

# การตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำด้วยโปรแกรม Plaxis 2D



นายจักรกฤษณ์ ยืนยงค์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ปีการศึกษา 2560

**STABILITY INVESTIGATION OF FLOOD WALL  
STRUCTURE USING PLAXIS 2D**



**Chakkrid Yeanyong**

**A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the  
Degree of Master of Engineering in Civil Engineering**

**Suranaree University of Technology**

**Academic Year 2017**

## การตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำด้วยโปรแกรม Plaxis 2D

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นักศึกษานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา  
ตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



---

(ศ. ดร.พานิช วุฒิพิทักษ์)

ประธานกรรมการ



---

(ศ. ดร.สุขสันติ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



---

(อาจารย์ ดร.เอกวุฒิ ศิริรักษ์)

กรรมการ



---

(ศ. ดร.สันติ แม่นศิริ)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและพัฒนาความเป็นสากล



---

(รศ. ร.อ. ดร.กนต์ชร ชำนิประศาสน์)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

จักรกฤษณ์ ยืนยงค์ : การตรวจสอบเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำด้วยโปรแกรม Plaxis 2D (STABILITY INVESTIGATION OF FLOOD WALL STRUCTURE USING PLAXIS 2D) อาจารย์ที่ปรึกษา : ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 99 หน้า

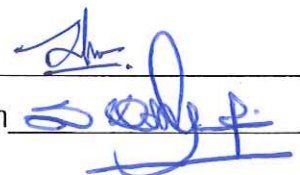
เขตนิกมอุตสาหกรรมนวนคร เป็นที่ตั้งของบริษัทชั้นนำระดับโลกที่ให้บริการด้านอุตสาหกรรมหลายประเภท ตั้งอยู่ในจังหวัดปทุมธานี และมีพื้นที่มากกว่า 10 ตารางกิโลเมตร อุทกภัยปี 2554 ทำให้มีน้ำท่วมรอบเขตนิกมอุตสาหกรรมนวนครสูงประมาณ 4.7 เมตร เป็นเวลา 2 เดือน ดังนั้นจึงได้มีการสร้างกำแพงป้องกันน้ำท่วมถาวรขึ้น 3 ประเภท รอบเขตนิกมเพื่อสร้างความมั่นใจให้แก่นักลงทุน งานวิจัยนี้ประเมินความปลอดภัยและเสถียรภาพของกำแพงกันน้ำทั้งสามประเภทต่อปัญหาน้ำท่วม การประเมินผลการป้องกันน้ำท่วมแบ่งออกเป็น 3 ส่วนหลักคือ การสำรวจพื้นที่และชั้นดิน การตรวจสอบโครงสร้างกำแพงกันน้ำ และการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ การสำรวจชั้นดินประกอบด้วยทดสอบหลุมเจาะ การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน การอัดตัวคายน้ำ และการทดสอบแรงอัดสามแกน เพื่อสำรวจลักษณะของชั้นดินและหาพารามิเตอร์ทางวิศวกรรมปฐพี การตรวจสอบกำแพงกันน้ำประกอบด้วยทดสอบทางกล ได้แก่ Schmidt Hammer test, Ferro scan test, และ Hardness test รวมไปถึงการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต สูดท้ายวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ถูกนำมาใช้เพื่อประเมินเสถียรภาพภายในและภายนอกของระบบกำแพงป้องกันน้ำและคาดการณ์การซึมผ่านน้ำได้กำแพงเข้าสู่เขตอุตสาหกรรม งานวิจัยนี้นำเสนอข้อมูลที่เป็นประโยชน์สำหรับวิศวกรและผู้ออกแบบทางวิศวกรรมปฐพี ซึ่งเป็นแนวคิดในการสำรวจโครงสร้างกำแพงกันดินและชั้นดิน และการประยุกต์ใช้วิธีเชิงตัวเลขในการแก้ไขปัญหาทางวิศวกรรมปฐพี

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2560

ลายมือชื่อนักศึกษา

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา



CHAKKRID YEANYONG : STABILITY INVESTIGATION OF FLOOD  
WALL STRUCTURE USING PLAXIS 2D. THESIS ADVISOR : PROF.  
SUKSUN HORPIBULSUK, Ph.D., 99 PP.

## NATURAL DISASTER/ FLOOD WALL PROTECTION/ FINITE ELEMENT ANALYSIS

Nava Nakorn Industrial is a home of world-class companies that serves many types of industries located in Pathumthani Province, Thailand with an area of more than 10 km<sup>2</sup>. In 2011, the natural disaster, flooding up to about 4.7 m for 2 months caused the negative impacts in this industrial zone. Therefore, the 3 types permanent flood walls were built around the industrial area to ascertain the safety and to build the confidence for the investors. This study evaluated the safety and stability of the three flood walls against the flooding problem. The flood wall protection evaluation has been divided into three main assessments, including site investigation and soil exploration, examination of the existing flood wall structures, and finite element analysis of their stability. The site investigation and soil exploration, included boring, physical, consolidation and triaxial tests to explore the soil profile and geotechnical parameters. To evaluate the existing the flood wall protection, the mechanical tests, including in-situ Schmidt Hammer test, Ferro scan test, Hardness test, as well as laboratory compressive strength test of cored concrete have been undertaken. Finally, finite element method using Plaxis 2D was carried out to evaluate the internal and external stabilities of the flood wall systems and to predict the water seepage beneath the flood wall protection into the industrial zone. The research provides the useful insight for

geoenvironmental engineers and designers into the investigation of the wall structure and soil parameters and the finite element analysis for solving geotechnical problem.



School of Civil Engineering

Academic Year 2017

Student's Signature \_\_\_\_\_

Advisor's Signature \_\_\_\_\_

*[Handwritten signatures in blue ink]*

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฎ
<b>บทที่</b>	
<b>1 บทนำ</b> .....	<b>1</b>
1.1 ที่มาความสำคัญและปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	3
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
<b>2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b> .....	<b>5</b>
2.1 บทนำ.....	5
2.2 ประเภทของกำแพงกันดิน.....	5
2.3 แรงดันด้านข้างของดิน.....	9
2.4 แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง.....	10
2.5 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของ Rankine.....	12
2.6 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของ Coulomb.....	18
2.7 เสถียรภาพของกำแพงกันดิน.....	23
2.8 คุณสมบัติการซึมผ่านและไหลผ่านของน้ำ.....	24
2.9 พลังงานการไหล.....	25
2.10 กฎของคาร์ซี.....	28

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
2.11 ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน.....	30
2.12 การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในห้องปฏิบัติการ.....	32
2.13 กรณีศึกษา.....	33
<b>3 วิธีการดำเนินการ.....</b>	<b>40</b>
3.1 บทนำ.....	40
3.2 การทดสอบในสนาม.....	41
3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ.....	46
3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลเมนต์.....	59
<b>4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์.....</b>	<b>62</b>
4.1 บทนำ.....	62
4.2 การทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำ.....	62
4.3 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดิน.....	71
4.4 ขอบเขตการวิเคราะห์.....	80
4.5 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	80
4.6 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์.....	82
<b>5 บทสรุป.....</b>	<b>94</b>
5.1 สรุปผล.....	94
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	95
รายการอ้างอิง.....	96



## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	ค่า Coefficient of earth pressure at rest..... 12
2.2	ค่าสัมประสิทธิ์ $K_p$ ของ Shields and Tolunay (1973) เมื่อ $(\beta = 0)$ ..... 21
2.3	ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านสำหรับดินชนิดต่างๆ Das (1983)..... 31
3.1	ค่าอัตราส่วนปัวซองของดิน Bowles (1996)..... 61
4.1	ผลการวัดค่าการสะท้อนกลับของสปริง BH-1 ถึง BH-5..... 63
4.2	ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม..... 66
4.3	ผลการสุ่มสำรวจกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยของเหล็กเสริม..... 68
4.4	ผลการทดสอบกำลังอัดเฉลี่ยของคอนกรีต..... 69
4.5	พารามิเตอร์ของชั้นดิน..... 81
4.6	พารามิเตอร์ที่ขบเท่าของ โครงสร้างกำแพงกันน้ำ..... 82

## สารบัญรูป

รูปที่		หน้า
1.1	ลักษณะของกำแพงกันน้ำ PC Corrugated Sheet Pile.....	2
2.1	ชนิดของกำแพงกันดิน (Gaba et al. 2003).....	6
2.2	Gravity wall and Reinforced Concrete Cantilever.....	7
2.3	Buttress wall and Counterforce wall.....	7
2.4	ลักษณะกำแพงกันดินแบบฝังลงในดิน.....	8
2.5	กำแพงกันน้ำนิคมอุตสาหกรรมนวนคร จ.ปทุมธานี.....	8
2.6	ลักษณะการเกิดแรงดันดินด้านข้าง.....	9
2.7	(A) แรงดันดินที่ความลึก Z, (B) การกระจายแรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่งและแรงดันน้ำ.....	10
2.8	ระนาบการวิบัติตามทฤษฎีของ Rankine (a) Rankine active state, (b) Rankine passive state.....	12
2.9	แรงดันดินด้านข้างตามทฤษฎีของ Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined.....	13
2.10	การวิบัติของดินในสภาวะ Active.....	14
2.11	Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะ Active.....	14
2.12	การวิบัติของดินในสภาวะ Passive.....	16
2.13	Circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะ Passive.....	16
2.14	การกระจายแรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ Passive.....	17
2.15	Free body diagram ในกรณีที่คิดแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง (Active).....	19
2.16	ระนาบการวิบัติจริงในสภาวะ Active.....	20
2.17	ระนาบการวิบัติจริงในสภาวะ Passive.....	21
2.18	กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $K_p$ กับ $\phi'$ (BS 8002, 1994).....	22
2.19	(a) กำแพงขาดเสถียรภาพภายนอก, (b) กำแพงขาดเสถียรภาพภายใน.....	23
2.20	แรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall.....	24
2.21	การไหลของน้ำในดินขึ้นอยู่กับขนาดของโพรงระหว่างเม็ดดิน (McCarthy 1981).....	25
2.22	แสดงเสทรวม เสทความดัน และเสทระดับจากการไหลของน้ำผ่านดิน.....	27

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.23	การเปลี่ยนแปลงระหว่างความเร็วของการไหลเทียบกับความลาดเชิงชลศาสตร์..... 27
2.24	การหาความเร็วการไหลที่แท้จริง..... 29
2.25	การเปลี่ยนแปลงความเร็วในการไหลเทียบกับความลาดเชิงชลศาสตร์..... 30
2.26	การเคลื่อนตัวของเข็มพีคในชั้นดินเหนียวอ่อน (Phamavan 1984)..... 33
2.27	ระนาบการวิบัติจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM (Seed et al 2008)..... 34
2.28	ภาพตัดชั้นดินก่อนและหลังการวิบัติ (Seed et al. 2008)..... 35
2.29	ความสัมพันธ์ระหว่าง FS กับระดับน้ำที่เพิ่มขึ้น (Seed et al. 2008)..... 35
2.30	ระนาบการวิบัติแบบลาดดินในชั้นดินเหนียว (Duncan et al. 2008)..... 36
2.31	(a) Slope Stability Analysis. (Duncan et al. 2008), (b) Pore Pressure vs Distance from Wall. (Duncan et al. 2008)..... 37
2.32	ระนาบการวิบัติแบบลาดดินของชั้นทรายหลวม (Duncan et al. 2008)..... 38
3.1	แผนการดำเนินงานวิจัย..... 40
3.2	การทดสอบ Schmidt Hammer..... 41
3.3	การทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริมด้วยเครื่อง Ferro Scan..... 42
3.4	การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมในสนาม..... 43
3.5	การเก็บตัวอย่างคอนกรีตด้วยเครื่อง Core Drilling Machine..... 44
3.6	การกดทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต..... 44
3.7	การทดสอบดินในสนามพร้อมกับเก็บตัวอย่าง..... 45
3.8	รูปแสดงเครื่องมือการทดสอบแรงอัดสามแกน (Bishop and Bjerrum, 1960)..... 47
3.9	ความเค้นในการทดสอบแรงอัดสามแกน..... 47
3.10	การตัดแต่งตัวอย่างดินเหนียวให้ได้ขนาดตามที่ต้องการทดสอบ..... 49
3.11	การเตรียมอุปกรณ์และชุดทดสอบ Triaxial..... 49
3.12	ชุดอุปกรณ์เพิ่มแรงดันน้ำ Pneumatic Controller..... 50
3.13	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำที่เปลี่ยนแปลงกับสื่อการที่มของเวลา..... 51
3.14	การวิบัติของตัวอย่างดินเหนียวหลังการทดสอบ Triaxial Test..... 52
3.15	ไดอะแกรมเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำ..... 53



## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลากับอัตราส่วนความปลอดภัยกำแพงประเภทที่ 3.....	84
4.20 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน.....	85
4.21 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน.....	85
4.22 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน.....	85
4.23 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน.....	85
4.24 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน.....	86
4.25 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน.....	86
4.26 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน.....	86
4.27 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน.....	86
4.28 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน.....	87
4.29 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน.....	87
4.30 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน.....	87
4.31 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน.....	87
4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-1 (+5.20 m.).....	88
4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-2 (+5.20 m.).....	88
4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-3 (+5.20 m.).....	89
4.35 Shear forces in flood wall: Type-1.....	89
4.36 Shear forces in flood wall: Type-2.....	90
4.37 Shear forces in flood wall: Type-3.....	90
4.38 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับระดับน้ำ.....	91
4.39 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-1.....	91
4.40 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-2.....	92
4.41 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-3.....	92

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$\sigma'_h$	=	แรงดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง
$\alpha$	=	มุมด้านหลังกำแพงที่กระทำกับแนวราบ
$\delta$	=	มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงกับดิน
$\beta$	=	มุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ
$K_0$	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง
$K_a$	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Active
$K_p$	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะ Passive
$\gamma$	=	หน่วยน้ำหนัก
$\gamma_w$	=	หน่วยน้ำหนักของน้ำ
$\gamma_{sat}$	=	หน่วยน้ำหนักดินอิ่มตัวด้วยน้ำ
$H$	=	ความสูงของกำแพง
$z_0$	=	Tension zone
$P'_0$	=	แรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย
$P_a$	=	แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active
$P_p$	=	แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Passive
$P_h$	=	แรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง
$P_w$	=	แรงดันน้ำ
$PI$	=	ดัชนีพลาสติก
$PL$	=	พิกัดพลาสติก
$LL$	=	พิกัดเหลว
$\phi, \phi'$	=	มุมเสียดทานภายใน
$c, c'$	=	แรงยึดเหนี่ยวภายในของดิน
$S_u$	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ
$E$	=	พลังงานทั้งหมด
$m$	=	มวลของน้ำ
$g$	=	ค่าความโน้มถ่วงโลก

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

$z$	=	ระยะในแนวดิ่งเทียบกับตำแหน่งอ้างอิง
$u$	=	ความดันน้ำ
$V$	=	ปริมาตรของน้ำ
$v$	=	ความเร็วการไหลของน้ำ
$f_c'$	=	Maximum Compressive Strength
$f_u$	=	Ultimate tensile strength
$h$	=	Total head
$h_e$	=	Elevation head
$h_p$	=	Pressure head
$\Delta h$	=	Head loss
$i$	=	Hydraulic gradient
$e$	=	Void ratio
$k_h$	=	Coefficient horizontal permeability
$k_v$	=	Coefficient vertical permeability
$E'$	=	Young's modulus
$I$	=	Moment of inertia
$A$	=	Section area
$w$	=	Weight
$C_c$	=	Compression index
$C_s$	=	Swelling index
$OCR$	=	Over-consolidation ratio
$\nu$	=	Poisson's ratio
$FS$	=	Factor of safety
$FEA$	=	Finite element analysis
$SPT$	=	Standard penetration test

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบุคคลและกลุ่มบุคคลต่อไปนี้ ที่ได้ช่วยชี้แนะให้คำปรึกษารวมถึงการช่วยเหลืออย่างดีเสมอมา ไม่ว่าจะเป็นการให้ความรู้ คำแนะนำสิ่งที่ถูกต้องงานวิจัยนี้สามารถริเริ่มและลุกลงไปได้ด้วยดีเสมอมา ก่อนอื่นผู้วิจัยต้องขอกราบขอบพระคุณบุพการี ผู้ให้กำเนิดอุปการะเลี้ยงดูและอบรมสั่งสอนให้ความรู้ด้วยดีเสมอมา

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้โอกาสทางการศึกษา ถ่ายทอดวิชาความรู้ แนวคิด เป็นแบบอย่างในการดำเนินชีวิต และให้คำปรึกษาเรื่องงานวิจัยตลอดจนช่วยตรวจแก้ไขเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.พานิช วุฒิพิฤกษ์ ประธานกรรมการ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.รุ่งลาวัลย์ ราชัน กรรมการ และ อาจารย์ ดร.เอกวุฒิ ศิริรักษ์ ที่กรุณาตรวจสอบและให้แนวคิดในการปรับปรุงวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณ คุณอาทิตย์ อุดมชัย Dr. Menglim Hoy และ คุณจักรพันธ์ เจริญกลาง รวมถึงบุคลากรเจ้าหน้าที่สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านนวัตกรรมเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานอย่างยั่งยืนทุกท่าน ที่กรุณาช่วยเหลือให้คำปรึกษาชี้แนะจนกระทั่งการทำวิจัยครั้งนี้เสร็จสมบูรณ์

และขอกราบขอบพระคุณ คุณประเทือง อินคัม วิศวกร บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเม้นต์ จำกัด (มหาชน) เจ้าหน้าที่ฝ่ายโยธาเทคนิคอุตสาหกรรมนครทุกท่าน ที่กรุณาให้ความอนุเคราะห์ในเรื่องการจัดเตรียมสถานที่และแบ่งปันข้อมูลในสนามที่มีประโยชน์ จนกระทั่งงานวิจัยนี้สามารถสำเร็จลุกลงไปได้ด้วยดี

จักรกฤษณ์ ยืนยงค์



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ที่มาความสำคัญและปัญหา

จากวิกฤตการณ์มหาอุทกภัยในปี พ.ศ. 2554 ประเทศไทยได้ประสบกับปัญหาอุทกภัยครั้งรุนแรงที่สุดเป็นประวัติการณ์ ตั้งแต่ต้นปีไปจนถึงปลายปี และมีพื้นที่ประสบภัยกระจายตัวไปทั่วทุกภูมิภาคของประเทศไทย โดยเฉพาะในพื้นที่ทางภาคเหนือและภาคกลางของประเทศที่เกิดน้ำท่วมหนักเป็นระยะเวลาอันยาวนาน ยิ่งไปกว่านั้นพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล เป็นพื้นที่หนึ่งซึ่งเกิดน้ำท่วมหนักในรอบ 70 ปี (หากนับจากเหตุการณ์น้ำท่วมกรุงเทพมหานครในปี 2485) อุทกภัยครั้งนี้ส่งผลให้เกิดความเสียหายอย่างหนักทั้งทางภาคการเกษตร อุตสาหกรรม เศรษฐกิจ สังคม และส่งผลกระทบต่อเป็นลูกโซ่ไปยังภาคส่วนอื่นๆ อีกเป็นจำนวนมาก โดยเฉพาะในเขตส่งเสริมนิคมอุตสาหกรรมนวนคร จังหวัดปทุมธานี ที่ได้รับผลกระทบอย่างหนัก ซึ่งระดับน้ำที่ท่วมในเขตนิคมอุตสาหกรรมนวนครมีความสูงถึง 4.70 เมตร (ระดับน้ำทะเลปานกลาง) นานกว่า 2 เดือน ส่งผลให้เครื่องจักรของบริษัทต่างๆ และผู้ประกอบการที่อยู่ในพื้นที่เขตนิคมอุตสาหกรรมนวนครนั้นได้รับความเสียหายจากสภาวะน้ำท่วมขังนานเป็นจำนวนมาก

หลังจากสิ้นสุดวิกฤตการณ์น้ำท่วมในปี พ.ศ. 2554 ในต้นปีถัดมา (พ.ศ. 2555) บริษัทนวนคร จำกัด (มหาชน) ได้ดำเนินการหาแนวทางในการจัดการกับปัญหาน้ำท่วมภายในพื้นที่เขตนิคมอุตสาหกรรมนวนคร เพื่อป้องกันวิกฤตการณ์น้ำท่วมซ้ำในปี พ.ศ. 2555 โดยที่ได้รับความร่วมมือกับทาง บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวลอปเม้นต์ จำกัด (มหาชน) สร้างกำแพงกันน้ำ (Flood Wall) ชนิดฝังลึกลงไปได้ชั้นดินแบบถาวร โดยที่กำแพงกันน้ำชนิดนี้เป็นเทคโนโลยีการป้องกันน้ำกัดเซาะชายฝั่งทะเลและริมแม่น้ำจากประเทศญี่ปุ่น ซึ่งทำมาจากคอนกรีตอัดแรงรูปลอน (PC Corrugated Sheet Pile) ดังรูปที่ 1.1 เป็นกำแพงสำเร็จรูปที่มีความยาวประมาณ 10 เมตร กว้าง 1 เมตร และผลิตขึ้นมาจากโรงงานแล้วนำมาตอกลงในชั้นดินด้วยวิธีการใช้ตุ้มตอกแบบสั่นสะเทือน (Vibro Hammer) พัลลภ วิสุทธ์เมธากุล (2558) บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวลอปเม้นต์ จำกัด (มหาชน) ได้ทำการตอกลงไปในชั้นดินเป็นความลึกกว่า 6.95 เมตร และสูงขึ้นมาจากผิวดินอีก 3.80 เมตร โดยที่ความสูงของกำแพงกันน้ำชนิดนี้มีความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางที่ 5.50 เมตร ซึ่งเป็นความสูงที่มากกว่าที่องค์การความร่วมมือระหว่างประเทศแห่งญี่ปุ่น (Japan International Cooperation Agency) ได้แนะนำไว้ที่ 5.20 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง (JICA 2010) เพื่อเป็นการสร้าง

เสริมความมั่นใจและเรียกความเชื่อมั่นให้กับบริษัทและนักลงทุนในเขตส่งเสริมนิคมอุตสาหกรรมนวนครว่าจะไม่เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมครั้งใหญ่ซ้ำภายในพื้นที่ของนิคมอุตสาหกรรมนวนครเหมือนกับในปี พ.ศ. 2554 อีกครั้ง



รูปที่ 1.1 ลักษณะของกำแพงกันน้ำ PC Corrugated Sheet Pile

จากสถานะเศรษฐกิจที่มีแนวโน้มที่ดีขึ้นและเป็นยุคสมัยที่การติดต่อสื่อสาร การจัดเก็บและรับส่งข้อมูลของแต่ละองค์กรและหน่วยงานต่างๆ มีจำนวนเพิ่มมากขึ้น บริษัท เวสเทิร์น ดิจิตอล (ประเทศไทย) จำกัด ซึ่งเป็นผู้ผลิตอุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์สำหรับใช้เก็บข้อมูลรายใหญ่ในประเทศไทย จำเป็นจะต้องเพิ่มกำลังการผลิตสินค้าให้สูงขึ้น เพื่อให้มีปริมาณที่เพียงพอต่อความต้องการขององค์กรและหน่วยงานต่างๆ ด้วยเหตุนี้เอง บริษัท เวสเทิร์น ดิจิตอล (ประเทศไทย) จำกัด จึงมีความต้องการประสงค์จะขยายโรงงานให้มีขนาดใหญ่เพื่อใช้รองรับเครื่องจักรจำนวนมากที่จะเข้ามาเพิ่มกำลังการผลิตสินค้าให้เพียงพอต่อความต้องการของผู้บริโภค

บริษัท เวสเทิร์น ดิจิตอล (ประเทศไทย) จำกัด จึงต้องการความเชื่อมั่นในประสิทธิภาพการป้องกันน้ำท่วมของกำแพงกันน้ำที่บริษัท นวนคร จำกัด (มหาชน) ได้สร้างขึ้นรอบตัวเขตนิคมอุตสาหกรรมนวนคร ซึ่งมีความยาวรอบเขตนิคมอุตสาหกรรมนวนครเป็นระยะทางกว่า 20.6 กิโลเมตร งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะตรวจสอบเสถียรภาพทั้งภายในและภายนอกของโครงสร้าง

กำแพงกันน้ำ เมื่อปริมาณน้ำท่วมถึงระดับสูงสุดของกำแพงกันน้ำ พร้อมทั้งพยากรณ์ปริมาณน้ำที่คาดว่าจะซึมผ่านชั้นดินใต้กำแพงกันน้ำเข้าไปยังเขตพื้นที่นิคมอุตสาหกรรม

## 1.2 วัตถุประสงค์

1.2.1 เพื่อศึกษาปริมาณน้ำที่ไหลตลอดผ่านใต้ตัวโครงสร้างเมื่อมีปริมาณน้ำที่สูงที่สุดมากระทำต่อตัวโครงสร้าง ด้วยวิธี Finite Element Method

1.2.2 เพื่อศึกษาเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้างกันน้ำเมื่อมีปริมาณน้ำที่สูงและต่ำที่สุดที่มากระทำต่อตัวโครงสร้าง ด้วยวิธี Finite Element Method

1.2.3 เพื่อศึกษาเสถียรภาพภายในของตัวโครงสร้าง

1.2.4 เพื่อศึกษาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเมื่อถูกแรงภายนอกกระทำ

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

การตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันน้ำ (Flood Wall) ประกอบไปด้วยการตรวจสอบเสถียรภาพทั้งภายในและภายนอก โดยที่การตรวจสอบเสถียรภาพภายในจะมีการทดสอบในสนามพร้อมกับเก็บตัวอย่างของโครงสร้างกำแพงกันน้ำและตัวอย่างดินเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่าพารามิเตอร์พื้นฐานของโครงสร้างกำแพงกันน้ำและดิน หลังจากนั้นจะนำค่าพารามิเตอร์ที่ได้มาวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Analysis) การทดสอบในสนามประกอบด้วย การทดสอบกำลังอัดคอนกรีตด้วยวิธีแบบไม่ทำลาย (Schmidt Hammer) การทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Ferro Scan) การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม (Hardness Test) และการเจาะสำรวจชั้นดินเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งประกอบด้วย การทดสอบแรงอัดสามแกน (Consolidation Undrained Triaxial Test) การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test) การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐาน (Physical test) การทดสอบคอนกรีตในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วย การทดสอบกำลังอัด (Compressive Strength) ผลการทดสอบในสนามและในห้องปฏิบัติการจะนำมาวิเคราะห์เสถียรภาพในและภายนอกของกำแพงกันน้ำ พร้อมทั้งการพยากรณ์ปริมาณน้ำที่คาดว่าจะไหลซึมเข้าไปยังเขตพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมและตรวจสอบการเคลื่อนตัวของกำแพง โดยใช้โปรแกรม Plaxis 2D

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทราบถึงปริมาณน้ำที่ไหลซึมผ่านใต้ตัวกำแพงกันน้ำ เมื่อมีปริมาณของน้ำที่สูงมากระทำต่อตัวกำแพงกันน้ำ

1.4.2 ทราบถึงพฤติกรรมเคลื่อนตัวของกำแพงกันน้ำเมื่อมีแรงดันของน้ำในปริมาณที่สูงและต่ำที่สุดมากระทำ

1.4.3 ทราบถึงเสถียรภาพของกำแพงกันดิน เมื่อปริมาณของน้ำที่สูงมากระทำต่อตัวกำแพงกันน้ำ เพื่อหาแนวทางการป้องกันหากมีอัตราส่วนปลอดภัยต่ำ



## บทที่ 2

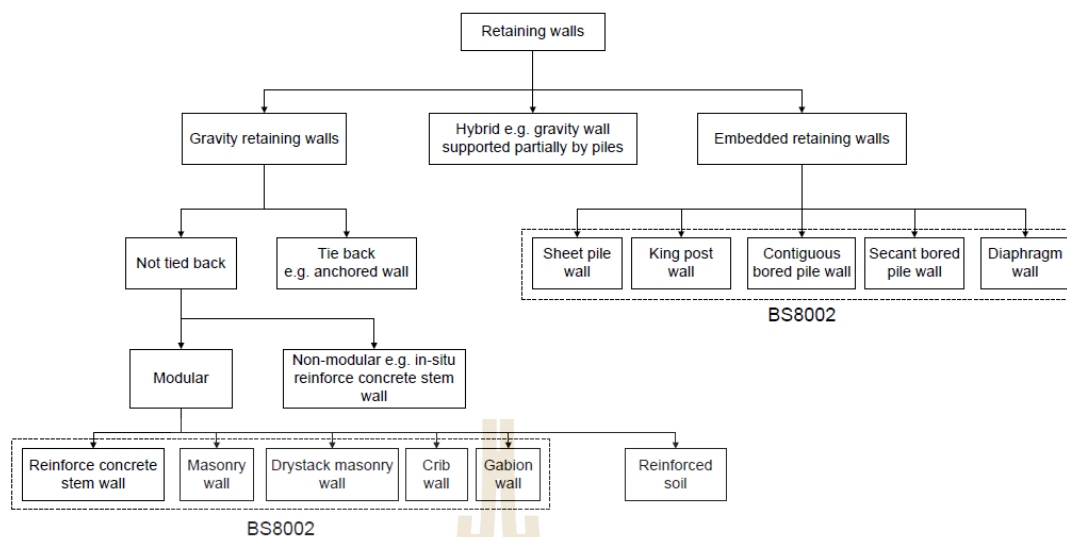
### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 บทนำ

บทนี้จะกล่าวถึงประเภทของกำแพงกันดิน (Types of Wall) ทฤษฎีแรงดันด้านข้างของดิน (Lateral Earth Pressure) เสถียรภาพของกำแพงกันดิน (Stabilities of Wall) คุณสมบัติการซึมผ่านและไหลผ่านของน้ำ (Permeability and Seepage) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างป้องกันน้ำท่วม ในด้านการซึมผ่านของน้ำใต้โครงการ การเคลื่อนตัวของมวลดิน และเสถียรภาพทั้งภายนอกและภายในของโครงสร้างกันน้ำ นอกจากนี้จะกล่าวถึงวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงตัวเลข Numerical Analysis ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ในการวิเคราะห์และทำนายพฤติกรรมของมวลดินและโครงสร้างกันน้ำเมื่อมีแรงภายนอกมากระทำ ซึ่งเป็นวิธีที่มีความสะดวกและง่ายเมื่อเปรียบเทียบกับ การคำนวณด้วยวิธีดั้งเดิม ดังนั้นหากใช้วิธีการวิเคราะห์แบบเชิงตัวเลข Numerical Analysis จะช่วยให้ได้คำตอบที่รวดเร็วประหยัดระยะเวลาในการคำนวณและสามารถจำลองรูปแบบพฤติกรรมของตัวกำแพงกันน้ำที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากที่สุด และนอกจากนี้ยังมีกรณีศึกษาต่างๆ ทั้งในสนามและด้านการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลขของนักวิจัยหลายท่าน ซึ่งรวมอยู่ในหัวข้อของบทนี้ด้วย

#### 2.2 ประเภทของกำแพงกันดิน

โครงสร้างกำแพงกันดินโดยทั่วไปส่วนใหญ่จะเป็น โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ถูกสร้างขึ้นเพื่อวัตถุประสงค์ในการป้องกันการเคลื่อนตัวของดินอันเนื่องมาจากสาเหตุที่ก่อให้เกิดความไม่สมดุลของแรงต้านทานจากดินกับแรงดันของดิน และนอกจากนี้ยังมีการประยุกต์ใช้โครงสร้างกันดินในงานวิศวกรรมต่างๆ เช่น งานดินซุด งานดินถม งานสะพาน งานทาง และโครงสร้างป้องกันน้ำท่วม (Gaba et al. 2003) ได้จำแนกกำแพงกันดินออกเป็น 2 ประเภทหลักๆ (ดังแสดงในรูปที่ 2.1) ตามลักษณะของโครงสร้างและการเกิดแรงต้านทานแรงดันดิน ดังนี้

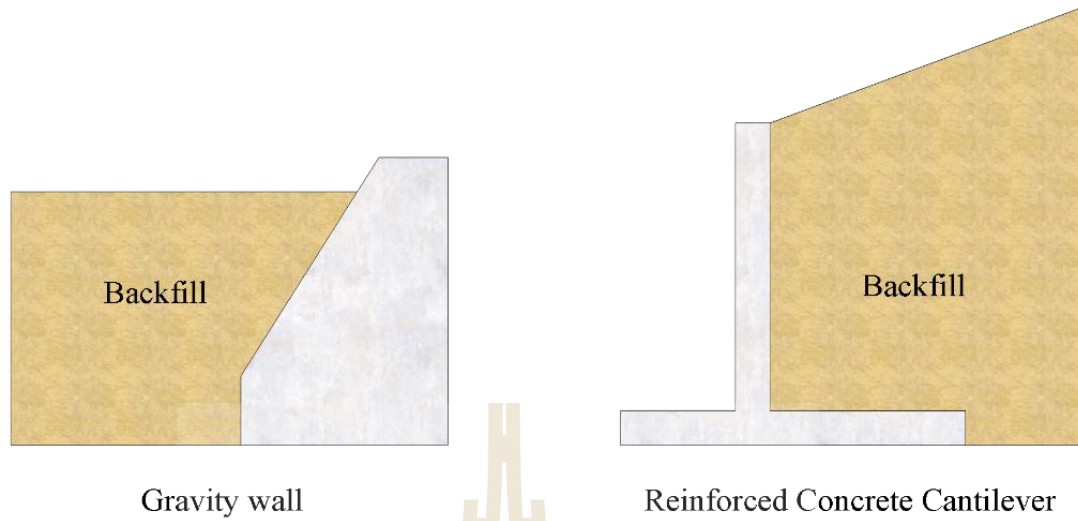


รูปที่ 2.1 ชนิดของกำแพงกันดิน (Gaba et al. 2003)

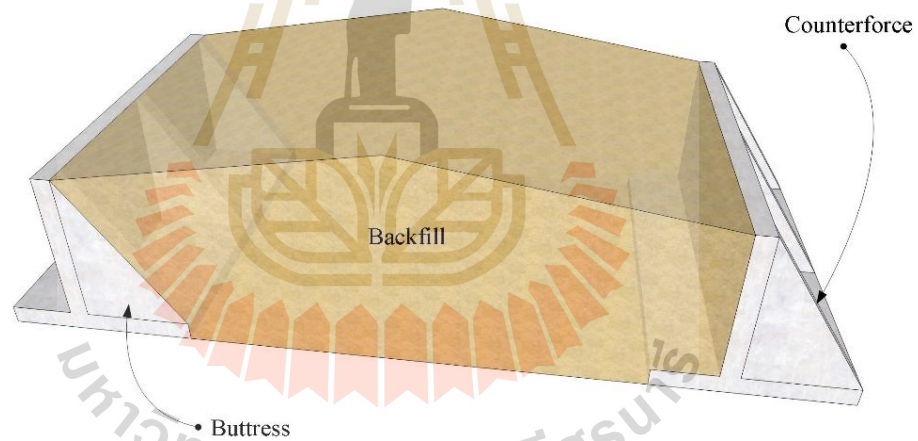
**2.2.1 กำแพงกันดิน (Earth retaining wall)** ใช้สำหรับต้านทานการเคลื่อนตัวของดินในบริเวณพื้นที่ผิวของดิน หรือใกล้กับผิวดิน โดยเสถียรภาพของกำแพงชนิดนี้จะขึ้นอยู่กับน้ำหนักของตัวมันเองหรืออาจมีแผ่นครีบริบด้านหน้าของกำแพง (Buttress) และด้านหลังของกำแพง (Counterforce) เพื่อรักษาเสถียรภาพของตัวกำแพงเอง นอกจากนี้ตัวโครงสร้างของกำแพงอาจเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหรือไม่เสริมเหล็กหรืออาจจะใช้ก้อนหินมาเรียงกันก็ได้

กำแพงกันดินแบบ Gravity wall เป็นกำแพงที่มีรูปร่างลักษณะใหญ่ทำจากคอนกรีตไม่เสริมเหล็กหรือใช้ก้อนหินเรียงตัวกัน ซึ่งการออกแบบกำแพงชนิดนี้ต้องออกแบบไม่ให้เกิดหน่วยแรงดึงในเนื้อคอนกรีต โดยเสถียรภาพต่อการต้านทานพลิกคว่ำ (Overturning) และการเลื่อนไถล (Sliding) จะขึ้นกับน้ำหนักของตัวกำแพงเอง ความสูงโดยปกติจะไม่เกิน 3 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.2

กำแพงกันดินแบบ Reinforced Concrete Cantilever (ดังแสดงในรูปที่ 2.2) เป็นกำแพงที่มีรูปร่างเล็กกว่าแบบ Gravity wall เนื่องจากใช้คอนกรีตในปริมาณที่ต่ำกว่าและยังมีการเสริมเหล็กเพื่อช่วยเพิ่มกำลังในการต้านทานหน่วยแรงดึงของตัวกำแพง ส่วนเสถียรภาพของกำแพงเกิดขึ้นจากน้ำหนักของดินที่กดทับแผ่นพื้นของฐานกำแพงไว้ กำแพงชนิดนี้อาจจะมีแผ่นครีบริบยันกำแพงด้านหน้าเรียกว่า (Buttress) หรือเป็นครีบริบที่ฝังอยู่ด้านหลังเรียกว่า (Counterforce) (ดังแสดงในรูปที่ 2.3)

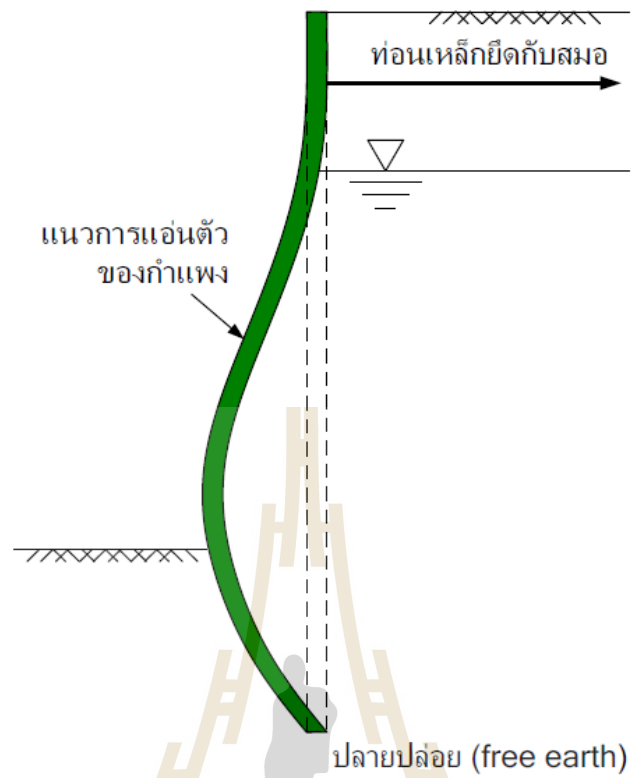


รูปที่ 2.2 Gravity wall and Reinforced Concrete Cantilever



รูปที่ 2.3 Buttress wall and Counterforce wall

**2.2.2 กำแพงฝังลงในดิน (Embedded retaining wall)** โครงสร้างของกำแพงชนิดนี้จะมีบางส่วนของตัวกำแพงที่ฝังลงในชั้นดินเพื่อใช้ส่วนที่จมลงในดินช่วยในการต้านทานแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงเพื่อรักษาเสถียรภาพของตัวกำแพงเอง กำแพงชนิดนี้ไม่จำเป็นต้องมีค้ำยันก็ได้ เช่น สมอรั้ง คานขวาง แผ่นพื้น กำแพงกั้นน้ำ หรือค้ำดิน เป็นต้น รูปแบบของกำแพงชนิดนี้ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 และ 2.5



รูปที่ 2.4 ลักษณะกำแพงกันดินแบบฝังลงในดิน (พรพจน์ ต้นเส็ง, 2559)



รูปที่ 2.5 กำแพงกันน้ำนํ้าในคฤหาสน์นคร จ.ปทุมธานี



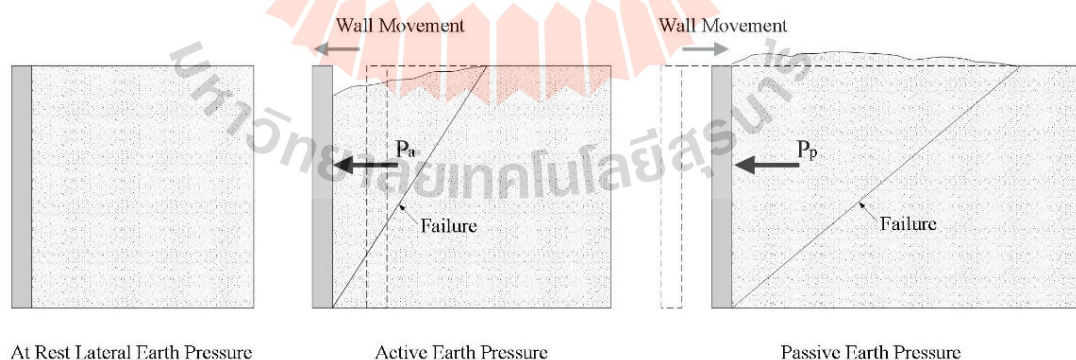
### 2.3 แรงดันด้านข้างของดิน (Lateral Earth Pressure)

การวิเคราะห์หาแรงดันดินด้านข้างมีความสำคัญอย่างมากในการออกแบบกำแพงกันดินหรือโครงสร้างกันดินต่างๆ ขนาดและทิศทางของแรงดันดินด้านข้างเป็นข้อมูลที่จำเป็นอย่างมากเพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างกันดินและกำแพงกันดิน เพื่อให้มีอัตราส่วนความปลอดภัยที่มากเพียงพอ

แรงดันดินด้านข้างขึ้นอยู่กับลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพง แบ่งเป็นสามกรณี (รูปที่ 2.6) ดังนี้

- แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่ง (At Rest Earth Pressure)
- แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินเคลื่อนตัวดันกำแพง (Active Earth Pressure)
- แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินกำแพงเคลื่อนตัวดันดิน (Passive Earth Pressure)

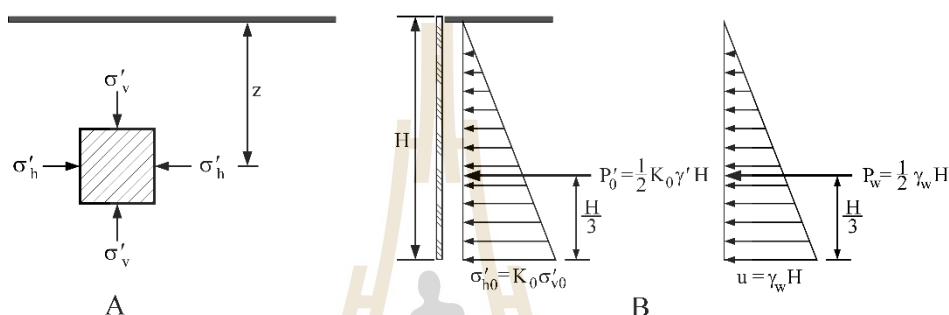
แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง เป็นสภาวะที่แรงดันดินด้านข้างกระทำต่อกำแพงหรือโครงสร้างกันดิน โดยที่ตัวกำแพงและมวลดินไม่เกิดการเคลื่อนที่ หากตัวโครงสร้างกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวออกจากดินถมหลังกำแพงส่งผลให้แรงดันดินด้านข้างลดลง จนกระทั่งดินเกิดการวิบัติเป็นรูปลิ้ม ซึ่งเรียกการวิบัติแบบนี้ว่า แรงดันดินที่สภาวะ Active และในทางตรงกันข้ามหากตัวโครงสร้างกำแพงกันดินเคลื่อนตัวเข้าหาดินถมด้านหลังของกำแพงกันดิน ทำให้แรงดันดินด้านข้างของผิวกำแพงเพิ่มขึ้นและผิวดินเกิดการปูดขึ้นจนกระทั่งดินเกิดการวิบัติ เรียกการวิบัติแบบนี้ว่าแรงดันดินที่สภาวะ Passive



รูปที่ 2.6 ลักษณะการเกิดแรงดันดินด้านข้าง

## 2.4 แรงดันดินที่สถานะอยู่นิ่ง (At Rest Earth Pressure)

จากที่ได้กล่าวไว้ข้างต้นในหัวข้อที่ 2.3 นั้น แรงดันดินในกรณีนี้อาจเกิดขึ้นกับมวลดินถมด้านหลังโครงสร้างกำแพงกันดินที่มีความหนาและแทบจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพง ซึ่งดินที่อยู่บริเวณผิวของกำแพงจะไม่เกิดความเครียดด้านข้าง แรงดันดินในลักษณะนี้จะมีขนาดอยู่ระหว่างสถานะ Active และ Passive (สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 2555)



รูปที่ 2.7 (A) แรงดันดินที่ความลึก Z (B) การกระจายแรงดันดินที่สถานะอยู่นิ่งและแรงดันน้ำ

จากรูปที่ 2.7 (A) เมื่อพิจารณาความเค้นบนชิ้นส่วนเล็กๆ ในชั้นดินที่ความลึก  $z$  ถ้ามวลดินอยู่ที่สถานะอยู่นิ่ง (At rest) แม้ว่ามวลดินนี้จะมีการทรุดตัวในแนวตั้งเมื่อมีน้ำหนักมากกระทำ แต่จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวนอน ซึ่งสถานะเช่นนี้เปรียบเสมือนดินที่อยู่ในสถานะสมดุลที่ด้านหลังของกำแพงกันดินหนาและเรียบและไม่มีการเคลื่อนตัว ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (B) ในกรณีนี้ ความดันดินประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure) ที่ฐานของกำแพงและแรงลัพธ์ประสิทธิผลต่อความยาวใน 1 หน่วย สามารถหาได้ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (2.1)$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma' H \quad (2.2)$$

$$P'_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma' H \quad (2.3)$$

- เมื่อ  $\sigma'_h$  คือ แรงดันประสิทธิผลที่ฐานของกำแพง  
 $P'_0$  คือ แรงลัพธ์เนื่องจากความดันดินประสิทธิผลที่สภาวะอยู่นิ่งต่อความยาว 1 หน่วย  
 $K_0$  คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง  
 $\gamma'$  คือ หน่วยน้ำหนักประสิทธิผล  
 $H$  คือ ความสูงของกำแพง

เมื่อแรงดันดินด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure,  $\sigma_h$ ) ที่กระทำต่อกำแพงเท่ากับผลรวมของแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผล (Effective lateral earth pressure,  $\sigma'_h$ ) และแรงดันน้ำ (Pore pressure,  $u$ )

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (2.4)$$

เนื่องจากแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลและแรงดันน้ำมีขนาดที่เพิ่มขึ้นตามความลึกของชั้นดิน ดังนั้น แรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงมีขนาดเพิ่มขึ้นตามความลึกด้วยเช่นกัน และแรงดันรวมที่กระทำต่อกำแพงก็จะเป็นผลรวมของแรงดันเนื่องจากแรงดันประสิทธิผลและแรงดันน้ำ

$$P_h = P'_0 + P_w \quad (2.5)$$

- เมื่อ  $P_h$  คือ แรงดันดินด้านข้างรวมที่กระทำต่อกำแพง  
 $P_w$  คือ แรงดันน้ำ

ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง ( $K_0$ ) คืออัตราส่วนระหว่างแรงดันดินด้านข้างต่อแรงดันดินในแนวตั้งในพจน์ของความเค้นประสิทธิผล โดยทั่วไป  $K_0$  จะมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติ ยกเว้นในกรณีของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติซึ่งค่า  $K_0$  อาจมีค่าสูงประมาณ 3.0 สำหรับทราย  $K_0$  จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.4 สำหรับทรายแน่นและ 0.5 สำหรับทรายเป็นหลวม

ในการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างที่สภาวะอยู่นิ่งในสนามนั้นกระทำได้ยาก จึงได้มีผู้ศึกษาและวิจัยหลายท่านได้นำเสนอสมการเชิงประจักษ์ (Empirical equations) สำหรับการประมาณค่า  $K_0$  ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตาราง 2.1 ค่า Coefficient of earth pressure at rest

ชนิดของดิน	สมการ
Normally consolidation soil; Jaky (1944)	$K_0 = 1 - \sin \phi$
Normally consolidation soil; Brooker and Ireland's (1965)	$K_0 = 0.04 + 0.007(PI)$ ; $PI = 0 - 40\%$ $K_0 = 0.64 + 0.001(PI)$ ; $PI = 40 - 80\%$
Over consolidated clay; Alpan (1967)	$(K_0)_{oc} = (K_0)_{nc} (OCR)^n$ $PI \leq 40\%$ , $n = 0.42$ $PI > 40\%$ , $n = 0.32$

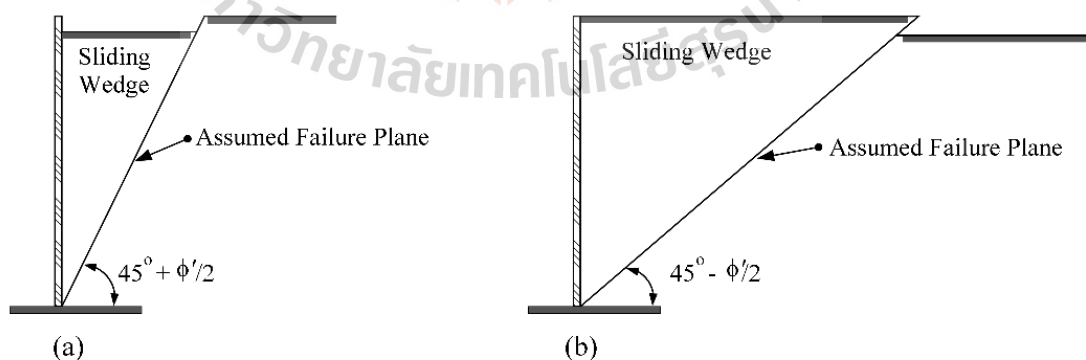
## 2.5 ทฤษฎีแรงดันดินด้านข้างของ Rankine

ทฤษฎีของ Rankine สำหรับหาแรงดันดินด้านข้างของดินในสถานะ Active และ Passive ซึ่งเสนอโดย Rankine (1857) ตั้งอยู่บนสมมติฐานหลักสามข้อ ดังนี้

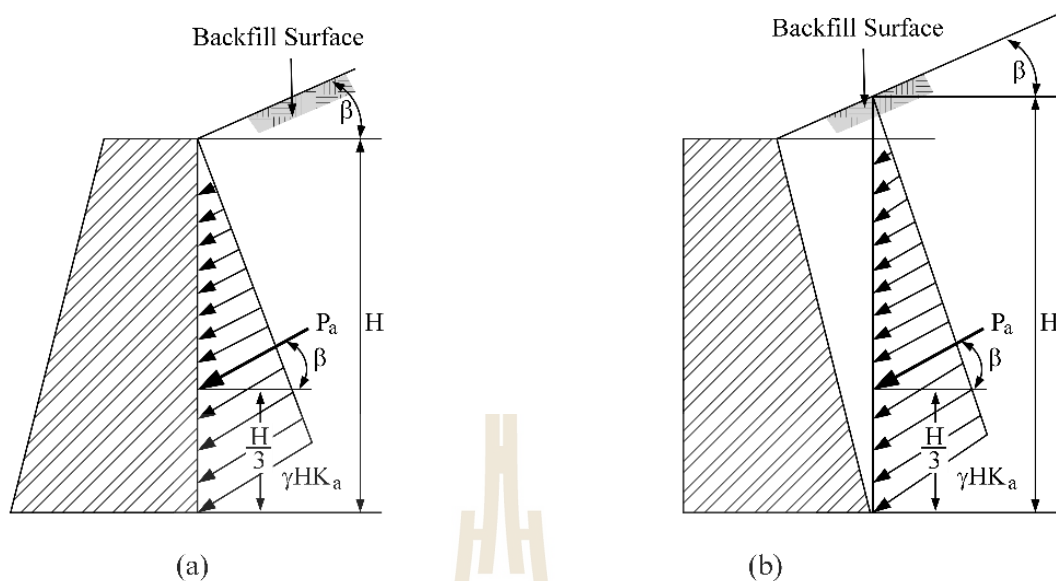
1. กำแพงอยู่ในแนวตั้งและไม่มีแรงยึดเหนี่ยว (Adhesion) หรือแรงเสียดทาน (Friction) ระหว่างดินกับพื้นผิวของผนัง

2. แนวการวิบัติของดินถูกสมมติให้เป็นการไหลของลิ่มตลอดแนวระนาบวิบัติ ซึ่งอยู่ในรูปของมุมเสียดทานภายในของดิน (Internal friction angle,  $\phi$ )

3. ขนาดของแรงดันดินที่เพิ่มขึ้นเป็นฟังก์ชันเส้นตรงกับความลึก และแรงลัพธ์เนื่องจากแรงดันดินด้านข้างถูกสมมติให้กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของความสูง วัดจากฐานของกำแพงกันดินถึงระดับดินถมและทิศทางของแรงลัพธ์นั้นขนานกับผิวของดินถม



รูปที่ 2.8 ระนาบการวิบัติตามทฤษฎีของ Rankine (a) Rankine active state, (b) Rankine passive state



รูปที่ 2.9 แรงดันดินด้านข้างตามทฤษฎีของ Rankine (a) Back side vertical, (b) Back side inclined

สมมติฐานของทฤษฎีนี้ได้รับการยอมรับและใช้กันอย่างแพร่หลาย ถึงแม้ว่าสมมติฐานพื้นฐานของทฤษฎีนี้จะไม่ตรงกับความเป็นจริงมากนัก แต่เนื่องจากผลการคำนวณที่ได้มีค่ามากกว่าความเป็นจริงอยู่เล็กน้อย ทำให้กำแพงกันดินที่ได้ทำการออกแบบด้วยวิธีนี้จึงมีขนาดใหญ่

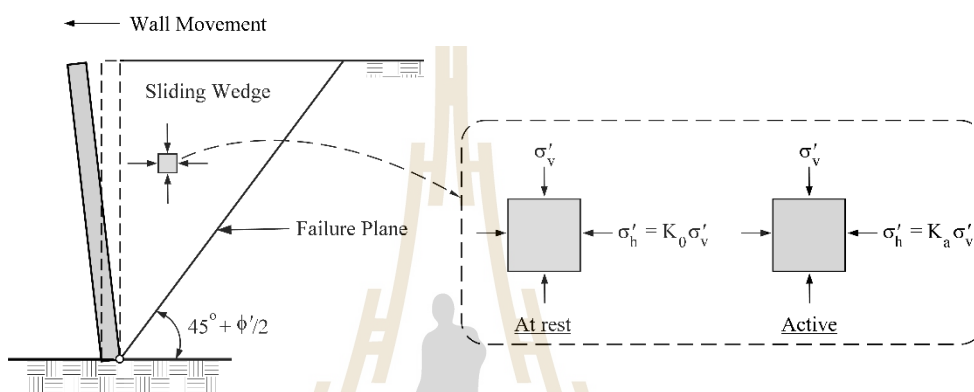
วิธีการคำนวณหาแรงดันรอบข้างรวมทั้งเท่ากับผลรวมของแรงดันดินประสิทธิผลและแรงดันน้ำ ในดินเม็ดหยาบและดินเหนียวในสภาวะอนันต์ (Long term) แรงดันน้ำสามารถคำนวณหาได้ง่าย ซึ่งเท่ากับแรงดัน Hydrostatic (แรงดันน้ำส่วนเกินมีค่าเป็นศูนย์) แต่สำหรับกรณีของดินเหนียวในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained/Short term) แรงดันน้ำในดินจะมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงดัน Hydrostatic และแรงดันน้ำส่วนเกิน ซึ่งในการคำนวณหาแรงดันน้ำส่วนเกินนี้ทำได้ยากด้วยเหตุนี้เอง ในการคำนวณแรงดันดินด้านข้างรวมของดินเหนียวอิมตัวด้วยน้ำในสภาวะไม่ระบายน้ำ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะสมมติให้มีค่าคงที่ตลอดความลึก เท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ), (สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 2555)

### 2.5.1 แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินเคลื่อนตัวดันกำแพง (Active earth pressure)

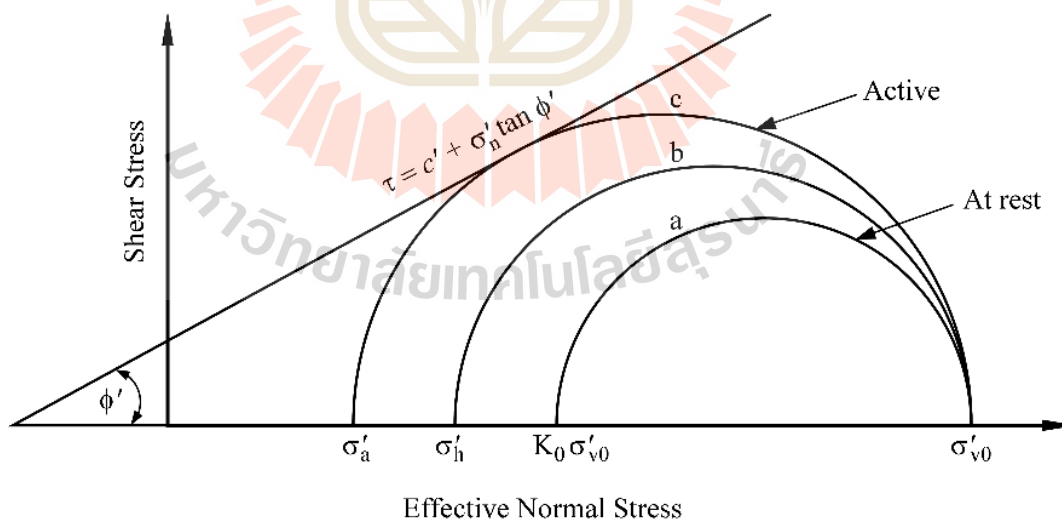
สมการแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลสามารถสร้างได้ดังนี้ จากรูปที่ 2.10 ในสภาวะเริ่มต้นที่ไม่มีมีการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ดินจะอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) ความเค้นประสิทธิผลแสดงได้ดังวงกลม a (รูปที่ 2.11) จนกระทั่งเมื่อกำแพงกันดินเริ่มเคลื่อนตัวออกจากมวลดินไปทางซ้ายมือของรูปที่ 2.11 ซึ่งจะทำให้ความเค้นประสิทธิผลในแนวนอนมีค่าน้อยลง จึงทำให้วงกลมมอร์มีขนาดที่ใหญ่ขึ้นเรื่อยๆ ตามพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

จนกระทั่งวงกลมมอร์ไปสัมผัสกับเส้นขอบเขตความแข็งแรง (Failure envelope) ดังแสดงในรูปที่ 2.11 วงกลม c แสดงวงกลมมอร์ประสิทธิภาพที่จุดวิกฤติ โดยที่มีค่าแรงดันประสิทธิผลเท่ากับ  $\sigma'_a$  ซึ่งค่าแรงดันที่จุดนี้เรียกว่า แรงดันประสิทธิผลที่สภาวะ Active ของ Rankine (Rankine effective active pressure) และระนาบของแนววิกฤติจะทำมุมเท่ากับ  $45 + \frac{\phi'}{2}$  องศา กับแนวนอน ดังแสดงในรูปที่

2.10



รูปที่ 2.10 การวิบัติของดินในสภาวะ Active



รูปที่ 2.11 Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะ Active

สามารถนำมาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักใหญ่และความเค้นหลักเล็ก  
ประสิทธิผลที่จุดวิกฤติได้ดังนี้

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.6)$$

จากรูปที่ 2.6 ความเค้นหลักใหญ่ประสิทธิผล ( $\sigma'_1$ ) เท่ากับ  $\sigma'_v$  และความเค้นหลักเล็ก  
ประสิทธิผล ( $\sigma'_3$ ) เท่ากับ  $\sigma'_a$  ดังนั้น

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.7)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.8)$$

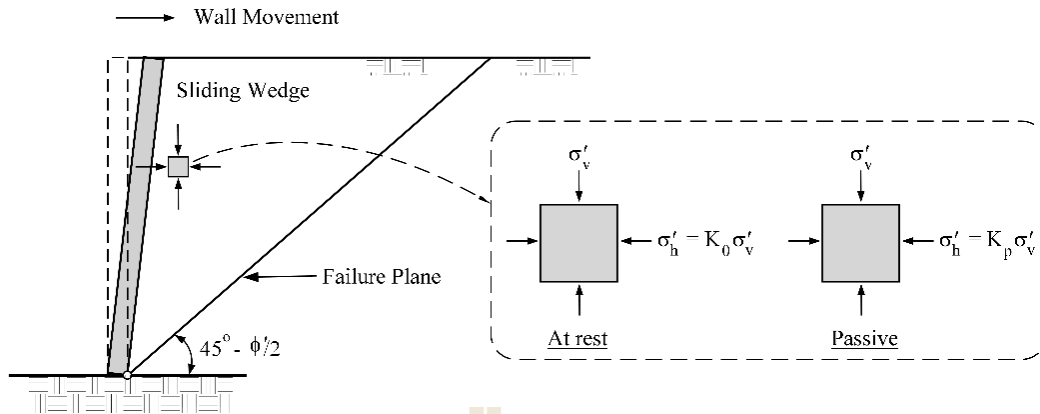
เมื่อ  $K_a$  คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินประสิทธิผลที่สถานะ Active มีค่าเท่ากับ

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$$

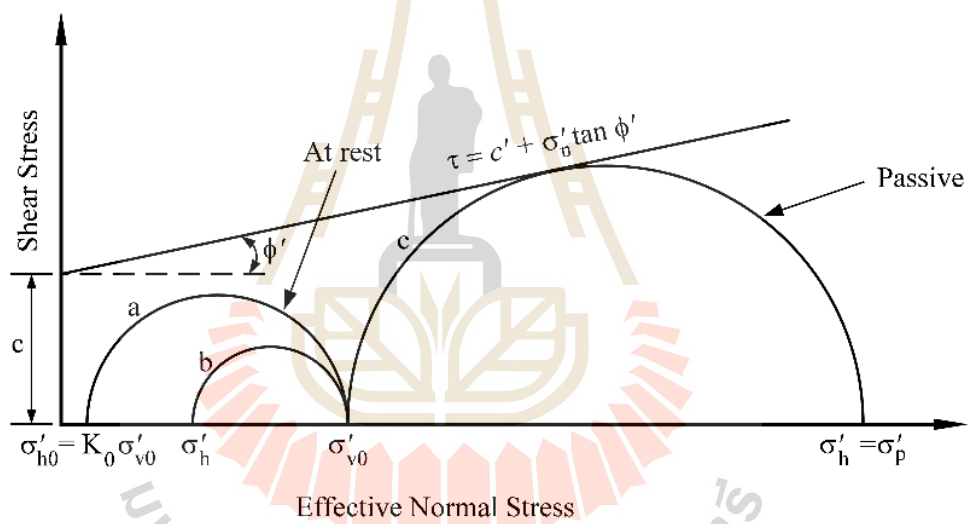
$c'$  คือ แรงยึดเหนี่ยวของดิน

### 2.5.2 แรงดันดินด้านข้างเมื่อดินเคลื่อนตัวดันมวลดิน (Passive earth pressure)

สำหรับในกรณีของแรงดันดินด้านข้างเคลื่อนตัวดันมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.12 ในมวล  
ดินจะเกิดการอัดตัวเข้าหากันและมีแรงดันในแนวนอนที่เพิ่มขึ้น (รูปที่ 2.13) วงกลม c จนกระทั่ง  
เกิดสถานะพลาสติก (Plastic state) ที่สถานะนี้แรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลจะมีค่ามากที่สุดซึ่ง  
เท่ากับแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลที่สถานะ Passive ( $\sigma'_p$ ) ในขณะที่แรงดันในแนวดิ่งจะมี  
ค่าประมาณคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.12 การวิบัติของดินในสภาวะ Passive



รูปที่ 2.13 circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะ Passive

ดังนั้น จากสมการที่ (2.8) จะได้ว่า

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \tag{2.9}$$

เมื่อ  $K_p$  คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ Active มีค่าเท่ากับ

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$c'$  คือ แรงยึดเหนี่ยวของดิน



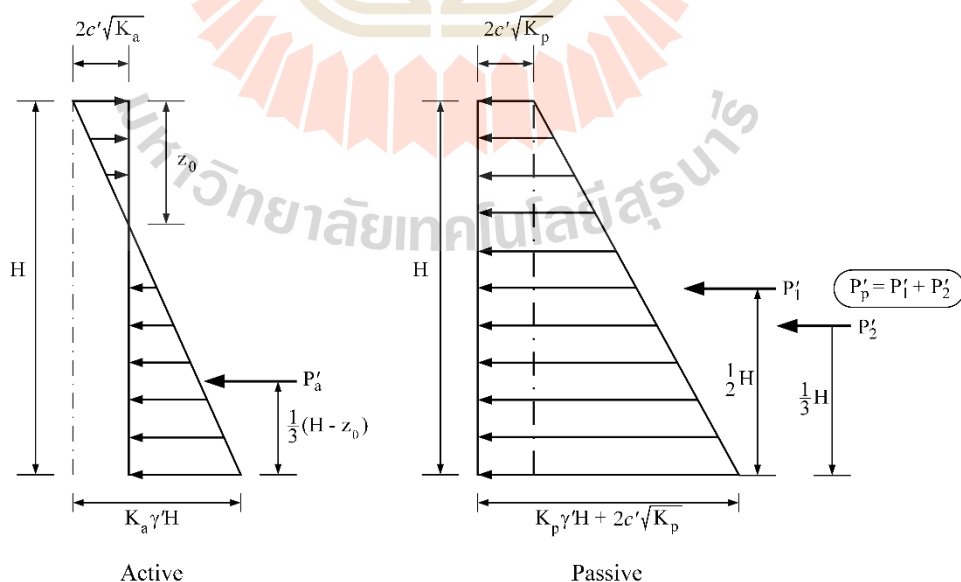
กรณีดินเหนียวอิ่มตัวในสภาวะไม่ระบายน้ำ แรงดันด้านข้างรวม (Total lateral earth pressure) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยขอบเขตความแข็งแรงรวม ซึ่งมุมเสียดทานภายในมีค่าเท่ากับ ศูนย์ ( $\phi_u = 0$ ) ดังนั้น แรงดันดินด้านข้างรวมที่สภาวะ Active และ Passive สามารถคำนวณได้จาก

$$\sigma'_a = \sigma'_v - 2S_u \quad (2.10)$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v + 2S_u \quad (2.11)$$

จากสมการที่ (2.8) และ (2.9) แรงดันดินประสิทธิผลที่สภาวะ Active และ Passive มีค่าที่เพิ่มขึ้นตามความลึกในฟังก์ชันเส้นตรง (Linear function) ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ถ้า  $c'=0$  การกระจายของแรงดันดินที่สภาวะ Active จะมีรูปร่างเป็นสามเหลี่ยมที่มีจุดยอด  $\sigma'_a = 0$  อยู่ที่ผิวดิน แต่เมื่อ  $c'$  มีค่ามากกว่า 0 ค่าของ  $\sigma'_a$  จะมีค่าเป็นลบที่ผิวดิน และมีค่าที่เพิ่มขึ้นจนกระทั่งเป็นศูนย์ ที่ความลึก  $z_0$  ระยะจากผิวดินถึง  $z_0$  เรียกว่าโซนแรงดึง (Tension zone) จากสมการที่ (2.8) เมื่อ  $\sigma'_a = 0$  จะได้

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} \quad (2.12)$$



รูปที่ 2.14 การกระจายแรงดันดินด้านข้างที่สภาวะ Active และ Passive

ดินและกำแพงกันดินเป็นวัสดุคนละชนิดกันจึงทำให้ไม่ยึดติดกัน แรงดึงระหว่างวัสดุทั้งสองชนิดนี้ไม่อาจเกิดขึ้นได้ ส่งผลให้เกิดเป็นรอยแยก (Tension crack) ความดันที่สภาวะ Active ในโซนแรงดึงจึงมีค่าเป็นศูนย์ สำหรับดินถมที่เป็นดินเหนียวในสภาวะไม่ระบายน้ำ ( $\phi = 0$ ) โซนแรงดึงสามารถเขียนในรูปแบบของพารามิเตอร์กำลังรวมได้ดังนี้

$$z_0 = \frac{2S_u}{\gamma} \quad (2.13)$$

ในกรณีที่ดินถมด้านหลังกำแพงเอียงทำมุม  $\beta$  กับแนวนอน (รูปที่ 2.8) โดยที่สมมติให้ไม่มีแรงเสียดทานระหว่างดินถมกับตัวกำแพง จะสามารถหาสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างได้ดังนี้

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.14)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (2.15)$$

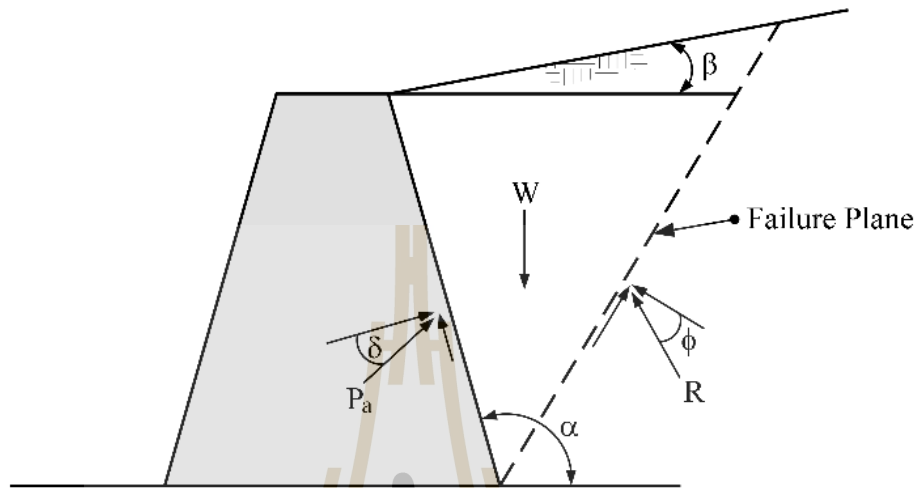
เมื่อ  $\phi'$  คือ มุมเสียดทานภายในของดิน  
 $\beta$  คือ มุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวนอน

## 2.6 ทฤษฎีแรงดันดินของ Coulomb

Coulomb ซึ่งเป็นวิศวกรชาวฝรั่งเศสได้พัฒนาวิธีการคำนวณแรงดันดินด้านข้างโดยใช้วิธี Trial wedge ในปี 1776 ซึ่งเป็นเวลาเกือบหนึ่งศตวรรษก่อนที่ Rankine ซึ่งเป็นวิศวกรชาวอังกฤษจะพัฒนาทฤษฎีแรงดันดินของเขาขึ้นมา แรงดันดินด้านข้างที่คำนวณด้วยวิธีนี้จะนำแรงเสียดทานระหว่างผิวของดินกับตัวกำแพงเข้ามาพิจารณาร่วมด้วย และดินถมไม่อยู่ในระนาบราบ ในการคำนวณจะใช้วิธี Limit Equilibrium ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งมีหลักการในการคำนวณคือ

- สมมติแนววิบัติที่เป็นไปได้
- พิจารณาดินที่อยู่เหนือแนววิบัติเป็นก้อนดินชิ้นเดียว และหาแรงที่กระทำต่อก้อนดินนี้
- เลือกการวิบัติของแนวอื่น ซึ่งแต่ละแนววิบัติจะให้คำตอบแรงดันดินด้านข้าง 1 ค่า ดังนั้นแรงดันดินด้านข้างสูงที่สุดจึงเป็นแรงดันดินที่คำนวณโดยวิธีของ Coulomb

เนื่องจากทฤษฎีของ Coulomb เป็นวิธีที่ใช้หาแรงดันดินด้านข้างโดยใช้สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง ดังนั้นวิธีการนี้จึงไม่สามารถใช้กับดินถมที่มีน้ำหนักจากภายนอกกระทำ



รูปที่ 2.15 Free body diagram ในกรณีที่เกิดแรงเสียดทานระหว่างดินกับกำแพง (Active)

สมการในการคำนวณแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผลของ Coulomb มีดังนี้

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.16)$$

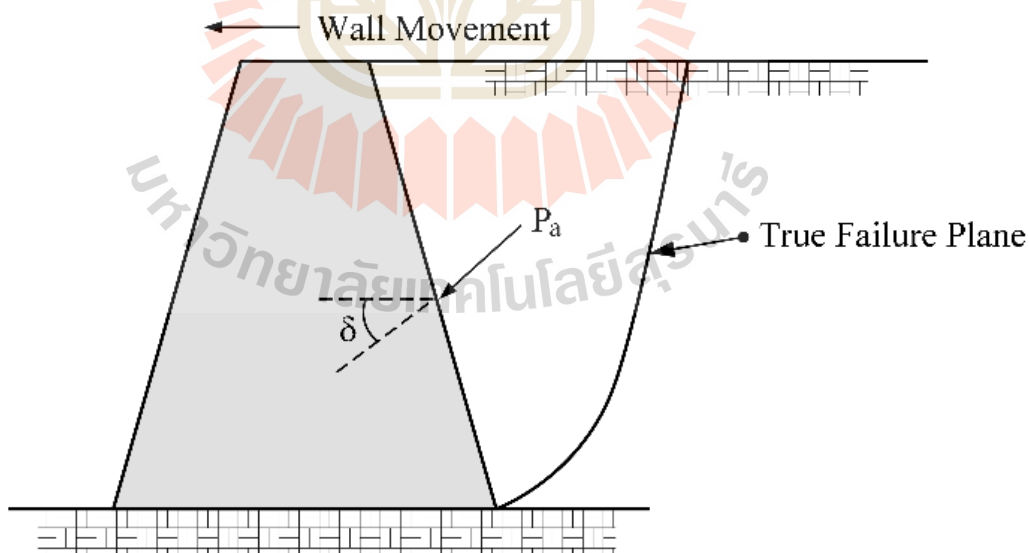
$$K_a = \left( \frac{\sin(\alpha - \phi') / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (2.17)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.18)$$

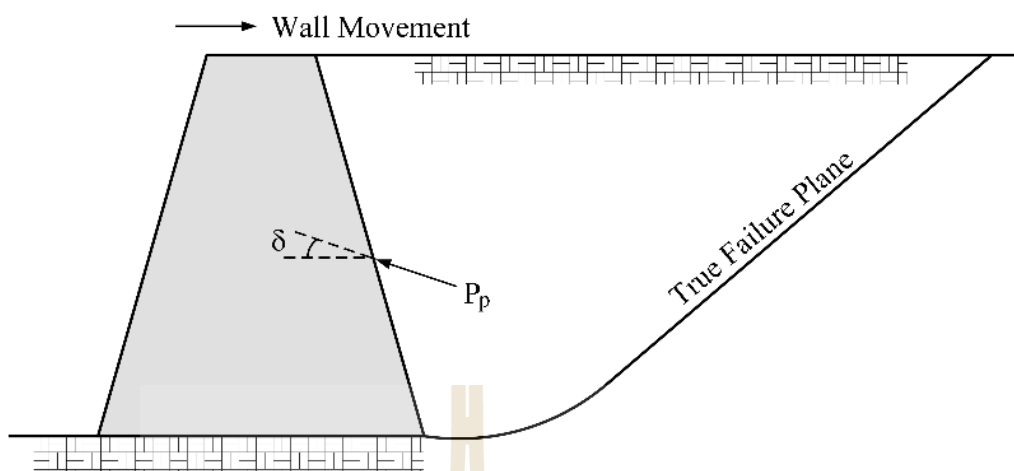
$$K_p = \left( \frac{\sin(\alpha + \phi') / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (2.19)$$

- เมื่อ  $\alpha$  คือ มุมด้านหลังกำแพงที่กระทำกับแนวราบ  
 $\delta$  คือ มุมเสียดทานระหว่างผนังกำแพงกับดิน  
 $\beta$  คือ มุมระหว่างผิวของดินถมกับแนวราบ

จากทฤษฎีของ Rankine และ Coulomb สมมติว่าระนาบการวิบัติเป็นแบบเส้นตรง ซึ่งสมมติฐานนี้ไม่ได้เป็นจริงเสมอไป เนื่องจากผลของแรงเสียดทานที่กำแพงทำให้ระนาบวิบัติเกิดความโค้งบริเวณใกล้ฐานของกำแพง (ดังแสดงในรูปที่ 2.16) มีลักษณะเป็น Logarithm Spiral ดังนั้นในสถานะ Active แรงดันดินที่คำนวณได้มีความแตกต่างจากความเป็นจริงไม่มากนักแต่ในสถานะ Passive ผลจากการคำนวณนั้นมีความแตกต่างค่อนข้างสูง (มีค่าสูงกว่าความเป็นจริงมาก) เนื่องจากผลของแรงเสียดทานที่กำแพงทำให้ระนาบวิบัติเกิดความโค้งบริเวณใกล้ฐานของกำแพง (ดังแสดงในรูปที่ 2.17 เช่นเดียวกับสถานะ Active) Terzaghi (1954) พบว่าที่สถานะ Active ระนาบการวิบัติมีลักษณะเกือบเป็นเส้นตรง ก็ต่อเมื่อมุมเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดินและกำแพง ( $\delta < \frac{\phi'}{3}$ ) แต่อย่างไรก็ตาม ระนาบการวิบัติที่สถานะ Passive นั้นมีความแตกต่างจากสมมติฐานของ Rankine และ Coulomb อย่างมาก เมื่อมุม ( $\delta > \frac{\phi'}{3}$ ) หรือ  $10^\circ$  ขึ้นไป



รูปที่ 2.16 ระนาบการวิบัติจริงในสถานะ Active



รูปที่ 2.17 ระบายการวิบัติจริงในสภาวะ Passive

มีนักวิจัยหลายท่านได้พยายามหาค่า  $K_p$  เมื่อระบายการวิบัติไม่เป็นเส้นตรง เช่น Packshaw (1969) สมมติระบายการวิบัติให้มีลักษณะแบบวงกลม หรือ Shields and Tolunay (1973) สมมติให้ระบายการวิบัติเป็นแบบ Logarithm Spiral และได้มีการทำแบบจำลองจากนักวิจัยจำนวนมากได้พิสูจน์ออกมาว่า ระบายการวิบัติส่วนใหญ่มีลักษณะเป็นแบบ Logarithm Spiral มากกว่า

Shields and Tolunay (1973) เสนอค่า  $K_p$  ในกรณีของกำแพงตั้งอยู่ในแนวตั้งและผิวทรายถมอยู่ในแนวนอน ( $\beta = 0$ ) ดังแสดงในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ค่าสัมประสิทธิ์  $K_p$  ของ Shields and Tolunay (1973) เมื่อ ( $\beta = 0$ )

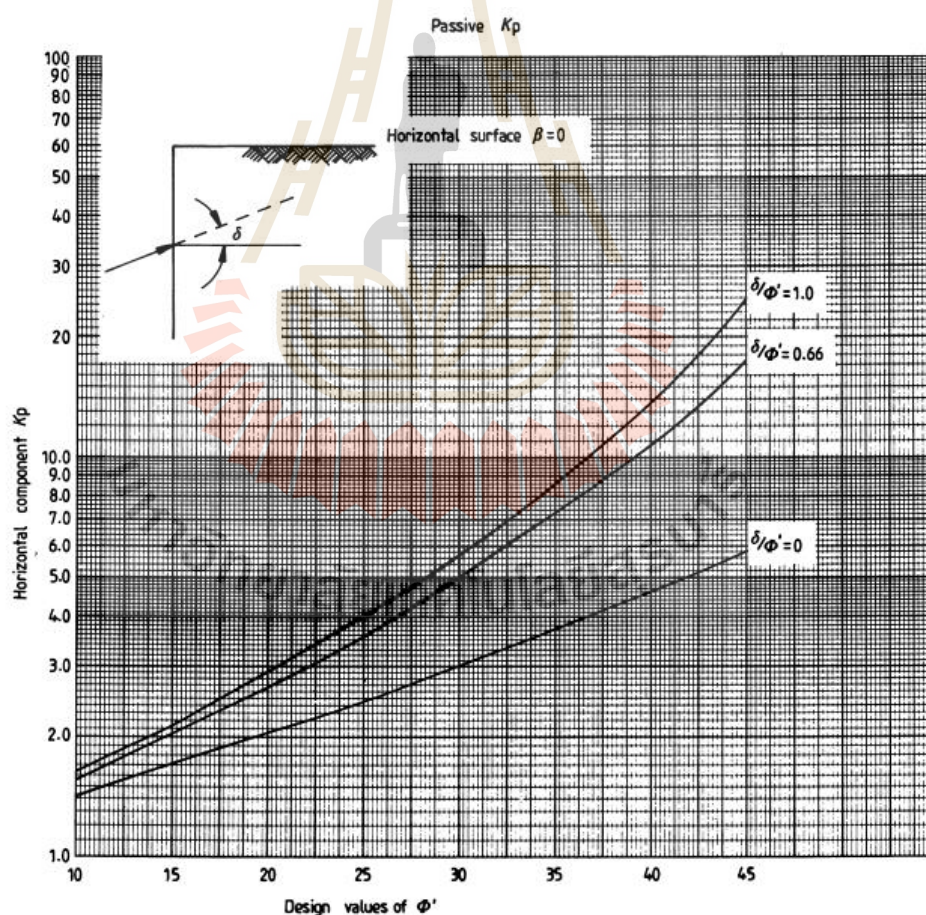
$\phi'$	$\delta$					
	0	5	10	15	20	25
20	2.04	2.27	2.47	2.64	2.87	3.06
25	2.46	2.78	3.08	3.34	3.61	4.00
30	3.00	3.44	3.86	4.28	4.68	5.12
35	3.69	4.31	4.92	5.53	6.17	6.85
40	4.60	5.46	6.36	7.30	8.30	9.39
45	5.83	4.09	8.43	9.89	11.49	13.20

และนอกจากนี้ยังมี มาตรฐาน BS 8002 (1994) ได้เสนอค่า  $K_{pH}$  กรณีกำแพงอยู่ในแนวตั้ง และผิวทรายลมอยู่ในแนวนอน ( $\beta = 0$ ) ในรูปแบบของกราฟ (รูปที่ 2.18) หากพิจารณากรณีที่ใช้ บ่อย ได้แก่  $\delta = 0.66\phi'$  สามารถนำเส้นกราฟมาเขียนเป็นสมการสำหรับใช้งาน  $\phi' = 10^\circ - 45^\circ$  ได้ดังนี้

$$K_{pH} = K_p \cos \delta \quad (2.20)$$

$$K_{pH} = 1.9 \times 10^{-5} (\phi')^4 - 1.56 \times 10^{-3} (\phi')^3 + 0.051 (\phi')^2 - 0.634 (\phi') + 4.20 \quad (2.21)$$

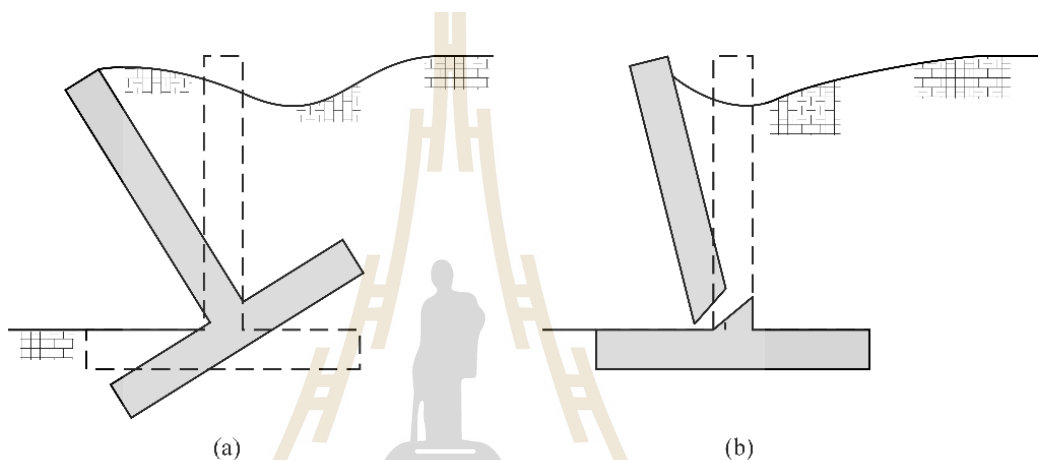
$$P_{pH} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pH} \quad (2.22)$$



รูปที่ 2.18 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_p$  กับ  $\phi'$  (BS 8002, 1994)

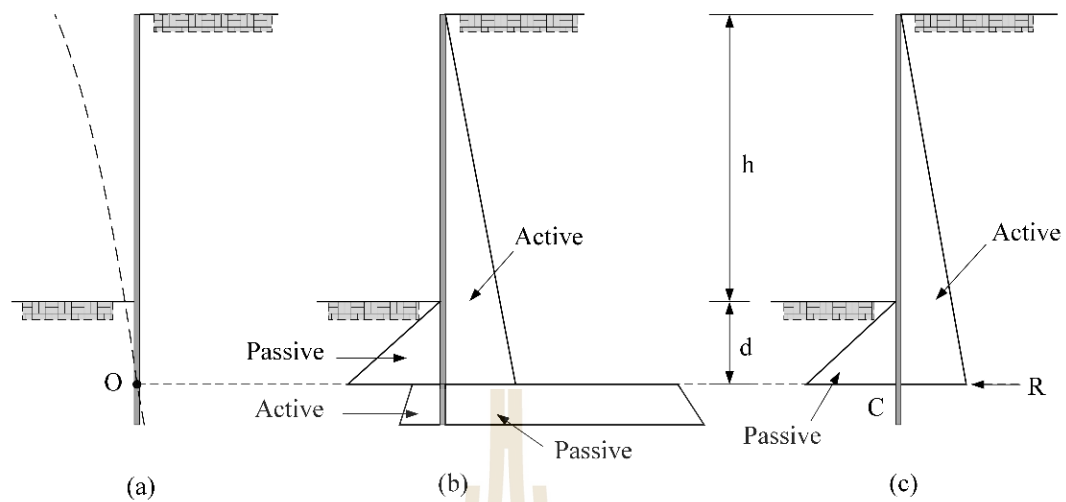
## 2.7 เสถียรภาพของกำแพงกันดิน (Stability of Wall)

การออกแบบและวิเคราะห์กำแพงกันดินนั้นจะคำนึงถึงเสถียรภาพของกำแพงอยู่สองประการคือ กำแพงต้องมีเสถียรภาพภายนอก (External Stability) และเสถียรภาพภายใน (Internal Stability) (ดังรูปที่ 2.19) โดยที่กำแพงที่ขาดเสถียรภาพภายนอกนั้นจะก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดิน ในขณะที่ กำแพงที่ขาดเสถียรภาพภายในนั้นจะก่อให้เกิดการวิบัติของตัวโครงสร้าง เสถียรภาพทั้งสองนี้ไม่มีความสัมพันธ์โดยตรงต่อกัน และในการวิเคราะห์นั้นจะพิจารณาแยกเป็นกรณีออกไป



รูปที่ 2.19 (a) กำแพงขาดเสถียรภาพภายนอก (b) กำแพงขาดเสถียรภาพภายใน

สำหรับในงานวิจัยนี้ซึ่งเป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงกันดินที่นำมาประยุกต์ใช้เป็นระบบกำแพงป้องกันน้ำท่วม Flood Wall และมีลักษณะของโครงสร้างเป็นแบบ Cantilever Sheet Pile Wall ดังนั้นเสถียรภาพของกำแพงชนิดนี้ขึ้นอยู่กับความต้านทานที่สถานะ Passive ของดินใต้ระดับผิวดิน ลักษณะการวิบัติจะเป็นแบบหมุนรอบจุด O ใกล้กับจุดปลายของกำแพง (ดังแสดงในรูปที่ 2.20a) ด้วยเหตุนี้เองดินด้านหน้ากำแพงกันดินเหนือจุด O และด้านหลังกำแพงได้จุด O จะอยู่ที่สถานะ Passive (ดังแสดงในรูปที่ 2.20b) แต่อย่างไรก็ตามลักษณะการกระจายของแรงดันดินนี้เป็นเพียงแค่อุดมคติเท่านั้น เนื่องจากว่าการเปลี่ยนแปลงของแรงดันด้านทานที่สถานะ Passive อย่างฉับพลันจากด้านหน้าสู่ด้านหลังของกำแพงที่จุด O นั้นแทบจะไม่มีโอกาสเกิดขึ้นเลย แต่อย่างไรก็ตามเพื่อเป็นการสร้างความมั่นใจว่ากำแพงป้องกันน้ำท่วมนี้มีเสถียรภาพภายนอกที่เพียงพอ จึงต้องทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Method เพื่อเป็นการยืนยันและสรุปผลอีกที



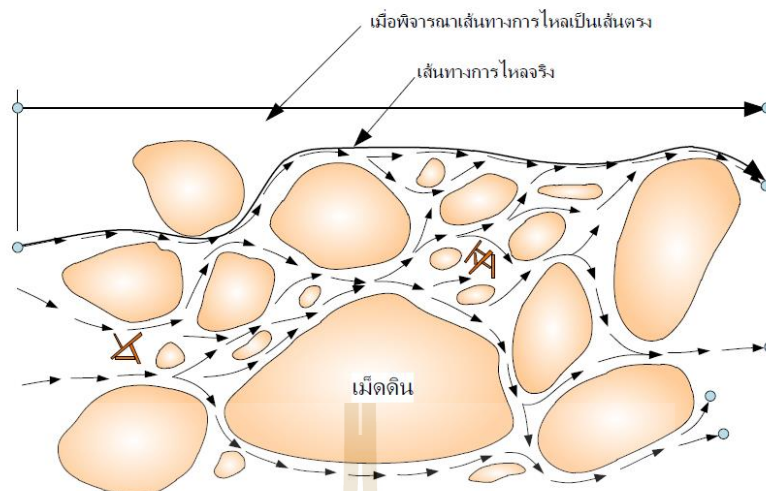
รูปที่ 2.20 แรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ Cantilever sheet pile wall

สำหรับเสถียรภาพภายในของกำแพงป้องกันน้ำท่วมในการศึกษาครั้งนี้นั้น จะใช้วิธีการตรวจสอบโดยหาค่าโมเมนต์และแรงเฉือนมากที่สุดจากโปรแกรม Plaxis 2D ที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีความเสี่ยงต่อการวิบัติมากที่สุด เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่โครงสร้างกำแพงป้องกันน้ำท่วมนี้รับได้ หากไม่เกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แสดงว่ากำแพงนี้มีเสถียรภาพภายในที่เพียงพอต่อการต้านการวิบัติที่อาจจะเกิดขึ้นนี้ได้

## 2.8 คุณสมบัติการซึมผ่านและไหลผ่านของน้ำ

ในมวลดินนั้นประกอบไปด้วยเม็ดดินที่มีขนาดแตกต่างกันออกไปตามประเภทของแต่ละชั้นดิน ซึ่งเม็ดดินที่เรียงติดกันนั้นจะมีโพรงระหว่างเม็ดดิน (Pore space) โพรงที่เกิดขึ้นนี้จะยอมให้น้ำไหลผ่านจากจุดที่มีพลังงานสูงกว่าไปยังจุดที่มีพลังงานต่ำกว่า (ดังรูปที่ 2.21) น้ำที่ไหลผ่านในมวลดินนั้นจะไม่ไหลผ่านเป็นแนวเส้นตรงด้วยความเร็วคงที่ได้ ดังนั้นน้ำที่ไหลผ่านจะไหลตามช่องว่างของโพรงหนึ่งไปยังอีกโพรงหนึ่งไปเรื่อยๆ ซึ่งความเร็วในการไหลผ่านนั้นจะมีความเร็วที่ไม่คงที่ขึ้นอยู่กับขนาดของโพรงในมวลดิน





รูปที่ 2.21 การไหลของน้ำในดินขึ้นอยู่กับขนาดของโพรงระหว่างเม็ดดิน (McCarthy 1981)

## 2.9 พลังงานการไหล (Head)

การไหลซึมของน้ำในมวลดินระหว่างจุดสองจุดจะเกิดขึ้นได้เมื่อมีความแตกต่างของพลังงานรวม (Total energy) จากทฤษฎีกลศาสตร์ของไหล เฮอร์นูลรี ได้นำเสนอสมการพลังงานรวมที่จุดใดๆ เมื่อน้ำเกิดการเคลื่อนที่ว่าเป็นผลรวมของพลังงานศักย์ (Potential energy) พลังงานเนื่องจากความดัน (Pressure energy) และพลังงานเนื่องจากความเร็ว (Velocity energy)

$$E = mgz + uV + \frac{mv^2}{2} \quad (2.23)$$

- เมื่อ
- $E$  คือ พลังงานรวมที่จุดใดๆ
  - $m$  คือ มวลของน้ำ
  - $g$  คือ ค่าความโน้มถ่วงของโลก
  - $z$  คือ ระยะในแนวตั้งเทียบกับตำแหน่งอ้างอิง
  - $u$  คือ ความดันของน้ำ
  - $V$  คือ ปริมาตรของน้ำ
  - $v$  คือ ความเร็วในการไหลของน้ำ

ในทางปฏิบัติ พลังงานรวมต่อน้ำหนักของน้ำ ( $W = mg = \gamma_w V$ ) หรือเรียกว่าเฮทรวม (Total head) นิยมใช้ในการคำนวณ ซึ่งเป็นพลังงานในหน่วยของความยาว ดังนี้

$$\frac{E}{W} = h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.24)$$

สมการที่ 2.24 เรียกว่าสมการเบอร์นูลลี และเมื่อน้ำไหลผ่านดินพลังงานเนื่องจากความเร็วในการไหลมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับพลังงานอื่นๆ จึงสามารถละทิ้งได้ ดังนั้น พลังงานรวมที่จุดใดๆ ในรูปของเฮทรวมที่จุดใดๆ คือ

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.24-ก)$$

$$h = h_e + h_p \quad (2.24-ข)$$

เมื่อ  $h_e$  คือ เฮทระดับ และ  $h_p$  คือ เฮทความดัน ซึ่งเป็นพลังงานการไหลของน้ำผ่านดินในรูปของหน่วยความยาว

รูปที่ 2.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเฮทความดัน เฮทระดับ และเฮทรวม ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการไหลของน้ำ จะเห็นว่า เมื่อน้ำไหลผ่านดินจากจุด A ไป B เป็นระยะทาง L จะเกิดการสูญเสียพลังงานในการไหล ( $\Delta h$ ) โดยที่การสูญเสียพลังงานระหว่างจุดสองจุดใดๆ จะเป็นผลต่างของพลังงานรวมระหว่างจุดสองจุดนั้น ดังนั้น

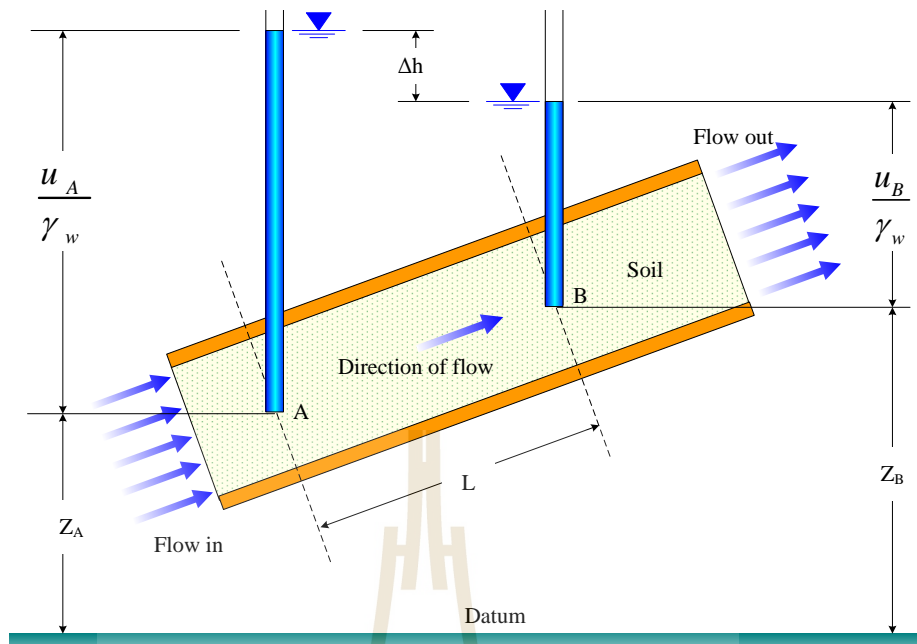
$$\Delta h = h_A - h_B = \left( z + \frac{u}{\gamma_w} \right)_A - \left( z + \frac{u}{\gamma_w} \right)_B \quad (2.25)$$

เมื่อ  $\Delta h$  คือ การสูญเสียพลังงานเมื่อน้ำไหลผ่านดินจากจุด A ไป B เป็นระยะทาง L นอกจากนี้การสูญเสียของพลังงานในการไหลยังสามารถเขียนให้อยู่ในรูปตัวแปรไร้หน่วยได้ดังนี้

$$\Delta h = iL \quad (2.26)$$

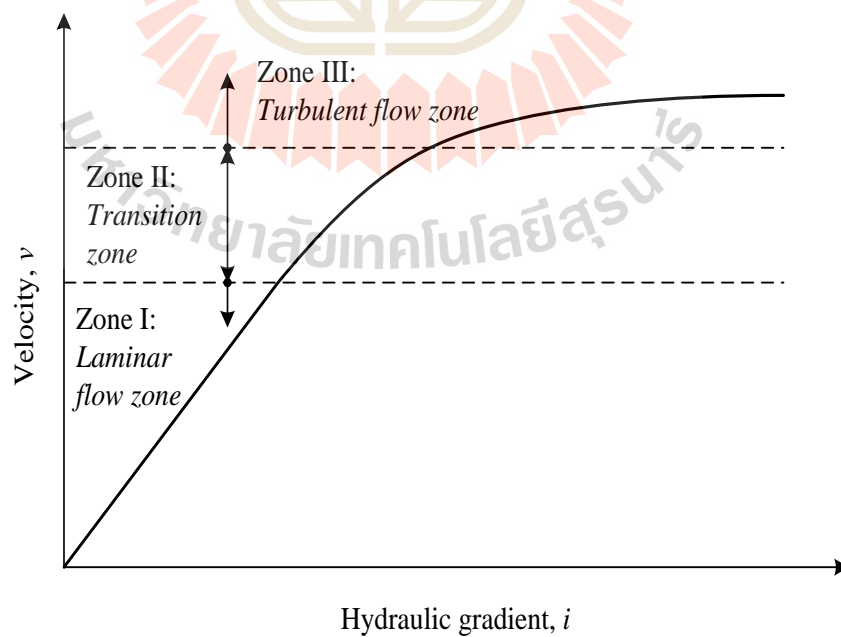
$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.27)$$

เมื่อ  $i$  คือความลาดเชิงชลศาสตร์ (Hydraulic gradient) ซึ่งเป็นตัวแปรไร้หน่วย



รูปที่ 2.22 แสดงเฮดรอม เฮดความดัน และเฮดระดับจากการไหลของน้ำผ่านดิน

โดยทั่วไปแล้วการเปลี่ยนแปลงระหว่างความเร็วของการไหลเทียบกับความลาดเชิงกลศาสตร์ สามารถแสดงดังในรูปที่ 2.23 ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 โซน ได้แก่ 1 โซนการไหลแบบเชิงเส้น 2 โซนการเปลี่ยนแปลง และ 3 โซนการไหลแบบปั่นป่วน



รูปที่ 2.23 การเปลี่ยนแปลงระหว่างความเร็วของการไหลเทียบกับความลาดเชิงกลศาสตร์

สำหรับการไหลของน้ำผ่านตามช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ถ้าช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีขนาด เล็กๆ แล้ว ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วในการไหลจะแปรผันโดยตรงกับความลาดเชิงชลศาสตร์ ดังนี้

$$v \propto i \quad (2.28)$$

## 2.10 กฎของดาร์ซี (Darcy's law)

การไหลซึมผ่านของน้ำผ่านดินที่มีขนาดเท่ากับหรือเล็กกว่าทรายสามารถอธิบายได้โดยกฎของดาร์ซี (Darcy's Law) Darcy (1856) กล่าวว่าอัตราการไหลซึม (Rate of seepage,  $q$ ) เป็นสัดส่วนโดยตรงกับพื้นที่หน้าตัดของดิน ( $A$ ) และความลาดทางชลศาสตร์ (Hydraulics gradient,  $i$ )

Darcy (1856) ได้เสนอสมการความเร็วในการไหลของน้ำผ่านดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ดังนี้

$$v = ki \quad (2.29)$$

เมื่อ  $v$  คือ ความเร็วในการไหล (Discharge velocity) ซึ่งเท่ากับปริมาณการไหลของน้ำ ( $Q$ ) ผ่านพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด ( $A$ ) ในช่วงเวลาใดเวลาหนึ่ง ( $t$ ) และ  $k$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (Coefficient of permeability) ของดิน ดังนั้น

$$\frac{Q}{t} = q = vA = kiA \quad (2.30)$$

เมื่อ  $q$  คือ อัตราการไหลของน้ำผ่านดิน

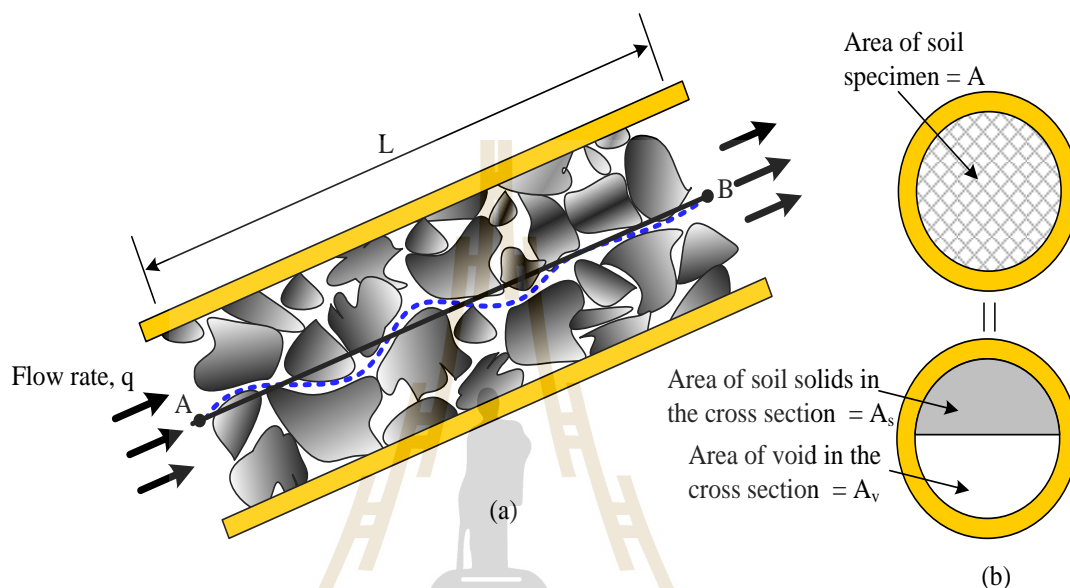
ความเร็วในการไหล (Discharge velocity) ในสมการ 2.30 เป็นความเร็วของการไหลผ่านพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของดิน แต่ในความเป็นจริงน้ำจะไหลผ่านตามช่องว่างระหว่างเม็ดดิน ดังนั้นความเร็วในการไหลที่แท้จริง (Seepage velocity,  $v_s$ ) จะมีค่ามากกว่า  $v$  ในอัตราการไหลเท่ากัน ทั้งนี้เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดการไหลที่แท้จริงมีค่าน้อยกว่า ดังแสดงในรูปที่ 2.24 ดังนี้

$$q = vA = v_s A_v \quad (2.31-ก)$$

$$v_s = v \frac{A}{A_v} = v \frac{AL}{A_v L} = v \frac{V}{A_v V_v} = \frac{v}{n} = v \left( \frac{1+e}{e} \right) \quad (2.31-ข)$$

เมื่อ  $e$  คือ อัตราส่วนโพรง และ  $n$  คือ ความพรุน

ในทางปฏิบัติ ค่าความเร็วของการไหล (Discharge velocity) นิยมนำมาใช้ในการศึกษา และวิเคราะห์งานทางด้านวิศวกรรมปฐพีมากกว่า เนื่องจากเป็นค่าที่สามารถหาได้ง่าย



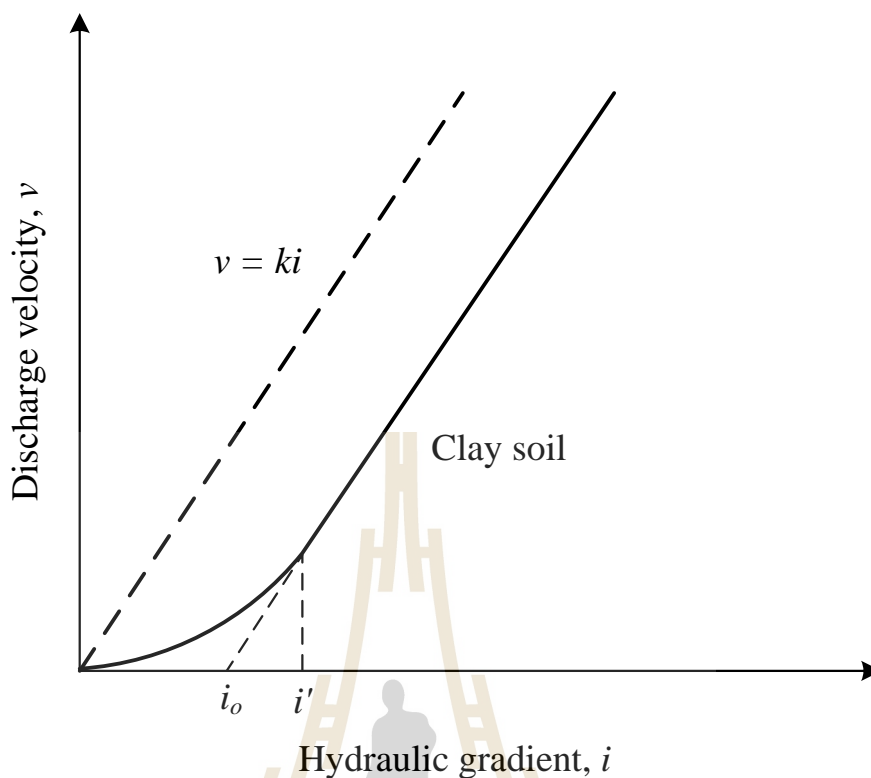
รูปที่ 2.24 การหาความเร็วการไหลที่แท้จริง

จากกฎของดาร์ซีตามสมการที่ 2.29 ความเร็วในการไหล (Discharge velocity) จะแปรผันเชิงเส้นตรงกับความลาดเชิงชลศาสตร์ และผ่านจุดกำเนิด (Origin) ดังแสดงในรูปที่ 2.24 อย่างไรก็ตาม Hansbo (1960) ได้รายงานผลทดสอบดินเหนียวคงสภาพ Swedish clay 4 ชนิด พบว่า ในช่วงที่ความลาดเชิงชลศาสตร์มีค่าต่ำ ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วในการไหลกับความลาดเชิงชลศาสตร์ไม่เป็นเส้นตรง (รูปที่ 2.25) โดยอาศัยผลทดสอบดินเหนียวดังกล่าว Hansbo (1960) ได้เสนอสมการความเร็วในการไหลของน้ำผ่านดิน ดังนี้

$$v = k(i - i_0) \quad (i \geq i_0) \quad (2.32-ก)$$

$$v = ki^m \quad (i < i_0) \quad (2.32-ข)$$

เมื่อ  $m$  คือ ค่าคงที่ และมีค่าเท่ากับ 1.5 สำหรับ Swedish clay ทั้ง 4 ชนิด



รูปที่ 2.25 การเปลี่ยนแปลงความเร็วในการไหลเทียบกับความลาดเชิงชลศาสตร์

## 2.11 ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน

สัมประสิทธิ์การซึมผ่านเป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับชนิดของดิน ขนาดโพรงระหว่างเม็ดดิน และระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ Kozeny (1927), Carman (1956) และ Taylor (1948) ได้เสนอสัมประสิทธิ์การซึมผ่านโดยอาศัยกฎของ Poiseuille ดังนี้

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\eta} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad (2.33)$$

เมื่อ	$D_s$	คือ ขนาดของเม็ดขนาดใดขนาดหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อการไหลซึมของของเหลว
	$\gamma$	คือ หน้วยน้ำหนักของของเหลว
	$\eta$	คือ ความหนืดของของเหลว
	$e$	คือ อัตราส่วนโพรง
	$C$	คือ ค่าคงที่

สมการนี้แสดงให้เห็นว่า สัมประสิทธิ์การซึมผ่านแปรผันโดยตรงกับกำลังสองของขนาดเม็ดดินประสิทธิผล ซึ่งตรงกับความจริงที่ว่าขนาดของเม็ดดินยิ่งเล็กลง โพรงระหว่างเม็ดดินก็ต้องเล็กตามและทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การซึมผ่านและขนาดของเม็ดดินนี้เหมาะกับทราย และดินตะกอน เพราะดินประเภทนี้มีขนาดที่ค่อนข้างสม่ำเสมอ Hesani ใช้ค่า  $D_{10}$  สำหรับสร้างความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของเม็ดดินและสัมประสิทธิ์การซึมผ่านดังนี้

$$k = 100 D_{10}^2 \quad (2.34)$$

เมื่อ  $k$  มีหน่วยเป็น เซนติเมตรต่อวินาที และ  $D_{10}$  คือ ขนาดของเม็ดดินที่มีส่วนเล็กกว่าร้อยละ 10 ของน้ำหนักทั้งหมด มีหน่วยเป็นเซนติเมตร

Lambe and Witman (1979) และ Nagara and Muira (2001) กล่าวว่าดินเม็ดละเอียดมีอิทธิพลอย่างมากต่อสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ด้วยเหตุนี้เอง สมการที่ (2.34) ไม่สามารถใช้ในการประมาณสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินเม็ดละเอียดได้ เนื่องจากอิทธิพลระยะสั้น (Short range force) และระยะไกล (Long range force) ด้วยเหตุนี้เอง ดินสองชนิดที่มีอัตราส่วนโพรงเท่ากัน อาจมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่างกัน และในทำนองเดียวกัน ดินที่มีอัตราส่วนโพรงต่างกันอาจมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านเท่ากัน สัมประสิทธิ์การซึมผ่านเป็นค่าที่แปรผันตรงกับขนาดของเม็ดดินสำหรับดินเม็ดหยาบ และแปรผันตรงตามแฟรคชันสำหรับดินเม็ดละเอียดตามชนิดดินดังแสดงในตารางที่ 2.3 (Das, 1983)

ตารางที่ 2.3 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านสำหรับดินชนิดต่างๆ (Das, 1983)

ชนิดของดิน	สัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (ซม.ต่อวินาที)
กรวดละเอียด, ทรายขนาดกลางถึงหยาบ	$1.0 - 10^2$
ทรายเม็ดละเอียด, ดินตะกอนหลวม	$10^{-3} - 1.0$
ดินตะกอนแน่น, ดินตะกอนปนดินเหนียว	$10^{-5} - 10^{-3}$
ดินเหนียวปนดินตะกอน, ดินเหนียว	$10^{-9} - 10^{-6}$

## 2.12 การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในห้องปฏิบัติการ

การคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในห้องปฏิบัติการที่นิยมอยู่ 3 วิธีด้วยกัน แต่เพียงวิธีที่อยู่เสมอว่าค่าที่ได้มานี้จะต้องต่ำกว่าค่าจริงในสนาม ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างที่นำมาทดสอบมีขนาดเล็กเกินไป และในสภาพจริงมักปรากฏชั้นทรายบางๆแทรกอยู่ในชั้นดินเหนียว จึงทำให้การซึมผ่านของน้ำเร็วขึ้น Bergado et al., (1992) แนะนำว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในสนามของดินเหนียวกรุงเทพฯมีค่าประมาณ 4 เท่าของค่าที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านในห้องปฏิบัติการ มีดังนี้

1. การทดสอบแบบคงที่ระดับน้ำ (Constant Head Test)
2. การทดสอบแบบเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (Falling head Test)
3. การหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Test)

สำหรับดินเหนียวที่มีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่ต่ำมาก การทดสอบโดยสองวิธีแรกอาจจะให้ค่าที่ละเอียดไม่เพียงพอ ถ้าความลาดเชิงชลศาสตร์ที่ใช้ในการทดสอบไม่มากพอ ในกรณีเช่นนี้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านสามารถคำนวณได้โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ สุขสันติ หอพิบูลสุข. (2554)

$$k = c_v \gamma_w m_v \quad (2.35)$$

เมื่อ  $c_v$  คือ สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation)  
 $m_v$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวของปริมาตร (Volume coefficient of compressibility)

และเมื่อ  $m_v = \Delta e / \Delta \sigma (1 + e)$  และ  $T_v = c_v \times t / H_{dr}^2$  ดังนั้น สมการที่ (2.35) เขียนใหม่ได้เป็น

$$k = \frac{T_v \times \gamma_w \times \Delta e \times H_{dr}^2}{t \times \Delta \sigma (1 + e)} \quad (2.36)$$

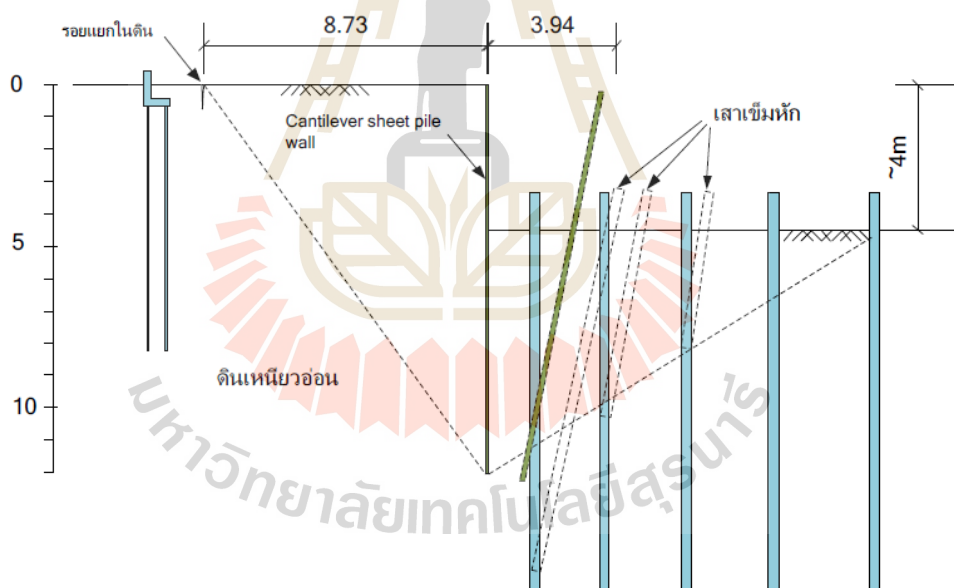
สำหรับในงานวิจัยนี้จะหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในมวลดินด้วยวิธีการทดสอบการอัดตัวคายน้ำเท่านั้น เนื่องจากว่าการทดสอบด้วยวิธีนี้นั้นมีความละเอียดที่เพียงพอและยังช่วยประหยัดระยะเวลาในการเตรียมเครื่องมือทดสอบ เพราะถ้าหากทดสอบด้วยวิธีทั้ง 2 วิธีแรกนั้นอาจจะเสียเวลาในการจัดเตรียมอุปกรณ์และเครื่องมือในการทดสอบพอสมควร



## 2.13 กรณีศึกษา

### 2.13.1 การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กในชั้นดินเหนียวอ่อน

Phamavan (1984) ได้ทำการขุดดินที่มีความลึกประมาณ 4 เมตร เพื่อก่อสร้างโครงสร้างใต้ดินบริเวณแยกถนนบุรี-ปากท่อกับถนนสุขสวัสดิ์ ซึ่งใช้กำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็ก โดยที่ไม่มีค้ำยันกำแพง และได้ทำการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของกำแพง พบว่าการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข็มพืดเหล็กมีการเคลื่อนตัวสูงถึงประมาณ 4 เมตร และนอกจากนี้ยังส่งผลกระทบไปยังเสาเข็มฐานรากของโครงสร้างเกิดการวิบัติ ส่วนดินด้านหลังกำแพงกันดินนั้นเกิดรอยแยก (Tension Crack) ของผิวดินที่ระยะ 8.7 เมตร ดังนั้นการแอนตัวของกำแพงที่มีค่าสติเฟนส (EI) ที่ต่ำ จะทำให้การเคลื่อนตัวของมวลดินมีค่าที่สูง ทำให้ดินบริเวณโดยรอบเกิดการทรุดตัว ดังกรณีศึกษาในรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26 การเคลื่อนตัวของเข็มพืดในชั้นดินเหนียวอ่อน (Phamavan, 1984)

ดังนั้นการเคลื่อนตัวของมวลดินและการแอนตัวของกำแพงจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพทั้งภายในและภายนอกของกำแพง ซึ่งในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันน้ำก็เช่นกัน แต่อาจจะต้องพิจารณาในเรื่องของการซึมผ่านของน้ำในมวลดินประกอบไปด้วย แต่การสร้างสมการที่จะใช้คำนวณการแอนตัว การเคลื่อนตัวของมวลดินและการซึมผ่านน้ำใน

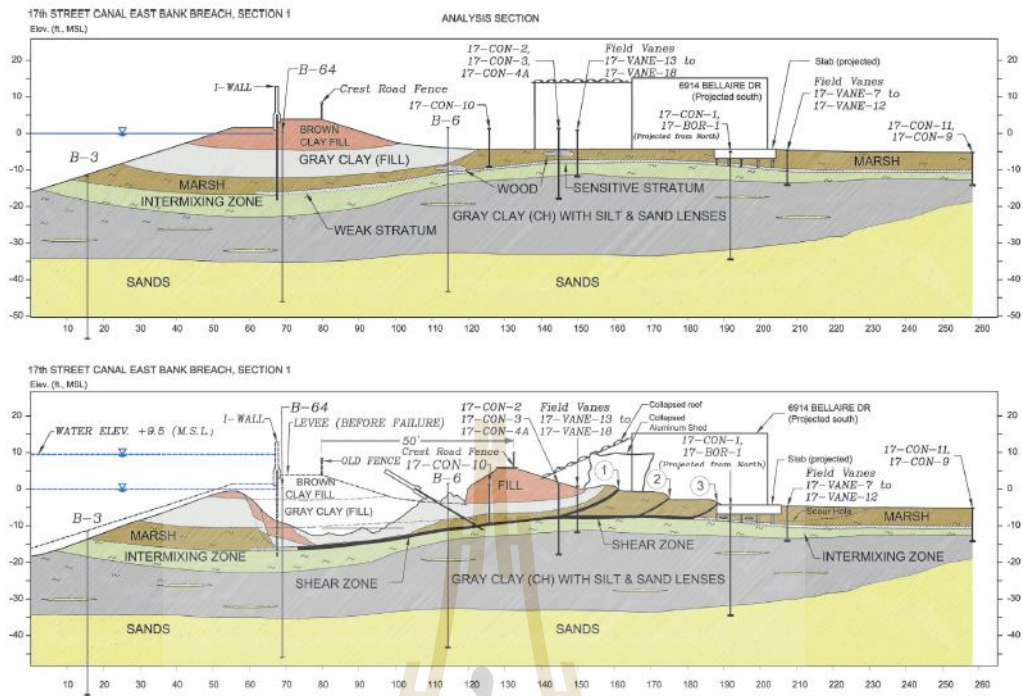
มวลดินนั้นทำได้ค่อนข้างยาก ดังนั้นวิธีการประมาณจึงเป็นวิธีเชิงประสบการณ์หรือวิธีวิเคราะห์เชิงตัวเลข เช่น ไฟไนท์อีลิเมนต์ (Finite Element Method, FEM) ซึ่งในกรณีศึกษาในหัวข้อถัดไปนั้นจะเป็นการใช้วิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข FEM ในการคาดการณ์และหาสาเหตุของการวิบัติที่อาจจะเกิดขึ้น

### 2.13.2 การวิเคราะห์เพื่อหาสาเหตุการวิบัติของกำแพงกันน้ำที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียว

Seed et al. (2008) ได้ทำการวิเคราะห์กำแพงกันน้ำชนิด I-Wall ซึ่งเป็นกำแพงกันน้ำสาธารณะในเมืองนิวยอร์กที่ประสบผลกระทบจากพายุเฮอริเคนแคทรีนาในปี 2005 ทำให้กำแพงกันน้ำเกิดการวิบัติแบบเลื่อนไถล ซึ่งเป็นการวิบัติแบบขาดเสถียรภาพภายนอกของตัวกำแพง สาเหตุของการวิบัตินี้ เกิดจากการที่ระดับน้ำในคลองนั้นเพิ่มสูงขึ้นทำให้แรงดันด้านข้างเพิ่มขึ้นตามไปด้วยส่งผลทำให้กำแพงเกิดการเคลื่อนตัวในแนวราบ ดังแสดงในรูปที่ 2.27 ซึ่งการเคลื่อนตัวของกำแพงนี้ทำให้เกิดช่องว่างระหว่างดินกับตัวกำแพงทำให้น้ำไหลทะลักซึมผ่านช่องว่างนี้และไหลเข้าไปยังด้านล่างฐานของตัวกำแพง ประกอบกับด้านล่างของตัวกำแพงนั้นมีดินเหนียวอ่อนที่มีความไวตัวสูงทำให้ดินเหนียวชนิดนี้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้นในชั้นดิน ทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินต่ำลงบวกกับมีแรงดันด้านข้างจากระดับน้ำที่สูงขึ้น ส่งผลทำให้ตัวกำแพงนั้นขาดเสถียรภาพภายนอกจึงเกิดการวิบัติแบบเลื่อนไถล (Sliding) ดังแสดงในรูปที่ 2.28

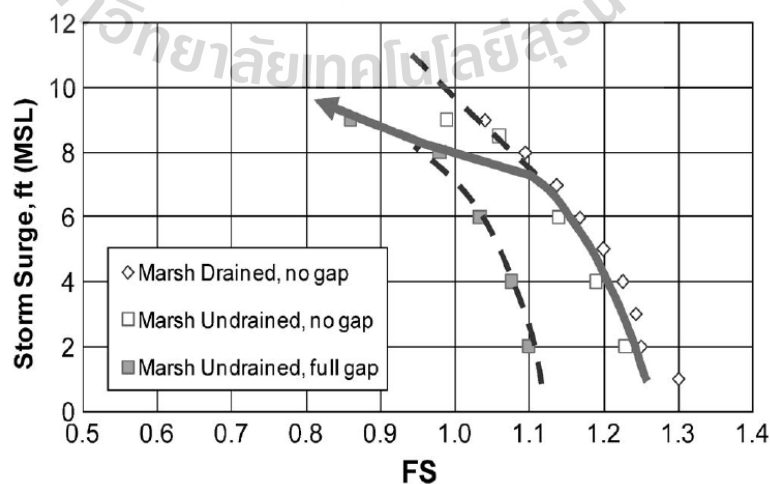


รูปที่ 2.27 ระนาบการวิบัติจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM (Seed et al. 2008)



รูปที่ 2.28 ภาพตัดชั้นดินก่อนและหลังการวิบัติ (Seed et al. 2008)

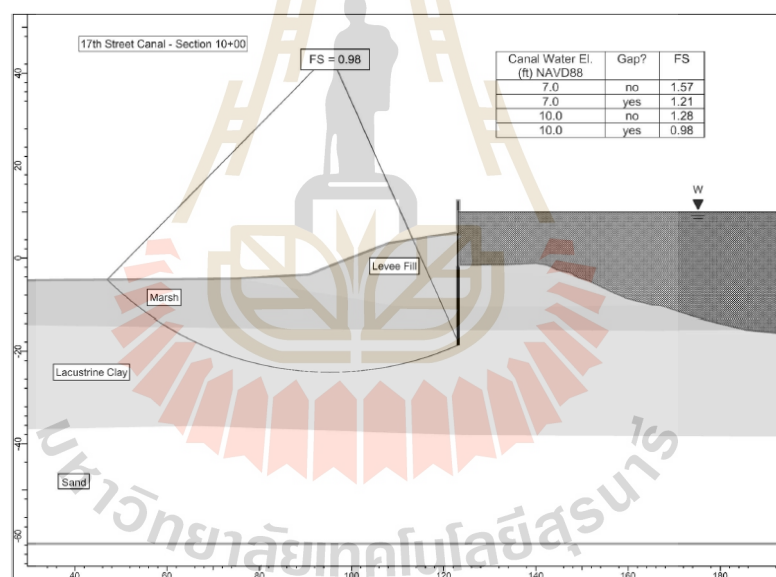
จากการศึกษาในครั้งนี้ยังพบว่าอัตราส่วนความปลอดภัย Factor of Safety (FS) นั้นจะมีค่าลดลงตามระดับของน้ำที่เพิ่มสูงขึ้นตามไปด้วย โดยที่จะมีค่า Factor of Safety น้อยที่สุดในกรณีที่เกิดช่องว่างระหว่างดินกับตัวกำแพงและจะมีค่าที่สูงในกรณีของช่องว่างระหว่างดินกับผิวกำแพงนั้นไม่เกิดขึ้นเลย ดังแสดงในรูปที่ 2.29 นั้นแสดงให้เห็นว่าช่องว่างระหว่างดินกับผิวกำแพงและชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีอิทธิพลอย่างมากต่อเสถียรภาพภายนอกของตัวกำแพงกันน้ำ



รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง FS กับระดับน้ำที่เพิ่มขึ้น (Seed et al. 2008)

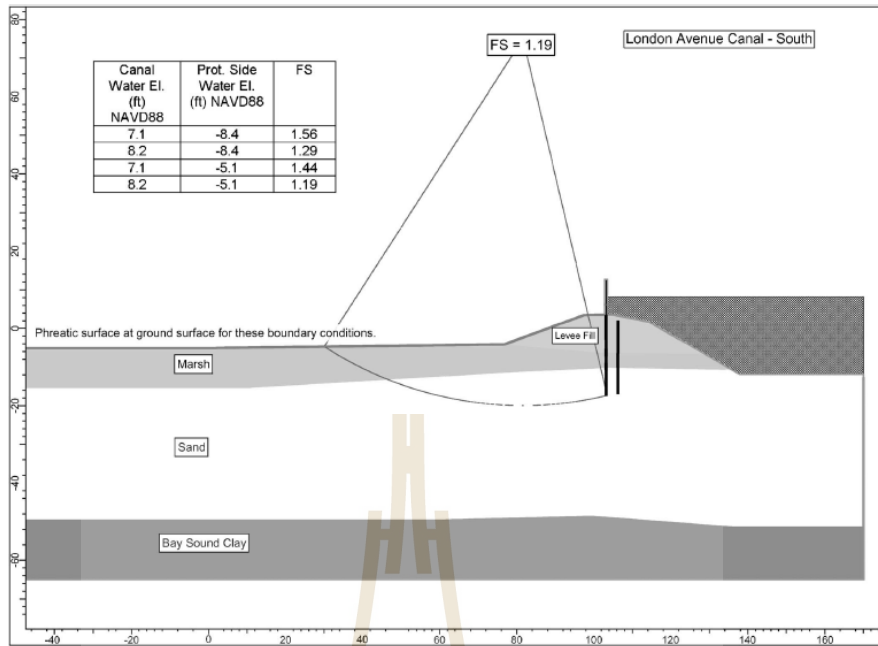
### 2.13.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินของกำแพงกันน้ำ

Duncan et al. (2008) ทำการวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันน้ำชนิด I-Wall ซึ่งการตรวจสอบเสถียรภาพในกรณีศึกษานี้เป็นการตรวจสอบเสถียรภาพของลาดดิน (Slope Stability) ของตัวกำแพงที่วางอยู่บนชั้นดินทรายแน่นและทรายหลวม เพื่อเปรียบเทียบกับตัวกำแพงที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนในกรณีศึกษาของ (Seed et al. 2008) จากการศึกษาของ Duncan et al. (2008) พบว่ากำแพงที่วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นจะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ที่ต่ำลงประมาณ 25% เมื่อวิเคราะห์ในกรณีของดินกับผิวกำแพงนั้นเกิดช่องว่างที่ผนังกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 2.29 แต่อย่างไรก็ตาม การวิบัติของกำแพงที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นจะเกิดการวิบัติในลักษณะแบบเลื่อนไถล (Sliding) มากกว่าหากพิจารณารูปที่ 2.30 อัตราส่วนความปลอดภัย FS แบบเลื่อนไถลนั้นมีค่าที่น้อยกว่าอัตราส่วนการวิบัติแบบลาดดิน (Slope Stability) หากพิจารณาที่ระดับน้ำ 10 ฟุต (3 เมตร) เท่ากัน

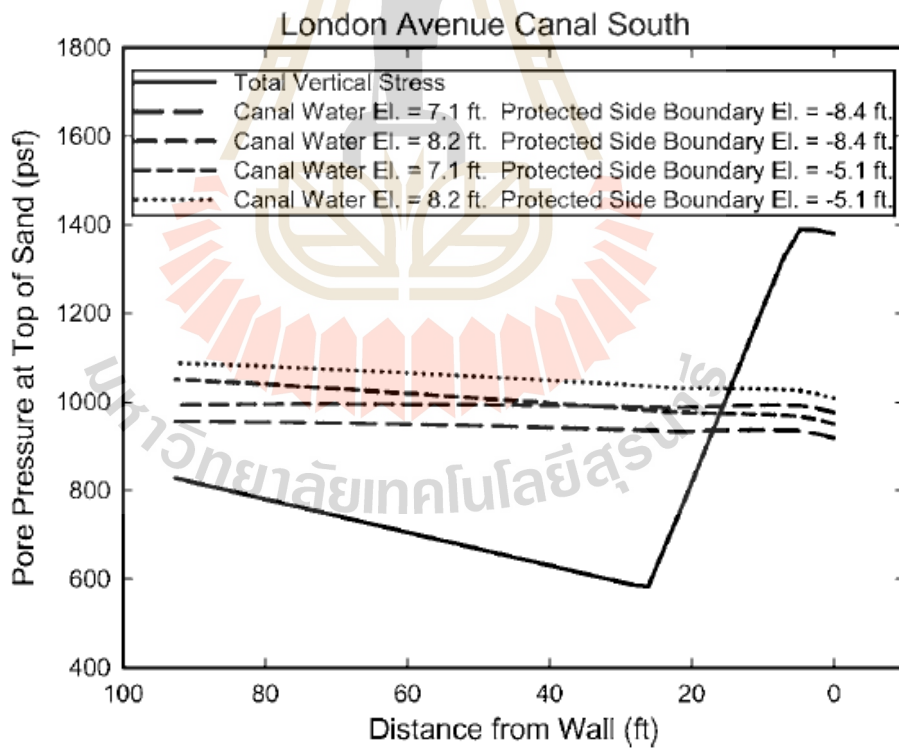


รูปที่ 2.30 ระนาบการวิบัติแบบลาดดินในชั้นดินเหนียว (Duncan et al. 2008)

สำหรับในกรณีของทรายแน่นนั้นพบว่าระนาบการวิบัติแบบลาดดิน (Slope Stability) นั้นมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย FS (ดังรูปที่ 2.31a) ลดลงตามระดับน้ำที่เพิ่มขึ้นซึ่งระนาบการวิบัตินั้นเกิดจากการกัดกร่อน (Erosion) ที่มีน้ำไหลซึมผ่านเข้าไปในช่องว่างระหว่างดินกับผิวกำแพงในชั้นทรายแน่น และนอกจากนี้ยังพบว่าแรงดันน้ำ (Pore Pressure) ที่อยู่ผิวบนชั้นทรายแน่นมีค่ามากกว่าบริเวณใกล้กับกำแพงกันน้ำและมีแนวโน้มลดลงเรื่อยๆ ตามความยาวจากกำแพงไปยังระยะใดๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.31b



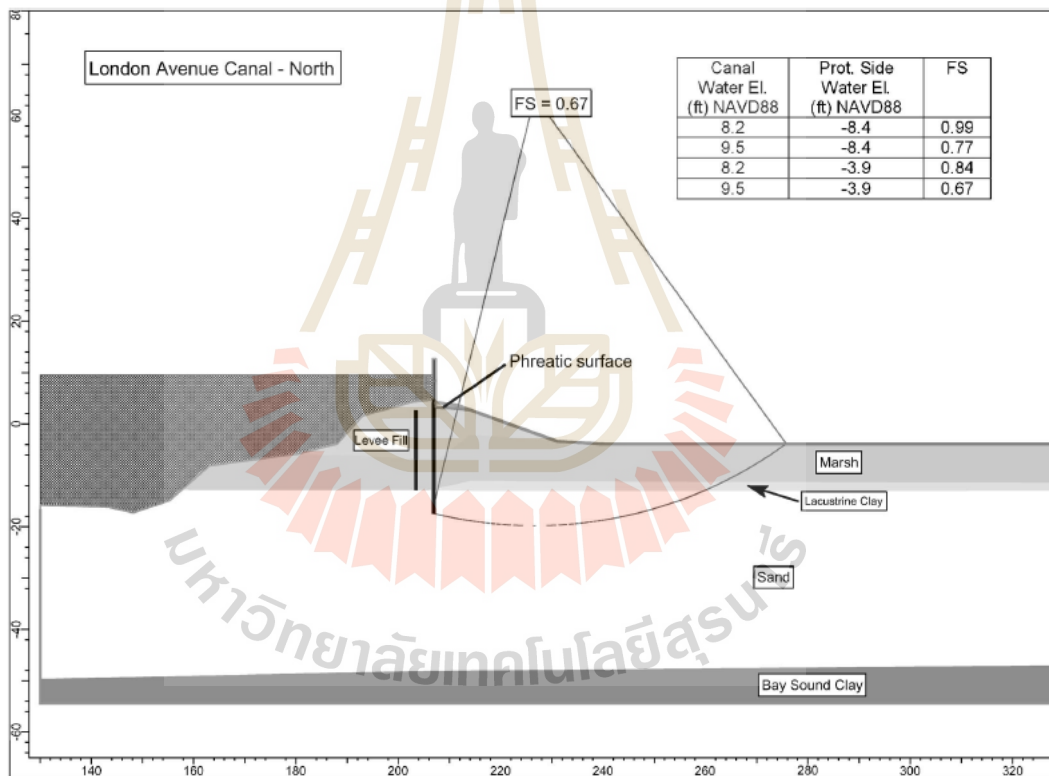
(a)



(b)

รูปที่ 2.31 (a) Slope Stability Analysis. (b) Pore Pressure vs Distance from Wall (Duncan et al. 2008)

กำแพงที่วางอยู่บนชั้นดินทรายหลวมนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยแบบลาดดิน (Slope Stability) พบว่ามีค่าที่ต่ำมาก (ดังแสดงในรูปที่ 2.32) เมื่อเทียบกับทั้งสองกรณีดังที่ได้กล่าวมาข้างต้น (Duncan et al. 2008) ได้ให้เหตุผลว่าสาเหตุที่ทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยน้อยนั้นมาจากหลายปัจจัย ซึ่งปัจจัยหลักที่ทำให้เป็นเช่นนั้นอันเนื่องมาจาก ช่องว่างระหว่างดินกับผิวกำแพงในชั้นทรายหลวมนั้นจะมีขนาดใหญ่กว่าในสองกรณีแรกซึ่งช่องว่างนี้เกิดจากการพัดผ่านที่แรงของกระแสน้ำในช่วงที่เกิดพายุ ทำให้เกิดเป็นโพรงขนาดใหญ่และน้ำไหลซึมเข้าไปได้ง่ายทำให้กำแพงรับแรงดันด้านข้างที่เพิ่มขึ้นอันเนื่องมาจากแรงดันน้ำที่ก่อตัวขึ้นภายในโพรงบวกกับมุมเสียดทานภายในของชั้นทรายหลวมนั้นมีค่านี้น้อยอยู่แล้วจึงทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายมีค่าลดลงตามไปด้วย



รูปที่ 2.32 ระนาบการวิบัติแบบลาดดินของชั้นทรายหลวม (Duncan et al. 2008)

#### 2.13.4 สาเหตุการวิบัติของเขื่อนป้องกันตลิ่งและแนวทางการแก้ไข

Udomchai et al. (2008) ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์และออกแบบแก้ไขเขื่อนคอนกรีตเสริมเหล็กป้องกันตลิ่งโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D เพื่อหาสาเหตุการวิบัติของโครงสร้างเขื่อนป้องกันตลิ่งพร้อมทั้งเสนอแนวทางการแก้ไข โดยที่เขื่อนป้องกันตลิ่งนี้ได้เกิดการ

วิบัติแบบลึ้มเอียงลงสู่แม่น้ำป่าสัก ซึ่งเขื่อนป้องกันตลิ่งนี้อยู่ในบริเวณทางโค้งของแม่น้ำจากการวิเคราะห์พบว่าเสถียรภาพภายนอกหรืออัตราส่วนความปลอดภัย (FS) ของโครงสร้างเขื่อนนี้มีค่าน้อยกว่าที่ผู้ออกแบบได้กำหนดไว้ และนอกจากนี้สาเหตุของการวิบัติเกิดจากระดับน้ำใต้ดินมีการเพิ่มขึ้นและเกิดการกัดเซาะของหน้าดินฝั่งด้านหน้าเขื่อนในช่วงฤดูน้ำหลาก สำหรับแนวทางการแก้ไขนั้นได้ดำเนินการออกแบบโครงสร้างใหม่เพื่อให้มีเสถียรภาพที่สูงขึ้น และนอกจากนี้ยังเสริมการป้องกันการกัดเซาะของหน้าดินด้วยวิธีเสริมหิน rip rap ในฝั่งด้านหน้าของเขื่อนทำให้ช่วยชะลออัตราการกัดเซาะลดลง

นอกจากนี้ยังมีกรณีศึกษาหรืองานวิจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการตรวจสอบ วิเคราะห์ และออกแบบกำแพงป้องกันน้ำท่วม Flood wall อีกเป็นจำนวนมาก ดังนั้นผู้เขียนจึงขอยกตัวอย่างกรณีศึกษา และงานวิจัย เพียง 4 กรณีศึกษา ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้น เพื่อนำหลักการและวิธีการดำเนินการมาปรับใช้เพื่อเป็นแนวทางในการต่อยอดงานวิจัยในครั้งนี้ ซึ่งกระบวนการดำเนินงานวิจัยผู้เขียนได้สรุปไว้ในหัวข้อถัดไป

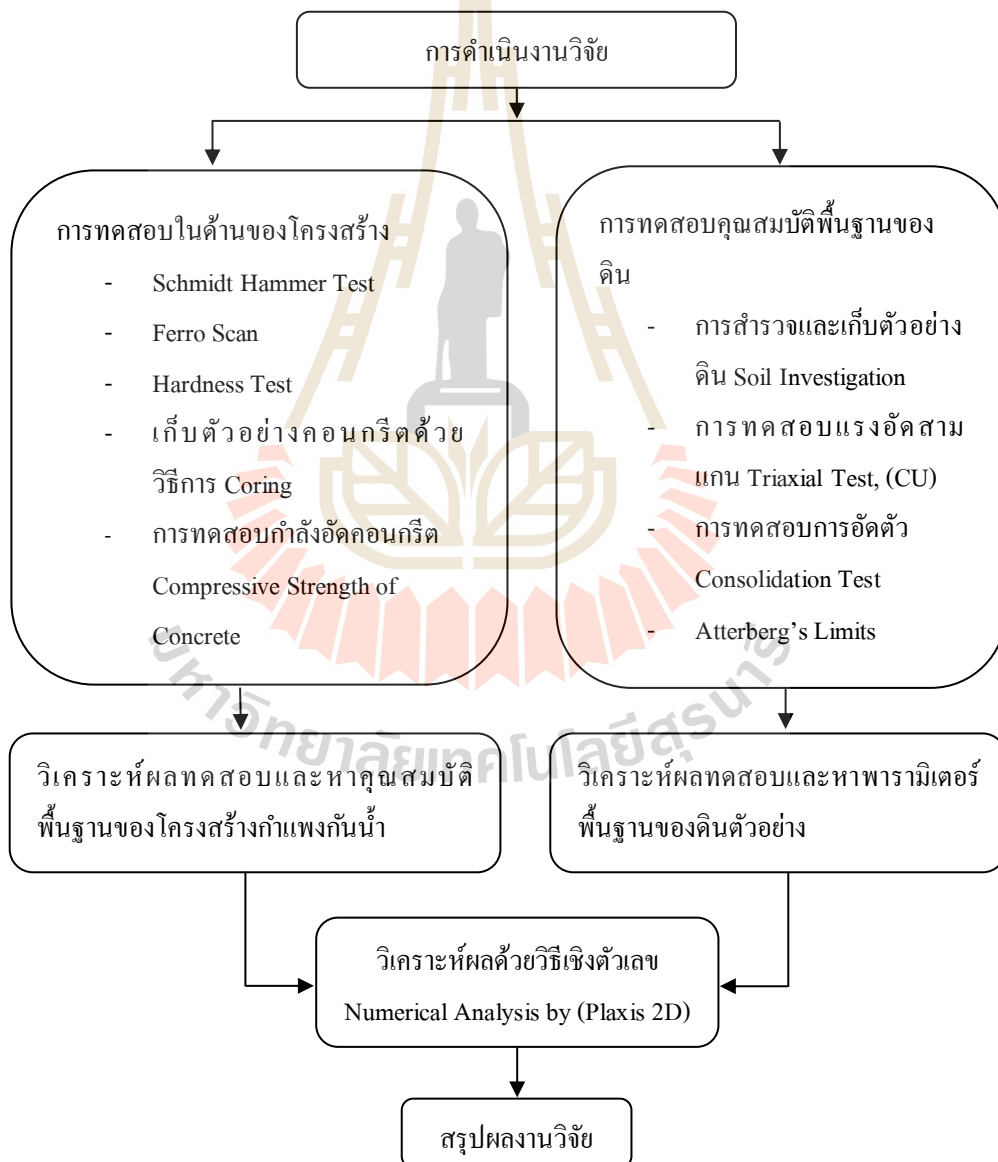


# บทที่ 3

## วิธีการดำเนินงานวิจัย

### 3.1 บทนำ

บทนี้กล่าวถึงขั้นตอนและวิธีการดำเนินการทดสอบในสนาม พร้อมทั้งการเก็บตัวอย่างในสนามเพื่อนำมาวิเคราะห์ในห้องปฏิบัติการ ขั้นตอนการดำเนินการแสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แผนการดำเนินงานวิจัย

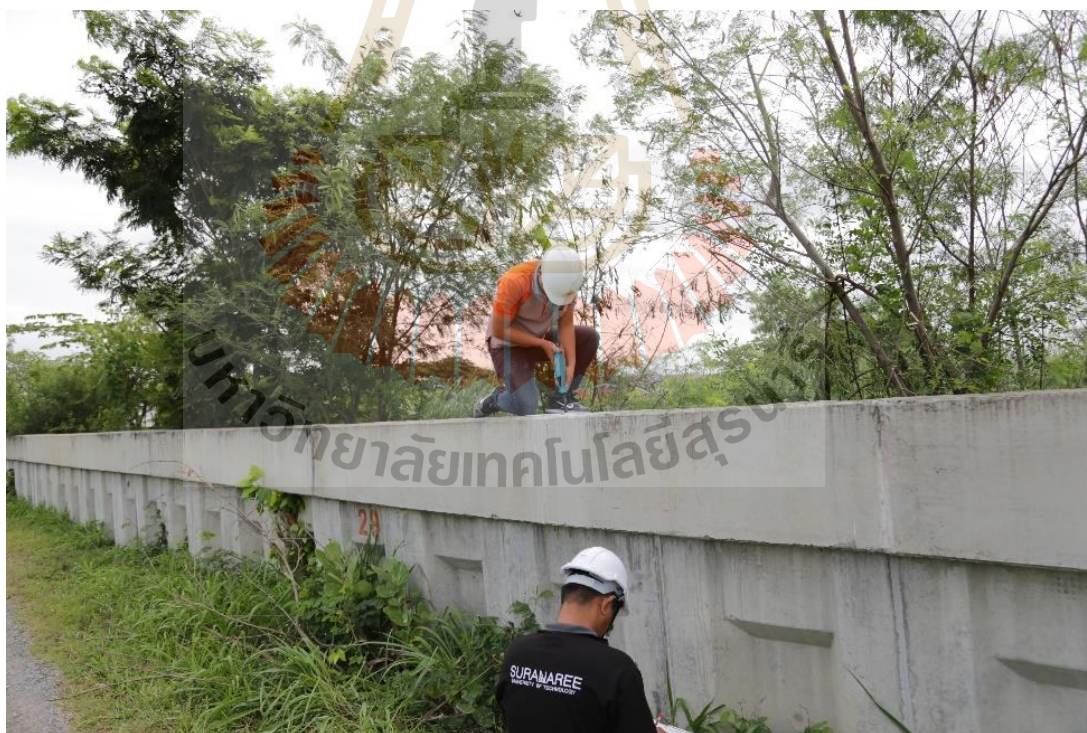


### 3.2 การทดสอบในสนาม

การทดสอบในสนามจะเป็นการทดสอบคุณสมบัติของโครงสร้างกำแพงกันน้ำพร้อมทั้งการเก็บตัวอย่างเพื่อนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ การทดสอบในสนามมีรายละเอียดดังนี้

#### 3.2.1 การทดสอบกำลังอัดคอนกรีตแบบไม่ทำลาย (Schmidt Hammer)

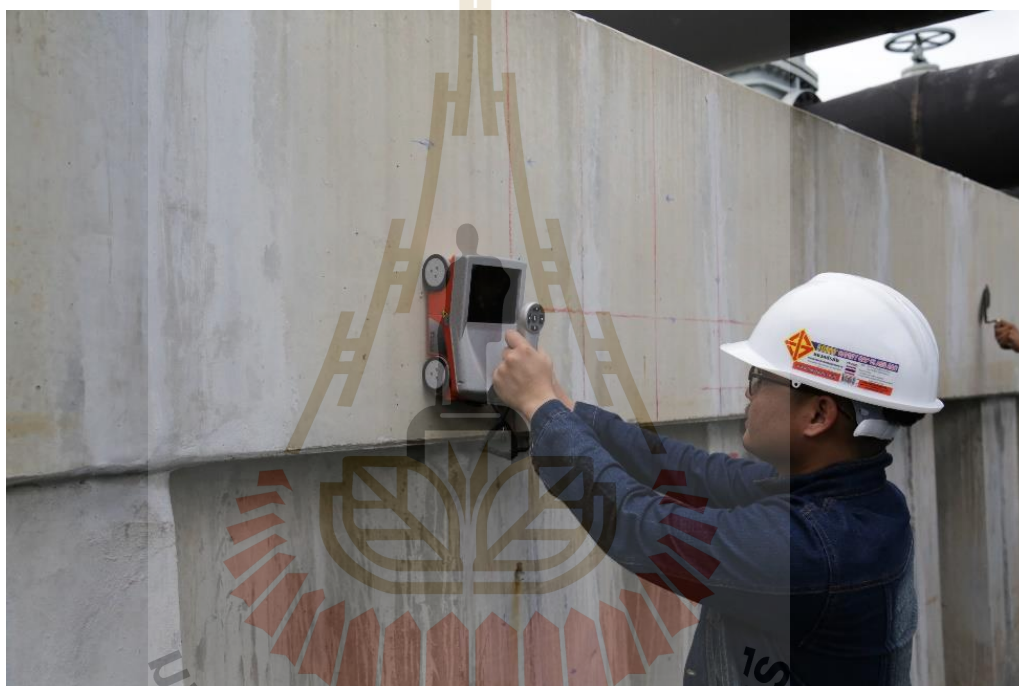
เป็นการตรวจสอบคุณภาพของคอนกรีตแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Testing) โดยวิธีวัดขนาดแรงสะท้อนด้วย Schmidt Hammer Test มาตรฐานการทดสอบ ASTM C805-13a เพื่อประเมินค่ากำลังอัดสูงสุด (Maximum Compressive Strength) หรือค่า  $f'_c$  ของคอนกรีตโดยอาศัยหลักการวัดค่าดัชนีสะท้อนกลับ (Rebound Number) ที่เกิดจากการกดแกนทดสอบ (Plunger) และกระบอกทดสอบ (Housing) ให้ตั้งฉากกับผิวคอนกรีต แรงกระแทกจากสปริงภายในจะทำให้แกนทดสอบเกิดการสะท้อนกลับมีค่าดัชนีตั้งแต่ 10 ถึง 100 ขึ้นอยู่กับความสามารถในการดูดซับพลังงานของผิวคอนกรีตผิวคอนกรีตที่มีความแข็งแรงมากกว่าจะมีค่าดัชนีสะท้อนกลับสูงกว่า การทดสอบ Schmidt Hammer ของโครงสร้างกันน้ำแสดงดังรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 การทดสอบ Schmidt Hammer

### 3.2.2 การทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Ferro Scan)

ใช้หลักการส่งคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้า (Electromagnetic Waves) เคลื่อนที่ลงไปบนเนื้อวัสดุ หากคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้าตรวจพบวัตถุที่ฝังอยู่ภายในหรือตรวจพบความเปลี่ยนแปลงของชั้นวัสดุ คลื่นแม่เหล็กไฟฟ้าจะสะท้อนคลื่นบางส่วนกลับคืนมาที่หัวรับส่งสัญญาณ เพื่อประมวลผลและแสดงผลออกมาในรูปแบบภาพสแกน 2 มิติ ซึ่งสามารถระบุระยะหุ้มเหล็กเสริมของคอนกรีต ระยะห่างของเหล็กเสริม และระยะห่างเหล็กปลอกในเนื้อคอนกรีตได้ รูปที่ 3.3 แสดงเครื่องทดสอบ Ferro Scan ที่ใช้ในการทดสอบโครงสร้างกันน้ำ

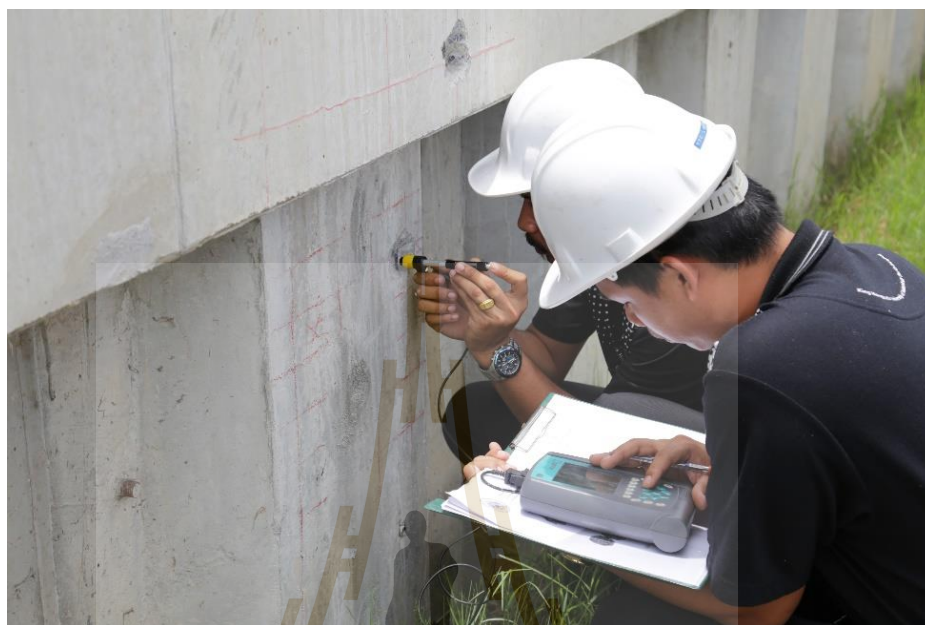


รูปที่ 3.3 การทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริมด้วยเครื่อง Ferro Scan

### 3.2.3 การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมด้วยวิธี (Hardness Test)

การตรวจสอบกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริม ( $f_u$ ) โดยใช้วิธี Hardness Test เป็นการทดสอบเพื่อประเมินค่าความแข็ง (Hardness) ของเหล็ก ตามมาตรฐาน ASTM A956 “Standard Test Methods for Leeb Hardness Testing of Steel Products” (การทดสอบแสดงดังรูปที่ 3.4) การทดสอบกระทำโดยการกดหัวทดสอบรูปทรงกลมให้กระแทกกับผิวเหล็กโดยใช้แรงดันจากสปริงภายในเครื่องทดสอบ ความเร็วในการกระแทกและการสะท้อนกลับ (Impact และ Rebound Hammer) จะถูกตรวจวัดด้วยความละเอียดจากค่าความต่างศักย์ที่เกิดขึ้นขณะที่หัวทดสอบเคลื่อนที่ผ่านแม่เหล็ก จากนั้นเครื่องทดสอบจะนำค่าความต่างศักย์มาแปลผลเป็นค่าดัชนีความแข็งของผิว

เหล็ก ตามสเกลมาตรฐานของ Leeb หรือ Brinell ค่าความแข็งที่วัดได้จะนำมาประมาณค่ากำลังของแรงดึง (Tensile Strength) ของตัวอย่างเหล็กเสริมที่ทดสอบ



รูปที่ 3.4 การทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมในสนาม

### 3.2.4 การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ( $f'_c$ ) โดยใช้วิธีเจาะเก็บตัวอย่างแท่งคอนกรีต (Coring) มาทดสอบในห้องปฏิบัติการ

เป็นการเก็บตัวอย่างคอนกรีตด้วยวิธีการเจาะแบบใช้เครื่องเจาะ (Core Drilling Machine) ที่ตัวโครงสร้างกำแพงกันน้ำ (ดังแสดงในรูปที่ 3.5) เมื่อได้ตัวอย่างตามขนาดที่ต้องการแล้ว ทำการตัดตัวอย่างให้มีอัตราส่วนของความสูงต่อเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 2:1 จากนั้นนำแท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ได้ไปทดสอบเพื่อหาค่ากำลังอัดประลัย (Ultimate Compressive Strength) ด้วยเครื่องทดสอบกำลังอัดคอนกรีต (ดังแสดงในรูปที่ 3.6) การทดสอบด้วยวิธีนี้เป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM C42/C42M “Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete” และ ASTM C39/ C39M “Compressive Strength for Cylindrical Concrete Specimens”



รูปที่ 3.5 การเก็บตัวอย่างคอนกรีตด้วยเครื่อง Core Drilling Machine



รูปที่ 3.6 การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

### 3.2.5 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test)

การทดสอบทะลุทะลวงตามมาตรฐาน (ASTM D1452/D1452M-16) ได้ถูกพัฒนาขึ้นในปี ค.ศ. 1927 และได้เป็นที่นิยมใช้ต่อมาจนถึงปัจจุบัน ข้อดีของการทดสอบนี้คือเป็นการทดสอบที่ได้ดินตัวอย่าง สามารถกระทำได้อย่างรวดเร็วและมีค่าใช้จ่ายต่ำ เนื่องจากในการสำรวจชั้นดินจำเป็นต้องเจาะหลุมทดสอบอยู่แล้ว เมื่อทำการเจาะหลุมสำรวจจนถึงความลึกที่ต้องการทดสอบจะใช้กระบอกลูกเหล็ก (Spilt spoon) ต่อเข้ากับก้านเจาะหย่อนลงไปยังหลุมสำรวจ กระบอกเก็บตัวอย่างนี้จะถูกตอกลงไปในดินโดยใช้ตุ้มตอกซึ่งมีน้ำหนัก 62.3 กิโลกรัม การตอกแต่ละครั้งจะยกตุ้มตอกสูง 76.0 เซนติเมตร (30 นิ้ว) และทำการตอกทั้งหมด 3 ช่วงๆ ละ 15 เซนติเมตร (6 นิ้ว) ดังแสดงในรูปที่ 3.7 ในแต่ละช่วงจะทำการบันทึกจำนวนครั้งที่ตอก ซึ่งจำนวนครั้งที่ตอกในช่วง 15 เซนติเมตร แรกจะไม่นำมาใช้เนื่องจากดินบริเวณดังกล่าวจะถูกรบกวนจากการเจาะสำรวจ ผลรวมของจำนวนตอกสองช่วงสุดท้ายเรียกว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number,  $N$ ) โดยทั่วไปการหาค่าทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number) และการเก็บตัวอย่างจะกระทำทุกความลึก 1.5 เมตร ค่าตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number,  $N$ ) และกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีความสัมพันธ์โดยตรงกัน ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานยิ่งมาก แสดงว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าสูง รูปที่ 3.7 แสดงการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐานบริเวณพื้นที่ก่อสร้างโครงสร้างกั้นน้ำ



รูปที่ 3.7 การทดสอบดินในสนามพร้อมกับเก็บตัวอย่าง

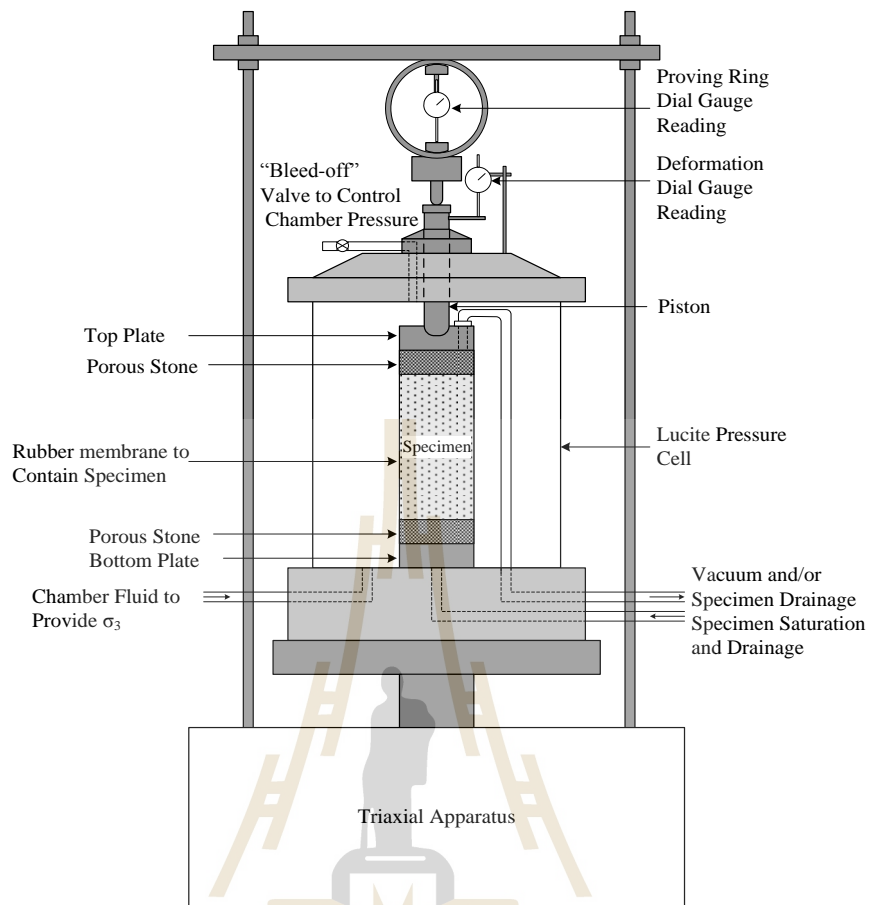
### 3.3 การทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการ

#### 3.3.1 การทดสอบแรงอัดสามแกน Triaxial Test

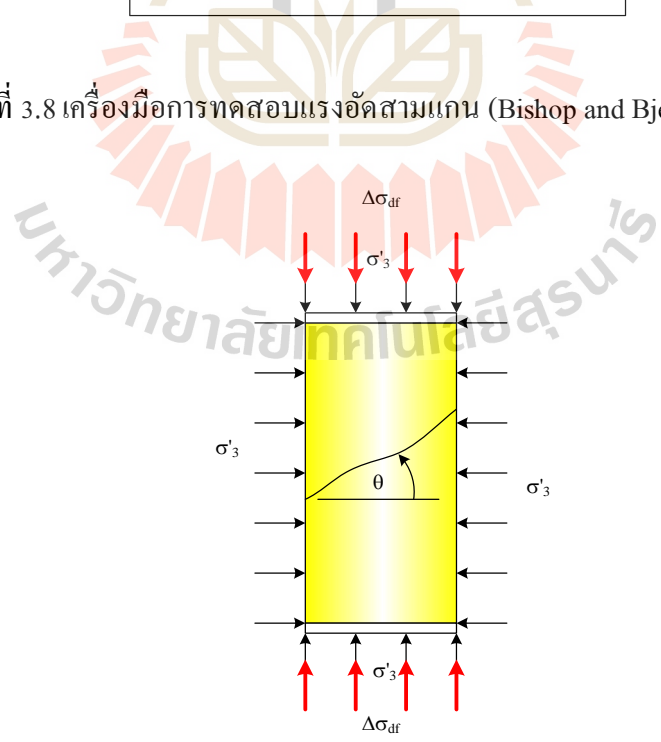
มาตรฐานการทดสอบ (ASTM D-4767-11 Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils) วิธีนี้ถือว่าเป็นวิธีที่น่าเชื่อถือที่สุดสำหรับการหาพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือน (Shear strength parameters) และการศึกษาการเปลี่ยนแปลงความเค้น ความดันน้ำ และการเสีรูปร่างของดินตัวอย่าง ซึ่งใช้กันมากในงานก่อสร้างขนาดใหญ่และงานวิจัย ใโดอะแกรมของเครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกนแสดงดังในรูปที่ 3.8

ในการทดสอบแบบนี้ ตัวอย่างจะถูกเตรียมให้มีอัตราส่วนความสูงต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 2:1 (รูปที่ 3.9) เส้นผ่านศูนย์กลางที่นิยมใช้ในการทดสอบมีด้วยกันสองขนาดคือ 3.5 และ 5.0 เซนติเมตร ตัวอย่างจะถูกหุ้มด้วยปลอกยาง (Rubber membrane) เพื่อป้องกันน้ำซึมออกและไหลเข้าในตัวอย่างขณะทำการทดสอบ การเหนือนดินตัวอย่างกระทำได้โดยการให้แรงในแนวตั้งผ่านเครื่องให้แรง (Loading ram) ในขณะที่ทำการทดสอบผู้ทดสอบต้องวัดค่าน้ำหนักที่กระทำในแนวตั้ง การทรุดตัวแนวตั้ง ปริมาณน้ำที่ไหลออกจากดินตัวอย่าง และความดันน้ำที่เปลี่ยนแปลง การทดสอบแรงอัดสามแกนสามารถทำได้ 3 ลักษณะ ขึ้นอยู่กับสถานะที่ต้องพิจารณา ดังนี้

- 1) การทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและการระบายน้ำ (Consolidated-drained test, CD test)
- 2) การทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำ (Consolidated-undrained test, CU test)
- 3) การทดสอบไม่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ (Unconsolidated-undrained test, UU test)



รูปที่ 3.8 เครื่องมือการทดสอบแรงอัดสามแกน (Bishop and Bjerrum, 1960)



รูปที่ 3.9 ความเค้น ในการทดสอบแรงอัดสามแกน

### 3.3.2 ขั้นตอนการทดสอบแรงอัดสามแกน

การทดสอบแรงอัดสามแกนมีการอัดตัวคายน้ำด้วยความดันเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) สามารถแบ่งออกเป็นสี่ขั้นตอนหลักๆ ดังนี้

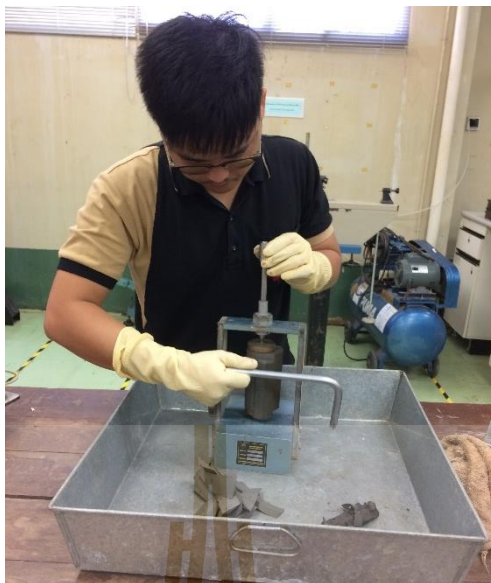
#### 1) ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างและติดตั้งเครื่องมือทดสอบ

ก่อนที่จะทำการตัดแต่งดินตัวอย่างให้มีขนาดตามต้องการ ทำการติดตั้งสายความดัน สายระบายน้ำ และอุปกรณ์วัดความดันน้ำที่ฐานของเครื่องมือทดสอบ อุปกรณ์เหล่านี้ต้องถูกแช่ น้ำที่ไม่มีอากาศปน (De-aired water) ตลอดเวลา ต่อจากนั้น เตรียมกระดวยกรอง หินพรุนที่อึดด้วยน้ำ หนึ่งยาง และถุงยางให้พร้อมสำหรับใช้หลังตัดแต่งตัวอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้ว

หลังจากนั้นทำการตัดแต่งตัวอย่างดินเหนียว (ดังแสดงในรูปที่ 3.10) ที่ได้จากการเก็บตัวอย่างในสนามเมื่อตัดแต่งดินตัวอย่างได้ขนาดตามต้องการแล้ว ทำการประกบหินพรุนและกระดวยกรองที่ด้านบนและด้านล่างของดินตัวอย่าง เพื่อให้การอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นเร็ว นอกจากนี้ให้ติดกระดวยกรองที่มีขนาด 6.35×90 มิลลิเมตร (สำหรับตัวอย่างขนาด 35.5×71 มิลลิเมตร) จำนวน 8 แผ่น รอบดินตัวอย่าง โดยมีระยะห่างเท่าๆ กัน กระดวยกรองต้องไม่คลุมพื้นที่เกินกว่าร้อยละ 50 ของดินตัวอย่าง ปลายของกระดวยกรองควรต่อไปจนถึงหินพรุนเพื่อให้เกิดความสะดวกในการระบายน้ำ ต่อจากนั้น ประกอบดินตัวอย่างกับแท่นรับน้ำหนัก (Top plate) และฐานรองรับดินตัวอย่าง (Bottom plate) และห่อหุ้มด้วยถุงยาง รััดถุงยางที่แท่นรับน้ำหนักและฐานรองรับดิน สุดท้ายทำการประกอบฝาครอบแก้ว (Lucite pressure cell) ดังแสดงในรูปที่ 3.11 และทำการเติมน้ำจนเต็มฝาครอบแก้วผ่านรูของ Cell pressure

ขณะที่ดินตัวอย่างอยู่ในฝาครอบแก้วที่เต็มไปด้วยน้ำ ความดันรอบข้างจะเป็นศูนย์ ความดันน้ำในโพรงจะมีค่าเป็นลบสำหรับดินเม็ดละเอียด ซึ่งทำให้ดินสามารถตั้งอยู่ได้และมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนอยู่บ้าง





รูปที่ 3.10 การตัดแต่งตัวอย่างดินเหนียวให้ได้ขนาดตามที่ต้องการทดสอบ



รูปที่ 3.11 การประกอบอุปกรณ์ชุดทดสอบ Triaxial

## 2) ขั้นตอนการทำให้ตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ (Saturation of specimen)

ให้ความดันกลับ (Back pressure,  $u_b$ ) กับดินตัวอย่างประมาณ 150 ถึง 200 กิโลปาสกาล ด้วยอุปกรณ์เพิ่มแรงดันน้ำ (รูปที่ 3.12) เพื่อทำให้ดินตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ ความดันกลับจะต้องถูกเพิ่มเป็นขั้นๆ ขั้นตอนละประมาณ 25 ถึง 50 กิโลปาสกาล ในระหว่างที่เพิ่มความดันกลับ ต้องควบคุมความดันรอบข้าง (Cell pressure,  $\sigma_3$ ) ให้มีค่าสูงกว่าความดันกลับเสมอ เพื่อป้องกันการวิบัติของดิน ความแตกต่างของความดันรอบข้างและความดันกลับควรมีค่าประมาณ 10 ถึง 20 กิโล

ปาสคาล เมื่อได้ความดันกลับตามต้องการแล้ว (ประมาณ 150 ถึง 200 กิโลปาสคาล) เปิดวาล์วระบายน้ำและปล่อยตัวอย่างให้อยู่ในสภาพนี้อย่างน้อย 24 ชั่วโมง หลังจาก 24 ชั่วโมง ทำการตรวจสอบระดับความอิ่มตัวด้วยน้ำ (Degree of saturation) โดยการปิดวาล์วระบายน้ำที่ไหลเข้าและไหลออกดินตัวอย่าง (Specimen drainage) และเพิ่มความดันรอบข้างประมาณ 10 ถึง 20 กิโลปาสคาล พร้อมทั้งบันทึกค่าความดันน้ำส่วนเกิน ( $\Delta u_c$ ) ภายในเวลาหนึ่งนาที ความดันน้ำส่วนเกินนี้สามารถเขียนในรูปของตัวแปรไร้หน่วย ดังนี้

$$B = \frac{\Delta u_c}{\Delta \sigma_3} \quad (3.1)$$

เมื่อ  $B$  คือตัวแปรความดันน้ำของ Skempton (Skempton, 1954) และ  $\Delta \sigma_3$  คือความดันรอบข้างรวมที่เพิ่มขึ้น ตัวแปร  $B$  จะมีค่าใกล้เคียง 1.0 สำหรับดินเหนียวอ่อนอิ่มตัวด้วยน้ำ และมีค่าน้อยกว่า 1.0 สำหรับดินเหนียวแข็งอิ่มตัวด้วยน้ำ ดังนั้น ในขั้นตอนนี้ สำหรับดินเหนียวอ่อน  $B$  จะต้องมีค่าเท่ากับ  $1 \pm 0.02$  แต่ถ้าหากปรากฏว่าดินตัวอย่างมีค่า  $B$  น้อยกว่าค่าดังกล่าว ให้ปล่อยดินตัวอย่างอยู่ภายใต้ความดันกลับเดิมในเวลาที่นานขึ้น หรือเพิ่มความดันกลับ จนกระทั่งดินตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำ

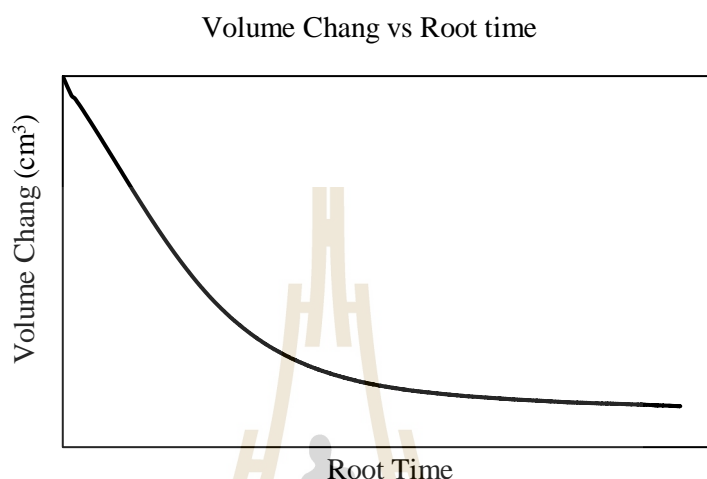


รูปที่ 3.12 ชุดอุปกรณ์เพิ่มแรงดันน้ำ Pneumatic Controller

### 3) ขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation)

หลังสิ้นสุดการทำให้ดินตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำแล้ว บันทึกปริมาตรน้ำในหลอดแก้ววัดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของดินตัวอย่าง (Burette) และการทรุดตัวในแนวตั้ง และทำการปิดวาล์วน้ำพร้อมกับวางแกนให้น้ำหนัก (Piston) บนแท่นรับน้ำหนัก (Top plate) ต่อจากนั้นทำการเพิ่มความดันรอบข้างจนได้ความดันรอบข้างประสิทธิผลตามต้องการ และเปิดวาล์วน้ำ

พร้อมทั้งบันทึกการทรุดตัวในแนวดิ่งและปริมาณน้ำในหลอดแก้วที่เปลี่ยนแปลงกับเวลา ผู้ทดสอบสามารถตรวจสอบว่าการอัดตัวคายน้ำสิ้นสุดหรือยังได้โดยการวาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำในหลอดแก้วที่เพิ่มขึ้นกับลอการิทึมของเวลา ดังแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำที่เปลี่ยนแปลงกับลอการิทึมของเวลา

#### 4) ขั้นตอนการเนียนตัวอย่าง (Shearing)

หลังจากดินตัวอย่างสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำแล้ว การเนียนตัวอย่างจะกระทำที่อัตราการอัดตัวคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาวะการระบายน้ำ อัตราการอัดตัวควรมีค่าไม่เกินกว่า 0.009 มิลลิเมตร ต่อนาที สำหรับการทดสอบในสภาวะไม่ระบายน้ำ ในการทดสอบทั้งสองสภาวะ พื้นที่หน้าตัดของดินตัวอย่างจะเปลี่ยนไป เพื่อให้กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบมีความถูกต้อง Bishop and Henkel (1964) เสนอสมการปรับแก้พื้นที่หน้าตัด ดังนี้

$$A_c = A_o \left( \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_o}}{1 - \frac{\Delta L}{L_o}} \right) \quad (3.2)$$

เมื่อ  $A_c$ ,  $A_o$ ,  $V_o$ ,  $\Delta V$ ,  $L_o$  และ  $\Delta L_o$  คือพื้นที่หน้าตัดปรับแก้ พื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น ปริมาตรเริ่มต้น ปริมาตรที่เปลี่ยนแปลง ความยาวเริ่มต้น และความยาวที่เปลี่ยนแปลงของดินตัวอย่าง ในขณะทดสอบ ตามลำดับ สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ ในระหว่างการเนียนดินตัวอย่าง ท่อระบายน้ำจะถูกปิด เนื่องจากไม่มีการระบายออกของน้ำ การเพิ่มขึ้นของความดันน้ำสามารถเขียนในรูปตัวแปรไร้หน่วย ดังนี้

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \quad (3.3)$$

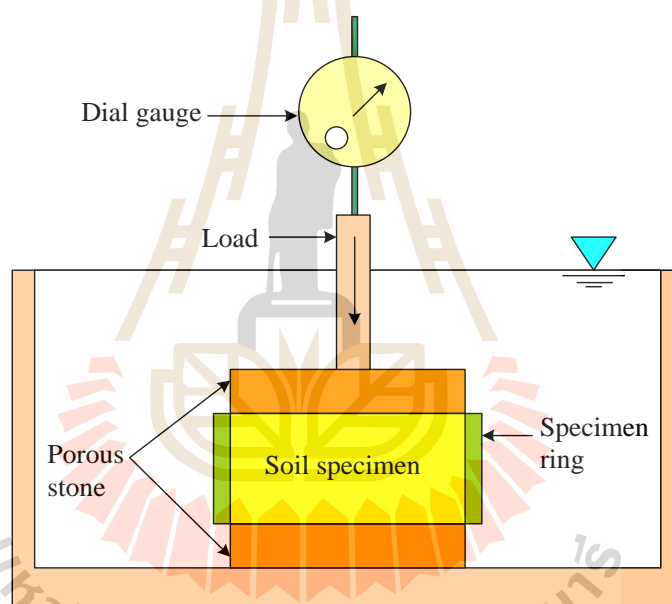
เมื่อ  $\Delta u_d$  คือ ความดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress,  $\Delta \sigma_d$ ) และ  $A$  ตัวแปรความดันน้ำของ Skempton (Skempton, 1954) ตัวแปรนี้จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนการอัดตัวเกินปกติ (Overconsolidation ratio,  $OCR$ ) ของดิน รูปที่ 3.14 แสดงตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่เกิดการวิบัติเนื่องจากการเฉือน



รูปที่ 3.14 การวิบัติของตัวอย่างดินเหนียวหลังการทดสอบ Triaxial Test

### 3.3.3 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ Consolidation Test

ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำมาตรฐานการทดสอบ (ASTM D-2435-96 Test Method for One – Dimensional Consolidation Properties of soil) จะได้คุณสมบัติการอัดตัวของดินที่สำคัญๆ ได้แก่ สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of consolidation,  $c_v$ ) ดัชนีการอัดตัว (Compression index,  $C_c$ ) ดัชนีการบวมตัว (Swelling index,  $C_s$ ) และความเค้นที่เคยกดทับดินสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure or Preconsolidation pressure,  $P'_c$ ) เครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidometer) ดังแสดงในรูปที่ 3.15 เครื่องมือนี้สามารถทำให้ดินตัวอย่างอยู่ใต้น้ำตลอดการทดสอบ และสามารถวัดค่าการทรุดตัวของดินได้เมื่อมีความเค้นกระทำ ในแต่ละความเค้นกดทับใดๆ จะได้ข้อมูลเวลาและการทรุดตัวของดิน

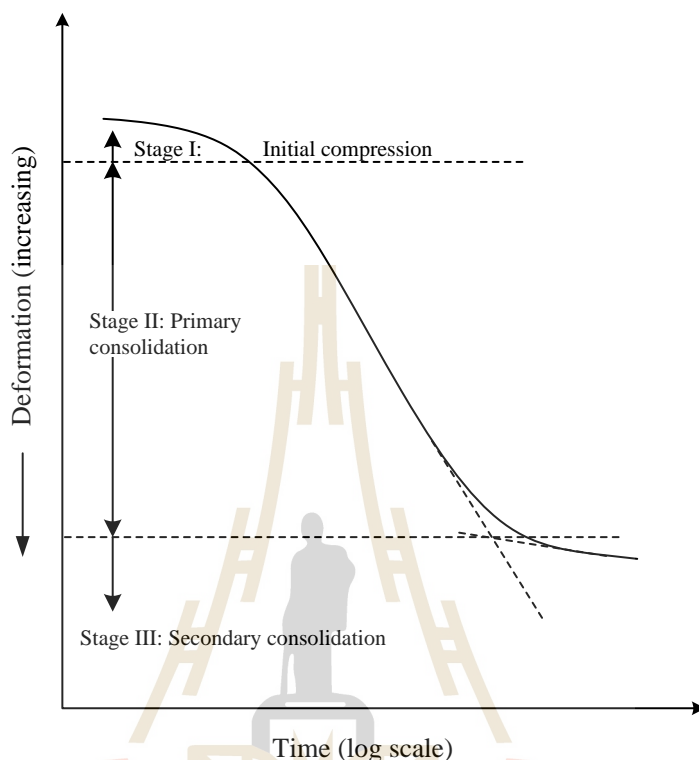


รูปที่ 3.15 ไดอะแกรมเครื่องมือทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

รูปที่ 3.16 แสดงลักษณะการเสีรูปร่างของดินตัวอย่างและลือคการิทึมของเวลาที่ความเค้นกดทับค่าหนึ่ง จะเห็นว่า กราฟลักษณะการเสีรูปร่างของดินตัวอย่างและลือคการิทึมของเวลาสามารถพิจารณาแบ่งออกเป็น 3 ช่วง ได้แก่

- 1) ช่วงแรก (Stage I) ดินตัวอย่างจะเกิดการอัดตัวทันทีที่เริ่มต้นวางความเค้นกดทับ
- 2) ช่วงที่สอง (Stage II) การเสีรูปร่างเกิดจากการไหลออกของน้ำเนื่องจากความดันน้ำส่วนเกินที่เป็นผลจากการวางความเค้นกดทับ และเมื่อความดันน้ำส่วนเกินสลายไป ความเค้นกดทับจะเปลี่ยนเป็นความเค้นประสิทธิผลในดินตัวอย่าง

- 3) ช่วงที่สาม (Stage III) เป็นช่วงที่ดินเกิดการเสียรูปแบบพลาสติก ซึ่งจะเกิดหลังจากที่ความดันน้ำส่วนเกินสลายไปหมดแล้ว



รูปที่ 3.16 ลักษณะการเสียรูปและลือการที่มของเวลาที่ความเค้นกดทับใดๆ

### 3.3.4 ขั้นตอนทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

การทดสอบ Consolidation Test จะใช้ตัวอย่างดินที่เป็นดินเหนียวซึ่งได้จากการเก็บตัวอย่างดินในสนาม โดยใช้กระบอกบางเก็บตัวอย่างดิน ซึ่งไม่ทำให้ตัวอย่างดินถูกรบกวนมาก จนทำให้คุณสมบัติของดินเปลี่ยนแปลงไป โดยเฉพาะคุณสมบัติด้านความหนาแน่นของดิน และปริมาณน้ำที่อยู่ในดิน คุณสมบัติดังกล่าวจะมีผลโดยตรงกับการทดสอบ Consolidation Test ดังนั้น การเก็บรักษาตัวอย่างดินให้มีปริมาณความชื้นคงที่จะใช้วิธีฝังปิดหัวและท้ายของกระบอกบางเพื่อรักษาความชื้นของตัวอย่างดินในกระบอกในระหว่างที่รอการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ขั้นตอนการทดสอบนั้นสามารถสรุปได้ดังนี้

#### 1) การเตรียมตัวอย่างก่อนทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างดินเหนียวนั้นในขั้นตอนเริ่มต้นจะทำการชั่งน้ำหนักของวงแหวน Cutting Ring เสร็จแล้วนำวงแหวน Cutting Ring กดลงบนตัวอย่างดินเหนียวโดยในขั้นตอน

การกดนั้นจะค่อยๆ กดลงไป (รูปที่ 3.17) เมื่อกดวงแหวน Cutting Ring เสร็จแล้วจะนำไปเกลี่ยที่เป็นลวดมาตัดแต่งหัวท้ายของตัวอย่างดินเพื่อให้มีพื้นผิวที่เรียบเสร็จแล้วทำการชั่งน้ำหนักของ Cutting Ring ที่มีดินอยู่ภายในวงแหวนเพื่อหาความหนาแน่นของดิน ส่วนเศษตัวอย่างดินที่ถูกตัดออกนั้นจะถูกนำไปหาปริมาณความชื้นเริ่มต้นต่อไป

หลังจากที่เสร็จกระบวนการดั่งที่กล่าวแล้วข้างต้น จะนำตัวอย่างดินที่ได้เตรียมมาแล้วไปติดตั้งใน Consolidation Cell ซึ่งมีแผ่นหินพรุน (Porous Stone) ที่แช่น้ำก่อนทดสอบเป็นเวลา 24 ชั่วโมง และกระดาษกรอง (Filter Paper) ที่เปียกน้ำมาประกบหัวและท้ายของตัวอย่างดินที่จะทำการทดสอบ หลังจากนั้นทำการติดตั้ง Consolidation Cell ลงบน Load Frame พร้อมกับติดตั้ง LVDT (Linear Variable Differential Transformer) เพื่อวัดการยุบตัวของตัวอย่างดินเหนียวในระหว่างที่ทำการทดสอบ

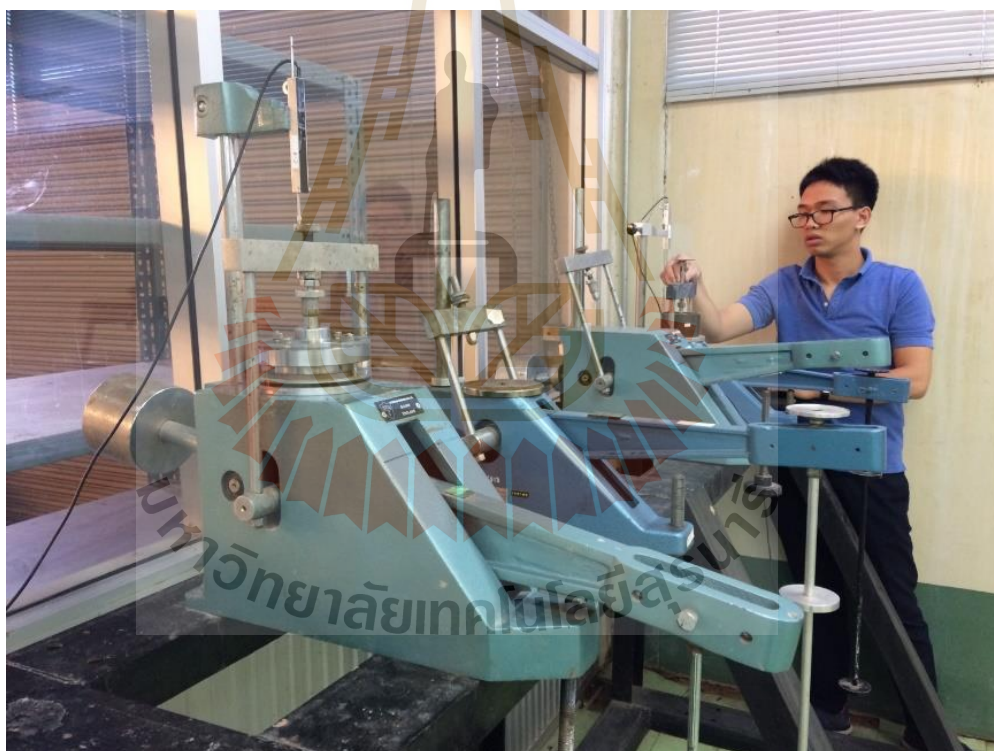


รูปที่ 3.17 การตัดแต่งตัวอย่างดินก่อนเริ่มการทดสอบ

## 2) ขั้นตอนการกดตัวอย่าง

หลังจากที่ติดตั้ง Consolidation Cell และอุปกรณ์ตรวจวัดการยุบตัว (LVDT) เสร็จแล้วนั้น ในขั้นตอนนี้จะเป็นการให้น้ำหนักบรรทุกทุกแ่งตัวอย่างดินเหนียวที่จะทำการทดสอบ โดยที่การให้น้ำหนักบรรทุกนั้นจะค่อยๆ ให้น้ำหนักกดไปที่ละขั้นของการทดสอบ (Step by Step)

ในขั้นตอนนี้จะต้องทำการปรับ Counterbalance Weight ให้แนวของคานขนานกับแนวราบโดยที่สังเกตจากระดับน้ำฟองยวที่ติดตั้งไว้ที่คาน (รูปที่ 3.18) เมื่อเสร็จแล้ว ปรับสกรูที่อยู่ใต้คานขึ้นมาค้ำกับด้านล่างของคาน หลังจากนั้นทำการวางน้ำหนักในขั้นแรกลงบนที่แขวนน้ำหนักพร้อมทั้งตรวจสอบความพร้อมของอุปกรณ์ต่างๆ ให้เรียบร้อยก่อนการปล่อยน้ำหนัก เมื่อตรวจสอบเสร็จแล้วในขั้นต่อไปจะเป็นการปล่อยน้ำหนักกดทับที่ตัวอย่างดิน โดยการคลายสกรูที่อยู่ใต้คานหมุนลงมาให้สุดพร้อมกับบันทึกค่าการยุบของตัวอย่างกับเวลา

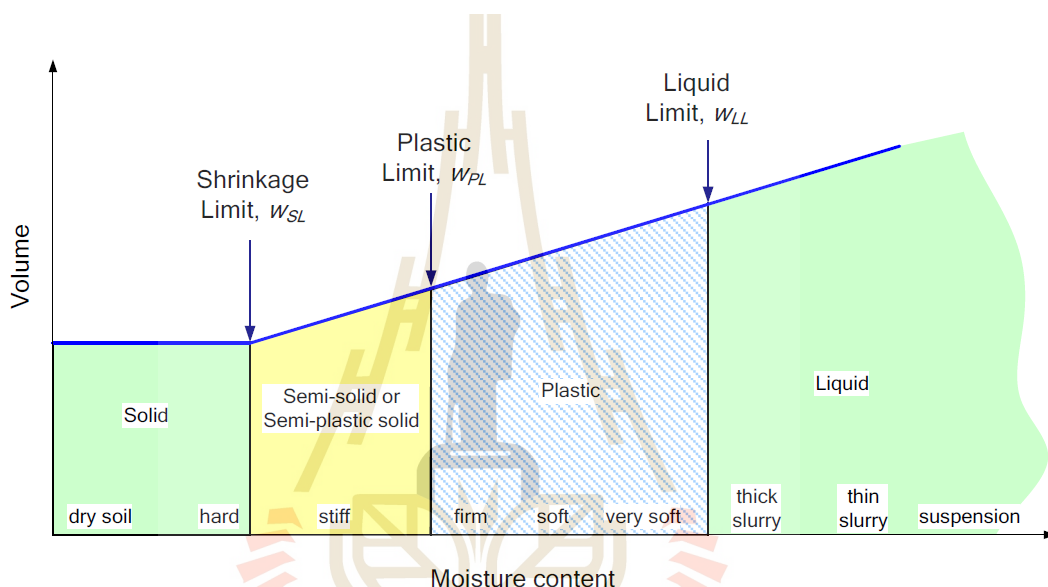


รูปที่ 3.18 ชุดทดสอบการอัดตัวคายน้ำ



### 3.3.5 พิกัดอัตรเบิร์ต Atterberg Limits

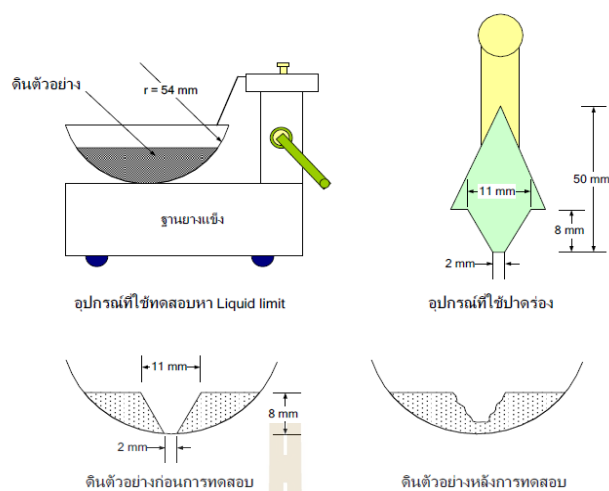
Atterberg เป็นนักปฐพีวิทยา (soil scientist) ชาวสวีเดนที่ได้พัฒนาวิธีการบ่งชี้ความชื้นเหลว (consistency) ของดินเมื่อละเอียดที่แปรผันตามปริมาณน้ำ ในดินที่สามารถระบุเป็นค่าตัวเลข โดยเขาได้จำแนกสถานะความชื้นเหลวของดินเป็นสี่สถานะโดยใช้ขีดแบ่งของแต่ละสถานดังกล่าวแสดงในรูปที่ 3.19 เส้นแบ่งแต่ละสถานะหรือพิกัด ระบุโดยปริมาณน้ำในดินที่ทำให้ดินมีความชื้นเหลวตามที่ระบุไว้ตรงเส้นแบ่งสถานะ ปริมาณน้ำที่แตกต่างกันของแต่ละพิกัดแสดงถึงปริมาณน้ำที่ดินจะคงสถานะนั้นได้



รูปที่ 3.19 พิกัดอัตรเบิร์ตและสถานะของดินที่ปริมาณน้ำต่างๆ (พรพจน์ ต้นเส็ง, 2559)

#### 1) พิกัดเหลว Liquid Limit

Sowers and Sowers (1955) ได้ให้คำนิยามของพิกัดเหลวไว้ดังนี้ พิกัดเหลวคือปริมาณน้ำในดิน ที่เมื่อทำการทดสอบตามมาตรฐาน (ASTM D 4318-17) โดยใส่ดินที่ปริมาณน้ำนั้นๆ ลงในถ้วยทองเหลืองที่ออกแบบมาเฉพาะ แล้วกรีดดินให้เป็นร่องรูปสี่เหลี่ยมคางหมู จากนั้นหมุนมือจับเพื่อยกถ้วยขึ้นจนได้ระยะความสูงมาตรฐาน 1 เซนติเมตร และความเร็วของการตกกระทบเท่ากับ 2 ครั้งต่อวินาที ชิดจำกัดเหลวเป็นค่าปริมาณความชื้นที่มวลดินที่อยู่ระหว่างร่องรูปสี่เหลี่ยมคางหมูทั้งสองไหลเข้ามาบรรจบกันที่จำนวนกระแทกเท่ากับ 25 ครั้ง ดังแสดงในรูปที่ 3.20 และ 3.21



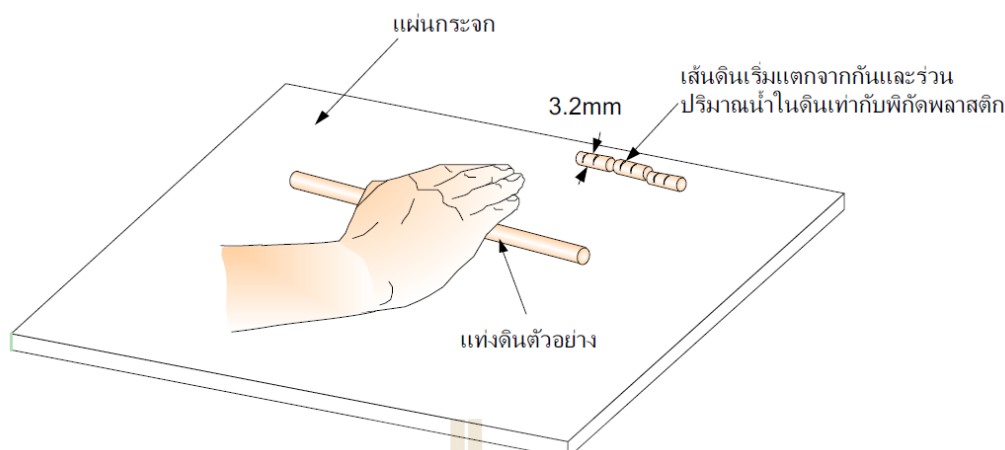
รูปที่ 3.20 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบหาพิกต์เหลว (พรพจน์ ดันเส็ง, 2559)



รูปที่ 3.21 การทดสอบหาพิกต์เหลวในห้องปฏิบัติการ

## 2) พิกต์พลาสติก Plastic Limit

Casagrande (1932) กล่าวว่าพิกต์พลาสติกคือปริมาณความชื้นที่ดินแตกพอดิเมื่อถูกบีบให้มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 มิลลิเมตร ( $1/8$  นิ้ว) โดยวิธีการทดสอบนี้จะนำตัวอย่างดินที่มีความชื้นในปริมาณหนึ่งมาทำการคลึงกับแผ่นกระจกเรียบให้เป็นแท่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.22 ปริมาณความชื้นที่ดินแตกพอดิ คือปริมาณความชื้นมากที่สุดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพพลาสติก



รูปที่ 3.22 การคลึงดินให้เป็นแท่งเพื่อทดสอบหาพิกัดพลาสติก (พรพจน์ ดันเส็ง, 2559)

### 3.4 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุดดิน ฯลฯ วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหาที่วัสดุที่มีขนาดและคุณสมบัติของวัสดุนั้น โดยจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยเอลิเมนต์ย่อย ๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละเอลิเมนต์ย่อยที่อยู่ข้างเคียงกันจะมีการเชื่อมต่อกันด้วยจุด (Nodal Point) พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปแบบของ Matrix ดังนี้

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad (3.4)$$

เมื่อ  $F$  = Vector of Applied Nodal Force

$K$  = Stiffness Matrix

$U$  = Unknown Nodal Displacements or Temperatures

### 3.4.1 การกำหนดลักษณะของปัญหา

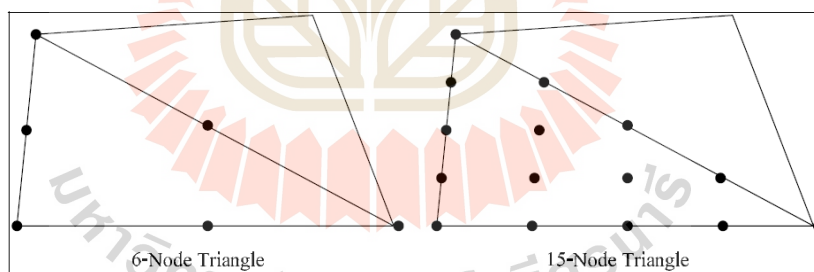
การวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาเกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบเป็น 2 ชนิด

2.10.1.1 Plane strain เป็นการวิเคราะห์ปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross section) สมมาตรและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์

2.10.1.2 Axisymmetry เป็นการวิเคราะห์ปัญหาที่เหมาะสมกับลักษณะปัญหาที่ความสมมาตร โดยมีรัศมีสมมาตร และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่น การวิเคราะห์ฐานรากที่เป็นรูปทรงกลม

### 3.4.2 ลักษณะของอิเลเมนต์

การวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยอิเลเมนต์ต่าง ๆ โดยอิเลเมนต์สำหรับดิน (Soil element) มีรูปแบบเป็นโครงสร้างสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละอิเลเมนต์จำนวน 6 จุด และ 15 จุด ดังรูปที่ 3.23



รูปที่ 3.23 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับอิเลเมนต์ของดิน

### 3.4.3 แบบจำลองพฤติกรรมของดิน

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดิน โดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา เช่น Mohr Coulomb Model หรือ Elastic Perfectly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดิน โดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิด อันได้แก่

(1) Young's Modulus (2) Poisson's Ratio (3) Cohesion (4) Friction angle และ (5) Dilatancy angle

### 3.4.4 ค่าตัวของ (Poisson's Ratio)

ศุเชษฐ ลิขิตเลอสรวง (2550) อธิบายถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของดินของดินได้ดังสมการ

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (3.5)$$

กรณีไม่มีการระบายน้ำเกิดขึ้น เมทริกซ์  $[D]$  จะแสดงคุณสมบัติพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น รวมกับความเครียดตัวอย่างในกรณีที่ดินเป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทาง เมทริกซ์  $[D]$  จะขึ้นกับค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ  $E_u$  และค่าอัตราส่วนตัวของแบบไม่ระบายน้ำ  $\nu_u$  ในกรณีที่ดินไม่มีการระบายน้ำนั้น สำหรับดินอิ่มตัวด้วยน้ำปริมาตรของดินจะไม่มี การเปลี่ยนแปลง สำหรับที่ดินที่เป็นวัสดุอิลาสติกเชิงเส้นเท่ากันทุกทิศทางค่าอัตราส่วนตัวของแบบไม่ระบายน้ำ  $\nu_u$  จะมีค่าเท่ากับ 0.5 อย่างไรก็ตามในการคำนวณทางไฟไนท์อิลเมนต์ ถ้าใช้ค่า  $\nu_u = 0.5$  จะทำให้การคำนวณเกิดข้อผิดพลาดได้อันเนื่องมาจากค่าโมดูลัสของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร ( $K$ ) มีค่าไม่จำกัด ดังนั้นในการปฏิบัติจะกำหนดให้อยู่ในช่วง  $0.49 < \nu_u < 0.5$

Bowles (1996) ได้กล่าวว่าแรงตามแนวแกน จะเกิดการเปลี่ยนรูปตามแนวแกน และในขณะเดียวกันจะเกิดการเปลี่ยนแปลงตามแนวขวางด้วยในกรณีที่แรงกระทำมีขนาดไม่เกินขีดจำกัดยืดหยุ่นของวัสดุ โดยได้แนะนำค่าอัตราส่วนตัวของดินต่าง ๆ ดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 3.1 ค่าอัตราส่วนตัวของดิน Bowles (1996)

Soil Type	Poisson's Ratio
Clay Saturated	0.4 -0.5
Clay Unsaturated	0.1-0.3
Sandy Clay	0.1-0.3
Sand Dense	0.2-0.4
Concrete	0.15

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและวิเคราะห์

#### 4.1 บทนำ

ในบทนี้นำเสนอผลการทดสอบทางกายภาพของกำแพงป้องกันน้ำ การเจาะสำรวจชั้นดิน การทดสอบหาพารามิเตอร์พื้นฐานและพารามิเตอร์ทางวิศวกรรม สุกที่นำเสนอผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEA ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ที่สภาวะวิกฤติต่างๆของการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำต่อระยะเวลา ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในอนาคต แล้วทำการเปรียบเทียบกับข้อกำหนดที่ใช้ในการออกแบบ และผลการทดสอบในสนาม เพื่อหาแนวทางป้องกันหากอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าที่ต่ำ

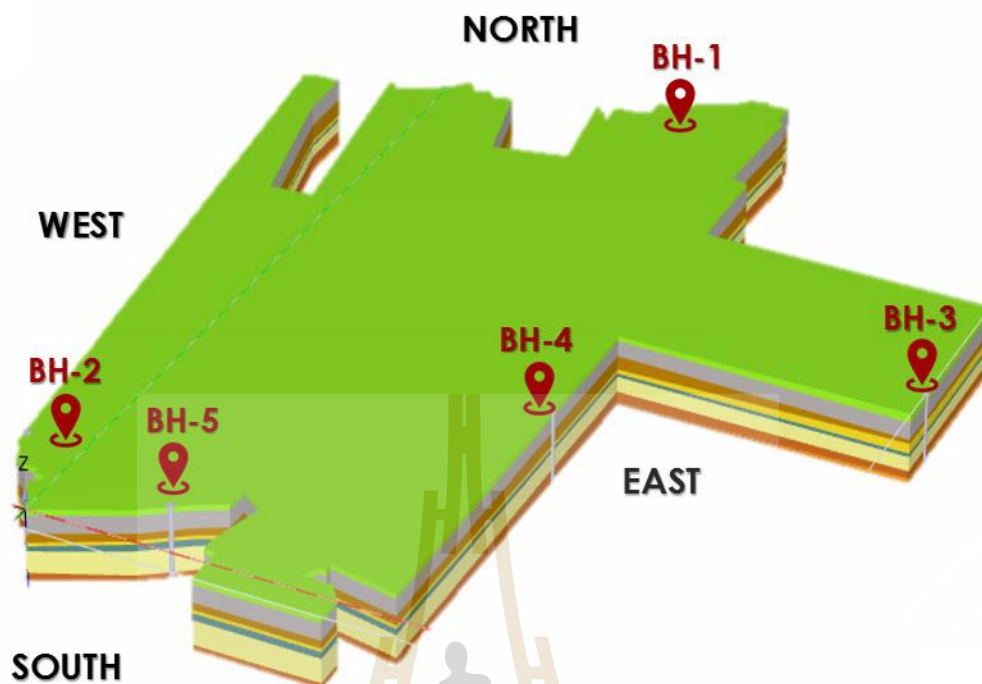
#### 4.2 การทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำ

ในการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพของ โครงสร้างกำแพงกันน้ำผู้เขียนได้กำหนด ตำแหน่งของจุดทดสอบจำนวน 5 ตำแหน่ง ดังแสดงในรูปที่ 4.1 และนอกจากนี้ยังได้กำหนดวิธีการ ทดสอบของแต่ละตำแหน่งในเขตนิคมอุตสาหกรรมนวนคร ดังนี้

- ทดสอบกำลังอัดคอนกรีตแบบไม่ทำลาย (Schmidt Hammer Test)
- ทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Ferro Scan)
- ทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมด้วยวิธี (Hardness Test)
- ทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (Ultimate Compressive Strength)

##### 4.2.1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตแบบไม่ทำลาย (Schmidt Hammer Test)

การตรวจสอบกำลังอัดคอนกรีตในสนามแบบไม่ทำลายตามมาตรฐาน ASTM C805-13a ได้ทำการสุ่มตรวจสอบกำลังอัดคอนกรีตของโครงสร้างกำแพงจำนวน 5 จุด ตามตำแหน่งที่ทำการ เจาะสำรวจชั้นดิน (รูปที่ 4.1) ซึ่งจากผลทดสอบในสนามชี้ให้เห็นว่ากำลังอัดของผิวคอนกรีตนั้นค่อนข้างมีความสม่ำเสมอเนื่องจากค่าการสะท้อนกลับของสปริงที่วัดได้มีค่าที่ใกล้เคียงกัน และนอกจากนี้ยังพบว่าค่าการสะท้อนกลับที่ได้จากการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 4.1 มีค่าที่สูงนั้น แสดงให้เห็นว่ากำลังอัดของผิวคอนกรีตมีแนวโน้มที่สูงตามค่าการสะท้อนกลับของสปริง



รูปที่ 4.1 ตำแหน่งของหลุมเจาะสำรวจชั้นดินในเทคนิคมอดูลสาหรรมนวนคร

ตารางที่ 4.1 ผลการวัดค่าการสะท้อนกลับของสปริง BH-1 ถึง BH-5

BH	Type of Structures	Schmidt Hammer Readings										
		Range of Data									Average	SD
1	Pre-stressed Wall	71.5	73.5	72.0	75.5	72.0	73.0	72.0	73.5	72.0	72.8	1.25
	RC TOP CAP	66.0	65.5	66.5	65.5	66.5	65.5	65.5	68.0	67.0	66.2	0.87
	RC TOP CAP	68.5	66.5	67.5	68.0	67.0	65.5	68.5	67.5	67.0	67.3	0.97
	Pre-stressed Wall	65.5	65.0	60.0	73.0	71.0	68.5	70.5	71.0	69.0	68.2	4.02
	Pre-stressed Wall	50.0	51.0	56.0	53.0	54.5	53.5	54.5	57.0	54.0	53.7	2.21
2	Pre-stressed Wall	66.5	72.5	67.5	73.5	75.5	68.5	69.5	71.0	71.0	70.6	2.92
	RC TOP CAP	65.5	65.5	65.0	68.5	68.0	68.0	68.5	68.5	69.5	67.4	1.65
	RC TOP CAP	68.0	65.0	66.5	65.5	67.0	65.0	68.0	68.5	66.5	66.7	1.32
	Pre-stressed Wall	75.5	70.0	72.5	71.0	75.5	69.5	71.5	76.0	75.5	73.0	2.63
	Pre-stressed Wall	44.0	40.0	43.5	41.5	46.0	46.0	45.5	44.5	46.0	44.1	2.15

ตารางที่ 4.1 ผลการวัดค่าการสะท้อนกลับของสปริง BH-1 ถึง BH-5 (ต่อ)

BH	Type of Structures	Schmidt Hammer Readings										
		Range of Data										Average
3	Pre-stressed Wall	68.5	69.5	71.0	69.5	70.0	69.0	70.5	74.5	70.5	70.3	1.75
	RC TOP CAP	55.0	55.5	55.5	57.0	55.5	51.5	45.5	59.5	52.0	54.1	4.02
	RC TOP CAP	54.5	58.5	60.5	57.0	53.0	56.0	54.0	56.5	56.5	56.3	2.31
	Pre-stressed Wall	72.0	72.0	71.0	66.0	64.5	73.0	65.5	72.5	66.5	69.2	3.49
	Pre-stressed Wall	66.5	69.5	65.5	67.0	68.5	71.5	66.0	69.5	69.0	68.1	1.98
4	Pre-stressed Wall	71.5	67.5	69.0	73.5	70.5	75.5	76.5	74.5	72.5	72.3	3.00
	RC TOP CAP	66.5	65.5	65.0	67.0	64.5	67.0	65.0	65.0	64.0	65.5	1.09
	RC TOP CAP	67.0	65.5	66.5	65.5	67.0	66.5	65.0	67.0	67.5	66.4	0.86
	Pre-stressed Wall	70.5	71.0	76.5	69.0	73.5	72.5	74.0	72.0	74.0	72.6	2.24
	Pre-stressed Wall	55.0	56.0	57.5	54.0	58.5	61.0	53.0	51.0	56.0	55.8	3.00
5	Pre-stressed Wall	70.0	74.0	70.5	74.0	70.5	70.5	72.0	71.0	73.5	71.8	1.64
	RC TOP CAP	55.5	58.5	58.0	61.0	60.5	61.5	54.5	58.5	60.5	58.7	2.45
	RC TOP CAP	66.0	65.0	66.6	68.5	66.5	68.5	65.5	68.0	67.0	66.8	1.27
	Pre-stressed Wall	72.0	73.5	74.5	75.5	72.5	73.5	75.0	72.0	72.0	73.4	1.36
	Pre-stressed Wall	40.0	42.0	42.0	43.5	44.5	40.0	41.5	43.0	45.0	42.4	1.78

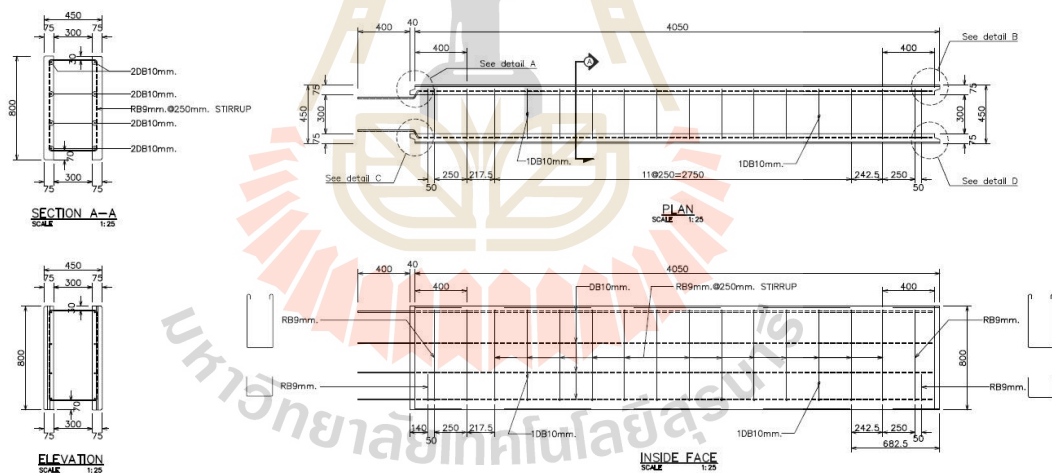
#### 4.2.2 ผลการทดสอบหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Ferro scan)

จากการสุ่มสำรวจตำแหน่งของเหล็กเสริมในสนามทั้ง 5 จุด เมื่อทำการเปรียบเทียบกับแบบก่อสร้างแล้วพบว่า ระยะห่างระหว่างเหล็กที่สุ่มสำรวจพบแสดงให้เห็นว่าตำแหน่งของเหล็กเสริมมีระยะห่างตรงตามแบบก่อสร้างซึ่งรายละเอียดของแบบก่อสร้างดังแสดงในรูปที่ 4.3-4.4 โดยที่ระยะห่างของเหล็กเสริมใน Top cap แบ่งออกเป็นสองลักษณะได้แก่ เหล็กเสริมตามแนวนอนมีระยะห่างอยู่ที่ 20 cm. และเหล็กเสริมตามแนวขวางมีระยะห่างเท่ากับ 25 cm. ส่วนตัวโครงสร้างกำแพงกั้นน้ำมีระยะห่างของเหล็กเสริมตามแนวยาวและระยะห่างตามแนวขวางของตัวโครงสร้างกำแพงเท่ากับ 10 cm. ผลทดสอบดังแสดงในตารางที่ 4.2

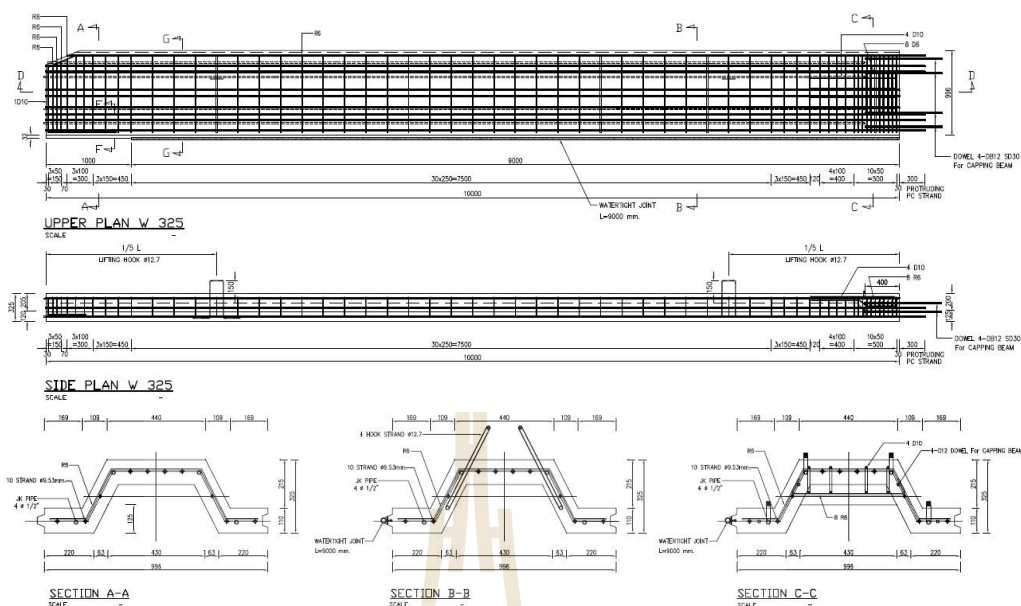




รูปที่ 4.2 การทดสอบสำรวจหาตำแหน่งเหล็กเสริม (Ferro scan)



รูปที่ 4.3 ระยะห่างของเหล็กเสริมใน Top Cap (ตามแบบก่อสร้าง)



รูปที่ 4.4 ระยะห่างของเหล็กเสริมใน Flood Wall (ตามแบบก่อสร้าง)

ตารางที่ 4.2 ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม Borehole - 1

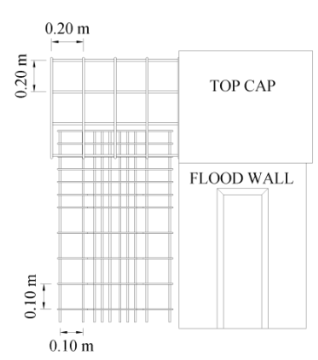
No.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	
		Stirrup	Reinforced
F-1	RC TOP CAP	20 cm.	15 cm.
F-2	RC TOP CAP	20 cm.	15 cm.
F-3	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.
F-4	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.

ตารางที่ 4.2 ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม Borehole - 2 (ต่อ)

No.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	
		Stirrup	Reinforced
F-1	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-2	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-3	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.
F-4	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.

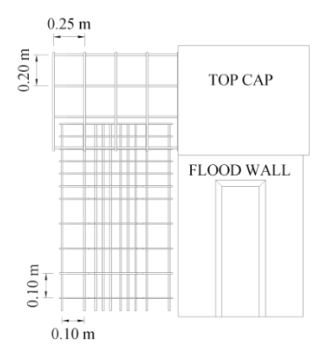
ตารางที่ 4.2 ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม Borehole – 3 (ต่อ)

No.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	
		Stirrup	Reinforced
F-1	RC TOP CAP	20 cm.	20 cm.
F-2	RC TOP CAP	20 cm.	20 cm.
F-3	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.
F-4	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.



ตารางที่ 4.2 ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม Borehole – 4 (ต่อ)

No.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	
		Stirrup	Reinforced
F-1	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-2	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-3	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.
F-4	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.



ตารางที่ 4.2 ผลการสุ่มสำรวจตำแหน่งเหล็กเสริม Borehole – 5 (ต่อ)

No.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	
		Stirrup	Reinforced
F-1	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-2	RC TOP CAP	20 cm.	25 cm.
F-3	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.
F-4	Pre stressed Wall	10 cm.	10 cm.



#### 4.2.3 ผลการทดสอบกำลังดึงของเหล็กเสริมด้วยวิธี (Hardness Test)

ผู้เขียนได้สุ่มทดสอบเพื่อประเมินกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่อยู่ในโครงสร้างของ Top cap และ โครงสร้างกำแพงกันน้ำตามมาตรฐาน ASTM A956 ผลทดสอบที่ได้ดังแสดงในตารางที่ 4.3 และจากข้อมูลของผู้ออกแบบพบว่า กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมที่ใช้ในการออกแบบต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 4000 ksc. เมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบในสนามพบว่ากำลังรับแรงดึงประลัยที่วัดได้มีค่ามากกว่าผู้ออกแบบได้กำหนดไว้ ดังนั้นกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริมอยู่ในเกณฑ์ที่ผู้ออกแบบกำหนดไว้

ตารางที่ 4.3 ผลการสุ่มสำรวจกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กเสริม

BH.	Type of Structure	Type of steel reinforcement	Yield strength of steel bars (ksc)
1	RC TOP CAP	RB	4097.9
	RC TOP CAP	RB	3384.3
2	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	4740.1
	RC TOP CAP	RB	6860.3
	RC TOP CAP	RB	5677.9
3	RC TOP CAP	RB	4699.3
	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	7604.5
	RC TOP CAP	RB	6401.6
	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	7349.6
4	RC TOP CAP	RB	7247.7
	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	5861.4
	RC TOP CAP	RB	6299.7
	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	5190.6
5	RC TOP CAP	RB	4617.7
	Pre stressed Wall	Pre-stressed wire	4434.3

#### 4.2.4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (Ultimate Compressive Strength)

การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ได้จากการเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Coring ในสนาม ตามมาตรฐาน ASTM C42/C42M ซึ่งผู้เขียนได้เก็บตัวอย่างจำนวน 5 จุด โดยแบ่งตำแหน่งการเก็บ ตัวอย่างออกเป็นสองส่วนได้แก่ Top cap และตัวโครงสร้างของกำแพงกันน้ำเพื่อประเมินค่ากำลังอัดประลัยของตัวอย่างคอนกรีต จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM C39/ C39M พบว่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตในตัวโครงสร้างกำแพงกันน้ำมีค่าระหว่าง 352.2 ถึง 434.3 ksc มากกว่าที่ผู้ออกแบบได้กำหนดไว้ ซึ่งค่ากำลังอัดประลัยจากข้อมูลของผู้ออกแบบที่ใช้ในการออกแบบมีค่าไม่น้อยกว่า 350 ksc และส่วนของโครงสร้าง Top cap มีค่าไม่น้อยกว่า 240 ksc แต่ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีค่าระหว่าง 183.5 ถึง 234.5 ksc ซึ่งต่ำกว่าผู้ออกแบบได้กำหนดไว้ แต่อย่างไรก็ตามโครงสร้างที่ทำหน้าที่รับแรงด้านข้างเป็นหลักคือตัวโครงสร้างกำแพงกันน้ำ ส่วนโครงสร้างของ Top cap ทำหน้าที่ยึดรั้งปลายกำแพงเพื่อให้กำแพงอยู่ในแนวเดียวกันและใช้ปรับระดับที่หลังกำแพง ดังนั้นผู้เขียนจึงให้ความสำคัญแก่โครงสร้างหลัก (ตัวโครงสร้างกำแพงกันน้ำ) เพื่อใช้ในการพิจารณาเลือกพารามิเตอร์เทียบเท่า (Equivalent Parameter) ที่จะใช้ Input เข้าไปในตัวโปรแกรม Plaxis 2D เท่านั้น ผลทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตดังแสดงตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

BH.	Type of Structure	Type of Sample			Compressive Strength (ksc)
		Weight (g)	Diameter (mm)	Height (mm)	
1	Flood Wall TOP CAP	159.21	44.52	43.34	191.37
	Flood Wall Body	158.21	44.30	43.14	414.94
	Flood Wall Body	159.99	44.80	44.72	422.84
	Flood Wall Body	310.2	44.10	86.98	407.22
	Flood Wall TOP CAP	159.21	44.52	43.34	191.37

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (ต่อ)

BH.	Type of Structure	Type of Sample			Compressive Strength (ksc)
		Weight (g)	Diameter (mm)	Height (mm)	
2	Flood Wall Body	324.13	43.90	88.96	352.17
	Flood Wall Body	324.09	44.02	88.72	370.09
	Flood Wall TOP CAP	319.82	44.11	87.64	234.51
	Flood Wall TOP CAP	293.42	44.94	87.16	229.44
	Flood Wall Body	324.13	43.90	88.96	352.17
3	Flood Wall Body	320.67	44.10	89.52	415.82
	Flood Wall TOP CAP	302.89	44.02	88.74	225.11
	Flood Wall Body	303.75	44.06	86.28	418.83
	Flood Wall TOP CAP	292.36	44.04	85.20	199.05
	Flood Wall Body	320.67	44.10	89.52	415.82
4	Flood Wall Body	321.98	44.00	87.96	395.45
	Flood Wall TOP CAP	307.63	44.12	86.48	190.56
	Flood Wall Body	330.94	43.74	87.80	413.15
	Flood Wall TOP CAP	310.02	44.12	87.66	186.09
	Flood Wall Body	321.98	44.00	87.96	395.45

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (ต่อ)

BH.	Type of Structure	Type of Sample			Compressive Strength (ksc)
		Weight (g)	Diameter (mm)	Height (mm)	
5	Flood Wall Body	322.70	44.00	87.36	434.35
	Flood Wall TOP CAP	151.08	43.49	43.2	200.67
	Flood Wall Body	313.59	44.00	87.36	416.88
	Flood Wall TOP CAP	294.57	44.02	88.54	183.55
	Flood Wall Body	322.70	44.00	87.36	434.35

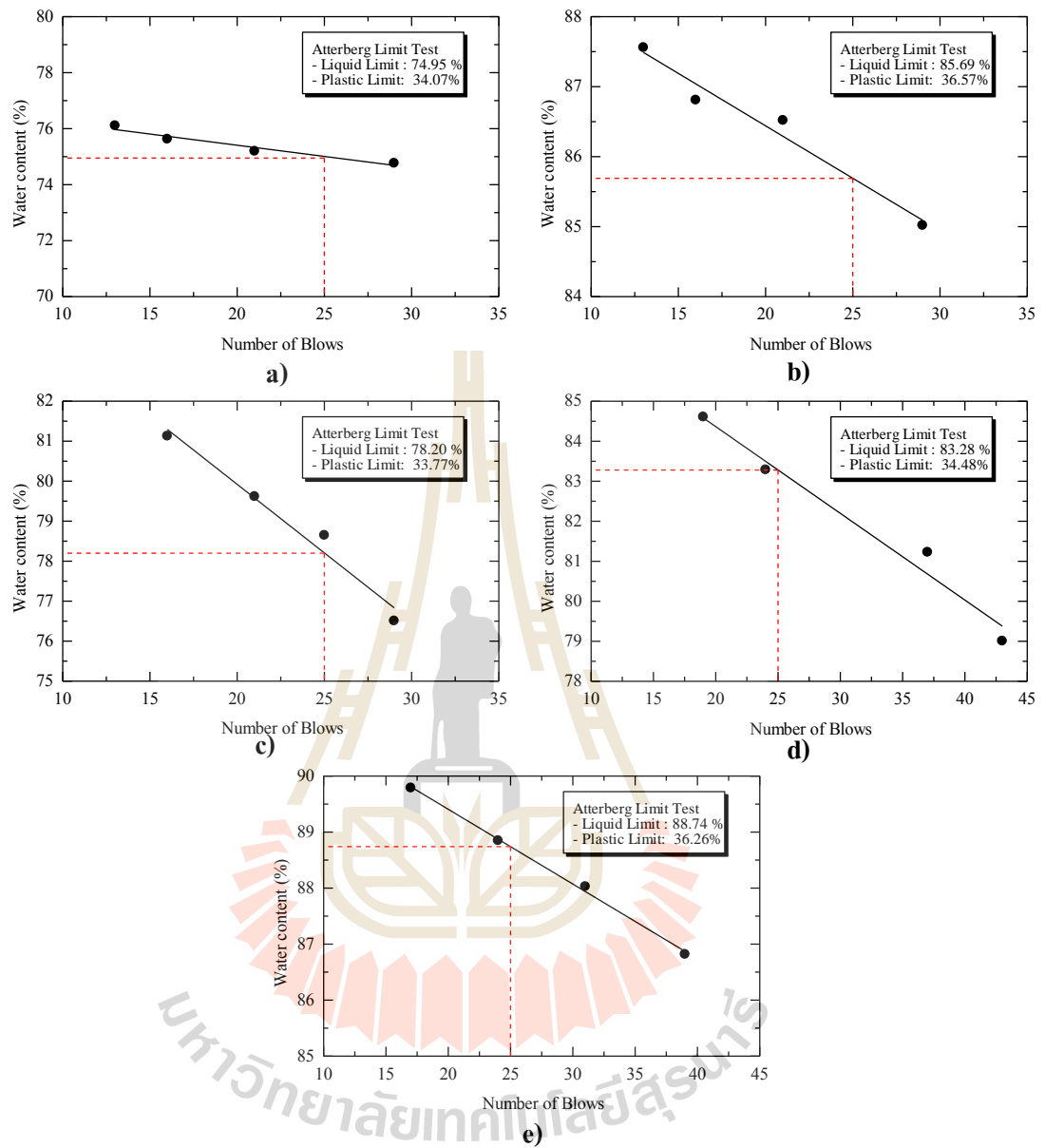
#### 4.3 การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดิน

การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ได้จากการเจาะสำรวจและเก็บตัวอย่างดินของชั้นดินเหนียวตามมาตรฐาน ASTM D1452/D1452M-16 ในเขตพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมนวนคร จ.ปทุมธานี จำนวน 5 จุด ผู้เขียนได้แบ่งการทดสอบออกดังนี้

- การทดสอบพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก (Atterberg Limits test)
- การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test)
- การทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial test)

##### 4.3.1 ผลการทดสอบพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก (Atterberg Limits test)

การทดสอบพิกัดอัตราเตอร์เบอร์กเพื่อประเมินสถานะและพฤติกรรมของตัวอย่างดินเหนียวตามมาตรฐาน ASTM D4318-17 ถูกทดสอบจำนวน 5 จุด ผลทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.5 จากการทดสอบพบว่าเปอร์เซ็นต์ความชื้นที่ค่าพิกัดเหลว (Liquid limit, LL) มีค่าระหว่าง 75.45 – 88.70 เปอร์เซ็นต์ และค่าพิกัดพลาสติก (Plastic limit, PL) มีค่าระหว่าง 33.77 – 36.57 เปอร์เซ็นต์ และเมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างขีดจำกัดเหลวและดัชนีสภาพพลาสติกของวิธีจำแนกดินโดยวิธี Unified Soil Classification System, USCS พบว่าอยู่เหนือเส้น A-Line และอยู่ในโซนกลุ่มของ CH (ดินเหนียวสภาพพลาสติกสูง) ซึ่งสอดคล้องกับผลการสำรวจในสนามเพราะค่าของการตอก SPT ในช่วงความลึกตั้งแต่ -2.95 ถึง -10.71 เมตร (ชั้นดินเหนียวอ่อน) มีค่าน้อยมาก

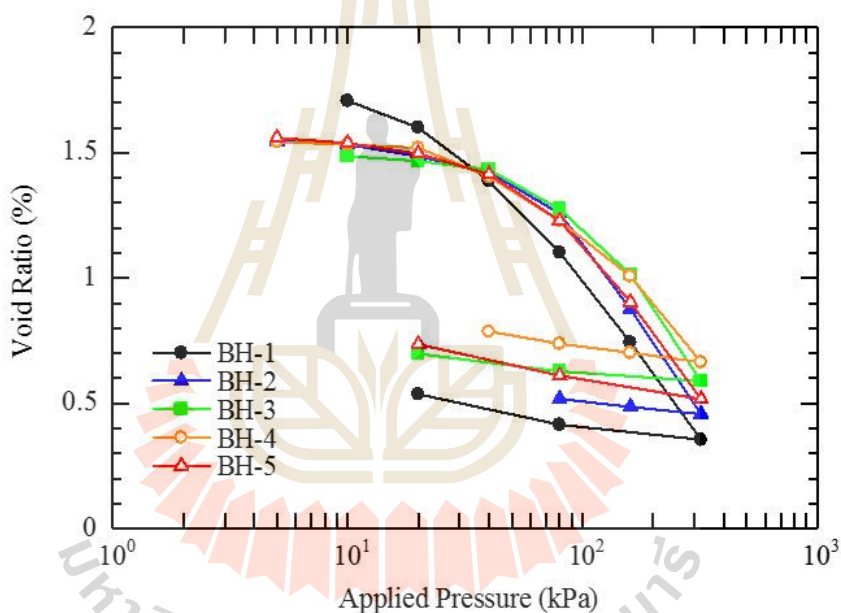


รูปที่ 4.5 ผลการทดสอบพิกต์ต์เตอร์เบิร์กของจุดที่ 1 ถึง 5, (a) – (e) ตามลำดับ



#### 4.3.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test)

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation test) ตามมาตรฐาน ASTM D2435 -11 ของชั้นดินเหนียวอ่อนที่ความลึก -6.00 เมตร จากผิวดินจำนวน 5 ตัวอย่าง ผลทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.6 จากการทดสอบพบว่าอัตราส่วนโพรงของชั้นดินเหนียวในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมนวนคร มีความใกล้เคียงกันของทั้ง 5 จุด ดังนั้นการประมาณพารามิเตอร์พื้นฐานทางวิศวกรรมของชั้นดินเหนียวอ่อนที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำนี้ประกอบด้วย Compression index ( $C_c$ ), Swelling index ( $C_s$ ), Over-Consolidation ratio ( $OCR$ ), Vertical and Horizontal Permeability ( $K_v$ ,  $K_h$ ) ค่าพารามิเตอร์ดังที่ได้กล่าวมาข้างต้นนี้แสดงไว้ในตารางที่ 4.5

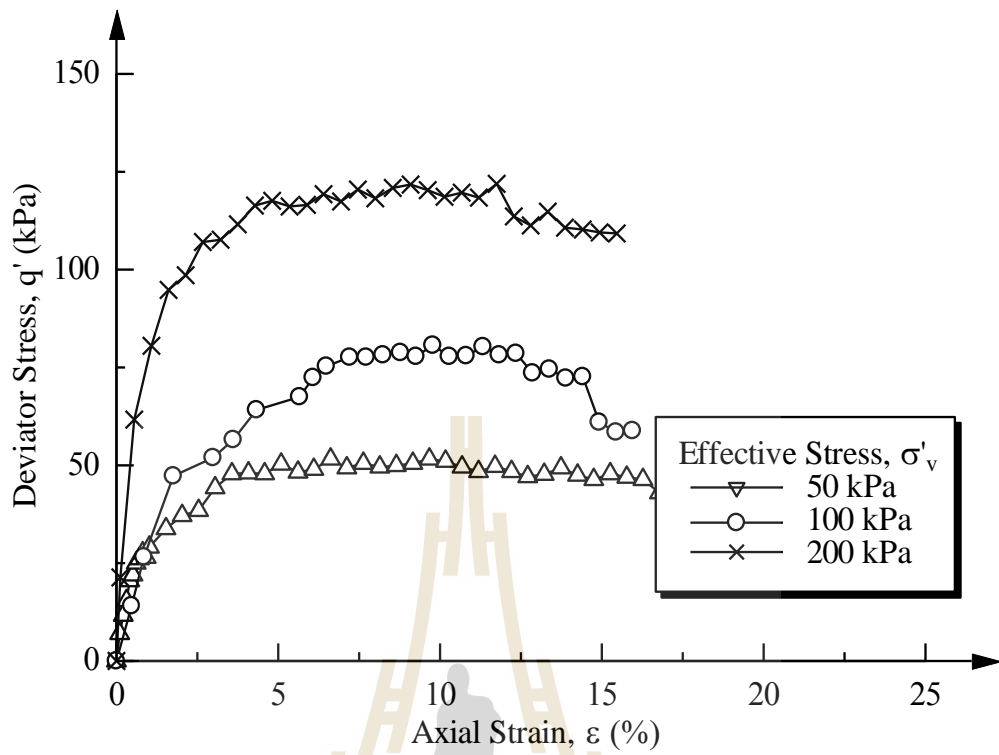


รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกดในแนวดิ่งกับอัตราส่วนโพรงของทั้ง 5 จุด

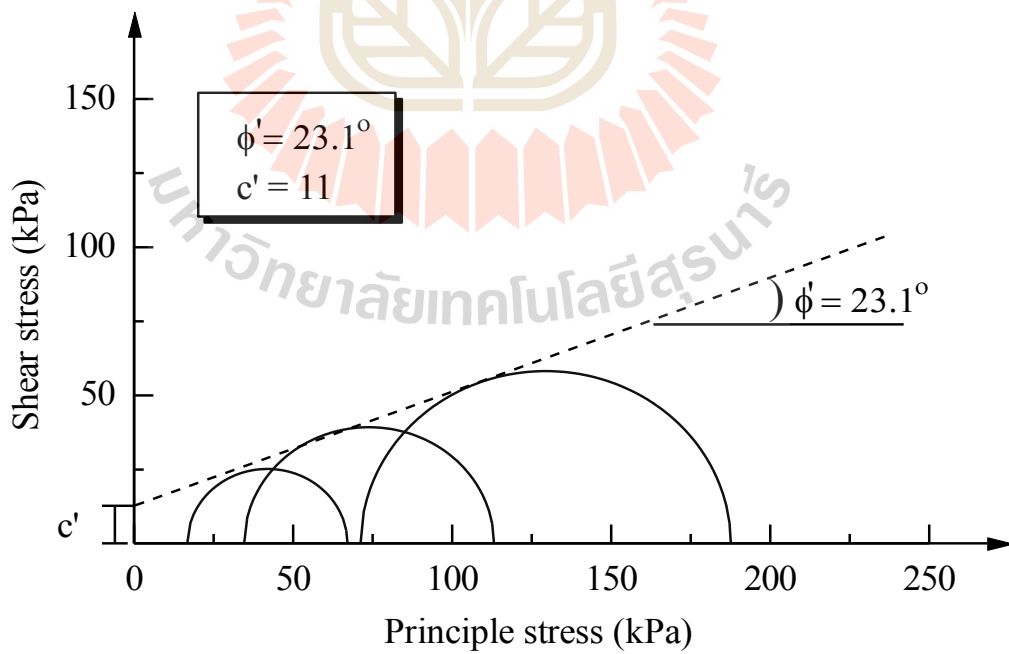
#### 4.3.3 ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำ (Consolidated Undrained Triaxial Compression Test)

การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM D4767-11 ผู้เขียนได้ทดสอบทั้งหมด 5 จุด จุดละ 3 ตัวอย่างตามตำแหน่งที่ทำการสำรวจและเก็บตัวอย่างดินเหนียวที่ความลึก -6.00 เมตร การทดสอบในห้องปฏิบัติการได้จำลองความเค้นรอบข้าง ( $\sigma_3$ ) ที่ 50, 100, 200 kPa ตามลำดับ เพื่อจำลองสถานะของหน่วยแรงรอบทิศทางที่ตัวอย่างดินเคยถูกกดทับในสนาม ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบไม่ระบายน้ำทำให้ทราบถึงพารามิเตอร์ด้านกำลังของตัวอย่างดินได้แก่หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion,  $c'$ ) และมุมเสียดทานภายใน (Frictional Angle,  $\phi'$ ) ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4.7 ถึง 4.16 พบว่าค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าระหว่าง 10 – 12 kPa และมุมเสียดทานภายในมีค่าระหว่าง 20.1 ถึง 23.9 Degree สำหรับค่าพารามิเตอร์ของทั้งสองนี้ จะใช้ค่าเฉลี่ยของผลทดสอบทั้ง 5 จุด เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ทางวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D

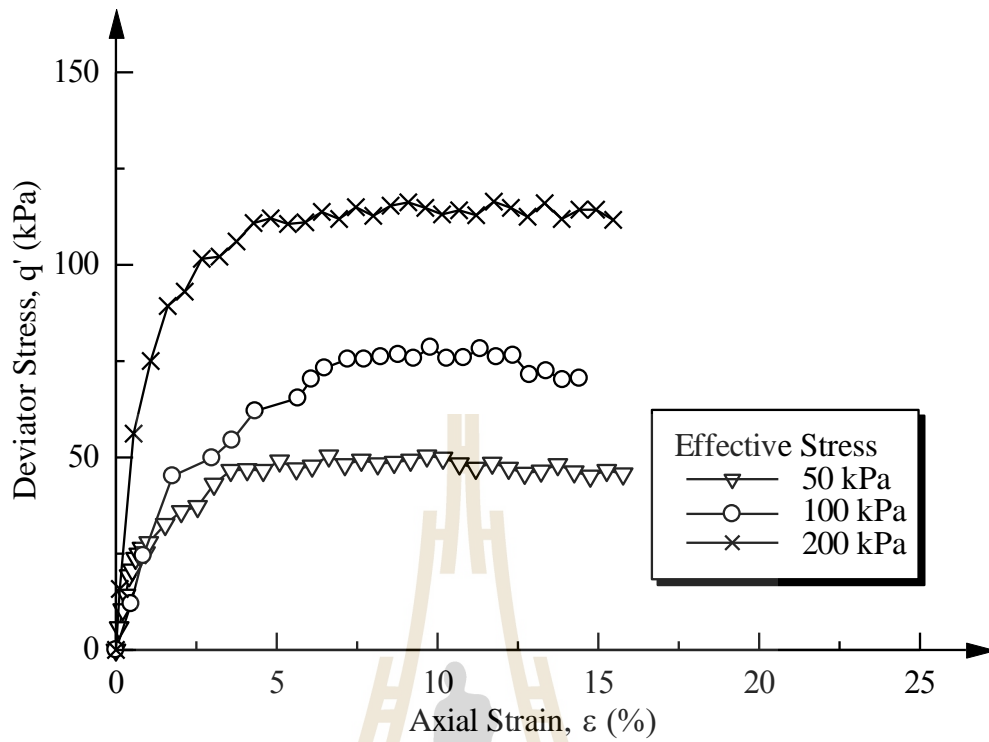




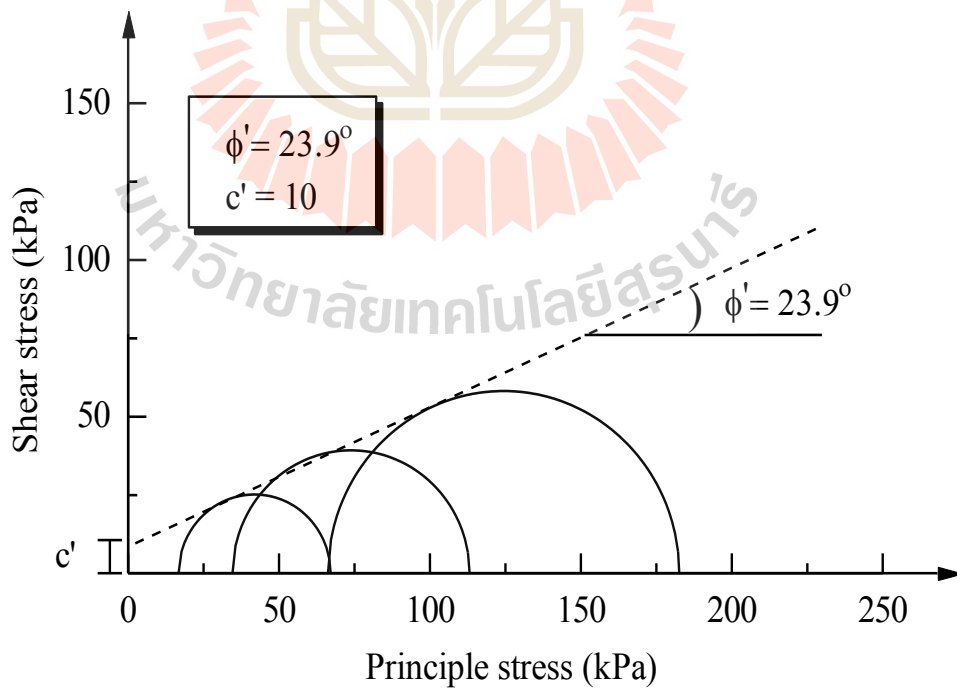
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial strain กับ Deviator stress (BH-1)



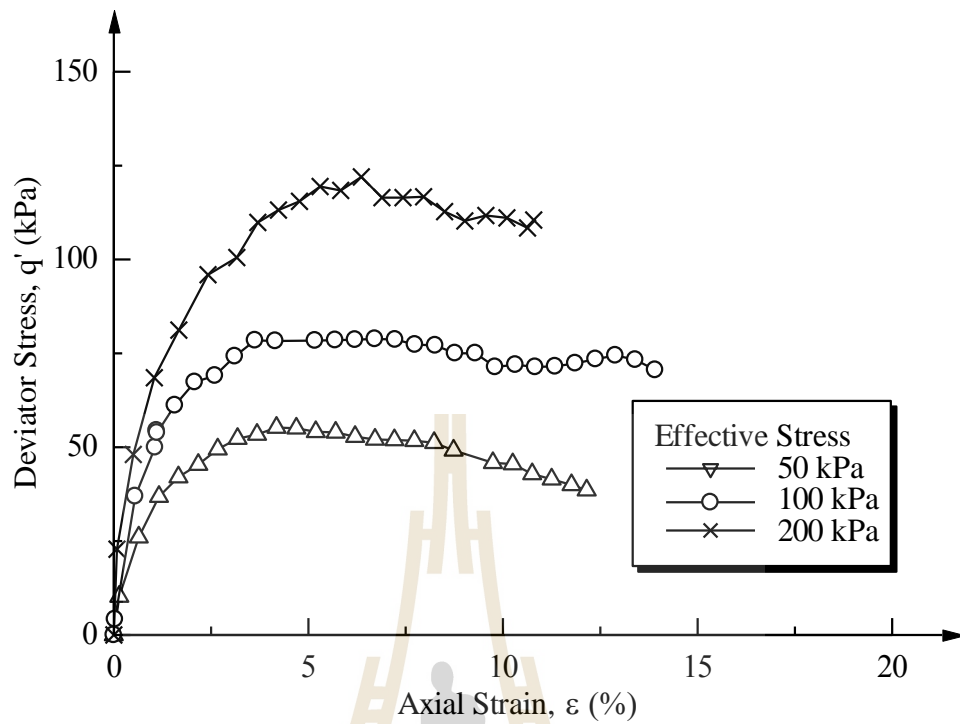
รูปที่ 4.8 วงกลม Mohr ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial test (BH-1)



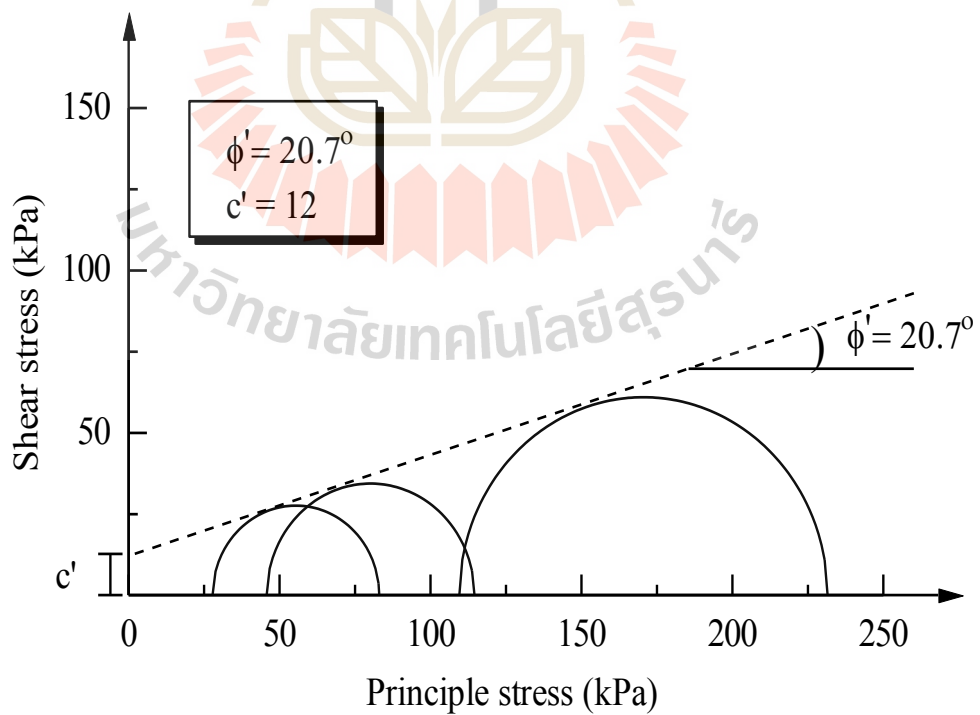
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial strain กับ Deviator stress (BH-2)



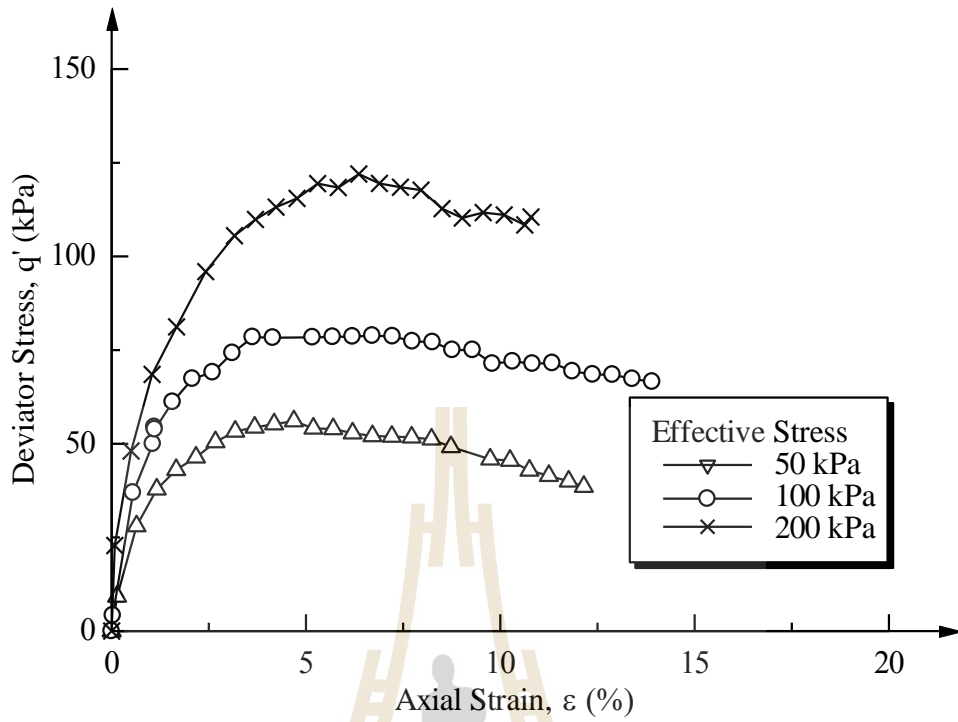
รูปที่ 4.10 วงกลม Mohr ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial test (BH-2)



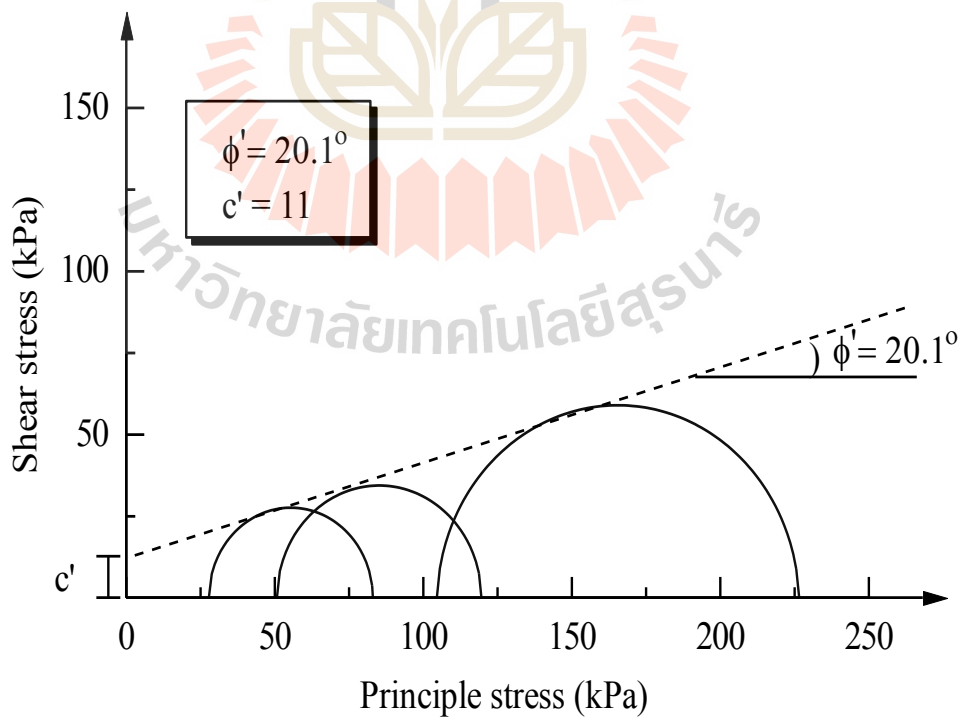
รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial strain กับ Deviator stress (BH-3)



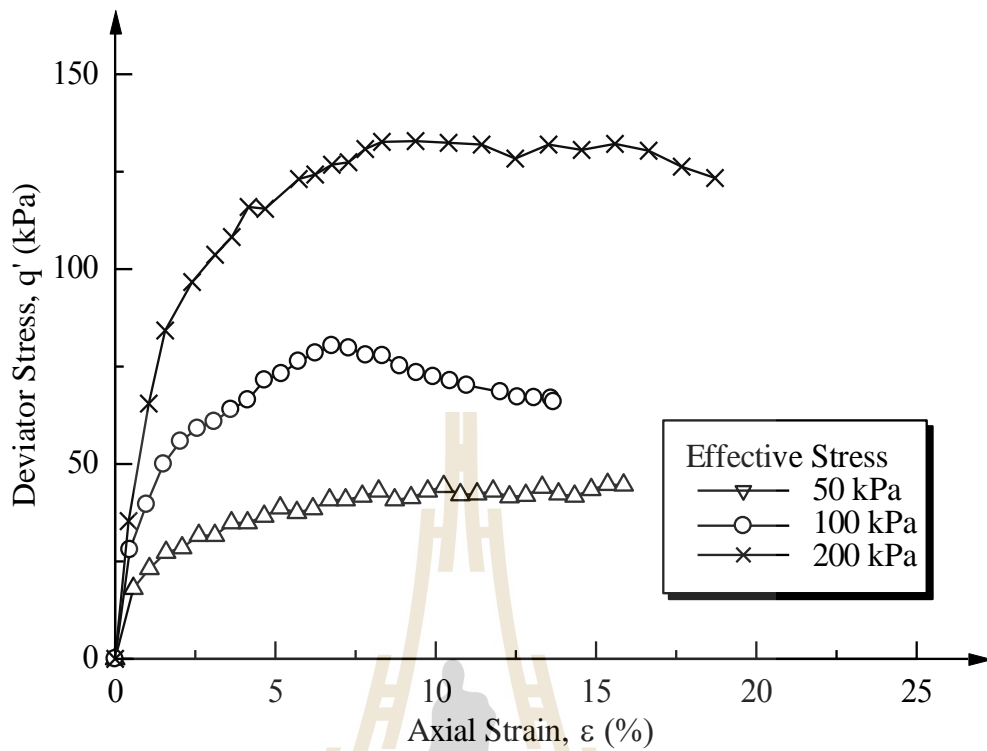
รูปที่ 4.12 วงกลม Mohr ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial test (BH-3)



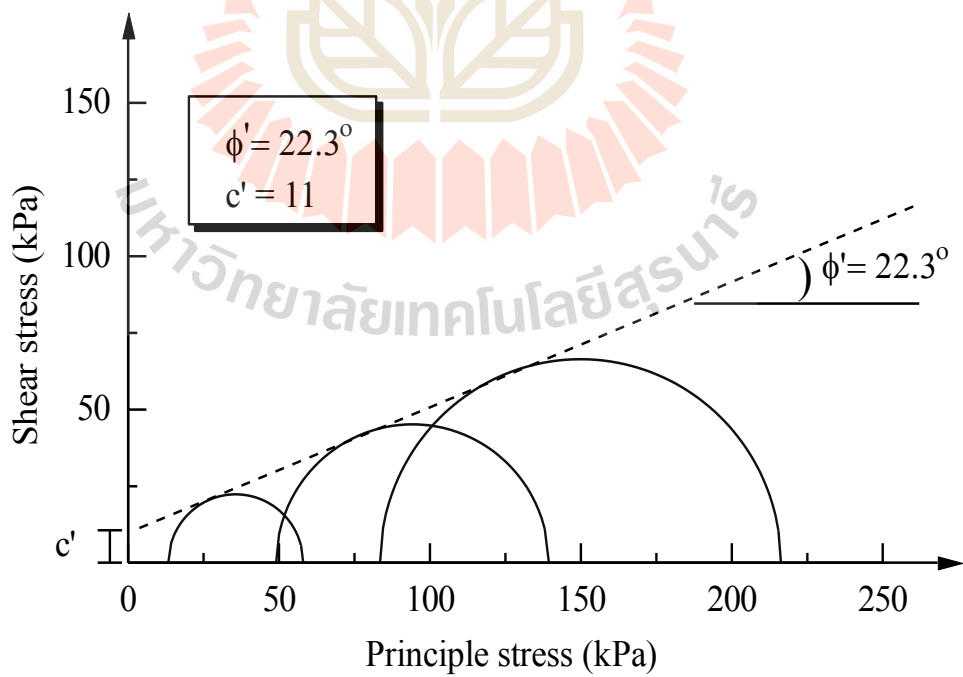
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial strain กับ Deviator stress (BH-4)



รูปที่ 4.14 วงกลม Mohr ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial test (BH-4)



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial strain กับ Deviator stress (BH-5)



รูปที่ 4.16 วงกลม Mohr ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial test (BH-5)

#### 4.4 ขอบเขตการวิเคราะห์

การวิเคราะห์เสถียรภาพ พฤติกรรม และการซึมผ่านน้ำในมวลดินใต้โครงสร้างกำแพงกันน้ำ (Flood wall) ใช้ระเบียบวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ซึ่งเป็นวิธีที่ได้รับการยอมรับกันโดยทั่วไป (Udomchai at el., 2018, Yu at el., 2015, Fan at el., 2010) ใช้ระเบียบวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์เป็นกรณีศึกษาในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันดินและหาสาเหตุที่ทำให้เกิดการวิบัติ โดยมีแนวคิดที่ว่า หากแรงด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้างกำแพงกันดินมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นจะส่งผลให้อัตราส่วนความปลอดภัยหรือเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงมีค่าที่ต่ำลง ดังนั้นผู้เขียนได้กำหนดขอบเขตการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงดังต่อไปนี้

1. ความสูงของระดับน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์แบ่งออกเป็น 3 ระดับด้วยกันได้แก่
  - ระดับน้ำที่ +4.20 เมตร (MSL)
  - ระดับน้ำที่ +4.70 เมตร (MSL)
  - ระดับน้ำที่ +5.20 เมตร (MSL)
2. การวิเคราะห์จะไม่คำนึงถึงน้ำที่ไหลในหลุมหรือโพรงที่เกิดขึ้นในชั้นดิน
3. ระยะเวลาจำลองสถานะน้ำท่วมเพื่อวิเคราะห์การซึมผ่านน้ำในมวลดินและอัตราส่วนปลอดภัยนั้นจำลองที่ 1, 2, 3 และ 4 เดือน ตามลำดับ
4. ข้อมูลดินที่ใช้ในการวิเคราะห์อ้างอิงจากผลการเจาะสำรวจชั้นดินทั้ง 5 จุด ภายในโครงการ

#### 4.5 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์

##### 4.5.1 พารามิเตอร์ชั้นดิน

ผู้เขียนได้เจาะสำรวจชั้นดินในเขตพื้นที่ของโครงการทั้งหมด 5 จุดด้วยกัน ดังแสดงในรูปที่ 4 สภาพชั้นดินของทั้ง 5 จุดมีความคล้ายคลึงกันประกอบด้วย ชั้นผิวดิน (Weathered crust) มีความลึกจากผิวดิน +0.00 ถึง -2.95 เมตร ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) มีความลึกเท่ากับ -2.95 ถึง -10.71 เมตร ชั้นดินเหนียวแข็ง (Very stiff clay) มีความลึกเท่ากับ -10.71 ถึง -13.80 เมตร ชั้นทรายละเอียดปนดินเหนียว (Clayey fine sand) มีความลึกเท่ากับ -13.80 ถึง -17.50 เมตร ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) มีความลึกเท่ากับ -17.50 ถึง -19.00 เมตร ชั้นทรายละเอียด (Fine sand) มีความลึกเท่ากับ -19.00 ถึง -24.60 เมตร ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Hard clay) มีความลึกเท่ากับ -24.60 ถึง -28.00 เมตร ชั้นทรายแน่น (Dense sand) มีความลึกเท่ากับ -28.00 ถึง -30.00 เมตร แบบจำลองโมเดลเพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพและพฤติกรรมของโครงสร้างกำแพงกันน้ำใช้พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล (Effective strength parameter) เพื่อวิเคราะห์หาเสถียรภาพ พฤติกรรม และการซึมผ่านของน้ำใต้ฐานโครงสร้างกำแพงในกรณีที่น้ำท่วมขังเป็นระยะเวลานานมากกว่า 2 เดือน (พื้นที่ของโครงการ



ถูกน้ำท่วมนาน 2 เดือน) ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต พารามิเตอร์ของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้จากการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ได้จากการเจาะสำรวจในห้องปฏิบัติการซึ่งประกอบด้วย การทดสอบพิกัดอัตราเบอร์ก การทดสอบการอัดตัวคายน้ำและการทดสอบแรงอัดสามแกน ผลที่ได้จากการทดสอบนี้ทำให้ทราบถึงพารามิเตอร์พื้นฐานของตัวอย่างดินที่ได้จากการเจาะสำรวจในเขตพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมนวนคร ดังแสดงในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 พารามิเตอร์ของชั้นดิน

Parameter	Berm	Weathered crust	Soft clay	Hard clay	Fine sand	Dense sand	Unit
Model	M-C	M-C	Soft soil	Soft soil	M-C	M-C	
Young's modulus	3000	4000	-	-	30,000	40,000	kPa
Frictional angle	25	25	22	22	35	40	Deg.
Cohesion	15	30	10	10	1	1	kPa
Saturate unit weight	18	18	17	17	19	19	kN/m <sup>3</sup>
Total unit weight	16	16	15	15	17	17	kN/m <sup>3</sup>
Compression index	-	-	0.10	0.10	-	-	-
Swell index	-	-	0.50	0.50	-	-	-
Over-consolidation ratio	-	-	1.25	1.56	-	-	-
Vertical permeability	$3.1 \times 10^{-7}$	$3.1 \times 10^{-7}$	$2.7 \times 10^{-8}$	$2.7 \times 10^{-8}$	$4.0 \times 10^{-3}$	$8.2 \times 10^{-3}$	cm/s
Horizontal permeability	$6.3 \times 10^{-7}$	$6.3 \times 10^{-7}$	$5.4 \times 10^{-8}$	$5.4 \times 10^{-8}$	$4.0 \times 10^{-3}$	$8.2 \times 10^{-3}$	cm/s

#### 4.5.2 พารามิเตอร์โครงสร้างกำแพง

ตารางที่ 4.6 แสดงพารามิเตอร์เทียบเท่า (Equivalent parameter) ของโครงสร้างกำแพงกันน้ำ ซึ่งได้รับความอนุเคราะห์จากทางผู้ออกแบบเพื่อใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันน้ำ และยังไปกว่านั้นผู้เขียนได้ทดสอบคุณสมบัติทางกลของตัวโครงสร้างกำแพงกันน้ำในสนามพร้อมกับเก็บตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะด้วยวิธี Coring ในสนามเพื่อหาคุณสมบัติ

พื้นฐานของคอนกรีตพร้อมกับเปรียบเทียบผลการทดสอบที่ได้กับข้อมูลของผู้ออกแบบ อีกทั้งยังใช้ประกอบการพิจารณาเลือกใช้พารามิเตอร์เทียบเท่าของโครงสร้างกำแพง

โมเดลที่ใช้วิเคราะห์เสถียรภาพภายในของโครงสร้างกำแพงกันน้ำในโปรแกรม Plaxis ให้เป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) ทฤษฎีทั่วไปที่ใช้ในการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงที่กระทำซึ่งขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ของหน่วยแรง (Stress) และความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นในวัสดุภายใต้การกระทำของแรง เพื่อวิเคราะห์หาแรงดัด (Bending moment) และแรงเฉือน (Shear force) ที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกำแพงกันน้ำ โดยที่พฤติกรรมของโครงสร้างนั้นยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic-behavior)

ตารางที่ 4.6 พารามิเตอร์เทียบเท่าของโครงสร้างกำแพง

Parameter	Wall Type-1	Wall Type-2	Wall Type-3	Unit
Model	Elastic	Elastic	Elastic	-
Young's modulus	$25.5 \times 10^6$	$25.5 \times 10^6$	$25.5 \times 10^6$	kPa
Unit weight	24	24	24	$\text{kN/m}^3$
Poisson's ratio	0.15	0.15	0.15	-
Moment of Inertia	63,041	134,361	66,667	$\text{cm}^4/\text{m}$
Weight	2.78	3.15	4.80	kN/m
Section Area	1160	1315	2000	$\text{cm}^2$

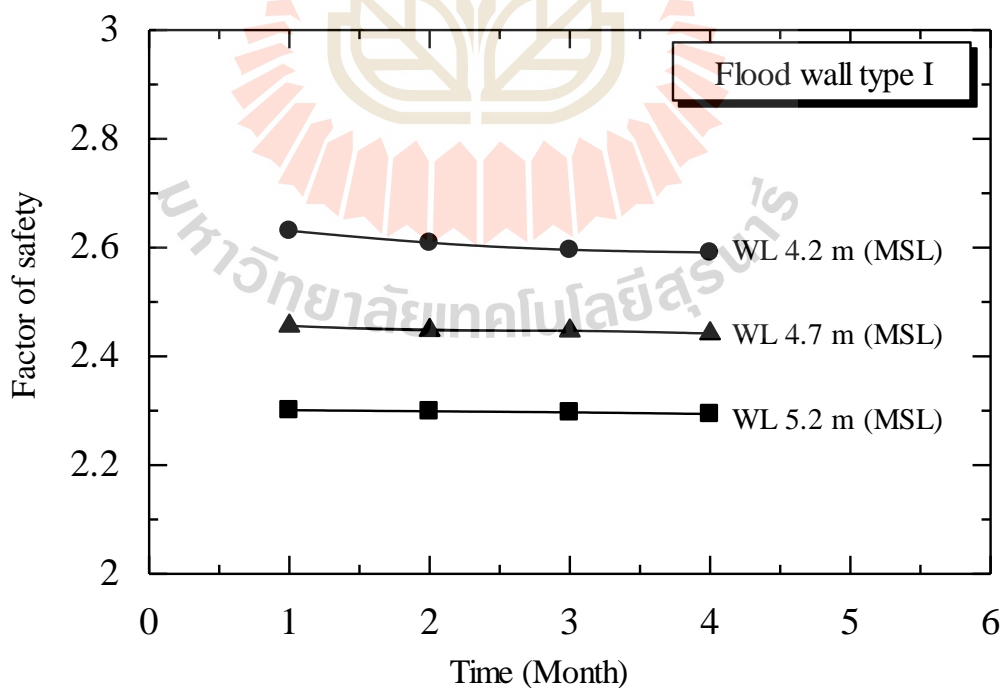
#### 4.6 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การตรวจสอบโครงสร้างกำแพงป้องกันน้ำได้แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็นสามส่วนได้แก่ การตรวจสอบเสถียรภาพภายนอก เสถียรภาพภายใน และการซึมผ่านน้ำในมวลดิน ซึ่งผลการวิเคราะห์แสดงดังนี้

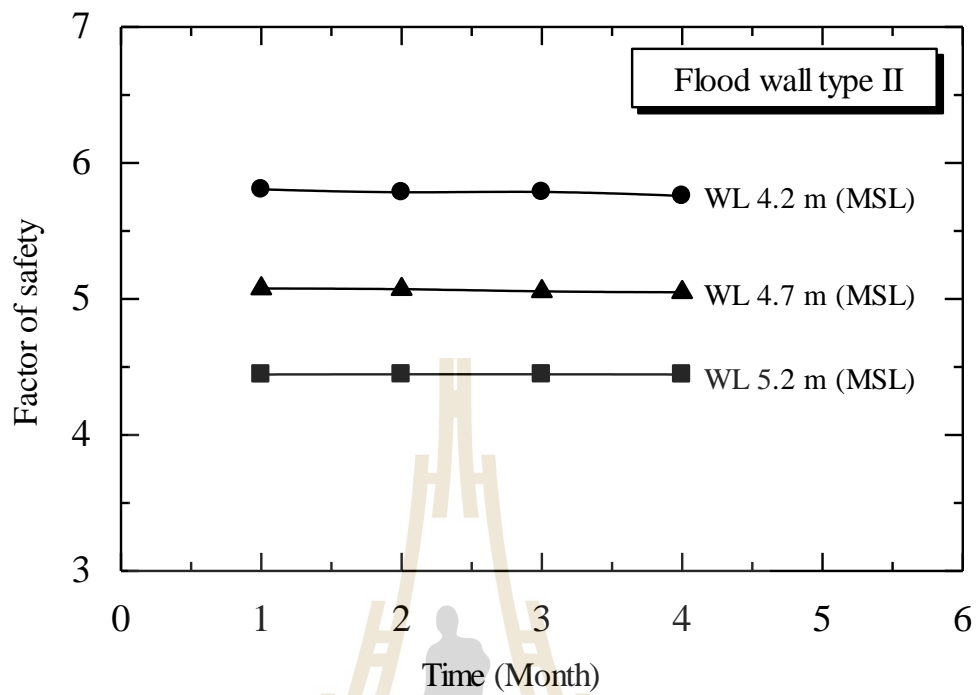
##### 4.6.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอก

รูปที่ 4.17 – 4.31 แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ของกำแพงกันน้ำประเภท 1 ถึง 3 พบว่าเสถียรภาพภายนอกของโครงสร้างกำแพงกันน้ำนี้มีความสัมพันธ์โดยตรงกับการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำและระยะเวลาอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำก่อให้เกิดแรงดันด้านข้าง (Lateral load) ที่กระทำต่อโครงสร้างกำแพงกันน้ำเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัย FS. จึงมีค่าที่ลดน้อยลงตามการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำ (Seed et al., 2008) ดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งมีค่าระหว่าง 2.301 ถึง 2.294 การเคลื่อนตัวใน

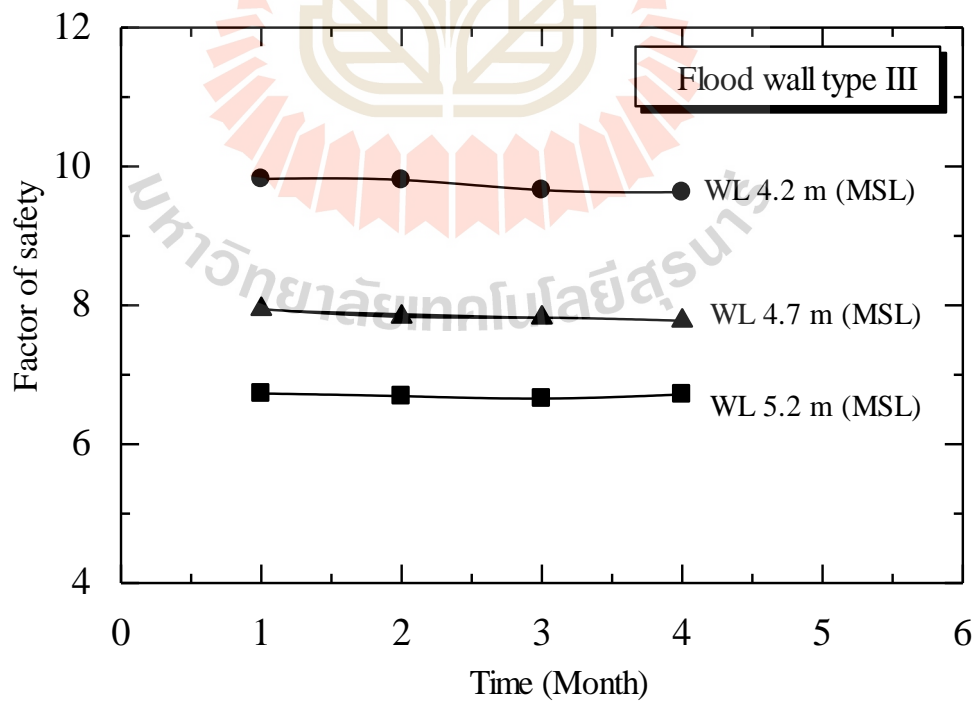
แนวราบเท่ากับ 9.84 ถึง 9.98 cm ของกำแพงประเภทที่ 1 และ 4.446 ถึง 4.445 การเคลื่อนตัวในแนวราบเท่ากับ 6.52 ถึง 6.59 cm ของกำแพงประเภทที่ 2 และ 6.730 ถึง 6.717 การเคลื่อนตัวในแนวราบเท่ากับ 2.78 cm ของกำแพงประเภทที่ 3 ที่ระดับน้ำ +5.20 MSL. ในระยะเวลา 1 ถึง 4 เดือน นอกจากนี้ยังพบว่าพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของมวลดินตามแนวราบ (Lateral deformation,  $U_x$ ) ของกำแพงทั้ง 3 ประเภทนั้นเกิดการเคลื่อนตัวมากที่สุดที่กำแพงประเภทที่ 1 สาเหตุของการเคลื่อนตัวมากในมวลดินนั้นพบว่าเดิมทีแล้วบริเวณด้านในของกำแพงได้มีการขุดคลองระบายน้ำไว้ตั้งแต่เริ่มก่อสร้างกำแพงกันน้ำ ซึ่งทำให้กำแพงกันน้ำอยู่ในสภาวะอยู่นิ่ง (At rest) และเมื่อมีแรงดันด้านข้างมากกระทำจนทำให้ตัวกำแพงเคลื่อนตัวและเริ่มขยับเข้าสู่สภาวะ Passive earth pressure กำแพงเคลื่อนเข้าหาดินถมซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของ Rankine earth pressure (1857) ดังนั้นเมื่อดินถูกขุดออกไปแล้วแทนที่ด้วยน้ำซึ่งมีหน่วยน้ำหนักเบากว่าดินจึงทำให้แรงดันดินฝั่งด้านในกำแพงซึ่งทำหน้าที่เป็น Counter weight ไปในตัวลดน้อยลงทำให้การเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวราบมีค่าสูงเมื่อเทียบกับกำแพงประเภทที่ 2 ซึ่งมีลักษณะทางกายภาพที่คล้ายคลึงกันแต่ไม่มีการขุดดินออกเพื่อทำคลองระบายน้ำในฝั่งด้านในกำแพง นอกจากนี้การเพิ่มขึ้นของระยะเวลาที่น้ำท่วมจาก 1 ถึง 4 เดือน แสดงให้เห็นว่าระยะเวลาที่เพิ่มขึ้นนั้นมีผลกระทบต่อค่าการลดลงของอัตราส่วนปลอดภัย FS. และการเคลื่อนตัวของมวลดินที่เพิ่มขึ้นตามไปด้วย



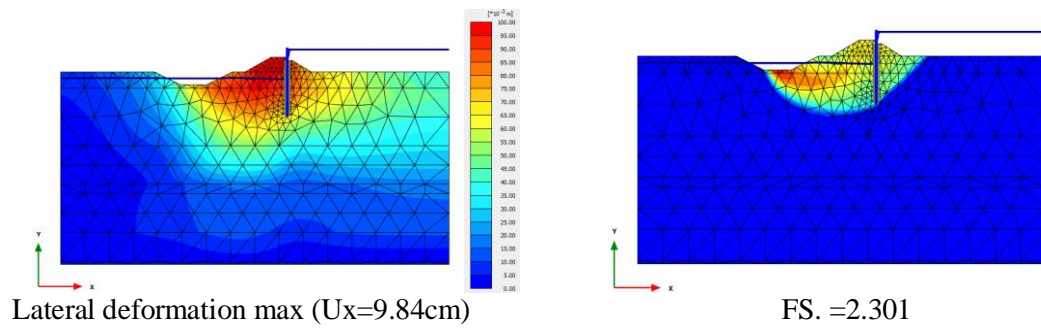
รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาที่เพิ่มขึ้นกับอัตราส่วนความปลอดภัยกำแพงประเภทที่ 1



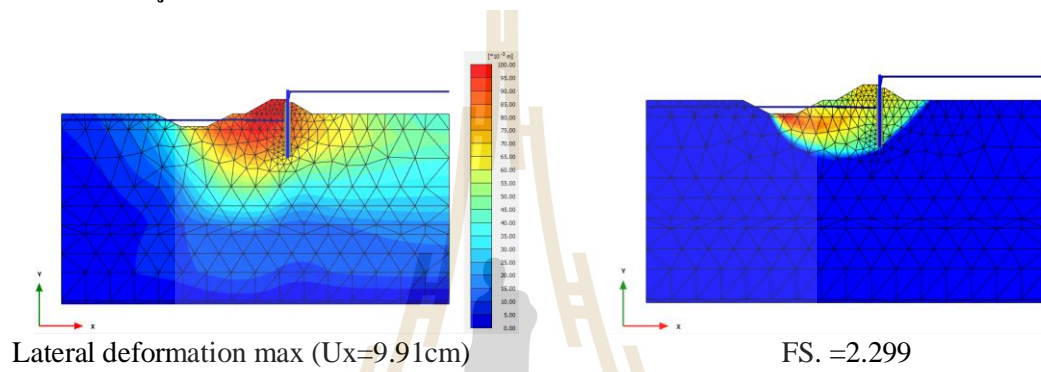
รูปที่ 4.18 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลากับอัตราส่วนความปลอดภัยกำแพงประเภทที่ 2



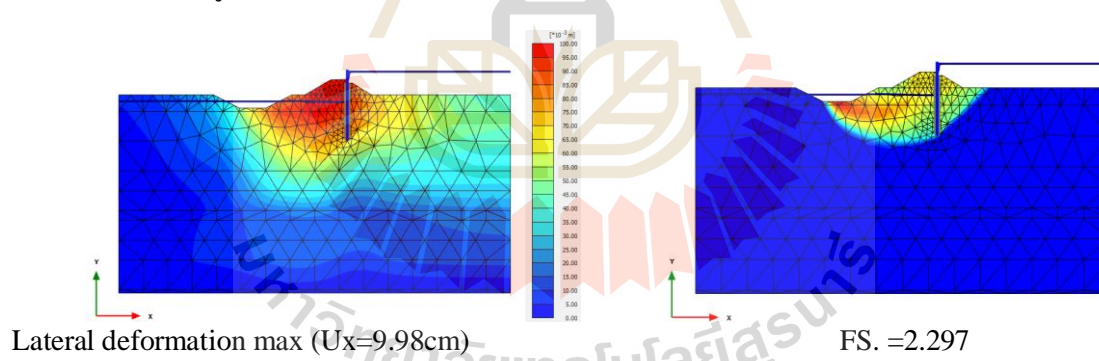
รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลากับอัตราส่วนความปลอดภัยกำแพงประเภทที่ 3



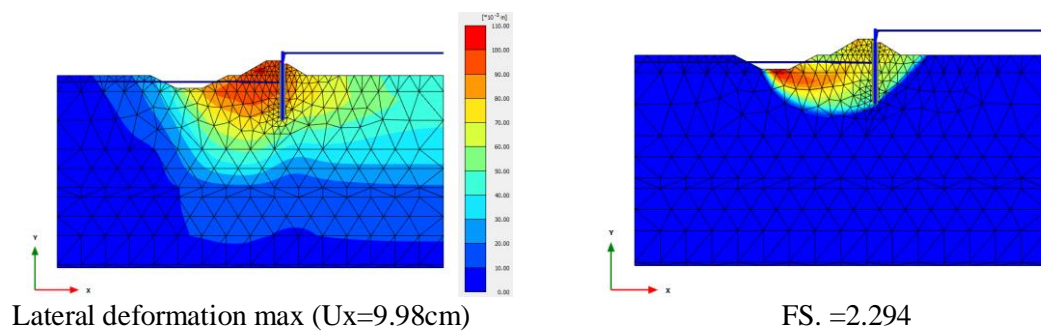
รูปที่ 4.20 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน



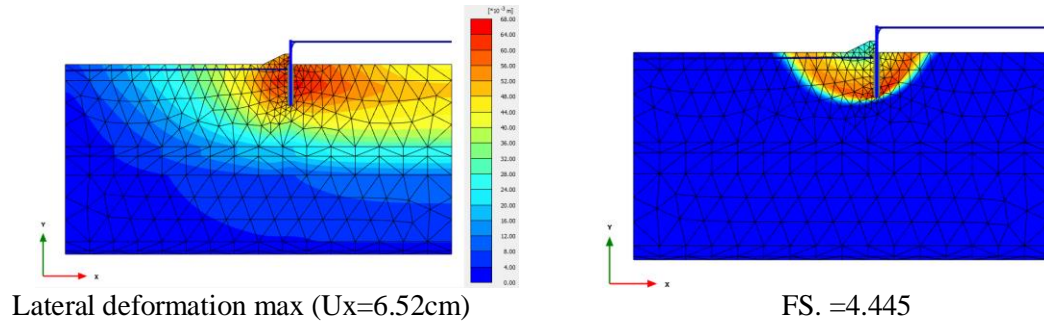
รูปที่ 4.21 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน



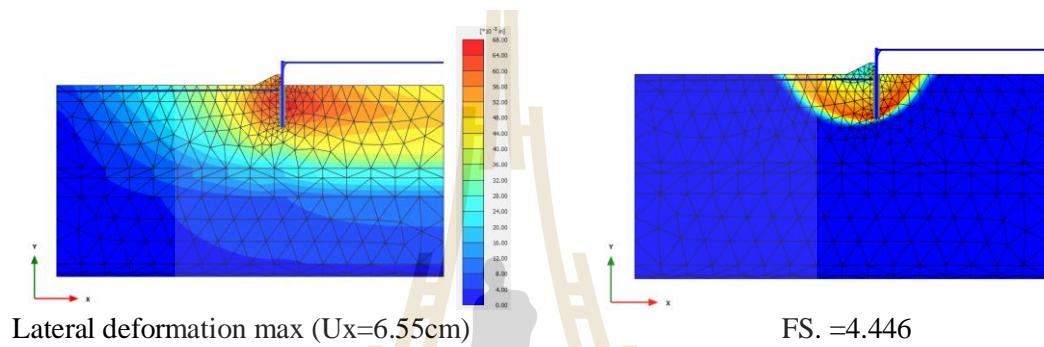
รูปที่ 4.22 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน



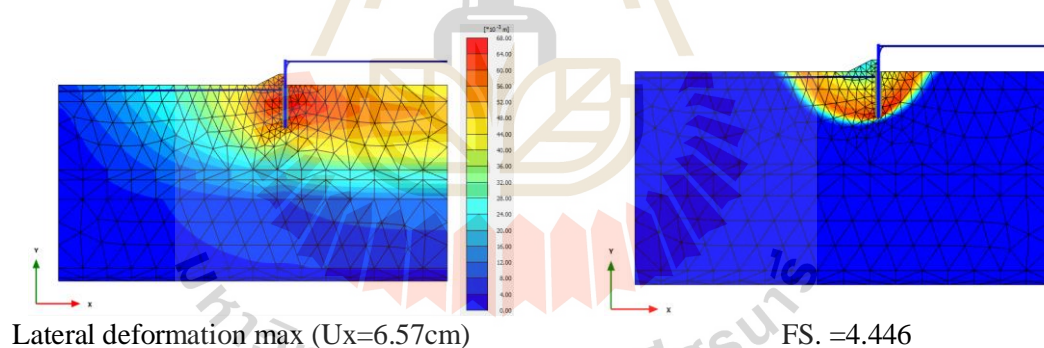
รูปที่ 4.23 Type-1 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน



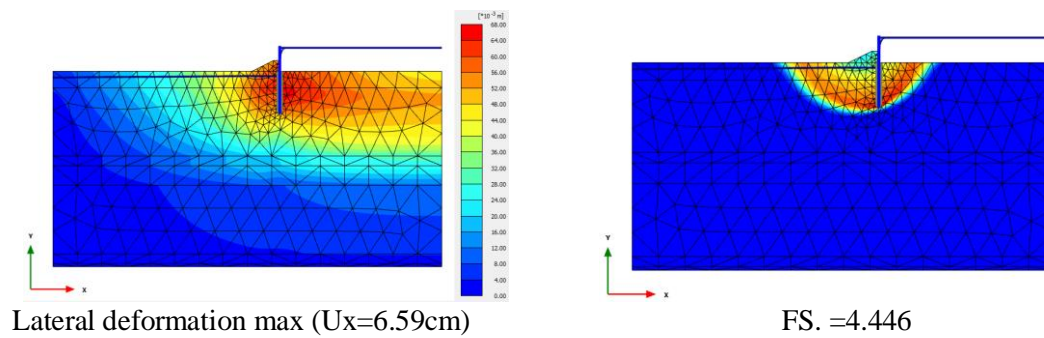
รูปที่ 4.24 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน



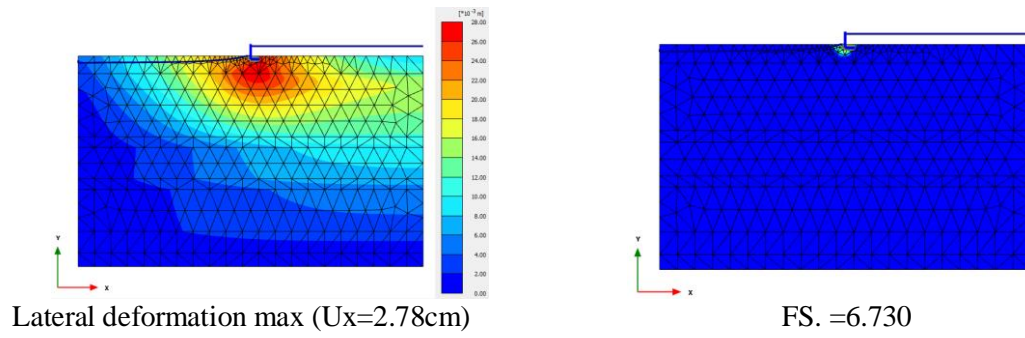
รูปที่ 4.25 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน



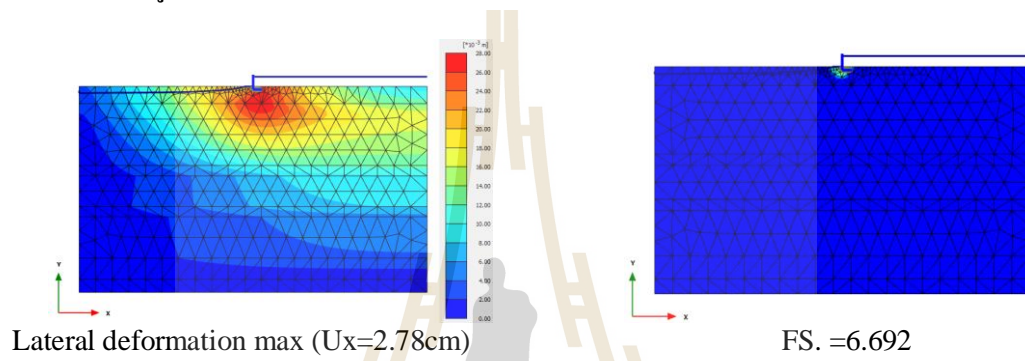
รูปที่ 4.26 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน



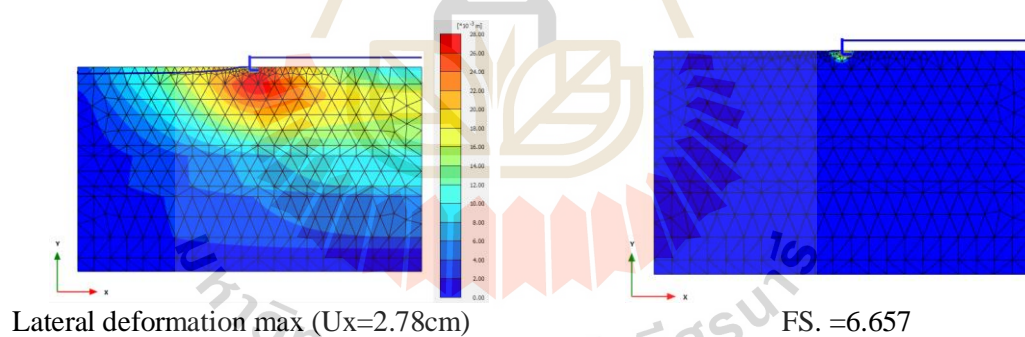
รูปที่ 4.27 Type-2 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน



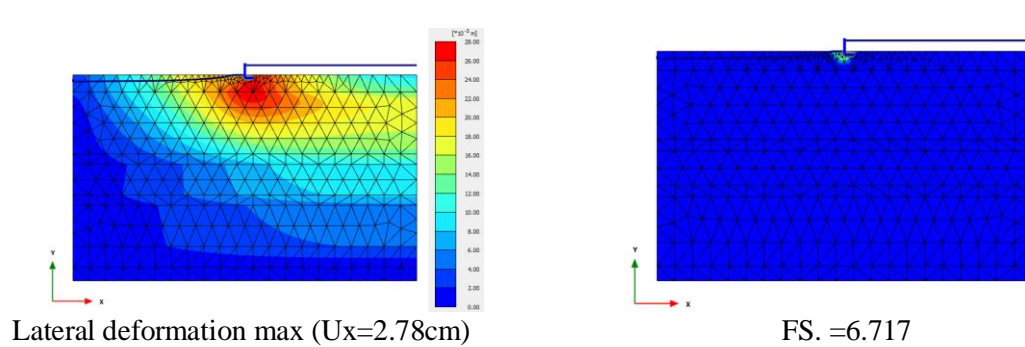
รูปที่ 4.28 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 1 เดือน



รูปที่ 4.29 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 2 เดือน



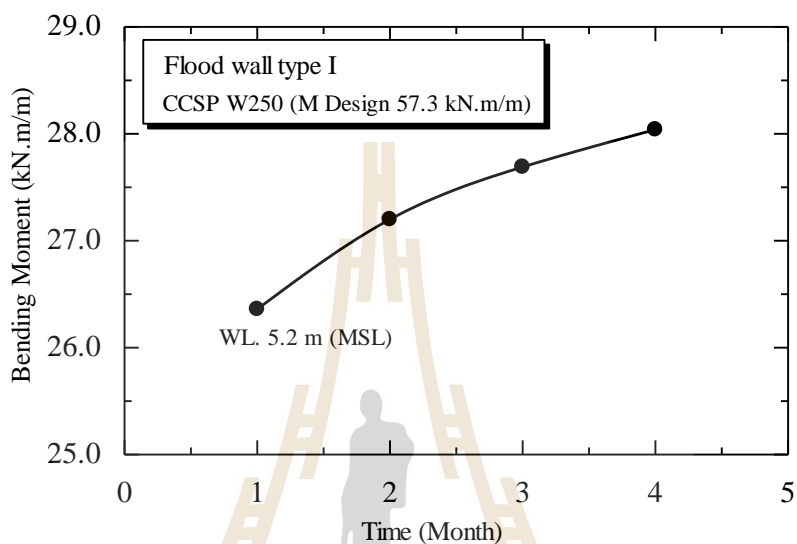
รูปที่ 4.30 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 3 เดือน



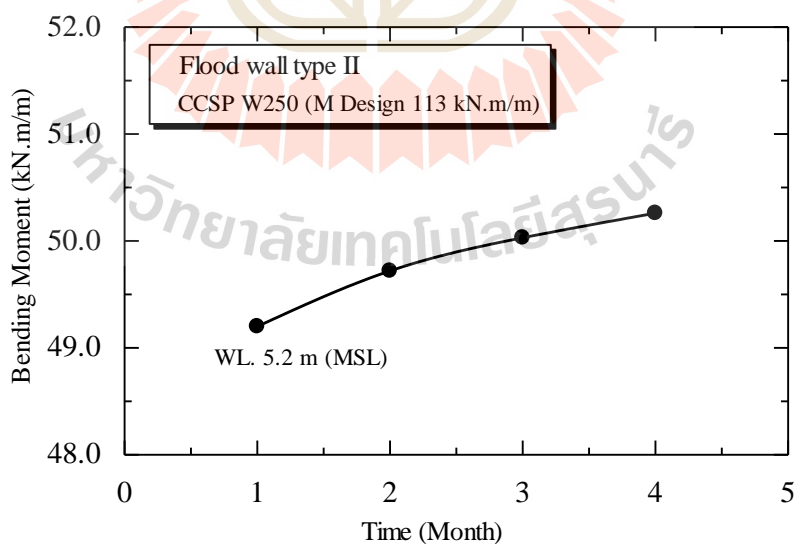
รูปที่ 4.31 Type-3 WL. = +5.20 m (MSL) ที่ระยะเวลาน้ำท่วม 4 เดือน

#### 4.6.2 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพภายใน

รูปที่ 4.32-4.37 แสดงค่าโมเมนต์คัตและแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis 2D ซึ่งค่าโมเมนต์คัตมากที่สุดที่ 2804 5026 และ 618.5 kg-m/m ส่วนแรงเฉือนมีค่ามากที่สุดอยู่ที่ 849 2230 และ 669 kg/m ของกำแพงประเภท 1 ถึง 3 ตามลำดับ

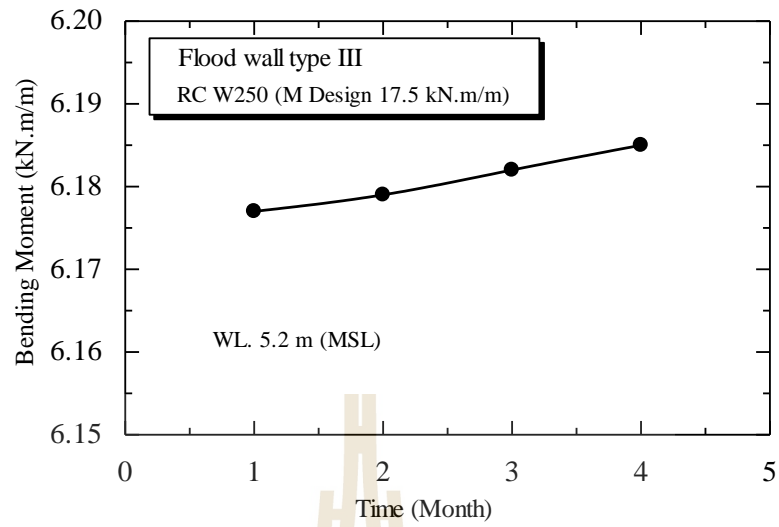


รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับ โมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-1 (+5.20 m.)

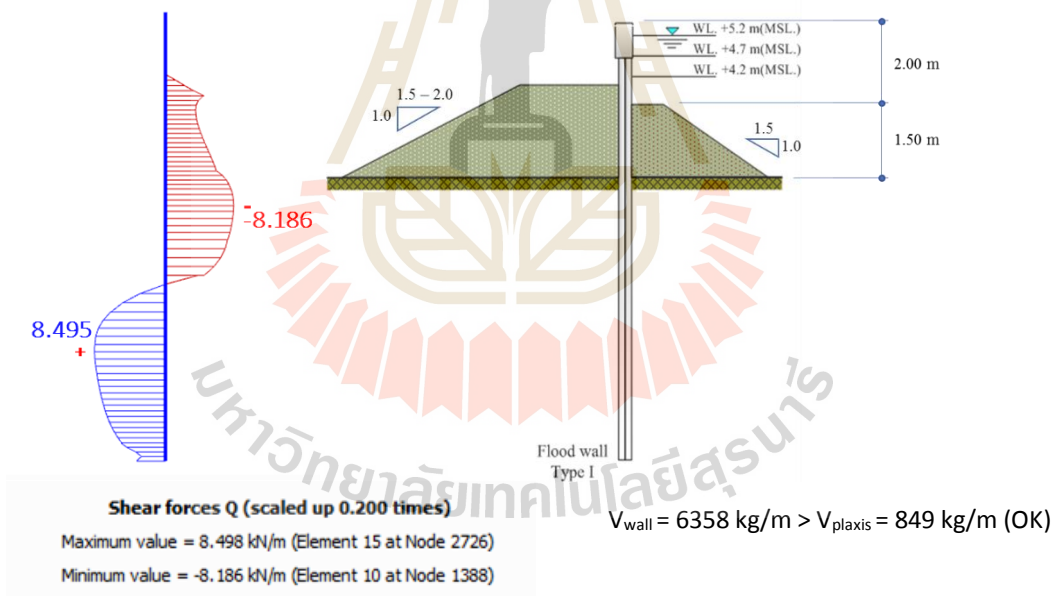


รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับ โมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-2 (+5.20 m.)

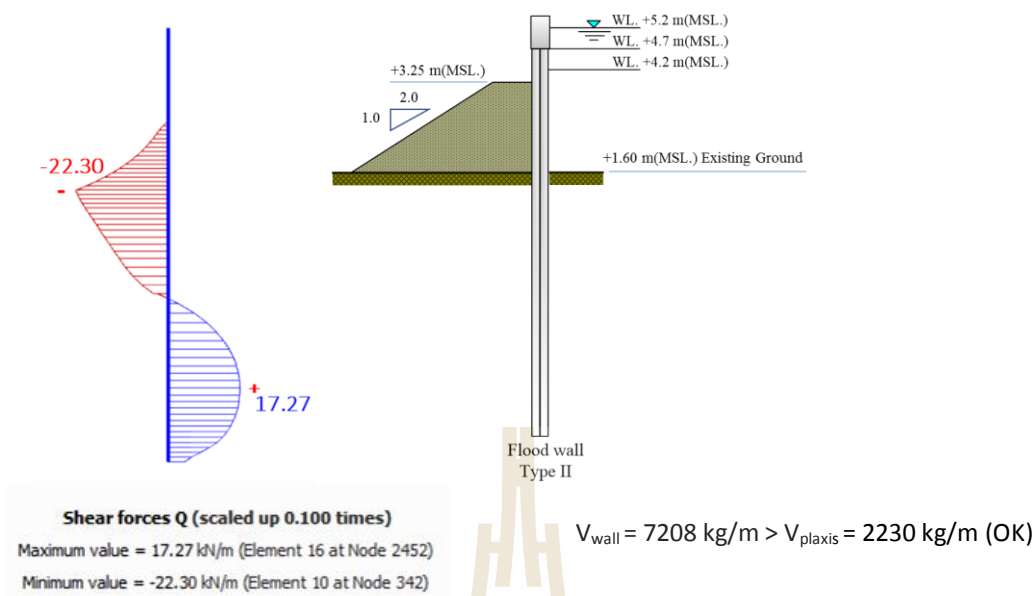




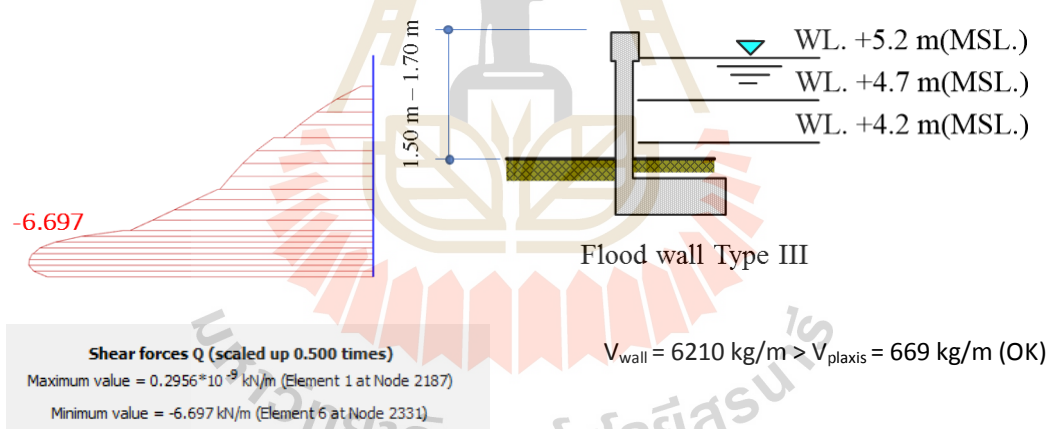
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับ โมเมนต์ตัดที่เกิดขึ้นในกำแพง Type-3 (+5.20 m.)



รูปที่ 4.35 Shear forces in flood wall: Type-1



รูปที่ 4.36 Shear forces in flood wall: Type-2

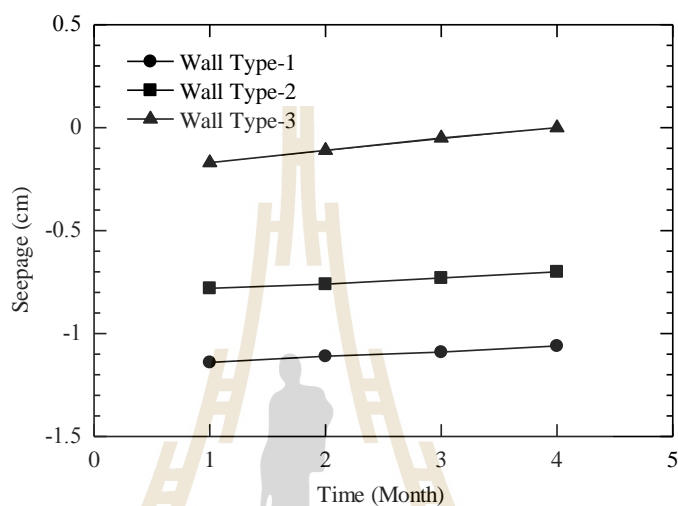


รูปที่ 4.37 Shear forces in flood wall: Type-3

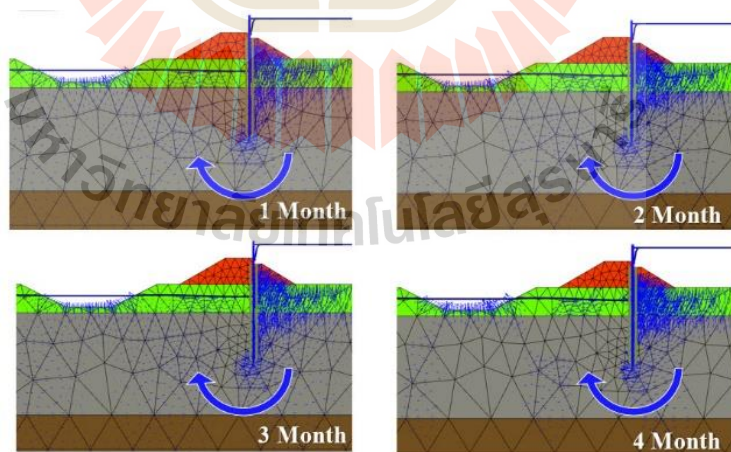
จะเห็นว่าเมื่อระยะเวลาของน้ำที่ท่วมจาก 1 ถึง 4 เดือน ทำให้ค่าโมเมนต์คัตและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างกำแพงกั้นน้ำนั้นมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นตามไปด้วยเนื่องจากค่าอัตราส่วนความปลอดภัย FS. ของเสถียรภาพภายนอกมีค่าลดลงเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้นส่งผลทำให้เสถียรภาพภายในลดลงหรือโมเมนต์คัตและแรงเฉือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนความปลอดภัย FS. ของเสถียรภาพนอก ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่าเสถียรภาพภายในนั้นมีความสัมพันธ์กันโดยตรงต่อการเปลี่ยนแปลงของเสถียรภาพภายนอก

#### 4.6.3 ผลการวิเคราะห์การซึมผ่านน้ำในมวลดิน

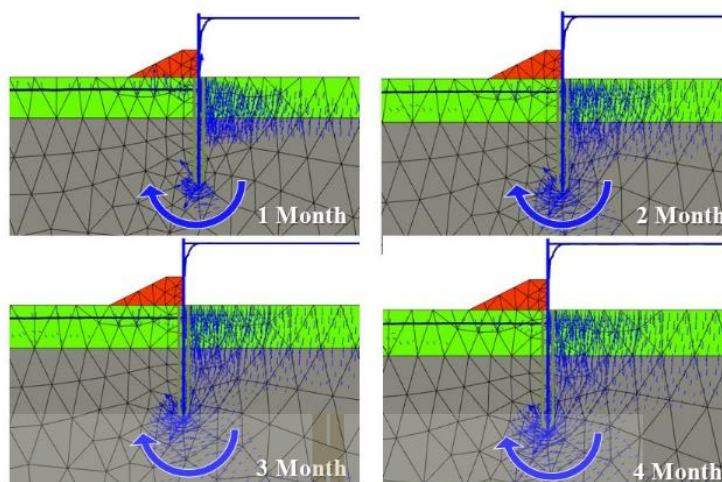
จากการวิเคราะห์การซึมผ่านน้ำในมวลดินนั้นพบว่า ระดับน้ำมีทิศทางการไหลเข้ามายังฝั่งด้านในของกำแพงกันน้ำและลอดผ่านใต้ฐานกำแพงแล้วพุ่งขึ้นผิวดิน การซึมผ่านของน้ำที่ไหลเข้ามายังฝั่งด้านในกำแพงดังแสดงในรูปที่ 4.39 - 4.41



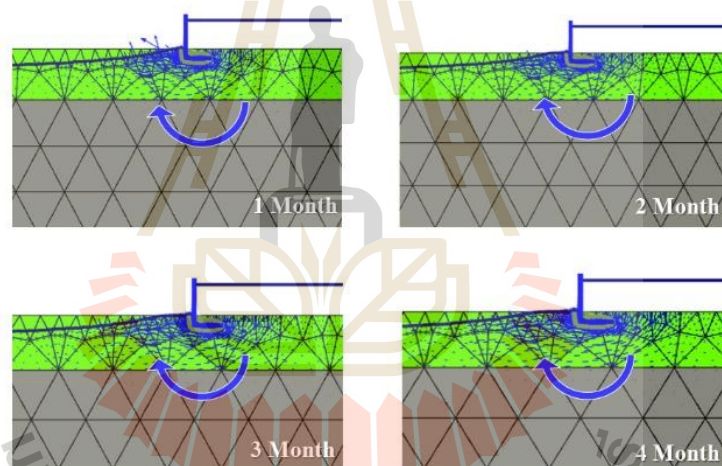
รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลากับระดับน้ำ



รูปที่ 4.39 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-1



รูปที่ 4.40 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-2



รูปที่ 4.41 ทิศทางการไหลของน้ำในดิน wall-3

รูปที่ 4.39 - 4.41 แสดงทิศทางการไหลของน้ำในมวลดินของกำแพงทั้งสามประเภท จากผลการวิเคราะห์พบว่าเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้นส่งผลทำให้การซึมผ่านของน้ำได้ดินฝั่งด้านในกำแพงนั้นมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นตามไปด้วย (รูปที่ 4.38) นอกจากนี้ทิศทางการไหลของน้ำยังส่งผลทำให้อัตราส่วนความปลอดภัย FS. ของเสถียรภาพภายนอกลดลงเนื่องจากว่าทิศทางการไหลของน้ำก่อให้เกิดแรงดันน้ำได้ดินฝั่งด้านนอกกำแพงเพิ่มขึ้นทำให้ตัวโครงสร้างกำแพงต้องรับแรงผลัดด้านข้างและเคลื่อนตัวดินมวลดินฝั่งด้านในกำแพงทำให้เกิดสภาวะ Passive earth pressure ซึ่งเกิดระนาบการ

วิบัติทำมุม  $45 - \frac{\phi'}{2}$

จากข้อมูลของแบบก่อสร้างทำให้ทราบว่ากำแพงประเภทที่ 1 และ 2 นั้นถูกออกแบบให้ฝังลงในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่ต่ำจึงทำให้ระดับน้ำใต้ดินในฝั่งด้านในกำแพงนั้นเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เมื่อเทียบกับกำแพงประเภทที่ 3 ที่ก่อสร้างบนชั้นผิวดิน (Weathered crust) ซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่มากกว่าชั้นดินเหนียวอ่อนและนอกจากนี้ระยะทางการไหลของน้ำที่ลอดผ่านได้ฐานกำแพงยังสั้นกว่ากำแพงทั้งสองประเภทแรกดังที่ได้กล่าวข้างต้นไว้แล้ว



## บทที่ 5

### บทสรุป

#### 5.1 สรุปผล

งานวิจัยนี้ศึกษาเสถียรภาพ พฤติกรรม และการซึมผ่านน้ำในมวลดินของโครงสร้างกำแพงป้องกันน้ำท่วมถาวรทั้งสามประเภท ตั้งอยู่บริเวณโดยรอบของเขตพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมนวนคร จ.ปทุมธานี โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันเหตุอุทกภัยทางธรรมชาติที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในอนาคต ประเด็นสำคัญของงานวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1. อัตราส่วนความปลอดภัย (FS) เสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันน้ำขึ้นอยู่กับระดับความสูงของน้ำและระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น เมื่อทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ (FEA) กับอัตราส่วนความปลอดภัยที่กำหนด ( $FS_{Design} > 1.50$ ) เสถียรภาพภายนอกของกำแพงป้องกันน้ำซึ่งได้จากผลการวิเคราะห์ที่ระดับน้ำสูงสุด (+5.20 MSL) มีค่าเท่ากับ  $FS_{Analysis} = 2.294, 2.445, 6.657$  ของ Wall Type-1, 2 และ 3 ตามลำดับ (ที่ระยะเวลา 4 เดือน) มีค่าสูงกว่าที่ผู้ออกแบบกำหนดไว้คิดเป็นร้อยละ 35, 39 และ 77 ตามลำดับของกำแพงทั้งสามประเภท ดังนั้นเสถียรภาพภายนอกของกำแพงกันน้ำนี้มีเสถียรภาพที่เพียงพอ

2. เสถียรภาพภายในหรือความสามารถในการรับแรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างกำแพงกันน้ำมีแนวโน้มลดลงเมื่อระดับความสูงของน้ำและระยะเวลาเพิ่มขึ้น แต่เมื่อเปรียบเทียบโมเมนต์คัตและแรงเฉือน (แรงภายใน) ที่ได้จากการวิเคราะห์กับค่าที่กำหนดนั้น พบว่ายังมีค่าไม่เกินกว่าที่กำหนดไว้ ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 2.04, 2.25, 2.83 (โมเมนต์คัต) และ 7.49, 3.23, 9.28 (แรงเฉือน) ที่ระยะเวลา 4 เดือน (+5.20 MSL) ของกำแพงทั้งสามประเภท ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างกำแพงกันน้ำทั้งสามประเภทนี้มีความสามารถในการรับแรงภายในที่เกิดขึ้นได้ปลอดภัย

3. ทิศทางการไหลและการซึมผ่านของน้ำในมวลดินที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นมิติศทางการไหลเข้าฝั่งด้านในเขตพื้นที่ของโครงการ นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์การซึมผ่านน้ำตลอด 4 เดือน การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำใต้ดินภายในโครงการมีค่าน้อยมาก ดังนั้นการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำใต้ดินจึงไม่ส่งผลให้ระดับน้ำในคลองระบายน้ำภายในรอบเขตนิคมอุตสาหกรรมเพิ่มขึ้น

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

การวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอก ภายใน และพฤติกรรมการซึมผ่านน้ำในมวลดินของ โครงสร้างกำแพงป้องกันน้ำในงานวิจัยนี้ ควรมีการศึกษาต่อยอดวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลขแบบ 3 มิติ เพื่อเปรียบเทียบความแตกต่างของผลกระทบเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ Element, Node และมิติ ในแนวแกน Z ของโปรแกรม 3 มิติ ว่ามีอิทธิพลมากน้อยเพียงใดต่อการเพิ่มหรือลดลงของ อัตราส่วนความปลอดภัยและระดับน้ำใต้ดินฝั่งด้านหลังของโครงสร้างกำแพงป้องกันน้ำที่ วิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลขแบบ 2 มิติ ในงานวิจัยนี้



## รายการอ้างอิง

- พัลลภ วิสุทธิ์เมธากุล. (2558). **คู่มือวิศวกรรมฐานราก**. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์ ซีเอ็ดยูเคชั่น.
- พรพจน์ ตันเส็ง. (2559). **ปฐพีกลศาสตร์**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- สุขสันติ หอพิบูลสุข. (2555). **วิศวกรรมฐานราก**. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล.
- สุขสันติ หอพิบูลสุข และ รุ่งลาวัลย์ ราชัน. (2554). **ปฐพีกลศาสตร์**. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์แมคกรอ-ฮิล.
- สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. (2550). **วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค (FINITE ELEMENT METHOD IN GEOTECHNICAL ENGINEERING)**. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
- American Society of Testing and Materials. ASTM-D1452/D1452M-16. (2016). Standard practice for soil exploration and sampling by auger borings, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2016.
- American Society of Testing and Materials. ASTM D4767-11. (2011). Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2011.
- American Society of Testing and Materials. ASTM D2435/2435M-11. (2011). Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2011.
- American Society of Testing and Materials. ASTM C805/C805M-13a. (2013). Standard test method for rebound number of hardened concrete, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2013.
- American Society of Testing and Materials. ASTM C42/C42M-16. (2016). Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2016.



- American Society of Testing and Materials. ASTM C39/C39M. (2016). Standard test method for compressive strength for cylindrical concrete specimens, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2016.
- American Society of Testing and Materials. ASTM D4318-17. (2017). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2017.
- American Society of Testing and Materials. ASTM A956. (2017). Standard test method for leeb hardness testing of steel products, **ASTM International**, West Conshohocken, PA, 2017.
- A. Udomchai, M. Hoy, S. Horpibulsuk, A. Chinkulkijniwat, A. Arulrajah, (2018). Failure of riverbank protection structure and remedial approach: A case study in Suraburi province, Thailand. **Engineering Failure Analysis**. 91: 243-254.
- Alpan, I. (1967). The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_{0R}$ . **Soils and Foundations**. 7 (1): 31-40.
- Bergado, D. T., Enriques, A. S., Sampaco, C. L., Alfaro, M. C., & Balasubramaniam, A. S. (1992). Inverse analysis of geotechnical parameters on improved soft Bangkok clay. **Journal of geotechnical engineering**. 118 (7): 1012-1030.
- Brooker, E. W., & Ireland, H. O. (1965). Earth pressures at rest related to stress history. **Canadian geotechnical journal**. 2 (1): 1-15.
- Bishop, A. W., & Bjerrum, L. (1960). **The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems**. Norwegian Geotechnical Institute Publ.
- BS 8002. (1994). Code of practice for earth retaining structures. **British Standards Institution**.
- Bowles, J.E. (1996). **Foundation Analysis and Design**. New York: McGraw – Hill.
- Carman, P.E. (1956). **Flow of Gases through Porous Media**. New York: Academic Press.
- C.-C. Fan, Y.-S. Fang. (2010), Numerical solution of active earth pressure on rigid retaining walls built near rock faces. **Computers and Geotechnics**. 37 (7): 1023-1029.
- Darcy, H. (1856). **Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon**. Dalmont. Paris.
- Das, B. M. (1983). **Advance Soil Mechanics**. Singapore: McGraw-Hill.
- Gaba, R. A., B. Simpson, W. Powrie and R. D. Beadman. (2003). **Embedded retaining walls – guidance for economic design**. London: CIRIA.

- Hansbo, S. (1960). **Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains**. In Swedish Geotechnical Institute Proc.
- JICA. (2010). **Technical standards and guidelines for design of flood control structures**. DPWH.
- J. Michael Duncan, Thomas L. Brandon, Stephen G. Wright and Noah Vroman. (2008). Stability of I-Walls in new Orleans during hurricane katrina. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE. 134: 681-691.
- Kozeny, J. (1927). Uber kapillare leitung der wasser in boden. **Royal Academy of Science, Vienna, Proc.** Class I. (136): 271-306.
- Lambe, T., & Witman, R. W. (1979). **Soil Mechanics, SI Wension**. JOHN Willey & sons INC.
- McCarthy, D. F. (1981). **Essentials of soil mechanics and foundations**. Reston Publishing Company, Inc.
- Nagaraj, T.S. and Miura, N. (2001). **Soft Clay behavior Analysis and Assessment**. A.A. Balkema, 315.
- Peck, R. B., Roberts, H. C., Mayer, A., Packshaw, S., Lake, J. O., Feld, J., & Krynine, D. P. (1969). **Discussion of Transactions of the American Society of Civil Engineers**. 114 (1): 507-523.
- Phamvan. P., (1984). **Stability evaluation of sheet pile by in-situ testing**. M.S. thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.
- R. B. Seed, R. G. Bea, A. Athanasopoulos-Zekkos, G. P. Boutwell, J. D. Bray, C. Cheung, D. Cobos-Roa, L. F. Harder Jr, R. E. S. Moss, J. M. Pestana, M. F. Riemer, J. D. Rogers, R. Storesund, X. Vera-Grunauer and J. Wartman. (2008), "New Orleans and hurricane katrina. The 17<sup>th</sup> Street drainage canal." **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE. 134: 740-761.
- Shields, D. H., & Tolunay, A. Z. (1973). Passive pressure coefficients by method of slices. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. 99 (12): 1043-1053.
- Taylor, D. W. (1948). **Fundamental of Soil Mechanic**. New York: John Wiley & son.

Y. Yu, I. P. Damians, R. J. Bathurst. (2015). Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. **Computers and Geotechnics**. 65: 164-174.



## ประวัติผู้เขียน

นายจักรกฤษณ์ ชื่นยงค์ เกิดเมื่อวันที่ 5 ตุลาคม พ.ศ. 2536 ณ อำเภอคำตากล้า จังหวัดสกลนคร สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมตอนต้นและตอนปลายจากโรงเรียนศึกษาประชาสามัคคี อำเภอคำตากล้า จังหวัดสกลนคร ในปีการศึกษา 2558 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธา จากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม และได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่ในวารสารระดับนานาชาติ TCI จำนวน 1 เรื่อง ของวารสาร Mahasarakham International Journal of Engineering Technology และได้มีโอกาสเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปีการศึกษา 2559

