

ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาพอยู่นิ่งของดินเหนียวกรุงเทพฯ

จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

Laboratory study on coefficient of lateral earth pressure at rest of Bangkok Clay

สยาม ยัมศิริ¹ และ วรณวรารักษ์ รัตนานิคม^{2*}

หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยบูรพา

E-mail: ysiam@buu.ac.th¹, wanwarangr@eng.buu.ac.th^{2*}

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาพอยู่นิ่งของดินเหนียวกรุงเทพฯ จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติในห้องปฏิบัติการ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำกระทำโดยใช้เครื่องมือทดสอบแบบสามแกนโดยการให้อัตราความเครียดคงที่ในแนวดิ่งและปรับค่าความเค้นในแนวนอนเพื่อให้ได้สภาพที่ความเครียดเชิงปริมาตรเท่ากับความเครียดในแนวดิ่ง เครื่องทดสอบแบบสามแกนได้รับการพัฒนาเพื่อให้สามารถวัดความเครียดในแนวดิ่งและความเครียดเชิงปริมาตรพร้อมทั้งควบคุมความเค้นในแนวนอนได้โดยอัตโนมัติ ผลการทดสอบคุณสมบัติการอัดตัวคายน้ำได้ทำการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ odometer ผลการทดสอบคุณสมบัติ K_0 ได้ทำการวิเคราะห์เทียบกับความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์และผลการทดสอบของผู้วิจัยอื่น และได้ทำการศึกษาข้อบกพร่องของผลการทดสอบ

 **คำสำคัญ :** สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาพอยู่นิ่ง; การอัดตัวคายน้ำ; ดินเหนียวกรุงเทพฯ; การทดสอบแบบสามแกน

Abstract

This research investigates a coefficient of earth pressure at rest of Bangkok Clay from a one-dimensional consolidation test in a laboratory. The consolidation test is performed by a triaxial apparatus by which a constant rate of axial strain is applied and horizontal stress is continuously adjusted to achieve a condition of volumetric strain equals to axial strain. The triaxial apparatus has been developed to be able to monitor axial and volumetric strains and automatically adjust horizontal stress. The obtained consolidation properties by this method are compared with those obtained from the conventional oedometer test. The obtained K_0 properties are analyzed and compared with available empirical equations and published experimental data. The potential errors of the test results are discussed.

**Keywords:**

coefficient of earth pressure at rest; consolidation; Bangkok Clay; triaxial test

**1. บทนำ**

สภาพความเค้นของดินในสนามมีความสำคัญอย่างมากในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี โดยทั่วไปความเค้นในแนวนอนจะคำนวณจากความเค้นในแนวตั้ง โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (coefficient of earth pressure at rest, K_0) ดังแสดงในสมการที่ (1) ดังนั้นค่า K_0 จึงมีความสำคัญอย่างมากต่อการวิเคราะห์และออกแบบทางวิศวกรรมปฐพี Franzius et al. [1] ศึกษาผลกระทบของค่า K_0 ต่อผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติสำหรับปัญหาอุโมงค์ในดินเหนียวลอนดอนและพบว่าการใช้ค่า K_0 ที่ต่ำเกินไป ทำให้ผลการวิเคราะห์ได้ร่องการทรุดตัวที่แคบลงแต่ทำให้ได้ค่าการทรุดตัวที่ผิวดินที่สูงขึ้นถึง 4 เท่า

$$K_o = \frac{\sigma_{h,o}'}{\sigma_{v,o}'} \quad (1)$$

โดยที่ $\sigma_{h,o}'$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอน (effective horizontal stress)

$\sigma_{v,o}'$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง (effective vertical stress)

นอกจากนี้ค่า K_0 ยังมีความสำคัญในการวางแผนและการแปลผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม Lambe & Whitman [2] พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (isotropic consolidation) มีค่ามากกว่าตัวอย่างดินที่ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบไม่เกิดความเครียดด้านข้าง (K_0 consolidation)

Poulos & Davis [3] พบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus, E) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, ν) มีผลกระทบจากความเค้นในแนวนอนระหว่างการอัดตัวคายน้ำซึ่งเกี่ยวข้องกับค่า K_0 การอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง ($K = 1$) ในการทดสอบสามแกน (triaxial test) จะทำให้ได้ค่า E มากเกินไปและได้ค่า ν น้อยเกินไป ได้มีนักวิจัยอีกหลายท่านซึ่งชี้ถึงความสำคัญของการเลือกใช้ค่าความเค้นเริ่มต้นที่เหมาะสมในการทดสอบดินเพื่อให้ได้ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ดีที่สุด เช่น [4] และ [5]

ในสมการที่ (1) นั้น ค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง $\sigma_{v,o}'$ สามารถคำนวณได้อย่างตรงไปตรงมาจากระดับความลึก, หน่วยน้ำหนัก, และระดับน้ำใต้ดินในทางตรงกันข้ามการหาค่าความเค้นประสิทธิผลในแนวนอน $\sigma_{h,o}'$ นั้นยากกว่ามาก Jamiolkowski et al. [6] ได้ให้ความเห็นว่าการประมาณค่า $\sigma_{h,o}'$ เปรียบเสมือนกล่องดำในการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีโดยมักจะประมาณจากค่าเชิงประสบการณ์ของ K_0 และสมการที่เป็นที่นิยมที่สุดคือสมการของ Jaky [7] งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะวัดค่า K_0 ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ด้วยการทดสอบในห้องปฏิบัติการและเปรียบเทียบผลการทดสอบกับสมการเชิงประสบการณ์ที่เสนอโดยผู้วิจัยต่าง ๆ โดยทำการพัฒนาอุปกรณ์สามแกนแบบดั้งเดิมเพื่อให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นในการสามารถทำการทดสอบ K_0 consolidation ได้ ผลการวิเคราะห์นี้จะเป็นประโยชน์ต่อการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ดินเหนียวกรุงเทพฯ

2. ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาพอยู่นิ่ง

การอัดตัวคายน้ำของดินเนื่องจากน้ำหนักของตัวมันเองเกิดขึ้นภายใต้สภาวะที่ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (K_o) นิยามว่าเป็นอัตราส่วนระหว่างความเค้นประสิทธิผลในแนวนอน ต่อความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งในสภาพที่ไม่มีเคลื่อนตัวทางด้านข้างตั้งนิยามในสมการที่ (1) สำหรับดินที่มีคุณสมบัติยืดหยุ่น ค่า K_o ของดิน สามารถประมาณได้จากค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) ดังสมการที่ (2)

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2)$$

ในทางปฏิบัติมักใช้สมการ Jaky [7] ในการประมาณค่า K_o ของดินโดยแสดงดังสมการที่ (3) ซึ่งสมการนี้ได้จากการวิเคราะห์ความเค้นของลิ่มทรายที่มีสมมติฐานว่าเกิด limit stress state ที่ plastic zone ด้านนอก และ equilibrium condition ที่ elastic zone ด้านใน

$$K_{o,NC} = 1 - \sin \phi' \quad (3)$$

โดยที่ ϕ' คือ ค่ามุมเสียดทานภายในของเม็ดดิน (internal friction angle)

Brooker & Ireland [8] เสนอค่า K_o ของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (normally consolidated clay) ดังสมการที่ (4) และยังศึกษาผลกระทบของประวัติความเค้นต่อค่า K_o และสรุปว่าค่า K_o ขึ้นอยู่กับค่ามุมเสียดทานและดัชนีพลาสติค นอกจากนี้ยังแสดงว่าค่า K_o เป็นฟังก์ชันของประวัติความเค้นของดินในรูปค่าความเค้นสูงสุดในอดีต (maximum past pressure, $\sigma_{v,max}'$) และ ค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติ (overconsolidation ratio, OCR) Alpan [9] เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง

K_o และคุณสมบัติทางดัดนี้สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ ดังสมการที่ (5)

$$K_{o,NC} = 0.95 - \sin \phi' \quad (4)$$

$$K_{o,NC} = 0.19 + 0.2331 \log PI \quad (PI \text{ เป็น } \%) \quad (5)$$

Bolton [10] เสนอความสัมพันธ์ของ K_o ของดินในสภาพอัดแน่นปกติ ดังสมการที่ (6) และ Simpson [11] เสนอความสัมพันธ์ของ K_o ของดินในสภาพอัดแน่นปกติดังสมการที่ (7)

$$K_{o,NC} = [1 - \sin (\phi' - 11.5)]/[1 + \sin (\phi' + 11.5)] \quad (6)$$

$$K_{o,NC} = (\sqrt{2} - \sin \phi')/(\sqrt{2} + \sin \phi') \quad (7)$$

มีการดัดแปลงสมการ K_o เพื่อพิจารณาผลกระทบของประวัติของความเค้น Schmidt [12] เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_o และ OCR สำหรับดินเหนียวอัดแน่นเกินปกติ (overconsolidated clay) เนื่องจากการลดแรงครั้งแรก ดังสมการที่ (8)

$$K_{o,OC} = K_{o,NC} OCR^m \quad (8)$$

โดยที่ OCR = ค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินปกติจากการทดสอบ one-dimensional compression

m = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับชนิดของดินเหนียว

โดยมีการเสนอค่าต่างๆดังนี้

= $\sin \phi'$ สำหรับดิน 170 ชนิด [13]

= 0.6 สำหรับ Palaeogene clays [14]

= 0.95 สำหรับ Chaplain clays [15]

= 0.75-1.15 สำหรับ Canada clays [16]

Wroth [17] เสนอสมการเชิงประสพการณ์เพื่อคำนวณค่า K_o สำหรับดินทรายอัดแน่นเกินปกติ (overconsolidated sand) ดังสมการที่ (9)

$$K_{o,OC} = K_{o,NC} OCR - \left[\frac{\nu}{1-\nu} \right] (OCR - 1) \quad (9)$$

โดยที่ $K_{o,NC} = 1 - \sin \phi'$

V = ค่าอัตราส่วนบัวซง (0.1-0.3 สำหรับดินทรายหลวม, 0.3-0.4 สำหรับดินทรายแน่น)

สำหรับสมการของ K_o สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้น Bergado et al. [18] ได้แนะนำสมการที่ (10) จากผลการวิเคราะห์คันดินเสริมกำลังด้วย geotextile

$$K_{o,OC} = K_{o,NC} OCR^m \quad (10)$$

โดยที่ $K_{o,NC} = 1 - \sin \phi'$ [7]

$$m = 0.3 \quad [19]$$

3. การทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้างในสภาพอยู่นิ่ง

การทดสอบเพื่อหาค่า K_o สามารถแบ่งเป็น 2 ประเภท คือ (i) การทดสอบในสนาม และ (ii) การทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบในสนามสามารถจำแนกเป็น 2 กลุ่ม คือ (i) การทดสอบโดยตรง เป็นการรบกวนดินน้อยที่สุดโดยการติดตั้งอุปกรณ์วัดลงไป在地 เช่น self-boring pressuremeter ซึ่งผลการทดสอบนี้พิจารณาเป็นค่าอ้างอิงสำหรับผลการทดสอบอื่น ๆ และ (ii) การทดสอบกึ่งโดยตรง เป็นการใส่อุปกรณ์ลงไป在地ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างมากต่อสภาพความเค้นในสนาม คือ total stress cell, hydraulic fracturing, Iowa stepped blade, Marchetti flat dilatometer การประมาณค่า K_o จากการทดสอบเหล่านี้ต้องการการแปลผลหรือการประมาณสภาพที่ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสามารถจำลองได้ในห้องปฏิบัติการในทดสอบ oedometer หรือสามแกนที่มีกลไกพิเศษที่อนุญาตให้มีการเปลี่ยนแปลงความเค้นในแนวนอนเพื่อรักษาให้เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างดินมีค่าคงที่ Brooker & Ireland [8] ทำการทดสอบโดยใช้ oedometer ที่ออกแบบมาโดยเฉพาะเพื่อวัดความเค้น

รวมในแนวนอน (horizontal total stress) และความดันน้ำที่เกิดขึ้นโดยตรง โดยที่สภาพที่ไม่มี ความเครียดด้านข้างถูกควบคุมโดยการปรับความดันของเหลวในช่องรอบ ๆ oedometer ring Som [20] วัดความเค้นในแนวนอนด้วย oedometer โดยติดตั้ง strain gage อยู่ที่ด้านนอกของ oedometer ring Tavenas et al. [21] และ Becker et al. [22] เสนอวิธีการหาค่า K_o จากพื้นฐานของการทดสอบ oedometer ที่กระทำกับตัวอย่าง 2 ตัวอย่างที่ตัดในแนวตั้งและแนวนอน ค่า yield stress จากการทดสอบทั้งสองนิยามเป็น $\sigma_{p,h}'$ เมื่อแกนอยู่ในแนวนอนและ preconsolidation pressure σ_p' (หรือ $\sigma_{p,v}'$) เมื่อแกนอยู่ในแนวตั้ง Tavenas et al. [21] เสนอนิยามของ K_o ว่าเป็นอัตราส่วน $\sigma_{p,h}' / \sigma_{p,v}'$ Becker et al. [22] เสนอการหาค่า $\sigma_{h,o}'$ และ $\sigma_{v,o}'$ จากเส้นโค้งพลังงานและความเค้นประสิทธิผลที่ได้จากการทดสอบทั้ง 2 ตัวอย่าง

Bishop [23] เสนอวิธีในการหาค่า K_o ด้วยการทดสอบสามแกน วิธีแรกใช้ความจริงที่ว่าหากความเครียดในแนวนอนเท่ากับศูนย์จะได้ปริมาตรของน้ำที่ออกมาจากตัวอย่างดินทรงกระบอกในเครื่องมือสามแกนเท่ากับการเปลี่ยนแปลงความยาวคูณด้วยพื้นที่หน้าตัด ดังนั้นการเพิ่มขึ้นของความเค้นในแนวตั้งและแนวนอนจะถูกปรับเพื่อทำให้เกิดสภาพดังกล่าวตลอดการทดสอบ วิธีที่สองจะวัดการเปลี่ยนแปลงเส้นผ่านศูนย์กลางที่กึ่งกลางตัวอย่างโดยตรงด้วยอุปกรณ์วัดความเครียดในแนวนอน ความเค้นในแนวตั้งและในแนวนอนจะถูกปรับเพื่อให้ได้สภาพของความเครียดในแนวนอนที่วัดจากอุปกรณ์มีค่าเป็นศูนย์ จะได้ค่า K_o จากอัตราส่วนระหว่างความเค้นในแนวนอนและในแนวตั้งหลังจากเสร็จสิ้นการอัดตัวคายน้ำ

Burland & Maswoswe [24] ใช้วิธีการวัดค่าแรงดันคาพิวลารีของตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพในห้องปฏิบัติการเพื่อประมาณค่า K_0 ของดิน โดยการวัดค่าแรงดันคาพิวลารีมีทั้งการวัดโดยตรงและโดยอ้อม ผลการทดสอบแสดงว่าผลจากการวัดค่าแรงดันคาพิวลารีให้ผลตรงกับผลจาก self-boring pressuremeter และ push-in spade cell

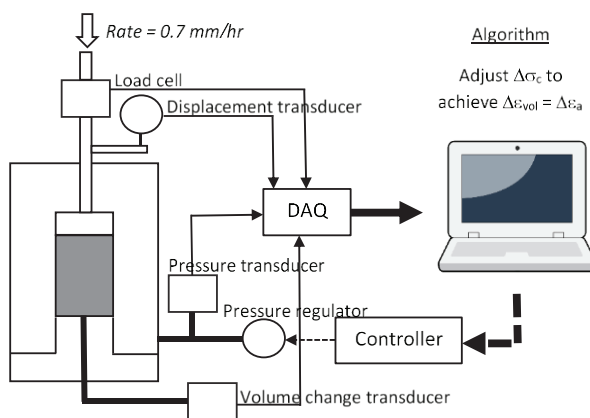
สำหรับค่า K_0 ของดินเหนียวกรุงเทพฯ ได้มีการศึกษาโดย Chang [25] โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการและแสดงว่าได้ผลตรงกับค่าที่ได้จากการทดสอบตามวิธี [3] Wang [26] ได้ทำการทดสอบในสนามเพื่อวัดค่า K_0 โดยวิธี hydraulic fracturing Shibuya et al. [27] ได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการและรายงานค่า $K_{0,NC}$ ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือ 0.7-0.75 และ $K_{0,NC}$ ของดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ คือ 0.52-0.6 นอกจากนี้ยังแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $K_{0,OC}$ และ OCR ดังสมการที่ (11) Prust et al. [28] ได้ทำการทดสอบในสนามเพื่อวัดค่า K_0 โดยใช้ self-boring pressuremeter และรายงานว่าค่า K_0 ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คือ 0.1-0.3 และค่า K_0 ของดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ คือ 0.2-1.4

$$K_{0,OC} = K_{0,NC} OCR^{0.5} \quad (11)$$

4. อุปกรณ์การทดสอบ

ตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่ใช้ในการทดสอบเป็นตัวอย่างคงสภาพจากกระบอกบางที่ความลึก 6-7 เมตร บริเวณกิโลเมตรที่ 51 ถนนรังสิต-นครนายก (ทางหลวงหมายเลข 305) อำเภอองครักษ์ จังหวัดนครนายก โดยมีความชื้นตามธรรมชาติ (natural water content, w_n) = 87%, ค่าพิกัดเหลว (liquid limit, LL) = 111%, ค่าพิกัดพลาสติก (plastic limit, PL) = 37%,

และหน่วยน้ำหนักของดิน (total unit weight) = 14.3 kN/m³ การทดสอบการอัดตัวคายน้ำกระทำโดยใช้เครื่องมือทดสอบแบบสามแกนโดยการให้อัตราความเครียดคงที่ในแนวดิ่ง (0.7 มม/ชั่วโมง) และปรับค่าความเค้นในแนวนอนเพื่อให้ได้สภาพที่ความเครียดเชิงปริมาตรเท่ากับความเครียดในแนวดิ่ง เครื่องทดสอบแบบสามแกนได้รับการพัฒนาเพื่อให้สามารถวัดความเครียดในแนวดิ่งและความเครียดเชิงปริมาตร พร้อมทั้งควบคุมความเค้นในแนวนอนได้โดยอัตโนมัติ แผนภาพของเครื่องมือได้แสดงในภาพที่ 1



ภาพที่ 1 เครื่องมือการทดสอบ

5. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

เนื่องจากตัวอย่างดินทั้งหมดมาจากความลึกเดียวกัน ดังนั้นผลการทดสอบสามารถเปรียบเทียบกันได้โดยตรง ภาพที่ 2 แสดง consolidation curve ซึ่งจะเห็นว่าผลการทดสอบทั้งหมดใกล้เคียงกัน โดยผลการทดสอบ CK₀UC-4 และ CK₀UC-2 อยู่ที่ขอบเขตบนและล่างตามลำดับ คุณสมบัติของการอัดตัวคายน้ำได้สรุปในตารางที่ 1 ซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยดังนี้ CR = 0.33, RR = 0.02, และ RR/CR = 0.051 โดยผลการทดสอบมีค่า CR และ RR ใกล้เคียงกับที่นำเสนอโดย Lai [29]

(CR = 0.58 และ RR = 0.02) และมีค่า RR/CR ใกล้เคียงกับที่นำเสนอโดย Ladd [19] (RR/CR = 0.1-0.2)

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

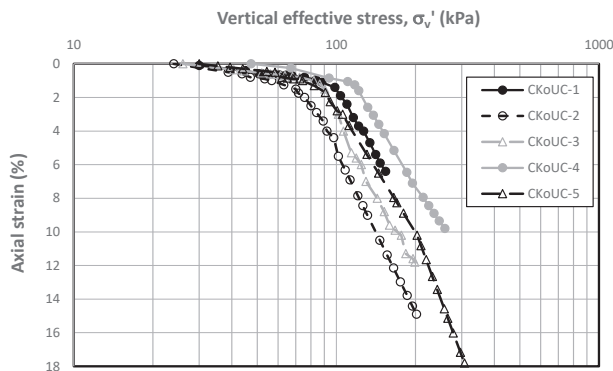
Test No.	$\sigma_{v,o}'$ (kPa)	$\sigma_{v,max}'$ (kPa)	$\sigma_{v,c}'$ (kPa)	CR	RR	RR/CR
CK ₀ UC-1	73.1	105	153	0.28	0.02	0.057
CK ₀ UC-2	73.1	86	202	0.34	0.02	0.050
CK ₀ UC-3	73.1	105	200	0.37	0.02	0.044
CK ₀ UC-4	73.1	116	258	0.30	0.02	0.067
CK ₀ UC-5	73.1	90	307	0.37	0.01	0.035
ค่าเฉลี่ย				0.33	0.02	0.051

$\sigma_{v,o}'$ = in-situ effective vertical stress

$\sigma_{v,c}'$ = effective consolidation stress

CR = compression ratio = $\Delta \varepsilon_c / \Delta \log \sigma_v'$

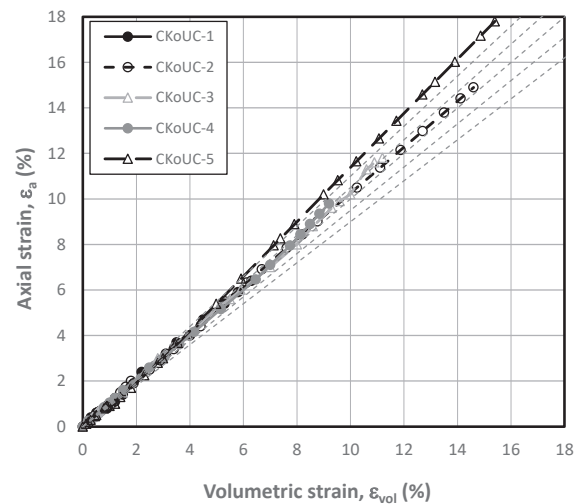
RR = recompression ratio



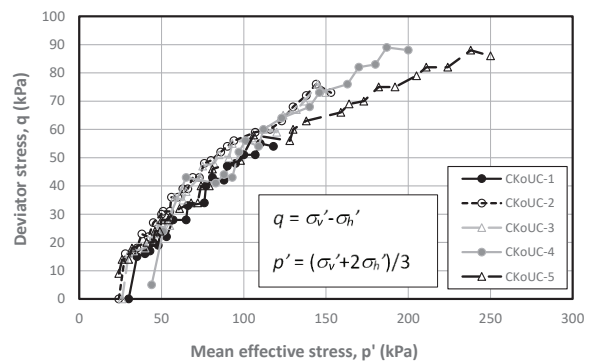
ภาพที่ 2 Consolidation curve

ผลการควบคุมให้ $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_c$ ของเครื่องมือทดสอบได้ แสดงในภาพที่ 3 ซึ่งแสดงว่าเครื่องมือทดสอบสามารถควบคุมให้ ε_{vol} และ ε_c มีค่าใกล้เคียงกันภายใน +5% ยกเว้นผลการทดสอบ CK₀UC-5 ซึ่งได้ ε_c มากกว่า ε_{vol} ถึง 15% ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากการทดสอบนี้ทำการอัดตัวคายน้ำไปที่ค่า $\sigma_{v,c}'$ ที่มาก

($\sigma_{v,c}' / \sigma_{v,o}' > 4$) อย่างไรก็ตามที่ σ_v' เท่ากับ $\sigma_{v,o}'$ และ $\sigma_{v,max}'$ ค่า σ_{vol} และ ε_c ยังคงมีค่าใกล้เคียงกันภายใน $\pm 5\%$ ภาพที่ 4 แสดงวิถีความเค้น (stress path) ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำซึ่งพบว่ามีความคล้ายคลึงกัน โดยผลการทดสอบช่วงท้ายของ CK₀UC-5 มีค่าต่ำกว่าการทดสอบอื่นเนื่องจากความแตกต่างกันของการควบคุม ε_{vol} และ ε_c ดังได้กล่าวมาแล้ว

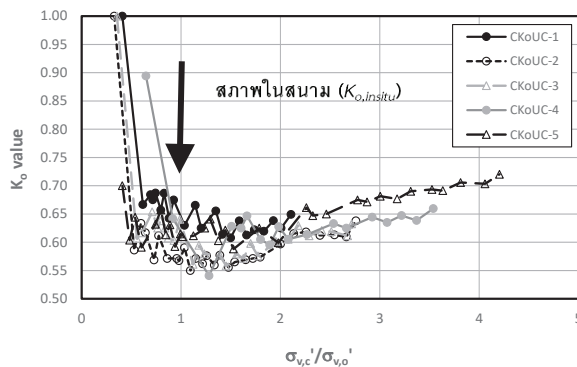


ภาพที่ 3 ผลการควบคุมความเครียดของเครื่องมือทดสอบ

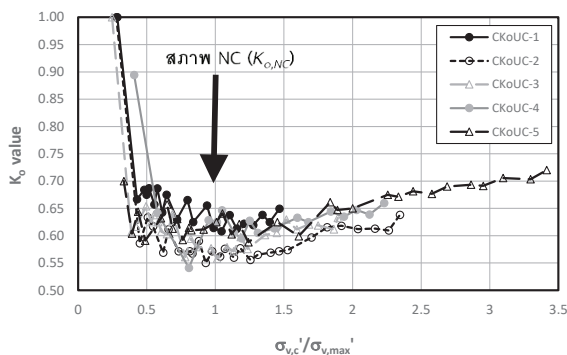


ภาพที่ 4 วิถีความเค้นจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ค่า $K_{o,insitu}$ สามารถอ่านได้จากภาพที่ 5 โดยเป็นค่า K_o เมื่อค่า $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,o}=1$ และค่า $K_{o,NC}$ สามารถอ่านได้จากภาพที่ 6 โดยเป็นค่า K_o เมื่อค่า $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}=1$ ผลการทดสอบค่า K_o ได้สรุปในตารางที่ 2 โดยมีค่าเฉลี่ยดังนี้ $K_{o,insitu} = 0.61$ และ $K_{o,NC} = 0.60$ โดยค่าที่ได้จากการทดลองได้เปรียบเทียบกับค่าจากสมการเชิงประสพการณ์และผลการทดสอบอื่น ๆ ดังแสดงในตารางที่ 3 ผลการเปรียบเทียบแสดงว่า (i) ค่า $K_{o,NC}$ ที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบของ Shibuya et al. [27] และสามารถประมาณได้โดยสมการเชิงประสพการณ์ของ Jaky [7] และ Alpan [9] และ (ii) ค่า $K_{o,insitu}$ ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบของ Wang [26] และสามารถประมาณได้โดยสมการเชิงประสพการณ์ของ Bergado et al. [18]



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_o และ $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,o}$



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_o และ $\sigma'_{v,c}/\sigma'_{v,max}$

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบค่า K_o

Test No.	$K_{o,insitu}$	OCR	$K_{o,NC}$	ϕ' (°)
CK _o UC-1	0.65	1.44	0.61	31.4
CK _o UC-2	0.58	1.18	0.57	24.4
CK _o UC-3	0.60	1.44	0.57	26.0
CK _o UC-4	0.59	1.59	0.63	26.1
CK _o UC-5	0.61	1.23	0.62	23.1
เฉลี่ย	0.61	1.37	0.60	26.2

ตารางที่ 3 ผลการเปรียบเทียบค่า K_o

คุณสมบัติ	อ้างอิง	ค่า
$K_{o,NC}$	งานวิจัยนี้	0.60
	Empirical (สมการที่ 3) [7]	0.56
	Empirical (สมการที่ 4) [8]	0.51
	Empirical (สมการที่ 5) [9]	0.63
	Empirical (สมการที่ 6) [10]	0.46
	Empirical (สมการที่ 7) [11]	0.52
	Experiment* [27]	0.7-0.75
$K_{o,insitu}$	งานวิจัยนี้	0.61
	Empirical (สมการที่ 9)** [17]	0.67
	Empirical (สมการที่ 10)** [18]	0.62
	Empirical (สมการที่ 11)** [27]	0.66
	Experiment*** [25]	0.72-0.75
	Experiment\$ [26]	0.57-0.62
	Experiment\$\$ [28]	0.1-0.3

* consolidometer

** $K_{o,NC} = 1 - \sin \phi'$

*** triaxial

\$ lab hydraulic fracturing

\$\$ pressuremeter

6. สรุปผลการทดลอง

ผลการทดสอบค่า K_o ของตัวอย่างคงสภาพของดินเหนียวกรุงเทพฯ จากความลึก 6-7 เมตร พบว่าค่า $K_{o,insitu} = 0.61$, $K_{o,NC} = 0.60$ และ $OCR = 1.37$ โดยค่า $K_{o,NC}$ ที่ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบของ Shibuya et al. [27] และสามารถประมาณได้โดยสมการเชิงประสพการณ์ของ Jaky [7] และ Alpan [9] และค่า $K_{o,insitu}$ ได้จากงานวิจัยนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบของ Wang [26] และสามารถประมาณได้โดยสมการเชิงประสพการณ์ของ Bergado et al. [18]

7. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน และจากมหาวิทยาลัยบูรพา “ผ่านกองทุนส่งเสริมวิทยาศาสตร์วิจัยและนวัตกรรม ปีงบประมาณ พ.ศ. 2565 งบประมาณด้านวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (ววน.)” เลขที่สัญญา ววน. 60/2565

8. เอกสารอ้างอิง

- [1] Franzius J N, Potts D M, and Burland J B (2005). The influence of soil anisotropy and K_o on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Geotechnique*, 55(3): 189-199.
- [2] Lambe T W, and Whitman R V (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- [3] Poulos H G, and Davis E H (1972). Laboratory determination of in-situ horizontal stress in soil masses. *Geotechnique*, 22: 177-182.
- [4] Folkes D J, and Crooks J H A (1985). Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3): 357-374.
- [5] Graham J, and Lau S L K (1988). Stress release, undrained storage, and reconsolidation in simulated underwater clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 24: 275-288.
- [6] Jamiolkowski M, Leroueil S, and Lo Presti D C F (1991). Design parameters, from theory to practice. *Geo-coast* 91, 2: 877-917.
- [7] Jaky J (1948). Pressure in silo. *Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 1: 103.
- [8] Brooker E W, and Ireland H O (1965). Earth pressure at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1): 1-15.
- [9] Alpan I (1967). The empirical evaluation of the coefficient K_o and K_{or} . *Soils and Foundations*, 7(1): 31-40.
- [10] Bolton M D (1991). Geotechnical stress analysis for bridge and abutment design. Contractor Report 270, Crowthorne, Transport and Road Research Laboratory.
- [11] Simpson B (1992). Retaining structures: displacement and design. *Geotechnique*, 42(4): 541-576.
- [12] Schmidt B (1966). Discussion paper – Earth pressure at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4): 239-242.

- [13] Mayne P W, and Kulhawy F H (1982). K_o – OCR Relationships in Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108(GT6): 851-872.
- [14] Krogsbol A, Hededal O, and Foged N (2012). Determination properties of highly plastic fissured Palaeogene clay – Lack of stress memory?. Proc. NGM 2012, Nordisk Geoteknikermøde 1/2, pp. 133-140.
- [15] Lefebvre G, Bozozuk M, Philibert A, and Horny P (1991). Evaluating K_o in Champlain clays with hydraulic fracture tests. Canadian Geotechnical Journal, 28(3): 365-377.
- [16] Hamouche K K, Leroueil S, Roy M, and Lutenegger A J (1995). In situ evaluation of K_o in eastern Canada clays. Canadian Geotechnical Journal, 32: 677-688.
- [17] Wroth C P (1973). General theories of earth pressure and deformation. Proc. 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2: 33-52.
- [18] Bergado D T, Long P V, and Muthy B R S (2002). A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground. Geotextiles and Geomembranes, 20: 343-365.
- [19] Ladd C C (1991). Stability evaluation during staged construction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(4): 537-615.
- [20] Som N N (1970). Lateral stresses during one-dimensional consolidation of an over-consolidated clay. Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engineering, pp. 259-307.
- [21] Tavenas F A, Blanchette G, Leroueil S, Roy M, and La Rochelle F (1975). Difficulties in the in-situ determination of K_o in soft sensitive clays. Proc. ASCE Special Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, 1: 450-476.
- [22] Becker D E, Crooks J H A, Been K, and Jefferies M G (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. Canadian Geotechnical Journal, 24(4): 549-564.
- [23] Bishop A W (1958). Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, 1: 2-14.
- [24] Burland J B, and Maswoswe J (1982). Discussion on In situ measurements of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. Geotechnique, 32(2): 285-286.
- [25] Chang M F (1973). A rational method for determining the in-situ coefficient of earth pressure at rest. M.Eng thesis, AIT.
- [26] Wang W T (1975). K_o determination by hydraulic fracturing. M.Eng. thesis, AIT.
- [27] Shibuya S, Tamrakar S B, and Theramast N (2001). Geotechnical site characterization on engineering properties of Bangkok Clay. Geotechnical Engineering, SEAGS, 32(3): 139-151.



[28] Prust R E, Davies J, and Hu S (2005). Pressuremeter Investigation for Mass Rapid Transit in Bangkok, Thailand. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1928: 207-217.

[29] Lai K C (1993). Comparison of Recompression and SHANSEP strength-deformation properties of undisturbed Bangkok clay. M.Eng. thesis, AIT.