



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวกรุงเทพประกอบตัวใหม่
ขณะเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง

COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST OF REMOLDED BANGKOK
CLAY UNDER INCREASING THE EFFECTIVE VERTICAL STRESS CONDITION

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ประจำปีงบประมาณพ.ศ. 2561 มหาวิทยาลัยบูรพา

มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 1650
สัญญาเลขที่ 212/2561

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวกรุงเทพประกอบตัวใหม่
ขณะเพิ่มหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST OF REMOLDED BANGKOK
CLAY UNDER INCREASING THE EFFECTIVE VERTICAL STRESS CONDITION

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กิตติกรรมประกาศ

(Acknowledgement)

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2561 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 212/2561 ผู้วิจัยขอขอบคุณนางสาวพัชราภรณ์ ฤกษ์เปรมปรี นายวิวัฒน์ชัย เกสรแพทย์ทวีโชค นายจิรภัทร ร่มพุ่มและนางสาวอิสริยาภรณ์ บัวแดง นิสิตระดับปริญญาตรีที่ช่วยเหลือในการเตรียมตัวอย่างและเก็บข้อมูล การทดสอบ ขอขอบคุณผู้เชี่ยวชาญทุกท่านให้ข้อเสนอแนะในการพัฒนาเพื่อปรับปรุงการทดสอบให้ดีขึ้น สุดท้ายผู้วิจัยขอขอบพระคุณครอบครัว ผู้บังคับบัญชา และเพื่อนร่วมงาน ตลอดจนภาควิชาชีพวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้ความช่วยเหลือจนทำให้งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี

ข้าพเจ้าขอระลึกทุกท่านไว้ ณ โอกาสนี้

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ประสงค์ในการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทั้งในสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ โดยทั่วไปแล้วการหาค่าดังกล่าวจะใช้เครื่องมือทดสอบแบบแรงอัดสามแกนซึ่งมีความยุ่งยากเป็นอย่างมากที่จะต้องทำการควบคุมให้ความเครียดในแนวตั้งมีค่าเท่ากับความเครียดเชิงปริมาตรในกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งหากการทดสอบไม่เป็นไปตามเงื่อนไขดังกล่าวจะทำให้ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งเกิดความผิดพลาด ด้วยเหตุนี้ งานวิจัยนี้จึงได้นำเสนอวิธีการในการทดสอบรวมทั้งเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบแบบใหม่ เครื่องมือที่ใช้ทดสอบจะทำงานร่วมกันระหว่างเซ็นเซอร์ที่มีความแม่นยำสูงกับระบบควบคุมแบบป้อนกลับซึ่งจะทำให้สามารถวัดแรงเค้นได้ทั้งสามทิศทางและยังสามารถจำลองสภาวะแวดล้อมจริงในสนามได้ทั้งในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างให้กับดินรวมทั้งการเค้นตัวอย่างอีกด้วย

ตัวอย่างดินจะถูกอัดตัวคายน้ำโดยใช้ค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งสำหรับตัวอย่างดินอัดตัวปกติและค่าอัตราส่วนการยุบอัดตัวเกินปกติสำหรับตัวอย่างอัดตัวมากกว่าปกติที่แตกต่างกัน ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งจะถูกวัดค่าเมื่อการอัดตัวคายน้ำหลักสิ้นสุดลง หลังจากนั้นเงื่อนไขสภาวะแวดล้อมของการทดสอบจะถูกเปลี่ยนเป็นแบบสมมาตรรอบแกนเดียวและตัวอย่างจะถูกเค้นทันทีในสภาวะที่น้ำไม่สามารถไหลออกจากตัวอย่างดินได้ จากผลการทดสอบพบว่าระบบควบคุมอัตโนมัติที่นำเสนอขึ้นนี้มีประสิทธิภาพดีมากในการควบคุมการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินตัวอย่างในขณะที่ดินอยู่ระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดในขั้นตอนการเค้นดินตัวอย่างอัดตัวคายน้ำปกติเป็นแบบมีจุดสูงสุดของค่าความเค้นและจะลดลงสูงค่าคงที่ ลักษณะการวิบัติเกิดทั้งการบวมตัวออกด้านข้างและแถบแรงเค้นผสมกัน ค่าความสามารถในการรับแรงเค้นจะเพิ่มขึ้นตามค่าความเค้นในแนวตั้งที่ใช้ในกระบวนการอัดตัวคายน้ำ ผลการทดสอบยังพบอีกว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอัดตัวปกตินั้นจะไม่ขึ้นอยู่กับค่าความสามารถในการรับแรงเค้นและค่าดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นตามค่าอัตราส่วนการยุบอัดตัวเกินปกติเมื่อดินอยู่ในสภาวะอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ ความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถนำเสนอเป็นสมการโดยใช้ตัวแปรคือค่าอัตราส่วนการยุบอัดตัวเกินปกติและมุมเสียดทานภายในเมื่อค่าความเค้นในแนวตั้งคงที่

Abstract

This research mainly focus on how to determine the coefficient of earth pressure at rest (k_o) for soft Bangkok clay in both normally consolidated and overconsolidated state. It is well-known that this value has been performing with Triaxial test equipment. However, the procedure to perform k_o -consolidation via Triaxial test is a very high complexity to maintain the vertical strain which must be equal to volumetric strain for k_o -consolidation process. The value of k_o was spoiled if the experiment can't rich to this important criteria. Therefore, the new testing methodology and artificial equipment were proposed in this research. The experiment was operate by using the high precision sensors combined with the automatic feedback control system that able to measure the stresses in three axis and reproduces the significant boundary condition in the field for both soil structure reconstruction and shearing.

The specimens were consolidated by differential pre-consolidation pressures and overconsolidate ratio (OCR) for normally consolidated and overconsolidated soil specimens, respectively. The values of k_o were captured at the end of primary consolidation. After that, the boundary condition of the specimens were changed into an axisymmetric condition and immediately sheared under un-drained condition. According to the experimental results, the proposed automatic controlling system work every well to constrain the lateral movement while consolidation was performed. The relationship between effective vertical stress and vertical strain shows the strain softening after the stress reach to the peak state and the failure mode shows the combination between barreling and shear failure for normally consolidated specimens. The undrained shear strength at peak and residual state increase with pre-consolidation pressures. The k_o doesn't depend on the undrained shear strength for normally consolidated clay, but it increase with OCR for overconsolidated state. Finally, the formula of k_o for soft Bangkok clay was proposed as the function of residual internal friction angle and OCR.

สารบัญ

เนื้อหา	หน้า
กิตติกรรมประกาศ	ค
บทคัดย่อ	ง
Abstract	จ
สารบัญ	ฉ
สารบัญตาราง	ฅ
สารบัญภาพ	ญ
คำอธิบายคำย่อในการวิจัย (List of abbreviation)	ต
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาการวิจัย	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย	4
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย	4
1.4 ทฤษฎี สมมุติฐาน (ถ้ามี) และกรอบแนวคิดของโครงการวิจัย	5
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	5
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	
2.1 บทนำ	7
2.1.1 สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Active (Coefficient of Active Earth Pressure, K_a)	7
2.2.2 สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Passive (Coefficient of Passive Earth Pressure, K_p)	8
2.2.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_0)	9
2.2 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดินในสภาวะอยู่นิ่ง	9
2.2.1 เครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน	9
2.2.2 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดินในสภาวะอยู่นิ่ง ด้วยการทดสอบการอัดตัวคายนํ้า (Oedometer)	12
2.3 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft Bangkok clay)	14
2.4 การยุบอัดตัว (Compressibility)	14
2.4.1 การอัดตัวคายนํ้าเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของค่าแรงเค้นในแนวตั้ง	15

2.4.2 การอัดตัวคายน้ำเนื่องจากการใช้แรงดันลบ (Vacuum Consolidation)	17
2.4.3 การเร่งการกระบวนการอัดตัวคายน้ำ	18
2.5 นิยามของดินที่มีการประกอบตัวใหม่ (Reconstituted clay)	
และคุณสมบัติของดินเนื้อแท้ (Intrinsic properties) และดัชนีช่องว่าง (Void index)	19
2.5.1 Intrinsic Compression Line	20
2.5.2 การเปรียบเทียบระหว่างการอัดตัวได้ของดินที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ (Compressibility of sedimentation) และการอัดตัวได้ของดินที่ทำการประกอบ ตัวใหม่ (Compressibility of reconstituted)	21
2.6 การทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial test)	22
2.7 เครื่องทดสอบคุณสมบัติรับแรงเฉือนภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบ	25
2.7.1 Plane Strain Cell	26
2.7.2 ระบบสำรองไฟฟ้า	28
2.7.3 ระบบสำรองแรงดันลม	28
2.7.4 อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง	28
2.7.5 โหลดเซลล์	34
2.3.6 ชุด Load Frame	34
2.3.7 ระบบควบคุมแรงดันน้ำอัตโนมัติ	36
2.3.8 เครื่องปั่นดิน	37
2.8 การเร่งการทรุดตัวคายน้ำในทดสอบคุณสมบัติการรับแรงเฉือนแบบความเครียดในระนาบ	38
บทที่ 3 วิธีการศึกษา	
3.1 บทนำ	43
3.2 การจัดหาตัวอย่างดินเหนียว	44
3.3 วิธีการทดสอบตัวอย่าง	44
3.3.1 เครื่องมือเครื่องมือและอุปกรณ์	44
3.3.2 ขั้นตอนการทดสอบ	45
บทที่ 4 การทดลองและการผลทดลอง	
4.1 บทนำ	52
4.2 การหาค่าคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการทดสอบ	52
4.2.1 การทดลองหาขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit หรือ L.L.)	52
4.2.2 การทดลองหาขีดความเหนียวของดิน (Plastic Limit หรือ P.L.)	53
4.2.3 การทดลองหาความถ่วงจำเพาะ	53

สารบัญ

เนื้อหา	หน้า
4.3 การประเมินค่าการทรุดตัวในแนวตั้ง	54
4.4 การเตรียมตัวอย่างดินเหลวก่อนต้นดินเข้าสู่เครื่องทดสอบ	56
4.5 การเตรียมฉูยงและการติดตั้ง	59
4.6 การสอบเทียบอุปกรณ์	64
4.6.1 อุปกรณ์วัดค่าความเค้น	64
4.6.2 อุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัว (LVDT)	65
4.6.3 การสอบเทียบผลของอุณหภูมิแผ่นประกบด้านข้างต่อการวัดแรงดันดินด้านข้าง	65
4.7 การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)	66
4.7.1 การสร้างโครงสร้างใหม่ให้แก่ดิน (Reconstitute)	67
4.7.2 ช่วงการเปลี่ยนเงื่อนไขสภาวะแวดล้อม (Transformation)	70
4.7.3 การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)	74
4.8 การเฉือนตัวอย่าง (Shearing)	76
4.9 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในสภาวะอัดตัวคายน้ำมากกว่าปรกติ	83
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ	
5.1 สรุปผล	88
5.2 ข้อเสนอแนะ	89
5.3 ผลผลิต (Output)	90
เอกสารอ้างอิง	92
ประวัติคณะผู้วิจัย	95

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1 ขนาดของคุณลักษณะพื้นฐานทางกายภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ	14
2.2 สรุปผลงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับเส้นทางของหน่วยแรง (Stress path) ที่แตกต่างกัน	23
4.1 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่นำมาทดสอบ	53
4.2 แสดงค่าปริมาณน้ำและความอิ่มตัวด้วยน้ำ	82

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
1.1 อัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain ระหว่างกระบวนการ K_0 -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)	2
1.2 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินจากการทดสอบ K_0 -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)	2
1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) (T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003)	3
1.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength ratio) กับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR)	5
2.1 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน (η) สภาวะอยู่นิ่งกับที่ (at rest) (ข) เคลื่อนตัวไปด้านหน้า (Active) (ค) เคลื่อนตัวไปด้านหลัง (Passive)	7
2.2 แสดงวงกลมมอร์ของความดันดินที่สภาวะ Active	8
2.3 แสดงวงกลมมอร์ของความดันดินที่สภาวะ Passive	8
2.4 การหาค่า K_0 ในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial tests)	10
2.5 อัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain ระหว่างกระบวนการ K_0 -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)	10
2.6 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินจากการทดสอบ K_0 -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)	11
2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) (T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003)	12
2.8 เครื่องมือ Oedometer พิเศษ (Vardhanabhuti, 2006)	13
2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของดินกับเวลา	15
2.10 แบบจำลองของสปริงที่ใช้อธิบายการยุบตัวของดิน	16
2.11 แบบจำลองการอัดตัวคายน้ำโดยใช้สปริง (η) ใช้ระบบให้น้ำหนักกดทับ (ข) ใช้ระบบให้แรงดันลบ (Chu & Yan, 2005)	17
2.12 ความแตกต่างของทิศทางระบายน้ำเมื่อใช้ระบบ PVD	18
2.13 เปรียบเทียบการทรุดตัวกับเวลาระหว่างพื้นที่ที่ใช้ PVD กับไม่ใช้ PVD	18
2.14 การใช้ I_v ในการสร้างสมการมาตรฐานจากรูปแบบการอัดตัวของดินที่ประกอบตัวใหม่ (Burland, 1990)	19

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
2.15 การสร้างสมการของ Intrinsic compression line (ICL) จากเส้นโค้งการอัดตัวของดิน ที่ทำการประกอบตัวใหม่ (Burland, 1990)	21
2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง I_{v0} และ $\log \sigma_{v'}$ (Burland, 1990)	22
2.17 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกนแบบแรงดันสูง (Casey, 2014)	24
2.18 (ก) ดินที่บดละเอียดแล้วมาผสมเข้ากับน้ำ (ข) ให้แรงดันลบกับตัวอย่างดินเพื่อสลายฟองอากาศ (Casey, 2014)	24
2.19 (ก) เครื่องมือทดสอบยุบอัดตัวคายน้ำที่ให้แรงกดได้ไม่เกิน 250 kPa (ข) เครื่องมือทดสอบยุบอัดตัวคายน้ำที่ให้แรงกดได้สูงสุด 10,000 kPa (Casey, 2014)	25
2.20 ส่วนประกอบเครื่องทดสอบแรงเฉือนในสภาวะแวดล้อมความเครียดในระนาบ	26
2.21 Plane Strain Cell (ก) รูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดิน (ข) รูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนเฉือน	27
2.22 ภาพตัด plane strain cell (ก) ภาพตัดรูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดิน (ข) ภาพตัดรูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนเฉือน	27
2.23 อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง	29
2.24 ระบบการทำงานของอุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้าง (ก) แผ่นอยู่ในสภาวะสมดุล (ข) แผ่นไม่อยู่ในสภาวะสมดุลโดยมีแรงดัน P1 มากกว่า (ค) แผ่นอยู่ในสภาวะสมดุลโดย มีแรงดัน P2 มากกว่าในทิศทางตรงกันข้ามกับ P1 (ง) แผ่นไม่อยู่ในสภาวะสมดุลโดยมี แรงดัน P1 มากกว่ามากกว่าแรงดัน P2	30
2.25 หลักการทำงานเพื่อหาจุดสมดุลของแรงดัน	31
2.26 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นและลดลงของแรงดัน P1 และค่าแรงดันที่วัดได้จาก คอมพิวเตอร์กับเวลา	31
2.27 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าของเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิกับชุดสเตรนเกจที่ ติดตั้งไว้ภายในอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง	32
2.28 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นก่อนและหลังปรับแก้ เนื่องจากผลอุณหภูมิของ อุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้าง	33
2.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันลม P1 และ P2 กับระยะของการดึงถุงยาง	33
2.30 ผลการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อหาตำแหน่งที่เกิดค่าความเค้น ดึงและอัดสูงสุด	35

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
2.31 (ก) ติดตั้งชุดสเตรนเกจตามตำแหน่งที่เกิดค่าความเค้นดึงและอัดสูงสุด (ข) โหลดเซลล์ หลังจากประกอบส่วนบนและล่าง	35
2.32 การออกแบบเครื่องปั้นดิน	37
2.33 ใบพัดของเครื่องปั้นดิน	38
2.34 ฟองอากาศที่ระเบิดออกมาจากดินเหลว	38
2.35 เส้นใยสังเคราะห์ที่นำมาใช้ในการเร่งการอัดตัวคายนํ้า	39
2.36 ติดเส้นใยเข้ากับแท่นกดด้านล่างและด้านบน (ก) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 1 (2 เส้น), (ข) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 2 (4 เส้น), (ค) รูปแบบการติดตั้งเส้นใย ของตัวอย่างที่ 3 (6 เส้น) และ (ง) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 4 (8 เส้น)	39
2.37 การเปรียบเทียบความเร็วในการทรุดตัว	40
2.38 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดในแนวตั้ง	41
2.39 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นในแนวราบกับความเครียดในแนวตั้ง	41
2.40 Vertical Strain Field (ก) เสริมเส้นใย 2 เส้น, (ข) เสริมเส้นใย 4 เส้น, (ค) เสริมเส้นใย 6 เส้น	42
3.1 ผังกระบวนการทำงาน	43
3.2 รูปที่ตั้งที่สถานที่ที่เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อน	44
3.3 การประกอบเซลล์ทำสอบโดยมีเงื่อนไขสถานะแวดล้อมแบบการทรุดตัวใน 1 มิติ	46
3.4 การสอบเทียบอุปกรณ์วัดความเค้นแบบต่างๆ	47
3.5 แสดงส่วนต่าง ๆ ของระบบการไล่อากาศ	47
3.6 บรรจุดินเข้าสู่กระบอกลอดดินจากเครื่องปั้นดิน	48
3.7 ภาพตัดของกระบอกลอดอัดดินเหลว	48
3.8 การติดตั้งกระบอกลอดดินเข้าสู่เครื่องดันดินเพื่อทำการดันดินเข้าสู่เครื่องมือการทดสอบ	48
3.9 เงื่อนไขสถานะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (Axisymmetric Condition)	49
3.10 หลักการทำงานของโปรแกรมควบคุมอัตโนมัติที่ใช้ในขั้นตอนการอัดตัวคายนํ้าครั้งที่ 2	50
4.1 การทดสอบหาค่าคุณสมบัติพื้นฐาน (ก) การทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลว (ข) การทดลองหาความ ถ่วงจำเพาะ	54
4.2 การทดสอบการอัดตัวคายนํ้าในหนึ่งมิติด้วยเครื่อง Oedometer (ก) การบรรจุและแต่ง หน้าดินเหลว (ข) การประกอบเซลล์ทดสอบ	55
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่างกับค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง	55

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
4.4 การเตรียมดินที่ได้จากสนาม (ก) นำดินที่ได้ทั้งหมดเทลงในถัง (ข) การผสมและทำลายโครงสร้างดิน	56
4.5 การตากดิน (ก) การกรองดินเหลว (ข) การปาดดินลงแผ่นพลาสติก (ค) ดินที่ตากแห้งแล้ว	57
4.6 การเตรียมเกล็ดดิน (ก) การทุบดินด้วยค้อนยาง (ข) เกล็ดดินพร้อมใช้งาน	58
4.7 การผสมดินเหลวในเครื่องปั่นดินระบบดูด (ก) นำเกล็ดดินแห้งเข้าเครื่องปั่น (ข) การดูด อากาศออกเบื้องต้นในขณะที่ยังไม่มีลมเริ่มปั่นดิน (ค) ดินเหลวที่ยังมีอากาศหลงเหลืออยู่ และเกิดการแตกร้าวเมื่อแช่ด้วยแรงดันลบโดยไม่มีลมปั่นดิน	59
4.8 การผลิตถุงยาง (ก) การจุ่มยางด้วยแบบท่อ PVC และการพักยางเปียก (ข) การอบถุงยาง	60
4.9 (ก) การสวมถุงยางเข้ากับแท่นกวด้านล่าง (ข) การติดกาวกาวร้อน (Cyanoacrylate)	60
4.10 การสวมโอริง (O-Ring) เข้ากับแท่นด้านล่าง	61
4.11 การเจาะรูถุงยางด้านล่าง	61
4.12 การอัดสกรู	61
4.13 การติดเส้นใยเข้ากับแท่นกวด้านล่างและด้านบน (ก) รูปแบบการติดตั้งเส้นใย (ข) ภาพหลังการติดตั้งเส้นใย	62
4.14 ติดตั้งปลายถุงยางด้านบนกับแท่นกวด	63
4.15 การติดตั้งแผ่นประกบทั้งสองด้าน	63
4.16 ดึงถุงยางตามระยะที่กำหนด	64
4.17 การสอบเทียบอุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัว	65
4.18 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าของอุณหภูมิกับชุดสเตรนเกจ	66
4.19 การปล่อยน้ำในระบบและการต่อท่อลำเลียงดินเหลวเข้าเครื่องมือทดสอบ	67
4.20 การฉีดดินเหลวเข้าเซลล์ทดสอบ	68
4.21 การหาปริมาณน้ำและระดับความอืดตัวด้วยน้ำหนักดิน	68
4.22 กระบวนการทำงานในการสร้างโครงสร้างใหม่ของตัวอย่างดิน	70
4.23 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-01	71
4.24 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-02	71
4.25 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-03	72
4.26 การตรวจสอบหาจุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี Asaoka (1978)	73
4.27 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-01	73
4.28 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-02	73

สารบัญภาพ

รูปที่	หน้า
4.29 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-03	74
4.30 ตัวอย่างดินหลังจากถอดแผ่นประกอบออกทั้ง 4 ด้าน	76
4.31 การติดตั้ง gab sensor ที่ด้านข้างของตัวอย่างดิน	76
4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deviator Stress (q) กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง	77
4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-01 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง	78
4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-02 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง	78
4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-03 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง	79
4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินเฉลี่ยที่หัวและท้ายของตัวอย่างกับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง	79
4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deviator Stress (q) กับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย	80
4.38 Mohr's Circle ที่จุด Peak	81
4.39 Mohr's Circle ที่จุด Residual State	81
4.40 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-01	81
4.41 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-02	82
4.42 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-03	83
4.43 การใช้แรงเค้นในการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งของดิน ในสถานะอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปรกติ	85
4.44 การติดตั้ง Inductive Sensor Displacement	86
4.45 การเปรียบเทียบการวัดค่าการขยายตัวระหว่าง Inductive Sensor Displacement กับ LVDT	86
4.46 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งกับค่า OCR	87

คำอธิบายคำย่อในการวิจัย (List of abbreviation)

คำย่อ/สัญลักษณ์	คำเต็ม
c	Cohesion
ε	Strain
ICL	Intrinsic compression line
k_a	Coefficient of Active Earth Pressure
k_o	Coefficient earth pressure at rest
k_p	Coefficient of Passive Earth Pressure
kPa	Kilopascal
NC Clay	Normally consolidated clay
OC Clay	Over-consolidated clay
OCR	Overconsolidation ratio
p	Mean stress
p'	Mean effective stress
PAC	pneumatic air cylinder
ϕ	Internal friction angle
ps	Plane strain
psi	Pounds per square inch
PVC	Polyvinylchloride
PVD	Prefabricated Vertical Drain
q	Deviatoric or shear stress
SCL	Sedimentation compression line
σ	Stress
u	Pore water pressures
u_0	Initial pore water pressures
Δu	Excess pore water pressure

บทที่ 1

บทนำ

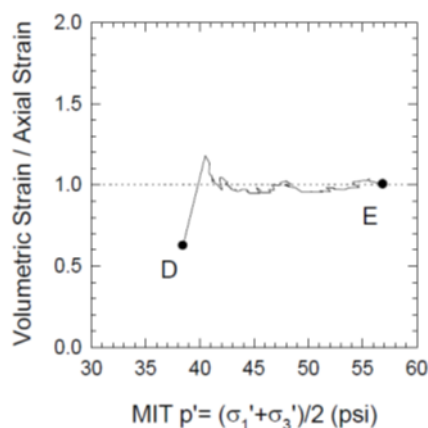
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาการวิจัย

เนื่องจากในกรุงเทพมหานครมีการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานและงานก่อสร้างที่ต้องการใช้พื้นที่ใต้ดินจำนวนมาก โดยทั้งในระหว่างการก่อสร้างหรือหลังจากการก่อสร้างจำเป็นต้องใช้กำแพงกันดินทั้งแบบชั่วคราวและแบบถาวรเพื่อช่วยในการป้องกันการพังทลายของดินด้านข้าง การก่อสร้างในลักษณะนี้จะส่งผลกระทบต่ออย่างรุนแรงต่อพื้นที่หรืออาคารข้างเคียงอย่างมากโดยเฉพาะในบริเวณพื้นที่ที่มีชุมชนอยู่อาศัยหนาแน่นเมื่อกำแพงหรือโครงสร้างที่ใช้ป้องกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากเกินไป การก่อสร้างกำแพงกันดินในพื้นที่กรุงเทพมหานครนั้นต้องใช้ความระมัดระวังเนื่องจากเป็นการก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อน (soft clay) ที่ช่วงความลึกประมาณ 15 เมตร ซึ่งดินในชั้นนี้มีปริมาณน้ำสูงและมีความอ่อนไหวมาก สำหรับโครงการขนาดใหญ่หรือโครงการที่ใช้ฐานรากลึกก็จะมี การก่อสร้างลึกลงไปถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็ง (medium to stiff clay) ที่ช่วงความลึกประมาณ 15-25 เมตร การวิเคราะห์และการหาค่าแรงดันด้านข้างของดินที่ถูกต้องจึงเป็นสิ่งจำเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบโครงสร้างใต้ดินโดยเฉพาะอย่างยิ่งในกำแพงกันดินและโครงสร้างกันดินต่างๆ รวมถึงเสาเข็มด้วย ทั้งนี้นอกจากเพื่อให้โครงสร้างที่ออกแบบมีความปลอดภัยยังต้องประหยัดต้นทุนในการก่อสร้างด้วย ดังนั้นโครงการนี้จะเป็นการพัฒนานวัตกรรมในด้านเทคนิคและวิธีการทางวิศวกรรม เพื่อนำไปทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ในช่วงความลึกประมาณ 15 เมตร โดยจะใช้ดินในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ตัวอย่างดินจะเป็นดินเหนียวประกอบตัวใหม่ที่อยู่ในสถานะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) และดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay)

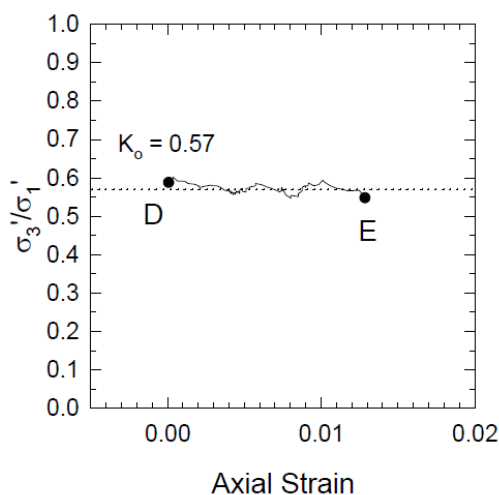
การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่งของดินนั้นสามารถหาค่าได้ทั้งจากการทดสอบในสนาม (In-Situ Tests) และ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้นโดยทั่วไปจะสามารถหาค่าดังกล่าวได้จากการทำ K_0 -Consolidated Triaxial Test ในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial tests) ซึ่งมีความซับซ้อนและยุ่งยากเนื่องจากในช่วงการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ผู้ทำการทดสอบจะต้องปรับความดันที่บริเวณผิวของมวลดินด้านข้าง (Cell pressure or Confining pressure) เพื่อให้ไม่เกิดความเครียดด้านข้าง (Lateral strain = 0) ดังนั้นความเครียดในแนวตั้งจะมีค่าเท่ากับ ความเครียดเชิงปริมาตร (Vertical strain = Volume strain) โดยระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำจะสมมติให้ดินตัวอย่างนั้นยังคงรูปอยู่ในทรงกระบอกที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่และเท่ากันตลอดความสูงซึ่งเป็นเรื่องที่พิสูจน์ได้ยาก

D. Y. Baxter, 2000 ได้ทำการทดสอบหาค่าคุณสมบัติการรับแรงเฉือนของดินด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial tests) ด้วยวิธี K_0 -Consolidated Undrained Triaxial Test โดยในระหว่าง

กระบวนการอัดตัวคายน้ำ (Ko-Consolidation) ระหว่างจุด D ถึงจุด E ในรูปที่ 1.1 พบว่าการปรับแรงดันด้านข้าง (Cell pressure or Confining pressure) เพื่อให้อัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain เท่ากับ 1 นั้นเป็นไปได้ยากมากโดยเฉพาะในช่วงต้นๆ ($38 < p' < 41$ psi) และในช่วงที่ $P' > 41$ psi จะพบว่าอัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain นั้นใกล้เคียง 1 ซึ่งทั้งหมดนี้จะส่งผลถึงความแม่นยำในการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินอีกทั้งการทดสอบนี้จะต้องอาศัยผู้ที่มีความชำนาญเป็นอย่างมากในการทดสอบ การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งนั้นจะทำการเฉลี่ยผลการทดสอบตั้งแต่จุด D ถึงจุด E ดังแสดงในรูปที่ 1.2

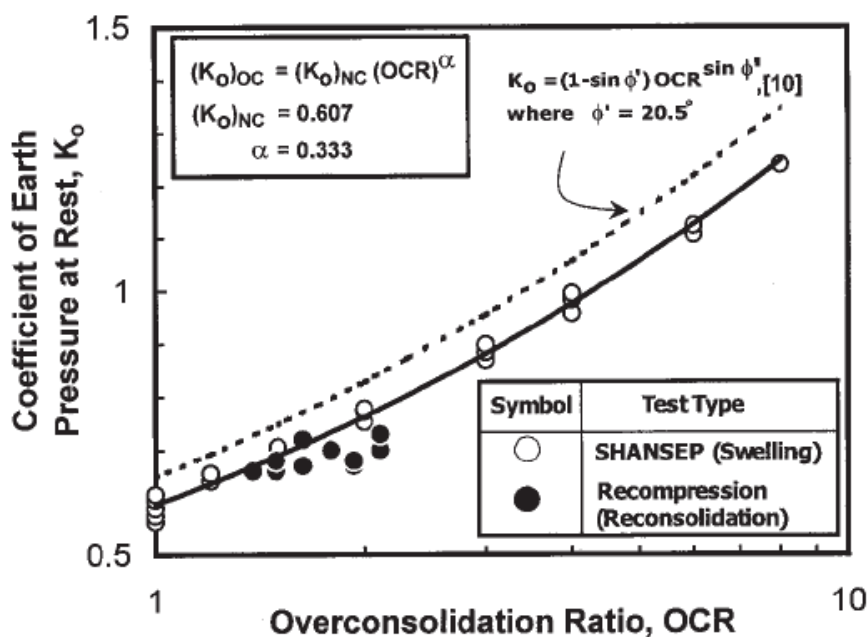


รูปที่ 1.1 อัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain ระหว่างกระบวนการ Ko-Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)



รูปที่ 1.2 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินจากการทดสอบ Ko-Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)

T. H. Seah และ K. C. Lai ในปี 2003 ได้ทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ แบบคงสภาพ (Undisturbed samples) ที่ความลึกไม่เกิน 8 เมตรในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial tests) ด้วยวิธี K_0 Consolidated Undrained Triaxial Test และได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) ดังแสดงในรูปที่ 1.3 โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) หาได้จากการเฉลี่ยผลการทดสอบในช่วงที่ค่า OCR=1 โดยมีค่าคงที่เท่ากับ 0.607



รูปที่ 1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) (T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003)

จากการเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบกับสมการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งพบว่ารูปแบบสมการที่นำเสนอโดย Mayne and Kulhawy, 1982 (สมการที่ 1.1) นั้นมีความเหมาะสมในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) และในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) โดยใช้ค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction, ϕ') เท่ากับ 20.5°

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (1.1)$$

ดังนั้นเมื่อผู้ออกแบบต้องการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) ก็จำเป็นต้องต้องทราบค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction, ϕ') ซึ่งจะต้องใช้ผลการทดสอบจาก Undrained triaxial compression test และต้องใช้ค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) สำหรับดิน

เหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) ซึ่งจะต้องใช้ผลการทดสอบ K_0 -Consolidation จากเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Test) หรือการทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่อง Oedometer test

จากสมการที่ 1.1 เมื่อดินอยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) ซึ่งจะต้องใช้ค่า $OCR = 1$ และใช้ค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction, ϕ') เท่ากับ 20.5° ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) ก็จะเป็นค่าคงที่ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับ 0.607 แต่อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาจากผลการทดสอบพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) นั้นไม่คงที่โดยมีช่วงประมาณ 0.55 ถึง 0.65 (รูปที่ 1.3 จุดที่ค่า $OCR=1$) ซึ่งผู้เชี่ยวชาญมีสมมติฐานว่าช่วงห่างดังกล่าวจะขึ้นอยู่กับค่าความดันในขณะนั้น ซึ่งก็จะส่งผลโดยตรงต่อค่าการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength)

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

1. พัฒนาเครื่องมือและออกแบบอุปกรณ์ที่สามารถวัดแรงดันด้านข้างของดินภายใต้สภาวะการทรุดตัวในแนวตั้งที่แท้จริง โดยไม่เกิดการเสียรูปด้านข้าง (Lateral strain = 0) และความเครียดในแนวตั้งมีค่าเท่ากับความเครียดเชิงปริมาตร (Vertical strain = Volume strain) อีกทั้งยังสามารถใช้หาค่าการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength) ได้ทันทีโดยไม่ต้องทำการตัดแต่งตัวอย่างและไม่ต้องเคลื่อนย้ายตัวอย่างออกจากอุปกรณ์เตรียมตัวอย่าง

2. หาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) และสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay)

3. หาค่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength) ของดินกับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อน (Soft clay)

4 สามารถบูรณาการความรู้ทางด้านไฟฟ้า เครื่องกล และการวัดคุม เพื่อนำมาพัฒนาด้านเทคนิคกลไกการวัดคุมระบบอัตโนมัติ เพื่อนำมาเพิ่มความสะดวกรวดเร็วในการทดสอบ และลดค่าใช้จ่ายของงบประมาณการสั่งซื้อชุดเครื่องมือจากต่างประเทศที่มีราคาสูง

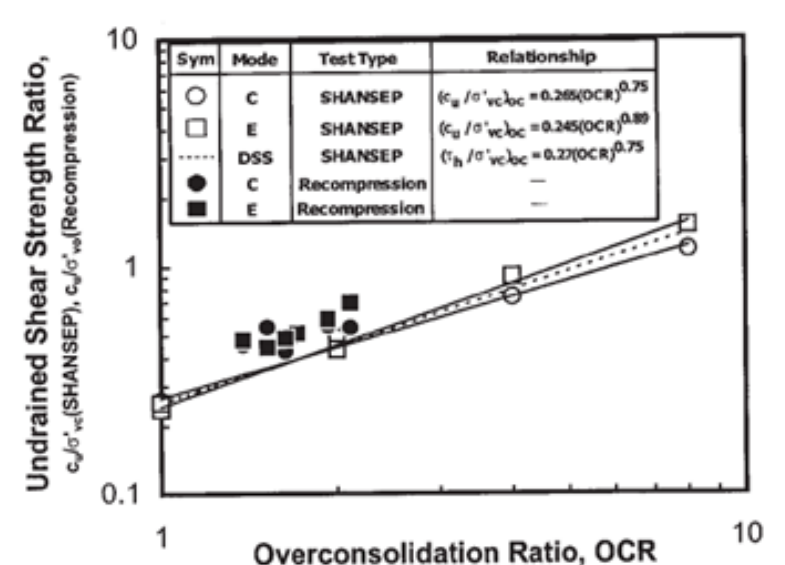
1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้จะหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) และสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) และหาค่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain

shear strength) กับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินนั้นจะสามารถหาได้จากการเฉือนตัวอย่างดินโดยไม่ต้องทำการตัดแต่งตัวอย่างและไม่ต้องเคลื่อนย้ายตัวอย่างออกจากอุปกรณ์เตรียมตัวอย่าง

1.4 ทฤษฎี สมมติฐาน (ถ้ามี) และกรอบแนวคิดของโครงการวิจัย

สมมติฐานในงานวิจัยนี้ คือ สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength) กับ ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง ซึ่งจากผลการทดสอบของ T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength ratio) กับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) ดังแสดงในรูปที่ 1.4 และนอกจากนั้นค่า OCR มีความสัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งดังแสดงในรูปที่ 1.3 และสมการที่ 1.1 จากความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้จึงมีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งกับค่าการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength) ของดินเหนียวที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay)



รูปที่ 1.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength ratio) กับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR)

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

เพื่อเพิ่มความสะดวกให้ผู้ออกแบบสามารถประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งได้จากผลการทดสอบค่าการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) ของดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) และสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) โดยค่าดังกล่าวจะส่งผลโดยตรงต่อขนาดของแรงดันดิน

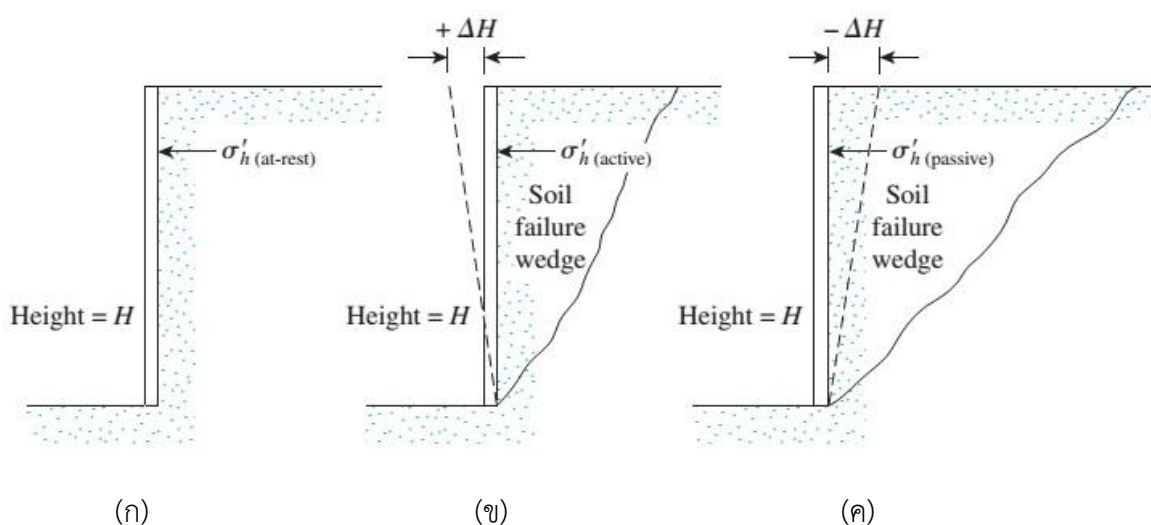
ด้านข้างในขั้นตอนการออกแบบอันจะส่งผลต่อไปยังด้านความปลอดภัยและต้นทุนการก่อสร้าง ซึ่งเมื่อผู้ออกแบบใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินน้อยเกินไปจะทำให้ประหยัดงบประมาณการก่อสร้างแต่ความปลอดภัยลดลงและการเคลื่อนตัวจะมากขึ้น

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

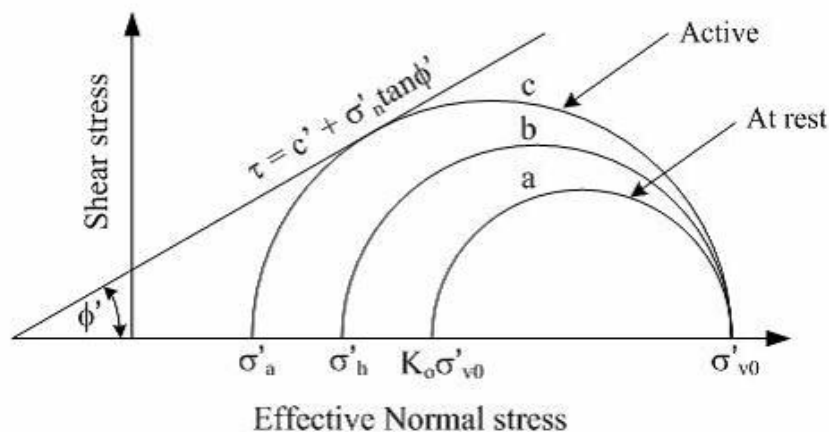
สัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้างของดินเป็นสิ่งจำเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินและโครงสร้างกันดินต่างๆ ขนาดและทิศทางของแรงดันด้านข้างเป็นข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ให้มีอัตราส่วนปลอดภัยมากเพียงพอ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้างของดินนั้นสามารถแบ่งชนิดตามการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินในรูปที่ 2.1 ได้ 3 ประเภทดังนี้



รูปที่ 2.1 ลักษณะการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดิน (ก) สภาวะอยู่นิ่งกับที่ (at rest) (ข) เคลื่อนตัวไปด้านหน้า (Active) (ค) เคลื่อนตัวไปด้านหลัง (Passive)

2.1.1 สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Active (Coefficient of Active Earth Pressure, K_a)

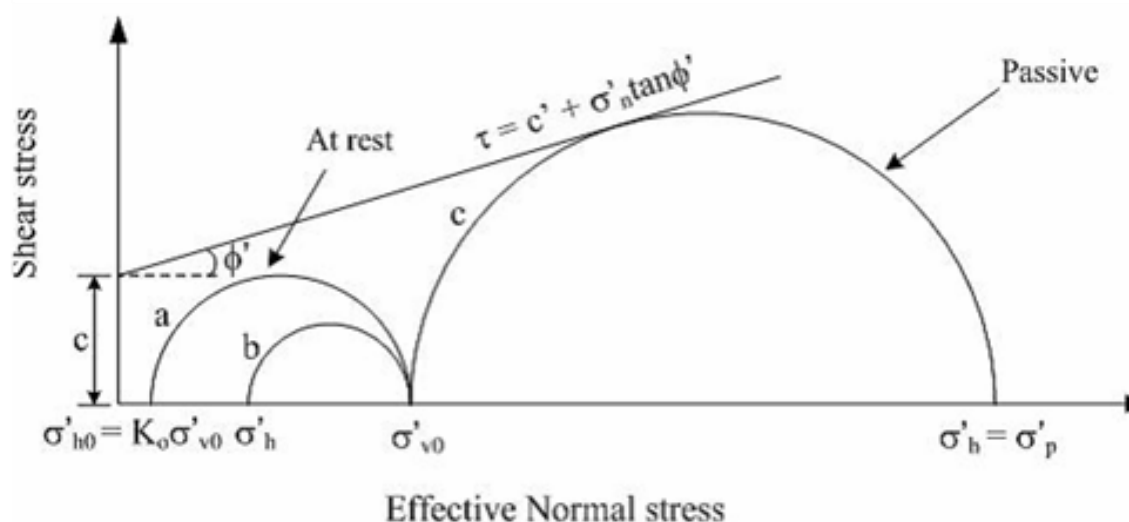
ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Active (Coefficient of Active Earth Pressure, K_a) คือค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินในสภาวะที่กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวออกจากมวลดิน ทำให้ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนมีค่าน้อยลง ขณะที่ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าประมาณคงที่ทำให้วงกลมมอร์ทางด้านซ้ายมีขนาดใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ ตามการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในรูป 2.1(ข) และเมื่อเขียนวงกลมมอร์ (Mohr's Circle) สัมผัสเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ค่าความดันด้านข้างในสภาวะนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันประสิทธิผลด้านข้างที่สภาวะ Active



รูปที่ 2.2 แสดงวงกลมมอร์ของความดันดินที่สภาวะ Active

2.1.2 สัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Passive (Coefficient of Passive Earth Pressure, K_p)

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะ Passive (Coefficient of Passive Earth Pressure, K_p) คือค่าสัมประสิทธิ์ในสภาวะที่กำแพงกันดินจะเคลื่อนที่เข้าหามวลดินดังรูป 2.1(ค) มวลดินจะเกิดการอัดตัว และมีค่าความดันในแนวนอนเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งเกิดสภาวะพลาสติก (Plastic state) ในขณะที่ความดันในแนวตั้งจะมีค่าประมาณคงที่ซึ่งในช่วงต้นวงกลมมอร์มีขนาดเล็กก่อนที่จะขยายเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ไปทางขวา ตามการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินดังแสดงในรูปที่ 2.3 และเมื่อวงกลมมอร์ขยายตัวจนสัมผัสกับเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) ค่าความดันนี้ถูกนิยามว่าเป็นความดันประสิทธิผลที่สภาวะ Passive โดยที่สภาวะนี้ความดันดินประสิทธิผลด้านข้างจะมีค่ามากที่สุด



รูปที่ 2.3 แสดงวงกลมมอร์ของความดันดินที่สภาวะ Passive

2.1.3 ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of Earth

Pressure at Rest, K_0)

ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_0) คือ อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ (Effective Horizontal Stress) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Vertical Stress) ในมวลดินซึ่งอยู่ในสภาวะไม่มีการเปลี่ยนรูปด้านข้าง โดยระนาบหลักของหน่วยแรง (Principal Planes) อยู่ในระนาบราบและระนาบตั้งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.1 ซึ่งโดยทั่วไปค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งอาจมีค่าสูงถึงประมาณ 3.0

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.1)$$

โดยที่ σ'_h คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวราบ

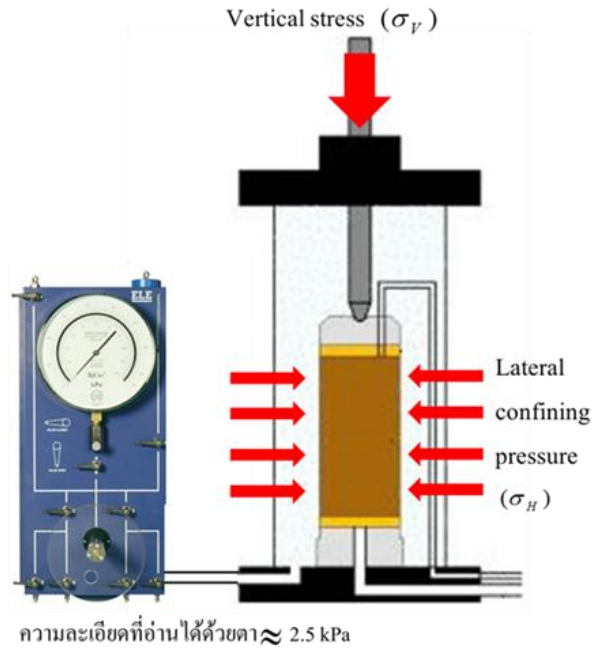
σ'_v คือ ค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง

2.2 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดินในสภาวะอยู่นิ่ง

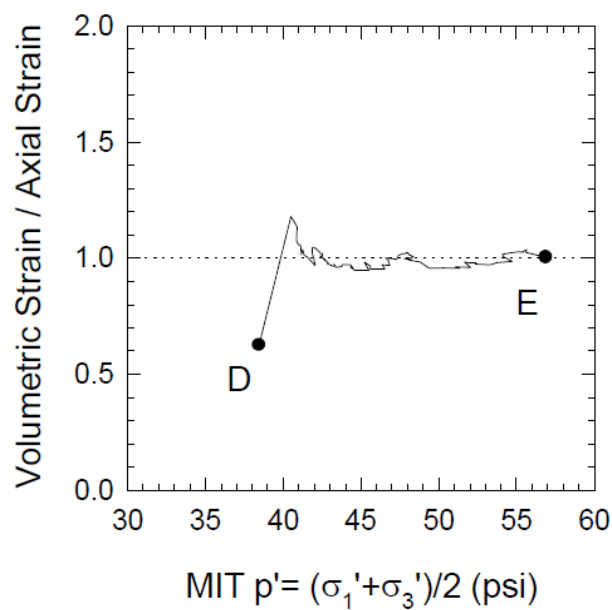
2.2.1 เครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน

การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินนั้นสามารถหาค่าได้ทั้งจากการทดสอบในสนาม (In-situ tests) และ การทดสอบในห้องปฏิบัติการ สำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้นโดยทั่วไปจะสามารถหาค่าดังกล่าวได้จากการทำ K_0 -Consolidated Triaxial Test ดังแสดงในรูปที่ 2.3 ในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Tests) ซึ่งมีความซับซ้อนและยุ่งยาก เนื่องจากผู้ทดสอบต้องปรับความดันที่โดยรอบมวลดิน (Cell Pressure or Confining Pressure) เพื่อไม่ให้เกิดความเครียดด้านข้าง (Lateral strain = 0) ในขณะที่เฉือนตัวอย่างดินด้วยอัตราคงที่แบบระบายน้ำ ดังนั้นความเครียดในแนวตั้งจะมีค่าเท่ากับ ความเครียดเชิงปริมาตร (Vertical Strain = Volumetric Strain) หรือมีอัตราส่วนเท่ากับ 1.0 ซึ่งเป็นเงื่อนไขของกระบวนการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ (One-Dimensional Consolidation or K_0 -Consolidation) การหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวได้มีผู้ทดสอบโดยอ้างอิงจากหลักการข้างต้น ดังนี้

D. Y. Baxter, 2000 ได้ทำการทดสอบหาค่าคุณสมบัติการรับแรงเฉือนของดินด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Tests) ด้วยวิธี K_0 -Consolidated Undrained Triaxial Test โดยในระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (K_0 -Consolidation) ระหว่างจุด D ถึงจุด E ในรูปที่ 2.5 พบว่าการปรับแรงดัน



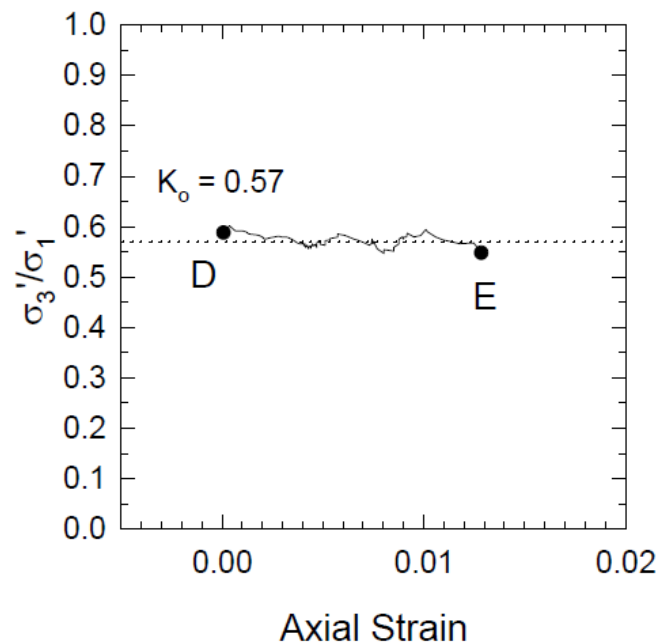
รูปที่ 2.4 การหาค่า K_0 ในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial tests)



รูปที่ 2.5 อัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain ระหว่างกระบวนการ K_0 -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)

ด้านข้าง (Cell Pressure or Confining Pressure) เพื่อให้อัตราส่วนระหว่าง Volumetric Strain กับ Axial Strain เท่ากับ 1.0 นั้นเป็นไปได้ยากมากโดยเฉพาะในช่วงต้นๆ ($38 < P' < 41$ psi) และในช่วงที่ ($P' > 41$ psi) จะพบว่าอัตราส่วนระหว่าง Volumetric strain กับ Axial strain นั้นใกล้เคียง 1.0 ซึ่งทั้งหมดนี้จะส่งผลถึงความแม่นยำในการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่งของดินเนื่องจากการคำนวณจะค่าเฉลี่ย

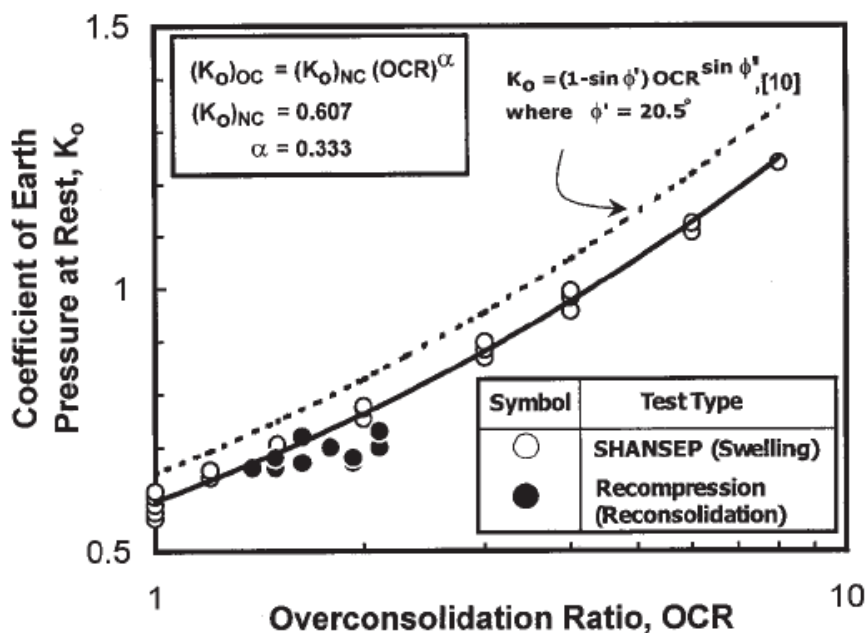
ตั้งแต่จุด D ถึง E ดังแสดงในรูปที่ 2.6 อีกทั้งการทดสอบนี้จะต้องอาศัยผู้ที่มีความชำนาญเป็นอย่างมากในการทดสอบ



รูปที่ 2.6 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินจากการทดสอบ K_o -Consolidation ด้วยเครื่อง triaxial tests (D. Y. Baxter, 2000)

T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003 ได้ทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯแบบคงสภาพ (Undisturbed Samples) ที่ความลึกไม่เกิน 8 เมตรในเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Tests) ด้วยวิธี K_o -Consolidated Undrained Triaxial Test และได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินอยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) มีค่าคงที่เท่ากับ 0.607 จากการเปรียบเทียบระหว่างผลการทดสอบกับสมการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติพบว่ารูปแบบสมการที่นำเสนอโดย Mayne and Kulhawy, 1982 (สมการที่ 2.2) มีความเหมาะสมในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทั้งในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) และในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) โดยใช้ค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผลที่ได้จากการแรงเฉือน (Effective Angle of Internal Friction, ϕ') เท่ากับ 20.5°

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (2.2)$$

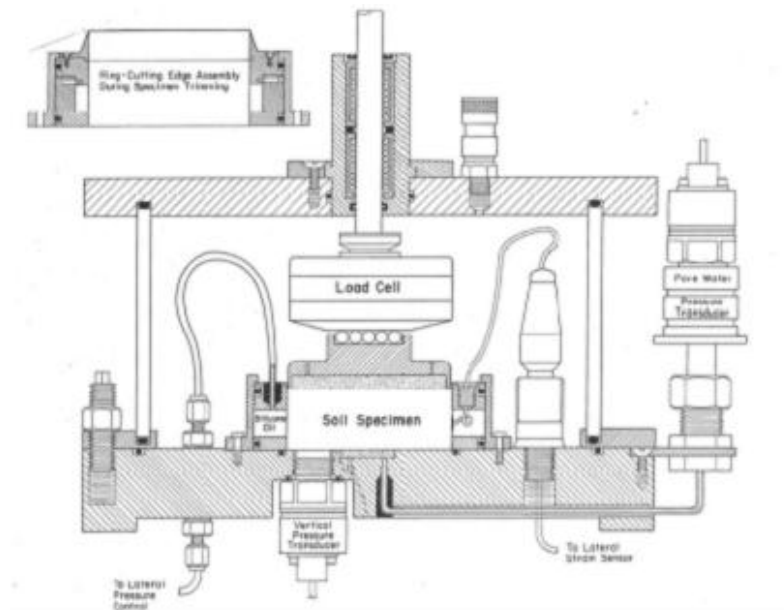


รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินกับค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) (T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003)

ดังนั้นเมื่อต้องการประเมินค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ก็จำเป็นต้องทราบค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective Angle of Internal Friction, ϕ') ซึ่งจะต้องใช้ผลการทดสอบแรงเฉือนจาก Undrained Triaxial Compression Test และต้องทราบค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (Overconsolidation Ratio, OCR) ซึ่งต้องใช้ผลการทดสอบ K_o -Consolidation จากเครื่องทดสอบแรงอัดแบบสามแกน (Triaxial Test) หรือผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่อง Oedometer Test

2.2.2 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดินในสภาวะอยู่นิ่งด้วยการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Oedometer)

Vardhanabhuti, 2006 ศึกษาและออกแบบเครื่องทดสอบสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างของดิน (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_o) โดยใช้เครื่อง Oedometer แบบพิเศษซึ่งจะมีวงแหวนภายในทำจาก Highly polished stainless steel และติดตั้งอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยใช้ตัวอย่างทรายที่ใช้ทดสอบนั้นคือ Ottawa sand, Lake Michigan Beach sand, และ Niigata sand เส้นผ่านศูนย์กลางด้านในและความสูงของวงแหวนมีค่าเท่ากับ 76.2 มม. และ 25.4 มม. ตามลำดับ บริเวณกึ่งกลางของวงแหวนเป็น Diaphragm ที่มีความหนา 0.254 มม. และติดตั้ง Strain gauges เพื่อตรวจสอบการยืดหดตัว (Lateral deformation) ของ Diaphragm ซึ่งถูกควบคุมโดยแรงดันจาก Silicone oil chamber ที่ประกบติดกับวงแหวนภายใน ซึ่งงานวิจัยนี้จะใช้หลักการดังกล่าวในการประดิษฐ์อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างของดิน



รูปที่ 2.8 เครื่องมือ Oedometer พิเศษ (Vardhanabhuti, 2006)

นอกจากนี้ยังมีผู้วิจัยอีกหลายท่านได้นำเสนอสมการเพื่อใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินที่สถานะอยู่หนึ่งสำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติและสำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติดังนี้

1. สมการของ Jaky (1944)

$$K_o = (1 - \sin \phi') \quad (2.3)$$

2. สมการของ Brooker and Ireland (1965)

$$K_{ONC} = 0.4 + 0.007(PI) \quad (2.4)$$

โดย PI คือ ดัชนีสภาพพลาสติก

$$K_{ONC} = 0.95 - \sin \phi' \quad (2.5)$$

3. สมการของ Bolton (1991)

$$K_{ONC} = \frac{1 - \sin(\phi' - 11.5^\circ)}{1 + \sin(\phi' - 11.5^\circ)} \quad (2.6)$$

4. สมการของ Wroth (1965)

$$K_o = OCRK_{ONC} - \frac{\mu}{1 - \mu}(OCR - 1) \quad (2.7)$$

5. สมการของ Brooker and Ireland (1965)

$$K_{OOC} = K_{ONC} \sqrt{OCR} \quad (2.8)$$

6. สมการของ Schmidt (1966)

$$K_{OOC} = K_{ONC} \times OCR^\alpha \quad (2.9)$$

โดย $\alpha = \sin(1.2 \times \phi')$

Meyerhof (1976) เสนอให้ใช้ค่า $\alpha = 0.5$

Mayne และ Kulhawy (1982) เสนอให้ใช้ค่า $\alpha = \sin(\phi')$

7. สมการของ Mayne and Kulhawy (1982)

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (2.10)$$

2.3 คุณสมบัติทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (Soft Bangkok clay)

พื้นที่ของกรุงเทพมหานครนั้นส่วนใหญ่เป็นพื้นที่ราบต่ำและเป็นลักษณะชายฝั่งทะเล ชั้นดินจะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่งเกิดจากการพัดพาของน้ำและการตกตะกอนซึ่งมีคุณสมบัติทางกายภาพและเคมีดังต่อไปนี้ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ มีค่าปริมาณน้ำในมวลดินตามธรรมชาติประมาณร้อยละ 76-84 ค่าขีดจำกัดของเหลวประมาณร้อยละ 103 ค่าอัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้นเท่ากับ 2.2 และค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) เท่ากับ 2.68 คุณสมบัติเบื้องต้นอื่น ๆ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ขนาดของคุณลักษณะพื้นฐานทางกายภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

(Uddin, Balasubramianiam & Bregado, 1997)

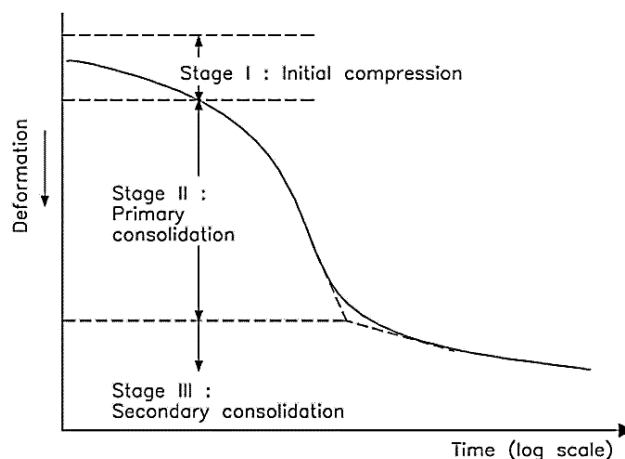
คุณสมบัติของดิน	ค่าของคุณลักษณะ
ปริมาณน้ำในมวลดิน W (%)	76-84
ขีดจำกัดของเหลว LL (%)	103
ขีดจำกัดพลาสติก PL (%)	43
ดัชนีพลาสติก PI (%)	60
ดัชนีของเหลว LI	0.62
การกระจายตัวของเม็ดดิน (Grain size distribution)	
ดินเหนียว (%)	69
ดินทรายแป้ง (%)	28
ทราย (%)	3
หน่วยน้ำหนักรวม γ_t (kN/ m ³)	14.3
หน่วยน้ำหนักแห้ง γ_d (kN/ m ³)	7.4

2.4 การยุบอัดตัว (Compressibility)

การทรุดตัวหมายถึง การยุบตัวลงในแนวตั้งเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินในส่วนของปริมาตรน้ำหรืออากาศ ส่งผลให้อัตราส่วนช่องว่างในมวลดินมีค่าลดลง ซึ่งถ้ามวลดินมีความอิ่มตัวด้วยน้ำและเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากปริมาตรน้ำเปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงค่าความเค้น

พฤติกรรมนี้จะเรียกว่าการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) การยุบตัวสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทดังแสดงในภาพที่ 2.9 คือ

1. การทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate settlement) เป็นการทรุดตัวเนื่องจากคุณสมบัติยืดหยุ่นของดิน ซึ่งจะเกิดขึ้นทันทีที่มีการรับน้ำหนักหรือมีแรงมากระทำ
2. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำของดิน (Consolidation settlement) ในช่วงการยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary consolidation) จะเกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวทันที และจะเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง ซึ่งต้องใช้เวลานานจนกว่าจะสิ้นสุดการทรุดตัว เกิดจากการลดลงของปริมาตรของดินเมื่อน้ำไหลออกมาจากมวลดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินเหนียวซึ่งยอมให้น้ำไหลซึมผ่านได้น้อยมาก อาจต้องใช้เวลานานหลายปี
3. การทรุดตัวครั้งที่สอง (Secondary settlement) จะเป็นการทรุดตัวอันเนื่องจากการคืบ (Creep) หรือคุณสมบัติพลาสติกของดินภายใต้การรับแรง เกิดหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวของดินสิ้นสุด



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างการยุบตัวของดินกับเวลา

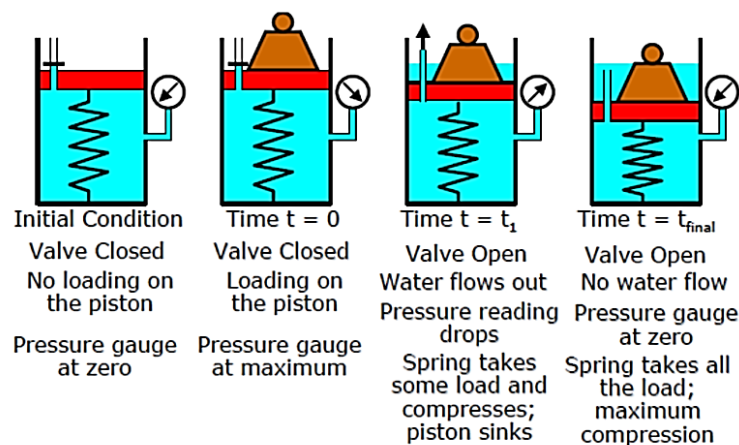
สำหรับดินทรายหรือชั้นดินที่น้ำไหลซึมผ่านได้ง่าย อาจพิจารณาได้ว่าการทรุดตัวจะเกิดขึ้นในช่วงระหว่างการก่อสร้าง สำหรับดินเหนียว น้ำไหลซึมผ่านได้ยาก การยุบอัดตัวของดินประเภทนี้ จึงเกิดขึ้นต่อเนื่องเป็นระยะเวลาที่ยาวนาน

2.4.1 การอัดตัวคายน้ำเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของค่าแรงเค้นในแนวดิ่ง

การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) คือ การที่ดินมีการระบายน้ำออกเมื่อตัวอย่างดินมีหน่วยแรงมากระทำซึ่งจะส่งผลให้ตัวอย่างดินเกิดการทรุดตัวเนื่องจากน้ำค่อยๆ ไหลออกจากตัวดินอย่างช้าๆ (Consolidation Settlement) และระหว่างที่เกิดการอัดตัวคายน้ำนั้นจะทำให้แรงดันส่วนเกิน (Excess Pore-Water Pressure) และปริมาตรของดินลดลง การทรุดลักษณะนี้จะเกิดหลังจากการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement) และจะเกิดในชั้นดินที่มีน้ำไหลซึมผ่านได้ช้า เช่น ดินเหนียว เป็นต้น

เราใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายนํ้าของ Terzaghi ซึ่งสามารถหาได้ทั้งค่าการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัวแบบคายนํ้าโดยพิจารณาการไหลของนํ้าในทิศทางเดียว (One-Dimensional consolidation) ซึ่งมีสมมติฐานดังนี้

1. ดินเหนียวทั้งชั้นเป็นดินที่มีเนื้อเดียวกันสม่ำเสมอตลอดทั้งชั้น (Homogeneous)
2. ดินเหนียวอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยนํ้า (100% Saturation)
3. การไหลเกิดขึ้นในทิศทางเดียวเท่านั้น คือ แนวตั้ง
4. การไหลแบบ laminar flow ดังนั้น Darcy's law และ Continuity equation ของการไหลของนํ้าผ่านมวลดินสามารถใช้ได้
5. ระหว่างเกิดการทรุดตัวหรืออัดตัวคายนํ้า ค่า k และ $m_v = \frac{a_v}{(1+e)}$ คงที่ “Low Strain Consolidation”
6. การทรุดตัวของมวลดินเกิดจากการไหลออกของนํ้าในมวลดินเท่านั้น โดยเนื้อดินหรือเม็ดดินและนํ้าจะเป็นวัสดุที่ไม่สามารถกดอัดได้ (Incompressibility)

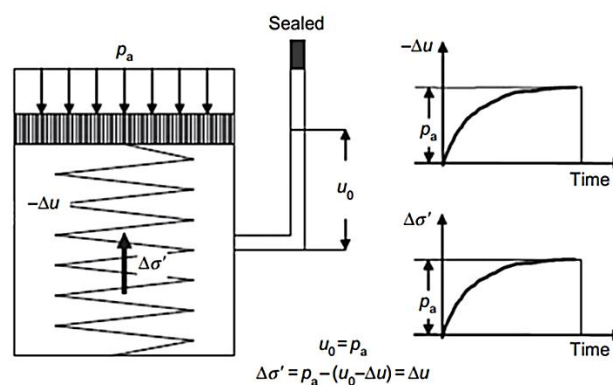
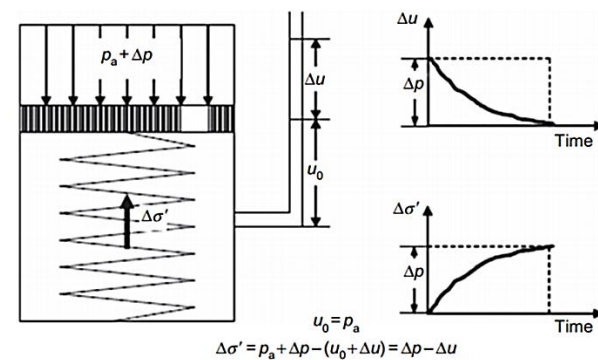


รูปที่ 2.10 แบบจำลองของสปริงที่ใช้อธิบายการยุบตัวของดิน

จากภาพที่ 2.10 อธิบายการยุบตัวของดิน Terzaghi โดยสรุปได้ว่า โครงสร้างดินเปรียบได้เสมือนสปริงภายใต้แรงเค้นกระทำ (σ) เมื่อถูกแรงเค้นกระทำกับตัวอย่างดินอิ่มตัว ในขั้นแรก แรงเค้นจะส่งถ่ายไปยังส่วนที่เป็นของเหลวในมวลดินทั้งหมด ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดันนํ้าส่วนเกิน (Excess pore water pressure) ขึ้น เมื่อเวลาผ่านไปนํ้าในมวลดินจะค่อย ๆ ถูกระบายออก ทำให้แรงดันนํ้าส่วนเกินค่อย ๆ ลดลง แรงเค้นจะถูกถ่ายสปริงซึ่งถูกเปรียบเป็นเม็ดดิน และเมื่อเวลาผ่านไปจนกระทั่งแรงดันนํ้าส่วนเกินเท่ากับศูนย์ แรงเค้นทั้งหมดจะถูกถ่ายไปยังเม็ดดินทั้งหมดเรียกสถานะนี้ว่า จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าแบบปฐมภูมิ (Primary consolidation stage)

2.4.2 การอัดตัวคายน้ำเนื่องจากการใช้แรงดันลบ (Vacuum Consolidation)

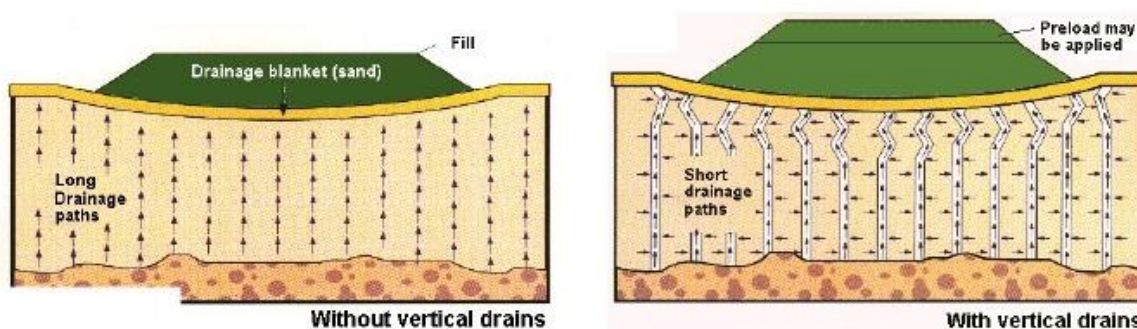
การใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) เพื่อสร้างแรงเค้นประสิทธิผลให้กับดิน เพื่อให้เกิดการอัดตัวคายน้ำเป็นกระบวนการที่แตกต่างจากการอัดตัวคายน้ำที่ให้แรงเค้นในแนวตั้งเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของค่าแรงเค้นในแนวตั้งจะไม่ส่งผลถึงแรงเค้นประสิทธิผลทั้งในแนวตั้งและด้านข้างอย่างทันทีทันใด อีกทั้งค่าการเพิ่มขึ้นของแรงเค้นประสิทธิผลทั้งในแนวตั้งและด้านข้างก็จะมีค่าแตกต่างกันด้วยซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งอยู่ดินชนิดนั้น แต่การใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบนั้นจะไปเพิ่มแรงเค้นประสิทธิผลทั้งในแนวตั้งและด้านข้างของดินที่เท่ากันอย่างทันทีทันใดตามสมการหาค่าความเค้นประสิทธิผลของ Terzaghi ในปี 1925 Chu, Yan และ Indraratna ในปี 2008 นำเสนอรูปที่ 2.11 เพื่ออธิบายความแตกต่างของการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเค้นประสิทธิผลระหว่างการใช้แรงดันลบกับการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงอัดในแนวตั้ง ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าหากต้องการเพิ่มค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งสำหรับวิธีการให้แรงเค้นในแนวตั้งจะต้องทำการเพิ่มค่าความเค้นทั้งหมดในแนวตั้ง (Total Vertical Stress) ให้กับตัวอย่าง ส่วนการใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบนั้นต้องทำการลดค่าแรงดันน้ำลง



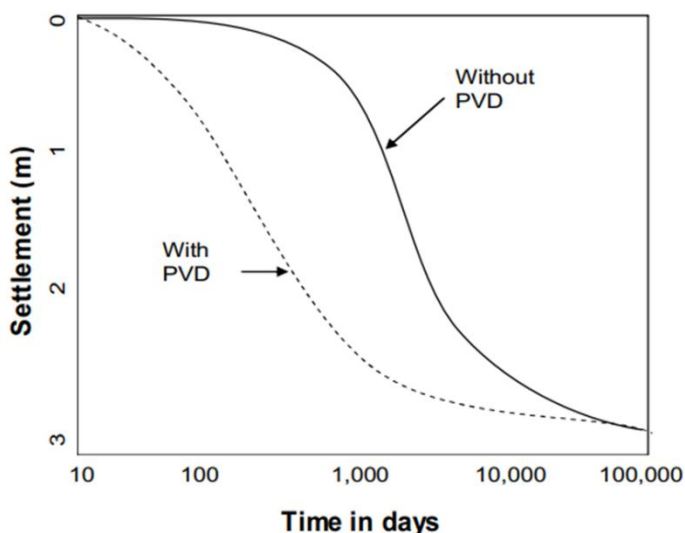
รูปที่ 2.11 แบบจำลองการอัดตัวคายน้ำโดยใช้สปริง (ก) ใช้ระบบให้น้ำหนักกดทับ (ข) ใช้ระบบให้แรงดันลบ (Chu & Yan, 2005)

2.4.3 การเร่งการกระบวนการอัดตัวคายน้ำ

เนื่องจากดินเหนียวนั้นมีค่าความสามารถในการซึมผ่านน้ำที่ต่ำมาก ดังนั้นหากต้องการปรับปรุงคุณสมบัติในด้านการรับกำลังและลดการทรุดตัวด้วยวิธีการอัดตัวคายน้ำโดยการเพิ่มโหลดในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียวเดิมนั้นจะต้องใช้เวลานานมาก โดยระยะเวลานั้นจะเพิ่มขึ้นอย่างมากตามค่าความลึกของชั้นดินเหนียวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากมีระยะทางการไหลของน้ำในแนวดิ่งที่ยาวกว่า ดังนั้นในปัจจุบันการจึงมีการนำ Prefabricated vertical drain (PVD) เข้ามามากขึ้นอย่างแพร่หลาย เพื่อเป็นการลดระยะทางการไหลของน้ำและเปลี่ยนทิศทางการไหลของน้ำจากการไหลในแนวดิ่งให้เป็นการไหลในแนวราบตามระยะห่างที่ทำการติดตั้ง PVD เอาไว้ ดังแสดงในรูปที่ 2.12 ซึ่งจะทำให้เกิดการทรุดตัวได้เร็วขึ้นกว่าการใช้ Surcharge Load ที่ด้านบนชั้นดินเพียงอย่างเดียว รูปที่ 2.13 แสดงให้เห็นความแตกต่างของความเร็วในการทรุดตัวระหว่างการปรับปรุงดินที่ใช้และไม่ใช้ PVD



รูปที่ 2.12 ความแตกต่างของทิศทางการระบายน้ำเมื่อใช้ระบบ PVD



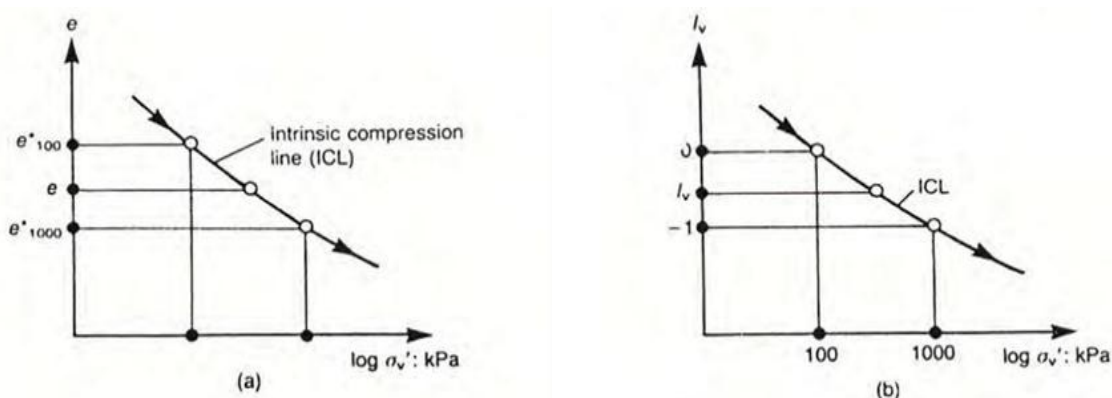
รูปที่ 2.13 เปรียบเทียบการทรุดตัวกับเวลาระหว่างพื้นที่ที่ใช้ PVD กับไม่ใช้ PVD

PVD นั้นจะมีลักษณะเป็นแผ่นบางและมีช่องการระบายน้ำอยู่ตรงกลางล้อมรอบโดยวัสดุใยสังเคราะห์ (Geotextile) เพื่อป้องกันไม่ให้ดินสามารถไหลเข้ามาภายในช่องระบายน้ำได้ การติดตั้ง PVD นั้นทำได้โดยการใช้เครื่องจักรกดแผ่น PVD ลงไปตามความลึกและระยะห่างที่ต้องการ จากนั้นจึงทำการให้ Surcharge Load ที่ด้านบนชั้นดินเพื่อทำให้เกิดกระบวนการอัดตัวคายน้ำ

2.5 นิยามของดินที่มีการประกอบตัวใหม่ (Reconstituted clay) และคุณสมบัติของดินเนื้อแท้ (Intrinsic properties) และดัชนีช่องว่าง (Void index)

ดินเหนียวอ่อนที่มีประกอบตัวใหม่ (Reconstituted clay) หมายถึง ดินเหนียวอ่อนที่ผสมด้วยปริมาณน้ำที่มีค่ามากกว่าขีดจำกัดของเหลว (Liquid limit) ถึง 1.5 เท่าของขีดจำกัดของเหลว จากนั้นทำการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติ (Burland, 1990) โดยเทอมของ Intrinsic จะถูกใช้ในการอธิบายคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่ทำการประกอบตัวใหม่ โดยการใช้คุณสมบัติทางเคมีของน้ำให้เหมือนกับแรงดันน้ำ (Pore water) และคุณสมบัติเนื้อแท้หรือคุณสมบัติที่มีมาแต่เดิม (Inherent properties) ซึ่งขึ้นอยู่กับสถานะทางธรรมชาติของดินนั้น ๆ (Burland, 1990)

เส้นโค้งการอัดตัว (Compression curve) ดังรูปที่ 2.14 ได้นำมาแสดงรูปแบบการอัดตัวของดินจากหลายสถานที่ โดยแต่ละสถานที่จะทำการประกอบตัวใหม่ (Reconstituted) โดยใช้ปริมาณน้ำเท่ากับ 1.5 เท่าของขีดจำกัดของเหลว จากรูปที่ 2-7(a) ได้นำมาแสดงรูปแบบการอัดตัวโดยให้ค่า e^*_{100} และ e^*_{1000} เป็นอัตราส่วนช่องว่าง ที่ความเค้นในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ 100 kPa และ 1,000 kPa ดัชนีการอัดตัวของดินที่ทำการประกอบตัวใหม่ (Intrinsic compression index, C^*c) หาได้จาก $e^*_{100} - e^*_{1000}$ ซึ่งนิยามโดย Terzaghi โดยให้ e^*_{100} และ C^*c เป็นค่าคงที่สำหรับการอัดตัวได้ของดินที่ทำการประกอบตัวใหม่



รูปที่ 2.14 การใช้ I_v ในการสร้างสมการมาตรฐานจากรูปแบบการอัดตัวของดินที่ประกอบตัวใหม่

(Burland, 1990)

จากรูปแบบการอัดตัวในรูปที่ 2.14 อาจจะสามารถสร้างเป็นสมการมาตรฐานโดยกำหนดให้ e^*_{100} และ e^*_{1000} เป็นค่าคงที่จะได้พารามิเตอร์ตัวหนึ่งเรียกว่าค่าดัชนีช่องว่าง (Void Index, I_v) มีค่าเท่ากับ

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} \quad (2.11)$$

เส้นโค้งในรูปที่ 2.14(a) อาจเปลี่ยนรูปแบบให้ดังรูปที่ 2.14(b) โดย I_v จะหาได้จากสมการที่ 2.11 เมื่อ $e = e^*_{100}$ ค่า I_v จะเป็น 0 และเมื่อ $e = e^*_{1000}$ ค่า I_v ซึ่งตัวเลขนี้จะเป็นตัวชี้วัดสถานะและรูปแบบการอัดตัวของดินในขณะนั้น กล่าวคือ เมื่อค่า I_v น้อยกว่า 0 สถานะของดินจะเป็นแบบอัดแน่น (Compact) ในทางกลับกันเมื่อค่า I_v เท่ากับ -1 สถานะของดินจะเป็นแบบหลวม (Loose) สังเกตได้ว่าค่า I_v มีความคล้ายคลึงกับค่า LL จากสมการดังต่อไปนี้

$$LL = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.12)$$

โดยค่าดัชนีช่องว่าง I_v เป็นค่าที่วัดจากคุณสมบัติทางกลศาสตร์หาได้จากการทดลองการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test) ส่วน LL เป็นคุณสมบัติทางดัชนี (Index) ซึ่งอยู่ในเทอมประสบการณ์ (Empirical)

2.5.1 Intrinsic Compression Line

จากรูปที่ 2.15 มีตัวอย่างที่ใช้ในการพิจารณาจากดิน 3 ชนิด ด้วยกัน คือ Argile plastique, Landon clay และ Magnus clay ซึ่งเป็นตัวอย่างที่ครอบคลุมช่วงของค่า LL และค่าความเค้นประสิทธิผล เส้นตรงเส้นหนึ่งที่ถูกสร้างขึ้นใหม่เรียกว่า ICL (Intrinsic compression line) ตำแหน่งของ ICL ในรูปที่ 2.15 จะอยู่ในรูปของสมการยกกำลังสามที่มีค่าดังต่อไปนี้

$$L_v = 2.45 - 1.285x + 0.015x^3 \quad (2.13)$$

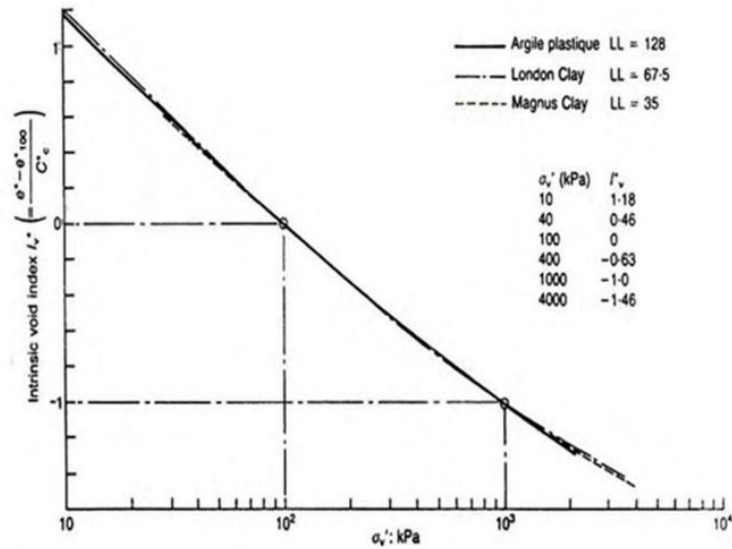
$$x = \log \sigma'_v$$

โดยที่ σ'_v = ความเค้นประสิทธิผล

ICL = อาจวัดได้โดยตรงหรือหาได้จาก e^*_{100}

C^*_c = ซึ่งได้จากการทดลองและถ้าพล็อตค่าระหว่าง e กับ $\log \sigma'_v$ จะได้สมการดังต่อไปนี้

$$e = I_v C^*_c + e^*_{100} \quad (2-14)$$



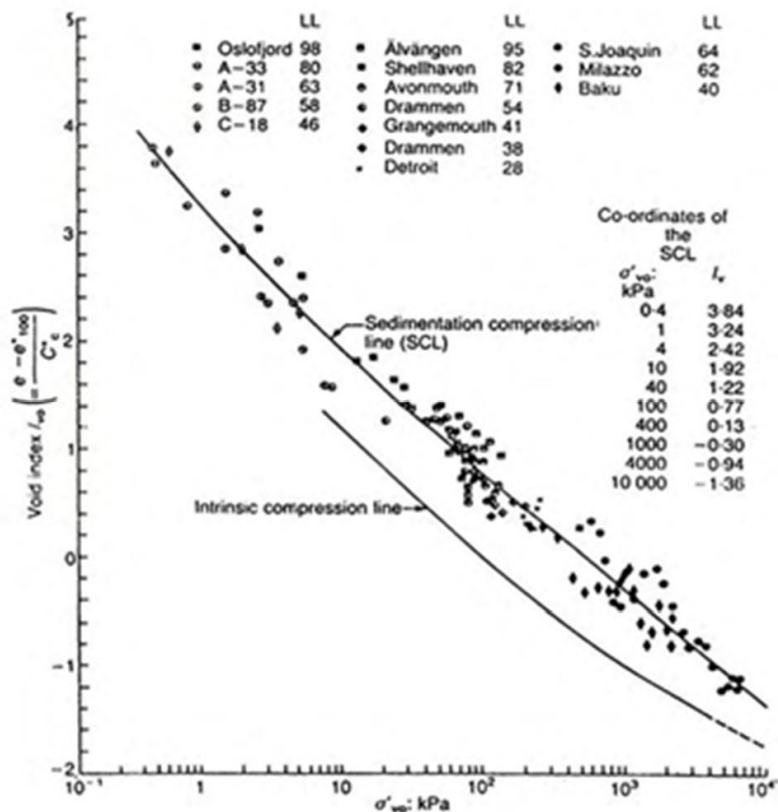
รูปที่ 2.15 การสร้างสมการของ Intrinsic compression line (ICL) จากเส้นโค้งการอัดตัวของดินที่ทำการประกอบตัวใหม่ (Burland, 1990)

2.5.2 การเปรียบเทียบระหว่างการอัดตัวได้ของดินที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ (Compressibility of sedimentation) และการอัดตัวได้ของดินที่ทำการประกอบตัวใหม่ (Compressibility of reconstituted)

ค่าพารามิเตอร์ I_v^* ที่ได้จากรูปที่ 2.16 สามารถใช้เปรียบเทียบการอัดตัวของดินเหนียวอ่อนตามธรรมชาติและดินเหนียวอ่อนที่ทำการประกอบตัวใหม่ โดยจะพิจารณาส่วนที่มีการอัดตัวคายน้ำตามปกติโดยอัตราส่วนช่องว่าง e_0 ซึ่งอยู่ภายใต้ความเค้นประสิทธิผล ค่าดัชนีช่องว่างหาได้โดยสมการที่ 2.13

$$I_{VO} = \frac{e + e_{100}^*}{C_c^*} \quad (2.13)$$

โดยที่ e_{100}^* และ C_c^* หาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test) จากรูปที่ 2.16 สังเกตได้ว่าในช่วงตั้งแต่ค่า σ'_v เท่ากับ 100 - 1,000 kPa เส้นตรงจากการอัดตัวเนื่องจากการตกตะกอนตามธรรมชาติ (SCL) และเส้นตรงจากการอัดตัวเนื่องจากการประกอบตัวใหม่ (ICL) มีความสัมพันธ์ในลักษณะที่ขนานกัน ซึ่งค่าความเค้นประสิทธิผลของดินที่มีการตกตะกอนตามธรรมชาติจะมีค่าสูงกว่าความเค้นประสิทธิผลของดินที่มีการประกอบตัวใหม่ประมาณ 5 เท่า ซึ่งเกิดจากความแตกต่างในเรื่องโครงสร้าง (Fabric) ของเม็ดดินและการยึดเหนี่ยวกัน (Bonding) ระหว่างเม็ดดิน โดยผลกระทบอันเกี่ยวเนื่องจากโครงสร้างดินได้ถูกการศึกษาครั้งแรก โดย Terzaghi (1925) และมีข้อสนับสนุน Skempton (1944) พบว่าหลังจากที่ความดันเพิ่มขึ้นมากกว่า 1,000 kPa แนวโน้มของ ICL และ SCL จะเข้ามาบรรจบกัน



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง I_{v0} และ $\log \sigma'_v$ (Burland, 1990)

2.6 การทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial test)

การทดสอบหาค่ากำลังต้านแรงเฉือนของดินที่มีสภาพใกล้เคียงกับดินตามธรรมชาติมากที่สุด โดยเฉพาะงานเกี่ยวกับเสาเข็ม ฐานรากแบบกลม เป็นต้น เนื่องจากสามารถปรับเปลี่ยนความดันบริเวณผิวของมวลดินด้านข้าง (Confining pressure) ให้มีสภาพใกล้เคียงกับดินตามธรรมชาติที่อยู่ลึกลงไปจากผิวดินและสามารถควบคุมปริมาณน้ำที่ไหลเข้าออกจากมวลดินได้สะดวก ทั้งนี้ยังสามารถหาได้ทั้งความเค้นรวม (Total stress) และความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ของตัวอย่างดิน ซึ่งหลักการของ Triaxial test จะแตกต่างไปจาก Direct shear test ในการหาค่า Soil strength parameters ดังนี้

1. Triaxial test จะมีแรงดันตั้งฉากกับผิวของตัวอย่างดินเท่านั้น ส่วนมากแรงดันด้านข้างจะคงที่ แล้วเพิ่มแรงดันด้านบนจนกระทั่งตัวอย่างดินเกิดการวิบัติ
2. ระบายหรือแนวการวิบัติของตัวอย่าง ไม่สามารถกำหนดแนวการวิบัติได้ดังเช่นที่เกิดขึ้นใน Direct shear test และ
3. ปรับเปลี่ยนควบคุมน้ำทั้งแรงดันและการไหลของตัวอย่างดินทำได้สมบูรณ์ โดยอาศัย Drainage value และ Volume change indicator

ซึ่งการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน นี้สามารถทำได้ 3 วิธี คือ

1. CU – TEST หมายถึง การทดสอบที่มีขั้นตอนการยุบตัวของตัวอย่างดิน (Consolidation) ก่อน แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักกระทำตามแนวแกน โดยไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ (Undrain) ออกจากตัวอย่างดินในระหว่างขั้นตอนกดตามแนวแกน

2. CD – TEST หมายถึง การทดสอบที่มีขั้นตอนการอัดตัวของตัวอย่างดิน (Consolidation) ก่อน แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักกระทำตามแนวแกน โดยยอมให้มีการระบายน้ำ (Drain) ออกจากตัวอย่างดินในระหว่างขั้นตอนกดตามแนวแกน

3. UU –TEST หมายถึง การทดสอบที่ไม่มีขั้นตอนการอัดตัวของตัวอย่างดิน (Unconsolidation) และ ไม่ยอมให้มีการระบายน้ำ (Undrain) ออกจากตัวอย่างดินในระหว่างขั้นตอนกดตามแนวแกน ในงานทางด้านวิศวกรรมปฐพี การทดสอบหาค่าการรับกำลังดินในแบบสามแกน (Axisymmetric triaxial compression test) นั้น ได้ถูกนำมาใช้เพื่อหาคุณสมบัติการรับกำลังและการเสียรูปของดิน การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Constitutive model) รวมไปถึงการหาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง โดยสภาวะแวดล้อม (Boundary condition) ของการทดสอบค่าการรับกำลังดิน ในแบบสามแกนนั้นจะเป็นแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (Axisymmetric condition) ส่วนของการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อหาเส้นทางของหน่วยแรง (Stress path) ที่แตกต่างกัน สามารถสรุปได้ดังตามตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 สรุปผลงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับเส้นทางของหน่วยแรง (Stress path) ที่แตกต่างกัน

Author	Test description				
	OCR	p_{max} (kpa)	q/p_e	p/p_e	Direction
Anuchit (1998)	2.75	184	0.00	0.36	0°-180°
Navaneethan (1999)	2.75	184	0.00	0.36	180°-360°
Khan (1999)	2.00	140	0.11	0.50	0°-360°
Lena (2000)	1.60	150	-0.33	0.63	0°-360°
Amorndech (2001)	10.00	250	0.00	0.10	0°-360°

Casey (2014) ได้ทำการทดสอบหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนโดยเครื่องมือการทดสอบแรงอัดสามแกนแรงดันสูง (High pressure triaxial) ดังรูปที่ 2.17 โดยนำตัวอย่างไปทำลายโครงสร้างเสียก่อน แล้วจึงประกอบตัวใหม่ (Re-sedimentation) วิธีการเริ่มจากนำตัวอย่างดินจะถูกตากในที่ร่มเพื่อลดความชื้นของดิน จากนั้นนำมาบดแล้วนำดินมาผสมน้ำอีกครั้ง ดังรูปที่ 2.18 (ก) ใช้แรงดันที่เป็นลบแก่ตัวอย่างดินนี้เพื่อไล่ฟองอากาศ ดังรูปที่ 2.18 (ข) แล้วจึงนำเอาตัวอย่างดินนี้ไปทำการอัดตัวคายน้ำ ใช้ค่าความเค้นในแนวตั้งเริ่มต้นที่ 30 kPa โดยจะแบ่งแรงเค้นเป็นสองช่วง คือ ที่แรงเค้นไม่เกิน 250 kPa ดังรูปที่ 2.19 (ก) และช่วงที่สองจะเป็นแรงเค้นที่มากกว่า 250 - 10,000 kPa โดยอุปกรณ์ชิ้นนี้ถูกเรียกว่า “Pneumatic Actuator” ดังรูปที่ 2.19 (ข) และทำการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี “ K_0 - Consolidation” เพื่อนำไปทดสอบด้วยการทดสอบแบบ

แรงอัดสามแกน (Triaxial test) โดยใช้แบบทรงกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลาง 34.5 มม. มีอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลาง (H/D) เท่ากับ 3 เมื่อกระบวนการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลง ดินตัวอย่างจะถูกนำมาตัดแต่งให้ได้รูปทรงและขนาดตามต้องการและนำไปทดสอบความสามารถในการรับแรงเฉือน ซึ่งตัวอย่างนำไปทดสอบด้วยการทดสอบแบบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain triaxial test)



รูปที่ 2.17 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกนแบบแรงดันสูง (Casey, 2014)

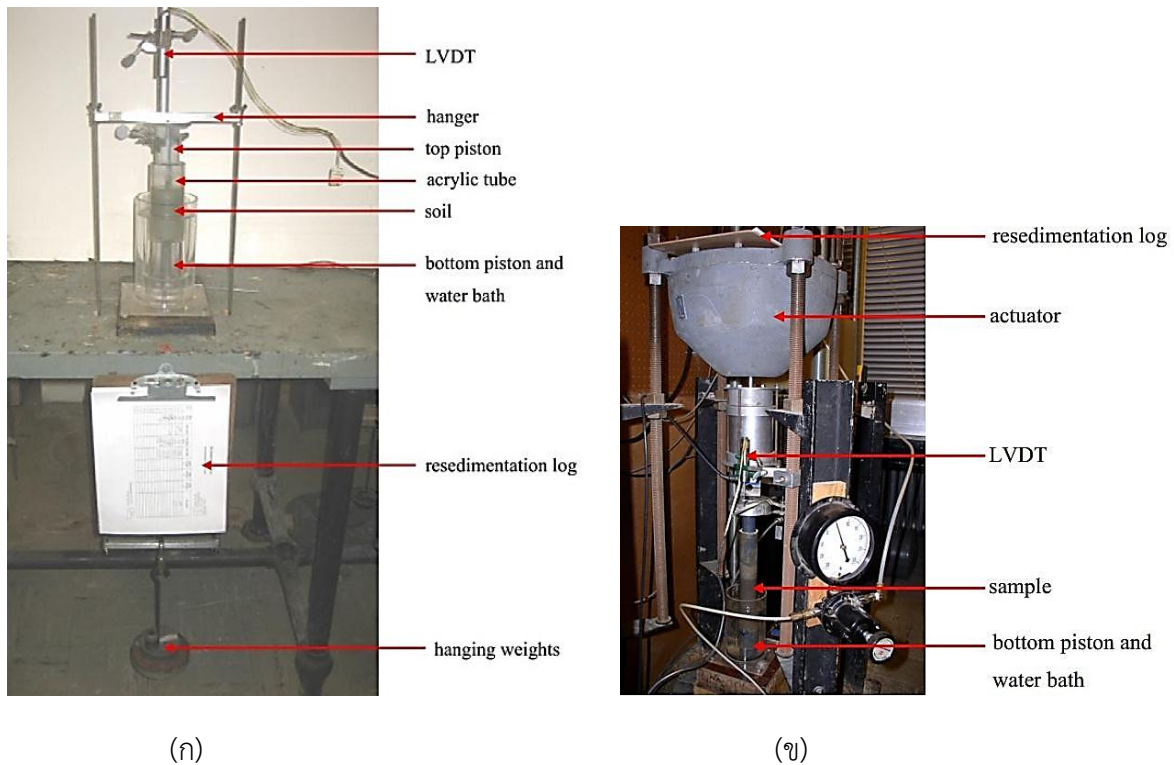


(ก)



(ข)

รูปที่ 2.18 (ก) ดินที่บดละเอียดแล้วมาผสมเข้ากับน้ำ (ข) ให้แรงดันลบกับตัวอย่างดินเพื่อสลายฟองอากาศ (Casey, 2014)



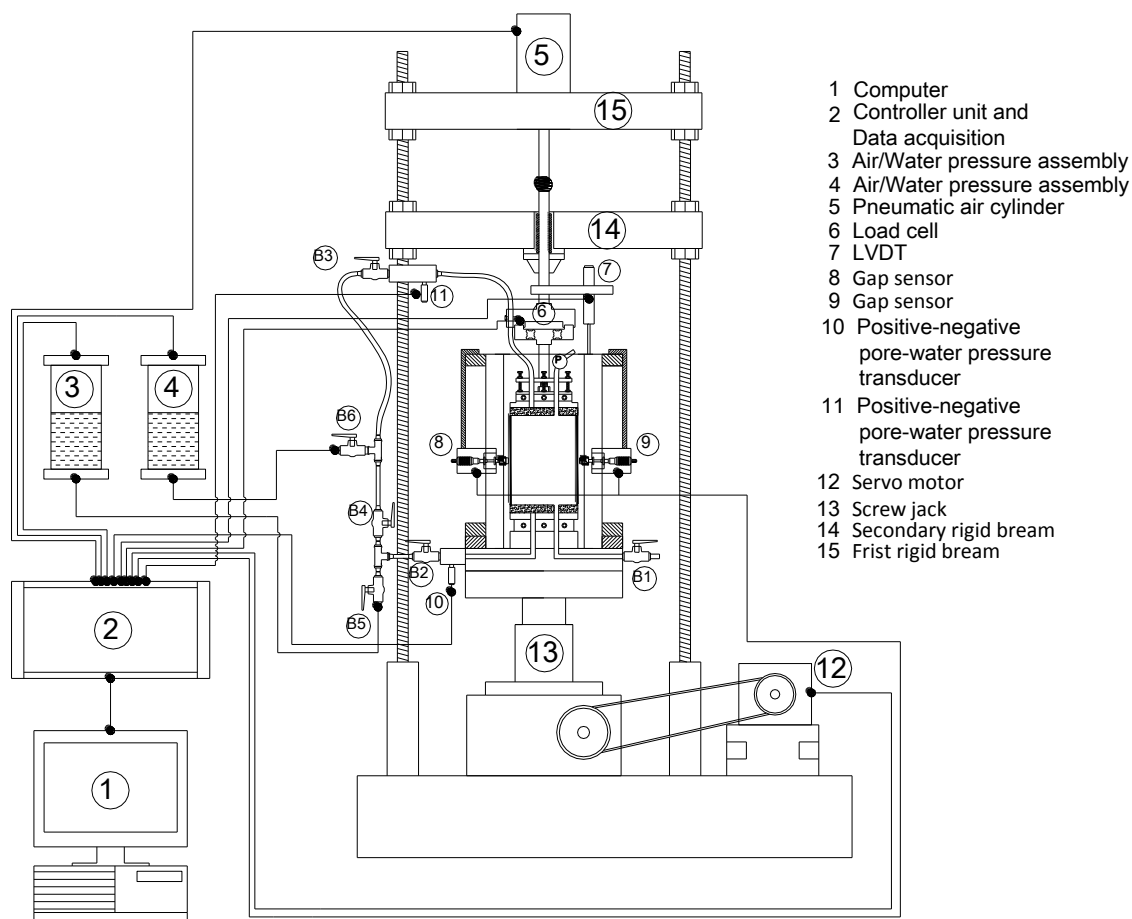
รูปที่ 2.19 (ก) เครื่องมือการทดสอบยุบอัดตัวคายน้ำที่ให้แรงกดได้ไม่เกิน 250 kPa (ข) เครื่องมือการทดสอบยุบอัดตัวคายน้ำที่ให้แรงกดได้สูงสุด 10,000 kPa (Casey, 2014)

2.7 เครื่องทดสอบคุณสมบัติรับแรงเฉือนภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบ

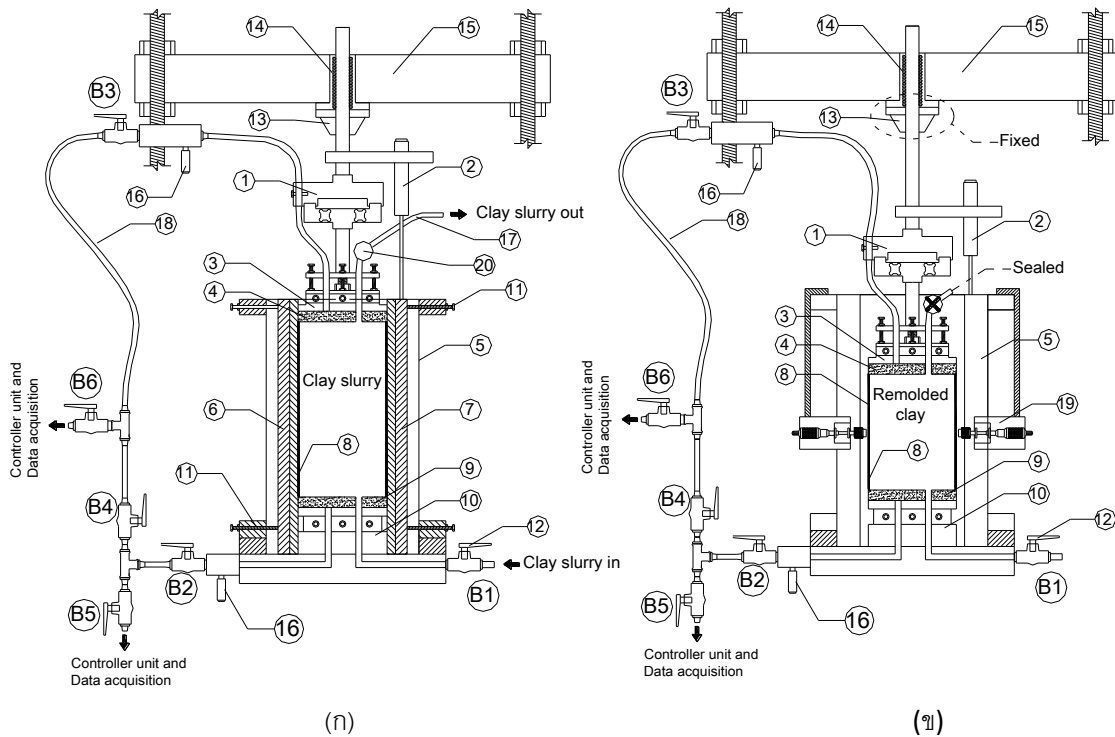
การพัฒนาเครื่องมือและวิธีการทดสอบคุณสมบัติภายใต้สภาวะแวดล้อมความเครียดถูกพัฒนาขึ้นโดยได้รับงบประมาณสนับสนุนโครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา รหัสโครงการ 222943 สัญญาเลขที่ 150/2559 เรื่อง “การศึกษาอิทธิพลของแรงเค้นอัดในอดีตที่มีผลต่อพฤติกรรมการเสีรูปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบ” ดังแสดงในรูปที่ 2.20 โดยแนวคิดการสร้างเครื่องมือและวิธีการทดสอบในโครงการวิจัยดังกล่าวสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงานวิจัยนี้ได้เนื่องจากมีระบบควบคุมการอัดตัวคายน้ำและอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างด้วยเทคนิคสมดุลของแรงดันลมที่ได้ปรับปรุงจากงานวิจัยของ Vardhanabuthi, 2006 ทำให้สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งในสภาวะอัดตัวปรกติและอัดตัวมากกว่าปรกติและสามารถเลียนตัวอย่างดินได้ทันทีหลังการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลง โดยการเฉือนนั้นสามารถเฉือนได้ทั้งภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบและสภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกน ทั้งนี้งานวิจัยนี้จะเลือกการเฉือนแบบสมมาตรรอบแกนเพื่อหาความสามารถในการรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน ชุดเครื่องมือมีส่วนประกอบสำคัญดังต่อไปนี้

2.7.1 Plane Strain Cell

หัวใจสำคัญที่ต้องมีการออกแบบ Plane Strain Cell ขึ้นมาใหม่เนื่องต้องการสร้างโครงสร้างดินเหนียวประกอบตัวใหม่ด้วยการอัดตัวค้ำน้ำในหนึ่งมิติและทำการเนียนตัวอย่างดินบนอุปกรณ์เดียวกันซึ่งจะทำให้ไม่ต้องมีการตัดแต่งตัวอย่างและการเคลื่อนย้ายตัวอย่างเข้าเครื่องทดสอบ ส่งผลให้สามารถจำลองสภาพจริงที่เกิดขึ้นในสนามได้อย่างสมบูรณ์ปราศจากการรบกวนใดๆ ก่อนทำการเนียน ขนาดของตัวอย่างที่ได้ทำการออกแบบไว้คือ กว้าง 90 mm ลึก 50 mm และสูง 130 mm คุณสมบัติเด่นของ Plane Strain Cell ตัวนี้อีกประการคือสามารถปรับเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะแวดล้อมได้ง่ายทั้งแบบทรุดตัวในหนึ่งมิติ (One-Dimensional Consolidation) แบบความเครียดในระนาบ (Plane Strain) และแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetric) ซึ่งเมื่ออยู่ในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดิน ด้านทั้งสี่จะถูกประกบแน่นดังแสดงในภาพที่ 2.21 (ก) และเมื่อต้องการเนียนตัวอย่าง เงื่อนไขสถานะแวดล้อมของเซลล์ทดสอบจะถูกเปลี่ยนไปเป็นแบบความเครียดในระนาบดังแสดงในรูปที่ 2.21 (ข) และภาพตัดแสดงในรูปที่ 2.22 (ก) และ (ข)

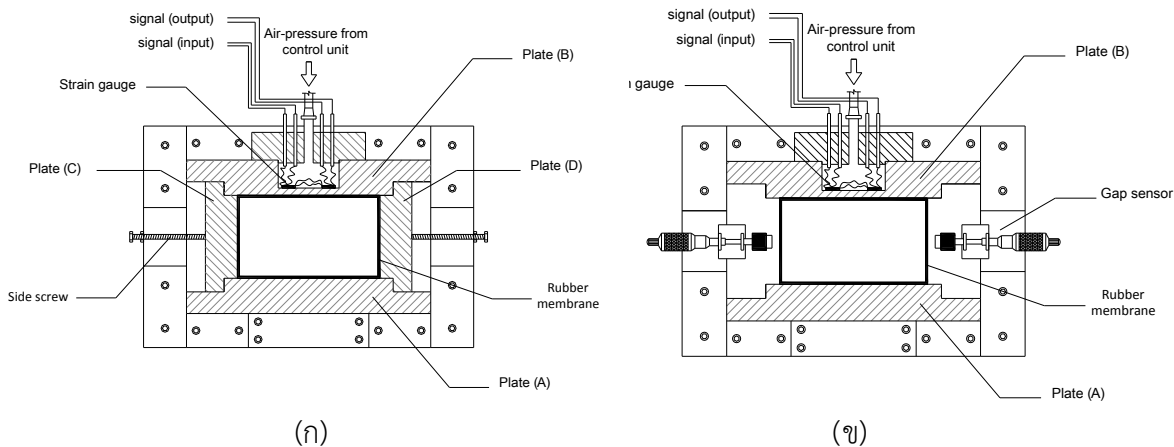


รูปที่ 2.20 ส่วนประกอบเครื่องทดสอบแรงเฉือนในสถานะแวดล้อมความเครียดในระนาบ



- | | | |
|---------------------|---------------------------------------|--|
| 1. Load cell | 9. Bottom porous stone | 16. Positive-negative pore-water pressure transducer |
| 2. LVDT | 10. Base pedestal | 17. Copper tube |
| 3. Top cap | 11. Side screw | 18. Polyethylene tube |
| 4. Top porous stone | 12. Ball valve | 19. Gap sensor |
| 5. Plate B | 13. Shaft end supporter (flange type) | |
| 6. Plate C | 14. Flanged linear bearing | |
| 7. Plate D | | |

รูปที่ 2.21 Plane Strain Cell (ก) รูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดิน (ข) รูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนเหนือน



รูปที่ 2.22 ภาพตัด plane strain cell (ก) ภาพตัดรูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดิน (ข) ภาพตัดรูปแบบเซลล์ทดสอบในขั้นตอนเหนือน

2.7.2 ระบบสำรองไฟฟ้า

ระบบสำรองไฟมีความสำคัญเป็นอย่างมากสำหรับการวิจัยนี้ ซึ่งจะใช้ในกรณีที่กระแสไฟฟ้าหลักขัดข้อง โดยอุปกรณ์จะประกอบไปด้วยเครื่องสำรองไฟฟ้าอัตโนมัติ (Uninterruptible power source) และเครื่องกำเนิดไฟฟ้า (Power generator) ในการทำงานเมื่อกระแสไฟฟ้าหลักดับเครื่องสำรองไฟฟ้าอัตโนมัติจะทำงานทันที โดยไม่ทำให้กระแสไฟฟ้าที่จ่ายให้กับเครื่องทดสอบหยุด ซึ่งเครื่องสามารถสำรองไฟฟ้าให้กับเครื่องมือทดสอบอยู่ที่ประมาณ 20 นาทีหลังจากนั้นจะจ่ายกระแสไฟฟ้าเข้าสู่เครื่องสำรองไฟฟ้าอัตโนมัติอีกครั้งโดยใช้เครื่องกำเนิดไฟฟ้า โดยสามารถจ่ายไฟฟ้าให้แก่ระบบทดสอบได้นานต่อเนื่องสูงสุด 8 ชั่วโมง

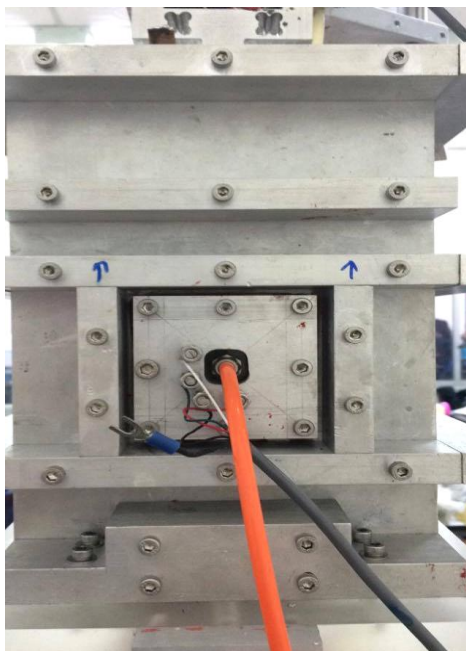
2.7.3 ระบบสำรองแรงดันลม

กระบวนการอัดตัวคายนํ้าของตัวอย่างดิน แรงที่เกิดในแนวตั้งนั้นเกิดจากแรงดันลมที่ถูกปล่อยมาจากเครื่องปรับแรงดันลมด้วยสัญญาณไฟฟ้า (Electro-pneumatic regulator) เข้าสู่ระบบกลมนิวเมติก (Pneumatic) เพื่อส่งต่อแรงให้กับด้านบนของตัวอย่าง รวมไปถึงระบบสมดุลของแรงดันลมด้านข้าง กรณีปั๊มลมหลักเกิดเหตุขัดข้องหรือไฟฟ้าดับ ซึ่งระบบสำรองแรงดันลมจะทำงานแทน ซึ่งแรงดันลมนี้อาจถูกสร้างขึ้นโดยปั๊มลมสำรองที่ถูกต้องเข้ากับระบบเครื่องทดสอบและระบบสำรองไฟฟ้าเป็นที่เรียบร้อยแล้ว

2.7.4 อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง

ในปี 2563 ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ และ ชนม์พิสิทธิ์ ยาทั่วม ได้นำเสนอหลักการในการออกแบบอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างด้วยเทคนิคสมดุลของแรงดันลม (Air Pressure Balance) ด้วยการปรับปรุงแนวคิดในการออกแบบมาจากเครื่องมือ Oedometer แบบพิเศษ ซึ่งใช้หาค่าการหาค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินที่สถานะอยู่นิ่งของทรายที่ถูกพัฒนาโดย Vardhanabhuti (2006) ซึ่งเปลี่ยนจากการใช้ Silicone Oil Chamber มาใช้แรงดันลมแทน

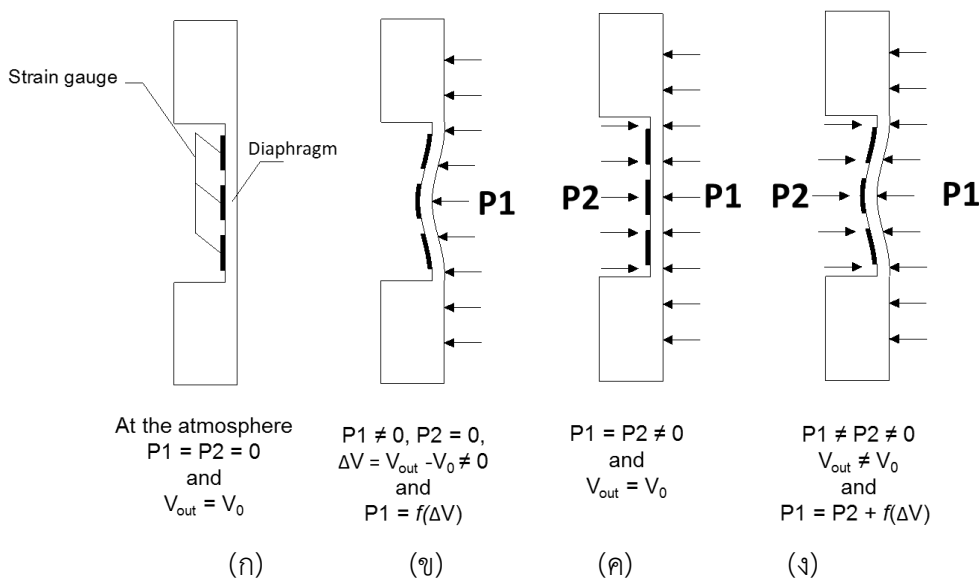
ระบบสมดุลด้วยแรงลมนี้อาจถูกติดตั้งเข้ากับแผ่นประกบด้านหลังดังแสดงในดั่งภาพที่ 2.22 และ 2.23 อุปกรณ์ชิ้นนี้จะใช้ระเบียบวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) ในการวิเคราะห์พฤติกรรมการเสียรูปของวัสดุเพื่อหาค่าความเค้นดึงและอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นซึ่งจะต้องไม่เกินค่าที่จุดคราก (Yield Stress) ของวัสดุ รวมทั้งหาตำแหน่งที่เหมาะสมในการติดตั้งชุดสเตรนเกจ (Strain Gauge) เพื่อต้องการให้ผลจากการวัดมีความละเอียดสูงสุด โดยใช้ค่าแรงดันในการออกแบบที่ 200 kPa



รูปที่ 2.23 อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง

หลักการวัดแรงดันด้วยเทคนิคสมดุลของแรงดันลมสามารถอธิบายได้คือ ที่จุดเริ่มต้น $P_1 = P_2 = 0$ จะเกิดแรงดันไฟฟ้าเท่ากับ V_0 โดยที่การเปลี่ยนแปลงแรงดันไฟฟ้ามามีค่าเท่ากับ $\Delta V_{out} = 0$ ดังแสดงในรูปที่ 2.24(ก) เมื่อมีแรงดันมากระทำด้านหน้าของแผ่นดังแสดงในรูปที่ 2.24(ข) ในที่นี้จะใช้แรงดันลม P_1 กระทำที่แผ่นไดอะแฟรม ($P_1 \neq 0, P_2 = 0$) ซึ่งติดตั้งสเตรนเกจ (Strain Gauge) ไว้ด้านหลังก็จะเกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบและเกิดการเปลี่ยนแปลงแรงดันไฟฟ้ามามีค่าเท่ากับแรงดันไฟฟ้าที่เกิดขึ้นใหม่ลบกับแรงดันไฟฟ้าที่จุดเริ่มต้น ($\Delta V = V_{out} - V_0 \neq 0$) เนื่องจากแผ่นไดอะแฟรมไม่อยู่ในสภาวะสมดุล ดังนั้นเพื่อปรับสมดุลของการเคลื่อนตัวไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบ (Horizontal Displacement) จะต้องใส่แรงดัน P_2 เข้าไปที่ฝั่งตรงข้ามด้วยวิธีการสุ่มค่า (Trial and Error Method) โดยสภาวะสมดุลของทั้งสองด้าน จะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อค่าแรงดันไฟฟ้ากลับไปอยู่ในจุดเริ่มต้น คือจุดที่ ($V_{out} = V_0$) โดยที่ค่า $P_1 = P_2 \neq 0$ ดังแสดงในรูปที่ 2.24(ค)

เมื่อสามารถปรับแรงดัน P_2 ให้แผ่นไดอะแฟรมกลับมาอยู่ในสภาวะสมดุล แผ่นไดอะแฟรมก็จะไม่มีภาระในการรับค่าแรงดันและแรงดันลม P_2 จะมีค่าเท่ากับแรงดัน P_1 ซึ่งในระหว่างการทดสอบค่าแรงดัน P_1 จะเปรียบเสมือนแรงดันด้านข้างของดินในขณะนั้น ในงานวิจัยนี้การปรับค่าของแรงดันลม P_2 นั้นจะถูกปรับเพื่อให้แผ่นไดอะแฟรมอยู่ในสภาวะสมดุลด้วยระบบอัตโนมัติควบคุมผ่านระบบคอมพิวเตอร์ ชุดโปรแกรมนี้จะควบคุมแรงดันลม P_2 ด้วยตัวปรับแรงดันลมไฟฟ้า (Electro-Pneumatic Regulator) เพื่อความถูกต้องและแม่นยำชุดคำสั่งของโปรแกรมจะทำการสอบเทียบสภาวะสมดุลทุก ๆ 4 วินาที โดยจะทำงานเป็นแบบวนลูป (Closed-Loop) ดังรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.24 ระบบการทำงานของอุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้าง (ก) แผ่นอยู่ในสภาวะสมดุล (ข) แผ่นไม่อยู่ในสภาวะสมดุลโดยมีแรงดัน P_1 มากกระทำ (ค) แผ่นอยู่ในสภาวะสมดุลโดยมีแรงดัน P_2 มากกระทำในทิศทางตรงกันข้ามกับ P_1 (ง) แผ่นไม่อยู่ในสภาวะสมดุลโดยมีแรงดัน P_1 มากกระทำมากกว่าแรงดัน P_2

และเมื่อระบบตรวจจับได้ว่า แผ่นไดอะแฟรมรับภาระของแรงดันที่แตกต่างกันมากกว่าค่าที่ยอมรับได้ (± 1 kPa) ระบบจะทำการหาสภาวะสมดุลอีกครั้งโดยใช้เวลาในการทำให้ระบบสมดุลอยู่ที่ 4-8 วินาที ซึ่งระยะเวลาในการหาจุดสมดุลของระบบนี้ไม่ส่งผลกระทบต่อในการอ่านค่าแรงดันด้านข้างของดินเมื่ออยู่ในขั้นตอนอัดตัวคายน้ำ แต่จะส่งผลอย่างยิ่งในขั้นตอนการเฉือนตัวอย่างดินแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งการวัดค่าแรงดันด้านข้างจะต้องเป็นแบบทันทีทันใดซึ่งรอให้ระบบปรับแรงสมดุลไม่ได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการปรับปรุง วิธีการวัดค่าแรงดัน P_1 ตามรูปที่ 2.24 (ง) ซึ่งสามารถอธิบายได้จากสมการที่ 2.14 คือ แรงกระทำ P_1 นั้นสามารถหาได้จากผลรวมของแรงดันลมเพื่อรักษาสมดุล P_2 กับแรงดันที่แผ่นไดอะแฟรมรับภาระไว้ในขณะนั้น (P_D) ซึ่งแรงดันที่แผ่นไดอะแฟรมรับภาระไว้ในขณะนั้นจะมีความสัมพันธ์แบบเป็นเส้นตรงกับค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากชุดสเตรนเกจซึ่งจะทราบได้หลังจากการสอบเทียบ จากหลักการดังกล่าวทำให้สามารถวัดค่าแรงดัน P_1 โดยไม่ต้องรอให้ระบบกลับมาอยู่ในสภาวะสมดุลและทำให้การวัดค่าสามารถทำได้ทันทีทันใดและมีความแม่นยำสูงดังแสดงในภาพที่ 2.26

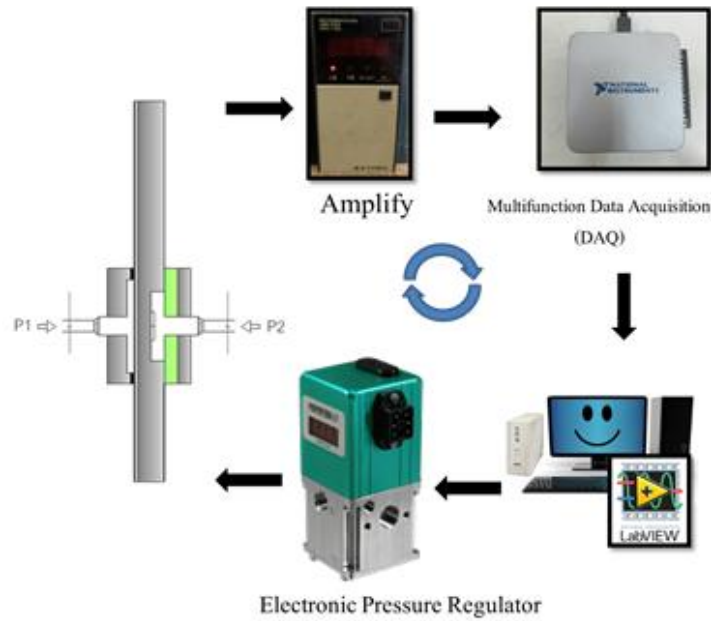
$$P_{1(cal)} = P_2 + P_D = P_2 + a(\Delta V) \quad (2.14)$$

โดยที่ $P_{1(cal)}$ = ค่าของแรงดันที่กระทำต่อผนังหรือค่าแรงดันดินด้านข้าง (kPa)

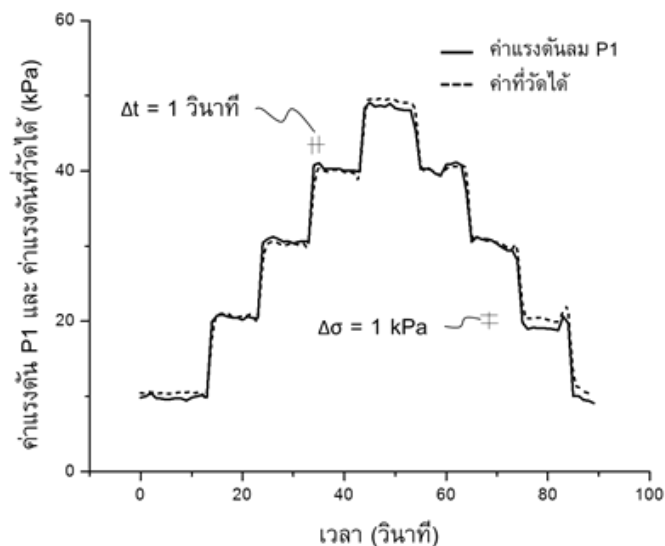
P_2 = ค่าแรงดันลมที่ใช้รักษาสมดุลในขณะนั้น (kPa)

P_D = ค่าแรงดันที่แผ่นไดอะแฟรมรับภาระอยู่ในขณะนั้น (kPa)

a = ค่าคงที่ (ดูรายละเอียดในหัวข้อการสอบเทียบอุปกรณ์วัดแรง)



รูปที่ 2.25 หลักการทำงานเพื่อหาจุดสมดุลของแรงดัน



รูปที่ 2.26 ความสัมพันธ์ระหว่างการเพิ่มขึ้นและลดลงของแรงดัน P1 และค่าแรงดันที่วัดได้จากคอมพิวเตอร์กับเวลา

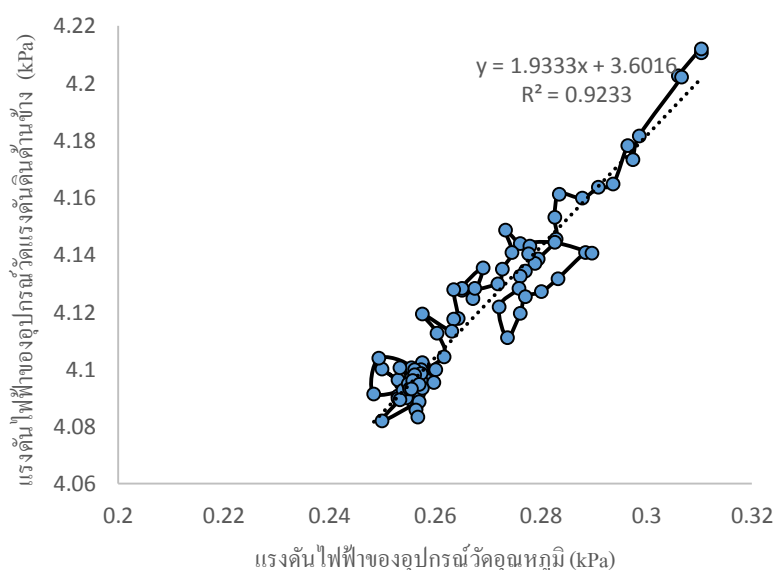
อย่างไรก็ตาม เนื่องจากแผ่นประกบ B นั้นมีขนาดใหญ่และไม่ได้ขึ้นรูปจากโลหะที่มีสัมประสิทธิ์ของการขยายตัวจากความร้อนต่ำ (Low-Thermal Expansion Coefficient) จึงทำให้มีผลกระทบของอุณหภูมิเข้ามาเกี่ยวข้อง ดังนั้นจึงต้องมีการปรับแก้ผลกระทบเนื่องจากอุณหภูมิด้วยซึ่งสามารถอธิบายได้จากสมการที่ 2.15 อุณหภูมิของแผ่นประกบจะสามารถวัดได้โดยการฝังเซนเซอร์วัดอุณหภูมิไว้ในแผ่นประกบ B

$$P_{1(cal)} = P_2 + a[\Delta V - b(\Delta V_T)] \quad (2.15)$$

โดยที่ b = ค่าคงที่ซึ่งมีค่าเท่ากับค่าความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันไฟฟ้าของเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิกับชุดสเตรนเกจที่ติดตั้งไว้ภายในอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง

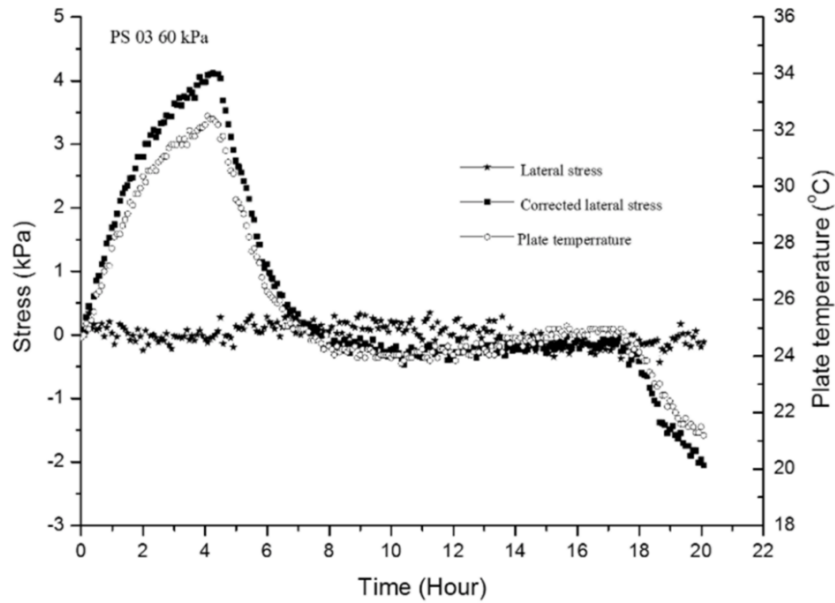
$$\Delta V_T = \text{ค่าการเปลี่ยนแปลงแรงดันไฟฟ้าจากเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิ}$$

จากการทดสอบค่าความคลาดเคลื่อนของแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างนั้นจะแปรผันตรงกับค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิผ่านประกบด้านข้างทั้งที่ไม่มีการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.27 ซึ่งกราฟนี้ได้จากการเปิดเครื่องปรับอากาศไว้ในตอนกลางคืนและปิดเครื่องปรับอากาศในตอนกลางวันซึ่งจะมีสภาพอากาศร้อนมากที่สุด โดยการทดสอบนี้ใช้เวลาประมาณ 24 ชั่วโมงแล้วเก็บค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างและเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิ



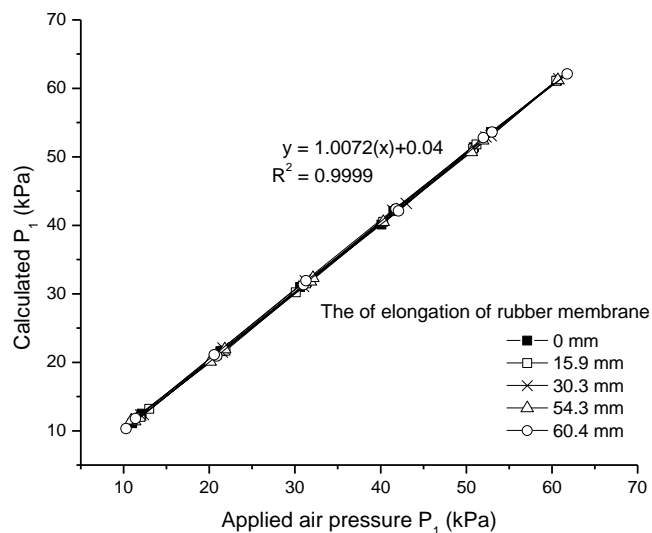
รูปที่ 2.27 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าของเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิกับชุดสเตรนเกจที่ติดตั้งไว้ภายในอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง

การปรับแก้ผลกระทบของอุณหภูมินั้นแสดงอยู่ในสมการที่ 2.15 ค่าของพารามิเตอร์ b คือค่าความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าของเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิกับชุดสเตรนเกจที่ติดตั้งไว้ภายในอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้าง ผลทั้งก่อนและหลังการปรับแก้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.28 จากรูปจะพบว่าค่าแรงดันด้านข้างที่คำนวณได้หลังการปรับแก้ผลของอุณหภูมิจะไม่มีเปลี่ยนแปลงเมื่ออุณหภูมิผ่านประกบด้านข้างเปลี่ยนแปลงไป



รูปที่ 2.28 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นก่อนและหลังปรับแก้ เนื่องจากผลอุณหภูมิของอุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้าง

นอกจากนั้นงานวิจัยนี้ยังศึกษาผลกระทบของระยะยึดของถุงยางที่มีผลต่อการวัดค่าแรงดันด้านข้างของอุปกรณ์ที่ประดิษฐ์ขึ้น เนื่องจากระหว่างกระบวนการอัดตัวคายน้ำและการเชื่อมดินตัวอย่างถุงยางจะมีการเปลี่ยนแปลงระยะยึด วิธีการทดสอบทำได้โดยการเปรียบเทียบค่าแรงดันด้านข้างที่มากกระทำกับค่าที่คำนวณได้โดยใช้ระยะดึงถุงยางที่แตกต่างกัน ผลการทดสอบพบว่าระยะยึดของถุงยางไม่มีผลต่อการวัดค่าแรงดันด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 2.29



รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันลม P1 และ P2 กับระยะของการดึงถุงยาง

2.7.5 โหลดเซลล์

ในการออกแบบรูปแบบของโหลดเซลล์ (Load cell) นั้นได้ประยุกต์มาจากแนวคิดของ Dr. Hirakawa จากมหาวิทยาลัยโตเกียว (Tokyo university of technology) โดยหลักการออกแบบ คือ เมื่อโหลดเซลล์ที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ได้รับความน้ำหนักที่มากกระทำ อุปกรณ์จะเกิดการเสียรูปและอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดจะสามารถตรวจจับการเสียรูปร่างนั้นออกมาเป็นสัญญาณทางไฟฟ้าซึ่งสามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่มากกระทำกับสัญญาณที่ส่งออกมา โดยโหลดเซลล์ที่ถูกประดิษฐ์จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพาจะใช้ระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์เพื่อหาตำแหน่งที่เกิดค่าความเค้นดึงและอัดสูงสุด ดังรูปที่ 2.30 แล้วใช้ตำแหน่งดังกล่าวในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด รวมไปถึงได้ทำการปรับปรุงให้อุปกรณ์โหลดเซลล์มีรูปแบบที่เป็นรูปทรงทางเรขาคณิต ซึ่งสามารถขึ้นรูปเองได้โดยเครื่องมิลลิ่ง (Milling) ที่อยู่ในห้องปฏิบัติการซึ่งจะช่วยลดต้นทุนในการประดิษฐ์เป็นอย่างมาก การออกแบบโหลดเซลล์จะออกแบบให้มีความสามารถในการรับแรงที่ 5 kN

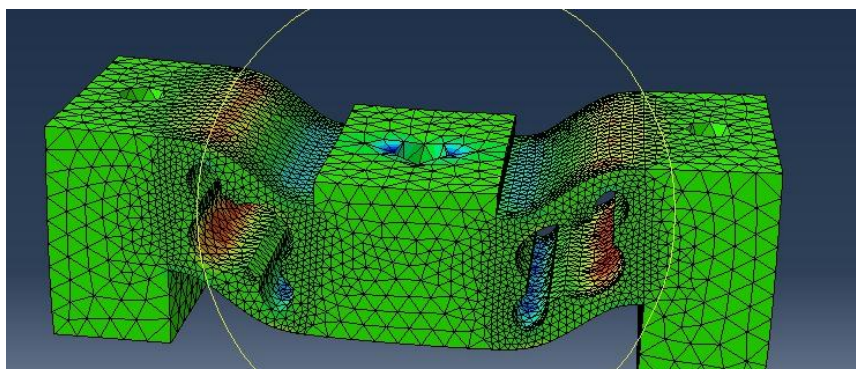
หลังจากขึ้นรูปโลหะทั้งสองชิ้นให้ได้มิติของโหลดเซลล์ตามต้องการ ก็จะนำชิ้นส่วนแรกมาทำการติดตั้งชุดอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดดังภาพที่ 2.31(ก) หลังจากนั้นจะนำโหลดเซลล์ชิ้นที่สองมาประกอบเข้าด้วยกันดังภาพที่ 2.31(ข) แล้วจึงทำการสอบเทียบประสิทธิภาพของโหลดเซลล์ จากการสอบเทียบอุปกรณ์ดังกล่าวได้ความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรงมีค่า $R^2=0.9998$

2.7.6 ชุด Load Frame

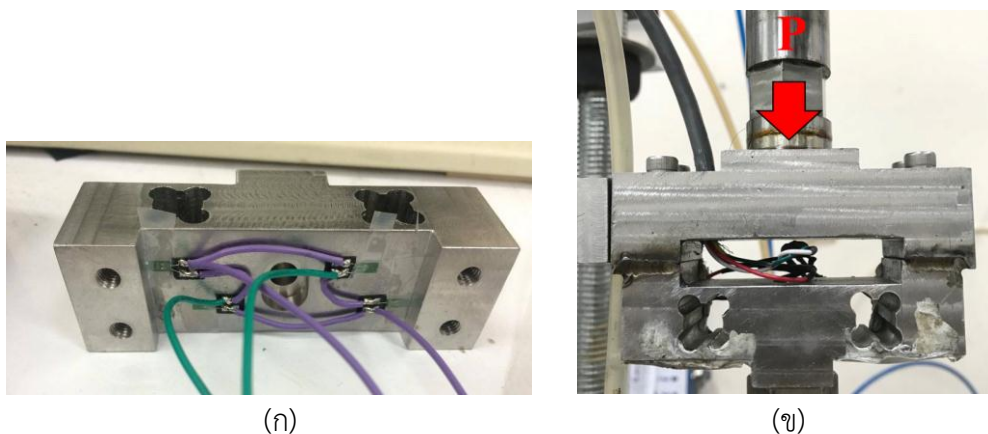
เนื่องจากหนึ่งในวัตถุประสงค์ของการออกแบบชุดเครื่องทดสอบคุณสมบัติรับแรงเฉือนภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบนั้นต้องการทำการอัดตัวคาน้ำและการเชื่อมบนเครื่องมือเดียวกัน ดังนั้นตัว Load Frame ที่สร้างขึ้นจำเป็นต้องมีทั้งระบบให้แรงในแนวตั้งแบบควบคุมแรงกด (Stress Control) โดยใช้กระบอกลม นิวเมติก และแบบควบคุมระยะเคลื่อนที่ Strain control โดยใช้ชุดเซอร์โวมอเตอร์ Servo motor นอกจากนี้ระบบการควบคุมยังสามารถแบ่งระบบการทำงานย่อยออกมาได้อีกหลายระบบ คือ

ระบบที่ 1 การอัดตัวคาน้ำ ในการให้แรงคั้นในแนวตั้งจะอาศัยการให้แรงลมผ่านอุปกรณ์จ่ายลมด้วยสัญญาณไฟฟ้า (Electro-Pneumatic regulator) โดยการสั่งคำสั่งจากชุดคอมพิวเตอร์ โดยแรงดันลมดังกล่าวจะส่งให้กับกระบอกลมนิวเมติก ทำหน้าที่สร้างแรงกระทำกับตัวอย่างแบบ Stress control ซึ่งจะใช้ในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างดิน ซึ่งดินตัวอย่างนั้นจะต้องผ่านกระบวนการทรุดตัวคาน้ำ (Consolidation) เพื่อสร้างดินเหนียวประกอบตัวใหม่ โดยแรงดันที่ให้มาดังกล่าวจะถูกกระทำต่อด้านบนของตัวอย่างดินโดยผ่านคานบังคับไปยังโหลดเซลล์ (Load cell) คานบังคับทำหน้าที่บังคับให้แกนส่งกำลังมีความมั่นคงและสามารถส่งแรงไปที่จุดกึ่งกลางของดินตัวอย่างได้อย่างแม่นยำ โดยจะต้องอาศัยลูกปืนสไลด์เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างแกนส่งกำลังกับคานบังคับ เมื่อแรงส่งผ่านโหลดเซลล์ลงสู่ตัวอย่างแล้ว ตัวโหลดเซลล์จะวัดค่าแรงดันที่เกิดขึ้นและส่งกลับไปยังชุดควบคุมเพื่อตรวจสอบความถูกต้องของค่าแรงกระทำที่ส่ง เมื่อแรงกระทำที่เกิดขึ้นผิดเพี้ยนจากแรงกระทำที่ส่งไป ระบบจะทำการสั่งงานผ่านชุดคำสั่งอีกครั้งเพื่อปรับแก้ค่า ระบบจะทำการตรวจสอบแบบนี้

ทุก ๆ 4 วินาที เพื่อให้ได้ค่าที่ถูกต้องและแม่นยำที่สุด และระบบดังกล่าวสามารถควบคุมให้มีความละเอียดได้ถึง ± 1 kPa



รูปที่ 2.30 ผลการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อหาตำแหน่งที่เกิดค่าความเค้นดึงและอัดสูงสุด



รูปที่ 2.31 (ก) ติดตั้งชุดสเตรนเกจตามตำแหน่งที่เกิดค่าความเค้นดึงและอัดสูงสุด (ข) โหลดเซลล์หลังจากประกอบส่วนบนและล่าง

ระบบที่ 2 การปรับแก้ค่าเนื่องจากแรงดึงของถุงยาง ในกระบวนการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติในขั้นแรก ถุงยางจะถูกดึงให้ยืดออกเพื่อที่จะรองรับตัวอย่างดินเหนียวที่จะถูกบรรจุเข้าสู่เซลล์ทดสอบ เมื่อดึงถุงยางยิ่งมาก ก็จะใช้แรงที่มากขึ้นตามไปด้วยส่งผลให้แรงที่กดด้านบนของตัวอย่างมากกว่าปกติที่ตั้งไว้ หลังจากกระบวนการอัดตัวคายน้ำได้เริ่มขึ้นดินก็จะเริ่มเกิดการทรุดตัว ส่งผลให้ถุงยางที่ยืดออกหดกลับสู่สภาวะปกติ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องปรับแก้ค่าแรงเนื่องจากแรงดึงของถุงยางโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์จากการสอบเทียบระหว่างระยะของการดึงถุงกับค่าความเปลี่ยนแปลงของความเค้นที่อ่านได้จากโหลดเซลล์เข้ามาปรับแก้ในการปรับแก้แรงดึงของถุงยางนี้ เมื่อทำการเปิดระบบ ระบบจะทำการปรับแก้อัตโนมัติโดยค่าของการปรับแก้จะขึ้นอยู่กับกรวยยึดหดตัวของถุงยางกล่าวอีกอย่าง คือ จะขึ้นอยู่กับระยะการทรุดตัวของตัวอย่างดินนั่นเอง เมื่อกระบวนการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงการทรุดตัวก็จะสิ้นสุดตามไปด้วย ดังนั้นค่าของการปรับแก้เนื่องจากแรงดึง

ของถุงยางจะเป็นศูนย์ตามไปด้วย ดังนั้นค่าของความเค้นในแนวตั้งที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างจะสามารถอธิบายตามสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma_v = \sigma_{v(PAC)} + \sigma_{v(Rubber)} = c(\Delta V_{Load\ cell}) + d(r_e) \quad (2.16)$$

เมื่อ	σ_v	= ความเค้นรวมในแนวตั้ง (kPa)
	$\sigma_{v(PAC)}$	= ความเค้นรวมในแนวตั้งที่เกิดจากกระบอกกลมนิวเมติก (kPa)
	$\sigma_{v(Rubber)}$	= ความเค้นรวมในแนวตั้งที่เกิดจากแรงดึงของถุงยาง (kPa)
	c และ d	= ค่าคงที่
	r_e	= ระยะยืดของถุงยาง (มม.)

ระบบที่ 3 การอัดตัวคายนํ้าครั้งที่สอง ระบบนี้จะใช้การเคลื่อนตัวทางด้านข้างมาเป็นตัวควบคุมการเคลื่อนตัวในแนวตั้ง ซึ่งระบบจะประสานการทำงานระหว่างเซนเซอร์วัดระยะที่ติดตั้งไว้ด้านข้างของตัวอย่างกับเซอร์โวมอเตอร์ เมื่อระบบตรวจจับได้ว่าดินมีการหดตัวด้านข้างก็จะสั่งให้เซอร์โวมอเตอร์ทำงานเพื่อกดดินเพื่อให้ตัวอย่างดินนั้นขยายตัวกลับมาที่จุดเดิมเพื่อรักษาสภาวะการทดสอบแบบหนึ่งมิติ

ระบบที่ 4 การให้แรงกดแบบ Strain control การให้แรงแบบนี้จะแตกต่างจากแบบแรกคือ แรงจะถูกขับเคลื่อนจากเซอร์โวมอเตอร์ (Servo motor) โดยมอเตอร์แบบนี้มีลักษณะที่พิเศษแตกต่างจากมอเตอร์ทั่วไป คือ มีความสามารถในการปรับความเร็วรอบได้ตั้งแต่รอบที่ต่ำไปจนถึงสูงสุด แต่ยังคงรักษาแรงบิดได้อย่างสม่ำเสมอ อีกทั้งยังสามารถหมุนกลับทิศทางได้ทั้งทวนและตามเข็มนาฬิกา มอเตอร์ที่ติดตั้งแก่ชุด Load frame ชุดนี้ มีขนาด 750 วัตต์ และส่งกำลังผ่านสายพานให้กับชุดคอมเกียร์ ชุดเกียร์ของเครื่องมือนี้สามารถรองรับแรงสูงสุดในการทดสอบได้ถึง 50 kN ในการให้แรงในลักษณะนี้สามารถครอบคลุมตั้งแต่การยุบตัวคายนํ้าไปจนถึงการเข็นตัวอย่าง โดยชุดโปรแกรมยังสามารถกำหนดค่าของอัตราเร็วในการเข็น ความสูงของตัวอย่าง โดยโปรแกรมจะทำการเข็นตัวอย่างและหยุดเองเมื่อทำการเข็นเสร็จสิ้นลง

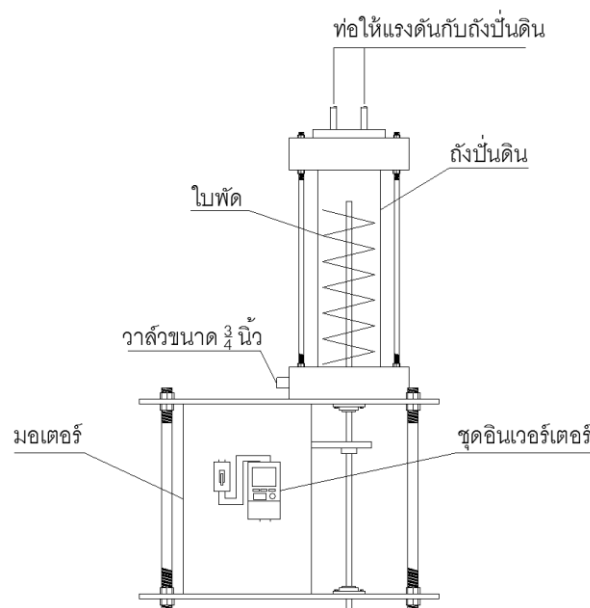
2.7.7 ระบบควบคุมแรงดันนํ้าอัตโนมัติ

ในขั้นตอนการยุบตัวคายนํ้าของตัวอย่างนั้น เนื่องจากดินมีปริมาณนํ้าที่สูง ดังนั้นนํ้าที่ถูกขับออกมาจากตัวอย่างจึงมีปริมาณมากตามไปด้วย เมื่อนํ้าถูกขับออกมาก็จะถูกลำเลียงเข้าสู่ถังแยกนํ้าแยกอากาศซึ่งใช้ในการสร้างแรงดันนํ้าด้วย เมื่อความสูงของนํ้าในถังสูงขึ้นโดยแรงดันลมในถังอัดแรงดันคงที่จะทำให้แรงดันนํ้าที่ใช้ในระบบลดลงตามไปด้วย ดังนั้นเพื่อให้แรงดันนํ้าคงที่ ระบบจึงต้องปรับแก้ค่าแรงดันลมซึ่งทำได้โดยการทำงานร่วมกันระหว่างอุปกรณ์จ่ายลมด้วยสัญญาณไฟฟ้า (Electro-Pneumatic regulator) และอุปกรณ์วัด

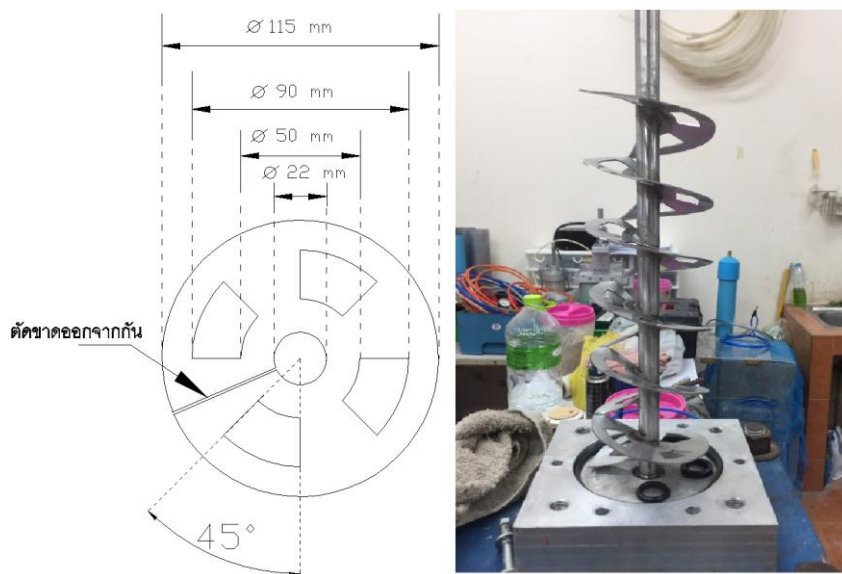
แรงดันน้ำ (Negative & Positive pressure transducer) โดยจะทำงานร่วมกันแบบวนลูบและตรวจสอบค่าแรงดันน้ำทุก ๆ 4 วินาที มีความแม่นยำอยู่ที่ ± 0.5 kPa

2.7.8 เครื่องปั้นดิน

เครื่องปั้นดินที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างนี้มีส่วนประกอบ คือ มอเตอร์ ถังปั้นดิน ใบพัด ชุดควบคุม ความเร็วรอบและทิศทางการหมุนดังภาพที่ 2.32 โดยมีหลักการในการออกแบบคือ มอเตอร์สามารถปรับความเร็วในการหมุนตั้งแต่ 5-60 รอบ/นาที ตัวใบพัดได้ทำการออกแบบขึ้นในลักษณะเกลียวลำเลียงและยังสามารถหมุนตามเข็มนาฬิกาเพื่อนำดินจากด้านบนลงสู่ด้านล่างและหมุนทวนเข็มนาฬิกาเพื่อนำดินจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบนเพื่อให้ตัวอย่างมีความสม่ำเสมอและสามารถกำจัดฟองอากาศได้อย่างทั่วถึง ซึ่งจากการออกแบบใบพัดให้มีช่องว่าง 4 ช่องโดยแต่ละเกลียวห่างกันประมาณ 7.5 ซม. และทำมุมกับแนวระดับประมาณ 45° ดังภาพที่ 2.33 เมื่อทำการเปิดเครื่องให้ใบพัดหมุนตามเข็มนาฬิกาดินเหลวก็จะถูกกดลงสู่ด้านล่างของถังปั้นและดินเหลวจะถูกรีดออกมาจากช่องของใบพัดออกมาเป็นเส้นดินเหลวด้วยแรงดันของใบพัดจะทำให้ฟองอากาศขนาดใหญ่ที่อยู่ภายในดินเหลวระเบิดและยังสัมผัสกับแรงดันลบภายในถังปั้นซึ่งจะช่วยกำจัดฟองอากาศที่มีขนาดเล็กได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น ลักษณะการแตกตัวของฟองอากาศแสดงดังภาพที่ 2.34



รูปที่ 2.32 การออกแบบเครื่องปั้นดิน



รูปที่ 2.33 ใบพัดของเครื่องปั้นดิน

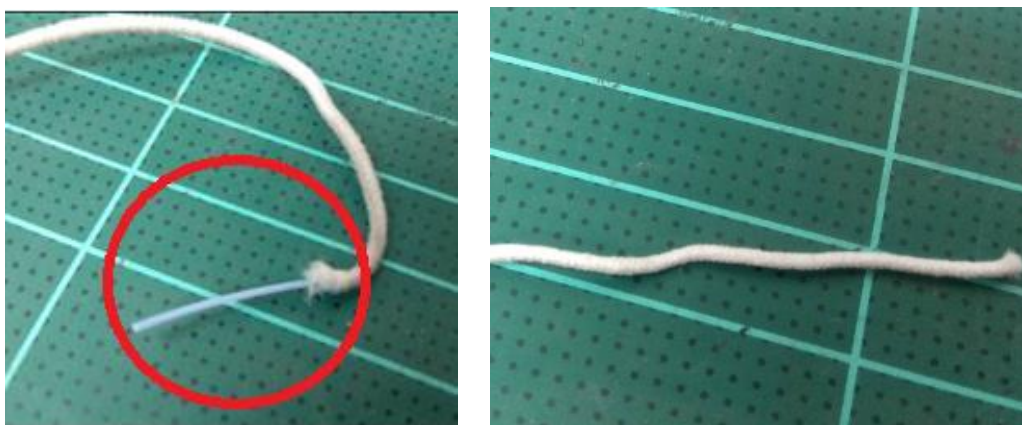


รูปที่ 2.34 ฟองอากาศที่ระเบิดออกมาจากดินเหลว

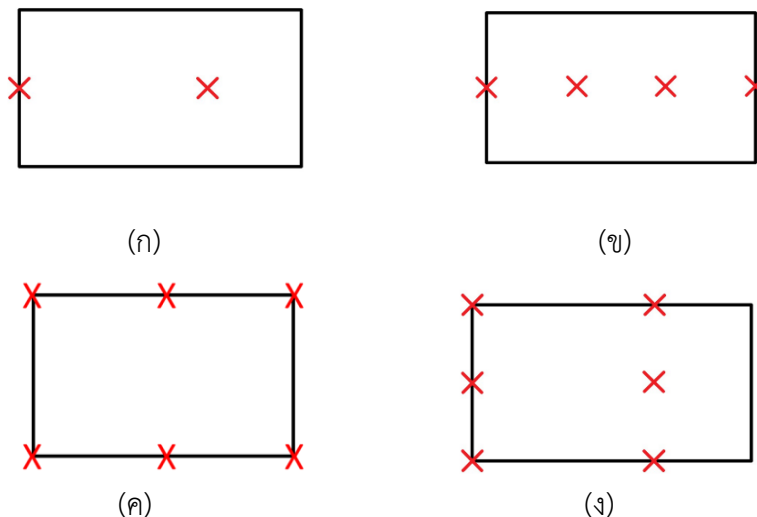
2.8 การเร่งการทรุดตัวของคาน้ำในทดสอบคุณสมบัติการรับแรงเฉือนแบบความเครียดในระนาบ

เนื่องจากการทดสอบในการทดสอบคุณสมบัติการรับแรงเฉือนแบบความเครียดในระนาบน้ำมีขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างที่ใช้เวลานานเนื่องจากต้องรอให้ดินสร้างโครงสร้างผ่านกระบวนการอัดตัวคาน้ำให้เสร็จเสียก่อน ดังนั้น มาฆวัฒน์ ต้นจินตนารัตน์ และ เอกรัศม์ ศิลป์ทองทิพย์ ในปี 2562 จึงได้มีการศึกษาวิธีการเร่งการทรุดตัวเพื่อลดระยะเวลาในการเตรียมตัวอย่างลงโดยอาศัยหลักการลดระยะทางการระบายน้ำ

โดยเสริมเส้นใยเข้าไปในตัวอย่างดิน อย่างไรก็ตามการเสริมเส้นใยเข้าไบนั้นอาจจะไปกระทบต่อพฤติกรรม การรับแรงและการเสียรูปรวมถึงลักษณะของแถบแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้นการเลือกเส้นใยที่จะนำมาเสริม นั้นจะต้องเป็นเส้นใยสามารถยึดหดตัวได้ภายใต้แรงกระทำที่ต่ำ ติดตั้งง่ายและมีราคาถูก ดังนั้นงานศึกษาดังกล่าว จึงเลือกใช้ยางยืดขอบกางเกงที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 1.5 มิลลิเมตร จากนั้นทำการดึงยางยืดที่อยู่ตรงกลางดังแสดงในรูปที่ 2.35 ออกเพื่อให้เส้นใยนิ่มขึ้นและลดแรงดึงกลับซึ่งจะเป็นการเสริมแรงให้ดิน ตัวอย่าง หลังจากนั้นนำเส้นใยเข้ามาติดตั้งที่ฐานหินพรุน (Porous Stones) ในจำนวนและตำแหน่งที่แตกต่าง กันดังแสดงในภาพที่ 2.36



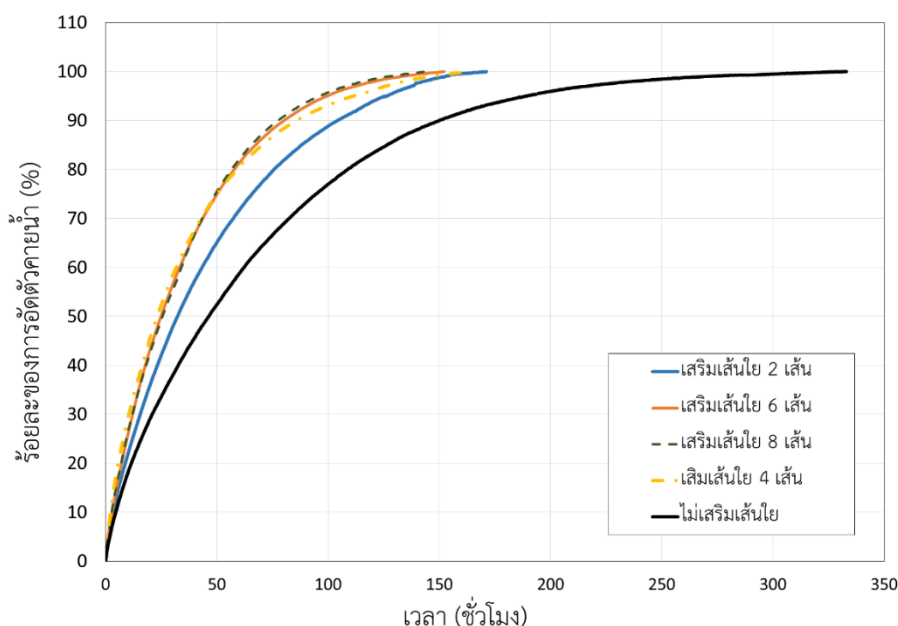
รูปที่ 2.35 เส้นใยสังเคราะห์ที่นำมาใช้ในการเร่งการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 2.36 ติดเส้นใยเข้ากับแท่นกวด้านล่างและด้านบน (ก) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 1 (2 เส้น), (ข) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 2 (4 เส้น), (ค) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 3 (6 เส้น) และ (ง) รูปแบบการติดตั้งเส้นใยของตัวอย่างที่ 4 (8 เส้น)

ตัวอย่างดินเหนียวที่ใช้มาจาก บางซื่อ-ตลิ่งชัน โดยจะนำตัวอย่างดินมาทำลายโครงสร้างใหม่ด้วยนำไปผสมกับน้ำที่ผ่านการกรองด้วยระบบ Reverse Osmosis และนำไปตากในที่ร่ม จากนั้นทำการทุบจนเป็นเกร็ด และนำไปผสมน้ำปั่นด้วยเครื่องปั่น ซึ่งตัวอย่างดินจะต้องผสมน้ำด้วยค่า Liquid limit ที่ 1.2 เท่า พร้อมทั้งให้แรงดันลบที่ 80 kPa เพื่อกำจัดฟองอากาศออกจากตัวอย่าง จากนั้นทำการดันตัวอย่างดินเข้าสู่เซลล์ทดสอบ ด้วยกระบวนการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติ โดยก่อนทำการดันตัวอย่างเข้าสู่เซลล์ทดสอบต้องทำการสอบเทียบ อุปกรณ์ทุกชนิดที่ใช้ในการทดสอบเพื่อให้ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบมีความเชื่อถือ และยังทำการไล่อากาศออกจากระบบทดสอบ เมื่อตัวอย่างดินเริ่มต้นกระบวนการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติแล้ว จะใช้หลักการของ Asaoka (1987) ในการตรวจสอบการสิ้นสุด จากนั้นนำตัวอย่างไปทำการทดสอบการเหนือนด้วยเครื่องทดสอบที่ถูกพัฒนาขึ้นในภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ที่อัตราเฉือน 0.5% strain/min

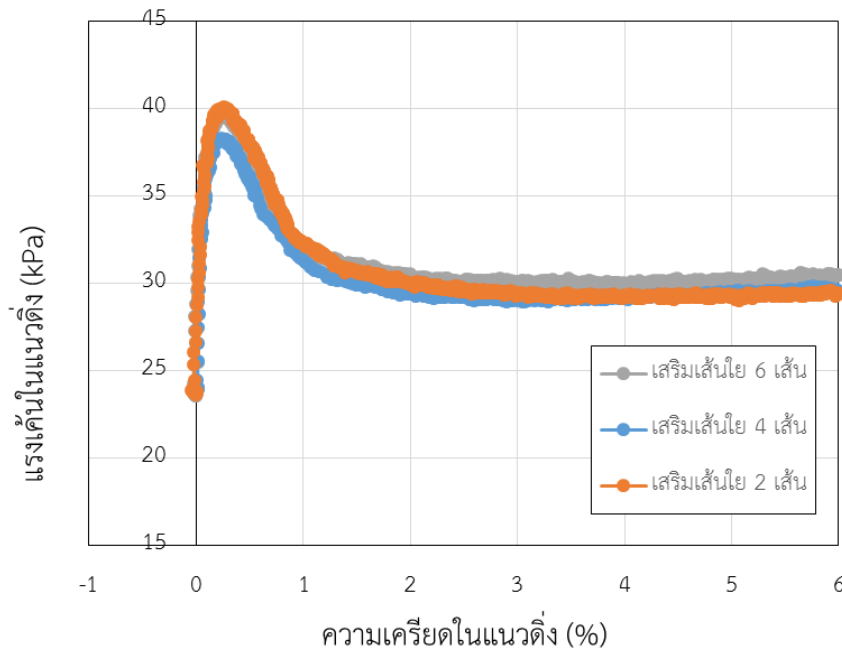
เมื่อทำการเปรียบเทียบระหว่างระยะเวลาการทรุดตัวเทียบกับเวลาดังภาพที่ 2.37 จะพบว่าตัวอย่างมีความเร็วในการทรุดตัวมาขึ้นตามจำนวนเส้นที่ทำการเสริมเข้าไปในตัวอย่าง โดยตัวอย่างที่ทำการเสริมเส้นใยเข้าไปนั้นจะสามารถลดเวลาในกระบวนการอัดตัวคายน้ำไปประมาณครึ่งหนึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้ทำการเสริมเส้นใยเข้าไป นอกจากนี้ยังพบว่าอัตราการทรุดตัวของตัวอย่างที่เสริมเส้นใยเข้าไปที่ 4, 6 และ 8 เส้นนั้นมีความใกล้เคียงกันอันเนื่องมาจากระยะทางไกลสุดที่น้ำจะไหลในแนวราบไม่มีความแตกต่างกันมาก แต่อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่มีจำนวนเส้นใยมากที่สุดก็จะมีอัตราการทรุดตัวที่เร็วกว่าเนื่องจากมีค่าเฉลี่ยของค่าความสามารถในการไหลซึมผ่านที่สูงกว่านั่นเอง



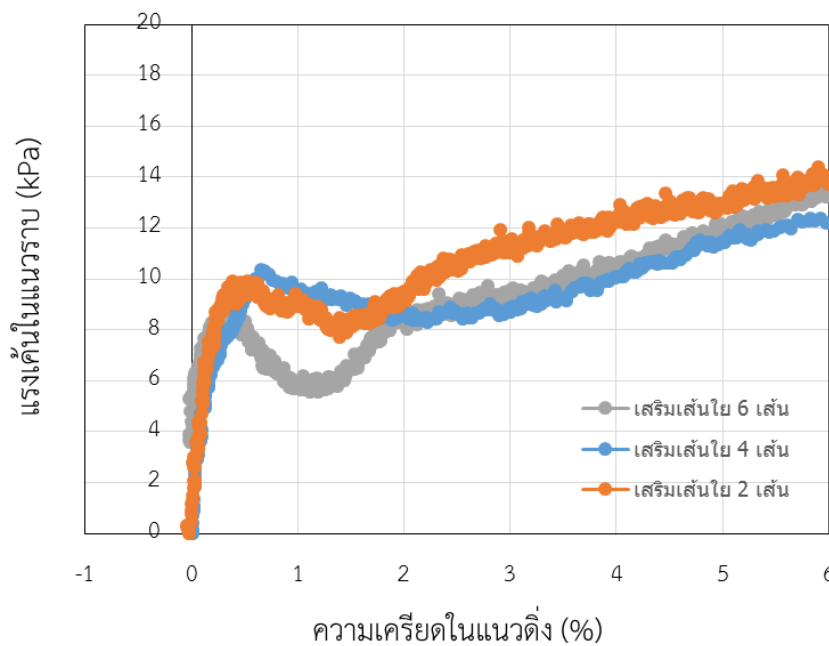
รูปที่ 2.37 การเปรียบเทียบความเร็วในการทรุดตัว

นอกจากจะศึกษาอัตราการทรุดตัวแล้ว สิ่งหนึ่งที่จะต้องคำนึงถึงอย่างยิ่งคือผลกระทบของเส้นใยที่เสริมเข้าไปในตัวอย่างดินเหนียวต่อพฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปรวมทั้งพฤติกรรมการเกิดแถบแรงเฉือนที่

เกิดขึ้น จากผลการทดสอบการรับแรงเฉือนของทั้ง 3 ตัวอย่าง โดยการใส่เส้นใยที่ 2, 4 และ 6 เส้น ดังแสดงในรูปที่ 2.38 พบว่า เมื่อตรวจสอบค่า Vertical Stress กับ % Strain แล้วทั้ง 3 ตัวอย่างมีทิศทางไปในทางเดียวกัน โดยเริ่มต้นการเฉือนด้วยแรง 25 kPa ไปจนถึงจุด Peak ที่ 40 kPa และกลับมาคงที่สภาวะ residual ที่ 30 kPa และลักษณะกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Horizontal Stress กับ % Strain ก็ยังมีทิศทางแบบเดียวกันอีกด้วย

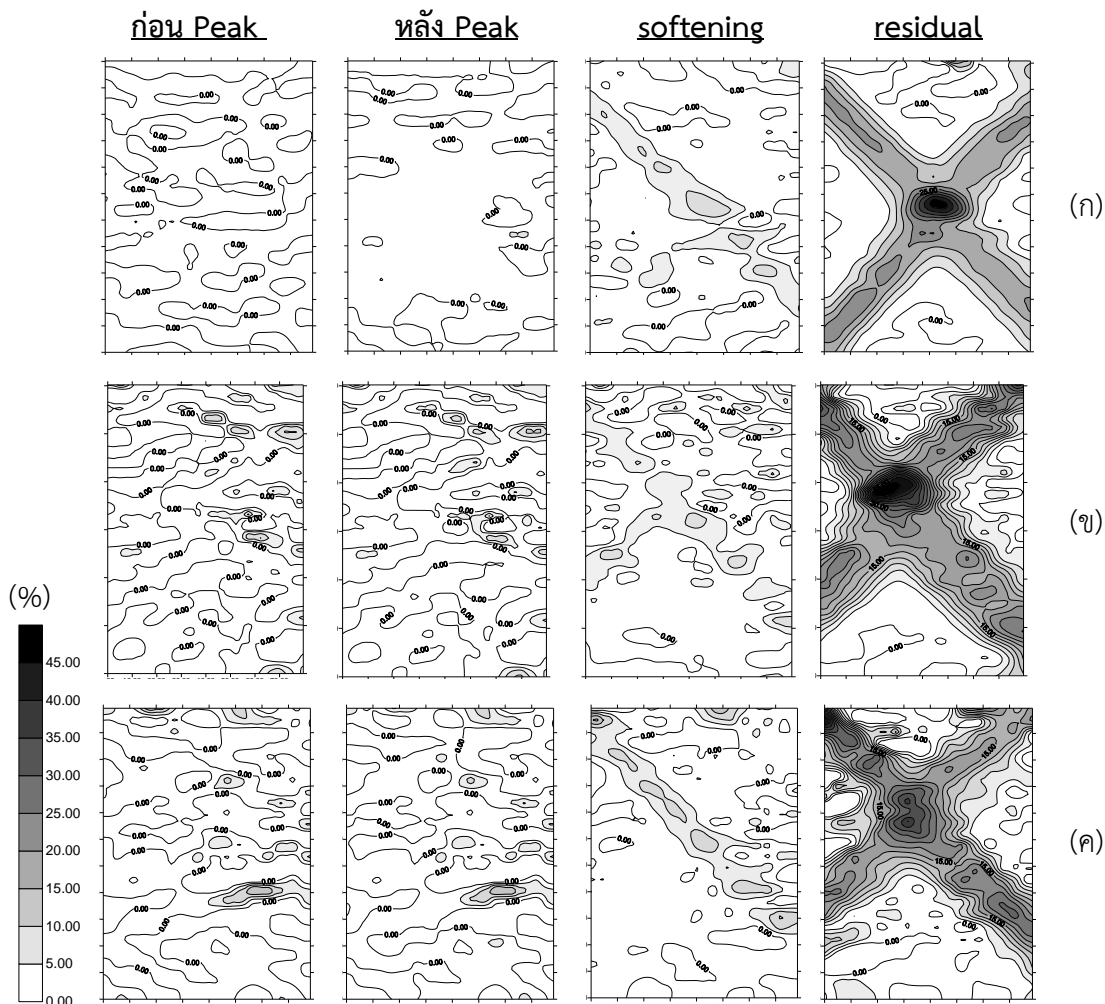


รูปที่ 2.38 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นและความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 2.39 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเค้นในแนวราบกับความเครียดในแนวตั้ง

จากการประมวลผลแถบแรงเฉือนด้วยภาพถ่ายดังแสดงในรูปที่ 2.40 พบว่าระดับการวิบัติมีลำดับ
 เกิดเกิดแถบแรงเฉือนไปในทิศทางเดียวกันและเมื่อเข้าสู่สภาวะการเฉือนที่จุด Residual ระบายการเฉือนไม่
 เปลี่ยนแปลงโดยทุกตัวอย่างจะเกิดแถบแรงเฉือนทำมุม 45 องศาเสมอ



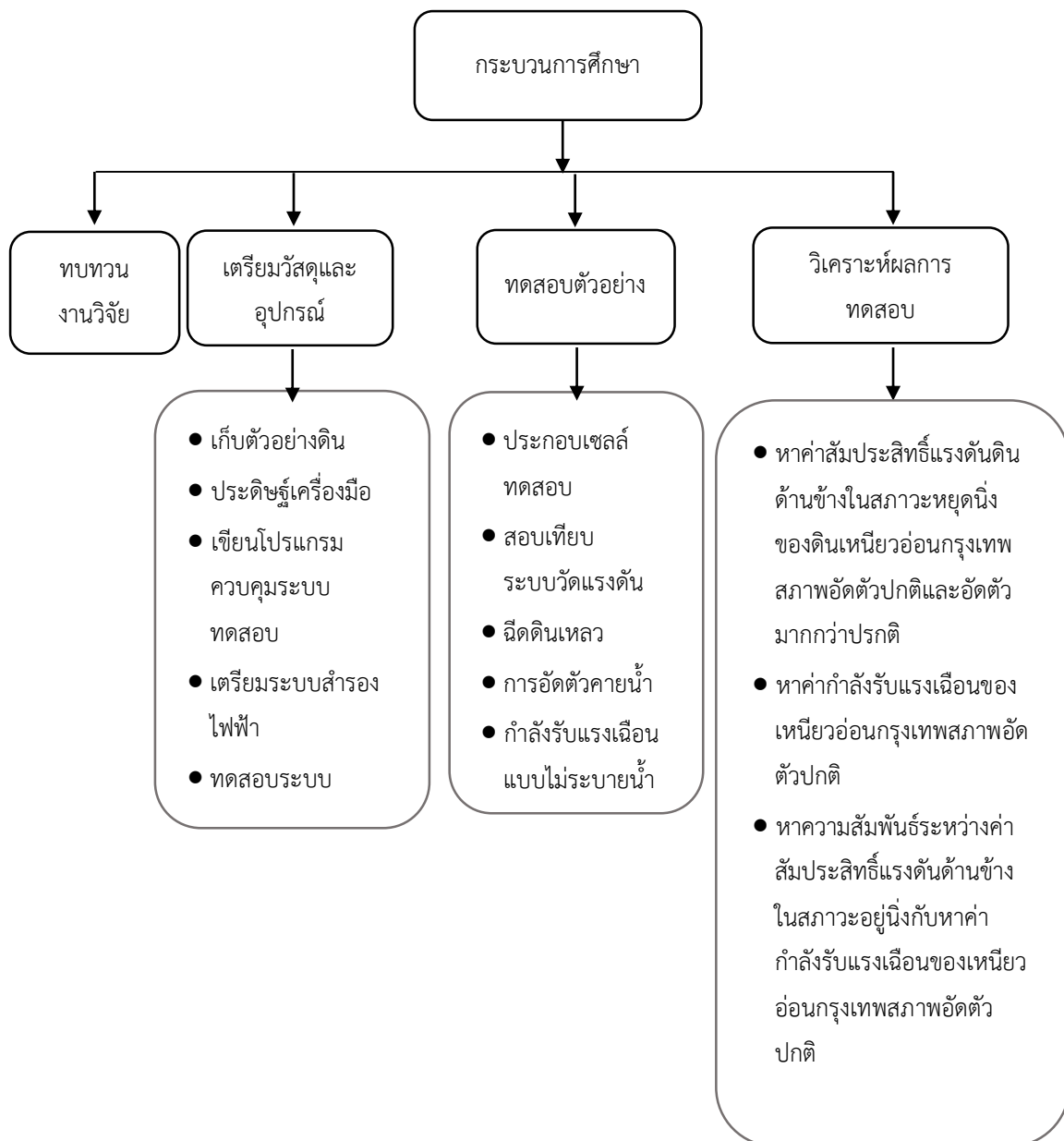
รูปที่ 2.40 Vertical Strain Field (ก) เสริมเส้นใย 2 เส้น, (ข) เสริมเส้นใย 4 เส้น, (ค) เสริมเส้นใย 6 เส้น

บทที่ 3

วิธีการศึกษา

3.1 บทนำ

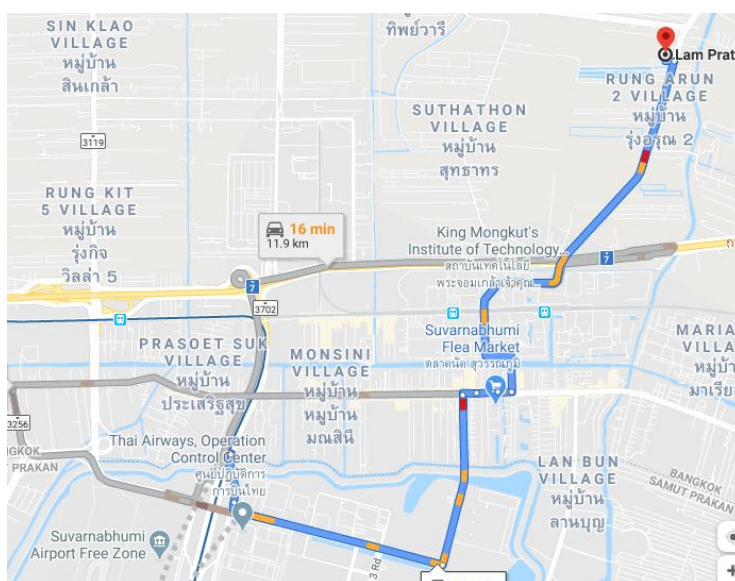
ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการศึกษาในกระบวนการของการทำงาน โดยขั้นตอนการดำเนินงานสามารถแบ่งได้เป็น 4 ส่วน แสดงในแผนภาพ ดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.1 ผังกระบวนการทำงาน

3.2 การจัดหาตัวอย่างดินเหนียว

ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความลึก 3-4 เมตร ตั้งอยู่ในเขตลาดกระบัง จังหวัดกรุงเทพมหานครที่พิกัด $13^{\circ}44'54.6''N$ $100^{\circ}47'33.5''E$ ซึ่งห่างจากสนามบินสุวรรณภูมิไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือเป็นระยะทางประมาณ 7 กิโลเมตร ดินที่นำมาใช้นั้นมีค่าปริมาณน้ำตามธรรมชาติ (Natural water content) เท่ากับ 120% ค่าพิกัดพลาสติก (Plastic Limit) และค่าพิกัดเหลว (Liquid Limit) ที่ 54% และ 122% ซึ่งเมื่อทำการจำแนกประเภทดินตามระบบ Unified Soil Classification จะได้เป็น CH และเมื่อนำไปหาค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific gravity) มีค่าเท่ากับ 2.74 เมื่อพิจารณาค่าปริมาณน้ำจะพบว่าดินนี้เป็นดินที่มีค่าปริมาณน้ำสูงและเป็นดินเหนียวอ่อนมากเนื่องจากมีค่าปริมาณน้ำตามธรรมชาติใกล้เคียงกับค่าพิกัดเหลว



รูปที่ 3.2 รูปที่ตั้งที่สถานที่ที่เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อน

3.3 วิธีการทดสอบตัวอย่าง

การทดสอบและพัฒนาระบบอัตโนมัติ จะดำเนินการทั้งหมดภายในมหาวิทยาลัยบูรพา โดยแบ่งเป็นหัวข้อต่างๆได้ดังนี้

3.3.1 เครื่องมือเครื่องมื่อและอุปกรณ์

เครื่องมือและอุปกรณ์จะใช้มีพื้นฐานมาจากเครื่องมือที่ใช้ทดสอบคุณสมบัติภายใต้สภาวะแวดล้อม ความเครียดถูกพัฒนาขึ้นโดยได้รับงบประมาณสนับสนุนโครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา รหัสโครงการ 222943 สัญญาเลขที่ 150/2559 เรื่อง “การศึกษาอิทธิพลของแรงเค้นอัดในอดีตที่มีผลต่อพฤติกรรมการเสียรูปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบความเครียดในระนาบ” ดังได้อธิบายองค์ประกอบและหลักการทำงานไปแล้วในบทที่ 2 แต่จะมีการปรับปรุงและพัฒนาเพิ่มเติมในเรื่องของวิธีการควบคุมใน

ขั้นตอนการอัดตัวคายนํ้า และเงื่อนไขสภาวะแวดล้อมให้เป็นแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (axisymmetric condition) ในขั้นตอนการเหือน เนื่องการสภาวะการเหือนดังกล่าวนั้นถูกใช้ในงานออกแบบเป็นส่วนใหญ่ในปัจจุบัน โดยมีขนาดของตัวอย่างก่อนทำการเหือนที่กว้าง 90 mm ลึก 50 mm และสูง 132 mm

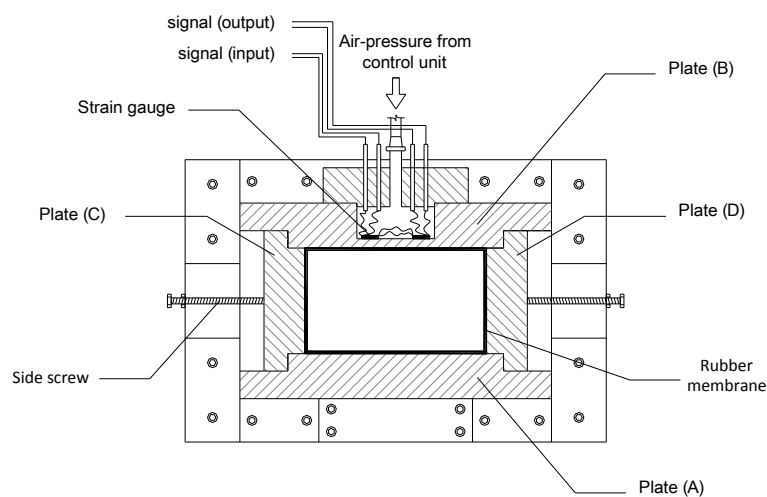
3.3.2 ขั้นตอนการทดสอบ

วิธีการเตรียมตัวอย่างและขั้นตอนการทดสอบสามารถสรุปเป็นขั้นตอนได้ดังต่อไปนี้

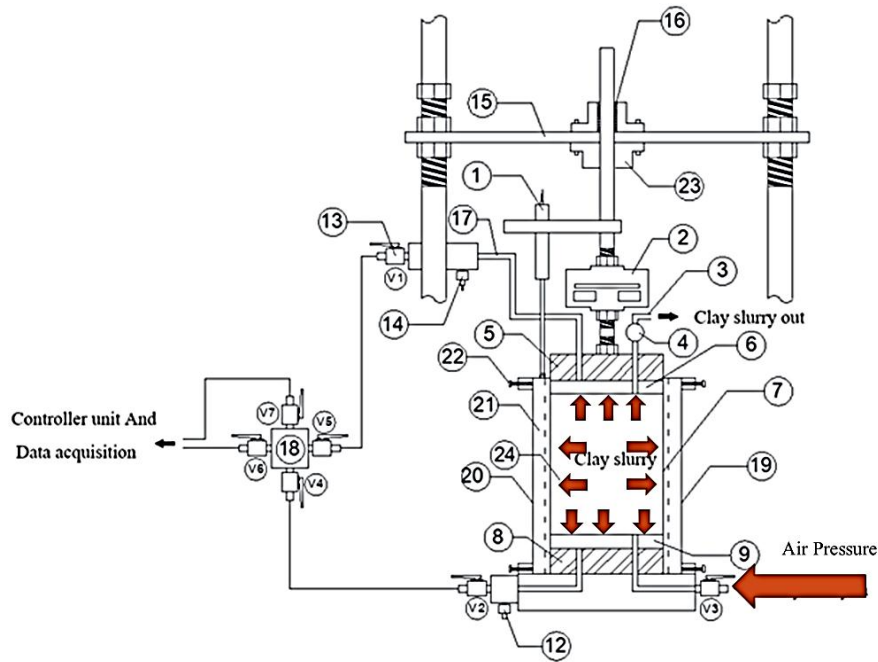
1. ทำการติดตั้งถังยางและประกอบชุดเครื่องมือโดยใช้เงื่อนไขสภาวะแวดล้อมแบบการหลุดตัวใน 1 มิติดังแสดงในรูปที่ 3.3 จากนั้นทำการตรวจสอบความสมบูรณ์ของระบบสำรองไฟและระบบเตือนไฟฟ้าดับ
2. ทำการติดตั้งเส้นใยจำนวน 2 เส้นเพื่อใช้ในการเร่งกระบวนการอัดตัวคายนํ้า จากนั้นทำการติดตั้งถังยางให้ได้ตามความสูงของตัวอย่างรวมกับค่าการหลุดตัวที่คำนวณไว้ ทิ้งไว้อย่างน้อย 24 ชั่วโมงเพื่อให้พฤติกรรมการดึงตัวกลับของถังยางเป็นแบบ Elastic ให้มากที่สุด
3. ทำการปรับระยะการดึงถังยางให้กลับมากที่ค่าระยะยึดเท่ากับศูนย์ซึ่งก็คือค่าความสูงของตัวอย่างดินก่อนทำการเหือน จากนั้นจึงทำการสอบเทียบอุปกรณ์วัดค่าหน่วยแรงต่างๆ ซึ่งทำได้โดยการใส่แรงดันลมเข้าไปในเซลล์ทดสอบเพื่อจำลองสภาวะที่มีแรงดันมากระทำดังแสดงในรูปที่ 3.4
4. สอบเทียบอุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่ซึ่งจะประกอบไปด้วย Linear Variable Differential Transformer (LVDT) ของ Omega รุ่น LD610-100 จำนวน 2 ตัว
5. สอบเทียบผลการหบของอุณหภูมิต่อการวัดค่าแรงดันด้านข้างเพื่อหาค่า b ในสมการที่ 2.15
6. สอบเทียบผลการหบของแรงดึงกลับของถังยางต่อค่าความเค้นอัดในแนวตั้งเพื่อหาค่า d ในสมการที่ 2.14
7. เตรียมดินเหลวโดยใช้เครื่องผสมดินชนิดพิเศษซึ่งได้อธิบายส่วนประกอบและหลักการทำงานแล้วในหัวข้อ 2.7.8 กระบวนการเริ่มจากนำตัวอย่างที่เก็บจากภาคสนามมาผสมนํ้าประปาให้เหลวเป็นครีม จากนั้นเกลี่ยดินเหลวที่เตรียมไว้แล้วลงบนแผ่นพลาสติกให้มีความหนาประมาณ 1 มิลลิเมตร ตากให้แห้งในอุณหภูมิห้องแล้วนำมาบดให้เป็นเกล็ดดินขนาดเล็กประมาณ 5-7 มิลลิเมตร จากนั้นนำเกล็ดดินที่ได้ผสมกับนํ้าที่ผ่านกระบวนการกรองแบบ Reverse Osmosis (RO) ในเครื่องผสมดินชนิดพิเศษโดยให้มีค่าปริมาณความชื้นมากกว่า liquid limit เพื่อให้กลับไปอยู่ในสภาวะของเหลว ทำการปั่นดินให้เข้ากับนํ้าโดยระหว่างนี้จะทำการใส่แรงดันสุญญากาศที่มีค่าเท่ากับ -60 kPa เข้าไปในถังปั่น ปั่นจนดินเป็นเนื้อเดียวกันแล้วจึงทำการตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยนํ้า (Degree Of Saturation) ในเบื้องต้นโดยการใส่แรงดันสุญญากาศที่มีค่าเท่ากับ -60 kPa เข้าไปในถังปั่นโดยไม่มีการปั่นดินแล้วทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง หากดินเหลวไม่เกิดการแตกร้าถือว่าดินเหลวนี้อิ่มตัวด้วยนํ้า
8. ทำการไล่อากาศออกจากระบบทดสอบ กระบวนการนี้ทำได้โดยการเติมนํ้าที่ถูกกำจัดอากาศ (De-airing water) เข้าไปในถังยางที่ถูกติดตั้งไว้ก่อนหน้านี้นี้ผ่านทาง Ball Valve หมายเลข 10 ในรูปที่ 3.5 นํ้าที่ใส่

เข้าไปจะเริ่มไล่อากาศออกจากหินพรุนด้านล่างขึ้นไปสู่ท่อระบายดินหมายเลข 11 ในรูปที่ 3.5 เมื่อมีน้ำล้นออกจากท่อก็จะทำการปิดท่อดังกล่าวไว้ชั่วคราว จากนั้นทำการปิด Ball Valve หมายเลข 10 แล้วเปิด Ball Valve หมายเลข 4 แล้วทำการดูน้ำออก น้ำที่ถูกดูออกก็จะทะลุผ่านหินพรุนด้านบนแล้วนำพาเอาอากาศที่อยู่ในระบบทั้งหมดกลับเข้าไปในถังอัดแรงดันน้ำหมายเลข 13 ทำขั้นตอนดังกล่าวประมาณ 6 ถึง 8 รอบหรือจนกว่าจะไม่มีอากาศไหลเข้าไปในถังอัดแรงดันน้ำ

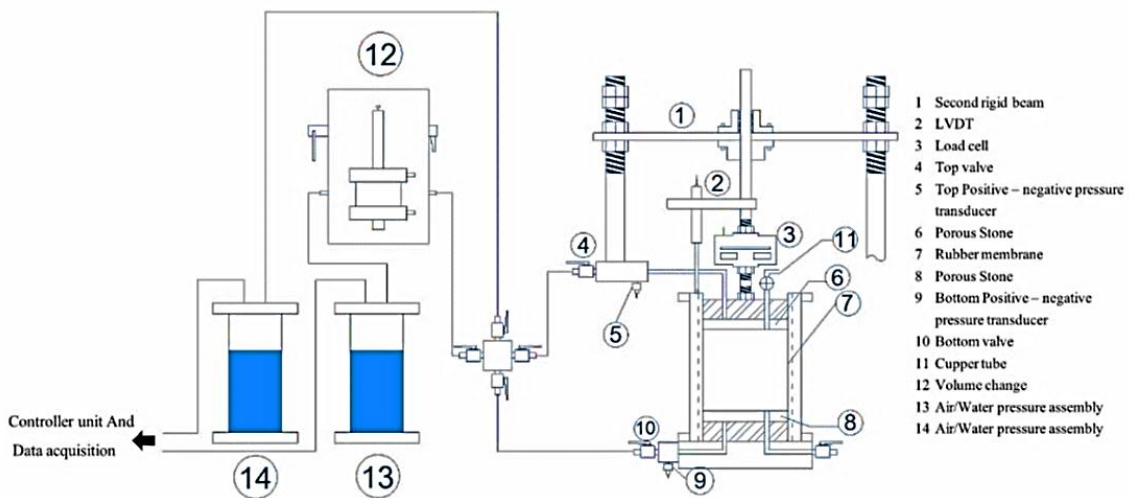
9. นำดินเหลวออกจากถังปั่นดินโดยการดูตูดอกเนื่องจากไม่ต้องการให้ดินที่ถูกกำจัดอากาศแล้วกลับไปสัมผัสอากาศอีกครั้งและดินเหลวนั้นยังคงสภาพอิมพัลด้วยน้ำก่อนฉีกเข้าไปในเซลล์ทดสอบ ดินเหลวจะถูกดูเข้ากระบอกฉีดโดยใช้ระบบการดูตูดังแสดงในรูปที่ 3.6 ท่อลำเลียงดินจะเชื่อมต่อระหว่างกระบอกฉีดดินเหลว (หมายเลข 4) เข้ากับ Ball Valve หมายเลข 3 ซึ่งอยู่ด้านล่างของเครื่องปั่นดินแล้วปล่อยแรงดูตูดในถังปั่นดินให้เป็นค่าแรงดันบรรยากาศโดยทำการเปิด Ball Valve หมายเลข 1 และ 2 หลังจากนั้นให้แรงดันลมติดลบกับกระบอกอัดฉีดดินเหลวที่ตำแหน่งหมายเลข 5 แรงความเร็วรอบของใบพัดเครื่องปั่นดินไปที่ 60 รอบ/นาาที ในทิศทางตามเข็มนาฬิกาเพื่อช่วยผลักดันเหลวให้ไหลเข้าสู่กระบอกอัดฉีดดินโดยไม่ทำให้เกิดฟองอากาศ ในขณะที่ถ่ายดิน ใบพัดที่หมุนตลอดเวลาจะช่วยเกลี่ยผิวดินเหลวให้ผิวหน้ามีระดับเสมอกันซึ่งจะไม่ทำให้ดินเหลวนั้นถูกดูตูดแบบกระจุกตัวจนเกิดรูอากาศทะลุลงไปด้านล่างและไหลเข้าสู่กระบอกอัดฉีดดิน เมื่อดินเหลวไหลเต็มกระบอกแล้วจะนำแผ่นไดอะแฟรมอลูมิเนียมซึ่งซีล (Seal) ด้วยโอริง (O-Ring) ดังแสดงในรูปที่ 3.7 ทำการเปิดวาล์วด้านบนแล้วกดลงไปที่ด้านบนของกระบอกอัดฉีดดินเพื่อไล่อากาศออกจนหมดจากนั้นทำการปิดวาล์ว



รูปที่ 3.3 การประกอบเซลล์ทำสอบโดยมีเงื่อนไขสถานะแวดล้อมแบบการทรุดตัวใน 1 มิติ



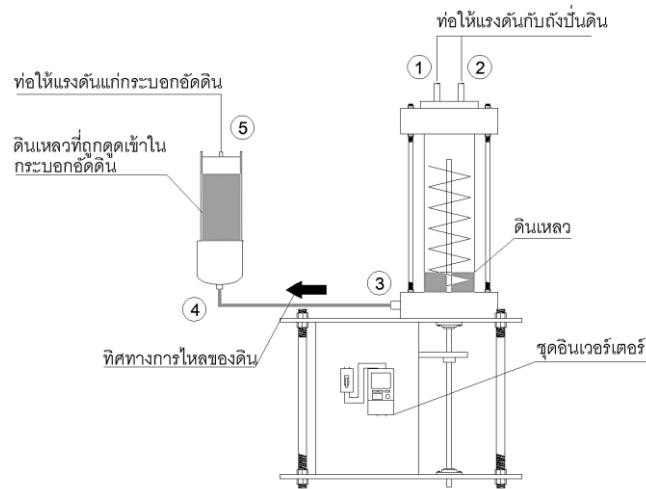
รูปที่ 3.4 การสอบเทียบอุปกรณ์วัดความเค้นแบบต่างๆ



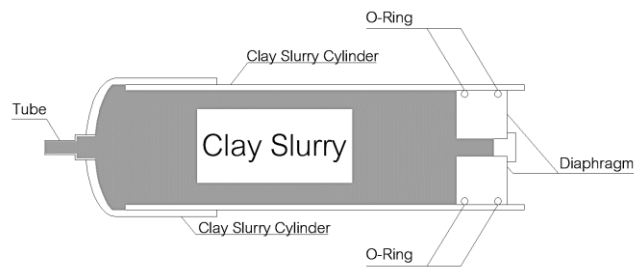
รูปที่ 3.5 แสดงส่วนต่าง ๆ ของระบบการไล่อากาศ

10. ฉีดดินเหลวเข้าไปในเซลล์ทดสอบที่ติดตั้งถุงยางไว้ภายใน ภายในถุงยางนั้นจะบรรจุน้ำที่ถูกกำจัดอากาศเข้าไปเต็มถุงและถุงยางจะต้องถูกดึงขึ้นตามระยะการทรุดตัวในแนวตั้งที่คำนวณไว้ก่อนทำการฉีดดินเหลวเข้าไป ในการฉีดดินเหลวเข้าไปในเซลล์ทดสอบนั้นจะใช้แรงกดจากกระบอกนิวเมติกกดผ่านแผ่นไดอะแฟรมอลูมิเนียมดังแสดงในรูปที่ 3.8 เพื่อดันดินออกจากกระบอกให้ไหลเข้าเครื่องทดสอบโดยการต่อท่อจากกระบอกอัดฉีดดินเหลวเข้ากับเครื่องทดสอบก่อน ในขั้นตอนนี้อถือเป็นขั้นตอนที่สำคัญมากอย่างหนึ่ง เนื่องจากถ้าการเชื่อมต่อบรรยากาศเข้าด้วยกันโดยมีอากาศตกค้างอยู่จะส่งผลทำให้ระบบที่เตรียมไว้สูญเสียสภาพ

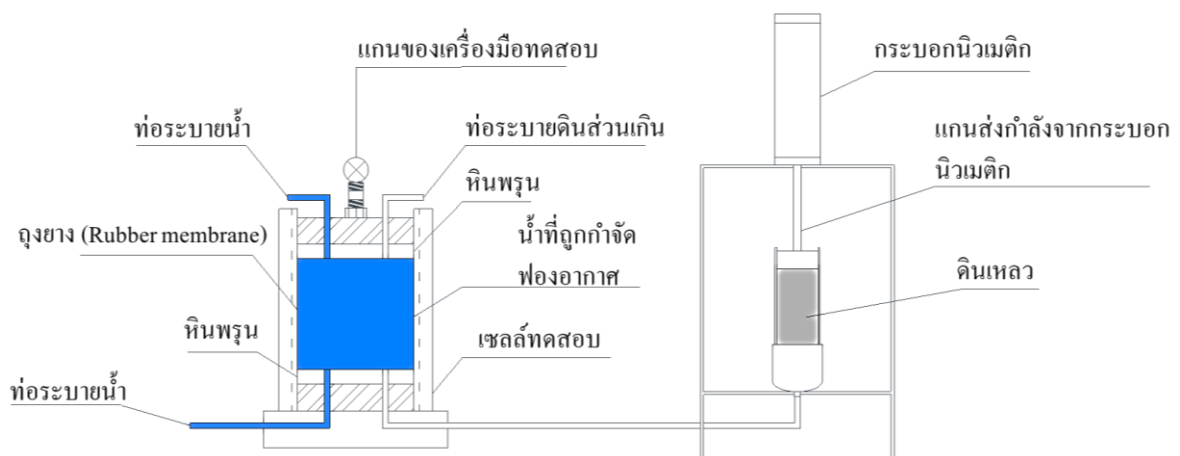
การอิมตัวด้วยน้ำ ดังนั้นก่อนการเชื่อมระบบจะต้องปล่อยน้ำที่อยู่ในถุงยางออกมาทางวาล์วด้านล่างของเซลล์ทดสอบเพื่อไล่อากาศที่ค้างอยู่ในท่อลำเลียงดินเหลวให้ระบายออกมา



รูปที่ 3.6 บรรจุดินเข้าสู่กระบอกดินจากเครื่องปั่นดิน



รูปที่ 3.7 ภาพตัดของกระบอกอัดฉีดดินเหลว

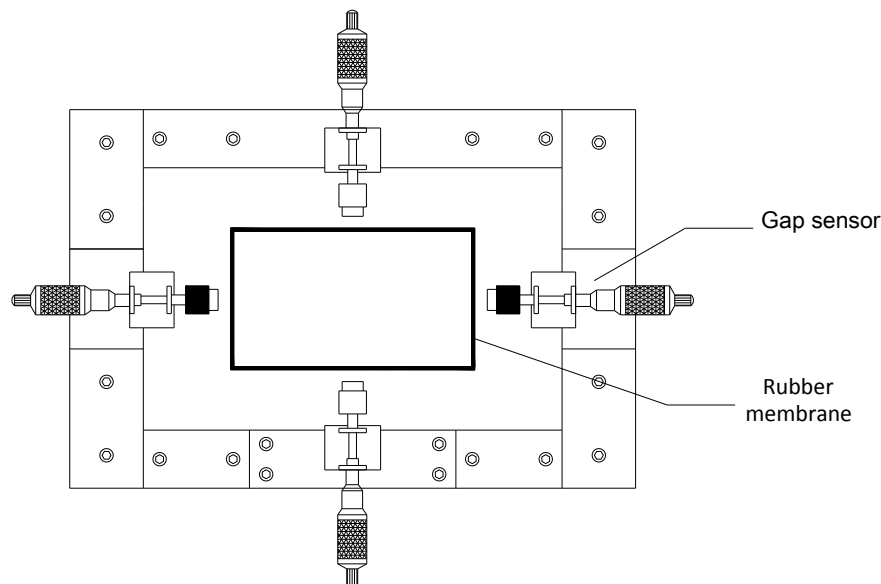


รูปที่ 3.8 การติดตั้งกระบอกดินเข้าสู่เครื่องดันดินเพื่อทำการดันดินเข้าสู่เครื่องมือการทดสอบ

ในการดันดินเหลวเข้าสู่เครื่องมือทดสอบ ดินเหลวจะไหลจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบน ระหว่างนี้จะค่อยๆ ระบายน้ำส่วนเกินที่อยู่ภายในถุงยางออกทางท่อระบายน้ำและดินส่วนเกิน ฉีดดินเหลวจนมีดินเหลวส่วนเกิน ไหลออกมาจากท่อระบาย จากนั้นทำการซีล (Seal) ท่อระบายดินและน้ำส่วนเกิน หลังจากดินเหลวไหลเข้าไป จนเต็มจะมีการวัดระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of Saturation) ของตัวอย่างดินด้วยการใช้สมการที่ 3.1 เมื่อพบว่าดินมีระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำมากกว่า 98% จึงค่อยทำการ Consolidation ตัวอย่างเพื่อสร้าง โครงสร้างดินต่อไป

$$Sr\% = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} \times 100 = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_h} \times 100 = \frac{\Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v} \times 100 \quad (3.1)$$

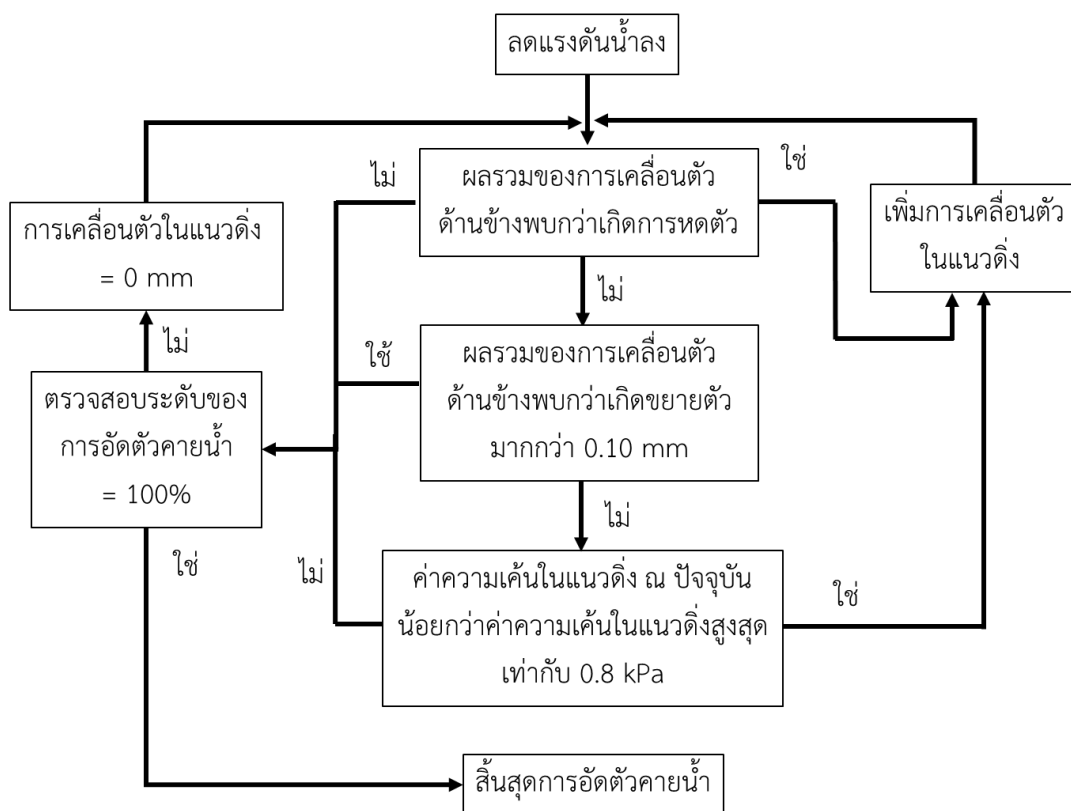
11. ทำการสร้างโครงสร้างดินเหนียวประกอบตัวใหม่ด้วยวิธีการอัดตัวคายน้ำโดยเปิดใช้งานระบบที่ 1 และ 2 ของ Load frame (หัวข้อ 2.7.6) เปิด Ball Valve ให้น้ำไหลออก รอจนการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลง
12. ทำการเปลี่ยนเงื่อนไขสภาวะแวดล้อมของอุปกรณ์ทดสอบให้เป็นแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (axisymmetric condition) โดยต้องทำให้ Total Lateral Stress มีค่าเท่ากับศูนย์ก่อนซึ่งขั้นตอนคือ ลดแรงดันน้ำ (Negative Pore-water Pressure, u) และค่าความเค้นในแนวตั้ง (Total Vertical Stress) ลง เท่ากับค่า Total Lateral Stress ที่วัดได้จากอุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้างในขณะนั้น รอจนกว่าค่า Total Lateral Stress จะเข้าสู่ศูนย์ หลังจากนั้นทำการปลดแผ่นประกบออกทุกด้านเพื่อให้เสียรูปด้านข้างได้อย่างอิสระตรงตามสภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (Axisymmetric Condition) ดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 เงื่อนไขสภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (Axisymmetric Condition)

13. อัดตัวคายน้ำครั้งที่ 2 เนื่องจากการปลดแค้นประกบด้านข้างทั้งสี่ด้านในขั้นตอนที่ 12 นั้นเป็นการยากอย่างยิ่งที่จะไม่ทำให้ดินตัวอย่างไม่ถูกรบกวน ดังนั้นจึงต้องกลับไปเริ่มกระบวนการอัดตัวคายน้ำใหม่อีกครั้งเพื่อให้ดินตัวอย่างกลับมามีอยู่ในสถานะไม่ถูกรบกวน แต่เนื่องจากในขั้นตอนที่ 12 ปลดแค้นประกบออกทั้งหมดแล้วทำให้ไม่สามารถใช้วิธีการในขั้นตอนที่ 11 ได้ ด้วยเหตุนี้การอัดตัวคายน้ำในครั้งที่สองจะต้องใช้วิธีลดแรงดันน้ำเพื่อเพิ่มแรงเค้นประสิทธิผลให้กับตัวอย่างแทน แต่การลดลงของแรงดันน้ำจะไปเพิ่มค่าความเค้นประสิทธิผลรอบทิศทางซึ่งจะทำให้เกิดการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic Consolidation ซึ่งจะทำให้ไม่สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่หนึ่งได้ ดังนั้นจึงต้องทำการบังคับให้ดินตัวอย่างเกิดการทรุดตัวเฉพาะในแนวตั้งซึ่งสามารถทำได้โดยใช้โปรแกรมควบคุมอัตโนมัติโดยมีหลักการทำงานดังรูปที่ 3.10

ระบบดังกล่าวจะทำงานร่วมกันระหว่างตัวโหลดเฟรมกับ Inductive Sensor Displacement ของ Keyence รุ่น EX-205 จำนวน 4 ตัวที่ติดตั้งไว้ด้านข้างของตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 3.9 ระบบจะทำงานจนการอัดตัวคายน้ำหลักสิ้นสุดลง จากนั้นก็จะทำการวัดค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งและแนวราบเพื่อนำไปคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่หนึ่งต่อไป



รูปที่ 3.10 หลักการทำงานของโปรแกรมควบคุมอัตโนมัติที่ใช้ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำครั้งที่ 2

14. ทำการเลื่อนตัวอย่าง โดยจะทำการล๊อคแกนกระบอกนิวเมตริกด้านบนไว้ไม่ให้เคลื่อนที่ แล้วใช้คอมพิวเตอร้งานผ่านโปรแกรมและชุดควบคุมไปยังเซอร์โวมอเตอร์ (ระบบที่ 4 ของ load frame ในหัวข้อ

2.7.6) ทำให้แกนของชุดอุปกรณ์เคลื่อนที่ขึ้นไปจะเรียกการเฉือนแบบนี้ว่า “Strain control” หลังจากนั้น อุปกรณ์วัดคุม (Tranducer) ทั้งหมดที่ได้ติดตั้งเอาไว้ ก็จะส่งค่าที่วัดได้กลับมายังชุดควบคุมเพื่อทำการเก็บ ข้อมูลตามเวลาที่กำหนด โดยการเฉือนนี้จะเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain condition) ใช้อัตราการเฉือน เท่ากับ 0.5 %Stain/min ทำการเฉือนจนตัวอย่างเสียหายที่ 12% Strain

15. สำหรับการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปรกติ (Over-consolidated Clay, OC Clay) นั้น เมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในขั้นตอนที่ 11 ซึ่งดินตัวอย่างจะอยู่ในสถานะอัดตัวปรกติ (Normally Consolidated Clay, NC Clay) ก็จะสั่งให้โหลดเฟรมทำการลดค่าแรงเค้น ในแนวตั้งลงซึ่งจะทำให้ค่า Over-Consolidation Ratio (OCR) มากกว่า 1 จากนั้นรอนการบวมตัวกลับของ ดินสิ้นสุดลงก็จะทำการวัดค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งและแนวราบเพื่อนำไปคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งต่อไป

16. ทำการวิเคราะห์ผลการทดสอบ

บทที่ 4

การทดลองและการผลทดลอง

4.1 บทนำ

สำหรับการทดสอบหาสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) และสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) และหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain shear strength) กับค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งนั้นต้องเริ่มจากเตรียมตัวอย่างดินเหนียวประกอบตัวใหม่ที่ผ่านการสร้างโครงสร้างใหม่ด้วยกระบวนการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติ เมื่อกระบวนการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงจะสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งได้โดยใช้สมการที่ 2.1 ซึ่งการวัดแรงเค้นประสิทธิผลด้านข้างนั้นจะสามารถวัดได้โดยใช้อุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้างที่อาศัยหลักการสมดุลของแรงดันลมดั่งที่ได้อธิบายไปแล้วในหัวข้อ 2.7.4 ส่วนการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินนั้นจะทดสอบแบบ k_0 -Consolidation Undrained Tests โดยจะเฉือนดินภายใต้สภาวะแวนดัล้อมแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetric Condition) ในงานวิจัยนี้ตัวอย่างดินถูกเตรียมขึ้นโดยไม่ต้องทำการตัดแต่งตัวอย่างและไม่ต้องเคลื่อนย้ายตัวอย่างออกจากอุปกรณ์เตรียมตัวอย่าง โดยการทดสอบจะใช้เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ได้พัฒนาขึ้นภายในภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา

4.2 การหาค่าคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการทดสอบ

เนื่องจากการเตรียมตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบจะต้องทำการทำลายโครงสร้างดินเดิมของดินที่เก็บมาจากในสนามโดยใช้ปริมาณน้ำสูงก่อนจะสร้างโครงสร้างใหม่ดังนั้นจะต้องทราบค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit, L.L.) ของดินก่อนเพื่อจะได้คำนวณปริมาณน้ำที่ต้องใส่เพิ่มเข้าไปในตัวอย่างดินซึ่งในงานวิจัยนี้ปริมาณน้ำที่จะใช้จะต้องมากกว่าค่าขีดจำกัดเหลวเพื่อให้ดินกลับสู่สภาวะขอเหลวอีกครั้ง ปริมาณน้ำที่ผสมเข้าไปในดินเหลวนั้นมีผลกระทบอย่างมาในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่าง ถ้าใช้ปริมาณน้ำน้อยไปดินจะเหนียวทำให้การกำจัดฟองอากาศในดินนั้นทำได้ยาก และต้องใช้แรงดันที่สูงมากในการทำให้ดินไหลเข้าสู่เซลล์ทดสอบ แต่ถ้าใส่ปริมาณน้ำมากไปก็ต้องตั้งถังสูงๆให้มีความสูงมากขึ้นทำให้มีผลต่อระยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการอัดตัวคายน้ำ โดยรายละเอียดการหาคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการทดสอบมีดังนี้

4.2.1 การทดลองหาขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit หรือ L.L.)

นำดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ประมาณ 150 กรัม มาแบ่งเป็น 2 ส่วนเพื่อใช้ทดสอบ Liquid Limit และ Plastic Limit นำตัวอย่างดินมาผสมน้ำโดยให้น้ำเข้าในดินอย่างทั่วถึง ใช้มีดปาด (Spatula) ตักดินปาดลงบน

ถ้วยทองเหลือง (Casaerade Cup) โดยความหนาของดินตรงกลางประมาณ 1 เซนติเมตร แล้วบากโดยเครื่องมือบาก (Grooving Tool) ให้เป็นร่องตรงกลาง เคาะถ้วยด้วยความเร็วสม่ำเสมอ 2 ครั้งต่อวินาที จนกระทั่งดินตอนล่างของรอยบากเคลื่อนเข้าบรรจบกัน 1 เซนติเมตร แล้วจดบันทึกจำนวนครั้งของการเคาะไว้ โดยทำทั้งหมด 4 ค่า และแต่ละครั้งจำนวนในการเคาะจะมีค่าน้อยลง เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนการเคาะ (N) และความชื้นโดยให้จำนวนการเคาะอยู่ในรูปของ log scale ค่าความชื้นที่จำนวนการเคาะ 25 ครั้ง เรียกว่า "Liquid Limit" (WL หรือ LL)

4.2.2 การทดสอบหาขีดความเหนียวของดิน (Plastic Limit หรือ P.L.)

นำดินที่เหลือจากการทดลอง Liquid Limit มาผึ่งให้หมาดๆ แล้วนำมาปั้นคลึงเป็นแท่งยาวขนาดประมาณ 1 เซนติเมตร แล้วค่อย ๆ คลึงให้ดินเล็กลงจนมีขนาดเท่ากับ 1 หุน (1/8 นิ้ว) แล้วคลึงต่อไปเรื่อยๆ โดยพยายามรักษารูปร่างดังกล่าวดังเดิมจนดินเริ่มแตกปริออก นำดินไปอบหาความชื้น ความชื้นดังกล่าวเรียกว่า Plastic Limit (Wp หรือ PL) ทำซ้ำอีกครั้งเพื่อหาค่าเฉลี่ย

4.2.3 การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะ

ทำการสอบเทียบขวด Pycnometer เมื่อเสร็จแล้วจึงนำดินใส่ขวดแห้ง เเทนนํ้าลงไปแล้วนำไปแช่ในภาชนะตม่นํ้าเพื่อไล่ฟองอากาศออกให้หมด เมื่อฟองอากาศหมดจึงนำออกมาเติมนํ้าให้ถึงขีดที่กำหนดไว้ เช็ดขวดให้แห้ง นำไปชั่งและวัดอุณหภูมิ (ต้องทำอุณหภูมิให้สม่ำเสมอก่อนทำการวัด) นำขวด Pycnometer มาทำการลดอุณหภูมิแล้วเติมนํ้าให้ถึงขีด ทำการชั่ง ทำเช่นนี้ 4 ครั้ง เมื่อเสร็จแล้วทำเทของผสมลงในภาชนะที่ทราบมวลแล้ว ทำการเทให้หมดอย่าให้เหลือเศษติดและนำไปอบ เพื่อหามวลของดินแห้ง

โดยผลของคุณสมบัติต่าง ๆ สามารถสรุปได้ในตารางที่ 4.1 ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบนี้เป็นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ขุดขึ้นมาจากบริเวณเขตลาดกระบัง ที่ความลึกช่วง 3-4 เมตร จากการจำแนกประเภทดินด้วยมาตรฐาน USCS พบว่า ดินนั้นเป็นประเภท CH และเมื่อจำแนกชนิดแร่ของดินด้วยกราฟของ Casagrande พบว่าเป็นแร่ชนิด Montmorillonite

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่นำมาทดสอบ

คุณสมบัติของดิน	ค่าของคุณลักษณะ
ขีดจำกัดของเหลว LL (%)	122
ขีดจำกัดพลาสติก PL (%)	54
ดัชนีพลาสติก PI (%)	68
ค่าความถ่วงจำเพาะ Gs	2.74
Natural Water Content	121.58



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.1 การทดสอบหาคุณสมบัติพื้นฐาน (ก) การทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลว (ข) การทดลองหาความถ่วงจำเพาะ

4.3 การประเมินค่าการทรุดตัวในแนวตั้ง

งานวิจัยนี้ต้องการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวประกอบตัวใหม่ที่ปราศจากการรบกวนซึ่งเกิดขึ้นได้ในขั้นตอนการตัดแต่งตัวอย่างให้มีขนาดตามต้องการและต้องการให้การถ่ายแรงเค้นระหว่างดินตัวอย่างกับอุปกรณ์วัดค่าความเค้นเป็นไปได้โดยสมบูรณ์ ดังนั้นจึงมีการเตรียมตัวอย่างและทำการเงื่อนไขตัวอย่างในอุปกรณ์การทดสอบเดียวกัน การเตรียมตัวอย่างจะใช้กระบวนการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติซึ่งจะต้องตั้งกฎตามระยะการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในอนาคต ดังนั้นเพื่อให้ความสูงตัวอย่างใกล้เคียงกับค่าตัวสูงที่กำหนดไว้เมื่อการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดลงจะต้องมีการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติด้วยเครื่อง Oedometer เพื่อที่จะสามารถคำนวณค่าการทรุดตัวสุดท้ายได้อย่างแม่นยำ ขั้นตอนเริ่มจากการเตรียมดินเหลวที่ปราศจากอากาศโดยใช้เครื่องปั่นดินที่อธิบายหลักการทำงานในหัวข้อ 2.7.8 ทำการผสมน้ำเข้ากับดินที่เตรียมไว้โดยจะใช้ปริมาณน้ำที่ 1.05 เท่าของขีดจำกัดเหลว เมื่อดินและน้ำเข้ากันดีแล้วจะทำการดูดอากาศออกจากดินเหลวจนหมด จากนั้นทำการฉีดยุติดินเหลวผ่านรูขนาด 5 มิลลิเมตรเพื่อป้องกันไม่ให้อากาศกลับเข้าสู่ดินเหลวระหว่างการนำดินเหลวเข้าสู่วงแหวนทดสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร สูง 20 มิลลิเมตร ปาดผิวหน้าให้เรียบแล้วบรรจุวงแหวนที่มีดินเหลวอยู่เต็มลงในเซลล์ทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.2 (ก) และทำการประกอบเซลล์เข้ากับเครื่อง Oedometer รูปที่ 4.2 (ข) แล้วทำการให้ความเค้นในแนวตั้งเท่ากับ 8 kPa, 15 kPa, 30 kPa, 60 kPa, 120 kPa, 60 kPa และ 15 kPa ตามลำดับ ระหว่างนี้จะมีการจดบันทึกค่าการทรุดตัวกับเวลาเพื่อใช้หาค่าการทรุดตัวสุดท้ายในแต่ละค่าความเค้นที่ใช้ด้วยวิธีของ Casagrande (Logarithm of time) ผลการทดสอบสามารถแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) และความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง Vertical effective stress ได้ดังรูปที่ 4.3 ในการคำนวณค่าการทรุดตัวสุดท้ายสำหรับงานวิจัยนี้จะเพื่อความ

สูงเพิ่มขึ้นอีก 5% เนื่องจากความเร็วในการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างเครื่อง Oedometer กับการทดสอบจริงซึ่งจะใช้ตัวอย่างที่มีความสูงที่ต่างกันมาก

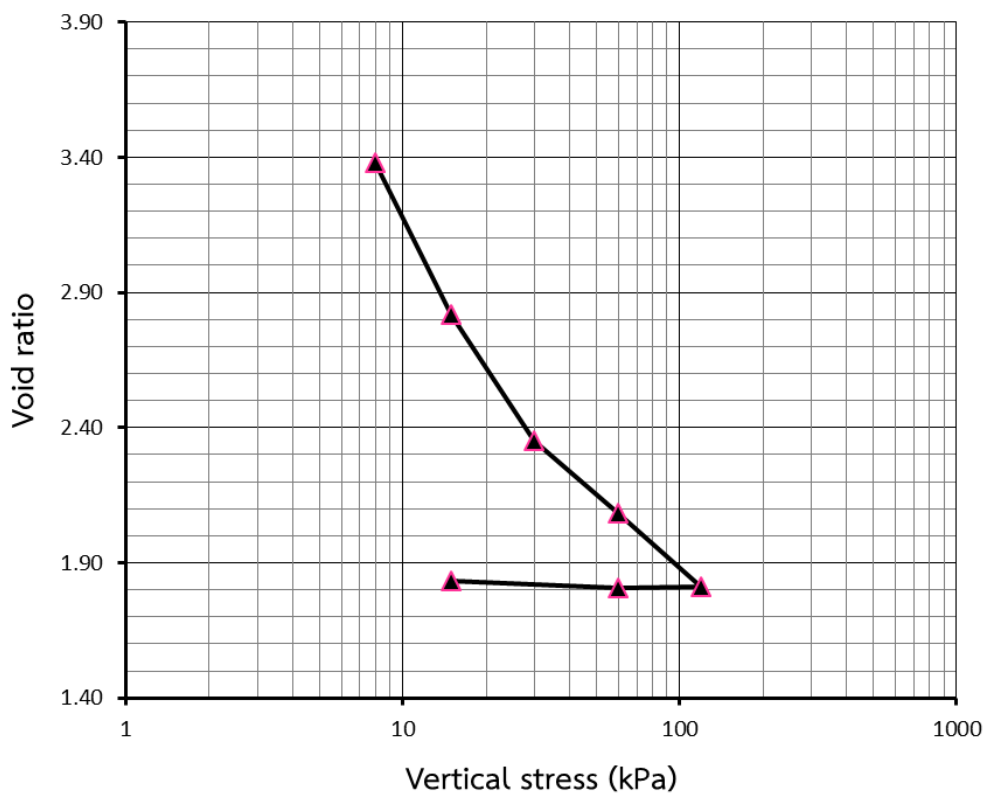


(ก)



(ข)

รูปที่ 4.2 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติด้วยเครื่อง Oedometer (ก) การบรรจุและแต่งหน้าดินเหลว (ข) การประกอบเซลล์ทดสอบ



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่างกับค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวดิ่ง

4.4 การเตรียมตัวอย่างดินเหนวก่อนดันดินเข้าสู่เครื่องทดสอบ

งานวิจัยนี้ต้องมีการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯประกอบด้วยใหม่ภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกน เนื่องจากเครื่องมือทดสอบที่ใช้ไม่มีแรงดันน้ำด้านข้าง (Cell pressure) เหมือนกับการทดสอบในเครื่องแรงอัดสามแกน (Triaxial Tests) แต่จะใช้แรงดันน้ำเป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) ในการสร้างแรงเค้นด้านข้าง (Confining Pressure) แทน ดังนั้นจึงไม่สามารถที่จะใช้หลักการการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในตัวอย่งดิน (Back Pressure) เท่าๆกับการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำด้านข้าง (Cell pressure) ในขั้นตอนการทำให้ตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำได้ ด้วยเหตุนี้จึงต้องทำการแก้ปัญหาโดยการทำให้ดินเหนวก่อนทำการฉีดเข้าเซลล์ทดสอบอิมตัวด้วยน้ำก่อนเพื่อให้มั่นใจว่าหลังจากกระบวนการอัดตัวด้วยน้ำสิ้นสุดลง ตัวอย่างจะอิมตัวด้วยน้ำก่อนทำการเฉือน การเตรียมตัวอย่างดินเหนวที่มีเนื้อสม่ำเสมอและมีความอิมตัวด้วยน้ำนั้นจะต้องมีวิธีการเตรียมดังต่อไปนี้

1. นำดินที่ได้จากสนามมาผสมรวมในถังทรงสี่เหลี่ยม ดังรูปที่ 4.4 (ก) และนำตัวอย่างดินทั้งหมดรวมให้เป็นเนื้อเดียวกัน ดังรูปที่ 4.4 (ข) แล้วจึงทำลายโครงสร้าง โดยเติมน้ำเข้าไปโดยประมาณปริมาณน้ำให้ตัวอย่างดินพอที่จะบีบผ่านตะแกรงกรองได้ ดังรูปที่ 4.5 (ก) เพื่อกรองเศษวัสดุที่ไม่ใช่ดินเหนียวออก เช่น เปลือกหอย ก้อนกรวด เศษไม้ เป็นต้น และนำดินเหนียวเหลวที่กรองแล้วไปตากที่ร่มเพื่อไม่ให้ความร้อนทำลายดินในส่วนออร์แกนิก (Organic) โดยปาดดินลงผ้าใบเป็นแผ่นบาง ๆ ดังรูปที่ 4.5 (ข) เพื่อที่จะลดค่าความชื้นของดินได้รวดเร็วขึ้น



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.4 การเตรียมดินที่ได้จากสนาม (ก) นำดินที่ได้ทั้งหมดเทลงในถัง (ข) การผสมและทำลายโครงสร้างดิน



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 4.5 การตากดิน (ก) การกรองดินเหลว (ข) การปาดดินลงแผ่นพลาสติก (ค) ดินที่ตากแห้งแล้ว

2. เมื่อดินที่ตากแห้งแล้วจึงนำดินที่ได้จากการตากซึ่งมีลักษณะเป็นแผ่นบาง และมีแผ่นที่ใหญ่กว่าขนาดที่ต้องการ จึงนำค้อนยางมาทุบเพื่อให้มีขนาดเล็กลง ดังรูปที่ 4.6 หลังจากนั้นเทดินเกล็ดลงเครื่องปั่นดินที่ออกแบบขึ้นมาเป็นพิเศษ ซึ่งสามารถปั่นดินเหลวภายใต้สภาวะสุญญากาศโดยรายละเอียดจะขอกกล่าวในหัวข้อเครื่องปั่นดินเหลว จากนั้นเทดินเกล็ดเข้าเครื่องปั่น



(ก)



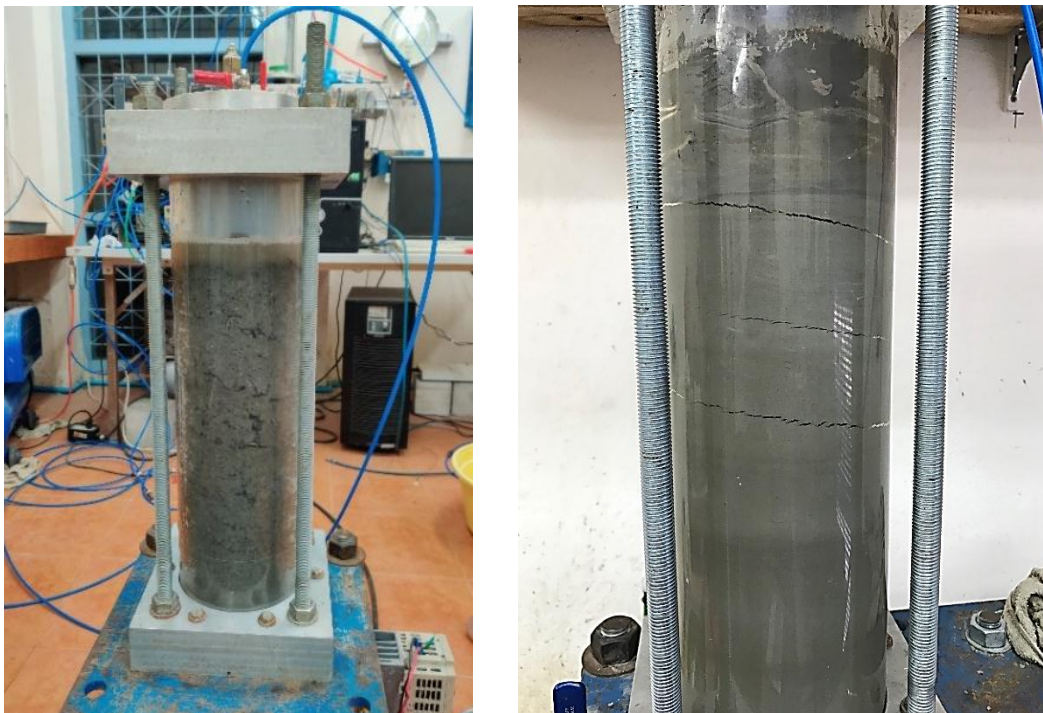
(ข)

รูปที่ 4.6 การเตรียมเกล็ดดิน (ก) การทุบดินด้วยค้อนยาง (ข) เกล็ดดินพร้อมใช้งาน

3. นำเกล็ดดินที่ได้จากขั้นตอนที่ 2 เทเข้าเครื่องปั่นระบบ Vacuum Mixing (ดังที่อธิบายมาแล้วในหัวข้อ 2.7.8) และผสมกับน้ำกรอง Reverse Osmosis (RO) ให้มีค่ามากกว่า Liquid limit) ซึ่งปริมาณน้ำจะมีความสัมพันธ์กับระยะการดิงดูยางและค่าความเค็มในแนวตั้งที่จะใช้ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ และแช่ดินกับน้ำภายใต้แรงดันที่ติดลบเท่ากับ -60 kPa ประมาณครึ่งชั่วโมง ดังรูปที่ 4.7 (ข) เพื่อดูดอากาศออกจากน้ำและดินในเบื้องต้น จากนั้นทำการปั่นดินด้วยความเร็ว 15 รอบ/นาที ในทิศทางตามเข็มนาฬิกาเพื่อดูดดินจากด้านบนสู่ด้านล่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง ในช่วงระหว่างการปั่นจะใช้แรงดันลบที่ -60 KPa เพื่อดูดอากาศออกจากดินเหลว เมื่อตัวอย่างถูกผสมเข้ากันเป็นเนื้อเดียวกันจึงตรวจสอบปริมาณความชื้นอีกครั้ง จากนั้นหยุดการปั่นแต่ยังคงให้แรงดันลบต่อไปเป็นเวลา 12 ชม. เพื่อตรวจสอบว่าดินยังมีอากาศเหลืออยู่อีกไหม ถ้ายังมีอากาศดินจะเกิดรอยแตกดังรูปที่ 4.7 (ค)



(ก)

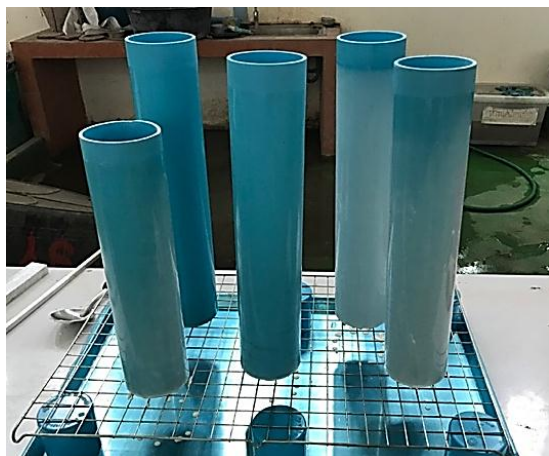


รูปที่ 4.7 การผสมดินเหลวในเครื่องปั้นดินระบบดูด (ก) นำเกล็ดดินแห้งเข้าเครื่องปั้น (ข) การดูอากาศออกเบื้องต้นในขณะที่ยังไม่มีการเริ่มปั้นดิน (ค) ดินเหลวที่ยังมีอากาศหลงเหลืออยู่และเกิดการแตกร้าวเมื่อแช่ด้วยแรงดันลบโดยไม่มีการปั้นดิน

4.5 การเตรียมถุงยางและการติดตั้ง

เนื่องจากตัวอย่างทำสอบมีขนาดใหญ่ทำให้ถุงยางที่สามารถนำมาใช้ในการทดสอบมีราคาแพง อีกทั้งขั้นตอนการประกอบถุงยางมีความยุ่งยากและมีความเสี่ยงสูงที่จะติดตั้งไม่สำเร็จ ซึ่งการเปลี่ยนถุงยางใหม่นั้นเป็นการสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายอย่างมาก ดังนั้นโครงการวิจัยนี้จึงได้ผลิตถุงยางด้วยวิธีการจุ่มขึ้นมาใช้เองเพื่อลดค่าใช้จ่าย โดยขั้นตอนการผลิตและการติดตั้งดังต่อไปนี้

1. นำแบบท่อ PVC ที่มีขนาด 88 มิลลิเมตรมาชุบกับน้ำยางทั้งหมด 5 รอบ โดยแต่ละรอบต้องรอให้แห้งเสียก่อนจึงจะสามารถชุบครั้งต่อไปได้ ดังรูปที่ 4.8 (ก) หลังจากนั้นพักทิ้งไว้อีกครั้ง ก่อนนำไปโปบเป็นเวลา 20 นาที ดังรูปที่ 4.8 (ข) แล้วจึงค่อยแกะถุงยางออกจากแบบ ในการแกะถุงยางจะต้องหาแบ่งให้ทั่วถุงยางก่อนเพื่อป้องกันการติดกันระหว่างถุงยางซึ่งอาจทำให้ถุงยางฉีกขาดได้



รูปที่ 4.8 การผลิตถุงยาง (ก) การจุ่มยางด้วยแบบท่อ PVC และการพักยางเป็ยก (ข) การอบถุงยาง

2. การติดตั้งถุงยางเข้ากับฐานด้านล่าง สำหรับการติดตั้งถุงยางกับเครื่องมือโดยสวมถุงยางเข้ากับแท่นกวดด้านล่างก่อน ดังรูปที่ 4.9 (ก) หลังจากตัดตำแหน่งให้เรียบร้อยก็ใช้กาวร้อน (Cyanoacrylate) ในการติดตั้งถุงยางกับแท่นกวดดังรูปที่ 4.9 (ข) เพื่อไม่ให้ถุงยางที่อยู่ส่วนนอกเหนือจากตัวอย่างเกิดการหดตัวหรือยับเนื่องจากการหลุดตัวของดิน หลังจากนั้นทำการสวมโอริง (O-Ring) เข้ากับแท่นกวดดังรูปที่ 4.10 แล้วทำการเจาะรูถุงยางเพื่อให้เป็นรูเพื่อใช้ร้อยสกรู (Screw) ซึ่งจะทำหน้าที่สร้างแรงกดให้กับโอริง (O-Ring) โดยใช้หัวแร้งในการเจาะดังรูปที่ 4.11 ประกอบแผ่นอลูมิเนียมเข้ากับแท่นกวดด้านล่างแล้วใช้สกรู (Screw) เป็นตัวกดผ่านแผ่นอลูมิเนียมเพื่อซีล (Seal) ระบบไม่ให้เกิดการรั่วซึมดังรูปที่ 4.12

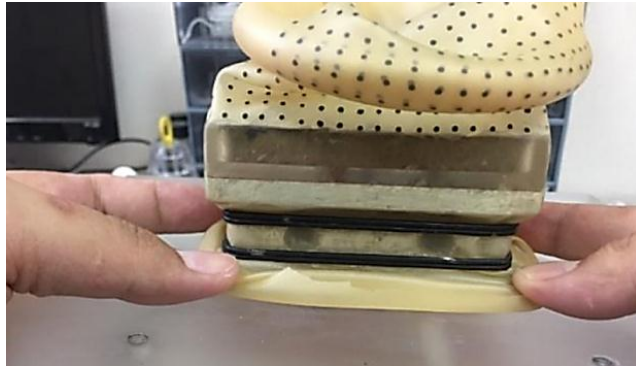


(ก)

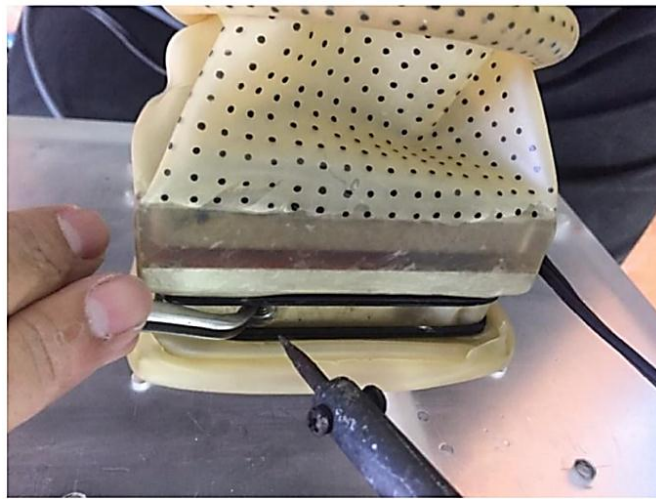


(ข)

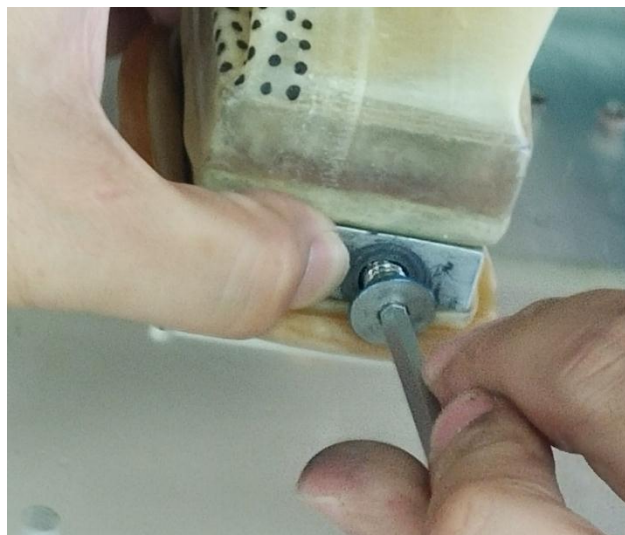
รูปที่ 4.9 (ก) การสวมถุงยางเข้ากับแท่นกวดด้านล่าง (ข) การติดกาวกาวร้อน (Cyanoacrylate)



รูปที่ 4.10 การสวมโอริง (O-Ring) เข้ากับแท่นด้านล่าง



รูปที่ 4.11 การเจาะรูถ่วงยางด้านล่าง



รูปที่ 4.12 การอัดสกรู

3. หลังจากติดตั้งถุงยางเข้ากับแท่นกดด้านล่างเสร็จเป็นที่เรียบร้อยแล้ว ก็จะเป็นการติดตั้งเส้นใยเพื่อเร่งกระบวนการอัดตัวคายนํ้าซึ่งจะทำการติดตั้งระหว่างแท่นกดด้านล่างและด้านบนโดยใช้ความร้อนเป็นตัวเชื่อม โดยมีรูปแบบการติดตั้งดังรูปที่ 4.13 (ก) และรูปที่ 4.13 (ข) แสดงรูปเมื่อทำการติดตั้งเส้นใยแล้วเสร็จ



(ก)



(ข)

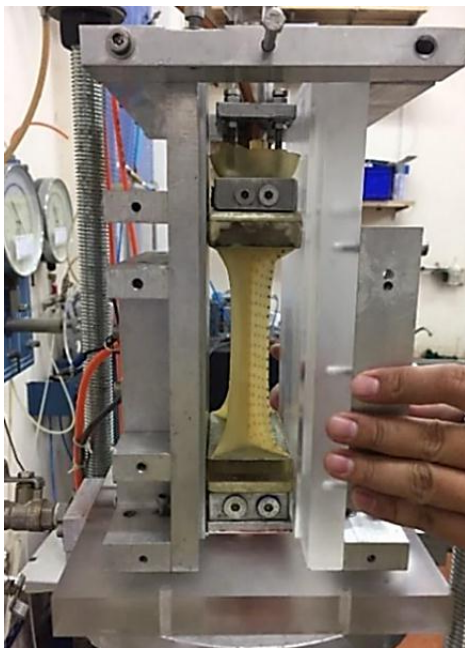
รูปที่ 4.13 การติดเส้นใยเข้ากับแท่นกดด้านล่างและด้านบน (ก) รูปแบบการติดตั้งเส้นใย (ข) ภาพหลังการติดตั้งเส้นใย

4. ติดปลายถุงยางด้านที่เหลือเข้ากับแท่นกดด้านบนโดยใช้วิธีการแบบเดียวกันกับขั้นตอนที่ 2 รูปที่ 4.14 แสดงภาพหลังการยึดถุงยางเข้ากับแท่นกดทั้งด้านบนและด้านล่าง

5. ติดตั้งแผ่นประกบทั้งสองด้านของตัวอย่างเข้ากับเครื่องมือทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.15 เนื่องจากกระบวนการอัดตัวคายนํ้าทำให้เกิดการทรุดซึ่งที่ผิวสัมผัสระหว่างถุงยางกับแผ่นประกบจะเกิดแรงเสียดทาน ดังนั้นจึงทำการทาซิลิโคนกรีซ (Silicone grease) ที่แผ่นประกบทั้งสองด้านและที่ผิวถุงยางด้านนอกที่สัมผัสกับอุปกรณ์ทดสอบด้วย จากนั้นดึงถุงยางให้ได้ระยะตามที่ได้คำนวณค่าการทรุดตัวคายนํ้าเอาไว้ โดยที่ระยะการดึงถุงยางนั้นจะขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำเริ่มต้นของดินเหนียวหลังจากถูกกำจัดอากาศและความเค้นในแนวตั้งที่จะใช้ในการสร้างโครงสร้างดิน ภาพการดึงถุงยางแสดงในรูปที่ 4.16 การดึงถุงยางนั้นจะดึงค้างไว้ 24 ชั่วโมงเพื่อให้พฤติกรรมการหดตัวกลับของถุงยางนั้นเป็นแบบ Elastic ให้มากที่สุดเพื่อประโยชน์ในการประมาณค่าแรงของการหดตัวกลับของถุงยางในขั้นตอนการอัดตัวคายนํ้า หลังจากนั้นระยะดึงของถุงยางจะถูกถอดตัวกลับไปที่มีความสูงปรกติที่ 132 mm เพื่อเตรียมเข้าสู่ขั้นตอนการสอบเทียบเครื่องมือวัดต่อไป



รูปที่ 4.14 ติดตั้งปลายถุงยางด้านบนกับแท่นกด



รูปที่ 4.15 การติดตั้งแผ่นประกบทั้งสองด้าน



รูปที่ 4.16 ดึงดูยงตามระยะที่กำหนด

4.6 การสอบเทียบอุปกรณ์

ขั้นตอนการสอบเทียบอุปกรณ์ และเครื่องมือทั้งหมดนั้นจะถูกสอบเทียบก่อนทำการทดสอบทุกครั้ง โดยจะมีการควบคุมอุณหภูมิให้คงที่ที่ 25°C โดยหลักการและวิธีการสอบเทียบอุปกรณ์วัดความเค้นนั้นได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.3.2 ผลการสอบเทียบอุปกรณ์จะแบ่งออกได้ตามหัวข้อ ดังต่อไปนี้

4.6.1 อุปกรณ์วัดค่าความเค้น

โดยวิธีการสอบเทียบจะเริ่มจากปล่อยแรงดันลมที่ทราบค่าโดยวัดจากอุปกรณ์วัดแรงดันลมที่มีความน่าเชื่อถือและแม่นยำสูงเข้าดูยงที่ติดตั้งไว้กับเซลล์ทดสอบ แรงดันลมที่ถูกปล่อยจะสร้างแรงเค้นรอบทิศทางซึ่งจะไปกระทำกับอุปกรณ์วัดค่าความเค้นต่างๆ เท่าๆ กันโดยไม่ต้องพิจารณาน้ำหนักของอากาศ จากนั้นจึงหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากอุปกรณ์วัดความเค้นกับค่าแรงดันลมที่ใส่เข้าไป ซึ่งอุปกรณ์วัดความเค้นจะประกอบด้วย

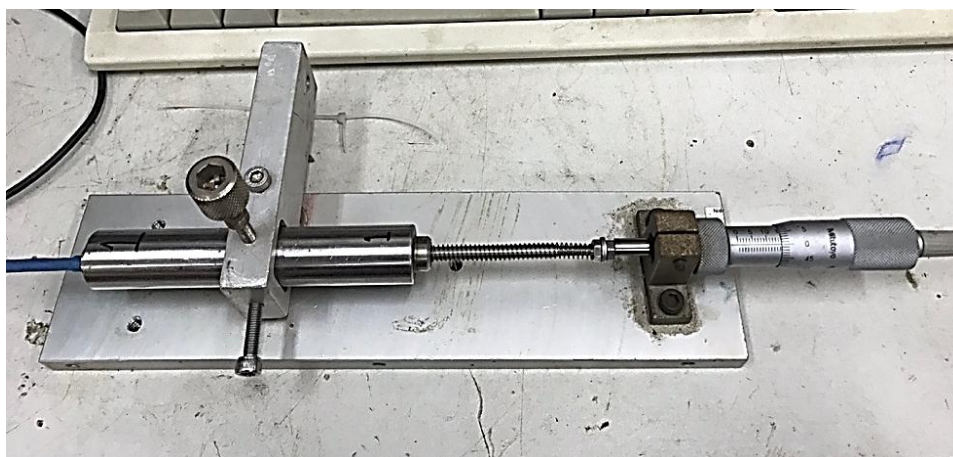
1. โหลดเซลล์ (Load Cell) เราสามารถทราบค่าแรงเค้นในแนวตั้งได้จากการการใช้ Load Cell ในการวัด ในการสอบเทียบอุปกรณ์ดังกล่าวจะให้แรงดันตั้งแต่ $0-70\text{ kPa}$ ซึ่งจะทำให้ทั้งการเพิ่มขึ้นและลดลงของค่าหน่วยแรง มีค่าความเปลี่ยนแปลงครั้งละประมาณ $5-8\text{ kPa}$ และทำการเก็บบันทึกค่าแรงดันไฟฟ้าที่เกิดขึ้นแล้วนำมาพล็อตกราฟหาความสัมพันธ์กับค่าแรงดันลมที่ปล่อยเข้าไปในดูยง จากผลการสอบเทียบพบว่ากราฟมีความเป็นเส้นตรงดีมากโดยมีค่า $R^2 = 0.99983$ และมีค่าความละเอียดในการวัดที่ 0.8 kPa

2. อุปกรณ์วัดแรงดันดินด้านข้าง การสอบเทียบนี้จะทำไปพร้อมกับโหลดเซลล์ จากนั้นบันทึกค่าแรงดันไฟฟ้าและค่าแรงดันลม จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าและแรงดันลมพบว่าอุปกรณ์มีความเป็นเส้นตรงดีมากโดยมีค่า $R^2 = 0.9999$ และมีค่าความละเอียดในการวัดที่ 0.7 kPa

3. อุปกรณ์วัดแรงดันน้ำ (Pressure Transducer) เนื่องจากงานวิจัยนี้ใช้วิธีการอัดตัวคายน้ำแบบหน่วยแรงกดทับประกอบกับแรงดันน้ำที่เป็นค่าลบเพื่อเร่งการทรุดตัว ดังนั้นค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นเป็นได้ทั้งค่าบวก (Compression) และค่าลบ (Vacuum) ซึ่งจะต้องทำการสอบเทียบทั้งสองกรณี การสอบเทียบค่าแรงดันที่เป็นค่าบวกจะทำไปพร้อมกับการสอบเทียบโพลดเซลล์ ส่วนค่าแรงดันลบจะกระทำแยกต่างหากโดยใช้ค่าแรงดันต่ำสุดที่ประมาณ -60 kPa จากนั้นจึงนำผลการสอบเทียบทั้งสองส่วนมารวมกันและพล็อตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้ากับค่าแรงดันลบทั้งค่าบวกและลบ จากผลการสอบเทียบพบว่าอุปกรณ์วัดแรงดันน้ำมีความเป็นเส้นตรงดีมากโดยมีค่า $R^2 = 0.9999$ และมีค่าความละเอียดในการวัดที่ 0.95 kPa

4.6.2 อุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัว (LVDT)

ก่อนการติดตั้งอุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัวเข้ากับเครื่องมือทดสอบนั้นจะต้องทำการสอบเทียบอุปกรณ์เทียบกับ Micrometer มาตรฐานดังรูปที่ 4.17 โดยใช้โครงสร้างเครื่องมือที่ประกอบขึ้นมาใช้เอง ทำการเก็บข้อมูลระยะที่อ่านได้จาก Micrometer กับค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจาก LVDT เพื่อสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ จากผลการสอบเทียบพบว่าอุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัวมีความเป็นเส้นตรงดีมากโดยมีค่า $R^2 = 1.00$



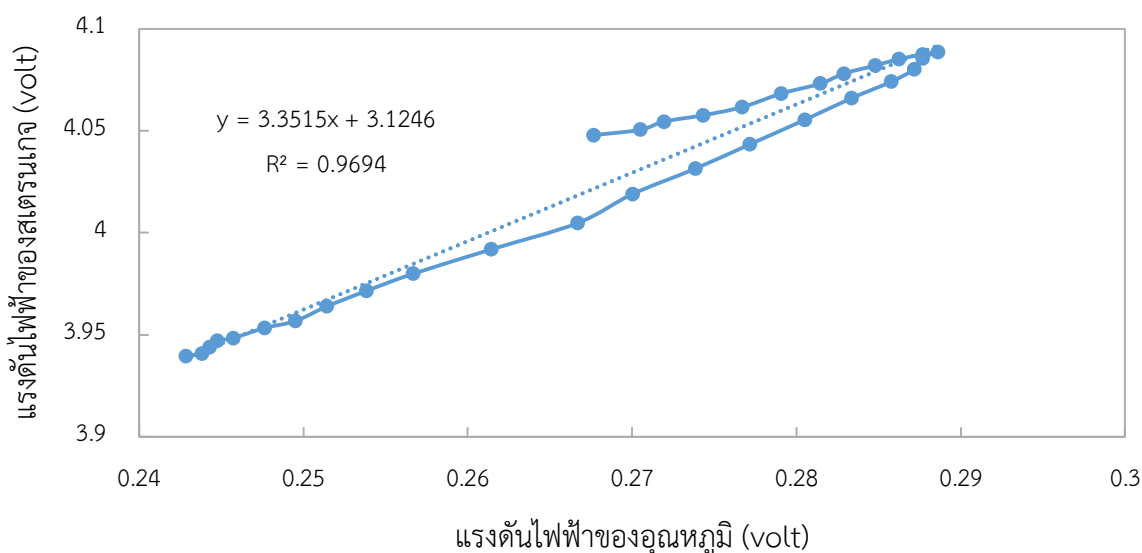
รูปที่ 4.17 การสอบเทียบอุปกรณ์วัดระยะการทรุดตัว

4.6.3 การสอบเทียบผลของอุณหภูมิแผ่นประกบด้านข้างต่อการวัดแรงดันดินด้านข้าง

เนื่องจากการทดสอบกินเวลานานจึงมีความเสี่ยงสูงที่อาจเกิดเหตุกระแสไฟฟ้าดับระหว่างการทดสอบ ซึ่งทำให้ไม่สามารถควบคุมอุณหภูมิภายในทดสอบได้ ดังนั้นจึงมีความจำเป็นอย่างมากที่จะต้องตรวจสอบผลกระทบของอุณหภูมิต่อความแม่นยำในการวัดค่าต่างๆ ของอุปกรณ์ จากการตรวจสอบเครื่องมือวัดต่างๆ พบว่ามีเพียงอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างมีผลกระทบอย่างมากต่อการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ ดังนั้นการปรับแก้ผลกระทบของอุณหภูมิจจะทำเฉพาะอุปกรณ์นี้เท่านั้นโดยใช้สมการที่ 2.15 ในการปรับแก้ จากการศึกษาพบว่าค่าความคลาดเคลื่อนของแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างนั้นจะแปรผันตรงกับค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิที่ทำการติดตั้งไว้ในแผ่นประกบด้านหลังทั้งที่ไม่มีการเพิ่มขึ้นของ

หน่วยแรงดันข้าง โดยการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมินั้นสามารถจำรองได้จากการเปิดเครื่องปรับอากาศไว้ในตอนกลางคืนและปิดเครื่องปรับอากาศในตอนกลางวันซึ่งจะมีสภาพอากาศร้อนมากที่สุด โดยการทดสอบนี้ใช้เวลาประมาณ 24 ชั่วโมงแล้วเก็บค่าแรงดันไฟฟ้าที่ออกมาจากอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างและเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิ

ผลการทดสอบจะสามารถหาค่าพารามิเตอร์ b ได้จากค่าความชันของกราฟในรูปที่ 4.18 ซึ่งมีค่าอยู่ที่ 3.3515 โดยมีค่า $R^2=0.9694$



รูปที่ 4.18 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันไฟฟ้าของอุณหภูมิกับชุดสเตอรนเกจ

4.7 การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

หลังจากทำการสอบเทียบเครื่องมือวัดต่างๆเสร็จสิ้นแล้วก็จะทำการดึงถุงยางกลับไปที่มีความสูงที่คำนวณไว้ ทำการไล่อากาศออกจากระบบแล้วเติมน้ำเข้าไปในถุงให้เต็ม ซึ่งการเติมน้ำนั้นนอกจากจะช่วยให้ระบบอิมตัวด้วยน้ำแล้วยังช่วยในการรักษาทรงของถุงยางและทำให้ตำแหน่งของเส้นใยที่เสริมเข้าไปยังคงอยู่ในจุดที่ต้องการในระหว่างการฉีดดินเหลวเข้าไป ดูดดินเหลวจากเครื่องปั่นดินเข้าไปในกระบอกฉีดเป็นที่เรียบร้อย สิ่งที่ต้องระวังเป็นพิเศษอีกประการหนึ่งคือการเชื่อมต่อระบบฉีดดินเหลวอิมตัวด้วยน้ำเข้ากับตัวเซลล์ทดสอบที่ไม่มีฟองอากาศ ขั้นตอนจะต้องเริ่มจากฉีดดินเหลวออกมาที่ปลายสายยาง จากนั้นเปิด Ball Valve ให้น้ำไหลออก ค่อยๆเอามือไปอุดปลาย Ball Valve โดยให้น้ำไหลทิ้งออกไปประมาณหนึ่งจนแน่ใจว่าไม่มีอากาศหลงเหลือ ให้นำปลายสายไปจ่อใกล้ๆ ในจังหวะที่ปล่อยมือจาก Ball Valve ให้สายปลายสายยางเข้าทันทีโดยอย่างเพิ่งเสียบทั้งหมด ให้ทิ้งช่องว่างเพียงเล็กน้อยเพื่อให้น้ำไหลออกมาจนแน่ใจว่าไม่มีอากาศจึงเสียบสายยางทั้งหมดเข้าไป รูปที่ 4.19 แสดงภาพการต่อสายฉีดดินเข้ากับเซลล์ทดสอบ

จากนั้นทำการฉีดดินเหลวเข้าไปในเซลล์ทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.20 โดยมีระบบการทำงานดังแสดงในรูปที่ 3.8 ระหว่างดำเนินการ ดินเหลวจะไหลเข้าไปแทนที่น้ำจึงต้องค่อยๆปล่อยน้ำที่เดิมใส่ไว้ในถุงยางทิ้งเป็นระยะๆ ผ่านทางท่อระบายน้ำและดินที่อยู่ในตำแหน่งด้านบนเซลล์ทดสอบเมื่อพบว่าน้ำเข้าไปต้นจนเต็ม

เซลล์ทดสอบ การระบายน้ำทิ้งนี้ไม่ควรกระทำครั้งละมากๆ เนื่องจากเสี่ยงต่อการหลุดตำแหน่งของเส้นใย เมื่อดินเริ่มเต็มจะมีดินเหลวถูกบีบออกมาจากท่อระบายน้ำและดิน ให้ดำเนินการปิดท่อระบายน้ำและทำการฉีดยิ่งดินเหลวต่อไปจนดินเหลวออกแรงกระทำกับโพลด์เซลล์ด้านบนจนมีค่าประมาณ 50 kPa ทั้งนี้เพื่อให้แน่ใจได้ว่าดินเหลวจะดันลงข้างติดเข้ากับมุมของเซลล์ทดสอบจนเต็มจึงค่อยหยุดการฉีดและปิด Ball Valve ด้านล่างเซลล์ทดสอบ จากนั้นทำการอ่านค่าแรงเค้นรวมในแนวตั้ง (Total Vertical Stress) แรงเค้นด้านข้าง (Total lateral Stress) และแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore-water Pressure) เพื่อตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำตามสมการที่ 3.1 นอกจากนั้นยังมีการตรวจสอบค่าปริมาณน้ำในดิน (Water Content) และระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำจากน้ำหนักดินเหลวซึ่งทำได้โดยการฉีดยิ่งดินเหลวเข้าไปในภาชนะที่ทราบน้ำหนักและปริมาณดังแสดงในรูปที่ 4.21 จากการตรวจสอบพบว่าทุกตัวอย่างมีระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำมากกว่า 98.5% และที่ค่าปริมาณน้ำก่อนการฉีดยิ่งดินเหลว (Water content) เท่ากับ 126.97%, 128.10% และ 118.08% สำหรับตัวอย่าง AS-01, AS-02 และ AS-03 ตามลำดับ สำหรับตัวอย่างที่ AS-03 นั้นจะใช้ค่าปริมาณน้ำที่ค่อนข้างต่ำอันเนื่องมาจากตัวอย่างนี้จะให้แรงกดในแนวตั้งสูงที่สุดจึงต้องใช้ระยะเวลาในการตั้งลงอย่างมากจนไม่สามารถทำการตั้งลงได้ ดังนั้นจึงต้องมีการลดปริมาณน้ำลงเพื่อลดระยะเวลาการตั้งลง หลังจากนั้นทำการปล่อยแรงดันน้ำส่วนเกินในเซลล์ทดสอบให้ไหลเข้าไปยังถังสร้างแรงดันน้ำเพื่อระบายแรงดันน้ำส่วนเกินทิ้งไว้ประมาณ 12 ชั่วโมงจึงเริ่มกระบวนการสร้างโครงสร้างดินใหม่โดยแบ่งขั้นตอนการทำงานได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.19 การปล่อยน้ำในระบบและการต่อท่อลำเลียงดินเหลวเข้าเครื่องมือทดสอบ

4.7.1 การสร้างโครงสร้างใหม่ให้แก่ดิน (Reconstitute)

เนื่องจากในขั้นตอนการฉีดยิ่งดินเหลวเข้าสู่เซลล์ทดสอบจะต้องทำการยึดแกนกดด้านบนเอาไว้เพื่อไม่ให้แผ่นกดด้านบนเกิดการขยับตัวอันเนื่องมาจากแรงดันดินเหลวซึ่งจะทำให้ระยะตั้งของถ่วงอย่างที่กำหนดเอาไว้คลาดเคลื่อน การสร้างโครงสร้างดินใหม่ให้กับดินเหลวในขั้นตอนนี้จะให้แรงกดจากด้านบน ดังนั้น จะต้องทำ

การปลดแกนกดที่ด้านบนตัวอย่างให้เป็นอิสระก่อน โดยแกนกดดังกล่าวจะถูกบังคับทิศทางให้เคลื่อนที่ได้เฉพาะในแนวตั้งด้วยลูกปืนสไลด์ (Linear Bearing)



รูปที่ 4.20 การฉีดดินเหลวเข้าเซลล์ทดสอบ



รูปที่ 4.21 การหาปริมาณน้ำและระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำหนักดิน

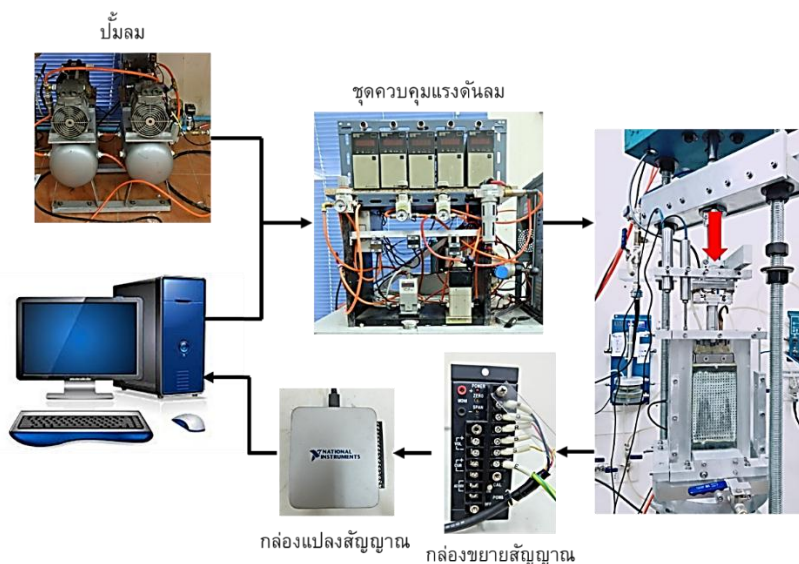
กระบวนการนี้เริ่มต้นจากการตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำอีกครั้งซึ่งทำได้โดยการปิด Ball Valve ทั้งด้านบนและล่างเพื่อไม่ให้น้ำไหลออก จากนั้นทำการเพิ่มแรงกดในแนวตั้งตามค่าที่กำหนดซึ่งจะทำให้

เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินในทุกทิศทางเท่าๆกันถ้าดินเหลวที่อยู่ในเซลล์ทดสอบนั้นยังคงอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ จากการผลทดสอบพบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้จะค่อยๆสูงขึ้นและเมื่อค่าดังกล่าวคงก็จะทำการบรรณที่ค่าที่อ่านได้ ณ จุด A ในรูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25 และนำไปคำนวณค่าระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำได้ด้วยสมการ 3.1 จากผลการคำนวณพบว่าทุกตัวอย่างมีค่าระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำมากกว่า 95% หลังจากนั้นจึงทำการเปิด Ball Valve ให้น้ำสามารถไหลออกได้ทั้งด้านบนและล่างซึ่งถือว่าเป็นการเริ่มต้นของกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (time=0)

ในการสร้างค่า Total Vertical Stress จะใช้กระบอกกลมนิวเมติกที่ทำงานร่วมกับโพลด์เซลล์เพื่อปรับแก้แรงดันลมให้เหมาะสมด้วยระบบอัตโนมัติ เนื่องจากกระบอกกลมนิวเมติกมีค่าแรงเสียดทานภายในกระบอกไม่คงที่ ดังนั้นจะต้องมีการควบคุมค่า Total Vertical Stress ให้สม่ำเสมอเพื่อให้ดินนั้นถูกสร้างโครงสร้างใหม่ด้วยแรงกระทำคงที่ตลอดการอัดตัวคายน้ำซึ่งทำได้โดยการเปิดระบบที่ 1 ของโปรแกรมควบคุมเฟรมกด (รายละเอียดกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.3.6) ซึ่งมีหลักการทำงานดังแสดงในรูปที่ 4.22 จากผลการทดสอบจะพบว่า Total Vertical Stress ในช่วงระยะเวลาระหว่างจุด A ถึงจุด B ในรูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25 นั้นจะมีค่าคงที่ โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 0.8 kPa นั้นหมายความว่าระบบควบคุมแรงกดอัตโนมัติทำงานได้เป็นอย่างดี

เนื่องจากวิธีการเตรียมตัวอย่างที่นำเสนอขึ้นนี้จะต้องทำการการตั้งสูงตามค่าการทรุดตัวของดินที่คำนวณเอาไว้ ซึ่งแรงดึงกลับของสูงจะส่งผลต่อค่าความเค้นรวมในแนวตั้ง ซึ่งหากไม่มีการปรับแก้จะทำให้ค่าแรงกระทำในแนวตั้งมากกว่าค่าที่ต้องการและทำให้ค่าแรงกดไม่สม่ำเสมอตลอดการทรุดตัวเนื่องจากแรงดึงกลับของสูงจะลดลงตามระยะหดกลับของสูง ดังนั้นจะต้องทำการเปิดระบบที่ 2 ของโปรแกรมควบคุมเฟรมกด (รายละเอียดกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.3.6) เพื่อปรับแก้ค่าความเค้นในแนวตั้งให้คงที่ตลอดเวลาที่สูงหดตัวลงเนื่องจากการทรุดตัวของดินตามการคำนวณด้วยสมการที่ 2.14 เมื่อสูงกลับสู่ระยะเดิมที่ไม่มีการยืดตัวหรือค่าแรงดึงกลับที่คำนวณได้น้อยกว่า 1 kPa ก็จะทำให้การปิดระบบที่ 2 ของโปรแกรมควบคุมเฟรมกด ดังนั้นค่าความเค้นในแนวตั้งรวมกับค่าแรงกดกลับของสูงที่ใช้ในกระบวนการสร้างโครงสร้างใหม่ในช่วงระยะเวลาระหว่างจุด A ถึงจุด B ในรูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25 จะมีค่าคงที่ตลอดการทรุดตัวของดินตัวอย่างซึ่งส่งผลให้ตัวอย่างดินมีความสม่ำเสมอและสามารถมั่นใจได้ว่าดินตัวอย่างนี้ยังคงเป็นดินเหนียวแบบอัดตัวปกติ (normally- consolidation) ตลอดความสูงตัวอย่าง นอกจากนั้นยังทำการวัดแรงดันดินด้านข้างโดยเปิดระบบการวัดแรงดันดินด้านข้างด้วยการสมดุลแรงลมอัตโนมัติ (รายละเอียดในหัวข้อ 2.3.4) โดยจะมีค่าเท่ากับ total vertical stress เมื่อเวลาเท่ากับ 0 และเมื่อทำการเปิด Ball Valve ให้เริ่มกระบวนการอัดตัวคายน้ำ แรงดังกล่าวจะลดลงทันทีประมาณ 20% และจะพบว่าค่าแรงดันด้านข้างที่วัดได้จะลดลงอย่างต่อเนื่องอันเนื่องมาจากการกระจายตัวของออกของแรงดันน้ำส่วนเกินจนมีค่าคงที่เมื่อสิ้นสุดกระบวนการอัดตัวคายน้ำที่จุด B การตรวจสอบการสิ้นสุดของกระบวนการสร้างโครงสร้างใหม่ของตัวอย่างดินจะใช้วิธีของ Asaoka, 1978 ดังแสดงในรูปที่ 4.26 ในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างใหม่ค่าของระยะการทรุดตัวจะถูกรวบรวมด้วย LVDT คู่ ซึ่งสามารถสลับการใช้งานได้เมื่อตัวใดตัวหนึ่งทำงานจนใกล้จะสู่ระยะทางของการวัด ซึ่งการปรับแก้ค่าและการเก็บค่าตามเวลาจะถูกควบคุมโดยโปรแกรมอัตโนมัติเช่นกัน รูปที่ 4.27, 4.28 และ 4.29 ในช่วงระยะเวลา

ระหว่างจุด A ถึงจุด B แสดงค่าการทรุดตัวกับเวลาในช่วงการสร้างโครงสร้างใหม่ให้กับดินซึ่งจะพบว่าค่าการทรุดตัวในตัวอย่าง AS-03 นั้นจะต่ำกว่า AS-02 อันเนื่องมาจากปริมาณน้ำ (Water Content) เริ่มต้นก่อนการฉีกดินเหลวในตัวอย่าง AS-03 ต่ำกว่า AS-02 ส่วนการทรุดตัวของตัวอย่าง AS-01 จะต่ำกว่า AS-02 อันเนื่องมาจากตัวอย่าง AS-01 ใช้ค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Vertical Stress) จะต่ำกว่า AS-02 แต่มีปริมาณน้ำเริ่มต้นก่อนการฉีกดินเหลวใกล้เคียงกัน



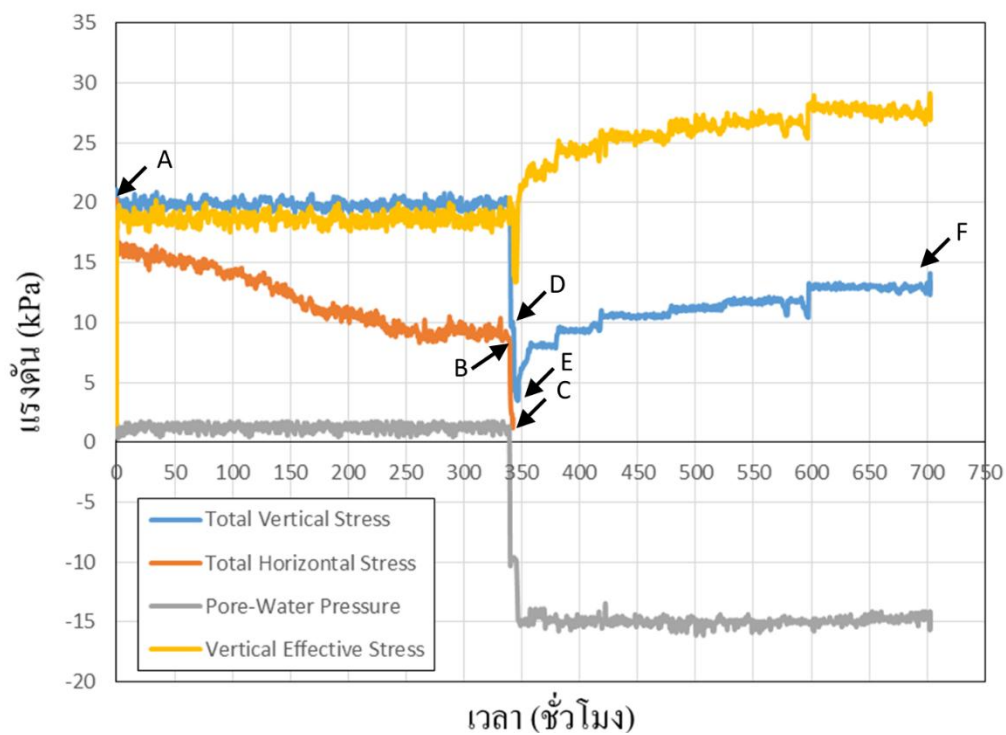
ภาพที่ 4.22 กระบวนการทำงานในการสร้างโครงสร้างใหม่ของตัวอย่างดิน

ในงานวิจัยนี้หากพิจารณาค่าแรงดันน้ำในกระบวนการสร้างโครงสร้างใหม่จะพบว่าตัวอย่าง AS-02 และ AS-03 จะเป็นตัวอย่างที่ใช้เทคนิค Vacuum Consolidation เนื่องจากใช้แรงดันน้ำเป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) ร่วมกับความเค้นในแนวตั้ง (Vertical Stress) เข้าไปในตัวอย่างดิน ทั้งนี้เพื่อหลีกเลี่ยงการให้ค่า Total Vertical Stress ที่มากซึ่งจะส่งผลทำให้ค่า Total Lateral Stress นั้นมีค่ามากตามไปด้วย การที่ค่า Total Lateral Stress มีค่ามากนั้นจะส่งผลให้เกิดแรงเสียดทานด้านข้างซึ่งจะไปลดทอนค่าแรงกระทำในแนวตั้งให้ลดลงตามความลึกของตัวอย่าง โดยในขั้นตอนนี้จะใช้ค่าแรงดันลบประมาณร้อยละ 30 ของความเค้นทั้งหมดในแนวตั้ง (Total Vertical Stress) และต้องไม่เกิน 80% ของแรงดันบรรยากาศ

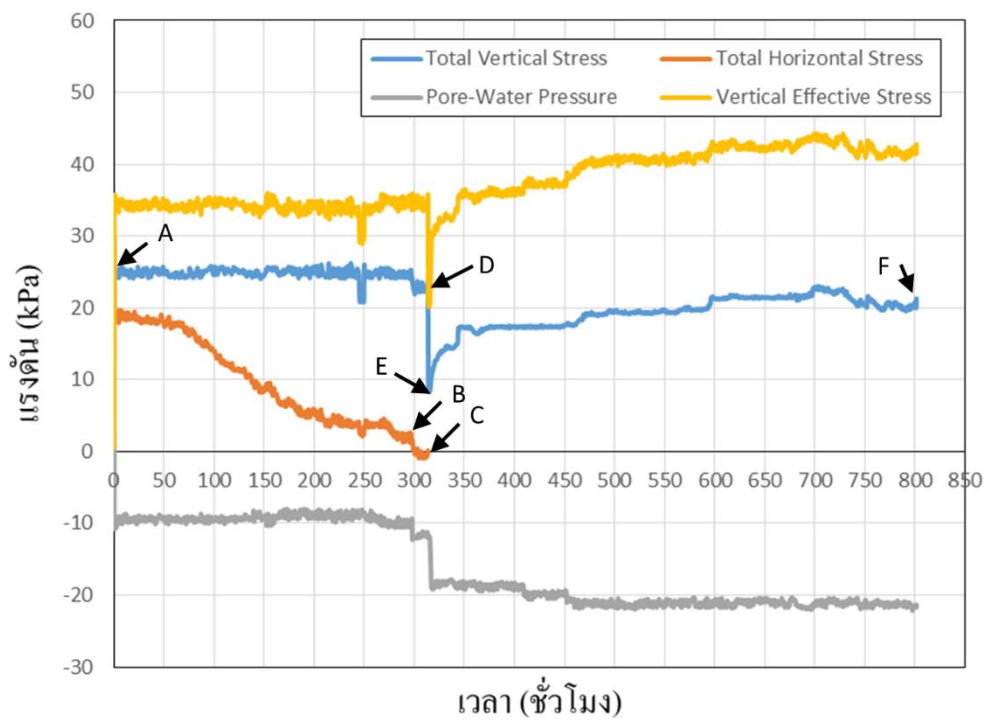
4.7.2 ช่วงการเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะแวดล้อม (Transformation)

เมื่อสิ้นสุดการสร้างโครงสร้างใหม่ให้กับดินตัวอย่าง ขั้นตอนต่อไปคือการเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะแวดล้อมให้เป็นแบบสมมาตรรอบแกนโดยการถอดแผ่นประกบทั้ง 4 แต่ขั้นตอนนี้จะไม่สามารถทำได้หากค่าแรงเค้นรวมในแนวราบไม่เท่ากับศูนย์ ดังนั้นจะต้องทำการลดค่า Total Vertical Stress และ Pore-Water Pressure เท่ากับ Total Horizontal Stress ซึ่งจะทำให้ค่า Effective Vertical Stress ทั้งในแนวราบและในแนวตั้งยังคงมีค่าคงที่ และเมื่อค่า Total Horizontal Stress เข้าสู่ค่าศูนย์จึงสามารถเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะ

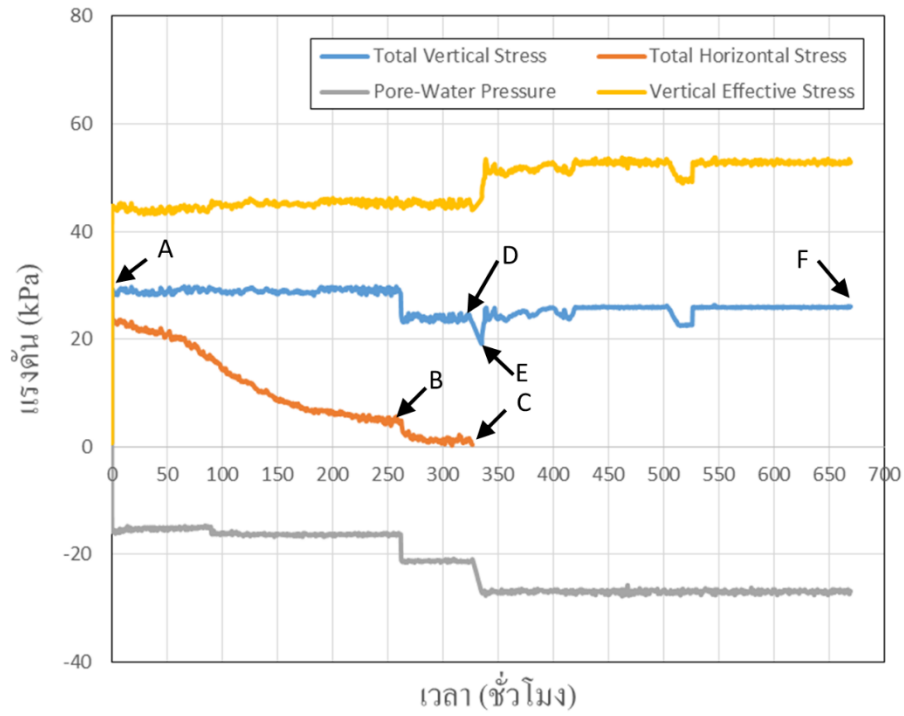
แวดล้อมได้ ช่วงการเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะแวดล้อมนั้นจะใช้ช่วงเวลาอยู่ระหว่างจุด B ถึงจุด C ดังแสดงในรูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25



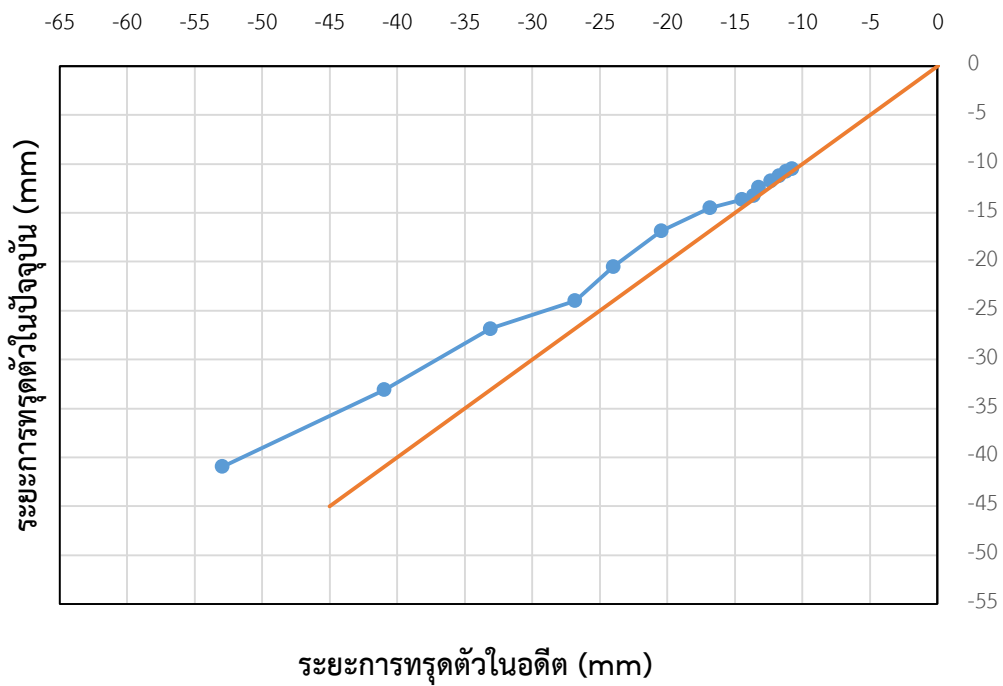
รูปที่ 4.23 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-01



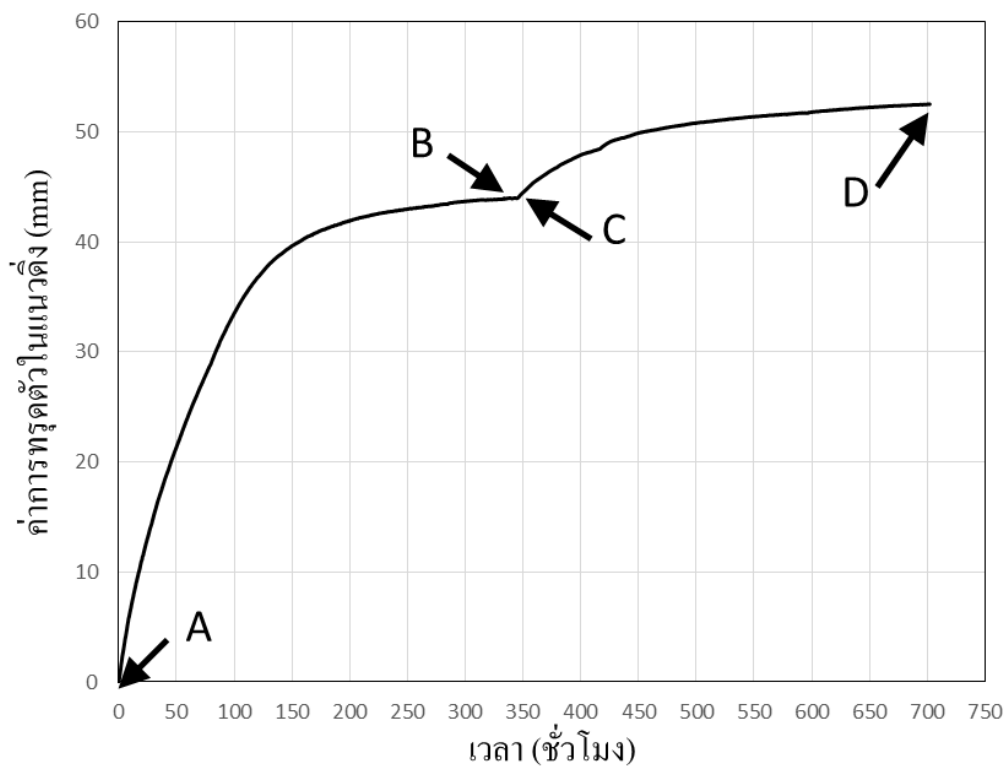
รูปที่ 4.24 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-02



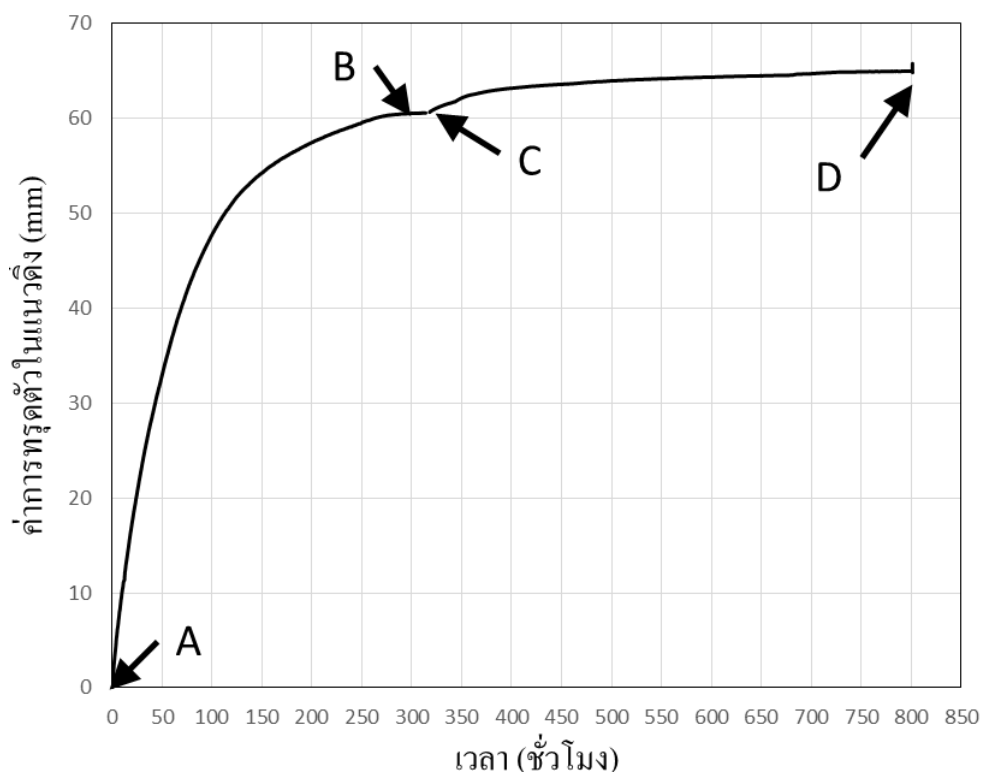
รูปที่ 4.25 แรงเค้นสำหรับเตรียมตัวอย่างก่อนทำการเฉือนในตัวอย่าง AS-03



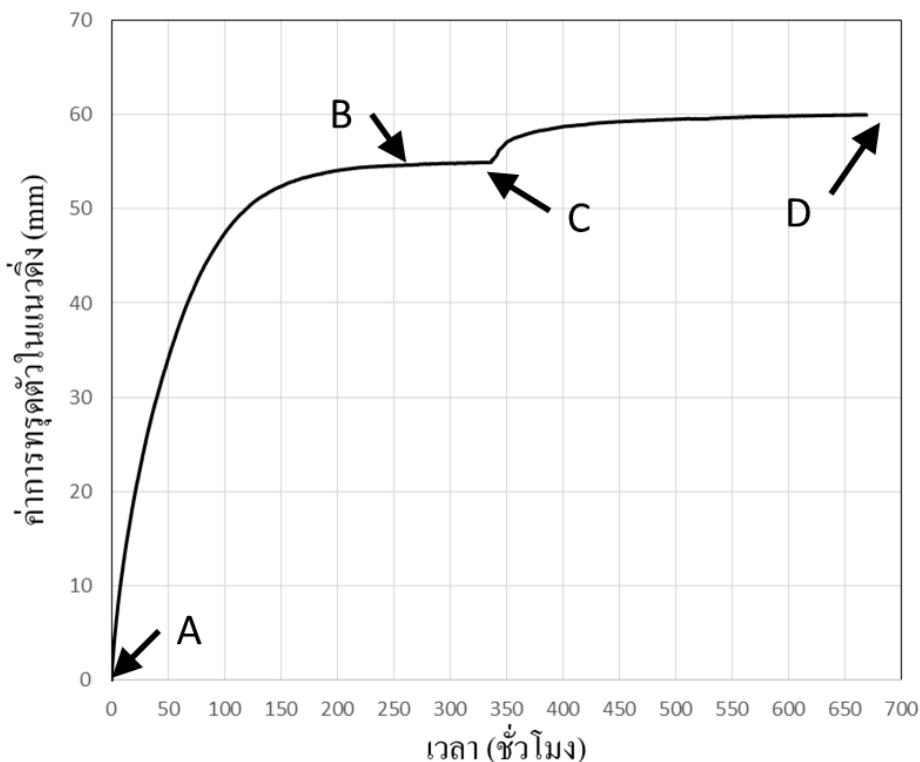
รูปที่ 4.26 การตรวจสอบหาจุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธี Asoka (1978)



รูปที่ 4.27 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-01



รูปที่ 4.28 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-02



รูปที่ 4.29 ค่าการทรุดตัวกับเวลาของตัวอย่าง AS-03

เมื่อรอให้แรงเค้นด้านข้างมีค่าน้อยกว่า 1 kPa ก็จะทำให้การปิด Ball Valve และยึดแกนกดด้านบน เพื่อให้ตัวอย่างไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ถอดแผ่นประกบออกทั้งสี่ด้านดังแสดงในรูปที่ 4.30 ทำการติดแผ่นอลูมิเนียมที่ด้านข้างตัวอย่างจากนั้นติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (gab sensor) แบบไม่สัมผัส ทั้ง 4 ด้านของตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 4.31 และทำการสอบเทียบอุปกรณ์ หลังจากแผ่นประกบถูกถอดออกพบว่าค่าแรงเค้นในแนวดิ่งมีค่าลดลงซึ่งเกิดได้จากการถอดแผ่นประกบออกนั้นไปรบกวนดินซึ่งแสดงอยู่ระหว่างจุด D และ E รูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25 ดังนั้นจึงจำเป็นต้องสร้างโครงสร้างดินใหม่ที่ปราศจากการรบกวนโดยสมบูรณ์ด้วยการอัดตัวคายนํ้าอีกครั้ง

4.7.3 การอัดตัวคายนํ้า (Consolidation)

เนื่องจากเปลี่ยนเงื่อนไขสถานะแวดล้อมให้เป็นแบบสมมาตรรอบแกนทำให้ไม่มีแผ่นประกบด้านข้าง ทั้งสี่ด้านอีกต่อไป ดังนั้นการให้แรงกระทำเพื่อให้ดินเกิดการอัดตัวคายนํ้าโดยการเพิ่มแรงกดในแนวดิ่งเหมือนในขั้นตอนการสร้างโครงสร้างใหม่ให้แก่ดินนั้นจึงไม่สามารถทำได้ ด้วยเหตุนี้งานวิจัยนี้จึงแก้ปัญหาโดยทำการกระตุ้นให้ดินคายนํ้าโดยการลดแรงดันน้ำลงอีก 5-10 kPa เพื่อเพิ่มค่าความเค้นประสิทธิผลทั้งในแนวดิ่งและด้านข้างและยังเป็นการกระตุ้นให้ดินคายนํ้าโดยไม่ต้องเพิ่มค่า total vertical stress แต่เนื่องจากแรงดันน้ำที่เปลี่ยนแปลงไปนั้นจะส่งผลต่อค่าเค้นประสิทธิผลในทุกทิศทาง นั้นหมายความว่าดินจะเกิดการหดตัวด้านข้างด้วยเช่นกันซึ่งไม่ตรงตามเงื่อนไขในสนามที่ดินจะเกิดการทรุดตัวเฉพาะในแนวดิ่งเท่านั้น ดังนั้นจึงจำเป็นต้อง

มีการควบคุมเพื่อไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินโดยใช้โปรแกรมอัตโนมัติซึ่งก็คือระบบที่ 3 ของโปรแกรมควบคุมเฟรมกด (รายละเอียดกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.7.6) และมีหลักการทำงานดังรูปที่ 3.10 การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินจะพิจารณาได้จากอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (gab sensor) ที่ติดตั้งไว้แล้วทั้งหมด 4 ตัวก่อนหน้านี้ การตรวจสอบการสิ้นสุดของกระบวนการอัดตัวคายนํ้ายังคงใช้วิธีของ Asaoka (1978) ซึ่งจะอยู่ในตำแหน่งจุด F ในรูปที่ 4.23, 4.24 และ 4.25 หรือจุด D รูปที่ 4.27, 4.28 และ 4.29

จากผลการทดสอบจะสามารถคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯประกอบตัวใหม่ในสถานะอัดตัวปกติ (Normally Consolidated Clay) ดังนี้คือ

ตัวอย่าง AS-01

ค่า Effective Vertical stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 27.84 kPa
ค่า Effective Horizontal stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 14.59 kPa
ค่า สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่ง	เท่ากับ 0.52

ตัวอย่าง AS-02

ค่า Effective Vertical stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 42.77 kPa
ค่า Effective Horizontal stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 21.46 kPa
ค่า สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่ง	เท่ากับ 0.50

ตัวอย่าง AS-03

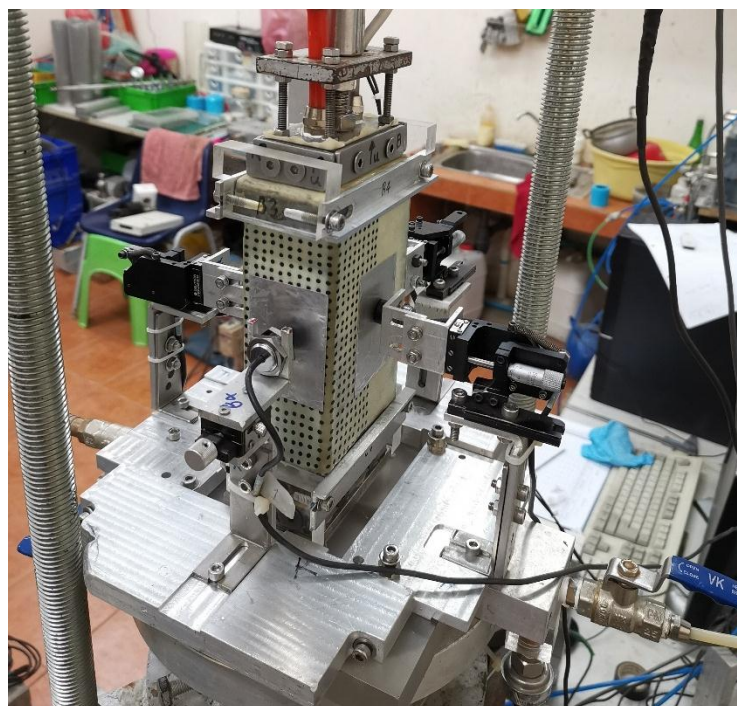
ค่า Effective Vertical stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 52.95 kPa
ค่า Effective Horizontal stress ที่จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายนํ้าใน 1 มิติ	เท่ากับ 26.88 kPa
ค่า สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่ง	เท่ากับ 0.51

จากผลการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งของทั้งสามตัวอย่างพบว่ามีความใกล้เคียงกันเป็นอย่างมากโดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.51 ทั้งนี้ใช้ค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งในขั้นตอนการอัดตัวคายนํ้าไม่เท่ากัน โดยหลักการแล้วดินที่ใช้ค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งสูงกว่าย่อมมีค่าความสามารถรับแรงเฉือนได้สูงกว่าเช่นกัน ด้วยเหตุนี้จึงพอจะสรุปได้ว่า ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯประกอบตัวใหม่ในสถานะอัดตัวปกติ (Normally Consolidated Clay) จะไม่เปลี่ยนแปลงไปตามค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนซึ่งผิดไปจากสมมติฐานเดิมของงานวิจัยนี้ จากผลการทดสอบของ T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สถานะอยู่นิ่งสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯอัดตัวปกติ (Normally Consolidated Clay) มีค่าอยู่ช่วงประมาณ 0.55 ถึง 0.65 ซึ่งเป็นค่าที่ค่อนข้างกระจาย สาเหตุอาจเป็นเพราะการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งด้วยเครื่อง

ทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial Compression Tests) นั้นกระทำได้ยากและมีความผิดพลาดดังที่ได้ อธิบายไปแล้วในที่มาของปัญหา



รูปที่ 4.30 ตัวอย่างดินหลังจากถอดแผ่นประกอบออกทั้ง 4 ด้าน



รูปที่ 4.31 การติดตั้ง gab sensor ที่ด้านข้างของตัวอย่างดิน

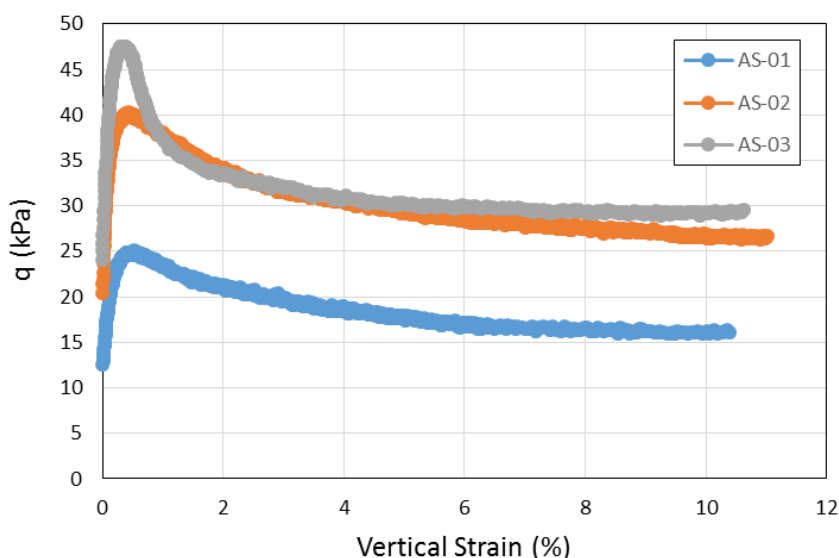
4.8 การเฉือนตัวอย่าง (Shearing)

หลังจากการอัดตัวคายใน 1 มิติสิ้นสุดลงก็จะเริ่มทำการเฉือนตัวอย่างภายใต้สภาพแวดล้อมแบบ สมมาตรรอบแกนโดยไม่ปล่อยให้สามารถไหลออกจากตัวอย่างดิน อัตราการเฉือนจะใช้ที่ 0.5% ของ

ความเครียดต่อหนึ่งนาที่ การเฉือนนั้นจะใช้ระบบที่ 4 ของโปรแกรมควบคุมเฟรมกด (รายละเอียดกล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.7.6) ซึ่งโปรแกรมจะควบคุมให้ Servo Motor หมุนด้วยความเร็วรอบคงที่ตามค่าอัตราการเฉือนที่กำหนด หลังจากปิด Ball Valve ที่หัวและท้ายตัวอย่าง หาค่าความสูงของตัวอย่างเพื่อคำนวณอัตราการเฉือนและปรับตำแหน่งของอุปกรณ์วัดระยะต่างๆ ให้อยู่ในตำแหน่งที่สามารถวัดระยะได้มากที่สุด ก็จะเริ่มทำการเฉือนโดยจะมีการเก็บค่าต่างๆ ผ่านโปรแกรมอัตโนมัติดังนี้ ค่าความเค้นในแนวตั้ง (Vertical Stress), ค่าการทรุดตัวในแนวตั้ง (Vertical Displacement) และแรงดันน้ำที่หัวและท้ายตัวอย่าง

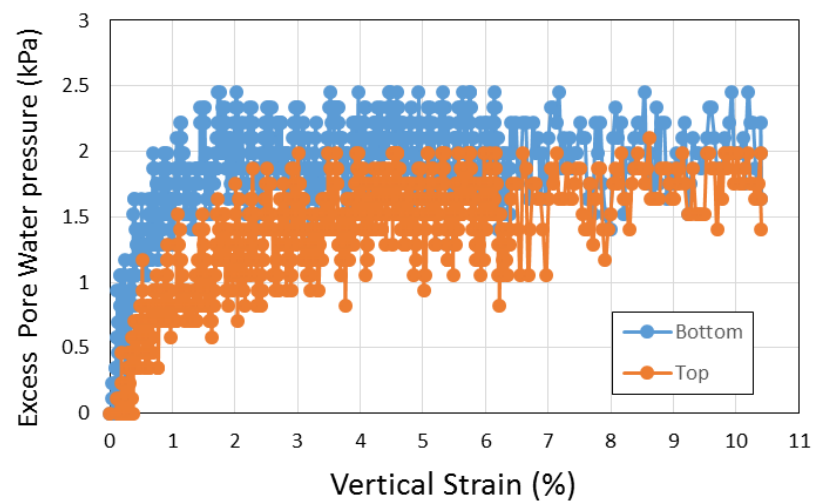
งานวิจัยนี้จะทำการเฉือนตัวอย่างทั้งหมด 3 ตัวอย่างคือ AS-01, AS-02 และ AS-03 ซึ่งเป็นดินเหนียวอัดตัวปรกติโดยใช้ค่าความเค้นอัดในแนวตั้งในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำที่ 27.84 kPa, 42.77 kPa และ 52.95 kPa ตามลำดับ รูปที่ 4.32 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deviator Stress (q) กับค่าความเครียดพบความสามารถในการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำนั้นจะเพิ่มขึ้นตามค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ใช้ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำซึ่งมีค่ารับแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 24.87 kPa, 39.57 kPa และ 46.90 kPa สำหรับตัวอย่าง AS-01, AS-02 และ AS-03 ตามลำดับ โดยในตัวอย่างที่ความสามารถในการรับแรงเฉือนที่มากกว่าจะเข้าสู่ช่วงจุด Peak ได้เร็วกว่าเมื่อเทียบกับความเครียดในแนวตั้ง ดังนั้นค่า Stiffness (E) นั้นก็จะเพิ่มขึ้นตามค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนด้วยเช่นกัน หลังจากนั้นพฤติกรรมของดินจะเข้าสู่ช่วง Softening จากผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่มีค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนมากกว่าจะมีการลดลงของค่า q รุนแรงกว่าหรือเกิด Softening ที่รุนแรงนั่นเอง ค่า q ยังคงลดลงอย่างต่อเนื่องโดยมีอัตราการลดลงที่ต่ำลงเรื่อยๆตามค่าความเครียดในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นจนมีค่าคงที่ที่จุด Residual State โดยมีค่าเท่ากับ 16.14 kPa, 26.37 kPa และ 29.54 kPa สำหรับตัวอย่าง AS-01, AS-02 และ AS-03 ตามลำดับ

จากเส้นกราฟในรูปที่ 4.32 จะพบว่าลักษณะเส้นกราฟที่ค่า Vertical Strain เท่ากับ 0 นั้นจะเกิดการพุ่งขึ้นทันทีเมื่อเริ่มการเฉือนตัวอย่างโดยไม่มีการปรับแก้ นั้นแสดงให้เห็นว่าบริเวณพื้นผิวสัมผัสระหว่างตัวอย่างดินกับอุปกรณ์วัดความเค้นในแนวตั้งนั้นสัมผัสกันโดยสมบูรณ์ซึ่งเป็นข้อดีของการใช้เซลล์ทดสอบตัวเดียวกันทั้งในขั้นตอนการเตรียมดินและการเฉือนดิน

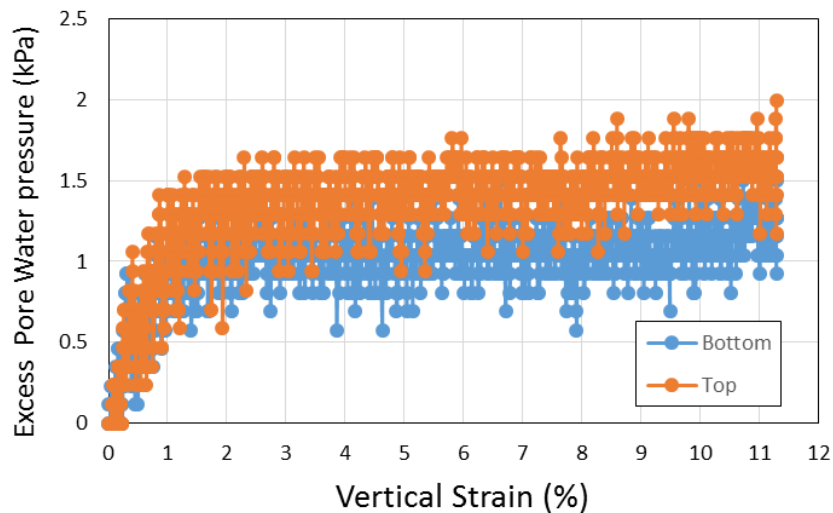


รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deviator Stress (q) กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง

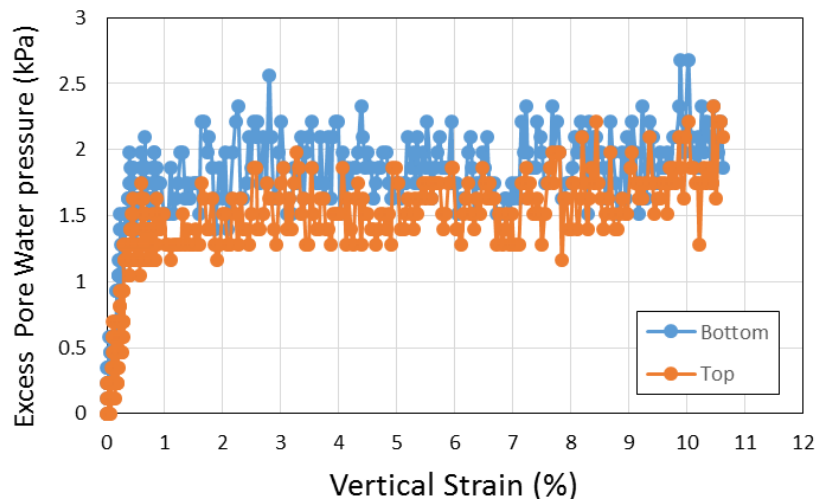
เนื่องจากการเฉือนดินในงานวิจัยนี้เป็นการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ดังนั้นระหว่างการเฉือนจะเกิดแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore-Water Pressure) รูปที่ 4.33 ถึง 4.36 แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดที่ทำการวัดตรงตำแหน่งด้านบนและด้านล่างของทั้ง 3 ตัวอย่าง พบว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มขึ้นตามค่าความเครียดในแนวตั้งและจะคงที่เมื่อการเฉือนเข้าสู่ที่จุด Residual State ลักษณะดังกล่าวจะเป็นพฤติกรรมโดยทั่วไปของดินเหนียวอัดตัวปรกติ นอกจากนี้ยังพบอีกว่าค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่วัดได้จากด้านบนและล่างของตัวอย่างมีลักษณะไม่แตกต่างกันมาก รูปที่ 4.37 แสดงการเปรียบเทียบค่าแรงดันน้ำเฉลี่ยที่หัวและท้ายตัวอย่างซึ่งพบว่ามีความสัมพันธ์ไม่ขึ้นอยู่กับการอัดตัวคายน้ำ



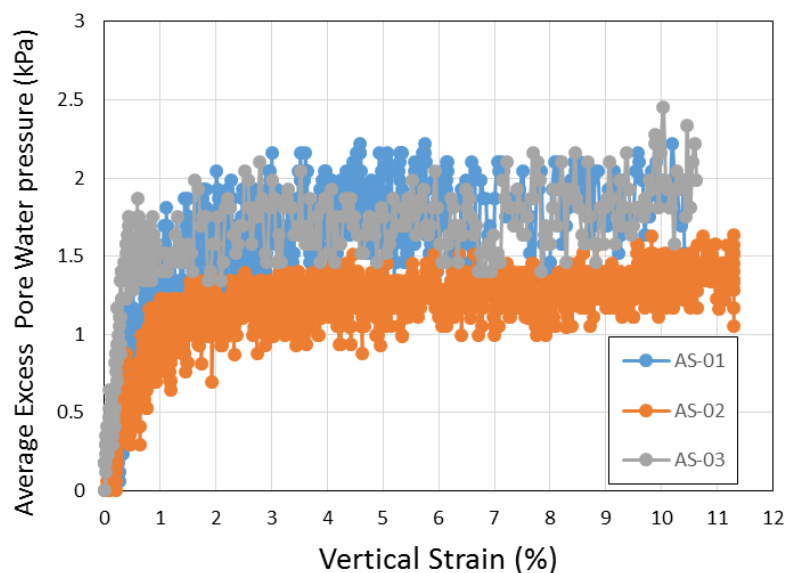
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-01 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-02 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่ตำแหน่งด้านบนและล่างของตัวอย่าง AS-03 กับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง



รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำส่วนเกินเฉลี่ยที่หัวและท้ายของตัวอย่างกับค่าร้อยละของความเครียดในแนวตั้ง

รูปที่ 4.37 แสดงภาพเส้นทางเดินของความเค้น (Stress Path) ซึ่งมีลักษณะเป็นเส้นตรงเฉียงไปทางขวา ทำมุมประมาณ 75° กับแกน X จนถึงจุด Peak คล้ายการเฉือนแบบระบายน้ำ (Drained Tests) ซึ่งแตกต่างกับผลของ Chaudhry ในปี 1975 ซึ่งทำการทดสอบโดยใช้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในพื้นที่หนองงูเห่า ซึ่งเป็นพื้นที่ใกล้เคียงกับแหล่งที่มาของดินในงานวิจัยนี้ การเฉือนจะเป็นแบบ Isotropically Consolidated Undrained (CIU) Triaxial Test โดยใช้ Effective Confining Pressure เท่ากับ 138, 207, 276, 345 และ 414 kPa ตามลำดับ ซึ่งได้ลักษณะของเส้นทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress Path) เป็นเส้นโค้งไปทางด้านซ้ายโดยที่จุดเริ่มต้นทำมุมกับแกน X ประมาณ 100° สาเหตุนี้เกิดจากค่าแรงดันน้ำส่วน

เกิดระหว่างการเฉือนที่วัดได้ในงานวิจัยนี้เกิดขึ้นต่ำมากเมื่อเทียบกับงานของ Chaudhry ในปี 1975 ซึ่งอาจเกิดได้จากหลายสาเหตุคือ

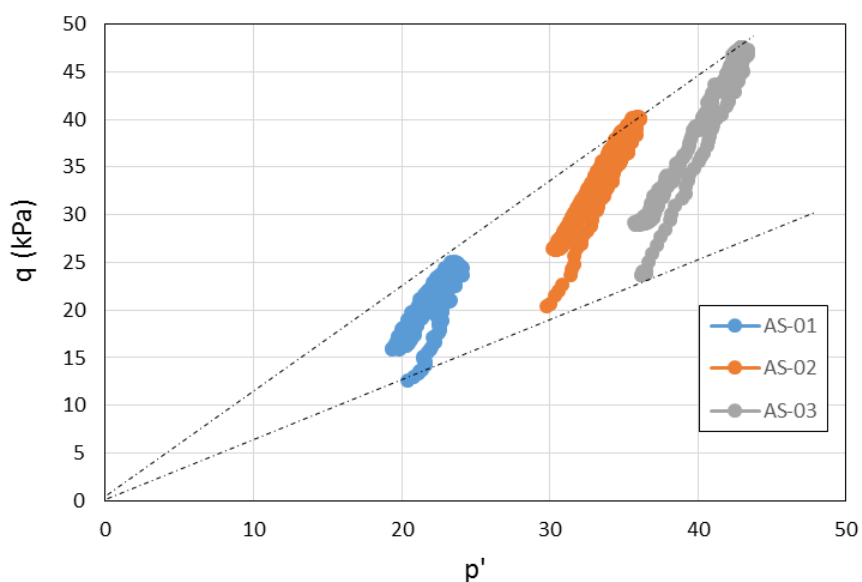
1. วิธีการให้ Effective Confining Pressure แก่ตัวอย่างดินซึ่งในงานวิจัยนี้ไม่มีการใช้ Cell Pressure เหมือนกับการทดสอบโดยใช้เครื่อง Triaxial ทั่วไป แต่จะใช้แรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) เพื่อไปสร้าง Effective Confining Pressure

2. ความแตกต่างในการให้ค่าแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) ซึ่งในงานวิจัยของ Chaudhry ในปี 1975 จะใช้มีการอัดแรงดันน้ำเข้าไปในตัวอย่างก่อนการเฉือนซึ่งแน่นอนว่าค่าดังกล่าวจะต้องมีค่าสูงกว่า Effective Confining Pressure เนื่องจากต้องทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ แต่สำหรับในงานวิจัยนี้ การให้ค่าแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) เป็นลบซึ่งมีค่าต่ำมากและมีค่าเท่ากับ Effective Confining Pressure ที่ต้องการใช้ในการเฉือน

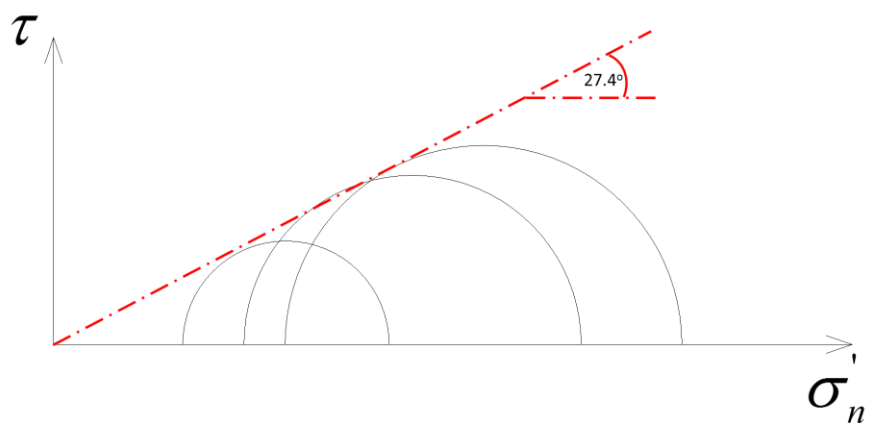
3. ลักษณะการวิบัติซึ่งในงานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนอัดตัวด้วยน้ำปรกติทรงสี่เหลี่ยมโดยในบางตำแหน่งจะเกิดแถบแรงเฉือนขึ้นซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้พฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปเป็นแบบ Softening แต่ในการทดสอบโดยใช้เครื่อง Triaxial ทั่วไปจะใช้ตัวอย่างทรงกลมซึ่งส่วนใหญ่เมื่อทำการเฉือนในตัวอย่างดินเหนียวอ่อนอัดตัวด้วยน้ำปรกติมักจะวิบัติแบบ Barrelling ซึ่งจะเกิดแถบแรงเฉือน

อย่างไรก็ตามยังจะต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมในประเด็นต่างๆเหล่านี้ต่อไปในอนาคต

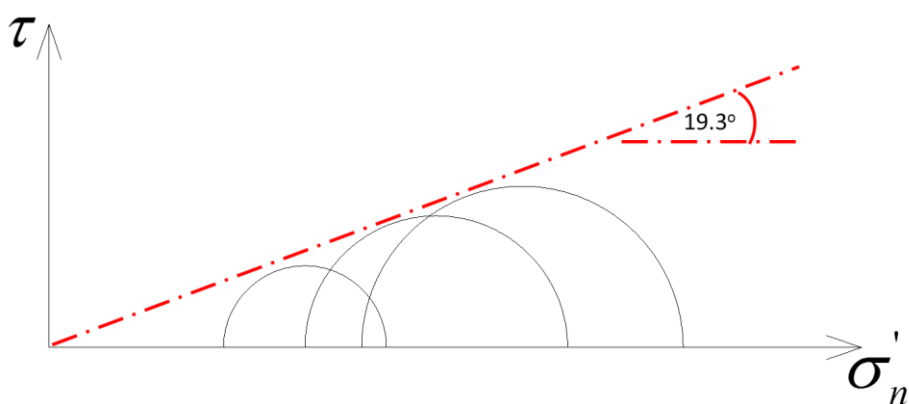
จากการนำผลการเฉือนไปเขียนรูป Mohr's Circle โดยใช้ค่าความเค้นที่จุด Peak และ Residual State ซึ่งแสดงในรูปที่ 4.38 และ 4.39 จะได้ว่ามุมเสียดทานภายใน (Internal Friction Angle) เท่ากับ 27.4° และ 19.3° ตามลำดับ และหลังจากสิ้นสุดการเฉือนจะพบว่าลักษณะการวิบัติผสมกันระหว่างแบบ Shear และแบบ Barrelling ดังแสดงในรูปที่ 4.40, 4.41 และ 4.42 สำหรับตัวอย่าง AS-01, AS-02 และ AS-03 ตามลำดับ



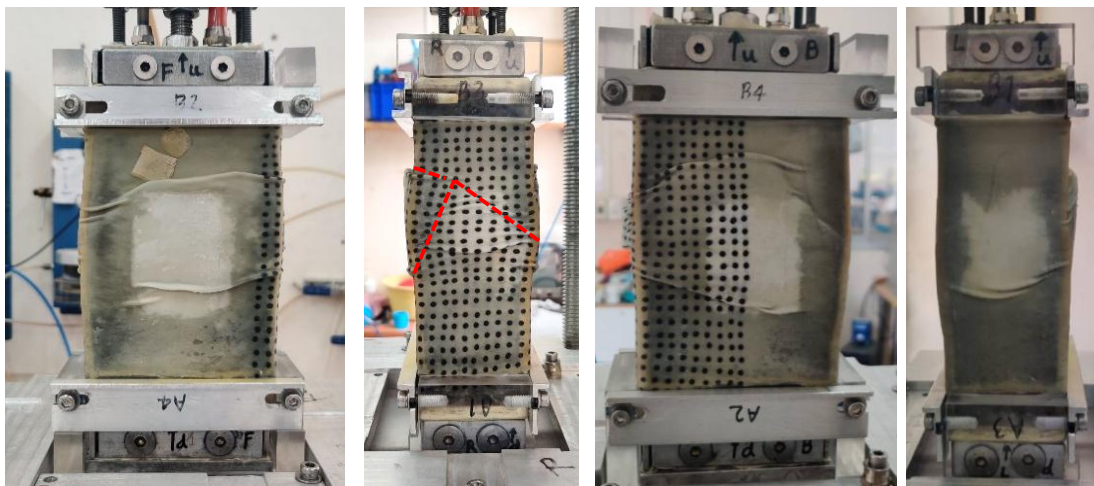
รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Deviator Stress (q) กับค่าความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย



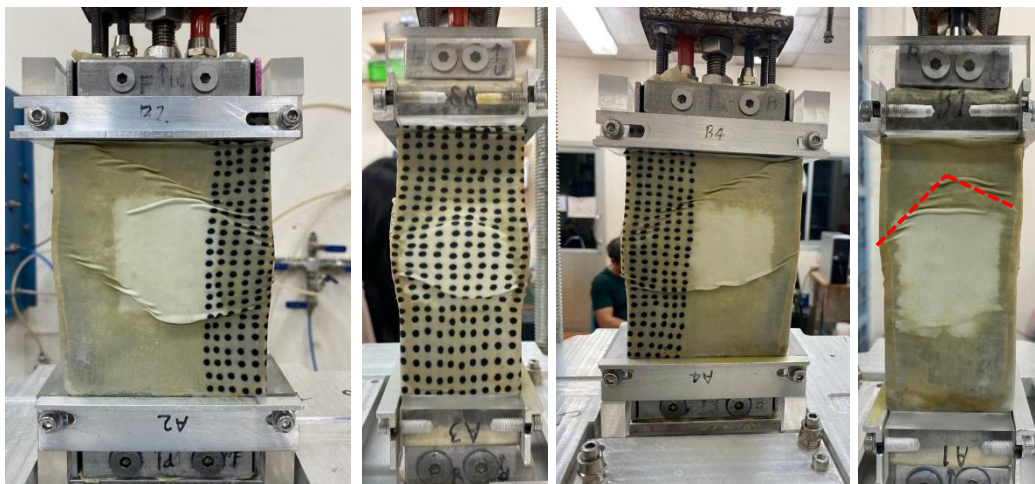
รูปที่ 4.38 Mohr's Circle ที่จุด Peak



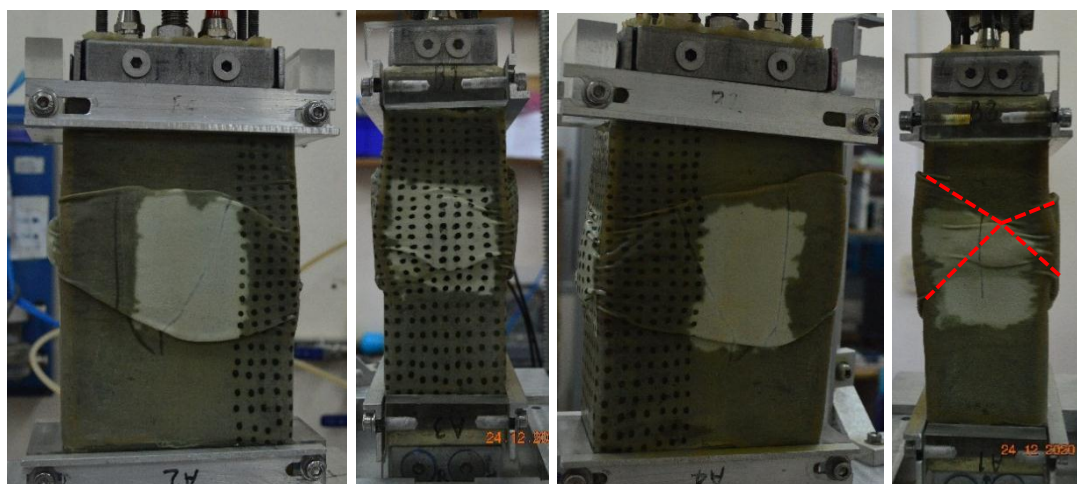
รูปที่ 4.39 Mohr's Circle ที่จุด Residual State



รูปที่ 4.40 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-01



รูปที่ 4.41 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-02



รูปที่ 4.42 ลักษณะการวิบัติในตัวอย่าง AS-03

หลังจากทำการเค้นดินเสร็จแล้ว ก็จะถึงขั้นตอนการตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of Saturation) โดยนำดินหลังการเค้นไปอบหาค่าปริมาณน้ำและน้ำหนักดินแห้ง ซึ่งผลการทดสอบสรุปในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 แสดงค่าปริมาณน้ำ และความอิ่มตัวด้วยน้ำ

Sample	Water content (%)		Degree of saturate (%)			
	After mixing	After shearing	After mixing	Before consolidation		After shearing
				$\Delta u / \Delta \sigma_v$	$\Delta u / \Delta \sigma_h$	
AS-01	126.97	81.04	99.21	95.11	96.67	99.08
AS-02	124.99	70.01	99.78	98.32	98.79	99.58
AS-03	118.08	65.65	99.58	97.28	99.05	99.63

4.9 การหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพในสภาวะอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปรกติ

วิจัยนี้นอกจากจะสนใจในเรื่องค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพในสภาวะอัดตัวคายนํ้าปรกติ (Over Consolidated Ratio, OCR=1) แล้วยังสนใจค่าดังกล่าวสำหรับดินที่อยู่ในสภาวะอัดตัวคายนํ้ามากกว่าปรกติ (OCR>1) จากผลการศึกษาของ T. H. Seah และ K. C. Lai, 2003 พบว่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพจะมีค่ามากขึ้นตามค่า OCR ซึ่งสามารถใช้รูปแบบสมการที่นำเสนอโดย Mayne and Kulhawy, 1982 ในการคำนวณโดยใช้ค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction, ϕ') เท่ากับ 20.5° นอกจากนั้นยังนำเสนอสมการในรูปแบบที่นำเสนอโดย Schmidt (1966) โดยใช้ค่า $\alpha=0.333$ ซึ่งการทดสอบทั้งหมดจะทำในเครื่องทดสอบแบบแรงอัดสามแกนด้วยวิธี K_0 Consolidated Undrained Triaxial Test แต่สำหรับงานวิจัยนี้จะทำการทดสอบโดยใช้เครื่องมือที่ถูกพัฒนาขึ้นเองในมหาวิทยาลัยบูรพา วิธีการทดสอบนั้นจะมีขั้นตอนแบบเดียวกันกับการทดสอบในตัวอย่างดินเหนียวอ่อนอัดตัวคายนํ้าปรกติดังที่กล่าวมาแล้วในตอนต้นตั้งแต่ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างจนถึงการสร้างโครงสร้างใหม่ให้กับดิน (หัวข้อ 4.4, 4.5, 4.6 และ 4.7.1) แต่จะไม่มีเปลี่ยนแปลงสภาวะแวดล้อม การอัดตัวคายนํ้าครั้งที่สองและการเฉือน (หัวข้อ 4.7.2, 4.7.3 และ 4.7.4)

การทดสอบจะเริ่มจากกระบวนการอัดตัวคายนํ้าในหนึ่งมิติโดยใช้แผ่นประกบทั้งสองด้านเป็นตัวประคองไม่ให้เกิดการเสียรูป การวัดแรงดันด้านข้างจะให้อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างด้วยหลักการสมดุลของแรงดันลมที่ติดตั้งไว้ด้านหลังของแผ่นประกบ การทดสอบจะใช้แรงเค้นทั้งหมดในแนวตั้ง (Total Vertical Stress) 33 kPa ประกอบกับแรงดันนํ้าที่เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) -19 kPa ทำให้ได้แรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective Vertical Stress) เท่ากับ 52 kPa ซึ่งเป็นค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งหลังจากการอัดตัวคายนํ้าครั้งที่สองของตัวอย่าง AS-03 ลึกลงสุด เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบความแตกต่างของผลการทดสอบทั้งสองวิธี กระบวนการอัดตัวคายนํ้าจะดำเนินต่อไปจนกว่าการอัดตัวคายนํ้าหลักจะลึกลงสุดซึ่งจะยังคงใช้ของวิธีของ Asaoka (1978) ในการตรวจสอบ

จากผลการทดสอบพบว่าค่าแรงเค้นด้านข้างจะลดลงตามเวลาจนถึงจุดที่ตัวอย่างดินลึกลงสุดกระบวนการอัดตัวคายนํ้าหลัก ค่าดังกล่าวจะมีค่าคงที่ (จุด A ในรูปที่ 4.43) ซึ่งใช้เวลา 313 ชั่วโมงโดยสามารถวัดแรงเค้นประสิทธิผลด้านข้างได้เท่ากับ 23.89 kPa และสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งได้เท่ากับ 0.47 ซึ่งน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในตัวอย่าง AS-03 อยู่ 7% ทั้งนี้อาจเกิดจากแรงเสียดทานด้านข้างระหว่างถุงยางกับแผ่นประกบถึงแม้ว่าจะมีการทาสารหล่อลื่นไว้แล้ว ผลกระทบจากแรงเสียดทานนี้จะทำให้ค่าแรงเค้นในแนวตั้งมีค่าลดลงตามระยะความสูงของตัวอย่าง แต่สำหรับตัวอย่าง AS-03 จะไม่เกิดปัญหาดังกล่าวเนื่องจากการอัดตัวคายนํ้าครั้งที่ 2 ได้ทำการถอดแผ่นประกบด้านข้างออกหมดแล้วทั้งสองด้านสาเหตุอีกประการอาจเกิดขึ้นจากใช้ค่าแรงดันนํ้าที่เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) เพื่อใช้ในการ

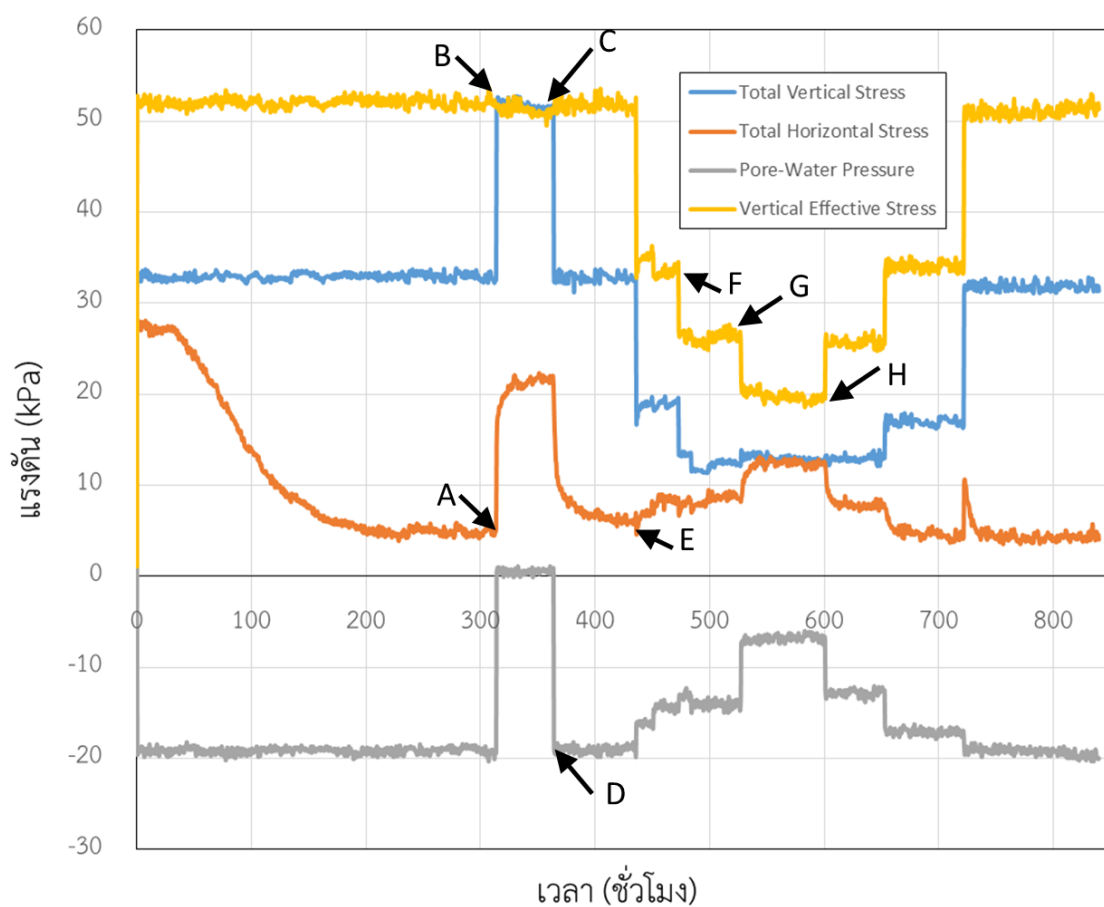
เร่งกระบวนการอัดตัวค้ำน้ำตั้งแต่ช่วงแรกที่ดินยังค่อนข้างเหลวอาจทำให้ผิวด้านข้างของตัวอย่างดินออกแรงกระทำกับพื้นที่ของอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างได้ไม่สม่ำเสมอ ด้วยเหตุนี้จึงได้ทำการปรับเปลี่ยนวิธีการให้แรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเป็นการใช้แรงเค้นในแนวตั้งทั้งหมดและปล่อยค่าแรงดันน้ำเป็นค่าแรงดันบรรยากาศ โดยค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งยังคงที่เท่ากับ 52 kPa (จุด B ถึง C ในรูปที่ 4.43) รองจนกว่าค่าแรงเค้นในแนวราบคงที่ซึ่งมีค่าเท่ากับ 21.27 kPa จึงทำการวัดค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งได้เท่ากับ 0.29 ซึ่งมีค่าน้อยกว่าวิธีที่ใช้แรงดันน้ำเป็นลบถึง 38.86% และน้อยกว่าตัวอย่าง AS-03 ถึง 43.65% ทั้งนี้เนื่องจากวิธีการให้แรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งโดยไม่มีการใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) จะเข้าไปพยุงดินด้านข้างจะทำให้ค่าแรงเค้นด้านข้างมีค่าสูงขึ้นจาก 5.24 kPa เป็น 21.27 kPa ซึ่งจะทำให้ค่าแรงเสียดทานระหว่างแผ่นประกบกับถ่วงข้างสูงขึ้นจนทำให้แรงเค้นในแนวตั้งส่งลงไปด้วยได้ น้อยลงและส่งผลให้แรงกระทำด้านข้างลดลงตามไปด้วย ดังนั้นการทดสอบจึงทำการปรับวิธีการให้แรงเค้นกลับมาเป็นระบบเดิมซึ่งใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) เข้ามาช่วยพยุงดินโดยที่ค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งยังคงที่ซึ่งเริ่มต้นที่จุด D ในรูปที่ 4.43 ผลการทดสอบพบว่าค่าแรงเค้นด้านข้างจะมีค่าลดลงเรื่อยจนหยุดนิ่งที่จุด E และสามารถวัดค่าแรงเค้นด้านข้างได้ 6.97 kPa โดยที่ค่าแรงเค้นประสิทธิผลด้านข้างมีค่าเท่ากับ 26.80 kPa ซึ่งมากกว่าจุด A ถึง 12.21% จากการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งได้เท่ากับ 0.50 ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้ในตัวอย่าง AS-03 มากโดยมีความแตกต่างกันเพียง 1.01% ดังนั้นกระบวนการสลบค่าแรงเค้นระหว่างจุด B ถึง C ทำให้ดินออกแรงกระทำกับอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างได้อย่างสมบูรณ์

ขั้นตอนต่อไปจะเป็นการลดค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งลงเพื่อให้ดินเข้าสู่สถานะอัดตัวค้ำน้ำมากกว่าปรกติโดยให้ต้องการค่า Over Consolidated Ratio (OCR) เท่ากับ 1.52, 2.04 และ 2.68 ดังแสดงในจุด F, G และ H ในรูปที่ 4.43 ตามลำดับ อย่างไรก็ตามการที่จะหาจุดสิ้นสุดการขยายตัว (Swelling) นั้นยังคงต้องใช้การเคลื่อนตัวในแนวตั้งในการวิเคราะห์ แต่เนื่องจากค่าการขยายตัวในแนวตั้งนั้นเกิดขึ้นน้อยมากจนอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งแบบ LVDT ซึ่งใช้มาก่อนหน้านี้ไม่สามารถวัดได้เนื่องจากไม่มีความละเอียดมากพอ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเปลี่ยนไปใช้ Inductive Sensor Displacement ของ Keyence รุ่น EX-205 จำนวน 1 ตัว ติดตั้งไว้ที่ด้านบนของเซลล์ทดสอบดังรูปที่ 4.44 จากผลการเปรียบเทียบการวัดการขยายตัวของดินด้วยอุปกรณ์ทั้งสองแบบพบว่าการวัดด้วย Inductive Sensor Displacement ให้ผลที่มีความต่อเนื่องมากกว่าดังแสดงในรูปที่ 4.45 หลังจากจุด H ก็จะมีการเพิ่มแรงเค้นกลับขึ้นไปที่ค่า OCR เท่ากับ 2.04 และ 1.52 ตามลำดับ

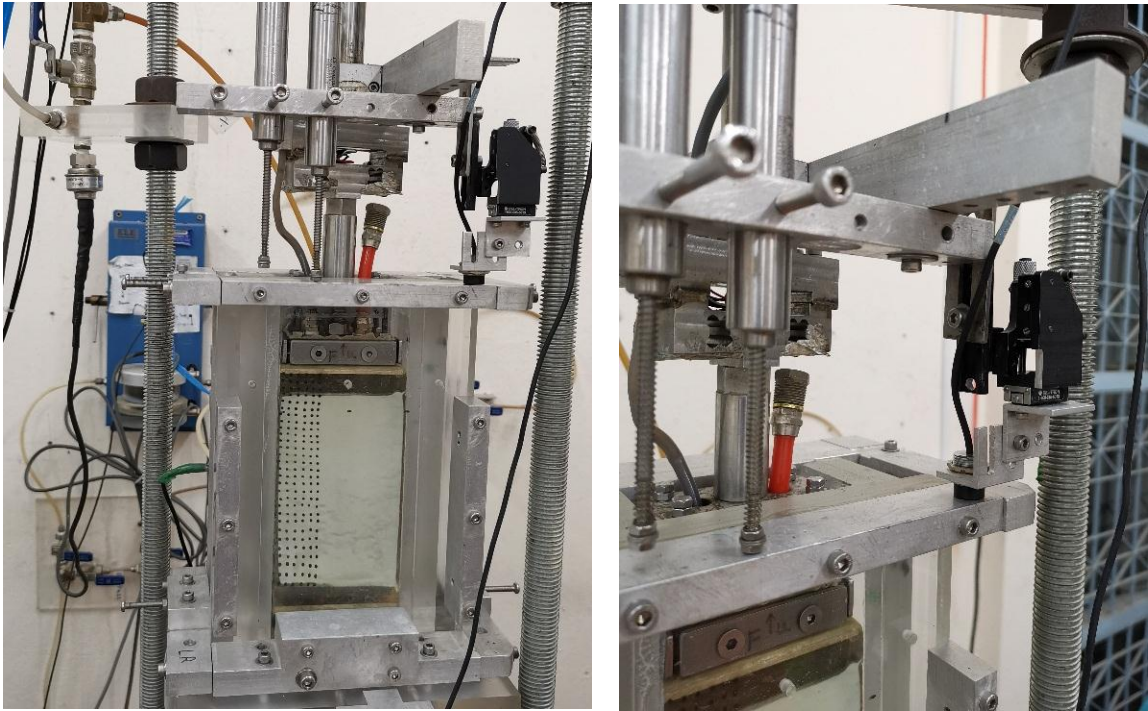
ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งกับค่า OCR แสดงในรูปที่ 4.46 ผลการทดสอบพบว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสถานะอยู่นิ่งมีค่าเพิ่มขึ้นและลดลงตามค่า OCR เมื่อนำสมการของ Mayne and Kulhawy, 1982 มาคำนวณเพื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบโดยใช้ค่ามุมของแรง

เสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction, ϕ') ที่จุด Residual State ที่ได้จากการทดสอบนี้ซึ่งมีค่าเท่ากับ 19.3° จากการเปรียบเทียบพบว่าค่าที่ได้จากการคำนวณมีค่ามากกว่าผลที่ได้จากการทดสอบไปค่อนข้างมากโดยเฉพาะในช่วงที่ค่า OCR ต่ำ และจะมีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบเมื่อค่า OCR มากกว่า 2 โดยมีค่า R^2 เท่ากับ 0.981 นอกจากนี้งานวิจัยนี้ยังใช้รูปแบบสมการที่นำเสนอโดย Schmidt, 1966 พบว่าค่า α ที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพนั้นมีค่าเท่ากับ 0.67 โดยมีค่า R^2 เท่ากับ 0.987 ถึงแม้ว่ารูปแบบสมการของ Schmidt, 1966 นั้นจะมีความถูกต้องมากกว่า Mayne and Kulhawy, 1982 แต่การที่สมการเป็นฟังก์ชันกับค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งในสภาวะอัดตัวคายน้ำปรกติซึ่งมีความยุ่งยากในการทดสอบมากกว่าการหาค่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผลด้วยเครื่องทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้เลือกรูปแบบสมการของ Mayne and Kulhawy, 1982 มาปรับปรุงให้เหมาะสมกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพดังแสดงในสมการที่ 4.1 ซึ่งให้ผลความถูกต้องเป็นที่น่าพอใจอย่างมาก

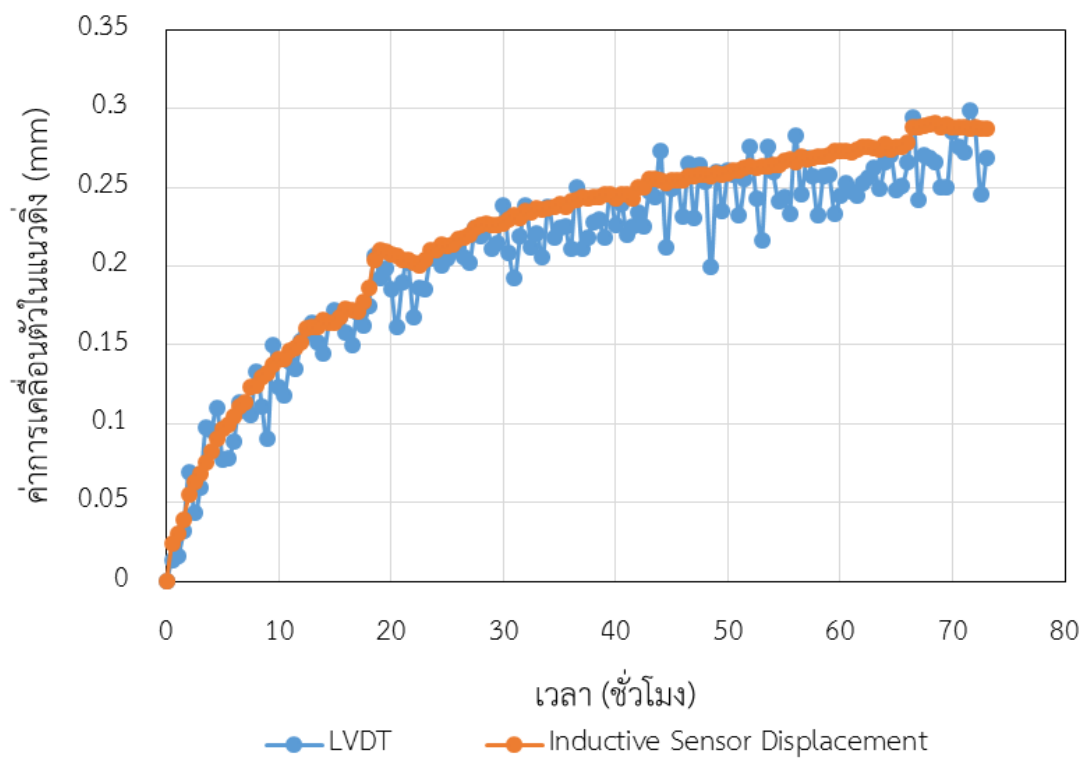
$$k_o = (0.85 - \sin \phi') OCR^{(2.1 \sin \phi')} \quad (4.1)$$



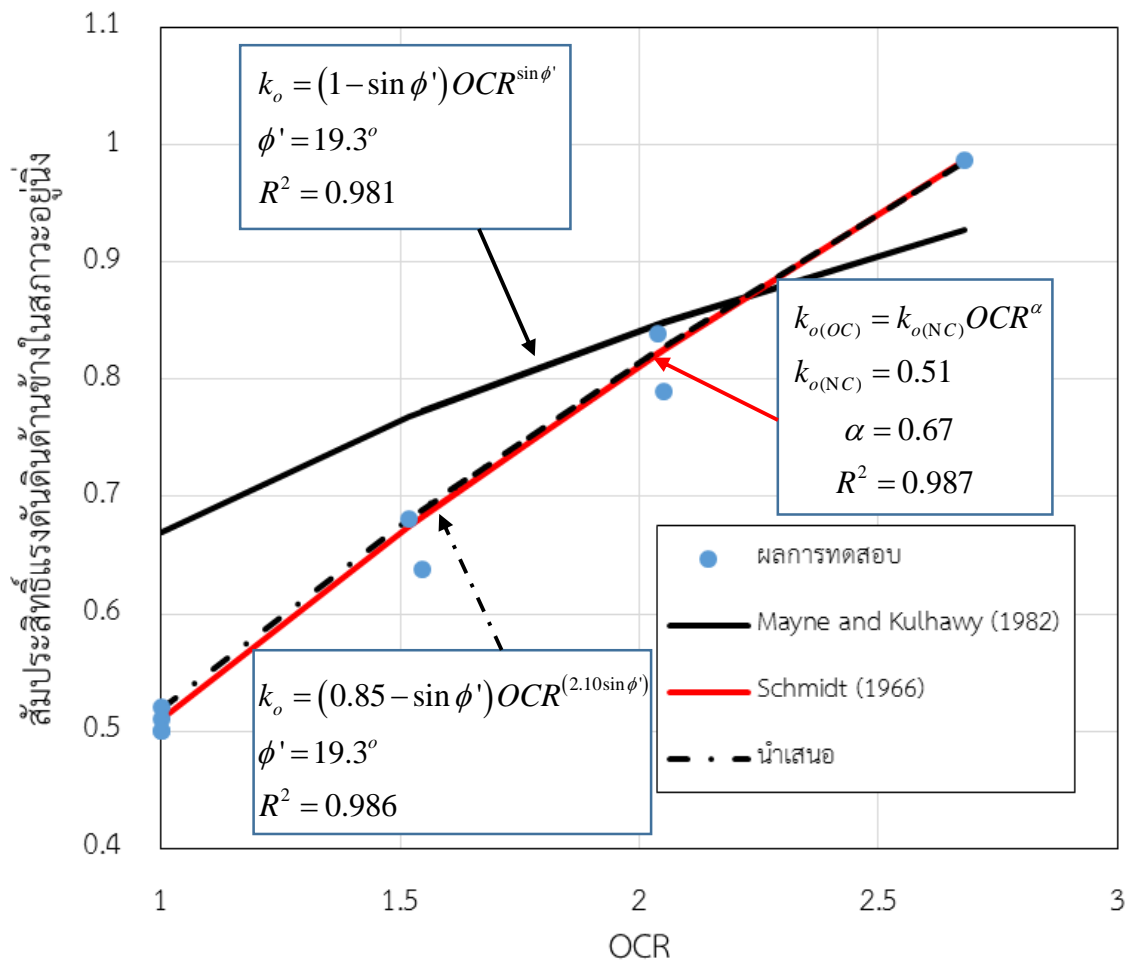
รูปที่ 4.43 การใช้แรงเค้นในการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่หนึ่งของดินในสภาวะอัดตัวคายน้ำมากกว่าปรกติ



รูปที่ 4.44 การติดตั้ง Inductive Sensor Displacement



รูปที่ 4.45 การเปรียบเทียบการวัดค่าการขยายตัวระหว่าง Inductive Sensor Displacement กับ LVDT



รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งกับค่า OCR

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

จากการผลการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯประกอบตัวใหม่ในสภาวะอัดตัวปกติ(Normally Consolidated Clay) และสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated Clay) โดยใช้เครื่องมือและวิธีการทดสอบที่ซึ่งได้มีการประดิษฐ์คิดค้นขึ้นมาใหม่สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. เครื่องมือและโปรแกรมควบคุมอัตโนมัติที่ใช้ในการทดสอบเป็นเครื่องมือที่ได้มีการพัฒนาขึ้นมาใหม่ซึ่งมีประสิทธิภาพในการทำงานทั้งในแง่ความถูกต้องแม่นยำในการวัดและยังสามารถจำลองสภาวะจริงที่เกิดขึ้นในสนามได้อย่างถูกต้องสมบูรณ์ทั้งขั้นตอนการสร้างโครงสร้างดินประกอบตัวใหม่ด้วยการอัดตัวคายน้ำในหนึ่งมิติและการเฉือนภายใต้สภาวะแวลลุ่มแบบสมมาตรรอบแกนเดียว (Axisymmetric Condition) ได้ทันทีโดยไม่ต้องทำการตัดแต่งตัวอย่างและไม่ต้องเคลื่อนย้ายตัวอย่างออกจากอุปกรณ์เตรียมตัวอย่าง

2. ด้วยเทคนิคที่นำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถแบ่งวิธีการค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนออกได้แบบ 2 วิธีและสามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังนี้

2.1 การแกะแผ่นประกบออกทั้ง 4 ด้านแล้วใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบเพื่อกระตุ้นให้เกิดการอัดตัวคายน้ำซึ่งจะต้องทำงานร่วมกับการใช้เฟรมกดดินและอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวแบบไม่สัมผัสตัวอย่างในการบังคับให้ตัวอย่างเกิดการทรุดตัวเฉพาะในแนวตั้งเท่านั้น กระบวนการดังกล่าวจะต้องถูกควบคุมด้วยโปรแกรมอัตโนมัติที่เขียนขึ้นมาสำหรับงานวิจัยนี้โดยเฉพาะ จากผลการทดสอบพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯนั้นไม่ขึ้นอยู่กับค่าแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ใช้ในขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำจึงทำให้ค่าดังกล่าวก็จะไม่ขึ้นอยู่กับค่าความสามารถในการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเช่นกัน โดยจากผลการทดสอบทั้ง 3 ตัวอย่างพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติ (Normally Consolidated Clay) มีค่าใกล้เคียงกันอย่างมากโดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.51

2.2 การใช้อุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างโดยไม่มีการแกะแผ่นประกบทั้ง 4 ด้านออก วิธีนี้จะใช้เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่อยู่ในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) เนื่องจากวิธีดังกล่าวมีความสะดวกและมีความเสี่ยงที่จะเกิดความผิดพลาดระหว่างการทดสอบต่ำอีกทั้งการคุมการเคลื่อนตัวด้านข้างระหว่างการลดแรงเค้นในแนวตั้งลง (Unloading) นั้นเป็นไปได้ยาก แต่วิธีดังกล่าวจะมีปัญหาในเรื่องของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างแผ่นประกบกับลูจยางถึงแม้ว่าจะมีการทาสารหล่อลื่นแล้วก็ตาม นอกจากนั้นยังอาจมีปัญหในเรื่องของผิวด้านข้างตัวอย่างออกแรง

กระทำกับผิวอุปกรณ์วัดแรงดันด้านข้างไม่สม่ำเสมอเนื่องจากการทดลองมีการใช้แรงดันน้ำที่เป็นลบในขณะที่ดินตัวอย่างถูกสร้างโครงสร้างใหม่ตั้งแต่ยังอยู่ในสถานะของเหลวจนไม่สามารถคงตัวให้เรียบได้ จากทั้งสองสาเหตุนี้ทำให้ค่าแรงเค้นในแนวตั้งที่ส่งลงมานั้นไม่เต็มประสิทธิภาพและวัดค่าแรงเค้นด้านข้างได้ค่าน้อยกว่าความเป็นจริงจึงทำให้ได้ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาวะอัดตัวปกติที่ 0.47 น้อยกว่าการใช้เทคนิคในข้อสรุปที่ 2.1 อยู่ 7% โดยทั้งสองวิธีนี้ใช้แรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเท่ากัน ซึ่งยังถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่รับได้ ทั้งนี้งานวิจัยจึงเสนอการแก้ปัญหาดังกล่าวได้ด้วยการสลับวิธีการให้แรงกับตัวอย่างโดยแรงเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งคงที่ดังรายละเอียดที่กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 4.8 ซึ่งทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของตัวอย่างดินอัดตัวปกติมีค่าเท่ากับ 0.50 ใกล้เคียงกับเทคนิคในข้อสรุปที่ 2.1 อย่างมาก

จากผลการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครที่อยู่ในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) พบว่าค่าดังกล่าวจะมากขึ้นตามค่า OCR และสามารถใช้โครงสร้างสมการที่นำเสนอโดย Mayne and Kulhawy, 1982 ในการคำนวณค่าดังกล่าวโดยมีการปรับค่าคงที่ในสมการซึ่งให้ผลดีมากขึ้นเมื่อเทียบกับผลการทดสอบ

3. ผลทดสอบแรงเฉือนพบว่าดินมีความสามารถในการรับแรงเฉือนสูงขึ้นตามค่าความเค้นที่ใช้ในการอัดตัวคายน้ำ และเมื่อนำผลทดสอบไปเขียนรูป Mohr's Circle โดยใช้ค่าความเค้นที่จุด Peak และ Residual State จะได้ค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal Friction Angle) เท่ากับ 27.4° และ 19.3° ตามลำดับ และหลังจากสิ้นสุดการเฉือนจะพบว่าลักษณะการวิบัติเป็นแบบผสมกันระหว่าง Shear และ Barrelling

4. วิธีการเตรียมตัวอย่างและการตรวจสอบความอึดตัวด้วยน้ำในขั้นตอนต่างๆก่อนการเฉือนที่นำเสนอในงานวิจัยนี้มีประสิทธิภาพดีมาก ทำให้ได้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนนั้นมีระดับความอึดตัวด้วยน้ำสูงมากจากการตรวจสอบด้วยการอบดินหลังทำการเฉือนเสร็จสิ้นพบว่าตัวอย่างดินมีค่าระดับความอึดตัวมากกว่า 98%

5.2 ข้อเสนอแนะ

จากผลการทดสอบพบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดรวมถึงเส้นทางเดินของความเค้น (Stress Path) ในงานวิจัยนี้มีความแตกต่างกับงานของ Chaudhry ในปี 1975 เป็นอย่างมากทั้งที่ดินที่ใช้เป็นดินที่มาจากพื้นที่บริเวณเดียวกัน การเฉือนนั้นก็เฉือนด้วยเงื่อนไขสภาวะแวดล้อมแบบเดียวกันและดินตัวอย่างของทั้งสองงานวิจัยก็อยู่ในสภาวะอัดตัวคายน้ำปกติ โดยงานวิจัยนี้พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นแบบ Hardening กับ Softening แล้วเข้าสู่ Residual State แต่สำหรับงานวิจัยของ Chaudhry ในปี 1975 เป็นแบบ Hardening แล้วเข้าสู่ Residual State นอกจากนี้ยังมีความแตกต่างอย่างมากในเรื่องของลักษณะการวิบัติซึ่งโดยทั่วไปแล้วการทดสอบภายใต้

สภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกนในดินเหนียวอ่อนอัดตัวคายน้ำปรกติจะเป็นแบบ Barrelling ซึ่งจะไม่เกิดแถบแรงเฉือน แต่สำหรับงานวิจัยนี้จะเกิดแถบแรงเฉือนขึ้นในด้านแคบสุดของตัวอย่าง ซึ่งอาจเป็นเพราะปัจจัยต่างๆดังต่อไปนี้

1. รูปร่างตัวอย่างที่แตกต่างกัน โดยทั่วไปแล้วการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial Compression Tests จะใช้ตัวอย่างทรงกระบอกที่มีอัตราส่วนเส้นผ่านศูนย์กลางต่อความสูงอยู่ที่ 1:2 แต่ในงานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 50x90x132 มิลลิเมตร

2. วิธีการให้ Effective Confining Pressure แก่ตัวอย่างดินซึ่งในงานวิจัยนี้ไม่มีการใช้ Cell Pressure เหมือนกับการทดสอบโดยใช้เครื่อง Triaxial ทั่วไป แต่จะใช้แรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) เป็นลบ (Negative Pore-Water Pressure) เพื่อไปสร้าง Effective Confining Pressure

3. ความแตกต่างในการให้ค่าแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) ซึ่งในงานวิจัยของ Chaudhry ในปี 1975 จะใช้มีการอัดแรงดันน้ำเข้าไปในตัวอย่างก่อนการเฉือนซึ่งแน่นอนว่าค่าดังกล่าวจะต้องมีค่าสูงกว่า Effective Confining Pressure เนื่องจากต้องทำให้ตัวอย่างอิมตัวด้วยน้ำ แต่สำหรับในงานวิจัยนี้ การให้ค่าแรงดันน้ำในตัวอย่างดิน (Back Pressure) เป็นลบซึ่งมีค่าต่ำมากและมีค่าเท่ากับ Effective Confining Pressure ที่ต้องการใช้ในการเฉือน

4. ลักษณะการวิบัติซึ่งในงานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนอัดตัวคายน้ำปรกติทรงสี่เหลี่ยมโดยในบางตำแหน่งจะเกิดแถบแรงเฉือนขึ้นซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้พฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปเป็นแบบ Softening แต่ในการทดสอบโดยใช้เครื่อง Triaxial ทั่วไปจะใช้ตัวอย่างทรงกลมซึ่งส่วนใหญ่เมื่อทำการเฉือนในตัวอย่างดินเหนียวอ่อนอัดตัวคายน้ำปรกติมักจะวิบัติแบบ Barrelling ซึ่งจะไม่เกิดแถบแรงเฉือน

ซึ่งปัจจัยทั้งหมดที่กล่าวมาจะต้องมีการศึกษาวิจัยเพิ่มเติมต่อไปในอนาคต

5.3 ผลผลิต (Output)

1. งานวิจัยนี้สร้างต้นแบบอุปกรณ์ วิธีการทดสอบและโปรแกรมควบคุมอัตโนมัติที่สามารถทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวได้อย่างสะดวกและแม่นยำมากกว่าการใช้เครื่องทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial Tests) และยังสามารถเฉือนตัวอย่างดินภายใต้สภาวะแวดล้อมแบบสมมาตรรอบแกนเดียวโดยไม่มีการตัดแต่งและเคลื่อนย้ายตัวอย่าง รวมทั้งวิธีการทดสอบที่นำเสนอในงานวิจัยนี้สามารถจำลองพฤติกรรมของดินในสนามได้อย่างสมบูรณ์แบบตั้งแต่การสร้างโครงสร้างดินด้วยกระบวนการอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติ จนถึงการจำลองเมื่อมีแรงภายนอกกระทำในขั้นตอนการเฉือน

2. จากผลการทดสอบพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้นมีค่าเท่ากับ 0.51 ซึ่งเมื่อเทียบกับผลการทดสอบของ T. H. Seah และ K. C. Lai ในปี 2003 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.607 นั้นหมายความว่าสามารถลดค่าแรงดันดินด้านข้างที่กระทำกับโครงสร้างใต้ดินที่อยู่ชั้นดินเหนียวอ่อนได้ถึง 16%

4. งานวิจัยนี้ได้นำเสนอสมการที่ใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ของความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งซึ่งเหมาะสมกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพทั้งในสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ

5. เนื่องจากโครงการวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาทั้งเครื่องมือและโปรแกรมควบคุมการทดสอบด้วยตัวเอง จึงสามารถลดต้นทุนในการจัดซื้อเครื่องมือจากต่างประเทศซึ่งมีราคาแพง และที่สำคัญที่สุดคือความรู้ที่ได้นั้นสามารถนำไปพัฒนาต่อยอดในการสร้างเครื่องมือทดสอบแบบอื่นๆ ที่ยังไม่มีขายในท้องตลาดหรือยังไม่มีงานวิจัยไหนเคยทำมาก่อน ซึ่งจะสามารถแก้ปัญหาอย่างยั่งยืนทั้งในด้านการพึ่งพาตนเองและเป็นแนวทางทำให้งานวิจัยของไทยสามารถแข่งขันในเรื่องความก้าวหน้าด้านงานวิจัยกับประเทศที่พัฒนาแล้วได้อย่างเหมาะสม

6. รายงานฉบับสมบูรณ์

7. บทความวิจัย (อยู่ระหว่างการเขียน)

เอกสารอ้างอิง

- Amorndech, N. (2001). *Triaxial Tests With Selected Stress Paths On Soft Bangkok Clay From The Heavily Overconsolidated State*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Anuchit, U. (1998). *Triaxial Tests On Soft Bangkok Clay with Different Applied Stress Paths*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Asaoka, A. (1978). *Observational procedure of settlement prediction*. Soil and Foundations, 18(4), 87-101.
- Baxter, D.Y. (2006). *Mechanical behavior of soil-bentonite cutoff walls*. Doctoral dissertation, Department of Civil Engineering, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Belviso, S., Claustre, H., & Marty, J.C. (2001). *Evaluation of the utility of chemotaxonomic pigments as a surrogate for particulate DMSP*. Limnology and Oceanography, 46(4).
- Bergado, D. T., Chai, J. C., Miura, N., & Balasubramaniam, A.S. (1998). *PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading*. Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 29(1), 95-121.
- Bishop, A. W., & Eldin, G. (1950). *Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength*. Géotechnique, 2(1), 13-32.
- Burland, J.B. (1990). *On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays*. Geotechnique, 40(3), 329-342.
- Casey, B. D. (2014). *The Consolidation and Strength Behavior of Mechanically Compressed Fine-Grained Sediments*. Doctoral dissertation, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Faculty of Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- Chai, J. C., Hong, Z. S., & Shen, S. L. (2008). *Preloading clayey deposit by vacuum pressure with cap-drain. Analyses versus performance*, Geotextiles and Geomembranes, 26(3), 220-230.
- Chaudhry, A.R. (1975). *Effects of Applied Stress Path on the Stress–Strain Behaviour and Strength Characteristics of Soft Nogn Ngoo Hao Clay*, Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- Chu, J., Yan, S., & Indraratna, B. (2008). *Vacuum preloading techniques-recent developments and applications*. Proc. 2008 GeoCongress : Geosustainability and Geohazard Mitigation, AN(eds), 586-595

- Gurung, S. B. (1992). *Yielding of Soft Bangkok Clay below the state Boundary Surface under Compression Condition*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Hambly, EC. (1969) *Plane strain behavior of soft clay*, Doctoral dissertation, Geotechnical Engineering, University of Cambridge.
- Jia, R., Chai, J. C., Hino, T., & Hong, Z. S. (2010). *Strain-rate effect on consolidation behaviour of Ariake clay*. *Geotechnical Engineering*, 163(GE5), 267-277.
- José, A. C., Laureano, R. H., & Arcesio, L. (2012). *Unsaturated Soil Response under Plane Strain Conditions Using a Servo/Suction-Controlled Biaxial Apparatus*. *ResearchGate*, doi:10.1007/978-3-642-31116-1_5
- Jyun, Y., Qihui, Z., Bei, Li., & Xihong, Z. (2012) *Experimental analysis of shear band formation in plane strain tests on Shanghai silty clay*. *Bull Eng Geo Environ*, 72, 107-114.
- Khalid, A. A., & Ibrahim, S. A. (2007). *Strain localization in clay: plane strain versus triaxial loading conditions*. *Geotech Geol Eng*, 25, 45-55.
- Khan, M. R. A. (1999). *Stress-Strain Behavior of Soft Bangkok Clay below the Dtate Boundary Surface under Anisotropic Condition*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Kim, S. R. (1991). *Stress Strain Behaviour and Strength Characteristics of Lightly Overconsolidated Clays*. Doctoral dissertation, AIT, Bangkok, Thailand.
- Kjellman, W. (1952). *Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure*. *Proceedings of the Conference on Soil Stabilization*, Massachusetts Institute of Technology, USA, 258-263.
- Kongkitkul, W. (2004). *Effects of material viscous properties on the residual deformation of geosynthetic-reinforced sand*: Doctoral dissertation, Geotechnical Engineering, University of Tokyo.
- Koutsoftas, D. C., & Ladd, C. C. (1985). *Design Strengths for an Offshore Clay*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3).
- Ladd, C. C., & Varallyay, J. (1965). *The influence of stress system on the behavior of saturated clays during undrained shear*. *Research in Earth Physics Phase*, Massachusetts Institute of Technology, 1(2), 260-263.
- Lena, T. (2000). *Behavior of Soft Clay below the State Boundary Surface with Stress Paths from Extension to Compression*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982). *K_0 -OCR relationships in soil*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT6), 851-872.

- Navaneethan, T. (1999). *Extension Behavior of Soft Bangkok Clay with Selected Applied Stress Paths*. Master's thesis, AIT, Bangkok, Thailand.
- Saowapakpiboon, J. (2010). *Behavior of Smear Zone and Performance of PVD under Surcharge and Vacuum Preload with and without Heat*. Doctoral dissertation, AIT, Bangkok, Thailand.
- Seah, T. H., & Lai, K. C. (2003). *Strength and Deformation Behavior of Soft Bangkok Clay*. *Geotechnical Testing Journal*, 26(4).
- Skempton, A.W. (1944). *Note on the Compressibility of Clays*. *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, London, 100, 119-135.
- Tang, M., & Shang, Q. (2000). *Vacuum preloading consolidation of Yaoqiang Airport runway*. *Géotechnique*, 50(6), 613-623.
- Tezaghi, K. (1925). *Erdbaumechnik Auf Boden-phsicalischen Grundlagen*. Dueticke, Vienna, 15-20.
- Uddin, K., Balasubramianiam, A. S., & Bergado, D. T. (1997). *Engineering Behavior of Cement-Treated Bangkok Soft Clay*. *Geotechnical Engineering*, 28(1), 89-119.
- Vaid, Y. P., & Campanella, R. G. (1974). *Triaxial and Plane Strain Behavior of Natural Clay*. *ASCE, J Geotech Eng Div*, 100(GT3), 207-224.
- Vardhanabhuti, B. (2006). *The coefficient of earth pressure at rest and deformation and densification of granular soils subjected to static and dynamic loading*. Doctoral dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Wanatowski, W., & Chu, J. (2007). *A New Plane-Strain Apparatus and Plane-Strain Test on Sand*. *ResearchGate*, doi:10.13140/2.1.3351.6801