

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 กำเนิดและลักษณะของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เกิดจากการตกตะกอนของดินเหนียวในน้ำทะเล (Marine Deposit) ทำให้โครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะจัดเรียงตัวกันแบบระเกะระกะ (Flocculation) ในเวลาต่อมาเมื่อระดับน้ำทะเลลดลง ดินเหนียวอ่อนจะถูกชะล้าง (Leaching) ทำให้ปริมาณเกลือในดินลดลง โดยดินเหนียวส่วนบนจะถูกชะล้างมากกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่าง เป็นผลทำให้โครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ ดินจึงมีพฤติกรรมที่มีความไว ซึ่งดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีค่า Sensitivity 4-6 ซึ่งจัดเป็นดินเหนียวที่มีความไวตัว (Sensitive Clay)

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีความหนาอยู่ในช่วงประมาณ 12-20 ม. โดยชั้นดินเหนียวส่วนบน (ระดับ 3-5 ม.) มักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลางและอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว ซึ่งมีสาเหตุมาจากกระบวนการ Weathering โดยเฉพาะมาจาก Chemical Weathering, การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน และกระบวนการ Desiccation ส่วนชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ถัดลงไปก็อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัวเล็กน้อย (Slightly Overconsolidated) ซึ่งเชื่อว่าส่วนใหญ่มาจากกระบวนการ Aging อันเป็นผลมาจากการอัดตัวครั้งที่สอง (สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์, 2540)

ในบริเวณกรุงเทพฯ สามารถจำแนกชนิดดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index: PI) เป็นเกณฑ์ในการแบ่ง ได้เป็น 3 ประเภทดังนี้

ก. บริเวณตอนเหนือกรุงเทพฯ ตั้งแต่รังสิตเป็นต้นไปดินเหนียวจะมี $PI \approx 20-30 \%$

ข. บริเวณใจกลางกรุงเทพฯ ดินเหนียวจะมี $PI \approx 40 \%$

ค. บริเวณชานเมืองกรุงเทพฯ ด้านที่อยู่ใกล้อ่าวไทย ดินเหนียวจะมี $PI \approx 60-80 \%$

2.2 ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล

(Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0)

ตามธรรมชาติโดยทั่วไปดินในธรรมชาติจะได้รับหน่วยแรงเริ่มต้นแล้วจำนวนหนึ่งจากน้ำหนักทับถมของตัวเองซึ่งจะเรียกว่า หน่วยแรงทับถม (Overburden Stress) แต่เนื่องจากดินโดยส่วนใหญ่มีคุณสมบัติที่ไม่เท่ากันในแต่ละทิศทาง (Anisotropic Material) อันเนื่องมาจากลักษณะเม็ดดินและการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress , σ'_v) และแนวราบ (Horizontal Effective Stress , σ'_h) มักมีค่าไม่เท่ากัน โดยสัดส่วนระหว่าง σ'_v และ σ'_h เราจะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure , K) แสดงดังสมการ

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (2.1)$$

เมื่อ K คือ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure)

σ'_h คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ (Horizontal Effective Stress)

σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress)

การที่จะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest , K_0) หรือไม่นั้น ขึ้นอยู่กับข้อจำกัดดังต่อไปนี้

ก. เกิดจากสัดส่วนระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวราบ (σ'_{ho}) และหน่วยแรงประสิทธิผลทับถมในแนวตั้ง (σ'_{vo}) ดังสมการ

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \dots\dots\dots (2.2)$$

ข. ต้องอยู่ในสภาวะ Geostatic Condition ซึ่งคือ

1. ผิวดินอยู่ในระนาบแนวนอน (Horizontal Surface)
2. การตกตะกอนของดินเกิดขึ้นในบริเวณที่กว้างมากเมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของชั้นดิน

3. เกิดการเคลื่อนตัวในแนวเดียว (One Dimensional Movement or No Lateral Movement) หรือกล่าวอีกนัยหนึ่ง คือ อยู่ในสภาวะที่มีพื้นที่หน้าตัดคงที่

สำหรับค่า K_0 นั้นได้มีผู้เสนอความสัมพันธ์มากมาย แต่มีเพียงไม่กี่ความสัมพันธ์ที่ได้รับการยอมรับและใกล้เคียงสภาพจริงในสนาม ซึ่งมีดังต่อไปนี้

Head (1986) ได้รวบรวมข้อมูลค่า K_0 จากงานวิจัยของนักวิจัยหลายท่าน (Bishop และ Henkel, 1962; Lambe และ Whitman, 1979) แล้วสรุปไว้ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 แสดงค่า K_0 ที่รวบรวมมาจากงานวิจัยต่างๆ (Head , 1986)

Saturated sand - loose	0.50
Saturated sand - dense	0.35
Sandy clay	0.43
Normally consolidated clay	0.4-0.7
Lightly overconsolidated clay	0.8-1.2
Heavily overconsolidated clay	1.2-2.8
Remoulded clay	0.70
Boulder clay compacted	0.56

ข้อมูลจาก Bishop และ Henkel (1962) ; Lambe และ Whitman (1979)

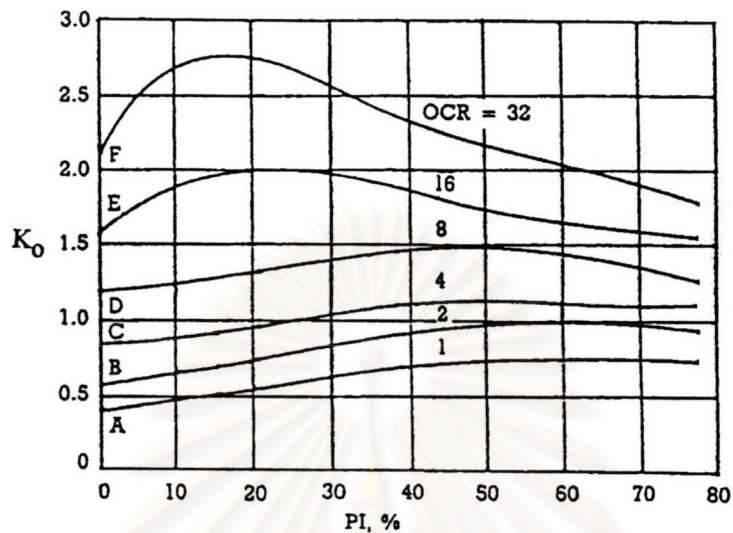
Jaky (1944) ได้ให้ความสัมพันธ์ของค่า K_0 สำหรับทรายที่มีความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือ แน่น (Dense) และมีค่า OCR=1 ดังสมการ

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \dots\dots\dots(2.3)$$

Brooker และ Ireland (1965) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ ϕ' ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated) ดังสมการ

$$K_{0(NC)} = 0.95 - \sin \phi' \dots\dots\dots(2.4)$$

และยังเสนอรูปที่ 2.1 ให้ค่า K_0 เป็นฟังก์ชันของค่า Plasticity Index (PI) และ OCR (จากผลของการทดสอบแบบ Unloading)



รูปที่ 2.1 ค่า K_0 เป็นฟังก์ชันของดัชนีพลาสติกซิตี (PI) และ OCR (Brooker และ Ireland , 1965)

Alpan (1967) ได้ให้ความสัมพันธ์ของค่า $K_{0(NC)}$ กับ PI (%) ดังสมการ

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233PI \dots\dots\dots (2.5)$$

Schmidt (1966) และ Alpan (1967) ได้เสนอ Empirical Formula แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR (Unloading) ไว้ดังนี้

$$\frac{K_{0(OC)}}{K_{0(NC)}} = OCR^m \dots\dots\dots (2.6)$$

โดยค่า m ขึ้นกับค่า Plasticity Index ของดินแต่ละชนิด

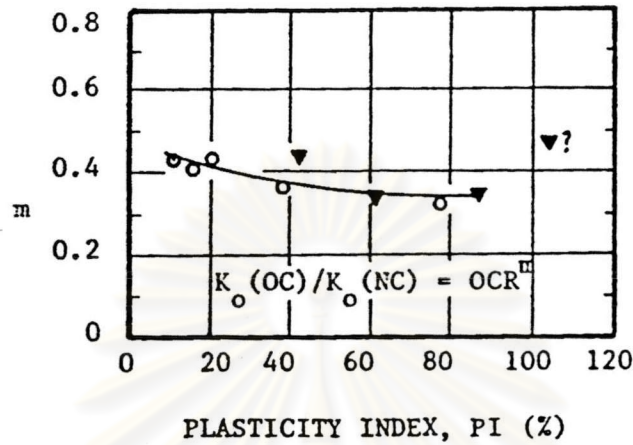
ค่า m = 0.4-0.5 เสนอโดย Alpan (1967)

ค่า m = 0.42 เสนอโดย Schmertmann (1975)

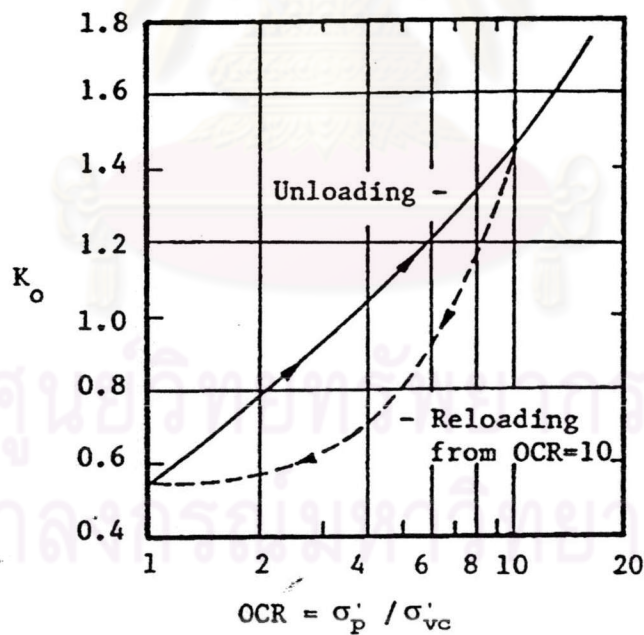
ค่า m = 0.68 เสนอโดย Sherif et al. (1974) จากการทดสอบทราย

ค่า m = 0.39 เสนอโดย สุรฉัตร (2540) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Ladd et al. (1977) ได้เสนอค่า m เป็นฟังก์ชันกับค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) ดังแสดงในรูปที่ 2.2 นอกจากนั้นยังพบว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Reloading จะให้ค่าที่ต่ำกว่าค่า K_0 จากการทดสอบแบบ Unloading ดังแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.2 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า PI สำหรับสมการของ Schmidt (1966) (Ladd et al. , 1977)



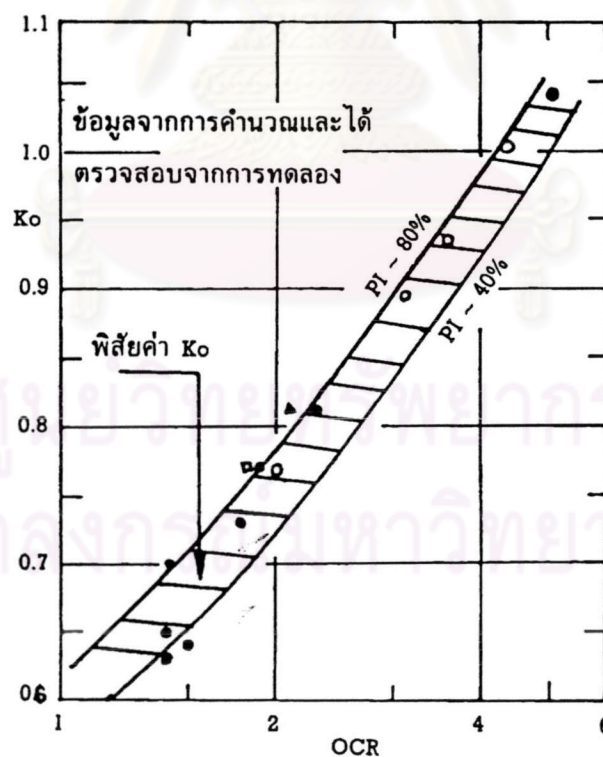
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของค่า K_0 กับ OCR ของ Hanev Sensitive Clay ระหว่างการ Reloading และ Unloading (Campanella และ Vaid , 1972)

Mayne และ Kulhaway (1982) ได้ศึกษาดินหลายชนิดแล้วเสนอความสัมพันธ์สำหรับทั้งการทดสอบแบบ Loading และ Unloading ดังสมการ

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \dots \dots \dots (2.7)$$

สำหรับผลของตัวประกอบอื่นๆ ที่มีผลต่อค่า K_0 สามารถศึกษาได้จากงานวิจัยของ Andrawes และ El-Sohby (1973)

ค่า K_0 ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้มีผู้ทำการศึกษาไว้แล้วพอสมควร โดยส่วนใหญ่จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading และเป็นการใช้ความสัมพันธ์ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้นมาประยุกต์เข้ากับข้อมูลเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ในสมการ โดย สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2540) พบว่าสมการของ Schmidt (1966) ให้ค่าที่ดีสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ($PI \approx 40\%$) โดยใช้ค่า $m \approx 0.39$ และยังได้รวบรวมข้อมูลการทดสอบที่เคยมีมาแล้วเสนอค่า K_0 สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณใจกลางเมือง ($PI \approx 40\%$) และบริเวณชานเมือง ($PI \approx 80\%$) แสดงดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์, 2540)

2.3 ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path)

ทางเดินของหน่วยแรง (Stress Path) เป็นการลากเส้นตรงหรือเส้นโค้งต่อเนื่องกันโดยเชื่อมจุดของหน่วยแรง (Stress Point) เพื่อแสดงสภาพต่างๆ ขณะมวลดินถูกหน่วยแรงเข้ามากระทำ เนื่องจากการแสดงสถานะของหน่วยแรง (State of Stress) ในมวลดินด้วยการเขียน Mohr's Circle หลายๆ วงทับซ้อนกันอาจทำให้สับสนและยากในการศึกษาพฤติกรรม

การเขียนทางเดินของหน่วยแรงนั้นสามารถเขียนได้ทั้งในรูปของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพ (Effective Stress Path , ESP) และในรูปของทางเดินของหน่วยแรงรวม (Total Stress Path , TSP) โดยทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพจะเป็นตัวกำหนดพฤติกรรมการรับหน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของมวลดินทั้งหมด ดังนั้นการเขียนทางเดินของหน่วยแรงจึงมีความสำคัญอย่างมากเพราะการเปลี่ยนแปลงทิศทางของทางเดินของหน่วยแรงรวม และทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพ อาจทำให้มวลดินก่อนเดียวกันมีพฤติกรรมหรือสมบัติทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน แตกต่างกันไปได้

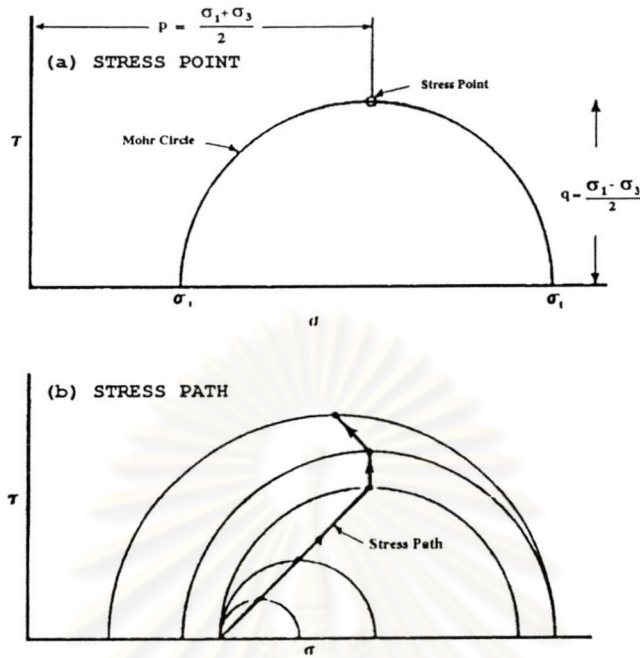
2.3.1 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ

วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงที่นิยมใช้กันในทางปฏิบัติและเชื่อถือกันมากที่สุดมีเพียง 2 วิธีการ คือ MIT Stress Path และ Cambridge Stress Path

2.3.1.1 MIT Stress Path

วิธีการนี้มีพื้นฐานมาจากการเขียน Mohr's Circle ได้รับการพัฒนาขึ้นโดย Professor T.W. Lambe จาก Massachusetts Institute of Technology (Lambe, 1964) รู้จักกันแพร่หลายในชื่อ MIT Stress Path

ทำได้โดยการแทนสถานะของหน่วยแรงด้วยจุดของหน่วยแรงบนระนาบที่เกิดหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด (Maximum Deviator Stress) ซึ่งก็คือจุดสูงสุดบน Mohr's Circle นั้นเอง ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (a) ทางเดินของหน่วยแรงตามวิธีของ Lambe คือ เส้นตรงหรือเส้นโค้งที่ลากเชื่อมต่อเนื่องกันระหว่างจุดของหน่วยแรงที่อยู่สูงสุดบน Mohr's Circle ณ สถานะของหน่วยแรงต่างๆ บนมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (b)



รูปที่ 2.5 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT (Lambe, 1967)

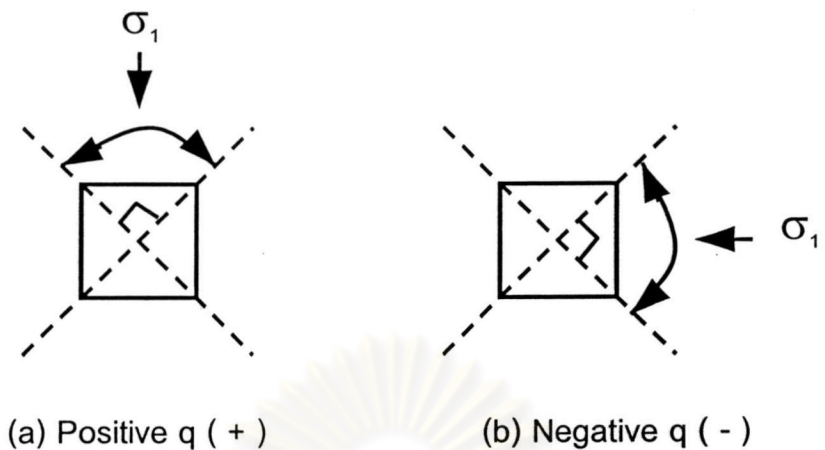
Lambe (1967) ได้เสนอวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงอยู่ในเทอมของพารามิเตอร์ p และ q ซึ่งเรียกรูปแบบนี้ว่า p-q Diagram โดย p และ q มีนิยามดังนี้

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (2.8 a)$$

$$q = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (2.8 b)$$

เมื่อ σ_1, σ_3 คือ Major และ Minor Principal Stress ตามลำดับ

โดยค่า q จะมีค่าเป็นบวก เมื่อทิศทางของ σ_1 อยู่ในช่วง $\pm 45^\circ$ กับแนวตั้ง ดังรูปที่ 2.6 (a) และจะมีค่าเป็นลบ เมื่อทิศทางของ σ_1 อยู่ในช่วง $\pm 45^\circ$ กับแนวราบ ดังรูปที่ 2.6 (b)



รูปที่ 2.6 นิยามของค่า q ในการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT

MIT Stress Path นั้นจะไม่พิจารณาถึงผลของ Intermediate Principal Stress (σ_2) โดย Lambe และ Whitman (1979) ได้ให้เหตุผลของการไม่พิจารณา σ_2 ว่า σ_2 มีผลน้อยมากต่อ Stress-Strain Behaviour ของมวลดิน การไม่พิจารณาผลของ σ_2 ยังทำให้สามารถนำมาใช้กับผลการทดสอบ Triaxial ได้ดี และง่ายในการนำมาใช้ในทางปฏิบัติ รวมทั้งเป็นไปตามกฎการวิบัติของ Mohr-Coulomb อีกด้วย

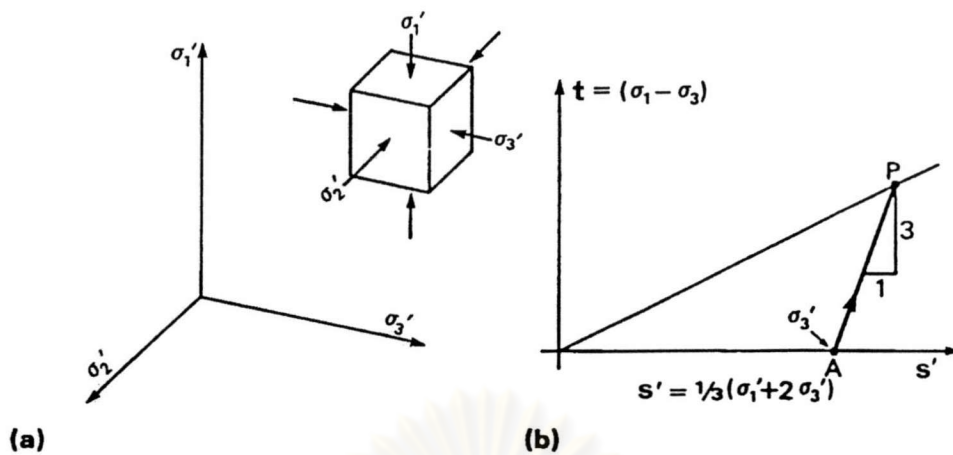
2.3.1.2 Cambridge Stress Path

Roscoe, Schofield และ Wroth (1958) จาก University of Cambridge ได้พัฒนาการเขียนทางเดินของหน่วยแรง โดยใช้ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดิน ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (a) วิธีการพล็อตแบบนี้รู้จักกันในชื่อ Cambridge Stress Path แสดงในเทอมพารามิเตอร์ s และ t โดยที่

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \dots\dots\dots (2.9 a)$$

$$t = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \dots\dots\dots (2.9 b)$$

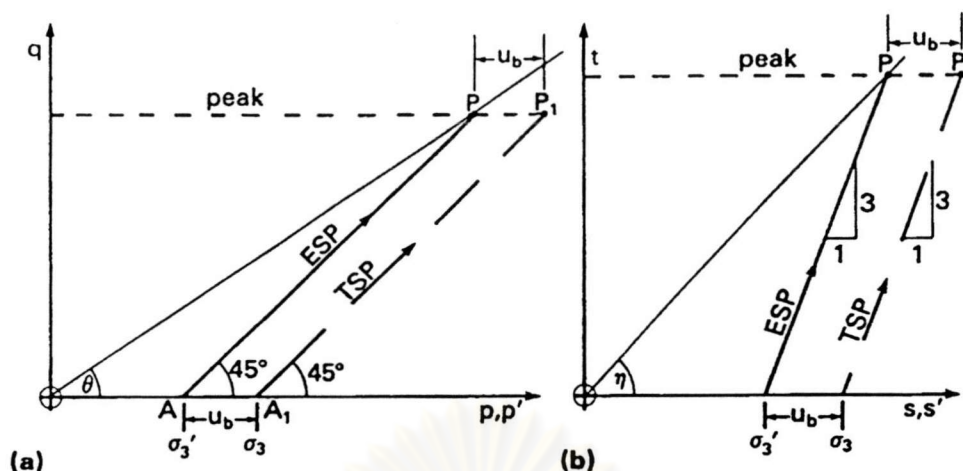
เมื่อ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ คือ Major, Intermediate, Minor Principal Stress



รูปที่ 2.7 วิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Cambridge (Roscoe et al., 1958)

โดยรูปที่ 2.7 (b) แสดง Cambridge Stress Path ภายใต้การทดสอบ Conventional Triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$) ซึ่งจะทำให้ทางเดินของหน่วยแรงรวมทำมุมประมาณ 71.6 องศา กับแกน X หรือคิดเป็นอัตราส่วน 3 ต่อ 1 การพล็อตแบบ Cambridge Stress Path นี้จะช่วยให้สามารถเข้าใจพฤติกรรมเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volumetric Behaviour) เนื่องจากเกี่ยวข้องกับค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงประสิทธิผล $[\frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)]$ และการพิจารณาผลของ Intermediate Principal Stress (σ_2) ยังช่วยในการพิจารณาจุด Yield และ Elastic Behaviour ของดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) ด้วย อีกทั้งวิธีการนี้ยังเป็นรากฐานของการวิเคราะห์แบบ Critical State ที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศแถบยุโรปและญี่ปุ่นอีกด้วย

รูปที่ 2.8 แสดงการเปรียบเทียบวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT [รูปที่ 2.8 (a)] และ Cambridge [รูปที่ 2.8 (b)] ในการทดสอบ Conventional Triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$) โดยสำหรับการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT นั้น ทางเดินหน่วยแรงรวมจะทำมุม 45 องศา กับแกน X (อัตราส่วน 1 ต่อ 1) ในขณะที่การเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ Cambridge นั้นจะทำมุมประมาณ 71.6 องศา (อัตราส่วน 3 ต่อ 1)



รูปที่ 2.8 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างวิธีการเขียนทางเดินของหน่วยแรงแบบ MIT กับ Cambridge

2.3.2 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Stress Path for Consolidation)

2.3.2.1 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Isotropic

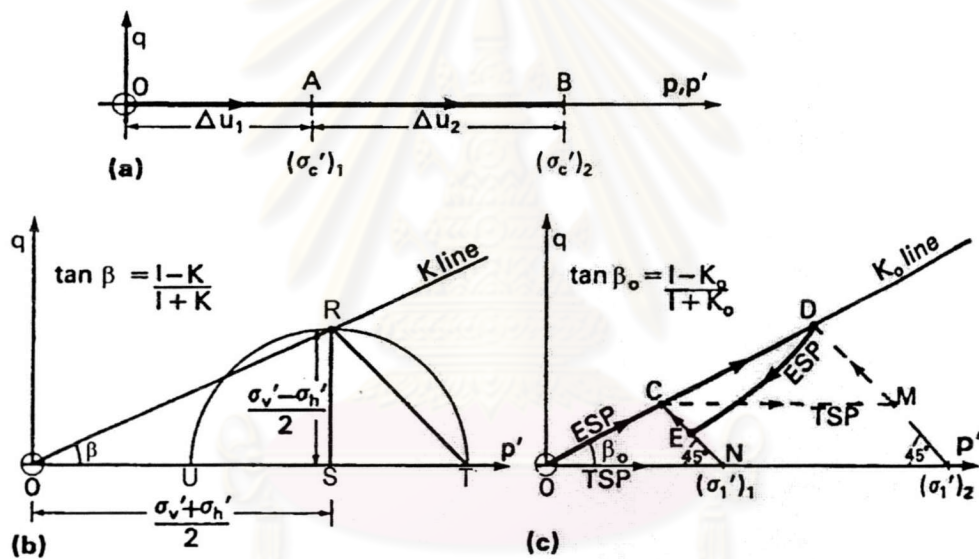
การทดสอบนี้เป็นการทดสอบการอัดตัวคายน้ำภายใต้สภาวะที่มีหน่วยแรงรอบตัวอย่างมีค่าเท่ากันทุกทิศทาง ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$) ซึ่งจะไม่ทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนขึ้นในตัวอย่าง ($q=0$) ในกรณีนี้ที่ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ 100 % หน่วยแรงรวมที่เปลี่ยนแปลงไปจะถ่ายเทเข้าสู่แรงดันน้ำส่วนเกินโดยตรง ($\Delta\sigma_c = \Delta u$) ทางเดินของหน่วยแรงในการทดสอบนี้แสดงดังรูปที่ 2.9 (a)

2.3.2.2 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic

การอัดตัวคายน้ำแบบนี้จะแตกต่างจากการทดสอบแบบ Isotropic Consolidated ตรงที่หน่วยแรงในแนวตั้งและแนวนอนจะมีค่าไม่เท่ากันทั้งในรูปหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล ($\sigma_v \neq \sigma_h, \sigma'_v \neq \sigma'_h$) แต่จะเป็นสัดส่วนกันด้วยค่าคงที่ค่าหนึ่งเรียกว่าค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Lateral Earth Pressure, K) ดังนั้นวิธีการทดสอบแบบนี้ที่ทำการอัดตัวคายน้ำโดยให้สัดส่วนระหว่าง σ'_h และ σ'_v มีค่าเท่ากับ K จึงทำให้จุดสุดท้ายของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลหลังจากการอัดตัวคายน้ำสมบูรณ์อยู่บนเส้นตรง K ดังแสดงในรูป 2.9 (b)

2.3.2.3 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำในสภาพ K_0

เป็นการทดสอบที่จำลองสภาพที่เกิดขึ้นจริงในธรรมชาติ ซึ่งไม่มีการเคลื่อนตัวในด้านข้าง โดยอัตราส่วน σ'_h/σ'_v จะเรียกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) (ดูหัวข้อ 2.2) การทดสอบนี้ ถือว่าเป็นส่วนย่อยส่วนหนึ่งในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ Anisotropic Consolidated เพียงแต่ไม่มีการเคลื่อนตัวในด้านข้างหรือมีพื้นที่หน้าตัดคงที่นั่นเอง ทางเดินของหน่วยแรงในการทดสอบนี้แสดงดังรูปที่ 2.9 (c) ซึ่งจุด C ถึง D จะเป็นการทดสอบแบบ Loading และ D ถึง E จะเป็นการทดสอบแบบ Unloading



รูปที่ 2.9 ทางเดินของหน่วยแรงระหว่างการอัดตัวคายน้ำรูปแบบต่างๆ

2.4 กฎของดาร์ซีและขอบเขตความเป็นจริง (Darcy's law and its validity)

Darcy (1856) ทำการทดลองในทรายโดยให้น้ำไหลผ่านทรายที่อัดตัวด้วยน้ำ โดยน้ำไหลด้วยความเร็วที่ช้ามาก ลักษณะของการไหลเป็นแบบราบเรียบ (Laminar flow) และสภาพการไหลอยู่ในลักษณะคงตัว (Steady state) Darcy พบว่า

$$v = ki \dots\dots\dots(2.10)$$

$$q = vA = kiA \dots\dots\dots(2.11)$$

- เมื่อ v คือ ความเร็วของน้ำที่ไหลซึม $= v_s n$
- v_s คือ ความเร็วของน้ำที่ไหลภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน
- n คือ ความพรุน (Porosity)
- i คือ ความลาดชันทางชลศาสตร์ (Hydraulic gradient) เป็นค่าสัดส่วนระหว่างผลต่างของศักย์ (Head) ทั้งหมดกับความยาวของเส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำ (Flow path)
- k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ (Coefficient of permeability) มีหน่วยเดียวกับความเร็วของน้ำที่ไหลซึม
- q คือ ปริมาณอัตราการไหล
- A คือ พื้นที่หน้าตัดของดินที่น้ำไหลผ่านในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางของการไหลของน้ำ

กฎของดาร์ซีได้จากการทดลองในลักษณะที่จัดให้น้ำไหลในลักษณะ 1 มิติ (ความเร็วของน้ำ ทิศทางของความลาดชันทางชลศาสตร์ เส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำ จะอยู่ในแกนใดแกนหนึ่งของแกนมาตรฐาน xyz และอยู่ในทิศทางเดียวกัน) ถูกใช้เป็นพื้นฐานในการคำนวณหาการกระจายของศักย์และความลาดชันทางชลศาสตร์ในมวลดิน โดยสามารถใช้ได้ดีในดินเม็ดหยาบ ส่วนในดินเหนียวอาจผิดไปบ้าง เนื่องจากผลของประจุไฟฟ้าในธาตุดินเหนียว แต่โดยทั่วไปในการวิเคราะห์จะตั้งสมมติฐานว่า กฎของดาร์ซีสามารถใช้กับการไหลของน้ำในดินทุกชนิด การไหลอาจจะเป็น 2 หรือ 3 มิติก็ได้ แต่ต้องอยู่ในสภาพคงตัวและเป็นการไหลแบบราบเรียบ

2.5 ทฤษฎีของสมการสำหรับหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้

(Theories of permeability equations)

ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในทางวิศวกรรมปฐพีนั้น จะขึ้นอยู่กับคุณลักษณะขององค์ประกอบ 2 อย่าง คือ สารที่ไหลซึมผ่าน (Permeant) และ ดิน (Soil) ดังนั้นสมการหรือทฤษฎีที่จะสามารถอธิบายความแตกต่างของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินชนิดต่างๆ ได้อย่างชัดเจน จำเป็นจะต้องรวมเอาผลกระทบของทั้งสารที่ไหลซึมผ่านและดินไว้ด้วยกัน

โดยสมการที่คำนึงถึงผลกระทบของทั้งคุณลักษณะของสารที่ไหลซึมผ่านและคุณลักษณะของดินต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ได้ถูกพัฒนาขึ้นโดย Taylor (1948) ซึ่งใช้กฎของ Poiseuille

(Poiseuille's law) เป็นรากฐานในการพัฒนาสมการ โดยสมการนี้จะพิจารณาการไหลซึมผ่านวัสดุพรุน (Porous media) เปรียบเสมือนกับการไหลซึมผ่านกลุ่มของหลอดคัพิลลารี (Capillary tubes) โดยที่

$$k = CD_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} \dots\dots\dots (2.12)$$

- เมื่อ e คือ อัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio)
 C คือ ตัวประกอบทางรูปร่าง (Shape factor)
 D_s คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกลมที่มีอัตราส่วนของปริมาตรต่อพื้นที่ผิวเท่ากับอนุภาคของเม็ดดิน (Hypothetical diameter of spherical grains)
 γ คือ หน่วยน้ำหนักของสารที่ไหลซึมผ่าน
 μ คือ ความหนืดสมบูรณ์ (Absolute viscosity) ของสารที่ไหลซึมผ่าน

นอกจากนี้ยังมีอีกหนึ่งสมการ ซึ่งอธิบายถึงการไหลซึมผ่านวัสดุพรุนไว้ในลักษณะที่ใกล้เคียงกันกับสมการของ Taylor นั่นคือ สมการของ Kozeny และ Carman (Kozeny – Carman equation) ซึ่งสมการนี้ถูกสร้างขึ้นโดย Kozeny (1927) ก่อนจะถูกปรับปรุงโดย Carman (1956) โดยที่

$$k = \frac{1}{k_0 T^2 S_0^2} \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} \dots\dots\dots (2.13)$$

- เมื่อ k_0 คือ ตัวประกอบทางรูปร่างของช่องเปิด (Pore shape factor)
 T คือ สัดส่วนระหว่างความยาวของระยะทางการไหลตามช่องว่างต่อความหนาของวัสดุพรุน
 S_0 คือ พื้นที่ผิวจำเพาะ (Specific surface area)

จะเห็นได้ว่า ถ้า D_s หมายถึง เส้นผ่าศูนย์กลางของทรงกลม ที่มีพื้นที่ผิวจำเพาะเท่ากับ S_0 จะได้ว่าสมการของ Taylor เปรียบเสมือนเป็นสมการเบื้องต้นของสมการของ Kozeny และ Carman นั่นเอง

อย่างไรก็ตาม Lambe (1954) พบว่า ทั้งสองสมการที่กล่าวไว้ข้างต้น สามารถอธิบายความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้และอัตราส่วนช่องว่างได้ดีเฉพาะในดินเม็ดหยาบ (Coarse – grained soils) เช่น ทรายที่มีขนาดคละสม่ำเสมอ (Uniformly graded sands) หรือ ซิลต์ (Silts) บางชนิด ส่วนในดินเม็ดละเอียด (Fine – grained soils) เช่น ดินเหนียว (Clay) การใช้สมการดังกล่าวยังมีข้อจำกัด เนื่องจากเหตุผลหลายประการ อันได้แก่

- ก. ความยากในการเลือกค่าคงที่ ซึ่งบ่งบอกคุณลักษณะของดินเหนียว ที่จะนำมาใช้ในสมการ (Lambe, 1954)
- ข. การที่ปัจจัยหลายอย่าง ซึ่งมีผลต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินเหนียวไม่ได้เป็นอิสระต่อกัน แต่มีความสัมพันธ์ต่อกันที่ซับซ้อน (Lambe, 1954)
- ค. การที่ดินเหนียวส่วนใหญ่ไม่ได้ประกอบไปด้วยช่องเปิดที่มีขนาดเท่ากัน (Uniform pore sizes) (Mitchell, 1993)
- ง. ผลของโครงสร้างของดินเหนียว (Soil fabric) ซึ่งถึงแม้จะมีอัตราส่วนช่องว่างเท่ากัน แต่ถ้าโครงสร้างของดินต่างกัน ก็จะทำให้มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้แตกต่างกันได้ (Lambe และ Whitman, 1979 และ Mitchell, 1993)
- จ. การที่น้ำในดินจะหุ้มเม็ดดินเหนียวเป็นผิวบางๆ ทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินที่น้ำไหลผ่านเปลี่ยนแปลงไป จากอัตราส่วนช่องว่างที่เป็นจริง (สุรฉัตร, 2540)

2.6 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินเหนียว

ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง ดังนี้

2.6.1 ผลกระทบจากสารที่ไหลซึมผ่าน (Permeant)

จากสมการของ Taylor และสมการของ Kozeny – Carman ผลกระทบจากสารที่ไหลซึมผ่านต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ ก็คือ คุณสมบัติสองอย่างของสารที่ไหลซึมผ่าน ซึ่งได้แก่ ความหนืด และหน่วยน้ำหนัก นอกจากนี้ Lambe (1954) พบว่า ในดินเหนียวยังมีปรากฏการณ์จากสารที่ไหลซึมผ่าน ที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ ซึ่งไม่ได้รวมอยู่ในสมการ อันได้แก่ การเกิด electro – osmotic backflow และ polarity ของสารที่ไหลซึมผ่าน

2.6.2 ผลกระทบจากคุณลักษณะของดิน มีดังนี้

(Lambe และ Whitman, 1979)

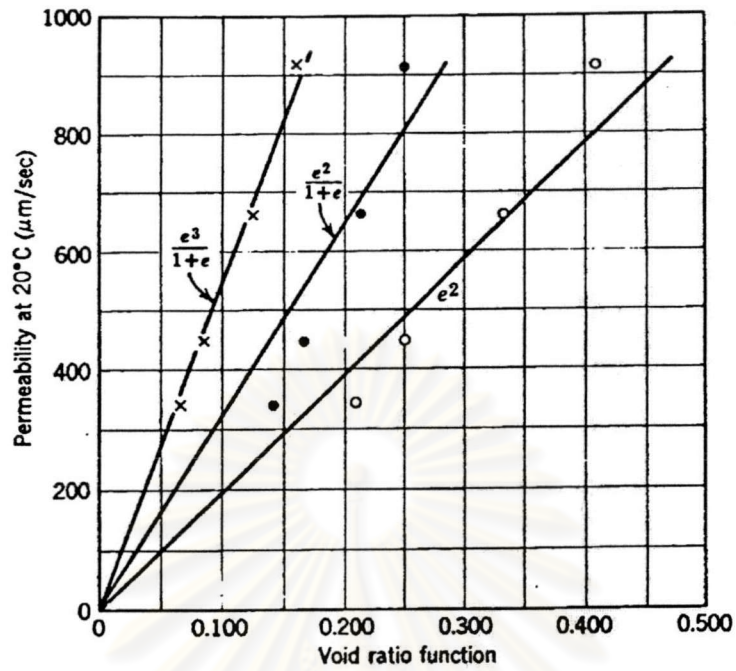
2.6.2.1 ผลกระทบจากขนาดของอนุภาคดิน (Particle size)

จากสมการของ Taylor จะเห็นได้ว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ จะแปรผันโดยตรงกับกำลังสองของเส้นผ่าศูนย์กลางของอนุภาคดิน ทำให้สามารถสรุปได้ว่า ดินที่มีอนุภาคเล็กกว่าจะทำให้เกิดอัตราส่วนช่องว่างและช่องการไหลน้อยกว่า เป็นผลให้มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต่ำกว่า ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้กับขนาดของอนุภาคดิน จะสัมพันธ์กันมากในดินประเภทซิลท์และทราย มากกว่าในดินเหนียว เนื่องจากในซิลท์และทรายขนาดของอนุภาคจะมีขนาดใกล้เคียงกันและโครงสร้างไม่แตกต่างกันมาก แต่สำหรับในดินเหนียวอนุภาคที่เป็นเม็ดละเอียดจะจะมีผลกระทบอย่างมากต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ เนื่องจากเมื่อเกิดการไหลของน้ำจะเกิดการชะล้างอนุภาคที่เป็นเม็ดละเอียด ซึ่งเป็นผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้เพิ่มขึ้นเมื่อเกิดการไหล

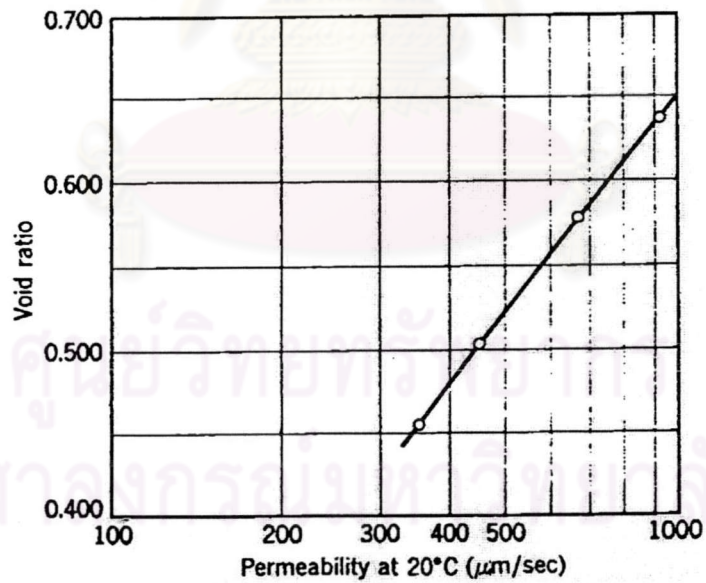
Mitchell (1993) พบว่า อนุภาคที่เป็นเม็ดละเอียดของดินเหนียวเมื่อถูกชะล้างเนื่องจากการไหล อาจทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้เพิ่มขึ้นหรือลดลงก็ได้ เพราะอนุภาคเหล่านี้อาจจะไปทำให้ช่องว่างในดินอุดตัน หรือไม่อุดตันก็ได้ เนื่องจากช่องว่างในดินเหนียวนั้นก็มีหลายขนาดเช่นกัน อาจจะมีเล็กหรือใหญ่กว่าอนุภาคที่ถูกชะล้างก็เป็นไปได้

2.6.2.2 ผลกระทบจากอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio)

จากการศึกษาวิจัยของนักวิจัยหลายท่าน พบว่า สำหรับดินเม็ดหยาบ ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้และอัตราส่วนช่องว่าง จะมีแนวโน้มเป็นไปตามสมการของ Taylor และสมการของ Kozeny - Carman กล่าวคือ ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้จะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับ $e^3/(1+e)$ ขณะที่ความสัมพันธ์ระหว่าง k กับ $e^2/(1+e)$ หรือ k กับ e^2 ก็มีแนวโน้มเป็นเส้นตรงเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.10 ส่วนในดินเม็ดละเอียดหรือดินเหนียวนั้น สัดส่วนดังกล่าวมีอาจนำมาใช้ได้ ซึ่งสาเหตุส่วนหนึ่งได้กล่าวไปแล้วในหัวข้อที่ 2.5 โดยจากการทดสอบของ Lambe (1954) พบว่ากราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราส่วนช่องว่างพล็อตในสเกลปกติ (Natural scale) กับค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ พล็อตในล็อกสเกล (Logarithmic scale) จะประมาณได้เป็นเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ซึ่งต่อมาผลการวิจัยของนักวิจัยหลายท่าน ก็ได้สนับสนุนผลการทดสอบของ Lambe (1954)



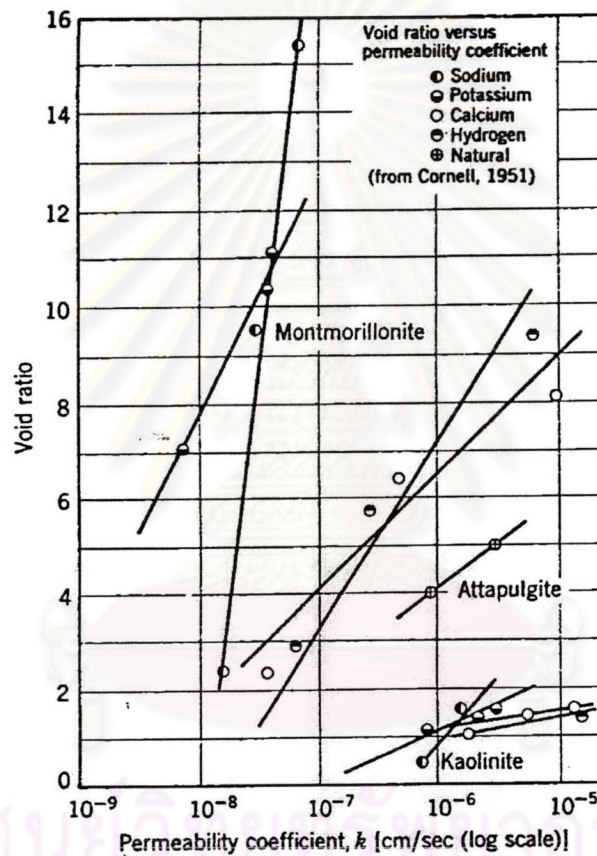
รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k กับ e ของดินเม็ดหยาบ จากผลการทดสอบแบบ ศักย์เปลี่ยนแปลงของ Lambe (1954)



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k กับ e ของดินเม็ดละเอียด จากผลการทดสอบแบบ ศักย์เปลี่ยนแปลงของ Lambe (1954)

2.6.2.3 ผลกระทบจากส่วนประกอบของดิน (Soil composition)

ผลกระทบจากส่วนประกอบของดินต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดิน เม็ดหยาบมีผลเพียงเล็กน้อย แต่จะมีผลมากกับค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียว โดยในดินเหนียวนั้น ถ้ามีส่วนประกอบเป็นแร่ดินเหนียวต่างชนิดกัน หรือมี exchangeable ions ไม่เท่ากัน ก็จะมีผลต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียวค่อนข้างมาก (Cornell, 1951) ดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 ผลกระทบจากส่วนประกอบของดินเหนียวต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ (Cornell, 1951)

2.6.2.4 ผลกระทบจากโครงสร้างของดิน (Soil fabric)

ผลกระทบจากโครงสร้างของดินเป็นหนึ่งในคุณลักษณะที่สำคัญของดิน ที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในดินเหนียว โดยปกติดินเหนียวจะเกิดจาก Clay Particles ที่มีลักษณะเป็นแผ่นบางจำนวนมากมาเกาะตัวกันเป็นกลุ่มจนเกิดโครงสร้างของดิน ซึ่งสามารถจำแนกได้ 2 ชนิด คือ Dispersed Structure และ Flocculated

Structure ดังแสดงในรูปที่ 2.13 ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นระหว่าง Clay Particles สามารถจำแนกออกได้หลายชนิด ดังต่อไปนี้

F_m = force where contacts is mineral-mineral

F_a = force where contacts is air-mineral

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

R' = electrical repulsion between particles

A' = electrical attraction between particles



(a) Flocculated Structure



(b) Dispersed Structure

รูปที่ 2.13 ชนิดของโครงสร้างของดินเหนียวที่เกิดจากการตกตะกอน

โครงสร้างแบบ Flocculated Structure จะมีโครงสร้างที่เกิดจากแรงดึงดูดระหว่าง Particle ($R'-A'$) และ F_m เป็นส่วนใหญ่ โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดีกว่าโครงสร้างแบบ Dispersed Structure เนื่องจากจัดเรียงตัวกันแบบขัดกันไปมา แต่เนื่องจากการจัดเรียงตัวไม่ค่อยเป็นระเบียบจึงทำให้มีช่องว่างในโครงสร้างค่อนข้างมากจึงทำให้ดินที่จัดเรียงตัวแบบนี้จะมีปริมาตรสูงและเกิดการยุบตัวได้มากจากการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นถึงแม้ว่าจะมีโครงสร้างที่สามารถรับน้ำหนักได้ดีแต่โครงสร้างมักไม่ค่อยมีเสถียรภาพ โดยเมื่อรับแรงจนถึงระดับหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างสามารถพังทลายแล้วจะทำให้เกิดการยุบตัวได้มากและกำลังรับน้ำหนักของดินลดลงได้อย่างรวดเร็ว

โครงสร้างแบบ Dispersed Structure มักจะมีโครงสร้างที่จัดเรียงตัวอย่างเป็นระเบียบ แรงระหว่าง Particle ของดินเกิดจาก R'-A' เป็นส่วนใหญ่ ส่วนแรงจาก F_m มักไม่ค่อยมี เนื่องจากโครงสร้างจัดเรียงกันอย่างเป็นระเบียบและแต่ละ Particle ต่างล้อมรอบด้วย Double Layer ที่เป็นวงน้ำ ดังนั้นจุดสัมผัสกันระหว่าง Particle จะมีน้อยมาก โครงสร้างแบบนี้สามารถรับน้ำหนักได้น้อยกว่าแบบ Flocculated Structure แต่มีเสถียรภาพมากกว่า และเมื่อรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้วกำลังรับน้ำหนักจะไม่ลดลงเร็วเหมือนดังเช่นโครงสร้างแบบ Flocculated Structure เนื่องจากโครงสร้างมีระเบียบมากการพังทลายแบบยุบตัวทันทีจึงมีน้อย

โดยเมื่อทำการเปรียบเทียบตัวอย่างดินสองตัวอย่างที่มีอัตราส่วนช่องว่างเท่ากัน จะพบว่า ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Flocculated มากกว่า จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้สูงกว่า ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Dispersed มากกว่า ซึ่งสาเหตุที่เป็นเช่นนี้เป็นผลมาจาก

ก. การที่ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Dispersed อนุภาคจะจัดเรียงตัวในลักษณะค่อนข้างจะขนานกัน และตั้งฉากกับทิศทางของการไหล (ในกรณีที่มีการไหลอยู่ในแนวตั้ง) ทำให้เส้นทางการไหลซึมผ่านมวลดินเหนียวมีความคดเคี้ยวมาก และเป็นผลให้มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต่ำกว่า ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Flocculated

ข. การที่ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Flocculated จะมีจำนวนช่องการไหลที่น้อยแต่มีขนาดใหญ่ ทำให้เกิดแรงต้านทานการไหลน้อย การไหลซึมผ่านโครงสร้างแบบนี้จึงง่าย และส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้สูงกว่า ตัวอย่างดินซึ่งมีแนวโน้มของโครงสร้างเป็นแบบ Dispersed

Lambe (1954) ทำการทดสอบดิน Jamaican clay โดยการบดอัดดินทางด้านหนึ่งของ Optimum moisture content หนึ่งตัวอย่าง และด้านเปียกอีกหนึ่งตัวอย่าง โดยตัวอย่างดินทั้งสองมีอัตราส่วนช่องว่างและระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำเท่ากัน พบว่า ตัวอย่างดินทั้งสองมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต่างกันถึง 60 เท่า และเมื่อทำการทดสอบรูปแบบเดียวกันในดิน Virginia sandy clay ก็พบว่า ตัวอย่างดินทั้งสองมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต่างกันมากกว่า 3 เท่า ดังแสดงในตารางที่ 2.2

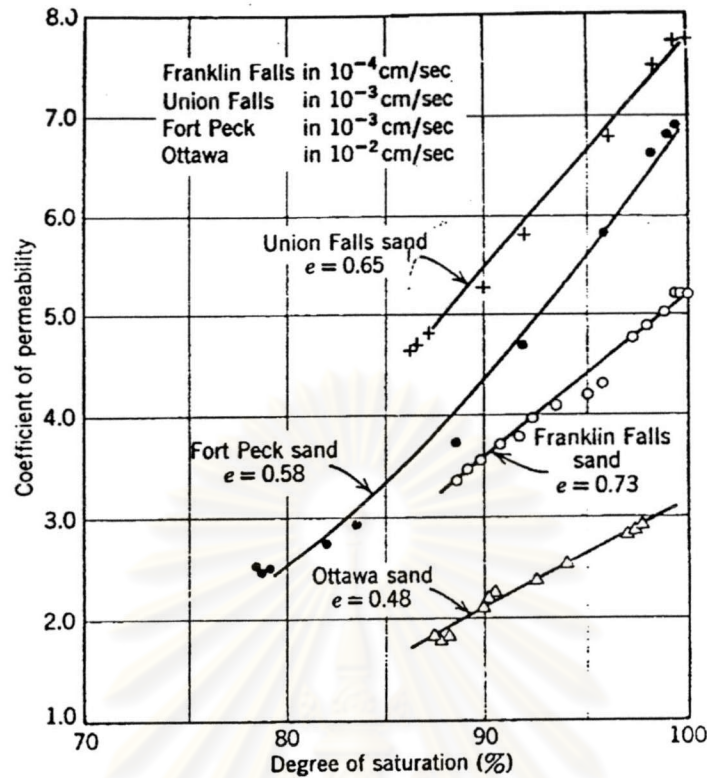
ตารางที่ 2.2 ผลกระทบจากโครงสร้างของดินเหนียวต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้
(Lambe, 1954)

Soil	Dry Unit Weight or Void ratio	Degree of saturation	Permeability (cm/sec)
Jamaican clay	18.07 kN/m ³	Approximately same	4 X 10 ⁻⁶
	18.22 kN/m ³		7 X 10 ⁻⁸
Virginia sandy clay	1.3	100%	1 X 10 ⁻³
	1.3	100%	2.7 X 10 ⁻⁴

ผลกระทบจากโครงสร้างของดินที่กล่าวมาข้างต้น เป็นการอธิบายในเชิง Microstructure ส่วนทางด้าน Macrostructure ก็มีความสำคัญเช่นกัน ตัวอย่างเช่น ดินที่ตกตะกอนเป็นชั้นๆ จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ในแนวราบมากกว่าค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ในแนวดิ่ง

2.6.2.5 ผลกระทบจากระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of saturation)

ระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำมีผลกระทบอย่างมากต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดิน โดยที่ดินที่มีระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำสูง จะมีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้สูงกว่า ดินชนิดเดียวกันที่มีระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำต่ำกว่า ดังแสดงในรูปที่ 2.14 แต่การจะหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้และระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำของดินหลายๆชนิด ยังไม่ประสบความสำเร็จ เนื่องจากผลกระทบอย่างมากจากโครงสร้างของดินแต่ละชนิด



รูปที่ 2.14 ผลกระทบจากระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้
(Lambe และ Whitman, 1979)

2.6.3 ผลกระทบจากสถานะของหน่วยแรง (Stress state)

ในดินเหนียวเมื่อถูกหน่วยแรงมากกระทำ จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำต่อมวลดิน ซึ่งมีความสัมพันธ์โดยตรงกับการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่าง และเนื่องจากอัตราส่วนช่องว่างมีความสัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ดังนั้น การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำต่อมวลดิน ย่อมทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในดินเหนียวนั้น โดย Nagaraj et al. (1993) พบว่า การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ Microstructure ในมวลดิน เป็นผลให้เส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำในมวลดินเปลี่ยนแปลง ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้จึงมีค่าเปลี่ยนไป

2.7 งานวิจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวกับ ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ และอัตราส่วนช่องว่าง

Samarasinghe et al. (1982) ทำการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำ โดยใช้ตัวอย่างดินหลายชนิด ได้แก่ Crushed glass, Kaolinite, New

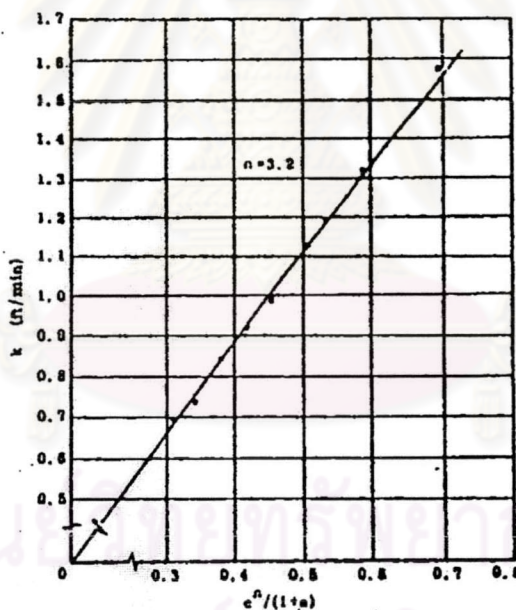
Liskeard clay และ Greyish sandy clay พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของทั้งทรายและดินเหนียวมีความสัมพันธ์กับอัตราส่วนช่องว่าง โดยที่

$$k = C \left[\frac{e^n}{1+e} \right] \dots\dots\dots (2.14)$$

เมื่อ C คือ ค่าคงที่ซึ่งมีหน่วยเดียวกับ k ขึ้นอยู่กับแต่ละตัวอย่างดินและวิธีการทดสอบ

n คือ ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

โดยทั้ง C และ n จะมีค่าเป็นบวก ซึ่งจากสมการที่ (2.14) จะแสดงให้เห็นว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้จะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับ $e^n/(1+e)$ ดังแสดงในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง k กับ $e^n/(1+e)$ ของ Crushed glass clay (n=3.2) (Samarasinghe et al., 1982)

โดยสามารถเขียนสมการที่ (2.14) ได้ใหม่คือ

$$\log [k(1+e)] = n \log e + \log C \dots\dots\dots (2.15)$$

จากสมการที่ (2.15) แสดงให้เห็นว่า เมื่อพล็อตกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\log [k(1+e)]$ กับ $\log e$ จะได้กราฟเป็นเส้นตรง โดย n จะเป็นค่าความลาดชัน (slope) ของกราฟ และ $\log C$ จะเป็นค่าตัดแกนในแนวดิ่ง ซึ่งสมการที่ (2.14) และ (2.15) จะใช้สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidated clay) เท่านั้น ส่วนดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated clay) นั้นมีแนวโน้มที่จะมีความสัมพันธ์คล้ายคลึงกัน โดยที่ n ในช่วงสภาพอัดแน่นเกินตัวจะมีค่ามากกว่า n ในช่วงสภาพอัดแน่นปกติ

Taylor (1948) ได้เสนอแนะความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้และอัตราส่วนช่องว่างสำหรับดินเหนียว ซึ่งต่อมาความสัมพันธ์นี้ได้กลายเป็นหลักสำคัญ ในการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้กับอัตราส่วนช่องว่างสำหรับดินเหนียวส่วนใหญ่ โดยที่

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \dots\dots\dots (2.16)$$

เมื่อ k_0 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินที่ in-situ

e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างของดินที่ in-situ

C_k คือ ดัชนีการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ (Permeability change index) เป็นค่าคงที่ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

Mesri และ Rokhsar (1974) กล่าวว่า สมการที่ (2.16) สามารถใช้งานได้ดีสำหรับการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างในช่วงใช้งานทางวิศวกรรม

แต่สำหรับการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างในช่วงที่กว้างขึ้น สมการที่ (2.16) ไม่สามารถอธิบายได้ครอบคลุม Mesri และ Olson (1971) จึงได้เสนอแนะความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้และอัตราส่วนช่องว่าง ในช่วงที่กว้างขึ้น โดยที่

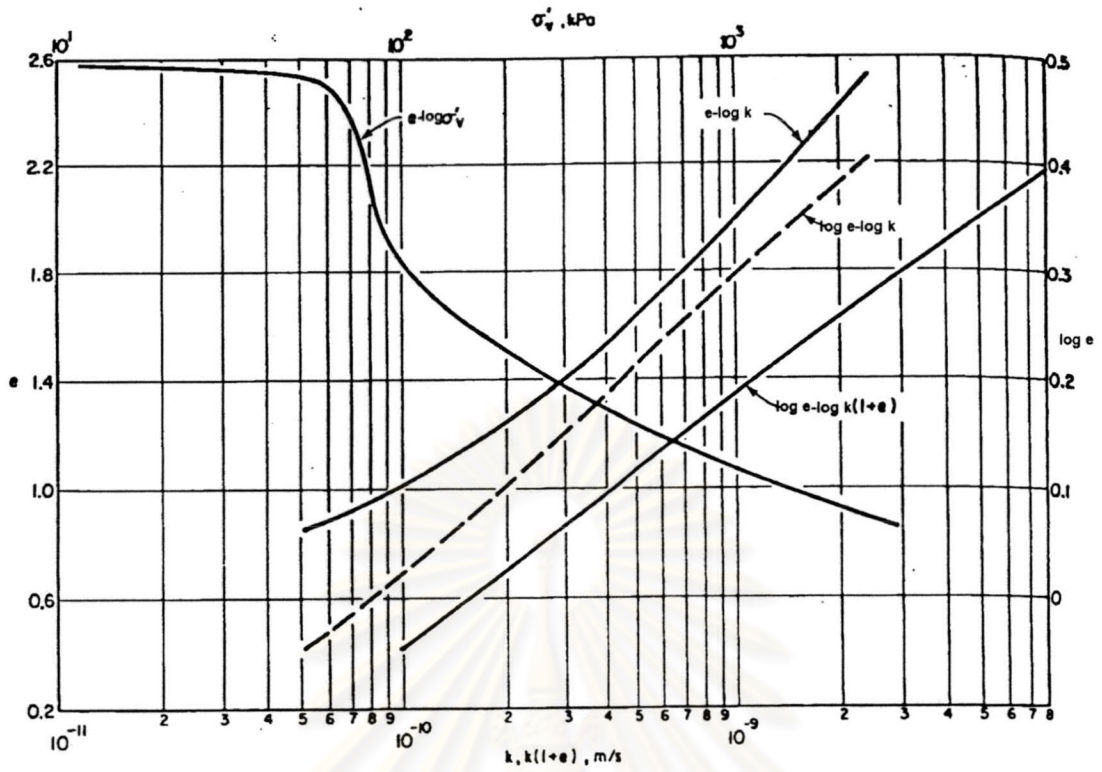
$$\log k = A \log e + B \dots\dots\dots (2.17)$$

เมื่อ A,B คือ ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

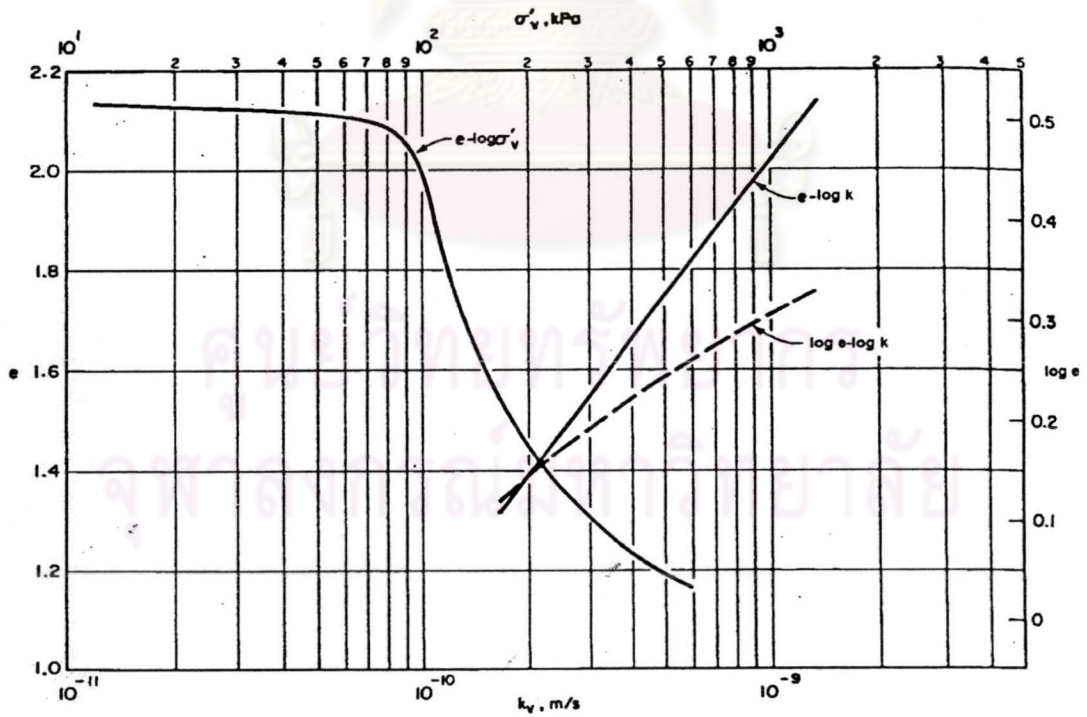
Tavenas et al. (1983) ทำการทดสอบสมการที่ (2.15), (2.16) และ (2.17) กล่าวคือ ทดสอบความสัมพันธ์ของ $\log e$ กับ $\log[k(1+e)]$, e กับ $\log k$ และ $\log e$ กับ $\log k$ ตามลำดับ ในดินเหนียวหลายชนิด เพื่อตรวจสอบหาความสัมพันธ์ที่ใช้งานได้กับดินทุกชนิด ซึ่งผลการทดสอบได้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.16, 2.17 และ 2.18 พบว่า ในรูปที่ 2.16 ซึ่งใช้ดิน Matagami clay มีเฉพาะความสัมพันธ์ของ $\log e$ กับ $\log[k(1+e)]$ เท่านั้น ที่เป็นเส้นตรงตลอดช่วงของการทดสอบ ส่วนความสัมพันธ์ของ e กับ $\log k$ และ $\log e$ กับ $\log k$ จะเป็นเส้นค่อนข้างโค้ง ส่วนในรูปที่ 2.17 ซึ่งใช้ดิน Batiscan clay ความสัมพันธ์ของ e กับ $\log k$ จะเป็นเส้นตรงตลอดช่วงของการทดสอบ ส่วนความสัมพันธ์ของ $\log e$ กับ $\log k$ จะเป็นเส้นค่อนข้างโค้ง ซึ่งตรงกันข้ามกับในรูปที่ 2.18 ซึ่งใช้ดิน Backebol clay โดยความสัมพันธ์ของ $\log e$ กับ $\log k$ กลับเป็นเส้นตรง ส่วนความสัมพันธ์ของ e กับ $\log k$ กลับเป็นเส้นค่อนข้างโค้ง จึงสามารถสรุปได้ว่าไม่มีความสัมพันธ์ใดที่อยู่ในรูปทั่วไปและสามารถใช้งานได้กับดินทุกชนิด เมื่อจะมีการนำความสัมพันธ์ใดไปใช้ จึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบกับดินบริเวณนั้นก่อน แต่อย่างไรก็ตาม Tavenas et al. (1983) ได้เสนอแนะว่า ความสัมพันธ์ของ e กับ $\log k$ ในสมการที่ (2.16) เหมาะสมมากที่สุด เนื่องจากเหตุผล 2 ประการ คือ

- ก. เป็นความสัมพันธ์ที่อธิบายค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ในรูปของค่า k_0 , e_0 ที่สภาพ in-situ
- ข. จากการทดสอบความสัมพันธ์ของ e กับ $\log k$ ในช่วงการเกิดความเคียดน้อยกว่า 20% ซึ่งเป็นช่วงใช้งานในทางวิศวกรรม พบว่า ความสัมพันธ์ดังกล่าว จะเป็นเส้นตรงสำหรับดินเหนียวอ่อนตามธรรมชาติโดยส่วนใหญ่

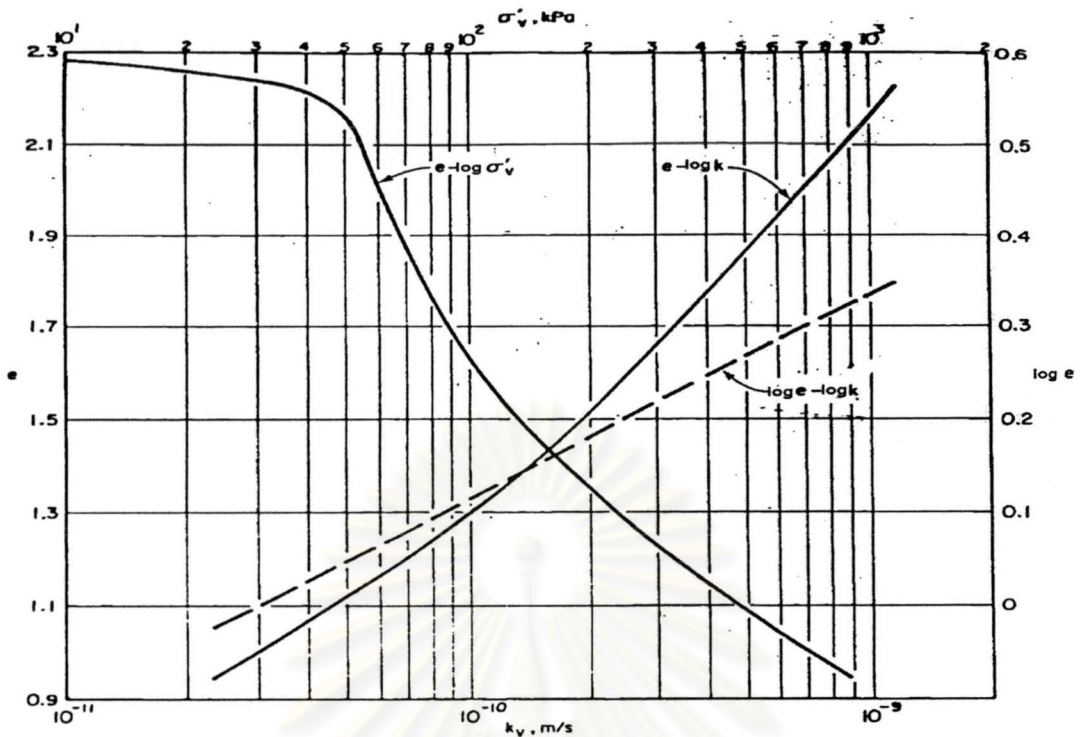
ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k กับ e สำหรับ Matagami clay
(Tavenas et al., 1983)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k กับ e สำหรับ Batiscan clay
(Tavenas et al., 1983)



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า k กับ e สำหรับ Backebol clay (Tavenas et al., 1983)

2.8 งานวิจัยอื่นๆที่เกี่ยวกับ ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ และหน่วยแรงประสิทธิผล

Power function เป็นสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ โดย Somogyi (1979) และ Al Tabaa และ Wood (1987) ได้เสนอแนะว่า ความสัมพันธ์นี้สามารถใช้ได้ดีกับดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่งต่อมา Liu และ Znidarcic (1991) ได้ทำการขยายความสัมพันธ์นี้ไปเป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-หน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้นไปอีก โดยที่

$$k = C e^D \dots\dots\dots(2.18)$$

$$e = A(\sigma'_v + Z)^B \dots\dots\dots(2.19)$$

เมื่อ σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวดิ่ง

A, B, C, D, Z คือ พารามิเตอร์ตัวประกอบสำหรับการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation constitutive parameters) ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดิน

Carrier et al. (1983) ได้เสนอแนะข้อมูลทางด้านการอัดตัวคายน้ำอันได้แก่ ความสามารถในการยุบอัดตัวและค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ สำหรับ Mineral wastes เม็ดละเอียดและดินเหนียวหลายชนิด เช่น Phosphatic clay, Dredged material, Oil sand sludge, China clay tailings และ Alumina red mud โดยที่

$$k = E \left[\frac{e^F}{1+e} \right] \dots \dots \dots (2.20)$$

$$e = A \sigma_v^B \dots \dots \dots (2.21)$$

เมื่อ A,B,E,F คือ ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุ

โดยสมการที่ (2.20) จะคล้ายกับความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Kozeny (1927) และ Carman (1956) ส่วนสมการที่ (2.21) ไม่เหมาะสำหรับกรณีที่มีหน่วยแรงสูงๆ อย่างไรก็ตาม ปัญหาในการปฏิบัติงานจริงหน่วยแรงก็ไม่สูงมากนัก ทำให้สมการที่ (2.21) สามารถใช้งานได้ดี

Nagaraj et al. (1993) ทำการทดสอบเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง สถานะของหน่วยแรง (Stress state) กับ ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ โดยใช้ตัวอย่างดินเหนียวประดิษฐ์ (Reconstituted clay sample) ซึ่งมีปริมาณความชื้น (Water content) เท่ากับขีดจำกัดเหลว (Liquid limit) ของดินนั้น ใช้ดินเหนียว 4 ชนิด คือ Red soil, Brown soil, Black cotton soil และ Bentonite โดยทำการทดสอบอัดตัวอย่างดินในเครื่องทดสอบอัดตัวคายน้ำ และ ทำการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ด้วยวิธีทดสอบระดับน้ำเปลี่ยนแปลง (Variable head test) เมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในแต่ละระดับ ซึ่งจากผลการทดสอบทำให้ได้ ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-หน่วยแรงประสิทธิผล และความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ คือ

$$e/e_L = 1.25 - 0.28 \log \sigma' \dots \dots \dots (2.22)$$

$$e/e_L = 2.38 + 0.233 \log k \dots \dots \dots (2.23)$$

เมื่อ e_L คือ อัตราส่วนช่องว่างระหว่างเม็ดดินที่ขีดจำกัดเหลวของดิน

σ' คือ หน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำต่อมวลดิน (kPa)

k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดิน (นาโนเมตรต่อวินาที)

Nagaraj et al. (1994) ทำการทดสอบเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง สถานะของหน่วยแรง กับ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ สำหรับดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นเกินตัว โดยใช้ตัวอย่างดินเหนียว ประดิษฐ์ ซึ่งมีปริมาณความชื้นเท่ากับขีดจำกัดเหลวของดินนั้น ใช้ดินเหนียว 4 ชนิด คือ Red soil, Brown soil, Black cotton soil และ Marine soil โดยทำการทดสอบอัดตัวอย่างดินในเครื่อง ทดสอบอัดตัวคายน้ำ และ ทำการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ด้วยวิธีทดสอบระดับน้ำ เปลี่ยนแปลงเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในแต่ละระดับ ซึ่งจากผลการทดสอบทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-หน่วยแรงประสิทธิผล และความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ คือ

$$e/e_L = 1.23 - 0.276 \log \sigma'_p + 0.041 \log (\sigma'_p / \sigma') \dots \dots \dots (2.24)$$

$$e/e_L = 2.162 + 0.195 \log k \dots \dots \dots (2.25)$$

เมื่อ σ'_p คือ หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่กดทับในอดีต (Maximum past pressure, kPa)

Stepkowska et al. (1995) ทำการทดสอบเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างสถานะของหน่วยแรงกับค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ สำหรับ Dredged sludge โดยทำการทดสอบทั้งในเครื่อง ทดสอบอัดตัวคายน้ำ และเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้หาได้จาก ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านตัวอย่างกับเวลาที่ทุกๆระดับของการอัดตัวคายน้ำ ซึ่งจากผลการทดสอบทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผล-ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้โดยที่

$$\log k = A + m \log \sigma' \dots \dots \dots (2.26)$$

$$\log k = -4.832 - 1.570 \log \sigma' \text{ สำหรับเครื่องทดสอบอัดตัวคายน้ำ} \dots \dots \dots (2.27)$$

$$\log k = -4.188 - 1.544 \log \sigma' \text{ สำหรับเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน} \dots \dots \dots (2.28)$$

เมื่อ k มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที ส่วนความดันประสิทธิผลในการอัดตัวคายนํ้า
(Effective consolidation pressure, σ') มีหน่วยเป็น kPa

โดยจากสมการที่ (2.27) และ (2.28) จะเห็นได้ว่าเมื่อความดันประสิทธิผลในการ
อัดตัวคายนํ้าเท่ากัน ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้จากการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน
จะสูงกว่า

Lekha et al. (1998) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวโดยการใช้ท่อ
ทรายระบายนํ้า (Sand drain) จึงได้สร้างความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-หน่วยแรงประ
สิทธิผล และความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง-ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ขึ้นมา โดยที่

$$e - e_0 = -C_c \log (\sigma'_{av} / \sigma'_i) \dots \dots \dots (2.29)$$

$$e - e_0 = M \log (k / k_i) \dots \dots \dots (2.30)$$

เมื่อ e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (Initial void ratio)

C_c คือ ค่าดัชนีการยุบอัดตัว (Compression index)

σ'_{av} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยที่เวลาใดๆ (Average effective stress at any instant of time)

σ'_i คือ หน่วยแรงกดทับประสิทธิผลเริ่มต้น (Initial effective overburden pressure)

k_i คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้เริ่มต้น (Initial coefficient of permeability)

M คือ ค่าดัชนีความซึมได้ (Permeability index)

2.9 วิธีการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในห้องปฏิบัติการ

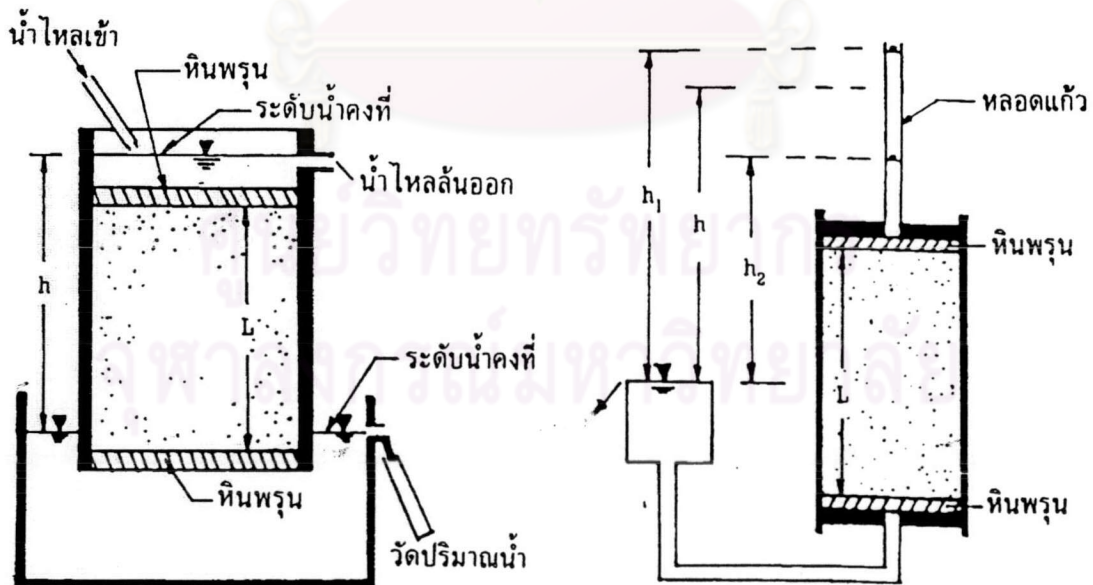
ทำได้ด้วยกัน 4 วิธีการ โดยมีหลักการโดยสังเขปดังต่อไปนี้

2.9.1 การทดสอบแบบศักย์คงที่ (Constant head test)

หลักการประกอบด้วยเครื่องมือที่จะทำให้เกิดศักย์ทั้งหมดที่แตกต่างกันระหว่างจุดที่น้ำเข้า และจุดที่น้ำออกเท่ากันตลอดเวลา และการไหลจะเป็นการไหลอยู่ในสภาพคงตัวตลอด และดินจะอิ่มตัวด้วยน้ำในระหว่างที่ทำการทดสอบ (ดูรูปที่ 2.19(a))

ในการทดสอบจะวัดพื้นที่หน้าตัด (A) และความหนาของตัวอย่างดิน (L) ปริมาณของน้ำ (Q) เวลา (t) และค่าศักย์ที่แตกต่างกัน (h) ดินที่ใช้ในการทดสอบชนิดนี้ควรเป็นดินเม็ดหยาบ เพื่อให้การไหลเกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็ว ส่วนดินเม็ดละเอียดก็สามารถใช้การทดสอบนี้ได้แต่จำเป็นต้องอาศัยเวลาในการรอเพื่อให้การไหลอยู่ในสภาพคงตัว ค่า k คำนวณได้จากสมการที่ (2.31)

$$k = \frac{QL}{htA} \dots \dots \dots (2.31)$$



(a) แบบศักย์คงที่

(b) แบบศักย์เปลี่ยนแปลง

รูปที่ 2.19 การทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในห้องปฏิบัติการ

2.9.2 การทดสอบแบบศักย์เปลี่ยนแปลง (Variable or Falling head test)

หลักการประกอบด้วยเครื่องมือดังแสดงในรูปที่ 2.19(b) โดยศักย์ทั้งหมดที่แตกต่างกันที่ดิน ระหว่างจุดที่น้ำเข้าและน้ำออกจะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น ส่วนการไหลของน้ำในหลอดแก้วจะต้องเป็นการไหลแบบคงตัว โดยที่ดินที่ทดสอบยังคงต้องอิมตัวด้วยน้ำ แต่อาจประกอบด้วยดินเม็ดละเอียดบ้าง แต่ไม่ควรมากเกินไปจนน้ำไม่ไหล หรือน้อยเกินไปจนอ่านการเปลี่ยนแปลงศักย์ไม่ทัน การคำนวณยังคงใช้กฎของดาร์ซี

ระหว่างทำการทดสอบจะวัดปริมาณน้ำ Q ในช่วงเวลา t นอกจากนี้การคำนวณค่า k จะต้องทราบพื้นที่หน้าตัดของหลอดแก้วที่ระดับน้ำลดลง (a) พื้นที่หน้าตัดของดิน (A) และความหนาของตัวอย่าง (L) ค่า k คำนวณได้จากสมการที่ (2.32)

$$k = \frac{aL}{At} \ln(h_1 / h_2) \dots\dots\dots(2.32)$$

2.9.3 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ผลของการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test) ซึ่งให้ค่า C_v สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficients of Consolidation) สำหรับดินเม็ดละเอียด ค่า C_v อาจนำมาใช้ในการหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้โดยใช้ทฤษฎีของเทอร์ซากิ (Terzaghi) ค่า k จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำ ($\Delta\sigma'$) โดยหาได้จาก

$$k = \frac{T_{v_{50}} \gamma_w \Delta e H_d^2}{t_{50} \Delta \sigma' (1 + e_0)} \dots\dots\dots(2.33)$$

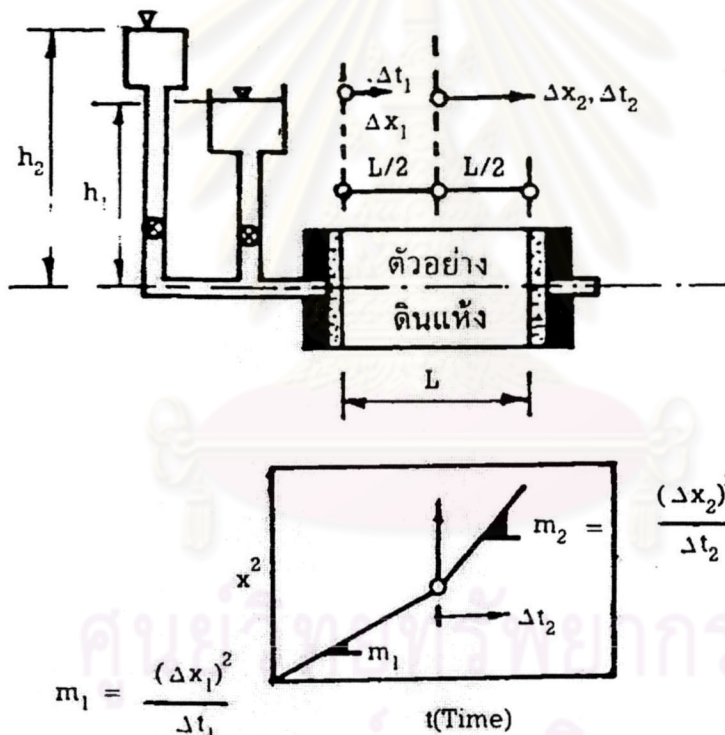
ค่า Δe คือ การเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน เมื่อระดับการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นแล้ว 50% t_{50} คือระยะเวลาที่ใช้ในการทรุดตัวดังกล่าว H_d เท่ากับความยาวของเส้นน้ำไหลในการทดสอบที่เท่ากับครึ่งหนึ่งของความหนาของตัวอย่างดิน $T_{v_{50}}$ คือ ตัวประกอบเวลา (Time Factor) ที่การทรุดตัวเกิดขึ้น 50% ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.198 ส่วน e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างของดินในธรรมชาติ

2.9.4 การทดสอบคาปิลลารีในแนวนอน (Horizontal Capillary Test)

การทดสอบอาศัยหลักของดาร์ซีโดย ตั้งสมมติฐานว่าสามารถใช้ในดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ หลักการคือ ปล่อยให้ น้ำถูกดูดเข้าไปโดยผลของแรงตึงผิวแล้ววัดความเร็วของน้ำที่ซึมเข้าไปในดินและศักย์ ความดัน h_1, h_2 (ดูรูปที่ 2.20) โดยใช้สมการเบื้องต้น คือ

$$\frac{(\Delta x)^2}{\Delta t} = \frac{2k}{nS}(h + h_c) \dots \dots \dots (2.34)$$

จากการทราบ $\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta t_1, \Delta t_2$ และ h_1, h_2 ตลอดจนค่า n (ความพรุน) และ S (ระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำ) ทำให้หาค่า k และค่า h_c ศักย์ความดันของน้ำเนื่องจากแรงตึงผิวได้



รูปที่ 2.20 แสดงหลักการและผลของการทดสอบคาปิลลารีในแนวนอน

การทดสอบให้น้ำถูกดูดเข้าไปในดินด้วย h_1 เสียก่อนและวัดค่า Δx_1 กับ Δt_1 จนกระทั่ง $\Delta x_1 = L/2$ ต่อจากนั้นจึงปิดวาล์วของศักย์ h_1 และเปิดวาล์วของศักย์ h_2 ให้น้ำไหลซึมต่อไปและวัด Δx_2 กับ Δt_2 จนกระทั่ง $\Delta x_2 = L/2$ อีกครั้งหนึ่ง ค่า $(\Delta x)^2/\Delta t$ ของทั้งสองกรณี คือค่าที่อยู่ทางซ้ายของสมการที่ (2.34) เมื่อมี 2 สมการทำให้สามารถหาค่า k และ h_c ได้

อนึ่ง ในการคำนวณดังกล่าวต้องตั้งสมมติฐานว่าค่า h_c คือศักย์ความดันเนื่องจากคาปิลลารีมีค่าคงที่ และระหว่างการทดลองค่า h_1 และ h_2 จะคงที่ตลอดเวลา นอกจากนี้ที่ค่า h ค่าหนึ่งค่า $(\Delta x)^2/\Delta t$ จะมีค่าคงที่เท่ากับ m

2.10 เครื่องมือทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในห้องปฏิบัติการ

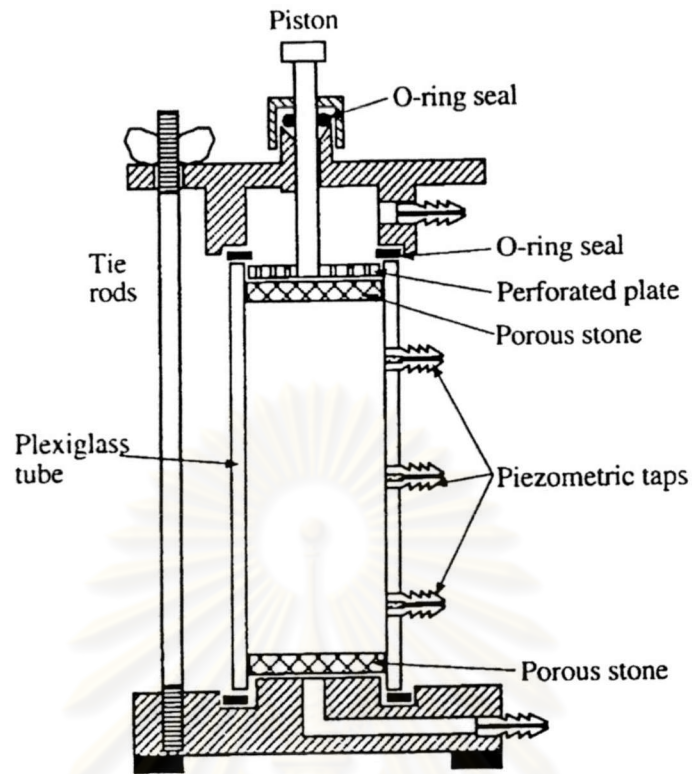
การเลือกใช้วิธีการและเครื่องมือทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในห้องปฏิบัติการขึ้นอยู่กับ สภาพเงื่อนไขที่ใช้ในการทดสอบและคุณลักษณะของตัวอย่างดินที่จะนำมาทำการทดสอบ ไม่ว่าจะเป็นตัวอย่างดินเม็ดละเอียดหรือดินเม็ดหยาบเป็นตัวอย่างดินคงสภาพ ตัวอย่างดินที่ถูกรบกวน หรือตัวอย่างดินบดอัด เป็นตัวอย่างดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำหรือไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ ล้วนแต่มีความสำคัญต่อการเลือกเครื่องมือทดสอบ โดยเครื่องมือทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ในห้องปฏิบัติการแบ่งเป็น 2 ประเภท ตามลักษณะของผนังที่ล้อมรอบตัวอย่างดิน ดังนี้

2.10.1 ผนังล้อมรอบแบบแข็ง (Rigid-wall permeameters, RWP_s)

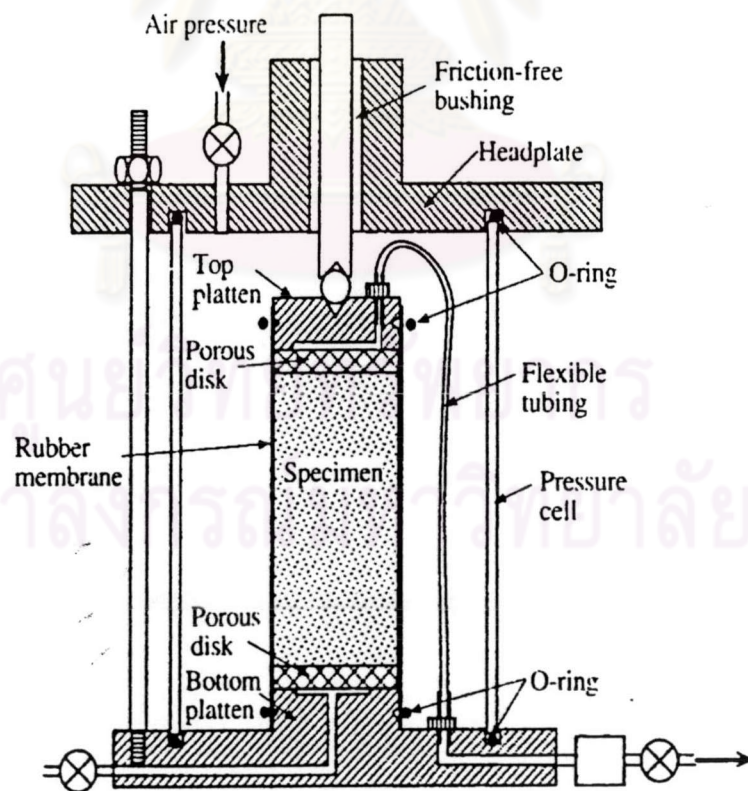
เป็นเครื่องมือทดสอบที่ทำให้ตัวอย่างดินที่บรรจุอยู่ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง เนื่องจากตัวอย่างดินถูกล้อมรอบด้วยผนังแบบแข็ง ดังแสดงในรูปที่ 2.21 อาจมีหน่วยแรงกระทำที่ด้านบนของตัวอย่างดิน หรือไม่มีก็ได้ ขึ้นอยู่กับเครื่องมือทดสอบแต่ละชนิด โดยเครื่องมือทดสอบประเภทนี้มีอยู่หลายแบบ เช่น เครื่องมือทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้แบบปกติ (Ordinary permeameter cell) เครื่องมือทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้แบบใช้ความดัน (Pressurised-head permeameter cell) เครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation cell permeameter) และ แบบบดอัดตัวอย่างดิน (Compaction mould permeameter)

2.10.2 ผนังล้อมรอบแบบยืดหยุ่น (Flexible-wall permeameters, FWP_s)

เป็นเครื่องมือทดสอบที่ตัวอย่างดินถูกห่อหุ้มด้วยปลอกยาง (Rubber membrane) และในระหว่างการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ ตัวอย่างดินจะถูกหน่วยแรงกระทำทั้งด้านบนและด้านข้างของตัวอย่างดินตามสภาพที่ต้องการตลอดการทดสอบ โดยเครื่องมือทดสอบประเภทนี้ ได้แก่ เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial cell permeameter) ดังแสดงในรูปที่ 2.22



รูปที่ 2.21 เครื่องมือทดสอบแบบ Rigid-wall permeameters

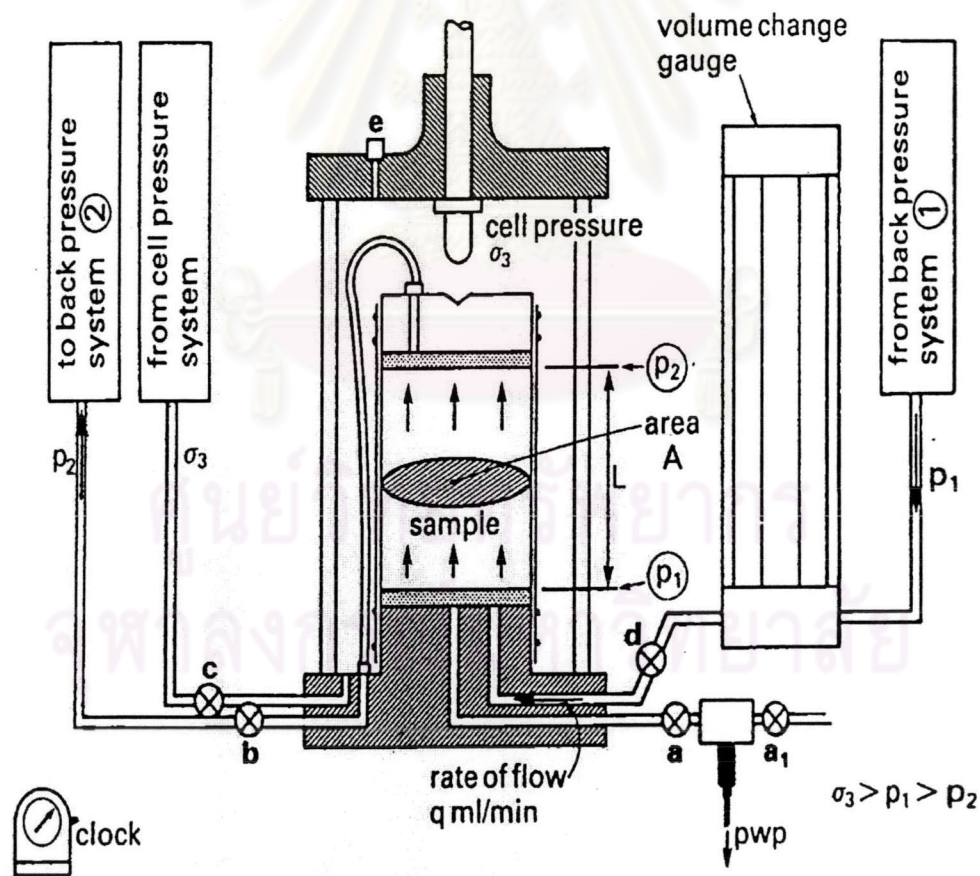


รูปที่ 2.22 เครื่องมือทดสอบแบบ Flexible-wall permeameters

2.11 การทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินเหนียว ด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน โดยวิธีการทดสอบแบบศักย์คงที่

2.11.1 หลักการของการทดสอบ

เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนมีอุปกรณ์ที่สามารถจะทำให้เกิดการไหลของน้ำซึมผ่านตัวอย่างดินได้ตลอดเวลา ภายใต้ความแตกต่างของความดันที่ทราบค่า และสามารถทำการวัดค่าอัตราการไหลของน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวอย่างดินได้ โดยที่ตัวอย่างดินจะถูกกระทำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการตลอดการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 2.23 ซึ่งจากค่าที่วัดได้ทั้งหมดนี้สามารถนำไปคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของตัวอย่างดินได้ นอกจากนี้ถ้าหากต้องการหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ที่ระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลอื่นๆที่สูงขึ้นไปอีก ก็สามารถทำได้โดยใช้ตัวอย่างดินเดิมไม่ต้องเปลี่ยนตัวอย่างดินใหม่ โดยเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำในแต่ละระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการ ก็ทำการหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ในแต่ละระดับนั้น



รูปที่ 2.23 แสดงการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินเหนียวด้วย
เครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน โดยวิธีการทดสอบแบบศักย์คงที่

2.11.2 ข้อดีของการทดสอบ

ข้อดีของการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียวด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน โดยวิธีการทดสอบแบบค้ำยกที่มีดั่งนี้ (Head, 1986)

- ก. ตัวอย่างดินจะถูกทำให้อิ่มตัวด้วยน้ำ โดยการใช้ Back pressure ซึ่งเป็นการใช้ความดันน้ำเข้าไปละลายฟองอากาศในตัวอย่างดิน ทำให้เป็นการลดหรือขจัดฟองอากาศที่ติดขวางการไหลซึมผ่านของน้ำเนื่องจากฟองอากาศ นอกจากนี้ฟองอากาศยังทำให้การวัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรผิดไปจากความจริง และทำให้เกิดการสะสมของฟองอากาศทางด้านที่น้ำไหลออกจากตัวอย่างดิน Bjerrum และ Huder (1957) พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียวปนทราย (Sandy clay) เพิ่มขึ้นถึง 6 เท่า เมื่อความดันน้ำในโพรง (Pore pressure) เพิ่มขึ้นจาก 0 ถึงประมาณ 800 kPa
- ข. การทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำโดยการใช้ Back pressure ทำได้ดีและรวดเร็วกว่า การทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำโดยการปล่อยน้ำให้ท่วมตัวอย่างดินแล้วแช่ทิ้งไว้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในตัวอย่างดินบดอัด
- ค. การทดสอบสามารถทำได้ภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลและความดันน้ำในโพรงซึ่งเหมือนกับสภาพในสนามจริง นอกจากนี้ยังสามารถทดสอบภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลอื่นตามที่ต้องการได้
- ง. สามารถวัดอัตราการไหลซึมผ่านตัวอย่างดิน ซึ่งมีค่าต่ำได้โดยง่าย
- จ. สามารถปรับใช้ความลาดชันทางชลศาสตร์ได้หลายค่าหลายรูปแบบ
- ฉ. สามารถใช้ทดสอบกับตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพได้โดยง่าย และไม่มีปัญหาการรั่วซึมไปตามด้านข้างระหว่างตัวอย่างดินกับปลอกยางซึ่งอาจจะทำให้เกิดการไหลแบบไม่สม่ำเสมอ (Non-uniform flow) ได้ ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากในขณะที่ทำการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ Cell pressure จะมีค่ามากกว่า Back pressure ทำให้ความดันส่วนเกินช่วยกดปลอกยางให้แนบสนิทติดกับตัวอย่างดินได้โดยรอบ ไม่เหมือนกับในเครื่องมือทดสอบผนังล้อมรอบแบบแข็ง (RWP_s) ซึ่งอาจเกิดการรั่วซึมไปตามด้านข้างระหว่างตัวอย่างดินกับผนังแข็ง เนื่องจากผิวของตัวอย่างดินไม่ได้แนบสนิทกับผนังด้านข้างโดยตลอด ทำให้อาจเกิดปรากฏการณ์ที่ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้เพิ่มขึ้นเมื่อค่าความลาดชันทางชลศาสตร์เพิ่มขึ้น

2.11.3. ข้อเสียของการทดสอบ

- ก. เนื่องจากในการทดสอบด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน ตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดเล็ก และ มักจะเลือกใช้ตัวอย่างดินที่มีเนื้อดินสม่ำเสมอ (Uniform soil) มาทดสอบ เมื่อเปรียบเทียบกับสภาพดินจริงในสนามซึ่งมีพื้นที่กว้างใหญ่และมักจะมีเนื้อดินที่ไม่สม่ำเสมอ (Non-uniform soil) ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ที่ได้จากห้องปฏิบัติการอาจคลาดเคลื่อนไปจากค่าจริงในสนามบ้างพอสมควร เนื่องจากตัวอย่างดินที่เก็บมาทดสอบยากที่จะมีสัดส่วนของดินเหมือนกับดินจริงในสนามได้ (Jamshed, 1975)
- ข. ใช้เวลาในการทดสอบค่อนข้างนาน เนื่องจากจำเป็นต้องรอระยะเวลาถึง 2 ขั้นตอน คือ ขั้นตอนแรกรอเวลาในการสิ้นสุดขบวนการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดิน เพื่อให้ตัวอย่างดินถูกกระทำอยู่ภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลที่ต้องการ ส่วนขั้นตอนที่สองนั้นต้องรอเวลาในการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของตัวอย่างดิน เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต้องคำนวณจากค่าที่ได้ในช่วงสภาพการไหลแบบคงตัวภายใต้ความลาดชันทางชลศาสตร์ที่เหมาะสม ซึ่งต้องอาศัยเวลานานพอสมควร การไหลจึงจะอยู่ในสภาพนั้น โดยเฉพาะในดินเหนียวที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ต่ำ (Olsen et al., 1985)

2.11.4 การกระจายของความดันน้ำในโพรง (Pore pressure distribution)

ระหว่างการทดสอบ

ตัวอย่างดินเหนียวที่อยู่ระหว่างการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกนโดยวิธีการทดสอบแบบศักย์คงที่ มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 2.24 (a) โดยที่ตัวอย่างดินเหนียวจะถูกกระทำด้วยหน่วยแรง σ_1 ในแนวตั้ง และหน่วยแรง σ_3 ในแนวราบ ส่วนความดันภายในตัวอย่างดินที่ทำให้เกิดการไหลซึมผ่านของน้ำ คือ ความดันน้ำ p_1 และ p_2 ทางด้านล่างและด้านบนของตัวอย่างดินตามลำดับ โดยน้ำจะไหลซึมผ่านตัวอย่างดินจากด้านล่างขึ้นสู่ด้านบน ซึ่ง $\sigma_1 > \sigma_3 > p_1 > p_2$ เสมอ

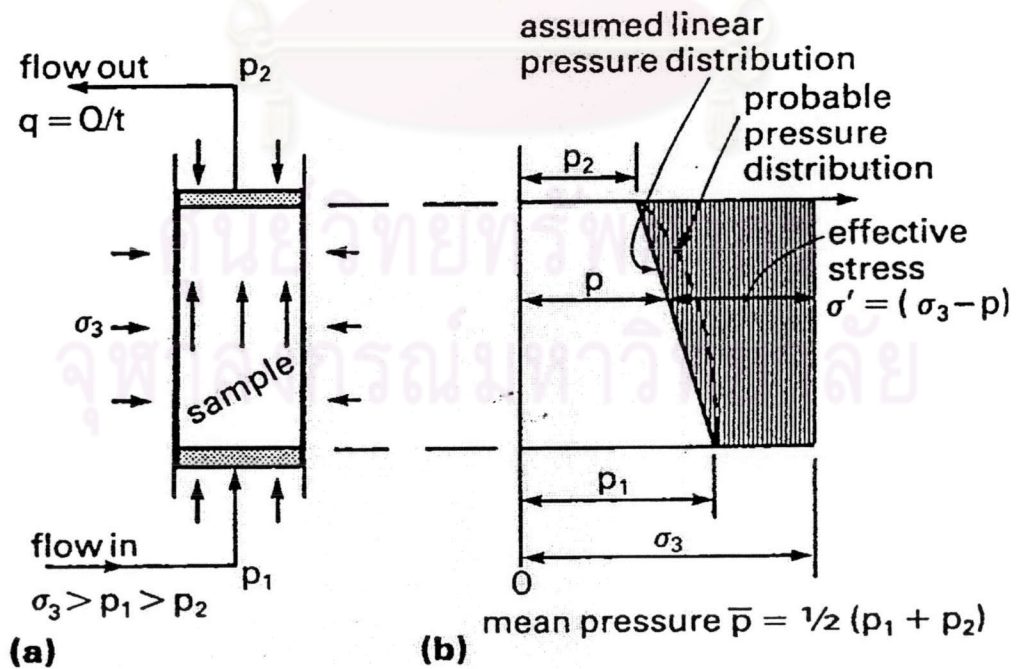
ในระหว่างเริ่มต้นของการทดสอบ การกระจายของความดันน้ำในโพรงภายในตัวอย่างดิน จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear distribution) เช่นเดียวกับการกระจายของ

อัตราส่วนของว่างตลอดความสูงของตัวอย่างดินที่เป็นการกระจายแบบไม่สม่ำเสมอ (Non-uniform distribution) โดยที่อัตราส่วนของว่างทางด้านที่น้ำไหลเข้าจะมีค่ามากกว่าทางด้านที่น้ำไหลออก นอกจากนี้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์บริเวณทางด้านที่น้ำไหลออกจะมีค่ามากกว่าค่าความลาดชันทางชลศาสตร์เฉลี่ยของตัวอย่างดินในขณะนั้น ซึ่งตรงข้ามกับค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ทางด้านที่น้ำไหลเข้าที่มีค่าน้อยกว่าค่าเฉลี่ย ซึ่งทำให้อัตราการไหลของน้ำออกจากตัวอย่างดินจะมีค่ามากกว่าอัตราการไหลเข้านั่นเอง

เมื่อการไหลของน้ำซึมผ่านตัวอย่างดินอยู่ในสภาพคงตัว ซึ่งพร้อมสำหรับการวัดค่าต่าง ๆ เพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ การกระจายของความดันน้ำในโพรงภายในตัวอย่างดินจะมีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear distribution) ดังแสดงในรูปที่ 2.24 (b) ซึ่งทำให้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์มีค่าคงที่ตลอดความสูงของตัวอย่างดิน (L) เท่ากับ $(p_1 - p_2) / \gamma_w L$ นอกจากนี้อัตราการไหลเข้าก็จะมีค่าเท่ากับอัตราการไหลออกและมีค่าคงที่ด้วย ซึ่งในระหว่างที่การไหลอยู่ในสภาพคงตัวนั้นจะมีค่าความดันภายในเฉลี่ย (Average back pressure) เท่ากับ $(p_1 + p_2) / 2$ และจะอยู่ภายใต้การกระทำของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ดังนี้

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - 0.5(p_1 + p_2) \dots \dots \dots (2.35)$$

$$\text{และ } \sigma'_3 = \sigma_3 - 0.5(p_1 + p_2) \dots \dots \dots (2.36)$$



รูปที่ 2.24 แสดง (a) ตัวอย่างดินที่อยู่ระหว่างการทดสอบ
(b) การกระจายของความดันน้ำในโพรงระหว่างการทดสอบ

2.11.5 ผลกระทบต่อการทดสอบ

ในการทดสอบเพื่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียวด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน โดยวิธีการทดสอบแบบค้ำยกค้ำที่มีปัจจัยหลายอย่างที่มีผลกระทบต่อการทดสอบดังนี้

2.11.5.1 ผลกระทบจากความลาดชันทางชลศาสตร์ (Hydraulic gradient)

ผลกระทบจากการใช้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์สูง ๆ ทำให้เกิดผลสองอย่างซึ่งจะกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ที่วัดได้ คือ (Kodikara และ Rahman, 2002)

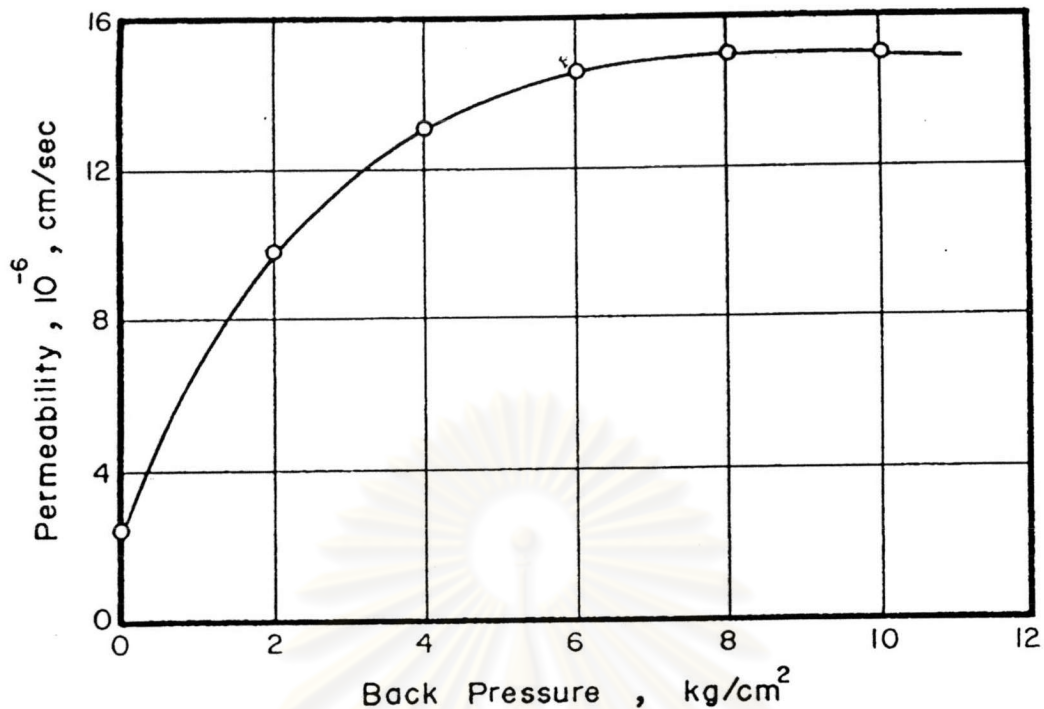
ก. การเกิด Particle migration และ piping failure - การใช้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์สูง ๆ ทำให้เกิดการเคลื่อนย้ายของอนุภาคดินเม็ดละเอียดในทิศทางไหลของน้ำ ซึ่งจะทำให้เกิดผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ใน 2 ทางคือ กรณีแรก ถ้าอนุภาคดินสามารถไหลผ่านทางที่น้ำไหลออกไปได้ จะทำให้เกิดช่องการไหลแบบ piping ขึ้นภายในตัวอย่างดิน ซึ่งทำให้น้ำไหลผ่านได้สะดวกยิ่งขึ้น เป็นผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ที่วัดได้สูงขึ้น ส่วนกรณีที่สอง คือถ้าอนุภาคดินเกิดการอุดตันในช่องว่างระหว่างเม็ดดินตรงบริเวณทางที่น้ำไหลออก จะทำให้เป็นการขัดขวางการไหลของน้ำ เป็นผลให้ค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ที่วัดได้ต่ำลง ซึ่ง Khilar et al. (1985) พบว่า ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ต่ำสุดที่จะทำให้เกิด piping ได้คือ 200 ส่วนการป้องกันไม่ให้เกิดการเคลื่อนย้ายของอนุภาคดินนั้น Kodikara และ Rahman (2002) กล่าวว่า จำเป็นต้องใช้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ต่ำ ๆ ในการทดสอบ แต่ไม่ควรจะต่ำจนทำให้เกิดการไหลที่เบี่ยงเบนไปจากกฎของดาร์ซี (Non-darcian behaviour) โดย Hansbo (1960) พบว่า จะเกิดการไหลเบี่ยงเบนเมื่อค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ต่ำกว่า 5 ขณะที่ Miller และ Low (1963) พบว่า การไหลเบี่ยงเบนจะเกิดเมื่อใช้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ต่ำกว่า 60

ข. การเกิดการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดิน - Tavenas et al. (1983) กล่าวว่า ในระหว่างการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของตัวอย่างดินระหว่างการทดสอบไม่สามารถจะหั่งได้ เนื่องจากจะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการวัดปริมาตรเพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ โดยเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำภายใต้หน่วยแรงประสิทธิผลและความดันน้ำในโพรงที่ต้องการแล้ว จะต้องทำให้ในตัวอย่างดินเกิดการไหลของน้ำ โดยการทำให้เกิดความแตกต่างของความดันน้ำใน

โพรง ซึ่งเป็นผลให้หน่วยแรงประสิทธิผลของด้านบนและด้านล่างตัวอย่างดินแตกต่างกัน และแตกต่างจากสภาวะเดิมภายหลังการอัดตัวคายน้ำ โดยที่ปริมาณของการเปลี่ยนแปลงปริมาตรนี้ จะขึ้นอยู่กับวิธีการในการทำให้เกิดความลาดชันทางชลศาสตร์ขึ้นภายในตัวอย่างดิน ซึ่งถ้าทำให้เกิดความลาดชันทางชลศาสตร์ ($i = \Delta u / LY_w$) โดยการเพิ่มหรือลด Back pressure เท่ากับ Δu ที่ด้านใดด้านหนึ่งเพียงด้านเดียวของตัวอย่างดินที่มีความสูงเท่ากับ L จะทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำต่อตัวอย่างดินลดลงหรือเพิ่มขึ้น และตัวอย่างดินเกิดการบวมตัว (Swelling) หรือการอัดตัวคายน้ำ แล้วแต่กรณี ตลอดทั่วทั้งตัวอย่างดิน ซึ่งในการที่จะลดปริมาณของการเปลี่ยนแปลงปริมาตรที่เกิดขึ้นนั้น ทำได้โดยการทำให้เกิดความลาดชันทางชลศาสตร์ด้วยการเพิ่ม Back pressure เท่ากับ $\Delta u/2$ ที่ปลายด้านหนึ่งและลด Back pressure เท่ากับ $\Delta u/2$ ที่ปลายอีกด้านหนึ่งของตัวอย่างดิน ซึ่งเป็นการชดเชยกันระหว่างการเกิดการอัดตัวคายน้ำกับการเกิดการบวมตัวขึ้นในเวลาเดียวกันภายในตัวอย่างดิน ซึ่งคำกล่าวนี้สอดคล้องกับการทดสอบของ Kodikara และ Rahman (2002) ซึ่งพบว่า การเพิ่มและลด Back pressure ที่ปลายแต่ละด้านของตัวอย่างดินเหมาะสมกับการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน มากกว่าการที่จะเพิ่มหรือลด Back pressure ที่ปลายด้านใดด้านหนึ่งเพียงด้านเดียว

2.11.5.2 ผลกระทบจากความดันภายใน (Back pressure)

Bjerrum และ Huder (1957) ได้ทำการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของตัวอย่างดินบดอัด และสรุปว่าค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้ของดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อใช้ความดันภายในในการทดสอบเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงจุดหนึ่ง ซึ่งแม้ว่าจะเพิ่มความดันภายในขึ้น แต่ค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้กลับมีค่าคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.25 สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะ เมื่อเพิ่มความดันภายในจนถึงระดับหนึ่งจะทำให้ตัวอย่างดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of Saturation = 100%) ดังนั้นเมื่อเพิ่มความดันภายในขึ้นมากกว่านี้ ก็ไม่มีผลต่อค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นได้แล้ว สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ (2540) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ต้องใช้ความดันภายในประมาณ 200 kPa ในการทดสอบตัวอย่างดินจึงจะอิ่มตัวด้วยน้ำ



รูปที่ 2.25 ผลกระทบจากความดันภายในต่อค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของตัวอย่างบดอัด (Bjerrum และ Huder, 1957)

2.11.5.3 ผลกระทบจากเวลาในการทดสอบ

Tavenas et al. (1983) ได้เสนอแนะว่า ในการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้ของดินเหนียวด้วยเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน ควรจะมีการรอสักระยะเวลาหนึ่งภายหลังจากการทำให้เกิดความลาดชันทางชลศาสตร์ขึ้นภายในตัวอย่างดิน ก่อนที่จะมีการวัดค่าเพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์ความซึมได้จริง สาเหตุที่ต้องมีการรอเนื่องจากภายหลังสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำนั้น ตัวอย่างดินอาจเกิดการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary compression) ซึ่งเป็นสาเหตุทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรของตัวอย่างดิน ทำให้ถ้ามีการวัดค่าทันทีในช่วงนี้ จะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการวัดปริมาตรน้ำที่ไหลเข้าและออกจากตัวอย่างดิน โดยเฉพาะในการทดสอบที่ใช้ค่าความลาดชันทางชลศาสตร์ค่อนข้างต่ำ ซึ่งทำให้ปริมาตรที่เกิดจากการอัดตัวครั้งที่สองมีนัยสำคัญ เมื่อเปรียบเทียบกับปริมาตรน้ำที่ไหลเข้าและออกตัวอย่างดินระหว่างการทดสอบ โดยระยะเวลาในการรอที่ได้แนะนำเอาไว้คือ 2 วันสำหรับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 mm และ 1 สัปดาห์สำหรับตัวอย่างดินขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 200 mm