



## รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๗

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ถูกทำให้เข้าสู่ภาวะปกติ  
ของดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้สภาวะอัดตัวคายน้ำแบบปกติ

เลขที่ ๙๙/๒๕๕๗

โดย

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

พฤศจิกายน ๒๕๕๗

---

## บทคัดย่อ

โครงการวิจัยนี้ได้ทำการตรวจสอบความเป็นไปได้ของแนวคิด normalized soil parameter (NSP) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ตัวอย่างดินที่ทดสอบถูกเก็บด้วยกระบอกบางและทดสอบพฤติกรรมของดินโดยใช้เครื่องมือ triaxial โดยดำเนินการทดสอบ CK<sub>0</sub>UC กับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสถานะ normally consolidated (OCR=1) และศึกษาผลกระทบของค่าสัดส่วน vertical consolidation stress to maximum part pressure ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) (1.5 ถึง 3.5) ต่อพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนภายใต้การทดสอบการกดแบบไม่ระบายน้ำ ความเป็นไปได้ของแนวคิด NSP สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP ผลการศึกษาพบว่าพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสภาพ normally consolidated จะเปลี่ยนแปลงไปเมื่อสัดส่วน  $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$  มีค่ามากและแนวคิด NSP สามารถใช้ได้เมื่อค่าสัดส่วน  $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$  น้อยกว่าประมาณ 2.5 เมื่อ consolidation stress มีค่ามากเกินไปอาจทำลายโครงสร้างของดินซึ่งเกิดจาก aging และ cementation ผลการศึกษานี้จะเป็นประโยชน์ในการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

## บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

โครงสร้างคันดินถมเป็นโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่พบมากที่สุด โครงสร้างชนิดนี้จำเป็นสำหรับงานก่อสร้างสาธารณูปโภคพื้นฐานแทบทุกชนิด เช่น เส้นทางถนนและรถไฟ, โครงสร้างที่ผลิตไฟฟ้าจากน้ำ, โครงสร้างชลประทานและป้องกันน้ำท่วม, โครงสร้างบริเวณชายฝั่งทะเล, และสนามบิน การก่อสร้างสาธารณูปโภคพื้นฐานเหล่านี้ในพื้นที่ที่มีประชากรหนาแน่นจำเป็นต้องก่อสร้างในพื้นที่ดินมีสภาพทางวิศวกรรมไม่ดี เช่น ดินเหนียวอ่อน โครงสร้างคันดินถมเหล่านี้ต้องออกแบบไม่ให้เกิดความเสี่ยงต่อการวิบัติของดินเหนียวอ่อนซึ่งสามารถก่อให้เกิดความเสียหายอย่างใหญ่หลวง เช่น การวิบัติของโครงสร้างเก็บกักน้ำหรือการเคลื่อนตัวอย่างมากของโครงสร้างไปกับดิน แต่โดยทั่วไปการวิบัติเหล่านี้จะไม่เป็นอันตรายมากแต่จะเสียค่าใช้จ่ายสูงเนื่องจากเกิดความล่าช้าของโครงการก่อสร้างโดยรวมเพื่อรอการออกแบบแก้ไข ในการก่อสร้างคันดินถมบนดินเหนียวอ่อนจะมีค่า Factor of Safety (FOS) น้อยที่สุดเมื่อสิ้นสุดการก่อสร้างก่อนที่ดินเหนียวอ่อนจะมีกำลังเพิ่มขึ้นเนื่องจากการ consolidation ดังนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเพื่อคำนวณค่า FOS ที่น้อยที่สุดจึงเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว โครงการวิจัยนี้จึงตรวจสอบความเป็นไปได้ของแนวคิด normalized soil parameter (NSP) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยดำเนินการทดสอบ  $CK_{UC}$  กับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสถานะ normally consolidated ( $OCR=1$ ) และศึกษาผลกระทบของค่าสัดส่วน vertical consolidation stress to maximum part pressure ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) (1.5 ถึง 3.5) ต่อพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนภายใต้การทดสอบการกดแบบไม่ระบายน้ำ งานวิจัยนี้วิเคราะห์ผลกระทบของ consolidation stress และความเป็นไปได้ของแนวคิด NSP สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP

## คำนำ

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อตรวจสอบความเป็นไปได้ของแนวคิด normalized soil parameter (NSP) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยดำเนินการทดสอบ  $CK_0UC$  กับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในสภาวะ normally consolidated ( $OCR=1$ ) และศึกษาผลกระทบของค่าสัดส่วน vertical consolidation stress to maximum part pressure ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) (1.5 ถึง 3.5) ต่อพฤติกรรมความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนภายใต้การทดสอบการกดแบบไม่ระบายน้ำ งานวิจัยนี้วิเคราะห์ผลกระทบของ consolidation stress และความเป็นไปได้ของแนวคิด NSP สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯเพื่อเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2557 (เลขที่ 99/2557) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยตีพิมพ์ในรายงานสืบเนื่องจากการประชุมวิชาการระดับนานาชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

Yimsiri, S. and Ratananikom, W. (2013), "Investigation of failure criterion and plastic potential of Bangkok Clay in  $\pi$ -plane by torsional shear hollow cylinder apparatus", 18<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference and Inaugural AGSSEA Conference, Singapore, pp. 461-466

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv

**บทที่ 1 ความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย****บทที่ 2 กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ**

2.1 พฤติกรรมของฐานรากดินเหนียวระหว่างการก่อสร้างคันดินถม	2-1
2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน	2-2
2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ	2-3
2.3.1 การรบกวนตัวอย่างดิน	2-3
2.3.2 Anisotropy ด้าน strength และ stress-strain	2-3
2.3.3 ผลกระทบของ strain rate	2-5
2.3.4 พฤติกรรม normalization	2-5
2.4 การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ	2-9
2.5 Sample disturbance	2-11
2.5.1 Sampling disturbance	2-11
2.5.2 การประเมิน sample disturbance	2-14
2.6 เทคนิค Recompression	2-18
2.7 Normalized soil parameters	2-20
2.8 เทคนิค SHANSEP	2-28
2.9 บทสรุป	2-32

**บทที่ 3 แผนการดำเนินการ**

3.1 เครื่องมือการทดลอง	3-1
3.2 ดินที่ใช้ในการทดลอง	3-1
3.3 แผนการทดลอง	3-3
3.4 วิธีการทดลอง	3-3
3.4.1 การเก็บตัวอย่างดิน	3-3
3.4.2 การติดตั้งตัวอย่างดินและการ saturation	3-4

---

3.4.3	การ consolidation	3-4
3.4.4	การ undrained compression shearing	3-4

**บทที่ 4 ผลการทดลอง**

4.1	ผลการทดสอบ consolidation	4-1
4.2	ผลการทดสอบ undrained shearing	4-3
4.3	พฤติกรรม normalization ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสภาพ normally consolidated	4-5

**บทที่ 5 สรุปผลการทดลอง**

เอกสารอ้างอิง	R-1
---------------	-----

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์

## บทที่ 1 ความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

โครงสร้างคันดินถมเป็นโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่พบมากที่สุด โครงสร้างชนิดนี้จำเป็นสำหรับงานก่อสร้างสาธารณูปโภคพื้นฐานแทบทุกชนิด เช่น เส้นทางถนนและรถไฟ, โครงสร้างที่ผลิตไฟฟ้าจากน้ำ, โครงสร้างชลประทานและป้องกันน้ำท่วม, โครงสร้างบริเวณชายฝั่งทะเล, และสนามบิน การก่อสร้างสาธารณูปโภคพื้นฐานเหล่านี้ในพื้นที่ที่มีประชากรหนาแน่นจำเป็นต้องก่อสร้างในพื้นที่ดินมีสภาพทางวิศวกรรมไม่ดี เช่น ดินเหนียวอ่อน โครงสร้างคันดินถมเหล่านี้ต้องออกแบบไม่ให้เกิดความเสี่ยงต่อการวิบัติของดินเหนียวอ่อนซึ่งสามารถก่อให้เกิดความเสียหายอย่างใหญ่หลวง เช่น การวิบัติของโครงสร้างเก็บกักน้ำหรือการเคลื่อนตัวของอย่างมากของโครงสร้างไปกับดิน แต่โดยทั่วไปการวิบัติเหล่านี้จะไม่เป็นอันตรายมากแต่จะเสียค่าใช้จ่ายสูงเนื่องจากเกิดความล่าช้าของโครงการก่อสร้างโดยรวมเพื่อรอการออกแบบแก้ไข ในการก่อสร้างคันดินถมบนดินเหนียวอ่อนจะมีค่า Factor of Safety (FOS) น้อยที่สุดเมื่อสิ้นสุดการก่อสร้างก่อนที่ดินเหนียวอ่อนจะมีกำลังเพิ่มขึ้นเนื่องจากการ consolidation ดังนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินเพื่อคำนวณค่า FOS ที่น้อยที่สุดจึงเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ( $s_u$ ) เป็นคุณสมบัติทางกำลังที่สำคัญของดินเหนียว มันเป็นค่ากำลังของดินเหนียวระหว่างการรับแรงแบบไม่ระบายน้ำโดยสมมุติว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร อย่างไรก็ตามค่า  $s_u$  ไม่ใช่คุณสมบัติพื้นฐานของดินเพราะมันมีผลกระทบจากหลายปัจจัย เช่น ลักษณะการเฉือน, สภาวะขอบเขต, อัตราการให้แรงเฉือน, confining stress, สภาวะ initial stress (เช่น Wroth, 1984; และ Kulhawy & Mayne, 1990) ได้มีการศึกษาที่แสดงว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวมีความซับซ้อนมากกว่าที่เข้าใจกันในสมัยก่อน ดังนั้นการออกแบบเสถียรภาพของฐานรากดินเหนียวที่ใช้กันอย่างกว้างขวางในปัจจุบันจึงเป็นการวิเคราะห์เชิงประสบการณ์อย่างมากและไม่สามารถประเมินความแม่นยำของผลการวิเคราะห์ได้อย่างแน่นอน ในการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีได้ตระหนักถึงความสำคัญของผลกระทบของการรบกวนตัวอย่างดินระหว่างการเก็บตัวอย่างต่อคุณสมบัติของดินสำหรับการวิเคราะห์ เช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ วิศวกรปฐพีตระหนักดีว่าต้องใช้ตัวอย่างดินที่มีคุณภาพดีเพื่อจะได้ค่าคุณสมบัติของดินที่ต้องการ หากโครงสร้างของดินถูกทำลายระหว่างกระบวนการเก็บตัวอย่างดินหรือการเตรียมตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ก็จะเป็นไปไม่ได้ที่ตัวอย่างดินนี้จะเป็นตัวแทนของดินในสนามถึงแม้ว่ามันจะอยู่ภายใต้สภาวะ in-situ effective stress (เช่น Tanaka, 2000) แต่ในทางปฏิบัติโดยทั่วไปนิยมเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนโดย Shelby tube ซึ่งให้ตัวอย่างดินที่มีคุณภาพค่อนข้างต่ำ ดังนั้นในการสำรวจและทดสอบดินโดยทั่วไป (ยกเว้นสำหรับงานวิจัยหรือโครงการพิเศษ) จึงมักใช้ตัวอย่างดินที่มีคุณภาพค่อนข้างต่ำเหล่านี้ในการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

ผู้วิจัยจำนวนมากได้พยายามคิดค้นวิธีการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการเพื่อประเมินค่าคุณสมบัติของดินที่ปราศจากการรบกวนและวิธีการในการปรับแก้คุณสมบัติของดินที่ได้จากตัวอย่างดินที่มีคุณภาพไม่ดี โดยมีการทดสอบ 2 วิธีที่มักใช้คือ Recompression และ SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) เทคนิค Recompression ถูกพัฒนาโดย Norwegian Geotechnical Institute

(NGI) และเทคนิค SHANSEP ถูกนำเสนอโดย Ladd & Foott (1974) สำหรับเทคนิค Recompression ตัวอย่างดินจะถูก reconsolidate ไปที่สภาวะ in-situ effective stress และถูกเงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับเทคนิค SHANSEP ตัวอย่างดินจะถูก  $K_0$  consolidate ไปที่ effective vertical stress ( $\sigma_{v,c}'$ ) ที่มีค่า 1.5-2 เท่าของ maximum past pressure ( $\sigma_{v,max}'$ ) แล้วจึง unload ไปที่ค่า preshear consolidation stress ที่ต้องการ (Ladd et al., 1977)

ได้มีข้อโต้แย้งมากมายเกี่ยวกับเทคนิค SHANSEP ว่าสามารถที่จะให้คุณสมบัติของดินในสนามได้ถูกต้องหรือไม่ เพื่อลดปัญหาของการรบกวนตัวอย่างดินเทคนิค SHANSEP จะ consolidate ตัวอย่างดินไปที่ stress มากกว่าสภาพ overconsolidation ratio (OCR) ในสนามหลายเท่า เป็นที่ตระหยักกันโดยทั่วไปว่าดินตามธรรมชาติจะมีสภาพ overconsolidated เล็กน้อย (มีค่า  $\sigma_{v,max}'$  จากการทดสอบ oedometer มากกว่าค่า in-situ effective stress ( $\sigma_{vo}'$ )) ถึงแม้ว่าชั้นดินจะไม่เคยถูกแรงกดทับมากกว่าค่า  $\sigma_{vo}'$  ในปัจจุบันก็ตาม (มีสภาพ normally consolidated ทางธรณีวิทยา) ดังนั้นจึงมีคำถามว่าการให้ mechanical overconsolidation ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลง effective stress ในห้องปฏิบัติการจะมีผลเหมือนกับ apparent overconsolidation ของดินตามธรรมชาติที่อาจจะเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของสภาวะแวดล้อม ภายหลังการทับถม เช่น ageing และ/หรือ cementation ซึ่งบางที่เรียกว่า soil fabric structure งานวิจัยหลากหลายได้แสดงว่าพฤติกรรมของดินตามธรรมชาติแตกต่างจากตัวอย่างดินที่ถูกให้แรงในห้องปฏิบัติการ ถึงแม้ว่าจะมีค่า OCR เท่ากัน (เช่น Jamiolkowski et al., 1985)

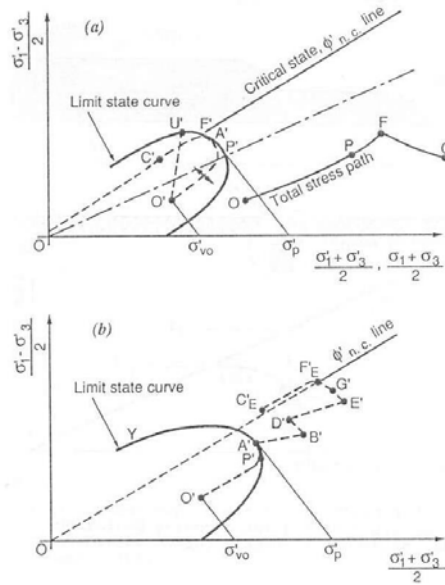
วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อตรวจสอบความเป็นไปได้ของแนวคิด normalized soil parameter (NSP) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยดำเนินการทดสอบ  $CK_0UC$  กับตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในสภาวะ normally consolidated (OCR=1) และศึกษาผลกระทบของค่าสัดส่วน vertical consolidation stress to maximum past pressure ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) (1.5 ถึง 3.5) ต่อพฤติกรรมความเค้น-ความเครียดกำลังรับแรงเฉือนภายใต้การทดสอบการกดแบบไม่ระบายน้ำ งานวิจัยนี้วิเคราะห์ผลกระทบของ consolidation stress และความเป็นไปได้ของแนวคิด NSP สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯเพื่อเป็นพื้นฐานในการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP



บทที่ 2 กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ

2.1 พฤติกรรมของฐานรากดินเหนียวระหว่างการก่อสร้างคันดินถม

ดินตามธรรมชาติมักอยู่ในสภาพ overconsolidated ไม่มากก็น้อยโดยมีสภาพความเค้นอยู่ที่จุด  $O'$  ในรูปที่ 2-1 โดยมีเส้น limit state curve ซึ่งเป็นขอบเขตของสภาวะอีลาสติกซึ่งจะมีค่าโมดูลัสและ coefficient of consolidation มาก เมื่อพิจารณาตัวอย่างดินที่อยู่ทีเส้นกึ่งกลางระหว่างการก่อสร้างคันดินถมจะมี total stress path ดังเส้น OPF (รูปที่ 2-1a) หากพิจารณาในรูป effective stress สำหรับสภาพ undrained อย่างสมบูรณ์จะได้ effective stress path ที่มีค่า mean effective stress  $p'$  คงที่ ดังเส้น  $O'U'$  ในรูปที่ 2-1a



รูปที่ 2-1 Stress path ของตัวอย่างดินใต้กึ่งกลางของคันดินถม (after Tavenas & Leorueil, 1980):  
 (a) Single-stage construction; (b) Staged construction

Leroueil et al. (1978a, b), Tavenas & Leroueil (1980), Folkes & Crooks (1985) และ Leroueil & Tavenas (1986) ได้ศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้เส้นกึ่งกลางของคันดินถมจากโครงสร้างคันดินถม 45 แห่งทั่วโลกโดยการวิเคราะห์ข้อมูลจาก piezometer ที่ติดตั้งใต้กึ่งกลางของคันดินถม จำนวน 135 ข้อมูล พบว่ามีพฤติกรรมของ pore pressure แบบไม่ระบายน้ำเพียง 8% ของข้อมูลทั้งหมด ข้อมูลส่วนมากแสดงการเกิด consolidation ระหว่าง first loading ในขณะที่ดินเหนียวยังมีสภาพ overconsolidated โดยค่า pore pressure ที่ได้้น้อยกว่าค่าที่ประมาณไว้โดยมีค่า  $\Delta u / \Delta \sigma_1$  เฉลี่ยอยู่ที่ 0.43 ดังนั้นค่า effective vertical stress จะเพิ่มขึ้นรวดเร็วกว่าในสภาพไม่ระบายน้ำโดยมี stress path เป็นเส้น  $O'P'$  และดินเหนียวจะถึง limit state curve ที่จุด  $P'$  แทนที่จุด  $U'$  เพราะจุด  $P'$  มีค่า effective vertical stress ใกล้เคียงกับ  $\sigma_{v,max}'$  จึงหมายความว่าดินเหนียวจะถึงค่า maximum past pressure ระหว่างการก่อสร้าง สภาวะนี้ได้สังเกตพบใน 60% ของกรณีศึกษา หากยังคงให้แรงต่อไปดินเหนียวซึ่งมี

สภาพ normally consolidated (อยู่บน state boundary surface) ที่มีค่า coefficient of consolidation น้อยจะมีพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำโดยจะมี stress path เป็นเส้น P'F' และเกิดการวิบัติที่จุด F' และอาจจะเกิด strain-softening ตามเส้น F'C' บนเส้น critical state (รูปที่ 2-1a)

ในกรณีของการก่อสร้างคันดินถมแบบ staged-construction ตัวอย่างดินที่อยู่กึ่งกลางคันดินถมจะมี stress path ตามรูปที่ 2-1b เมื่อสิ้นสุดการก่อสร้างชั้นแรก stress state จะอยู่ที่จุด A' ระหว่างการ consolidation ชั้นแรกค่า pore pressure จะสลายตัวและค่า effective stress จะเพิ่มขึ้นตาม stress path เส้น A'B' ระหว่างการก่อสร้างชั้นที่ 2 ดินเหนียวซึ่งมีสภาพ normally consolidated จะมี stress path ตามเส้น B'D' หากมีการ consolidation ชั้นที่ 2 และการก่อสร้างชั้นที่ 3 จะมี stress path ตามเส้น D'E' และ E'G' และอาจจะ G'F<sub>E</sub>'C<sub>E</sub>' โดยมีการวิบัติที่จุด F<sub>E</sub>' และเกิด strain softening ตามเส้น critical state (Tavenas & Leroueil, 1980)

## 2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน

วิธีการวิเคราะห์แบบ  $\phi=0$  นิยมใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินของดินเหนียวอ่อนที่อิ่มตัวด้วยน้ำ (ยกเว้นดินเหนียวแข็งที่มีสภาพ highly overconsolidated) เมื่อเกิดการระบายน้ำดินเหนียวจะแข็งแรงขึ้นดังนั้นการวิเคราะห์จะพิจารณาสถานะที่วิกฤติที่สุดคือสถานะที่ยังไม่เกิดการระบายน้ำ ในกรณีของดินเหนียวแข็งกำลังรับแรงเฉือนของดินอาจจะลดลงเนื่องจากการระบายน้ำดังนั้นจึงควรทำการวิเคราะห์แบบ long-term, drained, effective stress analyses

ทฤษฎีพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบ  $\phi=0$  ได้อธิบายโดย Skempton (1948) วิธีนี้สมมุติว่าไม่มีการระบายน้ำระหว่างการเฉือนและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน ( $s_u$ ) มีค่าคงที่ไม่ขึ้นกับแรงที่ถูกระงับ ดังนั้นจึงมักใช้การวิเคราะห์แบบ limit equilibrium โดยใช้  $\phi=0$  และ  $c=s_u$  โดยที่  $c$  = cohesion intercept และ  $\phi$  = friction angle โดยที่ค่า  $s_u$  ของดินจะสมมุติว่าเป็นฟังก์ชันของความชื้นในมวลดิน ดังนั้น  $s_u$  สามารถหาได้จากการทดสอบใดก็ได้ที่กระทำที่ความชื้นในสนาม Bishop & Bjerrum (1960) วิเคราะห์การวิบัติเมื่อสิ้นสุดการก่อสร้างของโครงสร้างคันดินถมบนชั้นดินเหนียวอ่อนและสรุปว่าค่า  $s_u$  สามารถหาได้จากการทดสอบ field vane (FV) ในสนาม หรือ การทดสอบ unconsolidated-undrained triaxial compression (UU) หรือ unconfined compression (UC) ในห้องปฏิบัติการ

ปัจจุบันการออกแบบจะใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ  $\phi=0$  โดยใช้ค่า  $s_u$  จากการทดสอบ FV, UU, หรือ UC หรือทั้งหมดและพบว่าผลการวิเคราะห์มักจะปลอดภัย อย่างไรก็ตามพบว่าผลการทดสอบ UU และ UC มีข้อจำกัดคือ (i) ไม่สามารถให้ข้อมูล stress-strain ที่ถูกต้องเนื่องจากตัวอย่างดินไม่ได้อยู่ภายใต้สถานะ initial stress ที่ถูกต้องและมีผลกระทบจากการรบกวนของตัวอย่างดิน และ (ii) มักให้ค่า  $s_u$  ที่ไม่น่าเชื่อถือและมีกระจายตัวมากเนื่องจากการรบกวนตัวอย่างดินที่ไม่แน่นอนและผลของอัตราการผลิตและ anisotropy

## 2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ

ความรู้เกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของดินและการเสีรูปร่างของดินในสภาวะไม่ระบายน้ำที่สำคัญที่สุดมี 4 หัวข้อ คือ การรบกวนตัวอย่างดิน, strength และ stress-strain anisotropy, ผลกระทบของ strain rate, และพฤติกรรม normalized (Ladd, 1971)

### 2.3.1 การรบกวนตัวอย่างดิน

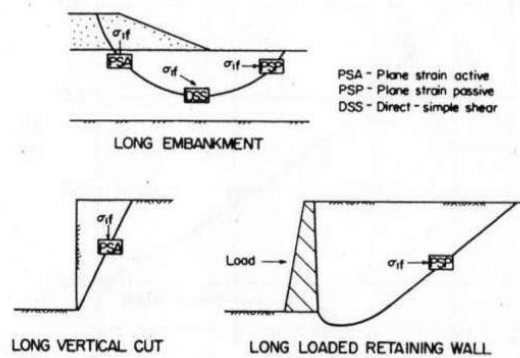
การรบกวนตัวอย่างดินระหว่างการเก็บตัวอย่างทำให้เกิดการรบกวนต่อ soil structure (Lambe, 1958) ผลกระทบนี้สามารถลดลงด้วยเทคนิคการเก็บตัวอย่างที่ดีขึ้นแต่ไม่สามารถป้องกันได้ทั้งหมด การรบกวนตัวอย่างดินได้ถูกศึกษาโดย เช่น Davis & Poulos (1967), Ladd & Lambe (1968), Seed et al. (1964), และ Skempton & Sowa (1963) ต้นเหตุสำคัญของการรบกวนตัวอย่างดินคือ stress relief ที่เกิดจากการนำตัวอย่างดินขึ้นมาจากชั้นดินลึก เนื่องจากตัวอย่างดินไม่เกิดการ swelling ดังนั้นจึงเกิด negative pore pressure ในตัวอย่างดิน Ladd & Lambe (1968) แนะนำวิธีการประเมินอัตราการรบกวนตัวอย่างดินโดยการเปรียบเทียบ negative pore pressure ที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินกับค่าที่นำจะเกิดขึ้นสำหรับ perfectly undisturbed sample สำหรับตัวอย่างดินจากกระบอกเก็บตัวอย่างจากความลึกหลายๆเมตรพบว่าค่าที่วัดได้จะประมาณ  $20 \pm 20\%$  ของค่าของ perfectly undisturbed sample ดังนั้นการรบกวนตัวอย่างดินเป็นสาเหตุให้ effective stress ในตัวอย่างดินลดลงอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับค่าในสนาม เหตุนี้จะทำให้เกิดการลดลงของค่า  $s_u$  ซึ่งมักจะประมาณ 20-50% ของกำลังของ perfectly undisturbed sample

### 2.3.2 Anisotropy ด้าน strength และ stress-strain

สมมุติฐานว่าค่า  $s_u$  เป็นฟังก์ชันของความชื้นในมวลดินนั้นถูกพบว่าไม่เป็นความจริงจากผลการวัด strength anisotropy ของดินเหนียว Hansen & Gibson (1948) ได้ใช้ทฤษฎีในการประมาณ strength anisotropy และความพยายามที่จะหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $s_u$  จากการทดสอบแบบต่างๆและการพัฒนาเครื่องมือการทดสอบที่ซับซ้อนได้ชี้ให้เห็นถึงความสำคัญของพฤติกรรม anisotropy งานที่เกี่ยวข้องกับด้านนี้ เช่น การพัฒนาเครื่องมือ plane strain (Duncan & Seed, 1966; Henkel & Wade, 1966), เครื่องมือ NGI direct-simple shear (Bjerrum & Landva, 1966), เครื่องมือ Cambridge simple shear (Roscoe, 1970), และเครื่องมือ true triaxial (Hambly, 1969; Shibata & Karube, 1965)

พฤติกรรม anisotropy ของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสามารถแบ่งเป็น 2 ส่วน ส่วนแรกคือ inherent anisotropy เป็นผลของ soil structure ที่เกิดขึ้นระหว่างการทับถม ตัวอย่างดินที่มีพฤติกรรม inherent anisotropy มากเช่น varved clay ซึ่งเป็นชั้นของ “silt” และ “clay” สลับกัน ส่วนที่สองคือ stress induced anisotropy ซึ่งเป็นผลจากการหมุนของทิศทางของ principal stress และการเปลี่ยนแปลงของ intermediate principal stress ระหว่างการเฉือน ในทางปฏิบัติผลกระทบของส่วนประกอบนี้จะพิจารณารวมกันด้วยการจำลองระบบความเค้นและการวางตัวของตัวอย่างดินที่จะเกิดขึ้นในสนาม การ

พิจารณานี้ได้แสดงในรูปที่ 2-2 ซึ่งแสดงสภาพความเค้นที่เกิดขึ้นตามระนาบการวิบัติสำหรับกรณีต่างๆ ทิศทางของ major principal stress ที่วิบัติ ( $\sigma_{1f}$ ) ได้แสดงในรูป



รูปที่ 2-2 สภาพความเค้นสำหรับสภาพการวิบัติต่างๆ (Ladd & Foott, 1974)

สำหรับดินเนื้อเดียวที่ไม่เป็นชั้นที่ถูกเฉือนภายใต้สภาวะที่แสดงในรูปที่ 2-2 มักจะพบว่าค่า  $s_u$  จากการทดสอบ plane strain active (PSA) มีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ direct simple shear (DSS) และมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ plane strain passive (PSP) ค่า  $s_u$  ที่ได้จากการทดสอบ triaxial compression (TC) โดยทั่วไปจะเท่ากับค่าที่ได้จาก PSA ส่วนค่า  $s_u$  ที่ได้จากการทดสอบ triaxial extension (TE) จะต่ำกว่าค่าที่ได้จาก PSP ประมาณ 10-25%

ตารางที่ 2-1 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบชนิดต่างๆ กับ normally consolidated Boston Blue Clay ซึ่งเป็น marine illitic clay ที่ค่อนข้าง sensitive ค่า undrained shear strength มาจากการทดสอบ  $CK_0U$  และแสดงเป็นสัดส่วนกับ vertical consolidation stress ( $\sigma_{v,c}'$ ) การทดสอบที่มีการหมุนของ principal plane (DSS, PSP, and TE) จะทำให้เกิดการลดลงของค่า  $s_u$  และการเพิ่มขึ้นของ strain ที่วิบัติ ผลกระทบนี้จะมากสำหรับ low plastic clay มากกว่า high plastic clay

ตารางที่ 2-1 Anisotropy ของ undrained strength ของ normally consolidated Boston Blue Clay (Ladd & Foott, 1974)

Type of test	$s_u/\sigma_{v,c}'$	$\gamma_f$ (%)*	$s_u/s_u(TC)$
$CK_0U$ Plane strain active (PSA)	0.34	0.8	1.03
$CK_0U$ Triaxial compression (TC)	0.33	0.5	1.00
$CK_0U$ Direct simple shear (DSS)	0.20	6	0.61
$CK_0U$ Plane strain passive (PSP)	0.19	8.5	0.57
$CK_0U$ Triaxial extension (TE)	0.155	15	0.47

\* shear strain at failure

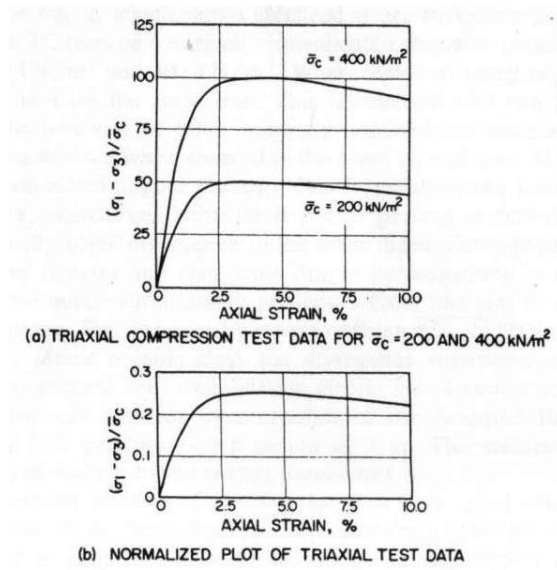
### 2.3.3 ผลกระทบของ strain rate

งานวิจัยจำนวนมาก (เช่น Bjerrum, 1971; Bjerrum et al., 1958; Casagrande & Wilson, 1951; Crawford, 1959; Richardson & Whitman, 1963; Taylor, 1955) แสดงว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะแปรเปลี่ยนไปตาม strain rate ที่ใช้ โดยทั่วไปสำหรับการทดสอบ triaxial compression นั้นการลดลงของ strain rate ทุกๆ log cycle จะทำให้  $s_u$  ลดลงประมาณ  $10 \pm 5\%$  โดยค่านี้จะขึ้นกับ plasticity และ creep ของดิน ผลกระทบนี้เกิดจาก undrained creep ที่เกิดขึ้นระหว่างการเฉือนซึ่งจะทำให้ pore pressure เพิ่มขึ้น, effective stress ลดลง, และ strength ลดลง เมื่อ strain rate ลดลงก็จะมีเวลาให้เกิด creep มากขึ้นทำให้ค่า  $s_u$  ลดลง ซึ่งผลกระทบนี้มีความสำคัญในการวิเคราะห์ปัญหาอย่างมาก สำหรับ highly plastic, creep susceptible clay นั้นจะทดสอบหา TC strength โดยใช้ axial strain rate เท่ากับ 60%/ชั่วโมง (ค่าทั่วไปสำหรับการทดสอบ UC และ UU) จึงสามารถมีค่าเป็น 1.2-1.3 เท่าของกำลังที่ได้จากการใช้ axial strain rate เท่ากับ 0.5%/ชั่วโมง (ค่าทั่วไปสำหรับการทดสอบ  $CK_0U$ )

Bjerrum (1972) แสดงวิธีการออกแบบโดยใช้ผลการทดสอบ field vane shear โดยที่ค่า FV strength ต้องถูกปรับแก้โดยใช้ค่าปรับแก้ที่ได้จากการเปรียบเทียบค่ากำลังที่วัดได้กับค่ากำลังที่ทำให้ factor of safety เท่ากับ 1.0 สำหรับกรณีที่เกิดการวิบัติ โดยมีสมมุติฐานที่ว่าความแตกต่างนี้เนื่องมาจากผลกระทบของ strain rate เป็นหลัก

### 2.3.4 พฤติกรรม normalization

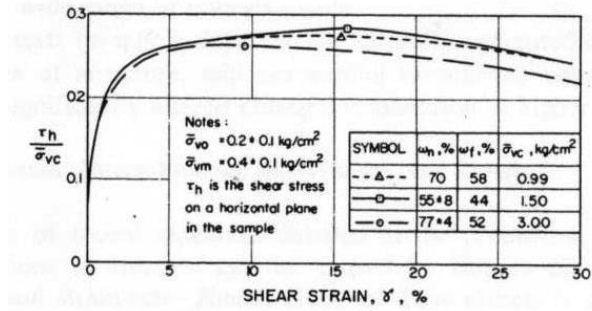
งานวิจัยจำนวนมาก (เช่น Henkel, 1960; Parry, 1960) กับดินเหนียวหลายชนิดแสดงว่าผลการทดสอบจากดินเหนียวที่มีค่า overconsolidation ratio (OCR) เท่ากันแต่มีค่า consolidation stress ต่างกัน (จึงมีค่า maximum past pressure ( $\sigma_{v,max}$ ) ต่างกัน) จะมีกำลังและพฤติกรรม stress-strain เหมือนกันเมื่อถูกทำให้เข้าสู่ภาวะปกติ (normalized) ด้วยค่า consolidation stress ผลการทดสอบนี้แสดงในรูปที่ 2-3 ซึ่งแสดง idealized stress-strain curves ของการทดสอบ isotropically consolidated กับ normally consolidated clay ที่ค่า consolidation stress ( $\sigma_c'$ ) เท่ากับ 200 และ 400 kN/m<sup>2</sup> เมื่อทำการพล็อตผลการทดสอบใหม่โดยใช้  $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_c'$  จะทำให้เส้นทั้งสองเป็นเส้นเดียวกัน ดังนั้น normalized plot นี้สามารถใช้แสดงพฤติกรรมของตัวอย่างดินแบบ normally consolidated ที่อยู่ภายใต้ค่า consolidation stress ที่แตกต่างกันและเฉือนด้วยการทดสอบชนิดเดียวกัน พฤติกรรม normalization เป็นจริงสำหรับค่า pore pressure ด้วย



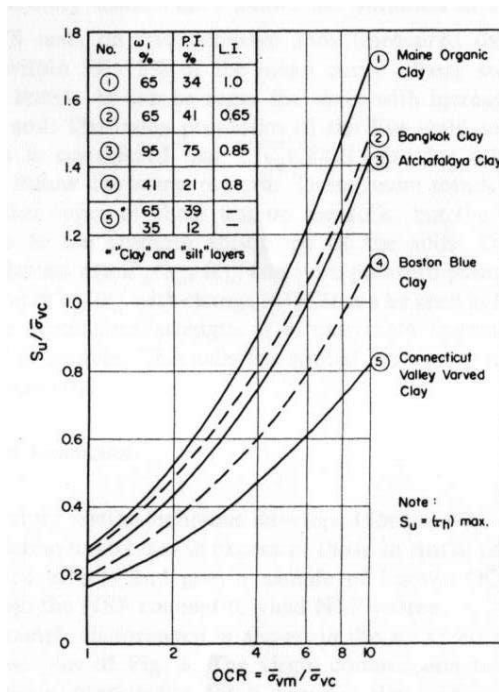
รูปที่ 2-3 ตัวอย่างของพฤติกรรม normalization จากการทดสอบ triaxial compression กับดินเหนียวเนื้อเดียว (Ladd & Foott, 1974)

ในทางปฏิบัติพฤติกรรม normalization จะไม่สมบูรณ์แบบเหมือนกับที่แสดงในรูปที่ 2-3 โดยมักจะมี ความแปรปรวนระหว่าง normalized plot ที่ได้จาก consolidation stress ต่างๆ สาเหตุเนื่องมาจาก ความไม่เป็นเนื้อเดียวของแต่ละตัวอย่างดินและความแตกต่างของการทดสอบแต่ละครั้ง รูปที่ 2-4 แสดงความ แตกต่างของผลการทดสอบ  $CK_0UDSS$  กับ normally consolidated Maine organic clay เนื่องมาจาก ความแปรปรวนของความชื้นในมวลดินและ consolidation stress รูปที่ 2-5 แสดงการเพิ่มขึ้นของ undrained strength ratio ( $s_u / \sigma_{v,c}'$ ) กับค่า OCR ( $\sigma_{v,max}' / \sigma_{v,c}'$ ) จากผลการทดสอบ  $CK_0UDSS$  กับดิน เหนียว 6 ชนิด ข้อมูลนี้ได้จากการ consolidate ตัวอย่างดินมากกว่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  แล้ว unload ไปที่ค่า OCR ต่างๆ ซึ่งแสดงว่ากราฟของดินชนิดต่างๆมีความคล้ายกันมาก รูปที่ 2-6 พล็อตข้อมูลจากรูปที่ 2-5 ใหม่ ในรูปของ overconsolidated  $s_u / \sigma_{v,c}'$  หาค่าด้วยค่าเดียวกันที่สภาพ normally consolidated ของแต่ละดิน ข้อมูลของดิน 5 ชนิดแรกอยู่ในกรอบแคบๆและสามารถแสดงได้ด้วยสมการที่ (2-1) โดยมีค่า  $m = 0.8$  (หากใช้ ค่า  $m$  ที่ลดลงจาก 0.85 ถึง 0.75 เมื่อ OCR เพิ่มขึ้นจะได้กราฟที่ดีกว่านี้อีก) ข้อมูลจากการทดสอบ  $CK_0U$  plane strain และ triaxial ของดินชนิดเดียวกันแสดงการเพิ่มขึ้นของค่า  $s_u / \sigma_{v,c}'$  กับ OCR เหมือนกับรูปที่ 2-6 โดยมีการเพิ่มขึ้นที่น้อยกว่าเล็กน้อยสำหรับ vertical loading และมากกว่าเล็กน้อยสำหรับ horizontal loading

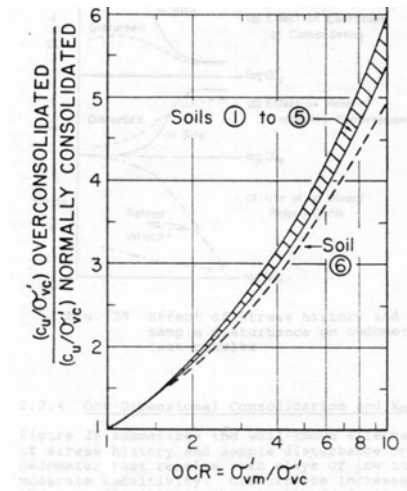
$$\frac{(s_u / \sigma_{v,c}')_{OC}}{(s_u / \sigma_{v,c}')_{NC}} = OCR^m \quad (2-1)$$



รูปที่ 2-4 ข้อมูลการทดสอบ normalized direct simple shear กับ normally consolidated Maine Organic Clay (Ladd & Foott, 1974)

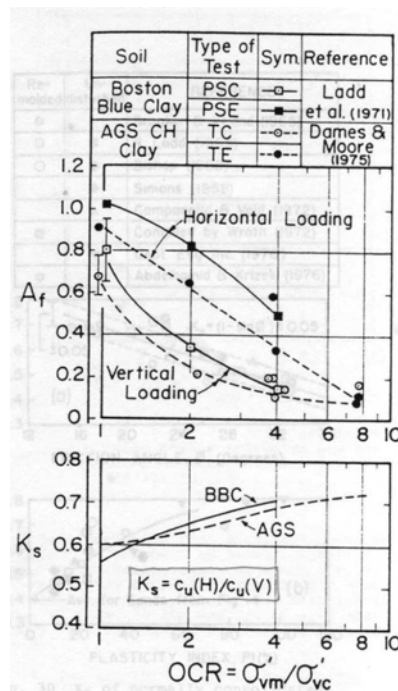


รูปที่ 2-5 Undrained shear strength ratio vs OCR จากการทดสอบ  $CK_0U$  direct simple shear (Ladd & Foott, 1974)



รูปที่ 2-6 การเพิ่มขึ้นสัมพัทธ์ของ undrained shear strength ratio vs OCR จากการทดสอบ  $CK_0U$  direct simple shear (Ladd et al., 1977)

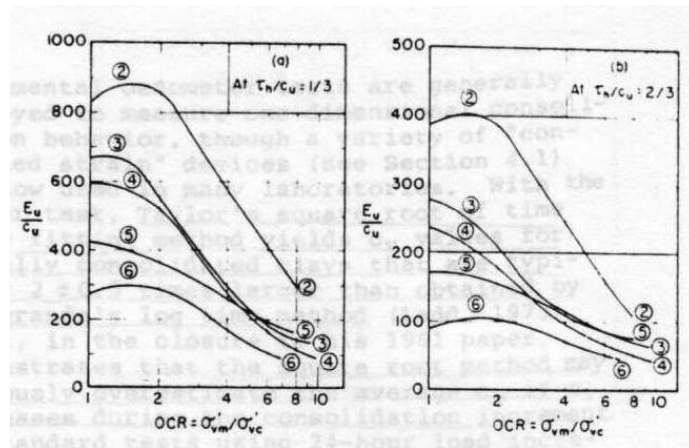
Overconsolidation จะขยาย effective stress envelope และลด pore pressure parameter  $A$  รูปที่ 2-7 แสดงการลดลงของค่า  $A_f$  กับ OCR ซึ่งเป็นเหตุผลที่สำคัญในการเพิ่มขึ้นของ undrained strength ratio ของ overconsolidated clay รูปดังกล่าวยังแสดงการลดลงของพฤติกรรม anisotropy ของ undrained shear strength anisotropy ของดินที่ทดสอบ หมายความว่า stiff fissured clay อาจจะแสดงพฤติกรรม anisotropy อย่างมากโดยที่มีค่า  $K_s$  มากกว่า 1.0 มาก



รูปที่ 2-7 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $A_f$  และ  $K_s$  กับ OCR จากการทดสอบ  $CK_0U$  (Ladd et al., 1977)



รูปที่ 2-8 แสดงการประยุกต์ใช้ normalized plot ในการประเมินผลกระทบของ stress history ต่อพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ โดยแสดงค่า  $E_u/s_u$  vs OCR จากการทดสอบ  $CK_0UDSS$  ของดิน 5 ชนิดที่ระดับการเฉือน 2 ระดับ ซึ่งแสดงแนวโน้มที่คล้ายกันสำหรับดินประเภทต่างๆ ถึงแม้ว่าการเปลี่ยนแปลงของ modulus กับ stress history จะมีความซับซ้อนมากกว่าความสัมพันธ์ของ undrained strength และ pore pressure



รูปที่ 2-8 Normalized undrained modulus vs OCR จากการทดสอบ  $CK_0U$  direct simple shear (Ladd et al., 1977)

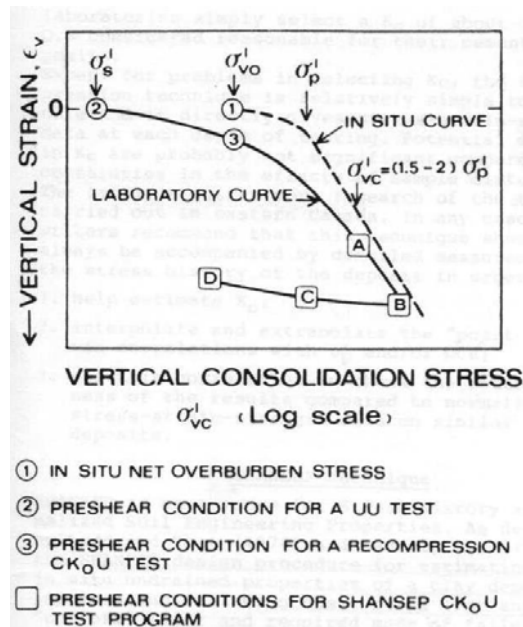
ฉะนั้นในทางปฏิบัติจึงสรุปได้ว่าพฤติกรรม normalization สามารถใช้ได้กับดินเหนียวหลากหลายชนิด ซึ่งทำให้เกิดความสะดวกในการแสดงผลและเปรียบเทียบผลการทดสอบและสามารถประเมินผลกระทบของชนิดของดิน, stress path, และ stress history ต่อพฤติกรรมของดินได้อย่างเป็นระบบ อย่างไรก็ตาม quick clay และ naturally cemented clay ซึ่งมี high degree of structure จะไม่แสดงพฤติกรรม normalization เนื่องจากโครงสร้างของดินเหล่านี้จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากระหว่างการ consolidation ไปที่ค่า stress สูง

## 2.4 การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

ค่า undrained shear strength ( $s_u$ ) จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ถูก normalized ด้วยค่า effective overburden stress ( $\sigma_{vo}'$ ) หรือ maximum past pressure ( $\sigma_{v,max}'$ ) เป็นค่าที่สำคัญในการประเมินค่า shear strength และ stress history ของดินเหนียวในสนาม โดยในสนามนั้นส่วนต่างๆของดินจะมีสถานะขอบเขตและถูกแรงกระทำที่ต่างกัน เช่น เป็นแบบ compression ที่จุดกึ่งกลางของคันดินถม, แบบ direct simple shear ที่บริเวณที่ผิวการวิบัติเป็นแนวระนาบ, และแบบ extension ที่ส่วน toe ของคันดินถม ดังนั้นค่า undrained shear strength ที่จุดต่างๆจะมีค่าต่างกันเพราะพฤติกรรม anisotropic ของดินเหนียว ค่า undrained shear strength ต่างๆสามารถวัดโดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการต่างๆที่ให้สภาพขอบเขต, loading stress path, และ strain rate ต่างๆต่อตัวอย่างดิน

soil structure ของดินตามธรรมชาติจะถูกรบกวนเนื่องจากกระบวนการเก็บตัวอย่างดินและไม่สามารถจำลองได้เหมือนเดิมในห้องปฏิบัติการ ปัจจุบันได้ตระหนักว่าการทดสอบ unconsolidated-undrained (UU) ให้ผลการทดสอบที่ไม่น่าเชื่อถือและแปรปรวนอย่างมากเนื่องจาก 2 เหตุผลคือ (i) ความแปรปรวนของ degree of disturbance ซึ่งทำให้ preshear effective stress,  $\sigma'_s$  มีค่าลดลงอย่างมาก และ (ii) ถึงแม้ว่าการเก็บตัวอย่างดินจะเป็นแบบ “perfect sampling” ก็ยังมีผลกระทบต่อพฤติกรรม stress-strain อย่างมาก เนื่องจากเนื่องจากการเฉือนเริ่มต้นที่สภาพ stress แบบ isotropic ไม่ใช่สภาพ stress แบบ in-situ  $K_0$  (Ladd & Lambe, 1964; Skempton & Sowa, 1963); Noorany & Seed, 1965) การทดสอบแบบ isotropically consolidated-undrained (CIU) ก็ยังมีข้อเสียข้อ (ii) เหมือนกันดังนั้นจึงต้องทำการทดสอบแบบ  $K_0$  consolidated-undrained ( $CK_0U$ )

ตัวแปรที่ต้องพิจารณาในการดำเนินการ consolidation ในการทดสอบ  $CK_0U$  คือ (i) vertical consolidation stress  $\sigma'_{v,c}$ , (ii) consolidation stress ratio,  $K_c = \sigma'_{h,c} / \sigma'_{v,c}$ , และ (iii) stress path และเวลาของการ consolidation ที่ใช้ในการไปถึงค่าสภาพความเค้นก่อนการเฉือน รูปที่ 2-9 แสดง 2 เทคนิคที่นิยมใช้กันโดยแสดง  $K_0$  compression curve ของสภาพในสนามและในห้องปฏิบัติการสำหรับ slightly overconsolidated soft clay จุด 1 และ 2 แสดงสภาพ effective stress ในสนามและสภาพ preshear สำหรับการทดสอบ UU ตามลำดับ (โดยสมมุติว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงของความชื้นในมวลดินระหว่างการเก็บตัวอย่างดิน) สำหรับเทคนิค Recompression นั้นจะ reconsolidate ตัวอย่างดินตาม  $K_0$  stress path ไปที่ค่า  $\sigma'_{v,c} = \sigma'_{vo}$  ดังแสดงในจุดที่ 3 ส่วนจุด A ถึง D เป็นจุดที่แสดงค่า stress โดยทั่วไปที่ใช้ใน SHANSEP เทคนิค



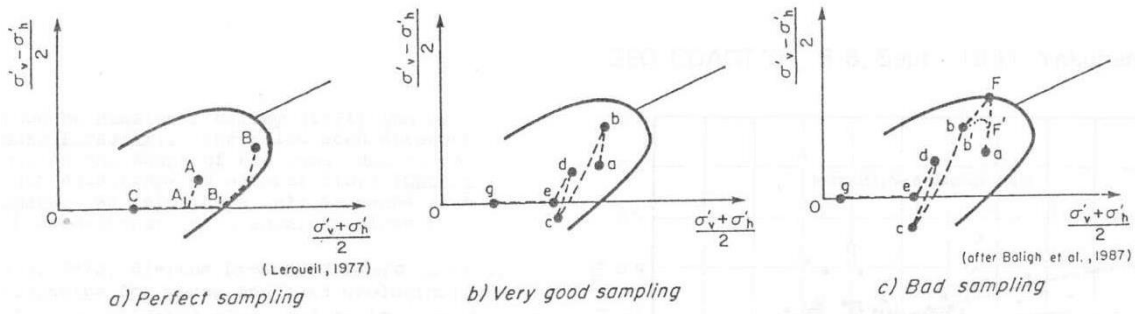
รูปที่ 2-9 กระบวนการ consolidation สำหรับการทดสอบ  $CK_0U$  (after Ladd et al., 1977)

## 2.5 Sample disturbance

### 2.5.1 Sampling disturbance

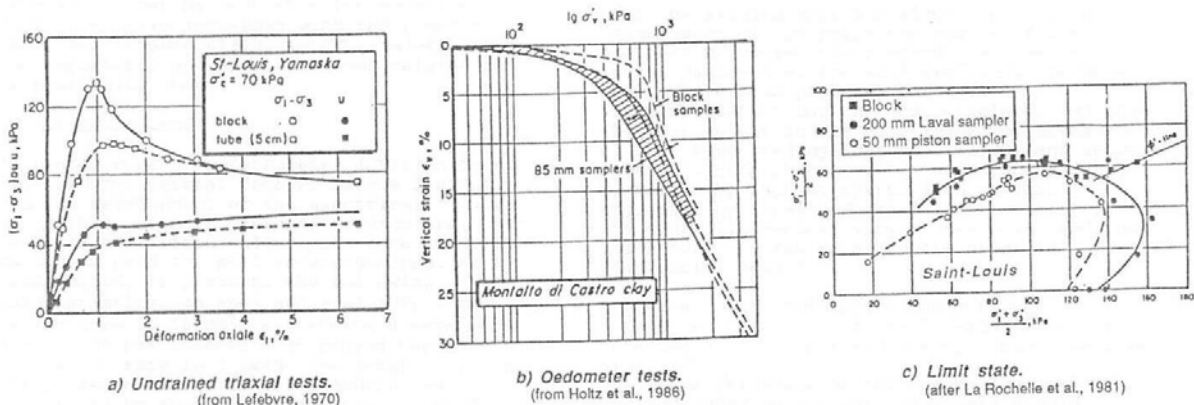
งานของ Hvorslev (1949) เกี่ยวกับการสำรวจและเก็บตัวอย่างดินยังคงเป็นหนึ่งในเอกสารอ้างอิงหลักในการศึกษาปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อ sample disturbance งานวิจัยต่อมาได้ทำการศึกษาเชิงปริมาณของสาเหตุของการรบกวน เช่น ผลของการสั่นสะเทือน, freezing, เวลาการเก็บรักษา, และการ redistribution ของความชื้นในตัวอย่างดิน (เช่น Kallstenius, 1958, 1963, 1971; Lang, 1971; Milovic, 1971; และ Schjetne, 1971) ความก้าวหน้าของความรู้ทางสาขานี้อย่างมากเกิดจากการศึกษาผลกระทบของการเก็บตัวอย่างดินแบบต่างๆต่อผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ sample disturbance เกิดจากการแตกของการเชื่อมติดกันระหว่างอนุภาคดินซึ่งส่วนมากจะเกิดขึ้นเมื่อ stress path ของตัวอย่างดินแตะ state boundary surface ของดิน sampling disturbance จะเกิดขึ้นที่สภาพความชื้นคงที่โดยมีสาเหตุสำคัญ 2 ประการ คือ การเสียรูปทางกลของตัวอย่างดินเนื่องจากกระบวนการเก็บตัวอย่างดินและการลดลงของ total in-situ stress Tavenas & Leroueil (1987) อธิบายปัญหานี้ไว้ดังนี้

- a) Perfect sampling: สำหรับดินตามธรรมชาติที่มี in-situ stress ที่จุด A (รูปที่ 2-10a) การเก็บตัวอย่างแบบ perfect sampling จะทำให้เกิด stress path  $AA_1$  ในสภาพ undrained (ค่า mean effective stress  $p'$  มีค่าคงที่) ซึ่งจะไม่ทำให้เกิดการรบกวนดินมากเนื่องจาก stress path ยังคงอยู่ใน yield surface อย่างไรก็ตามสำหรับกรณีของ lightly overconsolidated clay (จุด B ในรูป 2-10a) จะเกิด stress path  $BB_1$  ซึ่งอาจจะสัมผัสกับ yield surface และเกิดการ destructure ของดินเหนียวก่อนที่จะไปสู่สภาพ stress แบบ isotropic ดังนั้นจึงแสดงว่าถึงแม้ว่าการเก็บตัวอย่างดินจะเป็นแบบ perfect sampling ก็ยังสามารถที่จะรบกวนตัวอย่างดินเหนียวที่มีค่า overconsolidation ratio ต่ำได้ (La Rochelle et al., 1981)
- b) Tube sampling: Baligh (1985) และ Baligh et al. (1987) ได้แสดงว่าการเก็บตัวอย่างโดย tube sampling ทำให้ดินเกิดการรับแรงแบบ compression, extension, และ compression รอบที่สองตามลำดับ โดยอาจจะมี stress path เป็นเส้น abcde ในรูปที่ 2-10b Baligh et al. (1987) ยังแสดงว่าค่า maximum strain  $\epsilon_{max}$  ที่เกิดขึ้นในกระบวนการเก็บตัวอย่างนี้เพิ่มขึ้นตามค่าอัตราส่วนของความหนาของกระบอกต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของกระบอก Hight (1987) แนะนำว่าควรจะมีการประมาณค่า maximum strain ที่จะเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการเก็บตัวอย่างสำหรับกระบอกแต่ละแบบ หากค่า  $\epsilon_{max}$  น้อยกว่าค่า strain ที่วิบัติของตัวอย่างดินคงสภาพจะได้ stress path ดังที่แสดงในรูปที่ 2-10b ซึ่งยังคงอยู่ใน failure surface และจะพิจารณาว่าเป็นการเก็บตัวอย่างดินที่ดีมาก แต่หากค่า  $\epsilon_{max}$  เกินกว่าค่า strain ที่วิบัติของตัวอย่างดินคงสภาพจะทำให้ stress path สัมผัสกับ failure surface ที่จุด F (รูปที่ 2-10c) และตัวอย่างดินจะเกิดการ destructure แต่เนื่องจากค่า strain ที่วิบัติมักจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามค่า plasticity ดังนั้น plastic clay จะได้รับผลกระทบจาก sampling disturbance น้อยกว่า low plastic clay (lean clay) โดยข้อมูลนี้ได้แสดงโดย Lacasse et al. (1985)



รูปที่ 2-10 Stress path ระหว่างการเก็บตัวอย่างดิน (after Tavenas & Leroueil, 1987)

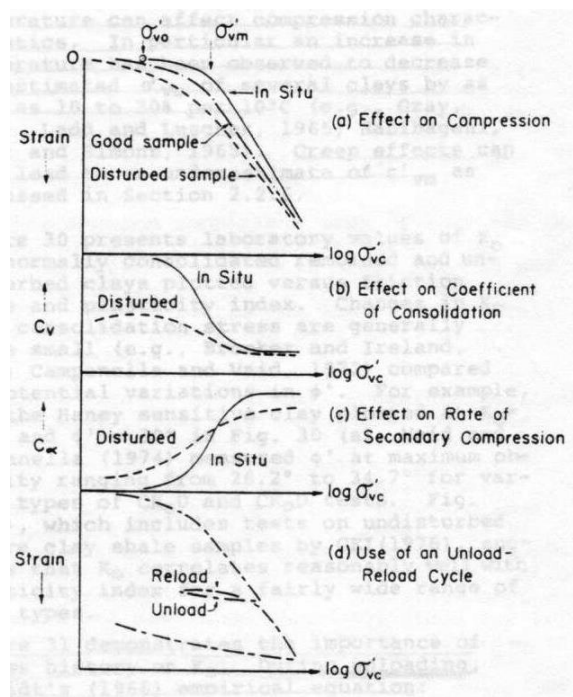
ผลกระทบของ sampling disturbance ต่อพฤติกรรมของ clay สามารถสรุปได้ในรูปที่ 2-11 ซึ่งแสดงการเปรียบเทียบผลการทดสอบดินที่ได้จาก low quality tube sample และ high quality sample เมื่อตัวอย่างดินมีคุณภาพผลการทดสอบ triaxial จะให้ค่า stiffness และ peak strength ลดลง (รูปที่ 2-11a); ผลการทดสอบ consolidation จะให้ค่า maximum past pressure และ compression index ลดลง (รูปที่ 2-11b); และเกิดการเปลี่ยนแปลงของ yield surface (รูปที่ 2-11c) ดังนั้นหากต้องการใช้คุณสมบัติที่ได้จากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการในการออกแบบมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทำการทดสอบกับตัวอย่างดินที่มีคุณภาพสูง ดังนั้นจึงมีการพัฒนาวิธีการเก็บตัวอย่างดินที่มีคุณภาพสูง เช่น งานวิจัยที่มหาวิทยาลัย Sherbrooke และ Laval (Lefebvre & Poulin, 1979; La Rochelle et al., 1981)



รูปที่ 2-11 ผลกระทบของ sampling disturbance (Leroueil & Jamiolkowski, 1991)

รูปที่ 2-12 สรุปผลกระทบของ sample disturbance ต่อผลการทดสอบ oedometer แนวโน้มนี้ใช้ได้โดยทั่วไปกับ conventional piston sample ของดินเหนียวที่มี low to moderate sensitivity และมีค่า virgin compression ratio ( $CR = C_c / (1 + e_0)$ ) ค่อนข้างคงที่ วิธีของ Schmertmann's (1955) สามารถใช้เพื่อประมาณ in-situ compression curve ของดินดังกล่าวโดยพบว่าดินเหนียวที่ sensitive และ compressible มากจะมีค่า  $\sigma_{v,max}'$  และ CR ที่ลดลงเนื่องจาก sample disturbance มากกว่า ตัวอย่างเช่น

การศึกษาจำนวนมากกับ naturally cemented Canadian clay โดยใช้ sampler ชนิดต่างๆและมีเส้นผ่านศูนย์กลางขนาดต่างๆและ block sample แสดงความแปรปรวนของค่า  $\sigma_{v,max}'$  ประมาณ 10 ถึง 30% (Bozouk, 1970; Eden, 1970; La Rochelle & Lefebvre, 1970; Milovic, 1970) นอกจากนี้ค่า CR ยังถูกระทบเนื่องจาก sample disturbance อย่างมาก Ladd et al. (1972) ได้รายงานว่าคุณค่า in-situ CR มีค่าประมาณ 2 เท่าของค่าที่ได้จากการทดสอบกับตัวอย่าง Osterberg sample ของ sensitive marine clay (liquidity index = 1.8, PI = 15%) นอกจากนี้ยังพบว่าค่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  จากการทดสอบมีค่าลดลงประมาณ 20% ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า sample disturbance เพียงเล็กน้อยสามารถมีผลกระทบต่อผลการทดสอบ oedometer ของ highly structured soil



รูปที่ 2-12 ผลกระทบของ stress history และ sample disturbance ต่อผลการทดสอบ oedometer (Ladd et al., 1977)

สาเหตุของ sample disturbance หลายประการที่เกิดขึ้นระหว่างการเก็บตัวอย่างดิน, การขนส่ง, และการเก็บรักษา จะทำให้ค่า effective stress ของตัวอย่างดินลดลงสำหรับ soft to medium clay ซึ่งจะนำไปสู่การลดลงของค่า strengths และ modulus จากการทดสอบ UU เมื่อเทียบกับผลจาก perfect sampling ขนาดของการลดลงนี้จะแปรเปลี่ยนอย่างมากกับชนิดของดินและกระบวนการเก็บตัวอย่างดิน และมักจะเพิ่มขึ้นกับความลึกโดยเฉพาะกับ soft to medium ที่มีความลึกมากกว่า 10 ม. Raymond et al. (1971) ได้แสดงผลการทดสอบกับ naturally cemented Canadian clay ว่าค่า  $s_u$  จาก tube sample จะประมาณ 30-60% ต่ำกว่าค่าที่ได้จาก block sample Ladd & Lambe (1963) ได้แสดงข้อมูลของดิน soft to medium clay หลายชนิดที่มีค่า sensitivity ต่ำถึงปานกลางแสดงว่าคุณค่า  $s_u$  ที่ได้จากการทดสอบ UU จะมี

ค่าประมาณ 20-50% ของค่าที่ได้จาก perfect sample และ sample disturbance จะลดค่า undrained modulus ในอัตราที่มากกว่านี้ (Ladd, 1964)

Ladd & Lambe (1963) เสนอว่าการลดลงของค่า  $s_u$  จากการทดสอบ UU เนื่องจาก sample disturbance มีความสัมพันธ์กับการลดลงของค่า effective stress ที่เกิดเนื่องมาจากกระบวนการเก็บตัวอย่างดิน โดยได้ทำการวัดค่า effective stress ( $\sigma_s'$ ) ของตัวอย่างดินในการทดสอบ UU ก่อนจะทำการเฉือนและพบความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\sigma_s'/\sigma_{ps}'$  และค่า  $s_u$  ( $\sigma_{ps}' =$  isotropic effective stress after perfect sampling ตามสมการที่ (2-3)) ได้มีความรายงานความสัมพันธ์ในทำนองเดียวกันสำหรับการทดสอบ CK<sub>0</sub>U triaxial (Okumura, 1971) Ladd & Lambe (1963) ใช้อัตราส่วน  $\sigma_s'/\sigma_{ps}'$  ในการปรับแก้ค่า  $s_u$  จากการทดสอบ UU เพื่อพิจารณาผลกระทบของ sample disturbance

จากแนวคิดดังกล่าว Nelson et al. (1971) และ Okumura (1971) จึงได้เสนอค่า “degree of disturbance” ดังแสดงในสมการที่ (2-2) โดยมีค่าระหว่างศูนย์ (ไม่ถูกรบกวน) และหนึ่ง อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติของดินจะไม่แปรผันโดยตรงกับค่า  $D_d$  และที่สำคัญคือแนวคิดนี้จะใช้ได้กับดินที่มีพฤติกรรมแบบ undrained ถูกควบคุมโดยค่า effective stress เท่านั้น สำหรับ highly cemented soil จะมีค่า  $s_u$  แปรเปลี่ยนเพียงเล็กน้อยกับค่า consolidation stress ที่น้อยกว่าค่า apparent  $\sigma_{v,max}'$  (Raymond et al., 1971; Townsend et al., 1969) ดังนั้นการวัดค่า  $\sigma_s'$  จะไม่เป็นประโยชน์มากนัก อย่างไรก็ตามสำหรับดินเหนียวปกติสามารถใช้ค่า  $D_d$  เพื่อการประเมินคุณภาพของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ UU ได้นอกจากนี้ยังต้องเน้นว่า sample disturbance มีผลกระทบต่อค่า undrained shear strength มากกว่าต่อค่า  $\sigma_{v,max}'$  ที่ได้จากการทดสอบ oedometer

$$D_d = 1 - \sigma_s'/\sigma_{ps}' \quad (2-2)$$

การตระหนักถึงผลกระทบของ sample disturbance ต่อตัวอย่างดินในการทดสอบ UU ที่เพิ่มขึ้นจึงทำให้มีความสนใจมากขึ้นในการใช้การทดสอบ CU เพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของ soft to medium clay เนื่องจากการ isotropic consolidation ไปที่  $\sigma_{vo}'$  โดยทั่วไปเชื่อว่าจะให้ได้ค่า strength ที่มากเกินไป (Casagrande & Rutledge, 1947; Schmertmann, 1956; Bishop & Bjerrum, 1960; and Ladd & Lambe, 1963) ดังนั้นจึงมีการเสนอกระบวนการ consolidation แบบอื่นๆเพื่อลดผลกระทบของ sample disturbance เช่น การ isotropic consolidation ไปที่  $\sigma_c' = 1/2$  to  $3/4$  ของค่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  (Raymond et al., 1971),  $K_0$  consolidation ไปที่ in-situ stress (Davis & Poulos, 1967; Bjeruum, 1973), และ  $K_0$  consolidation ไปที่ค่า laboratory  $\sigma_{v,max}'$  ที่มากกว่าค่า in-situ (SHANSEP เทคนิคของ Ladd & Foott, 1974)

## 2.5.2 การประเมิน sample disturbance

ตารางที่ 2-2 สรุปสาเหตุของ sample disturbance ที่สามารถเกิดขึ้นระหว่างกระบวนการเก็บตัวอย่าง cohesive soil จากหลุมเจาะ สาเหตุเหล่านี้บางอย่างสามารถควบคุมหรือลดระดับได้ด้วยการใช้เทคนิคการ

เก็บตัวอย่างดินที่ดีขึ้นและมีการขนส่งและเก็บรักษาที่เหมาะสม มีเทคนิคต่างๆที่ได้ถูกพัฒนาขึ้น (เช่น Sherbrooke 250 mm dia. block sampler, Lefebvre & Poulin (1979); และ Laval 200 mm dia. tube sampler, La Rochelle et al. (1981)) เพื่อเก็บตัวอย่างแบบ extremely high quality sample ของดิน soft brittle sensitive clay การศึกษาเหล่านี้แสดงว่ากระบวนการเก็บตัวอย่างดินที่ดีขึ้นจะให้ผลการทดสอบ drained compressibility และ peak triaxial strength (undrained และ drained) ที่เปลี่ยนไปอย่างมากเมื่อเทียบกับตัวอย่าง conventional fixed piston sample (La Rochelle & Lefebvre, 1970; Raymond et al., 1971) อย่างไรก็ตามการเก็บตัวอย่างแบบพิเศษนี้จะมีราคาแพงเกินไปสำหรับการสำรวจดินโดยทั่วไปทางวิศวกรรมปฐพีและไม่สามารถใช้ได้กับการสำรวจดินที่ระดับลึกและที่อยู่นอกฝั่ง นอกจากนี้สาเหตุอื่นๆ เช่น stress relief และการเกิดฟองอากาศในตัวอย่งดินที่มักเกิดกับตัวอย่างดินที่อยู่ใต้น้ำลึก จะไม่สามารถลดระดับได้ (นอกจากใช้วิธีที่พิเศษมาก)

ตารางที่ 2-2 สาเหตุของ sample disturbance ใน cohesive soil (Jamiolkowski et al., 1985)

Headings	Items	Remarks
1. Stress relief	1.1 Change in stresses due to drilling hole 1.2 Eventual removal of in-situ shear stress 1.3 Eventual reduction (removal) of confining stress	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excessive reduction in <math>\sigma_v</math> due to light drilling mud causes excessive deformations in extension</li> <li>- Overpressure causes excessive deformations in compression</li> <li>- Resultant shear strain should usually be small</li> <li>- Expansion of gas (bubbles and/or dissolved gas)</li> </ul>
2. Sampling technique	2.1 Sampler geometry: diameter/length, area ratio, clearance ratio, accessories – piston, coring tube, inner foil, etc. 2.2 Method of advancing sampler 2.3 Method of extraction	These variables affect:- <ul style="list-style-type: none"> <li>- Recovery ratio</li> <li>- Adhesion along sample walls</li> <li>- Thickness of remolded zone along interior wall</li> <li>- Continuous pushing better than hammering</li> <li>- To reduce suction effect at bottom of sample, use vacuum breaker</li> </ul>
3. Handling procedures	3.1 Transportation 3.2 Storage 3.3 Extrusion, trimming, etc.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Avoid shocks, changes in temperature, etc.</li> <li>- Best to store at in-situ temperature to minimize bacteria growth, etc.</li> <li>- Avoid chemical reactions with sampling tube</li> <li>- Opportunity for water migration increases with storage time</li> <li>- Minimize further strain</li> </ul>

ด้วยข้อจำกัดเหล่านี้ทำให้การเก็บตัวอย่างดินส่วนใหญ่ที่ใช้จะให้ตัวอย่างดินที่ห่างจากสภาวะ perfect sampling ดังนั้นวิศวกรต้องการเทคนิคในการประเมินคุณภาพของตัวอย่างและความเข้าใจในเทคนิคการทดสอบดินเพื่อลดผลกระทบของ sample disturbance โดยมี 3 เทคนิคที่นิยมใช้ในการประเมินคุณภาพของตัวอย่างดินคือ radiography, การวัด effective stress หลังจากการเก็บตัวอย่างดิน; และการประเมิน compression curve จากการทดสอบ oedometer

### Radiography

radiograph เป็นรูปถ่ายที่เกิดจากการฉาย x-ray ผ่านวัตถุบนฟิล์มสีขาวที่จะมีดลงเป็นสัดส่วนกับความเข้มของ proton ที่กระทบ เนื่องจาก X-ray photon ที่เปล่งออกมาจาก cathode ray tube จะผ่านทะลุวัตถุในความเข้มต่างกันขึ้นอยู่กับความหนาแน่นของวัตถุ โดยที่รูปถ่ายจาก radiograph จะให้ผลตรงกันข้ามคือส่วนที่ความหนาแน่นต่ำจะมีดใน radiography (negative) แต่จะสว่างในรูปถ่าย (positive) ถึงแม้ว่า radiography จะใช้มานานในงานวิจัยทางวิศวกรรมปฐพีโดยเฉพาะใน UK สำหรับการวัด strain โดยใช้ lead shot ฝังอยู่ในตัวอย่างดิน (Arthur, 1972) แต่การใช้อย่างเป็นระบบกับกระบอกเก็บตัวอย่างเพิ่งเริ่มมาไม่นาน radiograph สามารถแสดงสิ่งเหล่านี้

- ชนิดของดินว่าเป็น granular หรือ cohesive
- ลักษณะของ macrofabric ที่เกิดจาก bedding plane, varve, fissure, shear plane, และอื่นๆ
- การมี “intrusions” เช่น sand lenses, ก้อนหิน, shell, calcareous nodule, peaty material, drilling mud, และอื่นๆ
- ช่องว่างหรือรอยแตกเนื่องจาก gas pocket
- อัตราของ sample disturbance ตั้งแต่แทบจะไม่มีการรบกวนที่อาจจะอยู่ที่ขอบของตัวอย่างจนถึงการรบกวนอย่างมากซึ่งมักเกิดที่ปลายของตัวอย่าง

ลักษณะเหล่านี้ส่วนใหญ่ไม่สามารถที่จะประเมินได้ด้วยตาเปล่าจากตัวอย่างดินที่ดันออกมาแล้ว (อย่างน้อยต้องมีการตัดหรือแตกตัวอย่างออกมาดู) ดังนั้น radiography จึงเป็นการทดสอบแบบไม่ทำลายสำหรับเลือกส่วนที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดจากแต่ละกระบอกเก็บตัวอย่างเพื่อการทดสอบทางวิศวกรรม และยังช่วยในการวางแผนการทดสอบจากการทราบจำนวนตัวอย่างที่มีสภาพเหมาะสม ข้อมูลเหล่านี้จะสำคัญสำหรับโครงการที่มีจำนวน tube sample น้อย เช่นในโครงการ offshore exploration Norwegian Geotechnical Institute (NGI) ได้เริ่มใช้ onboard radiography ในปี 1983 เพื่อประเมินคุณภาพของตัวอย่างดินทันทีที่เก็บจากพื้นทะเล (ลึก 300 ม.) จากทะเลเหนือ (Lacasse et al. 1984)

### การวัด effective stress หลังจากการเก็บตัวอย่างดิน

“Perfect sampling” หมายถึงการเก็บตัวอย่างดินที่ไม่มีการรบกวนใดๆนอกจากการลดลงของ in-situ shear stress แบบ undrained,  $\Delta q = 0.5 \sigma_{vo}'(1 - K_0)$  หากสมมุติว่าดินมีสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำอย่างสมบูรณ์จะ



ได้ว่าค่า isotropic effective stress หลังจากการ perfect sampling,  $\sigma_{ps}'$ , เป็นดังสมการที่ (2-3) (Ladd & Lambe, 1963) โดยที่  $A_u = (\Delta u - \Delta \sigma_h) / (\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h)$  สำหรับ normally consolidated clays จะมีค่า  $A_u = 0.1 \pm 0.2$  และ  $\sigma_{ps}' / \sigma_{ho}' = 1.0 \pm 0.15$  การเก็บตัวอย่างแบบ perfect sampling จะทำให้ค่า  $s_u$  ลดลงเพียงประมาณ  $5 \pm 5\%$  แต่จะเปลี่ยนแปลงพฤติกรรม stress-strain อย่างมากเนื่องจากการเฉือนเริ่มต้นจากสภาพ isotropic แทนที่จะเป็นสภาพ  $K_0$  stress (Ladd & Lambe, 1963; Noorany & Seed, 1965; Okumura, 1971; Skempton & Sowa, 1963)

$$\sigma_{ps}' = \sigma_{vo}' [K_o + A_u (1 - K_o)] \quad (2-3)$$

สาเหตุของการรบกวนตัวอย่างดินต่างๆที่ได้แสดงในตารางที่ 2-2 จะลดค่า effective stress ของตัวอย่างดินจาก  $\sigma_s'$  ไปเป็นค่าที่น้อยกว่า  $\sigma_{ps}'$  โดยที่ผลลัพธ์ของค่า  $\sigma_s'$  สามารถวัดได้ใน triaxial cell ที่มี fine porous ที่ base pedestal ( $\sigma_s' = \text{cell pressure} - \text{pore pressure}$ ) หรือการใส่ pore pressure probe ขนาดเล็กเข้าไปในตัวอย่างดินที่ยังไม่ถูกแรงกระทำ ข้อมูลแสดงว่าค่า  $\sigma_s' / \sigma_{ps}'$  โดยทั่วไปจะประมาณ  $0.2 \pm 0.2$  สำหรับการเก็บตัวอย่างโดยกระบอกบางของ soft to medium to clay ที่มี low to moderate sensitivity ที่ความลึกมากกว่า 5-10 ม. การลดลงของค่า effective stress จาก  $\sigma_{ps}'$  ไปเป็น  $\sigma_s'$  สามารถเกิดขึ้นได้ที่ความชื้นคงที่เนื่องจาก mechanical disturbance เพราะการเฉือนที่เกิดขึ้นกับ low OCR clay จะทำให้เกิด excess pore pressure ที่เป็นบวก การลดลงนี้สามารถเกิดจากการบวมตัวและเกิดการดูดน้ำจากส่วน cohesionless ที่ไม่สามารถรักษาสภาพ pore pressures ที่เป็นลบได้ หรือจากส่วนที่มีการรบกวนมากเช่น remolded (more compressible) layer ที่อยู่บริเวณผนังของกระบอก การบวมตัวนี้จะทำให้เกิดการลดลงของค่า  $\sigma_s'$  (Schjetne, 1971) และลดกำลังของ Norwegian clays ที่วัดจากการทดสอบ CK<sub>0</sub>U triaxial compression ที่ reconsolidate ไปที่ค่า overburden stress (Bjerrum, 1973) อย่างไรก็ตาม La Rochelle et al. (1976) พบว่าผลกระทบนี้จะน้อยลงสำหรับ strongly cemented clay

นักวิจัยหลายคนได้เสนอว่าค่า  $\sigma_s' / \sigma_{ps}'$  จะเป็นดัชนีเชิงปริมาณของ degree of sample disturbance (เช่น Ladd & Lambe, 1963; Nelson et al., 1963; Okumura, 1971) และสามารถบ่งบอกถึงแนวโน้มในการลดลงของค่า  $s_u$  จากการทดสอบ UU แต่ยังไม่มีความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $\sigma_s' / \sigma_{ps}'$  กับผลกระทบของ sample disturbance ต่อผลการทดสอบ CU หรือ oedometer นอกจากนี้ค่า  $\sigma_s' / \sigma_{ps}'$  จะใช้ไม่ได้กับ highly cemented clay เนื่องจากค่า  $\sigma_s'$  สามารถมีค่าเป็นศูนย์ได้โดยไม่เกิดการรบกวน soil structure ของดินเหล่านี้

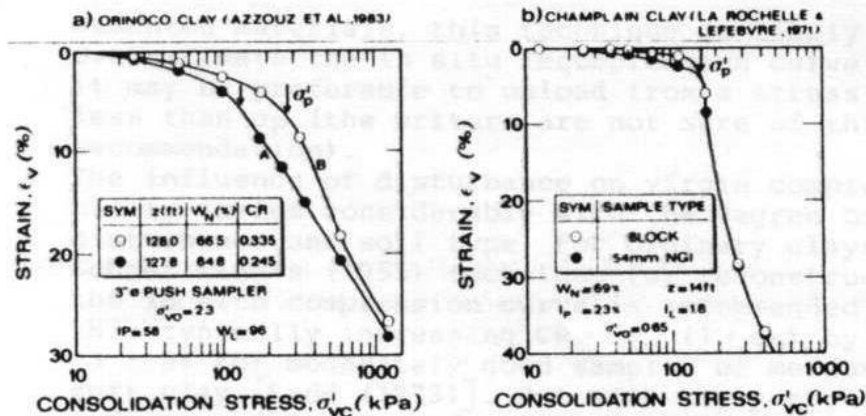
### การประเมิน compression curve จากการทดสอบ oedometer

sample disturbance มักมีผลกระทบต่อ compression curve จากการทดสอบ oedometer ที่ทำกับ sedimentary clay ทั่วไป (soft to stiff consistency, low to moderate sensitivity) ในลักษณะดังนี้

- ที่ค่า consolidation stress,  $\sigma_{v,c}'$  ใดๆจะมีค่า void ratio ลดลง (หรือค่า strain เพิ่มขึ้น)

- ทำให้การระบุส่วนที่มีคาร์ดินน้อยสุดทำได้ยากจึงทำให้การหาค่า  $\sigma_{v,max}$  ' ทำได้ยากและโดยทั่วไปจะทำให้ค่า  $\sigma_{v,max}$  ' ลดลง
- ทำให้ compressibility เพิ่มขึ้นระหว่างการ recompression และอาจทำให้ compressibility ลดลงในส่วน virgin compression region

รูปที่ 2-13a แสดงผลกระทบเหล่านี้ต่อผลการทดสอบ oedometer กับตัวอย่างดินที่มาจากกระบอกเก็บตัวอย่างเดียวกันของ offshore Holocene clay ถึงแม้ว่า Test A จะให้เส้นข้อมูลที่ใช้ได้และแสดงว่าเป็น underconsolidated clay แต่ Test B ให้ค่า  $\sigma_{v,max}$  ' สูงกว่ามากซึ่งตรงกับ stress history ที่เป็นจริงของชั้นดินนั้น นอกจากนี้ Test B ยังให้ค่า virgin compressibility ที่สูงกว่ามาก รูปที่ 2-13b เปรียบเทียบ compression curve จาก block sample และ tube sample ของ brittle, sensitive clay ซึ่งแสดงว่า sample disturbance ทำให้ compressibility ระหว่าง recompression เพิ่มขึ้นแต่มีผลกระทบไม่มากต่อค่า  $\sigma_{v,max}$  ' และ virgin compressibility ซึ่งผลการทดสอบที่แสดงนี้เป็นปกติสำหรับ cemented Champlain Sea clay โดยงานวิจัยได้แสดงว่าต้องใช้กระบอกเก็บตัวอย่างที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่มากเพื่อที่จะรักษาพฤติกรรม stress-strain ของ overconsolidated intact clay ไว้ได้ (พฤติกรรมภายใน yield envelope) (เช่น La Rochelle et al., 1981) ดังนั้นการใช้ conventional fixed piston sample อาจจะกระทบหรือกระทบกับตำแหน่งและรูปร่างของ virgin compression curve ขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของกระบอกและชนิดของดิน



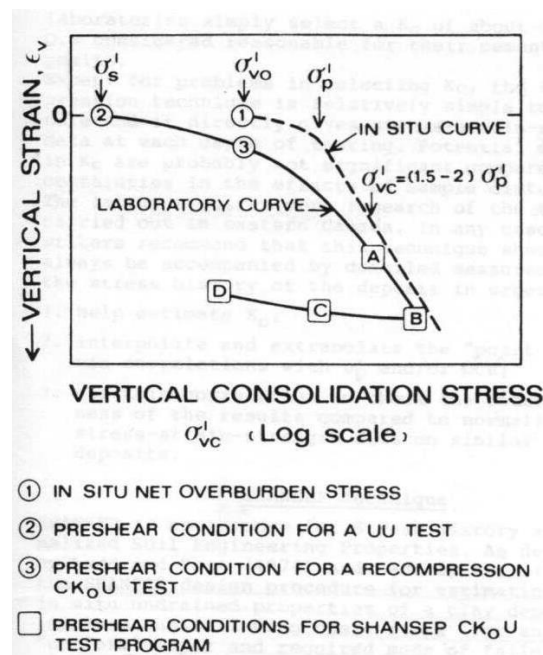
รูปที่ 2-13 ผลกระทบของ sample disturbance ต่อ oedometer compression: (a) Orinoco Clay (Azzouz et al., 1982); (b) Champlain Clay, St. Louis (La Rochelle & Lefebvre, 1971)

## 2.6 เทคนิค Recompression

เทคนิค Recompression ได้ถูกใช้โดย NGI เพื่อประมาณคุณสมบัติของดินในสนาม Bjerrum (1972) ได้แสดงว่าผลการทดสอบพฤติกรรม stress-strain จากการทดสอบ UU ให้ผลที่ไม่น่าเชื่อถือและสรุปว่าหากต้องการได้พฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนที่น่าเชื่อถือจะต้องมีการ reconsolidation ไปที่

field stress โดยที่หากการบวมตัวของตัวอย่างดินที่เกิดขึ้นมีขนาดเล็กหรือยังคงเป็นพฤติกรรมอีลาสติกและ mechanical disturbance มีน้อย ผลเสียเนื่องจากการบวมตัวของตัวอย่างดินสามารถกำจัดได้หากตัวอย่างดินถูก reconsolidate ไปที่ in-situ effective stress ก่อนจะทำการทดสอบ ซึ่งผลดีก็คือ (i) ตัวอย่างดินได้รับ stress ที่เหมือนกับสภาพในสนาม และ (ii) น้ำที่ดูดซับโดยตัวอย่างดินระหว่างกระบวนการเก็บตัวอย่างดินจะถูกขับออกไป เทคนิค Recompression ได้ถูกใช้อย่างประสบความสำเร็จกับผลการทดสอบ triaxial ที่กระทำกับ fixed piston sample ของดิน low OCR clay หลายชนิด (Berre & Bjerrum, 1973) และพบว่าตัวอย่างดิน low plasticity clay จะถูกผลกระทบจาก sample disturbance มากกว่าตัวอย่างดิน high plastic clay และการลดลงของความชื้นในมวลดินเนื่องจาก sample disturbance จะทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของกำลังของดิน ในทางตรงกันข้ามการเพิ่มขึ้นของ sample disturbance สามารถทำให้เกิดการลดลงของกำลังของดินและการเพิ่มขึ้นของ strain at failure สำหรับ reconsolidated specimen เทคนิค Recompression ได้ถูกใช้กับ highly structured Canadian Clay ด้วย (La Rochelle et al., 1981)

ในทางตรงกันข้ามสำหรับ tube sample ของ normally consolidated clay นั้น การ reconsolidation ไปที่  $\sigma'_{vo}$  จะทำให้ปริมาตรลดลงเป็นผลให้ค่า undrained strength สูงเกินไป ถึงแม้ว่าจะเป็นที่ยากที่ดินจะมี OCR=1 ยกเว้นบางกรณี เช่น บริเวณที่ขุดเป็นบ่อฝังกลบขยะและบริเวณนอกฝั่งของปากแม่น้ำสายใหญ่ ยังมี unstructured natural clay จำนวนมากที่มีค่า OCR น้อยมากจนทำให้การ reconsolidation ไปที่จุดที่ 3 ในรูปที่ 2-14 อาจจะทำให้เกิดการได้ค่า strength ที่มากเกินไปเมื่อ sample disturbance เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ไม่มีวิธีการในการประเมินว่าเทคนิค Recompression จะให้ผลผิดพลาดไปทางด้านปลอดภัยหรือเสี่ยง ยกเว้นอาจจะทำการทดสอบกับตัวอย่างดินที่มีอัตราของ degree of disturbance ต่างๆ



รูปที่ 2-14 กระบวนการ consolidation สำหรับการทดสอบ  $CK_0U$  (after Ladd et al., 1977)

นอกจากผลกระทบของ sample disturbance ที่ไม่สามารถประเมินได้อย่างแม่นยำ ความไม่แน่นอนของเทคนิค Recompression การเลือกค่า  $K_c$  ที่เหมาะสม ในทางทฤษฎีมันควรจะเท่ากับค่า in-situ  $K_0$  ซึ่งยากที่จะประมาณสำหรับกลไกการ preconsolidation ที่เกิดจากสาเหตุนอกเหนือจาก mechanical การทดสอบ one-dimensional recompression จะไม่ให้ค่า in-situ  $K_0$  ที่ถูกต้องเนื่องจากผลกระทบของ sample disturbance และการที่ค่า  $K_0$  ขึ้นอยู่กับการ loading และ unloading ห้องปฏิบัติการบางแห่ง เช่น NGI ใช้การทดสอบ oedometer เพื่อวัดค่า  $\sigma_{v,max}'$  (และคำนวณหาค่า OCR) และใช้ empirical correlation ของ Brooker & Ireland's (1965) เพื่อประมาณค่า  $K_0$  (Berre, 1981) นอกจากนี้ NGI ยังใช้กระบวนการ consolidation โดย isotropically consolidate ตัวอย่างดินไปที่  $\sigma_{h,c}'$  จากนั้นค่อยเพิ่มค่า  $\sigma_{v,c}'$  เป็น  $\sigma_{vo}'$  (สำหรับกรณี  $K_0 < 1$ ) สำหรับการทดสอบดินของประเทศแคนาดาฝั่งตะวันออกมักใช้ค่า  $K_c$  ประมาณ 0.5 ถึง 0.6 ซึ่งพิจารณาว่าเป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับ cemented clay ในบริเวณนั้น การะบวนการของเทคนิค Recompression เป็นดังนี้:

- กระบวนการนี้เหมาะสมมากกว่าสำหรับ highly structured, brittle clay เช่น high sensitivity clay, cemented soil, weathered crust, และ heavily overconsolidated clay
- ไม่แนะนำให้ใช้เทคนิคนี้กับ normally consolidated clay เพราะการ reconsolidation ไปที่  $\sigma_{vo}' = \sigma_{v,max}'$  อาจจะทำให้ผลการทดสอบ in-situ  $s_u$  ได้ค่ามากเกินไป
- การทดสอบนี้ควรจะมีการทำการประเมิน in-situ stress history เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของค่า  $s_u$  ที่ได้และเพื่อใช้ในการ extrapolate/interpolate
- แนะนำให้ทำกับ block sample และสำหรับ ตัวอย่างดิน แบบ weathered และ highly overconsolidated clay ซึ่งอาจจะไม่เหมาะสมที่จะใช้เทคนิค SHANSEP
- อาจจะทำให้ค่า  $s_u$  ที่น้อยเกินไปสำหรับ overconsolidated cemented clay เนื่องจาก sample disturbance (เช่น Champlain clay) และอาจจะทำให้ค่า  $s_u$  ที่มากเกินไปสำหรับ normally ถึง lightly overconsolidated "ordinary" clay
- ต้องมีการประมาณค่า in-situ  $K_0$  ถึงแม้ว่าผลกระทบของความผิดพลาดของค่านี้จะไม่สำคัญเท่ากับผลกระทบจาก sample disturbance
- ควรจะมีการทำการวัด in-situ stress history เพื่อ (i) ประมาณ ค่า  $K_0$ ; (ii) extrapolate และ interpolate ข้อมูล; และ (iii) ตรวจสอบความสมเหตุสมผลของค่า  $s_u/\sigma_{vo}'$  ที่วัดได้

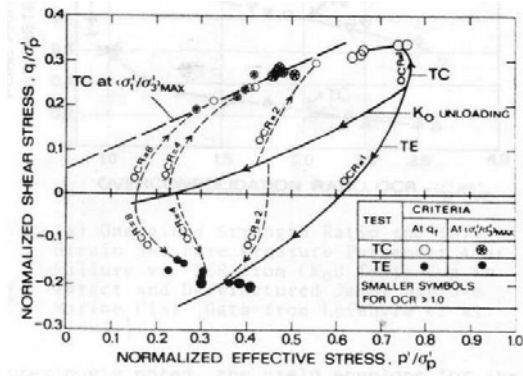
## 2.7 Normalized soil parameters

ผลการสังเกตจากประสบการณ์ที่พบว่าดินเหนียวจำนวนมากมีพฤติกรรม normalized behavior เป็นประโยชน์อย่างมากในการเป็นแบบแผนสำหรับการแสดงผลและประเมินพฤติกรรมของดิน เป็นที่ชัดเจนว่าค่า in-situ maximum past pressure,  $\sigma_{v,max}'$ , เป็นค่าที่สำคัญที่สุดในการควบคุมแนวโน้มของพฤติกรรมของดินสำหรับปัญหาจำนวนมากทั้งแบบไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ มันควบคุมตำแหน่งของ yield envelope ซึ่ง

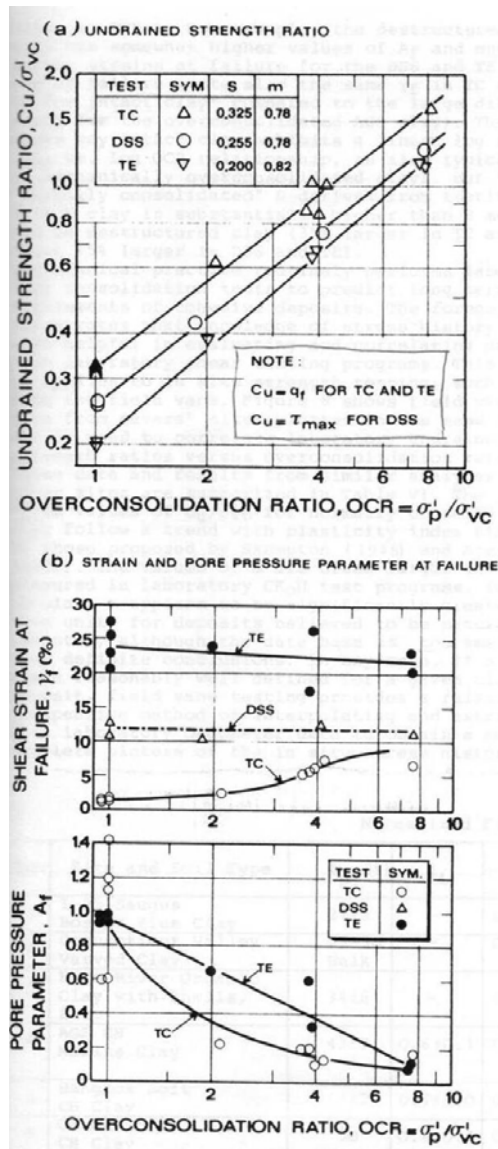
แบ่งระหว่างพฤติกรรมอีลาสติกที่ strain ขนาดเล็กกับพฤติกรรมพลาสติกที่ strain ขนาดใหญ่ อย่างไรก็ตาม งานวิจัยใหม่ๆ ได้แสดงว่ารูปร่างของ yield envelope ยังขึ้นอยู่กับกลไกในการทำให้เกิดค่า  $\sigma_{v,max}'$  ด้วย ซึ่งทำให้เกิดความแตกต่างระหว่างพฤติกรรม normalized stress-strain-strength ของ overconsolidated clay ที่เกิดเนื่องจากกลไกทางกลกับการ cementation

Ladd et al. (1977) ได้รวบรวมผลกระทบของค่า overconsolidation ratio ต่อค่า  $K_0$  และคุณสมบัติ undrained stress-strain-strength ของดินเหนียวชนิดต่างๆ โดยข้อมูลส่วนมากมาจากโปรแกรมการทดสอบ SHANSEP ซึ่งจะ  $K_0$  consolidate ตัวอย่างดินแบบ undisturbed ไปในขอบเขต virgin compression และ rebound ไปที่ OCR ต่างๆ ดังนั้นค่า  $\sigma_{v,max}'$  สำหรับตัวอย่างในการทดสอบเทคนิค SHANSEP จะเกิดเนื่องจาก mechanical overconsolidation ข้อมูลการทดสอบเทคนิค SHANSEP กับ Atlantic Generating Station (AGS) plastic marine clay ( $PI = 43 \pm 7\%$ ,  $LI = 0.6 \pm 0.1$ ) แสดงตัวอย่างของ พฤติกรรม normalization ของ mechanically overconsolidated clay เป็นอย่างดี (Koutsoftas & Ladd, 1984) รูปที่ 2-15 แสดง effective stress path จากการทดสอบ  $CK_0U$  triaxial compression (TC) และ triaxial extension (TE) กับตัวอย่างดินที่  $OCR = 1, 2, 4$ , และ 8 เมื่อ OCR เพิ่มขึ้นรูปร่างของ effective stress path จะเปลี่ยนจากการเลี้ยวไปทางซ้ายเป็นเลี้ยวไปทางขวา รูปที่ 2-16a พล็อต  $\log OCR$  versus  $\log s_u / \sigma_{v,c}'$  จากการทดสอบ  $CK_0UTC$ , TE, และ direct simple shear (DSS) กราฟใน log-log พล็อตเป็นเส้นตรงและสามารถแสดงโดยสมการที่ (2-4) โดยที่  $S$  คือค่า undrained strength ratio ของดิน normally consolidated ( $OCR=1$ ) clay รูปที่ 2-16b แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า shear strain และค่า Skempton's pore pressure parameter ที่วิบัติ (peak strength) รูปที่ 2-17 แสดงพล็อตแบบเดียวกัน สำหรับการทดสอบ undrained shear ของ cemented James Bay B-6 marine clay โดยข้อมูลของส่วน overconsolidated มาจากตัวอย่างดินที่ reconsolidate ไปที่ stress น้อยกว่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  (คือเป็น พฤติกรรมของ intact cemented clay) โดยข้อมูลของ destructured clay ที่มี  $OCR = 1$  จะมีค่า laboratory  $\sigma_{v,c}'$  ประมาณ 1.3 ถึง 3 เท่าของ in-situ  $\sigma_{v,max}'$

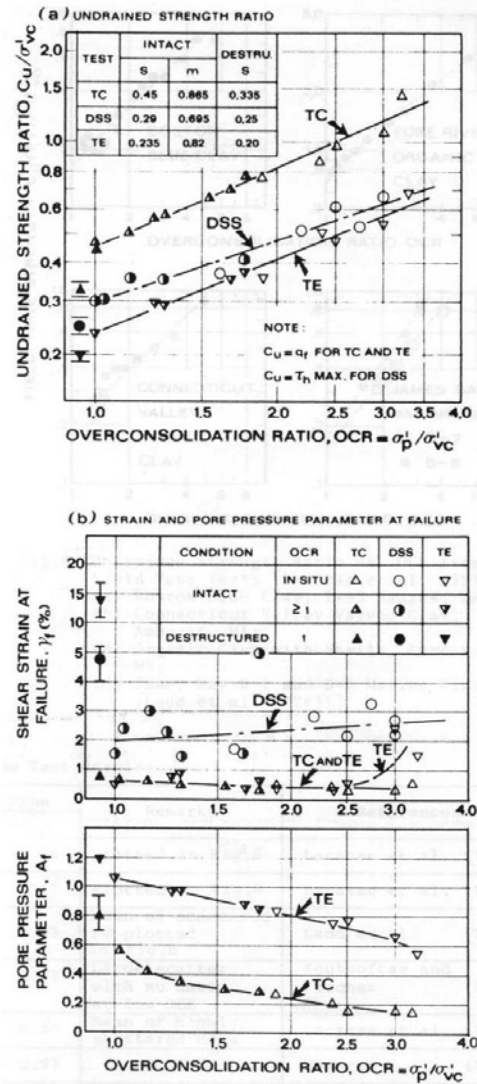
$$\frac{s_u}{\sigma_{v,c}'} = S \times OCR^m \quad (2-4)$$



รูปที่ 2-15 Normalized effective stress path จาก SHANSEP CK<sub>0</sub>U ของ AGS CH Marine Clay (Koutsoftas & Ladd, 1984)



รูปที่ 2-16 พฤติกรรม stress-strain-strength จาก SHANSEP CK<sub>0</sub>U ของ AGS CH Marine Clay (Koutsoftas & Ladd, 1984)



รูปที่ 2-17 พฤติกรรม stress-strain-strength จาก SHANSEP  $C_k U$  ของ intact และ destructured James Bay B-6 Marine Clay (Lefebvre et al., 1983)

ดังที่กล่าวไปแล้วว่า yield envelope ของ intact James Bay clay นั้นสูงกว่าของ destructured clay อย่างมากเนื่องจาก strain ขนาดใหญ่ที่เป็นผลจากการ consolidation เกินค่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  ทำให้เกิดการทำลายของ cementation bond ดังนั้นผลการทดสอบในรูปที่ 2-17 แสดงความไม่ต่อเนื่องของพฤติกรรมที่  $OCR=1$  ตัวอย่างเช่น destructured clay จะมีค่า  $A_f$  มากกว่าเล็กน้อยและ strain ที่วิกฤติที่มากกว่ามากสำหรับการทดสอบ DSS และ TE (สำหรับ intact clay จะพบว่าค่า  $\gamma_f$  เหมือนกันสำหรับการทดสอบ TC และ TE ซึ่งตรงข้ามกับที่พบความแตกต่างอย่างมากสำหรับ overconsolidated AGS clay ดิน James Bay intact clay แสดงความสัมพันธ์ที่เป็นเส้นตรงระหว่าง  $\log s_u/\sigma_{vo}'$  vs  $\log OCR$  ซึ่งเหมือนกับที่พบสำหรับ mechanically overconsolidated clay แต่สำหรับ normally consolidated clay จะพบว่า

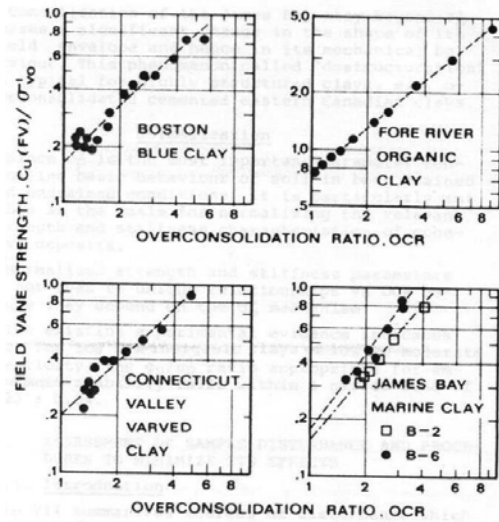
ค่า  $S$  (สมการที่ 2-4) ของ intact clay จะมากกว่าค่า  $S$  ของ destructured clay มาก (มากกว่า 35% สำหรับการทดสอบ TC และมากกว่า 15% สำหรับการทดสอบ DSS และ TE)

ในวิศวกรรมปฐพีจะทำการทดสอบ consolidation เพื่อประมาณ term settlement ของดินเหนียว เนื้อหาที่ผ่านมาแสดงว่าความรู้เกี่ยวกับ stress history เป็นประโยชน์ในการประเมินและ correlate ข้อมูลจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สิ่งนี้สามารถใช้ได้กับ in-situ strength testing เช่น field vane ด้วยรูปที่ 2-18 แสดงข้อมูลการทดสอบ field vane จาก site ต่างๆพล็อตในแบบเดียวกับที่ใช้สำหรับ correlate ค่า laboratory undrained strength ratios versus overconsolidation ratio ข้อมูลและผลการวิเคราะห์จาก site อื่นๆได้สรุปในตารางที่ 2-3 ค่า  $s_u/\sigma_{vo}'$  สำหรับ normally consolidated clay มีแนวโน้มกับค่า plasticity index เหมือนกับที่เสนอโดย Skempton (1948) และ Bjerrum (1972) ส่วนค่า  $m$  มักจะพบว่ามีค่ามากกว่าที่ได้จากการทดสอบ laboratory  $CK_{0U}$  โดยเฉพาะอย่างยิ่งค่า  $m$  จะมากกว่า 1 มากสำหรับ naturally cemented clay หากทราบค่า  $S$  และ  $m$  สำหรับดินหนึ่งๆจะทำให้การทดสอบ field vane เป็นการทดสอบที่ประหยัดในการ interpolate และ extrapolate ผลการทดสอบ laboratory oedometer เพื่อให้ได้ภาพที่สมบูรณ์ขึ้นของ in-situ stress history

ตารางที่ 2-3 ผลการทดสอบ normalized field vane (Jamiolkowski et al., 1985)

No.	Site and soil type	PI (%)	LI (%)	Field vane		References
				$S$	$m$	
1	I-95 Saugus Boston Blue Clay	21±3	—	0.165	0.96	Lacasse et al. (1978)
2	Connecticut Valley Varved Clay	25-30	—	0.20	0.93	Lacasse et al. (1978)
3	Fore River Organic Clay with Shells	34±8	—	0.74	0.83	Ladd et al. (1969)
4	AGS CH Marine Clay	43±7	0.6±0.1	0.33	0.77	Koutsoftas & Fischer (1976)
5	Bangkok Soft CH Clay	41±20	0.7±1.0	0.29	0.80	Lacasse et al. (1978)
6	Omaha Soft CH Clay	50	0.8±0.9	0.28	0.97	Navarro (1984)
7	New Liskeard Cemented Varved Clay	25±5	—	0.185	1.51	Lacasse et al. (1978)
8	James Bay B-2 marine Clay	9.5±3	2.6±0.9	0.16	1.18	Ladd et al. (1983)
9	James Bay B-6 Marine Clay	13±3	1.9±0.6	0.17	1.35	Ladd et al. (1983)





รูปที่ 2-18 Undrained shear strength ratio vs OCR จากการทดสอบ field vane (Lacasse et al., 1978)

หากดินชนิดใดมีค่า  $m$  มีค่าใกล้ 1 และมีการเปลี่ยนแปลงของค่า OCR เพียงเล็กน้อยควรจะพิจารณาว่าค่า  $s_u(FV)/\sigma'_{v,max}$  ประมาณค่าคงที่ ( $\pm 15\%$  สำหรับ  $\Delta OCR=2$  และ  $m=1.0\pm 0.2$ ) Mesri (1975) ยืนยันการประมาณนี้โดยการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง field vane และ stress history สำหรับ normally consolidated และ slightly overconsolidated ( $OCR < 2$ ) post glacial clay ที่ได้รายงานไว้ก่อนหน้านี้โดย Bjerrum's (1972, 1973) นอกจากนี้การใช้ Bjerrum's (1972) field vane correction factor,  $\mu$ , ที่มีพื้นฐานมาจากกรณีศึกษาของการวิบัติของลาดดินถมซึ่งให้ผลลัพธ์ว่า  $\mu s_u(FV)/\sigma'_p = s_u/\sigma'_p = 0.22$  (ถึงแม้ว่าการวิเคราะห์ที่กล่าวมาจะไม่พิจารณาการกระจายตัวของความสัมพันธ์ระหว่างค่า Bjerrum's (1972)  $\mu$  และ PI correlation) Larsson (1980) ได้สรุปค่า  $s_u/\sigma'_p$  จากการวิบัติของคันดินถม 15 แห่งที่มีค่า  $PI < 60\%$  และได้ผลดังสมการที่ (2-5)

$$s_u/\sigma'_{v,max} = 0.23 \pm 0.04 \quad (2-5)$$

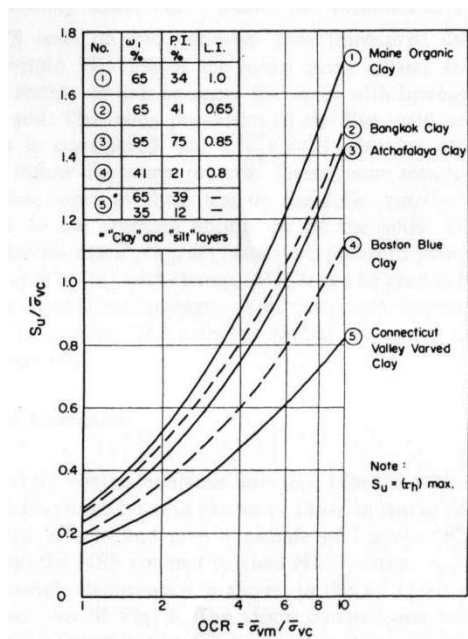
ดังนั้นค่า in-situ  $s_u/\sigma'_{v,max}$  ที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมอาจจะมีค่าในกรอบแคบๆ สำหรับดิน soft sedimentary clay ที่มี moderate ถึง low plasticity โดยทั่วไป ข้อสรุปนี้ได้รับการสนับสนุนโดยผลการทดสอบ laboratory  $CK_U$  ที่เชื่อมด้วย mode of failure ต่างๆ ที่พิจารณาพฤติกรรม anisotropy หาก peak strength ได้รับการปรับแก้สำหรับ strain compatibility คือ ผลกระทบของ progressive failure ดังที่นำเสนอโดย Koutsoftas & Ladd (1984) อย่างไรก็ตามมีหลักฐานบางอย่างชี้ว่าค่า  $s_u/\sigma'_{v,max}$  สำหรับ highly plastic organic clay มีค่ามากกว่าที่รายงานมาข้างต้น (เช่น Trak et al., 1980; Holtz & Holm, 1979; Larsson, 1980) ตัวอย่างเช่นค่าของ nonfibrous peat จะมีค่าค่อนข้างสูง

จะต้องเน้นว่าพฤติกรรม normalized ใช้กับดินเหนียวที่ยังคงสามารถรักษา structure ของมันได้ระหว่างการถูกแรงเกินกว่าค่า in-situ stress ไปสู่ขอบเขตของ virgin compression โดยดินเหนียวเหล่านี้มัก

มีค่า compression index ที่ค่อนข้างคงที่ ส่วนดินประเภท quick clay และ naturally cemented soil จะไม่แสดงพฤติกรรม normalized behavior เนื่องจาก structure ของมันจะถูกเปลี่ยนแปลงอย่างมากเมื่อถูกแรงกระทำเกินกว่าค่า “apparent” maximum past pressure (Sangrey, 1975)

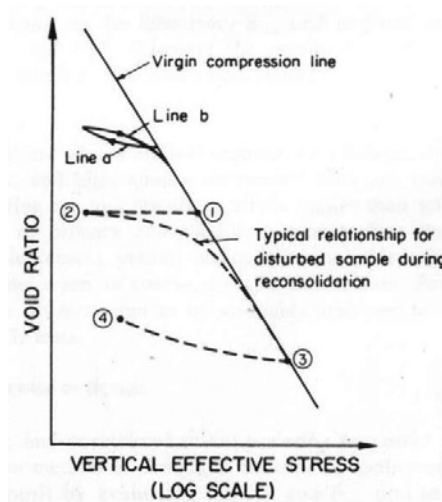
แนวคิด Normalized Soil Parameter (NSP) เกิดขึ้นโดยตรงจากการสังเกตเห็นพฤติกรรม normalized behavior สำหรับดินที่แสดงพฤติกรรม normalized behavior จะเป็นไปได้ที่จะทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ค่า OCR ต่างๆและสร้าง normalized พล็อตสำหรับแต่ละ OCR หลังจากนั้น NSP สำหรับแต่ละ OCR สามารถได้จากพล็อตเหล่านี้แล้วใช้กับสภาพ in-situ ได้

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพนั้นคุณสมบัติ NSP ที่ใช้บ่อยที่สุดคือค่า  $s_u/\sigma_{vo}'$  โดยที่  $\sigma_{vo}' =$  in-situ vertical effective stress โดยวิเคราะห์มาจากค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ รูปที่ 2-19 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  กับค่า OCR จากการทดสอบ CK<sub>0</sub>UDSS กับดินเหนียว 5 ชนิด (โดยที่ข้อมูลจริงจะกระจายอยู่ภายใน 5-10% ของค่าเฉลี่ย) และมี shear strain rate = 6%/ชั่วโมง สำหรับการทดสอบเกือบทั้งหมด ซึ่งผลการทดสอบแสดงแนวโน้มที่ค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  จะเพิ่มขึ้นกับค่า OCR สำหรับดินทุกชนิด และค่า index properties ของดินทั้ง 5 ชนิดนี้ครอบคลุมขอบเขตกว้างและพิจารณาว่าผลการทดสอบ CK<sub>0</sub>UDSS ของดินเหนียวชนิดอื่น ๆ ก็จะมีแนวโน้มเช่นเดียวกัน แนวโน้มนี้ยังพบสำหรับการทดสอบประเภทอื่นๆด้วย คุณสมบัติ NSP อื่นๆที่ใช้ในวิชาปฐพีกลศาสตร์คือค่า  $E_u/s_u$ ,  $K_o$ , และ pore pressure parameter โดยกระบวนการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ถูกพัฒนาเพื่อใช้กับแนวคิด NSP ประกอบด้วยการ consolidation ไปที่ stress ที่มีค่ามากกว่าค่า in-situ เพื่อลดผลกระทบของ sample disturbance และเพื่อสามารถกำหนดค่า OCR ได้อย่างชัดเจน วิธีการนี้ใช้กับแนวคิด NSP เพื่อหาคุณสมบัติ NSP ต่างๆ



รูปที่ 2-19 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า normalized CK<sub>0</sub>UDSS strength parameter กับค่า OCR สำหรับดินเหนียว 5 ชนิด (Ladd & Foott, 1974)

รูปที่ 2-20 แสดงผลกระทบของ sample disturbance ในรูปของพล็อตระหว่าง void ratio และ log effective stress โดยจะมีเส้น virgin compression หนึ่งๆซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินเหนียว, เวลาในการ consolidation, และชนิดของระบบ consolidation stress หากมีการลดค่า effective stress ตัวอย่างดินจะกลายเป็นสภาพ overconsolidated และเกิดการบวมตัวโดยจะมีสภาวะตามเส้น a ในรูปที่ 2-20 เมื่อเกิดการ reconsolidation จะมีสภาวะตามเส้น b กลับสู่เส้น virgin compression เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของ void ratio ที่เกิดจากการบวมตัวของตัวอย่างมีค่าน้อยกว่าการหดตัวเนื่องจาก virgin compression จึงทำให้สภาวะของ overconsolidated soil จะพล็อตอยู่ใต้เส้น virgin compression เสมอ เนื่องจากตัวอย่างดินแบบ undisturbed จะได้รับผลกระทบจากการเก็บตัวอย่างดินเป็นการลดลงของค่า effective stress ในขณะที่ค่าความชื้นจะค่อนข้างคงที่ ดังนั้นตัวอย่างดินสภาพ in-situ normally consolidated ที่จุด 1 ในรูปที่ 2-20 อาจจะมีสภาพอยู่ที่จุด 2 หลังจากการเก็บตัวอย่างดินและมีสภาพ overconsolidated เมื่อเกิดการ reconsolidation ตัวอย่างดินจะมีสภาพกลับมาที่เส้น virgin compression ดังแสดง ดังนั้นหากทำการทดสอบตัวอย่างดินที่สภาพที่จุดใดๆบนเส้นนี้ก่อนที่จะถึงเส้น virgin compression ก็จะไม่ทราบค่า OCR ที่แน่นอน ดังนั้นจะไม่สามารถได้คุณสมบัติ NSP ที่มีความหมายได้ อย่างไรก็ตามหากตัวอย่างดินถูก consolidate กลับไปที่เส้น virgin compression ก็จะมีค่า OCR = 1 ตัวอย่างดินนี้จะให้คุณสมบัติ NSP ของตัวอย่างดินในสภาพ normally consolidated หากต้องการคุณสมบัติ NSP สำหรับตัวอย่างที่ overconsolidated ที่ทราบค่า OCR สามารถทำได้โดย consolidate ตัวอย่างดินกลับไปสู่เส้น virgin compression จากนั้นลดค่า effective stress เพื่อให้ได้ค่า OCR ที่ต้องการ กระบวนการนี้แสดงในรูปที่ 2-20 คือการ consolidation จากจุดที่ 2 ไป 3 ตามด้วยการลดแรงไปที่จุด 4 เพื่อให้ได้ค่า OCR ที่ต้องการ



รูปที่ 2-20 พล็อตของการ consolidation เพื่อแสดงผลกระทบของ sample disturbance (Ladd & Foott, 1974)

ดังนั้นกระบวนการทดสอบที่พัฒนาขึ้นเพื่อให้ได้คุณสมบัติ NSP ต้อง consolidate ตัวอย่างดินกลับไปเส้น virgin compression ก่อนการทดสอบ โดยมักจะ consolidate ไปที่ค่า  $\sigma_{v,c}'$  ประมาณ 1.5-2 เท่าของ

ค่า in-situ  $\sigma_{v,max}$  การ consolidation ขั้นตอนสุดท้ายมักจะทิ้งไว้ประมาณ 1 log cycle ของ secondary compression เพื่อให้ผลกระทบของ secondary compression เป็นมาตรฐาน โดยกระบวนการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้:-

- consolidate ตัวอย่างดินไปที่ค่า vertical consolidation stress ประมาณ 1.5, 2.5, และ 4 เท่าของค่า in-situ  $\sigma_{v,max}$  แล้วทดสอบหาค่า  $s_u/\sigma_{v,c}$  ดินเหนียวที่มีพฤติกรรม normalized behavior จะให้ค่า  $s_u/\sigma_{v,c}$  คงที่อย่างน้อยสำหรับค่า stress ที่มากขึ้น 2 ค่า หากพบหาค่า  $s_u/\sigma_{v,c}$  เปลี่ยนแปลงกับค่า vertical consolidation stress ที่กระทำแสดงว่าดินเหนียวนั้นไม่มีพฤติกรรม NSP
- ทดสอบหาค่า  $s_u/\sigma_{v,c}$  กับค่า OCR โดยใช้ค่า  $\sigma_{v,c}$  ที่น้อยที่สุดที่ดินเหนียวยังคงมีพฤติกรรม normalized behavior เพื่อใช้เป็น laboratory  $\sigma_{v,max}$  และทำการทดสอบที่ค่า OCR เท่ากับ  $2 \pm 0.5$ ,  $4 \pm 1$ , และ  $6 \pm 2$  เปรียบเทียบค่าที่ได้กับผลการทดสอบที่แสดงในรูปที่ 2-19 เพื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือ โดยข้อมูลควรจะเป็นเส้นโค้งเรียบและโค้งขึ้น

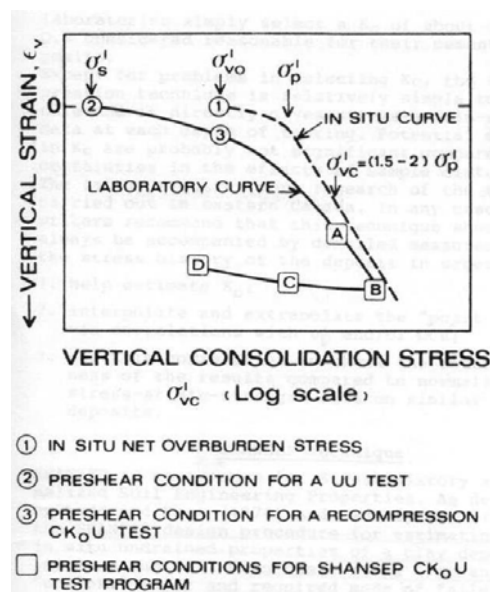
จะเห็นว่าการใช้วิธีนี้มีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องทราบ in-situ stress และค่า  $\sigma_{v,max}$  และต้องการผลการทดสอบ oedometer จากตัวอย่างดินที่มีคุณภาพสูง โดยพบว่ากราฟพล็อต consolidation curve ในรูปของ strain (แทนที่ void ratio) versus  $\log \sigma_{v,c}$  ที่ end of primary consolidation แทนที่ end of 24-hr จะให้ค่า  $\sigma_{v,max}$  ที่น่าเชื่อถือกว่า นอกจากนี้ยังพบว่าผลการทดสอบ oedometer ไม่มีความไวต่อผลกระทบจาก sample disturbance เท่ากับผลการทดสอบ UC และ UU

## 2.8 เทคนิค SHANSEP

เทคนิค SHANSEP คือกระบวนการออกแบบสำหรับดินเหนียวที่มีพฤติกรรม normalized behavior โดยแนวคิดมีพื้นฐานมาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่พยายามจำลองสถานะในสนามอย่างเป็นระบบมากกว่าการทดสอบปกติ วิธีการนี้เป็นหนทางในการพิจารณา stress history ของดินโดยเฉพาะเกี่ยวกับ overconsolidation จากการศึกษาเกี่ยวกับ undrained shear strength ของดินเหนียวได้พบความสัมพันธ์ระหว่าง normalized shear strength ( $s_u/\sigma_{vo}'$ ) และ overconsolidation ratio (OCR) (ดังอธิบายในหัวข้อ 2.7) เทคนิค SHANSEP จะให้ค่า normalized parameter เพื่อจะใช้กับ stress history ( $\sigma_{vo}'$  และ OCR) ของชั้นดินเหนียวในสนามเพื่อวิเคราะห์หาคุณสมบัติ strength-deformation เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีต่อไป วิธีการนี้ได้ถูกใช้โดยห้องทดสอบทางวิศวกรรมปฐพีมากมายเพื่อลดผลกระทบที่เกิดจาก sample disturbance

รูปที่ 2-21 เปรียบเทียบกราฟ in-situ และ laboratory one-dimensional ( $K_0$ ) compression ของ slightly overconsolidated soft clay จุด 1 แสดง in-situ effective overburden stress ( $\sigma_{vo}'$ ) sample disturbance ที่เกิดขึ้นระหว่างการเก็บตัวอย่างดินโดยกระบอกเก็บตัวอย่างจะลดค่า effective stress จนเป็นค่าที่แสดงด้วยจุด 2 ซึ่งแสดงสภาพ preshear สำหรับการทดสอบ UU Davis & Poulos (1967) และ Bjerrum (1973) แนะนำว่าควรทำการทดสอบ  $CK_0U$  กับตัวอย่างดินโดย reconsolidate ไปที่

$\sigma_{vo}'$  เพื่อลดผลกระทบของ sample disturbance กระบวนการนี้จะทำให้เกิดการลดปริมาตรไปที่จุด 3 ซึ่งโดยทั่วไปปริมาตรจะลดลงประมาณ  $5 \pm 3\%$  สำหรับ normally และ lightly overconsolidated clay การลดปริมาตรลงนี้อาจจะทำให้ undrained strength มีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่าค่าของ in-situ และอาจจะมีค่าแปรปรวนขึ้นอยู่กับ degree of disturbance, ชนิดของดิน, และ stress history ผลการทดสอบ CIU triaxial compression ซึ่งรายงานโดย Bozozuk (1970), Milovic (1970), และ Raymond et al. (1971) แสดงว่าค่า  $s_u$  เกิดการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยหรือมีค่าลดลงเมื่อ degree of disturbance เพิ่มขึ้นสำหรับ highly cemented overconsolidated Canadian clay หลายชนิด ซึ่งแสดงว่า destruction ของ cementation bond มีความสำคัญมากกว่าหรือเท่ากับการลดลงของปริมาตรของตัวอย่าง Beere & Bjerrum (1973) สรุปว่าการเพิ่มขึ้นของ sample disturbance จะเป็นผลให้ strength ลดลงสำหรับ “aged” plastic Drammen clay ( $OCR=1.5$ ) ในทางตรงกันข้ามข้อมูลของ normally consolidated clay (เช่น Ladd & Lambe, 1963) แสดงว่าการ consolidation ไปที่  $\sigma_{vo}'$  มักจะทำให้ได้ค่า  $s_u$  ที่มากกว่าค่า in-situ strength (โดยความแตกต่างระหว่าง in-situ และ laboratory compression curve มักจะมากที่ตำแหน่ง  $\sigma_{v,c}' = \sigma_{v,max}'$  (Schmertmann, 1955)

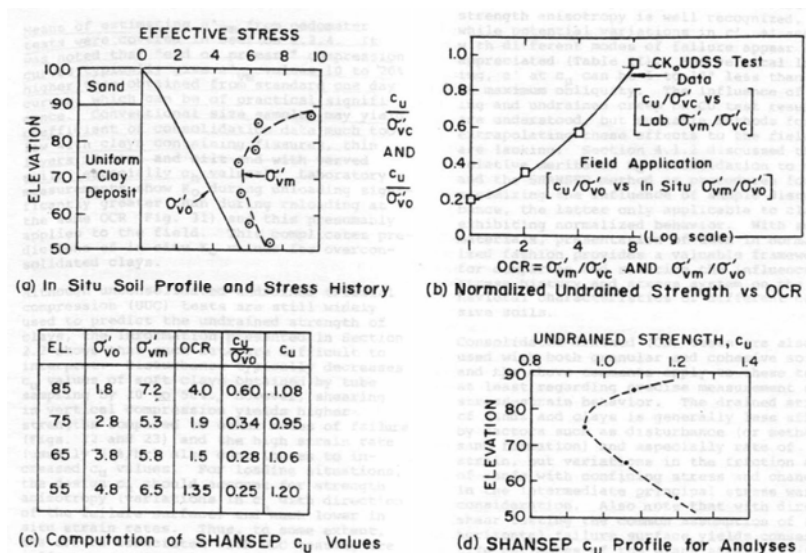


รูปที่ 2-21 กระบวนการ consolidation สำหรับการทดสอบ  $CK_0U$  (after Ladd et al., 1977)

สำหรับดินเหนียวที่มีพฤติกรรม normalized behavior มีกระบวนการทดสอบที่สามารถลดผลกระทบของ sample disturbance ดังแสดงในรูปที่ 2-21 ว่า laboratory curve มักจะเข้าสู่ in-situ curve เมื่อค่า  $\sigma_{v,c}'$  มากกว่าประมาณ 1.5 ถึง 2 เท่าของค่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$  ดังนั้นสำหรับตัวอย่างดินในการทดสอบ  $CK_0U$  ที่ consolidate ไปที่  $\sigma_{v,c}' \geq (1.5-2) \sigma_{v,max}'$  ควรจะมี structure เหมือนกับ in-situ normally consolidated clay และให้ค่า  $s_u / \sigma_{v,c}'$  ที่ถูกต้องในสภาพดังกล่าว หากดินใน in-situ มีสภาพ

overconsolidated ก็ต้อง consolidate ตัวอย่างดินไปที่ส่วน virgin compression เพื่อให้ได้ in-situ structure แล้วหลังจากนั้นก็ unload ตัวอย่างก่อนที่จะทำการ shear (ดังแสดงเป็นสัญลักษณ์สี่เหลี่ยมในรูปที่ 2-21) การทดสอบก็จะให้ข้อมูล normalized สำหรับค่า OCR ที่ต้องการ ซึ่งทั้งหมดนี้คือพื้นฐานของเทคนิค SHANSEP ที่เสนอโดย Ladd & Foott (1974) เพื่อเป็นกระบวนการทดสอบที่จะลดผลกระทบของ sample disturbance ต่อคุณสมบัติ strength-deformation ที่วัดได้ในห้องปฏิบัติการ

รูปที่ 2-22 แสดงการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP เพื่อหา undrained strength profile จากการศึกษาทดสอบ direct simple shear สำหรับชั้นดินเหนียวเนื้อเดียว ขั้นตอนแรกคือการหา stress history ของชั้นดินจากการทดสอบ oedometer (รูปที่ 2-22a) หลังจากนั้นตัวอย่างดินจะถูกทดสอบ CK<sub>0</sub>U ในห้องปฏิบัติการโดยใช้กระบวนการที่ได้กล่าวไปแล้ว ผลการทดสอบจะให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $s_u/\sigma'_{vo}$  และค่า  $OCR = \sigma'_{v,max} / \sigma'_{vc}$  เพื่อคำนวณค่า SHANSEP  $s_u$  ดังแสดงในรูปที่ 2-22c และพล็อตในรูปที่ 2-22d กระบวนการนี้ต้องการการทดสอบเพื่อให้ได้ข้อมูล in-situ stress history ที่น่าเชื่อถือและใช้ได้เฉพาะดินเหนียวที่มีพฤติกรรม normalized behavior ดังนั้นจึงใช้ไม่ได้กับ naturally cemented และ highly sensitive clay ปริมาณการทดสอบที่ต้องใช้เท่ากับหรือน้อยกว่าที่ต้องใช้สำหรับเทคนิค Reconsolidation อย่างไรก็ตามเทคนิค SHANSEP มีข้อได้เปรียบคือเมื่อได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $s_u/\sigma'_{vc}$  และค่า OCR สำหรับดินเหนียวหนึ่งๆแล้วจะสามารถนำไปใช้กับชั้นดินอื่นๆที่มีดินชนิดเดียวกันนี้ได้โดยใช้ in-situ stress history ที่เหมาะสมของชั้นดินนั้นที่ได้จากการทดสอบ oedometer เทคนิค SHANSEP ได้ถูกใช้กับการออกแบบโครงการจำนวนมาก (Ladd & Foott, 1974)



รูปที่ 2-22 การประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP สำหรับการวิเคราะห์ undrained stability โดยใช้การทดสอบ CK<sub>0</sub>U direct simple shear (Ladd et al., 1977)

ขั้นตอนของเทคนิค SHANSEP สามารถสรุปได้ดังนี้:-

- ทำการทดสอบ oedometer consolidation เพื่อหาค่า  $\sigma_{v,max}'$  โดยผลการทดสอบนี้ไม่ค่อยมีผลกระทบจาก sample disturbance มากเท่ากับผลการทดสอบ shear strength โดยการทำทดสอบ UU ค่า  $\sigma_{v,max}'$  ที่ได้ขึ้นอยู่กับ structure ของ soil skeleton มากกว่าความชื้นในมวลดินหรือค่า effective stress หลังจากการเก็บตัวอย่างดิน
- consolidate ตัวอย่างดินในการทดสอบ triaxial ภายใต้สภาวะ  $K_0$  consolidation ไปที่ค่า vertical stress 1.5-4 เท่าของค่า in-situ  $\sigma_{v,max}'$
- สำหรับสภาวะ overconsolidation ให้ unload ตัวอย่างดินเพื่อให้เกิดการบวมตัวใน 1 มิติไปที่ค่า vertical effective stress ( $\sigma_{v,c}'$ ) ที่ให้ค่า OCR ที่ต้องการ
- หลังจากนั้นทำการทดสอบ undrained triaxial compression สำหรับดินที่มีพฤติกรรม normalized behavior จะให้ค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  คงที่สำหรับค่า OCR หนึ่งๆ
- ทำการทดสอบซ้ำเพื่อให้ได้ค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  สำหรับค่า OCR ต่างๆที่ต้องการ

ข้อดีของเทคนิค SHANSEP เป็นดังนี้:-

- เทคนิคนี้ทำให้สามารถประเมินค่า design parameter ที่น่าเชื่อถือมากขึ้นโดยใช้ความเข้าใจด้านพฤติกรรมของดิน
- เทคนิคนี้ทำให้สามารถประเมินคุณสมบัติ stress-deformation ภายในสภาวะความเค้นที่ใช้งานจริง
- เทคนิคนี้ทำให้ได้ภาพที่ชัดเจนของ soil profile จากการ correlation ระหว่าง stress history และการเปลี่ยนแปลงของ strength กับความลึก
- เทคนิคนี้ให้ค่าที่ conservative เล็กน้อยสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพและมีความน่าเชื่อถือมากกว่าการออกแบบแบบเก่า
- เทคนิคนี้ได้รับการพิสูจน์กับโครงสร้างคันดินถมหรือฐานรากในดินเหนียวหลายชนิด
- เทคนิคนี้ลดผลกระทบของ sample disturbance ต่อผลการทดสอบลงอย่างมาก
- เทคนิคนี้ใช้ปริมาณการทดสอบ effective stress จำนวนน้อยในการยืนยันว่าดินมีพฤติกรรม normalized behavior
- สมมุติฐานเกี่ยวกับพฤติกรรม normalized behavior สามารถพิสูจน์ได้ในห้องปฏิบัติการและผลกระทบของสมมุติฐานอื่นๆก็สามารถประเมินได้
- เทคนิคนี้ให้ข้อมูลมากกว่าการทดสอบแบบดั้งเดิมโดยมีค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้นเล็กน้อยและสามารถวิเคราะห์ข้อมูลของ undrained shear strength profile ได้
- เทคนิคนี้ทำให้สามารถประมาณค่า undrained strength ของดินเหนียวหลังจากการเปลี่ยนแปลงของสภาพในสนามได้ เช่น การ softening เนื่องจากการบวมตัวที่กั้นของงานชุด

ข้อเสียและข้อจำกัดของเทคนิค SHANSEP มีดังนี้:-

- เทคนิคนี้เหมาะสมกับชั้นดินที่เป็นเนื้อเดียวไม่เหมาะสมกับชั้นดินที่แปรปรวน และไม่เหมาะสมกับดินที่จะเกิดการเปลี่ยนแปลงของ structure เมื่อถูก consolidate ไปมากกว่า  $\sigma_{v,max}$  เช่น highly sensitive clay และ cemented clay
- เทคนิคนี้ขึ้นอยู่กับความรู้เกี่ยวกับ stress history และการประมาณค่า maximum past pressure ที่เชื่อถือได้
- การทดสอบในห้องปฏิบัติการต้องใช้กระบวนการที่ซับซ้อนกว่าที่ใช้กับการทดสอบแบบดั้งเดิม
- ตัวอย่างดินต้องถูก consolidate ไปที่ effective stress ที่มีค่ามากกว่าค่าที่ใช้สำหรับการทดสอบแบบดั้งเดิม
- ถึงแม้ว่าโดยทั่วไปค่า undrained shear strength จากเทคนิค SHANSEP จะน่าเชื่อถือกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแบบดั้งเดิม แต่ก็อาจจะใช้ไม่ได้กับการออกแบบเชิงประสบการณ์แบบดั้งเดิม

## 2.9 บทสรุป

ความแปรปรวนของผลการทดสอบกำลังของดินสามารถเกิดเนื่องจาก sample disturbance, strength anisotropy, และ strain-rate effect ซึ่งผลกระทบดังกล่าวไม่ได้ถูกพิจารณาอย่างเป็นระบบในการออกแบบแบบดั้งเดิม อย่างไรก็ตามการที่การออกแบบแบบดั้งเดิมยังคงใช้การได้อยู่เนื่องจากสาเหตุเหล่านี้มักจะหักล้างกันไป โดยการใช้ข้อมูล strength จากการทดสอบ UC และ UU มักจะทำให้ค่า  $s_u$  ที่มากเนื่องจากเป็นสภาพ triaxial compression และใช้ strain rate สูง (60%/ชั่วโมง) ในขณะที่ sample disturbance มักจะทำให้ค่า  $s_u$  ลดลง ดังนั้นผลกระทบเหล่านี้อาจจะหักล้างกันไปและให้ผลการทดสอบ strength ที่มีค่าเฉลี่ยสำหรับการออกแบบ อย่างไรก็ตามวิธีการนี้ขึ้นกับประสบการณ์ของผู้ดำเนินการอย่างมากและการหักล้างของปัจจัยต่างๆนี้ไม่สามารถที่จะควบคุมได้ ดังนั้นจึงค่อนข้างเป็นไปได้ว่าผลการออกแบบโดยวิธีนี้จะไม่ปลอดภัยหรือ conservative มากเกินไปโดยเฉพาะหากพิจารณาการกระจายตัวอย่างมากของผลการทดสอบ UC และ UU สถานการณ์นี้จะซับซ้อนมากขึ้นอีกจากผลกระทบของ sample disturbance ที่จะเพิ่มขึ้นกับความลึกและปิดบังการเปลี่ยนแปลงของ strength กับความลึก

การใช้การทดสอบ field vane (FV) สามารถจะหลีกเลี่ยงความยุ่งยากที่เกิดจากเองจากการทดสอบ UC และ UU เนื่องจากการทดสอบ FV มีผลกระทบจาก sample disturbance น้อยกว่า อย่างไรก็ตามการแปลผลการทดสอบ FV มีความไม่แน่นอนสูงและต้องอาศัยข้อมูลเชิงประสบการณ์ นอกจากนี้สำหรับดินบางประเภทค่าที่ได้จากการทดสอบ FV, UC, และ UU ยังมีค่าไม่ตรงกัน Bjerrum (1972) ได้เสนอ correction factor สำหรับใช้กับผลการทดสอบ FV อย่างไรก็ตามผลการทดสอบ FV อาจให้ค่า  $s_u$  มากกว่าค่า in-situ strength ได้ถึง 100% ซึ่งมากกว่าที่จะสามารถปรับแก้ด้วยค่า correction factor ที่เสนอ ดังนั้นการใช้ข้อมูลของ FV ที่น่าเชื่อถือจะจำกัดกับชั้นดินที่มีการทดสอบหาค่า correction factor โดยการวิเคราะห์เชิงประสบการณ์จากกรณีศึกษาของการวัดแล้วเท่านั้น



ดังนั้นการออกแบบแบบดั้งเดิมจะอาศัยข้อมูลเชิงประสบการณ์อย่างมากและถึงแม้ว่าจะมีการใช้ factor of safety เพื่อให้ผลการออกแบบมีความปลอดภัยแต่ความแปรปรวนในการออกแบบยังไม่สามารถวิเคราะห์ได้อย่างชัดเจน และบางครั้งการหักล้างกันของความไม่แน่นอนและ factor of safety ไม่เพียงพอที่จะให้ผลการออกแบบที่มีความปลอดภัยเพียงพอ ในสถานการณ์เช่นนี้จำเป็นต้องใช้กระบวนการออกแบบที่ละเอียดกว่าซึ่งพิจารณารายละเอียดของคุณสมบัติของดินภายใต้แนวคิดที่เป็นเชิงทฤษฎีมากกว่า กระบวนการออกแบบนี้ยังจะมีประโยชน์สำหรับการใช้ในการออกแบบอื่นๆด้วยซึ่งจะตรงไปตรงมาและหลีกเลี่ยงการใช้การพิจารณาเชิงประสบการณ์และทำให้ผู้ออกแบบสามารถหลีกเลี่ยงการออกแบบที่ conservative มากเกินไป เทคนิค SHANSEP ได้ใช้โดยห้องปฏิบัติการจำนวนมากเพื่อลดผลกระทบจาก sample disturbance

### บทที่ 3 แผนการดำเนินการ

#### 3.1 เครื่องมือการทดลอง

เครื่องมือ triaxial ถูกใช้เป็นเครื่องมือหลักสำหรับงานวิจัยนี้ โดยใช้กับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 ซม. และสูง 10 ซม. ฐานของ triaxial cell ประกอบด้วย pedestal เพื่อวางตัวอย่างดินและมีรูระบายน้ำ 3 รู โดยที่ 2 รูเป็น drainage line และอีก 1 รูเป็น cell water line drainage line เชื่อมกับทั้งสองส่วนหัวท้ายของตัวอย่างดินเพื่อเพิ่มอัตราการระบายน้ำระหว่างการ consolidation นอกจากนี้ drainage line ยังเชื่อมกับ pore pressure transducer และ volume change transducer เพื่อวัด pore pressure ระหว่างการ undrained shearing และปริมาตรของตัวอย่างดินที่เปลี่ยนแปลงระหว่างการ consolidation

สภาพ stress ที่กระทำกับตัวอย่างดินทำโดยทั้ง cell pressure และ vertical load cell pressure เชื่อมต่อกับ pressure regulator เพื่อบังคับขนาดและอ่านค่าโดย pressure transducer vertical load จะกระทำโดย loading frame ผ่าน piston ที่กดด้วยความเร็วคงที่โดยวัดแรงกระทำด้วย load cell และวัดการเคลื่อนตัวด้วย displacement transducer มี data logger เพื่อบันทึกข้อมูลการทดสอบโดยอัตโนมัติ

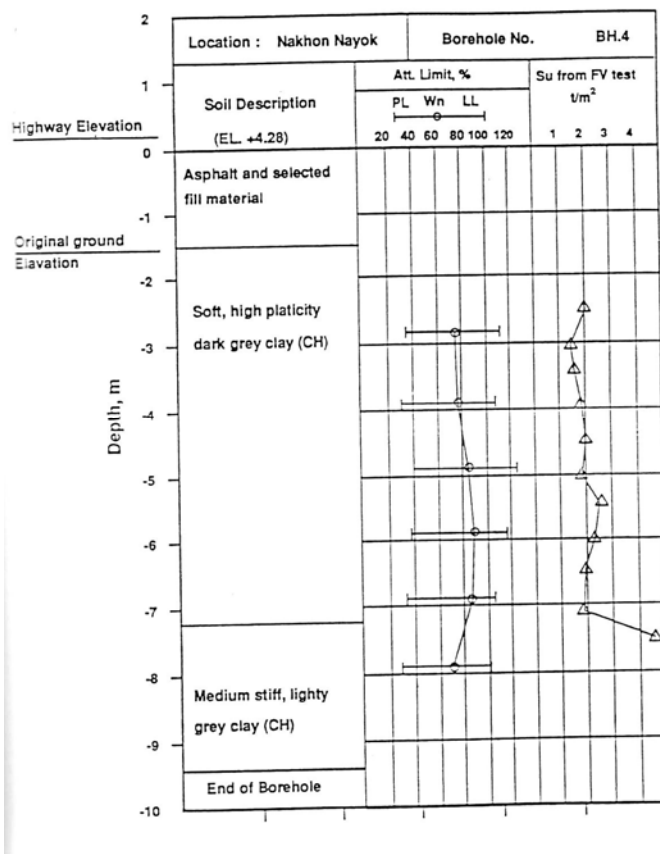
#### 3.2 ดินที่ใช้ในการทดลอง

ดินที่ใช้ในการทดสอบคือดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯซึ่งเป็น marine silty clay ซึ่งวางตัวอย่างได้พื้นที่ราบลุ่มในภาคกลางของประเทศไทย เมืองกรุงเทพฯอยู่บนตะกอนปากแม่น้ำของแม่น้ำเจ้าพระยาในที่ราบลุ่มต่ำตอนกลางของประเทศไทย ชั้นดินใต้กรุงเทพฯโดยทั่วไปจะประกอบด้วย backfill (very loose to medium dense silty sand) และ weathered crust (medium to stiff silty clay) หนา 2-5 ม. โดยมีสีเทาอ่อนถึงเทาปนเหลือง, ค่า SPT N-value ระหว่าง 2-21, และค่าความชื้นในมวลดิน 10-35% หลังจากนั้นระหว่างความลึก 3-12 ม. จะเป็น very soft to soft clay ที่มีสีเทาเข้ม โดยมีค่า undrained shear strength 10-30 kPa และค่าความชื้นในมวลดิน 60-105% ที่ความลึก 15-35 ม. เป็น medium stiff to very stiff clay ที่มีสีเทาเข้มถึงเทาปนน้ำตาล โดยมีค่า undrained shear strength 26-160 kPa และค่าความชื้นในมวลดิน 15-60% ดินเหนียวทั้ง 2 ชั้นข้างต้นมักจะเรียกว่า “ดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok Clay)” จากนั้นจะตามด้วยชั้น first sand ถัดจากนั้นจะเป็นชั้นสลับไปมาระหว่าง clay และ sand/gravel ส่วนชั้นหินแข็งอยู่ที่ความลึกประมาณ 550-2000 ม จากระดับผิวดิน Tanaka et al. (2001) ได้รายงานที่ mineralogy ของส่วน clay fraction ของ Bangkok Clay เป็นดังนี้ (เรียงจากปริมาณมากไปน้อย) smectite, illite, kaolinite, chlorite, และ mixed-layer mineral มวลดินทั้งหมดมีส่วนประกอบที่สำคัญคือ quartz ดินเหนียวกรุงเทพฯมีค่า activity ประมาณ 1 และมีความสัมพันธ์ระหว่าง LL และ PI อยู่เหนือเส้น A line ใน plasticity chart มาก microstructure ของดินเหนียวกรุงเทพฯสามารถเห็นได้ว่ามี pellet ของ pyrite ปนอยู่ ก้อน aggregate จะค่อนข้างเล็กและประกอบด้วยกลุ่มของ clay-size particle ที่มีโครงสร้างแบบ flocculated ช่องว่างในมวลดินส่วนมากเป็น inter-aggregate pore ไม่พบ microfossils เช่น diatoms หรือ foraminifera ยกเว้นที่ใกล้ผิวดิน

ตัวอย่างดินที่ทดสอบเก็บมาจากบริเวณ กม. 51 ของทางหลวงรังสิต-นครนายกโดยกระบอกบาง ลักษณะชั้นดินที่จุดนี้ได้แสดงในรูปที่ 3-1 และค่า index properties ของดินเหนียวกรุงเทพฯที่จุดนี้ได้แสดงในตารางที่ 3-1 และความลึกของตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบคือ 6-7 ม.

ตารางที่ 3-1 คุณสมบัติ index properties ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่สถานที่เก็บตัวอย่างดิน

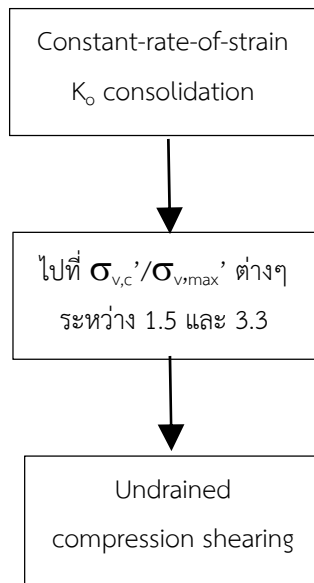
ความลึก (ม.)	ความชื้น, $w_n$ (%)	Total unit weight, $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	Liquid limit, LL (%)	Plastic limit, PL (%)	Plasticity index, PI (%)	Specific gravity, $G_s$
3	75.3	14.6	112	37	75	2.6
4	75.8	14.7	109	34	75	2.66
5	83.1	14.4	124	40	83	2.59
6	88.1	14.2	117	39	78	2.62
7	85.4	14.5	105	35	71	2.60
8	71.0	14.7	99	32	68	2.80



รูปที่ 3-1 ลักษณะชั้นดินในบริเวณที่เก็บตัวอย่างดิน

### 3.3 แผนการทดลอง

งานวิจัยนี้ทำการทดสอบ  $CK_0UC$  triaxial แบบ strain-controlled  $K_0$  consolidated, undrained strain-controlled compression shearing เพื่อศึกษาคุณสมบัติ normalized undrained stress-strain-strength ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสภาพ normally consolidated โดยทำการทดสอบทั้งหมด 5 การทดสอบที่ค่า  $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$  ต่างๆระหว่าง 1.5-3.5 แผนการทดสอบสามารถสรุปได้ดังรูปที่ 3-2



รูปที่ 3-2 แผนการทดลอง

### 3.4 วิธีการทดลอง

ตัวอย่างดินจะถูก consolidated แบบ strain-controlled  $K_0$  consolidation ไปที่สภาพ stress ที่ต้องการก่อนจะถูก undrained compression shearing โดยมีรายละเอียดของแต่ละขั้นตอนดังนี้

#### 3.4.1 การเก็บตัวอย่างดิน

ตัวอย่างดินแบบคงสภาพถูกเก็บโดยกระบอกบางขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 ซม. และยาว 90 ซม. จากความลึก 6-7 ม. โดยชุดหลุมเจาะแบบเจาะล้าง เมื่อเอากระบอกบางออกมาจากหลุมเจาะจะ seal ปลายทั้ง 2 ด้านด้วย paraffin wax ทันทีเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นก่อนการขนส่งไปยังห้องปฏิบัติการ ที่ห้องปฏิบัติการตัวอย่างดินจะถูกดันออกมาจากตัวอย่างและตัดเป็นชิ้นๆมีความยาว 12 ซม. แล้วเคลือบด้วย paraffin wax ทันที โดยจะให้ความร้อนกับ paraffin wax ที่อุณหภูมิเหนือจุดหลอมละลายเล็กน้อยเพื่อป้องกันไม่ให้ paraffin wax ถูกความร้อนมากเกินไปซึ่งจะทำให้กรอบร่วนซึ่งจะเป็นการสูญเสียคุณสมบัติในการ seal โดยการเคลือบตัวอย่างดินทำโดยการจุ่มตัวอย่างดินลงใน paraffin wax ที่หลอมละลายอย่างช้าๆ เพื่อไม่ให้เกิดฟองอากาศหรือช่องว่าง หลังจากนั้นเก็บตัวอย่างดินไว้ในห้องควบคุมความชื้นและอุณหภูมิ เมื่อ

ต้องการทำการทดสอบจะ trim ตัวอย่างให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 ซม. และสูง 10 ซม. โดยใช้ hand operated soil lathe และ wire saw ส่วนของดินที่ trim ออกมาจะใช้หาความชื้นเริ่มต้นของตัวอย่างดิน

### 3.4.2 การติดตั้งตัวอย่างดินและการ saturation

ก่อนการติดตั้งตัวอย่างดินจะทำการ flush ท่อ pressure line ด้วยน้ำ de-aired water เพื่อให้ระบบอิ่มตัวด้วยน้ำ ทำความสะอาด porous stone ด้วย ultrasonic cleaner และแช่ในน้ำก่อนการใช้ ติดตั้งตัวอย่างบนฐานของ triaxial cell ที่มี porous stone และ filter paper ที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ติดตั้ง filter paper strip กว้าง 8.5 ซม. ตามแนวยาวรอบๆตัวอย่างดินเพื่อช่วยในการ consolidation และ pore pressure equalization หลังจากนั้นครอบตัวอย่างด้วย rubber membrane และ seal หัวและท้ายด้วย o-ring ขอบของ top cap และ base pedestal จะทาด้วย silicone grease เพื่อป้องกันการรั่วซึมของน้ำ หลังจากนั้นประกอบ Perspex cylinder และ top platen assembly กับฐานของ triaxial cell เติมน้ำให้เต็ม chamber ด้วย de-aired water

ถึงแม้ว่าตัวอย่างดินอาจจะอิ่มตัวด้วยน้ำแต่ก็มีความเป็นไปได้ที่จะมีฟองอากาศระหว่าง rubber membrane และตัวอย่างดิน และใน porous stone และ filter paper ดังนั้นจึงมีการใช้ back pressure ขนาด 200 kPa เพื่อให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำอย่างสมบูรณ์ โดยที่จะค่อยๆเพิ่ม cell pressure และ back pressure ทีละขั้นขั้นละ 25 kPa ระหว่างการเพิ่มความดันจะรักษาให้ cell pressure มีค่ามากกว่า back pressure เท่ากับค่า initial effective stress ของตัวอย่างดิน (15-18 kPa) เมื่อค่า back pressure ถึง 200 kPa ทิ้งตัวอย่างดินไว้อย่างน้อย 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นทำการตรวจสอบ degree of saturation โดยวัดค่า Skempton's pore pressure parameter B value ซึ่งสำหรับตัวอย่างที่ทดสอบจะให้ค่า B value มากกว่า 0.98 ภายในระยะเวลา 1 นาที

### 3.4.3 การ consolidation

หลังจากกระบวนการ saturation ตัวอย่างดินจะถูก consolidate ภายใต้สภาพ  $K_0$  แบบ constant rate of strain  $K_0$  consolidation โดยการให้ axial strain rate ขนาด 0.01%/ชั่วโมง ซึ่งช้าเพียงพอที่จะให้ตัวอย่างระบายน้ำอย่างสมบูรณ์ ระหว่างนี้จะมีการปรับค่า cell pressure เพื่อให้ค่า axial strain (อ่านจาก LVDT) มีค่าเท่ากับ volumetric strain (อ่านจาก volume change transducer) เนื่องจากสภาพดังกล่าวคือสภาพ  $K_0$  โดยทำการ consolidation ไปยังค่า  $\sigma_{v,c}'$  ที่กำหนด

### 3.4.4 การ undrained compression shearing

เมื่อ consolidation สมบูรณ์จะปิด drainage line และเริ่มการ undrained compression shearing โดยจะรักษา cell pressure ( $\sigma_3$ ) ให้คงที่และเพิ่ม vertical load อย่างช้าๆแบบ strain controlled ด้วยค่า axial strain rate 0.15%/ชั่วโมง ทำการเฉือนจนกระทั่ง axial strain ถึงค่า 20%

บทที่ 4 ผลการทดลอง

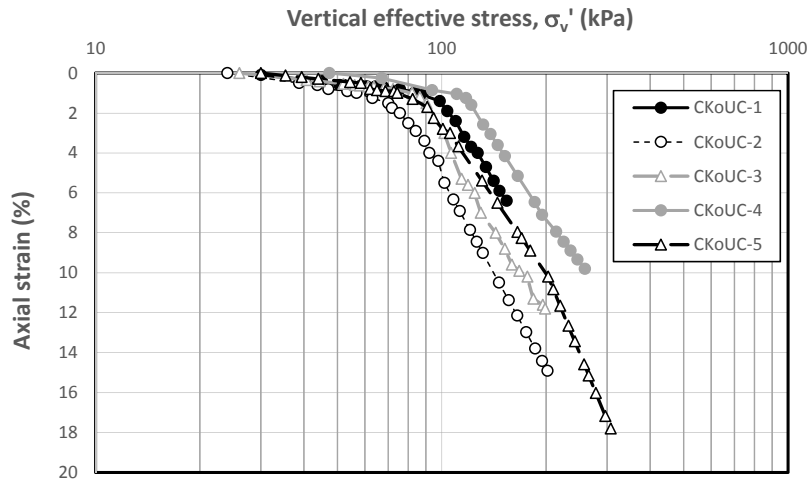
4.1 ผลการทดสอบ consolidation

ข้อมูลผลการทดสอบ consolidation จากการทดสอบ triaxial ได้สรุปในตารางที่ 4-1 ข้อมูล compression curve และ consolidation stress path ได้แสดงในรูปที่ 4-1 และ 4-2 ตามลำดับ เนื่องจากตัวอย่างดินทั้งหมดที่ทำการทดสอบมากจากความลึกเดียวกันดังนั้นจึงสามารถเปรียบเทียบค่า maximum past pressure และพฤติกรรมการ consolidation ได้โดยตรง รูปที่ 4-1 แสดงว่า compression curve ที่ได้มีความตรงกันอย่างยิ่งเว้นการทดสอบที่ CK<sub>0</sub>UC-2 และ CK<sub>0</sub>UC-4 โดยข้อมูลของ CK<sub>0</sub>UC-2 อยู่ต่ำกว่าข้อมูลอื่นๆทำให้ได้ค่า maximum past pressure ที่ต่ำกว่า ส่วนข้อมูล CK<sub>0</sub>UC-4 อยู่สูงกว่าข้อมูลอื่นๆทำให้ได้ค่า maximum past pressure ที่สูงกว่า

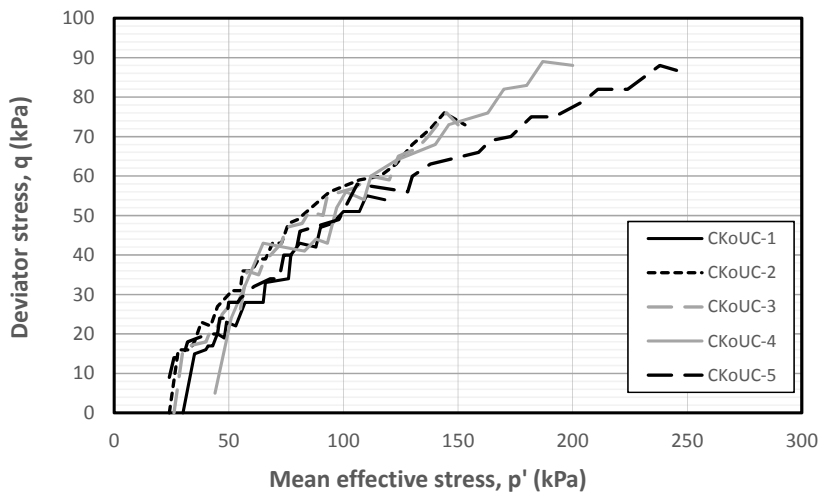
ค่า K<sub>0</sub> ที่ได้มีค่าระหว่าง 0.62 และ 0.71 โดยที่เส้น K<sub>0</sub> consolidation stress path มีแนวโน้มจะโค้งลง ซึ่งหมายความว่าเมื่อค่า vertical consolidation stress เพิ่มขึ้นค่า K<sub>0</sub> มีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นซึ่งเห็นได้อย่างชัดเจนจากข้อมูล CK<sub>0</sub>UC-5 ซึ่งมีค่า  $\sigma_{v,c}'$  มากที่สุดเท่ากับ 300 kPa ผลการทดสอบให้ค่า Compression ratio (CR) และ Recompression ratio (RR) ที่ใกล้เคียงกันโดยมีอัตราส่วน RR/CR ระหว่าง 0.035 และ 0.067 โดยค่า RR/CR โดยทั่วไปจะอยู่ระหว่าง 0.1 และ 0.2 (Ladd, 1973) รูปที่ 4-3 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า K<sub>0</sub> กับค่า  $\sigma_{v,c}'$  ซึ่งแสดงว่า K<sub>0</sub> มีค่าคงที่ในช่วงแรกก่อนจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อค่า  $\sigma_{v,c}'$  เพิ่มขึ้น

ตารางที่ 4-1 ผลการทดสอบ consolidation

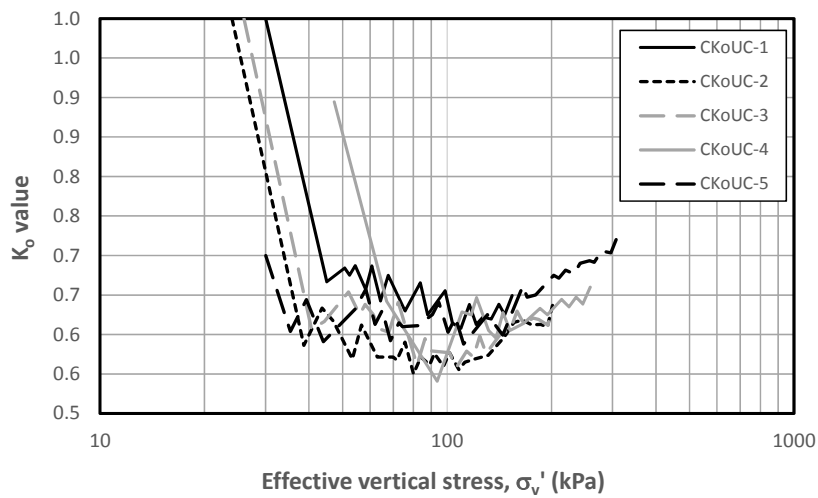
การทดลอง	$\sigma_{v,max}'$ (kPa)	$\sigma_{v,c}'$ (kPa)	$\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$	K <sub>0</sub>	CR		RR		RR/CR
					Stress range (kPa)	Average	Stress range (kPa)	Average	
CK <sub>0</sub> UC-1	105	153	1.46	0.64	110-150	0.279	30-70	0.016	0.057
CK <sub>0</sub> UC-2	86	202	2.35	0.63	100-200	0.338	25-60	0.017	0.050
CK <sub>0</sub> UC-3	105	200	1.91	0.62	105-200	0.365	30-60	0.016	0.044
CK <sub>0</sub> UC-4	116	258	2.23	0.66	115-200	0.299	40-100	0.020	0.067
CK <sub>0</sub> UC-5	90	307	3.41	0.71	100-300	0.372	20-60	0.013	0.035



รูปที่ 4-1 Compression curve



รูปที่ 4-2 Consolidation stress path



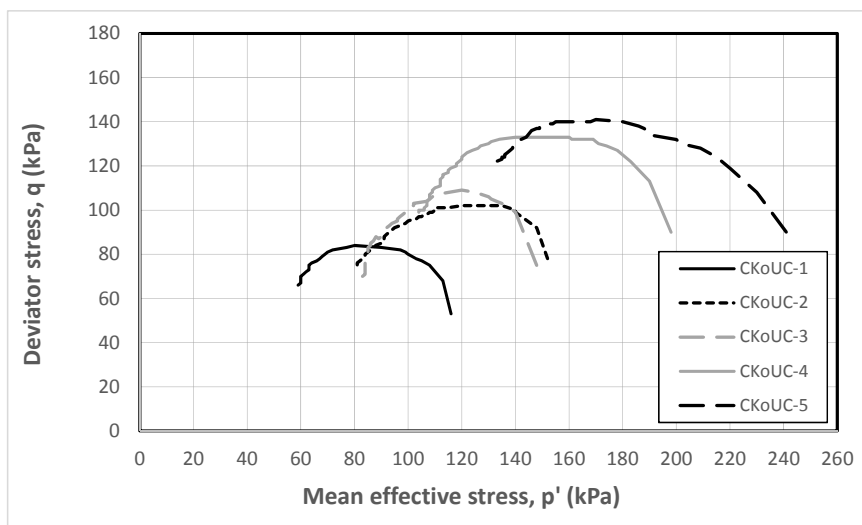
รูปที่ 4-3 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $K_0$  กับค่า  $\sigma'_{v,c}$

4.2 ผลการทดสอบ undrained shearing

ตารางที่ 4-2 สรุปผลการทดสอบ undrained shearing และกราฟ  $p'-q$ ,  $q-\epsilon_a$ ,  $\Delta u-\epsilon_a$ , และ  $\sigma_1'/\sigma_3'-\epsilon_a$  แสดงในรูปที่ 4-4 ถึง 4-7 ตามลำดับ ที่ค่า maximum deviator stress ( $q_{max}$ ) มีค่า failure axial strain ( $\epsilon_f$ ) เฉลี่ยอยู่ที่ 2.7%, ค่า pore pressure parameter at failure ( $A_f$ ) เฉลี่ยอยู่ที่ 1.30, และค่า friction angle ( $\phi'$ ) เฉลี่ยอยู่ที่  $22.5^\circ$

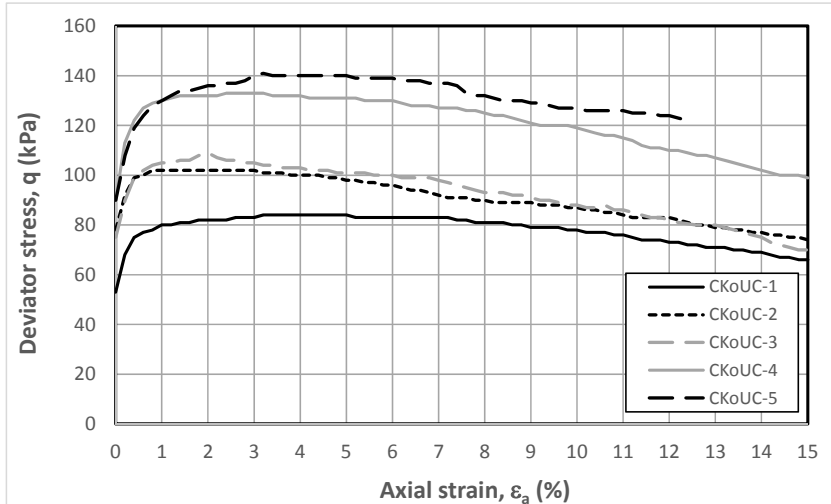
ตารางที่ 4-2 ผลการทดสอบ undrained shearing

การทดลอง	At peak						
	$\epsilon_f$ (%)	$q_f$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$A_f$	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$s_u$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)
CK <sub>o</sub> UC-1	3.6	84	84	1.40	25.4	41	7300
CK <sub>o</sub> UC-2	1.7	103	128	1.21	20.7	51	4600
CK <sub>o</sub> UC-3	2.0	108	122	1.11	22.6	54	5700
CK <sub>o</sub> UC-4	3.0	134	149	1.38	23.0	67	6600
CK <sub>o</sub> UC-5	3.2	140	170	1.65	21.2	70	3800

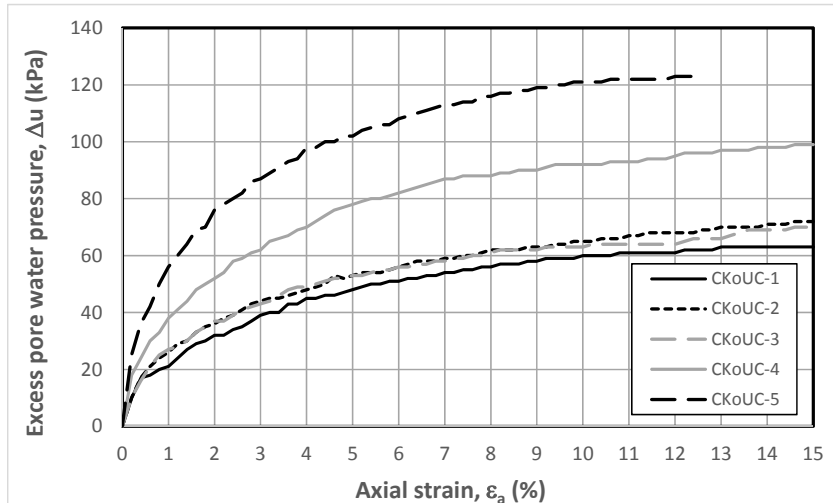


รูปที่ 4-4 กราฟ  $p'-q$

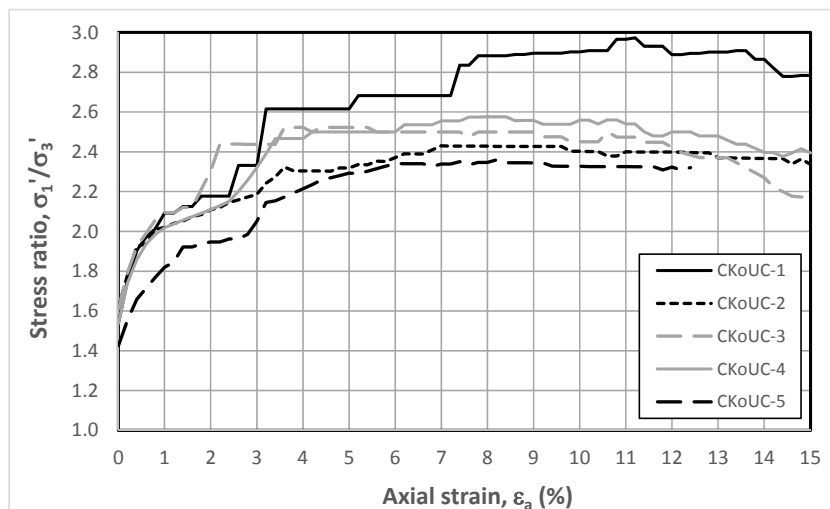




รูปที่ 4-5 กราฟ  $q$ - $\epsilon_a$



รูปที่ 4-6 กราฟ  $\Delta u$ - $\epsilon_a$



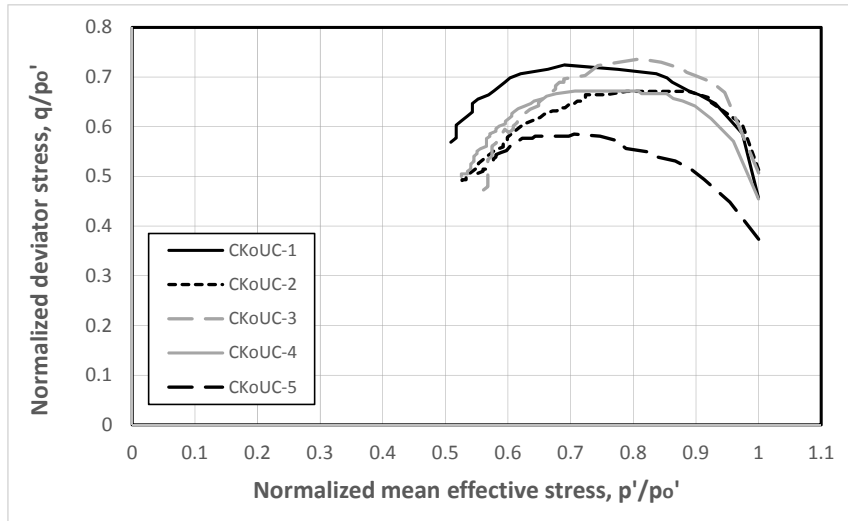
รูปที่ 4-7 กราฟ  $\sigma_1'/\sigma_3'$ - $\epsilon_a$

**4.3 พฤติกรรม normalization ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในสภาพ normally consolidated**

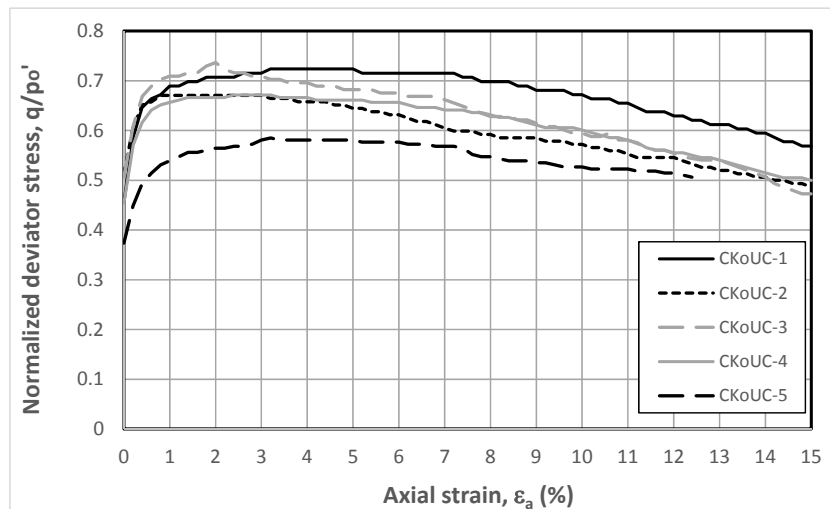
เนื่องจากการทดสอบทั้งหมดกระทำที่ effective vertical consolidation stress ที่แตกต่างกันดังนั้นจึงทำการ normalize ผลการทดสอบด้วยค่า effective vertical consolidation stress ( $\sigma_{v,c}'$ ) และสรุปได้ดังตารางที่ 4-3 พล็อต  $p'/\sigma_{v,c}'-q/\sigma_{v,c}'$ ,  $q/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$ , และ  $\Delta u/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$  แสดงในรูปที่ 4-8 ถึง 4-10 ตามลำดับ จากรูปที่ 4-8 จะเห็นว่า normalized stress path ( $p'/\sigma_{v,c}'-q/\sigma_{v,c}'$ ) ทั้งหมดมีลักษณะทั่วไปของ normally consolidated clay รูปที่ 4-9 แสดง normalized stress-strain plot ( $q/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$ ) ซึ่งแสดงว่าค่า deviator stress เพิ่มขึ้นจนถึงจุดสูงสุดก่อนจะลดลงเล็กน้อยเมื่อ axial strain เพิ่มขึ้น ค่า peak normalized deviator stress ( $q/\sigma_{v,c}'$ ) เฉลี่ยเท่ากับ 0.52 หรือค่า normalized shear strength มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.26 โดยพบว่าการเปลี่ยนแปลงของค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  กับค่า effective vertical consolidation stress รูปที่ 4-10 แสดง normalized excess pore pressure-strain plot ( $\Delta u/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$ ) ซึ่งแสดงว่าค่า  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$  เฉลี่ยเท่ากับ 0.24 ที่  $q_{max}$  ค่า normalized excess pore pressure เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงต้นและอัตราการเพิ่มขึ้นลดลงที่ค่า axial strain มาก จนกระทั่งมีค่าสูงสุดที่ค่า strain มาก โดยพบว่าการเปลี่ยนแปลงของค่า  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$  กับค่า effective vertical consolidation stress

**ตารางที่ 4-3** คุณสมบัติ normalization ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในสภาพ normally consolidated

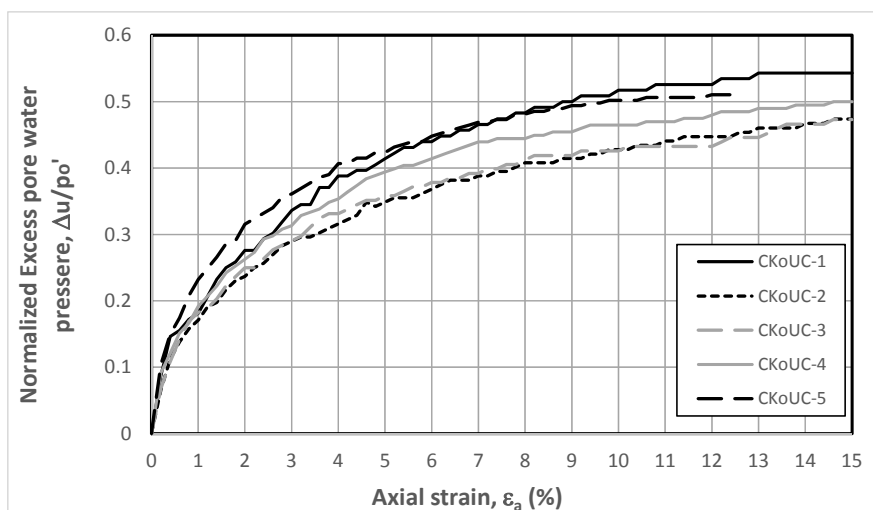
การทดลอง	At peak				
	$q/\sigma_{v,c}'$	$p_f'/\sigma_{v,c}'$	$s_u/\sigma_{v,c}'$	$\Delta u/\sigma_{v,c}'$	$E_{50}/\sigma_{v,c}'$
CK <sub>0</sub> UC-1	0.55	0.55	0.27	0.28	48
CK <sub>0</sub> UC-2	0.51	0.63	0.25	0.16	23
CK <sub>0</sub> UC-3	0.55	0.62	0.27	0.19	29
CK <sub>0</sub> UC-4	0.52	0.58	0.26	0.25	26
CK <sub>0</sub> UC-5	0.47	0.57	0.23	0.30	13



รูปที่ 4-8 พล็อต  $p'/\sigma_{v,c}'-q/\sigma_{v,c}'$



รูปที่ 4-9 พล็อต  $q/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$

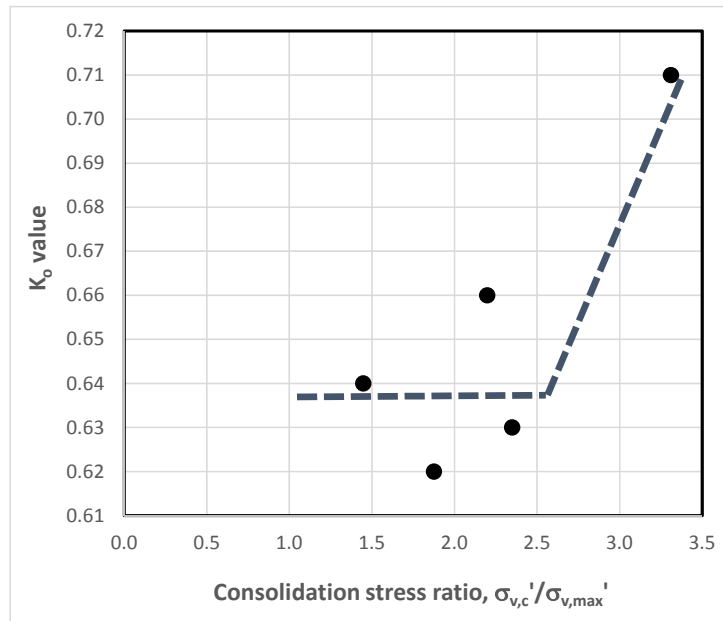


รูปที่ 4-10 พล็อต  $\Delta u/\sigma_{v,c}'-\epsilon_a$

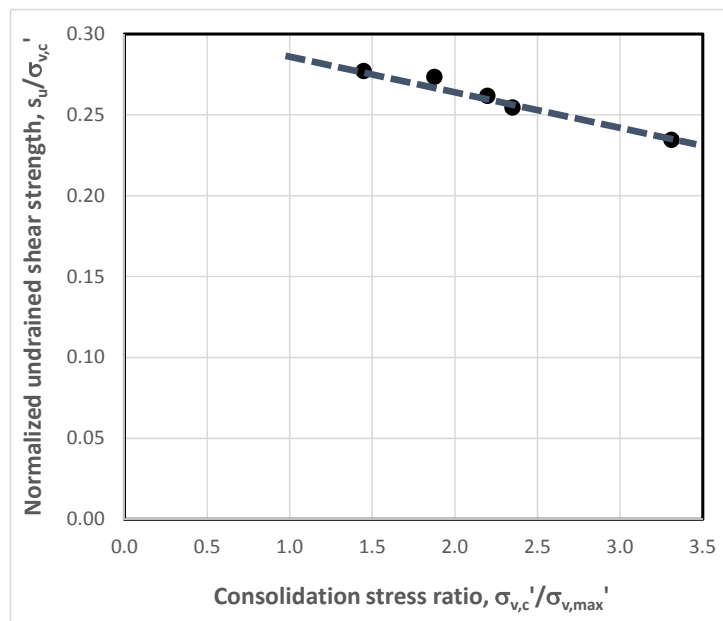
รูปที่ 4-11 ถึง 4-16 สรุปคุณสมบัติของดินที่ได้จากการทดสอบโดยแสดงในรูปการเปลี่ยนแปลงของค่า  $K_o$ ,  $s_u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\epsilon_f$ ,  $\phi'$ , และ  $E_{50}/\sigma_{v,c}'$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) โดยมีรายละเอียดดังนี้

- $K_o$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-11 แสดงว่าค่า  $K_o$  มีค่าค่อนข้างคงที่กับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ระหว่าง 1.5 และ 2.0 หลังจากนั้นค่า  $K_o$  จะเพิ่มขึ้นกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่เพิ่มขึ้น
- $s_u/\sigma_{v,c}'$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-12 แสดงว่าค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  มีค่าค่อยๆลดลงกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่เพิ่มขึ้น
- $\Delta u/\sigma_{v,c}'$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-13 แสดงว่าค่า  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$  มีค่าค่อนข้างคงที่กับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ระหว่าง 1.5 และ 2.0 หลังจากนั้นค่า  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$  จะเพิ่มขึ้นกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่เพิ่มขึ้น
- $\epsilon_f$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-14 แสดงว่าค่า  $\epsilon_f$  มีค่าค่อนข้างคงที่กับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่ทำการทดสอบ
- $\phi'$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-15 แสดงว่าค่า  $\phi'$  มีค่าค่อยๆลดลงกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่เพิ่มขึ้น
- $E_{50}/\sigma_{v,c}'$  versus ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ): รูปที่ 4-16 แสดงว่าค่า  $E_{50}/\sigma_{v,c}'$  มีค่าลดลงกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ที่เพิ่มขึ้น

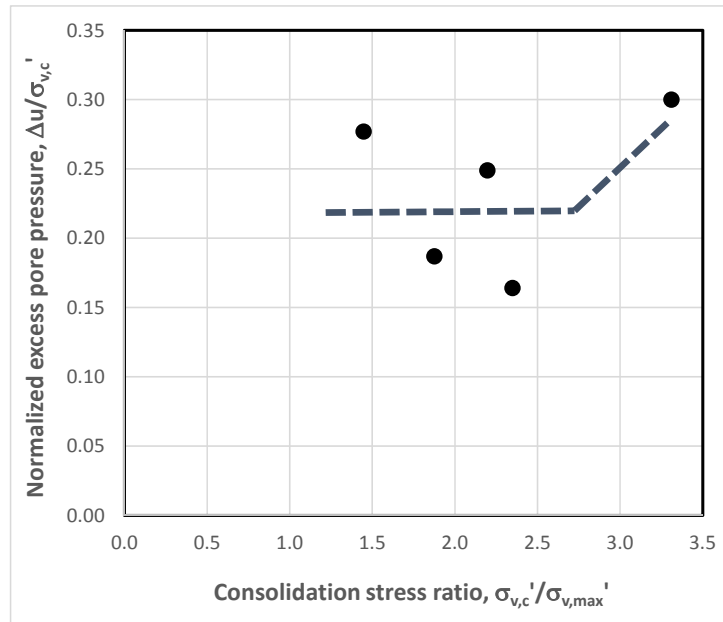
ผลการทดสอบแสดงว่าค่า  $K_o$ ,  $s_u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\phi'$ ,  $E_{50}/\sigma_{v,c}'$  ขึ้นอยู่กับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ในขณะที่ค่า  $\epsilon_f$  ค่อนข้างไม่ขึ้นกับค่า ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ ) ดังนั้นเมื่อจะทำการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในสภาพ normally consolidated จะต้องเลือกค่า consolidation stress ที่เหมาะสม



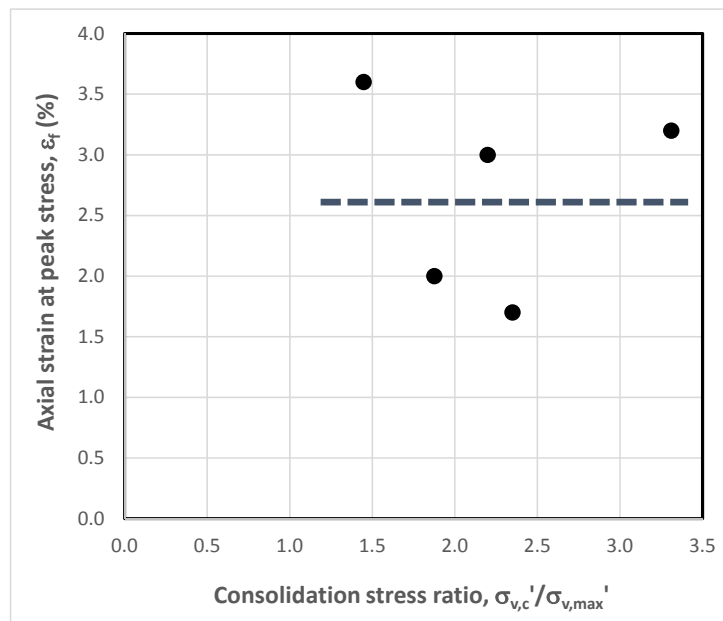
รูปที่ 4-11 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $K_0$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ )



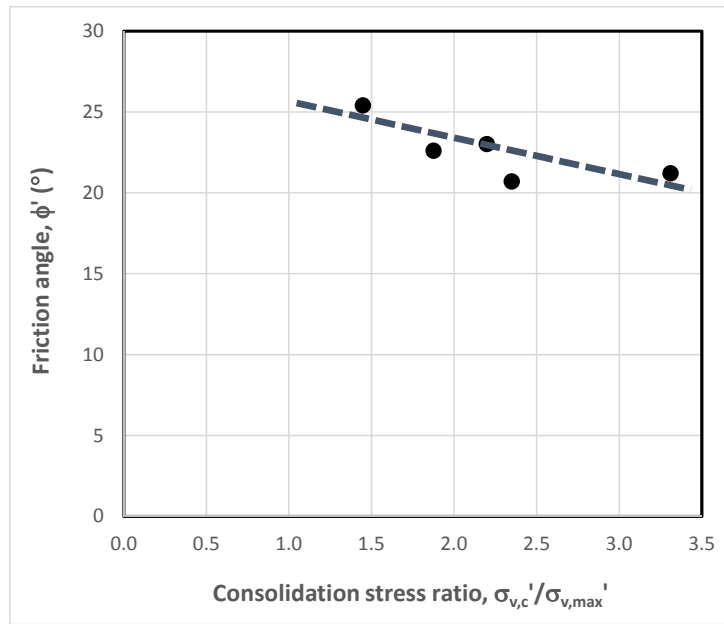
รูปที่ 4-12 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $s_u/\sigma_{v,c}'$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}'$ )



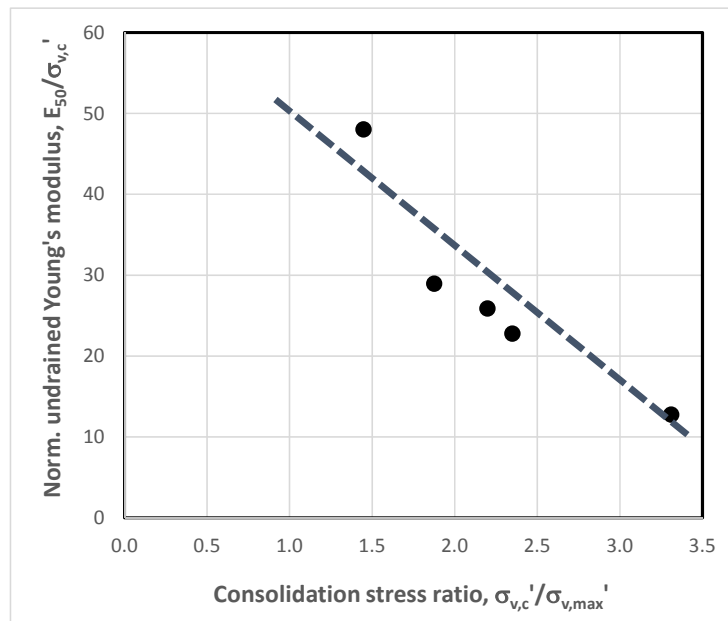
รูปที่ 4-13 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $\Delta u/\sigma'_{v,c}$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}$ )



รูปที่ 4-14 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $\epsilon_f$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}$ )



รูปที่ 4-15 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $\phi'$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}$ )



รูปที่ 4-16 การเปลี่ยนแปลงของค่า  $E_{50}/\sigma'_{v,c}$  กับค่า consolidation stress ratio ( $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}$ )

## บทที่ 5 สรุปผลการทดลอง

งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติ normalization ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ค่า OCR = 1 โดยการทดสอบ triaxial แบบ CK<sub>0</sub>UC ที่ค่า effective vertical consolidation stress ต่างๆ ผลการทดสอบแสดงว่าค่า  $K_0$ ,  $s_u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\Delta u/\sigma_{v,c}'$ ,  $\phi'$ ,  $E_{50}/\sigma_{v,c}'$  ขึ้นอยู่กับค่า  $(\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}')$  ในขณะที่ค่า  $\epsilon_f$  ค่อนข้างไม่ขึ้นกับค่า  $(\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}')$  โดยเฉพาะจะเกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าบางค่าอย่างมากเมื่อค่า  $(\sigma_{v,c}'/\sigma_{v,max}')$  มากกว่า 2.5 ดังนั้นหากต้องการประยุกต์ใช้เทคนิค SHANSEP กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯจะต้อง consolidate ตัวอย่างดินไปที่ค่า vertical consolidation stress ไม่เกิน 2.5 เท่าของค่า maximum past pressure



## เอกสารอ้างอิง

- Arthur, J. R. F. (1972), "New techniques to measure new parameters", Proc. Roscoe Memorial Symposium
- Baligh, M. M. (1985), "The strain path method", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. GT9, pp. 1108-1136
- Baligh, M. M., Azzouz, A. S., and Chin, C. T. (1987), "Disturbance due to "ideal" tube sampling", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 7, pp. 739-757
- Beere, T. (1981), "Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute", NGI Publication, No. 134
- Beere, T. and Bjerrum, L. (1973), "Shear strength of normally consolidated clays", 8<sup>th</sup> ICSMFE, Moscow, Vol. 1.1, pp. 39-49
- Bishop, A. W. and Bjerrum, L. (1960), "The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems", Proc. ASCE Special Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, pp. 437-501
- Bjerrum, L. (1971), "Recent research on the consolidation and shear behavior of normally consolidated clay", Norwegian Geotechnical Institute, Internal report #50302
- Bjerrum, L. (1972), "Embankments on soft ground", SOA report, Proc. ASCE Special Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, Vol. 2, pp. 1-54
- Bjerrum, L. (1973), "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", SOA report, Session 4, 8<sup>th</sup> ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 109-159
- Bjerrum, L. and Landva, A. (1966), "Direct simple shear tests on Norwegian quick clay", Geotechnique, Vol. 16, No. 1, pp. 1-20
- Bjerrum, L., Simons, N., and Torblaa, I. (1958), "The effect of time on shear strength of a soft marine clay", Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, 148-158
- Bozozuk, M. (1970), "Effect of sampling, size, and storage on test results for marine clay", ASTM STP 483, pp. 121-131
- Casagrande, A. and Rutledge, P. C. (1947), "Cooperative triaxial shear research", Waterways Experimental Station, Vicksburg, MS.
- Casagrande, A. and Wilson, S. (1951), "Effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content", Geotechnique, Vol. 2, No. 3, pp. 251-263
- Crawford, C. B. (1959), "The influence of rate of strain on effective stresses in sensitive clay", ASTM STP 254, pp. 36-48
- Davis, E. H. and Poulos, H. G. (1967), "Laboratory investigations of the effects of sampling", Civil Engineering Transaction, Institution of Engineers, Australia, Vol. CE9, No. 1, pp. 86-94
- Duncan, J. M. and Seed, H. B. (1966), "Anisotropy and stress reorientation in clay", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM5
- Eden, W. J. (1970), "Panel discussion on "Sampling of sensitive clays", ASTM STP 483, pp. 192-193
- Folkes, D. J. and Crooks, J. H. A. (1985), "Effective stress path and yielding in soft clays below embankments", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 357-374

- 
- Hambly, E. C. (1969), "A new true triaxial apparatus", *Geotechnique*, Vol. 19, No. 2, pp. 307-309
- Hansen, J. B. and Gibson, R. E. (1948), "Undrained shear strength of anisotropically consolidated clays", *Geotechnique*, Vol. 1, No. 3, pp. 189-204
- Henkel, D. J. (1960), "The shear strength of saturated remolded clays", *Proc. ASCE Special Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado
- Henkel, D. J. and Wade, N. H. (1966), "Plane strain tests on a saturated remolded clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM6, pp. 67-80
- Hvorslev, M. H. (1949), "Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes", *Waterways Experimental Station*, Vicksburg, MS.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985), "New developments in field and laboratory testing of soils", 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153
- Kallstenius, T. (1958), "Mechanical disturbance in clay samples taken with piston sampler", *Proc. No. 16*, Swedish Geotechnical Institute, Stockholm
- Kallstenius, T. (1963), "Studies on clay samples taken with standard piston sampler", *Proc. No. 21*, Swedish Geotechnical Institute, Stockholm
- Kallstenius, T. (1971), "Secondary mechanical disturbance; effects in cohesive soil samples", *Proc. Special Session on Quality in Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference SMFE, Bangkok*, pp. 30-39
- Koutsoftas, D. C. and Ladd, C. C. (1964), "Design strength of an offshore clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*
- Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990), *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA
- Lacasse, S., Beere, Y. and Lefebvre, G. (1985), "Block sampling of sensitive clays", 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 887-892
- Lacasse, S. M., Ladd, C. C., and Baligh, M. M. (1978), "Evaluation of field vane, Dutch cone penetrometer, and piezometer testing devices", *Research report*, MIT
- Lacasse, S., Iversen, K., Sandboekken, G., and Morstad, P. (1984), "Radiography offshore to assess sample quality", *NGI Report 56402-1*
- Ladd, C. C. (1964), "Stress-strain modulus of clay in undrained shear", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 90, No. SM5, pp. 103-132
- Ladd, C. C. (1971), "Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays", *Report R71-23*, Soils Publication 278, MIT
- Ladd, C. C. and Foott, R. (1974), "New design procedure for stability of soft clays", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, No. GT7, pp.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977), "Stress-deformation and strength characteristics", *SOA Report, 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo*
- Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1964), "The strength of undisturbed clay determined from undrained tests", *ASTM-NRC Symposium on Shear Testing of Soils, STP 361*, Ottawa, Canada

- 
- Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1968), "The strength of undisturbed clay determined from undrained tests", ASTM STP 361, pp. 342-371
- Lang, J. G. (1971), "Forces on an open-drive sampler in stiff clay", Proc. Special Session on Quality in Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference SMFE, Bangkok, pp. 21-29
- La Rochelle, P. and Lefebvre, G. (1970), "Sampling disturbance in Champlain Clays", ASTM STP 483, pp. 143-163
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., and Tavenas, F. A. (1976), "Effect of storage and reconsolidation on the properties of Champlain Clays", ASTM Symposium on Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, STP 599, Montreal, Canada
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M., and Leroueil, S. (1981), "Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18, No. 1, pp. 52-66
- Larsson, R. (1980), "Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays", Canadian Geotechnical Journal, No. 4
- Lefebvre, G. and Poulin, C. (1979), "A new method of sampling in sensitive clay", Canadian Geotechnical Journal, No. 1
- Leroueil, S. and Tavenas, F. (1986), Discussion on "Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23, No. 3, pp. 410-413
- Leroueil, S., Tavenas, F., Mieussens, C., and Peignaud, M. (1978b), "Construction pore pressures in clay foundation under embankments. Part II: Generalized behavior", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 1, pp. 66-82
- Leroueil, S., Tavenas, F., Trak, B., La Rochelle, P., and Roy, M. (1978a), "Construction pore pressures in clay foundation under embankments. Part I: The Saint-Alban test fills", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 1, pp. 54-65
- Mesri, G. (1975), Discussion on "New design procedure for stability of soft clays", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT4, pp. 409-412
- Milovic, D. M. (1970), "Effect of sampling on some soil characteristics", ASTM STP 483, pp. 164-179
- Milovic, D. M. (1971), "Effect of sampling on some losses characteristics", Proc. Special Session on Quality in Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference SMFE, Bangkok, pp. 17-20
- Nelson, J. D., Brand, E. W., Moh, Z. E., and Mason, I. D. (1971), "The use of residual stress to define sample quality", Proc. Special Session on Quality of Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, pp. 82-87
- Noorany, I. and Seed, H. B. (1965), "In-situ strength characteristics of soft clays", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM2
- Okumura, T. (1971), "The variation of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance", Proc. Special Session on Quality of Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, pp. 73-81
-

- 
- Parry, R. G. H. (1960), "Triaxial compression and extension tests on remolded saturated clay", *Geotechnique*, Vol. 10, No. 4, pp. 166-180
- Raymond, G. P., Townsend, D. L., and Lojkacek, M. J. (1971), "The effect of sampling on the undrained soil properties of the Leda soil", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 4
- Richardson, A. M. and Whitman, R. V. (1963), "Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remolded fat clay", *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, pp. 310-324
- Roscoe, K. H. (1970), "The influence of strains in soil mechanics", *Geotechnique*, Vol. 20, No. 2, pp. 129-170
- Sangrey, D. A. (1975), "Normalized design procedures in sensitive clays", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT11, pp. 1181-1187
- Schjetne, K. (1971), "The measurement of pore pressure during sampling", *Proc. Special Session on Quality of Soil Sampling, 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok*
- Schmertmann, J. H. (1955), "The undisturbed consolidation of clay", *Trans. ASCE*, Vol. 120
- Schmertmann, J. H. (1956), Discussion on "Effect of sample disturbance on the strength of a clay", *Trans. ASCE*, Vol. 121, pp. 940-950
- Seed, H. B., Noorany, I., and Smith, I. M. (1964), "Effects of sampling and disturbance on the strength of soft clay", Report TE-64-1, UCB
- Shibata, T. and Karube, D. (1965), "Influence of the variation of the intermediate principal stress on the mechanical properties of normally consolidated clays", *6<sup>th</sup> ICSMFE, Montreal*, Vol. 1, pp. 359-363
- Skempton, A. W. (1948), "Study of the geotechnical properties of some post-glacial clays", *Geotechnique*, No. 1
- Skempton, A. W. and Sowa, V. A. (1963), "The behavior of saturated clays during sampling and testing", *Geotechnique*, No. 4
- Tanaka, H. (2000), "Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar, and Drammen", *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 57-74
- Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Soon, T. T., and Shiwakoti, D. R. (2001), "Characterization of Singapore, Bangkok and Ariake Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp. 378-400
- Tavenas, F. and Leroueil, S. (1980), "The behavior of embankments on clay foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 2
- Taylor, D. W. (1955), "Review of research on shearing strength of clay, 1948-1953", *Waterways Experimental Station*
- Townsend, D. L., Sangrey, D. A., and Walker, L. K. (1969), "The brittle behavior of naturally cemented soils", *7<sup>th</sup> ICSMFE, Mexico*, Vol. 1, pp. 411-417
- Trak, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S., and Roy, M. (1980), "A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 4
- Wroth, C. P. (1984), "The interpretation of in situ soil tests", *Geotechnique*, Vol. 34, No. 4, pp. 449-488

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์

# INVESTIGATION OF FAILURE CRITERION AND PLASTIC POTENTIAL OF BANGKOK CLAY IN $\pi$ -PLANE BY TORSIONAL SHEAR HOLLOW CYLINDER APPARATUS

S. Yimsiri<sup>a</sup> and W. Ratananikom<sup>b</sup>

*Department of Civil Engineering, Burapha University, Thailand.*

*E-mail: <sup>a</sup>ysiam@buu.ac.th, <sup>b</sup>wanwarangr@buu.ac.th*

This paper presents an experimental investigation on the failure criterion and plastic potential of Bangkok Clay in  $\pi$ -plane. The results of undrained torsional shear hollow cylinder test on undisturbed Bangkok Clay specimens with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress are presented. The obtained stress-strain behaviors show clear evidences of anisotropic characteristics of Bangkok Clay. Both failure criterion and plastic potential of Bangkok Clay in  $\pi$ -plane are found to be isotropic and of circular shape which implies a Drucker-Prager type and associated flow rule.

## 1. INTRODUCTION

Natural soils commonly have cross-anisotropic behavior due to their mode of deposition and in-situ stress condition. Therefore, the mechanical behavior of natural soils depends on changes in orientations and magnitudes of the principal stresses. The development of advanced constitutive models to formulate stress-strain characteristics needs to take these effects into account. An experimental study on deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition is presented in this paper. The torsional shear hollow cylinder (TSHC) tests are performed on undisturbed Bangkok Clay specimens under undrained condition with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress. Despite its common field occurrence, very little research has been conducted to study the response of Bangkok Clay under general stress condition. The lack of data for Bangkok Clay hinders the formulation of advanced constitutive model which considers the effects of major principal stress direction and magnitude of intermediate principal stress into account.

## 2. EXPERIMENTAL PROCEDURES

The essential features of the TSHC system used in this study are shown in Figure 1. The hollow cylindrical specimens have inner diameter,  $D_i = 30$  mm, outer diameter,  $D_o = 70$  mm, and height,  $H = 120$  mm. Figure 2 shows three normal stresses  $\sigma_z$  (axial),  $\sigma_r$  (radial),  $\sigma_\theta$  (circumferential), and one shear stress  $\tau_{\theta z}$  components on the soil element

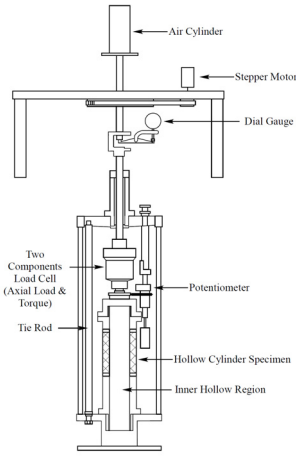


Figure 1. Torsional shear hollow cylinder apparatus.

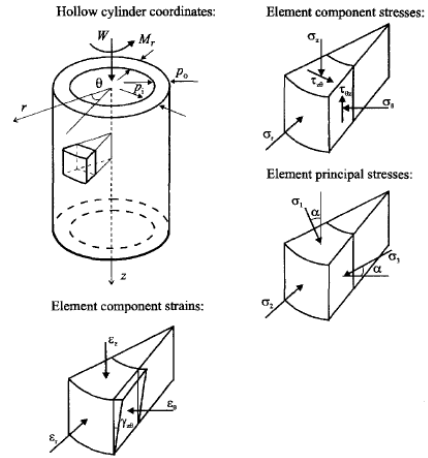


Figure 2. Stresses and strains of TSHC specimen [2].

together with its work-conjugate strain components  $\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta,$  and  $\gamma_{z\theta}$ . These stresses can be controlled by adjusting the torque ( $M_T$ ), the axial force ( $W$ ), the outer cell pressure ( $p_o$ ), and the inner cell pressure ( $p_i$ ). In this study, the average stress and strain components on soil element are calculated according to Hight *et al.* [1]. The inclination of the major principal stress with respect to the vertical direction ( $\alpha$ ) and the magnitude of the intermediate principal stress which is usually represented in term of  $b$  parameter are defined in Eqs. (1) and (2), respectively. The stress-nonuniformity across the wall of the TSHC specimen would be expected in the vicinity of the corners ( $\alpha = 0^\circ, b = 1$ ) and ( $\alpha = 90^\circ, b = 0$ ) where the value of ( $p_o - p_i$ ) is high and with lesser degree in the regions where  $M_T$  is high (i.e., in the vicinity of  $\alpha = 45^\circ$ ) [2, 3]. In the current TSHC program, there are 2 tests which are likely to suffer from stress nonuniformity problem, i.e., A00B10 and A90B00.

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

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

By considering stress state in 3-D principal effective stress space, the stress invariants can be expressed by Eqs. (3) to (5). The mean effective stress ( $p'$ ) is related to distance from origin along the space diagonal of the current  $\pi$ -plane ( $\overline{OA}$ ) (see Figure 3(a)). In  $\pi$ -plane, the invariant of the stress deviator ( $J_2$ ) is measure of the current stress state from the space diagonal ( $\overline{AN}$ ) (see Figure 3(b)). The Lode's angle ( $\theta$ ) indicates the orientation of the stress state within this plane.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \tag{3}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right] \tag{4}$$

$$\theta = \arctan \frac{[(2b - 1)]}{\sqrt{3}} \tag{5}$$

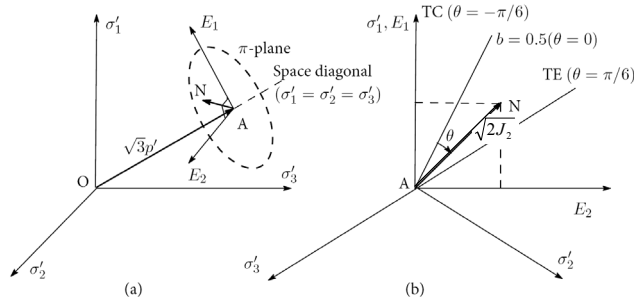


Figure 3. Generalized stress state: (a) principal stresses; (b)  $\pi$ -plane.

Table 1. Torsional shear hollow cylinder test program.

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

$p'_o$  = isotropic mean stress,  $w_n$  = natural water content.

### 3. EXPERIMENTAL PROGRAM

The undisturbed Bangkok Clay specimens are retrieved by piston sampler. The index properties are approximately: Liquid Limit ( $LL$ ) = 54–88%, Plastic Limit ( $PL$ ) = 18–32%, and total unit weight ( $\gamma$ ) = 17.0 kN/m<sup>3</sup>. The OCRs of all specimens are between 1.2–1.5. The TSHC test program is shown in Table 1. All specimens are isotropically consolidated to their in-situ mean effective stresses before undrained sheared at constant mean total stress (constant  $p$ ).

### 4. STRESS-STRAIN BEHAVIORS

The summary of experimental results is shown in Table 2. Figure 4 presents stress-strain curves from TSHC in terms of normalized deviatoric stress ( $q/p'_o$ ) and deviatoric strain ( $\varepsilon_q$ ), the definitions of which are shown in Eqs. (6) and (7), respectively. At any  $b$ , Bangkok Clay tends to exhibit a softer response when the major principal stress becomes horizontal ( $\alpha$  increases) which is similar to TSHC data reported earlier [1, 4]. The value of  $b$  has relatively less effects on the stress-strain curves which is similar to true triaxial (TTX) data reported earlier [5, 6]. Detail results of TSHC test on Bangkok Clay can be found elsewhere [7].

$$q = \sqrt{3}J_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (6)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2} \quad (7)$$



Table 2. Summary of experimental results.

Test	$p'_o$ (kPa)	$s_u$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)	$\phi'_f$ (°)	$M_f$
A00B00	105	79.6	-37	30.4	1.22
A00B05	100	65	-12.5	45	1.22
A00B10*	100	59.5 ↓	2 ↓	59 ↓	1.33 ↓
A90B00*	85	34.6 ↑	3.5 ↑	21.8 ↑	0.85 ↑
A90B05	65	34	12.8	45.9	1.24
A90B10	45	19.5	16.8	45	1.14

\*Tests subjected to severe stress-nonuniformity.

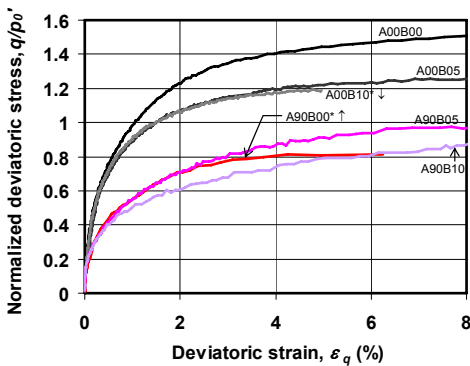


Figure 4. Stress-strain curves at different  $\alpha$  and  $b$ .

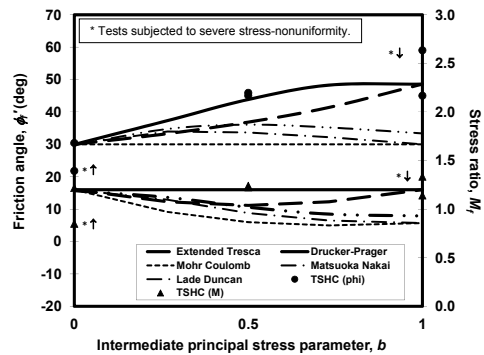


Figure 5. Variation of  $\phi'_f$  and  $M_f$  versus  $b$  parameter.

5. FAILURE CRITERION AND PLASTIC POTENTIAL

Figure 5 shows the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  with  $b$  parameter. The friction angle ( $\phi'$ ) and stress ratio ( $M$ ) are calculated as defined in Eqs. (8) and (9), respectively. The failure condition is defined as points of peak deviatoric stress. The results show that  $\phi'_f$  increases with  $b$  which are similar to data of other researchers [1, 4, 6, 8, 9], whereas  $M_f$  is relatively constant with  $b$ .

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) \tag{8}$$

$$M = \frac{6 \sin \phi' \sqrt{1 - b + b^2}}{3 + (2b - 1) \sin \phi'} \tag{9}$$

The prediction of  $\phi'_f$  and  $M_f$  by five commonly quoted failure criteria are also superimposed in these figures by fitting the model with the results of triaxial compression (see Table 3). The results show that the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  can be best approximated by the Drucker-Prager failure criterion. Furthermore, the failure conditions of Bangkok Clay are also presented in  $\pi$ -plane for a constant mean effective stress of  $p' = 100$  kPa in Figure 6. Figure 6 shows the failure points symmetrically about the vertical axis ( $\sigma'_z$ ) due to the hypothesis of cross-anisotropy. Again, it can be seen that the Drucker-Prager failure criterion shows best fit to the experimental data. It is noted that the results of A90B00

Table 3. Failure criteria.

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

Note:  $\theta =$  Lode angle and  $\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{3M}{6\sqrt{1-b+b^2} - (2b-1)M} \right]$ .

(on  $\sigma'_x$ - and  $\sigma'_y$ -axis) are smaller and do not fit the proposed failure criterion well which may be due to stress-nonuniformity. The Drucker-Prager failure criterion found for undisturbed Bangkok Clay from this study is consistent with the TTX data of similar soil reported earlier [8]. However, other studies on undisturbed clays report that their failure envelopes are rather similar to Lade-Duncan type and also show anisotropic characteristics [9, 10].

Figure 6 also superimposes the plastic strain increment vectors on the principal strain axes. The plastic strain increments are taken at  $\varepsilon_q \approx 5\%$  to avoid effects of strain non-uniformity and it assumes that the strains at this stage are fully plastic. The results show that the strain increment vectors appear to be normal to the Drucker-Prager failure envelope. This indicates that the failure envelope and the plastic potential are identical corresponding to an associated flow rule. This finding is consistent with the data of similar soil reported earlier [8]. Other studies on undisturbed clays report that their plastic flow rules are both associative [10] and non-associative [9].

## 6. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

This research presents the experimental study of undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress state by TSHC apparatus. Both failure

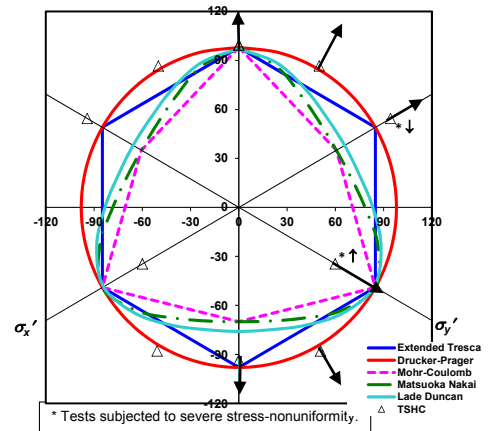


Figure 6. Failure criterion on  $\pi$ -plane of Bangkok Clay.

criterion and plastic potential in  $\pi$ -plane of Bangkok Clay are found to be isotropic and of circular shape which implies associated flow rule. These results of Bangkok Clay are quite unique comparing with those of other clays. It is noted; however, that the results from this research provide a preliminary discussion on the behavior of Bangkok Clay under general stress condition because only a limited set of  $b$ -values ( $= 0, 0.5, 1$ ) and  $\alpha$ -values ( $= 0, 90^\circ$ ) are used in the tests. There may be questions about the accuracy of the derived curved shapes of both failure criterion and plastic potential in  $\pi$ -plane. Nevertheless, this research is among very few instances for Bangkok Clay where such combined loading response has been systematically studied.

### ACKNOWLEDGEMENTS

This research is partly supported by Faculty of Engineering, Burapha University (#10/2556). Dr. F. Fukuda and Dr. S. Likitlersuang provide assistance on laboratory work and data analysis.

### REFERENCES

1. Hight, D. W., Gens, A. and Symes, M. J., "The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils", *Geotechnique*, Vol. 33(4) (1983) pp. 355–383.
2. Zdravkovic, L. and Jardine, R. J., "Undrained anisotropy of  $K_0$ -consolidated silt", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37(1) (2000), pp. 178–200.
3. Wijewickreme, D. and Vaid, Y. P., "Stress nonuniformities in hollow cylinder torsional specimens", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14(4) (1991), pp. 349–362.
4. Kumruzzaman, Md. and Yin, J. H., "Influence of principal stress direction and intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47(2) (2010), pp. 164–179.
5. Prashant, A. and Penumadu, D., "A laboratory study of normally consolidated kaolin clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42(1) (2005), pp. 27–37.
6. Prashant, A. and Penumadu, S., "Effect of microfabric on mechanical behavior of kaolin clay using cubical true triaxial testing", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133(4) (2007), pp. 433–444.
7. Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F. and Likitlersuang, S., "Influence of stress rotation and intermediate principal stress on undrained response of Bangkok Clay", *Proc. 14<sup>th</sup> ARC on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong Kong, China (2011).
8. Kuwano, J. and Bhattarai, B. N., "Deformation characteristics of Bangkok Clay under three dimensional stress conditions", *Geotechnical Engineering*, Vol. 20(2) (1989), pp. 111–137.
9. Kirkgard, M. M. and Lade, P. V., "Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30(5) (1993), pp. 848–858.
10. Callisto, L. and Calabresi, G., "Mechanical behavior of a natural soft clay", *Geotechnique*, Vol. 48(4) (1998), pp. 495–513.

# INVESTIGATION OF FAILURE CRITERION AND PLASTIC POTENTIAL OF BANGKOK CLAY IN $\pi$ -PLANE BY TORSIONAL SHEAR HOLLOW CYLINDER APPARATUS

S. Yimsiri<sup>a</sup> and W. Ratananikom<sup>b</sup>

*Department of Civil Engineering, Burapha University, Thailand.*

*E-mail: <sup>a</sup>ysiam@buu.ac.th, <sup>b</sup>wanwarangr@buu.ac.th*

This paper presents an experimental investigation on the failure criterion and plastic potential of Bangkok Clay in  $\pi$ -plane. The results of undrained torsional shear hollow cylinder test on undisturbed Bangkok Clay specimens with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress are presented. The obtained stress-strain behaviors show clear evidences of anisotropic characteristics of Bangkok Clay. Both failure criterion and plastic potential of Bangkok Clay in  $\pi$ -plane are found to be isotropic and of circular shape which implies a Drucker-Prager type and associated flow rule.

## 1. INTRODUCTION

Natural soils commonly have cross-anisotropic behavior due to their mode of deposition and in-situ stress condition. Therefore, the mechanical behavior of natural soils depends on changes in orientations and magnitudes of the principal stresses. The development of advanced constitutive models to formulate stress-strain characteristics needs to take these effects into account. An experimental study on deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress condition is presented in this paper. The torsional shear hollow cylinder (TSHC) tests are performed on undisturbed Bangkok Clay specimens under undrained condition with various principal stress directions and magnitudes of intermediate principal stress. Despite its common field occurrence, very little research has been conducted to study the response of Bangkok Clay under general stress condition. The lack of data for Bangkok Clay hinders the formulation of advanced constitutive model which considers the effects of major principal stress direction and magnitude of intermediate principal stress into account.

## 2. EXPERIMENTAL PROCEDURES

The essential features of the TSHC system used in this study are shown in Figure 1. The hollow cylindrical specimens have inner diameter,  $D_i = 30$  mm, outer diameter,  $D_o = 70$  mm, and height,  $H = 120$  mm. Figure 2 shows three normal stresses  $\sigma_z$  (axial),  $\sigma_r$  (radial),  $\sigma_\theta$  (circumferential), and one shear stress  $\tau_{\theta z}$  components on the soil element

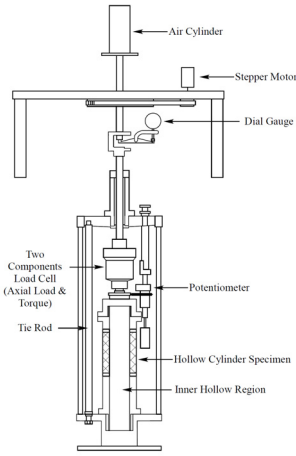


Figure 1. Torsional shear hollow cylinder apparatus.

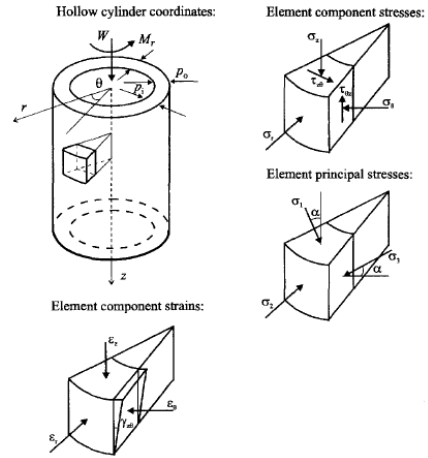


Figure 2. Stresses and strains of TSHC specimen [2].

together with its work-conjugate strain components  $\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta,$  and  $\gamma_{z\theta}$ . These stresses can be controlled by adjusting the torque ( $M_T$ ), the axial force ( $W$ ), the outer cell pressure ( $p_o$ ), and the inner cell pressure ( $p_i$ ). In this study, the average stress and strain components on soil element are calculated according to Hight *et al.* [1]. The inclination of the major principal stress with respect to the vertical direction ( $\alpha$ ) and the magnitude of the intermediate principal stress which is usually represented in term of  $b$  parameter are defined in Eqs. (1) and (2), respectively. The stress-nonuniformity across the wall of the TSHC specimen would be expected in the vicinity of the corners ( $\alpha = 0^\circ, b = 1$ ) and ( $\alpha = 90^\circ, b = 0$ ) where the value of ( $p_o - p_i$ ) is high and with lesser degree in the regions where  $M_T$  is high (i.e., in the vicinity of  $\alpha = 45^\circ$ ) [2, 3]. In the current TSHC program, there are 2 tests which are likely to suffer from stress nonuniformity problem, i.e., A00B10 and A90B00.

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

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

By considering stress state in 3-D principal effective stress space, the stress invariants can be expressed by Eqs. (3) to (5). The mean effective stress ( $p'$ ) is related to distance from origin along the space diagonal of the current  $\pi$ -plane ( $\overline{OA}$ ) (see Figure 3(a)). In  $\pi$ -plane, the invariant of the stress deviator ( $J_2$ ) is measure of the current stress state from the space diagonal ( $\overline{AN}$ ) (see Figure 3(b)). The Lode's angle ( $\theta$ ) indicates the orientation of the stress state within this plane.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \tag{3}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right] \tag{4}$$

$$\theta = \arctan \frac{[(2b - 1)]}{\sqrt{3}} \tag{5}$$

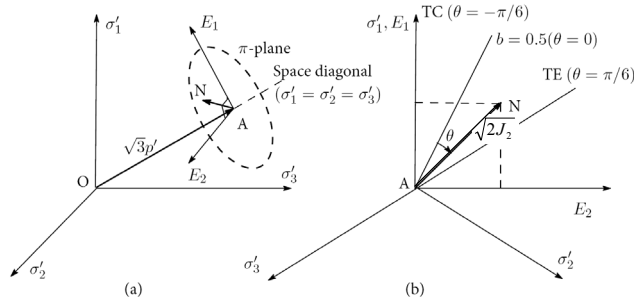


Figure 3. Generalized stress state: (a) principal stresses; (b)  $\pi$ -plane.

Table 1. Torsional shear hollow cylinder test program.

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

$p'_o$  = isotropic mean stress,  $w_n$  = natural water content.

### 3. EXPERIMENTAL PROGRAM

The undisturbed Bangkok Clay specimens are retrieved by piston sampler. The index properties are approximately: Liquid Limit ( $LL$ ) = 54–88%, Plastic Limit ( $PL$ ) = 18–32%, and total unit weight ( $\gamma$ ) = 17.0 kN/m<sup>3</sup>. The OCRs of all specimens are between 1.2–1.5. The TSHC test program is shown in Table 1. All specimens are isotropically consolidated to their in-situ mean effective stresses before undrained sheared at constant mean total stress (constant  $p$ ).

### 4. STRESS-STRAIN BEHAVIORS

The summary of experimental results is shown in Table 2. Figure 4 presents stress-strain curves from TSHC in terms of normalized deviatoric stress ( $q/p'_o$ ) and deviatoric strain ( $\varepsilon_q$ ), the definitions of which are shown in Eqs. (6) and (7), respectively. At any  $b$ , Bangkok Clay tends to exhibit a softer response when the major principal stress becomes horizontal ( $\alpha$  increases) which is similar to TSHC data reported earlier [1, 4]. The value of  $b$  has relatively less effects on the stress-strain curves which is similar to true triaxial (TTX) data reported earlier [5, 6]. Detail results of TSHC test on Bangkok Clay can be found elsewhere [7].

$$q = \sqrt{3}J_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (6)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2} \quad (7)$$

Table 2. Summary of experimental results.

Test	$p'_o$ (kPa)	$s_u$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)	$\phi'_f$ (°)	$M_f$
A00B00	105	79.6	-37	30.4	1.22
A00B05	100	65	-12.5	45	1.22
A00B10*	100	59.5 ↓	2 ↓	59 ↓	1.33 ↓
A90B00*	85	34.6 ↑	3.5 ↑	21.8 ↑	0.85 ↑
A90B05	65	34	12.8	45.9	1.24
A90B10	45	19.5	16.8	45	1.14

\*Tests subjected to severe stress-nonuniformity.

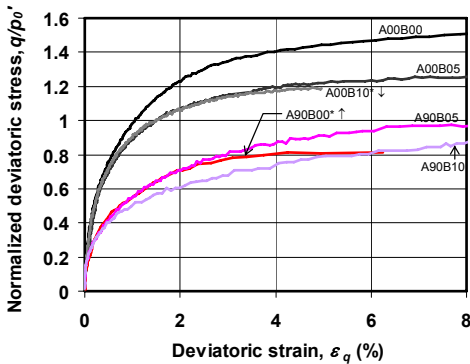


Figure 4. Stress-strain curves at different  $\alpha$  and  $b$ .

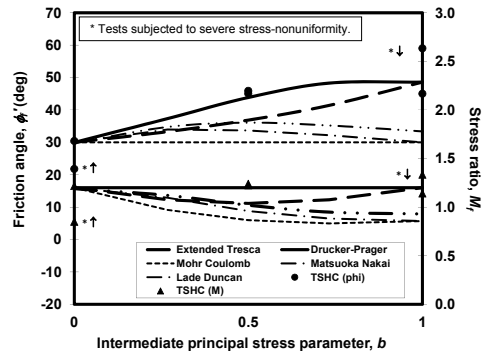


Figure 5. Variation of  $\phi'_f$  and  $M_f$  versus  $b$  parameter.

5. FAILURE CRITERION AND PLASTIC POTENTIAL

Figure 5 shows the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  with  $b$  parameter. The friction angle ( $\phi'$ ) and stress ratio ( $M$ ) are calculated as defined in Eqs. (8) and (9), respectively. The failure condition is defined as points of peak deviatoric stress. The results show that  $\phi'_f$  increases with  $b$  which are similar to data of other researchers [1, 4, 6, 8, 9], whereas  $M_f$  is relatively constant with  $b$ .

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) \tag{8}$$

$$M = \frac{6 \sin \phi' \sqrt{1 - b + b^2}}{3 + (2b - 1) \sin \phi'} \tag{9}$$

The prediction of  $\phi'_f$  and  $M_f$  by five commonly quoted failure criteria are also superimposed in these figures by fitting the model with the results of triaxial compression (see Table 3). The results show that the variations of  $\phi'_f$  and  $M_f$  can be best approximated by the Drucker-Prager failure criterion. Furthermore, the failure conditions of Bangkok Clay are also presented in  $\pi$ -plane for a constant mean effective stress of  $p' = 100$  kPa in Figure 6. Figure 6 shows the failure points symmetrically about the vertical axis ( $\sigma'_z$ ) due to the hypothesis of cross-anisotropy. Again, it can be seen that the Drucker-Prager failure criterion shows best fit to the experimental data. It is noted that the results of A90B00

Table 3. Failure criteria.

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

Note:  $\theta =$  Lode angle and  $\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{3M}{6\sqrt{1-b+b^2} - (2b-1)M} \right]$ .

(on  $\sigma'_x$ - and  $\sigma'_y$ -axis) are smaller and do not fit the proposed failure criterion well which may be due to stress-nonuniformity. The Drucker-Prager failure criterion found for undisturbed Bangkok Clay from this study is consistent with the TTX data of similar soil reported earlier [8]. However, other studies on undisturbed clays report that their failure envelopes are rather similar to Lade-Duncan type and also show anisotropic characteristics [9, 10].

Figure 6 also superimposes the plastic strain increment vectors on the principal strain axes. The plastic strain increments are taken at  $\epsilon_q \approx 5\%$  to avoid effects of strain non-uniformity and it assumes that the strains at this stage are fully plastic. The results show that the strain increment vectors appear to be normal to the Drucker-Prager failure envelope. This indicates that the failure envelope and the plastic potential are identical corresponding to an associated flow rule. This finding is consistent with the data of similar soil reported earlier [8]. Other studies on undisturbed clays report that their plastic flow rules are both associative [10] and non-associative [9].

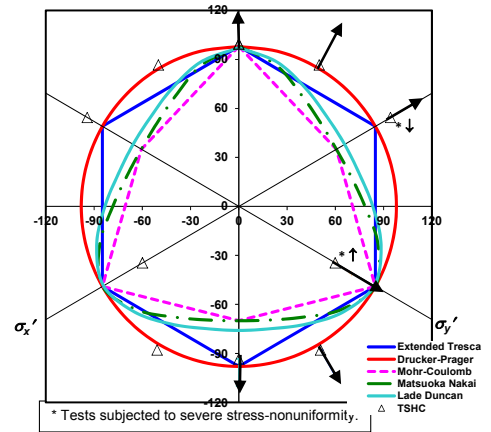


Figure 6. Failure criterion on  $\pi$ -plane of Bangkok Clay.

## 6. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

This research presents the experimental study of undrained strength-deformation characteristics of Bangkok Clay under general stress state by TSHC apparatus. Both failure



criterion and plastic potential in  $\pi$ -plane of Bangkok Clay are found to be isotropic and of circular shape which implies associated flow rule. These results of Bangkok Clay are quite unique comparing with those of other clays. It is noted; however, that the results from this research provide a preliminary discussion on the behavior of Bangkok Clay under general stress condition because only a limited set of  $b$ -values ( $= 0, 0.5, 1$ ) and  $\alpha$ -values ( $= 0, 90^\circ$ ) are used in the tests. There may be questions about the accuracy of the derived curved shapes of both failure criterion and plastic potential in  $\pi$ -plane. Nevertheless, this research is among very few instances for Bangkok Clay where such combined loading response has been systematically studied.

### ACKNOWLEDGEMENTS

This research is partly supported by Faculty of Engineering, Burapha University (#10/2556). Dr. F. Fukuda and Dr. S. Likitlersuang provide assistance on laboratory work and data analysis.

### REFERENCES

1. Hight, D. W., Gens, A. and Symes, M. J., "The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils", *Geotechnique*, Vol. **33**(4) (1983) pp. 355–383.
2. Zdravkovic, L. and Jardine, R. J., "Undrained anisotropy of  $K_0$ -consolidated silt", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. **37**(1) (2000), pp. 178–200.
3. Wijewickreme, D. and Vaid, Y. P., "Stress nonuniformities in hollow cylinder torsional specimens", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. **14**(4) (1991), pp. 349–362.
4. Kumruzzaman, Md. and Yin, J. H., "Influence of principal stress direction and intermediate principal stress on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. **47**(2) (2010), pp. 164–179.
5. Prashant, A. and Penumadu, D., "A laboratory study of normally consolidated kaolin clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. **42**(1) (2005), pp. 27–37.
6. Prashant, A. and Penumadu, S., "Effect of microfabric on mechanical behavior of kaolin clay using cubical true triaxial testing", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. **133**(4) (2007), pp. 433–444.
7. Yimsiri, S., Ratananikom, W., Fukuda, F. and Likitlersuang, S., "Influence of stress rotation and intermediate principal stress on undrained response of Bangkok Clay", *Proc. 14<sup>th</sup> ARC on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong Kong, China (2011).
8. Kuwano, J. and Bhattarai, B. N., "Deformation characteristics of Bangkok Clay under three dimensional stress conditions", *Geotechnical Engineering*, Vol. **20**(2) (1989), pp. 111–137.
9. Kirkgard, M. M. and Lade, P. V., "Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. **30**(5) (1993), pp. 848–858.
10. Callisto, L. and Calabresi, G., "Mechanical behavior of a natural soft clay", *Geotechnique*, Vol. **48**(4) (1998), pp. 495–513.