

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

การปรับปรุงการทูลตัวของคอสะพานในกรุงเทพมหานคร

IMPROVEMENT OF SETTLEMENT AT BRIDGE APPROACH IN BANGKOK



เลขหมู่.....**73349**
เลขทะเบียน.....
วัน,เดือน,ปี...**1.3.ค.ศ. 2550**

b.....**11742103**
i.....

ปฏิญานี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต
สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2548

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

IMPROVEMENT OF SETTLEMENT AT BRIDGE APPROACH IN BANGKOK



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2005

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ การปรับปรุงการทรุดตัวของคอสะพานในกรุงเทพมหานคร
IMPROVEMENT OF SETTLEMENT AT BRIDGE APPROACH
IN BANGKOK

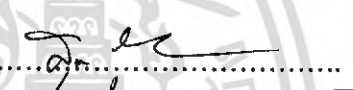


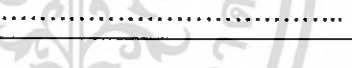
นักศึกษา นายศราวุธ อนุพรวิเศษ รหัสประจำตัว 45010747

นายสรรเพชร ฮะสุน รหัสประจำตัว 45010804

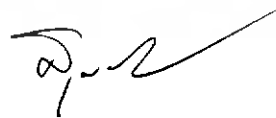
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา ผศ.สุพจน์ ศรีนิล

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ		ลายมือชื่อ
1. ผศ.สุพจน์	ศรีนิล	
2. ผศ.สมเกียรติ	ขวัญฤกษ์	
3. คร.สุรัชวิทย์	สุวรรณสวัสดิ์	
4. อ.ถนอม	ศรีวรรษ	

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.สุพจน์ ศรีนิล)

หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 30 เดือน ตุลาคม พ.ศ. 2549

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อโครงการพิเศษ การปรับปรุงการทรุดตัวของคอสะพานในกรุงเทพมหานคร
IMPROVEMENT OF SETTLEMENT AT BRIDGE APPROACH
IN BANGKOK

นักศึกษา นายศราวุธ อนุพรวิเศษ รหัสประจำตัว 45010747

นายสรรเพชร สะสุน รหัสประจำตัว 45010804

อาจารย์ที่ปรึกษา ผศ.สุพจน์ ศรีนิล

ระดับการศึกษา วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

ปีการศึกษา 2548

บทคัดย่อ

การทรุดตัวแตกต่างระหว่างตัวสะพาน กับ ดินถมคอสะพาน เป็นปัญหาที่เกิดขึ้นเสมอสำหรับถนนที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อน โดยในปัจจุบันปัญหาดังกล่าวมักถูกแก้ไขด้วยวิธีการก่อสร้างดินถมคอสะพานให้วางอยู่บน Bering unit ซึ่งมีองค์ประกอบเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตบนเสาเข็มชนิดผ่อนความยาว (Relief piles) แต่จากการขาดซึ่งวิธีวิเคราะห์การทรุดตัวที่สามารถพิจารณาถึงพฤติกรรมด้านต่างๆ ของ Bering unit ได้อย่างครบถ้วน ยังผลให้ Bering unit มักได้รับการออกแบบโดยมีประสิทธิภาพการใช้งานจริงไม่ดีเท่าที่ควร

การศึกษานี้ เป็นการวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของ Bering unit โดยพิจารณาเป็นฐานรากแบบ Pile raft foundation แบบ 2 มิติ เปรียบเทียบผลการวัดการทรุดตัวจริงในสนาม กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม (Conventional method) พบว่าค่าการทรุดตัวจริงในสนาม ให้ขนาดการทรุดตัวที่สูงกว่า ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม (Conventional method) ทุกกรณี โดยผลการวิเคราะห์จากวิธีการของ Terzaghi ให้ผลใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวจริงมากที่สุด และจากการศึกษานี้แสดงให้เห็นว่า ช่วงที่เป็นเสาเข็มสั้น ขนาดการทรุดตัวของพื้นคอนกรีตขึ้นกับแรงกดทับของดินตั้งแต่ Bering unit ขึ้นไป (Contact pressure) ซึ่งมีแรงดันมากกว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มทำให้ดินบริเวณนี้เกิดการทรุดตัว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Title : IMPROVEMENT OF SETTLEMENT AT BRIDGE APPROACH
IN BANGKOK

Name : MR.SARAYUT ANUPORNWISET
MR.SANPET HASOON

Field : CIVIL ENGINEERING

Department : CIVIL ENGINEERING

Faculty : ENGINEERING

Advisor : ASST.SUPOJ SENIL

ABSTRACT

The differential settlement between piled supported bridge structure and its approach is the usual problem of road constructed on soft clay. Recently, such problem is minimized by resting the approach embankment on bearing unit which is the system of concrete slab supported by relief piles. However, bearing unit doesn't always produce acceptable field performance because of the current settlement calculation methods cannot cover all aspects of bearing unit's behavior.

In this research, the method for settlement analysis of bearing unit was developed by considering the system of concrete slab and piles in bearing unit as plane strain piled raft foundation. The method was verified by comparing the results with the actual field settlement of bearing unit and the settlement calculated by conventional method. From the comparison, it was found that the actual field settlement of bearing unit method was higher than that from the settlement calculated by conventional method all case while the settlement from terzaghi method was similar to the actual profile. From this study, it showed that the settlement of concrete slab on short pile was controlled by contact pressure which more pressure than the load exceeding pile capacity to effect the settlement at the area.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

ไม่มีคำกล่าวใดที่สามารถใช้บอกถึงความกรุณา และความอนุเคราะห์ของ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สุพจน์ ศรีนิล อาจารย์ที่ปรึกษาโครงการพิเศษ ที่ได้ช่วยเหลือในการทำปฏิญานิพนธ์ในครั้งนี้ ตั้งแต่งานเสนอหัวข้อปฏิญานิพนธ์ การวางแผนการทำงาน ตลอดจนการให้คำปรึกษา แนะนำและตรวจแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ ทำให้การทำปฏิญานิพนธ์ในครั้งนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ขอกราบขอบพระคุณอย่างซาบซึ้งและนับถือแก่ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สุพจน์ ศรีนิล

ขอขอบพระคุณ กรรมการสอบโครงการพิเศษทุกท่าน ที่ได้เสียสละเวลาอันมีค่าของท่าน พร้อมทั้งให้ข้อคิดเห็นและคำแนะนำในการแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ ซึ่งถือเป็นปัจจัยสำคัญจนทำให้ปฏิญานิพนธ์นี้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอบพระคุณ ภาควิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง สถานที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ และประสบการณ์ต่างๆ

และสุดท้ายนี้ ขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และทุกคนในครอบครัว ที่ให้การสนับสนุนทั้งในด้านกำลังใจและกำลังทรัพย์มาโดยตลอด รวมทั้งเพื่อนๆ ในภาควิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่รักทุกคน ที่ช่วยเป็นกำลังใจและแนะนำเรื่องต่างๆ อันเป็นประโยชน์ต่อการทำปฏิญานิพนธ์ในครั้งนี้ ตลอดจนคณาจารย์ที่ถ่ายทอดความรู้จนทำให้ปฏิญานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงโดยสมบูรณ์

นายศรายุทธ อนุพรวิเศษ

นายสรรเพชร ะสุน

ผู้ประพันธ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	ปกใน (ภาษาไทย)	ก
	ปกใน (ภาษาอังกฤษ)	ข
	ใบรับรองโครงการพิเศษ	ค
	บทคัดย่อภาษาไทย	ง
	บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
	กิตติกรรมประกาศ	ฉ
	สารบัญ	ช
	สารบัญตาราง	ฎ
	สารบัญรูป	ณ
1	บทนำ	
	1.1. กล่าวนำ	1
	1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
	1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา	2
	1.4. ขอบเขตของการศึกษา	2
	1.5. วิธีการศึกษา	3
	1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	4
2	วรรณกรรมปริทัศน์	
	2.1. ดินเหนียวอ่อนในประเทศไทย	5
	2.1.1. ลักษณะของดินเหนียวอ่อน	5
	2.1.2. พื้นที่ที่เป็นดินเหนียวอ่อนในประเทศไทย	5
	2.2. ลักษณะปัญหาการก่อสร้างดินถมบริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อน และแนวทางการป้องกัน	6
	2.2.1. ปัญหาเรื่องเสถียรภาพบริเวณคอสะพานและความมั่นคงของ ตอม่อสะพาน	6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.2.2. ปัญหาการทรุดตัวของคันทางบริเวณคอสะพาน	9
	2.2.3. การป้องกันและแก้ไขปัญหาของการก่อสร้างดินถมคอสะพานบนชั้นดินอ่อน	9
2.3.	รูปแบบการใช้งานเสาเข็มรองรับน้ำหนักคันทางบริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อน	10
	2.3.1. ระบบคันทางวางบนแท่นหัวเสาเข็ม โดยตรง	11
	2.3.2. ระบบคันทางวางบนพื้นคอนกรีตที่รองรับด้วยเสาเข็ม	12
2.4.	การออกแบบช่วงปรับระดับบริเวณคอสะพานที่รองรับด้วย Bearing unit system	13
	2.4.1. การออกแบบความยาวของช่วงปรับระดับ	13
	2.4.2. การออกแบบเสาเข็มใน Bearing unit	14
2.5.	งานวิจัยเกี่ยวกับวิธีวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit ในประเทศไทย	15
2.6.	สภาพหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในชั้นดินฐานราก	17
	2.6.1. ขนาดของหน่วยแรงในแนวตั้ง	17
	2.6.2. ขนาดของหน่วยแรงในแนวราบ	18
2.7.	หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำบนผิวดิน	20
	2.7.1. น้ำหนักกระทำแบบจุด	20
	2.7.2. น้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยม	20
2.8.	ทฤษฎีวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน	23
	2.8.1. การวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัว	23
	2.8.1.1. การวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวแบบทันทีทันใด	23
	2.8.1.2. การวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ	25
	2.8.2. การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติของดิน	29
2.9.	ทฤษฎีการรับน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็ม	31
	2.9.1. การรับน้ำหนักของเสาเข็ม	31
	2.9.1.1. กำลังต้านทานสูงสุดที่ปลายของเสาเข็ม	32

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.9.1.1.1. ในชั้นดินเหนียว	32
	2.9.1.1.2. ในชั้นทราย	33
	2.9.1.2. กำลังต้านทานสูงสุดที่ผิวด้านข้างของเสาเข็ม	34
	2.9.1.2.1. ในชั้นดินเหนียว	34
	2.9.1.2.2. ในชั้นทราย	35
	2.9.2. การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว	36
	2.9.2.1. การขุดอัดตัวของตัวเสาเข็ม	36
	2.9.2.2. การขุดอัดตัวของดิน	36
	2.9.3. การทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็ม	38
	2.9.4. การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มด้วยวิธีแบบดั้งเดิม	40
	2.9.4.1. ระเบียบฐานรากสมมูลและการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น	40
	2.9.4.1.1. วิธีของ Terzaghi and Peck	40
	2.9.4.1.2. วิธีของ Tomlinson	41
	2.9.4.2. การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัว	41
	2.9.4.1.1. วิธีของ Terzaghi	41
	2.9.4.1.2. วิธีของ Tomlinson	41
	2.10. เสาเข็มภายใต้สภาพการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ	47
	2.10.1. ปัญหาการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ	47
	2.10.1.1. สาเหตุการทรุดตัวของแผ่นดินบริเวณพื้นที่กรุงเทพฯ	47
	2.10.1.2. พฤติกรรมการทรุดตัวของแผ่นดินบริเวณพื้นที่กรุงเทพฯ	47
	2.10.1.3. การขุดอัดตัวของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ	47
	2.10.2. เสาเข็มภายใต้สภาพการเกิด Negative skin friction	49
	2.10.2.1. พฤติกรรมการเกิด Negative skin friction ของเสาเข็ม	49
	2.10.2.2. ขนาดของแรงต้านทานที่ผิวและปลายเสาเข็ม	51
	2.11. ฐานรากแบบ Piled raft foundation	53
	2.11.1. ประเภทของฐานรากแบบ Piled raft foundation	53

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	2.11.1.1. แบบ Conventional approach	53
	2.11.1.2. แบบ Creep pilling	53
	2.11.1.3. แบบ Differential settlement control	53
	2.11.2. พฤติกรรมการรับน้ำหนักและการทรุดตัวของ Piled raft foundation	54
	2.11.2.1. การมีส่วนร่วมกันรับน้ำหนักระหว่างเสาเข็มกับพื้นคอนกรีต	54
	2.11.2.2. พฤติกรรมการทรุดตัวของ Piled raft foundation	54
	2.11.3. การมีปฏิริยาระหว่างดินกับโครงสร้างของฐานรากแบบ Piled raft foundation	55
3	ลักษณะพื้นที่ศึกษา	
	3.1. ทัวไปเกี่ยวกับสายทาง	57
	3.2. รายละเอียดชั้นดินฐานรากในบริเวณพื้นที่ศึกษา	60
	3.3. สภาพแรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณพื้นที่ศึกษา	61
	3.4. รายละเอียดของการก่อสร้าง Bearing unit บริเวณพื้นที่ศึกษา	64
	3.5. การติดตามวัดขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit เมื่อครั้งมีการทำวิจัยในอดีต	66
4	ผลการวิเคราะห์	
	4.1 การวิเคราะห์ Bearing unit บริเวณคอสะพาน ยกตัวอย่างกรณีคลองปลัดเปรียง	68
	4.1.1. ข้อมูลสภาพชั้นดินฐานรากสำหรับใช้วิเคราะห์การทรุดตัว	68
	4.1.2. ขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม	70
	4.1.2.1. วิธีการวัดหาขนาดการทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง	70
	4.1.2.2. ลักษณะการทรุดตัวของ Bearing unit ในสนาม	71

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทที่	เรื่อง	หน้า
	4.1.3. ขนาดการทรุดตัวที่ใช้ในการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์	72
	4.1.4. ข้อมูลการทรุดตัวเนื่องจากการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน	75
	4.1.4.1. ขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล	75
	4.1.4.2. ขนาดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวเหนือชั้นทราย	77
	4.1.4.3. การลดลงของแรงดันน้ำในชั้นดินเหนียว	77
	4.2. รายละเอียดประกอบการวิเคราะห์และผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม	78
	4.2.1. พารามิเตอร์ของชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์	78
	4.2.2. แบบจำลองฐานรากสำหรับการวิเคราะห์	79
	4.2.3. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Terzaghi	81
	4.2.4. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Tomlinson	86
	4.3. การทำนายการทรุดตัวเทียบกับเวลา	91
	4.4. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์	97
5	สรุปและวิจารณ์	
	5.1. วิจารณ์	99
	5.1.1. การวิเคราะห์การทรุดตัวด้วยวิธีการต่างๆ	99
	5.1.2. พฤติกรรมการทรุดตัวจริงในสนามของ Bering unit บนชั้นดินอ่อน	99
	5.1.3. พฤติกรรมการทรุดตัวของ Bering unit บนชั้นดินอ่อนจากการวิเคราะห์	100
	5.2. สรุป	102
	บรรณานุกรม	
	ภาคผนวก	ผก1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.1.	แผนที่แสดงบริเวณที่ปกคลุมด้วยดินตะกอนเกิดใหม่ (Recent alluvium) ในประเทศไทย	6
2.2.	รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก	7
2.3.	รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้	7
2.4.	น้ำหนักคันทางบริเวณคอสะพานที่ส่งผลต่อความมั่นคงของเสาเข็มค่อม่อสะพาน	8
2.5.	องค์ประกอบการทรุดตัวของชั้นดินฐานราก บริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อน	9
2.6.	ระบบคันทางวางอยู่บนเสาเข็ม โดยตรงของถนนสายบางนา-บางพระก่ง เมื่อครั้งก่อสร้างครั้งแรกในปี 1969	11
2.7.	ระบบคันทางวางบนพื้นคอนกรีตที่รองรับด้วยเสาเข็มของถนนสายบางนา-บางพระก่ง เมื่อครั้งมีการก่อสร้างสายทางด้านทิศใต้เพิ่มอีก 2 ช่องจราจร	12
2.8.	การแบ่งระบบเสาเข็มและพื้นคอนกรีตของ Bearing unit เป็นเสาเข็มกลุ่มย่อยกรณี 4 ต้น/ฐาน สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม	15
2.9.	การพิจารณาพื้นคอนกรีตและเสาเข็มแต่ละต้นเป็น Unit cell of piled raft foundation	16
2.10.	ตัวแปรสำหรับใช้หาหน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำแบบจุดบนผิวดิน	21
2.11.	ตัวแปรที่ใช้หาหน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นพื้นที่สี่เหลี่ยมบนผิวดิน	21
2.12.	แผนภูมิแสดงอิทธิพลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้มุมของน้ำหนักกระทำรูปสี่เหลี่ยม	22
2.13.	ค่า Influence factor A0, A1 สำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวแบบทันทีทันใด	24

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
2.14.	แสดง Consolidation ratio as function of depth and time factor กรณี Uniform initial excess pore pressure	30
2.15.	การเคลื่อนที่ตัวของดินบริเวณเสาเข็มและการพัฒนากำลังต้านทานน้ำหนักตามแนวแกน	31
2.16.	ค่า Bearing capacity factor (N_q) ตามระนาบการพังของ Berezantsev	33
2.17.	ค่า Adhesion factor ของเสาเข็มคอกในชั้นดินเหนียว	34
2.18.	หน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาเข็มเดี่ยว	37
2.19.	การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มอันเป็นผลจากการเกิด Interaction ระหว่างเสาเข็ม	39
2.20.	ระดับฐานรากสมมูล และการกระจายหน่วยแรงเส้นทางตั้งของกลุ่มเสาเข็ม ด้วยวิธีของ Terzaghi and Peck	42
2.21.	ระดับฐานรากสมมูล และการกระจายหน่วยแรงเส้นทางตั้งของกลุ่มเสาเข็ม ด้วยวิธีของ Tomlinson	42
2.22.	ค่า μ_1 และ μ_0 สำหรับคำนวณค่า Immediate settlement ด้วยวิธีของ Tomlinson	45
2.23.	Fox's correction factor สำหรับปรับแก้ผลความลึกของฐานรากสมมูล	46
2.24.	การยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ เนื่องจากการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน	48
2.25.	พฤติกรรมการพัฒนาแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสของเสาเข็ม	49
2.26.	เปรียบเทียบการเกิด Positive skin friction และ Negative skin friction	50
2.27.	พฤติกรรมทรุดตัวของ Piled raft foundation ตามค่า Piled raft coefficient	55
2.28.	การมีปฏิริยาระหว่างดินกับ โครงสร้าง (Soil structure interaction) ของ ฐานรากแบบ Piled raft foundation	56
3.1.	แสดงสถานที่ตั้งของทางหลวงสายบางนา-บางพระกง (ทางหลวงสาย 34)	57
3.2.	แสดงค่า Natural water content ของดินฐานรากตามระยะห่างของถนนสาย บางนา-บางพระกง	58

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
3.3.	แสดงค่า Field vane shear strength ของดินฐานรากตามแนวยาวของถนนสายบางนา-บางประกง	58
3.4.	แสดงค่าอัตราส่วนการยุบอัดตัว (Compression ratio, CR) ของดินฐานรากตามแนวยาวของถนนสายบางนา-บางประกง	59
3.5.	ค่าระดับและการทรุดตัวตามแนวยาวของสายทางบางนา-บางประกงที่เวลาต่างๆ	60
3.6.	สภาพแรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณคลองปลัดเปรียงที่อ่านจาก Dummy piezometer ช่วงระยะเวลาจากวันที่ 17/11/2527 ถึงวันที่ 5/8/2528	62
3.7.	แสดงคุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) ของชั้นดินฐานรากบริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง ถนนบางนา-บางประกง	63
3.8.	แสดงคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties) ของชั้นดินฐานรากบริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง ถนนบางนา-บางประกง	64
3.9.	รายละเอียดของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	65
3.10.	ขนาดการทรุดตัวตามเวลาของ Settlement plate 1บน Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง ตลอดระยะเวลา 295 วัน นับจากเริ่มก่อสร้าง	66
3.11.	ขนาดการทรุดตัวตามแนวยาว (Settlement profile) ที่ระยะเวลาต่างๆ และการทรุดตัวทั้งหมดจากวิธี Asaoka (1978) ของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	67
3.12.	ระดับหลังทางตามแนวยาวบริเวณคอสะพาน (Bridge approach profile) ฝั่งตะวันตกช่องทางซ้ายมือ ของคลองปลัดเปรียง ตลอดระยะเวลา 295 วัน	67
4.1.	แสดงขนาดการทรุดตัวตามแนวยาวหลังจากก่อสร้างเสร็จ 17.3 ปี ของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	74
4.2.	การทำนายขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลเพียงอย่างเดียวบริเวณคลองปลัดเปรียง	76

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่	ชื่อรูป	หน้า
4.3.	แสดงผลการวิเคราะห์ขนาดการลดลงของแรงดันน้ำในโพรงดินที่สอดคล้องกับขนาดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวเหนือชั้นทรายบริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	78
4.4.	การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Terzaghi case 1	84
4.5.	การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Terzaghi case 2	85
4.6.	การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนาม เทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Tomlinson case 1	89
4.7.	การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Tomlinson case 2	90
4.8.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 17.3 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	94
4.9.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 10 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	95
4.10.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 25 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	96
4.11.	แสดงการเปรียบเทียบผลวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional method) ทั้ง 2 วิธี และการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณี กับการทรุดตัวจริงในสนาม	98
ผก1.	แสดงแผนที่บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง	ผก2
ผก2.	การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1978-1986	ผก3
ผก3.	การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1978-1997	ผก4
ผก4.	การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1986-1997	ผก5
ผก5.	การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1994-1997	ผก6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
2.1.	สมการที่ใช้สำหรับหาค่า Coefficient of lateral earth pressure at rest (K_0) จากคุณสมบัติอื่นๆ ของดิน	19
2.2.	ความสัมพันธ์ระหว่าง Undrained modulus กับ Undrained shear strength ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	24
2.3.	ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression index และ Compression ratio กับ ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ และ อัตราส่วนช่องว่างของดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ	28
2.4.	อัตราส่วนค่า Coefficient of horizontal soil stress หลังและก่อนการติดตั้งเสาเข็ม	35
2.5.	อัตราส่วนค่า Angle of friction between pile and soil ต่อ Angle of friction between	35
2.6.	ค่า Geological factor (μ_g) สำหรับดินเหนียวแต่ละประเภท	44
2.7.	ค่า Shaft resistance coefficient และ Toe resistance coefficient ของเสาเข็ม ในชั้นดินชนิดต่างๆ	52
2.8.	ค่า Shaft resistance coefficient (β) ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	52
4.1.	แสดงค่าคุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) ของชั้นดินที่ใช้ วิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	69
4.2.	แสดงค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties) ของชั้นดินที่ใช้ วิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	69
4.3.	ผลการเจาะ Coring ผิวทางเพื่อวัดความหนาของการทำ Overlay บริเวณ คอสะพานคลองปลัดเปรียง	71
4.4.	ผลการวัดขนาดการทรุดตัวหลังก่อสร้าง (Post construction settlement) ของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	73
4.5.	แสดงการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ที่เกิดขึ้นในช่วง เวลาต่างๆ บริเวณคลองปลัดเปรียง	75

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่	ชื่อตาราง	หน้า
4.6.	แสดงการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ที่เกิดขึ้น นับจากปี 1978 บริเวณคลองปลัดเปรียง	76
4.7.	ข้อมูลชั้นดินสำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวบริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	79
4.8.	ข้อมูลฐานรากย่อยสำหรับการวิเคราะห์บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง	80
4.9.	แสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพาน คลองปลัดเปรียง ด้วยวิธีแบบดั้งเดิมตามวิธีการของ Terzaghi	83
4.10.	แสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพาน คลองปลัดเปรียงด้วยวิธีแบบดั้งเดิมตามวิธีการของ Tomlinson	88
4.11.	ค่า U & T ที่ใช้ในการวิเคราะห์	91
4.12.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 17.3 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	92
4.13.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 10 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	92
4.14.	แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 25 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment	93
4.15.	การเปรียบเทียบผลวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional method) ทั้ง 2 วิธี และการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณี กับการทรุดตัวจริง ในสนาม	97

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1. บทนำ

การก่อสร้างถนนที่อยู่ในบริเวณส่วนบนของพื้นที่เป็นชั้นดินอ่อน (Soft clay) โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรุงเทพมหานคร และปริมณฑลบริเวณแถบที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ซึ่งมีคลองเป็นจำนวนมากและในขณะที่เดียวกันก็มีปริมาณการจราจรสูง จำเป็นต้องมีสะพานเป็นจำนวนมากเช่นกัน ปัญหาที่สำคัญอันหนึ่งที่วิศวกรผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงในการออกแบบสะพานและทางลาดขึ้นสะพานคือ เรื่องปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากัน (Differential settlement) ของตัวสะพานและทางลาดขึ้นสะพาน (คอสสะพาน)

ส่วนปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันบริเวณคอสสะพาน มักจะถูกละเลยข้าม จึงยังไม่มี การแก้ปัญหาที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพเพียงพอ โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างกัน บริเวณคอสสะพาน (Differential settlement) ทำให้เกิดความแตกต่างของระดับผิวทาง บริเวณคอสสะพาน และทำให้มีความลาดชันบริเวณคอสสะพานสูง ขวดยานที่วิ่งผ่านอาจเกิดการหยุดหรือชะลอความเร็วอย่างกะทันหัน หรือตัวรถลอยขึ้นลงมากระแทกบริเวณกลางสะพาน ทำให้เกิดสภาพความไม่ปลอดภัยขึ้น ทั้งจากการชนกระแทก หรือการที่ตัวรถพุ่งลอยกระแทกพื้น เนื่องจากความแตกต่างของระดับและความลาดชันที่สูงกว่าที่ได้ออกแบบไว้โดยปกติ

1.2. ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

การทรุดตัวที่ต่างกันบริเวณคอสสะพานเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นเนื่องมาจาก สะพานเป็น โครงสร้างที่ต้องรับน้ำหนักมาก จึงมักออกแบบให้มีระบบฐานรากอยู่บนเสาเข็มที่ยาวถึงชั้นดินแข็งหรือ ชั้นดินทรายแน่น จึงมีการทรุดตัวของสะพานน้อย แต่บริเวณคอสสะพานซึ่งวางตัวอยู่บนดินที่มีอัตรา การทรุดตัวมากกว่า จึงมีการออกแบบด้วยวิธีการต่างๆ เช่น การใช้ซีเมนต์แกลบผสมปูนขาวแทนดิน การใช้ น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้า (Preloading) การใช้เสาเข็มผ่อนความยาว (Relief pile) หรือวิธีการอัดดิน โดยใช้เข็มทรายช่วย (Sand drained preloading) เป็นต้น แต่ก็พบว่าในหลายวิธีเหล่านี้ยังมีปัญหามากอยู่ ทุกวิธี จากการติดตามผลทำให้ทราบว่าประสิทธิภาพหลังจากการที่ได้ใช้งานจริง พบว่า การใช้เสาเข็ม

แบบผ่อนความยาวที่มีแผ่นพื้นคอนกรีตสำหรับปิดทับหัวเสาเข็มหรือที่เรียกว่า Bearing unit เป็นวิธีการที่มีปัญหาน้อยกว่าวิธีอื่น

ปัญหาการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของสะพานและบริเวณคอสะพานนั้นมีการพยายามแก้ปัญหาอย่างมากในหลายๆ วิธีเพื่อลดอัตราการเกิดอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณคอสะพานเช่น การขับชนท้ายของขบวนเมื่อคันข้างหน้าเกิดการลดความเร็วอย่างกะทันหันเนื่องจากการที่สะพานและคอสะพานมีการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน เมื่อผู้ขับขี่ที่ขับตามมาชะลอไม่ทันก็จะเกิดการชนกันขึ้น

เมื่อมีการแก้ปัญหา เช่น การนำยางมะตอย (Asphalt) มาเสริมบริเวณคอสะพานเพื่อให้สะพานและบริเวณคอสะพานมีระดับและความราบเรียบเท่ากันนั้น กลับกลายเป็นการเร่งการทรุดตัวของดินบริเวณคอสะพานเพราะน้ำหนักของแอสฟัลท์ที่เพิ่มเข้าไปทำให้ชั้นดินต้องรับน้ำหนักเพิ่ม ซึ่งเป็นการเร่งการทรุดตัวของชั้นดิน ทางกลุ่มของผู้วิจัยจึงมีความสนใจในการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับแก้ปัญหาการทรุดตัวที่ต่างกันบริเวณคอสะพานเพื่อลดปัญหาการทรุดตัวที่ต่างกันบริเวณคอสะพานให้ได้มากที่สุด

1.3. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. ศึกษาลักษณะการทรุดตัวของดินอ่อนที่เกิดขึ้นบริเวณคอสะพาน โดยวิธี Bearing unit
2. วิเคราะห์ปัญหาและหาแนวทางที่จะแก้ปัญหาการทรุดตัวที่เกิดขึ้นบริเวณคอสะพาน
3. นำเสนอแนวทางที่จะปัญหา

1.4. ขอบเขตของการศึกษา

การศึกษาการทรุดตัวของสะพานและคอสะพานมีวิธีการศึกษาด้วยวิธีต่างๆ มากมาย เช่น วิธีการอัดดินเดิมให้แน่นก่อน (Preloading) วิธีการใช้วัสดุเบาทำคันทางประเภทที่เส้าแกลบผสมปูนขาวเพื่อลดน้ำหนักกดทับชั้นดิน วิธีการอัดดินโดยใช้ทรายช่วย (Sand drained preloading) วิธีการใช้เสาเข็มผ่อนความยาว (Relife piles) วิธีการใช้เสาเข็มผ่อนความยาวที่มีแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กปิดหัวเสาเข็ม (Bearing unit) และวิธีการเร่งอัตราการระบายน้ำออกจากดิน โดยใช้ PVD ฯลฯ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แต่ละวิธีที่ใช้ในการแก้ไขและปรับปรุงสะพานนั้นมีข้อดีและข้อเสียที่แตกต่างกันไป และจากการติดตามผลการตรวจสอบวิธีการแก้ไขแบบต่าง ๆ นั้น ได้ทราบว่า การใช้วิธีเสาะเข็มผ่านความยาวที่มีแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กปิดหัวเสาเข็ม (Bearing unit) เป็นวิธีการที่มีปัญหาน้อยที่สุดในการก่อสร้างสะพานในพื้นที่ที่มีลักษณะเป็นดินอ่อนอย่างกรุงเทพมหานคร เห็นได้จากการที่กรมทางหลวงยังใช้วิธีการนี้อยู่

ดังนั้นในการทำการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จึงจะศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมและปัญหาของการใช้วิธีเสาะเข็มผ่านความยาวที่มีแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กปิดหัวเสาเข็ม (Bearing unit) เพื่อหาทางพัฒนาให้มีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น เพราะในปัจจุบันวิธีนี้เป็นวิธีที่ใช้ในการสร้างสะพานของกรมทางหลวงโดยผู้วิจัยจะทำการศึกษาในขอบเขตดังนี้

1. ศึกษาและวิเคราะห์การทรุดตัวที่แตกต่างกันของสะพานและบริเวณคอสะพานในบริเวณดินอ่อนที่ใช้ Bearing unit ในเขตกรุงเทพและปริมณฑล
2. วิเคราะห์ปัญหาและหาแนวทางในการแก้ปัญหาของการทรุดตัวที่เกิดขึ้นบริเวณคอสะพาน
3. นำเสนอแนวทางและวิธีการแก้ปัญหา

1.5. วิธีการศึกษา

1. ศึกษาการทรุดตัวของสะพานและคอสะพานในบริเวณดินอ่อนในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่ใช้วิธี Bearing unit
2. รวบรวมและวิเคราะห์ข้อมูลที่มีในการศึกษาปัญหาการทรุดตัวของสะพานและบริเวณคอสะพานจากผลงานการวิจัยที่เกี่ยวข้อง และศึกษาข้อมูลจากสถานที่จริง
3. รวบรวมข้อมูล กรณีศึกษา และผลงานการวิจัยเพื่อหาสาเหตุและวิธีการแก้ไขปัญหา
4. สรุปปัญหาและหาแนวทางการแก้ไขปัญหา
5. นำเสนอวิธีการแก้ปัญหาในบริเวณคอสะพานเพื่อให้การทรุดตัวของสะพานและบริเวณคอสะพานให้มีอัตราทรุดตัวที่ใกล้เคียงกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.6. ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. เพื่อทราบพฤติกรรมและลักษณะการทรุดตัวของบริเวณคอสระพานของสะพานที่ก่อสร้างในบริเวณดินอ่อน โดยใช้ Bearing unit
2. เพื่อเป็นประโยชน์ในการบรรเทาปัญหาการทรุดตัวของบริเวณคอสระพาน
3. เพื่อช่วยลดปัญหาการเกิดอุบัติเหตุอันเนื่องมาจากการหยุดกะทันหันของขบวนรถ ทั้งในกรณีการเกิดความต่างระดับบริเวณคอสระพานและกรณีเกิดความลาดชันสูงบริเวณคอสระพาน
4. เพื่อสามารถคาดการณ์การทรุดตัวของสะพานและคอสระพานในอนาคตได้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

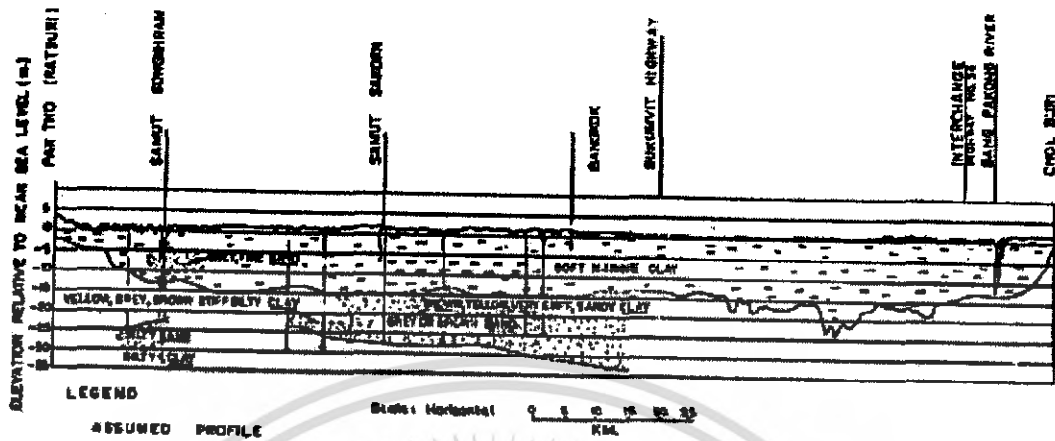
2.1. ดินเหนียวอ่อนในประเทศไทย

2.1.1. ลักษณะของดินเหนียวอ่อน

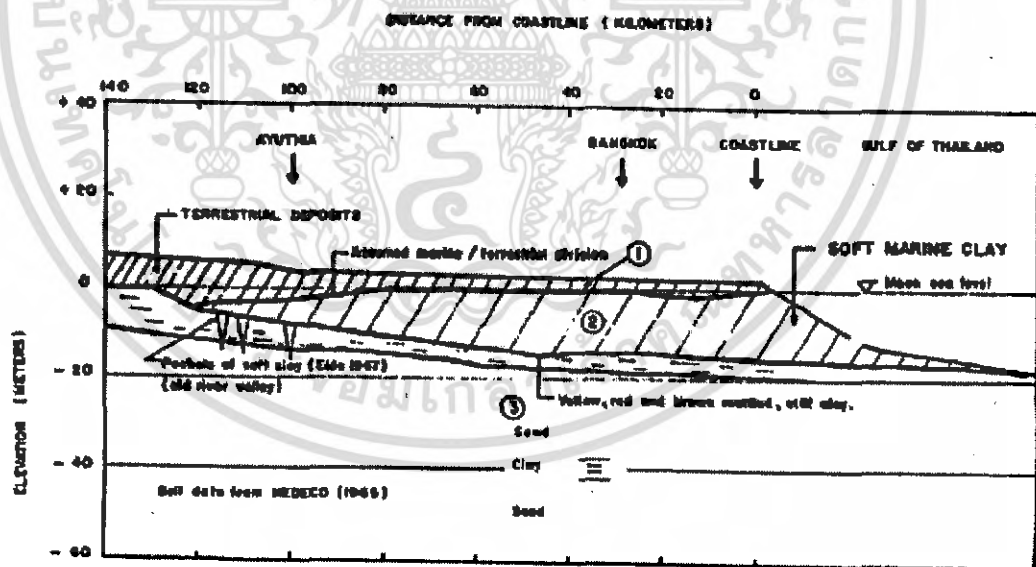
ตามหลักการจำแนกชนิดของดินด้วยระบบ Unified soil classification ดินเหนียว (Clay) หมายถึง ดินเม็ดละเอียดที่มีขนาดเม็ดเล็กกว่าตระแกรงมาตรฐานเบอร์ 200 มากกว่า 50 % โดยน้ำหนัก และมีพิคัดค่า Liquid limit (L.L.) กับค่า Plasticity index (P.I.) อยู่เหนือเส้น “A-Line” ในแผนภูมิตรรกะความเหนียว เมื่อพิจารณาตามกำลังของดินเหนียว Terzaghi and Peck (1948) ได้กำหนดให้ดินเหนียวที่มีค่า q_u (Unconfined compressive strength) น้อยกว่า 25 kPa เป็นดินเหนียวอ่อนมาก (Very soft clay) และที่ค่าระหว่าง 25 ถึง 50 kPa เป็นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) Brenner et al.(1981) กำหนดดินเหนียวที่มีค่า S_u (Undrained shear strength) น้อยกว่า 40 kPa เป็นดินเหนียวอ่อน (Soft clay)

2.1.2. พื้นที่ที่เป็นดินเหนียวอ่อนในประเทศไทย

ในประเทศไทย พบว่า พื้นที่ราบลุ่มภาคกลางบริเวณแม่น้ำเจ้าพระยาออกสู่อ่าวไทยเป็นบริเวณที่ปกคลุมด้วยชั้นดินอ่อนที่ใหญ่ที่สุดในประเทศไทย นอกจากนี้แล้วยังพบว่า ชั้นดินอ่อนได้มีการกระจายตัวเป็นหย่อมๆ ขนาดเล็กทั่วประเทศ โดยเฉพาะบริเวณภาคใต้ตามแนวจังหวัดนครศรีธรรมราชต่อเนื่องสู่จังหวัดสงขลาและนราธิวาส ดังแสดงในรูปที่ 2.1 บริเวณที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ดินอ่อนเกิดจากการตกตะกอนในน้ำทะเลและยังมีความอ่อนตัวอยู่มาก เรียกว่า Soft marine deposit ซึ่งไม่เคยรับน้ำหนักอื่นใดมาก่อนนอกจากน้ำหนักตัวเอง ทำให้ดินมีคุณสมบัติเป็น Normally consolidated soil โดยชั้นดินอ่อนในบริเวณนี้มีความหนาประมาณ 10 ถึง 20 ม. และถูกปกคลุมโดยชั้นดิน Terrestrial deposit หนาประมาณ 4 ถึง 5 ม. (วิชาญ 2517) ดังแสดงรูปตัดของชั้นดินจากแนวทิศตะวันออกไปตะวันตก และแนวทิศเหนือไปได้ ในรูปที่ 2.2 และ 2.3 ตามลำดับ



รูปที่ 2.2. รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก



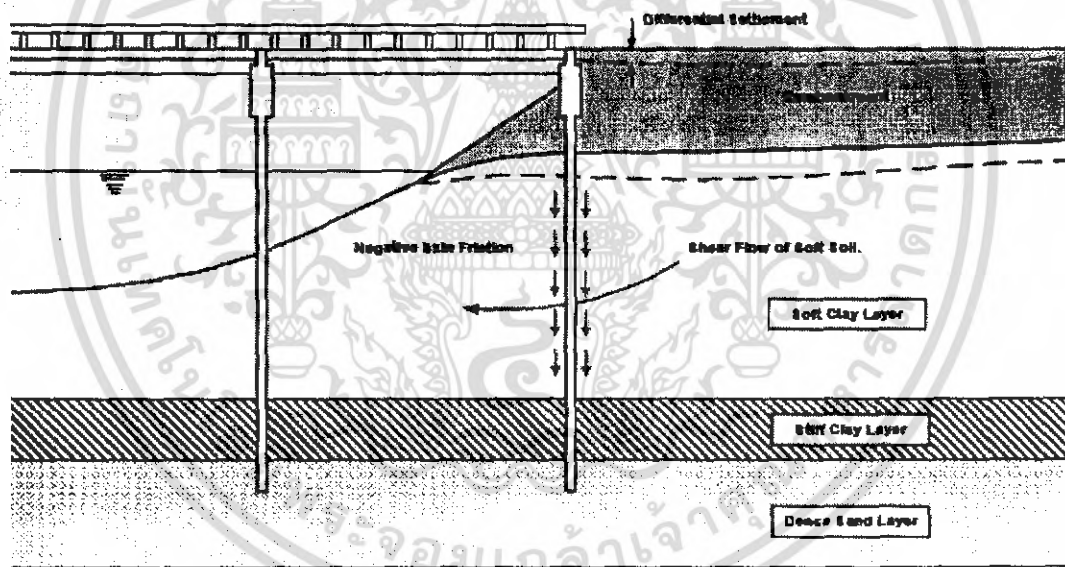
รูปที่ 2.3. รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2. ลักษณะปัญหาการก่อสร้างดินถมบริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อนและแนวทางการป้องกัน

2.2.1. ปัญหาเรื่องเสถียรภาพบริเวณคอสะพานและความมั่นคงของตอม่อสะพาน

เนื่องจากดินถมบริเวณคอสะพานจะมีลักษณะลาดชันอยู่ 3 ด้าน คือลาดลงข้างถนน สองด้านและลาดลงคลองอีกหนึ่งด้านทำให้มีแนวโน้มว่าจะเกิดการพิบัติได้ทั้ง 3 ทิศทาง แต่ลาดชันด้านลงคลองมักจะเกิดแรงดันเฉือน (Shearing stress) ได้มากกว่าอีกสองด้านที่เหลือ ดังนั้น จึงมีโอกาสพิบัติไหลลงคลองได้มากกว่า นอกจากการพิบัติที่จะเกิดขึ้นกับตัวดินถมและดินฐานรากเองแล้ว การเคลื่อนตัวทั้งตามแนวตั้งและแนวราบของดินฐานรากได้ค้นทางยังส่งผลกระทบต่อเสาเข็มตอม่อสะพานในรูปของ Negative skin friction และ Lateral load อีกด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.4

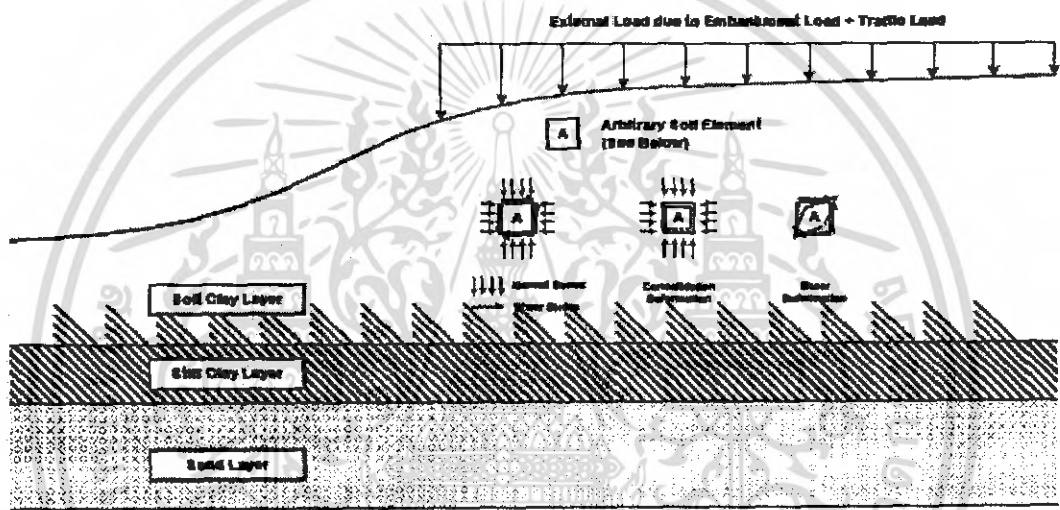


รูปที่ 2.4. นำหนักคันทางบริเวณคอสะพานที่ส่งผลต่อความมั่นคงของเสาเข็มตอม่อสะพาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2. ปัญหาการทรุดตัวของคันทางบริเวณคอสะพาน

การทรุดตัวของบริเวณคอสะพานบนดินอ่อนจะเกิดจากการผสมผสานกันระหว่างการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเพราะการบิดเบี้ยว (Shear deformation) กับการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการยุบอัดตัว (Consolidation deformation) ของดิน (วิชาญ 2523) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ทั้งนี้การทรุดตัวดังกล่าวเกิดจากเมื่อดินฐานรากได้รับแรงภายนอก ทั้งจากน้ำหนักดินถมเองและน้ำหนักจากการจราจร นอกจากนี้ ในบางพื้นที่ที่มีปัญหาเรื่องการสูบน้ำบาดาล การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการลดระดับแรงดันน้ำในโพรงดินก็เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ทำให้มีการทรุดตัวของคันทาง



รูปที่ 2.5. องค์ประกอบของการทรุดตัวของชั้นดินฐานราก บริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อน

2.2.3. การป้องกันและแก้ไขปัญหาของการก่อสร้างดินถมคอสะพานบนชั้นดินอ่อน

สำหรับรูปแบบของการปรับปรุงดินอ่อนบริเวณคอสะพานที่เคยใช้ในประเทศไทย ได้แก่ การใช้เสาเข็มผ่อนความยาว (Relief piles) การใช้เสาเข็มทรายร่วมกับการให้น้ำหนักกดทับ ถ่วงหน้า (Sand drain and surcharge loading) และการใช้ดินถมวัสดุเบา (Light weight embankment)

Holmberg (1978) ได้กล่าวถึงประสิทธิภาพของการใช้เสาเข็มร่วมกับ Approach slab เพื่อช่วยลดการเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างสะพานกับดินถมบริเวณที่อยู่ติดกัน โดยจากการติดตามขนาดการทรุดตัวของผิวทางบริเวณคอสะพานของถนนบางประอิน-นครสวรรค์ เป็นเวลา 6 ปี หลังเปิดใช้งานถนน พบว่าการใช้เสาเข็มรับน้ำหนักคันทางบริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อนมีความเหมาะสมเพียงพอในการแก้ปัญหาการทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างคันดินถมคอสะพานกับตัวสะพานเอง

วิชาญ (2523) ทำการศึกษาโดยตรวจวัดพฤติกรรมทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงสำหรับการปรับปรุงดินอ่อนบริเวณคอสะพานด้วยวิธีการต่างๆ พบว่า การใช้เสาเข็มผ่อนความยาวแบบที่มีแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กอยู่บนหัวเสาเข็ม และการใช้เสาเข็มทรายร่วมกับการให้น้ำหนักกดทับล่วงหน้าจะเป็นวิธีการที่ให้ผลเป็นที่น่าพอใจ

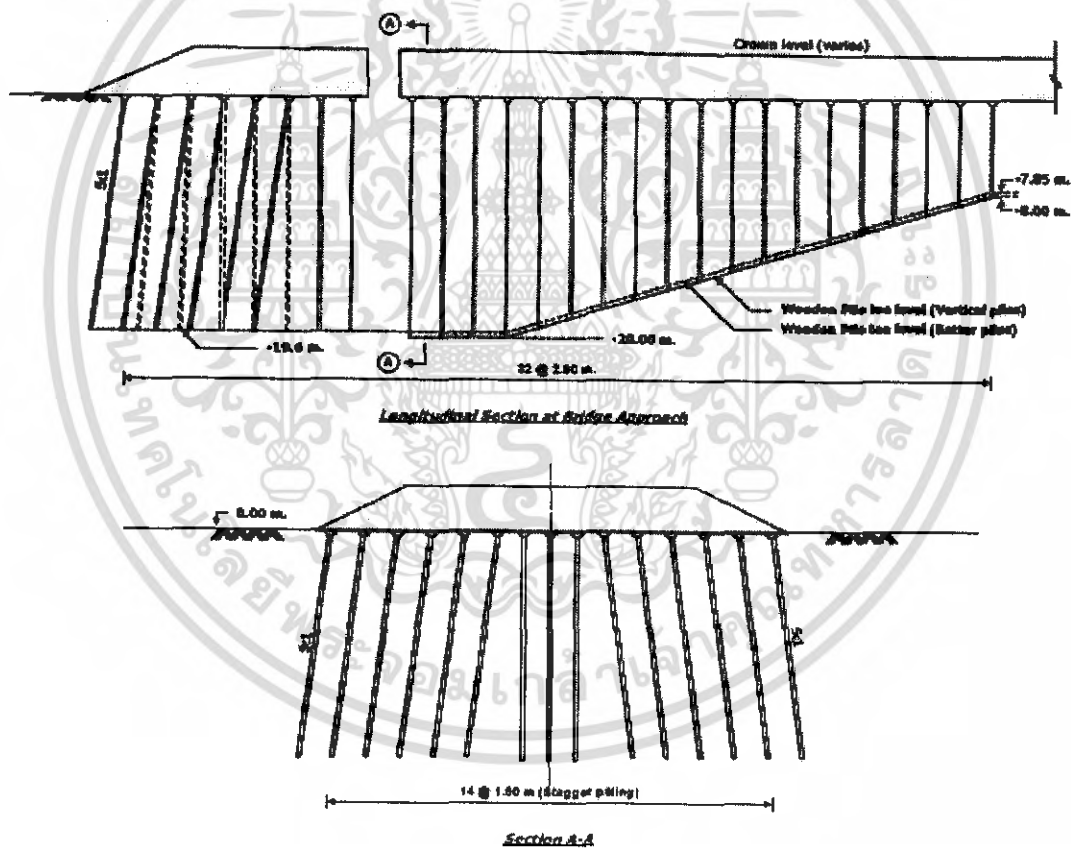
Ried and Buchanan (1984) กล่าวว่า การก่อสร้างคันทางบริเวณคอสะพานบนดินอ่อนด้วยการใช้ Sand drain ร่วมกับการทำ Preloading ในบางพื้นที่อาจประสบปัญหาเรื่องของเวลาและค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง และกล่าวถึงระบบเสาเข็มรองรับคันทางบริเวณคอสะพานที่เรียกว่า ระบบ BASP (Bridge approach support piling system) ว่าจะให้ผลดีทั้งทางด้านเสถียรภาพและการทรุดตัวคุ้มค่าต่อการก่อสร้าง จากที่กล่าวมาข้างต้นเห็นได้ว่า สำหรับถนนที่ผ่านบริเวณดินอ่อนในประเทศไทย นั้นการปรับปรุงดินฐานรากบริเวณคอสะพานที่ให้ผลดีและมีความเหมาะสม คือ วิธีการใช้เสาเข็มรับน้ำหนักคันทาง (Piles support embankment) ทั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบกับการใช้เสาเข็มทรายร่วมกับการทำ Preloading ซึ่งมีรายงานว่าให้ผลดีเช่นกัน พบว่า วิธีการหลังยังคงมีปัญหาในเรื่องของระยะเวลาและการควบคุมคุณภาพการก่อสร้าง

2.3. รูปแบบการใช้งานเสาเข็มรองรับน้ำหนักคันทางบริเวณคอสะพานบนชั้นดินอ่อน

การนำเสาเข็มมาใช้รับน้ำหนักคันทางเพื่อเพิ่มเสถียรภาพและลดปัญหาการทรุดตัวบริเวณคอสะพานบนดินเหนียวอ่อนในประเทศไทย สามารถแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มด้วยกัน คือ

2.3.1. ระบบค้ำทางวางบนแท่นหัวเสาเข็มโดยตรง

ในยุคแรกๆ ของการใช้เสาเข็มเพื่อรองรับค้ำทางบริเวณคอสะพานบนดินเหนียวอ่อนในประเทศไทยจะก่อสร้างให้เสาเข็มแต่ละต้นแยกออกจากกันเป็นอิสระ ค้ำทางวางอยู่บน Pile cap โดยตรงและอาศัยพฤติกรรม Arching effect ของทรายถมค้ำทางในการกระจายน้ำหนักผ่าน Pile cap ลงสู่เสาเข็มแต่ละต้น ขนาดของ Pile cap จะถูกออกแบบโดยหวังให้เสาเข็มรับน้ำหนัก 70-80 % ของน้ำหนักค้ำทาง (นิพนธ์ และ สุชาติ 2525) นอกจากนี้ยังมีการใช้เสาเข็มเอียง (Batter pile) ห้อยลงไปในชั้นดินแข็งเพื่อให้เกิดการทรุดตัวน้อยและเป็นการเพิ่มเสถียรภาพของค้ำทางที่อยู่ติดกับสะพาน ส่วนบริเวณที่ต้องการให้มีการทรุดตัวเพิ่มขึ้นเพื่อเชื่อมต่อกับค้ำทางที่ไม่มีเสาเข็มรองรับจะใช้วิธีการลดความยาวเสาเข็มลง ดังแสดงตัวอย่างการใช้เสาเข็มแบบนี้ในรูปที่ 2.6



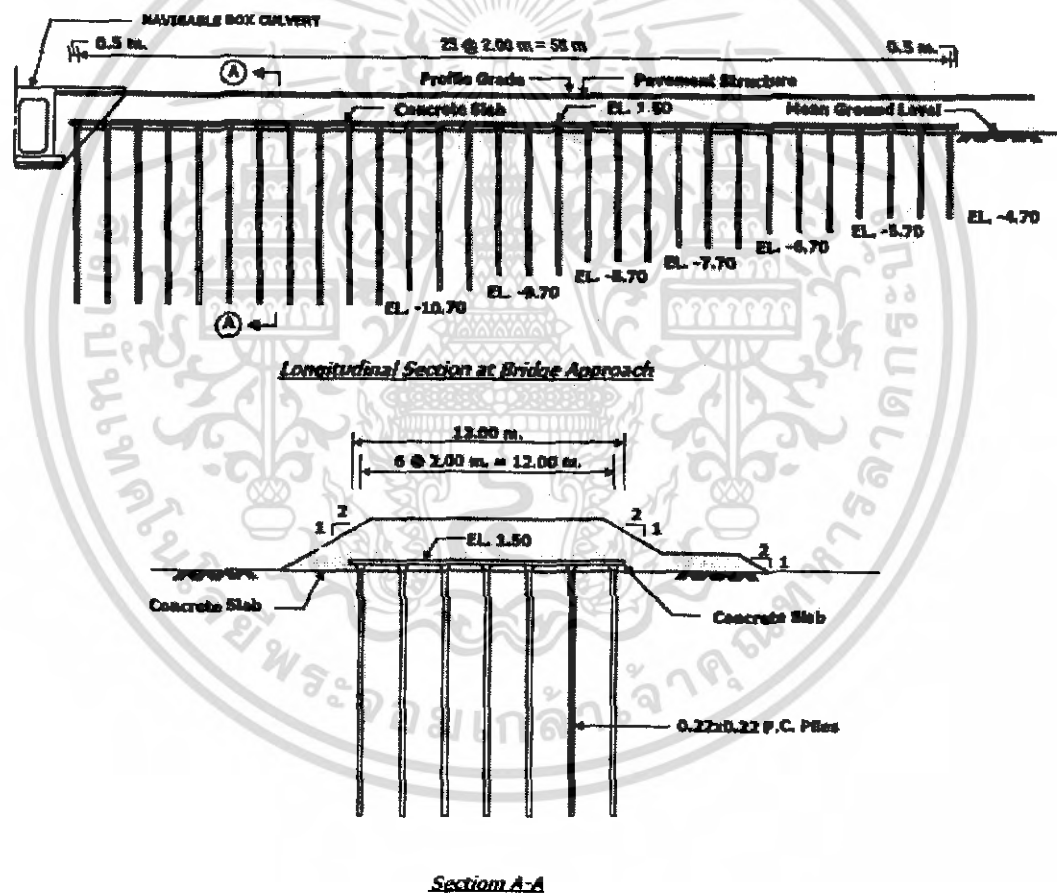
รูปที่ 2.6. ระบบค้ำทางวางอยู่บนเสาเข็มโดยตรงของถนนสายบางนา-บางพระกม เมื่อครั้งก่อสร้างครั้งแรกในปี 1969

ที่มา : วิชาญ (2523)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.2. ระบบคันทางวางบนพื้นคอนกรีตที่รองรับด้วยเสาเข็ม

หลังจากที่ได้มีการก่อสร้างและผ่านการใช้งานมาได้ระยะหนึ่ง มีการตรวจพบว่าการใช้เสาเข็มในรูปแบบแรกมีปัญหาเกิดขึ้นในบางพื้นที่ คือ Arching effect ของทรายถมคันทางไม่เกิดขึ้น ทำให้เกิดการไหลของทรายถมลงสู่ที่ว่างระหว่าง Pile cap ของเสาเข็มก่อให้เกิดการทรุดตัวค่อนข้างสูงบริเวณที่ติดกับสะพาน (สุชาติ 2524) จึงได้มีการพัฒนาโดยการออกแบบให้พื้นคอนกรีตมารับน้ำหนักคันทางก่อนที่จะถ่ายลงสู่เสาเข็มแต่ละต้นต่อไป การใช้เสาเข็มในระบบนี้มีชื่อเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า Bearing unit system ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.7. ระบบคันทางวางบนพื้นคอนกรีตที่รองรับด้วยเสาเข็มของถนนสายบางนา-บางประกง เมื่อครั้งมีการก่อสร้างสายทางด้านทิศใต้เพิ่มอีก 2 ช่องจราจร

ที่มา : นิพนธ์ และ สุชาติ (2525)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.4. การออกแบบช่วงปรับระดับบริเวณคอสะพานที่รองรับด้วย Bearing unit system

การออกแบบเพื่อลดความแตกต่างบริเวณคอสะพานด้วย Bearing unit system มีส่วนสำคัญอยู่ 2 ประการด้วยกัน คือ การออกแบบความยาวของช่วงปรับระดับ (Transition zone) ที่เหมาะสม และการจัดวางเสาเข็มที่เหมาะสมทั้งขนาดและระยะห่าง (Pile alignment) โดยส่วนประกอบทั้ง 2 ประการนี้จะต้องทำงานร่วมกันเพื่อให้ระดับหลังทางยังคงมีความต่อเนื่องของ Vertical alignment และยังสามารถรักษาระยะหยุดโดยปลอดภัย (Stopping sight distance) ตลอดอายุการใช้งานของถนน โดยมีแนวทางการออกแบบดังต่อไปนี้

2.4.1. การออกแบบความยาวของช่วงปรับระดับ

โดยอาศัยหลักการออกแบบทางเรขาคณิต (Geometry design) เชื่อมต่อระดับสะพานกับระดับคันทางเมื่อเกิดการทรุดตัวแล้ว ด้วยโค้งตั้ง (Vertical curve) ที่เหมาะสม ทั้งโค้งตั้งวงกลม (Circular curve) และ โค้งตั้งแบบพาราโบลา (Parabola curve)

Holmberg (1978) กล่าวว่า ความยาวของ Transition zone สามารถวิเคราะห์ได้จากการเชื่อมต่อระดับของสะพานกับหลังทางปกติที่ไม่มีเสาเข็มรองรับเมื่อเกิดการทรุดตัวแล้วด้วยโค้งตั้งวงกลม (Circular vertical curve) ที่มีรัศมีมากกว่ารัศมีน้อยสุดที่ยอมให้ซึ่งขึ้นกับความเร็วที่ใช้ออกแบบ

สมเจตน์ (2536); Seah and Krisom (2000) ยังได้แสดงการคำนวณหาความยาวและระดับหลังทางของช่วง Transition zone บริเวณคอสะพาน จากหลักการเชื่อมต่อระหว่างระดับสะพานกับหลังทางปกติที่ไม่มีเสาเข็มรองรับด้วยโค้งตั้งแบบพาราโบลา ซึ่งจะคำนึงถึง Stopping sight distance และ Maximum gradient ตามมาตรฐานของกรมทางหลวงด้วย ทั้งนี้ทั้งความยาว และระดับหลังทางในช่วง Transition zone นี้จะถูกนำมาใช้ในการออกแบบเสาเข็มที่ต้องใช้ใน Bearing unit system ต่อไป

2.4.2. การออกแบบเสาเข็มใน Bearing unit

สำหรับการออกแบบเสาเข็มใน Bearing unit ณ ที่นี้ หมายถึง การเลือกใช้ความยาวพื้นที่หน้าตัด และการจัดระยะห่างระหว่างเสาเข็มใน Bearing unit ที่เหมาะสม โดยจะเริ่มจากการสมมติรูปแบบของเสาเข็มใน Bearing unit ขึ้นมาก่อนแล้วทำการวิเคราะห์หาการทรุดตัวที่จะเกิดขึ้นในช่วงอายุการใช้งานของถนน ทำการปรับเปลี่ยนจนได้รูปแบบของเสาเข็มที่จะทำให้ระดับหลังทางบริเวณคอสะพานมีการทรุดตัวอย่างสม่ำเสมอเกิดเป็นช่วง Transition zone ที่มีความต่อเนื่องและปลอดภัยตามที่ได้ออกแบบเอาไว้ในขั้นตอนแรก

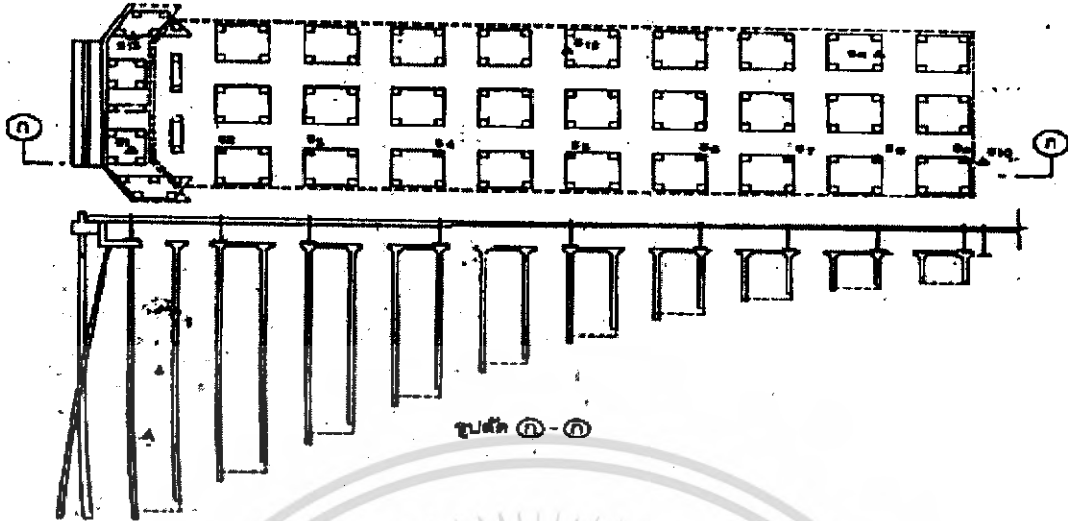
2.5. งานวิจัยเกี่ยวกับวิธีวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit ในประเทศไทย

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit จากผลงานวิจัยในอดีต ทั้งนี้เพื่อสรุปเป็นแนวคิดสำหรับการทำวิจัยครั้งนี้

ขยพุทธ และทินกร (2528) ได้ทำการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit เปรียบเทียบกับการทรุดตัวทั้งหมดจากวิธี Asaoka (1978) ที่วิเคราะห์จากผลการทรุดตัวจริงที่เกิดขึ้นบริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง กม. 6+403 ถนนบางนา-บางปะกง โดยแบ่งเสาเข็มทั้งหมดใน Bearing unit ออกเป็นเสาเข็มกลุ่มย่อยๆ (Pile groups) แล้วทำการหาขนาดการทรุดตัวตามวิธีการต่างๆ พบว่า การวิเคราะห์แบบ Modified theory of elasticity ด้วยวิธี Poulos and Davis (1980) พิจารณาเป็นเสาเข็มเดี่ยว และรวมผลของ Pile cap ขนาด 7 เท่าของเสาเข็มจะให้ผลดีที่สุด รองลงมาคือการวิเคราะห์แบบ Conventional method ด้วยวิธีของ Terzaghi (แบบเสาเข็ม 4 ต้น/ฐาน ดังแสดงในรูปที่ 2.8) ซึ่งให้ค่าการทรุดตัวสูงกว่าวิธี Asaoka เล็กน้อย ส่วนวิธีของ Tomlinson ให้ผลไม่เป็นที่น่าพอใจและสรุปได้ยาก

สมเจตน์ (2536) ได้พัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์ชื่อ BADS (Bridge approach design on soft soil layer) เพื่อใช้ในการออกแบบคอสะพานบนดินอ่อนด้วยวิธีการต่างๆ 3 วิธี ด้วยกัน คือ การใช้เสาเข็มผ่อนความยาว (Relief piles) การใช้เสาเข็มทรายร่วมกับการให้น้ำหนักกดทับล่วงหน้า (Sand drain and surcharge loading) และการใช้ดินถมวัสดุเบา (Light weight embankment) โดยในส่วนของ การปรับปรุงด้วยเสาเข็มผ่อนความยาว ได้ใช้การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวแบบดั้งเดิม (Conventional method) ด้วยวิธีของ Terzaghi ซึ่งพิจารณากลุ่มฐานรากย่อยที่มีเสาเข็มจำนวน 4 ต้นต่อฐานราก ในการคำนวณหารูปแบบของเสาเข็มที่ใช้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

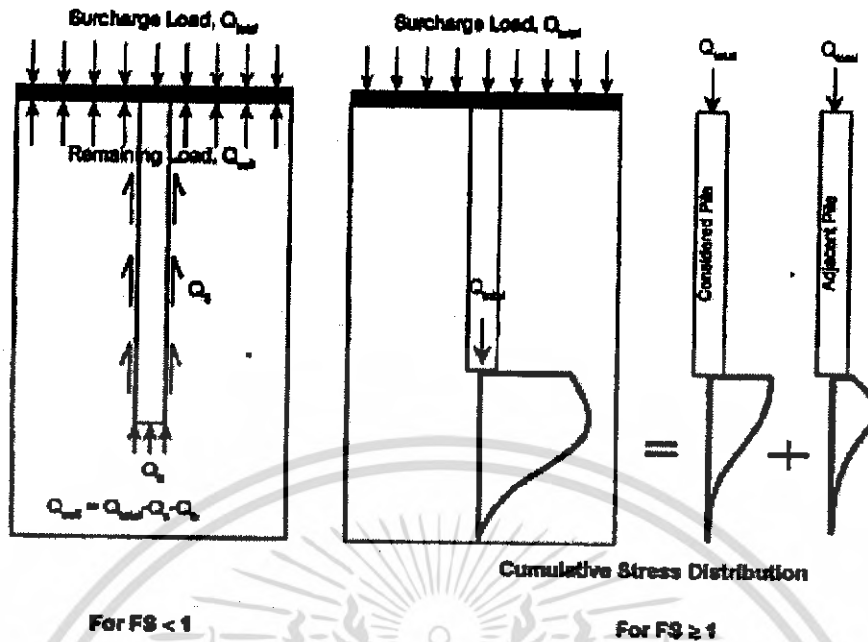


รูปที่ 2.8. การแบ่งระบบเสาเข็มและพื้นคอนกรีตของ Bearing unit เป็นเสาเข็มกลุ่มย่อยกรณี 4 ต้น/ฐาน สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม ที่มา : ยงยุทธ และ ทินกร (2528)

Seah and Krisorn (2000) ได้ทำการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit system ที่ Section km. 31+000 ขาออก ของถนนบางนา-ตราด โดยพิจารณาแยกเสาเข็มและแผ่นพื้นคอนกรีตบนหัวเสาเข็มใน Bearing unit แต่ละต้น ออกเป็น Unit cell of piled raft foundation และคำนึงถึงกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในแต่ละ Unit cell ดังแสดงในรูปที่ 2.9 เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ กับ ผลการทรุดตัวในสนามแล้ว พบว่า มีความคลาดเคลื่อนเพียง 3-8 ซม. นอกจากนี้ยังกล่าวว่าการออกแบบเสาเข็มใน Bearing unit ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม จะทำให้เกิดการทรุดตัวไม่ต่อเนื่องบริเวณปลายสุดของ Transition zone ทั้งที่ติดกับสะพานและคันทางปกติ

ยงยุทธ และ คณะ (2544) ได้ทำการศึกษาวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของถนนสายธนบุรี-ปากท่อ กม. 15+000 ซึ่งเป็นการวิเคราะห์เพิ่มเติมเพื่อทำนายการทรุดตัวของคันทางที่รองรับโดย Soil cement และเสาเข็ม ด้วยวิธีการต่างๆ 5 วิธี คือ Terzaghi method, Tomlinson method, Bowles method, Randolph method และ Poulos method เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทรุดตัวของผิวทางตลอดระยะเวลา 8 ปี นับจากการก่อสร้างเสร็จ พบว่า ขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จะน้อยกว่าการทรุดตัวจริงในสนามมาก ผู้วิจัยได้กล่าวว่า การทรุดตัวของชั้นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลจะเป็นสาเหตุหลักที่ทำให้ผลการวิเคราะห์เพื่อหาการทรุดตัวของคันทางที่รองรับด้วยเสาเข็มผิดพลาดไปอย่างมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.9. การพิจารณาพื้นคอนกรีตและเสาเข็มแต่ละต้นเป็น Unit cell of piled raft foundation
ที่มา : Seah and Krisorn (2000)

จากงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต พบว่า การวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit ที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อนในประเทศไทย ระยะเวลาจะมองพฤติกรรมของ Bearing unit เป็นฐานรากแบบ Free standing pile group นำนักค้นทางทั้งหมดถูกถ่ายผ่านเสาเข็มสู่ชั้นดินที่ระดับความลึกต่างๆ ตามความยาวของเสาเข็ม ซึ่งการผ่อนการทรุดตัวจะเกิดจากความหนาของชั้นดินอ่อนที่มากขึ้น (เสาเข็มสั้นลง) ต่อมาเพื่อความสอดคล้องกับพฤติกรรมจริง จึงเริ่มมีการใช้ทฤษฎีการทรุดตัวของ Piled raft foundation การทรุดตัวของ Bearing unit จะเกิดจากหน่วยแรงที่ถ่ายจากเสาเข็ม (ในระดับลึก) รวมกับหน่วยแรงใต้พื้นคอนกรีตจากน้ำหนักส่วนที่เสาเข็มไม่ได้รับเอาไว้ (ที่ผิวดิน) ดังนั้น พฤติกรรมเรื่องกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม (Ultimate pile capacity) และ พฤติกรรมการทรุดตัวของฐานแผ่ (Raft foundation) จึงมีความสำคัญต่อการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit นอกจากนี้ยังพบว่า การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในระดับลึก ยังมีผลต่อการทรุดตัวของเสาเข็มที่ใช้รองรับน้ำหนักกันทางด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำนักหอสมุดกลาง พระจอมเกล้าลาดกระบัง

2.6. สภาพหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในชั้นดินฐานราก

2.6.1. ขนาดของหน่วยแรงในแนวดิ่ง

ในสภาพธรรมชาติ ขนาดของหน่วยแรงในแนวดิ่ง (Vertical stress) เนื่องจากการทับถมของดินด้านบน สามารถคำนวณได้ในเทอมของหน่วยแรงรวม (Total stress) จาก

$$\sigma_{vo} = \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot \Delta H)_i \quad (1)$$

หรือในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) จาก

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u \quad (2)$$

เมื่อ σ_{vo}	=	หน่วยแรงรวมในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง
σ'_{vo}	=	หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง
γ_i	=	หน่วยน้ำหนักรวมของดิน
ΔH	=	ความหนาของชั้นดิน
u	=	แรงดันน้ำในโพรงดิน

73349

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6.2. ขนาดของหน่วยแรงในแนวราบ

ขนาดของหน่วยแรงในแนวราบ สามารถคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงแนวราบ ต่อ หน่วยแรงแนวตั้งแบบประสิทธิผล (Effective stress) ซึ่งเท่ากับ K_0 (Coefficient of lateral earth pressure at rest) ดังนี้

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{vo} \quad (3)$$

และในเทอมของหน่วยแรงรวม (Total stress) จาก

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (4)$$

เมื่อ σ_h = หน่วยแรงรวมในแนวราบ
 σ'_h = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวราบ
 K_0 = Coefficient of lateral earth pressure at rest

การทดสอบเพื่อหาค่า K_0 โดยตรงกระทำได้ยากในทางปฏิบัติ ที่ผ่านมามีการศึกษาวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_0 กับ คุณสมบัติอื่นๆ เพื่อความสะดวกต่อการนำมาใช้ดังแสดงตัวอย่างในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1. สมการที่ใช้สำหรับหาค่า Coefficient of lateral earth pressure at rest (K_0) จากคุณสมบัติ
อื่นๆ ของดิน

Formula	Remark	Reference
$K_0 = (1 + 2/3 \sin \phi') \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ $K_0 \approx 0.9(1 - \sin \phi')$	Theoretical derivation	Jacky (1944)
$K_0 = 1 - \sin \phi'$		Jacky (1948)
$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$	For cohesive soil, base on data obtained from remoulded specimens	Brooker and Ireland (1965)
$K_0 = \tan^2 (45 - \phi_{em} / 2)$	$\phi_{em} \approx \phi_c$ (Hvorslev) and $\phi_c = 1.15(\phi' - 9)$	Rowe (1957) Abdelhamid and Krizek (1976)
$K_0 = 0.19 + 0.233 \cdot \log I_p (\%)$	Based on data published by Kenney (1959)	Alpan (1967)
$K_0 = 0.24 + 0.31 \cdot \log I_p (\%)$	K_0 Determine from in-situ test	Lee and Jin (1979)
$K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^{m_1}$	$m_1 = 0.54 \exp(-I_p / 281)$	Alpan (1967)
$K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^{m_2}$	$m_2 = f(I_p)$	Schmidt (1966) Ladd et al. (1977)
$K_{0(min)} = (0.95 - \sin \phi')$ $K_{0(max)} = (0.95 - \sin \phi') \cdot OCR$		Tavenas et al (1975)

หมายเหตุ NC หมายถึง Normally consolidated

OC หมายถึง Over consolidated

ที่มา : Balasubramaniam and Brenner (1981)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.7. หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำบนผิวดิน

2.7.1. น้ำหนักกระทำแบบจุด

Boussinesq (1885) ใช้ทฤษฎี Elastic สร้างสมการเพื่อคำนวณหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นในมวลดินเนื่องจากมีน้ำหนักกระทำแบบ Point load โดยตั้งสมมติฐานว่า ดินมีลักษณะเป็น Semi infinite, Homogeneous, Isotropic, Weightless, Elastic half space ดังนี้

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (5)$$

2.7.2. น้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยม

Newmark (1935) เสนอสมการเพื่อใช้หาขนาดของหน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นได้มุมของน้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยม ดังแสดงในสมการที่ 6 และสมการที่ 7 โดยรายละเอียดของตัวแปรตามรูปที่ 2.11

ในกรณีที่ $V \leq V_1$

$$\Delta\sigma_v = q \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} \frac{V+1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right] \quad (6)$$

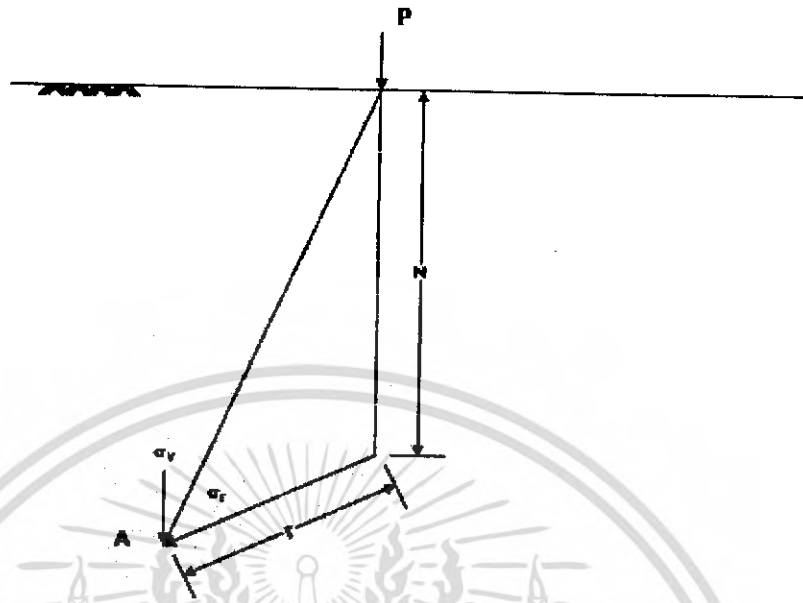
ในกรณีที่ $V > V_1$

$$\Delta\sigma_v = q \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} \frac{V+1}{V} + \pi + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right] \quad (7)$$

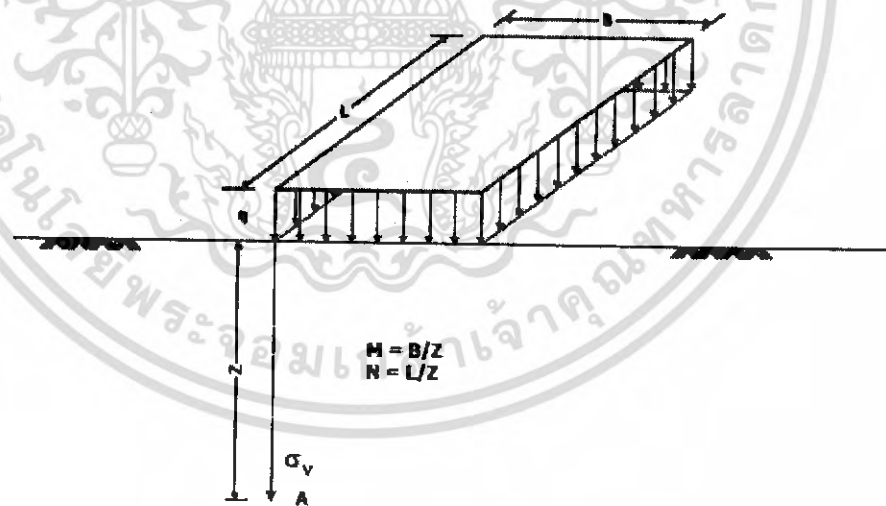
$$\text{โดยที่ } V = M^2 + N^2 + 1 (MN)^2$$

$$V_1 = (MN)^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



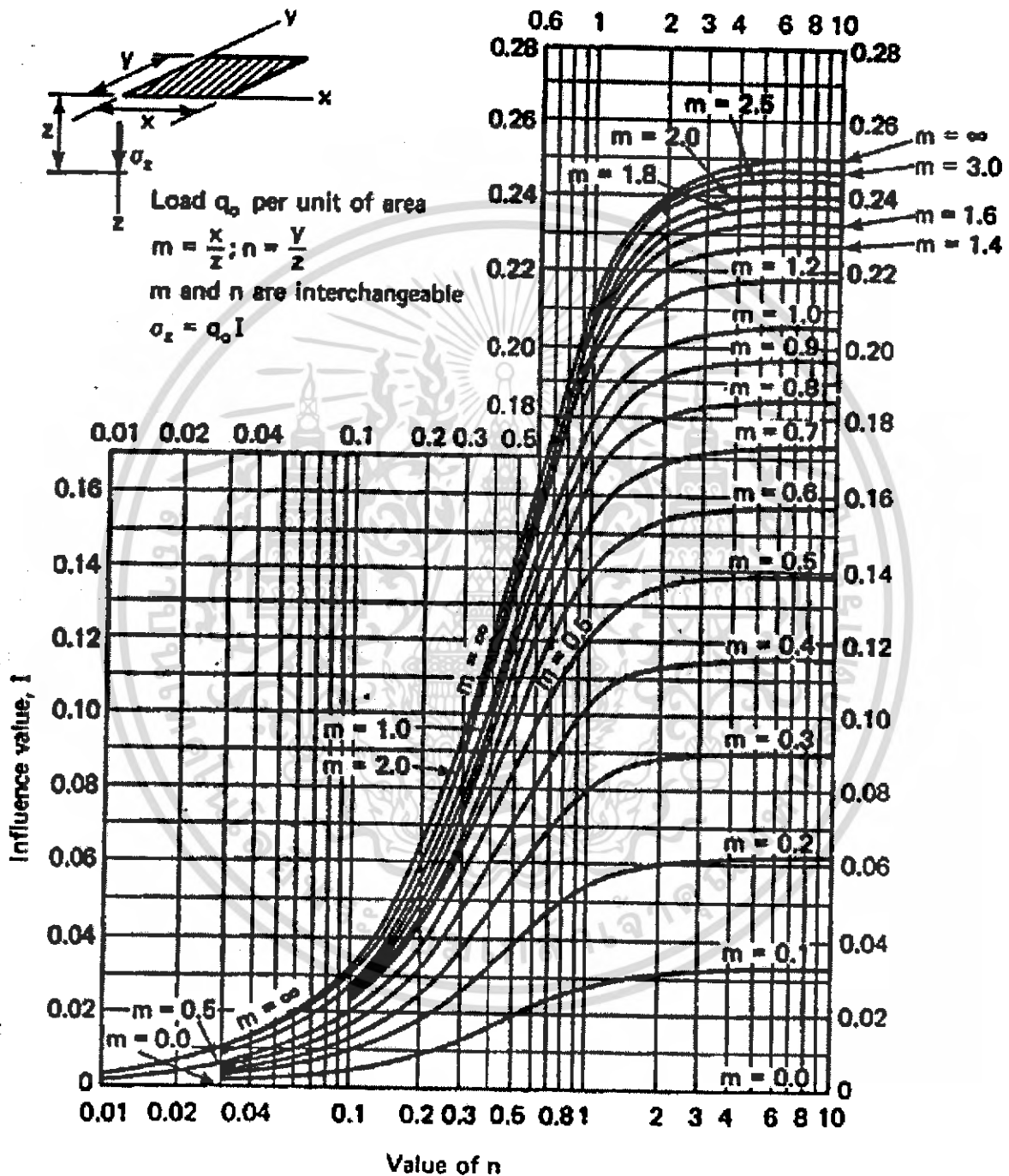
รูปที่ 2.10. ตัวแปรสำหรับใช้หาหน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำแบบจุดบนผิวดิน



รูปที่ 2.11. ตัวแปรที่ใช้หาหน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำเป็นพื้นที่สี่เหลี่ยมบนผิวดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นอกจากนี้ Fadum (1948) ได้เสนอแผนภูมิสำหรับใช้หาขนาดของหน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นได้มุมของน้ำหนักกระทำแบบสม่ำเสมอรูปสี่เหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12. แผนภูมิแสดงอิทธิพลของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นได้มุมของน้ำหนักกระทำรูปสี่เหลี่ยม
ที่มา : Fadum (1948)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8. ทฤษฎีวิเคราะห์การทรุดตัวของดิน

การทรุดตัวของดินเกิดจากการมีน้ำหนักภายนอกมากระทำเพิ่มขึ้นจากสภาพธรรมชาติ โดยในกรณีของดินเหนียว สามารถแบ่งการทรุดตัวออกเป็น 3 ส่วน คือ การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate settlement) ซึ่งเป็นการทรุดตัวเนื่องจากการบิดเบี้ยวโดยที่ปริมาตรของดินยังคงที่ การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement) ซึ่งเป็นการทรุดตัวเนื่องจากการระบายน้ำออกจากโพรงดินทำให้มวลดินมีปริมาตรลดลง และการทรุดตัวครั้งที่สอง (Secondary consolidation settlement) ซึ่งเป็นการทรุดตัวเนื่องจากเม็ดดินจัดเรียงโครงสร้างใหม่ภายใต้สภาพหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) คงที่ แต่เกิดขึ้นน้อยเมื่อดินได้รับหน่วยแรงไม่มากนัก ดังนั้นในหัวข้อนี้จึงให้ความสำคัญถึงการทรุดตัวใน 2 ประเภทแรกเท่านั้น

2.8.1. การวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัว

2.8.1.1. การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวแบบทันทีทันใด

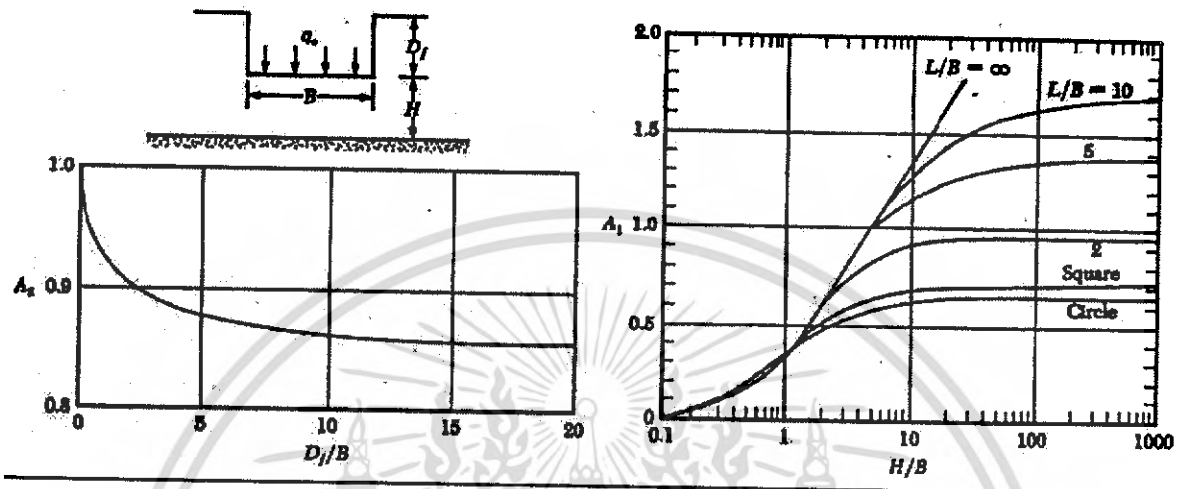
Christian and Carrier (1978) ได้พัฒนาสมการเพื่อใช้หาการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate settlement) ของฐานราก โดยอาศัยทฤษฎี Elasticity และกำหนดให้การทรุดตัวในลักษณะนี้ ดินจะไม่มี การระบายน้ำออก ค่า Poisson's ratio จึงเป็นค่าในสภาพไม่ระบายน้ำ เท่ากับ 0.5 ได้ผลดังสมการที่ 8 โดยค่า Influence factor A_1 และ A_2 ขึ้นกับรูปร่าง ขนาด และความลึกของฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 2.13

$$p_i = \frac{q' \cdot B}{E_u} \cdot A_1 \cdot A_2 \quad (8)$$

เมื่อ	p_i	=	การทรุดตัวแบบทันทีทันใด
	q'	=	แรงดันสุทธิ
	B	=	ความกว้างของฐานราก
	A_1, A_2	=	Influence factor จากรูปที่ 13
	E_u	=	Undrained modulus ของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พารามิเตอร์ที่สำคัญของดินในการวิเคราะห์คือ ค่า Undrained modulus (E_u) ซึ่งมักหาได้จากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Undrained shear strength, S_u) ของดินเหนียวดังแสดงความสัมพันธ์ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok clay) ในตารางที่ 2.2



รูปที่ 2.13. ค่า Influence factor A_0 , A_1 สำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวแบบทันทีที่ทันใด
ที่มา : Christian and Carrier (1978)

ตารางที่ 2.2. ความสัมพันธ์ระหว่าง Undrained modulus กับ Undrained shear strength ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ความสัมพันธ์	ผู้วิจัย	หมายเหตุ
$E_u = 70$ ถึง $250S_{uv}$	Balasubramaniam and Brenner (1981)	ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
$E_u = 125S_u$	Kampananonda (1984)	คันทับรับรางรถไฟ อ. ฉะเชิงเทรา
$E_u = 253S_u$	Pamploy (1985)	ชั้น Weathered clay ถนน บางนา-บางประกง กม. 2+899
$E_u = 131S_u$	Pamploy (1985)	ชั้น Soft clay ถนน บางนา-บางประกง กม. 2+899
$E_u = 150S_{uv}$	Bergado et al. (1990)	ชั้น Soft clay ถนน บางนา-บางประกง ตลอดสาย

หมายเหตุ ค่า S_{uv} หมายถึง Uncorrected field vane strength

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.1.2. การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ

Terzaghi (1925) ได้ริเริ่มวิธีการวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวของดินเหนียวอิ่มตัว โดยใช้ผลจาก Oedometer test ซึ่งเป็นการจำลองการยุบอัดตัวของดินในสภาพ 1 มิติ (ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง) ขนาดการยุบอัดตัวตามแนวตั้งของตัวอย่างดินเท่ากับการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่าง (Void ratio) ของดิน ความเครียดตามแนวตั้ง (Vertical strain) ของตัวอย่างดินจึงมีความสัมพันธ์กับอัตราส่วนช่องว่างของดิน ดังสมการที่ 9

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (9)$$

การเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนช่องว่าง (Vertical strain) ของดินเหนียวอิ่มตัวจะมีความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งแบบ Logarithm โดยการหาขนาดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ของดินสามารถกระทำได้จากกรณีต่างๆ ต่อไปนี้

กรณี Normally consolidated clay และ $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm} < \sigma'_{vf}$

$$\rho_{ocd} = \sum_{i=1}^n \left[CR \cdot \Delta H \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) \right]_i \quad (10)$$

กรณี Overconsolidated clay และ $\sigma'_{vm} > \sigma'_{vf} > \sigma'_{vo}$

$$\rho_{ocd} = \sum_{i=1}^n \left[RR \cdot \Delta H \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) \right]_i \quad (11)$$

กรณี Overconsolidated clay และ $\bar{\sigma}_{vf} > \bar{\sigma}_{vm} > \bar{\sigma}_{vo}$

$$\rho_{ocd} = \sum_{i=1}^n \left[RR \cdot \Delta H \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) + CR \cdot \Delta H \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) \right]_i \quad (12)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ $CR = C_c / (1 + e_0)$ (13)

$RR = C_r / (1 + e_0)$ (14)

เมื่อ	ρ_{oed}	=	การทรุดตัวแบบอัดคาน้ำใน 1 มิติ
	C_c	=	Compression index ของดิน
	C_r	=	Recompression index ของดิน
	e_0	=	อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้นของดิน
	CR	=	Compression ratio ของดิน
	RR	=	Recompression ratio ของดิน
	ΔH	=	ความหนาชั้นดิน
	σ'_{vo}	=	หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง
	σ'_{vm}	=	หน่วยแรงทับถมสูงสุดในอดีต
	σ'_{vf}	=	หน่วยแรงประสิทธิผลแนวตั้งเมื่อสิ้นสุดขบวนการระบายน้ำ
	n	=	จำนวนชั้นยุบอัดตัวได้

หน่วยแรงประสิทธิผลแนวตั้งเมื่อสิ้นสุดขบวนการระบายน้ำ (Final effective vertical stress, σ'_{vf}) ในสมการที่ 10 ถึง สมการที่ 12 มีค่าเท่ากับ

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta u \quad (15)$$

เนื่องจากการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ จึงไม่มีความเครียดเกิดขึ้นในแนวราบ ขนาดของแรงดันน้ำส่วนเกินจึงมีค่าเท่ากับหน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น ($\Delta u = \Delta \sigma_v$) แทนค่าในสมการที่ 15 ได้

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v \quad (16)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ Δu = แรงดันน้ำส่วนเกิน
 $\Delta\sigma_v$ = หน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น

จากพื้นฐานการทดสอบ Oedometer test กำหนดค่า Δu ให้เท่ากับ $\Delta\sigma_v$ ซึ่งจะแทนพฤติกรรมการมีน้ำหนักกระทำเพิ่มเป็นบริเวณที่กว้างมาก แต่สำหรับฐานรากที่ไม่ใหญ่มากนัก ค่า Δu จะไม่เท่ากับ $\Delta\sigma_v$ โดย Skemton (1954) ได้เสนอสมการเพื่อหาค่า Δu ภายใต้สภาพการเกิดความเครียด 3 มิติ เช่นเดียวกับการทดสอบ Triaxial test ดังนี้

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (17)$$

เมื่อ A, B = Skemton's pore pressure parameter
 $\Delta\sigma_1$ = การเปลี่ยนแปลง Major principal stress
 $\Delta\sigma_3$ = การเปลี่ยนแปลง Minor principal stress

จากความแตกต่างของการคำนวณหาค่า Δu กรณีที่เกิดความเครียดแบบ 1 มิติ กับ 3 มิติ Skemton and Bjrrum (1957) ได้พัฒนาวิธีการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวแบบอัดคายน้ำสุดท้าย (Final primary consolidation settlement, ρ_c) โดยปรับแก้ค่าการทรุดตัวแบบอัดคายน้ำใน 1 มิติ (One-dimensional consolidation settlement, ρ_{eod}) ที่หาได้จากสมการที่ 10 ถึง สมการที่ 12 ด้วยค่า Settlement ratio ดังนี้

$$\rho_c = \mu \cdot \rho_{eod} \quad (18)$$

เมื่อ ρ_c = การทรุดตัวแบบอัดคายน้ำสุดท้าย
 ρ_{eod} = การทรุดตัวแบบอัดคายน้ำใน 1 มิติ
 μ = Settlement ratio

สำหรับชั้นดินกรุงเทพ Balasubramaniam et al. (1985) ได้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า μ กับ OCR พบว่า ค่า μ มีค่าเท่ากับ 1 สำหรับดินเหนียว Normally consolidated clay และจะมีค่าลดลงเมื่อค่า OCR ของดินเพิ่มขึ้น จนเท่ากับ 0.4 ที่ค่า OCR มากกว่า 3 เป็นต้นไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากที่กล่าวมาข้างต้นค่าพารามิเตอร์ของดินที่สำคัญต่อ การทรุดตัวแบบอัดคายน้ำ
สุดท้าย (Final primary consolidation settlement, P_c) ได้แก่ C_c (หรือ CR), C_r (หรือ RR) ซึ่งได้จาก
การทดสอบ Oedometer test ของตัวอย่างดินคงสภาพ หรือจากความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติทางด้าน
การยุบอัดตัวกับคุณสมบัติอื่นๆ ของดิน

ธานีินทร์ (2528) ได้รวบรวมความสัมพันธ์ระหว่างค่า C_c และ C_r กับค่า Natural
water content และ Void ratio ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) ดังแสดงรายละเอียดในตาราง
ที่ 2.3

ตารางที่ 2.3. ความสัมพันธ์ระหว่าง Compression index และ Compression ratio กับปริมาณความชื้น
ตามธรรมชาติ และ อัตราส่วนช่องว่างของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
ที่มา : ธานีินทร์ (2528)

สมการ	สำหรับ	ที่มา
$C_c = 0.0002W_u^2 + 0.0067W_u - 0.014$	ดินเหนียวทุกชนิด	Muktahant และ คณะ (1966)
$C_c = 0.20 + 0.008W_u$	ดินเหนียวอ่อน	Adikari (1977)
$C_c = 0.21 + 0.008LL$		
$C_c = 0.22 + 0.29e_0$		
$C_c = 0.20 + 0.008LL + 0.009e_0$		
$C_c = -0.014 + 0.010W_u$	ดินเหนียวทุกชนิด	Adikari (1977)
$C_c = -0.015 + 0.38e_0$		
$C_c = -0.28 + 0.012LL$		
$C_c = -0.965 + 0.029W_u$	ดินเหนียวทุกชนิด	Tonyagate (1978)
$C_c = -0.847 + 0.024LL$		
$C_c = -0.0941 + 1.057e_0$		
$C_c = -0.588 - 0.0217W_u$	ดินเหนียวอ่อน	Tasneenart (1984)
$C_c = -0.5906 + 0.8019e_0$		
$CR = -0.0043W_u$	ดินเหนียวอ่อน	Cox (1968)
$CR = 0.0045LL$		
$CR = -0.037 + 0.00566W_u$	ดินเหนียวทุกชนิด	Tonyagate (1978)
$CR = -0.013 + 0.00463LL$		
$CR = -0.0130 + 0.0047W_u$	ดินเหนียวอ่อน	Tasneenart (1984)
$CR = -0.1197 + 0.2841e_0 - 0.0284e_0^2$		

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.8.2. การวิเคราะห์อัตราการผลิตแบบอัดตัวคายน้ำใน 1 มิติของดิน

ทฤษฎีสำหรับหาอัตราการผลิตในตัวใน 1 มิติ ถูกเสนอครั้งแรกโดย Terzaghi (1925) โดยมีข้อกำหนดว่า

- 1) ชั้นดินเหนียวเป็นเอกพันธ์ (Homogeneous) และมีสภาพอิ่มตัว
- 2) การอัดตัวของชั้นดิน เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเท่านั้น (เกิดการระบายน้ำ)
- 3) สามารถใช้กฎของ Darcy ได้
- 4) การเปลี่ยนแปลงรูปร่างดินเกิดในทิศทางที่รับแรงกระทำเท่านั้น
- 5) ค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว (C_v) คงที่ในช่วงการเกิด Consolidation

จากสมการเชิงอนุพันธ์ (Differential equation) สามารถหาสมการทั่วไปสำหรับค่าแรงดันน้ำที่ความลึกต่างๆ ได้ดังนี้

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^H u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (19)$$

เมื่อกำหนดให้ค่าแรงดันน้ำเริ่มต้น (u_i) มีค่าคงที่ตลอดความลึก จะสามารถคำนวณหาค่าแรงดันน้ำ (u) ที่ความลึกต่างๆ และ Degree of consolidation (U_v) ที่ความลึกต่างๆ ได้เป็น

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2u_i}{M} \sin \frac{MZ}{H} \exp(-M^2 T_v) \quad (20)$$

$$M = (2m+1)\left(\frac{\pi}{2}\right) \quad (21)$$

$$T_v = \frac{C_v T}{H^2} \quad (22)$$

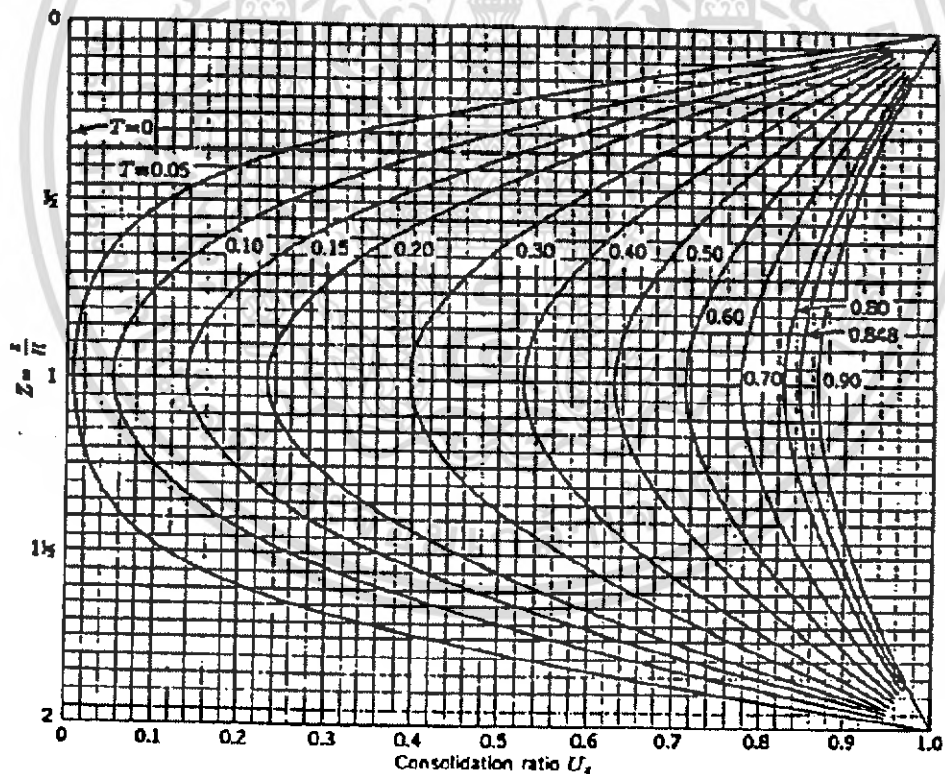
$$U_v = \frac{u_i - u}{u_i} \quad (23)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น $U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{MZ}{H} \exp(-M^2 T_v)$ (24)

- เมื่อ U_v = Degree of consolidation ที่ความลึก z ณ เวลา t
 u = Pore water pressure ที่ความลึก z ณ เวลา t
 u_i = Initial pore water pressure
 H = Drainage length
 m = 0, 1, 2, ...
 C_v = Coefficient of consolidation ในแนวตั้ง

ในรูปที่ 2.14 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า U_z ตามความลึก สำหรับค่า Time factor (T_v) ต่างๆ เรียกว่า โค้ง Isocrones



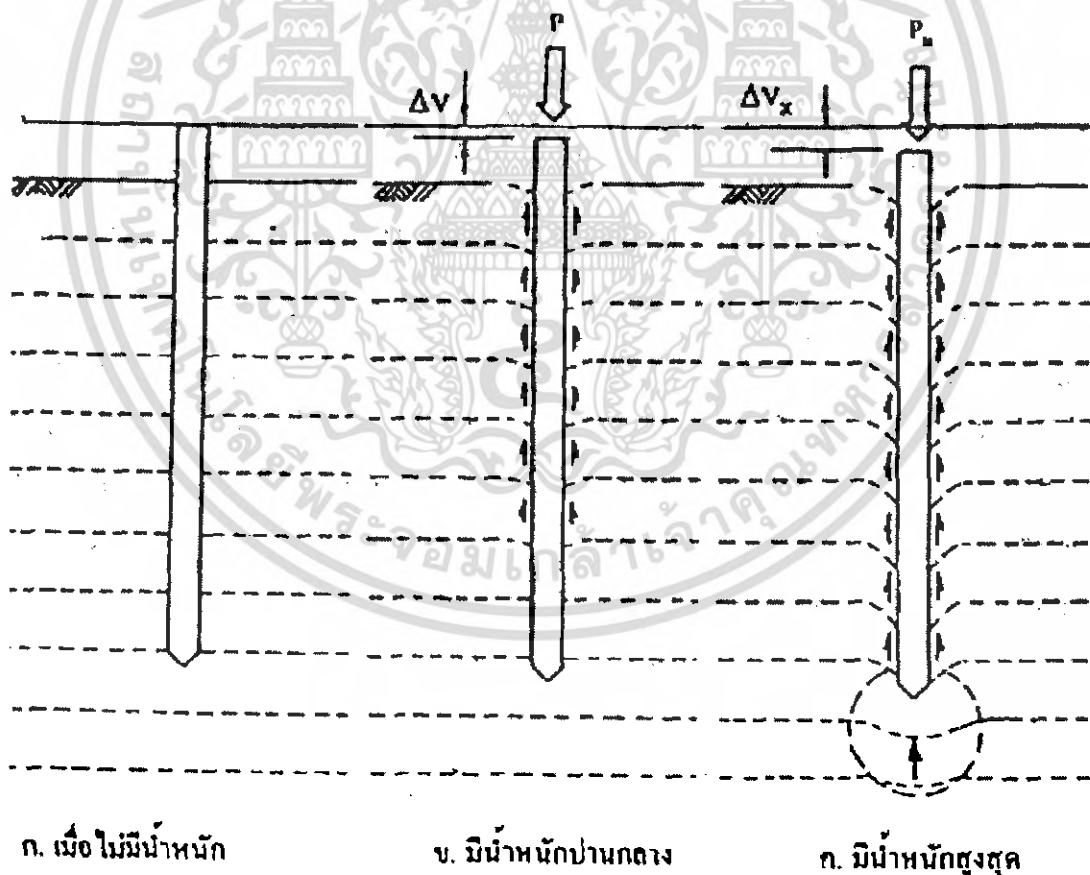
รูปที่ 2.14. แสดง Consolidation ratio as function of depth and time factor กรณี Uniform initial excess pore pressure

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9. ทฤษฎีการรับน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็ม

2.9.1. การรับน้ำหนักของเสาเข็ม

กำลังต้านทานน้ำหนักแบบกดลงในแนวแกน (Axial loading) ของเสาเข็มเกิดจากการพัฒนาแรงต้านของดินจากสองส่วนด้วยกัน คือ กำลังต้านทานที่ผิวสัมผัสด้านข้างของเสาเข็ม (Shaft resistance) และ กำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็ม (Base resistance) ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อเสาเข็มมีการเคลื่อนตัวผ่าน หรือ จมลงในดิน โดยปกติแล้วปลายเสาเข็มต้องการระยะจมลงในดินประมาณ 10 % ถึง 30 % ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม เพื่อพัฒนากำลังต้านทานที่ปลายเสาเข็มจนถึงค่าสูงสุด ในขณะที่ผิวด้านข้างเสาเข็มต้องการขนาดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์น้อยมากเพียง 2-3 มม. เท่านั้น เพื่อพัฒนากำลังแรงเสียดทานจนถึงค่าสูงสุด ดังนั้นแรงต้านจากทั้งสองส่วนนี้จึงเกิดขึ้นไม่พร้อมกัน ขึ้นกับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15. การเคลื่อนที่ตัวของดินบริเวณเสาเข็มและการพัฒนา กำลังต้านทานน้ำหนักตามแนวแกน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดแบบสุทธิ (Net ultimate pile capacity) ของเสาเข็มเดี่ยว สามารถคำนวณได้จากกำลังต้านทานสูงสุดจากผิวสัมผัส (Ultimate shaft resistance) รวมกับกำลังต้านทานสูงสุดจากปลายเสาเข็ม (Ultimate base resistance) และน้ำหนักของเสาเข็ม ดังนี้

$$Q_{u,net} = Q_{su} + Q_{bu} - W_p \quad (25)$$

เมื่อ $Q_{u,net}$ = Net ultimate pile capacity
 Q_{su} = Ultimate shaft resistance
 Q_{bu} = Ultimate base resistance
 W_p = น้ำหนักของเสาเข็ม

2.9.1.1. กำลังต้านทานสูงสุดที่ปลายวงเสาเข็ม

2.9.1.1.1. ในชั้นดินเหนียว

$$Q_{bu} = (S_u \cdot N_c + \sigma_{vo}) \cdot A_b \quad (26)$$

เมื่อ S_u = Undrained shear strength at pile base
 N_c = Bearing capacity factor
 σ_{vo} = หน่วยแรงรวมในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง

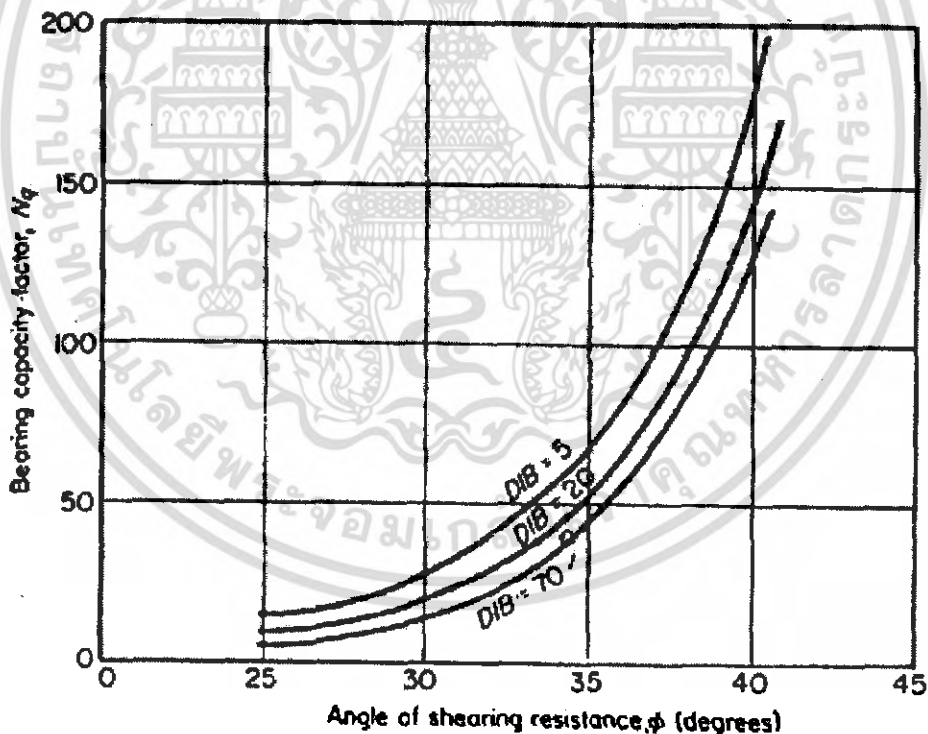
ค่า Bearing capacity factor N_c มีค่าประมาณ 9 สำหรับกรณีของเสาเข็มในดินเหนียว อิ่มตัว และรับน้ำหนักในสภาพไม่ระบายน้ำ ($\varphi'=0$)

2.9.1.1.2. ในชั้นทราย

$$Q_{bu} = N_q \cdot \sigma'_{vo} \cdot A_b \quad (27)$$

- เมื่อ N_q = Bearing capacity factor
 σ'_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง
 A_b = พื้นที่หน้าตัดบริเวณส่วนปลายของเสาเข็ม

สำหรับค่า N_q สำหรับการหาค่า Base resistance จะขึ้นกับสมมติฐานเกี่ยวกับระนาบการพังทลาย แต่ที่นิยมใช้คือ ตามสมมติฐานของ Berezantsev ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างค่า N_q กับ Angle of shear resistance (ϕ) ดังแสดงในรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16. ค่า Bearing capacity factor (N_q) ตามระนาบการพังทลายของ Berezantsev
 ที่มา : Tomlinson (1986)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

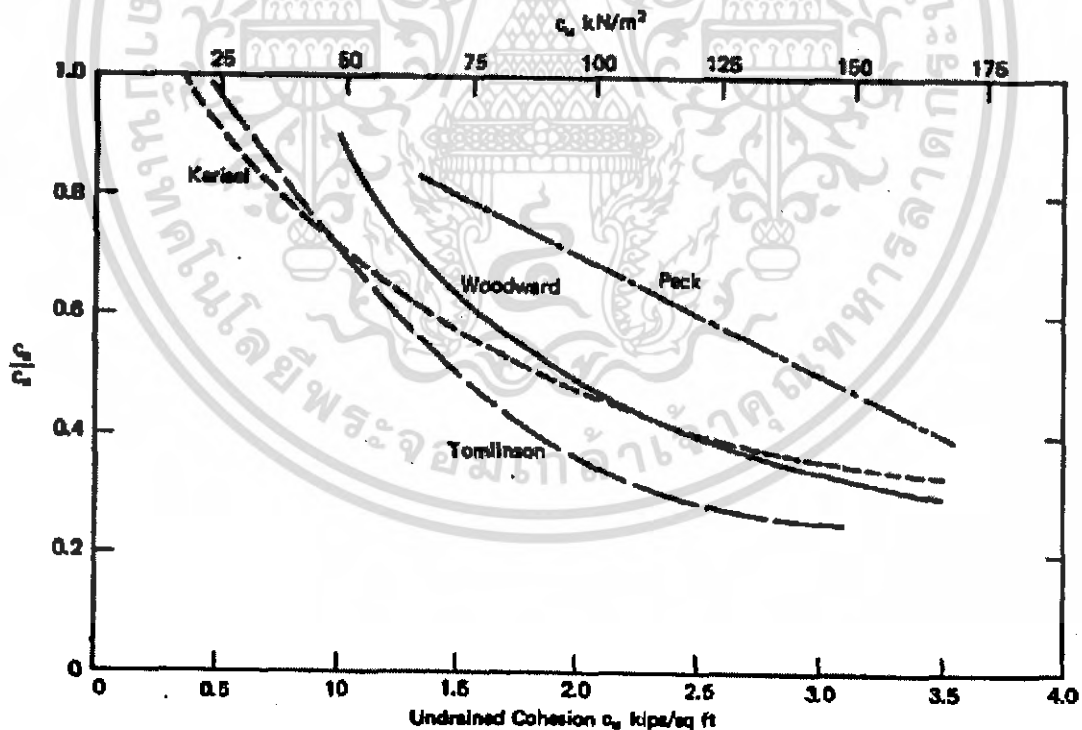
2.9.1.2. กำลังต้านทานสูงสุดที่ผิวด้านข้างของเสาเข็ม

2.9.1.2.1. ในชั้นดินเหนียว

$$Q_{su} = \alpha_a \cdot S_u \cdot A_s \quad (28)$$

- เมื่อ
- α_a = Adhesion factor
 - S_u = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน
 - A_s = พื้นที่ผิวด้านข้างของเสาเข็มที่สัมผัสกับดิน

ค่า Adhesion factor (α_a) มักถูกหาความสัมพันธ์กับค่า Undrained shear strength (S_u) ของดิน ทั้งนี้มีข้อสังเกตสำหรับเสาเข็มตอกว่า ในชั้นดินเหนียวที่มีค่า Undrained shear strength ก่อนข้างต่ำ กำลังต้านทานแรงเฉือนระหว่างดินกับเสาเข็ม จะสูงกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนระหว่างดินกับดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17. ค่า Adhesion factor ของเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียว

ที่มา : Poulos and Davis (1980)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9.1.2.2. ในชั้นทราย

$$Q_{su} = K_s \cdot \alpha'_{v0} \cdot \tan \delta \cdot A_s \quad (29)$$

เมื่อ K_s = Coefficient of horizontal soil stress
 δ = Angle of friction between pile and soil

ค่า Coefficient of horizontal soil stress (K_s) มักจะมีค่าไม่เท่ากับ Coefficient of lateral earth pressure at rest (K_0) ขึ้นกับชนิดของดินและขั้นตอนการก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 2.4 และในทำนองเดียวกันค่า Angle of friction between pile and soil (δ) จะไม่เท่ากับค่า Angle of friction (ϕ) ระหว่างดินกับดิน ดังแสดงได้ในตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.4. อัตราส่วนค่า Coefficient of horizontal soil stress หลังและก่อนการติดตั้งเสาเข็ม
 ที่มา : Coduto (1994)

Foundation Type and Method of Construction	K_s/K_0
Jetted pile	1/2 – 2/3
Drilled shaft	2/3 – 1
Pile-Small displacement	3/4 – 1 1/4
Pile-Large displacement	1-2

ตารางที่ 2.5. อัตราส่วนค่า Angle of friction between pile and soil ต่อ Angle of friction between
 ที่มา : Coduto (1994)

File and Soil Types	δ / ϕ
Sand/rough concrete (i.e., cast-in-place concrete)	1.0
Sand/smooth concrete (i.e., precast concrete)	0.8-1.0
Sand/rough steel (i.e., corrugated steel)	0.7-0.9
Sand/smooth steel (i.e., steel coated with bitumen)	0.5-0.7
Sand/timber	0.8-0.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9.2. การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว

การทรุดตัวของเสาเข็มที่รับน้ำหนักคงที่ในแนวแกน (Static vertical load) เกิดจากองค์ประกอบ 2 ส่วนด้วยกัน คือ การยุบอัดตัวแบบ Elastic ของเสาเข็ม และการยุบอัดตัวของดินโดยมีรายละเอียดดังนี้

2.9.2.1. การยุบอัดตัวของตัวเสาเข็ม

ขนาดการยุบอัดตัวของเสาเข็มสามารถกระทำได้ไม่ยากนักถ้าทราบการกระจายแรงแนวแกนตลอดความลึกของเสาเข็ม โดยอาศัยทฤษฎี Mechanics of material ขนาดการยุบอัดตัวของเสาเข็มสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 30

$$e_{pile} = \frac{1}{A_p E_p} \int_0^p P(z) dz \quad (30)$$

เมื่อ

$$\begin{aligned} e_{pile} &= \text{การยุบอัดตัวแบบ Elastic ของเสาเข็ม} \\ A_p &= \text{พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม} \\ E_p &= \text{Elastic modulus of pile} \\ P(z) &= \text{Axial force at level } z \end{aligned}$$

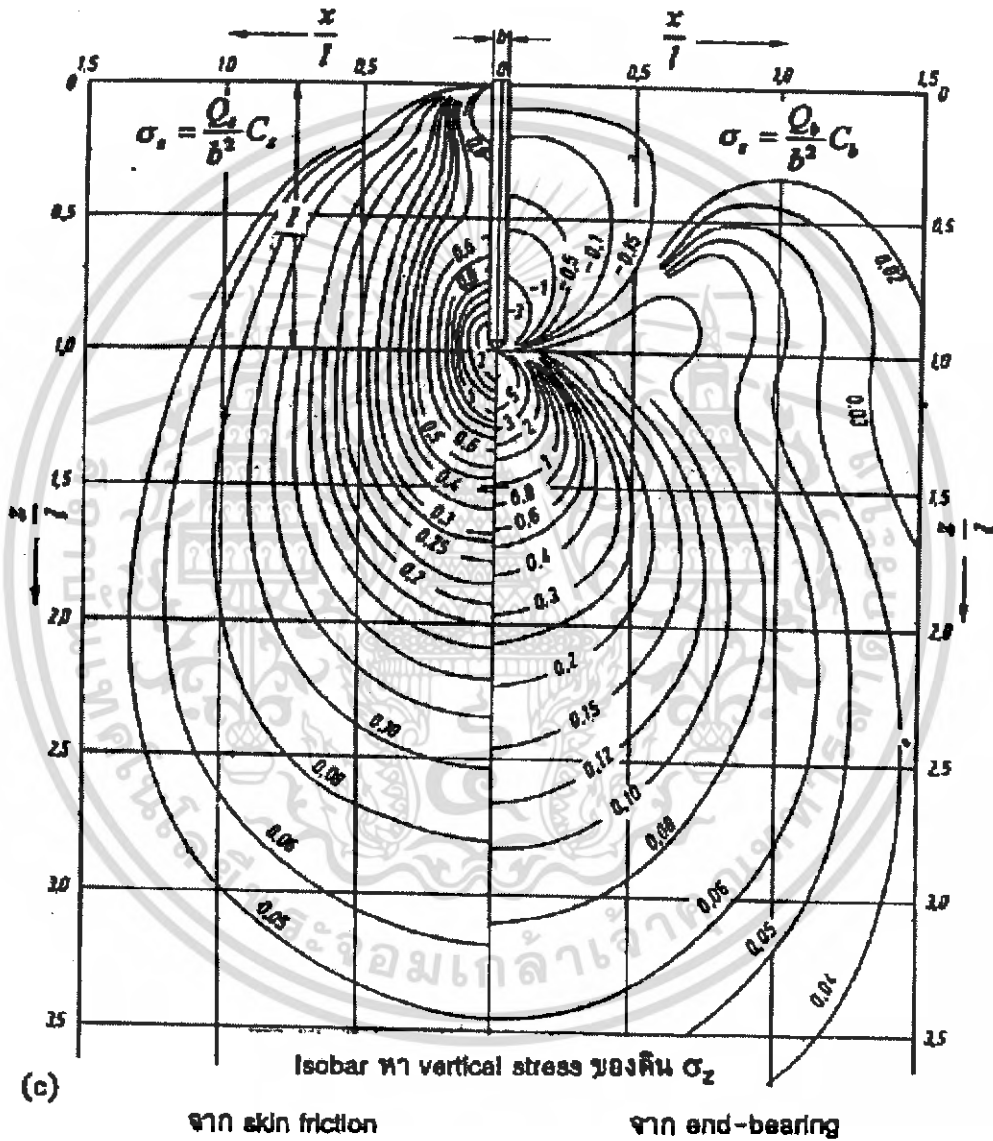
2.9.2.2. การยุบอัดตัวของดิน

สิ่งที่กระทำได้ยากสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของเสาเข็ม คือ ขนาดการยุบอัดตัวของดิน อันเป็นผลจากน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาเข็มทั้งทางผิวด้านข้าง (Side skin friction) และ ที่ปลายของเสาเข็ม (End bearing)

Mindlin (1936) ได้อาศัยทฤษฎี Elasticity เพื่อสร้างสมการในการหาขนาดของหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากมีน้ำหนักกระทำแบบจุดอยู่ในตัวกลางที่มีความยืดหยุ่น มีเนื้อเดียวกันทุกทิศทาง ซึ่งสมการของ Mindlin ได้ถูกนำมาใช้เป็นพื้นฐานสำหรับการวิเคราะห์อย่างละเอียดในปัจจุบัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Geddes (1966) ได้ทำการอินทิเกรตสมการของ Mindlin (1936) เพื่อหาขนาดของหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาเข็มใน 3 กรณี คือ กรณีน้ำหนักกระทำเป็นจุดแทนแรงกระทำที่ปลายของเสาเข็ม กรณีน้ำหนักกระทำแบบแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มอย่างสม่ำเสมอ และกรณีน้ำหนักกระทำแบบแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มอย่างเพิ่มขึ้นตามความลึก ในรูปที่ 2.18 เป็นค่าหน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นโดยคำนวณจากสมการของ Geddes (1966) ในสองกรณีแรก



รูปที่ 2.18. หน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่ถ่ายจากเสาเข็มเดี่ยว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.9.3. การทรุดตัวของกลุ่มเสาเข็ม

ในทางปฏิบัติแล้วเสาเข็มมักไม่ได้ถูกใช้งานเพียงต้นเดียวในการรับน้ำหนักอาคาร แต่จะใช้ลักษณะของเสาเข็มกลุ่ม เพื่อลดปัญหาเกี่ยวกับแรงกระทำเชิงศูนย์และเสถียรภาพของฐานรากบนเสาเข็ม โดยส่วนใหญ่แล้วการศึกษาวิชาญเกี่ยวกับการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม มักจะอาศัยพฤติกรรมการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวมาปรับแก้เป็นการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่ม Randolph and Worth (1978) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการทรุดตัวของเสาเข็ม พบว่า กรณีของเสาเข็มเสียดทาน (Friction pile) การทรุดตัวของคิรรอบเสาเข็มจะมีค่ามากที่สุดที่บริเวณผิวเสาเข็ม และจะลดลงเป็นแบบ Logarithm เมื่อระยะห่างของเสาเข็มมากขึ้น จนที่ระยะห่างเท่ากับ Limiting radius (r_m) จะถือว่าการทรุดตัวของดินน้อยมากสามารถละเว้นได้ โดยค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ณ ระยะห่าง r ใดๆ จากศูนย์กลางของเสาเข็ม สามารถแสดงได้ในสมการที่ 31

$$w = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln(r_m/r) \quad (31)$$

- เมื่อ w = การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง
 τ_0 = แรงเฉือนที่ผิวด้านข้างของเสาเข็ม
 r_0 = รัศมีของเสาเข็ม
 r_m = Limiting radius
 G = Shear modulus ของดิน

ค่า r_m ขึ้นกับความยาวเสาเข็ม ลักษณะชั้นดินและค่า Poisson's ratio ดังสมการที่ 32

$$r_m = 2.5 \cdot \rho \cdot L_p \cdot (1-\nu) \quad (32)$$

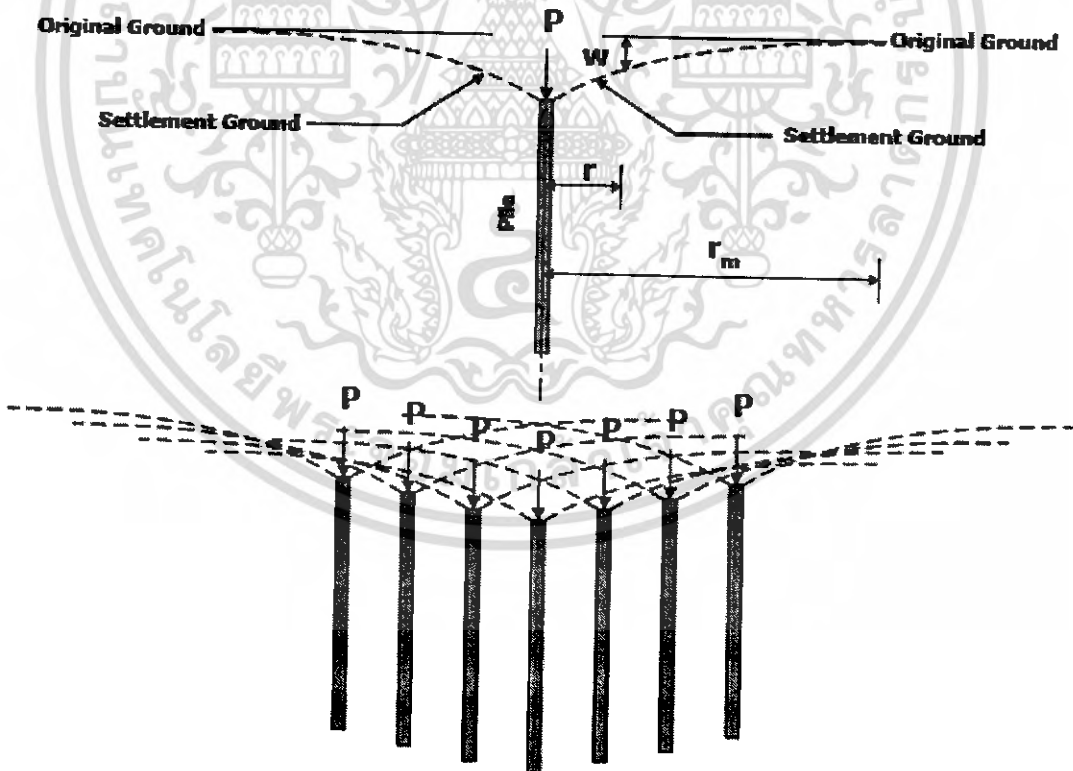
- เมื่อ r_m = Limiting radius
 ρ = Degree of homogeneity of soil (0.5-1.0)
 L_p = Pile length
 ν = Poisson's ratio

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Wong and Teh (1995) ได้ทำการศึกษาการทรุดตัวของเสาเข็มภายใต้สภาพการเกิด Negative skin friction ของเสาเข็มด้วยวิธีการทางตัวเลข และกล่าวว่า ค่า Limiting radius (r_m) จะมีค่าประมาณ 0.5L ถึง 2.5L สำหรับเสาเข็มที่มีค่า L/d ระหว่าง 25 ถึง 200 ในกรณีที่เสาเข็มถูกติดตั้งโดยมีระยะห่างระหว่างเสาเข็มไม่เกินค่า Limiting radius (r_m) เสาเข็มต้นใดๆ จะส่งผลให้เสาเข็มอีกต้นเกิดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยที่พารามิเตอร์ที่ใช้แทนขนาดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้น คือ Interaction factor ดังแสดงในสมการที่ 33

$$\alpha_s = \Delta s / s_1 \quad (33)$$

เมื่อ α_s = Interaction factor
 Δs = ขนาดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากเสาเข็มต้นข้างเคียง
 s_1 = การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว



รูปที่ 2.19. การทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นของเสาเข็มอันเป็นผลจากการเกิด Interaction ระหว่างเสาเข็ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Poulos and Davis (1980) ได้ศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเรื่อง Interaction ระหว่างเสาเข็ม โดยใช้สมการของ Mindlin (1936) พบว่า ค่า Interaction factor (α_s) ขึ้นกับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ระยะห่างระหว่างเสาเข็ม อัตราส่วนความยาวต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (L/d) ค่า Stiffness ของเสาเข็มเทียบกับดิน (K) ลักษณะชั้นดินที่ระดับปลายของเสาเข็ม และการเพิ่มขึ้นของ Elastic modulus ของดิน เป็นต้น

สุรฉัตร (2543) ได้ทำการรวบรวมผลการวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มทางทฤษฎี Elasticity ด้วยวิธีของ Poulos and Davis (1980) ทั้งงานฐานรากอาคารและถนนที่วางอยู่บนชั้นดินกรุงเทพฯ (Bangkok subsoil) พบว่า ปริมาณการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มจะขึ้นกับปริมาณการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว จำนวนเสาเข็มในกลุ่ม และระยะห่างระหว่างฐานราก โดยการออกแบบเสาเข็มเพื่อลดการทรุดตัว ควรใช้เสาเข็มต่อฐานรากให้น้อยที่สุดเพื่อลดการเกิด Interaction ระหว่างเสาเข็ม

2.9.4. การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มด้วยวิธีแบบดั้งเดิม

การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มกลุ่มด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional method) หรือวิธีฐานรากสมมูล (Equivalent mat) เป็นวิธีการที่ง่ายสามารถคำนวณได้ด้วยมือ โดยมีขบวนการที่สำคัญในการวิเคราะห์ คือ การกำหนดระดับของฐานรากสมมูลและการหาหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นและการยุบอัดตัวที่เกิดขึ้นในดินแต่ละชั้น

Bjerrum et al. (1957) กล่าวว่า การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มด้วยวิธีฐานรากสมมูล (Equivalent mat) จะให้ผลที่น่าพอใจหากมีการกำหนดระดับของฐานรากที่เหมาะสม

2.9.4.1 ระดับฐานรากสมมูลและการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น

2.9.4.1.1 วิธีของ Terzaghi and Peck (1948) แนะนำว่าในทางปฏิบัติสำหรับสภาพชั้นดินที่เป็นดินเหนียวหนา ระดับของฐานรากสมมูลควรอยู่ที่ระดับความลึก 2 ใน 3 ของความยาวเสาเข็มและสำหรับเสาเข็มที่มีปลายหยั่งลึกอยู่ในชั้นดินแข็งหรือทราย ฐานรากสมมูลควรอยู่ที่ระดับปลายเสาเข็ม การถ่าน้ำหนักจะกระจายออกด้วยมุม 30 องศา กับแนวดิ่ง หรือ 2:1 (ดิ่ง: ราบ) ดังแสดงในรูปที่ 2.20

2.9.4.1.2 วิธีของ Tomlinson (1979) แนะนำให้กำหนดระดับของฐานรากสมมูลเป็นแบบ Flexible equivalent mat ที่ใหญ่กว่าเดิม โดยกระจายออกไปด้วยอัตราส่วน 1:4 (ราบ:ตั้ง) ที่ระดับต่างๆ กันทั้งนี้จะขึ้นอยู่กับสภาพดินด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.21

2.9.4.2 การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัว

2.9.4.2.1 วิธีของ Terzaghi การทำนายค่าการทรุดตัวโดยวิธีนี้จะคิดค่าการทรุดตัวรวม ทั้งที่เป็น การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate settlement) และการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement) โดยทั่วไปใช้ทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำของ Terzaghi (1925) ซึ่งสมมติว่าการทรุดตัวทั้งหมด เกิดขึ้นแบบ 1 มิติ ค่าการทรุดตัวแบบ 1 มิติ (ρ_{oed}) สำหรับทั้งดินเหนียวและดินทรายคำนวณได้จาก สมการที่ 34 หรือ สมการที่ 10 ถึงสมการที่ 12

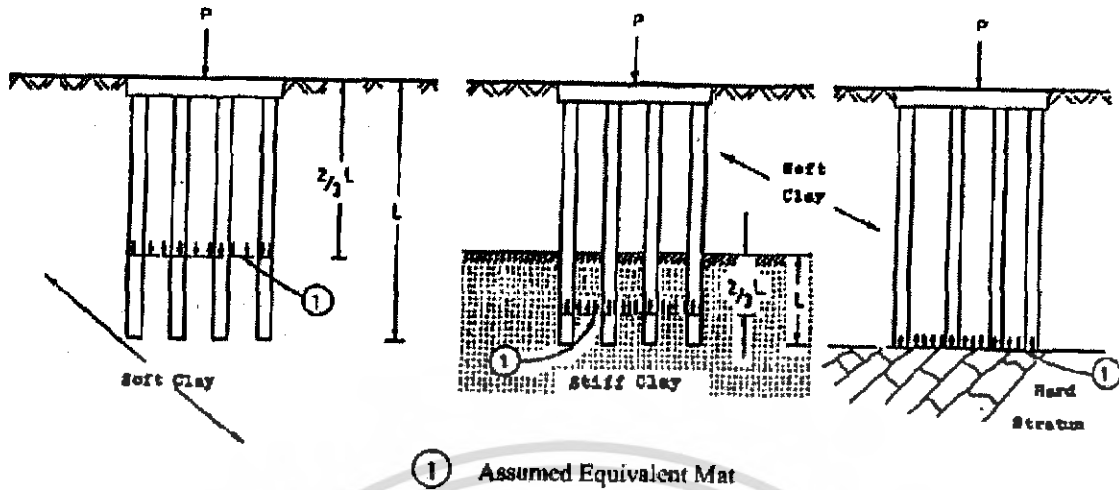
$$\rho_{oed} = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta\sigma_v \cdot \Delta H) \quad (34)$$

เมื่อ	ρ_{oed}	=	การทรุดตัวแบบอัดคายน้ำใน 1 มิติ
	m_v	=	Coefficient of volume compressibility
	$\Delta\sigma_v$	=	หน่วยแรงในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น
	ΔH	=	ความหนาของดินแต่ละชั้น
	n	=	จำนวนชั้นยุบอัดตัวได้

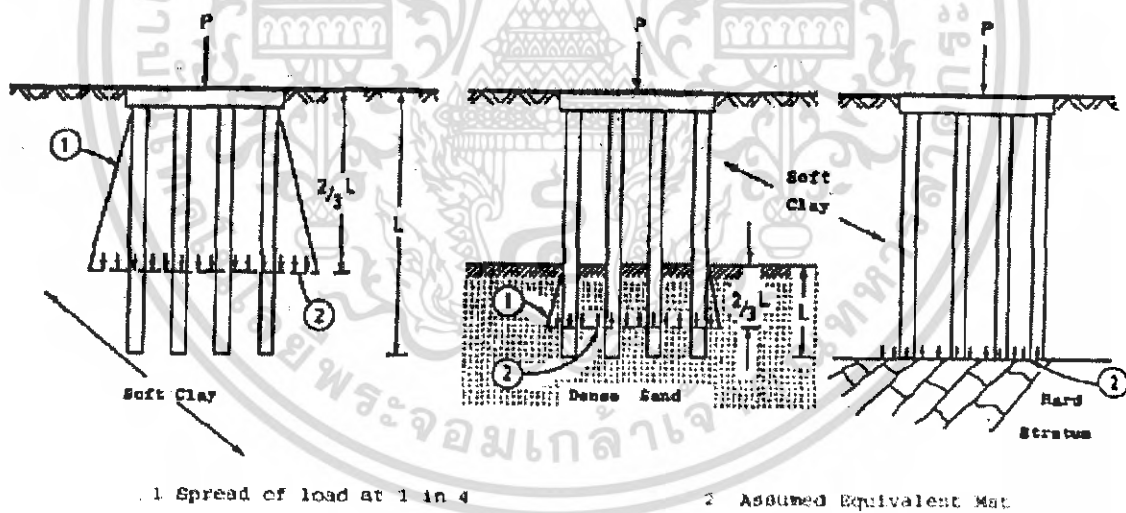
2.9.4.2.2 วิธีของ Tomlinson การทรุดตัวรวม (Total settlement) ของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม (Pile group) เป็นค่าการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate settlement) รวมกับการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation settlement) โดยการทรุดตัวทั้งสองจะวิเคราะห์จากทั้งขนาดและระดับของฐานรากสมมูล (Equivalent mat) ตามที่แสดงในรูปที่ 2.21 และมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

การวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate settlement) ด้วยวิธีนี้ อาศัย ทฤษฎี Elasticity กรณีของฐานรากแบบยืดหยุ่น (Flexible foundation) ที่กระทำบนผิวดินจากงานวิจัย ของ Janbu et al. (1956) ดังแสดงในสมการที่ 35 ซึ่งสมมติให้ค่า Poisson's ratio มีค่าเท่ากับ 0.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.20. ระดับฐานรากสมมูล และการกระจายหน่วยแรงเค้นทางคิ่งของกลุ่มเสาเข็มด้วยวิธีของ Terzaghi and Peck
ที่มา : Terzaghi and Peck (1948)



รูปที่ 2.21. ระดับฐานรากสมมูล และการกระจายหน่วยแรงเค้นทางคิ่งของกลุ่มเสาเข็มด้วยวิธีของ Tomlinson
ที่มา : Tomlinson (1979)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\rho_i = \frac{\mu_1 \cdot \mu_0 \cdot q_n \cdot B}{E_u} \quad (35)$$

- เมื่อ ρ_i = การทรุดตัวแบบทันทีทันใด
 q_n = แรงดันสุทธิ
 B = ความกว้างของฐานราก
 E_u = Undrained modulus ของดิน
 μ_1, μ_0 = Influence factor ในรูปที่ 2.22

เนื่องจากค่าการทรุดตัวในสมการที่ 35 เป็นการวิเคราะห์ที่มีพื้นฐานจากทฤษฎี Elasticity โดยการสมมติว่าดินเป็นวัสดุที่มีความเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) ดังนั้นในกรณีของดินหลายชั้นจำเป็นต้องหาค่า Undrained modulus เพียงค่าเดียวที่ใช้เป็นตัวแทนของชั้นดินยุบตัวที่ระดับต่ำกว่าฐานรากสมมูล (Equivalent mat) ลงไป ดังนี้

$$E_{av} = \frac{1}{H} \cdot \sum_{j=1}^n E_j \cdot \Delta H_j \quad (36)$$

- เมื่อ E_{av} = ค่า Modulus เฉลี่ยของชั้นดินใต้ฐานรากสมมูลจนถึงชั้นดินแข็ง
 H = ความหนาของชั้นยุบอัดตัวใต้ฐานรากสมมูลจนถึงชั้นดินแข็ง
 E_j = ค่า Modulus ของดินแต่ละชั้น
 ΔH_j = ความหนาของดินแต่ละชั้น
 n = จำนวนชั้นดินยุบอัดตัวได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนการหาค่าการทรุดตัวแบบอัดคายน้ำ (Consolidation settlement) จากวิธีนี้เริ่มจากการกระจายแรงดันสุทธิ (Net pressure) จากฐานรากสมมูล ในอัตราส่วน 1:2 (ราบ:ค้ำ) ที่ระดับความลึกต่างๆ ได้ฐานรากสมมูล ขนาดการทรุดตัวแบบ 1 มิติ (P_{oed}) คำนวณได้จากทฤษฎีของ Terzaghi (1925) เช่นเดียวกัน โดยขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้ จะถูกปรับแก้ผลของความลึกของฐานรากสมมูลที่อยู่ต่ำกว่าผิวดิน และการเกิดแรงดันน้ำในสภาพ 3 มิติ ด้วย Depth factor (μ_d) และ Geology factor (μ_g) ตามลำดับ เพื่อปรับแก้จากค่าการทรุดตัวแบบอัดคายน้ำใน 1 มิติ (P_{oed}) ไปเป็นการทรุดตัวแบบอัดคายน้ำ (Consolidation settlement, P_c) ที่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงมากขึ้น ดังแสดงในสมการที่ 37

$$P_c = \mu_g \cdot \mu_d \cdot P_{oed} \quad (37)$$

เมื่อ P_c = การทรุดตัวแบบอัดคายน้ำ
 μ_g = Geological factor
 μ_d = Depth factor

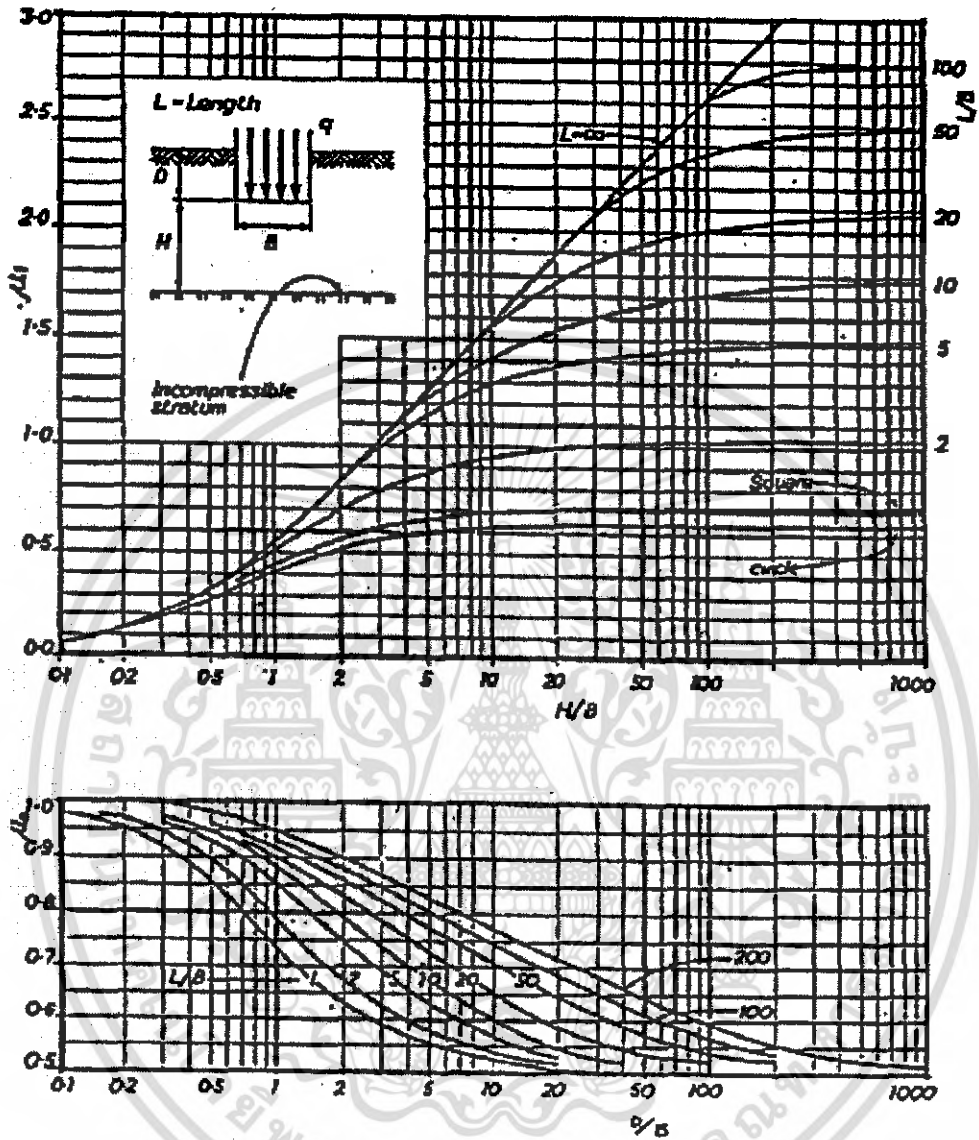
ค่า Depth factor (μ_d) ในสมการที่ 37 จะขึ้นกับระดับความลึกของฐานรากสมมูล (D) ความหนาของชั้นดินที่ยุบอัดตัวได้ที่ระดับต่ำกว่าฐานรากสมมูล (H) และอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของฐานรากสมมูล ดังแสดงในรูปที่ 2.22

Skempton and Bjerrum (1957) ได้เสนอค่า Geological factor (μ_g) ซึ่งเป็นการปรับแก้สภาพการเกิดแรงดันน้ำส่วนเกินในสภาพ 3 มิติ ของดินเหนียวแต่ละประเภท ดังแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6. ค่า Geological factor (μ_g) สำหรับดินเหนียวแต่ละประเภท
 ที่มา : Skempton and Bjerrum (1957)

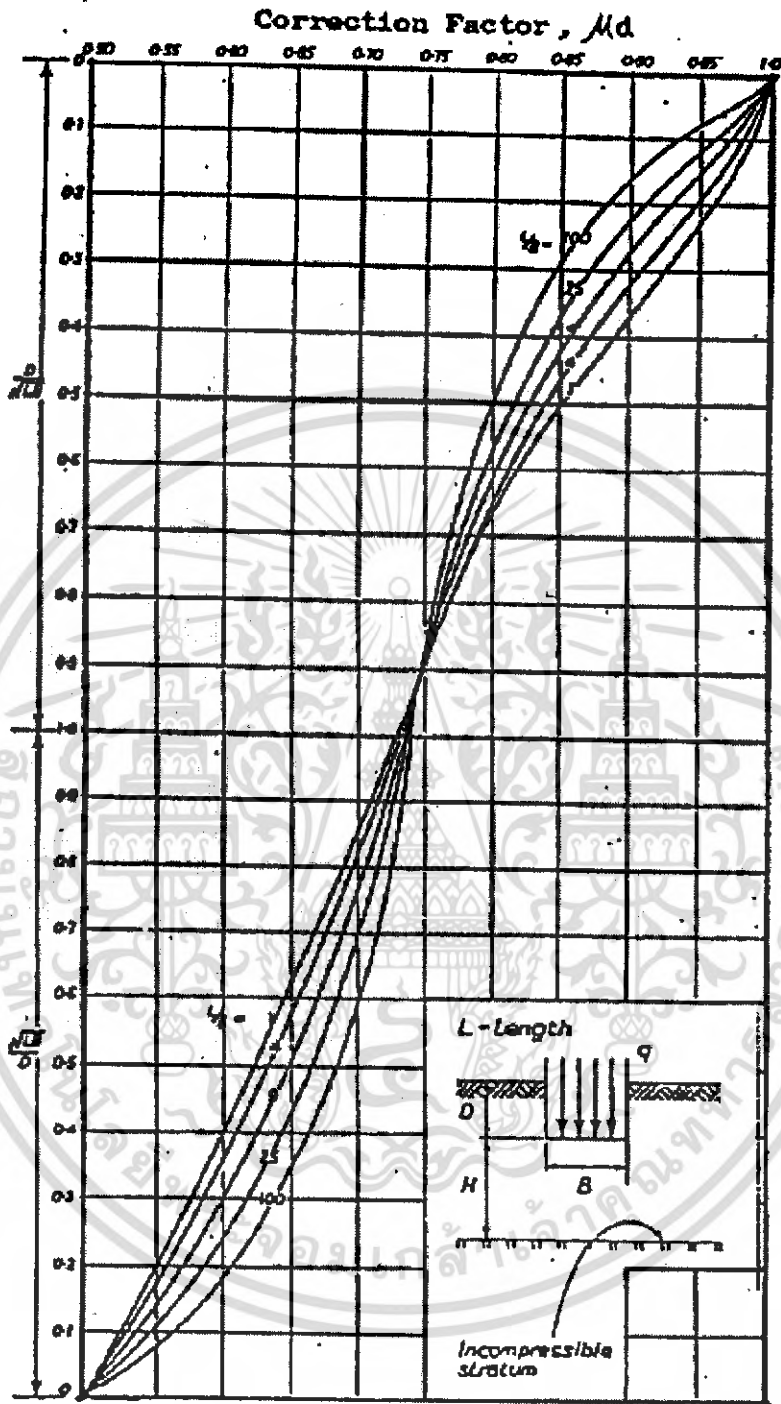
Type of Clay	Value
Very Sensitive Clays	1.0-1.2
Normally Consolidated Clay	0.7-1.0
Overconsolidated Clay	0.5-0.7
Heavily Overconsolidated Clay	0.2-0.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.22. ค่า μ_1 และ μ_0 สำหรับคำนวณค่า Immediate settlement ด้วยวิธีของ Tomlinson
ที่มา : Janbu et al. (1956)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.23. Fox's correction factor สำหรับปรับแก้ผลความลึกของฐานรากสมมูล
ที่มา : Fox (1948)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.10. เสาเข็มภายใต้สภาพการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ

2.10.1. ปัญหาการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่กรุงเทพฯ

2.10.1.1. สาเหตุการทรุดตัวของแผ่นดินบริเวณพื้นที่กรุงเทพฯ

การทรุดตัวของแผ่นดินสามารถเกิดได้จากหลายสาเหตุ เช่น เนื่องจากร้ำน้ำหนักภายนอก กระทำที่ผิวดิน การสั่นสะเทือนบริเวณผิวดิน การแห้งและเปียกสลับกันของชั้นดิน การลดลงของระดับน้ำใต้ดิน การลดลงของแรงดันเนื่องจากการขุดเจาะน้ำมันหรือก๊าซ สำหรับในพื้นที่กรุงเทพฯ การลดลงของ Pressure head เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในระดับลึก เป็นสาเหตุหลักของการทรุดตัวของแผ่นดิน

2.10.1.2. พฤติกรรมทรุดตัวของแผ่นดินบริเวณพื้นที่กรุงเทพฯ

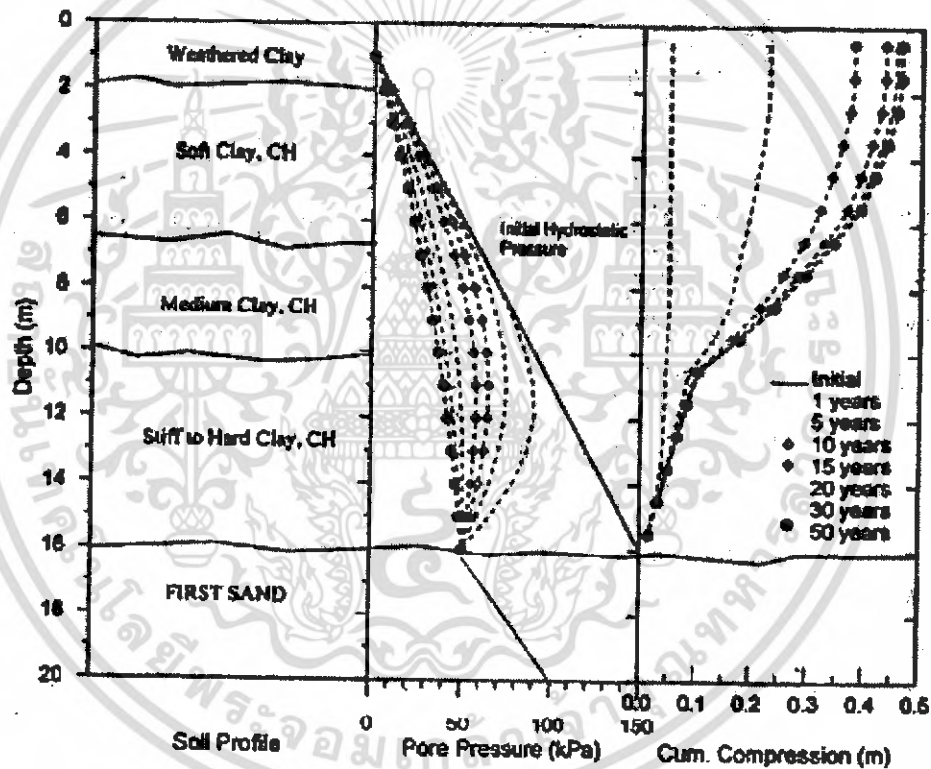
เมื่อมีการสูบน้ำบาดาลจากชั้นน้ำ (Aquifer) ในอัตราที่สูงเกินกว่า อัตราการเติมน้ำบาดาลตามสภาพธรรมชาติ จะทำให้ Pore pressure หรือ Pressure head ของชั้นน้ำลดลง เกิดการยุบอัดตัวของชั้นน้ำซึ่งเป็นกรวดทราย การยุบอัดตัวจึงมักเกิดขึ้นแบบทันทีทันใด เมื่อเวลาผ่านไปการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นน้ำระดับลึกจะเริ่มมีการเหนียวทำให้ชั้นดินที่อยู่ด้านบนมีการระบายน้ำลงสู่ด้านล่าง ทำให้ชั้นดินเหนียวเกิดการยุบอัดตัวเกิดขึ้นด้วยแต่จะใช้เวลาที่ยาวนานเนื่องจากการลดลงของแรงดันน้ำจะเกิดขึ้นเป็นบริเวณกว้างพฤติกรรมทรุดตัวของมวลดินจึงมีลักษณะเป็น 1 มิติ โดยการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลจะเท่ากับ ผลรวมของการยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวและชั้น Aquifer ทุกชั้นที่มีการลดระดับแรงดันน้ำในโพรงดิน

2.10.1.3. การยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ

ผลการลดลงของ Pressure head ในชั้นทรายชั้นแรกจะกระจายขึ้นมาสู่ชั้นดินเหนียวที่อยู่เหนือขึ้นมา ได้แก่ ชั้นดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ (Bangkok stiff clay) จนถึงชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok soft clay) ซึ่งเป็นชั้นดินฐานรากในระดับตื้น เมื่อผลการลดลงของแรงดันน้ำแผ่ขึ้นมาถึงจะทำให้เกิดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหล่านี้ด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.24

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นพดล (2542) กล่าวว่า การยุบอัดตัวของชั้นดินเนื่องจากผลของการลดระดับแรงดันน้ำในโพรงดิน สามารถวิเคราะห์ได้จากทฤษฎีการยุบอัดตัวแบบ 1 มิติ โดยสัดส่วนการทรุดตัวของแผ่นดินในระยะยาวที่เกิดจากการยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวอ่อน (Bangkok soft clay) เมื่ออิทธิพลการลดลงของความดันน้ำแผ่ขึ้นมาถึงจะมีค่าประมาณ 40-50 เปอร์เซ็นต์ ของการทรุดตัวทั้งหมดที่ปรากฏที่ผิวดิน แต่เมื่อรวมการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวแข็ง (Bangkok stiff clay) เข้าไปด้วยแล้วสัดส่วนดังกล่าวอาจเพิ่มเป็น 50-60 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งข้อมูลนี้เมื่อใช้ประกอบกับข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินอาจใช้อ้างอิงเพื่อการประมาณการทรุดตัวต่างระดับระหว่างพื้นดินและโครงสร้างบนเสาเข็มถึงชั้นทรายชั้นแรกในพื้นที่ต่างๆ ซึ่งเกิดจากการสูบน้ำบาดาลได้



รูปที่ 2.24. การยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ เนื่องจากการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน
ที่มา : นพดล (2542)

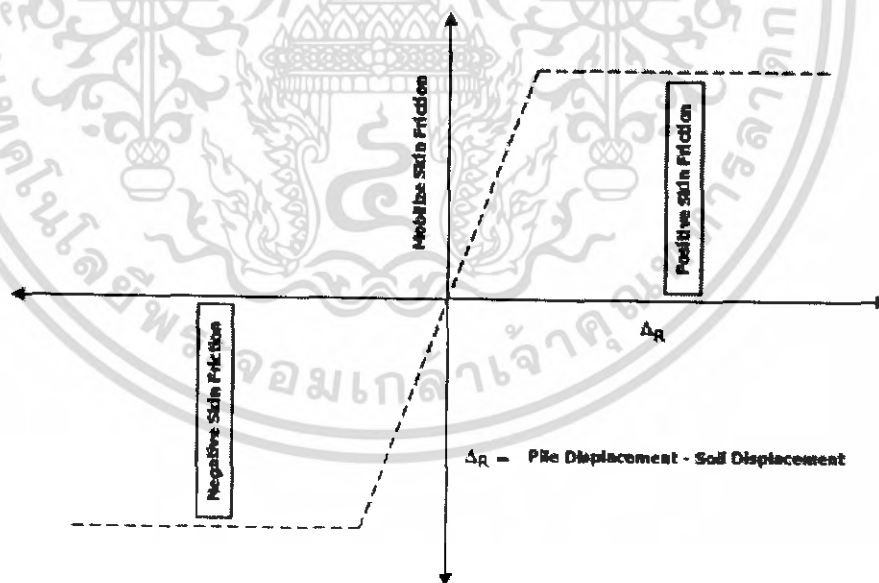
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.10.2. เสาเข็มภายใต้สภาพการเกิด Negative skin friction

2.10.2.1. พฤติกรรมการเกิด Negative skin friction ของเสาเข็ม

พฤติกรรมการพัฒนาแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสของเสาเข็มจะมีลักษณะคล้ายกับสปริงที่มีสามารถรับแรงกระทำสูงสุดได้ระดับหนึ่ง โดยขนาดของแรงเสียดทานที่ถูกพัฒนาขึ้นที่ความลึกใดๆ จะขึ้นกับขนาดและทิศทางการเคลื่อนตัวของตัวสัมผัสระหว่างดินกับเสาเข็ม ณ ตำแหน่งนั้นๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.25

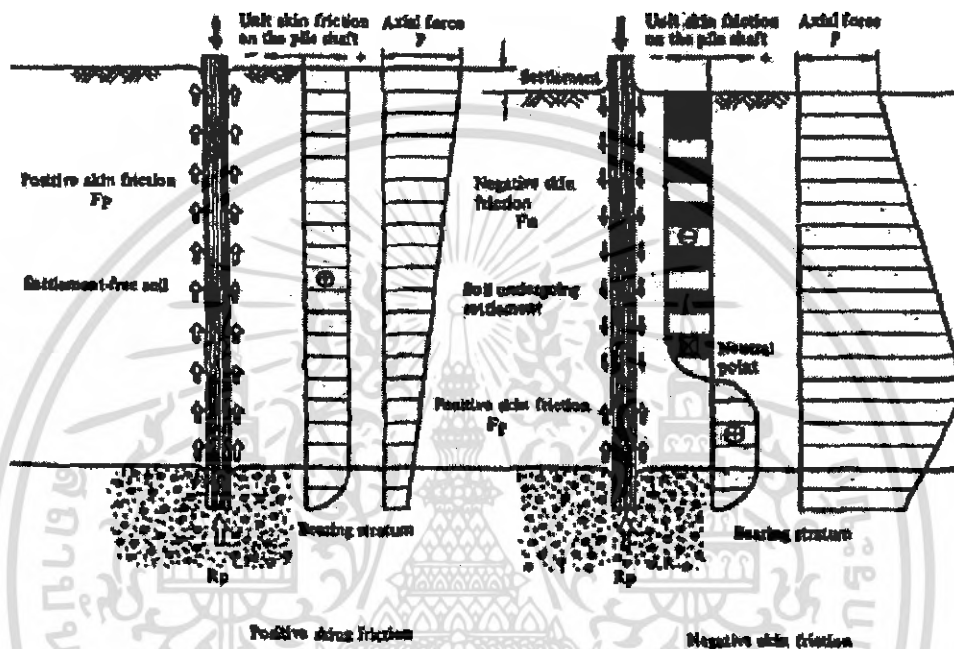
กรณีที่เสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวแกน (Axial loading) เมื่อพิจารณาที่ระดับความลึกใดๆ เสาเข็มจะพยายามเคลื่อนที่ลงมากกว่าชั้นดิน ดังนั้น Skin friction จะมีทิศทางขึ้น เพื่อต้านการเคลื่อนตัวของเสาเข็ม เรียกว่า แรงเสียดทานแบบบวก (Positive skin friction) ในทางตรงกันข้ามเมื่อดินพยายามเคลื่อนที่ลงมากกว่าเสาเข็ม Skin friction ที่ผิวเสาเข็มจะถูกพัฒนาขึ้นในทิศทางลง เสริมกับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อเสาเข็ม ทำให้แรงแนวแกนมีค่าเพิ่มขึ้นแทนที่จะลดลงตลอดความลึก จึงเรียกแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสในลักษณะนี้ว่า แรงเสียดทานแบบลบ (Negative skin friction)



รูปที่ 2.25. พฤติกรรมการพัฒนาแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสของเสาเข็ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Drag load เนื่องจาก Negative skin friction จะทำให้แรงแนวแกนของเสาเข็ม (Axial force) เพิ่มขึ้นตามความลึกในชั้นดินเหนียวอ่อนและมีค่ามากที่สุดตรงตำแหน่งที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มีค่าเท่ากับ ศูนย์ เรียกว่า ระนาบสะเทิน (Neutral plane) โดยแรงแนวแกนมากที่สุดดังกล่าวจะถูกต้านทานเอาไว้ด้วยแรงที่ปลายของเสาเข็ม (End bearing) และแรงเสียดทานแบบบวก (Positive skin friction) ที่ระดับต่ำกว่า Neutral plane ลงไป ดังแสดงในรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26. เปรียบเทียบการเกิด Positive skin friction และ Negative skin friction

Poulos (1990) ได้ทำการวิเคราะห์เสาเข็มที่มีน้ำหนักบรรทุกบนหัวเสาเข็มภายใต้การเกิด Negative skin friction ด้วยวิธี Boundary element ซึ่งพบว่า ระดับ Neutral plane ของเสา เข็มจะไม่คงที่ขึ้นกับน้ำหนักบรรทุก และ Negative skin friction จะไม่ทำให้ดินเสียดกำลังรับน้ำหนักแต่อย่างไร มีผลเพียงแต่ทำให้เสาเข็มเกิดการทรุดตัวมากขึ้นกว่าปกติเท่านั้น โดยขนาดการทรุดตัวของหัวเสาเข็มจะขึ้นกับขนาดน้ำหนักบรรทุก และ ขนาดการทรุดตัวของดินรอบๆ เสาเข็ม

นพดล (2542) กล่าวว่า สำหรับเสาเข็มในกรุงเทพฯ มิได้มีลักษณะเป็น End bearing pile บน Rigid layer เมื่อเกิด Negative skin friction จากการทรุดตัวของชั้นดินด้านบนปลายเสาเข็มจะขยับจมลงเพื่อพัฒนา Positive skin friction ถ้าถึงรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจึงไม่เสีย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.10.2.2 ขนาดของแรงต้านทานที่ผิวและปลายเสาเข็ม

ถึงแม้ว่าปัญหาเรื่อง Negative skin friction มักจะเกิดกับดินเหนียว แต่สำหรับค่า Unit skin friction (f_s) ซึ่งใช้ในการคำนวณหาทั้ง Negative skin friction และ Positive skin friction ของเสาเข็มมักจะเป็น Effective strength approach ตามวิธี Beta method ซึ่งค่า Unit skin friction (f_s) มีความสัมพันธ์กับค่า Effective overburden pressure ดังสมการที่ 38

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_{vo} \quad (38)$$

เมื่อ f_s = Unit skin friction
 β = Shaft resistance coefficient

ในทำนองเดียวกันสำหรับ Unit end bearing (f_e) ก็จะใช้ในทอม Effective strength approach เช่นกัน ซึ่งขนาดของ Unit end bearing (f_e) จะขึ้นกับ Effective overburden pressure ดังแสดงในสมการที่ 39

$$f_e = N_t \cdot \sigma'_{vo} \quad (39)$$

เมื่อ f_e = Unit end bearing
 N_t = Toe resistance coefficient
 σ'_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง

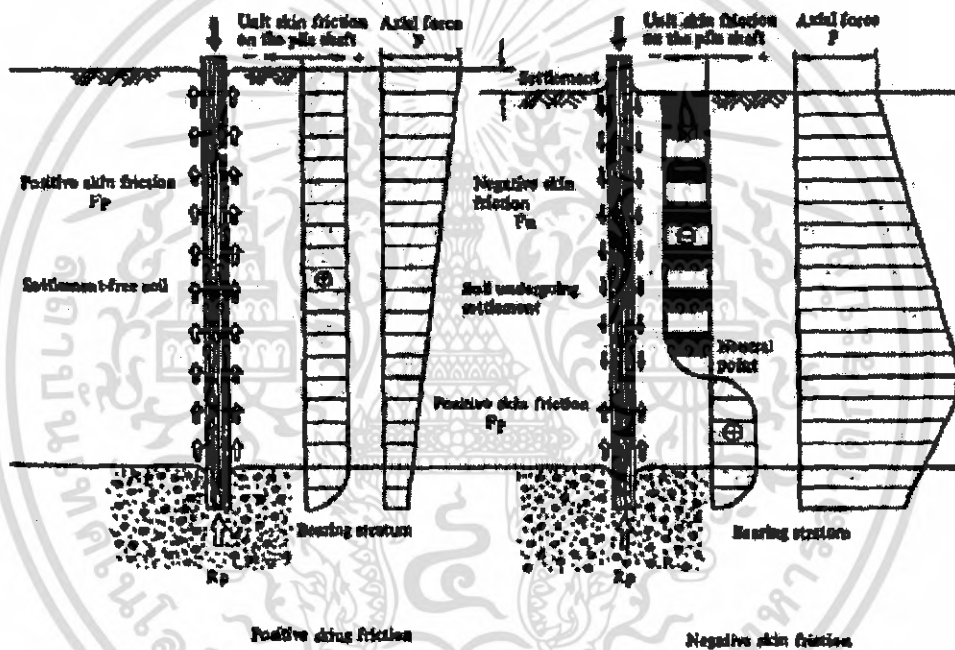
Matyas and Santamarina (1994) ได้เสนอค่า β และ N_t ในสมการที่ 38 และ 39 สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเรื่อง Negative skin friction ดังแสดงในตารางที่ 2.7

Indraratna et al. (1992) ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกทุกในพื้นที่กรุงเทพฯ พบว่า ค่า Negative skin friction เพิ่มขึ้นตามเวลา โดยมีค่า Unit Negative skin friction สูงสุดเท่ากับ $0.25 \sigma'_{vo}$ และ ค่าเฉลี่ยเท่ากับ $0.20 \sigma'_{vo}$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.25. พฤติกรรมการพัฒนาแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสของเสาเข็ม

Drag load เนื่องจาก Negative skin friction จะทำให้แรงแนวแกนของเสาเข็ม (Axial force) เพิ่มขึ้นตามความลึกในชั้นดินเหนียวอ่อนและมีค่ามากที่สุดตรงตำแหน่งที่การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มีค่าเท่ากับ ศูนย์ เรียกว่า ระนาบสะเทิน (Neutral plane) โดยแรงแนวแกนมากที่สุดดังกล่าวจะถูกต้านทานเอาไว้ด้วยแรงที่ปลายของเสาเข็ม (End bearing) และแรงเสียดทานแบบบวก (Positive skin friction) ที่ระดับต่ำกว่า Neutral plane ลงไป ดังแสดงในรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26. เปรียบเทียบการเกิด Positive skin friction และ Negative skin friction

Poulos (1990) ได้ทำการวิเคราะห์เสาเข็มที่มีน้ำหนักบรรทุกบนหัวเสาเข็มภายใต้การเกิด Negative skin friction ด้วยวิธี Boundary element ซึ่งพบว่า ระดับ Neutral plane ของเสา เข็มจะไม่คงที่ขึ้นกับน้ำหนักบรรทุก และ Negative skin friction จะไม่ทำให้ดินเสียดกำลังรับน้ำหนักแต่อย่างใด มีผลเพียงแต่ทำให้เสาเข็มเกิดการทรุดตัวมากขึ้นกว่าปกติเท่านั้น โดยขนาดการทรุดตัวของหัวเสาเข็มจะขึ้นกับขนาดน้ำหนักบรรทุก และ ขนาดการทรุดตัวของดินรอบๆ เสาเข็ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นพตล (2542) กล่าวว่า สำหรับเสาเข็มในกรุงเทพฯ มิได้มีลักษณะเป็น End bearing pile บน Rigid layer เมื่อเกิด Negative skin friction จากการทรุดตัวของชั้นดินด้านบนปลายเสาเข็มจะขยับจมลงเพื่อพัฒนา Positive skin friction กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจึงไม่เสีย

2.10.2.2 ขนาดของแรงต้านทานที่ผิวและปลายเสาเข็ม

ถึงแม้ว่าปัญหาเรื่อง Negative skin friction มักจะเกิดกับดินเหนียว แต่สำหรับค่า Unit skin friction (f_s) ซึ่งใช้ในการคำนวณหาทั้ง Negative skin friction และ Positive skin friction ของเสาเข็มมักจะเป็น Effective strength approach ตามวิธี Beta method ซึ่งค่า Unit skin friction (f_s) มีความสัมพันธ์กับค่า Effective overburden pressure ดังสมการที่ 38

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_{vo} \quad (38)$$

เมื่อ f_s = Unit skin friction
 β = Shaft resistance coefficient

ในทำนองเดียวกันสำหรับ Unit end bearing (f_e) ก็จะมีอยู่ในทอม Effective strength approach เช่นกัน ซึ่งขนาดของ Unit end bearing (f_e) จะขึ้นกับ Effective overburden pressure ดังแสดงในสมการที่ 39

$$f_e = N_t \cdot \sigma'_{vo} \quad (39)$$

เมื่อ f_e = Unit end bearing
 N_t = Toe resistance coefficient
 σ'_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักทับถมของดินเอง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Matyas and Santamarina (1994) ได้เสนอค่า β และ N_t ในสมการที่ 38 และ 39 สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเรื่อง Negative skin friction ดังแสดงในตารางที่ 2.7

Indraratna et al. (1992) ศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกในพื้นที่กรุงเทพฯ พบว่า ค่า Negative skin friction เพิ่มขึ้นตามเวลา โดยมีค่า Unit Negative skin friction สูงสุดเท่ากับ $0.25 \sigma'_{vo}$ และ ค่าเฉลี่ยเท่ากับ $0.20 \sigma'_{vo}$

Wong and Teh (1995) ได้กล่าวว่า ในปัญหาเรื่อง Negative skin friction ค่า Effective overburden pressure (σ'_{vo}) จะเปลี่ยนตามเวลาเนื่องจากขบวนการ Consolidation ดังนั้นขนาดของ Unit skin friction (f_s) ต้องคำนวณจากค่า Effective overburden pressure (σ'_{vo}) ณ เวลาที่ต้องการหา Negative skin friction

มบุญ (2543) ได้ศึกษาเรื่องการออกแบบเสาเข็มที่เกิด Negative skin friction ของเสาเข็มในกรุงเทพฯ พบว่า ค่า Shaft resistance coefficient (β) ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft bangkok clay) อยู่ระหว่าง 0.20 ถึง 0.35 ดังแสดงในตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.7. ค่า Shaft resistance coefficient และ Toe resistance coefficient ของเสาเข็ม
ในชั้นดินชนิดต่างๆ

ที่มา : Matyas and Santamarina (1994)

Soil Type	ϕ	β	N_t
Clay	25-30	0.25-0.35	3-30
Silt	28-34	0.27-0.50	20-40
Sand	32-40	0.30-0.60	30-150
Gravel	35-45	0.35-0.80	60-300

ตารางที่ 2.8. ค่า Shaft resistance coefficient (β) ของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
หมายเหตุ ข้อมูลจากงานวิจัยของ มบุญ (2543)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Shaft Resistance Coefficient (β)	Method
0.35	Terzaghi and Peck (1967)
0.33	Zeevaert (1973)
0.20	Tomlinson (1969)
0.24	มบุญ (2543)

2.11. ฐานรากแบบ Piled raft foundation

2.11.1. ประเภทของฐานรากแบบ Piled raft foundation

โดยปกติแล้วฐานรากเสาเข็มมักจะถูกก่อสร้างให้พื้นคอนกรีตสัมผัสกับผิวดิน โดยตรง จึงสามารถกล่าวได้ว่าฐานรากเสาเข็มในปัจจุบันจะมีลักษณะเป็น Piled raft foundation ด้วยกันทั้งหมด แต่ทั้งนี้ Randolph (1994) ได้แบ่งฐานรากเสาเข็มแบบ Piled raft foundation ออกเป็นประเภทต่างๆ ตามวัตถุประสงค์ของการใช้เสาเข็มในฐานราก ดังต่อไปนี้

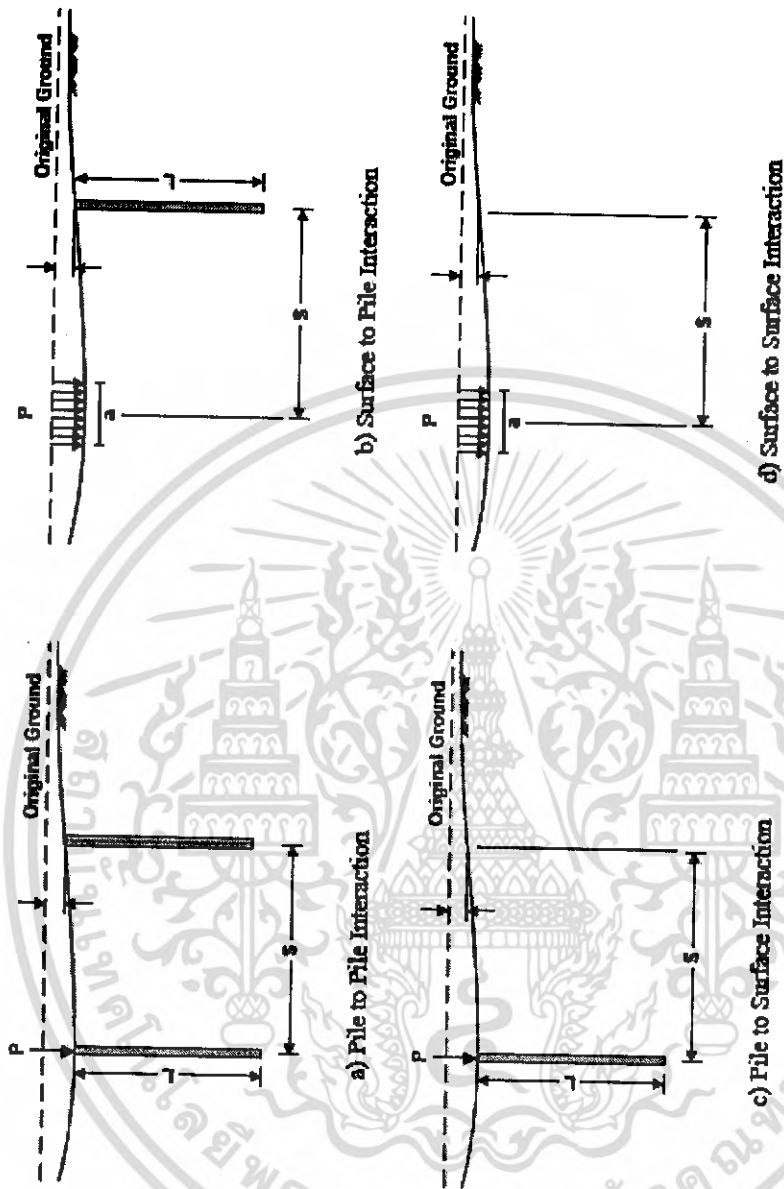
2.11.1.1. แบบ Conventional approach

เสาเข็มกลุ่มจะถูกออกแบบเพื่อรับน้ำหนักทั้งหมดที่กระทำต่อฐานราก มักใช้ในกรณีที่ใช้ฐานแผ่ (Raft foundation) อย่างเดียวไม่สามารถทำให้ฐานรากมีกำลังแบกทาน (Bearing capacity) เพียงพอที่จะรับน้ำหนักกระทำทั้งหมดได้อย่างมีอัตราส่วนความปลอดภัยในระดับที่จะยอมรับได้

2.11.1.2. แบบ Creep pilling

เสาเข็มจะถูกออกแบบให้รับน้ำหนักค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับน้ำหนัก คือ ในขณะที่ฐานรากรับน้ำหนักอยู่ในช่วง Working load เสาเข็มกลับเริ่มมีการ Creep เกิดขึ้น โดยปกติแล้ว จะเริ่มเมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักประมาณ 70-80% ของกำลังต้านทานสูงสุด ส่วนในกรณีที่เสาเข็มต้องรับน้ำหนักภายนอกจนถึงค่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเองนั้น จะเรียกเสาเข็มในลักษณะนี้ว่าเสาเข็มลด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.28. การมีปฏิริยาระหว่างดินกับ โครงสร้าง (Soil structure interaction) ของฐานรากแบบ Piled raft foundation

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

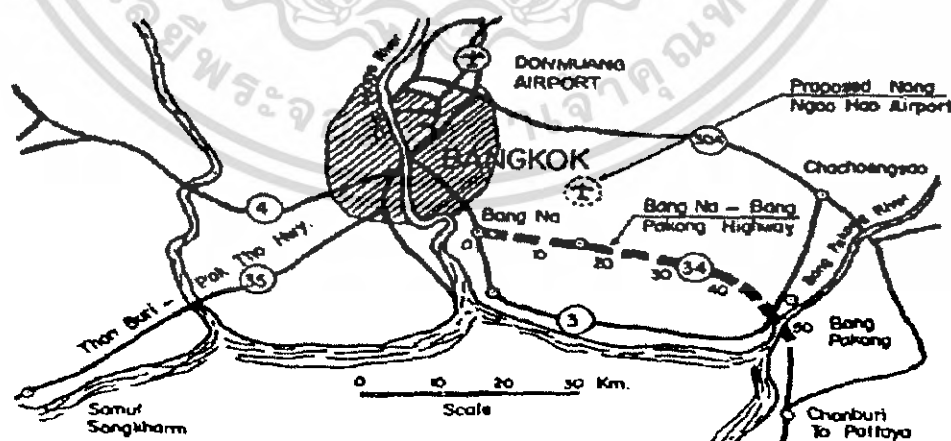
บทที่ 3

ลักษณะพื้นที่ศึกษา

3.1. ทิวไปเกี่ยวกับสายทาง

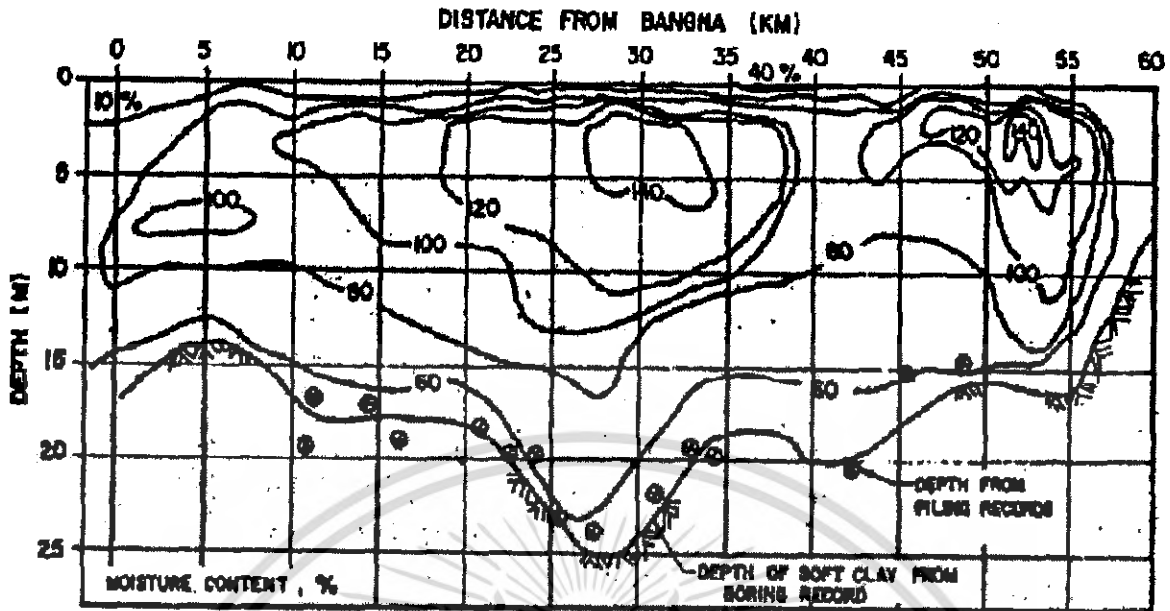
ทางหลวงสายบางนา-บางประกง (ทางหลวงสาย 34) เป็นสายทางที่เชื่อมต่อระหว่างกรุงเทพฯ กับ ภาคตะวันออกของประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 3.1 มีความยาวทั้งสิ้น 55 กิโลเมตร แบ่งเป็นสายทางฝั่งขาออก และ สายทางฝั่งขาเข้ากรุงเทพฯ แต่ละสายทางมี 2 ช่องจราจรกว้างช่องละ 3.5 ม. ทางหลวงสายนี้มีแนววางตัวพาดผ่านบริเวณที่เป็นดินเหนียวอ่อนตะกอนทะเล (Soft marine clay) ที่มีอายุไม่มากนัก ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight, γ_t) ต่ำ ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Natural water content, W_n) สูง ความหนาของชั้นดินอ่อนประมาณ 15 ม. ถึง 25 ม. โดยคุณสมบัติที่สำคัญของชั้นดินฐานรากตามแนวยาวของถนนสามารถดังแสดงในรูปที่ 3.2 ถึงรูปที่ 3.4

จากรูปที่ 3.2 ถึงรูปที่ 3.4 ทำให้สามารถแบ่งสายทางออกเป็น 3 กลุ่ม ด้วยกันตามลักษณะของชั้นดินฐานราก คือ ช่วงที่คันทางวางอยู่บนดินฐานรากที่มีคุณสมบัติค่อนข้างดี ได้แก่ ช่วง กม.ที่ 0-10 และ กม.ที่ 40-50 ช่วงที่คันทางวางอยู่บนชั้นดินฐานรากคุณสมบัติไม่ดี ได้แก่ ช่วง กม.ที่ 20-35 และ กม. ที่ 50-55 และส่วนที่เหลือ คือ ช่วงกม.ที่ 10-20 และ กม. ที่ 35-40 คันทางวางอยู่บนดินฐานรากที่มีคุณสมบัติปานกลางอยู่ระหว่างสองกลุ่มแรก

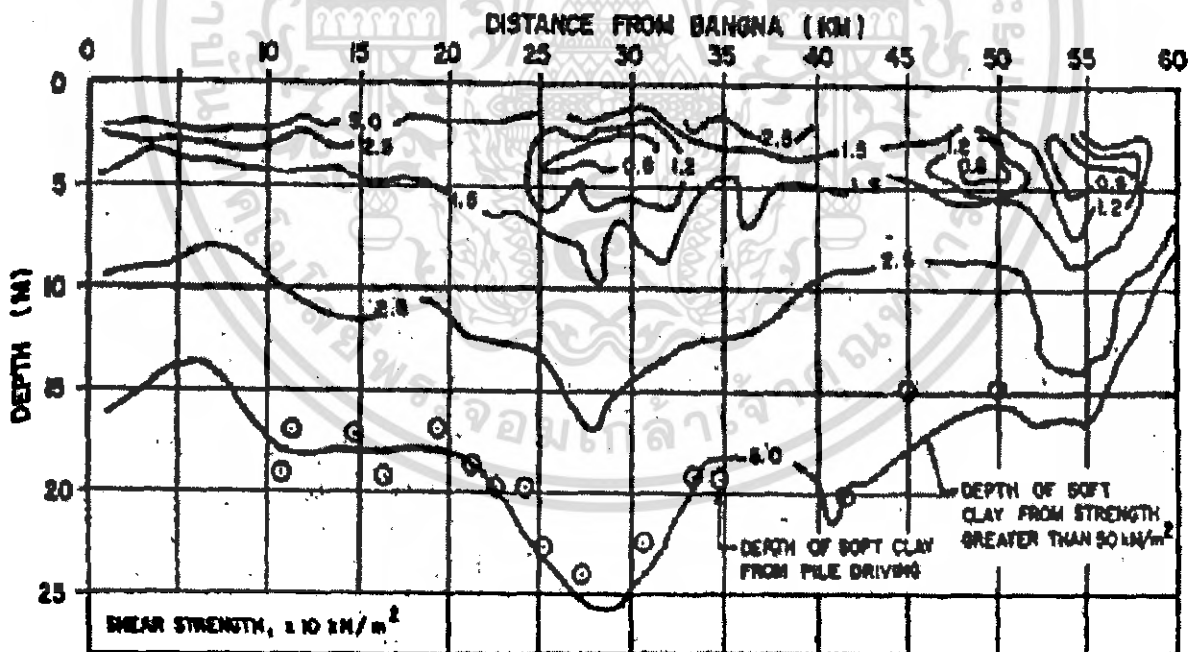


รูปที่ 3.1. แสดงสถานที่ตั้งของทางหลวงสายบางนา-บางประกง (ทางหลวงสาย 34)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

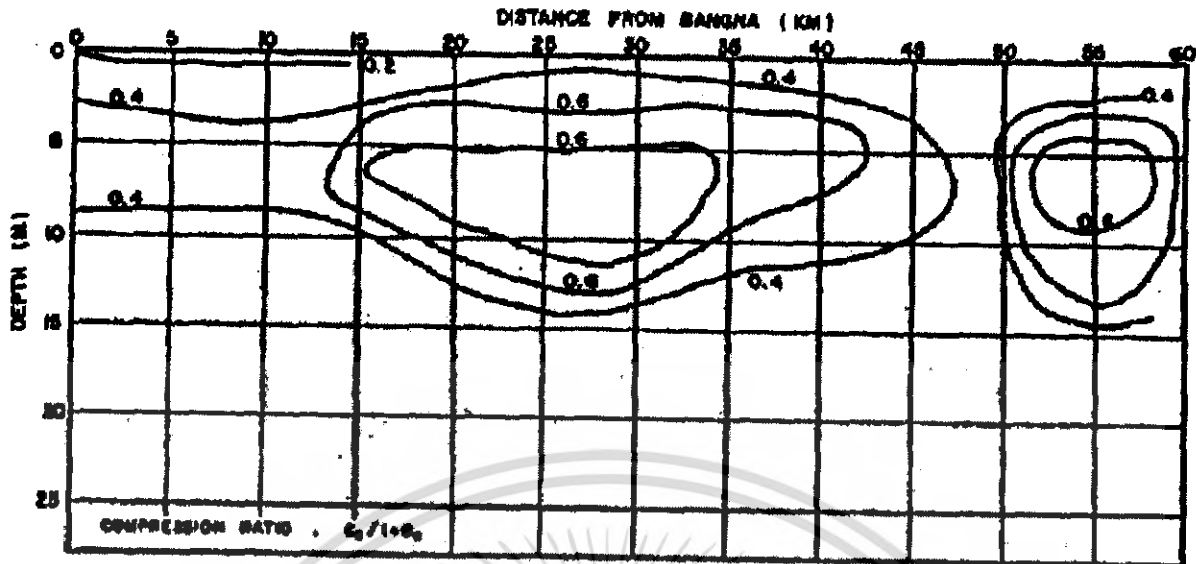


รูปที่ 3.2. แสดงค่า Natural water content ของดินฐานรากตามระยะห่างของถนนสาย
บางนา-บางประกง



รูปที่ 3.3. แสดงค่า Field vane shear strength ของดินฐานรากตามแนวยาวของถนนสาย
บางนา-บางประกง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

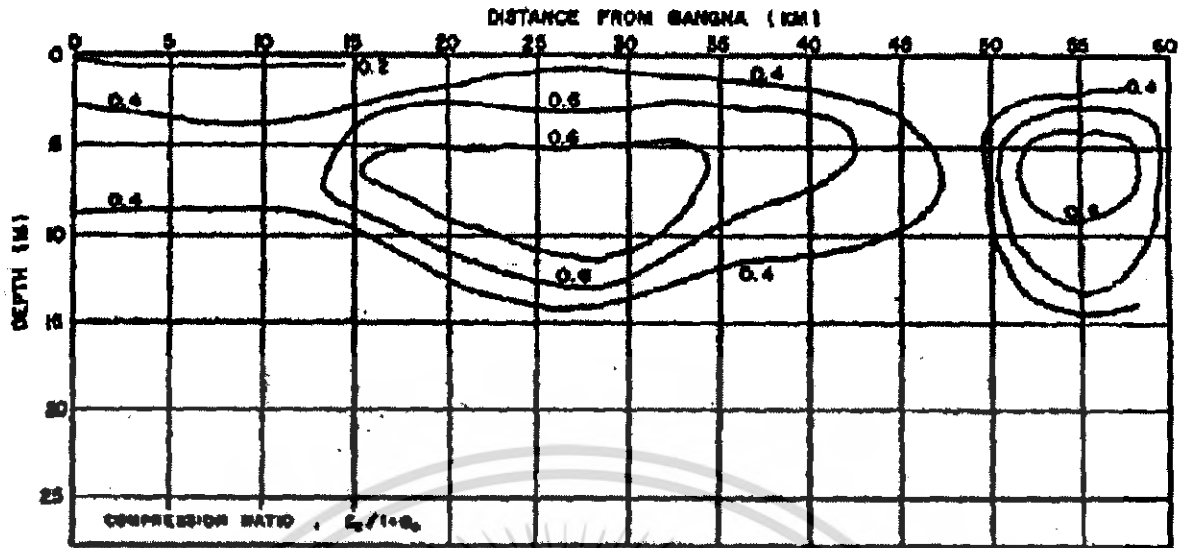


รูปที่ 3.4. แสดงค่าอัตราส่วนการยุบอัดตัว (Compression ratio, CR) ของดินฐานรากตามแนวยาวของถนนสาย บางนา-บางประกง

สำหรับการก่อสร้างถนนสายบางนา-บางประกงนั้น คันทางทั้งสองฝั่งถูกสร้างขึ้นไม่พร้อมกัน กล่าวคือ คันทางด้านใต้ (ฝั่งขาออก) ได้ถูกก่อสร้างขึ้นก่อนในปี พ.ศ. 2510 จนแล้วเสร็จและสามารถเปิดการจราจรได้ในปี พ.ศ. 2512 ต่อมาเพื่อเป็นการรองรับปริมาณการจราจรที่มากขึ้นได้มีการสร้างคันทางด้านเหนือ (ฝั่งขาเข้า) เพิ่มขึ้นมาในปี พ.ศ. 2519 จนแล้วเสร็จและสามารถเปิดใช้งานได้ในปี พ.ศ. 2522

หลังจากผ่านการใช้งานมาประมาณ 10 ปี พบว่า บางส่วนของคันทางเดิม (ฝั่งขาออก) โดยเฉพาะช่วงประมาณ 10 กิโลเมตรของสายทาง ได้เกิดการทรุดตัวสูงมากจนระดับหลังทางได้ยู่ต่ำกว่าระดับน้ำสูงสุด (Maximum high water level, HWL) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 อันเป็นที่มาของ โครงการออกแบบปรับปรุงถนนสายบางนา-บางประกง ในช่วงปี พ.ศ. 2527

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.5. ค่าระดับและการทรุดตัวความแนวยาวของสายทางบางนา-บางประกง ที่เวลาต่างๆ
ที่มา : Cox (1981)

3.2. รายละเอียดชั้นดินฐานรากในบริเวณพื้นที่ศึกษา

จากการเจาะสำรวจชั้นดินก่อนการก่อสร้าง Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง กม. 6+403 เมื่อครั้งมีโครงการปรับปรุงคันทางเดิม (ฝั่งขาออก) ในปลายปี พ.ศ. 2527 พบว่าระดับดินเดิมอยู่ที่ประมาณ +0.30 ม. (ร.ท.ก.) โดยมีผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างดินที่ระดับความลึกต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8 ซึ่งสามารถแบ่งดินฐานรากในบริเวณนี้ออกเป็น 5 ชั้นด้วยกัน ดังนี้

ชั้น Weathered clay หนาประมาณ 2.0 ม. มีค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติประมาณ 36 % ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (γ_t) อยู่ระหว่าง 1.48-1.85 ตัน/ม³ ค่าดัชนีพลาสติก (PI) อยู่ใน ช่วง 38-56 % ค่า Undrained shear strength (S_u) ประมาณ 2.50-2.75 ตัน/ม² ค่า OCR ประมาณ 2.7 ค่า CR อยู่ใน ช่วง 0.10-0.30 และค่า RR มีค่าอยู่ระหว่าง 0.013-0.029

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ชั้น Soft clay หนาประมาณ 12.0 ม. ค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติลดลงตามความลึกมีค่าอยู่ระหว่าง 100-56 % ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (γ_t) อยู่ระหว่าง 1.36-1.70 ตัน/ม³ อัตราส่วนช่องว่าง (e_0) อยู่ในช่วง 1.37-2.97 ค่าดัชนีพลาสติก (PI) อยู่ในช่วง 31-76 ค่า Undrained shear strength (S_u) ก่อนข้างคองที่ประมาณ 2.0 ตัน/ม² ตลอดความหนา 5 ม. แรกของชั้น และเพิ่มขึ้นจนมีค่าประมาณ 3.9 ตัน/ม² ที่ความลึกประมาณ 14 ม. จากผิวดิน ค่า OCR อยู่ระหว่าง 1.0-2.0 ค่า CR อยู่ในช่วง 0.210-0.359 และค่า RR อยู่ระหว่าง 0.019-0.045

ชั้น Stiff clay หนาประมาณ 4.0 ม. ค่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ อยู่ระหว่าง 41-56 % ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (γ_t) อยู่ระหว่าง 1.65-1.81 ตัน/ม³ อัตราส่วนช่องว่าง (e_0) อยู่ในช่วง 0.94-1.38 ค่าดัชนีพลาสติก (PI) อยู่ในช่วง 50-56 % ค่า Undrained shear strength (S_u) ประมาณ 5.5 ตัน/ม² ค่า OCR อยู่ระหว่าง 1.0-1.7 ค่า CR อยู่ในช่วง 0.150-0.248 และค่า RR อยู่ระหว่าง 0.021-0.049

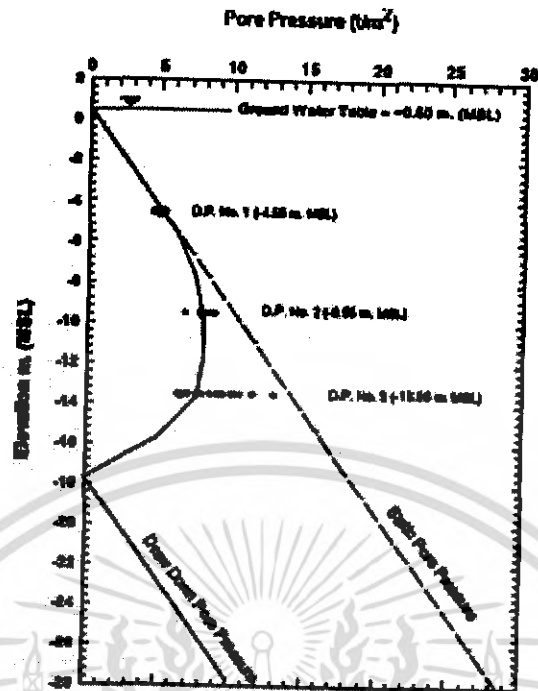
ชั้น Medium dense sand หนาประมาณ 2.0 ม. ซึ่งเป็นชั้นทรายชั้นแรก

ชั้น Hard clay หนาประมาณ 0.70 ม. มีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติต่ำอยู่ระหว่าง 27-34 % ค่าหน่วยน้ำหนักรวม (γ_t) อยู่ระหว่าง 1.86-1.97 ตัน/ม³ อัตราส่วนช่องว่าง (e_0) อยู่ในช่วง 0.66-0.85 ค่าดัชนีพลาสติก อยู่ในช่วง 29-43 % ค่า Undrained shear strength (S_u) ประมาณ 10.5 ตัน/ม² ค่า OCR ประมาณ 1.27 ค่า CR อยู่ในช่วง 0.085-0.098 และ ค่า RR อยู่ระหว่าง 0.003-0.008

3.3. สภาพแรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณพื้นที่ศึกษา

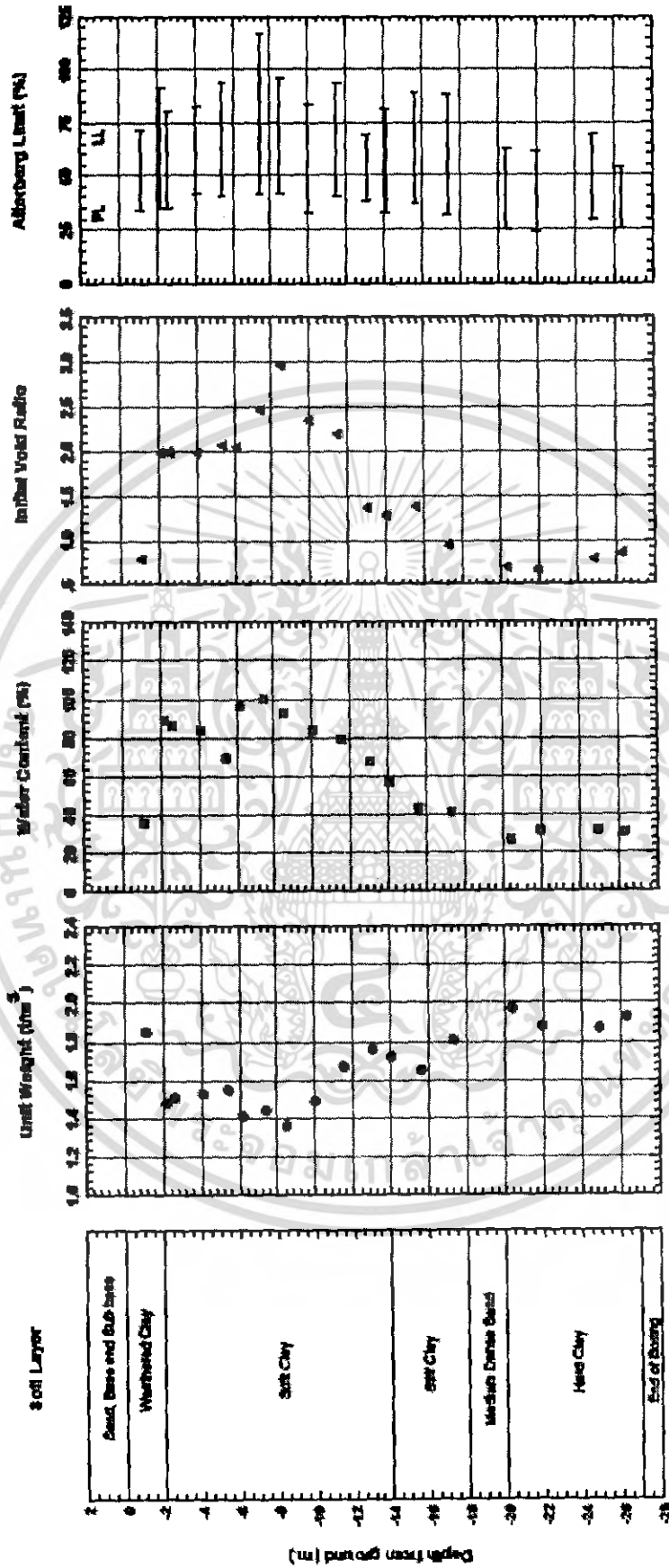
Cox (1981) กล่าวว่า สาเหตุที่ทำให้ดินทางในช่วงแรกของถนนบางนา-บางปะกง เกิดการทรุดตัวสูง ทั้งๆ ที่น้ำหนักคันทางไม่มากนักและวางอยู่บนดินฐานรากที่ค่อนข้างดี เป็นเพราะการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore pressure draw down) เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในระดับลึก (Deep well pumping) ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Effective vertical stress) ของดินมีค่าเข้าใกล้หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure) มากขึ้น จากการตรวจวัดสภาพแรงดันน้ำในโพรงดินโดยใช้ Dummy piezometer ที่ระดับความลึกต่างๆ บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง พบว่า แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore pressure) มีค่าเพิ่มขึ้นแบบ Static pore pressure จนถึงระดับความลึกประมาณ 4.0 ม. (จากผิวดิน) และต่ำจากนี้ลงไปจะมีลักษณะเป็นแรงดันน้ำแบบลดลง (Draw down pore pressure) ดังแสดงในรูปที่ 3.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



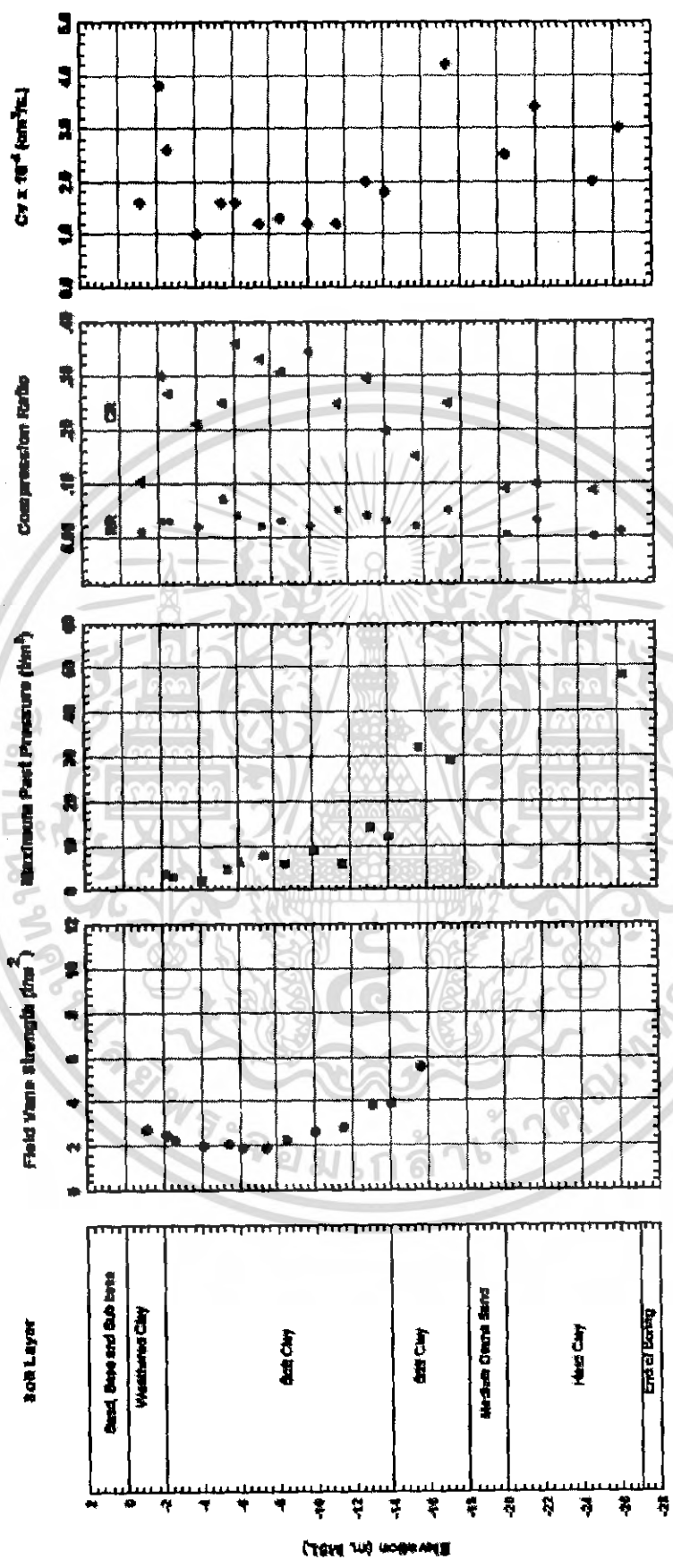
รูปที่ 3.6. สภาพแรงดันน้ำในโพรงดินบริเวณคลองปลัดเปรียงที่อ่านจาก Dummy piezometer ช่วงระยะเวลาจากวันที่ 17/11/2527 ถึงวันที่ 5/8/2528

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.7. แสดงคุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) ของชั้นดินฐานรากบริเวณคอสะพาน
คลองปัดเป็รียง ถนนบางนา-บางพระก

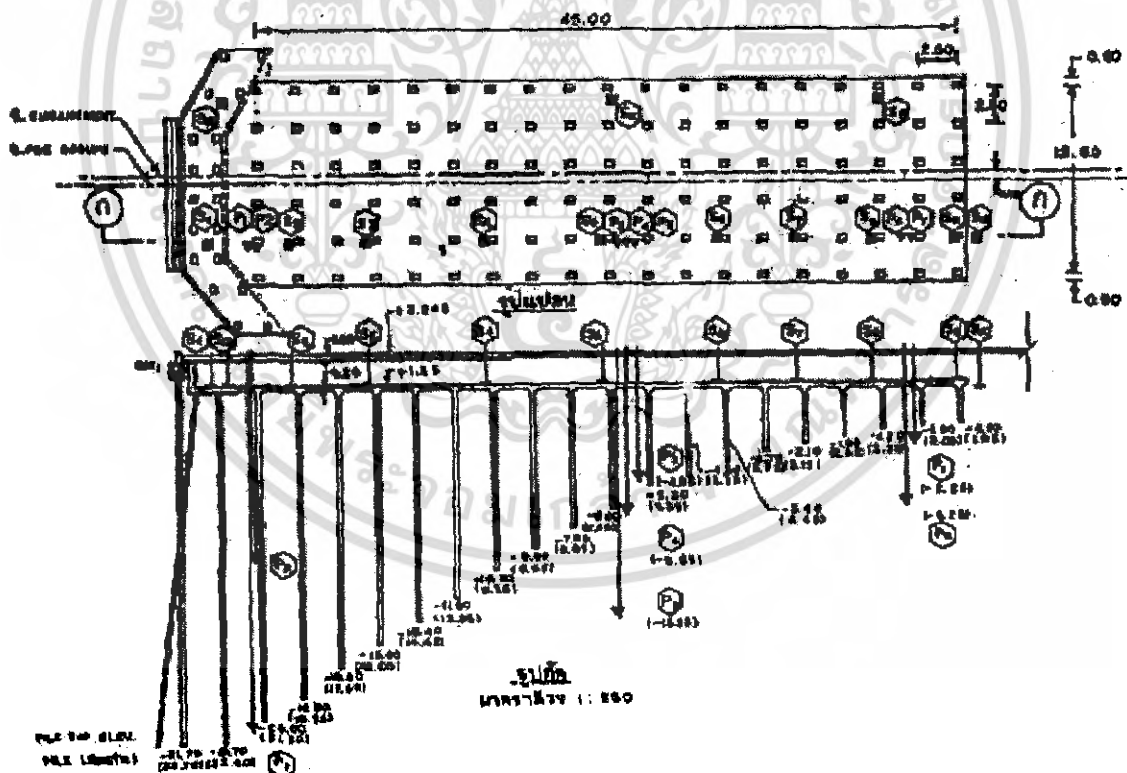
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.8. แสดงคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties) ของชั้นดินฐานรากบริเวณคอสะพาน
กอลองปลัดเปรียง ถนนบางนา-บางปะกง

3.4. รายละเอียดของการก่อสร้าง Bearing unit บริเวณพื้นที่ศึกษา

เดิมบริเวณคลองปลัดเปรียงได้ถูกออกแบบให้เป็นท่อลอดเหลี่ยมที่มีขนาดใหญ่ ที่เรือสามารถผ่านได้ (Navigable box culvert) คับทางบริเวณคอท่อลอดวางอยู่บนดินเดิม โดยไม่มีการปรับปรุงดินฐานรากแต่อย่างใด ทำให้ค่อนข้างประสบปัญหาเรื่องการทรุดตัวแตกต่างกันระหว่างการใช้งาน ต่อมาในช่วงที่มีโครงการปรับปรุงสายทางเดิม (ฝั่งขาออก) กรมทางหลวงร่วมกับบริษัท N.D. Lea & Associates ได้ออกแบบให้คับทางบริเวณคอท่อลอดแห่งนี้ถูกรองรับด้วย Bearing unit เช่นเดียวกับที่ใช้ในสะพานขนาดใหญ่ ประกอบด้วยแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.20 ม. ยาว 45 ม. วางบนหัวเสาเข็ม ซึ่งยาวที่สุดในส่วนที่ติดกับคอสะพานยาว 22.78 ม. และสั้นที่สุด 1.95 ม. ที่ส่วนปลาย Bearing unit เสาเข็มที่ใช้เป็นชนิดคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 0.22x0.22 ม. และระยะห่างของเสาเข็มแต่ละต้นเท่ากันทั้งสองแนวเท่ากับ 2.50 ม. ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 3.9 โดยเริ่มก่อสร้างประมาณต้นเดือนธันวาคม 2527 แล้วเสร็จประมาณปลายเดือนกุมภาพันธ์ 2528



รูปที่ 3.9. รายละเอียดของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง

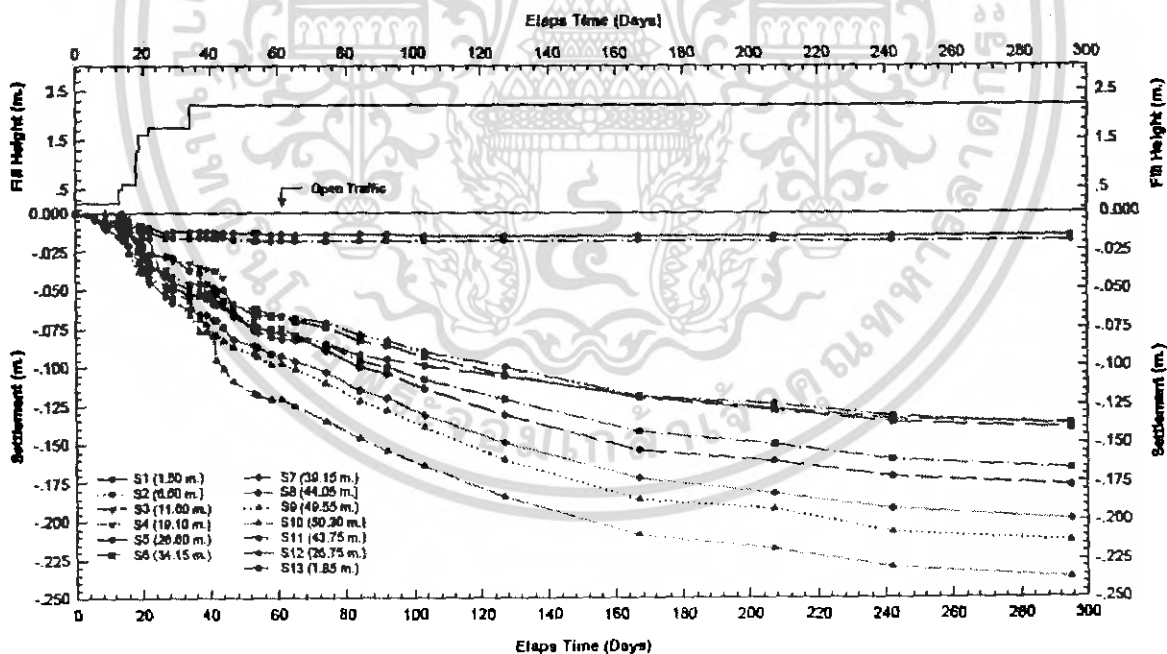
ที่มา : ทินกร (2528)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.5. การติดตามวัดขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit เมื่อครั้งมีการทำวิจัยในอดีต

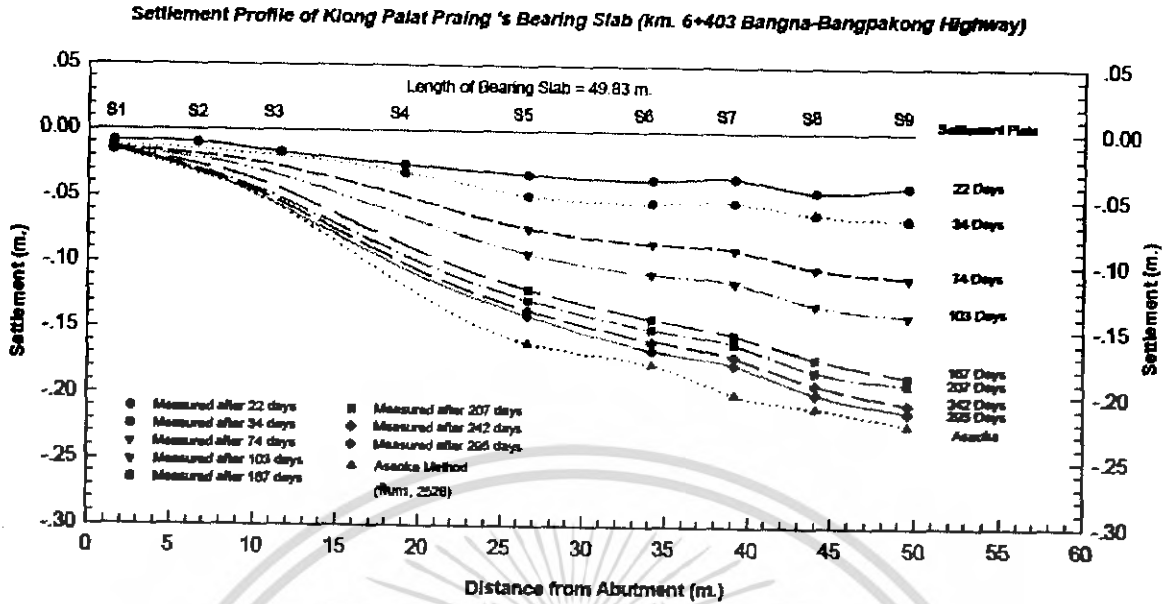
Settlement plate จำนวน 13 ตัว ถูกติดตั้งไว้บนแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กของ Bearing unit (Bearing slab) ในระหว่างการก่อสร้าง เพื่อใช้เป็นอุปกรณ์ในการติดตามวัดขนาดการทรุดตัวของ Bearing slab โดยที่ Settlement plate ตัวที่ 1 ถึง 13 (S1 ถึง S13) ถูกติดตั้งไว้ ณ ตำแหน่งต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.10 หลังจากที่ถูกถมคันทางจนได้ระดับแล้ว พบว่า เกิดความเสียหายขึ้นกับ Settlement plate ตัวที่ S2 ถึง S4 ทำให้ขาดข้อมูลการทรุดของหน่วยเบริงในช่วงระยะ 1.50 ม. ถึง 26.60 ม.หลังจากที่ได้ก่อสร้างเสร็จ

จากรูปที่ 3.11 เห็นได้ว่าหลังจากเริ่มก่อสร้างได้ 295 วัน ขนาดการทรุดตัวตามแนวยาวของ Bearing unit อยู่ระหว่าง 1.5 ซม. ถึง 21.3 ซม. คิดเป็น 86.96 ถึง 91.10 % ของการทรุดตัวทั้งหมดตามการวิเคราะห์ด้วยวิธี Asaoka (1978) โดยทินกร (2528) ดังแสดงในรูปที่ 3.11 นอกจากนี้ยังได้มีการทำระดับหลังทางบริเวณคอสะพาน เพื่อเป็นการติดตามวัดขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit ในอีกทางหนึ่งด้วย ดังแสดงระดับหลังทางที่เวลาต่างๆ นับจากเริ่มก่อสร้าง ในรูปที่ 3.12

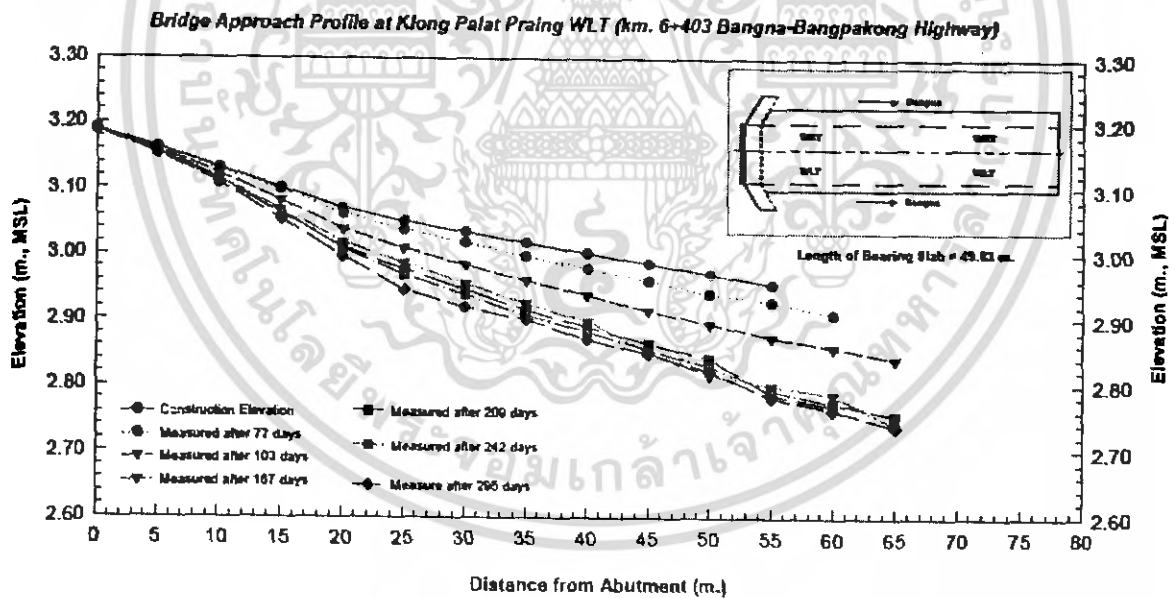


รูปที่ 3.10. ขนาดการทรุดตัวตามเวลาของ Settlement plate บน Bering unit บริเวณคอสะพาน คลองปลัดเปรียงตลอดระยะเวลา 295 วัน นับจากเริ่มก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.11. ขนาดการทรุดตัวตามแนวยาว (Settlement profile) ที่ระยะเวลาต่างๆ และการทรุดตัวทั้งหมด จากวิธี Asoka (1978) ของ Bering unit บริเวณคอสสะพานคลองปลัดเปรียง



รูปที่ 3.12. ระดับหลังทางตามแนวยาวบริเวณคอสสะพาน (Bridge approach profile) ฝั่งตะวันตกของทางข้ามมือ ของคลองปลัดเปรียง ตลอดระยะเวลา 295 วัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

การนำเสนอผลการวิเคราะห์ครั้งนี้ได้ถูกแบ่งออกเป็นหัวข้อหลัก 2 กรณี คือ 1. ผลการวิเคราะห์ Bearing unit บริเวณคอสะพาน (ยกตัวอย่างกรณีคลองปลัดเปรียง ถนนบางนา – บางพระก) โดยการวิเคราะห์จะแบ่งเป็น 2 กรณีย่อย คือ กรณีที่ 1.1 การวิเคราะห์แบบไม่รวมน้ำหนักคันทาง กรณีที่ 1.2 การวิเคราะห์แบบรวมน้ำหนักคันทาง 2. การวิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของการทรุดตัวเทียบกับเวลา โดยมีรายละเอียดของแต่ละ หัวข้อดังต่อไปนี้

4.1. การวิเคราะห์ Bearing unit บริเวณคอสะพาน ยกตัวอย่างกรณีคลองปลัดเปรียง

ผลการวิเคราะห์ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง กม.ที่ 6+403 ถนนสายบางนา-บางพระก ประกอบด้วย รายละเอียดข้อมูลต่างๆ ที่ใช้วิเคราะห์ ผลการวัดขนาดการทรุดตัวในสนาม ผลการวัดการทรุดตัวในสนามเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การทรุดตัว โดยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional method) โดยมีรายละเอียดของแต่ละหัวข้อดังต่อไปนี้

4.1.1. ข้อมูลสภาพชั้นดินฐานรากสำหรับใช้วิเคราะห์การทรุดตัว

สำหรับลักษณะชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ประกอบด้วยชั้นดิน จำนวน 6 ชั้นลึก 27 ม. คือ ชั้นแรกจากลึก 0.00 ม.-2.00 ม. เป็น Weathered clay ชั้นที่สองจากลึก 2.00 ม.-7.00 ม. เป็น Soft clay ชั้นที่สามจากลึก 7.00 ม.-14.00 ม. เป็น Medium stiff clay ชั้นที่สี่จากลึก 14.00 ม.-18.00 ม. เป็น Stiff clay ชั้นที่ห้าจากลึก 18.00 ม.-20.00 ม. เป็น Medium dense sand และสุดท้ายจากลึก 20.00 ม.-27.00 ม. เป็น Hard clay และในระดับต่ำกว่านี้เป็นชั้น Dense sand ซึ่งเกิดการทรุดตัวน้อยมากในชั้นนี้จึงไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ โดยค่าคุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) และคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties) ที่ใช้เป็นตัวแทนชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์ครั้งนี้สามารถสรุปได้ดังแสดงในตารางที่ 4.1 และตารางที่ 4.2 ตามลำดับ

สำหรับสภาพหน่วยแรงเริ่มต้น (Initial stress condition) ที่ใช้วิเคราะห์การทรุดตัวคำนวณขึ้นจากค่าหน่วยน้ำหนักรวม (Total unit weight) ของดินแต่ละชั้นประกอบกับสภาพแรงดันน้ำแบบ Draw down pore pressure โดยประมาณให้ระดับแรงดันน้ำมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ความลึก -18 ม. ต่ำกว่านี้ลงไปแรงดันน้ำเพิ่มขึ้นแบบ Static pore pressure ดังแสดงในรูปที่ 3.6

ตารางที่ 4.1. แสดงค่าคุณสมบัติทางกายภาพ (Physical properties) ของชั้นดินที่ใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง

Layer No. (#)	Depth from ground (m.)		γ_t (t/m ³)	e_0 (-)	w_n (%)	LL (%)	PL (%)
	From	To					
1	0.00	-2.00	1.85	0.79	36.1	71.2	33.5
2	-2.00	-7.00	1.50	2.02	85.1	91.0	38.2
3	-7.00	-14.00	1.54	2.27	84.8	91.9	38.8
4	-14.00	-18.00	1.73	1.20	47.3	86.3	33.8
5	-18.00	-20.00	2.00	0.40	-	-	-
6	-20.00	-27.00	2.00	0.75	30.9	63.6	26.3

ตารางที่ 4.2. แสดงค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering properties) ของชั้นดินที่ใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง

Layer No. (#)	Depth from ground (m.)		S_u (t/m ²)	σ'_{vm} (t/m ²)	CR (-)	RR (-)
	From	To				
1	0.00	-2.00	2.75	4.3	0.103	0.013
2	-2.00	-7.00	2.16	4.1	0.300	0.038
3	-7.00	-14.00	2.70	10.0	0.300	0.030
4	-14.00	-18.00	4.73	27.5	0.198	0.034
5	-18.00	-20.00	-	-	-	-
6	-20.00	-27.00	10.75	44.7	0.091	0.011

4.1.2. ขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม:

หลังจากที่ถนนสายนี้ได้ผ่านการใช้งานมาระยะหนึ่ง ได้มีการปรับปรุงบริเวณคอสะพาน คลองปลัดเปรียงด้วยการ Overlay ผิวทางใหม่ ทำให้ Settlement plate ที่ติดตั้งไว้เดิมได้รับความเสียหาย ทั้งหมด จึงไม่สามารถทำการวัดขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit ให้มีความต่อเนื่องจากการวัดในอดีตได้

เพื่อเป็นการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของ Bearing unit บนชั้นดินอ่อนที่ผ่านการใช้งานจริงมาเป็นระยะเวลานานพอสมควร ขนาดการทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง (Post construction settlement) ของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียงจึงถูกวัดใหม่อีกครั้งหนึ่ง โดยมีรายละเอียดของวิธีการ และผลวัดการทรุดตัวในสนามดังต่อไปนี้

4.1.2.1. วิธีการวัดหาขนาดการทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง

โดยการทำระดับอ้างอิงไว้ที่หลังทาง และเจาะสำรวจความหนาของชั้น Overlay บริเวณคอสะพานแห่งนี้เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2545 เปรียบเทียบกับระดับหลังทางก่อสร้าง (Construction grade) ทำให้สามารถคำนวณหาขนาดการทรุดตัวหลังก่อสร้าง (Post construction settlement) ของ Bearing unit แห่งนี้ได้

ในตารางที่ 4.3 แสดงให้เห็นถึงความหนาของชั้น Overlay ซึ่งได้จากการเจาะ Coring ที่ระยะห่างต่างๆ จากตอม่อสะพาน ส่วนในตารางที่ 4.4 แสดงถึงผลการวัดหาขนาดการทรุดตัวตามแนวยาว (Settlement profile) นับจากต้นเดือนมกราคม 2528 จนถึง วันที่ 5 พฤษภาคม 2545 ซึ่งคิดเป็นเวลาทั้งสิ้นประมาณ 17.3 ปี ดังแสดงลักษณะและขนาดการทรุดตัวของ Bearing unit ในรูปที่ 4.1

ตารางที่ 4.3. ผลการเจาะ Coring ผิวทางเพื่อวัดความหนาของการทำ Overlay บริเวณคอสะพาน
คลองปลัดเปรียง

Coring No.	Distance from abutment (m.)	Overlay thickness (m.)
1	5.00	0.025
2	15.00	0.061
3	25.00	0.082
4	35.00	0.094
5	45.00	0.100
6	55.00	0.105

4.1.2.2 ลักษณะการทรุดตัวของ Bearing unit ในสนาม

จากผลการวัดขนาดการทรุดตัวดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 4.4 และรูปที่ 4.1 พบว่า การทรุดตัวของ Bearing unit เพิ่มขึ้น ตามระยะห่างจาก Abutment ซึ่งสอดคล้องกับความยาวของเสาเข็มที่สั้นลง โดยมีขนาดการทรุดตัวมากที่สุด เท่ากับ 98.80 ซม. ที่บริเวณปลายสุดของ Bearing unit (ระยะประมาณ 50.00 ม. จาก Abutment) ส่วนการทรุดตัวน้อยสุดที่วัดได้ เท่ากับ 5.80 ซม. ที่บริเวณส่วนต้นของ Bearing unit (ระยะประมาณ 5.00 ม. จาก Abutment)

เมื่อพิจารณาลักษณะ Settlement profile สามารถแบ่งการทรุดตัวของ Bearing unit ออกได้เป็น 3 ช่วงตามลักษณะการเปลี่ยนแปลงขนาดการทรุดตัวตามระยะทางที่เพิ่มขึ้น (Settlement gradient) คือ ช่วงระยะห่างจาก 0.00 ถึง 10.00 ม. ช่วงระยะห่างจาก 10.00 ถึง 30.00 ม. และสุดท้ายช่วงระยะห่างจาก 30.00 ม. จนสุดปลายของ Bearing unit

ระยะห่างจาก 0.00 ถึง 10.00 ม. จาก Abutment เป็นช่วงที่เกิดการทรุดตัวน้อย มีขนาดการทรุดตัวอยู่ระหว่าง 0.00 ถึง 11.90 ซม. และมีค่า Settlement gradient ไม่มากนัก ประมาณ 0.012 ม. ต่อระยะทางที่เพิ่มขึ้น 1.00 ม. หรือ 1.2 % เมื่อพิจารณาความยาวของเสาเข็มในช่วงนี้ พบว่าปลายเสาเข็มวางตัวอยู่บนชั้นดินที่เปลี่ยนแปลงจากชั้น Stiff to hard clay มายังชั้น Medium dense sand และยกระดับมาอยู่ในชั้น Stiff clay

ระยะห่างจาก 10.00 ถึง 30.00 ม. จาก Abutment เป็นช่วงที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดการทรุดตัวต่อระยะทางมากที่สุด คือ จาก 11.90 ซม. ไปเป็น 75.10 ซม. ต่อระยะทางที่เพิ่มขึ้น 20.00 ม. คิดเป็น Average settlement gradient ประมาณ 3.16 % แต่ค่า Settlement gradient มีค่ามากที่สุด 4.78 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ระยะประมาณ 20.00 ม. จาก Abutment ถัดจากนั้นมาค่า Settlement gradient จะลดลงจนเหลือ 1.32 % ที่ระยะ 30 ม. เพื่อปรับตัวเชื่อมต่อการทรุดตัวในช่วงต่อไปของ Bearing unit ในช่วงนี้ปลายเสาเข็มที่วางอยู่ที่ชั้น Stiff clay จะขยักผ่านชั้น Medium stiff clay มาอยู่ในชั้น Soft clay

ช่วงสุดท้ายที่ระยะจาก 30.00 ม. จนสุดปลาย Bearing unit เป็นช่วงที่เกิดการทรุดตัวมากที่สุด แต่การทรุดตัวจะค่อยๆ มากขึ้น ตามระยะห่างที่เพิ่มขึ้นจาก 75.10 ซม. ที่ระยะ 30.00 ม. จาก Abutment ไปเป็น 98.80 ซม. ที่ระยะ 50.00 ม. จาก Abutment ทำให้ Settlement gradient มีค่าเฉลี่ยประมาณ 1.18% ในช่วงนี้มีการเปลี่ยนแปลงความยาวของเสาเข็ม 4.40 ม. จาก 6.35 ม. ไปเหลือ 1.95 ม. โดยเสาเข็มทั้งหมดในช่วงนี้อยู่ในชั้น Soft clay และ Weathered clay

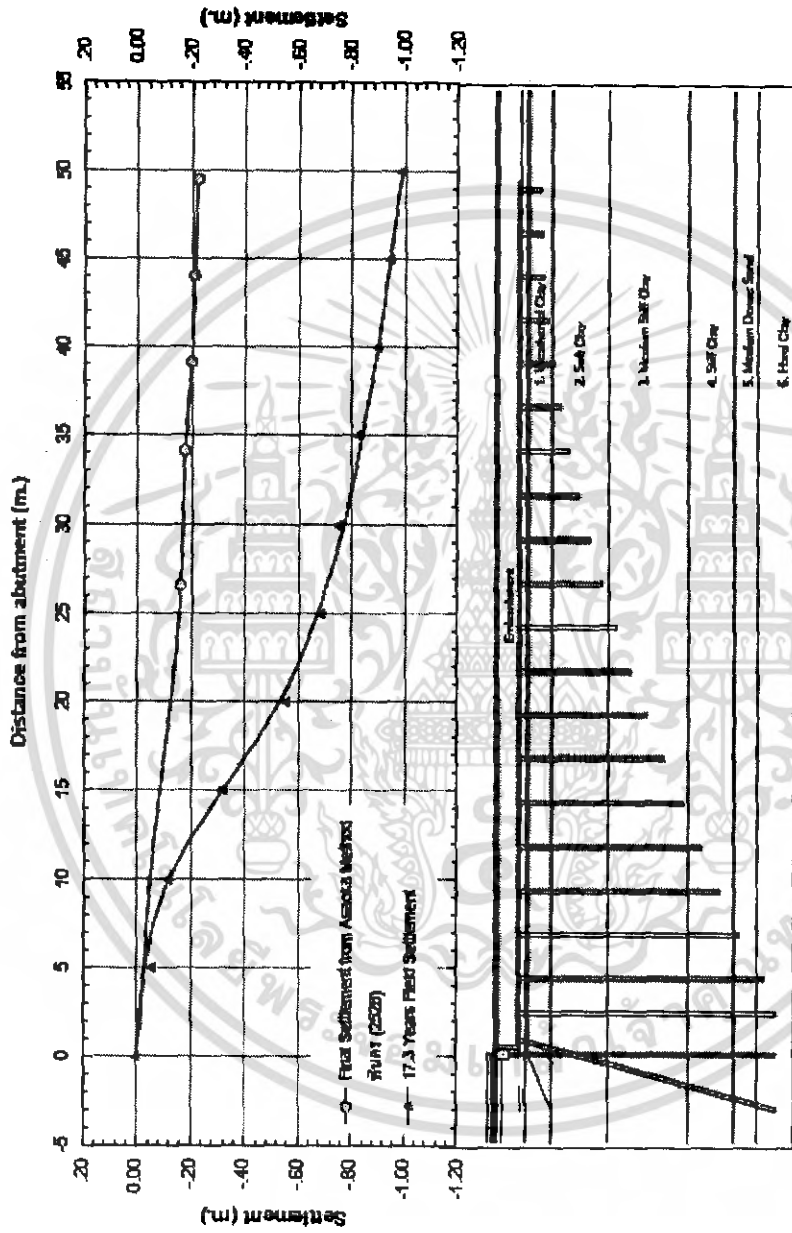
4.1.3. ขนาดการทรุดตัวที่ใช้ในการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์

ในเบื้องต้นของการทำวิจัยครั้งนี้ ผลการวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวด้วยวิธีการต่างๆ จะถูกนำมาเปรียบเทียบกับทรุดตัวสุดท้าย (Final settlement) จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Asaoka โดย ทินกร (2528) แต่จากการวัดขนาดการทรุดตัวอีกครั้งหนึ่งหลังจาก Bearing unit แห่งนี้ได้ผ่านการใช้งานมาแล้วเป็นระยะเวลาประมาณ 17.3 ปี พบว่า ขนาดการทรุดตัวจริง มีค่าสูงกว่าการทรุดตัวสุดท้าย (Final settlement) จากการวิเคราะห์ในอดีตมาก ดังนั้น ในงานวิจัยครั้งนี้จึงใช้ขนาดการทรุดตัวที่ได้จากการวัดใหม่ ตามตารางที่ 4.4 แทนพฤติกรรมในระยะยาวสำหรับเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการต่างๆ

ตารางที่ 4.4. ผลการวัดขนาดการทรุดตัวหลังก่อสร้าง (Post construction settlement) ของ Bearing unit บริเวณคอสสะพานคลองปลัดเปรียง

ระยะห่างจาก Abutment	ระดับหลังทางสัมพัทธ์		ความหนาของ	
	ระดับก่อสร้าง	17.3 ปี หลังก่อสร้าง	Overlay	การทรุดตัว
(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
5.00	-0.027	-0.060	0.025	-0.058
10.00	-0.058	-0.132	0.045	-0.119
15.00	-0.089	-0.345	0.061	-0.317
20.00	-0.120	-0.603	0.073	-0.556
25.00	-0.140	-0.743	0.082	-0.685
30.00	-0.156	-0.818	0.089	-0.751
35.00	-0.172	-0.904	0.094	-0.826
40.00	-0.188	-0.989	0.097	-0.898
45.00	-0.204	-1.048	0.100	-0.944
50.00	-0.220	-1.105	0.103	-0.988
55.00	-0.235	-1.173	0.105	-1.043

หมายเหตุ ระดับหลังทางสัมพัทธ์ หมายถึง ระดับหลังทางที่ระยะห่างใดๆ เทียบกับระดับหลังทางบนสะพานที่ระยะห่างจาก Abutment เท่ากับศูนย์



รูปที่ 4.1. แสดงขนาดการทรุดตัวตามแนวยาวหลังจากก่อสร้างเสร็จ 17.3 ปี ของ Bearing unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.1.4. ข้อมูลการทรุดตัวเนื่องจากการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน

4.1.4.1. ขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล

จากแผนที่ Contour ในรูปที่ ผก2 ถึง รูปที่ ผก5 ในภาคผนวก ก สามารถสรุปขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินในช่วงเวลาต่างๆ บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง ดังแสดงในตารางที่ 4.5 และขนาดการทรุดตัวที่เวลาใดๆ เทียบกับปี 1978 ดังแสดงในตารางที่ 4.6

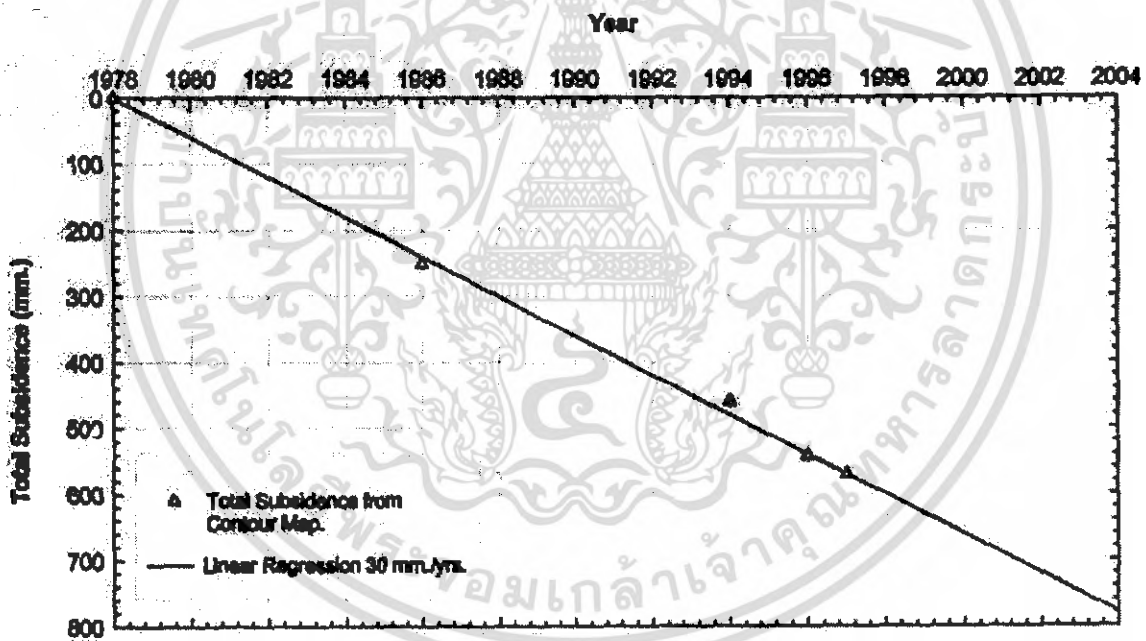
ตารางที่ 4.5. แสดงการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ที่เกิดขึ้นในช่วงเวลาต่างๆ บริเวณคลองปลัดเปรียง

From (Year)	To (Year)	Period (Years)	Total Subsidence (mm.)
1978	1986	8	250
1986	1997	11	320
1978	1997	19	560
1994	1997	3	110
1996	1997	1	27
1978	1986	8	250

ข้อมูลการทรุดตัวที่ผิวดินในตารางที่ 4.6 ถูกนำมาใช้เพื่อทำนายขนาดการทรุดตัวเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในบริเวณที่ศึกษาวิจัย ด้วยการ Fit curve ความสัมพันธ์การทรุดตัวตามเวลาแบบเส้นตรง ได้ว่า อัตราการทรุดตัวมีค่าประมาณ 30 มม. / ปี ตามรูปที่ 4.2 ดังนั้นตลอดระยะเวลาประมาณ 17.3 ปี ขนาดการทรุดตัวทั้งหมดของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในระดับลึกของพื้นที่แห่งนี้มีค่าประมาณ 52 ซม.

ตารางที่ 4.6. แสดงการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล ที่เกิดขึ้นนับจากปี 1978
บริเวณคลองปลัดเปรียง

From (Year)	Elapse Time (Years)	Cum. Subsidence (mm.)
1978	0	0.0
1986	8	250.0
1994	16	460.0
1996	18	542.5
1997	19	570.0



รูปที่ 4.2. การทำนายขนาดการทรุดตัวทั้งหมดที่ผิวดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลเพียงอย่างเดียว
บริเวณคลองปลัดเปรียง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

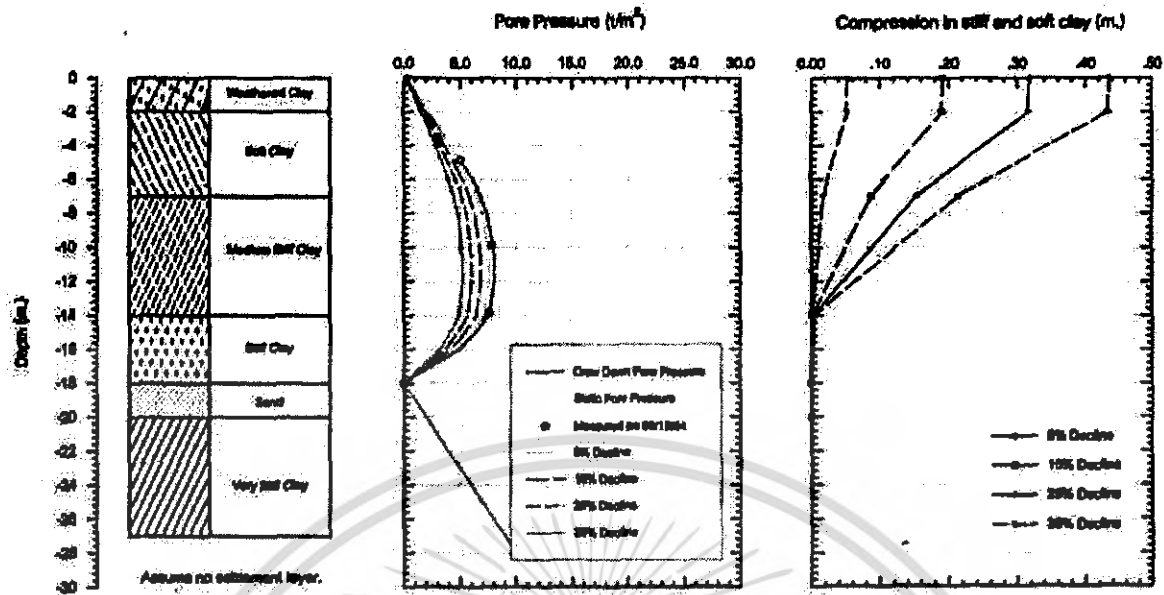
4.1.4.2. ขนาดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวเหนียวหนืดชั้นทราย

การวัดขนาดการทรุดตัวของ Bering unit เป็นการวัดระดับหลังทาง เทียบกับระดับของ Abutment ขนาดการทรุดตัวเนื่องจากการสูบน้ำบาดาลที่รวมเข้ากับผลการวัด จึงเป็นเพียงผลรวมของการยุบอัดตัวของดินแต่ละชั้นเหนือระดับ Neutral plane ของเสาเข็ม ซึ่งมีก่อบริเวณรอยต่อชั้นดินแข็ง ดังนั้น ผลของการสูบน้ำบาดาลที่รวมเข้ามาของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียงครั้งนี้ จึงเป็นผลรวมของการยุบอัดตัวของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) เหนือชั้น Medium dense sand ขึ้นมาจนถึงผิวดินเท่านั้น

จากงานวิจัยของ นพค. (2542) พบว่า การทรุดตัวทั้งหมดของแผ่นดิน (Total land subsidence) เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลในพื้นที่บริเวณกรุงเทพฯ เป็นผลจากการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) รวมกับ ชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ประมาณร้อยละ 40 ถึง 60 ซึ่งเมื่อพิจารณาบริเวณคลองปลัดเปรียงทำให้สามารถประมาณได้ว่า ตลอดระยะเวลาประมาณ 17.3 ปี นับจากก่อสร้างดินถมคอสะพานแล้วเสร็จ การสูบน้ำบาดาลในระดับลึกทำให้ชั้นดินเหนียวเหนียวหนืดชั้น Medium dense sand ขึ้นมาเกิดการยุบอัดตัวรวมกันประมาณ 21-31 ซม.

4.1.4.3. การลดลงของแรงดันน้ำในชั้นดินเหนียว

โดยใช้คุณสมบัติทางการยุบอัดตัวของชั้นดินในบริเวณนี้และทำการเปลี่ยนแปลงค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) จนให้ผลรวมของการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (Bangkok clay) เหนือชั้น Medium dense sand ขึ้นมา เท่ากับค่าที่ได้จากหัวข้อที่ผ่านมา พบว่า ขนาดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวเหนียวหนืดชั้นทรายประมาณ 30 ซม. เกิดจากการลดระดับของแรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) ประมาณ 25% จากค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน ณ ช่วงเวลาที่ทำการก่อสร้าง Bering unit บริเวณนี้ ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3. แสดงผลการวิเคราะห์ขนาดการลดลงของแรงดันน้ำในโพรงดินที่สอดคล้องกับขนาดการยุบอัดตัวในชั้นดินเหนียวเนื้อชั้นทราย บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง

4.2. รายละเอียดประกอบการวิเคราะห์และผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม

4.2.1. พารามิเตอร์ของชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์

ตารางที่ 4.7 แสดงถึงพารามิเตอร์ของชั้นดินสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคลองปลัดเปรียง ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม (Conventional method) ทั้งตามวิธีการของ Terzaghi และ วิธีการของ Tomlinson

ตารางที่ 4.7. ข้อมูลชั้นดินสำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวของบริเวณคอสพานคลองปลัดเปรียง

Layer No. (#)	Layer information				Soil parameter					
	From (m.)	To. (m.)	Thickness (m.)	Middle (m.)	γ_t (t./m ³)	σ'_{vm} (t./m ²)	CR (-)	RR (-)	μ_g (-)	Eu (t./m ²)
1	0.00	-2.00	2.00	-1.00	1.85	4.25	0.103	0.013	0.80	300
2	-2.00	-7.00	5.00	-4.50	1.50	4.14	0.300	0.038	0.95	300
3	-7.00	-14.00	7.00	-10.50	1.54	10.00	0.300	0.030	0.90	500
4	-14.00	-18.00	4.00	-16.00	1.73	27.50	0.198	0.034	0.85	1500
5	-18.00	-20.00	2.00	-19.00	2.00	-	-	-	1.00	2000
6	-20.00	-27.00	7.00	-23.50	2.00	44.79	0.091	0.011	0.80	2000

หมายเหตุ ค่า Maximum past pressure (σ'_{vm}) เป็นค่าที่กึ่งกลางชั้นดินแต่ละชั้น

4.2.2. แบบจำลองฐานรากสำหรับการวิเคราะห์

การวิเคราะห์การทรุดตัวของหน่วย Bering unit คลองปลัดเปรียง ได้ทำการแบ่งเสาเข็มทั้งหมดจำนวน 132 ต้นใน Bering unit ออกเป็นเสาเข็มกลุ่มย่อยๆ จำนวน 30 กลุ่มด้วยกัน โดยแต่ละกลุ่มจะใช้ความยาวของเสาเข็มเพียงค่าเดียว เท่ากับ ค่าเฉลี่ยความยาวของเสาเข็มแต่ละต้นในกลุ่ม ดังแสดงรายละเอียด ตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.8. ข้อมูลฐานรากย่อยสำหรับการวิเคราะห์บริเวณคอสพานคลองปลัดเปรียง

Footing No. (#)	Footing information.				Pile group information.				
	Row (#)	Col. (#)	Load (t./m ²)	Area (m ²)	x-width (m.)	y-width (m.)	x. coor. (m.)	y coor. (m.)	Length (m.)
1	1	1	5.08	8.52	2.10	2.39	2.55	-7.80	22.60
2	1	2	5.08	19.13	2.72	2.72	5.25	-5.50	20.43
3	1	3	5.08	21.25	2.72	2.72	10.25	-5.50	16.85
4	1	4	5.08	21.25	2.72	2.72	15.25	-5.50	13.65
5	1	5	5.08	21.25	2.72	2.72	20.25	-5.50	10.65
6	1	6	5.08	21.25	2.72	2.72	25.25	-5.50	8.05
7	1	7	5.08	21.25	2.72	2.72	30.25	-5.50	5.85
8	1	8	5.08	21.25	2.72	2.72	35.25	-5.50	4.10
9	1	9	5.08	21.25	2.72	2.72	40.25	-5.50	2.90
10	1	10	5.08	28.69	5.22	2.72	46.50	-5.50	2.08
11	2	1	5.08	35.81	1.72	8.22	1.24	-1.00	22.60
12	2	2	5.08	22.50	2.72	2.72	5.25	-0.50	20.43
13	2	3	5.08	25.00	2.72	2.72	10.25	-0.50	16.85
14	2	4	5.08	25.00	2.72	2.72	15.25	-0.50	13.65
15	2	5	5.08	25.00	2.72	2.72	20.25	-0.50	10.65
16	2	6	5.08	25.00	2.72	2.72	25.25	-0.50	8.05
17	2	7	5.08	25.00	2.72	2.72	30.25	-0.50	5.85
18	2	8	5.08	25.00	2.72	2.72	35.25	-0.50	4.10
19	2	9	5.08	25.00	2.72	2.72	40.25	-0.50	2.90
20	2	10	5.08	33.75	5.22	2.72	46.50	-0.50	2.08
21	3	1	5.08	9.60	2.10	2.72	2.44	6.64	22.60
22	3	2	5.08	19.13	2.72	2.72	5.25	4.50	20.43
23	3	3	5.08	21.25	2.72	2.72	10.25	4.50	16.85
24	3	4	5.08	21.25	2.72	2.72	15.25	4.50	13.65
25	3	5	5.08	21.25	2.72	2.72	20.25	4.50	10.65
26	3	6	5.08	21.25	2.72	2.72	25.25	4.50	8.05
27	3	7	5.08	21.25	2.72	2.72	30.25	4.50	5.85
28	3	8	5.08	21.25	2.72	2.72	35.25	4.50	4.10
29	3	9	5.08	21.25	2.72	2.72	40.25	4.50	2.90
30	3	10	5.08	28.69	5.22	2.72	46.50	4.50	2.08

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.3. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Terzaghi

การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Terzaghi แบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีวิเคราะห์โดยไม่รวมผลของคันทางในส่วนที่อยู่ต่อเนื่องกับ Bering unit (กรณี Terzaghi Case 1) และกรณีวิเคราะห์โดยรวมผลของคันทางในส่วนที่อยู่ต่อเนื่องกับ Bering unit (กรณี Terzaghi Case 2) ซึ่งผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของทั้งสองกรณีได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.9 โดยมีลักษณะการทรุดตัวในแต่ละกรณีดังต่อไปนี้

กรณี Terzaghi Case 1 จากผลการวิเคราะห์ พบว่า ขนาดการทรุดตัวมีค่ามากขึ้นเมื่อระยะห่างจาก Abutment เพิ่มขึ้น ยกเว้นที่ระยะประมาณ 15 ม. สุดท้าย โดยสามารถแบ่งการทรุดตัวออกเป็น 3 ช่วงด้วยกัน คือ ช่วง 10.00 ม. แรก เป็นช่วงที่ทรุดตัวน้อย ขนาดการทรุดตัวตามแนวยาวที่วิเคราะห์ได้มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.008 ม. ถึง 0.028 ม. ถัดมาช่วง 15.00 ม. ถึง 30.00 ม. ซึ่งตรงกับฐานรากย่อยในคอลัมน์ที่ 4 ถึง 7 ขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.249 ม. และเพิ่มขึ้นเป็น 0.623 ม. บริเวณคอลัมน์ที่ 7 และสุดท้ายช่วง 35.00 ม. จนสุดปลาย Bering unit ซึ่งตรงกับฐานรากย่อยในคอลัมน์ที่ 8 ถึง 10 พบว่า ในช่วงนี้มีขนาดการทรุดตัวน้อยลงเมื่อระยะห่างจาก Abutment เพิ่มขึ้น โดยขนาดการทรุดตัวตรงส่วนปลายสุดของ Bering unit มีค่าเฉลี่ย เท่ากับ 0.674 ม. ซึ่งน้อยกว่าที่ระยะประมาณ 35 ม. จาก Abutment ประมาณ 0.018 ม.

กรณี ผลการทรุดตัวจริงในสนาม เทียบกับ Terzaghi Case 1 จากการเปรียบเทียบผล พบว่า การทรุดตัวของ Terzaghi Case 1 ให้ผลการทรุดตัวน้อยกว่าค่าการทรุดตัวจริงในสนาม โดยแบ่งเป็น 3 ช่วง คือ ช่วง 10.00 ม. แรก เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวแตกต่างกันน้อยซึ่งมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0123 ม. ช่วง 15.00 ม. ถึง 30.00 ม. มีค่าการทรุดตัวที่ต่างกันมาก โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0517 ม. และสุดท้ายช่วง 35.00 ม. จนสุดปลาย Bering unit เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันมาก โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0792 ม. ดังแสดงในรูปที่ 4.4

กรณี Terzaghi Case 2 จากผลการวิเคราะห์ พบว่า ขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จะมีค่ามากขึ้นเมื่อระยะห่างจาก Abutment เพิ่มขึ้น ดังแสดงลักษณะการทรุดตัวตามแนวยาว โดยมีข้อสังเกตว่า ช่วงระยะ 35 ม. แรกจาก Abutment ลักษณะและขนาดการทรุดตัว ที่วิเคราะห์ได้ในช่วงนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ในกรณี Terzaghi Case 1 แต่หลังจากระยะ 35 ม. เป็นต้นไปจนสุดปลายของ Bering unit ซึ่งตรงกับฐานรากย่อยในคอลัมน์ที่ 8 ถึง 10 ขนาดการทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นตามระยะทางแต่เพิ่มขึ้นไม่มากนัก มีค่าเฉลี่ยการทรุดตัวตามแนวยาว เท่ากับ 0.705 ม. และเพิ่มขึ้นเป็น 0.728 ม. ที่บริเวณปลาย Bering unit

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กรณี ผลการทรุดตัวจริงในสนาม เทียบกับ Terzagi Case 2 จากการเปรียบเทียบผล พบว่า การทรุดตัวของ Terzagi Case 2 ให้ผลการทรุดตัวน้อยกว่าค่าการทรุดตัวจริงในสนาม โดยแบ่งเป็น 3 ช่วง คือ ช่วง 10.00 ม. แรก เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวแตกต่างกันน้อยซึ่งมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0303 ม. ช่วง 15.00 ม. ถึง 30.00 ม. มีค่าการทรุดตัวที่ต่างกันมากขึ้น โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0412 ม. และสุดท้ายช่วง 35.00 ม. จนสุดปลาย Bering unit เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันมากที่สุด โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0633 ม. ซึ่งเป็นค่าการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับการทรุดตัวจริงในสนามมากที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 4.5



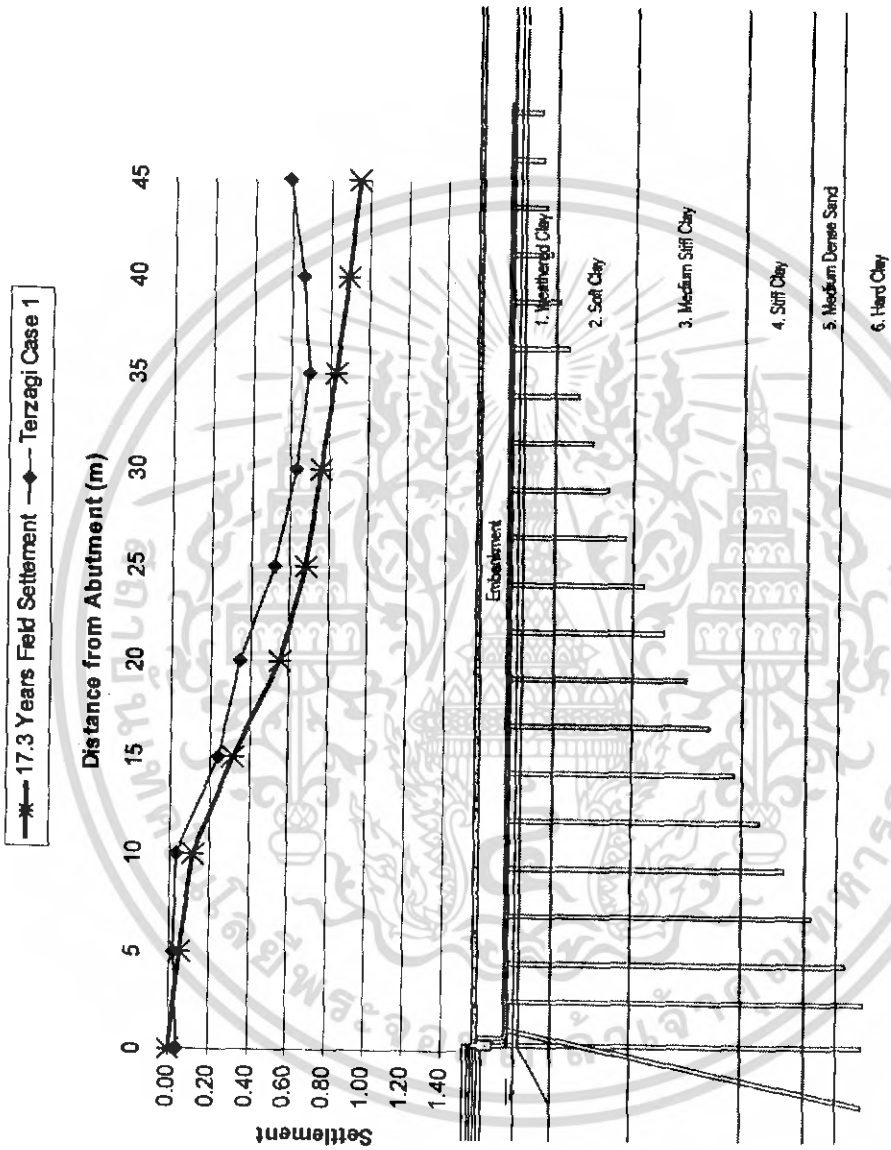
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.9. แสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียงด้วยวิธีแบบดั้งเดิมตามวิธีการของ Terzaghi

Footing		Footing Information			Settlement	
No. (#)	Row (#)	Col. (#)	x coord. (m.)	y coord. (m.)	Terzagi Case 1 (m.)	Terzagi Case 2 (m.)
1	1	1	2.55	-7.8	-0.08	-0.08
2	1	2	5.25	-5.5	-0.021	-0.021
3	1	3	10.25	-5.5	-0.028	-0.028
4	1	4	15.25	-5.5	-0.243	-0.243
5	1	5	20.25	-5.5	-0.349	-0.35
6	1	6	25.25	-5.5	-0.518	-0.52
7	1	7	30.25	-5.5	-0.623	-0.628
8	1	8	35.25	-5.5	-0.692	-0.705
9	1	9	40.25	-5.5	-0.674	-0.707
10	1	10	46.5	-5.5	-0.58	-0.728
11	2	1	1.24	-1	-0.012	-0.012
12	2	2	5.25	-0.5	-0.025	-0.025
13	2	3	10.25	-0.5	-0.04	-0.04
14	2	4	15.25	-0.5	-0.288	-0.288
15	2	5	20.25	-0.5	-0.416	-0.417

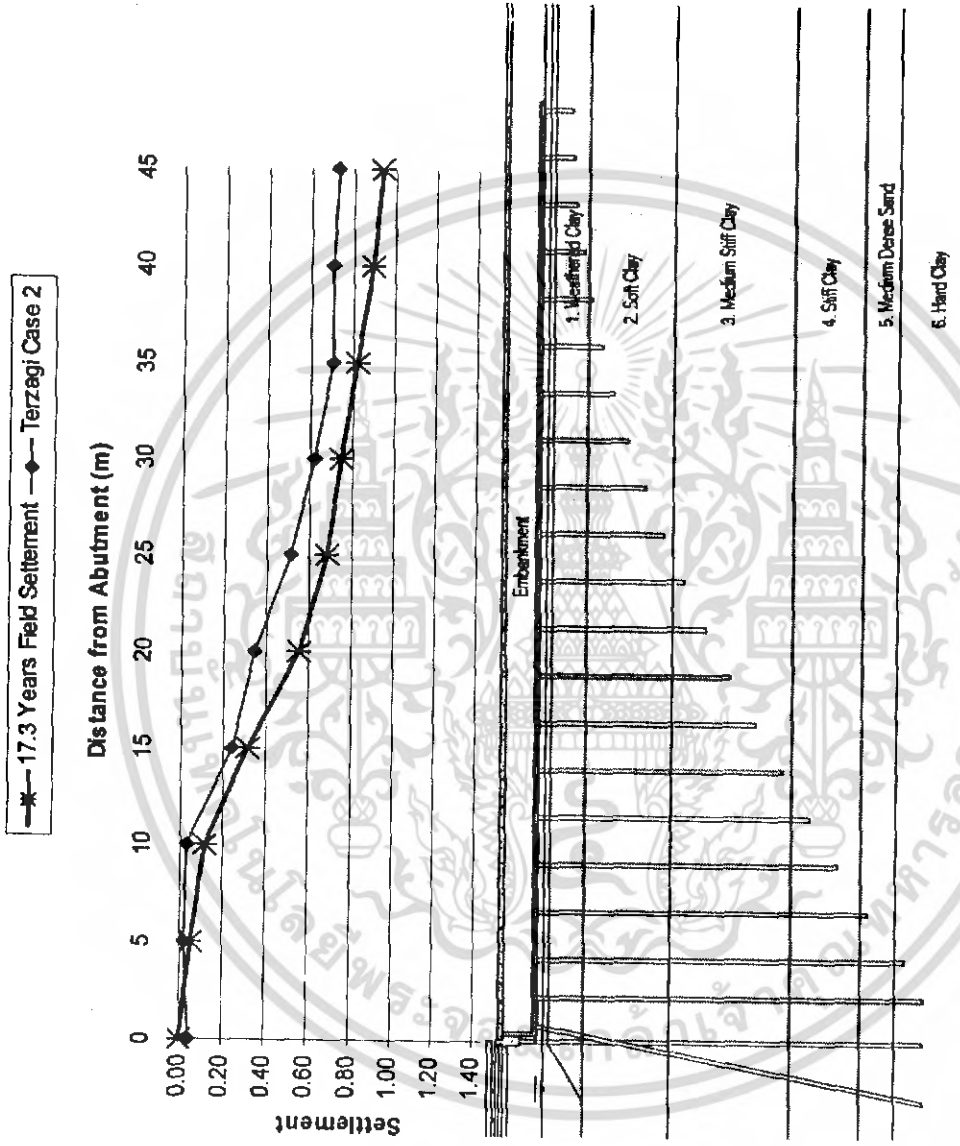
Footing		Footing Information			Settlement	
No. (#)	Row (#)	Col. (#)	x coord. (m.)	y coord. (m.)	Terzagi Case 1 (m.)	Terzagi Case 2 (m.)
16	2	6	25.25	-0.5	-0.607	-0.61
17	2	7	30.25	-0.5	-0.728	-0.733
18	2	8	35.25	-0.5	-0.808	-0.821
19	2	9	40.25	-0.5	-0.791	-0.827
20	2	10	46.25	-0.5	-0.691	-0.851
21	3	1	2.44	6.64	-0.008	-0.008
22	3	2	5.25	4.5	-0.021	-0.021
23	3	3	10.25	4.5	-0.028	-0.028
24	3	4	15.25	4.5	-0.243	-0.243
25	3	5	20.25	4.5	-0.349	-0.35
26	3	6	25.25	4.5	-0.518	-0.52
27	3	7	30.25	4.5	-0.623	-0.629
28	3	8	35.25	4.5	-0.692	-0.705
29	3	9	40.25	4.5	-0.647	-0.709
30	3	10	46.25	4.5	-0.58	-0.736

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.4. การทรุดตัวของค้ำที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Terzaghi case 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.5. การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Terzaghi case 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.4. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Tomlinson

การวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Tomlinson แบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีวิเคราะห์โดยไม่รวมผลของคันทางในส่วนที่อยู่ต่อเนื่องกับ Bering unit (กรณี Tomlinson case 1) และกรณีวิเคราะห์โดยรวมผลของคันทางในส่วนที่อยู่ต่อเนื่องกับ Bering unit (กรณี Tomlinson case 2) ซึ่งผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของทั้งสองกรณีได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.10 โดยมีลักษณะการทรุดตัวในแต่ละกรณี ดังต่อไปนี้

กรณี Tomlinson Case 1 ขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จะมีค่ามากขึ้นเมื่อระยะห่างจาก Abutment เพิ่มขึ้น ยกเว้นที่ระยะประมาณ 5 ม. สุดท้าย ลักษณะค่อนข้างสม่ำเสมอ ดังแสดงใน Settlement Profile แต่ยังสามารถแบ่งการทรุดตัวของ Bering unit ออกเป็น 3 ช่วงด้วยกัน คือ ช่วงระยะ 20.00 ม. แรก ซึ่งตรงกับฐานรากย่อยในคอลัมน์ที่ 1 ถึง 5 เป็นช่วงที่เกิดการทรุดตัวน้อย โดยมีค่าเฉลี่ยของการทรุดตัว เท่ากับ 0.004 ม. และเพิ่มขึ้นเป็น 0.111 ม. ช่วงระยะ 25.00 ม. ถึง 40.00 ม. ซึ่งตรงกับฐานรากย่อยในคอลัมน์ที่ 6 ถึง 9 ขนาดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นตามระยะห่างและเสาเข็มที่สั้นลง โดยมีค่าเฉลี่ยของการทรุดตัว เท่ากับ 0.240 ม. และเพิ่มขึ้นเป็น 0.507 ม. บริเวณคอลัมน์ที่ 9 และช่วงระยะ 45.00 ม. จนสุดปลาย Bering unit ในช่วงนี้เป็นผลที่วิเคราะห์ได้จากฐานรากในคอลัมน์ที่ 10 ขนาดการทรุดตัวเฉลี่ยที่วิเคราะห์ได้จากฐานรากในคอลัมน์ที่ 10 เท่ากับ 0.529 ม. ซึ่งน้อยกว่าการทรุดตัวมากสุดในช่วงที่ผ่านมา ประมาณ 1 ซม.

กรณี ผลการทรุดตัวจริงในสนาม เทียบกับ Tomlinson Case 1 จากการเปรียบเทียบผลพบว่า การทรุดตัวของ Tomlinson Case 1 ให้ผลการทรุดตัวน้อยกว่าค่าการทรุดตัวจริงในสนาม โดยแบ่งเป็น 3 ช่วง คือ ช่วง 20.00 ม. แรก เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวแตกต่างกันน้อยซึ่งมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.01 ม. ช่วง 25.00 ม. ถึง 40.00 ม. มีค่าการทรุดตัวที่ต่างกันมาก โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.10125 ม. และสุดท้ายช่วง 45.00 ม. จนสุดปลาย Bering unit เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันมากที่สุด โดยมีค่าการทรุดตัวเท่ากับ 0.496 ม. กรณีนี้ให้ค่าเปรียบเทียบการทรุดตัวที่มีผลต่างกันมากที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 4.6

กรณี Tomlinson Case 2 ขนาดการทรุดตัวที่วิเคราะห์ได้จะมีค่ามากขึ้นเมื่อระยะห่างจาก Abutment เพิ่มขึ้นและมากที่สุดบริเวณส่วนปลายของ Bering unit ไม่พบการกระดกขึ้นบริเวณปลายของ Bering unit โดยสามารถแบ่งการทรุดตัวออกเป็น 2 ช่วง คือช่วง 20.00 ม. แรกจาก Abutment ขนาดการทรุดตัวในช่วงนี้มีค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ ในกรณี Tomlinson Case 1 ช่วง 25.00 ม. จาก Abutment จนสุดปลาย Bering unit การทรุดตัวในช่วงนี้มีการทรุดตัวเพิ่มขึ้นตามระยะห่างจาก Abutment ที่เพิ่มขึ้น โดยมีค่าเฉลี่ยของขนาดการทรุดตัว เท่ากับ 0.260 ม. และเพิ่มขึ้นเป็น 0.669 ม. ณ บริเวณตอนปลายของ Bering unit

กรณี ผลการทรุดตัวจริงในสนาม เทียบกับ Tomlinson Case 2 จากการเปรียบเทียบผล พบว่า การทรุดตัวของ Tomlinson Case 2 ให้ผลการทรุดตัวน้อยกว่าค่าการทรุดตัวจริงในสนาม โดยแบ่งเป็น 2 ช่วง คือ ช่วง 20.00 ม. แรก เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวแตกต่างกันน้อย ซึ่งมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.01 ม. ช่วง 25.00 ม. ถึงปลาย Bering unit เป็นช่วงที่มีค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันมากที่สุด โดยมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยเท่ากับ 0.0802 ม. ดังแสดงในรูปที่ 4.7

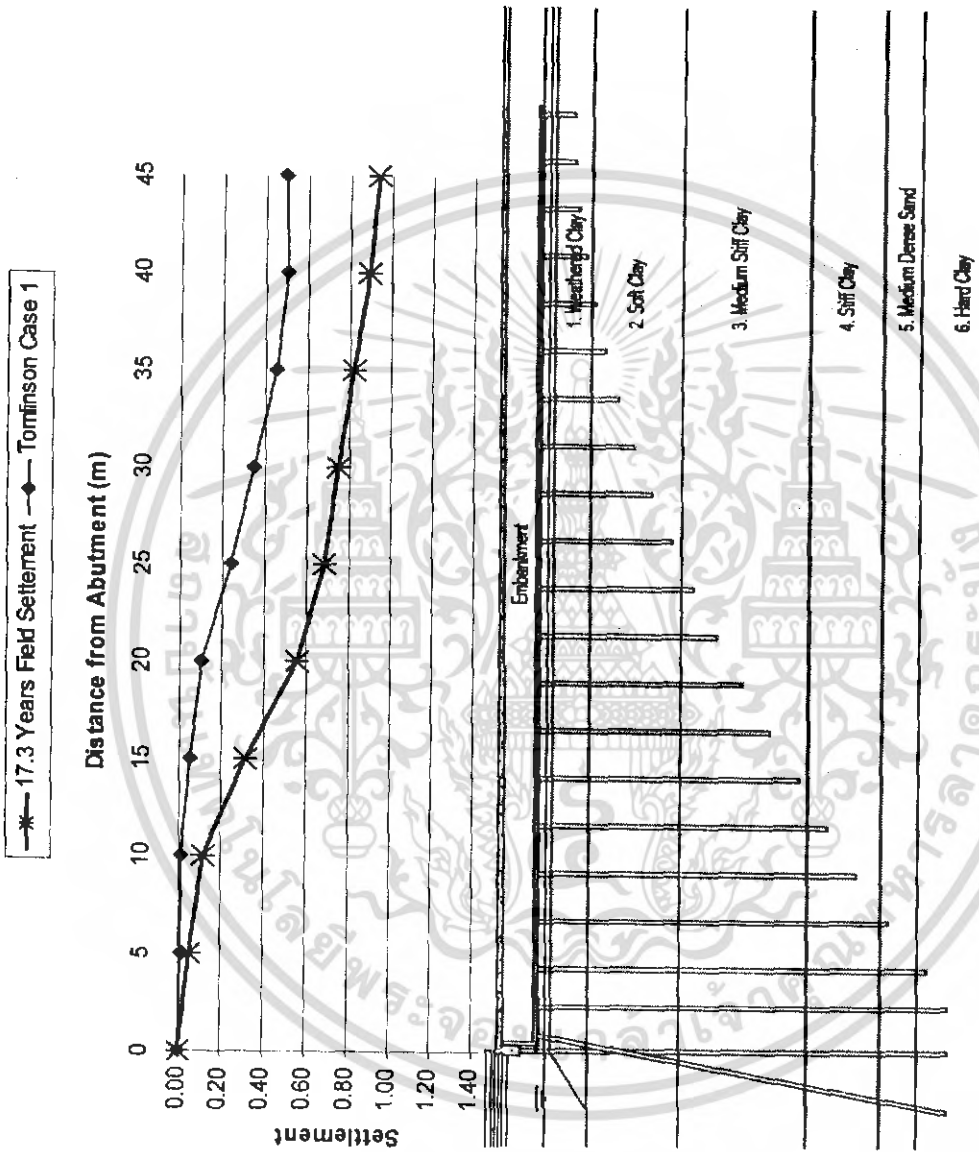
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.10. แสดงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียงด้วยวิธีแบบดั้งเดิมตามวิธีการของ Tomlinson

Footing		Footing Information				Settlement	
No. (#)	Row (#)	Col. (#)	x coord. (m.)	y coord. (m.)	Tomlinson Case 1 (m.)	Tomlinson Case 2 (m.)	
1	1	1	2.55	-7.8	-0.003	-0.003	
2	1	2	5.25	-5.5	-0.008	-0.008	
3	1	3	10.25	-5.5	-0.014	-0.014	
4	1	4	15.25	-5.5	-0.057	-0.057	
5	1	5	20.25	-5.5	-0.102	-0.103	
6	1	6	25.25	-5.5	-0.240	-0.242	
7	1	7	30.25	-5.5	-0.346	-0.350	
8	1	8	35.25	-5.5	-0.455	-0.465	
9	1	9	40.25	-5.5	-0.507	-0.535	
10	1	10	46.5	-5.5	-0.496	-0.630	
11	2	1	1.24	-1	-0.006	-0.006	
12	2	2	5.25	-0.5	-0.010	-0.010	
13	2	3	10.25	-0.5	-0.017	-0.017	
14	2	4	15.25	-0.5	-0.071	-0.071	
15	2	5	20.25	-0.5	-0.127	-0.128	

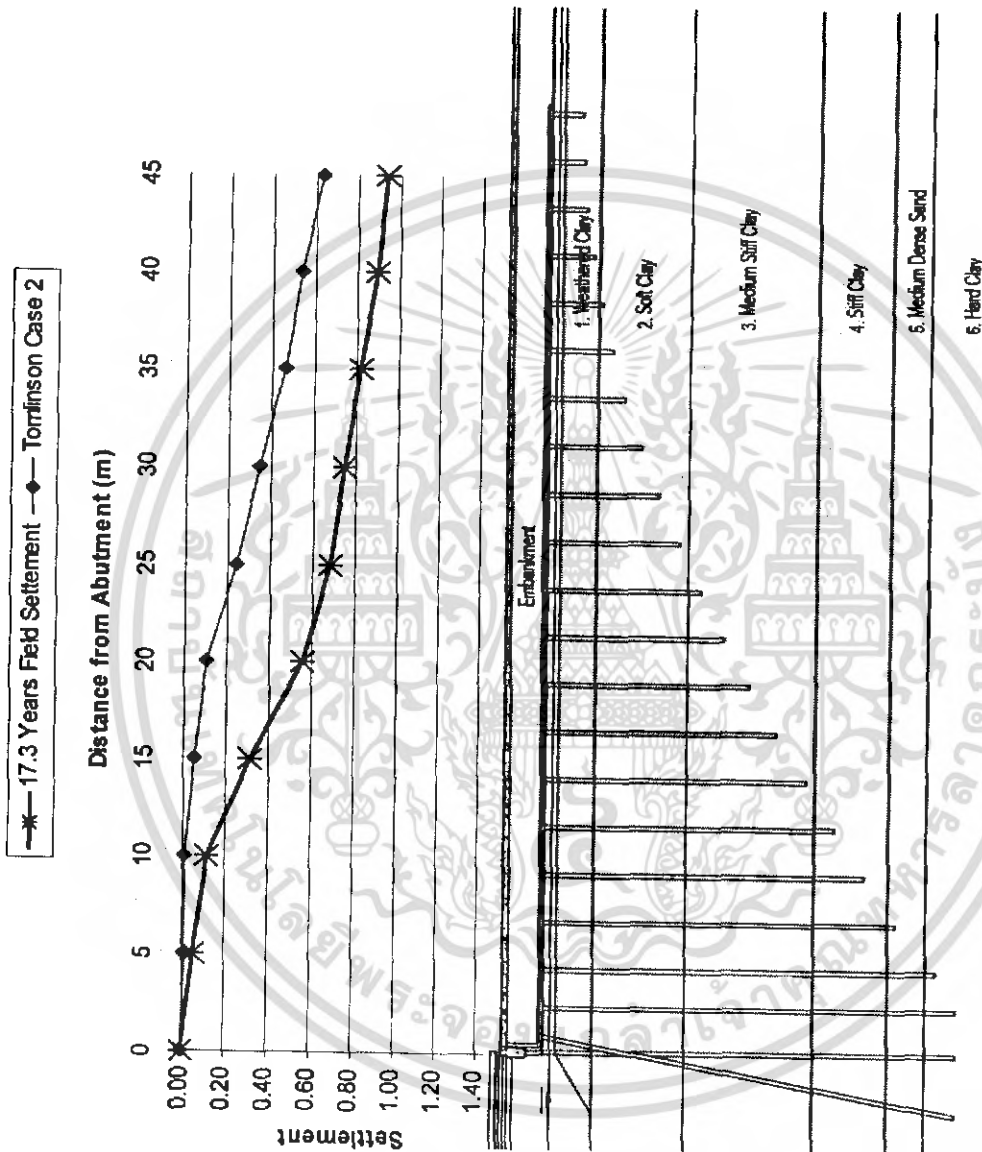
Footing		Footing Information				Settlement	
No. (#)	Row (#)	Col. (#)	x coord. (m.)	y coord. (m.)	Tomlinson Case 1 (m.)	Tomlinson Case 2 (m.)	
16	2	6	25.25	-0.5	-0.292	-0.294	
17	2	7	30.25	-0.5	-0.414	-0.418	
18	2	8	35.25	-0.5	-0.539	-0.549	
19	2	9	40.25	-0.5	-0.601	-0.631	
20	2	10	46.25	-0.5	-0.595	-0.740	
21	3	1	2.44	6.64	-0.003	-0.003	
22	3	2	5.25	4.5	-0.008	-0.008	
23	3	3	10.25	4.5	-0.014	-0.014	
24	3	4	15.25	4.5	-0.057	-0.057	
25	3	5	20.25	4.5	-0.102	-0.103	
26	3	6	25.25	4.5	-0.240	-0.242	
27	3	7	30.25	4.5	-0.346	-0.350	
28	3	8	35.25	4.5	-0.455	-0.465	
29	3	9	40.25	4.5	-0.507	-0.536	
30	3	10	46.25	4.5	-0.496	-0.637	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สวจนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.6. การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนาม เทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Tomlinson case 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ตัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.7. การทรุดตัวของค่าที่วัดจริงในสนามเทียบกับขนาดการทรุดตัวของ Tomlinson case 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3. การทำนายการทรุดตัวเทียบกับเวลา

การทำนายการทรุดตัวเทียบกับเวลาใช้การคำนวณจากเวลาการทรุดตัวที่ 17.3 ปีเป็นหลัก และใช้ค่า % U&T ตามค่าต่างๆ ตามตารางที่ 4.11 โดยใช้ค่าความลึกสมมูลของ Tomlinson ในการหาค่า และใช้ค่าการทรุดตัวที่ได้จากสนามในการวัดจริงมาเป็นตัวหาค่าการทรุดตัว

ตารางที่ 4.11. ค่า U & T ที่ใช้ในการวิเคราะห์

U	T	U	T
0	0.0000	55	0.2390
5	0.0020	60	0.2860
10	0.0078	65	0.3420
15	0.0177	70	0.4030
20	0.0314	75	0.4770
25	0.0491	80	0.5670
30	0.0707	85	0.6740
35	0.0962	90	0.8480
40	0.1260	95	1.1290
45	0.1590	100	infinity
50	0.1970		

ผลจากการวัดค่าทำให้ทราบค่าการทรุดตัวเทียบกับเวลา ที่เวลา 17.3 ปี (ดังแสดงในตารางที่ 4.12) ดังนั้นจึงคำนวณหาค่า UV และ ค่า T ที่ % ต่างๆ ได้ตาม ตารางที่ 4.12 และสามารถทำนายการทรุดตัวที่เวลาต่างๆ ได้เช่น ที่เวลา 10 ปี ตามตารางที่ 4.13 และที่เวลา 25 ปี ได้ ตามตารางที่ 4.14

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.12. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 17.3 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

ระยะห่าง (m)	ความลึก (m)	ค่าการทรุดตัว (m)	Tv ที่ 17.3 ปี	UV % ที่ 17.3 ปี	UV % ที่ 17.3 ปี	การทรุดตัว (m ² /17.3 year)
0	11.93	0.0000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000
5	13.38	0.0580	0.00560	8.107	8.10760	0.05800
10	15.77	0.1190	0.00828	10.24	10.2432	0.11900
15	17.90	0.3170	0.01711	14.70	14.7049	0.31700
20	19.90	0.5560	0.02428	17.40	17.4048	0.55600
25	21.63	0.6850	0.02532	17.78	17.7815	0.68500
30	23.10	0.7510	0.02434	17.42	17.4262	0.75100
35	24.27	0.8260	0.02426	17.39	17.3965	0.82600
40	25.07	0.8980	0.02472	17.56	17.5637	0.89800
45	25.61	0.9440	0.02489	17.62	17.6253	0.94400

ตารางที่ 4.13. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 10 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

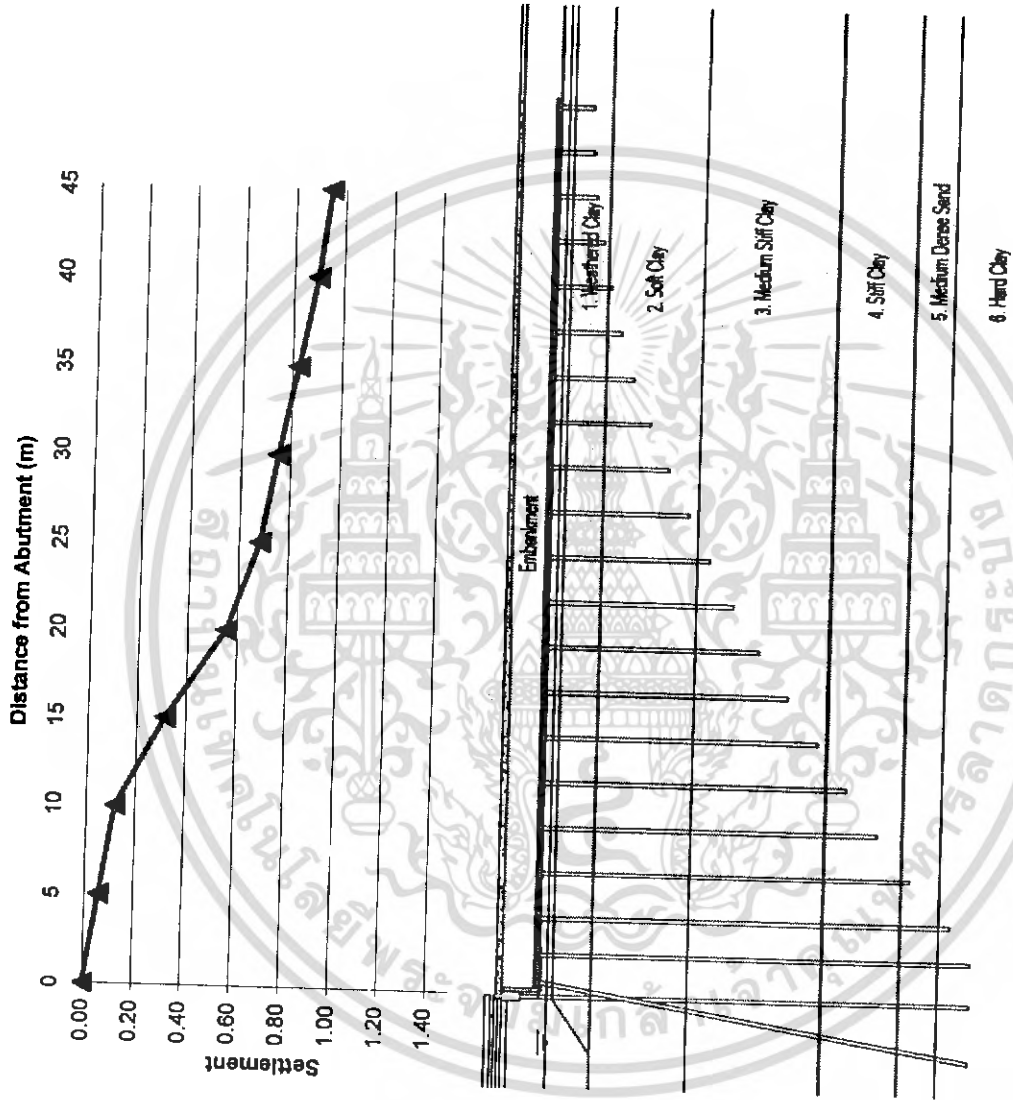
ระยะห่าง (m)	ความลึก (m)	ค่าการทรุดตัว (m)	Tv ที่ 10 ปี	UV % ที่ 17.3 ปี	UV % ที่ 10 ปี	การทรุดตัว (m ² /10 year)
0	11.93	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000
5	13.38	0.0335	0.0018	8.1077	4.68176	0.03353
10	15.77	0.0687	0.0027	10.243	5.66127	0.06879
15	17.90	0.1832	0.0057	14.705	8.20588	0.18324
20	19.90	0.3213	0.0081	17.404	10.15941	0.32139
25	21.63	0.3959	0.0084	17.781	10.33360	0.39595
30	23.10	0.4341	0.0081	17.426	10.16930	0.43410
35	24.27	0.4774	0.0081	17.396	10.15555	0.47746
40	25.07	0.5190	0.0082	17.563	10.23287	0.51908
45	25.61	0.5456	0.0083	17.625	10.26137	0.54566

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.14. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 25 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

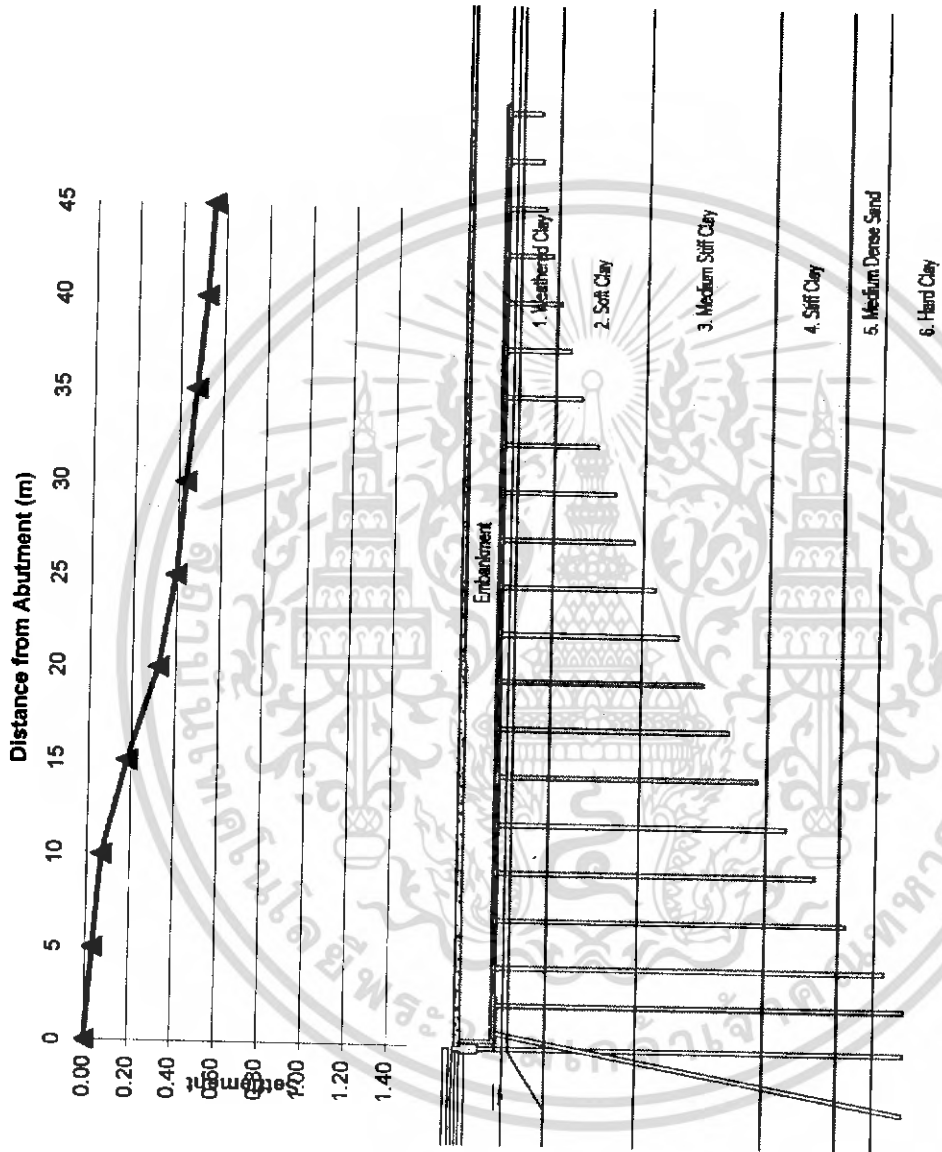
ระยะห่าง (m)	ความลึก (m)	ค่าการทรุดตัว (m)	Tv ที่ 25 ปี	UV % ที่ 17.3 ปี	UV % ที่ 25 ปี	การทรุดตัว (m ² /25 year)
0	11.93	0.0000	0.0000	0.000	0.00000	0.00000
5	13.38	0.0838	0.0117	8.107	11.9719	0.08382
10	15.77	0.1719	0.0172	10.24	14.7950	0.17197
15	17.90	0.4580	0.0357	14.70	21.2267	0.45809
20	19.90	0.8034	0.0507	17.40	25.3756	0.80347
25	21.63	0.9898	0.0528	17.78	25.8746	0.98988
30	23.10	1.0852	0.0508	17.42	25.4039	1.08526
35	24.27	1.1936	0.0506	17.39	25.3645	1.19364
40	25.07	1.2976	0.0516	17.56	25.5860	1.29769
45	25.61	1.3641	0.0519	17.62	25.6677	1.36416

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



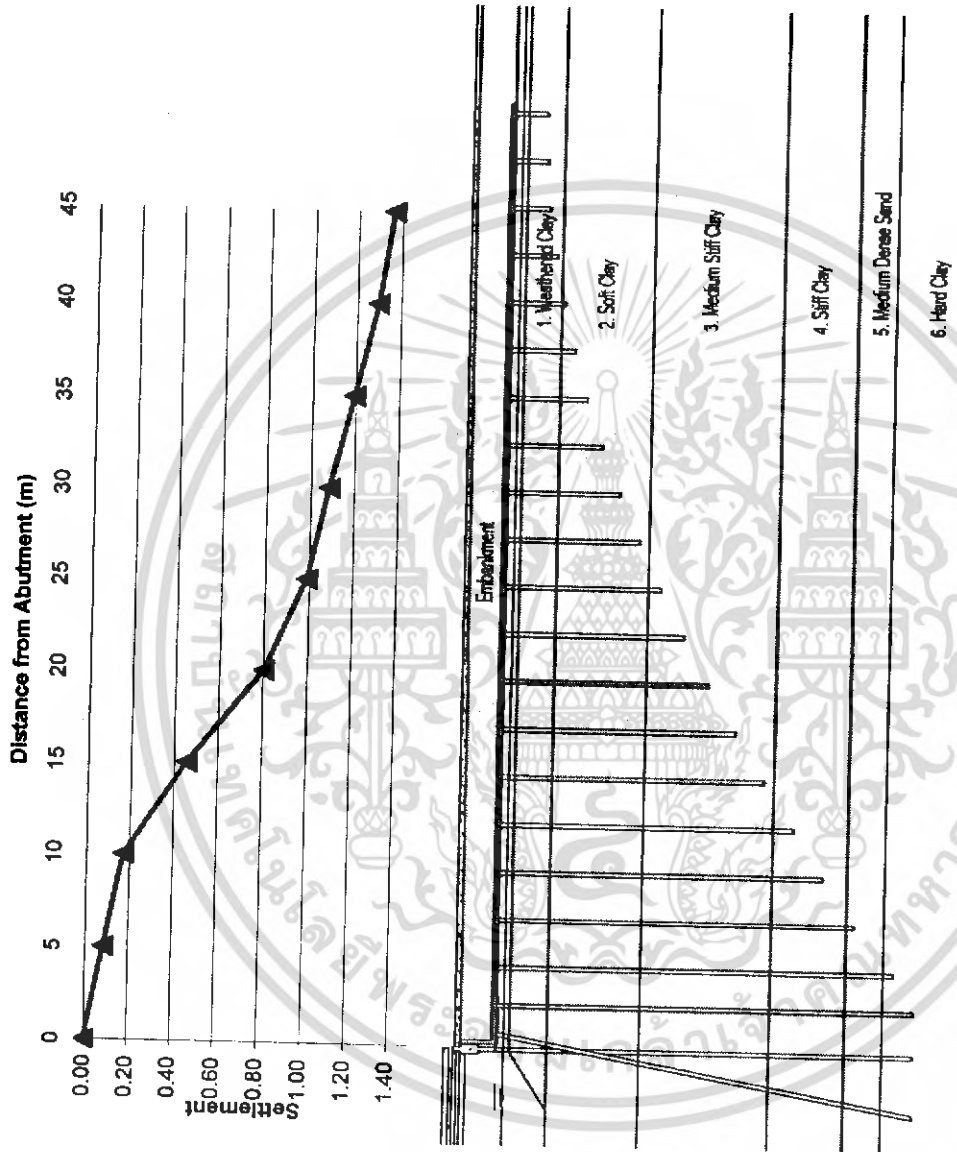
รูปที่ 4.8. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 17.3 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.9. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 10 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.10. แสดงการทำนายค่าการทรุดตัวที่เวลา 25 ปี ตามระยะห่างจาก Abutment

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

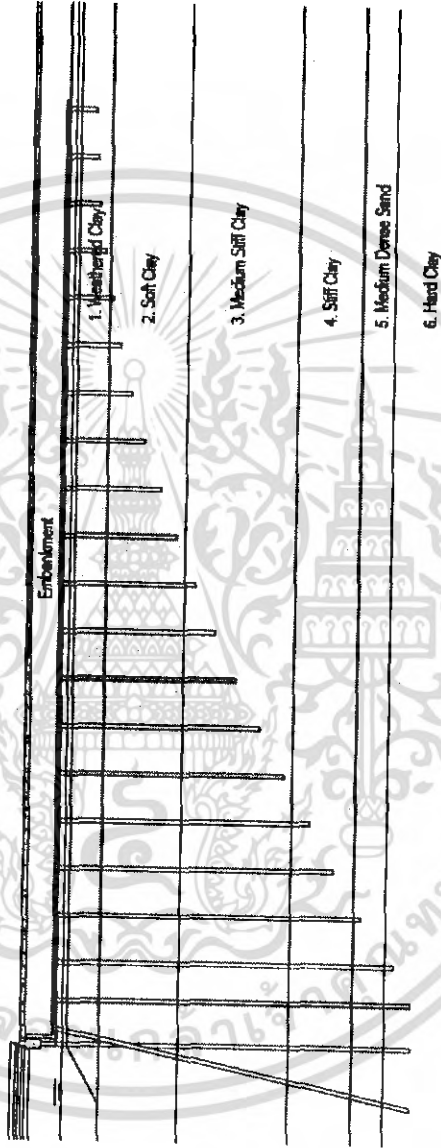
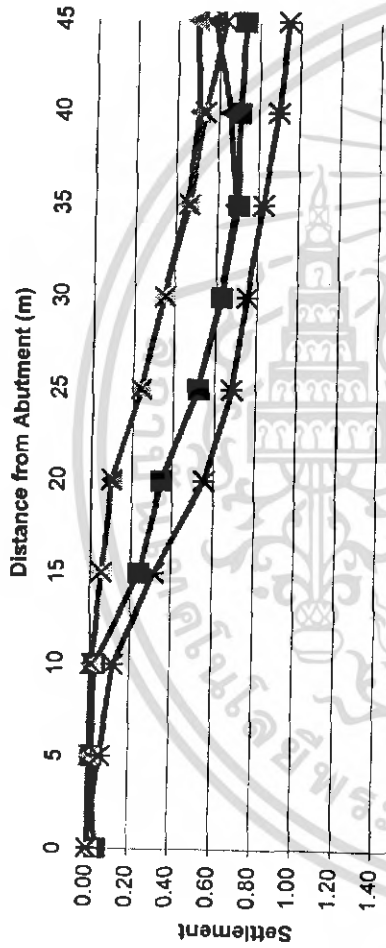
4.4. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์

เนื่องจากการคำนึงถึงปัจจัยที่ก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกัน ดังนั้น ในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ ได้แบ่งออกเป็น การเปรียบเทียบผลวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional Method) ทั้ง 2 วิธี และ การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณี กับการทรุดตัวจริงในสนาม โดยมีรายละเอียดของการเปรียบเทียบผลดังตารางที่ 4.15

ตารางที่ 4.15. การเปรียบเทียบผลวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional Method) ทั้ง 2 วิธี และการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณี กับการทรุดตัวจริงในสนาม

Distance from abutment (m)	ค่าเฉลี่ย (m)		ค่าเฉลี่ย (m)		ค่าการทรุดตัวที่วัดได้จากในสนาม (m.)
	Terzagi Case 1	Terzagi Case 2	Tomlinson Case 1	Tomlinson Case 2	
0	0.044	0.044	0.003	0.003	0
5	0.021	0.021	0.008	0.008	0.058
10	0.028	0.028	0.014	0.014	0.119
15	0.243	0.243	0.057	0.057	0.317
20	0.349	0.35	0.102	0.103	0.556
25	0.518	0.52	0.24	0.242	0.685
30	0.623	0.6285	0.346	0.35	0.751
35	0.692	0.705	0.455	0.465	0.826
40	0.6605	0.708	0.507	0.5355	0.898
45	0.58	0.732	0.496	0.6335	0.944

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.1.1. แสดงการเปรียบเทียบผลวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบดั้งเดิม (Conventional Method) ทั้ง 2 วิธี

และการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 กรณี กับการทรุดตัวจริงในสนาม

บทที่ 5

สรุปและวิจารณ์

5.1. วิจารณ์

จากการวิเคราะห์ขนาดการทรุดตัวของ Bering unit ด้วยวิธีการต่างๆ รวมถึงการศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพานที่ก่อสร้างบนชั้นดินอ่อนจากการวิจัยครั้งนี้มีข้อวิจารณ์ถึงผลที่ได้จากการวิเคราะห์ ดังต่อไปนี้

5.1.1. การวิเคราะห์การทรุดตัวด้วยวิธีการต่างๆ

ผลการวิเคราะห์แบบดั้งเดิมทั้งวิธีการของ Terzaghi และ Tomlinson พบว่า คันทางส่วนต่อเนื่องมีผลต่อการทรุดตัวในช่วงสุดท้าย ของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง โดยเริ่มมีผลที่ระยะห่างจากปลายของ Bering unit ประมาณ 15 ม. ซึ่งระยะห่างจากปลายของ Bering unit ดังกล่าว มีค่าใกล้เคียงกับความกว้างของพื้นที่น้ำหนักรูปสี่เหลี่ยมที่ใช้แทนคันทางในส่วนต่อเนื่อง

5.1.2. พฤติกรรมทรุดตัวจริงในสนามของ Bering unit บนชั้นดินอ่อน

จากการวัดขนาดการทรุดตัวของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง หลังผ่านการใช้งานมาแล้วเป็นเวลาประมาณ 17.3 ปี พบว่า การแปรเปลี่ยนความยาวของเสาเข็มเป็นรูป Sine curve จากความยาว 22.78 ม. มาเป็น 2 ม. ของ Bering unit แห่งนี้ก่อให้เกิดช่วงปรับตัว (Transition zone) บริเวณคอสะพานที่ตีพอสมควร การเชื่อมต่อของสะพานและคันทางส่วนต่อเนื่องที่บริเวณปลายทั้งสองเป็นไปอย่างราบรื่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การทรุดตัวของ Bering unit จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เมื่อเสาเข็มมีการเปลี่ยนระดับปลาย (Pile tip) จากชั้นดินแข็งมาอยู่ในชั้นดินที่อ่อนกว่า ดังเห็นได้จาก Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียงมีค่า Settlement gradient สูงสุดเท่ากับ 4.78 % เกิดขึ้นที่ระยะประมาณ 10 ถึง 15 ม. ซึ่งเป็นบริเวณเดียวกันกับการที่เสาเข็มเปลี่ยนระดับปลาย (Pile tip) จากชั้น Stiff clay มาเป็น Medium stiff clay จากพฤติกรรมดังกล่าว ทำให้ Bering unit อาจเกิดความไม่ต่อเนื่องขึ้นที่ระยะห่างจากสะพานออกมาได้ระยะหนึ่ง ขึ้นกับรูปแบบเสาเข็มในช่วงนี้

เส้นทางส่วนต่อเนืองมีผลต่อการทรุดตัวในช่วงปลายของ Bering unit โดยจะพยายามจุดให้เสาเข็มในช่วงนี้เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นเพื่อเชื่อมต่อการทรุดตัวที่สูงกว่าของตัวคันทางเอง ดังเห็นได้จากกรณีของ Bering unit บริเวณคอสะพานคลองปลัดเปรียง มีค่า Settlement gradient ที่ระยะประมาณ 15 ม. สุกท้ายสูงกว่าช่วงก่อนหน้าเล็กน้อยและไม่เท่ากับศูนย์ ที่ตำแหน่งปลายสุดของ Bering unit สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการแบบดั้งเดิม (Conventional method)

5.1.3. พฤติกรรมการทรุดตัวของ Bering unit บนชั้นดินอ่อนจากการวิเคราะห์

จากผลการศึกษาพฤติกรรมการถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มใน Bering unit พบว่า ในช่วงต้นๆ ซึ่งอยู่ใกล้สะพานและเป็นเสาเข็มยาวปลายยังอยู่ในชั้นดินแข็ง น้ำหนักแนวแกน (Axial load) จะถูกถ่ายลงชั้นดินบริเวณส่วนล่างของเสาเข็ม โดยระดับที่แรงเสียดทานเริ่มเกิดขึ้นจะอยู่เหนือจากปลายของเสาเข็มมากกว่า $1/3L$ (L = ความยาวเสาเข็ม) และจะสูงขึ้นในเสาเข็มต้นถัดมาที่มีความยาวสั้นลง จนที่ค่าความยาวค่าหนึ่งแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจะถูกพัฒนาจนถึงค่าสูงสุด (เกิดการ Slip) ตลอดความยาวและเริ่มถ่ายน้ำหนักนับจากหัวเสาเข็ม

เมื่อพิจารณาว่า ระดับที่เริ่มมีการถ่ายน้ำหนักแนวแกน (Axial load) คือ ระดับที่เสาเข็มเริ่มเคลื่อนตัวมากกว่าดิน ดังนั้น การยุบอัดตัวของดินต่ำจากระดับนั้นลงไปจะเป็นอีกองค์ประกอบหนึ่งของการทรุดตัวที่หัวเสาเข็มนอกเหนือจากการยุบอัดตัวของเสาเข็มเอง

จากการวิเคราะห์การทรุดตัวของ Bering unit โดยรวมผลการทรุดตัวของแผ่นดิน (Land subsidence) เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล พบว่า การทรุดตัวดังกล่าว ก่อให้เกิดแรงเสียดทานแบบลบ (Negative skin friction) ที่ผิวของเสาเข็ม โดยระดับ Neutral plane จะอยู่สูงขึ้นเมื่อความยาวของเสาเข็มลดลง (หรือ F.S. มีค่าลดลง) จนมาอยู่ที่ผิวดินตรงเสาเข็มต้นที่มีค่า F.S. เท่ากับ 1 จากการวิเคราะห์โดยไม่รวมผลการทรุดตัวของแผ่นดิน (Land subsidence) ทั้งนี้มีสาเหตุจากการที่เสาเข็มไม่สามารถต้านทานแรงเสียดทานแบบลบ (Negative skin friction) ที่เกิดขึ้นได้ จึงปรับสมดุลด้วยการทรุดตัวลงผ่านดินรอบข้างตลอดความลึก เพื่อพัฒนาแรงเสียดทานแบบบวก (Positive skin friction) ต้านทานกับแรงแนวแกนจากน้ำหนักบรรทุกบนหัวเสาเข็ม

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของเสาเข็มและแผ่นพื้นคอนกรีต พบว่า ในช่วงที่เป็นเสาเข็มยาว น้ำหนักกระทำบนแผ่นพื้นคอนกรีตโดยส่วนใหญ่จะถูกรับเอาไว้โดยเสาเข็มและถ่ายลงสู่ดินแข็งในระดับลึก มีพฤติกรรมก่อนมาทางด้านฐานรากแบบ Free standing pile group ส่วนบริเวณที่เป็นเสาเข็มสั้นน้ำหนักส่วนเกินจากกำลังต้านทานของเสาเข็มจะถูกรับเอาไว้โดยแผ่นพื้นคอนกรีตในรูปของแรงดันที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับแผ่นพื้นคอนกรีต (Contact pressure) ซึ่งจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเสาเข็มสั้นลงจนใกล้เคียงกับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจากพื้นคอนกรีต ทำให้มีพฤติกรรมก่อนมาทางด้านฐานรากค้ำ (Raft foundation)

จากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันใต้แผ่นพื้นคอนกรีตกับการทรุดตัวของ Bering unit พบว่า ช่วงที่เสาเข็มต้องรับน้ำหนักบรรทุก มากกว่าหรือเท่ากับ กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเอง การทรุดตัวของหัวเสาเข็มมีความสัมพันธ์กับแรงดันใต้แผ่นพื้นคอนกรีต แต่ความสัมพันธ์ดังกล่าวจะไม่สอดคล้องกับความเป็นจริง ที่ค่า Contact pressure มากกว่า 40 kN/m² (หรือประมาณ 78% ของน้ำหนักบรรทุกรวม) การทรุดตัวกลับลดลงในขณะที่ค่า Contact pressure เพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นลักษณะการทรุดตัวของฐานรากยึดหยุ่นบนชั้นดินเหนียว (Flexible foundation on clay)

5.2. สรุป

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบระหว่าง การวัดค่าทรุดตัวจริงในสนามที่เกิดขึ้นในกรณีศึกษาที่ คลองปลัดเปรียง กับการวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) โดยสามารถสรุปประเด็นที่สำคัญที่ได้จากการศึกษาดังนี้

จากลักษณะการทรุดตัวของ (Bearing unit) ในสนาม พบว่า การที่เสาเข็มในแถวแรกมีระดับปลายหยั่งอยู่ในชั้นดินแข็ง ช่วยลดปัญหาการทรุดตัวแตกต่างของคันทางที่ติดกับสะพานได้ดี แต่การเปลี่ยนระดับปลายจากชั้นดินแข็งมาอยู่ในชั้นดินที่อ่อนกว่า ทำให้เกิดการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นอย่างมาก จนอาจเกิดเป็นความไม่ต่อเนื่องที่ผิวทางได้

การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ตามวิธีการของ Terzaghi เมื่อวิเคราะห์โดยไม่รวมผลคันทางส่วนต่อเนื่อง กรณีที่ 1 ให้ขนาดการทรุดตัวที่ต่ำกว่าผลจากการทรุดตัวจริงในสนามไม่มากนัก โดยค่าการทรุดตัวที่ระยะ 45 ม. จากระยะ Abutment มีค่าการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวในสนามจริงอยู่ 0.364 ม.

การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ตามวิธีการของ Terzaghi เมื่อวิเคราะห์โดยรวมผลคันทางส่วนต่อเนื่อง กรณีที่ 2 ให้ขนาดการทรุดตัวที่ต่ำกว่าผลจากการทรุดตัวจริงในสนามน้อยที่สุด โดยค่าการทรุดตัวที่ระยะ 45 ม. จากระยะ Abutment มีค่าการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวในสนามจริงอยู่ 0.212 ม. ซึ่งเป็นค่าที่ให้ผลใกล้เคียงกับการทรุดตัวจริงในสนามมากที่สุด

การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ตามวิธีการของ Tomlinson เมื่อวิเคราะห์โดยไม่รวมผลคันทางส่วนต่อเนื่อง กรณีที่ 1 ให้ขนาดการทรุดตัวที่ต่ำกว่าผลจากการทรุดตัวจริงในสนามมาก โดยค่าการทรุดตัวที่ระยะ 45 ม. จากระยะ Abutment มีค่าการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวในสนามจริงอยู่ 0.448 ม. โดยเป็นค่าการทรุดตัวที่ให้ผลใกล้เคียงกับการทรุดตัวจริงในสนามน้อยที่สุด

การวิเคราะห์แบบดั้งเดิม (Conventional method) ตามวิธีการของ Tomlinson เมื่อวิเคราะห์โดยรวมผลกันทางส่วนต่อเนื่อง กรณีที่ 2 ให้ขนาดการทรุดตัวที่ต่ำกว่าผลจากการทรุดตัวจริงในสนามไม่มากนัก โดยค่าการทรุดตัวที่ระยะ 45 ม. จากระยะ Abutment มีค่าการทรุดตัวที่น้อยกว่าการทรุดตัวในสนามจริงอยู่ 0.3105 ม.

ดังนั้นจะสรุปได้ว่า การทรุดตัวแบบดั้งเดิม (Conventional method) ที่ให้ผลใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวจริงในสนามมากที่สุด คือ วิธีการของ Terzaghi กรณีที่ 2 แบบรวมน้ำหนักกันทาง

จากลักษณะการทรุดตัวของ Bering unit ในสนาม พบว่า การที่เสาเข็มในแถวแรกมีระดับปลายยังอยู่ในชั้นดินแข็งช่วยลดปัญหาการทรุดตัวแตกต่างกันทางที่อยู่ติดกับสะพานได้ดี แต่การเปลี่ยนระดับปลายจากชั้นดินแข็งมาอยู่ในชั้นดินที่อ่อนกว่า ทำให้เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นอย่างมาก จนอาจเกิดเป็นความไม่ต่อเนื่องที่ผิวทาง

กันทางส่วนต่อเนื่องมีผลต่อการทรุดตัวในช่วงปลายของ Bering unit โดยจะพยายามจุดให้เสาเข็มในช่วงนี้เกิดการทรุดตัวเพิ่มขึ้นเพื่อเชื่อมต่อการทรุดตัวที่สูงกว่าของตัวกันทางเอง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ประกอบกับผลวัดการทรุดตัวในสนาม พบว่า จากปลายสุดของ Bering unit เข้ามา ประมาณ 1 เท่าของความกว้างกันทาง เป็นช่วงที่กันทางส่วนต่อเนื่องมีผลต่อการทรุดตัวของ Bering unit

ผลการทรุดตัวของแผ่นดิน (Land subsidence) เนื่องจากการสูบน้ำบาดาลก่อให้เกิดแรงเสียดทานแบบลบ (Negative skin friction) ที่ผิวของเสาเข็ม โดยระดับ Neutral plane จะอยู่สูงขึ้นเมื่อความยาวหรืออัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of safety) ของเสาเข็มมีค่าลดลง จนระดับ Neutral plane มาอยู่ที่ผิวดินสำหรับเสาเข็มสั้น ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกทุกแนวแกน เท่ากับกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มเอง

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักแบบ Piled raft foundation ของเสาเข็มและแผ่นพื้นคอนกรีตใน Bering unit พบว่า ช่วงที่เป็นเสาเข็มยาว น้ำหนักที่กระทำบนแผ่นพื้นคอนกรีตโดยส่วนใหญ่จะถูกรับเอาไว้โดยเสาเข็ม ช่วงที่เป็นเสาเข็มสั้น น้ำหนักส่วนเกินจากกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะถูกรับเอาไว้โดยแผ่นพื้นคอนกรีตในรูปของแรงดันที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับแผ่นพื้นคอนกรีต (Contact pressure) จึงมีพฤติกรรมก่อนมาทางฐานรากตื้น (Shallow foundation)

การทรุดตัวของ Bering unit ช่วงที่รองรับด้วยเสาเข็มสั้น มีความสัมพันธ์ที่ดีกับค่าแรงดันที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับแผ่นพื้นคอนกรีต (Contact pressure) และพบว่า การค่อยๆ เพิ่มขึ้นของค่าแรงดันที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับแผ่นพื้นคอนกรีต (Contact pressure) จากประมาณ 75% ไปเป็น 94% ของน้ำหนักบรรทุกรวม ในช่วงที่อิทธิพลของคันทางส่วนต่อเนื่องส่งมาถึง ก่อให้เกิดการเชื่อมต่อที่ดีกับคันทางส่วนต่อเนื่อง



บรรณานุกรม

- ทินกร โรจนธรา, 2528. การทำนายการทรุดตัวของคอสะพานในบริเวณดินอ่อน โดยใช้ Bering unit. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
- นกคณ เพ็ชรเวช, 2542. การทรุดตัวของแผ่นดินกรุงเทพฯและปัญหาต่องานวิศวกรรมฐานราก. โยธา สาร 4: 29-35.
- ขงยุทธ เต๋ศิริและทินกร โรจนธรา, 2528. การทำนายการทรุดตัวของ Bering unit ที่สะพาน ปลัดเปรียง. รายงานฉบับที่ วว.100. กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง กรุงเทพฯ.
- สมเจตน์ พรเพิ่มพูน, 2536. โปรแกรมการออกแบบคอสะพานบนชั้นดินอ่อน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- วิชาญ ภูพัฒน์, 2517. ถนนบนดินอ่อน. รายงานฉบับที่ วว. 10. กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง กรุงเทพฯ.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์, 2543. ความสำคัญในการออกแบบเสาเข็มทางด้านการทรุดตัว. น. 143-149. ในการสัมมนาเรื่อง งานฐานราก 2000, 14-15 มิถุนายน 2543. คณะอนุกรรมการสาขา วิศวกรรมปฐพี วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพฯ.
- Duc, N.A 1999. Updateing ans Analysis of Bangkok Land Subsidence Caused by Deep Well Pumping with Emphasis on Shallow Soil Settlement. M.S. Thesis, Asia Institute of Technology.
- Holmberg, S. 1978. Bridge approuaches on soft clay supported by embankment pile. Geotechnical Engineering 10:77-89.
- Reid, W.M. and N.W. Buchanan, 1984. Bridge approach support piling. pp.267-274. In Piling and Ground Treatment. Thomas Telford Ltd.,London.

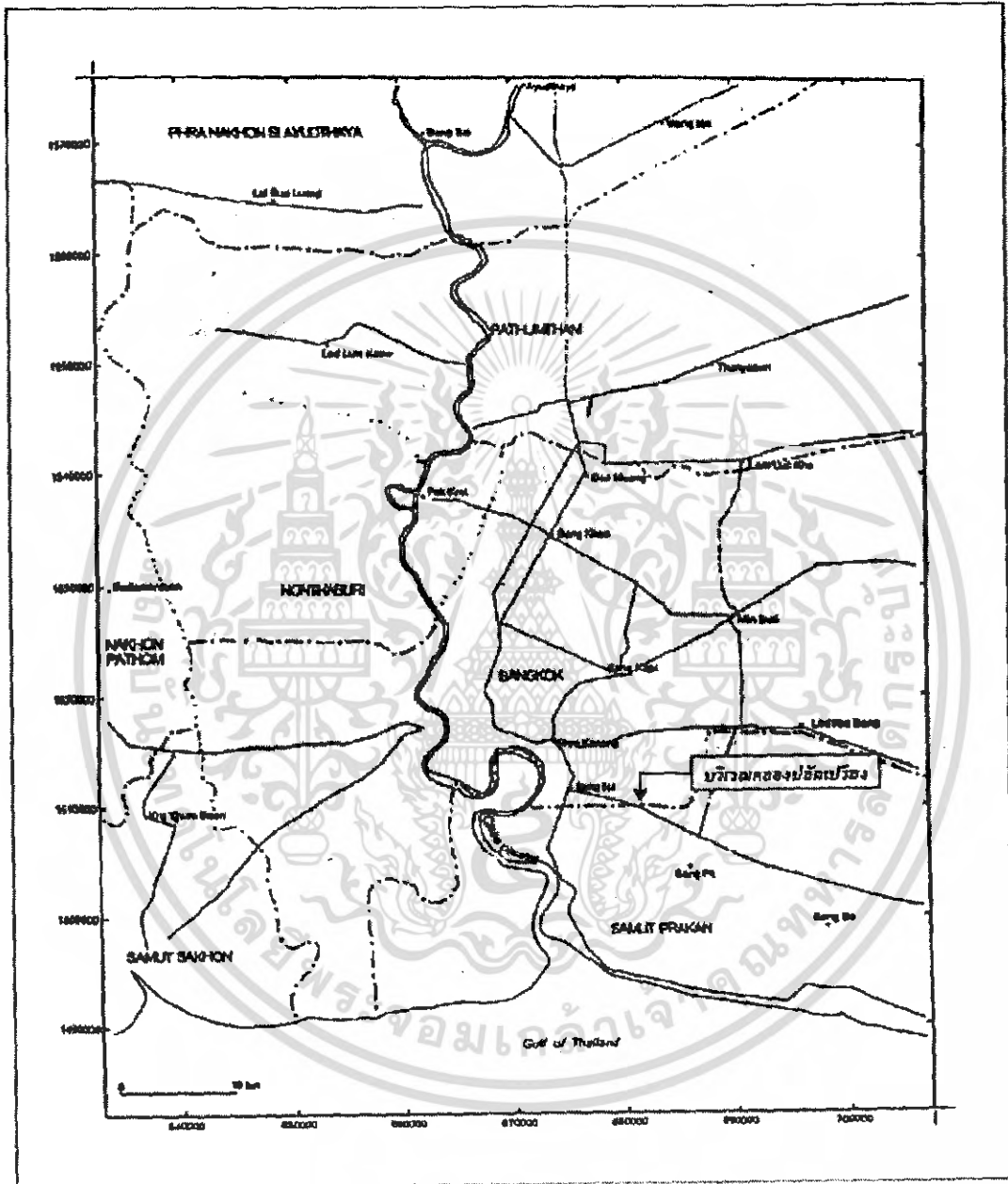
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก

แผนที่แสดงขนาดการทรุดตัวของแผ่นดิน
เนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร

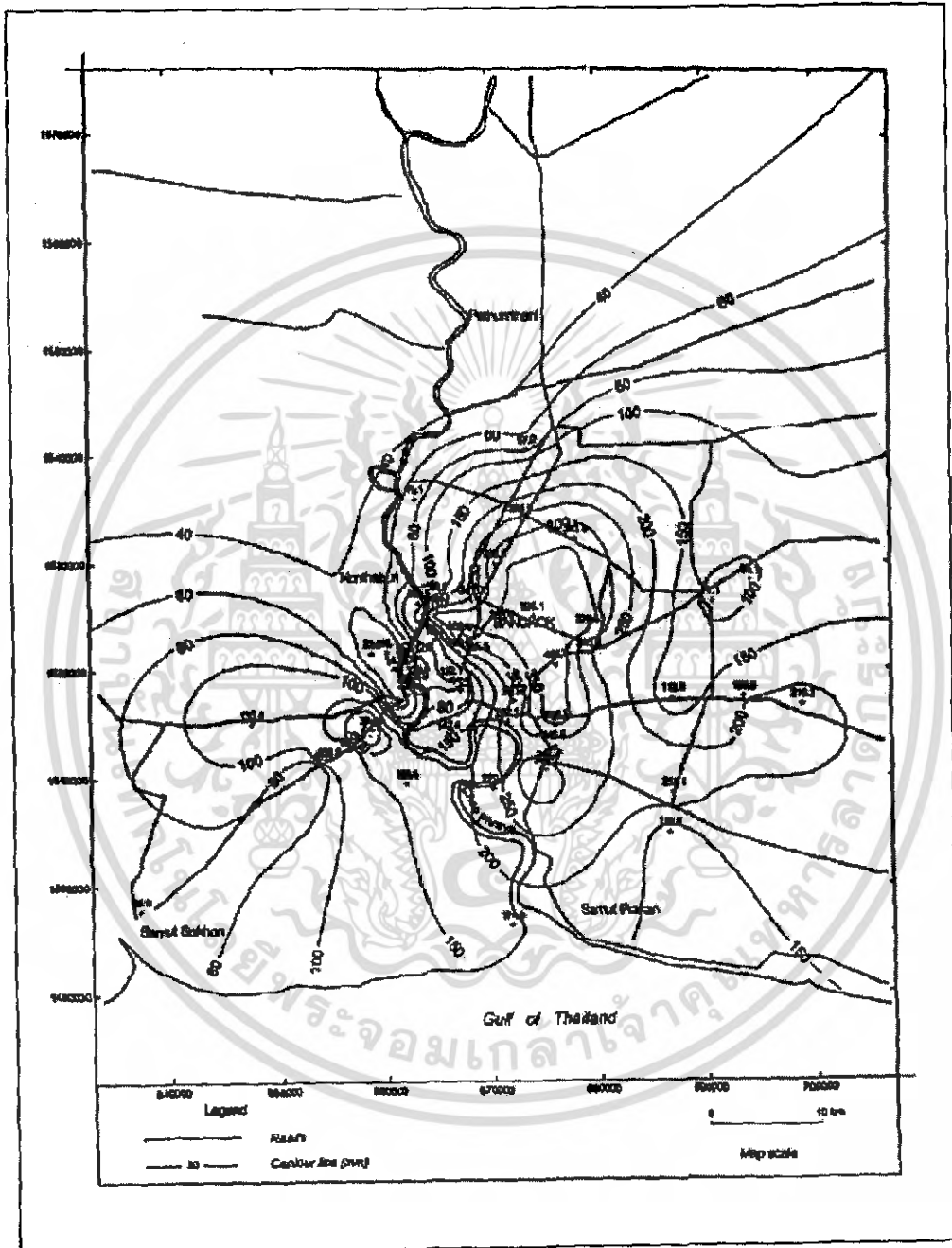


เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผก1. แสดงแผนที่บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง

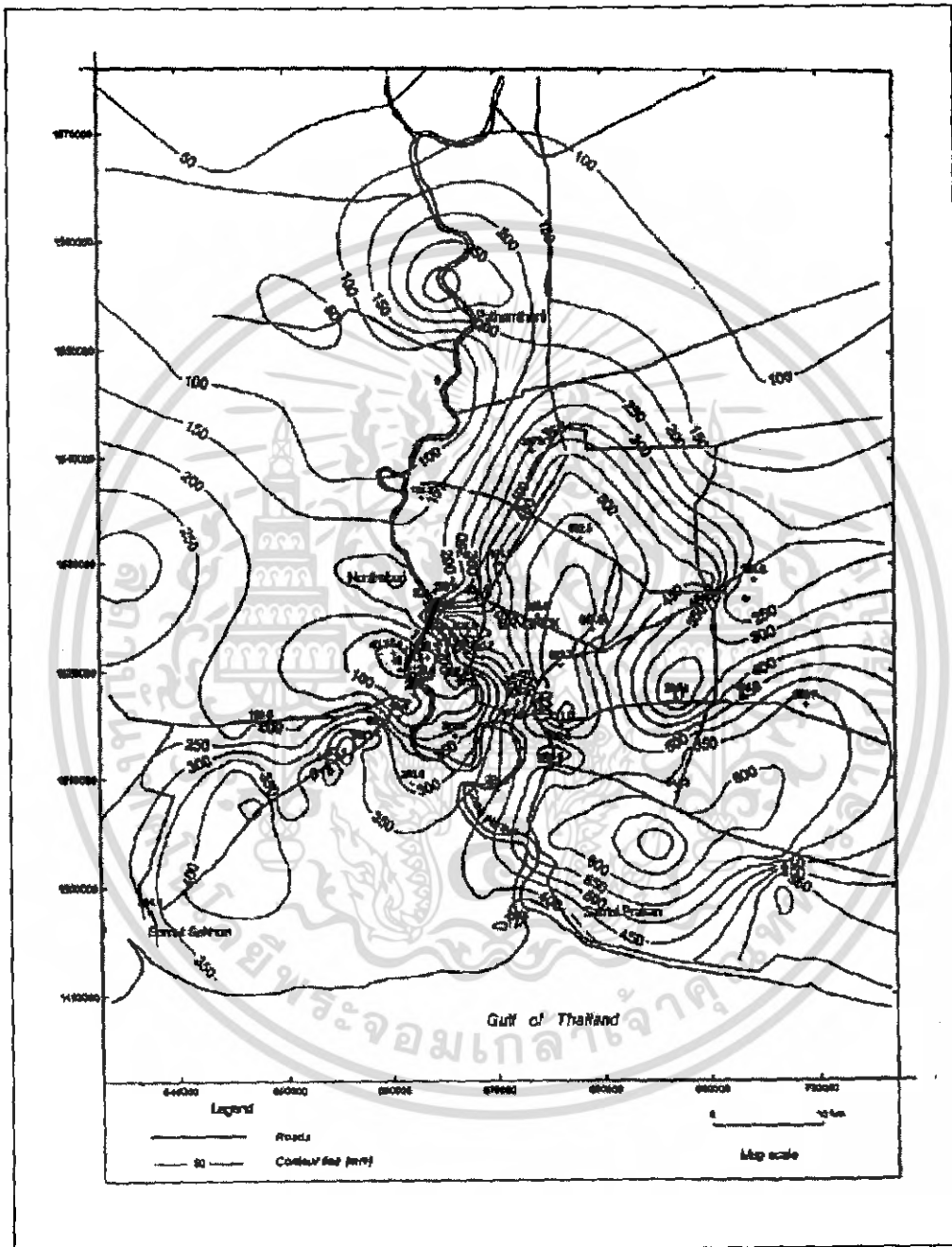
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผก2. การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1978-1986

ที่มา : Duc (1999)

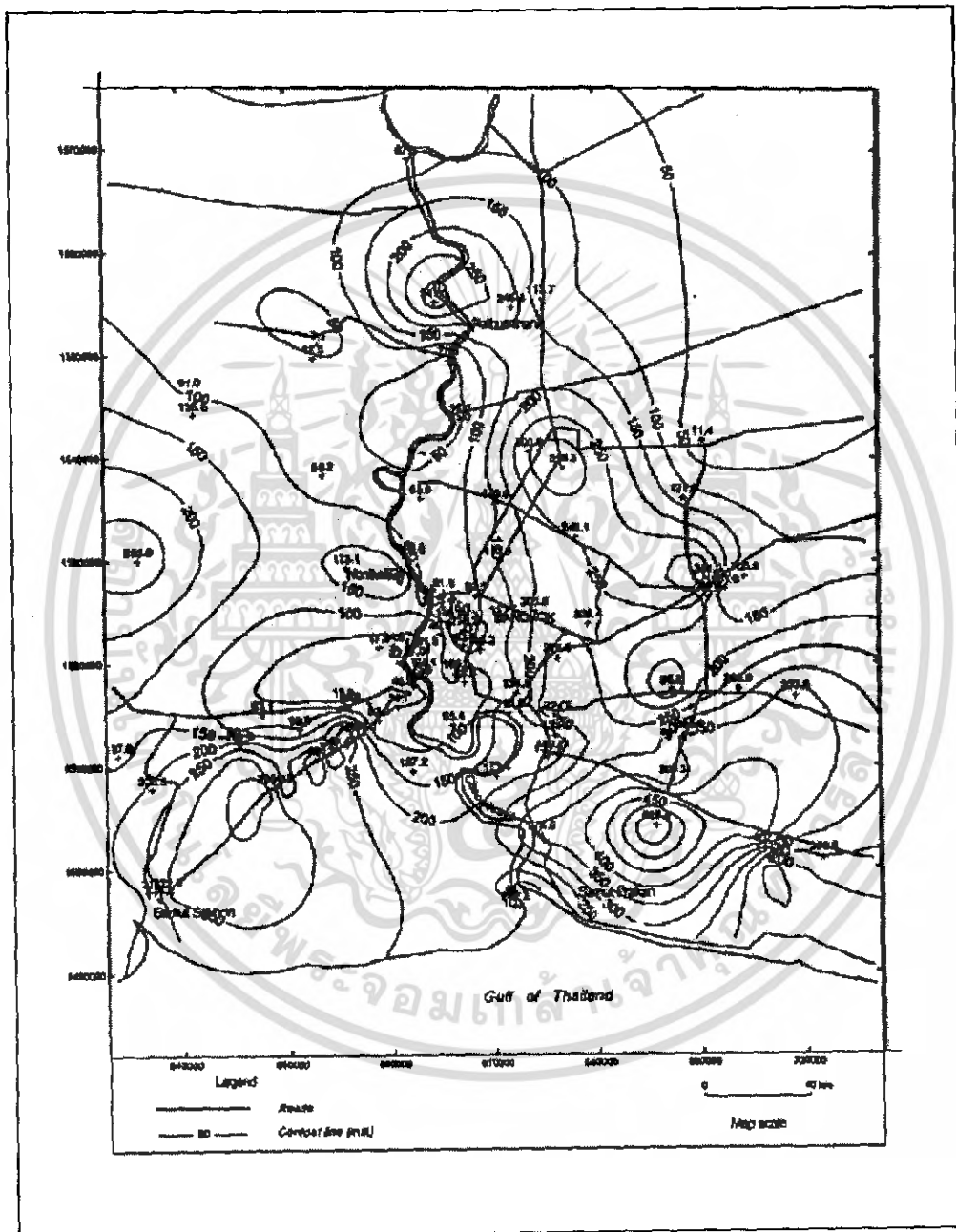
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผก3. การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1978-1997

ที่มา : Duc (1999)

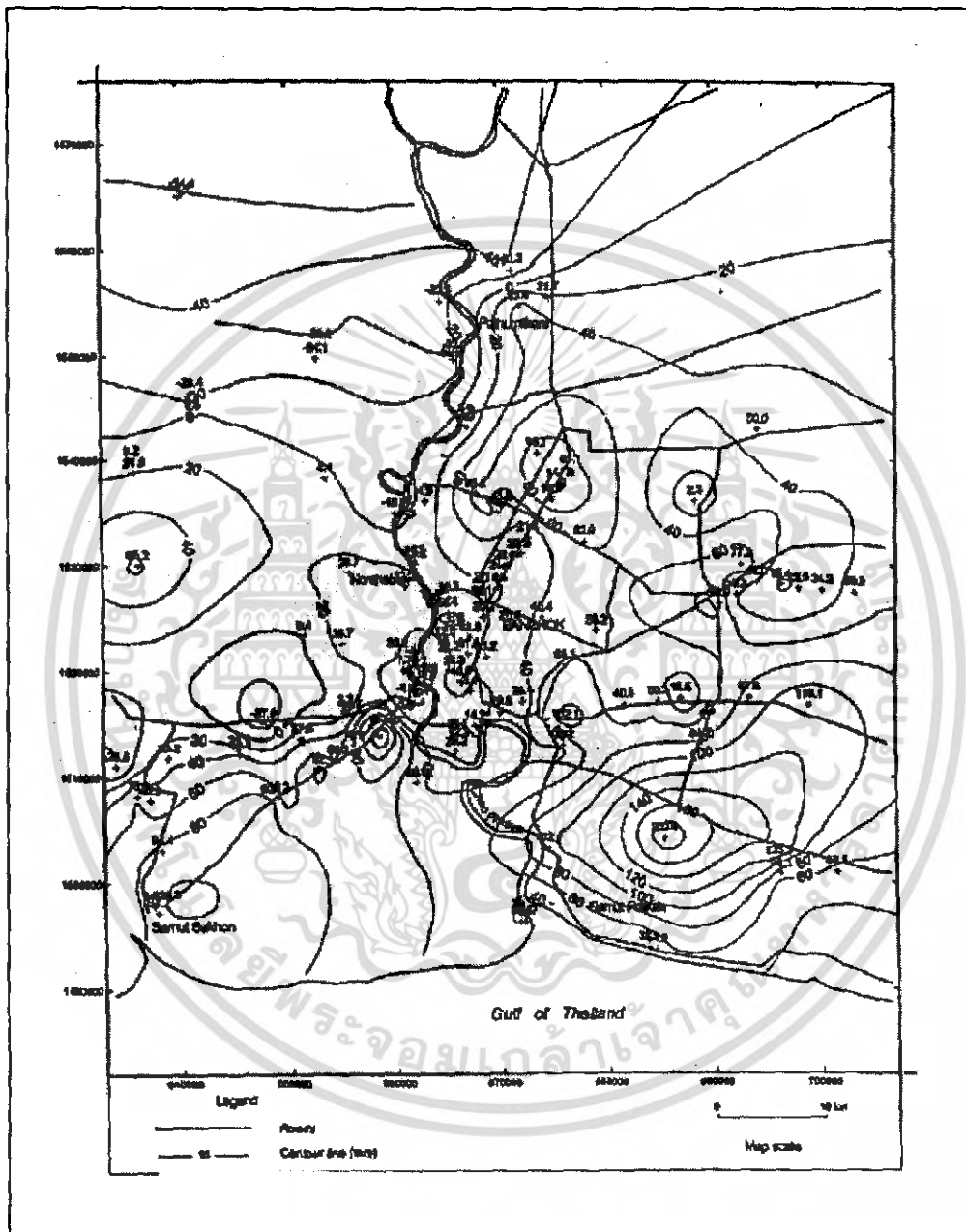
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผก4. การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1986-1997

ที่มา : Duc (1999)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ ผก5. การทรุดตัวของแผ่นดินเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล บริเวณกรุงเทพมหานคร และพื้นที่ข้างเคียง ช่วงปี 1994-1997
ที่มา : Duc (1999)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้