

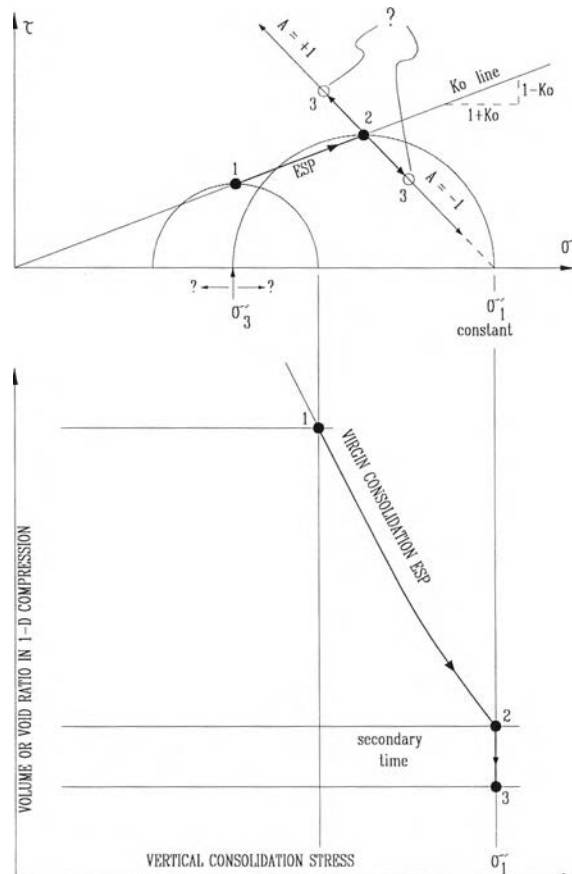
## บทที่ 2

### ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

#### 2.1 ทัวไป

ในการวิจัยครั้งนี้ เป็นผลสืบเนื่องมาจากคำถามของ JOHN H. SCHMERTMANN (1983) ซึ่งเป็นคำถามทางด้านปฐพีกลศาสตร์เกี่ยวกับพฤติกรรมของดินที่มีความเข้าใจถึงพฤติกรรมของการยุบอัดตัวของดิน (Soil Consolidation Behavior)

พิจารณาคำถามดังต่อไปนี้ เมื่อทำการทดลอง Oedometer Test โดยที่มีการยุบอัดตัวในทิศทางเดียว (One Dimensional Compression) แรงดันประสิทธิผลในแนวนอน (Effective Lateral Stress) ของดินประเภทการยุบอัดตัวตามปกติ (NC) จะมีค่าเพิ่มขึ้น, คงที่ หรือลดลง ในช่วง Secondary Compression



รูปที่ 2.1 แสดงเกี่ยวกับคำถามของค่า  $K_0$

ในรูปที่ 2.1 แสดงเกี่ยวกับค่าตามข้างต้น ซึ่งถ้าพิจารณาเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path, ESP) ซึ่งเสนอโดย LAMBE จากจุด 1 ไปจุด 2 จะเป็นการประมาณค่า  $K_0$  สำหรับช่วง Primary Consolidation ส่วนในช่วง Secondary Compression นั้น ซึ่งค่าของ  $\sigma'_1$  คงที่ตลอด ถ้าค่า  $\sigma'_3$  เพิ่มขึ้น ( $K_0$  เพิ่มขึ้น) หน่วยแรงเฉือน ( $\tau$ ) จะลดลง เป็นผลทำให้เส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล จากจุด 2 ไปจุด 3 ตามทิศทาง  $A = -1$  หรือถ้าค่า  $\sigma'_3$  ลดลง ( $K_0$  ลดลง) หน่วยแรงเฉือน ( $\tau$ ) จะเพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้เส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล จากจุด 2 ไปจุด 3 ตามทิศทาง  $A = +1$  หรือยังคงอยู่ที่ตำแหน่งเดิม คือจุด 2 ทับกับจุด 3 ตามเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของ LAMBE

### 2.1.1 หลักสำคัญของคำถาม

จุดสำคัญของคำตอบที่ได้รวบรวมจะเกี่ยวกับพฤติกรรมของดิน จากหลักการที่ว่าอนุภาคของดินเหนียวจะถูกแยกออกจากกันด้วยน้ำเป็นชั้นๆ อยู่โดยรอบซึ่งจะแสดงพฤติกรรมเป็นแบบความเหนียวหนืด (Viscous Behavior) ดังนั้น ถ้าแรงเฉือน ( $\tau$ ) ระหว่างอนุภาคของดินจะลดลงตามเวลา ซึ่งก็จะตอบได้ว่าค่า  $\sigma'_3$  เพิ่มขึ้น ( $K_0$  เพิ่มขึ้น) แสดงว่าดินมีพฤติกรรมเป็นแบบ Time-Softening Manner ถ้าพิจารณาพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic) เป็นหลัก จะตอบว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลง เนื่องจากว่าค่า Poisson's Ratio คงที่ และถ้าพิจารณาในสนามและในห้องปฏิบัติการ เมื่อทำการทดลองการยุบตัวของดินเหนียว จะมีแนวโน้มในการเพิ่มค่าแรงเฉือน ( $\tau$ ) และค่าโมดูลัส (Modulus) ขึ้นอยู่กับเวลา จะตอบว่าค่า  $\sigma'_3$  ลดลง ( $K_0$  ลดลง) แสดงว่าดินมีพฤติกรรมเป็นแบบ Time-Hardening Manner

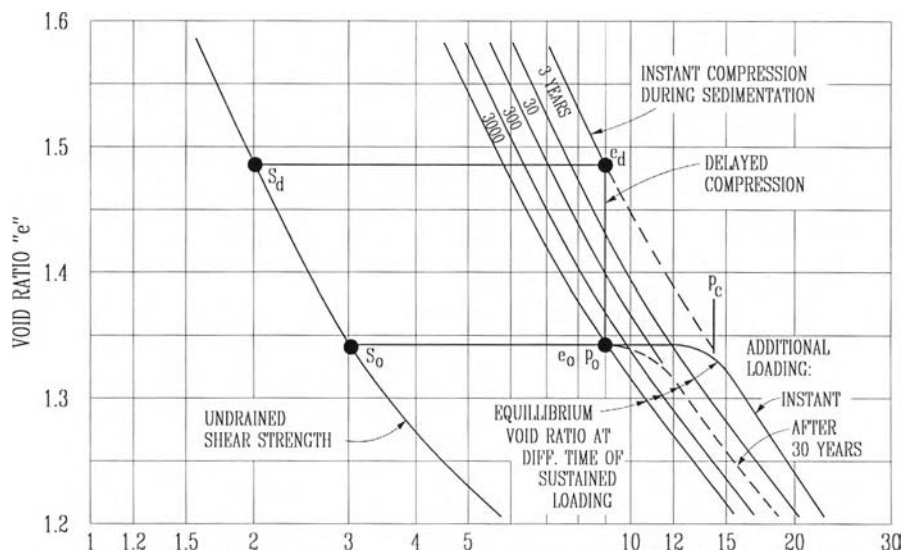
สิ่งกล่าวข้างต้นนี้ เป็นเพียงความเป็นไปได้ของคำตอบที่แตกต่างกัน โดยไม่คิดถึงหลักการอื่นๆ ซึ่งจะพิจารณาเฉพาะในรูปแบบพื้นฐานของพฤติกรรมในสนามและในห้องปฏิบัติการ

### 2.1.2 การอธิบายของแต่ละบุคคล

จากการสอบถามผู้ทรงคุณวุฒิ และผู้ชำนาญ จะแสดงให้เห็นว่า ครั้งหนึ่งจะตอบว่า "เพิ่มขึ้น" หนึ่งในสี่ จะตอบว่า "คงที่" หนึ่งในแปด จะตอบว่า "ลดลง" และ "ไม่รู้" และจากคำถามนี้ได้มีผู้ออกความเห็นหลายท่าน ดังต่อไปนี้

T. S. NAGARAJ (1984) ได้แสดงความคิดว่า ค่าของ  $K_0$  จะลดลงในช่วงของ Secondary Compression ซึ่งจะอธิบายผลที่ได้ดังนี้

จากรูปกราฟของ BJERRUM (1967) ได้แสดงถึงคุณลักษณะการอัดตัว (Compressibility) ของดินเหนียวอย่างชัดเจน เกี่ยวกับช่วงของ Secondary Compression ในรูปที่ 2.2 ซึ่งจะแสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio,  $e$ ), แรงกดอัดเนื่องจากดินที่อยู่เหนือขึ้นไป (Overburden Pressure,  $p$ ) และ เวลา ( $t$ ) ถ้ารู้ค่าของ Overburden Pressure กับ Void Ratio ของดิน จะสามารถรู้เวลาของแรงที่กระทำบนดินนั้น เมื่อควบคุมสภาวะความเค้น (Stress-State) คงที่ ผลกระทบหลักจะขึ้นอยู่กับเวลา ซึ่งเป็นผลทำให้ดินนั้นจะกลายเป็นดินเดิมที่มี  $\sigma'_p$  มากกว่าปัจจุบัน นั่นคืออยู่ในสภาพ อัดแน่นเกินตัว (Over-consolidated Clay)



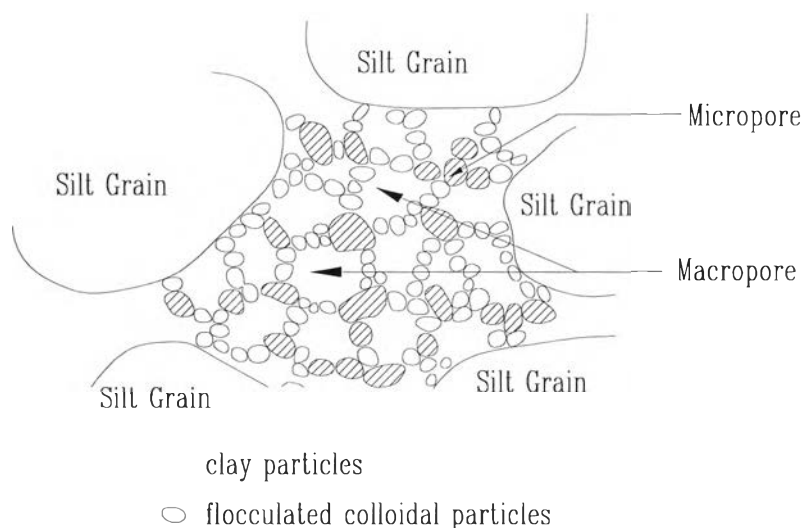
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Void Ratio, Overburden Pressure และ Time

พิจารณาในรูปที่ 2.2 นี้ ได้แสดงเส้นกราฟการเปลี่ยนแปลงของค่า Undrained Strength ( $C_u$ ) กับ Void Ratio ( $e$ ) ซึ่งแสดงถึงการเพิ่มขึ้นเรื่อยๆของแรงเฉือน เมื่อค่าของ Void Ratio มีค่าลดลงในช่วงของ Secondary Compression (โดยค่า  $e$  จะลดลงจาก  $e_d$  เป็น  $e_0$  แต่ค่า  $C_u$  จะเพิ่มจาก  $S_d$  เป็น  $S_0$ ) ฉะนั้นจะได้ว่า เมื่อ  $\sigma'_1$  คงที่ แต่ค่าของหน่วยแรงเฉือนเพิ่มขึ้น ดังนั้น ค่าของ  $\sigma'_3$  ลดลง จะได้ ค่าของ  $K_0$  ลดลง

ED McROBERTS (1984) ได้กล่าวว่าเป็นคำถามที่ไม่ถูกต้องเกี่ยวกับช่วงของ Primary และ Secondary Consolidation ในรูปที่ 2.1 เป็นที่ยอมรับกันทั่วไปว่าในช่วงของ Secondary Consolidation นั้น ค่าของ Void Ratio จะลดลง ซึ่งไม่ได้เป็นสัดส่วนกับการเพิ่มขึ้นของแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ผู้เขียนยืนยันว่าไม่ถูกต้อง อันเนื่องมาจากการลดลงของ Void Ratio ในช่วงของ Secondary Consolidation

จะเป็นผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นต่อเนื่องของ Effective Stress ถึงแม้ว่าอัตราส่วนที่เกิดขึ้นจะแตกต่างกัน แต่ถ้าส่วนที่กล่าวมานี้เป็นความจริง จะมีปัญหาที่ต้องอธิบายเกี่ยวกับอัตราส่วนของ Effective Stress

สำหรับทฤษฎีพื้นฐานในช่วง Secondary Consolidation เป็นการแสดงถึง Effective Stress โดยการเปลี่ยนแปลงโพรงในส่วนของโครงสร้าง หรือเป็นรูปแบบของ Macropore-Micropore ซึ่งพัฒนามาจาก De Jong ซึ่งเป็นรูปแบบการยุบอัดตัว (Consolidation) ที่ซับซ้อน โดยพื้นฐานหลักเป็นแบบ Macropore ดินตะกอน (Silt) จะไม่มีช่วงของ Secondary Consolidation แสดงว่าเป็นแบบ Macropore อย่างเดียว อย่างไรก็ตาม สำหรับดินเหนียวการเปลี่ยนแปลงค่าของ Plastic จะมีผลกระทบอย่างมากต่อแร่ดินเหนียว (Clay Minerals) อนุภาคดินไม่สามารถยุบอัดตัวได้ ส่วนในโพรงนั้นสามารถยุบอัดตัวได้ ซึ่งแต่ละอนุภาคดินมาเกาะกันเป็นเม็ดดินโดยที่โพรงระหว่างอนุภาคดิน จะเรียกว่า Micropore ส่วนเม็ดดินที่จับตัวกันเป็นก้อนดินโดยที่โพรงระหว่างเม็ดดินจะเรียกว่า Macropore ดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 แสดงส่วนของ Macropore และ Micropore

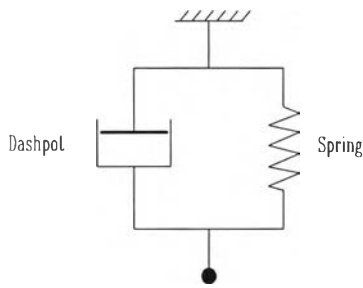
ในขบวนการ Consolidation เมื่อเริ่มต้นความดันน้ำในโพรงจะแพร่กระจายออกโดยเป็นการไหลออกจาก Macropore ซึ่งการไหลออกนี้จะแสดงถึงช่วงของ Primary Consolidation ส่วนในช่วงของ Secondary Consolidation นั้น ความดันน้ำในโพรงจะเท่ากับศูนย์ แต่ก็ไม่ว่าความดันน้ำในโพรงจะเป็นศูนย์ทั้งหมด ก็ยังคงมีความดันน้ำในโพรงอยู่ ดังนั้นการที่ความดันน้ำในโพรงตกค้างอยู่แพร่กระจายออกไปทั้งหมดจะต้องใช้เวลานาน ซึ่งจะเป็นช่วงของ Secondary Consolidation หรืออีกแนวความคิดหนึ่ง ซึ่ง Barden

แสดงให้เห็นถึงขบวนการนี้ เมื่อความดันน้ำในโพรงลดลง แรงที่กระทำจะทำให้เม็ดดินรับแรงเพิ่มขึ้น ดังนั้น การยุบอัดตัวจะเกิดจากการแพร่กระจายออกของน้ำในระหว่างอนุภาคดิน ในรูปแบบ De Jong ในช่วง Primary Consolidation เป็นการแสดงถึงการเพิ่มขึ้นของ Effective Stress เนื่องจากการไหลออกของน้ำในโพรง ในขบวนการยุบอัดตัวนี้ การไหลออกของน้ำใน Micropore และความแตกต่างในอัตราของการเปลี่ยนแปลง Void Ratio ไม่คงที่ ซึ่งจะเรียกว่า Secondary Consolidation

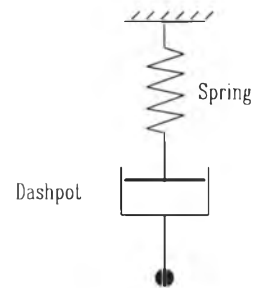
ผลกระทบที่แสดงให้เห็นชัดเจนโดยตรงนั้นน้อยมาก ซึ่งแนวคิดของ Barden ถึงแม้จะเล็กน้อยเกี่ยวกับเรื่องนี้ว่า ความดันน้ำที่เรารู้ได้เป็นความดันของ Macropore อย่างไรก็ตาม อาจจะเป็นการยากที่จะวัดความดันน้ำโดยตรง จากการศึกษาและสังเกตพฤติกรรมในช่วงเวลาเดียวกันของการทรุดตัวกับเวลา (Settlement-Time) จะเหมือนกับความดันน้ำในโพรงกับเวลา (Excess Pore Pressure-Time) จากการทดลอง Oedometer Test ซึ่งนำระบายออกทางเดียวและวัดความดันน้ำทางด้านฐานข้างล่าง เราจะทำการทดลองภายในหนึ่งเดือน ซึ่งอย่างแรกจะทำการสังเกตว่าความดันน้ำในโพรงแพร่กระจายออกทั้งหมดในช่วงสิ้นสุดของ Primary Consolidation

กล่าวได้อีกอย่างหนึ่งว่า มันไม่ได้แสดงผลที่ชัดเจน พิจารณาตัวอย่างการทดสอบ Secondary Consolidation ของดิน San Francisco Bay Mud ซึ่งจะทำการ Consolidated และสิ้นสุด Primary Consolidation ใน Triaxial Cells เราจะทราบถึงการเพิ่มขึ้นของแรงดันน้ำในช่วงของเวลาในการปิดการไหลออกของน้ำ ในช่วงเวลานานๆ ของการทำ Consolidated และทำการปิดการไหลออกของน้ำความดันน้ำในโพรงจะเกิดขึ้นน้อย จะกล่าวได้ว่า การเพิ่มขึ้นของความดันน้ำในโพรงเป็นผลโดยตรงของช่วง Secondary Compression เมื่อ Void ratio พยายามลดลงในช่วง Secondary Compression โดยที่ทำการปิดการไหลออกของน้ำ ดังนั้น ความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นเนื่องจากรีบแรงกด (Undrained loading) หรือมีผู้กล่าวโดย Occam's Razor ซึ่งเขายืนยันว่า จะมีการเพิ่มขึ้นตลอดของความดันน้ำในโพรง ในความจริงผู้เขียนมีความเห็นว่า ความดันน้ำในโพรงจะเกิดขึ้นเท่าๆ กัน ระหว่าง Micropore ในช่วง Consolidation กับ Macropore ในช่วงการพองตัว (Swell) ซึ่งจะทำนายผลกระทบได้ในรูปแบบของ De Jong's Model ซึ่งผู้เขียนยืนยันว่าข้อมูลการทดสอบสามารถอธิบายได้ในเรื่องนี้และคิดว่าการวิเคราะห์ในการสิ้นสุดของช่วง Primary Consolidation ควรใช้เทคนิคและประสบการณ์มาประยุกต์ใช้ โดยที่ Terzaghi ได้เป็นผู้เริ่มต้นทฤษฎีการยุบอัดตัว ซึ่งเป็นการกล่าวที่ผิดเกี่ยวกับการวิเคราะห์ในช่วงของ Secondary Compression

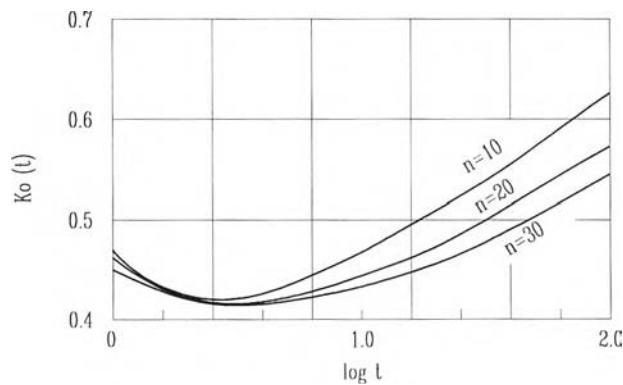
CETIN SOYDEMIR (1984) สำหรับดินที่เป็นเนื้อเดียวกันตลอด (Homogeneous), แรงดันเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) จะมีการยืดหยุ่น (Elastic) ในการทดลอง Oedometer Test นั้น จะสามารถใช้ในการวิเคราะห์โดยทางคณิตศาสตร์ ซึ่งจากพฤติกรรมของดินเกี่ยวกับทางด้าน Volumetric กับ Deviatoric เปรียบเทียบได้เป็น Kelvin & Maxwell Model ซึ่ง Kelvin Model รูปที่ 2.4 จะแสดงถึงพฤติกรรมของ Volumetric ส่วน Maxwell Model รูปที่ 2.5 จะแสดงถึงพฤติกรรมของ Deviatoric และจากการแก้สมการทางคณิตศาสตร์ จะได้ว่า เมื่อมีน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้นในแนวดิ่ง โดยที่ดินมีการยุบอัดตัวทิศทางเดียว ค่าของ  $K_0$  มีค่าลดลงในช่วงของ Primary Consolidation จนกระทั่งอยู่ที่ค่าต่ำสุดค่าหนึ่ง และดูเหมือนว่าจะคงที่ เมื่อเวลาผ่านไป ค่าของ  $K_0$  กลับมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องในช่วงของ Secondary Compression โดยที่อัตราการเพิ่มขึ้นลดลงตามเวลา จะแสดงในรูปที่ 2.6 และ 2.7



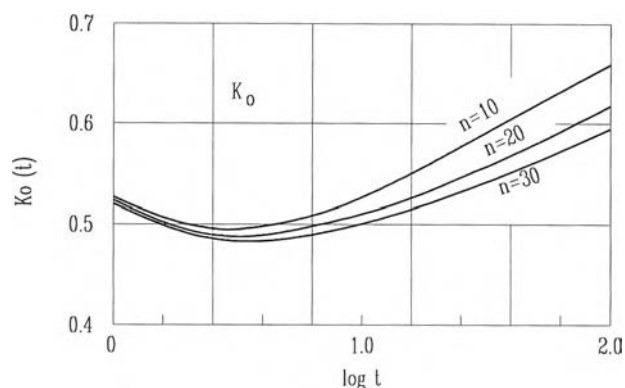
รูปที่ 2.4 Kelvin Model



รูปที่ 2.5 Maxwell Model



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  กับ  $\log t$  ของเวลา เมื่อ  $G_D/G_V = 0.5$



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_0$  กับ  $\log$  ของเวลา เมื่อ  $G_D/G_V = 0.4$

MEHTER M. ALLAM และ A. SRIDHARAN (1984) ได้กล่าวถึงระบบของดินเหนียวที่สามารถแบ่งเป็น 2 กรณี

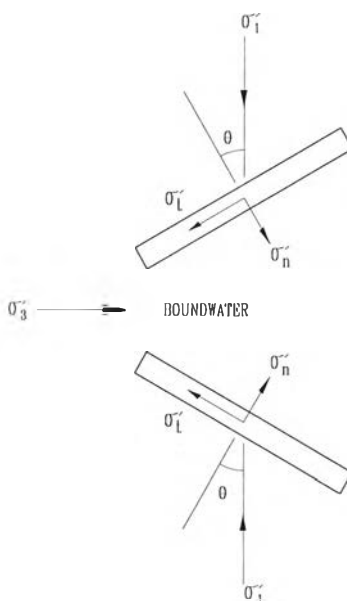
1. พิจารณาลักษณะรูปร่างการสัมผัสกันของอนุภาคดิน
2. พิจารณาการแพร่กระจายของน้ำ ในระหว่างอนุภาคดินว่าใกล้ถึงขอบเขต หรือวงน้ำที่ดูดซับ (Adsorbed water layer)

ในรูปแบบที่หนึ่ง (อธิบายด้วยรูปแบบของการสัมผัสกัน) สำหรับสมมูลย์ในระนาบของการสัมผัสแรงเฉือนหรือแรงเค้นสัมผัส (Tangential Stress,  $\sigma_1$ ) บนระนาบนี้จะเป็นตัวกำหนดค่า สำหรับการเปลี่ยนรูปร่างที่ขึ้นอยู่กับความดันคงที่ ดังเช่น ความเค้นหลักคงที่ ( $\sigma_1'$ ) แรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะเป็นของความเค้นรอง ซึ่งมีค่าลดลง โดยที่การเปลี่ยนรูปร่างจะเปลี่ยนไปตามทิศทาง  $\sigma_1'$  หรือการที่ไม่มีแรงต้านทานในทิศทาง  $\sigma_3'$  ดังนั้น ค่าของ  $K_0$  ลดลงตลอดเวลาของการยุบอัดตัว ในการทำ Consolidation Test โดยที่ความดันคงที่

ในรูปแบบที่สอง (อธิบายด้วยรูปแบบของการไม่สัมผัสกัน) ซึ่งการกำหนดขอบเขตของวงน้ำมีความสำคัญในบริเวณใกล้กันของอนุภาคดิน ซึ่งวงน้ำส่วนนี้แข็งแรงเพียงพอต่อการถ่ายแรงกระทำของอนุภาคดินไปสู่อีกอนุภาคดิน จากรูปที่ 2.8 แสดงถึงการถ่ายแรงระหว่างสองอนุภาคดิน ซึ่งมีทิศทางการเอียงของความเค้นหลักและความเค้นรอง ( $\sigma_1'$  และ  $\sigma_3'$ )

สำหรับการเปลี่ยนรูปร่างภายใต้แรงกดคงที่ ( $\sigma_1'$  คงที่) นั้น จะทำให้ระยะห่างระหว่างอนุภาคดินลดลงหรือการเอียงของมุม  $\theta$  เมื่อเทียบกับ  $\sigma_1'$  ลดลง ซึ่งหมายถึงว่า ความเค้นสัมผัส (Tangential

Stress,  $\sigma_1$ ) ลดลง ( $\sigma_1 = \sigma_1 \sin \theta$ ) แต่ความเค้นรองจะขึ้นอยู่กับ  $\sigma_1$  ( $\sigma_3 = \sigma_1 \cos \theta = \sigma_1 \sin \theta \cos \theta$ ) ซึ่งก็ลดลงด้วย ดังนั้น ค่าของ  $K_0$  จะลดลง เมื่อดินแสดงถึงพฤติกรรมในรูปแบบของการไม่สัมผัส ภายใต้การ  
ทำ Consolidation Test



รูปที่ 2.8 รูปแบบของอนุภาคเม็ดดินที่ไม่สัมผัสกัน

ในความจริง ค่าของ  $K_0$  ลดลง เมื่ออยู่ในช่วงการยุบอัดตัวภายใต้แรงกดคงที่ จากรูปที่ 2.1 จะเห็นว่าความเค้นประสิทธิผลคงที่ (Constant Effective Stress) ค่า Void Ratio ณ จุดที่ 3 มีค่าน้อยกว่าจุดที่ 2 ดังนั้น แรงเฉือนของดิน ณ จุดที่ 3 มีค่ามากกว่าจุดที่ 2 เมื่อ  $\sigma_1$  ถูกควบคุมให้คงที่ ค่า  $\sigma_3$  จะต้องลดลงมาจากจุดที่ 2 ฉะนั้น ค่าของ  $K_0$  จะแสดงถึงการลดลง

EDWARD KAVAZANJIAN และ JAMES K.MITCHELL (1984) ได้กล่าวถึง ผลของพฤติกรรม ดังนี้ เมื่อในสภาวะแรงดันเท่ากันทุกทิศทาง คือ ค่าของ  $K_0 = 1.0$  จะแสดงถึงสภาวะพลังงานน้อยที่สุดของดิน เนื่องจากความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator Stress) ไม่มี ( $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ ) ถ้าเกิดแรงเบี่ยงเบนขึ้น แรงยึดเกาะระหว่างเม็ดดินจะมีแนวโน้มถูกทำลายในทิศทางของแรงเฉือนหรือแรงเบี่ยงเบน เนื่องจากความไม่สมดุลย์ในพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงเบี่ยงเบน ( $\sigma_1 - \sigma_3 \neq 0$ ) กรณีของ One-dimension ภายใต้การควบคุมความเครียด (Strain Control) ในแนวรัศมี ผลสุดท้ายของการทรุดตัวจะเป็นการลดพลังงานที่ไม่สมดุลย์และเป็นการลดแรงเบี่ยงเบน เมื่อแรงดันประสิทธิผลในแนวตั้ง ( $\sigma_1$ ) คงที่ ฉะนั้นแรงดันประสิทธิผลใน



แวนอน ( $\sigma'_3$ ) จะต้องเพิ่มขึ้นเพื่อเป็นการลดแรงเบี่ยงเบน ในหลักการนี้ สำหรับดิน NC หรือดินที่มีค่า OCR น้อยๆ คือค่าของ  $K_0$  จะน้อยกว่า 1.0 ดังนั้น ค่าของ  $K_0$  จะเพิ่มขึ้นตามเวลา เพื่อไปสู่สภาวะแรงดันเท่ากันทุกทิศทาง หรือเป็นการลดพลังงานลง ในทำนองเดียวกัน สำหรับดินที่มีค่า OCR มากๆ ค่าของ  $K_0$  จะมากกว่า 1.0 ฉะนั้น ค่าของ  $K_0$  จะลดลงตามเวลา

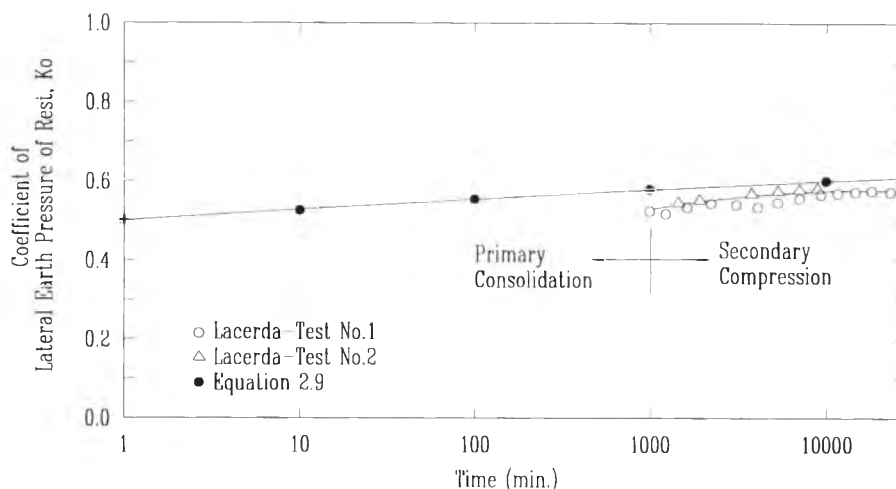
สรุป การขึ้นอยู่กับเวลาของค่า  $K_0$  มีความสำคัญที่จะแสดงถึงความสัมพันธ์ของค่า  $K_0$  ที่วัดในห้องปฏิบัติการกับค่า  $K_0$  ที่วัดในสนาม ค่าของ  $K_0$  ที่วัดในห้องปฏิบัติการนั้นถือว่ามีความแข็งแรงกระทำสั้นมาก ในขณะที่ค่าเริ่มต้นในสนามนั้นมีแรงกระทำนานมาก ถ้าดินในสนามมีแรงกระทำของช่วงเวลากการตกตะกอนที่มากมายจะเป็นการลดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้าง และผลที่ตามมาจะเป็นการเพิ่มขึ้นของแรงดันประสิทธิผลในแวนอน ซึ่งจะเป็นส่วนสำคัญในการพิจารณาออกแบบ

## 2.2 การทบทวนงานในอดีต

EDWARD KAVAZANJIAN, JR. และ JAME K. MITCHELL (1984) ได้กล่าวว่า วิธีการวิเคราะห์ตามทฤษฎีค่าสัมประสิทธิ์ของแรงทางดินด้านข้าง ณ. สภาวะอยู่กับที่ ( $K_0$ ) จะแปรเปลี่ยนไปตามเวลา จากที่ได้ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการและศึกษาเกี่ยวกับดิน NC ว่าค่าของ  $K_0$  จะเพิ่มตามเวลา และผลของพฤติกรรมจะแสดงว่าดินทุกประเภทนั้น จะมีค่าของ  $K_0$  เข้าใกล้ 1.0 คือมีสภาพแรงดันเท่ากันทุกทิศทาง ส่วนดินที่เป็น OC ค่าของ  $K_0$  จะมากกว่า 1.0 ดังนั้น ค่าของ  $K_0$  จะลดลงตามเวลาจนมีค่าเข้าใกล้ 1.0

ในการทดลองของ LACERDA ซึ่งทดสอบหาค่าของ  $K_0$  โดยใช้ Triaxial Test ของดินตัวอย่างจาก San Francisco Bay Mud ที่ไม่ถูกรบกวน โดยทำการทดสอบแบบ Stress Relaxation ซึ่งได้พบว่าค่าของ  $K_0$  จะเพิ่มขึ้นจาก 0.53 ในช่วง Primary Consolidation เป็น 0.58 ในเวลา 10,000 นาที ต่อจากการสิ้นสุดของช่วง Primary Consolidation ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.9

ในการทดลองของ TATSUOKA ณ.มหาวิทยาลัยของ Tokyo's Institute ซึ่งข้อมูลไม่ได้ทำมาตีพิมพ์ ได้สนับสนุนผลการทดลองของ LACERDA โดยที่ค่าของ  $K_0$  ในการทดสอบจาก Triaxial Cell ในห้องปฏิบัติการของดิน Kaolinite จะเพิ่มจาก 0.54 ที่จุดสิ้นสุด เป็น 0.70 หลังจากผ่านไป 14,000 นาที ในช่วงของ Secondary Compression



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ของค่า  $K_0$  กับ เวลา ของดิน San Francisco Bay Mud

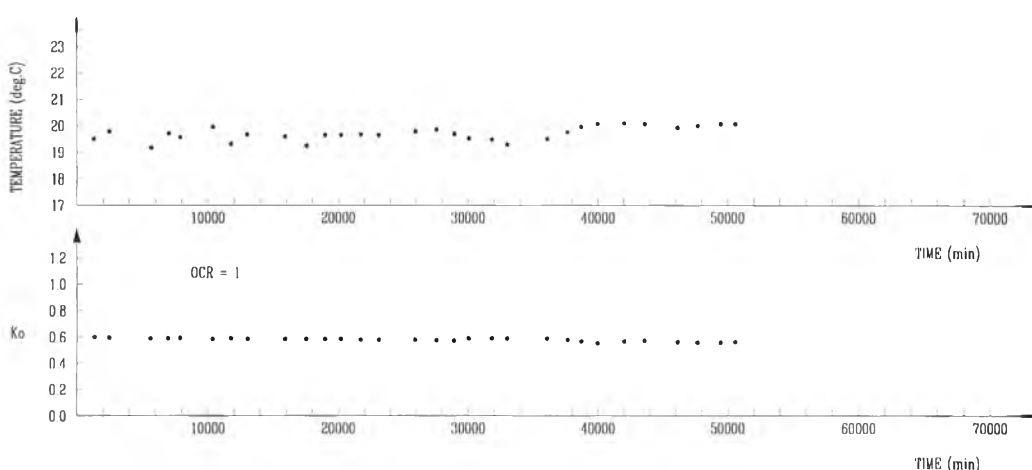
R.D. HOLTZ และ M.B. JAMIOLKOWSKI (1984) ได้กล่าวว่า จากผลการทดลองที่ได้ทั้งสองครั้ง คือในการทำการทดลองของ LACERDA กับ TATSUOKA ได้สนับสนุนว่าค่าของ  $K_0$  มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ตลอดเวลา ณ. แรงกระทำคงที่ และจากทฤษฎีวิเคราะห์เกี่ยวกับ จะแบ่งได้เป็น 2 กรณี

1. ค่าของ  $K_0$  ในดิน NC จะเพิ่มขึ้นตามเวลา โดยที่จะเข้าใกล้ 1.0
2. ค่าของ  $K_0$  ในดิน OC จะลดลงตามเวลา โดยที่จะเข้าใกล้ 1.0

ก่อนอื่นจะขอกล่าวเกี่ยวกับผลการทดลองทั้งสองตัวอย่างของ LACERDA ในการหาค่าของ  $K_0$  ในช่วงของ Secondary Compression ไม่ถูกต้อง เนื่องจากว่าค่าความแตกต่างระหว่าง Volumetric และ Axial Strains ต้องมีค่าเท่ากับศูนย์ ( $\epsilon_v - \epsilon_a = 0$ ) หรือไม่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวอย่างในระหว่างที่มีน้ำหนักมากระทำ ผลการทดลองของ LACERDA ค่าของ  $K_0$  เมื่อสิ้นสุดการยุบอัดตัว จะเป็น 0.53% กับ -0.70% สำหรับตัวอย่างที่ 1 และ 2 ตามลำดับ และค่าความแตกต่างของ Axial Strain สูงถึง 1.3% กับ 0.9% ซึ่งค่านี้จะทำให้ความเครียดตามแนวรัศมี (Radial Strains,  $\epsilon_r$ ) เท่ากับ 0.35% และ 0.26% ตามลำดับ เมื่อสิ้นสุดการทดลอง แต่มีบางค่ามากถึง 0.71% ในการทดลองของ LACERDA ไม่ได้พูดถึงเกี่ยวกับอุณหภูมิของการทดสอบ ดังนั้นจึงได้ทดสอบหาของ  $K_0$  ใหม่ โดยใช้ Oedometer Test โดยใช้ Oedometer Ring เป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส มีพื้นที่หน้าตัด 20.76 ตร.ซม. มีการติดตั้งเครื่องมือที่เรียกว่า Strain-gage Pressure เป็นแบบวัดแรงดัน ไว้กับผนัง Ring ซึ่งสามารถวัดแรงดันทางด้านข้างได้โดยตรง และยัง สามารถวัดอุณหภูมิขณะทำการทดสอบได้ด้วย

ได้ทำการทดลองดิน ที่ความลึก 11.75 - 12.60 เมตร ซึ่งไม่ถูกรบกวน 2 ตัวอย่าง โดยดิน ตัวอย่างมีค่า  $LL = 65\%$ ,  $PI = 40\%$  และ  $W_n = 45\%$

ในตัวอย่างที่ 1 จะมีอัตราการเพิ่มน้ำหนักที่กระทำเท่ากับ 0.5 จนกระทั่งน้ำหนักที่กระทำเท่ากับ 1000 kPa ค่าของ  $K_o$  ที่จุดสิ้นสุด Primary Consolidation เป็น 0.60 และปล่อยให้เกิดการยุบอัดตัวต่อไป เป็นเวลา 35 วัน ผลของค่า  $K_o$  ของดินตัวอย่างที่เป็น NC ( $OCR=1.0$ ) และค่าของอุณหภูมิตั้งแต่ระหว่างการทดลอง ได้แสดงในรูป 2.10

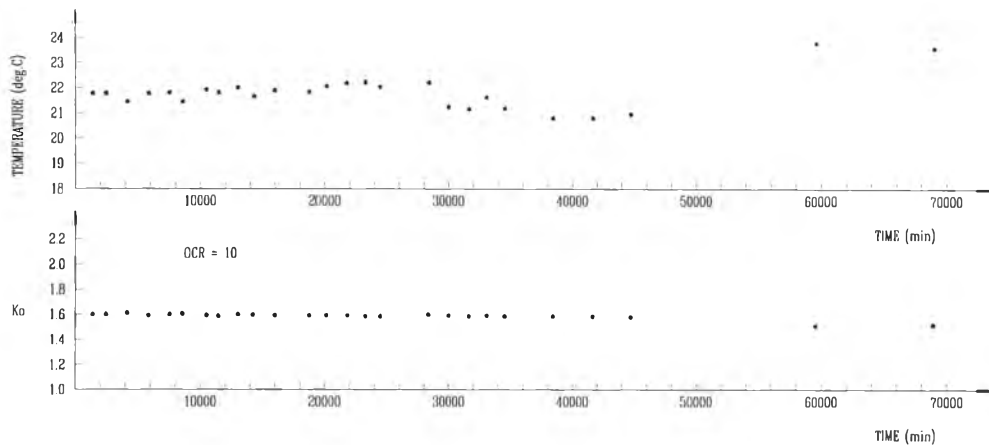


รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ของค่า  $K_o$  และอุณหภูมิ กับเวลา ของดิน NC

ในตัวอย่างที่ 2 ได้เพิ่มน้ำหนักกระทำเป็น 4800 kPa ในระหว่างนี้ค่าของ  $K_o$  เฉลี่ยโดยประมาณ 0.62 หลังจากนั้นนำเอาน้ำหนักที่กระทำออกจนเหลือ 475 kPa หรือ  $OCR = 10$  จะได้ค่าของ  $K_o = 1.60$  แล้วทิ้งไว้ประมาณ 55 วัน ผลของการทดลองแสดงอยู่ในรูป 2.11

การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ จะมีผลกระทบต่อค่าของ  $K_o$  ที่วัดจากการทดลอง โดยที่ค่าของ  $K_o$  ของดิน OC ลดลง ในเวลา 58,000 และ 69,000 นาที เนื่องจากเครื่องทำความเย็นเสีย

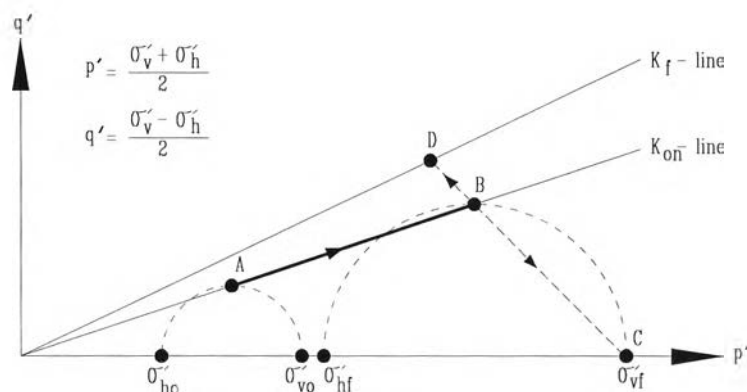
การทดลองนี้ เป็นการทดลองที่ถูกต้อง เนื่องจากความเครียดตามแนวรัศมีเป็นศูนย์ ( $\epsilon_r = 0$ ) และได้บันทึกค่าของ  $K_o$  นานกว่าที่ได้ทดลองมาส่วนข้อมูลอื่นๆมีความคล้ายกับรายงานของ Jamiolkowski คือค่าของ  $K_o$  จะเพิ่มขึ้นน้อยมาก เมื่อพิจารณาในช่วงของเวลา 2 รอบสเกลลอการิทึม (Two Logarithm Cycles) ค่าของ  $K_o$  มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในอัตรา  $0.007 \pm 0.002 / \Delta \log(t)$



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ของค่า  $K_0$  และอุณหภูมิ กับเวลา ของดิน OC

WILLY A. LACERDA และ IAN S.M. MARTINS (1984) พิจารณารูปที่ 2.12 เมื่อดินได้รับแรงกดจากดินที่อยู่เหนือขึ้นไป โดยที่เป็นดินแบบ NC จะได้ว่าค่าของ  $K_0$  จะอยู่บนเส้น  $K_{on}$  ซึ่งเป็นค่าคงที่ โดยจะเคลื่อนจากจุด A ไปจุด B ถ้าพิจารณาค่าของ  $K_0$  ลดลง ในช่วง Secondary Compression เส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจะเคลื่อนจากจุด B ไปจุด D หรือวิ่งเข้าหาเส้น  $K_f$  ซึ่งจะได้ว่าดินที่ตกตะกอนทับถมกันจะมีเสถียรภาพลดลง ถึงแม้ว่าอัตราโพรงลดลงก็ตาม ซึ่งเป็นไปไม่ได้

มีเหตุผลอยู่อย่างหนึ่ง เมื่อค่าของ  $K_0$  เพิ่มขึ้นในช่วงของ Secondary Compression โดยที่จะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเป็นหลัก ถ้าเราให้น้ำหนักกระทำคงที่ตลอดเวลา และการเปลี่ยนแปลงปริมาตรจะเป็นการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Effective Octahedral Stress ( $\sigma'_{oct}$ ) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงค่า  $\sigma'_{oct}$  เป็นไปได้ในทิศทางเดียวคือมีการเพิ่มขึ้น ฉะนั้นจะเป็นการเพิ่มขึ้นของ  $\sigma'_h$  ทำให้ค่าของ  $K_0$  เพิ่มขึ้น

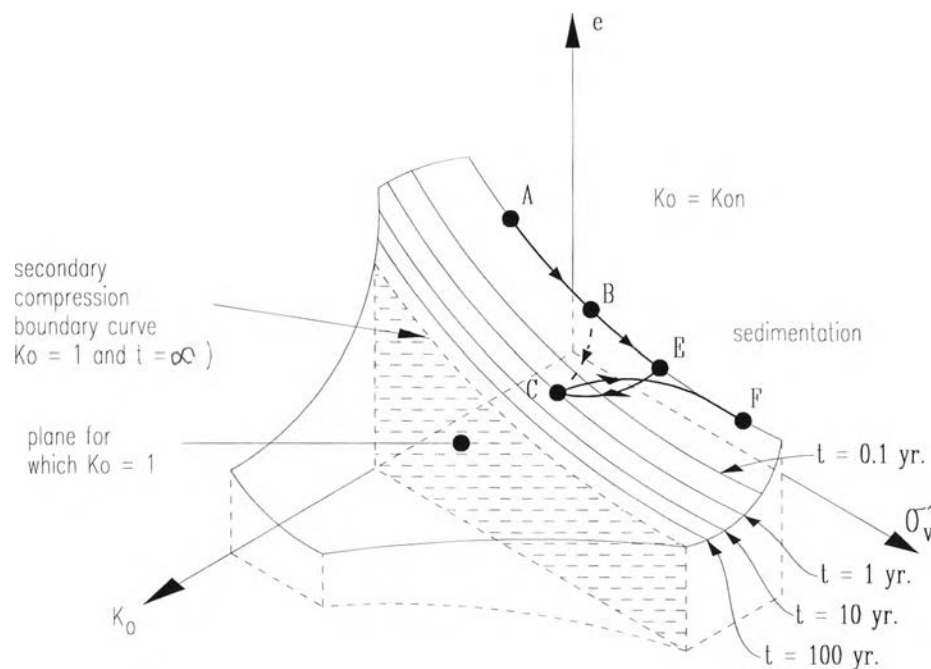


รูปที่ 2.12 แสดงเส้นทางเดินประสิทธิผลในระหว่างทำการยุบอัดตัวในทิศทางเดียว

ตามความจริง ดินไม่มีความแข็งเพียงพอในการที่จะรับแรงเฉือนได้เป็นเวลานานๆ แรงเฉือนของดินจะมีแนวโน้มลดลง ดังนั้นค่าความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator Stress,  $\sigma_d$ ) จะเข้าสู่ศูนย์ หรือกล่าวได้ว่าเป็นแบบความเค้นลดลง (Stress Relaxation) ซึ่งแสดงถึงการเพิ่มขึ้นของ  $\sigma'_h$

ในหลักการข้างต้น เป็นผลให้สรุปได้ว่า ค่าของ  $\sigma'_h$  จะเข้าสู่ค่าของ  $\sigma'_v$  ดังนั้นค่าของ  $K_0$  จะมีค่าเพิ่มขึ้น และเข้าสู่ค่าหนึ่ง ซึ่งจะแสดงเส้นทางเดินจากจุด B ไป C ในรูปที่ 2.12

เป็นที่ยอมรับกันว่า ค่าของ  $K_0$  จะเพิ่มขึ้น เมื่อค่า OCR เพิ่มขึ้น ขณะที่อัตราการยุบตัวของช่วง Secondary compression ลดลง แต่ค่า OCR กลับเพิ่มขึ้น ดังนั้นแสดงให้เห็นว่าค่าของ  $e$ ,  $\sigma'_v$  และ  $K_0$  จะมีความสัมพันธ์ต่อกัน ดังในรูป 2.13



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$ ,  $\sigma'_v$  และ  $K_0$

G. A. LEONARDS (1984) ได้สรุปว่าค่าของ  $K_0$  ไม่มีโอกาสเท่ากับ 1.0 และได้มีตัวอย่างแสดงค่าของ  $K_0$  ในสนาม ซึ่งสามารถสรุปได้เป็นข้อๆ ดังนี้

1. ในระยะเวลานานๆ (Long-Term) ได้วัดค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของเส้นทางอุโมงค์ที่ยึดหยุ่นได้ในดินเหนียวอ่อน ค่าเส้นผ่าศูนย์กลางตามแนวตั้งลดลง (ค่าเส้นผ่าศูนย์กลางตามแนวนอนเพิ่มขึ้น) แสดงว่าค่าของ  $K_0$  จะไม่เท่ากับ 1.0 ซึ่งพิจารณาจากแนวเส้นทางของอุโมงค์ใต้ดิน

2. ถ้าค่าของ  $K_0 = 1.0$  แรงเฉือนแบบแอนเดรอนในดินอ่อนจะมีแนวโน้มว่าแรงเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic) แต่จากการทดลองแรงเฉือนทั้งในสนามและห้องปฏิบัติการ จะเห็นว่าเป็นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Anisotropic)

3. การทำ Reconsolidation ของตัวอย่างดินที่ไม่ถูกรบกวน โดยใช้ค่าของ  $K_0$  ประมาณ 0.6 ผลที่ได้ในการทำ Undrained Stress-Strain และค่า Strength parameters ในสนาม และผลที่ได้จากการทดลอง Unconsolidated Undrain (UU) จะได้ความเค้นตามแนวตั้งเท่ากัน

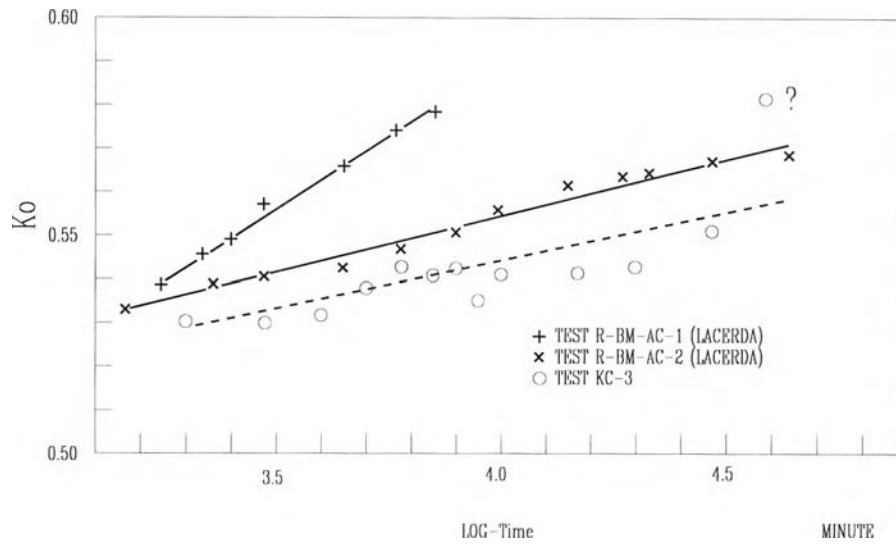
4. การทดสอบแรงเฉือนแบบแอนเดรอนในสนามของ Norwegian Geotechnical Institute โดยจะใช้ท่อเหล็กขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 1.0 ม. ยาว 12.0 ม. หนา 0.6 ซม. ตัดปลายให้แหลม เพื่อให้ดินที่อยู่ในท่อเหล็กไม่ถูกรบกวน และทำการกดท่อเหล็กลงไปในดินเหนียวอ่อน ทั้งไว้ประมาณ 20 ปี จากนั้นทดสอบแรงเฉือนในแนวนอน, แนวเอียงขึ้น  $45^\circ$  และแนวเอียงลง  $45^\circ$  จากแนวนอน ซึ่งจะได้ผลตามตารางที่ 2.1 ถ้าค่าของ  $K_0 = 1$  ค่าเริ่มต้นของแรงเฉือนในแนวเอียง  $45^\circ$  จากแนวนอนจะต้องเท่ากับศูนย์

ตารางที่ 2.1 ผลการทดลองในสนามของค่า Undrained Shear Strength

Direction of shear	Measured Undrained Shear Strength $\tau_f / \sigma'_{vo}$
Horizontal	0.24
45° up	0.30
45° down	0.10

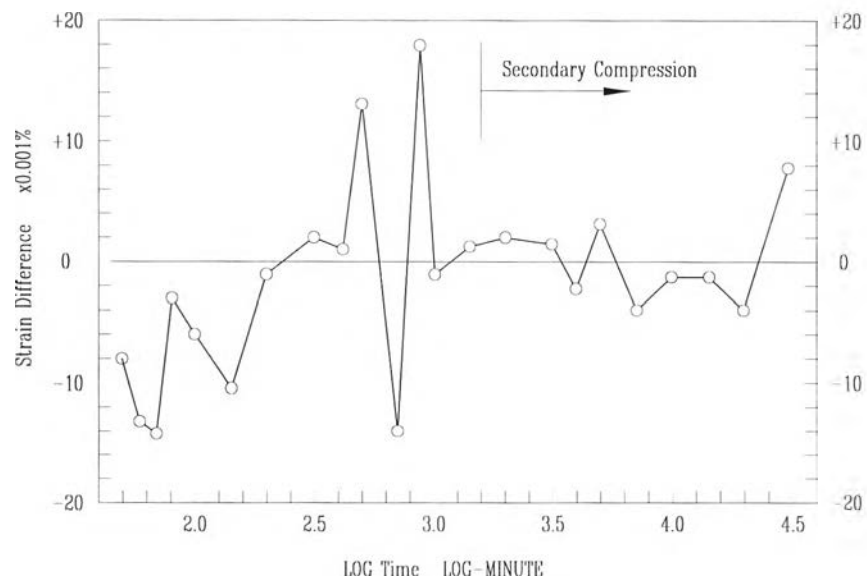
5. ค่าของ Preconsolidation Pressure ในแนวนอนจะมีค่าน้อยกว่าในแนวตั้ง โดยได้จากการทำ Oedometer Test

LACERDA หลังจากที่ได้ HOLTZ กับ JAMIOLKOWSKI ได้กล่าวถึงความไม่ถูกต้องของการทดลองหาค่าของ  $K_0$  ดังนั้นจึงได้ทำการทดสอบใหม่ ในเครื่อง Triaxial โดยใช้คอมพิวเตอร์ควบคุมความดันน้ำในเซลล์ เพื่อรักษาค่าความแตกต่างระหว่าง Axial Strain กับ Volume Strain ให้มีค่าใกล้ศูนย์ ซึ่งผลการทดลองแสดงอยู่ในรูปที่ 2.14



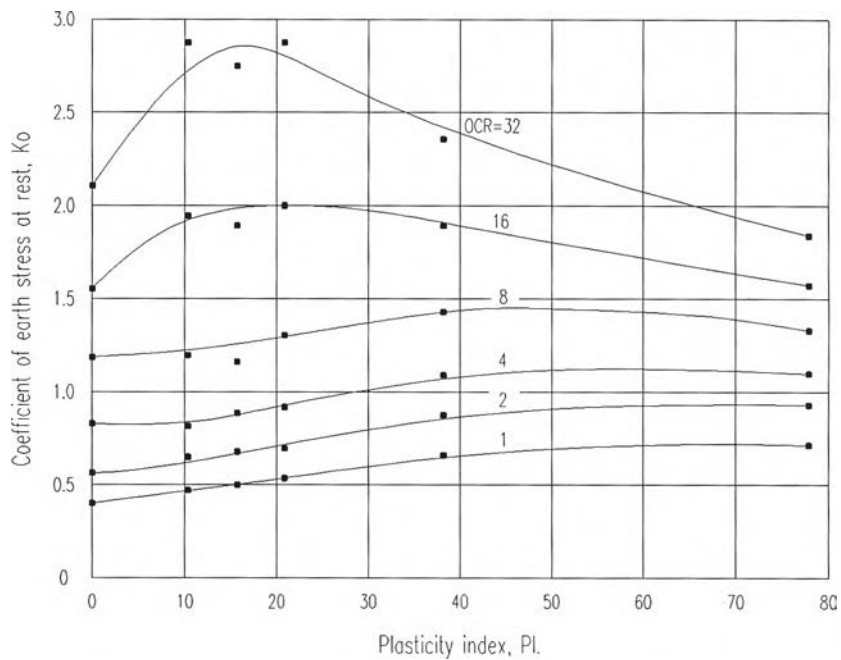
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ของค่า  $K_0$  กับ  $\log$  ของเวลา

ส่วนค่าความแตกต่างของความเครียดมากที่สุดเท่ากับ 0.02% ซึ่งถ้าอยู่ในช่วงของ Secondary Compression จะมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.005% จนกระทั่งสิ้นสุดการทดลอง ดังรูปที่ 2.15 ผลการทดลอง ตัวอย่าง KC-3 จะสนับสนุนผลของการทดลองครั้งแรก โดยที่อัตราการเพิ่มขึ้นของค่า  $K_0$  จะเหมือนกับตัวอย่างที่ 2



รูปที่ 2.15 แสดงผลต่างของ  $\epsilon_a - \epsilon_v$  กับ  $\log$  ของเวลา ของดิน KC-3

HENDRON (1963) ได้ออกแบบเครื่องมือเป็นพิเศษสำหรับการทดสอบ Oedometer Test ซึ่งจะสามารถวัดแรงดันทางด้านข้างของดินได้ โดยการติด Strain Gages ที่ด้านข้างของ Ring และใส่ Membrane ไว้ เพื่อจัดปัญหาของแรงเสียดทานทางด้านข้าง ส่วนของ BROOKER และ IRELAND (1965) ได้นำเครื่องมือนี้มาพัฒนาหาค่าความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าของ  $K_0$  , ค่าของ OCR และค่าของ PI ดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 แสดงถึงค่าของ  $K_0$  , ค่าของ OCR และค่าของ PI

## 2.3 ทฤษฎี

### 2.3.1 การหาค่าของ $K_0$ ในช่วง Primary Consolidation

เมื่อพิจารณาในช่วงของ Primary Consolidation จากรูปที่ 2.1 จากจุด 1 ไปจุด 2 นั้น ค่าของ  $K_0$  จะคงที่ตลอด ซึ่งมีหลายท่านได้แสดงความสัมพันธ์ในรูปแบบต่างๆของดินชนิดต่างๆ โดยที่ได้อาศัยจากการสังเกต, ประสบการณ์และการทดสอบ ดังนี้

JALY (1944) ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันทางด้านข้างของดิน ณ. สภาวะอยู่กับที่ สำหรับดินทราย จะแสดงความสัมพันธ์ในรูปของมุมเสียดทานภายใน ดังนี้



$$K_o = 1 - \sin \phi \quad \text{_____} \quad (2.1)$$

เมื่อ  $\phi$  = Drained Friction Angle

BROOKER และ IRELAND (1965) ได้แสดงความคิดเห็นถึงค่าของ  $K_o$  สำหรับดินเหนียวประเภทที่มีการยุบอัดตัวตามปกติ (NC) แสดงความสัมพันธ์ในรูปของมุมเสียดทานภายใน ดังนี้

$$K_o = 0.95 - \sin \phi \quad \text{_____} \quad (2.2)$$

เมื่อ  $\phi$  = Drained Friction Angle

ในรูปที่ 2.16 นั้นจะประมาณค่าของ  $K_o$  ในความสัมพันธ์ของดัชนีความเหนียวหนืด (Plasticity Index) ได้ดังสมการต่อไปนี้

$$K_o = 0.40 + 0.007(PI) \quad \text{สำหรับค่า PI อยู่ระหว่าง 0 ถึง 40} \quad \text{_____} \quad (2.3)$$

และ  $K_o = 0.64 + 0.001(PI) \quad \text{สำหรับค่า PI อยู่ระหว่าง 40 ถึง 80} \quad \text{_____} \quad (2.4)$

เมื่อ PI = Plasticity Index

สำหรับดินเหนียวประเภทที่มีการยุบอัดตัวมากกว่าปัจจุบัน (OC) นั้น จะได้ดังนี้

$$K_o(\text{overconsolidated}) = K_o(\text{normally consolidated})(OCR)^m \quad \text{_____} \quad (2.5)$$

เมื่อ OCR = Overconsolidation Ratio

m = Parameter of PI

ALPAN (1967) ได้หาความสัมพันธ์ของค่า  $K_o$  ในความสัมพันธ์ของดัชนีความเหนียวหนืดสำหรับดินเหนียวประเภทที่มีการยุบอัดตัวตามปกติ (NC) ดังนี้

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log(PI) \quad \text{_____} \quad (2.6)$$

เมื่อ PI = Plasticity Index

### 2.3.2 การหาค่าของ $K_o$ ในช่วง Secondary Compression

สำหรับช่วงของ Secondary Compression ได้มีหลายท่านพยายามในรูปแบบจำลอง (Model) พฤติกรรมของดิน หรือใช้ทฤษฎีเกี่ยวกับการยุบอัดตัวช่วงสอง

EDWARD KAVAZANJIAN, JR. และ JAMES K. MITCHELL (1984) สภาพของความเค้นกับความเครียดของดิน สามารถแยกออกเป็นสองส่วนคือ Volumetric และ Deviatoric ส่วนความเครียดสามารถแยกได้เป็น Immediate-time Independent และ Delay-time Dependent ซึ่งในกรณีของการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างเป็นศูนย์ เราสามารถเขียนเป็นสูตรทางคณิตศาสตร์ได้ดังนี้

$$\varepsilon_{2V_i} + \varepsilon_{2V_d} + \varepsilon_{2D_i} + \varepsilon_{2D_d} = 0 \quad (2.7)$$

เมื่อ  $\varepsilon_2$  = ความเครียดในแนวนอน

ตัวห้อย V = Volumetric Strain

D = Deviatoric Strain

i = Immediate Contribution

d = Delay Contribution

ในการประมาณค่าในส่วนของ Immediate จะไม่นำมาคิด เนื่องจากเป็นช่วงของ Primary Consolidation ดังนั้นในช่วงของ Secondary Compression จะเขียนได้ดังนี้

$$\varepsilon_{2V_d} = -\varepsilon_{2D_d} \quad ; \quad t > t_{100} \quad (2.8)$$

เมื่อ  $t_{100}$  = เวลาสิ้นสุดของ Primary Consolidation

ใช้สมการของ Singh และ Mitchell โดยเป็นแบบของ Delayed Deviatoric Strain ( $\varepsilon_{2V_d}$ ) และกำหนดให้ค่าของ Coefficient of Secondary Compression,  $C_\alpha$  คงที่ และเมื่อรวมสมการที่ (2.7) และ (2.8) จะเขียนได้ดังนี้

$$\frac{2.30C_\alpha}{(1+e_0)t} = \frac{A}{2} \exp \frac{\bar{\alpha}\sigma'_1(1-K_0)}{D_f} \left( \frac{t_1}{t} \right)^m \quad (2.9)$$

เมื่อ  $\sigma'_1$  = Vertical Effective Stress

$e_0$  = Initial Void Ratio

A,  $\bar{\alpha}$  และ m = Singh-Mitchell Creep Equation Parameter

t = Time of Sustained Loading

$t_1$  = Reference Time

$D_f$  = Deviator Stress at Failure

$C_\alpha$  = Coefficient of Secondary Compression

สำหรับการหาค่าของ  $A$ ,  $\bar{\alpha}$  และ  $m$  ได้ดังนี้

$$A = \text{ค่าคงที่}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\Delta \ln \dot{\epsilon}}{\Delta D}$$

$$m = \frac{\Delta \log \dot{\epsilon}}{\Delta \log t}$$

สมมติให้  $D_f$  มีค่าเท่ากับจุดสิ้นสุด Primary Consolidation ในสมการที่ 2.9 การทำนายค่าของ  $K_0$  จะเพิ่มขึ้นจาก 0.5 ที่จุดเริ่มต้น เป็น 0.6 ณ.เวลาผ่านไป 10,000 นาที ของดิน San Francisco Bay Mud ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.9 ผลที่ทำนายได้ จะมีแนวโน้มไปในทางเดียวกับผลการทดลองของ LACERDA

ในขบวนการ Secondary Compression ค่าของ  $D_f$  จะเพิ่มขึ้น ส่วนค่าของ  $C_\alpha$  ลดลง แต่ผลรวมสุทธิจะทำให้ค่าของ  $K_0$  เปลี่ยนแปลงในทิศทางที่เพิ่มขึ้นอย่างช้าๆ

CETIN SOYDEMIR (1984) สำหรับดินที่เป็นเนื้อเดียวกันตลอด แรงดันเท่ากันทุกทิศทาง และดินเป็นแบบยืดหยุ่น ซึ่งมีการยุบอัดตัวในทิศทางเดียว จะเขียนได้ดังนี้

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad \text{-----} (2.10)$$

เมื่อ  $\nu$  = Poisson's Ratio ในรูปของ Effective Stress

ค่าของ  $K_0$  จะขึ้นอยู่กับเวลาของค่า  $\nu$  ซึ่งจากพฤติกรรมของดินทางด้าน Volumetric และ Deviatoric โดยเปรียบเทียบเป็น Viscoelastic ซึ่งตรงกับรูปแบบ Kelvin และ Maxwell จะได้สมการเส้นตรงหรืออาจเขียนใหม่จากสมการที่ (2.10) ดังนี้

$$K_0 = \frac{(3K - 2\mu)}{(3K + 4\mu)} \quad \text{-----} (2.11)$$

เมื่อ  $K$  = Bulk modulus

$\mu$  = Shear modulus

ถ้าใช้วิธี Elastic-viscoelastic ซึ่งจะใช้ Laplace Transform จะได้ค่า  $K_0$  ของสมการที่ (2.11)

ดังนี้

$$K_0 = \frac{(3K^L - 2\mu^L)}{[s(3K^L + 4\mu^L)]} \quad (2.12)$$

เมื่อ  $L =$  Implies the Laplace Transform

$s =$  Laplace Transform Parameter

สำหรับ Kelvin Model จะแสดงถึงพฤติกรรมของ Volumetric ซึ่งมี Hookian Spring และ Newtonian Dashpot ต่อขนานกัน ดังรูปที่ 2.4 ซึ่งรูปแบบนี้จะเขียนได้ดังนี้

$$K(t) = \frac{\left(1 - \exp\left(-\frac{3t}{2} \tau_v\right)\right)}{G_v} \quad (2.13)$$

เมื่อ  $\tau_v = \eta_v / G_v$

$\eta_v =$  Viscosity Coefficient

$G_v =$  Spring Constant

$t =$  Time

ในทำนองเดียวกัน Maxwell model แสดงถึงพฤติกรรมของ Deviatoric ซึ่งมี Hookian Spring และ Newtonian Dashpot ต่ออนุกรม ดังรูปที่ 2.5 ซึ่งรูปแบบนี้จะเขียนได้ดังนี้

$$\mu(t) = \frac{\left(1 + \frac{t}{\tau_D}\right)}{G_D} \quad (2.14)$$

เมื่อ  $\tau_D = \eta_D / G_D$

อย่างไรก็ตามทั้งในสนาม และห้องปฏิบัติการจะแสดงให้เห็นพฤติกรรมของ Secondary Compression ของดินเป็นความสัมพันธ์เส้นตรงกับ Log ของเวลาจะเขียนได้ดังนี้

$$\mu(t) = \frac{\left[1 + \log_{10}\left(1 + \frac{t}{\tau_D}\right)\right]}{G_D} \quad (2.15)$$

ในขั้นตอนต่อไป จะได้อ่า  $K^L$  จากสมการที่ (2.13) และ  $\mu^L$  จากสมการที่ (2.15) แทนค่าลงไป ในสมการที่ (2.12) หลังจากนั้นกลับค่าของ  $K_0^L$  กับเวลา โดยการกลับค่านั้นจะใช้วิธีการ Numerical และแทนค่า  $\mu$  ในสมการที่ (2.14) ซึ่งค่าของ  $K_0$  แสดงในรูปที่ 2.6 และ 2.7