

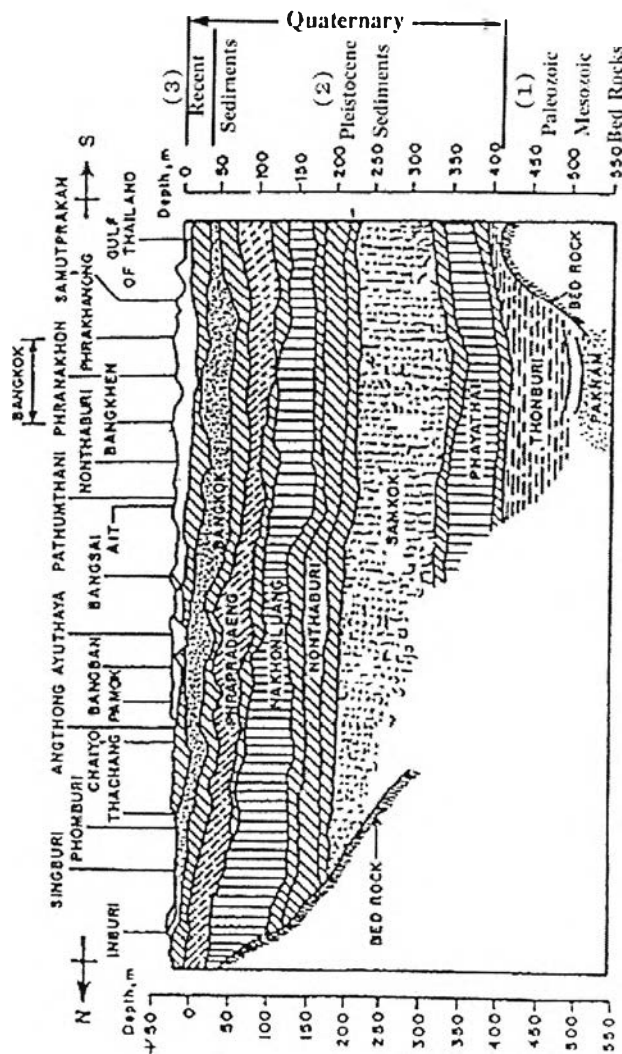


บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

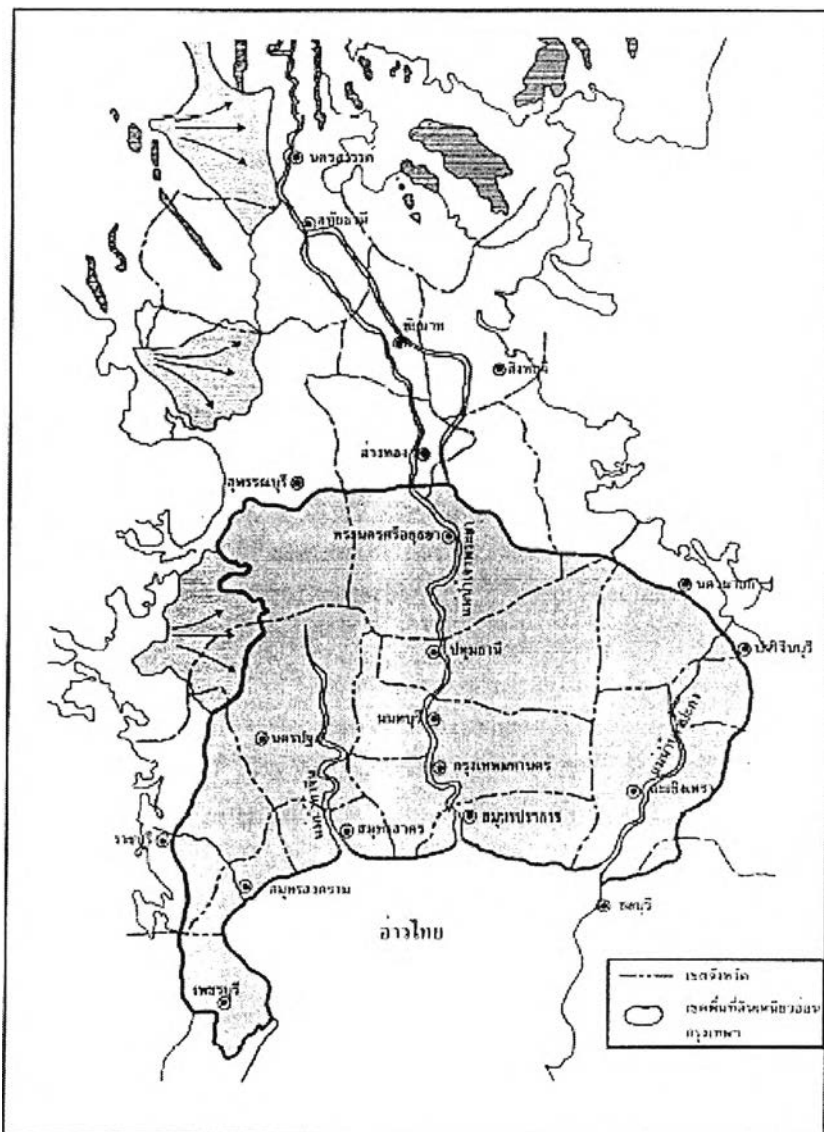
2.1 สภาพทางธรณีวิทยาทั่วไป และชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

สภาพทางธรณีวิทยาในบริเวณพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่าง หากพิจารณาตั้งแต่ชั้นหินด้านล่างสุด ไต่ขึ้นมาจนถึงชั้นดินตอบนที่เป็นอยู่ในปัจจุบัน มีประวัติการเกิดที่ยาวนานก่อนจะถึงปัจจุบัน โดยมีลำดับการกำเนิดซึ่งได้มาจากผลการศึกษาที่ยังไม่ผู้จะสมบูรณ์นัก แต่สามารถประมาณโครงสร้างทางธรณีวิทยาได้ว่าจะสามารถแบ่งองค์ประกอบที่สำคัญได้ (วสท. 2548) ดังแสดงในรูปที่ 2.1



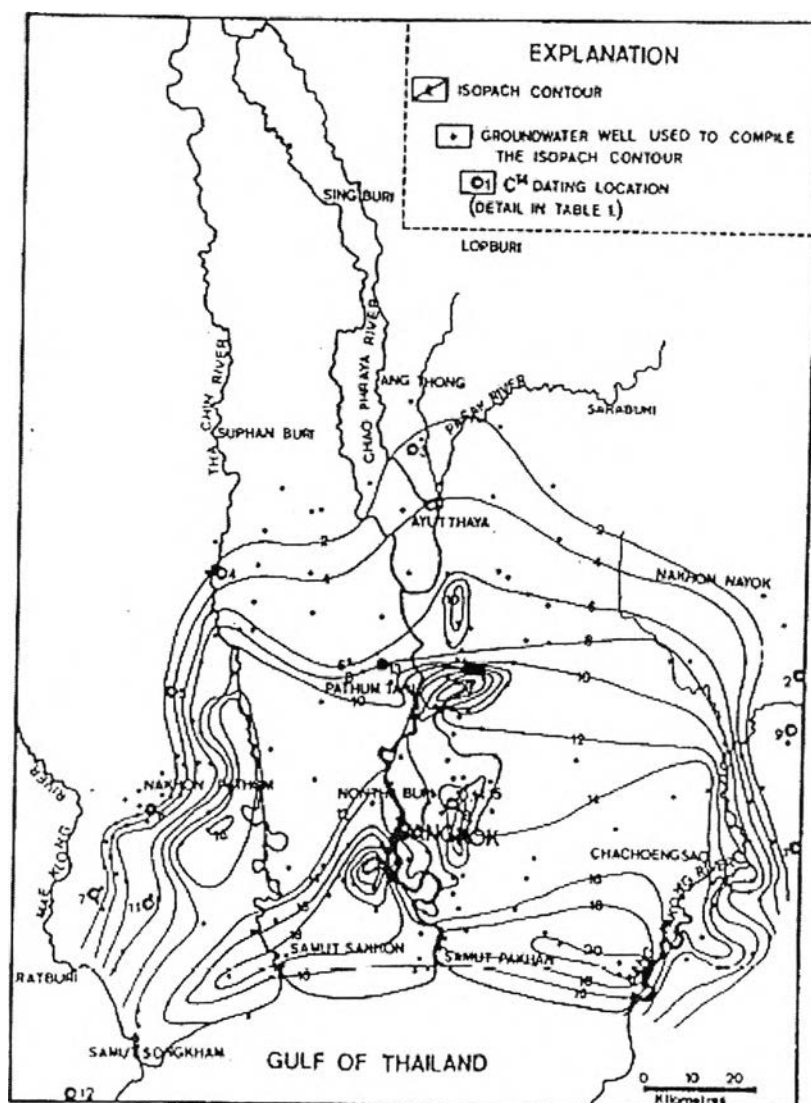
รูปที่ 2.1 รูปตัดตามแนวเหนือ - ใต้ ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง (วสท. 2548)

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำที่เกิดใน Holocene epoch (11,000 ปี – ปัจจุบัน) ที่ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ ดินตะกอนผืนนี้ปกคลุมเต็มพื้นที่และบางส่วนของ 14 จังหวัด ดังแสดงในรูปที่ 2.2 (ราชบุรี สมุทรสาคร สมุทรสงคราม กรุงเทพฯ สมุทรปราการ ชลบุรี นครปฐม นนทบุรี ปทุมธานี ฉะเชิงเทรา สุพรรณบุรี พระนครศรีอยุธยา นครนายก และปราจีนบุรี) รวมพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 14,000 ตารางกิโลเมตร วัดความกว้างบริเวณปากอ่าวไทย (จากราชบุรีไปชลบุรี) ได้ระยะทางประมาณ 140 กิโลเมตร และวัดขึ้นไปทางเหนือสิ้นสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ได้ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร (วสท. 2548)



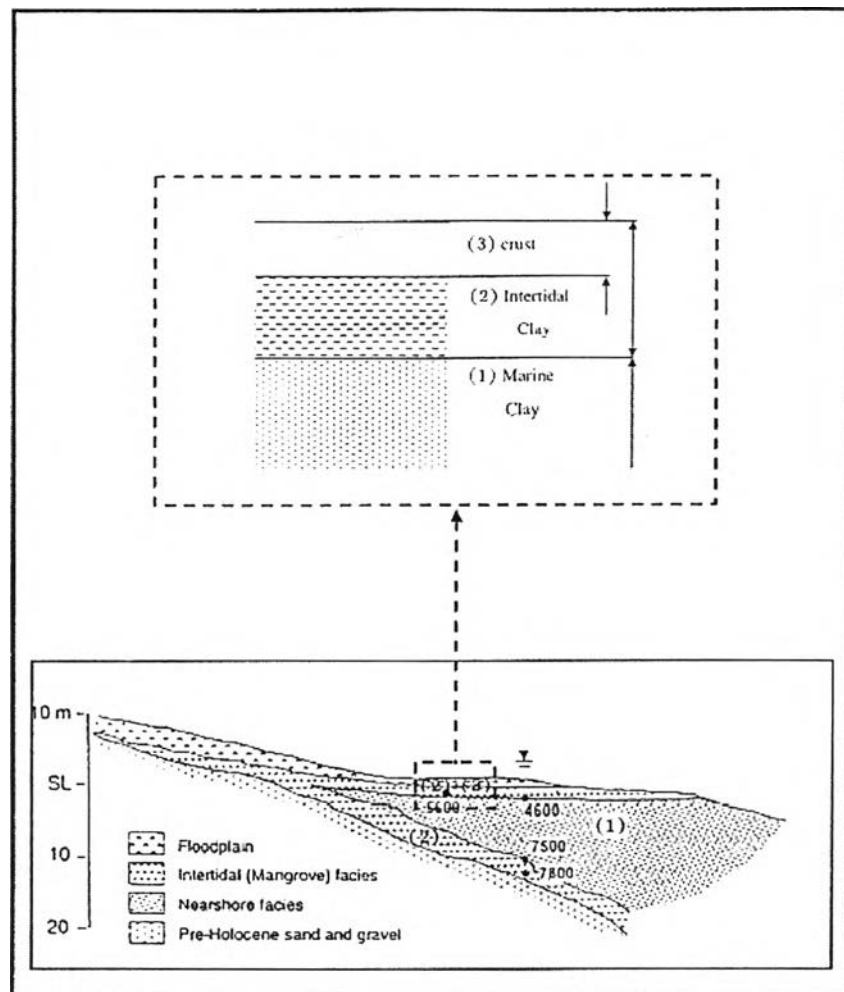
รูปที่ 2.2 แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (วสท. 2548)

Moh และคณะ (1969) เป็นผู้ขนานนามเฉพาะชั้นดินส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนที่วางตัวอยู่ตอนบนสุดของดินตะกอนในพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างว่า "Bangkok Clay" รูปลักษณะของชั้นดินนี้ตามที่แสดงโดย Isopach map ในรูปที่ 2.3 เป็นรูปคล้ายแอ่งกระทะค่อนข้างลึก ท้องของแอ่งจะค่อนข้างมาทางปากอ่าวไทย ความหนาของชั้นดินส่วนใหญ่ประมาณ 10 - 18 เมตร ยกเว้นพื้นที่ทางตอนเหนือตั้งแต่จังหวัดปทุมธานีขึ้นไปจนถึงที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ที่ความหนาค่อยๆ ลดลงจาก 10 เมตร ไปเป็น 0 เมตร ที่ปลายด้านบนสุด สำหรับขอบของแอ่งด้านตะวันออกและตะวันตกมีความชันและความหนาลดลงรวดเร็วมากกว่าด้านทิศเหนือ (วสท. 2548)



รูปที่ 2.3 Isopach Map ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพฯ (Nutalaya และ Rau, 1981)

หลักฐานทางธรณีวิทยาได้แสดงให้เห็นว่าชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นี้มีองค์ประกอบที่สำคัญอยู่ 3 ส่วน ดังรูปที่ 2.4 แต่แต่ละส่วนเกิดขึ้นในสภาพแวดล้อมที่แตกต่างกัน มีอายุต่างกัน



รูปที่ 2.4 องค์ประกอบของชั้นดิน Bangkok Clay (วสท. 2548)

ส่วนที่ (1) Marine Clay เป็นตะกอนดินจากปากแม่น้ำที่ไปตกในทะเลส่วนที่เป็นน้ำลึก นอกชายฝั่ง เม็ดดินมีส่วนละเอียดมากกว่าส่วนหยาบ โดยมีองค์ประกอบของเม็ดดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่ ปนด้วยดินแป้ง เนื้ออ่อนนุ่ม มีชั้นทรายละเอียดบางๆ แทรกอยู่ พบซากพืชและเปลือกหอยกระจัดกระจายอยู่ทั่วไป ชั้นดิน Marine Clay เกิดในช่วงที่น้ำทะเล ยกกระตักเข้าไปในแผ่นดิน ในตอนต้นของสมัย Recent หรือ Holocene เมื่อประมาณ 8,000 – 6,000 ปีก่อนปัจจุบัน ดินตะกอนส่วนนี้จะมีเกลือแฉะในดินสูงกว่า เพราะเป็นดินตะกอนน้ำเค็ม และมักจะมีโครงสร้างของดินเป็นลักษณะแบบระเกะระกะ (Flocculate) มากกว่า แฉะในดินเหนียวที่สำคัญ คือ Montmorillonite (60%), Kaolinite (25%) และ Illite (15%) (วสท. 2548) ในเวลาต่อมาเมื่อระดับน้ำทะเลลดลง ดินเหนียวอ่อนจะถูกชะล้าง (Leaching) ทำให้ปริมาณเกลือในดินลดลง โดยดินเหนียวส่วนบนจะถูกชะล้างน้อยกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่างอันเป็นผลเนื่องจากอายุของดิน เป็นผลทำให้โครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ ดินจึงมีพฤติกรรมที่มีความไว ซึ่งดินเหนียวอ่อน

กรุงเทพฯ มีค่าความไวตัว (Sensitivity) ประมาณ 4-6 ซึ่งจัดว่าเป็นดินเหนียวที่มีความไว (Sensitive Clay)

ส่วนที่ (2) Intertidal Deposited Clay เป็นดินตะกอนปากแม่น้ำเช่นกัน แต่เป็นตะกอนส่วนที่ตกอยู่ตามชายฝั่งทะเลซึ่งมีระดับน้ำทะเลขึ้นลง องค์ประกอบของเม็ดดินจึงไม่แตกต่างกับ Marine Clay มากนัก แต่เนื่องจากดินตะกอนชายฝั่งจะเกิดในสภาวะน้ำกร่อย ปริมาณเกลือแร่ในดินจะต่ำกว่า กำลังของดินก็มักจะมีกำลังต่ำกว่าด้วย ทั้งๆ ที่มีความหนาแน่นและปริมาณน้ำในมวลดินใกล้เคียงกัน แต่เพราะโครงสร้างของดินต่างกัน กำลังของดินจึงต่างกัน (วสท. 2548)

ส่วนที่ (3) Weathered Clay (และ Recent Flood Sediments) หน้าดินตอนบนสุดของ Marine Clay หนาประมาณ 2-5 เมตร เป็นดินส่วนที่ถูกกระบวนการทางธรรมชาติเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินจากต้นกำเนิดเดิมไปมาก กล่าวคือ ผิวดินตอนบนถูกแดดเผาและ Capillary Action ทำให้เกิด Drying Crust (Terzaghi, 1955) ได้ Drying Crust เกิดกระบวนการกร่อนทำลายทางเคมี (Chemical Weathering) และเนื้อดินได้รับการชะล้างจากน้ำที่ซึมลงไปดิน (Leaching) ทำให้เกิด Weathering Zone (Drying Crust + Weathered Zone เรียกว่า Crust) ผลพวงจากกระบวนการทางธรรมชาติต่างๆ ทำให้ดินในชั้น Crust มีคุณสมบัติของดินบางอย่างลดลง เช่น ปริมาณน้ำในมวลดิน (Water Content), ความสามารถในการยุบอัดตัวได้ (Compressibility), ปริมาณเกลือแร่ในดิน (Salt Content), ค่า Liquidity Index, ค่า Activity และคุณสมบัติของดินบางอย่างเพิ่มขึ้น เช่น ความหนาแน่น (Density), ค่ากำลังรับแรงเฉือน, ค่าความไวตัวของดิน (Sensitivity), ค่าอัตราส่วนการยุบอัดแน่นเกินตัว (OCR), ค่า Plasticity Index, ค่า Liquid Limit ส่วนค่า Plastic Limit ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก (วสท. 2548)

2.2 ลำดับการเกิดดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

กำเนิดของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ผ่านมา แต่จะขอนำมากล่าวโดยสรุปอีกครั้งว่า ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถือกำเนิดมาตั้งแต่ต้น Holocene epoch มาถึงปัจจุบัน มีองค์ประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ

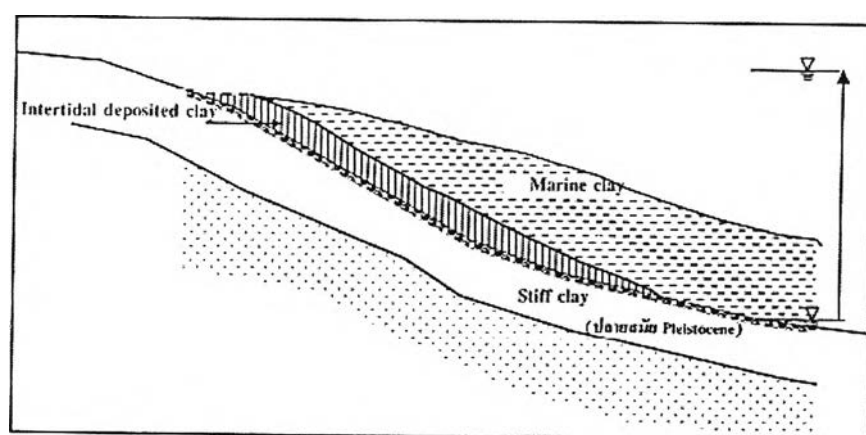
- (1) Marine Clay
- (2) Intertidal Deposited Clay
- (3) Weathered Clay (และ / หรือ Recent Flood Sediments)

หลักฐานการศึกษาด้านธรณีวิทยาประสานกับสมุทรศาสตร์ พอที่จะสันนิษฐานลำดับการกำเนิดของส่วนต่างๆ ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ตั้งแต่ต้นสมัย Holocene epoch จนถึงปัจจุบัน ได้ดังนี้

Transgression Sediments

ในช่วงระยะเวลา 8000 – 6000 ปีก่อนปัจจุบัน ซึ่งเป็นช่วงเวลาที่ระดับน้ำทะเลยกตัวสูงขึ้น และรุกเข้าไปในแผ่นดิน (ถึงตอนเหนือของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา) ทำให้เกิดการสะสมตัวของ ดินเหนียวอ่อน 2 ส่วน ตามที่แสดงในรูปที่ 2.5 คือ

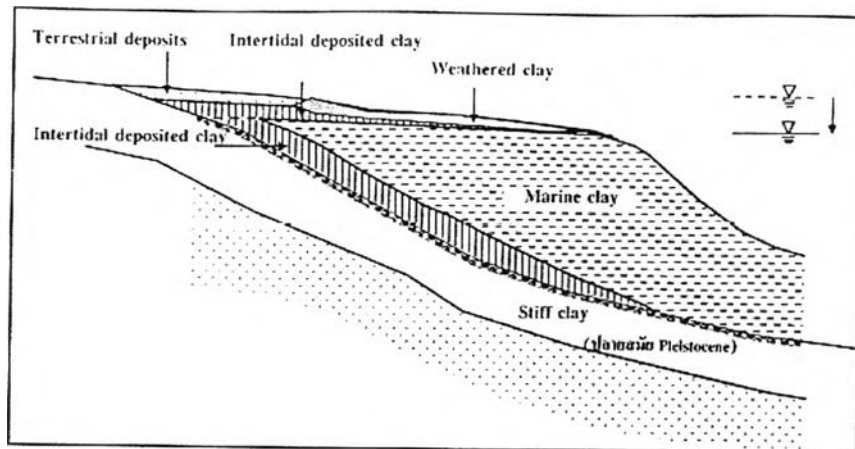
- (1) Marine Clay หรือตะกอนดินเหนียวที่ตกนอกชายฝั่ง ในสภาวะน้ำเค็ม
- (2) Intertidal Deposited Clay หรือตะกอนดินเหนียวที่ตกบริเวณในสภาวะน้ำกร่อย วางตัวอยู่ใต้ Marine Clay แต่ดินส่วนนี้จะพบได้เพียงบางบริเวณเท่านั้น เนื่องจาก ขณะที่ระดับน้ำทะเลสูงขึ้น แรงกระทำจากคลื่นส่งผลให้ดินส่วนนี้ในบางแห่งถูกคลื่น กัดเซาะออกไป



รูปที่ 2.5 Transgression Sediments (8,000 – 6,000 ปีก่อนปัจจุบัน) (วสท. 2548)

Regression Sediments

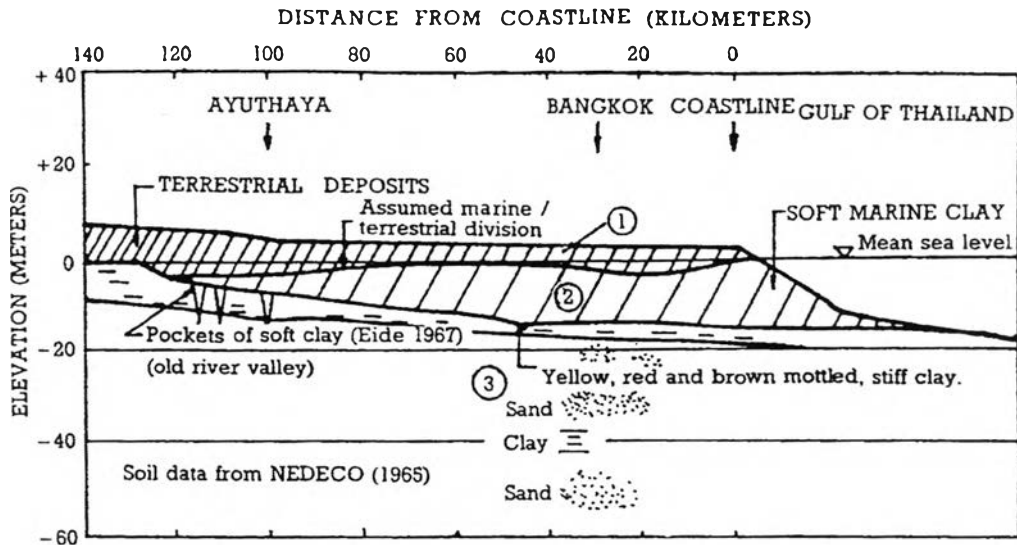
หลังจาก 6000 ปีก่อนถึงปัจจุบัน ระดับน้ำทะเลได้ลดระดับและถดถอยออกจากแผ่นดิน ช่วงของการถดถอยของน้ำทะเลได้เกิดดินเหนียวประเภท Intertidal Deposited Clay หรือดินเหนียวที่ตกตามชายฝั่งที่มีน้ำตื้น ซึ่งมักเป็นสภาวะน้ำกร่อย ดินชั้นนี้จะวางตัวปิดทับอยู่บนบนของ Marine Clay ในขณะที่การสะสมตัวของ Marine Clay ในส่วนที่เป็นน้ำทะเลลึกก็เกิดพร้อมกันไปด้วย เมื่อเวลาผ่านไป ส่วนบนของชั้นดิน Intertidal Deposited Clay นี้มักจะถูกแปรสภาพเนื่องจากธรรมชาติทำให้เกิด Crust ตามที่ได้กล่าวมาก่อนหน้านี้ นอกจากนี้เนื่องจากระดับของผิวดินของชั้นดินนี้ จะอยู่ไม่สูงมากนัก ในฤดูน้ำหลาก จึงมักจะมีดินตะกอนน้ำจืดจากน้ำท่วม (Terrestrial Deposits) มาสะสมตัวอยู่ตอนบนในภายหลังตามที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.6 ชั้นดินตะกอนน้ำจืดนี้พบอยู่มากทางตอนเหนือของพื้นที่ดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยเฉพาะบริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา และส่วนที่อยู่เหนือขึ้นไป



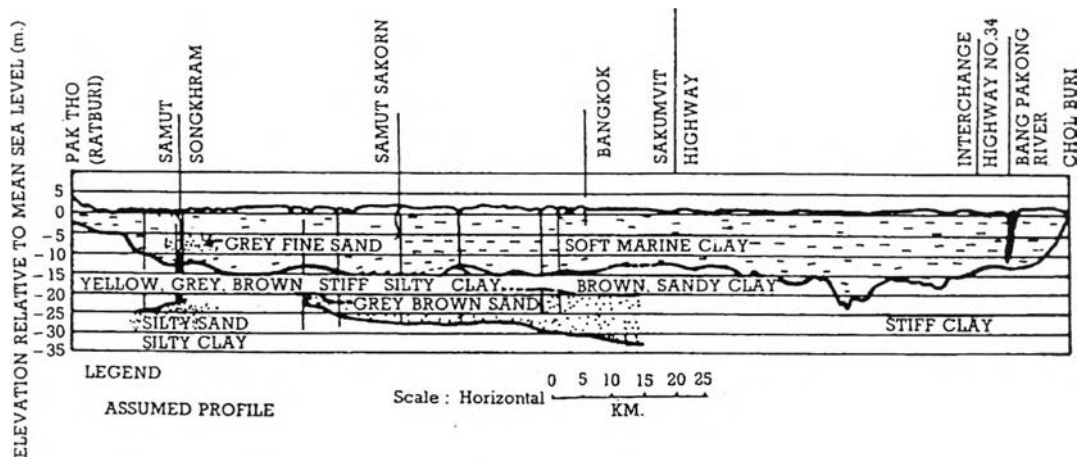
รูปที่ 2.6 Regression Sediments (6,000 ปีก่อนปัจจุบัน - ปัจจุบัน) ทับอยู่บน Transgression Sediments (วสท. 2548)

2.3 ลักษณะของชั้นดิน

ผลจากการสำรวจชั้นดินเพื่อใช้ประโยชน์ในงานทางวิศวกรรม (โดยเฉพาะงานออกแบบและก่อสร้างถนน) ทำให้ทราบข้อมูลของชั้นดิน Bangkok Clay ผืนนี้ตามที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.7 ซึ่งแสดงลักษณะของชั้นดินตามแนวเหนือ-ใต้จากอ่าวไทยผ่านกรุงเทพฯ ไปถึงตอนเหนือของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา แสดงไว้ในรูปที่ 2.7 (ก) และลักษณะของดินเหนียวเลียบชายฝั่งทะเลของอ่าวไทย ตามสายทางธนบุรี-ปากท่อผนวกกับสายทางบางนา-บางปะกง แสดงไว้ในรูปที่ 2.7 (ข) มีการแสดงรายละเอียดขององค์ประกอบชั้นดิน Bangkok Clay ในส่วนของ Crust และ Marine Clay ไว้ค่อนข้างชัดเจนในรูปที่ 2.7 (ก) นอกจากนี้ยังแสดงรอยต่อของ Terrestrial Deposits กับ Intertidal Deposited Clay บริเวณทางตอนใต้ของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา และที่จังหวัดพระนครศรีอยุธยา มีกระเปาะดินเหนียวอ่อนแทรกอยู่ในชั้น Stiff Clay ที่วางตัวอยู่ด้านล่างด้วย จากรูปแสดงว่าชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ มีความหนามากที่สุดที่ชายฝั่งของอ่าวไทย จนกระทั่งไปบางที่สุดที่ระยะทางประมาณ 120 กิโลเมตรจากอ่าวไทย ความหนาของ Crust ตามรูปหนาประมาณ 3-5 เมตร นอกจากรูปจะแสดงชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ แล้ว ยังแสดงชั้นดิน Stiff Clay ที่เกิดในช่วงตอนปลายของ Pleistocene epoch ไว้ด้วย ชั้นดินนี้วางตัวอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ หนาประมาณ 5-8 เมตร ใต้ชั้น Stiff Clay มีร่องรอยของชั้นทรายและชั้นดินเหนียวสลับกันไปอย่างต่อเนื่อง



(ก) รูปตัดแนวเหนือ-ใต้



(ข) รูปตัดใกล้ชายฝั่งแนวตะวันออก-ตะวันตก

รูปที่ 2.7 รูปตัดแอ่งชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Cox, 1968)

สำหรับรูปที่ 2.7 (ข) ซึ่งเป็นรูปตัดดินเลียบอ่าวไทยนั้นไม่ได้แสดงรายละเอียดขององค์ประกอบย่อยไว้ จึงเห็นเพียงแต่ลักษณะของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ในภาพรวมเท่านั้น ลักษณะของชั้นดินเป็นแอ่งมีขอบทั้งสองข้างชัน แอ่งชั้นดินมีความหนาเฉลี่ย 15-20 เมตร ส่วนที่หนามากอยู่ค่อนข้างไปทางทิศตะวันออก ซึ่งจากข้อมูลทางธรณีวิทยาสันนิษฐานว่า บริเวณนี้เคยเป็นปากแม่น้ำเจ้าพระยาเก่าต่อมาได้เกิดการเปลี่ยนแนวทางโค้งวัด ตะกอนดินเหนียวที่สะสมในบริเวณดังกล่าวจึงมีความหนามากกว่าบริเวณอื่นๆ

ในรูปนี้ยังได้แสดงชั้นดิน Stiff Clay ใต้ชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ไว้ด้วย แต่ไม่ชัดเจนนัก รวมทั้งแสดงร่องรอยของชั้นดินทรายสลับกับชั้นดินเหนียว ไปจนถึงระดับความลึก 60 เมตร เป็นที่

น่าสังเกตว่าชั้นดินตามแนวนี้ โดยเฉพาะในบริเวณแม่น้ำท่าจีนมีตะกอนดินทรายเป็นร่องใหญ่ทะเลชั้นดิน Stiff Clay ขึ้นมารองอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ แสดงว่าในอดีตมีการกัดเซาะบริเวณร่องแม่น้ำท่าจีนมาก

ในบริเวณกรุงเทพฯ สามารถจำแนกดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity Index, PI) เป็นเกณฑ์ในการแบ่งได้เป็น 3 ประเภท คือ

1. บริเวณตอนเหนือของกรุงเทพฯ ตั้งแต่รังสิตเป็นต้นไป ดินเหนียวจะมี $PI \approx 20-30\%$
2. บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ดินเหนียวจะมี $PI \approx 40\%$
3. บริเวณชานเมืองกรุงเทพฯ ด้านที่อยู่ใกล้อ่าวไทย ดินเหนียวจะมี $PI \approx 60-80\%$

ดินเหนียวกรุงเทพฯ ประกอบด้วยดินชนิดต่างๆ ดังต่อไปนี้ คือ

2.3.1 ชั้นดินเหนียวอ่อนทะเล (Upper Soft Marine Clay Layer)

ความหนา = 12 ถึง 20 เมตร(เฉลี่ยประมาณ 15 เมตร)

สี = เทาเข้มถึงกลาง

หน่วยน้ำหนัก = 1.5 ถึง 1.7 t/m^3

ปริมาณน้ำ = 50 ถึง 80 % หรือมากกว่า

Liquid Limit = 40 ถึง 80 %

Plasticity Index = 20 ถึง 33 %

โดยชั้นดินเหนียวอ่อน เป็นชั้นที่อยู่บนสุด โดยเริ่มจากผิวดิน ซึ่งมักมีความหนาทางทิศเหนือน้อยกว่าทางทิศใต้ และอาจมีชั้นของดินทรายหรือดินตะกอนปนอยู่ทั่วไป โดยในชั้นนี้อาจจะมีเกลือปะปนอยู่ แสดงว่าบริเวณนี้เคยเป็นทะเลมาก่อนในอดีต (RAU, 1981)

2.3.2 ชั้นดินเหนียวแข็ง (The Stiff Clay Layer)

ความหนา = ประมาณ 10 เมตร

สี = น้ำตาล ถึง น้ำตาลอ่อน

ค่า SPT-N = 10 ถึง 20 ครั้งต่อฟุต

หน่วยน้ำหนัก = 1.8 ถึง 2.0 t/m^3

ปริมาณน้ำ = 25 ถึง 40 %

Liquid Limit = 35 ถึง 60 %

Plasticity Index = 15 ถึง 30 %

เป็นชั้นดินที่วางตัวได้ชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งการเปลี่ยนแปลงความหนาของชั้นดินเหนียวจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่งไม่มีรูปแบบแน่นอน และมีการทรุดตัวต่ำมาก ซึ่งมีความเหมาะสมในการก่อสร้างรถไฟฟ้าใต้ดิน เพราะมีความหนาแน่นพอสมควร และมีระดับไม่ลึกมากเกินไป (ประมาณ 25 เมตร) แม้จะมีปัญหาเรื่องน้ำใต้ดินบ้างแต่ก็ไม่เป็นอุปสรรคมากนัก

2.3.3 ชั้นทรายชั้นที่ 1 (The Upper Bangkok Sand)

ความหนา = 5 ถึง 15 เมตร

สี = เทาอ่อน ถึง น้ำตาลอ่อน

ค่า SPT-N = 30 ถึง 60 ครั้งต่อฟุต

หน่วยน้ำหนัก = ประมาณ 2.0 t/m^3

ปริมาณน้ำ = 17 ถึง 22 %

Liquid Limit = ประมาณ 20 %

เป็นชั้นที่วางตัวอยู่ใต้ชั้นดินเหนียวแข็ง มีความลึกปกติประมาณ 27 เมตร อาจจะมีชั้น Sandy Clay หรือ Clayey Sand คั่นอยู่ระหว่างชั้นของดินเหนียวแข็งกับชั้นทรายชั้นที่ 1 บางแห่ง

2.3.4 ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (The Hard Clay Layer)

ความหนา = 2 ถึง 12 เมตร

สี = น้ำตาลอ่อน ถึง เทา

ค่า SPT-N = 20 ถึง 50 ครั้งต่อฟุต

ปริมาณน้ำ = 20 ถึง 28 %

Liquid Limit = 48 ถึง 58 %

Plasticity Index = 26 ถึง 30 %

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก อยู่ใต้ชั้นทรายชั้นแรก ซึ่งมีความแข็งมากและในพื้นที่บางแห่งก็อาจไม่พบดินชั้นนี้ โดยทั่วไปแล้วดินเหนียวชั้นนี้จะอยู่ที่ความลึก ประมาณ 20 ถึง 30 เมตร ในบางพื้นที่ด้านตะวันออกของกรุงเทพฯ จะพบว่ามีความหนาแน่นมากกว่าที่อื่นๆ

2.3.5 ชั้นทรายชั้นที่ 2 (The Second Layer Sand)

ความหนา = ประมาณ 12 เมตร

สี = น้ำตาลอ่อน ถึง เหลืองอมเทา

ค่า SPT-N = 50 ถึง 80 ครั้งตอฟุต

ปริมาณน้ำ = ประมาณ 17 ถึง 20 %

ชั้นทรายชั้นนี้จะพบที่ระดับความลึกประมาณ 43 ถึง 53 เมตร ความลึกโดยเฉลี่ยประมาณ 45 เมตร

2.4 หลักการแรงเฉือนของ Ladd (1963)

ในปี ค.ศ. 1963 Ladd ได้เสนอหลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือนไว้ 3 ข้อ ซึ่งได้สรุปมาจากผลงานวิจัยต่างๆ ที่ผ่านมา และได้นำมารวบรวมไว้ดังนี้

ก. หลักการที่ 1

ค่ากำลังแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิบัติ (Effective Stress at Failure, σ'_u) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งความสัมพันธ์นี้ขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ'_2)

ข. หลักการที่ 2

ค่าปริมาณความชื้น (Water Content, w_n) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล (σ') มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relation) ซึ่งความสัมพันธ์นี้ขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ถ้าดินนั้นมีค่า OCR มากกว่าหนึ่ง และค่าหน่วยแรงรวมหลัก (Intermediate Principal Stress, σ'_2)

ค. หลักการที่ 3

ค่าปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (w_p) หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผล ณ จุดวิกฤติ (σ'_u) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกับ ณ ที่ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) และหน่วยแรงรวมหลัก (σ'_2) เดียวกัน

2.5 วิธีการวัดกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u)

วิธีการที่ใช้ในการวัดค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินเหนียวที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบันนี้ สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของดินเหนียวที่มีต่อแรงที่กระทำโดยวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม ($\phi=0$ Concept) มีอยู่ 2 วิธี คือ (Ladd 1967, Ladd et al 1971)

1. โดยใช้หลักการจากแนวทฤษฎีที่ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (w_p) มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน (Unique Relation) ซึ่งหมายความว่าวิศวกรสามารถทำการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้โดยวิธีการทดสอบใดๆ ที่ทำให้ค่าปริมาณความชื้น ณ จุดวิกฤติ (w_p) ของดิน มีค่าเท่ากับค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (In Situ Water Content, w_n) ในภาคปฏิบัติต่างๆ ไป วิธีการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้หลักการนี้มีอยู่ 2 ชนิด คือ

ก. ทำการทดลองในสนามโดยใช้เครื่องมือ เช่น Field Vane หรือ Dutch Cone

ข. ทำการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยทำการเก็บตัวอย่างที่ดินคงสภาพ

(Undisturbed Sample) มาทำการทดสอบ UU test หรือ UC test

2. โดยใช้หลักการจากแนวทฤษฎีที่ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) และ Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน (Unique Relationship) ซึ่งสามารถทำการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้ โดยการทดสอบ CU test โดยการนำเอาตัวอย่างดินคงสภาพมาทำการ Reconsolidated ให้ได้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ'_{vc}) แล้วทำการเฉือนจนเกิดการวิกฤติในสภาพแบบไม่ระบายน้ำ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ซึ่งในงานวิจัยนี้เรียกวิธีการหาค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) โดยวิธีนี้ว่า "Recompression Method" (ดูหัวข้อ 2.5.2 เรื่องวิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Recompression)

จากวิธีการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำทั้งสองวิธีการนี้ จะเห็นได้ว่าเป็นวิธีการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยตรง คือ พยายามวัดเพื่อให้ได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ใกล้เคียงธรรมชาติ (In Situ Undrained Shear Strength) โดยทำการทดสอบที่สภาพที่เหมือนธรรมชาติมากที่สุด (In Situ Condition) แต่ผลที่ได้มักไม่เป็นไปตามที่คิด เพราะว่าการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำให้ได้ค่าถูกต้องนั้นทำได้ยากลำบากและมีตัวประกอบหลายอย่างที่มีผลต่อการวัด (ดูหัวข้อที่ 2.5.5 เรื่องตัวประกอบที่มีผลต่อการวัด)

เงื่อนไขแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งได้แสดงไว้ 6 รายการ ได้แก่ ผลกระทบจากคุณสมบัติพื้นฐาน ผลกระทบจากแอนไอโซโทปิกของมวลดิน ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง ผลกระทบจากโครงสร้างของมวลดินและการรบกวนตัวอย่างดิน และสุดท้ายผลกระทบจากอัตราความเครียด)

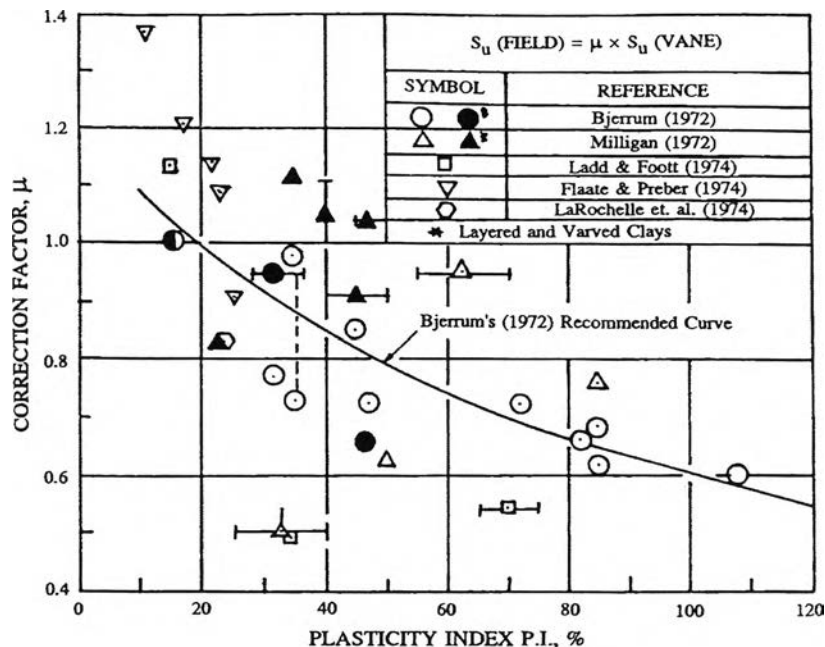
2.5.1 วิธีการของ Bjerrum (1972)

Bjerrum (1972) ได้เสนอวิธีการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนามโดยอาศัยข้อมูลจากการทดสอบ Field Vane Shear Test และผลการทดสอบโดยการสร้างคันทางขนาดเท่าของจริง (Embankment Test) โดยการถมคันทางจนกระทั่งเกิดการวิบัติ แล้ววิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยในสภาพที่เกิดการวิบัติพบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง S_{uFV} จะมีค่าสูงเกินไปสำหรับดินเหนียวที่มี $PI > 20\%$ เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันทาง Bjerrum จึงได้เสนอตัวปรับแก้ μ เพื่อให้ใช้ปรับแก้ค่า S_{uFV} ในการคำนวณเสถียรภาพของดินเหนียว โดยให้ความสัมพันธ์ดังสมการ

$$S_u (\text{Field}) = \mu S_{uFV} \quad (2.1)$$

ค่า Bjerrum's Correction Factor (μ) เป็นค่าที่ปรับแก้ผลเนื่องจาก อัตราความเครียด (Strain Rate), Anisotropy และ Progressive Failure ค่า μ ของ Bjerrum นั้นแสดงในรูปที่ 2.8 โดย Ladd (1975) ได้เพิ่มเติมข้อมูลการวิบัติของคันทางในอีกหลายแห่งที่มีการทดสอบ

ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะมีค่า μ อยู่ระหว่าง 0.70-0.85 โดยเริ่มมีการใช้ผลการทดสอบ Field Vane Shear Test ในการออกแบบครั้งแรกโดย Eide and Holmberg (1972) ในการออกแบบ ถนนสายบางนา-ตราด สำหรับในดินกรุงเทพฯ นั้นมีการทดสอบการวิบัติของคันทางในหลายจุด ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของข้อมูล μ ที่ Bjerrum (1972) เสนอทำให้วิธีการนี้มีความน่าเชื่อถือมากสำหรับการออกแบบคันทางบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ



รูปที่ 2.8 ค่าปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) สำหรับ Geonor Vane ที่มี H/D = 2.0

Bjerrum (1972) และ Mersi (1975) พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินอ่อน ณ จุดวิบัติ จะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต โดยมี

$$S_u(\text{Field}) = \mu S_{uFV} \approx 0.22\sigma'_p \quad (\mu = 0.7) \tag{2.2}$$

ซึ่งสามารถจะนำสมการที่ 2.2 และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) จากผลการทดสอบ Oedometer Test ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างได้

สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้น สุรจักร (2540) พบว่าในดินที่มีความไวสูงมากการทดสอบ Field Vane Shear Test จะให้ผลดีกว่าการทดสอบ UC test หรือ UU test จากตัวอย่างที่เก็บด้วยกระบอกบางธรรมดา เนื่องจากเป็นการทดสอบในสนามจึงมีรบกวนต่อตัวอย่างน้อยกว่าการเก็บตัวอย่างขึ้นมาทดสอบ

Pinit (1984) ได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง S_{uFV} กับ S_u จากการทดสอบ Triaxial ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic เพื่อนำประยุกต์ใช้กับงานอื่นที่มีงานตรวจสอบเสถียรภาพของดินเหนียว ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$S_{uTC} = 1.025 S_{uFV} \tag{2.3a}$$

$$S_{uTE} = 0.7 - 0.85 S_{uFV} \tag{2.3b}$$

เมื่อ S_{uTC} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ

Triaxial Compression

S_{uTE} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ

Triaxial Compression

บัณฑิต (2529) ได้ทำการวิเคราะห์การวิบัติของคันทาง 4 แห่งในบริเวณกรุงเทพฯ พบว่าค่า μ ของ Bjerrum (1972) ใช้ได้ดี และยังพบด้วยว่า E_u/S_{uFV} อยู่ระหว่าง 100-150

2.5.2 วิธีการวัดค่า S_u ด้วยวิธี Recompression

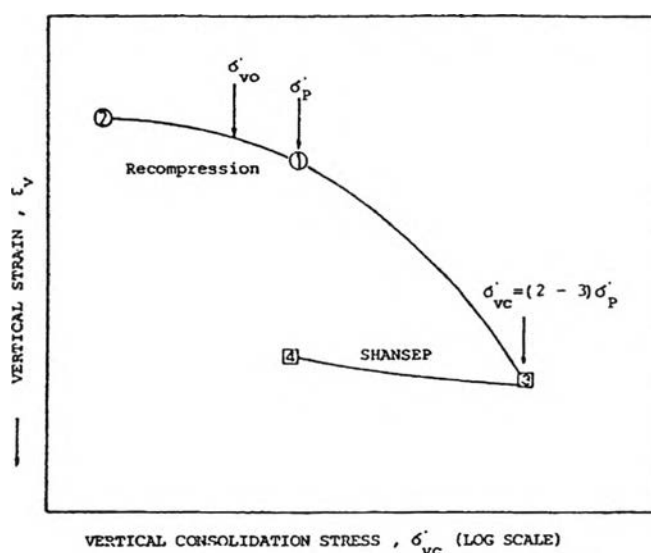
วิธีการวัดแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ S_u ด้วยวิธี Recompression นี้เป็นวิธีการที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบัน โดยอาศัยสมมติฐานว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และค่า Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) มีความสัมพันธ์อันหนึ่งกัน (Unique Relationship) ดังนั้นเราจึงสามารถทำการหาค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินโดยทำการทดสอบกับดินที่มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากับในธรรมชาติ ซึ่งสามารถทำได้ในการทดสอบ CU test โดยการใช้ตัวอย่างคงสภาพ (Undisturbed Sample) มาทำการสร้างหน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างดินขึ้นใหม่ด้วยการ Reconsolidated ตัวอย่างให้กลับไปอยู่ในสภาวะเดิมตามธรรมชาติ (In Situ Condition) หรือทำการ Reconsolidated ตัวอย่างให้มีหน่วยแรงประสิทธิผลน้อยกว่าหรือเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ ($\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$) (จุด 1 ถึง จุด 2 ดังแสดงในรูปที่ 2.9) แล้วแต่ค่า OCR ที่ต้องการ แล้วจึงทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ โดยทำให้เกิดการวิบัติในสภาพไม่ระบายน้ำ

ในงานวิจัยนี้ ใช้ดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted Soil) ซึ่งมีค่าหน่วยแรงกดทับสูงสุดในอดีต (σ'_p) เท่ากับ 100 kPa ดังนั้นถ้าต้องการทดสอบที่ OCR เท่ากับ 1.0 ก็ต้อง Consolidated ตัวอย่างไปที่ $\sigma'_{vc} = \sigma'_p$ หรือเท่ากับ 100 kPa ก่อนจากนั้นทำการเฉือนตัวอย่างดิน (Shearing) ทันทีหลังจากกระบวนการยุบอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลง หรือในกรณีเดียวกันถ้าต้องการทดสอบที่ OCR เท่ากับ 2.0 ก็ต้อง Consolidated ตัวอย่างไปที่ $\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$ คือใช้แค่ 50 kPa ก่อนจากนั้นทำการเฉือนตัวอย่างดิน (Shearing) ทันทีหลังจากกระบวนการยุบอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลง เป็นต้น

ข้อดีของวิธี Recompression คือ ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากวิธี Recompression นี้เป็นค่าที่ต้องการได้โดยตรง เนื่องจากทำการทดสอบที่สภาพธรรมชาติ และไม่ทำลายโครงสร้างดั้งเดิมของมวลดินหรือถึงแม้ว่าจะทำลายบ้างแต่น้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี SHANSEP

ข้อเสียของวิธี Recompression คือ ผลของการทดสอบนี้จะให้ค่าที่ดีหรือไม่ขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ เนื่องผลของการรบกวนต่อตัวอย่างเป็นสาเหตุให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่วัดได้อาจมีค่าสูงหรือต่ำเกินไป เพราะผลของการรบกวนต่อตัวอย่างทำให้พฤติกรรมของดินเมื่อถูก Reconsolidated เปลี่ยนไปจากสภาพธรรมชาติ เช่น ปริมาณน้ำในมวลดินหรือช่องว่างในมวลดินอาจจะลดลง (ดูรูปที่ 2.13 ประกอบ)

การที่จะประยุกต์ใช้ NSP ในวิธี Recompression นี้จะให้ผลดีก็ต่อเมื่อคุณภาพของตัวอย่างค่อนข้างดี และวิธีการวัดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ต้องให้ค่าที่ค่อนข้างแม่นยำ



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง % ϵ_v กับ $\log \sigma'_{vc}$ ของผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ จากวิธี Recompression และ SHANSEP ในการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$

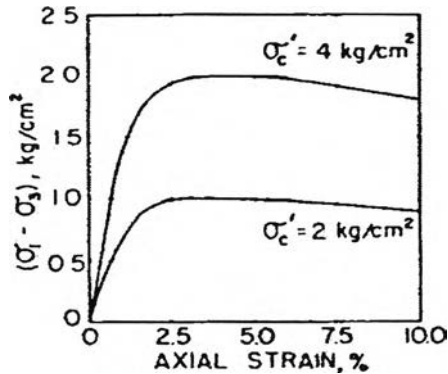
2.5.3 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี Normalized Soil Parameters (NSP)

2.5.3.1 หลักการของ NSP (NSP Concept)

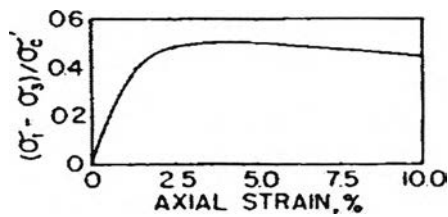
หลักการของ NSP ได้วิวัฒนาการขึ้นมาจากการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักและลักษณะของหน่วยแรงกับความเครียดที่ MIT (1960) โดยมีหลักการว่าค่าคุณสมบัติของดินที่วัดได้เมื่อถูก Normalized ด้วยค่า Preshear Effective Vertical Stress (σ'_{vc}) เมื่อเปรียบเทียบกับค่า OCR ใดๆ สำหรับดินที่มี PI และ LI เดียวกัน ถึงแม้ว่าจะมีค่า σ'_{vc} หรือค่า σ'_p แตกต่างกันก็ตาม แต่จะแสดงพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักและลักษณะของความเค้นกับความเครียดเหมือนกัน

จากทฤษฎีของ NSP ดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์นั้นถึงแม้ว่าตัวอย่างที่ทำการทดสอบจะใช้ค่า σ'_{vc} ไม่เท่ากันและมีความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ไม่เหมือนกันดังรูปที่

2.10(a) ก็ตาม แต่เมื่อ Normalized ด้วยค่า σ'_{vc} ความสัมพันธ์ของ Stress-Strain ที่ไม่เหมือนกัน นั้นกลับแสดงความสัมพันธ์เป็นเส้นเดียวกัน ดังรูปที่ 2.10(b)

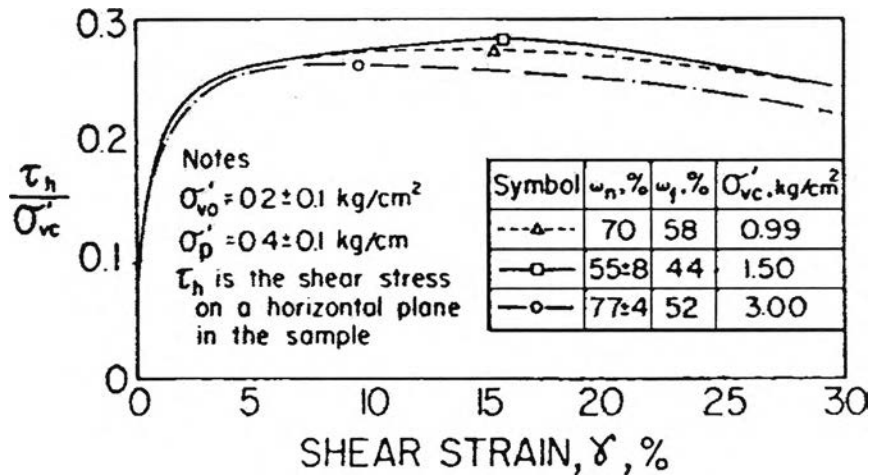


(a) TRIAXIAL COMPRESSION TEST DATA FOR $\sigma'_{vc} = 2, 4 \text{ kg/cm}^2$



(b) NORMALIZED PLOT OF TRIAXIAL TEST DATA

รูปที่ 2.10 ตัวอย่างพฤติกรรม Normalized ที่สมบูรณ์ตามหลักการของ NSP (Ladd et al, 1977)

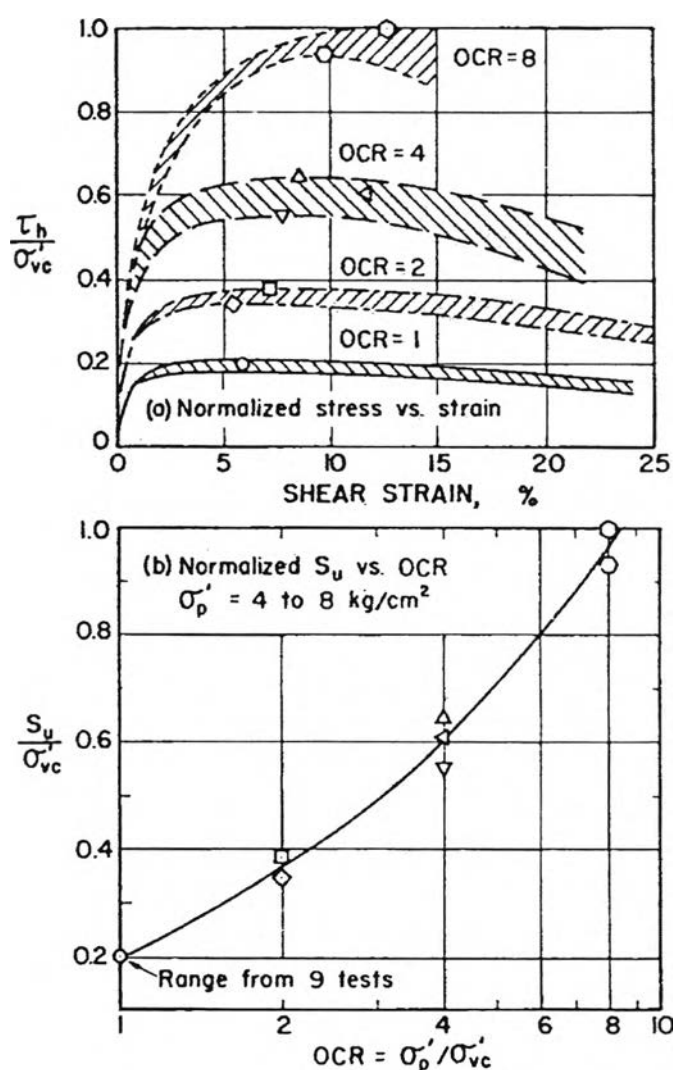


รูปที่ 2.11 Normalized Behavior ของผลการทดสอบ $\overline{CK}_0U - DSS$ ของ Normally Consolidated Marine Organic Clay (Ladd และ Foot, 1974)

แต่ในความเป็นจริงนั้นพฤติกรรมของดินมิได้ถูก Normalized ได้สมบูรณ์เหมือนดังในรูปที่ 2.10 แต่จะมีความแตกต่างกันบ้างดังแสดงในรูปที่ 2.11 เนื่องจากความแตกต่างกันของแต่ละตัวอย่าง (Non-Homogeneous) และความผิดพลาดในการทดสอบแต่ละครั้ง

สำหรับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์นั้น สามารถแสดงผลการทดสอบได้รูปความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vc} , A_v , E_v/σ'_{vc} กับ ความเครียด ณ แต่ละค่า OCR หรือกับ ค่า Log OCR สำหรับดินที่มี PI และ LI ใกล้เคียงกัน โดยมีความแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย (ดูรูปที่ 2.12)

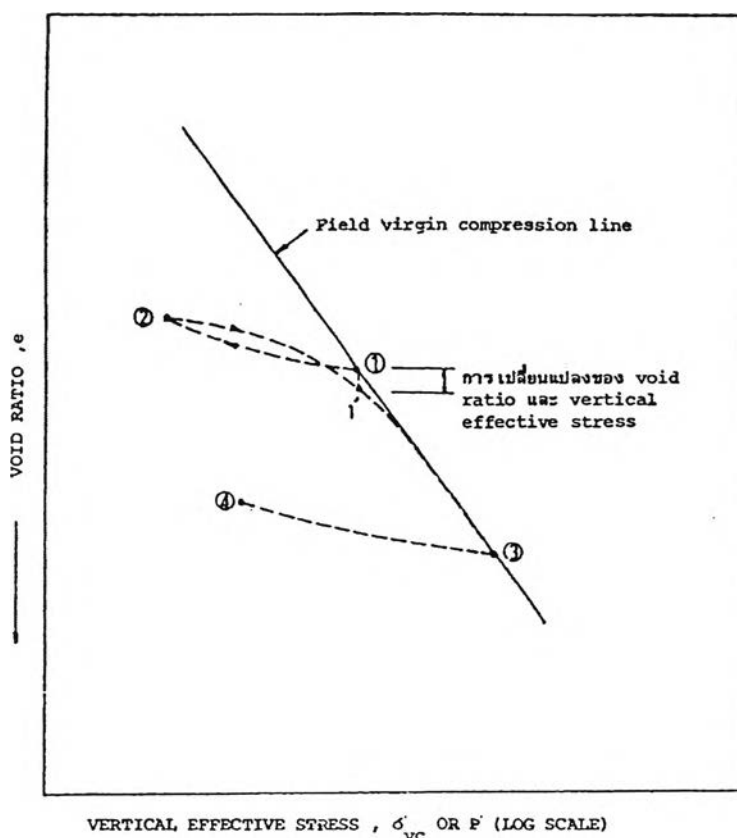
ในปัจจุบันนี้หลักการแสดงผลการทดสอบแบบ NSP นั้น ใช้ได้แม้แต่ในดินที่ไม่มีพฤติกรรมที่ Normalized ได้ โดยใช้เป็นเพียงการแสดงผลของการทดสอบ ดังนั้นการแสดงผลการทดสอบแบบ NSP นี้จึงใช้ได้ทั้งในวิธี Recompression และ SHANSEP



รูปที่ 2.12 Normalized Behavior ของผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ของ Boston Blue Clay (Ladd และ Foot, 1974)

2.5.3.2 วิธีการวัด S_u ด้วยวิธี SHANSEP

วิธีการ SHANSEP (Soil Histories and Normalized Soil Engineering Properties Method of Consolidation) เป็นวิธีการที่ใช้หาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินเหนียว เสนอโดย Ladd and Foot (1974) เป็นวิธีการทดสอบการอัดตัวคายน้ำรูปแบบหนึ่ง โดยอาศัยหลักการของ NSP และประวัติของหน่วยแรง (Stress History) มีวัตถุประสงค์เพื่อลดผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดิน โดยการสร้างประวัติของหน่วยแรงขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง ทำได้โดย Reconsolidated ตัวอย่างดินในสภาพ K_0 -Condition จนกระทั่งหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (σ'_{vc}) มีค่ามากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) ขึ้นมาใหม่ในห้องทดลอง และเป็นการทำให้สถานะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line (จุด 1 ถึง จุด 3 ในรูปที่ 2.9) ซึ่งถือว่าเป็นเส้นที่ทำให้มวลดินมีสภาพใกล้เคียงกับในธรรมชาติ ก่อนที่จะทำการลดหน่วยแรง (Unload) กลับมายังค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (σ'_{vc}) หรือค่า OCR ที่ต้องการ (จุด 3 ถึง จุด 4 ในรูปที่ 2.9) แล้วจึงทำให้เกิดการวิบัติเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำต่อไป



รูปที่ 2.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio (e) และ Vertical Effective Stress (σ'_{vc}) ระหว่างการ Reconsolidated เมื่อมีการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และลักษณะการ Consolidation ตามวิธี SHANSEP ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC Clay)

ในงานวิจัยนี้ ใช้ดินเหนียวสร้างใหม่ (Reconstituted Soil) ซึ่งมีค่าหน่วยแรงกดทับสูงสุด ในอดีต (σ'_p) เท่ากับ 100 kPa ดังนั้นถ้าต้องการทดสอบที่ OCR เท่ากับ 1.0 ก็ต้อง Consolidated ตัวอย่างไปที่ $\sigma'_{vc} > (1.5 - 2.0)\sigma'_p$ ในงานวิจัยเลือกใช้ที่ 2.0 เท่าหรือเท่ากับ $2.0 \times 100 = 200$ kPa ก่อน จากนั้นทำการเฉือนตัวอย่างดิน (Shearing) ทันทีหลังจากกระบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ สิ้นสุดลง หรือในกรณีเดียวกันถ้าต้องการทดสอบที่ OCR เท่ากับ 2.0 ก็ต้อง Consolidated ตัวอย่างไปที่ $\sigma'_{vc} > (1.5 - 2.0)\sigma'_p$ หรือเท่ากับ $2.0 \times 100 = 200$ kPa ก่อน แล้วถอยแรงกระทำ กลับ (Unload) มาที่ $200/2.0 = 100$ kPa เพื่อให้ได้ค่า OCR เท่ากับ 2.0 ตามต้องการ จากนั้นค่อย ทำการเฉือนตัวอย่างดิน (Shearing) ทันทีหลังจากกระบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ สิ้นสุดลง เป็นต้น

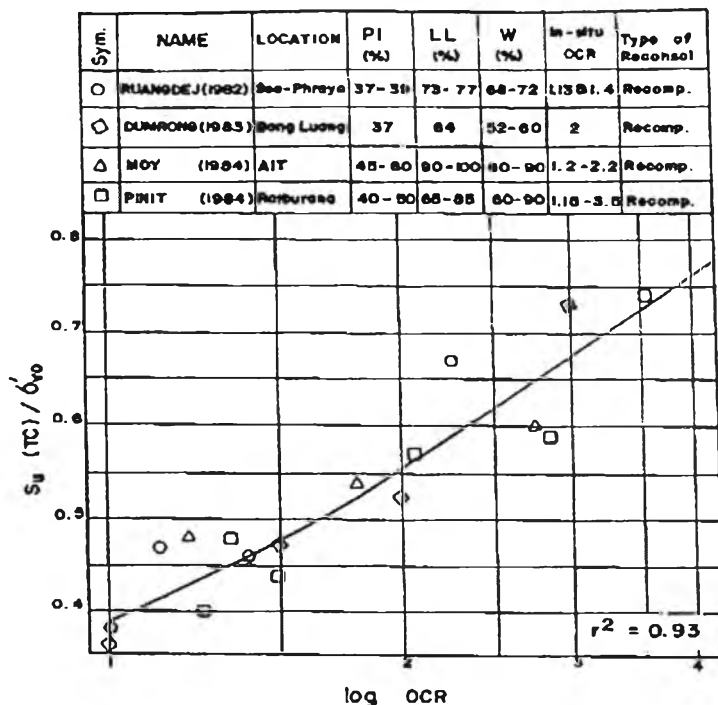
ข้อดีของวิธี SHANSEP คือ ทำให้สามารถรู้ประวัติของหน่วยแรงที่แน่นอน เนื่องจากเป็นการสร้างขึ้นเองในห้องทดลอง และช่วยปรับปรุงคุณภาพของตัวอย่างในกรณีตัวอย่างที่เก็บมามีคุณภาพไม่ดี

ข้อเสียของวิธี SHANSEP คือ ใช้ได้กับดินที่มีคุณสมบัติ Normalized ได้สมบูรณ์เท่านั้น ซึ่งมักจะปรากฏในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ส่วนที่ OCR อื่นๆ พฤติกรรมมักเป็นไปได้เฉพาะในดินเหนียวที่ไม่มีความไว (Insensitive Clay) สำหรับในดินเหนียวอ่อนที่มีความไวสูงๆ (Sensitivity > 4) มักจะไม่มีคุณสมบัติที่ Normalized ได้ โดยเฉพาะที่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementation) เนื่องจากการที่ Reconsolidated ตัวอย่างดินให้ กลับไปอยู่บนเส้น Virgin Compression Line นั้นอาจเป็นการทำลายโครงสร้างของมวลดินที่เคย เป็นอยู่ทำให้มีการจัดเรียงตัวกันใหม่จนมีความเปราะบาง (Brittle) และความไว (Sensitivity) ลดลงจากในธรรมชาติ อีกทั้งยังเป็นการทำให้ปริมาณน้ำในมวลดินลดลงจากที่ควรจะเป็นด้วย (ดู รูปที่ 2.13 ประกอบ)

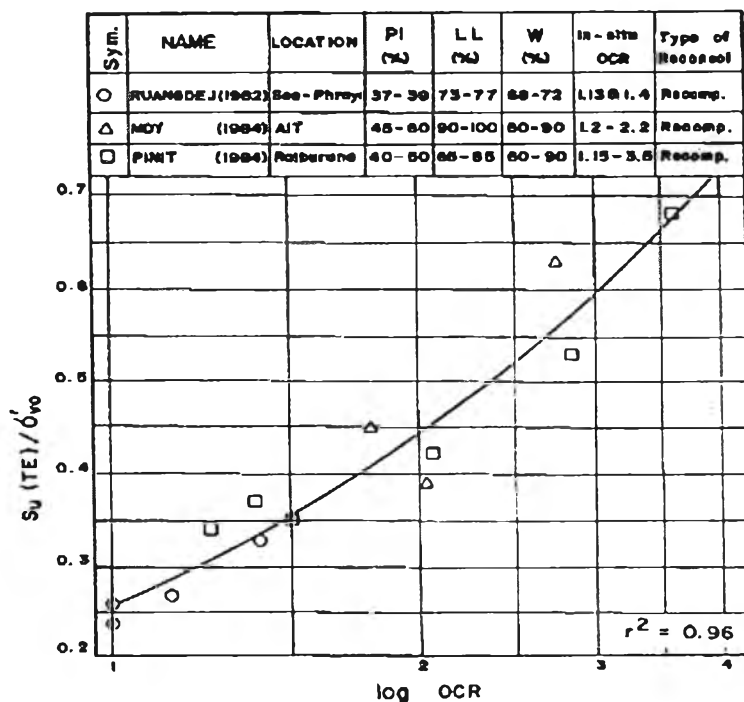
2.5.4 การประยุกต์ใช้ NSP ในทางปฏิบัติ (Application of NSP)

วิธีการ NSP ในที่นี้ขอกล่าวรวมไปถึงวิธีการแสดงผลแบบ NSP ของวิธี Recompression ด้วย ซึ่งวิธีการ NSP นี้สามารถนำมาใช้ได้ทางปฏิบัติจริง ยิ่งในกรณีที่มีผลการทดสอบที่อาศัย หลักการ NSP อยู่ค่อนข้างมากและกระจายครอบคลุมพื้นที่กว้างๆ จะทำให้เราสามารถสร้างฐานข้อมูลในพื้นที่ที่ต้องการได้โดยไม่ต้องมีการเจาะสำรวจดินขึ้นมาทำการทดสอบ โดย อาจใช้ในการประมาณค่าพารามิเตอร์ในการออกแบบ และตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างที่เก็บ มา

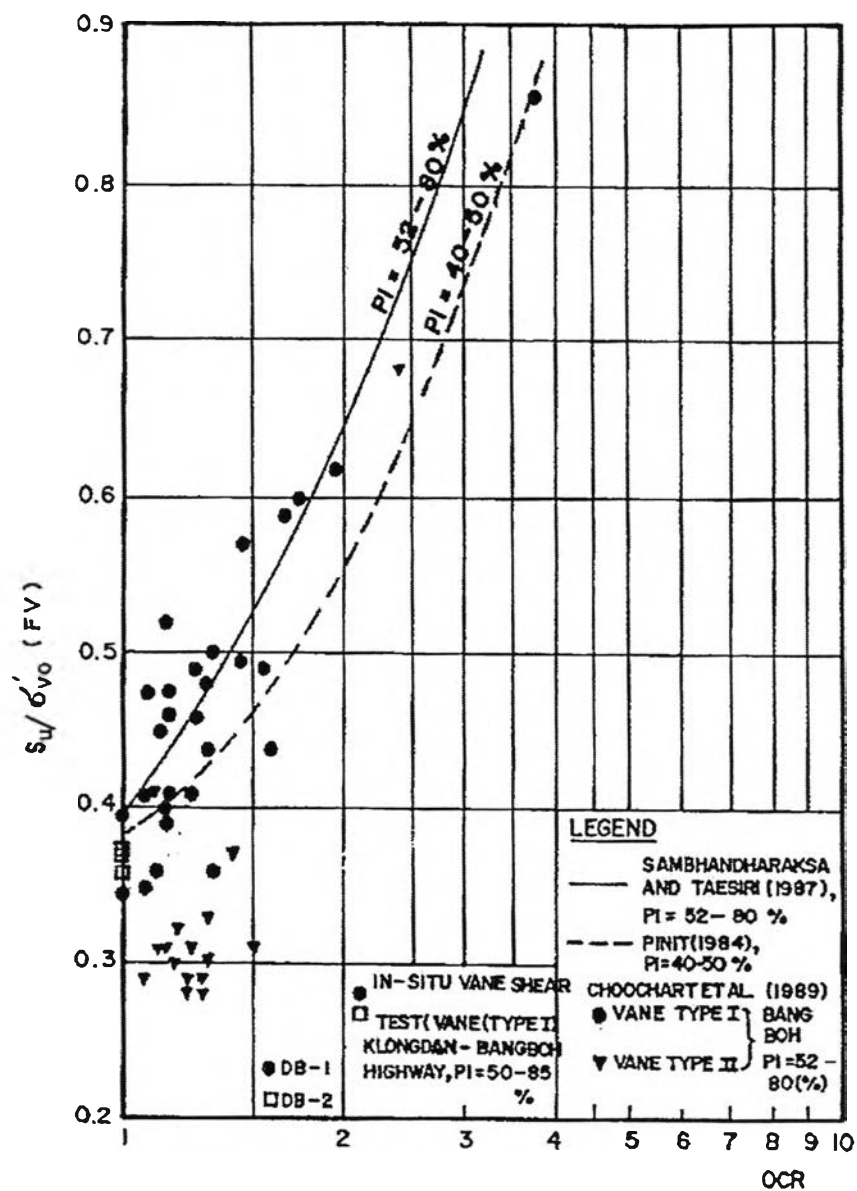
สำหรับข้อมูลการทดสอบ Triaxial Compression, Triaxial Extension และ Field Vane Shear ที่อาศัยหลักการ NSP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นแสดงดังรูปที่ 2.14, 2.15 และ 2.16



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{v0} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandaraksa และ Taesiri, 1987)



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{v0} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - TE$ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ถูกอัดตัวคายน้ำโดยวิธี Recompression (Sambhandaraksa และ Taesiri, 1987)



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u/σ'_{vo} กับ Log OCR จากผลการทดสอบ In Situ Field Vane Shear Tests ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Sambhandaraksa, 1999)

หมายเหตุ

Vane Type I หมายถึง การทดสอบ Geonor Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยไม่มี การเจาะเพื่อเอาดินออก

Vane Type II หมายถึง การทดสอบ Bored Hole Field Vane Shear Test ที่ทำทดสอบโดยมีการ เจาะเป็นหลุมก่อนทำการทดสอบ

ความเหมาะสมในการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ศึกษาโดย ดำรง (2526) พบว่า พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณกลางเมือง ($PI \approx 37\%$, $S_u \approx 4$) สามารถ Normalized ได้เฉพาะค่า S_u ส่วน North (1983) ทำการศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีความไวมาก ($PI \approx 37\%$, $S_u \approx 4$) บริเวณโรงไฟฟ้าบางปะกง พบว่า พฤติกรรมของดินสามารถ Normalized ได้ในดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) เท่านั้น เชื่อว่าส่วนหนึ่งเป็นผลจากสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ชนิด Carbonate ที่ปนอยู่ในดิน ดังนั้นการใช้วิธี SHANSEP ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จึงต้องกระทำด้วยความระมัดระวัง

สุรจักร (2540) พบว่า การพลอต S_u/σ'_{vc} และ A_r กับ OCR ในที่ต่างๆ ในบริเวณกรุงเทพฯ ได้ความสัมพันธ์แทบเป็นเส้นเดียวกัน (ดูรูปที่ 2.14 ถึง 2.16 และ 2.23) แสดงว่าการนำ NSP มาใช้ในดินกรุงเทพฯ อาจทำได้ถ้าใช้การทดสอบในสภาพ K_0 -Condition โดยใช้วิธี Recompression ($\sigma'_{vc} \leq \sigma'_p$) และความสัมพันธ์ที่ได้ยัง Unique สำหรับดินเหนียวและระบบของหน่วยแรงหนึ่งๆ ด้วย

2.5.5 ตัวประกอบที่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

(Factors Effects on Undrained Shear Strength, S_u)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) มีความสำคัญอย่างมากในการออกแบบสิ่งก่อสร้างที่อยู่บนดินเหนียวในสภาวะระยะสั้น (Short Term Condition) เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความชื้นน้ำต่ำทำให้เมื่อถูกน้ำหนักกระทำไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทัน การประมาณค่า S_u ให้ถูกต้องถือว่าเป็นสิ่งกระทำได้ค่อนข้างยาก เนื่องจากมีผลของตัวประกอบที่เกี่ยวข้องมากมาย

สำหรับดินเหนียวเป็นดินที่มีกำลังต้านทานต่อหน่วยแรงเฉือนมาจากความเชื่อมแน่น (Cohesion) แรงเสียดทาน (Friction) แรงเสียดสี (Interference) และแรงต้านทานที่มาจากการใช้พลังงานในการพยายามขยายตัว (Dilatancy)

ความเชื่อมแน่นที่แท้จริงของดิน (True Cohesion) มาจากความเชื่อมแน่นที่เกิดจากปฏิกิริยาเคมีของสารที่มีความเชื่อมแน่น เช่น พวก Carbonate Silica หรือ Iron Oxide ปฏิกิริยาทางเคมีนี้อาจเกิดขึ้นได้ในขบวนการ Weathering นอกจากนั้นแรงเชื่อมแน่นในดินเหนียวยังเกิดจากแรงดึงดูดและผลัดกันระหว่างธาตุดินเหนียว (Interparticle Force) ที่ทำให้เม็ดดินเกาะกันเป็นแผ่นติดกันอยู่เป็นโครงสร้างต่างๆ และแรงเชื่อมแน่นเหล่านี้เชื่อกันว่าจะเป็แรงต้านทานส่วนใหญ่ของเม็ดดินเมื่อมวลดินเริ่มเคลื่อนที่ที่ความเครียดต่ำๆ แรงเสียดทานและแรงเสียดสีจะเกิดขึ้นเมื่อการเคลื่อนตัวของมวลดินมีมากขึ้น

ค่า c' ที่วัดได้จากการทดสอบไม่ใช่เป็นค่าแสดงถึงค่าแท้จริงของความเชื่อมแน่น (True Cohesion) ของดินเหนียว แรงเชื่อมแน่น แรงเสียดทาน และแรงเสียดสีนั้นไม่สามารถที่จะแยก

ออกมาวัดโดยตรงได้ และเช่นเดียวกันค่า ϕ' ที่ได้จึงมิได้เป็นผลของแรงเสียดทานของมวลดินเพียงอย่างเดียว (True Friction Angle) ค่า c' และ ϕ' ที่ได้จึงเป็นผลรวมของค่าต่างๆ ที่ได้กล่าวมา ดังนั้นถ้าดินเหนียวมีค่า ϕ' สูงนั้นอาจหมายความว่าดินเหนียวชนิดนี้มีแรงเชื่อมแน่นสูงด้วย และ $c'=0$ ก็มิได้หมายความว่าดินนั้นไม่มีความเชื่อมแน่นแต่อย่างใด

ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นค่า S_u นั้นขึ้นกับผลของตัวประกอบมากมายหลายอย่าง สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำนั้นเราสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบต่างๆ กับค่า S_u ได้ดังสมการ

$$S_u = \{c' \cos \phi' + \sigma'_{vo} \sin \phi' [K_0 + A_r (1 - K_0)]\} / [1 + (2A_r - 1) \sin \phi'] \quad (2.4)$$

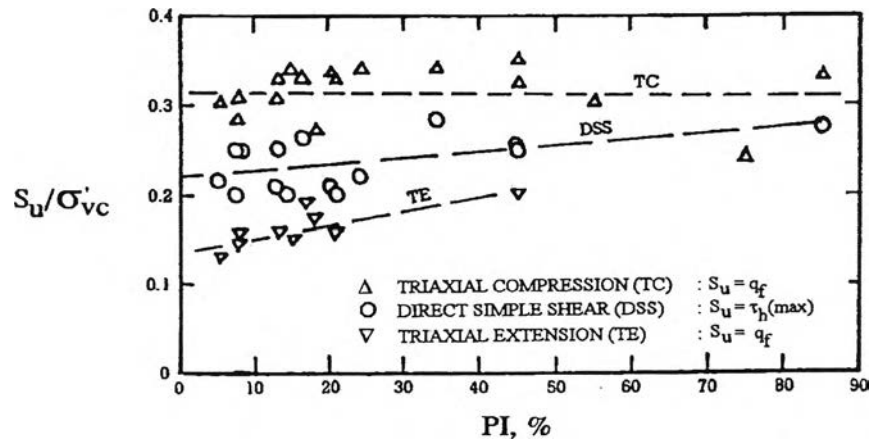
จากสมการที่ 2.4 จะเห็นว่าที่ σ'_{vo} ใดๆ ค่า ϕ' , c' , A_r (หรือ Δu) และค่า K_0 จะมีผลต่อค่า S_u ซึ่งตัวประกอบเหล่านี้ ได้แก่ สมบัติชั้นพื้นฐานของดินซึ่งอาจเปลี่ยนแปลงได้กับเวลาและสิ่งแวดล้อม เนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงทางฟิสิกส์และเคมี ประวัติของหน่วยแรง ระบบของหน่วยแรงที่มากกระทำ และอัตราความเร็วที่หน่วยแรงกระทำหรืออัตราความเครียด ดังที่จะได้กล่าวรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.5.5.1 ผลกระทบจากคุณสมบัติพื้นฐาน (Influence of Basic Properties)

สมบัติพื้นฐานที่สำคัญคือค่า Plastic Index (PI) และ Liquidity Index (LI) สำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ค่า Liquid Limit (LL) ก็ถือว่าเป็นสมบัติที่สำคัญอีกอย่างหนึ่ง สุรจัตรา (2540) ได้สรุปผลกระทบที่สำคัญไว้เป็นหัวข้อย่อยดังนี้

- ก. การเพิ่มขึ้นของ PI ทำให้ ϕ' ของดินเหนียวลดลง ส่วน c'/σ'_p ของดินเหนียวจะมีค่าเพิ่มขึ้น
- ข. Δu ที่จุดวิบัติมีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อ PI เพิ่มขึ้น เมื่อพิจารณาที่ OCR และ σ'_{vo} ค่าเดียวกัน อันเป็นผลให้ที่ OCR เดียวกันค่า S_u/σ'_{vo} จะเพิ่มขึ้นกับ PI
- ค. การเพิ่มขึ้นของ PI จะทำให้ OCR ของดินเหนียวในธรรมชาติสูงขึ้น อันจะเป็นผลให้ในธรรมชาติที่ความลึกเดียวกันหรือมี σ'_{vo} เท่ากัน ค่า S_u ของดินเหนียวจะเพิ่มขึ้นกับ PI ด้วย ถ้ากลไกของการเกิด OCR มาจาก Aging
- ง. ดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติที่มี σ'_{vo} เดียวกัน ค่า S_u มีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้น เมื่อ LL เพิ่มขึ้น

Jamiolkowski et al (1985) ได้เสนอข้อมูลที่รวบรวมมาจากการทดสอบแบบต่างๆ ของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) ดังแสดงในรูปที่ 2.17 จะพบว่าในการทดสอบ TC ค่า S_u/σ'_{vc} จะมีค่าค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อย ในขณะที่การทดสอบ TE และ DSS จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อค่า PI เพิ่มขึ้น



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $(S_u/\sigma'_{vc})_{NC}$ กับ PI (Jamiolkowski et al., 1985)

2.5.5.2 ผลกระทบจากแอนไอโซทรอปีของมวลดิน

(Influence of Nature Anisotropy)

Anisotropy เป็นคุณสมบัติที่สำคัญอย่างหนึ่งที่มีผลทำให้ดินมีพฤติกรรมทางด้านกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) และคุณสมบัติอื่นๆ เปลี่ยนแปลงได้กับทิศทางที่หน่วยแรงกระทำ

Anisotropy ของดิน หมายถึงการที่ดินมีคุณสมบัติในทิศทางต่างๆ ไม่เหมือนกัน โดยดินเหนียวที่มีคุณสมบัติดังนี้จะจัดเป็นสารแอนไอโซทรอปีก (Anisotropic Material) ทั้งนี้เนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเหนียวที่มีค่า $K_0 < 1.0$ มักจะเรียงตัวกันให้ด้านยาวอยู่ในทิศตั้งฉากกับ σ'_v ดังนั้นเมื่อดินเหนียวรับหน่วยแรง σ_1 และ σ_3 ในทิศทางต่างๆ กัน จึงทำให้ดินเหนียวมีพฤติกรรมตอบสนองของหน่วยแรงนี้ดังกล่าวนี้แตกต่างกันไป

Ladd and Foot (1974) อธิบายการเปลี่ยนแปลงของค่า S_u ของดินเหนียวกับทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ว่าเนื่องมาจาก Anisotropy ของดิน 2 ชนิด คือ 1) Inherent Anisotropy ซึ่งเป็น Anisotropy ประจำตัวของดิน ที่เกิดเนื่องจากการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน และ 2) Stress Induce Anisotropy ซึ่งคือ Anisotropy ที่เกิดจากผลการกระทำของหน่วยแรง หรือระบบของหน่วยแรง (Stress System) ดังจะกล่าวในหัวข้อถัดไป ผลจาก Anisotropy ในมวลดินมีผลทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงที่มากกระทำ

เรื่องเดช (2525) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณเขตบางรักจากระดับความลึก 4.50-5.00 ม. และ 7.00-7.50 ม. สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic พบว่าตัวอย่างแบบตั้ง ($\beta=0^\circ$) มีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($S_{u\beta=0^\circ}$) สูงที่สุด และ $S_{u\beta}$ มีค่าลดลงตามลำดับเมื่อมุม β เพิ่มขึ้น โดย $S_{u\beta=90^\circ}/S_{u\beta=0^\circ}$ เท่ากับ 0.72 และ 0.59 สำหรับที่ความลึกเท่ากับ 4.50-5.00 และ 7.00-7.50 ม. ตามลำดับ และสำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic โดยให้ $\sigma'_c > \sigma'_p$ จะพบว่าอัตราส่วน $S_{u\beta=90^\circ}/S_{u\beta=0^\circ}$ มีค่าสูงขึ้น ซึ่งแสดงว่าการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic มีแนวโน้มที่จะบดบังคุณสมบัติ Anisotropy ของดิน อีกทั้งยังพบว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีคุณสมบัติ Anisotropy ในทั้ง A_v และ $\%e_v$ โดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อมุม β เพิ่มขึ้น

Qureshi (1973) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณเขตรังสิต จากระดับความลึก 5 และ 7 ม. สำหรับตัวอย่างดินที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic พบว่า ได้ผลทำนองเดียวกันกับงานวิจัยของ เรื่องเดช (2525) โดยได้ $S_{u(H)}/S_{u(V)}$ เท่ากับ 0.5 และ 0.81 ตามลำดับ

อาคม (2542) ได้ศึกษาดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณสถาบัน AIT จากระดับความลึก 4 ม. สำหรับตัวอย่างที่ทำการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic พบว่าค่า S_u ของดินมีแนวโน้มลดลงเมื่อมุม β สูงขึ้น โดยค่า S_u ที่มุม β มีค่าเท่ากับ 30° , 60° และ 90° มีค่าเป็น 79%, 90% และ 82% ของค่า S_u ในแนวตั้งตามลำดับ

สำหรับผลกระทบของ Inherent Anisotropy ในงานวิจัยอื่นๆ ในต่างประเทศสามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Duncan and Seed (1966), Lambe and Whitman (1979), Parry and Nadarajah (1974), Wesley (1975) และ Arthur et al (1977)

2.5.5.3 ผลกระทบจากระบบของหน่วยแรงที่กระทำ

(Influence of Stress System)

จากที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 2.5.5.2 Anisotropy ที่สำคัญอีกชนิดหนึ่งก็คือ Stress Induce Anisotropy ซึ่งเกิดจากผลการกระทำของหน่วยแรง เช่น ผลจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ทั้งที่ดินอาจไม่มี Inherent Anisotropy เลย กล่าวคือ มีการจัดเรียงตัวของเม็ดดินเหมือนกันหมดทุกทิศทาง และเพราะคุณสมบัติด้าน Anisotropy ทำให้ระบบของหน่วยแรง (Stress System) มีผลกระทบต่อพฤติกรรมทางด้านแรงเฉือน (S_u , ϕ' , c'/σ'_p และ E_u) ของดิน

สุรฉัตร (2540) กล่าวว่า ในสภาพไม่ระบายน้ำ ความแตกต่างของทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path, TSP) ที่มีผลทำให้ทิศทางของ σ_1 และ σ_3 เปลี่ยนแปลงไปจะทำให้ดินเหนียวชนิดเดียวกันมีคุณสมบัติทางด้านกำลังรับแรงเฉือนและการทรุดตัวแตกต่างกันด้วย เนื่องจากดินเหนียวจัดเป็นสารแอนไอโซทรอปิก (Anisotropic Material) แต่ถ้าทิศทางของ σ_1 และ σ_3 ไม่มีการเปลี่ยนแปลงระหว่างที่มีหน่วยแรงมากระทำ ค่า S_u , ϕ' , c' , A_v และทางเดินของ

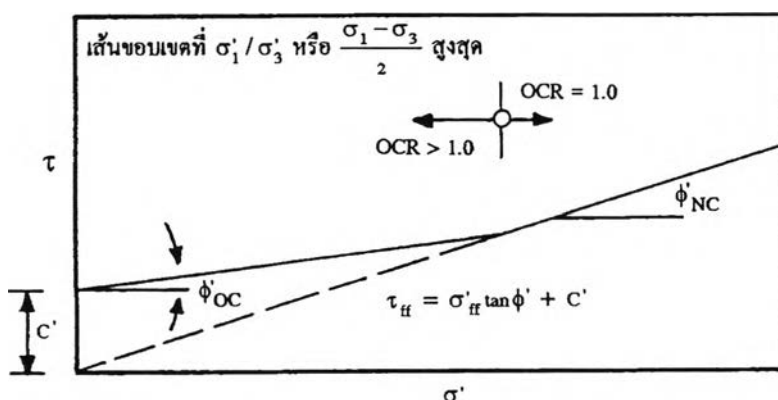
หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path, ESP) แทบจะไม่มีเปลี่ยนแปลงกับทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม

Jamiolkowski et al (1985) ศึกษาผลของระบบของหน่วยแรงที่มากกระทำ (Stress Induce Anisotropy) ที่มีต่อค่า S_u พบว่าผลของ Anisotropy จะมีมากกับดินที่มีค่า PI ต่ำๆ (ดูรูปที่ 2.17)

2.5.5.4 ผลกระทบจากประวัติของหน่วยแรง (Influence of Stress History)

ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) หมายถึง ประวัติการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งแสดงออกโดยค่าสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio, OCR) โดย สุรจักร (2540) ได้สรุปผลกระทบของ OCR ต่อค่า S_u และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path, ESP) ของดินไว้ดังนี้

ก. ดินเหนียวชนิดเดียวกันเมื่อมีสภาพการอัดแน่นเกินตัว ($OCR > 1.0$) จะมีค่า ϕ' ต่ำกว่าดินที่มีสภาพอัดแน่นปกติ ($OCR = 1.0$) แต่มีค่า c' สูงกว่าดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติที่ไม่มีสารเคมีเชื่อมแน่น (Chemical Cementing Agent) ซึ่งจะมีค่า c' เท่ากับศูนย์ (ดูรูปที่ 2.18)

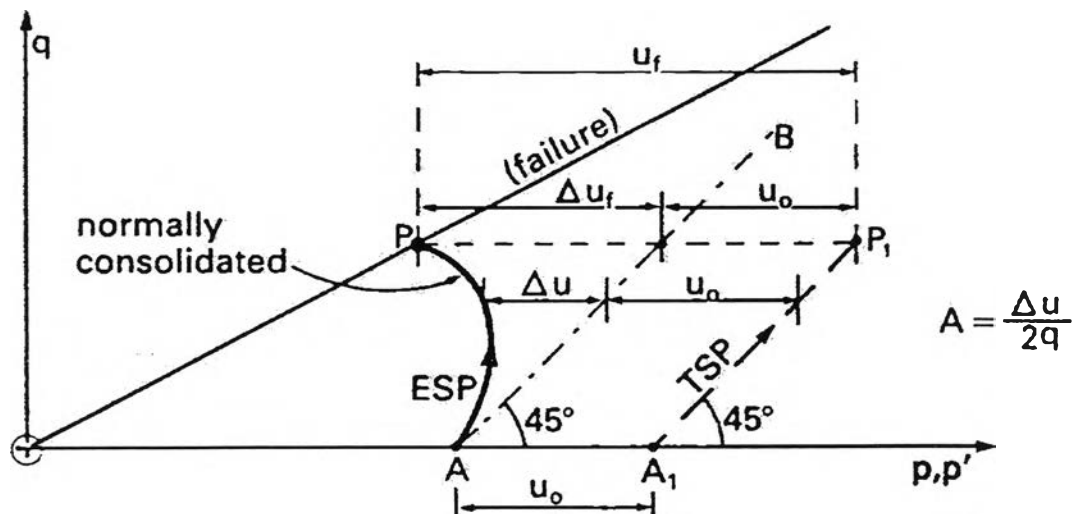


รูปที่ 2.18 เส้นขอบเขตการวิบัติของดินเหนียวในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

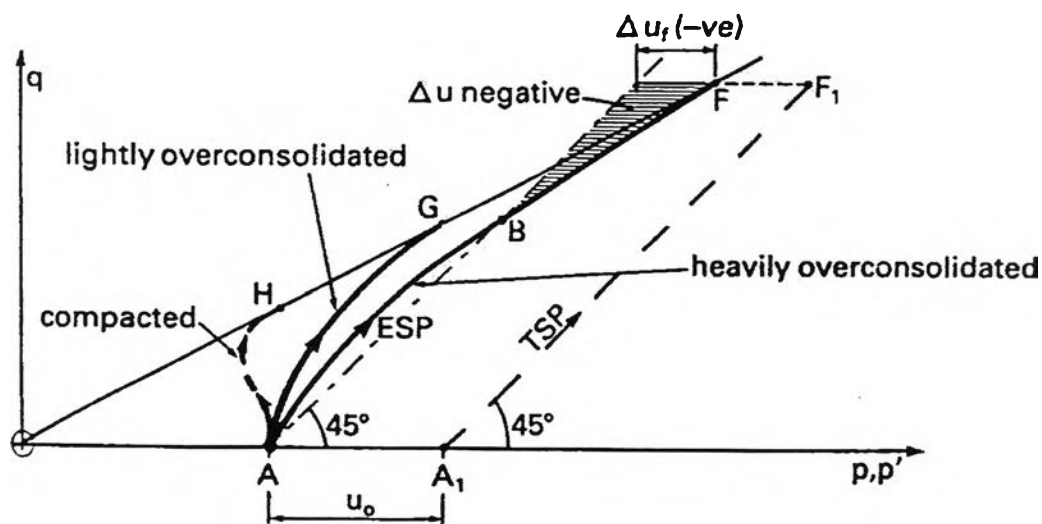
ข. ที่ σ'_{vo} อันเดียวกัน ค่า S_u และ E_u ของดินจะสูงขึ้นเมื่อ OCR ของดินสูงขึ้น โดยมีความสัมพันธ์อยู่ในรูป $S_u/\sigma'_{vo(OC)} = S_u/\sigma'_{vc(NC)}(OCR)^m$ (Jamiolkowski et al , 1985) รูปที่ 2.16 แสดงข้อมูล S_u/σ'_{vc} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จากการทดสอบ Field Vane Shear Test

ค. ผลของ OCR ทำให้รูปร่างและลักษณะของ ESP แตกต่างกันไป โดยดินเหนียวที่มี OCR ต่ำจะมีค่า Δu_f หรือ A_f เป็นบวก ส่วนในกรณีที่ OCR ของดินเหนียวสูงมาก ($OCR \gg 4$) ด้วยผลของแนวโน้มที่ดินจะต้องขยายตัว ค่า Δu_f หรือ A_f จะเป็นลบ สำหรับดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC) มักจะมีค่า A ณ จุดวิบัติที่ q_{max} หรือ A_f ใกล้เคียง 1.0 และจะมีค่า

A เพิ่มขึ้น เมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น ส่วนในดินเหนียวที่มี OCR สูงๆ ($OCR \gg 4$) ค่า A จะเพิ่มขึ้นกับความเครียดในตอนแรก หลังจากนั้น A จะลดลงจนกระทั่ง A เป็นลบในที่สุด (ดูรูปที่ 2.19 และ 2.20 ประกอบ)

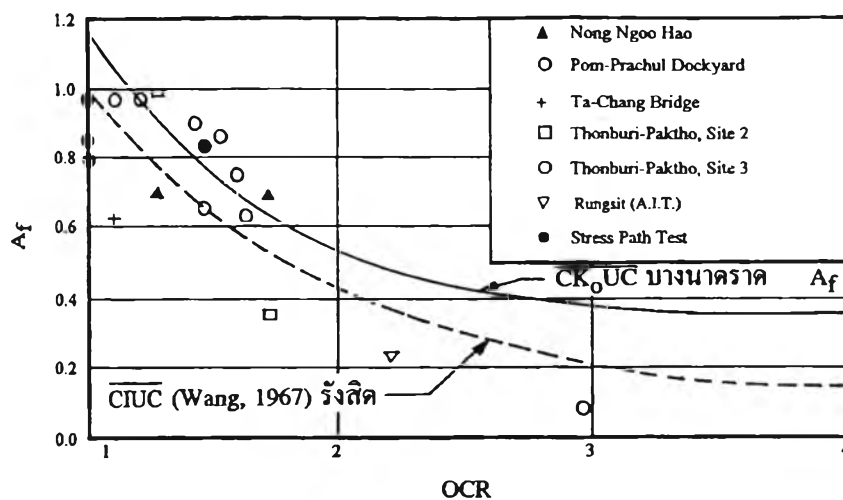


รูปที่ 2.19 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay)



รูปที่ 2.20 แสดงทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay)

ง. Δu ที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำจะลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น และค่า A_f ก็เช่นเดียวกัน (รูปที่ 2.21 แสดงข้อมูลค่า A_f ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ)

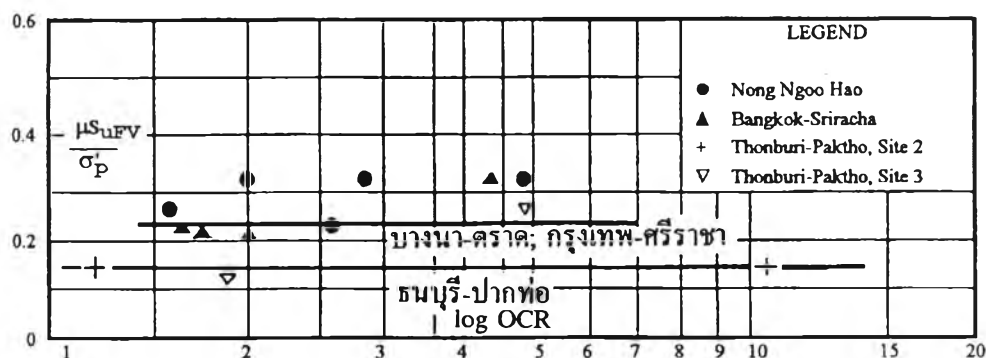


รูปที่ 2.21 ค่า A_f กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รวบรวมข้อมูลในสนามจากคันดินที่มีค่าพิกัดความปลอดภัยประมาณ 1.5 (Lee, 1983)

จ. สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีค่า $PI \leq 60\%$ Larsson (1980) ได้วิเคราะห์ข้อมูลการวิบัติของคันดินที่สร้างบนดินอ่อน สำหรับดินที่มีค่า $OCR < 2.0$ พบว่า

$$S_{uFV}/\sigma'_p = 0.23 \pm 0.04 \tag{2.5}$$

ความสัมพันธ์นี้อาจหาได้จาก $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vc}$ ของดินเหนียวอ่อน (Bjerrum 1972 , Mesri 1975) โดยเนื่องจากดินเหนียวส่วนใหญ่มีความสัมพันธ์ $\mu S_{uFV}/\sigma'_{vc} \approx 0.23 \cdot (OCR)^m$ โดยค่า m มีค่าใกล้เคียง 1.0 โดยขึ้นกับค่า PI (รูปที่ 2.22 แสดง $\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีค่า $PI \approx 30-60\%$)

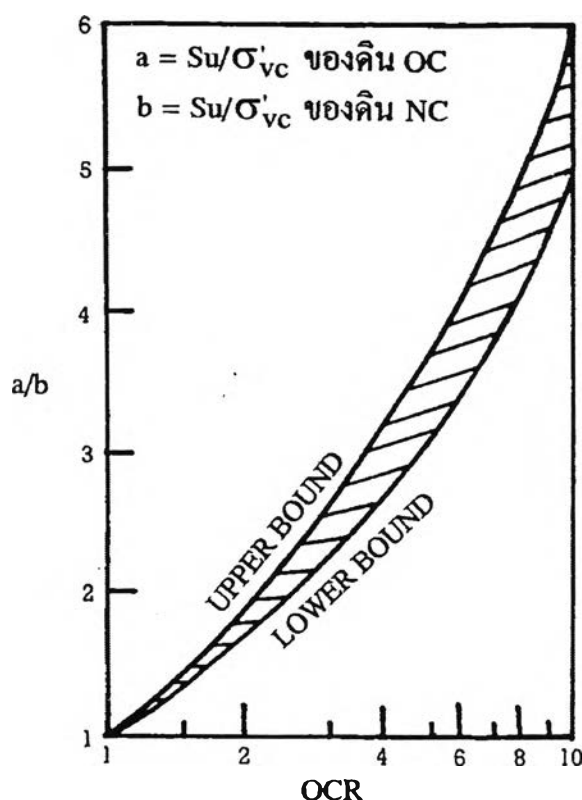


รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu S_{uFV}/\sigma'_p$ กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรจักร, 2540)

จ. การเพิ่มของค่า S_u/σ'_{vc} กับ OCR อาจเขียนได้ในรูปสมการ

$$S_u/\sigma'_{vc} = S(\text{OCR})^m \quad (2.6)$$

Jamiolkowski et al (1985) เสนอสมการนี้ ใช้สำหรับดินเหนียวทั่วไป เพื่อประเมินเสถียรภาพของคันดิน และแนะนำว่าสมการนี้สามารถนำมาใช้ในกรณี Preloading ด้วย Ladd et al (1977) พบว่าสัดส่วน $[S_u/\sigma'_{vc}] / [S_u/\sigma'_{vc}]_{\text{NC}}$ ของดินเหนียวหลายชนิดพลอตกับค่า OCR มีเปลี่ยนแปลงไม่มาก ดังแสดงในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง $[S_u/\sigma'_{vc}] / [S_u/\sigma'_{vc}]_{\text{NC}}$ กับ OCR (Ladd et al, 1977)

ข. K_0 ของดินเหนียวเพิ่มขึ้นกับค่า OCR ไม่ว่าจะเกิดการอัดแน่นเกินตัวจะเกิดจากกลไกใด แต่ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR นั้น ขึ้นอยู่กับวิธีการทดสอบ การทดสอบชนิดเพิ่มหน่วยแรง (Loading) จะให้ค่า K_0 ที่แตกต่างจากค่าที่ได้จากการทดสอบ โดยลดหน่วยแรง (Unloading) ที่ OCR เดียวกัน ค่า K_0 ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีผู้ทำการศึกษาไว้พอสมควร โดยส่วนใหญ่จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading โดยสุรจักร (2540) พบว่าสมการของ Schmidt (1966) ให้ค่าที่ดีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ($PI \approx 40\%$) โดยใช้ค่า $m \approx 0.39$

2.5.5.5 ผลกระทบโครงสร้างของมวลดินและการรบกวนต่อตัวอย่าง

(Influence of Soil Structure and Sample Disturbance)

โดยปกติดินเหนียวจะเกิดจาก Clay Particles ที่มีลักษณะเป็นแผ่นบางจำนวนมากมาเกาะตัวกันเป็นกลุ่มจนเกิดโครงสร้างของดิน ซึ่งสามารถจำแนกได้ 2 ชนิด คือ Dispersed Structure และ Flocculated Structure ดังแสดงในรูปที่ 2.24 ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นระหว่าง Clay Particles สามารถจำแนกออกได้หลายชนิด ดังต่อไปนี้

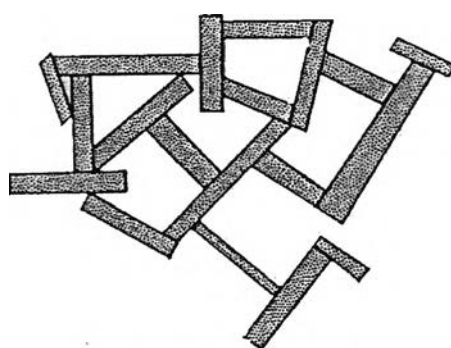
F_m = force where contacts is mineral-mineral

F_a = force where contacts is air-mineral

F_w = force where contacts is water-mineral of water-water

R' = electrical repulsion between particles

A' = electrical attraction between particles



(a) Flocculated Structure



(b) Dispersed Structure

รูปที่ 2.24 ชนิดของโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอน

โครงสร้างแบบ Flocculated Structure จะมีโครงสร้างที่เกิดจากแรงดึงดูดระหว่าง Particle ($R'-A'$) และ F_m เป็นส่วนใหญ่ โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกได้ดีกว่าโครงสร้างแบบ Dispersed Structure เนื่องจากจัดเรียงตัวกันแบบขัดกันไปมา แต่เนื่องจากการจัดเรียงตัวไม่ค่อยเป็นระเบียบจึงทำให้มีช่องว่างในโครงสร้างค่อนข้างมากจึงทำให้ดินที่จัดเรียงตัว

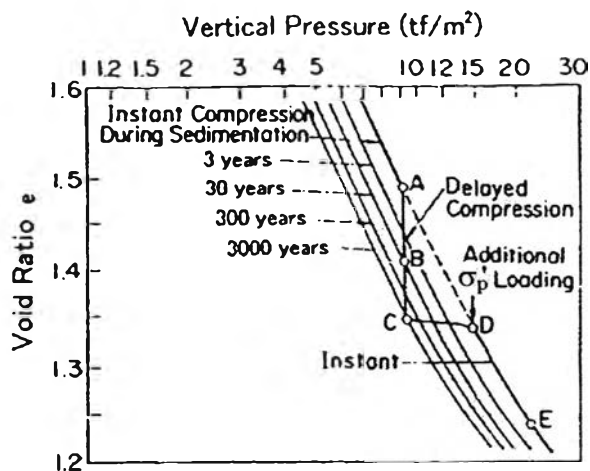
แบบนี้จะมีปริมาตรสูงและเกิดการยุบตัวได้มากจากการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นถึงแม้ว่าจะมีโครงสร้างที่สามารถรับน้ำหนักได้ดีแต่โครงสร้างมักไม่ค่อยมีเสถียรภาพ โดยเมื่อรับแรงจนถึงระดับหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างสามารถพังทลายแล้วจะทำให้เกิดการยุบตัวได้มากและกำลังรับน้ำหนักของดินลดลงได้อย่างรวดเร็ว

โครงสร้างแบบ Disperse Structure มักจะมีโครงสร้างที่จัดเรียงตัวอย่างเป็นระเบียบ แรงระหว่าง Particle ของดินเกิดจาก R'-A' เป็นส่วนใหญ่ ส่วนแรงจาก F_m มักไม่ค่อยมี เนื่องจากโครงสร้างจัดเรียงกันอย่างเป็นระเบียบและแต่ละ Particle ต่างล้อมรอบด้วย Double Layer ที่เป็นวงน้ำ ดังนั้นจุดสัมผัสกันระหว่าง Particle จะมีน้อยมาก โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักได้น้อยกว่าแบบ Flocculated Structure แต่มีเสถียรภาพมากกว่า และเมื่อรับแรงจนถึงจุดวิกฤติแล้วกำลังรับน้ำหนักจะไม่ลดลงเร็วเหมือนดังเช่นโครงสร้างแบบ Flocculated Structure เนื่องจากโครงสร้างมีระเบียบมาก การพังทลายแบบยุบตัวทันทีจึงมีน้อย

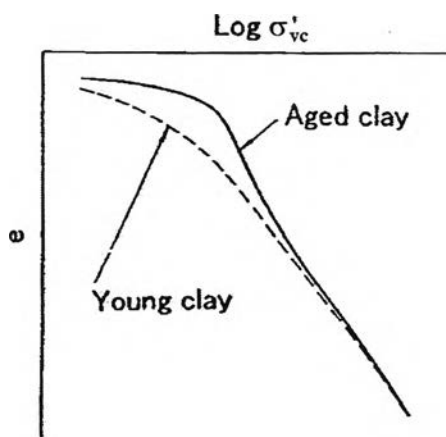
ผลของการเกิด Secondary Compression (Delayed Compression) หรือ Aging และ Cementation ก็เป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างของมวลดินซึ่งตกตะกอนตามธรรมชาติสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นเช่นกัน โดย Aging คือการที่ดินเกิดการหดตัวในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่โดยน้ำจะค่อยๆ ไหลออกจากช่องว่างในดิน ผลของ Aging นี้จะทำให้ดินเหนียวเกิดการหดตัวมากขึ้น นอกจากนั้นยังทำให้ดินเหนียวเกิดสภาพ Overconsolidated ด้วย โดยทำให้ σ'_p ในมวลดินมีค่าสูงขึ้น ซึ่งขบวนการดังกล่าวอาจต้องใช้เวลาานมากถึงพันๆ ปี ดังแสดงจากจุด A ไปยังจุด C ในรูปที่ 2.25 ซึ่งหลักการนี้เสนอโดย Bjerrum (1967)

รูปที่ 2.26 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay จะเห็นว่า Aged Clay จะให้ Consolidation Curve ที่เห็น Maximum Curvature ชัดเจนและความสัมพันธ์ค่อนข้างลาดชันมาก ในขณะที่ Young Clay จะให้ Consolidation Curve ที่ค่อนข้างราบแบน อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงของ Consolidation Curve ดังกล่าวมิได้เกิดจากผลของ Aging เพียงอย่างเดียว ยังต้องพิจารณาถึงผลของ Cementation หรือ Chemical Bonding ด้วย

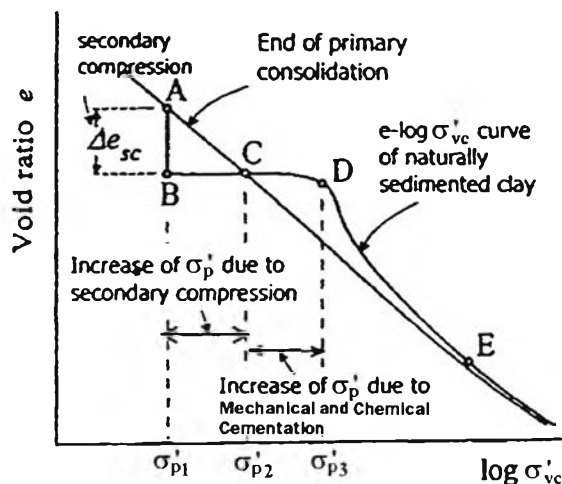
รูปที่ 2.27 อธิบายความแตกต่างของผลของ Secondary Compression หรือ Aging กับ Cementation ได้อย่างชัดเจน ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าเมื่อ σ'_{vc} มีค่ามากจนถึงค่า σ'_{p1} แล้ววัฏษาระดับของหน่วยแรงไว้เป็นเวลานาน Void Ratio จะค่อยลดลงเรื่อยๆ จาก A ไปยัง B ซึ่งก็คือผลจาก Aging ดังที่ได้แสดงในรูปที่ 2.25 นั่นเอง ในขณะที่เดียวกันผลของโครงสร้างและปฏิกิริยาเคมีในมวลดินจะทำให้เกิดความเชื่อมแน่น (Cementation) ระหว่างเม็ดดินและยังทำให้ผลของ Interlocking มีมากขึ้นด้วย



รูปที่ 2.25 ผลของ Aging ที่ทำให้ NC Clay กลายเป็น OC Clay (Bjerrum, 1967)



รูปที่ 2.26 ผลของ Aging และ Cementation ต่อ Consolidation Curve (Tsuchida, 2001)



รูปที่ 2.27 แสดงการเปรียบเทียบ Consolidation Curve ของ Natural Aged Clay และ Reconstituted Young Clay (Tsuchida, 2001)

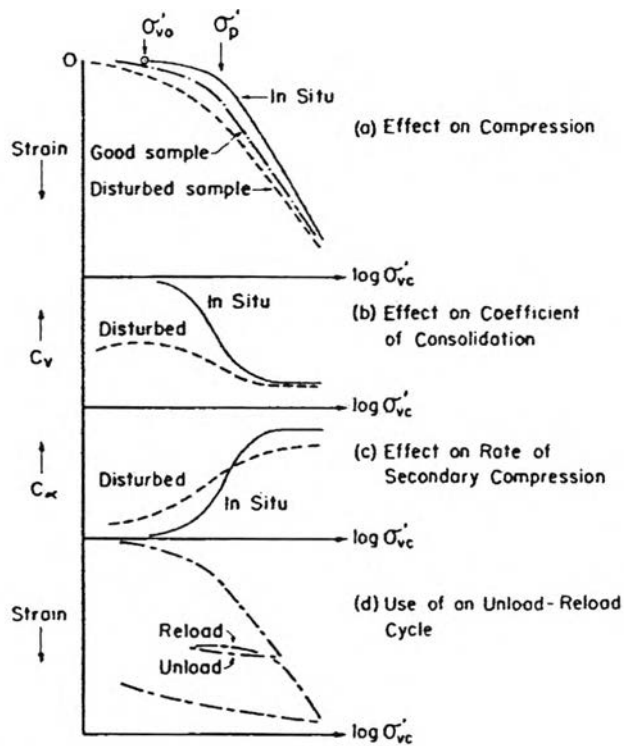
ผลดังกล่าวจะทำให้ดินสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้นและทำให้ σ'_p ในมวลดินมีค่ามากขึ้น โดยแทบจะไม่มีกรยุบตัว (Volumetric Compression) เกิดขึ้นเลย ดังนั้นสำหรับดินเหนียวที่ตกตะกอนที่มีอายุมากพอสมควร (Aged Clay หรือ Natural Clay) เมื่อดินได้รับน้ำหนักกระทำจากจุด B จึงจะแสดงความสัมพันธ์ดังเส้น BCDE ตามรูปที่ 2.27 ซึ่งค่า $(\sigma'_{p2} - \sigma'_{p1})$ จึงเป็นผลเนื่องจาก Secondary Compression หรือ Aging ส่วนค่า $(\sigma'_{p3} - \sigma'_{p2})$ เป็นผลจาก Mechanical และ Chemical Cementation

ซึ่งผลของ Cementation นี้สามารถเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุ เช่น สารเคมีเชื่อมแน่นในดิน (Cementing Agent) พวก Carbonated หรือ Ferric Oxide, Flocculation, Thixotropy , Leaching และอื่นๆ โดยรายละเอียดสามารถศึกษาได้จาก Tsuchida (2001)

อย่างไรก็ดีถึงแม้ว่าผลของโครงสร้างและ Cementation ในมวลดินจะทำให้โครงสร้างสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น โครงสร้างมักมีเสถียรภาพต่ำพร้อมจะพังทลายได้ตลอดเวลา ส่วนใหญ่จะเกิดในดินเหนียวประเภท Marine Clay ดังนั้นการรบกวนต่อตัวอย่างอาจทำให้โครงสร้างของตัวอย่างเปลี่ยนแปลงไปได้จนทำให้กำลังรับน้ำหนักลดลงอย่างรวดเร็วและเกิดการยุบตัวได้ค่อนข้างมาก

Skempton และ Sowa (1963) กล่าวว่า ในการเก็บตัวอย่างเป็นการยากที่จะไม่ให้ตัวอย่างดินถูกรบกวน (Disturbance) เนื่องจากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาเพื่อทำการทดลองหรือขณะทำการทดลอง ถึงแม้ว่าจะใช้เทคนิคในการเก็บตัวอย่างที่ดีที่สุดเพียงไร ก็ยังมีการรบกวนต่อตัวอย่างดินอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ สาเหตุเพราะว่าการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมาทำให้เกิดการลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินเนื่องจากการลดค่าหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในมวลดิน (σ'_{vo}) อาจทำให้โครงสร้างของมวลดินเปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากการรบกวนต่อตัวอย่างดิน และผลของการที่หน่วยแรงประสิทธิผลลดลงอาจเกิดจากสาเหตุที่ดินมีปริมาณความชื้น (w_n) สูงไปภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดินแล้ว ซึ่งผลเหล่านี้ทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) ของดินที่วัดได้มีค่าต่ำลง ถ้าไม่มีการปรับขนาดของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยการ Reconsolidated เสียก่อน ให้มีลักษณะเหมือนตามธรรมชาติ อนึ่งการทำ Reconsolidated ในห้องทดลองก็มีข้อเสียคือดินจะมีความชื้นต่ำกว่าในธรรมชาติ ซึ่งเหตุนี้ทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงเกินไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินที่มีค่า OCR ต่ำๆ

นอกจากนี้ผลของการรบกวนต่อตัวอย่างดินยังทำให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (σ'_p) จากการทดสอบ 1-D Consolidation มีค่าต่ำกว่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงการจัดเรียงตัวและโครงสร้างของเม็ดดิน (Soil Structure) จากการเก็บตัวอย่างดินขึ้นมา ดังแสดงในรูปที่ 2.28 ทำให้ประวัติของหน่วยแรง (Stress History) ที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองผิดไปจากที่เป็นจริงตามธรรมชาติ



รูปที่ 2.28 ผลของประวัติของหน่วยแรงและการรบกวนต่อตัวอย่าง

ดังนั้นผลของการทดลองที่ได้นี้จะมีค่าใกล้เคียงกับที่เป็นจริงตามธรรมชาติเพียงใดขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดินว่าถูกรบกวนมากน้อยเพียงใด และค่า σ'_p ที่ได้จากการทดลองจึงอาจมิใช่ค่าที่ถูกต้องเลยทีเดียวแต่ประมาณใกล้เคียงกับค่าที่เป็นจริงตามธรรมชาติ

สุรจักร (2540) ได้สรุปสาเหตุใหญ่ 3 ประการในการเกิดการรบกวนตัวอย่างดินไว้ดังนี้

ก. การเจาะเอาดินออก ทำให้สภาพของหน่วยแรงประสิทธิผลเปลี่ยนไปอยู่ในสภาพไม่มีหน่วยแรงเฉือน (นั่นคือ $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) และขนาดของหน่วยแรงนี้อาจลดลงมากเมื่อมีดินเม็ดหยาบปนอยู่ด้วย

ข. วิธีการเจาะและหลักการที่ใช้ในการเจาะเก็บตัวอย่างดิน อาจทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนสาเหตุใหญ่มาจากแรงเสียดทานระหว่างตัวอย่างกับกระบอกใส่ตัวอย่าง และการปล่อยให้มวลดินเกิดปัญหาทางด้าน Up heave ระหว่างเจาะดินจนเกิดการวิบัติ ทำให้คุณภาพของตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาไม่ดี การไม่ทำความสะอาดหลุมให้ดีก่อนเก็บตัวอย่าง ความพยายามกดกระบอกตัวอย่างให้เกินความยาวของกระบอกเพื่อให้เก็บตัวอย่างได้เต็มกระบอกก็เป็นผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวน

ค. วิธีการปฏิบัติต่อตัวอย่างหลังจากเก็บขึ้นมาแล้ว การขนส่ง การเก็บ และการเอาตัวอย่างออกจากกระบอก ล้วนมีผลทำให้ตัวอย่างถูกรบกวนได้ทั้งสิ้น

2.5.5.6 ผลกระทบจากอัตราความเครียด (Influence of Strain Rate)

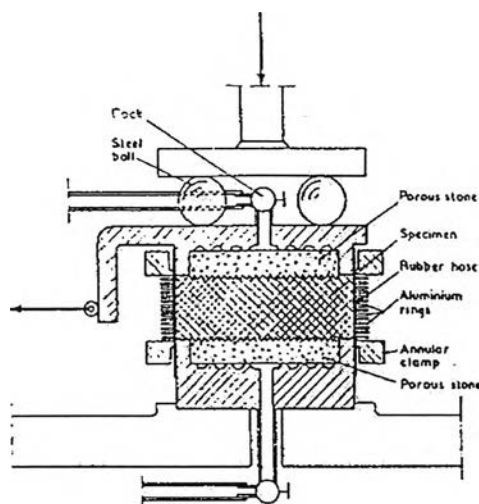
Bjerrum and Simons (1960) กล่าวว่า จากผลการทดลองต่างๆ ที่ผ่านมาพบว่าในการทดลองหากำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยเครื่องทดสอบ Triaxial ในการทดลองที่ใช้อัตราความเครียดสูงๆ สำหรับดินชนิดเดียวกันในการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ ค่า S_u ที่ได้จะมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดลองด้วยอัตราความเครียดต่ำๆ สาเหตุอย่างหนึ่งที่ทำให้แรงเฉือนลดลงก็คือ ผลของ Undrained Creep ที่เกิดขึ้นระหว่างการกดน้ำหนักตัวอย่างดินด้วยอัตราความเครียดต่ำๆ ซึ่งมีผลทำให้ Excess Pore Pressure (Δu) มีค่าเพิ่มขึ้น ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินมีค่าลดลง และมีผลทำให้ค่า S_u ของดินมีค่าลดลงด้วย ในการทดสอบในห้องทดลอง และในสนามมักจะใช้อัตราความเครียดมากกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริงๆ ในสนาม ดังนั้นค่า S_u ที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลองหรือในสนามอาจให้ค่าที่สูงหรือต่ำกว่าความเป็นจริงก็ได้ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณภาพของตัวอย่างดินและวิธีที่ใช้ในการทดสอบ

สุรจักร(2540) ได้แนะนำว่าอัตราความเครียดที่ให้กับตัวอย่างดินในแนวแกนควรประมาณ 0.8 - 1.0 % ต่อชั่วโมง สำหรับดินอ่อนกรุงเทพฯ เนื่องจากจะทำให้เกิดการกระจายของแรงดันน้ำได้อย่างทั่วถึงทั้งตัวอย่าง

สำหรับในงานวิจัยนี้จะใช้อัตราความเครียดเฉือน (Shear Strain Rate) อ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D 6528 – 00 Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils เท่ากับ 5% ต่อชั่วโมง

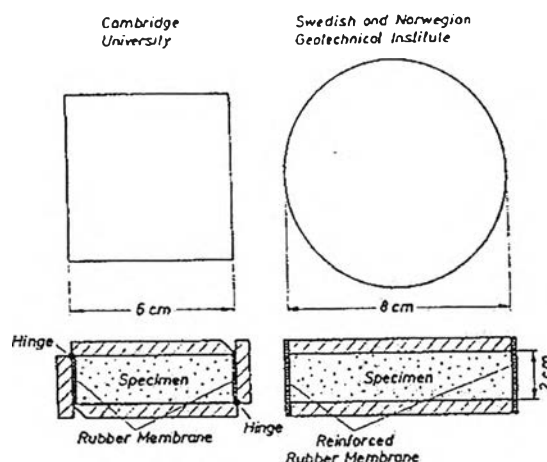
2.6 ประวัติความเป็นมาและเครื่องมือสำหรับทดสอบแรงเฉือนแบบตรงอย่างง่ายในอดีต

แรกเริ่มของเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนโดยตรง (Direct Shear) สามารถทำให้ตัวอย่างดินมีการเปลี่ยนรูปร่างอย่างสม่ำเสมอได้นั้น ได้สร้างขึ้นมาในปี ค.ศ.1936 โดย Royal Swedish Geotechnical Institute (SGI; Kjellman,1951) เครื่องมือจาก SGI นี้จะใช้ตัวอย่างทดสอบเป็นแบบวงกลม (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6 เซนติเมตร และสูง 2 เซนติเมตร) ซึ่งจะวางอยู่ระหว่างแผ่นที่ทำเป็นร่อง (Grooved Plate) ด้านบน และด้านล่าง ดังรูปที่ 2.29 ตัวอย่างนี้จะถูกบังคับการเคลื่อนตัวด้านข้าง โดยใช้แผ่นยางสังเคราะห์ (Rubber Membrane) ซึ่งในแผ่นยางนี้จะมียางแหวนทำจากอลูมิเนียมจำนวนมากอยู่ล้อมรอบเป็นชั้นๆ โดยระยะห่างของยางแหวนนี้จะมีขนาดเล็กมาก แต่ก็เพียงพอที่จะยอมให้มีการกระทำแรงอัดในแนวตั้ง (Vertical Compression) ในตัวอย่างได้ ขณะเดียวกันก็จะลดการขยายตัวทางด้านข้าง (Lateral Expansion) ของแผ่นยางด้วย น้ำหนักถ่วงทำจากตะกั่ว จะใช้สำหรับทำให้เกิด ความเค้นในแนวตั้ง (Vertical Stress) และความเค้นเฉือนในแนวราบ (Horizontal Shear Stress) กับตัวอย่างดิน ตัวอย่างนี้จะถูกเฉือน ภายใต้สภาวะการควบคุมความเค้น (Stress Controlled)



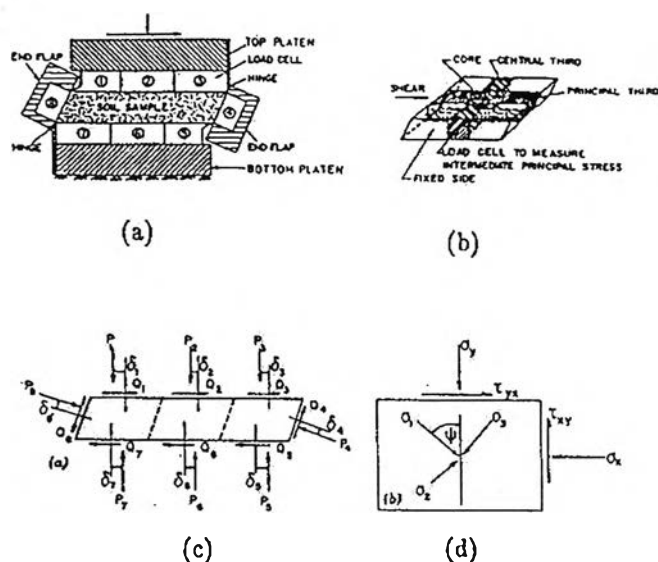
รูปที่ 2.29 รูปตัดเครื่องมือทดสอบแบบ SGI Simple Shear Apparatus (Kjellman, 1951)

ถัดมาในช่วงต้นปี ค.ศ.1960 ทาง Norwegian Geotechnical Institute (NGI) ได้พัฒนาเครื่องมือสำหรับทดสอบแบบ Simple Shear ขึ้นมาใหม่ โดยใช้หลักการเดียวกันกับของเดิมแบบ SGI ที่ได้ทำไว้ตั้งแต่แรก (Bjerrum และ Landva, 1966) เครื่องมือชนิดใหม่นี้ ออกแบบมาเพื่อให้ทำการทดสอบแบบ K_0 Consolidate สำหรับตัวอย่างดินเหนียววงสภาพที่มีความไวสูง (Undisturbed Sensitive Clay) และยอมให้ตัวอย่างมีความเครียด (Strain) เกิดขึ้นได้ในการทดสอบ Simple Shear ในกรณีนี้เพื่อความมั่นใจ จะใช้ตัวอย่างทดสอบเป็นแบบวงกลม (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 8 เซนติเมตร และสูง 1 เซนติเมตร) จะเห็นว่าขนาดใหญ่กว่าแบบเดิมของ SGI แต่ความสูงลดลงมา 1 เซนติเมตร จากเดิมของ SGI ใช้ 2 เซนติเมตร ใส่ไว้ภายใน แผ่นยางเสริมลวดเหล็ก (Wire-Reinforced Rubber Membrane) ซึ่งจะยอมให้ตัวอย่างมีการเปลี่ยนรูปได้ทั้งในแนวตั้ง และในแนวราบ พร้อมกับ การลดขนาดการเปลี่ยนแปลงของเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง ดังรูปที่ 2.30 (b) เครื่องมือการตัดแต่งตัวอย่างดินชนิดพิเศษ ก็ได้ถูกพัฒนาขึ้นด้วย สำหรับใช้กับดินเหนียวอ่อนที่มีความไวตัวสูง (Soft Sensitive Clays) เพื่อลดปัญหาการรบกวนตัวอย่างดิน ขณะที่เราเตรียมตัวอย่างก่อนการทดสอบ การทดสอบแบบให้ปริมาตรคงที่ (Constant Volume Test) จะกระทำโดยเปลี่ยนแปลงค่าแรงกดในแนวตั้ง (Normal Force) ที่กระทำกับตัวอย่าง โดยควบคุมที่สกรู (Screw-Controlled Loading System) อุปกรณ์นี้มีการจำหน่ายโดยตรงจาก Geonor เหมือนกับเครื่องมือทดสอบ Direct Simple Shear ที่ Massachusetts Institute of Technology ใช้ในปัจจุบันเช่นเดียวกัน แต่เป็นรุ่น Geonor Model 4 DSS

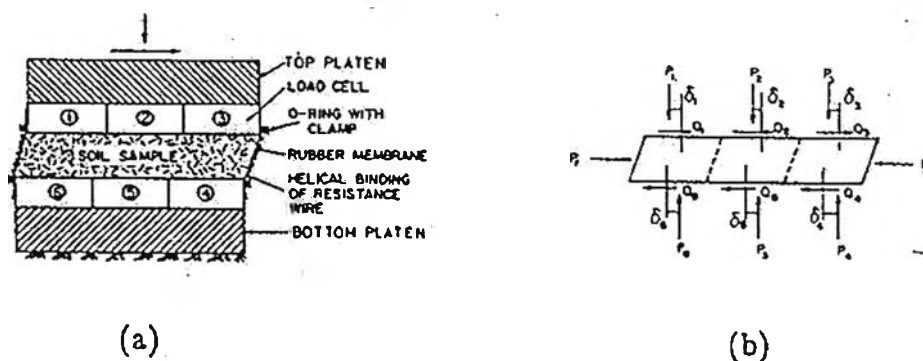


รูปที่ 2.30 (a) อุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ และ
(b) อุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของ NGI (Franke, et. al., 1979)

แต่ก่อนหน้าที่ NGI จะพัฒนาเครื่องมือทดสอบออกมา คือในช่วงปี ค.ศ.1953 ทางมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ (Cambridge University) ประเทศอังกฤษ ได้มีการพัฒนาเครื่องมือการทดสอบ Simple Shear เช่นเดียวกันด้วย คือ จะกำหนดให้มี ความเครียดเฉือนอย่างง่าย (Simple Shear Strain) ในตัวอย่างทดสอบรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Rectangular ขนาด 6 เซนติเมตร x 6 เซนติเมตร และสูง 2 เซนติเมตร) จะเห็นว่ารูปร่างของตัวอย่างแตกต่างจากของ NGI (1960) ซึ่งเป็นแบบวงกลม ตัวอย่างทดสอบของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์นี้มีความสูงเท่ากับของ NGI (1960) คือ 2 เซนติเมตร สำหรับการทดสอบตัวอย่างทราย (Sand) และยอมให้มีการวัดค่าการเปลี่ยนแปลงปริมาตรระหว่างกระทำแรงเฉือนได้ (Roscoe, 1953) การเปลี่ยนรูปของเครื่องมือทดสอบตัวอย่าง ในตอนสภาวะเริ่มต้นก่อนกระทำแรงเฉือน ตัวอย่างจะอยู่ในรูปของกล่องรูปลูกบาศก์ หลังจากนั้น เมื่อกระทำแรงเฉือน ตัวอย่างก็จะค่อยๆ เปลี่ยนรูปไปอยู่ในรูปคล้ายเดิมแต่มีการเคลื่อนที่ของผิวด้านข้างในแนวตั้งไปในทิศทางในแนวราบ (ดังรูปที่ 2.30a) โดยตั้งแต่ปี ค.ศ.1953 ทางมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ ได้มีการพัฒนาเครื่องมือการทดสอบ Simple Shear นี้ ออกมาแตกต่างกันถึง 7 รุ่น (ตั้งแต่ Mk1 ถึง Mk7) สำหรับรุ่นล่าสุดนั้นจะมีเครื่องมือวัดที่ซับซ้อนสำหรับวัดหาค่าแรงกระทำตั้งฉาก (Normal Force) และแรงเฉือน (Shear Force) ตามผิวของตัวอย่างดิน และสามารถใช้กับการทดสอบในตัวอย่างดินเหนียวได้ด้วย (ดังรูปที่ 2.31) นอกจากนี้ ทางมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ ยังได้พัฒนาเครื่องมือวัดแบบเต็มประสิทธิภาพของเครื่องมือการทดสอบ Simple Shear แบบวงกลมอีกด้วย (ดังรูปที่ 2.32)



รูปที่ 2.31 อุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์แบบ Mk7
 (a) รูปตัด (b) การจัดวางทรานสดิวเซอร์วัดแรง (c) การติดตั้งที่วัดแรงต่างๆ ไป
 และ (d) ความเค้นที่สรุปมาจากแกนของตัวอย่าง (Budhu, 1985)



รูปที่ 2.32 อุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายรูปทรงกระบอกของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์
 (CSSA) (a) รูปตัด (b) การติดตั้งที่วัดแรงต่างๆ ไป (Budhu, 1985)

ต่อมา Budhu (1988) ได้พัฒนาเครื่องมือทดสอบ Simple Shear แบบสี่เหลี่ยมจัตุรัส โดยใช้ร่วมกับเครื่องมือวัดแรง (Load Cell) ของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ โดยเชื่อมที่บริเวณตรงกลางของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งทำให้สามารถวัดค่าแรงเฉือน (Shear Force) และแรงตามแนวตั้ง (Vertical Force) พร้อมทั้งแรงดันน้ำส่วนเกิน (Pore Pressure) ได้อีกด้วย

ส่วนในช่วงท้ายของปี ค.ศ.1960 ได้มีการพัฒนาอุปกรณ์สำหรับทดสอบ Simple Shear มากมายหลายชนิดเกิดขึ้นตามมา หลายๆ อย่างในการสร้างเครื่องมือการทดสอบในช่วงแรกๆ

สามารถที่จะดำเนินการทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำวน (Cyclic Tests) ได้ ซึ่งมีการอธิบายโดยบุคคลหลายท่าน เช่น Peacock และ Seed (1968), Finn, et al.(1971), Hara และ Kiyota (1977), Ansell และ Brown(1978), Sidney, et al.(1978) และ Idriss, et al.(1980) อุปกรณ์อื่นๆ หลายๆ ชนิด เป็นเครื่องมือที่มีช่องอัดแรงดัน(Pressure Chamber) ด้วย ได้อธิบายไว้โดย Franke, et al.(1979), Silver, et al.(1980) และ Tatsuoka และ Silver(1981) อุปกรณ์ทดสอบ Simple Shear แบบพิเศษบางชนิดก็ได้มีการพัฒนาขึ้นมาเพื่อศึกษาแรงกระทำแบบซ้ำวนในหลายทิศทาง (Multidirectional Cyclic Loading) สำหรับทดสอบตัวอย่างทราย ในการศึกษาการเกิดทรายเดือด (Liquefaction) ในขณะเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งได้อธิบายไว้โดย Cassagrande(1979) และ Ishihara และ Yamazaki(1980), DeGroot, et al.(1991c) ก็ได้อธิบายไว้เกี่ยวกับ การใช้เครื่องมือทดสอบแบบ Multidirectional Direct Simple Shear (MDSS) ซึ่งสามารถออกแรงกระทำความเค้นเฉือนในแนวราบ(Horizontal Shear Stress) ใน 2 ทิศทาง ที่เป็นอิสระต่อกัน ในตัวอย่างดินแบบวงกลม ซึ่งพัฒนาขึ้นมาสำหรับจำลอง(Simulate) สภาวะความเค้น ที่กระทำภายในดินฐานรากของโครงสร้างถ่วงน้ำหนักนอกชายฝั่งมหาสมุทรอาร์คติก (Offshore Arctic Gravity Structures)

2.7 ผลงานที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแรงเฉือนแบบตรงอย่างง่าย

อ้างอิงจากข้อมูลพื้นฐานจากผลการทดสอบแบบ K_0 Consolidated Undrained Direct Simple Shear (CK_0 UDSS) จากดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ (Normally Consolidated) จำนวนถึง 100 ตัวอย่างดิน โดยทำการทดสอบที่ M.I.T. ซึ่งในจำนวนนี้เป็นดินเหนียวที่แตกต่างกันมากกว่า 25 ชนิด ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบนี้ได้สรุปไว้อย่างกว้างขวาง ซึ่งค่าที่ได้จะมีความแปรผันไป ขึ้นกับว่าเป็นดินชนิดใดที่ได้ทดสอบ กราฟแสดงสถิติความถี่ของผลการทดสอบ รวมถึงการพล็อตค่าความสัมพันธ์ต่างๆ ได้สรุปไว้ ซึ่งจะเห็นได้ว่าแตกต่าง กันไป ขึ้นกับว่าเป็นดินชนิดใดที่นำมาทดสอบ

การวิเคราะห์ จากการสังเกตผลการทดลอง เกี่ยวกับสภาวะของหน่วยแรงภายในตัวอย่าง ที่ทำการทดสอบแบบแรงเฉือนแบบตรงอย่างง่ายนั้น แสดงให้เห็นว่า ระดับของความไม่สม่ำเสมอของความเค้น (Degree of Non-Uniformity of Stress) สำหรับดินเหนียวนั้น ไม่ค่อยมีความรุนแรงมากเท่ากับ การทำนายผลที่ได้มาจากทางทฤษฎี และการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analyses) ซึ่งเราสมมุติว่า ดินมีพฤติกรรมแบบอีลาสติก (Elastic Behavior) ในความเป็นจริงแล้ว ผลการทดสอบแสดงให้เห็น และทำให้มั่นใจได้ว่า สำหรับดินเหนียวระดับของความไม่สม่ำเสมอของความเค้น และความเครียด (Degree of Non-Uniformity of Stress and Strain) ในตัวอย่างทดสอบ เป็นที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่กับค่า แรงเฉือนต้านทานสูงสุด (Peak Shear Resistance) ของดินนั้น

โดยทั่วไป การใช้เครื่องมือการทดสอบ DSS ของ Geonor ซึ่งสภาวะของหน่วยแรง ณ จุดวิบัติ ไม่สามารถทราบได้ เนื่องจากว่า เรารู้เฉพาะค่าความเค้นในแนวตั้ง (Vertical Stress, σ'_v) กับค่าความเค้นเฉือนบนระนาบราบ (Shear Stress (τ_n) on a Horizontal Plane) เท่านั้น ดังนั้นจึงได้มีการใช้ขอบเขตการวิบัติที่แตกต่างกันถึง 7 ชนิด เพื่อพิจารณาวงกลมของมอร์ (Mohr's Circle) ของความเค้น ณ จุดวิบัติ แต่ถึงกระนั้นก็ตามยังมี ข้อมูลที่น่าสนใจ จากเครื่องมือทดสอบชนิดพิเศษจากมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ เพื่อทดสอบแรงเฉือนแบบตรงอย่างง่าย แต่ข้อมูลที่ได้ก็ยังไม่เป็นที่เพียงพอต่อการสรุปออกมา เพื่อแสดงขอบเขตการวิบัติที่เหมาะสม ถึงอย่างไรก็ตาม เพื่อความกระจ่างชัดที่ ความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Stress (τ_n)_{max}) สำหรับดินเหนียวอัดตัวแน่นปกตินั้นสามารถ สรุปได้ว่า

(1) สมมติว่า ระบบแรงที่มากกระทำ เป็น แรงเฉือนแต่เพียงอย่างเดียว (pure shear) หรือก็คือระนาบวิบัติ อยู่ในแนวราบ ซึ่งไม่ค่อยจะมีเหตุผลเท่าไร

(2) สมมติว่า ระนาบวิบัติในแนวตั้ง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดลองแล้วสำหรับค่าของอัตราส่วนกำลังของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Strength Ratio, $(\tau_n / \sigma'_{vc})_{max}$) มีค่าน้อยกว่า 0.22

(3) ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) มีพื้นฐานมาจาก $(\tau_n)_{max}$ นั้นเป็นสิ่งที่ไม่น่าจะเชื่อได้ สำหรับค่า ระหว่าง $q_r = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ และ $\tau_n = q_r \cos \phi'$

อุปกรณ์ชนิดพิเศษอีกชนิดหนึ่งคือ วงแหวนยางเสริมลวดเหล็ก (Wire - Reinforced Membrane) ใช้ในการหาค่า ความเค้นในแนวรัศมี(Radial Stress, σ'_r) ของตัวอย่าง ในเครื่องมือการทดสอบ DSS จาก Geonor เราสามารถใช้ในการประมาณค่า สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสถิตย์ (K_0) ของตัวอย่างระหว่าง Virgin Consolidation และภายหลังจากการ Rebound ได้ อย่างไรก็ตาม ผลการทดลองจากการทดสอบ ในเครื่องมือชนิดพิเศษจากมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์นี้ แสดงให้เห็นว่า การวัดหาค่า ความเค้นในแนวรัศมี(Radial Stress, σ'_r) ไม่สามารถใช้ได้ระหว่างกระทำแรงเฉือน เพื่อประมาณ สภาวะของหน่วยแรง (State of Stress) ภายในตัวอย่างทดสอบ

การวิจัย เมื่อไม่นานมานี้ ที่ Norwegian Geotechnical Institute (N.G.I.) ได้มีการออกแบบเครื่องมือ Geonor DSS แบบพิเศษขึ้นมา โดยมีความสามารถที่จะใส่ back pressure กับตัวอย่างได้ เพื่อจะได้ยืนยันขณะทำการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำได้ว่า จะสามารถรักษาปริมาตรของตัวอย่างให้คงที่ได้ขณะทำการเฉือนตัวอย่างทดสอบ จากผลการทดลองในดินเหนียวแบบอัดตัวแน่นปกติ(Normally Consolidated Clay) แสดงให้เห็นว่า จะต้องมีการเปลี่ยนแปลง

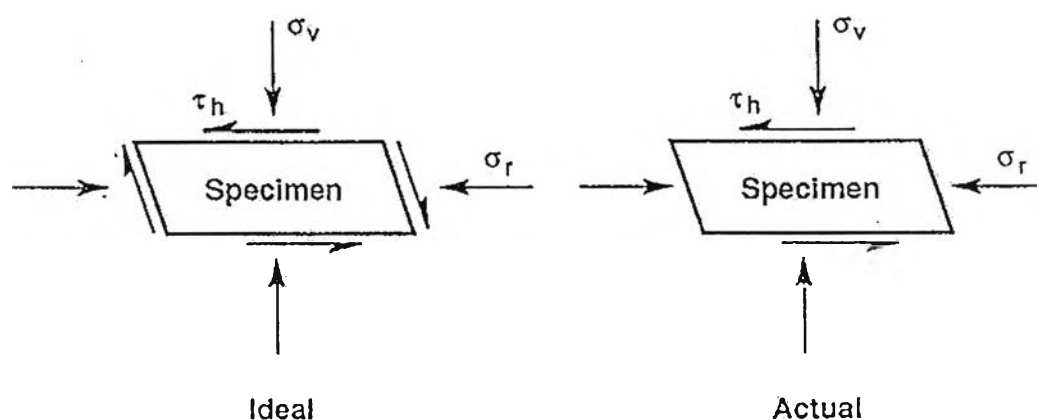
ความเค้นที่กระทำในแนวตั้งตลอดเวลาเพื่อรักษาให้ตัวอย่างทดสอบมีปริมาตรคงที่ ซึ่งจะต้องมีค่าเท่ากับ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกิน ซึ่งจะเกิดขึ้นในการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำจริงๆ

ค่า Strain Softening Behavior ในการทดสอบแบบ CK_0UDSS สำหรับดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ ธรรมชาติของ Strain Softening จำนวน 2 ค่าจะนำมาพิจารณา ในความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมของ ค่าสูงสุดของระหว่าง ความเค้น-ความเครียด และชนิดของดินนั้นๆ สำหรับธรรมชาติที่ได้เลือกมานี้ ค่าระดับของ Strain Softening ของดินต่างชนิดกัน จะไม่ปรากฏอยู่ในความสัมพันธ์ในธรรมชาติ (Plasticity Indices) และธรรมชาติความเหลว (liquidity indices) ข้อมูลจากการทดสอบพิเศษที่ดำเนินการโดย M.I.T. ในวัสดุที่มีคุณสมบัติแบบอิลาสติก และดินเหนียวจำนวน 2 ชนิด แสดงอย่างเด่นชัดว่า ความไม่สม่ำเสมอของสภาวะของความเค้น (Non-Uniform State of Stress) ในอุปกรณ์การทดสอบแบบแรงเฉือนในระนาบอย่างง่าย นั้นมีผลกระทบโดยตรงต่อ การวัดค่าพฤติกรรม Strain Softening ของดิน การเพิ่มขึ้นของค่าความเค้นเฉือน หมุดไปจากแกนแกนกลาง (Neutral Axis) ของอุปกรณ์ สาเหตุเนื่องมาจากอุปกรณ์ มีอิทธิพลต่อการลดลงของค่า ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress) ซึ่งเหมือนกันกับการลดลงของค่าความต้านทานแรงเฉือน (Shear Resistance) ผลกระทบในทางตรงกันข้ามเกิดขึ้นระหว่างการเฉือนในทิศทางตรงกันข้าม (Reversal) หลังจากเกิดความเครียดเฉือนขนาดใหญ่ (Large Shear Strain) ออกจากแนวแกนแกนกลาง (Neutral Axis) จากพื้นฐานของผลการทดสอบที่ได้นี้ ทำให้สามารถสรุปได้ว่า การวัด Strain Softening ในการทดสอบ CK_0UDSS จะได้ค่ามากกว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงๆ แต่อย่างไรก็ตาม ภายหลังจากการวิจัยนี้ เราต้องการรู้จำนวนของระดับความแตกต่าง (Degree of Difference)

2.8 ความสม่ำเสมอของความเค้นและความเครียด

จากความรู้เบื้องต้นที่ผ่านมา จะเห็นได้ว่า เครื่องมือทดสอบ Simple Shear ไม่สามารถกำหนดให้มี ความเค้นกด (Normal Stress) หรือความเค้นเฉือน (Shear Stress) แบบสม่ำเสมอในการทดสอบตัวอย่างได้ ดังนั้น ในปี ค.ศ.1951 Kjellman ได้กล่าวแสดงความคิดเห็นไว้ว่า “เมื่อมีแรงเฉือนมากกระทำที่ผิวด้านบน และด้านล่างของตัวอย่างทดสอบแต่เพียงอย่างเดียว แรงเฉือนที่มากกระทำนี้ จะต้องอยู่ในสภาวะสมดุล ซึ่งก็คือ แรงกด (Normal Force) บนผิวดินนี้จะเกิดการเยื้องศูนย์ ... ด้วยเหตุนี้ ความเค้นกด (Normal Stress) ที่ผิวด้านบนและด้านล่าง จะต้องมีการกระจาย และเปลี่ยนแปลง เช่นเดียวกับความเค้นเฉือน (Shear Stress) ที่ผิวนี้จะต้องมีการกระจาย และเปลี่ยนแปลง นับตั้งแต่เริ่มเป็นศูนย์ ที่ด้านติดกับด้านหน้าและด้านหลังของตัวอย่างทดสอบ เพราะฉะนั้น ระบบของความเค้น (Stress System) จะไม่เหมือนกัน และแตกต่างกันจากระบบของ แรงเฉือนแท้จริง (Pure Shear)“

ปัญหาหลักๆ ที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากความจริงที่ว่า อุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนใน ระบายอย่างง่ายแบบเดิมทั้งหมด ไม่สามารถกำหนดให้มืองค์ประกอบของแรงเฉือนที่กระทำที่ ด้านข้างตัวอย่างทดสอบอย่างสมบูรณ์ได้ ดังรูปที่ 2.33 Roscoe(1953) ได้เน้นในจุดนี้ โดยได้อธิบายไว้ดังต่อไปนี้ "...เป็นที่แน่ชัดว่า ไม่น่าจะเป็นไปได้ ที่เครื่องมือทดสอบทั้งหมดสามารถ กำหนดให้มี ความเค้นเฉือนในระบายอย่างง่าย ให้มีความสม่ำเสมอ พร้อมๆ กันกับความเค้นเฉือนบนผิวของตัวอย่างดินได้" มีการศึกษามากมาย ที่ได้ดำเนินการสำหรับพิจารณา สภาพของ หน่วยแรงภายใน ตัวอย่างดินทดสอบในอุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนในระบายอย่างง่าย ในหัวข้อนี้จะ ได้อธิบายถึง การศึกษาบางอย่าง รวมทั้งการวิเคราะห์ผลทางทฤษฎี และผลจากการทดลอง

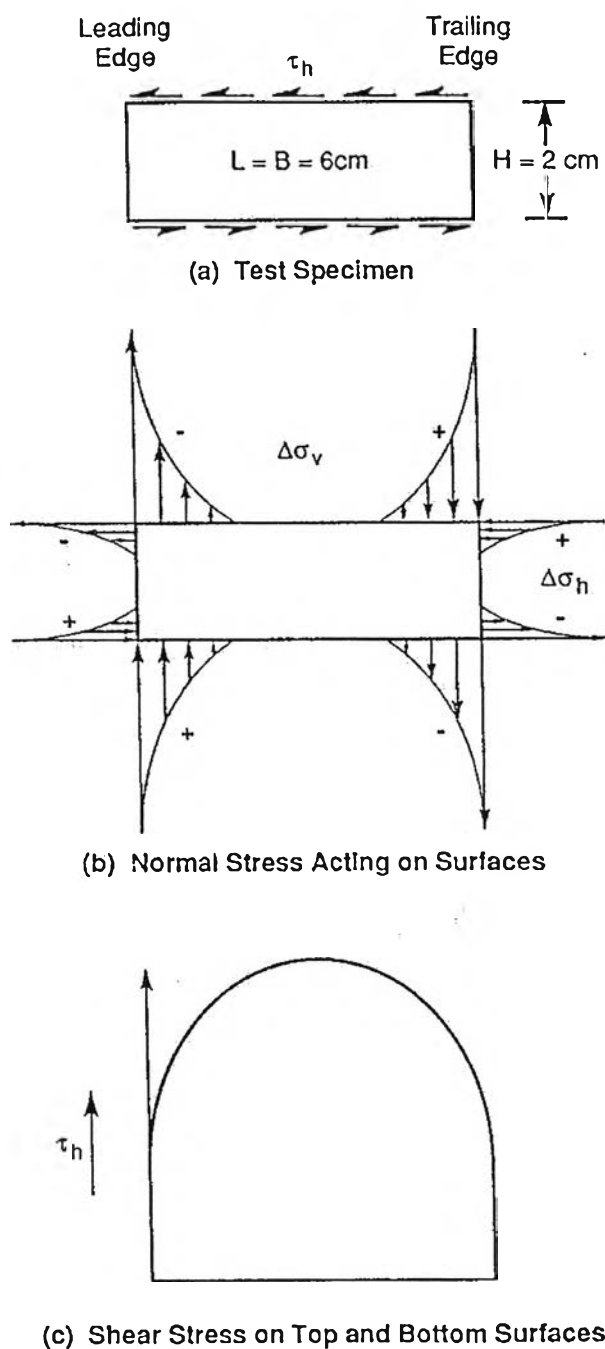


รูปที่ 2.33 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างสถานะของความเค้นในตัวอย่างทดสอบ Simple Shear กับสภาพที่เกิดขึ้นจริง

2.8.1 การวิเคราะห์ทางทฤษฎี และการวิเคราะห์เชิงตัวเลข

Roscoe(1953) ได้ดำเนินการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์ จากเครื่องมือทดสอบวัสดุ แบบอีลาสติกของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า แรงเฉือนที่กระทำที่ผิว ด้านบนและด้านล่าง มีค่าเท่ากัน แต่เป็นแรงคู่ควบที่มากกระทำ ระหว่างที่มีความเค้นกด (Normal Stress) กระทำบนผิวของตัวอย่างทดสอบ ลบกับแรงคู่ควบที่กระทำอีกส่วนหนึ่งที่ด้านข้าง ของ ตัวอย่างทดสอบ การเกิดแรงคู่ควบที่ผิวที่ตรงข้ามกันเพื่อต่อต้านนี้ เป็นผลมาจากบริเวณที่เกิดแรง ดึงและจะเกิดขึ้นที่ขอบตะกั่วด้านบนและบริเวณขอบด้านล่าง บริเวณที่เกิดแรงดึงนี้สามารถ เอาชนะได้ ถ้ามีความเค้นกดมาก (Large Normal Stress) อย่างเพียงพอ กระทำบนตัวอย่าง (การ วิเคราะห์นี้ ดำเนินการโดยที่ ความเค้นกดเริ่มต้นเป็นศูนย์ กระทำบนตัวอย่างทดสอบ) และผลการ

ทดสอบยังได้แสดงอีกว่า ค่าความเค้นเฉือนบนผิวตัวอย่างนั้น ประมาณได้ว่า สม่่าเสมอในทิศทางตัดขวางเฉพาะที่บริเวณ 1 ใน 3 ส่วนของผิวตัวอย่าง

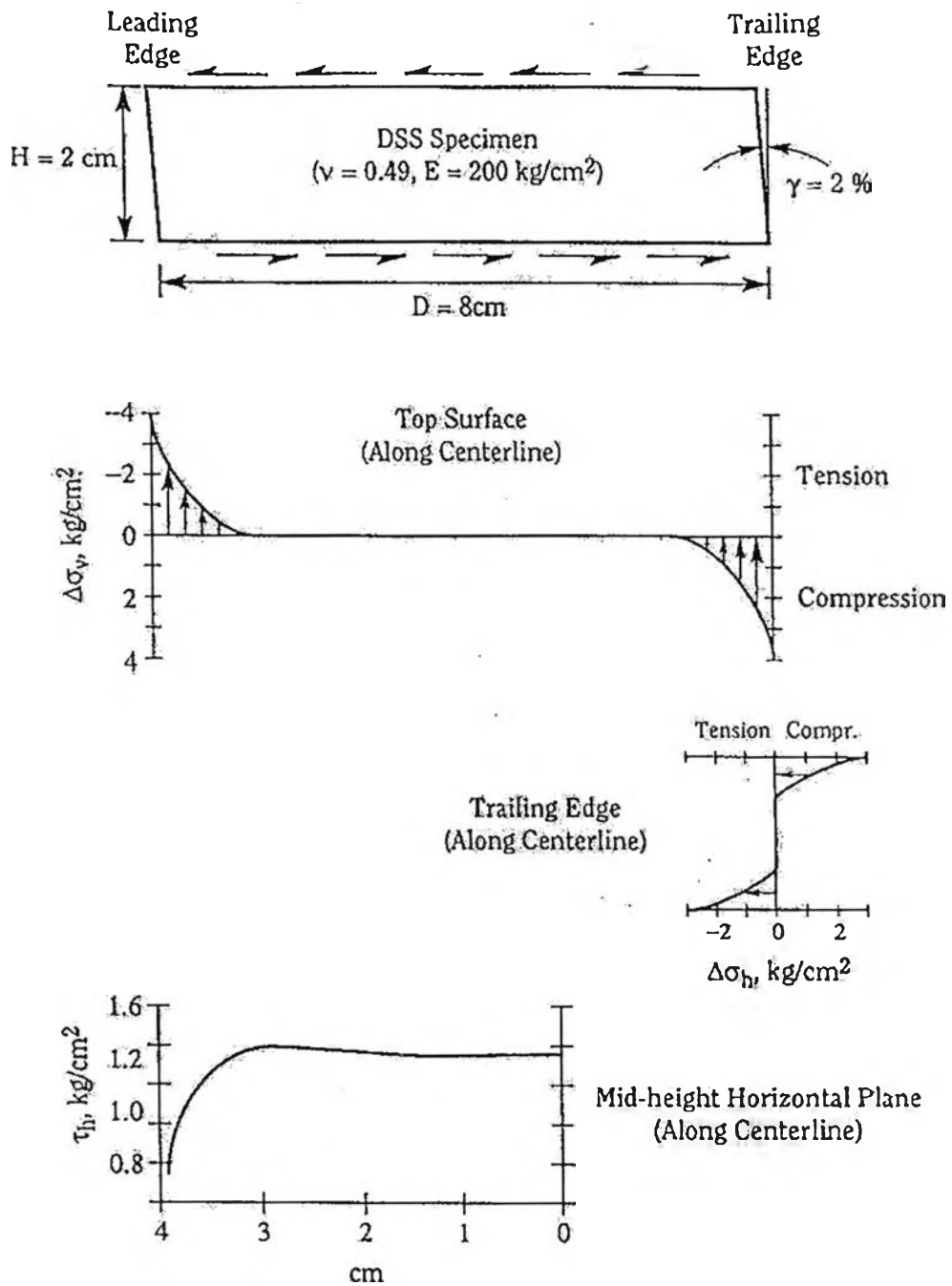


รูปที่ 2.34 แสดงความเค้นยึดหยุ่นในอุปกรณ์การทดสอบ Simple Shear ของเคมบริดจ์ (Roscoe, 1953; Duncan และ Dunlop, 1969)

ผลการทดสอบนี้ได้แสดงไว้เป็นภาพ ดังรูปที่ 2.34 ในหน้าที่ผ่านมา Duncan และ Dunlop(1969) ใช้การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ กับความสัมพันธ์แบบไม่เป็นเชิงเส้น (Nonlinear) และองค์ประกอบของความเค้น-ความเครียดแบบไม่เท่ากัน (Anisotropic Stress - Strain Constitutive) เพื่อศึกษาสภาวะความเค้น ภายในเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนในระนาบอย่างง่ายของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ อาศัยพื้นฐานจากการศึกษาของ Roscoe กับวัสดุที่เป็นอีลาสติก (Elastic Material) เขาชี้ชัดสำหรับ ความสมดุลในระนาบของความเค้นเฉือนมีการแปรเปลี่ยนตลอดทั้งความสูงของตัวอย่าง ซึ่งมันเพิ่มขึ้นจากด้านบน และด้านล่าง ตรงไปยังบริเวณกึ่งกลาง และจะมีค่ามากที่สุดที่ครึ่งหนึ่งของความสูง สำหรับการวิเคราะห์ของ Roscoe นั้นจะมีความแตกต่างระหว่าง ค่าเฉลี่ยของความเค้นเฉือนที่ด้านบน และบริเวณกึ่งกลางของความสูงเท่ากับ 7 เปอร์เซ็นต์ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบไม่เป็นเชิงเส้น ช่วงของค่าจะมีความแตกต่างกันตั้งแต่ 4 เปอร์เซ็นต์ ถึง 8 เปอร์เซ็นต์ ความแตกต่างกันที่มากที่สุด มีความสอดคล้องกับค่าที่เล็กน้อยของความเครียดเฉือน และเขายังพบอีกด้วยว่า สภาวะความเค้นในตัวอย่างทดสอบแรงเฉือนในระนาบอย่างง่าย และความไม่สม่ำเสมอ การพังแบบค่อยเป็นค่อยไปจนวิบัติ (Progressive Failure) เขายังสรุปว่าจะไม่มีผล หรือมีผลเล็กน้อย ของแรงต้านทานแรงเฉือนอย่างง่าย จากการทดสอบโคลนของอ่าวซานฟรานซิสโก (San Francisco Bay Mud, SFBM) แต่อาจจะ มีผลกระทบในพฤติกรรมของดินเหนียวที่มีการแตกตัวของอนุภาค

Lucks, et al.(1972) ใช้การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ชนิด 3 มิติ กับกำหนดให้วัสดุมีคุณสมบัติแบบ Linear Elastic Isotropic พร้อมกับตั้งสมมติฐานว่าความเครียดมีค่าน้อยมากจนไม่สามารถที่จะวัดได้ ในการศึกษาสภาพของความเค้นของเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของ Geonor ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.35 ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ความเค้นในที่ที่เกิดขึ้นรุนแรงบริเวณขอบของวัสดุแบบอีลาสติกในอุปกรณ์การทดสอบ แต่ถึงอย่างไรก็ตาม เกือบ 70 เปอร์เซ็นต์ ของตัวอย่างที่นำมาทดสอบ อยู่ในเงื่อนไขที่ว่า ความเค้นมีค่าสม่ำเสมอ และค่าความเค้นเฉือนในแนวราบกระทำที่กึ่งกลางของความสูงของตัวอย่าง และมีค่าสม่ำเสมอมากกว่าที่กึ่งกลาง 80 เปอร์เซ็นต์ของตัวอย่าง ในท้ายที่สุดแล้วเราสามารถที่จะสรุปได้ว่า มีเหตุผลที่จะสมมติว่าการทดสอบนี้วัดค่าความเค้นเฉือนในแนวราบ และการพัฒนาการของการคลาก นี้มีความสำคัญน้อย ยกเว้นดินจะมีนัยสำคัญของ Strain Softening

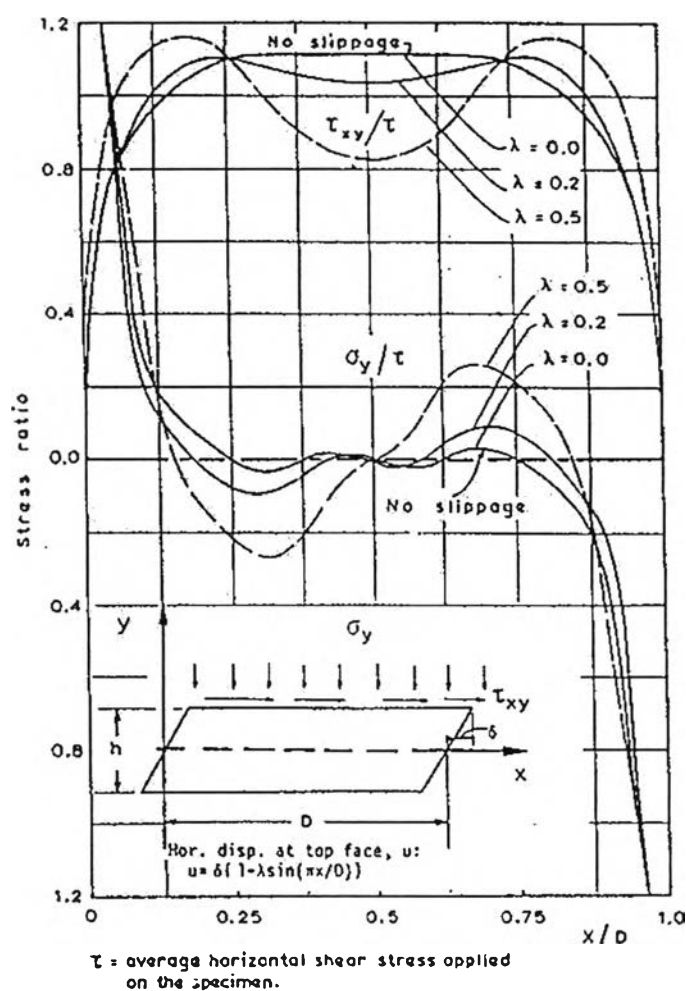
Prevost and Hoeg (1976) ได้ใช้วิธีการทางคณิตศาสตร์ เพื่อพิจารณาผลกระทบของการไถลบนการกระจายของความเค้นของตัวอย่างในอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ โดยใช้แบบจำลองดินชนิด isotropic elastic



รูปที่ 2.35 แสดงความเค้นยึดหยุ่นในอุปกรณ์การทดสอบ Direct Simple Shear ของ Geonor (Lucks, et al., 1972; Ladd และ Edgers, 1972)

รูปที่ 2.36 แสดงให้เห็นผลของกรณีที่มีการไถล ($\lambda = 0$) ระหว่างที่ด้านบน และด้านล่างของผิวสัมผัส และดิน (สิ่งนี้เหมือนกันกับ การวิเคราะห์ของ Roscoe's) รูปนี้ก็ยังแสดงผลเพิ่มเติมอีก 2 กรณี โดยที่ จุดกึ่งกลางของจุดสูงสุด และจุดต่ำสุดของผิวสัมผัสของตัวอย่างดินเคลื่อนที่ไปเพียง 80 เปอร์เซ็นต์ ($\lambda = 0.2$) และ 50 เปอร์เซ็นต์ ($\lambda = 0.5$) ของการเสียรูปในแนวราบของขอบของ

ตัวอย่าง (ด) ผลการทดสอบแสดงว่ามีความแปรปรวนจำนวนมากของการกระจายของความเค้นระหว่างมีการเลื่อนไถล แต่การวิเคราะห์ที่เป็นตัวแทนนี้เป็นกรณีสุดท้าย มีความที่ไม่น่าจะเป็นไปได้สูงว่า ที่จุดกึ่งกลางของตัวอย่างดินจะมีการเคลื่อนที่เพียง 50 เปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่บริเวณที่ขอบ สำหรับดิน Elasto-Plastic ค่าความเข้มข้นของความเค้นจะน้อยกว่าที่จุดที่ดิน Yield มาก นอกจากนี้ ยังได้มีการบ่งชี้จาก Lacasse และ Vucetic (1981) ว่า การไถลในหลายๆ กรณีสามารถตรวจพบได้โดยการศึกษาเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น - ความเครียด จากการทดลอง เช่น Mishu, et al., 1982



รูปที่ 2.36 การกระจายของแรงเฉือน และความเค้นตั้งฉากที่ผิวบนของตัวอย่างทดสอบ ในเครื่องมือทดสอบของมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์ ระหว่างการไถล ซึ่งคำนวณโดย Prevost และ Hoeg (1976; จาก Lacasse และ Vucetic, 1981)

Shen, et al. (1978) ดำเนินการศึกษาพารามิเตอร์ของ เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของ Geonor โดยใช้การวิเคราะห์โดยวิธีอีลาสติกไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติ ของแรงกระทำกับวัสดุของแข็งทั้งชนิด ไม่สมมาตรรอบแกน และสมมาตรรอบแกน การศึกษานี้จะให้คุณสมบัติของวัสดุที่มีองค์ประกอบแตกต่างกัน รวมถึง ความแข็งแรงของแผ่นยาง (Membrane Stiffness), รูปร่างของตัวอย่างทดสอบ (Specimen Geometry), และขอบเขตการเคลื่อนตัว (Boundary Displacement) จากผลการศึกษาสรุบได้ว่า ความสม่ำเสมอของการกระจายความเครียดเฉือนในตัวอย่างทดสอบสามารถพิสูจน์ได้ดังนี้

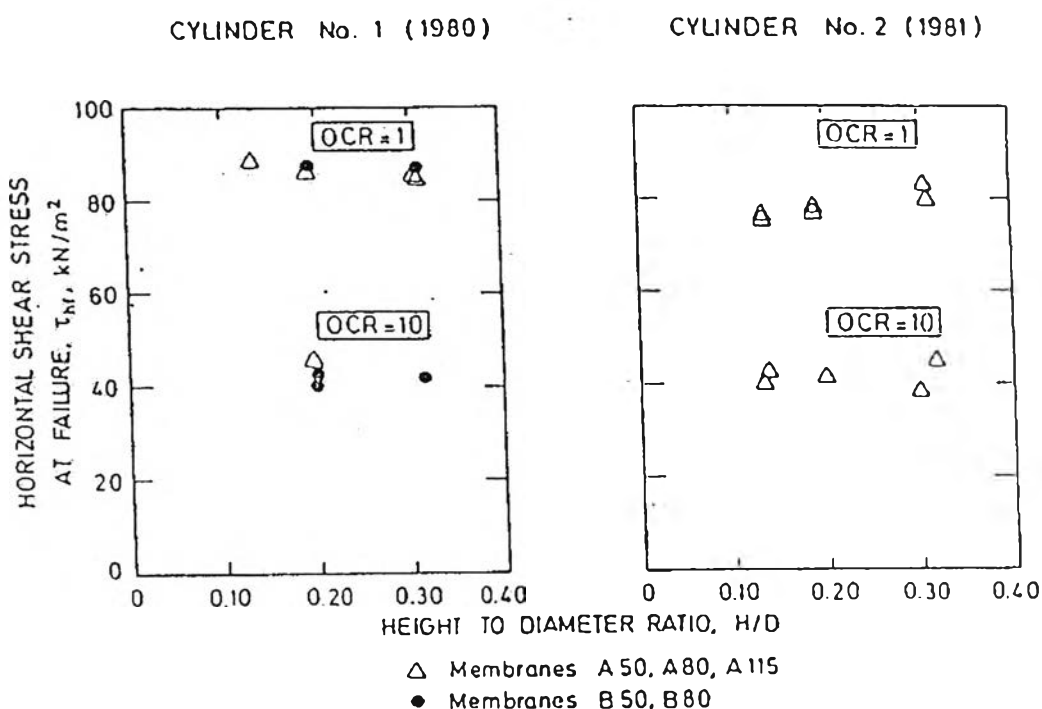
1. อัตราส่วนของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างมีค่าลดลง
2. เปอร์เซ็นต์ของ Wire – Reinforcement เพิ่มสูงขึ้น
3. ค่า Elastic Modulus ของดินลดลง
4. ค่าอัตราส่วนปัวซองด์ (Poisson's Ratio) ของดินลดลง
5. แรงกระทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบมีค่าเพิ่มสูงขึ้น

Saada และ Townsend (1981) ได้ทำการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ โดยใช้พื้นฐานหลักการของ St. Venant's และผลการศึกษา Photoelastic ดำเนินการโดย Wright, et al. (1978) เพื่ออธิบายทฤษฎี และผลการทดลองการกระจายความเค้นแบบอีลาสติก สำหรับการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายในตัวอย่างทดสอบแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัส และแบบวงกลม จากการวิเคราะห์ดังกล่าว สรุบได้ว่า การกระจายของความเค้นในตัวอย่าง ยังห่างจากแบบสม่ำเสมอ และอยู่บนพื้นฐานของการศึกษา Photoelastic สามารถเปลี่ยนแปลงได้มากที่สุด 47 เปอร์เซ็นต์ พวกเขายังได้สรุปในภายหลังต่อมาอีกว่า อุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายไม่นิยมจะใช้ในการวิจัย Christian (1981) ได้ชี้ให้เห็นว่า การทดลองแบบ Photoelastic แสดงความเค้นเฉือนในแนวราบ คือมีการกระจายแบบไม่สมมาตรรอบแกน ประมาณที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ ซึ่งเป็นไปไม่ได้สำหรับ Isotropic, Elastic, และวัสดุที่มีแรงกระทำสมมาตรรอบแกน จากการวางแผ่นกดทับที่เป็นของแข็งในแนวราบ

2.8.2 ผลการทดสอบจากห้องทดลอง

Vucetic และ Lacasse (1982) ได้ทำการทดลองและศึกษาถึงผลของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง และ ความแข็งแรงของแผ่น membrane (Membrane Stiffness) กับพฤติกรรมของดินเหนียวในเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของ Geonor, การศึกษานี้ได้รวมการทดสอบแบบควบคุมความเครียดในปริมาณคงที่ของตัวอย่างดินคงสภาพจากดินเหนียวประเภท CL แข็ง

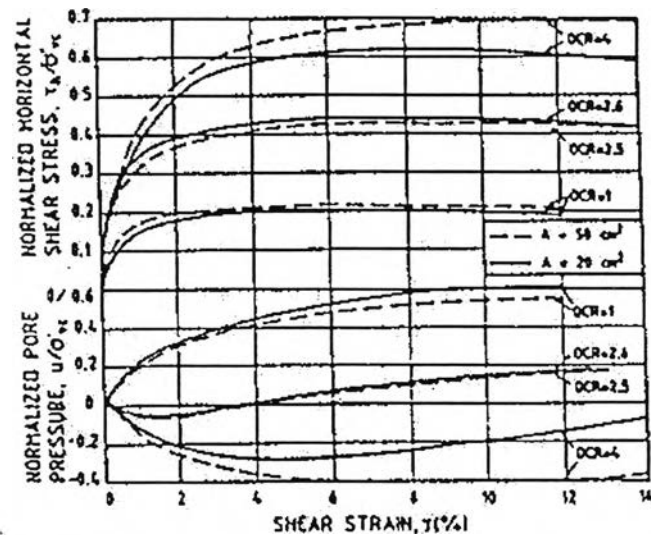
ปานกลาง Haga รูปที่ 2.37 แสดงสรุปผลการทดสอบที่ดำเนินการที่ OCR = 1 และ 10 กับค่าอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางจำนวน 3 ค่าที่แตกต่างกันคือ 0.32, 0.20 และ 0.14 โดยที่รักษาความสูงคงที่ที่ 1.6 cm. และใช้แผ่น membrane 2 ชนิดที่ต่างกัน ผลการทดสอบแสดงว่าสำหรับดินเหนียวและอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางไม่มีความสำคัญหรือมีอิทธิพลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสักเท่าไร เมื่อวัดจากเครื่องมือการทดสอบอย่างง่ายของ Geonor นอกจากนี้ ผลการทดสอบที่ใช้ความแข็งแรงของ Wire Reinforcement Membrane ที่ต่างกัน ก็ไม่ให้ผลที่ต่างกันเท่าไร ในส่วนท้ายของบทนี้ Vucetic และ Lacasse (1984) ยังได้เสนอข้อมูลเพิ่มเติมจากการทดสอบ DSS ในสภาพสถิตยศาสตร์ และสภาพการกระทำของแรงแบบวัฏจักรของตัวอย่างที่มีพื้นที่ 20 ซม.² และ 50 ซม.² จากดินเหนียว Drammen รูปที่ 2.38 ผลการทดสอบก็แสดงให้เห็นถึงความแตกต่างเพียงเล็กน้อยของพฤติกรรมของดินระหว่างตัวอย่างที่มีขนาดแตกต่างกัน 2 ตัวอย่าง



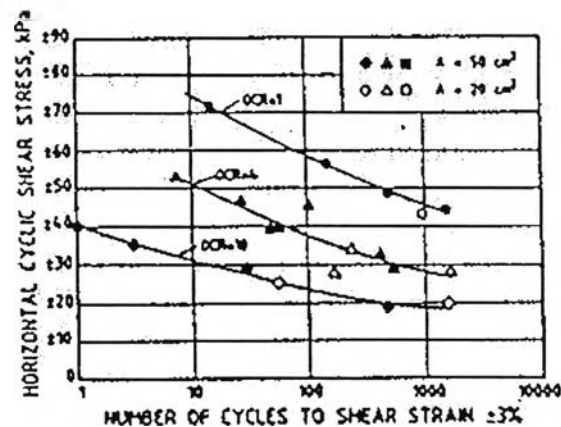
รูปที่ 2.37 ผลกระทบของอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่าง และชนิดของแผ่นยางต่าง ๆ กัน โดยการวัดค่าที่มีความเค้นเฉือนในแนวนอนสูงสุด จากเครื่องมือทดสอบ DSS ของ Geonor ในตัวอย่างดินจาก Haga (Vucetic และ Lacasse, 1982)

จากผลการทดสอบของ Vucetic และ Lacasse สามารถสรุปได้ว่า การวิเคราะห์หีลลัสติกทางทฤษฎีของอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย ให้มุมมองที่ไม่ค่อยดีของการคาดว่ามีผลกระทบกับความไม่สม่ำเสมอของความเค้น พวกเขา กล่าวว่า การวิเคราะห์เช่นนั้นไม่สามารถ

คำนึงถึงผลของ Soil Yield ระหว่างกระทำแรงเฉือน ซึ่งจะทำให้ความเข้มข้นของความเค้นลดลง จากที่คาดหวังไว้ ผู้เขียนยังได้กล่าวในส่วนท้ายของบทความนี้เกี่ยวกับ "การทดสอบแรงเฉือนโดยตรง อย่างง่ายนี้ เชื่อว่าจะให้ผลของการคลากและเป็นตัวแทนอันหนึ่งที่มีความสำคัญมากในวันนี้ เพื่อจะนิยามพฤติกรรมของค่าความเค้น ความเครียดของดินที่มีความซับซ้อนในการปฏิบัติงานทางวิศวกรรม"



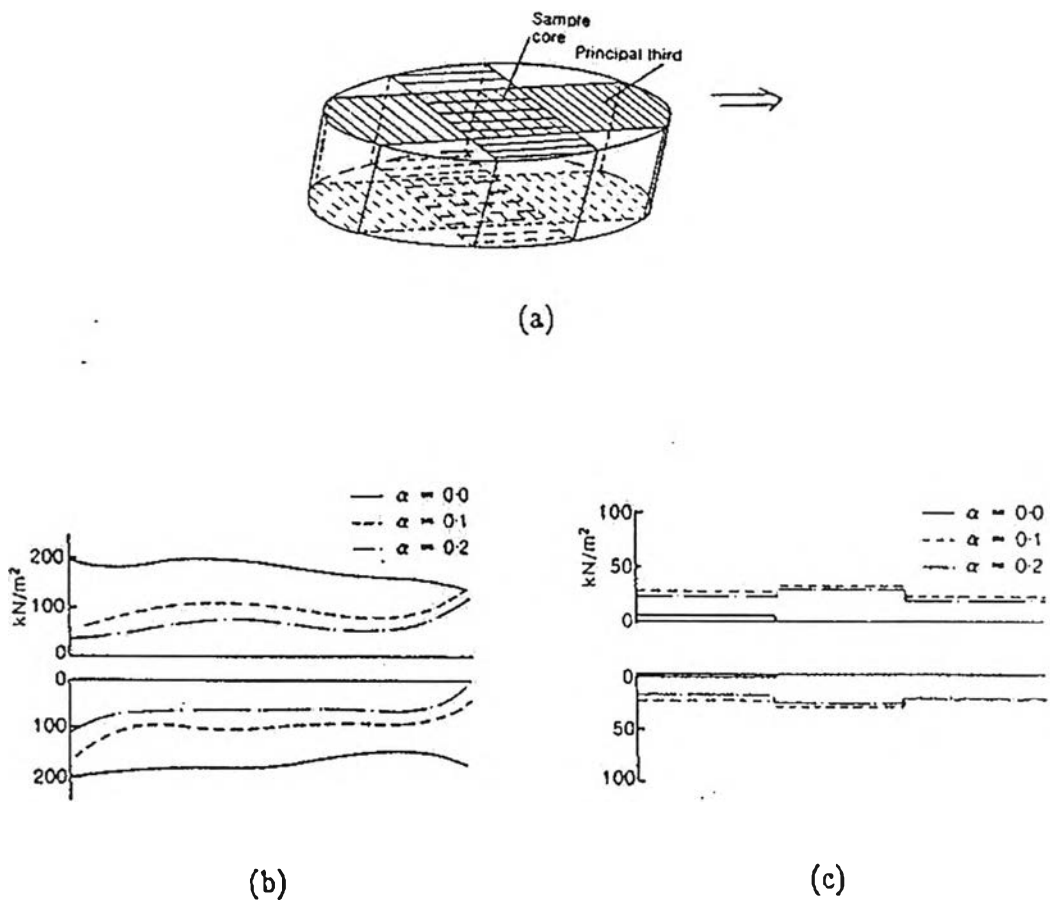
(a)



(b)

รูปที่ 2.38 ผลการทดสอบแบบปริมาตรคงที่ (Constant Volume) จากเครื่องมือทดสอบ DSS ของ Geonor ในตัวอย่างดินจาก Drummen โดยมีพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง 20 และ 50 ตารางเซนติเมตร (a) การทดสอบแบบสถิตศาสตร์ (b) การทดสอบแบบวัฏจักร (Vucetic และ Lacasse, 1982)

จากการศึกษาผลการทดสอบหลายๆ อัน ที่ดำเนินการแบบมีความสม่ำเสมอของความเค้นของการทดสอบตัวอย่างทรายในเครื่องมือทดสอบ แรงเฉือนอย่างง่ายของ Cambridge (Aireg and Wood, 1984; Budhu, 1984 a; Budhu, 1984b; Aireg, et al., 1985) อุปกรณ์การทดสอบของ Cambridge เป็นเครื่องมือที่มีความซับซ้อนมาก ดังนั้น ค่าความเค้นตั้งฉาก (Normal Stresses) และความเค้นเฉือน (Shear Stress) สามารถวัดได้ที่ตำแหน่งหลายๆ ตำแหน่ง บนผิวของตัวอย่างทั้งด้านบนและล่าง ผลการทดสอบจำนวนมาก แสดงว่า ความไม่สม่ำเสมอมีปัจจัยต่อการกระจายของความเค้นทั้งที่จุดปลายของการอัดตัวใน 1 มิติ และ ค่าแรงเค้นเฉือนที่มากที่สุด



รูปที่ 2.39 การกระจายของความเค้นที่บริเวณ 1 ใน 3 ส่วนของตัวอย่างในการทดสอบแบบปริมาตรคงที่ของดิน Kaolin ใน Cambridge CSSA (a) Principal third load cell (b) ความเค้นตั้งฉาก (c) ความเค้นเฉือน (α = มุมบิดเฉือน γ_{yx} (Airey และ Wood, 1987)

การทดสอบจำนวนจำกัดที่กระทำกับตัวอย่างดินเหนียว สันนิษฐานผลนี้ (Aireg และ Wood, 1984; Aireg, et al., 1985; Aireg และ Wood, 1987) รูปที่ 2.39 แสดงการกระจายของความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนที่วัดประมาณ 1/3 จากที่วัดแรง (Load Cells) ในการทดสอบที่มีปริมาตรคงที่ ในตัวอย่างดินแบบอัดตัวแน่นปกติของ Kaolin ในเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนอย่าง

ง่ายชนิดวงกลมของ Cambridge ที่วัดแรงในแนวตั้งแต่ละอัน, ระยะเยื้องศูนย์กลางของเขาในแนวตั้ง และแนวเขื่อนสามารถหาได้ ที่ปลายของตัวอย่างทดสอบค่าการกระจายของความเค้นตั้งฉากจะประมาณได้จาก การวัดหาแรงกระทำตั้งฉากที่เหมาะสมและการเยื้องศูนย์กลางต่อ Quintic Polynomial การกระจายของความเค้นตั้งฉากที่บริเวณปลายของการยุบอัดตัวใน 1 มิติ ($\alpha = 0.0$) ประมาณได้ว่ามีค่าสม่ำเสมอ ขณะที่ $\gamma = 10\%$ และ 20% ความเครียดเฉือน ($\alpha = 0.1$ และ 0.2) การกระจายตัวจะมีความสม่ำเสมอปานกลาง ผลการทดสอบนี้มากกว่าการวัดของตัวอย่างทรายที่สรุปโดย Aireg, et al. (1985) ซึ่งกล่าวไว้ว่า "ผลการทดสอบมีความชัดเจนในตัวอย่างดินเหนียว ในเครื่องมือการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายโดยมีขอบเขตของความเค้นสม่ำเสมอและการเสียรูปภายในมีค่ามากกว่าการทดสอบในตัวอย่างทราย" Aireg และ Wood (1987) เสริมการสรุปนี้ โดยกล่าวว่า การเตรียมระนาบทั้งหลายไม่มีการพัฒนาในตัวอย่างทดสอบ พฤติกรรมความเค้น-ความเครียดจากการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย ในตัวอย่างดินเหนียวสามารถเสนอได้ด้วย ความมั่นใจ

2.8.3 สรุปเรื่องความสม่ำเสมอของความเค้นและความเครียด

จากการศึกษาเบื้องต้นทั้งหมดของความสม่ำเสมอของความเค้นในเครื่องมือการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย โดยใช้ การวิเคราะห์ทั้งทางทฤษฎีและการวิเคราะห์เชิงตัวเลข โดยสมมติ พฤติกรรมของตัวอย่างดินเป็นแบบอิลาสติก การศึกษานี้ไม่คิดธรรมชาติของการเปลี่ยนแปลงความเค้นในอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย แต่สถานการณ์ก็มีแนวโน้มที่จะเกินเลยจากความ เป็นจริง สำหรับวัสดุแบบอิลาสติก ค่าความเข้มข้นของความเค้นที่ปลายของตัวอย่าง เป็นกรณีที่เกิดหรือมีค่ามากที่สุด สิ่งนี้จะไม่คาดหวังได้ว่า ถ้าเป็นวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบพลาสติก เช่น ดินเหนียวที่สภาวะคลาก (Yields) โดยที่ได้แสดงไว้อย่างชัดเจน โดย Aireg และ Woods¹ (1987) ในการทดสอบดิน Kaolin และข้อมูลของ Vucetic และ Lacasses's (1982, 1984) จากการทดสอบ DSS ที่มีปริมาตรคงที่ของตัวอย่างดินเหนียวที่มีค่าอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางที่แตกต่างกัน (รูปที่ 2.37 และ รูปที่ 2.38) นอกจากนี้ Aireg และ Wood ยังได้มีการพิสูจน์ว่าถูกต้องพร้อมกับอธิบายความสม่ำเสมอของความเค้นและความเครียด ในการทดสอบ DSS ที่ดีกว่าเครื่องมือทดสอบแรงอัด 3 แกนแบบมาตรฐานที่ความเครียดสูงกับปลาย ขรุขระ จุดไหนที่พิจารณาว่าที่ไปออกมาในแนวราบของตัวอย่าง อาจเกิดขึ้น เมื่อการทดสอบ ไกลๆ จะถึงจุดวิบัติ ผลการทดสอบแรงอัด 3 แกนยังไม่ได้คลายข้อสงสัย ดังเช่น ผลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย

2.9 ลักษณะของความเค้น ณ จุดวิบัติ

การพิจารณาสถานะของความเค้น ณ จุดวิบัติในเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่ายนี้ เป็นหัวข้อที่มีความน่าสนใจมากกว่า การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายในหัวข้ออื่นๆ ปัญหาพื้นฐานที่พบส่วนมากในอุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย คือ ข้อมูลจากการทดสอบที่ได้ไม่เพียงพอที่จะวาดรูปวงกลมของมอร์ ณ ความเค้นที่จุดวิบัติได้ ยกตัวอย่างเช่น ในเครื่องมือการทดสอบ DSS ของ Geonor เราทราบเพียงแต่ความเค้นตามแนวตั้ง (σ_v) และความเค้นเฉือนตามแนวราบ (τ_n) เท่านั้น (ซึ่ง 2 ค่านี้ก็เพียงพอจุด 1 จุดในวงกลมมอร์) มันมีเพียงอุปกรณ์การทดสอบที่พัฒนาโดยมหาวิทยาลัยเคมบริดจ์เท่านั้นที่จะแสดงสถานะของความเค้นโดยสมบูรณ์ (ถึงแม้ว่าการพิจารณาการรวมกันในสิ่งที่ต้องการ) แต่ถึงอย่างไรก็ตาม อุปกรณ์ของเคมบริดจ์ก็เป็นกลุ่มที่ทำให้ความกระจ่าง เฉพาะในงานวิจัยเท่านั้น ขณะที่อุปกรณ์จาก Geonor จะมีการใช้กันมากกว่าในทางปฏิบัติ ดังนั้นจึงมีความสำคัญที่จะต้องสามารถประเมินค่าสถานะของความเค้นในอุปกรณ์การทดสอบชนิดนี้ สถานะของความเค้น ณ จุดวิบัติในตัวอย่างสามารถแทนได้ด้วย ลักษณะเฉพาะของความเค้นจากวงกลมมอร์ ค่าความเค้นเฉือนที่มากที่สุดที่กระทำภายในตัวอย่างจะมีค่าเท่ากับรัศมีของวงกลมมอร์ จากนิยามนี้บ่อยๆ จะใช้เป็นตัวแทนของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ในการทดสอบ ตัวอย่างดินเหนียวที่มีความเชื่อมแน่นและอึดตัวด้วยน้ำ ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ ดังนี้

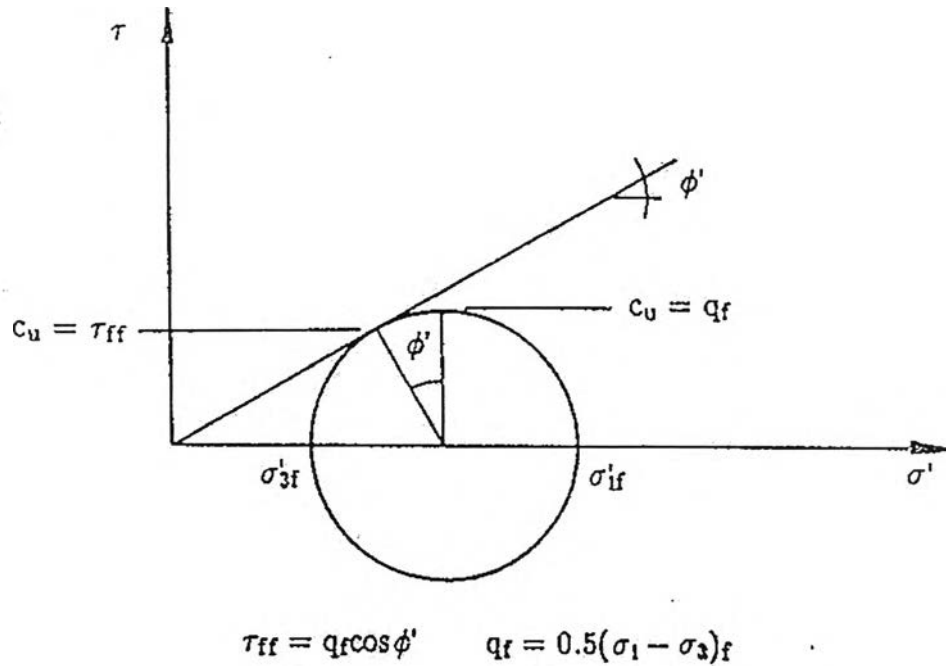
$$S_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (2.7)$$

โดยที่

S_u	=	ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ
σ_1	=	ระนาบของความเค้นหลัก
σ_3	=	ระนาบของความเค้นรอง
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	=	ผลต่างของความเค้น ณ จุดวิบัติ (ค่าสูงสุด)

ถึงแม้ว่านิยามนี้จะไม่เป็นจริง เพราะว่าไม่ได้คำนึงถึงผลของ Intermediate Principal Stress, σ_2 แต่ก็ยังนิยมใช้กันโดยทั่วไป สำหรับบุคคลอื่นๆ (Ladd, 1988; Wroth, 1987 และ คู่มือออกแบบของ USACE, 1970) ได้อภิปรายกันถึงการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

น้ำของดิน มันมีความเหมาะสมมากกว่าที่จะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนบนพื้นผิวการวิบัติที่มีโอกาสจะเป็นไปได้มากกว่า เช่น $S_u = 0.5 (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \phi$; ดูรูปที่ 2.40



รูปที่ 2.40 นิยามของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (1) รัศมีของวงกลมมอร์ ของความเค้นที่จะวิบัติ, $S_u = q_f$; (2) ความเค้นเฉือนที่ระนาบวิบัติ, $S_u = \tau_{ff} = q_f \cos \phi'$.

วัตถุประสงค์ของหัวข้อนี้จะทบทวนเงื่อนไขการวิบัติต่างๆ ซึ่งจะเสนอไว้ในผลการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย ในขณะที่จุดสำคัญหลักๆ ของรายงานนี้ คือ การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวที่มีความเชื่อมแน่น ผลการทดสอบแบบระบายน้ำ จะกระทำกับทรายในอุปกรณ์ของเคมบริดจ์ก็ได้ นำเสนอไว้ด้วย, Wood, et al. (1979) เสนอแนะว่า วิธีการในการพิจารณาสถานะของความเค้นภายในส่วนกึ่งกลางของตัวอย่างในเครื่องมือทดสอบของเคมบริดจ์แบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า (เช่น Mk 7) วิธีการนี้จะใช้สมมูลของแรงในการพิจารณา Stress Tensor (σ_{ij}) บนพื้นฐานของการวัดค่าจากลำดับของที่วัดแรง (Load Cells) ในอุปกรณ์ สถานะของความเค้นนี้จะคำนวณภายในส่วนกลางของตัวอย่าง เพราะว่าเป็นบริเวณซึ่งมีผลกระทบน้อยที่สุดจากความไม่สม่ำเสมอของความเค้นที่ปลาย วิธีการนี้ยอมให้การกำหนดทิศทางของความเค้นหลัก (Principal Stress) การเพิ่มขึ้นของความเค้นหลักและการเพิ่มขึ้นของความเครียดหลักจะพิจารณา

2.9.1 เงื่อนไขการวิบัติ

มีการเสนอไว้ถึง 7 ประการเพื่อจะพิจารณาวงกลมมอร์ของความเค้นที่จุดวิบัติในการทดสอบด้วยอุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของ Geonor ในแต่ละวิธีจะทำโดยมีสมมติฐานว่าพิจารณาจุดกำเนิดของระนาบ (O_p), ขนาดของวงกลมมอร์ ณ จุดวิบัติ และสถานะของความเค้นรูปที่ 2.41 แสดงวงกลมมอร์ของความเค้นเริ่มต้น จะทำให้อยู่ในสภาพเหมือน K_0 Condition และเงื่อนไขการวิบัติของ Mohr - Coulomb คือสมมติให้มีเหตุผล (เช่น ความเค้นบนระนาบการวิบัติที่จุดวิบัติ, τ_v และ σ'_v เหมือนกับจุดของเส้นสัมผัสวงกลมระหว่างวงกลมมอร์ที่จุดวิบัติ และ Failure Envelope สมมติว่า แรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shearing) เกิดขึ้น โดยที่ความเค้นตั้งฉากตามแนวตั้งมีค่าคงที่ (σ'_v) กับผลของการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำส่วนเกิน การทดสอบ DSS ปกติแล้วจะดำเนินการโดยเปลี่ยนแปลงค่า σ'_v โดยจะรักษาให้ปริมาตรมีค่าคงที่

2.9.2 เงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 1 - ระบบของความเค้นที่มากกระทำเป็นแบบเฉือนอย่างเดียว

Pascoe (1993) และ Duncan และ Dunlop (1969) เสนอว่า ระบบของความเค้นที่มากกระทำเป็นแบบเฉือนอย่างเดียว (รูปที่ 2.42) ในการเฉือนอย่างเดียวนี้ ความเค้นรวมตามแนวราบทั้งหมดและความเค้นรวมตามแนวตั้ง และค่าอัตราส่วนของ σ'_v/σ'_v จะสมมติให้มีค่าคงที่ระหว่างกระทำแรงเฉือน วิธีการนี้จะให้ค่าที่สูงที่สุดของค่า q/σ'_{ve} และมุมเสียดทาน ϕ' มันรวมทั้งจำนวนที่น้อยที่สุดของการหมุนของความเค้นหลัก (Principal Stresses) และให้ผลของระนาบวิบัติซึ่งเบี่ยงเบนจากระนาบตามแนวราบ (Ladd และ Edgers, 1972)

Ladd และ Edgers (1972) และ Ochiai (1981) ใช้สมมติฐานนี้ เพื่อแสดงสถานะของความเค้นที่จะทำนาย ผลการทดสอบ DSS ในตัวอย่างดินที่แตกต่างกัน หลายๆ ตัวอย่าง พวกเขาแสดงว่า ดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ จะให้ค่ามุมเสียดทานไม่แท้จริง (เช่น $\phi' > 80^\circ$ สำหรับ Boston Blue Clay) นอกจากนี้ สมมติฐานของการทำให้ σ'_v/σ'_v คงที่ ระหว่างกระทำแรงเฉือนนั้น ก็เป็นการตั้งสมมติฐานที่ไม่เหมาะสมเท่าไร Dyrik และ Zimmie (1983) เสนอผลของการทดสอบกับตัวอย่างดินเหนียวที่แตกต่างกัน 3 ชนิด ในเครื่องมือทดสอบ DSS ของ Geonor โดยที่ σ'_v/σ'_v เริ่มที่ K_0 (เท่ากับ 0.5, 0.54 และ 0.65 สำหรับตัวอย่างดินเหนียว 3 ชนิด) และ ทำการทดสอบแบบ Monotonic กับ เพิ่มความเครียดเฉือน

2.9.3 เงื่อนไขการวิบัติ แบบที่ 2 - ระนาบราบเป็นระนาบของมุมเอียงที่มากที่สุด

สมมติฐานนี้ คือ กำหนดให้ระนาบราบ คือ ระนาบวิบัติ (พื้นผิวจะแตกออก รูปที่

2.43) ในกรณีนี้ $\tau_n = \tau_H$ และ σ'_v/σ'_H และ ระบายความเค้นหลักนี้ ทำมุม $45 + \phi'/2$ กับแนวราบ (เช่น $\sigma'_H > \sigma'_v$) สมมติฐานนี้ โดยปกติจะใช้ในการอธิบาย ผลของการทดสอบแรงเฉือนแบบระบายน้ำในการทดสอบแบบธรรมดาทั่วไป

Roscoe, et al. (1967) ได้ทำการทดสอบแบบระบายน้ำ ในอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายชนิด Mk6 ของ Cambridge ในการทดสอบทรายหลวม, ทรายแน่นปานกลาง และทรายแน่น มีการวัดแรง โดยใช้ load cell บริเวณ 1/3 ของตัวอย่าง, การกำหนดทิศทางตามแนวราบของ ระบายความเค้นหลัก (ψ), การเพิ่มขึ้นของระบายความเค้นหลัก (X), การเพิ่มขึ้นของระบายความเค้นหลัก (ξ), ค่าความเค้นเฉือนสูงสุด (β), มุมเอียงมากที่สุด (w) ผลการทดสอบนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.44, ระบายของมุมเอียงมีมากที่สุดแสดงให้เห็นอย่างชัดเจน (เช่น ระบายวิบัติ) นี้ ไม่อยู่ในแนวราบ

รูปที่ 2.45 แสดงการแตกออกจากการสังเกตในการทดสอบแบบระบายน้ำ (แรงกระทำคงที่) ในเครื่องมือการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของเคมบริดจ์ โดยใช้ตัวอย่างรูปวงกลมของดิน Koalin (Airey, et al., 1985), ตะกั่วที่บิดเป็นเกลียวเส้นเล็กๆ จะพันอยู่รอบตัวอย่างก่อนกระทำแรงเฉือน และภาพเอกซเรย์ต่อมาแสดงให้เห็นว่า มีความไม่ต่อเนื่องในดินเหนียวเปียก การแตกออกนี้แสดงว่า เกิดขึ้นรอบๆ ค่าความเค้นเฉือนสูงสุดและขยายออกไปยังกึ่งกลางของตัวอย่างที่มุมประมาณ $5-15^\circ$ กับแนวราบ

ผลการทดสอบนี้ เสนอว่า สมมติฐานคือระบายอยู่ในแนวราบในตัวอย่าง DSS คือระบายเอียงสูงสุดซึ่งไม่ถูกต้องและยังให้ค่ามุมเสียดทานภายในต่ำเกินไป ผลนี้เหมือนกันกับที่ได้อธิบายไว้โดย Airey, et al., แต่สำหรับการทดสอบ CK_0UDSS ของดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติตามธรรมชาติ, จะมีประโยชน์และถ้าเหมือนกับที่อธิบายผ่านมาข้างต้น

2.9.4 เงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 3 – ระบายราบคือระบายที่มีค่าความเค้นเฉือนที่มากที่สุด

สำหรับสมมติฐานนี้ ระบายความเค้นหลักนี้จะเป็นแนวเอียง ทำมุม 45° กับระบายราบ (รูปที่ 2.46) นอกจากนี้ ถ้าสถานะของความเค้นเฉือนก่อนกระทำแรงเฉือน คือ เป็นแบบไอโซทรอปิกแล้ว สมมติฐานนี้จะเท่ากับการสมมติระบบของความเค้นที่มากกระทำ คือ การเฉือนอย่างเดียว สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ สมมติฐานนี้จะเหมือนกับการสมมติให้เกิดขึ้นพร้อมกันของแกนหลักของความเค้นที่เพิ่มขึ้น และความเค้น ดังจะได้อธิบายในเงื่อนไขการวิบัติแบบที่ (7)

Roscoe, et al. (1967) แสดงว่า สมมติฐานนี้ได้พิสูจน์แล้วว่าถูกต้อง สำหรับการทดสอบแบบระบายน้ำของทรายหลวมและทรายแน่นปานกลาง แต่ไม่จริงสำหรับการทดสอบทรายแน่น

(รูปที่ 2.44) โดยที่พวกเขากล่าวเอาไว้ว่า “ข้อมูลจากการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ แสดงว่า สมมติฐานนี้มีเหตุมีผลไม่ว่าค่าอัตราส่วนช่องว่างจะเป็นอะไรก็ตาม; ผลนี้จะคาดหวังได้ในกรณี วัสดุเป็นแบบพลาสติกในการทดสอบที่ควบคุมปริมาตรคงที่ และต้องเป็นแบบไอโซทรอปิก แต่ไม่ใช่ ถ้าเป็นแบบแอนไอโซทรอปิก” แต่ถึงอย่างไรก็ตาม พวกเขาไม่ได้เสนอผลใดๆ จากการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างทราย ไม่มีข้อมูลที่ตีพิมพ์เกี่ยวกับการทดสอบของดินเหนียวธรรมชาติในอุปกรณ์การทดสอบของเคมบริดจ์ที่จะแสดงได้ทั้งหมดสำหรับวัสดุนี้ ระบายราบจริงๆ คือ ระบายของความเค้นเฉือนสูงสุด

2.9.5 เงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 4 – สมมติเส้นขอบเขตการวิบัติแบบ Mohr–Coulomb

สำหรับในกรณีนี้ วงกลมมอร์ที่จุดวิบัติจะต้องผ่านตลอดของการวัดความเค้นตั้งฉากและความเค้นเฉือนบนระนาบราบ (σ'_{vc} และ τ_n) และสัมผัสกับเส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่ได้สมมติไว้ (รูปที่ 2.47) วงกลมมอร์เล็กๆ 2 วงที่เป็นไปได้ จะมีเหตุมีผลของสถานะของความเค้นมากกว่า (Ladd และ Edgers, 1972) ถ้าวงกลมใหญ่ถูกเลือก ค่า σ'_n/σ'_v จะมีนัยสำคัญมากกว่า 1 ซึ่งไม่น่าจะเป็นไปได้

2.9.6 เงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 5 – การวิบัติเกิดขึ้นในระนาบตามแนวตั้ง

de Josselin de Jong (1971) เสนอเงื่อนไขนี้โดยใช้หนังสือ – ความคล้ายคลึงกัน ตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.48 จากการวัดการเสียรูปในการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายสามารถที่จะทำให้เกิดการวิบัติตามระนาบในแนวราบ แต่เหมือนกับผลกระทบบนภายนอก พบว่า จะทำให้เกิดการวิบัติตามระนาบในแนวตั้ง ก็มีการหมุนตามเข็มนาฬิกา สำหรับระนาบการวิบัติในแนวราบ ระนาบความเค้นหลักจะเอียงทำมุม $45 + \phi/2$ ขณะที่ระนาบการวิบัติในแนวตั้ง ระนาบความเค้นหลักจะเอียงทำมุม $45 - \phi/2$ (รูปที่ 2.49) ระนาบการวิบัติในแนวตั้ง ทำให้เกิดความเค้นเฉือนเล็กน้อย และ de Josselin de Jong สรุปได้ว่า ดินจะเลือกโหมดของการเสียรูปนี้

Randolph และ Wroth (1981), Wroth (1984) และ Wroth (1987) เสนอแนะว่าเงื่อนไขการวิบัติของ de Josselin de Jong จะมีความเหมาะสมในการแปลผลของการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่ายแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ พวกเขาสนับสนุนสมมติฐาน โดยแสดงผลของการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย ที่ดำเนินการโดย Borin (1973) กับดิน Kaolin ในเครื่องมือการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายจากเคมบริดจ์ ดังแสดงในรูปที่ 2.50 เมื่อจากทางเดินของหน่วยแรง จะแสดงให้เห็นว่า ที่จุดวิบัติจะมีอยู่ 1 ระนาบที่มีมุมเอียงมากที่สุด คือ ประมาณแนวตั้ง (มันสำคัญที่จะเน้นหรือให้ความสำคัญว่าตำแหน่งของจุดกำเนิดของระนาบ O_0

สำหรับเงื่อนไขนี้ จะอยู่ตรงกันข้ามกับวงกลมมอร์ เมื่อเปรียบเทียบกับเงื่อนไขแบบที่ 2 ซึ่งสมมติว่า ระบายการวิบัติเป็นแนวราบ; รูปที่ 2.49 และ 2.43) บนพื้นฐานจากการสังเกตนี้ Randolph และ Wroth ใช้สมมติฐานระบายการวิบัติตามแนวตั้งและแบบจำลองดินชนิด Modified Cam Clay (MCC) (Roscoe และ Burland, 1968) เพื่อจะหาความสัมพันธ์ระหว่าง $(\tau_h/\sigma'_v)_f$ กับ ϕ' สำหรับดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติหรือดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (lightly overconsolidated clays) พวกเขาเปรียบเทียบทฤษฎีกับผลการทดลอง (ข้อมูลส่วนมาก มาจาก Ladd และ Edgers, 1972) และพบข้อตกลงว่ามีความใกล้เคียงกันดีมาก ดังนั้นพวกเขาจึงสรุปว่า "เมื่อเกิดการวิบัติในการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย คือ การเริ่มโดยการสร้างระบายที่แตกออกขนานกับทิศทางเริ่มต้นของระบายความเค้นหลัก (เช่น แนวตั้ง)," รูปที่ 2.51 แสดงการวาดจุดของ Randolph และ Wroth's ในการทำนายทางทฤษฎี และผลจากการทดลองจาก MIT สำหรับ $(\tau_h/\sigma'_v)_f$ เทียบกับ ψ สำหรับการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย แบบ CK₀U ในดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ ($\psi = \tan^{-1}(\tau_h/\sigma'_v)$ ที่ค่า (τ_h) มีค่ามากที่สุด), จากรูป แสดงว่า มีค่าอัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำอยู่ในระดับต่ำ และเห็นตรงกันว่าดีมาก แต่การทำนายนี้มีขีดจำกัดที่ $(\tau_h/\sigma'_v)_f = 0.222$ เท่านั้น, แต่ทว่า จากผลการทดลองกับดินจำนวนมาก จะมีค่ากำลังจากการทดสอบ DSS สูงกว่าสัดส่วนนี้

Airey, et al. (1985) ได้ชี้ให้เห็นว่า ทฤษฎีของ de Josselin de Jong จะตรงกับความรู้ลึก ถ้าการแตกออกเกิดขึ้นตามทิศทางที่ตั้งที่เป็นศูนย์ (เช่น แนวตั้ง หรือ แนวราบ) และระบายตามแนวซึ่งมุมเฉียงของความเค้นเฉือนสูงสุดนี้สร้างขึ้น พวกเขาอธิบายผลการทดสอบ (รูปที่ 2.45) ซึ่งแสดงว่าการแตกออกจะทำกับแนวราบประมาณ $5-15^\circ$ ดังนั้นก็เป็นการยืนยันปัญหาของ de Josselin de Jong's

2.9.7 เงื่อนไขการวิบัติ แบบที่ 6 – ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่าง τ_h/σ'_v และ $K_s \tan \delta$

Oda และ Konishi (1974) เสนอความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของความเค้นประสิทธิภาพที่กระทำบนแนวราบ (τ_h/σ'_v) และ การกำหนดทิศทางของ ระบายความเค้นหลัก จากแนวตั้ง, δ ดังนี้

$$\tau_h/\sigma'_v = k \tan \delta \quad (2.8)$$

ค่าคงตัวของวัสดุให้มีค่าเท่ากับ K สามารถหาได้จากสมการถัดไป (Ochiai, 1975, 1976a, 1976b)

$$K = 1 - K_0 = \sin\phi_{cv} = \frac{2\sin\phi_u}{1 + \sin\phi_u} \quad (2.9)$$

โดยที่

K_0 = สัมประสิทธิ์แรงดันดินในสภาวะอยู่กับที่

ϕ_{cv} = มุมเสียดทานภายในที่อัตราส่วนช่องว่างวิกฤติ

ϕ_u = มุมเสียดทานระหว่างอนุภาค

สมการที่ (2.8) สมมติว่า $\sigma'_3 = K_0 \cdot \sigma'_{vc}$ ตลอดการทดสอบ โดยใช้สมการที่ (2.8) และ (2.9) เพื่อทำให้แน่ใจในความสัมพันธ์ระหว่างระนาบความเค้นหลัก และ ระนาบความเค้นรอง สามารถหาได้จากการศึกษา จากวงกลมมอร์ของความเค้น (รูปที่ 2.52) Ochiai (1981) ใช้สมการนี้ เพื่อเสนอความสัมพันธ์ถัดมาสำหรับคำนวณอัตราส่วนกำลังรับแรงแบบไม่ระบายน้ำ q_f/σ'_{ve} สำหรับการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายในตัวอย่างดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ

$$\frac{q_f}{\sigma'_{vc}} = \frac{\beta^2 (1 + K_0)^2 + ((\tau_h)_{\max} / \sigma'_{vc})^2}{2\beta(1 - K_0)} \quad (2.10)$$

โดยที่

$(\tau_h)_{\max}$ = ค่าความเค้นเฉือนตามแนวราบที่วัดได้มากที่สุด

$$\beta = \frac{\sigma'_{vc} - \Delta u}{\sigma'_{vc}} = 1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}}$$

Δu = แรงดันน้ำส่วนเกิน

และ

$$\sin\phi' = \frac{\beta^2 (1 - K_0)^2 + ((\tau_h)_{\max} / \sigma'_{vc})^2}{\beta^2 (1 - K_0)^2 + ((\tau_h)_{\max} / \sigma'_{vc})^2} \quad (2.11)$$

ใช้สมการที่ (2.10) และ $K_0 = 0.5$ Ochiai ทำนายว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนอย่างง่ายแบบไม่ระบายน้ำ หลังจาก normalized แล้ว ของดิน BBC น่าจะเท่ากับ 0.213 โดยที่มุมเสียดทานเป็น 25.2°

Airey, et al. (1985) เสนอข้อมูลจำนวนมากจากการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายแบบระบายน้ำ โดยใช้อุปกรณ์การทดสอบจากเคมบริดจ์ ของทรายจาก Leighton Buzzard (Cole, 1967; Stroud, 1971; Budhu, 1979) ซึ่งได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.53 จากข้อมูลแสดงให้เห็นว่า มีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นจริงๆ ระหว่าง $\tau_{xy}/\sigma_{yy} = \tau_n/\sigma'_{vc}$ กรณีการทดสอบแบบระบายน้ำ) และ $\tan\phi$ ความสัมพันธ์นี้ไม่ขึ้นอยู่กับความเค้นตามแนวตั้ง, อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น และ ไม่ถือสำหรับกรณีที่มีแรงกระทำ และการเอาแรงออก Wood, et al. (1979) และ Airey, et al. (1985) เสนอการใช้ความสัมพันธ์นี้ สำหรับทำนายสถานะของความเค้นในเครื่องมือการทดสอบ DSS ของ Geonor แต่ข้อมูลที่แสดงในรูปที่ 2.53 ไม่ได้เป็นตัวแทนของสถานะทั้งหมดของจุดวิบัติในดิน และ ในความเป็นจริง มันไม่ชัดเจน หรือไม่ว่าจุดใดๆ เป็นตัวแทนเงื่อนไขที่จุดวิบัติ

Borin (1973) ทำการทดสอบดิน Kaolin ในอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายแบบสี่เหลี่ยมของเคมบริดจ์ และยังพบอีกว่า ก่อนที่จะมี ความเค้นเฉือนสูงสุด จะมีความสัมพันธ์เหมือนสมการ (2.8) เดิมกับ $K = 0.4$ (รูปที่ 2.54) จากสมการ 2.9 นี้ เข้ากันได้กับ K_0 โดยมีค่าเท่ากับ 0.6 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า ค่า 0.64 อ้างโดย Nadarajah (1973) สำหรับดิน Kaolin แต่ถึงอย่างไรก็ตาม Airey, et al. ยังได้ชี้ให้เห็นอีกว่า สมการที่ 2.8 มีแรง Monotonic กระทำแต่เพียงอย่างเดียวกับดิน Kaolin ที่เป็นดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ ซึ่งจะถูกจำกัดมากกว่ากรณีของทราย กล่าวอีกครั้งหนึ่ง ข้อมูลที่เสนอไว้ในรูปที่ 2.54 สำหรับเงื่อนไขก่อนถึงจุดสูงสุด และไม่ชัดเจน ถ้าความสัมพันธ์ถูกละเลยไปที่แรงต้านทานการเฉือนในแนวราบมีค่ามากที่สุด

ขั้นตอนนี้ คือ อย่างง่าย ๆ ที่จะใช้ในกรณีดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ และเป็นที่น่าเชื่อถือ และสามารถประมาณค่าของ K_0 และความสัมพันธ์ในสมการที่ 2.8 ยกเว้น สำหรับการทดสอบดินแต่ละครั้ง จนถึงการวัดค่าความเค้นเฉือนสูงสุด ข้อมูลจำนวนมาก แสดงให้เห็นชัดเจนว่า ต้องการดินเหนียวที่มีความเชื่อมโยงในธรรมชาติ เพื่อพิจารณาว่าสามารถใช้ความสัมพันธ์นี้ได้สำหรับดินที่แตกต่างกัน

2.9.8 เงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 7 – การเกิดขึ้นพร้อมกันของแกนหลักของการเพิ่มขึ้นของความเครียดและความเค้น

สำหรับวัสดุประเภท Isotropic Elastic แล้ว การเพิ่มขึ้นของความเครียด จะขึ้นอยู่กับ การเปลี่ยนแปลงของความเค้น และ แกนหลักของการเพิ่มขึ้นของความเค้น และ การเพิ่มขึ้นของความเครียดแบบอิลาสติกเกิดพร้อมๆ กัน แต่ในกรณีที่วัสดุเป็นประเภท Perfectly Plastic Isotropic Material การเพิ่มขึ้นของความเครียดแบบพลาสติกจะขึ้นอยู่กับสถานะความเค้น ณ

ปัจจุบัน และ แกนหลักของความเครียดและความเค้นที่เกิดขึ้นพร้อมๆ กัน สิ่งนี้เป็นสมมติฐานที่คลาสสิกอันหนึ่งของทฤษฎีพลาสติกฮิลล์ (Hill, 1950) ส่วนในกรณีการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายชนิดไม่ระบายน้ำ สมมติว่า แกนหลักของความเครียดที่เพิ่มขึ้น เพราะ ความเค้นที่เพิ่มขึ้นเกิดขึ้นพร้อมๆ กัน ดังแสดงผลได้ในรูปที่ 2.55) เหมือนเงื่อนไขการวิบัติแบบที่ 3 - ระบายการวิบัติ เป็นระนาบที่มีค่าความเค้นเฉือนที่มากที่สุด (รูปที่ 2.46)

Roscoe, et al. (1967) แสดงว่า สำหรับการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายชนิดระบายน้ำของทรายจาก Leighton Buzzard กับอุปกรณ์การทดสอบแบบสี่เหลี่ยมของเคมบริดจ์ ระหว่างกรณีอัตราส่วนช่องว่างต่ำที่สุด และ อัตราส่วนความเค้นสูงสุด แกนหลักของความเครียดที่เพิ่มขึ้น และความเค้นที่เพิ่มขึ้นพร้อมๆ กัน (รูปที่ 2.44) Budhu (1979) ดำเนินการทดสอบแรงกระทำแบบวัฏจักรชนิดระบายน้ำของตัวอย่างทรายจาก Leighton Buzzard (รูปที่ 2.56) ซึ่งแสดงว่า ที่ความเครียดต่ำๆ และค่าของความเค้นจะมีพฤติกรรมต่างๆ ไป ตรงกันข้ามกับอิลาสติก ($\xi = X$), ขณะที่สภาพพลาสติกที่ระดับความเครียดสูง ($\xi = \psi$), มีข้อมูลเฉพาะของดินเหนียวได้จากการวัดโดย Borin (1973) ของดิน Kaolin ซึ่งตาม Airey, et al. (1985), แสดงความเชื่อมั่นอย่างตรงไปตรงมาว่า ความสัมพันธ์ระหว่างแกนหลักของความเค้น (ψ), ความเค้นที่เพิ่มขึ้น (X) และความเครียดที่เพิ่มขึ้น (ξ) พบได้ในทราย แต่ไม่ปรากฏในดิน Kaolin

2.9.9 อภิปรายผลการทดสอบ

สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำในดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติของดิน BBC ในเครื่องมือการทดสอบ Geonor - DSS โดยใช้เงื่อนไขการวิบัติที่แตกต่างกัน รูปที่ 2.57 แสดงการทำนายมุมเสียดทาน ϕ' เป็นฟังก์ชันของการวัด τ_n/σ'_v ที่มีค่า τ_n สูงสุด สำหรับเงื่อนไขการวิบัติ 4 ชนิด บนพื้นฐานของผลการทดสอบนี้ และข้อมูลได้แสดงจากหัวข้อก่อนหน้าในแต่ละเงื่อนไขการวิบัติ โดยสามารถสังเกตได้ดังนี้

1. สมมติฐานในกรณีที่ความเค้นเฉือนที่มากกระทำ เป็นแรงเฉือนอย่างเดียว (กรณีที่ 1) ผลการทดสอบจะได้ค่า q/σ'_{v0} สูงสุด, การหมุนของแกนหลักมีค่าน้อยที่สุด และ มุมเสียดทาน (ϕ') ที่สูง ซึ่งไม่แท้จริง
2. สมมติฐานที่ว่า ระบายการวิบัติอยู่ในแนวราบ (กรณีที่ 2) อัตราส่วนของ $(\sigma'_n/\sigma'_v)_r$ มีขนาดใหญ่มากเมื่อถึงจุด yield (ซึ่งในความเป็นจริงจะทำนายได้ว่า $(\sigma'_n/\sigma'_v)_r > 1$), มีการหมุนของแกนหลักมาก และให้ค่ามุมเสียดทาน (ϕ') ที่ต่ำซึ่งไม่มีเหตุผล ผลการทดสอบจากการทดสอบชนิดระบายน้ำ กระทำโดย Roscoe, et al. (1967) และ Airey, et al. (1985) ในดิน Kaolin แสดงว่า ถ้าใช้สมมติฐานนี้แล้วไม่ถูกต้อง

3. จากข้อมูลจากผลการทดลองบางอันของตัวอย่างทราย แสดงว่า การสมมติให้ระนาบเป็นระนาบที่มีความเค้นเฉือนมากที่สุด (กรณีที่ 3) มีเหตุมีผล ไม่มีข้อมูลที่ได้อธิบายเพียงพอออกมาสำหรับดินเหนียวธรรมชาติ และค่าทำนายค่า ϕ' ที่ต่ำสุดของดิน BBC ขณะที่สมมติฐานนี้ ปรากฏว่า น่าจะมีเหตุผลในกรณีที่วัดค่า τ_n และอาจจะไม่ใช่ค่าความเค้นเฉือนมากที่สุดจริงๆ ภายในตัวอย่าง ถ้าเป็นกรณีเช่นนั้น การทำนายค่าของ q/σ'_{vo} และ ϕ' จะอยู่ในด้านที่ปลอดภัยกว่า
4. สมมติค่ามุมเสียดทาน ϕ' (กรณีที่ 4) เป็นเงื่อนไขการวิบัติที่ไม่สำคัญ และจะใช้ก็เพราะว่า ต้องการเลือกมุมเสียดทานที่มีเหตุมีผล สิ่งนี้ไม่สามารถทำได้ให้นำเชื่อถือ ถ้าไม่ พิจารณาผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการเพิ่มเติม สำหรับดินเหนียว การทดสอบนี้จะยอมให้ประมาณหาค่า ϕ' และมีความน่าเชื่อถือ และควรจะระลึกว่า ค่าของ ϕ' ที่มีกำลังรับแรงแบบไม่ระบายน้ำสูงที่สุด อาจจะแปรผันกับการหมุนของความหลักตัวอย่างเช่น เมื่อดินเหนียวมี OCR = 1 ในดิน BBC, ค่า ϕ' สำหรับการเฉือนในระนาบความเครียดกดอัด (Plane Strain Compression) มีมุมที่หลากหลายน้อยกว่าค่า ϕ' ของการเฉือนในระนาบความเครียดแบบดึง (Plane Strain Extension) (Seah, 1990)
5. สมมติระนาบวิบัติอยู่ในแนวตั้ง (v) ปรากฏว่าให้ผลการทดสอบที่ดีมาก สำหรับกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำที่มีค่าต่ำๆ (ดังแสดงในรูป 2.51) ซึ่งเข้ากันได้กับค่าต่ำๆ ของ ψ ($= \tan^{-1}(\tau_n/\sigma'_v)$) แต่ถึงอย่างไรก็ตาม เงื่อนไขนี้อยู่ภายในขอบเขตของทฤษฎีที่ $(\tau_n/\sigma'_{vo})_{max} \cong 0.22$ ในทางตรงกันข้าม ครั้งหนึ่งของผลจากการทดลอง โดยแสดงไว้ในรูปที่ 2.51 มากกว่า คำนี้นอกจากนี้ สามารถทำนายการเพิ่มขึ้นจำนวนมากของค่า ϕ' สำหรับค่า $\tau_n/\sigma'_v \geq 0.3$ ($\psi = 16.7^\circ$) ดังแสดงในรูปที่ 2.57
6. สมมติ $\tau_n/\sigma'_v = K \tan \delta$ (กรณีที่ 6) ปรากฏให้ผลการทดสอบที่เป็นเหตุเป็นผล และไม่แตกต่างกันเท่าไร จากกรณีที่สมมติว่าระนาบในแนวราบ คือ ระนาบที่มีความเค้นเฉือนมากที่สุด แต่ถึงอย่างไรก็ตาม วิธีการนี้ไม่สามารถชี้แนะโดยปราศจากการแสดงความสัมพันธ์ไม่ ถือเอา $(\tau_n)_{max}$ สำหรับความแตกต่างกันของดินเหนียวตามธรรมชาติ นอกจากนี้ ถ้าต้องการค่า K_0 ซึ่งจะไม่ง่ายต่อการหา
7. สมมติว่ามีการเกิดขึ้นพร้อมกันของ แกนหลักของการเพิ่มขึ้นของความเครียด และความเค้น (กรณีที่ 7) ได้แสดงไว้แล้วสำหรับการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย ชนิดระบายน้ำในตัวอย่างทราย (ที่ความเครียดเฉือนมีค่าสูงๆ) แต่ถึงอย่างไรก็ตาม ไม่มีหลักฐานจากการทดลองในห้องปฏิบัติการที่แสดงว่า สมมติฐานนี้ ใช้ได้กับดินเหนียว

ตามธรรมชาติ ในกรณีที่การทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ จะใช้เงื่อนไขนี้แล้วให้ผลเหมือนกัน ที่สมมติว่าระนาบราบ คือ ระนาบที่มีความเค้นเฉือนมากที่สุด (กรณีที่ 3)

Ladd และ Edgers (1972) ได้ทบทวนสถานะของความเค้นที่จุดวิบัติในการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย ชนิด (K_0U) สรุปว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ มีพื้นฐานจาก $(\tau_n)_{max}$ ซึ่งเป็นไปไม่ได้มาก ระหว่าง q_c และ $\tau_{n\phi} = q_c \cos \phi'$ พวกเขาอ้างกล่าวต่อไปอีกว่า การทดสอบไม่สามารถใช้ประมาณเส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb ได้ ยกเว้น บางที่ที่มีความเครียดเฉือนขนาดใหญ่ Wroth (1987) ก็ได้สรุปไว้ด้วยอีกว่า $(\tau_n)_{max}$ น้อยกว่า q_c และ ยังกล่าวต่อมาภายหลังอีกว่า การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่าย จะทำให้เกิดรูปแบบที่ซับซ้อนของพฤติกรรม โดยที่ค่ามากที่สุดของความเค้นเฉือน กระทำบนระนาบที่แตกต่างกันในตัวอย่าง มีค่ามีการเปลี่ยนแปลงกว้างมาก และ เกิดที่สถานะแตกต่างกันของการทดสอบ

2.9.10 ระนาบของการแตกออก

เป็นเรื่องน่าสนใจที่จะสังเกตว่า จริงๆ แล้ว ดินเหนียวจะมีการพัฒนาของระนาบของการแตกออกในการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่ายหรือไม่ Airey และ Wood (1987) ใช้ในการรวมกันของการยิงตะกั่วและการพันตะกั่ว ตามแนวกึ่งกลางระนาบของตัวอย่าง Kaolin การทดสอบในอุปกรณ์การทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายชนิดวงกลมของเคมบริดจ์ เพื่อตรวจสอบการมีอยู่ของระนาบการแตกออกบนพื้นฐานของผลการทดสอบ พวกเขาสรุปว่า การพัฒนาระนาบของการแตกออกในการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายทั้งหมด และ พฤติกรรมของดินเหนียว สามารถแบ่งออกเป็น 3 ส่วน

ส่วนแรก คือ จะเกี่ยวข้องกับพฤติกรรมก่อนการเกิดการแตกออก เมื่อความเค้นและความเครียดในตัวอย่าง มีความสัมพันธ์อย่างสม่าเสมอ

ในส่วนของ 2 จะเกี่ยวข้องกับเงื่อนไขของการวิบัติ และ การพัฒนาของการแตกออก

ในส่วนสุดท้าย คือ พฤติกรรมของวัสดุที่มีการแตกออกได้

เมื่อตัวอย่างเข้าสู่สภาวะในส่วนที่ 2 การกระทำแรงเฉือนต่อเนื่องไม่ยาวนานกว่าแทนที่พฤติกรรมของดินไม่เปลี่ยนแปลง แต่เตรียมข้อมูลของการแตกออกของดินที่ถูกต้อง ในการอธิบายนี้ยังไม่ชัดเจน โชคไม่ดี ไม่ได้มีการถ่ายภาพเอ็กซเรย์ (Radiography) การแตกออกที่แท้จริงจึงเป็นไปได้ที่จะตรวจพบได้ เมื่อใกล้ๆ ค่าสูงสุดของ τ_n เส้นโค้งของความเค้น-ความเครียด ของตัวอย่างดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติจะราบ และไม่ได้มีการเตรียมข้อมูลใดๆ ในการพิจารณาเมื่อถ้าเกิดการแตกออก

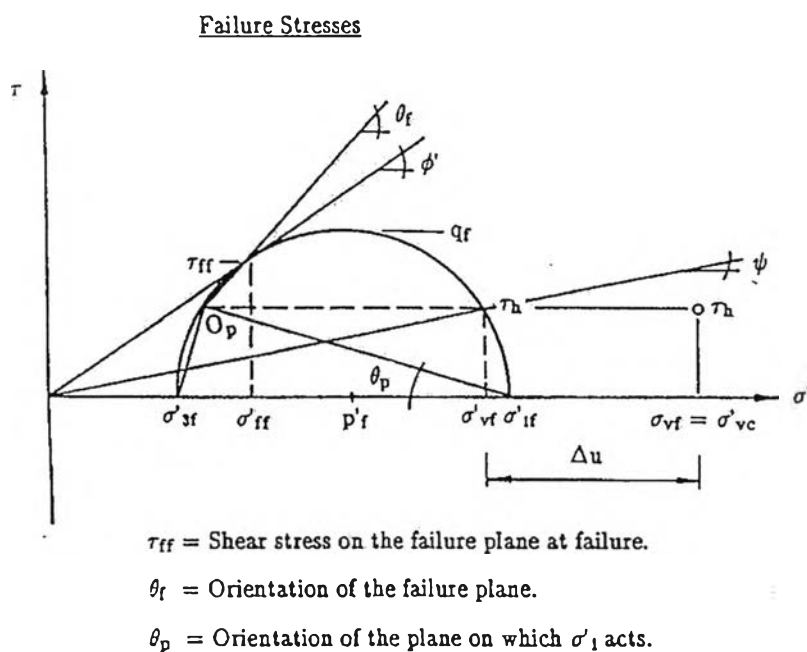
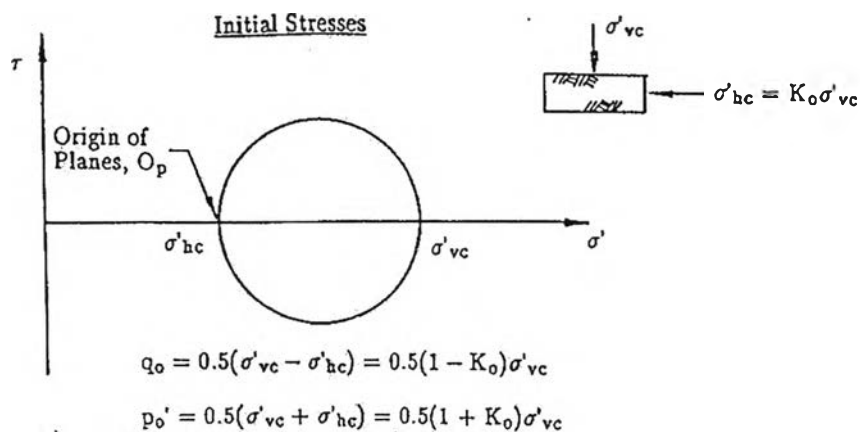
2.9.11 สรุปเกี่ยวกับลักษณะของความเค้น ณ จุดวิบัติ

ตอนนี้ยังคงไม่มีการสรุปออกมาเป็นหลักฐาน ซึ่งยอมให้เงื่อนไขการวิบัติเฉพาะตัว เพื่ออะไรในการทำนายสถานะของความเค้นที่จุดวิบัติในการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงอย่างง่าย มันเป็นไปได้ที่จะพิจารณาเส้นขอบเขตการวิบัติของ Mohr-Coulomb บนพื้นฐานของการวัดอย่างในปัจจุบันที่ทำกันใน Geonor-DSS ผลการทดสอบที่น่าสนใจบางอย่างมาจากการทดสอบแบบระบายน้ำในตัวอย่างทรายและดิน Kaolin ในเครื่องมือการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายของเคมบริดจ์ และเตรียมเพื่อจะให้เข้าใจเงื่อนไขการวิบัติให้เข้าใจอย่างถ่องแท้ และมีความเหมาะสมมากกว่า ถึงอย่างไรก็ตาม ยังไม่มีข้อมูลของการทดสอบนี้ที่หาได้สำหรับการทดสอบ (K_0U ของดินเหนียวธรรมชาติ ดังนั้น สถานการณ์นี้ ไม่มีการพิสูจน์อีกเลยจาก Ladd and Edgers (1972) เขียนรายงานของเขาเกี่ยวกับการทดสอบ CK_0UDSS ของดินเหนียวอัดตัวด้วยน้ำ ข้อสรุปหลักบางอย่างของ Ladd และ Edgers ดูเหมือนจะมีเหตุผลรวมได้ ดังนี้

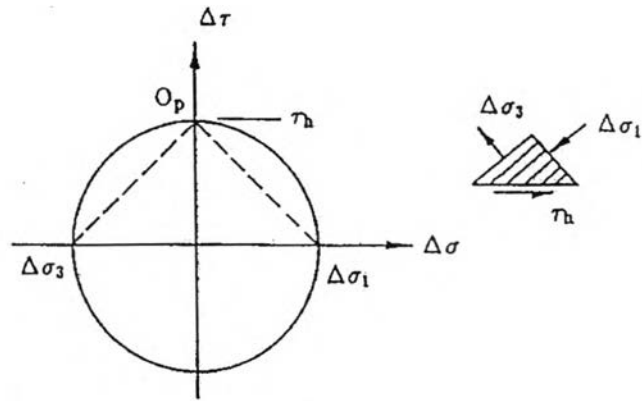
1. ทิศทางของความเค้นหลักที่มากกระทำเปลี่ยนแปลงระหว่างการเฉือน ขณะที่ $\Delta\sigma_1$ อาจจะเริ่มจาก 45° ในแนวราบ (เช่น สถานะของการเฉือนอย่างเดียว) มุมนี้มีความเป็นไปได้ที่จะลดลง และ ความเครียดมีค่าเพิ่มขึ้นตามสมมติฐานของการเฉือนอย่างเดียว จะไม่ใช่ของจริงที่จุดวิบัติ มันยังทำนายการหมุนของแกนหลักที่น้อยที่สุด และค่าของมุม ϕ' ซึ่งมีค่าสูงมาก
2. สมมติฐานพื้นผิวการวิบัติอยู่ในแนวราบ ซึ่งจะทำนายการหมุนของแกนหลักที่มีค่ามากที่สุด และสิ่งนี้ก็ไม่ใช่ของจริงเช่นเดียวกัน สมมติฐานนี้ จะให้ค่ามุม ϕ' ซึ่ง ไม่ความน่าเชื่อถือ
3. สมมติฐานที่เกี่ยวกับระบบของแรงที่มากกระทำ คือ การเฉือนอย่างเดียว เป็นสิ่งที่มีเหตุผลที่สุดเมื่อ คำนวณค่าของโมดูลัสยืดหยุ่นแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's modulus, E_u) ที่ความเครียดเฉือนต่ำๆ การค้นพบเมื่อไม่นานมานี้ แสดงว่า การวิบัติจะเริ่มจากระนาบในแนวตั้ง การทำนายโดยใช้ Modified Cam Clay model เป็นที่เห็นด้วยอย่างยิ่ง กรณีที่ดินมีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำต่ำ (Low Undrained Shear Strength), $(\tau_h/\sigma'_{vc})_{max} \leq 0.22$, แต่ถึงอย่างไรก็ตาม สมมติฐานนี้ก็อยู่ในขอบเขตทางทฤษฎี เมื่อ $(\tau_h/\sigma'_{vc})_{max} = 0.22$ โดยที่ประมาณ 50% ของการทดสอบ CK_0UDSS กระทำกับดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ (NC Clay) ที่ MIT ค่า yield strength ซึ่งจะเกินกว่าค่านี้ (รูปที่ 2.51)

หลังจาก 20 ปีผ่านไป เราเพียงแต่สามารถสรุปได้คล้ายๆ กับ Ladd และ Edgers (1972) ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ มีพื้นฐานมาจาก ค่าสูงสุดของ τ_h ซึ่งเป็นไปได้ระหว่าง q_r และ $\tau_h = q_r \cos\phi'$, ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (เช่น ค่าสูงสุดของ τ_h) จะวัดในเครื่องมือ DSS สามารถใช้ได้ น่าเชื่อถือ เพื่อให้แน่ใจสภาพในสนาม เพราะมันให้ข้อตกลงที่ดี กับ

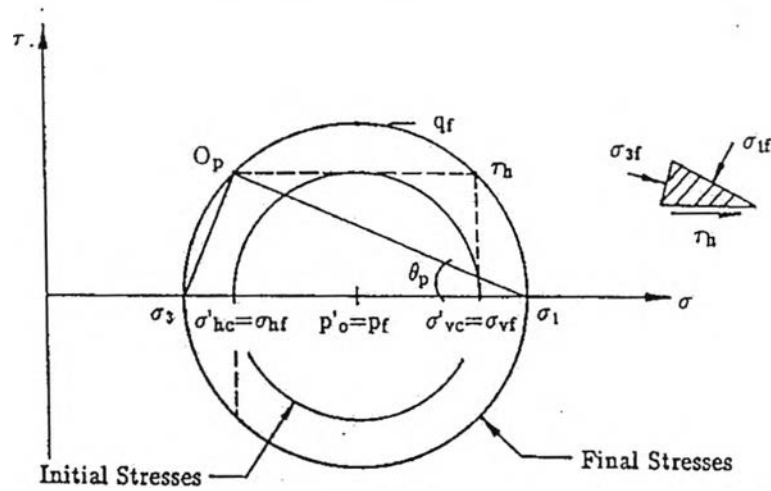
กำลังที่ประมาณจากการคำนวณย้อนกลับ (back analysis) ของการวิบัติฐานราก (Ladd, 1981 และ 1991)



รูปที่ 2.41 นิยามของความเค้น และมุมของแรงเสียดทาน ณ สภาวะเริ่มต้น และสภาวะที่จุดวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear (Ladd และ Edgers, 1972)



Applied Stresses for Pure Shear



$$q_f / \sigma'_{vc} = \sqrt{\frac{(1 - K_o)^2}{4} + (\tau_h / \sigma'_{vc})^2}$$

$$\tau_{ff} = q_f \cos \phi'$$

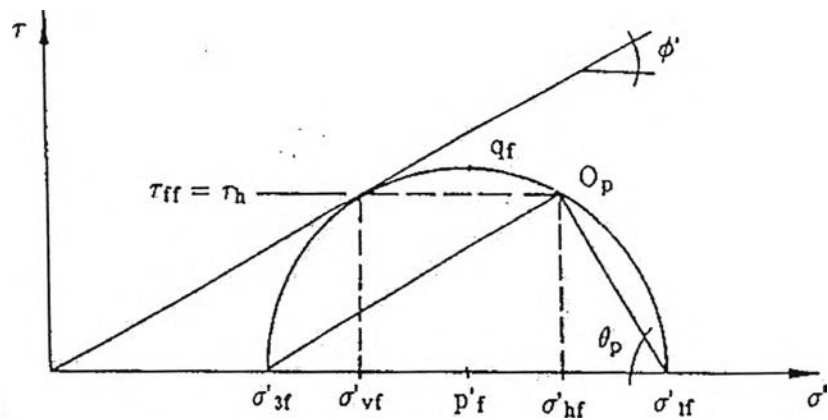
$$p'_f / \sigma'_{vc} = (p'_o - \Delta u) / \sigma'_{vc}$$

$$\sin \phi' = q_f / p'_f$$

$$\theta_f = 45^\circ + \phi' / 2 - \theta_p$$

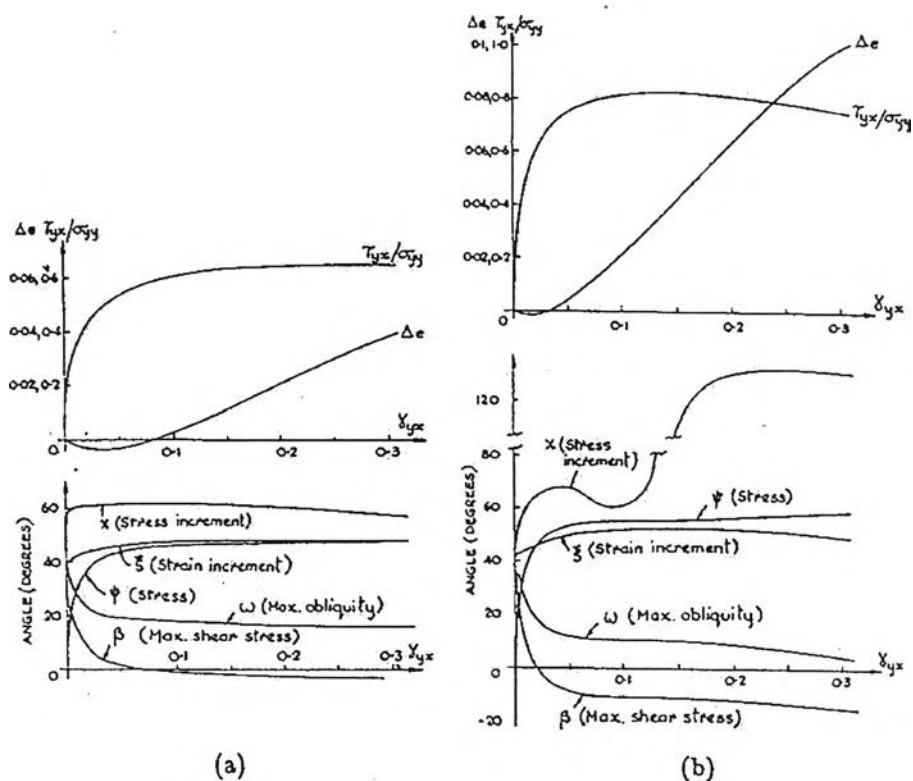
$$\tan \theta_p = \frac{\tau_h / \sigma'_{vc}}{0.5(1 - K_o) + q_f / \sigma'_{vc}}$$

รูปที่ 2.42 เส้นไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 1 : ระบบของแรงที่มากกระทำเป็นแรงเฉือนอย่างเดียว (Ladd และ Edgers, 1972)

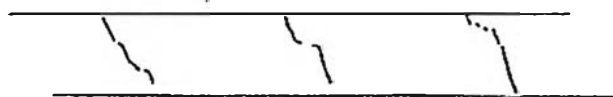


$$\begin{aligned}
 q_f / \sigma'_{vc} &= \frac{\tau_h / \sigma'_{vc}}{\cos \phi'} & \tau_{ff} &= \tau_h \\
 p'_f / \sigma'_{vc} &= \sigma'_{vf} / \sigma'_{vc} + (\tau_h / \sigma'_{vc}) \tan \phi' \\
 \sigma'_{hf} / \sigma'_{vf} &> 1 & \tan \phi' &= \tau_h / \sigma'_{vf} \\
 \theta_p &= 45^\circ + \phi' / 2 & \theta_f &= 0^\circ
 \end{aligned}$$

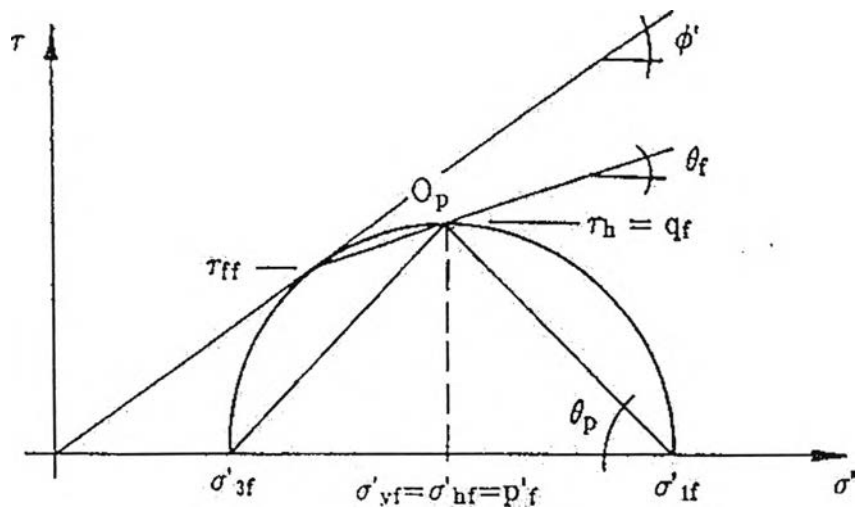
รูปที่ 2.43 เส้นเอนไซกการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 2 :
ระนาบราบคือ ระนาบที่เกิดการวิบัติ



รูปที่ 2.44 สัดส่วนของความเค้นที่ระนาบราบใน 1 ใน 3, การเปลี่ยนแปลงของค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนช่องว่างในตัวอย่างทั้งหมด และการเอียงของแนวราบของระนาบความเค้นหลัก (ψ), การเพิ่มขึ้นของความเค้น (χ), การเพิ่มขึ้นของความเครียด (ξ), ระบายของความเค้นเฉือนสูงสุด (β), มุมเอียงสูงสุด (ω) ในการทดสอบแบบระบายน้ำ ของเครื่องมือทดสอบ DSS จากเคมบริดจ์ : (a) ทรายแน่นปานกลาง ($e_0 = 0.68$); (b) ทรายแน่นมาก ($e_0 = 0.53$; หลังจาก Roscoe, et al., 1967)

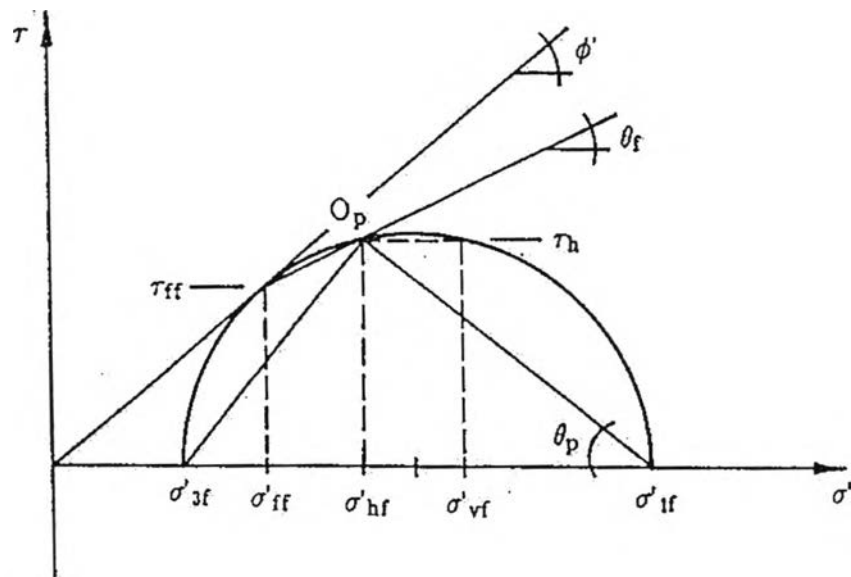


รูปที่ 2.45 รอยแตกที่ตรวจพบด้วย Radiograph ในการทดสอบ Simple Shear ของดินเหนียวจาก Kaolin (หลังจาก Airey, et al., 1985)



$$\begin{aligned}
 q_f / \sigma'_{vc} &= r_h / \sigma'_{vc} & r_{ff} &= q_f \cos \phi' \\
 p'_{f} / \sigma'_{vc} &= \sigma'_{vf} / \sigma'_{vc} & & \\
 \sigma'_{hf} / \sigma'_{vf} &= 1 & \sin \phi' &= r_h / \sigma'_{vf} \\
 \theta_p &= 45^\circ & \theta_f &= \phi' / 2
 \end{aligned}$$

รูปที่ 2.46 เส้นไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 3 : ระบายราบคือ ระบายที่เกิดความเค้นเฉือนสูงสุด



$$q_f/\sigma'_{vc} = (\tau_{ff}/\sigma'_{vc})/\cos\phi'$$

$$p'_f/\sigma'_{vc} = \sigma'_{ff}/\sigma'_{vc} + (q_f/\sigma'_{vc})\sin\phi'$$

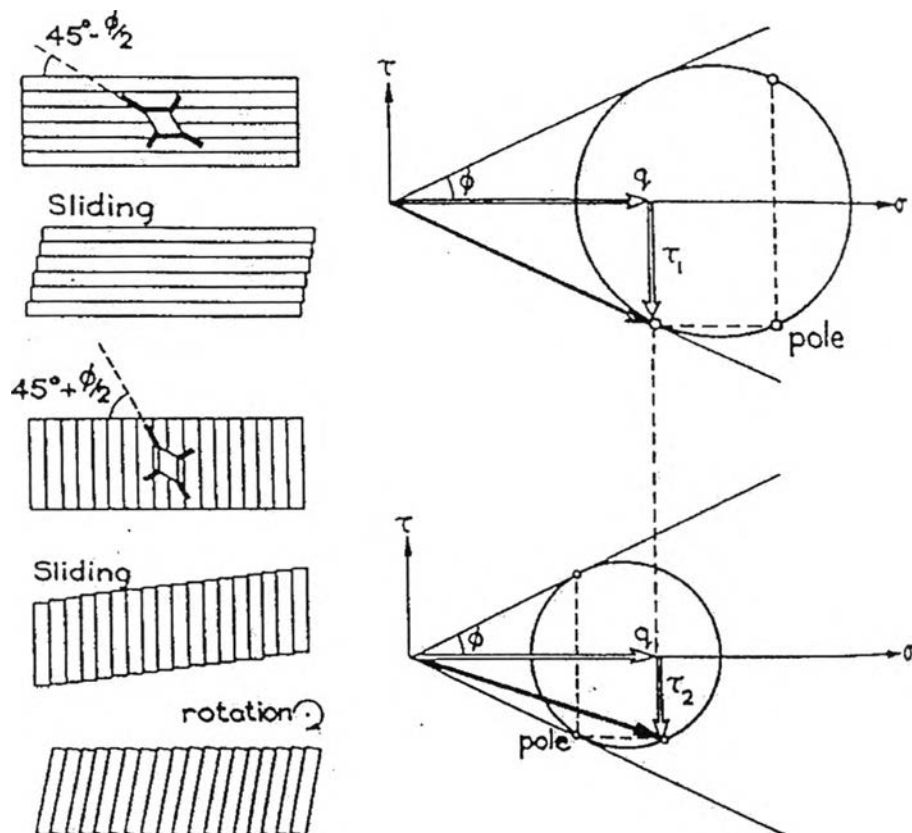
$$\sigma'_{3f} = p'_f - q_f$$

$$\phi' = \text{assumed}$$

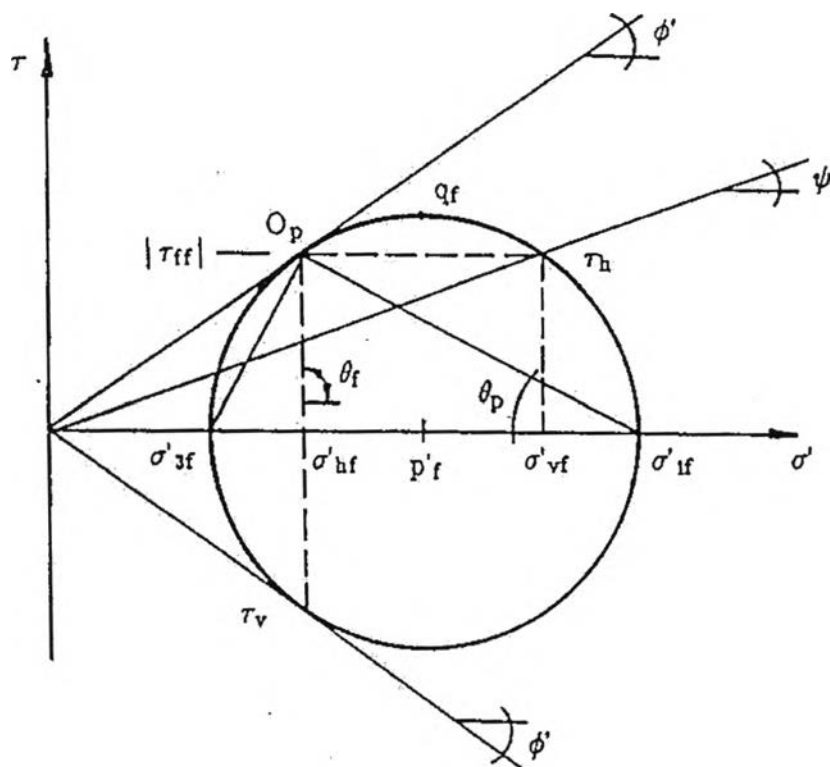
$$\theta_f = 45^\circ + \phi'/2 - \theta_p$$

$$\tan\theta_p = \tau_h/(\sigma'_{vf} - \sigma'_{3f})$$

รูปที่ 2.47 เส้นไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 4 : สมมุติเส้น
ขอบเขตการวิบัติแบบ Mohr - Coulomb



รูปที่ 2.48 การเปรียบเทียบเหมือนหนังสือที่เรียงชิดติดกัน กับการเสียรูปในสภาพ Simple Shear ซึ่งทำให้เกิด การเลื่อนไถลของระนาบราบ หรือระนาบตั้ง (de Josselin de Jong, 1971)



$$q_f/\sigma'_{vc} = \frac{\tau_h/\sigma'_{vc}}{\cos \phi'}$$

$$\tau_h/\sigma'_{vf} = \frac{\sin \phi' \cos \phi'}{1 + \sin^2 \phi'}$$

$$\tau_{ff} = q_f \cos \phi'$$

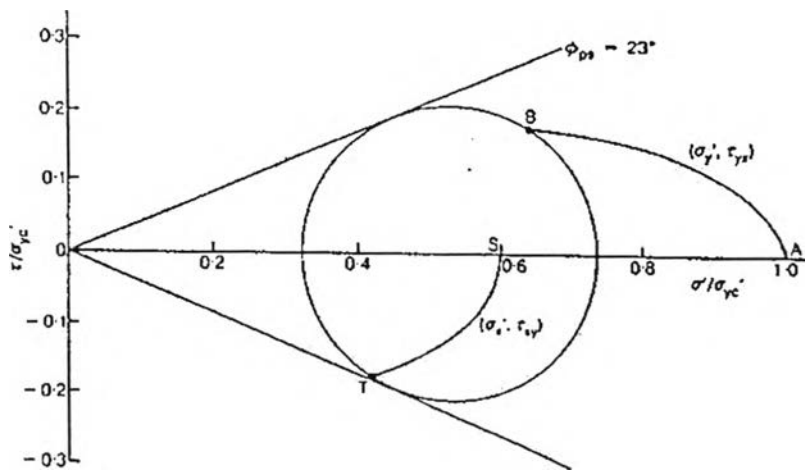
$$p'_f/\sigma'_{vc} = \sigma'_v/\sigma'_{vc} - (\tau_h/\sigma'_{vc}) \tan \phi'$$

$$\theta_p = 45^\circ - \phi'/2$$

$$\psi = \arctan(\tau_h/\sigma'_{vf})$$

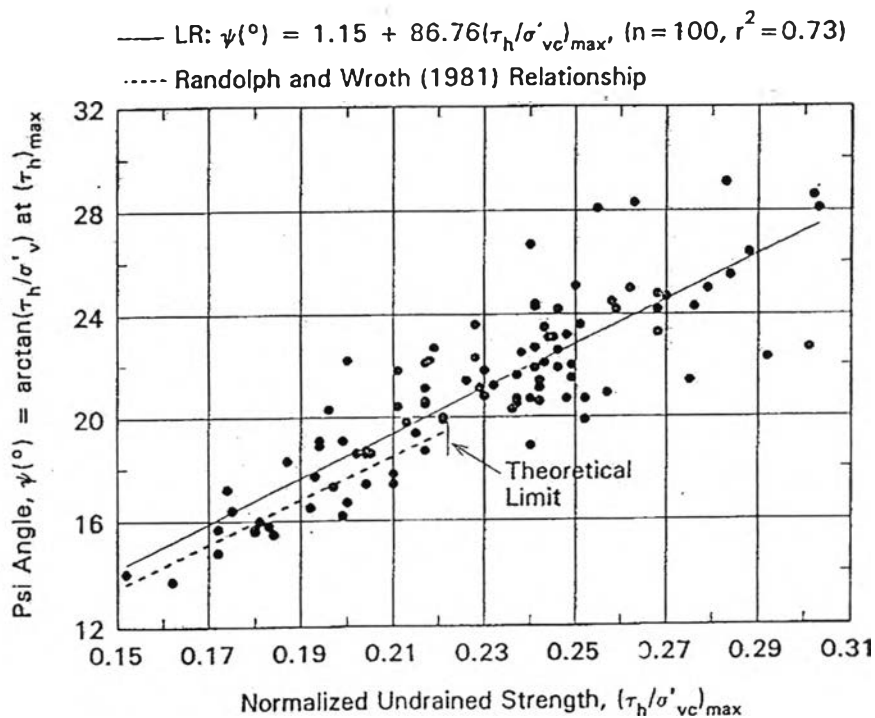
$$\theta_f = 90^\circ$$

รูปที่ 2.49 เส้นไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 5 : การวิบัติ
เกิดขึ้นบนระนาบในแนวตั้ง

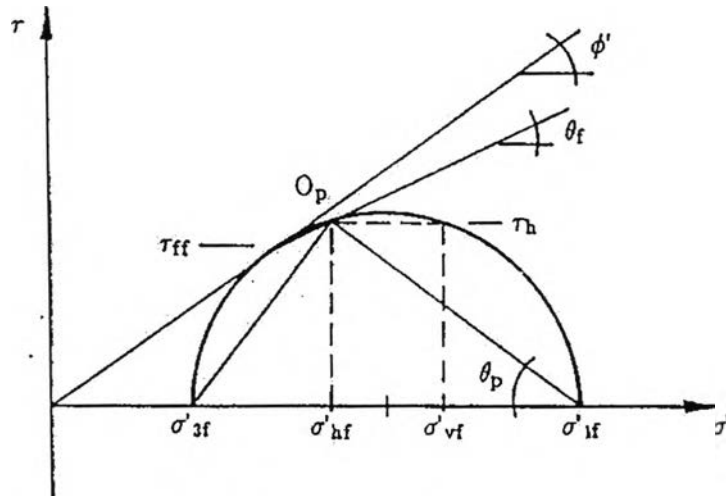


Test by Borin (1973)

รูปที่ 2.50 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล และสภาพวิบัติในการทดสอบ CK₀UDSS ของดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ จากดินเหนียว Kaolin (Wroth, 1987)



รูปที่ 2.51 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายใน กับอัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ในผลการทดสอบ CK₀UDSS ของดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติชนิดดินเหนียวที่มีความเชื่อมแน่น



$$\tau_h/\sigma'_v = \kappa \tan \delta \quad \theta_p = \delta \quad \kappa = 1 - K_0$$

$$\beta = 1 - \Delta u/\sigma'_{vc} \quad \tau_{ff} = q_f \cos \phi'$$

$$\sigma'_{3f}/\sigma'_{vc} = K_0 \beta \quad \theta_f = 45^\circ + \phi'/2 - \theta_p$$

$$q_f/\sigma'_{vc} = \frac{\beta^2(1 - K_0)^2 + (\tau_h/\sigma'_{vc})^2}{2\beta(1 - K_0)}$$

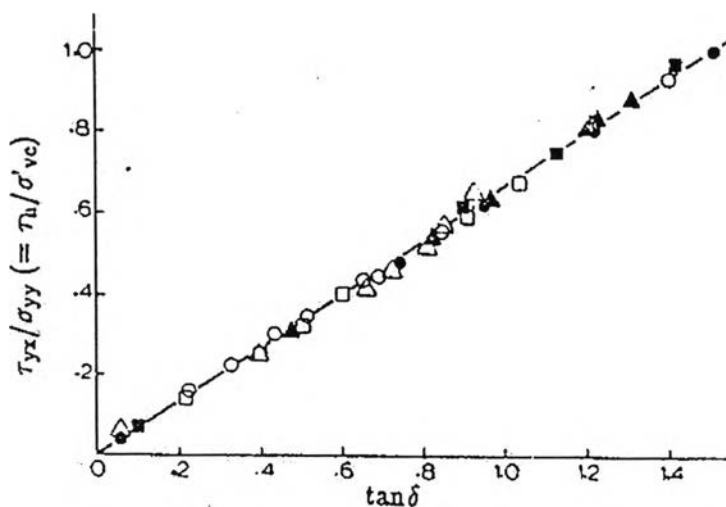
$$\sigma'_{1f}/\sigma'_{vc} = \frac{\beta^2(1 - K_0) + (\tau_h/\sigma'_{vc})^2}{\beta(1 - K_0)}$$

$$\sin \phi' = \frac{\beta^2(1 - K_0)^2 + (\tau_h/\sigma'_{vc})^2}{\beta^2(1 - K_0)^2 + (\tau_h/\sigma'_{vc})^2}$$

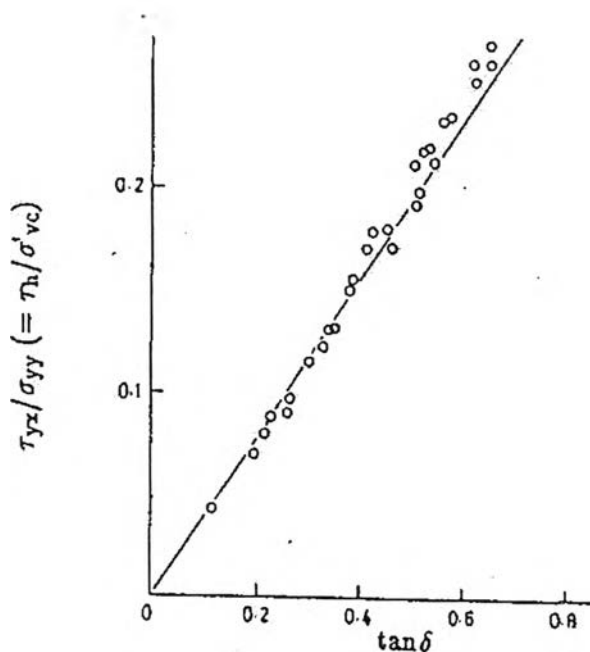
$$p'_{ff}/\sigma'_{vc} = 0.5(\sigma'_{1f}/\sigma'_{vc} + \sigma'_{3f}/\sigma'_{vc})$$

$$\tan \theta_p = \frac{\tau_h}{(\sigma'_{vf} - \sigma'_{3f})}$$

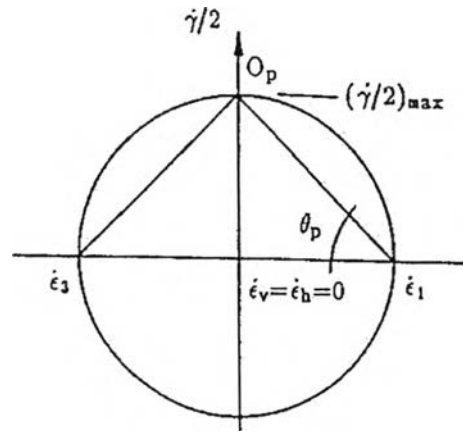
รูปที่ 2.52 เงื่อนไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 6 : ความสัมพันธ์แบบเส้นตรงระหว่าง τ_h/σ'_v และ $\kappa \cdot \tan \delta$



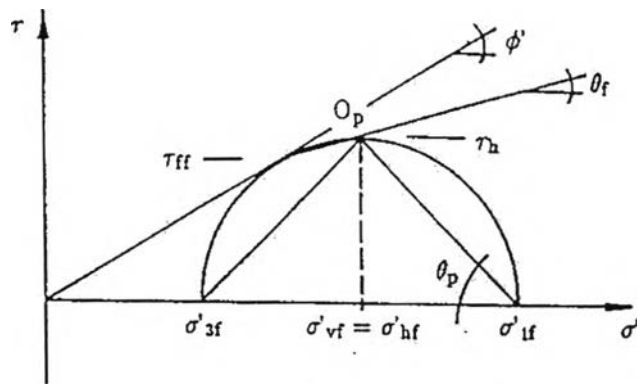
รูปที่ 2.53 ความสัมพันธ์แบบเส้นตรงระหว่าง $R = \tau_{xy}/\sigma_{yy} (= \tau_h/\sigma'_{vc})$ และ $\tan \delta$ สนับสนุนโดยข้อมูลช่วงกว้างที่แตกต่างกัน จากการทดสอบ Direct Simple Shear ชนิดระบายน้ำของทรายจาก Leighton Buzzard (Airey, et al., 1985)



รูปที่ 2.54 ความสัมพันธ์แบบเส้นตรงระหว่าง $R = \tau_{xy}/\sigma_{yy} (= \tau_h/\sigma'_v)$ และ $\tan \delta$ จากการทดสอบ CU Direct Simple Shear ของดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ คือ ดินเหนียว Kaolin (จาก Airey, et al., 1985)



Mohr's Circle of Strain Increment
(undrained test)



$$q_f/\sigma'_{vc} = \tau_h/\sigma'_{vc} \quad \tau_{ff} = q_f \cos \phi'$$

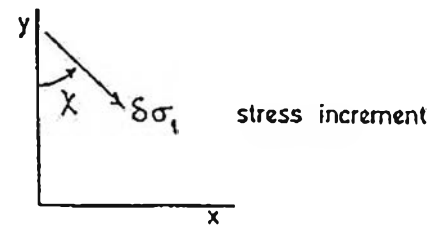
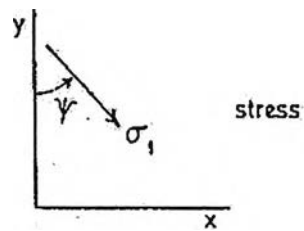
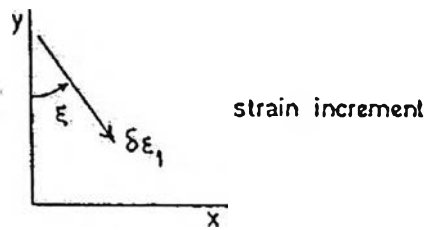
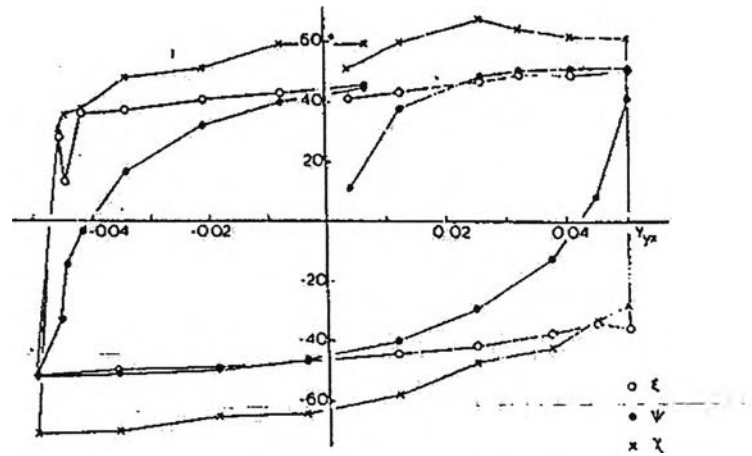
$$p'_f/\sigma'_{vc} = \sigma'_{vf}/\sigma'_{vc}$$

$$\sigma'_{hf}/\sigma'_{vf} = 1$$

$$\sin \phi' = \tau_h/\sigma'_{vf} \quad \theta_p = 45^\circ$$

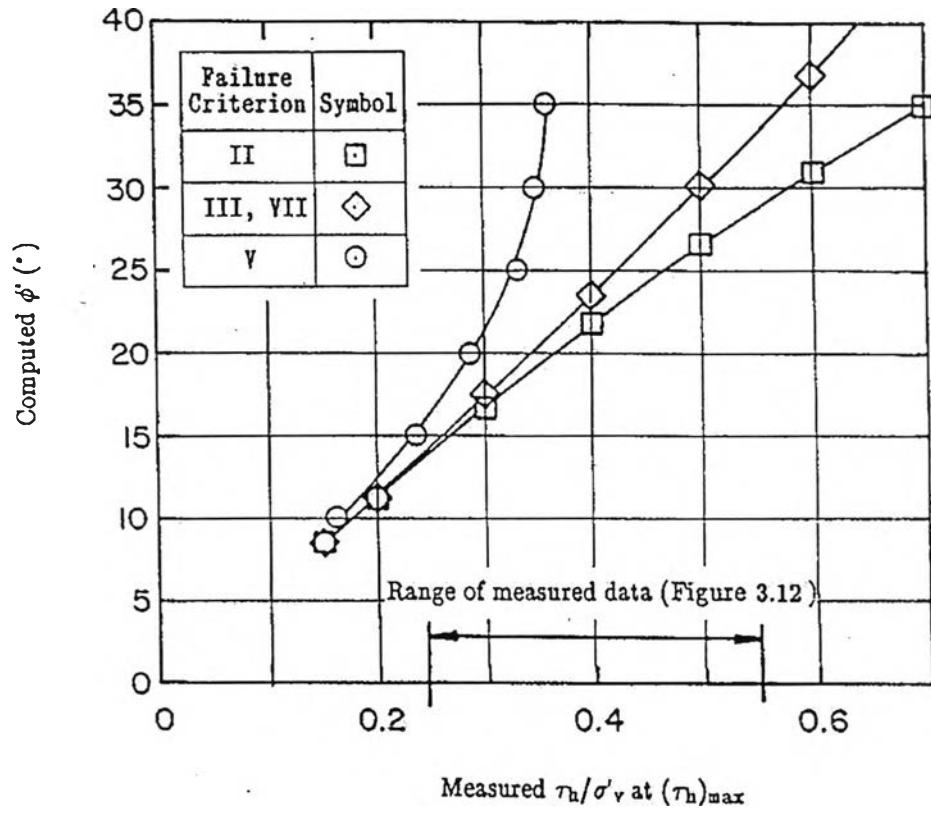
$$\theta_f = \phi'/2$$

รูปที่ 2.55 เงื่อนไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 7 : การเกิดขึ้นพร้อมกันของแกนหลักของการเพิ่มขึ้นของความเครียด และความเค้น



รูปที่ 2.56 การเปลี่ยนแปลงของมุม ξ , ψ และ χ กับมุมเฉือนบิด $\alpha (= \gamma_{yx})$ ในการทดสอบแรงเฉือนอย่างง่ายโดยมีแรงกระทำแบบวัฏจักร ของทรายแน่น ซึ่งทดสอบโดย

Bhudu (1979; Airey, et al., 1985)



รูปที่ 2.57 การทำนายมุม ϕ' เทียบกับมุมเอียง (τ_h/σ'_v) ที่ค่าแรงต้านการเฉือนในแนวราบ มีค่ามากที่สุด สำหรับเงื่อนไขการวิบัติในการทดสอบ Direct Simple Shear แบบที่ 2, 3, 5

และ 7

2.10 ผลงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต

ได้มีการทดสอบแบบ CU-DSS จากดิน อัดตัวแน่นตามปกติ(Normally Consolidated Clay, NC Clay) จากสถานที่ต่างๆ กันจำนวน 7 ชนิด โดยดินแต่ละชนิดจะมีองค์ประกอบ และค่า P.I. ต่างๆ กัน พร้อมกันนั้นยังได้ศึกษาผลจากค่า OCR ที่เปลี่ยนไปอีก 6 ค่า โดยใช้เครื่องมือการทดสอบจาก Geonor ซึ่งใช้ตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 8.0 เซนติเมตร ใส่ลงไปใน Wire-Reinforced Rubber Membrane โดยจะแปรเปลี่ยนแรงที่กระทำในแนวตั้งไปเรื่อยๆ เพื่อรักษาหรือควบคุมให้ตัวอย่างดินมีปริมาตรคงที่ ระหว่างกระทำแรงเฉือน แบบไม่ระบายน้ำ(Undrained Shear) ซึ่งในดินจำนวนนี้มีดินเหนียวที่สวนลุมฯ จากกรุงเทพฯ นำไปทดสอบที่ห้องปฏิบัติการของ M.I.T. ด้วย ซึ่งสามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังนี้คือ การทดสอบโดยวิธี CU-DSS นี้ ทำได้ง่ายกว่า การทดสอบ แบบ K_0 - Consolidated Triaxial Test ที่มีการวัดแรงดันน้ำส่วนเกินด้วย(Pore Water Pressure Measurement) การทดสอบจะให้ข้อมูลในการทดสอบ เจกเช่นเดียวกับการทดสอบ Oedometer Test ตามปกติที่ทำกันทั่วไป การวิเคราะห์ความเค้น (Stresses) ในการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained DSS) นั้นแสดงว่า

(1) สมมุติว่าระบบของหน่วยแรงที่มากกระทำนั้น มีเพียง Pure Shear แต่เพียงอย่างเดียว และสามารถใช้ได้ที่มีความเครียดต่ำ (Low Strains) เท่านั้น

(2) ค่าสูงสุดของความเค้นเฉือนในแนวราบ (Horizontal Shear Stress, τ_h) น่าจะเป็นสิ่งที่ไม่ถูกต้อง ระหว่างค่าความเค้นเฉือนมากที่สุด (Maximum Shear Stress) ในตัวอย่าง และค่าความเค้นเฉือนบนระนาบเอียงสูงสุด

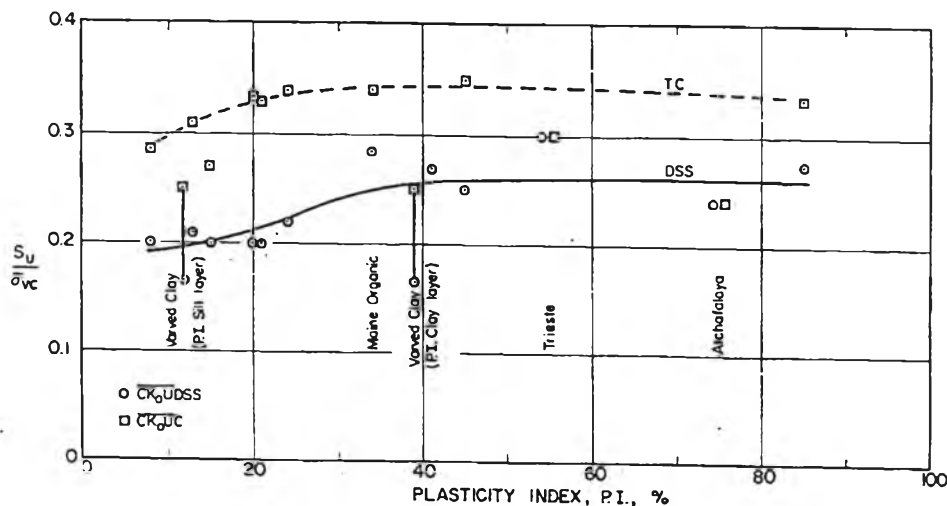
(3) การทดสอบจะไม่แสดงค่าของข้อมูล ของ Effective Stress Strength Envelope ณ จุด สูงสุดของแรงเฉือนในแนวราบ (peak τ_h) ในงานวิจัยจาก M.I.T. นี้จะแสดงผลการทดสอบจาก เครื่องมือ DSS แล้วนำผลมาเปรียบเทียบกับข้อมูลการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained) จากการทดสอบแบบ Triaxial Compression และ Triaxial Extension และ Plain Strain ทั้งแบบ Active และ Passive สำหรับดินแต่ละชนิด เพื่อเป็นการศึกษาในหลายๆ กรณี รวมทั้งการทดสอบ CU-DSS ด้วย และจะให้ผลที่

(1) ต่ำกว่าความเป็นจริง สำหรับค่า E_u (Undrained Modulus) ของ Lean Clays แต่ ข้อมูลที่ได้เหมาะสมสำหรับ Plastic Clays

(2) ข้อมูลที่ได้นี้ดีมาก และให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย(F.S.) ที่สูง ในการวิเคราะห์ เสถียรภาพแบบวงกลม(Circular Arc) แบบไม่ระบายน้ำ รวมทั้ง K_0 - Consolidates Non-Stratified Soft Clays อีกด้วย

2.10.1 ข้อมูลการทดสอบ CK₀U DSS ในดิน Normally Consolidated Clays

จากข้อมูลการทดสอบในดินเหนียวทั้งหมด 13 ชนิด ซึ่งมีองค์ประกอบในดินที่แตกต่างกันอย่างหลากหลาย ทั้งทางด้านค่า Atterberg Limits และค่าความไวตัวของดิน(Sensitivity) ในการทดสอบนี้มีดินกรุงเทพฯ รวมอยู่ด้วย การทดสอบได้ทำทั้ง CK₀U DSS และ Triaxial Compression ในดิน Normally Consolidated Clays ซึ่งจะแสดงข้อมูลค่า S_u/σ'_{vc} โดยในทุกๆ กรณี การทดสอบจะมีการ Reconsolidated ตัวอย่างให้มีค่ามากกว่าค่า In Situ Maximum Past Pressure(σ'_{vm}) จากการทดสอบพบว่า Bangkok Clay มีค่า Liquid Limit(w_L) 65 เปอร์เซ็นต์ และค่า Plasticity Index(P.I.) 41 เปอร์เซ็นต์ สำหรับค่า S_u แยกกำหนด เป็น 2 วิธีคือ วิธีแรกใช้ค่าแรงเฉือนในแนวราบสูงสุด หรือ $\tau_{h(max)}$ ในการทดสอบแบบ DSS และวิธีที่สองกำหนดโดยค่า $q_r = 0.5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ สำหรับการทดสอบแบบ Triaxial Compression



รูปที่ 2.58 กราฟระหว่าง S_u/σ'_{vc} เทียบกับค่า P.I. จากการทดสอบ CK₀UDSS และการทดสอบ Triaxial Compression ในดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ โดยที่ $\sigma'_{vc} \geq 1.5-2 \sigma'_{vm}$

ค่า S_u/σ'_{vc} เมื่อนำมา Plot เทียบกับค่า P.I. ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.58 เมื่อวาดเส้นโค้งผ่านจุดต่างๆ ของดินเหนียวแต่ละชนิด โดยไม่ได้จำแนกตามประเภทของดิน จะเห็นว่ามีแนวโน้มเดียวกัน สำหรับดินเหนียวส่วนใหญ่ ค่า S_u/σ'_{vc} จากการทดสอบ แบบ DSS จะให้ค่าอยู่ระหว่าง 0.21 ± 0.01 สำหรับดินที่มีค่า P.I. น้อยกว่า 25 เปอร์เซ็นต์ และค่า S_u/σ'_{vc} อาจจะให้ค่าที่สูงกว่านี้ถ้าดินมีค่า P.I. มากกว่า 25 เปอร์เซ็นต์ เป็นที่น่าสังเกตว่า ดินเหนียวจาก Maine Organic Clay นั้นให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนมากกว่าปกติ ทั้งนี้อาจจะเป็นไปได้จากการที่มี จำพวกเปลือกหอย หรือ ผลึกทรายแก้ว ปนอยู่กับดิน เช่นเดียวกับดินจาก Trieste Clay ก็พบเปลือกหอย เหมือนกัน ทำให้

ค่า Strength จากการทดสอบ DSS สูง สำหรับดินจาก Atchafalaya Clay ซึ่งมีความไวสูง มีการ Creep สูงจะให้ค่า Strength ที่ต่ำกว่าปกติทั่วไป แต่ในกรณีดินชนิด Varved Clay จะมีค่า S_u/σ'_{vc} ที่ต่ำในการทดสอบแบบ DSS เสมอ เมื่อเรา Plot เทียบกับค่า P.I. ของ Silt Layer ส่วนการทดสอบ แบบ UU Triaxial Compression ในดินชนิด Varved Clay นี้ โดยทั่วไปแล้วจะแสดงค่า Strength ที่ต่ำมาก เมื่อตัวอย่างมีการถูกตัดแต่งก่อนการทดสอบ โดยการพังทลาย (Failure) จะเกิดขึ้นในทิศทางขนานกับ Varves (Ladd and Wissa, 1970) ดังนั้นสำหรับการทดสอบในดินชนิด Varved Clay ควรจะระมัดระวัง และจัดให้มีการทดสอบเป็นพิเศษ

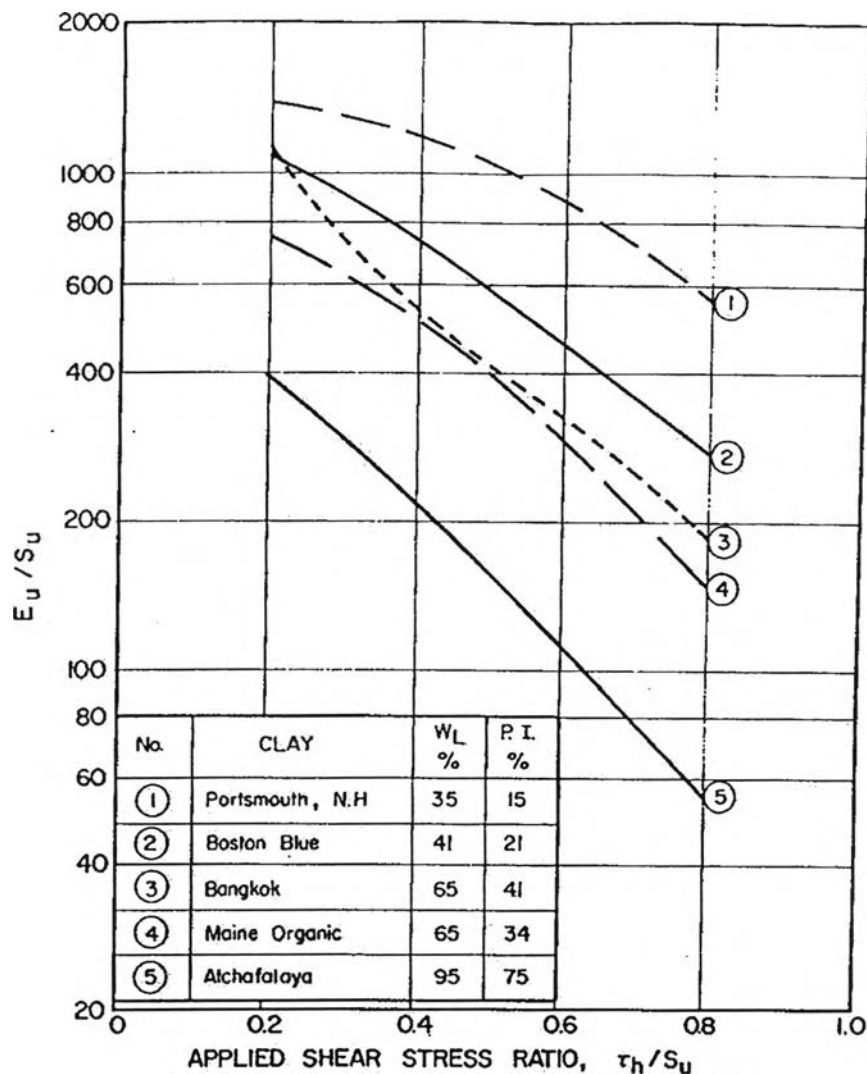
ค่า S_u/σ'_{vc} จากการทดสอบ แบบ CK_0UC โดยทั่วไปแล้วจะเพิ่มขึ้น เมื่อค่า P.I. เพิ่มขึ้น จนถึงประมาณ 25 เปอร์เซ็นต์ โดยจะได้ค่าที่ 0.34 ± 0.01 ข้อยกเว้นหลัก คือ ดินประเภท Connecticut Valley Varved Clay และดินประเภท Trieste Clay และดินประเภท Atchafalaya Clays ซึ่งปกติโดยทั่วไปแล้วจะให้ค่าอัตราส่วนของ Undrained Strength ที่ต่ำ

ปกติค่า Strength จากการทดสอบ DSS จะประมาณ 65 ± 5 เปอร์เซ็นต์ ของกำลังที่ได้ จากการทดสอบแบบ Triaxial Compression สำหรับดินที่มีค่า P.I. 25 เปอร์เซ็นต์ หรือต่ำกว่า และ ยกเว้นในกรณีของดินชนิด Varved Clay ความแตกต่างของ Strength นี้มีค่าน้อยลงสำหรับดินเหนียวที่มีค่า Plastic สูงขึ้น โดยที่อัตราส่วนของ S_u/σ'_{vc} จะเท่ากับ 78 ± 6 เปอร์เซ็นต์ ยกเว้นดินที่ไม่ปกติ เช่น Atchafalaya Clay ซึ่งมีค่า อัตราส่วนของ S_u/σ'_{vc} ที่ต่ำมากในการทดสอบแบบ Triaxial Compression และ Trieste Clay ซึ่งจะให้ค่า Strength ที่สูงในการทดสอบแบบ DSS ดังที่กล่าวมาแล้วข้างต้น และจะให้ค่ากำลังที่ต่ำสำหรับการทดสอบแบบ Triaxial Compression

โดยสรุปแล้ว จากข้อมูลในการทดสอบแบบ CK_0U ในดินเหนียวโดยปกติทั่วไปทั้ง 10 ชนิด ให้ผลดังนี้

P.I.(%)	S_u/σ'_{vc} (DSS)	S_u (DSS)/ S_u (TC)
10 – 25	0.21 ± 0.01	$65 \pm 5 \%$
30 – 85	0.26 ± 0.02	$80 \pm 5 \%$

ซึ่งยกเว้นในกรณีดินชนิด Varved Clay และ Trieste Clay ที่มีเปลือกหอยเจือปน และ Atchafalaya Clay ที่มีควมไว และการ Creep สูง



รูปที่ 2.59 กราฟระหว่าง E_u/S_u เทียบกับค่า Applied Shear Stress Ratio จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ในดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติจำนวน 5 ชนิด

ในรูปที่ 2.59 แสดงค่าสรุปของค่า Undrained Young's Secant Modulus จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ในดินชนิด Normally Consolidated Clays จำนวน 5 ชนิด ซึ่งรวมทั้งดินจากกรุงเทพมหานคร ของประเทศไทยเราด้วย กราฟนี้จะ Plot ค่า Normalized ระหว่าง ค่า E_u/S_u เทียบกับค่า Applied Shear Stress Ratio โดยทั่วไปแล้วจะมี 2 แนวโน้มเมื่อดินมีค่า P.I. เพิ่มขึ้น คือ (1) ค่าทั้งหมดของ E_u/S_u จะมีแนวโน้มที่จะลดลง (2) และการลดลงของค่า E_u/S_u จะเกิดขึ้นเมื่อระดับของความเค้น (Stress) เพิ่มมากขึ้น

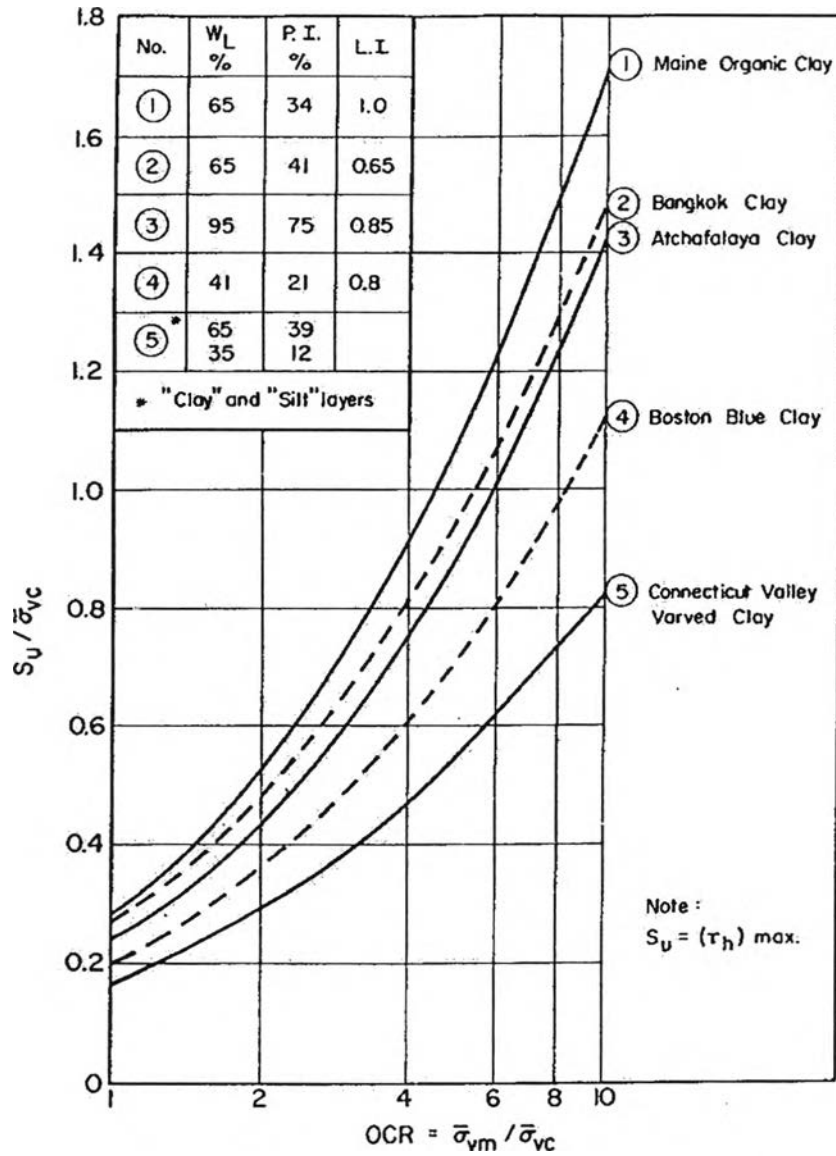
จากข้อมูลที่มีในดินเหนียวบางชนิด เมื่อลองเปรียบเทียบกับค่า E_u/S_u จากการทดสอบจาก DSS และการทดสอบแบบ Triaxial Compression สามารถสรุปได้ดังนี้

Clay	K_c for TC Tests	Ratio E_u/S_u & DSS/TC
Boston Blue Clay	K_o	1/2
Portland Marine Clay	K_o	1/2 - 1/3
Trieste Clay	K_o	~ 1
Atchafalaya Clay	$K = 1$	2/3 ~ 1-2

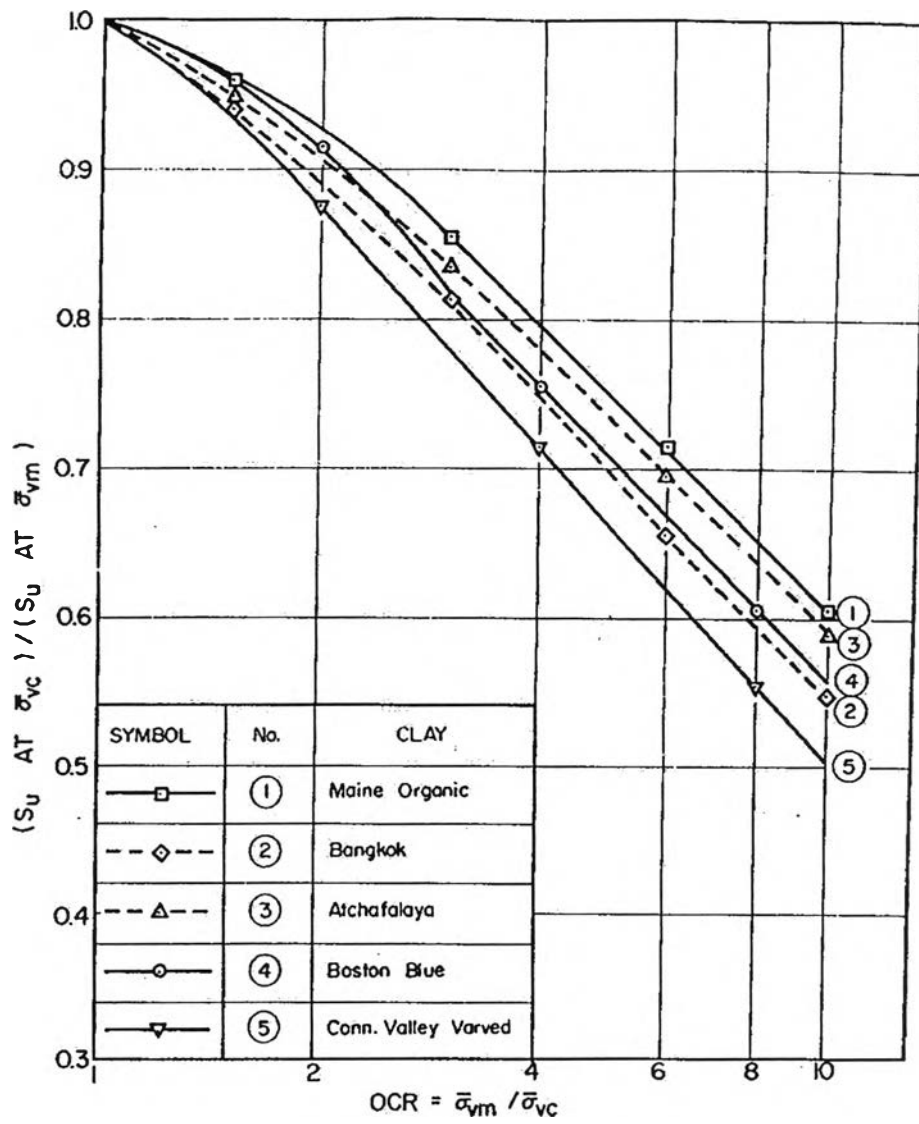
ค่า Undrained Modulus ที่ได้จากการทดสอบในสนาม จากดิน 4 ใน 5 ชนิด ในรูปที่ 2.59 สำหรับ ดินชนิด Plastic Maine Organic และดินชนิด Atchafalaya Clays ในข้อนี้จะได้ผลที่ดีที่สุดระหว่างการวัดค่าจากการทดสอบแบบ $\overline{CK_oU} - DSS$ กับการคำนวณย้อนกลับจากข้อมูลในสนาม อย่างไรก็ตาม ข้อมูลจากการทดสอบ DSS สำหรับ Portsmouth Clays ที่มีค่า Plastic เล็กน้อย และ Boston Blue Clays นั้นมีความสำคัญน้อยกว่า (ใช้ แฟคเตอร์ 2-3) ข้อมูลจากการวัดจากในสนาม สำหรับดิน Lean Clays ที่มีความไวต่อพองประมาณ ในการทดสอบเราจะ Reconsolidated ตัวอย่างในห้องทดลอง เพื่อให้ค่าความเค้นในห้องทดลอง มีค่ามากกว่าค่า Maximum Past Pressure ซึ่งเป็นกระบวนการทำให้โครงสร้างของดิน มีความแข็งแรงมากขึ้นกว่าในสนาม

2.10.2 ข้อมูลการทดสอบ CK_oU DSS ในดิน Overconsolidated Clays

จากรูปที่ 2.60 ที่ได้แสดงไว้เป็นการแสดงความสัมพันธ์ ระหว่าง ค่า S_u/σ'_{vc} และค่า OCR ในดินเหนียว 5 ชนิดที่มีองค์ประกอบแตกต่างกัน และค่า Plasticity ก็ไม่เท่ากัน ซึ่งเราจะเห็นได้ว่า มีดินจาก Bangkok Clay รวมอยู่ด้วย ตามเส้นกราฟที่ 2 ถึงแม้ว่าดินจะมีความแตกต่างกัน แต่ดินทุกชนิดก็แสดงแนวโน้มไปในทางเดียวกันคือ ค่า Strength จะมีค่าเพิ่มขึ้นกับค่า OCR การลดลงของค่า Undrained Strength กับการ Rebound จาก Maximum Past Pressure ในดินเหนียว 5 ชนิด รวมทั้งดินจาก Bangkok Clay ได้แสดงไว้ในกราฟรูปที่ 2.61 แกนในแนวดิ่งจะแสดงถึง ค่า Strength ของ ตัวอย่างชนิด Overconsolidated ที่เป็นส่วนน้อยของ Undrained Strength ที่ Maximum Past Pressure ยกตัวอย่างเช่น การ Rebound $\frac{1}{4}$ ของ σ'_{vm} (เช่น OCR = 4) จะเป็นสาเหตุทำให้ค่า S_u ลดลง ประมาณ $25 \pm 5\%$



รูปที่ 2.60 กราฟระหว่าง Undrained Strength Ratio เทียบกับค่า OCR จากผลการทดสอบ CK_0UDSS ในดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวจำนวน 5 ชนิด



รูปที่ 2.61 การลดลงของ Undrained Strength เมื่อ Rebound จากผลการทดสอบ CK₀UDSS ในดินเหนียวอัดแน่นเกินตัวจำนวน 5 ชนิด

2.11 ผลการทดสอบดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ M.I.T.

2.11.1 ความเป็นมา

การทดสอบนี้ดำเนินการโดย Haley และ Aldrich Inc. ซึ่งเป็นบริษัทที่ปรึกษาด้านวิศวกรรมของ Camp, Dresser และ McKee of Boston, Massachusetts โดยได้รับการว่าจ้างให้พัฒนาเกี่ยวกับระบบบำบัดน้ำเสีย และงานวางแผนด้านการระบายน้ำ และการป้องกันน้ำท่วมในเขตเมืองหลวง คือ บริเวณพื้นที่กรุงเทพฯ - ธนบุรี ประเทศไทย ในทางด้านวิศวกรรม ชั้นดินกรุงเทพฯ โดยทั่วไปสามารถแบ่งออกเป็น 4 ชั้น ดังต่อไปนี้ (Moh, et al., 1969)

- (1) ชั้นเปลือกโลก ความหนา 2 ± 1 เมตร ปกติประกอบด้วย ดินเหนียวสีเทาดำ เกิดการแตกออกระหว่างอากาศเปียก-แห้งสลับกันไปมา ระดับผิวดินมีค่าระดับ 1.5-2.0 เมตร (จากระดับน้ำทะเลปานกลาง) โดยในกรุงเทพฯ ค่าระดับน้ำใต้ดินโดยทั่วไปอยู่ที่ระดับ 1.0 ± 0.5 เมตร
- (2) ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางสีเทาดำ ที่มีค่าความเป็นพลาสติกสูง เป็นดินเหนียวทะเล เรียกว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ปกติจะมีระดับอยู่ที่ -12 ± 2 เมตร
- (3) ชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมากสีเทา และสีเหลืองปนน้ำตาลมีความหนาไม่แน่นอน
- (4) ชั้นทรายแน่นและชั้นกรวด และอาจจะมีดินเหนียวปนทรายผสมอยู่

การทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ทำโดยใช้ตัวอย่างที่เก็บจากกระบอกบางขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 นิ้ว ที่ระดับความลึก -5 เมตร (ความลึก = 6.4 เมตร) เป็นดินจากสวนลุมพินี ทำการทดสอบค่า Atterberg's Limits จำนวน 4 ค่า (ดินเหนียวไม่แห้งก่อนการทดสอบ) ดังต่อไปนี้

ค่าที่หา	ค่าเฉลี่ย (%)	ผลการทดสอบ (%)
w_L	65.0	55.6 – 72.2
w_p	24.0	22.0 – 26.2
P.I.	41.0	32.0 – 50.2
L.I.	67.0	58.0 – 76.0

ดินประกอบด้วยแร่ควอร์ตซ์ เฟลสปาร์ และแร่ดินเหนียวประเภท มอนต์โมริลโลไนต์ (Montmorillonite) อิลไลต์ (Illite) และคาร์โอไลไนท์ (Kaolinite) ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความอุดมสมบูรณ์ และมีค่าอินทรีย์สาร 3 ± 2 เปอร์เซ็นต์ (Ladd, Moh และ Gifford, 1971) น้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน มีค่าความเข้มข้นของเกลือ (Salt Concentration) เพียงเล็กน้อยเท่านั้น คือ ไม่กี่กรัมต่อลิตร

ณ ระดับที่เจาะเก็บตัวอย่าง ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง (σ'_{v0}) มีค่าเท่ากับ 5 ตันต่อตร.ม. (1 ตันต่อตร.ม. = 0.1 กิโลกรัมต่อตร.ซม.) และจากผลการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่องมือ Oedometer สามารถหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (σ'_{vm}) เท่ากับ 9 – 14 ตันต่อตร.ม. ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า Pre-compression ไม่ชัดเจน ถึงแม้ว่าจะพิจารณาผลจากกระบวนการผุกร่อน และการยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression) ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ จากหลุมเจาะที่อยู่ติดกันหลายๆ หลุม ที่ระดับความลึก 3 – 8 เมตร เป็นดังนี้

ชนิดของการทดสอบ	ค่า S_u เฉลี่ย (ตันต่อตร.ม.)	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (S.D.) (ตันต่อตร.ม.)
1) การทดสอบ Field Vane ใบขนาด 3" x 6" ของ Sprague และ Henwood หลุมที่ 5 องศาต่อนาที	2.75	0.50
2) การทดสอบแรงอัดสามแกน ชนิด UU-Test ใช้อัตราการเฉือนที่ 12% strain ต่อชั่วโมง	2.30	0.55

การทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ จะทำกับดินเหนียวยุบอัดตัวแน่นปกติ (NC Clay) จำนวน 3 ตัวอย่าง และ Rebounded Sample จำนวน 4 ตัวอย่าง (ที่มีค่า OCR = 1.5 – 12) และทำการทดสอบตัวอย่างแบบ Recompressed อีก 4 ตัวอย่าง รวมตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 11 ตัวอย่าง สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Asian Institute of Technology) ได้ทำการทดสอบตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มากมาย โดยทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIUC และ CAIC ซึ่งร่วมทดสอบกับ Camp. Dresser และ McKee (Moh และ Wang, 1968 และ Moh, 1969)

2.11.2 ผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$

ผลการทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.5-1 และ 4.5-2 และรูปที่ 2.62 ถึง 2.68 เส้น

โค้งการอัดตัว (Compression Curve) ที่แสดงใน รูปที่ 2.68 แสดงว่า ค่าหน่วยแรงกดทับสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure) มีค่า 8 – 10 ตันต่อตร.ม. แต่จากตัวอย่างทั้งหมด 11 ตัวอย่างมีจำนวน 2 ตัวอย่างที่ทำการ Consolidated ไปที่หน่วยแรงเค้นสูงสุด (Maximum Stress) ก่อนที่ 20 ตันต่อตร.ม. ซึ่งจะทำให้ค่าไปอยู่บนเส้น Virgin Consolidation

รูปที่ 2.62 และ 2.65 พล็อตระหว่างค่า S_u เทียบกับค่า σ'_{vc} และ S_u/s'_{vc} เทียบกับค่า OCR ตามลำดับ ตัวอย่างดินเหนียวยุบอัดตัวแน่นปกติ (NC Clay) มีค่า $S_u/s'_{vc} = 0.27$ ตัวอย่าง Rebounded จาก $\sigma'_{vm} = 20$ ตันต่อตร.ม. แสดงว่ามีค่า S_u ลดลงเล็กน้อยจนกระทั่ง ค่า OCR มีค่ามากกว่า 2.0 ผลการทดสอบแสดงว่าตัวอย่างที่มีการ Recompressed มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำต่ำกว่าตัวอย่าง Rebounded เล็กน้อยที่ค่า OCR เดียวกัน และกรณีเช่นนี้ก็ เป็นเช่นเดียวกันกับผลการทดสอบดิน Boston Blue Clay (BBC) ดูรูปที่ 2.69

ค่า Normalized Stress Path และข้อมูลความเค้น-ความเครียด แสดงดังรูปที่ 2.63 และ 2.64 แสดงแนวโน้มโดยทั่วไป ค่าความเครียด ณ จุดวิบัติ โดยทั่วไป จะมีค่าเพิ่มขึ้นกับค่า OCR ส่วนตัวอย่างดินเหนียวอัดแน่นมากกว่าปกติ (Heavily Overconsolidated Clay) จะเกิดแรงดันน้ำติดลบก่อนถึงจุดวิบัติ หลังจากนั้นแรงดันน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้น เหมือนกับว่าตัวอย่างเกิด Strain Softening

ค่า E_p/S_u แสดงดังรูปที่ 2.66 และ 2.67 อัตราส่วนของ E_p/S_u มีค่าลดลงเมื่อค่า OCR มีค่าสูงขึ้น ซึ่งเป็นแนวโน้มโดยทั่วไป (ดูรูปที่ 2.70 และ 2.71 เหมือนกับข้อมูลการทดสอบของดินเหนียว Boston Blue Clay (BBC) และ Maine Organic Clay ตามลำดับ)

2.11.3 เปรียบเทียบกับข้อมูลผลการทดสอบอื่น

Moh และ Wang (1968) ได้ดำเนินการทดสอบต่อเนื่องโดยการทดสอบแรงอัดสามแกนชนิด CIUC ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยเก็บจากระดับความลึก 8 เมตร ข้อมูลจากตัวอย่างดินเหนียวอัดแน่นปกติ มีค่า $w_n = 80 \pm 5$ เปอร์เซ็นต์ ผลการทดสอบแสดงว่าค่า $S_u/\sigma'_c = q/\sigma'_c$,ค่าลดลงเมื่อค่าความเค้นจากการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Stress) มีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงค่าคงที่ค่าหนึ่งคือ 0.285 โดยมีค่า $\sigma'_c = 40-85$ ตันต่อตร.ม. อัตราส่วนนี้มีค่าสูงขึ้นเล็กน้อยและมากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ การทดสอบทำโดยการ Rebounded ตัวอย่างจากค่ากดทับสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure) จาก 56 และ 84 ตันต่อตร.ม. ข้อมูลนี้เมื่อพล็อตเส้นขอบเขตบนและล่าง หรือแถบของช่วงค่าแสดงดังรูปที่ 2.65 การเพิ่มขึ้นของค่า S_u/σ'_{vc} กับค่า OCR นี้เหมือนกันกับผลการทดสอบ DSS ยกเว้นตัวอย่างดินที่มีค่า OCR สูงๆ

Moh (1969) รายงานผลการทดสอบแรงอัดสามแกนชนิด CAUC ในดินเหนียวอัดตัวแน่นปกติ (NC Clay) ($K_c = 0.61 \pm 0.01$) โดยเก็บตัวอย่างจากบริเวณที่ติดกับสถาบัน MIT มาทดสอบ

เมื่อค่า $\sigma'_{vc} = 16-60$ ตันต่อตร.ม. และ $q/\sigma'_{vc} = 0.46-0.34$ ซึ่งมีค่าสูงขึ้นอย่างมีนัยสำคัญมากกว่าค่าอัตราส่วนกำลัง (Strength Ratios) ที่ได้จากการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ และ CIUC แต่ถึงอย่างไรก็ตาม ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบมีค่าปริมาณความชื้นธรรมชาติ (Natural Water Content) ประมาณ 36-43 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นข้อมูลจากผลการทดสอบ CAUC มีความเป็นไปได้ที่จะไม่ใช่ค่าโดยทั่วไป

Ladd, Moh และ Gifford (1971) ทำรายละเอียดเปรียบเทียบค่า S_u โดยหามาจากการทดสอบ Field Vane และการทดสอบแรงอัดสามแกนชนิดกดอัดตัวอย่าง (Triaxial Compression) ทั้งชนิด U และ UU และใช้หลักการ SHANSEP คำนวณ บนหลักการพื้นฐานของข้อมูลจากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ดังแสดงในรูปที่ 2.65 เนื่องจากสาเหตุที่ค่าความเค้นกดทับสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure) มีความหลากหลายดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ค่าโดยทั่วไปสรุปไว้ในตารางที่ 00 (ความเค้นในหน่วย ตันต่อตร.ม.) สำหรับดินกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง

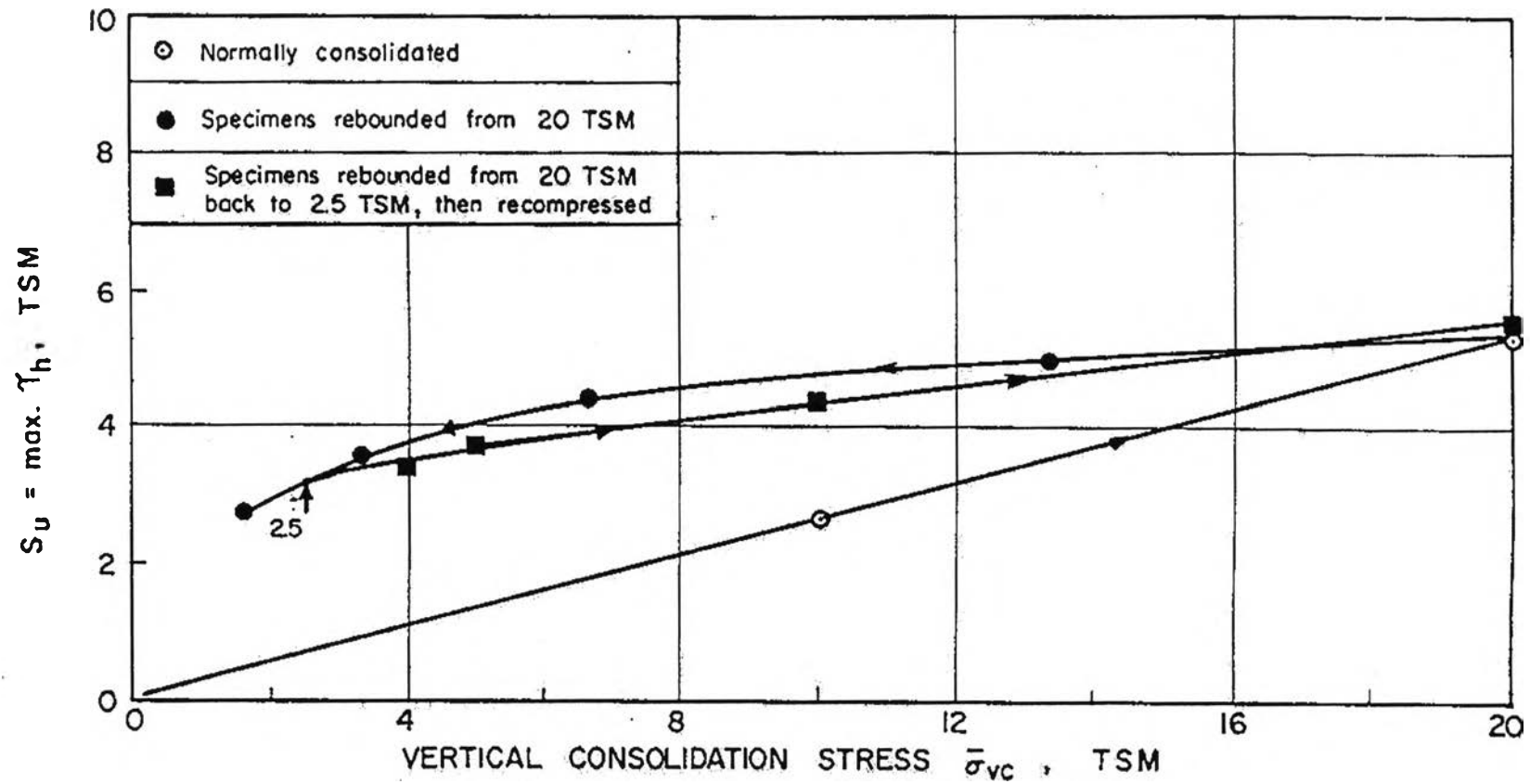
ความลึก (เมตร)	SHANSEP DSS S_u	U และ UU $S_u \pm S.D.$	Field Vane $S_u \pm S.D.$
4	1.85 (1.5 – 2.5)	2.1 ± 0.7	2.7 ± 0.8
8	2.6 (2.1 – 3.3)	2.15 ± 0.85	2.7 ± 0.4

ณ ความลึกตื้นๆ ค่ากำลังจากการทดสอบ DSS มีค่าน้อยกว่ากำลังที่ได้จากการทดสอบ U และ UU และมีค่าน้อยกว่ากำลังที่ได้จากการทดสอบ Field Vane อย่างมีนัยสำคัญ สำหรับดินที่เก็บมาจากระดับความลึกมากๆ ค่า S_u จากการทดสอบ U และ UU มีค่าต่ำที่สุด (ซึ่งมีสาเหตุที่เป็นไปได้มากจากผลการรบกวนขณะเก็บตัวอย่างดินที่มากขึ้น) ขณะที่ค่า S_u จากการทดสอบ DSS และ Field Vane ให้ค่าที่สูงและใกล้เคียงกัน

Bjerrum (1972) สรุปความแตกต่างของดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่มีความเป็นพลาสติกมากกว่า ($w_L = 150\%$, P.I. = 85%) โดยนำมาจากทางด้านทิศตะวันออกเฉียงใต้ของกรุงเทพฯ ห่างออกไปประมาณ 40 กิโลเมตร ผลการทดสอบสรุปได้ดังนี้

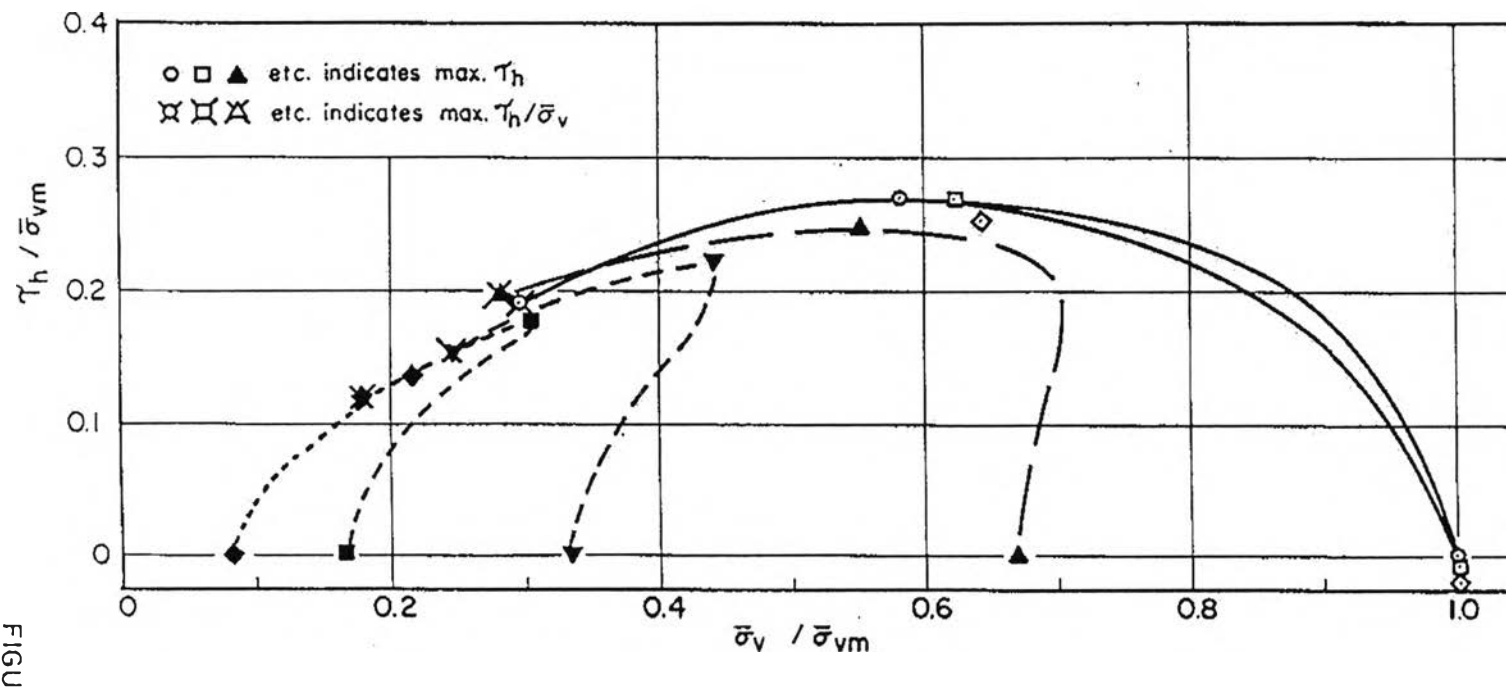
ผลการทดสอบ CK_0U โดยทำการ Consolidated ตัวอย่างไปที่ σ'_{vo} มีค่า S_u/σ'_{vc} สูงทั้งนี้สาเหตุเนื่องมาจากดินมีค่า OCR = 1.5 – 1.7 ระหว่างการเกิด Secondary Compression เรียกว่า Quasi – Preconsolidation

ชนิดของการทดสอบ	S_u/σ'_{vc}
CK_0UC	0.70
$\overline{CK_0U} - DSS$	0.41
CK_0UE	0.40
Field Vane	0.59
Field Vane โดยปรับแก้ค่าจากผลของ อัตราความเครียด (Strain Rate Effect)	0.47



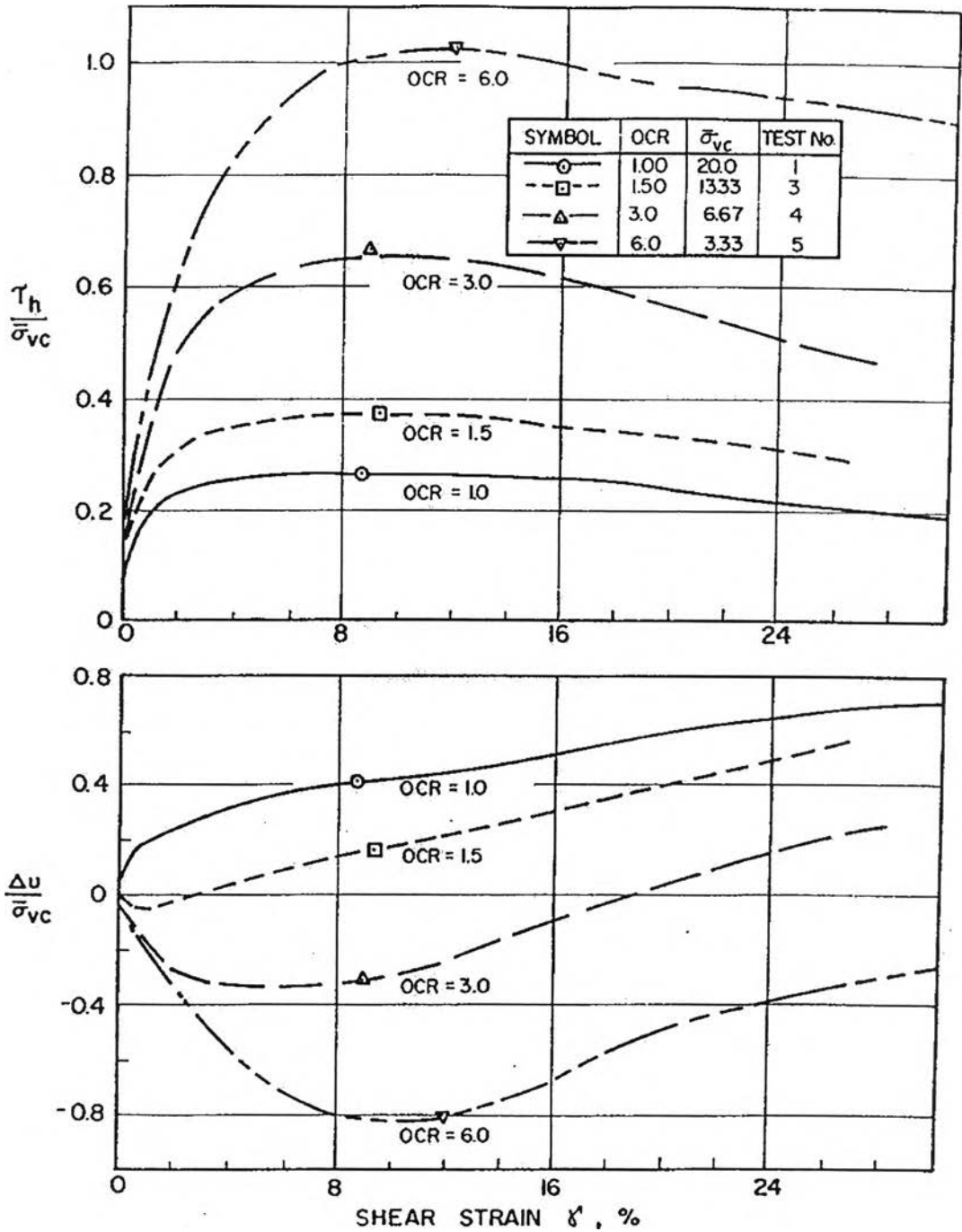
รูปที่ 2.62 Undrained Strength และ Consolidation Stress จากการทดสอบ CK_0UDSS
 ในดินเหนียวกรุงเทพฯ

SYMBOL	○	□	◇	▲	▼	■	◆
TEST No.	1	2A	2B	3	4	5	6
$\bar{\sigma}_{vc}$, TSM	20.0	10.0	40.0	13.3	6.67	3.33	1.66
$\bar{\sigma}_{vm}$, TSM	20.0	10.0	40.0	20.0	20.0	20.0	20.0
OCR	1.00	1.00	1.00	1.50	3.00	6.00	12.0

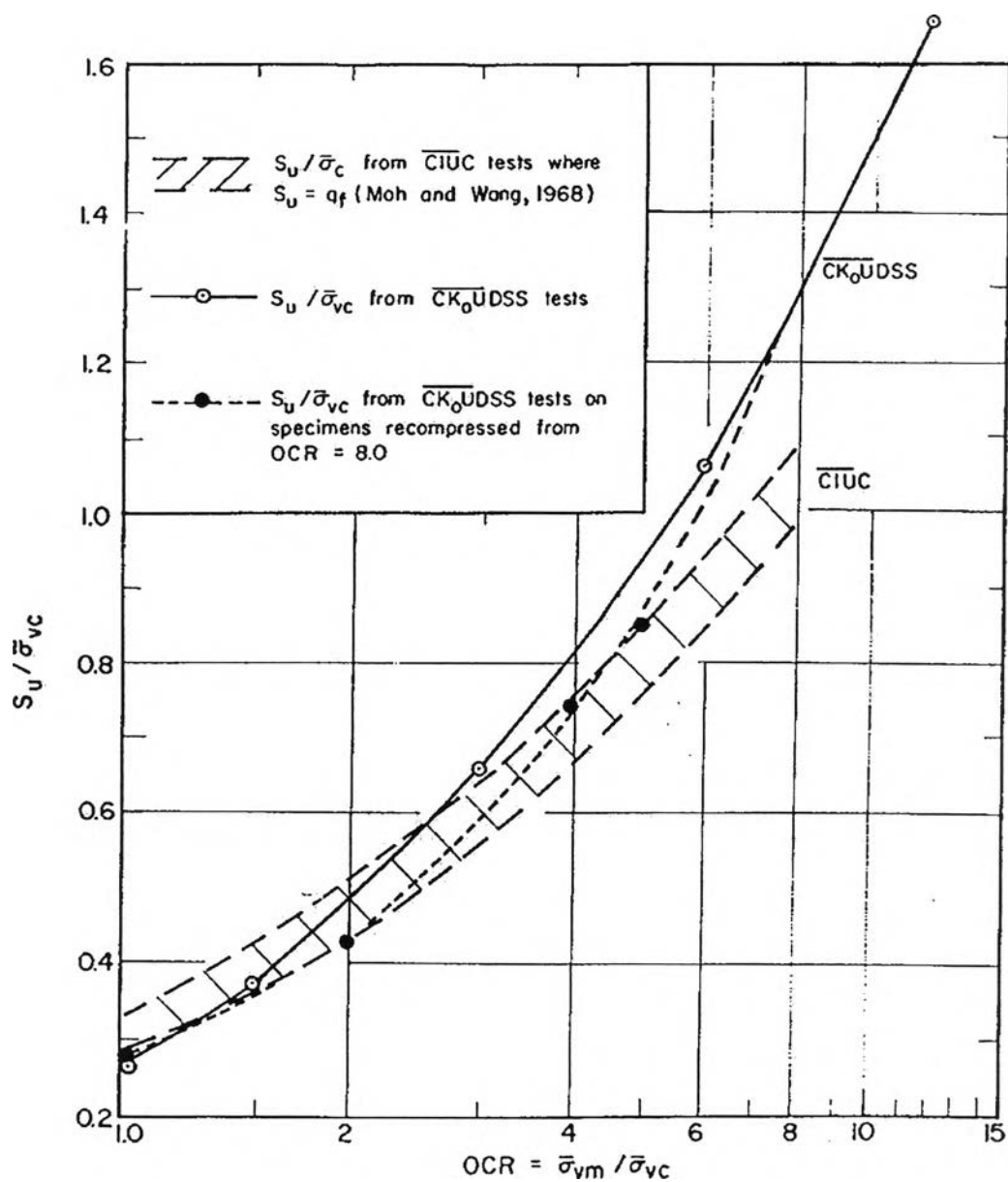


FIGU

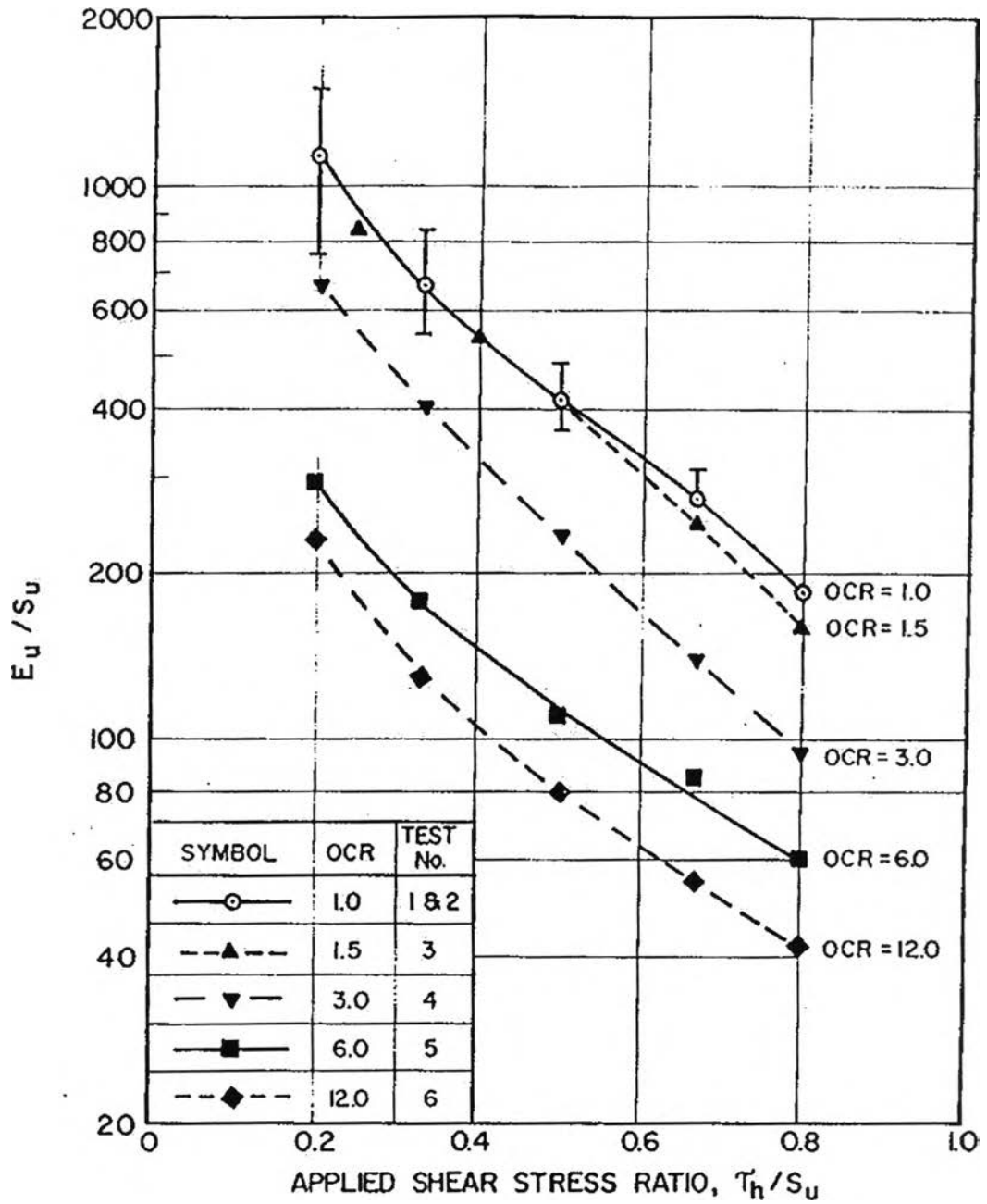
รูปที่ 2.63 Normalized Stress Path จากการทดสอบ $\overline{CK_0}UDSS$ ในดินเหนียวกรุงเทพฯ



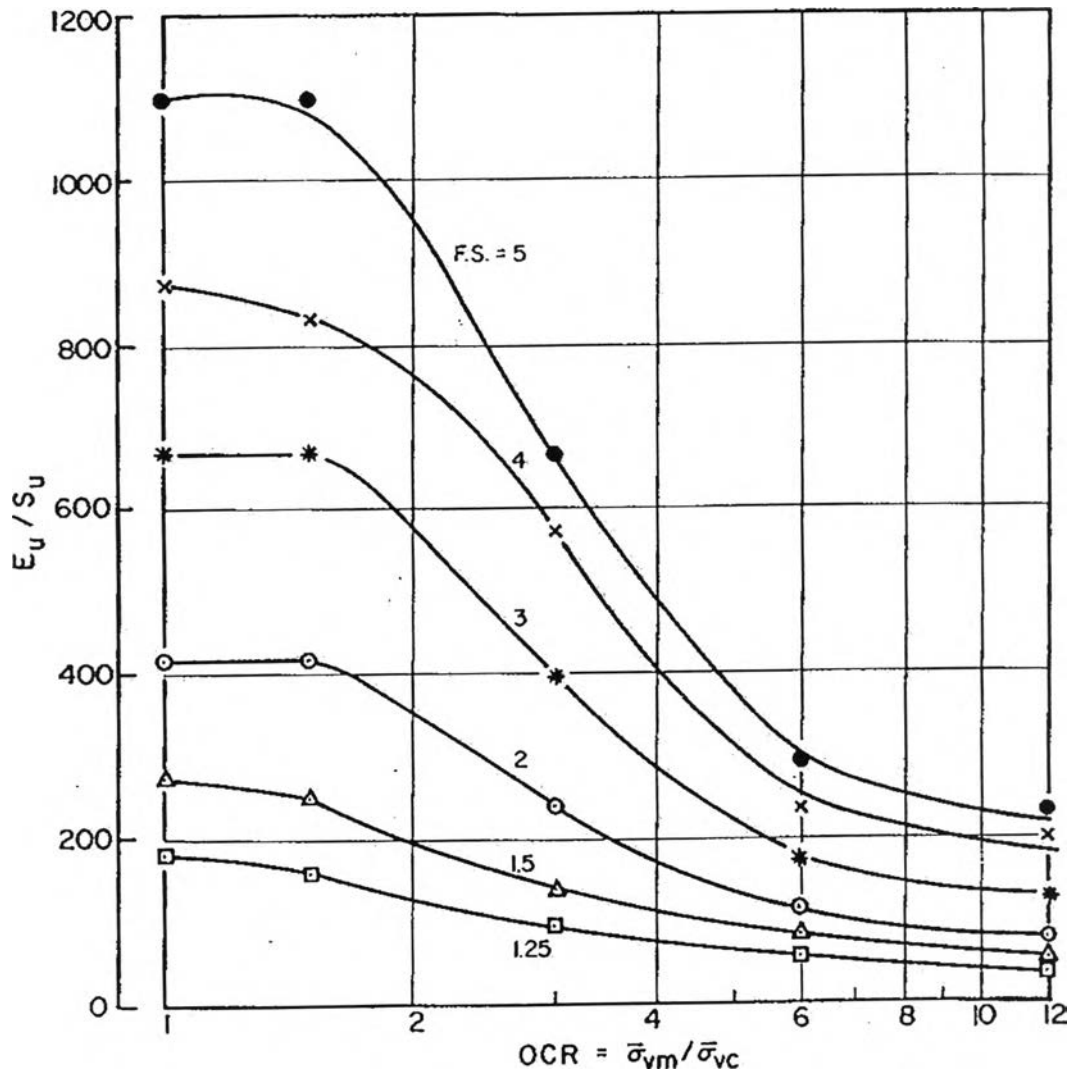
รูปที่ 2.64 Normalized Stress และ Strain จากผลการทดสอบ $\overline{CK}_0U - DSS$ ของดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยพิจารณาค่า OCR = 1.0, 1.5, 3.0 และ 6.0



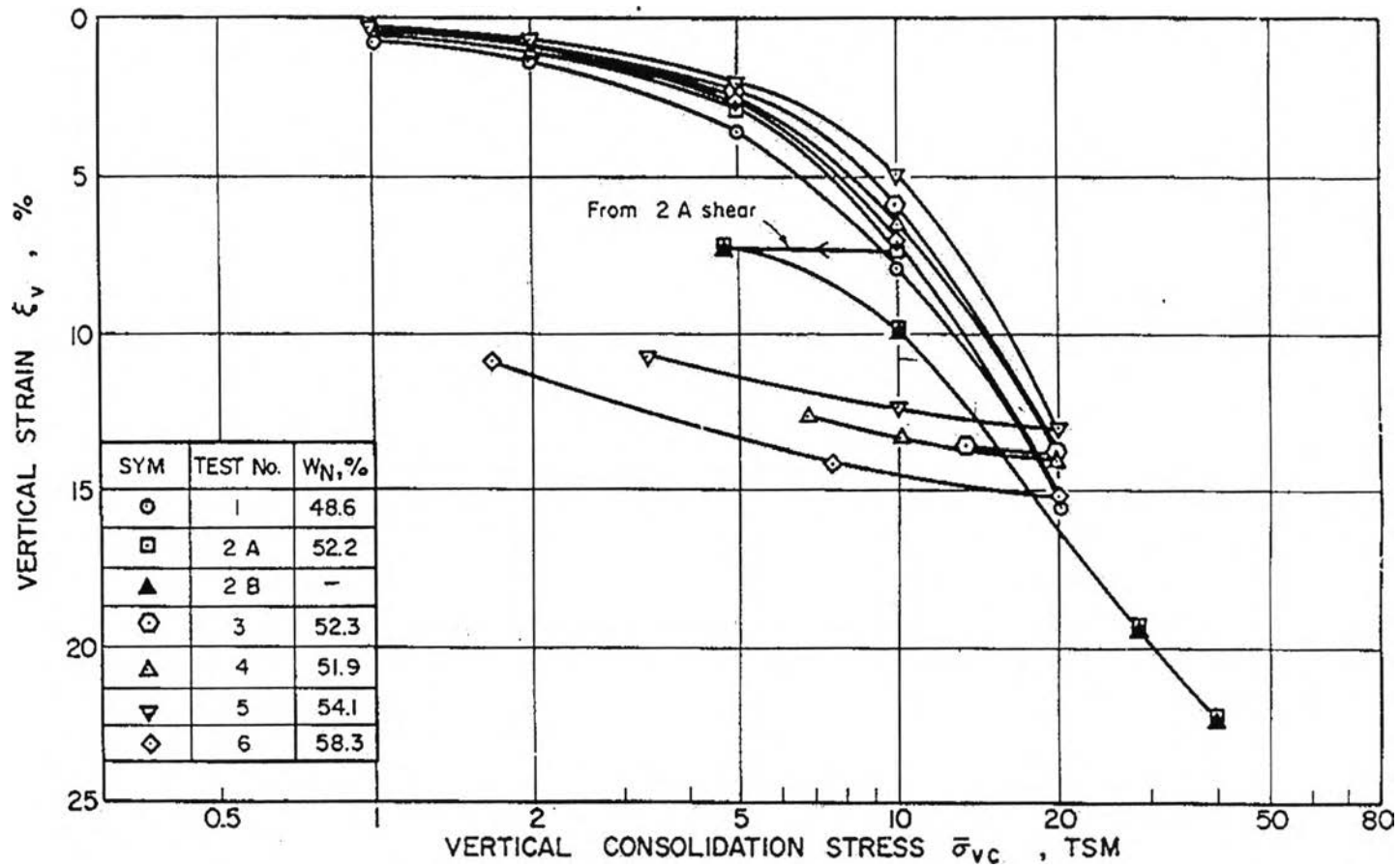
รูปที่ 2.65 Undrained Strength Ratio และ Overconsolidation Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ และการทดสอบ \overline{CIUC} ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



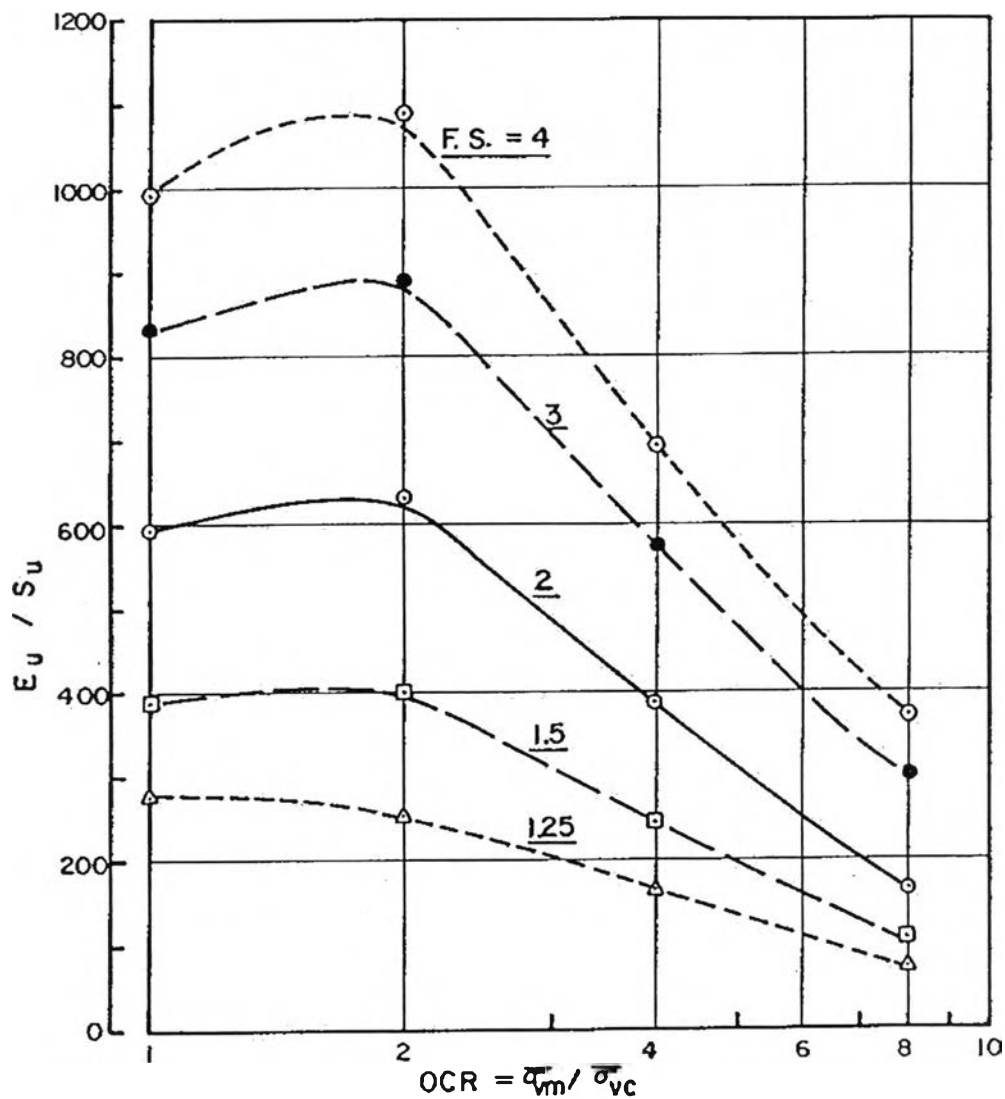
รูปที่ 2.66 E_u/S_u และค่า Applied Shear Stress Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ โดยพิจารณาค่า OCR = 1.0 ถึง 2.0



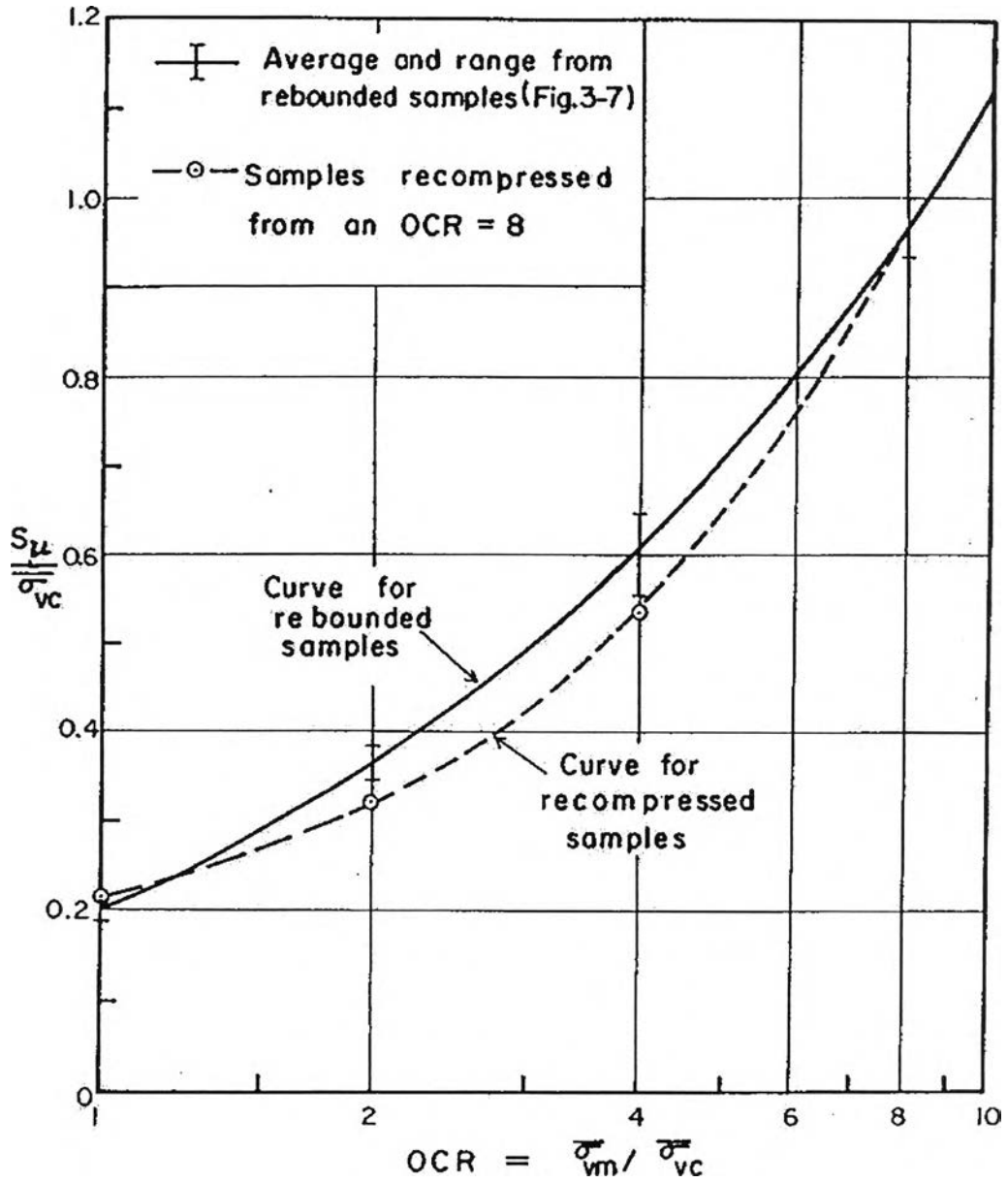
รูปที่ 2.67 E_u/S_u และค่า Overconsolidation Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK}_0U - DSS$ ของดินเหนียวกรุงเทพฯ



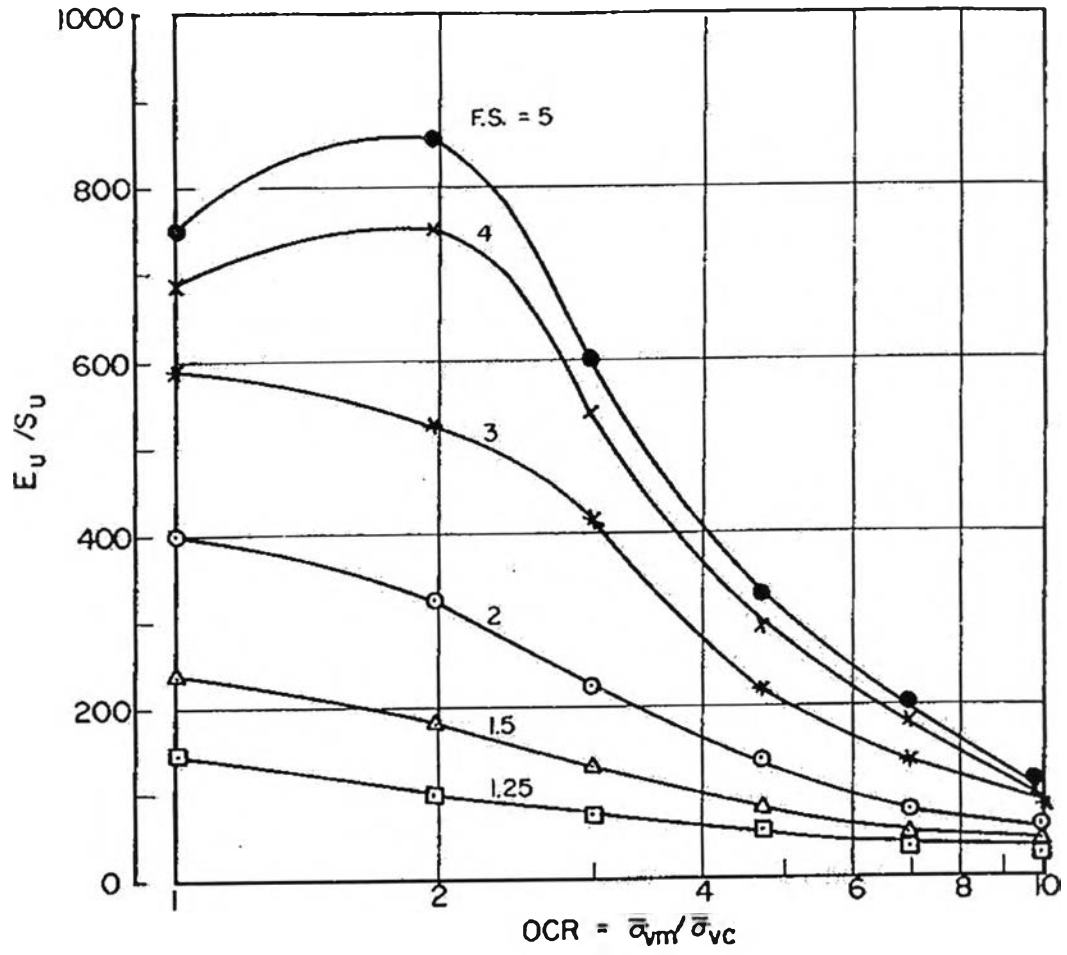
รูปที่ 2.68 Vertical Strain และ Overconsolidation Ratio จากการทดสอบ \overline{CK}_0 UDSS ในดินเหนียวกรุงเทพฯ



รูปที่ 2.69 E_u/S_u และค่า Overconsolidation Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK_0U} - DSS$ ของดิน Boston Blue Clay



รูปที่ 2.70 Undrained Strength Ratio และค่า Overconsolidation Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK}_0U - DSS$ ของดิน Boston Blue Clay แบบ Rebounded และตัวอย่างดินแบบ Recompression



รูปที่ 2.71 E_u/S_u และค่า Overconsolidation Ratio จากผลการทดสอบ $\overline{CK}_0U - DSS$ ของดินเหนียว Maine Organic