

พหุติกรรมเสาชะเข้มเจาะขนาดใหญ่โครงการก่อสร้างสะพานรพชชประเทศบั้งกลาทศ



นายมานะ เอื้ออารีย์สินสุข

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

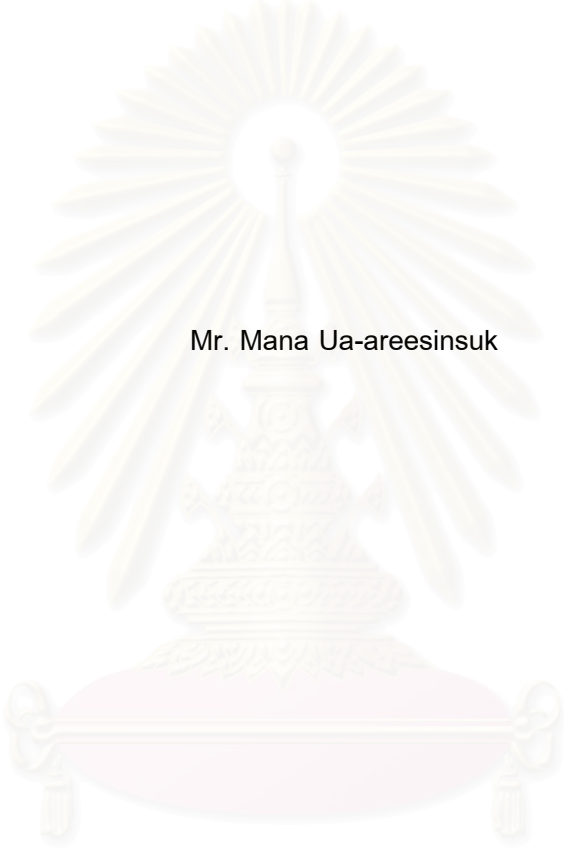
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2548

ISBN 974-53-1632-6

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF LARGE BORED PILE : CASE OF RUPSA BRIDGE,BANGLADESH



Mr. Mana Ua-areesinsuk

สถาบันวิศวกรรม  
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 2005

ISBN 974-53-1632-6



มานะ เอื้ออารีย์สินสุข : พฤติกรรมเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่โครงการก่อสร้างสะพานรพชฯ ประเทศบังกลาเทศ. (BEHAVIOR OF LARGE BORED PILE CASE OF RUPSA BRIDGE, BANGLADESH) อ.ที่ปรึกษา: รศ. ดร.วันชัย เทพรักษ์, 143 หน้า. ISBN 974-53-1632-6

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่เส้นผ่านศูนย์กลาง 2.6 เมตรลึกประมาณ 80 เมตร ในโครงการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำ รพชฯ ในประเทศบังกลาเทศ เป็นกรณีศึกษาเนื่องจากเสาเข็มเจาะทดสอบที่ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบที่ 2200 ตัน ศึกษาเฉพาะเสาเข็มเจาะทดสอบจำนวนสามต้น เพื่อหาสาเหตุของปัญหาที่ทำให้เสาเข็มเจาะทดสอบไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ รวมถึงวิธีทางที่จะแก้ไขเพื่อให้เสาเข็มสามารถกลับมาใช้งานได้ โดยใช้ข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มเจาะและผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ

เสาเข็มเจาะทดสอบในโครงการมีจำนวน 3 ต้น โดยเสาเข็มเจาะทดสอบต้นแรก (TP1) ไม่สามารถรับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้เนื่องจากใช้ระยะเวลาการขุดเจาะเสาเข็มนานถึง 100 ชั่วโมงและใช้สารละลายเบนโทไนท์เข้มข้นถึง 4-5% ในการขุดเจาะเสาเข็มเป็นผลทำให้ สารละลายเบนโทไนท์ซึมผ่านชั้นทรายจนเกิดเป็น Film cake หนาทำให้เสาเข็มเจาะสูญเสียกำลังรับน้ำหนักด้านข้างอย่างมาก เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2) ได้มีการลดระยะเวลาการขุดเจาะเสาเข็มลงเหลือ 70 ชั่วโมงและเปลี่ยนสารละลายเป็น เบนโทไนท์ 3-5% ผสมโพธิเมอร์ 0.08% แต่ก็ยังไม่ส่งผลดีขึ้นเนื่องจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการพบว่า Film cake สามารถสร้างตัวได้หนาโดยใช้เวลาเพียง 24 ชั่วโมงและโพธิเมอร์ไม่สามารถซึมผ่าน Film cake ที่หนาเข้าไปในชั้นทรายได้ จึงได้มีการแก้ไขเสาเข็มเจาะ TP2 ด้วยวิธี Toe and skin grouting ซึ่งได้ผลเป็นอย่างดีโดยพบว่าค่า  $\beta$ -parameter มีแนวโน้มสูงมาก หลังจากการแก้ไขเสาเข็ม TP2 ประสบความสำเร็จ ได้ทำการก่อสร้างเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 3 (TP3) โดยทำการก่อสร้างด้วยเทคนิค Base and shaft grouting ซึ่งสามารถแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นได้ดีทั้งในชั้นทรายและชั้นดินเหนียว โดยในชั้นทรายค่า  $\beta$ -parameter มีแนวโน้มสูงกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมาในประเทศไทย และค่า  $\alpha$ -parameter มีค่าสูงกว่า 1 และสูงกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมาในกรุงเทพมหานครทั้งนี้เนื่องมาจากมีการทำ Shaft grouting ดินเหนียวให้มีความแน่นขึ้น ในขณะที่เสาเข็มเจาะในกรุงเทพฯ ไม่ได้มีการทำ grouting ด้านข้างของเสาเข็ม

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่อนิสิต.....มานะ เอื้ออารีย์สินสุข.....  
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....อ.วันชัย เทพรักษ์.....  
ปีการศึกษา.....2548.....



## 4570485821: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD : BORED PILE / CAKE FILM / BENTONITE / POLYMER / BASE  
GROUTING / SHAFT GROUTING

MANA UA-AREESINSUK : BEHAVIOR OF LARGE BORED PILE : CASE OF  
RUPSA BRIDGE,BANGLADESH. THESIS ADVISOR: ASSIST. PROF.WANCHAI  
TEPARAKSA, D.Eng. 143 pp. ISBN 974-53-1632-6

This research aims to investigate the behavior of large bored piles of 2.6m in diameter and 80m depth of the Rupsa Bridge, Bangladesh. Three case study of large bored piles which induced excessive settlement and show less capacity than the designed load of 22000KN were investigated. In addition, a method of rehabilitation of those failed tested bore piles was also investigated to reuse the failed pile based on pile load test data of and laboratory experiments.

In the Rupsa bridge project,three tested piles were carried out. The first tested bored pile (TP1) show the excessive settlement at the designed load due to a long period about 100 hours of pile boring with bentonite slurry of 4-5% intensity. This long boring period with high intensity of bentonite slurry,a thick layer of cake film was induced on the cohesionless soil pile surface. This caused a significant reduction of load capacity. In boring process of the second tested bored pile (TP2), although the boring period and the intensity of bentonite slurry were reduced to 70 hours and 3-5% with mixed polymer of 0.08%, respectively, the capacity of the pile was not improved. This is because thick cake film can be induced based on laboratory experiment within 24 hours and the polymer can not penetrated into this thick cake film. By this reason, the boring process of TP2 bored pile was later improved or remedial successfully by using toe and skin grouting technique with result in high  $\beta$ -parameter. The TP3 tested bored pile was then constructed with pre-installed base and shaft grouting technique successfully in both sand and clay layers. In sand,  $\beta$ -parameter was higher than the test pile in Bangkok, and  $\alpha$ -parameter was also higher than 1.0 due to shaft grouting effect causing compaction of clay layer while the shaft grouting was not applied in bored pile in Bangkok.

Department.....Civil Engineering..... Student's signature...*Mana Ua-areesinsuk*  
Field of study.....Civil Engineering..... Advisor's signature...*Wanchai Teparaksa*  
Academic year.....2005

## กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์เรื่อง “พฤติกรรมเสาะห้เฝ้าขนาดใหญ่โครงการก่อสร้างสะพานรพชว  
ประเทศบังกลาเทศ” ผู้เขียนขอแสดงความขอบพระคุณ

รองศาสตราจารย์ ดร.วันชัย เทพรักษ์ อาจารย์ที่ปรึกษา ซึ่งได้ให้คำปรึกษาและข้อคิดเห็น  
ต่าง ๆ ตลอดจนช่วยแก้ไขข้อบกพร่องในการทำวิทยานิพนธ์นี้ให้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

รองศาสตราจารย์ ดร.บุญสม เลิศหิรัญวงศ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฐิรวัตร บุญญะฐิ  
ที่ได้ร่วมเป็นคณะกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ ตลอดจนให้คำแนะนำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้  
เสร็จสมบูรณ์

อาจารย์ทุกท่านที่ได้ประสิทธิประสาทความรู้ต่างๆ ให้แก่ผู้เขียนเป็นอย่างดี

คุณชยานันท์ บุญยรักษ์ จากบริษัท Seafco จำกัด ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการค้นหาข้อมูล  
การดำเนินงานในสถานที่ก่อสร้างจริง และคำแนะนำที่มีประโยชน์อย่างมากในการทำวิทยานิพนธ์

บิดา มารดา ที่คอยให้กำลังใจในการทำวิทยานิพนธ์เสมอ

เพื่อน ๆ ทุกคนที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการทำวิทยานิพนธ์ให้ลุล่วงไปด้วยดี

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญรูป .....	ฎ
สารบัญตาราง .....	ณ
สัญลักษณ์ .....	ด
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	2
1.3 ขอบเขตของการศึกษา .....	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	2
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	3
2.1 ชนิดของเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยและเทคนิคการก่อสร้าง .....	3
2.1.1 เสาเข็มเจาะ (Bored Pile).....	3
2.2 พฤติกรรมของสารรักษาเสถียรภาพ.....	6
2.2.1 พฤติกรรมของเบนโทไนท์ .....	6
2.2.2 พฤติกรรมของโพลีเมอร์ .....	9
2.2.3 การลดลงของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มเนื่องจาก Filter cake .....	11
2.2.4 การใช้สารละลายโพลีเมอร์ในอดีตที่ผ่านมา.....	13
2.3 การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม .....	14
2.4 เครื่องมือวัดในเสาเข็มเจาะ .....	19
2.4.1 Vibrating Wire Strain Gauge .....	19
2.4.2 Extensometer .....	20
2.5 การประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว .....	23

	หน้า
2.5.1 วิธีสถิตยศาสตร์ (Static Method) .....	23
2.5.1.1 แรงเสียดทานผิวเสาเข็ม .....	23
2.5.1.1.1 ชั้นทราย.....	24
2.5.1.1.2 ชั้นดินเหนียว .....	26
2.5.1.2 แรงดันที่ปลายเข็ม.....	28
2.5.1.2.1 ชั้นทราย.....	28
2.5.1.2.2 ชั้นดินเหนียว .....	30
2.5.2 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม (Load Testing of Piles) .....	30
 บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย .....	 35
3.1 ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย.....	35
3.1.1 ลักษณะโครงการที่ทำการศึกษา .....	35
3.1.2 ผลการศึกษาสมบัติของดินบริเวณที่ก่อสร้างที่ใช้ในงานวิจัย.....	35
3.1.3 ข้อมูลเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัย .....	40
3.1.3.1 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 1 (TP1).....	40
3.1.3.2 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2).....	49
3.1.3.3 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 หลังจากแก้ไข โดยการ Grouting แล้ว (TP2(i)).....	51
3.1.3.3.1 Toe grouting.....	51
3.1.3.3.2 Skin grouting .....	56
3.1.3.4 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 3 (TP3).....	64
3.1.3.4.1 Base grouting .....	65
3.1.3.4.2 Shaft grouting.....	68
3.1.3.4.3 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม เจาะ TP3 โดยวิธี O-cell.....	72
3.2 วิธีการวิเคราะห์และข้อจำกัดในการวิเคราะห์ .....	76
3.2.1 การหาแรงตามแนวแกน โดย Vibrating wire strain gauges .....	76



	หน้า
3.2.2 การประมาณค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็ม .....	77
3.2.2.1 ชั้นดินเหนียว .....	77
3.2.2.2 ชั้นทราย .....	77
3.2.3 การประมาณค่าแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม .....	78
3.2.3.1 กรณีปลายเข็มขังในชั้นทราย .....	78
3.3 การทดสอบแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ .....	79
3.3.1 แบบจำลองการไหลผ่านของ Slurry ในชั้นทราย .....	79
บทที่ 4 ผลการทดสอบ การวิเคราะห์ผลและ อภิปรายผลการวิจัย .....	81
4.1 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 1 (TP1) .....	81
4.1.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะ TP1 .....	84
4.2 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2) .....	86
4.2.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะ TP2 .....	87
4.3 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 หลังจาก Grouting (TP2(i)) .....	90
4.3.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะ TP2(i) .....	95
4.3.1.1 การหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในตัวเสาเข็ม TP2(i) .....	95
4.3.1.2 การประมาณค่าพารามิเตอร์ของเสาเข็ม TP2 .....	110
4.4 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 3 (TP3) .....	113
4.4.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์เสาเข็มเจาะ TP3 .....	117
4.4.1.1 การคำนวณหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม TP3 .....	117
4.4.1.2 การประมาณค่าพารามิเตอร์ของเสาเข็ม TP3 .....	126
4.4.1.2.1 ค่า Friction Factor, $\beta$ ( $K_s \tan \delta$ ) .....	126
4.4.1.2.2 ค่า Adhesion factor $\alpha$ .....	127
4.4.1.2.3 ค่า Mobilized $N_q$ .....	128
4.5 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ .....	129
4.5.1 ปัจจัยเรื่องขนาดของ Grain .....	132
4.5.2 ปัจจัยเรื่องความดัน .....	133
4.5.3 ปัจจัยเรื่องความเข้มข้นของสารละลายเบนโทไนท์ .....	134

	หน้า
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ.....	136
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	136
5.1.1 สรุปผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ.....	136
5.1.2 สรุปพฤติกรรมและสาเหตุของปัญหาของเสาเข็มเจาะทดสอบ ในโครงการ.....	136
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	138
รายการอ้างอิง.....	139
ประวัติผู้เขียน.....	143



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญญัตราง

ตาราง	หน้า
ตารางที่ 3.1 แสดงผลการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BHMP6 ที่ใช้ในการก่อสร้างเสาเข็ม TP1,TP2 และ TP2(i).....	36
ตารางที่ 3.2 แสดงผลการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BHMP4 ที่ใช้ในการก่อสร้างเสาเข็ม TP3.....	37
ตารางที่ 3.3 แสดงตำแหน่งระดับ Strain gauge ในเสาเข็ม TP2(i).....	61
ตารางที่ 3.4 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 .....	70
ตารางที่ 3.5 แสดงสรุปข้อมูลของเสาเข็มทดสอบทั้งหมดในโครงการ .....	75
ตารางที่ 4.1 แสดงลักษณะ โดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP1 .....	81
ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP1.....	85
ตารางที่ 4.3 แสดงลักษณะ โดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP2 .....	87
ตารางที่ 4.4 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP2.....	88
ตารางที่ 4.5 แสดงตำแหน่งระดับของ Stain gauge ในเสาเข็ม TP2(i) .....	90
ตารางที่ 4.6 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP2(i).....	95
ตารางที่ 4.7 แสดงข้อมูลพารามิเตอร์ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i) .....	110
ตารางที่ 4.8 แสดงลักษณะ โดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP3 .....	113
ตารางที่ 4.9 แสดงหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของแต่ละช่วงระหว่าง Strain gauge .....	120

## สารบัญรูป

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 2.1 แสดง Double layer ของ Clay mineral .....	7
รูปที่ 2.2 แสดงการเกิด Filter Cake ในชั้นทรายเมื่อใช้สารละลายเบนโทไนท์.....	8
รูปที่ 2.3 แสดงความแข็งของ Filter cake .....	8
รูปที่ 2.4 แสดงเม็ดดินที่แขวนลอยอยู่ในสารละลายเบนโทไนท์.....	9
รูปที่ 2.5 แสดงพฤติกรรมของสารละลายโพลีเมอร์ในหลุมเจาะ .....	10
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเสียดทานกับการเคลื่อนตัวที่ Confining Pressure ต่างๆ ของ เสาเข็มจำลอง (Farmer and Goldberg, 1969).....	11
รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงของเสาเข็มจริง ที่ทิ้งไว้ในเบนโทไนท์ในเวลาต่างๆ กัน (Cernak, 1976) .....	12
รูปที่ 2.8a ติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 1.....	15
รูปที่ 2.8b การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 2 .....	16
รูปที่ 2.8c การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 3 .....	16
รูปที่ 2.9 รูปแสดงการติดตั้งเครื่องมือวัด Osterberg Cell ในเสาเข็มเจาะ (Schmertmann and Hayes,1997) .....	18
รูปที่ 2.10 ลักษณะของ Vibrating Wire Strain Gauges .....	19
รูปที่ 2.11a แสดงการติดตั้ง Extensometer กับโครงเหล็กเสริม.....	22
รูปที่ 2.11b แสดงการติดตั้ง Extensometer กับโครงเหล็กเสริม.....	22
รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมต้านทานภายใน ( $\phi'$ ) ของชั้นทรายกรุงเทพฯ กับ ค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเสียดทานของทราย ( $\beta$ ) .....	25
รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือน ( $S_u$ ) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ กับค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเสียดทานของดินเหนียว ( $\alpha$ ) .....	27
รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N_{q*}$ กับ $\phi'$ ของชั้นทรายกรุงเทพฯ (Teparaksa 2001) .....	29
รูปที่ 2.15 รูปแบบวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิกฤติจากการทดสอบเสาเข็ม (Fellenius,1980) .....	34
รูปที่ 3.1 แสดงตำแหน่งที่ตั้งโครงการ .....	38
รูปที่ 3.2 แสดงลักษณะตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละตอม่อของสะพาน Rupsa .....	39

## สารบัญรูป

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 3.3 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 .....	40
รูปที่ 3.4 แสดงการขุดดินออกโดยใช้ Grab Hammer ขณะติดตั้ง Casing .....	41
รูปที่ 3.5 แสดงการกดปลอกเหล็กถาวรโดยใช้ Vibro Hammer.....	42
รูปที่ 3.6 แสดงลักษณะของหัวเจาะในการเจาะแบบ Reverse circulation.....	44
รูปที่ 3.7 แสดงการประกอบโครงเหล็ก .....	45
รูปที่ 3.8 แสดงการเชื่อมต่อโครงเหล็ก .....	46
รูปที่ 3.9 แสดงการเทคอนกรีตและการถอดท่อ Tremie .....	47
รูปที่ 3.10 แสดงผลการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ TP1 ซึ่งใช้สารละลาย เบนโทไนท์ในการก่อสร้าง.....	48
รูปที่ 3.11 แสดงตำแหน่งของ Test pile No2 .....	49
รูปที่ 3.12 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ TP2 ซึ่งใช้สารละลาย Polymer based ในการก่อสร้าง .....	50
รูปที่ 3.13 แสดงลักษณะของท่อ Sonic Logging ที่ใช้ในการทำ Toe grouting ของเสาเข็ม TP2..	52
รูปที่ 3.14 แสดงการใช้หัวเจาะผ่านท่อ Sonic logging ของเสาเข็ม TP2(i) .....	53
รูปที่ 3.15 แสดงการติดตั้งท่อ Manchette สำหรับการทำให้ Toe grouting ใน TP2(i).....	54
รูปที่ 3.16 แสดงการใช้ Double packer ฉีดน้ำปูนในการทำให้ Toe grouting ในเสาเข็ม TP2(i) .....	55
รูปที่ 3.17 แสดงลักษณะของหลุมเจาะรอบเสาเข็ม ในการทำให้ Skin grouting ของเสาเข็มเจาะ TP2(i).....	56
รูปที่ 3.18 แสดงตำแหน่งของ Casing ในการเจาะหลุมเจาะ 8 หลุมรอบๆ ของเสาเข็มเจาะ TP2(i).....	57
รูปที่ 3.19 แสดงการติดตั้งท่อ Manchette โดยวิธี Wash down .....	58
รูปที่ 3.20 แสดงการอัดน้ำปูน Soft grout ให้ท่วมรูของ Manchette pipe .....	59
รูปที่ 3.21 แสดงการอัดน้ำปูนโดย Double packer ผ่านท่อ Machette ในการทำให้ Skin grouting .....	60
รูปที่ 3.22 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i) .....	62
รูปที่ 3.23 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Settlement ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i).....	63
รูปที่ 3.24 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่3 (TP3) .....	64
รูปที่ 3.25 แสดงลักษณะของท่อ Manchette รูปตัว U และการวางตำแหน่ง ในการทำให้ Base grouting .....	66



## สารบัญรูป

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 3.26 แสดงการทำ Base grouting ของเสาเข็มเจาะ TP3 .....	67
รูปที่ 3.27 แสดงการอัดฉีดน้ำปูนโดยใช้ Double packer ในการทำ Shaft grouting ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 .....	69
รูปที่ 3.28 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 .....	71
รูปที่ 3.29 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ใน Stage1 .....	73
รูปที่ 3.30 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ใน Stage2.....	74
รูปที่ 3.31 แสดงแบบจำลองการไหลผ่านของ Slurry .....	80
รูปที่ 4.1 แสดงผลการทดสอบ Load-Settlement ของเสาเข็ม TP1 ซึ่งใช้สารละลาย เบนโทไนท์ในการก่อสร้าง.....	83
รูปที่ 4.2 แสดงประสิทธิภาพของเสาเข็มเจาะที่มีปัญหา Soft base กับเสาเข็มเจาะ ที่มีการ Grouting ที่ปลายเข็ม .....	85
รูปที่ 4.3 แสดงพฤติกรรมของสารละลายโพลีเมอร์ผสมเบนโทไนท์ในหลุมเจาะ .....	86
รูปที่ 4.4 แสดงผลการทดสอบ Load-Settlement ของเสาเข็มเจาะ TP2 ซึ่งใช้สารละลาย (Bentonite 3-5% and Polymer 0.08%) ในการก่อสร้าง .....	89
รูปที่ 4.5 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i) .....	91
รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ เวลา ตาม Cycle .....	92
รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ เวลา ตาม Cycle .....	93
รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load-Settlement ของเสาเข็ม TP2(i).....	94
รูปที่ 4.9 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle1 น้ำหนัก 22000KN จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging.....	96
รูปที่ 4.10 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle2 น้ำหนัก 33000KN จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging.....	97
รูปที่ 4.11 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle2 น้ำหนัก 33000KN จาก Strain gauge ในท่อ Skin grout .....	98
รูปที่ 4.12 แสดงเปรียบเทียบ Depth-Strain จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging และในท่อ Skin grout .....	99
รูปที่ 4.13 แสดง Depth-Axial Load ของ Load Cycle1 จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging .....	100

## สารบัญรูป

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.14 แสดง Depth-Axial Load ของ load Cycle2 จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging .....	101
รูปที่ 4.15 แสดง Depth-Axial Load ของ load Cycle2 จาก Strain gauge ในท่อ Skin grouting.....	102
รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง End bearing stress กับ Settlement ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i).....	104
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ Skin friction ของ Cycle1(Sonic logging).....	105
รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ Skin friction ของ Cycle2 (Sonic logging).....	106
รูปที่ 4.19 แสดงค่า SPT และ Skin friction ตามความลึกของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i).....	107
รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ของ SPT กับ Skin friction ของ Cycle1 .....	108
รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ของ SPT กับ Skin friction ของ Cycle2.....	109
รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\beta$ กับค่ามุม $\phi$ ของเสาเข็ม TP2(i) เทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา.....	111
รูปที่ 4.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $N_q$ กับค่ามุม $\phi$ ของเสาเข็ม TP2(i) เทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา .....	111
รูปที่ 4.24 แสดงตำแหน่งระดับของ O-cell และ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 .....	114
รูปที่ 4.25 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Displacement ของ O-cell ตัวล่างใน Stage1 .....	115
รูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Displacement ของ O-cell ตัวบนใน Stage2 .....	116
รูปที่ 4.27 แสดงแรงตามแนวแกนของการทดสอบใน Stage1 ของเสาเข็ม TP3 .....	118
รูปที่ 4.28 แสดงแรงตามแนวแกนของการทดสอบใน Stage2 ของเสาเข็ม TP3 .....	119
รูปที่ 4.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง End Bearing stress กับ Displacement ในเสาเข็มเจาะ TP3 .....	122
รูปที่ 4.30 แสดงหน่วยแรงเฉียดทานด้านข้างของ Zone1 (Stage1).....	123
รูปที่ 4.31 แสดงหน่วยแรงเฉียดทานด้านข้างของ Zone 2,3,4,5 (Stage2).....	124
รูปที่ 4.32 แสดงหน่วยแรงเฉียดทานด้านข้างของ Zone 6,7,8,9,10 (Stage2).....	125

## สารบัญรูป

ภาพประกอบ	หน้า
รูปที่ 4.33 แสดงค่าพารามิเตอร์ $\beta$ กับค่ามุม $\phi$ ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษาก่อนหน้านี้ .....	126
รูปที่ 4.34 แสดงค่าพารามิเตอร์ $\alpha$ กับค่า $S_u$ ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษาก่อนหน้านี้ .....	127
รูปที่ 4.35 แสดงค่าพารามิเตอร์ Mobilized $N_q$ กับค่ามุม $\phi$ ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษาก่อนหน้านี้ .....	128
รูปที่ 4.36 แสดง Grain size analysis ในโครงการรพช. ....	129
รูปที่ 4.37 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Coarse sand ที่นำมาทดสอบ .....	130
รูปที่ 4.38 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Fine sand ที่นำมาทดสอบ .....	130
รูปที่ 4.39 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Silt ที่นำมาทดสอบ .....	131
รูปที่ 4.40 แสดงปัจจัย Grain size ที่มีผลกับการเกิด Film cake .....	132
รูปที่ 4.41 แสดง Film cake ที่เกิดขึ้นในการทดลอง .....	133
รูปที่ 4.42 แสดงปัจจัยความดันที่มีผลกับการเกิด Film cake .....	134
รูปที่ 4.43 แสดงปัจจัยความเข้มข้นของเบนโทไนท์ที่มีผลกับการเกิด Film cake .....	135

## สัญลักษณ์

$\alpha$	=	สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของดินเหนียว (Adhesion Factor)
$\beta$	=	สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของทราย (Friction Factor)
$\delta$	=	มุมเสียดทานระหว่างดินกับเสาเข็ม
$\epsilon$	=	ความเครียดของเสาเข็มที่วัดได้จาก Straingauge
$\phi'$	=	มุมต้านทานภายในของดิน (Angle of Internal Resistance)
$\gamma_t$	=	หน่วยน้ำหนักรวมของดิน (Total Unit Weight)
$\sigma_v$	=	หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง
$\sigma_h$	=	หน่วยแรงรวมในแนวนอน
$\sigma'_{vo}$	=	หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
$\sigma'_{vi}$	=	หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางชั้นดินที่พิจารณา
$\omega$	=	ปริมาณความชื้นในมวลดิน
$A_c$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต
$A_g$	=	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาเข็ม
$A_s$	=	พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริมรับแรงอัด
$(AE)_p$	=	ค่าสติเฟนสมคูลย์ของเสาเข็ม
CH	=	High Plastic Clay
CL	=	Low Plastic Clay
$C_N$	=	ค่าปรับแก้เนื่องจากผลของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง
D	=	เส้นผ่าศูนย์กลางกลางเสาเข็ม
$dW_z$	=	Elastic Compression ของเสาเข็ม
e	=	อัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน (Void Ratio)
E	=	Modulus of Elasticity ของเสาเข็ม
$E_c$	=	Modulus of Elasticity ของคอนกรีต
$E_s$	=	Modulus of Elasticity ของเหล็กเสริม
$f_s$	=	หน่วยแรงเสียดทานด้านข้าง (Unit Skin Friction)
$G_s$	=	ความถ่วงจำเพาะของดิน
$K_s$	=	ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างระหว่างดินกับเสาเข็ม
L	=	ความยาวเสาเข็ม
$L_c$	=	เส้นรอบรูปเสาเข็ม
LI	=	ดัชนีความเหลว

LL	=	พิกัดความเหลว
N	=	ค่าจำนวนครั้งของการทดสอบการทะลุผ่านมาตรฐาน (SPT-N Value)
N'	=	ค่าจำนวนครั้งของการทดสอบการทะลุผ่านมาตรฐาน (SPT-N Value) หลังการปรับแก้
N <sub>c</sub>	=	สัมประสิทธิ์กำลังรับแรงแบกทานของปลายเสาเข็มในชั้นดินเหนียว
N <sub>q</sub>	=	สัมประสิทธิ์กำลังรับแรงแบกทานของปลายเสาเข็มในชั้นทราย
P <sub>i</sub>	=	แรงตามแนวแกนเสาเข็ม
PI	=	ดัชนีความเหนียวหนืด
PL	=	พิกัดความเหนียวหนืด
q <sub>E</sub>	=	หน่วยแรงกำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเข็ม (Unit End Bearing)
Q <sub>E</sub>	=	แรงต้านทานของดินบริเวณปลายเสาเข็ม
Q <sub>s</sub>	=	แรงต้านทานของดินรอบๆ ลำตัวเสาเข็ม
Q <sub>T</sub>	=	แรงกระทำที่หัวเข็ม
Q <sub>ult</sub>	=	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของฐานราก
S <sub>u</sub>	=	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว
S <sub>z</sub>	=	น้ำหนักที่ส่งถ่ายจากเข็มไปสู่ดินรอบลำตัวเข็มที่ความลึก z
U	=	แรงดันน้ำใต้ดิน
W <sub>o</sub>	=	การทรุดตัวที่หัวเสาเข็ม
W <sub>p</sub>	=	น้ำหนักเสาเข็ม
W <sub>z</sub>	=	การเคลื่อนตัวของผนังเสาเข็มที่ความลึก z

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญของปัญหา

ในการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำรู่พชาในประเทศบังกลาเทศได้มีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะเพื่อใช้เป็นฐานรากสะพาน มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เมตร ความยาวประมาณ 80 เมตร เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกตลอดภัย 2200 ตันต่อต้น ซึ่งได้มีการก่อสร้างเสาเข็มทดสอบจำนวน 2 ต้นโดยไม่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัด (Geotechnical Instrument) ไว้ภายในเสาเข็ม

ซึ่งผลการทดสอบเสาเข็มทั้งสองต้นด้วยวิธี Conventional static load test เสาเข็มเจาะทั้งสองต้นเกิดการทรุดตัวอย่างมาก โดยทรุดตัวไปถึงประมาณ 250 มิลลิเมตรที่น้ำหนักบรรทุกตลอดภัย และทรุดตัวไปถึงประมาณ 600 มิลลิเมตรที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุด ที่ 3400 ตัน ซึ่งในระหว่างที่ทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มทดสอบนั้น ได้มีการก่อสร้างเสาเข็มที่จะใช้งานจริงไปบางส่วนด้วย จึงต้องหาวิธีการแก้ไขเสาเข็มเจาะทดสอบให้กลับมารับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบไว้

ดังนั้นจึงได้มีการออกแบบวิธีแก้ไข เสาเข็มเจาะโดย รศ.ดร.วันชัย เทพรักษ์ จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (Teparaksa, 2004) เพื่อแก้ไขเสาเข็มทดสอบให้กลับมารับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ และนำวิธีการแก้ไขนี้ไปใช้ในเสาเข็มเจาะที่ได้ก่อสร้างไปแล้ว นอกจากนี้ยังได้เสนอวิธีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 3 พร้อมทำการทดสอบด้วยวิธี O-cell ซึ่งจะทำให้ทราบพฤติกรรมของเสาเข็มได้ดียิ่งขึ้น โดยจะนำวิธีการก่อสร้างเสาเข็มต้นที่ 3 นี้ไปใช้ก่อสร้างเสาเข็มเจาะที่เหลือต่อไป

เนื่องจากปัจจัยหลายอย่าง ทั้งชั้นดินวิธีการก่อสร้างรวมถึงวิธีการทดสอบที่แตกต่างกัน การศึกษาเปรียบเทียบระหว่างโครงการก่อสร้างในต่างประเทศจึงมีความจำเป็น เพื่อที่จะได้นำข้อมูลและความรู้ที่ได้มาพัฒนาหรือเปรียบเทียบกับโครงการก่อสร้างในประเทศไทยให้ดียิ่งขึ้นไป

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. เพื่อศึกษาขั้นตอนวิธีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ทั้งในประเทศไทยและบังกลาเทศ
2. เพื่อหาสาเหตุการทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบทั้งสองต้น
3. เพื่อศึกษาถึงปัญหาและวิธีการแก้ไขเพื่อให้เสาเข็มเจาะสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ต้องการ
4. เพื่อศึกษาถึงวิธีการและพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะทดสอบด้วยวิธีที่แตกต่างกันระหว่าง Conventional static load test และ O-cell testing
5. เพื่อประมาณและเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ได้จากเสาเข็มทดสอบทั้งสองวิธี

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

งานวิจัยนี้เป็นการวิจัยกรณีศึกษาที่เกิดขึ้นในโครงการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำรพชา วิจัยนี้จึงเกี่ยวข้องกับการศึกษาวิธีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ที่แตกต่างจากวิธีที่ใช้ในประเทศไทยและวิเคราะห์ถึงสาเหตุของปัญหาที่เสาเข็มเจาะไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ รวมถึงวิธีการแก้ไขปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มเพื่อให้อรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ต้องการ โดยศึกษา พฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกโดยอิงจากผลการทดสอบของเสาเข็มทดสอบที่ติดตั้งเครื่องมือวัดใน เสาเข็มเจาะเดิมที่ปรับปรุงแก้ไขและเสาเข็มเจาะที่ก่อสร้างด้วยวิธีใหม่ นอกจากนี้ยังเปรียบเทียบผลการ ทดสอบด้วยวิธี Conventional static load test กับ Osterberg cell test

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทำให้รู้ถึงวิธีการและขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ใน โครงการต่างประเทศ
2. ทำให้รู้ถึงสาเหตุของปัญหาและวิธีการแก้ไขปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มเจาะให้สามารถรับ น้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ต้องการ
3. ทำให้ทราบพฤติกรรมการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสาเข็มเจาะที่ทำการทดสอบ โดยวิธี Conventional Static Load Test และ เสาเข็มเจาะที่ทำการทดสอบโดยวิธี Bi-Directional Static Load Test
4. สามารถนำความรู้ที่ได้ไปประยุกต์ใช้กับโครงการอื่นๆ

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 ชนิดของเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยและเทคนิคการก่อสร้าง

ในปัจจุบันการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มได้มีการนำเสาเข็มเจาะ (Bored Pile) มาใช้แทนเสาเข็มตอก (Driven Pile) มากขึ้นเนื่องด้วยเหตุผลหลายประการได้แก่ สามารถทำในพื้นที่หรือความสูงจำกัด, ลดแรงสั่นสะเทือนเนื่องจากการตอกเข็ม, ลดปัญหาการทรุดตัวของดินในบริเวณข้างเคียง, ลดเสียงรบกวนต่อผู้อยู่อาศัยข้างเคียง, สามารถขยายขนาดเสาเข็มเจาะ เพื่อให้รับน้ำหนักปลอดภัยได้เหมาะสมกับน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ, ดินที่ถูกเจาะและนำขึ้นมา สามารถตรวจสอบได้ว่าแตกต่างไปจากข้อมูลที่เจาะสำรวจไว้หรือไม่และไม่จำกัดความยาวของเสาเข็ม สามารถเจาะให้ลึกเพื่อให้ปลายเข็มวางอยู่ในชั้นดินหรือทรายที่มั่นคงแข็งแรง ทั้งนี้เสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นเสาเข็มเจาะ มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

##### 2.1.1 เสาเข็มเจาะ (Bored Pile)

การทำเข็มเจาะทั้งใน Cohesive Soil และ Cohesionless Soil นั้นทำให้มวลดินในบริเวณใกล้เคียงถูกรบกวนน้อยกว่าในเข็มตอกและ Total Horizontal Stress ( $\sigma_h$ ) ก็จะลดลงแทนที่จะเพิ่มขึ้นแบบเข็มตอก ด้วยเหตุนี้กำลังเสียดทาน (Skin Friction) และกำลังแรงดันที่ปลายเข็ม (End Bearing) ของเข็มเจาะ จึงน้อยกว่าเข็มตอกการที่ขุดเอาดินออกก็ทำให้ Total Vertical Stress ( $\sigma_v$ ) ที่ปลายเข็มลดลงไป ทำให้มีการเปลี่ยนแปลงใน Effective Stress ในดินและการขยายตัวของดิน(เฉพาะทราย) ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญอันหนึ่งที่ทำให้กำลังต้านที่ปลายเข็มเจาะน้อยกว่าเข็มตอก การที่ทำให้ Stress ในดินลดลง ผลก็คือกำลังรับน้ำหนักของเข็มเจาะอาจลดลงไปกับเวลา

ในการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มนั้น วิศวกรจำเป็นต้องคิดถึงวิธีการทำเข็มเจาะด้วย ในการทำเข็มเจาะใน Cohesionless Soil นั้น ถ้า Effective Stress ใน Soil ทั้งด้านข้างและที่ก้นหลุมลดลงไปมาก ๆ หรือถ้าเกิดการพังทลายหรือ Relative Density ลดลง กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มก็จะลดลง ส่วนใน Cohesive Soil กำลังการรับน้ำหนักของเสาเข็มจะลดลงเมื่อการทำเข็มเจาะทำให้เกิด Remolding Action ขึ้นมา ๆ การคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะก็ทำได้เช่นเดียวกับการคาดคะเนสำหรับเสาเข็มตอก แต่ Soil Parameter ที่ใช้จะต่างกันสำหรับดินชนิดเดียวกันหรือที่ Site เดียวกัน

เสาเข็มเจาะสามารถแบ่งออกได้ตามระบบการก่อสร้าง โดยทั่วไปจะแบ่งออกเป็น 2 ระบบ คือ ระบบเสาเข็มเจาะแบบแห้ง (Dry Process) และระบบเสาเข็มเจาะแบบเปียก (Wet Process) กล่าวคือในกรณีที่ต้องการให้ปลายเสาเข็มหยั่งในชั้นดินแข็งที่ไม่ถึงชั้นทรายชั้นที่หนึ่งก็สามารถใช้ระบบแห้ง โดยใช้ปลอกเหล็กชั่วคราว (Casing) ป้องกันเพียงดินชั้นอ่อน เสาเข็มระบบนี้ส่วนใหญ่จะใช้เครื่องมือประเภท เครื่องเจาะแบบสามขา (Tri – Pod Rod) ซึ่งมักจะใช้ก่อสร้างเสาเข็มที่รับน้ำหนักไม่มากนัก โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.35-0.60 เมตร และเจาะได้ลึกประมาณไม่เกิน 23.00 เมตร

เสาเข็มเจาะระบบเปียก โดยทั่วไปจะเป็นเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ที่มีปลายหยั่งลงในชั้นทรายแน่นชั้นที่หนึ่งหรือชั้นที่สอง โดยการเจาะในชั้นทรายใช้สารละลายเบนโทไนท์ (Bentonite Slurry) หรือสารละลายโพลิเมอร์ผสมสารละลายเบนโทไนท์เป็นตัวช่วยด้านมิให้ผนังหลุมเจาะเกิดการพังทลาย เสาเข็มเจาะระบบเปียกนิยมใช้ระบบ Auger&Bucket ซึ่งเป็นระบบที่ใช้แพร่หลายทั่วโลก มักจะใช้ในงานก่อสร้างอาคารสูงและสะพานขนาดใหญ่ โดยมักจะใช้ก่อสร้างเสาเข็มขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.80,1.00,1.20 และ 1.50 เมตร ที่รับน้ำหนักปลอดภัยประมาณ 300-1000 ตัน ขึ้นอยู่กับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง และความยาวของเสาเข็มที่ใช้

ในการทำเสาเข็มเจาะข้อควรระวังใหญ่ ๆ มี 3 ประการคือ

- Stability ของ Side Wall ของเข็ม เพื่อป้องกันการพังทลายของดินทางด้านข้างผู้ทำเสาเข็มอาจใช้ Casing หรือ Bentonite Slurry ไล่ลงไปหลุมเพื่อแก้ปัญหานี้
- Upheave ที่ก้นหลุม วิธี Minimize ปัญหานี้คือการเติม Bentonite Slurry ลงไป Bentonite Slurry เป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่งในกรณีที่ดินก้นหลุมเป็นทราย เพื่อป้องกันมิให้เกิด Quick Condition ในทราย อย่างไรก็ตาม ไม่มีทางใดที่จะป้องกันไม่ให้ทรายที่ก้นหลุมหลวมได้
- การทดสอบกริด ต้องไม่ทดสอบกริดแทนที่ Bentonite จนกว่าจะแน่ใจว่าก้นหลุมสะอาดและไม่มี Local Failure ในดินทางด้านข้างซึ่งอาจเกิดขึ้นได้เมื่อขุดหลุมทิ้งไว้นาน ๆ การทดสอบพยายามไม่ให้ Concrete แยกตัวและควรมีวิธีการตรวจสอบสมบัติของคอนกรีตที่เทไปแล้วว่ามีดินมาปนหรือไม่ เช่น การ Core เอา Concrete ขึ้นมาทดสอบหรือทำ Indirect Test เช่น Sonic Test Method การตรวจความสะอาดก้นหลุมและตรวจสอบสมบัติของ Bentonite ควรทำหลังจากที่ใส่ Reinforced Steel Cage แล้ว

ขั้นตอนการก่อสร้างโดยสังเขปสำหรับเสาเข็มเจาะระบบเปียกโดยใช้วิธี Auger&Bucket

1. ผสมเบนโทไนท์แล้วสูบขึ้นไปในถังเก็บ ปล่อยให้เบนโทไนท์ดูดน้ำให้เต็มที่ (Fully Hydrated) ประมาณ 24 ชม. ก่อนที่จะนำมาใช้งานได้ ซึ่งอัตราส่วนการผสมของผงเบนโทไนท์ กับ น้ำที่เหมาะสมในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะอยู่ที่ประมาณ 3-6 % โดยน้ำหนัก
2. ทำการลงเหล็กปลอก (Casing) เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยจะใช้ค้อนตัน (Vibro Hammer) เป็นตัวค้ำลง
3. เจาะดินในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง โดยใช้สว่าน (Auger) เป็นหัวเจาะ จนถึงความลึกก่อนถึงชั้นทราย เนื่องจากการเจาะโดยใช้สว่านจะสามารถทำงานได้สะดวกและรวดเร็วกว่าใช้หัวเจาะแบบถัง
4. เมื่อเจาะถึงความลึกในชั้นทรายเปลี่ยนหัวเจาะเป็นแบบถัง (Drilling Bucket) แล้วเติมสารละลายเบนโทไนท์ลงในหลุมเจาะ แล้วทำการเจาะจนถึงระดับที่ต้องการ
5. ทำความสะอาดกันหลุมโดยใช้เครื่อง เป่าลม (Air lift) เนื่องจากเม็ดดินขนาดเล็กในหลุมเสาเข็มเจาะ จะแขวนลอยอยู่ในสารละลายเบนโทไนท์เครื่องเป่าลมจะไล่เม็ดดินเหล่านั้นขึ้น
6. ลงเหล็กเสริมและเทคอนกรีตใต้น้ำผ่านท่อเท (Tremie Pipe)
7. สูบสารละลายเบนโทไนท์ไปที่ถังพัก ทำกระบวนการกรองทราย (Desanding) และปรับแต่งคุณสมบัติ เพื่อที่จะนำกลับมาใช้อีก
8. ทำการถอนปลอกเหล็กออก

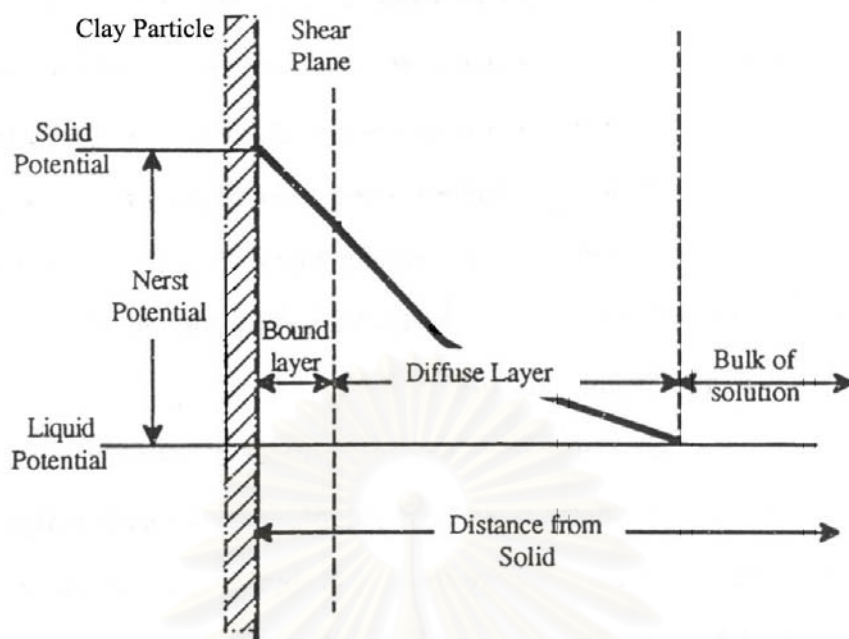


## 2.2 พฤติกรรมของสารรักษาเสถียรภาพ

### 2.2.1 พฤติกรรมของเบนโทไนท์

ในขั้นตอนของการสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกเมื่อเจาะจนถึงระดับที่มีน้ำใต้ดินซึมเข้ามา หรือว่าหลุมเจาะไม่สามารถรักษาสภาพด้วยตัวเองได้ จึงมีความจำเป็นที่จะต้องใส่สารรักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะลงไปเพื่อป้องกันหลุมพัง หลายสิบปีที่ผ่านมาสารละลายเบนโทไนท์ถูกใช้งานเป็นสารรักษาเสถียรภาพในงานขุดเจาะเสาเข็มและก่อสร้างกำแพงกันดิน เนื่องจากเบนโทไนท์เป็นสารประเภท Clay Mineral ซึ่งบรรจุขายในเชิงพาณิชย์เพื่อการใช้งานอยู่ในรูปของผงสีน้ำตาลละเอียดที่สามารถขยายตัวได้มากเมื่อผสมกับน้ำโดยจะมีคุณสมบัติเป็นสารประเภทคอลลอยด์ และคุณสมบัติของเบนโทไนท์ก็สามารถที่จะปรับปรุงจนอยู่ในช่วงที่ต้องการได้โดยเลือกอัตราส่วนของเบนโทไนท์ ซึ่งสามารถเลือกใช้กับงานเจาะเสาเข็มหรือการก่อสร้างกำแพงกันดินก็ได้ พฤติกรรมของ เบนโทไนท์ในหลุมเจาะสามารถอธิบายได้ดังนี้

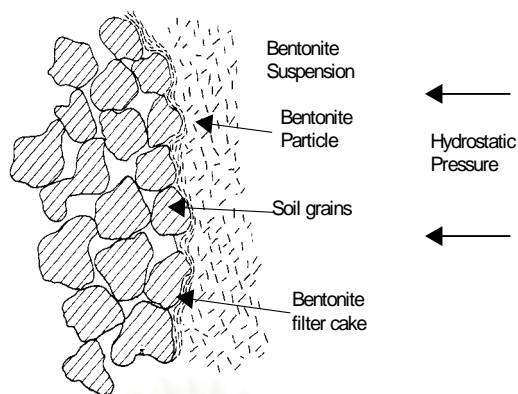
เบนโทไนท์ที่ใช้กันอยู่ในประเทศไทยจัดอยู่ในประเภท Sodium-activated Bentonite ซึ่งสามารถผลิตขึ้นเองได้ ผงเบนโทไนท์ประกอบไปด้วย Clay Particle ที่เรียกว่า Na-Montmorillonite ซึ่งมีขนาดเล็กมาก ( $\approx 10 \text{ \AA}$ ) เมื่อผสมผงเบนโทไนท์ลงในน้ำจะเกิดการดูดน้ำ (Hydrated) เนื่องจากประจุบวกในน้ำจะถูกดึงดูดด้วยประจุลบที่ผิว (Face) ของ Clay Particle เรียกว่า Double Layer หรือ Diffuse Layer ระยะนี้เป็นระยะที่ Clay Particle สามารถดูดน้ำได้ทำให้ขนาดของ Clay Particle สามารถขยายออกได้ดังแสดงในรูปที่ 2.1 สำหรับ Hydrated Na-Montmorillonite นั้น Double Layer จะมีขนาดใหญ่มากทำให้มีการขยายตัวได้อย่างมาก ตามปกติในการก่อสร้างจะผสมผงเบนโทไนท์ ในอัตราส่วน 3-6% กับน้ำ โดยน้ำหนัก และทิ้งไว้เพื่อให้เกิดการดูดน้ำเต็มที่ (Fully Hydrated) ประมาณ 24 ชั่วโมง เมื่อใส่สารละลาย เบนโทไนท์ลงในหลุมเจาะจะทำให้เกิดแรงดันด้านการพังของหลุมเจาะได้ส่วนดินเม็ดละเอียดจำพวกทรายละเอียด, ทรายแป้ง (Silt) จะแขวนลอยผสมอยู่กับสารละลายเบนโทไนท์ เนื่องจากสารละลายมีกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength)



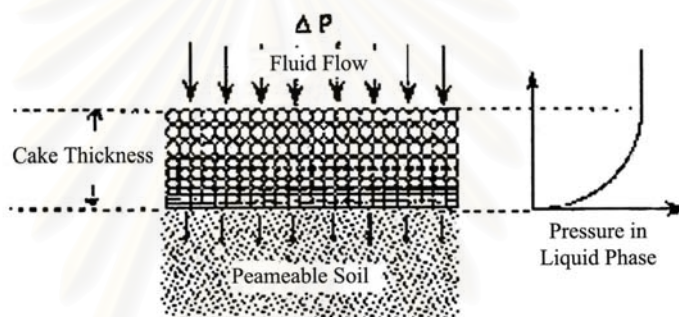
รูปที่ 2.1 แสดง Double layer ของ Clay mineral

ในชั้นดินที่มีค่าการซึมผ่านเช่นชั้นทราย สารละลายเบนโทไนท์จะเกิดพฤติกรรมที่เรียกว่า Filter Cake Formation ดังแสดงในรูปที่ 2.2 ซึ่ง Filter Cake จะเกิดขึ้นเมื่อของเหลวในสารละลายซึมผ่านดิน และทิ้งให้ส่วนที่เป็นของแข็งในสารละลายสะสมตัวเป็นแผ่นขึ้น และจะทำให้ส่วนที่เป็นของเหลวซึมผ่านดินได้น้อยลง ทำให้แรงดันจากสารละลายเบนโทไนท์ถ่ายผ่าน Filter Cake ไปที่ดินได้ ซึ่งความแข็งแรงของ Filter Cake จะขึ้นอยู่กับระยะห่างจากผิวหน้าของทรายเป็นดังแสดงในรูปที่ 2.3 ความหนาและความแข็งแรงของ Filter Cake นี้จะขึ้นกับปัจจัยหลายอย่างเช่น ความแตกต่างของความดันระหว่างสารละลายกับน้ำในดิน, ชนิดและปริมาณของแข็งในสารละลายที่ใช้, ค่าการซึมผ่านในดินและ Filter Cake, ระยะเวลาที่สารละลายสัมผัสกับดิน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



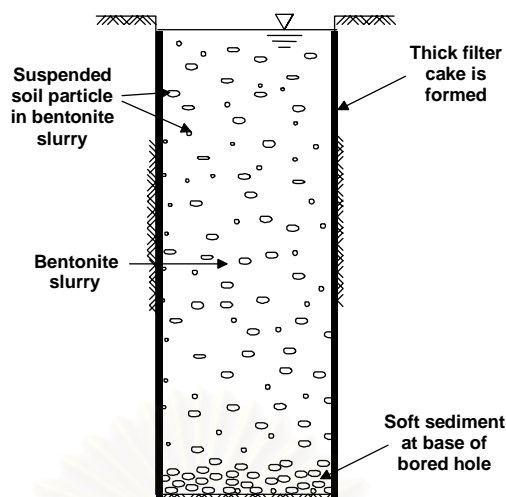
รูปที่ 2.2 แสดงการเกิด Filter Cake ในชั้นทรายเมื่อใช้สารละลายเบนโทไนด์



รูปที่ 2.3 แสดงความแข็งของ Filter cake

เมื่อสารละลายเบนโทไนด์ถูกทิ้งไว้โดยไม่ถูกรบกวนเป็นเวลานานจะเกิดปรากฏการณ์ Thixotropy ซึ่งเป็นปรากฏการณ์ของ Clay Mineral เนื่องจากเมื่อสารละลายเบนโทไนด์ถูกรบกวนจากการผสมและการเคลื่อนที่ขึ้นลงของก้านเจาะจะทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาค (Particle) ถูกทำลาย และเมื่อทิ้งไว้โดยไม่มีการรบกวน อนุภาค (Particle) จะสร้างแรงยึดเหนี่ยวขึ้นมาใหม่เพื่อกลับสู่สภาพสมดุลอีกครั้งทำให้เบนโทไนด์มีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น นั่นคือจะมีความหนืดเพิ่มขึ้นเมื่อทิ้งไว้ในหลุมเจาะนานๆ

เนื่องจากสารละลายเบนโทไนด์จะทำให้ทรายแขวนลอยดังแสดงในรูปที่ 2.4 ปริมาณทรายในเบนโทไนด์จะมีผลต่อคุณสมบัติอื่นๆของสารละลายเบนโทไนด์อีกด้วย เช่น ทำให้ความหนาแน่นของสารละลายเพิ่มขึ้น, เพิ่มความหนาของ Filter Cake ที่เกิดขึ้น, ทำให้ความหนืดของสารละลายลดลง



รูปที่ 2.4 แสดงเมื่อดินที่แขวนลอยอยู่ในสารละลายเบนโทไนท์

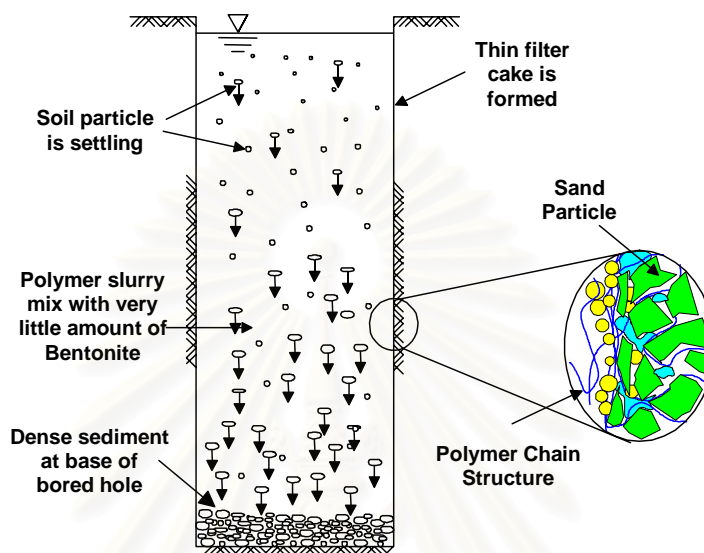
## 2.2.2 พฤติกรรมของโพลีเมอร์

เมื่อไม่กี่ปีก่อนหน้านี้สารละลายโพลีเมอร์เริ่มมีบทบาทในการเป็น Drilling Slurry ในการทำเสาเข็มเจาะระบบเปียก เนื่องจากการใช้สารละลายโพลีเมอร์สามารถแก้ไขปัญหาที่เกิดจากการใช้สารละลายเบนโทไนท์ได้หลายด้าน เช่น ลดปัญหาการสูญเสียกำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มเนื่องจาก Filter Cake, ไม่ทำให้สถานที่ก่อสร้างสกปรก และทำให้การทำงานสะดวกยิ่งขึ้น สารละลายโพลีเมอร์ที่ใช้ในงานขุดเจาะมี 2 ประเภทคือ

- ❑ Organic Polymer
- ❑ Synthetic Polymer

สำหรับการใช้งานเสาเข็มนั้นจะนิยมใช้ Synthetic Polymer ประเภท PHPA (Partially Hydrolyzed Polyacrylamide) มากกว่า เนื่องจาก Organic Polymer ไม่สามารถนำกลับมาใช้ได้หลายครั้งและยังอาจเกิดการเน่าเสียได้หากทิ้งไว้เป็นระยะเวลานาน ลักษณะของโพลีเมอร์จะอยู่ใน 2 รูปแบบคือ แบบผงและแบบเหลว การใช้งาน โพลีเมอร์แบบเหลวสามารถใช้งานได้สะดวกกว่า แต่เนื่องจากราคาค่อนข้างสูงของโพลีเมอร์แบบเหลวแพงกว่าแบบผงมาก ทำให้โพลีเมอร์ชนิดผงเป็นที่นิยมมากกว่า โพลีเมอร์แบบผงมีลักษณะเป็นผงสีขาว สามารถละลายในน้ำได้ดี โดยมีความสามารถในการละลายน้ำที่ 1% โดยน้ำหนัก

พฤติกรรมของโพลิเมอร์จะแตกต่างจากเบนโทไนท์คือ เมื่อผสมกับน้ำโพลิเมอร์สามารถผสมน้ำได้ทันทีโดยไม่ต้องรอให้โพลิเมอร์ดูดน้ำ (Fully Hydrated) เหมือนกับเบนโทไนท์และเมื่อสารละลายโพลิเมอร์อยู่ในหลุมเจาะจะทำให้ดินเม็ดละเอียดพวกทรายละเอียดหรือทรายแป้งจับตัวรวมกันทำให้เกิดการตกตะกอนลงสู่ก้นหลุมซึ่งแสดงในรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 แสดงพฤติกรรมของสารละลายโพลิเมอร์ในหลุมเจาะ

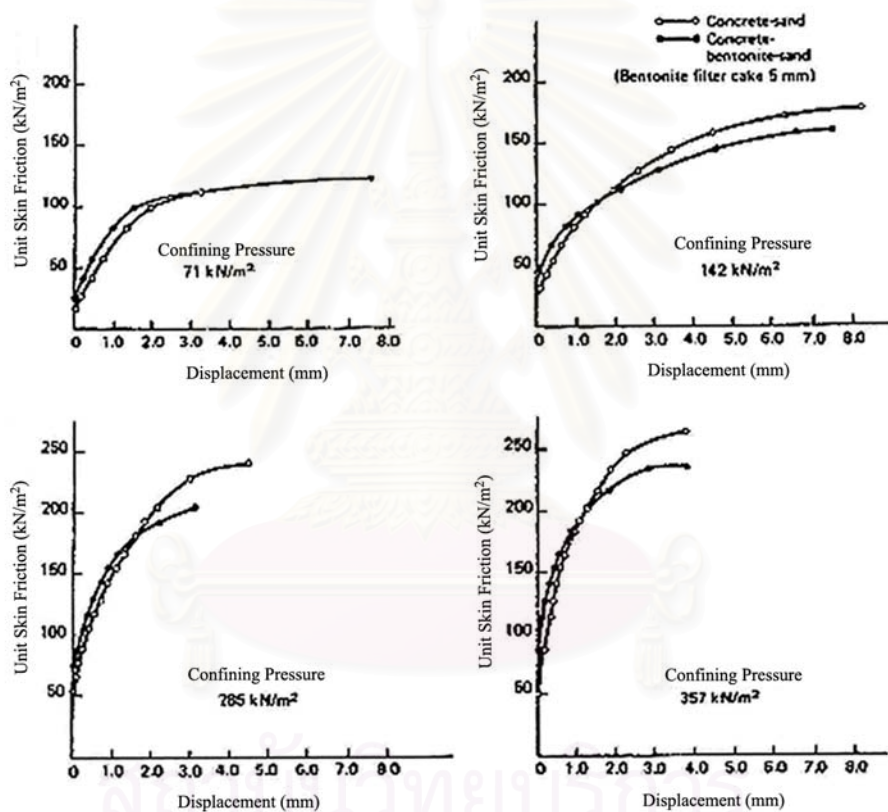
สำหรับการใช้สารละลายโพลิเมอร์เมื่ออยู่ในชั้นทรายจะไม่เกิด Filter Cake ขึ้น อย่างไรก็ตามในชั้นดินที่มีค่าการซึมผ่านสูงก็มีความจำเป็นที่จะต้องเติมเบนโทไนท์จำนวนหนึ่งลงไปเพื่อให้เกิด Filter Cake บ้าง เพื่อลดการสูญเสียสารละลายในปริมาณที่มากเกินไป และทำให้ประจุบวกที่ปลาย (Edge) ของ Bentonite Particle จะจับตัวกับประจุลบของโครงสร้างโพลิเมอร์ ป้องกันการเกิด Flocculation ในสารละลายอีกด้วยทำให้เม็ดดินสามารถตกตะกอนในสารละลายได้และ โครงสร้างโพลิเมอร์ที่เข้าไประหว่างเม็ดดินจะช่วยยึดดินเข้าด้วยกันทำให้ดินสามารถสร้างแรงยึดเหนี่ยวชั่วคราวขึ้น การใช้โพลิเมอร์จะไม่เกิดปรากฏการณ์ Thixotropy ขึ้นเนื่องจากเป็นสารละลาย ไม่ใช่ Colloid ของ Clay Mineral เช่นเดียวกับเบนโทไนท์



### 2.2.3 การลดลงของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มเนื่องจาก Filter Cake

ในอดีตที่ผ่านมา มีผู้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการลดลงของกำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์เป็นสารรักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะดังนี้

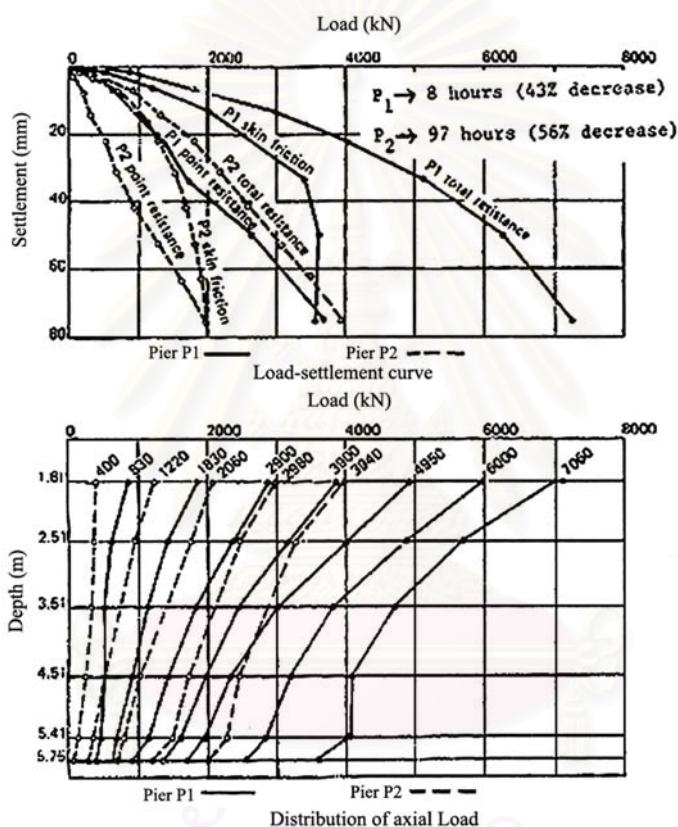
Farmer and Goldberg (1969) ทดสอบโดยสร้างเข็มจำลองขึ้นมาในชั้นทรายโดยใช้ Triaxial Cell พบว่าเมื่อใช้ Confining Pressure ในช่วง 10.3 ถึง 51.8 psi แบบจำลองที่ใช้ เบนโทไนท์จะมีกำลังลดลงประมาณ 10% เมื่อเทียบกับแบบจำลองที่ไม่ใช้เบนโทไนท์ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.6



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเสียดทานกับการเคลื่อนตัวที่ Confining Pressure ต่างๆ ของเสาเข็มจำลอง (Farmer and Goldberg, 1969)

O'Neil and Reese (1970) ทำการทดสอบกำลังรับแรงของเสาเข็ม พบว่ากำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มลดลงเนื่องจากมีเบนโทไนท์ค้างอยู่หลัง Casing ทำให้คอนกรีตไม่สามารถครูดออกไปได้ เมื่อถอน Casing ออกจะทำให้ผิวคอนกรีตไม่สัมผัสกับดินและมีกำลังรับเสียดทานด้านข้างลดลงในส่วน of Casing

Cernak (1976) สร้างเสาเข็มขึ้นเพื่อทดสอบจำนวน 3 ต้นในดินประเภท Sandy-gravel โดยมี 2 ต้นที่ใช้เบนโทไนท์เป็นสารรักษาเสถียรภาพ โดยต้น P1 ทิ้งเบนโทไนท์ไว้ในหลุมเจาะ 8 ชั่วโมงและ 97 ชั่วโมง สำหรับ P2 พบว่าเข็มทั้ง 2 ต้นมีกำลังรับแรงเสียดทานลดลง 43% และ 56% ในเข็ม P1 และ P2 ตามลำดับเมื่อเทียบกับต้นที่หล่อคอนกรีตทันทีที่เจาะเสร็จ ทำให้สามารถสรุปได้ว่าเมื่อทิ้งเบนโทไนท์ไว้ในหลุมเจาะนานขึ้นจะทำให้ Filter Cake มีความหนาเพิ่มขึ้นและมีผลให้กำลังรับแรงเสียดทานลดลง ดังแสดงในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงของเสาเข็มจริง ที่ทิ้งไว้ในเบนโทไนท์ในเวลาต่างๆ กัน

(Cernak, 1976)

Holden (1984) เสนอว่า Filter Cake ประกอบขึ้นจากส่วน 2 ส่วนคือ ส่วนที่เป็น Filter Cake จริง และส่วนที่เรียกว่าเจลซึ่งเกิดขึ้นนอก Filter Cake ความแข็งของเจลถือว่ามีความน้อยสามารถถูกครูดออกไปได้หมดเมื่อเทคอนกรีต สำหรับ Filter Cake จะไม่สามารถถูกครูดออกได้ทั้งหมด ประมาณว่าความหนาของ Cake จะเหลืออยู่ 25% ของความหนาเดิมเมื่อรับแรงดันจากคอนกรีต

Tucker and Reese (1984) เก็บข้อมูลของหลุมเจาะที่ใช้เบนโทไนท์เป็น Drilling Fluid โดยหลุมเจาะถูกทิ้งไว้นานกว่า 1 เดือน พบว่า Filter Cake จะเกิดเฉพาะในชั้นทรายและจะไม่เกิดในชั้นดินเหนียวเลย ดังนั้นกำลังรับแรงเสียดทานจะสูญเสียเนื่องจาก Filter Cake เฉพาะในส่วนของทรายเท่านั้น

#### 2.2.4 การใช้สารละลายโพลีเมอร์ในอดีตที่ผ่านมา

เมื่อสารละลายโพลีเมอร์เริ่มมีบทบาทในการเป็นสารรักษาเสถียรภาพของหลุมเจาะ ได้มีผู้ทำการศึกษาถึงการใช้งานรวมทั้งกำลังรับแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มอย่างคร่าวๆ อีกด้วยดังนี้

Bustamante et al (1998) ได้ทำการก่อสร้างเสาเข็มเจาะโดยใช้สารละลายโพลีเมอร์ใน ยุโรป (ฝรั่งเศสและอิตาลี) พบว่าการใช้สารละลายโพลีเมอร์นั้นไม่ก่อให้เกิด Defect ในเสาเข็มเลย ในขณะที่การใช้สารละลายเบนโทไนท์ก่อให้เกิด Defect ทั้งที่ปลายเสาเข็มและผิวของเสาเข็ม ตลอดจนพบว่าการใช้สารละลายโพลีเมอร์ทำให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มมากขึ้นกว่าการใช้สารละลายเบนโทไนท์

Ata and O'Neil (1998) ได้ทำการวิจัยการใช้สารละลายโพลีเมอร์ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะในสหรัฐอเมริกาเปรียบเทียบกับการใช้สารละลายเบนโทไนท์พบว่าแรงเสียดทานผิวของ เสาเข็มจากการใช้สารละลายโพลีเมอร์จะมากกว่าการใช้สารละลายเบนโทไนท์ทั้งในชั้นดินเหนียวและดินทรายในปัจจุบันนี้มีการใช้สารละลายโพลีเมอร์ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะอย่างมากมายในหลายทวีปทั้งอเมริกา, ยุโรป และบางประเทศในเอเชีย เช่น สิงคโปร์และฮ่องกง ทั้งนี้เนื่องจากปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม

## 2.3 การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

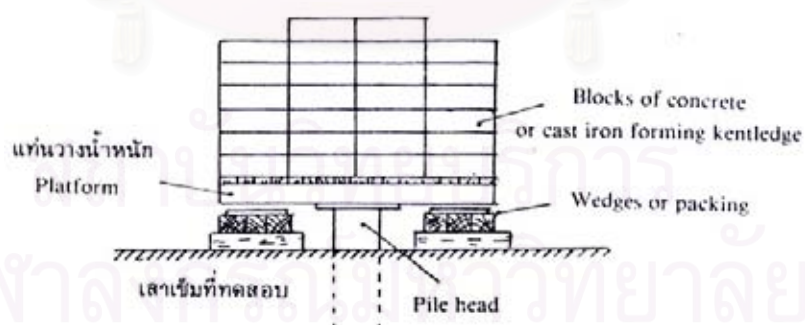
โดยทั่วไปแล้วการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจะเป็นไปในลักษณะของ Top Load Testing หรือ Conventional Static Load Test แต่ในปัจจุบันได้มีการนำเสนอวิธีการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มอีกวิธีมาใช้คือ Bi-Directional Static Load Test หรือ Osterberg Cell Method ซึ่งแต่ละวิธีก็มีข้อดี-ข้อเสียแตกต่างกันไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับจุดประสงค์และข้อจำกัดในการทดสอบ

ก. เสาเข็มที่ทำการทดสอบโดยวิธี Conventional Static Load Test แบ่งประเภทของการให้น้ำหนักได้เป็น 3 ระบบดังนี้

- 1) **ระบบที่ 1** เป็นระบบง่ายๆ คือ ทำแท่นไว้บนหัวของเสาเข็มที่ซึ่งสามารถใช้สำหรับวางวัตถุหนักๆ เป็นจำนวนมากได้ การวางน้ำหนักลงบนแท่นต้องทำด้วยความระมัดระวังเพื่อให้ศูนย์กลางของน้ำหนักลงตรงกลางตามแนวแกนของเสาเข็ม ในทางปฏิบัติวิธีนี้อาจทำได้ยาก วิธีการให้น้ำหนักของระบบนี้ค่อนข้างลำบากและเชื่อถือไม่ได้ ดังนั้นจึงไม่ได้รับความนิยมมากนักเพราะการเสียดศูนย์กลางของน้ำหนักอาจจะทำให้เกิดโมเมนต์คดในเสาเข็มได้
- 2) **ระบบที่ 2** (Kentledge Method) เป็นระบบให้น้ำหนักด้วยแม่แรงโดยมีโครงเหล็กบรรทุกน้ำหนักเป็นตัวยัน โครงเหล็กตัวยันมีลักษณะเป็นสะพานพาดข้ามหัวของเสาเข็มและวางอยู่บนไม้หมอนซึ่งเป็นที่รองรับชั่วคราวขณะที่แม่แรงยังไม่ทำงาน ไม้หมอนนี้จะต้องมีพื้นที่ผิวสัมผัสดินเพียงพอสำหรับการกระจายน้ำหนักไม่ให้เข็มขุ่นเกินกำลังของดินที่รองรับอยู่ น้ำหนักสำหรับยันหัวแม่แรงปกตินิยมใช้แท่งเหล็กหรือแท่งคอนกรีตหลายๆ แท่ง ในบางครั้งเพื่อความสะดวกในการขนถ่ายน้ำหนักอาจใช้น้ำบรรจุใส่ถังเหล็กเพื่อใช้เป็นน้ำหนักยันหัวแม่แรงได้ น้ำหนักที่กล่าวมานี้ไม่ใช่ตัวให้แรงในเสาเข็ม แรงที่กระทำบนเสาเข็มจริงๆ นั้นเกิดจากกำลังของแม่แรงไฮดรอลิกซึ่งติดตั้งไว้บนหัวของเสาเข็มโดยตรงพร้อมทั้งมีเกจสำหรับวัดการทรุดตัวระหว่างเวลาที่แม่แรงทำงาน ในบางครั้ง แรงดันของแม่แรงอาจจะสูงมากพอๆ กับน้ำหนักของโครงเหล็กที่บรรทุกน้ำหนักอยู่เต็ม ดังนั้นจะต้องแน่ใจว่าแม่แรงไม่ถูกใช้งานเกินกว่าน้ำหนักที่คดแม่แรงไว้

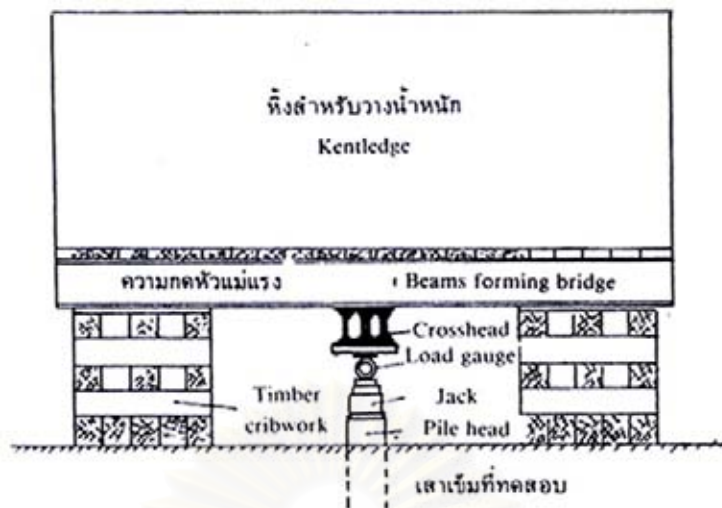
- 3) ระบบที่ 3 เป็นระบบที่ใช้เข็มสมอยึดคานกดหัวแม่แรง ระบบการให้น้ำหนักแก่เสาเข็มแบบนี้เหมือนกับระบบที่ 2 คือใช้แม่แรงแตกต่างกันที่ระบบนี้ใช้สมอเป็นเครื่องยึดคานกดหัวแม่แรง แทนที่จะใช้น้ำหนักวางไว้บนคานสมอนี้โดยปกติทำด้วยเสาเข็มธรรมดาขนาดโตพอต้านทานแรงดึงได้ และฝังอยู่สองข้างของเสาเข็มที่ต้องการทดสอบโดยมีระยะห่างกันพอสมควร ระหว่างเสาเข็มสมอ 2 ชุดนี้มีความแข็งแรงพาดอยู่เหนือหัวของเสาเข็มที่ต้องการทดสอบ ปลายสุดทั้งสองของคานนี้ผูกติดกับเสาเข็มสมออย่างมั่นคง ข้อเสียของระบบนี้คือ ทุกครั้งที่ทำการทดลองจะต้องเตรียมเสาเข็มสมอใหม่ นับว่าเป็นการสิ้นเปลืองมาก ถ้าการทดสอบมีมาก สำหรับกรณีเช่นนี้ ระบบที่ 2 อาจจะประหยัดกว่าตรงที่อุปกรณ์ประกอบการทดสอบสามารถเคลื่อนย้ายไปทำการทดสอบแห่งใหม่ได้ ระบบที่ 2 จะไม่ดีที่อุปกรณ์ประกอบการทดสอบมีราคาแพง ในระบบที่ 1 แรงที่กระทำบนเสาเข็มหาได้จากน้ำหนักของแท่นบวกกับน้ำหนักที่วางทับอยู่ ส่วนระบบที่ 2 และ ระบบที่ 3 ปกตินิยมใช้เครื่องมือวัดแรง เช่น Load Cell หรือ Proving Ring ถ้าการวัดนี้เป็นไปไม่ได้ แรงดันของแม่แรงอาจจะคำนวณหาได้จากความดันไฮดรอลิกของน้ำมันในแม่แรง แต่เพื่อความถูกต้อง เกจความดันของแม่แรงควรจะได้รับ การкалиเบรทกับเครื่องทดสอบวัสดุ

รูปแสดงการติดตั้งเครื่องมือทดสอบทั้ง 3 ระบบแสดงดังรูปที่ 2.8

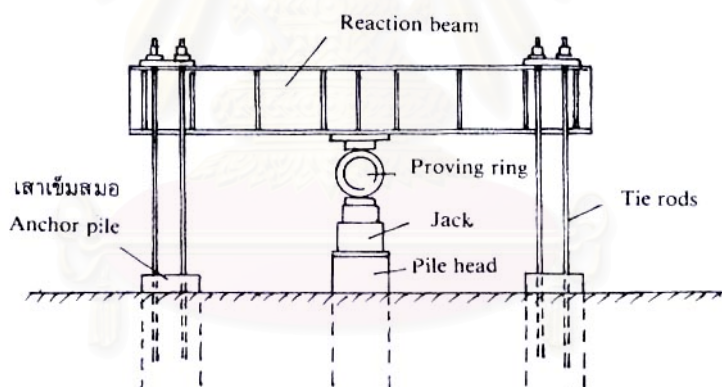


รูปที่ 2.8a การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 1





รูปที่ 2.8b การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 2  
(Kentledge Method)



รูปที่ 2.8c การติดตั้งเครื่องมือการทดสอบ Conventional Static Load Test ระบบที่ 3  
(Anchorage Pile)



## ข. เสาเข็มที่ทำการทดสอบโดยวิธี Osterberg Cell Method

Jorj Osterberg เป็นผู้ริเริ่ม คิดค้น ตลอดจนพัฒนาและจดสิทธิบัตรเกี่ยวกับการทดสอบเสาเข็มโดยวิธีนี้ จึงเรียกชื่อการทดสอบว่า Osterberg Cell Method เพื่อเป็นเกียรติ โดยเริ่มทำการทดลองครั้งแรกกับเสาเข็มเจาะในปี ค.ศ. 1984 ในสหรัฐอเมริกาและประสบผลสำเร็จด้วยดีจึงได้ทำการเผยแพร่การใช้งานให้เป็นที่แพร่หลายเป็นต้นมา

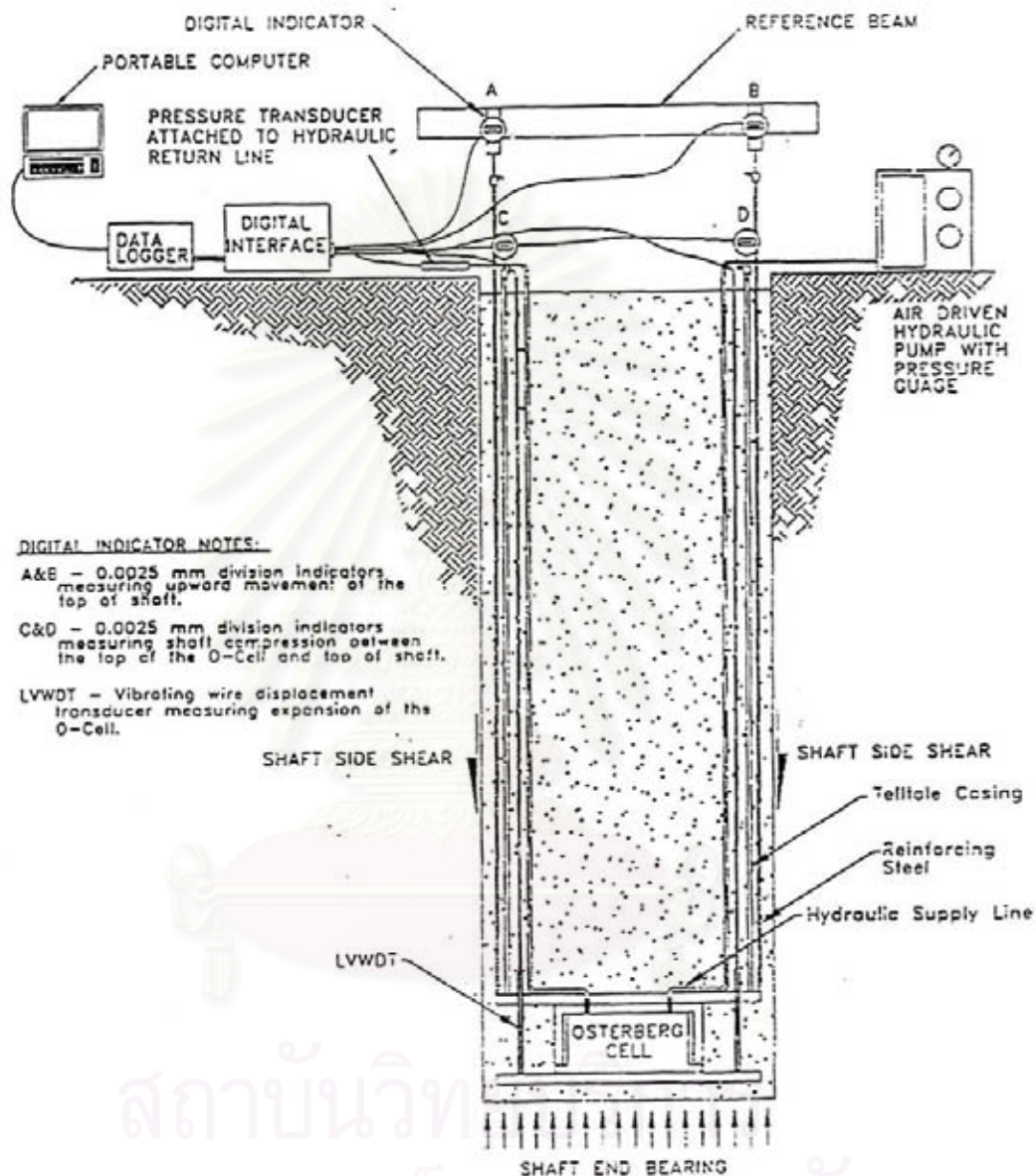
การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มโดยวิธี Osterberg Cell สามารถทำได้ทั้งเสาเข็มตอกและเสาเข็มเจาะ แต่ในการวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลการทดสอบจากเสาเข็มเจาะ โดยทั่วไปแล้วเสาเข็มเจาะที่มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงมากที่ต้องใช้น้ำหนักทดสอบสูงกว่า 10 MN จะทำให้ค่าใช้จ่ายในการทดสอบสูงหรืออาจใช้ไม่ได้ในทางปฏิบัติจริง แต่สำหรับการทดสอบโดยการใช้ Osterberg Cell จะประหยัดและสะดวกกว่า จึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่น่าสนใจสำหรับการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเจาะ

ขั้นตอนการก่อสร้างขั้นแรกจะทำการติดตั้ง Hydraulic Jack หรือ Osterberg Cell ที่ปลายเสาเข็มเจาะโดยยึดติดไว้กับโครงเหล็ก ในขั้นตอนการทดสอบนั้นจะเกิดแรงกระทำกับเสาเข็มในลักษณะแรงกดเช่นเดียวกับ Conventional Static Load Test แต่จะกระทำจากด้านล่างของเสาเข็มเมื่อ Osterberg Cell ขยายตัว แรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) จะเป็นแรงปฏิกิริยากับแรงเสียดทานรอบ ๆ เสาเข็ม (Skin Friction) โดยเพิ่มแรงจาก Cell จนเข้าใกล้ Ultimate Capacity ของแรงใดแรงหนึ่ง (ส่วนใหญ่จะเข้าใกล้ Ultimate Capacity ของ End Bearing ก่อน) ซึ่งการทดสอบวิธีนี้สามารถแยก End Bearing และ (Skin Friction) ออกจากกันได้อย่างอัตโนมัติ

การทดสอบโดยใช้ Osterberg Cell โดยทั่วไปจะทำตาม ASTM Quick Test Method D1143 ส่วนการติดตั้งเครื่องมือวัด Load และ Deflection แสดงดังรูปที่ 2.9

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### TYPICAL TEST INSTRUMENTATION



รูปที่ 2.9 รูปแสดงการติดตั้งเครื่องมือวัด Osterberg Cell ในเสาเข็มเจาะ (Schmertmann and Hayes,1997)

## 2.4 เครื่องมือวัดในเสาเข็มเจาะ

การศึกษการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากเสาเข็มสู่ดินรอบ ๆ เสาเข็มจะต้องอาศัยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบเสาเข็มที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดภายในตัวเสาเข็ม เพื่อวัดหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในตัวเสาเข็มที่ระดับต่าง ๆ ขณะที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำ เครื่องมือที่ติดตั้งคือ Vibrating Wire Strain Gauges (VWSGs) และ Extensometer หรือ Telltale Rod รายละเอียดของเครื่องมือทั้ง 2 ชนิด มีดังต่อไปนี้

### 2.4.1 Vibrating Wire Strain Gauge

Vibrating Wire Strain Gauge (VWSGs) ใช้ยึดติดกับเหล็กเสริมด้วยการเชื่อมและใช้ Plastic Tie หุ้มป้องกันสายนำ (Sensor) ซึ่งจะถูกติดตั้งกับเสาเข็มเจาะทดสอบโดยการยึดแท่ง VWSGs กับโครงเหล็กเสริมของเสาเข็มในขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็ม ณ ตำแหน่งหรือระดับที่ต้องการทราบแรงตามแนวแกน ซึ่งจะทำให้สามารถรู้ค่าความเครียดที่จุดที่ติดตั้ง เพื่อนำไปคำนวณหาค่าแรงได้ ลักษณะของ VWSGs แสดงดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 ลักษณะของ Vibrating Wire Strain Gauges

การหาแรงตามแนวแกน ณ จุดที่ทำการติดตั้ง VWSGs ทำได้โดยการนำค่าความเครียดที่วัดได้จาก VWSGs มาคำนวณตามสมการดังนี้

$$\begin{aligned} P_i &= (A_c E_c + A_s E_s) \times \varepsilon_i \\ &= [A_s (n-1) + A_c] E_c \times \varepsilon_i \\ &= (AE)_p \times \varepsilon_i \end{aligned}$$

โดยที่

$$\begin{aligned} P_i &= \text{แรงตามแนวแกนที่จุดที่ติดตั้ง VWSGs ที่ระดับ } i \\ A_c &= \text{พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต} \\ A_s &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม} \\ A_g &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} \\ n &= E_s / E_c \\ E_c &= \text{อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีต} \\ E_s &= \text{อีลาสติกโมดูลัสของเหล็กเสริม} \\ (AE)_p &= \text{ค่าสติฟเนสสมมูลย์เสาเข็ม (Equivalent Pile Stiffness)} \\ \varepsilon_i &= \text{ความเครียดที่วัดได้จาก Strain Gauge} \end{aligned}$$

#### 2.4.2 Extensometer

การติดตั้ง ในตัวเสาเข็มเพื่อวัดค่าการหดตัวที่ส่วนต่าง ๆ ของเสาเข็มระหว่างหัวเสาเข็มกับค่าระดับความลึกที่ต้องการ ค่าการหดตัวที่วัดได้จะสามารถนำมาคำนวณหาการถ่ายแรงตามแนวแกนของเสาเข็ม การติดตั้งจะทำการติดตั้งกับโครงเหล็กเสริมของเสาเข็มในขั้นตอนการลงกรงเหล็กเสริมระหว่างการก่อสร้างดังแสดงในรูปที่ 2.11a และ 2.11b เช่นเดียวกับการติดตั้ง VWSGs

Extensometer ใช้สำหรับการคำนวณหาแรงตามแนวแกนตลอดช่วงที่ทำการพิจารณา โดยอาศัยความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$P_i = \frac{2(AE)_p \times e}{L} - P_T$$

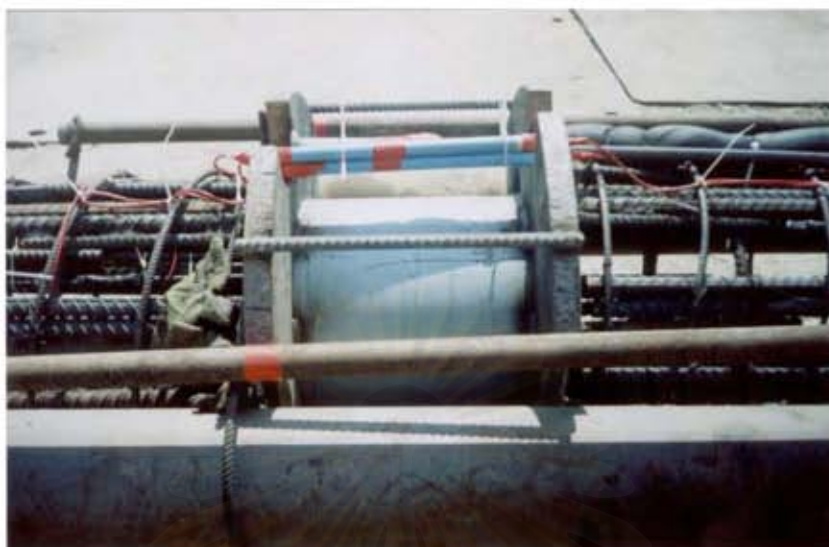
โดยที่

- $P_i$  = แรงตามแนวแกนที่จุดต่ำสุด  
 $(AE)_p$  = ค่าสติฟเนสสมมูลย์เสาเข็ม (Equivalent Pile Stiffness)  
 $e$  = Elastic Shortening  
 $L$  = ความยาวของเสาเข็มระหว่างช่วงที่พิจารณา  
 $P_T$  = น้ำหนักทดสอบ

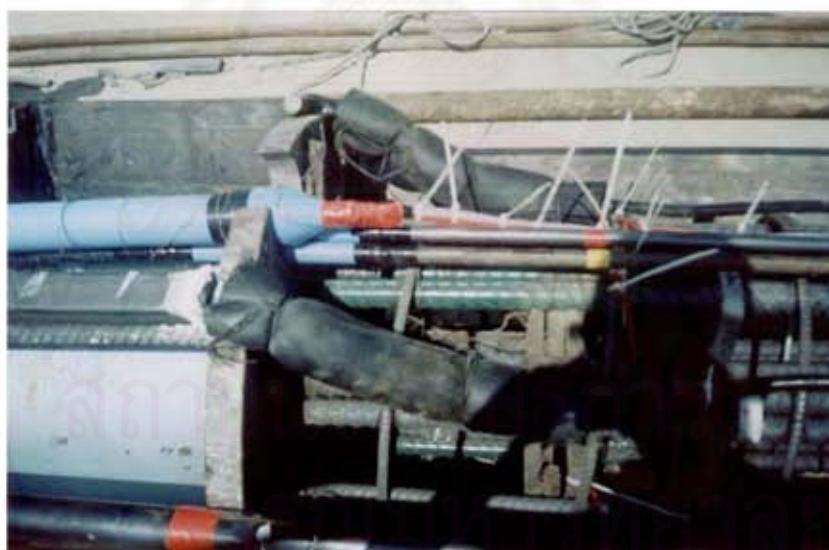


สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 2.11a แสดงการติดตั้ง Extensometer กับโครงเหล็กเสริม



รูปที่ 2.11b แสดงการติดตั้ง Extensometer กับโครงเหล็กเสริม



## 2.5 การประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว

วิธีการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มที่นิยมใช้ในปัจจุบัน มีอยู่ 2 วิธีคือ วิธีสถิตยศาสตร์ (Static Method) และวิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม (Pile Load Test) ซึ่งแต่ละวิธีก็มีรายละเอียดดังนี้

### 2.5.1 วิธีสถิตยศาสตร์ (Static Method)

วิธีการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ ใช้หลักของสมดุลของแรง คือกำลังรับน้ำหนักที่จุดวิกฤติของเสาเข็ม ( $Q_{ult}$ ) เท่ากับผลรวมของแรงเสียดทานรอบผิวของเสาเข็มและแรงต้านจากปลายเสาเข็ม ลบด้วยน้ำหนักของเสาเข็มดังสมการ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$$Q_{ult} = Q_F + Q_E$$

โดยที่

$Q_F$  = แรงเสียดทานรอบๆผิวเสาเข็ม

$Q_E$  = แรงต้านที่ปลายเข็ม

ในแต่ละส่วนของสมการสามารถแยกกรณี ดังนี้

### 2.5.1.1 แรงเสียดทานผิวเสาเข็ม

การประมาณค่าแรงเสียดทานผิวเสาเข็มจะต้องพิจารณาชั้นดินที่สัมผัสกับเสาเข็มว่าเป็นดินลักษณะใดเนื่องจากพฤติกรรมของการเกิดแรงเสียดทานกับดินแต่ละชนิดจะแตกต่างกันออกไป

#### 2.5.1.1.1 ชั้นทราย

แรงเสียดทานที่เกิดขึ้นในชั้นทรายจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่างเช่น ชนิดและวิธีการ ก่อสร้างเสาเข็ม, ชนิดของทราย, ความเค้นประสิทธิผลของชั้นทราย ซึ่งสมการทั่วไปในการหาค่าแรงเสียดทานคือ

$$Q_F = \sum f_s \cdot A_s$$

เมื่อ

$A_s$  = พื้นที่ผิวสัมผัสของชั้นดินที่พิจารณา

$f_s$  = หน่วยแรงเสียดทาน

$$= K_s \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{vi}$$

$$= \beta \cdot \sigma'_{vi}$$

เมื่อ

$K_s$	= ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันด้านข้างระหว่างดินกับ เสาเข็ม
$\delta$	= มุมเสียดทานระหว่างดินกับเสาเข็ม
$\sigma'_{vi}$	= ความเค้นประสิทธิผลที่กึ่งกลางชั้นดินที่พิจารณา

ค่า  $K_s$  จะเป็นค่าที่เปลี่ยนแปลงไปตามความลึกโดยบริเวณหัวเสาเข็มค่า  $K_s$  จะใกล้เคียงกับ  $K_p$  (Rankine Passive Earth Pressure Coefficient) และจะลดลง จนถึงค่า  $K_0$  (at-rest Earth Pressure Coefficient) ที่ความลึกมากขึ้นนอกจากนี้ ค่า  $K_s$  ยังมีค่าความแตกต่างออกไปตามวิธีการก่อสร้างเสาเข็มอีกด้วย ซึ่งสามารถแบ่งออกตามกรณีได้ดังนี้

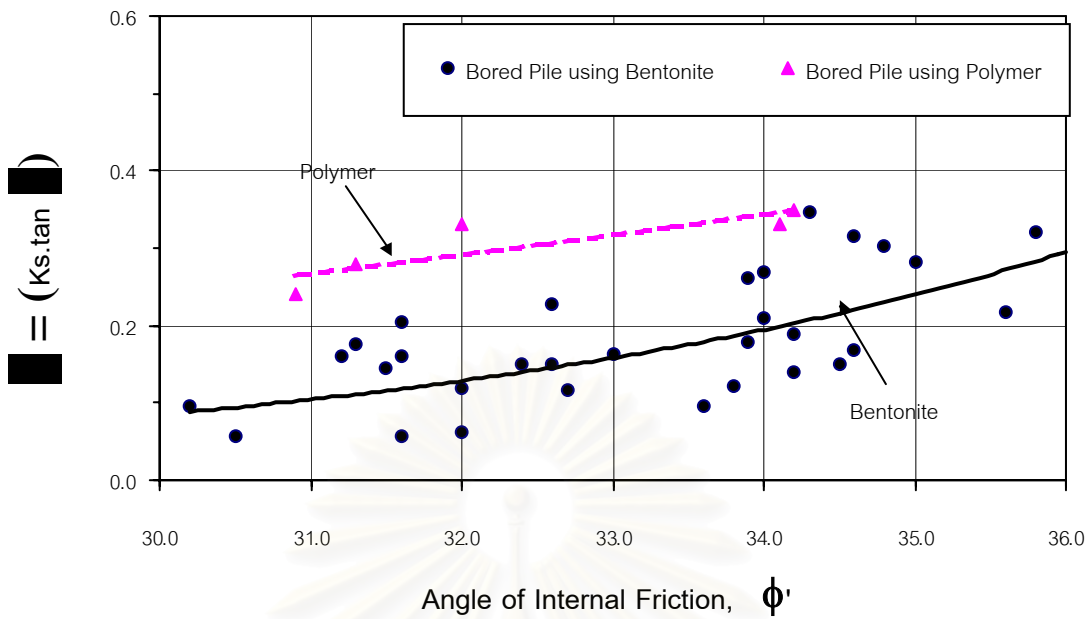
$$\text{เสาเข็มเจาะ} : K_s \approx K_0 = 1 - \sin \phi'$$

เสาเข็ม Auger Press (Low - displacement Driven) :  $K_s$  มีค่าตั้งแต่  $K_0$  ถึง  $1.4K_0$

เสาเข็มตอก (High - displacement Driven) :  $K_s$  มีค่าตั้งแต่  $K_0$  ถึง  $1.8K_0$

ค่า  $\delta$  คือมุมเสียดทานระหว่างทรายกับผิวของเสาเข็ม ซึ่งค่านี้จะขึ้นอยู่กับชนิดของผิว เสาเข็ม, ชนิดของทรายและวิธีการก่อสร้างเสาเข็ม ตามปกติค่า  $\delta$  จะมีค่าตั้งแต่  $0.5\phi'$  ถึง  $0.8\phi'$

สำหรับดินกรุงเทพฯ Teparaksa(2002) ได้ทำการวิจัยและทำการเปรียบเทียบ เสนอค่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_s \tan \delta$  กับมุม  $\phi'$  ของชั้นดินกรุงเทพฯ สำหรับเสาเข็มเจาะระบบเปียกที่ใช้สารละลายโพลีเมอร์และเบนโทไนท์เป็นสารรักษาเสถียรภาพดังแสดงในรูป 2.12 และเนื่องจากชั้นดินกรุงเทพฯ มีลักษณะเป็นดินเหนียวสลับทราย ค่า  $\sigma'_{vi}$  ที่คำนวณในชั้นทรายจะยังคงเพิ่มขึ้นตามความลึกและต้องพิจารณาผลจากการสูบน้ำบาดาล (Drawdown Effective Overburden Pressure) ด้วย



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมต้านทานภายใน ( $\phi'$ ) ของชั้นทรายกรุงเทพฯ กับ ค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเสียดทานของทราย ( $\beta$ )

### 2.5.1.1.2 ชั้นดินเหนียว

แรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างผิวเสาเข็มกับชั้นดินเหนียวเกิดจาก พฤติกรรม Adhesion ซึ่งปัจจัยหลักที่มีผลต่อพฤติกรรมนี้คือ ชนิดของดินเหนียว สมการที่นิยมใช้ในการ คำนวณค่าแรงเสียดทานในชั้นดินเหนียวเรียกว่า  $\alpha$  Method คือ

$$Q_{F(\text{clay})} = \sum f_s \cdot A_s$$

$$f_s = \alpha \cdot s_u$$

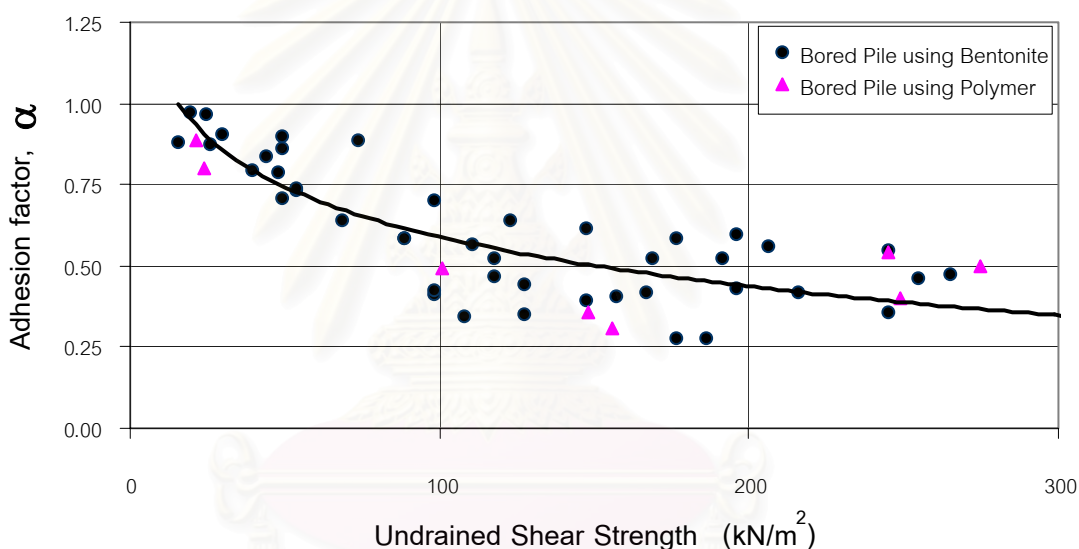
เมื่อ

- $f_s$  = หน่วยแรงเสียดทาน
- $A_s$  = พื้นที่ผิวสัมผัสของชั้นดินที่พิจารณา

$\alpha$  = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของดินเหนียว (Adhesion Factor)

$S_u$  = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว

ค่า  $\alpha$  เป็นค่าที่ได้จากความสัมพันธ์แบบ Empirical ซึ่งแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่าง  $\alpha$  กับ  $S_u$  สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ Teparaksa(2002) ได้ทำการวิจัยและเปรียบเทียบ เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $\alpha$  กับ  $S_u$  ของดินเหนียวกรุงเทพฯระหว่างเสาเข็มเจาะที่ใช้สารละลาย โพลีเมอร์และเบนโทไนท์ดังแสดงในรูปที่ 2.13 โดยพบว่าค่า  $\alpha$  ที่ได้จากการทดสอบเสาเข็มที่ใช้สารละลายโพลีเมอร์จะอยู่ในช่วงเดียวกับเสาเข็มที่ใช้สารละลายเบนโทไนท์



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือน ( $S_u$ ) ของดินเหนียวกรุงเทพฯ กับค่าสัมประสิทธิ์กำลังรับแรงเสียดทานของดินเหนียว ( $\alpha$ )

นอกจากนี้การวิเคราะห์แรงเสียดทานยังสามารถหาอยู่ในรูปแรงดันประสิทธิผล (Effective Stress Analysis in Long Term Condition) ซึ่งเรียกวิธีนี้ว่า  $\beta$ -Method เช่นเดียวกับกรณีขั้นทราย โดยมีสมการดังนี้

$$f_s = \beta \delta'_{vi}$$

เมื่อ

$$\sigma'_{vi} = \text{แรงดันดินประสิทธิผลในแนวดิ่ง}$$

$\beta$	= $K \tan \phi_R$
$K$	= แรงดันดินด้านข้าง = $(1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR}$
$\phi_R$	= มุมต้านแรงเฉือนของดินเหนียวในสภาพป้อนใหม่ (Remolded State)
OCR	= ค่าอัตราส่วนอัดแน่นเกินตัว

### 2.5.1.2 แรงต้านที่ปลายเข็ม

การคิดแรงต้านที่ปลายเข็มต้องพิจารณาชั้นดินที่ปลายเข็มว่าเป็นดินชนิดใดและวิธีการก่อสร้างเสาเข็มที่ต่างกันก็จะมีผลต่อแรงต้านที่ปลายเข็มด้วย ซึ่งสมการที่คำนวณแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจะเป็นสมการที่ลดรูปจากสมการ Ultimate Load Bearing Capacity ซึ่งอยู่ในรูป

$$Q_{ult} = cN_c^* + qN_q^*$$

เมื่อปลายเสาเข็มอยู่ในชั้นดินแต่ละประเภทสมการที่ใช้คำนวณก็จะต่างออกไปด้วย

#### 2.5.1.2.1 ชั้นทราย

สมการที่ใช้คำนวณหาแรงต้านที่ปลายเสาเข็มที่ใช้กันทั่วไปคือ

$$Q_E = q_E \cdot A_p$$

$$q_E = \sigma'_{vi} \cdot N_q^*$$

เมื่อ

$$N_q^* = \text{สัมประสิทธิ์กำลังรับแรงแบกทานปลายเสาเข็ม}$$

$$\sigma'_{vi} = \text{แรงดันประสิทธิผลในแนวตั้งที่ระดับปลาย เสาเข็ม}$$

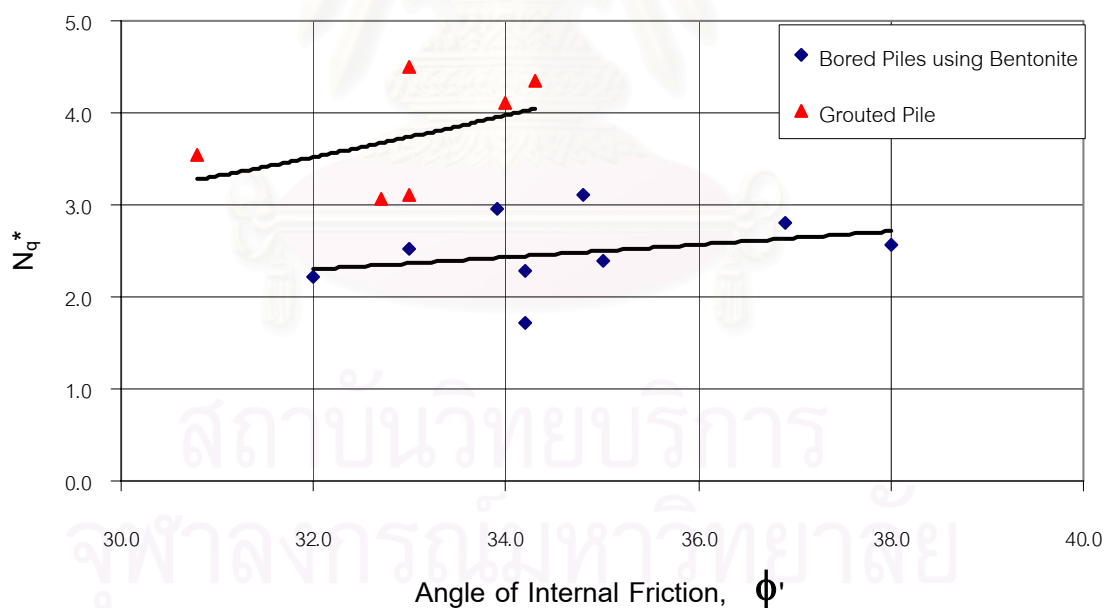
สำหรับค่า  $N_q^*$  ในเสาเข็มตอก Meyerhof (1976) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $N_q^*$  กับ  $\phi'$  ซึ่งได้พิจารณาค่า Relative Embedment Depth  $\left(\frac{D_b}{B}\right)$  เข้าไปด้วย



Coyle and Castell (1981) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ  $N_q^*$  กับ  $\phi'$  ซึ่งพิจารณาผลของอัตราส่วนความยาวเสาเข็มกับขนาดเสาเข็ม  $\left(\frac{L}{D}\right)$

ในกรณีเสาเข็มเจาะค่า  $N_q^*$  จะต่ำกว่าในเสาเข็มตอกมาก เนื่องจากการลดลงของแรงดันประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม เนื่องจากการขุดหลุมเจาะ นอกจากนี้ถ้าการเก็บตะกอน ก้นหลุมไม่ดีพอจะทำให้ค่า  $N_q^*$  ลดลงอย่างมาก Vesic (1967) ได้ทำการทดสอบและรวบรวมงานวิจัยที่ผ่านมาของ De Beer, Meyerhof, Hansen and Terzaghi และเสนอค่าความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_q^*$  กับ  $\phi'$  ซึ่งค่าที่นำเสนอสามารถนำไปใช้ในการออกแบบได้เนื่องจากเป็น Lower Bound

สำหรับดินกรุงเทพฯ Teparaksa (2001) ได้ทำการวิจัยค่า  $N_q^*$  ของเสาเข็มเจาะในชั้นทรายกรุงเทพฯ และได้เสนอความสัมพันธ์ของ  $N_q^*$  กับ  $\phi'$  สำหรับเสาเข็มเจาะที่มีปลายอยู่ในชั้นทรายชั้นที่สองของชั้นดินกรุงเทพฯ โดยแบ่งเป็นกรณีอัดน้ำปูนปลายเสาเข็มและไม่อัดน้ำปูนปลายเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_q^*$  กับ  $\phi'$  ของชั้นทรายกรุงเทพฯ (Teparaksa 2001)

### 2.5.1.2.2 ชั้นดินเหนียว

สมการที่ใช้คำนวณแรงต้านที่ปลายเข็มในชั้นดินเหนียวคือ

$$Q_E = A_p \cdot S_u \cdot N_c^* \quad (2.26)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} A_p &= \text{พื้นที่หน้าตัดของปลายเข็ม} \\ S_u &= \text{กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ} \\ N_c^* &= \text{สัมประสิทธิ์กำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว} \end{aligned}$$

สำหรับค่า  $N_c^*$  Skempton (1991) ได้เสนอค่า  $N_c^*$  สำหรับเสาเข็มกลมที่มีอัตราส่วนความลึกต่อเส้นผ่าศูนย์กลาง มากกว่า  $4 \left( \frac{L}{D} > 4 \right)$  ให้นำใช้เท่ากับ 9.00 Whitaker and Cooke (1966) พบว่า สำหรับเสาเข็มที่มีการขยายปลายจะมีค่า  $N_c^* = 9$  ต่อเมื่อมีการเคลื่อนตัว 10% - 15% และในเสาเข็มเจาะปกติ ค่า  $N_c^*$  จะเท่ากับ 9 เมื่อมีการเคลื่อนตัว 20% ในดินเหนียวกรุงเทพฯ Muktabhand and Suwanakul (1971) ได้ทำการวิจัยจากผลการทดสอบเสาเข็มในชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็ง ได้พบว่า ค่า  $N_c^*$  จะต่ำกว่า 9 Teparaksa (2001) ได้ทำการวิจัยและพบว่าค่า  $N_c^*$  ในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ สำหรับเสาเข็มเจาะระบบเปียกมีค่าประมาณ 4-5

### 2.5.2 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม (Load Testing of Piles)

การแปลผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ ( $Q_{ult}$ ) ซึ่งมีหลาย ๆ วิธีที่เคยมีผู้วิจัยไว้ Fellenius (1980) ได้ทำการรวบรวมซึ่งมีรายละเอียดโดยสังเขปดังนี้

ก. วิธีของ Davisson (1972)

ค่ากำลังรับน้ำหนักที่จุดวิบัติ เป็นน้ำหนักที่เสาเข็มเกิดการทรุดตัวจนเกินค่าความยืดหยุ่นที่ถูกระบุไว้ค่าหนึ่งคือ 0.15 นิ้ว (4 mm.) บวกกับ Factor ค่าหนึ่งซึ่งมีค่าเท่ากับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (นิ้ว)หารด้วย 120

$$x = 0.15 + D/120, \text{ นิ้ว}$$

โดยที่

$$D = \text{เส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็ม (นิ้ว)}$$

พิจารณาจากรูปที่ 2.15 ก ทำการลากเส้น (BC) ขนานระยะ Offset (x) จากเส้น Initial Modulus (OA) จุดตัดระหว่างเส้นตรง BC กับเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับค่าการทรุดตัว คือจุด  $Q_{ult}$  (จุด C)

ข. วิธีของ Chin (1970-71)

ค่ากำลังรับน้ำหนักที่จุดวิบัติเท่ากับค่าส่วนกลับของความชันที่ได้จากการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกแต่ละค่าหารด้วยค่าการเคลื่อนที่ที่น้ำหนักบรรทุกนั้น บนแกน y และ ค่าการเคลื่อนที่ (Movement) บนแกน x

พิจารณาจากรูปที่ 2.15 ข ค่าน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ ( $Q_{ult}$ ) มีค่าเท่ากับ  $1/C_1$  โดยที่  $C_1$  คือค่าความชันของกราฟ

ค. วิธีของ De Beer & Wallays (1972)

ค่ากำลังรับน้ำหนักที่จุดวิบัติหาได้โดยการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัวบนกราฟแบบลอการิทึมสเกล พิจารณาจากรูปที่ 2.15 ค ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติเท่ากับจุดที่เปลี่ยนความชันของเส้นตรงบนความสัมพันธ์แบบลอการิทึมสเกล

#### ง. วิธีของ Brinch Hanson (1972) 90% Criterion

วิธีนี้เป็นการลองผิดลองถูกเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ ( $Q_v$ )<sub>ult</sub> คือ ค่า ณ จุดที่มีการทรุดตัว  $\Delta u$  เป็นสองเท่าของค่าการทรุดตัวที่ 90% ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ (รูปที่ 2.15 ง).

#### จ. วิธีของ Brinch Hanson (1972) 80% Criterion

วิธีนี้พัฒนามาจาก Brinch Hanson (1972) 90% Criterion โดยใช้วิธีการแก้สมการเส้นตรงโดยกำหนดค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติคือตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าเป็น 80% ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดใด ๆ ณ ตำแหน่งที่การทรุดตัว ( $\Delta u$ ) มีค่าหนึ่งในสี่ของค่าการทรุดตัวที่จุดนั้น (รูปที่ 2.15 จ)

วิธีการวิเคราะห์เริ่มจากการเขียนกราฟความสัมพันธ์ของรากที่สองของการทรุดตัวหารด้วยน้ำหนักบรรทุก ( $\frac{\sqrt{\Delta}}{Q_{va}}$ ) กับค่าการทรุดตัว ( $\Delta$ ) ซึ่งจะได้สมการเส้นตรง

$$\frac{\sqrt{\Delta u}}{Q_u} = C_1 \Delta u + C_2 \quad (1)$$

ตำแหน่งที่น้ำหนักบรรทุกมีค่าเป็น 80% ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดใด ๆ ณ ตำแหน่งที่การทรุดตัว ( $\Delta u$ ) มีค่าหนึ่งในสี่ของค่าการทรุดตัวที่จุดนั้น แสดงสมการได้ดังนี้

$$\frac{\sqrt{0.25 \Delta u}}{0.8 Q_u} = 0.25 C_1 \Delta u + C_2 \quad (2)$$

แก้สมการ (1) และ (2) เพื่อหาค่า  $\Delta u$  ที่ทำให้เกิดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดตามวิธีนี้

#### ฉ. วิธีของ Mazurkiewicz (1972)

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติหาได้จากเส้นตรงสมมติที่สร้างขึ้นมาลากตัดกับแกนน้ำหนักบรรทุก ซึ่งเส้นสมมตินี้สร้างได้โดยการแบ่งค่าการทรุดตัวออกเป็นส่วน ๆ ที่มีขนาดเท่ากัน

ลากตัดเส้นโค้งความสัมพันธ์ของน้ำหนักบรรทุกและการทรุดตัว จนสามารถทราบค่าน้ำหนักบรรทุกที่ตำแหน่งการทรุดตัวนั้น ๆ ดังรูปที่ 2.15 ฉ จากนั้นลากเส้นตรงทำมุม 45 องศากับแกนน้ำหนักบรรทุก เพื่อสร้างจุดตัดกับตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกที่จุดถัดไป จุดตัดเหล่านี้มีแนวโน้มที่จะลากเป็นเส้นตรง และใช้เป็นเส้นตรงสมมติสำหรับหาตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดบนแกนน้ำหนัก โดยจุดตัดของเส้นตรงนี้บนแกนน้ำหนักบรรทุกคือค่า  $Q_{ult}$

ข.วิธีของ Fuller & Hoy (1970) และ Butler & Hoy (1977)

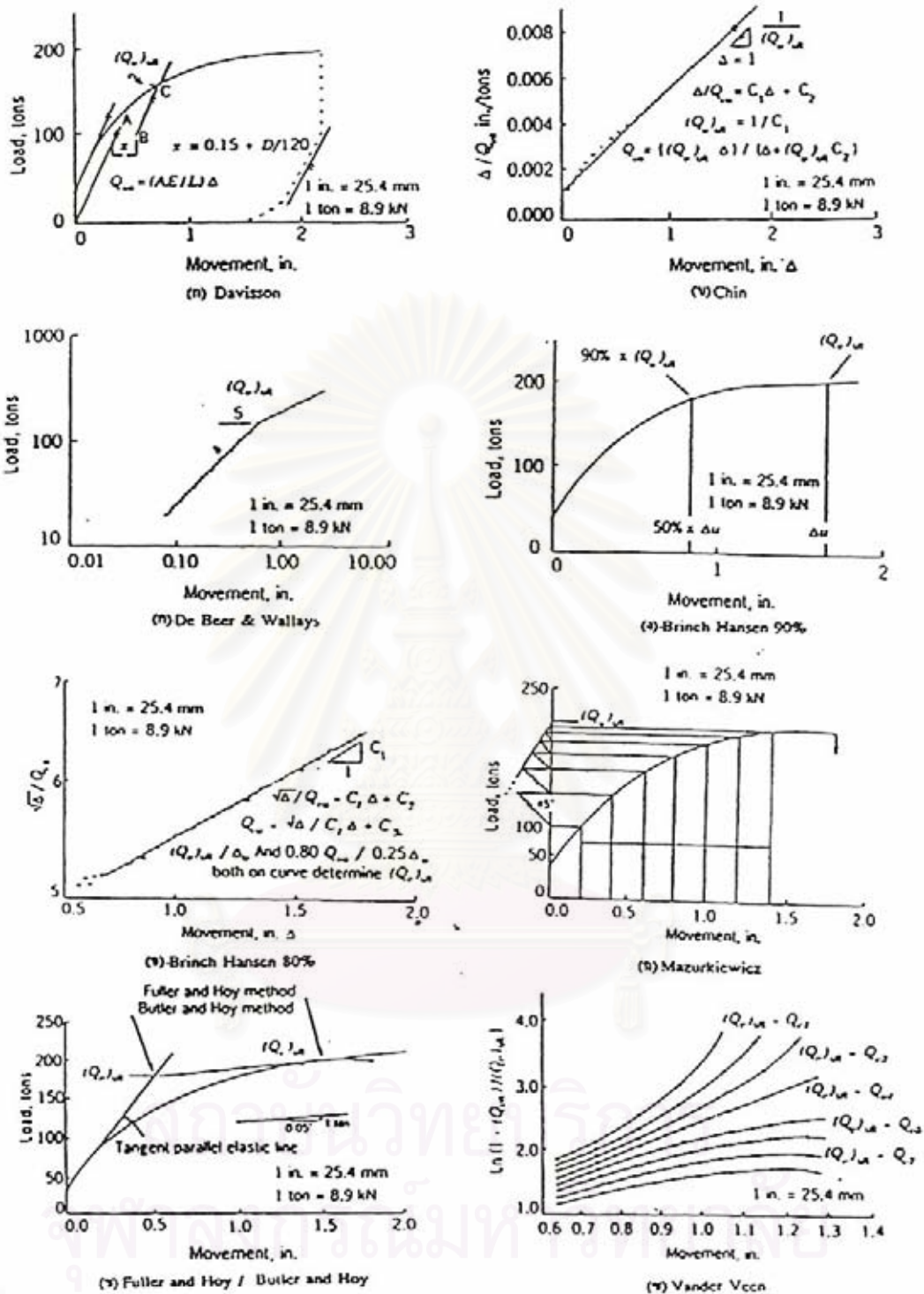
ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติตามวิธีของ Fuller & Hoy (1970) มีค่าเท่ากับค่าที่จุดที่เส้นสัมผัสส่วนโค้งมีความลาดชัน 0.05 นิ้ว / ตัน (รูปที่ 2.15 ช) สำหรับวิธีของ Butler & Hoy (1977) ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติมีค่าเท่ากับค่าที่จุดที่เส้นสัมผัสส่วนโค้งมีความลาดชัน 0.05 นิ้ว / ตัน ตัดกับส่วนของเส้นตรงเริ่มต้นของส่วนโค้งหรือเส้นขนานกับเส้น Rebound Curve หรือเส้นอิลาสติกเริ่มต้น ดูรูปที่ 2.15 ช

ข.วิธีของ Vander Veen (1953)

การหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติหาโดยสมมติค่า  $(Q_v)_{ult}$  ที่ทำให้ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $\ln \{ (1 - Q_{va}) / (Q_v)_{ult} \}$  กับ ค่าการทรุดตัวนั้น ๆ มีรูปแบบเป็นเส้นตรง ซึ่งค่าที่สมมติจะเป็นค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ ดูรูปที่ 2.15 ช

รายละเอียดวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติจากการทดสอบในแต่ละวิธี จะแสดงไว้ในรูปที่ 2.15

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.15 รูปแบบวิธีการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติจากการทดสอบเสาเข็ม (Fellenius,1980)



## บทที่ 3

### วิธีการดำเนินงานวิจัย

#### 3.1 ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย

##### 3.1.1 ลักษณะโครงการที่ทำการศึกษา

โครงการที่ทำการศึกษาคือโครงการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำ Rupsa ใน ประเทศบังกลาเทศอยู่ในจังหวัด Khulna ดังแสดงในรูปที่ 3.1 ซึ่งเป็นสะพานข้ามแม่น้ำสายหลักซึ่งมีความยาวประมาณ 640 เมตร โดยมีความยาวระหว่างเสาตอม่อสะพาน 100 เมตรซึ่งในแต่ละตอม่อจะมีกลุ่มเสาเข็มเจาะเป็นฐานรากดังแสดงในรูปที่ 3.2 โดยในงานวิจัยนี้จะศึกษาเฉพาะเสาเข็มทดสอบขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เมตร จำนวน 3 ต้นซึ่งมีทั้งเสาเข็มที่ติดตั้งเครื่องมือวัดและเสาเข็มที่ไม่ได้ติดตั้งเครื่องมือวัด โดยที่ในงานวิจัยนี้จะทำการวิเคราะห์และแปลผลจากข้อมูลการทดสอบเสาเข็มที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดเป็นหลักเนื่องจากข้อมูลประเภทนี้สามารถนำมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการส่งถ่ายน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มสู่ดินรอบๆเสาเข็มเพื่อให้ได้มาซึ่งค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่จำเป็นสำหรับการคาดคะเนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตลอดจนค่าการทรุดตัวของเสาเข็มภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ทำการกระทำ

##### 3.1.2 ผลการศึกษาสมบัติของดินบริเวณสถานที่ก่อสร้างที่ใช้ในงานวิจัย

ข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณใกล้เคียงตำแหน่งที่ก่อสร้างเสาเข็มเจาะทดสอบที่รวบรวมได้เพื่อใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ประกอบไปด้วยความลึกของชั้นดินแต่ละชั้น ค่าความหนาแน่นรวมของดิน (Total Unit Weight,  $\gamma_t$ ) และคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดิน เช่นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength,  $S_u$ ) ในชั้นดินเหนียว ค่ามุมต้านทานแรงเฉือน ( $\phi$ ) สำหรับชั้นทราย และค่า N จากการทดสอบ SPT สำหรับชั้นเหนียวแข็งและชั้นทราย

ข้อมูลการเจาะสำรวจดินที่นำมาใช้ในการวิจัยครั้งนี้ทั้งหมด 2 หลุม คือ BHMP4 และ BHMP6 ดังแสดงในตารางที่ 3.1 และ 3.2 โดยเสาเข็มเจาะทดสอบแต่ละต้นจะใช้ข้อมูลดินจาก หลุมเจาะที่มีตำแหน่งใกล้เคียงกับตำแหน่งก่อสร้างเสาเข็มมากที่สุดในการออกแบบ รายละเอียดแต่ละ หลุมเจาะ มีดังต่อไปนี้

ตารางที่ 3.1 แสดงผลการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BHMP6 ที่ใช้ในการก่อสร้างเสาเข็มTP1,TP2 และ TP2(i)

Depth (m)	Soil Description	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	N (Blow/ft)	$\phi'$ (degree)	$S_u$ t/m <sup>2</sup>
-12.7 to -16.8	Medium dense Silty sand	1.9	25	32.8	-
-16.8 to -33	Loose Silt	1.8	5	27	-
-33 to -40	Medium dense uniform Silt	1.9	14	29	-
-40 to -60	Dense uniform Silt	1.9	29	31.2	-
-60 to -95.7	Very dense uniform fine Sand	2.0	47	33	-

ตารางที่ 3.2 แสดงผลการเจาะสำรวจดินของหลุมเจาะ BHMP4 ที่ใช้ในการก่อสร้าง  
เสาเข็ม TP3

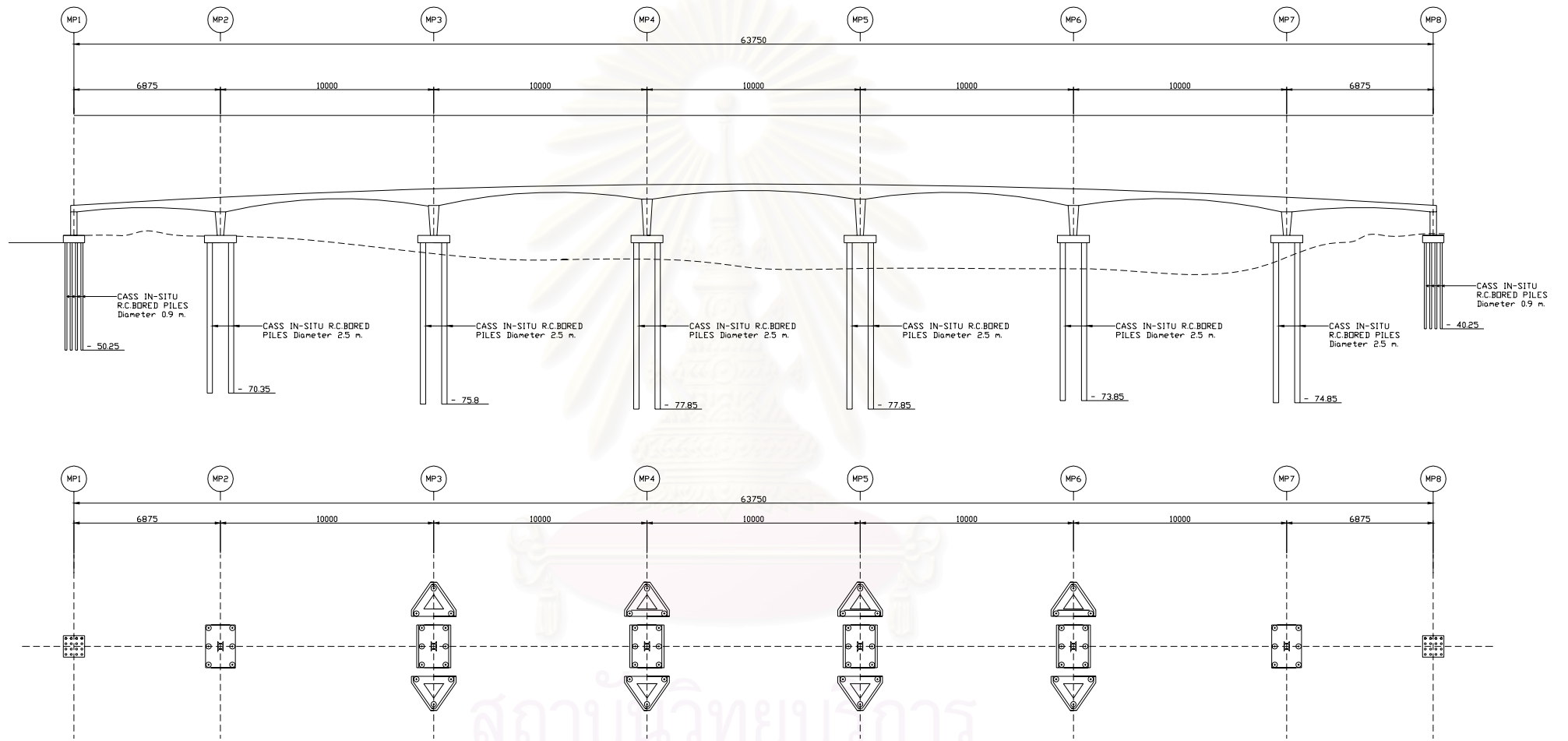
Depth (m)	Soil Description	$\gamma_i$ (t/m <sup>3</sup> )	N (Blow/ft)	$\phi'$ (degree)	$S_u$ (t/m <sup>2</sup> )
-6.8 to -18.8	Loose sand	1.6	10	30	-
-18.8 to -22.8	Very soft clay	1.6	2	-	1
-22.8 to -31.8	Stiff silty clay	1.8	12	-	6
-31.8 to -34.8	Very stiff silty clay	1.9	22	-	12
-34.8 to -39.3	Medium dense silty sand	2.0	25	32	-
-39.3 to -53.8	Loose silt and clay	1.7	8	-	5
-53.8 to -62.8	Hard clay	2.0	30	-	21
-62.8 to -71.8	Dense silty sand	2.0	34	31.5	-
-71.8 to -93.8	Very dense silty sand	2.0	42	32	-

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.1 แสดงตำแหน่งที่ตั้งโครงการ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

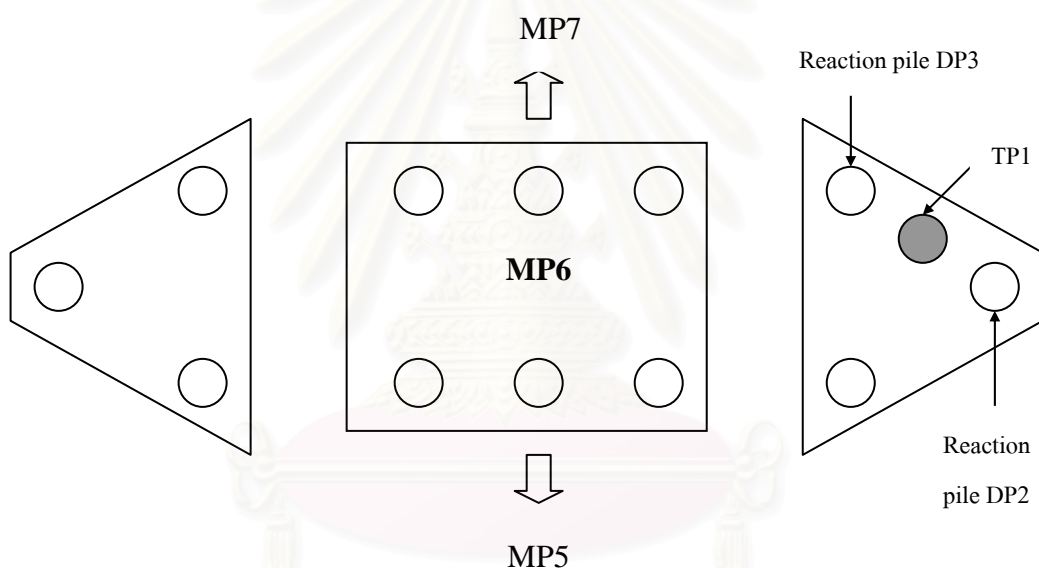


รูปที่ 3.2 แสดงลักษณะตำแหน่งของเสาเข็มในแต่ละตอม่อของสะพาน Rupsa

### 3.1.3 ข้อมูลเสาเข็มที่ใช้ในงานวิจัย

#### 3.1.3.1 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 1 (TP1)

เป็นเสาเข็มเจาะทดสอบต้นแรกมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เมตร สร้างเสริมเพิ่มอยู่ที่ต่อม่อตัวที่ 6 (MP6) ดังแสดงในรูปที่ 3.3 มีความยาวเสาเข็ม 78.35 เมตร โดยไม่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดภายในเสาเข็ม ออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกพลอคภัย 2200 ตัน ก่อสร้างโดยใช้สารละลาย Bentonite 4-5% ในการขุดเจาะและทดสอบโดยใช้วิธี Conventional static load test (Anchorage pile) ผลการทดสอบพบว่าเสาเข็มเจาะทรุดตัวมากกว่าปกติมากถึง 30 เซนติเมตรที่น้ำหนักออกแบบ (2200 ตัน) และทรุดถึง 63 เซนติเมตรที่น้ำหนักทดสอบ 3400 ตัน ดังแสดงในรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.3 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



โดยการก่อสร้างเสาเข็มเจาะ TP1 มีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- การปักปลอกเหล็กถาวร(Permanent Casing)

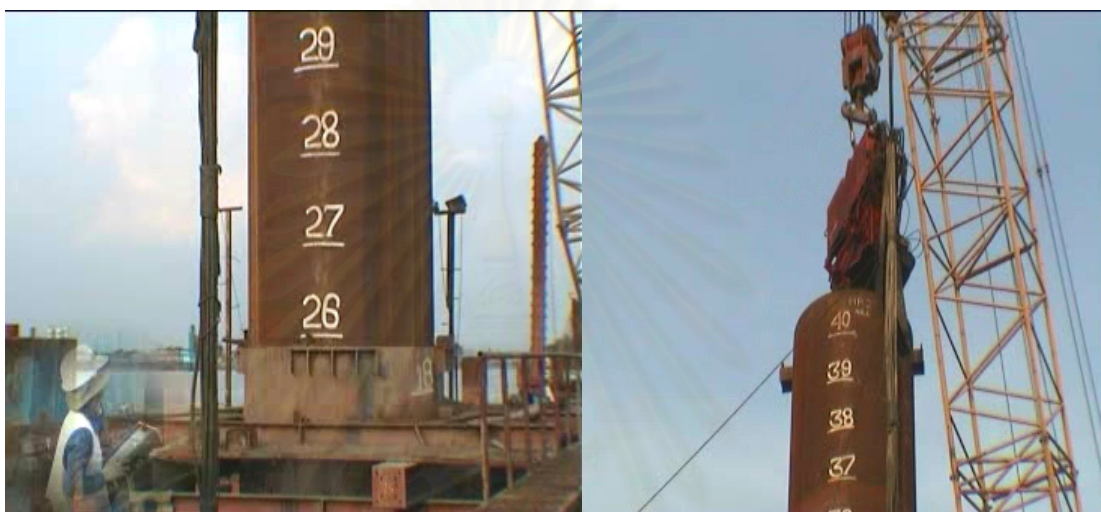
การปักปลอกเหล็กกระทำโดยใช้เครื่องกดสั้นสะเทือน (Vibro hammer) จับที่ขอบบนของปลอกเหล็กทั้งสองข้าง แล้วกดตรงจุดที่กำหนดตำแหน่งเสาเข็ม ให้ถึงระดับ -35 เมตรและขุดดินข้างในออกโดยใช้ Grab hammer ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

- ก) สร้างกรอบโครงเหล็กเพื่อใช้ในการทำงานและติดตั้ง ปลอกเหล็กนำ(Guide Casing) ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 เมตรเพื่อป้องกันแรงดันจากกระแสน้ำด้านข้างมารบกวน
- ข) กดปลอกเหล็กชั่วคราว(Temporary casing) ซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.8 เมตรและขุดดินข้างในออกโดยใช้ Grab hammer ไปจนถึงระยะ -21 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 แสดงการขุดดินออกโดยใช้ Grab Hammer ขณะติดตั้ง Casing

- ค) กดปลอกเหล็กถาวรซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.6 เมตรโดยการสอดลงไป  
 ปลอกเหล็กชั่วคราวและใช้ Grab hammer ขุดดินจนไปถึงตำแหน่งที่ต้องการ  
 ดังแสดงในรูปที่ 3.5
- ง) ในกรณีที่เกิดอุปสรรคการขุดเช่นก้อนหินหรือรากไม้ สามารถทำลายหรือเอา  
 ออกโดยใช้หัวเจาะกระแทกหรือ Grab hammer



รูปที่ 3.5 แสดงการกดปลอกเหล็กถาวรโดยใช้ Vibro Hammer

- ขุดเจาะดิน โดยวิธี Reverse circulation drilling

ในการขุดเจาะในชั้นนี้ส่วนใหญ่เป็นทราย โดยใช้หัวเจาะชนิดเจาะลงทางเดียวดังแสดง  
 ในรูปที่ 3.6 ซึ่งต้องควบคุม ความเร็วในการเจาะและ สารละลายที่ใช้ในการเจาะเป็นอย่างดี ในการเจาะ  
 ถ้าความเร็วในการเจาะช้าเกินไปจะทำให้ขนาดหลุมเจาะมีขนาดใหญ่เกินไปและจะทำให้การเจาะช้าด้วย  
 แต่ถ้าใช้ความเร็วในการเจาะเร็วเกินไปจะทำให้ไม่สามารถควบคุมความตั้งของหลุมเจาะได้ ในกรณีนี้  
 ความเร็วของการเจาะจะสามารถคำนวณ ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{Drilling speed (R)} &= 14.4 \text{ N.WD/qu} \cdot 10^{-2} = 3.6 \text{ cm/min} \\ &= 2.2 \text{ m/hr} \end{aligned}$$

$$\text{Where : N(Rotation)} = 9 \text{ rpm}$$

$$\text{WD (Bit load)} = 20 \text{ ton}$$

$$\text{Ave qu(Compression load)} = 7 \text{ ksc (assuming)}$$

เนื่องจากการขุดเจาะในพื้นที่ ที่มีทรายเป็นส่วนประกอบหลักและมีทรายเป็งกับดินผสมอยู่บ้าง จึงอาจทำให้สารละลายที่ใช้ในการขุดเจาะซึมผ่านไปได้และอาจทำให้เกิด Film cake ซึ่งจะทำให้แรงเสียดทานสูญเสียไปได้ เพื่อป้องกันปัญหานี้ที่จะเกิดขึ้นจึงกำหนดมาตรฐานส่วนผสมสารละลายที่ใช้ในการขุดดังนี้

- Bentonite : 4-5 %
- Soda ash : 0.04 % (เพื่อปรับ pH ให้อยู่ในระดับ 8- 11)

และค่าที่ใช้ในการควบคุมคุณสมบัติของสารละลายเป็นดังต่อไปนี้

- S. Gravity : 1.03-1.12 g/cm<sup>3</sup>
- Viscosity : 30-45 sec
- Sand content not exceeding 3%
- pH : 8-11
- Fluid Loss : Not exceeding 50 cc
- Mud cake : Not exceeding 3 mm

จำนวนครั้งในการตรวจสอบคุณสมบัติของสารละลายจะตรวจสอบ ในขั้นตอนดังต่อไปนี้

- ก่อนการเจาะ
- ขณะขุดเจาะ ทุกๆ 10เมตรหลังจากเจาะผ่านปอกเหล็กลงมาแล้ว
- ทุกครั้งที่มีการเปลี่ยนชั้นดิน
- หลังจากที่มีการเปลี่ยนสารละลายใหม่
- หลังจากการทำความสะดวกกันหลุมครั้งที่สอง

จะต้องรักษาระดับของสารละลายให้อยู่สูงกว่าระดับน้ำในแม่น้ำอย่างน้อยสองเมตร ซึ่งจะทำให้เกิดแรงดันประมาณ 0.2 ksc กระทำกับmud cakeรอบๆผนังหลุมเจาะ เพื่อทำให้เกิดเสถียรภาพในหลุมเจาะ ซึ่ง mud cake ที่ดีจะต้องบางและแข็งแรง



รูปที่ 3.6 แสดงลักษณะของหัวเจาะในการเจาะแบบ Reverse circulation

- การทำความสะอาดก้นหลุมครั้งที่ 1

หลังจากเจาะได้ถึงระดับที่ต้องการแล้ว จะยกหัวเจาะขึ้นมาประมาณ 50 cm เพื่อทำความสะอาดตะกอนก้นหลุมเจาะ โดยจะใช้หัวเจาะหมุนดูดตะกอนขึ้นประมาณ 15-20 นาที หลังจากนั้นจะทิ้งหลุมเจาะไว้ประมาณ 2-3 ชั่วโมง แล้วจะทำความสะอาดก้นหลุมอีกครั้งโดยใช้วิธี Air-lifting และก็จะเปลี่ยนสารละลายใหม่ ซึ่งหลังจากเปลี่ยนสารละลายใหม่แล้วค่าคุณสมบัติของสารละลายใหม่จะต้องเป็นดังนี้

- S. Gravity : 1.03-1.08 g/cm<sup>3</sup>
- Viscosity : 35-45 sec
- Sand content not exceeding 1.5%
- pH : 8-11
- Fluid Loss : Not exceeding 50 cc
- Mud cake : Not exceeding 3 mm

- ตรวจสอบขนาดและแนวตั้งของหลุมเจาะ

ขนาดและความตั้งของหลุมเจาะจะถูกตรวจสอบโดยใช้คลื่นเสียงจากเครื่อง Drilling Monitor ก่อนที่จะทำการลงเหล็กเสริม ส่วนความลึกจะสามารถตรวจสอบอีกครั้งโดยใช้ สายวัดผูกติดกับก้อนตะกั่วหย่อนลงไปหลุม

- การติดตั้งโครงเหล็กเสริม

โครงเหล็กเสริมทั้งหมดจะถูกประกอบมาจากสนามบนฝั่งพื้นดินและนำลงเรือมา เพื่อติดตั้งดังแสดงในรูปที่ 3.7 ซึ่งโครงเหล็กจะแบ่งเป็นหลายท่อนและนำมาเชื่อมต่อกัน โดยใช้ U-bolt หรือการเชื่อมไฟฟ้า ดังแสดงในรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.7 แสดงการประกอบโครงเหล็ก





รูปที่ 3.8 แสดงการเชื่อมต่อโครงเหล็ก

- การติดตั้ง Tremie pipe

ท่อ Tremie มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 250 mm และมีความยาวหลายขนาด ซึ่งก่อนการติดตั้งจะต้องตรวจสอบความสมบูรณ์ รอยแตกร้าว การบิดงอ ของท่อ tremie อย่างละเอียด และหลังจากนั้นจึงติดตั้งลงในหลุมเจาะโดยให้ท่อ tremie อยู่สูงกว่าก้นหลุมประมาณ 20-30 เซนติเมตร

- การทำความสะอาดก้นหลุมเจาะครั้งที่ 2

หลังจากติดตั้งท่อ Tremie เสร็จแล้ว ตะกอนก้นหลุมจะถูกทำความสะอาดโดยวิธี Air-lifting อีกครั้งโดยสอดท่อผ่านท่อ Tremie ซึ่งเมื่อทำเสร็จแล้วจะต้องตรวจสอบความสะอาดก้นหลุมอีกครั้งถ้ายังคงมีตะกอนอยู่จะต้องทำการ Air-lifting อีกครั้ง

- การเทคอนกรีต

หลังจากตรวจสอบความลึกและความสะอาดของก้นหลุมเจาะแล้วจึงเริ่มเทคอนกรีต โดยเริ่มจากการใช้ Bucket เทคอนกรีตผ่านท่อ Tremie ก่อนประมาณ 5 ลูกบาศก์เมตร

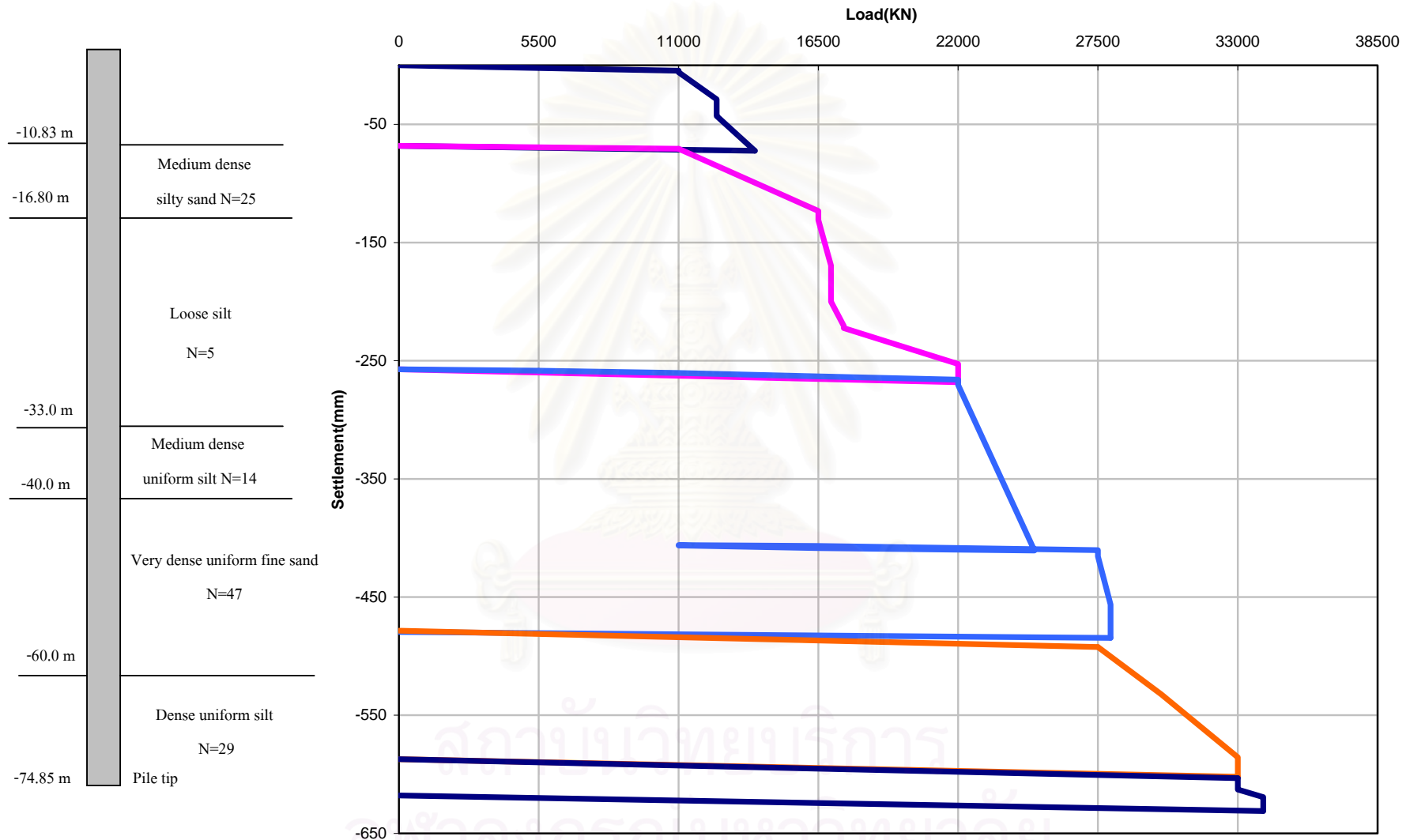


หลังจากนั้นจึงใช้เครื่องปั๊มคอนกรีตซึ่งสามารถปั๊มได้ 60 ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมง ในขณะที่กำลังเทคอนกรีตอยู่นั้นท่อ Tremie จะต้องจมอยู่ในคอนกรีตอย่างน้อย 2 เมตรแต่ไม่มากกว่า 5 เมตรและยกขึ้นพร้อมกับระดับของคอนกรีตที่สูงขึ้นเรื่อยๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.9 แสดงการเทคอนกรีตและการถอดท่อ Tremie

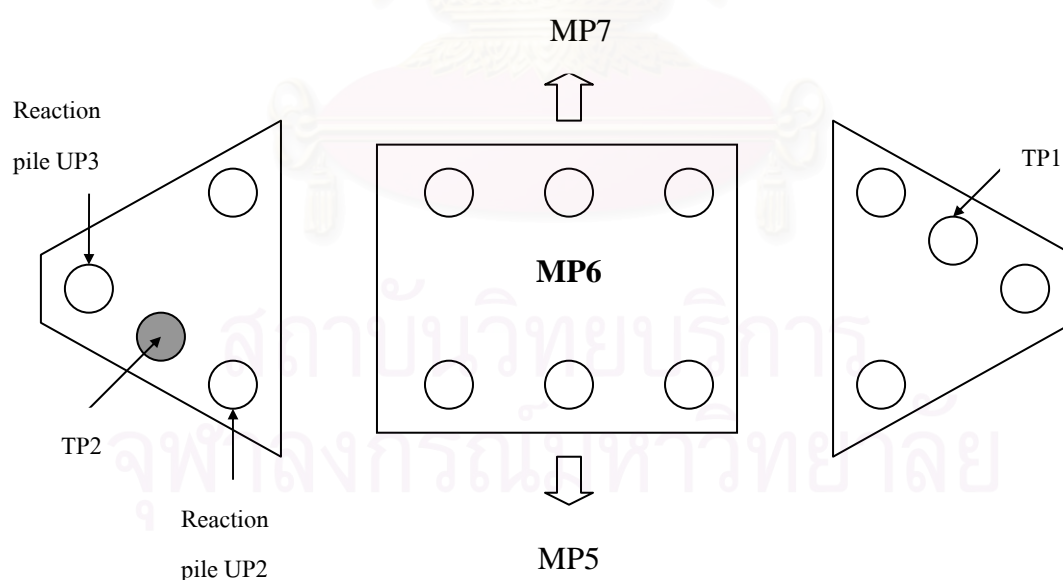
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



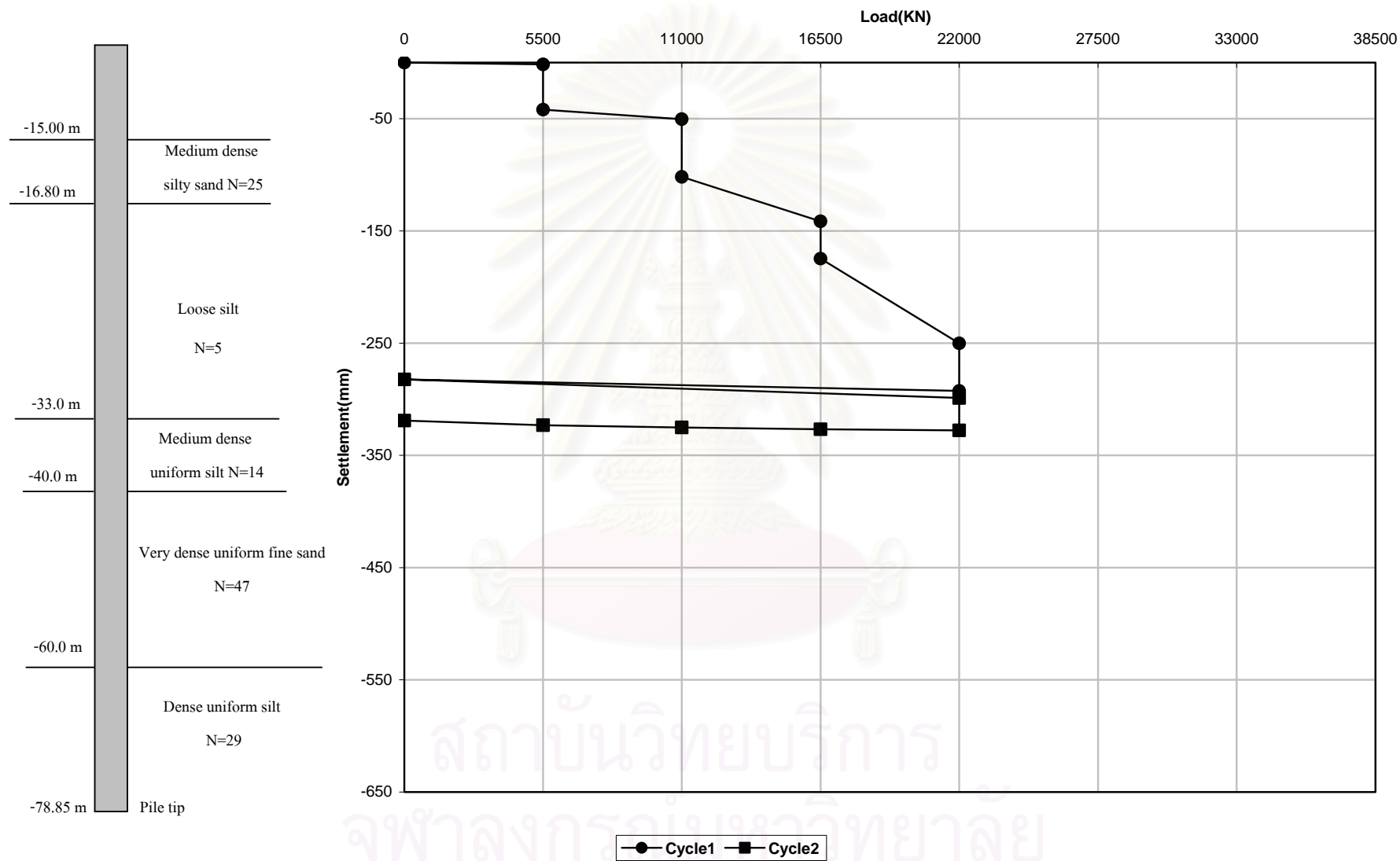
รูปที่ 3.10 แสดงผลการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ TP1 ซึ่งใช้สารละลายเบนโทไนท์ในการก่อสร้าง

### 3.1.3.2 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2)

สืบเนื่องจากผลการทดสอบในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 พบว่าเกิดการทรุดตัวสูงมากถึง 250 มิลลิเมตรที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบ 2200 ตันและยังไม่สามารถทดสอบกำลังรับน้ำหนักได้ถึง 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ ซึ่งคาดการณ์ว่าสารละลายเบนโทไนท์ที่ใช้ในการขุดเจาะระหว่างก่อสร้างอาจเป็นสาเหตุให้เสาเข็มเจาะไม่สามารถรับน้ำหนักได้ตามที่ออกแบบและเกิดปัญหาการทรุดตัวมากมาย ดังนั้นเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2) จึงเปลี่ยนสารละลายที่ใช้ในการขุดเจาะเป็น Polymer based slurry ซึ่งประกอบไปด้วย Bentonite 3-5% และ Polymer 0.08% โดยใช้วิธีการก่อสร้างเหมือนเสาเข็มเจาะ TP1 ซึ่งเสาเข็มเจาะต้นที่ 2 ได้สร้างอยู่ที่ตอม่อตัวที่ 6 (MP6) ดังแสดงในรูปที่ 3.11 มีความยาวเสาเข็ม 82.85 เมตร โดยไม่ได้มีการติดตั้งเครื่องมือวัดภายในเข็ม และในขณะทำการก่อสร้างเสาเข็มทดสอบ TP2 นี้ได้ทำการก่อสร้างเสาเข็มเจาะที่จะใช้งานจริงที่ตอม่อตัวที่ 7 ไปพร้อมกันด้วยจำนวน 6 ต้น การทดสอบใช้วิธี Conventional static load test ซึ่งผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 3.12 ผลการทดสอบพบว่าที่ น้ำหนักบรรทุกออกแบบ 2200 ตัน เสาเข็มเจาะทดสอบ TP2 เกิดการทรุดตัวมากเกินไปใกล้เคียงกับผลการทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 ประมาณ 250-320 มิลลิเมตร ซึ่งสูงมากและต้องหยุดการทดสอบไว้ก่อน เพื่อศึกษาหาวิธีการแก้ไขต่อไป



รูปที่ 3.11 แสดงตำแหน่งของ Test pile No2



รูปที่ 3.12 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะ TP2 ซึ่งใช้สารละลาย Polymer based ในการก่อสร้าง

### 3.1.3.3 เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 หลังจากแก้ไขโดยการ Grouting แล้ว (TP2(i))

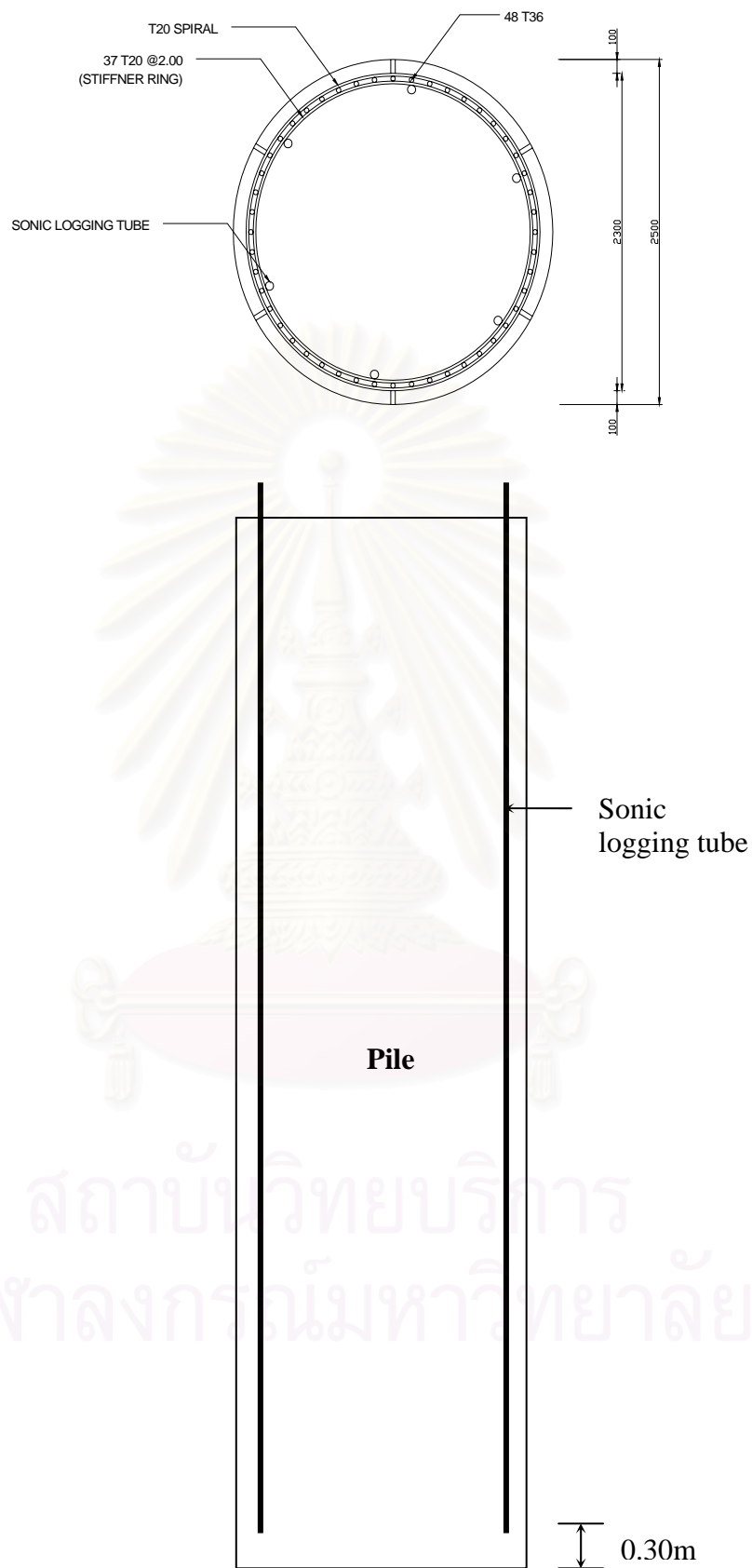
หลังจากได้มีการหยุดการทดสอบเสาเข็มเจาะ TP2 อันเนื่องมาจากการทรุดตัวที่มากเกินไป จึงได้มีการศึกษาถึงวิธีแก้ไขปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มและเนื่องมาจากระหว่างที่ก่อสร้างเสาเข็มเจาะ TP1 และ TP2 ได้มีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะสำหรับใช้งานจริงที่ตอม่อ MP7 ควบคู่กันไปด้วยในเวลาเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องหาวิธีการแก้ปัญหาเสาเข็มเจาะ TP2 เพื่อเอาแนวทางและวิธีการแก้ปัญหาไปใช้กับเสาเข็มเจาะจริงจำนวน 6 ต้นที่ได้สร้างไปแล้วในตอม่อ MP7 และหาวิธีการก่อสร้างเสาเข็มเจาะใหม่เพื่อไม่ให้เกิดปัญหา การทรุดตัวและสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบไว้ พร้อมทั้งทำการทดสอบเสาเข็มต้นใหม่ เพื่อนำวิธีการที่เหมาะสมมาก่อสร้างเสาเข็มเจาะที่เหลือทั้งโครงการต่อไป ซึ่งในขั้นต้นการแก้ไขเสาเข็มเจาะ TP2 ได้ตั้งสมมติฐานวิธีในการปรับปรุงเสาเข็มเจาะเป็น 3 แนวทางคือ

- 1) Grouting รอบๆและที่ปลายเสาเข็ม เพื่อปรับปรุงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทั้ง Skin friction และ End bearing capacity
- 2) เพิ่มความยาวเสาเข็ม
- 3) เพิ่มจำนวนของเสาเข็มในตอม่อ

ทางเลือกที่สอง ไม่สามารถจะทำได้ในกรณีนี้เนื่องจากเสาเข็มเจาะได้ก่อสร้างไปแล้วในตอม่อ MP7 ส่วนทางเลือกที่สาม ก็อาจจะไม่สมเหตุผล ผล ในกรณีนี้เพราะ เสาเข็มแต่ละต้นมีกำลังรับน้ำหนักที่น้อยมาก จึงไม่ควรจะเพิ่มจำนวนเสาเข็มโดยปราศจากการปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มก่อน ดังนั้น การ Grouting จึงเป็นทางเลือกเดียวที่สมเหตุผลที่สุด โดยในเสาเข็มเจาะ TP2(i) จะใช้วิธีการ Grouting 2 ชนิดร่วมกันดังนี้

#### 3.1.3.3.1 Toe grouting

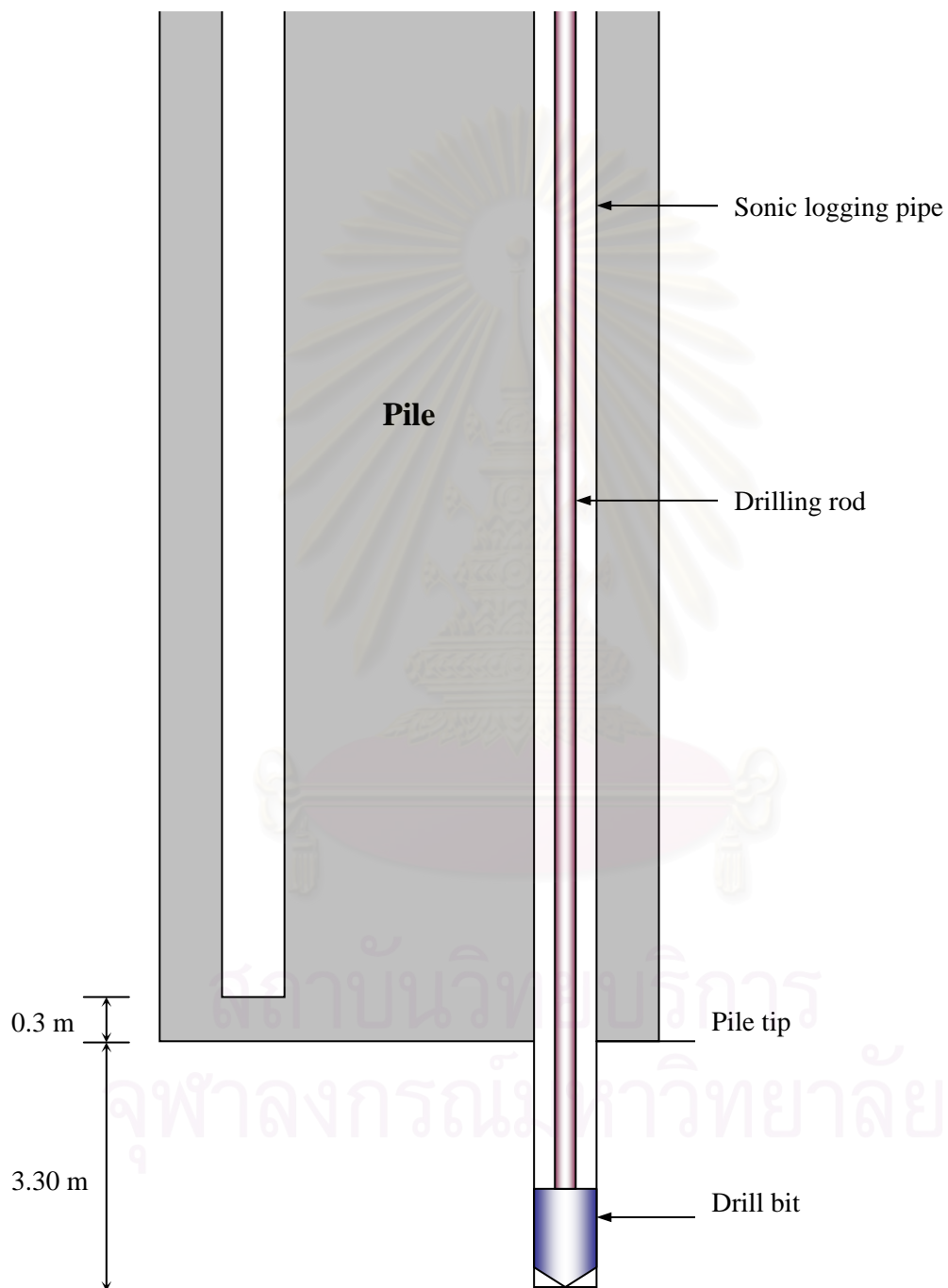
Toe grouting เป็นการเพิ่ม End bearing capacity ของเสาเข็มและลดการทรุดตัวของปลายเสาเข็มเจาะ โดยทำการอัดฉีดน้ำปูนผ่านท่อ Sonic logging เดิมที่ฝังอยู่ในเสาเข็มเจาะเดิมจำนวน 6 ท่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.13 โดยอัดฉีดน้ำปูนลงไปประมาณ 3.3 เมตร ต่ำจากปลายเข็ม โดยใช้น้ำปูนประมาณ 10 ลูกบาศก์เมตร ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.13 แสดงลักษณะของท่อ Sonic Logging ที่ใช้ในการทำ Toe grouting ของเสาเข็ม TP2

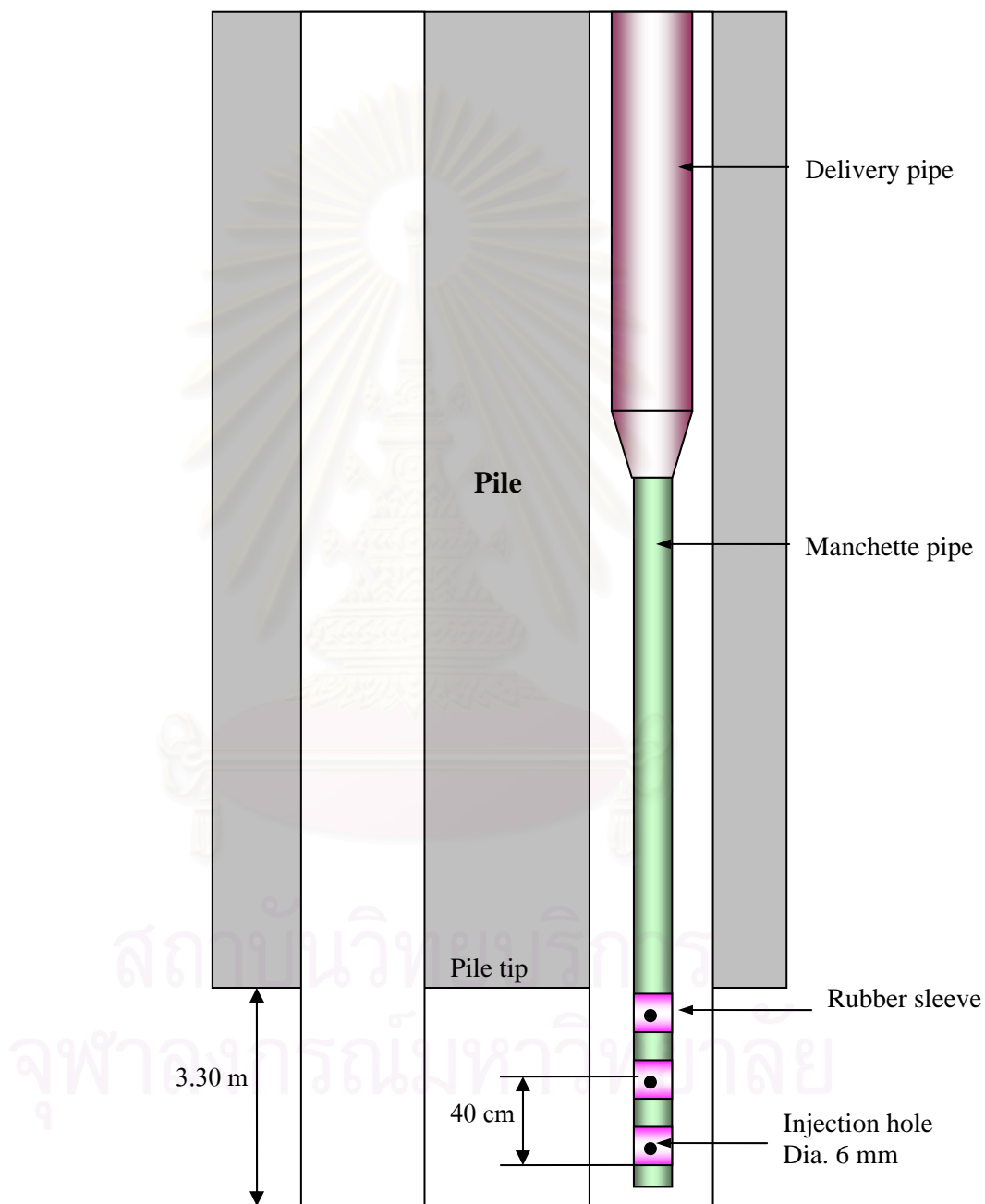


- ก) ใช้หัวเจาะสอดผ่านท่อ Sonic logging เจาะผ่านคอนกรีตที่ปลายเสาเข็มซึ่งมีความหนาประมาณ 30 เซนติเมตร หลังจากนั้นจึงเจาะผ่านชั้นทรายบริเวณปลายเสาเข็มโดยใช้ เบนโทไนท์เป็นสารละลาย เจาะ ลงไปอีกประมาณ 3.30 เมตรจากปลายเข็มดังแสดงในรูปที่ 3.14



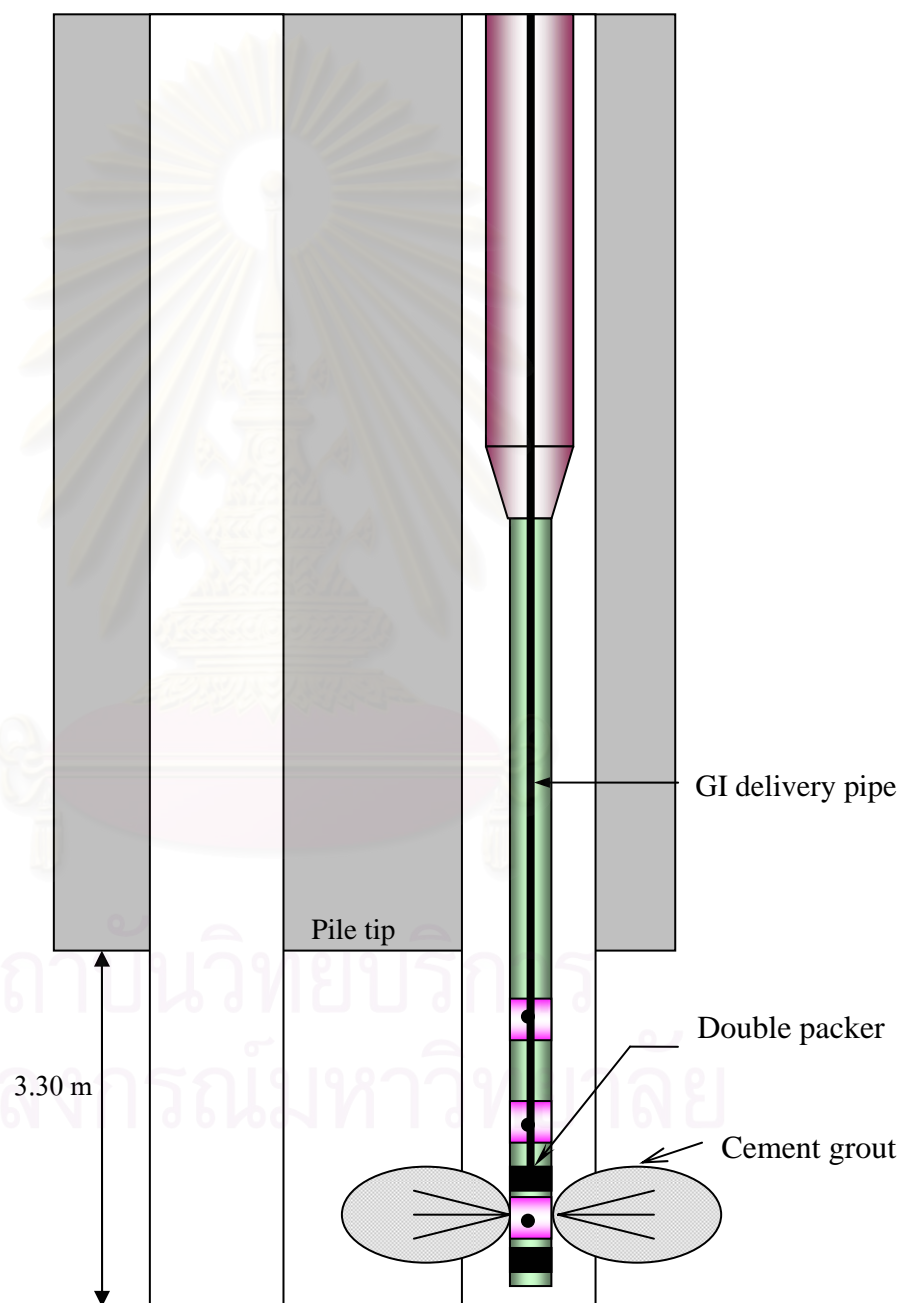
รูปที่ 3.14 แสดงการใช้หัวเจาะผ่านท่อ Sonic logging ของเสาเข็ม TP2(i)

- ข) เมื่อเจาะหลุมได้ตามต้องการแล้วจึงเอาหัวเจาะออก แล้วติดตั้งท่อ Manchette ขนาด 1.25 นิ้ว โดยใช้ท่อส่งขนาด 1.5 นิ้วนำลงไปในหลุมที่เจาะเตรียมไว้ ดังแสดงในรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.15 แสดงการติดตั้งท่อ Manchette สำหรับการทำ Toe grouting ใน TP2(i)

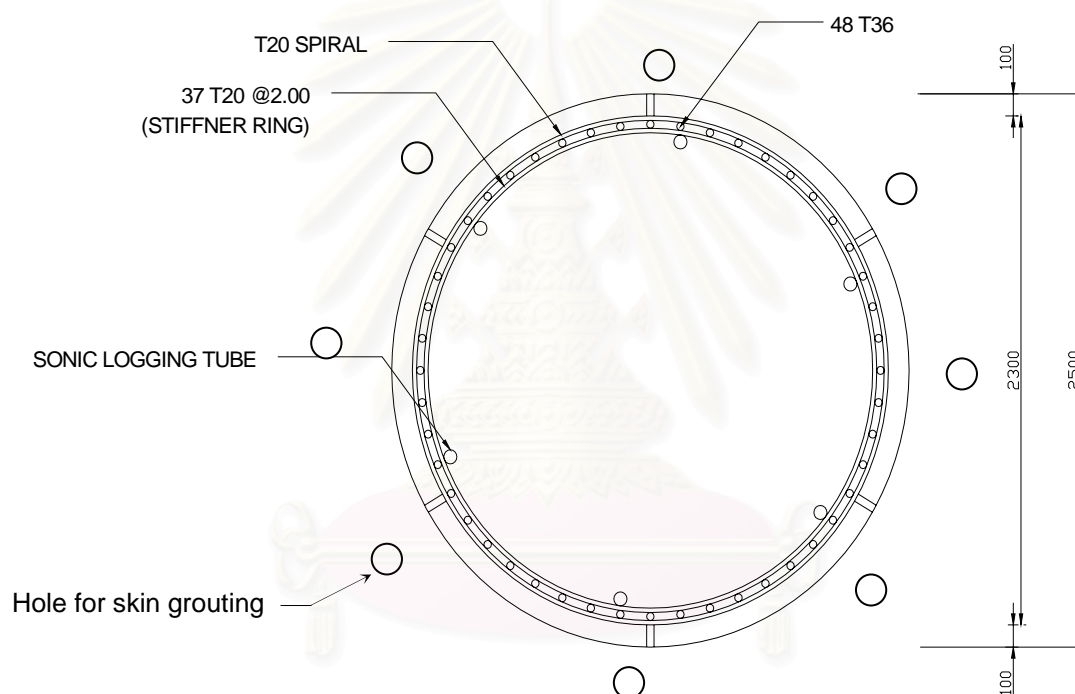
- ค) สอดท่อ GI ซึ่งมีขนาด 0.75 นิ้วที่ติดตั้ง Double packer ผ่านลงไปในห้อง Manchette โดยต้องปรับ Double packer ให้ตรงกับรูที่เจาะไว้เพื่อจะอัดฉีดน้ำปูน หลังจากนั้นจึงอัดฉีดน้ำปูนได้ ขึ้นมาตามรูที่เจาะไว้ของท่อ Manchette โดยจะใช้น้ำปูนทั้งหมดประมาณ 10 ลูกบาศก์เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.16



รูปที่ 3.16 แสดงการใช้ Double packer ฉีดน้ำปูนในการทำ Toe grouting ในเสาเข็ม TP2(i)

### 3.1.3.3.2 Skin grouting

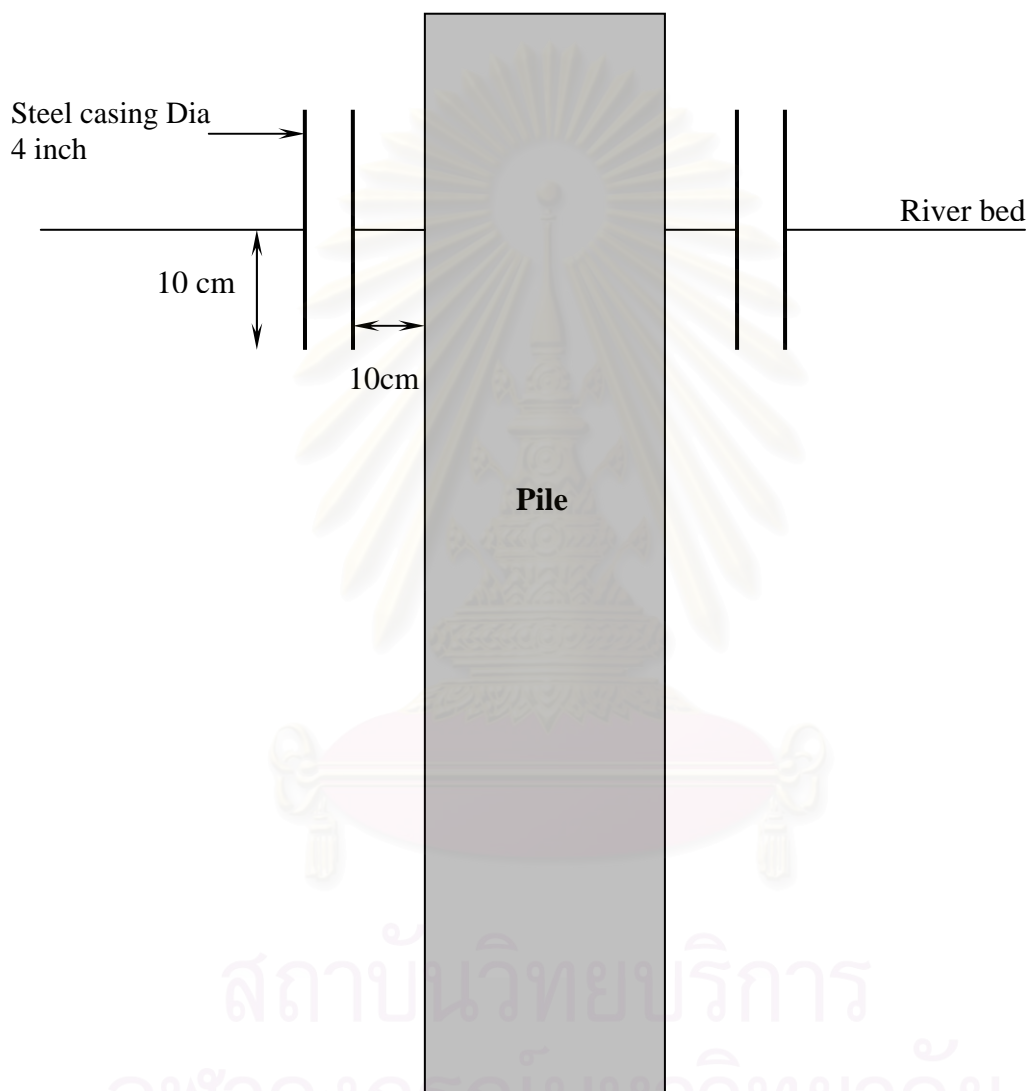
Skin grouting เพื่อทำการเพิ่ม Skin friction ของเสาเข็มโดยรอบ เนื่องจาก Cake film ของเบนโทไนท์ โดยทำการเจาะหลุมเจาะจำนวน 8 หลุมรอบๆเสาเข็มโดยเจาะให้ใกล้เสาเข็มมากที่สุด ห่างจากผิวเสาเข็มประมาณ 10 เซนติเมตรดังแสดงในรูปที่ 3.17 และจะอัดดินน้ำปูนผ่านหลุมเจาะเหล่านี้โดยใช้ท่อ Manchette ไล่ดินน้ำปูนจากปลายเข็มที่ระดับ -79 เมตรขึ้นมาประมาณ 30 เมตรที่ระดับ -49 เมตร ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

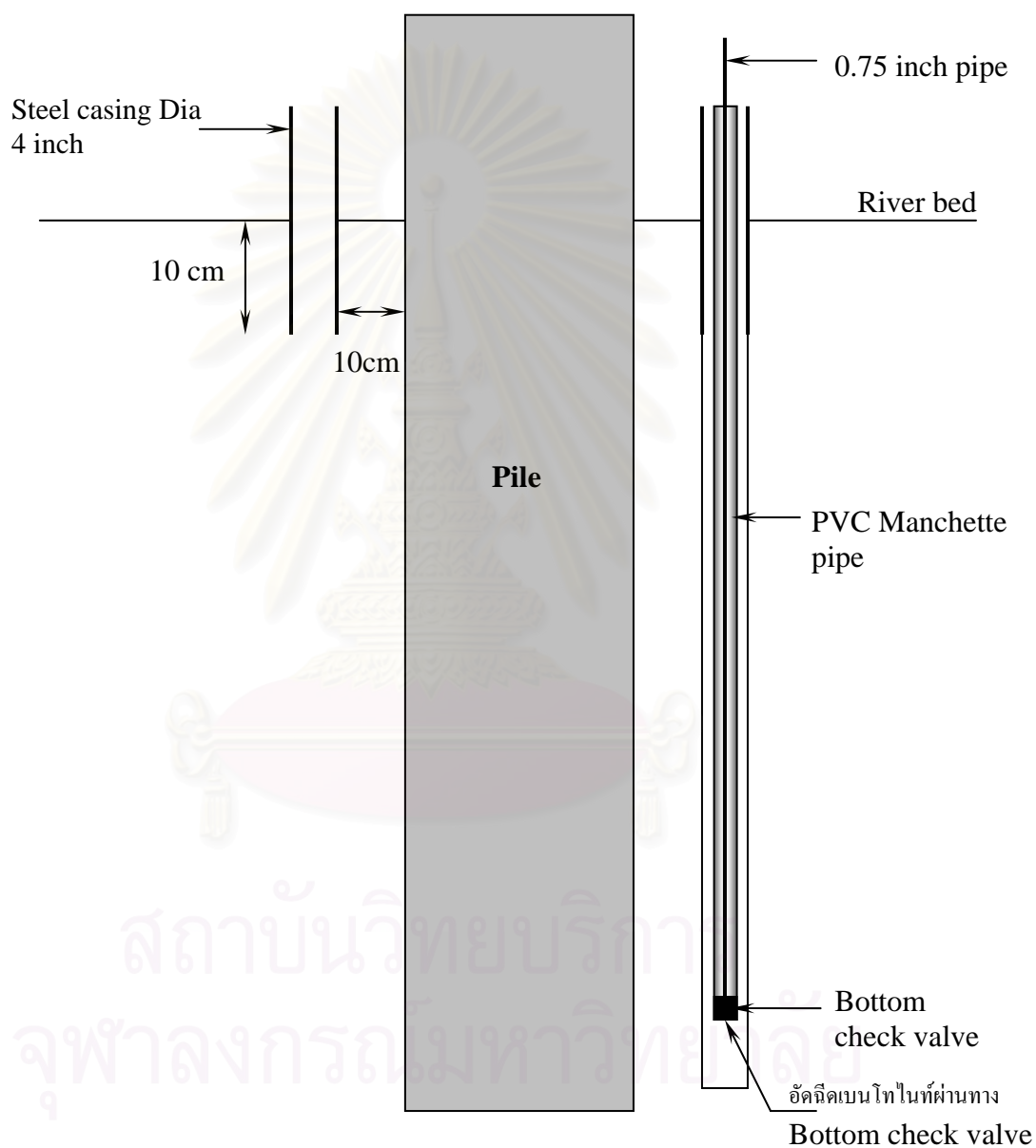
รูปที่ 3.17 แสดงลักษณะของหลุมเจาะรอบเสาเข็ม ในการทำ Skin grouting ของเสาเข็มเจาะ TP2(i)

- ก) ติดตั้งปลอกเหล็ก (Casing) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 นิ้วห่างจากผิวเสาเข็ม 10 เซนติเมตร และฝังลงไปลึก 10 เมตรจากท้องแม่น้ำ เพื่อใช้ในการเจาะหลุมเจาะทั้ง 8 หลุมรอบๆเสาเข็มเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 3.18



รูปที่ 3.18 แสดงตำแหน่งของ Casing ในการเจาะหลุมเจาะ 8 หลุมรอบๆเสาเข็มเจาะ TP2(i)

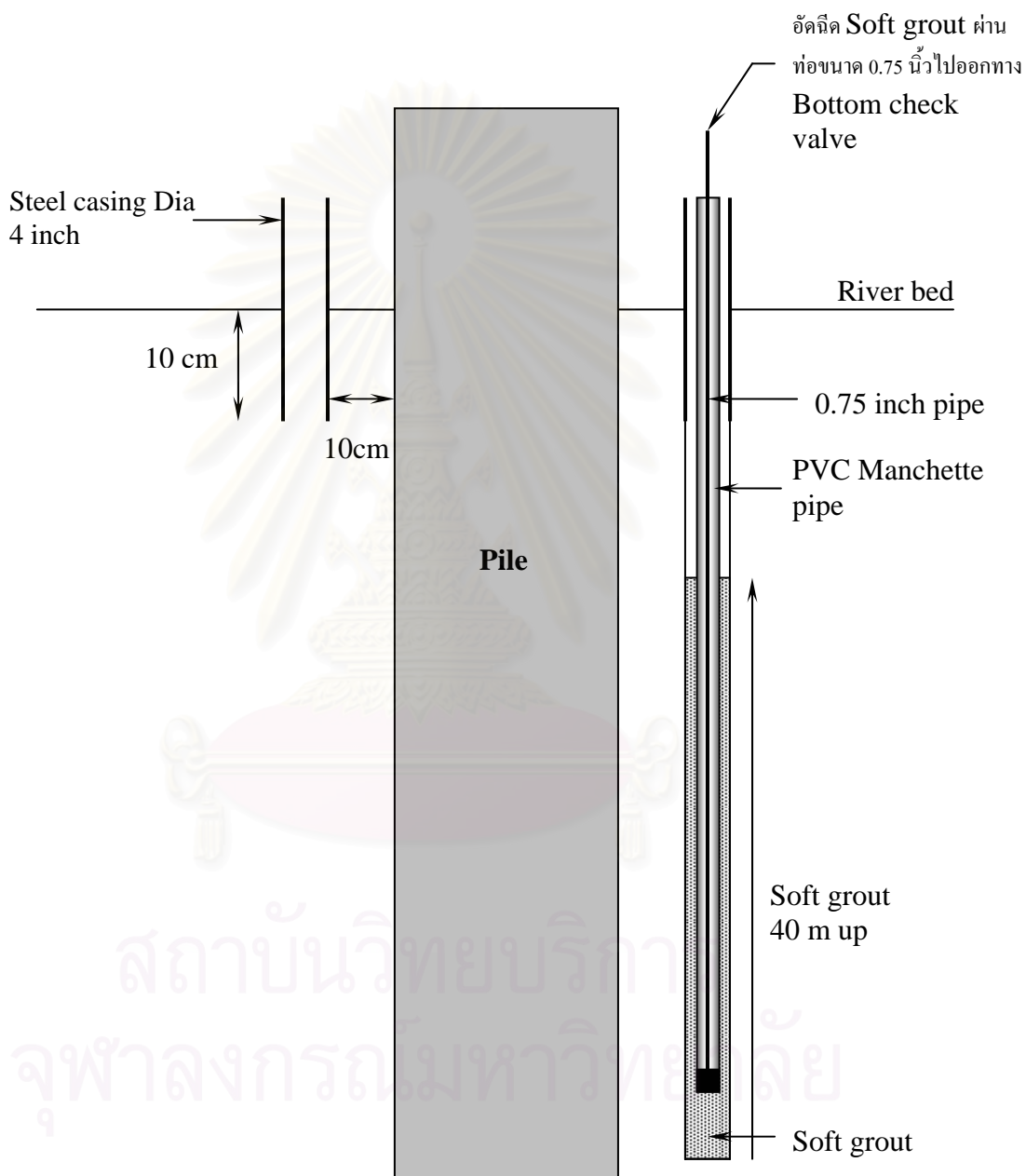
- ข) ใช้หัวเจาะขนาด 3.875 นิ้วเจาะดินลงไปถึงปลายเข็มหลังจากนั้นจึงติดตั้งท่อ PVC Manchette ขนาด 1.5 นิ้วลงไปโดยวิธี Wash down คือสอดท่อขนาด 0.75 นิ้วที่ติดตั้งไว้แล้วอัดน้ำสารละลายเบนโทไนท์ลงไปขณะหย่อนท่อลงไป ดังแสดงในรูปที่ 3.19



รูปที่ 3.19 แสดงการติดตั้งท่อ Manchette โดยวิธี Wash down

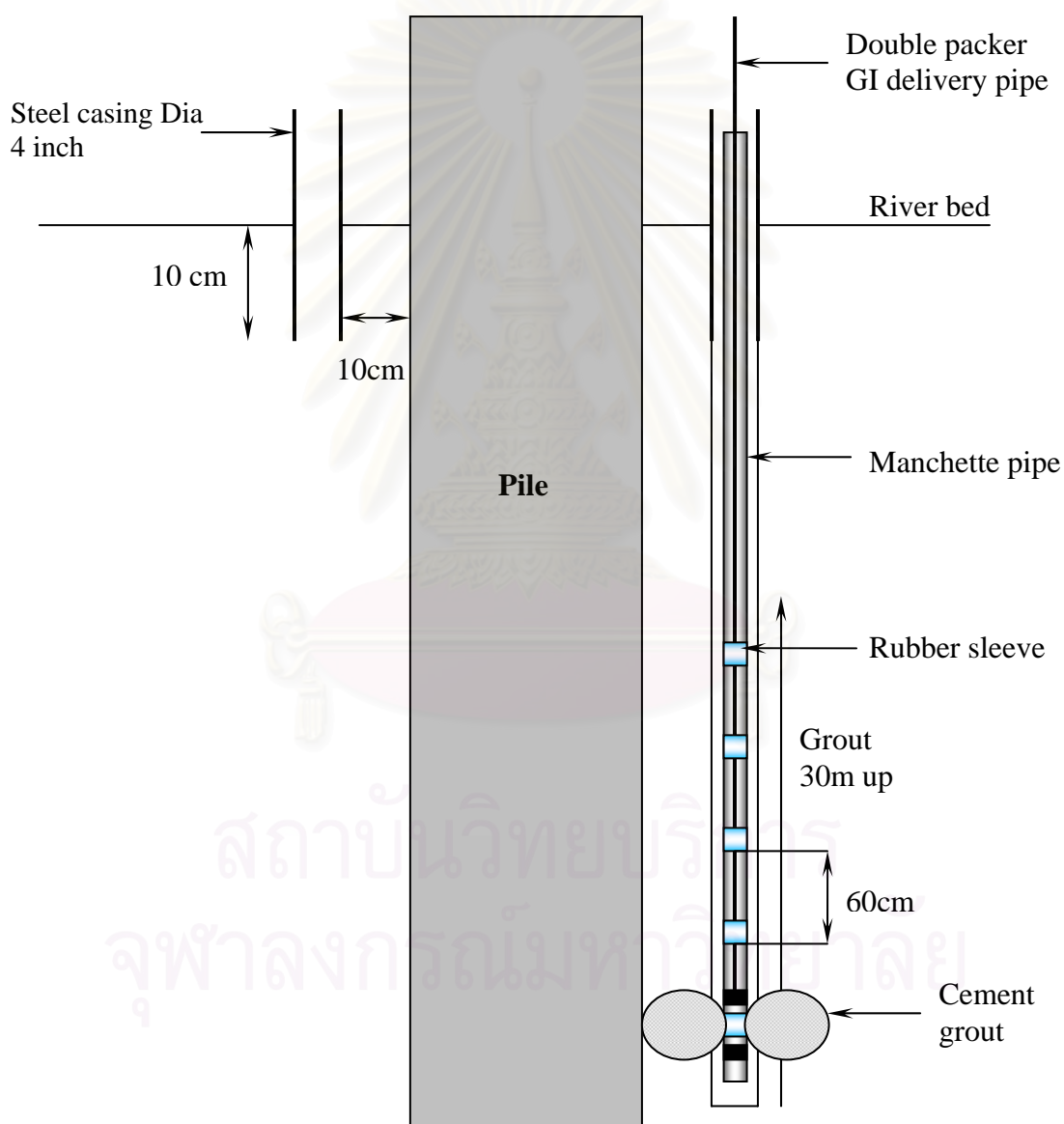


- ค) หลังจากติดตั้งท่อ Manchette จนถึงปลายเข็มแล้วจึงอัดน้ำปูน Soft grout ผ่าน ท่อ ขนาด 0.75 นิ้ว ไปออกทาง Bottom check valve ให้ท่วมรู Grout บนสุดของท่อ Manchette ขึ้นไป 10 เมตร เพื่อเป็นการป้องกัน น้ำปูนที่จะใช้ในการ Grouting ไม่ให้ไหลย้อนขึ้นมา ดังแสดงในรูปที่ 3.20



รูปที่ 3.20 แสดงการอัดน้ำปูน Soft grout ให้ท่วมรูของ Manchette pipe

- ง) หลังจากอัดฉีดน้ำปูน Soft grout เสร็จแล้ว 1 ชั่วโมงจึงถอดท่อ 0.75 นิ้วออก หลังจากนั้นทิ้งไว้ 24 ชั่วโมงแล้วจึงอัดฉีดน้ำเพื่อทำลาย Soft grout ออก แล้วจึงเริ่ม Grouting โดยใช้ Double packer ไล่จากล่างขึ้นมาบน โดยจะใช้น้ำปูนรวม ประมาณ 43.5 ลูกบาศก์เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.21



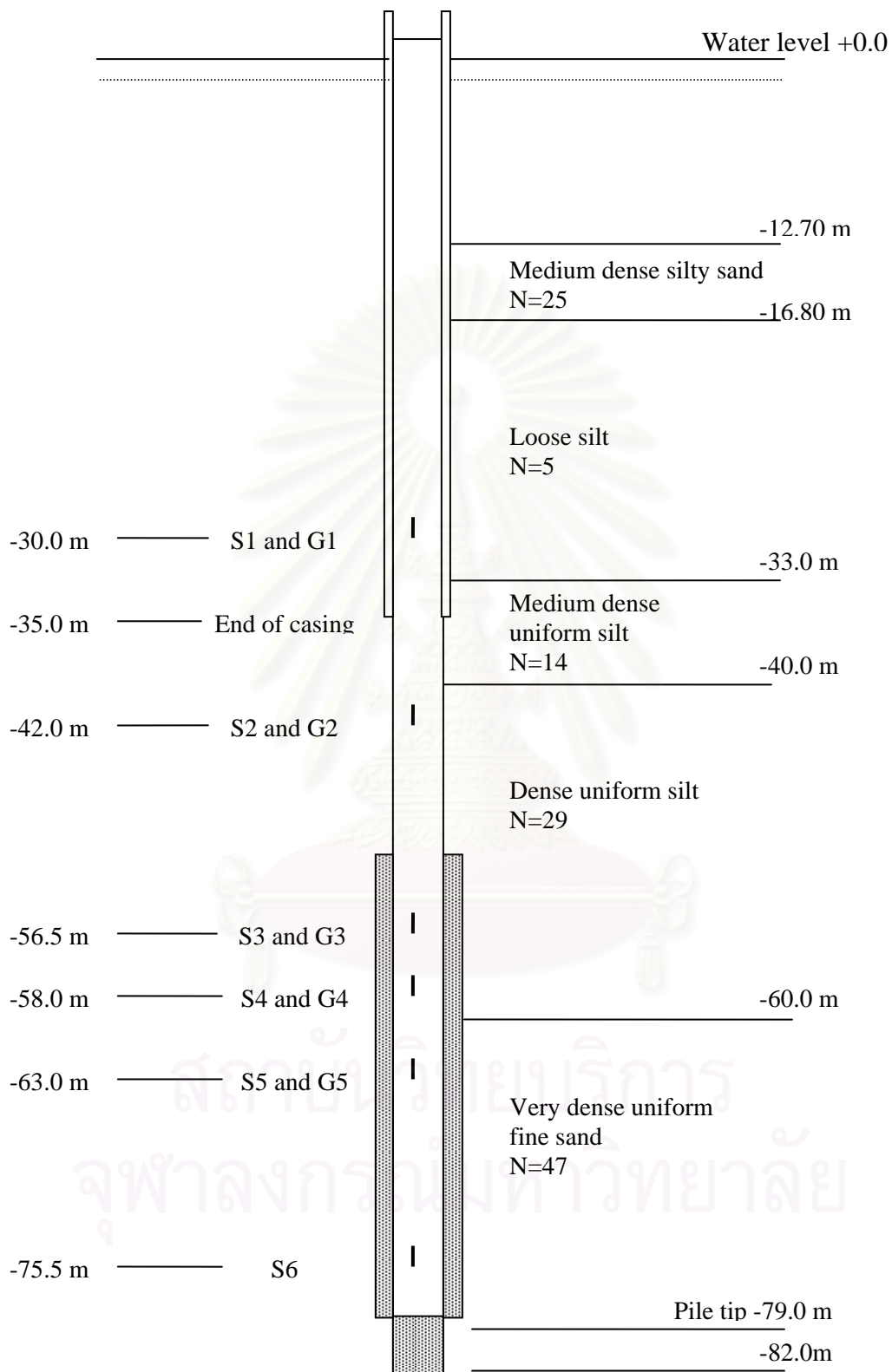
รูปที่ 3.21 แสดงการอัดฉีดน้ำปูนโดย Double packer ผ่านท่อ Machette ในการทำ Skin grouting

หลังจากทำการ Grouting เสร็จเรียบร้อยแล้ว เพื่อที่จะได้ทราบถึงพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะที่ทำการแก้ไขแล้วโดย Toe grouting และ Skin grouting ใน เสาเข็มเจาะ TP2(i) จึงได้มีการติดตั้ง Strain gauge เพิ่มขึ้น 6 ตัวในท่อ Sonic logging เดิม และติดตั้ง Strain gauge 5 ตัวในท่อ Skin grout ที่ระดับความลึกต่างๆกันดังแสดงในตารางที่ 3.1 และรูปที่ 3.22

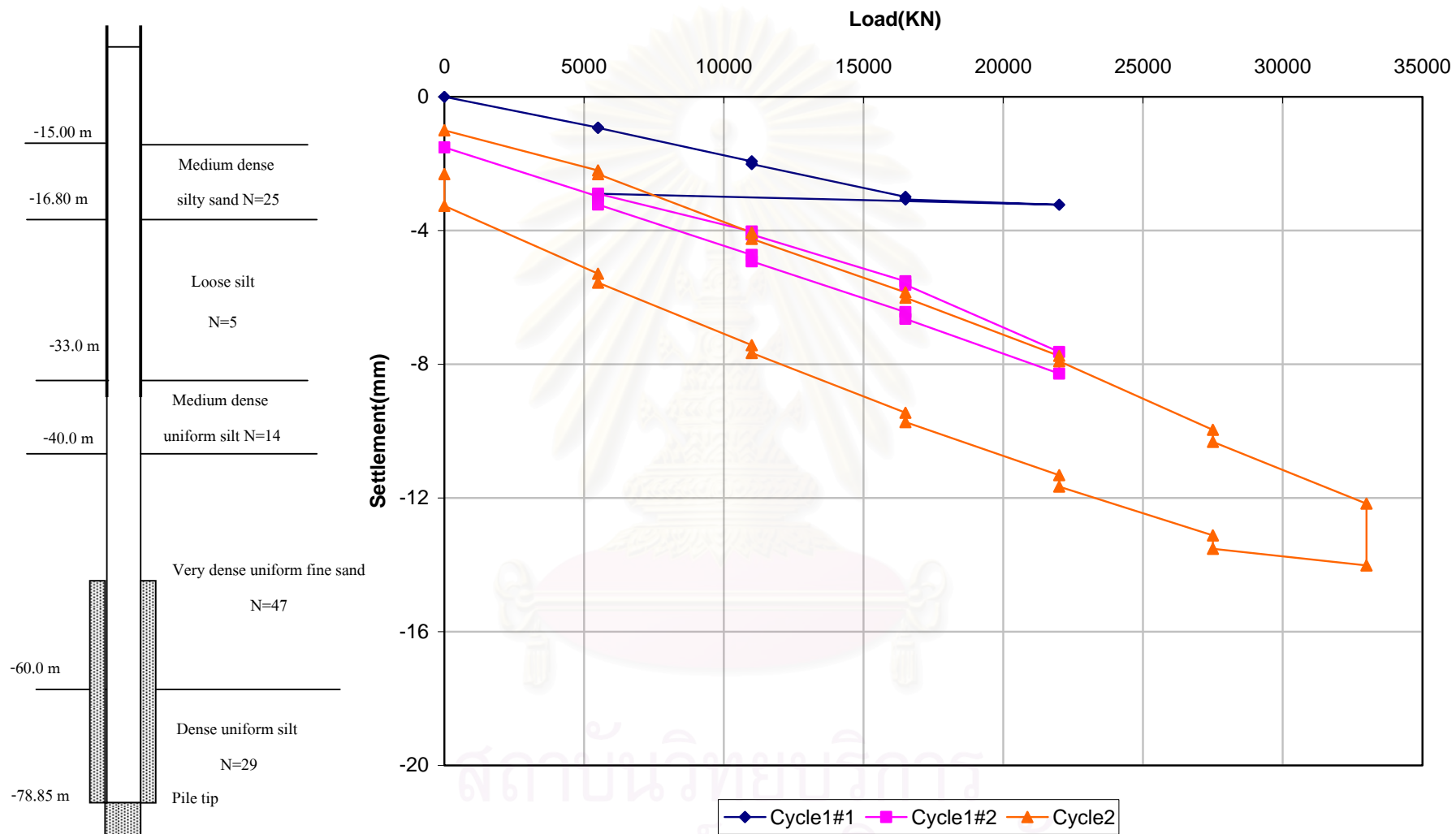
ตารางที่ 3.3 แสดงตำแหน่งระดับ Strain gauge ในเสาเข็ม TP2(i)

No	Strain gauge elevation (m)	
	Sonic logging pipe	Skin grouting pipe
1	-30 (S1)	-30 (G1)
2	-42 (S2)	-42 (G2)
3	-56.5 (S3)	-56.5 (G3)
4	-58 (S4)	-58 (G4)
5	-63 (S5)	-63 (G5)
6	-75.5 (S6)	-

จากนั้นจึงได้ทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเจาะ TP2(i) อีกครั้ง ซึ่งจากผลการทดสอบได้ผลเป็นที่น่าพอใจ เนื่องจากเสาเข็มทรุดตัวเพียงแค่ 14 มิลลิเมตรที่น้ำหนักทดสอบสูงสุด 3300 ตัน หรือ 1.5 เท่าของน้ำหนักออกแบบที่ 2200 ตัน ดังแสดงในรูปที่ 3.23 จึงสรุปว่าจะนำวิธีการแก้ไขเสาเข็มเจาะด้วยวิธี Toe grouting และ Skin grouting ซึ่งสามารถแก้ปัญหาการรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็มและการเกิดการทรุดตัวมากมายได้และจะนำวิธีการแก้ไขนี้ ไปใช้ในเสาเข็มจริงที่ได้สร้างไปแล้วจำนวน 6 ต้นที่ต่อม่อ MP7



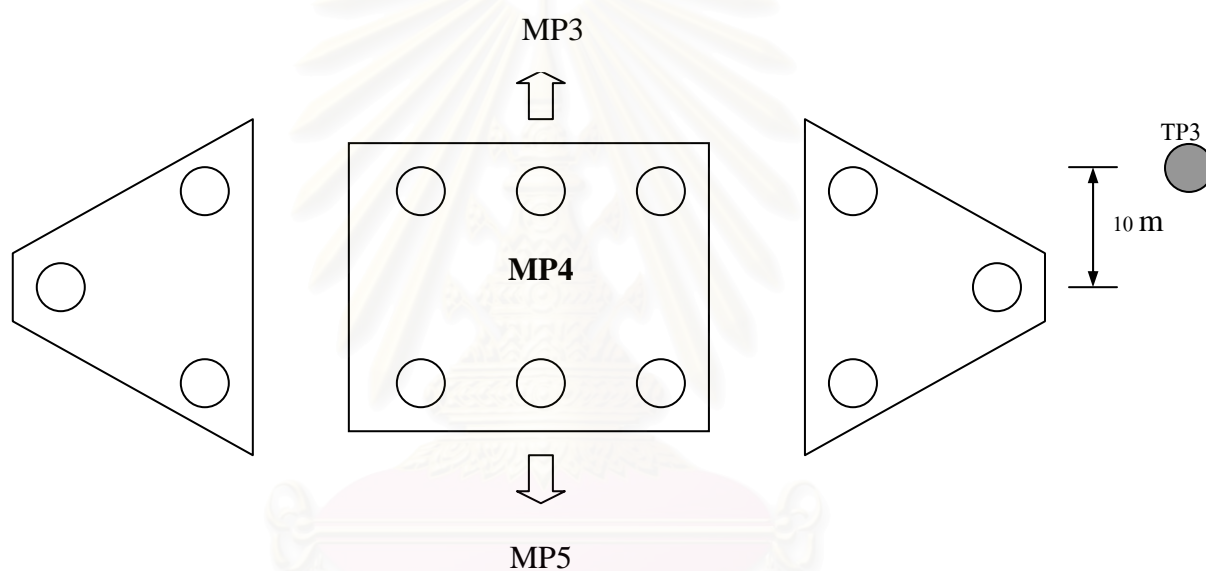
รูปที่ 3.22 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)



รูปที่ 3.23 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Settlement ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)

### 3.1.3.4 เสาเข็มเจาะทดสอบคันที่ 3 (TP3)

เสาเข็มเจาะทดสอบคันที่ 3 เป็นเสาเข็มทดสอบอีก 1 คันที่จะทำการก่อสร้างด้วยวิธีที่เหมาะสมเพื่อให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ 2200 ตันและไม่เกิดการทรุดตัวมากกว่าที่กำหนด เพื่อนำวิธีการไปใช้ก่อสร้างเสาเข็มจริงทุกคัน โดยได้ก่อสร้างเสาเข็มเจาะทดสอบคันที่ 3 (TP3) บริเวณข้างๆตอม่อ MP4 ดังแสดงในรูปที่ 3.24 และเนื่องมาจากการ Grouting ในเสาเข็ม TP2(i) มีความยุ่งยากในการก่อสร้างมากโดยเฉพาะในการทำ Skin grouting เนื่องจากเป็นการแก้ไขและต้องเจาะหลุมเจาะข้างๆเสาเข็ม ดังนั้นเสาเข็มเจาะ TP3 จึงจะใช้เทคนิคการก่อสร้างโดยการปรับปรุงผิวแรงเสียดทานด้านข้าง กับปลายเข็มด้วยการอัดฉีดน้ำปูนโดยใช้วิธี Shaft and base grouting ซึ่งมีขั้นตอนดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.24 แสดงตำแหน่งของเสาเข็มเจาะทดสอบคันที่ 3 (TP3)



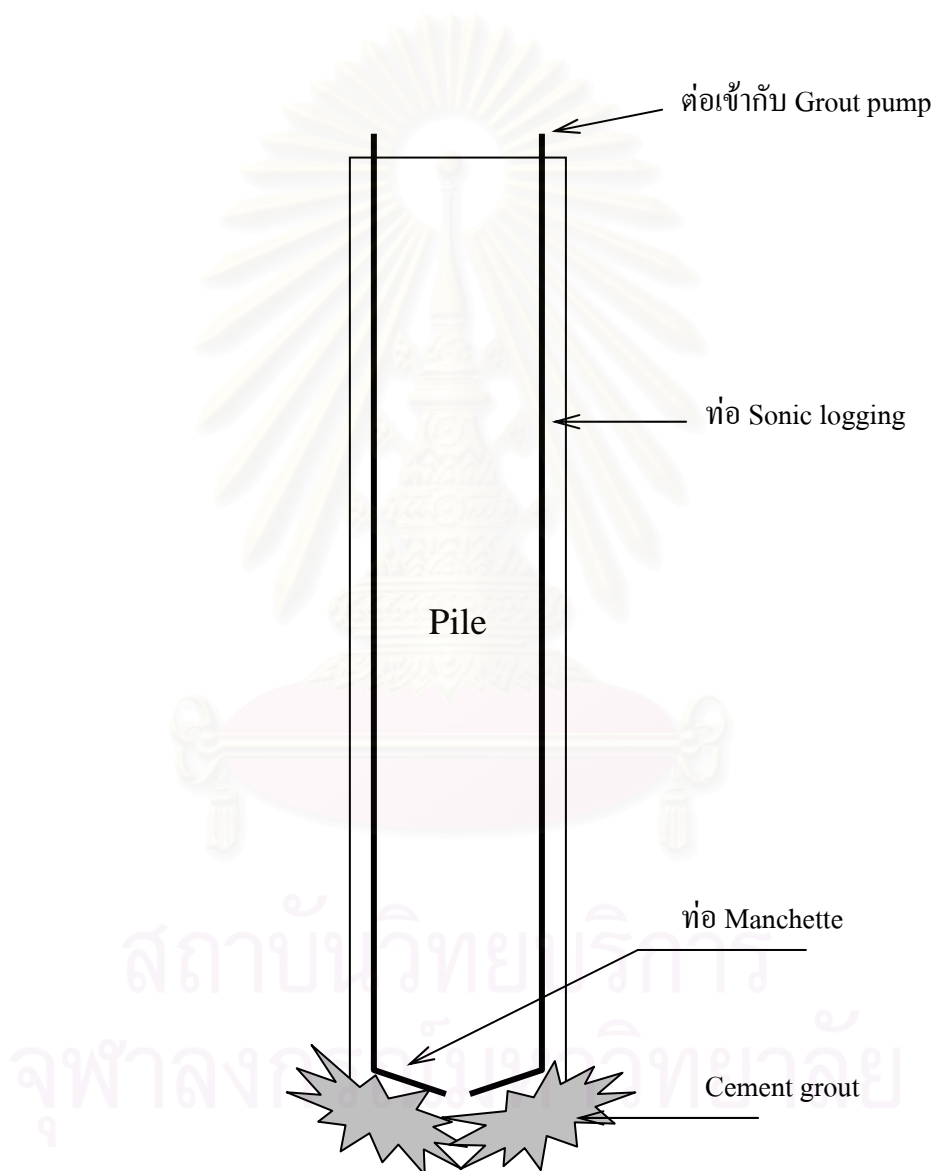
### 3.1.3.4.1 Base grouting

การทำ Base grouting มีจุดประสงค์เพื่อจะแก้ปัญหา Soft base เพื่อเพิ่ม End bearing และแรงเสียดทานของเสาเข็ม(Teparaksa 1999) ซึ่งมีขั้นตอนการทำดังนี้

- ก) ติดตั้งท่อ Tube-a-Manchette ขนาด 1.25 นิ้วซึ่งเป็นลักษณะ U tube หรือท่อรูปตัว U จำนวนหกตัว ที่ฐานของเหล็กเสริมตรงปลายเสาเข็มตั้งแต่ก่อนเทคอนกรีต โดยปลายท่อข้างหนึ่งต่อเข้ากับท่อ Sonic logging ส่วนอีกข้างหนึ่งต่อเข้ากับท่อเหล็ก ขนาด 0.75 นิ้ว ดังแสดงในรูปที่ 3.25
- ข) หลังจากเทคอนกรีตเสาเข็มแล้ว ไม่เกิน 28 ชั่วโมง จะต้องทำการ Crack คอนกรีตที่ปลายเข็ม โดยการอัดแรงดันน้ำเข้าไปผ่านท่อเหล็ก โดยใช้ฝาปิดที่ปากท่อ Sonic logging และตรวจสอบโดยใช้ Pressure gauge โดยความดันจะค่อยๆสูงขึ้นเรื่อยๆ และลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อคอนกรีตได้เสาเข็มแตกออก



- ค) หลังจากทำการตรวจสอบคุณภาพเข็ม Sonic logging เสร็จแล้วจึงเริ่มทำการ grouting ที่ปลายเข็มโดยอัดน้ำปูนโดยใช้เครื่องปั๊มผ่านทางปากท่อ Sonic logging โดยตรวจสอบปริมาณของน้ำปูนที่อัดลงไปกับความดันและการยกตัวของเสาเข็ม โดยจะใช้น้ำปูนประมาณ 2.4 ลูกบาศก์เมตรดังแสดงในรูปที่ 3.26

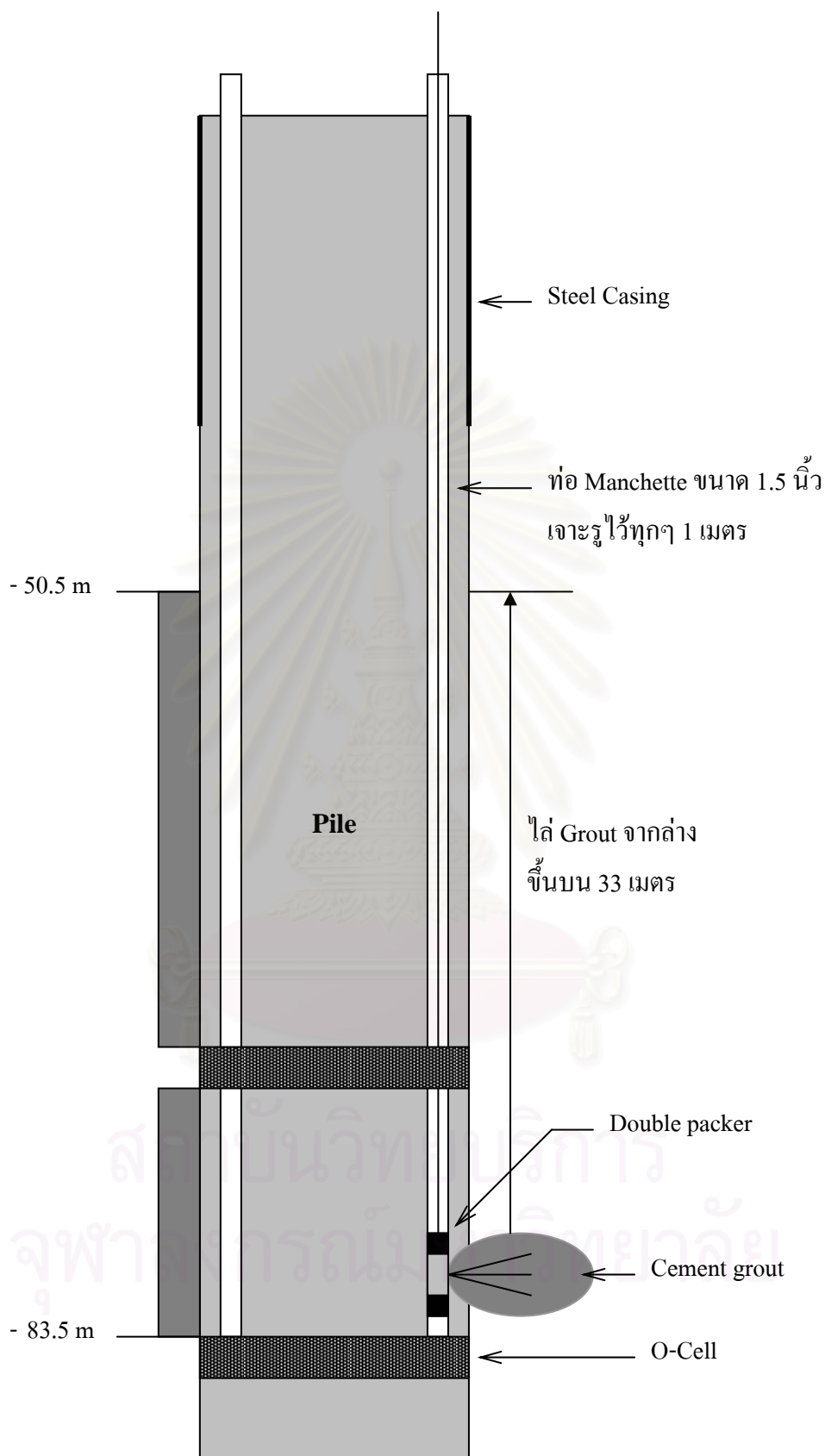


รูปที่ 3.26 แสดงการทำ Base grouting ของเสาเข็มเจาะ TP3

### 3.1.3.4.2 Shaft grouting

การทำ Shaft grouting ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 มีจุดประสงค์เพื่อเพิ่มแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดินรอบๆข้าง ซึ่งมีวิธีการทำดังต่อไปนี้

- ก) ติดตั้งท่อ Manchette ขนาด 1.5 นิ้วจำนวน 8 ท่อ ไว้ที่โครงเหล็กเสริมโดยผูกติดไว้ด้านนอกกรอบๆ โครงเหล็ก ดังแสดงในรูป 3.25
- ข) หลังจากเทคอนกรีตเสาเข็มแล้วจะต้องทำการ Crack คอนกรีตรอบนอกเสาเข็มออก โดยใช้ท่อขนาด 0.75 นิ้วที่ติดตั้ง Double packer หย่อนลงไปอยู่ที่ท่อ Manchette และอัดน้ำลงไปตรงจุดที่ท่อ Manchette เจาะรูไว้ทุกๆ 1 เมตรตามความยาว ไล่จากข้างล่างขึ้นมาข้างบน
- ค) หลังจากทำการ Cracking เสร็จทั้งหมดแล้วจึงทำการ Grouting โดยใช้ Double packer หย่อนลงไปในท่อ Manchette และอัดน้ำปูนตรงจุดที่ท่อ Manchette เจาะรูไว้ทุกๆ 1 เมตร โดยจะทำการ Grouting ไล่จากล่างสุดที่ระดับ -83.5 เมตร ขึ้นมาถึงระดับ -50.5 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.27 โดยจะใช้น้ำปูนทั้งหมดประมาณ 23.8 ลูกบาศก์เมตรต่อเสาเข็มเจาะ 1 ต้น



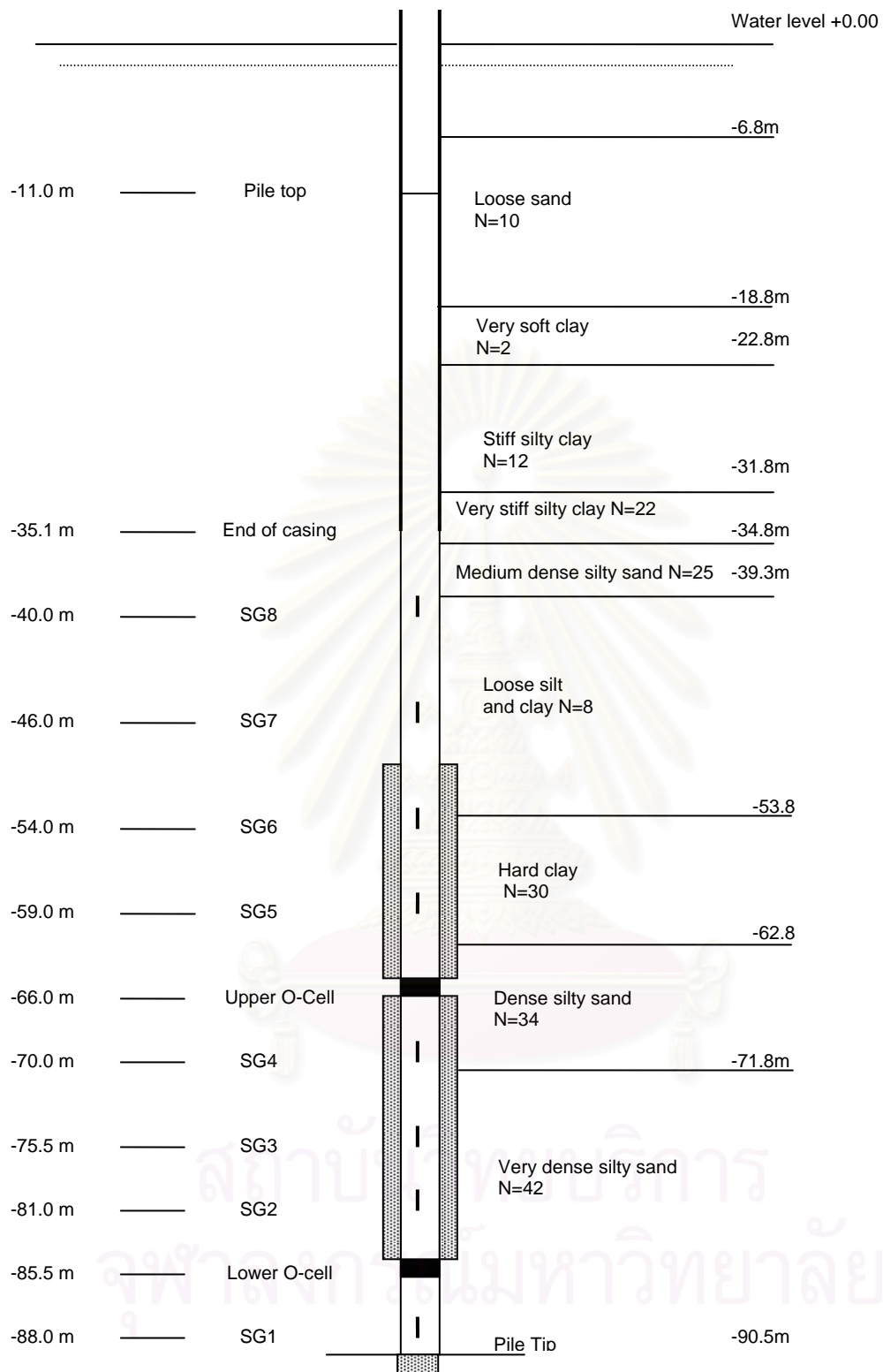
รูปที่ 3.27 แสดงการอัดฉีดน้ำปูนโดยใช้ Double packer ในการทำ Shaft grouting ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3

ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 มีการติดตั้ง Strain gauge ในท่อ Sonic logging ที่ความลึกต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 3.2 และรูปที่ 3.28 ซึ่งเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 จะทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธี Osterberg cell testing ซึ่งจะทำให้เข้าใจ พฤติกรรมเสาเข็มได้ดี

ตารางที่ 3.4 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3

No.	Strain gauge elevation (m)
SG1	- 88 m
SG2	- 81 m
SG3	- 75.5 m
SG4	- 70 m
SG5	- 59 m
SG6	- 54 m
SG7	- 46 m
SG8	- 40 m





รูปที่ 3.28 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3

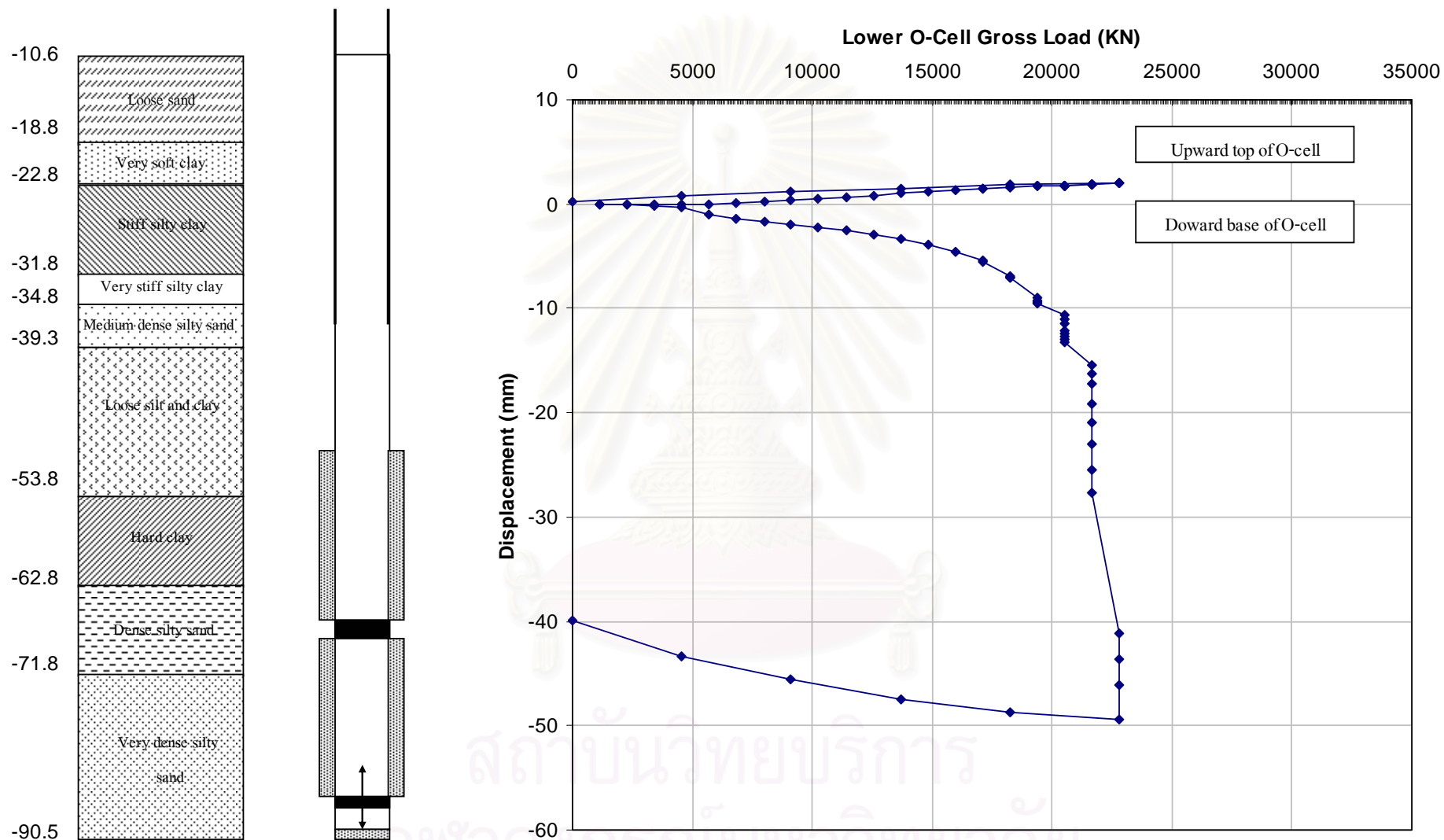
### 3.1.3.4.3 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็มเจาะ TP3 โดยวิธี O-cell

ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 จะใช้วิธีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุก ด้วยวิธี Osterberg cell testing (O-cell) ซึ่งเป็นการทดสอบที่แตกต่างจากวิธี Conventional static load test โดยการทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ด้วยวิธี O-cell นั้นจะทำการติดตั้ง Load cell ลงไปในเสาเข็มเจาะ 2 ตำแหน่งคือบริเวณปลายเสาเข็ม (-85.5 m) และ ช่วงกลางเสาเข็ม (-66 m) ตั้งแต่เริ่มทำการก่อสร้าง โดยจะแบ่งการทดสอบเป็น 2 ขั้นตอนใหญ่ๆดังนี้

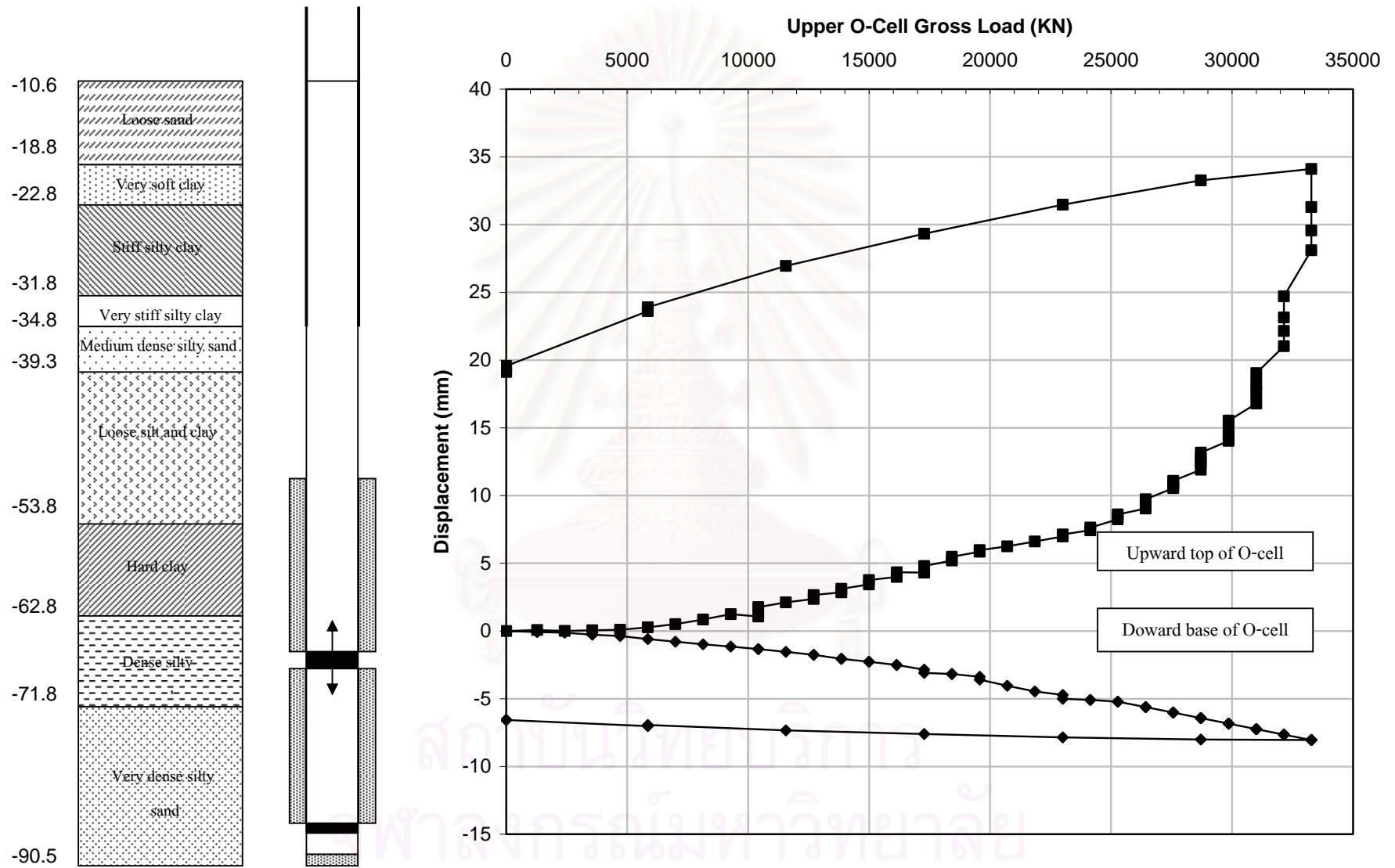
Stage1 : เริ่มให้ความดันใน O-cell ต่ำลงเพื่อที่จะหาค่า Ultimate end bearing capacity และ Skin friction capacity ของเสาเข็มส่วนล่าง โดยเมื่อให้น้ำหนักไปถึงประมาณ 21000 KN เสาเข็มส่วนล่างเกิดการวิบัติและเมื่อให้น้ำหนักไปถึง 23000 KN เสาเข็มส่วนล่างทรุดตัวลงไปประมาณ 50 มิลลิเมตร หลังจากนั้นจึงค่อยๆคลายความดันออก ดังแสดงในรูปที่ 3.29

Stage2 : หลังจากคลายความดันใน O-cell ต่ำลงจนหมดแล้วจึงค่อยๆ ให้ความดันใน O-cell ต่ำบน โดยที่เปิด O-cell ต่ำลงไว้เป็นอิสระเพื่อไม่ให้ load สามารถถ่ายไปสู่ส่วนปลายเข็มได้ ทั้งนี้เพื่อจะหา Skin friction capacity ของเสาเข็มส่วนกลาง จนกระทั่งให้น้ำหนักถึง 23000 KN จึงทำการปิด O-cell ต่ำลงเพื่อให้น้ำหนักถ่ายไปสู่ปลายเข็มได้เพื่อจะหา Skin friction capacity ของเสาเข็มส่วนบน และเมื่อให้น้ำหนักสูงสุดไปถึง 34000 KN เสาเข็มส่วนกลางทรุดตัวลงประมาณ 5 มิลลิเมตร ส่วนเสาเข็มส่วนบน เคลื่อนตัวขึ้นไปประมาณ 33 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.30

จากผลการทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 แสดงให้เห็นว่าการปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มเจาะด้วยวิธี Shaft and Base grouting ได้ผลเป็นที่น่าพอใจเป็นอย่างมาก จึงจะนำ การปรับปรุงคุณภาพเสาเข็มวิธีนี้ ไปใช้ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะทุกต้นที่เหลือต่อไป



รูปที่ 3.29 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ใน Stage1



รูปที่ 3.30 แสดงผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ใน Stage2

ตารางที่ 3.5 แสดงสรุปข้อมูลของเสาเข็มทดสอบทั้งหมดในโครงการ

Pile No.	Type of pile load test	Total duration of pile construction(Hours)	Maximum load test (ton)	Settlement at design load 2200 ton (mm)	Settlement at maximum load (mm)	Type of slurry	Method of pile improvement
Test pile No.1	Static pile load test	106	3400	268	631	Bentonite 4-5%	-
Test pile No.2	Static pile load test	70	2200*	328	-	Bentonite 3-5 %+Polymer 0.08%	-
Test pile No.2(i)	Static pile load test	70+Grouting	3300	8	14	Bentonite 3-5 %+Polymer 0.08%	Toe and Skin grouting
Test pile No.3	Osterberg cell testing	83+Grouting	3400	-	-	Bentonite 3-5 %+Polymer 0.08%	Base and Shaft grouting

\*Note Test pile No.2 was stopped due to excessive settlement

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 3.2 วิธีการวิเคราะห์และข้อจำกัดในการวิเคราะห์

วิธีการวิเคราะห์ในขั้นต้นจำเป็นต้องทราบพฤติกรรมการส่งถ่ายแรงตามแนวแกนตลอดความยาวเสาเข็มทดสอบ ซึ่งวิเคราะห์ได้จากการติดตั้ง Vibrating wire Strain Gauges (VWSGs) จากนั้นก็จะสามารถวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงเสียดทานรอบๆ เสาเข็ม (Unit Skin Friction,  $f_s$ ) ที่แต่ละชั้นดินและหน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม (Unit End Bearing Resistance,  $q_E$ ) ได้

#### 3.2.1 การหาแรงตามแนวแกนโดย Vibrating Wire Strain Gauges (VWSGs)

การหาแรงตามแนวแกน ณ จุดที่ทำการติดตั้ง VWSGs ทำได้โดยการนำค่าความเครียดที่วัดได้จาก VWSGs มาคำนวณตามสมการดังนี้

$$\begin{aligned} P_i &= (A_c E_c + A_s E_s) \times \varepsilon_i \\ &= [A_s (n-1) + A_g] E_c \times \varepsilon_i \\ &= (AE)_p \times \varepsilon_i \end{aligned}$$

โดยที่

$$\begin{aligned} P_i &= \text{แรงตามแนวแกนที่จุดที่ติดตั้ง VWSGs ที่ระดับ } i \\ A_c &= \text{พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต} \\ A_s &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม} \\ A_g &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} \\ n &= E_s / E_c \\ E_c &= \text{อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีต} \\ E_s &= \text{อีลาสติกโมดูลัสของเหล็กเสริม} \\ (AE)_p &= \text{ค่าสติฟเนสสมมูลย์เสาเข็ม (Equivalent Pile Stiffness)} \\ \varepsilon_i &= \text{ความเครียดที่วัดได้จาก Strain Gauge} \end{aligned}$$



### 3.2.2 การประมาณค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็ม

#### 3.2.2.1 ชั้นดินเหนียว

การประมาณค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวจะเสนอในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่า Adhesion Factor ( $\alpha$ ) กับค่า Undrained Shear Strength ( $S_u$ ) หากค่า  $\alpha$  โดยการวิเคราะห์หาค่ากลับจากหน่วยแรงเสียดทานด้านข้าง (Unit Skin Friction,  $f_s$ ) ในชั้นดินเหนียวดังสมการ

$$\alpha = f_s / S_u$$

ค่า  $f_s$  ในชั้นดินเหนียวได้จากการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในตัวเสาเข็มที่ระดับความลึกตรงบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงชั้นดิน โดยพิจารณาน้ำหนักของเสาเข็มในแต่ละช่วงที่แบ่ง สำหรับค่า  $f_s$  ในชั้นดินเหนียวแต่ละชั้นแบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่ความเค้นในชั้นดินเหนียวแต่ละชั้นพัฒนาตัวจนเต็มที่ (Fully Mobilized) ค่า  $f_s$  ที่ใช้คำนวณคือ  $f_s$  ที่จุดวิกฤติ อีกกรณีคือความเค้นในชั้นดินเหนียวแต่ละชั้นพัฒนาตัวไม่ถึงจุดวิกฤติ ค่า  $f_s$  ที่ใช้คำนวณคือค่าความเค้นที่เกิดขึ้นสูงสุดในชั้นดินแต่ละชั้นขณะทดสอบ

ค่า  $S_u$  ในชั้นดินเหนียวอ่อนใช้ค่าที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compression Test นำมาหาค่าเฉลี่ยตลอดชั้นดิน สำหรับชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay or Hard Clay) หากค่า  $S_u$  ได้จากค่า SPT N-Value ทั้งนี้ค่า N ที่ได้จากการทดสอบ SPT ในชั้นดินเหนียวไม่ต้องทำการปรับแก้

#### 3.2.2.2 ชั้นทราย

การประมาณค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มในชั้นทรายจะเสนอในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่า Friction Factor ( $\beta$ ) ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $k_s \tan \delta$  กับค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผล ( $\phi'$ ) โดยหากค่า  $\beta$  จากการวิเคราะห์หาค่ากลับจากหน่วยแรงเสียดทานด้านข้าง (Unit Skin Friction,  $f_s$ ) ในชั้นทรายเป็นค่า Effective Overburden Pressure ดังสมการ

$$\beta = f_s / \sigma'_{vi}$$

ค่า  $f_s$  ในชั้นทรายได้จากการวิเคราะห์แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในตัวเสาเข็มที่ระดับความลึกตรงบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงชั้นดิน โดยพิจารณาน้ำหนักของเสาเข็มในแต่ละช่วงที่แบ่ง สำหรับค่า  $f_s$  ในชั้นทรายแต่ละชั้นแบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณี ที่ความเค้นในชั้นทรายแต่ละชั้นพัฒนาตัวจนเต็มที่ (Fully Mobilized) ค่า  $f_s$  ที่ใช้คำนวณคือ  $f_{s_u}$  ที่จุดวิกฤติ อีกกรณีคือความเค้นในชั้นทรายแต่ละชั้นพัฒนาตัวไม่ถึงจุดวิกฤติ ค่า  $f_s$  ที่ใช้คำนวณคือค่าความเค้นที่เกิดขึ้นสูงสุดในชั้นทรายแต่ละชั้นขณะทดสอบ

ค่ามุม  $\phi'$  ในชั้นทรายเป็นค่าที่ได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างมุม  $\phi'$  กับค่า  $N'$  ที่ปรับแก้เนื่องจากผลของ  $\sigma'_{vi}$  ซึ่งเสนอโดย Peck Hanson & Thornburn (1974)

ค่า  $\sigma'_{vi}$  เป็นค่า Effective Overburden Pressure ณ ตำแหน่งกึ่งกลางชั้นทรายที่พิจารณา

### 3.2.3 การประมาณค่าแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม

#### 3.2.3.1 กรณีปลายเข็มหยั่งในชั้นทราย

จะเสนอในรูปของความสัมพันธ์ระหว่าง Mobilized Bearing Capacity Factor,  $N_q$  กับค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผล ( $\phi'$ ) ซึ่งค่า Mobilized  $N_q$  วิเคราะห์กลับจากหน่วยแรงต้านทานที่ปลายเสาเข็ม ( $q_E$ ) ดังสมการ

$$\text{Mobilized } N_q = q_E / \sigma'_{vi}$$

ค่า  $\sigma'_{vi}$  เป็นค่า Effective Overburden Pressure ที่ระดับความลึกปลายเข็ม ส่วนค่ามุม  $\phi'$  ในชั้นทรายเป็นค่าที่ได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างมุม  $\phi'$  กับค่า  $N'$  ที่ปรับแก้เนื่องจากผลของ  $\sigma'_{vi}$  ซึ่งเสนอโดย Peck Hanson & Thornburn (1974)

### 3.3 การทดสอบแบบจำลองในห้องปฏิบัติการ

แบบจำลองนี้ใช้เพื่อศึกษาถึงปัจจัยที่ทำให้เกิด Film cake ซึ่งเป็นสาเหตุในการทำให้เสาเข็มเจาะสูญเสียกำลังรับน้ำหนักด้านข้าง โดยจำลองให้ตัวอย่างทรายมีความใกล้เคียงกับโครงการที่ทำการศึกษา ภายใต้ปัจจัยต่างๆ เช่น ความดัน ขนาดของเม็ดทรายความเข้มข้นของ Bentonite

#### 3.3.1 แบบจำลองการไหลผ่านของ Slurry ในชั้นทราย

แบบจำลองจะประกอบด้วยโพลด์ (Mold) ทรงกระบอกใสกลวงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 190 มม สูง 500 มม หนา 5 มม, แผ่นเหล็กฝาและฐานดังแสดงในรูปที่ 3.4 ป้อนอากาศ, อุปกรณ์ควบคุมความดัน, อุปกรณ์เก็บตัวอย่างเพื่อวัดความหนาของ Film cake ที่เกิดขึ้น ซึ่งการทดสอบมีรายละเอียดดังนี้

- ก) เลือกสัดส่วนและปริมาณของโพลีเมอร์และเบนโทไนท์ที่จะใช้ในการทดสอบ โดยจะยึดสัดส่วนและปริมาณของส่วนผสมในสถานที่ก่อสร้างเป็นแนวทางในการทดสอบแล้วทำการปรับเปลี่ยนสัดส่วนและปริมาณของส่วนผสม เพื่อหาความสัมพันธ์ของพฤติกรรมต่างๆ
- ข) ทำการผสมโพลีเมอร์และเบนโทไนท์กับน้ำโดยผสมแยกกันซึ่งต้องผสมเบนโทไนท์กับน้ำเปล่าก่อนแล้วจึงผสมโพลีเมอร์กับน้ำเปล่าจากนั้นทิ้งไว้หนึ่งชั่วโมงเพื่อให้เบนโทไนท์ดูดน้ำเต็มที่และโพลีเมอร์ละลายน้ำหมดจึงนำสารทั้งสองมาผสมให้เข้ากันตามส่วนผสมในแต่ละกรณี
- ค) เตรียมตัวอย่างทรายซึ่งได้จำลองให้เหมือนกับในโครงการที่ทำการศึกษาแล้วนำมาใส่อากาศให้แห้งจากนั้นจึงผสมกับน้ำ เพื่อให้ได้ปริมาณความชื้นในมวลดินที่ต้องการ (มีค่าอยู่ระหว่าง 10-15%) และทำการหามวลของตัวอย่างทราย
- ง) บรรจุทรายลงในทรงกระบอกแล้วทำการบดอัดทราย จากนั้นวัดปริมาตรของทรายในแบบจำลอง เพื่อหาค่าความหนาแน่นของทราย
- จ) หากคุณสมบัติของสารรักษาเสถียรภาพได้แก่ Marsh Funnel Viscosity, Unit Weight of Slurry, pH of Slurry ตามมาตรฐานของ API 13 B

- ฉ) ให้ความดันที่แบบจำลองโดยความดันที่เลือกจะเป็นผลของความดันของเหลวใน หลุมเจาะกับความดันของน้ำใต้ดินในชั้นทรายที่พิจารณา โดยจะใช้ค่าตั้งแต่ 50-200 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ต่างกันไปในแต่ละตัวอย่าง
- ช) ให้ความดันทิ้งไว้ในระยะเวลาต่างกันในแต่ละตัวอย่าง จนครบตามระยะเวลา ของการทดสอบจึงค่อย ๆ ลดความดันทีละน้อย
- ซ) นำสารละลายที่เหลืออยู่ออกจากแบบจำลอง จากนั้นจึงค่อยๆนำตัวอย่างออกจาก แบบจำลอง
- ฅ) วัดความหนาของ Film cake โดยใช้เวอร์เนีย ในแต่ละตัวอย่าง พร้อมกับเก็บ ตัวอย่าง Film cake พร้อมทั้งสารละลายเบนโทไนท์หลังจากการทดลองเพื่อหา คุณสมบัติต่อไป



รูปที่ 3.31 แสดงแบบจำลองการไหลผ่านของ Slurry

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบ การวิเคราะห์ผลและอภิปรายผลการวิจัย

การที่จะวิเคราะห์ พฤติกรรมและสาเหตุของปัญหาที่เกิดขึ้นในโครงการนี้ ต้องใช้การวิเคราะห์จากข้อมูลและผลการทดสอบของเสาเข็มเจาะทดสอบทั้ง 3 ต้นและผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการประกอบกันดังต่อไปนี้

#### 4.1 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 1 (TP1)

เสาเข็ม TP1 เป็นเสาเข็มเจาะทดสอบต้นแรกอยู่ที่ตำแหน่งตอม่อตัวที่ 6 (MP6) โดยทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกโดยวิธี Conventional static load test ตามมาตรฐาน ASTM D 1143-81 ซึ่งมีลักษณะโดยทั่วไปตามตารางที่ 4.1 ดังนี้

ตารางที่ 4.1 แสดงลักษณะโดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP1

Parameter	Description
Pile size	Bored pile diameter 2500 mm
Pile top elevation	+0.15 m
Pile tip elevation	-74.85 m
River bed	-10.83 m
Actual pile length	75.10
Designed load	2200 ton
Max. Tested load	3400 ton

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

โดยขั้นตอนการทดสอบจะให้กำลังรับน้ำหนักตาม Cycle ดังต่อไปนี้

Preload : 0 --> 45 --> 0 ton

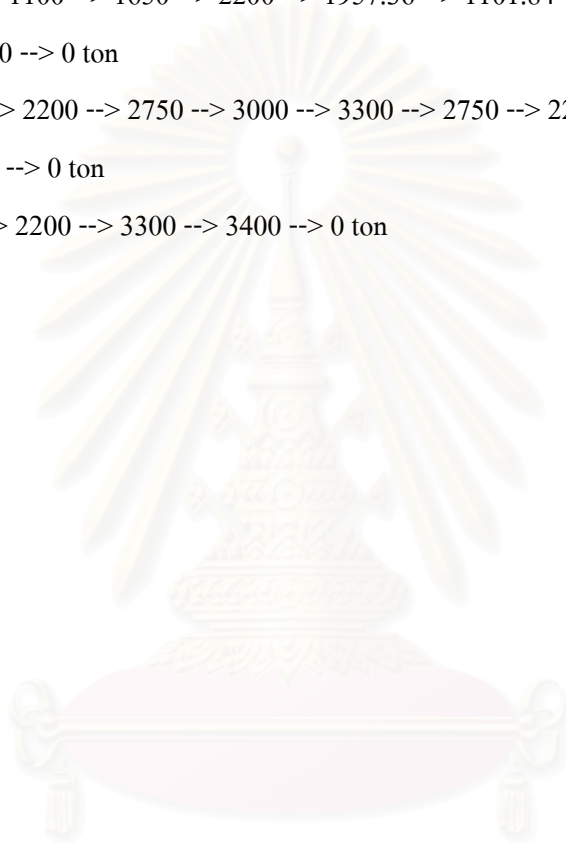
Cycle1 : 0 --> 550 --> 1100 --> 1250.63 --> 1399.41 --> 550 --> 0 ton

Cycle2 : 0 --> 550 --> 1100 --> 1650 --> 1700 --> 1920.16 --> 2200 --> 1650 --> 1100 -->  
550 --> 0 ton

Cycle3 : 0 --> 550 --> 1100 --> 1650 --> 2200 --> 1957.36 --> 1101.84 --> 1650 --> 2200 -->  
2750 --> 2800 --> 0 ton

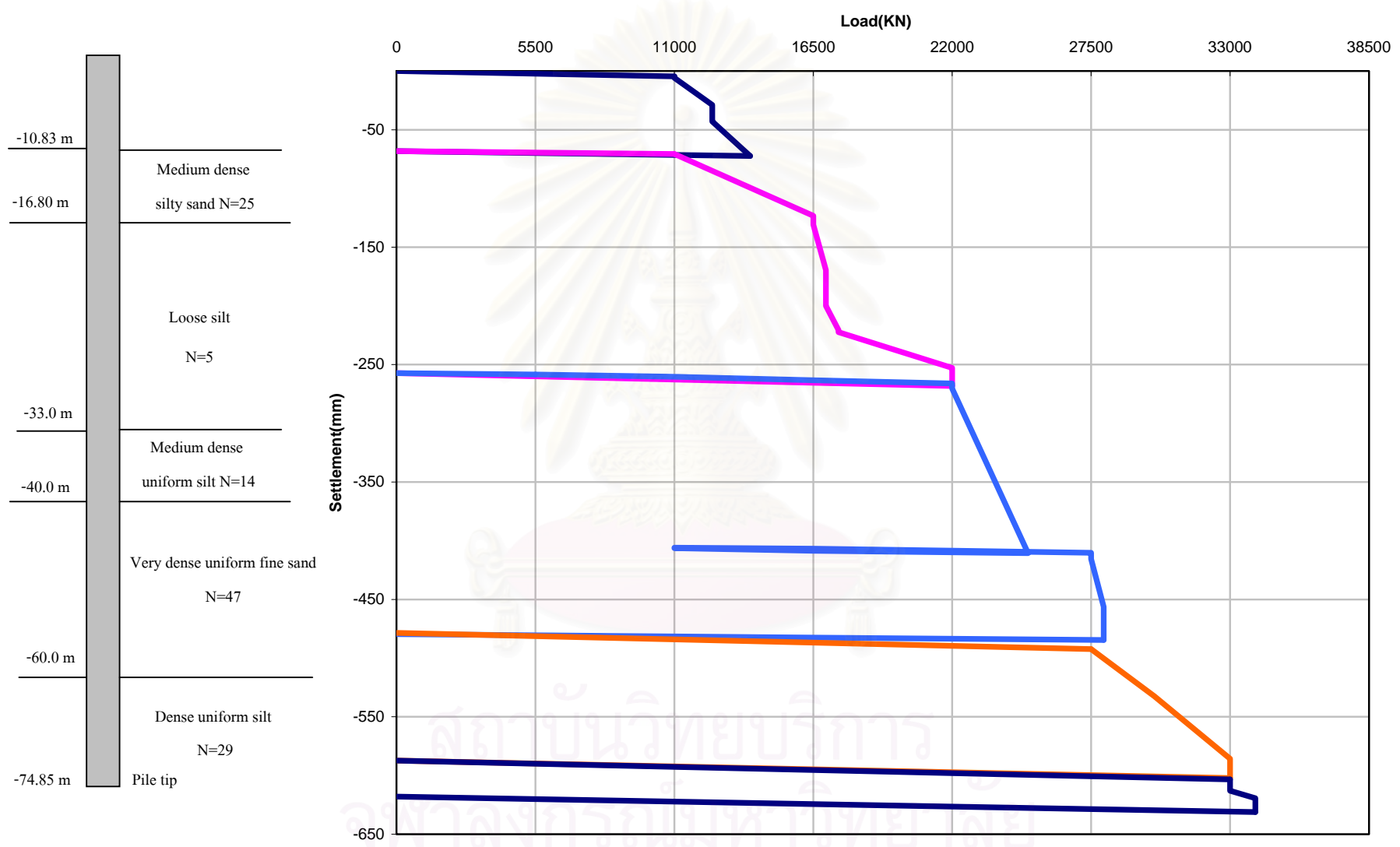
Cycle4 : 0 --> 1100 --> 2200 --> 2750 --> 3000 --> 3300 --> 2750 --> 2200 --> 1650 -->  
1100 --> 550 --> 0 ton

Cycle5 : 0 --> 1100 --> 2200 --> 3300 --> 3400 --> 0 ton



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



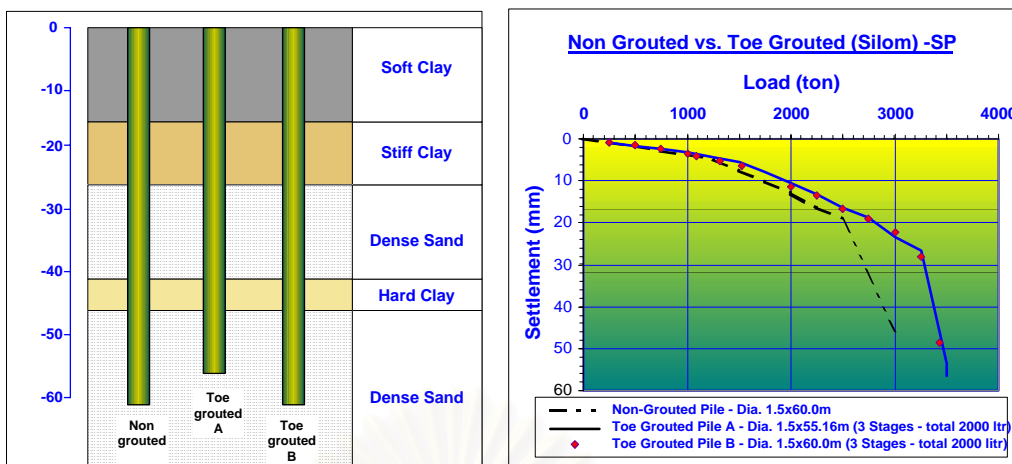


รูปที่ 4.1 แสดงผลการทดสอบ Load-Settlement ของเสาเข็ม TP1ซึ่งใช้สารละลายเบนโทไนท์ในการก่อสร้าง

#### 4.2.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะ TP1

จากผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม TP1 ในรูปที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าเสาเข็ม TP1 รับน้ำหนักได้น้อยมาก เนื่องจากเพียงแค่ Cycle1 ที่ load 13000 KN เสาเข็มทรุดตัวไปถึง 7.2 เซนติเมตร ซึ่งมากเกินไปปกติ และใน Cycle2 เมื่อค้ำน้ำหนัก ไว้ที่ 16500 KN เสาเข็มเจาะได้ทรุดตัวลงอย่างมาก ประมาณ 15 เซนติเมตรโดยที่ไม่ได้เพิ่ม load ลงไป ซึ่งเมื่อ load ถึง 22000 KN ซึ่งเป็นน้ำหนักออกแบบ การทรุดตัวไปถึง 26.8 เซนติเมตรและเมื่อ load ไปถึง 34000 KN เสาเข็มทรุดตัวไปถึง 63 เซนติเมตร จากนั้นเมื่อทำการ unloading เสาเข็ม rebound ขึ้นมาเพียงเล็กน้อยดังแสดงในตารางที่ 4.2 แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมแบบ plastic อย่างชัดเจน ซึ่งพอจะวิเคราะห์สาเหตุที่เป็นไปได้ของพฤติกรรมเสาเข็ม TP1 ได้ดังนี้

- ลักษณะรูปร่างและโครงสร้างคอนกรีตของเสาเข็ม TP1 ที่อาจเป็นสาเหตุของการสูญเสียกำลังรับน้ำหนักได้ แต่จากผลการทดสอบ Drilling monitor พบว่าเสาเข็มไม่ได้มีลักษณะรูปร่างที่ผิดปกติ และจากการทดสอบ Sonic logging แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างคอนกรีตของเสาเข็มไม่ได้มีความผิดปกติอย่างมีนัยสำคัญ จึงสามารถสรุปได้ว่า รูปร่างและโครงสร้างคอนกรีตของเสาเข็ม ไม่ได้เป็นสาเหตุของปัญหาที่เกิดขึ้น
- เนื่องจากเสาเข็มมีความลึกมากและใช้การเจาะแบบ Reverse circulation ซึ่งทำให้ใช้เวลาในการเจาะมากประมาณ 100 ชั่วโมง อีกทั้งใช้ความเข้มข้น Bentonite สูงถึง 4-5% ซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้เกิด Film cake ที่หนาขึ้นที่ผนังหลุมเจาะ โดยเฉพาะในชั้นทรายที่สารละลายสามารถซึมผ่านได้ดีซึ่งเป็นผลทำให้แรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มนั้นลดลงไปเป็นอย่างมาก
- ในการกำจัดตะกอนที่ก้นหลุมที่ไม่เพียงพออาจเป็นสาเหตุให้ความสามารถในกำลังรับน้ำหนัก ที่ปลายเสาเข็มลดลงได้ โดยปกติแล้วผลกระทบจากการก่อสร้างเสาเข็มเจาะโดยใช้เบนโทไนท์เป็นสารละลายในการก่อสร้าง และระยะเวลาการขุดเจาะที่ยาวนานจะทำให้เกิดปัญหา Soft base ซึ่งจะทำให้ลดกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเจาะได้ ซึ่งจากการศึกษาเสาเข็มเจาะในชั้นดินกรุงเทพฯ โดยปกติแล้วปัญหา Soft base นี้จะแก้ไขได้โดยการทำ Grouting ที่ปลายเสาเข็มเจาะ แต่อย่างไรก็ตามผลกระทบจากปัญหา Soft base จะสามารถเห็นได้เมื่อทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม ไปถึง 1.7-1.9 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ (SF=2.5) ดังแสดงในรูปที่ 4.2 (Teparaksa 1999 and 2002) แต่ในกรณีของผลการทดสอบของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 มีการทรุดตัวมากผิดปกติตั้งแต่เริ่มการทดสอบจนถึงน้ำหนักบรรทุกออกแบบ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าจะต้องมีสาเหตุอื่นๆที่ทำให้เสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 ไม่สามารถรับน้ำหนักได้ตามที่ออกแบบ มากกว่าปัญหา Soft base เพียงอย่างเดียว



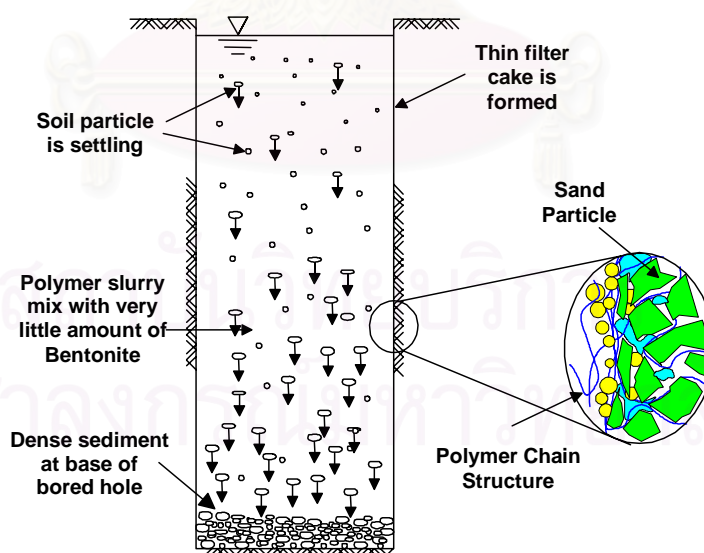
รูปที่ 4.2 แสดงประสิทธิภาพของเสาเข็มเจาะที่มีปัญหา Soft base กับเสาเข็มเจาะที่มีการทำ Grouting ที่ปลายเข็ม

ตารางที่ 4.2 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP1

Description	Pile head settlement (mm)				
	Cycle1	Cycle2	Cycle3	Cycle4	Cycle5
	Max Load 1300 ton	Max Load 2200 ton	Max Load 2800 ton	Max Load 3300 ton	Max Load 3400 ton
Gross settlement	72.31	268.15	484.60	602.07	631.10
Permanent settlement	68.25	257.27	478.57	587.28	617.95
Recovery rebound	4.06	10.88	6.06	14.79	13.15

#### 4.2 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 (TP2)

สืบเนื่องจากผลการทดสอบของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 ซึ่งระยะเวลาก่อสร้างเสาเข็มที่ยาวนานอาจเป็นสาเหตุให้ผนังหลุมเจาะเกิด Film cake ที่หนาขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนักด้านข้าง ในเสาเข็ม TP2 จึงได้พยายามลดเวลาในการก่อสร้างลงเหลือประมาณ 70 ชั่วโมง และได้เปลี่ยนส่วนผสมของสารละลายจาก TP1 ที่ใช้ Bentonite 4-5% ซึ่งในเสาเข็ม TP2 ใช้ Polymer 0.08% ผสมกับ Bentonite 3-5% ซึ่งจากการศึกษาที่ผ่านมาของเสาเข็มเจาะในดินกรุงเทพฯ โดย (Teparaksa 2001) พบว่า การใช้สารละลาย Bentonite ผสมกับ Polymer (Bentonite 1% and Polymer 0.08%) จะสามารถช่วยเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกได้ประมาณ 20% เมื่อเทียบกับเสาเข็มเจาะที่ใช้สารละลาย Bentonite เพียงอย่างเดียว เนื่องจากว่าสารละลาย Polymer จะซึมผ่านเข้าไปในชั้นทรายทำให้เกิดแรงเสียดทาน (Drag force) และสร้างแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดทรายเนื่องจากโครงสร้างของ Polymer จะจับตัวกับเม็ดทรายทำให้ผนังของหลุมเจาะมีเสถียรภาพอยู่ได้ และ ด้วยน้ำหนักโมเลกุลที่หนักกว่าจะช่วยทำให้ทรายและ silt ตกตะกอนไปอยู่ก้นหลุมได้เร็วขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.3 ทำให้สามารถทำความสะอาดก้นหลุมได้ง่ายโดยใช้ bucket และในการทำความสะอาดตะกอนก้นหลุมที่ไม่ดีของเสาเข็ม TP1 อาจเป็นสาเหตุของปัญหาดังนั้นในเสาเข็ม TP2 จึงทำความสะอาดก้นหลุมเป็นอย่างดีที่สุดเท่าที่จะทำได้



รูปที่ 4.3 แสดงพฤติกรรมของสารละลายโพลิเมอร์ผสมเบนโทไนท์ในหลุมเจาะ

ตารางที่ 4.3 แสดงลักษณะ โดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP2

Parameter	Description
Pile size	Bored pile diameter 2500 mm
Pile top elevation	+0.15 m
Pile tip elevation	-78.85 m
River bed	-15.00 m
Actual pile length	79 m
Designed load	2200 ton
Max. Tested load	3400 ton

โดยขั้นตอนการทดสอบจะให้กำลังรับน้ำหนักตาม Cycle ดังต่อไปนี้

Preload : 0 --> 45 --> 0 ton

Cycle1 : 0 --> 550 --> 840 --> 878 --> 915 --> 990 --> 1025 --> 1100 --> 1500 --> 1650 -->  
1900 --> 1995 --> 2200 --> 360 --> 0 ton

Cycle2 : 0 --> 2200 --> 1650 --> 1100 --> 550 --> 0 ton (\*)

(\*) เนื่องจากการทรุดตัวของเสาเข็มมีมากกว่าที่ควรจะเป็น ทำให้การทดสอบถูกหยุดเพื่อศึกษาถึงสาเหตุและวิธีแก้ไข

#### 4.2.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2

จากผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2 ในรูปที่ 4.4 แสดงให้เห็นว่าเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2 ไม่ได้มีความสามารถในการรับกำลังน้ำหนักบรรทุกได้ดีไปกว่าเสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อให้ load ไปถึง 22000 KN ซึ่งเป็นกำลังรับน้ำหนักออกแบบ เสาเข็มเจาะทรุดตัวไปมากผิดปกติถึง 29.3 เซนติเมตร และเมื่อทำการ unloading เสาเข็ม rebound ขึ้นมาเพียงเล็กน้อยประมาณ 9 มิลลิเมตรดังแสดงในตารางที่ 4.4 และ แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมแบบ plastic อย่างชัดเจน และยังเป็นบ่งบอกว่าการลดระยะเวลาการก่อสร้างและเปลี่ยนสารละลายในการขุดเจาะไม่ได้ช่วยให้พฤติกรรมของเสาเข็มดีขึ้นแต่อย่างใด

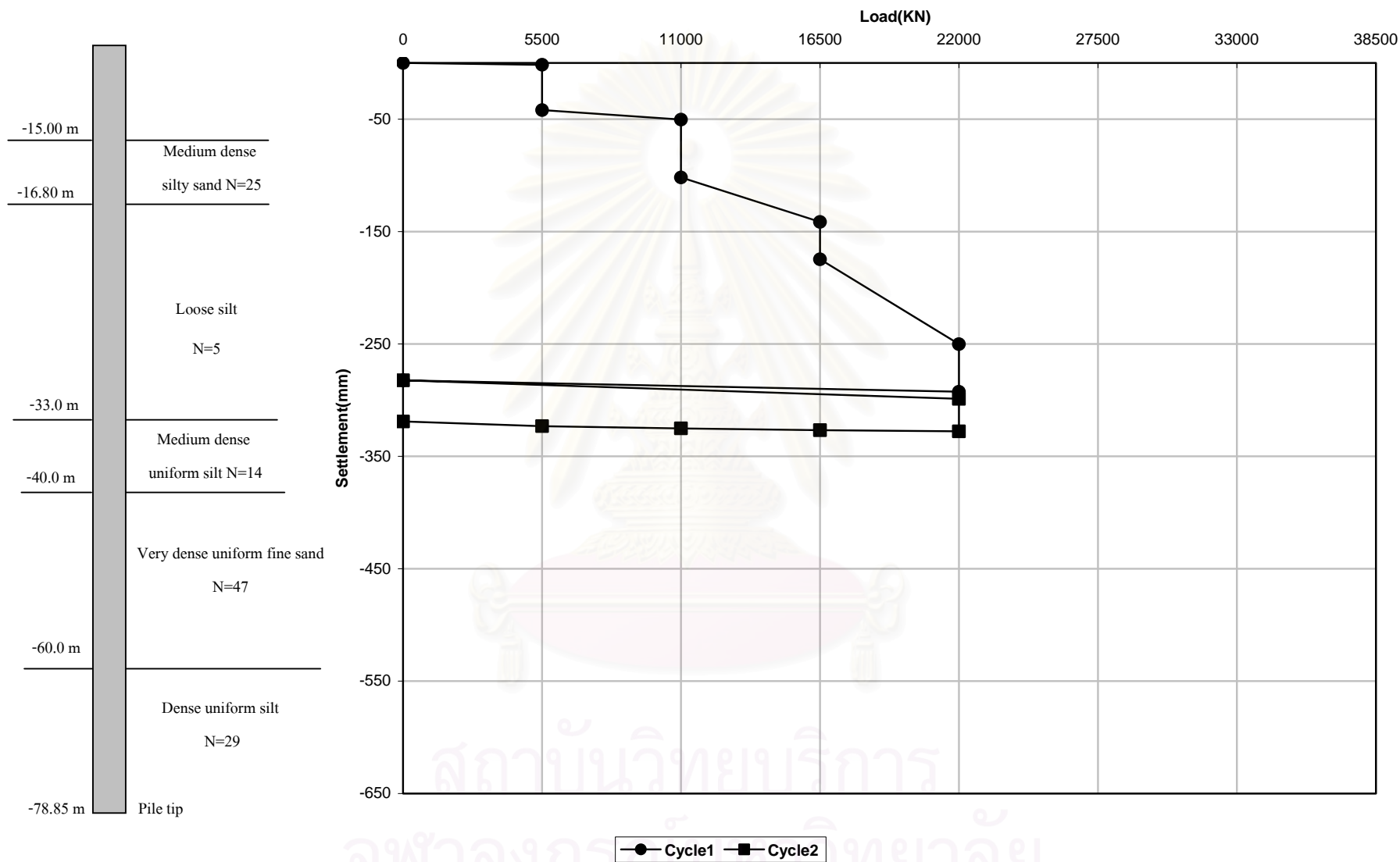
ตารางที่ 4.4 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP2

Description	Pile head settlement (mm)	
	Cycle1 Max load 22000 KN	Cycle2 Max load 22000 KN
Gross settlement	292.5	327.8
Permanent settlement	282.3	318.9
Recovery rebound	10.2	8.9



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 4.4 แสดงผลการทดสอบ Load-Settlement ของเสาเข็มเจาะ TP2 ซึ่งใช้สารละลาย(Bentonite 3-5% and Polymer 0.08%)ในการก่อสร้าง

### 4.3 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่ 2 หลังจาก Grouting (TP2(i))

เนื่องจากกระหว่างที่ก่อสร้างเสาเข็ม TP1 และ TP2 ได้มีการก่อสร้างเสาเข็มสำหรับใช้งานจริงที่ต่อม่อ MP7 ควบคู่ตามไปด้วยในเวลาเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องหาวิธีปรับปรุงคุณภาพเสาเข็ม TP2 เพื่อเป็นตัวอย่างในการแก้ปัญหาในเสาเข็มที่ใช้งานจริงด้วย ซึ่งจากผลการทดสอบเสาเข็ม TP1 และ TP2 แสดงให้เห็นว่าแรงเสียดทานที่ผิวระหว่างเสาเข็มกับดินมีค่าน้อยมากอีกทั้ง ปลายเสาเข็มก็น่าจะมีลักษณะ Soft base ดังนั้นจึงจะใช้วิธี Skin-Toe grouting เข้ามาปรับปรุงคุณภาพเข็ม และได้ติดตั้ง Stain gauge 6 ตัวในท่อ Sonic logging และ 5 ตัวในท่อ Skin grouting ที่ระดับต่างๆดังแสดงในตารางที่ 4.5 และรูปที่ 4.5 เพื่อจะได้สามารถพิจารณาพฤติกรรมของเสาเข็มได้อย่างครบถ้วน

ตารางที่ 4.5 แสดงตำแหน่งระดับของ Stain gauge ในเสาเข็ม TP2(i)

No	Strain gauge elevation (m)	
	Sonic logging pipe	Skin grouting pipe
1	-30	-30
2	-42	-42
3	-56.5	-56.5
4	-58	-58
5	-63	-63
6	-75.5	-

โดยขั้นตอนการทดสอบจะให้กำลังรับน้ำหนักตาม Cycle ดังต่อไปนี้

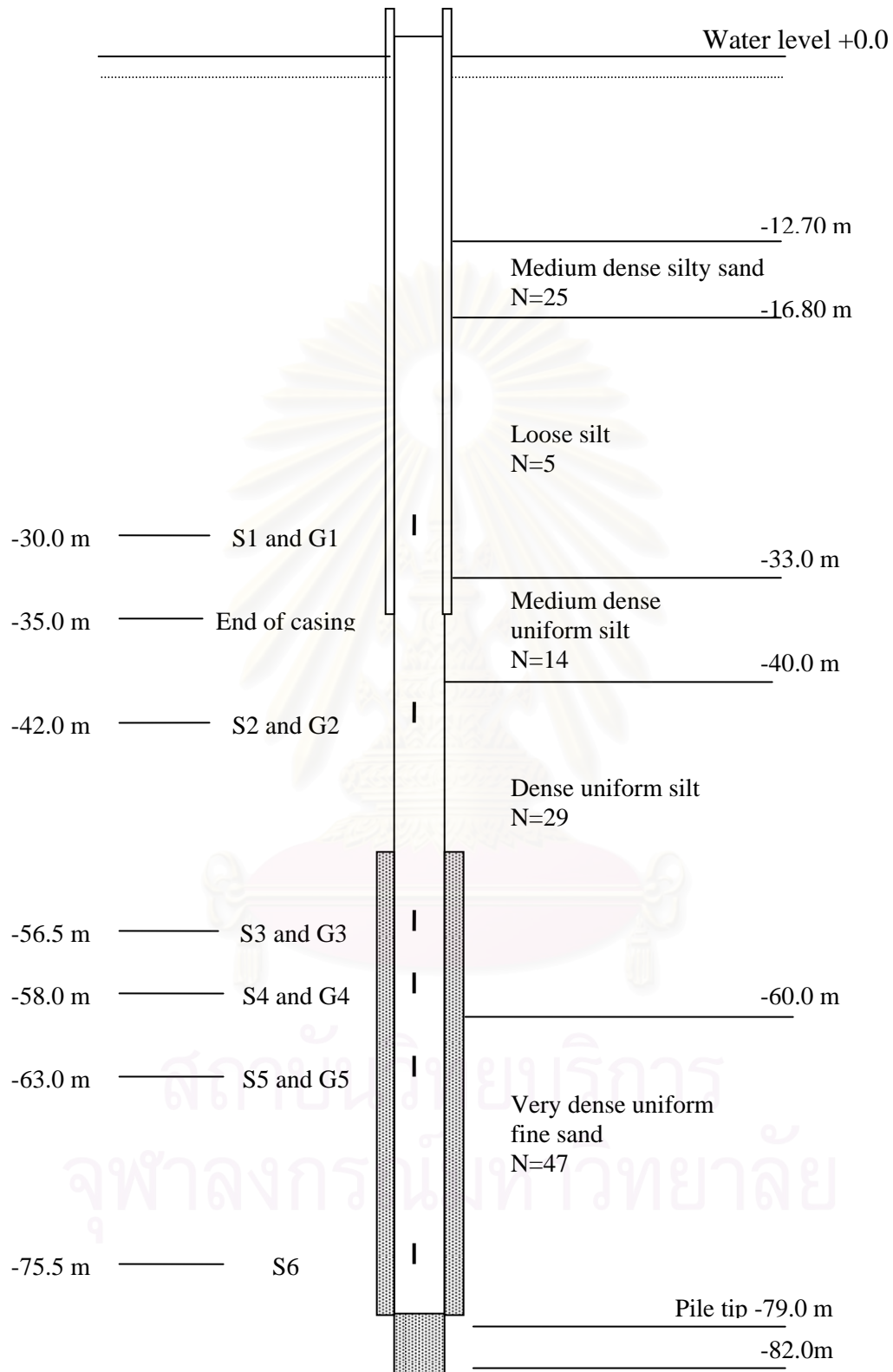
Preload : 0 --> 90 --> 0 ton

Cycle1(\*) : 0 --> 550 --> 1100 --> 1650 --> 2200 --> 0 ton

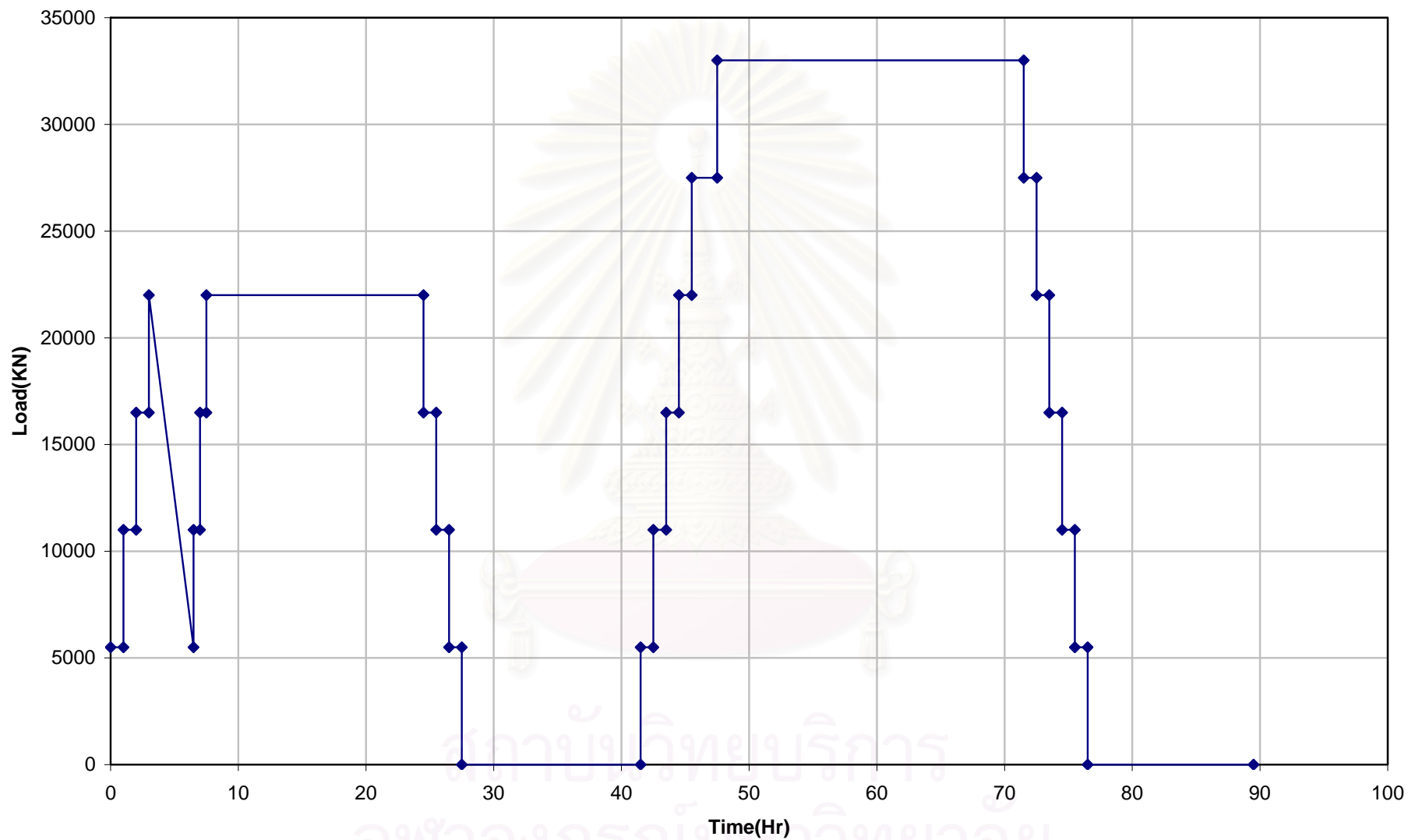
Cycle1 : 0 --> 550 --> 1100 --> 1650 --> 2200 --> 1650 --> 1100 --> 550 --> 0 ton

Cycle2 : 0 --> 550 --> 1100 --> 1650 --> 2200 --> 2750 --> 3300 --> 2750 --> 2200 --> 1650 --> 1100 --> 550 --> 0 ton

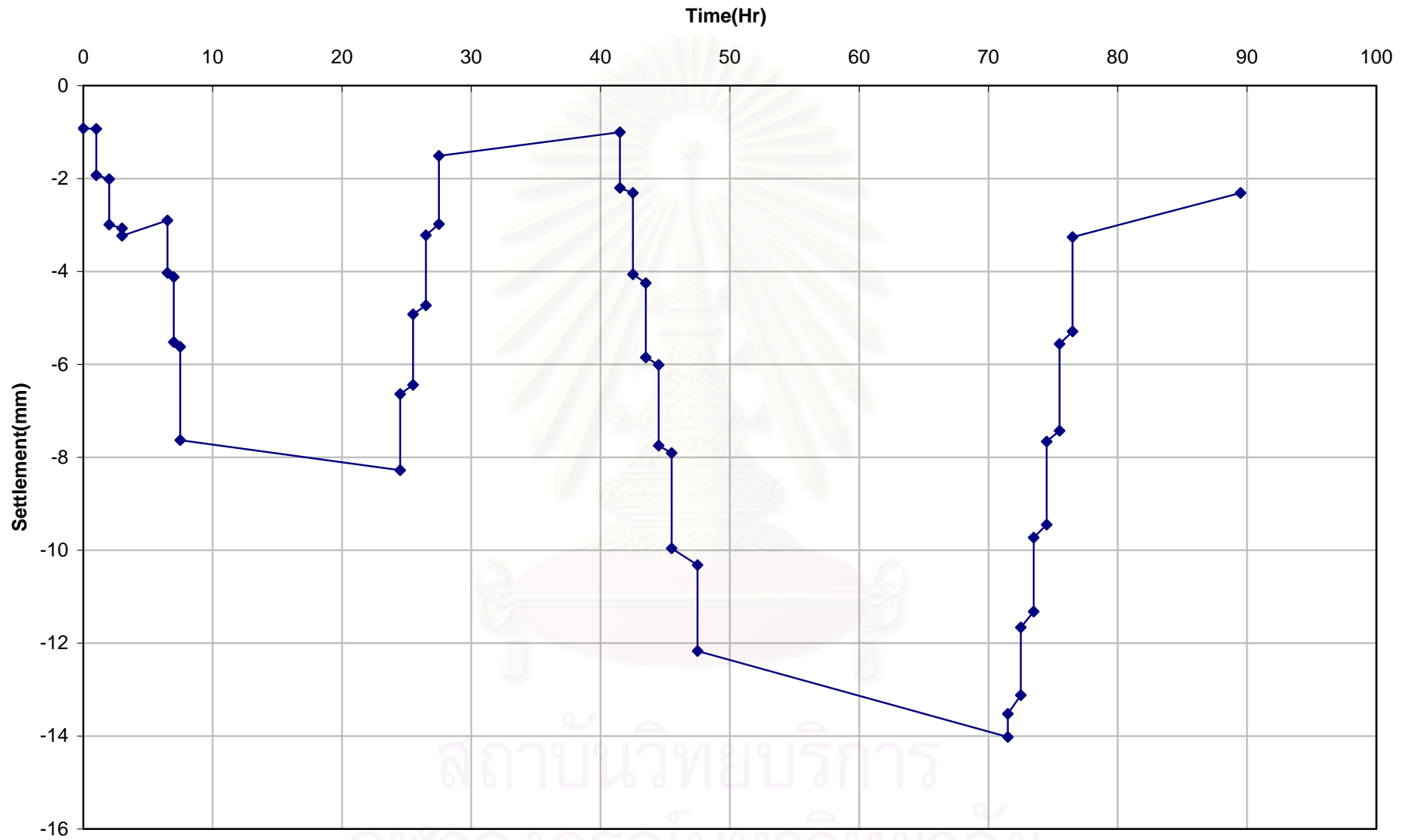
(\*) โหลด Cycle1 ต้องทดสอบใหม่เพราะ คานอ้างอิงถูกรบกวน



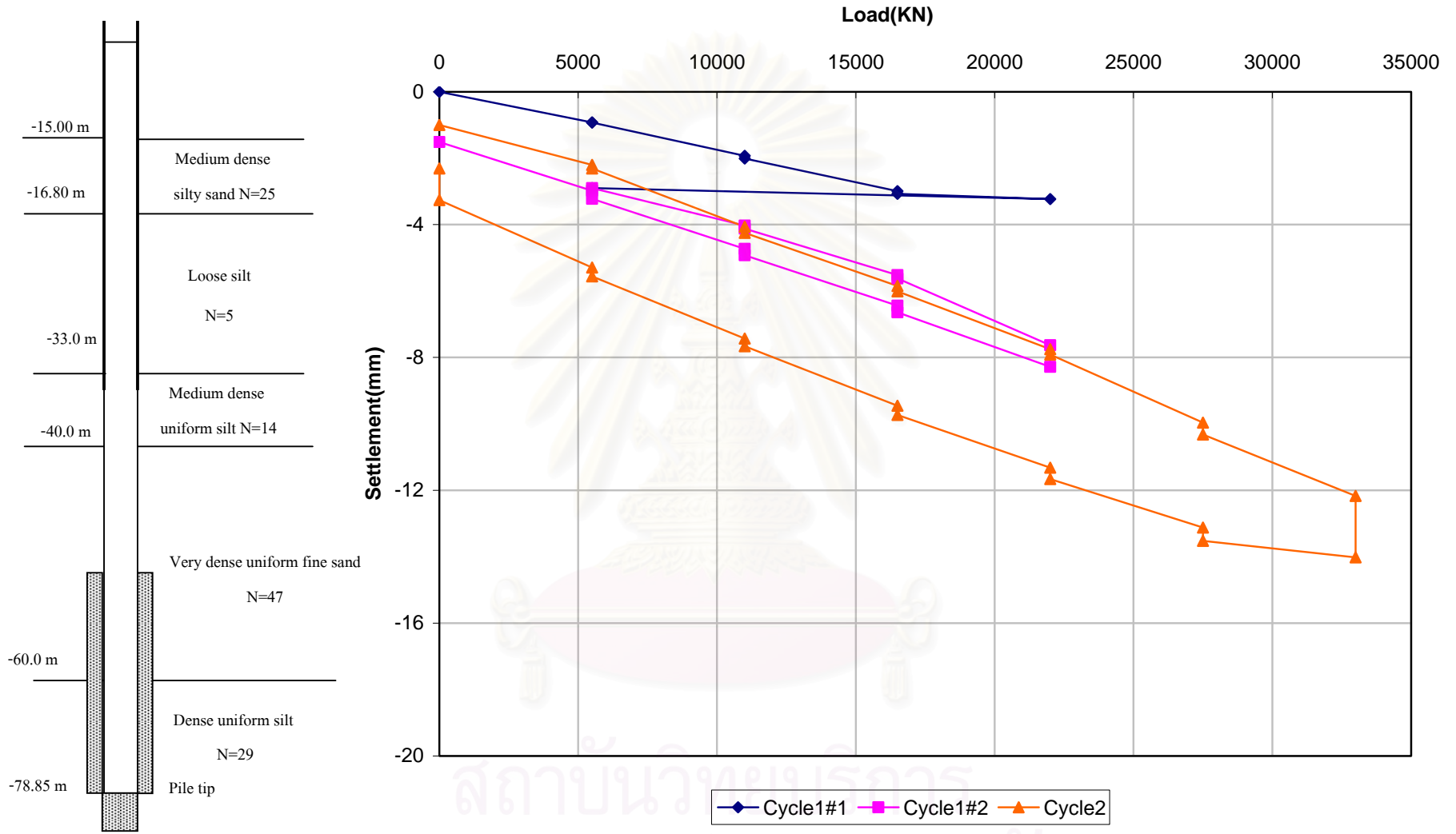
รูปที่ 4.5 แสดงตำแหน่งระดับของ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)



รูปที่ 4.6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load กับ เวลา ตาม Cycle



รูปที่ 4.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ เวลา ตาม Cycle



รูปที่ 4.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Load-Settlement ของเสาเข็ม TP2(i)



### 4.3.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็ม TP2(i)

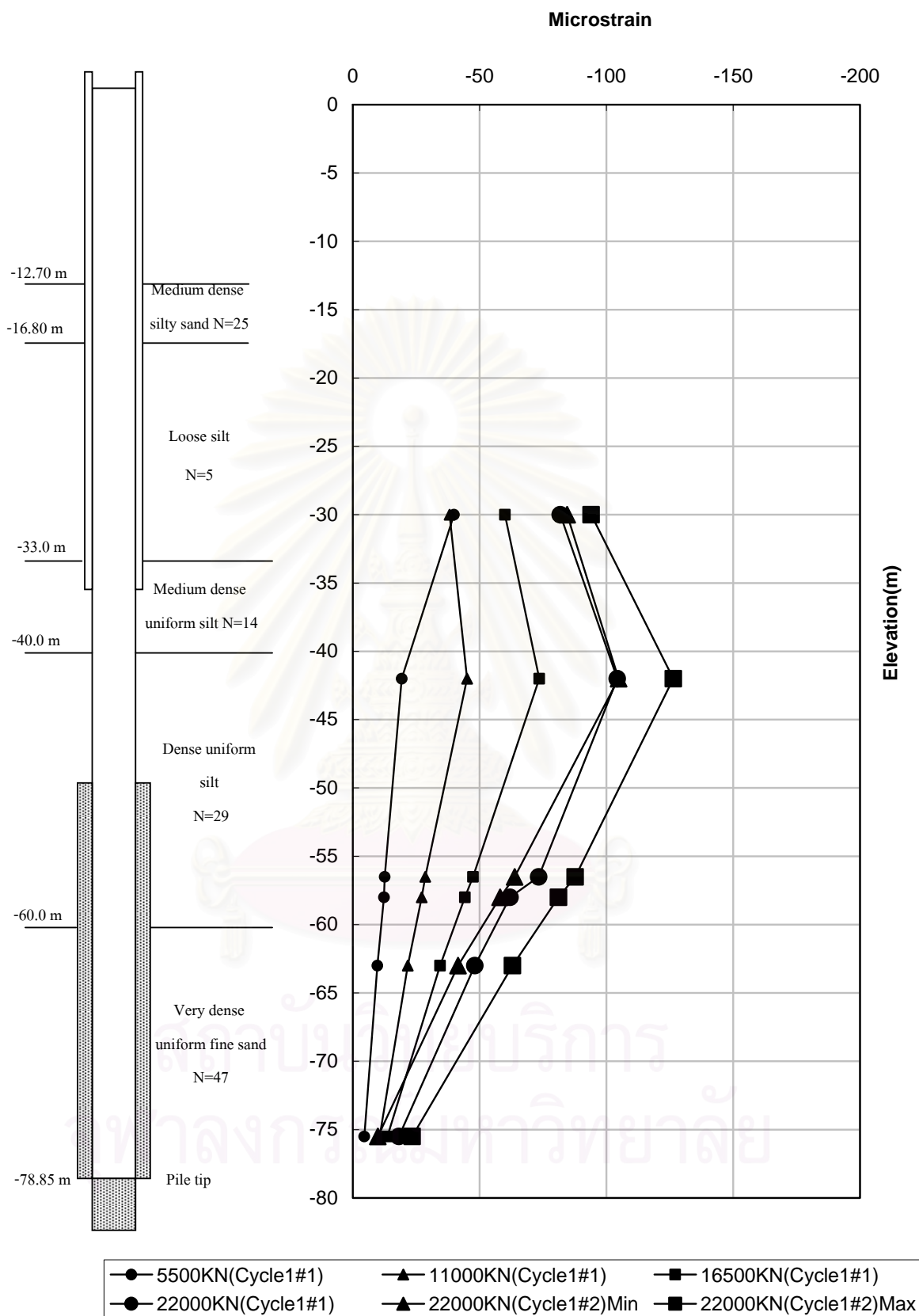
จากรูปที่ 4.6 และ 4.7 แสดงให้เห็นว่าที่ Cycle1 เมื่อให้ load ไปที่ 22000 KN ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกทุกออกแบบ เสาเข็มทรุดตัวลงเพียง 8.2 มิลลิเมตรและพอลายน้ำหนักออกเสาเข็ม Rebound กลับไปเกือบจะเท่าที่เดิม และเมื่อให้ load ไปที่ 33000 KN ใน Cycle2 และคงน้ำหนักไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง เสาเข็มทรุดตัวลงเพียง 14 มิลลิเมตร และเมื่อลดน้ำหนักบรรทุกทุกออก เสาเข็ม Rebound ขึ้น 11.7 มิลลิเมตร ทำให้เหลือการทรุดตัวเพียง 2.3 มิลลิเมตรแสดงให้เห็นว่า พฤติกรรมของเสาเข็ม TP2/2 เป็นแบบอีลาสติก

ตารางที่ 4.6 แสดงผลการทรุดตัวของเสาเข็ม TP2(i)

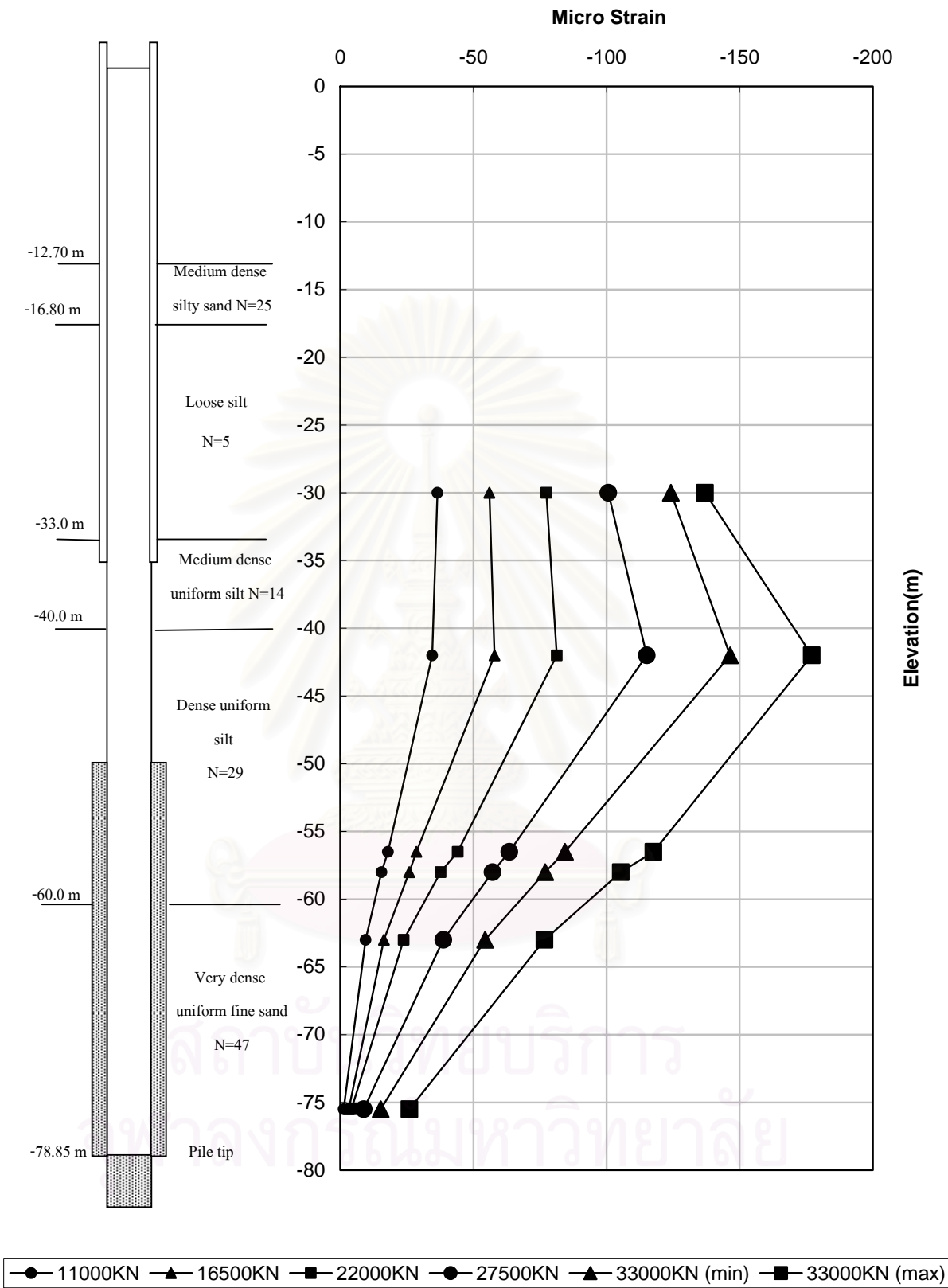
Description	Pile head settlement (mm)		
	Cycle1 Max load 16500 KN	Cycle1 (Retest) Max load 22000KN	Cycle2 Max load 33000KN
Gross settlement	3.07	8.28	14.02
Permanent settlement	-	1.00	2.31
Recovery rebound	-	7.28	11.71

#### 4.3.1.1 การคำนวณหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในตัวเสาเข็ม TP2(i)

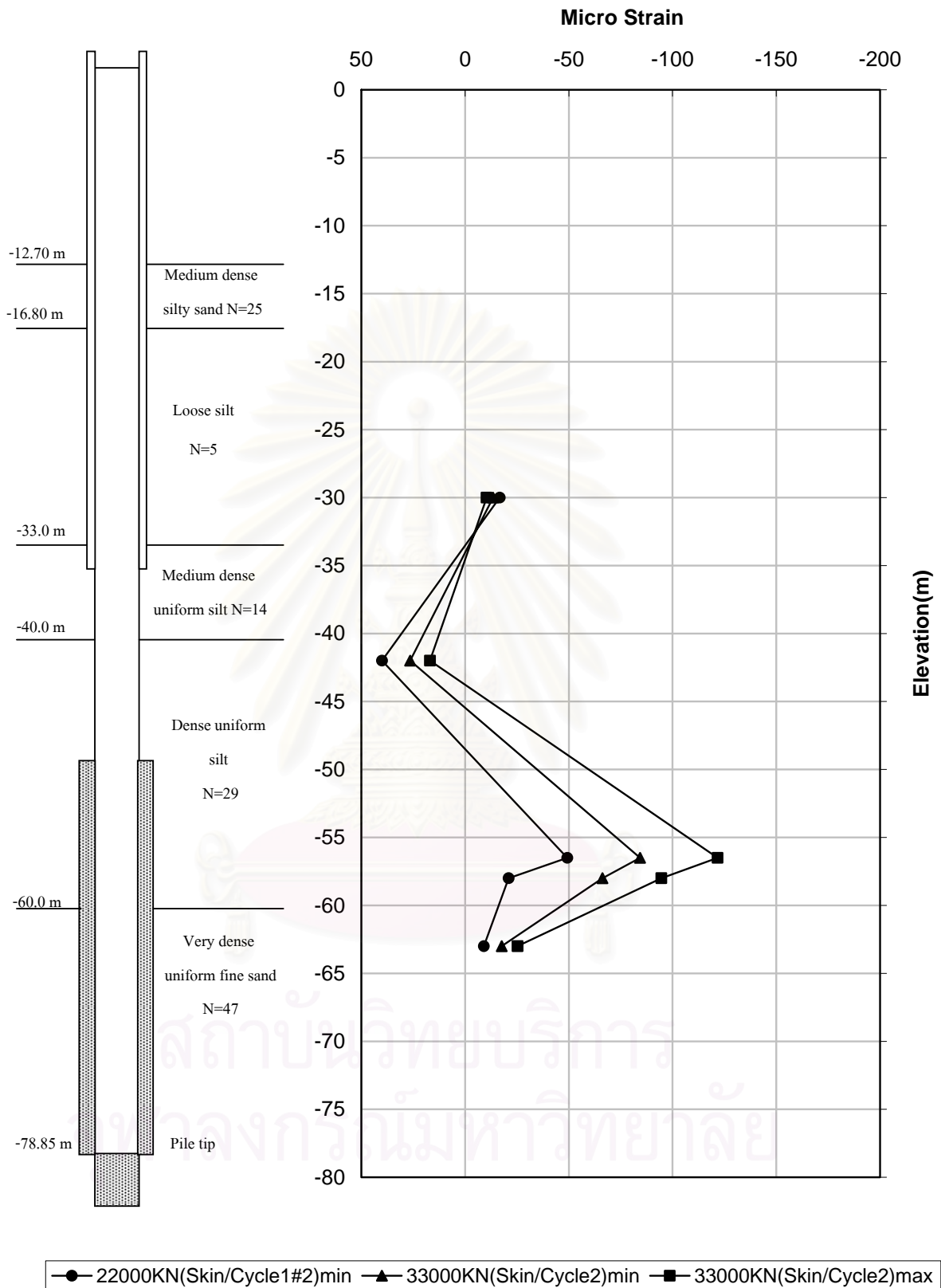
ในการวิเคราะห์หาแรงที่เสาเข็มไปยังดินบริเวณรอบ ๆ เสาเข็มขณะที่มีแรงมากระทำกับตัวเสาเข็มนั้น จำเป็นต้องทราบแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในเนื้อเข็มที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งวัดได้จากเครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้งภายในตัวเข็ม ได้แก่ Strain Gauge โดยคำนวณแรงตามแนวแกนได้จาก Strain ที่เกิดขึ้นในเสาเข็มที่จุดที่ติดตั้ง Strain Gauge ตามที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 3 ซึ่งในเสาเข็ม TP2(i) จะใช้ค่า Stiffness ของเสาเข็มช่วงบนที่อยู่ใน Casing (+4 ถึง -35 เมตร) เท่ากับ  $2.2E+10$  และเสาเข็มช่วงล่างที่ไม่ได้อยู่ใน Casing (-35 ถึง -78.85 เมตร) เท่ากับ  $1.6E+10$  ซึ่งจะทำได้ค่าแรงในแนวแกนตามความลึกเสาเข็มดังต่อไปนี้



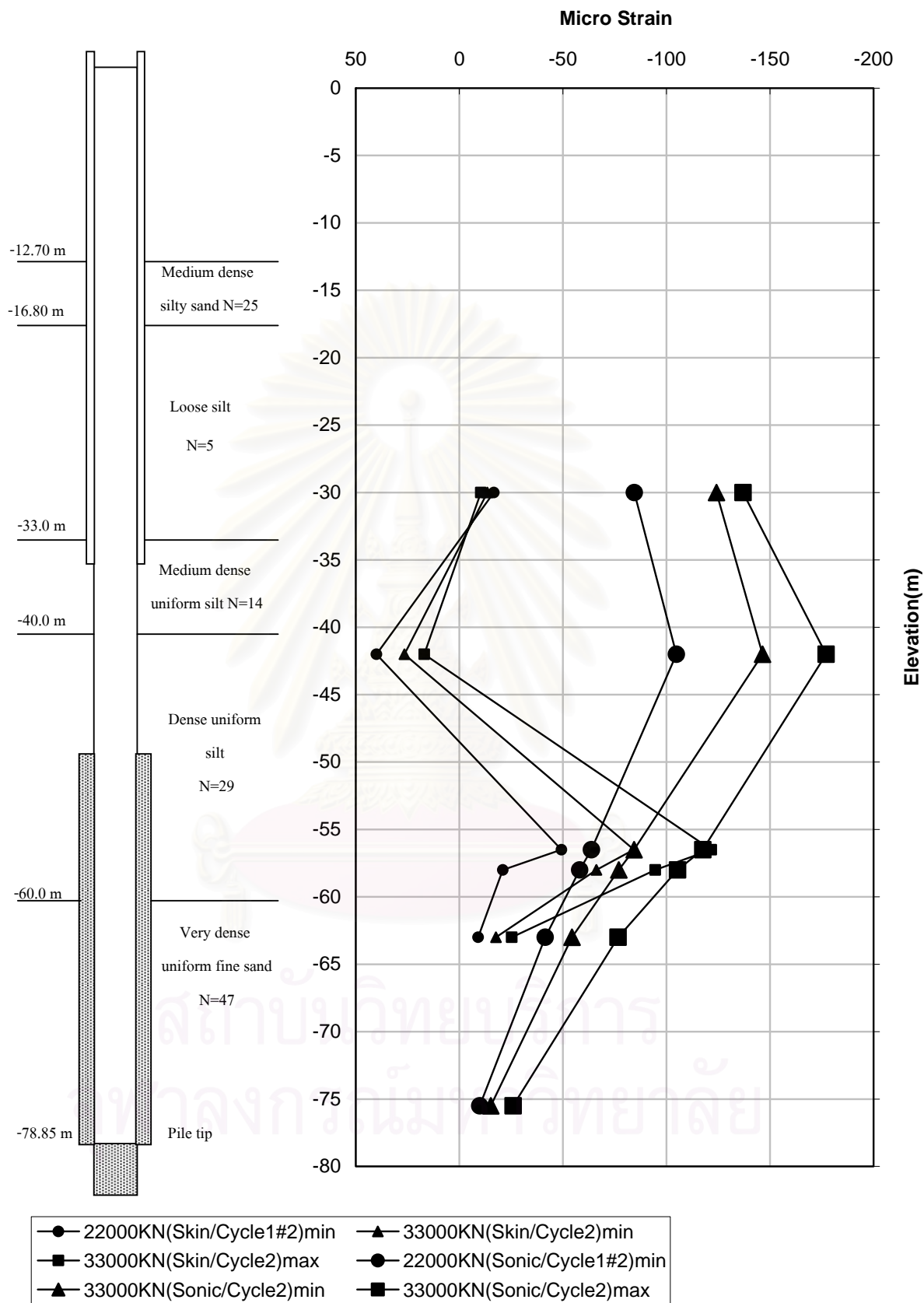
รูปที่ 4.9 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle1 น้ำหนัก 22000KN จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging



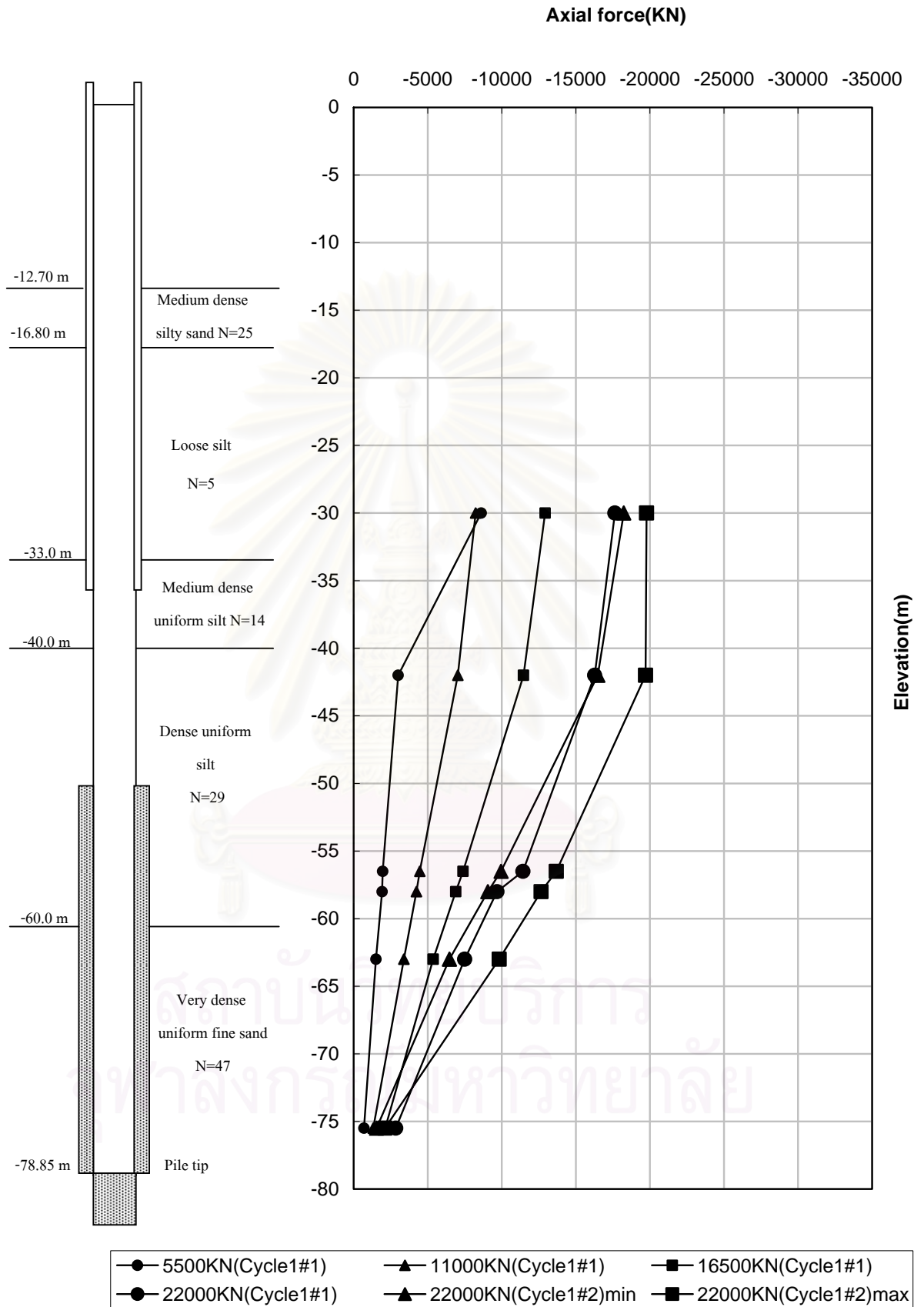
รูปที่ 4.10 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle2 น้ำหนัก 33000KN จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging



รูปที่ 4.11 แสดง Depth-Strain ของ load Cycle2 น้ำหนัก 33000KN จาก Strain gauge ในท่อ Skin grout

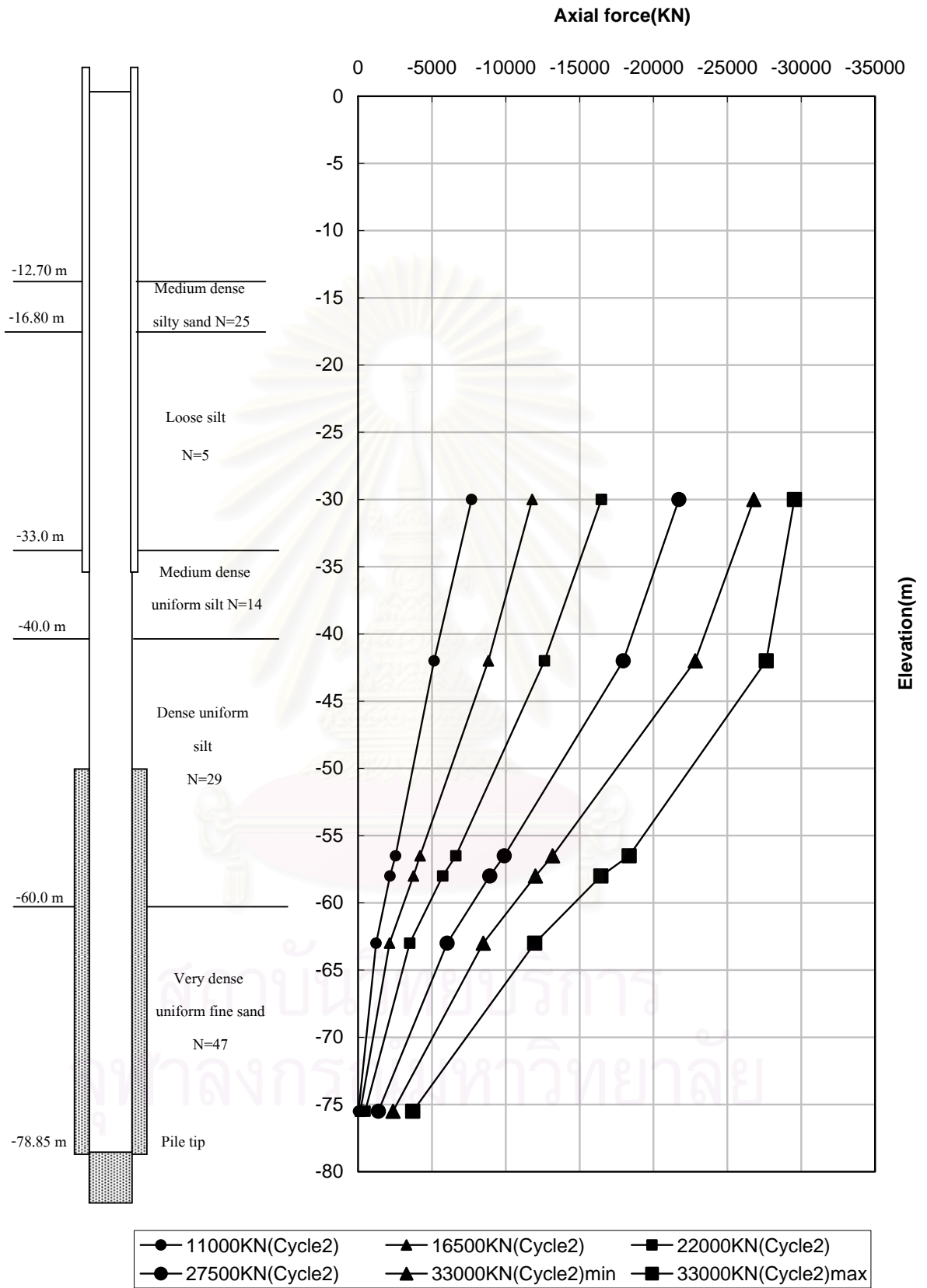


รูปที่ 4.12 แสดงเปรียบเทียบ Depth-Strain จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging และในท่อ Skin grout

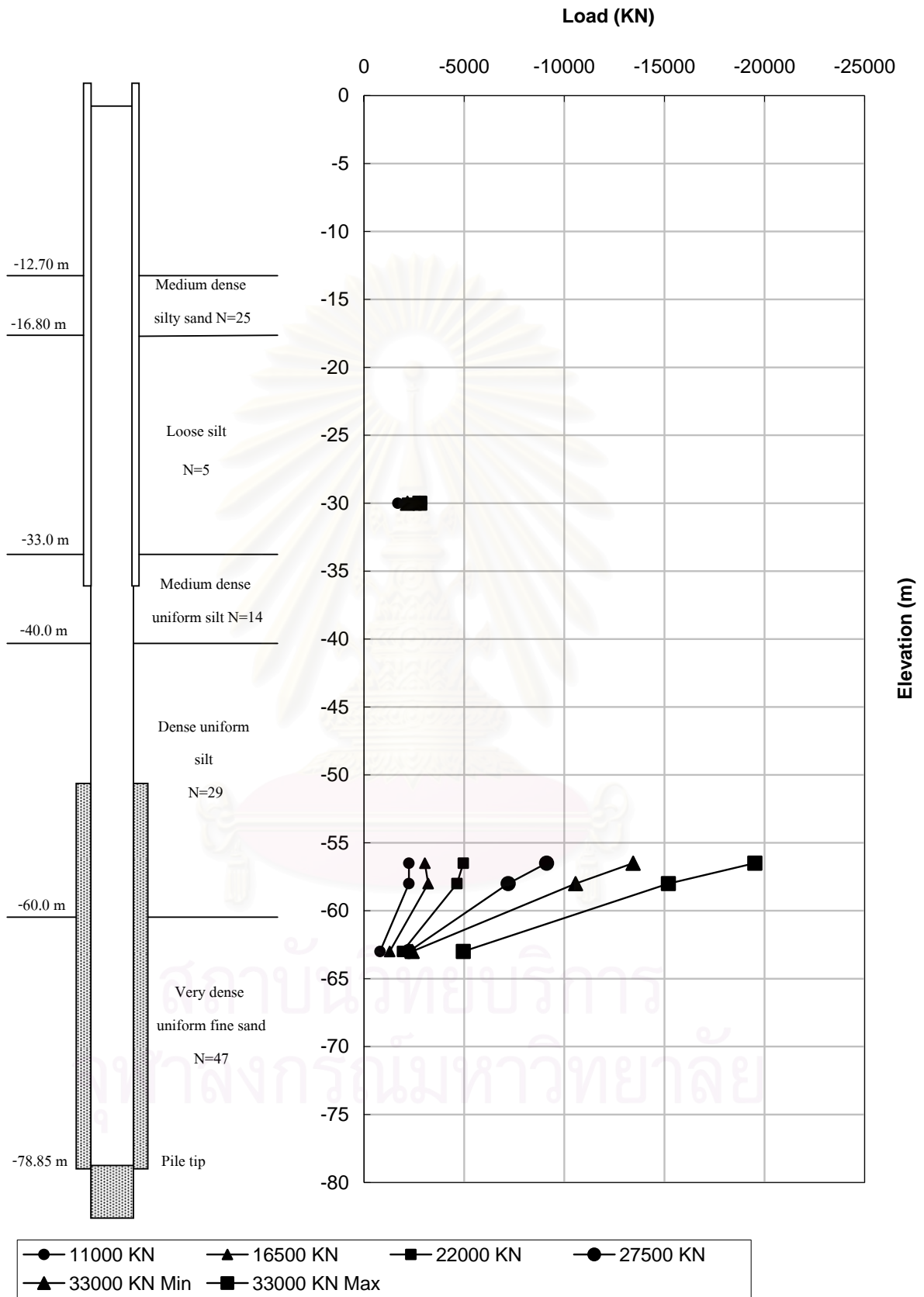


รูปที่ 4.13 แสดง Depth-Axial Load ของ Load Cycle 1 จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging





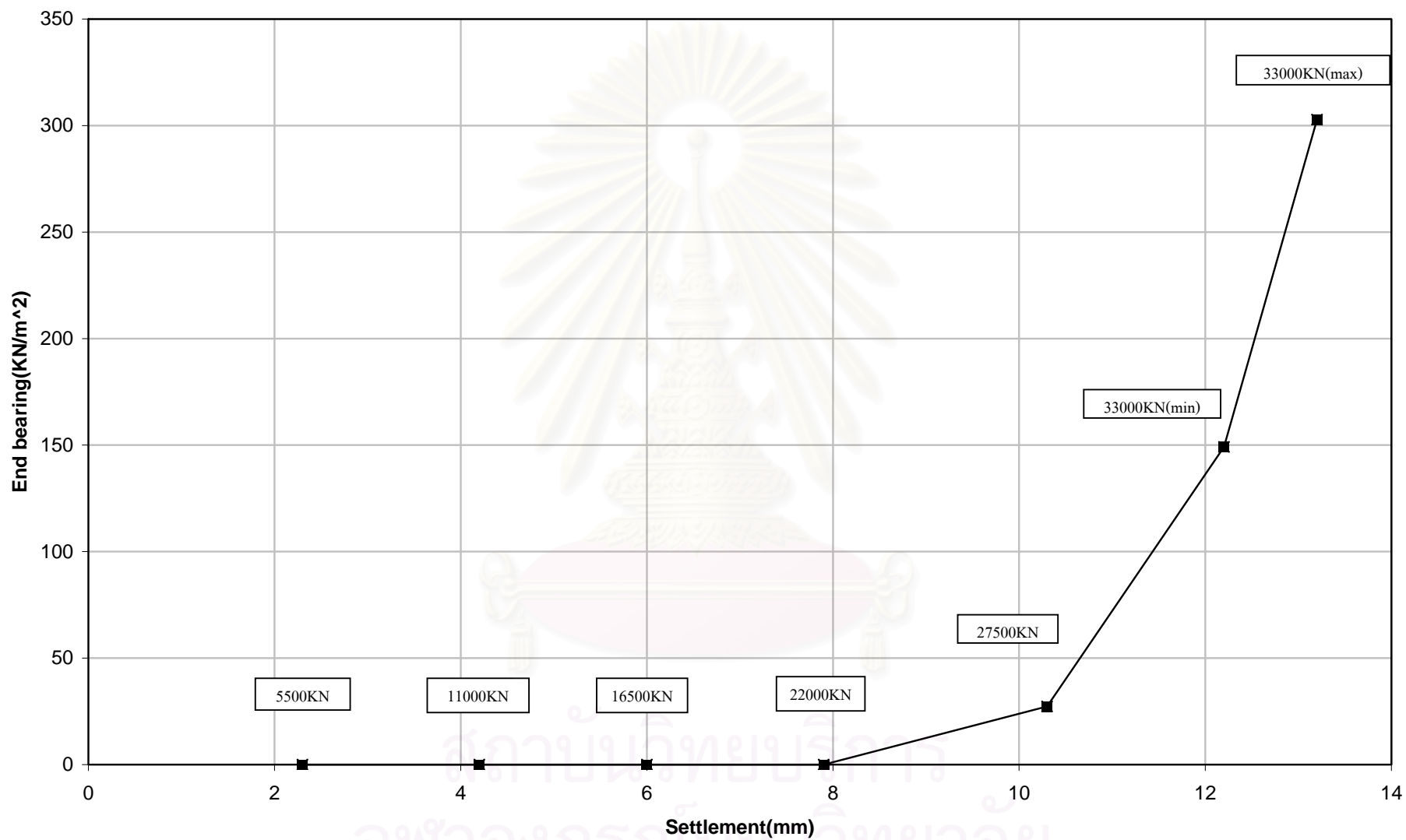
รูปที่ 4.14 แสดง Depth-Axial Load ของ load Cycle2 จาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging



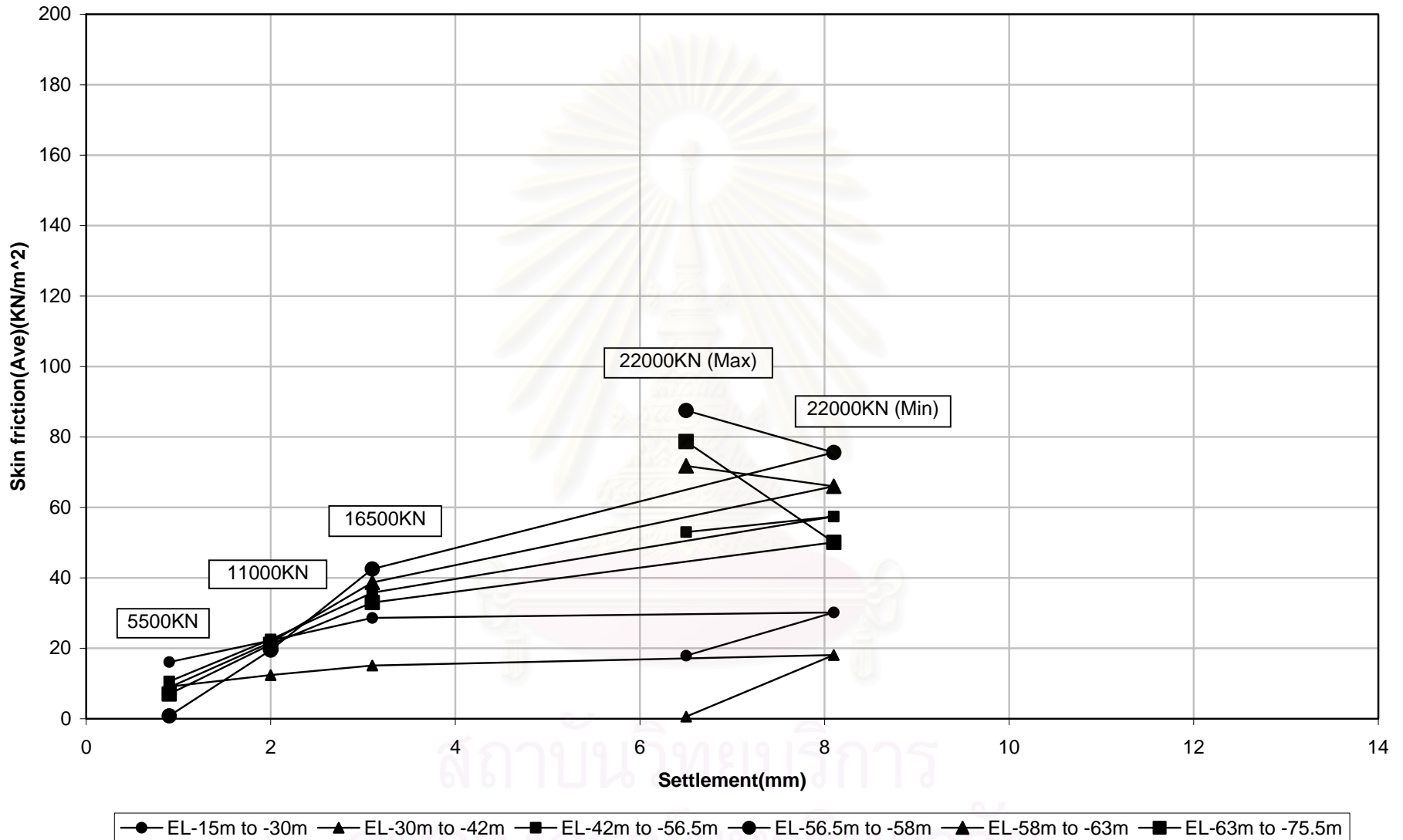
รูปที่ 4.15 แสดง Depth-Axial Load ของ load Cycle2 จาก Strain gauge ในท่อ Skin grouting

จากรูปที่ 4.9 และ 4.10 แสดงให้เห็นค่าของ Strain ตามความลึกต่างๆของเสาเข็ม ซึ่งจะมีลักษณะลดลงเรื่อยๆตามความลึก แต่จากตำแหน่ง -30 เมตร มาถึง -42 เมตร ค่าของ Strain มีค่าสูงอันเนื่องมาจากค่า Stiffness ของเสาเข็มช่วงบนที่มี Casing ห่อหุ้มอยู่มีค่ามากกว่าเสาเข็มส่วนล่าง และจากรูปที่ 4.12 แสดงให้เห็นเปรียบเทียบค่าของ Strain ของ Strain gauge ที่ฝังอยู่ในท่อ Sonic logging และท่อ Skin grout ซึ่งค่าตรงตำแหน่ง -42 เมตร ของ Strain gauge ในท่อ Skin friction มีลักษณะผิดปกติเนื่องจากมีค่าเป็นบวก ซึ่งน่าจะมีสิ่งผิดปกติในตัว Strain gauge จึงไม่นำค่านี้นี้มาคิด แรงตามแนวแกนของเสาเข็ม

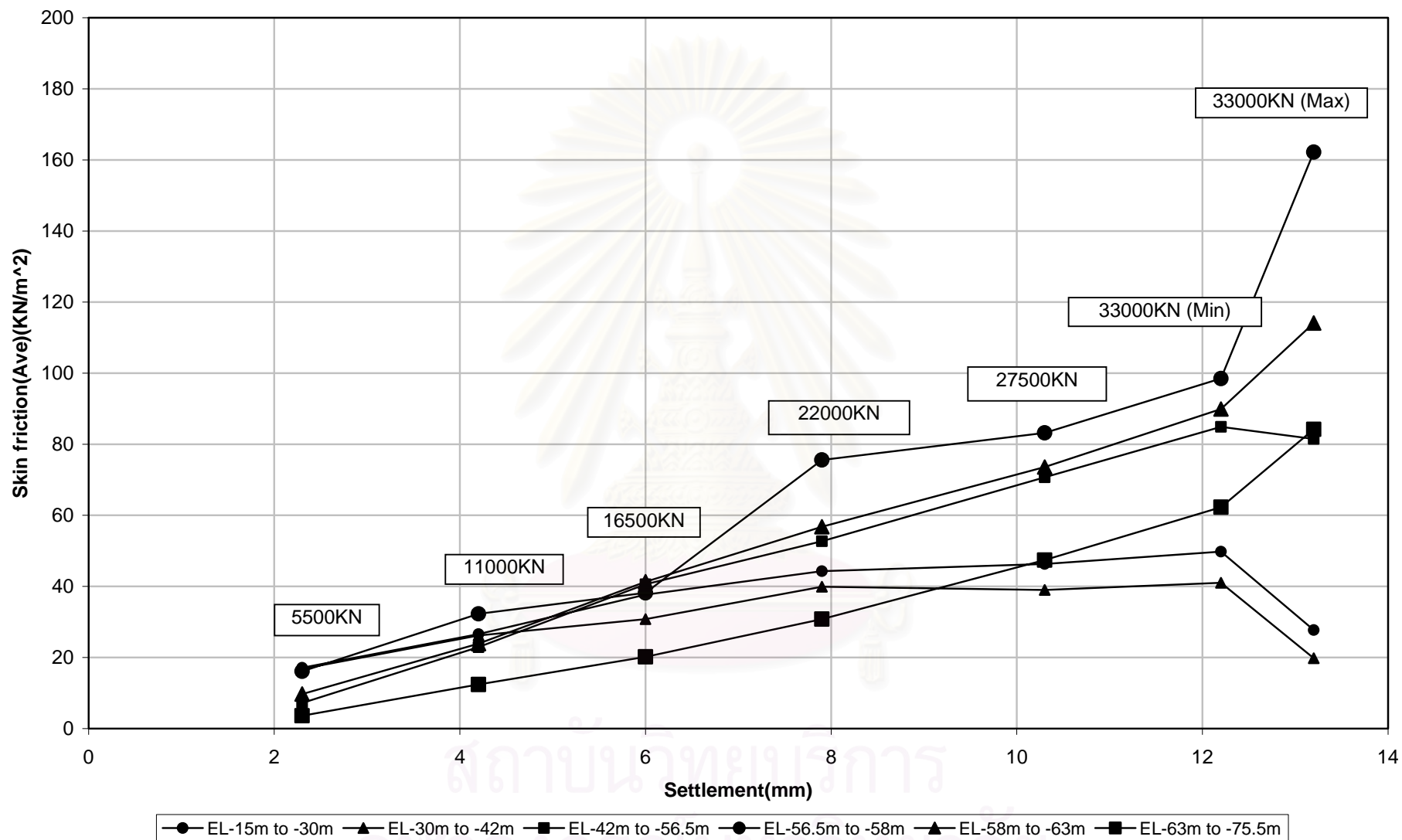
จากรูปที่ 4.13 และ 4.14 แสดงแรงตามแนวแกนของเสาเข็มซึ่งเป็นค่าที่คำนวณมาจาก Strain gauge ในท่อ Sonic logging ซึ่งแรงตามแนวแกนจะมีค่าน้อยลงเรื่อยๆตามความลึกเนื่องจากแรงสูญเสียไปกับแรงเสียดทานรอบข้างของผิวเสาเข็มโดยมีความสัมพันธ์ไปในทางเดียวกันกับค่าแรงตามแนวแกนของเสาเข็มที่ คำนวณจาก Strain gauge ในท่อ Skin grouting ดังแสดงในรูปที่ 4.15 ซึ่งปริมาณของแรงเสียดทานสามารถหาออกมาได้เป็นช่วงๆ ตามระดับของ Strain gauge และจะนำค่านี้ไปวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์ต่อไป และในส่วนของแรงต้านทานปลายเข็มก็สามารถหาได้จากปริมาณแรงในแนวแกนที่ใกล้ปลายเข็ม



รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง End bearing stress กับ Settlement ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)

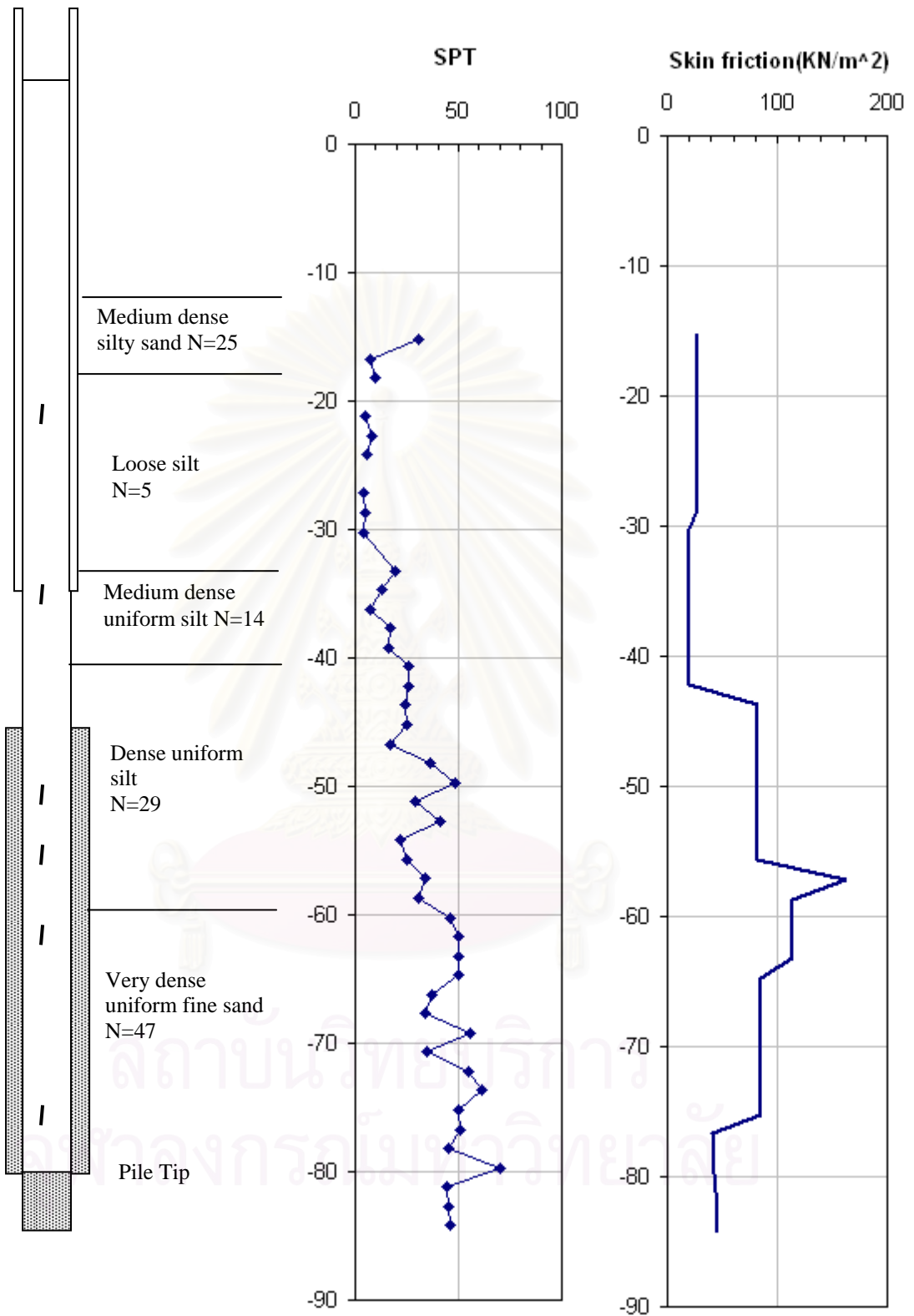


รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ Skin friction ของ Cycle1(Sonic logging)

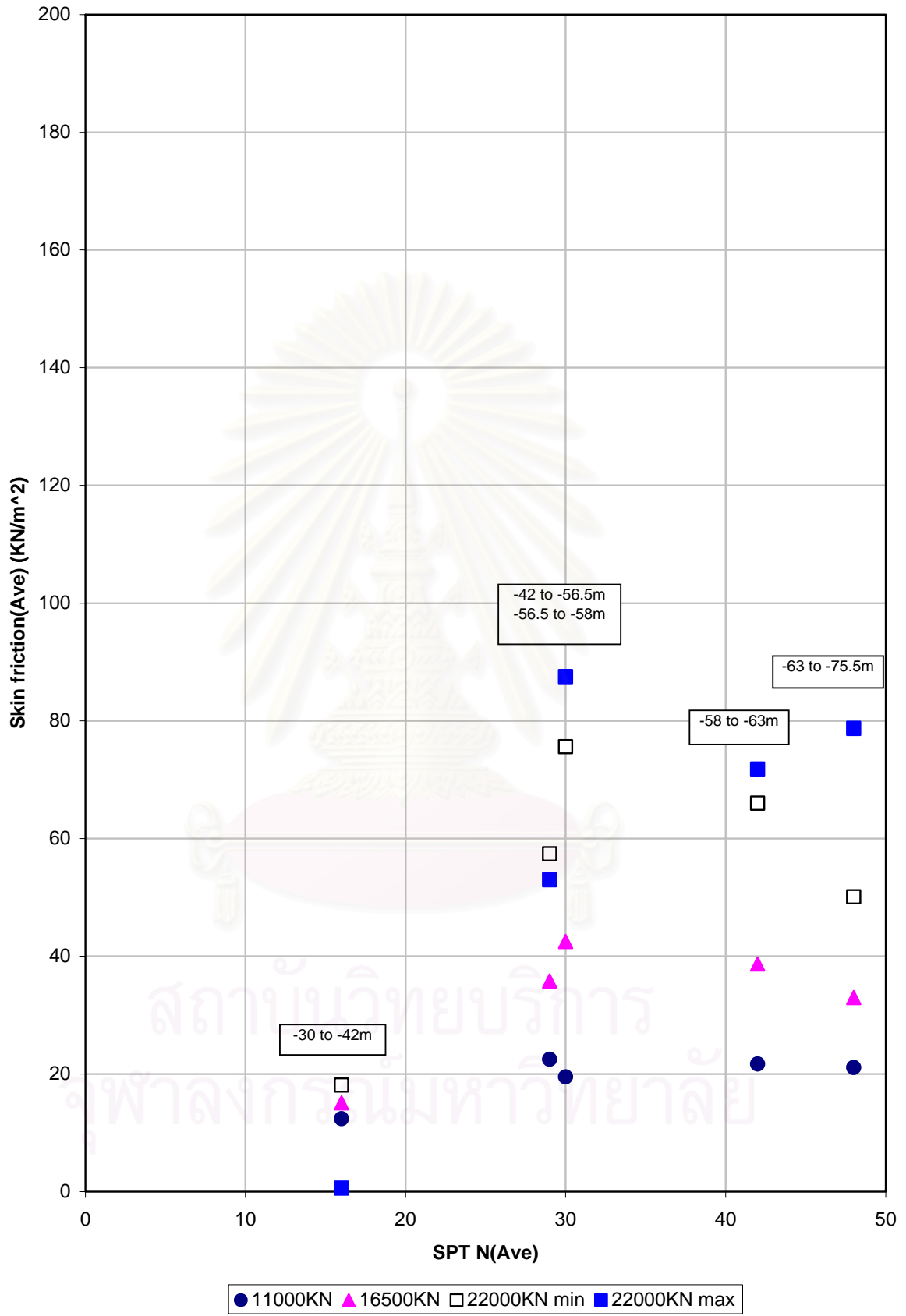


รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement กับ Skin friction ของ Cycle2 (Sonic logging)

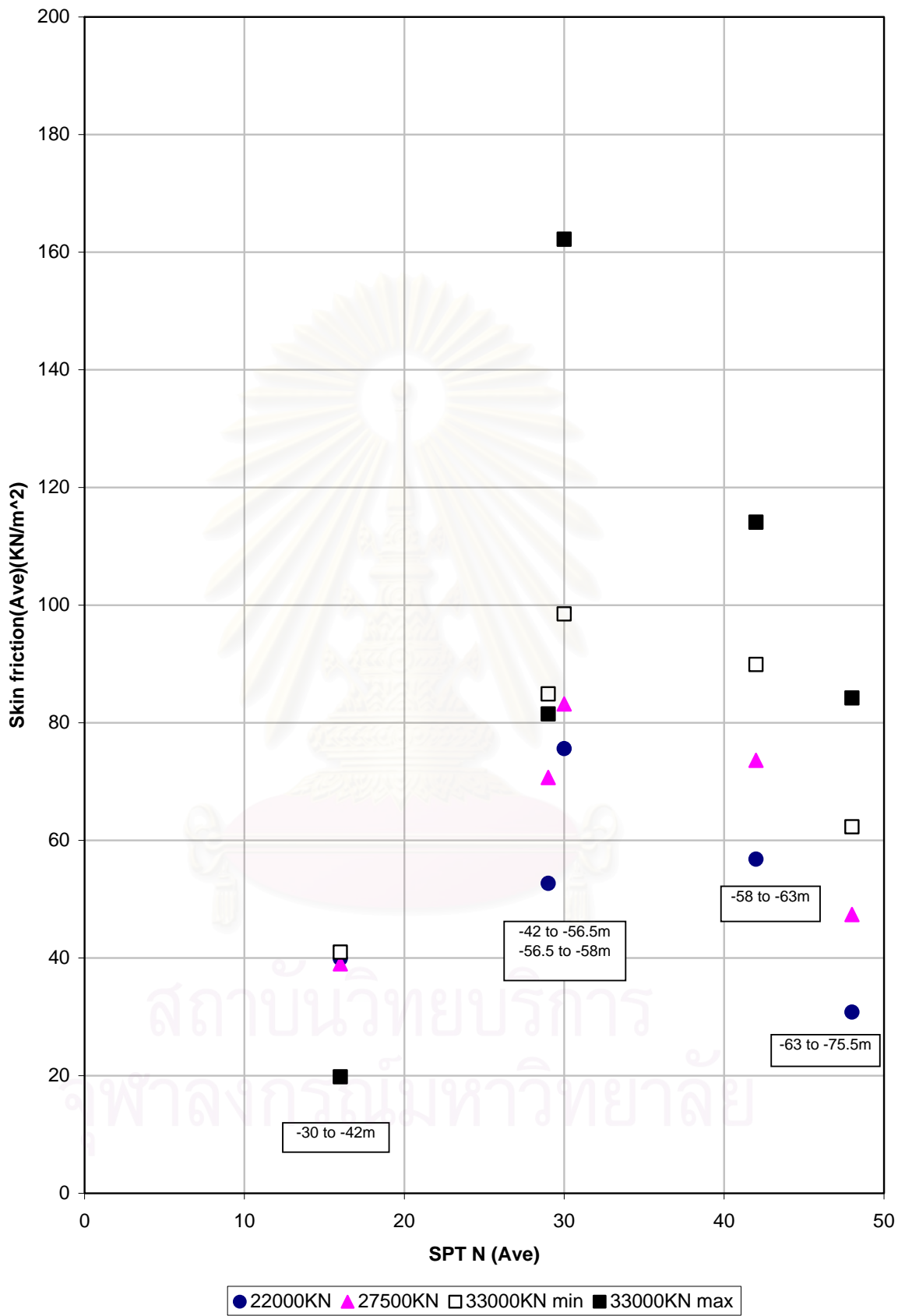




รูปที่ 4.19 แสดงค่า SPT และ Skin friction ตามความลึกของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)



รูปที่ 4.20 แสดงความสัมพันธ์ของ SPT กับ Skin friction ของ Cycle1



รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ของ SPT กับ Skin friction ของ Cycle2

จากรูปที่ 4.16 แสดงให้เห็นว่าน้ำหนักได้ถูกถ่ายไปถึงบริเวณปลายเข็มน้อยมากโดยเริ่มมีน้ำหนักถ่ายไปถึงปลายเสาเข็มเมื่อให้น้ำหนักที่หัวเสาเข็มไปถึงที่ 27500 กิโลนิวตัน และค่า End bearing ได้พัฒนาไปถึงแค่ประมาณ 300 กิโลนิวตันต่อตารางเมตรที่น้ำหนักทดสอบสูงสุด 33000 กิโลนิวตัน และจากรูปที่ 4.17 และ 4.18 แสดงให้เห็นการพัฒนาของ Skin friction ตามน้ำหนักที่มากขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพอถึง Cycle2 ที่น้ำหนัก 33000 กิโลนิวตัน ชั้นดินที่อยู่ส่วนบนที่ตำแหน่ง -15 ถึง -30 เมตร, -30 ถึง -42 เมตร และ -42 ถึง -56.5 เมตร ได้พัฒนาถึงจุด Fully mobilized แต่ชั้นดินส่วนล่างยังไม่ถึงจุด Fully mobilized เนื่องจากค่า Skin friction ยังพัฒนาต่อเนื่องขึ้นไปได้อีก

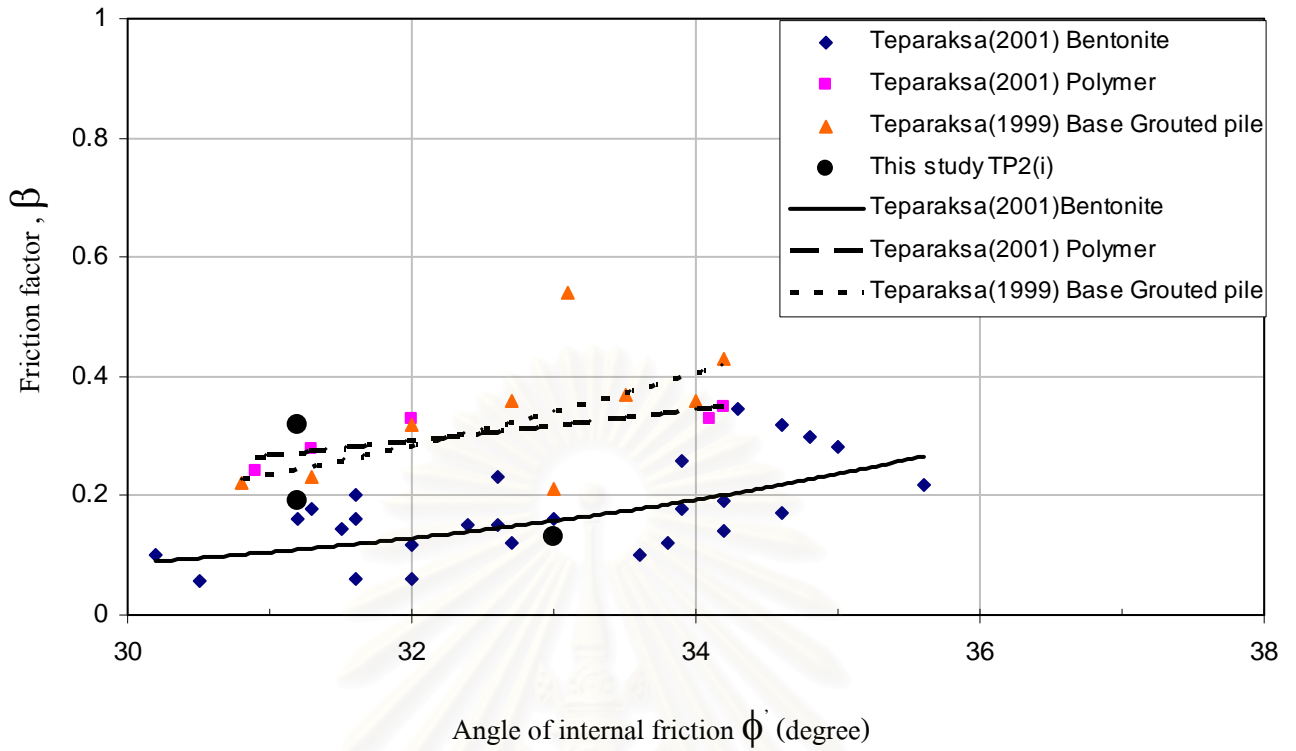
จากรูปที่ 4.19 , 4.20 และ 4.21 แสดงให้เห็นว่าเสาเข็มช่วงล่างที่ความลึก -63 ถึง -75 เมตรซึ่งมีค่า SPT สูงถึง 47 แต่กลับมีค่าหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างเพียง 84.2 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร และค่า End bearing ที่ปลายเข็มมีค่าเพียง 300 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ซึ่งหมายความว่ากำลังน้ำหนัก 3300 ตัน ไม่เพียงพอที่จะส่งถ่ายน้ำหนักไปถึงส่วนล่างของเสาเข็มได้

#### 4.3.1.2 การประมาณค่าพารามิเตอร์ของเสาเข็ม TP2(i)

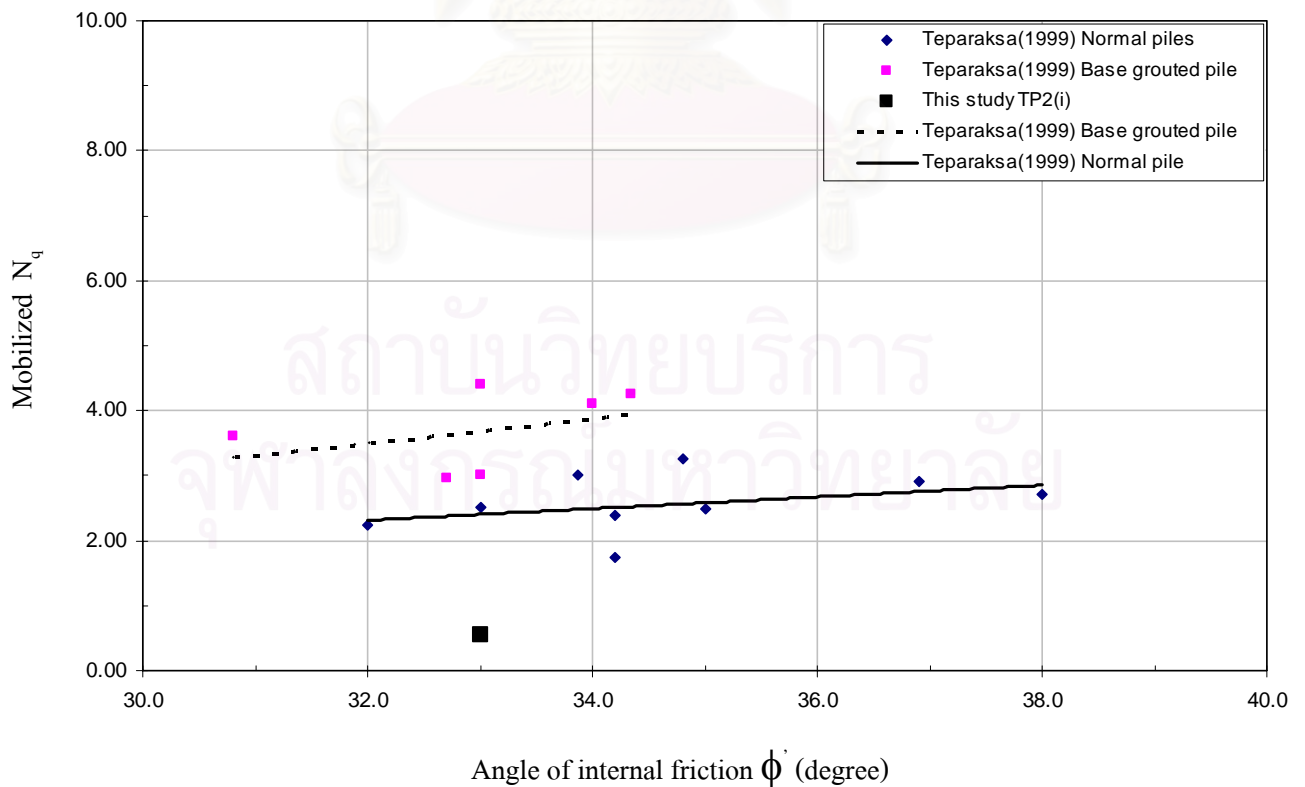
การประมาณค่าพารามิเตอร์ในเสาเข็ม TP2(i) ได้แก่ ค่า Mobilized  $N_q$  สำหรับปลายเสาเข็มที่ยังในชั้นทราย และค่า Friction Factor ( $\beta = k_s \tan \delta$ ) สำหรับชั้นทราย ตามที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 3 คือ การคำนวณค่าพารามิเตอร์  $\beta$  จะต้องทำการวิเคราะห์ห้กลับ (Back Analysis) จากค่าแรงเสียดทาน ( $f_s$ ) ที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นดิน และค่าพารามิเตอร์ Mobilized  $N_q$  สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ห้กลับ จากค่าความต้านทานสูงสุดที่ปลายเสาเข็ม (Maximum  $q_E$ )

ตารางที่ 4.7 แสดงข้อมูลพารามิเตอร์ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i)

Depth (m)	$f_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\beta$	N	$\phi'$
-42 to -56.5	84.9	0.19	29	31.2
-56.5 to -58	162.2	0.32	29	31.2
-63 to -75.5	84.2	0.13	47	33



รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\beta$  กับค่ามุม  $\phi'$  ของเสาเข็ม TP2(i)เทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา



รูปที่ 4.23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_q$  กับค่ามุม  $\phi'$  ของเสาเข็ม TP2(i)เทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา

จากรูปที่ 4.22 แสดงให้เห็นว่าค่า  $\beta$  ในชั้นดินส่วนบนที่ความลึก -42 ถึง -56.5 เมตรและ -56.5 ถึง -58 เมตร มีค่าใกล้เคียงกับผลการศึกษาที่ผ่านมาในขณะที่ค่า  $\beta$  ในชั้นดินส่วนล่างสุดที่ความลึก -63 ถึง -75.5 เมตรมีค่าค่อนข้างน้อยเมื่อเทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา ทั้งนี้เนื่องมาจากการทดสอบด้วยวิธี Conventional static load test ซึ่งทำการทดสอบให้น้ำหนักที่ตำแหน่งหัวเข็ม (Pile Top) นั้นจะมีพฤติกรรมการถ่ายแรงไปสู่ดินจากดินชั้นบนก่อนที่จะถ่ายไปชั้นล่าง ทำให้แรงเสียดทานในชั้นล่างไม่สามารถพัฒนาไปถึงจุดสูงสุดได้ ทำให้ค่า  $\beta$  มีค่าต่ำกว่าปกติ และค่า End bearing มีค่าเท่ากับ 300 กิโลนิวตันต่อตารางเมตรทำให้คำนวณค่า Mobilized  $N_u$  ได้เท่ากับ 0.54 ดังแสดงในรูปที่ 4.23 ซึ่งมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับผลการศึกษาที่ผ่านมา แสดงให้เห็นว่าน้ำหนักทดสอบสูงสุด 33000 กิโลนิวตัน ไม่เพียงพอที่จะสามารถถ่ายน้ำหนักไปสู่ปลายเสาเข็มจนทำให้เสาเข็มเจาะทดสอบ TP2(i) เกิดภาวะวิบัติได้



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

#### 4.4 การทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่3 (TP3)

เสาเข็มเจาะทดสอบต้นที่3 (TP3) ถูกสร้างขึ้นในบริเวณตอม่อ MP4 วัตถุประสงค์เพื่อทดสอบประสิทธิภาพของวิธีการ Grouting ที่แตกต่างจากวิธีที่ใช้ในเสาเข็ม TP2 ซึ่งในเสาเข็ม TP3 จะใช้ Base grout และ Shaft grout ซึ่งจะนำไปใช้ในเสาเข็มจริงทั้งหมดในตอม่อ MP2 ถึง MP6 โดยเสาเข็ม TP3 จะมีการฝัง Strain gauge ในท่อ Sonic logging 8 ตำแหน่งตามความลึก และใช้วิธีการทดสอบแบบ Osterberg testing ซึ่งจะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของเสาเข็มได้มากขึ้น

ตารางที่ 4.8 แสดงลักษณะโดยทั่วไปของเสาเข็มทดสอบ TP3

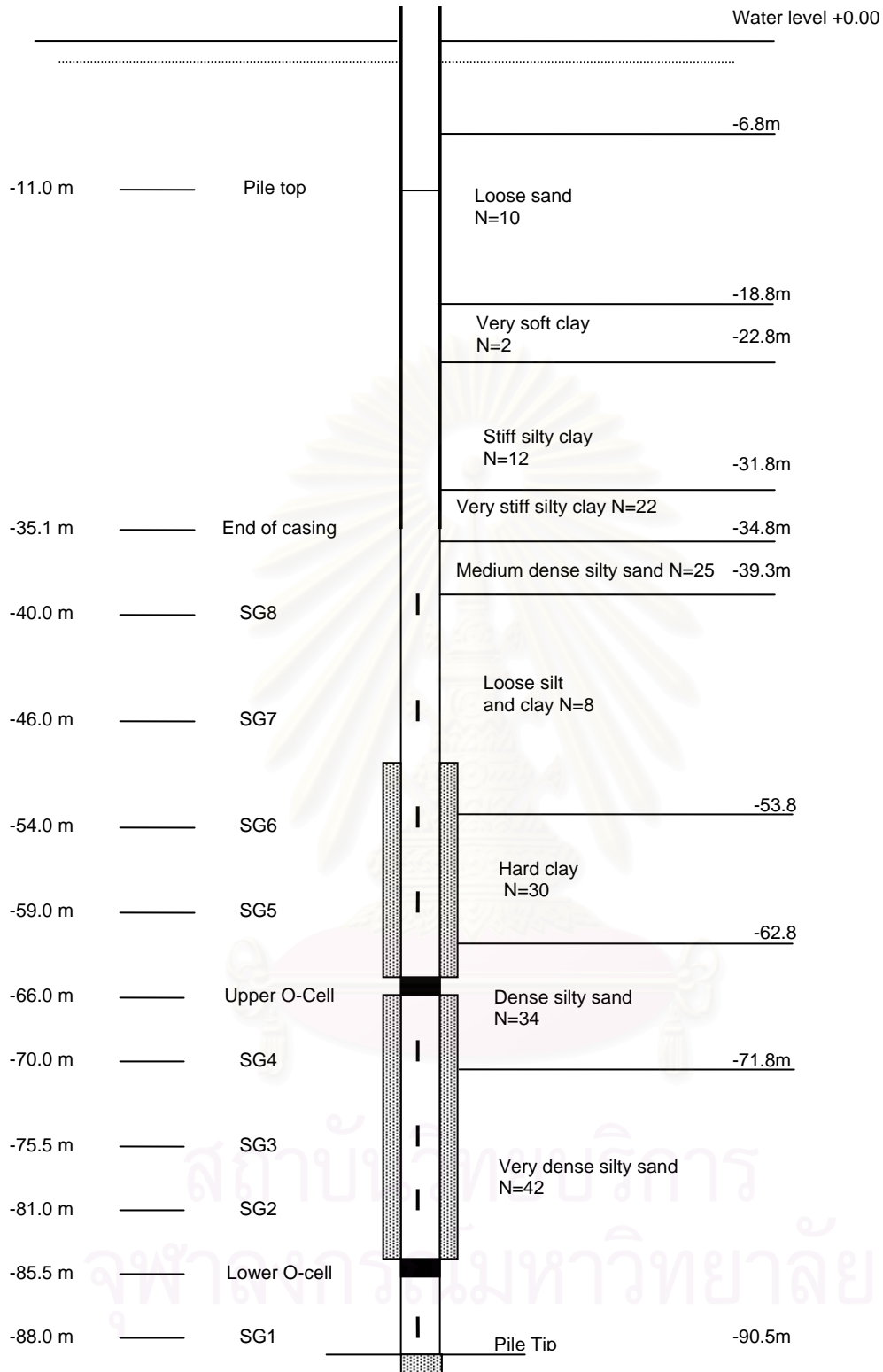
Parameter	Description
Pile size	Bored pile diameter 2500 mm
Pile top elevation	-11.0 m
Pile tip elevation	-90.05 m
River bed	-10.6 m
Actual pile length	79.5 m
Elevation of O-Cell	-66 and -85.5 m
Elevation of strain gauge	-40 , -46, -54 , -59 , -70 , -75.5 , -81 , -88 m

การทดสอบแบบ Osterberg testing ใน TP3 นั้นจะทำการฝัง Load cell ลงไปในเสาเข็มสองตำแหน่งที่ -85.5 และ -66 เมตรดังแสดงในรูปที่ 4.24 โดยจะให้ load แบ่งเป็น 2 Stage ดังนี้

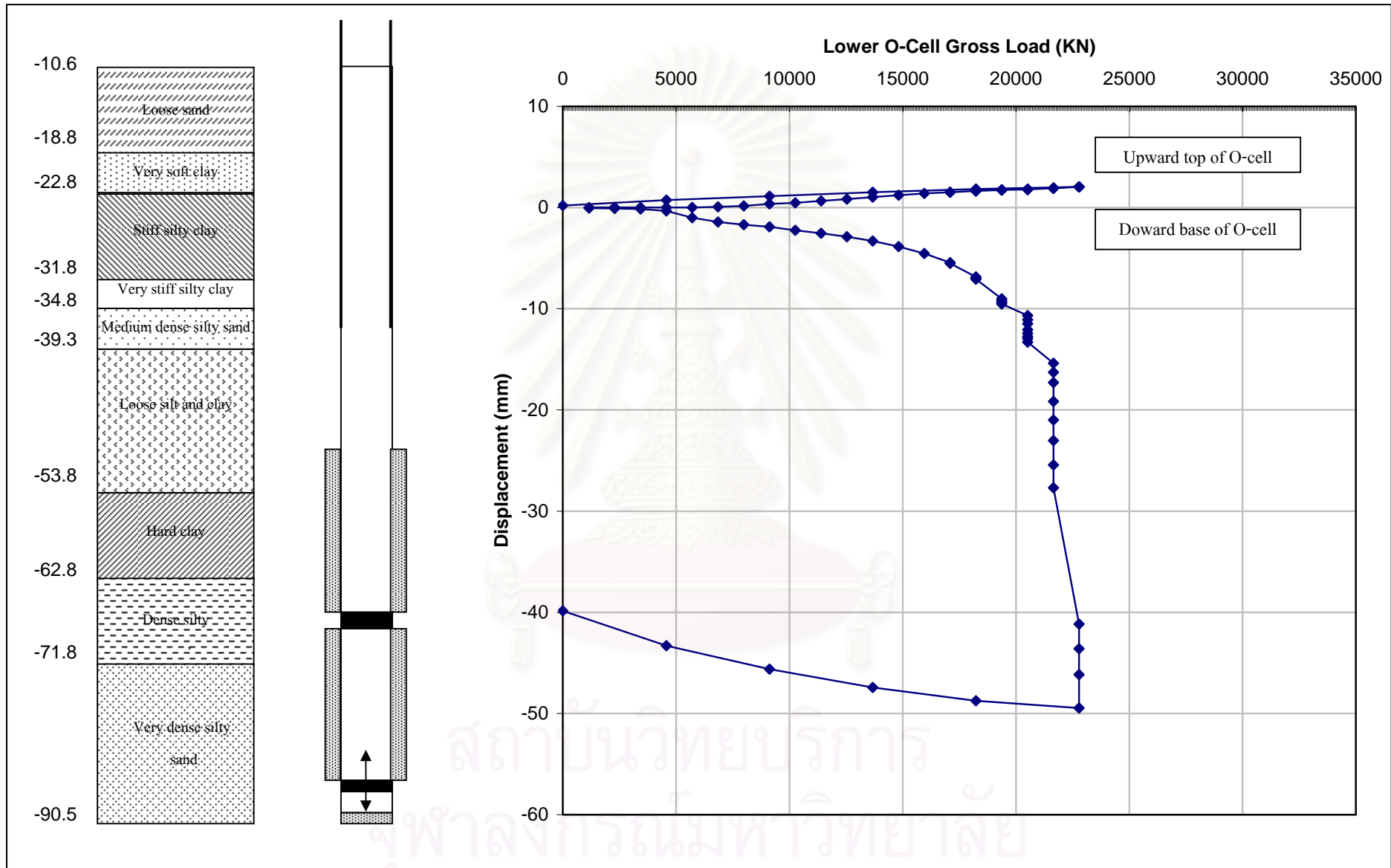
Stage 1 : จะทำการให้ความดันใน O-cell ตัวล่างเพื่อที่จะหาค่า End bearing และค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มส่วนล่างโดยที่จะให้ความดันจนกว่าเสาเข็มส่วนล่างจะถึงจุด Ultimate

Stage 2 : หลังจาก Unloading O-cell ตัวล่างแล้วจึงให้ความดันใน O-cell ตัวบนโดยที่ O-cell ตัวล่างปล่อยให้ได้อย่างอิสระทำให้ load ไม่สามารถถ่ายไปสู่ปลายเข็มได้เพื่อที่จะหาแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มส่วนกลางจนถึงน้ำหนัก 23000 KN จึงทำการปิด O-cell ตัวล่างเพื่อให้น้ำหนักสามารถถ่ายไปสู่ปลายเข็มได้เพื่อจะหาแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มส่วนบนโดยจะให้น้ำหนักจนถึงจุด Ultimate

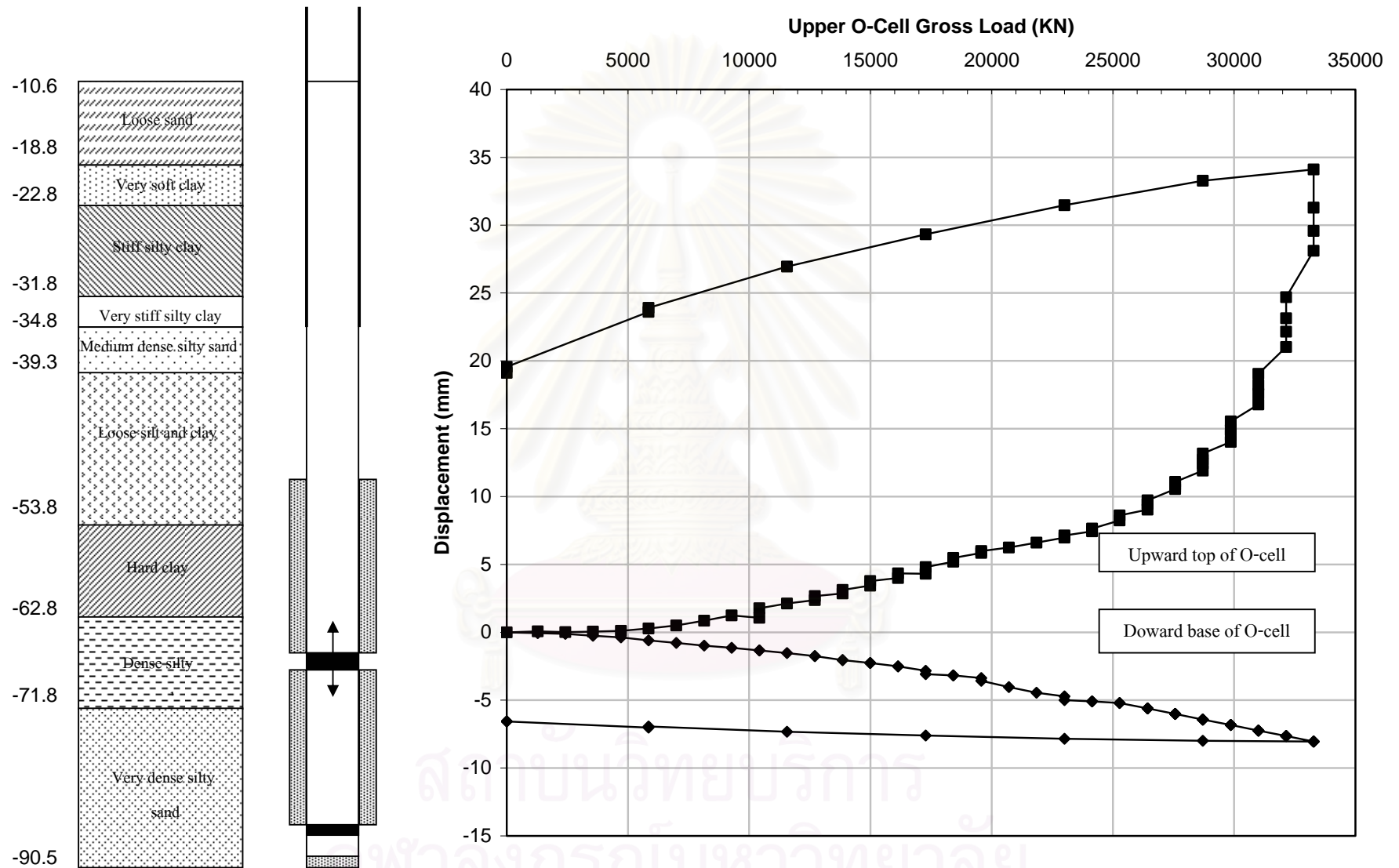




รูปที่ 4.24 แสดงตำแหน่งระดับของ O-cell และ Strain gauge ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3



รูปที่ 4.25 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Displacement ของ O-cell ตัวล่างใน Stage1



รูปที่ 4.26 แสดงความสัมพันธ์ของ Load-Displacement ของ O-cell ตัวยานใน Stage2

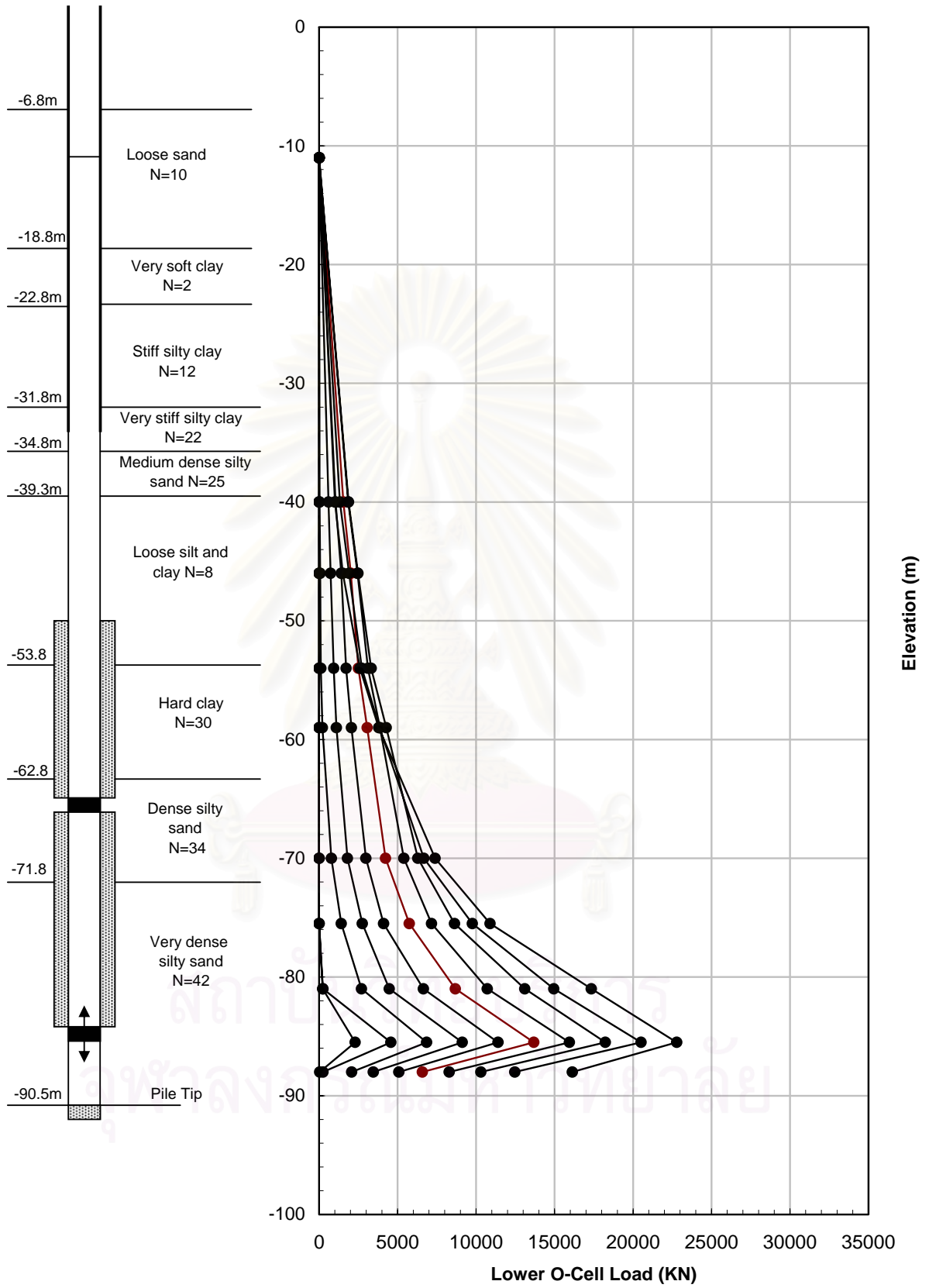
#### 4.4.1 ผลการทดสอบและการวิเคราะห์ผลเสาเข็มเจาะ TP3

จากรูปที่ 4.25 ใน Stage1 เมื่อให้ความดันใน O-cell ตัวล่าง O-cell จะขยายตัวออกทั้งขึ้นและลง โดยการขยายตัวด้านล่างจะถ่ายน้ำหนักไปสู่ปลายเข็มและแรงเสียดทานของเสาเข็มส่วนล่างประมาณ 5 เมตร ซึ่งเมื่อให้ load จนถึง 22800 KN เสาเข็มส่วนล่างมีลักษณะถึงจุดวิบัติเพราะฐานของ O-cell เคลื่อนตัวลงไปถึง 49.5 มิลลิเมตร จึงทำการหยุดให้ความดันและคลายความดันออกจนหมด

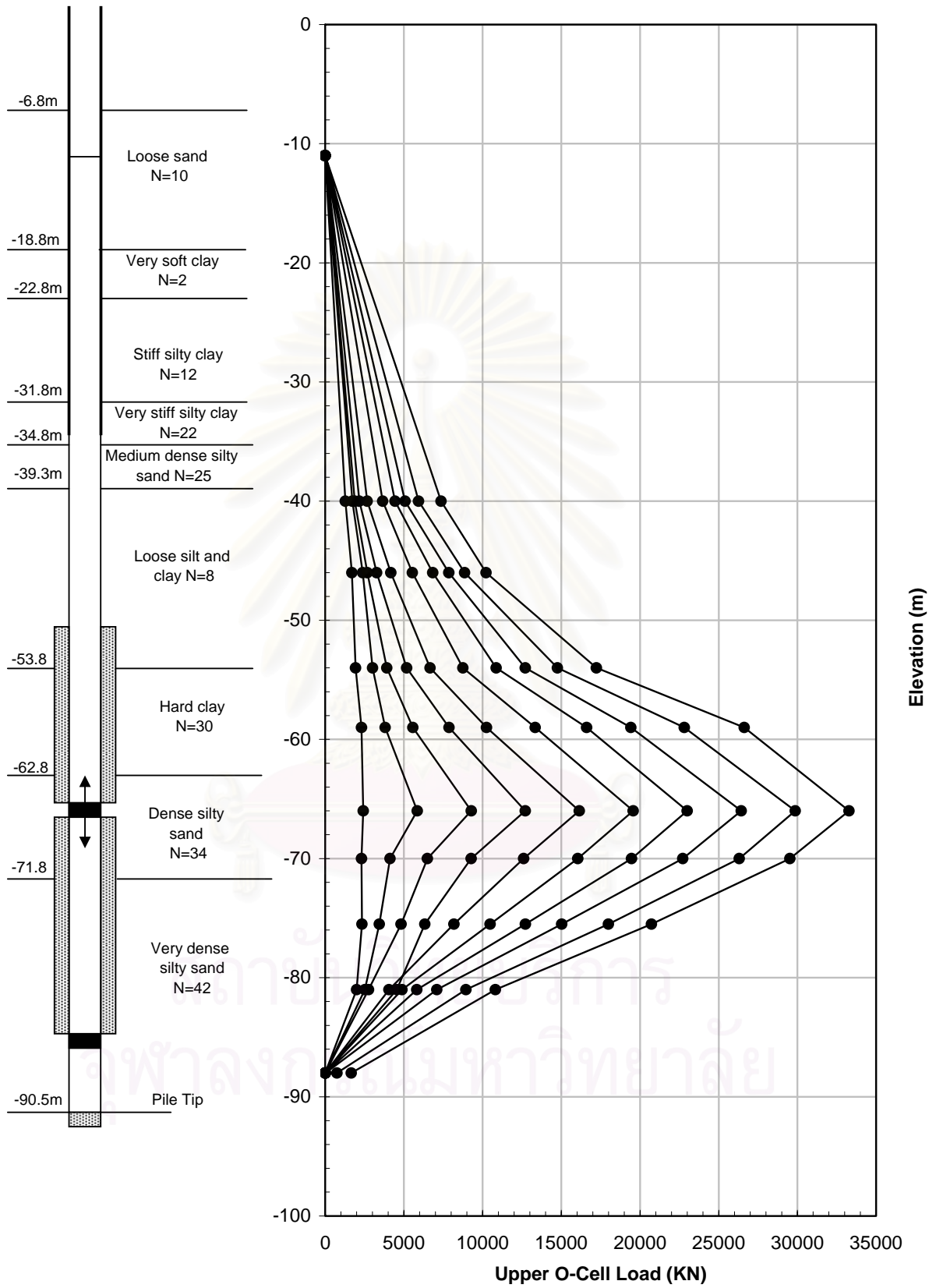
จากรูปที่ 4.26 ใน Stage2 หลังจากคลายความดันออกจาก O-cell ตัวล่างออกหมดแล้วจึงค่อยๆ ให้ความดันใน O-cell ตัวบนโดยที่ช่วงแรกจะเปิดให้ O-cell ตัวล่างอยู่ในลักษณะอิสระเพื่อไม่ให้ load ส่งถ่ายไปยังปลายเข็มเพื่อจะทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มส่วนกลางซึ่งเมื่อให้ load ถึง 23000 KN เสาเข็มส่วนกลางทรุดตัวลงไปเพียง 5 มิลลิเมตร จากนั้นจึงปิด O-cell ตัวล่างเพื่อจะให้ความดันต่อจนถึง 33300 KN จึงทำการหยุดให้ความดันเนื่องจากว่าเสาเข็มส่วนบนมีลักษณะเข้าใกล้ถึงจุดวิบัติ เนื่องจากมีการเคลื่อนตัวขึ้นถึง 33 มิลลิเมตร และ O-cell ไม่สามารถให้ความดันไปมากกว่านี้ได้แล้วหลังจากนั้นจึงค่อยๆ ทำการคลายความดันออก

##### 4.4.1.1 การคำนวณหาแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม TP3

ในการวิเคราะห์หาแรงที่เสาเข็มไปยังดินบริเวณรอบ ๆ เสาเข็มขณะที่มีแรงมากระทำกับตัวเสาเข็มนั้น จำเป็นต้องทราบแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นภายในเนื้อเสาเข็มที่ระดับความลึกต่าง ๆ ซึ่งวัดได้จากเครื่องมือวัดที่ทำการติดตั้งภายในตัวเสาเข็ม ได้แก่ Strain Gauge โดยคำนวณแรงตามแนวแกนได้จาก Strain ที่เกิดขึ้นในเสาเข็มที่จุดที่ติดตั้ง Strain Gauge ตามที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 3 ซึ่งในเสาเข็ม TP3 จะใช้ค่า Stiffness ของเสาเข็มช่วงบนซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.65 เมตรที่อยู่ใน Casing (-11 ถึง -35 เมตร) เท่ากับ 197300 MN และเสาเข็มช่วงล่างซึ่งมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เมตรที่ไม่ได้อยู่ใน Casing (-35 ถึง -90.5 เมตร) เท่ากับ 144900 MN ซึ่งจะทำให้ได้ค่าแรงในแนวแกนตามความลึกเสาเข็มดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.27 แสดงแรงตามแนวแกนของการทดสอบใน Stage1 ของเสาเข็ม TP3



รูปที่ 4.28 แสดงแรงตามแนวแกนของการทดสอบใน Stage2 ของเสาเข็ม TP3



จากรูปที่ 4.27 ในการทดสอบเสาเข็ม Stage1 ที่แรงดันสูงสุด 22800 KN เมื่อประเมินจากแรงในแนวแกนตรงตำแหน่ง Strain gauge ตัวที่1ซึ่งเป็นตัวล่างสุดจะทำให้หาค่าแรงต้านทานที่ปลายเข็ม (End bearing) ได้เท่ากับ 9840 KN ซึ่งทำให้คำนวณค่าแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มช่วง 5 เมตรได้เท่ากับ 12940 KN ดังนั้นค่า End bearing stress จึงมีค่าเท่ากับ  $2005 \text{ KN/m}^2$  เมื่อเสาเข็มมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 เมตร

ในการทดสอบเสาเข็มใน Stage2 ดังแสดงในรูปที่ 4.28 ในช่วงแรกที่ทำกรเปิด O-cell ตัวล่างไว้ load จะไม่สามารถถ่ายลงสู่ปลายเข็มได้ดังนั้นค่า แรงในแนวแกนของ Strain gauge ตัวที่1 จึงมีค่าเท่ากับศูนย์ จนกระทั่งเมื่อให้ load จนถึง 23000 KN จึงทำการปิด O-cell ซึ่งเมื่อให้ load ไปจนถึงสูงสุดที่ 33300 KN ซึ่งประเมินให้มีแรงถ่ายไปถึงเสาเข็มส่วนล่าง 3400 KN จะทำให้คำนวณหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มส่วนกลางซึ่งยาว 19.5 เมตร ได้เท่ากับ  $195 \text{ KN/m}^2$  ในส่วนเสาเข็มส่วนที่อยู่เหนือ O-cell ตัวบน ซึ่งมีความยาว 55.4 เมตรโดยคิดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มช่วงที่มีปลอกเหล็กหุ้มเท่ากับ 2.65 เมตร และช่วงที่ไม่มีปลอกเหล็กหุ้มเท่ากับ 2.5 เมตร จะคำนวณหน่วยแรงรับน้ำหนักด้านข้างของเสาเข็มช่วงนี้ได้เท่ากับ  $64 \text{ KN/m}^2$  ซึ่งจากผลของ Strain gauge จะทำให้ประมาณค่าหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างได้ ซึ่งค่าแรงเสียดทานด้านข้างในช่วงที่ให้แรงดันมากที่สุดเป็นดังตารางที่ 4.9

ตารางที่ 4.9 แสดงหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของแต่ละช่วงระหว่าง Strain gauge

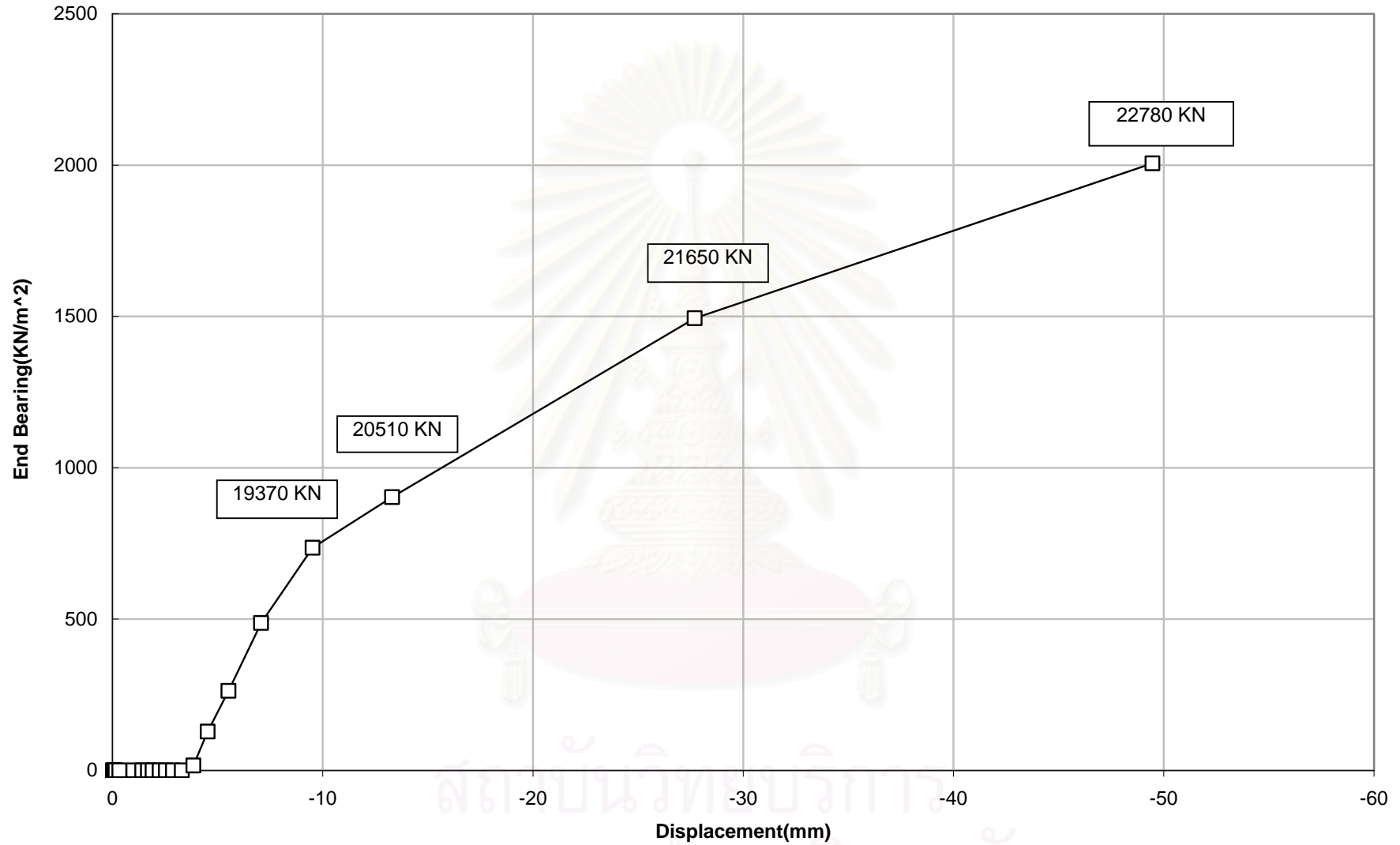
Zone	Depth(m)	Load Transfer Zone	Net unit side friction ( $\text{KN/m}^2$ )
Zone10	-11 to -40	Zero shear to strain gauge level 8	19.8
Zone9	-40 to -46	Strain gauge level 8 to strain gauge level 7	51.7
Zone8	-46 to -54	Strain gauge level 7 to strain gauge level 6	102
Zone7	-54 to -59	Strain gauge level 6 to strain gauge level 5	230
Zone6	-59 to -66	Strain gauge level 5 to upper O-Cell	112
Zone5	-66 to -70	Upper O-Cell to strain gauge level 4	120
Zone4	-70 to -75.5	Strain gauge level 4 to strain gauge level 3	203
Zone3	-75.5 to -81	Strain gauge level 3 to strain gauge level 2	230
Zone2	-81 to -85.5	Strain gauge level 2 to Lower O-Cell	211
Zone1	-85.5 to -88	Lower O-Cell to strain gauge level 1 (Stage1)	339



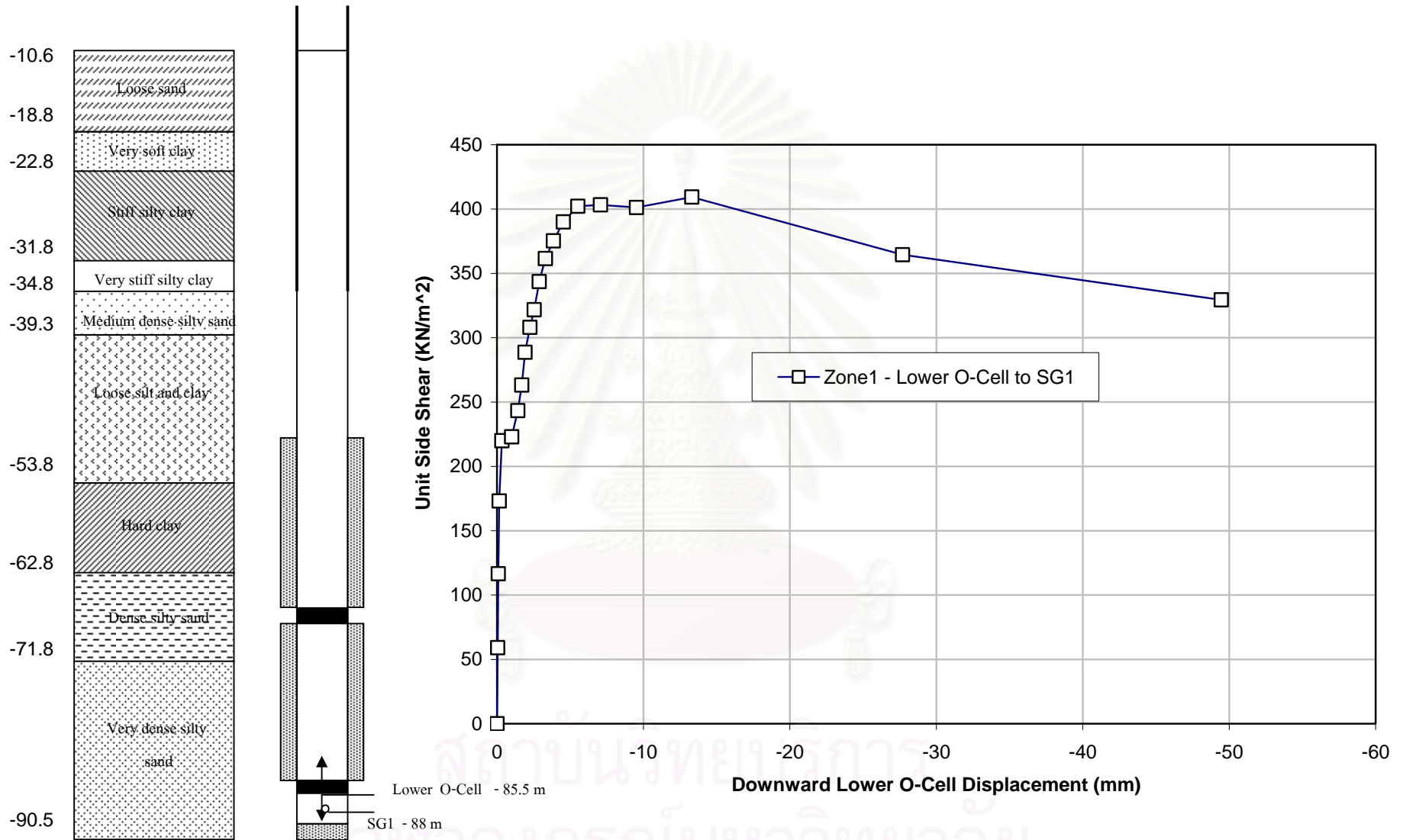
จากรูปที่ 4.29 เป็นความสัมพันธ์ระหว่าง End bearing stress กับ Settlement ที่ปลายเสาเข็มเจาะ TP3 ในการทดสอบด้วยวิธี O-cell ใน Stage1 ซึ่งมีค่าสูงสุดที่ 2005 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร ที่การให้น้ำหนักบรรทุกสูงสุด 22780 กิโลนิวตัน และจากรูปที่ 4.30 แสดงให้เห็นว่าชั้นดินใน Zone1 ที่ความลึก -85.5 ถึง -88 เมตร มีพฤติกรรม Fully mobilized และมีค่าแรงเสียดทานด้านข้างประมาณ 339 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

จากรูปที่ 4.31 แสดงพฤติกรรมของชั้นดินในช่วงเสาเข็มส่วนกลางระหว่าง O-cell ทั้งสองตัวใน stage2 ที่ใช้ O-cell ตัวบนถ่ายน้ำหนักกลงมาจนถึงน้ำหนักสูงสุดที่ 33300 กิโลนิวตัน โดยใน Zone2 ที่ความลึก -81 ถึง -85 เมตร Zone3 ที่ความลึก -75.5 ถึง -81 เมตรและ Zone4 ที่ความลึก -70 ถึง -75.5 เมตร นั้น ยังไม่มีพฤติกรรม Fully mobilized โดยค่าแรงเสียดทานด้านข้างยังคงพัฒนาขึ้นต่อไปได้อีก แต่ในขณะที่ใน Zone5 ที่ความลึก -66 ถึง -70 เมตร ซึ่งอยู่ใกล้กับ O-cell ตัวบนมากที่สุดนั้น เกิดพฤติกรรม Fully mobilized โดยมีแรงเสียดทานด้านข้างอยู่ที่ประมาณ 120 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร

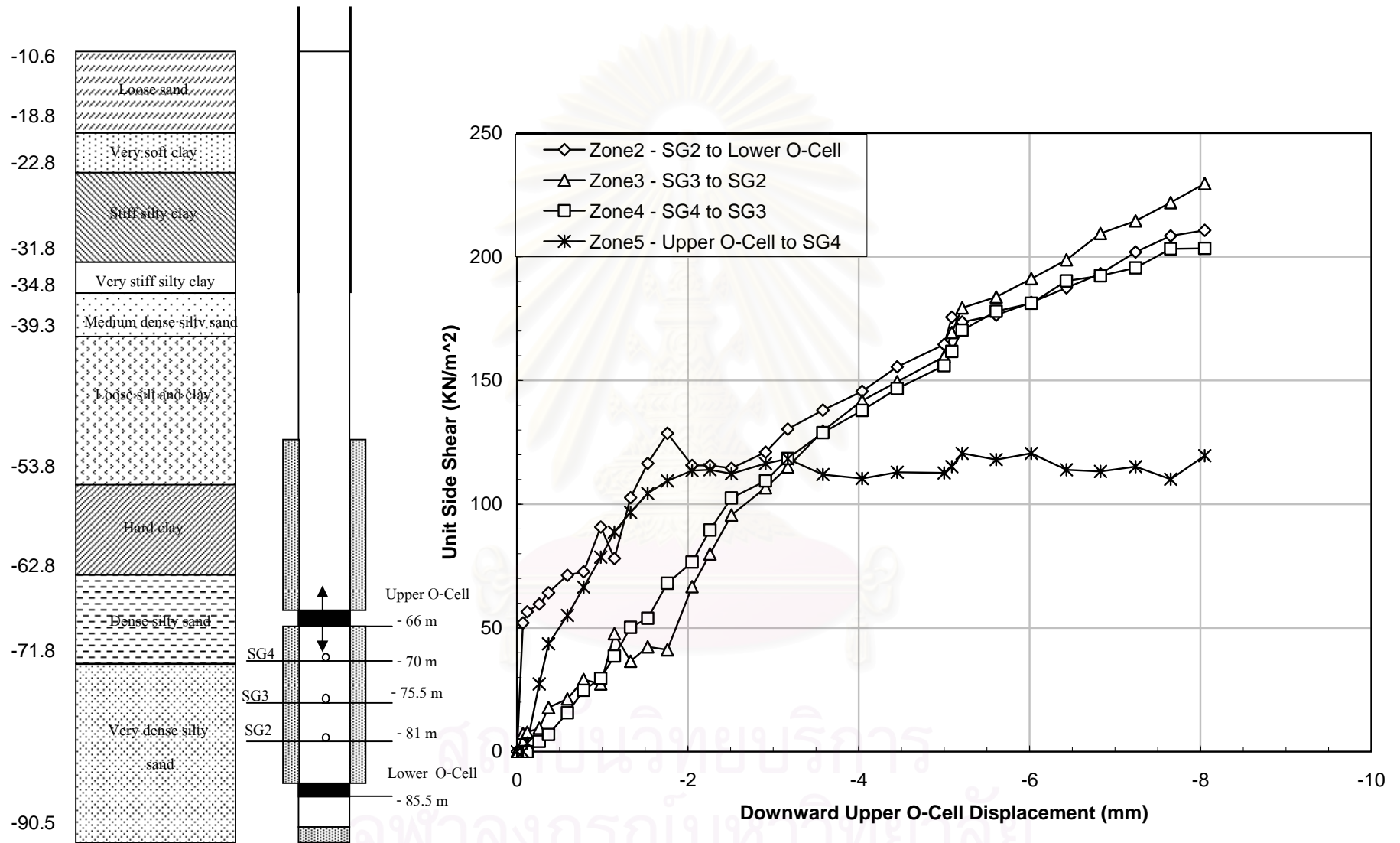
จากรูปที่ 4.32 แสดงพฤติกรรมของชั้นดินในช่วงเสาเข็มที่อยู่เหนือ O-cell ตัวบน ซึ่งเมื่อให้น้ำหนักมาถึง 33300 กิโลนิวตันแล้วนั้น เสาเข็มส่วนบนเคลื่อนตัวขึ้นถึง 33 มิลลิเมตร และในชั้นดิน ใน Zone6 จนถึง Zone10 ตั้งแต่ความลึก -11 ถึง -66 เมตรนั้นเกิดพฤติกรรม Fully mobilized อย่างชัดเจน



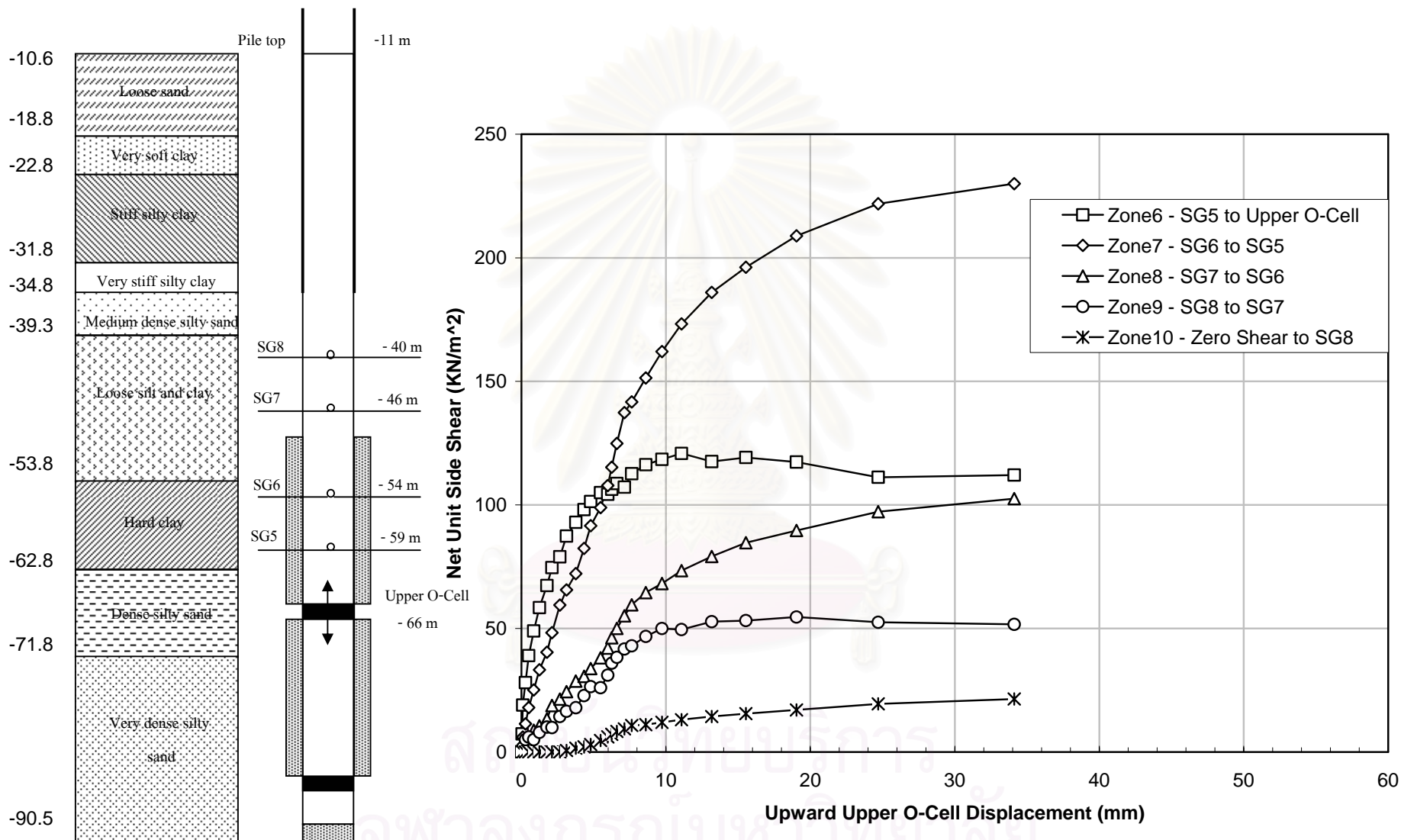
รูปที่ 4.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง End Bearing stress กับ Displacement ในเสาเข็มเจาะ TP3



รูปที่ 4.30 แสดงหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของ Zone1 (Stage1)



รูปที่ 4.31 แสดงหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของ Zone 2,3,4,5 (Stage2)

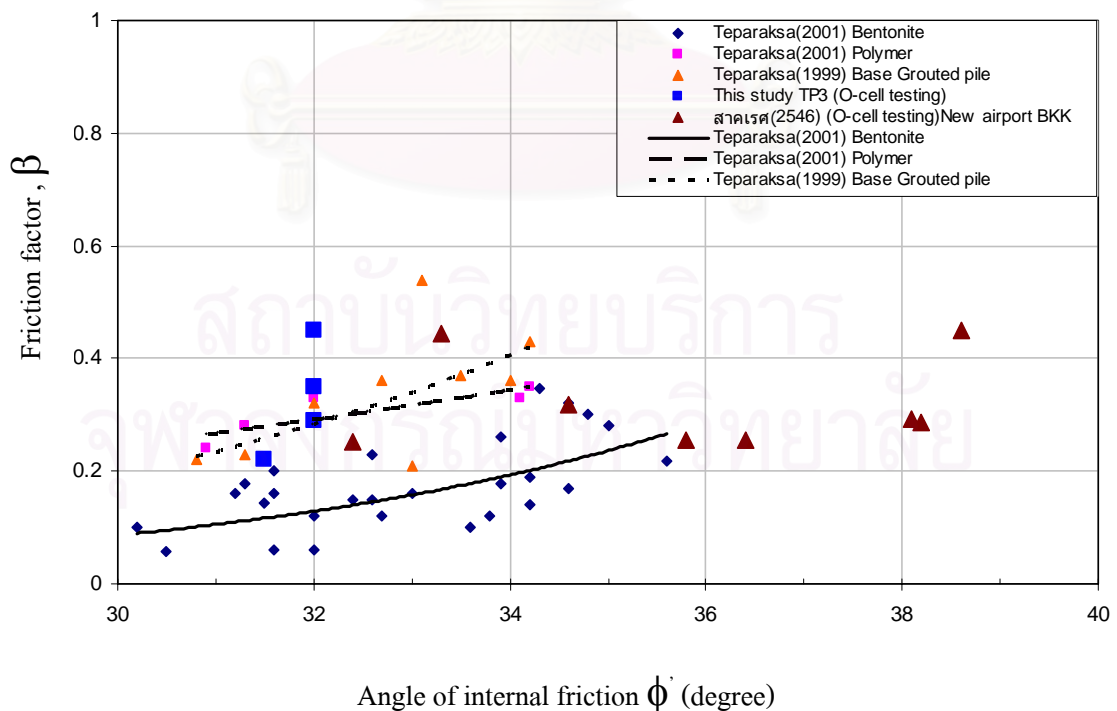


รูปที่ 4.32 แสดงหน่วยแรงเสียดทานด้านข้างของ Zone 6,7,8,9,10 (Stage2)

#### 4.4.1.2 การประมาณค่าพารามิเตอร์ของเสาเข็ม TP3

##### 4.4.1.2.1 ค่า Friction Factor, $\beta$ ( $K_s \tan \delta$ )

การประมาณค่าพารามิเตอร์ Friction Factor,  $\beta$  ( $K_s \tan \delta$ ) ของเสาเข็ม TP3 จะประมาณที่จุดกึ่งกลางระหว่างระยะห่างของ Strain gauge ภายในชั้นดินนั้นๆ ซึ่งทำให้ได้ค่า  $\beta$  ในชั้น Very dense silty sand ( $\phi' = 32$ ) ใน Zone1 ซึ่งพัฒนาไปถึงจุด Fully mobilized เท่ากับ 0.45 ส่วนใน Zone2 เท่ากับ 0.29 และ ใน Zone3 เท่ากับ 0.35 ซึ่งสองชั้นนี้ยังไม่ถึงจุด Fully mobilized ส่วนในชั้น Dense silty sand ( $\phi' = 31.5$ ) ใน Zone5 ซึ่งพัฒนาจนถึงจุด Fully mobilized เช่นกันมีค่า  $\beta$  เท่ากับ 0.22 ดังแสดงในรูปที่ 4.33 ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลการศึกษาเสาเข็มที่ผ่านมา จะเห็นได้ว่าเสาเข็มที่ทดสอบด้วยวิธี O-cell test จะมีค่า  $\beta$  สูงกว่าเสาเข็มที่ทำการทดสอบด้วยวิธี Conventional static load test ทั้งนี้เนื่องมาจากวิธีการทดสอบที่ต่างกัน โดยวิธี O-cell test มีการฝัง load cell ไว้ในตัวเสาเข็มซึ่งมีตำแหน่งใกล้กับชั้นทราย ดังนั้นขณะทำการทดสอบ แรงเสียดทานในชั้นทรายสามารถพัฒนาได้จนถึงค่าสูงสุดหรือใกล้เคียงค่าสูงสุด ทำให้ค่า  $\beta$  ที่วิเคราะห์ได้มีค่าสูง ในขณะที่การทดสอบเสาเข็มโดยวิธี Conventional static load test ให้นำหนักบรรทุกจากหัวเสาเข็มทำให้ จะมีพฤติกรรมการถ่ายแรงไปสู่ดินจากดินชั้นบนก่อนจะถ่ายไปยังดินชั้นล่าง ทำให้แรงเสียดทานในชั้นทรายที่อยู่ด้านล่างไม่สามารถพัฒนาตัวจนถึงค่าสูงสุดได้ค่า  $\beta$  ที่วิเคราะห์ได้จึงมีค่าต่ำกว่า

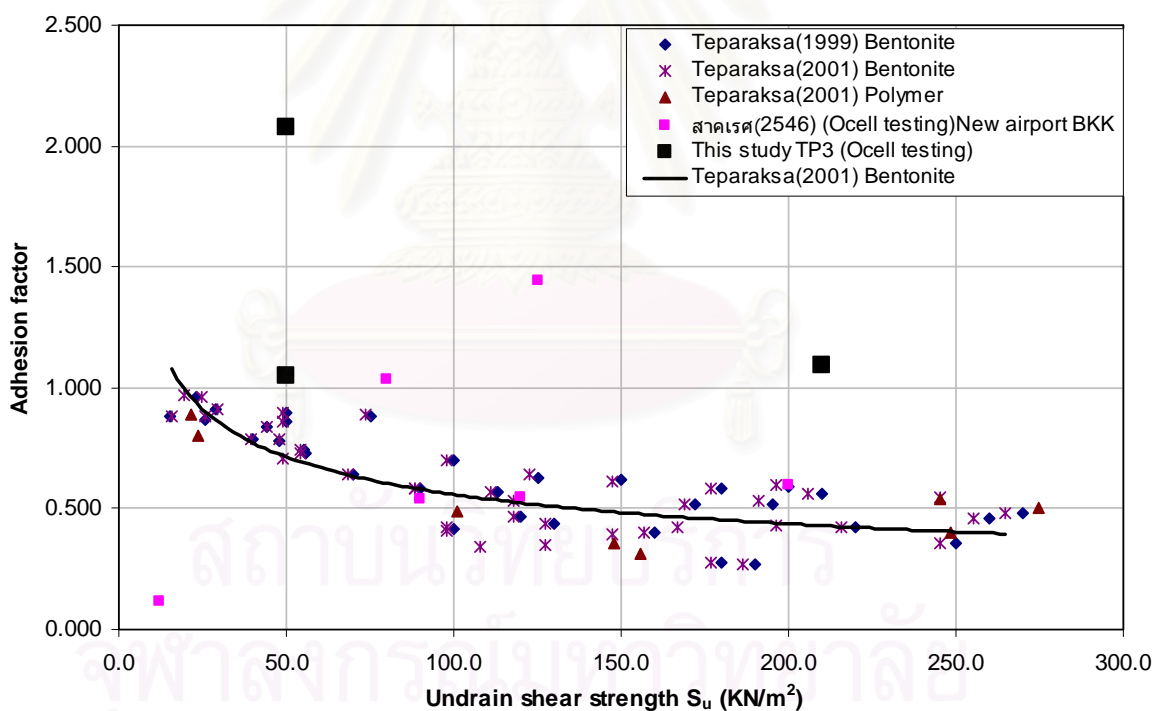


รูปที่ 4.33 แสดงค่าพารามิเตอร์  $\beta$  กับค่ามุม  $\phi'$  ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษา ก่อนหน้านี้



#### 4.4.1.2.2 ค่า Adhesion factor $\alpha$

จากรูปที่ 4.34 แสดงให้เห็นค่า  $\alpha$  ในการวิเคราะห์หักกลับของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ซึ่งค่า  $\alpha$  ในชั้น Hard clay ( $S_u = 21$ ) ใน Zone7 ที่ความลึก -54 ถึง -59 เมตร นั้นเท่ากับ 1.09 และในชั้น Loose silt and clay ( $S_u = 5$ ) ใน Zone8 ที่ความลึก -46 ถึง -54 เมตร เท่ากับ 2.08 และใน Zone9 ที่ความลึก -40 ถึง -46 เมตร เท่ากับ 1.05 ซึ่งจากค่าที่ได้มาแสดงให้เห็นว่า ค่า  $\alpha$  ของผลการศึกษานี้มีค่าสูงกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมา ทั้งนี้อาจจะมาจากสาเหตุที่เสาเข็ม TP3 ได้มีการทำ shaft grout ซึ่งอาจจะทำให้เกิดการ Compact ดินเหนียวเป็นผลทำให้ค่า  $\alpha$  มีค่ามากกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมาของ Teparaksa(1999) และของ Teparaksa(2001) ซึ่งไม่ได้มีการ Grouting ที่ด้านข้างและที่ปลายเสาเข็ม ซึ่งจะเห็นได้ว่า ใน Zone7 ที่มีการทำ Shaft grout และใน Zone8 ที่มีการทำ Shaft grout บางส่วน ให้ค่าที่สูงกว่าปกติ ในขณะที่ ใน Zone9 ที่ไม่มีการทำ Shaft grout นั้นมีค่า  $\alpha$  ใกล้เคียงกับผลการศึกษาที่ผ่านมา

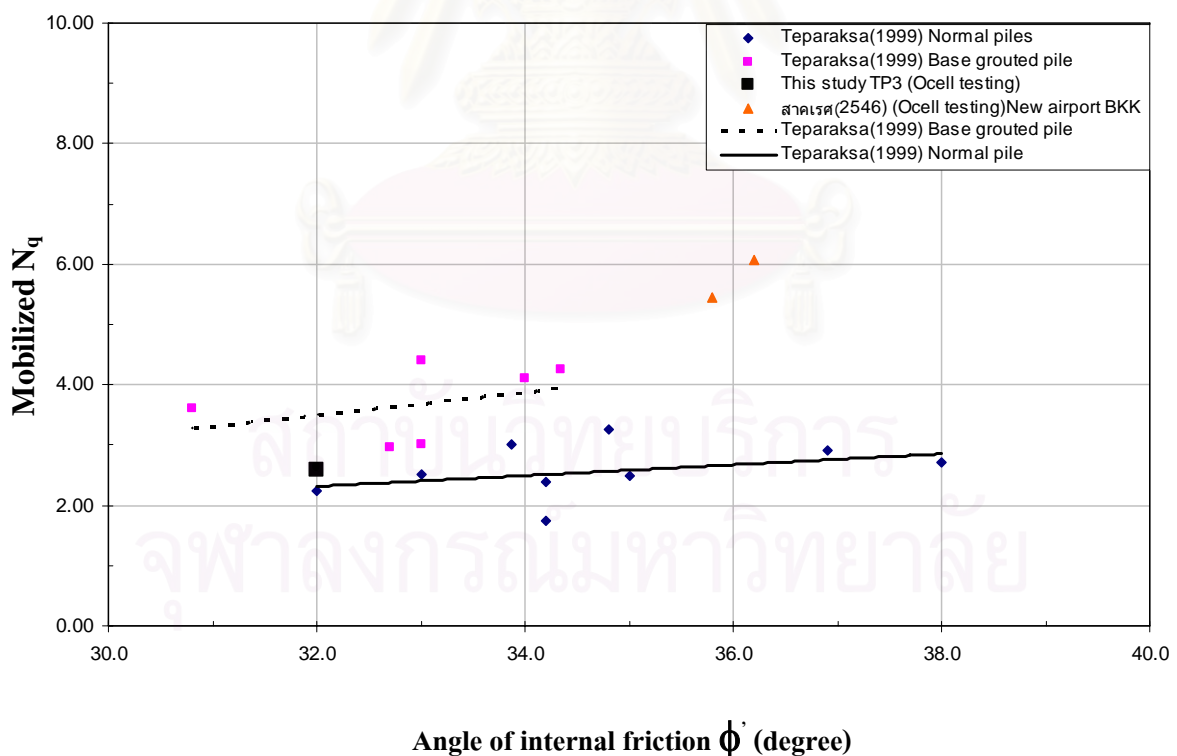


รูปที่ 4.34 แสดงค่าพารามิเตอร์  $\alpha$  กับค่า  $S_u$  ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษาก่อนหน้านี้



#### 4.4.1.2.3 ค่า Mobilized $N_q$

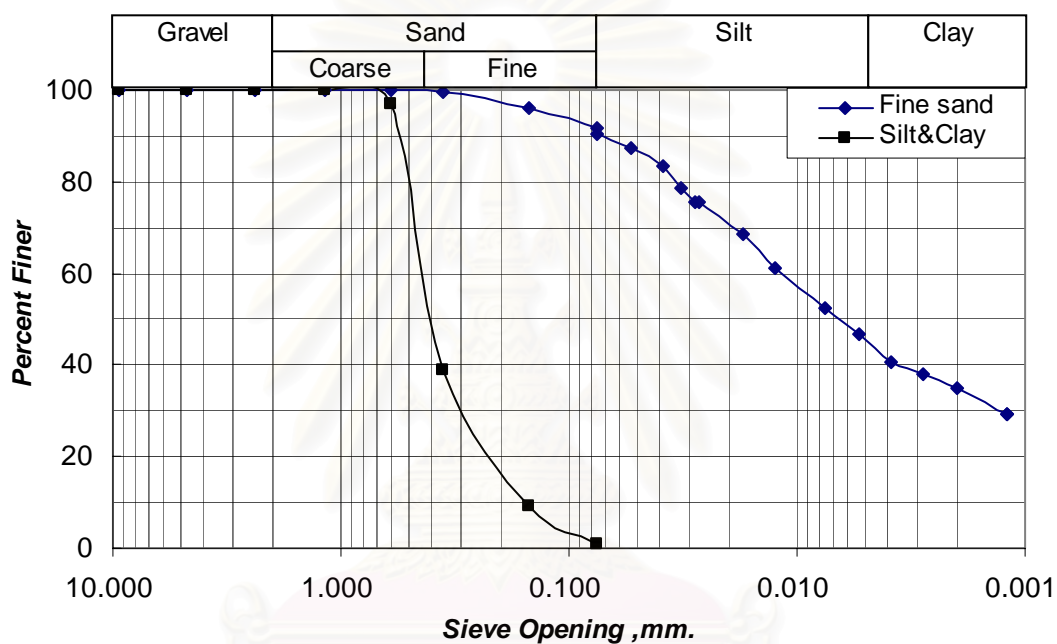
การประมาณค่าพารามิเตอร์  $N_q$  ของปลายเสาเข็ม TP3 ที่ระดับ - 90.5 เมตรนั้นจะต้องรู้ค่าหน่วยแรงรับน้ำหนักที่ปลายเข็ม ซึ่งเท่ากับ 2005 KN ที่น้ำหนักทดสอบสูงสุดใน Stage1 โดยจะคำนวณค่า  $N_q$  ได้เท่ากับ 2.58 ดังแสดงในรูปที่ 4.35 ซึ่งโดยปกติแล้วค่า  $N_q$  ของการทดสอบแบบ Osterberg cell นั้นจะมีค่าสูงกว่าการทดสอบโดยวิธี Conventional static load test แต่ค่า  $N_q$  ที่คำนวณได้จากเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 นั้นมีค่าน้อยกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมามากน้อยทั้งนี้เนื่องมาจากว่า โดยปกติแล้วการทำ Base grout นั้นเพื่อแก้ปัญหา loose base ของเสาเข็มแต่ผลที่ได้จากการเพิ่มขึ้นของค่า End bearing ในเสาเข็มที่ทำ Base grout กลับไม่มากเท่าที่ควรแต่กลับมีค่า Skin friction สูงขึ้นมาก ทั้งนี้มาจากว่าน้ำปูนที่ทำการอัดลงไปที่ยอดปลายเข็มนั้นได้ยอนขึ้นมาข้างตัวเสาเข็มทำให้ผิวสัมผัสของดินกับเสาเข็มด้านข้างดีขึ้น (Teparaksa 2001) อีกทั้งเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 นั้นมีความลึกมากกว่าเสาเข็มในการศึกษาที่ผ่านมามาก ดังนั้นในการควบคุมคุณภาพเสาเข็มเจาะโดยเฉพาะการกำจัดตะกอนก้นหลุมเพื่อแก้ปัญหา Loose base นั้นสามารถทำได้ยากกว่าเสาเข็มทั่วไป ซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้ ค่า  $N_q$  ในเสาเข็ม TP3 มีค่าต่ำกว่าปกติเล็กน้อย

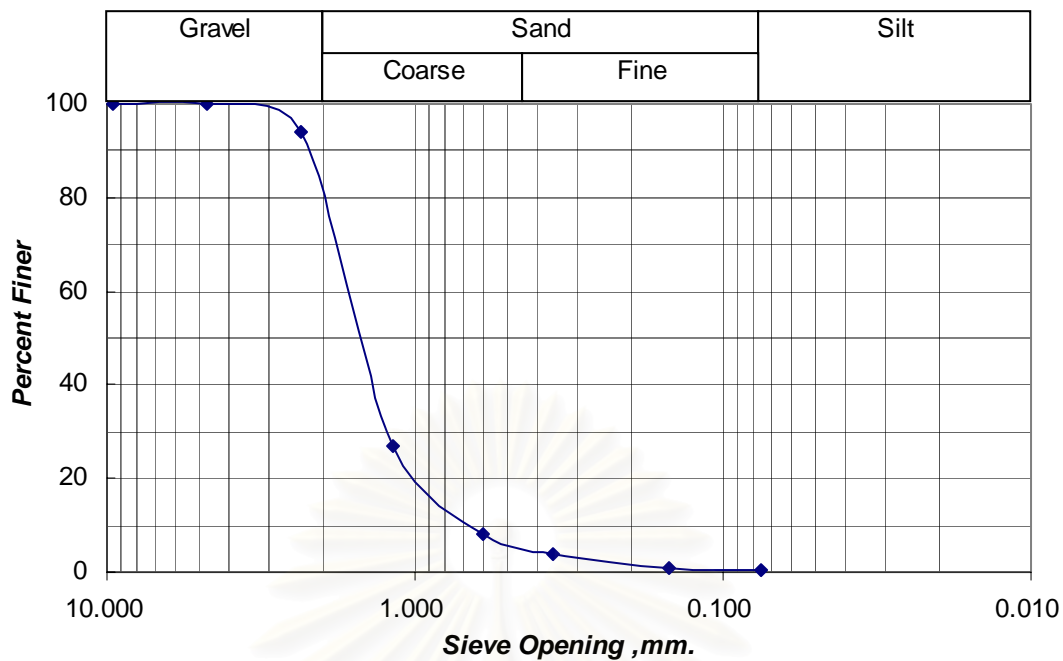


รูปที่ 4.35 แสดงค่าพารามิเตอร์ Mobilized  $N_q$  กับค่ามุม  $\phi$  ที่คำนวณได้จากเสาเข็มทดสอบ TP3 เทียบกับผลการศึกษา ก่อนหน้านี้

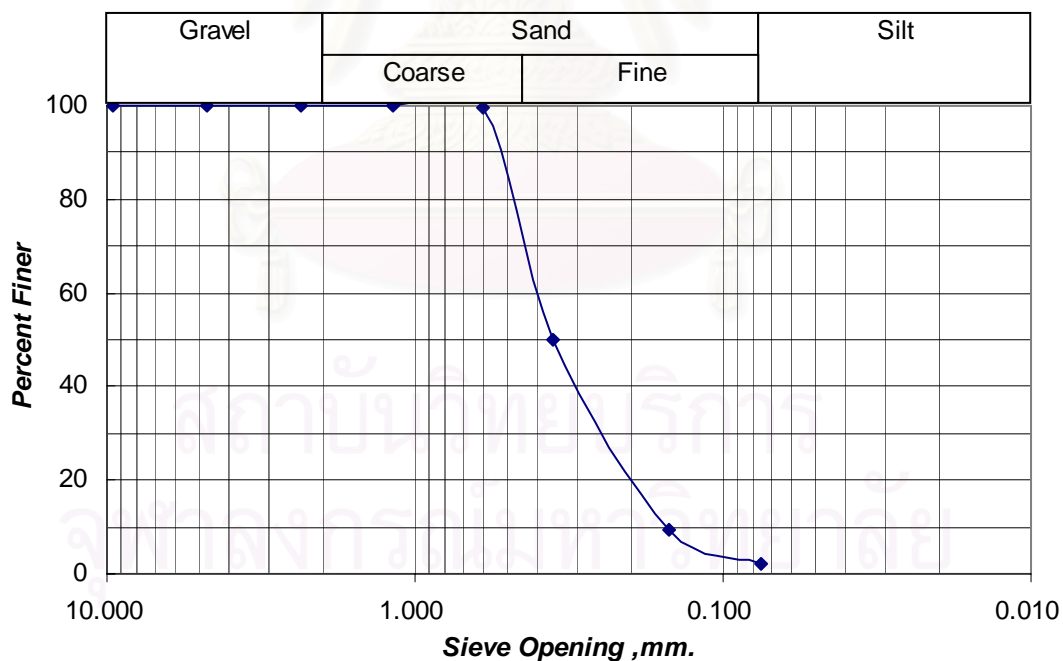
#### 4.5 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ในการวิจัยครั้งนี้จะทดสอบ ปัจจัย ต่างๆที่ทำให้เกิด Film cake ที่ผนังหลุมเจาะโดยปัจจัยที่ทดสอบจะประกอบไปด้วย ระยะเวลา , ความดัน ,Grain size, ความเข้มข้นของสารละลาย Bentonite และ Bentonite ผสมโพลีเมอร์ โดยนำเสนอในรูปแบบของกราฟ ความหนาของ Film cake กับ ระยะเวลา โดยเปรียบเทียบลักษณะขนาดของดินที่นำมาทดสอบกับดินในโครงการรพชฯซึ่งมีลักษณะขนาดของเม็ดดินเป็นดังรูปต่อไปนี้

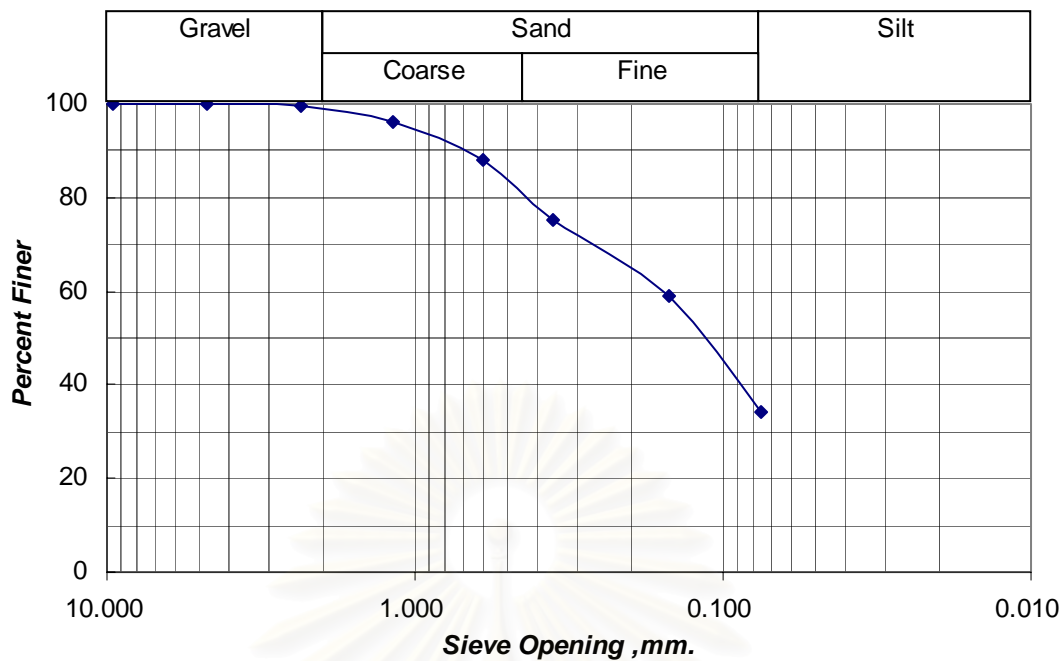




รูปที่ 4.37 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Coarse sand ที่นำมาทดสอบ



รูปที่ 4.38 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Fine sand ที่นำมาทดสอบ

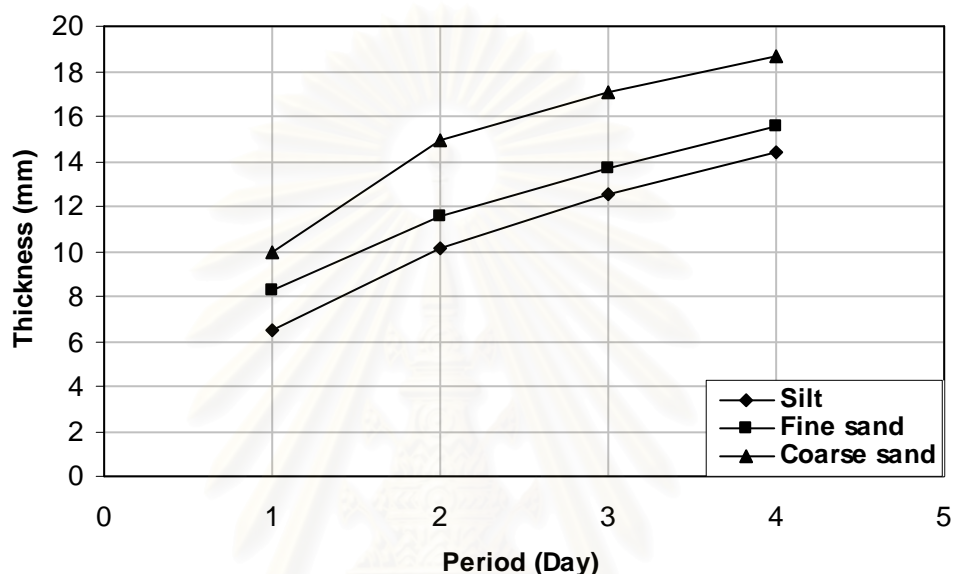


รูปที่ 4.39 แสดง Grain size analysis ของตัวอย่าง Silt ที่นำมาทดสอบ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

#### 4.5.1 ปัจจัยเรื่องขนาดของ Grain

ในการทดลองนี้ใช้ตัวอย่าง 3 ชนิดคือ Silt , Fine sand , Coarse sand ดังแสดงในรูปที่ 4.37 4.38 4.39 ตามลำดับ โดยแต่ละชนิดทดลองโดยใช้ระยะเวลาตั้งแต่ 1 วันจนถึง 4 วันโดยใช้ Bentonite 5% และความดัน 2 ksc ทุกตัวอย่าง



รูปที่ 4.40 แสดงปัจจัย Grain size ที่มีผลกับการเกิด Film cake

จากขนาดของ Grain size ในโครงการก่อสร้างกับตัวอย่างที่นำมาทดสอบจะเหมือนกับตัวอย่างที่เป็น Fine sand กับ Silt ซึ่งจากผลการทดลองดังแสดงในรูปที่ 4.40 จะเห็นได้ว่าขนาดของ Grain size มีผลต่อความหนาของ Film cake โดย ยิ่งเม็ดทรายมีความหยาบมากเท่าไร ความหนาของ Film cake ก็จะเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องมาจากว่ากระบวนการเกิด Film cake เกิดจากสารละลาย Bentonite จะพยายามซึมผ่านชั้นทรายโดยจะทิ้งอนุภาค Bentonite ที่เป็นของแข็งไว้ที่ผิวของชั้นทรายและจะซึมผ่านไปได้เฉพาะน้ำ โดย Bentonite จะแทรกเข้าไปในผิวชั้นทรายระยะหนึ่งซึ่งระยะนี้เรียกว่า Filtration block length ซึ่งใน Coarse sand มีอนุภาคที่ใหญ่ทำให้สารละลายสามารถซึมผ่านได้ดีจึงทำให้เกิด Film cake ได้มากกว่า

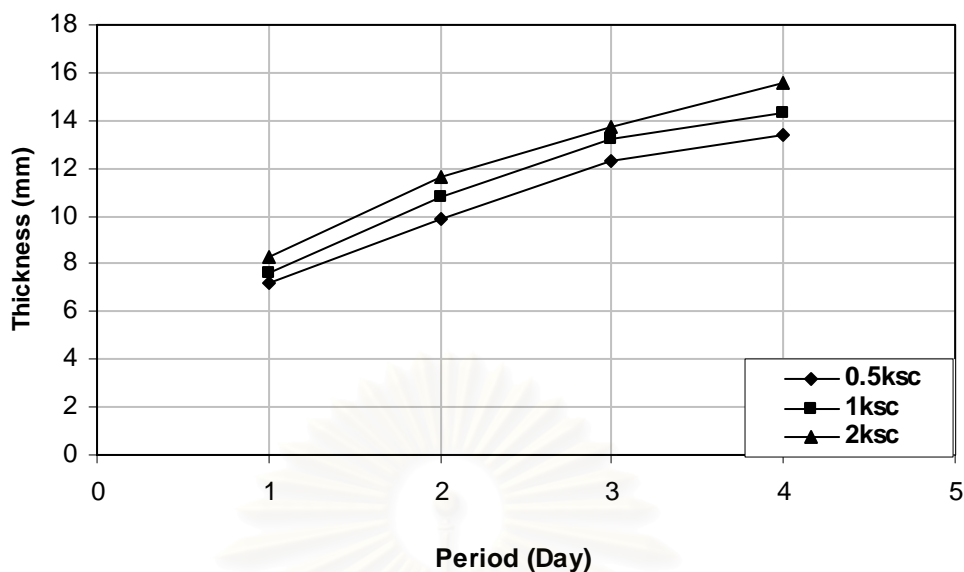


รูปที่ 4.41 แสดง Film cake ที่เกิดขึ้นในการทดลอง

ในขณะเดียวกัน ระยะที่ อนุภาคของแข็ง Bentonite ซึ่มลงไป ( Filtration block length) ก็มากกว่า ตัวอย่างทรายที่ละเอียดกว่าด้วย ซึ่งปริมาณการสูญเสียสารละลายก็มากกว่าตัวอย่างทรายที่ละเอียดกว่า ด้วย จึงสรุปได้ว่าขนาดของเม็ดทรายยิ่งใหญ่จะทำให้เกิด Film cake มากขึ้นตามไปด้วย

#### 4.5.2 ปัจจัยเรื่องความดัน

ในการทดลองนี้ใช้ตัวอย่างทราย Poorly grade fine sand ดังแสดงในรูปที่ 4.38ซึ่งจำลองให้เหมือนชนิดของทรายในโครงการก่อสร้างสะพานรุพชา โดยใช้สารละลายเบนโทไนท์ ความเข้มข้น 5 % ทุกตัวอย่าง และให้ความดันต่างกันคือ 0.5 ,1,2 ksc



รูปที่ 4.42 แสดงปัจจัยความดันที่มีผลกับการเกิด Film cake

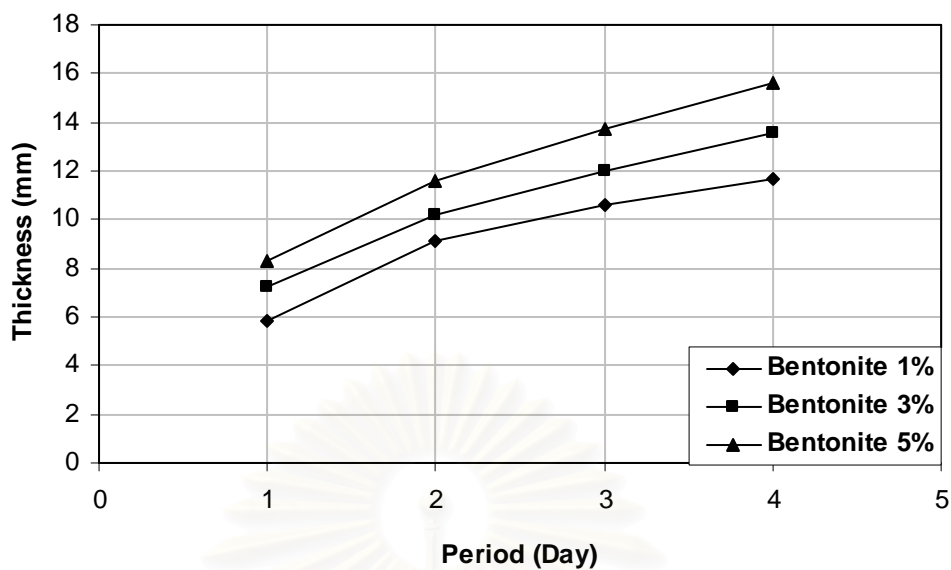
จากรูปที่ 4.42 แสดงให้เห็นว่า ความดันมีผลต่อการเกิด Film cake โดยความดันเกิดจากระดับความสูงของสารละลาย Bentonite ระหว่างก่อสร้างกับระดับน้ำใต้ดิน ถ้ามีความต่างกันมาก ความดันจะสูงทำให้เกิด Film cake ที่หนาได้ เนื่องจากสารละลายสามารถซึมผ่านได้เยอะ

#### 4.5.3 ปัจจัยเรื่องความเข้มข้นของสารละลายเบนโทไนท์

ในการทดลองนี้ใช้ตัวอย่างทราย Poorly grade fine sand ดังแสดงในรูปที่ 4.38 ซึ่งเหมือนกับทรายในโครงการก่อสร้างสะพานรุพซา ใช้ความดัน 2 ksc เท่ากันทุกตัวอย่าง โดยมีความเข้มข้นของสารละลายเบนโทไนท์ต่างกันคือ 1% ,3%, 5%

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 4.43 แสดงปัจจัยความเข้มข้นของเบนโทไนท์ที่มีผลกับการเกิด Film cake

จากรูปที่ 4.43 แสดงให้เห็นว่าความเข้มข้นของสารละลายเบนโทไนท์ที่มีผลต่อการเกิด Film cake โดยสารละลายที่มีความเข้มข้นมากมีผลทำให้เกิด Film cake ที่หนากว่าสารละลายที่มีความเข้มข้นน้อย

## บทที่ 5

### สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

#### 5.1 สรุปผลการวิจัย

การศึกษาในงานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเจาะขนาดใหญ่ ในโครงการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำ รุพซา ในประเทศบังกลาเทศ ซึ่งเป็นกรณีศึกษาเนื่องจากเสาเข็มเจาะทดสอบไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ โดยจะสรุปถึงพฤติกรรมและสาเหตุของปัญหา รวมถึงวิธีการแก้ไขจากผลข้อมูลการทดสอบเสาเข็มเจาะทดสอบที่ได้จากโครงการก่อสร้างและผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ

##### 5.1.1 สรุปผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า ปัจจัยที่ทำให้เกิด film cake มีหลายปัจจัยประกอบกันเช่น

- ขนาดของ Grain size ถ้ามีขนาดใหญ่อย่าง Coarse sand จะทำให้เกิด film cake ที่หนากว่า fine sand และ silt ตามลำดับ
- ระยะเวลาในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะถ้ายิ่งนานจะทำให้ film cake มีความหนาขึ้นเรื่อยๆ
- ความเข้มข้นของสารละลายเบนโทไนท์ที่มีความเข้มข้นมากจะยิ่งทำให้ film cake มีความหนาขึ้นตามลำดับ โดยที่การผสม โพลีเมอร์ลงไปไม่ได้มีผลต่อความหนาของ film cake แต่อย่างใด
- ความดันในหลุมเจาะ ยิ่งมาก ยิ่งทำให้ film cake มีความหนาเพิ่มขึ้น

##### 5.1.2 สรุปพฤติกรรมและสาเหตุของปัญหาของเสาเข็มเจาะทดสอบในโครงการ

- สาเหตุที่เสาเข็มเจาะทดสอบ TP1 ไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามที่ออกแบบ โดยมีพฤติกรรมแบบพลาสติกตั้งแต่เริ่มให้น้ำหนัก เนื่องจากเสาเข็มเจาะไม่สามารถรับแรงเสียดทานด้านข้างได้ ทั้งนี้เนื่องมาจากการใช้เวลาการขุดหลุมเจาะที่ยาวนานถึง 100 ชั่วโมงและใช้สารละลายเบนโทไนท์ที่มีความเข้มข้นสูง 4-5%

ในการขุดเจาะ ซึ่งจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แสดงให้เห็นว่าระยะเวลาการขุดเจาะและความเข้มข้นเบนโทไนท์ที่สูง จะมีผลทำให้สารละลายเบนโทไนท์สามารถซึมผ่านผนังหลุมเจาะในชั้นทรายและจะทิ้งอนุภาคของแข็งไว้ที่ผิวผนังหลุมเจาะเกิดเป็น Film cake ที่มีความหนาขึ้นมาได้ เป็นผลให้ผิวเสาเข็มไม่สามารถสัมผัสชั้นทรายโดยตรงทำให้สูญเสียกำลังแรงเสียดทานด้านข้างเป็นอย่างมาก

- ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2 ได้มีการลดระยะเวลาการขุดเจาะลงเหลือ 70 ชั่วโมง และเปลี่ยนสารละลายที่ใช้ในการขุดเจาะมาเป็น เบนโทไนท์ 3-5% ผสมกับ โพลีเมอร์ 0.08% แต่กลับไม่ได้ผลดีขึ้นแต่อย่างใดเนื่องมาจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงให้เห็นว่า Film cake สามารถสร้างตัวได้หนาถึง 1 เซนติเมตรในเวลาเพียง 24 ชั่วโมง ซึ่งมากพอจะทำให้เสาเข็มเจาะสูญเสียกำลังรับน้ำหนักด้านข้างได้เป็นอย่างมากแล้ว การที่ Film cake มีความหนามากขึ้นไปอีกไม่ได้มีผลอย่างมีนัยยะสำคัญที่จะทำให้เสาเข็มเจาะสูญเสียกำลังรับน้ำหนักด้านข้างเพิ่มขึ้นแต่อย่างใด และด้วย Film cake ที่หนาทำให้ โพลีเมอร์ไม่สามารถซึมผ่านเข้าไปในชั้นทรายได้ ทำให้ไม่สามารถได้รับผลดีจากการใช้โพลีเมอร์แต่อย่างใด
- หลังจากได้มีการแก้ไขเสาเข็มเจาะทดสอบ TP2 ด้วยวิธี Toe and skin grouting แล้ว พบว่าสามารถแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นได้เป็นอย่างดี โดยค่าพารามิเตอร์  $\beta$  ในชั้น Dense uniform silt ช่วงที่มีการทำ Skin grout (-56.5m ถึง -58m) มีค่าสูงกว่าช่วงที่มีการทำ Skin grout เพียงบางส่วน (-42m ถึง -56.5m) แสดงให้เห็นว่าการทำ grouting ช่วยให้เสาเข็มมีกำลังรับแรงเสียดทานด้านข้างมากขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจน
- ในเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 ได้มีการทำ Base and Shaft grouting ซึ่งสามารถแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นได้เป็นอย่างดี เนื่องจากเป็นการอัดฉีดน้ำปูนออกมาจากผิวเสาเข็ม ทำให้ น้ำปูนสามารถทำลาย Film cake ในชั้นทรายเป็นได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยค่าพารามิเตอร์  $\beta$  ของเสาเข็มเจาะทดสอบ TP3 มีแนวโน้มที่สูงกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมา และน้ำปูนยังช่วย compact ชั้นดินเหนียวให้มีความแน่นมากขึ้นด้วยโดยทำให้ค่า  $\alpha$  มีค่ามากกว่า 1 และมีค่าสูงกว่าผลการศึกษาที่ผ่านมาในประเทศไทยพอสมควร ทั้งนี้เนื่องมาจากเสาเข็มเจาะในประเทศไทยไม่ได้มีการทำ Grouting ด้านข้าง

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

สำหรับการวิจัยในครั้งนี้ เป็นการศึกษากรณีศึกษาที่หายาก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเป็นฐานข้อมูลเพื่อเป็นประโยชน์ในการค้นคว้า ของโครงการก่อสร้างอื่นต่อไปในอนาคต

1. สำหรับตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัด VWSG ในตัวเสาเข็มพบที่มีความคลาดเคลื่อนพอสมควร ทำให้ผลการทดสอบเกิดความผิดพลาดไปจากความเป็นจริง ดังนั้นก่อนการติดตั้งเครื่องมือวัดควรพิจารณาข้อมูลการเจาะสำรวจลักษณะชั้นดินบริเวณก่อสร้างให้มีความใกล้เคียงกับสภาพชั้นดินจริงมากที่สุดเพื่อมิให้ตำแหน่งเครื่องมือวัดคลาดเคลื่อนไปจากตำแหน่งที่มีการเปลี่ยนแปลงชั้นดินมากนัก และในขั้นตอนการติดตั้งควรมีการตรวจสอบอย่างรอบคอบ จะทำให้ได้ผลการอ่านค่าจาก Strain gauges มีความน่าเชื่อถือมากยิ่งขึ้น
2. ในวิธีการทดสอบแบบ Osterberg test นั้นเป็นวิธีทดสอบที่ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของเสาเข็มได้ดีกว่าการทดสอบแบบ Conventional static load test จึงควรจะมีการศึกษาและรวบรวมข้อมูลการทดสอบด้วยวิธีนี้ให้มากยิ่งขึ้น
3. ในการสร้างเสาเข็มเจาะที่มีความลึกมากควรจะต้องระวังในเรื่องการเกิด Film cake ที่ผนังหลุมเจาะเป็นอย่างยิ่งเพราะอาจเป็นสาเหตุทำให้แรงเสียดทานด้านข้างของเสาเข็มสูญเสียไปได้เป็นอย่างมาก

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

ชาญชัย ทรัพย์มณีวงศ์. 2542. พฤติกรรมของเสาเข็มแบเรตและเสาเข็มเจาะที่ติดเครื่องมือวัดในชั้นดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ชยานันท์ บุญชรัญ. 2544. พฤติกรรมของสารละลายโพสิเมอร์ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกในชั้นดินกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

แมนสรวง จินจิ๋ว, มนต์พล วรสิทธิ์เศรษฐ์ และณัฐพล สุขอนันต์. 2540. การศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้าใต้ดิน. โครงการทางวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วีระนันท์ ปิตุปกรณ. 2526. การประเมินค่าความสามารถในการรับ น้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบ SPT (N). วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สาครเรศ นาคะ 2545 การใช้การทดสอบเสาเข็มแบบสองทิศทางกับเสาเข็มเจาะในดินกรุงเทพฯ วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สุวรรณ เชี่ยวชาญศิลป์. 2531. การส่งถ่ายน้ำหนักสถิตและการคาดคะเนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเจาะ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาษาอังกฤษ

- Aurora, R.V. and Reese, L.C. “Behavior of Axially Loaded Drilled Shaft in Clay-Shales” Research report no. 176-4 Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1976.
- Barker , W.R. and Reese, L.C. “Load-Carrying Characteristics of Drilled Shafts Constructed with the Aid of Drilling Fluids” R.R. 89-9, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1970.
- Berezantzev, V.G., Khristoforov, V.,& Golubko,V.1961. Load Bearing Capacity and Deformation Pile Foundation. Proc.5<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.,2:11-15.
- Brom,B.B. 1966. Method of Calculation the Ultimate Bearing Capacity of Pile. A Summary ,Sols-Soils,18-19: 21-32.
- Cooke, R.W. and Whitaker, T “Experiments on Model Piles with Enlarged Base”, Geotechnique, 11, 1(1961).
- Coyle, H.M. and Reese, L.C. “Load Transfer for Axially Loaded Pile in Clay” jnl. S.M.F.E. Div. , Proc. ASCE, 92 (1966).
- Engeling, D.E. and Reese , L.C. “Behavior of Three Instrumented Drilled Shafts under Short Term Axial Loading” RR. no 176-3, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1974.
- Fellenius, B.H. 1980. The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests. Ground Eng.,13, 6: 19-31.
- Flemming, W.G.K. 1984. Recent Piling Advances. Proc.Int.Conf.on Adv.in Piling and Ground Treatment for Found. London, 1-16.
- Meyerhof, G.G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Pile Foundations. Geot. , 2, (1951).
- Meyerhof, G.G. 1976. Bearing Capacity of Settlement of Pile Foundation. J.SMFE, ASCE,102, GT-3:195-228.
- NAVFAC, DM7.1 1982. Soil Mechanics. Design Manual, Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command, U.S.A.
- NG., Kim Cheng. 1983. The Construction Problem and Performance of Large Bored Piles in Second Sand Layer. Master’s Thesis, GT-82-26,AIT, Bangkok.



- O'Neill, M.W. and Reese, L.C. "Behavior of Axially Loaded Drilled Shafts in Beaumont Clay" RR. 89-8 , Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1970.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H. 1974. Foundation Engineering. New York: John Wiley&Sons.
- Pimpasugdi, S. 1989. Performance of Bored, Driven and Auger Press Piles in Bangkok Subsoils. Master's Thesis,GT-88-12,AIT, Bangkok.
- Poulos , H.G. and Davis, E.H. "Pile Foundation Analysis and Design" John Wiley and Sons, Inc. , 1980.
- Schmertmann, John H.& Hayes John A. 1997. The Osterberg Cell and Bored Pile Testing. The Third International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Egypt.
- Seed, G.B. and Reese, L.C. The Action of Soft Clay Along Friction Piles. Trans. ASCE ,122(1957).
- Skemton, A.W. 1951. The Bearing Capacity of Clay. Building Research Congress, London, Inst. Civ. Eng. , div. I .
- Skemton, A.W. 1959. Cast-in-Situ Bored Pile in London Clay Geot. , 9, 4.
- Soontornsiri, A. 1995. Behavior&Performance of Grouted Bored Piles in Bangkok Subsoils. Master's Thesis, GT-94-21, AIT, Bangkok.
- Sower, G.F. , Martin,G.B. , Wilson,L.L. and Fausold, M. 1961. The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogenous Clay from Model Studies. Proc. 5<sup>th</sup> Int.Conf. Soil Mech. Found. Eng. ,2:155-160.
- Teparaksa, W.1994. Newly Developed toe-grouted Bored Pile in Soft Bangkok Clay Performance and Behavior. Int.Conf.On Design and Construction of Deep Foundation ,Orlando,Florida
- Teparaksa,W.,Thasananipan,N. And M.A.Anwar 1999 Based Grouting of Wet process Bored pile in Bangkok Subsoils. 11<sup>th</sup> Asian Conference in Soil Mech.&Geo.Eng.,Korea
- Teparaksa, W. 1999. Principle and Application of Instrumentation for the First MRTA Subway Project in Bangkok. 5<sup>th</sup> International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Singapore, November, 411-416.
- Teparaksa, W.2001. Behaviour and Performance of Deep Barrette Piles in Bangkok Subsoils. 15 th International Conference on Deep Foundation Practice in Corporating Pile Talk , Singapore.



- Thanadkleung, C. 1987. Correlation between Undisturbed Strength Deformation Characteristics and those Developed from SPT Data for Bangkok First Sand. Master's Thesis, GT-87-9, AIT, Bangkok.
- Tomlinson, M.J. 1970. Some Effects on Pile Driving on Skin Friction. Conf. on Beh. of Pile, Inst. Civ. Eng., London:59-66.
- Vesic, A.S. 1967. A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations. Final Rep., Project B-189, School of Civil Eng., Georgia Inst. Tech., Atlanta.
- Wachiraprakarnpong, A. 1993. Performance of Grouted and Non-grouted Bored Piles in Bangkok Subsoils. Master's Thesis, GT-92-8, AIT, Bangkok.
- Whitaker, T. and Cooke, R.W. "An Investigation of Shaft and Base Resistance of Large Bored Pile in London Clay" Proc. Symp. On Large Bored Pile, Inst. Civ. Engr. , 1966.



## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายมานะ เอื้ออารีย์สินสุข เกิดวันที่ 29 สิงหาคม พ.ศ. 2523 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เมื่อปีการศึกษา 2544 จากนั้นเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2545



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย