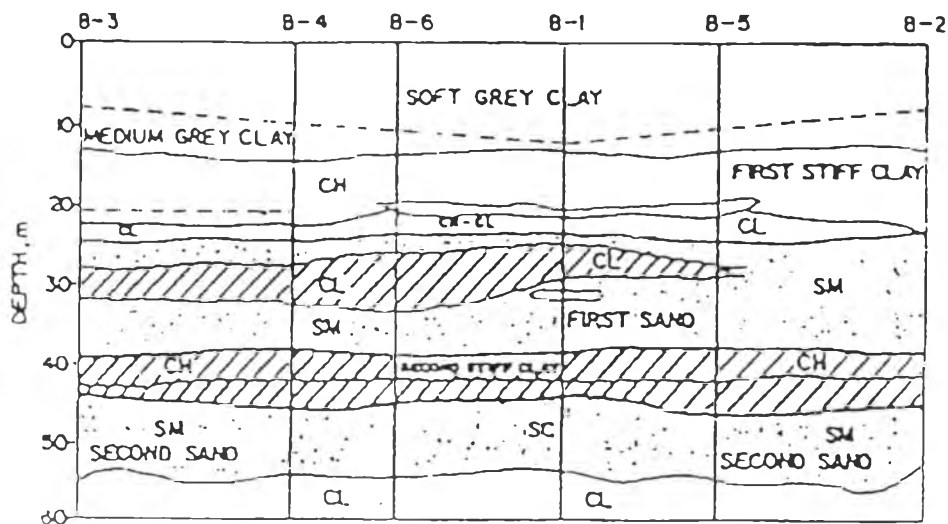


บทที่ 2 ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ

ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯจะมีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมาก จะทำให้เกิดปัญหามากมายทั้งงานขุด งานเสาเข็ม เป็นต้น โดยที่ชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) หนาประมาณ 13.5 เมตร ค่า Undrained Shear Strength อยู่ระหว่าง 1-2 ตัน/ตารางเมตร โดยค่า Water Contents อยู่ระหว่าง 80% ถึงมากกว่า 100% ถัดจากชั้นดินเหนียวอ่อนจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Stiff Clay) หนาประมาณ 1.50 เมตร ค่า Undrained Shear Strength อยู่ประมาณ 4 ตัน/ตารางเมตร ถัดจากนั้นจะพบชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) จนถึงความลึกประมาณ 22 -25 เมตร จากนั้นจึงจะพบชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Sand Layer) ส่วนชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer) จะพบที่ความลึกประมาณ 50 เมตร โดยลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วๆ ไป (ดังแสดงในรูปที่ 2.1)



รูปที่ 2.1 แสดงลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ ทั่วๆ ไป (Teparaksa 1999)

2.2 ระบบกำแพงกันดินในงานขุดดินลึก

2.2.1 ระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)

ระบบกำแพงแบบนี้ได้แก่ ระบบเข็มพีต (Sheet Pile) ซึ่งมีค่าสติเฟเนสต่ำ ดังนั้นจึงทำให้เกิดปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงค่อนข้างสูง โดยใช้กันมากเนื่องจากการก่อสร้างทำได้ง่าย รวดเร็ว ราคาถูก โดยจัดเป็นโครงสร้างชั่วคราว (Temporary Structure) และจะทำการถอนออกเมื่อทำการก่อสร้างเสร็จ แล้วสามารถนำกลับไปใช้ได้อีก

2.2.2 ระบบกำแพงแบบแข็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงกันดินนี้จะมี ความแข็งแรงทนทานเป็นอย่างมาก เป็นผลให้การเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงมีค่าน้อย (ไม่เกิน 5 ซม.) ระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะก่อสร้างเป็นโครงสร้างถาวร (Permanent Structure) ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างจะมีราคาสูงกว่าระบบ Flexible Wall มากหลายเท่าตัว ระบบกำแพงกันดินแบบ Rigid Wall ได้แก่ Diaphragm Wall , Secant Pile Wall , Jet Grouted , Gravity Wall , Burlin Wall เป็นต้น

2.3 กำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall

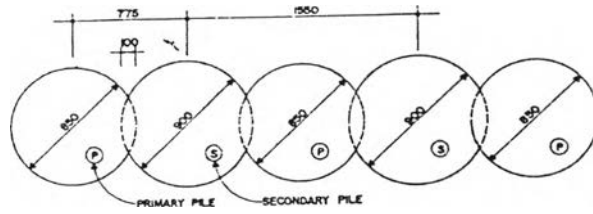
เป็นระบบกำแพงกันดินที่มีลักษณะเป็นเสาเข็มหลายๆ ต้น ก่อสร้างเชื่อมต่อกันไปตลอดแนวของพื้นที่โครงการ ซึ่งจะประกอบด้วยเสาเข็ม 2 ชนิด คือ Primary Pile และ Secondary Pile โดยมีระยะขบกัน (Interlocking) ของเสาเข็มทั้งสองชนิดเข้าด้วยกันตลอดแนว (ดังแสดงในรูปที่ 2.2) โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 แบบ คือ

2.3.1 แบบ Reinforced Concrete Secant Pile Wall

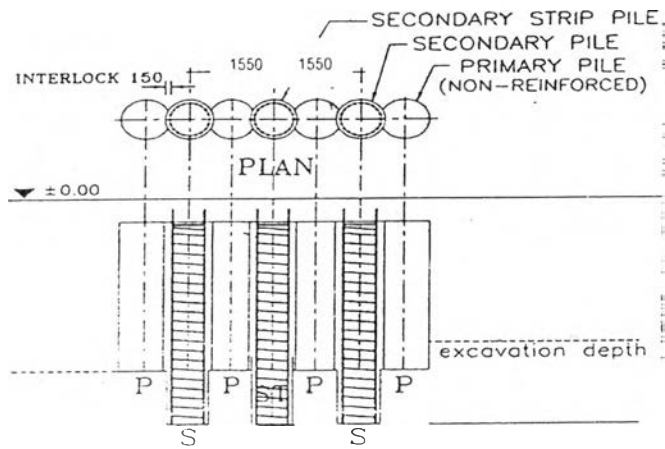
เป็นกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก (ดังแสดงในรูปที่ 2.3) ซึ่งจะทำการก่อสร้างแบบหล่อในที่และจะมีการเสริมเหล็กใน Secondary Pile เท่านั้น โดยจัดเป็นกำแพงกันดินคอนกรีตล้วน (Plain Concrete)

2.3.2 แบบ Cement Bentonite Secant Pile Wall

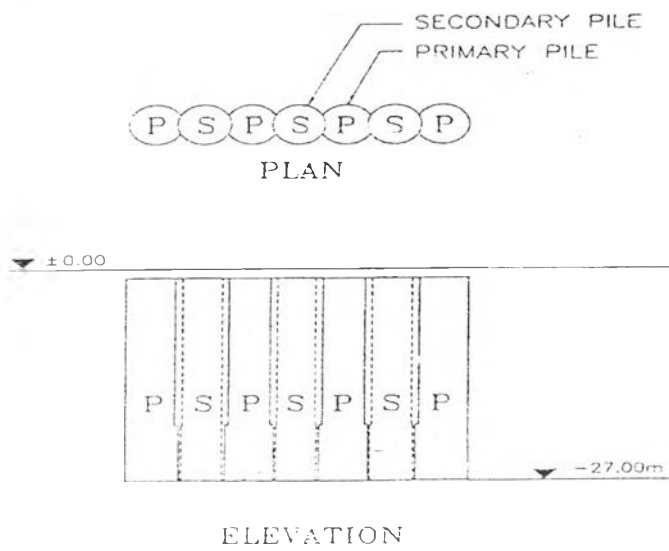
เป็นกำแพง Cement Bentonite Slurry (ดังแสดงในรูปที่ 2.4) จะทำการก่อสร้างแบบหล่อในที่และจะทำหน้าที่เสมือนกำแพงกั้นน้ำ (Impervious Cut Off Wall)



รูปที่ 2.2 แสดง Interlocking ใน Secant Pile Wall



รูปที่ 2.3 แสดง Reinforced Concrete Secant Pile Wall



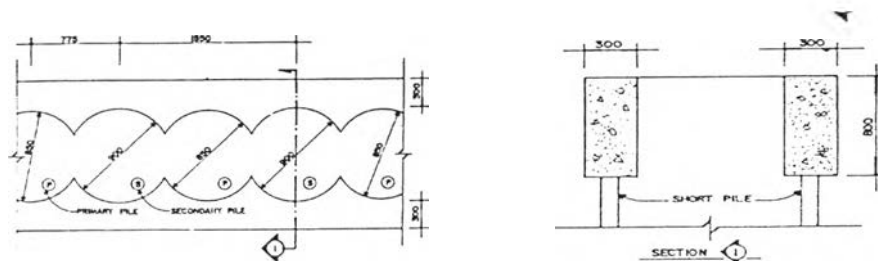
รูปที่ 2.4 แสดง Cement Bentonite Secant Pile Wall

2.4 รายละเอียดการก่อสร้างกำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall

การก่อสร้างกำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall นี้ มีขั้นตอนการก่อสร้างเช่นเดียวกับการทำเสาเข็มเจาะทั่วไป อันประกอบด้วยระบบเจาะแห้ง (Dry Process) และระบบเจาะเปียก (Wet Process) ซึ่งจะขึ้นกับความลึกของการขุดดินเพื่อทำห้องใต้ดินและฐานราก หากความลึกของการขุดดินไม่มากนักประมาณ 14-15 เมตร ความยาวเสาเข็มกำแพง Secant Pile ที่ใช้จะลึกประมาณ 20 เมตร ซึ่งยังไม่ถึงชั้นทราย สามารถใช้การเจาะด้วยระบบแห้งได้ หากความลึกของการขุดดินมากกว่า 15 เมตร ความลึกของกำแพงจะมากกว่า 21 เมตร ซึ่งโดยทั่วไป จะถึงชั้นทรายชั้นที่หนึ่ง (First Silty Sand Layer) จึงจำเป็นต้องใช้ระบบเปียก (Wet Process) ขั้นตอนการก่อสร้างกำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall มีดังต่อไปนี้

2.4.1 การทำ Guide Wall

Guide Wall จะทำการก่อสร้างขึ้นเพื่อเป็นตัวกำหนดตำแหน่งการเจาะเสาเข็ม โดยที่ Guide Wall จะจัดทำเป็นรูปร่างของกำแพงที่ Interlock กัน ขนาดของ Guide Wall มีความกว้างประมาณ 30 ซม. และความลึกประมาณ 80 ซม. (ดังแสดงในรูปที่ 2.5) การก่อสร้างจะใช้ฐานรากเสาเข็มสั้นเป็นที่รองรับ เพื่อจะป้องกันการทรุดตัวของกำแพง และ Guide Wall จะก่อสร้างให้เป็นวงรอบทั้งโครงการ



รูปที่ 2.5 แสดง Guide Wall สำหรับทำ Secant Pile Wall

2.4.2 การติดตั้ง Temporary Casing

Temporary Casing ของ Secant Pile Wall หรือ (Double Wall Casing) จะมีความหนาประมาณ 40 มิลลิเมตร. มีความยาวท่อนละ 2-5 เมตร โดยที่ Casing ของเสาเข็ม Primary Pile และเสาเข็ม Secondary Pile จะเป็น Casing ตัวเดียวกัน เนื่องจากจะใช้ในการตัดผ่านเนื้อคอนกรีตของเสาเข็ม Primary Pile ให้เกิดระยะ Interlock ตามแบบที่กำหนด

2.4.3 การทำ Primary Pile Wall

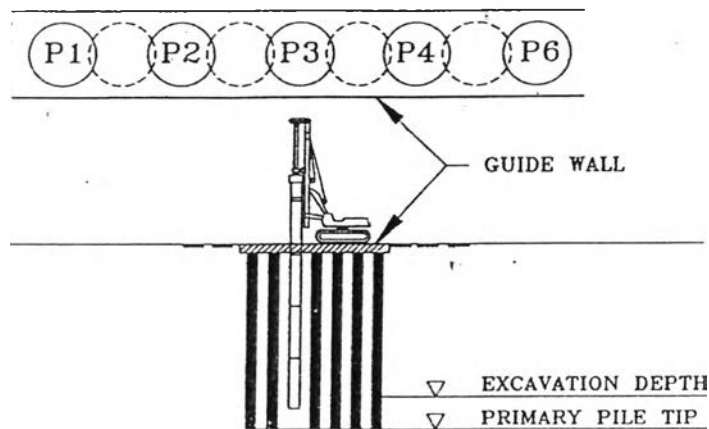
Primary Pile Wall คือเสาเข็มกำแพงชุดแรกที่ทำกรก่อสร้าง เป็นเสาเข็มที่ใช้คอนกรีตล้วน (Plain Concrete) มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดประมาณ 150 กก./ตร.ซม. ไม่มีการเสริมเหล็ก โดยมีเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 850 มม. Primary Pile Wall นี้จะเจาะบริเวณที่กำหนดตำแหน่งไว้ที่ Guide Wall การเจาะในส่วนบนจะใช้ Casing (Single Wall) ความยาวประมาณ 15-16 เมตร (ดังแสดงในรูปที่ 2.6) จากนั้นจะเจาะด้วย Auger จนถึงระดับความลึกที่ต้องการ หากเป็นชั้นทรายจะเจาะแบบ Wet Process จะต้องใช้ Bentonite Slurry ช่วย Stabilize หลุมเจาะด้วย การเจาะ Primary Pile Wall นี้จะก่อสร้างโดยเว้นเสาเข็มต้น Secondary Pile Wall ไว้

2.4.4 การทำ Secondary Pile Wall

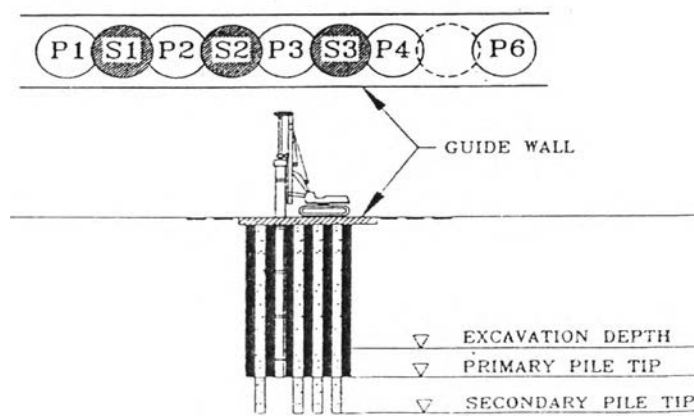
Secondary Pile Wall คือ เสาเข็มกำแพงชุดที่สองที่ทำกรก่อสร้าง โดยจะ Overlap เข้าไปใน Primary Pile เท่ากับ 10 ซม. (ดังแสดงในรูปที่ 2.7) เส้นผ่าศูนย์กลางของ Secondary Wall เท่ากับ 900 มม. การก่อสร้างจะใช้ระบบ Double Wall โดยขั้นแรกทำการ Boring นำดินใน Secondary Pile Wall ขึ้นมาด้วย Auger ซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 780 มม. การเจอนำดินชั้นนี้ เพื่อลดแรงต้านการเจาะผนัง Primary Pile จากนั้นทำการกด Casing ตัวนอก ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 900 มม. ลงโดยใช้ Vibro Machine ซึ่งจะลงได้ในส่วนแรกๆ เท่านั้น ลึกลงไปจำเป็นต้องใช้เครื่องปั่นระบบ Oscillator ซึ่งจะปั่นคอนกรีต Primary Pile ให้ขาดและใช้ Auger ปั่นผสมดินนำขึ้นมาข้างบน Oscillator จะปั่น Concrete ใน Primary Pile Wall เฉพาะในส่วนที่จะออกแบบให้เกิด Interlocking เท่านั้น ระยะห่างระหว่าง Secondary Pile เท่ากับ 1.55 ม. ซึ่งระดับจุดลึกที่สุดเท่ากับ 12.50 ม. ความลึกของ Secondary Pile จะ Overlap กับ Primary Pile เฉพาะความลึกถึงระดับ 15 ม. เท่านั้น จากระดับความลึก 15-20 เมตร จะไม่ Interlocking กัน Secondary Pile Wall จะให้เป็นเสาเข็มหลักหรือกำแพงหลักในการรับแรงดันดินด้านข้าง ซึ่งจะต้องใช้คอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดเท่ากับ 240 กก./ตร.ซม. และเสริมเหล็ก รับโมเมนต์ (Reinforced Concrete) อันเนื่องจากการขุดดินและการค้ำยัน โดยปกติในการก่อสร้าง Secondary Pile Wall จะทำการเจาะหลังจากที่หล่อ Primary Pile Wall เสร็จแล้วประมาณ 2 วัน เพราะหากทิ้งไว้นานกว่านี้ การทำ Secondary Pile จะลำบากมากเพราะคอนกรีตใน Primary Pile แข็งมาก ทำให้ตัดคอนกรีตยาก

2.4.5 การทำ Capping Beam

Capping Beam จะทำหน้าที่ควบคุมแนวกำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall ให้ อยู่ในแนวที่กำหนด และจะช่วยในการถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างที่อยู่ด้านบนลงไปสู่เสาเข็ม Secondary Pile Wall ด้วย



รูปที่ 2.6 แสดงการขุดเจาะทำ Primary Pile Wall



รูปที่ 2.7 แสดงการขุดเจาะทำ Secondary Pile Wall

กำแพงกันดินระบบ Secant Pile Wall จะก่อสร้างได้เร็วกว่าระบบ Diaphragm Wall และปัญหาเรื่องของการควบคุมคุณภาพของกำแพงจะดีกว่าโดยเฉพาะกรณีใช้ระบบ Dry Process อีกประการคือปริมาณคอนกรีตที่ใช้ในแต่ละเสาเข็มมีปริมาณน้อย สามารถควบคุมปริมาณคอนกรีตที่ไม่เพียงพอได้และราคาค่าก่อสร้างจะถูกกว่าระบบ Diaphragm Wall อย่างไรก็ตามปัญหาเรื่องการซึมน้ำระหว่าง Primary Pile Wall และ Secondary Pile Wall อาจเกิดขึ้นได้

2.5 การคำนวณแรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

2.5.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต (At Rest Pressure)

ใช้ในกรณีที่กำแพงกันดินมีความแข็งแรงสูง (Rigid Wall) โดยตั้งสมมุติฐานว่ากำแพงกันดินจะไม่มี การเคลื่อนตัวทางด้านข้างเลย เช่น ในระบบ Diaphragm wall และระบบ Secant Pile Wall เป็นต้น โดยจะแสดงดังสมการนี้

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_v \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \quad (2.2)$$

$$\sigma_{ho} = K_0 \sigma'_v + u \quad (2.3)$$

เมื่อ K_0 = Coefficient of earth pressure at rest

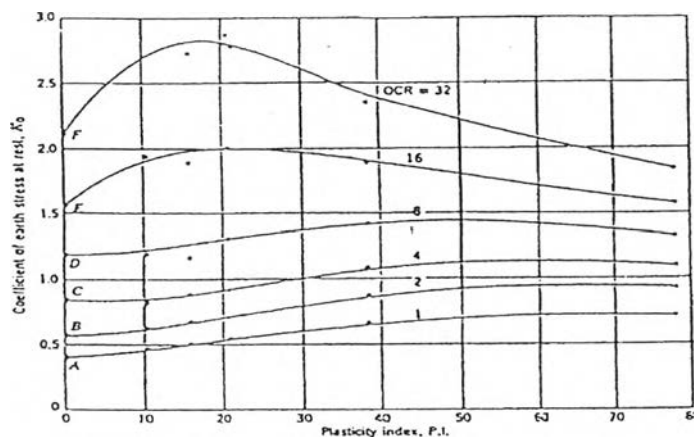
Tavenas et al (1975) กล่าวว่า เป็นการยากที่จะหาค่า K_0 ในสภาพธรรมชาติ ฉะนั้นโดยทั่วไปแทนที่จะหาค่า K_0 จากการทดลองซึ่งต้องใช้เครื่องมือเฉพาะประกอบ การหาค่า K_0 จึงได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical (ดังแสดงในตาราง 2.1)

ตารางที่ 2.1 สูตรคำนวณเพื่อประมาณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต (K_0)

Formula	Remark
$K_0 = 1 - \sin \phi'$	For sand
$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$	For Cohesive soils , based on data obtained from remolded specimen
$K_0 = 0.19 + 2.333 \log PI (\%)$	Based on data published by Kenney (1959)
$K_0 = 0.24 + 0.31 \log PI (\%)$	K_0 Determined from In-situ tests
$K_0 (OC) = K_0 (NC) OCR^{m1}$ $m1 = 0.54 \exp (- PI / 281)$	For Overconsolidated clays
$K_0 (OC) = K_0 (NC) OCR^{m2}$ $m2 = f (PI)$	

Brooker & Ireland (1965) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_0 , OCR และ PI (ดังแสดงในรูปที่ 2.8) และเสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_0 กับ ϕ' ของดินเหนียวประเภท Normally Consolidated Clay (ตามปกติ ϕ' ของดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง $20^\circ - 30^\circ$)

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad (2.4)$$

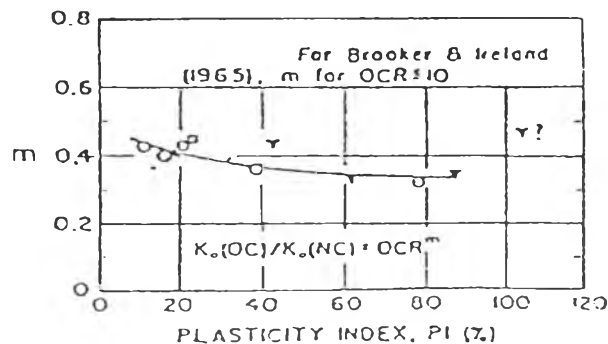


รูปที่ 2.8 กราฟแสดงค่า K_0 เป็นฟังก์ชันกับ OCR และค่า PI (Brooker & Ireland)

Schmidth (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_0 กับ OCR จากการทดสอบแบบลดน้ำหนัก (Unloading)

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^m \quad (2.5)$$

โดยที่ค่า $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 80% ถึง 20% Ladd (1977) เสนอค่า m ในสมการของ Schmidt กับค่า PI (ดังแสดงในรูปที่ 2.9)



รูปที่ 2.9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m เป็นฟังก์ชัน K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd ,1977)

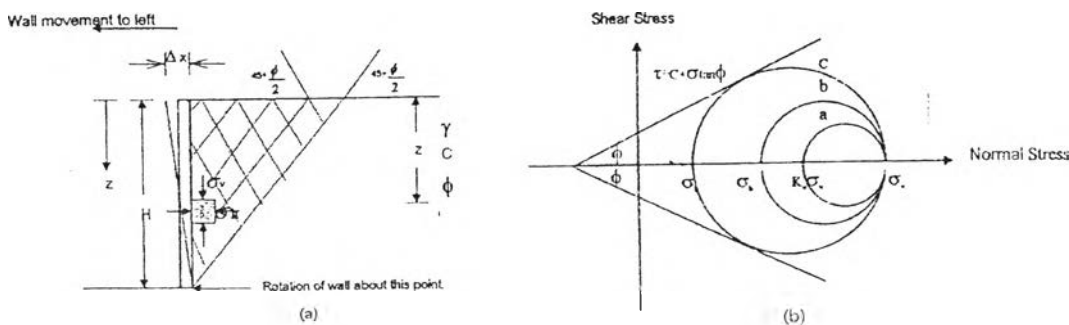
ในกรณีชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ จะพบว่าค่า PI จะมีค่าอยู่ระหว่าง 36 - 40% ดังนั้น หากใช้ความสัมพันธ์ของ Brooker & Ireland (1965) จะพบว่าค่า $K_0 = 0.40 + 0.007 (38) K_0 = 0.67$ ซึ่งจะใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากรูปที่ 2.8 เนื่องจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะมีค่า OCR ประมาณ 1.5-1.6 จะได้ค่า $K_0 = 0.70$ ซึ่งจากผลการวิจัยดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ นั้น จะมีค่าประมาณ $K_0 = 0.65$

2.5.2 การคาดคะเนหน่วยแรงด้านข้างโดยหลักการของ Rankine

ทฤษฎีของ Rankine มาจากการวิบัติของดินตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb โดยที่จะพิจารณาว่าระนาบการวิบัติของดินในสภาพ Active และ Passive จะเป็นการวิบัติแบบ Planar Surface Failure

2.5.2.1 Rankine Active Earth Pressure

การวิบัติแบบ Rankine Active คือ เกิดการเคลื่อนตัวออกของกำแพงกันดิน (ดังแสดงในรูปที่ 2.10a) ทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนเนื่องจากการขูดดินออกขณะที่แรงในแนวตั้งคงที่ ตลอดจนกำแพงอยู่ในลักษณะ Tilting



รูปที่ 2.10 แสดง Rankine Active Earth Pressure

พิจารณาเมื่อกำแพงไม่มีแรงเสียดทาน (Frictionless) และกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะ Tilting หน่วยแรงในแนวนอน σ_h ที่ความลึก z จะมีค่าเท่ากับ $K_0 \sigma_v$ แสดงโดย Mohr's circle จุด a. (ดังแสดงในรูปที่ 2.10b.) โดยที่จุดพิบัติของ Mohr's circle จุด c. จาก geometry ของวงกลม Mohr's circle และเส้นสัมผัส เราสามารถเขียนสมการสัมพันธ์ระหว่าง σ_h และ σ_v ได้ดังนี้

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) - 2C \tan (45 - \phi/2) \quad (2.6)$$

กรณีของ Cohesionless soil $C = 0$ จะได้

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (2.7)$$

อัตราส่วน σ_a / σ_v เรียกว่า Coefficient of Rankine's active earth pressure, K_a

$$\therefore K_a = \sigma_a / \sigma_v = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (2.8)$$

ดังนั้น

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad (2.9)$$

$$\text{ที่ } z = 0 \quad \sigma_v = 0 \quad \sigma_a = -2C\sqrt{K_a} \quad (2.10)$$

$$\text{ที่ } z = H \quad \sigma_v = \gamma H \quad \sigma_a = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad (2.11)$$

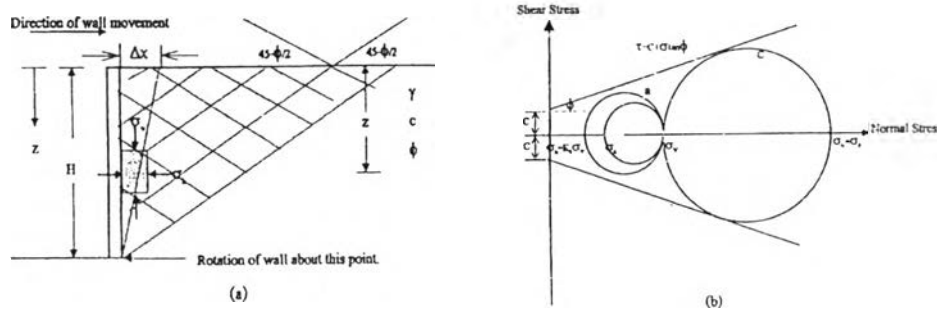
ในกรณีการเกิด Tension crack

$$\begin{aligned} \sigma_a = 0 &= \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ 0 &= \gamma Z_c K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ \therefore Z_c &= \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

โดยที่ Z_c คือ ความลึกที่เกิด Tension Crack

2.5.2.2 Rankine Passive Earth Pressure

การวิบัติแบบ Rankine Passive คือ เกิดการเคลื่อนตัวเข้าของกำแพงกันดิน (ดังแสดงในรูปที่ 2.11a) ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอน ขณะที่แรงในแนวตั้งคงที่



รูปที่ 2.11 แสดง Rankine Passive Earth Pressure

พิจารณาเมื่อกำแพงกันดินไม่มีแรงเสียดทาน (Frictionless) และไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ($\Delta x = 0$) หน่วยแรงในแนวนอน σ_h ที่ความลึก z จะมีค่าเท่ากับ $K'_0 \sigma'_v + U_0$ แสดงโดย Mohr' circle จุด a (ดังแสดงในรูปที่ 2.11b.) และเมื่อกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวเข้าหาดินเพิ่มมากขึ้น ($\Delta x > 0$) หน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะเพิ่มขึ้น จนในที่สุดดินจะเกิดการพิบัติตั้ง Mohr'circle จุด c ในกรณีที่คิดแรงต้านทานของดินอยู่ในรูปของหน่วยแรงรวม เราสามารถเขียนสมการดังนี้

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2(45 + \phi/2) + 2C \tan(45 + \phi/2) \quad (2.13)$$

กรณีของ Cohesionless soil $C = 0$ จะได้

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.14)$$

อัตราส่วน σ_p / σ_v เรียกว่า Coefficient of Rankine's Passive earth pressure, K_p

$$\therefore K_p = \sigma_p / \sigma_v = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.15)$$

ดังนั้น

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2C \sqrt{K_p} \quad (2.16)$$

ที่ $z = 0$ $\sigma_v = 0$ $\sigma_p = -2C \sqrt{K_p}$ (2.17)

ที่ $z = H$ $\sigma_v = \gamma H$ $\sigma_p = \gamma H K_p - 2C \sqrt{K_p}$ (2.18)

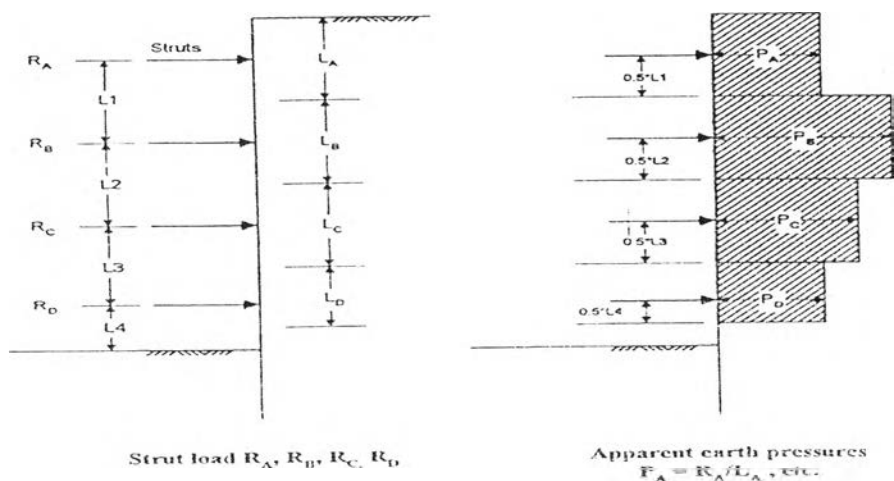
ดินเหนียวในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $\phi = 0$ และค่า S_u จะเปลี่ยนไป ตามความลึกจะได้ค่า $K_a = K_p = 1$ จึงเขียนสมการใหม่ ได้สำหรับดินเหนียว คือ

$$\sigma_a = \sigma_v - 2C_u \tag{2.19}$$

$$\sigma_p = \sigma_v - 2C_u \tag{2.20}$$

2.5.3 การใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Earth Pressure Envelope or Pressure Diagram)

การกำหนดแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินระบบ brace cut นั้น การที่จะคาดคะเนค่าที่แท้จริงนั้นทำได้ยากมาก , ซึ่งในช่วงแรกนั้นจะใช้วิธีการคิดหาแรงดันดินจาก Rankine Earth Pressure Diagram เพื่อที่จะหาแรงในค้ำยัน (Strut) แต่จากการทดลองในสนาม พบว่าแรงในค้ำยันจะมีค่าความคลาดเคลื่อนอยู่เป็นอย่างมาก ดังนั้นการคาดคะเนหน่วยแรงดันด้านข้างนี้ส่วนใหญ่นิยมที่จะใช้วิธี Empirical โดยอาศัยข้อมูลจากการวัดแรงของตัวค้ำยัน (Strut) ในสนาม จากการอ่านค่าจากการติดตั้งเครื่องมือวัดแรงดันดินในค้ำยัน Pressure Gauge และทำการรวมแรงในค้ำยันทั้งหมดเข้าด้วยกัน จากนั้นจะเปลี่ยนมาเป็นแรงดันทางด้านข้างของดินเพื่อให้ครอบคลุมในทุกกรณี โดยใช้หลักการจากการใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Earth Pressure Envelope or Pressure Diagram) (ดังแสดงในรูปที่ 2.12)

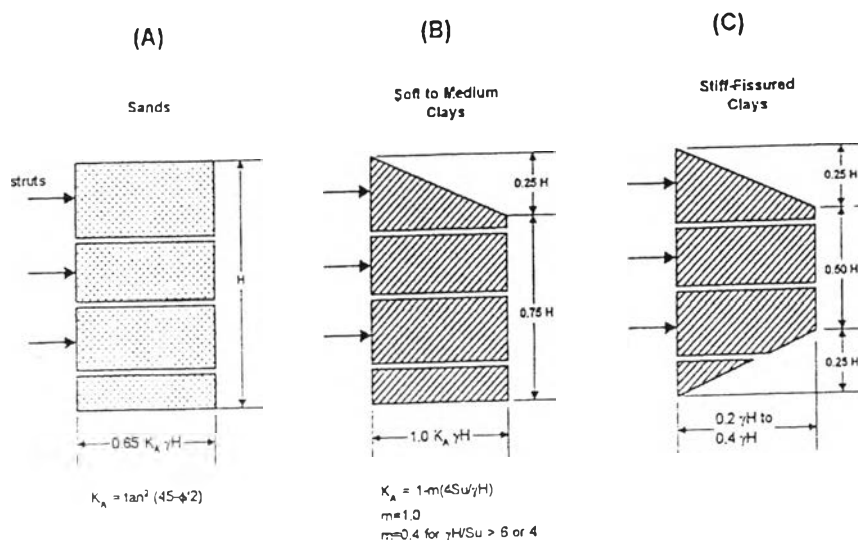


รูปที่ 2.12 วิธีการคิดแรงดันดิน Earth Pressure Diagram

ในการประยุกต์ใช้หลักการของ Apparent Earth Pressure Envelope or Pressure Diagram นี้มีการนำเสนอจากทฤษฎีมากมาย จะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณาโดยมีแนวคิดต่างๆ ดังนี้

2.5.3.1 Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967)

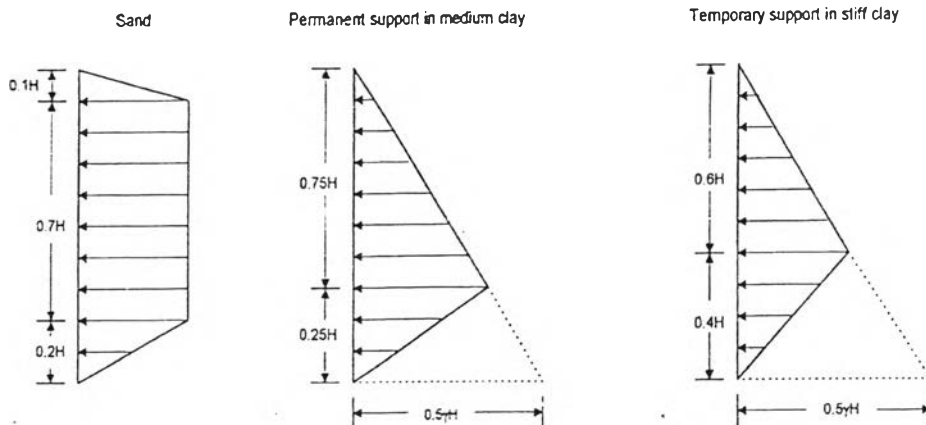
การหาค่าหน่วยแรงดันดินโดยวิธีนี้จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดิน (ดังแสดงในรูปที่ 2.13) ซึ่งปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เกิดขึ้นของชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clays) สำหรับวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับค่า m โดยในชั้นดินกรุงเทพฯ นั้นจะมีความเหมาะสมที่จะใช้ไดอะแกรมของกรณี Soft to Medium Clays เพื่อนำไปประมาณหาปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยหลักการของ Terzaghi & Peck (1967)



รูปที่ 2.13 Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967)

2.5.3.2 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff (1973)

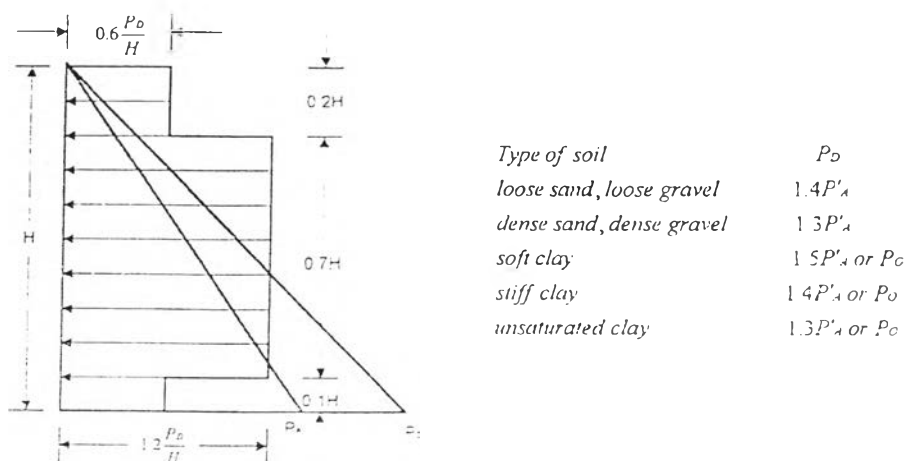
การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotarioff (1973) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงระบบค้ำยันที่ใช้ติดตั้ง (ดังแสดงในรูปที่ 2.14) โดยจะพบว่าหน่วยแรงดันดินที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่าที่น้อยกว่าไดอะแกรมของกรณี Terzaghi & Peck (1967) เป็นอย่างมาก



รูปที่ 2.14 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff (1973)

2.5.3.3 Pressure Diagram เสนอโดย Sower (1973)

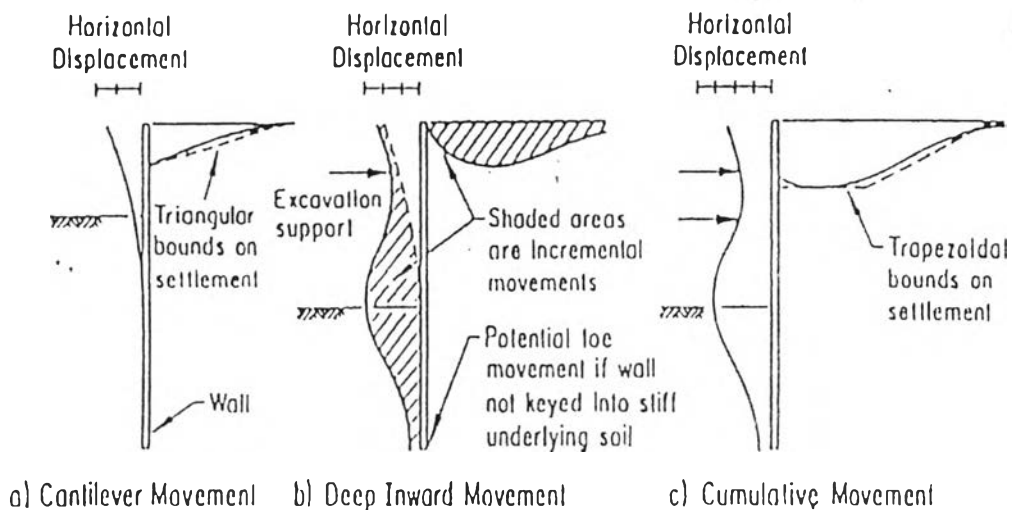
การประมาณหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Sower (1973) สามารถแบ่งออกได้ตามชนิดต่างๆของดิน (ดังแสดงในรูปที่ 2.15) สำหรับค่าหน่วยแรงที่ได้นั้นจะมีค่ามากน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับค่าของ P_0 ที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามลักษณะชนิดของดินที่พิจารณา โดยในชั้นทรายค่า P_0 จะมีค่าขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินที่ได้จากหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะ Active (P'_a) และในชั้นดินเหนียวค่า P_0 จะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างในสภาวะสถิตย์ (Lateral Earth Pressure at Rest , P_0) หรือค่าของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่อยู่ในสภาวะ Active (P'_a)



รูปที่ 2.15 Pressure Diagram เสนอโดย Sower (1973)

2.6 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของกำแพงกันดิน

ในงานขุดดินลึกโดยใช้กำแพงกันดินเป็นตัวป้องกันแรงดันของดิน ซึ่งจะทำให้กำแพงกันดินมีพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในลักษณะต่างๆ Clough and O' Rourke ,(1990) ได้แสดงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นดังนี้ (ดังแสดงในรูปที่ 2.16)



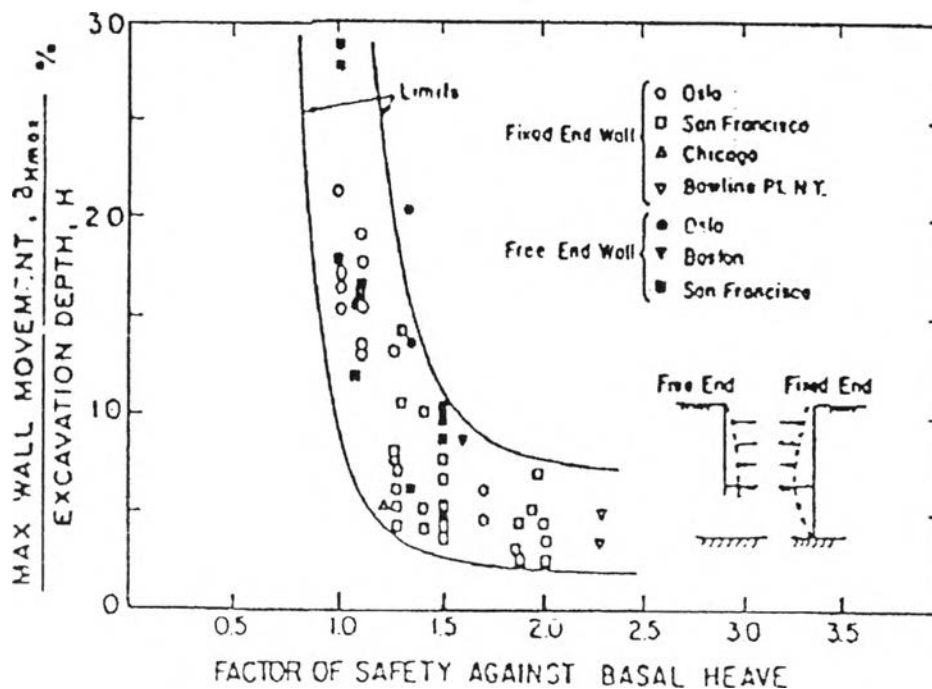
รูปที่ 2.16 แสดง Typical Profiles of Movement for Braced Walls

from (Clough and O' Rourke ,1990)

2.6.1 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน ($\delta_{h,c}$)

Mana และ Clough (1981) ได้รวบรวมข้อมูลในสนามของงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลาง (Soft to medium clay) จำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่า Plasticity Index (PI) อยู่ในช่วงที่ต่ำถึงปานกลางโดยประมาณ 10 - 60 และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2 ถึง 8 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave (FS_b) โดยวิธีของ (Terzaghi,1943) กับอัตราส่วนของการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อความลึกของการขุด ($\delta_{h,c}/H$) (ดังแสดงในรูปที่ 2.17)

จากรูปที่ 2.17 จะพบว่าค่า Factor of safety against basal heave (FS.) และค่า Maximum lateral wall deflections (δ_{Hmax}) มีความสัมพันธ์กันอย่างชัดเจน กล่าวคือกรณีที่ค่า FS. น้อยกว่า 1.4 ถึง 1.5 ซึ่งจะทำให้ค่าของ δ_{Hmax} / H เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว แสดงให้เห็นว่าดินจะมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพจุดคราก (Yield condition) ในขณะที่กรณีที่ค่า FS. มากกว่า 1.5 ขึ้นไป จะทำให้ค่าของ δ_{Hmax} / H มีค่าค่อนข้างที่จะคงที่ประมาณ 0.5% แสดงให้เห็นว่าดินจะมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงที่ยังไม่เกิดสภาพจุดคราก (Local yield) ซึ่งอย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ดังกล่าว มีความกระจัดกระจาย (Scatter) เนื่องจากผลของความแตกต่างกันในเรื่องของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, ค่าสติฟเนส, ระยะห่างของค้ำยัน, กำลังรับแรงเฉือนของดินที่แท้จริงและขนาดของบ่อขุด

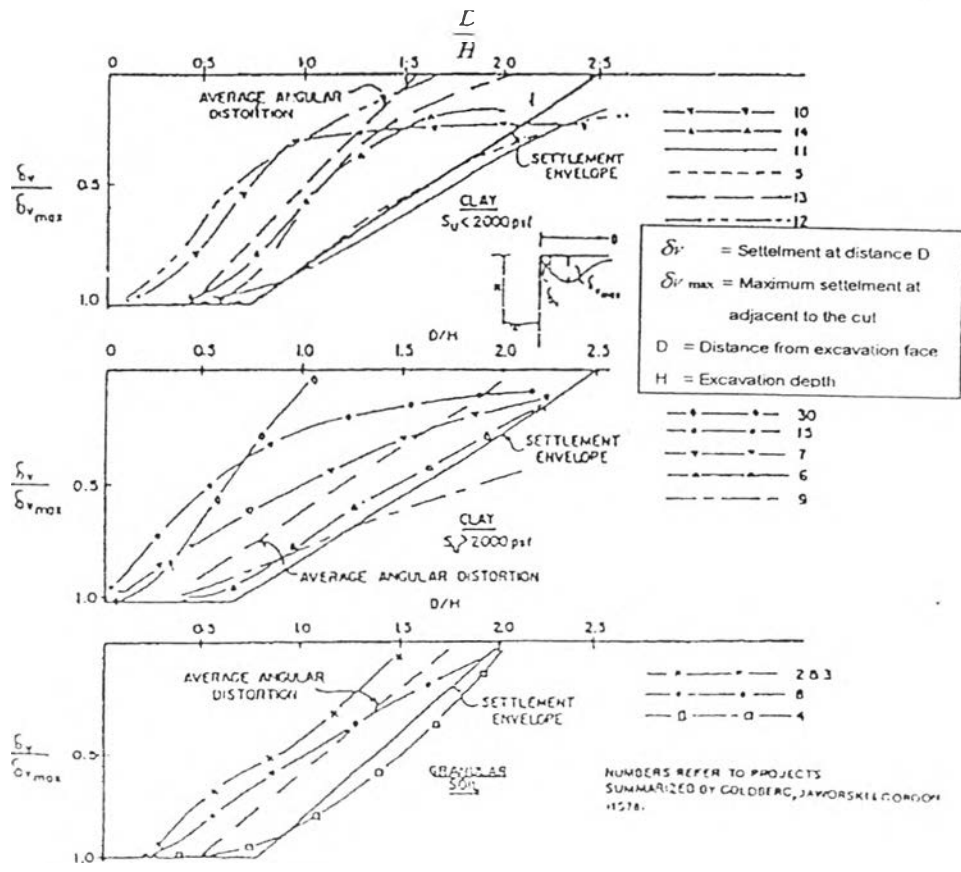


รูปที่ 2.17 แสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave
And Maximum lateral wall deflections (Mana and Clough ,1981)

Goldberg , Jaworski และ Gordon (1976) พบว่างานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ที่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (FS.) มีค่าสูงจะทำให้ค่า δ_{Hmax} / H มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5% เหมือนกับกรณีเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay)

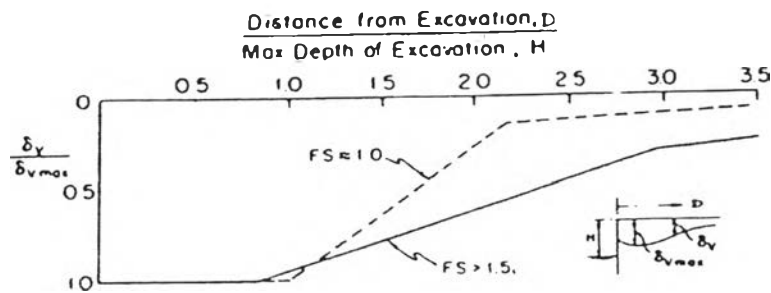
2.6.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดิน (δ_v)

Peck (1969) ได้แนะนำ Settlement Envelopes ของบริเวณที่เกิดจากการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดินอันเนื่องมาจากการขุด โดยได้รวบรวมมาจากผลที่วัดได้ในสนามจำนวน 15 แห่ง จากงานขุดในดิน 3 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียว 2 ชนิด และดินทรายอีก 1 ชนิด (ดังแสดงในรูปที่ 2.18) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement, δ_v) อาจเกิดขึ้นมากในบริเวณห่างจากกำแพงกันดิน (Distance from behind wall, D) ออกมาเป็นระยะ 2.0 ถึง 2.5 เท่าของความลึกที่ขุด (H) และการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน (Maximum Surface Settlement, $\delta_{v,max}$) จะเกิดขึ้นทันทีในบริเวณที่อยู่ใกล้กับกำแพงกันดิน โดยมีระยะห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.7 ถึง 0.8 เท่าของความลึกที่ขุด (H) ทั้งนี้ความลึกที่ขุด (H) และระยะ (D) จะมีปริมาณมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับคุณภาพของการทำงาน (Quality of workman ship) รวมทั้งชนิดและสภาพของชั้นดินที่ขุด (Soil condition)



รูปที่ 2.18 แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวและดินทราย (Peck ,1969)

Mana และ Clough (1981) พบว่า การขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางนั้น (Soft to Medium clay) การทรุดตัวหลังกำแพงกันดินจะมีพฤติกรรม (ดังแสดงในรูปที่ 2.19) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement, δ_v) จะเกิดขึ้นในระยะที่ห่างออกมาจากหลังกำแพงกันดิน (Distance from behind wall, D) ไม่น้อยกว่า 3.5 เท่าของความลึกที่ขุด (H) และการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน (Maximum Surface Settlement, δ_{vmax}) ซึ่งจะเกิดขึ้นในระยะห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.9 ถึง 1.0 เท่าของความลึกที่ขุด (H) โดยที่ จะขึ้นกับค่า Factor of safety against basal heave (FS.)



รูปที่ 2.19 แสดง Settlement Envelopes ที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Mana และ Clough (1981)

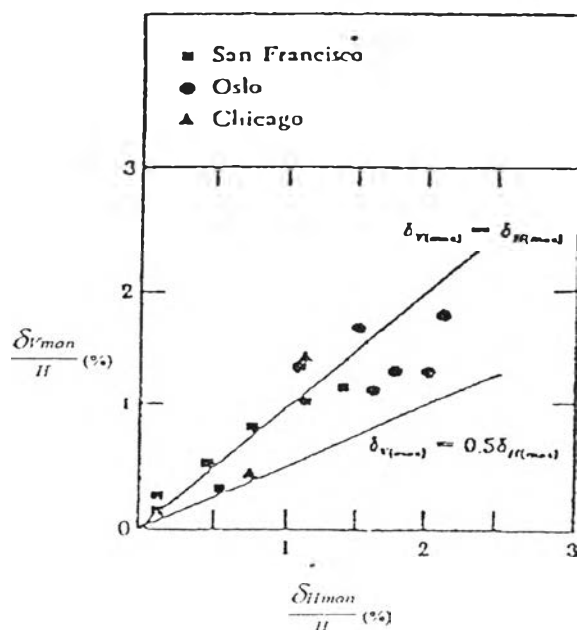
สำหรับการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement, δ_v) เนื่องจากผลของการเกิดการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement) ที่เกิดขึ้นบริเวณหลังกำแพงกันดินนั้น ได้มีผู้ศึกษาวิจัยทั้งในงานขุดในชั้นดินเหนียวและชั้นดินทราย ไว้ดังนี้

NGI (1962) พบว่าการขุดดินในชั้นดินเหนียว เมื่อเกิดการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (Maximum Surface Settlement, δ_{vmax}) ในปริมาณที่สูงแล้ว การทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_v) เนื่องจากผลของการอัดตัวคายน้ำมีผลต่อค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) ไม่มากนัก กล่าวคือ ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_v) เนื่องจากผลของการอัดตัวคายน้ำมีค่าต่ำมาก เมื่อเทียบกับค่าของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) ที่วัดได้ในสนาม

2.6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่ผิวดิน

มีผู้ศึกษาวิจัย เพื่อจะหาความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_H กับ δ_V) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดดินแบบใช้ค้ำยัน ซึ่งโดยส่วนมากมักจะแสดงระหว่างปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (Maximum Surface Settlement, δ_{Vmax}) กับปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Maximum lateral wall deflections, δ_{Hmax}) โดยจะเปรียบเทียบปริมาณที่เวลาเดียวกันหรือที่เงื่อนไขต่างๆเดียวกัน แต่ตำแหน่งที่นำมาเปรียบเทียบแตกต่างกัน ดังจะได้กล่าวดังต่อไปนี้

Mana และ Clough (1981) กล่าวว่า ค่า $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$ สำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง แบบใช้ค้ำยันที่ Intermediate และ Final stage of construction มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 (ดังแสดงในรูปที่ 2.20)



รูปที่ 2.20 แสดงค่า Variation of Maximum yield with depth.

(Mana and Clough ,1981)

D' Appolonia (1979) พบว่าในงานขุดของชั้นดินทุกชนิดค่าของ $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$ มีค่าเท่ากับ 0.5 ถึง 2.0 โดยในช่วงของ 0.67 ถึง 1.33 จะเป็นช่วงที่น่าเชื่อถือมากที่สุด

2.7 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวของผิวดิน

ความสัมพันธ์ของปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างและการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดิน โดยจะขึ้นอยู่กับตัวแปรและปัจจัยต่างๆ ดังนี้

2.7.1 พารามิเตอร์ของดิน

2.7.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength, S_u)

Bishop และ Skemton (1954) ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) โดยใช้การทดสอบแบบอันเดรน (Undrained Test) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) ที่ดินจะได้รับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (2.21)$$

โดยที่กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรน (S_u) นั้นมีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ถ้าดินมีค่า S_u ต่ำจะทำให้ค่า δ_{Hmax} มีค่าสูง กำลังรับแรงเฉือนของดินจะสามารถหาจากความสัมพันธ์ในรูปแบบต่างๆ ดังนี้

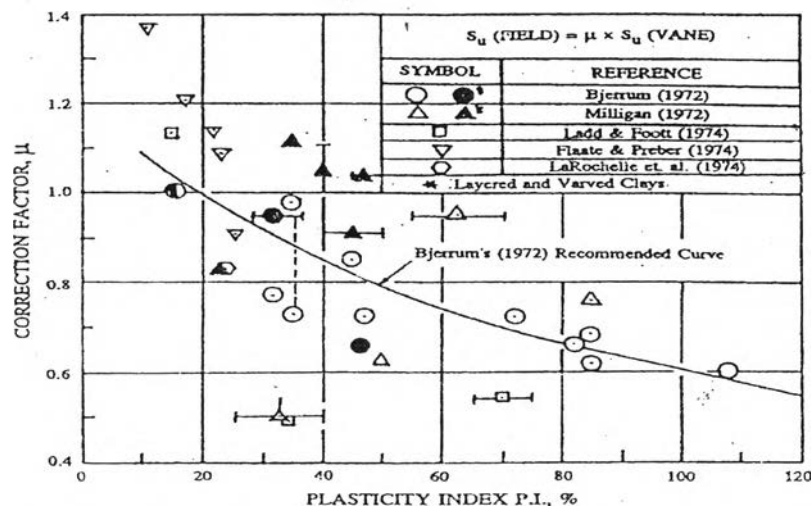
2.7.1.1.1 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test) ของ Bjerrum

Bjerrum (1972) ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ Geonor Vane ในสนาม (Field Vane Shear Test) โดยใช้ค่าปรับแก้ (Correction Factor, μ) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity (PI) ของดินเหนียว (ดังแสดงรูปที่ 2.21) ค่าปรับแก้ นี้ ได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้กำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ได้จากการทดสอบแบบ Geonor Vane ในสนามมาทำการวิเคราะห์หาค่าเสถียรภาพของดินดินถม มักจะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS.) ที่สูงกว่าความเป็นจริง เนื่องมาจากผลกระทบดังนี้

- 1) Progress failure ,
- 2) Anisotropy ,
- 3) Strain Rate

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้รวมทั้งผลของ Friction ระหว่างการทดสอบ Geonor Vane จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความเป็นจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพของการใช้ Geonor Vane แล้วการพิบัติเกิดขึ้นที่พิกัดความปลอดภัยมากกว่า 1.0 จากกรณีต่างๆ แล้วนำมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดิน จึงเป็นผลในลักษณะ Empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) จะเป็นสมการดังนี้

$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u \text{ (FV)}} \tag{2.22}$$



รูปที่ 2.21 แสดงค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972) สำหรับการ ใช้ Geonor Vane

Track et al (1979) เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน โดยวิธี USALS กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mensri (1975) สำหรับ ดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มี OCR ต่ำมาก โดยจะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (σ'_p) จะเป็นสมการดังนี้

$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u \text{ (FV)}} = 0.22 \sigma'_p \tag{2.23}$$

ซึ่งจะสามารถนำสมการ (2.23) และผลทดสอบ Oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินได้

2.7.1.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับค่า S_u ของชั้นดินกรุงเทพฯ

ในดินเหนียวกรุงเทพฯ วีรพันธ์ (2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First stiff clay) ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Terzaghi , Peck (1948) และ Sower et al (1961) สำหรับดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.685 N \quad t/m^2 \quad (2.24)$$

สำหรับดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.520 N \quad t/m^2 \quad (2.25)$$

โดย N คือ ค่าจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครั่ง/ฟุต) ที่ไม่มีการปรับแก้ ซึ่งได้จากการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) อย่างไรก็ตามสิ่งที่ต้องระลึกอยู่เสมอ คือ ความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First stiff clay) โดยมีความลึกอยู่ระหว่าง 14-25 เมตร ซึ่งมีค่า N มากกว่า 8 โดยค่า N นี้สามารถที่นำมาแทนค่าโดยไม่ต้องมีการปรับแก้

2.7.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil modulus, E_s)

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน เช่น ในงานชุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวปานกลาง (Medium Clay) ถ้าระบบโครงสร้างค้ำยันเป็น Linear elastic แล้ว เมื่อค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระดับของหน่วยแรงเปลี่ยนแปลงไป จะทำให้ค่าการเคลื่อนตัวของดินเปลี่ยนแปลงอย่างเป็นสัดส่วนผกผัน (Inversely proportional change) อย่างไรก็ตาม สำหรับในกรณีการก่อสร้างมี Marginal Stability ซึ่งพฤติกรรมของดินได้เปลี่ยนจากสภาพ Elastic มาเป็นสภาพที่จุดคราก (Yield condition) เนื่องจากการขุดดินที่เพิ่มขึ้นนั้น ไม่อาจประเมินค่าการเคลื่อนตัวของดินอย่างเป็นสัดส่วนกันกับค่าโมดูลัสของดินที่เปลี่ยนแปลงได้

ในการใช้ Finite Element Analysis (FEA) คาดคะเนค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน โดยที่การเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน ซึ่งอาจหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ได้ดังนี้

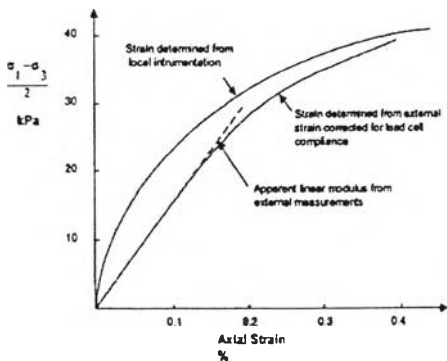
$$E_u = M \cdot S_u \quad (2.26)$$

เมื่อ E_u = Undrained modulus ในช่วง Elastic ก่อนถึงสภาพ Plastic Yield
 S_u = กำลังรับแรงเฉือนของดิน
 M = Modulus multiplier

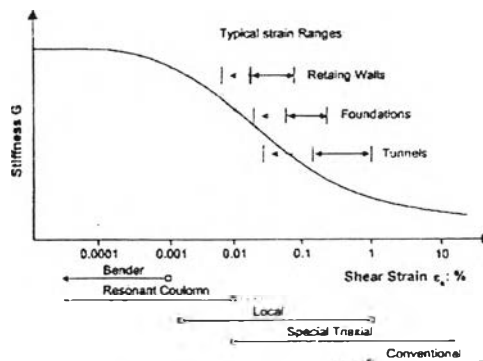
นอกจากนี้ M ยังขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวทางด้านข้างเนื่องจากการขุดเอาดินออก ค่า M ควรมีค่าแตกต่างกับในกรณีการทรุดตัว โดยปกติค่า M สำหรับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างควรสูงกว่าค่า M ในกรณีการทรุดตัวอยู่ในแนวตั้ง และค่า M จะลดลงเรื่อยตาม Stress level ที่เกิดขึ้น

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีผู้ศึกษาถึงเรื่องการวิเคราะห์หาค่าโมดูลัสของดิน (Young's Modulus , E_u) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่า ค่า Young's Modulus ที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่าสูงกว่ค่า Young's Modulus ที่ทดสอบได้จากห้องทดสอบ (Laboratory Test) จนได้มีการคิดค้นวิธีการวัด Strain ในตัวอย่างโดยตรง (Local Strain Measurement) จึงได้พบว่าค่า Young's Modulus ของดินจะไม่คงที่ แต่จะแปรผันกับค่า Strain ของดิน โดยจะพบว่าที่ระดับของ Strain ต่ำๆ โมดูลัสของดินจะมีค่าสูงมาก และแสดงความสัมพันธ์ที่ไม่เป็นเส้นตรง (Non linear behavior) โดยความชันของกราฟจะสูงมากที่ Strain ต่ำ แต่ที่ระดับของ Strain สูงๆ ความชันของกราฟก็จะลดลง (ดังแสดงในรูปที่ 2.22)

จากรูปจะเห็นได้ว่าค่า Young's Modulus จะต่างกันอย่างมากที่ระดับของ Strain ต่ำๆ ในส่วนของงานโครงสร้างใต้ดิน อาทิเช่น อุโมงค์, กำแพงใต้ดิน จะพบว่าค่า Shear Stiffness (G) จะแปรเปลี่ยนไปตามค่า Shear Strain (ϵ_s) โดยในกรณีของกำแพง Rigid Wall ซึ่ง Strain level จะมีค่าอยู่ในช่วง 0.01% ถึง 0.10 % เท่านั้น (ดังแสดงในรูปที่ 2.23) ซึ่งค่า Shear Modulus ใน Strain ช่วงนี้จะสูงกว่าที่การทดสอบแบบธรรมดาในห้องทดสอบ (Conventional Laboratory Test)



รูปที่ 2.22 แสดงการวัด Strain ในการทดสอบ

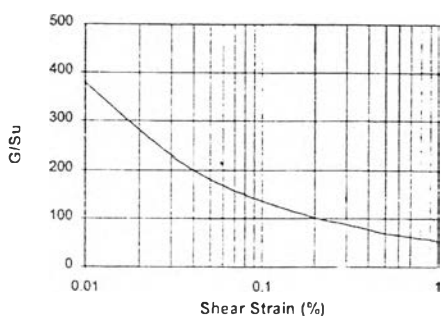


รูปที่ 2.23 แสดง Typical Strain Range

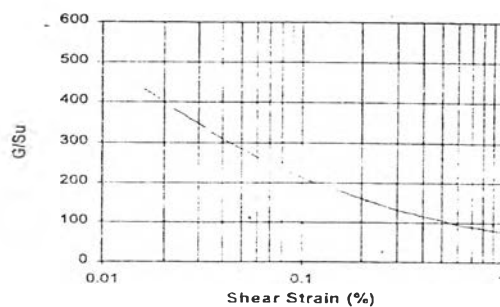
จากทฤษฎีของ Elasticity สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า E_u และ G ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (ดังแสดงในรูปที่ 2.24) ได้ดังนี้

$$E_u = 2G(1+V) \tag{2.27}$$

- เมื่อ E_u = Undrained Yong's Modulus
- G = Shear Modulus
- V = อัตราส่วนปริมาตรของดินเหนียว ($V = 0.5$)



a. Bangkok Soft Clay



b. Bangkok Stiff Clay

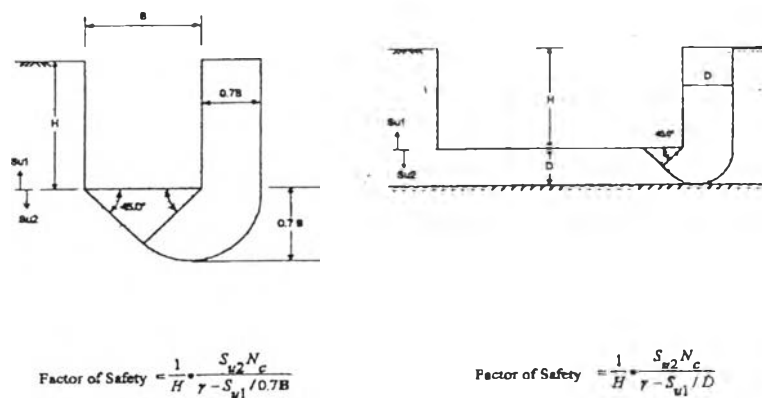
รูปที่ 2.24 แสดงผลการทดสอบ Pressure meter test ของดินกรุงเทพฯ (Teparaksa,1999)

ในปัจจุบันได้มีผู้ทำการวัดค่า Shear Modulus ที่ระดับ Small Strain ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ทั้งในห้องทดลองและในสนามโดยค่า Shear Modulus (G_{max}) ซึ่งอยู่ระหว่าง $300 \cdot S_u$ ถึง $500 \cdot S_u$ โดยแปลงเป็นค่า Young's Modulus ก็จะมีค่าอยู่ระหว่าง $900 \cdot S_u$ ถึง $1500 \cdot S_u$ (Shibuya et al ,1997) นอกจากนี้ยังมีการทดลองหาค่า G_{max} ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้ Bender Element Test พบว่า G_{max} มีค่าอยู่ในช่วง $440 \cdot S_u$ ถึง $570 \cdot S_u$ (Teramast N., 1998)

2.7.2 Factor of safety against basal heave (FS.)

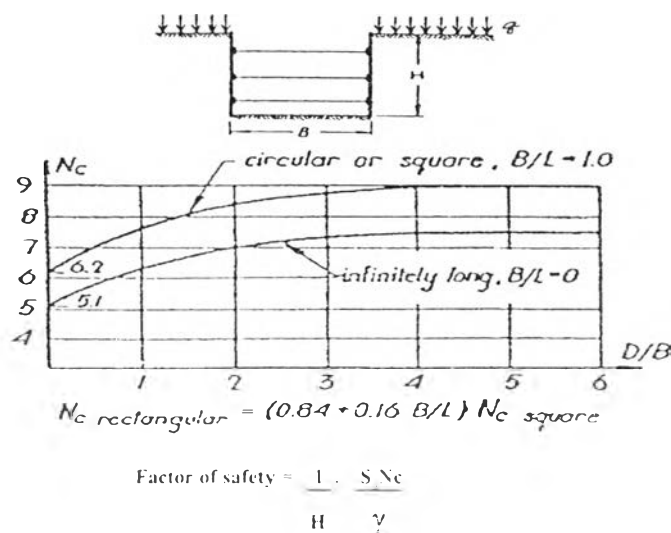
ในงานขุดดินแบบค้ำยัน พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินรอบบริเวณบ่อขุดจะเกิดการเพิ่มมากขึ้นด้วย ซึ่งมีสาเหตุเบื้องต้นมาจากหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ที่กระทำมีค่ามากขึ้นขณะที่ค่า Factor of safety against basal heave (FS.) มีค่าลดลง

Terzaghi (1943) ได้ใช้หลักการของ Bearing Capacity and Shallow Foundation Concept ในการคำนวณค่า FS. สำหรับงานขุดแบบตันและกว้างเมื่อค่าของ H/B น้อยกว่า 1 (ดังแสดงในรูปที่ 2.25)



รูปที่ 2.25 แสดงการวิเคราะห์หา FS. against basal heave (Terzaghi ,1943)

Bjerrum และ Eide (1955) ได้ให้นิยามในการคำนวณค่า FS. สำหรับงานขุดแบบลึกและแคบเมื่อค่าของ H/B มากกว่า 1 (ดังแสดงในรูปที่ 2.26)

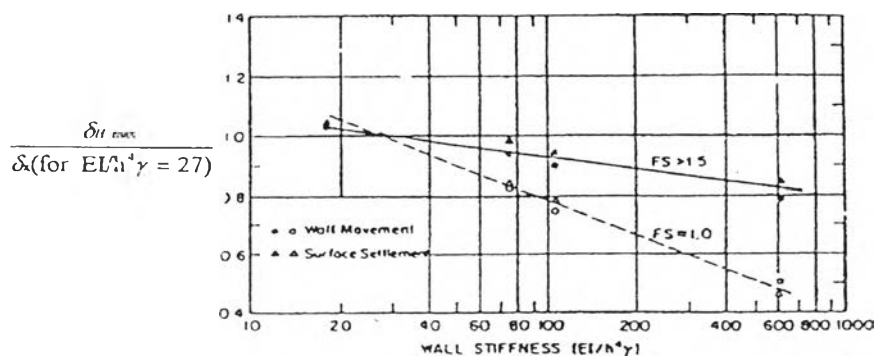


รูปที่ 2.26 แสดงการวิเคราะห์หา FS. against basal heave (Bjerrum และ Eide ,1955)

2.7.3 ระบบโครงสร้างค้ำยัน

2.7.3.1 สติฟเนสของกำแพงกันดิน (Walls Siffness, EI)

Mana และ Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสติฟเนสของกำแพงกันดินแบบใช้ค้ำยันในงานขุดขนาดลึกประมาณ 9-15 เมตร ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธี Finite element method จากข้อมูลที่วัดได้สนามจำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่าสติฟเนสของกำแพง (EI) จำนวน 4 ค่า คือ 5,310, 8,088, 22,200 และ 18,300 ตัน-ตารางเมตร/เมตร ซึ่งได้ แสดงผลในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{H_{max}} / \delta_x$ (for $EI/h^4\gamma = 27$)) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติฟเนสของกำแพง ($EI/h^4\gamma$) ซึ่งอยู่ใน Semi-log (เมื่อ h คือ ระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำยัน และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของชั้นดิน) พบว่าสติฟเนสของกำแพงกันดิน (EI) และระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำยัน (h) มีความสัมพันธ์กับ Factor of safety against basal heave (FS.) การเพิ่มค่า EI และลดค่า h ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{H_{max}}$) ลดลงมากเมื่อมีค่า FS. น้อยกว่า 1 (ดังแสดงในรูปที่ 2.27)

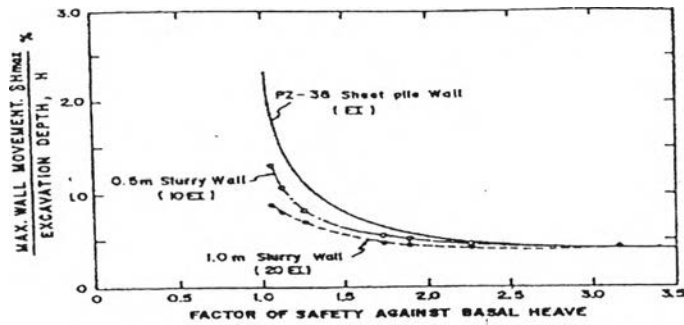


รูปที่ 2.27 แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน

($\delta_{H_{max}} / \delta_x$ (for $EI/h^4\gamma = 27$)) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติฟเนสของกำแพงกันดิน ($EI/h^4\gamma$) (Mana และ Clough ,1981)

Wong , Broom และ Goh (1990) พบว่านอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน กับค่าความลึกของการขุด ($\delta_{max} / H, \%$) จะลดลงอย่างรวดเร็ว เมื่อสติฟเนสของกำแพงกันดิน มีค่าตั้งแต่ 2,000 ตัน/ตารางเมตร/เมตร ขึ้นไป

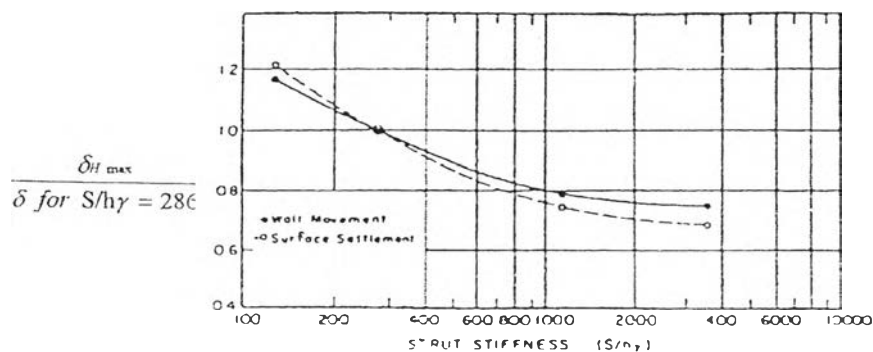
Clough, Hansen และ Mana (1979) พบว่า กำแพงกันดินที่ค่าสติฟเนสต่ำ มีผลทำให้กำแพงกันดิน เกิดการเคลื่อนตัวมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่องานขุดนั้นมีความ FS. ต่ำ แต่ค่าสติฟเนส (EI) ของกำแพงกันดิน แทบจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของ กำแพงกันดิน เมื่องานขุดมีความ FS. สูง (ดังแสดงในรูปที่ 2.28)



รูปที่ 2.28 แสดงผลของค่าสติฟเนสของกำแพงกันดินต่อปริมาณการเคลื่อนตัว ด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (Clough, Hansen และ Mana ,1979)

2.7.3.2 สติฟเนสของค้ำยัน (Strut Stiffness , S)

Mana and Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสติฟเนสของค้ำยันที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน โดยได้แสดงในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัว ด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax} / δ_x (for $S/H\gamma = 286$) กับ นอร์มัลไลซ์ค่า สติฟเนสของค้ำยัน ($S / H\gamma$) พบว่าการเพิ่มค่าสติฟเนสของค้ำยัน (S) จะทำให้ค่า δ_{Hmax} ลดลงแต่ไม่มีผลเมื่อค่าสติฟเนสของค้ำยันมีค่าสูงมาก(ดังแสดงในรูปที่ 2.29)



รูปที่ 2.29 แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax} / δ_x (for $S/H\gamma = 286$) กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติฟเนสของ กำแพงกันดิน ($S / H\gamma$) (Mana และ Clough ,1981)

2.7.3.3 ระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน (Vertical Strut Spacing , h)

ผลของระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน ที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (h) ของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax}) จะแสดงในทอมของสติฟเนสของกำแพง (EI) และค่าสติฟเนสของค้ำยัน (S) (ดังแสดงในรูปที่ 2.27 และ รูปที่ 2.29) จะเห็นได้ว่าค่า h เพียงเล็กน้อยจะทำให้ค่า h⁴ มีค่ามาก โดยจะมีผลให้ค่า δ_{Hmax} เปลี่ยนแปลงไปด้วย

สำหรับระยะห่างในแนวตั้ง (h) ของการติดตั้งค้ำยันในชั้นแรก ซึ่งจะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเสี้ยวรูปแบบคานยื่น (Cantilever) นั้น Peck (1969) และ Clough Davidson (1977) ได้แนะนำว่าไม่ควรมีค่าเกิน $2S_u / \gamma$ (เมื่อ S_u คือกำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ และ γ คือหน่วยน้ำหนักรวมของดิน) ซึ่งจะทำให้เกิดค่า δ_{Hmax} เกิดขึ้นมาก โดยเฉพาะหากทำการติดตั้งค้ำยันล่าช้า

2.7.3.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Preloading of strut)

วันชัย (2534) พบว่า ระบบการอัดแรงในค้ำยันหรือการ Preload ใน Strut จะช่วยลดปัญหาการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและสามารถลดการเกิดปัญหาการทรุดตัวของดินรอบๆ โครงการ อย่างไรก็ตาม การ Preload ใน Strut จำเป็นที่จะต้องออกแบบให้เหมาะสมกับสภาพในสนาม อัตราการ Preload ไม่จำเป็นต้องเท่ากันทุกครั้งไป ควรประยุกต์ให้เหมาะสมกับลักษณะและสภาพของโครงการ

การ Preload นั้นเป็นวิธีเพิ่มประสิทธิภาพของ Strut ทั้งนี้ในขณะที่ Preload ใน Strut นั้น แรงกระทำ 100% จากแรง Preload จะถ่ายเข้าสู่กำแพงกันดิน ในขณะที่แรงต้าน Resistance หรือ Reaction จะถ่ายเข้าสู่ Strut แรง Reaction ที่ถ่ายเข้าสู่ Strut จะเกิดการสูญเสีย โดยที่แรงกระทำจะลดลงประมาณ 80% ที่ระยะห่างจากจุด Preload ประมาณ 12 เมตร หรือ 2 Bay ของค้ำยัน จากเหตุผลดังกล่าวจึงควรมีการ Preload จำนวน 2 จุดใน Strut หนึ่งเส้น คือ Preload บริเวณที่จุดใกล้กับกำแพงกันดินมากที่สุดทั้ง 2 ด้าน (ส่วนใหญ่จะเป็น Bay แรก) การ Preload ด้านใดด้านหนึ่งหรือ Preload บริเวณกึ่งกลางของความยาว Strut จะไม่ช่วยอะไรทั้งสิ้น ดังนั้นการ Preload มิใช่คือการอัดแรงเข้าไปใน Strut อย่างเดียว แต่ต้องคำนึงถึงผลลัพธ์ที่จะได้ และผลเสียที่จะเกิดขึ้นด้วย

2.7.3.5 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิต่อแรงอัดในค้ำยัน

เนื่องจากค้ำยัน (Strut) เป็นโครงสร้างเหล็กที่สามารถขยายตัวหรือหดตัวได้ เมื่ออุณหภูมิของอากาศเกิดการเปลี่ยนแปลงขึ้น จึงมีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาผลของอุณหภูมิ เนื่องจากงานก่อสร้างในประเทศไทยมีอากาศร้อนอยู่แล้ว ความสัมพันธ์ระหว่าง Stress ที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างค้ำยันกับอุณหภูมิที่เปลี่ยนไปสามารถประมาณได้ดังนี้ (Teparaksa, 1995)

$$\Delta\sigma' = 0.000011 \times E_s \times \Delta t \quad (2.28)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} \Delta\sigma' &= \text{Axial Stress} \\ \Delta t &= \text{อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงในหน่วย } ^\circ\text{C} \\ E_s &= \text{โมดูลัสของค้ำยันเหล็กในหน่วย ksc} \end{aligned}$$

2.7.3.6 การเกิด Over Stress ในค้ำยัน

เนื่องจากระบบโครงสร้างของค้ำยันเหล็กในระบบป้องกันดินนั้น เป็นระบบโครงสร้างค้ำยันชั่วคราว (Temporary Work) ดังนั้นในการออกแบบ จึงยอมให้เกิดค่า Over Stress ในโครงสร้างของค้ำยันเหล็กได้ แต่ไม่ควรเกิน 30% (Teng, 1980) ทั้งนี้ เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในตัวของระบบโครงสร้างค้ำยัน โดยจะกำหนดให้คิดค่าของ Over Stress เฉพาะในแรงอัดเท่านั้น ซึ่งไม่รวมถึงค่า Bending Stress จะได้ค่า Acting Axial Stress จะมีค่าลดลงดังนี้

$$F = \frac{\text{Force}}{1.3 \times \text{Area}} \quad (2.29)$$

2.7.4 ขนาดของงานขุด (Geometric Condition)

2.7.4.1 ความลึกของการขุด (Depth of Excavation , H)

เมื่อความลึกของการขุด (H) มีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax}) มีค่าเพิ่มมากขึ้นด้วย

Wong and Broms (1989) พบว่า ความลึกของการขุด (H) มีผลต่อค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) ถ้าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u คงที่ตลอดความลึกแล้ว ค่าของความลึกของการขุด (H) กับค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) จะมีความสัมพันธ์เป็นแบบเชิงเส้นตรงกัน โดยที่การขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u ต่ำจะทำให้ค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) มีค่าสูงกว่าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u สูง แต่สำหรับการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u เพิ่มขึ้นตามความลึกที่ขุดมีแนวโน้มว่าค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) อาจลดลง

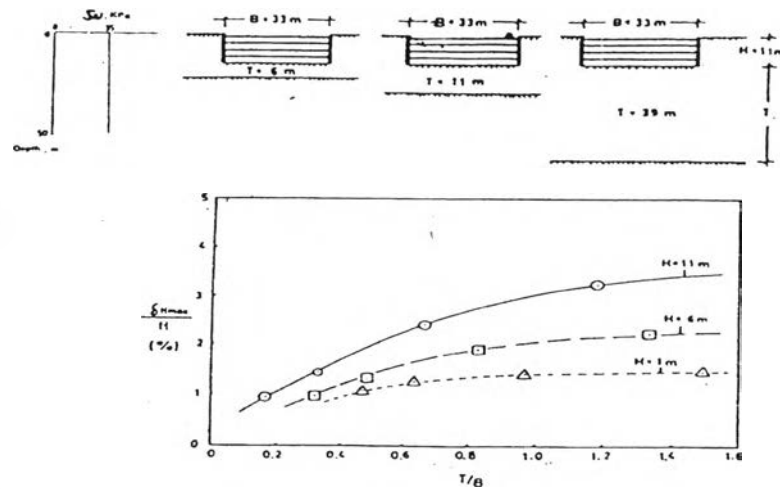
2.7.4.2 ความกว้างของการขุด (Width of excavation , B)

Wong and Broms (1989) กล่าวว่าถ้าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u คงที่ตามความลึก และมีความหนามาก Plastic Yielding จะไม่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดแล้ว ค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) จะเพิ่มขึ้นตามความกว้างของการขุด (B) โดยมีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นตรง (Linear)

2.7.4.3 ความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง (Thickness of soil below the bottom of excavation to hard stratum , T)

ชั้นดินเหนียวในส่วนที่อยู่ใต้บ่อขุดลงมาถึงชั้นดินแข็งมีความหนาเป็น T จะมีผลต่อค่า ($\delta_{Hmax} / H, \%$) เนื่องจากดินในส่วนนี้อาจจะเกิดสภาวะหน่วยแรงที่จุดคราก (Yield) ได้ ซึ่งจะทำให้ดินในส่วนนี้เกิดการเคลื่อนตัวสูง ทั้งนี้เพราะค่า N_c เปลี่ยนแปลงไม่มากในกรณีที่ความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนมีไม่มากนัก

Wong and Broms (1989) พบว่า การขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u คงที่ตามความลึกซึ่งใช้กำแพงกันดินที่มีปลายล่างไม่ได้หยั่งถึงชั้นดินแข็ง (Free end support) จากความสัมพันธ์ระหว่างค่า $(\delta_{Hmax} / H, \%)$ กับ T/B โดยที่เมื่อค่า T/B เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า $(\delta_{Hmax} / H, \%)$ มีค่าที่เพิ่มขึ้นตามด้วย และที่ค่า T/B ประมาณ 0.5 ขึ้นไปพบว่าจะมีผลต่อค่า $(\delta_{Hmax} / H, \%)$ ไม่มากนัก (ดังแสดงในรูปที่ 2.30)



รูปที่ 2.30 แสดงนอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินกับอัตราส่วน T/B (Wong and Broms ,1989)

2.7.5 วิธีการก่อสร้าง (Method of construction)

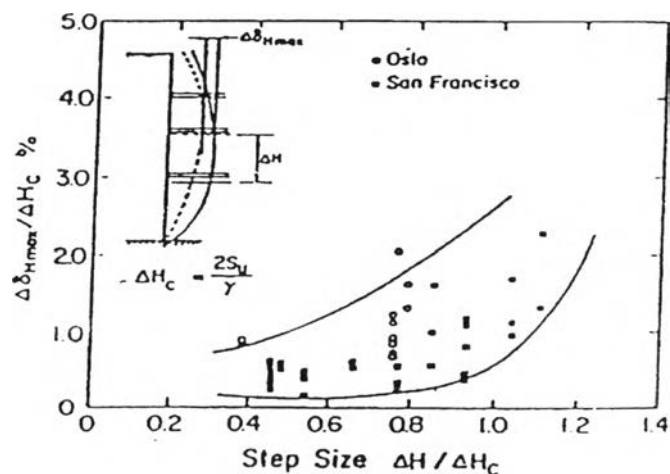
วิธีการก่อสร้างมีผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวหรือกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวได้ โดยอาจจะเกิดขึ้นก่อนมีการขุดดิน เช่น ผลจากการเตรียมงานในสนาม, การตรวจสอบตำแหน่งและสาธารณูปโภคที่อยู่ใต้ดิน, การรื้อฐานรากเดิม, การเจาะดินเพื่อทำฐานรากเสาเข็มเจาะ เป็นต้น

ในระหว่างการทำงานขุดดิน ตัวประกอบที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวของดิน ได้แก่ ประสิทธิภาพของการทำงาน เช่น ความชำนาญและความรวดเร็วในการทำงาน, ขั้นตอน-วิธีการขุดดิน เช่น Excavation Step และ Berm Size และ Dewatering นอกจากนี้ปัญหาของระยะเวลาภายหลังการขุดดินแล้วเสร็จก็เป็นตัวประกอบที่ทำให้เกิดการทรุดตัวและกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้นอีกด้วย

2.7.5.1 ขนาดลำดับขั้นตอนการขุด (Excavation Step size , ΔH)

ความลึกของการขุดดินที่เพิ่มขึ้นในแต่ละขั้นตอนของการขุด (ΔH) จะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง (δ_H) ในปริมาณที่เพิ่มขึ้น ซึ่งปริมาณการเคลื่อนตัวนี้จะขึ้นอยู่กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (S_u) ที่เปลี่ยนไปตามความลึกที่ขุด

Clough, Hansen และ Mana (1979) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\delta_{Hmax}/\Delta H_c$ กับ $\Delta H/\Delta H_c$ (ดังแสดงในรูปที่ 2.31) พบว่า เมื่อค่าของ $\Delta H/\Delta H_c$ มีค่ามากกว่า 0.80 จะทำให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้น



รูปที่ 2.31 แสดงผลของ ΔH ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (δ_{Hmax}) ของกำแพงกันดิน (Clough, Hansen และ Mana , 1979)

2.7.5.2 ขนาดของคันดิน (Berm size , W)

Burland (1979) กล่าวว่า ในการขุดดินหากทำการทิ้งคันดิน (Berm) ไว้กว้าง และสามารถที่จะขุดคันดินออกพร้อมกับติดตั้งระบบค้ำยันให้เสร็จสิ้นภายในเวลาอันรวดเร็วจะช่วยลดค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน (δ_H) และการทรุดตัวของผิวดิน (δ_v) ด้านหลังกำแพงกันดินได้

2.8 การใช้วิธี Finite Element Method ในการวิเคราะห์ระบบก้ำแพงกันดิน

วิธี Finite Element เป็นหนึ่งในหลายวิธีที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในรูปร่างแบบอีลาสติก (Elastic bodies) โดยที่วิธีนี้สามารถจะวิเคราะห์ความเค้นและการเคลื่อนที่ (Displacement) ในสภาพ Non-homogeneous ได้ดีเท่ากับสภาพ Homogenous ประโยชน์ของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ (Finite Element Method) ถ้าเปรียบกับวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) จะสามารถจะประยุกต์ใช้ได้กับวัสดุที่มีรูปร่างและคุณสมบัติต่างๆ , สามารถกำหนดให้แต่ละเอลลิเมนต์มีคุณสมบัติต่างกันได้ , สามารถกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัว แรงดันน้ำ และความเค้นเบื้องต้นในแต่ละเอลลิเมนต์ได้ , สามารถที่จะกำหนดความแม่นยำในการคำนวณให้อยู่ในขอบเขตที่ต้องการได้ และสามารถประเมินผลของปัญหาที่วัสดุมีคุณสมบัติเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Non-linear) , อีลาสติก (Elastic) หรือ อีลาสโตพลาสติกได้ (Elasto- Plastic)

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหา โดยทำการแบ่งมวลดินเป็นเอลลิเมนต์ย่อยๆ ที่ต่อเนื่องกัน ในเอลลิเมนต์หนึ่งๆจะมี Stress-Strain law และ Failure Criteria ที่กำหนดให้ จุดต่อของเอลลิเมนต์ที่ต่อกับเอลลิเมนต์ข้างเคียง ซึ่งเรียกว่า Nodal Point ในด้านของปฐพีกลศาสตร์จะใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์เพื่อจะหาค่าหน่วยแรง, ความเครียดและการเคลื่อนที่ในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ คือ ค่าสติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลลิเมนต์ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปริมาตรของ (V) และโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_u) และเนื่องจากมี Nodal Point เป็นจำนวนมาก จึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ Nodal Point มากด้วย การแก้สมการเหล่านี้จะต้องใช้วิธี Matrix Algebra และ Compatibility ของ Deformation between element

คำตอบของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ จะอยู่ในรูปของการสมมูล และ Compatibility ของ Nodal Point ซึ่งจะได้สมการต่างๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ Matrix คือ

$$\{ F \} = [K] \{ \delta \} \quad (2.30)$$

โดยที่

F	=	Vector of applied nodal force
K	=	Stiffness matrix
δ	=	Unknown nodal displacement vector

สำหรับโปรแกรมวิเคราะห์ Plaxis ที่ใช้ในการคาดคะเนพฤติกรรมต่างๆ โดยในการศึกษาได้ใช้ Mohr-Coulomb modal ซึ่งมีสมมุติฐานของโปรแกรม Plaxis ดังนี้

1. ดินเป็น Non-linear elastic
2. ค่าพารามิเตอร์ที่ต้องกำหนด คือ E_u และ ν
3. หลักการวิบัติโดยอาศัยกฎของ Mohr-Coulomb Failure โดยใช้ค่า C และ ϕ
4. กำแพงกันดินจะใช้เป็น Beam element โดยกำหนดค่าสตีฟเนส (EI)
5. Yield function (f) สำหรับ Mohr-Coulomb modal (ดังแสดงในรูปที่ 2.32)

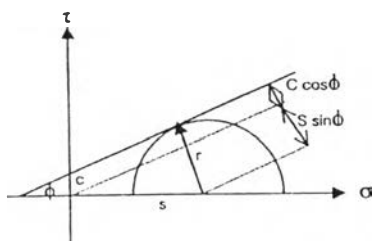
กำหนดให้

$$f \equiv r - s \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

เมื่อ

r = Radius of Mohr's stress circle

s = Center of Mohr's stress circle

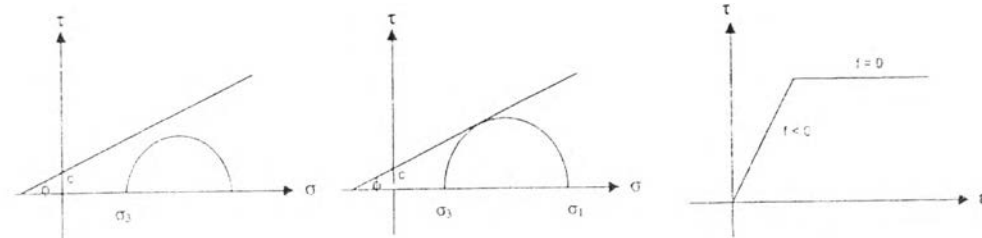


รูปที่ 2.32 แสดง Yield function (f) สำหรับ Mohr-Coulomb modal

กรณีที่ $f \leq 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Elastic Point (ดังแสดงในรูปที่ 2.33)

กรณีที่ $f = 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Plastic Point (ดังแสดงในรูปที่ 2.34)

หรืออยู่ใน Elastic-Plastic Point (ดังแสดงในรูปที่ 2.35)

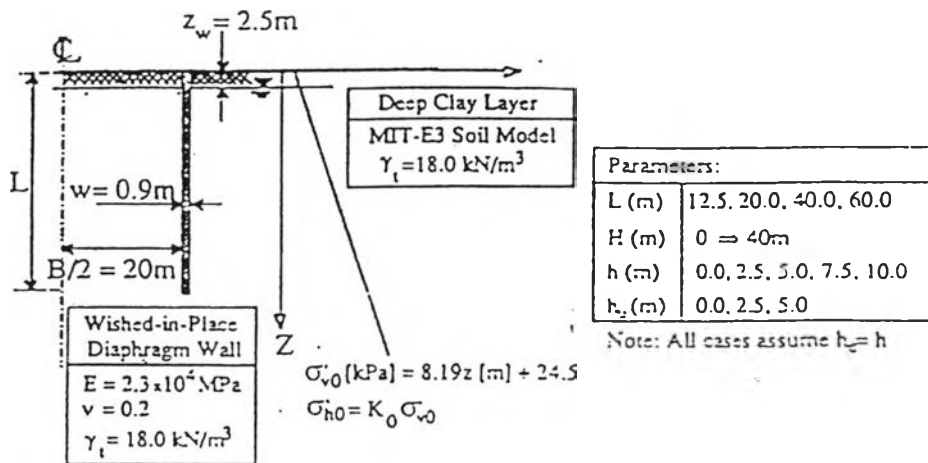


รูปที่ 2.33 แสดง Elastic Point

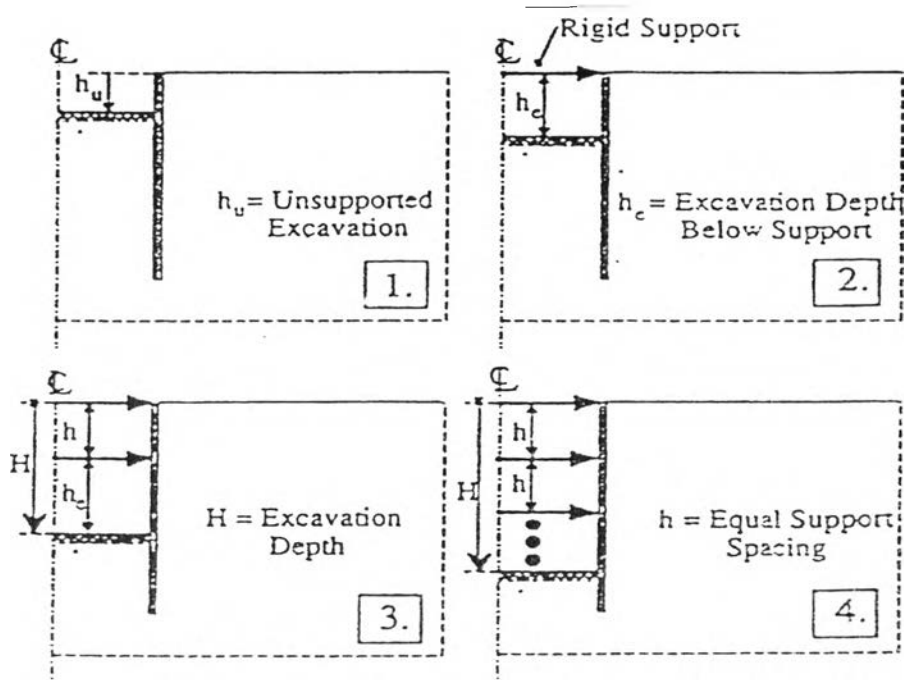
รูปที่ 2.34 แสดง Plastic Point

รูปที่ 2.35 แสดง Elastic-Plastic

การใช้โปรแกรมวิเคราะห์ Finite Element method (Hashash and Whittle, 1966) ในการคาดคะเนพฤติกรรมต่างๆ ของกำแพงกันดิน สำหรับงานขุดดินลึก (Deep Excavation) โดยในการป้อนข้อมูลและพารามิเตอร์ต่างๆ จะมีเงื่อนไขในการป้อนข้อมูลและข้อมูลลำดับของการขุดดิน (ดังแสดงในรูปที่ 2.36 และ 2.37)



รูปที่ 2.36 แสดง Initial Conditions and Summary of Geometric Parameters



รูปที่ 2.37 แสดง Excavation Sequence in Finite Element method