-up of local measurements and bender element are the same as in Fig. 2(a).

NONLINEAR STIFFNESS FROM VERTICAL AND HORIZONTAL CUT SPECIMENS

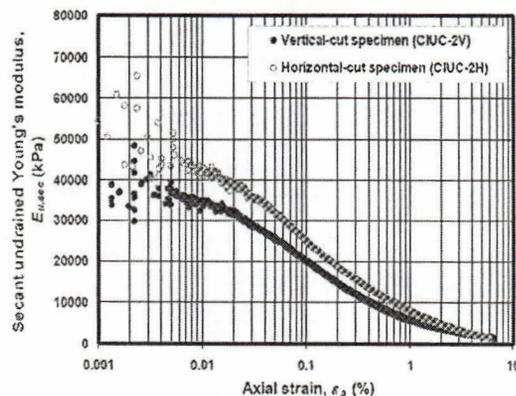
From triaxial test results described in Table 2, the Young's moduli were determined from the deviator stress versus axial strain ($q-\epsilon_a$) curves at $\epsilon_a = 0.001\%$. Figure 4 shows examples of the undrained stress-strain and stiffness behaviours from CIUC tests. The horizontally-cut specimen (CIUC-2H) shows somewhat stiffer behaviour than the vertically-cut specimen (CIUC-2V). The observed values of small-strain vertical and horizontal undrained Young's moduli of these two examples are $E_v^u = 42,000$ kPa and $E_h^u = 55,000$ kPa. Figure 5 shows examples of the drained stress-strain and stiffness behaviours from CIDC tests. The vertically-cut specimen (CIDC-2V) exhibits slightly stiffer behaviour at small strain than the horizontally-cut specimen (CIDC-2H). The observed values of small-strain vertical and horizontal drained Young's moduli of these specific examples are $E_v = 25,550$ kPa and $E_h = 18,000$ kPa. Figure 6 shows an example of the shear wave arrivals as detected by the bender element from CIUC-1V test. The calculated value of G_{vh} of this test is approximately 10,000 kPa. The ratios of radial and axial strain ($-\epsilon_r / \epsilon_a$) represent Poisson's ratio terms; ν_{vh} and ν_{hv} obtained from vertically-cut and horizontally-cut specimens. The measured values of ν_{vh} and ν_{hv} were derived at different axial strain of 0.2% and 0.1% which represented the constant Poisson's ratio values. The experimental results are summarised in Table 3.

Table 3 Measured values of elastic parameters

Test No.	Mean stress (kPa)	Measured values							
		E_v (kPa)	E_h (kPa)	E_v'' (kPa)	E_h'' (kPa)	G_{vh} (kPa)	G_{hh} (kPa)	ν_{vh}	ν_{hv}
CIUC-1V	80			30000		10001		-	-
CIUC-2V	100			42000		15018		-	-
CIUC-3V	130			92500		32592		-	-
CIUC-4V	120			110000		26203		-	-
CIUC-1H	90				15500		15528	-	-
CIUC-2H	100				55000		-	-	-
CIUC-3H	120				80000		30614	-	-
CIUC-4H	120				42000		37120	-	-
CIDC-1V	90	23100				-		0.115	-
CIDC-2V	100	25550				16520		0.038	-
CIDC-3V	120	32900				-		0.100	-
CIDC-4V	100	23500				-		0.058	-
CIDC-1H	90		18000				14282	-	0.309
CIDC-2H	90		18000				-	-	0
CIDC-3H	120		43000				27598	-	0
CIDC-4H	100		20028				25762	-	0.057

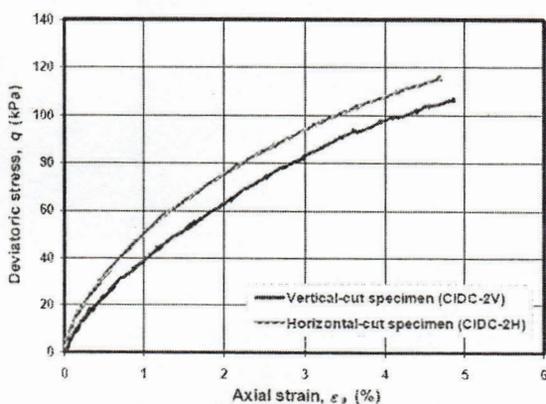


(a) deviator stress-strain curves

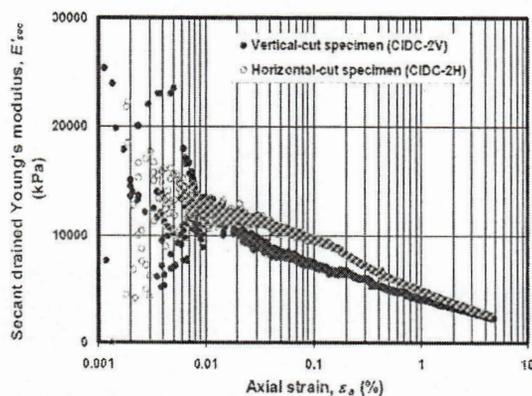


(b) undrained Young's modulus degradation curves

Fig. 4 Undrained triaxial compression testing results of vertical and horizontal-cut specimens from CIUC-2V and CIUC-2H tests



(a) deviator stress-strain curves



(b) Drained Young's modulus degradation curves

Fig. 5 Drained triaxial compression testing results of vertical and horizontal-cut specimens from CIDC-2V and CIDC-2H tests

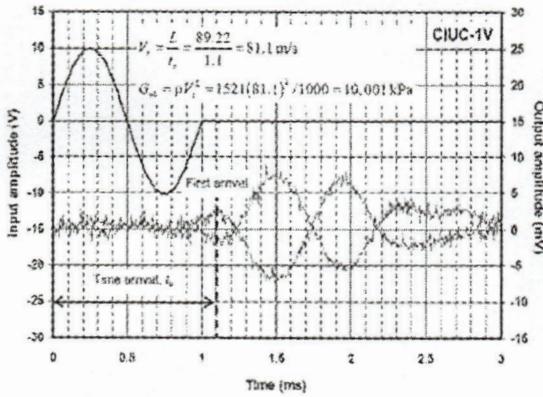


Fig. 6 Shear wave arrivals detected by bender element from CIUC-1V test

CROSS-ANISOTROPIC ELASTIC PARAMETERS

Following linear elasticity theory, a complete general anisotropic elastic model can be described by either compliance or stiffness matrices which comprise up to 36 possible unknowns. Based on the requirement of Thermodynamics, these matrices must be symmetric and the unknowns are reduced to 21 independent elastic parameters or known as aeotropic (Love, 1927). However, due to cross-anisotropic or transversely isotropic nature of the soils, the relationship between stress and strain increments can be expressed by 5 independent parameters as shown by compliance equation as in Equation (2).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_h \\ d\varepsilon_h \\ d\gamma_{vh} \\ d\gamma_{hv} \\ d\gamma_{hh} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hh}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_v' \\ d\sigma_h' \\ d\sigma_h' \\ d\tau_{vh} \\ d\tau_{hv} \\ d\tau_{hh} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

where subscripts v and h denote vertical and horizontal directions, E is Young's modulus, G is shear modulus, ν is Poisson's ratio, and $\nu_{hv}/E_h = \nu_{vh}/E_v$ from the symmetry of the compliance matrix, $G_{hh} = E_h/2(1+\nu_{hh})$ due to isotropy in the horizontal plane, and $G_{vh} = G_{hv}$.

In practice, these five elastic constants could be considered too many; for example, two triaxial compression tests and one torsional shear test are

required to determine E_v , E_h , G_{vh} , ν_{vh} , and ν_{hv} . Accordingly, Graham & Houlsby (1983) proposed a simplified cross-anisotropic elastic model that required only three independent parameters, instead of five parameters as for the ordinary cross-anisotropic elastic model. In their model, the ordinary cross-anisotropic elastic model in Equation (2) is simplified as shown in Equation (3).

$$\begin{Bmatrix} dk_v \\ dk_h \\ dk_h \\ d\gamma_{vh} \\ d\gamma_{hv} \\ d\gamma_{hh} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu^*}{\alpha} & \frac{\nu^*}{\alpha} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu^*}{\alpha} & \frac{1}{\alpha^2} & \frac{\nu^*}{\alpha^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu^*}{\alpha} & \frac{\nu^*}{\alpha^2} & \frac{1}{\alpha^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu^*)}{\alpha^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\tau_v \\ d\tau_h \\ d\tau_h \\ d\tau_{vh} \\ d\tau_{hv} \\ d\tau_{hh} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

where the three independent parameters are defined in Equations (4) to (6).

$$\text{Modified Young's modulus,} \quad E^* = E_v \quad (4)$$

$$\text{Anisotropy factor,} \quad \alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} \quad (5)$$

$$\text{Modified Poisson's ratio,} \quad \nu^* = \nu_{hh} \quad (6)$$

From the symmetry of the compliance matrix and the isotropy in the horizontal plane, the other parameter linkages are forced as $\nu_{hv}/\nu_{vh} = E_h/E_v = \alpha^2$, $\nu_{vh} = \nu_{hh}/\alpha$ and $G_{vh} = G_{hh}/\alpha = \alpha E^*/2(1+\nu^*)$. Therefore, the all cross-anisotropic elastic parameters can be computed by three independent parameters as listed in Equation (7).

$$E_v = E^* \quad (7a)$$

$$E_h = \alpha^2 E^* \quad (7b)$$

$$G_{vh} = \alpha E^*/2(1+\nu^*) \quad (7c)$$

$$G_{hh} = \alpha^2 E^*/2(1+\nu^*) \quad (7d)$$

$$\nu_{hh} = \nu^* \quad (7e)$$

$$\nu_{vh} = \nu^*/\alpha \quad (7f)$$

$$\nu_{hv} = \alpha \nu^* \quad (7g)$$

These are automatically adopted the assumption that the anisotropic factor (α) can be determined from $\alpha = \nu_{hv}/\nu_{hh}$ or $\alpha = G_{hh}/G_{vh}$.

Graham & Houlsby (1983) used this model successfully to interpret the anisotropic properties of Winnipeg clay obtained by performing triaxial tests with different stress path ratios (dq/dp'). Many researchers also support the model of Graham & Houlsby (1983) (e.g. Lings et al., 2000; Yimsiri & Soga, 2003); therefore, it is assumed in this paper that the cross-anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay comply with this model to reduce the number of independent parameters for optimisation process.

In this study, all moduli are assumed to be power function of mean confining stress (Rampello et al., 1997). Therefore, the drained vertical Young's modulus can be assumed as in Equation (8).

$$\frac{E_v}{p_a} = A \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^n \quad (8)$$

where A and n are dimensionless parameters and p_a is the atmospheric pressure (approximately 100 kPa).

Based on the assumptions of Graham & Houlsby (1983), the constitutive law in Equation (3) is adopted and other drained elastic parameters can be calculated according to Equations (7a) – (7g). It can be seen that all parameters from drained test can be written as functions of four parameters A , n , α , and v^* .

Due to the constraint of no volume change in undrained test, the undrained Young's moduli measured from the vertically- and horizontally-cut specimens are functions of other elastic parameters. For vertically-cut specimen, the directions of soil deposition are identical to the triaxial directions (see Fig. 1(a)); therefore, the constitutive relationship in Equation (3) can be reduced to Equation (9). Taking into account of the undrained condition, $d\varepsilon_p = d\varepsilon_a + 2d\varepsilon_r = 0$; the vertical undrained Young's modulus can be derived as Equation (10).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_a \\ d\varepsilon_r \end{Bmatrix} = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{2v^*}{\alpha} \\ -\frac{v^*}{\alpha} & \frac{1-v^*}{\alpha^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_a \\ d\sigma'_r \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$E_v^u = \frac{d\sigma'_a}{d\varepsilon_a} = E^* \left[\frac{\alpha v^* + v^* - 1}{2v^{*2} + v^* - 1} \right] \quad (10)$$

For horizontally-cut specimen, the directions of soil deposition do not coincide with the triaxial directions (see Fig. 1(b)); therefore, the compliance matrix can be written as in Equation (11).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_a \\ d\varepsilon_{r,v} \\ d\varepsilon_{r,h} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} \frac{1}{\alpha^2} & -\frac{v^*}{\alpha} & -\frac{v^*}{\alpha^2} \\ -\frac{v^*}{\alpha^3} & 1 & -\frac{v^*}{\alpha^3} \\ -\frac{v^*}{\alpha^2} & -\frac{v^*}{\alpha} & \frac{1}{\alpha^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma'_a \\ d\sigma'_r \\ d\sigma'_r \end{Bmatrix} \quad (11)$$

where $d\varepsilon_{r,v}$ and $d\varepsilon_{r,h}$ are the increment of radial strains associated to vertical and horizontal direction of soil deposition, respectively. Considering the undrained condition, $d\varepsilon_p = d\varepsilon_a + d\varepsilon_{r,v} + d\varepsilon_{r,h} = 0$; the horizontal undrained Young's modulus can be expressed as shown in Equation (12). The measured shear moduli in case of undrained tests still follow Graham & Houlsby (1983) assumptions, i.e., $G_{vh} = G_{hh}/\alpha = \alpha E^*/2(1+v^*)$. Again, it can be seen that all parameters from undrained test can also be written as a function of four parameters A , n , α , and v^* .

$$E_h^u = \frac{d\sigma'_a}{d\varepsilon_a} = \alpha^2 E^* \left[\frac{2\alpha^2 v^* + \alpha v^* + v^* - \alpha - \alpha^3}{\alpha^2 v^{*2} + 2\alpha v^* + v^* - \alpha - \alpha^3} \right] \quad (12)$$

All of the elastic parameters from undrained and drained tests are optimised by least-square method to obtain the best parameters A , n , α , and v^* for all test data. The obtained optimised parameters are $A = 460$, $n = 0.52$, $\alpha = 0.98$ and $v^* = 0.086$. Consequently, the cross-anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay can be derived from Equations (3) as shown in Equations (13).

$$\frac{E_v}{p_a} = 460 \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{0.52} \quad (13a)$$

$$\frac{E_h}{p_a} = 442 \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{0.52} \quad (13b)$$

$$\frac{G_{vh}}{p_a} = 208 \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{0.52} \quad (13c)$$

$$\frac{G_{hh}}{p_a} = 203 \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{0.52} \quad (13d)$$

$$v_{hh} = 0.086 \quad (13e)$$

$$v_{vh} = 0.088 \quad (13f)$$

$$v_{hv} = 0.084 \quad (13g)$$

For numerical example of the Bangkok Clay at the depth of 13 m with the mean in-situ effective stress of $p' = 100$ kPa, the calculated elastic parameters are $E_v = 46,000$ kPa, $E_h = 44,178$ kPa,

$G_{vh} = 20,755$ kPa, $G_{hh} = 20,334$ kPa, $\nu_{hh} = 0.086$, $\nu_{vh} = 0.088$ and $\nu_{hv} = 0.084$. The numerical optimisation results (Table 4) can be compared with the measured values (Table 3) in terms of Young's moduli, shear moduli, and Poisson's ratios as presented in Figs. 7, 8 and 9, respectively. The results show that the calculated values are within $\pm 60\%$ of the measured values. It is noted that the positive percent of error means the calculated value is higher than the measured value, whereas the negative means the calculated value is lower than the measured value.

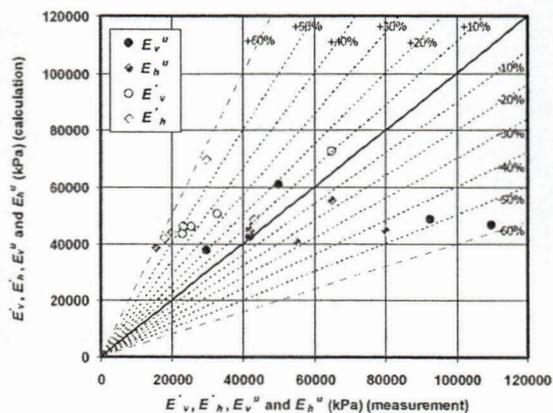


Fig. 7 Comparison between measured and calculated values of Young's moduli

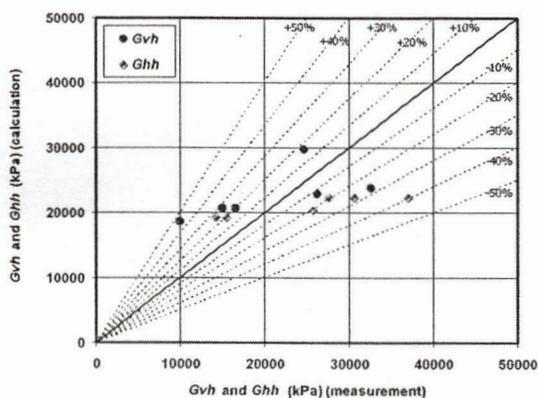


Fig. 8 Comparison between measured and calculated values of shear moduli

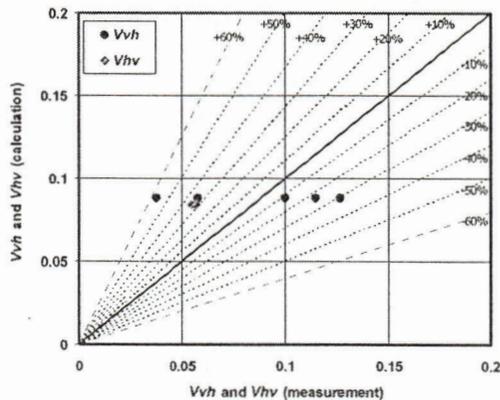


Fig. 9 Comparison between measured and calculated values of Poisson's ratios

Table 4 Calculated values of elastic parameters

Test No.	Mean stress (kPa)	Calculated values							
		E_v (kPa)	E_h (kPa)	E_v' (kPa)	E_h' (kPa)	G_{vh} (kPa)	G_{hh} (kPa)	ν_{vh}	ν_{hv}
CIUC-1V	80			37795		18481		-	-
CIUC-2V	100			42445		20755		-	-
CIUC-3V	130			48649		23789		-	-
CIUC-4V	120			46666		22819		-	-
CIUC-1H	90				38477		19256	-	-
CIUC-2H	100				40644		-	-	-
CIUC-3H	120				44686		22363	-	-
CIUC-4H	120				44686		22363	-	-
CIDC-1V	90	43548						0.088	-
CIDC-2V	100	46000				20755		0.088	-
CIDC-3V	120	50575						0.088	-
CIDC-4V	100	46000						0.088	-
CIDC-1H	90		41823				19256	-	0.084
CIDC-2H	90		41823				-	-	0.084
CIDC-3H	120		48572				22363	-	0.084
CIDC-4H	100		44178				20340	-	0.084

UNLOAD-RELOAD ELASTIC STIFFNESS AND HYSTERESIS BEHAVIOUR

The results from cyclic undrained triaxial compression tests illustrated in Fig. 3 can be used to determine the unload-reload stiffness of soils. The secant Young's modulus is defined by setting up a new axis of unloading and reloading curve as shown in Fig. 10. Figure 11 presents an example of cyclic undrained triaxial compression test (CU-9). It can be seen from the results that the variations of loading, unloading and reloading stiffness are similar (Fig. 11(b)). The initial undrained Young's modulus could be simplified by the secant Young's modulus at 0.001% of axial strain. The observed initial undrained modulus (E_0^u) and undrained shear strength (s_u) for all tests are summarised in Table 5. The hysteresis loops from two unload-reload cycles found that the first loop at deviator stress of $0.3q_{max}$ correspond to $\epsilon_a=0.1\%$ which is already in the large strain. The opening of hysteresis loop dramatically expand when the deviator stress level increase from $0.3q_{max}$ to $0.6q_{max}$ as shown in Fig. 11(a). For more

detail of other testing results, it is reported in Kongjeep (2011). However, the results can be well fitted with the Hyperbolic and Ramberg-Osgood models as shown in Fig. 12.

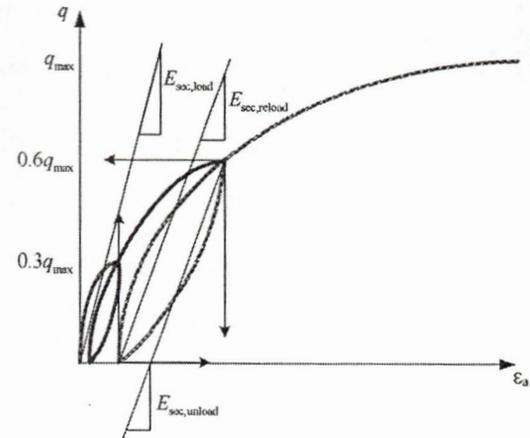
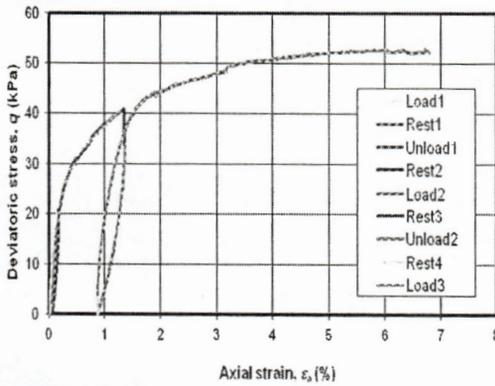
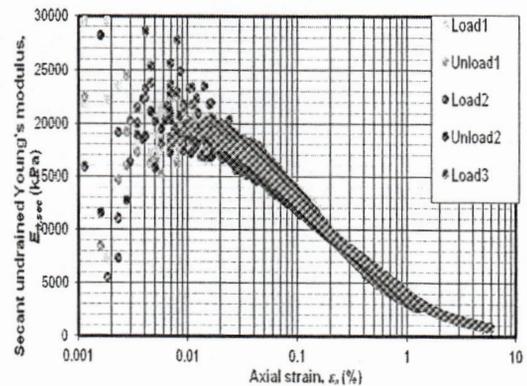


Fig. 10 Definition of unload and reload secant Young's modulus

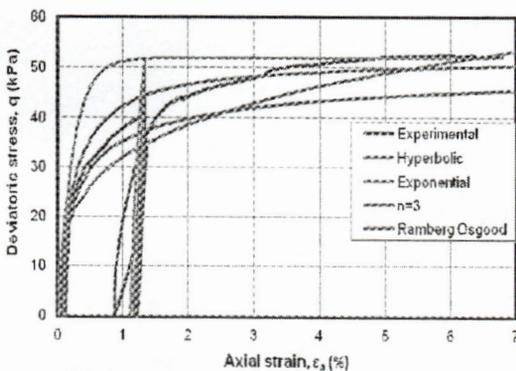


(a) deviator stress-strain curve

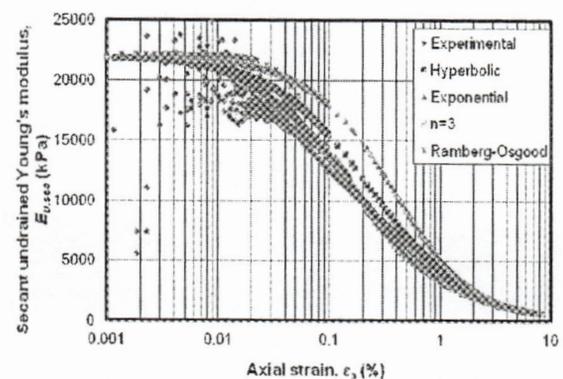


(b) secant Young's modulus degradation curves

Fig. 11 The result of cyclic undrained triaxial compression test from CU-9 specimen



(a) deviator stress-strain relationship



(b) stiffness degradation

Fig. 12 Nonlinear elastic models predictions on unload-reload triaxial tests from CU-9 specimen

Table 4 Initial Young's modulus and undrained shear strength from cyclic undrained triaxial compressions tests

No.	Symbol	Depth (m)	$E_0 \approx E_{sec \text{ at } 0.001\%}$ (Initial undrained modulus) (kPa)					Average E_0 (kPa)	s_u (kPa)
			Load	Unload 1	Reload 1	Unload 2	Reload 2		
1	CU-7	7.25	20,000	20,000	23,000	18,000	20,000	20,200	25
2	CU-8	8.25	35,000	32,000	30,000	40,000	50,000	37,400	22.5
3	CU-9	9.25	22,000	20,000	25,000	22,000	22,000	22,200	26
4	CU-10	10.25	22,000	N/A	N/A	22,000	20,000	21,333	32
5	CU-12	12.25	22,000	24,000	24,000	N/A	25,000	23,750	31.5
6	CU-14	14.25	95,000	105,000	105,000	110,000	95,000	102,000	77
7	CU-16	16.25	70,000	N/A	N/A	80,000	80,000	76,667	95
8	CU-18	18.25	70,000	80,000	75,000	70,000	80,000	75,000	126

Remarks: N/A = Not Available

CONCLUDING REMARKS

This study investigated nonlinear anisotropic elastic stiffness of Bangkok Clay. The cross-anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay under isotropic confining stress by the advanced triaxial apparatus with bender element system. A set of isotropically consolidated undrained/drained triaxial compression tests on vertical- and horizontal-cut specimens was performed in order to determine the cross-anisotropic elastic parameters. The elastic moduli of Bangkok Clay were assumed to be power functions of confining stress and the cross-anisotropic elastic assumption of Graham & Houlsby (1983) was applied. The optimised cross-anisotropic elastic parameters (A , n , α , and ν^*) were then determined using a least-square method. This may be the first occasion where the complete set of cross-anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay is presented. Another set of isotropically consolidated unload-reloaded undrained triaxial compression tests was conducted on Bangkok Clay. The results of unload-reloaded triaxial tests indicated that the stiffness degradation curves with are rather similar for loading, unloading and reloading.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research is mainly supported by Thailand Research Fund and CHE&AUN/SEED-Net. The authors would like to acknowledge the TRF - Master Research Grants Window I (MRG - W1525E018) and the fund from the National Research University Project of the CHE and the Ratchadaphiseksomphot Endowment Fund (No. CC516A).

REFERENCES

Burland, J.B. (1989). 9th Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful – the stiffness of soils at small stains. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, pp. 499 – 513.

Cuccovillo, T. and Coop, M. R. (1997). The measurement of local axial strains in triaxial test using LVDTs. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 1, pp. 167-171.

Graham, J. and Houlsby, G. T. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, Vol. 33, No. 2, pp. 165-180.

Hird, C.C. and Yung, P. C. Y. (1989). The use of proximity transducers for local strain measurements in triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 4, pp. 292-296.

Kongjeep, C. (2011), *Stress-strain behavior of Bangkok Clay for earthquake engineering application*, M.Eng Thesis, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University.

Likitlersuang, S. and Teachavorasinskun, S. (2007). Stress-induced anisotropic elastic moduli of Bangkok Clay with hyperelastic approach. *the 16th Southeast Asian Geotechnical Conference*, 16SEAGC, Malaysia, pp. 273-276.

Lings, M. L., Pennigton, D. S. and Nash, D. F. T. (2000). Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay. *Géotechnique*, Vol. 50, No. 2, pp. 109-125.

Love, A. E. H. (1927), *A treatise on the mathematical theory of elasticity*, 4th edn. Cambridge: Cambridge University Press.

Rampello, S., Viggiani, G. M. B. and Amorosi, A. (1997). Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp 475-489

Ratananikom, W. (2011), *Pre-failure stress-strain behaviour and strength of Bangkok Clay*, D. Eng Diss, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University

Simpson, B., Atkinson, J. H., and Jovicic, V. (1996), *The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels*, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Eds. Mair & Taylor, pp. 591 – 594

- Yimsiri, S. and Soga, K. (2003). Small-strain stiffness anisotropy: relationship between continuum model and micromechanics model. *3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterial*, IS LYON-03, France, Eds. Di Benedetto et al., pp. 313-319
- 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, Egypt, Vol. 1, pp. 1068-1071
- Zdravkovic L, Potts D.M, Hight D.W. (2002). The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. *Géotechnique*, Vol. 52, pp. 447 – 457