

การทрудตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่กรณีฐานรากรับน้ำหนักไม่เพียงพอ



นายนรากร แซ่เล่า

สถาบันวิทยบริการ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

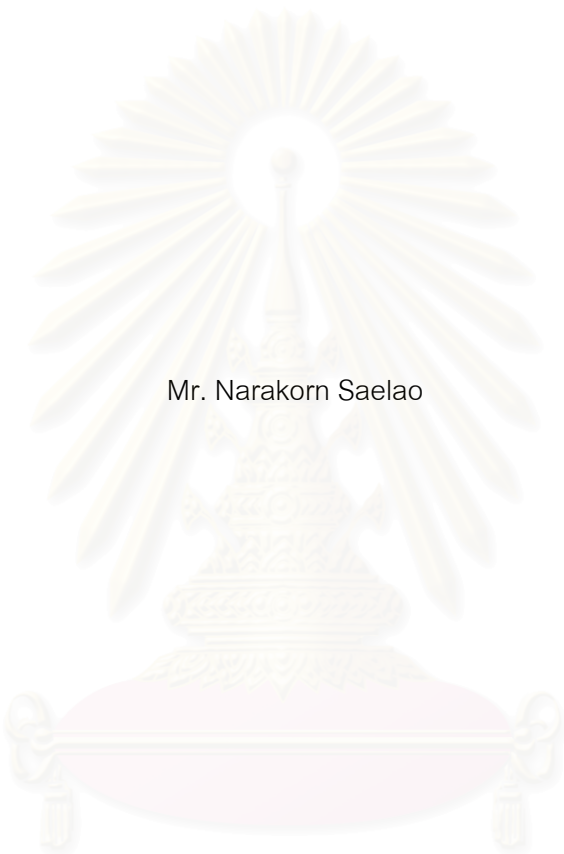
คณะวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2546

ISBN 974-17-3819-6

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SETTLEMENT OF PILE RAFT FOUNDATION FOR CASE OF INSUFFICIENT FOUNDATION CAPACITY



Mr. Narakorn Saelao

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2003

ISBN 974-17-3819-6

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การทрудตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่กรณีเสาเข็มรับน้ำหนักไม่เพียงพอ
โดย นายนรากร แซ่เล่า
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร. วันชัย เทพรักษ์

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโท

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์)

..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.ฐิรวัตร บุญญะฐิติ)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

นรากร แซ่เล่า : การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่กรณีฐานรากรับน้ำหนักไม่เพียงพอ
(SETTLEMENT OF PILE RAFT FOUNDATION FOR CASE OF INSUFFICIENT FOUNDATION
CAPACITY) อ.ที่ปรึกษา : รศ. ดร. วันชัย เทพักษ์, 136 หน้า, ISBN 974-19-3819-6

งานวิจัยฉบับนี้ทำการศึกษาพฤติกรรม และการประมาณค่าการทรุดตัวของอุโมงค์ที่ก่อสร้างด้วยวิธีการ
ถมกลับ (Cut and Cover Tunnel) จากการก่อสร้างอุโมงค์ที่อยู่บนฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation)
โดยเปรียบเทียบกับข้อมูลการวัดการทรุดตัวจากการก่อสร้างจริง ที่มีระดับปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็งที่
ระดับ -17.40 m. จากระดับผิวดิน และมีความลึกในการขุดตั้งแต่ -0.40 ถึง -10.20 m. จำนวน 6 ตำแหน่งคือ
SP-02, SP-03, SP-05, SP-07, SP-10 และ SP-12 นอกจากนี้ยังได้ทำการศึกษาในส่วนของเสถียรภาพระบบ
กำแพงกันดินชนิดเข็มพืด, กำแพงของเสาเข็ม และกำลังของดินที่อยู่ใต้ฐาน เพื่อวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสม
ในการประมาณค่าการทรุดตัว และผลกระทบที่เกิดขึ้น

การวิจัยครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของ Terzaghi (1943) เพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพของ
ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และใช้วิธี Static Method เพื่อวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม กำลังรับ
น้ำหนักประลัยของดินได้ใช้ Classical Failure Theory เสนอ โดย Terzaghi (1943) การประมาณค่าการทรุดตัว
ได้ทำการประเมินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (FEM) และใช้โมเดลพฤติกรรมของดินชนิด Mohr – Coulomb.

ผลการวิจัยพบว่า งานขุดที่ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดมีเสถียรภาพเพียงพอที่จะป้องกันการปูด
ขึ้นของดินก้นหลุม (heave) ได้ ในส่วนของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่พบว่า เสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเกินกำลัง
ประลัย และทำให้ดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ฐานต้องรับแรงแบกทานมากเกินไป จึงทำให้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ใน
ตำแหน่ง SP-02, SP-03 และ SP-07 เกิดการวิบัติแบบ Bearing Foundation Failure ส่วนในตำแหน่ง SP-05,
SP-10 และ SP-12 ซึ่งเสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเกินกำลังประลัย ในขณะที่ดินอ่อนใต้ฐานสามารถแบกทานน้ำ
หนักได้จึงทำให้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่เกิดการวิบัติแบบ Pile Foundation Failure จากพฤติกรรมดังกล่าวพบ
ว่าอุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้ได้ใช้จำนวน และความยาวของเสาเข็มรับน้ำหนักไม่เพียงพอกับสภาพการน้ำ
หนักที่เกิดขึ้นจริง

การวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ พบว่า ความสัมพันธ์ระ
หว่าง E_U/S_U ที่เหมาะสม และให้ผลใกล้เคียงกับผลการตรวจวัดจริงในสนามคือ $E_U/S_{U(\text{Soft Clay})} \approx 100 - 120$,
 $E_U/S_{U(\text{Medium Clay})} \approx 200$ และ $E_U/S_{U(\text{Stiff Clay})} \approx 350$

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา
ปีการศึกษา.....2546.....

4470363821: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: CUT AND COVER TUNNEL / FOUNDATION / PILE RAFT / SETTLEMENT

NARAKORN SAELAO: SETTLEMENT OF PILE RAFT FOUNDATION FOR CASE OF INSUFFICIENT FOUNDATION CAPACITY. THESIS ADVISOR: ASSOC. PROF. WANCHAI TEPARAKSA, D.Eng., 136 pp. ISBN 974-17-3819-6

This research aims to study the behavior and predict the settlement of cut and cover tunnel. The cut and cover tunnel was designed as the pile raft foundation with pile tip penetrated in the stiff silty clay layer with tip at -17.40 m. below ground surface, while the excavation was varied between -0.40 to -10.20 m. depth. The settlement of cut and cover tunnel is based on the data of field measuring SP-02, SP-03, SP-05, SP-07, SP-10 and SP-12. The research is also extend to the stability of sheet pile braced excavated system, pile capacity and bearing capacity of subsoil under the raft in order to verify the appropriate parameters for prediction the settlement of the cut and cover tunnel and compared with field performance.

The stability analysis of sheet pile braced excavated system was based on Terzaghi (1943)'s theory. The estimated pile capacity was based on Static Method while the estimated bearing capacity was based on Terzaghi (1943)'s theory. The settlement of cut and cover was estimated by means of Finite Element Method (FEM) based on Mohr – Coulomb soil modeling.

The results showed that the safety factor of sheet pile system is high enough to protect heaving effect. The behavior of pile raft showed that all piles were taken over their ultimate capacity and transfer to the bearing capacity of raft foundation in soft clay. At location SP-02, SP-03 and SP-07 the applied on raft foundation was very high compressed to their capacity and lead to induce the Bearing Foundation Failure. At location SP-05, SP-10 and SP-12 the soil bearing capacity beneath raft foundation was able to carry the applied stress, the failure was, therefore, in the mode of Pile Foundation Failure. Based on field performance the pile length was not enough to carry the real loading on cut and cover tunnel.

The analysis of settlement of cut and cover tunnel by means of Finite Element Method (FEM) agrees with field performance. The appropriate E_v/S_u values are equal to 100-120, 200 and 350 for soft clay, medium clay and stiff clay respectively.

Department Civil Engineering Student's signature
 Field of study Civil Engineering Advisor's signature
 Academic year 2003

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้ ต้องกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และญาติพี่น้องที่ให้ความช่วยเหลือและสนับสนุนทุกสิ่งทุกอย่าง ทั้งทางด้านทุนทรัพย์ และความห่วงใยเอาใจใส่เสมอมา

ขอขอบพระคุณ รศ.ดร.วันชัย เทพรัักษ์ ในฐานะอาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้โอกาสในการทำวิทยานิพนธ์ พร้อมทั้งให้ความรู้ คำแนะนำ และให้คำปรึกษาในการแก้ปัญหาที่เกิดขึ้น จนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วง

ขอขอบพระคุณ คณะกรรมการสอบทุกท่าน ที่ได้สละเวลา และให้คำแนะนำที่มีประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์

ขอขอบพระคุณ เจ้าหน้าที่ห้องวิจัยปรัชญาคณาจารย์ทุกท่าน ที่ให้ความร่วมมือ และให้ความช่วยเหลือในการวิจัย ซึ่งต้องใช้ทั้งอุปกรณ์ และสถานที่ ในการปฏิบัติงาน จนงานสำเร็จได้ด้วยดี

และสุดท้ายนี้ ขอขอบคุณ รุ่นพี่ และเพื่อน ๆ ทุกท่านที่ให้คำแนะนำดี ๆ รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้กล่าวถึงในที่นี้ ที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้จัดทำวิทยานิพนธ์ขอขอบคุณทุกท่านเป็นอย่างยิ่ง

นรากร แซ่เต๋

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฐ
สารบัญภาพ.....	ฒ
สัญลักษณ์.....	ท
บทที่	
บทที่ 1	
บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์การวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
บทที่ 2	
ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 ชนิดของฐานรากตามสภาพของดินรองรับฐานราก (Foundation Types).....	4
2.1.1 ฐานรากตื้น (Shallow Foundation).....	5
2.1.2 ฐานรากแบบลึก (Deep or Pile Foundation).....	5
2.1.3 ฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation).....	6
2.2 ลักษณะของสภาพการรับน้ำหนักของดิน.....	7
2.2.1 ลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้นอันเนื่องมาจากกำลังรับแรงเบกทาน.....	8
2.3 การคาดคะเนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น.....	10
2.3.1 การคาดคะเนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น โดยวิธีของ Terzaghi (1943).....	10
2.4 การคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม โดยใช้วิธี Static Method.....	15

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.4.1	วิธีการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงเสียดทาน (Skin Friction, Q_s).....	15
2.4.1.1	กำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Friction Capacity in Clay).....	18
2.4.1.2	กำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินทราย (Friction Capacity in Sand).....	19
2.4.2	วิธีการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงต้านทานจากปลายเสาเข็ม (End Bearing Capacity; Q_b).....	20
2.4.2.1	กำลังต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียว.....	20
2.4.2.2	กำลังต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินทราย.....	21
2.5	เสถียรภาพสำหรับงานขุด (Stability of Excavation).....	21
2.5.1	การหาเสถียรภาพของก้นหลุมโดย Teng (1980).....	22
2.5.2	การหาเสถียรภาพของก้นหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943).....	23
2.5.3	การหาเสถียรภาพของก้นหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956).....	24
2.6	ลักษณะของการทรุดตัวในมวลดิน.....	25
2.6.1	การกระจายหน่วยแรงในมวลดินของฐานรากเสาเข็ม.....	26
2.6.2	ชนิดของการทรุดตัว.....	28
2.6.2.1	การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement, ρ_i).....	28
2.6.2.2	การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันของเวลา (Time Dependent Settlement, ρ_T).....	30
2.6.2.2.1	ขบวนการอัดตัวคายน้ำในดินเหนียว (Primary Consolidation, ρ_c).....	30
2.6.2.2.2	การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement, ρ_s)	31
2.6.3	ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัวของฐานรากในชั้นดินเหนียว.....	32
2.7	คุณสมบัติของดินเหนียวที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัว (Soil Properties).....	32
2.7.1	สัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility; m_v).....	32
2.7.2	ดัชนีการอัดตัว (Compression Index; C_c).....	33

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.7.3 ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index; C_r)..... 33

2.7.4 สัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index; C_{α}).....33

2.7.5 โมดูลัสของดิน (Soil Modulus).....34

2.8 ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation)..... 36

2.8.1 ลักษณะของสภาพการรับน้ำหนักของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่.....37

2.8.2 การคาดคะเนน้ำหนักที่ส่งถ่ายลงสู่ส่วนประกอบของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่
โดยวิธี Development of Approximate Method ของ Randolph (1983).....37

2.8.3 การคาดคะเนกำลังของส่วนประกอบของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่..... 39

2.8.4 พฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มแผ่ (Characteristics of Piled Raft Behavior)..... 40

2.8.4.1 ผลกระทบเนื่องจากจำนวนเสาเข็มและประเภทของน้ำหนักที่กระทำ
(Effect of number of piles and type of loading).....41

2.8.4.2 ผลกระทบเนื่องจากความหนาของฐาน (Effect of raft thickness)..... 43

2.8.4.3 ผลกระทบเนื่องจากระดับของน้ำหนักที่กระทำ
(Effect of load level on settlement).....43

2.9 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์..... 45

2.9.1 คำนิยามทั่วไปของ Stress และ Strain..... 45

2.9.1.1 Elastic strain..... 46

2.9.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยใช้พารามิเตอร์แบบประสิทธิผล.....47

2.9.2.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรง
รวม 48

2.9.2.2 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb..... 48

บทที่ 3

การรวบรวมข้อมูลและผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover.....51

3.1 การตรวจสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน.....51

3.1.1 การหาคุณสมบัติของดินโดยวิธีการทดสอบในสนาม(In-situ Testing)..... 51

3.1.1.1 การทดสอบแรงเฉือนดินในสนาม (Field Vane Shear Test).....51

3.1.1.2 การหาคุณสมบัติของดินในสนามโดยวิธี การทดสอบ
การตอกมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT)..... 54

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.1.2 การหาสมบัติของดิน โดยวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
(Laboratory Testing)..... 58

3.1.2.1 คุณสมบัติขั้นพื้นฐานของดิน (Basic Soil Properties)..... 58

3.1.2.2 คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม.....58

3.1.2.3 คุณสมบัติทางการเคลื่อนตัวของดิน.....59

3.2 เครื่องมือทางเทคนิคชนิดที่ใช้ในการตรวจวัดการทรุดตัวของ
อุโมงค์ Cut and Cover.....59

3.2.1 Plate Settlement Point.....59

3.3 การเก็บรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับอุโมงค์ Cut and Cover.....60

3.3.1 ข้อมูลทั่วไป.....60

3.3.2 รายละเอียดของระบบค้ำยัน..... 60

3.3.3 ลักษณะโครงสร้างของอุโมงค์..... 64

3.3.3.1 ลักษณะของอุโมงค์ Cut and Cover..... 65

3.3.3.2 ลักษณะของระบบฐานรากเสาเข็ม..... 68

3.3.4 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน..... 69

3.3.5 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ..... 71

3.4 ขั้นตอนวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover..... 73

3.5 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่..... 81

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover จากการก่อสร้าง..... 83

4.1 ผลการศึกษาลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง..... 83

4.1.1 ผลการศึกษาคูสมบัติขั้นพื้นฐานของดิน.....83

4.1.2 ผลการศึกษาคูสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดิน..... 84

4.1.2.1 ผลการศึกษาคูสมบัติของดินทางด้านกำลังรับแรงเฉือน..... 84

4.1.2.2 ผลการศึกษาคูสมบัติทางการเคลื่อนตัวของดิน..... 85

4.2 ผลการวิเคราะห์ระบบแรงต่างๆที่กระทำต่ออุโมงค์ Cut and Cover..... 88

4.2.1 ผลการวิเคราะห์กำลังของเสาเข็ม และกำลังรับแรงแบกทานของดิน.....88

4.2.2 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่..... 88

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.3 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น และพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover.....92

4.3.1 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นและพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover ในระหว่างการก่อสร้าง.....96

4.3.2 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น และพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover หลังจากเสร็จสิ้นงานก่อสร้าง.....96

4.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพสำหรับงานขุด (Stability of Excavation)..... 97

4.5 การวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนติเมนต์..... 98

4.5.1 แนวทางในการวิเคราะห์.....98

4.5.2 ค่าพารามิเตอร์ของดินและตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์.....98

4.5.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength)..... 99

4.5.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต..... 99

4.5.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)..... 101

4.5.2.4 ลักษณะทางกายภาพ และค่าสติฟเนส (Stiffness)..... 102

4.5.2.5 น้ำหนักโครงสร้างอุโมงค์ และระบบกำแพงกันดิน.....104

4.5.3 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนติเมนต์.....105

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....108

5.1 สรุปผลการวิจัย.....108

5.1.1 เสถียรภาพของงานขุด (Stability of Excavation)..... 108

5.1.2 สภาพการรับน้ำหนักของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่..... 108

5.1.3 พฤติกรรมการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover..... 108

5.1.3.1 พฤติกรรมการทรุดตัวของอุโมงค์ ในช่วงระหว่างการก่อสร้าง..... 108

5.1.3.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของอุโมงค์ ในช่วงหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ..... 109

5.1.4 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวด้วยวิธีไฟไนติเมนต์ 109

5.2 ข้อเสนอแนะ.....109

รายการอ้างอิง.....	110
ภาคผนวก	
ภาคผนวก ก ตัวอย่างการคำนวณ และตารางแสดงผลการคำนวณ.....	113
ภาคผนวก ข ข้อมูลการหลุดตัวที่ตรวจวัดในสนาม.....	126
ภาคผนวก ค การวิเคราะห์การหลุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	129
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	136



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 แสดงค่า Terzaghi's Bearing Capacity Factor สำหรับ Shallow Foundation.....	13
2.2 แสดงค่ามุมเสียดทานระหว่างดินกับชนิดของเสาเข็ม (Tomlinson, cited in Kulhawy 1984).....	17
2.3 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง(Tomlinson, cited in Kulhawy 1984).....	17
2.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตในสภาวะที่ทรายอัดแน่นปกติ (Tomlinson, cited in Kulhawy 1984).....	17
2.5 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสำหรับดินเม็ดหยาบ (Coefficient of lateral Pressure in granular Soil, K) (Broms, 1965b).....	19
2.6 แสดงค่า $\frac{E_U}{S_U}$ สำหรับดินเหนียว (DM7-1).....	35
2.7 แสดงค่า Correlation Factor K_1, K_2 [Decourt, (1989,1995)].....	40
3.1 วิธีการปรับแก้ค่า N (SPT) เนื่องจากผลของ Effective Overburden Pressure, σ'_{vo}	55
3.2 แสดงค่าความแน่นของทราย และความแข็งของดินเหนียว จากผลการทดสอบตอก ทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test) Peck, Hanson and Thornburn (1974).....	57
3.3 แสดงค่าคุณลักษณะกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และค้ำยัน.....	60
3.4 แสดงรายละเอียดงานขุดแต่ละตำแหน่งของอุโมงค์.....	64
3.5 แสดงรายละเอียดความยาวของอุโมงค์.....	65
3.6 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวสูงสุดในแต่ละตำแหน่ง.....	81
3.6 (ต่อ) แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวสูงสุดในแต่ละตำแหน่ง.....	82
4.1 แสดงคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน และคุณสมบัติด้านกำลังของดิน.....	87
4.2 แสดงคุณสมบัติทางด้านการเคลื่อนตัวของดิน.....	87
4.3 แสดงผลการวิเคราะห์ระบบแรงต่างๆที่กระทำต่ออุโมงค์ Cut and Cover.....	89
4.4 แสดงผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบระหว่าง q_{net} กับ Q_{net} ในตำแหน่งต่างๆ.....	92
4.5 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของงานขุดในตำแหน่งต่างๆ.....	98
4.6 แสดงผลวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover.....	106
4.7 แสดงค่า Rinterfaces และ ผลการเปรียบเทียบกำลังของเสาเข็มระหว่าง วิธี Finite Element Method กับ วิธี Static Method ในตำแหน่งต่างๆ.....	107

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตาราง

หน้า

4.8 แสดงผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นด้วยวิธี Finite Element Method	
ในกรณีที่เกิด Confined Stress ในตำแหน่งต่างๆ.....	107
ก1.แสดงผลตัวอย่างการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03.....	114
ก2 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-02.....	115
ก3 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03.....	115
ก4 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-05.....	116
ก5 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-07.....	116
ก6 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-010.....	117
ก7 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-012.....	117
ก8 แสดงผลการคำนวณกำลังแบกทานประลัยของดินที่อยู่ในตำแหน่งต่างๆ.....	118
ก9 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในตำแหน่งต่างๆ.....	120
ก10 ตัวอย่างการคำนวณน้ำหนักดินที่ขุดออกของตำแหน่งต่างๆ.....	121
ก11 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักที่กระทำต่อดินที่อยู่ใต้ฐานในตำแหน่งต่างๆ.....	123
ก12 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักที่กระทำต่อดินที่อยู่ใต้ฐานในตำแหน่งต่างๆ.....	123
ก13 แสดงผลการคำนวณเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดินตำแหน่งต่างๆ.....	125
ข1 แสดงผลข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover.....	127
ข1(ต่อ) แสดงผลข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover.....	128

สารบัญญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
2.1 ลักษณะและชนิดของฐานรากตื้น (Shallow Foundation).....	5
2.2 ลักษณะของเสาเข็มแต่ละชนิดของ Bowles, (1977).....	6
2.3 ลักษณะของฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation)ของ Das, (1999)	6
2.4 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวของฐานราก.....	7
2.5 ลักษณะการวิบัติหรือพังทลายด้านแรงเฉือนของดิน (Shear Failure).....	7
2.6 ลักษณะพื้นผิวการพังทลายหมุนรอบขอบนอกสุดของด้านข้างของฐานราก.....	8
2.7 ลักษณะของแรงที่กระทำต่อดินขณะที่มีการวิบัติหรือพังทลาย.....	8
2.8 รูปแบบการวิบัติของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Failure) ของ Vesic, (1973).....	9
2.9 ลักษณะ Bearing Capacity Failure ของ (Terzaghi, 1943).....	11
2.10 แสดงค่า Terzaghi's Bearing Capacity Factor สำหรับ Shallow Foundation.....	13
2.11 (ก) แสดงความสัมพันธ์ Adhesion Factor และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	18
2.11 (ข) แสดงความสัมพันธ์ Adhesion Factor และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับเสาเข็มที่มีปลายวางอยู่ในชั้นทราย, (วันชัย, 2543).....	19
2.12 ระบายการพังทลายที่สมมติขึ้นของฐานรากเสาเข็มของVesic, (1967).....	20
2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Mobilized N_q กับค่ามุม ϕ' ในกรณีที่ไม่เกิดผล Drawdown (วันชัย, 2543).....	21
2.14 แสดงลักษณะการเกิด Heave Effect เสนอโดย Teng (1980).....	22
2.15 แสดงการหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi.....	24
2.16 Bearing Capacity Factor, N_c ของ Bjerrum และ Eide (1956).....	25
2.17 แสดงลักษณะของฐานรากสมมูลย์ (Base of Equivalent Raft Foundation).....	26
2.18 แสดงการถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มของ Terzaghi และ Peck , (1948).....	27
2.19 แสดงการถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มของ Tomlinson (1994).....	27
2.20 แสดงลักษณะการกระจายของหน่วยแรงลงสู่ดินจากเสาเข็ม.....	28
2.21 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้น สุรฉัตร, (2540).....	30
2.22 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility; m_v).....	32

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ

หน้า

2.23 แสดงวิธีการหาค่าดัชนีการอัดตัว (Compression Index; C_c), ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index; C_r) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index; C_{α}).....	33
2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR [Duncan และ Buchigani, (1976)].....	35
2.25 แสดงลักษณะ Load – Settlement Curve ของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001).....	37
2.26 แสดงลักษณะรูปแบบฐานรากเสาเข็มแผ่ที่ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ศึกษา ถึงผลกระทบ Poulos, (2001).....	41
2.27 แสดงผลกระทบเนื่องจากจำนวนเสาเข็มและประเภทของน้ำหนักที่กระทำ (Effect of number of piles and type of loading) Poulos, (2001).....	42
2.28 แสดงผลกระทบของความหนาฐานในระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001).....	44
2.29 แสดงผลกระทบของระดับน้ำหนักที่กระทำในระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001).....	44
2.30 แสดง Node และ Stress Point.....	45
2.31 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ.....	46
2.32 พื้นฐานแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic.....	49
2.33 Yield surface ของ Mohr – coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก ($c=0$).....	50
3.1 แสดงถึงการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ(Field Vane Shear Test).....	53
3.2 ค่าตัวคูณปรับแก้ μ สำหรับผลจากการทดสอบไบนเนียน Bjerrum (1972).....	53
3.3 แสดงลักษณะของ Stand Split – Spoon Sample สำหรับ Standard Penetration Test (SPT).....	54
3.4 แสดงวิธีการทดสอบการตอกมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT).....	54
3.5 แสดงค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ค่า SPT [Simon,N.E. and Menzies,B.K.].....	56
3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับ กำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ แบบ Unconfine Compressive Strength (UC).....	56
3.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ) [Simon,N.E. and Menzies,B.K.].....	57

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ

หน้า

3.8 แสดงรูปลักษณะของฐานอุโมงค์ (Base of Foundation).....	59
3.9 แสดง Plan ของอุโมงค์ Cut and Cover ตลอดเส้นทางของอุโมงค์.....	61
3.10 (ก) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-02..	62
3.10 (ข) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-03..	62
3.10 (ค) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-05..	63
3.10 (ง) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-07..	63
3.10 (จ) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-10..	64
3.11 แสดงลักษณะโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover และลักษณะฐานรากเสาเข็มแผ่.....	66
3.12 (ก) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 1.....	67
3.12 (ข) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 2.....	67
3.12 (ค) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 3.....	67
3.12 (ง) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 4.....	67
3.12 (จ) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 5.....	67
3.13 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละช่วงของอุโมงค์.....	68
3.13 (ต่อ) แสดงตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละช่วงของอุโมงค์.....	69
3.14 แสดงลักษณะชั้นดินตามแนวยาวของเส้นทางอุโมงค์.....	70
3.15 แสดงลักษณะชั้นดินโดยสังเขป.....	70
3.16 (ก) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-02 และ SP-03.....	71
3.16 (ข) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-05.....	71
3.16 (ค) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-07.....	72
3.16 (ง) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-10.....	72
3.16 (จ) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-12.....	72
3.17 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็ม.....	73
3.18 ขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มพืด.....	73
3.19 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1.....	74
3.20 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2.....	74
3.21 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3.....	74
3.22 ขั้นตอนการขุดถึงระดับหัวเสาเข็ม.....	74
3.23 แสดงการติดตั้งเสาเข็มพืด.....	75

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ

หน้า

3.24	แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 1.....	75
3.25	แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 1 ในส่วนด้านปลายของแนวขุด.....	75
3.26 (ก)	แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 2.....	76
3.26 (ข)	แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 2.....	77
3.27	แสดงการติดตั้งค้ำยันเมื่อขุดถึงระดับหัวเสาเข็ม.....	77
3.28	ขั้นตอนการก่อสร้างฐานอุโมงค์.....	78
3.29	ขั้นตอนการก่อสร้างผนังชั้นที่ 1.....	78
3.30	ขั้นตอนการก่อสร้างผนังชั้นที่ 2.....	79
3.31	ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาอุโมงค์.....	79
3.32	ขั้นตอนการถมทรายจนถึงผิวดิน.....	79
3.33	ขั้นตอนการรื้อถอนเสาเข็มพีค.....	79
3.34	แสดงการก่อสร้างผนังอุโมงค์.....	80
3.35	แสดงการถมดินกลับสู่ผิวดินเดิม.....	80
4.1	แสดงผลการถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนประกอบของฐานรากเสาเข็มแผ่.....	90
4.2	แสดงผลการถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนประกอบของฐานรากเสาเข็มแผ่ในรูปของเปอร์เซ็นต์.....	90
4.3	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความปลอดภัยของดินใต้ฐานเมื่อได้รับน้ำหนัก(Qnet) กับตำแหน่งต่างๆของอุโมงค์.....	91
4.4	แสดงผลการเปรียบเทียบระหว่าง q _{net} กับ Q _{net} ในตำแหน่งต่างๆ.....	92
4.5	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-02.....	93
4.6	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-03.....	93
4.7	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-05.....	94
4.8	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-07.....	94
4.9	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-10.....	95
4.10	แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-12.....	95
4.11	แสดงการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ.....	97
4.12	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al.1977).....	100
4.13	แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993).....	101

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ

หน้า

4.14 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Teparaksa, 1999)..... 102

4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง E_p/C_u และ Axial Strain, % (Jardine et al.1985)..... 102

4.16 แสดงพื้นที่หน้าตัดเพื่อใช้คำนวณ พื้นที่และ Moment of Inertia ของอุโมงค์..... 105

ก1 แสดงการหาน้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแฝในตำแหน่งที่ SP-03..... 119

ก2 แสดงการแบ่งน้ำหนักลงสู่เสาเข็ม..... 122

ก3 แสดงรายละเอียดที่ใช้ในการคำนวณเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดิน..... 124

ค – 1.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-02..... 130

ค – 1.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-02..... 130

ค – 2.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-03..... 131

ค – 2.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-03..... 131

ค – 3.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-05..... 132

ค – 3.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-05..... 132

ค – 4.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-07..... 133

ค – 4.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-07..... 133

ค – 5.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-10..... 134

ค – 5.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-10..... 134

ค – 6.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-12..... 135

ค – 6.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-12..... 135

สัญลักษณ์

A_c	=	พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม
B	=	ความกว้างของฐานราก
C	=	ความเชื่อแน่น (Cohesion Intercept)
C_a	=	Soil Adhesion
C_c	=	ดัชนีการอัดตัว (Compression Index)
C_N	=	ตัวคูณปรับแก้ค่า SPT (N)
C_r	=	ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index)
C_{α}	=	สัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index)
d_p	=	Diameter of pile
D	=	Depth of Soil between dredge line and Stiff Clay, m.
D_f	=	ความลึกของฐานราก (Foundation Depth)
E_s	=	Young's Modulus along and below Pile.
E'_s	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของดินในสภาพระบายน้ำ
E_{sr}	=	Soil Young's Modulus below Raft
E_U	=	โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำในช่วง Elastic
$F.S.$	=	ค่าความปลอดภัย
f_s	=	Pile Ultimate Shaft Resistance.
f_b	=	Pile Ultimate Base Resistance.
H	=	Depth of Excavation, m.
K_1, K_2	=	Correlation Factor
K_O	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต
K_p	=	สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันดินชนิด Passive Earth Pressure
k_p	=	Stiffness of pile group.
k_{pr}	=	Stiffness of piled raft.
k_r	=	Stiffness of raft alone.
K_S	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Horizontal Soil Stress)
L_p	=	ความยาวเสาเข็มในส่วนที่พิจารณาหาแรงเสียดทาน
L_s	=	Length of Sheet Pile below dredge line, m.
M	=	Modulus multiplier
n	=	Ratio of circular raft diameter to pile diameter.

สัญลักษณ์ (ต่อ)

N_b	=	SPT Value close to pile tip.
N_{field}	=	ค่า N (SPT) จากการทดสอบในสนาม
$N_C; N_q; N_\gamma$	=	Bearing Capacity Factor
N'_C, N'_q, N'_γ	=	Modified Bearing Capacity Factor
N_r	=	Average SPT (N_{60}) Value within depth of one-half of the raft
N_s	=	SPT Value along pile shaft.
P	=	เส้นรอบรูปของเสาเข็ม
P_p	=	Load carried by pile group
P_r	=	Load carried by the raft.
P_t	=	Total applied load.
P_{ur}	=	Raft Ultimate Bearing Capacity.
q	=	Surcharge around the Excavation, t/m^2
q_{allow}	=	กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้
q_U	=	Undrained Compressive Strength of Soil, t/m^2
q_{ult}	=	กำลังรับแรงแบกทานสูงสุด
Q_U	=	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม
Q_f	=	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงเสียดทาน
Q_b	=	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงต้านทานจาก ปลายเสาเข็ม
r_m	=	Radius of influence of a pile
S_{uFV}	=	ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane ในสนาม
σ	=	หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ
σ'_v	=	หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวดิ่ง (Vertical Stress)
σ_h	=	หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวนอน
$\Delta\bar{\sigma}_v$	=	ค่าเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่ง
$\dot{\sigma}'$	=	stress rate tensors
τ	=	กำลังรับแรงเฉือนของดิน
ϕ	=	มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)
δ	=	มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน (Angle of friction)
α	=	Adhesion Factor
α_{cp}	=	Raft – Pile interaction factor.

สัญลักษณ์ (ต่อ)

ρ_i	=	การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที , (Immediate Settlement)
ρ_s	=	การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำ
ρ_c	=	การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)
ρ_s	=	การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Settlement)
ρ	=	Soil inhomogeneity factor
$\dot{\epsilon}$	=	strain rate tensors
$\epsilon, \dot{\epsilon}$	=	Strain and Strain Rate
$\epsilon^e, \dot{\epsilon}^e$	=	Strain and Strain Rate of Elastic
$\epsilon^p, \dot{\epsilon}^p$	=	Strain and Strain Rate of Plastic
$\Delta\epsilon$	=	ค่าเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้ง
Δe	=	ค่าเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง
e_o	=	อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (Initial Void Ratio)
γ	=	หน่วยน้ำหนักของดินที่อยู่ใต้ฐานราก
ν_s	=	อัตราปัวซองในสภาพไม่ระบายน้ำของดิน (Poisson's ratio of soil)
ν'_s	=	อัตราปัวซองในสภาพระบายน้ำของดิน
μ	=	ตัวปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบใบเฉือน

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันการขยายเส้นทางคมนาคมภายในกรุงเทพฯ เพื่อรองรับกับจำนวนประชากรที่เพิ่มขึ้นและความเจริญทางเศรษฐกิจเป็นสิ่งที่จะต้องทำได้ยาก เนื่องจากมีพื้นที่จำกัดและมีราคาสูงจึงไม่เหมาะแก่การลงทุน ดังนั้นการก่อสร้างใต้ดินจึงมีบทบาทและเป็นทางเลือกหนึ่งที่มีแนวโน้มที่จะใช้กันมากขึ้นในอนาคต การก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินเพื่อใช้เป็นเส้นทางคมนาคมหากเลือกใช้ระบบวิธีการก่อสร้างที่ไม่เหมาะสมและมีขั้นตอนการก่อสร้างที่ไม่ดีพอตลอดจนขาดความระมัดระวังในการควบคุมงานก่อสร้าง อาจจะทำให้เกิดอันตรายและมีความเสี่ยงต่อความเสียหายต่องานก่อสร้างโครงการนั้นและอาคารข้างเคียงได้ ปัญหาที่อาจเกิดขึ้น เช่น การเคลื่อนตัวของมวลดินทั้งในแนวราบและแนวตั้ง ส่งผลทำให้อาคารข้างเคียงหรือถนนเกิดการทรุดตัวและแตกร้าวเป็นต้น จากความเสียหายดังกล่าวสามารถที่จะป้องกันได้ หากได้รับการออกแบบที่เหมาะสมและมีขั้นตอนการก่อสร้างที่ดีก็จะสามารถควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของมวลดินให้น้อยลงได้

ระบบการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินโดยระบบขุดและกลบกลับ (Cut & Cover Method) เป็นวิธีที่ใช้กันมานาน เหมาะสำหรับการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในระดับตื้น อาศัยการก่อสร้างจากผิวดินโดยการขุดร่องตามแนวยาวของอุโมงค์แล้วหล่อโครงสร้างอุโมงค์ในที่ วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินโดยระบบขุดและกลบกลับจะมีราคาถูกและใช้เทคโนโลยีในการก่อสร้างไม่สูง ผู้รับเหมามีความคุ้นเคยกับการก่อสร้างด้วยวิธีนี้ อย่างไรก็ตามการใช้วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินโดยระบบขุดและกลบกลับมีข้อจำกัดในเรื่องของความต้องการใช้พื้นที่ในการก่อสร้างมาก เนื่องจากต้องมีการขุดร่องลึกตามแนวยาวของอุโมงค์ การขนย้ายวัสดุและดินที่ขุดออกตลอดจนต้องใช้เครื่องจักรขนาดใหญ่ที่ใช้ในระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้นควรจะมีระบบการจัดการการก่อสร้างที่ดีเพื่อมิให้เกิดปัญหาเกี่ยวกับการจราจรภายในและภายนอกของโครงการ

งานขุดดินเพื่อใช้สำหรับงานก่อสร้างใต้ดินในชั้นดินอ่อนเป็นงานที่มีความยุ่งยากและมีความเสี่ยงสูง เนื่องจากสภาพดินในกรุงเทพฯ เป็นดินเหนียวอ่อนที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำ จึงส่งผลทำให้เกิดปัญหาเกี่ยวกับการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินด้วยระบบขุดและกลบกลับคือ การเคลื่อนตัวของมวลดินทั้งในแนวราบและแนวตั้งในระหว่างทำการก่อสร้าง และการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์หลังจากเสร็จสิ้นการก่อสร้าง ในการตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์สามารถตรวจสอบได้โดยการติดตั้งอุปกรณ์วัดในตำแหน่งต่างๆบริเวณฐานของอุโมงค์ อย่างไรก็ตามในการออกแบบอุโมงค์และการวิเคราะห์ปัญหาที่อาจเกิดขึ้นมีความยุ่งยากและซับซ้อนเพราะเกี่ยวข้องกับพารามิเตอร์ต่างๆของมวลดินรวมทั้งพฤติกรรมที่ซับซ้อนระหว่างมวลดินกับ

โครงสร้างอุโมงค์ ตัวแปรพารามิเตอร์ที่จะนำมาวิเคราะห์ปัญหาเหล่านี้เช่น กำลังรับแรงเฉือนของมวลดินแบบไม่ระบายน้ำ(Undrain Shear Strength, S_u) และโมดูลัสของมวลดินแบบไม่ระบายน้ำ(Undrain Soil Modulus, E_u) เป็นต้น ค่าพารามิเตอร์เหล่านี้มีการเปลี่ยนแปลงไปตามเวลาและขั้นตอนการก่อสร้าง ดังนั้นการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมจึงมีความสำคัญต่อขนาดของโครงสร้างและค่าใช้จ่ายรวมถึงระยะเวลาในการก่อสร้างที่มีได้คาดคิดไว้

งานวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ จะทำการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์ที่ก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบกลับและใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่(Piles Raft Foundation) ในส่วนการวิเคราะห์การทรุดตัวจะใช้วิธี Finite Element Method เพื่อเปรียบเทียบกับการทรุดตัวในแนวตั้งของอุโมงค์ที่ได้มาจากการวัดจริงในสนามและหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการออกแบบระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ที่สามารถแบ่งเป็นหัวข้อต่างๆได้ดังนี้

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ ที่ก่อสร้างในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยมีปลายเสาเข็มหยั่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง
2. เพื่อศึกษาวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวด้วยวิธี Finite Element Method เพื่อเปรียบเทียบกับการทรุดตัวในแนวตั้งของอุโมงค์ที่ได้มาจากการวัดจริงในสนาม
3. เพื่อศึกษาขั้นตอนการทำงาน และวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover
4. เพื่อเสนอแนะวิธีการ และค่าพารามิเตอร์ของดินที่เหมาะสมในการประมาณค่าการทรุดตัวของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่มีปลายเสาเข็มหยั่งในดินเหนียวแข็ง

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษานี้จะศึกษาถึงพฤติกรรมและพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นกับอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ โดยขอบเขตของงานวิจัยพอจะแบ่งเป็นข้อๆดังนี้

1. ศึกษาเฉพาะ กรณีการก่อสร้างอุโมงค์เข้าสู่โรงซ่อมที่ก่อสร้างด้วยวิธี Cut and Cover เท่านั้น
2. ศึกษาเฉพาะกรณีการทรุดตัวในแนวตั้งโดยไม่คำนึงถึงเสถียรภาพโดยรวมของระบบอุโมงค์
3. การวิจัยนี้ไม่ครอบคลุมถึงการวิเคราะห์ทางโครงสร้างของโครงสร้างอุโมงค์

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการทรุดตัว และแนวทางในการเลือกใช้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการคำนวณปริมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มที่ก่อสร้างในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยที่มีปลายเสาเข็มหยั่งลงในชั้นดินเหนียวแข็ง และวิธีการวิเคราะห์ปริมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มที่เหมาะสม โดยใช้วิธีFinite Element Method กับบริเวณดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯเพื่อที่จะนำไปใช้ในการออกแบบได้ดียิ่งขึ้น



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากระบบของโครงสร้างโดยทั่วไป แรงต่างๆที่กระทำต่อโครงสร้างรวมทั้งน้ำหนักของตัวโครงสร้าง จะถ่ายแรงทั้งหมดลงสู่มวลดินโดยผ่านระบบฐานราก (Foundation) จึงทำให้มวลดินที่อยู่ใต้ฐานรากมีหน่วยแรงเพิ่มขึ้น จะเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวขึ้นได้ทั้งในแนวราบและแนวดิ่ง หากการเคลื่อนตัวของมวลดินมีมากกว่าพิกัดก็จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหาย หรืออาจทำให้ไม่สามารถใช้งานโครงสร้างตามความต้องการของผู้ออกแบบได้ การออกแบบการก่อสร้างผู้ออกแบบจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของมวลดินให้อยู่ในพิกัดที่ไม่เป็นอันตรายต่อโครงสร้าง และในการออกแบบระบบฐานรากเพื่อที่จะส่งถ่ายแรงลงสู่มวลดินมีหลักการที่สำคัญสองประการที่ควรคำนึงถึงในระหว่างออกแบบคือ

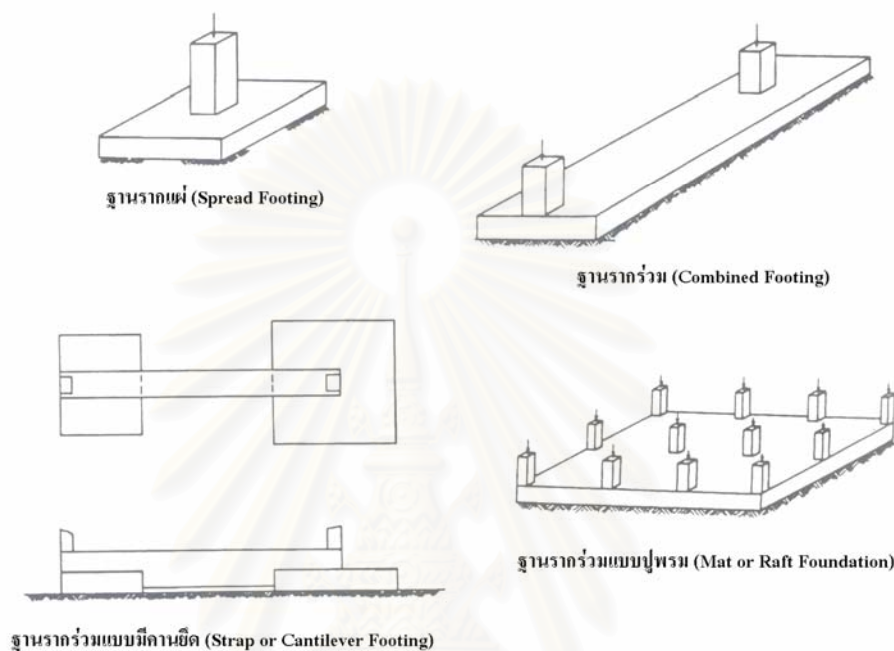
- 1) จะต้องรับน้ำหนักที่ถ่ายมาจากโครงสร้างได้โดยไม่เกิดการพังทลายในมวลดิน (Soil Failure) หรือในระบบฐานราก (Structure Failure)
- 2) จะต้องมีการทรุดตัวที่อยู่ในพิกัด และที่สำคัญคือโครงสร้างจะต้องมีการทรุดตัวที่แตกต่างกันน้อยและอยู่ในพิกัดที่สามารถยอมรับได้

ในปัจจุบันทฤษฎีและวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวมีอยู่หลายวิธีที่จะนำมาใช้ทำนายปริมาณการทรุดตัวที่อาจจะเกิดขึ้น โดยแต่ละวิธีจะมีสมมติฐาน และวิธีการวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน จึงทำให้ได้คำตอบที่ต่างกัน และทำให้เกิดความสับสนในการเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์หาปริมาณการทรุดตัว แต่ความเหมาะสมของแต่ละวิธีสามารถหาได้จากการเปรียบเทียบระหว่างพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับทฤษฎีต่างๆที่นำมาใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัว ดังนั้นวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะใช้วิธีการประมาณค่าการทรุดตัวด้วยวิธี Finite Element Method (FEM) โดยใช้โปรแกรม PLAXIS เพื่อเปรียบเทียบกับทรุดตัวในแนวดิ่งของอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation) ที่ได้มาจากการวัดจริงในสนาม

2.1 ชนิดของฐานรากตามสภาพของดินรองรับฐานราก (Foundation Types)

ในปัจจุบันฐานรากมีหลายชนิด โดยแต่ละชนิดจะเหมาะสมกับคุณลักษณะของดินที่รองรับฐานรากในแง่ของความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก และการทรุดตัวที่อาจเกิดขึ้น ตามสภาพของสิ่งแวดล้อม, ตามลักษณะของโครงสร้างที่อยู่เหนือผิวดิน และตามราคางานของโครงการก่อสร้าง ดังนั้นชนิดของฐานรากสามารถแสดงได้ดังนี้

2.1.1 ฐานรากตื้น (Shallow Foundation) เป็นฐานรากที่วางอยู่บนดินหรืออยู่ในระดับตื้น สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย มีราคาที่เหมาะสมและวิธีการก่อสร้างที่ง่ายเมื่อเทียบกับฐานรากชนิดอื่น เช่น ฐานรากแผ่ (Spread Footing), ฐานรากร่วมแบบมีคานยึด (Strap or Cantilever Footing), ฐานรากร่วม (Combined Footing) และ ฐานรากร่วมแบบปูพรม (Mat or Raft Foundation) จากลักษณะของฐานรากที่กล่าวมาสามารถแสดงในรูปที่ 2.1



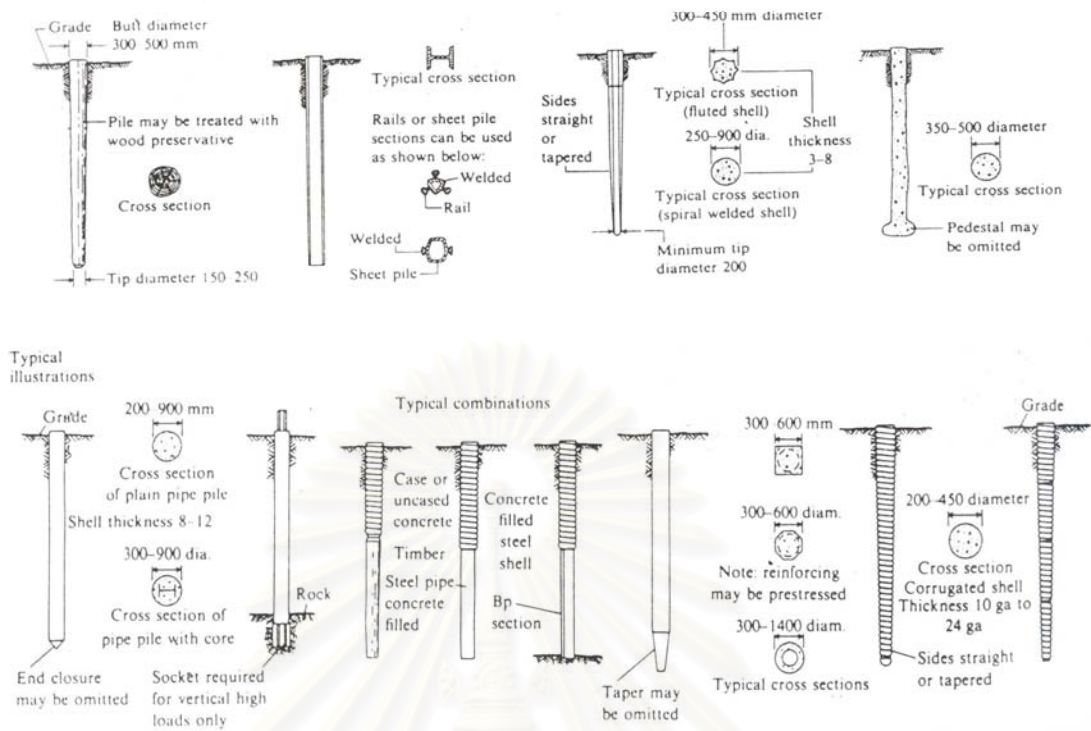
รูปที่ 2.1 ลักษณะและชนิดของฐานรากตื้น (Shallow Foundation)

2.1.2 ฐานรากแบบลึก (Deep or Pile Foundation) เนื่องจากดินที่อยู่ในระดับตื้นไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย และจะไม่เป็นการประหยัดหากเลือกใช้ฐานรากตื้น จึงจำเป็นต้องใช้ฐานรากที่มีเสาเข็มส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกผ่านชั้นดินอ่อนลงสู่ชั้นดินที่มีความแข็งแรงและปลอดภัย ฐานรากเสาเข็มจะช่วยลดปริมาณการทรุดตัวของอาคารได้ดีกว่าฐานรากตื้น

Tomlinson, (1994) ได้จำแนกประเภทของเสาเข็มออกเป็น 5 ประเภทดังนี้

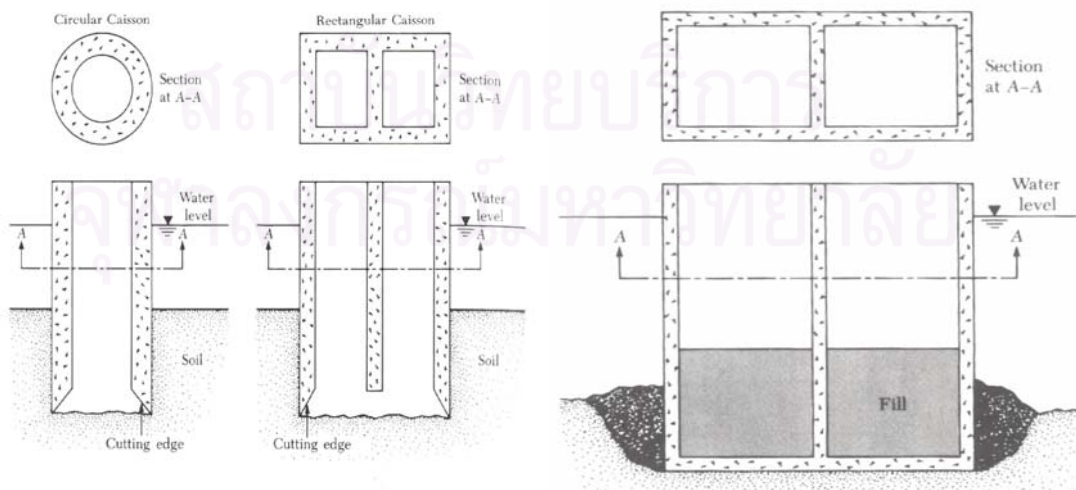
1. Large Displacement Pile (Driven Types)
2. Large Displacement Pile (Driven and Cast in Place Types)
3. Small Displacement Piles
4. Replacement Piles
5. Composite Piles

ลักษณะของเสาเข็มที่ใช้ในการส่งถ่ายแรงลงสู่ชั้นดินแข็งสามารถแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 ลักษณะของเสาเข็มแต่ละชนิดของ Bowles, (1977)

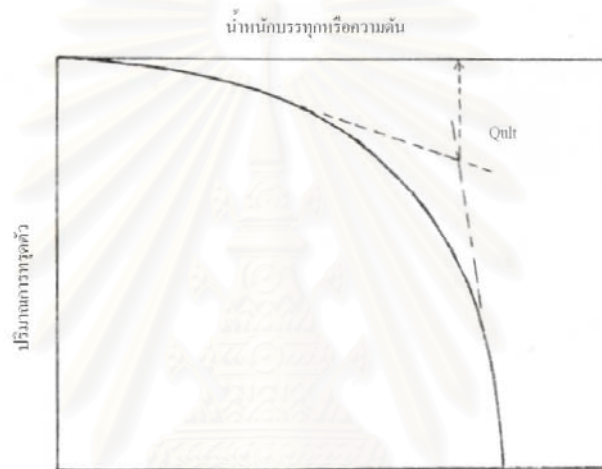
2.1.3 ฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation) เป็นฐานรากปล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ เช่น สะพาน, อาคารสูงหรือสิ่งก่อสร้างที่มีขนาดใหญ่เป็นต้น กำลังของฐานรากแบบปล่องจะมาจากแรงแบกทานส่วนปลายของฐานรากแบบปล่องเป็นส่วนใหญ่ ในการก่อสร้างจำเป็นต้องใช้เทคโนโลยีและค่าใช้จ่ายที่สูงกว่าการก่อสร้างฐานรากที่ถ้าวมาข้างต้น จากลักษณะของฐานรากแบบปล่องสามารถแสดงในรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 ลักษณะของฐานรากแบบปล่อง (Caisson Foundation) ของ Das, (1999)

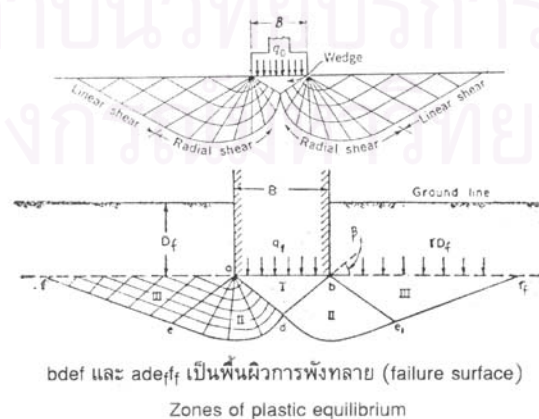
2.2 ลักษณะของสภาพการรับน้ำหนักของดิน

เมื่อน้ำหนักหรือแรงกระทำต่อฐานราก จะทำให้ฐานรากเกิดการทรุดตัวซึ่งสามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.4 รูปของ Load & Settlement Curve โดยในช่วงแรกการทรุดตัวจะน้อยซึ่งดินที่รองรับฐานรากจะอยู่ในช่วงของ Elastic หากน้ำหนักบรรทุกออกฐานรากก็จะกลับสู่ตำแหน่งเดิม หากเพิ่มน้ำหนักบรรทุกไปเรื่อยๆการทรุดตัวก็จะมากขึ้น และการทรุดตัวจะไม่เป็นอัตราส่วนกับน้ำหนักบรรทุกจนถึงกำลังแบกทานประลัย (Ultimate Bearing Capacity, Q_{ult}) ในขั้นนี้ฐานรากอาจจะจมหรือเอียงไปข้างใดข้างหนึ่ง ดินที่อยู่ด้านล่างอาจจะผลัดกันให้ทะลักออกมาทางด้านข้างของฐานราก



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวของฐานราก

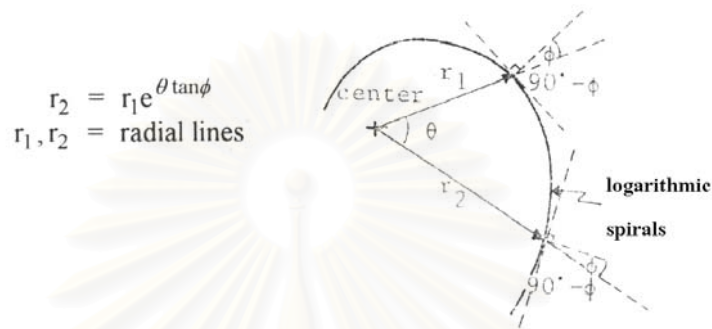
เมื่อดินได้รับน้ำหนักบรรทุกจนทำให้เกิดการวิบัติหรือพังทลายด้านแรงเฉือนของดิน (Shear Failure) พื้นที่ของระนาบการวิบัติ (Failure Zones) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ส่วนดังแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 ลักษณะการวิบัติหรือพังทลายด้านแรงเฉือนของดิน (Shear Failure)

ส่วนที่ 1 ดินจะอยู่ในสภาวะของ Elastic Equilibrium (Wedge) และอยู่ในสภาพคล้ายกับเป็นส่วนหนึ่งของฐานราก

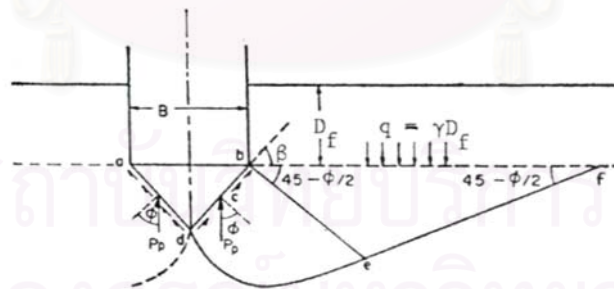
ส่วนที่ 2 เป็น Zone of radial shear ที่มีพื้นผิวการพังทลายหมุนรอบขอบนอกสุดของด้านล่างของฐานรากและโค้งไปตาม Logarithmic Spirals สำหรับ radial line ซึ่งลากผ่านจุดหมุนจะเป็นเส้นตรงสามารถแสดงในรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 ลักษณะพื้นผิวการพังทลายหมุนรอบขอบนอกสุดของด้านล่างของฐานราก

ส่วนที่ 3 เป็น Zone of linear shear และมีลักษณะเหมือนกับ Passive Rankine state สามารถแสดงในรูปที่ 2.7

เมื่อ	D_f	คือ ความลึกของฐานราก (Foundation Depth)
	P_p	คือ Total Passive thrust
	B	คือ ความกว้างของฐานราก

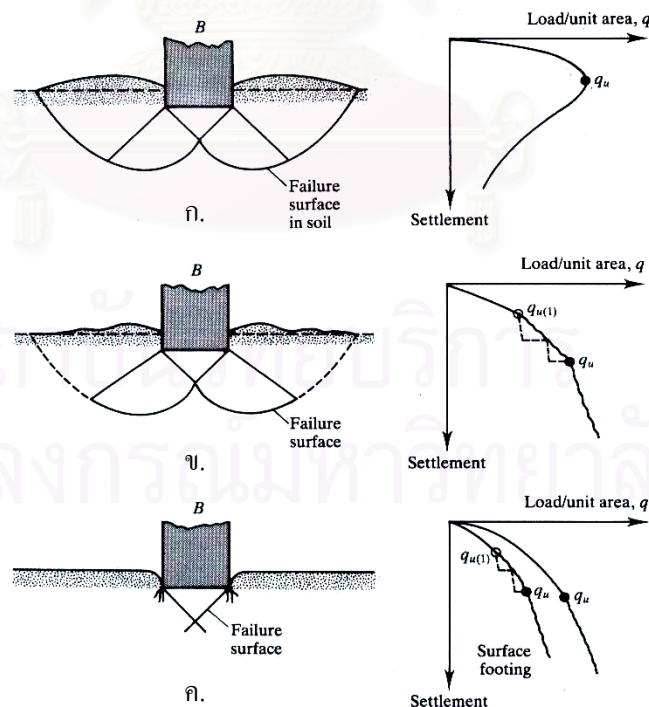


รูปที่ 2.7 ลักษณะของแรงที่กระทำต่อดินขณะที่มีการวิบัติหรือพังทลาย

2.2.1 ลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้นอันเนื่องมาจากกำลังรับแรงแบกทาน

เมื่อฐานรากตื้นรับน้ำหนักจนถึงกำลังแบกทานประลัย ซึ่งจะทำให้เกิดการวิบัติอันเนื่องมาจากแรงเฉือนในดิน เมื่อพิจารณาลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้นที่มีขนาดความยาวมากกว่าความกว้างมาก (Strip Foundation) อันเนื่องมาจากแรงเฉือนในดินสามารถจำแนกได้เป็น 3 ประเภท

- 1) General Shear Failure ในการใช้ทฤษฎี Plasticity กับปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินนั้น ดินจะถูกสมมติให้เป็น Idealized rigid plastic materials เสมอและส่วนใหญ่จะเป็นดินจำพวก ดินเหนียวแข็ง (Over Consolidated Clay) หรือ ทรายแน่น (Dense Sand) ในขณะที่เพิ่มน้ำหนักบรรทุก การเคลื่อนตัวก็จะมากขึ้น หากเกิดการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อย ก็เพียงพอที่จะทำให้เกิดระนาบวิบัติใน Plastic Zone จากลักษณะพฤติกรรมของการวิบัติในรูปแบบ General Shear Failure สามารถที่จะแสดงในรูปที่ 2.8 (ก)
- 2) Local Shear Failure ในกรณีที่ฐานรากวางอยู่บนดินมีลักษณะที่อ่อนหรือเป็น Compressible Soil เช่น Soft Clay, Normally Consolidated Clay หรือ ทรายหลวม (Loose Sand) จะเกิดการทรุดของดินอย่างมากก่อนที่จะเกิดการวิบัติ การพังทลายในลักษณะนี้เรียกว่า Local Shear Failure สามารถที่จะแสดงในรูปที่ 2.8 (ข)
- 3) Punching Shear Failure ในกรณีที่วางฐานรากบนชั้นดินอ่อนประเภท Fairly Loose Soil ลักษณะของการวิบัติในดินจะไม่ขยายไปยังผิวดิน แต่จะมีลักษณะเป็น ลิ่มในฐานราก และลักษณะเส้นกราฟใน Load & Settlement Curve จะปรากฏว่า เริ่มเป็นเส้นตรงที่ชัน การพังทลายในลักษณะนี้เรียกว่า Punching Shear Failure สามารถที่จะแสดงในรูปที่ 2.8 (ค)



รูปที่ 2.8 รูปแบบการวิบัติของฐานรากเนื่องจากกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity Failure) ของ Vesic, (1973)

2.3 การคาดคะเนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้น

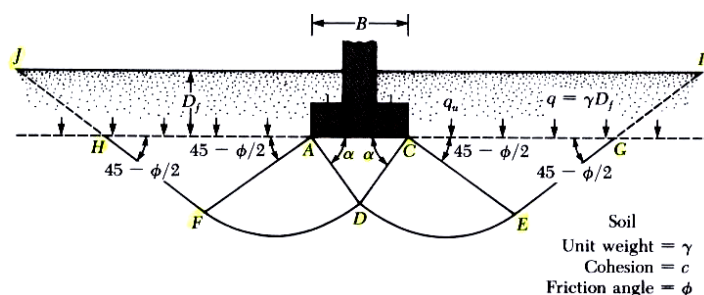
เมื่อดินที่อยู่ในระดับตื้นมีความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกได้โดยปลอดภัย ความสามารถของดินนี้เรียกว่า ความสามารถรับแรงแบกทานของดิน (Bearing Capacity of Soil) ที่รองรับฐานราก ซึ่งจะรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างถ่ายลงสู่ดินได้ฐานรานั้น

ได้มีผู้ทำการวิจัยที่พยายามคาดคะเนความสามารถรับแรงแบกทานของดินให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงเช่น Terzaghi(1943), Skempton(1951), Meyerhof(1963) และ Hanson(1970) เป็นต้น

2.3.1 การคาดคะเนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นโดยวิธีของ Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) ได้เสนอการวิเคราะห์พิจารณาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของดิน ที่มีรูปแบบการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในดินแบบ General Shear Failure ในการวิเคราะห์จะใช้ฐานรากแบบต่อเนื่องหรือ Shallow Strip Foundation ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ซึ่งต่อมาสามารถดัดแปลงนำมาใช้กับฐานรากที่มีลักษณะเป็น สี่เหลี่ยมจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้าและวงกลม โดยมีสมมติฐานในระหว่างการวิเคราะห์ดังนี้

- 1) ดินมีคุณสมบัติเป็น Homogeneous Isotropic Soil และสามารถใช้ Coulomb 's equation กับกำลังรับแรงเฉือนของดินได้
 - 2) Strip Foundation มีพื้นหยาบและพิจารณาเฉพาะ Plane Strain Condition หรือเป็นปัญหาลักษณะ 2 มิติ
 - 3) ดินใน Elastic Zone มีขอบเขตเป็นเส้นตรงทำมุม ϕ กับแนวราบ (นั่นคือ $\beta = \phi$)
 - 4) Total Passive Thrust ประกอบด้วยแรง 3 แรง ซึ่งสามารถแยกออกหรือรวมกันได้ แม้ว่า Failure Surface ของแต่ละแรงไม่เหมือนกันหรือทับกัน
 - 5) ละทิ้ง Failure Zone ที่เกิดขึ้นในดินที่อยู่เหนือพื้นของฐานราก นั่นคือไม่พิจารณากำลังรับแรงเฉือนของดินที่อยู่สูงกว่าพื้นของฐานราก และน้ำหนักของ Surcharge
- $$q = \gamma D_f$$
- 6) $\frac{D_f}{B} < 1.0$



รูปที่ 2.9 ลักษณะ Bearing Capacity Failure ของ (Terzaghi, 1943)

จากสมมติฐานของ Terzaghi (1943) สามารถแสดงสมการหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของดินได้ ดังนี้

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \dots\dots(2.1)$$

ค่า Bearing Capacity Factor สามารถแสดงความสัมพันธ์ในสมการดังต่อไปนี้

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan \phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \quad \dots\dots(2.2).$$

$$N_q = \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] \quad \dots\dots(2.3)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad \dots\dots(2.4)$$

เมื่อ γ คือ หน่วยน้ำหนักของดินที่อยู่ใต้ฐานราก
 K_p คือ สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันดินชนิด Passive Earth Pressure
 q คือ น้ำหนักของมวลดินเหนือฐานรากเท่ากับ γD_f
 $N_c; N_q; N_\gamma$ คือ Bearing Capacity Factor

จากสมการที่ 2.1 เป็น Terzaghi Bearing Capacity Equation สำหรับฐานรากที่มีความยาวมากกว่าความกว้างมากหรือ Rough Strip Foundation โดยค่า N_c, N_q, N_γ คือ Bearing Capacity Factor ซึ่งเป็นค่าที่ไม่มีหน่วย สามารถที่จะหาได้จากตารางหรือแผนภาพซึ่งจะแปรผันกับค่ามุมต้านทานแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 2.10 และตารางที่ 2.1

สำหรับในกรณีพื้นฐานรากเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Foundation)

$$q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma_1BN_\gamma \quad \dots\dots(2.5)$$

สำหรับในกรณีพื้นฐานรากเป็นรูปวงกลม (Circular Foundation)

$$q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma_1BN_\gamma \quad \dots\dots(2.6)$$

สำหรับในกรณีพื้นฐานรากเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Rectangular Foundation)

$$q_{ult} = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)cN_c + qN_q + \left(1 - 0.2\frac{B}{L}\right)\gamma_1BN_\gamma \quad \dots\dots(2.7)$$

สำหรับฐานรากที่มีลักษณะการวิบัติแบบ Local Shear Failure ในดิน Terzaghi ได้แนะนำวิธีการคำนวณหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในกรณีพื้นฐานรากมีลักษณะต่างๆ ดังต่อไปนี้

สำหรับในกรณีที่เป็นฐานรากต่อเนื่อง (Strip Foundation)

$$q_{ult} = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma_1BN'_\gamma \quad \dots\dots(2.8)$$

สำหรับในกรณีพื้นฐานรากเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส (Square Foundation)

$$q_{ult} = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma_1BN'_\gamma \quad \dots\dots(2.9)$$

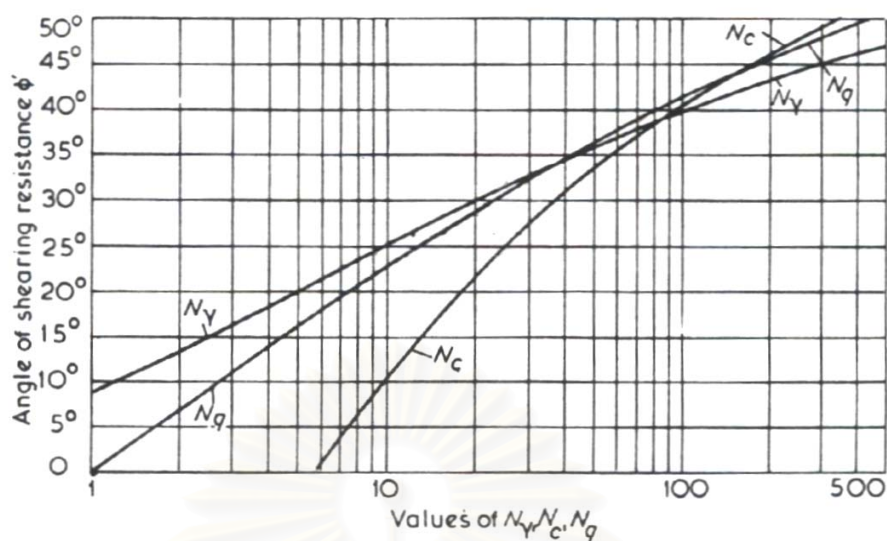
สำหรับในกรณีพื้นฐานรากเป็นรูปวงกลม (Circular Foundation)

$$q_{ult} = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma_1BN'_\gamma \quad \dots\dots(2.10)$$

เมื่อ N'_c, N'_q, N'_γ Modified Bearing Capacity Factor แสดงในตารางที่ 2.1

c คือ ความเชื่อมั่น (Cohesion Intercept)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.10 แสดงค่า Terzaghi's Bearing Capacity Factor สำหรับ Shallow Foundation

ตารางที่ 2.1 แสดงค่า Terzaghi's Bearing Capacity Factor สำหรับ Shallow Foundation

ϕ	General Shear Failure			Local Shear Failure		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1,153.2	81.3	65.5	87.1

บุญเทพ นานะกรังสรรค์, (2542) ได้กล่าวถึงการแยกลักษณะการวิบัติของฐานรากขึ้นว่าเป็นการยากที่จะระบุขอบเขตว่าดินชนิดใดหรือกรณีใดที่จะเกิด General หรือ Local Shear Failure อย่างไรก็ตาม สิ่งที่จะกล่าวต่อไปนี้เป็นแนวทางในการพิจารณาซึ่งไม่ใช่กฎเกณฑ์ตายตัวที่จะต้องนำไปปฏิบัติเสมอไป

1. Stress Strain Test ($c - \phi$) Soil

General Shear Failure จะเกิดในกรณีที่มี Strain ต่ำหรือน้อยกว่า 5 % แต่ Local Shear Failure จะมี Stress Strain Curve สูงขึ้นไปเรื่อยๆ และที่จุดวิบัติอาจสูงถึง 10-20 %

2. Angle of Internal Friction (ϕ)

หากดินมีมุม ϕ มากกว่า 36° ควรจะพิจารณาให้เกิด General Shear Failure แต่ถ้าหากน้อยกว่า 28° ควรจะพิจารณาให้ดินเกิด Local Shear Failure

3. Standard Penetration Test (N, Penetration Number)

หาก $N \geq 30$ ควรจะพิจารณาให้เกิด General Shear Failure เพราะดินแน่นหรือแข็งมาก แต่ถ้า $N \leq 5$ ควรจะพิจารณาให้เกิด Local Shear Failure

4. Density Index (Relation Density, D_r)

หาก $D_r > 70$ ควรจะพิจารณาให้เกิด General Shear Failure

และ $D_r < 20$ ควรจะพิจารณาให้เกิด Local Shear Failure

5. Plate Load Test

รูปร่างของกราฟจะเป็นตัวบ่งชี้ว่าควรเกิด General หรือ Local Shear Failure ซึ่งในกรณีของ Local Shear Failure จะไม่สามารถหา q_{ult} จาก Load – Settlement Curve ได้

อนึ่งฐานรากที่มีพื้นผิวเรียบ (Smooth Footing Base) จะให้ค่า Ultimate Bearing Capacity ต่ำกว่าฐานรากที่มีพื้นผิวหยาบ ดังนั้นสำหรับฐานรากพื้นหยาบจึงนิยมใช้ Safety Factor สูงกว่า และในทางปฏิบัติการเทคนิคก็ทำให้พื้นของฐานรากหยาบจึงสามารถนำสมการที่กล่าวไปใช้ได้

ในการออกแบบฐานรากขึ้นของสิ่งก่อสร้างจำเป็นที่จะต้องวิเคราะห์ความสามารถด้านกำลังรับแรงแบกทานที่มวลดินจะรองรับ โดยการตรวจสอบด้านเสถียรภาพของกำลังรับแรงแบกทานพิจารณาจาก

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{allow}} \quad \dots\dots(2.11)$$

เมื่อ	q_{ult}	คือ	กำลังรับแรงแบกทานสูงสุด
	q_{allow}	คือ	กำลังรับแรงแบกทานที่ยอมรับ
	$FS.$	คือ	ค่าความปลอดภัย โดยทั่วไปมีค่าเท่ากับ 2.5 – 3.0

Meyerhof, (1950) พบว่าเมื่อความลึกของฐานรากมากขึ้นย่อมจะทำให้ Shear Strength ของดินบริเวณฐานรากมีค่าสูงขึ้น อันเป็นผลทำให้ Bearing Capacity ของดินสูงตามไปด้วย ฉะนั้น การใช้ค่าที่ต่ำกว่าย่อมอยู่ในขั้นที่ปลอดภัยกว่า ยกเว้นในกรณีของ Dense or Very Dense Sand and Gravel ซึ่งค่ากำลังรับแรงแบกทานที่ยอมรับ (Allowable Bearing Pressure) อาจถูกจำกัดด้วยการทรุดตัว มิใช่กำลังรับแรงแบกทานสูงสุด (Ultimate Bearing Capacity)

2.4 การคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยใช้วิธี Static Method

การคาดคะเนกำลังของเสาเข็มโดยใช้วิธี Static Method สามารถทำได้โดยการหาผลรวมของการรับน้ำหนักของเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงเสียดทาน (Friction) และจากแรงต้านทานจากปลายเสาเข็ม (End Bearing) จากผลรวมของกำลังการรับน้ำหนักทั้งสองสามารถแสดงได้ดังนี้

$$Q_U = Q_f + Q_b \quad \dots\dots(2.12)$$

เมื่อ	Q_U	คือ	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม
	Q_f	คือ	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงเสียดทาน
	Q_b	คือ	กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มอันเนื่องมาจากแรงต้านทานจาก ปลายเสาเข็ม

การคาดคะเนกำลังของเสาเข็มสามารถที่จะทำได้สองวิธีคือ การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยความเหมาะสมของวิธีการวิเคราะห์จะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบหลายประการเช่น ชนิดของดิน และระยะเวลาที่เราสนใจในการคำนวณ

2.4.1 วิธีการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงเสียดทาน (Skin Friction, Q_s)

แรงเสียดทานรอบผิวเสาเข็มสามารถแยกออกได้เป็นสองประเภทคือ แรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว และแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินทราย ในการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงเสียดทานสามารถที่จะใช้ความรู้พื้นฐานของกลศาสตร์ของดินได้ดังนี้

จากสมการกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots(2.13)$$

ดังนั้นสมการของกำลังของแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน (Pile – Soil Shear Strength) แสดงได้ดังนี้

$$f_s = C_a + \sigma_h \tan \delta \quad \dots\dots(2.14)$$

$$f_s = C_a + K_s \sigma'_v \tan \delta \quad \dots\dots(2.15)$$

เมื่อ	τ	คือ กำลังรับแรงเฉือนของดิน
	σ	คือ หน่วยแรงตั้งฉากบนระนาบที่เกิดการวิบัติ
	ϕ	คือ มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)
	f_s	คือ หน่วยแรงเสียดทาน (Unit Skin Friction)
	C_a	คือ Soil Adhesion
	σ'_v	คือ หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวตั้ง (Vertical Stress)
	σ_h	คือ หน่วยแรงประสิทธิผลของดินในแนวนอน
	δ	คือ มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน (Angle of friction) แสดงในตารางที่ 2.2
	K_s	คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of Horizontal Soil Stress) แสดงในตารางที่ 2.3
	K_o	คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต (Coefficient of Earth Pressure at Rest) แสดงในตารางที่ 2.4

Kulhaway, (1984) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ของมุมเสียดทานระหว่างดินกับชนิดของเสาเข็มที่ได้มาจากการทดสอบเสาเข็มที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดแรงเสียดทานจริงในสนาม และได้แนะนำค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างที่ใช้ในการออกแบบเสาเข็ม โดยให้มีความสัมพันธ์กับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตในสถานะที่ทรายอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Sand)

ตารางที่ 2.2 แสดงค่ามุมเสียดทานระหว่างดินกับชนิดของเสาเข็ม , Kulhawy, (1984)

Pile/Soil interface condition	Angle of pile/soil friction , δ
Smooth (coated) steel / sand	$0.5\phi'$ to $0.7\phi'$
Rough (corrugated) steel / sand	$0.7\phi'$ to $0.9\phi'$
Precast concrete / sand	$0.8\phi'$ to $1.0\phi'$
Cast-in-place concrete / sand	$1.0\phi'$
Timber / sand	$0.8\phi'$ to $0.9\phi'$

ตารางที่ 2.3 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง, Kulhawy, (1984)

Installation Method	K_s / K_o
Driven pile, Large displacement	1.0 to 2.0
Driven pile, Small displacement	0.75 to 1.25
Bored and cast – in place piles	0.70 to 1.0
Jettied piles	0.5 to 0.7

ตารางที่ 2.4 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตในสภาวะที่ทรายอัดแน่นปกติ, Kulhawy, (1984)

Relative Density	K_o
Loose	0.5
Medium – Dense	0.45
Dense	0.35

2.4.1.1 กำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว (Friction Capacity in Clay)

สำหรับดินเหนียวโดยทั่วไปจะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่ต่ำมาก และทำให้การวิบัติของดินเหนียวจะอยู่ในลักษณะ Undrain Condition จึงทำให้ดินเหนียวมีค่ามุมต้านทานแรงเฉือนที่ต่ำมาก ซึ่งในทางปฏิบัติจะกำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์ และจะเหลือแต่ความเชื่อมั่นที่เป็นกำลังของดิน ดังนั้นกำลังเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวสามารถหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

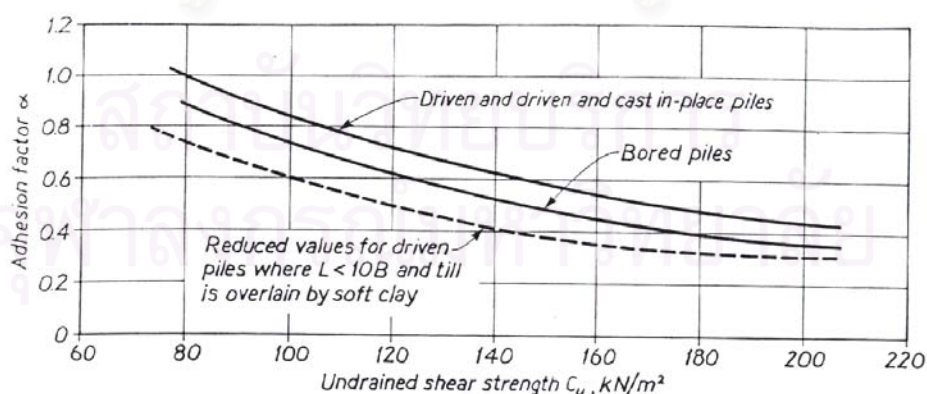
$$Q_f = f_s \times A_s$$

$$Q_f = C_a \times p \times L_p$$

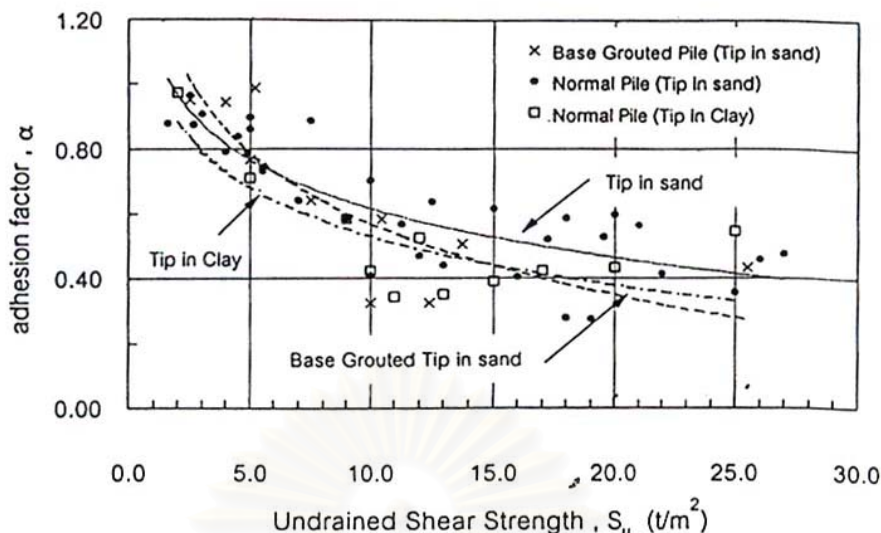
$$Q_f = C_U \times p \times L_p \times \alpha \quad \dots\dots(2.16)$$

เมื่อ	α	คือ Adhesion Factor
	L_p	คือ ความยาวเสาเข็มในส่วนที่พิจารณาหาแรงเสียดทาน
	p	คือ เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

วิธีการก่อสร้างเสาเข็มในชั้นดินเหนียวที่ต่างกันย่อมส่งผลทำให้ค่า Adhesion Factor มีค่าต่างกัน และค่า Adhesion Factor ที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวจะมีค่าที่เปลี่ยนแปลงตามค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และในปัจจุบันได้มีผู้เชี่ยวชาญทำการวิจัยเกี่ยวกับค่า Adhesion Factor สำหรับเสาเข็มประเภทต่างๆ ไว้มากมายดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11(ก) แสดงความสัมพันธ์ Adhesion Factor และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Tomlinson, cited in Weltman และ Healy, 1987)



รูปที่ 2.11(จ) แสดงความสัมพันธ์ Adhesion Factor และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ สำหรับเสาเข็มเจาะในกรุงเทพฯ ที่ปลายเสาเข็มวางอยู่ในชั้นทราย, (วันชัย, 2543)

2.4.1.2 กำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในชั้นดินทราย (Friction Capacity in Sand)

สำหรับดินทรายจะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่สูง และลักษณะการวิบัติของดินทรายจะอยู่ในลักษณะ Drain Condition จึงทำให้ต้องใช้คุณสมบัติของดินทรายอยู่ในเทอมประสิทธิผล (Effective) เพราะหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) จะเป็นตัวควบคุมกำลังของดิน และจากพฤติกรรมของดินทรายที่อาจจะมีความยืดหยุ่นอยู่เล็กน้อย แต่ในทางปฏิบัติจะถือว่ามีความเท่ากัน ดังนั้นกำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มในดินทรายสามารถที่จะหาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$Q_f = f_s \times A_s$$

$$Q_f = k_s \times \sigma'_v \times \tan \delta \times P \times L_p \dots\dots(2.17)$$

เมื่อ k_s คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (Coefficient of lateral Pressure)แสดงในตารางที่ 2.5

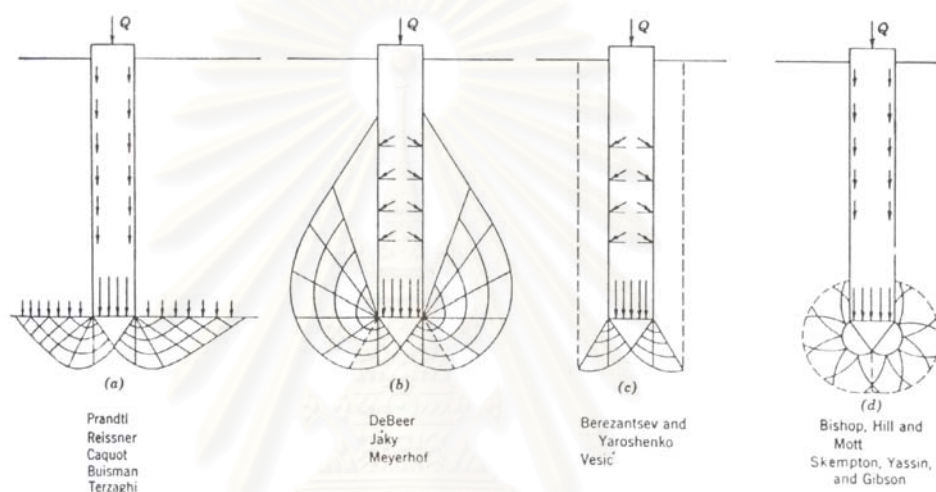
ตารางที่ 2.5 แสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างสำหรับดินเม็ดหยาบ

(Coefficient of lateral Pressure in granular Soil, k_s), (Broms, 1965b)

Type of pile	Loose	Dense
Steel	$K = 0.5$	$K = 1.0$
Concrete	$K = 1.0$	$K = 2.0$
Timber	$K = 1.5$	$K = 3.0$

2.4.2 วิธีการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงต้านทานจากปลายเสาเข็ม (End Bearing Capacity; Q_b)

หลักการที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังของเสาเข็มเนื่องจากแรงต้านทานจากปลายเสาเข็ม จะใช้หลักการเดียวกันกับการคาดคะเนกำลังของฐานรากตื้น (Shallow Foundation) แต่จะมีส่วนต่างกันที่ขนาดและขอบเขตของระนาบการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.12 และแรงต้านทานจากปลายเสาเข็มสามารถแยกออกเป็นสองชนิดคือ แรงต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียว และแรงต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินทราย



รูปที่ 2.12 ระนาบการพังทลายที่สมมติขึ้นของฐานรากเสาเข็มของ Vesic, (1967)

2.4.2.1 กำลังต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียว

ในกรณีที่ปลายเสาเข็มวางอยู่ในชั้นดินเหนียว จะกำหนดให้มุมต้านทานแรงเฉือนมีค่าเท่ากับศูนย์ และจากสมการที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินเหนียวสามารถหาได้ดังนี้

$$Q_b = A_c (CN_c + \sigma'_{vo} (N_q - 1) + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

เมื่อ $\phi = 0$ จะได้ค่า $N_q = 1$ และ $N_\gamma = 0$

$$Q_b = A_c \times C \times N_c$$

แต่ในทางปฏิบัตินิยมใช้ค่า $N_c = 9$ จะได้

$$Q_b = 9C \times A_c \quad \text{หรือ} \quad Q_b = 9S_U A_c \quad \dots\dots(2.18)$$

เมื่อ A_c คือ พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม

2.4.2.2 กำลังต้านทานจากปลายเสาเข็มที่วางอยู่ในชั้นดินทราย

ในกรณีที่ปลายเสาเข็มวางอยู่ในชั้นดินทราย จะกำหนดให้ค่าความเชื่อมั่นมีค่าเท่ากับศูนย์ และคุณสมบัติของดินทรายจะอยู่ในเทอมของประสิทธิผลทั้งหมด ดังนั้นสมการสามารถแสดงได้ดังนี้

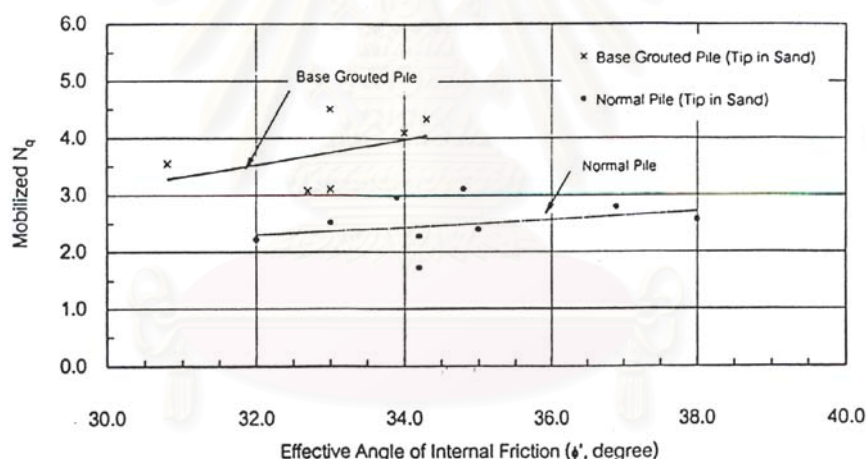
$$Q_b = A_C (\sigma'_v (N_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma)$$

เนื่องจากค่า N_γ มีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับค่า N_q จึงไม่นิยมนำมาคำนวณ

จะได้ $Q_b = A_C \sigma'_v N_q$ (2.19)

เมื่อ N_q คือ Bearing Capacity Factor

(วันชัย, 2543) ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดภายใต้การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกพบว่าค่าแรงต้านที่ปลายเสาเข็มที่แสดงด้วยค่า N_q ในกรณีที่มีการอัดฉีดน้ำปูนปลายเสาเข็มให้ค่าสูงกว่ากรณีที่ไม่อัดฉีดน้ำปูนปลายเสาเข็มประมาณ 60-70% สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.13



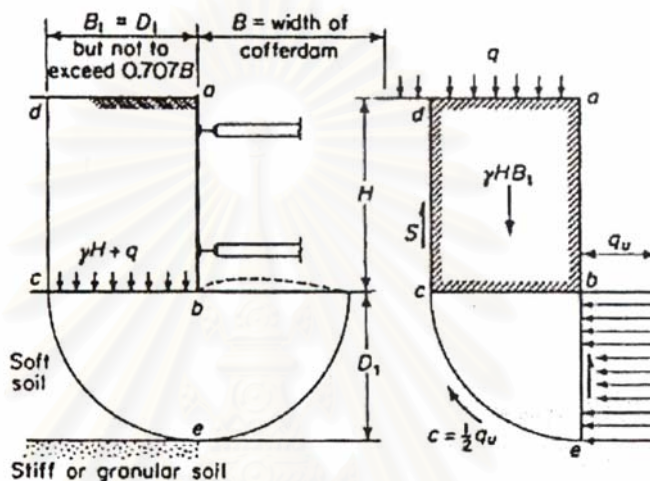
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Mobilized N_q กับค่ามุม ϕ' ในกรณีที่ไม่เกิดผล Drawdown (วันชัย, 2543)

2.5 เสถียรภาพสำหรับงานขุด (Stability of Excavation)

ในงานขุดดินโดยอาศัยระบบค้ำยันควรจะต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) จะพิจารณาว่าดินข้างหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม หากแรงที่กระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้ ระบบค้ำยันทั้งระบบก็จะอาจพังและเสียหายได้ สำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.5.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng จะพิจารณางานชุดที่มีดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดตั้งแสดงในรูปที่ 2.14 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินอ่อนซึ่งจะอยู่ในระดับแนวขุด หากค่าของแรงที่กระทำมีค่ามากกว่าแรงต้านที่มาจากค่า Bearing Capacity จะส่งผลทำให้บริเวณกันหลุมเกิดการพังทลายเนื่องจากปูดขึ้นของดินกันหลุม (Heave)



รูปที่ 2.14 แสดงลักษณะการเกิด Heave Effect เสนอโดย Teng (1980)

In Clay
$$S = S_{U1} \left(H - \frac{q_U}{\gamma} \right) \dots\dots(2.20)$$

เมื่อ
$$S_{U1} = \frac{q_{U1}}{2} = \text{Shear Strength above the Excavation Level}$$

$$S_{U2} = \frac{q_{U2}}{2} = \text{Shear Strength beneath the Excavation Level}$$

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}}$$

$$F.S. = \frac{SB_1 + 0.5q_{U2}B_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_{U2}B_1 \frac{B_2}{2}}{(\gamma H + q)B_1 \frac{B_1}{2}}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.5q_{U2}\pi B_1 + q_{U2}B_1}{(\gamma H + q)B_1}$$

$$F.S. = \frac{2S + S_{U2}\pi B_1 + 2S_{U2}B_1}{(\gamma H + q)B_1} \dots\dots(2.21)$$

- เมื่อ H คือ Depth of Excavation, m.
- q_U คือ Undrained Compressive Strength of Soil, t/m.²
- q คือ Surcharge around the Excavation, t/m.²
- $B_1 = L$ if $L > D$
- $B_1 = D$ if $L < D$
- L คือ Length of Sheet Pile below dredge line, m.
- D คือ Depth of Soil between dredge line and Stiff Clay, m.

นอกจากนี้ Teng ได้แนะนำว่า ควรตอก Sheet Pile ลึกลงไปไม่น้อยกว่า $\frac{2}{3}$ ของ D สูตรนี้จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับสภาพเป็นจริงเมื่อหลุมเป็น wide excavation ($B \gg H$) และความยาวของการขุดยาวมาก

2.5.2 การหาเสถียรภาพของก้นหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

การหาเสถียรภาพของก้นหลุมจากวิธีนี้จะอาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดที่มีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้จากสมการที่ 2.22

$$F.S. = \frac{Q_U}{(\gamma H B_1 - S_U H + q)}$$

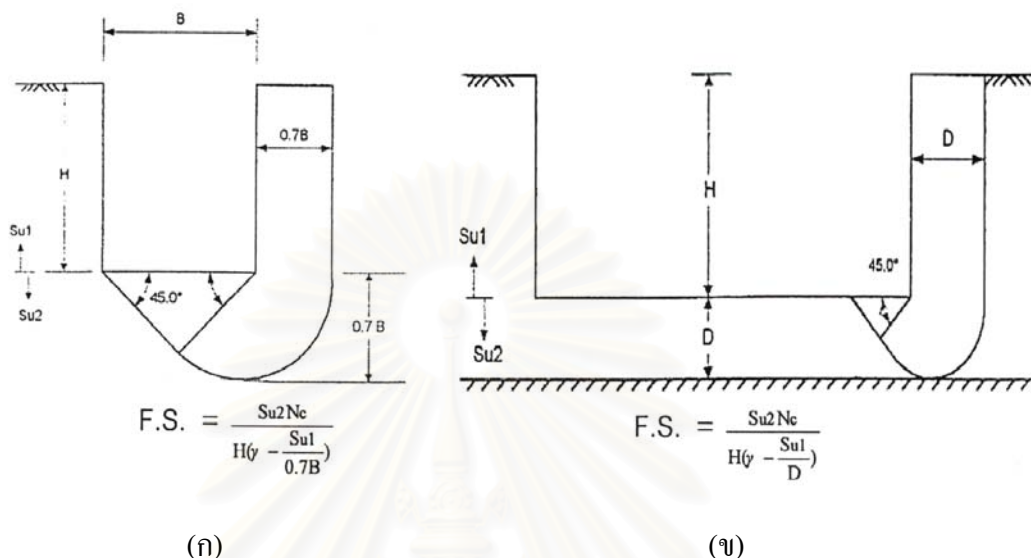
$$F.S. = \frac{5.7 S_U B_1}{(\gamma H B_1 - S_U H + q)} \dots\dots(2.22)$$

$$Q_U = S_U N_C B_1 = 5.7 S_U B_1$$

- เมื่อ Q_U คือ Ultimate Bearing Capacity
- S_U คือ Undrain Shear Strength below Excavation Level
- N_C คือ Bearing Capacity Factor = 5.7 for Clay

นอกจากนี้ค่า Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของงานขุดในกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.15 โดยสามารถที่จะแบ่งออกเป็น 2 กรณีคือ กรณีที่ชั้นดิน

เหนียวมีความหนาแน่นมากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.15 (ก) และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยที่มีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูปที่ 2.15 (ข)



รูปที่ 2.15 แสดงการหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

2.5.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของงานขุดลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้การขุดเสมือนเป็นฐานรากที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave (F.S.) มีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.23

$$F.S. = \frac{N_c S_u}{\gamma H + q} \quad \dots\dots(2.23)$$

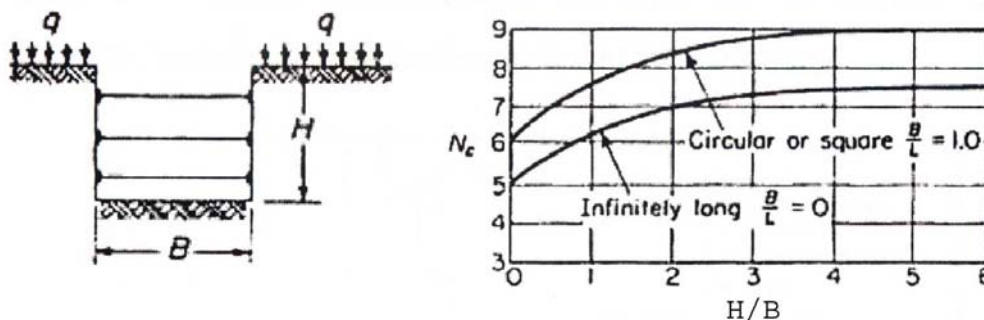
เมื่อ N_c คือ Bearing Capacity Factor

γ คือ Unit Weight of Soil above the Bottom of Excavation

H คือ Depth of Excavation, m.

q คือ Uniform Surcharge Load around Excavation, t/m^2

โดยที่ ค่า N_c สามารถหาได้จากรูปที่ 2.16 และสมการที่ 2.23 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกับดินที่อยู่รอบๆ



รูปที่ 2.16 Bearing Capacity Factor, N_c (Bjerrum and Eide)

สมการที่ใช้การปรับแก้ค่า N_c จากงานขุดลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสให้เป็นค่า N_c ของงานขุดลักษณะรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าดังแสดงในสมการที่ 2.24

$$N_{C(\text{rectang})} = \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right) N_{C(\text{Square})} \quad \dots\dots(2.24)$$

2.6 ลักษณะของการทรุดตัวในมวลดิน

เมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำต่อมวลดิน จะทำให้มวลดินเกิดการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวนี้จะเกิดขึ้นได้ทั้งในแนวตั้งและในแนวนอน การเคลื่อนตัวนี้ถ้าหากเกิดมากเกินไปจะทำให้เกิดความเสียหายต่อสิ่งก่อสร้าง หรือไม่ก็อาจจะทำให้สิ่งก่อสร้างนั้นไม่สามารถที่จะใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ที่ต้องการได้ เพราะฉะนั้นผู้ออกแบบจำเป็นต้องออกแบบให้เกิดการเคลื่อนตัวอยู่ในพิสัย ดังนั้นการวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของมวลดินและสิ่งก่อสร้างจึงเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่งในงานวิศวกรรมโยธา ทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวมีอยู่หลายวิธี แต่ละวิธีมีรากฐานและสมมุติฐานที่ไม่เหมือนกัน ซึ่งทำให้ในแต่ละวิธีได้ผลการวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน ความเหมาะสมและความถูกต้องในการใช้งานแต่ละทฤษฎีนั้นประเมินได้จากการเปรียบเทียบพฤติกรรมทรุดตัวของสิ่งก่อสร้างที่เกิดขึ้นจริงในสนามว่าใกล้เคียงกับการคาดคะเนการทรุดตัวจากทฤษฎีเพียงใด และทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแต่ละวิธีนั้นก็ไม่ได้เหมาะสมกับทุกสถานที่เสมอไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินในแต่ละสถานที่การทรุดตัวของมวลดินสามารถแยกออกได้เป็น 3 ลักษณะ ดังนี้

1. การทรุดตัวในมวลดินที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement , ρ_i) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันทีทันใดเมื่อมีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ
2. การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา (Consolidation Settlement , ρ_T) เป็นลักษณะการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับระยะเวลา นั่นคือ เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นการทรุดตัวก็เพิ่มมากขึ้นด้วยแต่จะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงเรื่อยๆ

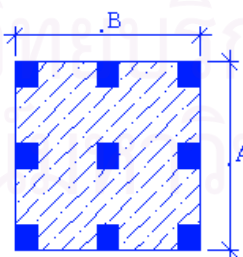
3. การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement) เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นภายหลังจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นลง ซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

2.6.1 การกระจายหน่วยแรงในมวลดินของฐานรากเสาเข็ม

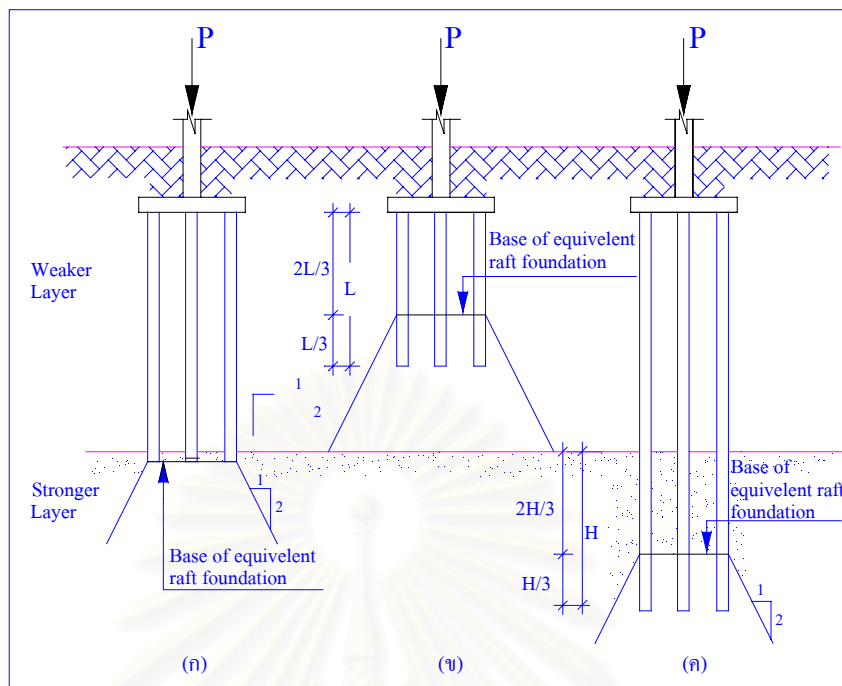
การพิจารณาการกระจายหน่วยแรง (Stress Distribution) ในแนวตั้งที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มโดยวิธีปฏิรูปกลศาสตร์ โดยทั่วไปนิยมสมมติให้น้ำหนักบรรทุกมากระทำที่ระยะเริ่มต้นที่ระดับใดระดับหนึ่งของความยาวเสาเข็มแล้วกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งโดยวิธีของ Boussinesq หรือใช้วิธีการกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งโดยใช้สัดส่วน 2 : 1

มีผู้เสนอวิธีการคำนวณการกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นใช้สำหรับการคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม โดยแต่ละวิธีมีความแตกต่างกันจะขึ้นอยู่กับสภาพและชนิดของชั้นดิน

Terzaghi และ Peck (1948) ได้เสนอวิธีการกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งโดยให้พื้นที่ของฐานรากสมมูลย์ (Base of Equivalent Raft Foundation) เท่ากับเส้นรอบรูปของเสาเข็มกลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.17 การกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งจะกระจายออกทางแนวราบ 1 ส่วน ต่อแนวตั้ง 2 ส่วน สำหรับเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนและปลายเสาเข็มวางลงในชั้นดินแข็งหรือชั้นหินให้ฐานรากสมมูลย์กระทำที่ปลายเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.18 (ก) สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีปลายเข็มวางอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนให้ฐานรากสมมูลย์กระทำที่ระดับ 2 ใน 3 ของความยาวเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.18 (ข) และสำหรับเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนและปลายเข็มวางลงในชั้นดินเหนียวแข็ง ให้ฐานรากสมมูลย์กระทำที่ระดับ 2 ใน 3 ของความยาวเข็มที่อยู่ชั้นดินเหนียวแข็ง ดังแสดงในรูปที่ 2.18 (ค)

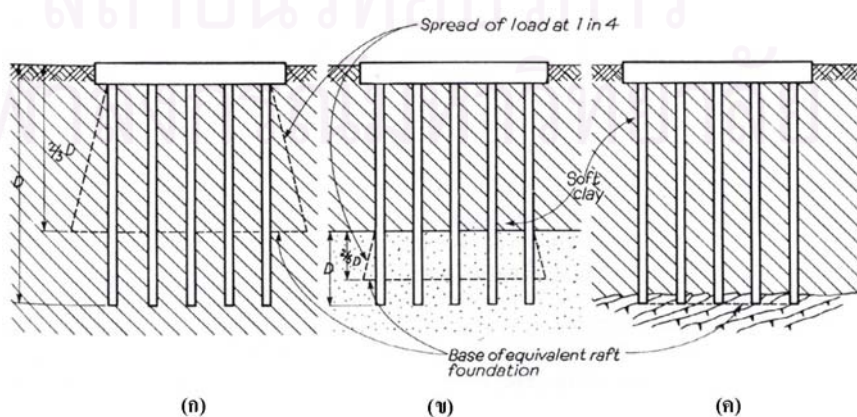


รูปที่ 2.17 แสดงลักษณะของฐานรากสมมูลย์ (Base of Equivalent Raft Foundation)



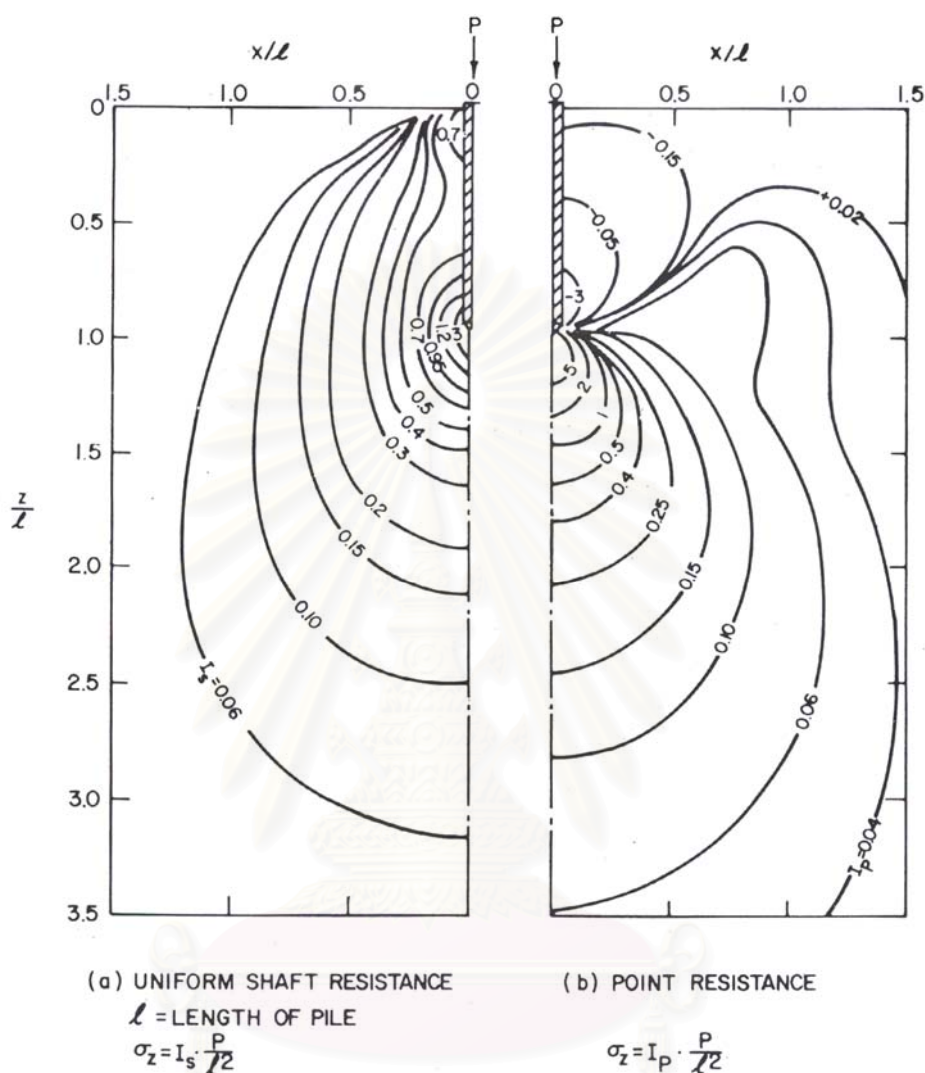
รูปที่ 2.18 แสดงการถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มของ Terzaghi และ Peck , (1948)

Tomlinson (1994) เสนอวิธีการกระจายหน่วยแรงในแนวตั้งโดยให้พื้นที่ของฐานรากสมมูลย์เท่ากับเส้นรอบรูปของเสาเข็มกลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.17 การกระจายหน่วยในแนวตั้งจะกระจายออกทางแนวราบ 1 ส่วน ต่อแนวตั้ง 4 ส่วน สำหรับเสาเข็มกลุ่มที่มีปลายเสาเข็มวางอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนจะให้ฐานรากสมมูลย์เริ่มกระทำที่ระดับ 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (ก) สำหรับเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนและปลายเสาเข็มวางในชั้นดินเหนียวแข็ง จะให้ฐานรากสมมูลย์เริ่มกระทำที่ระดับ 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็มที่อยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (ข) และสำหรับเสาเข็มที่ทะลุผ่านชั้นดินเหนียวและปลายเสาเข็มวางลงในชั้นหินหรือดินแข็งจะให้ฐานรากสมมูลย์เริ่มกระทำที่ปลายเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.19 (ค)



รูปที่ 2.19 แสดงการถ่ายน้ำหนักจากเสาเข็มกลุ่มของ Tomlinson (1994)

DM-7.1 (1982) ได้นำเสนอการประมาณค่าหน่วยแรงในมวลที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงเสียดทานและแรงต้านทานที่ปลายของเสาเข็มสามารถแสดงในรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 แสดงลักษณะการกระจายของหน่วยแรงลงสู่ดินจากเสาเข็ม

2.6.2 ชนิดของการทรุดตัว

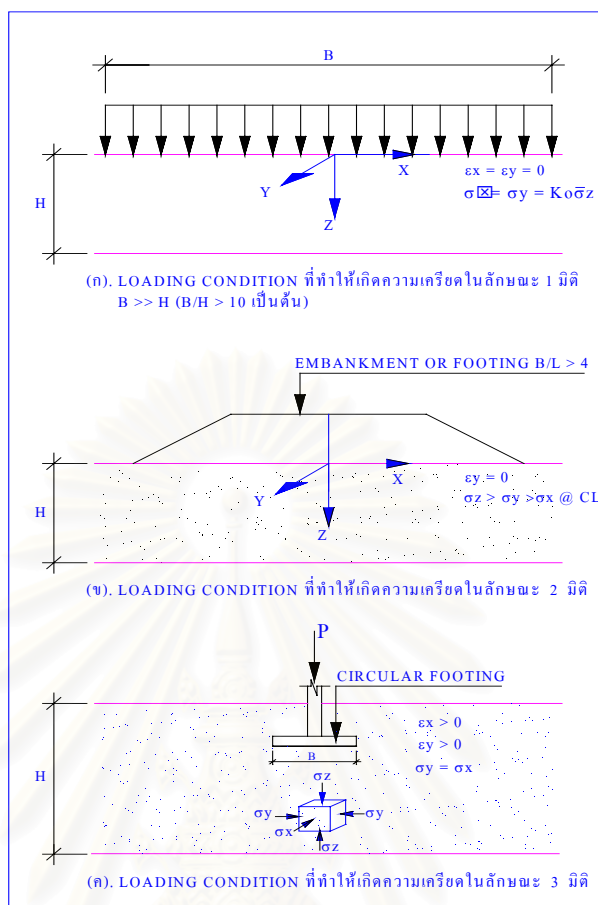
2.6.2.1 การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที (Immediate Settlement, ρ_i)

การทรุดตัวลักษณะนี้เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีที่มีหน่วยแรงภายนอกมากระทำ ซึ่งมวลดินจะเกิดความเครียดขึ้นทันที ความเครียดหรือการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจะขึ้นอยู่กับชนิดของดิน, ความสามารถในการระบายน้ำของดินซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของดินโดยตรง, ระบบของหน่วยแรงที่มากระทำและขอบเขตจำกัดของทิศทางที่ความเครียดจะเกิดขึ้น ในกรณีปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีความเครียดอาจเกิดขึ้นได้เฉพาะในแนวตั้ง (คือ เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในลักษณะ 1 มิติ โดยที่ความเครียดที่เกิดขึ้นในแนวนอนนั้นให้เป็นศูนย์หรือไม่เกิดขึ้น) หรืออาจเกิดขึ้นได้ใน

ลักษณะ 2 มิติ (คือ ความเครียดจะเกิดขึ้นในแนวดิ่งและแนวนอน นั่นคือ Plane Strain Condition) และอาจเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 3 มิติ (เป็นกรณีที่ไม่มีขอบเขตจำกัดในทิศทางที่เกิดความเครียด) สามารถแสดงในรูปที่ 2.21

การทรุดตัวชนิดที่เกิดขึ้นแบบทันทีนี้จะเป็นการทรุดตัวส่วนที่มีความสำคัญมากสำหรับดินเม็ดหยาบ เช่น กรวด ทราย และทรายแป้งชนิดที่ไม่มีพลาสติกซีดี ในดินจำพวกนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในมวลดินส่วนใหญ่จะเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที และเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดที่เกิดขึ้นจะเป็นในลักษณะใด การทรุดตัวของดินเม็ดหยาบเกิดจากการไหลซึมของน้ำและอากาศออกจากช่องว่างของมวลดิน ปริมาตรของมวลดินจึงมีการเปลี่ยนแปลงการไหลซึมของน้ำออกมาได้ทันทีเมื่อมีหน่วยแรงกระทำเกิดขึ้น เพราะดินเม็ดหยาบมีสัมประสิทธิ์ของการซึมสูงจึงสามารถระบายน้ำออกมาได้อย่างรวดเร็ว ในดินเม็ดหยาบการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาอาจมีอยู่บ้างด้วยผลของครีพ (Creep) แบบระบายน้ำ แต่ปริมาณการทรุดตัวชนิดนี้มักมีไม่มากในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวนั้นก็เกิดขึ้นได้เช่นกัน แต่จะมีปริมาณการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา ขอบเขตจำกัดของทิศทางของความเครียดที่เกิดขึ้น และระดับการอิ่มตัวด้วยน้ำของดินเหนียวเป็นองค์ประกอบที่สำคัญสำหรับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที ดินเหนียวเป็นดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึมต่ำมาก ทั้งน้ำและอากาศไม่สามารถระบายออกจากดินเหนียวได้สะดวก เมื่อดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำถูกหน่วยแรงกระทำ ทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง การทรุดตัวในแนวดิ่งจึงเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อมีการขยายตัวทางด้านข้างเพื่อให้ปริมาตรคงที่ ด้วยเหตุนี้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีในดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำจึงเกิดขึ้นได้เฉพาะในระบบของหน่วยแรงและความเครียดที่ซึ่งความเครียดเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ สำหรับดินเหนียวที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำทันทีที่หน่วยแรงกระทำปริมาตรของดินเหนียวเกิดการเปลี่ยนแปลงได้ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจึงเกิดขึ้นได้ไม่ว่าระบบของความเครียดจะเกิดขึ้นในลักษณะใด การเปลี่ยนแปลงในปริมาตรนี้เกิดจากการละลายของฟองอากาศในน้ำในช่องว่างของมวลดินและอากาศบางส่วนถูกขับออก การทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันทีจากหน่วยแรงภายนอกที่มากกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำมักจะถูกเรียกว่าการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำหรือ Undrained Settlement



รูปที่ 2.21 แสดงลักษณะการทรุดตัวที่เกิดขึ้น สุรฉัตร, (2540)

2.6.2.2 การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันของเวลา (Time Dependent Settlement, ρ_T)

การทรุดตัวชนิดนี้เกิดขึ้นได้จากกลไกสามชนิด คือ การทรุดตัวอันเป็นผลของขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process) การทรุดตัวที่เป็นผลของครีพทั้งในสภาพที่ไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ การทรุดตัวที่เกิดจากการวิบัติของมวลดินเหนียวบางตำแหน่ง (Local Yield) เนื่องจากการก่อสร้างใช้พิภคความปลอดภัยต่ำ จนกระทั่งในบางตำแหน่งหน่วยแรงเฉือนในดินเกิดขึ้นเท่ากับกำลังแรงเฉือนของดิน ในดินเหนียวที่มีสภาพอัดแน่นปกติ การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลาเป็นส่วนที่สำคัญและการทรุดตัวจะเกิดจากกลไกทั้งสองชนิด โดยที่มีปริมาณการทรุดตัวจากขบวนการอัดตัวคายน้ำมากที่สุด

2.6.2.2.1 ขบวนการอัดตัวคายน้ำในดินเหนียว (Primary Consolidation, ρ_c) การทรุดตัวทันทีของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลทำให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Excess Pore Water Pressure) ซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการไหลออกของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน เพื่อที่ปรับสภาพความดันน้ำภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินให้เข้าสู่สภาวะปกติ จึงทำให้ช่องว่างระหว่างเม็ดดินและปริมาตรของดินเหนียว

ลดลง แต่หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวจะเพิ่มขึ้น ในการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผล และการลดลงของความดันภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินจะเป็นฟังก์ชันกับเวลา

การทรุดตัวด้วยขบวนการอัดตัวคายน้ำในดินเหนียวสามารถที่จะเกิดขึ้นได้ในลักษณะ 1, 2 และ 3 มิติ การทรุดตัวด้วยขบวนการอัดตัวคายน้ำจะสิ้นสุดลง เมื่อความดันน้ำส่วนเกินภายในช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีค่าเท่ากับศูนย์และจะทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินไม่เพิ่มขึ้น

2.6.2.2.2 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Compression Settlement, ρ_s) การทรุดตัวชนิดนี้จะเกิดขึ้นหลังจากความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างระหว่างเม็ดดินมีค่าเท่ากับศูนย์ การยุบอัดตัวครั้งที่สองจะเกิดจากสาเหตุการจัดเรียงตัวใหม่ของเม็ดดินในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลคงที่ ซึ่งมีปริมาณที่น้อยเมื่อเทียบกับปริมาณการทรุดตัว 2 แบบแรก

จากชนิดลักษณะ และกลไกการทรุดตัวที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของมวลดินสามารถคำนวณได้ดังนี้

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเม็ดหยาบ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_s \quad \dots\dots(2.25)$$

เมื่อ ρ_i คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบทันที
 ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากครีพแบบระบายน้ำซึ่งถือว่าน้อยมาหรือเท่ากับศูนย์ในดินเม็ดหยาบ

การทรุดตัวรวมสำหรับดินเหนียว

การทรุดตัวรวม (ρ_T) ของดินเหนียวมีตัวด้วยน้ำขึ้นอยู่กับสภาพความเครียดที่เกิดขึ้นในดิน

1. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้เพียง 1 มิติ

$$\rho_T = \rho_c + \rho_s \quad \dots\dots(2.26)$$

2. ในกรณีที่มีความเครียดเกิดขึ้นได้ 2 และ 3 มิติ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_{cf} + \rho_s \quad \dots\dots(2.27)$$

เมื่อ ρ_c คือ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement)

ρ_s คือ การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Settlement)

2.6.3 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัวของฐานรากในชั้นดินเหนียว

ปริมาณการทรุดตัวในมวลดินจะเกิดขึ้นมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการทรุดตัว ได้แก่

1. ชนิดของดิน
2. ประวัติหน่วยแรง
3. อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก
4. ขนาดน้ำหนักบรรทุกสูงสุด
5. มิติความกว้าง ยาว ของน้ำหนักบรรทุก

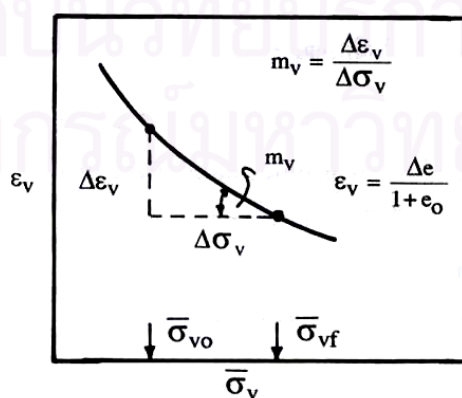
2.7 คุณสมบัติของดินเหนียวที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัว (Soil Properties)

2.7.1 สัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility; m_v) คืออัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้ง (Vertical Strain) ต่อ การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress) สามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \bar{\sigma}_v} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v (1 + e_o)} \quad \dots\dots(2.1)$$

เมื่อ	$\Delta \varepsilon$	ค่าเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้ง
	Δe	ค่าเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง
	e_o	อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น (Initial Void Ratio)
	$\Delta \bar{\sigma}_v$	ค่าเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

ค่า m_v ได้มาจากความสัมพันธ์ของผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 2.22



รูปที่ 2.22 แสดงการหาค่าสัมประสิทธิ์ความอัดได้เชิงปริมาตร (Coefficient of Volume Compressibility; m_v)

2.7.2 ดัชนีการอัดตัว (Compression Index; C_c) คือความชันของการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างในแนวตั้งต่อค่าการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Virgin Compression) ใน Log Scale และดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay ; N_c) ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \quad \dots\dots(2.2)$$

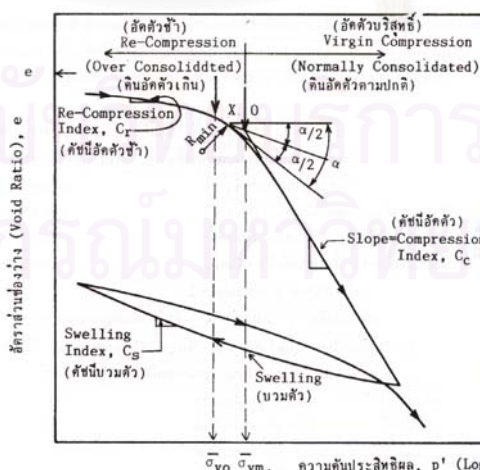
2.7.3 ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index; C_r) คือความชันของค่าเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างในแนวตั้งต่อค่าเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ใน Log Scale และดินเหนียวจะอยู่ในสภาวะอัดแน่นเกินปกติ (over Consolidated Clay; OC) ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \quad \dots\dots (2.3)$$

2.7.4 สัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index; C_α) คือความชันของค่าการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่างในแนวตั้งต่อค่าการเปลี่ยนแปลงของเวลาในรูป Log Scale ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad \dots\dots(2.4)$$

วิธีการหาค่า ดัชนีการอัดตัว (Compression Index; C_c), ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index; C_r) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index; C_α) แสดงดังในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 แสดงวิธีการหาค่าดัชนีการอัดตัว (Compression Index; C_c), ดัชนีการอัดตัวซ้ำ (Recompression Index; C_r) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวแน่นครั้งที่สอง (Second Compression Index; C_α)

2.7.5 โมดูลัสของดิน (Soil Modulus) โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน และค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระดับของหน่วยแรงที่เปลี่ยนแปลงไป และการหาค่าโมดูลัสของดินได้จากอัตราส่วนระหว่างค่าเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงคั้นในแนวตั้งกับค่าเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้ง ในสภาพที่ดินไม่มีการระบายน้ำแบบ 3 มิติ ซึ่งสามารถหาได้จากหลายวิธี เช่น Triaxial Compression Test , Plate Bearing Test นอกจากนี้ค่าโมดูลัสยึดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำสามารถคำนวณจากการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ โดยมีสมมุติฐานให้ดินเป็นวัสดุแบบ Ideal Elastic (Davis และ Poulos , 1963) ดังนี้

$$E_u = \frac{3E'_s}{2(1+\nu'_s)} \quad \dots\dots(2.32)$$

และ

$$E'_s = \frac{(1+\nu'_s)(1-2\nu'_s)}{m_v(1-\nu'_s)} \quad \dots\dots(2.33)$$

เมื่อ E'_s คือ โมดูลัสยึดหยุ่นของดินในสภาพระบายน้ำ
 ν'_s คือ อัตราปัวซองในสภาพระบายน้ำของดิน

ในการใช้ Finite Element Analysis (FEM) ทำนายค่าการเคลื่อนตัวของฐานรากกับดิน และการเคลื่อนตัวของดินจำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน ซึ่งอาจหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ได้ดังนี้

$$E_U = M \times S_U \quad \dots\dots(2.34)$$

เมื่อ E_U คือ โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำในช่วง Elastic ก่อนที่จะถึงสภาพ Plastic yielding

M คือ Modulus multiplier

ค่า E_U นี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ระดับของหน่วยแรงเฉือนก่อนถึงจุด Yield และหน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำหรือ OCR ของดินเหนียว นอกจากนี้ M ยังขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้าง และลักษณะของโครงสร้าง โดยปกติค่า M สำหรับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างควรสูงกว่าค่า M ในกรณีการทรุดตัวอยู่ในแนวตั้ง และค่า M จะลดลงเมื่อเทียบกับ Stress Level

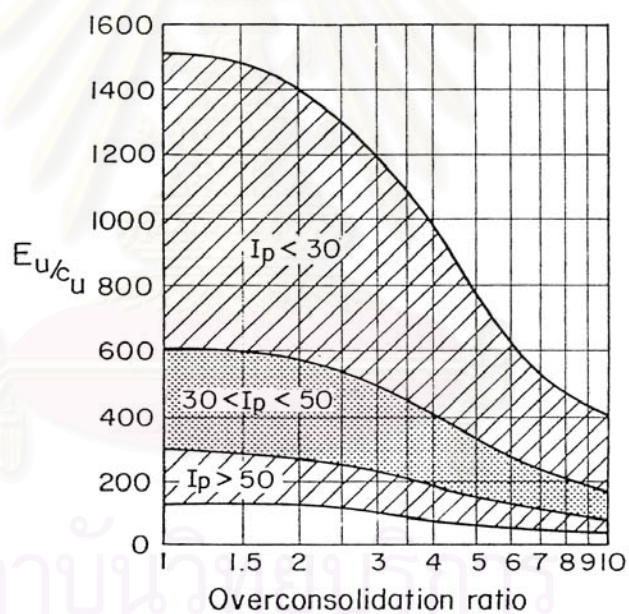
DM 7-1 เสนอแนะค่า $\frac{E_U}{S_U}$ สำหรับใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของคันดิน และ

ฐานรากดินดังแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 แสดงค่า $\frac{E_U}{S_U}$ สำหรับดินเหนียว (DM7-1)

OCR	$\frac{E_U}{S_U}$		
	PI < 30%	30% < PI < 50%	PI > 50%
< 3	600	300	125
3 – 5	400	200	75
> 5	150	75	50

Duncan and Buchigani (1976) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ค่าดัชนีความเหลว และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR ของ Duncan และ Buchigani, (1976)

2.8 ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation)

ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่เป็นฐานรากที่แตกต่างจากระบบฐานรากเสาเข็มตรงที่ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จะนำกำลังรับแรงแบกทาน (Bearing Capacity) ของดินที่อยู่ใต้ฐาน (Raft) มาช่วยรับน้ำหนักจากโครงสร้าง จึงทำให้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่มีจำนวนของเสาเข็มน้อยกว่าระบบฐานรากเสาเข็มทั่วไป เมื่อรับน้ำหนักที่เท่ากัน และในปัจจุบันได้มีผู้คิดค้นวิธีการออกแบบและคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ เพื่อที่จะได้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ที่ประหยัดและปลอดภัย เช่น Poulos, (2001) เป็นต้น

Poulos, H. G. (2001) ได้อธิบายถึงสิ่งที่ควรพิจารณาในการออกแบบระบบฐานรากเสาเข็มแผ่และขั้นตอนการออกแบบดังนี้

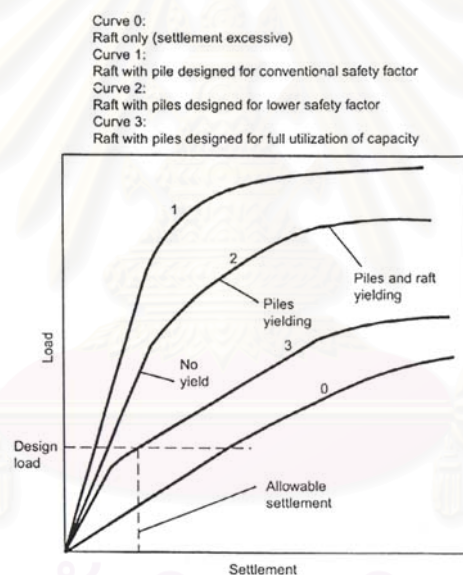
1. พิจารณากำลังสูงสุดของฐานรากที่ใช้สำหรับรับแรงในแนวตั้ง แนวนอนและแรงดัดที่กระทำต่อฐานราก.
2. พิจารณาปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่อาจจะเกิดขึ้น(Maximum Settlement.)
3. พิจารณาปริมาณการทรุดตัวที่แตกต่างในฐานรากที่ที่อาจจะเกิดขึ้น(Differential Settlement)
4. พิจารณาแรงดัด (Moment) และแรงเฉือน(Shear) ที่เกิดขึ้น เพื่อนำไปใช้ออกแบบโครงสร้างส่วนของฐาน (Raft)
5. พิจารณาน้ำหนัก (Load) และ แรงดัดที่เกิดขึ้น เพื่อนำไปใช้ออกแบบโครงสร้างส่วนของเสาเข็ม (Pile)

ขบวนการในการออกแบบระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (The Design Process) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ขั้นตอนดังนี้

1. ขั้นตอนแรกจะประเมินความเป็นไปได้ในการเลือกใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่และประเมินจำนวนเสาเข็มที่ต้องการ
2. ขั้นตอนที่สองประเมินลักษณะของเสาเข็มที่จะนำมาใช้ในระบบฐานราก
3. ขั้นตอนที่สามหาปริมาณจำนวนเสาเข็มที่ประหยัด, ตำแหน่งเสาเข็มและรูปร่างของเสาเข็มที่ต้องการ คำนวณหาปริมาณการทรุดตัว, แรงดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในส่วนของฐาน คำนวณหาแรงดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม

2.8.1 ลักษณะของสภาพการรับน้ำหนักของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

Poulos, H. G. (2001) แสดงแนวความคิดในเรื่องพฤติกรรมของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ ดังแสดงในรูปที่ 2.25 แสดงถึง Load – Settlement Curve จาก Curve 0 แสดงถึงพฤติกรรมของฐานรากแผ่ที่ไม่มีเสาเข็มรองรับ ซึ่งในกรณีนี้ปริมาณการทรุดตัวจะเกินกว่าที่กำหนด Curve 1 แสดงถึงพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มแผ่ โดยที่เสาเข็มจะมีการออกแบบใช้ค่าความปลอดภัยที่สูง จึงทำให้มีการทรุดตัวน้อยมาก และน้ำหนักที่กระทำจะอยู่ในช่วงของเส้นตรง (Linear) Curve 2 แสดงถึงพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มแผ่ โดยที่เสาเข็มจะมีการออกแบบใช้ค่าความปลอดภัยที่ต่ำ จึงทำให้มีปริมาณการทรุดตัวที่มากกว่า Curve 1 แต่น้อยกว่าปริมาณการทรุดตัวที่ย่อมให้ Curve 3 แสดงถึงพฤติกรรมของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ที่ใช้กำลังของเสาเข็มเต็มหรือไม่มีค่าความปลอดภัย โดยกำลังของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในระบบนี้จะนำกำลังของส่วนฐานมาช่วยเสริมในการรับน้ำหนักที่ออกแบบ จึงทำให้ประหยัดกว่าวิธีการออกแบบที่แสดงโดย Curve 1, 2 และ 3



รูปที่ 2.25 แสดงลักษณะ Load – Settlement Curve ของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001)

2.8.2 การคาดคะเนน้ำหนักที่ส่งถ่ายลงสู่ส่วนประกอบของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

โดยวิธี Development of Approximate Method ของ Randolph (1983)

เนื่องจากระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ เป็นระบบฐานรากที่มีความซับซ้อนในเรื่องของการแบ่งน้ำหนักที่ถ่ายลง ในส่วนของเสาเข็มและส่วนของฐาน Randolph (1983) ได้เสนอวิธีการหาความสัมพันธ์ในการแบ่งน้ำหนักที่ถ่ายลงในส่วนของเสาเข็มและส่วนของฐานดังสมการต่อไปนี้

$$k_{pr} = \frac{k_p + k_r(1 - 2\alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 \frac{k_r}{k_p}} \quad \dots\dots(2.35)$$

$$\frac{P_r}{P_t} = \frac{P_r}{P_r + P_p} = \frac{(1 - \alpha_{rp})k_r}{k_p + k_r(1 - 2\alpha_{rp})} \quad \dots\dots(2.36)$$

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(n)}{\ln\left(\frac{2r_m}{d_p}\right)} \quad \dots\dots(2.37)$$

น้ำหนักที่กระทำต่อฐานมีค่าเท่ากับ

$$P_r = \frac{(1 - \alpha_{rp})k_r}{k_p + k_r(1 - 2\alpha_{rp})} \times P_t \quad \dots\dots(2.38)$$

น้ำหนักที่กระทำต่อเสาเข็มกลุ่ม

$$P_p = \left[1 - \frac{(1 - \alpha_{rp})k_r}{k_p + k_r(1 - 2\alpha_{rp})} \right] \times P_t \quad \dots\dots(2.39)$$

เมื่อ

k_{pr} คือ Stiffness of piled raft.

k_p คือ Stiffness of pile group.

k_r คือ Stiffness of raft alone.

α_{cp} คือ Raft – Pile interaction factor.

P_t คือ Total applied load.

P_r คือ Load carried by the raft.

P_p คือ Load carried by pile group.

n คือ Ratio of circular raft diameter to pile diameter.

d_p คือ Diameter of pile

r_m คือ Radius of influence of a pile

$r_m = 2.5\rho L_p(1 - V_s)$ if $(L_p / d_p > 5)$

$r_m = 2.5\rho L_p(1 - V_s) + 2.5d_p$ if $(L_p / d_p < 5)$

ρ คือ Soil inhomogeneity factor

L_p คือ Embedded length of a pile

V_s คือ Poisson's ratio of soil

2.8.3 การคาดคะเนกำลังของส่วนประกอบของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

Decourt (1995) ได้ประมาณกำลังของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ที่มาจากส่วนของฐาน (Raft), ส่วนที่มาจากเสาเข็ม(Pile) และค่าโมดูลัสของดิน โดยใช้ค่าที่ได้มาจากการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) ในสนามเป็นคุณสมบัติของดิน สมการที่ใช้ในการคาดคะเนกำลังแสดงในสมการดังต่อไปนี้

Raft Ultimate Bearing Capacity

$$P_{ur} = K_1 N_r \quad \text{kPa} \quad \dots\dots(2.40)$$

Pile Ultimate Shaft Resistance

$$f_s = a(2.8N_s + 10) \quad \text{kPa} \quad \dots\dots(2.41)$$

Pile Ultimate Base Resistance

$$f_b = K_2 N_b \quad \text{kPa} \quad \dots\dots(2.42)$$

Soil Young's Modulus below Raft

$$E_{sr} = 2N \quad \text{kPa} \quad \dots\dots(2.43)$$

Young's Modulus along and below Pile

$$E_s = 3N \quad \text{kPa} \quad \dots\dots(2.44)$$

เมื่อ	P_{ur}	คือ Raft Ultimate Bearing Capacity.
	f_s	คือ Pile Ultimate Shaft Resistance.
	f_b	คือ Pile Ultimate Base Resistance.
	E_{sr}	คือ Soil Young's Modulus below Raft
	E_s	คือ Young's Modulus along and below Pile.
	N_r	คือ Average SPT (N_{60}) Value within depth of one-half of the raft
	N_s	คือ SPT Value along pile shaft.
	N_b	คือ SPT Value close to pile tip.
	K_1, K_2	คือ Correlation Factor ดังแสดงในตารางที่ 2.7
	$a = 1$	For displacement pile in all soil and non - displacement pile in clay.
	$a = 0.5 - 0.6$	For non - displacement piles in granular soils.

ตารางที่ 2.7 แสดงค่า Correlation Factor K_1 , K_2 [Decourt, (1989,1995)]

Soil Type	K_1 , (Raft)	K_2 , (Displacement Piles)	K_2 , (Non-Displacement Piles)
Sand	90	325	165
Sandy Silt	80	205	115
Clayey Silt	80	165	100
Clay	65	100	80

Desai et al. (1974) ได้เสนอสมการที่ใช้ในการเปลี่ยนค่า Pile Young's Modulus และค่า Side Resistance จากเสาเข็มในลักษณะ 3 มิติ ให้อยู่ในลักษณะ 2 มิติ ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$E_{eq} = \frac{n_{p-row} A_p E_p}{L_r B} \quad \dots\dots(2.45)$$

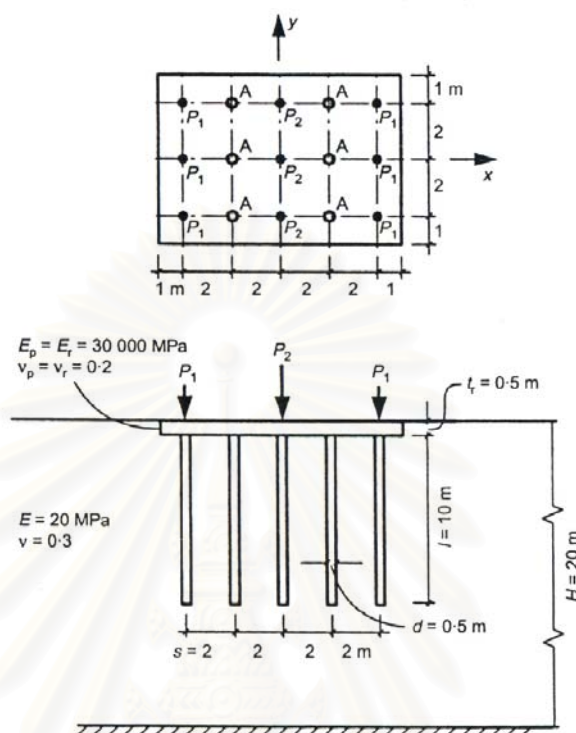
$$f_{s-eq} = \frac{n_{p-row} A_s f_s}{2L_r} \quad \dots\dots(2.46)$$

Hooper (1973) ได้กำหนดให้ 60% ของน้ำหนักทั้งหมดหลังจากการก่อสร้างเสร็จรับ โดยเสาเข็ม และได้ทำการเก็บข้อมูลเพื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลคำนวณการทรุดตัว ซึ่งให้ผลเป็นที่น่าเชื่อถือได้

2.8.4 พฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มแผ่ (Characteristics of Piled Raft Behavior)

เนื่องจากระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จะเป็นระบบฐานรากที่มีขนาดใหญ่ มีส่วนประกอบและรายละเอียดของระบบหลายอย่างเช่น จำนวนของเสาเข็ม ความหนาของฐาน(Raft Thickness) ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม และลักษณะของแรงที่มากระทำเป็นต้น เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของฐานรากย่อมมีผลต่อพฤติกรรมของระบบ Poulos, (2001) ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมของฐานรากเสาเข็มแผ่ โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ศึกษาในกรณีต่างๆ พบว่าการเพิ่มจำนวนของเสาเข็มให้แก่ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ จะได้รับประโยชน์น้อยและไม่เป็นทางออกที่ดีในการออกแบบระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ ส่วนความหนาของฐาน (Raft) จะมีผลต่อการทรุดตัวประเภท Differential Settlement และแรงคัดภายในของฐาน (Bending Moment) หากความหนาของฐานมากขึ้นจะสามารถลด Differential Settlement ลงได้แต่แรงคัดภายในฐานจะมากขึ้น และความหนาของฐานจะมีผลต่อการถ่ายน้ำหนัก หรือการทรุดตัวสูงสุด (Maximum Settlement) น้อยมาก ส่วนในการควบคุมการทรุดตัวประเภท Differential Settlement จะสามารถทำได้โดยการจัดวางตำแหน่งของเสาเข็มเพื่อให้สัมพันธ์กับจำนวนเสาเข็มน้อยที่สุด และกระจายทั่วบริเวณใต้ฐาน ส่วนของประเภทน้ำหนักที่มากระทำจะมีผลต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จะมีความสำคัญต่อการทรุดตัวประเภท Differential

Settlement และแรงค้ดภายในฐาน แต่จะไม่มีผลสำคัญต่อการทรุดตัวสูงสุด และการส่งถ่ายน้ำหนักระหว่างฐานกับเสาเข็ม

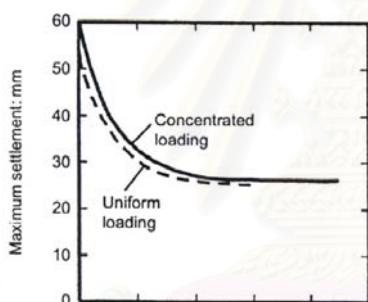


รูปที่ 2.26 แสดงลักษณะรูปแบบฐานรากเสาเข็มแผ่ที่ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ศึกษาถึงผลกระทบ Poulos, (2001)

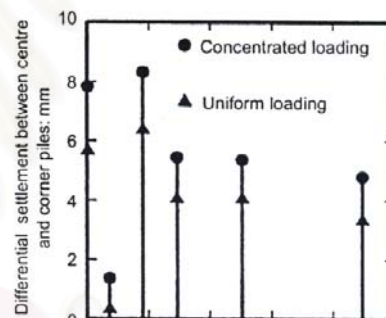
2.8.4.1 ผลกระทบเนื่องจากจำนวนเสาเข็มและประเภทของน้ำหนักที่กระทำ (Effect of number of piles and type of loading) จำนวนเสาเข็มจะมีผลกระทบต่อปริมาณการทรุดตัว (Maximum Settlement และ Differential Settlement), และแรงค้ดสูงสุด (Maximum Bending Moment) จากลักษณะของระบบฐานราก มีความหนาของฐาน 0.50 เมตร และรับน้ำหนัก 2 ประเภท คือ Concentrated loading และ Uniform Loading มีผลดังนี้

- 1 ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดจะลดลงเมื่อจำนวนเสาเข็มเพิ่มขึ้น จนกระทั่งเสาเข็มมีจำนวนมากกว่า 20 ต้น จะมีปริมาณการทรุดตัวสูงสุดคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.27 (ก)
- 2 ในกรณีที่มิมีจำนวนเสาเข็มน้อย ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดจากน้ำหนักประเภท Concentrated loading จะมากกว่าที่เกิดจากน้ำหนักประเภท Uniform Loading ดังแสดงในรูปที่ 2.27 (ก)

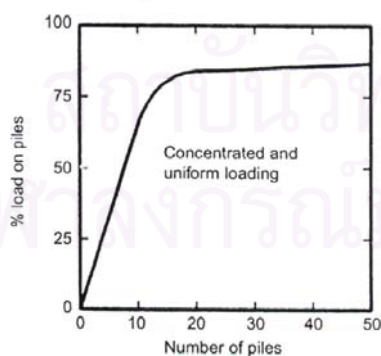
- 3 เมื่อพิจารณาการทรุดตัวแบบ Differential Settlement ที่มีปริมาณน้อยเมื่อใช้จำนวนเสาเข็ม 3 ต้น ตำแหน่งของเสาเข็มจะอยู่บริเวณตรงกลางฐาน จึงทำให้เกิดการทรุดตัวแบบ Maximum Settlement มากแต่การทรุดตัว Differential Settlement เกิดขึ้นน้อย สำหรับการทรุดตัวแบบ Differential Settlement ที่มีปริมาณมากเมื่อใช้จำนวนเสาเข็มทั้งหมด 9 ต้น สาเหตุเกิดจากส่วนขอบของฐานเกิดการยกตัว จึงทำให้การทรุดตัวแบบ Differential Settlement เกิดขึ้นมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.27 (ข)
- 4 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ส่งถ่ายลงสู่เสาเข็ม (Percentage of load carried by the pile) จะเปลี่ยนแปลงไปตามจำนวนเสาเข็ม เมื่อจำนวนเสาเข็มเพิ่มขึ้น เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ส่งถ่ายลงสู่เสาเข็มก็จะมากขึ้น แต่เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มจะเพิ่มขึ้นน้อยมาก เมื่อมีจำนวนเสาเข็มเกิน 15 ต้น ดังแสดงในรูปที่ 2.27 (ค)
- 5 สำหรับแรงค้ำสูงสุดที่เกิดจากน้ำหนักประเภท Concentrated loading มีค่าแรงค้ำสูงสุดมากกว่าที่เกิดจากน้ำหนักประเภท Uniform Loading ดังแสดงในรูปที่ 2.27 (ง)



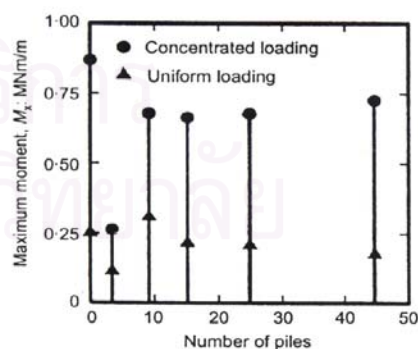
(ก)



(ข)



(ค)



(ง)

รูปที่ 2.27 แสดงผลกระทบเนื่องจากจำนวนเสาเข็มและประเภทของน้ำหนักที่กระทำ

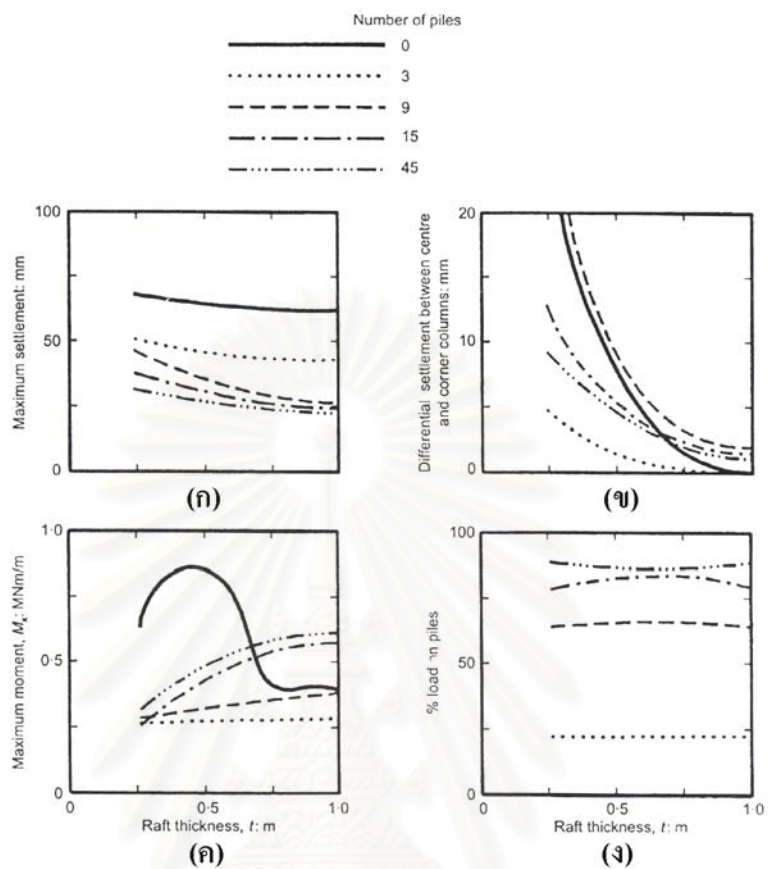
(Effect of number of piles and type of loading) Poulos, (2001)

2.8.4.2 ผลกระทบเนื่องจากความหนาของฐาน (Effect of raft thickness) จากรูปที่ 2.16 ได้แสดงถึงผลกระทบเนื่องจากความหนาของฐานโดยใช้น้ำหนักประเภท Concentrated loading มีผลดังนี้

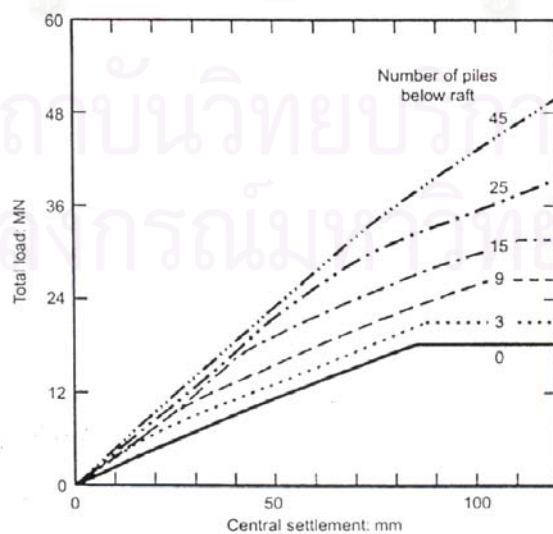
- 1 ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดจะลดลงเมื่อความหนาของฐานเพิ่มขึ้น จากรูปที่ 2.28 (ก) เมื่อพิจารณาถึงจำนวนเสาเข็มที่ 9 , 15 และ 45 ต้น และความหนาฐาน 1 เมตร จะมีปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่แตกต่างกันน้อย
- 2 เมื่อความหนาของฐานเพิ่มมากขึ้น ปริมาณการทรุดตัวประเภท Differential Settlement จะลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.28(ข)
- 3 ในกรณีความหนาของฐานเพิ่มขึ้น จะส่งผลทำให้แรงค้ำสูงสุดเพิ่มมากขึ้น และสำหรับในกรณีที่ฐานไม่มีเสาเข็มจะมีพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรง ดังแสดงในรูปที่ 2.28 (ค)
- 4 ส่วนในกรณีเปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาเข็ม เมื่อเปรียบเทียบกับความหนาของฐานจะพบว่า เมื่อจำนวนเสาเข็มจาก 3 ต้น ไปสู่จำนวนเสาเข็ม 9 ต้น จะทำให้เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มมีค่าที่แตกต่างกันมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.28 (ง)

ความหนาของฐานจะมีผลต่อปริมาณการทรุดตัวแบบ Differential Settlement และแรงค้ำที่เกิดขึ้นภายในฐาน แต่จะมีผลต่อปริมาณการทรุดตัวสูงสุดและเปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มน้อยมาก

2.8.4.3 ผลกระทบเนื่องจากระดับของน้ำหนักที่กระทำ (Effect of load level on settlement) จากรูปที่ 2.29 แสดงถึงผลการคำนวณ Load – Settlement Curve สำหรับระบบฐานรากเสาเข็มแฉ่ง ที่แปรผันตามจำนวนเสาเข็มพบว่า การทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นเมื่อระดับของน้ำหนักที่กระทำเพิ่มขึ้น และทำให้ทราบถึงขอบเขตกำลังของเสาเข็มกลุ่ม เพื่อนำไปออกแบบหาจำนวนเสาเข็มที่น้อยที่สุดและลดปริมาณการทรุดตัวสูงสุด



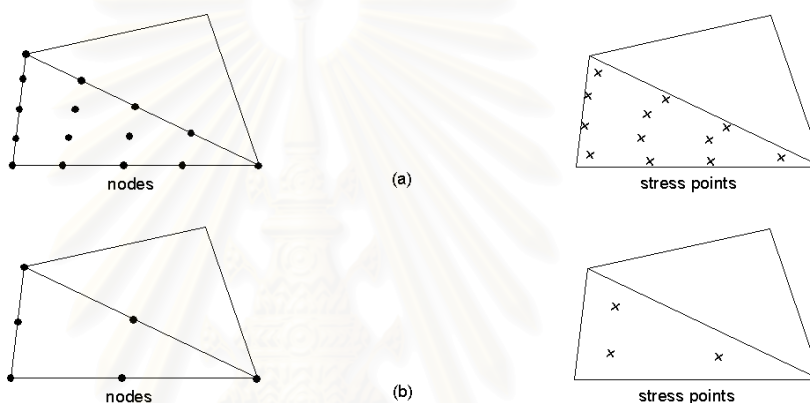
รูปที่ 2.28 แสดงผลกระทบของความหนาฐานในระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001)



รูปที่ 2.29 แสดงผลกระทบของระดับน้ำหนักระทำในระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ Poulos, (2001)

2.9 การคาดคะเนการทรุดตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การประมาณการทรุดตัวของดินด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ทำการด้วยโปรแกรม Plaxis ซึ่งเป็นโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นเพื่อวิเคราะห์ การเปลี่ยนแปลงและเสถียรภาพทางวิศวกรรม ปรฐพี โปรแกรม Plaxis เป็นการจำลองสภาพจริงจากการก่อสร้าง โดยการแบ่งดิน และโครงสร้าง ออกเป็น อิลิเมนต์ย่อย ๆ รูปสามเหลี่ยมที่ต่อเนื่องกัน แต่ละอิลิเมนต์จะมีจุดต่อ (Node Point) 6 หรือ 15 node และในแต่ละอิลิเมนต์มี 3 หรือ 12 Stress Point ตามลำดับ ดังรูปที่ 2.30 และ ใน 1 อิลิเมนต์ จะมี Stress – Strain Law และ Failure Criteria ซึ่งมีความสัมพันธ์กับแรงที่กระทำและ ขอบเขตที่กำหนด ซึ่งสามารถคำนวณหาค่าหน่วยแรง, ความเครียด และการเสถียรภาพของดินได้อย่าง ถูกต้องมากขึ้น



รูปที่ 2.30 แสดง Node และ Stress Point

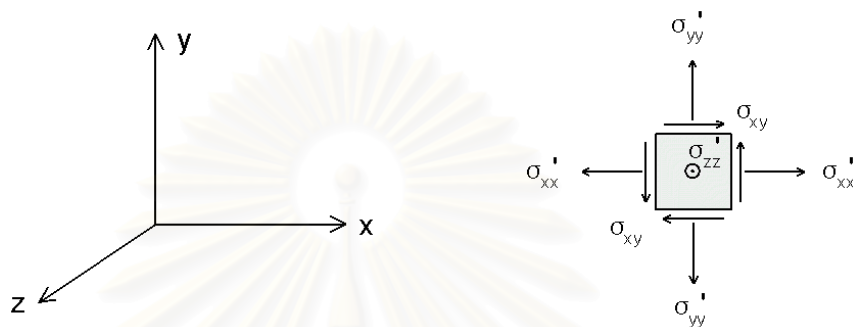
2.9.1 คำนิยามทั่วไปของ Stress และ Strain

แบบจำลองของวัสดุที่ใช้ใน Plaxis เป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล (σ') และอัตราความเครียด ($\dot{\epsilon}$) ดังสมการที่ 2.47

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}' &= M \dot{\epsilon} \\ \dot{\sigma}' &= \begin{pmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} & \dot{\sigma}'_{yy} & \dot{\sigma}'_{zz} & \dot{\sigma}'_{xy} & \dot{\sigma}'_{yz} & \dot{\sigma}'_{xz} \end{pmatrix}^T \\ \dot{\epsilon} &= \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}'_{xx} & \dot{\epsilon}'_{yy} & \dot{\epsilon}'_{zz} & \dot{\gamma}'_{xy} & \dot{\gamma}'_{zy} & \dot{\gamma}'_{xz} \end{pmatrix}^T \end{aligned} \quad \dots\dots(2.47)$$

- เมื่อ M คือ material stiffness matrix
- $\dot{\sigma}'$ คือ stress rate tensors
- $\dot{\epsilon}$ คือ strain rate tensors

เนื่องจากการวิเคราะห์ในลักษณะ Plan strain ทำให้ $\dot{\gamma}_{zy}, \dot{\gamma}_{xz}, \dot{\sigma}_{yz}, \dot{\sigma}_{zz}$ เท่ากับศูนย์



รูปที่ 2.31 แสดงระบบพิกัดและทิศทางในสามมิติ

การวิเคราะห์แบบ Small strain ค่า strain ได้จากการเสียรูปร่างของดินที่พิจารณาตั้งสมการที่ 2.48

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad \dots\dots(2.48ก)$$

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad \text{(Plane strain)} \quad \dots\dots(2.48ข)$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1}{r} u_x \quad \text{(axisymmetry; r = radius)} \quad \dots\dots(2.48ค)$$

2.9.1.1 Elastic strain

แบบจำลองของวัสดุในโปรแกรม Plaxis ใช้กฎของ Hooke's สำหรับพฤติกรรม Isotropic linear elastic ดังสมการที่ 2.49

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{xx}^e \\ \epsilon_{yy}^e \\ \epsilon_{zz}^e \\ \gamma_{xy}^e \end{bmatrix} \quad \dots\dots(2.49)$$

เมื่อ E' คือ Effective Young's modulus
 ν' คือ Effective Poisson's ratio

ความสัมพันธ์ระหว่าง Young's modulus กับ Stiffness moduli ตัวอื่น เช่น Shear modulus (G), Bulk modulus (K) และ Oedometer modulus (E_{od}) มีความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.50

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad E_{\text{od}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \dots\dots(2.50)$$

2.9.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบประสิทธิผล

ในโปรแกรมPlaxisการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำด้วยหน่วยแรง ประสิทธิภาพ ทำได้โดยใช้แบบจำลองพารามิเตอร์ประสิทธิผล ซึ่งการวิเคราะห์แบบนี้เป็นการพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกัน แต่จะอยู่ร่วมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมตามสมการที่ 2.51

$$E = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u \quad \dots\dots(2.51)$$

เมื่อ E คือ Effective Young's Modulus
 E_u คือ Undrained Young's Modulus
 ν คือ Drained Poisson's Ratio

2.9.2.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม

ในกรณีนี้เป็นการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ซึ่งในการวิเคราะห์ไม่ได้แยกหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) และแรงดันน้ำ (Pore Pressure) ออกจากกัน การวิเคราะห์อาศัยหลักการสมดุลของแรง การวิเคราะห์แบบนี้จะมีความเหมาะสมกับดินที่มีความเชื่อมแน่น (Cohesive Soil)

2.9.2.2 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

แบบจำลอง Mohr Coulomb หรือเรียกอีกอย่างว่า แบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic Plasticity เกิดขึ้นเนื่องจากความเครียดหรือการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของวัสดุที่เกิดขึ้นไม่สามารถคืนสภาพเดิมได้ ในการประเมินการเกิดขึ้นของ Plasticity ทำได้โดยการคำนวณด้วย Yield function (f) ซึ่งเป็นพจน์ของ Stress และ Strain Yield function (f) มักจะถูกนำเสนอในรูปของพื้นผิวในระนาบของหน่วยแรงหลัก แบบจำลองนี้มีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ 5 ตัว คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle และ Dilatancy angle

การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic จะประกอบด้วยความสัมพันธ์ของค่า Strain และค่าอัตรา Strain ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ตามสมการที่ 2.52 โดยในส่วนของ การเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke's ตามสมการที่ 2.53 สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield function (f)

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{\epsilon}}^e + \underline{\underline{\epsilon}}^p \quad \dot{\underline{\underline{\epsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^p \quad \dots\dots(2.52)$$

โดย $\underline{\underline{\epsilon}}, \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}$ คือ Strain and Strain Rate
 $\underline{\underline{\epsilon}}^e, \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^e$ คือ Strain and Strain Rate of Elastic
 $\underline{\underline{\epsilon}}^p, \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^p$ คือ Strain and Strain Rate of Plastic

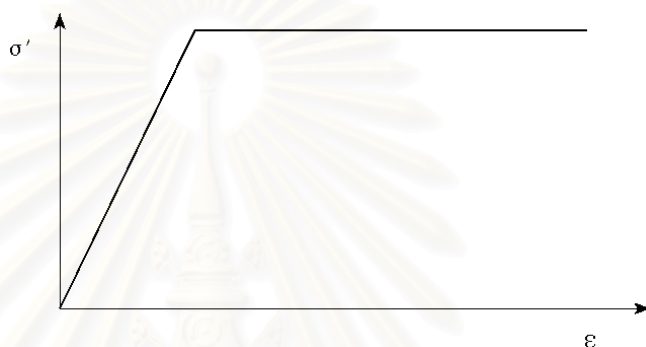
$$\dot{\underline{\underline{\sigma}}} = \underline{\underline{D}}^e \dot{\underline{\underline{\epsilon}}} = \underline{\underline{D}}^e \left(\dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^p \right) \quad \dots\dots(2.53)$$

Plastic strain rate สามารถเสนอได้ในรูปของเวกเตอร์ที่ตั้งฉากกับ Yield surface สำหรับ Mohr- Coulomb ชนิดของ Yield function (f) ซึ่งเกี่ยวข้องมีความเกี่ยวข้องกับทฤษฎีของ Plasticity นำไปสู่การคาดคะเนค่า dilatancy ที่สูงเกินไป ดังนั้นนอกจาก Yield function (f) แล้วยังมี

Plastic potential function (g) ที่ถูกนำมาใช้ใน Mohr- Coulomb โดยทั่วไป Plastic strain rate สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 2.54

$$\dot{\underline{\epsilon}}^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad \dots\dots(2.54)$$

เมื่อ λ เป็นตัวคูณ Plastic มีค่าเท่ากับศูนย์ สำหรับพฤติกรรม elastic และมีค่ามากกว่าศูนย์ สำหรับพฤติกรรม Plastic



รูปที่ 2.32 พื้นฐานแบบจำลอง Elastic Perfectly Plastic

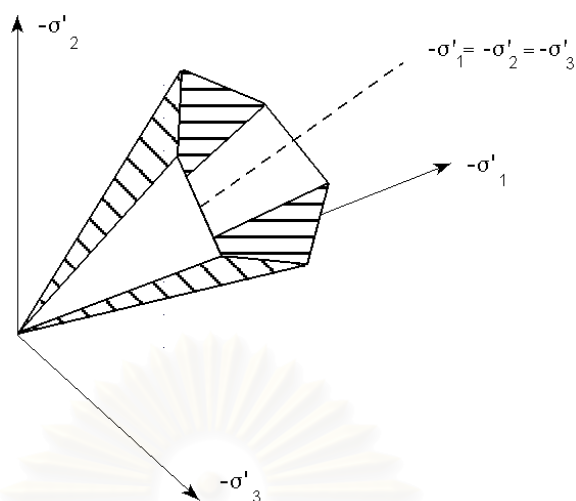
ใน Mohr- Coulomb เงื่อนไขการเกิด yield สามารถนิยามได้ด้วย yield function ตามสมการที่ 2.55 , 2.56 และ 2.57

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2' - \sigma_3'| + \frac{1}{2} (\sigma_2' + \sigma_3') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad \dots\dots(2.55)$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3' - \sigma_1'| + \frac{1}{2} (\sigma_3' + \sigma_1') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad \dots\dots(2.56)$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1' - \sigma_2'| + \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_2') \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad \dots\dots(2.57)$$

เมื่อ ϕ คือ friction angle และ c คือ Cohesion



รูปที่ 2.33 Yield surface ของ Mohr – coulomb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก ($c=0$)

นอกจาก Yield Function แล้ว ในแบบจำลอง Mohr- Coulomb ยังนิยาม Plastic potential function (g) ตามสมการที่ 2.58 2.59 และ 2.60

$$g_1 = \frac{1}{2} |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad \dots\dots(2.58)$$

$$g_2 = \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad \dots\dots(2.59)$$

$$g_3 = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad \dots\dots(2.60)$$

เมื่อ ψ คือ dilatancy angle

บทที่ 3

การรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับอุโมงค์ Cut and Cover

การทำวิจัยครั้งนี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับลักษณะโครงสร้างอุโมงค์ ขั้นตอน และวิธีการก่อสร้างรวมทั้งข้อมูลการทรุดตัวของอุโมงค์ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation) ที่เกิดขึ้นจริงในระหว่างการก่อสร้าง โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการติดตั้งเครื่องมือทางเทคนิคธรณี (Geotechnical Instrumentation) ตรวจสอบการทรุดตัวของอุโมงค์ ในบทนี้จะมีรายละเอียดที่กล่าวถึงข้อมูลทั่วไปของโครงการที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย ขั้นตอนและวิธีการก่อสร้างอุโมงค์โดยใช้วิธี Cut and Cover Method โดยมีรายละเอียดดังนี้

3.1 การตรวจสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

ก่อนที่วิศวกรจะทำการออกแบบระบบฐานรากให้เหมาะสม จำเป็นที่จะต้องทราบถึงสภาพของชั้นดิน คุณสมบัติทางวิศวกรรม และการจัดเรียงตัวของเม็ดดิน เพื่อที่จะได้นำค่าพารามิเตอร์ต่างๆมาใช้ในการวิเคราะห์กำลัง และเสถียรภาพของระบบฐานรากที่ต้องการจะออกแบบ การเจาะสำรวจสภาพของชั้นดินจะประกอบไปด้วยการเก็บตัวอย่างดินในสนาม การทดสอบในสนามและการทดสอบในห้องปฏิบัติการเป็นต้น จากข้อมูลของการเจาะสำรวจดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ ได้มีการศึกษาคุณสมบัติของดินสามารถแยกได้ 2 ประเภท คือ

1. การหาสมบัติของดินโดยวิธีการทดสอบในสนาม (In-situ Testing)
2. การหาสมบัติของดินโดยวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Testing)

3.1.1 การหาคุณสมบัติของดินโดยวิธีการทดสอบในสนาม (In-situ Testing)

การทดสอบในสนามจะเป็นวิธีหนึ่งที่สามารถหาคุณสมบัติของดินได้ โดยรายละเอียดของประเภท และวิธีการทดสอบ มีดังนี้

3.1.1.1 การทดสอบแรงเฉือนดินในสนาม (Field Vane Shear Test)

ใช้ในการทดสอบหา Shear Strength Parameter (Undrained Cohesion) ของ Soft ถึง Very Soft Sensitive Clays เป็นส่วนใหญ่ เพราะเก็บ Undisturbed Sample ได้ยาก บางครั้งพบว่านำไปใช้กับ Stiff Fissured Clays การทดสอบเริ่มด้วยการกดใบมีดสี่แฉก (ความสูงเป็นสองเท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง) ลงไปในดินและหมุนด้วยอัตราความเร็ว 6 องศาต่อวินาที บันทึกมุมที่บิดไปกับแรงที่หมุน หา Torque สูงสุดที่ทำให้ดินพังทลาย ควรทดสอบทุกๆช่วง 30 เซนติเมตร

โดยสมมุติฐานที่ว่าระนาบการวิบัติของดินในการทดสอบเป็นรูปทรงกระบอกที่เส้นผ่านศูนย์กลาง D และส่วนสูง H เท่ากับขนาดของเวกเตอร์ Torque จึงเกิดจากความต้านทานมาจาก

กำลังรับแรงเฉือนของดินบริเวณผิวรอบทรงกระบอก และบริเวณส่วนบน ส่วนล่างของทรงกระบอก ด้วยสมมติฐานดังนี้ ค่า S_u สามารถหาได้ดังนี้

$$S_{u_{FV}} = \frac{2T}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{a}{2} \right)} \quad \dots\dots(3.1)$$

เมื่อ	D	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเวน
	H	คือ ส่วนสูงของเวน
	a	คือ ค่าคงที่ที่ขึ้นอยู่กับวิธีการกระจายของหน่วยแรงเฉือนที่ ส่วนบนและส่วนล่างของระนาบวิบัติเป็นรูปทรงกระบอก = $\frac{2}{3}$ เมื่อพิจารณาว่าหน่วยแรงเฉือนมีการกระจายอย่าง สม่ำเสมอ (Uniform) = $\frac{3}{5}$ เมื่อการกระจายเป็นรูปพาราโบลา (Parabola) = $\frac{1}{2}$ เมื่อการกระจายเป็นรูปสามเหลี่ยม (Triangular)

โดยทั่วไปการคำนวณจะใช้ค่า $a = \frac{2}{3}$ และ $\frac{H}{D} = 2$ ค่า $S_u = \frac{6}{7} \frac{T}{\pi D^3}$ และจากรูปที่ 3.1

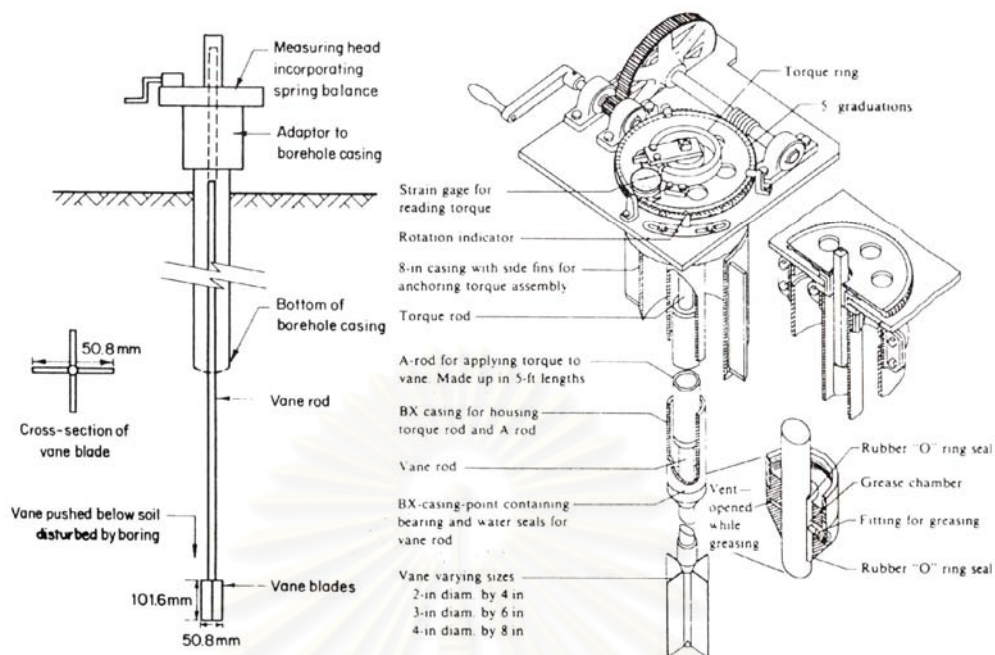
แสดงถึงการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ(Field Vane Shear Test)

$S_{u_{FV}}$ เป็นค่าที่ให้ความหมายได้ยาก เพราะระบบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบยุ่งยาก จะไม่เหมือนสภาพความเป็นจริง

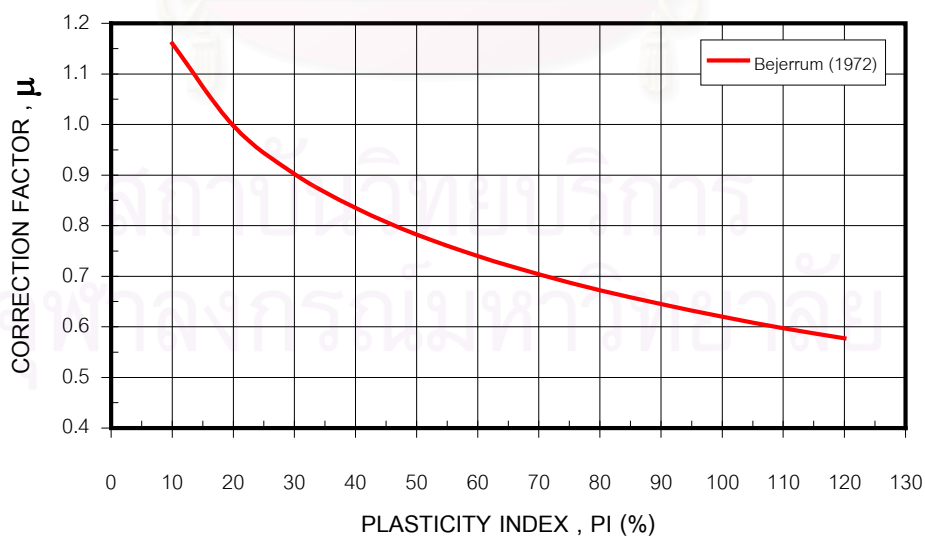
Bjerrum (1972) พบว่าสำหรับดินเหนียวอ่อน และดินเหนียวแข็งปานกลาง $S_{u_{FV}}$ จะมีค่าที่สูงเกินไปสำหรับดินเหนียวที่มี $PI > 20\%$ เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบปัญหาทางด้านเสถียรภาพของคันดิน Bjerrum ได้เสนอตัวปรับแก้ μ เพื่อใช้กับ $S_{u_{FV}}$ ในการคำนวณเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u สำหรับการวิเคราะห์หาได้จากสมการดังนี้

$$S_u = \mu \cdot S_{u_{FV}} \quad \dots\dots(3.2)$$

เมื่อ	S_u	คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ
	$S_{u_{FV}}$	คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane ในสนาม
	μ	คือ ตัวปรับแก้ ดังแสดงในรูปที่ 3.2



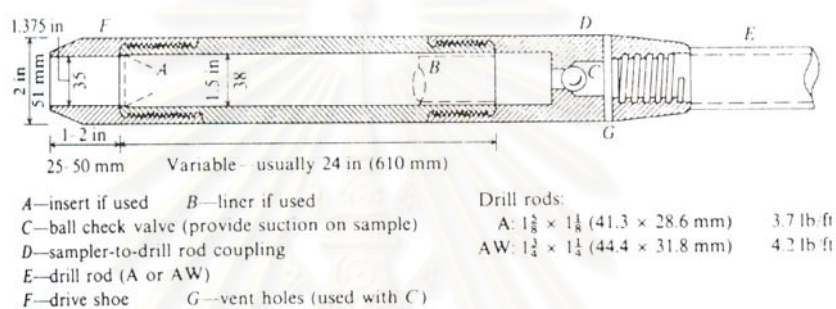
รูปที่ 3.1 แสดงถึงการติดตั้งเครื่องมือทดสอบ(Field Vane Shear Test)



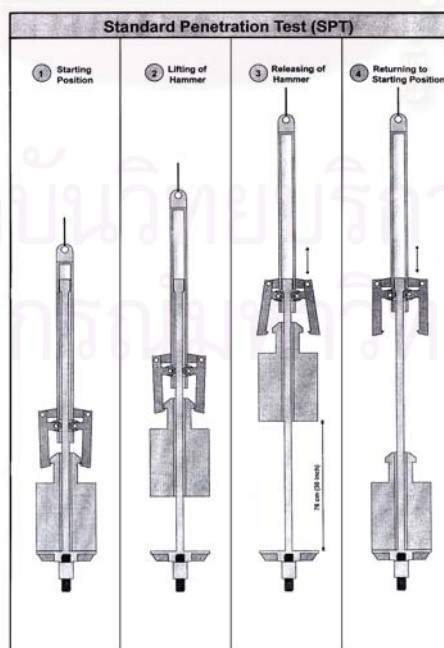
รูปที่ 3.2 แสดงค่าตัวคูณปรับแก้ μ สำหรับผลจากการทดสอบไบนีออน Bjerrum (1972)

3.1.1.2 การหาคุณสมบัติของดินในสนามโดยวิธี การทดสอบการตอกมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT)

การทดสอบตอกทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) เป็นการทดสอบที่จะต้องกระทำควบคู่การเจาะสำรวจดิน การทดสอบจะใช้กระบอกผ่ามาตรฐาน Standard Split – Spoon Sample ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว เส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 1.5 นิ้ว แสดงในรูปที่ 3.3 ลูกตุ้มขนาดมาตรฐาน 140 ปอนด์ (63.5 กก.) ตอกกระบอกผ่า ตามมาตรฐาน ด้วยระยะตก 30 นิ้ว (76 ซม.) จำนวนครั้งที่นับได้เรียกว่า N และขั้นตอนการทดสอบสามารถที่จะแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.3 แสดงลักษณะของ Stand Split – Spoon Sample สำหรับ Standard Penetration Test (SPT)



รูปที่ 3.4 แสดงวิธีการทดสอบการตอกมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT)

จากผลการทดสอบ SPT จะต้องทำการปรับแก้ก่อนที่จะนำค่าที่ได้ไปใช้ออกแบบ เพราะเนื่องจากผลของ Effective Overburden Pressure (σ'_{VO}) ที่อยู่ในสนามจะทำให้ค่า N_{field} สูงกว่าความเป็นจริง วิธีการปรับแก้ข้อมูลที่ได้มาจากการทดสอบสามารถกระทำได้ดังในสมการที่ 3.3

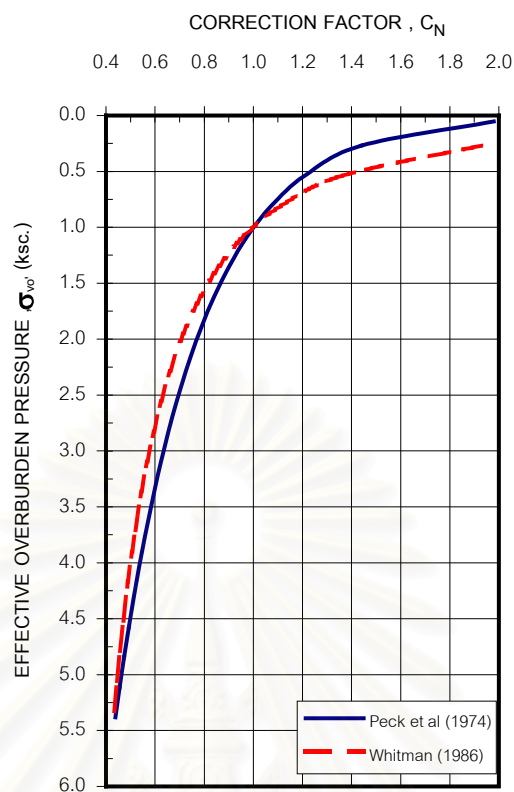
$$N = C_N N_{field} \quad \dots\dots(3.3)$$

เมื่อ C_N คือ ตัวคูณปรับแก้ค่า SPT (N) (ตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.5)
 N_{field} คือ ค่า N (SPT) จากการทดสอบในสนาม

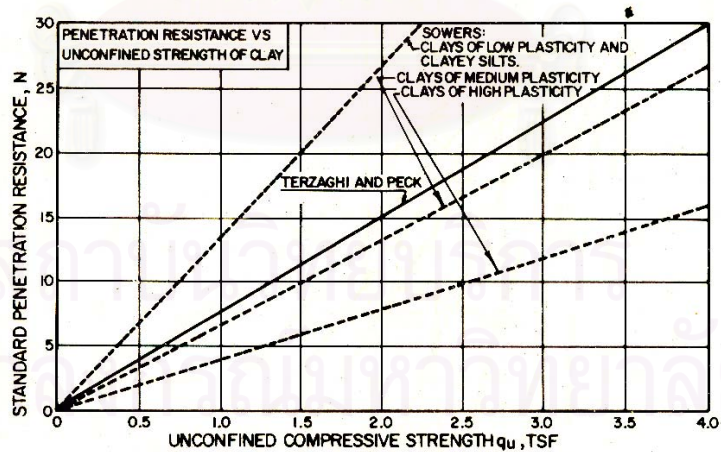
จากการทดสอบ SPT สามารถที่จะแปลงข้อมูลจาก N-Value ที่ได้รับการปรับแก้แล้ว เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบจากการทดสอบแบบ Unconfined Compressive Strength (UC) สำหรับดินเหนียว ดังแสดงในรูปที่ 3.6 หรือสามารถที่จะแปลงเป็นมุมเสียดทาน (ϕ) สำหรับดินเม็ดหยาบ ดังแสดงในรูปที่ 3.7 และสามารถนำค่า N ไปจำแนกความแข็ง-อ่อนของดินเหนียว หรือ ความแน่น-หลวม ของทราย ดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.1 วิธีการปรับแก้ค่า N (SPT) เนื่องจากผลของ Effective Overburden Pressure, σ'_{VO}

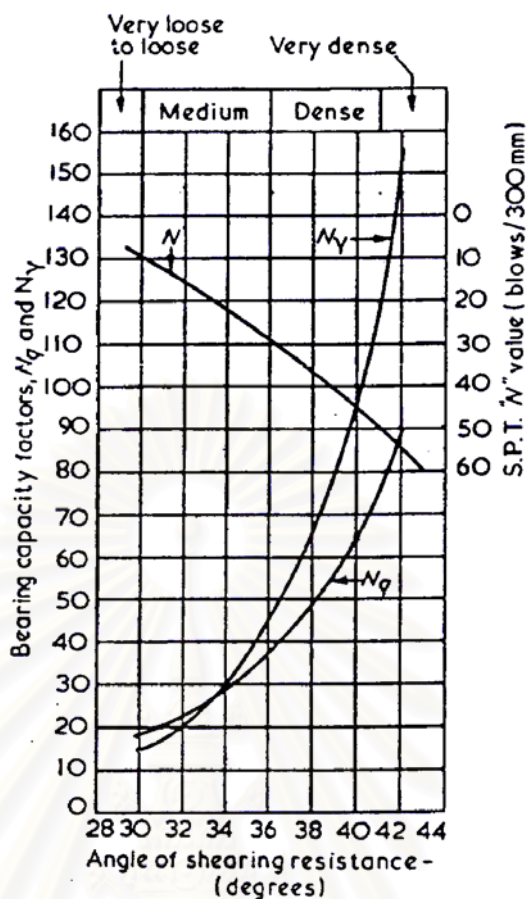
Reference	Correlation, C_N	Unit of σ'_{VO}
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \bar{\sigma}_v}$	psi.
Bazaraa (1967)	$C_N = \frac{4}{1 + 2\bar{\sigma}_v}, \quad \bar{\sigma}_v \leq 1.5 \text{ ksc.}$ $C_N = \frac{4}{3.25 + 0.5\bar{\sigma}_v}, \quad \bar{\sigma}_v > 1.5 \text{ ksc.}$	kscf.
Peck, Hansen and Thornburn (1974)	$C_N = 0.77 \log \frac{20}{\bar{\sigma}_v}$	tsf.
Tokimatsu and Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \bar{\sigma}_v}$	ksc.
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log \bar{\sigma}_v$	tsf.



รูปที่ 3.5 แสดงค่าแฟคเตอร์ปรับแก้ค่า SPT [Simon,N.E. and Menzies,B.K.]



รูปที่ 3.6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับ กำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบแบบ Unconfine Compressive Strength (UC)



รูปที่ 3.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ)

[Simon, N.E. and Menzies, B.K.]

ตารางที่ 3.2 แสดงค่าความแน่นของทราย และความแข็งของดินเหนียว จากผลการทดสอบตอกทะลวงแบบมาตรฐาน (Standard Penetration Test) Peck, Hanson and Thornburn (1974)

ทราย (Sands)		ดินเหนียว (Clays)		
N, Blows / ft.	Relative Density	N, Blows / ft.	ค่าแข็ง-อ่อน	Undrained Shear Strength, t/m^2
0 - 4	Very Loose	Below 2	Very Soft	0 - 2.5
4 - 10	Loose	2 - 4	Soft	2.5 - 5.0
10 - 30	Medium	4 - 8	Medium	5.0 - 10.0
30 - 50	Dense	8 - 15	Stiff	10.0 - 20.0
Over 50	Very Dense	15 - 30	Very Stiff	20.0 - 40.0
		Over 30	Hard	Over 40.0

3.1.2 การหาสมบัติของดินโดยวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Testing)

การทดสอบในห้องปฏิบัติการจะเป็นวิธีหนึ่งที่สามารถหาคุณสมบัติของดินได้ โดยรายละเอียดของประเภท และวิธีการทดสอบ มีดังนี้

3.1.2.1 คุณสมบัติขั้นพื้นฐานของดิน (Basic Soil Properties)

คุณสมบัติขั้นพื้นฐานจะบอกถึงลักษณะของดิน ชนิดของดิน และปัญหาทางด้านวิศวกรรมที่จะเกิดขึ้นกับดินชนิดดังกล่าว บางทีมักจะเรียกคุณสมบัติเหล่านี้ว่าดัชนีของคุณสมบัติ (Index Property) จากข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีการทดสอบหาคุณสมบัติของดินดังต่อไปนี้

1. การทดสอบหาปริมาณความชื้นของดินในธรรมชาติ (Nature Water Content)
2. การทดสอบหาพิคัต Atterberg (Atterberg Limits)
3. การทดสอบหาน้ำหนักรวมต่อหน่วยปริมาตร (Total Unit Weight)
4. การหาค่าดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index)

3.1.2.2 คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม

คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดิน เป็นสิ่งที่มีความสำคัญต่อการออกแบบในงานทางด้านวิศวกรรมโยธา คุณสมบัติทางด้านนี้จะประกอบด้วยคุณสมบัติทางด้านการรับน้ำหนักของดินหรือความแข็งแรงของดิน และข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีการทดสอบหาคุณสมบัติของดินดังต่อไปนี้

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ถูกจำกัด(Unconfined Compression Test) การทดสอบชนิดนี้เป็นการทดสอบที่ง่าย ตัวอย่างดินจะถูกกลึงเป็นรูปทรงกระบอกมีสัดส่วนระหว่างความสูงของตัวอย่างกับเส้นผ่านศูนย์กลาง เท่ากับ 2 ต่อ 1 และมีเส้นผ่านศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 1.4 นิ้ว ตัวอย่างดินจะถูกทดสอบโดยเพิ่มหน่วยแรงรวมในแนวตั้งจนกระทั่งเกิดวิบัติ หน่วยแรงสูงสุดในแนวตั้ง คือ Unconfined Compressive Strength, (q_u) หรือกำลังอัดแบบอิสระ และในกรณีที่ดินอิ่มน้ำด้วยน้ำ เมื่อต้องการใช้หลักการ $\phi = 0$ จะได้กำลังรับแรงเฉือน ดังแสดงในสมการที่ 3.4

$$S_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{.....(3.4)}$$

เมื่อ q_u คือ Unconfined Compressive Strength

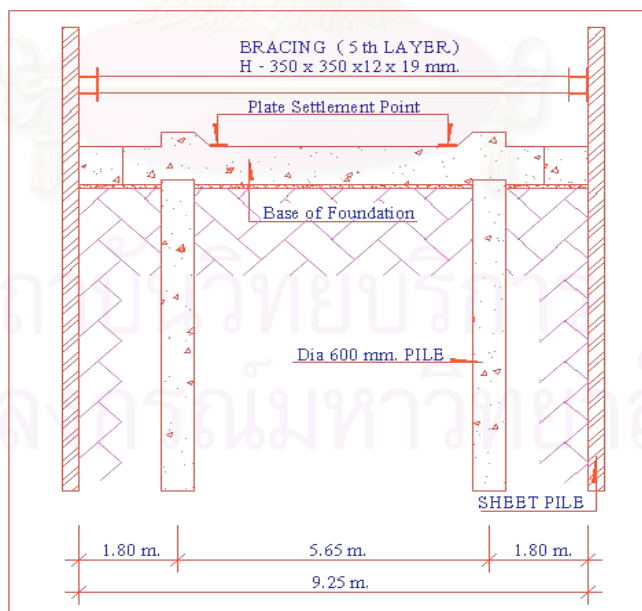
3.1.2.3 คุณสมบัติทางการเคลื่อนตัวของดิน

คุณสมบัติทางการเคลื่อนตัวของดินเป็นสิ่งจำเป็นที่ต้องการนำมาทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของดิน หลังจากที่ได้รับหน่วยแรงภายนอกมากระทำ เพื่อที่จะทำการตรวจสอบเสถียรภาพของสิ่งก่อสร้าง และจากข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะมีการทดสอบหาคุณสมบัติของดินดังต่อไปนี้

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร (Coefficient of Compressibility, m_v)
2. ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)
3. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Modulus of Elasticity, E_u)
4. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ (drained Modulus of Elasticity, E')

3.2 เครื่องมือทางเทคนิคที่ใช้ในการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

3.2.1 Plate Settlement Point เป็นเครื่องมือทางเทคนิคที่ใช้ตรวจวัดการทรุดตัวของฐานราก ซึ่งเป็นแผ่นโลหะที่ยึดติดกับโครงสร้างที่ต้องการวัดการทรุดตัว โดยจะทำการติดตั้ง Plate Settlement Point หลังจากก่อสร้างฐานของอุโมงค์ (Base of Foundation) แล้วเสร็จ ดังแสดงในรูปที่ 3.8 และเริ่มทำการตรวจวัดการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์ที่เกิดขึ้นในระหว่างทำการก่อสร้างอุโมงค์ตลอดจนจบงานก่อสร้าง ในการตรวจวัดการทรุดตัวจะตรวจวัดด้วยกล้องระดับ



รูปที่ 3.8 แสดงรูปลักษณะของฐานอุโมงค์ (Base of Foundation)

3.3 ข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับอุโมงค์ Cut and Cover

3.3.1 ข้อมูลทั่วไป โครงการก่อสร้างอุโมงค์ด้วยวิธีขุดและกลบกลับแห่งนี้ ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโครงการก่อสร้างอุโมงค์ใต้ดินในกรุงเทพฯ วัตถุประสงค์ในการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้เพื่อเป็นเส้นทางเชื่อมต่อระหว่างผิวดินกับอุโมงค์ที่อยู่ใต้ดิน ซึ่งมีระดับความลึกที่เกินกว่า 12 เมตร สาเหตุที่ใช้วิธีการก่อสร้างโดยวิธีขุดและกลบกลับเนื่องจากเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการก่อสร้างอุโมงค์ในระดับตื้น และมีราคาต่ำกว่าก่อสร้างที่ถูกเมื่อเทียบกับการก่อสร้างอุโมงค์โดยวิธี Earth Pressure Balanced Shield มาก และเนื่องจากสภาพชั้นดินกรุงเทพฯ มีชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนาชั้นดินประมาณ 10 เมตร จึงไม่เหมาะที่จะนำวิธี Earth Pressure Balanced Shield มาสร้างอุโมงค์ที่จะขึ้นมาสู่ผิวดินเพราะจะทำให้อุโมงค์มีโอกาสเกิดความเสียหายได้ จากรูปที่ 3.9 แสดง Plan ของอุโมงค์ Cut and Cover ตลอดเส้นทางของอุโมงค์

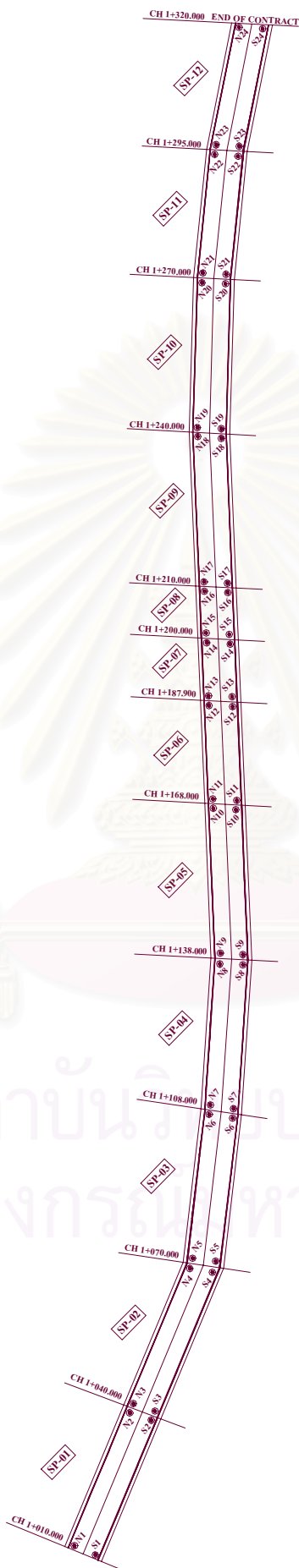
3.3.2 รายละเอียดของระบบค้ำยัน ในงานขุดดินเพื่อทำการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จำเป็นที่จะต้องมียระบบค้ำยันเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวและการพังทลายของมวลดินโดยรอบ จากโครงการที่ทำการวิจัยได้ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดเหล็กตลอดความยาวในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ และในส่วนประกอบของระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะประกอบด้วย เข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile), Wale และ ค้ำยัน(Strut) จากส่วนประกอบโครงสร้างกำแพงกันดินสามารถที่จะแสดงรายละเอียดได้ในตารางที่ 3.3

เนื่องจากอุโมงค์ Cut and Cover เป็นอุโมงค์ที่ขึ้นมาสู่ผิวดิน จึงทำให้มีระดับของงานขุดที่แตกต่างกัน จากรูปที่ 3.10 แสดงถึงระดับและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินของงานขุดแต่ละช่วงอุโมงค์ และงานขุดดินตลอดเส้นทางของอุโมงค์จะเป็นงานขุดที่อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนทั้งสิ้น รายละเอียดของงานขุดแสดงในตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.3 แสดงค่าคุณลักษณะกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และค้ำยัน

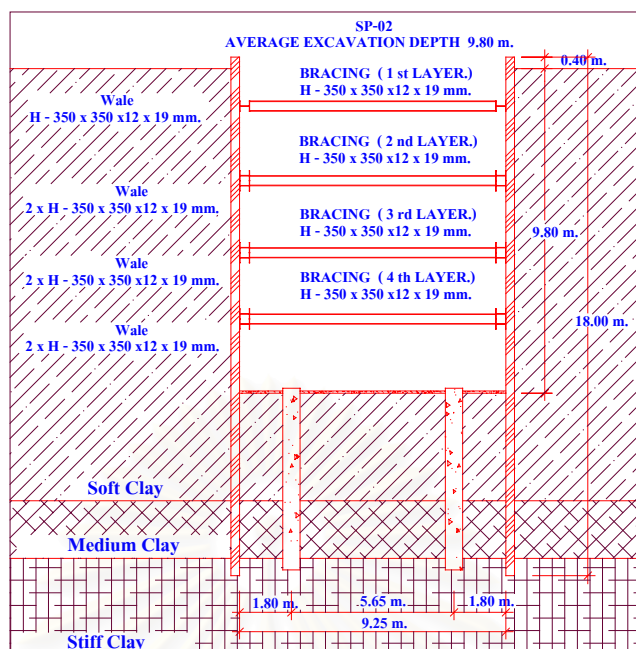
ส่วนประกอบระบบค้ำยัน	พื้นที่หน้าตัด (cm. ² /m.)	Moment of Inertia (cm. ⁴ /m.)	น้ำหนัก (kN./m./m.)
Sheet Pile : FSP IV	242.0	16,800	1.90
Wale W - 350×350×12×19	173.9	40,300	1.37
Strut W - 350×350×12×19	173.9	40,300	1.37

ค่าโมดูลัสของเหล็ก $E_{Steel} = 2.04 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

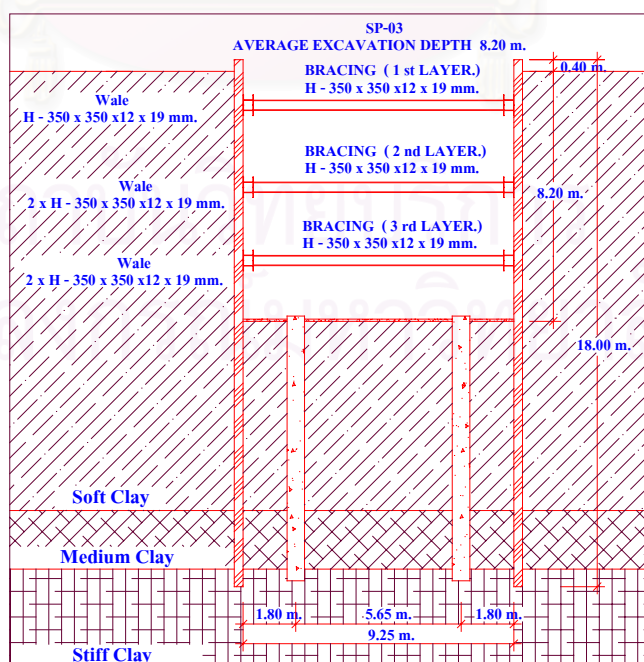


รูปที่ 3.9 แสดง Plan ของอิมังก์ Cut and Cover ตลอดเส้นทางของอิมังก์

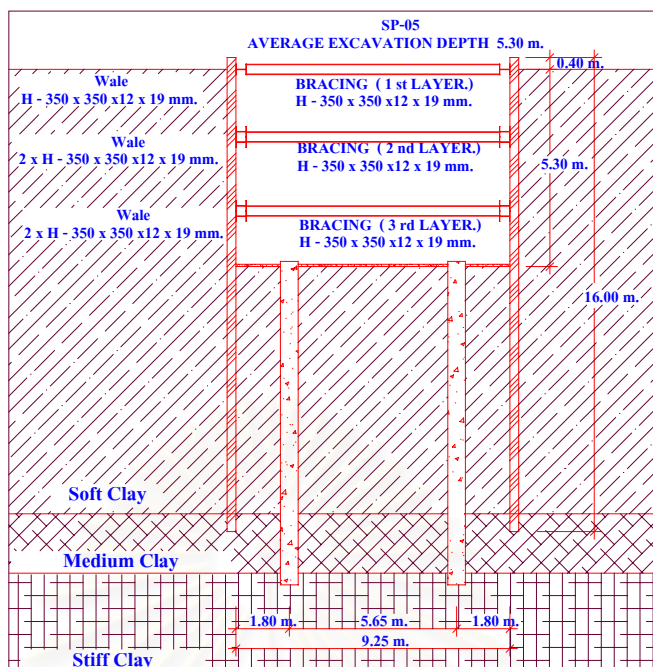
สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



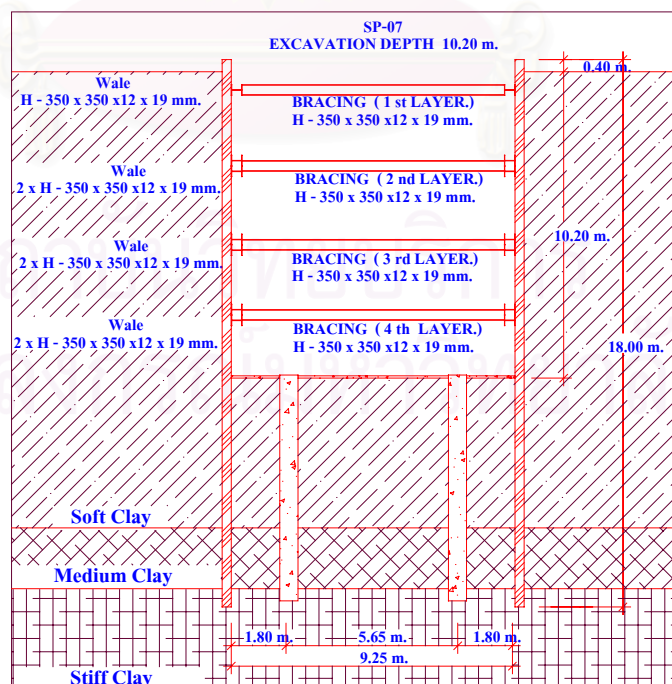
รูปที่ 3.10 (ก) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-02



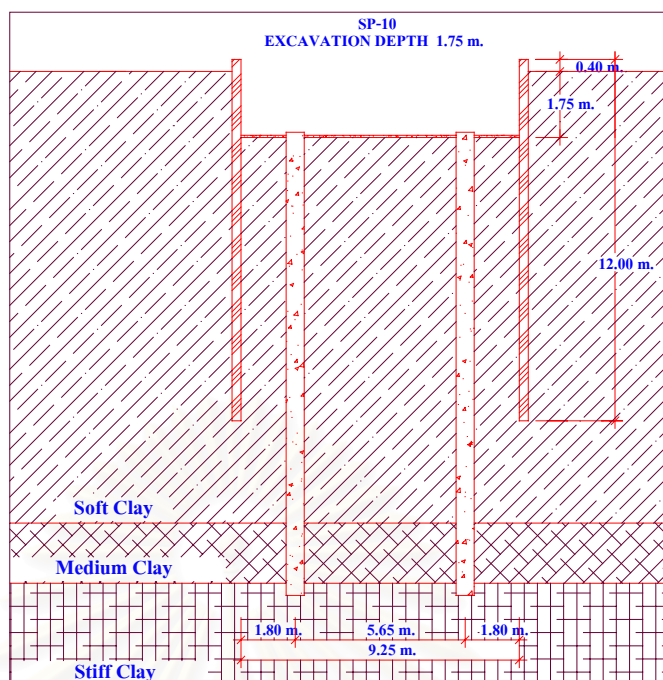
รูปที่ 3.10 (ข) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-03



รูปที่ 3.10 (ค) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-05



รูปที่ 3.10 (ง) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-07



รูปที่ 3.10 (จ) แสดงระดับขุดและการติดตั้งระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในตำแหน่ง SP-10

ตารางที่ 3.4 แสดงรายละเอียดงานขุดแต่ละตำแหน่งของอุโมงค์

ตำแหน่งอุโมงค์	ความยาวเสาเข็มพืด, เมตร	ความกว้าง, เมตร.	ความลึก, เมตร.
SP-02	18.00	9.25	9.80
SP-03	18.00	9.25	8.20
SP-05	16.00	9.25	5.30
SP-07	18.00	9.25	10.20
SP-10	12.00	9.25	1.75

3.3.3 ลักษณะโครงสร้างของอุโมงค์ ประเภทของโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดหล่อในที่ มีความยาวประมาณ 320 เมตร จุดเริ่มต้นของอุโมงค์ Cut and Cover จะอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนและมีระดับความลึกเริ่มต้นที่ -11.694 เมตร จนถึงระดับผิวดิน และอุโมงค์จะมีความชันประมาณ 4.2 - 4.5 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 3.11 ในระหว่างการก่อสร้างอุโมงค์ จะแบ่งการก่อสร้างอุโมงค์ออกเป็น 12 ช่วง โดยแต่ละช่วงมีความยาวดังแสดงในตารางที่ 3.5 และจุดเชื่อมต่อของโครงสร้างจะสร้างให้เป็นจุดที่สามารถขยายตัวได้ (Expansion Joint) โดยที่ SP-01, SP-02, SP-03 จนถึง SP-12 จะเป็นสัญลักษณ์ที่ใช้แทนตำแหน่งแต่ละช่วงของอุโมงค์

3.3.3.1 ลักษณะของอุโมงค์ Cut and Cover สามารถแยกออกเป็น 2 ประเภท คือ ประเภทอุโมงค์ที่อยู่ใต้ดินจะมีลักษณะเป็นกล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและประเภทอุโมงค์ที่อยู่ในระดับผิวดินจะมีลักษณะเป็นรูปกล่องเปิด จากลักษณะของอุโมงค์ดังกล่าวสามารถแสดงรายละเอียดได้ดังนี้

ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 1 จะอยู่ในระดับความลึกตั้งแต่ -11.694 เมตร ถึง -8.547 เมตร เป็นระดับที่ลึกที่สุดของอุโมงค์ Cut and Cover จะอยู่ในตำแหน่ง SP-01, SP-02 และ SP-03 ลักษณะของโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นกล่องรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดยมีขนาดต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.12 (ก)

ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 2 จะอยู่ในระดับความลึกตั้งแต่ -8.547 เมตร ถึง -2.893 เมตร จะอยู่ในตำแหน่ง SP-04, SP-05, SP-06 และ SP-08 ลักษณะของโครงสร้างที่มีลักษณะคล้ายกับอุโมงค์ในแบบที่ 1 แต่มีขนาดของความหนาที่บางกว่า ดังแสดงในรูปที่ 3.12 (ข)

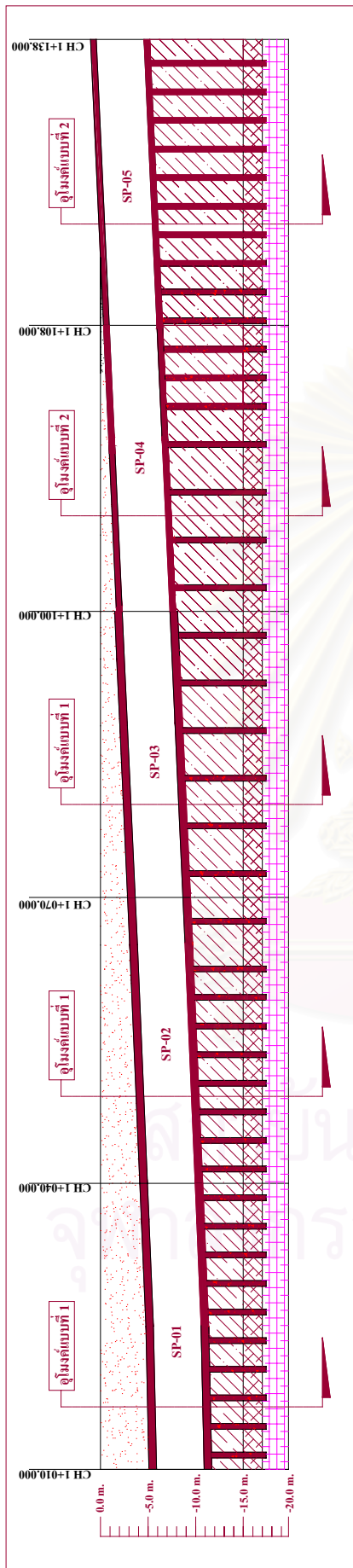
ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 3 จะอยู่ในระดับความลึก -10.175 เมตร และมีความยาว 12.10 เมตร เป็นโครงสร้างที่มีลักษณะพิเศษคือ มีส่วนของบ่อรับน้ำใต้แนวเส้นทางของอุโมงค์ และเป็นที่ระบายน้ำของเส้นทางอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.12 (ค)

ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 4 จะอยู่ในระดับความลึกตั้งแต่ -3.794 เมตร ถึง -1.067 เมตร เป็นโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นรูปกล่องเปิดและเป็นช่วงของอุโมงค์ที่ขึ้นสู่ผิวดินจึงไม่มีส่วนที่เป็นหลังคา (Roof) ของอุโมงค์และส่วนปลายของผนังจะมีความสูงต่างกับผิวดินเท่ากับ 2.4 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.12 (ง)

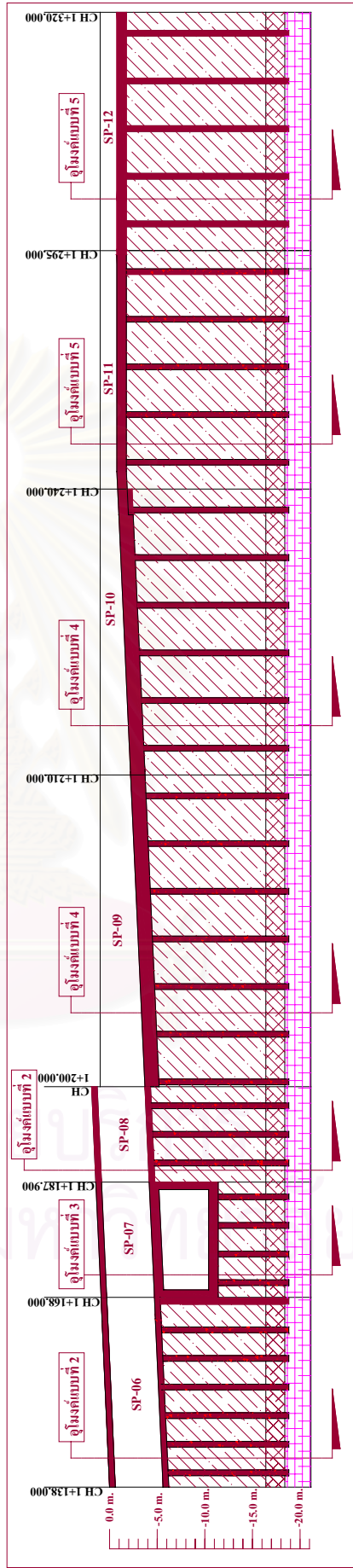
ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 5 จะเป็นช่วงความยาวสุดท้ายของอุโมงค์ที่ต่อมาจากอุโมงค์ในแบบที่ 4 และเป็นโครงสร้างที่มีลักษณะเป็นรูปกล่องเปิด โดยผนังของอุโมงค์จะมีความสูงต่างกับผิวดินเท่ากับ 2.4 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.12 (จ)

ตารางที่ 3.5 แสดงรายละเอียดความยาวของอุโมงค์

ตำแหน่งอุโมงค์	ความยาวอุโมงค์, เมตร		ลักษณะอุโมงค์
SP-02	CH 1+040.0 ถึง CH 1+070.0	30.0 เมตร	แบบที่ 1
SP-03	CH 1+070.0 ถึง CH 1+108.0	38.0 เมตร	แบบที่ 1
SP-05	CH 1+138.0 ถึง CH 1+168.0	30.0 เมตร	แบบที่ 2
SP-07	CH 1+187.9 ถึง CH 1+200.0	12.1 เมตร	แบบที่ 3
SP-10	CH 1+240.0 ถึง CH 1+270.0	30.0 เมตร	แบบที่ 4
SP-12	CH 1+295.0 ถึง CH 1+320.0	25.0 เมตร	แบบที่ 5

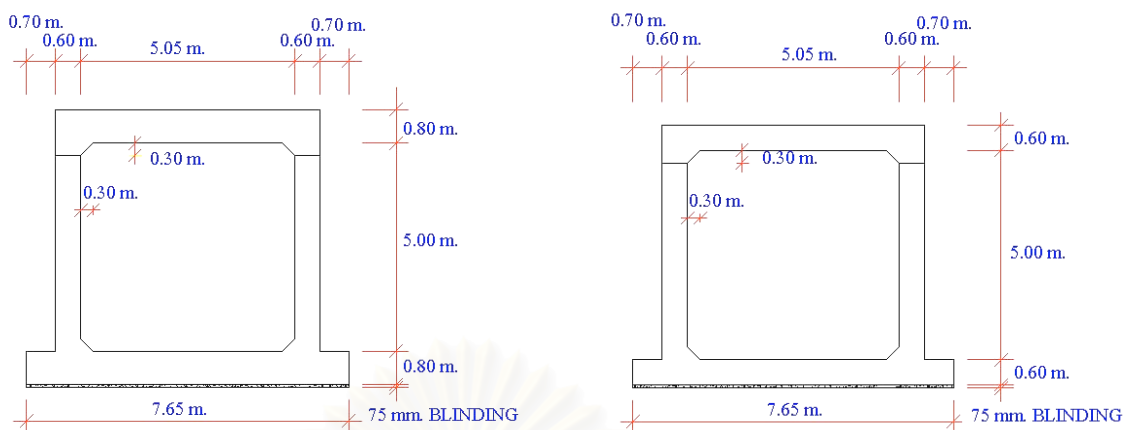


(ก)



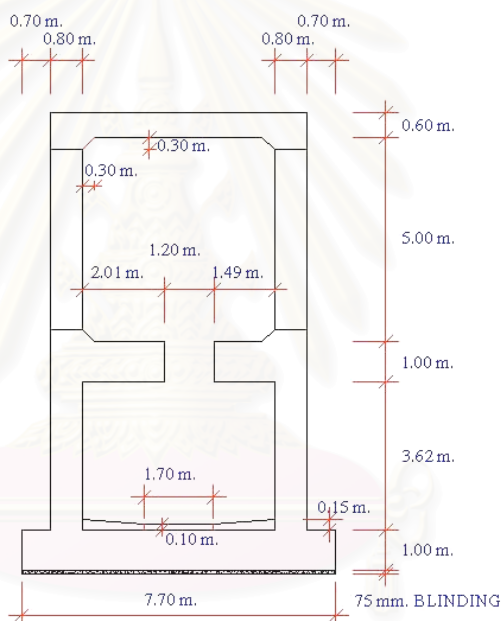
(ข)

รูปที่ 3.11 แสดงลักษณะโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover และลักษณะฐานรากเสาเข็ม

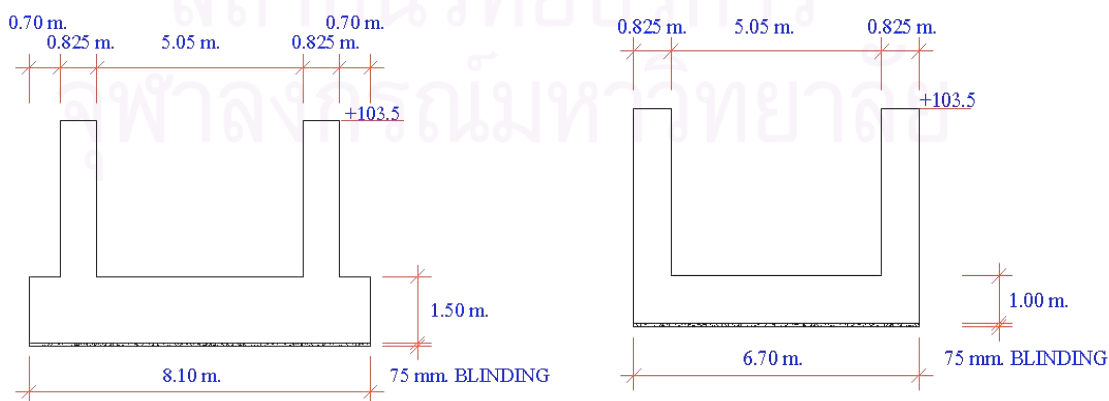


รูปที่ 3.12 (ก) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 1

รูปที่ 3.12 (ข) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 2



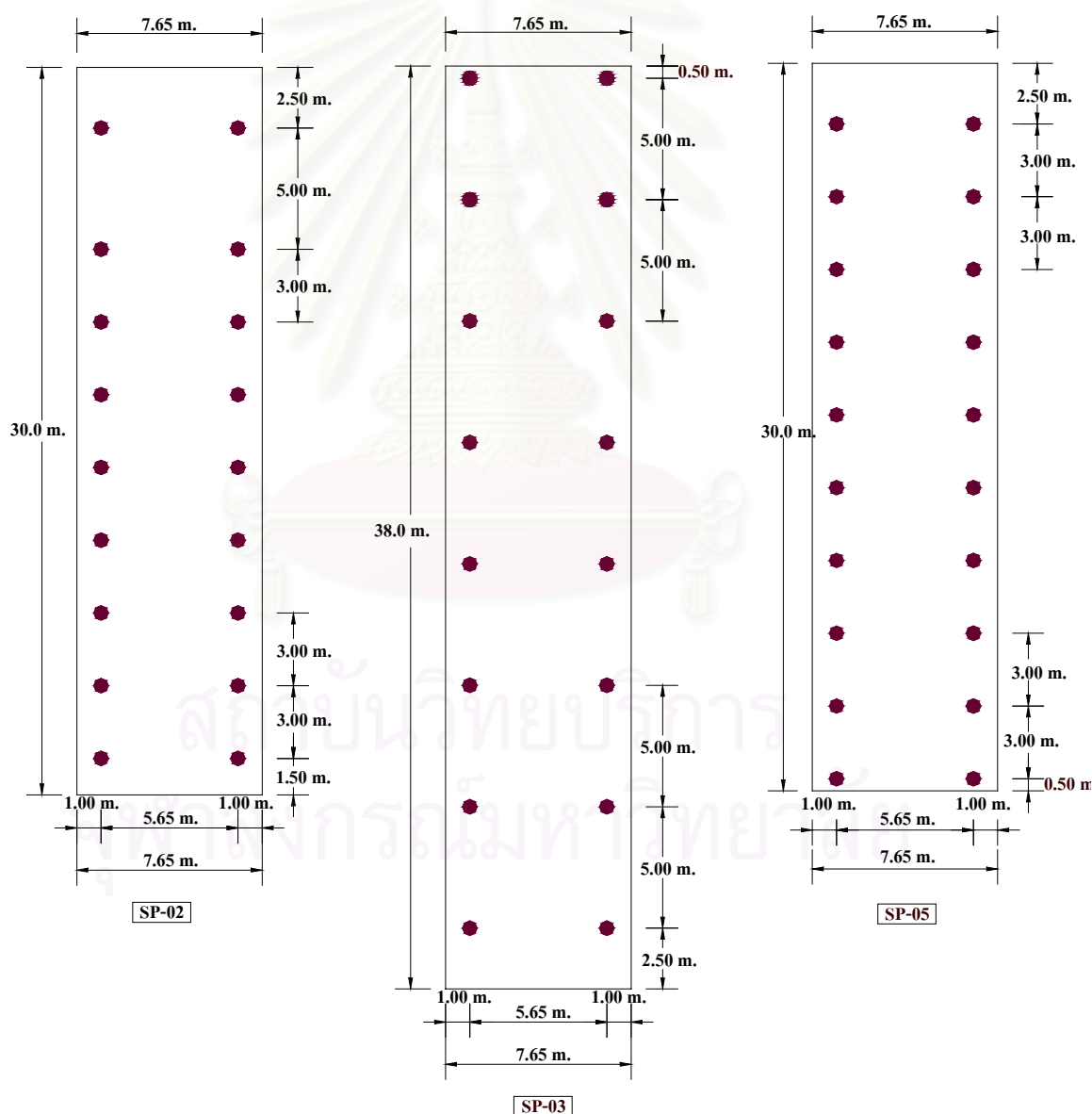
รูปที่ 3.12 (ค) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 3



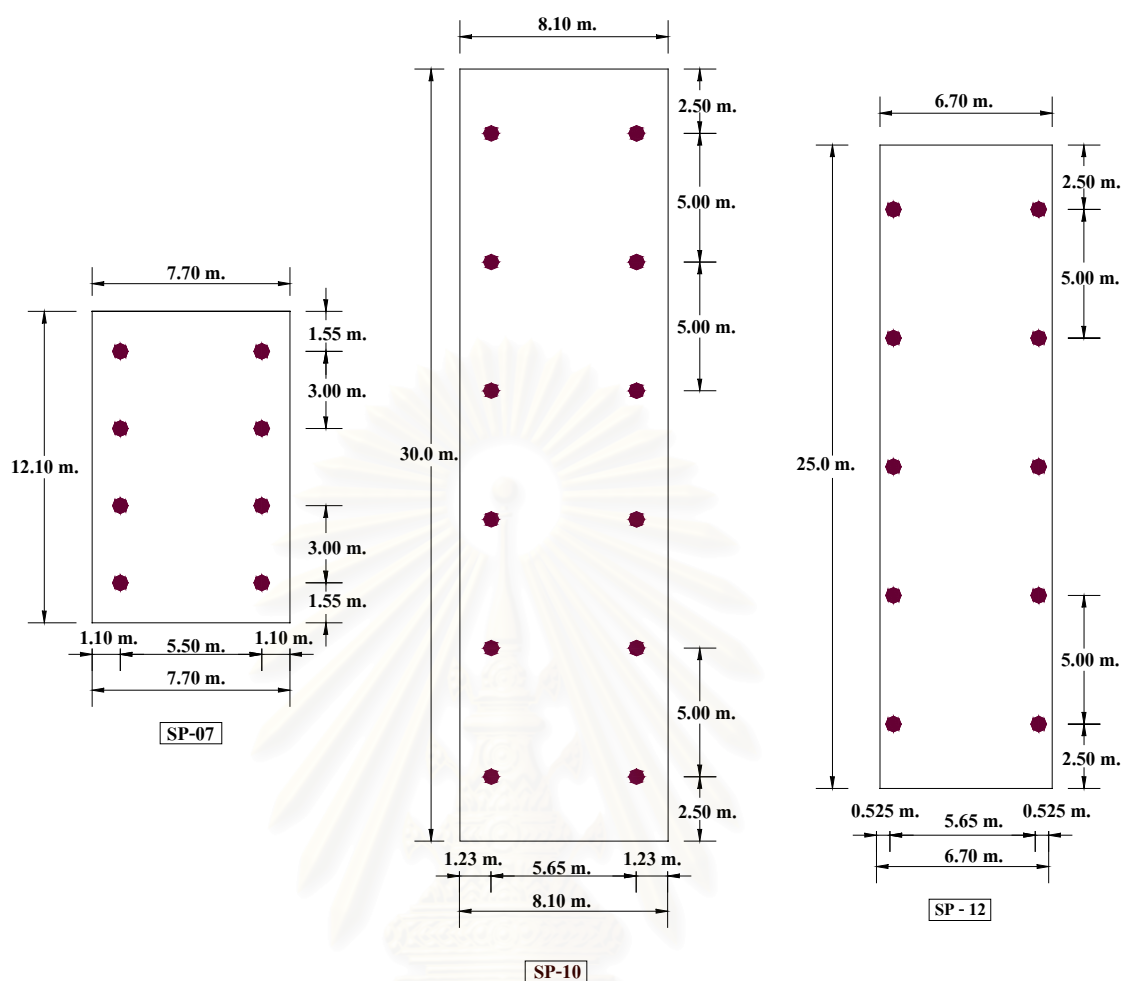
รูปที่ 3.12 (ง) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 4

รูปที่ 3.12 (จ) ลักษณะของอุโมงค์ในแบบที่ 5

3.3.3.2 ลักษณะของระบบฐานรากเสาเข็ม เนื่องจากอุโมงค์ Cut and Cover อยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ต่ำและมีการทรุดตัวที่สูง จึงจำเป็นต้องใช้ระบบฐานรากเสาเข็มเพื่อส่งถ่ายแรงลงสู่ชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนที่สูงกว่า ดังนั้นในโครงการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้ใช้ฐานรากเสาเข็มเจาะที่ก่อสร้างโดยใช้ระบบเจาะแบบแห้ง (Bore Pile Dry Process) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.60 เมตร มีแนวของเสาเข็ม 2 แนว และมีระยะห่างระหว่างแนวเสาเข็ม 5.65 เมตรและ ระยะห่างระหว่างต้น (Spacing) 2 ระยะคือ 3 เมตร และ 5 เมตร แสดงในรูปที่ 3.13 ในส่วนของตำแหน่งปลายเสาเข็มทุกต้นจะอยู่ในระดับเดียวกันทั้งคือ -17.40 เมตร และหยั่งอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ส่วนระดับของหัวเสาเข็มจะเปลี่ยนแปลงไปตามระดับของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.11

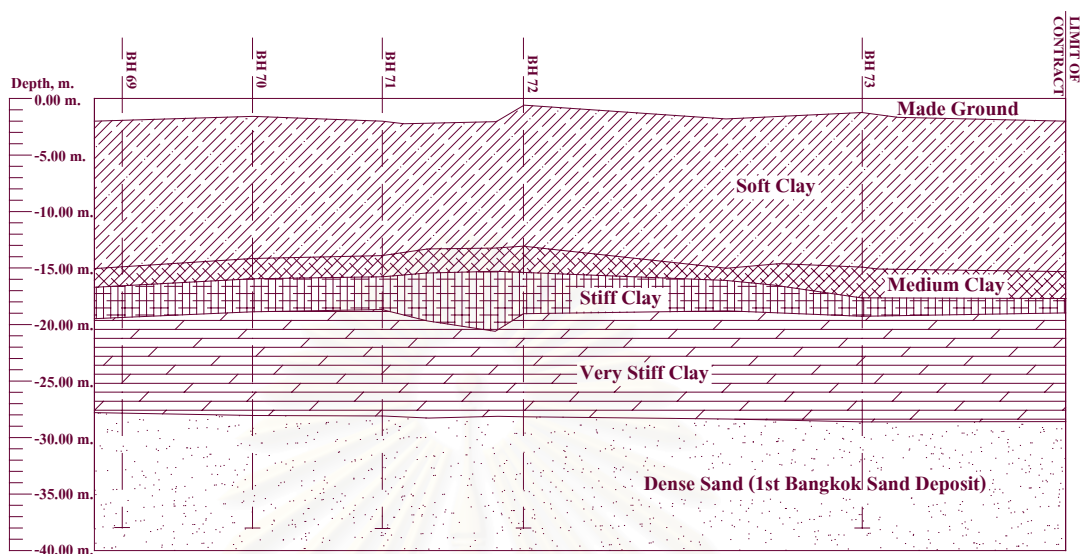


รูปที่ 3.13 แสดง Plan ตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละช่วงของอุโมงค์

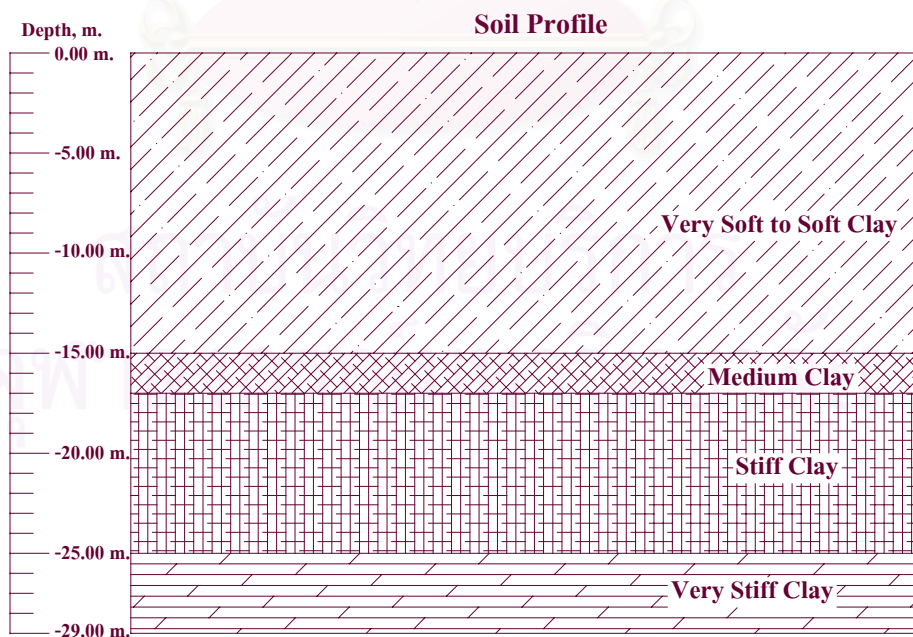


รูปที่ 3.13 (ต่อ) แสดง Plan ตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละช่วงของอุโมงค์

3.3.4 ลักษณะของชั้นดินและข้อมูลการเจาะสำรวจดิน ลักษณะของชั้นดินตลอดแนวเส้นทางอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.14 จะประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมากหรือ Soft to Very Soft Clay มีความหนาของชั้นดินประมาณ 14-16 เมตร มีค่ากำลังรับแรงเฉือนประมาณ 1.3 ตัน/ตารางเมตร ชั้นต่อไปเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางหรือ Medium Clay มีความหนาของชั้นดินประมาณ 2 เมตร และมีค่ากำลังรับแรงเฉือนประมาณ 3 ตัน/ตารางเมตร ชั้นถัดไปคือ ชั้นดินเหนียวแข็งหรือ Stiff Clay มีความหนาของชั้นดินประมาณ 7-8 เมตร และมีค่า SPT – N Valve ประมาณ 8 ครั้ง/ฟุต ในชั้นสุดท้ายเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมากหรือ Very Stiff Clay มีความหนาของชั้นดินประมาณ 4 เมตร และมีค่า SPT – N Valve ประมาณ 20 ครั้ง/ฟุต จากข้อมูลชั้นดินที่กล่าวมาสามารถแสดงชั้นดินโดยสังเขปได้ในรูปที่ 3.15

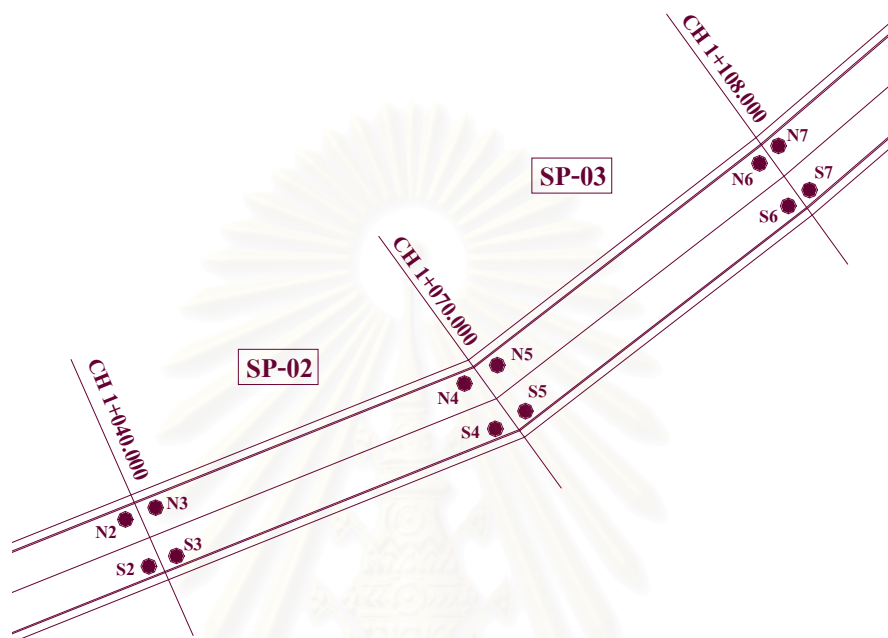


รูปที่ 3.14 แสดงลักษณะชั้นดินตามแนวยาวของเส้นทางอุโมงค์

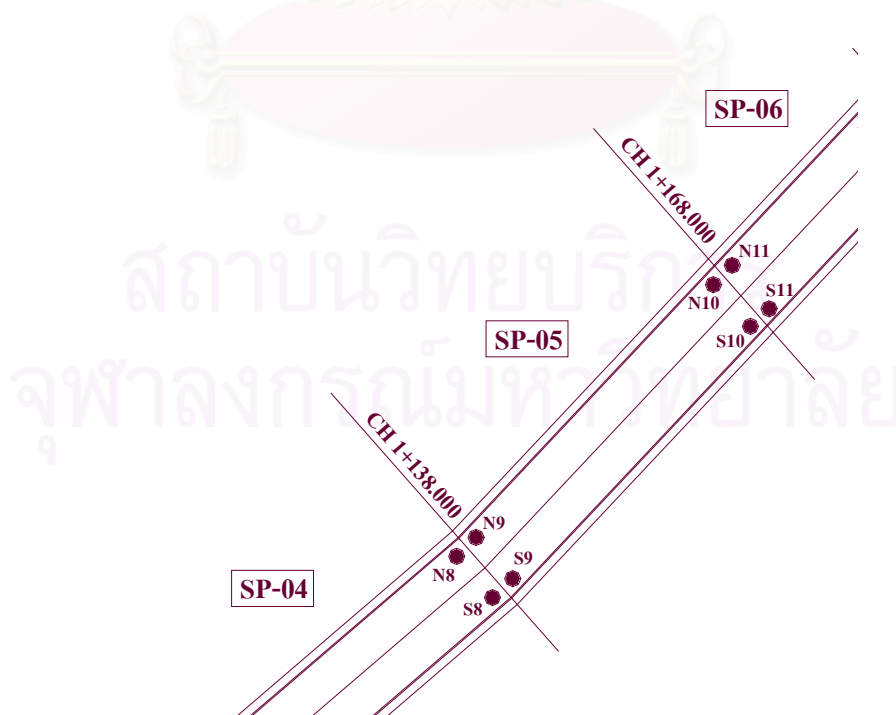


รูปที่ 3.15 แสดงลักษณะชั้นดินโดยสังเขป

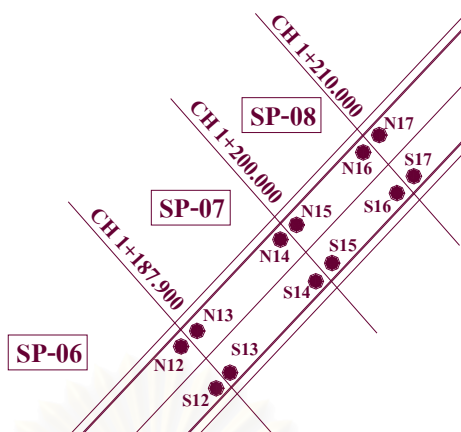
3.3.5 ตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือ การติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวของโครงสร้างอุโมงค์ในขณะที่ทำการก่อสร้างตลอดจนเสร็จสิ้นการก่อสร้าง โดยจะทำการติดตั้ง Plate Settlement Point ทั้งหมด 4 ตำแหน่งต่อความยาวอุโมงค์หนึ่งช่วง และจะติดตั้งทุกช่วงตลอดความยาวอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.16



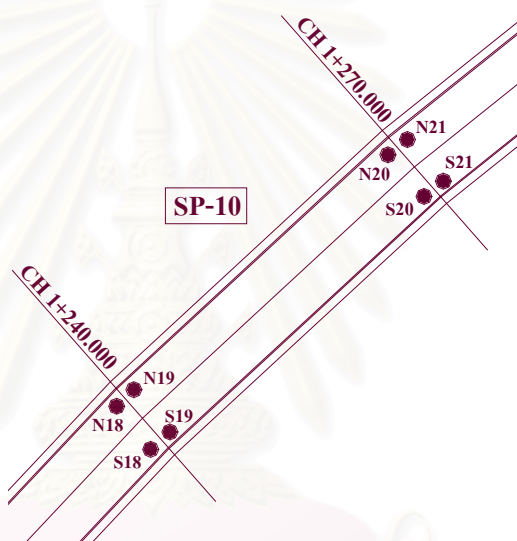
รูปที่ 3.16 (ก) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-02 และ SP-03



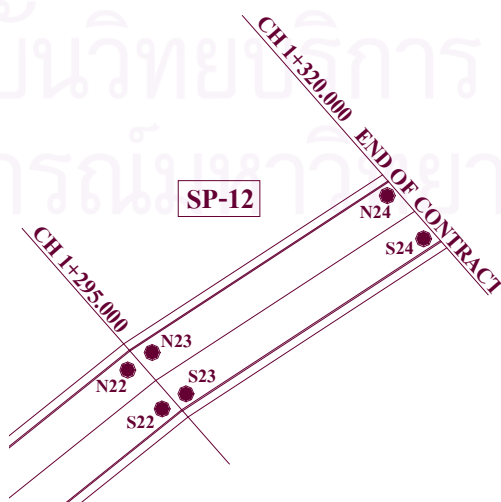
รูปที่ 3.16 (ข) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-05



รูปที่ 3.16 (ค) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-07



รูปที่ 3.16 (ง) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-10



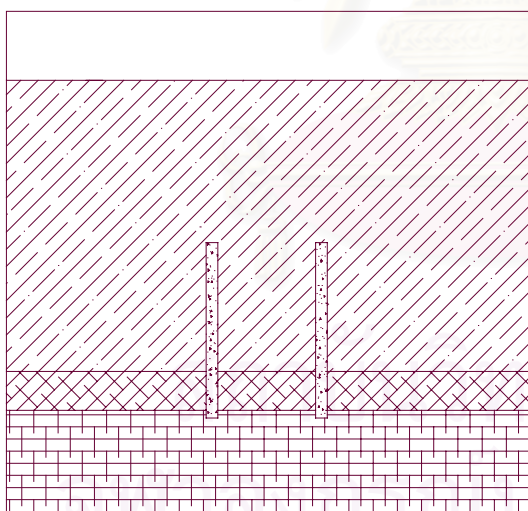
รูปที่ 3.16 (จ) แสดงตำแหน่ง Plate Settlement Point ของ SP-12

3.4 ขั้นตอนวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover

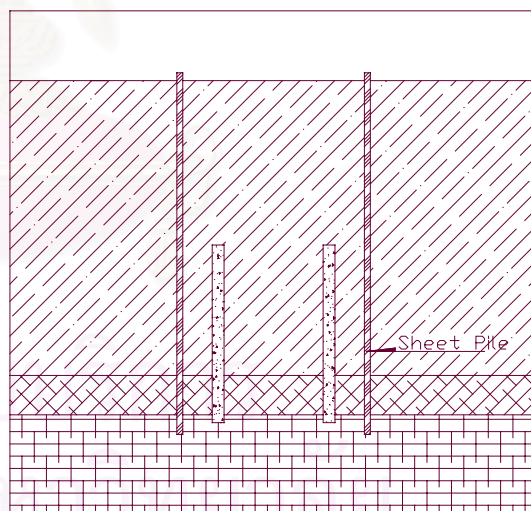
วิธีการก่อสร้างอุโมงค์ในโครงการที่ทำการวิจัยแห่งนี้ได้ใช้วิธีขุดและกลบกลับ (Cut and Cover Method) ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้เทคโนโลยีในการก่อสร้างปกติทั่วไป ราคาค่าก่อสร้างที่ไม่สูงนัก และเหมาะในการก่อสร้างอุโมงค์ในระดับตื้น ซึ่งไม่ลึกเกินไปโดยอาศัยการก่อสร้างจากผิวดิน และเป็นวิธีที่ต้องการพื้นที่ในการก่อสร้างมาก โดยวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover มีขั้นตอนโดยสังเขปดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 เริ่มด้วยการก่อสร้างเสาเข็มเจาะที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 0.60 เมตร โดยวิธี Bore Pile Dry Process ให้ได้ตรงตามตำแหน่งทั้งระดับหัวเสาเข็มและปลายเสาเข็ม โดยปลายเสาเข็มจะอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง และอยู่ในระดับเดียวกันทั้งหมด คือที่ระดับ -17.4 เมตร จากรูปที่ 3.17 แสดงถึงการก่อสร้างเสาเข็ม

ขั้นตอนที่ 2 เป็นขั้นตอนการติดตั้งระบบกำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.18 โดยเริ่มจากตอกเสาเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile) ลงไปในชั้นดิน และให้ปลายเสาเข็มพืดอยู่ในระดับตามที่กำหนด ส่วนปลายด้านบนของเสาเข็มพืดจะให้อยู่เหนือผิวดินประมาณ 0.40 เมตร เพื่อป้องกันน้ำที่จะไหลลงสู่ฐานขุด



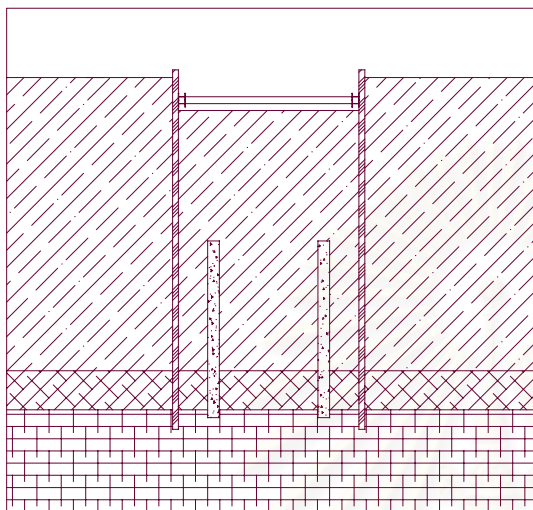
รูปที่ 3.17 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็ม



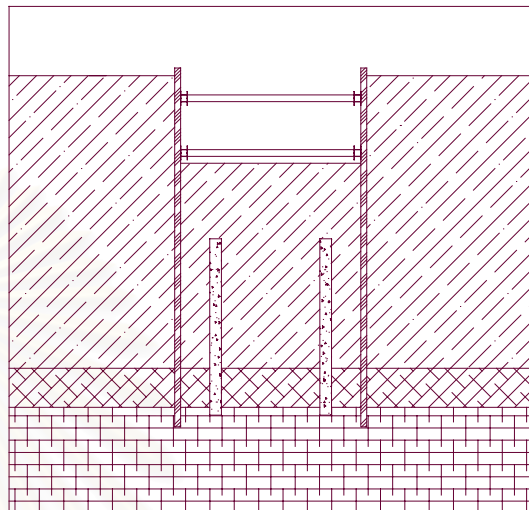
รูปที่ 3.18 ขั้นตอนการติดตั้งเสาเข็มพืด

ขั้นตอนที่ 3 เป็นขั้นตอนการขุด โดยจะเริ่มจากระดับผิวดินจนถึงระดับที่ต่ำกว่าระดับค้ำยัน (Strut) ชั้นแรกประมาณ 0.30 เมตร และทำการติดตั้งค้ำยันชั้นแรกให้ตรงตามระดับที่ได้กำหนด ดังแสดงในรูปที่ 3.19 เมื่อทำการติดตั้งค้ำยันชั้นแรกแล้วเสร็จ จะเริ่มทำการขุดต่อไป จนถึงระดับที่ต่ำกว่าระดับค้ำยันชั้นที่สองประมาณ 0.30 เมตร และจะทำการติดตั้งค้ำยันชั้นที่สอง ดังแสดงในรูปที่ 3.20 หลังจากติดตั้งค้ำยันชั้นที่สองเสร็จ และจะเริ่มทำการขุดต่อไปจนถึงระดับที่ต่ำ

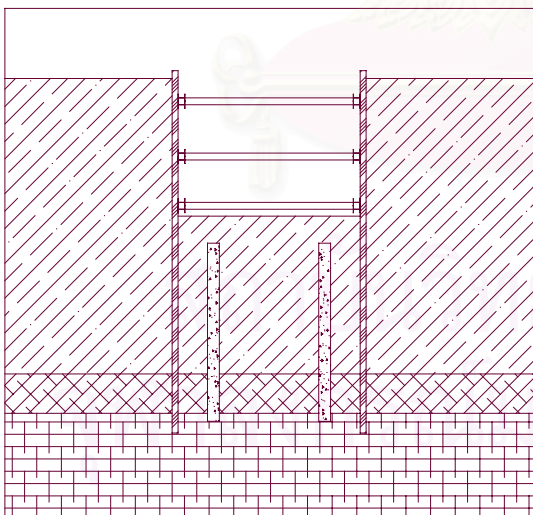
กว่าระดับค้ำยันชั้นที่สามประมาณ 0.30 เมตร และติดตั้งค้ำยันชั้นที่สาม ดังแสดงในรูปที่ 3.21 หลังจากทำการติดตั้งค้ำยันชั้นที่สาม ขึ้นต่อไปจะขุดจนถึงระดับหัวเสาเข็ม และถมทรายหนา 0.10 เมตร พร้อมทั้งบดอัด และเทคอนกรีตหยาบหนา 0.075 เมตร บนทรายถม ดังแสดงในรูปที่ 3.22



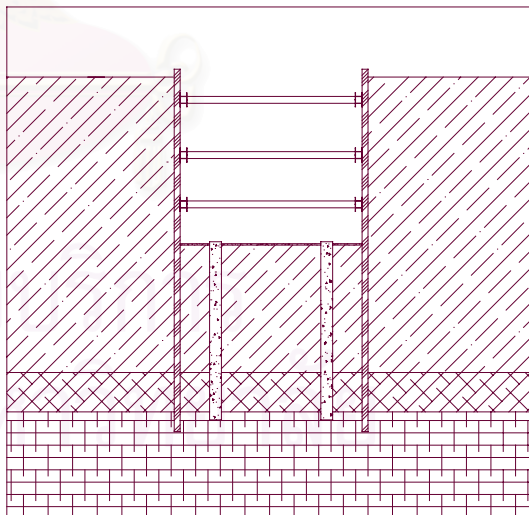
รูปที่ 3.19 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 1



รูปที่ 3.20 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 2



รูปที่ 3.21 ขั้นตอนการติดตั้งค้ำยันชั้นที่ 3



รูปที่ 3.22 ขั้นตอนการขุดถึงระดับหัวเสาเข็ม



รูปที่ 3.23 แสดงการติดตั้งเสาเข็มพืด



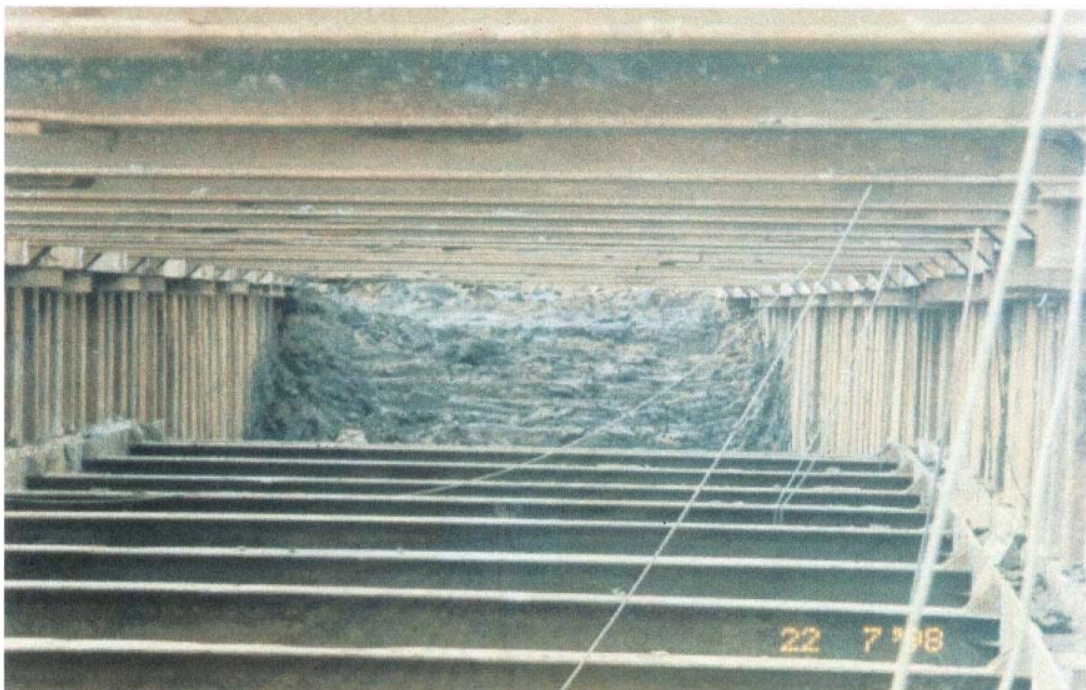
รูปที่ 3.24 แสดงการติดตั้งระบบกำแพงชั้นที่ 1



รูปที่ 3.25 แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 1 ในส่วนด้านปลายของแนวขุด



รูปที่ 3.26 (ก) แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 2



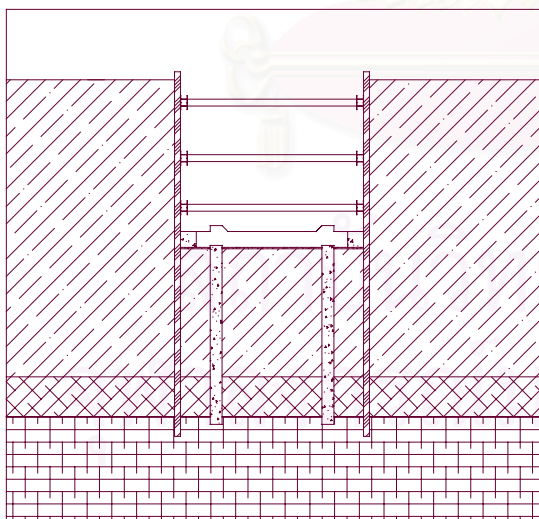
รูปที่ 3.26 (ข) แสดงการติดตั้งระบบค้ำยันชั้นที่ 2



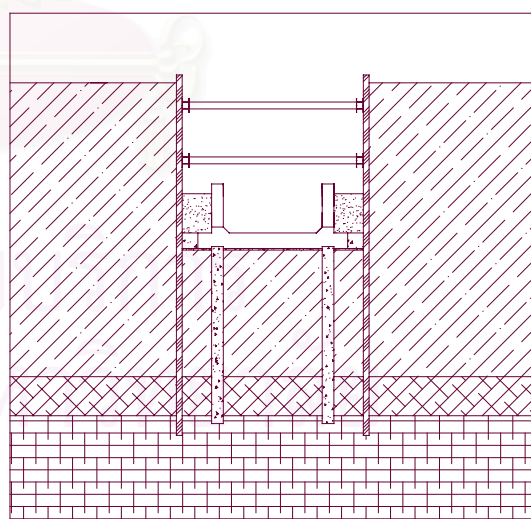
รูปที่ 3.27 แสดงการติดตั้งค้ำยันเมื่อขุดถึงระดับหัวเสาเข็ม

ขั้นตอนที่ 4 เป็นขั้นตอนการเทคอนกรีตเพื่อทำเป็นแบบก่อสร้างฐานของอุโมงค์และ เป็นส่วนที่ช่วยป้องกันการเคลื่อนตัวของเสาเข็มพีคในระดับแนวขุด หลังจากนั้นจะก่อสร้างฐาน ของอุโมงค์ ดังแสดงในรูปที่ 3.28 ซึ่งในส่วนของฐานอุโมงค์ส่วนนี้จะเป็นส่วนที่เชื่อมต่อกับเสาเข็ม ที่ได้ทำการก่อสร้างไว้ตั้งแต่เริ่มต้น และเมื่อก่อสร้างฐานอุโมงค์แล้วเสร็จจะทำการติดตั้ง Plate Settlement Point เพื่อตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์

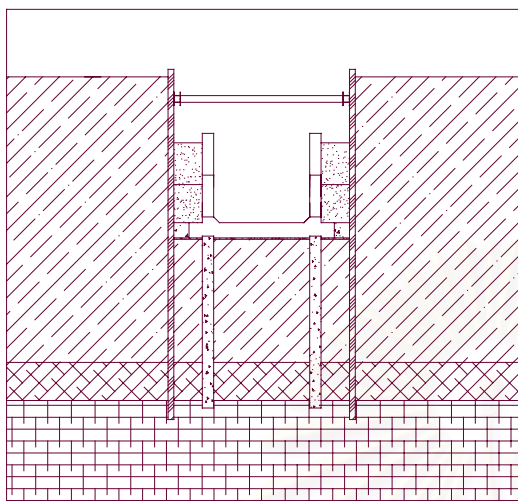
ขั้นตอนที่ 5 จะทำการรื้อระบบค้ำยันชั้นที่สาม และเริ่มก่อสร้างผนังของอุโมงค์ชั้นที่ หนึ่ง สูง 2.5 เมตร เมื่อเสร็จจากก่อสร้างผนังอุโมงค์จะทำการถมทรายระหว่างผนังของอุโมงค์กับ กำแพงกันดินสูง 2 เมตร และในระหว่างถมทรายจะทำการบดอัดเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของ กำแพงกันดิน ดังแสดงในรูปที่ 3.29 ลำดับต่อไปเป็นการรื้อถอนค้ำยันชั้นที่สอง เพื่อที่จะทำการก่อสร้างผนังของอุโมงค์ชั้นที่สอง สูง 2.5 เมตร ซึ่งต่อจากส่วนของผนังที่แล้ว เมื่อเสร็จจะทำการก่อสร้างผนังของอุโมงค์ หลังจากนั้นจะทำการถมทรายสูง 3.00 เมตร พร้อมทั้งบดอัด ดังแสดงในรูปที่ 3.30 ขั้นตอนต่อไปจะทำการก่อสร้างส่วนที่เป็นหลังคาของอุโมงค์ และจะถมทรายจนถึงระดับได้ ค้ำยันชั้นแรกประมาณ 0.30 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.31 ขั้นตอนต่อไปทำการรื้อถอนค้ำยันชั้นแรก เพื่อที่จะทำการถมทรายพร้อมทั้งบดอัดให้ถึงระดับผิวดินเดิม ดังแสดงในรูปที่ 3.32 หลังจากนั้นจะ ทำการรื้อเสาเข็มพีค ดังแสดงในรูปที่ 3.33 เมื่อรื้อถอนเสาเข็มพีคออกเป็นอันเสร็จสิ้นขั้นตอนการ ก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีการก่อสร้าง Cut and Cover Method



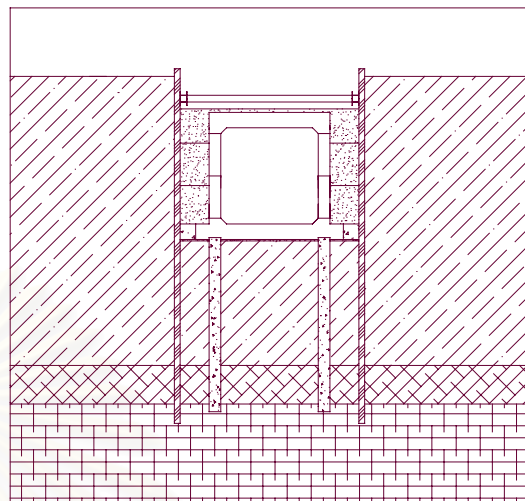
รูปที่ 3.28 ขั้นตอนการก่อสร้างฐานอุโมงค์



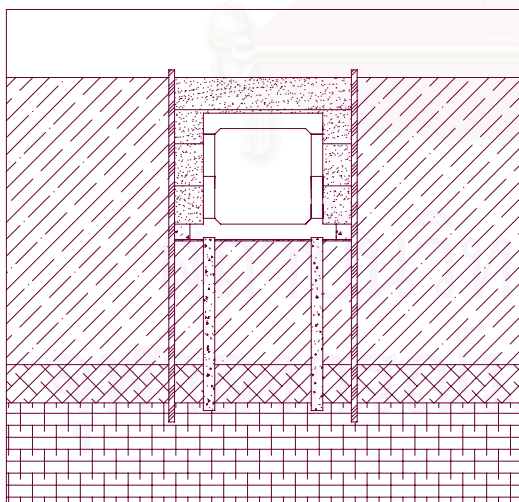
รูปที่ 3.29 ขั้นตอนการก่อสร้างผนังชั้นที่ 1



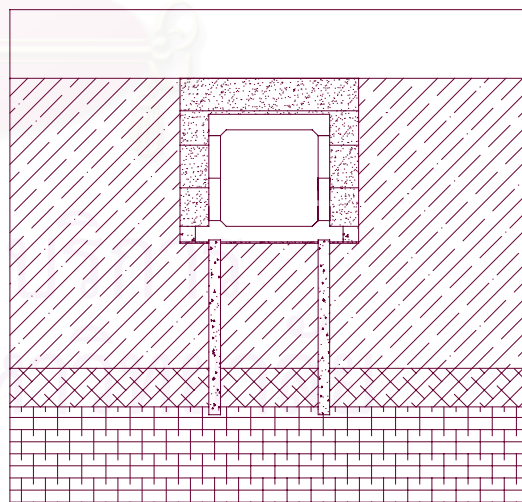
รูปที่ 3.30 ขั้นตอนการก่อสร้างผนังชั้นที่ 2



รูปที่ 3.31 ขั้นตอนการก่อสร้างหลังคาอุโมงค์



รูปที่ 3.32 ขั้นตอนการถมทรายจนถึงผิวดิน



รูปที่ 3.33 ขั้นตอนการรื้อถอนเสาเข็มพีค



รูปที่ 3.34 แสดงการก่อสร้างผนังอุโมงค์



รูปที่ 3.35 แสดงการถมดินกลับสู่ผิวดินเดิม

3.5 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

ในการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้ได้ทำการติดตั้งเครื่องมือวัดการทรุดตัวของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่คือ Plate Settlement Point จำนวน 4 จุด ต่อความยาวของอุโมงค์หนึ่งช่วง และในการเก็บข้อมูลการทรุดตัวจะใช้กล้องระดับตรวจวัดการทรุดตัว ระยะเวลาในการเก็บข้อมูลจะเริ่มจากในระหว่างการก่อสร้างจนกระทั่งจบการก่อสร้าง เมื่อจบจากงานก่อสร้างได้ทำการเก็บข้อมูลต่อไปอีก จนกระทั่งพบว่าทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ได้หยุดลง ผลการเก็บข้อมูลตรวจวัดการทรุดตัวสูงสุดของอุโมงค์ Cut and Cover ที่เกิดขึ้นในตำแหน่ง SP-02, SP-03, SP-05, SP-07, SP-10 และ SP-12 ดังแสดงตารางที่ 3.6

ตารางที่ 3.6 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวสูงสุดในแต่ละตำแหน่ง

Location	Settlement; (ID)	Movement; (mm.)	Average Movement, (mm.)
SP - 02	N3	-154	-158 mm.
	S3	-143	
	N4	-165	
	S4	-170	
SP - 03	N5	-166	-150 mm.
	S5	-175	
	N6	-121	
	S6	-135	
SP - 05	N9	-59	-67 mm.
	S9	-58	
	N10	-73	
	S10	-78	
SP - 07	N13	-166	-178 mm.
	S13	-188	
	N14	-177	
	S14	-182	

ตารางที่ 3.6(ต่อ) แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวสูงสุดในแต่ละตำแหน่ง

Location	Settlement; (ID)	Movement; (mm.)	Average Movement, (mm.)
SP - 10	N19	-110	-106 mm.
	S19	-102	
	N20	-102	
	S20	-111	
SP - 12	N23	-17	-33 mm.
	S23	-26	
	N24	-42	
	S24	-46	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover จากการก่อสร้าง

งานวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมและวิธีการในการประมาณค่าการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover จากการก่อสร้าง และได้ทำการศึกษาในส่วนของเสถียรภาพในงานขุด กำลังของเสาเข็มและกำลังรับแรงแบกทานของดินได้ฐาน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อจะทำการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์ และแนวทางที่เหมาะสมในการประมาณการค่าการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Pile Raft Foundation) และผลกระทบที่เกิดขึ้นจากงานขุดดินในชั้นดินอ่อนกรุงเทพฯ

การวิจัยครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธีของ Terzaghi วิเคราะห์เสถียรภาพของงานขุด ใช้วิธีของ Terzaghi (1943) วิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงแบกทานของดิน วิธี Static Method วิเคราะห์หาค่ากำลังของเสาเข็ม และได้เลือกใช้วิธี Finite Element Method โดยโปรแกรม PLAXIS 7.2 ทำการวิเคราะห์ประมาณค่าการทรุดตัว และศึกษาผลกระทบที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างของอุโมงค์ Cut and Cover ซึ่งมีรายละเอียดและผลการวิเคราะห์ที่ได้ ดังนี้

4.1 ผลการศึกษาลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของชั้นดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง

สถานที่ก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover จะตั้งอยู่ในกรุงเทพฯ และสถานที่ก่อสร้างจะมีชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก (Very Soft to Soft Clay) เป็นชั้นแรก ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) เป็นชั้นที่สอง ดินเหนียวแข็ง (Medium to Stiff Clay) เป็นชั้นที่สาม และดินเหนียวแข็งมาก (Very Stiff Clay) เป็นชั้นสุดท้ายที่ได้ทำการเจาะสำรวจดิน จากลักษณะที่กล่าวมาจะแสดงในรูปที่ 3.14

4.1.1 ผลการศึกษาคูณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน

จากผลการศึกษาคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover จะทำการศึกษาคุณสมบัติต่างๆของแต่ละชั้นดินดังนี้

ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก (Soft to Very Soft Clay) มีความหนาประมาณ 15 เมตร

- มีค่าปริมาณความชื้น (Water Contents, w %) ประมาณ 75 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 78 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 29 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 49 %
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ, $\gamma_t = 16.0 \text{ kN/m}^3$.

ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง(Medium Clay) มีความหนาประมาณ 2 เมตร

- มีค่าปริมาณความชื้น (Water Contents, ω %) ประมาณ 55 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 63 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 25 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 38 %
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ, $\gamma_t = 16.5 \text{ kN/m}^3$.

ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) มีความหนาประมาณ 8 เมตร

- มีค่าปริมาณความชื้น (Water Contents, ω %) ประมาณ 28 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 58 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 24 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 34 %
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ, $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$.

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก(Very Stiff Clay)มีความหนาประมาณ 4 เมตร

- มีค่าปริมาณความชื้น (Water Contents, ω %) ประมาณ 22 %
- ค่าขีดเหลว (Liquid Limit, LL) ประมาณ 45 %
- ค่าขีดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ประมาณ 18 %
- ค่าดัชนีพลาสติกซิติ (Plasticity, PI) เท่ากับ 27 %
- มีค่าความหนาแน่นรวมประมาณ, $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$.

4.1.2 ผลการศึกษาคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดิน

4.1.2.1 ผลการศึกษาคุณสมบัติของดินทางด้านกำลังรับแรงเฉือน

ในการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน จะทำการทดสอบ 2 วิธี คือ การทดสอบการอัดตัวแบบอิสระ (Unconfined Compression Test, UC) และการทดสอบการตอกมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) จากการทดสอบได้ผลการทดสอบแบ่งตามช่วงความลึก ดังต่อไปนี้

จากความลึก 0.00 – 15.00 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี การทดสอบการอัดตัวแบบอิสระ มีค่า $S_u \approx 13 \text{ kN / m}^2$

จากความลึก 15.0 – 17.00 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี การทดสอบการอัดตัวแบบอิสระ มีค่า $S_u \approx 30 \text{ kN / m}^2$

จากความลึก 17.00 – 25.00 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยวิธี การทดสอบการตอกมาตรฐาน มีค่า N-Value ≈ 8 ครั้ง/ฟุต และหลังจากได้ทำการ

แปลงผลการทดสอบจากการทดสอบการตอกมาตรฐานให้มีค่าเท่ากับผลที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวแบบอิสระ โดยใช้กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับ กำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบแบบ Unconfine Compressive Strength (UC) จากรูปที่ 3.6 ได้ค่า $S_u \approx 60 \text{ kN / m}^2$

จากความลึก 25.00 – 29.00 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวแข็งมาก ผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเนื่องโดยวิธี การทดสอบการตอกมาตรฐาน มีค่า N-Value ≈ 20 ครั้ง/ฟุต และหลังจากได้ทำการแปลงผลการทดสอบจากการทดสอบการตอกมาตรฐานให้มีค่าเท่ากับผลที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวแบบอิสระ โดยใช้กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT (N) กับ กำลังรับแรงเนื่องจากการทดสอบแบบ Unconfine Compressive Strength (UC) จากรูปที่ 3.6 ได้ค่า $S_u \approx 150 \text{ kN / m}^2$

4.1.2.2 ผลการศึกษาคุณสมบัติทางด้านการเคลื่อนตัวของดิน

ผลของการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ โดยเครื่อง Oedometer ของตัวอย่างดินในแต่ละชั้น เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณการเคลื่อนตัวของดิน และจากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำสามารถแสดงผลได้ดังนี้

ชั้นดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมาก(Soft to Very Soft Clay)

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร

$$\text{Coefficient of Compressibility, } m_V \approx 1.0 \frac{m^2}{MN}$$

2. ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ

$$\text{Coefficient of Consolidation, } C_V \approx 2.5 \frac{m^2}{\text{year}} \approx 0.7927 \times 10^{-3} \frac{cm^2}{\text{sec}}$$

3. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ

$$\text{Undrained Modulus of Elasticity, } E_u \approx 6250 \frac{kN}{m^2}$$

4. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ

$$\text{Drained Modulus of Elasticity, } E' \approx 5000 \frac{kN}{m^2}$$

ชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง(Medium Clay)

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร

$$\text{Coefficient of Compressibility, } m_V \approx 0.5 \frac{m^2}{MN}$$

2. ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ

$$\text{Coefficient of Consolidation, } C_v \approx 1.5 \frac{m^2}{\text{year}} \approx 0.4756 \times 10^{-3} \frac{cm^2}{\text{sec}}$$

3. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ

$$\text{Undrained Modulus of Elasticity, } E_u \approx 19250 \frac{kN}{m^2}$$

4. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ

$$\text{Drained Modulus of Elasticity, } E' \approx 15400 \frac{kN}{m^2}$$

ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay)

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร

$$\text{Coefficient of Compressibility, } m_v \approx 0.1 \frac{m^2}{MN}$$

2. ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ

$$\text{Coefficient of Consolidation, } C_v \approx 7.0 \frac{m^2}{\text{year}} \approx 2.2197 \times 10^{-3} \frac{cm^2}{\text{sec}}$$

3. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ

$$\text{Undrained Modulus of Elasticity, } E_u \approx 43000 \frac{kN}{m^2}$$

4. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ

$$\text{Drained Modulus of Elasticity, } E' \approx 34400 \frac{kN}{m^2}$$

ชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Very Stiff Clay)

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความอัดตัวเชิงปริมาตร

$$\text{Coefficient of Compressibility, } m_v \approx 0.1 \frac{m^2}{MN}$$

2. ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ

$$\text{Coefficient of Consolidation, } C_v \approx 7.0 \frac{m^2}{\text{year}} \approx 2.2197 \times 10^{-3} \frac{cm^2}{\text{sec}}$$

3. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ

$$\text{Undrained Modulus of Elasticity, } E_u \approx 66000 \frac{kN}{m^2}$$

4. โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ

$$\text{Drained Modulus of Elasticity, } E' \approx 52800 \frac{kN}{m^2}$$

จากการวิเคราะห์คุณสมบัติต่างๆของดินในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง สามารถที่จะสรุปผลการวิเคราะห์ได้ ดังแสดงในตารางที่ 4.1 และตารางที่ 4.2 จากผลการวิเคราะห์คุณสมบัติของดิน จะนำไปทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของงานขุด วิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงแบกทานของดิน วิเคราะห์หาค่ากำลังประลัยของเสาเข็ม และวิเคราะห์ประมาณค่าการทรุดตัวได้เลือกใช้วิธี Finite Element Method โดยโปรแกรม PLAXIS 7.2 ต่อไป

ตารางที่ 4.1 แสดงคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน และคุณสมบัติด้านกำลังของดิน

Soil Type	ΔH (m.)	ω (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	γ_T (kN/m ³)	S_U (kN/m ²)	N (blows/ft)
Soft to Very Soft Clay	15	75	78	29	49	16.0	13	-
Medium Clay	2	55	63	25	38	16.5	30	-
Medium to Stiff Clay	8	28	58	24	34	19.0	60	8
Stiff Clay	4	22	45	18	27	20.0	150	20

ตารางที่ 4.2 แสดงคุณสมบัติทางด้านการเคลื่อนตัวของดิน

Soil Type	m_v (m ² /MN)	C_v (cm ² /sec.)	E_U (kN/m ²)	E' (kN/m ²)
Soft to Very Soft Clay	1.0	0.7927×10^{-3}	6250	5000
Medium Clay	0.5	0.4756×10^{-3}	19250	15400
Medium to Stiff Clay	0.1	2.2197×10^{-3}	43000	34400
Stiff Clay	0.1	2.2197×10^{-3}	66000	52800

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2 ผลการวิเคราะห์ระบบแรงต่างๆที่กระทำต่ออุโมงค์ Cut and Cover

4.2.1 ผลการวิเคราะห์กำลังของเสาเข็ม และกำลังรับแรงแบกทานของดิน

เมื่อพิจารณาขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มที่ใช้ในงานอุโมงค์ Cut and Cover จะมีขนาด 0.60 เมตร มีระยะห่างระหว่างต้น (Spacing) และระยะห่างระหว่างแถว ดังแสดงในรูปที่ 3.13 จากการพิจารณาค่าระยะห่างระหว่างต้น และระหว่างแถวจะมีค่ามากกว่าสามเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง จึงสามารถที่จะพิจารณาพฤติกรรมการวิบัติของเสาเข็มเป็นเสาเข็มเดี่ยวได้ และในการวิเคราะห์จะเริ่มจากการคำนวณหากำลังประลัยของเสาเข็ม (Ultimate Pile Capacity) และคำนวณหา กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดิน (Ultimate Bearing Capacity) ได้ฐานโดยใช้ทฤษฎีในบทที่ 2 ซึ่งผลการคำนวณจะแสดงในตารางที่ 4.3 และรายการคำนวณจะแสดงในภาคผนวก ก

4.2.2 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

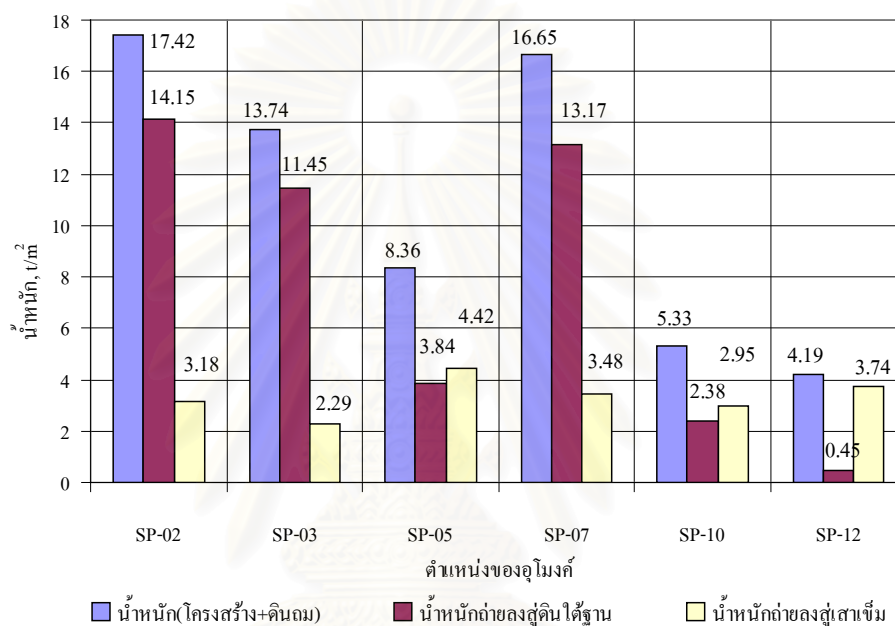
จากระบบโครงสร้างของอุโมงค์ Cut and Cover น้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จะประกอบด้วย น้ำหนักตัวโครงสร้างอุโมงค์ น้ำหนักดินถม และน้ำหนักของเครื่องจักรที่ดำเนินการในระหว่างการก่อสร้าง และจากลักษณะของอุโมงค์จะมีระดับความลึกที่ไม่เท่ากันตลอดเส้นทาง จึงทำให้น้ำหนักที่กระทำ ต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ไม่สม่ำเสมอ แต่ในการวิเคราะห์จะใช้ระดับความลึกเฉลี่ยในแต่ละช่วงของอุโมงค์คำนวณหาน้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่แทน หน่วยน้ำหนักของวัสดุที่ใช้ในการวิเคราะห์จะใช้หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต 2.4 ตัน / ม.³ และหน่วยน้ำหนักของทรายถม 1.9 ตัน / ม.³ จากน้ำหนักที่กล่าวมาจะถูกต้านทาน หรือรองรับโดยเสาเข็มและดินที่อยู่ใต้ฐาน จากการวิเคราะห์น้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในแต่ละช่วงของอุโมงค์จะแสดงในตารางที่ 4.3 และรายการคำนวณจะแสดงในภาคผนวก ก

จากการวิเคราะห์น้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จะพบว่า น้ำหนักของโครงสร้างอุโมงค์และดินทรายที่ถมกลับ จะมีค่าไม่แตกต่างกันมาก เมื่อเทียบกับน้ำหนักของดินเดิมที่ขุดออก แต่น้ำหนักของโครงสร้างอุโมงค์ และดินทรายที่ถมกลับจะถูกรองรับด้วยระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ และจากน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำ เสาเข็มจะเป็นตัวรับน้ำหนักก่อนดินที่อยู่ใต้ฐาน เนื่องจากเสาเข็มมีความแข็ง (Stiffness) มากกว่าดิน และเสาเข็มจะรับน้ำหนักจนกระทั่งถึงจุดกำลังประลัยของเสาเข็ม ส่วนน้ำหนักที่เกินกำลังประลัยจะส่งถ่ายให้แก่ดินที่อยู่ใต้ฐานเป็นตัวรับน้ำหนักต่อไป ตารางที่ 4.3 เป็นผลการคำนวณในการแบ่งน้ำหนักลงสู่เสาเข็ม และลงสู่ดินที่อยู่ใต้ฐานในแต่ละช่วงของอุโมงค์ และรายการคำนวณจะแสดงในภาคผนวก ก

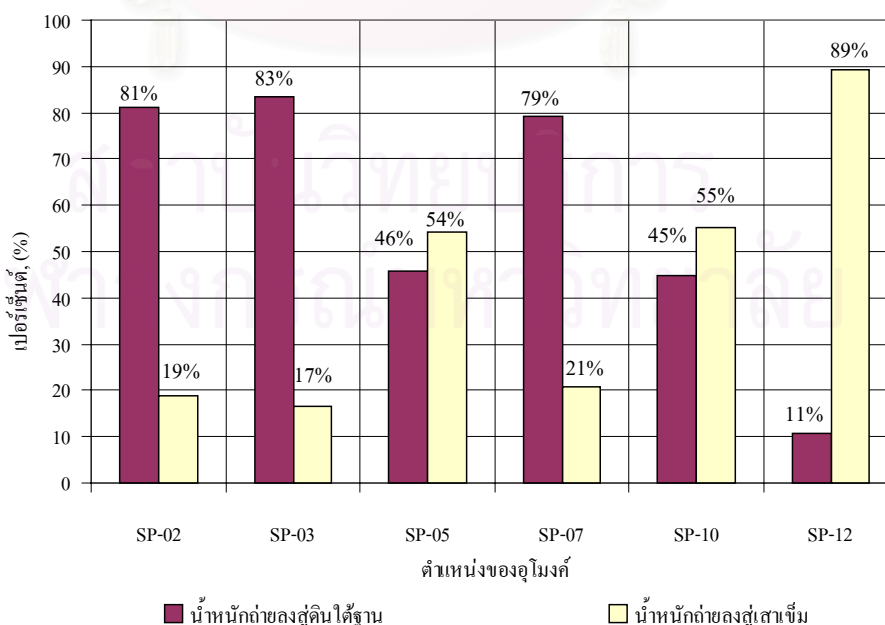
ตารางที่ 4.3 แสดงผลการวิเคราะห์ระบบแรงต่างๆที่กระทำต่ออุโมงค์ Cut and Cover

Detail	Location of Tunnel					
	SP-02	SP-03	SP-05	SP-07	SP-10	SP-12
Average Pile Length, (m.)	7.24	8.63	11.51	7.23	15.30	17.00
Average Excavation Depth, (m.)	9.80	8.20	5.30	10.20	1.75	0.40
Ultimate Pile Capacity, (ton)	40.52	43.84	50.76	40.49	59.83	62.67
Ultimate Bearing Capacity (q_u), (t/m^2)	20.62	18.06	13.40	21.23	7.74	5.58
Weight of (Structure+Back Fill) ($q_{applied}$), (t/m^2)	17.42	13.74	8.36	16.65	5.33	4.19
Average Load Transfer to Subsoil (Q_{net}), (t/m^2)	14.15	11.45	3.84	13.17	2.38	0.45
Percentage of Load carry on Subsoil, (%)	81	83	46	79	45	11
Percentage of Load carry on Pile, (%)	19	17	54	21	55	89
Factor of Safety, ($F.S = q_u \div q_{applied}$)	1.46	1.58	3.49	1.61	3.25	12.40

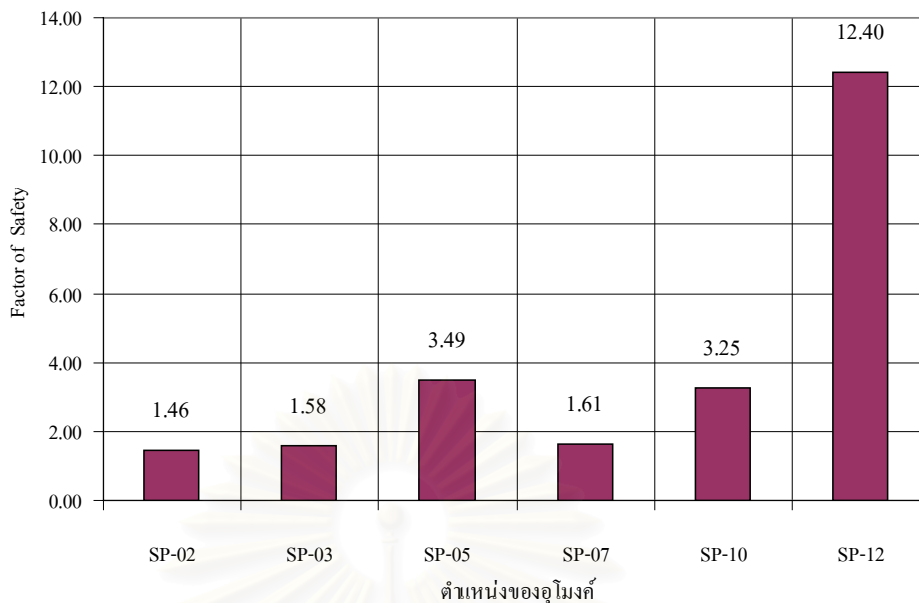
จากผลการวิเคราะห์ที่แสดงในตารางที่ 4.3 พบว่าเสาเข็มทุกต้นที่รับน้ำหนักจากโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover จะรับน้ำหนักเกินกำลังประลัยของเสาเข็ม และเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-02, SP-03 และ SP-07 จะช่วยรับน้ำหนักได้เพียง 17% ถึง 21% ของน้ำหนักทั้งหมด ส่วนในตำแหน่ง SP-05 และ SP-10 จะช่วยรับน้ำหนักได้ 55% ของน้ำหนักทั้งหมด และในส่วนตำแหน่ง SP-12 เสาเข็มจะรับน้ำหนักได้มากถึง 89% ของน้ำหนักทั้งหมด ส่วนน้ำหนักที่เกินกำลังประลัยของเสาเข็ม จะส่งถ่ายให้แก่ดินเหนียวที่อยู่ใต้ฐานรับแรงแบกทานต่อไป จากรูปที่ 4.1 และ 4.2 แสดงผลการถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนประกอบของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่



รูปที่ 4.1 แสดงผลการถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนประกอบของฐานรากเสาเข็มแผ่



รูปที่ 4.2 แสดงผลการถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนประกอบของฐานรากเสาเข็มแผ่ในรูปของเปอร์เซ็นต์



รูปที่ 4.3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความปลอดภัยของดินใต้ฐานเมื่อได้รับน้ำหนัก(Q_{net})กับตำแหน่ง ต่างๆของอุโมงค์

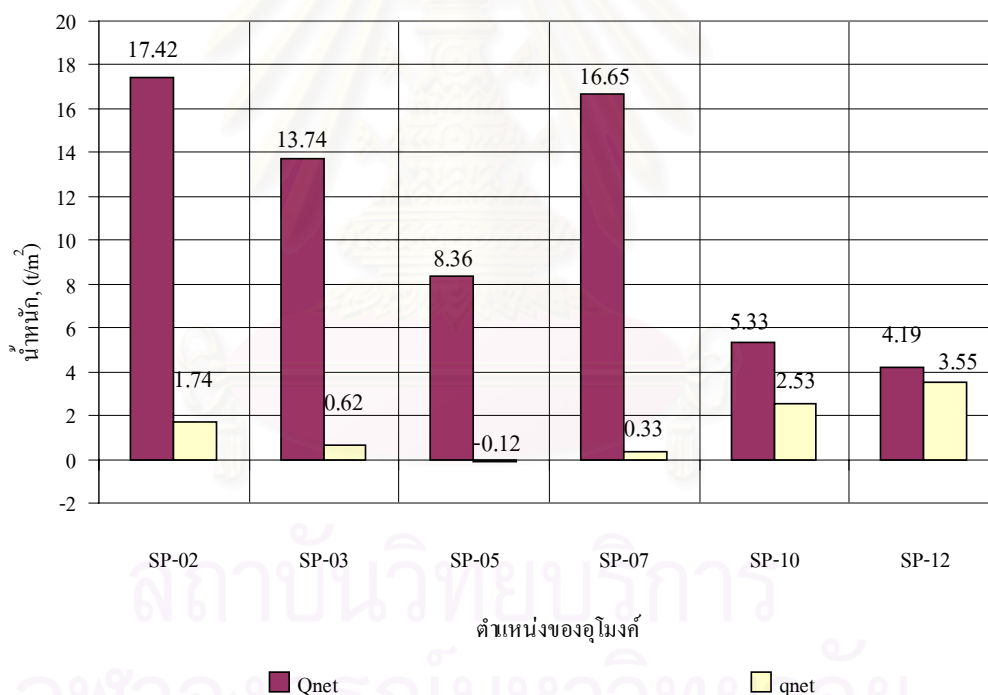
การพิจารณาถึงน้ำหนักที่จะนำมาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่สามารถที่จะแบ่งน้ำหนักออกเป็น 2 ชนิดคือ

1. q_{net} คือน้ำหนักสุทธิที่ได้มาจากผลต่างระหว่างดินที่ขุดออกกับน้ำหนักของโครงสร้างรวมกับน้ำหนักของดินถม ดังแสดงในตารางที่ 4.4 รายการคำนวณจะแสดงในภาคผนวก ก
2. Q_{net} คือน้ำหนักที่ได้จากผลรวมของน้ำหนักโครงสร้างกับน้ำหนักดินถม

เมื่อได้ทำการเปรียบเทียบระหว่าง q_{net} กับ Q_{net} พบว่าน้ำหนักของ q_{net} มีค่าน้อยกว่า Q_{net} มาก ซึ่งหากนำ q_{net} มาทำการวิเคราะห์ ผลที่ได้จะทำให้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่มีเสถียรภาพมากขึ้น แต่ในพฤติกรรมของมวลดินเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระบบของหน่วยแรง จะทำให้ระดับของหน่วยแรงเหมือนเปลี่ยนแปลงด้วยเช่นกัน จากวิธีการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover จะต้องทำการขุดดิน และทิ้งไว้ในระยะเวลาอันจึงทำให้มวลดินเกิดการเปลี่ยนแปลงระบบของหน่วยแรง มวลดินเกิดการบวมตัว (Swelling) และทำให้มวลดินมีค่ากำลังรับแรงเหมือนต่ำลง ดังนั้นไม่สามารถที่จะนำน้ำหนัก q_{net} มาคำนวณออกแบบฐานรากในชั้นดินเหนียวอ่อนได้ จากผลการเปรียบเทียบระหว่าง q_{net} กับ Q_{net} แสดงในตารางที่ 4.4 และรูปที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 แสดงผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบระหว่าง q_{net} กับ Q_{net} ในตำแหน่งต่างๆ

Location	น้ำหนักดินที่ขุดออก, (t/m^2)	Q_{net} , (t/m^2)	q_{net} , (t/m^2)
SP-02	15.68	17.42	1.74
SP-03	13.12	13.74	0.62
SP-05	8.48	8.36	-0.12
SP-07	16.32	16.65	0.33
SP-10	2.80	5.33	2.53
SP-12	0.64	4.19	3.55

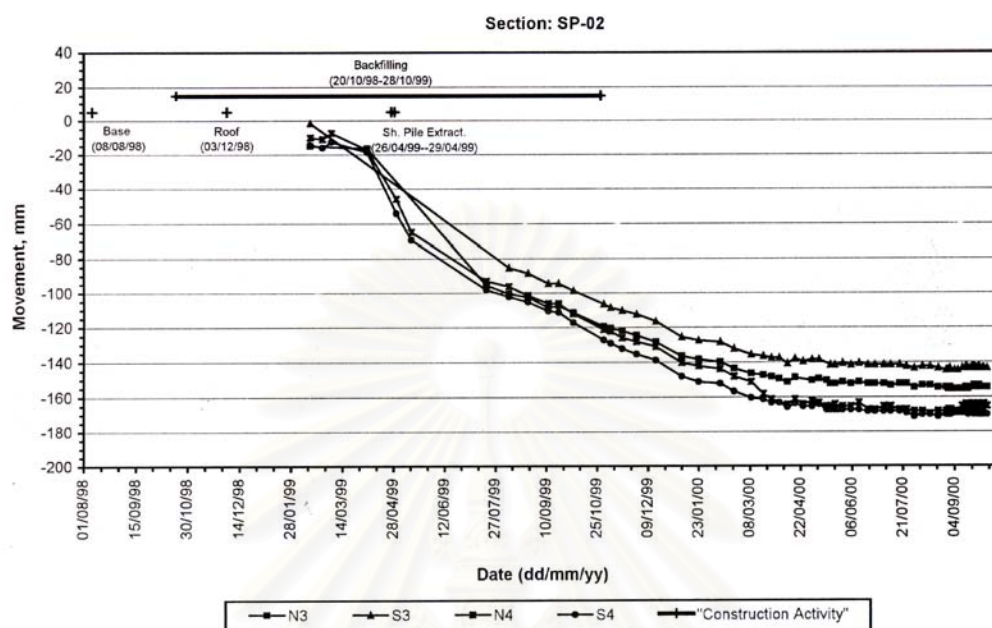


รูปที่ 4.4 แสดงผลการเปรียบเทียบระหว่าง q_{net} กับ Q_{net} ในตำแหน่งต่างๆ

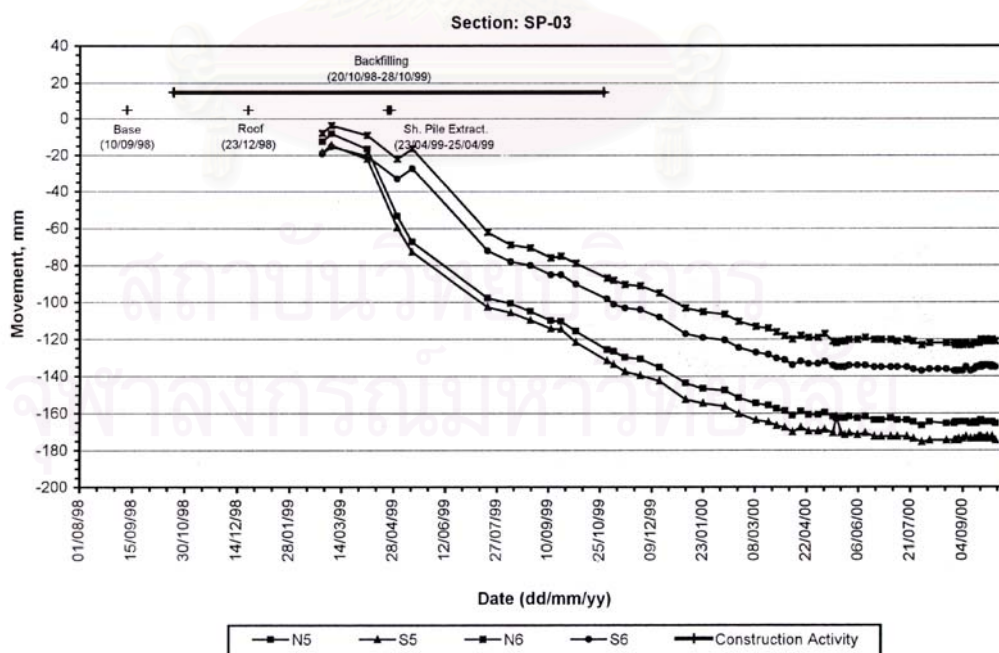
4.3 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น และพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover

ในการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้ได้ทำการติดตั้ง Plate Settlement Point จำนวน 4 จุด ต่อ ความยาวของอุโมงค์ 1 ช่วง ดังแสดงในรูปที่ 3.16 การตรวจวัดปริมาณการทรุดที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างและหลังจากเสร็จจากงานก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ถึง รูปที่ 4.10 ซึ่ง

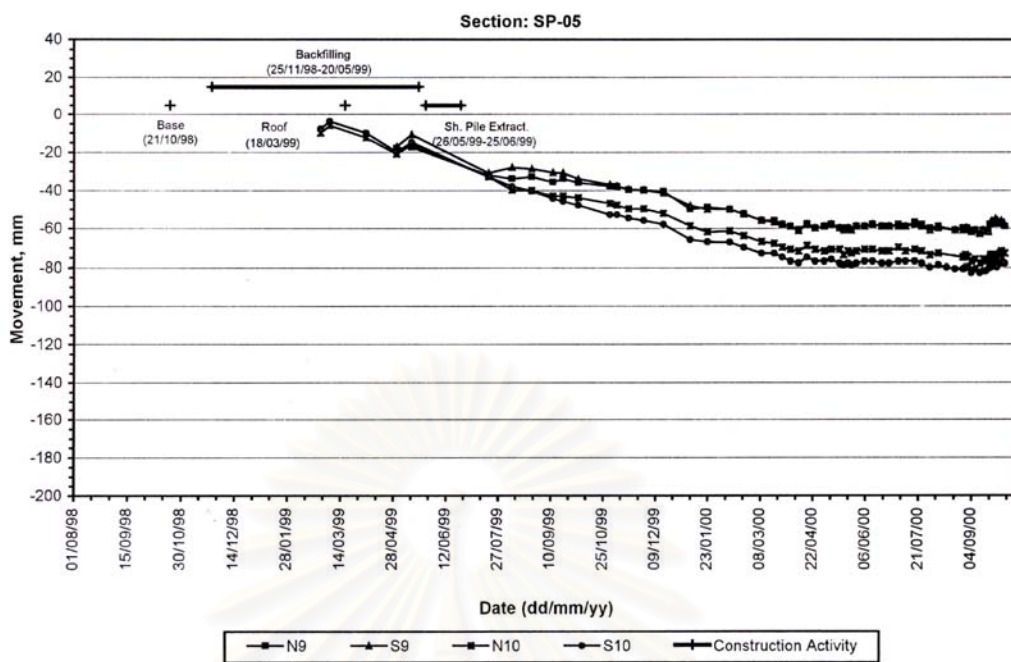
ข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ในตำแหน่งต่างๆ แสดงในภาคผนวก ข ตารางที่ ข1 และการตรวจวัดจะเริ่มหลังจากก่อสร้างฐานของอุโมงค์แล้วเสร็จ ซึ่งผลของการตรวจวัดจะแสดงได้ดังต่อไปนี้



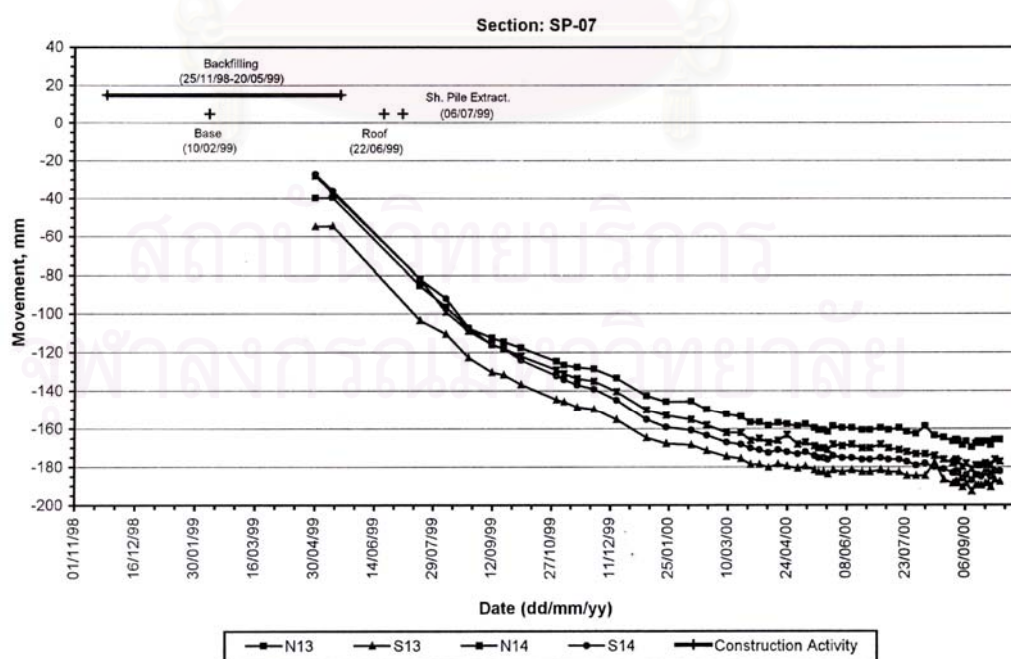
รูปที่ 4.5 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-02



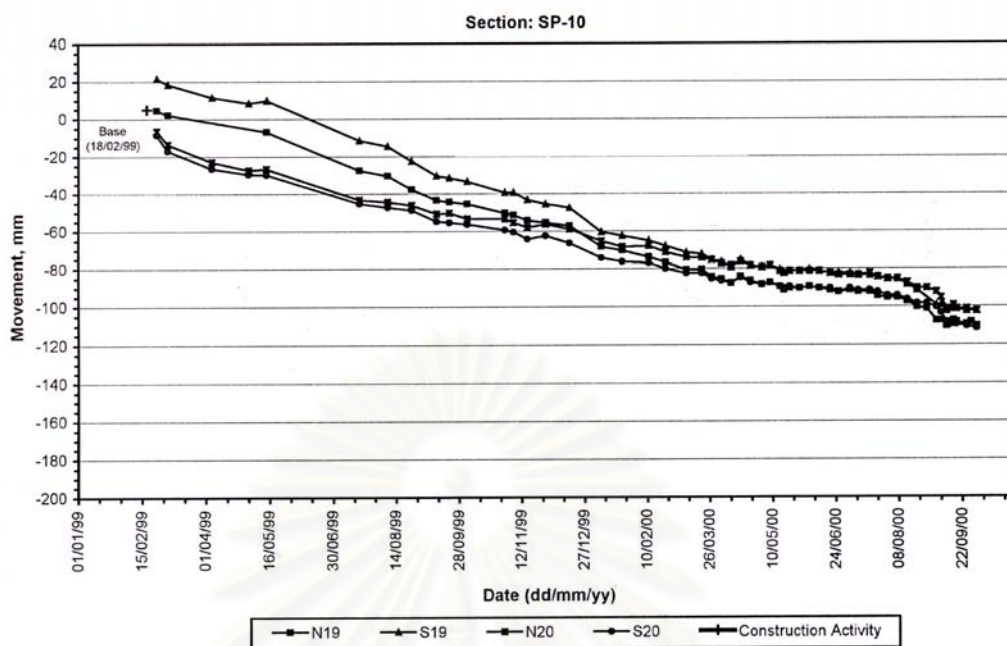
รูปที่ 4.6 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-03



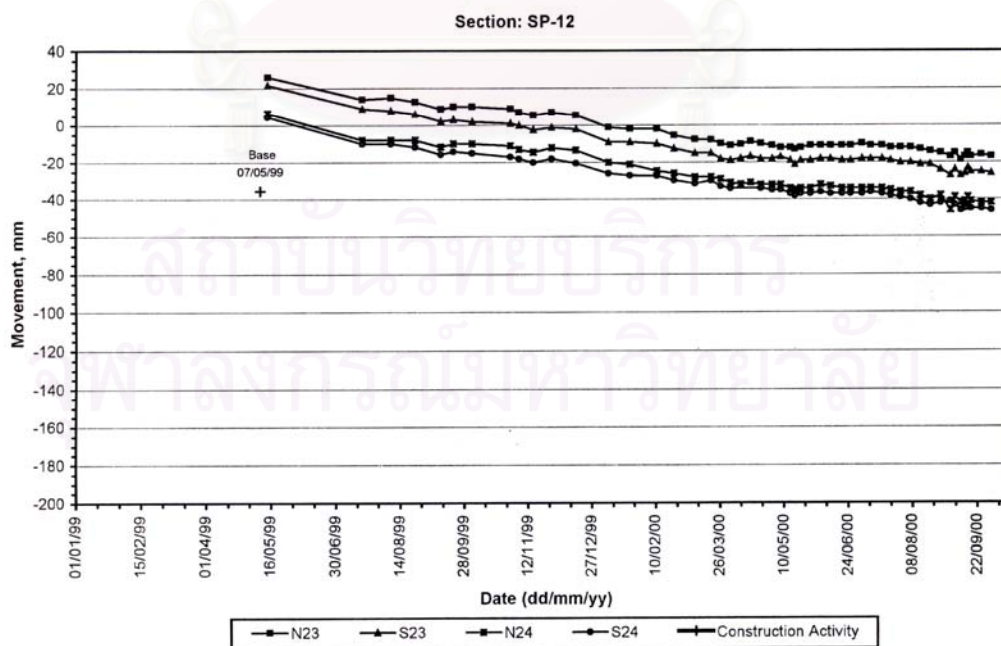
รูปที่ 4.7 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-05



รูปที่ 4.8 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-07



รูปที่ 4.9 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-10



รูปที่ 4.10 แสดงผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในตำแหน่งที่ SP-12

จากผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ถึง รูปที่ 4.10 สามารถที่จะพิจารณาการทรุดตัวออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงที่อยู่ในระหว่างการก่อสร้าง และช่วงหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ ซึ่งผลการวิเคราะห์พฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์ในแต่ละช่วงสามารถแสดงได้ดังนี้

4.3.1 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น และพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover ในระหว่างการก่อสร้าง

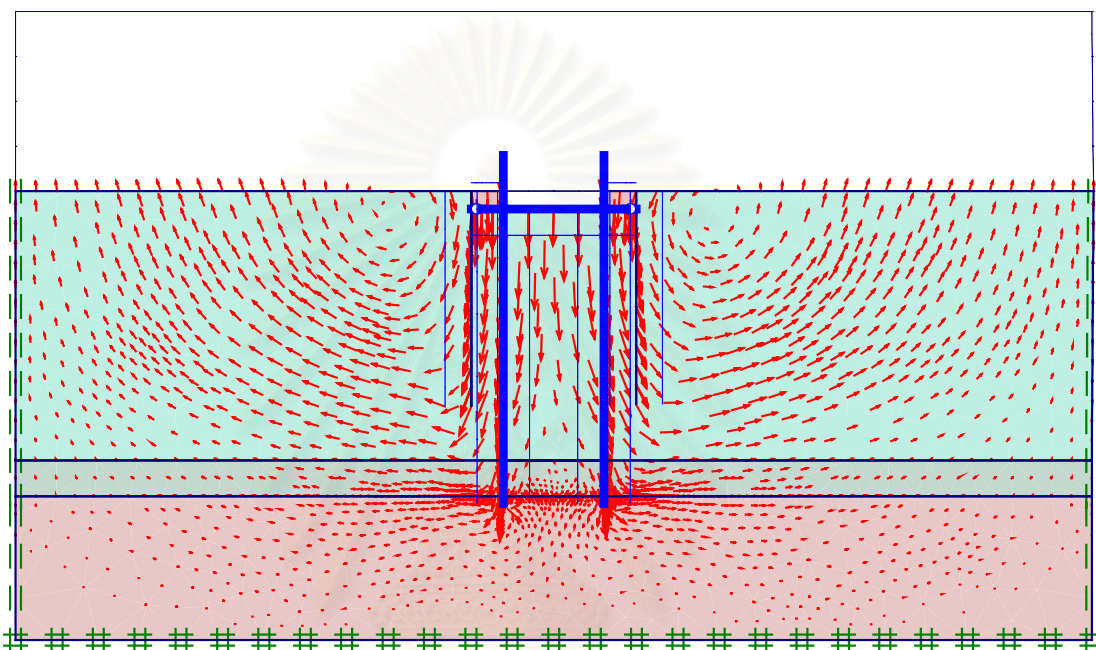
การตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover จะเริ่มขึ้น เมื่อได้ทำการก่อสร้างฐานของอุโมงค์แล้วเสร็จ และในระหว่างการตรวจวัดการทรุดตัวจะมีการก่อสร้างดังแสดงในรูปที่ 3.28 ถึง รูปที่ 3.35 จากงานก่อสร้างที่กล่าวในบทที่ 3 หัวข้อที่ 3.4 จะเป็นน้ำหนักที่กระทำให้อุโมงค์เกิดการทรุดตัว เมื่อพิจารณาผลการตรวจวัดการทรุดตัวในตำแหน่ง SP-02, SP-03, SP-05, SP-07, และ SP-10 ก่อนจะเริ่มงานรื้อถอนเสาเข็มพีค พบว่าเสาเข็มทุกต้นจะรับน้ำหนักเกินกำลังประลัย และจะถ่ายน้ำหนักที่เกินความสามารถของเสาเข็มไปยังดินที่อยู่ใต้ฐาน จึงทำให้เกิดการทรุดตัวแบบ Undrained Creep และเกิด Local Yielding ในมวล สภาพของมวลดินที่อยู่ใต้ฐานจะอยู่ในช่วงของ Plastic แต่อัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ เพราะเนื่องจากน้ำหนักของดินถมและน้ำหนักของโครงสร้างบางส่วนจะส่งถ่ายไปยังเสาเข็มพีค และเสาเข็มพีคจะช่วยป้องกันการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างของมวลดินที่อยู่ใต้ฐาน เมื่อพิจารณาทั้งระบบของอุโมงค์ Cut and Cover และระบบกำแพงกันดิน พบว่ามีลักษณะคล้ายการทรุดตัวแบบ 1 มิติ

ส่วนตำแหน่ง SP-12 เป็นตำแหน่งของอุโมงค์ที่มีระดับดินที่สุด จึงไม่ใช้ระบบกำแพงกันดินในระหว่างงานขุด น้ำหนักส่วนใหญ่จะมาจากน้ำหนักของโครงสร้าง และทำให้เสาเข็มรับน้ำหนักเกินกำลังประลัย แต่ดินใต้ฐานได้รับแรงเบกทานน้อยมาก ดังนั้นการวิบัติของฐานรากเสาเข็มแผ่จะอยู่ในลักษณะ Pile Foundation Failure และมีพฤติกรรมทรุดตัวแบบ Plastic Flow

4.3.2 ผลข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้น และพฤติกรรมของอุโมงค์ Cut and Cover หลังจากเสร็จสิ้นงานก่อสร้าง

จากผลการตรวจวัดปริมาณการทรุดตัวหลังจากทำการรื้อถอนเสาเข็มพีคออกจากดินในตำแหน่ง SP-02, SP-03 และ SP-07 พบว่าอัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากรื้อถอนเสาเข็มพีคในช่วงเริ่มต้นจะมากกว่าอัตราการทรุดตัวที่อยู่ในช่วงระหว่างงานก่อสร้าง เพราะน้ำหนักทั้งหมดจะส่งถ่ายลงสู่ฐานรากเสาเข็มแผ่อย่างเต็มที่ และมวลดินใต้ฐานจะเกิดการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.11 ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่จึงมีอัตราการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเป็นแบบ Plastic Flow สูงมากขึ้น การวิบัติที่เกิดขึ้นตามมาเป็นผลมาจากการเกิด Bearing Foundation Failure เพราะชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ฐานมีค่าความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S) อยู่ในช่วงระหว่าง 1.4 – 1.6 ซึ่งในทางปฏิบัติถือว่าต่ำมาก และมีการยุบอัดตัวมากเกินไปกว่าพิกัดที่ยอมรับได้

ส่วนในตำแหน่ง SP-05 และ SP-10 มีการทรุดตัวแบบ Plastic Flow เกิดขึ้นเช่นกัน แต่เนื่องจากดินใต้ฐานได้รับแรงแบกทานไม่มาก และมีค่าความปลอดภัยอยู่ในช่วงระหว่าง 3.25 – 3.5 ซึ่งถือว่าดินเหนียวใต้ฐานพอที่จะรับแรงแบกทานได้บ้าง และการวิบัติที่เกิดขึ้นตามมาเป็นผลมาจากการเกิด Pile Foundation Failure ซึ่งทฤษฎีต่างๆที่ใช้ในการประมาณค่าการทรุดตัวไม่สามารถที่จะทำการวิเคราะห์ได้ เพราะเนื่องจากทฤษฎีทั่วไปจะสามารถใช้ได้ ในกรณีที่มวลดินอยู่ในช่วงของ Elastic เท่านั้น



รูปที่ 4.11 แสดงการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ

4.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพสำหรับงานขุด (Stability of Excavation)

การวิเคราะห์เสถียรภาพของงานระบบกำแพงกันดิน จะใช้วิธีของ Terzaghi เพื่อจะประเมินค่าความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่เกิดขึ้นจากงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทฤษฎีที่ใช้ในการวิเคราะห์จะอธิบายในบทที่ 2 ในการประเมินค่าความปลอดภัยครั้งนี้จะทำการประเมินค่าความปลอดภัยจากแบบก่อสร้างระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด รวมทั้งสิ้น 5 ระดับ ซึ่งเป็นระดับความลึกของตำแหน่งต่างๆ ดังนี้ SP-02, SP-03, SP-05, SP-07 และ SP-10 รายละเอียดของระบบค้ำยันในแต่ละตำแหน่งได้แสดงในรูปที่ 3.10

จากผลการวิเคราะห์ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดในระดับความลึกต่างๆ ของงานก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover พบว่าความยาวของเสาเข็มพืด (Sheet Pile) ในช่วง SP-02, SP-03, SP-05, SP-10 และ SP-07 เพียงพอที่จะป้องกันการเกิดปูดขึ้นของดินก้นหลุม (Heaving) วิเคราะห์เสถียรภาพของงานขุดในช่วงตำแหน่งต่างๆแสดงในตารางที่ 4.5 และรายการคำนวณจะแสดงในภาคผนวก ก

ตารางที่ 4.5 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของงานขุดในตำแหน่งต่างๆ

Station	ระดับความลึก, (ม.)	ความยาวเสาเข็มปัก, (ม.)	Factor Safety, (F.S.)
SP-02	9.80	17.60	2.40
SP-03	8.20	17.60	2.81
SP-05	5.30	15.60	3.98
SP-07	10.20	17.60	2.26
SP-10	1.75	11.60	7.39

4.5 การวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์

4.5.1 แนวทางในการวิเคราะห์

ในการวิจัยครั้งนี้ การวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ (Finite Element Method, FEM) จะทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม “Plaxis 7.2” การวิเคราะห์จะพิจารณาลักษณะของปัญหาเป็นแบบ 2 มิติ (Plane Strain) และการจำลองพฤติกรรมของมวลดิน ใช้แบบจำลองดินชนิด Mohr Coulomb โดยในการวิเคราะห์พฤติกรรมและค่าการทรุดตัวของดินในชั้นดินเหนียว จะทำการวิเคราะห์โดยใช้วิธีของหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และอาศัยหลักการ $\phi=0$ Concept มาร่วมในการวิเคราะห์ ส่วนระดับน้ำใต้ดินได้กำหนดไว้ที่ระดับ -23.00 เมตรจากผิวดิน

นอกจากนี้ จะพิจารณาในส่วนของระบบค้ำยัน และโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover จะประกอบด้วย ฐานอุโมงค์, ผนัง, หลังคาอุโมงค์ และเสาเข็มเป็นแบบ Beam Element โดยที่มีค่าคุณสมบัติขึ้นอยู่ กับ ค่า EA, EI, น้ำหนักของส่วนโครงสร้างและค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต ($\nu=0.17$) ซึ่งรายละเอียดต่างๆ จะกล่าวในหัวข้อถัดไป

4.5.2 ค่าพารามิเตอร์ของดินและตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์จำเป็นต้องทราบค่าพารามิเตอร์ของดินและตัวแปรอื่นๆที่เกี่ยวข้อง และในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ต้องเลือกใช้ค่าที่เหมาะสมกับประเภทของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ด้วย สำหรับค่าพารามิเตอร์ต่างๆของดินรวมทั้งตัวแปรและปัจจัยอื่นๆที่เกี่ยวข้องในการวิจัยครั้งนี้จะมีด้วยกันหลายตัวแปร ซึ่งพอจะอธิบายได้ดังนี้

4.5.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) เป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญมากต่อค่าการทรุดตัวของอุโมงค์ หากค่า S_u ต่ำ ค่าการทรุดตัวของอุโมงค์ก็จะสูงขึ้น ดังนั้นการเลือกใช้ค่า S_u จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดิน จึงเป็นสิ่งสำคัญในการวิเคราะห์หาค่าปริมาณการทรุดตัวเพื่อให้ได้ผลการทรุดตัวที่ถูกต้อง

วิธีที่ใช้การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในงานก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover ได้ใช้ 2 วิธี คือ การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressive Strength, q_u) และการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) ค่าที่ได้จากการทดสอบทั้งสองชนิดนี้มีความเหมาะสมเพื่อนำไปใช้งาน

ก) การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressive Test, UC)

จากการเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนในสนาม เพื่อนำมาทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ โดยวิธีการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัดและได้อธิบายวิธีการทดสอบในบทที่ 3 จากผลการทดสอบจะแสดงหัวข้อที่ 4.1.2.1 และในตารางที่ 4.1

ข) การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT-N value) การทดสอบ SPT ในชั้นดินเหนียวแข็ง จะได้ค่า N value และสามารถแปลงผลจากการทดสอบ SPT เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยใช้กราฟที่แสดงในรูปที่ 3.6 จากผลการทดสอบจะแสดงหัวข้อที่ 4.1.2.1 และในตารางที่ 4.1

4.5.2.2 สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต

สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิต (K_0) จะขึ้นอยู่กับค่าความเป็นพลาสติกของดิน (PI) และประวัติหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ซึ่งจะแสดงในรูปของสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR)

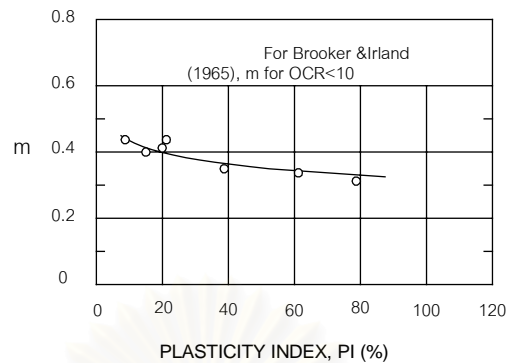
โดยปกติค่า K_0 จะหาจากสูตร Empirical ซึ่ง Alpan (1967) ได้เสนอความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นปกติ $K_{0(NC)}$ กับ PI ที่คิดเป็นเปอร์เซ็นต์ดังนี้

$$K_{0(NC)} = 0.190 + 0.233 \log PI \quad \dots\dots(4.7)$$

Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตของดินอัดแน่นเกินตัว ($K_{0(OC)}$) เป็นฟังก์ชันกับ OCR ได้ดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^m \quad \dots\dots(4.8)$$

ค่า m เป็นค่าคงที่ขึ้นกับค่า PI ของดิน สำหรับดินกรุงเทพฯ ใช้ค่า $m = 0.39$



รูปที่ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าคงที่ m กับ PI ของดินเหนียว (Ladd et al.1977)

ในการวิเคราะห์แบบ Short term หรือ Total Stress Analysis ค่า K_0 ที่ใช้จะเป็นค่า $K_{0(Total)}$ คือ อัตราส่วนหน่วยแรงรวมด้านข้างต่อหน่วยแรงรวมในแนวตั้ง ซึ่งไม่จำเป็นต้องทราบค่าแรงดันน้ำ Pender (1980) ได้เสนอการหาค่า $K_{0(Total)}$ ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad \dots\dots(4.9)$$

$$K_{0Total} = K_0 - \frac{\rho_w}{\rho} (K_0 - 1)$$

เมื่อ σ'_h คือ หน่วยแรงประสิทธิผลด้านข้าง
 σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
 K_0 คือ สัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างแบบสถิตแบบประสิทธิผล
 ρ, ρ_w คือ หน่วยน้ำหนักของดินและน้ำ ตามลำดับ

สำหรับดินเม็ดหยาบการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis ค่า K_0 ขึ้นกับสถานะอัดแน่นของดิน ซึ่ง Jacky (1944) ได้ประเมินค่า K_0 ของดินทรายแน่นปานกลางถึงแน่น (Medium dense to dense sand) และ OCR เท่ากับ 1 ซึ่งการวิเคราะห์ใน Short term ก็จะใช้ Effective Stress เนื่องจากสามารถระบายน้ำได้ โดยหาค่า K_0 ได้ดังนี้

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots(4.10)$$

โดยที่ ϕ' เป็นค่ามุมด้านทานแรงเฉือนประสิทธิผล (Friction Angle) ของดินทราย

ในการวิเคราะห์ค่า K_0 ในดินกรุงเทพฯ ได้ค่า K_0 ของดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 0.75 และของดินเหนียวแข็งเท่ากับ 0.65

4.5.2.3 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

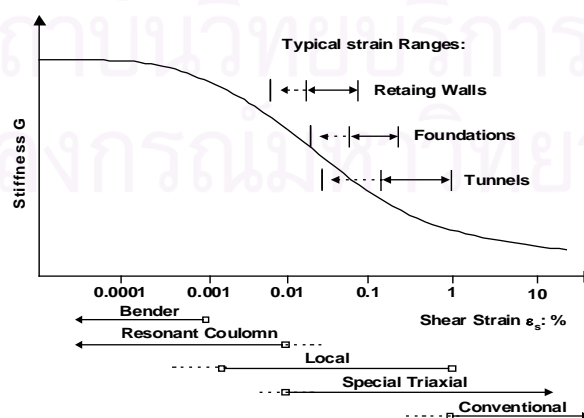
ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของอุโมงค์ในกรณี Short Term โดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ Total Stress Analysis จะใช้ค่าโมดูลัสของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Modulus of Elasticity, E_u) โดยค่า E_u จะมีความสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสแรงเฉือนของดิน (Shear Modulus of Elasticity, G) ตามทฤษฎีอีลาสติก (Elastic Theory) ดังแสดงในสมการที่ 4.11

$$G = \frac{E_u}{2(1+V)} \quad \dots\dots(4.11)$$

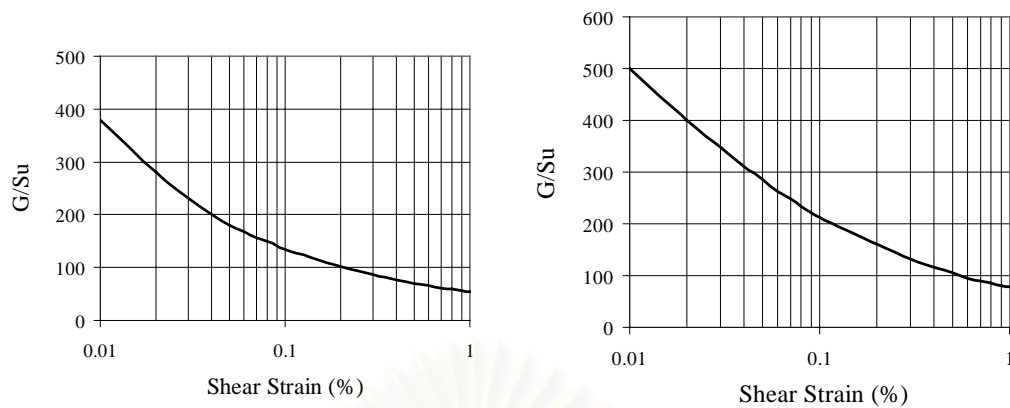
เมื่อ	E_u	คือ ค่าโมดูลัสของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ
	G	คือ ค่าโมดูลัสของแรงเฉือน
	V	คือ อัตราส่วนปริมาตรของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ $V = 0.5$

จากการศึกษาของ Mair(1993) พบว่าค่าโมดูลัสแรงเฉือน(G) จะมีสัมพันธ์กับ Shear Strain ของดิน ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะงานก่อสร้าง โดยในงานก่อสร้างอุโมงค์ ค่า Shear Strain จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.1 – 1.0 % ดังรูปที่ 4.13

(Teparaksa, 1999) ได้ทำการทดสอบ Self Boring Pressuremeter Test ในดินเหนียวอ่อน(Soft Clay) และดินเหนียวแข็งชั้นแรก(First Stiff Clay) ของดินกรุงเทพฯ จำนวน 6 หลุมแสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่าง G/S_u กับ Shear Strain ดังรูปที่ 4.14 พบว่าที่ค่า Shear Strain ในช่วง 0.1-1 % จะมีค่า G/S_u ของดินเหนียวอ่อนอยู่ในช่วง 60-125 และจะมีค่าอยู่ในช่วง 85-200 สำหรับดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่าง G กับ E_u ดังสมการที่ 4.8 จะได้ค่า E_u/S_u ของดินเหนียวอ่อนอยู่ในช่วง 180-375 และ E_u/S_u ของดินเหนียวแข็งอยู่ในช่วง 255-600

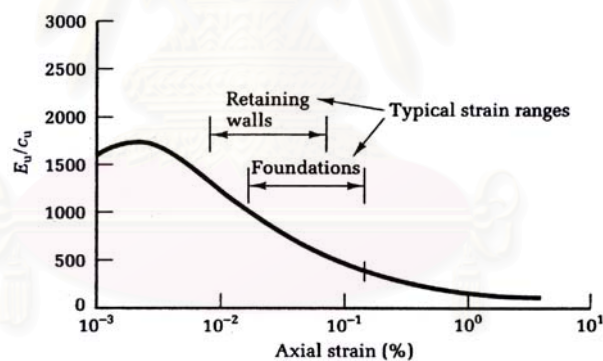


รูปที่ 4.13 แสดงค่า Stiffness ของดินกับระดับการเสียรูป (Mair, 1993)



ผลการทดสอบ Pressuremeter ในดินเหนียวอ่อน ผลการทดสอบ Pressuremeter ในดินเหนียวแข็ง
รูปที่ 4.14 แสดงผลการทดสอบ Pressuremeter test ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Teparaksa, 1999)

Jardine et al. (1985) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง E_v/C_u และ เปอร์เซ็นต์ความเครียด (Axial Strain, %) ของ London Clay ดังแสดงในรูปที่ 4.15 ได้แนะนำ Axial Strain, % สำหรับงานฐานรากอยู่ในช่วงประมาณ 0.01-0.1 เปอร์เซ็นต์ หรือแสดงความสัมพันธ์ในรูปของ E_v/C_u มีค่าเท่ากับ 400



รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง E_v/C_u และ Axial Strain, (%) Jardine et al. (1985)

4.5.2.4 ลักษณะทางกายภาพ และค่าสติฟเนส (Stiffness)

คุณสมบัติทางกายภาพของอุโมงค์จะมีผลอย่างมากต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวโครงสร้างอุโมงค์ เมื่อมีแรงภายนอกกระทำ และจะมีพฤติกรรมแบบ Linear Elastic Material เนื่องจากเกิดการเสียรูปน้อยมาก เมื่อเทียบกับขนาดอุโมงค์ และค่าคุณสมบัติต่างๆของผนังอุโมงค์ และเสาเข็มจะพิจารณาในลักษณะ Plan Strain ซึ่งสามารถหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆได้ดังนี้

ก) ผนังอุโมงค์

โมดูลัสของคอนกรีต

$$E_c = 15120\sqrt{fc'} \quad \dots\dots(4.12)$$

Moment of Inertia ของผนังอุโมงค์

$$I_T = \frac{1}{12}bh^3 \quad \dots\dots(4.13)$$

พื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์

$$A_T = h \times b \quad \dots\dots(4.14)$$

ข) เสาเข็ม

Moment of Inertia ของเสาเข็ม

$$I_P = \frac{1}{64} \pi D^4 \frac{n}{l} \quad \dots\dots(4.15)$$

พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

$$A_P = \frac{\pi D^2 n}{4 l} \quad \dots\dots(4.16)$$

ค) เสาเข็มพืด (Sheet Pile)

Moment of Inertia ของเสาเข็มพืด (Type IV)

$$I_S = 3.86 \times 10^{-4} \frac{m.^4}{m.} \quad \dots\dots(4.17)$$

พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็มพืด (Type IV)

$$A_S = 9.699 \times 10^{-3} \frac{m.^2}{m.} \quad \dots\dots(4.18)$$

เมื่อ	E_c	คือ ค่าโมดูลัสของคอนกรีต (kg/cm^2)
	fc'	คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (kg/cm^2)
	I_T	คือ Moment of Inertia ของผนังอุโมงค์ ($\text{m}^4/\text{m.}$)
	I_P	คือ Moment of Inertia ของเสาเข็ม ($\text{m}^4/\text{m.}$)
	I_S	คือ Moment of Inertia ของเสาเข็มพืด ($\text{m}^4/\text{m.}$)

A_T	คือ พื้นที่หน้าตัดผนังอุโมงค์ (m^2/m) ดังแสดงในรูปที่ 4.16
A_P	คือ พื้นที่หน้าตัดเสาเข็ม (m^2/m)
A_S	คือ พื้นที่หน้าตัดเสาเข็มพีค (m^2/m)
b	คือ ความกว้างผนังอุโมงค์ (m.)
h	คือ ความหนาผนังอุโมงค์ (m.)
n	คือ จำนวนเสาเข็ม
l	คือ ความยาวของแนวเสาเข็ม (m.)

4.5.2.5 น้ำหนักโครงสร้างอุโมงค์ และระบบกำแพงกันดิน

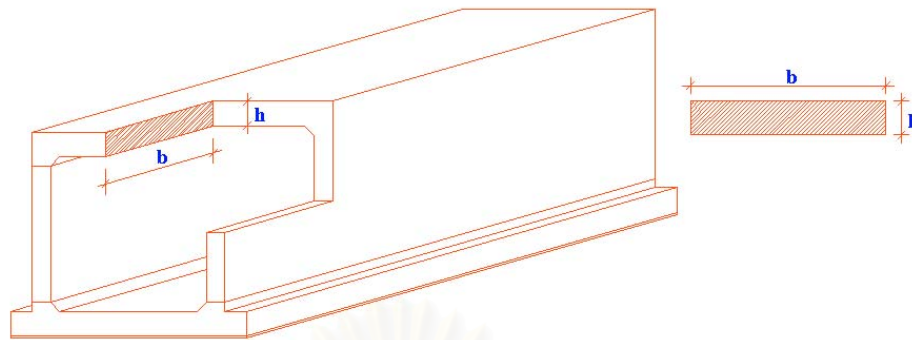
น้ำหนักของโครงสร้างอุโมงค์จะมีผลต่อการทรุดตัวในแนวตั้ง (Vertical Displacement) เนื่องจากโครงสร้างอุโมงค์ Cut and Cover มีขนาดใหญ่และมีน้ำหนักมาก ในการหาน้ำหนักส่วนต่างๆของอุโมงค์จะพิจารณาแบบ Plan Strain คือ คำนวณน้ำหนักต่อเมตร โดยหาค่าได้ดังนี้

$$W_{(Tunnel)} = \gamma_c \times A_T \quad \dots\dots(4.19)$$

$$W_{(SheetPile)} = \gamma_s \times A_C \quad \dots\dots(4.20)$$

$$W_{(Pile)} = \gamma_c \times A_P \quad \dots\dots(4.21)$$

เมื่อ	$W_{(Tunnel)}$	คือ น้ำหนักของโครงสร้างอุโมงค์ (kN/m)
	$W_{(SheetPile)}$	คือ น้ำหนักของเสาเข็มพีค (kN/m)
	$W_{(Pile)}$	คือ น้ำหนักของเสาเข็มพีค (kN/m)
	γ_c	คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (kN/m^3)
	γ_s	คือ หน่วยน้ำหนักของเหล็ก (kN/m^3)



รูปที่ 4.16 แสดงพื้นที่หน้าตัดเพื่อใช้คำนวณ พื้นที่และ Moment of Inertia ของอุโมงค์

4.5.3 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

จากผลวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยโปรแกรม Plaxis เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ E_v/S_v ที่เหมาะสมกับงานอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยทำการเปรียบเทียบกับปริมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนาม ดังแสดงในตารางที่ 4.6

จากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover พบว่าระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในตำแหน่งที่ SP-05, SP-10 และ SP-12 เป็นตำแหน่งที่ผลจาก Finite Element Method และในสนามได้ปริมาณการทรุดที่ออกมาใกล้เคียงกัน แต่ในตำแหน่งที่ SP-02, SP-03 และ SP-07 เป็นตำแหน่งที่มีปัญหาในระหว่างการวิเคราะห์คือ ผลจาก Finite Element Method จะได้ปริมาณการทรุดตัวที่น้อยกว่าในสนามมาก สาเหตุเกิดจากในสนามเสาเข็มเกิดการเคลื่อนตัวในระหว่างงานขุด จึงจำเป็นต้องลดกำลังของเสาเข็มโดยลดค่า Rinterfaces ของดินทุกชั้น และได้ทำการเปรียบเทียบกำลังของเสาเข็มที่ได้มาจากการคำนวณ โดยวิธี Static Method กับวิธี Finite Element Method ในแต่ละตำแหน่งของอุโมงค์ ดังแสดงในตารางที่ 4.7

จากผลการตรวจสอบแรงภายในของเสาเข็มที่เกิดด้วยวิธี Finite Element Method ก่อนที่จะทำการรื้อถอนออกจากดิน ในกรณีเมื่อเกิด Confined Stress พบว่าเสาเข็มพืดทุกตำแหน่งสามารถรับแรงดัด (Bending Moment) ที่เกิดขึ้นได้ โดยที่หน่วยแรงดัดยอมให้ของเสาเข็มพืด Type IV ยอมให้ 327 kN.m/m. ตารางที่ 4.8 แสดงผลการวิเคราะห์แรงภายในของเสาเข็มพืดในกรณีที่เกิด Confined Stress

ตารางที่ 4.6 แสดงผลวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

Soil Type	ω (%)	PI (%)	K_0	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	N (blows/ft)	S_u (kN/m ²)	SP-02	SP-03	SP-05	SP-07	SP-10	SP-12
								E_U/S_U	E_U/S_U	E_U/S_U	E_U/S_U	E_U/S_U	E_U/S_U
Soft to Very Soft Clay	75	42	0.69	16.0	9.14	-	13	100	100	100	100	120	120
Medium Clay	55	38	0.66	16.5	10.7	-	30	200	200	200	200	200	200
Stiff Clay	28	34	0.65	19.0	14.8	8	60	350	350	350	350	350	350
Result from In situ, (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-158 mm.	-150 mm.	-67 mm.	-178 mm.	-106 mm.	-33 mm.
Result from FEM., (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-157 mm.	-151mm.	-66 mm.	-174 mm.	-106 mm.	-29 mm.

Back Fill ($E_U = 12000 \text{ kN/m}^2$)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.7 แสดงค่า $R_{\text{interfaces}}$ และ ผลการเปรียบเทียบกำลังของเสาเข็มระหว่าง วิธี Finite Element Method กับ วิธี Static Method ในตำแหน่งต่างๆ

Location	$R_{\text{interfaces}}$			Pile Capacity, (ton)	
	Soft Clay	Medium Clay	Stiff Clay	FEM.	Static Method
SP-02	0.461	0.432	0.357	9.19	40.52
SP-03	0.568	0.534	0.441	14.90	43.84
SP-05	0.98	0.92	0.76	14.85	50.76
SP-07	0.363	0.34	0.28	16.84	40.49
SP-10	0.98	0.92	0.76	75.77	59.83
SP-12	0.98	0.92	0.76	86.81	62.67

ตารางที่ 4.8 แสดงผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นด้วยวิธี Finite Element Method ในกรณีที่เกิด Confined Stress ในตำแหน่งต่างๆ

Location	Maximum Bending Moment, (kN.m./m.)
SP-02	236.54
SP-03	227.04
SP-05	43.79
SP-07	200.50
SP-10	31.79

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการวิจัย

จากการศึกษาวิจัยพฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ (Piles Raft Foundation) ที่ก่อสร้างอยู่ในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งสามารถจะสรุปผลการศึกษาวิจัยได้ดังหัวข้อต่อไปนี้

5.1.1 เสถียรภาพของงานขุด (Stability of Excavation)

จากงานขุดเพื่อทำการก่อสร้างอุโมงค์ Cut and Cover ได้ใช้ระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพีค (Sheet Pile Bracing System) เป็นตัวช่วยป้องกันการเคลื่อนตัวของมวลดินรอบข้าง และจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) ของงานขุดพบว่า ระบบกำแพงกันดินมีเสถียรภาพเพียงพอที่จะป้องกันการปูดขึ้นของดิน

5.1.2 สภาพการรับน้ำหนักของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

สภาพการรับน้ำหนักของระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ เสาเข็มจะทำหน้าที่รับน้ำหนักก่อนดินที่อยู่ใต้ฐานจนกระทั่งถึงจุดกำลังประลัยของเสาเข็ม เพราะเนื่องจากเสาเข็มมีค่าความแข็ง (Stiffness) มากกว่าดินที่อยู่ใต้ฐานมาก และน้ำหนักที่เกินความสามารถของเสาเข็ม จะถูกส่งถ่ายให้แก่ดินที่อยู่ใต้ฐานรับแรงแบกแทนต่อไป

การออกแบบอุโมงค์ Cut and Cover โดยใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ไม่ควรนำน้ำหนักประเภท q_{net} มาทำการวิเคราะห์ เนื่องจากวิธีการก่อสร้างอุโมงค์จะส่งผลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงระบบของหน่วยแรงภายใน และกำลังของมวลดิน จึงทำให้พฤติกรรมของมวลดินไม่ตรงตามสมมุติฐานที่คาดการณ์ไว้

5.1.3 พฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

จากข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover สามารถที่จะพิจารณาออกเป็น 2 ช่วงได้ดังนี้

5.1.3.1 พฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์ ในช่วงระหว่างการก่อสร้าง

ลักษณะการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover ในช่วงระหว่างการก่อสร้างจะมีการทรุดตัวแบบ Undrained Creep มวลดินเกิด Local Yielding และมวลดินที่อยู่ใต้ฐานจะเข้าสู่ช่วง Plastic แต่การเคลื่อนตัวเกิดขึ้นน้อย เพราะเนื่องจากเสาเข็มพีคจะช่วยป้องกันการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้างของมวลดินที่อยู่ใต้ฐาน และพฤติกรรมทรุดตัวของอุโมงค์อาจมีลักษณะคล้ายการทรุดตัวแบบ 1 มิติ

5.1.3.2 พฤติกรรมการทรุดตัวของอุโมงค์ ในช่วงหลังจากก่อสร้างแล้วเสร็จ

เมื่อเริ่มทำการถนนเสาเข็มพีคออก มวลดินใต้ฐานจะเกิดการเคลื่อนตัวออกทางด้านข้าง และจะมีลักษณะการทรุดตัวแบบ Plastic Flow ในตำแหน่ง SP-02, SP-03 และ SP-07 มีการทรุดตัวเกิดขึ้นมากเนื่องจากดินใต้ฐานต้องรับแรงแบกทานมาก และมีค่าความปลอดภัยที่พิจารณาจากกำลังของมวลดินประมาณ 1.4 – 1.6 จึงทำให้ฐานรากเสาเข็มแผ่เกิดการวิบัติในลักษณะ Baring Foundation Failure ส่วนในตำแหน่ง SP-05, SP-10 และ SP-12 เป็นตำแหน่งที่มีดินใต้ฐานรับแรงแบกทานน้อย และมีค่าความปลอดภัยที่พิจารณาจากกำลังของมวลดินประมาณ 3.25 – 3.5 จึงทำให้ฐานรากเสาเข็มแผ่เกิดการวิบัติในลักษณะ Pile Foundation Failure

5.1.4 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method)

จากการวิเคราะห์การทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม Plaxis และแบบจำลองพฤติกรรมของมวลดินเป็นแบบ Mohr Coulomb และได้ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากโปรแกรม Plaxis กับค่าที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม เพื่อหาค่าอัตราส่วนของ E_v/S_v ที่เหมาะสมกับงานอุโมงค์ Cut and Cover ที่ใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแผ่

จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปอัตราส่วน E_v/S_v ได้ดังนี้

ชั้นดิน	Soft to Very Soft Clay	มีค่า E_v/S_v ประมาณ	100 – 120
ชั้นดิน	Medium Clay	มีค่า E_v/S_v ประมาณ	200
ชั้นดิน	Medium to Stiff Clay	มีค่า E_v/S_v ประมาณ	350

จากผลการวิเคราะห์ที่ได้กล่าวข้างต้นสามารถสรุปได้ว่า อุโมงค์ Cut and Cover แห่งนี้ ใช้ความยาวและจำนวนของเสาเข็มน้อยเกินไป จนทำให้เสาเข็มทุกต้นรับน้ำหนักเกินกำลังประลัย และทำให้ดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ฐานจะต้องรับน้ำหนักแบกทาน ซึ่งในทางปฏิบัติดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ จะไม่ให้รับแรงแบกทาน เพราะดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯมีค่าความไวของดิน(Sensitivity) และการยุบอัดตัวที่สูงมาก ซึ่งคุณสมบัติเหล่านี้จะส่งผลกระทบต่อทรุดตัวของโครงสร้างอย่างมาก

5.2 ข้อเสนอแนะ

5.2.1 ควรทำการทดสอบเสาเข็มในสนาม เพื่อหาค่ากำลังและพฤติกรรมของเสาเข็มที่เกิดขึ้นอย่างแท้จริง

5.2.2 ควรทำการทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของดินเหนียวในสภาวะที่ถูกรบกวน เพื่อหาค่ากำลังและพฤติกรรมของดินเหนียวใต้ฐาน

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- บุญเทพ นานกรังสรรค์. (2542). Foundation Engineering and Tunnelling. พิมพ์ครั้งที่6. รุ่งแสง
การพิมพ์ : Library nine,
- วันชัย เทพรักษ์. (2543). การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเจาะในดินกรุงเทพฯในยุค
โลกาภิวัตน์. การประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2543, วสท.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. (2540). วิศวกรรมปฐพี, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย. พิมพ์ครั้งที่ 1.
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.

ภาษาอังกฤษ

- Alpan, I. (1967). The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{or} . Soil and Foundation.
Vol. 3 ,No. 1.
- Bjerrum, L. (1972). Embankment of Soft Ground. State of Art Report, Proc. ASCE Special Conf.
On Performance of Earth and Earth-Supported Structures.(n.p.): Lafayette.
- Bjerrum, L. and Eide, O. (1956) Stability of Struttred Excavations in Clay. Geotechnical., 6(1),
pp. 32-47
- Bowles, J.E. (1977). Foundation Analysis and Design. 2nded., New York: McGraw – Hill
Publishing.
- Brooker, Elmer W., and H.O. Ireland, (1965). Earth Pressure at Rest Related to Stress History,
Canadian Geotechnical Jour., Vol. 11, No. 1.
- Das , B.M. (1999). Principle of Foundation Engineering. 4th ed., United States of America:
Brook/Cole Publishing.
- Decourt, L.1995. Predictions of Load-Settlement Relationships for Foundations on the Basis of
SPT-T. Cic. de Conf.Int. “Leonardo Zeevaert”, UNAM, Mexico, pp. 85-104.
- Desai, C.S., Johnson, L.D., and Hargett, C.M. (1974). Analysis of pile-supported gravity lock.
Journal of Soil Mechanic and Foundation Division. ASCE. 100(9), 1009-1029.
- Duncan, J.M., and Buchigani, A.L. (1976). An Engineering Manual for Settlement Studies.
Geotech. Eng. Report, Dept. of Civil Eng., University of California at Berkeley.

รายการอ้างอิง (ต่อ)

- Hooper, J.A. (1973). Observations on the behaviour of Pile-Raft Foundation on London Clay, Proc. Instn. Civ. Engrs. 55(2): 855-877.
- Jaky, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers : 355-358.
- Jardine, R., Fourie, A., and Burland, J.B., (1985). Field and laboratory measurements of soil stiffness. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2, 551-514.
- Kulhawy, F.H. (1984). Limiting tip and side resistance, fact or fallacy, Symposium on Analysis and Design of Pile Foundation, American Society of Civil Engineers, San Francisco, pp. 80-89.
- Ladd, C.C., Foott R., Ishihara K., Schlosser, F. and Poulos H.G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics. SOA Report, Proc. of IX ICSMFE. Tokyo.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. Geotechnique 43, No. 2 : 315-320.
- Meyerhof, G.G. (1950). The Ultimate Bearing Capacity of Foundation, Geotechnique, Vol.2, pp.301-332.
- NAVFAC DM-7.1 (1982). Soil Mechanics. Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974). Foundation Engineering. 2nd ed., New York: Wiley & Sons.
- Poulos, H.G. and Davis. E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. New York: Wiley & Sons.
- Poulos, H.G. (2001). Piled raft foundation: design and applications. Geotechnique 51, No. 2: 95-113.
- Randolph, M.F. (1983). Design of piled foundations. Research Report Soils TR143. Cambridge: Cambridge University Engineering Department.
- Simon, N.E. and Menzies, B.K. 1977. A Short Course in Foundation Engineering. London: Newnes – Butterworths.

รายการอ้างอิง (ต่อ)

- Teparaksa,W. (1999b). Principal and application of instrumentation for the first MRTA subway project in Bangkok. Proc. Of 5th International Conference on Field Measurement in Geomechanics : 411-416.
- Terzaghi, K. (1946). Theoretical Soil Mechanics.New York: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, New York: John Wiley & Sons.
- Tomlinson, M.J. (1994). Pile Design and Construction Practice. 4th. New York: E&FN Spon.



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก ก

ตัวอย่างการคำนวณ และตารางแสดงผลการคำนวณ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก.

ก1. ผลการวิเคราะห์กำลังประลัยของเสาเข็ม (Ultimate Pile Capacity)

ตัวอย่างการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03

Pile Length, L	=	8.5	m.
Diameter, D	=	0.60	m.
Pile Length in Soft to Very Soft Clay	=	6.1	m.
Pile Length in Medium Clay	=	2.0	m.
Pile Length in Medium to Stiff Clay	=	0.4	m.
Cross-Section Area, A	=	0.28	m. ²
Perimeter, P	=	1.88	m.
Skin Friction, f_s	=	αS_U	t/m ²
End Bearing Stress, q_b	=	$9S_U$	t/m ²
Friction Capacity, Q_s	=	$f_s \times P$	ton.
End Bearing Capacity, Q_b	=	$q_b \times A$	ton.
Ultimate Pile Capacity, Q_U	=	$Q_s + Q_b$	ton.

ตารางที่ ก1. แสดงผลตัวอย่างการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03

Soil Type	ΔL (m.)	S_U (t/m ²)	α	f_s (t/m ²)	$f_s \times \Delta L$ (t/m)	q_b (t/m ²)	Q_s ton	Q_b ton
Soft to Very Soft Clay	6.10	1.3	0.98	1.27	7.75	-	14.61	-
Medium Clay	2.00	3.0	0.92	2.76	5.52	-	10.38	-
Medium to Stiff Clay	0.40	6.0	0.76	4.56	1.82	54	3.43	15.12
Ultimate Pile Capacity, $Q_U =$							43.54 ton.	

ตารางที่ ก2 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-02

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	6.73	39.29
2	6.85	39.58
3	6.98	39.89
4	7.11	40.20
5	7.23	40.49
6	7.36	40.80
7	7.49	41.12
8	7.61	41.40
9	7.83	41.93
Average Pile Length		7.26 m.
Average Ultimate Pile Capacity		40.52 ton

ตารางที่ ก3 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	8.06	42.48
2	8.28	43.01
3	8.50	43.54
4	8.74	44.12
5	8.97	44.67
6	9.19	45.20
7	9.41	45.72
8	9.61	46.20
Average Pile Length		8.63 m.
Average Ultimate Pile Capacity		43.84 ton

ตารางที่ ก4 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-05

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	10.89	49.28
2	11.03	49.61
3	11.17	49.95
4	11.30	50.26
5	11.44	50.60
6	11.58	50.93
7	11.71	51.24
8	11.85	51.58
9	11.98	51.89
10	12.12	52.23
Average Pile Length		11.51 m.
Average Ultimate Pile Capacity		50.76 ton

ตารางที่ ก5 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-07

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	7.23	40.49
2	7.23	40.49
3	7.23	40.49
4	7.23	40.49
Average Pile Length		7.23 m.
กระทำต่อดินที่อยู่ใต้ฐาน		40.49 ton

ตารางที่ ก6 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-10

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	14.72	58.47
2	14.95	59.02
3	15.17	59.55
4	15.40	60.10
5	15.63	60.65
6	15.85	61.18
Average Pile Length		15.29 m.
Average Ultimate Pile Capacity		59.83 ton

ตารางที่ ก7 แสดงผลการคำนวณกำลังประลัยของเสาเข็มที่อยู่ในตำแหน่ง SP-12

Number Pile	Pile Length (m.)	Ultimate Pile Capacity (ton.)
1	17.00	62.67
2	17.00	62.67
3	17.00	62.67
4	17.00	62.67
5	17.00	62.67
Average Pile Length		17.00 m.
Average Ultimate Pile Capacity		62.67 ton

ก2. ผลการวิเคราะห์กำลังแบกทานประลัยของดิน (Ultimate Bearing Capacity)

ตัวอย่างการคำนวณกำลังแบกทานประลัยของดินที่อยู่ในตำแหน่ง SP-03

Maximum Excavation Depth	=	8.87	m.
Minimum Excavation Depth	=	7.53	m.
Average Excavation Depth, Dr	=	8.2	m.
Unit Weight of Soft Clay	=	1.62	t/m. ³
Undrained Shear Strength, S _u	=	1.30	t/m. ²

Bearing Capacity Factor for Local Shear Failure

$$N'_c = 5.7 \quad N'_q = 1.0 \quad N'_\gamma = 0.0$$

Ultimate Bearing Capacity Equation for Strip Foundation

$$q_{ult} = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma_1 BN'_\gamma$$

Ultimate Bearing Capacity of SP-03

$$q_{ult} = \left(\frac{2}{3} \times 1.3 \times 5.7\right) + (8.2 \times 1.62 \times 1)$$

$$q_{ult} = 18.22 \frac{t}{m^2}$$

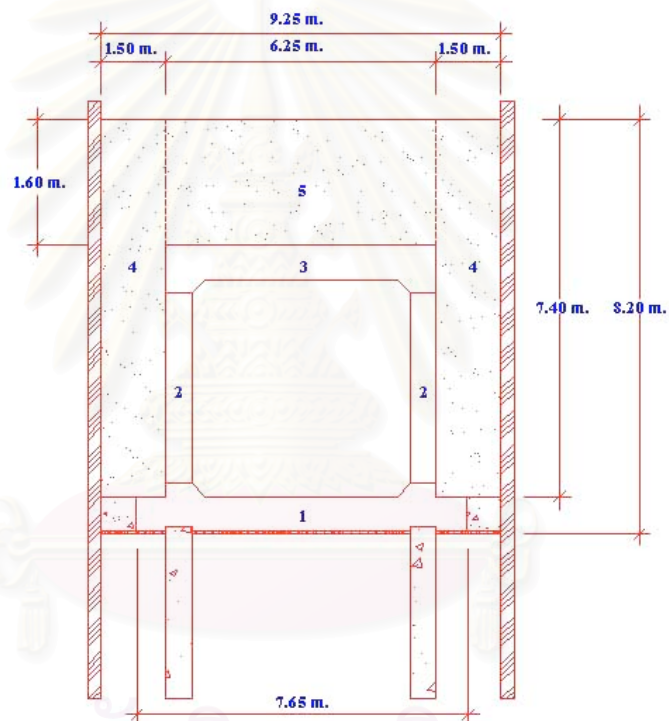
ตารางที่ ก8 แสดงผลการคำนวณกำลังแบกทานประลัยของดินที่อยู่ในตำแหน่งต่างๆ

Location	Maximum Excavation Depth (m.)	Minimum Excavation Depth (m.)	Average Excavation Depth (m.)	Ultimate Bearing Capacity (t/m ³)
SP-02	10.74	8.87	9.80	20.82
SP-03	8.87	7.53	8.20	18.22
SP-05	5.98	4.61	5.30	13.53
SP-07	10.20	10.20	10.20	21.46
SP-10	2.43	1.07	1.75	7.78
SP-12	1.00	1.00	0.40	5.59

ก3 ผลการวิเคราะห์น้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในแต่ละช่วงของอุโมงค์

ตัวอย่างการคำนวณน้ำหนัก(โครงสร้าง + ดินถม)ที่กระทำต่อฐานรากเสาเข็มแผ่ตำแหน่ง SP-03

Unit Weight of Concrete	=	2.40	t/m. ³
Unit Weight of Back Fill	=	1.90	t/m. ³
Maximum Excavation Depth	=	8.87	m.
Minimum Excavation Depth	=	7.53	m.
Average Excavation Depth	=	8.20	m.



รูปที่ ก1 แสดงการหาน้ำหนักที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่ในตำแหน่งที่ SP-03

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Fill Sand (100 mm. Thickness) and compact. Blinding Concrete pouring (75 mm.) = 0.37 t/m^2

$$\text{Weight of Number 1} = 0.8 \times 7.65 \times 2.4 = 14.69 \text{ t/m.}$$

$$\text{Weight of Number 2} = 0.6 \times 5.8 \times 2.4 = 8.35 \text{ t/m.}$$

$$\text{Weight of Number 3} = 0.8 \times 5.05 \times 2.4 = 9.70 \text{ t/m.}$$

$$\text{Weight of Number 4} = 1.5 \times 7.4 \times 1.9 = 21.09 \text{ t/m.}$$

$$\text{Weight of Number 5} = 6.25 \times 1.6 \times 1.9 = 19.00 \text{ t/m.}$$

$$\text{Total Load} = \frac{14.69 + (2 \times 8.35) + 9.70 + (2 \times 21.09) + 19.0}{7.65} + 0.37$$

$$\text{Total Load} = 13.74 \text{ t/m}^2$$

ตารางที่ ก9 แสดงผลการคำนวณน้ำหนัก(โครงสร้าง + ดินถม) ที่กระทำต่อระบบฐานรากเสาเข็มแผ่
ในตำแหน่งต่างๆ

Location	Maximum Excavation Depth (m.)	Minimum Excavation Depth (m.)	Average Excavation Depth (m.)	Total Load (t/m^2)
SP-02	10.74	8.87	9.80	17.42
SP-03	8.87	7.53	8.20	13.74
SP-05	5.98	4.61	5.30	8.36
SP-07	10.20	10.20	10.20	16.65
SP-10	2.43	1.07	1.75	5.33
SP-12	1.00	1.00	0.40	4.19

ตัวอย่างการคำนวณน้ำหนักดินที่ขุดออกของตำแหน่ง SP-03

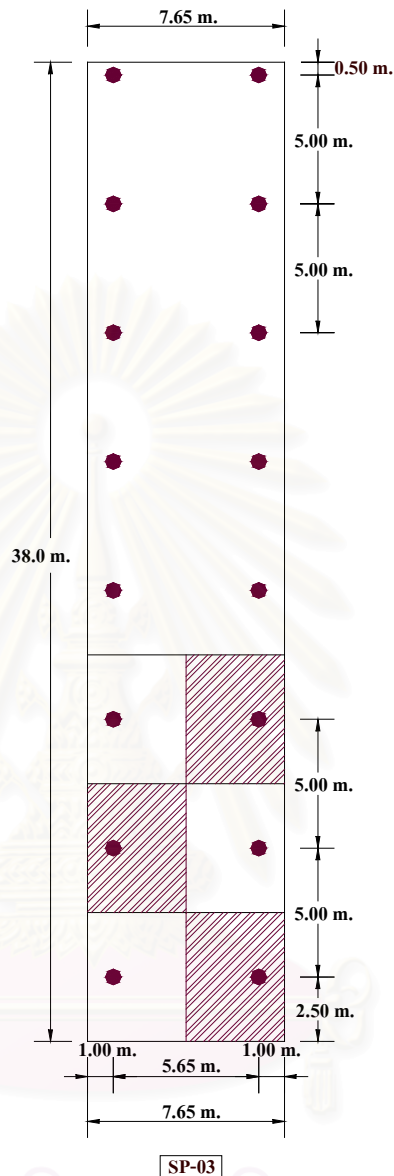
Average Excavation Depth	=	8.2	m.
Unit Weight of Soft Clay	=	1.6	t/m ³
Weight of Soil Excavation	=	1.6 × 8.20	t/m ²
Weight of Soil Excavation	=	13.12	t/m ²

ตารางที่ ก10 ตัวอย่างการคำนวณน้ำหนักดินที่ขุดออกของตำแหน่งต่างๆ

Location	Average Excavation Depth (m.)	Weigth of Soil Excavation (/m ²)
SP-02	9.80	15.68
SP-03	8.20	13.12
SP-05	5.30	8.48
SP-07	10.20	16.32
SP-10	1.75	2.80
SP-12	0.40	0.64

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตัวอย่างการคำนวณการแบ่งน้ำหนักที่ส่งถ่ายลงสู่เสาเข็มและดินที่อยู่ใต้ฐานในตำแหน่ง SP-03



รูปที่ ก2 แสดงการแบ่งน้ำหนักลงสู่เสาเข็ม

$$\text{Total Load at SP-03} = 13.74 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Average Ultimate Pile Capacity at SP-03} = 43.84 \text{ ton.}$$

$$\text{Load Transfer to Subsoil at SP-03} = \frac{\left[\left(5 \times \frac{7.65}{2} \right) \times 13.74 \right] - 43.84}{\left(5 \times \frac{7.65}{2} \right)}$$

$$\text{Load Transfer to Subsoil at SP-03} = 11.45 \text{ t/m}^2$$

ตารางที่ ก11 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักที่กระทำต่อดินที่อยู่ใต้ฐานในตำแหน่งต่างๆ

Location	Total Load (t/m. ²)	Average Ultimate Pile Capacity, (ton)	Average Load Transfer to Subsoil, (t/m. ²)
SP-02	17.42	40.52	14.15
SP-03	13.74	43.84	11.45
SP-05	8.36	50.76	3.84
SP-07	16.65	40.49	13.17
SP-10	5.33	59.83	2.38
SP-12	4.19	62.67	0.45

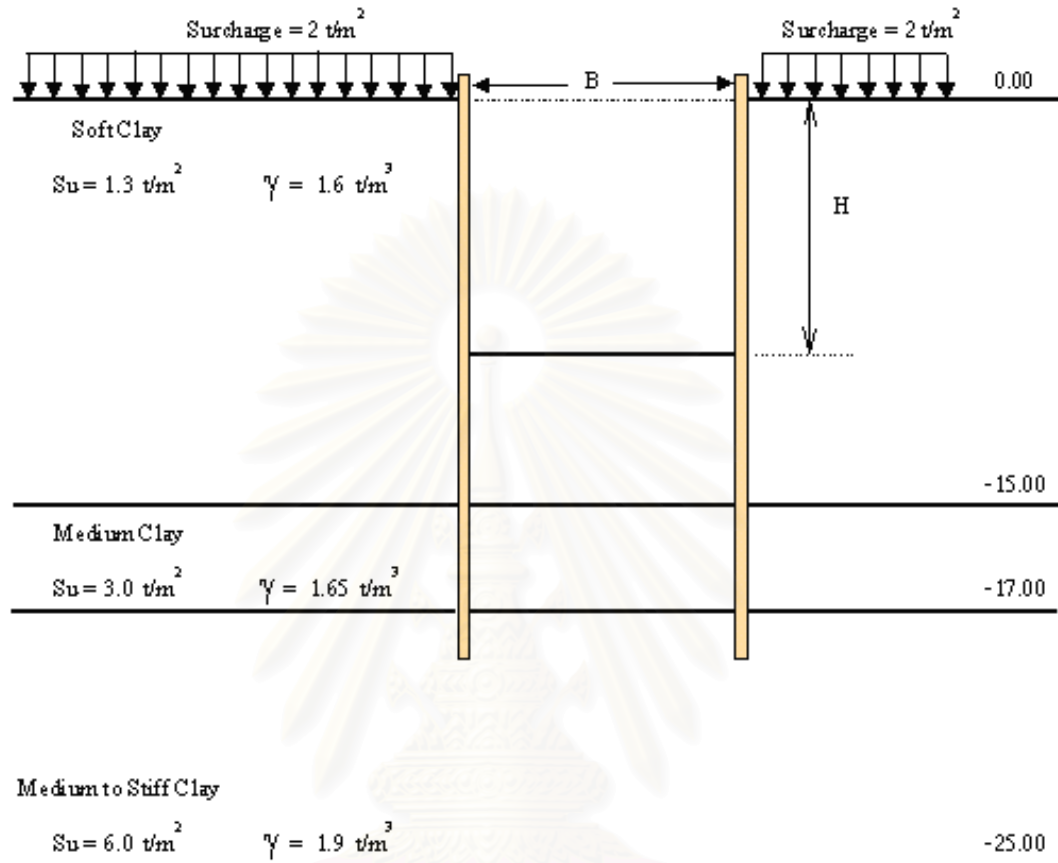
ตัวอย่างการคำนวณอัตราส่วนเปอร์เซ็นต์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำต่อดินใต้ฐานกับน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำในตำแหน่ง SP-03

$$\begin{aligned} \text{Total Load at SP-03} &= 13.74 \quad \text{t/m}^2 \\ \text{Load Transfer to Subsoil at SP-03} &= 11.45 \quad \text{t/m}^2 \\ \text{Percentage of Load Transfer to Subsoil} &= \frac{11.45}{13.74} \times 100 \\ \text{Percentage of Load Transfer to Subsoil} &= 83 \quad \% \\ \text{Percentage of Load Transfer to Pile} &= 100 - 83 \\ \text{Percentage of Load Transfer to Pile} &= 17 \quad \% \end{aligned}$$

ตารางที่ ก12 แสดงผลการคำนวณน้ำหนักที่กระทำต่อดินที่อยู่ใต้ฐานในตำแหน่งต่างๆ

Location	Total Load (t/m. ²)	Percentage of Load Transfer to Subsoil, (%)	Percentage of Load Transfer to Pile, (%)
SP-02	17.42	81	19
SP-03	13.74	83	17
SP-05	8.36	46	54
SP-07	16.65	79	21
SP-10	5.33	45	55
SP-12	4.19	11	89

ก4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของระบบกำแพงกันดินในแต่ละช่วงของอุโมงค์



ตัวอย่างการคำนวณเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดินในตำแหน่ง SP-03

รูปที่ ก3 แสดงรายละเอียดที่ใช้ในการคำนวณเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดิน

รายละเอียดของระบบกำแพงกันดินในตำแหน่ง SP-03

$$H = 8.20 \text{ m.} \quad B_1 = 9.25 \text{ m.}$$

$$S_{U1} = 1.3 \text{ t/m}^2 \quad S_{U2} = 6.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Sheet Pile Length, } L = 17.60 \text{ m.} \quad q = 2.00 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{H}{B} = 0.90$$

$$F.S. = \frac{5.7 S_{U2} B_1}{(\gamma H B_1 - S_{U1} H + q)}$$

$$F.S. = \frac{5.7 \times 6.0 \times 9.25}{[(1.60 \times 8.20 \times 9.25) - (1.30 \times 8.20) + 2.0]}$$

$$F.S. = 2.81$$

ตารางที่ ก13 แสดงผลการคำนวณเสถียรภาพของระบบกำแพงกันดินตำแหน่งต่างๆ

Location	SP-02	SP-03	SP-05	SP-07	SP-10
L, (m.)	17.60	17.60	15.60	17.60	11.60
H, (m.)	9.80	8.20	5.30	10.20	1.75
B1, (m.)	9.25	9.25	9.25	9.25	9.25
H/B	1.01	0.90	0.50	1.09	0.20
S_{U1} , (t/m ² .)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
S_{U2} , (t/m ² .)	6.0	6.0	5.55	6.0	3.59
q, (t/m ² .)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F.S.	2.40	2.81	3.98	2.26	7.39

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ภาคผนวก ข

ตารางแสดงผลข้อมูลการตรวจวัดการทุจริตตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ ข1 แสดงผลข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

Location	Settlement ID	Settlement, mm.																							
		14/02/99	25/02/99	05/03/99	14/03/99	05/04/99	01/05/99	14/05/99	19/07/99	08/08/99	25/08/99	12/09/99	21/09/99	04/10/99	31/10/99	06/11/99	16/11/99	29/11/99	16/12/99	08/01/00	23/01/00	11/02/00	23/02/00	09/03/00	02/10/00
SP-02	N3	-15	-	-	-	-16	-	-	-95	-100	-102	-108	-107	-111	-119	-120	-122	-124	-128	-136	-138	-140	-144	-146	-154
	S3	-2	-	-	-	-3	-	-	-82	-85	-88	-94	-94	-98	-106	-108	-110	-112	-116	-125	-127	-128	-132	-135	-143
	N4	-10	-11	-7	-	-17	-46	-65	-93	-96	-101	-106	-106	-112	-121	-122	-125	-128	-131	-140	-142	-144	-148	-151	-165
	S4	-14	-16	-13	-	-19	-54	-69	-98	-102	-105	-110	-111	-117	-127	-129	-132	-135	-139	-148	-151	-152	-157	-160	-170
SP-03	N5	-12	-13	-	-	-17	-54	-67	-98	-101	-105	-110	-110	-116	-126	-127	-130	-131	-135	-144	-147	-147	-152	-155	-166
	S5	-16	-19	-15	-	-22	-60	-73	-103	-106	-110	-114	-115	-122	-132	-134	-137	-140	-142	-153	-155	-156	-160	-164	-175
	N6	-6	-8	-4	-	-9	-22	-16	-62	-69	-70	-76	-75	-79	-87	-88	-90	-91	-95	-103	-105	-107	-110	-113	-121
	S6	-17	-19	-15	-	-21	-33	-27	-72	-78	-80	-85	-85	-90	-98	-101	-103	-104	-108	-117	-119	-120	-125	-127	-135
SP-05	N9	-	-	-	-	-	-18	-17	-32	-34	-33	-36	-34	-36	-38	-38	-40	-40	-40	-50	-49	-50	-52	-56	-59
	S9	-	-	-	-	-	-17	-11	-31	-28	-29	-31	-31	-34	-37	-38	-39	-40	-41	-48	-50	-50	-53	-56	-58
	N10	-9	-10	-6	-10	-12	-21	-16	-33	-40	-40	-43	-43	-44	-47	-48	-50	-50	-52	-59	-62	-61	-64	-67	-73
	S10	-6	-8	-4	-9	-10	-20	-15	-33	-38	-40	-44	-46	-48	-53	-53	-55	-56	-58	-66	-67	-67	-70	-73	-78

ตารางที่ ข1(ต่อ) แสดงผลข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของอุโมงค์ Cut and Cover

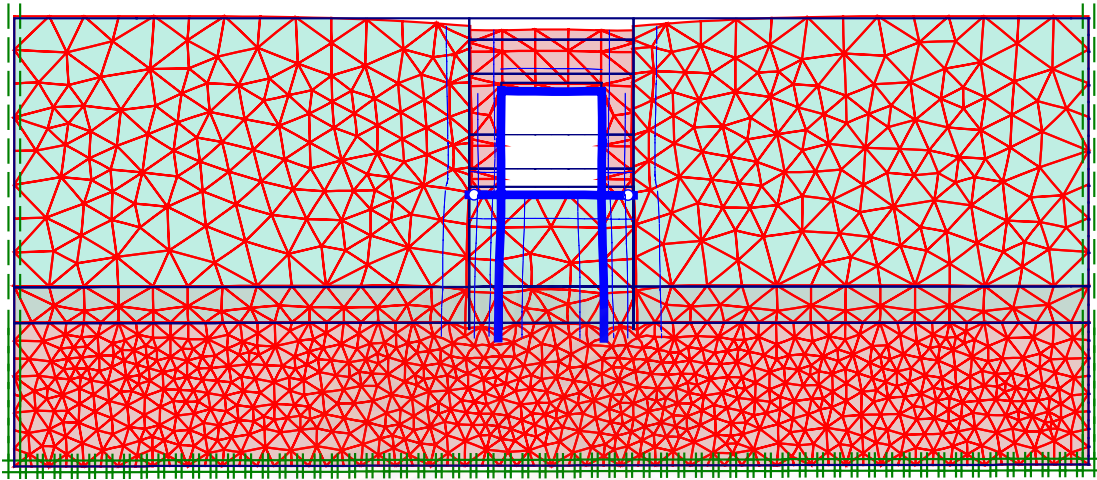
Location	Settlement ID	Settlement, mm.																							
		14/02/99	25/02/99	05/03/99	14/03/99	05/04/99	01/05/99	14/05/99	19/07/99	08/08/99	25/08/99	12/09/99	21/09/99	04/10/99	31/10/99	06/11/99	16/11/99	29/11/99	16/12/99	08/01/00	23/01/00	11/02/00	23/02/00	09/03/00	02/10/00
SP-07	N13	-	-	-	-	-	-40	-39	-86	-97	-107	-113	-115	-118	-125	-127	-128	-129	-134	-143	-146	-145	-150	-152	-166
	S13	-	-	-	-	-	-55	-54	-104	-111	-123	-130	-132	-137	-145	-146	-149	-150	-155	-165	-168	-168	-171	-175	-188
	N14	-	-	-	-	-	-28	-37	-82	-99	-109	-116	-118	-122	-129	-131	-134	-139	-141	-150	-153	-155	-158	-162	-177
	S14	-	-	-	-	-	-27	-36	-82	-92	-107	-116	-118	-124	-132	-134	-137	-139	-145	-155	-159	-161	-163	-167	-182
SP-10	N19	7	5	2	-2	-	-	-7	-27	-30	-38	-44	-44	-45	-50	-51	-54	-55	-57	-68	-70	-74	-77	-81	-110
	S19	24	22	18	14	12	9	10	-11	-14	-22	-30	-31	-33	-39	-39	-43	-45	-48	-60	-62	-65	-68	-71	-102
	N20	-2	-6	-14	-19	-23	-27	-27	-43	-44	-46	-51	-50	-53	-53	-55	-58	-56	-59	-65	-68	-68	-71	-74	-102
	S20	-5	-8	-17	-22	-26	-29	-30	-45	-47	-49	-55	-55	-56	-59	-60	-64	-62	-66	-74	-76	-77	-80	-83	-111
SP-12	N23	-	-	-	-	-	-	26	14	15	13	9	10	10	9	7	6	7	6	-1	-2	-2	-5	-8	-17
	S23	-	-	-	-	-	-	22	9	8	6	2	3	2	1	0	-2	-1	-2	-9	-9	-10	-12	-15	-26
	N24	-	-	-	-	-	-	7	-8	-8	-8	-12	-10	-10	-11	-13	-15	-12	-13	-20	-21	-25	-26	-28	-42
	S24	-	-	-	-	-	-	5	-10	-10	-12	-15	-14	-15	-17	-18	-20	-18	-20	-26	-27	-27	-30	-31	-46



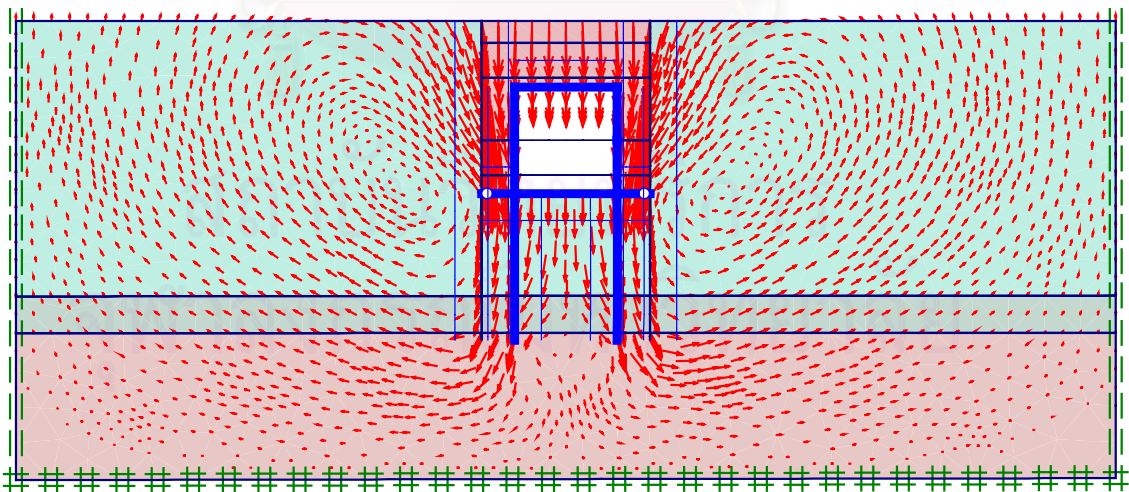
ภาคผนวก ค

ผลการวิเคราะห์การหลุดตัวด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM)

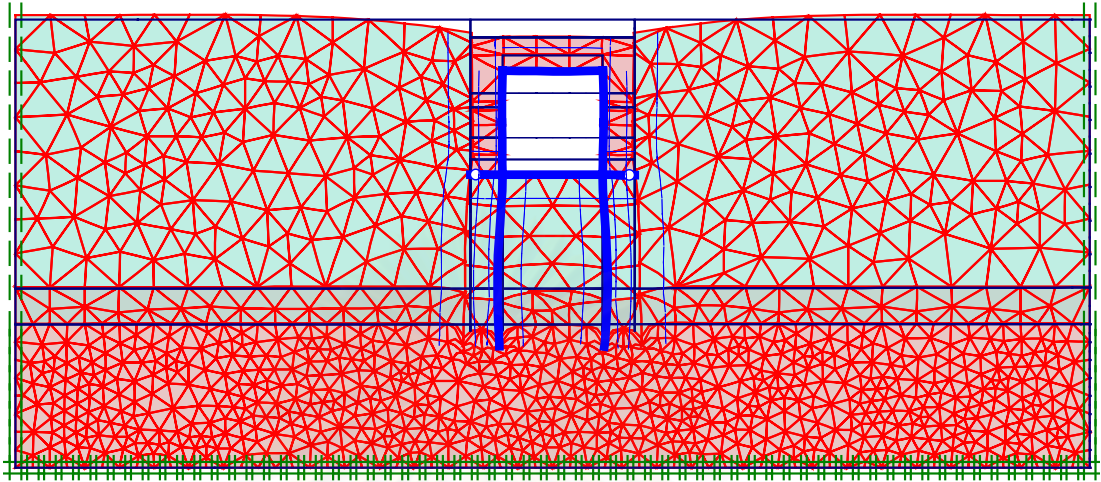
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



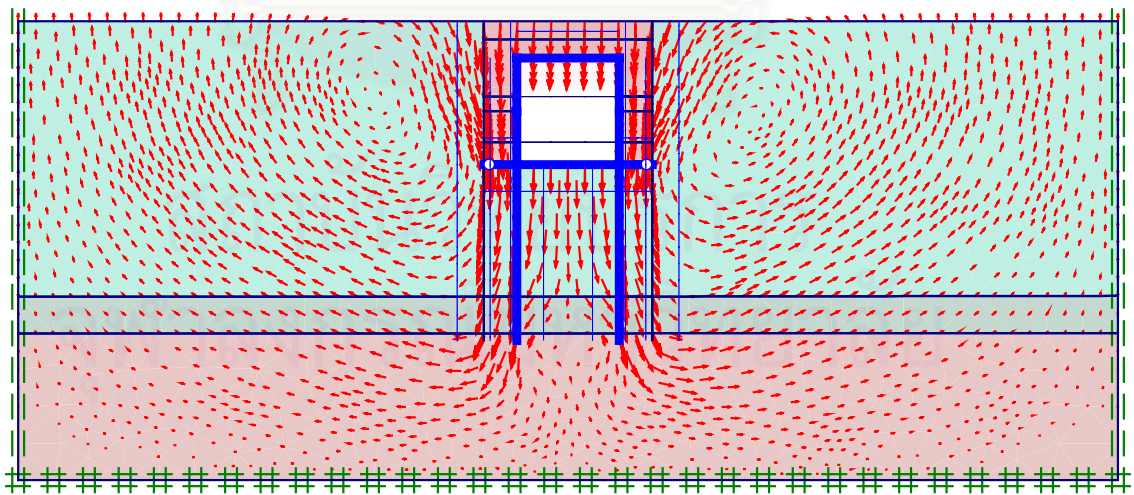
รูปที่ ค – 1.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-02



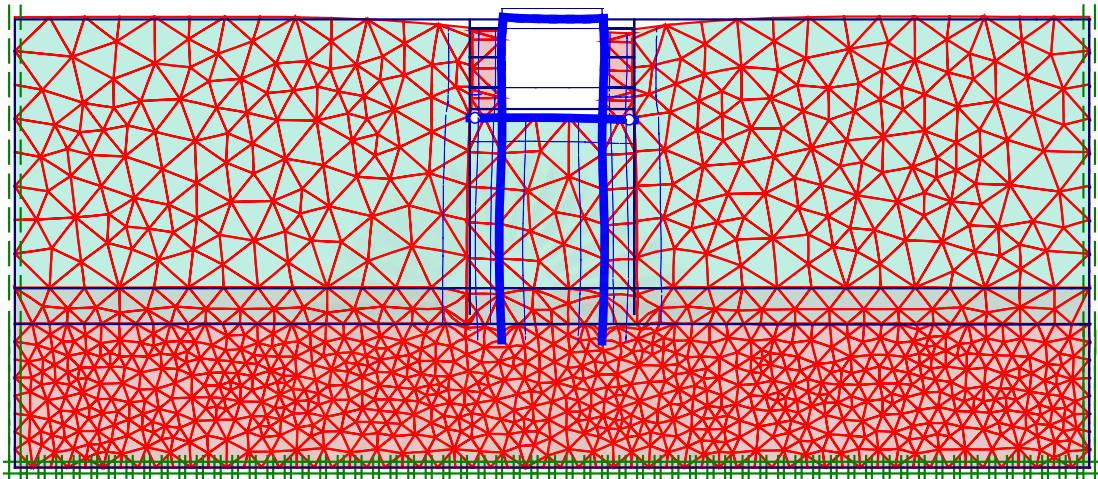
รูปที่ ค – 1.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-02



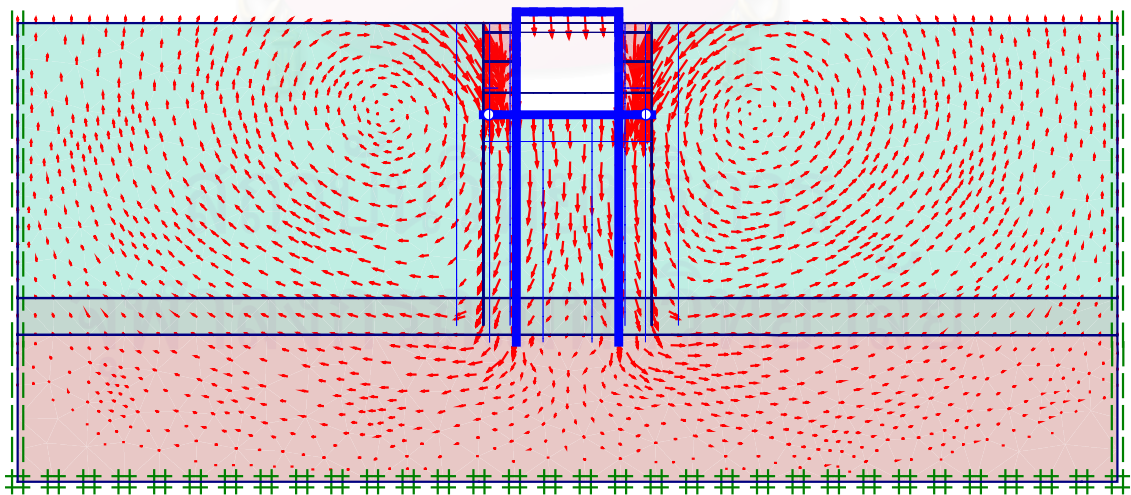
รูปที่ ค - 2.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-03



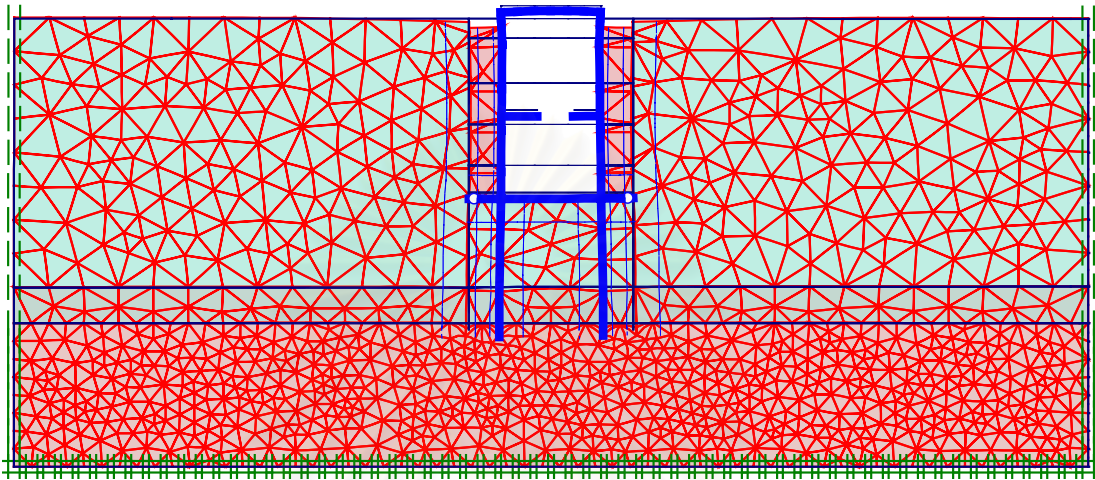
รูปที่ ค - 2.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-03



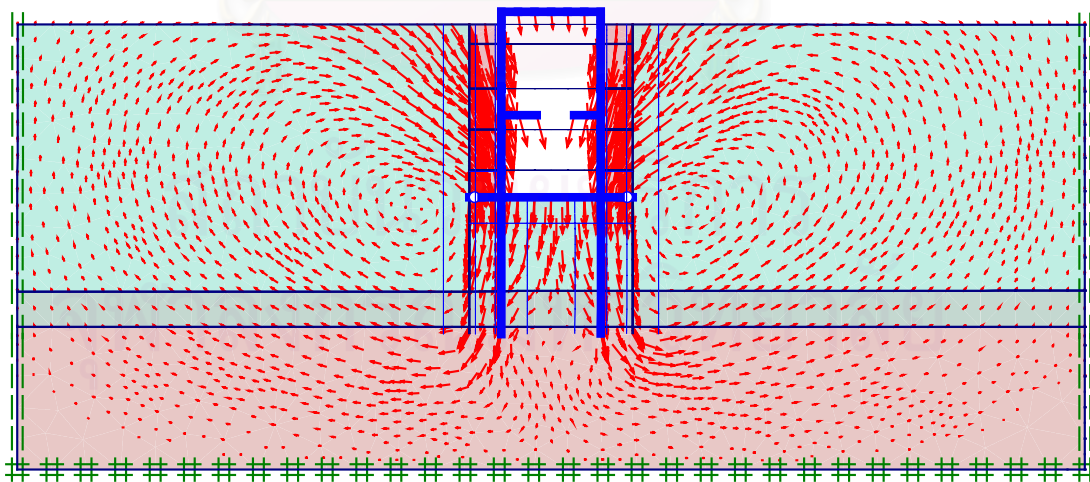
รูปที่ ก - 3.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-05



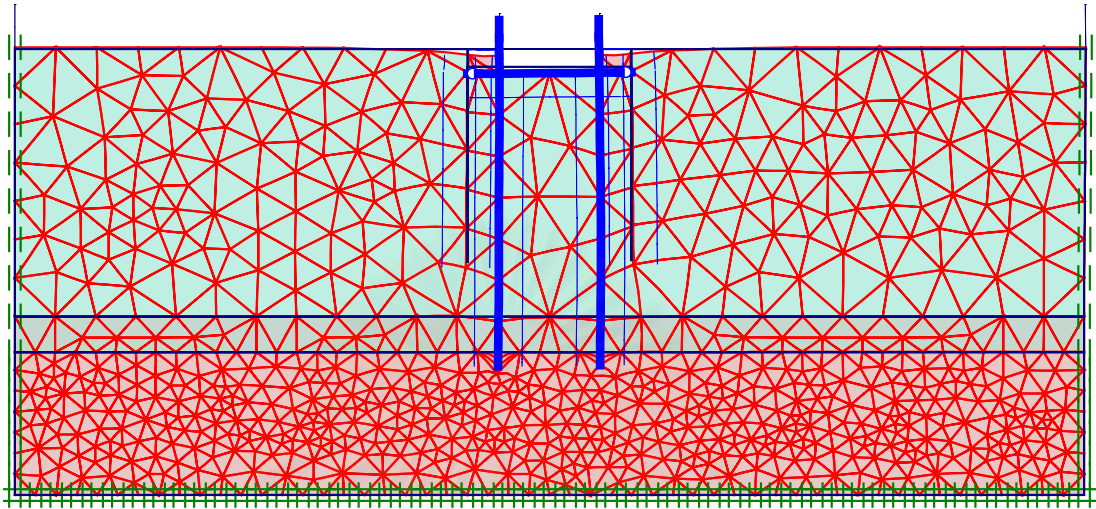
รูปที่ ก - 3.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-05



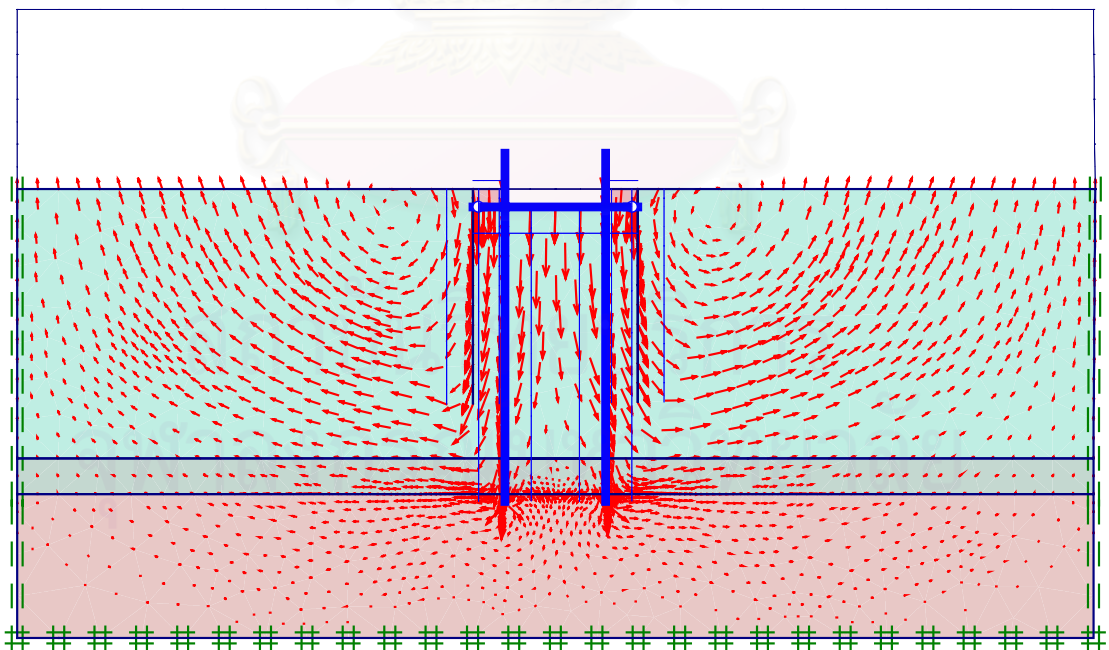
รูปที่ ก - 4.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-07



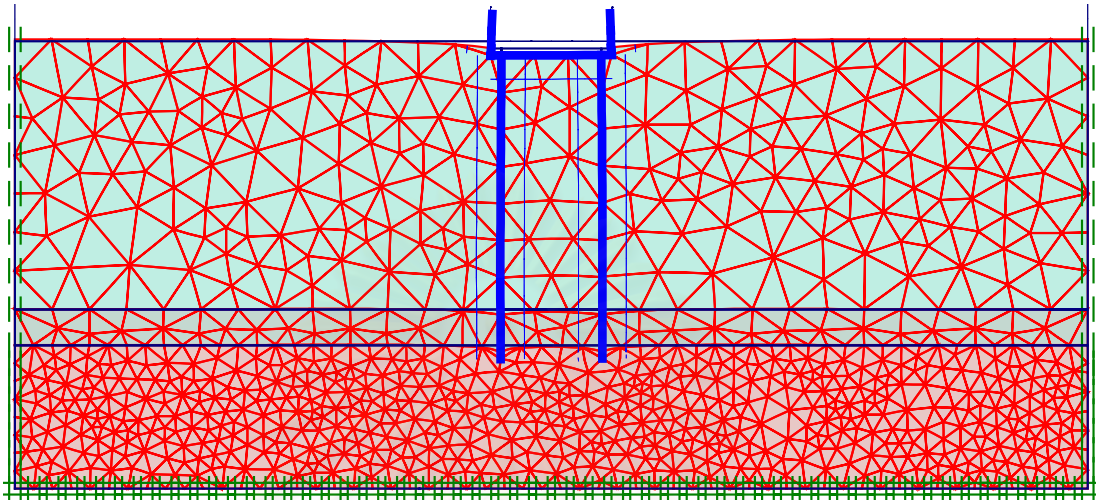
รูปที่ ก - 4.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-07



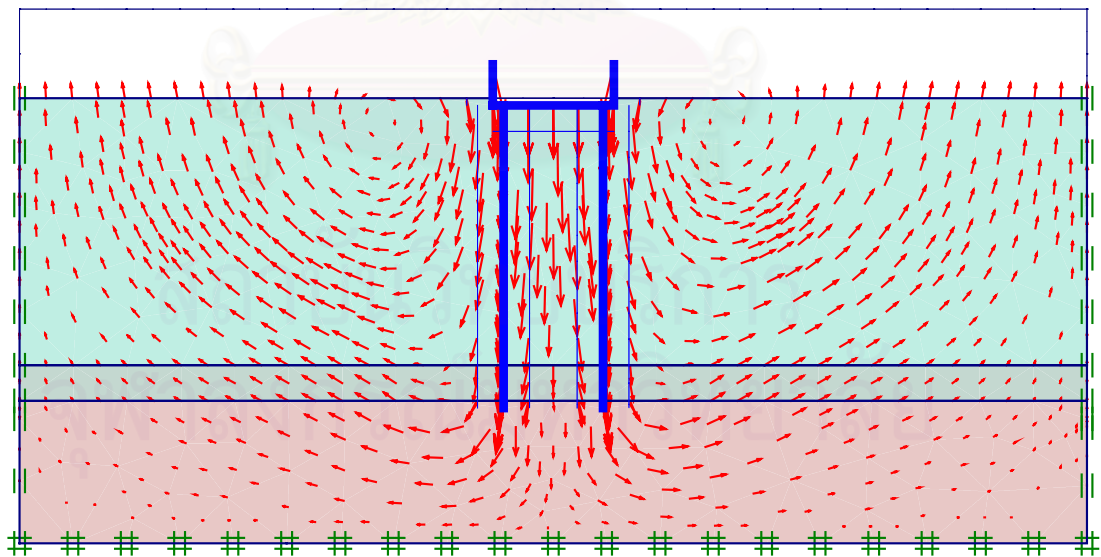
รูปที่ ค - 5.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-10



รูปที่ ค - 5.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-10



รูปที่ ก - 6.1 แสดงลักษณะ Deformed Mesh ของตำแหน่ง SP-12



รูปที่ ก - 6.2 แสดงลักษณะทิศทางการเคลื่อนตัวของดินของตำแหน่ง SP-12

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายนรากร แซ่เล่า เกิดวันที่ 31 มีนาคม พ.ศ. 2521 จังหวัด สงขลา สำเร็จการศึกษา
ระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ในปี พ.ศ. 2544 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรม
ศาสตรมหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมโยธา ในปี เดียว
กัน จนจบหลักสูตรในปีการศึกษา 2546



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย