สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

รายงานวิจัยเทียบเคียงฉบับสมบูรณ์
(ปีที่ 1 ของ โครงการ 3 ปี)

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. 2553

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯโดยการทดลองในห้องปฏิบัติการและการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

เลขที่ 33/53

4BK01384B5
16 ส.ค. 2554
291585

โดย
สยาม ยิ้มศิริ

เริ่มษริการ
13 ต.ค. 2554

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลับบูรพา

กันยายน 2553

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัยนี้คือการศึกษาถึงคุณสมบัติทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งผลลัพธ์ของโครงการนี้จะได้ข้อมูลที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในการเข้าใจพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งในอนาคตยังจะเป็นประโยชน์มากขึ้นหากได้พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และเพิ่มเข้าไปในระเบียบวิธีการคำนวณเชิงตัวเลข เช่น วิธีไฟไนต์อิลิเม้นต์ (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) แต่การออกแบบในปัจจุบันนั้นเริ่มสนใจการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานแทน เพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆโครงสร้างที่ออกแบบต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในพื้นที่ชุมชนหนาแน่น) และยังต้องการรู้สภาวะที่เกิดขึ้นจริงต่อโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์โดยใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่า จะพบว่าการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงจากโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง (เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์)) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานนั้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามนั้น มีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างกันนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบนั้นไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้จะต้องมีความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆของดินที่มีความซับซ้อนมากขึ้น ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์ และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯข้างต้นจำเป็นต้องมีผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นข้อมูล แต่ดังที่กล่าวไปแล้วว่าข้อมูลเหล่านี้แทบจะไม่มีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งเหตุผลอาจจะเป็นเพราะ (i) ลักษณะพฤติกรรมที่สนใจนั้นยังใหม่แม้กระทั่งนักวิจัยในต่างประเทศก็เพิ่งให้ความสนใจพฤติกรรมเหล่านี้ในระยะเวลาประมาณ 20 ปีที่ผ่านมา (ii) ขาดความรู้อย่างเป็นระบบและความชำนาญเฉพาะด้าน (iii) ขาดเงินทุนสนับสนุนการวิจัยด้านการพัฒนาอุปกรณ์ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยต้องได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นหลัก ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น โครงการวิจัยนี้จึงจะถูกดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และเป็นข้อมูลสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต เพื่อทำให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้นต่อไป

คำนำ

โครงการวิจัยนี้จึงจะถูกดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทางด้าน (i) small-strain stiffness, (ii) non-linearity, และ (iii) stiffness anisotropy และเป็นข้อมูลสำหรับการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต เพื่อทำให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้นต่อไป

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2553 (เลขที่ 33/53) จากมหาวิทยาลัยบูรพา

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	1-2
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 h istory	2-10
2.2.3 Void ra tio	2-10
2.2.4 Stress ratio	2-12
2.2.5 Rate effec t	2-12
2.2.6 Aging และ time effect	2-14
2.2.7 ชนิดของ ดิน	2-15
2.2.8 Recent stre ss history (immediate stress path)	2-15
2.3 Anisotropy	2-16
2.3.1 Inherent an isotropy	2-17
2.3.2 Stress induced anisotropy	2-19
2.3.3 การประยุกต์ ใช้ความรู้เกี่ยวกับ 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 ความเหมาะสมของเค รื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน	2-41

2.3.7 Non -uniformity ในตัวอย่างดินในการทดลอง hollow cylinder 2-43
2.3.8 งานวิจัยเกี่ยวกับ stress และ strain non-uniformity 2-44
2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain 2-53
2.4.1 การทดลองในห้ องปฏิบัติการ 2-55
2.4.2 การทดลองในสนาม 2-57

บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง Triaxial

3.1 ขอบเขตของการทดลอง 3-1
3.2 การทดลอง triaxial 3-3
3.2.1 ระบบการทดลอง triaxial แบบธรรมดา 3-3
3.2.2 เครื่ องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ 3-3
3.3 การพัฒนาระบบ triaxial 3-6
3.3.1 ระบบ local strain measurement 3-6
3.3.2 ระบบ bender element 3-9
3.4 แผนการทดลอง triaxial 3-14
3.4.1 Sampling 3-17
3.4.2 การเต รียมตัวอย่าง 3-17
3.4.3 การติด ตั้งตัวอย่าง 3-17
3.4.4 Saturat ion 3-18
3.4.5 Isotrop ic consolidation 3-18
3.4.6 Rest period 3-18
3.4.7 Compressi on shearing 3-18
3.4.8 การเก็บข้อมูล 3-19

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 การเก็บตัว อย่างดิน 4-11
4.5.2 การเต รียมตัวอย่างดิน 4-11

4.5.3 การติด ตั้งตัวอย่างดิน 4-14

4.5.4 Saturat ion 4-17

4.5.5 Isotrop ic consolidation 4-17

4.5.6 การตร วจสอบค่า excess pore water pressure หลังจากการ consolidation 4-19

4.5.7 Undrained shearing 4-19

เอกสารอ้างอิง R-1

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

การออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในอดีตนั้นพิจารณาเสถียรภาพ (stability) ของโครงสร้างเป็นหลักโดยไม่ค่อยสนใจการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งาน โดยคุณสมบัติของดินที่ต้องการในการวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวคือค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (shear strength of soils) แต่การออกแบบในปัจจุบันนั้นเริ่มสนใจการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่สภาวะใช้งานแทน เพราะต้องการทราบผลกระทบของการเคลื่อนตัวของดินรอบๆ โครงสร้างที่ออกแบบต่อโครงสร้างข้างเคียง (เช่น งานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์ในพื้นที่ชุมชนหนาแน่น) และยังต้องการรู้สภาวะที่เกิดขึ้นจริงต่อโครงสร้างที่ออกแบบด้วย จากผลการวิเคราะห์โดยใช้การพิจารณาการวิบัติแบบเก่า จะพบว่าการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าไม่ตรงกับค่าที่ได้จากการวัดในสนามโดยตรงจากโครงสร้างภายใต้สภาวะใช้งานจริง (เช่น Ng & Ling, 1995 (สำหรับงานขุดชั้นใต้ดิน) และ Gunn, 1993 (สำหรับงานอุโมงค์)) อีกทั้งยังพบว่าความเครียดของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีภายใต้สภาวะใช้งานนั้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่จุดที่มีหน่วยแรงสูงสุดอย่างมาก และค่าโมดูลัสที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับ (back-calculate) จากข้อมูลในสนามนั้น มีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบอย่างมาก (เช่น Burland, 1989) ซึ่งสาเหตุสำคัญของความแตกต่างกันนี้มาจากการพิจารณาพฤติกรรมของดินที่ใช้ในการออกแบบนั้นไม่ตรงกับสภาวะที่เกิดขึ้นจริง ฉะนั้นแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (constitutive model) ของดินที่ใช้จะต้องมีความถูกต้องและซับซ้อนมากขึ้นเพื่อสะท้อนถึงพฤติกรรมจริงของดิน อีกทั้งค่าคุณสมบัติของดิน (soil parameters) ที่ต้องการก็ต้องมีจำนวนมากขึ้นและซับซ้อนขึ้น ในปัจจุบันเริ่มมีการพิจารณาพฤติกรรมต่างๆของดินที่มีความซับซ้อนมากขึ้น ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะช่วยให้การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความถูกต้องและเหมาะสม (ประหยัด) ยิ่งขึ้น โดยเฉพาะสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ๆ เช่น งานอุโมงค์ และงานขุดชั้นใต้ดิน เป็นต้น

ในการออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่สมบูรณ์โดยเฉพาะสำหรับงานขุดชั้นใต้ดินและอุโมงค์จะต้องประกอบด้วย (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 การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เพื่อจำลองพฤติกรรมต่างๆของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯข้างต้นจำเป็นต้องมีผลการทดลองจากห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นข้อมูล แต่ดังที่กล่าวไปแล้วว่าข้อมูลเหล่านี้แทบจะไม่มีสำหรับดินเหนียวอ่อน

กรุงเทพฯ ซึ่งเหตุผลอาจจะเป็นเพราะ (i) ลักษณะพฤติกรรมที่สนใจนั้นยังใหม่แม้กระทั่งนักวิจัยในต่างประเทศก็เพิ่งให้ความสนใจพฤติกรรมเหล่านี้ในระยะเวลาประมาณ 20 ปีที่ผ่านมา (ii) ขาดความรู้อย่างเป็นระบบและความชำนาญเฉพาะด้าน (iii) ขาดเงินทุนสนับสนุนการวิจัยด้านการพัฒนาอุปกรณ์ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยต้องได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการชั้นสูงเป็นหลัก ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น โครงการวิจัยนี้จึงจะถูกดำเนินการโดยการทำการทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาพฤติกรรมที่สำคัญของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อเป็นข้อมูลในการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ขั้นสูงของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ถูกต้องมากขึ้นในอนาคต และเพื่อทำให้การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีมีความแม่นยำยิ่งขึ้นและการออกแบบมีความประหยัดยิ่งขึ้น

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

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

โดยวัตถุประสงค์สำคัญของโครงการนี้สามารถจำแนกเป็นข้อๆดังนี้

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

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้สามารถแบ่งออกได้เป็นสองส่วนคือ

- การพัฒนาเครื่องมือ
- การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การวิจัยนี้จะสนใจศึกษาพฤติกรรม stiffness anisotropy ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในช่วงความเครียดต่ำ โดยจะเป็นการทดสอบดินที่ isotropic in-situ confining stress และทำการเฉือนดินแบบไม่ระบายน้ำ (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 ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ความเครียดต่ำ 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) ของพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯต่อไป

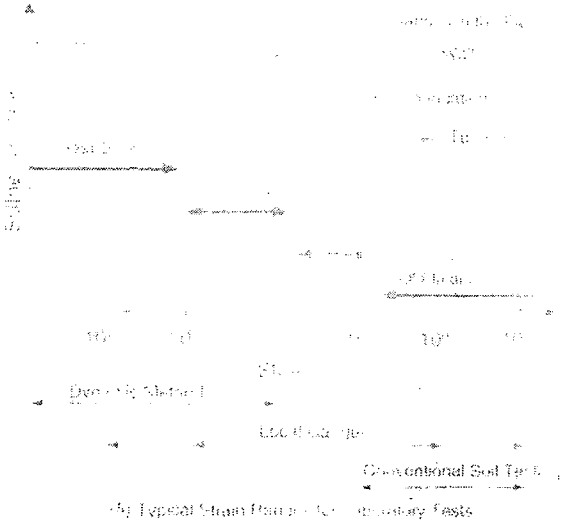
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

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 คือกุญแจสำคัญที่จะเข้าใจพฤติกรรมของดิน ซึ่งเป็นประโยชน์ในการประมาณการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง เพราะว่าขนาดของความเครียด (strain) ของดินรอบๆ โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในสภาพใช้งานมีค่าน้อยมาก โดยทั่วไปน้อยกว่า 0.1% (Burland, 1989) รูปที่ 2-1 แสดงค่า modulus ที่อยู่ในช่วง strain ของโครงสร้างหรือการทดสอบต่างๆ ซึ่งจะเห็นว่าที่ intermediate strain นั้นไม่สามารถวัดด้วยการทดสอบ triaxial แบบปกติ

ความรู้ทางด้านพฤติกรรมของดินด้านพฤติกรรมการเคลื่อนตัวก่อนการวิบัติ (pre-failure deformation behavior) นั้นได้มีการพัฒนาและเพิ่มพูนอย่างรวดเร็วในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมา โดยจะเห็นได้ว่าได้ว่ามีการจัดการประชุมทางวิชาการระดับนานาชาติสำหรับหัวข้อนี้โดยเฉพาะหลายครั้งเช่น 10th ECSMFE (1991), IS-Hokkaido (1994), Geotechnique Symposium in Print (1997), IS-Torino (1999) และล่าสุด IS-Lyon (2003) 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 ที่ได้ตีพิมพ์นั้นน่าจะมีค่าต่ำเกินไปหลังจากเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จาก self-boring pressuremeter เนื่องจาก bedding error ที่เกิดจาก external strain measurement



รูปที่ 2-1 ค่า modulus ที่เปลี่ยนไปกับ strain และแสดง (a) ขนาดของ strain ระหว่างการก่อสร้างโครงสร้างทางปฐพีต่างๆ (after Mair, 1993) และ (b) ขนาดของ strain ที่วัดได้จากการทดสอบต่างๆ (after Atkinson, 2000)

2.2 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมที่ small-strain

ข้อมูลผลการทดสอบ small-strain stiffness ของดินโดยมากจะมาจากการทดลองแบบ dynamic กับตัวอย่าง undisturbed หรือ reconstituted clay, หรือตัวอย่าง reconstituted sand ภายใต้สภาพความเค้นแบบ isotropic การทดสอบที่นิยมใช้คือ resonant column หรือ bender element ที่อยู่ใน triaxial system งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงว่ามีปัจจัยหลายอย่างที่จะกระทบค่า small-strain stiffness ของดินซึ่งเกี่ยวพันกับธรรมชาติและโครงสร้างของดิน (เช่น ขนาดของอนุภาค, ขนาดคละ, ความหนาแน่น) และประวัติทางธรณีวิทยา (เช่น stress history, stress state, ageing, chemical processes) Hardin and Drnevich (1972) ได้จัดแบ่งปัจจัยต่างๆ เป็น 3 กลุ่ม คือ สำคัญมาก, สำคัญน้อย, และไม่สำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 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 $(=\frac{\sigma'_{v\max}}{\sigma'_v})$) ค่า small-strain shear modulus สามารถอธิบายได้ดังสมการ (2-1)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = SF(e)\left(\frac{p'}{p_a}\right)^n OCR^k \qquad (2.1)$$

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) (Yimsiri and Soga, 2000)

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 and Richart (1963)
Angular-grain crushed quartz	RC	327	$\frac{(2.973-e)^2}{1+e}$	0.5	0.6-1.3	Hardin and Richart (1963)
Several sands	RC	563	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.4	0.6-0.9	Iwasaki *et al.* (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 and Blandford (1989)
Reconstituted Ticino Sand	RC & TS	507	$\frac{(2.27-e)^2}{1+e}$	0.43	0.6-0.9	Lo Presti *et al* (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) (Yimsiri and Soga, 2000)

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 and Black (1968)
Several undisturbed clays (NC range)	RC	327	$\frac{(2.973-e)^2}{1+e}$	0.5	0.5-1.7	Hardin and Black (1968)
Reconstituted NC kaolin	RC	450	$\frac{(2.973-e)^2}{1+e}$	0.5	1.1-1.3	Marcuson and Wahls (1972)
Reconstituted NC bentonite	RC	45	$\frac{(4.4-e)^2}{1+e}$	0.5	1.6-2.5	Marcuson and 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 and Novak (1981)
Undisturbed NC clay	Cyclic TX	14	$\frac{(7.32-e)^2}{1+e}$	0.6	1.7-3.8	Kokusho *et al.* (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) (Yimsiri and Soga, 2000)

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 *et al.* (1995)**
Several soft clays	SCPT	500	$e^{-1.5}$	0.5	1-5	Shibuya and Tanaka (1996)***
Several soft clays	SPCT	1800-3000	$(1+e)^{-2.4}$	0.5	1-6	Shibuya *et al* (1997)***

* RC: resonant column test

TX: triaxial test

TS: torsional shear test

BE: bender element test

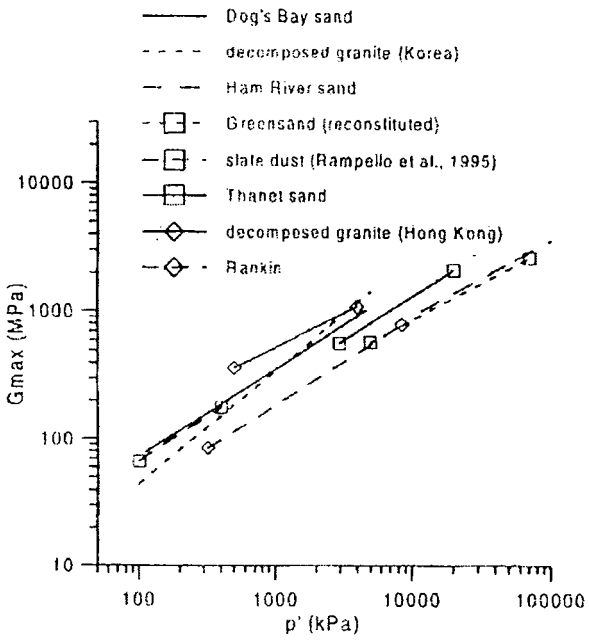
SCPT: seismic cone test

** from anisotropic stress condition

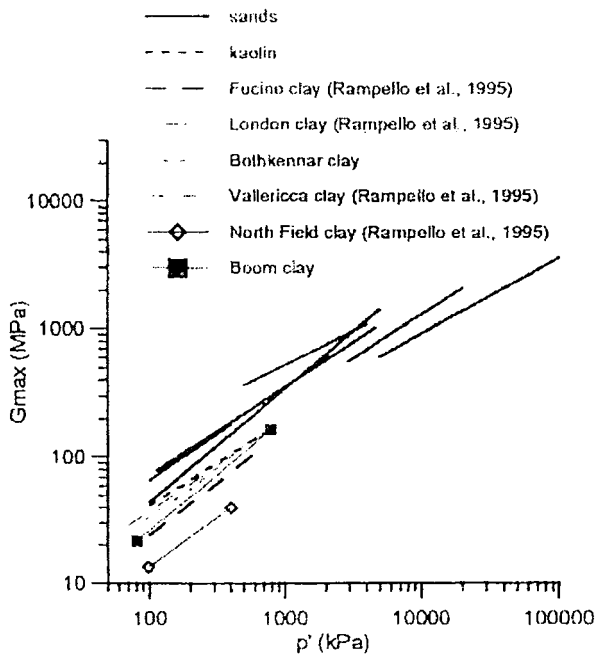
*** use σ'_v instead p'

2.2.1 Effective stress state

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



(a) sands



(b) sands and clays.

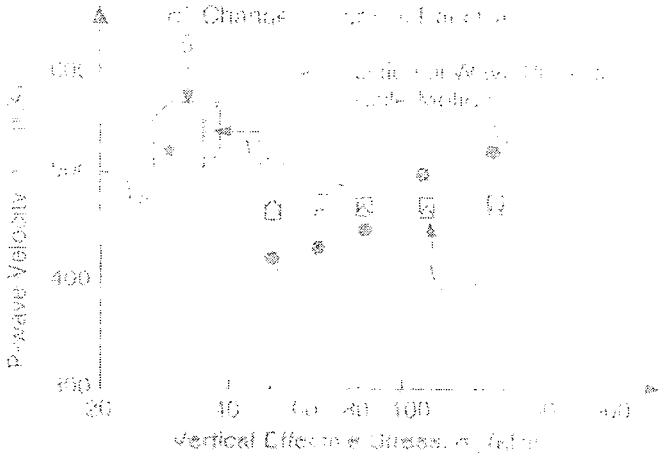
รูปที่ 2-2 ผลกระทบของ stress level ต่อค่า shear stiffness ของดินชนิดต่างๆ (Coop and Jovicic, 1999)

สมการ (2-1) จะสมมุติความเค้นแบบ isotropic อย่างไรก็ตาม Roesler (1979) พบว่าค่า small-strain stiffness ขึ้นอยู่กับ principal stress ที่แตกต่างกัน โดยได้ทำการวัด small-strain shear modulus จาก shear wave velocity ในตัวอย่างดินรูปลูกบาศก์ ที่สามารถควบคุม principal effective stresse แต่ละอันได้ Roesler (1979) พบว่าค่า shear modulus จะขึ้นอยู่กับ principal effective stresses ในทิศที่ shear wave เดินทางและในทิศที่อนุภาคดินเคลื่อนที่ โดยจะไม่ขึ้นอยู่กับค่า principal stress ในแนวตั้งฉากกับระนาบนี้ การค้นพบนี้ได้ถูกยืนยันโดยผู้วิจัยหลายคนต่อมา (เช่น Yu and 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} ซึ่งมีทิศการเดินทางและทิศของการเคลื่อนที่ของอนุภาคดินในแนว 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 overconsolidaion ratio โดยใช้ผลการทดสอบจาก resonant column test กับดินเหนียวคงสภาพหลายๆชนิด สมการนี้สามารถอธิบายดังสมการ (2-2)

ค่า overconsolidation ratio (OCR) ในสมการ (2-2) จะนิยามในรูปของ mean effective stress, $R = \frac{p_c'}{p'}$ อย่างไรก็ตามค่า OCR ก็สามารถนิยามในรูป effective stress ในแนวดิ่ง ($OCR = \frac{\sigma'_{v\max}}{\sigma'_v}$)

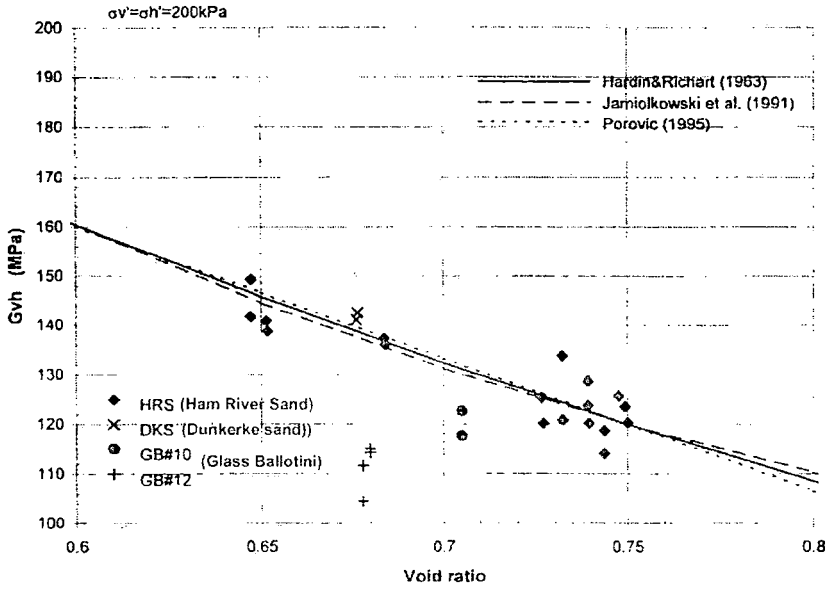
$$\frac{G_{\max}}{p_a} = Sf(e)\left(\frac{p'}{p_a}\right)^n R^k \qquad (2.2)$$

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 and Shibuya (1991) และ Lo Presti (1994) ยืนยันว่าค่า overconsolidation ratio ไม่มีผลกระทบต่อค่า small-strain modulus ของ sand ด้วย

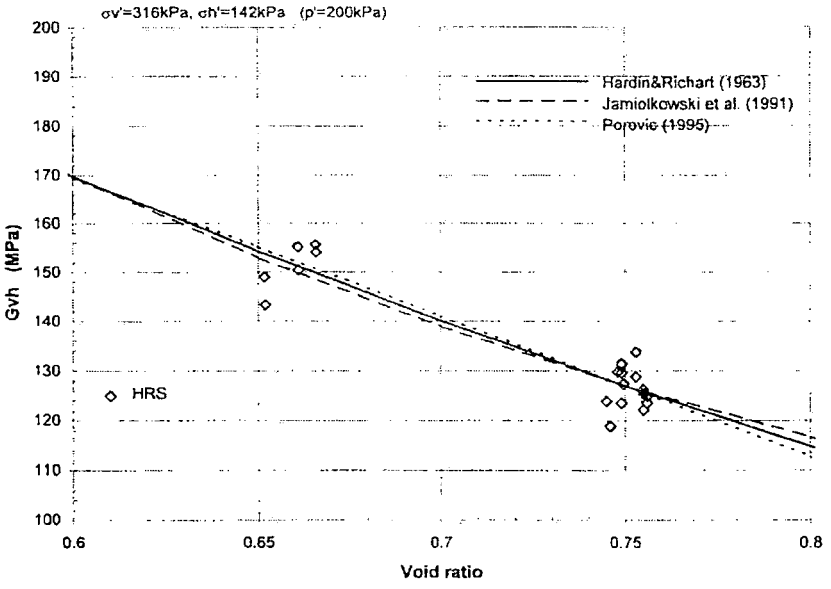
2.2.3 Void ratio

ค่า elastic stiffness ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าความหนาแน่นเพิ่มขึ้นหรือค่า void ratio ลดลง รูปที่ 2-5 แสดงตัวอย่างของการเปลี่ยนแปลงค่า shear stiffness กับค่า void ratio ของดินชนิดต่างๆ เพื่อให้สามารถ

เรียบเทียบค่า 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)

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{n^*} R^{k^*} \tag{2.3}$$

โดยที่เครื่องหมาย * เพื่อให้เห็นความแตกต่างกับค่า S, n, และ k

2.2.4 Stress ratio

Yu and 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 ฝั่งทางตรงกันข้าม Pennington et al. (1997) พบว่าในการทดลองแบบเดียวกันนี้ค่า deviator stress ratio ไม่มีผลต่อค่า elastic shear modulus ยกเว้นค่าที่วันในแนวนอน

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

$$\frac{G_{\max}}{p_a} = S_\eta^* \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{n^*} R_\eta^{k^*} \tag{2.4}$$

โดยที่ R_η คือค่า stress ratio ภายใต้สภาพความเค้นแบบ anisotropic

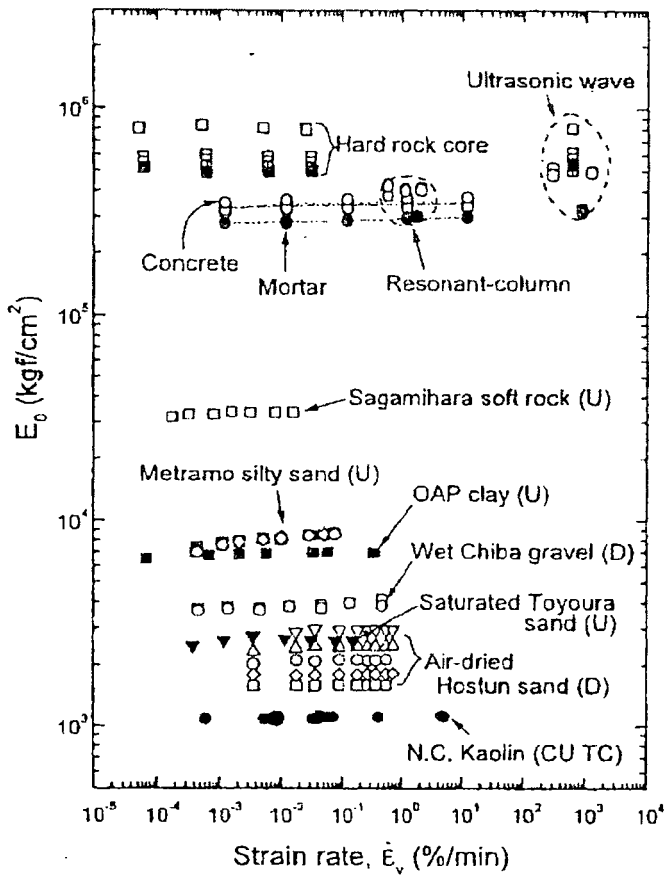
2.2.5 Rate effect

อัตราการให้การเคลื่อนตัวหรือแรงเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของดิน ผลกระทบของอัตราการให้แรงต่อค่า stiffness ของดินเหนียวได้ทำการศึกษาจาผลการทดลอง resonant column และ torsional shear หรือ triaxial (Stokoe et al., 1994) ซึ่งแสดงว่าเพื่ออัตราการให้แรงเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า shear modulus เพิ่มขึ้นสำหรับการทดลอง resonant column ในสภาพความเค้นแบบ compression อย่างไรก็ตามผล

การทดลองบางส่วนในผลงานตีพิมพ์แสดงว่าค่า 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 ค่าอัตราการให้แรงนิยามโดย 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 $(\varepsilon_a \cong 0.02 - 0.2\%)$ เปลี่ยนแปลงตามการเปลี่ยนแปลงของอัตราการให้แรง

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

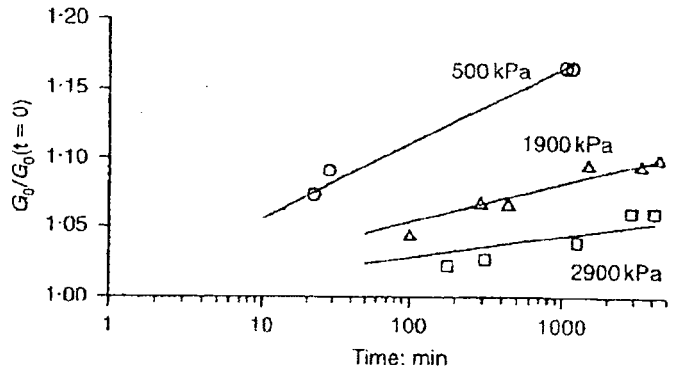


รูปที่ 2-6 ผลกระทบของ strain rate ต่อค่า elastic normal stiffness (Tatsuoka et al., 1997)

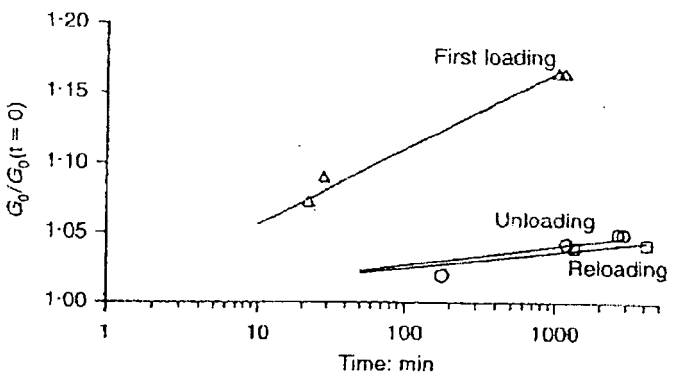
2.2.6 Aging และ time effect

ผลกระทบของเวลาต่อ stiffness นั้นมีมากสำหรับทั้ง clay และ sand การศึกษาจำนวนมากแสดงว่าค่า small-strain shear modulus จะเพิ่มขึ้นกับเวลาที่สภาพความเค้นคงที่ (เช่น Marcuson and Wahls, 1972; Afifi and 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 and 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) มาจากปรกกฎการณ์ ageing เนื่องจากระหว่างนั้นไม่มี creep (เพราะ volumetric strain มีค่าใกล้ศูนย์)



(a) Influence of confining stress

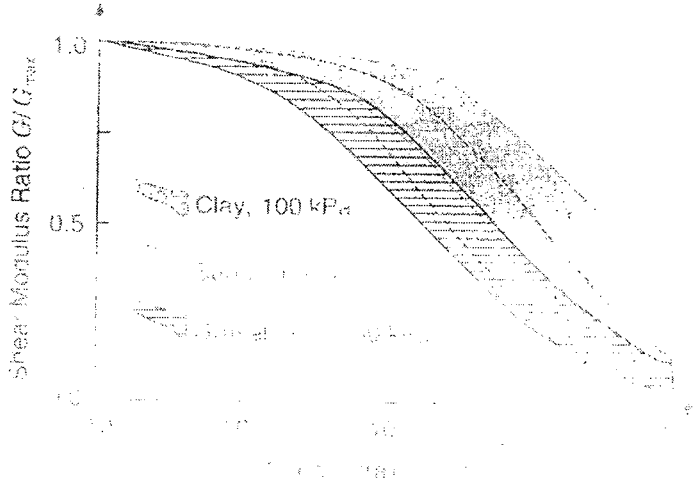


(b) Influence of current loading direction

รูปที่ 2-7 ผลกระทบของเวลา (creep) ต่อ shear stiffness ของตัวอย่างดิน calcareous sand (Jovicic and 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 การฟนี้จะเคลื่อนไปทางขวาเมื่อ confining pressure เพิ่มขึ้นและเป็นไปได้ที่กราฟ degradation curve ที่ confining pressure สูงมากๆอาจวางตัวอยู่นอกแถบที่แสดงในรูปที่ 2-8 (Laird and Stokoe, 1993)

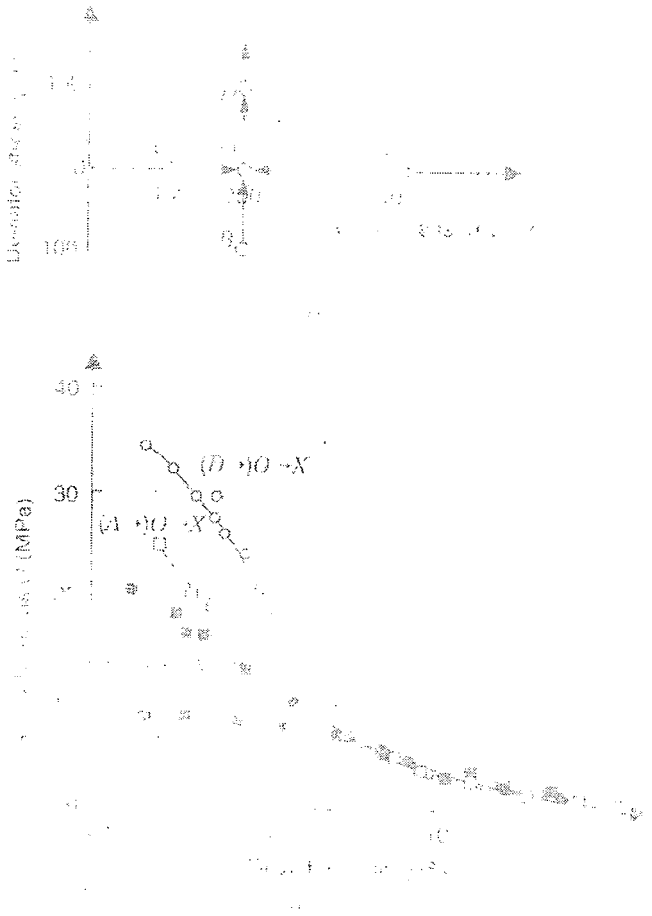


รูปที่ 2-8 Normalized shear modulus degradation curves ของดินชนิดต่างๆ (Kokusho, 1987)

2.2.8 Recent stress history (immediate stress path)

ค่า small-strain stiffness ของดินจะเปลี่ยนแปลงโดย resent stress history การเปลี่ยนแปลงของทิศทางของ stress path หรือระยะเวลาที่หยุดอยู่ที่สภาพความเค้นที่คงที่จะมีผลกระทบอย่างมากต่อ stiffness ภายหลัง

Atkinson, Richardson and Stallebrass (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))



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

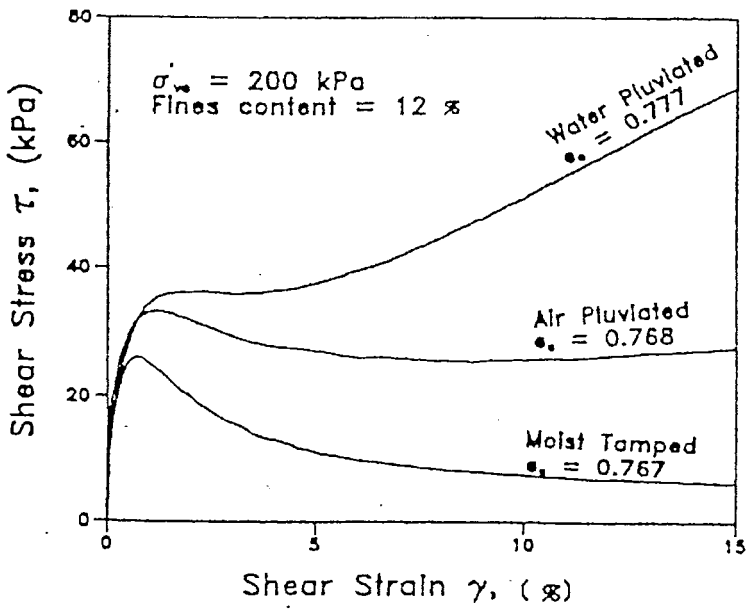
การวิบัติของโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีสามารถเกิดขึ้นจากการถูกเฉือนใน mode ต่างๆกัน จากการศึกษามากมายแสดงว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดโดย compression mode สามารถมีค่ามากกว่าที่วัดโดย extension mode อย่างมาก ความแตกต่างนี้แสดงว่าสภาพความเค้น (เช่น ทิศทางของ principal stress และขนาดของ intermediate principal stress) มีผลต่อพฤติกรรมของดิน นอกจากนี้การเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress เป็นปัจจัยสำคัญในแนวโน้มที่จะวิบัติของโครงสร้างส่วนมาก ดังนั้นการออกแบบ

โครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี (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 ของดินจำเป็นที่จะต้องมีเครื่องมือการทดลองที่สามารถควบคุมขนาดและทิศทางของ principal stresse ทั้ง 3 ค่าได้ ในงานวิจัยนี้ใช้เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษา (ดูหัวข้อ 2.3.6)

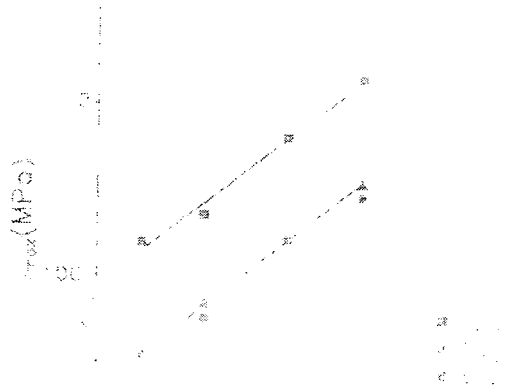
2.3.1 Inherent anisotropy

พฤติกรรม inherent anisotropy มาจากธรรมชาติการ anisotropic ของดินเนื่องมากจากกระบวนการทับถมละลักษณะของอนุภาคดิน Vaid et.al (1995) ศึกษาพฤติกรรม inherent anisotropic ของ Syncrude sand โดยการทดสอบ simple shear test (NGI type) และ torsional shear hollow cylinder test ตัวอย่างดินแบบ reconstituded ถูกเตรียมโดยวิธีการแบบต่างๆคือวิธี moist taming และ water pluviation และ/หรือ air pluviation ผลการทดลองแสดงวพฤติกรรมที่แตกต่างกันเมื่อเตรียมตัวอย่างด้วยวิธีที่ต่างกัน 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 and Coop, 1998) ผลการทดลองแสดงว่าสำหรับ confining pressure หนึ่งๆนั้นค่า 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 and Coop, 1998)

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

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

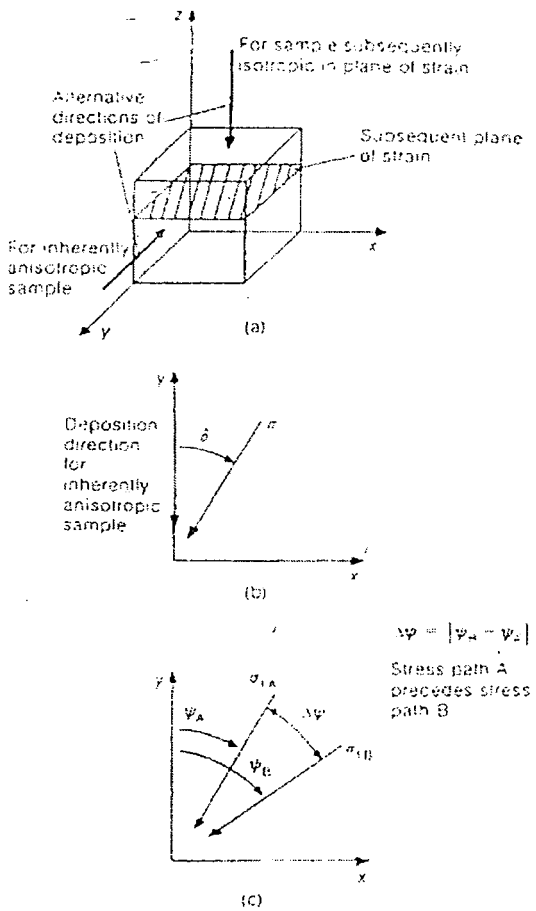
ตารางที่ 2-3 อัตราส่วนของ shear wave velocity ในแนวนอนต่อแนวตั้งจากผลการทดอบในสนาม (Jamiolkowski et al., 1995)

Site	Soil type	V_{hh}^{s} / V_{vh}^{s}	References
Montalto di Castro (Italy)	Silty sand and silty clay strata	1.00-1.10	Jamiolkowski and Lo Presti (1994)
S.Francisco-Oakland Bay Bridge Toll Plaza	Sand and gravel	0.88-1.10	Mitchell *et al.* (1994)
Alameda Bay Farm Island (Dike)	Sand with fines	0.85-1.04	Mitchell *et al.* (1994)
Alameda Bay Farm Island (South Loop Road)	Sand and clay strata	0.86-1.16	Mitchell *et al.* (1994)
Port of Richmond (Hall Avenue)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.12	Mitchell *et al.* (1994)
Port of Richmond (POR2)	Sandy clay, silty clay, and clay strata	0.93-1.08	Mitchell *et al.* (1994)
Port of Richmond (POO7)	Poorly graded sand	0.82-1.00	Mitchell *et al.* (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 Site B Fort Honkock (Texas)	Bolson fill	0.75-1.41 0.57-1.08	Stokoe *et al.* (1992) Nasir (1992)

2.3.2 Stress induced anisotropy

พฤติกรรม stress induced anisotropy เป็นพฤติกรรม anisotropy เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ soil fabric ที่เกิดจากสภาพความเค้นแบบ anisotropic

Wong and Arthur (1985) ศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้เครื่องมือ directional shear cell ภายใต้การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูกเตรียมโดนวิธี pluviation โดยไม่เกิดพฤติกรรม inherent anisotropy ในระนาบแนวนอน (รูปที่ 2-12) ระหว่างการเฉือนค่า σ'_2 จะถูกควบคุมที่ $b = 0.4$ ลักษณะของ stress path ระหว่างการเฉือนมี 2 ขั้นตอน ในขั้นตอน A นั้น ตัวอย่างดินจะถูกเฉือนไปที่ค่า effective stress ratio (σ'_3/σ'_1) ที่กำหนด (โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_A) และหลังจากนั้นก็ unload กลับไปที่ σ'_3/σ'_1=1 ในขั้นตอน B นั้นตัวอย่างดินจะถูก reload โดยมีค่า major principal stress direction = ψ_B ซึ่งแตกต่างจากของขั้นตอน A โดยกำหนดให้ $\Delta\psi$=0° และ 70° ($\Delta\psi=\psi_A-\psi_B$) (ดูรูปที่ 2-12) ในขั้นตอน A จะเกิด axial strain ก่อนการ unload

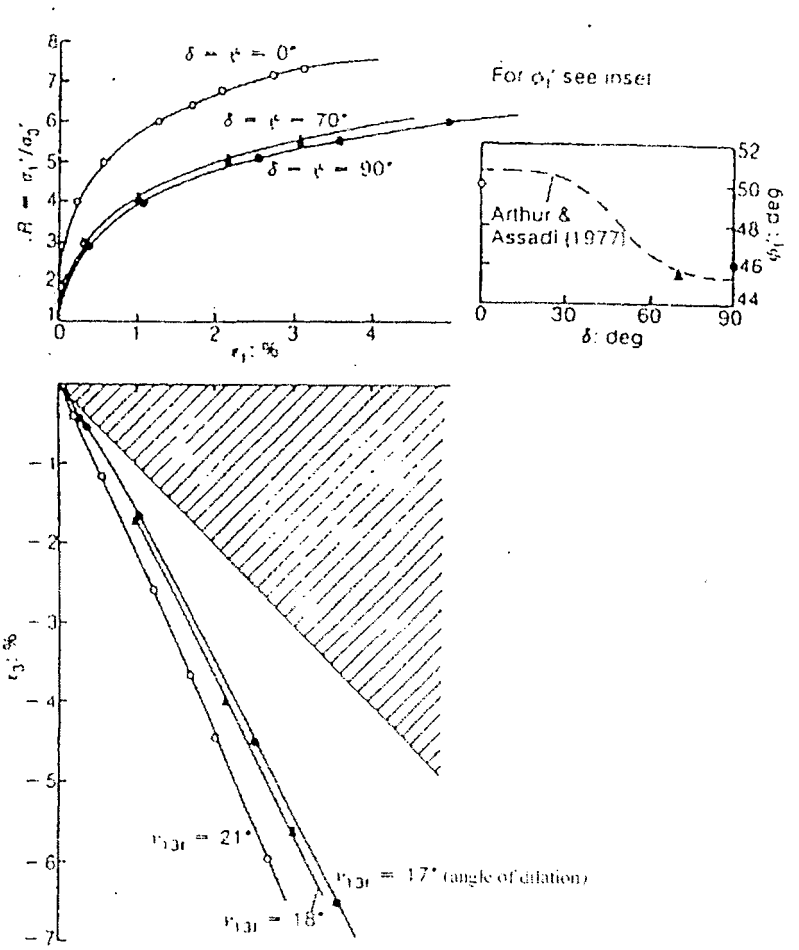


รูปที่ 2-12 การเอียงของตัวอย่างดิน, stress path, และนิยามของการวัด anisotropy ในการทดสอบ DSC (Wong and Arthur, 1985)

รูปที่ 2-13 แสดงผลการทดสอบซึ่งแสดงผลกระทบของ induced anisotropy ต่อ stiffness และ dilatancy อย่างชัดเจน โดยขึ้นอยู่กับความเครียดที่กระทำในขั้นตอน A ซึ่งเป็นช่วงการเกิด anisotropy เมื่อ

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131

ระดับ pre-strain เพิ่มขึ้นตัวอย่างดินจะมีพฤติกรรม contractant มาขึ้นและ stiff น้อยลง พฤติกรรมนี้ยืนยันโดยการหมุนของ principal stresses ($\Delta\psi$=70°) จะทำให้ตัวอย่างดิน contract มากขึ้นและมีพฤติกรรม stress-strain ที่ ductileมากขึ้น ผลการทดลองนี้แสดงระดับของพฤติกรรม anisotropy ที่ทำให้เกิดขึ้นจากขั้นตอน A



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

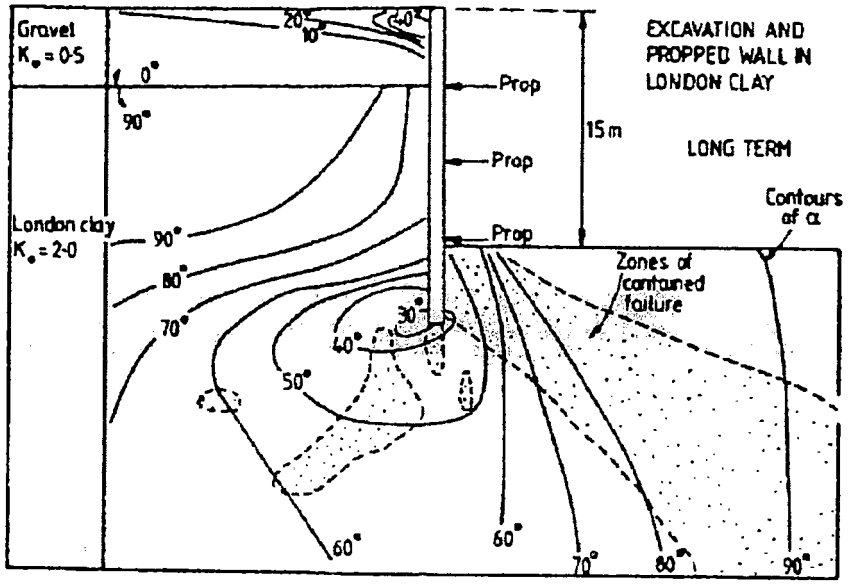
2.3.3 การประยุกต์ใช้ความรู้เกี่ยวกับ anisotropy

การหมุนของทิศทางของ principal stress นั้นเกิดขึ้นเป็นปกติในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี รูปที่ 2-14 แสดงเส้น contour ของการหมุนของทิศทาง principal stress ของคันดินที่ถูกสร้างบน overconsolidated clayซึ่งวิเคราะห์โดยวิธี non-linear isotropic finite element (Yeats, 1983) ผลการวิเคราะห์แสดงว่าที่ใต้ center line ของคันดินนั้นดินจะถูกกระทำโดยการเพิ่มขึ้นของ axial stress ในทางตรงข้ามดินที่เท้าของลาดดินจะถูกกระทำด้วยความเค้นในสภาพ unloading ซึ่งสามารถเห็นได้จากการเปลี่ยนแปลงของค่าของมุมที่กระทำกับแนวดิ่งของ major principal stress จาก 0° ไปเป็น 90° จากผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์โดย Hight and Higgins (1994) ทำให้ Jardine (1994) พล็อตการเอียงตัวของ principal stress ในงานขุดที่มีค้ำยันดังแสดงในรูปที่ 2-15 โดยงานขุดที่มีค้ำยันนี้ถูกสร้างในดิน Thames Gravel ($K_o \approx 0.5$) บางๆซึ่งวางตัวอยู่

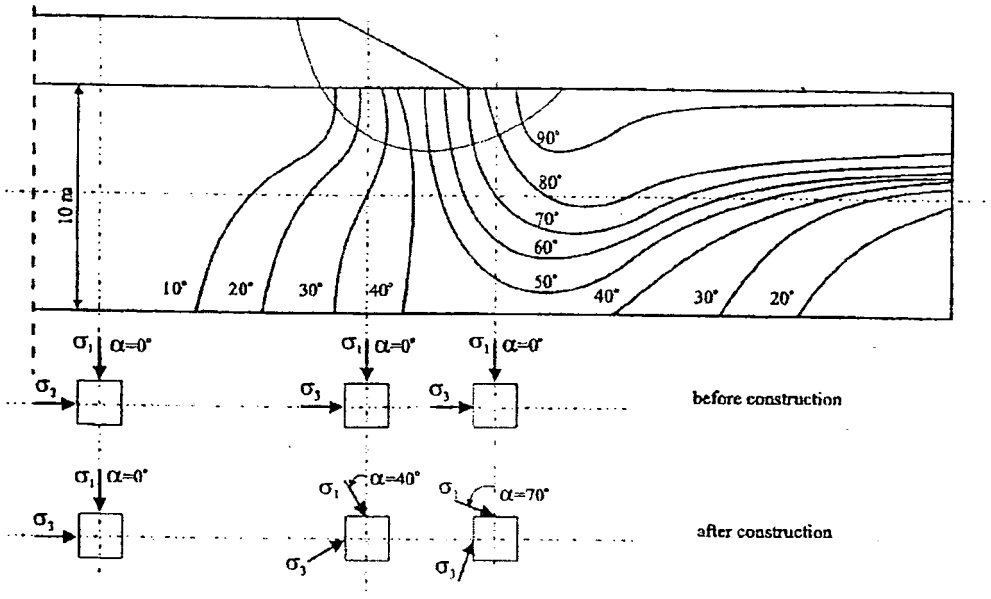
624.75136
ส 349 ก
ค.2

291585

บนชั้นดินหนาของ overconsolidated London Clay ($K_o \approx 2$) ผู้วิจัยยังพบว่าค่าของการหมุนของ principal stress อยู่ระหว่าง 30° และ 90° ในชั้นดินเหนียว

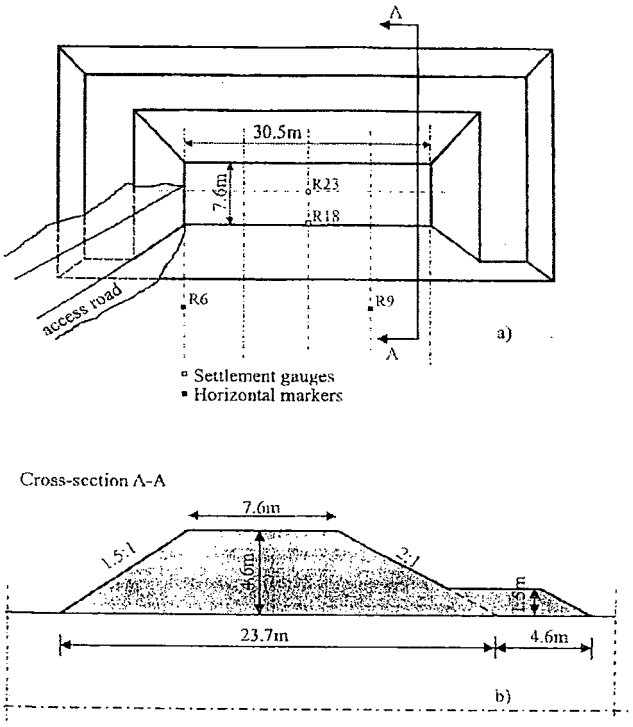


รูปที่ 2-14 เส้น contour ของทิศทางของ σ_1 ในบริเวณที่ใกล้งานขุดใน gravel และ London Clay (Jardine, 1994)



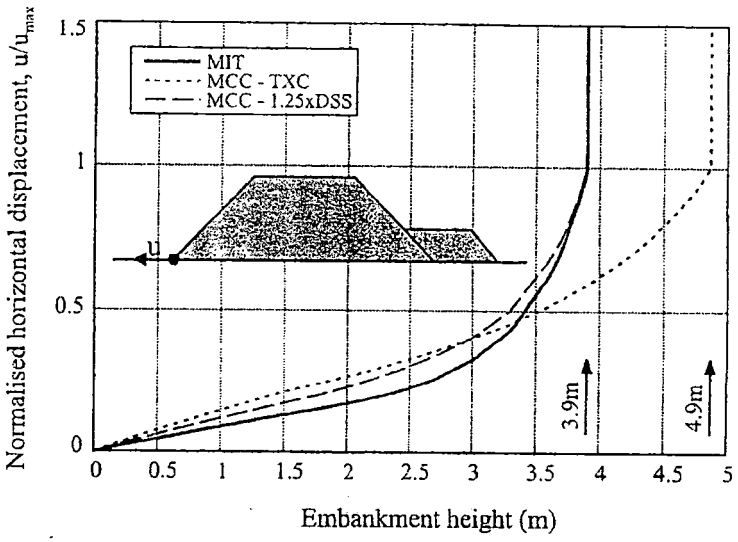
รูปที่ 2-15 เส้น contour ของทิศทางของ major principal stress ใต้คันดินบนชั้นดินเหนียวอ่อนจากการวิเคราะห์โดย non-linear numerical analysis (Yeats, 1983)

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 2-14 แสดงการเคลื่อนตัวในแนวราบที่เท้าของคันดินโดยค่าการเคลื่อนตัวถูก.normalized ด้วยค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบมากสุดที่ประมาณได้ก่อนที่คันดินจะวิบัติ 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 และวิเคราะห์ได้ค่าความสูงของคันดินที่วิบัติที่ 4.9 เมตร (หรือ 1 เมตรสูงกว่าค่าจริง) เหตุผลที่วิเคราะห์ได้ค่ามากเกินไปเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ major principal stress ตามระนาบการวิบัติ



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

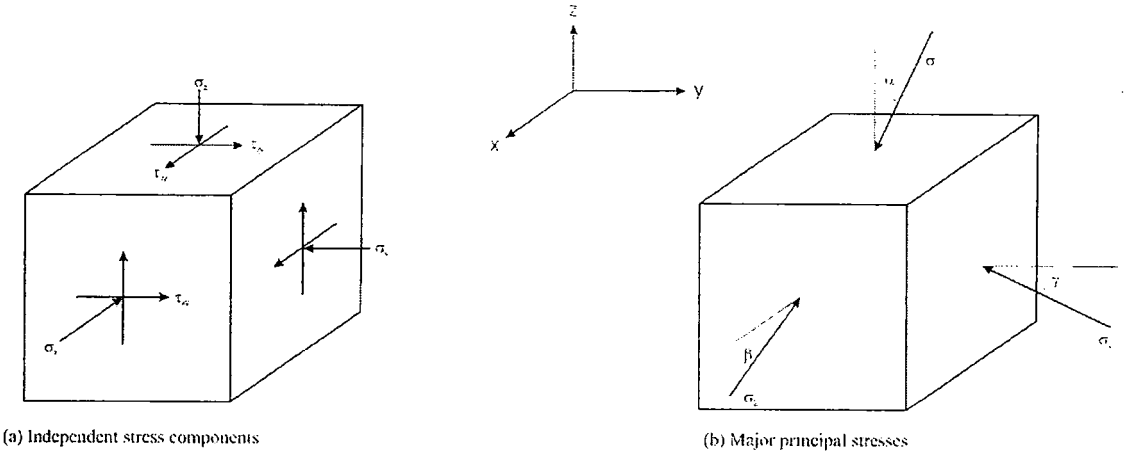
2.3.4 นิยามของค่า α และ b

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

$$T_\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_z & \tau_{zy} & \tau_{zx} \\ \tau_{yz} & \sigma_y & \tau_{yx} \\ \tau_{xz} & \tau_{xy} & \sigma_x \end{bmatrix} \tag{2.5}$$

จากการพิจารณาสภาพสมดุลย์จะได้ τ_{zy}=-τ_{yz}, τ_{xy}=-τ_{yx} และ τ_{zx}=-τ_{xz} ดังนั้นจึงต้องการตัวแปรอิสระ 6 ตัวเพื่อนิยามสภาพความเค้นต่อเอลิเมนต์ดินหนึ่งๆ นอกจากนี้ยังสามารถยังสามารถนิยามสภาพความเค้นด้วยการกำหนดขนาดและทิศทางของ principal stress ทั้งหมด จากรูปที่ 2-18 แสดงค่ามุมขอ principal stress ทั้งสาม (α, βและ γ)

$$T_\sigma^* = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \tag{2.6}$$



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

ในสภาพทั่วไปทางวิศวกรรมปฐพีนั้นการทับถมของดินจะเกิดขึ้นในทิศทางแรงโน้มถ่วงของโลก ดังนั้นจึงคาดการณ์ได้ว่าค่ามุม $\alpha = \beta = \gamma = 0^\circ$ สำหรับ normally consolidated clay จะมีค่า vertical stress มากกว่า horizontal stress ดงนั้น $\sigma_v = \sigma_1$ 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)

$$b = \frac{\sigma_2' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \tag{2-7}$$

เมื่ออธิบายสภาพความเค้นด้วยตัวแปรเหล่านี้จะได้ว่าค่า b=0 และ α=0° สำหรับ normally-consolidated clay และค่า b=1 และ α=90° 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) และมุมเอียงกับแนวดิ่งของ major principal stress (ซึ่งอธิบายด้วยตัวแปร α) ในโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีส่วนมากดินจะถูกกระทำด้วยสภาพความเค้นที่ซับซ้อนโดยที่ $\alpha \neq 0$ และ $b \neq 0$ และ $\neq 1$ สภาพความเค้นแบบนี้ไม่สามารถจำลองได้โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั่วไป

มีการศึกษามากมายเกี่ยวกับพฤติกรรม anisotropy ของดินชนิดต่างๆ โดยใช้เครื่องมือต่างๆ เช่น triaxial, simple shear, directional shear cell, true triaxial, และ plane strain อย่างไรก็ตามเครื่องมือเหล่านี้มี

ข้อจำกัดที่แตกต่างกันในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เครื่องมือส่วนมากมีข้อจำกัดเกี่ยวกับการควบคุมทิศทางและขนาดของความเค้นได้อย่างอิสระและเกี่ยวกับ stress/strain non-uniformity หรือสภาพการระบายน้ำ รายละเอียดของหัวข้อนี้จะกล่าวอย่าละเอียดขึ้นในหัวข้อ 2.3.7

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

2.3.5.1 ผลกระทบของ α

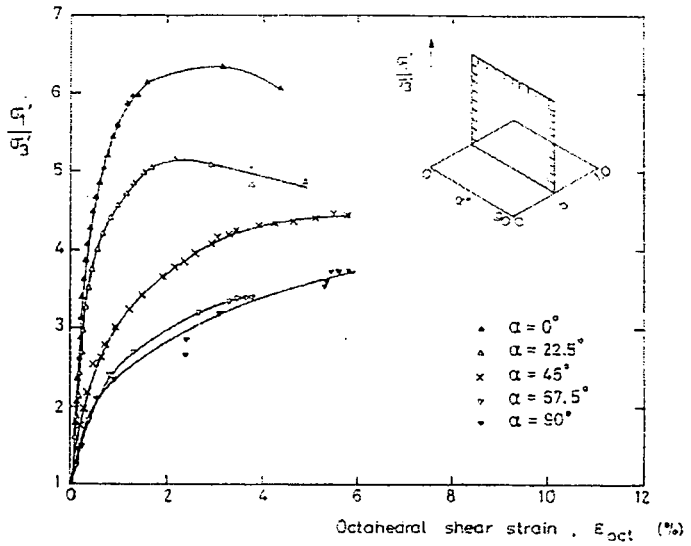
i) สภาพระบายน้ำ

Symes (1983) ได้ทำการศึกษาผลของ initial anisotropy โดยการทดสอบ torsional shear กับตัวอย่างดิน medium-loose Ham River sand (HRS) ซึ่งเตรียมด้วยวิธี water pluviation ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำ ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ค่า mean effective stress (p') เท่ากับ 200 kPa และมี back pressure เท่ากับ 400 kPa เพื่อให้เกิด saturation อย่างสมบูรณ์ ตัวอย่างดินจะถูกเฉือนด้วยค่า α และ b ต่างๆ เพื่อศึกษาผลกระทบของพฤติกรรม anisotropy ภายใต้สภาวะระบายน้ำ ค่าความเค้นเฉือนจะเพิ่มขึ้นอย่าง monotonic จนกระทั่งวิบัติแบบ stress-controlled ในขณะที่ค่า p=600 kPa และค่า b มีค่าคงที่ มุมเอียงของ major principal stress ต่อแกนดิ่งจะเปลี่ยนแปลงระหว่าง 0° และ 90°

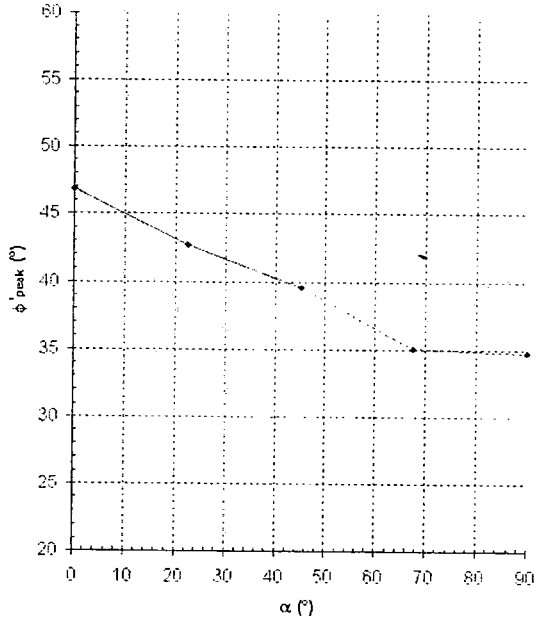
รูปที่ 2-19 พล็อตค่า stress ratio (σ'_1/((3) กับ octahedral shear strain (Eoct) จากการทดสอบ HCA ที่มีค่า b=0.5 และค่า α อยู่ระหว่าง 0° และ 90° ค่า Eoct นิยามโดย

$$\varepsilon_{oct} = \frac{2}{\sqrt{6}}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$$

ผลการทดลองแสดงว่าค่า stiffness ของดินจะลดลงเมื่อค่า α เพิ่มขึ้น พฤติกรรม volumetric compression จะเพิ่มขึ้นเมื่อ α เพิ่มขึ้น ค่า ultimate stress ratio จะลดลงอย่างมากเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจากแนวดิ่ง 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 ถึงแม้ว่าผลกระทบมากสุดจะเกิดขึ้นเมื่อ 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)



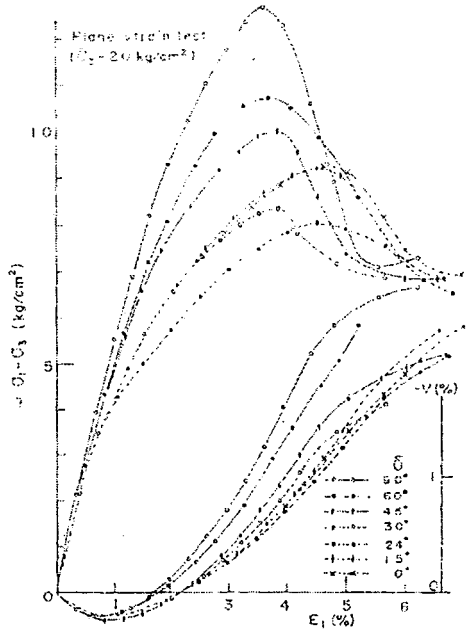
รูปที่ 2-20 ค่า ϕ'_{peak} ที่ค่า peak stress ratio จากการทดสอบ HCA กับ isotropically consolidated HRS ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำที่ b=0.5 (Symes, 1983)

Wong and Arthur (1985) ทำการเฉือนตัวอย่างดินแห้งของ dense Leighton Buzzard sand โดยใช้ directional shear cell (DSC) ที่ค่า b ที่คงที่ (b=0.4) และควบคุมทิศทางของ major principal stress กับทิศทางของการทับถม $\delta = 0^\circ, 70^\circ$ และ 90° ตัวอย่างดินเหล่านี้ถูกเตรียมด้วยการโรยดินลงในแบบที่ออกแบบมา

เป็นพิเศษเพื่อให้ทิศทางของการเฉือนทำมุมกับทิศทางของการทับถมได้ตามต้องการดังแสดงในรูปที่ **2-12** กราฟ strain-strain จากการทดสอบ 3 ตัวอย่างที่มีการวางตัวของ bedding plane ต่างๆ (δ= 0°, 70° และ 90°) ได้แสดงในรูปที่ **2-13** ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำซึ่งแสดงด้วย maximum stress ratio (σ'_1/σ'_3) จะเปลี่ยนไปตามมุม δ ระหว่างทิศทางของ major principal stress (σ'_1) และทิศตั้งฉากกับ bedding plane ค่า stiffness จะลดลงเมื่อค่ามุม δ เพิ่มขึ้น ค่ามุม friction angle ที่วิบัติ (ϕ'_f) ลดลงเกือบ 5° เมื่อค่ามุม δ เปลี่ยนจาก 0° ไปที่ δ=70~90° ผลการทดลองนี้ตรงกับผลการทดลองของ Symes (1983)

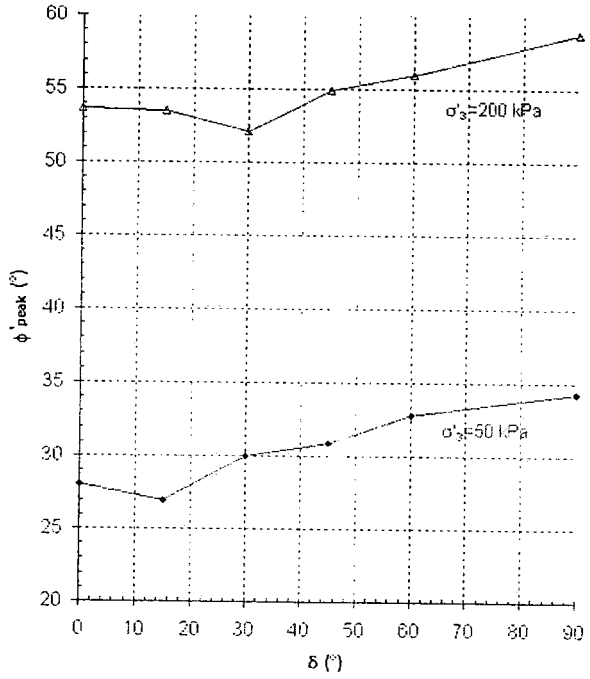
Oda et al. (1978) ทำการทดลองกับ Toyoura Sand ในเครื่องมือ plane strain ภายใต้การเฉือนแบบระบายน้ำ การทดลองการควบคุมมุมของ major principal stress กับแนวดิ่ง δ ระหว่าง 0° และ 90° (โดยมุม δ ในการทดลองนี้เปรียบเทียบกับมุม α ในการศึกษาของ Symes (1983) และ Wong and Arthur (1985) เป็นดังนี้ α=90-δ) ตัวอย่างดินถูก isotropically consolidated ไปที่ mean pressures เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 kPa และเฉือนโดยการเพิ่มความเค้นในแนวดิ่งจนวิบัติในขณะที่ควบคุมค่า σ'_3 ให้คงที่และควบคุมค่า σ'_2 ให้ตัวอย่างมีพฤติกรรม plane strain (b≈0.2~0.3)

พฤติกรรม stress-strain จากการพล็อตของ deviator stress (σ'_1-σ'_3) และ major principal strain (ε_1) สำหรับการเฉือนที่ σ'_3=200 kPa ได้แสดงในรูปที่ **2-21** ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรม stress-strain จะ softer เมื่อค่า δ ลดลง (ค่า α เพิ่มขึ้น) ค่า stress ratio ที่ peak deviator stress จะลดลงเมื่อค่า δ ลดลงโดยมีค่าน้อยสุดเมื่อ δ≈24° นอกจากนี้ค่า volumetric strains (V ในรูป) จะมีพฤติกรรม dilatant น้อยลงเมื่อค่า δ ลดลง แนวโน้มแบบเดียวกันนี้ของพฤติกรรม stress-strain ก็จะได้จากการทดลองที่ระดับความเค้นอื่นๆ



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 เพิ่มขึ้น โดยมีค่าน้อยสุดที่ δ ระหว่าง 15° และ 30° ค่าผลต่างมากสุดของ 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 and Tatsuoka, 1988a; Miura *et al.*,1986)



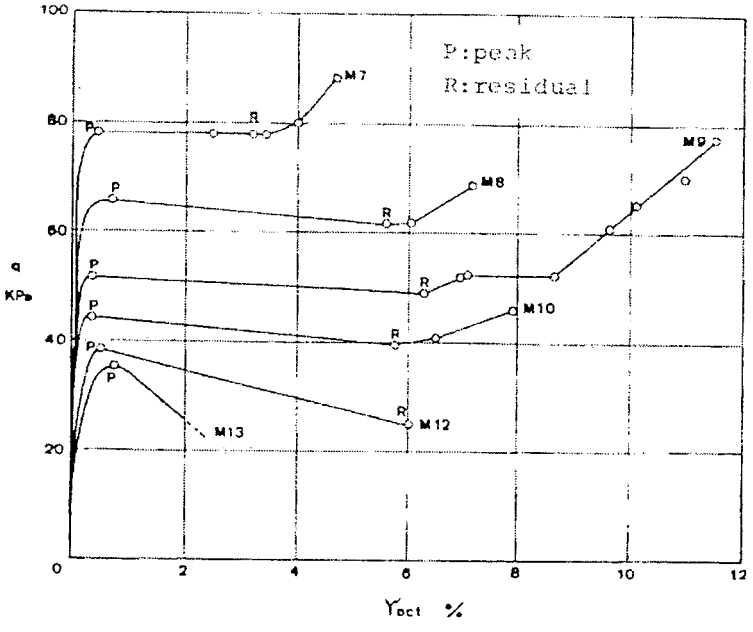
รูปที่ 2-22 พฤติกรรม anisotropy ของ mobilised ϕ' ที่ peak จากการทดลอง plane strain กับ isotropically consolidated dense Toyoura sand (ข้อมูลจาก Oda et al., 1978) (โดยที่ α =90-δ)

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

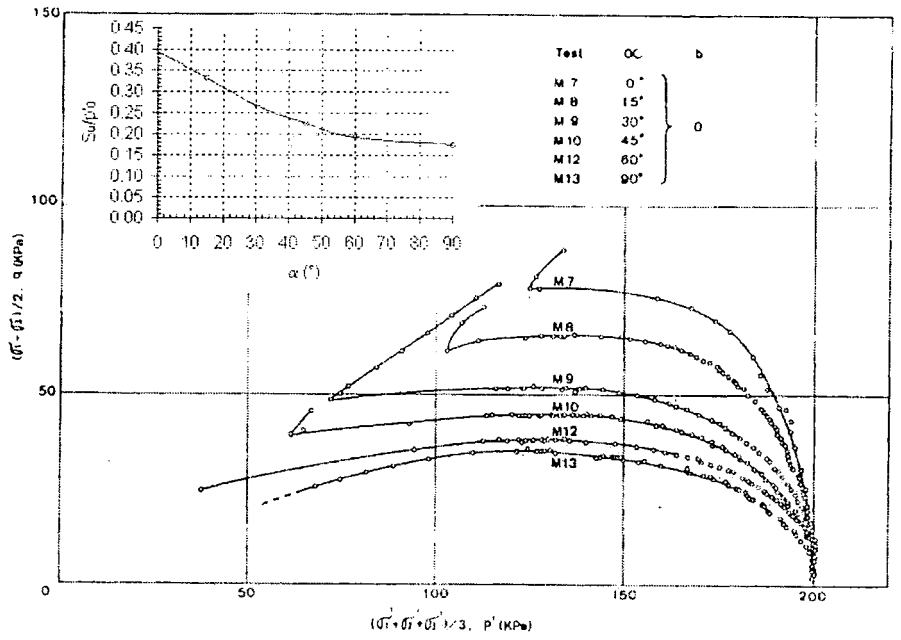
ii) สภาพไม่ระบายน้ำ

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 และเฉือนแบบ 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 (นิยามว่าคือ 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 α=0° เทียบกับเมื่อ α=90° 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)

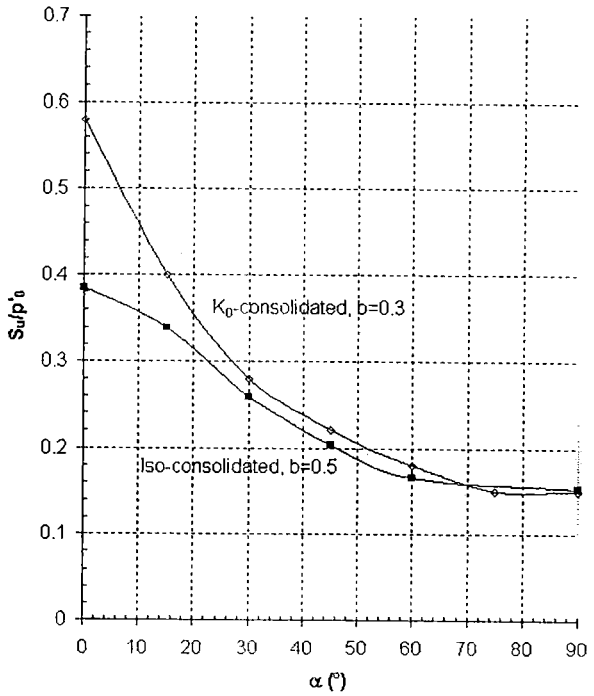


รูปที่ 2-23 พฤติกรรม stress-strain จากการทดสอบ HCA ของ isotropically consolidated medium-loose HRS ที่ b=0 และมีค่า α ต่างๆ (Shibuya, 1985)



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 and 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 เท่านั้นระหว่างการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งทำให้มีพฤติกรรมใกล้กับสภาพ 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 α=0° มีค่า 3.8 เท่ามากกว่าที่ α=90° รูปที่ 2-25 แสดงการเปียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของค่า s_u/p'_0 กับ α สำหรับการทดสอบแบบ isotropically consolidated ที่เฉือนด้วยค่า 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_o-consolidated HRS sand โดยการทดสอบ HCA (ข้อมูลจาก Shibuya (1985) และ Shibuya and 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'_o) 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

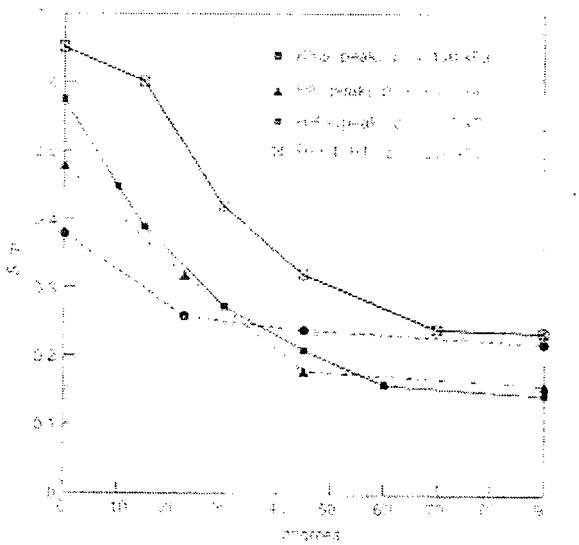
HPF4 = non-plastic quart-based silt

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

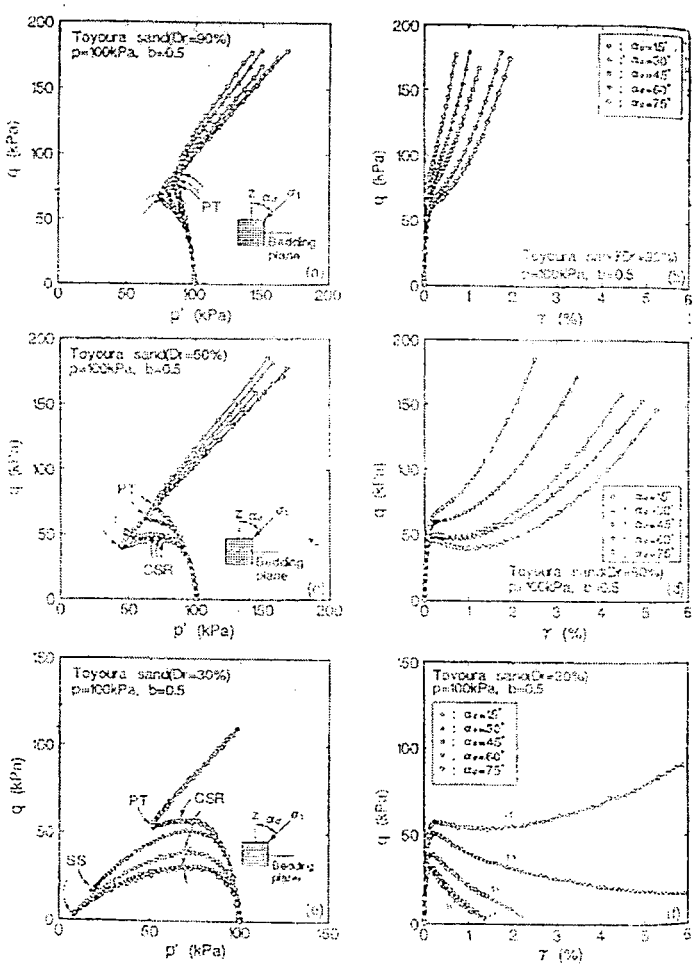


รูปที่ 2-26 พฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength ที่ $b = 0.5$ ของ normallyK_0-consolidated soil ($OCR = 1$) จากฐานข้อมูลของ Imperial College (Jardine et al., 1997) ค่า S_u มาจาก peak shear stress และที่ phase transformation point (PT) สำหรับตัวอย่าง HPF4

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

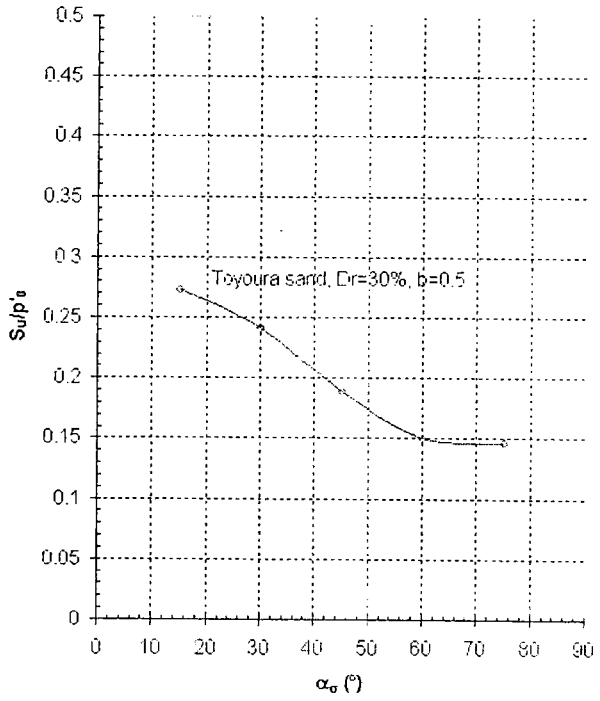
consolidated ไปที่ p'=100 kPa การเฉือนกระทำภายใต้การควบคุมของ torsional strain โดยควบคุมให้ค่า b=0.5, ค่า total mean stress p=300 kPa, และมีมุมเอียงของทิศ major principal stress ต่างๆ (α_σ)

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 ในทุกมุมเอียงของทิศ major principal stress สำหรับตัวอย่างที่มีความหนาแน่นน้อยจะมีพฤติกรรม collapsible และ brittle เมื่อทิศของ major principal stress หมุนออกจากแนวดิ่ง



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% จะพบว่ามีการลดลงของค่า s_u ครึ่งหนึ่งเมื่อค่า α_σ เปลี่ยนแปลงจาก 15 เป็น 75



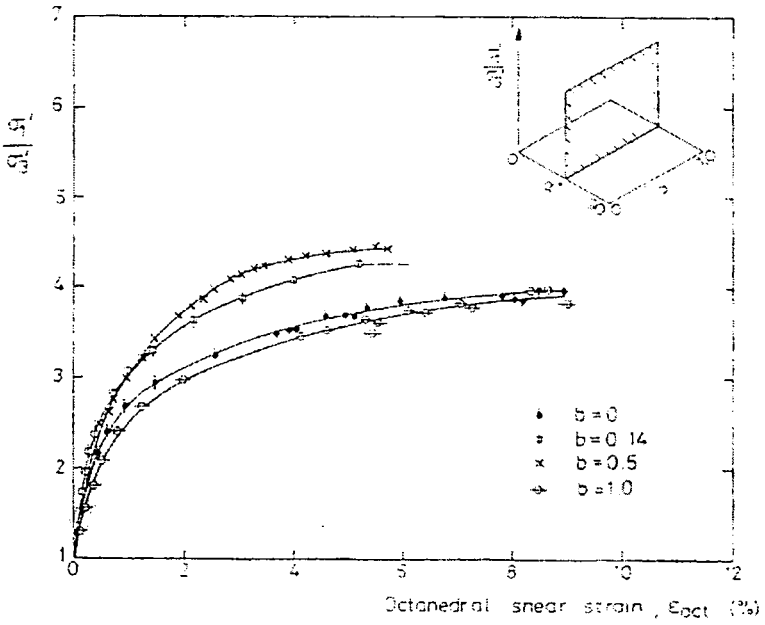
รูปที่ 2-28 พฤติกรรม anisotropy ของ normalized undrained shear strength ของ isotropically consolidated Toyoura sand (ข้อมูลจาก Nakata et al., 1998)

2.3.5.2 ผลกระทบของ *b*

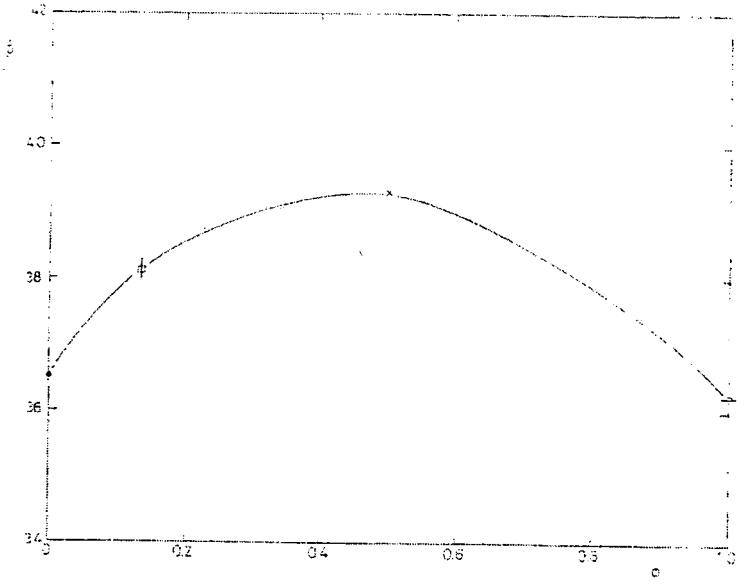
i) สภาพระบายน้ำ

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 α=45° 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



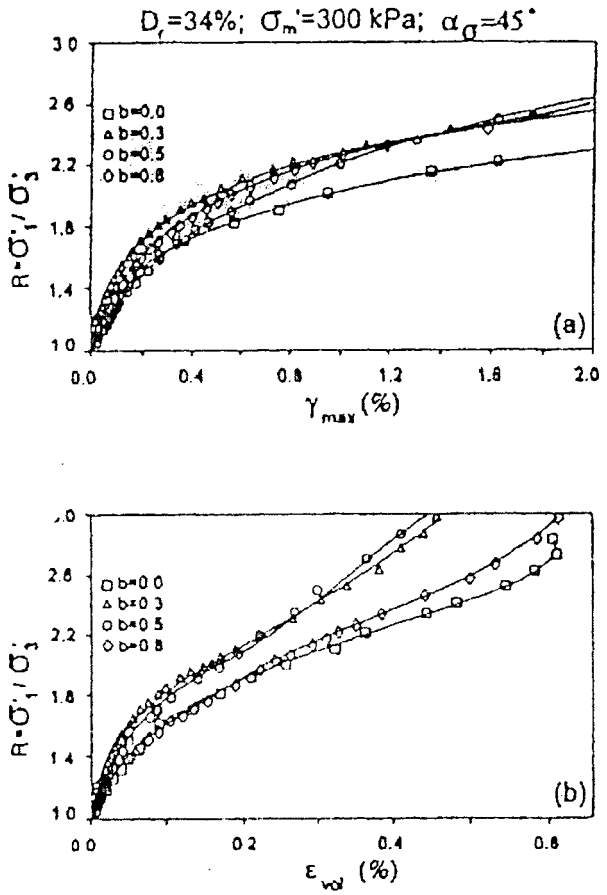
รูปที่ 2-29 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม stress-strain ของ isotropically consolidated medium-loose HRS (OCR=1) (Symes, 1983)



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

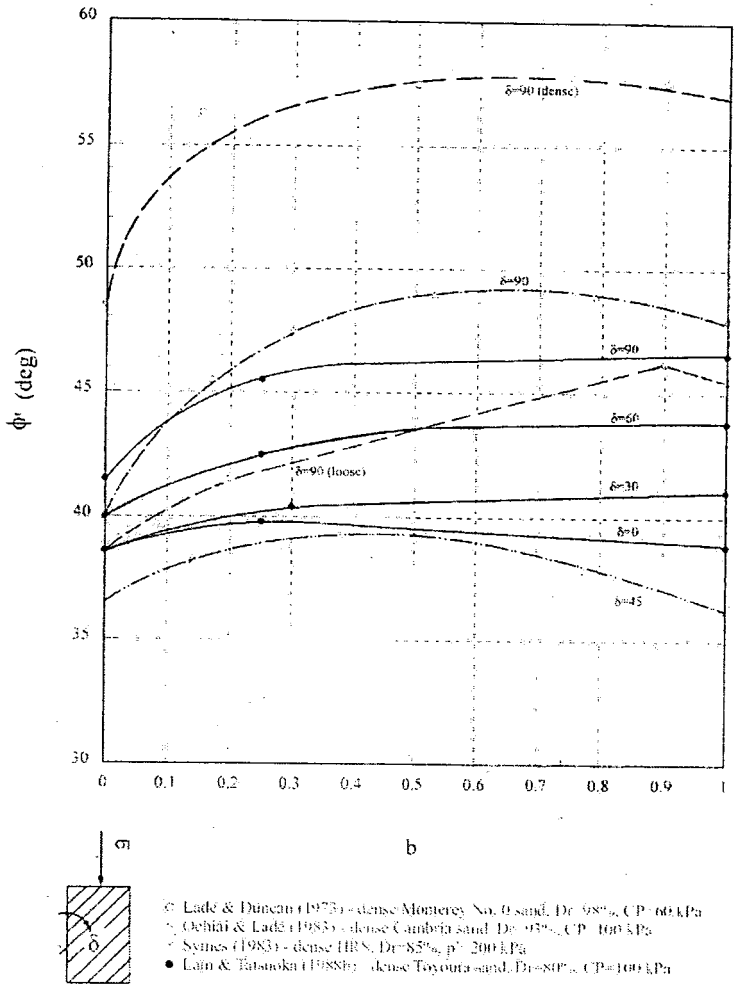
Sayão and Vaid (1996) ทำการศึกษา medium-loose Ottawa sand โดยใช้เครื่องมือ hollow cylinder ตัวอย่างดินที่เตรียมโดยวิธี water pluviation จะถูก isotropically consolidated ไปที่ effective mean stress p'=300 kPa หลังจากนั้นตัวอย่างจะถูกเฉือนจนวิบัติภายใต้สภาวะระบายน้ำโดยกำหนดค่า b = 0, 0.3, 0.5,

และ 0.8 ในขณะที่กำหนดค่า α คงที่เท่ากับ 45° รูปที่ 2-31 แสดงพฤติกรรม shear และ volumetric ของการทดลองเหล่านี้ พฤติกรรมที่ stiff ที่สุดจะเกิดขึ้นเมื่อ b=0.3 ซึ่งเป็นสภาพที่ใกล้กับสภาพ 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 and Vaid, 1996)

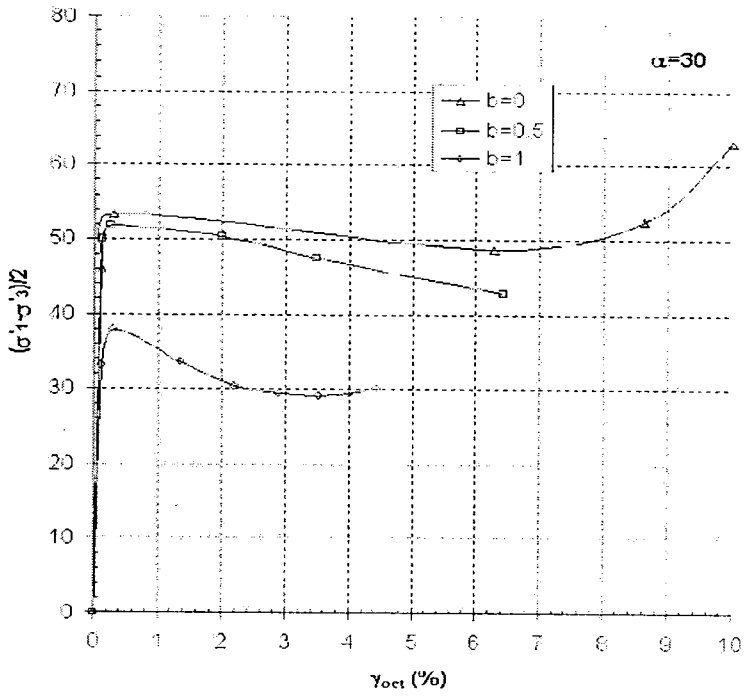
รูปที่ 2-32 แสดงข้อมูล drained strength ที่ศึกษาโดยผู้วิจัยหลายคน (Ochiai and Lade, 1983; Lade and Duncan, 1973; Lam and Tatsuoka, 1988b) ที่ทดลองกับดิน isotropically consolidated (OCR=1) สิ่งที่สำคัญที่พบคือค่า drained strength จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า b เพิ่มขึ้นจนถึงค่า 0.6 และมีค่าคงที่หรือลดลงเล็กน้อยหลังจากนั้น จากการศึกษาเหล่านี้ยังแสดงอย่างชัดเจนว่าพฤติกรรม anisotropy จะลดลงเมื่อทิศทางของ major principal stress หมุนไปจนตรงกับ bedding plane



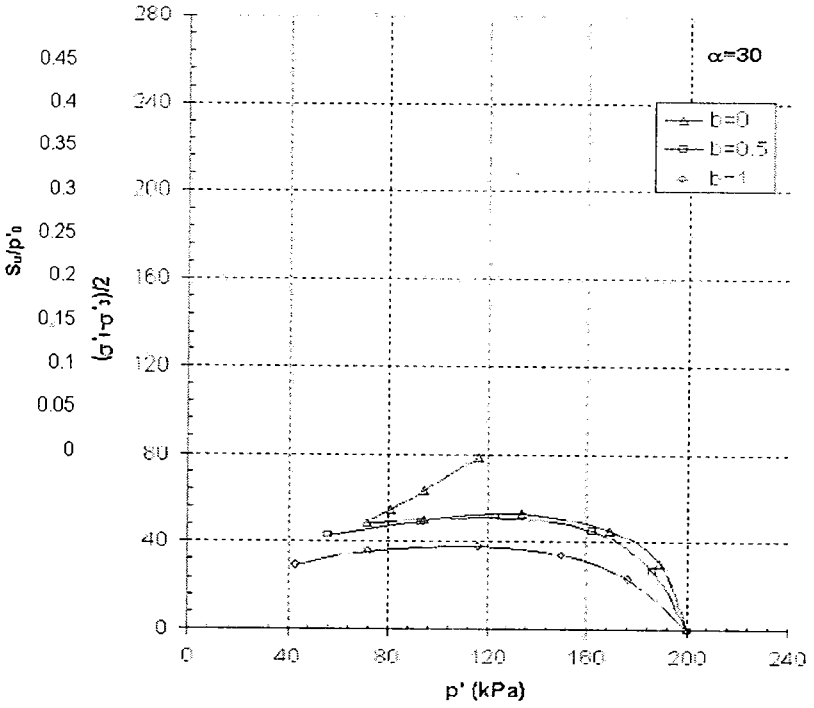
รูปที่ 2-32 ผลกระทบของค่า b ต่อพฤติกรรม anisotropy ของค่า peak ϕ' (ปรับปรุงมาจาก Zdravkovic (1996))

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 α=30° 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



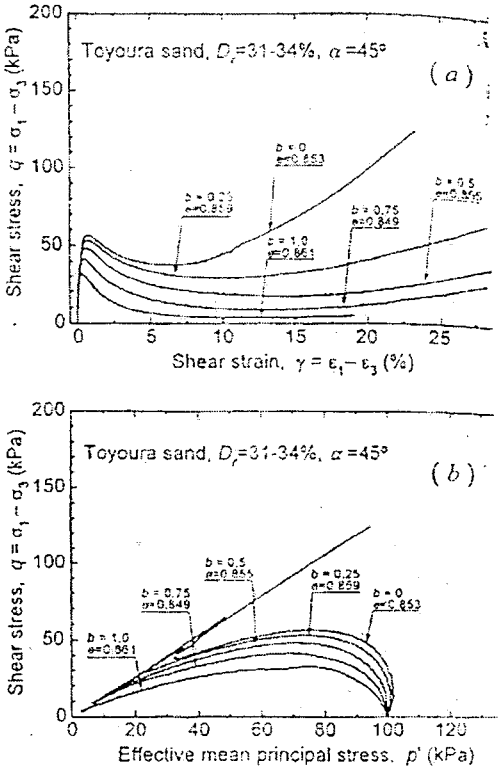
(*b*) effective stress path และ undrained strength anisotropy

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

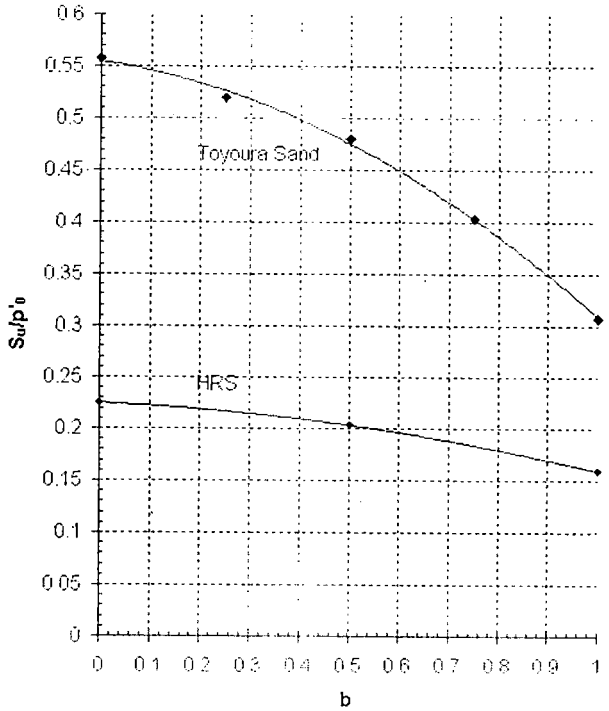
พฤติกรรมเล่านี้ขึ้นอยู่กับค่าของ α ดังแสดงในรูปเล็กในรูปที่ 2-33**(b)** ค่า undrained strength, s_u ถูก normalized โดยค่า effective stress ก่อนการเฉือน (p'_o=200 kPa) สำหรับค่า α ที่น้อยกว่า 45° จะไม่มีพฤติกรรม undrained strength anisotropy เมื่อ b<0.5 อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ s_u ถึง 40% จะเกิดขึ้นที่ค่า b มากขึ้น หลังจากค่า α=45° 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 ต่างๆ โดยควบคุมค่า α=45° 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 α=45° 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 ที่เฉือนที่ α=45° (ข้อมูลจาก Yoshimine et al. (1998) และ Shibuya (1985))

2.3.6 ความเหมาะสมของเครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เพื่อศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน

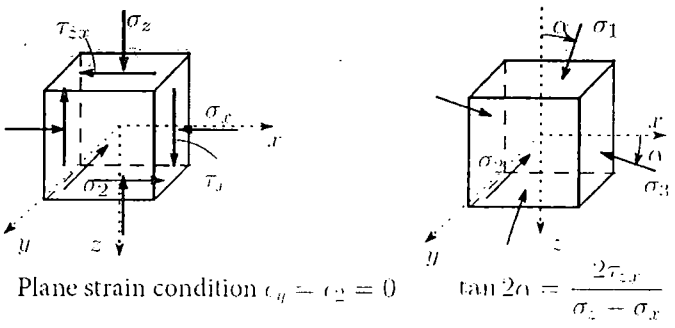
การศึกษาพฤติกรรมของดินโดยมากจะใช้การทดลองในห้องปฏิบัติการซึ่งได้มีการพัฒนาเครื่องมือต่างๆเพื่อสามารถให้แรงแบบต่างๆกับตัวอย่างดินได้ การทบทวนหัวข้อเกี่ยวกับเครื่องมือการทดลองในห้องปฏิบัติการได้กล่าวไว้โดย Saada and Townsend (1981), Arthur (1988), Tatsuoka (1988), และ Menkiti (1995)

ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดินนั้นต้องการเครื่องมือทดลองในห้องปฏิบัติการที่สามารถควบคุมทั้งขนาดและทิศทางของ principal stress ระหว่างการเฉือนได้ นอกจากนี้ยังต้องสามารถควบคุมการระบายน้ำได้เพื่อให้สามารถทำการทดลองทั้งภายใต้สภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

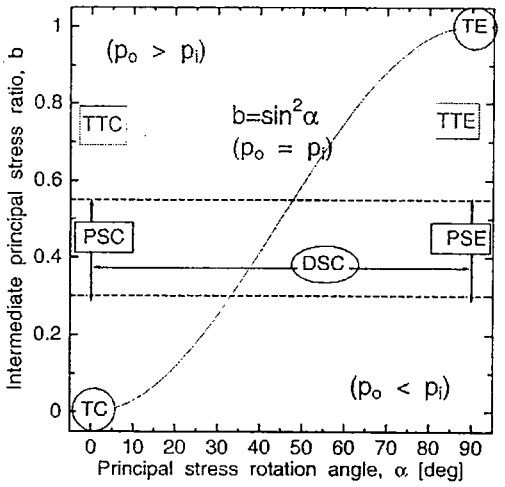
เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder กลายเป็นเครื่องมือที่นิยมในงานวิจัยทางวิศวกรรมปฐพีเพราะสามารถควบคุมได้ทั้งขนาดและทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมค่า axial load, torque, และ outer และ inner pressure และยังสามารถควบคุมและวัดค่า back pressure และสามารถทำการทดลองได้ทั้งในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ 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** อย่างไรก็ตามก็ยังคงมีปัญหากับเครื่องมือนี้คือ 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 $\varepsilon_2 = 0$)

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

DSC: Directional shear cell ($0^\circ \le \alpha \le 90^\circ$ under condition of $\varepsilon_2 = 0$)

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

รูปที่ 2-37 สภาพของความเค้นในเครื่องมือการทดลองชนิดต่างๆ

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

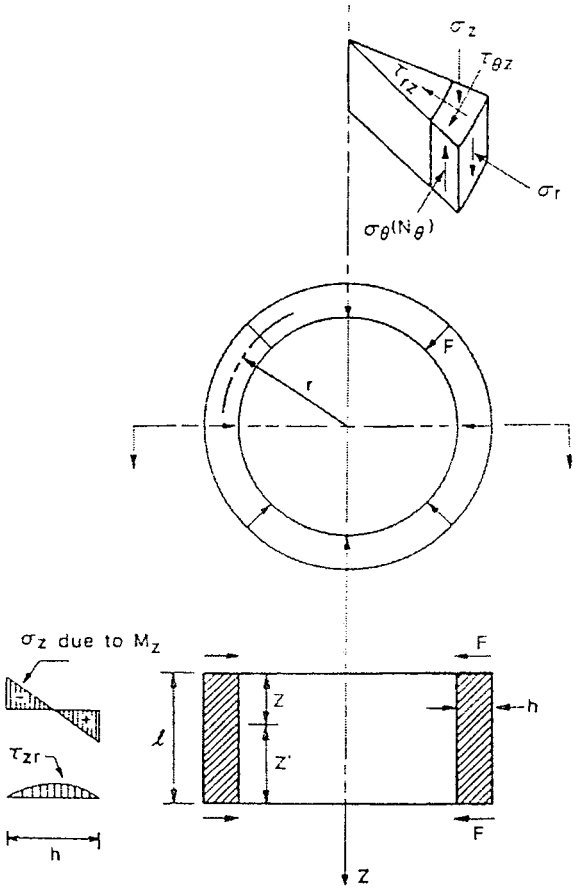
2.3.7 Non-uniformity ในตัวอย่างดินในการทดลอง hollow cylinder

ถึงแม้ว่าเครื่องมือ hollow cylinder จะสามารถใช้ศึกษาพฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะความเค้นที่หลากหลายแต่มันก็มีข้อเสียเนื่องจากการกระจายของความเค้นและความเครียดอย่างไม่สม่ำเสมอในตัวอย่างดิน

ผลรวมของ normal stress และ torsional shear stress จะทำให้เกิดการเอียงของทิศ major principal stress จากแนวดิ่งสำหรับตัวอย่างดินในอุปกรณ์ hollow cylinder แรง torque ที่กระทำจะทำให้เกิด shear stress ทั้งในทิศแนวดิ่งและแนวนอน 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 ตลอดความหนาของตัวอย่างดินเป็นศูนย์ ดังนั้น $\sigma_r=\sigma_\theta$ 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 เป็นฟังชั่นของรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดินและคุณสมบัติของดิน หัวข้อเหล่านี้จะกล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

อีกสาเหตุหนึ่งของ strain non-uniformity เกิดเนื่องมาจาก end restraint เกิดจากความเสียดทานระหว่าง platen และตัวอย่างดินซึ่งจะทำให้เกิด radial shear stresses τ_{zr} ที่ด้านบนและด้านล่างของตัวอย่างดิน แม้ว่าจะสามารถลดความฝืดแต่ความฝืดนี้เป็นสิ่งจำเป็นในการถ่ายแรง 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 ต่อการ

กระจายของความเค้นจะขึ้นกับรูปทรงทางเรขาคณิตของตัวอย่างดิน, พฤติกรรมของดิน, และสภาพของความเค้น



รูปที่ 2-38 ส่วนประกอบของความเค้นในตัวอย่างดิน hollow cylinder โดยพิจารณา end-effect (after Saada and 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

$$\beta_3 = \frac{\int_a^b \left|\sigma(r) - \bar{\sigma}^*\right| \cdot dr}{(b-a)\cdot \sigma_L} \qquad (2\text{-}8)$$

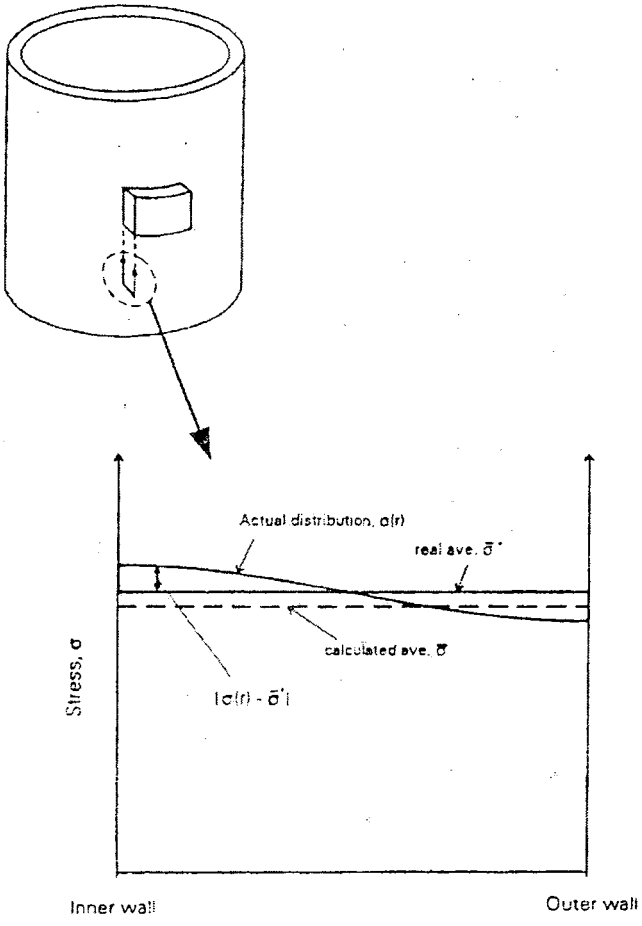
โดยที่ $\sigma(r)$ คือการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

$\bar{\sigma}^*$ คือค่าเฉลี่ยจริงจากการกระจายของความเค้นผ่านกำแพงของตัวอย่างดิน

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

a และ b คือรัศมีภายในและภายนอก

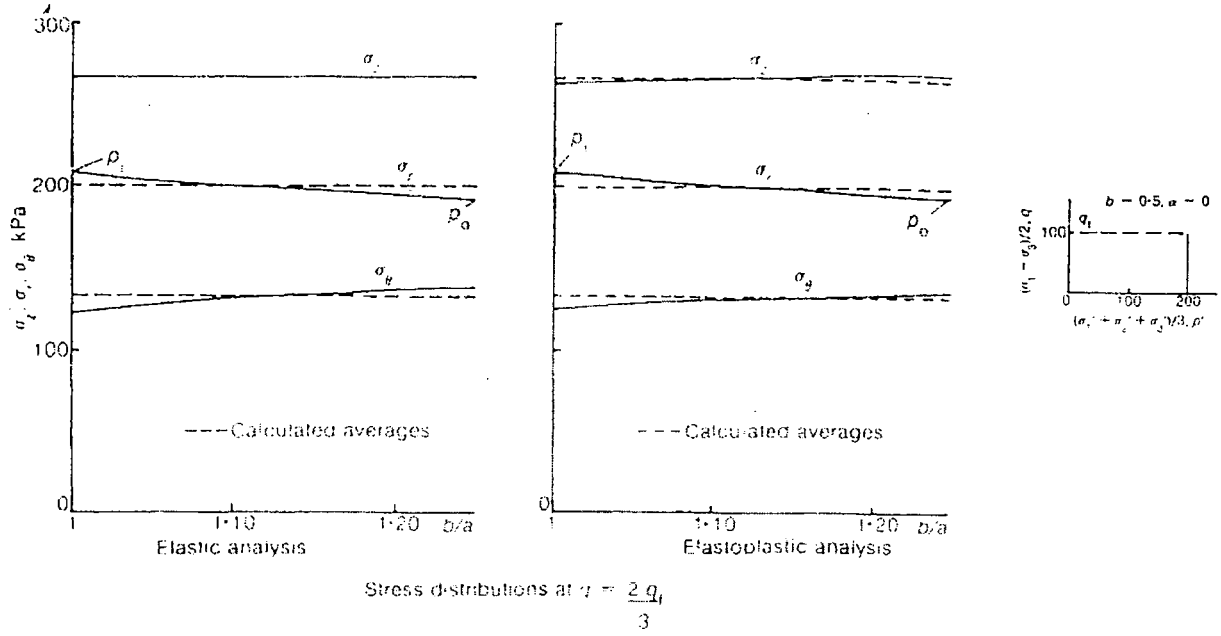
รูปที่ 2-39 แสดงนิยามในการประเมินค่า stress non-uniformity และ accuracy เส้น $\bar{\sigma}$ คือค่าความเค้นเฉลี่ยที่ได้จากการทดลอง นอกจากนี้ยังสามารถวิเคราะห์ทำนองเดียวกันกับ non-uniformity ได้



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

การศึกษานี้ศึกษาผลกระทบของรูปทรงทางเรขาคณิตต่อ non-uniformity ในตัวอย่างดิน hollow cylinder ตัวอย่างดินมีความหนาของผนัง 25 มม, รัศมีภายนอก 250 มม; รัศมีภายใน 200 มม, และเปลี่ยนแปลงค่าความสูง ตัวอย่างการกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่างดินที่ 2/3 ของ failure stress

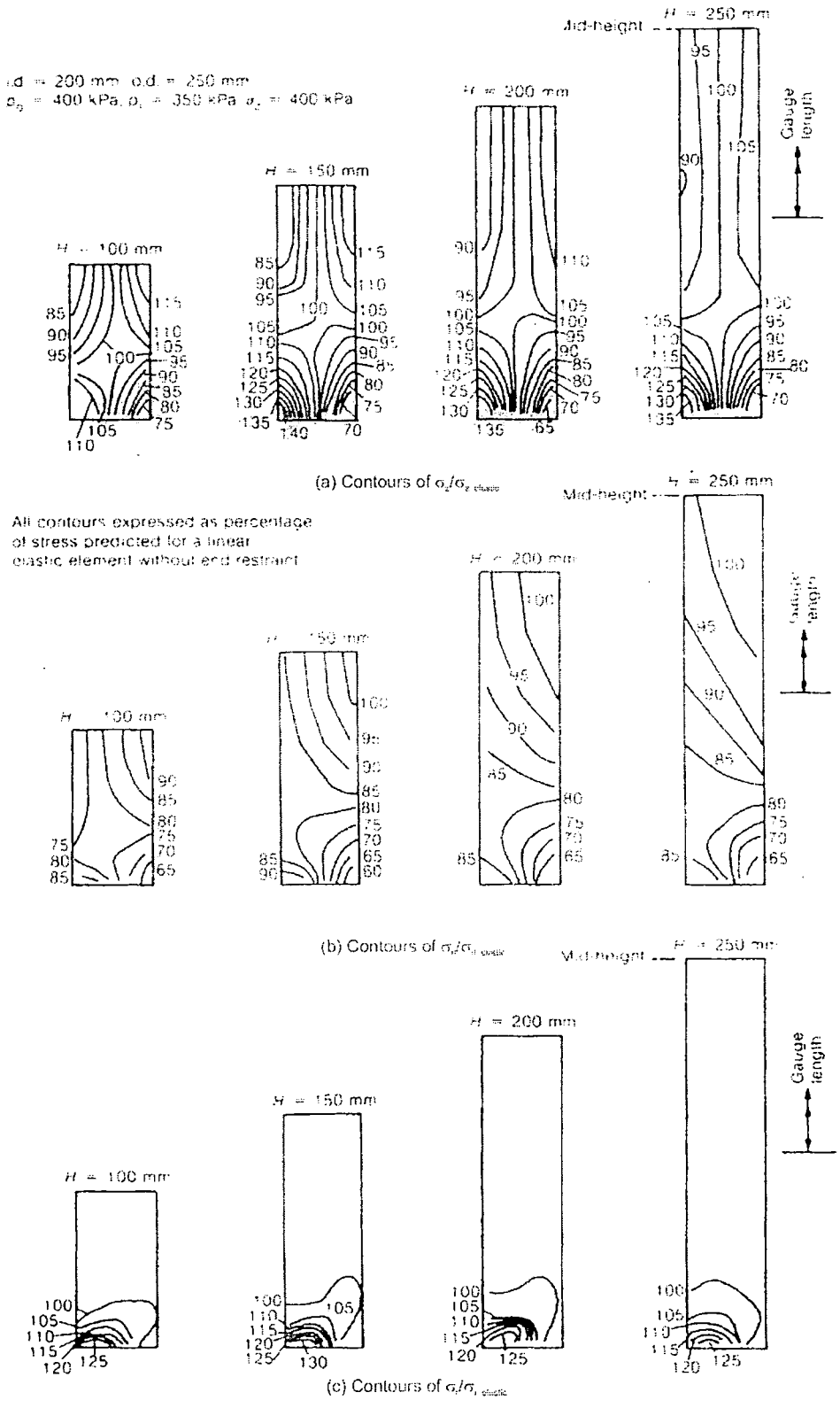
ได้แสดงในรูปที่ **2-40** ตัวอย่างดินถูก isotropicaly consolidated ไปที่ p'=200 kPa และตามด้วยการเฉือนแบบระบายน้ำไปที่ shear stress 100 kPa และมีค่า p' คงที่และค่า b=0.5 โดยมีค่า inner และ outer pressure เท่ากัน แล้วสังเกตการกระจายอย่างไม่สม่ำเสมอของ radial และ circumferential stress ผ่านผนังของตัวอย่างดิน นอกจากนี้ยังพบการกระจายแบบไม่สม่ำเสมอของ normal stress เมื่อใช้แบบจำลองของดินแบบ elasto-plastic



Stress distributions at $q = \frac{2}{3} q_f$

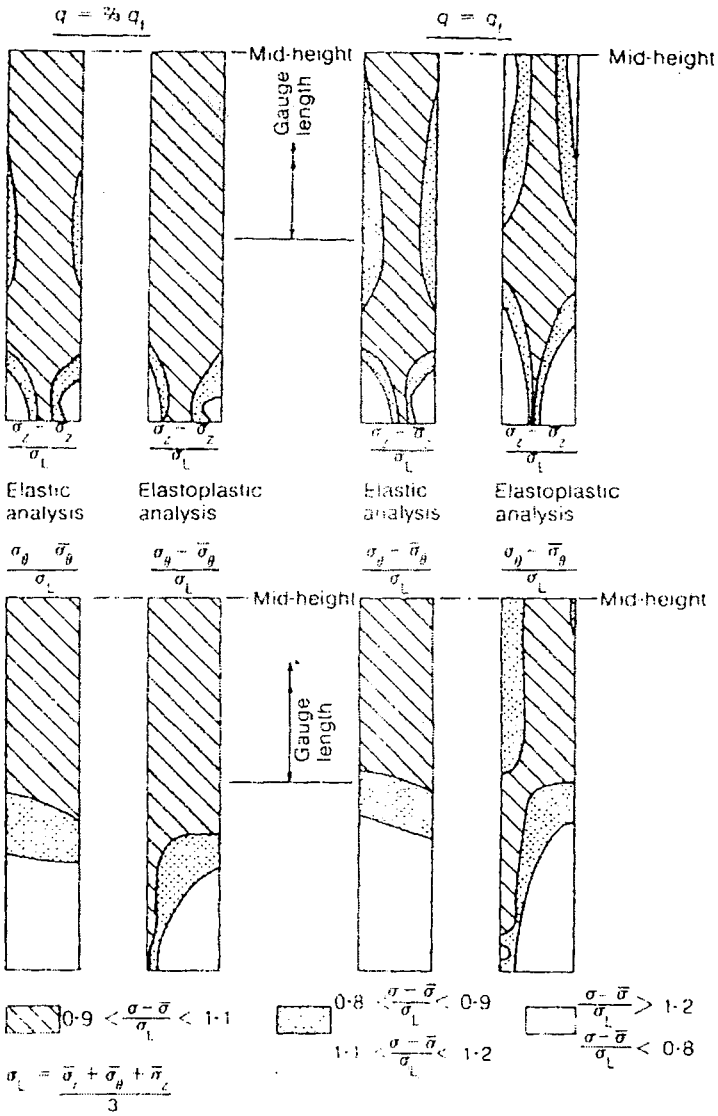
รูปที่ 2-40 การกระจายของความเค้นผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder (Hight et al., 1983)

รูปที่ 2-41 แสดงผลกระทบของ 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 ของเปอร์เซ็นของผลการวิเคราะห์ linear elastic โดยไม่มี end restraint ค่า Poisson's ratio คือ 0.499 ผลการวิเคราะห์จะแสดง stress non-uniformity ระหว่างปลายของตัวอย่างดิน โดยที่เด่นชัดที่สุดคือ axial stress



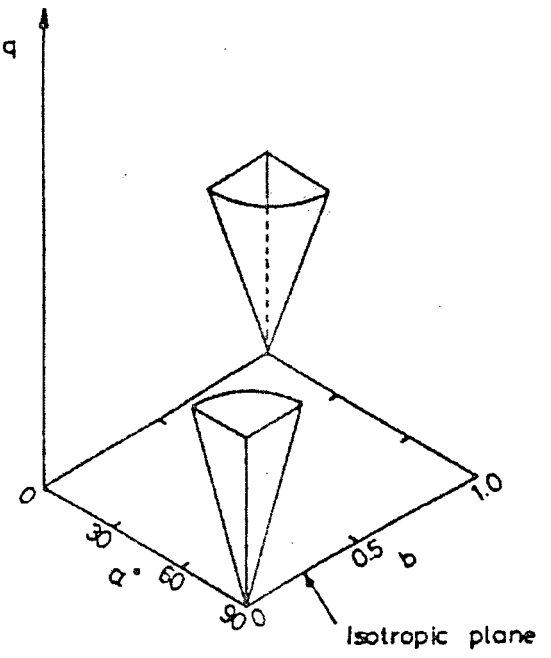
รูปที่ 2-41 การกระจายของความเค้นในตัวอย่าง fixed-end hollow cylinder ที่มีความสูงต่างๆจากการวิเคราะห์ linear elastic (Hight et al., 1983)

รูปที่ 2-42 แสดงผลการวิเคราะห์ผลกระทบของ end restraint ต่อตัวอย่าง hollow plastic พฤติกรรมของวัสดุพิจารณาเป็น strain-hardening plastic รูปที่ 2-40 แสดง average stress path (b=0.5 และ α =0°) 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) และที่ 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 and 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 ($R = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$) ซึ่งนิยามในสมการ (2-9)

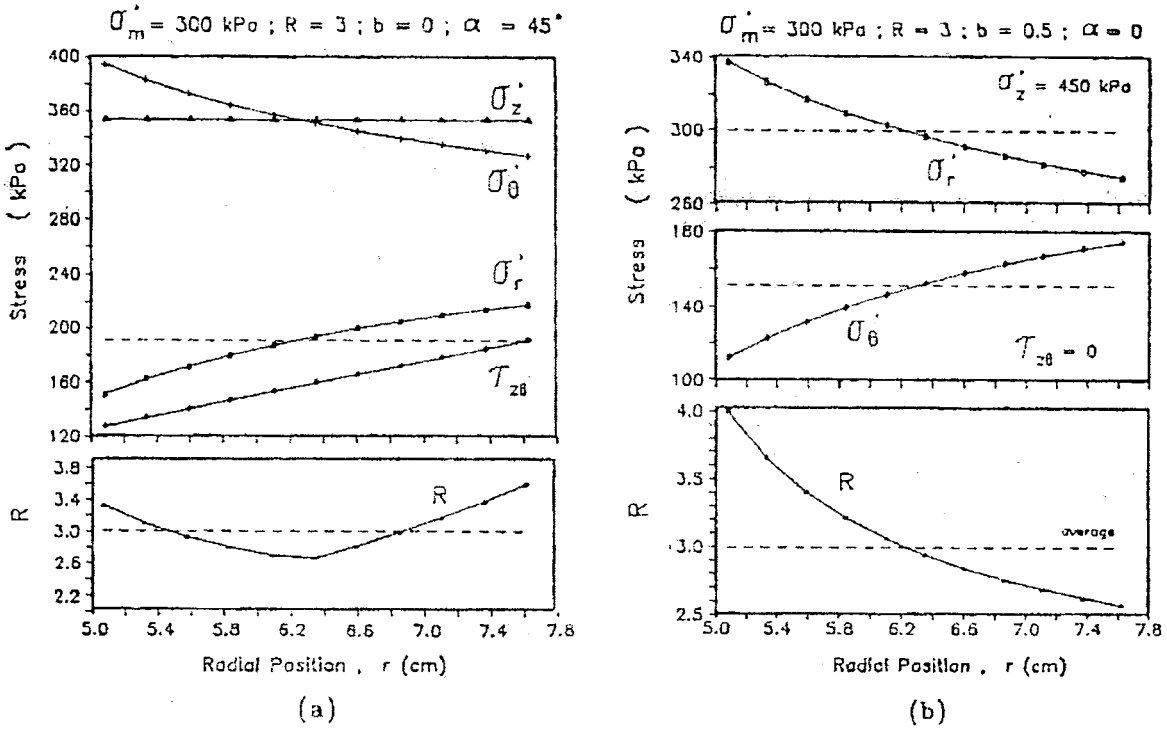
$$\beta_R = \frac{R_{\max} - R_{\min}}{R_{av}} \tag{2-9}$$

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

R_{av} คือค่า stress ratio เฉลี่ย

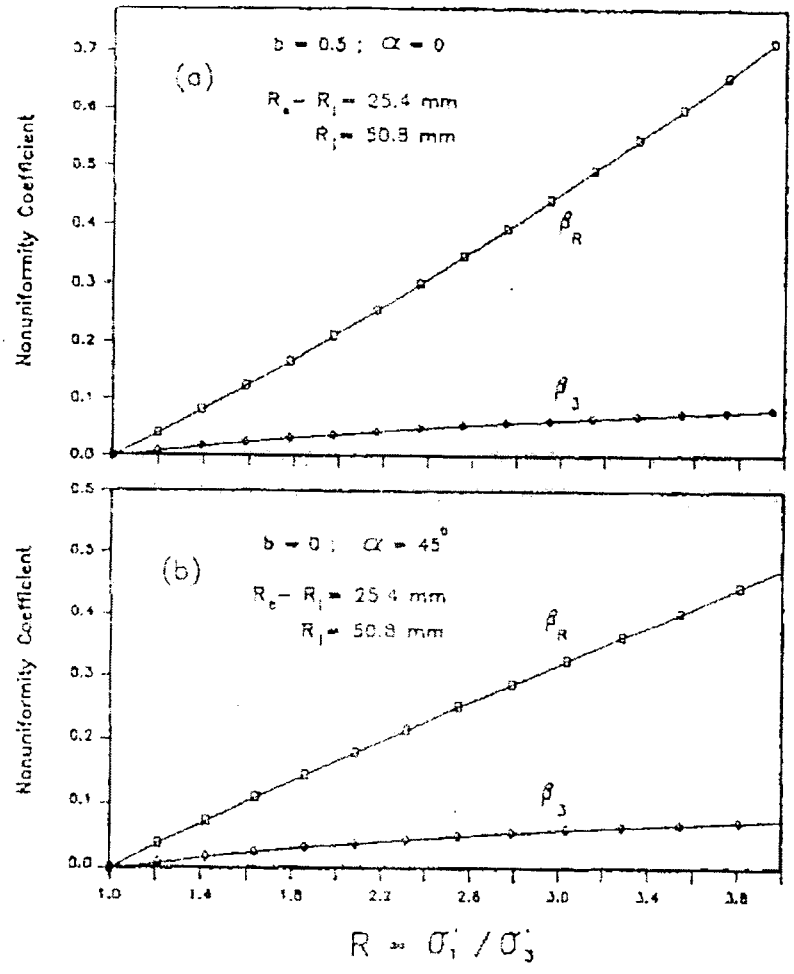
รูปที่ 2-44 แสดงตัวอย่างของการกระจายของ elastic stress ผ่านผนังของตัวอย่างดินที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในและภายนอกเท่ากับ 120 มม และ 152 มม และมีความหนา 25 มม โดยทำการวิเคราะห์ที่สภาพความเค้น 2 ค่า คือ (i) p'=300 kPa, R=3, b=0 และ α =45° และ (ii) p'=300 kPa, R=3, b=0.5

and $\alpha = 0^{\circ}$ ค่า stress non-uniformity coefficient (β_3) ที่เสนอโดย Hight *et al.* (1983) สำหรับทั้งสองกรณีเป็น 0.07 ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ที่ $\beta_3 \leq 0.11$ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาค่าการกระจายของ stress ratio จากตัวแปร stress non-uniformity coefficients (β_R) ของกรณีที่หนึ่งและสองจะได้ค่า 0.32 และ 0.46 ซึ่งไม่อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้โดย Sayão and Vaid (1991) เนื่องจากแสดงว่าอาจจะมีความแตกต่างของค่า mobilized shear resistance angle ในสภาพ triaxial มากถึง 10.5°



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

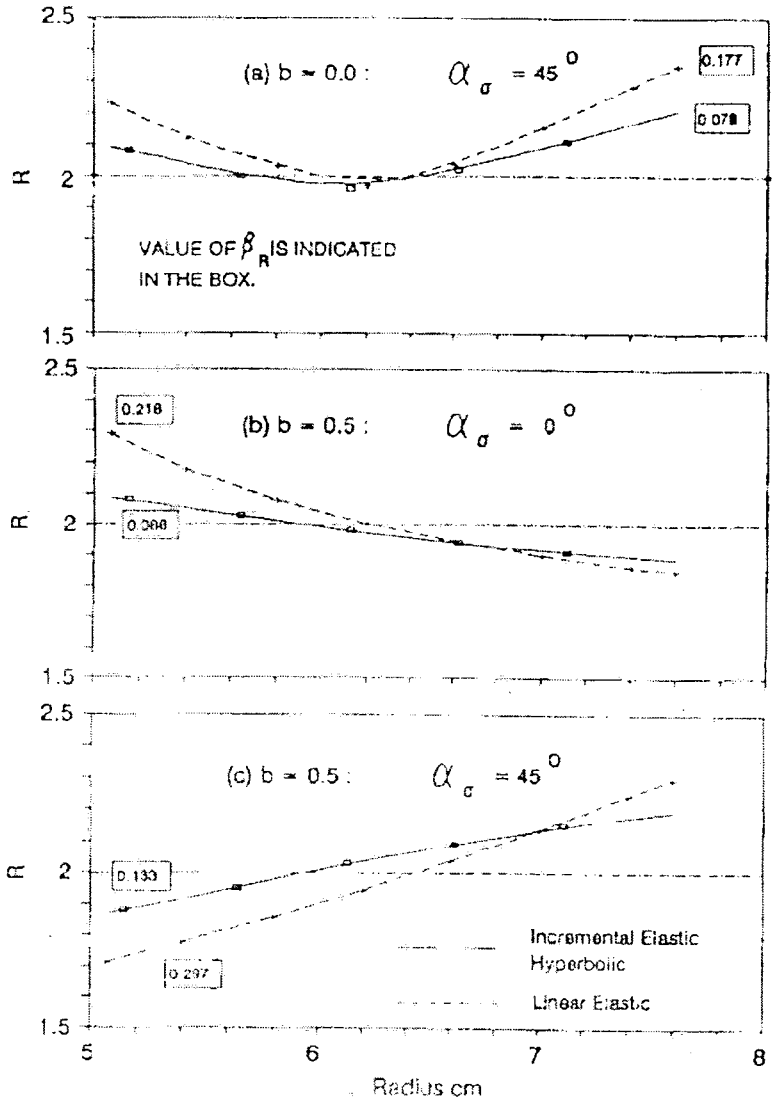
รูปที่ 2-45 แสดงว่า stress non-uniformity เพิ่มขึ้นกับค่า stress ratio (R) (Sayão and Vaid, 1991) และแนะนำว่า stress non-uniformity จะยังยอมรับได้เมื่อค่า $\beta_R \leq 0.2$ ซึ่งค่านี้จะตรงกับความแตกต่างของค่า R_{max} และ R_{min} ไม่เกิน 20% ดังนั้นจึงแนะนำว่าควรควบคุมให้ค่า stress ratio น้อยกว่า 2.5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



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

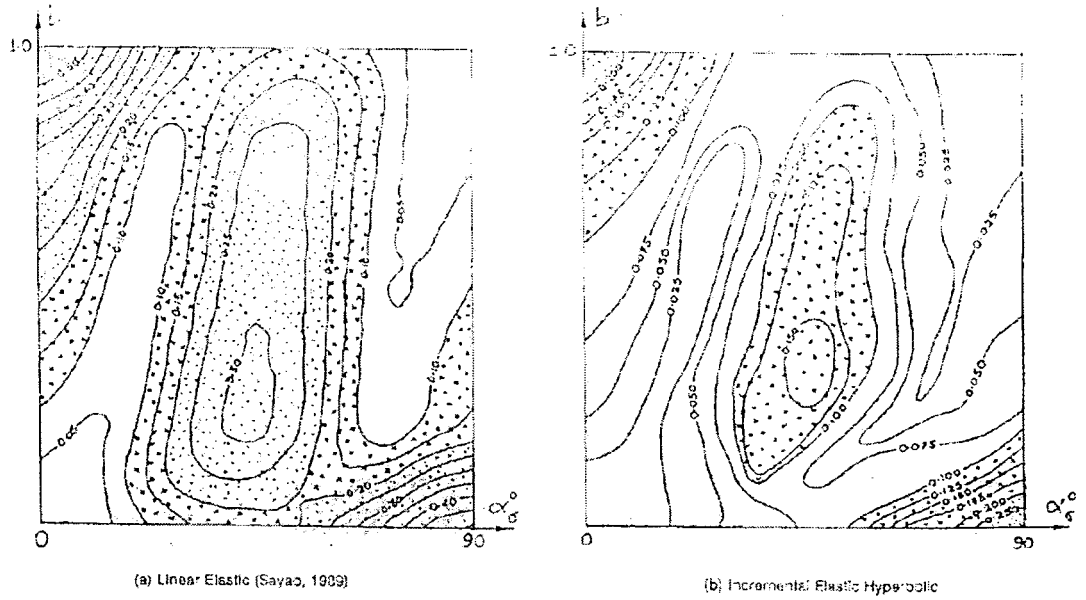
นอกจากนี้เขายังสรุปว่าการเพิ่มความหนาของผนังจะเพิ่ม stress non-uniformity และการใช้รัศมีภายในมากกว่า 40-50 มม จะสามารถลด stress non-uniformity ได้

Wijewickreme and 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 α =0° และ 45° ที่ R=2 ซึ่งพบว่าผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง linear elastic แสดง stress non-uniformity ที่มากกว่าผลจากแบบจำลอง non-linear

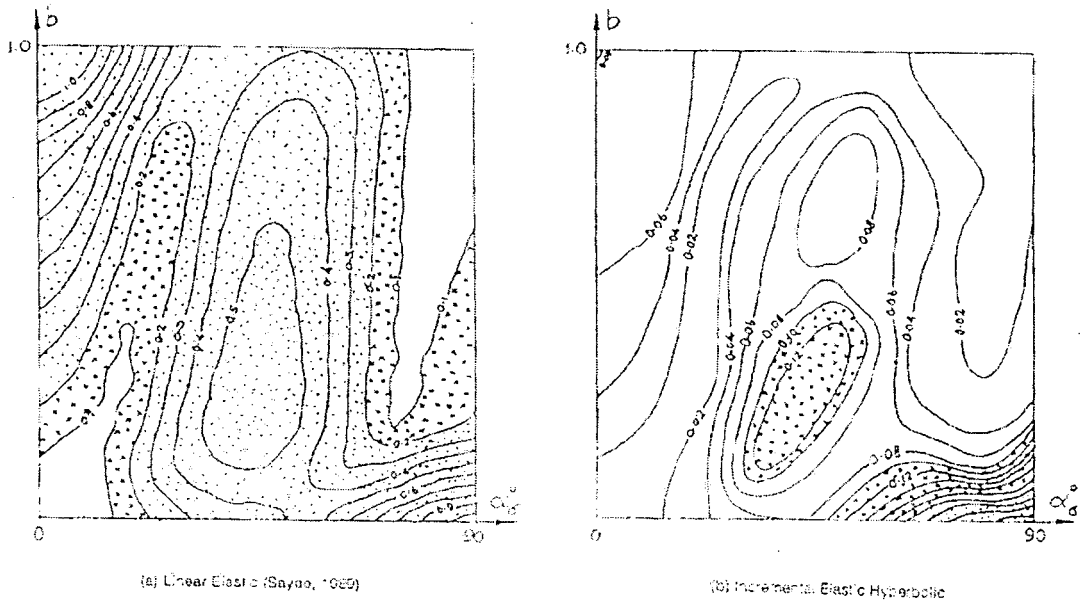


รูปที่ 2-46 การกระจายของค่า stress ratio ผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder ที่ p' = 300 kPa, R = 2.0, และ Dr = 30% (Wijewickreme and Vaid, 1991)

เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์แบบ non-linear Wijewickreme and 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 (คือบริเวณที่แรเงาจะเล็กลงในรูปี่ 2-48)



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



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

2.4 การวัดพฤติกรรม stress-strain

พฤติกรรม stress-strain ของดินนั้นสำคัญมากสำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี ด้วยเหตุนี้จึงมีวิธีหลากหลายในการประเมินพฤติกรรม stress-strain และ stiffness ของดินทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม

วิธีการวัดค่า stiffness ของดินจะแตกต่างกันไปตามขนาดของความเครียดที่สนใจ รูปที่ 2-49 แสดงของเขตของความเครียดสำหรับการทดลองต่างๆ (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

<table>
<tr><td colspan="2">Magnitude of strain</td><td>10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}</td></tr>
<tr><td colspan="2">Phenomena</td><td>Wave propagation, vibration | Cracks, differential settelment | Slide, compaction, liquefaction</td></tr>
<tr><td colspan="2">Mechanical charecturistics</td><td>Elastic | Elasto-plastic | Failure</td></tr>
<tr><td colspan="2">Effect of load repetition</td><td>←——————→</td></tr>
<tr><td colspan="2">Effect of rate of loading</td><td>←——————→</td></tr>
<tr><td colspan="2">Constants</td><td>Shear modulus. Poisson's ratio. Damping | Angle of interal friction, cohesion</td></tr>
<tr><td rowspan="3">In-situ measurement</td><td>Seismic wave method</td><td>←——→</td></tr>
<tr><td>In-istu vibretion test</td><td>←——————→</td></tr>
<tr><td>Repeated loading test</td><td>←——————→</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Laboratory measurement</td><td>Wave propagation precise test</td><td>←——→</td></tr>
<tr><td>Resonant column precise test</td><td>←——————→</td></tr>
<tr><td>Repeated loading test</td><td>←——————→</td></tr>
</table>

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 สามารถทดสอบด้านกำลัง อย่างไรก็ตามข้อจำกัดของการทดลองนี้คือไม่สามารถวัดค่า damping ratio ยกเว้นในการทดลอง cyclic test

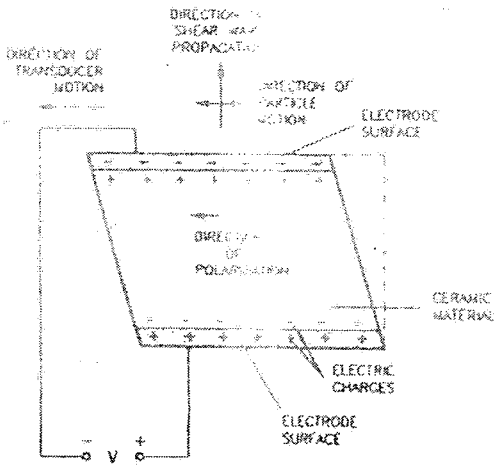
ii) Bender Element test

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 and Madshus (1985)) ขนาดของความเครียดบนตัวอย่างดินของการทดลองนี้จะน้อยกว่า 0.001% (Dyvik and 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 ที่ทั้งสองด้านและขนานกับทิศทางของการ polarization การเคลื่อนตัวของ shear-plate transducer จะตั้งฉากกับทิศทางการเดินทางของ 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 and 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

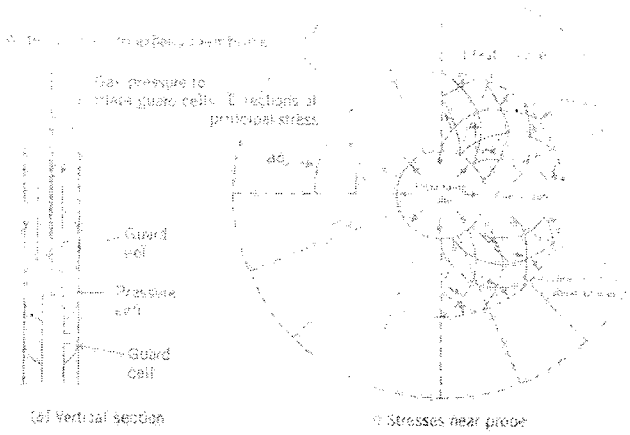
เครื่องมือ torsional shear hollow cylinder เป็นที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรม anisotropy ของดิน เนื่องจากเครื่องมือนี้สามารถควบคุมทั้งขนาดของ principal stress และทิศทางของ major principal stress โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ axial load, torque, และ outer และ inner pressure นอกจากนี้ยังสามารถควบคุมและวัดค่า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

2.3.2 การทดลองในสนาม

i) Pressuremeter test

การทดลอง pressuremeter test เป็นการขยายทรงกระบอกยาวในดินออกในแนวรัศมี 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)) เป็นแท่งทรงกระบอกยาวที่วางไว้ที่ความลึกที่ต้องการในหลุมเจาะและมีการให้ความดันใน cell ความเค้นใกล้ๆ 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) Meard 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

มีวิธีกาทดลองแบบ 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 ในระดับเดียวกันจากนั้นจึงวัดระยะเวลาที่คลื่นใช้ในการเดินทางระหว่างหลุมทั้งสองที่

ระดับความลึกต่างๆ 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 จะมีราคาถูกกว่าและสามารถให้ข้อมูลชั้นดินได้ดีกว่าแต่มีข้อเสียคือต้องการ source ที่มีกำลังมากเมื่อทดลองที่ความลึกมากเนื่องจาก energy decay

การทดลอง seismic cone penetration test (SCPT) เป็นอีกวิธีในการหาค่า in-situ seismic wave velocity ซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน เช่น shear modulus และ Poisson's ratio การทดลองประกอบด้วยการวัดระยะเวลาการเดินทางของคลื่นที่เดินทางจาก wave source บนผิวดินไปสู่แถวของ geophone ที่ติดตั้งอยู่ใน seismic cone penetrometer ที่ถูกกดลงไปใต้ผิวดิน คลื่นที่เดินทางนี้มีทั้ง shear wave (S-wave) และ compression wave (P-wave)

บทที่ 3 เครื่องมือ, วิธีการทดลอง, และแผนการทดลอง Triaxial

3.1 ขอบเขตของการทดลอง

การศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในโครงการนี้จะทำโดยใช้ triaxial apparatus อย่างไรก็ตามการศึกษานี้ไม่สามารถกระทำได้ด้วยเครื่องมือที่มีใช้อยู่ในปัจจุบัน (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 โดยการใช้ 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 & Khatrush, 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 การสรุปทบทวนถึงระบบ 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) ของดินที่ระดับความเครียดต่ำมากด้วยการวัดความเร็วของคลื่นสั่นสะเทือนที่วิ่งผ่านดินได้เริ่มมีการศึกษาสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่น การศึกษาในสนามโดยวิธีต่างๆโดย Ashford & Jakrapiyanun (1999) และ Shibuya & Tamrakar (1999) และการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วย bender element โดย Teachavorasinskun et al (2001) Teachavorasinshun et al. (2002a, b) Teachavorasinskun & Amornwithayalax (2002) Teachavorasinskun & Lukkunaprasit (2004) และ Teachavorasinskun & Akkarakun (2004) อย่างไรก็ตามข้อมูลส่วนมากมาจากผู้วิจัยกลุ่มเดียวและยังมีพฤติกรรมบางประการที่ยังไม่ได้ทำการศึกษา โครงการวิจัยนี้จึงจะทำการทดลองด้วย bender element

เพิ่มเติม โดยข้อมูลจากผลการทดลองในโครงการนี้ จะเป็นการเพิ่มข้อมูลในฐานข้อมูลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ อีกทั้งโครงการนี้จะทำการศึกษา bender element ในส่วนที่ไม่เคยศึกษามาก่อน เช่น anisotropy

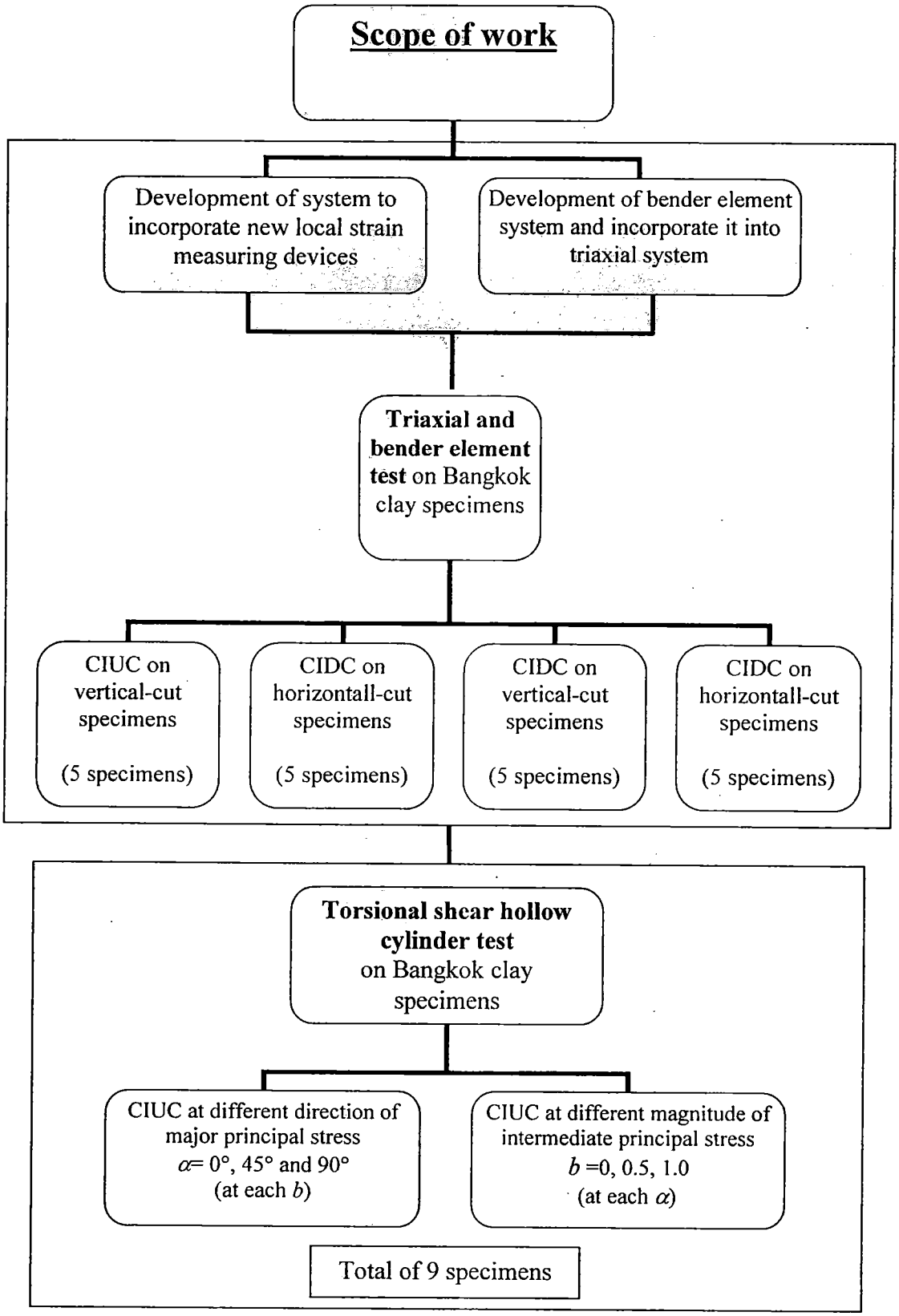


Figure 3.1 Research work diagram

3.2 การทดลอง triaxial

ในส่วนนี้จะอธิบายการออกแบบวิธีการวิจัยของการทดลอง 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

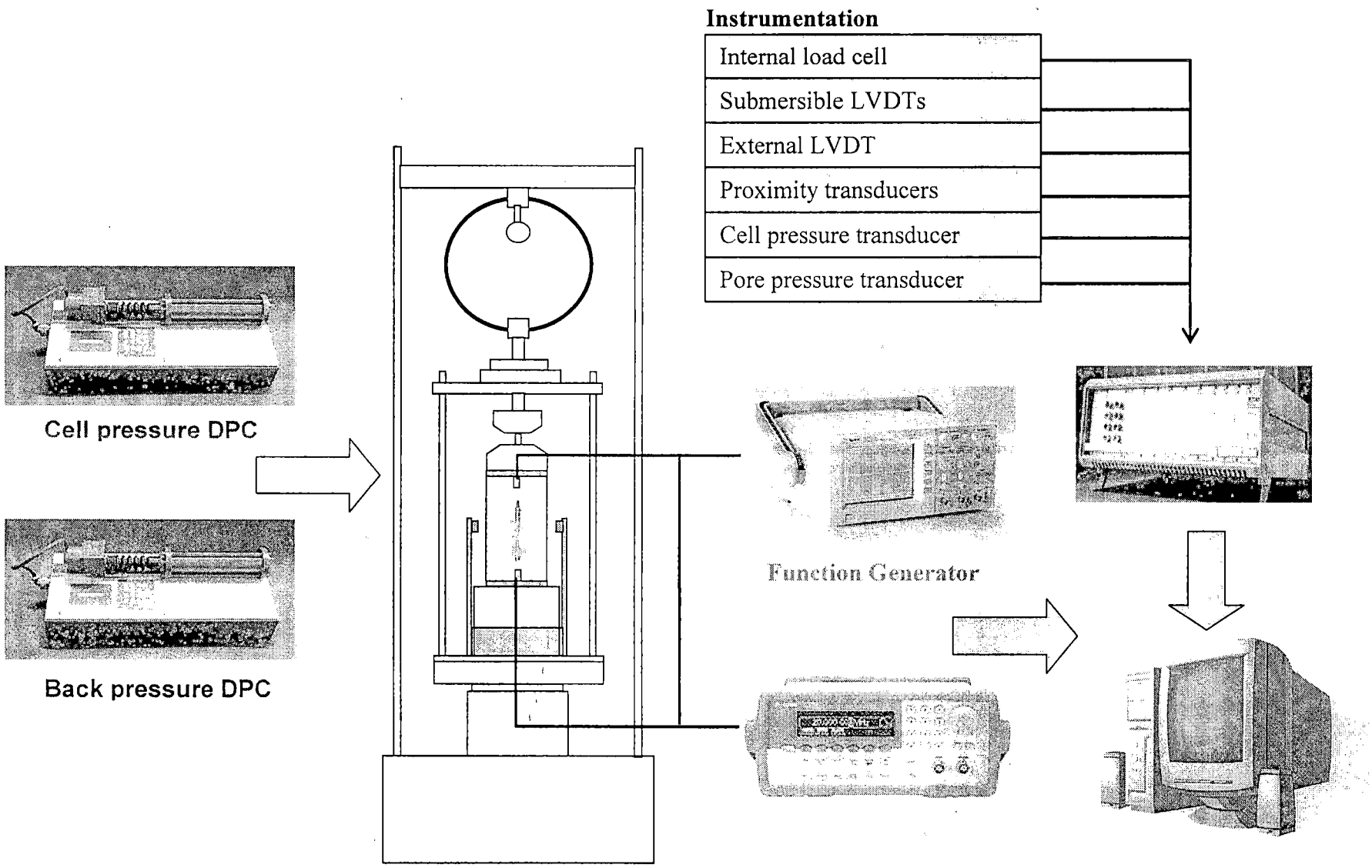
ถึงแม้ว่าเครื่อง triaxial แบบธรรมดาจะเป็นเครื่องมือการทดสอบที่นิยมที่สุดในการศึกษาพฤติกรรม stress-strain จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ ผลการทดลองจากเครื่องมือ triaxial แบบธรรมดานี้อาจจะไม่สะท้อนถึงพฤติกรรม stress-strain ที่แท้จริงของดิน โดยมักจะพบเสมอว่าค่า stiffness ของดินที่ได้จากเครื่องมือ triaxial 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 อย่างไรก็ตามขนาดของความเครียดที่สนใจนี้อยู่นอกจากความสามารถของเครื่องมือ triaxial ธรรมดา ดังนั้นได้มีการพัฒนาเครื่องมือ triaxial เพื่อให้สามารถวัดพฤติกรรม non-linear ได้อย่างแม่นยำโดยเฉพาะที่ความเครียดเล็กมาก 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



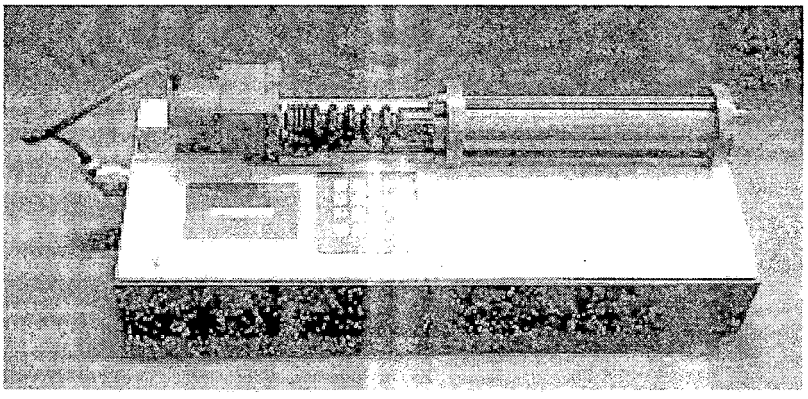
รูปที่ 3-2 ระบบเครื่องมือ triaxial ที่ใช้ในงานวิจัยนี้system

i) Triaxial cell

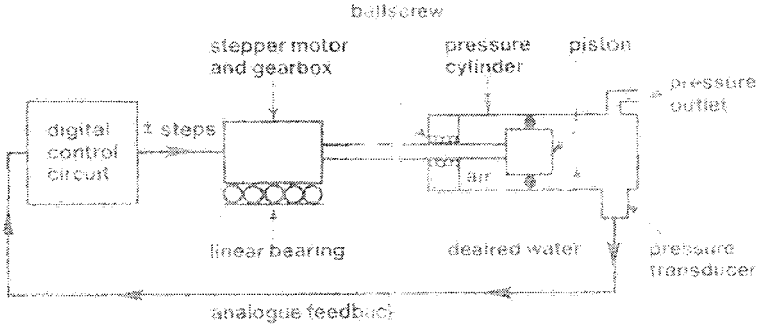
เครื่องมือนี้ใช้ triaxial cell ของ ELE รุ่น EL25-4157 สำหรับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มม แรงในแนวแกนต่อตัวอย่างดินกระทำโดย load frame triaxial chamber สามารถรองรับความดันมากที่สุด 1700 kPa และ load frame สามารถให้แรงกระทำมากสุด 45 kN

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 mm^3 ขนาดการทำงานของปริมาตรคือ 200 cm^3



(a) รูปถ่าย



(b) ไดอะแกรม

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

iii) Data logger

Data logger ที่ใช้เป็นยี่ห้อ ELE โดยมี 11 ช่องสัญญานเพื่อรับสัญญานของ transducer และขยายและกรองสัญญานก่อนการผ่านสัญญานไปสู่ 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 โดยการเพอ่มระบบ 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

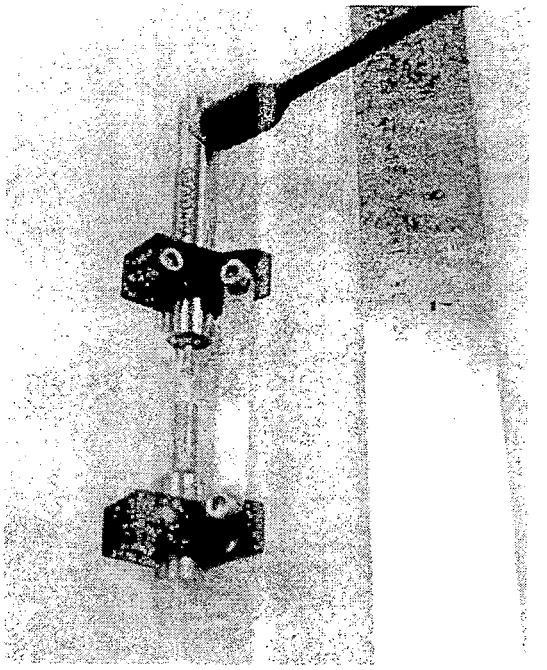
3.3.1 ระบบ local strain measurement

ในการพัฒนาเครื่องมือ triaxial ได้เพิ่ม submersible LVDT เพื่อใช้วัด local axial strain measurement สาเหตุในการเลือกใช้ submersible LVDT เนื่องจากความแข็งแรงของอุปกรณ์ และมีการเพิ่มระบบ proximity transducer เพื่อใช้วัด local redial 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 และได้ใช้ในงานวิจัยนี้

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

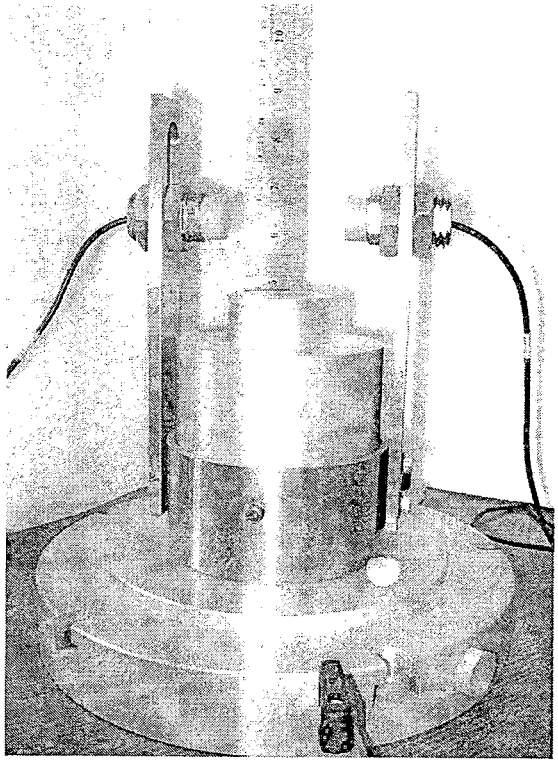


รูปที่ 3-4 Floating-type LVDT

ข้อดีของ LVDT คือ: (i) linear calibration curve, (ii) มี resolution ที่ดีประมาณ 2×10^{-5}% ถึง 1.4×10^{-3}%, และ (iii) ความเสถียร ในทางตรงข้าม LVDT ก็มีข้อจำกัดคือ: (i) ต้องการ cell fluid ที่ไม่นำไฟฟ้า (เช่น อากาศและ silicone oil) ยกเว้นแบบ water-submersible LVDT, (ii) ราคาแพง, (iii) ขนาดใหญ่ ยกเว้นแบบ miniature LVDT, และ (iv) แนวโน้มที่จะติดขัดของ inner rod เพราะการเอียงตัวของ LVDT เมื่อใกล้สภาพวิบัติ (Yimsiri and Soga, 2002)

ii) Proximity transducer

อุปกรณ์ proximity transducer คือ inductive displacement transducer ที่ทำงานบนหลักการของการวัดสนามแม่เหล็กไฟฟ้าจากการไหลของ eddy current ในเป้าโลหะ กาสูญเสียสนามแม่เหล็กจะแปรผันตรงกับระยะระหว่างหัววัดกับเป้าโลหะ ในงานวิจัยนี้ใช้ proximity transducer เป็นอุปกรณ์ local radial strain measurement การติดตั้งของ proximity transducer ได้แสดงในรูปที่ **3-5** โดย proximity transducer จะถูกยึดอยู่กับที่โดยเสาโลหะที่กึ่งกลางความสูงของตัวอย่างในแนวตรงข้ามกับเส้นผ่าศูนย์กลาง โดยเสานี้ถูกยึดกับฐานของ triaxial cell ด้วยสกรู เป้าโลหะใช้แผ่น aluminum foil รูปร่างสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 5×5 cm^2 ติดกับ rubber membrane โดยใช้ silicone sealant การเคลื่อนที่ของเป้าในแนวรัศมีจะวัดโดย proximity transducer และแปรเป็นการเปลี่ยนแปลงความยาวของเส้นผ่าศูนย์กลาง



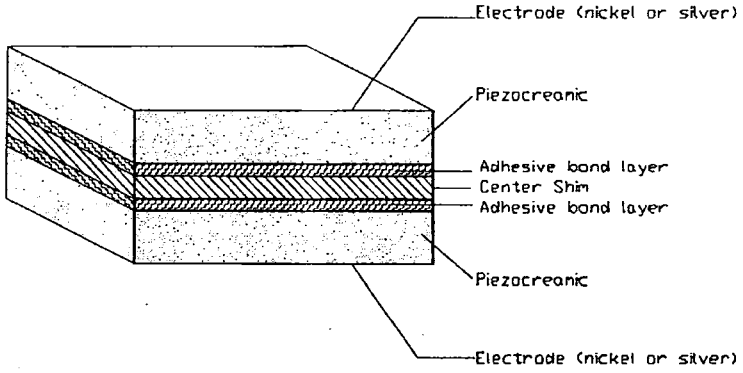
รูปที่ 3-5 Proximity transducer

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) การติดตั้งเป้าโลหะ, (ii) ราคาแพง, (iii) ไม่สามารถทำงานใต้น้ำ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ), และ (iv) มีผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงของความดันรอบๆ (ยกเว้นเมื่อสร้างมาเป็นพิเศษ) (Yimsiri and Soga, 2002)

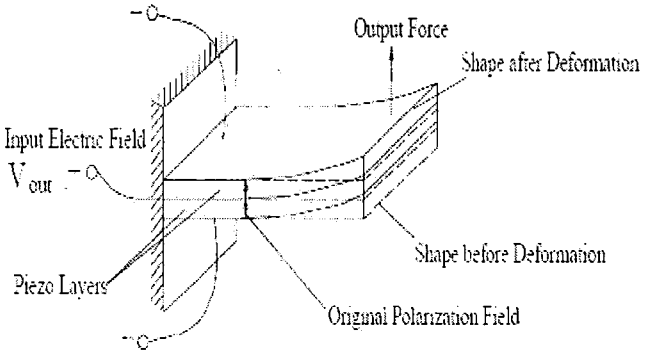
3.3.2 ระบบ bender element

i) การพัฒนาและการติดตั้ง

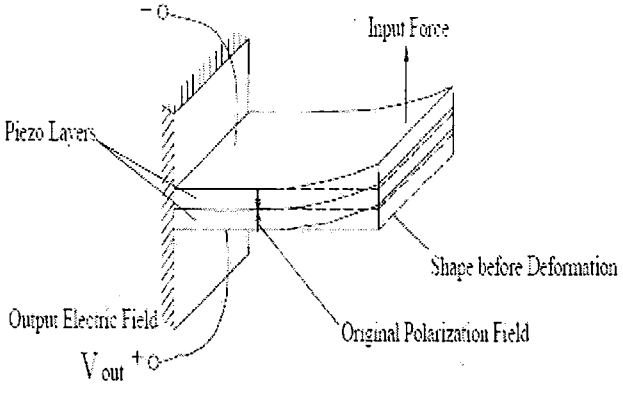
อุปกรณ์ bender element คือ electro-mechanical transducer ที่เปลี่ยนพลังงานกลและพลังงานไฟฟ้ากลับไปกลับมา โดยประกอบด้วย piezo-ceramic plate 2 อันเชื่อมติดกันคล้ายๆกับแซนวิชที่ต่อวงจรแบบอนุกรม (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น receiver) และแบบขนาน (ซึ่งเหมาะสมจะเป็น transmitter) bender elements ที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือแบบ T226-A4-303X/Y poled รูปที่ 3-6 แสดง piezoceramic bender element ที่ต่อวงจรแบบอนุกรมและขนาน เหตุผลของการใช้วัสดุนี้คือเมื่อมีกระแสไฟฟ้าผ่านมันจะหดตัวหรือขยายตัวและในทางกลับกันเมื่อมันหดตัวหรือขยายตัวมันจะให้ไฟฟ้าออกมา ดังนั้นถ้าให้ voltage ที่ทั้งสองด้านของ bender element ด้านหนึ่งจะยืดตัวและอีกด้านหนึ่งจะหดตัวดังรูปที่ 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

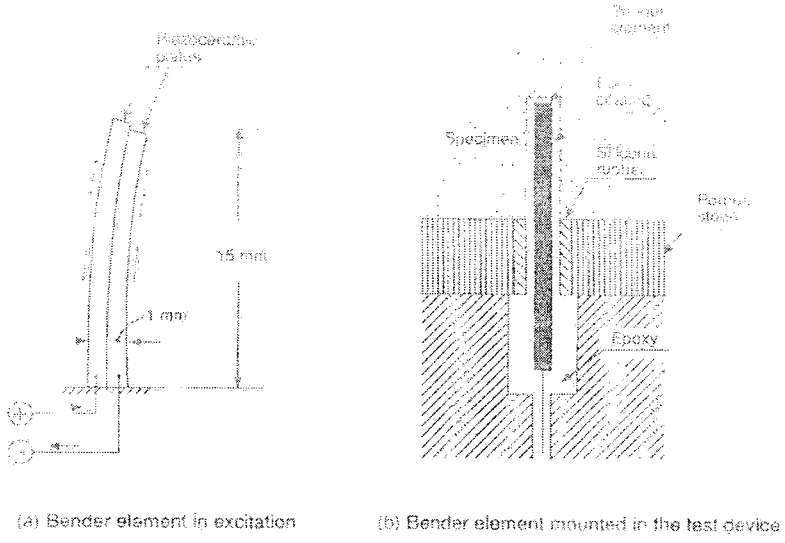


(b) Y - poled with parallel connection (3 wires)



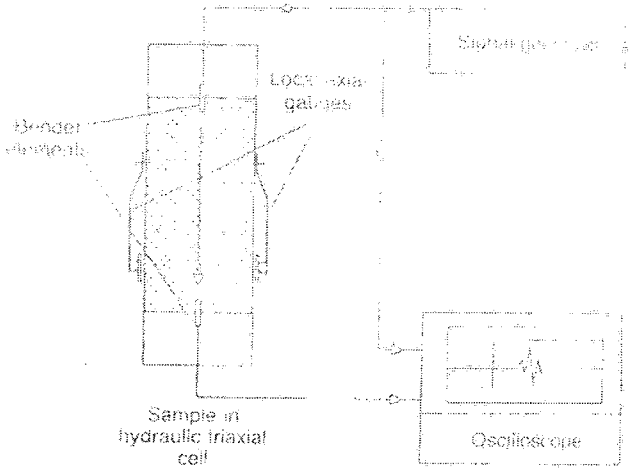
(c) X - poled with series connection (3 wires)

รูปที่ 3-6 Piezoceramic bender element ต่อแบบอนุกรมและขนาน



รูปที่ 3-7 Bender element (Dyvik and 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 and Atkinson, 1995b)

ii) Interpretations of arrival time

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

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

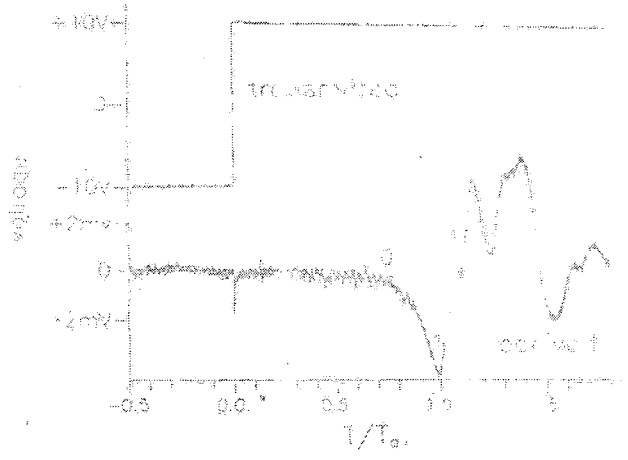
โดยที่ ρ คือความหนาแน่นของดิน

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 and Atkinson (1995) ได้รายงานว่าต้องใช้ระยะระหว่างปลายของ bender element เพื่อคำนวณค่า V_s และยังวิเคราะห์ด้วย fast Fourier transform กับคลื่นที่รับมาเทียบกับคลื่นที่ส่งออกโดย cross-correlation function และ cross-power spectrum เพื่อลดความไม่แน่นอนในการหาระยะเวลาการเดินทาง (t) เป็น ±7% จึงทำให้ความผิดพลาดในการหาค่า G_{max} เป็น ±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) การกลับขั้วของคลื่นที่ส่งเพื่อสังเกตการกลับขั้วของคลื่นที่รับจะเป็นวิธีในการแสดงว่าจุด 0 เป็นจุดของ first arrival ของ shear wave อย่างแท้จริง (Abbiss, 1981) อย่างไรก็ตามการศึกษาทางทฤษฎีโดย

Salinero et al. (1986) แสดงว่าสัญญานแรกที่ได้รับอาจจะไม่ใช่ 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

$$R_d = \frac{L}{\lambda} = \frac{fL}{V_s} \tag{3-3}$$

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

iii) ข้อจำกัดของการทดลอง bender element

การทดลอง bender element (Dyvik and 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) แต่มันยังมีข้อจำกัดทางการภาพดังนี้ (Ismail and Rammah, 2005)

- bender element จะต้องใส่เข้าไปในตัวอย่างดินเพื่อถ่ายการเคลื่อนตัวแบบ bending ไปเป็น shear strain ในดินรอบๆซึ่งอาจจะเป็นการรบกวนตัวอย่าง undistured 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 ที่สูงขึ้นอาจจะต้องใช้ในสถานการณ์ที่มี 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 เพื่อการคบคุมและส่งถ่ายข้อมูล

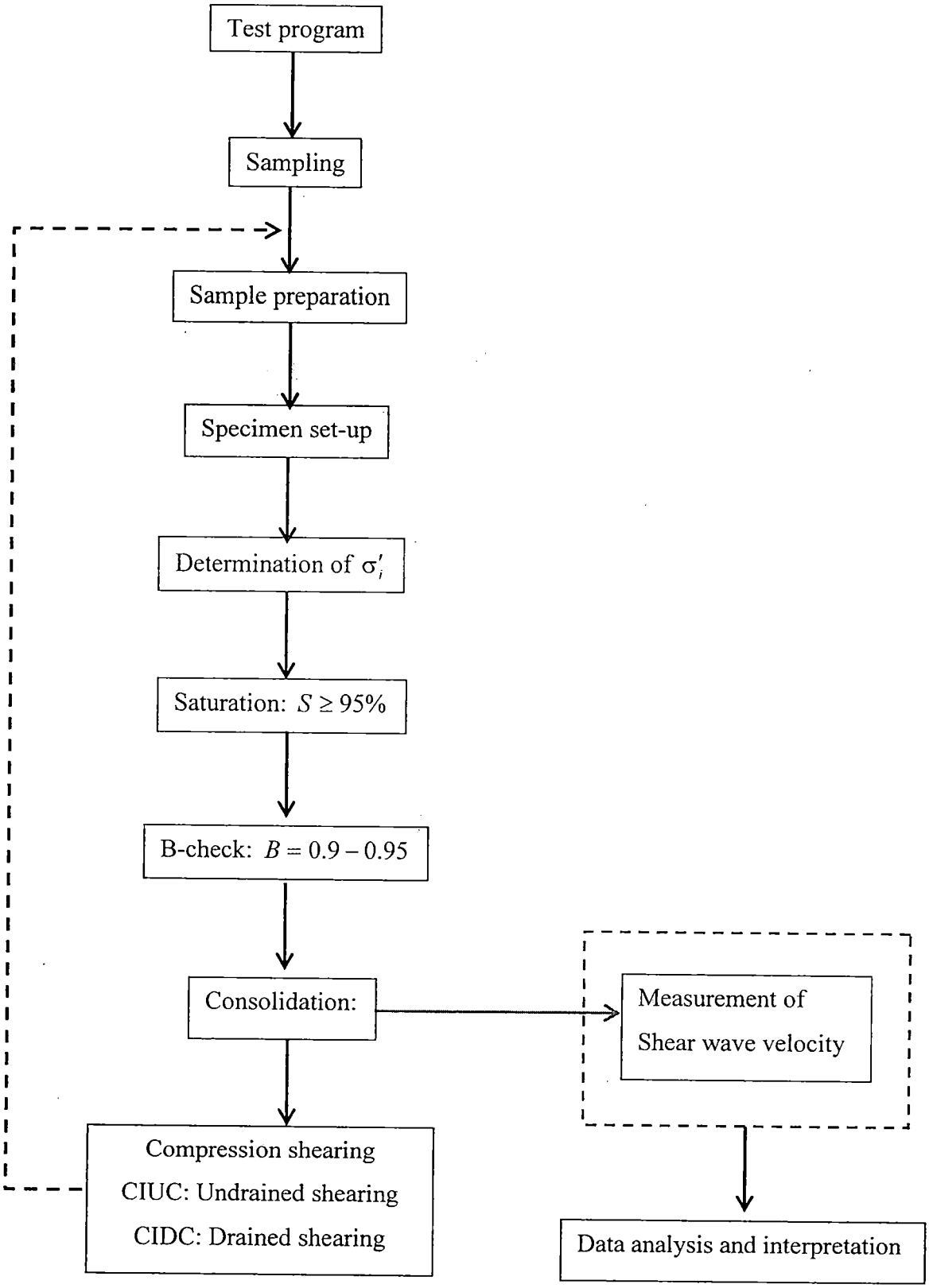
3.4 แผนการทดลอง triaxial

แผนการทดลอง triaxial ถูกออกแบบเพื่อศึกษาพฤติกรรม stress-strain ของ Bangkok Clay ที่ small-train 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) กับตัวอย่างดินที่ตัดในแนวดิ่งและในแนวนอนโดยมีการทดลองทั้งหมด 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



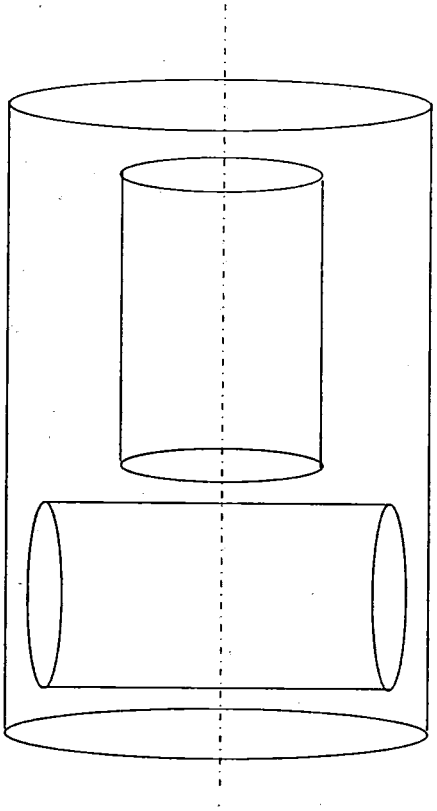
รูปที่ 3-10 วิธีการทดลอง triaxial

3.4.1 Sampling

ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดลอง triaxial คือ undisturbed Bangkok Clay จากพื้นที่รามคำแหงที่ความลึก 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 ออกจากตัวอย่างดินแล้วจะทำการตรวจสอบเพื่อดูสภาพความเหมาะสมสำหรับใช้ในการทดสอบ ถ้ามีสิ่งผิดปกติกับตัวอย่างดิน เช่น เช่น รอยแตก จะไม่ใช้ตัวอย่างดินนั้น 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 โดยวางหินพรุนไว้ที่ปลายทั้งสองด้านเพื่อช่วยการซึมน้ำ bender element จะถูกดันเข้าไปในตัวอย่างที่ปลายทั้งสองด้าน และเพื่อลดการรบกวนตัวอย่างดินจาก

การดัน 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 ระหว่างการติดตั้งตัวอย่างดินจะปิดวาล์วจากระบบ 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 สมบูรณ์จะมีการวัดค่า Skempton B-value (Skempton, 1954) โดยพบว่าจะมีค่าประมาณ 0.90-0.95 ซึ่งตรงกับ degree of saturation ที่ 100% สำหรับ soft ถึง stiff clay (Black and Lee, 1973)

3.4.5 Isotropic consolidation

อัตราการเพิ่มแรงระหว่างการทดลอง constant-rate-of-stress consolidation คือ 1 kPa/20 minutes เพื่อให้ fully drainage ระหว่างนั้นน้ำจะไหลออกจากตัวอย่างดินผ่าน drainage valve ที่ด้านล่างและจะวัดค่า excess pore pressure จาก pore pressure transducer ที่ด้านบนของตัวอย่างดินเพื่อตรวจสอบ fully drainage

นอกจากนี้ระหว่างการ isotropic consolidation จะมีการวัด shear wave velocity ด้วย bender element เพื่อวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง small-stain shear modulus และ consolidation stress

3.4.6 Rest period

เพื่อที่จะลดผลกระทบของ recent stress history จะทิ้งตัวอย่างดินไว้มากกว่า 24 ชั่วโมงก่อนการเฉือน

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/ออกจากตัวอย่างดินผ่าน 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	Vin (V)	Vout	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	$\pm$10 V	1	0	0.473061 mm/V	1.216×10^{-3} mm
8	Local LVDT 2	10 mm	outside	$\pm$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

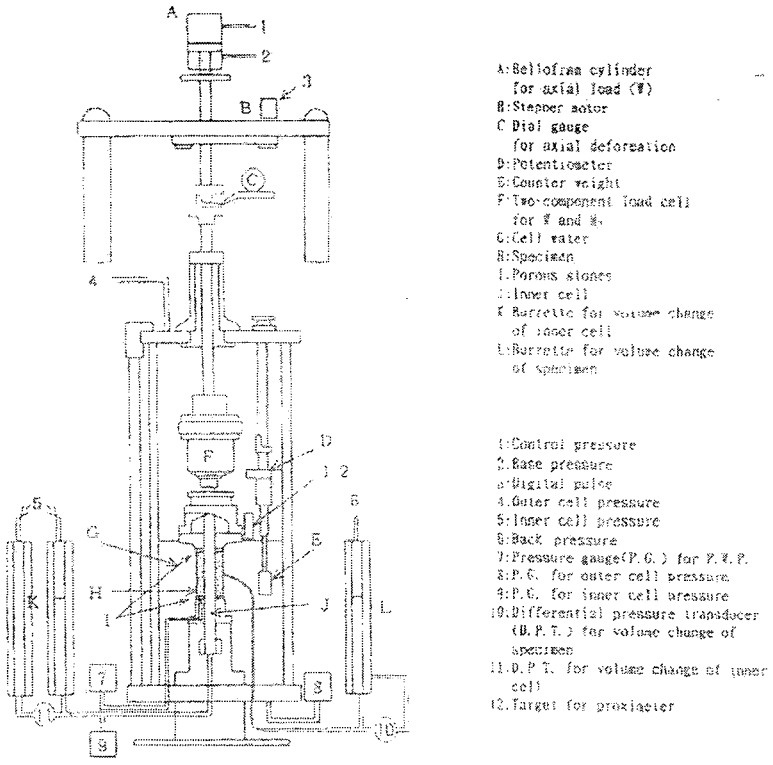
4.1 ระบบการทดลอง torsional shear hollow cylinder

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) ที่ ค่า b และ α ต่างๆ เพื่อศึกษาถึงผลกระทบของ major principal stress direction และ intermediate principal stress ต่อพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ภาพร่างของเครื่องมือ torsional shear ที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในรูปที่ 4-1 โดยมีส่วนประกอบสำคัญดังนี้

1. cell chamber ขนาดใหญ่เส้นผ่าศูนย์กลาง 256 มม ทำด้วย stainless steel และ perspex หนา 15 มม และยึดกับฐานด้วย 3 bolt
2. 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
3. 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
4. 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

5. 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



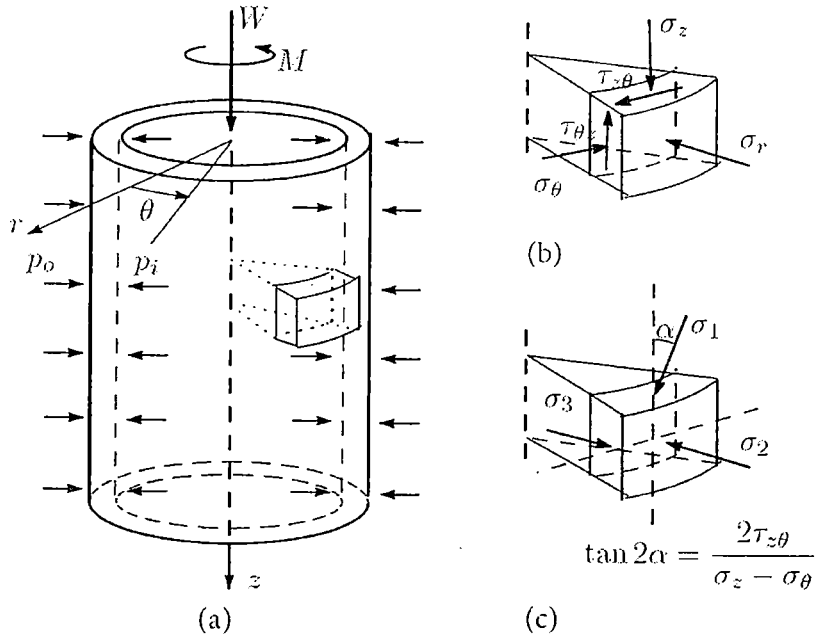
รูปที่ 5-1 เครื่องมือ torsional shear

ตารางที่ 4-1 ลักษณะของ transducer ที่ใช้ในระบบ torsional shear hollow cylinder

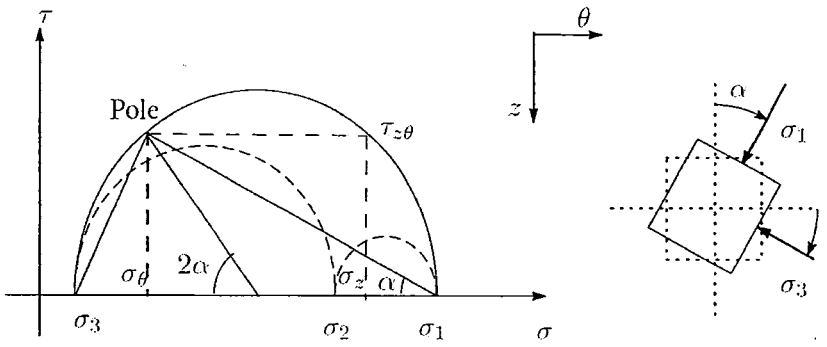
Channel	Transducers	Model No.	Serial Number	Offset	Gain (mV/(mV/V))	Calibration factor	R^2
1	Axial Load	TS300	576301	0	4000	0.7378 N/mV	-
2	Torque	TS300	576301	0	4000	0.007354 N.m/mV	-
3	Axial Displacement	DT-20D	YD9415	0	4000	0.004981 mm/mV	0.99998
4	Rotation	CP-2ut	-	0	4000	0.019487 Deg/mV	0.99994
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 cm3/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, $\tau_{\theta z}$) สามารถกำหนดได้โดยการควบคุมตัวแปร 4 ตัวคือ outer pressure (p_o), inner pressure (p_i), axial load (W), และ torque (M_T) torque จะทำให้เกิด torsional shear stress ($\tau_{\theta z}$ และ $\tau_{z\theta}$) ทั้งในระนาบแนวดิ่งและแนวนอน 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) การวิเคราะห์ค่าความเค้นและความเครียดนั้นมีสมมุติฐานมาจากว่าตัวอย่างดินเป็นเอลิเมนต์เดี่ยว เนื่องจากความเค้นเปลี่ยนแปลงผ่านผนังของตัวอย่าง hollow cylinder ดังนั้นจึงจำเป็นต้องคำนวณค่าความเค้นและความเครียดในรูปของค่าเฉลี่ย การคำนวณค่าความเค้นเฉลี่ยที่เสนอโดย Hight et al. (1983) ได้แสดงในสมการ (4-1) ถึง (4-4)

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

$$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i} \tag{4-2}$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i} \tag{4-3}$$

$$\tau_{\theta z} = \frac{3M_T}{2\pi\left(r_o^3 - r_i^3\right)} \tag{4-4}$$

โดยที่ σ_z, σ_r, σ_θ และ $\tau_{\theta z}$ 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 วิเคราะห์มาจากการพิจารณาสภาพสมดุลดังนั้นจึงสามารถใช้ได้โดยไม่ขึ้นกับ constitutive law ของวัสดุ (Hight et al., 1983)

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

$$\varepsilon_z = \frac{w}{H_0} \tag{4-5}$$

$$\varepsilon_r = -\frac{u_o - u_i}{r_{oz} - r_{iz}} \tag{4-6}$$

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

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

โดยที่ ε_z, ε_r, ε_θ และ $\gamma_{\theta z}$ คือค่าเฉลี่ยของ axial, radial, circumferential, และ shear strain H_0 คือความสูงเริ่มต้นของตัวอย่างดิน 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 $z-\theta$

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

$$\sigma_2 = \sigma_r \tag{4-10}$$

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

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

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

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_r \tag{4-13}$$

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

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

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \tag{4-15}$$

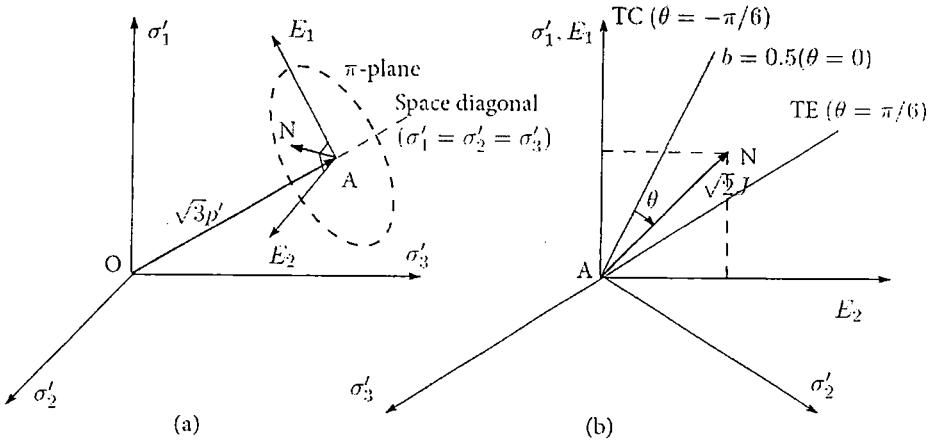
$$J = \frac{1}{6}\sqrt{\left(\sigma_1' - \sigma_2'\right)^2 + \left(\sigma_2' - \sigma_3'\right)^2 + \left(\sigma_3' - \sigma_1'\right)^2} \tag{4-16}$$

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

$$b = \frac{\sigma_2' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \tag{4-18}$$

ค่า normal stresses จะอยู่ในรูป effective stress ($\sigma' = \sigma - u$) และค่า b คือตัวแปร intermediate principal stress ดังนั้นจะได้ว่า $0 \le b \le 1$ 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 $\tau_{\theta z}$) ดังนั้นจึงสามารถควบคุมทิศทางของ major principal stress จากแนวดิ่ง (α) และขนาดของ intermediate principal stress coefficient (b) ตัวแปรควบคุมต่างๆคำนวณมากจากความเค้นปัจจุบันดังสมการ (4-19) ถึง (4-22)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$W=\pi\left(r_o^2-r_i^2\right)\sigma_z(t)-\pi\left(p_o r_o^2-p_i r_i^2\right) \tag{4-27}$$

$$M_t=\frac{2}{3}\pi\left(r_o^3-r_i^3\right)\tau_{\theta z}(t) \tag{4-28}$$

$$p_o=\frac{\sigma_r(t)(r_o-r_i)+\sigma_\theta(t)(r_o-r_i)}{2r_0} \tag{4-29}$$

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

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 $\alpha = 0^\circ, 45^\circ$ 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

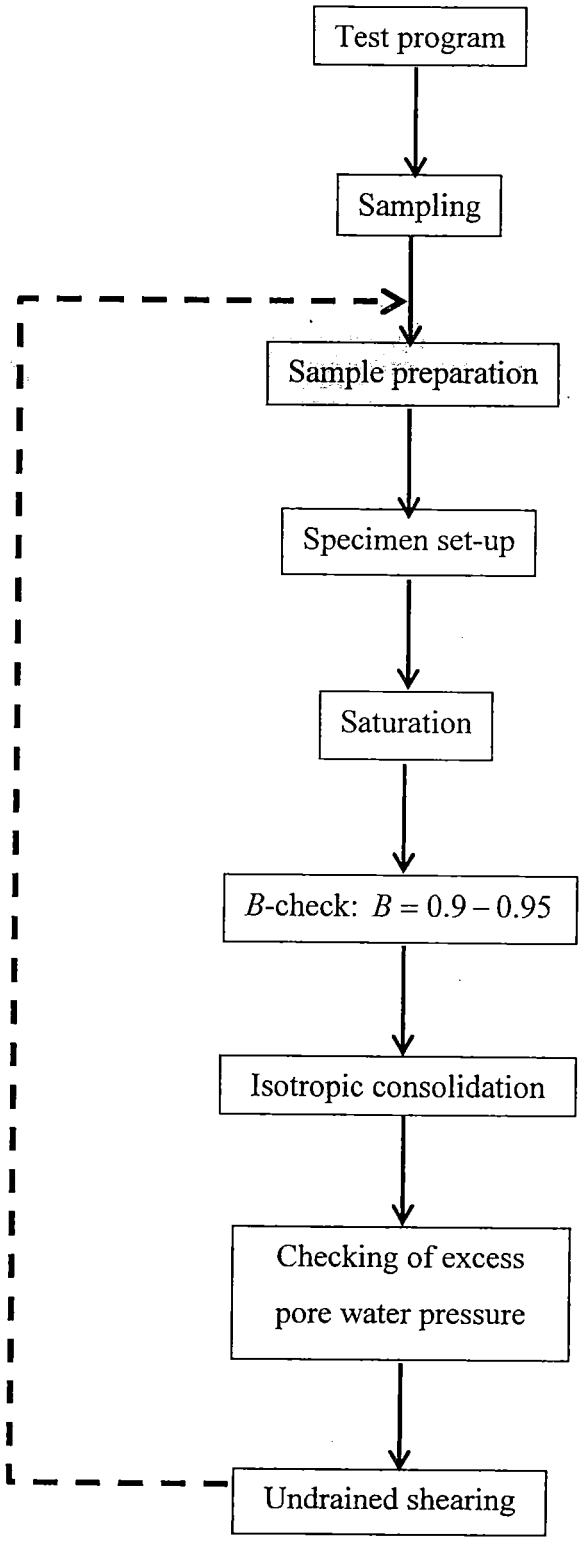
Test No.	α (°)	b	Borehole No.	Depth (m)	Natural water content (w_n) (%)	Liquid Limit (LL) (%)	Plastic Limit (PL) (%)	Liquid Index (LI) (%)	Plastic Index (PI) (%)
A00B00	0	0	BH-5	14.0-14.6	20.16	64.8	16.31	48.49	7.94
A00B05	0	0.5	BH-5	13.3-13.8	22.16	53.6	17.97	35.63	11.76
A00B10	0	1	BH-5	13.2-13.8	25.26	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

$K_o = 0.7$

$\gamma_t = 17$ kN/m^2

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



รูปที่ 4-5 ขั้นตอนการทดลอง torsional shear hollow cylinder

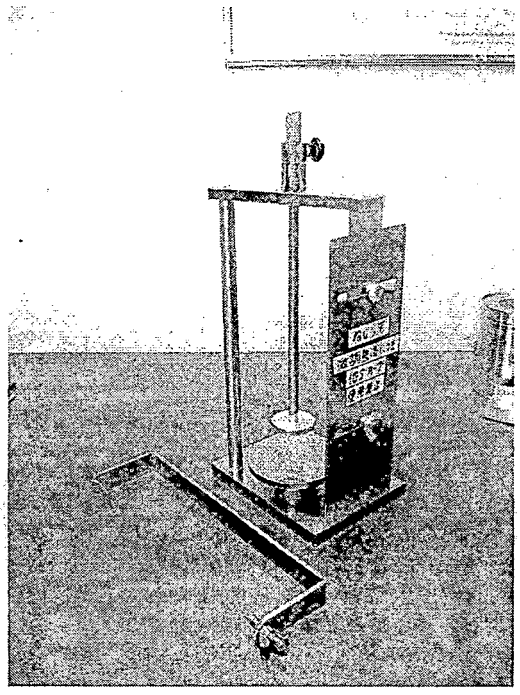
4.5.1 การเก็บตัวอย่างดิน

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

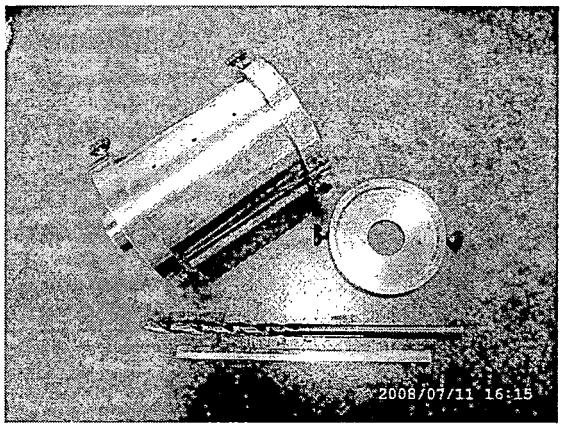
4.5.2 การเตรียมตัวอย่างดิน

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 จะถูปิดที่ปลายด้วย 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

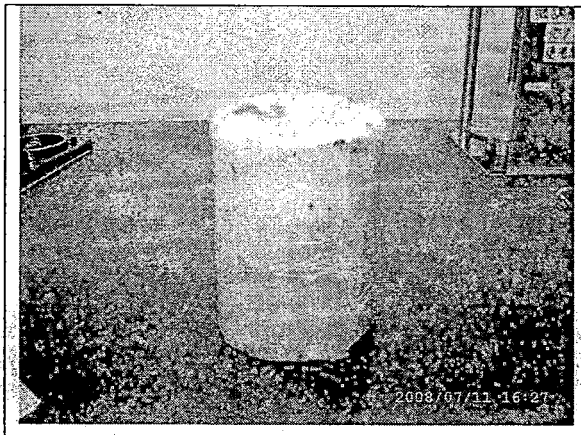


(b) steel mould และสว่านเพื่อตัดดินให้ได้ขนาดภายใน

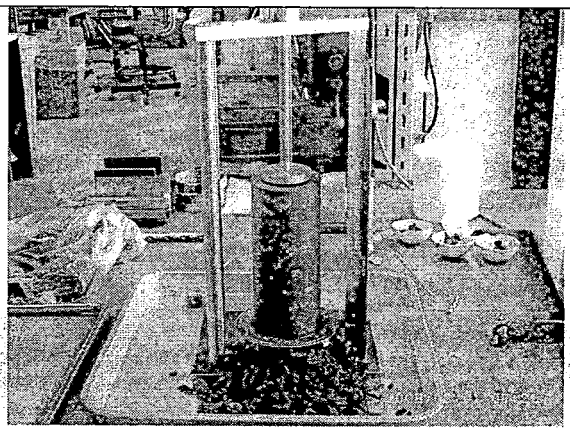
รูปที่ 4-6 อุปกรณ์ที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างดิน hollow cylinder

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

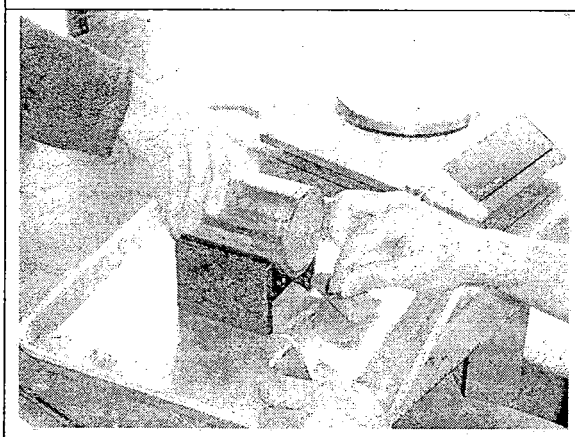
ทรงกระบอกภายในจะดำเนินการโดยขยายขนาดของทรงกระบอกภายในโดยใช้สว่านเจาะรูเล็กและใช้ wire saw เพิ่มขนาดของรูดังแสดงในรูปที่ 4-7



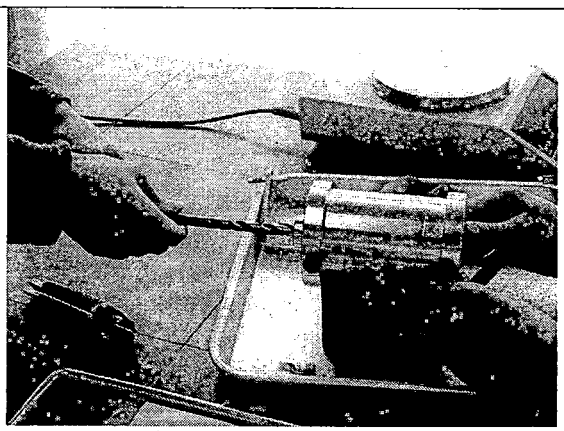
(a) Tube sample



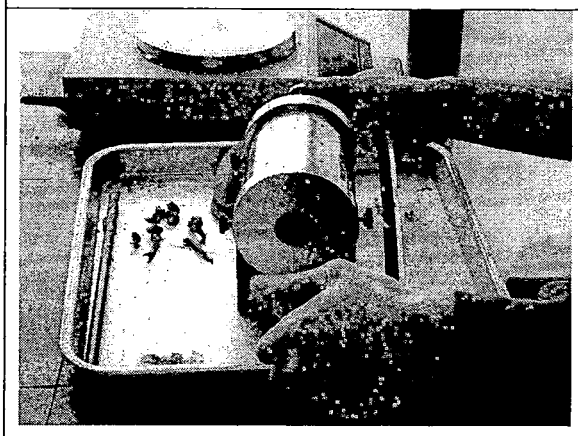
(b) Outside trimming in the soil lathe



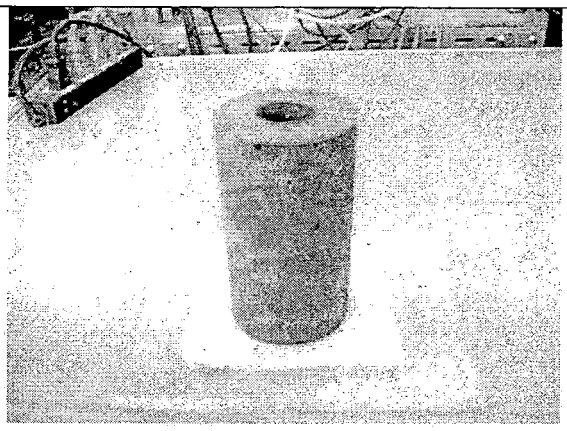
(c) Flattening the ends of sample



(d) Drilling inner cavity by a drill



(e) Drilling inner cavity to 30 mm



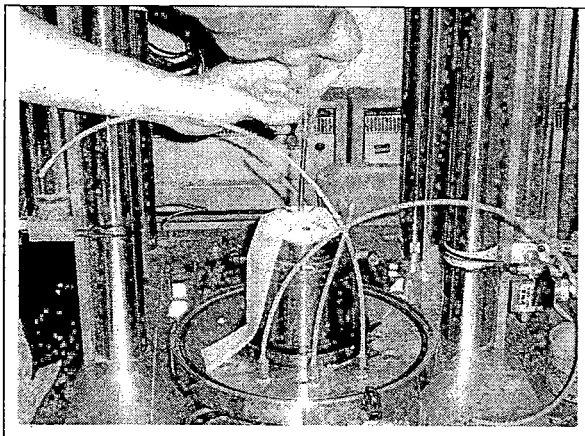
(f) A hollow cylinder specimen diameter by the wire saw (D_i = 30 mm, D_o = 70 mm and H_i = 120mm)

รูปที่ 4-7 กระบวนการเตรียมตัวอย่าง hollow cylinder

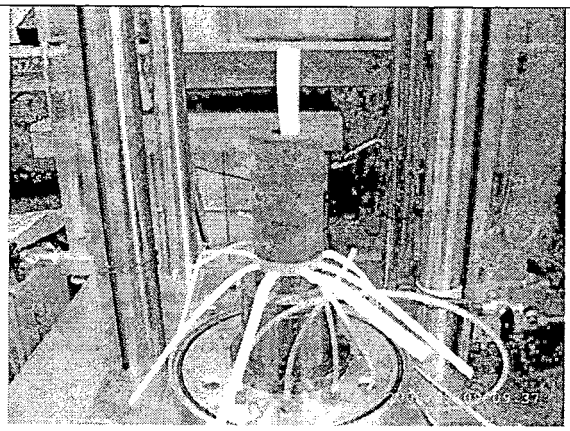
ในแต่ละตัวอย่างดินจะมีการหาค่าความชื้นก่อนและหลังการทดลอง มิติของตัวอย่าง (H, D_i and D_o) จะวัดที่ 4 ตำแหน่งและใช้ค่าเฉลี่ยในการคำนวณที่เกี่ยวข้อง ตัวอย่างดินจะถูกชั่งน้ำหนักด้วย

4.5.3 การติดตั้งตัวอย่างดิน

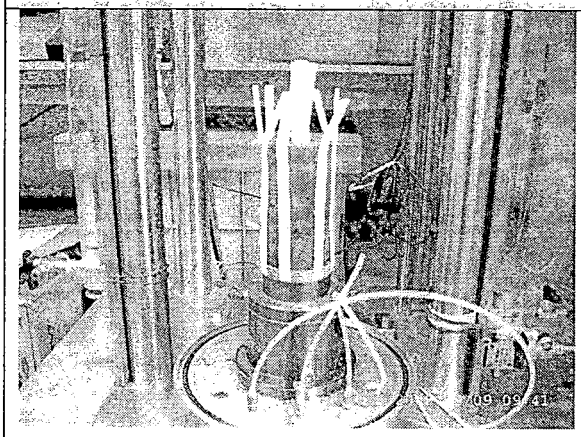
การติดตั้งเครื่องมือและตัวอย่างดิน hollow cylinder ได้แสดงในรูปที่ 4-8 และอธิบายดังนี้



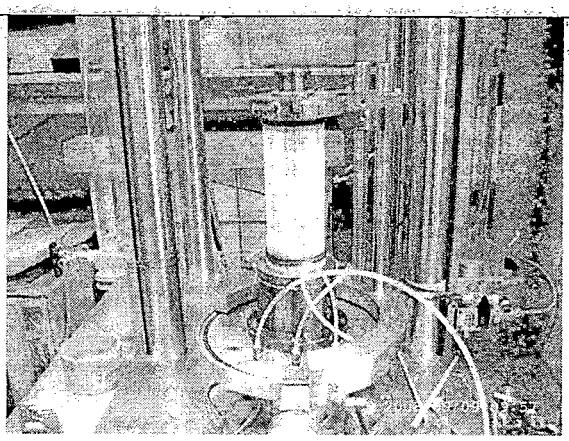
(a) Installing base pedestal, bottom porous stone and inner membrane in the position



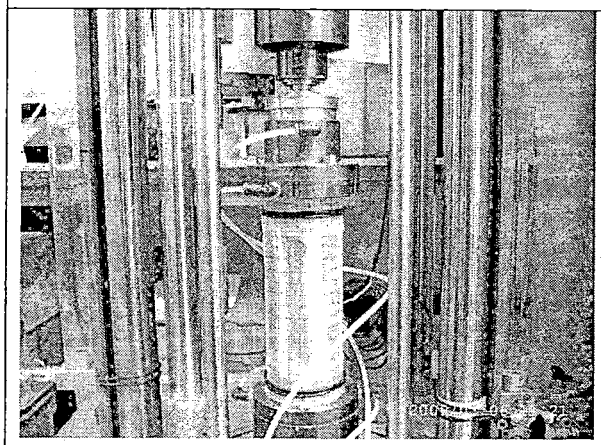
(b) Placing a specimen on the bottom porous stone



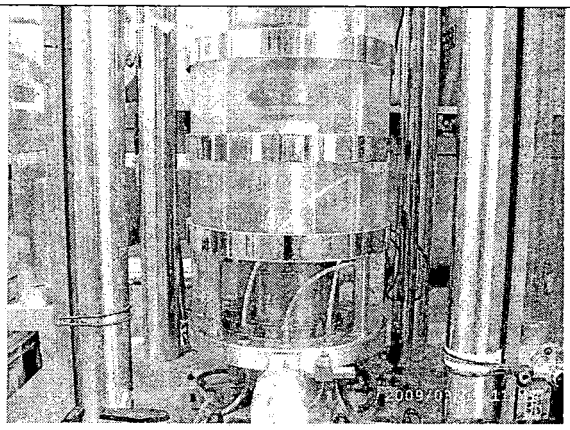
(c) Attaching 8 damp trip filter papers on the specimen wall



(d) Setting the top cap and enclosing inner and outer membrane



(e) Connection between load cell and top cap and potentiometer installation

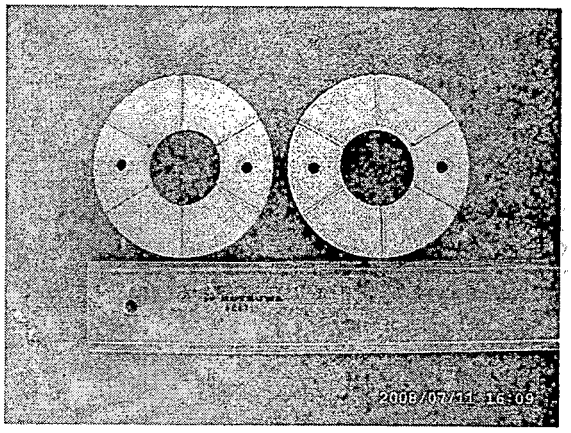


(f) Filling cell water and connection between the set of stationary and load frame

รูปที่ 4-8 กระบวนการติดตั้งตัวอย่าง hollow cylinder

- การติดตั้งตัวอย่างดิน

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



รูปที่ 4-9 Top และ bottom porous stone กับครีบทองเหลือง

- Side drain

แถบกระดาษกรอกว้าง 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 value 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 (°)	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 และหาพิจารณาส่วนที่ชันที่สุดของกราฟวาดเส้นตรงขนาดกับเส้นนี้บนกราฟ semi-logarithmic โดยมีระยะ t เส้นนี้จะเรียกว่า "3t-line" เมื่อกราฟ ΔV -*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 (Δu <1 kPa)

4.5.7 Undrained shearing

งานวิจัยนี้ทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ในกรณีของ compression และ extension นั้นตัวอย่างดินจะถูกเฉือนจนกระทั่งวิบัติ แต่ในกรณีที่เฉือนแบบ α=45° การเฉือนจะหยุดเมื่อมีการเคลื่อนตัวมากหรือเมื่อการหมุนถึงค่า 30° หลังจากการเฉือนจะมีการทดสอบ water content ของตัวอย่างดิน

เอกสารอ้างอิง

Ashford, S. A. and Jakrapiyanun, W. (1999), "Comparison of estimated and measured V_s profile for Bangkok, Thailand", *Geotechnical Engineering*, Vol. 30, No. 3, pp. 167-181

Burland, J. B. (1989), Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful". – the stiffness of soils at small strains, *Canadian Geotechnical Journal* 26, pp. 499-516

Burland, J. B. and Symes, M. (1982), "A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus", *Geotechnique* 32, No. 1, pp. 62-65

Clayton, C. R. I. And Khatrush, S. A. (1986), "A new device for measuring local axial strains on triaxial specimen", *Geotechnique* 36, No. 4, pp. 593-597

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

Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S, and Sato, T. (1991), "A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory", *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 169-180

Gunn, M. J. (1993), "The prediction of the surface settlement profile due to tunneling", *Predictive Soil Mechanics*, Thomas Telford, London, pp. 304-316

Hicher, P.-Y. and Lade, P. V. (1987), "Rotation of Principal Directions of K_o-Consolidated Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 7, pp. 774-788

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", *Geotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355-383

Hird, C. C. and Yung, P. C. Y. (1989), "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 12, No. 4, pp. 292-296

Jardine, R. J. (1992), "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness", *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 111-124

Kuwano, R. (1999), "The stiffness and yielding anisotropy of sand", *Ph.D. Thesis*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, England

Lade, P. V. and Kirkgarg, M. M. (2000), "Effects of stress rotation and changes of *b*-values on cross-anisotropic behavior of natural, K_o-consolidated soft clay", *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 6, pp. 96-105

Lin, H. and Penumadu, D. (2005), "Experimental Investigation on Principal Stress Rotation in Kaolin Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 5, pp. 633-642

Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H., and Yasufuku, N. (1998), "Flow deformations of sands subjected to principal stress rotation", *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 115-128

Negro, A. and de Queiroz, P. I. B. (2000), "Prediction and Performance: A review of numerical analysis for tunnels", *Geotechnical Aspects of underground construction in soft ground*, Eds. Kusakabe et al., Balkema, Rotterdam, pp. 671-697

Ng, C. W. W. and Lings, M. L. (1995), "Effects of Modeling Soil Nonlinearity and Wall Installation on Back-Analysis of Deep Excavation in Stiff Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 10, pp. 687-695

Scholey, G. K., Frost, J. D., Lo Presti, D. C. F., and Jamiolkowski, M. (1995), "A Review of Instrumentation for Measuring Small Strains During Triaxial Testing of Soil Specimens", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 18, No. 2, pp. 137-156

Shibuya, S. and Mitachi, T. (1997), "Development of a fully digitized triaxial apparatus for testing soils and soft rocks", *Geotechnical Engineering*, Vol. 28, No. 2, pp. 183-207

Shibuya, S. and Tamrakar, S. B. (1999), "In-situ and laboratory investigations into engineering properties of Bangkok clay", *Characterization of Soft Marine Clays*, Eds. Tsuchida & Nakase, Balkema, Rotterdam, pp. 107-132

Sivathayalan, S. and Vaid, Y. P. (2002), "Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 63-76

Smith, P. R., Jardine, R. J., and Hight, D. W. (1992), "The yielding of Bothkennar clay", *Geotechnique* 42, No. 2, pp. 257-274

Symes, M. J., Gens, A., and Hight, D. W. (1984), "Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand", *Geotechnique*, Vol. 34, No. 1, pp. 11-28

Symes, M. J., Gens, A., and Hight, D. W. (1988), "Drained principal stress rotation in saturated sand", *Geotechnique*, Vol. 38, No. 1, pp. 59-81

Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991), "Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests", *Proc. of the 9th ARCSMFE*, Bangkok, Vol. 1, pp. 101-170

Teachavorasinskun, S. and Akkarakun, T. (2004), "Paths of elastic shear modulus of clays", *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 331-333

Teachavorasinskun, S. and Amornwithayalax, T. (2002), "Elastic shear modulus of Bangkok clay during undrained triaxial compression", *Geotechnique*, Vol. 52, No. 7, pp. 537-540

Teachavorasinskun, S. and Lukkunaprasit, P. (2004), "A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays", *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 323-326

Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2001), "Shear modulus and damping ratio of a clay during undrained cyclic loading", *Geotechnique*, Vol. 51, No. 5, pp. 467-470

Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002a), "Stress rate effect on the stiffness of a soft clay from cyclic, compression and extension triaxial tests", *Geotechnique*, Vol. 52, No. 1, pp. 51-54

Teachavorasinskun, S., Thongchim, P., and Lukkunaprasit, P. (2002b), "Shear modulus and damping of soft Bangkok clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 1201-1207

Yimsiri, S. (2002), "Stiffness of Bangkok Clay from pressuremeter test", *8th National Convention on Civil Engineering*, Khon Kaen University, Thailand (in Thai)

Yimsiri, S. and Soga, K. (2002), "A review of local strain measurement systems for triaxial testing of soils", *Geotechnical Engineering*, SEAGS, Vol. 33, No. 1, pp. 41-52

Yimsiri, S., Soga, K., and Chandler, S. G. (2005), "Cantilever-type local deformation transducer for local axial strain measurement in triaxial test", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 28, No. 5, pp. 445-451

Yoshimine, M., Ishihara, K., and Vargas, W. (1998), "Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand", *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 179-188

Zdravkovic L. and Jardine, R. J. (2000), "Undrained anisotropy of K_o-consolidated silt", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 178-200

Zdravkovic L. and Jardine, R. J. (2001), "The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation", *Geotechnique*, Vol. 51, No. 1, pp. 69-86