

การทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกดสำหรับงานเสริมฐานราก  
อาคารภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

นายอภิชาติ คำภาหาล้า

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
ปีการศึกษา 2548  
ISBN 974-533-477-4

**PREDICTION OF JACKED PILE CAPACITY FOR  
UNDERPINNING ON THE SURANAREE UNIVERSITY  
OF TECHNOLOGY CAMPUS**

**Apichit Kumpala**

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

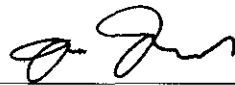
**Academic Year 2005**

**ISBN 974-533-477-4**

การทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกุด สำหรับงานเสริมฐานรากอาคารใน  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

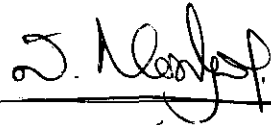
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา  
ตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



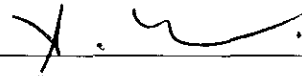
(รศ. ดร.อำนาจ อภิชาติवलลภ)

ประธานกรรมการ



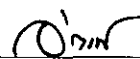
(ผศ. ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



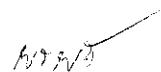
(ผศ. ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์)

กรรมการ



(ผศ. ดร.นิตราชัย โชติชูขางกูร)

กรรมการ



(อ. ดร.พรพจน์ ต้นเส็ง)

กรรมการ



(รศ. ดร.เสาวณี รัตนพานี)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการ



(รศ. น.อ. ดร.พรพจน์ จำพิศ)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

อภิชาติ คำภะลา : การทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกดสำหรับงานเสริมฐานรากอาคารในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (PREDICTION OF JACKED PILE CAPACITY FOR UNDEPINNING ON THE SURANAREE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY CAMPUS) อาจารย์ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข, 142 หน้า. ISBN 974-533-477-4

งานวิจัยนี้ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมในห้องปฏิบัติการของชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ได้แก่ การอัดตัวคายน้ำ และการต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ เพื่อสร้างความสัมพันธ์สำหรับประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ในพจน์ของอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ และค่าตัวเลขหะลูหะลวงมาตรฐาน และเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีด้วยวิธีเชิงตัวเลข ผลการศึกษานำมาใช้ในการตรวจสอบการทรุดตัวของฐานราก และใช้ในการออกแบบเสาเข็มกดที่ใช้ในการซ่อมอาคารหอพักสุรนารี 9

ดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จัดเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized shear strength กับอัตราส่วนมากกว่าปกติเป็นไปตามวิธีของ SHANSEP ดังสมการ  $S_u / \sigma'_{vc} = 0.278OCR^{0.8}$  กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำและตัวเลขหะลูหะลวงมาตรฐานมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง ดังสมการ  $S_u = N/1.1$  พฤติกรรมด้านแรงเฉือนเป็นไปตามหลักการของผิวขอบเขตสถานะ และผิวครากมีความสอดคล้องกับฟังก์ชันคราก ของแบบจำลองดิน Modified Cam Clay

การวิบัติของอาคารหอพักสุรนารี 9 เกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน ฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวมีกำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิที่สูง มีการทรุดตัวที่น้อย ในขณะที่ฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายมีกำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิที่ต่ำ ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวมากและต่อเนื่อง การแก้ไขการทรุดตัวดังกล่าวเลือกใช้วิธีเสริมฐานรากด้วยเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก คัดตั้ง โดยวิธีการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกด ประมาณ โดยวิธีสถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยค่าหะลูหะลวงมาตรฐาน ซึ่งพบว่าใกล้เคียงกับวิธี SHANSEP และวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ และได้ผลตรงกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2548

ลายมือชื่อนักศึกษา

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา

APICHIT KUMPALA : PREDICTION OF JACKED PILE CAPACITY FOR  
UNDERPINNING ON THE SURANAREE UNIVERSITY OF  
TECHNOLOGY CAMPUS. THESIS ADVISOR : ASST. PROF. SUKSUN  
HORPIBULSUK, Ph.D. 142 PP. ISBN 974-533-477-4

PRECAST REINFORCED CONCRETE BEAM/ STEEL CHANNEL SECTION  
TRANSVERSE POINT LOAD

The present research investigates laboratory engineering properties of silty clay on the campus of Suranaree University of Technology which are consolidation and shear behavior under undrained and drained conditions based on laboratory and field tests. Equations for estimating undrained shear strength in terms of overconsolidation ratio and standard penetration number are developed. The geotechnical parameters for numerical analysis are determined. These findings are used to check the settlement of building Dormitory Suranivet 9 and to design underpinning jacked piles to restore the building.

Silty clay on the campus of Suranaree University of Technology is classified as overconsolidated uncemented clay. The relationship between normalized shear strength and overconsolidated ratio based on SHANSEP method is  $S_u / \sigma'_{vc} = 0.278OCR^{0.8}$ . The undrained shear strength linearly relates to standard penetration number as  $S_u = N/1.1$ . Shear behavior is consistent with State Boundary Surface Concept and the yield surface can be represented by the yield function of Modified Cam Clay model.

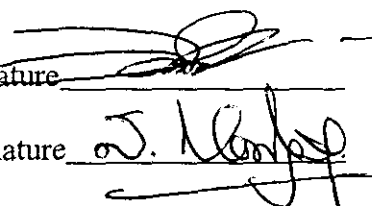
Failure of building Dormitory Suranivet 9 is due to differential settlement of the footings which sit on different soil (stiff clay and loose sand). The footings on stiff clay exhibit high bearing capacity and small settlement. Whereas these on loose sand possess low bearing capacity, resulting in large and continuous settlement. A solution to this problem is to extend the foundations down to stable stratum by installing steel micro-piles using hydraulic jack. The estimated ultimate capacity of jacked pile by Static formula and Standard penetration number are almost same as those from the SHANSEP and Finite element method and coincided with the pile load test.

School of Civil Engineering

Academic Year 2005

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

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

The image shows two handwritten signatures. The top signature is for the student, and the bottom signature is for the advisor, J. Hansep. Both signatures are written in black ink over horizontal lines.

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บุคคล และกลุ่มบุคคลต่างๆ ที่ได้กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำ และช่วยเหลือ อย่างดียิ่ง ทั้งในด้านวิชาการและด้านการดำเนินงานวิจัย อาทิเช่น

รองศาสตราจารย์ ดร.อำนาจ อภิชาติวัลลภ ประธานกรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ ให้คำปรึกษา และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข กรรมการ และอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้การแนะนำ ให้คำปรึกษา และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สิทธิชัย แสงอาทิตย์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรชัย โชติษฐียงกูร และ อาจารย์ ดร. พรพจน์ ต้นเส็ง กรรมการ ที่กรุณาให้การแนะนำ และตรวจทานเนื้อหาวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวีชรเดช, อาจารย์ ดร.ทงศักดิ์ พิศาลสิน, และคณาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทุกท่านที่ให้คำปรึกษา

คุณฉัฐญา กิ่งโคกกรวด คุณพรณพิจิตร มานิมนต์ เจ้าหน้าที่สถาบันวิจัยและพัฒนา และเจ้าหน้าที่ศูนย์เครื่องมือ ที่กรุณาให้ความช่วยเหลือด้านอุปกรณ์ ด้านสถานที่ เป็นธุระติดต่อประสานงาน และอนุเคราะห์วัสดุที่จำเป็นในการดำเนินงานวิจัย

คุณวรรัช เกษกัน, คุณจิระยุทธ สืบสุข, คุณจักษดา ช่างวุฒิ และเพื่อนร่วมเรียนระดับปริญญาโททุกท่าน ที่ให้กำลังใจ กำลังกาย ให้คำปรึกษา และคำแนะนำมาโดยตลอด

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระเจ้าเกล้าธนบุรี ที่ให้ความอนุเคราะห์โปรแกรม SIGMA/W และ PLAXIS ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

สถาบันวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ให้ทุนสนับสนุนในการทำวิจัย

ท้ายนี้ ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา และญาติๆ ทุกคนที่ให้การอุปการะเลี้ยงดู อบรมและส่งเสริมการศึกษา และเป็นกำลังใจที่ดีมาโดยตลอด ทำให้ผู้วิจัยมีความรู้ ความสามารถ มีจิตใจที่เข้มแข็ง และช่วยเหลือตัวเองได้จนประสบความสำเร็จในชีวิตจนถึงปัจจุบัน

อภิชาติ คำภาหาล้า

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย) .....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ) .....	ข
กิตติกรรมประกาศ .....	ง
สารบัญ .....	จ
สารบัญตาราง .....	ฉ
สารบัญรูป .....	ฎ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ .....	ณ
<b>บทที่</b>	
<b>1 บทนำ</b> .....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย .....	1
1.3 ขอบเขตการวิจัย .....	3
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับจากการวิจัย .....	3
<b>2 ปรัชญ่วรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง</b> .....	4
2.1 ลักษณะทั่วไปของคินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี .....	4
2.2 การอัดตัวคายน้ำ และการจำแนกสถานะของคิน .....	5
2.3 ความเค้น ความเครียด และกำลังต้านทานแรงเฉือน .....	12
2.3.1 การทดสอบแรงเฉือนตรง .....	12
2.3.2 การทดสอบแรงอัดสามแกน .....	15
2.3.3 แบบจำลองคิน .....	19
2.3.4 การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ จากการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน .....	23
2.4 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากแผ่ .....	25
2.5 วิธีการเสริมฐานรากอาคาร .....	33
2.6 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม .....	35



## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.6.1	การวัดของวัสดุเสาเข็ม.....	35
2.6.2	การวัดของดิน.....	36
2.7	การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยวิธีสถิตศาสตร์.....	37
2.7.1	การออกแบบเสาเข็มในชั้นทราย.....	38
2.7.2	การออกแบบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว.....	40
2.7.3	แฟลคเตอร์ยึดเกาะ.....	41
2.7.4	การคิดพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวที่รอบเสาเข็ม.....	43
2.7.5	อัตราส่วนความปลอดภัยและค่าการทรุดตัวที่ยอมให้.....	44
<b>3</b>	<b>วิธีการดำเนินการวิจัย.....</b>	<b>46</b>
3.1	บทนำ.....	46
3.2	การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน.....	47
3.3	การทดสอบการอัดตัวคาน้ำ.....	49
3.4	การทดสอบแรงเฉือนตรงแบบไม่ระบายน้ำ.....	50
3.5	การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน.....	52
3.6	การทดสอบแรงอัดสามแกน.....	53
3.7	การตรวจสอบการทรุดตัวของฐานราก.....	56
3.7.1	การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของอาคาร.....	56
3.7.2	การวิเคราะห์กำลังรับแรงเบกทานของดินใต้ฐานราก.....	56
3.7.3	การทดสอบกำลังรับน้ำหนักโดยใช้แผ่นเหล็ก.....	56
3.8	การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด.....	57
3.8.1	สมการสถิตศาสตร์.....	57
3.8.2	วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์.....	58
3.8.3	การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม.....	59
<b>4</b>	<b>ผลการศึกษาและวิจารณ์ผล.....</b>	<b>61</b>
4.1	บทนำ.....	61
4.2	คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.....	61

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.3	การอัดตัวคายน้ำ.....	64
4.4	แรงเฉือนตรงในสภาพไม่ระบายน้ำ.....	66
4.4.1	การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยวิธี SHANSEP.....	66
4.4.2	แฟกเตอร์แรงยึดเกาะ.....	69
4.5	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะเลทูลงมาตรฐาน.....	69
4.6	กำลังอัดสามแกน.....	71
4.6.1	ผลทดสอบของดินเหนียวในสภาวะอัดตัวปกติ.....	71
4.6.2	ผลทดสอบของดินเหนียวในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ.....	76
4.6.3	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน.....	77
4.6.4	ขอบเขตการวิบัติและสภาวะวิกฤติ.....	78
4.7	ผลการตรวจสอบการทรุดตัวของฐานราก.....	80
4.7.1	การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของเสาตอม่อ.....	80
4.7.2	กำลังรับแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก.....	83
4.8	การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเหล็กคด.....	90
4.8.1	การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มคด โดยวิธีสถิตศาสตร์.....	90
4.8.2	การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มคด โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์.....	91
4.9	ตัวอย่างชั้นในตอนการออกแบบเสาเข็มคด.....	95
5	บทสรุป.....	109
5.1	สรุปผลงานวิจัย.....	109
5.1.1	คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน.....	109
5.1.2	แฟกเตอร์ยึดเกาะ.....	109
5.1.3	การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ.....	110
5.1.4	แบบจำลองดิน.....	110
5.1.5	การทรุดตัวของฐานรากอาคารหอพักสุรนิเวศ 9.....	111
5.1.6	แนวทางการออกแบบเสาเข็มคด.....	111

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

5.2	ข้อเสนอแนะ .....	112
5.2.1	ข้อเสนอแนะเพื่อใช้ผลการวิจัย .....	112
5.2.2	ข้อเสนอแนะเพื่อวิจัยเพิ่ม .....	112
	รายการอ้างอิง.....	113
	<b>ภาคผนวก</b>	
	ภาคผนวก ก แบบอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 .....	119
	ภาคผนวก ข ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาตอม่อ.....	127
	ภาคผนวก ค เทคนิคในการเสริมฐานรากและการยกปรับระดับอาคาร.....	133
	ประวัติผู้เขียน .....	142

## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี..... 5
2.2	พารามิเตอร์ของแบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam clay ..... 21
2.3	ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ..... 25
2.4	ตัวคูณปรับแก้ ( $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$ ) สำหรับสมการของ Terzaghi ..... 27
2.5	ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhor ..... 27
2.6	ตัวคูณปรับแก้สำหรับแก้สมการกำลังรับแรงแบกทาน (Meyerhof, 1953; 1963) ..... 28
2.7	มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (Stas and Kulhawy, 1984) ..... 39
2.8	สัมประสิทธิ์ความดันดินรอบข้าง (Stas and Kulhawy, 1984) ..... 40
2.9	ขอบเขตค่าความเค้นที่ผิวและปลายเสาเข็มที่อยู่ในชั้นทราย (API 1984)..... 40
2.10	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (U.S. Army., 1992) ..... 45
2.11	ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันสูงสุดที่ยอมให้ (Skempton and MacDonald, 1956) ..... 45
2.12	ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของการทรุดตัวสำหรับการออกแบบฐานราก (Cudoto, 2001) ..... 45
3.1	การทดสอบและจำนวนตัวอย่าง ..... 47
4.1	ค่า $C$ จากการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ..... 71
4.2	พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน..... 78
4.3	ขนาดของฐานรากแผ่ซึ่งวางอยู่ที่ระดับ -1.5 เมตรจากระดับผิวดิน ..... 80
4.4	ขนาดของเสาในอาคาร ..... 80
4.5	ขนาดของคานในอาคาร ..... 81
4.6	ขนาดของพื้นในอาคาร ..... 81
4.7	น้ำหนักบรรทุกจรตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมการก่อสร้าง พ.ศ. 2522 ..... 81
4.8	ความดันใต้ฐานรากอาคารสูงสุด ..... 83
4.9	ค่าทรุดตัวสัมพัทธ์และอัตราส่วนปลอดภัยเฉลี่ยของแต่ละบริเวณ ..... 87

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.10 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Linear elastic และ Modified Cam Clay.....	92
4.11 น้ำหนักบรรทุกที่กดลงเสาตอม่อ .....	96
4.12 ผลการคำนวณน้ำหนักที่ยอมให้ของเสาเข็ม .....	97
4.13 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มที่อายุ 50 ปี .....	98
4.14 ขนาด จำนวน และความยาวของเสาเข็มในแต่ละฐาน .....	101
5.1 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Elastic Plastic และ Modified Cam Clay.....	111
ก.1 หน้าตัดเสา และเสาตอม่อ.....	125
ก.2 หน้าตัดคาน .....	126
ข.1 ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาตอม่อ.....	128
ข.2 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดใช้ในการออกแบบเสาเข็มกด.....	131

## สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	รอยแตกร้าวที่ผนังของอาคารหอพักสุรนินเวศ 9 ..... 2
1.2	รอยแตกร้าวตามผนังที่แสดงถึงอาคารวิบัติ ของอาคารเครื่องมือ 6/1 ..... 2
2.1	โซนแบ่งพื้นที่เจาะสำรวจในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ..... 5
2.2	ความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \log \sigma'_v$ ของดินเหนียวคงสภาพ..... 7
2.3	การหาความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต วิธีของ Casagrande (1936)..... 7
2.4	การหาความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต วิธีของ Sridraran (1991) ..... 8
2.5	เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสาน ..... 9
2.6	ลักษณะของเส้นอัดตัวคายน้ำของดินไร้พันธะเชื่อมประสานและดินพันธะเชื่อม ประสานธรรมชาติอัดตัวมากกว่าปกติ..... 11
2.7(a)	การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพฯ..... 11
2.7(b)	การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพฯ ..... 12
2.8	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน-การเคลื่อนตัวตามแนวเฉือน ..... 13
2.9	การเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเกิดการเฉือน-การเคลื่อนตัวตามแนวเฉือน ..... 13
2.10	การหาพารามิเตอร์ของกำลังแรงเฉือน และขอบเขตความแข็งแรง ..... 14
2.11	หลักการของวิธี SHANSEP ..... 15
2.12	การ Normalization ของดินไร้พันธะเชื่อมประสาน ..... 15
2.13	ผลของการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ ..... 16
2.14	ขอบเขตความแข็งแรงที่ได้จากการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำ.. 17
2.15	ผลการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ ..... 18
2.16	ขอบเขตความแข็งแรงที่ได้จากการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำ และไม่มีการระบายน้ำ..... 18
2.17	พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน (soil model) ..... 20
2.18	Normalized เส้นทางเดินของความเค้นของ Cam Clay, Modified Cam Clay และ Soft-Soil Model (ข้อมูลผู้วิจัย) ..... 23
2.19	เกณฑ์กำหนดการวิบัติของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure..... 23

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง $N$ และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว .....	24
2.21 แบบจำลองกลไกการวิบัติสำหรับวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงแบกทาน .....	25
2.22 กำลังรับทานแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายสองชั้น .....	30
2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_s$ กับ $(\gamma_2 N_{\gamma(2)})/(\gamma_1 N_{\gamma(1)})$ .....	31
2.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง $K_s$ กับ $\phi'$ .....	32
2.25 ตัวคูณกำลังรับทานแรงแบกทานที่สำหรับชั้นดินเหนียว, $N_{cn}$ .....	33
2.26 การติดตั้งเสาเข็มในฐานรากเดิม .....	34
2.27 การติดตั้งเสาเข็มในฐานรากใหม่ .....	35
2.28 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็ม .....	38
2.29 การเปลี่ยนแปลงของ $N_q$ กับมุมเสียดทานในประสิทธิผล .....	39
2.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง $S_u$ กับ $\alpha$ .....	42
2.31 ค่า $\alpha$ ที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาเข็ม .....	42
2.32 การเกิดการจุกตัวของดิน (soil plug) ในเสาเข็มหน้าตัดเปิด .....	44
3.1 ขั้นตอนในการทำงานวิจัย .....	46
3.2 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจและตำแหน่งทดสอบในสนาม .....	48
3.3 ตัวอย่างคงสภาพที่ถูกเตรียมสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกน .....	49
3.4 เครื่องมือทดสอบการทรุดตัวของดิน (consolidometer หรือ oedometer) .....	50
3.5 เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรง (direct shear test) .....	51
3.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน .....	52
3.7 การเจาะสำรวจและการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน .....	53
3.8 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (triaxial compression test) .....	54
3.9 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SIGMA/W .....	55
3.10 การทดสอบกำลังอัดแกนเดียว (unconfined compression test) .....	55
3.11 การทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของแผ่นเหล็ก .....	57
3.12 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตศาสตร์ .....	57

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.13 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์.....	58
3.14 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัษของเสาเข็ม ....	59
3.15 การติดตั้งเครื่องมือสำหรับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม .....	60
4.1 คุณสมบัติของชั้นดินหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4 .....	62
4.2 แรงเฉือนตรงของชั้นทรายปนดินเหนียว .....	63
4.3 การกระจายขนาดของเม็ดดิน .....	64
4.4 ลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับ 5.0 และ 10.0 เมตร จากการทดสอบ Oedometer test .....	65
4.5 เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ .....	65
4.6 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับความลึก 5.0 เมตร .....	66
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress กับ Horizontal displacement ที่ $OCR$ และ $\sigma'_{vc}$ ต่างๆ .....	67
4.8 Normalized shear stress จากการทดสอบ CU Direct shear test .....	68
4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือน .....	69
4.10 เส้นทางเดินของความเค้น (stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง กับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	73
4.11 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIDC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	74
4.12 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIUC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	75
4.13 Normalized เส้นทางเดินของความเค้น (stress paths) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	76
4.14 เส้นทางเดินของความเค้น (stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง กับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าตัวปกติ .....	77
4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่จุดสูงสุด และความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย.....	78
4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิกฤติ ...	79
4.17 แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม STAAD. Pro 2004 .....	82
4.18 ลักษณะชั้นดินตามแนวยาว (BH-3 ถึง BH-2).....	83
4.19 ลักษณะชั้นดินตามแนวขวาง (BH-3 ถึง BH-4).....	84



## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.20 ผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก .....	85
4.21 ระดับน้ำใต้ดินตามแนวยาว (line A ถึง J) .....	86
4.22 ผลการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัยและค่าความปลอดภัยของฐานรากเมื่อ เปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดิน .....	88
4.23 ระเบียบการทรุดตัวสัมพัทธ์ของอาคาร S9 ก่อนทำการเสริมฐานราก (14/06/2004) ..	89
4.24 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการ ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ดันที่ 1 และ 2.....	90
4.25 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการ ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ดันที่ 3 และ 4.....	91
4.26 ผลทดสอบและผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟในต้อลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กดันที่ 1 .....	93
4.27 ผลทดสอบและผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟในต้อลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กดันที่ 2 .....	93
4.28 ผลทดสอบและผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟในต้อลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กดันที่ 3 .....	94
4.29 ผลทดสอบและผลวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟในต้อลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กดันที่ 4 .....	94
4.30 แผนภาพขั้นตอนในการออกแบบเสาเข็มกด .....	96
4.31 ค่าส่วนกลับของมุมบิด (inverse distortion angle) ก่อนเสริมฐานราก (14/06/2004) .....	99
4.32 แปลนแสดงตำแหน่งของฐานรากและจำนวนของเสาเข็มในแต่ละฐาน.....	100
4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมรับให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 10.0 เซนติเมตร .....	102
4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมรับให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 12.5 เซนติเมตร .....	102
4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมรับให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 15.0 เซนติเมตร .....	103
4.36 ระเบียบการทรุดตัวสัมพัทธ์ของอาคาร S9 หลังทำการเสริมฐานราก .....	104
4.37 ค่าส่วนกลับของมุมบิดหลังเสริมฐานราก (30/06/2004).....	105
4.38 ระเบียบการทรุดตัวสัมพัทธ์ของอาคาร S9 หลังเปิดใช้งาน 1 ปี (24/08/2005).....	106
4.39 ค่าส่วนกลับของมุมบิดหลังเปิดใช้งาน 1 ปี (24/08/2005) .....	107

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.40 ค่าทรุดตัวของอาคาร S9 หลังเปิดใช้งาน 1 ปี (24/08/2005) .....	108
5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแฟลคเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือน .....	110
ก.1 แบบแปลนฐานราก .....	120
ก.2 แบบแปลนชั้นล่าง .....	121
ก.3 แบบแปลนชั้นสอง .....	122
ก.4 แบบแปลนหลังคา .....	123
ก.5 รูปตัด B-B .....	124
ก.6 รูปตัด A-A .....	124
ค.1 ขุดหลุมให้ถึงระดับฐานรากเดิม .....	133
ค.2 กำหนดตำแหน่งของเสาเข็ม .....	134
ค.3 รูที่ฐานเดิมหลังการเจาะ .....	134
ค.4 การติดตั้งเสาเข็มโดยการกดด้วยไฮดรอลิก .....	135
ค.5 เสาเข็มเหล็กที่ถูกติดตั้งในรูเจาะ .....	135
ค.6 รายละเอียดการเสริมเหล็กของฐานรากใหม่ .....	136
ค.7 การประกอบเหล็กเสริมของฐานรากใหม่ .....	137
ค.8 คิดตั้งแบบเพื่อเทคอนกรีต .....	137
ค.9 เทคอนกรีต .....	138
ค.10 สภาพฐานรากที่เสร็จเรียบร้อยแล้ว .....	138
ค.11 สกัดเสาตอม่อ .....	139
ค.12 ลักษณะของเสาตอม่อที่ถูกตัด .....	139
ค.13 คิดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกเพื่อปรับยกระดับอาคาร .....	140
ค.14 การปรับยกระดับด้วยแม่แรงไฮดรอลิก .....	140
ค.15 คิดตั้งเหล็กแกนเสาตอม่อ .....	141
ค.16 คิดตั้งแบบหล่อเสาตอม่อ .....	141
ค.17 ถอดแบบหล่อ และบ่อคอนกรีตเป็นเวลา 28 วันก่อนถอดค้ำยัน .....	142
ค.18 สภาพของเสาตอม่อหลังจากยกปรับระดับอาคาร .....	142

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

ว.ส.ท.	=	วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
AISC	=	American Institute of Steel Construction
ASTM	=	American Society for Testing and Materials
B	=	ความกว้าง
BH	=	หลุมเจาะ (Borehole)
$c'$	=	หน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล (effective cohesion)
$C_c$	=	ดัชนีการอัดตัว (compression index of $e - \log \sigma'_v$ )
$C_s$	=	ดัชนีการคืนตัว (swelling index of $e - \log \sigma'_v$ )
CH	=	Silty clay
CSL	=	Critical state line
$D_f$	=	ระยะฝังลึก
E	=	โมดูลัสยืดหยุ่น
$e$	=	อัตราส่วน โพรง (void ratio)
$e_L$	=	อัตราส่วน โพรงที่ขีดจำกัดเหลว
$e_R$	=	อัตราส่วน โพรงของดินเหนียวปั้นใหม่
FS	=	อัตราส่วนปลอดภัย (factor of safety)
$f_c$	=	กำลังอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต
$f'_c$	=	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
$f_s$	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึง
$f_y$	=	กำลังคราก
ISL	=	เส้นสถานะเนื้อแท้ (intrinsic State Line)
$K$	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
$K_s$	=	สัมประสิทธิ์การเนียนทะเล
$K_o$	=	ความดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง
LL	=	ขีดจำกัดเหลว (liquid limit)
$M_c$	=	slope of critical state line
$N$	=	ตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (standard penetration number)

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

NC clay	=	ดินเหนียวอัดตัวปกติ
NCL	=	normally consolidated line
$N_c, N_q, N_\gamma$	=	ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor)
OC clay	=	ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ
OCR	=	อัตราส่วนอัดตัวมากกว่าปกติ overconsolidation ratio
PL	=	พิกัดพลาสติก (plastic limit)
PBT	=	Plate bearing test
PLT	=	Pile load test
PI	=	ดัชนีพลาสติก (plasticity index)
$p'$	=	ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย
$P_{bu}$	=	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ปลายเสาเข็ม
$p'_c$	=	ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต
$p'_e$	=	Mean equivalent pressure
$P_{su}$	=	แรงเสียดทานประลัยระหว่างดินและเสาเข็ม
$P_u$	=	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม
$Q$	=	น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง
$q$	=	ความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress)
$q_u$	=	กำลังรับแรงแบกทานประลัย
$R$	=	แรงลัพท์
SC	=	Sandy clay
SHANSEP	=	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties)
$S_u$	=	กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength)
$T$	=	น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวราบ
USCS	=	Unified Soil Classification
Zone A	=	เขตอาคารทำการและสำนักงาน
Zone S	=	เขตที่พักอาศัยและนันทนาการ
Zone T	=	เขตเทศบาล
$w_n$	=	ความชื้นธรรมชาติ
$\alpha$	=	แฟกเตอร์ยึดเหนี่ยว (adhesion factor)

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

$\delta'$	=	มุมเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม
$\varepsilon_1$	=	ความเครียดตามแนวแกน
$\varepsilon_3$	=	ความเครียดตามแนวนอน
$\varepsilon_s$	=	ความเครียดเฉือนตามระนาบวิบัติ (shear strength)
$\phi'$	=	มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (effective angle of inter friction)
$\gamma$	=	หน่วยน้ำหนักของดิน
$\kappa$	=	ดัชนีการคืนตัว (recompression index of $e - \ln p'$ )
$\kappa^*$	=	Modified swelling index
$\lambda$	=	ดัชนีการอัดตัว (compression index of $e - \ln p'$ )
$\lambda^*$	=	Modified compression index
$\lambda_c$	=	ตัวคูณปรับแก้ (correction factor) พจน์ของหน่วยแรงเหนี่ยวาน้ำ
$\lambda_q$	=	ตัวคูณปรับแก้ (correction factor) พจน์ของความเค้นกดทับ
$\lambda_\gamma$	=	ตัวคูณปรับแก้ (correction factor) พจน์ของหน่วยน้ำหนักของดิน
$\mu$	=	Poisson's ratio
$\sigma'_p$	=	ความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต (maximum past pressure)
$\sigma'_v$	=	ความเค้นกดทับประสิทธิผลในแนวตั้ง (overburden pressure)
$\sigma'_y$	=	ความเค้นคราก (yield pressure)
$\tau$	=	ความเค้นเฉือน (shear stress)
$v$	=	soil specific volume
$\Gamma$	=	specific volume at theoretical state when the pressure $p' = 1$

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย

ในช่วงหลายปีที่ผ่านมา อาคารหลายหลังในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีได้รับความเสียหายจากการทรุดตัวของฐานรากอาคาร ทำให้อาคารบางหลังใช้การไม่ได้ เช่น อาคารหอพักสุรนิวศ 9 รูปที่ 1.1 อาคารบริการหอพักสุรนิวศ 7-8 และอาคารเครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี 6/1 รูปที่ 1.2 ทางมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีได้ตั้งคณะทำงานศึกษาหาสาเหตุและแนวทางการแก้ไขการวิบัติของอาคารดังกล่าว อาคารหอพักสุรนิวศ 9 และอาคารบริการหอพักสุรนิวศ 7-8 การแตกร้าวของอาคารทั้งสองเกิดจากฐานรากของอาคารซึ่งเป็นฐานรากตื้นวางอยู่บนชั้นดินที่แตกต่างกัน และมีอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำ ทำให้เกิดการทรุดตัวอย่างต่อเนื่องของฐานราก ส่วนอาคารเครื่องมือ 6/1 ซึ่งเป็นอาคารที่ตั้งอยู่บนฐานรากเสาเข็มหรือเรียกว่าฐานรากลึก ซึ่งไม่น่าจะเกิดการวิบัติอย่างรุนแรงดังที่เห็น สาเหตุของการแตกร้าวเกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก อันเนื่องมาจากการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินรอบเสาเข็มเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น

แนวทางการแก้ไขการวิบัติของอาคารทั้ง 3 หลัง คือการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก (steel micro-pile) ซึ่งติดตั้งโดยใช้แม่แรงไฮดรอลิก (hydraulic jack) (Horpiulsuk et al., 2004) สิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการเสริมฐานรากอาคาร คือการเลือกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง และความยาวเสาเข็ม และการประมาณแรงกด (pushing force) ที่เหมาะสมในการติดตั้งเสาเข็มเพื่อให้เสาเข็มมีความสามารถต้านทานน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ แต่เนื่องจากดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ ที่ระดับความลึกเกินกว่า 2.5 เมตร เป็นดินที่แข็งมาก โดยทั่วไปแล้ว เสาเข็มธรรมดาจะไม่สามารถตอกทะลุชั้นดินนี้ได้แต่เสาเข็มเหล็กขนาดเล็กสามารถกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก จนกระทั่งถึงความลึกที่ต้องการหรือจนกระทั่งเกิดการครากของเสาเข็ม พฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกดและแนวทางการออกแบบเสาเข็มเหล็กขนาดเล็กในชั้นดินแข็งมากยังไม่ปรากฏการศึกษามากนัก

### 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1) เพื่อศึกษาลักษณะทางวิศวกรรมของดิน ได้แก่ การอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ลักษณะความเค้น - ความเครียด - กำลังต้านทานแรงเฉือน (stress-strain-shear)

strength characteristics) และประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (undrained shear strength,  $S_u$ ) จากอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (overconsolidation ratio,  $OCR$ ) และค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (standard penetration number,  $N$ )

- 1.2.2) เพื่อตรวจสอบสาเหตุการวิบัติของอาคารสุรนิเวศ 9 และนำเสนอแนวทางการออกแบบเสาเข็มเหล็กเดี่ยวขนาดเล็ก สำหรับงานเสริมฐานรากอาคารให้เหมาะสมและมีประสิทธิภาพในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 1.1 รอยแตกร้าวที่ผนังของอาคารหอพักสุรนิเวศ 9



รูปที่ 1.2 รอยแตกร้าวตามผนัง ที่แสดงถึงอาคารวิบัติ ของอาคารเครื่องมือ 6/1

### 1.3 ขอบเขตของการวิจัย

ศึกษาลักษณะทางวิศวกรรมของดิน ซึ่งจะครอบคลุม กำลังต้านทานแรงเฉือน (shear strength) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน (shear stress) กับความเครียดเฉือน (shear strain) และการเปลี่ยนแปลงปริมาตรเมื่อน้ำหนักกระทำ การอัดตัวคายน้ำ (consolidation test) การรับแรงเฉือนตรง (direct shear test) และการรับแรงอัดสามแกน (triaxial test) ทั้งแบบไม่มีการระบายน้ำ (undrained) และมีการระบายน้ำ (drained) ขณะเฉือน ของดินตัวอย่างที่มีความลึก 5.0-6.0 เมตร ทำกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม (pile load test) เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำกับค่าตัวเลขทะเลลุมมาตรฐาน และสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าอัตราส่วนอัดตัวมากกว่าปกติ หลังจากนั้นนำข้อมูลลักษณะทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยวลัยลักษณ์เทคโนโลยีสุรนารี ร่วมกับข้อมูลระเบียบการทดสอบตัว ผลทดสอบการเจาะสำรวจ (boring log) และผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม มาทำตรวจสอบสาเหตุและแนวทางแก้ไขการวิบัติของอาคาร พร้อมทั้งนำเสนอแนวทางการออกแบบเสาเข็มเดี่ยว โดยวิธีสถิตศาสตร์และวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

### 1.4 ประโยชน์ที่ได้รับจากการวิจัย

ประโยชน์ที่ได้รับจากการทำวิจัย มีดังนี้

- 1.4.1) ทราบถึงลักษณะทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
- 1.4.2) ทราบถึงแนวทางการออกแบบเสาเข็มกุดเพื่อใช้ในการเสริมฐานรากอาคารที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน ที่แข็งถึงแข็งมาก



## บทที่ 2

### ปรัทัศนัวรรณกรรมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

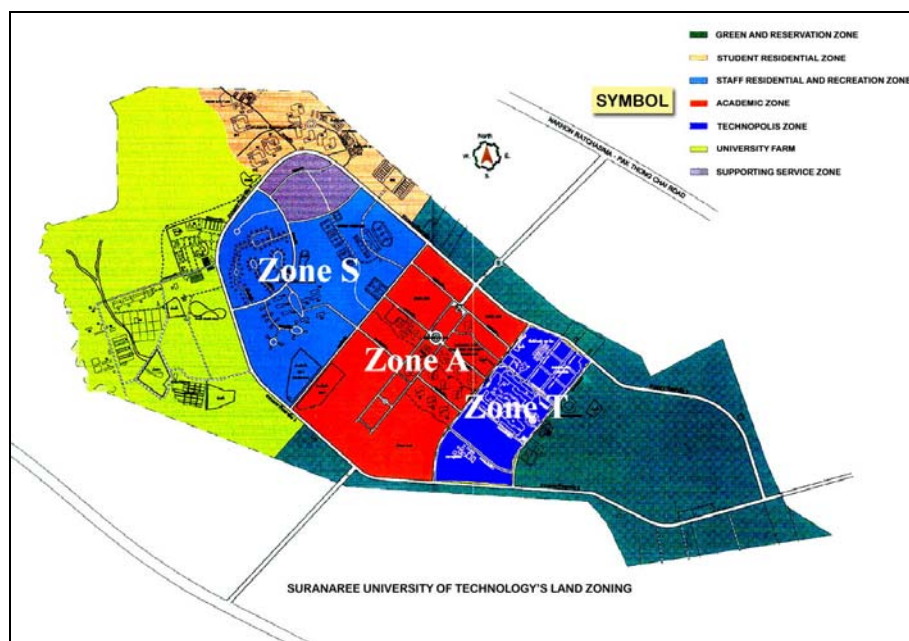
บทนี้กล่าวถึง ลักษณะทั่วไปของดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยี ลักษณะการอัดตัวคายน้ำ การจำแนกสถานะของดิน พฤติกรรมด้านความเค้น ความเครียด และกำลังต้านทานแรงเฉือนของ ดินเหนียว การประมาณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากแผ่ เทคนิคในการเสริมฐานราก และ การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม โดยวิธีสถิตศาสตร์

#### 2.1 ลักษณะทั่วไปของดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ดินที่พบในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ระดับความลึกประมาณ 4.0-10.0 เมตร เป็น ดินที่เกิดจากการผุพังในที่ (residual soil) ของหินโคลน (claystone) และเกิดเป็นชั้นดินที่มีดินเหนียว และดินตะกอนเป็นส่วนประกอบหลัก จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินภายในมหาวิทยาลัยฯ (สุขสันต์ และคณะ, 2546ก-2548) โดยแบ่งพื้นที่ที่เจาะสำรวจออกเป็น 3 โซน ดังรูปที่ 2.1 ได้แก่ โซน S : เขตที่พักอาศัยและนันทนาการ ครอบคลุมพื้นที่ 59,388 ตารางเมตร จำนวน 6 หลุมทดสอบ โซน A : เขตอาคารทำการและสำนักงาน ครอบคลุมพื้นที่ 51,868 ตารางเมตร จำนวน 3 หลุมทดสอบ และ โซน T : เขตเทคโนโลยี ครอบคลุมพื้นที่ 66,908 ตารางเมตร จำนวน 2 หลุมทดสอบ พบว่าดินภายใน มหาวิทยาลัย มีคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมใกล้เคียงกัน และสามารถสรุปได้ดัง ตารางที่ 2.1 จะเห็นได้ว่าชั้นดินภายในมหาวิทยาลัยเป็นชั้นดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงปาน กลางในช่วงความลึกประมาณ 0.0-2.5 เมตร จากระดับผิวดิน และชั้นดินที่ลึกลงไปมีกำลังต้านทาน แรงเฉือนที่สูงมาก

เนื่องจากดินบน (0.0-2.5) มีความแปรผันทั้งความหนา และคุณสมบัติทางวิศวกรรมค่อนข้างสูงแม้แต่ในบริเวณที่ใกล้กัน ในการสร้างอาคารจึงนิยมทำการขุดและถมดินก่อนการก่อสร้าง การทำเช่นนี้อาจทำให้ฐานรากของอาคารซึ่งเป็นฐานรากตื้น (shallow foundation) ตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกันส่งผลให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก การแก้ไข การทรุดตัวดังกล่าวกระทำโดยการเสริมฐานรากด้วยเสาเหล็ก ซึ่งติดตั้งโดยการกดลงไปชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก

แต่เนื่องจากในปัจจุบัน การศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมและแนวทางการออกแบบเสาเข็มเหล็กในชั้นดินแข็งมากเช่นนี้ยังไม่เป็นที่ปรากฏมากนัก



รูปที่ 2.1 โซนแบ่งพื้นที่เจาะสำรวจในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Depth	0.0-2.5 m	2.5-12.0 m
Specific gravity	2.60-2.65	2.65-2.70
Water content	20.0-24.0%	24.0-25.0%
Liquid limit , <i>LL</i>	30.0-36.0%	55.0-60.0%
Plastic limit, <i>PL</i>	15.0-20.0%	20.0-25.0%
Plasticity index , <i>PI</i>	15.0-20.0%	30.0-37.0%
SPT <i>N</i> -values	5-8	> 30
Soil classification (USCS)	SC	CH

## 2.2 การอัดตัวคายน้ำ และการจำแนกสถานะของดิน

กระบวนการอัดตัวคายน้ำ คือ กระบวนการลดปริมาตรของดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึม (permeability) ต่ำ (ปริมาตรของช่องว่างลดลง) อันเป็นผลจากการระบายน้ำ เมื่อความเค้นมีค่าเพิ่มขึ้น ความดันน้ำในโพรงซึ่งไม่สามารถระบายออกได้ทันทีจะมีค่าเพิ่มขึ้น ความดันที่เพิ่มขึ้นนี้เรียกว่า ความดันน้ำส่วนเกิน (excess pore pressure) เมื่อเวลาผ่านไปและน้ำเริ่มระบายออกจากโพรง

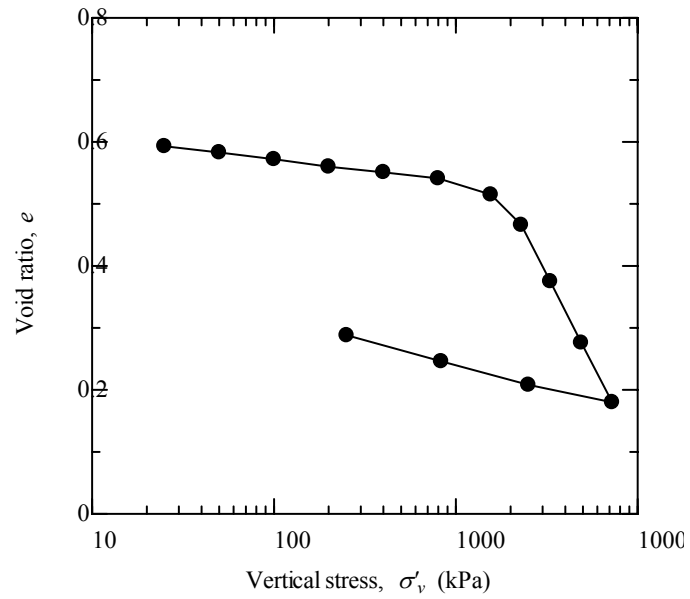
ความดันส่วนเกินจะมีค่าลดลงเรื่อยๆ การทรุดตัวจากการอัดตัวคายน้ำ (primary consolidation) จะสิ้นสุดเมื่อความดันส่วนเกินมีค่าเป็นศูนย์ กระบวนการอัดตัวคายน้ำจะเริ่มต้นใหม่อีกเมื่อความเค้นในดินมีค่าเพิ่มขึ้น

Terzaghi (1925) เสนอการหาคุณสมบัติการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติ การทดสอบนี้ใช้เครื่องมือการทดสอบการทรุดตัวของดิน (consolidometer หรือ oedometer) ซึ่งมีวงแหวนใส่ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร หนา 25.4 มิลลิเมตร ใช้การบรรทุกน้ำหนักโดยแขนบนคาน (lever arm) เพื่อเพิ่มน้ำหนัก และอ่านค่าการทรุดตัวจากมาตร (dial gauge) ตัวอย่างจะจมอยู่ใต้น้ำตลอดการทดสอบเพื่อให้ดินอิ่มตัวอยู่เสมอ การให้บรรทุกน้ำหนักแต่ละครั้งจะคงน้ำหนักไว้ 24 ชั่วโมง แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักใหม่อีกเท่าตัว และจดบันทึกต่อเนื่อง ณ จุดสิ้นสุดการทดสอบให้นำตัวอย่างไปหาค่าน้ำหนักแห้งเพื่อคำนวณหาอัตราส่วนโพรง ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำทำได้โดยการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $e$  กับ  $(\log) \sigma'_v$  ดังรูปที่ 2.2 เมื่อ  $e$  คืออัตราส่วนโพรง และ  $\sigma'_v$  คือความเค้นประสิทธิผล

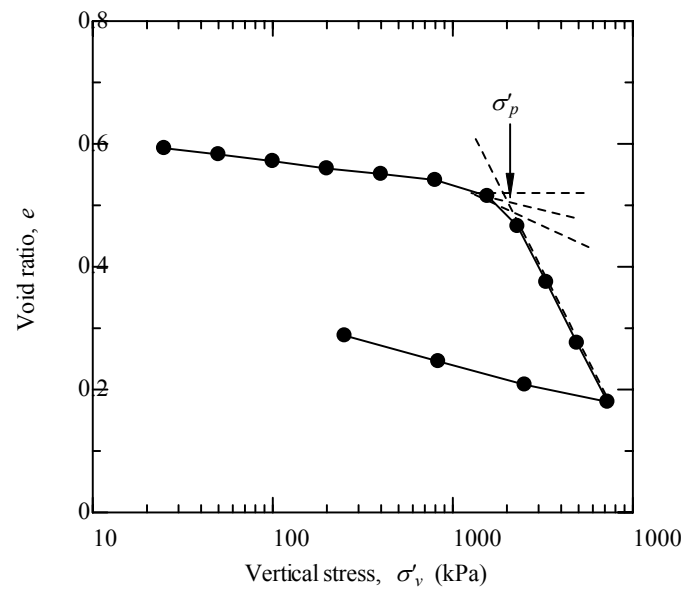
จากการศึกษาในอดีต (Roscoe and Poorooshash, 1963; Henkel and Sowa, 1963; Wroth and Loudon, 1967; Roscoe and Burland, 1968; Balasubramaniam, 1973 and 1975; Parry and Nadardjah, 1973; Yudhbir and Naradarajah, 1974; Pender, 1977; Mitachi and Kitago, 1979; Mayne and Swanson, 1981; and Atkinson et al., 1990) สถานะของดินสามารถจำแนกออกเป็น 2 ประเภทขึ้นอยู่กับสถานะของความเค้น (state of stress) ดังนี้

- 1) ดินเหนียวอัดตัวปกติ (normally consolidated clay) คือดินที่มีค่าความเค้นกดทับในปัจจุบัน (overburden pressure) เท่ากับความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต (maximum past pressure)
- 2) ดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (overconsolidated clay) คือดินที่มีค่าความเค้นกดทับในปัจจุบันน้อยกว่าความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต

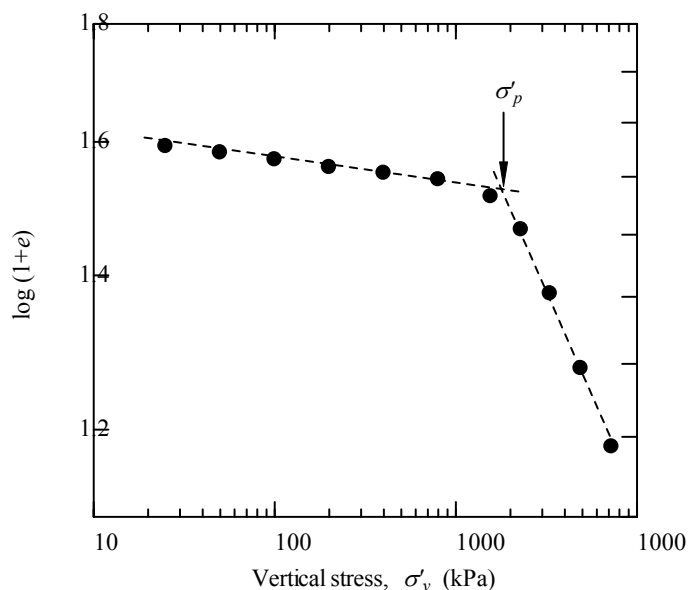
การหาความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีตสามารถหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log \sigma'_v$  ดังรูปที่ 2.3 (Casagrande, 1936) นอกจากนี้ Sridharan et al. (1991) ได้เสนออีกวิธีหนึ่งซึ่งทำได้ง่ายและละเอียดมากกว่า โดยการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง  $\log(1+e)$  กับ  $\log \sigma'_v$  จุดตัดระหว่างเส้นตรงสองเส้นที่ลากจากส่วนแรกและส่วนหลังของความสัมพันธ์นี้ ถูกนิยามว่าเป็นความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีตดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log \sigma'_v$  ของดินเหนียวคงสภาพ



รูปที่ 2.3 การหาความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต วิธีของ Casagrande (1936)

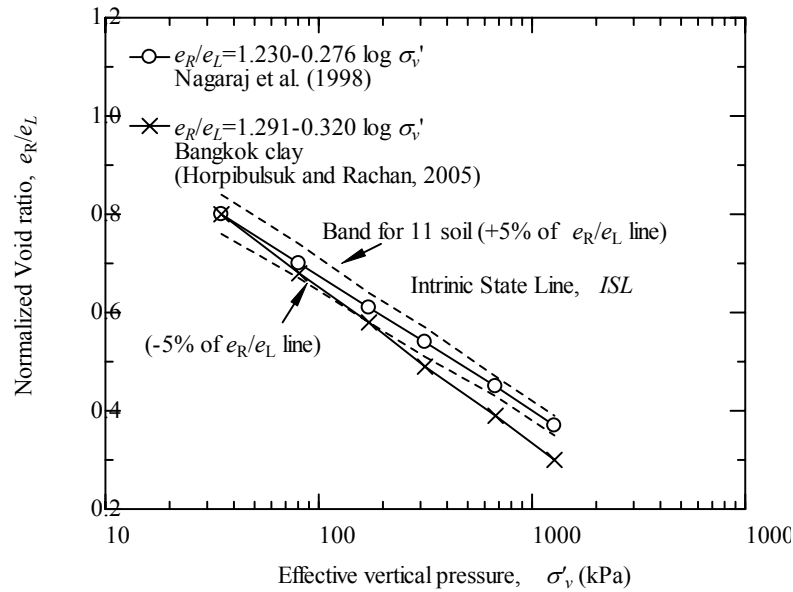


รูปที่ 2.4 การหาความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต วิธีของ Sridraran et al. (1991)

Nagaraj and Srinivasa Murthy (1986) และ Nagaraj et al. (1994) ทำการวิเคราะห์การอัดตัวของดินเหนียวปั้นใหม่ (remolded clays) ซึ่งสร้างขึ้นโดยการนำดินเหนียวธรรมชาติมาปั่นรวมกับน้ำจนเป็นของเหลวที่มีปริมาณความชื้นประมาณ 1-1.5 เท่าของขีดจำกัดเหลว และทำการขึ้นรูปด้วยการให้น้ำหนักกดทับในแนวตั้ง พวกเขาพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรง (void ratio) และลอการิทึมของความเค้นในแนวตั้ง ของดินเหนียวปั้นใหม่จะเป็นเส้นตรงที่ความชันขึ้นอยู่กับประเภทของดิน ความสัมพันธ์นี้สามารถทำให้เป็นความสัมพันธ์ทั่วไปได้โดยอาศัยอัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว ความสัมพันธ์ทั่วไปนี้สามารถแสดงได้ดังสมการที่ (2.1) จากผลการศึกษาดินเหนียว 11 ชนิดโดย Nagaraj et al. (1994) จะได้  $a$  และ  $b$  มีค่าเท่ากับ 1.23 และ 0.276 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.5

$$\frac{e_R}{e_L} = a - b \log \sigma'_v \quad (2.1)$$

เมื่อ  $e_R$  คืออัตราส่วนโพรงของดินเหนียวปั้นใหม่ที่ความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล ( $\sigma'_v$ ) ใดๆ และ  $e_L$  คืออัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว (ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $mG_s$ )



รูปที่ 2.5 เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสาน  
(Nagaraj et al., 1994; Rachan and Horpibulsuk, 2005)

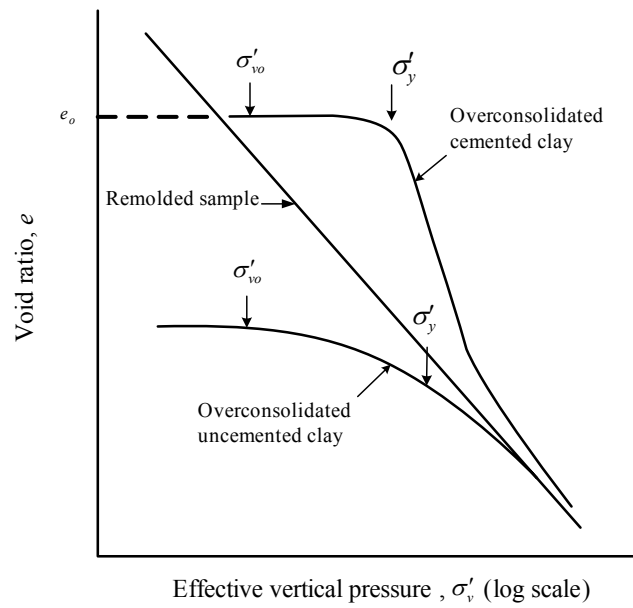
สมการทั่วไปนี้เรียกว่าเส้นสถานะเนื้อแท้ (Intrinsic State Line, *ISL*) การที่อัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลวสามารถใช้สร้างความสัมพันธ์ทั่วไปได้ เนื่องจากขีดจำกัดเหลวเป็นคุณสมบัติเฉพาะของดินแต่ละชนิด และสามารถสะท้อนถึงปฏิกิริยาทางกายภาพและเคมี (physico-chemical) ที่มีอยู่ในดิน จากสมการที่ (2.1) เราสามารถวาดเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานทุกชนิด เมื่อทราบค่าขีดจำกัดเหลว ความชันของกราฟมีค่าเท่ากับ  $be_L$  สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ Horpibulsuk and Rachan (2005) แสดงให้เห็นว่า  $a$  และ  $b$  มีค่าเท่ากับ 1.230 และ 0.276 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.5

สุขสันต์ และ รุ่งลาวัลย์ (2548) ได้เสนอวิธีการจำแนกสถานะของดินเหนียวโดยอาศัยเส้นสถานะเนื้อแท้และสถานะความเค้น (state of stress) ออกเป็น 3 กลุ่ม ดังนี้

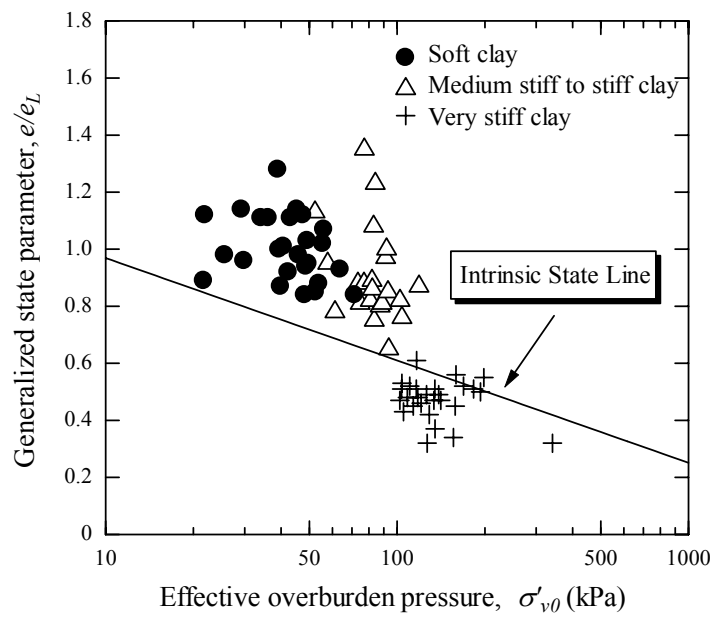
- 1) ดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติ (normally consolidated uncemented clay) ถ้าพิกัด  $(\frac{e}{e_L}, \sigma'_{v0})$  อยู่บนเส้นสถานะเนื้อแท้ ดินนี้จัดว่าเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติ (normally consolidated uncemented clay) ไม่มีผลของพันธะเชื่อมประสานต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม (ลักษณะทางวิศวกรรมของดินเหนียวถูกควบคุมโดยแร่ดินเหนียวและสารละลายในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน)

- 2) ดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ (overconsolidated uncemented clay) และดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ (overconsolidated cemented clay) ถ้าพิกัด  $(\frac{e}{e_L}, \sigma'_{vo})$  อยู่ด้านล่างของเส้นสถานะเนื้อแท้ ดินนี้จัดเป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ แต่อาจเป็นไปได้ทั้งดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติหรือดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ สถานะทั้งสองนี้จะถูกแยกได้โดยการพิจารณาลักษณะการอัดตัวคายน้ำ กล่าวคือเมื่อทำการวาดเส้นการอัดตัวคายน้ำ  $(e - \log \sigma'_v)$  ของดินคงสภาพและดินเหนียวปั้นใหม่ แล้วพบว่าเส้นการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังความเค้นคราก (yield stress) ของดินเหนียวคงสภาพเป็นเส้นเดียวกับดินเหนียวปั้นใหม่ ดินชนิดนี้จัดว่าเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ แต่ถ้า  $(e, \log \sigma'_v)$  ของดินเหนียวคงสภาพเคลื่อนตัวไปทางขวามือของ  $(e, \log \sigma'_v)$  ของดินเหนียวปั้นใหม่แสดงว่าดินเหนียวตัวอย่างนี้เป็นดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ ดังแสดงในรูปที่ 2.6
- 3) ดินเหนียวพันธะเชื่อมประสาน Meta-stable (Meta-stable cemented clay) ถ้าพิกัด  $(\frac{e}{e_L}, \sigma'_{vo})$  อยู่ด้านบนของเส้นสถานะเนื้อแท้ ดินชนิดนี้จะเป็นดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานธรรมชาติ Meta-stable เนื่องจากดินจะเสถียรที่ปริมาณความชื้นสูงกว่าสถานะเนื้อแท้ ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมคือพันธะเชื่อมประสาน ซึ่งเป็นปัจจัยที่มีอิทธิพลมากกว่าผลของประวัติความเค้น (stress history) และอายุการทับถมของดิน

รูปที่ 2.7 (a) แสดงการจำแนกดินเหนียวกรุงเทพโดยอาศัยเส้นสถานะเนื้อแท้และสถานะความเค้น Horpibulsuk and Rachan (2005) สรุปได้ว่า ดินเหนียวกรุงเทพอ่อนถึงดินเหนียวแข็งสามารถเสถียรอยู่เหนือเส้นสถานะเนื้อแท้ ดังนั้น ดินเหนียวกรุงเทพอ่อนถึงดินเหนียวแข็งจัดเป็นดินเหนียวพันธะเชื่อมประสาน Meta-stable (กลุ่มที่ 3) ส่วนดินเหนียวกรุงเทพแข็งมากจะเสถียรอยู่ใต้เส้นสถานะเนื้อแท้ (จัดอยู่ในกลุ่มที่ 2) จากการพิจารณาลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินประเภทนี้ ทำให้ทราบว่าดินเหนียวประเภทนี้เป็นดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ เนื่องจากกราฟ  $(e, \log \sigma'_v)$  ของดินเหนียวคงสภาพเคลื่อนไปทางขวามือของดินเหนียวปั้นใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 2.7 (b)

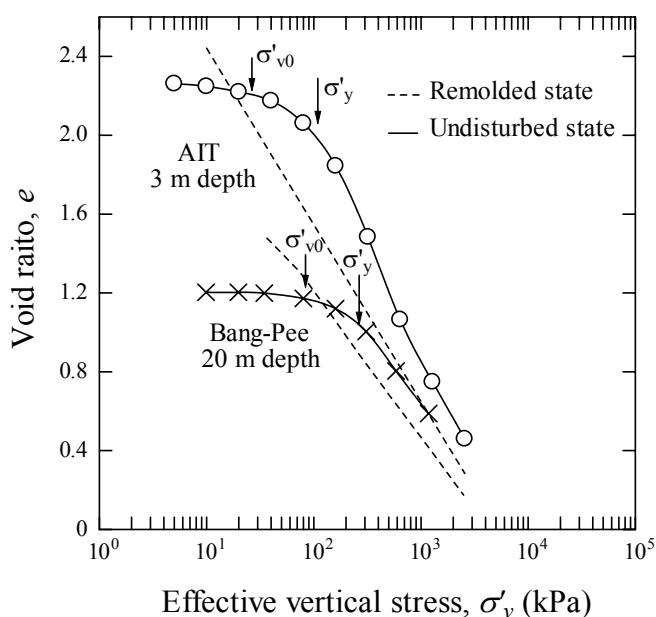


รูปที่ 2.6 ลักษณะของเส้นอัดตัวคายน้ำของดินไร้พันธะเชื่อมประสานและดินพันธะเชื่อมประสาน



รูปที่ 2.7 (a) การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพฯ (Horpibulsuk and Rachan, 2005)





รูปที่ 2.7 (b) การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพฯ (Horpibulsuk and Rachan, 2005)

เพื่อจำแนกดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ว่าเป็นดินเหนียวที่มีพันธะเชื่อมประสาน หรือเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสาน ผู้วิจัยจำแนกโดยใช้หลักการของ Nagaraj and Srinivasa Murthy (1986) และ Nagaraj et al. (1994) ร่วมกับสุขสันต์ และ รุ่งลาวัลย์ (2548)

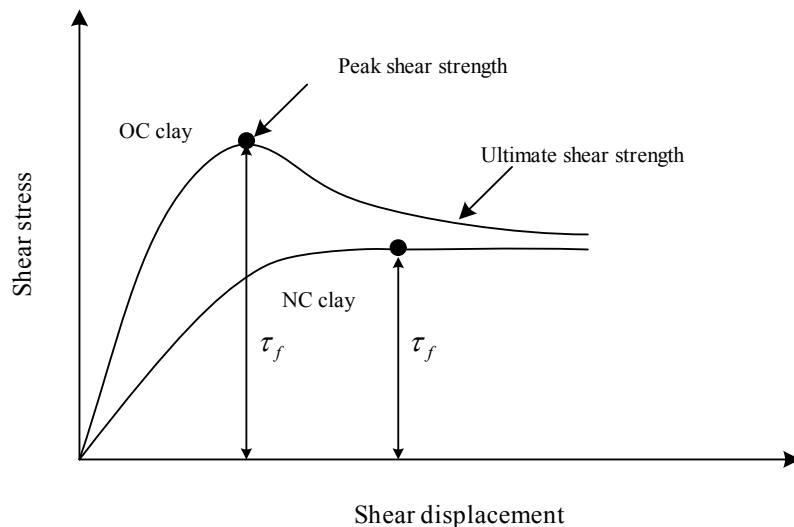
## 2.3 ความเค้น ความเครียด และกำลังต้านทานแรงเฉือน

การหาลำกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในห้องปฏิบัติการมีหลายวิธีด้วยกัน ซึ่งได้แก่ การทดสอบแรงเฉือนตรง (direct shear test) การทดสอบแรงอัดสามแกน (triaxial test) การทดสอบแรงอัดแกนเดียว (unconfined compression test) ผลทดสอบสามารถในรูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน (shear stress) กับความเครียดเฉือน (shear strain) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเฉือน และขอบเขตความแข็งแรงของดิน (failure envelope) ผลทดสอบสรุปได้ดังนี้

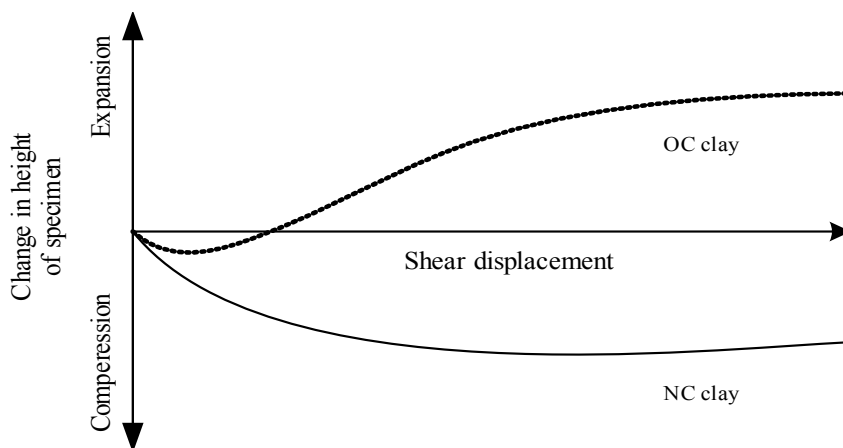
### 2.3.1 การทดสอบแรงเฉือนตรง

การทดสอบจะวัดแรงต้านของตัวอย่างต่อแรงเฉือนที่กระทำแล้วคำนวณเป็นกำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยปกติจะเขียนแรงเฉือนในแกนตั้ง และการเคลื่อนตัวตามแนวเฉือน (shear displacement) ในแกนนอน ดังรูปที่ 2.8 ผลการเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเกิดการเฉือนตัวอย่างดิน โดยแสดงการทรุดตัว (หรือขยายตัว) ในแกนตั้งและการเคลื่อนตัวตามแนวเฉือนในแกนนอน ดังรูป

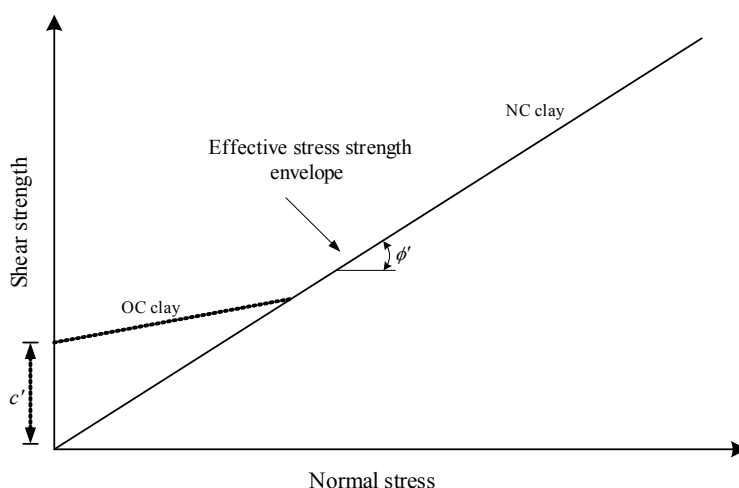
ที่ 2.9 กำลังต้านแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นเมื่อความเค้นตั้งฉากสูงขึ้น และเมื่อนำค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนมาพล็อตคู่กับความเค้นตั้งฉากที่ระนาบวิบัติจะได้พารามิเตอร์ของกำลังแรงเฉือน และขอบเขตความแข็งแรง ดังรูปที่ 2.10 สำหรับดินอัดตัวปกติ ขอบเขตความแข็งแรงจะเป็นเส้นตรงผ่านจุดศูนย์กลาง ในขณะที่ ดินอัดตัวมากกว่าปกติขอบเขตความแข็งแรงเป็นเส้นตรงที่มีความชันน้อยกว่าดินอัดตัวปกติ และมีค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำ  $c'$  ที่มากกว่าศูนย์



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน – การเคลื่อนตัวตามแนวเฉือน

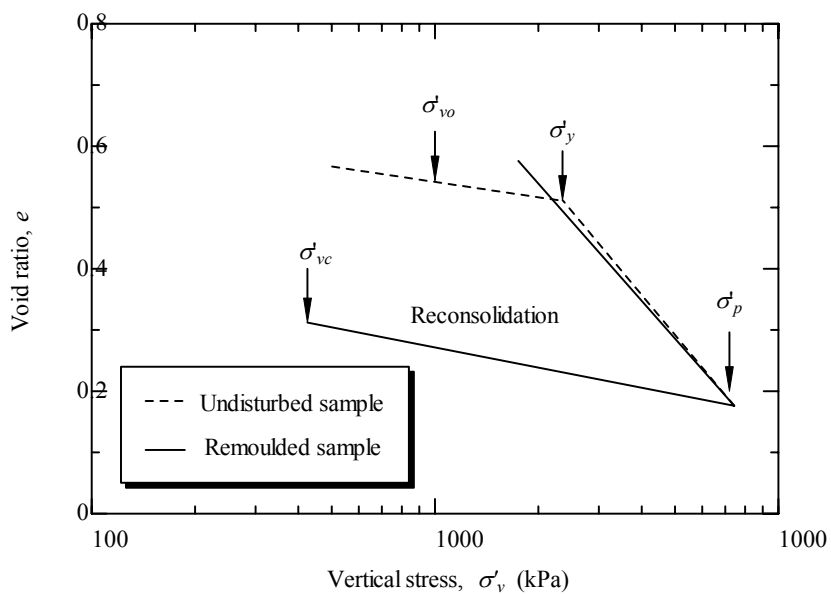


รูปที่ 2.9 การเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเกิดการเฉือน- การเคลื่อนตัวตามแนวเฉือน

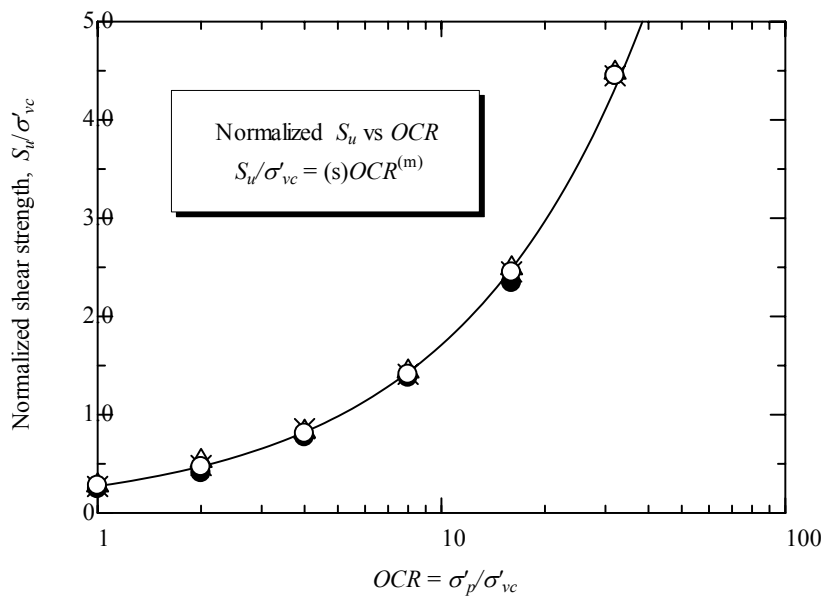


รูปที่ 2.10 การหาค่าพารามิเตอร์ของกำลังแรงเฉือน และขอบเขตความแข็งแรง

ผลทดสอบแรงเฉือนตรงสามารถใช้ในการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำด้วยวิธีของ SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) (Ladd and Foott, 1974) วิธีดังกล่าวมีความสัมพันธ์อยู่ในรูป  $S_u / \sigma'_{vc} = (s)OCR^m$  (Jamiolkowski et al., 1985) วิธีของ SHANSEP ใช้ได้เฉพาะกับดินที่มีพฤติกรรมด้านแรงเฉือนที่สามารถ Normalized ได้เท่านั้น Schmertmann (1955) และ Ladd and Foott (1974) อธิบายว่าดินที่มีพฤติกรรม Normalized ได้ควรเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติ และดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ ดินดังกล่าวเส้นการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังความเค้นคราก (yield pressure,  $\sigma'_y$ ) ของดินเหนียวคงสภาพจะเป็นเส้นเดียวกันกับดินเหนียวปั้นใหม่ ดังรูปที่ 2.11 หลักการของ SHANSEP มีพื้นฐานว่า ค่า OCR ได้จากการอัดตัวคายน้ำในสภาพ  $K_o$  โดยให้ความเค้นกดทับประสิทธิผลสูงสุดที่เคยกดทับในห้องทดลอง (maximum past pressure,  $\sigma'_p$ ) มากกว่าความเค้นคราก ( $\sigma'_y$ ) Schmertmann (1955) และ Ladd and Foott (1974) แนะนำให้ใช้  $\sigma'_p \approx (1.5-2) \sigma'_y$  หลังจากนั้นจึงลดหน่วยแรงประสิทธิผลลงไปที่  $\sigma'_{vc}$  เพื่อให้ได้ OCR ที่ต้องการแล้วจึงทำการทดสอบ คำนวณ OCR จาก  $\sigma'_p / \sigma'_{vc}$  โดยสมมติว่าดินมีพฤติกรรมที่ Normalized ได้ ทั้งดินในสนาม และดินตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ หากดินตัวอย่างมีค่า OCR เท่ากัน ถึงจะมีสถานะความเค้นต่างกันในช่วงก่อนและหลังความเค้นคราก ดินตัวอย่างจะมีค่า  $S_u / \sigma'_{vc}$  ใกล้เคียงกัน จากการศึกษาในอดีต (Ladd and Foott, 1974) พบว่า อัตราส่วน  $S_u / \sigma'_{vc}$  จะแปรผันตาม OCR เพียงอย่างเดียว ดังแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.11 หลักการของวิธี SHANSEP (Ladd and Foott, 1974)

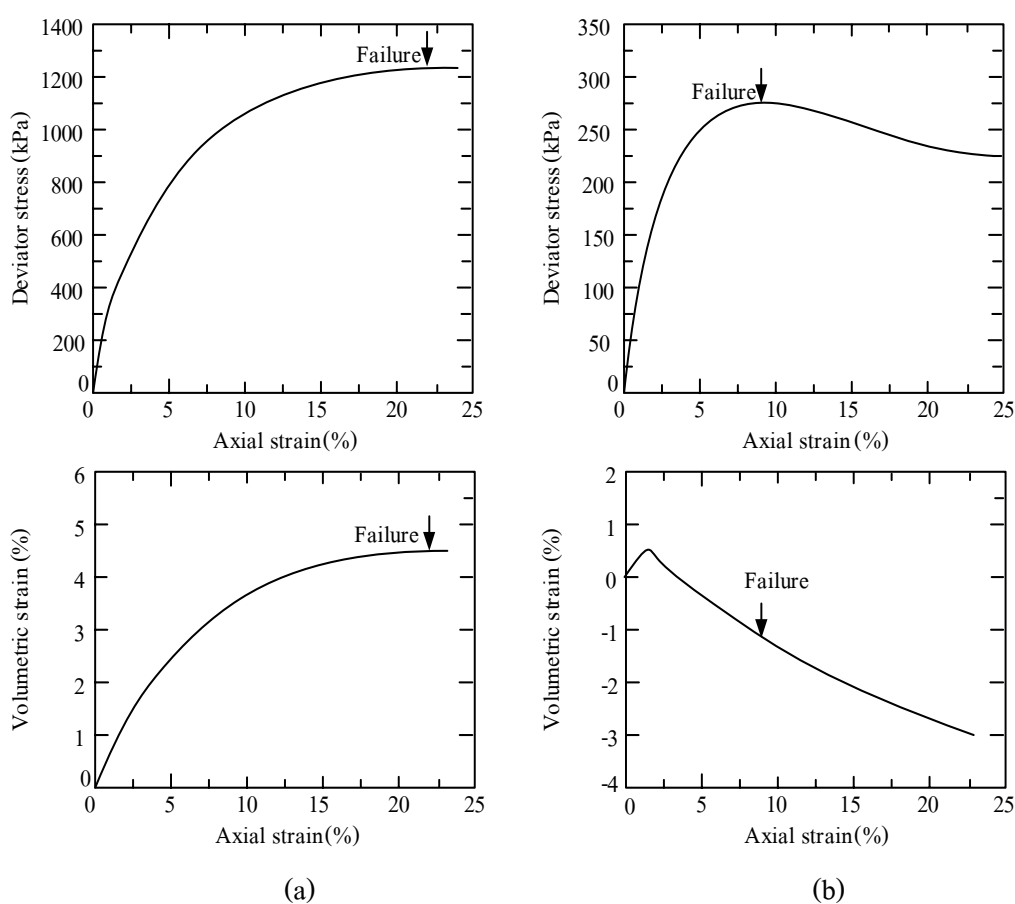


รูปที่ 2.12 การ Normalization ของดินไร้พันธะเชื่อมประสาน

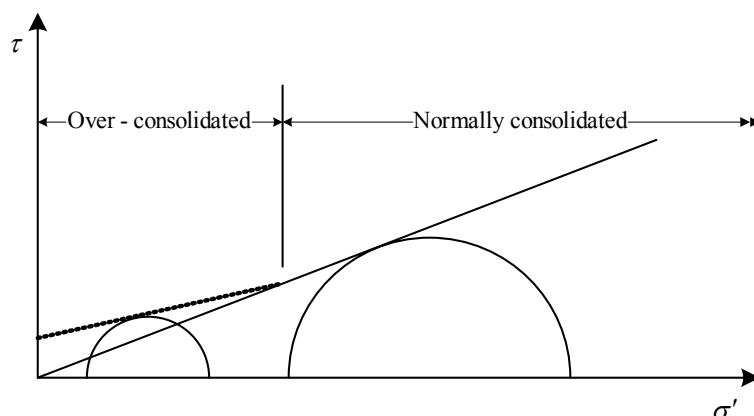
**2.3.2 การทดสอบแรงอัดสามแกน**

การทดสอบแรงอัดสามแกนแบ่งตามสภาพของการอัดตัวคายน้ำและการระบายน้ำขณะเนื้อได้ดังนี้

1) การทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ (isotropically consolidated drained triaxial, CIDC test) ผลของการทดสอบนี้นำเสนอในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress) และความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain) และขอบเขตความแข็งแรง แสดงดังในรูปที่ 2.13 และ 2.14 ตามลำดับ สำหรับดินอัดตัวปกติ ขอบเขตความแข็งแรงจะเป็นเส้นตรงผ่านจุดศูนย์กลาง ในขณะที่ ดินอัดตัวมากกว่าปกติจะแสดงขอบเขตความแข็งแรงเป็นเส้นตรงที่มีความชันน้อยกว่าดินอัดตัวปกติ และมีค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำ ( $c'$ ) ที่มากกว่าศูนย์

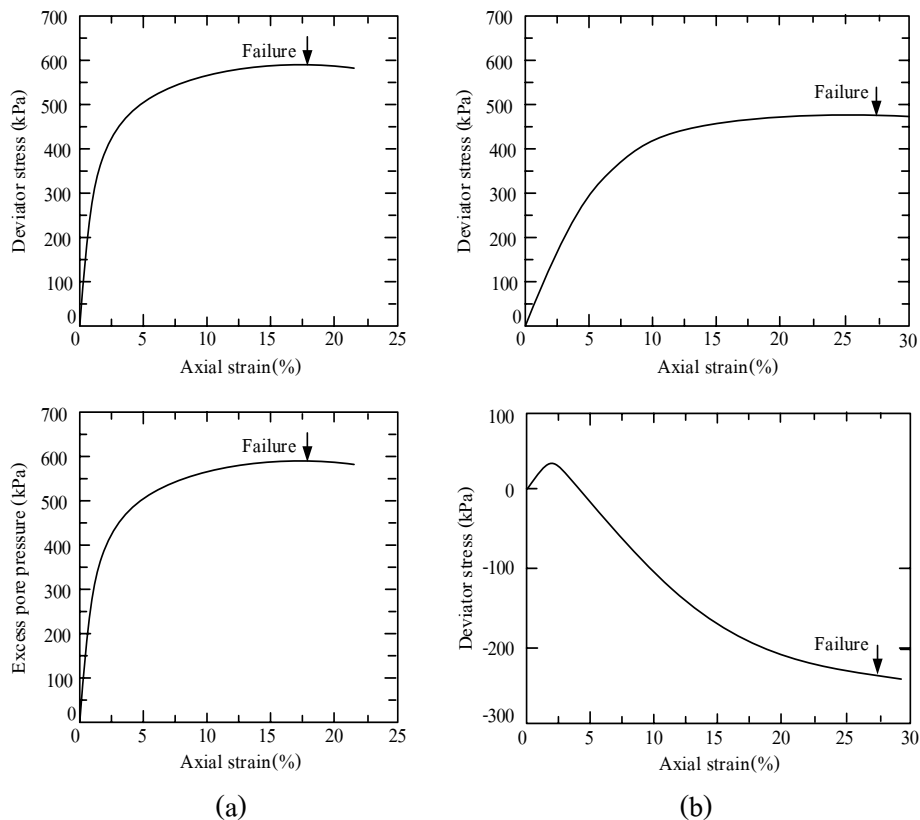


รูปที่ 2.13 ผลทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ ของ (a) ดินอัดตัวปกติ และ (b) ดินอัดตัวมากกว่าปกติ

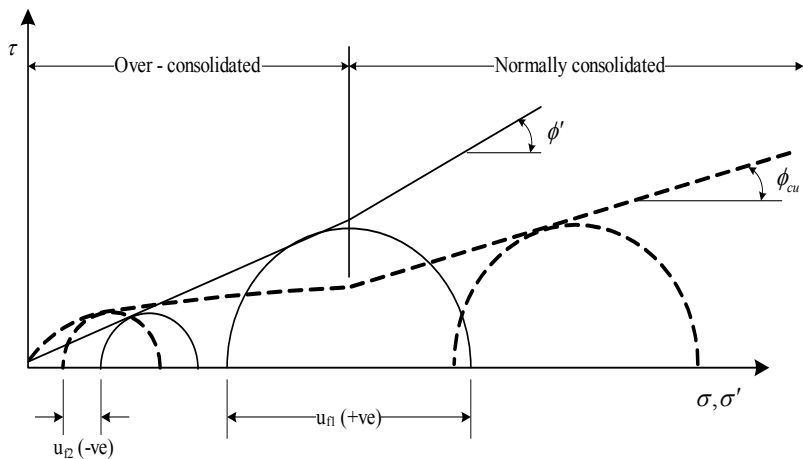


รูปที่ 2.14 ขอบเขตความแข็งแรงที่ได้จากการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและการระบายน้ำ

2) การทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำ (isotropically consolidated undrained triaxial, CIUC Test) การทดสอบแบบนี้ เป็นการจำลองสภาพการก่อสร้างที่รวดเร็วบนฐานรากดินเหนียว ความดันน้ำส่วนเกินที่เพิ่มขึ้นในขณะก่อสร้างก่อให้เกิดการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน และความดันน้ำส่วนเกิน (excess pore pressure) และผลการทดสอบแสดงในรูปขอบเขตความแข็งแรงประสิทธิภาพและรวม (effective and total stress envelopes) ดังรูปที่ 2.15 และ 2.16 ตามลำดับ รูปที่ 2.16 แสดงให้เห็นว่าขอบเขตความแข็งแรงรวมไม่เป็นเส้นตรงในช่วงที่ดินอยู่ในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ ส่วนขอบเขตความแข็งแรงประสิทธิภาพเป็นเส้นตรง และมีค่าหน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิภาพที่มากกว่าศูนย์ กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินอัดตัวปกติขึ้นอยู่กับอัตราส่วนโพรงก่อนเหนือนเพียงอย่างเดียว สำหรับดินที่เหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ การแตกสลายของกลุ่มเม็ดดิน (dismembering of cluster) ก่อให้เกิดหน่วยแรงเหนี่ยวนำที่มากกว่าศูนย์



รูปที่ 2.15 ผลทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ  
 (a) ดินอัดตัวปกติ (b) ดินอัดตัวมากกว่าปกติ



รูปที่ 2.16 ขอบเขตความแข็งแรงที่ได้จากการทดสอบที่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ

### 2.3.3 แบบจำลองดิน

การทดสอบแรงอัดสามแกนนอกจากจะให้กำลังต้านทานแรงเฉือนแล้ว ยังหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ซึ่งผลทดสอบจะแสดงในรูปของ Cambridge stress path (Roscoe et al., 1958) ความเค้นเบี่ยงเบน (deviator stress,  $q$ ) ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress,  $p'$ ) ความเครียดเฉือนบนระนาบวิบัติ (shear strain,  $\varepsilon_s$ ) และความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain,  $\varepsilon_v$ ) คำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.2)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.5)$$

เมื่อ  $\sigma'_1$  คือความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผล  $\sigma'_3$  คือความเค้นในแนวนอนประสิทธิผล  $\varepsilon_1$  คือความเครียดตามแนวแกน และ  $\varepsilon_3$  คือความเครียดตามแนวนอน และเพื่อให้กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองมีความถูกต้อง Bishop and Henkel (1964) เสนอสมการปรับแก้พื้นที่หน้าตัด ดังนี้

$$A_c = A_o \left\langle \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_o}}{1 - \frac{\Delta L}{L_o}} \right\rangle \quad (2.6)$$

เมื่อ  $A_c$  คือพื้นที่หน้าตัดปรับแก้  $A_o$  คือพื้นที่หน้าตัดเริ่มต้น  $V, L$  คือปริมาตรและความยาวของดินตัวอย่างเริ่มต้น ตามลำดับ และ  $\Delta V, \Delta L$  คือปริมาตรและความยาวที่เปลี่ยนแปลงของดินตัวอย่างในขณะทดสอบ ตามลำดับ

แบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam Clay เสนอโดย Schofield and Wroth (1986) และ Britto and Gunn (1987) ตามลำดับ แบบจำลองทั้งสองเป็นแบบจำลอง Elastic-plastic

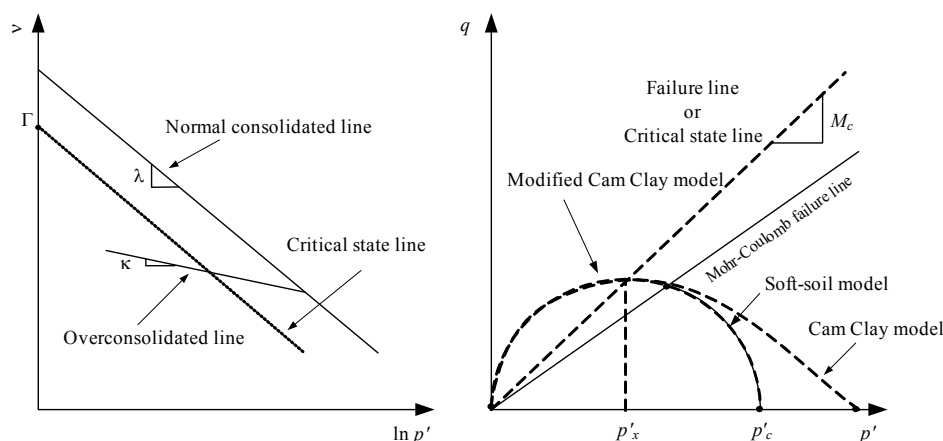


และ Strain-hardening สมการพื้นฐานสำหรับ Yield surface เป็นวงรี (ellipse) ดังสมการที่ (2.7) และ (2.8) สำหรับแบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam Clay ตามลำดับ รูปแบบพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองแสดงในรูปที่ 2.17 และตารางที่ 2.2

$$q - Mp' \ln(p'_c / p') = 0 \tag{2.7}$$

$$p^2 + \frac{q^2}{M^2} - p'p'_c = 0 \tag{2.8}$$

เมื่อ  $p'_c$  คือความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต หรือเป็นจุดเริ่มต้นของ Yield surface ดังแสดงในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 พารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน (soil model)

แบบจำลอง Soft Soil ถูกเสนอโดย Stolle et al. (1997) เป็นแบบจำลองดินที่มีพื้นฐานมาจากแบบจำลอง Modified Cam Clay ความเครียดเชิงปริมาตร (volumetric strain,  $\epsilon_v$ ) ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress,  $p'$ ) ของแบบจำลองสมมติว่ามีความสัมพันธ์ดังสมการที่ (2.9) และ (2.10) สำหรับช่วงการอัดตัว (virgin compression) และการคืนตัว (unloading หรือ reloading) ตามลำดับ

$$\epsilon_v - \epsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \tag{2.9}$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left( \frac{p'}{p^0} \right) \quad (2.10)$$

เมื่อ  $\lambda^*$  และ  $\kappa^*$  คือ Modified compression index และ Modified swelling index ตามลำดับ  $\lambda^*$  และ  $\kappa^*$  กำหนดได้จาก  $\lambda$  และ  $\kappa$  ที่เสนอโดย Burland (1965) ดังนี้

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (2.11)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (2.12)$$

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam Clay

Symbol	Parameters	Relationship
OCR	Overconsolidation ratio	$\frac{p'_c}{p'_o}$
$M_c$	The slope of critical state line	$\frac{q_f}{p'_f}$
$\Gamma$	The specific volume at theoretical state when the pressure $p' = 1$	$e_o + (\lambda - \kappa) \ln \frac{p'_c}{2} + \kappa \ln p'_o$
$\kappa$	The slope of over-consolidated line (OC line)	$\frac{ \Delta e }{\Delta(\ln p')}$
$\lambda$	The slope of normally consolidated (NC line)	$\frac{ \Delta e }{\Delta(\ln p')}$
$\nu$	The soil specific volume	$1 + e$

สมการฟังก์ชันคราก (yield function) และรูปร่างของผิวคราก (yield surface) ของแบบจำลองดิน Soft Soil ในสภาวะความเค้นประสิทธิผลรอบด้านเท่ากันทุกทิศทาง แสดงดังสมการ

$$p'_c - p' - \left[ q^2 / M^2 (p' + c' \cot \phi') \right] = 0 \quad (2.13)$$

ในกรณีที่เกณฑ์กำหนดการวิบัติเท่ากัน ฟังก์ชันครากของแต่ละแบบจำลองจะแสดงเส้นทางความเค้นที่แตกต่างกัน ดังรูปที่ 2.17 หากทำการ Normalize ความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยด้วย Stress parameters,  $p'_e$  เมื่อ  $p'_e$  คือ Mean equivalent pressure (Roscoe and Burland, 1968) ซึ่งได้จากสมการที่ (2.14) จะได้ความสัมพันธ์ ( $q/p'_e, p/p'_e$ ) ซึ่งเป็นเอกภาพของดินแต่ละชนิด ดังแสดงในรูปที่ 2.18

$$p'_e = p'_o \exp\left(\frac{e_o - e}{\lambda}\right) \quad (2.14)$$

เกณฑ์กำหนดการวิบัติของแบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam Clay เป็นแบบ Modified von Mises ภายใต้อสมมติฐานว่า  $M$  คงที่ที่การวิบัติแบบอัดตัว (compression failure) และขยายตัว (extension failure) ส่วนแบบจำลอง Soft Soil เกณฑ์กำหนดการวิบัติของแบบจำลองเป็น Mohr-Coulomb failure ซึ่งขึ้นอยู่กับมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลซึ่งจะมีค่าคงที่ทั้งกรณีวิบัติแบบอัดตัวและขยายตัว เกณฑ์กำหนดการวิบัติทั้งสองแบบแสดงดังรูปที่ 2.19 พบว่าเกณฑ์กำหนดการวิบัติของจุดวิบัติแบบอัดตัวของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure เป็นจุดเดียวกัน (จุด 1, 2 และ 3) พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล (effective strength parameter,  $c', \phi'_{cs}$ ) สำหรับ Mohr-Coulomb Failure Criterion (Mohr, 1900) สามารถประมาณจากความสัมพันธ์ ( $q, p'$ ) ในทอมของจุดตัด  $q$  ( $q$  intersects,  $q_o$ ) และความชันของกราฟ  $M_c$  ดังสมการที่ (2.15) และ (2.16) ตามลำดับ

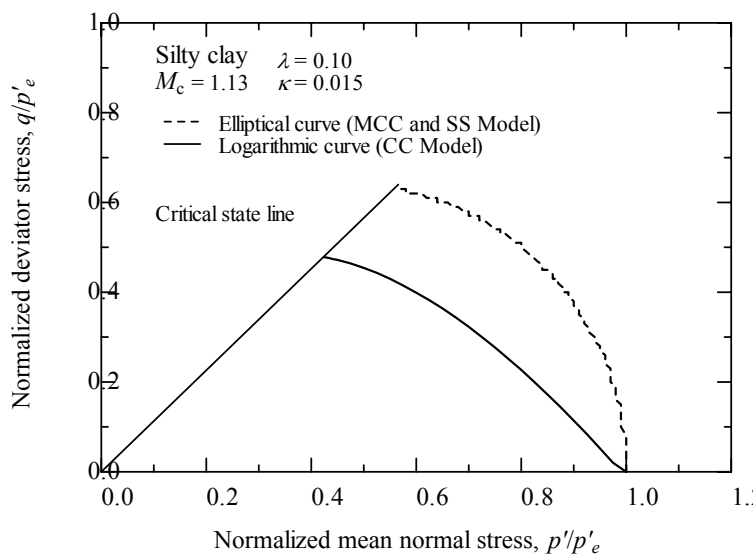
$$\sin \phi'_{cs} = \frac{3M_c}{6 + M_c} \quad (2.15)$$

$$c' = \frac{3 - \sin \phi'_{cs}}{6 \cos \phi'} q_o \quad (2.16)$$

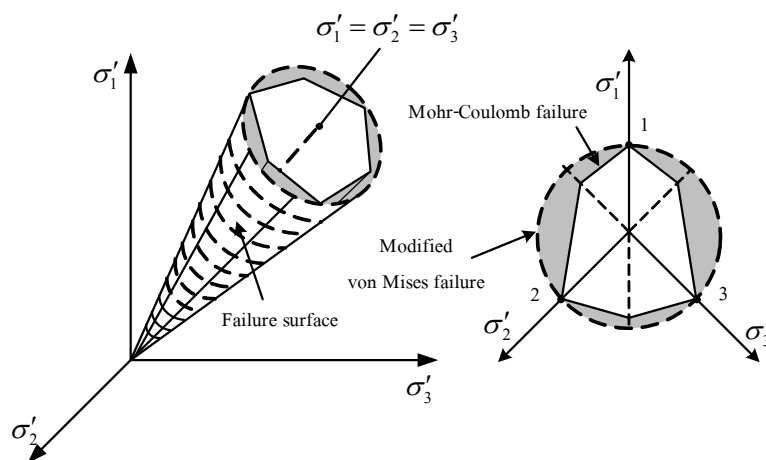
ดัชนีการอัดตัว ( $\lambda$ ) และ ดัชนีการคืนตัว ( $\kappa$ ) สามารถประมาณได้จากผลทดสอบการอัดตัวภายใต้ Oedometer ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงในสมการที่ (2.17) และ (2.18)

$$C_c = \lambda \ln(10) \quad (2.17)$$

$$C_s = \kappa \ln(10) \quad (2.18)$$



รูปที่ 2.18 Normalized เส้นทางการเดินของความเค้นของ Cam Clay, Modified Cam Clay และ Soft-Soil Model



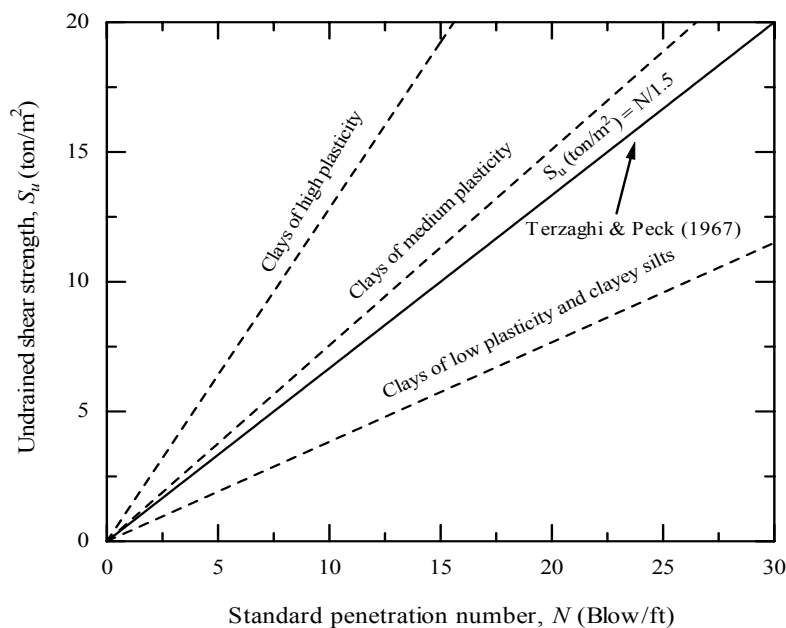
รูปที่ 2.19 เกณฑ์กำหนดการวิบัติของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure

### 2.3.4 การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจากการทดสอบตะลุดวงมาตรฐาน

ตัวเลขการตะลุดวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีความสัมพันธ์โดยตรงต่อกัน ตัวเลขตะลุดวงมาตรฐานยิ่งมากกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินย่อมสูงไปด้วย ในกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำ การตอกกระบอกเก็บตัวอย่างลงในดินจะก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดินในสภาพไม่ระบายน้ำ ดังนั้นตัวเลขตะลุดวงมาตรฐานจึงมี

ความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำดังแสดงในรูปที่ 2.20 และตารางที่ 2.3

รูปที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) และตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน ( $N_{60}$ ) สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำซึ่งเป็นการสัมพันธ์ที่เสนอโดย Terzaghi and Peck, (1967) และ U.S. Navy, (1972) จะเห็นได้ว่าการสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานมีค่าแปรผันตามชนิดของดิน และความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้ในช่วงที่กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่า 20 ตันต่อตารางเมตร ดังนั้นเพื่อให้ได้กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำที่เหมาะสมกับชั้นดินเหนียวที่มีความแข็งแรงสูงเกินกว่าขอบเขตของความสัมพันธ์ที่ได้มีการสร้างไว้ จึงควรมีการปรับปรุงความสัมพันธ์ขึ้นมาใหม่



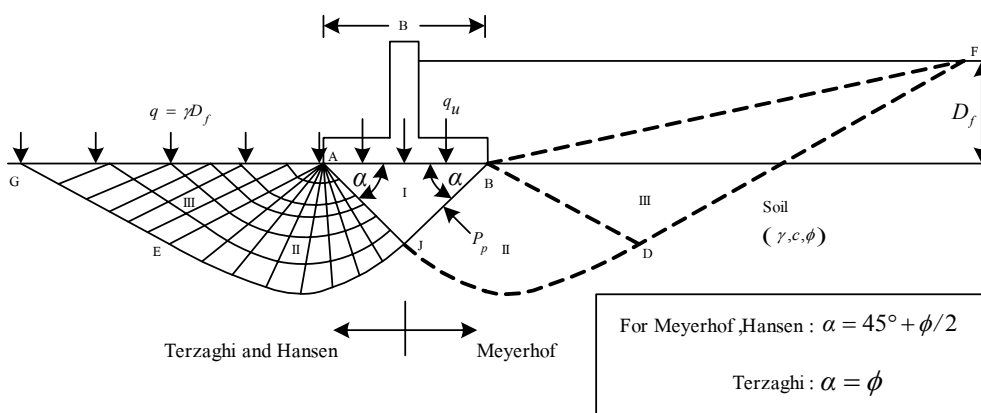
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (U.S. Navy, 1972)

ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $N$  และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ (Terzaghi and Peck, 1967)

ตัวเลขการทะลุทะลวงมาตรฐาน, $N$ (blows/ft)	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน, $S_u$ (ตันต่อตารางเมตร)
0 - 2	อ่อนมาก	0 - 1.2
2 - 5	อ่อน	1.2 - 2.5
5 - 10	แข็งปานกลาง	2.4 - 5.0
10 - 20	แข็ง	5.0 - 10.0
20 - 30	แข็งมาก	10.0 - 20.0
> 30	แข็งมากที่สุด	> 20.0

### 2.4 การประมาณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากแผ่

กำลังรับแรงแบกทานของดินขึ้นอยู่กับสมมติฐานของแบบจำลองการวิบัติของดิน Terzaghi (1943) เสนอแบบจำลองดังรูปที่ 2.21 ด้านซ้าย การวิบัติเป็นแบบ General shear ที่ระยะฝัง ( $D_f$ ) โซน I ( $\Delta ABJ$ ) คือ โซนยึดหยุ่น มุม  $\alpha$  มีค่าเท่ากับ  $\phi$  โซน II (AJE) และ (BJD) คือ โซนแรงเฉือนและโซน III ( $\Delta GEA$  และ  $\Delta BDF$ ) คือ โซนด้านรับของ Rankin เส้นโค้ง JD และ JE คือเส้นโค้งการวิบัติที่เป็นฟังก์ชันของลอการิทึม เส้น DF และ EG เป็นเส้นตรง AE, BD, EG และ DF ทำมุม  $45^\circ - \phi/2$  กับแนวนอน ระบายการวิบัติของ Terzaghi จะหยุดแค่ระดับฐานราก ( $D_f$ ) แต่แบบจำลองของ Meyerhof (1963) จะพิจารณาระบบการวิบัติขึ้นมาถึงชั้นดินถมเหนือระดับฐานรากด้วย ดังรูปที่ 2.21 ด้านขวา



รูปที่ 2.21 แบบจำลองกลไกการวิบัติสำหรับการวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทาน (Bowles, 1988)

จากแบบจำลองกลไกการวิบัติดังรูปที่ 2.21 Terzaghi (1943) ได้เสนอสมการกำลังรับแรงแบกทาน โดยพัฒนาสมการจากงานวิจัยของ Prandtl (1921) และอาศัยทฤษฎีการวิบัติแบบพลาสติก (plastic failure theory) มาใช้วิเคราะห์การเลื่อนทะลุของวัสดุแข็งผ่านวัสดุอ่อน แบบจำลองของ Terzaghi (1943) เป็นฐานรากแถบ (strip footing) ที่มีความยาวต่อความกว้างมากกว่า 5 เท่า และพิจารณาฐานรากเป็นฐานรากตื้น เมื่อระยะฝัง ( $D_f$ ) มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับความกว้าง ( $B$ ) สมการทั่วไปสำหรับคำนวณกำลังรับแรงแบกทานประลัย คือ

$$q_u = cN_c\lambda_c + qN_q\lambda_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_\gamma \quad (2.19)$$

เมื่อ  $N_c, N_q, N_\gamma$  คือ ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor) คำนวณได้จากสมการที่ (2.20-2.22)

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad (2.20)$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{270-\phi}{180}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45^\circ + \phi/2\right)} \quad (2.21)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{3\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi+33^\circ}{2}\right)}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (2.22)$$

เมื่อ  $B$  คือความกว้างสำหรับฐานรากแถบและสี่เหลี่ยมจัตุรัสหรือเส้นผ่านศูนย์กลางสำหรับฐานรากวงกลม  $L$  คือความยาวสำหรับฐานรากแถบและสี่เหลี่ยมจัตุรัส  $\gamma$  คือหน่วยน้ำหนักของดิน  $c$  คือหน่วยแรงเหนี่ยวนา (cohesion) ของดินใต้ฐานราก  $\phi$  คือมุมเสียดทานภายในของดินใต้ฐานราก  $q$  คือหน่วยแรงจากน้ำหนักดินกดทับเหนือระดับฐานราก และ  $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$  คือตัวคูณปรับแก้ (correction factor) สำหรับแต่ละพจน์เนื่องจากขนาด รูปร่างของฐานราก และชนิดของดิน มีค่าตามตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 ตัวคูณปรับแก้ ( $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$ ) สำหรับสมการของ Terzaghi

(U.S. Army Corps of Engineers, 1992)

ตัวคูณปรับแก้	ฐานรากแถบ	ฐานรากจัตุรัส	ฐานรากผืนผ้า	ฐานรากวงกลม
$\lambda_c$	1.0	1.3	$\left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right)$	1.3
$\lambda_q$	1.0	1.0	1.0	1.0
$\lambda_\gamma$	1.0	0.8	$\left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right)$	0.6

สมการที่ (2.19) คือสมการทั่วไปสำหรับคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในสภาพไม่ระบายน้ำ (undrained condition) ในกรณีที่ต้องการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานในสภาพระบายน้ำ (drained condition) พารามิเตอร์กำลังที่ใช้ควรจะเป็นพารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล ( $c', \phi'$ ) ในกรณีการวิบัติของดินแบบ Local shear และ Punching shear ค่าของหน่วยแรงเหนี่ยวนำและมุมเสียดทานภายในที่ใช้ในสมการกำลังรับแรงแบกทานของ Terzaghi, (1943) ดังนี้

$$c_L = \frac{2}{3}c \quad (2.23)$$

$$\phi_L = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right) \quad (2.24)$$

Meyerhof (1963) ได้เสนอตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานโดยสมมติฐานของแบบจำลองที่ใช้ต่างกัน ทำให้การคำนวณค่าแรงดันดินในสภาวะ Passive ( $P_p$ ) มีค่าแตกต่างกัน ดังตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhof (U.S. Army Corps of Engineers, 1992)

ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor)	
Meyerhof (1963)	$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right); \phi = 0^\circ$ ใช้ $N_q = 1.0$
	$N_c = (N_q - 1)\cot\phi; \phi = 0^\circ$ ใช้ $N_c = 5.14$
	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi); \phi = 0^\circ$ ใช้ $N_\gamma = 0.0$

หมายเหตุ  $\theta$  คือ มุมเอียงของน้ำหนักรวมจากแนวตั้ง



นอกเหนือจากตัวคูณปรับแก้ด้านรูปร่างฐานรากของ Terzaghi (1943) แล้ว Meyerhof (1963) ยังได้เสนอตัวคูณปรับแก้เพื่อให้กำลังรับแรงแบกทานที่คำนวณได้มีความถูกต้องใกล้เคียงพฤติกรรมการรับน้ำหนักจริงมากขึ้น ได้แก่ ตัวคูณปรับแก้จากความลึกของฐานราก น้ำหนักบรรทุกแนวเอียงความเอียงของฐานรากและดินเหนือฐานราก ค่าตัวคูณปรับแก้แสดงในตารางที่ 2.6 เนื่องจากค่าตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานของแต่ละวิธี (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963) ได้จากสมมติฐานของแบบจำลองที่แตกต่างกัน ดังนั้นตัวคูณปรับแก้แต่ละวิธีจึงไม่ควรนำมาใช้งานร่วมกัน

ตารางที่ 2.6 ตัวคูณปรับแก้สำหรับสมการกำลังรับแรงแบกทาน (Meyerhof, 1963)

ตัวคูณปรับแก้		$\lambda_c$	$\lambda_\gamma$	$\lambda_q$	Diagram
ปรับแก้รูปร่างของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	$\lambda_{cs}$	$\lambda_{\gamma s}$	$\lambda_{qs}$	
	$\phi > 10^\circ$	"	$1 + 0.1 N_\phi \frac{B'}{L'}$	$1 + 0.1 N_\phi \frac{B'}{L'}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	"	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		
ปรับแก้น้ำหนักบรรทุกเอียง	$\phi = 0^\circ$	$\lambda_{ci}$	$\lambda_{\gamma i}$	$\lambda_{qi}$	
	$\phi > 10^\circ$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	$\theta \leq \phi \left[1 - \frac{\theta}{\phi}\right]^2$ $\theta > \phi \quad 0.0$	$\left[1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right]^2$	
ปรับแก้ความลึกของฐานราก	$\phi = 0^\circ$	$\lambda_{cd}$	$\lambda_{\gamma d}$	$\lambda_{qd}$	
	$\phi > 10^\circ$	"	$1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \frac{D}{B}$	$1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \frac{D}{B}$	
	$0^\circ < \phi \leq 10^\circ$	"	Linear Interpolation Between $\phi = 0^\circ$ and $\phi = 10^\circ$		

หมายเหตุ  $\lambda_c = \lambda_{cs} \cdot \lambda_{ci} \cdot \lambda_{cd}$ ,  $\lambda_\gamma = \lambda_{\gamma s} \cdot \lambda_{\gamma i} \cdot \lambda_{\gamma d}$  และ  $\lambda_q = \lambda_{qs} \cdot \lambda_{qi} \cdot \lambda_{qd}$

เมื่อ  $B'$  คือความกว้างประสิทธิภาพเท่ากับ  $B - 2e_b$ ,  $L'$  คือความกว้างประสิทธิภาพเท่ากับ  $L - 2e_l$ ,  $Q$  คือน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง  $T$  คือน้ำหนักบรรทุกในแนวราบ  $R$  คือแรงลัพธ์ที่กระทำต่อฐานรากเท่ากับ  $(Q^2 + T^2)^{1/2}$  และ  $\theta$  คือมุมระหว่างแรงลัพธ์กับแนวตั้ง เท่ากับ  $\cos^{-1}(Q/R)$  องศา

ฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำในสภาวะไม่ระบายน้ำ ( $\phi = 0^\circ$ ) การคำนวณนิยมทำในรูปของหน่วยแรงรวมเพราะการหาความดันน้ำส่วนเกินทำได้ยาก การเปลี่ยนแปลงของหน่วยน้ำหนักของดินใต้ฐานรากจากระดับน้ำใต้ดินและขนาดของฐานรากจะไม่มีผลกระทบต่อค่าเพิ่มและลดของพจน์ที่สามของสมการกำลังรับแรงแบกทานเนื่องจากเมื่อ  $\phi = 0^\circ$  แล้วค่า  $N_\gamma = 0$

ดังนั้นระดับน้ำใต้ดินจึงมีผลกระทบต่อการคำนวณน้ำหนักดินกดทับเหนือฐานรากในพจน์ที่สองเท่านั้น

ส่วนฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นทรายเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม ความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างของทรายจะสลายทันที ( $\Delta u = 0$ ) ดังนั้นการคำนวณจึงอยู่รูปของหน่วยแรงประสิทธิผลเพียงอย่างเดียว การคำนวณพจน์ที่สองและสามของสมการกำลังรับแรงแบกทานจึงขึ้นอยู่กับตำแหน่งของระดับน้ำใต้ดิน แบ่งได้ 3 กรณีดังนี้

กรณีที่ 1 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก  $D$  เหนือท้องฐานราก ฐานรากลึก  $D_f$  ใช้ค่า  $q'$  ในพจน์ที่สองคำนวณได้ดังนี้

$$q' = \gamma(D_f - D) + \gamma'D \quad (2.25)$$

ทั้งนี้หน่วยน้ำหนักจมน้ำของดินในพจน์ที่สามจะต้องเป็น  $\gamma'$  ด้วย

กรณีที่ 2 ระดับน้ำอยู่ที่ท้องฐานรากพอดี  $q'$  จะเท่ากับ  $\gamma D_f$  แต่หน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย  $\gamma'$

กรณีที่ 3 ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึก  $d$  จากท้องฐานราก ค่า  $q'$  จะเท่ากับ  $\gamma D_f$  แต่หน่วยน้ำหนักจมน้ำในพจน์ที่สามจะแทนด้วย  $\gamma_{av}$  โดยที่

$$\gamma_{av} = \frac{1}{B}[\gamma d + \gamma'(B - d)] \quad \text{สำหรับ } d \leq B \quad (2.26a)$$

$$\gamma_{av} = \gamma \quad \text{สำหรับ } d > B \quad (2.26b)$$

กำลังรับแรงแบกทานของชั้นดินหลายชั้น แบ่งออกเป็น 3 กรณี ดังนี้

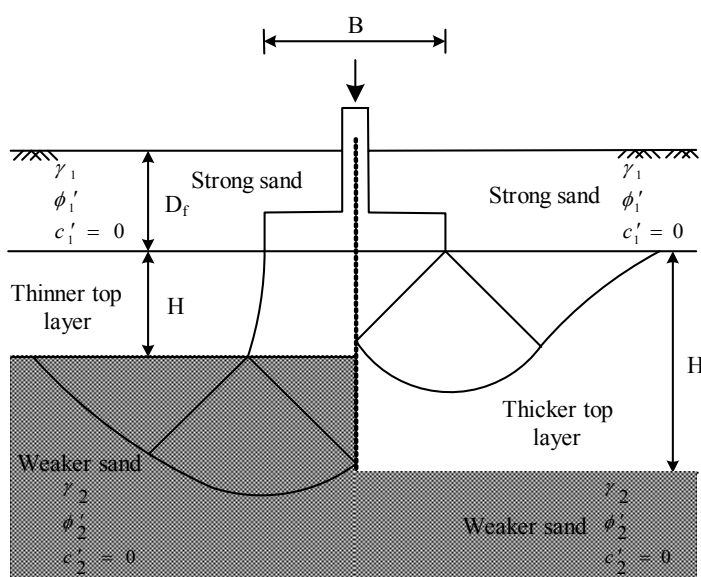
กรณีที่ 1 ฐานรากบนชั้นทรายแน่นที่อยู่เหนือชั้นทรายหลวม จากงานวิจัยของ Meyerhof and Hanna (1978) และ Meyerhof (1974) ทำให้สามารถหาลังรับแรงแบกทานของชั้นทรายแน่นบนชั้นทรายหลวมได้ดังนี้ เมื่อทรายชั้นบนมีความหนา  $(H > B)$  ดังแสดงในรูปที่ 2.21 ด้านขวามือ ระบายการวิบัติจะเกิดขึ้นภายในชั้นทรายแน่น กำลังรับแรงแบกทานประลักษ์คำนวณโดยพิจารณาเฉพาะทรายชั้นบนแต่ไม่พิจารณาปัจจัยความลึกเพื่อให้ผลการคำนวณมีความปลอดภัยมากขึ้น แต่ถ้าชั้นทรายเป็นความหนาไม่มาก  $(H < B)$  ในกรณีเช่นนี้กำลังรับแรงแบกทานประลักษ์สามารถหาได้โดยพิจารณาของการวิบัติแบบ Punching shear ของทรายบางชั้นบนด้วย ตามสมการสำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส ฐานรากวงกลม และฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตามลำดับดังนี้

$$q_u = q_{u(b)} + \gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.27)$$

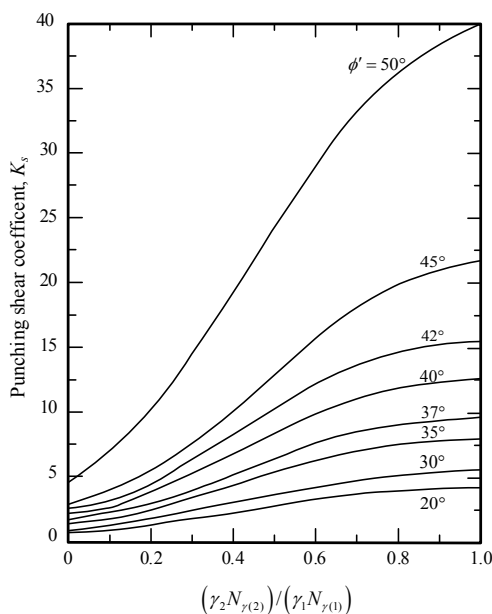
$$q_u = q_{u(b)} + 2\gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left( K_s \frac{\tan \phi'}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.28)$$

$$q_u = q_{u(b)} + \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left( K_s \frac{\tan \phi'}{B} \right) \lambda'_s - \gamma_1 H \leq q_{u(t)} \quad (2.29)$$

เมื่อ  $q_{u(b)}$  คือกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นล่าง  $q_{u(t)}$  คือกำลังรับแรงแบกทานของดินชั้นบน  $K_s$  คือ สัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ และ  $\lambda'_s$  คือ ตัวแปรรูปร่าง เมื่อแทนค่าตัวแปรรูปร่างด้วย 1.0 สัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุจะเป็นฟังก์ชันของ  $\gamma_1, \gamma_2, N_{\gamma(1)}$  และ  $N_{\gamma(2)}$  ดังแสดงในรูปที่ 2.23 โดยที่  $\gamma_1, N_{\gamma(1)}$  คือหน่วยน้ำหนักและตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินด้านบน ตามลำดับ  $\gamma_2, N_{\gamma(2)}$  คือ หน่วยน้ำหนักและตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานของดินด้านล่างตามลำดับ



รูปที่ 2.22 กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายสองชั้น



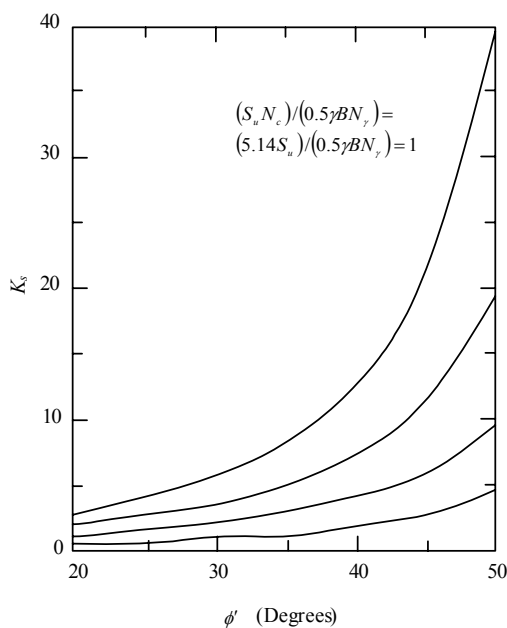
รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $K_s$  กับ  $(\gamma_2 N_{\gamma(2)}) / (\gamma_1 N_{\gamma(1)})$  (Meyerhof and Hanna, 1978)

กรณีที่ 2 ฐานรากบนชั้นทรายที่อยู่เหนือชั้นดินเหนียวอ่อนจากการศึกษาของ Meyerhof and Hanna (1978) สำหรับชั้นทรายที่มีความหนาน้อยกว่าความกว้างของฐานราก ( $H < B$ ) กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแถบและสี่เหลี่ยมผืนผ้าคำนวณได้ดังนี้

$$q_u = S_u N_c + \gamma H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \tag{2.30}$$

$$q_u = \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) S_u N_c + \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \tag{2.31}$$

เมื่อ  $\phi'$  คือมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลของทราย  $\gamma$  คือหน่วยน้ำหนักของทราย และ  $K_s$  คือสัมประสิทธิ์การเหนียวทะเล ความสัมพันธ์ของ  $K_s$  กับ  $\phi'$  แสดงได้ดังรูปที่ 2.24 สำหรับชั้นทรายที่หนามากกว่าความกว้างของฐานราก ( $H > B$ ) การวิบัติจะเกิดขึ้นเฉพาะในชั้นทราย กำลังรับแรงแบกทานคำนวณโดยคิดเฉพาะทรายชั้นบน



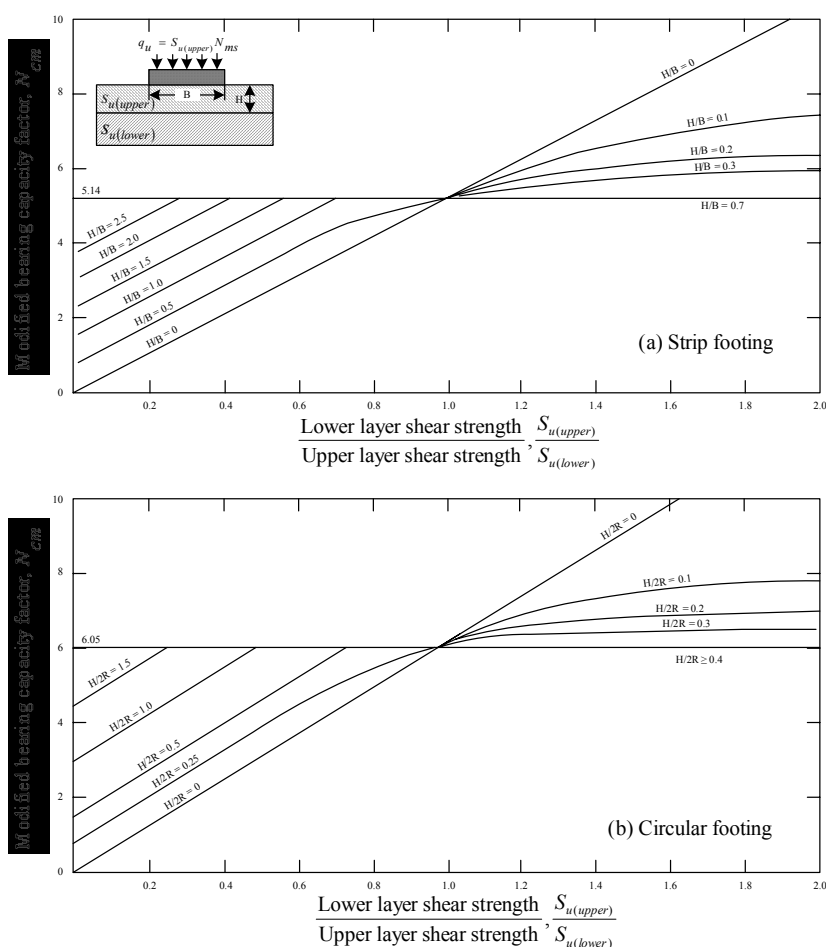
รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ของ  $K_s$  กับ  $\phi'$  (Meyerhof and Hanna, 1978)

กรณีที่ 3 ฐานรากบนชั้นดินเหนียวสองชั้นจะต้องพิจารณาถึงความแตกต่างของกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของชั้นดินที่แตกต่างกัน การคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของฐานรากแผ่ที่วางบนชั้นดินเหนียวแข็ง (weathered soil) ซึ่งอยู่บนดินเหนียวที่อ่อนกว่าจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงความหนาของชั้นดินเหนียวแข็งด้านบนด้วย Brown and Meyerhof (1969) ได้เสนอวิธีคำนวณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับกรณีดินเหนียวแข็งวางเหนือดินเหนียวอ่อน โดยลดค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor) ลงเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนของความหนาชั้นดินแข็งต่อความกว้างของฐานราก  $H/B$  และอัตราส่วนของกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินชั้นบนต่อดินชั้นล่าง  $S_{u(upper)} / S_{u(lower)}$  ดังแสดงค่าในรูปที่ 2.25a และ 2.26b สำหรับฐานรากแถบและวงกลมตามลำดับ เมื่อ  $S_{u(upper)} / S_{u(lower)}$  มีค่าน้อยกว่า 1.0 กำลังรับแรงแบกทานสามารถคำนวณตามสมการที่ (2.32) โดยพิจารณาเฉพาะกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินชั้นบน

$$q_u = S_{u(upper)} \cdot N_{cm} \tag{2.32}$$

เมื่อ  $S_{u(upper)}$  คือกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชั้นบน  $N_{cm}$  คือตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับชั้นดินเหนียว

สำหรับดินเหนียวอ่อนซึ่งวางอยู่บนดินเหนียวแข็งก็สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.32) โดยเพิ่มค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานขึ้นเป็นฟังก์ชันของ  $H/B$  และ  $S_{u(upper)}/S_{u(lower)}$  ดังแสดงค่าในรูปที่ 2.25a และ 2.25b สำหรับฐานรากแถบและวงกลมตามลำดับ เมื่อ  $S_{u(upper)}/S_{u(lower)}$  มีค่ามากกว่า 1.0 วิธีของ Brown and Meyerhof (1969) ใช้ได้กับการแก้ปัญหาแบบหน่วยแรงรวม (total stress) ของชั้นดินเหนียวชนิดเดียวกันแตกต่างกันที่กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของแต่ละชั้นเท่านั้นและสมการที่ (2.32) จะใช้ได้เมื่ออยู่บนสมมติฐานที่ว่าดินเหนียวเป็น Ideal rigid plastic material



รูปที่ 2.25 ตัวคูณกำลังรับแรงแบกทานสำหรับชั้นดินเหนียว,  $N_{cm}$

### 2.5 วิธีการเสริมฐานรากอาคาร

เมื่ออาคารที่ใช้แล้วเกิดการทรุดตัว จะสามารถเสริมฐานรากอาคารเพื่อเป็นการหยุดการทรุดตัวและเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก การเสริมฐานรากอาคารในประเทศ

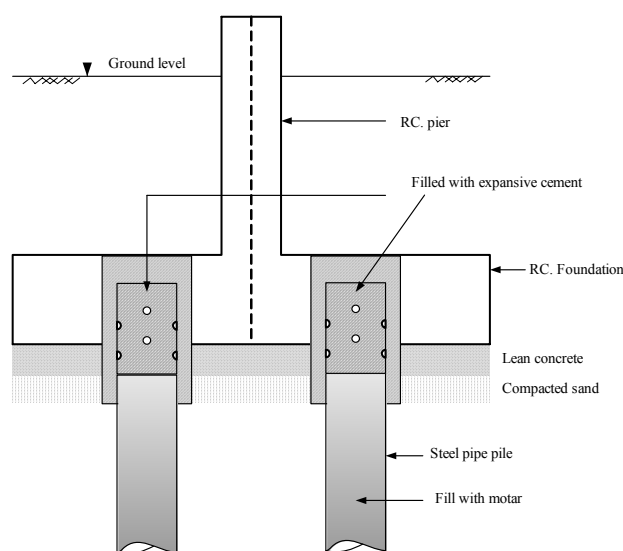
ไทยส่วนใหญ่ใช้วิธีการเสริมฐานรากอาคารด้วยเสาเข็ม โดยนิยมใช้เสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก ซึ่งติดตั้งโดยการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก สำหรับอาคารที่เกิดการทรุดตัวมาก อาจทำการปรับยกอาคารหลังจากเสร็จสิ้นการเสริมฐานราก การปรับยกอาคารไม่ใช่เป็นการเพิ่มกำลังหรือลดการทรุดตัวแต่อย่างไร เพียงแค่ปรับให้อาคารกลับมาอยู่ในระดับดั้งเดิม การปรับยกระดับจำเป็นต้องกระทำอย่างระมัดระวังและป้องกันไม่ให้เกิดโมเมนต์ดัดเกินกว่าที่องค์อาคารจะรับได้ มิเช่นนั้นจะก่อให้เกิดการวิบัติขององค์อาคาร

Horpibulsuk et al. (2004) สรุปวิธีการเสริมฐานรากของแต่ละบริษัทในประเทศไทยออกเป็น 2 แบบด้วยกันคือ

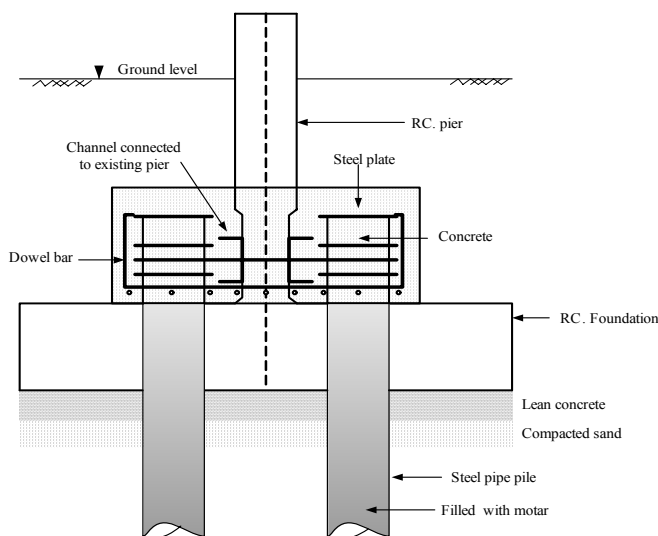
แบบที่ 1 เสาเข็มในฐานรากเดิม แสดงดังรูปที่ 2.26

แบบที่ 2 เสาเข็มในฐานรากใหม่ วิธีการนี้เป็นการเสริมเสาเข็มนอกฐานรากเดิม หรือบนฐานรากเดิม และสร้างฐานรากใหม่สำหรับเสาเข็มที่เสริม ดังรูปที่ 2.27

ในการติดตั้งเสาเข็มทั้งสองวิธีจะมีข้อควรระวัง คือ สำหรับเสาเข็มในฐานรากเดิม ศูนย์กลางของเสาเข็มไม่ควรอยู่ห่างจากขอบตอม่อมากเกินไป เพราะจะก่อให้เกิดโมเมนต์ดัดที่มากขึ้น และปริมาณเหล็กเสริมในฐานรากเดิมอาจไม่เพียงพอ (Horpibulsuk et al., 2004) เสาเข็มในฐานรากใหม่ ควรมีการออกแบบความหนาของฐานรากและขนาดของเหล็กเสริมเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในฐานราก ซึ่งมีทั้งแรงเฉือนแบบคาน (flexural shear) และแรงเฉือนแบบทะลุ (punching shear) และนอกจากนี้ต้องคำนึงถึงการออกแบบวิธีการถ่ายน้ำหนักจากตอม่อสู่ฐานรากด้วย (Horpibulsuk et al., 2004)



รูปที่ 2.26 การติดตั้งเสาเข็มในฐานรากเดิม (Horpibulsuk et al., 2004)



รูปที่ 2.27 การติดตั้งเสาเข็มในฐานรากใหม่ (Horpibulsuk et al., 2004)

## 2.6 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มมี 2 ลักษณะ คือ การวิบัติของวัสดุเสาเข็ม (pile material failure) และการวิบัติของดิน (soil failure) การออกแบบที่ดี คือการออกแบบให้น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้เนื่องจากการวิบัติของวัสดุและเนื่องจากการวิบัติของดินมีค่าใกล้เคียงกัน

### 2.6.1 การวิบัติของวัสดุเสาเข็ม

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้อันเกิดจากการวิบัติของวัสดุ พิจารณาน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มต้องไม่เกินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเหล็ก และของคอนกรีต (หลังจากติดตั้ง เสาเข็มเหล็กถูกรอกด้วยคอนกรีตเพื่อเป็นการเสริมกำลัง และป้องกันการกัดกร่อน) ดังสมการที่ 2.33 และสมการที่ 2.34 สำหรับกำลังของเสาเข็มเหล็ก และกำลังของเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีต (concrete-filled steel pile) คำนวณจาก (Bowles, 1988 and Das, 2004)

$$P_{a(steel)} = f_s A_p \quad (2.33)$$

$$P_{a(com)} = f_s A_p + f_c A_c \quad (2.34)$$

เมื่อ  $P_{a(steel)}$  และ  $P_{a(com)}$  คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มเหล็กและเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีต  $A_p$  และ  $A_c$  คือพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มเหล็กและหน้าตัดของเสาเข็มเหล็กแกน



คอนกรีต การคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเหล็กและเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตใช้วิธีหน่วยแรงใช้งาน (working stress) ภายใต้อสมมติฐานดังนี้

- 1) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดเป็นเส้นตรง หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในเหล็กและคอนกรีตไม่เกินความเค้นใช้งาน
- 2) เสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตเป็นวัสดุประกอบ (composite material) ที่มีการยึดเหนี่ยวกันระหว่างเสาเข็มและคอนกรีตเป็นอย่างดี
- 3) น้ำหนักกระทำเป็นแรงอัดตามแนวแกนปราศจากการเยื้องศูนย์กลาง
- 4) ไม่เกิดการ โกงเดาะด้านข้าง (lateral buckling) ของเสาเข็ม
- 5) การหดตัวของเสาเข็มในขณะที่ใช้งานมีน้อยมาก

การคำนวณพื้นที่หน้าตัดเสาเข็มเหล็ก เพื่อเป็นการประมาณอายุการใช้งานของเสาเข็มเหล็กผู้วิจัยจะพิจารณาอัตราการสึกกร่อนของเสาเหล็ก ตามคำแนะนำของ ว.ส.ท. 1007-34 (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2545) เท่ากับ 0.05 มิลลิเมตรต่อปี (Camitz, 1994)  $f_s$  คือความเค้นที่ยอมให้ของเหล็กมีค่าเท่ากับ  $0.6 f_y$  ตามข้อกำหนดของ ว.ส.ท. 1015-40 (ทักษิณ, 2541) เมื่อ  $f_y$  คือความเค้นที่จุดครากของเหล็ก และ  $f_c$  คือความเค้นที่ยอมให้ของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ  $0.25 f'_c$  ตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. 1007-34 (วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2545) เมื่อ  $f'_c$  คือกำลังประลัยของคอนกรีต

### 2.6.2 การวิบัติของดิน

การประมาณความสามารถในการรับกำลังของเสาเข็มเนื่องจากการวิบัติของดิน เพื่อใช้ในการเลือกหน้าตัด ความยาวเสาเข็ม และ จำนวนเสาเข็ม สามารถแบ่งได้ 3 วิธี คือ

- 1) การทดสอบเสาเข็มจริงในสนาม
- 2) การวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ (static formula) โดยอาศัยผลการทดสอบคุณสมบัติของดินในห้องปฏิบัติการและในสนาม
- 3) การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ (dynamic formula) ซึ่งคำนวณกำลังรับน้ำหนักจากการตอกเสาเข็ม

การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ นี้มีความจำเป็นอย่างมากสำหรับการตรวจสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มตอก ซึ่งควรจะต้องสอดคล้องกับผลการคำนวณแบบสถิตศาสตร์ แต่อย่างไรก็ตาม ในการติดตั้งเสาเข็มภายในอาคารไม่สามารถทำการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ได้ จึงจำเป็นต้องมีการหาอัตราส่วนแรงกดต่อน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย ซึ่งจะแปรผันตามแต่ลักษณะของดินและชนิดของดิน

## 2.7 การประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยวิธีสถิตศาสตร์

วิธีการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเข็ม โดยวิธีสถิตศาสตร์ (static method) (U.S. Army, 1992) กล่าวคือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มประกอบด้วย แรงเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม (skin friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (end bearing) ซึ่งจะมีการกระจายของแรงทั้งสองที่แตกต่างกัน จากหลักการพื้นฐานของการสมดุลจะได้ว่า

$$P_u = P_{su} + P_{bu} \quad (2.35)$$

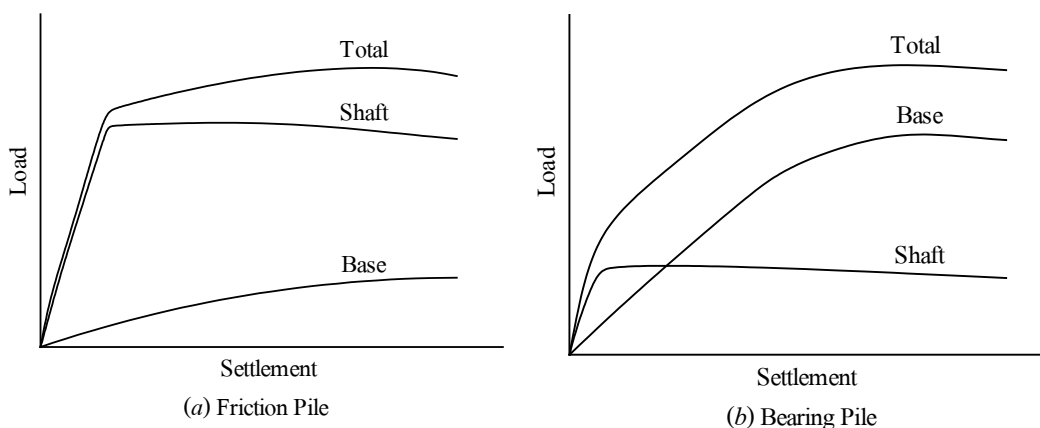
เมื่อ  $P_u$  คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม  $P_{su}$  คือแรงเสียดทานประลัยระหว่างดินและเสาเข็ม และ  $P_{bu}$  คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยที่ปลายเสาเข็ม เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่มีสติฟเนส (stiffness) ต่ำ ดังนั้นจำเป็นต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยที่สูงมากในการออกแบบ เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่มากเกินไปอัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าแตกต่างกันระหว่าง  $P_{su}$  และ  $P_{bu}$  เนื่องจากแรงเสียดทานของเสาเข็มและดินสามารถเกิดได้อย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวเพียงแค่ประมาณ 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ขณะที่กำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวประมาณ 15 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังรูป 2.28

ดังนั้น ในการออกแบบน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยวจึงมักใช้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 1.5 และ 3.0 สำหรับ  $P_{su}$  และ  $P_{bu}$  ตามลำดับ (Burland, 1973)

$$P_{all} = \frac{P_{su}}{1.5} + \frac{P_{bs}}{3} \quad (2.36)$$

เมื่อ  $P_{all}$  คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มเดี่ยว นอกจากนี้ น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มควรมีค่าไม่เกินกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม ในกรณีที่มีผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มในสนาม (Burland, 1973) ดังนั้น

$$P_{all} = \frac{P_u}{2} \quad (2.37)$$



รูปที่ 2.28 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักและการทรุดตัวของเสาเข็ม (Burland and Cooke, 1974)

ในการออกแบบ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มจะเป็นค่าน้อยที่สุดที่ได้จากสมการ (2.36) หรือ (2.37) แรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน คือ ผลรวมแรงเสียดทานอันเกิดจากแรงยึดเกาะ (adhesion) ระหว่างเสาเข็มและดินตลอดความยาว ส่วนกำลังรับแรงเบกทานที่ปลายเข็ม คือ กำลังรับแรงเบกทานของดินที่ปลายเข็ม การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกระยะของเสาเข็มเดี่ยวทำได้ดังนี้

2.7.1 การออกแบบเสาเข็มในชั้นทราย

เสาเข็มในชั้นทรายส่วนมากจะมีพฤติกรรมเป็นเสาเข็มคาน ซึ่งมีแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับแรงเบกทานที่ปลายเสาเข็ม การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกระยะของเสาเข็มสามารถกระทำได้โดยอาศัย ทฤษฎีกำลังรับแรงเบกทาน การทดสอบการทะลุทะลวงแบบใช้กรวย การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน และสมการการตอกเสาเข็ม

งานวิจัยนี้ใช้ทฤษฎีกำลังรับแรงเบกทานในการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกระยะของเสาเข็มในชั้นดินที่เป็นชั้นดังสมการ

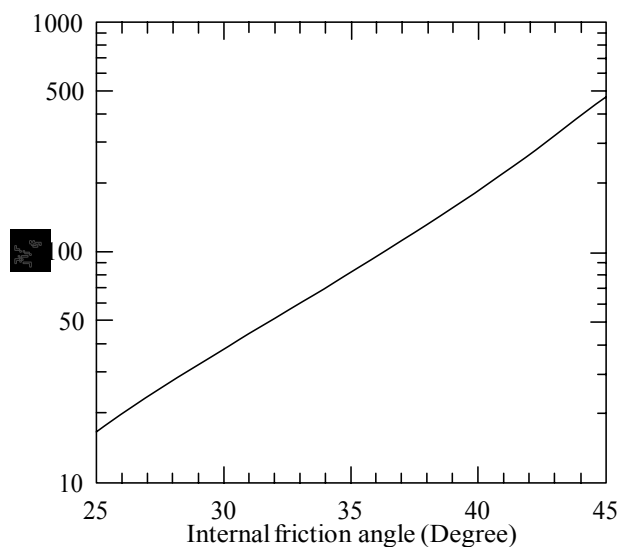
$$P_u = P_{su} + P_{bu} \tag{2.38}$$

$$P_u = K \sigma'_{v(ave)} pL \tan \delta' + A_b \sigma'_{vb} N_q \tag{2.39}$$

เมื่อ  $P_u$  คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกระยะสุดท้ายของเสาเข็ม  $P_{su}$  คือแรงเสียดทานทุกระยะระหว่างดินและเสาเข็มในชั้นทราย  $P_{bu}$  คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกระยะที่ปลายเสาเข็มในชั้นทราย  $p$  คือเส้นรอบรูป  $L$  คือความยาวของเสาเข็ม  $K$  คือสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง  $\sigma'_{v(ave)}$  คือความดัน

ประสิทธิภาพเฉลี่ย  $\delta'$  คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม  $A_b$  คือพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม  $\sigma'_{vb}$  คือความเค้นประสิทธิภาพในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็มและ  $N_q$  คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (ดูในรูปที่ 2.29)

รูปที่ 2.29 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $N_q$  กับมุมแรงเสียดทานภายในประสิทธิภาพ ส่วนพารามิเตอร์  $\delta'$  และ  $K$  แสดงในตารางที่ 2.7 และ 2.8 ตามลำดับ (Stas and Kulhawy, 1984) ทั้งนี้ความเค้นที่ปลายเสาเข็ม และที่ผิวต้องมีค่าไม่เกินขอบเขตในการออกแบบที่เสนอโดย API 1984 ซึ่งแสดงในตารางที่ 2.9



รูปที่ 2.29 การเปลี่ยนแปลงของ  $N_q$  กับมุมเสียดทานภายในประสิทธิภาพ (Berezantezev et al., 1961)

ตารางที่ 2.7 มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (Stas and Kulhawy, 1984)

ผิวสัมผัส	$\delta' / \phi'$
ทราย/คอนกรีตผิวหยาบ	1.0
ทราย/คอนกรีตผิวเรียบ	0.8-1.0
ทราย/เหล็กผิวหยาบ	0.7-0.9
ทราย/เหล็กผิวเรียบ	0.5-0.7
ทราย/ไม้	0.8-0.9

ตารางที่ 2.8 สัมประสิทธิ์ความดันดินด้านข้าง (Stas and Kulhawy, 1984)

ชนิดของเสาเข็มและวิธีการติดตั้ง	$K / K_o$
เสาเข็มชนิดน้ำ	0.50-0.67
เสาเข็มหล่อในที่	0.67-1.00
เสาเข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวน้อย	0.75-1.25
เข็มตอกชนิดเคลื่อนตัวน้อย	1.0-2.0

ตารางที่ 2.9 ขอบเขตค่าความเค้นที่ผิวและปลายเสาเข็มที่อยู่ในชั้นทราย (API 1984)

ชนิดของดิน	$f_{sl}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$q_{bl}$ (ton/m <sup>2</sup> )
ทรายหลวมถึงหลวมมาก และดินตะกอนหลวม	4.8	190
ดินตะกอนแน่น ทรายหลวม ทราย/ดินตะกอนแน่นปานกลาง	6.7	290
ดินตะกอนแน่น ทรายแน่นปานกลาง ทราย/ดินตะกอนแน่น	8.0	480
ทรายแน่น ทราย/ดินตะกอนแน่นมาก	9.6	960
กรวดแน่น ทรายแน่นปานกลาง	11.5	1200

### 2.7.2 การออกแบบเสาเข็มในชั้นดินเหนียว

การออกแบบน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสิทธิของเสาเข็มในชั้นดินเหนียว แรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน และแรงแบกทานประลัยที่ปลายเสาเข็มในชั้นดินเหนียวแจ้งคำนวณได้จากสมการ

$$P_{su} = \alpha S_u pL \quad (2.40)$$

$$P_{bu} = N_c S_u A \quad (2.41)$$

เมื่อ  $S_u$  คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ  $p$  คือเส้นรอบรูปของเสาเข็ม  $L$  คือความยาวของเสาเข็มส่วนที่สัมผัสกับดิน  $\alpha$  คือแฟกเตอร์ความยึดเหนี่ยว (adhesion factor)  $A$  คือพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม  $N_c$  คือพารามิเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor) มีผู้เชี่ยวชาญหลายท่านได้ประเมินค่าของ  $N_c$  อาทิเช่น

$$\text{Skempton (1951)} \quad 6.14 \leq N_c \leq 9 \quad \text{อัตราความยาวต่อความกว้างของเสาเข็ม} \geq 4$$

Skempton (1951)	$N_c = 9$	ยืนยันด้วยผลการทดสอบของ London Clay
Sowers et al (1961)	$5 \leq N_c \leq 8$	จากการทดสอบแบบจำลอง
Mohan & Jain (1961)	$5.7 \leq N_c \leq 8.2$	ดินเหนียวขยายตัว (Expansive Clays)
Ladanyi (1963)	$7.4 \leq N_c \leq 9.3$	ดินเหนียวที่มีความไวตัวต่ำ (Insensitive Clays)
Bishop et al (1945)	$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[ 1 + \ln \frac{E}{3c_u} \right]$	สำหรับเสาเข็มกลม
Bowles (1986)	$N_c = 5.74$	เหมาะสมกับฐานรากตื้น
Tomlinson (1986)	$N_c = 9$	อัตราส่วนความยาวต่อความกว้างที่ปลายเข็ม $\geq 5$

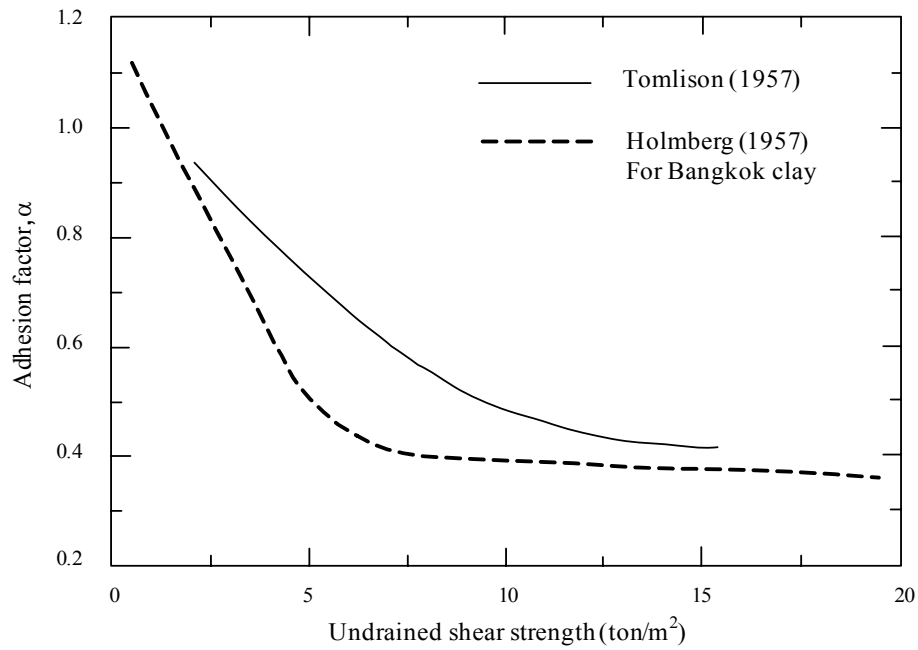
จากสมการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม จะเห็นได้ว่าสมการที่ (2.40) และ (2.41) คำนวณได้ไม่ยากนัก เนื่องจากค่า  $N_c$  สามารถแทนค่าด้วย 9 ในกรณีเป็นดินเหนียวไร้พันธะ เชื่อมประสานและอัดตัวมากกว่าปกติ และอัตราส่วนระหว่างความยาวของเสาเข็มกับขนาดของเสาเข็ม มีค่าสูง ประมาณ 30

เสาเข็มกคขนาดเล็ก แรงเบกทานที่คำนวณได้มีความสำคัญค่อนข้างน้อย เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำที่จุดปลายของเสาเข็มมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับน้ำหนักที่รับโดยรอบผิวเสาเข็ม ดังนั้น ตัวแปรหลักของการคำนวณ คือ แฟลคเตอร์ยึดเกาะระหว่างดินและผิวเสาเข็ม และการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ

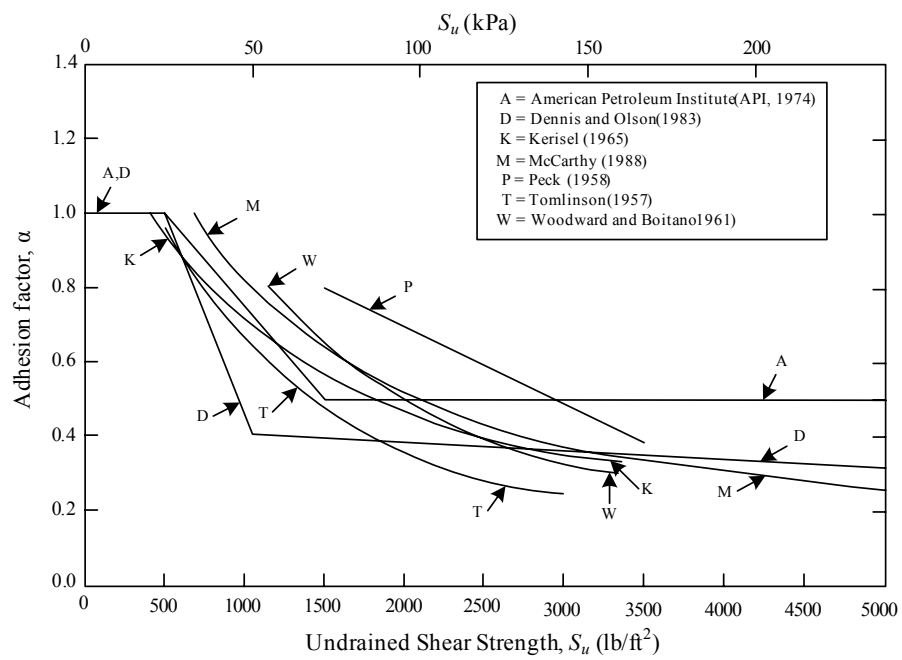
### 2.7.3 แฟลคเตอร์ยึดเกาะ

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียว ก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ซึ่งมีผลอย่างมากต่อแรงยึดเกาะระหว่างเสาเข็มและดิน Tomlinson (1957) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างแฟลคเตอร์ยึดเกาะกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินดังรูปที่ 2.30 นอกจากนี้ ในรูปที่ 2.30 ยังแสดงความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Holmberg (1970) สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ ค่าของแฟลคเตอร์ยึดเกาะที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาเข็ม (static pile load test) โดยนักวิจัยหลายท่านซึ่งถูกเสนอโดย Vesic (1977) แสดงไว้ดังรูปที่ 2.31

การตอกเสาเข็มลงในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก (stiff to very stiff clay) จะก่อให้เกิดช่องว่างที่ส่วนบนเสาเข็ม โดยรอบ จึงไม่อาจสมมติให้เกิดความเสียดทานเท่ากันตลอดความยาวของเสาเข็ม ในการออกแบบอาจใช้แฟลคเตอร์แรงยึดเกาะเท่ากับ 0.4 สำหรับเสาเข็มที่มีความยาวระหว่าง 8 ถึง 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง สำหรับเสาเข็มที่ยาวกว่า 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง สามารถเสาสมมติให้เกิดความเสียดทานเท่ากันตลอดความยาวเสาเข็มได้ และใช้แฟลคเตอร์ยึดเกาะดังแสดงในรูปที่ 2.29 และ 2.30 ส่วนเสาเข็มเจาะ Skempton (1966) แนะนำให้ใช้ค่าแฟลคเตอร์แรงยึดเกาะเท่ากับ 0.45 โดยไม่แปรผันตามค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 2.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u$  กับ  $\alpha$  (Tomlinson, 1957; Holmberg, 1970)



รูปที่ 2.31 ค่า  $\alpha$  ที่ได้จากการทดสอบกำลังเสาเข็ม (ดัดแปลงจาก Vesic, 1977)

#### 2.7.4 การคิดพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวที่รอบเสาเข็ม

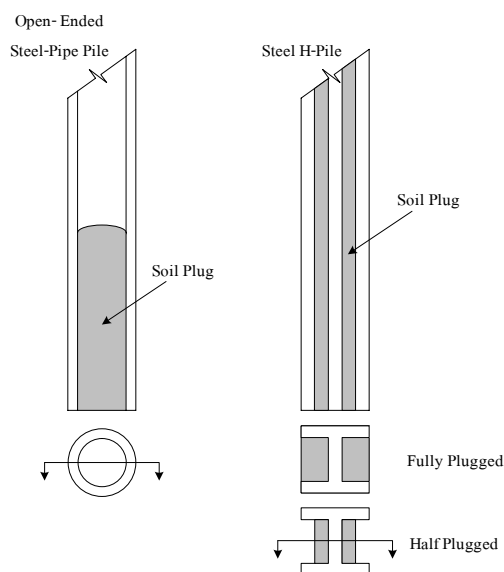
การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม เราจำเป็นต้องประมาณแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม และแรงฝัดระหว่างเสาเข็มกับดิน วิธีการประมาณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่รอบเสาเข็มพิจารณา ดังนี้

กรณีเสาเข็มหน้าตัดปิด (closed-section pile) เสาเข็มหน้าตัดปิด คือ เสาเข็มซึ่งผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาเข็มที่เกิดขึ้นตามแนวเส้นรอบรูปของเสาเข็มได้อย่างสมบูรณ์ เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มทุกหน้าตัดยกเว้นเสาเข็มหน้าตัดรูปตัวเอช (H-pile) และเสาเข็มกลวง (open-end pipe pile) การคำนวณพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวของเสาเข็มหน้าตัดปิดหาได้จากขนาดของเสาเข็มจริงโดยตรง

กรณีเสาเข็มหน้าตัดเปิด (open-section pile) เสาเข็มหน้าตัดเปิด คือ เสาเข็มที่มีผิวสัมผัสระหว่างดินและเสาไม่สมบูรณ์ เสาเข็มประเภทนี้ได้แก่เสาเข็มกลวงและเสาเข็มรูปตัวเอช เสาเข็มประเภทนี้เมื่อถูกตอกลงในดิน ช่วงแรกเสาเข็มจะตัดดินออกตามรูปร่างของเสาเข็มและพื้นที่หน้าตัดที่ปลายเข็มมีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม ดินจะถูกอัดเข้าไปในช่องเสาเข็มขณะที่เสาเข็มเคลื่อนตัวลงจนกระทั่งถึงสภาวะหนึ่งซึ่งดินในช่องเสาเข็มอัดตัวกันแน่นและเริ่มเคลื่อนที่ลงไปพร้อมกับการเคลื่อนที่ของเสาเข็ม การอัดตัวแน่นของดินในเสาเข็มหน้าตัดเปิดก่อให้เกิดการจุกตัวของดิน (soil plug) ดังนั้น พื้นที่ปลายเข็มกลายเป็นพื้นที่รวมของพื้นที่เสาเข็มและดินที่จุกตัวอยู่หรืออาจกล่าวได้ว่าเสาเข็มกลายเป็นเสาเข็มหน้าตัดปิด จากการศึกษาของนักวิจัยหลายท่านพบว่าปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเกิดการจุกตัวของดินมีด้วยกันหลายประการ ได้แก่ ชนิดของดิน ความเค้นในสนามเส้นผ่านศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็ม วิธีการตอก อัตราการตอก และอื่นๆ (Paikowsky and Whitman, 1990; Miller and Lutenegeger, 1997)

Paikowsky and Whitman (1990) สรุปไว้ว่า การจุกตัวของดินจะเกิดขึ้นเมื่ออัตราส่วนระหว่างความยาวเสาเข็มต่อเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็มมากกว่า 10 ถึง 20 และ 25 ถึง 35 สำหรับดินเหนียวและทราย ตามลำดับ สำหรับเสาเข็มรูปตัวเอช ช่องว่างระหว่างปีกของเสาเข็มมีน้อยกว่าช่องว่างภายในเสาเข็มมาก ดังนั้นระยะจมเพียงเล็กน้อยก็ก่อให้เกิดการจุกตัวของดิน ด้วยเหตุนี้ เรามักคำนวณ  $A_b$  และ  $A_s$  โดยสมมติว่าเกิดการจุกตัวของดินอย่างสมบูรณ์ ดังแสดงในรูปที่ 2.32 สำหรับเสาเข็มหน้าตัดเปิดที่ตอกลงในชั้นหิน ควรคำนวณ  $A_b$  และ  $A_s$  จากพื้นที่หน้าตัดและพื้นที่ผิวจริงของเสาเข็มโดยไม่ต้องพิจารณาการจุกตัวของดิน





รูปที่ 2.32 การเกิดการจุกตัวของดิน (soil plug) ในเสาเข็มหน้าตัดเปิด

### 2.7.5 อัตราส่วนความปลอดภัยและค่าการทรุดตัวที่ยอมให้

การออกแบบต้องพิจารณาการใช้อัตราความปลอดภัยและค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ ดังนี้

1) เลือกใช้อัตราความปลอดภัยที่เหมาะสม ตารางที่ 2.10 แสดงค่าอัตราส่วนปลอดภัย แนะนำไว้ในมาตรฐาน Engineer Manual 1110-1-1905 (U.S. Army., 1992) จะเห็นได้ว่าอัตราส่วนปลอดภัย สามารถลดลงได้เมื่อใช้วิธีการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่มีความน่าเชื่อถือสูงขึ้น

ตารางที่ 2.10 ค่าอัตราส่วนปลอดภัย (U.S. Army, 1992)

ลักษณะของโครงสร้าง	ค่าอัตราส่วนปลอดภัย
กำแพงกันดิน	3.0
งานดินขุด	3.0
งานสะพาน รถไฟ	4.0
ถนน ทางหลวง	3.5
อาคาร ไซโล	2.5
โกดัง คลังสินค้า	2.5
อาคารสำนักงาน	3.0
อาคารสาธารณะ	3.5
งานฐานรากตื้น	3.0

ตารางที่ 2.10 ค่าอัตราส่วนปลอดภัย (U.S. Army, 1992) (ต่อ)

ลักษณะของโครงสร้าง	ค่าอัตราส่วนปลอดภัย
งานฐานรากแพ	3.0
งานฐานรากลึก การทดสอบน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม	2.0
การทดสอบการเสาเข็ม โดยใช้วิธีการวัดการสะท้อนของคลื่น	2.5
การประเมินน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม โดยวิธีพลศาสตร์	3.0
สำหรับชั้นดินหลายชั้น	4.0
สำหรับกลุ่มเสาเข็ม	3.0

2) การทรุดตัวต้องไม่เกินค่าที่ยอมให้ การทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน(differential settlement) ของฐานรากอาคารเป็นค่าผลต่างของการทรุดตัวระหว่างฐานรากที่อยู่ติดกัน การทรุดสูงสุดของฐานราก (maximum total settlement) อาจไม่ก่อให้เกิดการทรุดตัวที่ต่างกันมากที่สุด การทรุดตัวที่ไม่เท่ากันของฐานรากจะก่อให้เกิดการบิดตัวของอาคาร (distortion) ซึ่งหาได้จากอัตราส่วนระหว่างค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันหารด้วยความยาวของช่วงเสาที่พิจารณา ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันสูงสุดที่ยอมให้ แสดงในตารางที่ 2.11 และเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการทรุดตัวที่ต่างกัน วิศวกรควรออกแบบให้ฐานรากแต่ละฐานมีการทรุดตัวไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ ดังแสดงในตารางที่ 2.12

ตารางที่ 2.11 ค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันสูงสุดที่ยอมให้ (Skempton and MacDonald, 1956)

ลักษณะของอาคาร	ค่าการทรุดที่แตกต่างกันสูงสุดที่ยอมให้ (หน่วยตามความยาว)
งานสถาปัตยกรรม เช่น ผนัง	L/300
โครงสร้างหลัก เช่น เสา คาน	L/150

หมายเหตุ L คือความยาวของคานช่วงที่พิจารณา

ตารางที่ 2.12 ค่าสูงสุดที่ยอมให้ของการทรุดตัวสำหรับการออกแบบฐานราก (Cudoto, 2001)

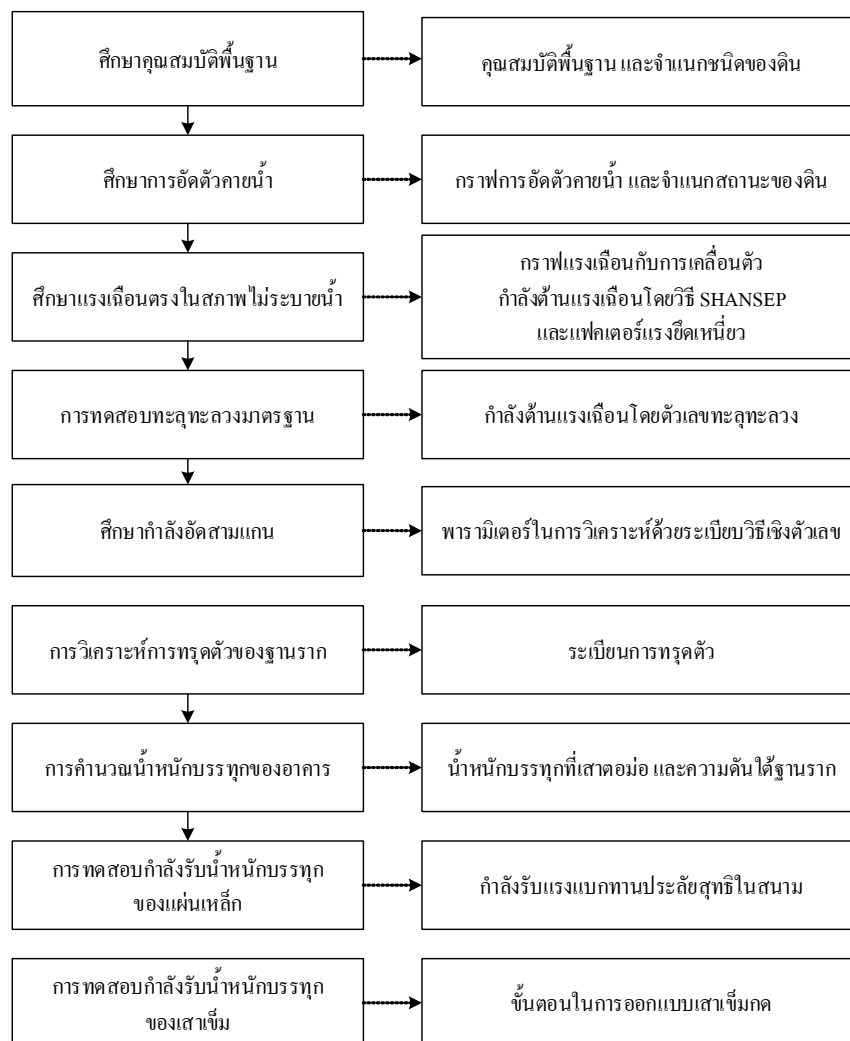
ลักษณะของโครงสร้าง	ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ยอมให้	
	(นิ้ว)	(มิลลิเมตร)
อาคารสำนักงาน	0.5 - 2.0 (1.0 เป็นค่าที่นิยมใช้)	12 - 50 (25 เป็นค่าที่นิยมใช้)
อาคารโรงงานขนาดใหญ่	1.0 - 3.0	25 - 75
สะพาน	2.0	50

## บทที่ 3

### วิธีดำเนินงานวิจัย

#### 3.1 บทนำ

วิธีดำเนินการวิจัย ประกอบด้วย การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน คุณสมบัติทางวิศวกรรมในห้องปฏิบัติการ และในสนาม การสำรวจการทรุดตัวของฐานราก การศึกษาแต่ละหัวข้อจะให้ผลซึ่งสามารถนำไปเป็นแนวทางในการออกแบบซ่อมอาคารต่อไป ขั้นตอนการศึกษาและผลทดสอบสามารถแสดงเป็นแผนภูมิได้ดังรูปที่ 3.1 วิธีการทดสอบและจำนวนตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ขั้นตอนในการทำงานวิจัย

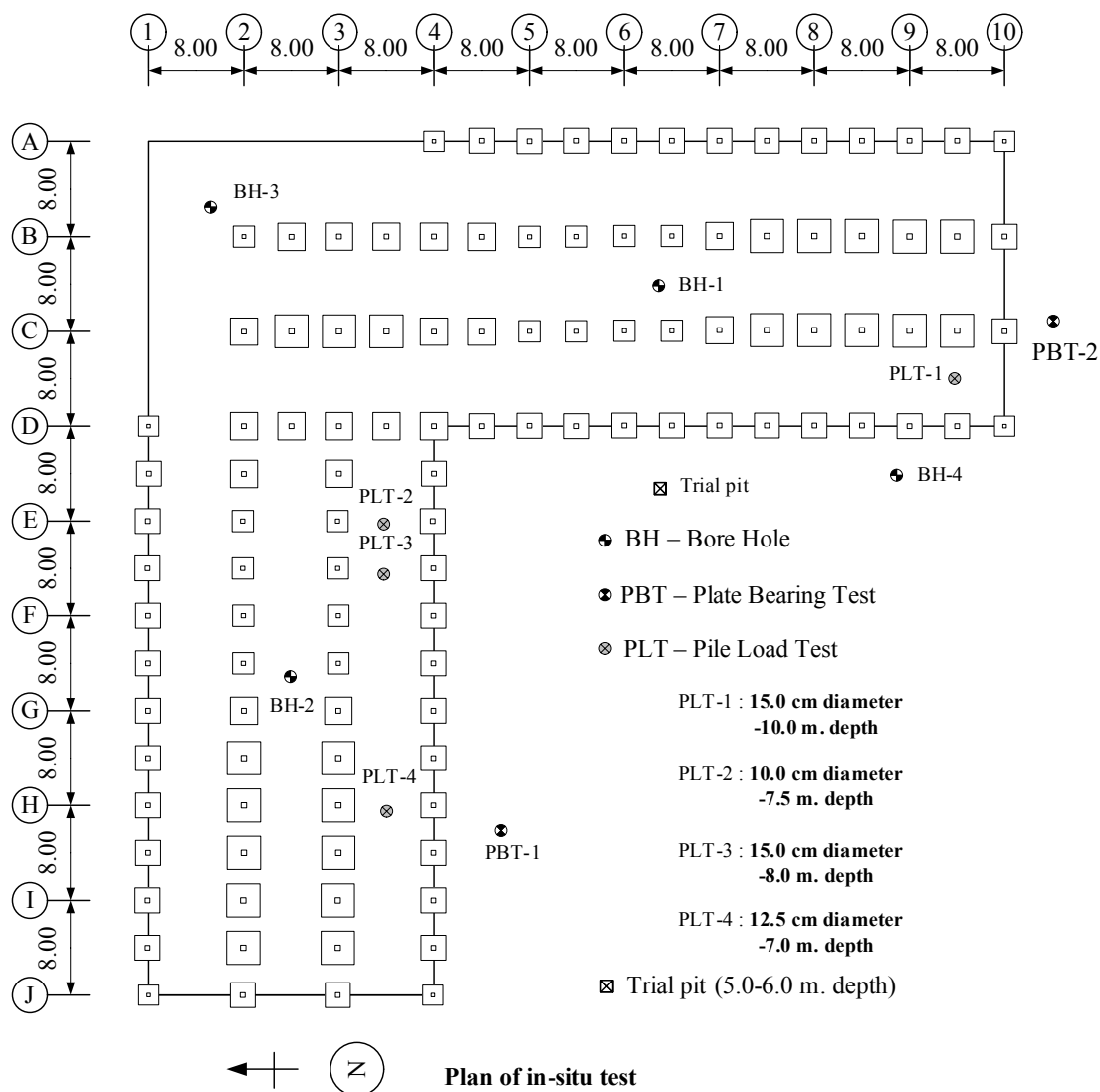
ตารางที่ 3.1 การทดสอบและจำนวนตัวอย่าง

การทดสอบ	จำนวนตัวอย่าง
คุณสมบัติพื้นฐาน	ตัวอย่างแปรสภาพของหลุมเจาะ (trial pit) ความลึก 1.0 เมตร สำหรับตัวอย่างดินทราย ความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร สำหรับตัวอย่างดินเหนียว
อัดตัวคายน้ำ	ตัวอย่างแปรสภาพและคงสภาพของหลุมเจาะ ที่ระดับความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร จำนวน 4 ชุดตัวอย่าง
แรงเฉือนตรง	ตัวอย่างแปรสภาพและคงสภาพของหลุมเจาะ ที่ระดับความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร เพื่อหาแฟกเตอร์ยึดเกาะ จำนวน 6 ชุดตัวอย่าง (ชุดละ 3 ตัวอย่าง) เพื่อประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยวิธี SHANSEP จำนวน 18 ชุดตัวอย่าง (ชุดละ 3 ตัวอย่าง)
แรงอัดสามแกน	ตัวอย่างแปรสภาพและคงสภาพของหลุมเจาะ ที่ระดับ ความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร ทดสอบแบบมีการระบายน้ำขณะเฉือน จำนวน 2 ชุดตัวอย่าง (ชุดละ 4 ตัวอย่าง) ทดสอบแบบไม่มีการระบายน้ำขณะเฉือน จำนวน 2 ชุดตัวอย่าง (ชุดละ 4 ตัวอย่าง)
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแผ่นเหล็ก	จำนวน 3 จุด
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม	จำนวน 4 จุด

### 3.2 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน

ผู้วิจัยทำการศึกษาลักษณะดินโดยทั่วไปไปตลอดพื้นที่ 7000 ไร่ ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น 3 โซน ได้แก่ โซน S : เขตที่พักอาศัยและนันทนาการ ครอบคลุมพื้นที่ 59,388 ตารางเมตร จำนวน 6 หลุมทดสอบ โซน A : เขตอาคารทำการและสำนักงาน ครอบคลุมพื้นที่ 51,868 ตารางเมตร จำนวน 3 หลุมทดสอบ และ โซน T : เขตเทคโนโลยี ครอบคลุมพื้นที่

66,908 ตารางเมตร จำนวน 2 หลุมทดสอบ พบว่าดินภายในมหาวิทยาลัยมีคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมใกล้เคียงกัน งานวิจัยนี้เลือกทดสอบบริเวณชั้นดินใต้ฐานรากอาคารหอพัก สุนิเวศ 9 ซึ่งอยู่บริเวณ โซน S โดยอาศัยข้อมูลทางด้านเทคนิคธรณี จากผลเจาะสำรวจชั้นดิน (สุขสันต์ และคณะ 2546) และทำการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ (undisturbed sample) และตัวอย่างดินแปรสภาพ (disturbed sample) ที่ระดับความลึก 5.0-6.0 เมตร จากระดับผิวดิน ตำแหน่งของหลุมเจาะและการทดสอบในสนามประกอบไปด้วย หลุมขุด (test pit) เก็บตัวอย่างคงสภาพ 1 หลุม การเจาะสำรวจและทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน 4 จุด การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก 3 จุด และการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม 4 จุด แสดงในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจและตำแหน่งทดสอบในสนาม

การเก็บดินตัวอย่าง ดำเนินการโดยวิธีการขุดหลุมสำรวจด้วยแรงคนและรถขุด และเก็บตัวอย่างคงสภาพตามมาตรฐาน ASTM D-1587 โดยการกดด้วยกระบอกบางเก็บตัวอย่าง (thin wall tube) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 75 มิลลิเมตร หนาประมาณ 3 มิลลิเมตร และยาว 30 เซนติเมตร สามารถเก็บตัวอย่างได้ยาวประมาณ 15-20 เซนติเมตร ตามสภาพความแข็งของชั้นดิน ตัวอย่างดินคงสภาพแสดงในรูปที่ 3.3

การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วย ความถ่วงจำเพาะ จีดจำกัด อัตราเปอร์เซ็นต์ การวิเคราะห์ขนาดเม็ดดิน การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม การทดสอบทั้งหมดกระทำตามมาตรฐาน American Society for Testing and Materials (ASTM)



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างคงสภาพที่ถูกเตรียมสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกน

### 3.3 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 2435-96 โดยเครื่องมือการทดสอบการทรุดตัวของดิน (consolidometer หรือ oedometer) ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ตัวอย่างดินคงสภาพถูกแต่งให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร และสูง 25.4 มิลลิเมตร ความเค้นกดทับกระทำโดยใช้ระบบคานงัด (lever arm) การทรุดตัวแนวตั้งอ่านได้จากมาตรหน้าปัด (dial gauge) การบรรทุกแต่ละครั้งจะวางน้ำหนักไว้ 24 ชั่วโมง แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักใหม่อีกเท่าตัว และจดบันทึกค่าการทรุดตัวแนวตั้งอย่างต่อเนื่อง เมื่อสิ้นสุดการทดสอบนำตัวอย่างไปหาค่าน้ำหนักแห้งเพื่อคำนวณหาอัตราส่วนโพรง คุณสมบัติการอัดตัวคายน้ำแสดงโดยกราฟความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  เมื่อ  $e$  คืออัตราส่วนโพรง และ  $\sigma'_v$  คือความเค้นประสิทธิผล



รูปที่ 3.4 เครื่องมือทดสอบการทรุดตัวของดิน (consolidometer หรือ oedometer)

### 3.4 การทดสอบแรงเฉือนตรงแบบไม่ระบายน้ำ

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 3080-98 ด้วยเครื่องมือแรงเฉือนตรง แสดงดังรูปที่ 3.5 จะวางน้ำหนักกดทับในแนวตั้งจนได้อัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ เท่ากับ 1, 2, 4, 8 16 และ 32 โดยกำหนดความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต เท่ากับ 400, 800 และ 1600 กิโลปาสกาล ตัวอย่างทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 63.0 มิลลิเมตร ถูกเฉือนด้วยอัตราเร็วคงที่ 1 มิลลิเมตรต่อ นาที ผลทดสอบที่ได้แสดงเป็นความสัมพันธ์  $S_u / \sigma'_{vc}$  กับ  $OCR$  โดยอาศัยวิธี SHANSEP นอกจากนี้

นี้ทำการทดสอบแรงเฉือนตรงระหว่างดินกับเหล็ก เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะ (adhesion factor) และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ โดยที่แฟกเตอร์ยึดเกาะคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังยึดเกาะระหว่างเหล็กและดิน กับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน

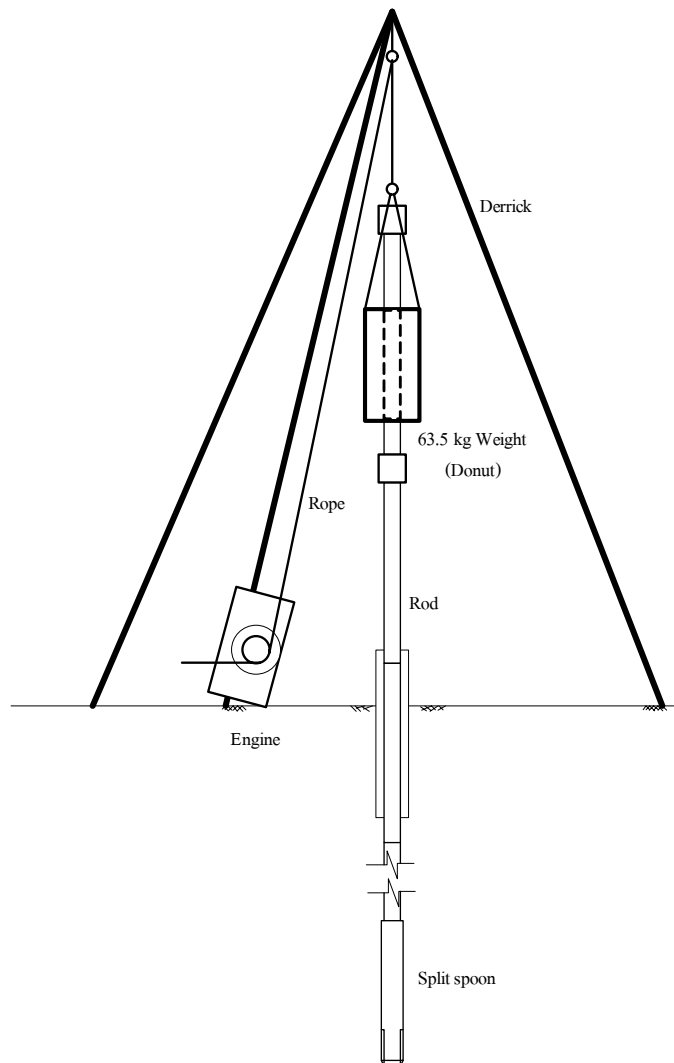


รูปที่ 3.5 เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรง (direct shear test)



### 3.5 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 1586-99 ด้วยเครื่องมือในรูปที่ 3.6 การทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน เพื่อหาค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดินในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก และทราย ในหลุมเจาะที่ระดับความลึกที่ต้องการ จะทำการทดสอบไปพร้อมกันกับการเจาะสำรวจ ดังแสดงในรูปที่ 3.7 อุปกรณ์ทดสอบทะลุทะลวงแบบมาตรฐาน ได้แก่ ครอบอกเก็บตัวอย่างแบบผ่าซีก (split spoon) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก และภายใน เท่ากับ 50.8 และ 34.9 มิลลิเมตร ตามลำดับ ครอบอกเก็บตัวอย่างจะถูกตอกด้วยตุ้มหนัก 63.5 กิโลกรัม จำนวนครั้งที่ตอกครอบอกผ่าจมนลงดินที่ระยะ 30 เซนติเมตร สุดท้าย จากระยะทั้งหมด 45 เซนติเมตร เรียกว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน



รูปที่ 3.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน



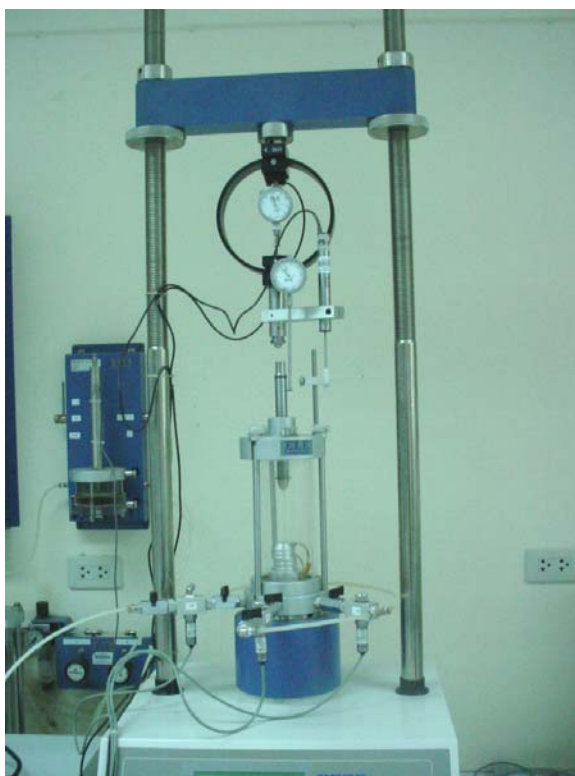
รูปที่ 3.7 การเจาะสำรวจและการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน

### 3.6 การทดสอบแรงอัดสามแกน

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 4767-95 ด้วยเครื่องมือแสดงในรูปที่ 3.8 ตัวอย่างขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และความสูง 10.0 มิลลิเมตร เนื่องจากเครื่องมือมีข้อจำกัดในการให้ความดันน้ำ ซึ่งต้องไม่เกิน 800 กิโลปาสกาล แต่ดินตัวอย่างคงสภาพมีค่าความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับดินในอดีตประสิทธิผลเท่ากับ 540 กิโลปาสกาล ดังนั้น การศึกษาพฤติกรรมในสภาวะอัดตัวปกติจึงกระทำกับดินตัวอย่างป็นใหม่ ส่วนดินตัวอย่างในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ กระทำกับดินตัวอย่างคงสภาพ ในการทดสอบดินตัวอย่างถูกทำให้อิ่มตัวด้วยความดันกลับ 190 กิโลปาสกาล และถูกอัดตัวคายน้ำด้วยความเค้นรอบข้างประสิทธิผล/ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (effective confining pressure/mean effective stress,  $p'_0$ ) เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 กิโลปาสกาล การเลื่อนตัวอย่างกระทำด้วยอัตราการอัดตัวคงที่ 0.075 และ 0.0025 มิลลิเมตรต่อนาที สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำขณะเลื่อน (isotropically consolidated drained triaxial, CIUC Test) และแบบมีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำขณะเลื่อน (isotropically consolidated undrained triaxial CIDC Test) ตามลำดับ

เมื่อได้ผลทดสอบแรงอัดสามแกนของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัย ทั้งสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ ผู้วิจัยนำแบบจำลองดินที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน (Cam

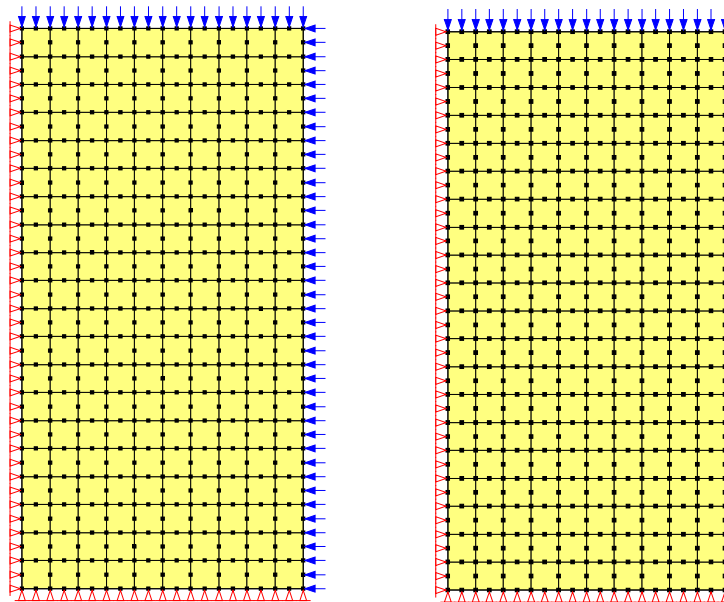
Clay, Modified Cam Clay และ Soft soil models) มาทำนายพฤติกรรมของดินตัวอย่างด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยอาศัยโปรแกรม SIGMA/W สำหรับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Cam Clay, Modified Cam Clay (Soft Soil Model และ Modified Cam Clay มี Yield function เดียวกัน) ขนาดของแบบจำลองเท่ากับขนาดของตัวอย่างทดสอบแรงอัดสามแกน โดยจำลองปัญหาเป็นแบบสมมาตรรอบแกน (axisymmetric) เมื่อหมุนรอบแกนในแนวตั้งซึ่งเป็นแกนสมมาตร ปัญหาจะเป็นปัญหาความเครียดระนาบ (plane strain) ซึ่งการยึดหรือหดตัวในทิศทางเชิงมุมจะเท่ากับศูนย์ โครงข่ายที่ใช้วิเคราะห์จะประกอบไปด้วยอีลิเมนต์สี่เหลี่ยมที่มี 8 จุดต่อ (quadrilateral 8 nodes) แผนภาพแบบจำลองแสดงในรูปที่ 3.9



รูปที่ 3.8 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (triaxial compression test)

การทดสอบที่ไม่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ หรือเรียกอย่างว่า การทดสอบแรงอัดแกนเดียว ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM-D 2166-98 ด้วยเครื่องมือดังแสดงในรูปที่ 3.10 การทดสอบกระทำกับตัวอย่างดินเหนียวคงสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ ที่เก็บจากชั้นความลึก 3.0 เมตร จากระดับผิวดิน บริเวณหลุมเจาะ BH-3 ตัวอย่างทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และสูง

10.0 มิลลิเมตร อัตราการอัดตัวคงที่ที่ 1 มิลลิเมตรต่ออนาที ผลทดสอบนำไปใช้ในการประมาณกำลังต้านแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำสำหรับการประมาณกำลังรับแรงแบกทานของดินได้ฐานราก



(a) Initial stress conditions

(b) Applying the specified deformation

รูปที่ 3.9 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SIGMA/W



รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังอัดแกนเดียว (unconfined compression test)

### 3.7 การตรวจสอบการทรุดตัวของฐานราก

การตรวจสอบการทรุดตัวของฐานรากอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 แบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอนด้วยกัน คือ

#### 3.7.1 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของอาคาร

เป็นการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่กดลงบนเสาตอม่อ (column load) และถ่ายลงสู่ฐานรากของอาคาร ผลการวิเคราะห์โครงสร้างนอกจากใช้ในการตรวจสอบสาเหตุของการทรุดตัวแล้วยังนำผลการวิเคราะห์ไปใช้ในการออกแบบการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็ม

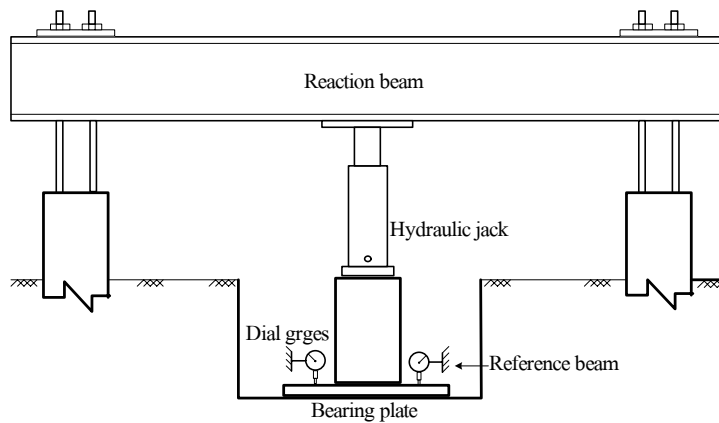
การวิเคราะห์โปรแกรม STAAD. Pro 2004 โดยจำลองโครงสร้างเป็นแบบ 3 มิติ สมมุติให้จุดรองรับเป็นแบบบานพับ (hinge) การคำนวณน้ำหนักบรรทุกประกอบด้วย น้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) และน้ำหนักบรรทุกจร (live load) และไม่ใช่ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (load factor)

#### 3.7.2 การวิเคราะห์กำลังรับแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก

การวิบัติของอาคารเกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก (สุขสันดีและคณะ 2548) ซึ่งอาจเนื่องจากฐานรากแต่ละฐานตั้งอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน ทำให้กำลังรับแรงแบกทานแตกต่างกัน ฐานรากที่มีกำลังรับแรงแบกทานต่ำ ซึ่งน่าจะเกิดการเคลื่อนตัวมากและดึงฐานรากข้างเคียงลง ทำให้เกิดโมเมนต์และแรงเฉือนส่วนเกินในองค์อาคารมากขึ้น และเกิดการวิบัติในที่สุด ดังนั้นเพื่อตรวจสอบสมมติฐานดังกล่าว ผู้วิจัยจะทำการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรม และระดับน้ำใต้ดินต่างกัน โดยประมาณกำลังรับแรงแบกทานของดินใต้ฐานรากจากผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักโดยใช้แผ่นเหล็ก แล้วนำมาเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกที่ประมาณได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างและระเบียบการทรุดตัว

#### 3.7.3 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักโดยใช้แผ่นเหล็ก

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D-1194 โดยใช้แผ่นเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร หนา 25 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 3.11 เนื่องจากแผ่นเหล็กมีขนาดเล็กกว่าขนาดของฐานรากมาก จึงทำการปรับแก้ผลของขนาดที่แตกต่างกัน (size effect) โดยทำการทดสอบที่ระดับความลึก 1.5 และ 0.5 เมตร จากระดับดินเดิม ตำแหน่งทดสอบแสดงในรูปที่ 3.2 ซึ่งเป็นตำแหน่งข้างอาคารที่มีการถมดินหนา 1.5 เมตร จากดินเดิม ดังนั้น ระยะเวลา ( $D_f$ ) ของตำแหน่งทดสอบ PBT-1 และ PBT-2 เท่ากับ 3.0 และ 2.0 เมตร ตามลำดับ



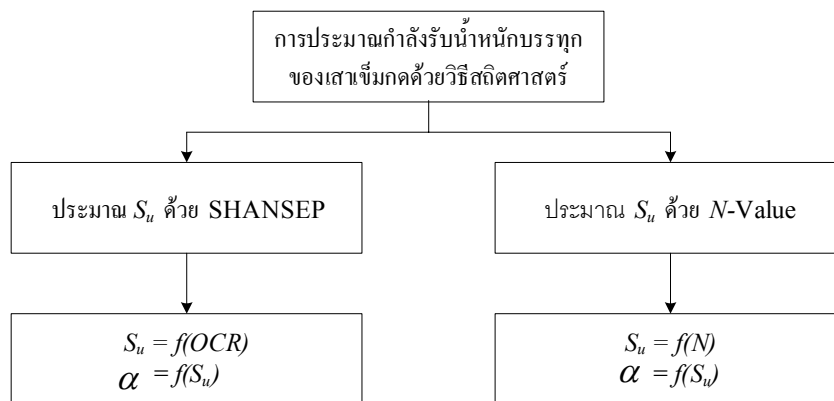
รูปที่ 3.11 การทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของแผ่นเหล็ก

### 3.8 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด

งานวิจัยนี้ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกด ด้วย 2 วิธี คือ วิธีสถิตศาสตร์ และวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ทั้งสองวิธีจะถูกตรวจสอบด้วยกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มในสนาม วิธีการประมาณและการทดสอบอธิบายคร่าวๆ ดังนี้

#### 3.8.1 สมการสถิตศาสตร์ (static formula)

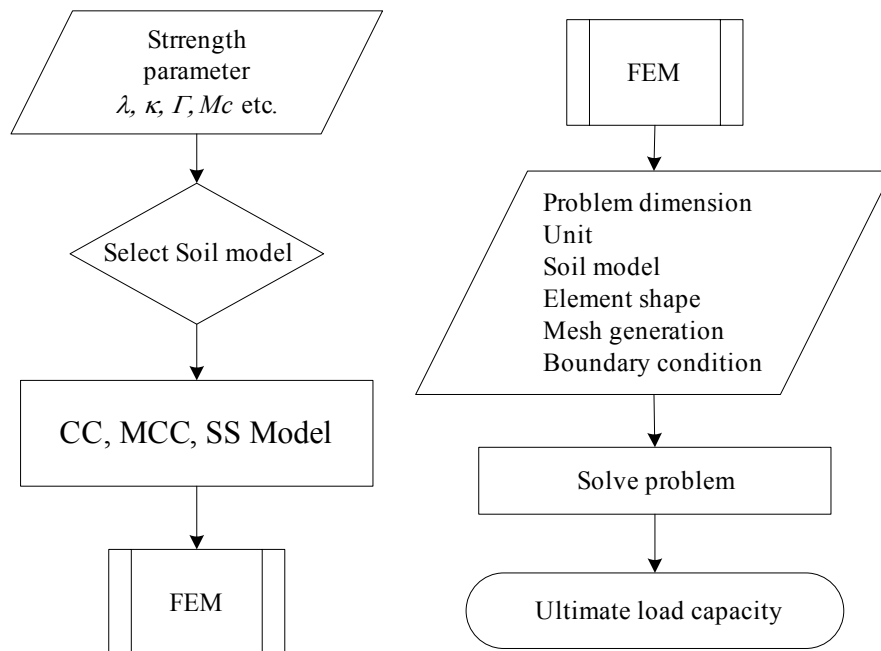
การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกด ใช้วิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัย 2 วิธี คือ ใช้หลักการของ SHANSEP และที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนกับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน แผนภาพขั้นตอนการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มแสดงดังรูปที่ 3.12



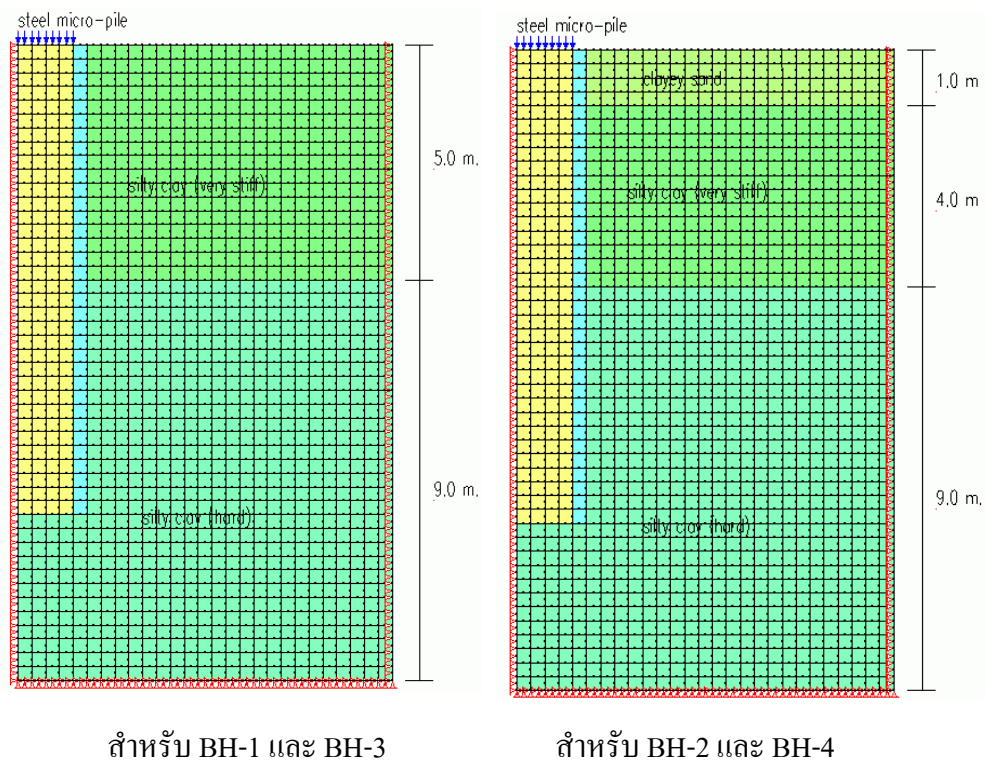
รูปที่ 3.12 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มกดด้วยสมการสถิตศาสตร์

### 3.8.2 วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

เพื่อเป็นการประยุกต์ใช้แบบจำลองดินร่วมกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการจำลองพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกุด ขนาด 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตร โดยใช้พารามิเตอร์จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนร่วมกับคุณสมบัติทางวิศวกรรมจากผลเจาะสำรวจของหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 แผนภาพขั้นตอนการทำงานกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงดังรูปที่ 3.13 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์จำลองปัญหาเป็นแบบสมมาตรรอบแกน เมื่อหมุนรอบแกนในแนวตั้งซึ่งเป็นแกนสมมาตร ปัญหาจะเป็นปัญหาความเครียดระนาบ ซึ่งการยืดหรือหดตัวในทิศทางเชิงมุมจะเท่ากับศูนย์ โครงข่ายที่ใช้วิเคราะห์จะประกอบไปด้วยเอลิเมนต์สี่เหลี่ยมที่มี 8 จุดต่อ ลักษณะของแบบจำลองแสดงในรูปที่ 3.14



รูปที่ 3.13 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มกุดด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



รูปที่ 3.14 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัษของเสาเข็ม

### 3.8.3 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

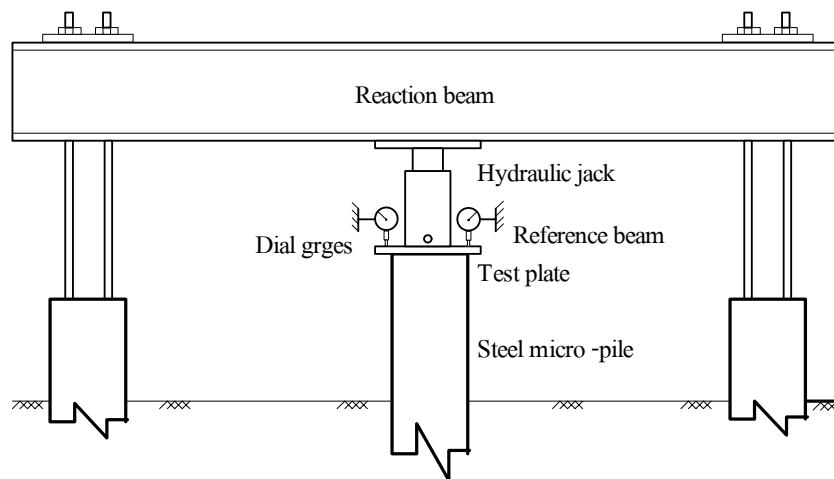
ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 1143 ดังแสดงในรูปที่ 3.15 เสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบมีจำนวน 4 ต้น โดยแบ่งออกเป็นเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีต ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.0 และ 12.5 เซนติเมตร อย่างละ 1 ต้น และเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.0 เซนติเมตร จำนวน 2 ต้น

การทดสอบอยู่ภายใต้สมมติฐานดังนี้ เสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตเป็นวัสดุประกอบที่มีการยึดเหนี่ยวกันระหว่างเสาเข็มและคอนกรีตเป็นอย่างดี ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอยู่ในช่วงอีลาสติก น้ำหนักกระทำเป็นแรงอัดตามแนวแกนปราศจากการเอียงศูนย์ ไม่เกิดการโก่งเดาะด้านข้าง (lateral buckling) และการหดตัวของเสาเข็มในขณะทดสอบมีน้อยมาก

บริเวณทดสอบอยู่ใกล้กับหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 ตำแหน่งทดสอบแสดงในรูปที่ 3.2 เสาเข็มเหล็ก ติดตั้งโดยวิธีการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก (hydraulic jack) ขณะที่กดเสาเข็ม ค่าแรงกดถูกบันทึกทุกระยะจุม 1.0 เมตร การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเสาเข็ม กระทำหลังจากการติดตั้ง 60 วัน (เพื่อให้ความดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มระบายออกจนหมด) ผลทดสอบ



จะได้ข้อมูลระหว่างน้ำหนักที่กระทำกับระดับการทรุดตัวของเสาเข็ม วิธีประมาณน้ำหนักบรรทุกที่ประลัยทำได้โดยวิธี Tangent ที่เสนอโดย Butler and Hoy (1977) ผลทดสอบที่ได้จะถูกนำมาคำนวณกลับ (back analysis) เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน และใช้ตรวจสอบผลการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิติศาสตร์และวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์



รูปที่ 3.15 การติดตั้งเครื่องมือสำหรับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม

## บทที่ 4

### ผลการศึกษาและวิจารณ์ผล

#### 4.1 บทนำ

บทนี้นำเสนอผลการศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินใต้ฐานรากอาคารหอพักสุรนิวาส 9 และผลการตรวจสอบสาเหตุของการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากอาคารจนทำให้อาคารเกิดการแตกร้าว และการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด

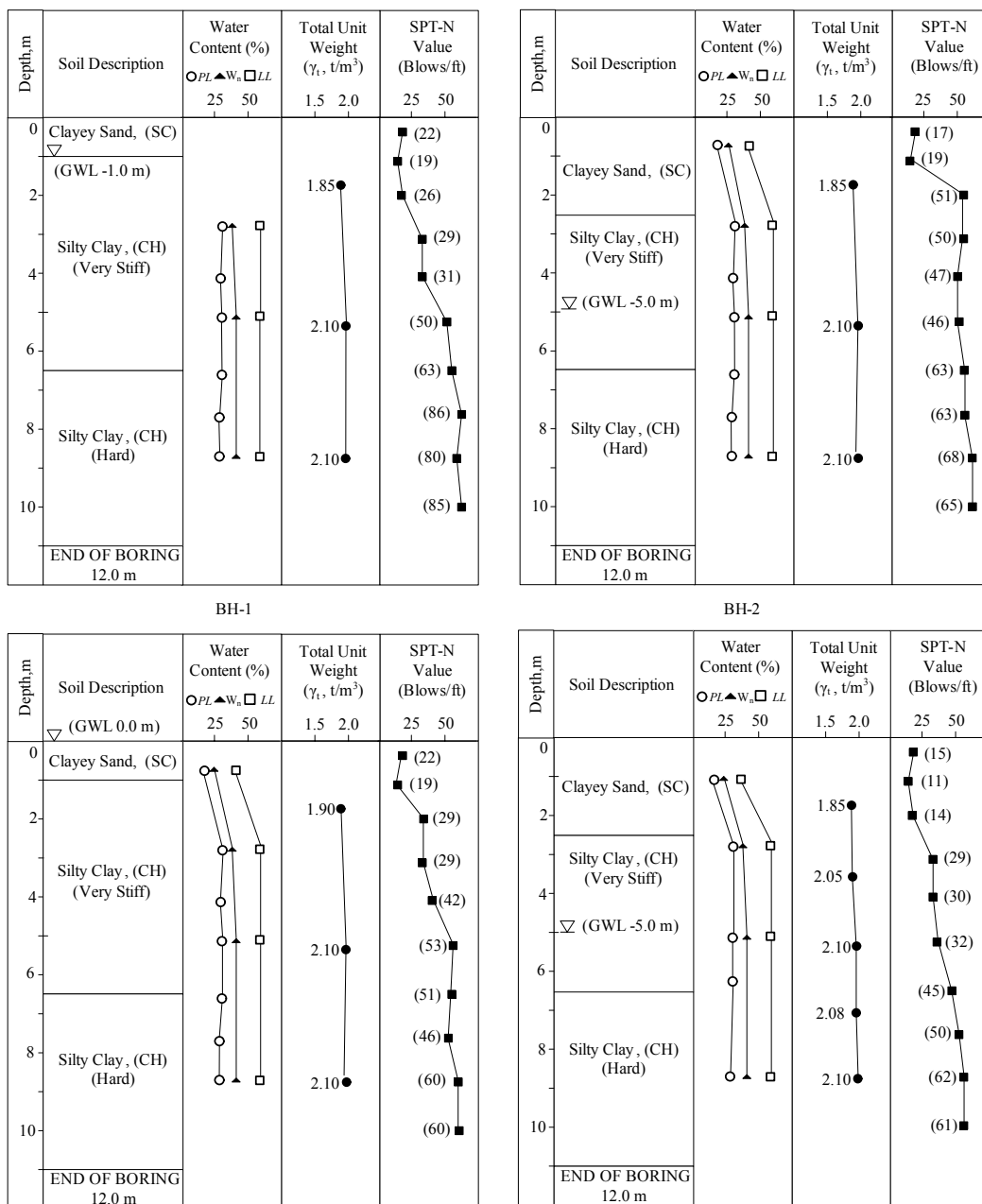
#### 4.2 คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณอาคารหอพักสุรนิวาส 9 ของหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4 แสดงในรูปที่ 4.1 ลักษณะของชั้นดินและคุณสมบัติพื้นฐานของดินสรุปได้ดังนี้ ชั้นแรกเป็นชั้นดินทรายที่มีความหนา 1.0-2.5 เมตร โดยที่บริเวณหลุมเจาะ BH-1 และ BH-3 มีความหนา 1.0 เมตร ( $N$  เท่ากับ 5-8 ครั้งต่อฟุต) ขณะที่บริเวณหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 มีความหนา 2.5 เมตร ถัดจากชั้นดินทรายจะพบชั้นดินเหนียวปนตะกอนแข็งปานกลางถึงแข็งมาก ( $N$  เท่ากับ 19-30 ครั้งต่อฟุต) ลึกลงถึงระดับประมาณ 7.0 เมตร และถัดลงไปเป็นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งมาก (ค่า  $N$  มากกว่า 30 ครั้งต่อฟุต)

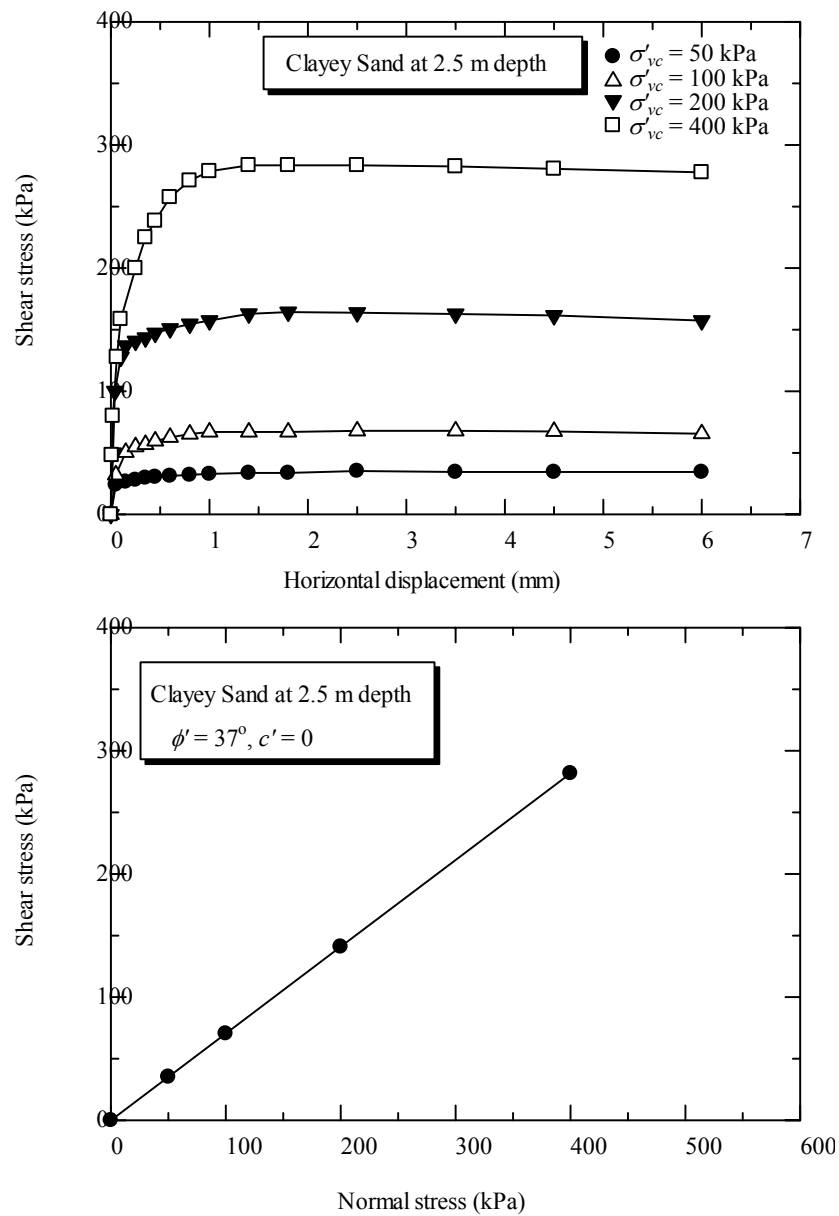
ดินชั้นแรกจัดเป็นทรายปนดินเหนียว (SC) ตามการจำแนกระบบเอกภาพ (USCS) ประกอบด้วยปริมาณของกรวด 15-18 เปอร์เซ็นต์ ทราย 48-60 เปอร์เซ็นต์ ดินตะกอน 8-10 เปอร์เซ็นต์ และดินเหนียว 16-23 เปอร์เซ็นต์ หน่วยน้ำหนักแห้ง 18.5-19.8 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ 14-20 เปอร์เซ็นต์ ชีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติก 29-30 และ 10-11 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ และจากการทดสอบแรงเฉือนตรงแบบระบายน้ำกับตัวอย่างดินบดอัดที่มีความหนาแน่นแห้งเท่ากับความหนาแน่นแห้งในสนาม พบว่ามุมของแรงเสียดทานภายในประสิทธิผลมีค่าเท่ากับ 37 องศา ดังแสดงในรูปที่ 4.2

ส่วนดินเหนียวปนดินตะกอน (CH) เป็นดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ มีปริมาณของกรวด 4-7 เปอร์เซ็นต์ ทราย 16-18 เปอร์เซ็นต์ ดินตะกอน 34-37 เปอร์เซ็นต์ และดินเหนียว 40-44 เปอร์เซ็นต์ ดินนี้มีปริมาณความชื้นธรรมชาติ 30-32 เปอร์เซ็นต์ ชีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติก 55-56 และ 16-17 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ลักษณะการกระจายขนาดของเม็ดดินแสดงในรูปที่ 4.3 และจากการ

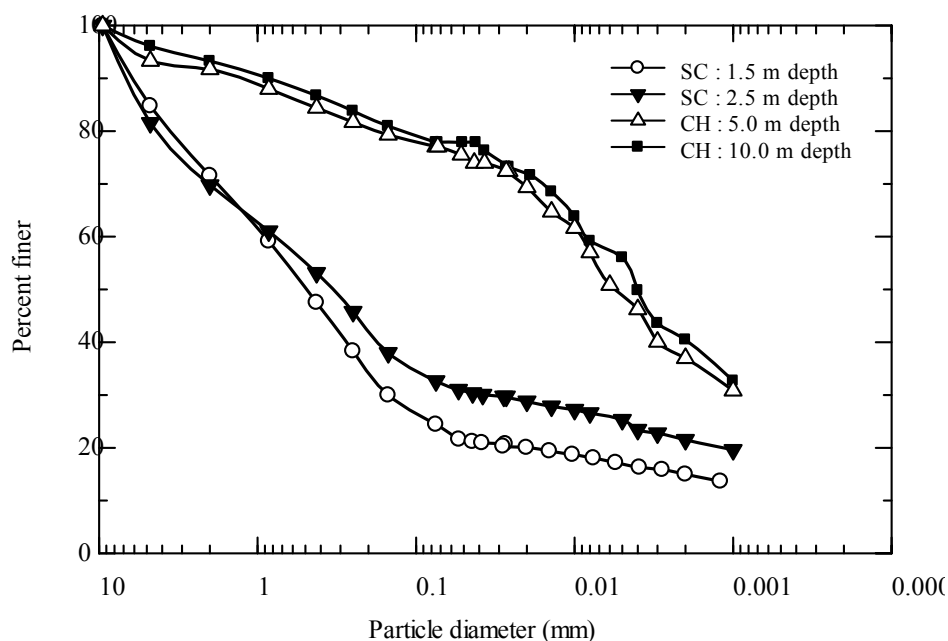
ทดสอบกำลังอัดแกนเดียวกับตัวอย่างคงสภาพที่เก็บจากชั้นความลึก 3.0 เมตร พบว่ามีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำเท่ากับ 7 ตันต่อตารางเมตร



รูปที่ 4.1 คุณสมบัติของชั้นดินหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4



รูปที่ 4.2 แรงเฉือนตรงของชั้นทรายปนดินเหนียว

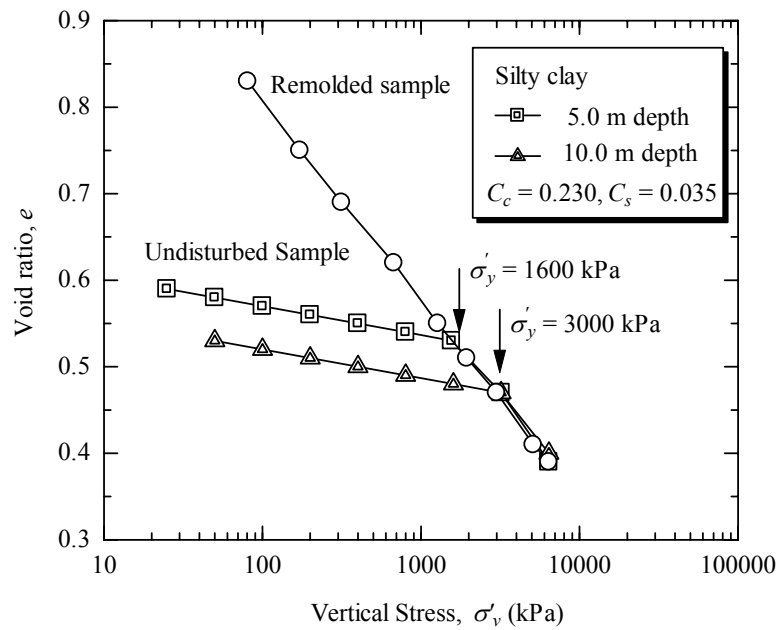


รูปที่ 4.3 การกระจายขนาดของเม็ดดิน

### 4.3 การอัดตัวคายน้ำ

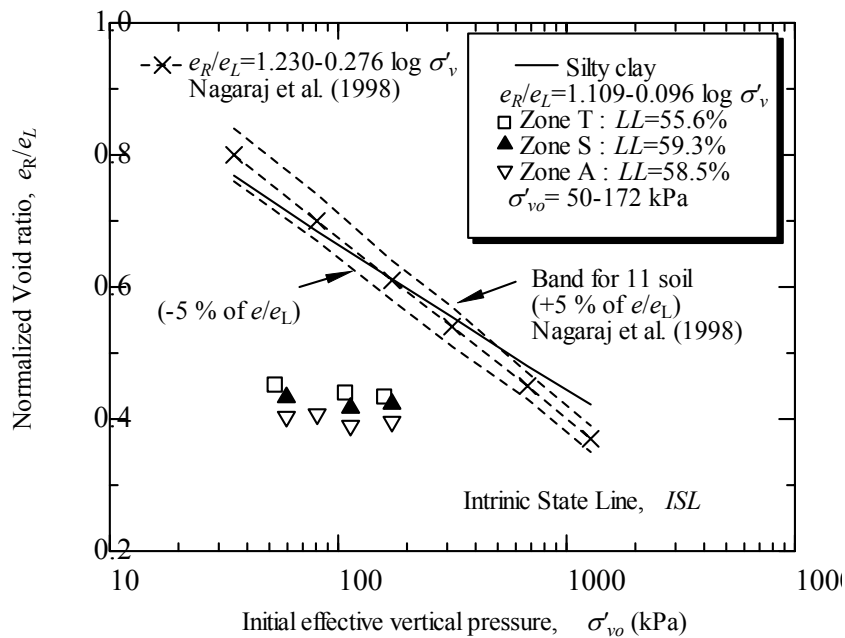
กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวคงสภาพและดินเหนียวปั้นใหม่ ที่เก็บจากระดับความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร แสดงในรูปที่ 4.4 พบว่าการเปลี่ยนแปลงของความเครียดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลมีค่าน้อยมากในช่วงก่อนถึงจุดคราก (pre-yield state) และมีการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่มากขึ้นในช่วงหลังจุดคราก เส้นการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังความเค้นครากของดินเหนียวคงสภาพเกือบจะเป็นเส้นเดียวกันกับดินเหนียวปั้นใหม่ ความเค้นสูงสุดที่เคยอดทับในอดีตเท่ากับ 1600 และ 3000 กิโลปาสกาล สำหรับตัวอย่างดินคงสภาพที่ความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร ตามลำดับ ดัชนีการอัดตัว (compression index of  $e - \log \sigma'_v, C_c$ ) และดัชนีการคืนตัว (swelling index of  $e - \log \sigma'_v, C_s$ ) มีค่าเท่ากับ 0.230 และ 0.035 ตามลำดับ

รูปที่ 4.5 แสดงเส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ เทียบกับเส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียว 11 ชนิด (Nagaraj et al., 1994) พบว่าเส้นทั้งสองชุดใกล้เคียงกันมาก เมื่อพล็อตพิกัด ( $e_R/e_L, \sigma'_v$ ) ของชั้นดินที่ความลึกต่างๆ (4.0-10.0 เมตร จากระดับผิวดิน) ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (สุขสันต์และคณะ 2546-2548) พบว่าพิกัด ( $e_R/e_L, \sigma'_v$ ) อยู่ด้านล่างของเส้นสถานะเนื้อแท้ จึงสรุปว่าดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ เป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ (สุขสันต์และรุ่งลาวัลย์ 2548)



รูปที่ 4.4 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับ 5.0 และ 10.0 เมตร จากการทดสอบ

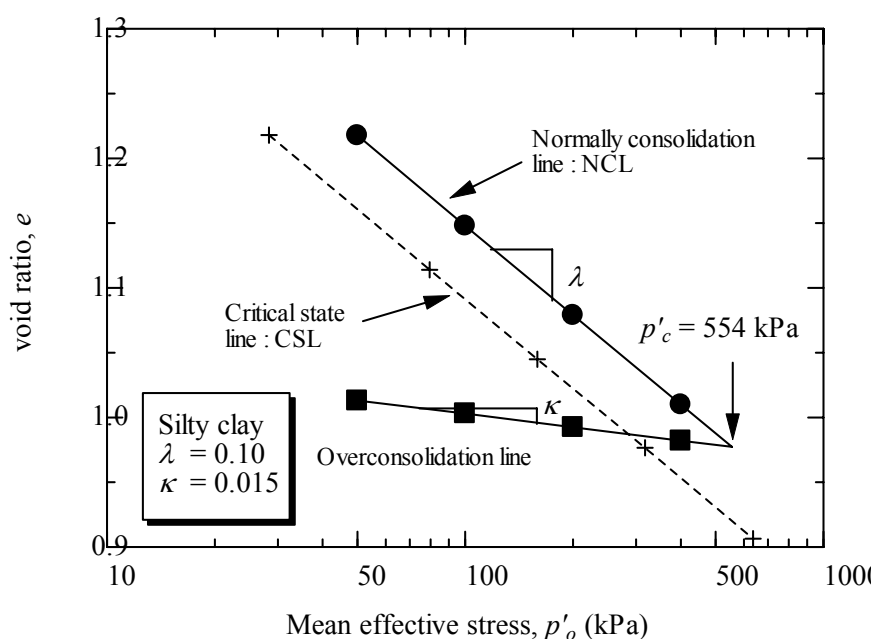
Oedometer test



รูปที่ 4.5 เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ

รูปที่ 4.6 แสดงกราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวคงสภาพและดินเหนียวปั้นใหม่จากผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำด้วยความดันประสิทธิผลเฉลี่ย เท่ากับ 50, 100, 200

และ 400 กิโลปาสกาล เราสามารถประมาณค่าดัชนีการอัดตัว (compression index of  $e - \ln p'$ ,  $\lambda$ ) และดัชนีการคืนตัว (recompression index of  $e - \ln p'$ ,  $\kappa$ ) จากความชันของเส้นการอัดตัวปกติ (normally consolidation line) และเส้นการอัดตัวมากกว่าปกติ (overconsolidation line) โดยมีค่าเท่ากับ 0.10 และ 0.015 ตามลำดับ Void ratio at unit mean stress critical state line ( $\ln p' = 1$ ),  $e_r$  มีค่าเท่ากับ 1.55 ( $\Gamma = 2.55$ )



รูปที่ 4.6 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับความลึก 5.0 เมตร

#### 4.4 แรงเฉือนตรงในสภาพไม่ระบายน้ำ

##### 4.4.1 การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยวิธี SHANSEP

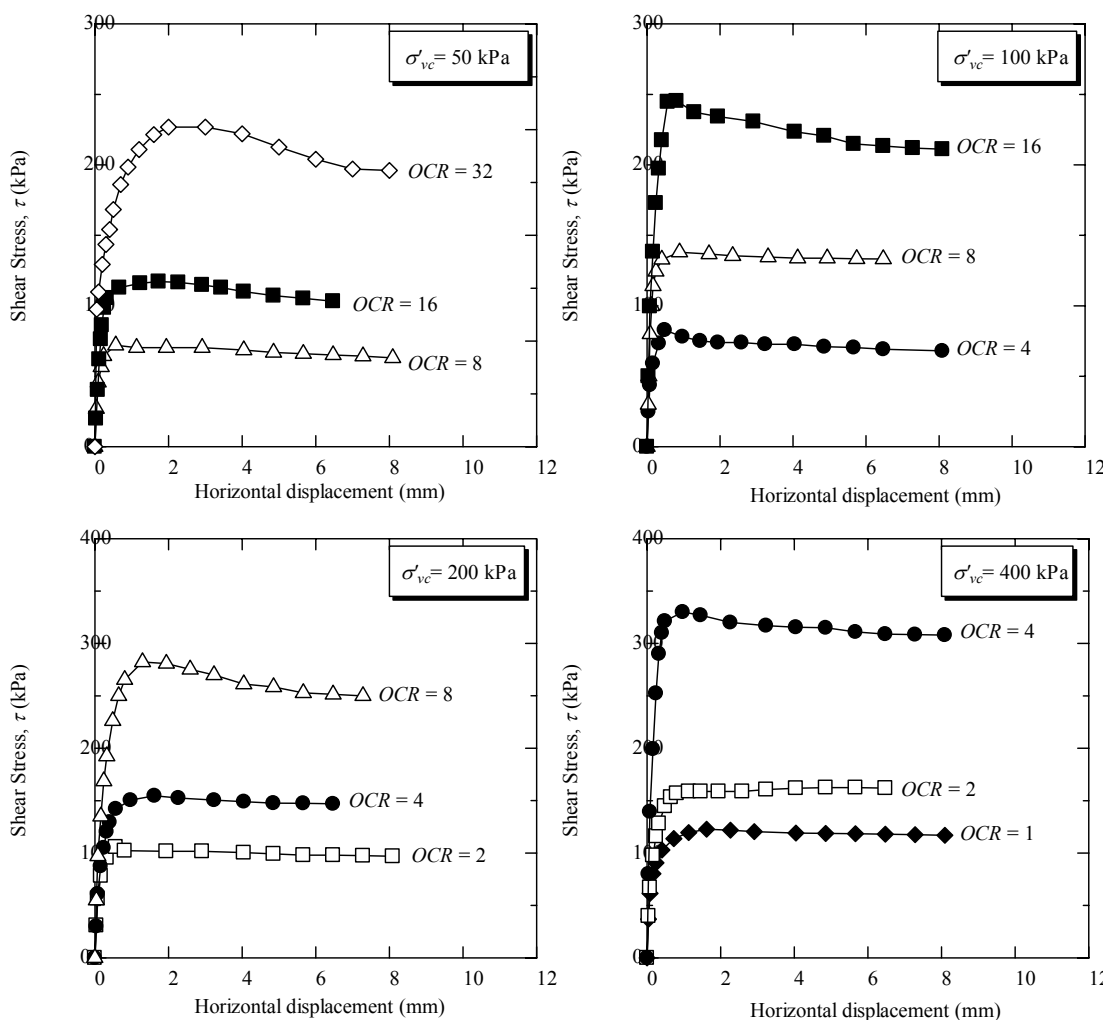
เมื่อพล็อตความเค้นสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวจะได้กราฟดังรูปที่ 4.7 จะเห็นว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินแปรผันตามประวัติการรับน้ำหนักและความเค้นกดทับประสิทธิผล กล่าวคือ ดินตัวอย่างที่ถูกเฉือนภายใต้ค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ ( $OCR$ ) และความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิ ( $\sigma'_{vc}$ ) ผลต่างกัน จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวแตกต่างกัน

ที่  $\sigma'_{vc}$  ค่าเดียวกัน ค่าความเค้นเฉือนของดินจะสูงขึ้นเมื่อค่า  $OCR$  สูงขึ้น เมื่อนำผลทดสอบในรูปที่ 4.7 มาทำการ Normalized ความเค้นเฉือนด้วยความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผลตามวิธีของ Ladd and Foott, (1974) และ Jamiolkowski et al., (1985) ได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.8 (a) ซึ่งพบว่า ถึงแม้ว่าความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผลจะต่างกันก็ตาม แต่ความ

สัมพันธ์ระหว่าง  $\tau/\sigma'_{vc}$  และความเครียดจะเหมือนกัน สำหรับ  $OCR$  ค่าหนึ่ง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่า อัตราส่วน  $S_u/\sigma'_{vc}$  มีค่าแปรผันตาม  $OCR$  เพียงอย่างเดียว ดังแสดงในรูปที่ 4.8 อัตราส่วน  $S_u/\sigma'_{vc}$  และ  $OCR$  มีความสัมพันธ์เชิงลอการิทึม ดังแสดงในรูป 4.8(b) และสามารถแสดงได้ด้วยสมการ SHANSEP ดังนี้

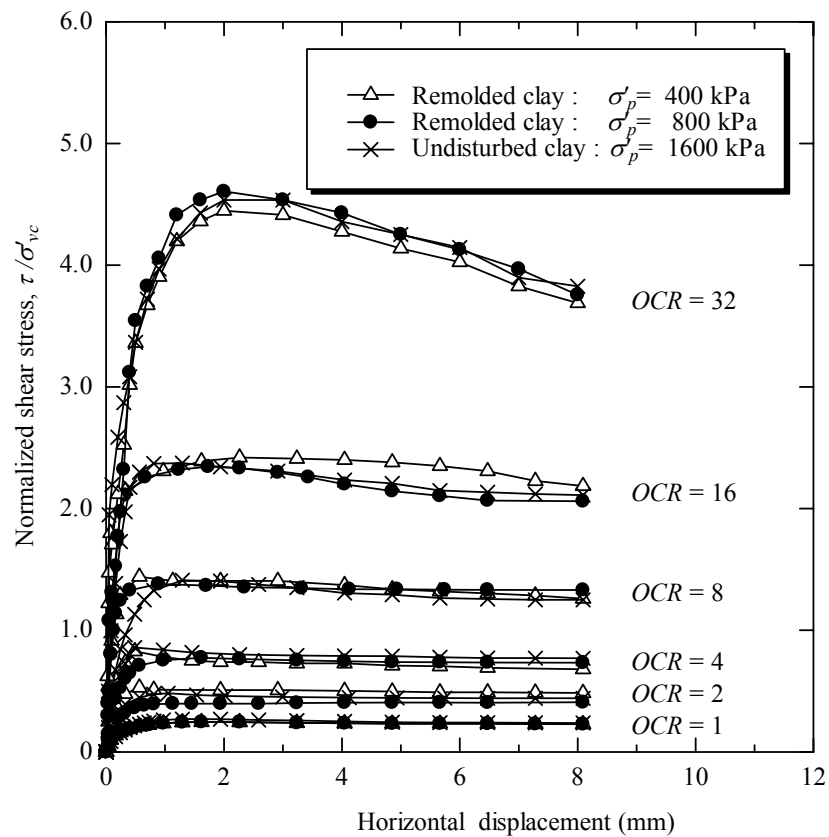
$$S_u/\sigma'_{vc} = 0.278OCR^{0.8} \quad (4.1)$$

เมื่อ  $OCR$  คือค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ มีค่าระหว่าง 1.0 ถึง 32.0

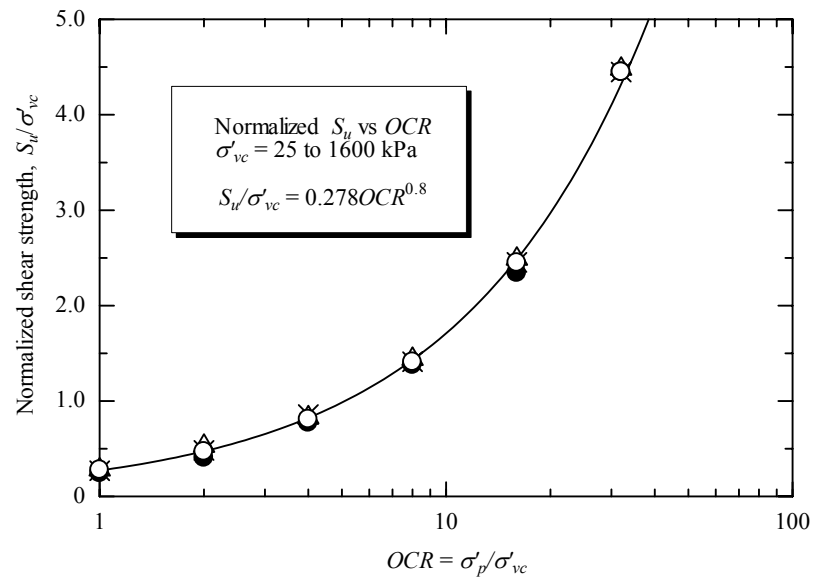


รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress กับ Horizontal displacement ที่  $OCR$  และ  $\sigma'_{vc}$  ต่างๆ





(a) Normalized ความเค้นเฉือนด้วยความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล

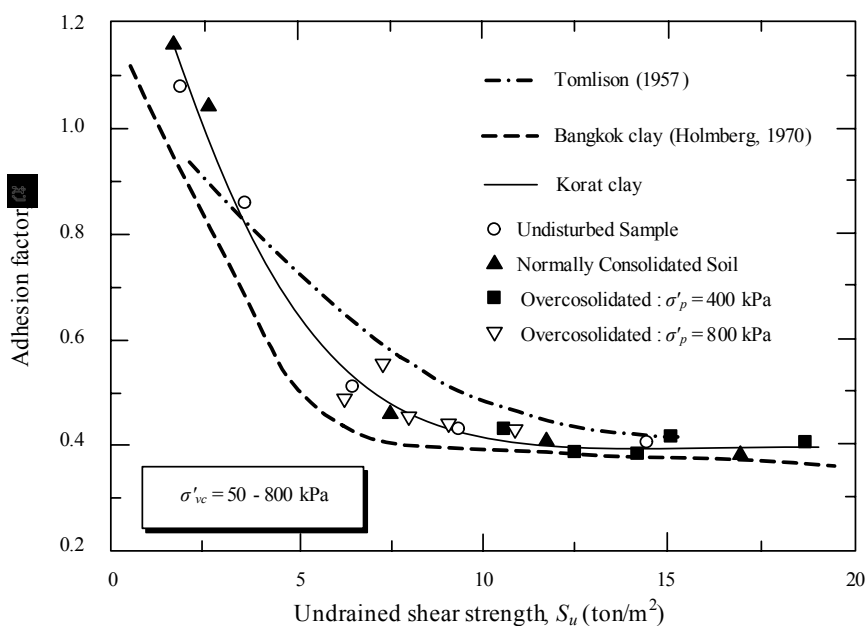


(b) ความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u / \sigma'_{vc}$  และ  $\log OCR$  ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัย

รูปที่ 4.8 Normalized shear stress จากผลทดสอบ CU Direct shear test

#### 4.4.2 แฟกเตอร์ยึดเกาะ

นักวิจัยหลายท่านได้ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) กับแฟกเตอร์ยึดเกาะ ( $\alpha$ ) ซึ่งสรุปได้ว่า ค่าแฟกเตอร์ยึดเกาะจะมีค่าน้อยลงตามกำลังต้านทานแรงเฉือนหรืออัตราส่วนการอัดตัวของดิน เนื่องจากดินที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงเป็นดินที่แข็งและเปราะ เมื่อติดตั้งเสาเข็มลงในดินประเภทนี้จะเกิดรอยแตกในมวลดินทำให้ดินและเสาเข็มไม่สามารถยึดเกาะกันได้ดี (Tomlinson, 1957; Holmberg, 1970; API, 1974; Vesic, 1977; etc.) รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ จากผลทดสอบแรงเฉือนตรง จะเห็นว่าแฟกเตอร์ยึดเกาะมีค่าลดลงเมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และมีค่าเกือบคงที่ เมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนมากกว่า 75 กิโลปาสกาล นอกจากนี้ ยังพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวอยู่ระหว่างความสัมพันธ์ที่นำเสนอโดย Tomlinson, (1957) และ Holmberg, (1970)



รูปที่ 4.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือน

#### 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน

ตามที่กล่าวมาในข้างต้น ชั้นดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก จึงเป็นการยากต่อการเก็บตัวอย่างแบบคงสภาพ เพื่อนำมาทดสอบหาลำดับกำลังต้านทานแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ ในทางปฏิบัติกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ, ( $S_u$ ) สำหรับดินที่แข็งมากมักประมาณจากตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน, ( $N$ ) ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทาน

แรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำและตัวเลขทะเลลวงมาตรฐาน ที่เสนอโดยนักวิจัยในอิตาลี (Navy, 1982) ใช้ได้สำหรับช่วงที่  $N < 30$  ซึ่งพอเพียงในการออกแบบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มตอก เนื่องจากเสาเข็มตอกที่มีขนาดของพื้นที่หน้าตัดที่ใหญ่ จะไม่สามารถถูกตอกทะลุชั้นดินที่มีตัวเลขทะเลลวงมาตรฐานสูงมากได้

สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก สามารถถูกกดทะลุชั้นดินแข็งลงไปจนถึงระดับความลึกที่ต้องการหรือจนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติเมื่อรับแรงเกินกำลังอัดของวัสดุตั้งนั้น เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ และตัวเลขทะเลลวงมาตรฐานสำหรับเสาเข็มกดในชั้นดินเหนียวแข็ง ผู้วิจัยได้ทำทดสอบหาลำดับรับน้ำหนักของเสาเข็มกดจำนวน 4 ต้น และทำการคำนวณกลับเพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u$  และ  $N$  ได้สมการเส้นตรงดังนี้

$$S_u = N / C \quad (4.2)$$

เมื่อ  $C$  คือค่าคงที่ การคำนวณกำลังกลับจะพิจารณาว่า น้ำหนักบรรทุกประลัยประกอบไปด้วยแรงเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม (skin friction,  $P_{su}$ ) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (end bearing,  $P_{bu}$ ) ค่าทั้งสองคำนวณได้จากสมการที่ (4.3) ถึง (4.6) (Poulos, 1980 and 2001; Whitaker, 1970)

$$P_{su} = K \sigma'_{v(ave)} pL \tan \delta' \quad \text{สำหรับ ชั้นทราย} \quad (4.3)$$

$$P_{su} = \alpha S_u pL \quad \text{สำหรับ ชั้นดินเหนียว} \quad (4.4)$$

$$P_{bu} = \sigma'_v N_q A \quad \text{สำหรับ ชั้นทราย} \quad (4.5)$$

$$P_{bu} = N_c S_u A \quad \text{สำหรับ ชั้นดินเหนียว} \quad (4.6)$$

เมื่อ  $K$  คือสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง สามารถประมาณได้จาก  $(1 - \sin \phi')$  (Jaky, 1944) มีค่าเท่ากับ 0.398  $\delta'$  คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม ประมาณได้จาก  $0.7\phi' = 25.9^\circ$  (Stas, 1984)  $\alpha$  คือแฟกเตอร์ยึดเกาะ ประมาณได้จากรูปที่ 4.9  $p$  คือเส้นรอบรูป  $L$  คือความยาวของเสาเข็ม  $A$  คือพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม  $N_q$  และ  $N_c$  คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน มีค่าเท่ากับ 140

(Berezantev et al., 1961) และ 9.0 (Skempton, 1951) ตามลำดับ และ  $S_u$  คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งมีค่าเท่ากับสมการที่ (4.2)

ผลการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ได้ค่า  $C$  เท่ากับ 1.1 ถึง 1.3 ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ในที่จะใช้เท่ากับ 1.1

ตารางที่ 4.1 ค่า  $C$  จากการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม

Test No.	Pile diameter (cm)	Length (m)	Ultimate load (ton)	$C$
1	15.0	10.0	60.0	1.3
2	10.0	7.5	35.0	1.2
3	15.0	8.0	55.0	1.1
4	12.5	7.0	40.0	1.1

ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานสำหรับดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯมีค่าเท่ากับ

$$S_u = N/1.1 \quad (4.7)$$

เมื่อ  $N$  คือตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน อยู่ในช่วง 0-80 ครั้ง/ฟุต

#### 4.6 กำลังอัดสามแกน

ผลทดสอบกำลังอัดสามแกนทั้งในสภาวะระบายน้ำและไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี มีดังนี้

##### 4.6.1 ผลทดสอบของดินเหนียวในสภาวะอัดตัวปกติ

เส้นทางความเค้น (stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วน โพรงกับความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย (mean effective stress,  $p'$ ) ของผลทดสอบดินเหนียวอัดตัวปกติในสภาวะการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ แสดงในรูปที่ 4.10

จากรูปที่ 4.10 พบว่าเส้นทางความเค้นแบบไม่ระบายน้ำ (undrained stress paths) มีลักษณะโค้งไปทางซ้ายมือทุกความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย แสดงว่าดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (elastoplastic behavior) จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (critical state) ถึงแม้ว่าใน

ขณะนั้นตัวอย่างจะมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย แต่อัตราส่วน โพรงจะมีค่าคงที่จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (เนื่องจากการระบายออกของน้ำ)

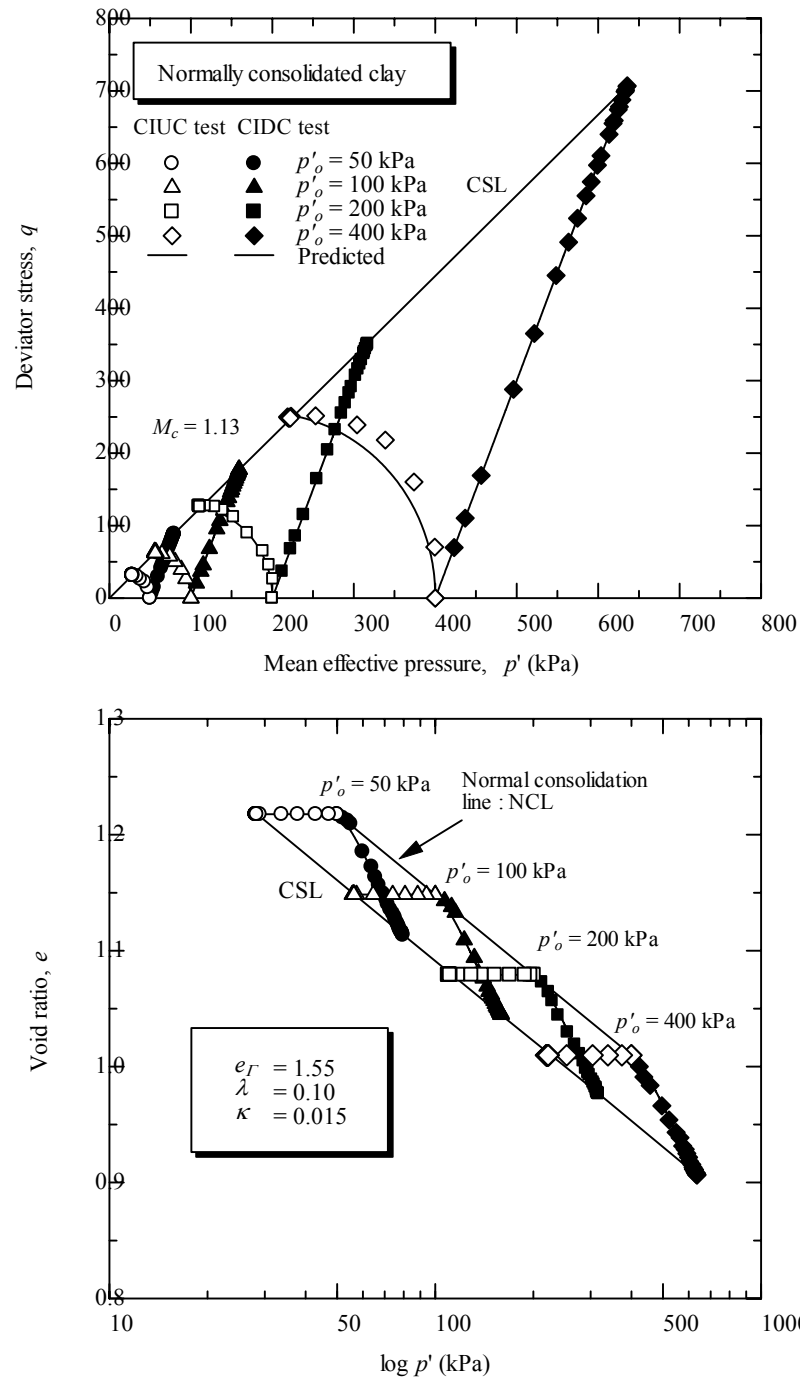
ส่วนเส้นทางความเค้นแบบระบายน้ำ (drained stress paths) จะเป็นเส้นตรงที่มีความชัน 3:1 จนถึงสภาวะวิกฤติ การลดลงของอัตราส่วน โพรงเกิดขึ้นอย่างมากในขณะนั้น ดังจะเห็นได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง  $(e, \log p')$  สรุปได้ว่าดินตัวอย่างนี้แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (elastoplastic behavior) ตลอดการเลือน ความสัมพันธ์  $(e, \log p')$  และ  $(q, p')$  แสดงให้เห็นว่าเส้นสภาวะวิกฤติ (critical state line) ของดินเป็นเส้นเดียวกันสำหรับการเลือนทั้งแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ โดยไม่ขึ้นอยู่กับสภาวะการเลือน นอกจากนี้ยังพบว่า ความชันของเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (normal consolidation line) และเส้นสภาวะวิกฤติมีความชันเท่ากัน ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานของแบบจำลองดิน (critical state model)

เพื่อเป็นการแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ สอดคล้องกับสมมติฐานพื้นฐานหลักการ State boundary surface (Roscoe and Burland, 1968) ซึ่งเป็นสมมติฐานหลักในการสร้างแบบจำลอง Modified Cam Clay ผู้วิจัยทำการ Normalized ผลทดสอบด้วย Stress parameters ได้แก่  $p'$  และ  $p'_e$  เมื่อ  $p'_e$  คือ Mean equivalent pressure ซึ่งได้จากสมการ

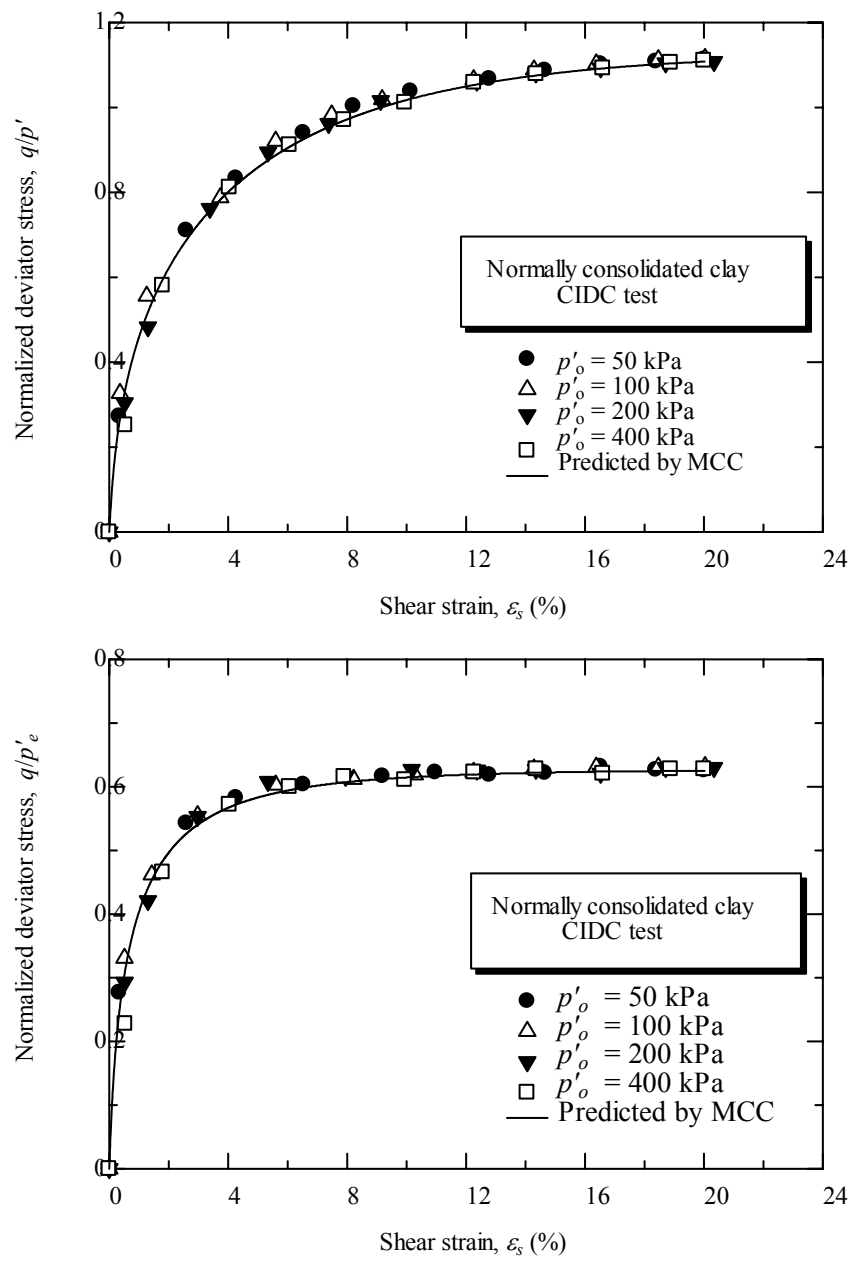
$$p'_e = p'_o \exp\left(\frac{e_o - e}{\lambda}\right) \quad (4.8)$$

รูปที่ 4.11 และ 4.12 แสดงความสัมพันธ์ ระหว่าง  $(q/p', \varepsilon_s)$  และ  $(q/p'_e, \varepsilon_s)$  ของดินตัวอย่างอัดตัวปกติในสภาวะการเลือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำเปรียบเทียบกับผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน Modified cam clay ตามลำดับ รูปที่ 4.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $(q/p'_e, q/p'_e)$  ของดินตัวอย่างเปรียบเทียบกับผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน Modified Cam Clay และทดสอบของนักวิจัยในอดีต (Balasubramaniam 1969; Balasubramaniam and Chaudhry, 1978) จากรูปที่ 4.10 พบว่าแม้เส้นทางความเค้น (stress paths) มีลักษณะแตกต่างกัน ตามการระบายน้ำขณะเลือน แต่เมื่อทำการ Normalization แล้วจะได้ผิวขอบเขตของ Roscoe (Roscoe surface) ที่เป็นเอกภาพสำหรับดินชนิดหนึ่งๆ แสดงดังรูปที่ 4.13 เมื่อพล็อตกราฟผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอสินและดินเหนียวกรุงเทพ พบว่าอยู่ระหว่างผิวขอบเขตของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ โดยที่ผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอสินมีค่าสูงกว่าดินเหนียวกรุงเทพเล็กน้อย จากผลทดสอบและเปรียบเทียบเป็นสิ่งยืนยันว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ เป็นไปตามหลักการของ State boundary surface (ซึ่งเป็นฟังก์ชันเดียว

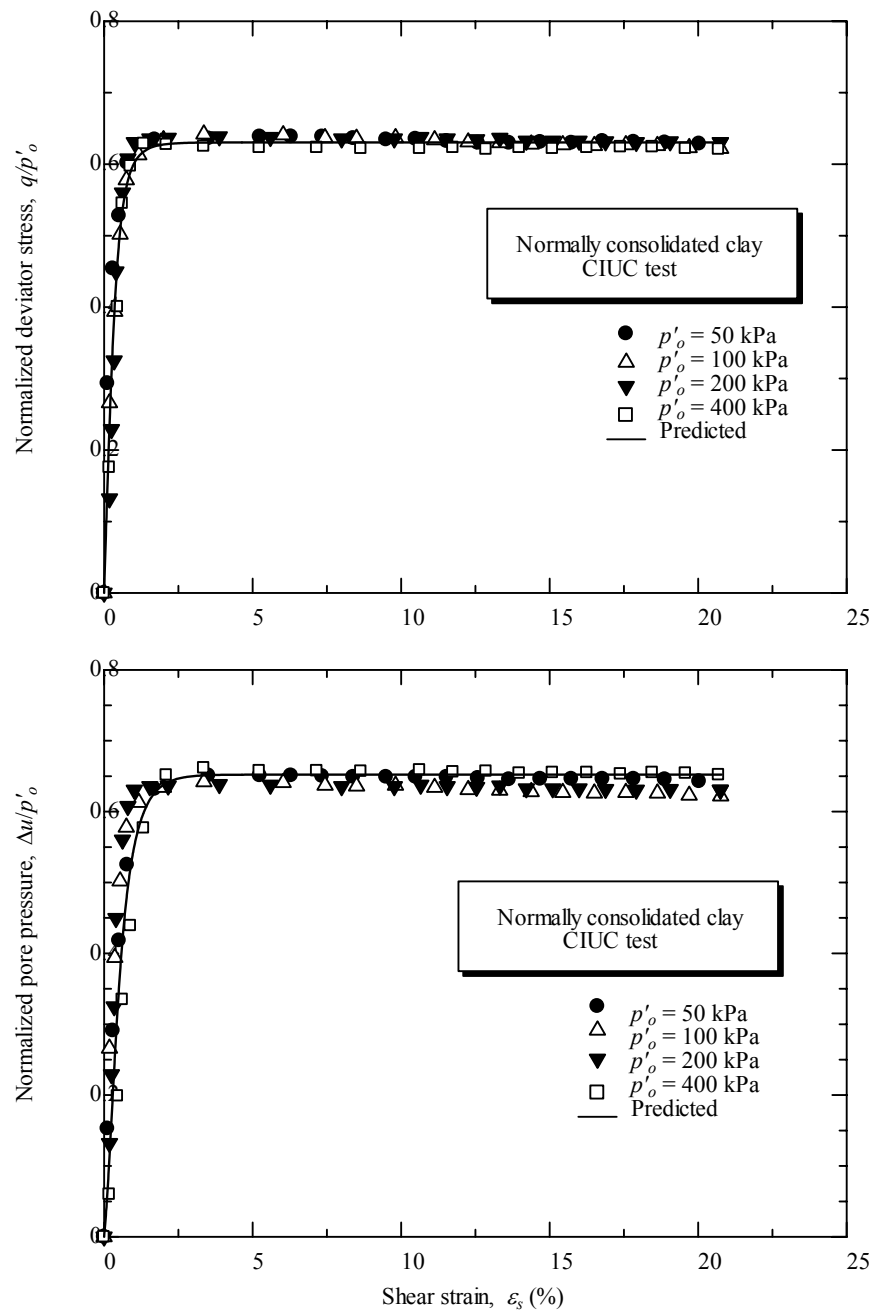
กันกับ Plastic potential function) และสามารถประมาณได้โดยสมการวงรี (แบบจำลองดิน Modified Cam Clay และ Soft Soil)



รูปที่ 4.10 เส้นทางความเค้น (stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ

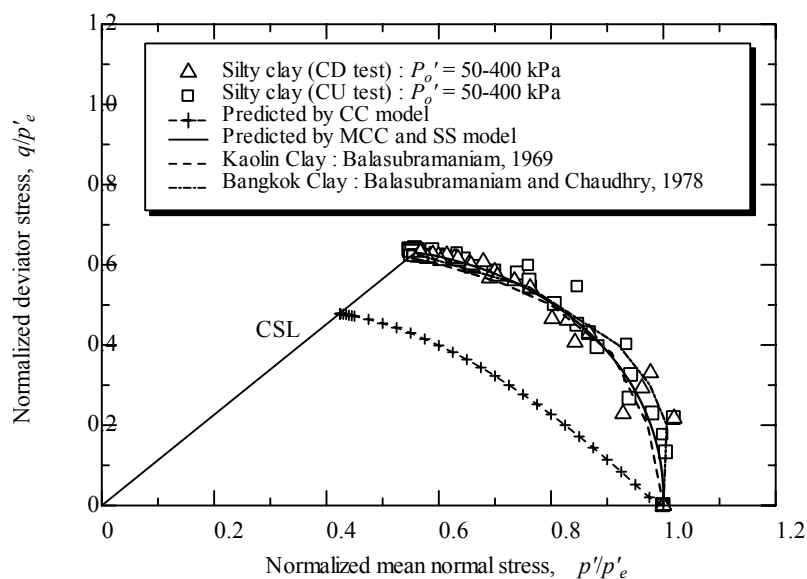


รูปที่ 4.11 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIDC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



รูปที่ 4.12 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIUC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



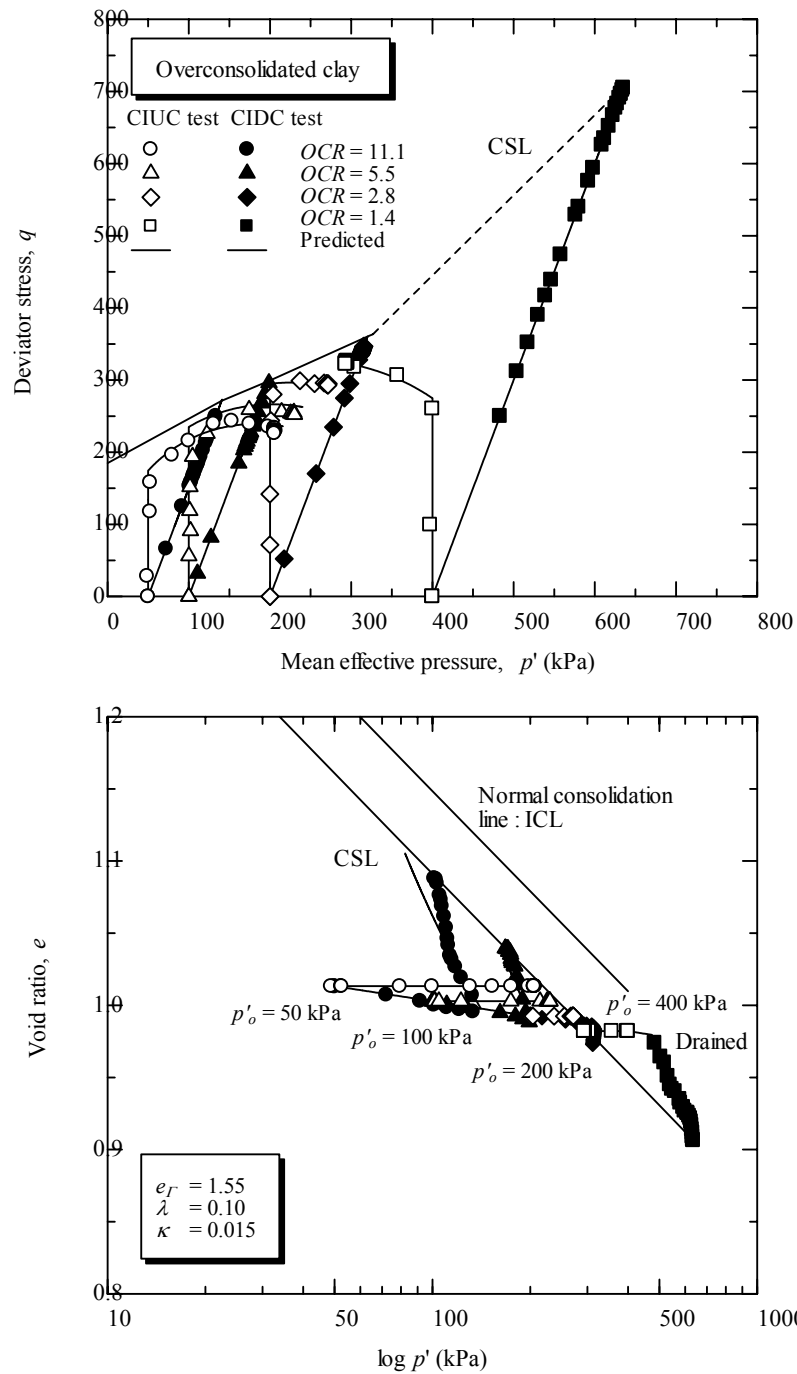


รูปที่ 4.13 Normalized เส้นทางการความเค้น (stress paths) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ

#### 4.6.2 ผลทดสอบของดินเหนียวในสถานะอัดตัวมากกว่าปกติ

เส้นทางการความเค้นและการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วน โพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของผลทดสอบดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติในสถานะการเงื่อนไขแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ แสดงในรูปที่ 4.14 จากรูปที่ 4.14 พบว่าเส้นทางการความเค้นแบบไม่ระบายน้ำเกือบเป็นเส้นตรงพุ่งขึ้น (ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเกือบคงที่) จนกระทั่งถึงจุดวิกฤติ สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  สูง และมีลักษณะโค้งในตอนหลัง สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  ต่ำ การที่เส้นทางการความเค้นพุ่งขึ้นในแนวตั้งแสดงให้เห็นว่าดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมยืดหยุ่นและไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร เห็นได้ว่าการลดลงของอัตราส่วน โพรงน้อยมากหรือเกือบขนานแกนนอน

สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  สูง หลังจากที่เส้นทางการความเค้นพุ่งขึ้นจนถึงจุดวิกฤติแล้ว เส้นทางการความเค้นจะเคลื่อนตัวไปทางขวามือ ( $p'$  มีค่าเพิ่มขึ้น) แสดงว่าดินตัวอย่างเกิดการขยายตัว ดังจะเห็นได้ว่าอัตราส่วน โพรงมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงสถานะวิกฤติ ในทางตรงกันข้าม สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  ต่ำ หลังจากที่เส้นทางการความเค้นพุ่งขึ้นจนถึงเส้น โค้งคราก (yield surface) แล้ว เส้นทางการความเค้นจะเคลื่อนตัวไปทางซ้ายมือ ( $p'$  มีค่าลดลง) แสดงว่าดินตัวอย่างเกิดการอัดตัว ดังจะเห็นได้ว่าอัตราส่วน โพรงมีค่าลดลงจนกระทั่งถึงสถานะวิกฤติ จากรูปที่ 4.10 และ 4.14 แสดงให้เห็นว่าเส้นสถานะวิกฤติเป็นเส้นเดียวกัน สำหรับดินอัดตัวปกติและดินอัดตัวมากกว่าปกติ และไม่แปรผันตามสถานะการระบายน้ำขณะเงื่อนไข



รูปที่ 4.14 เส้นทางความเค้น (stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้น  
 ประสิทธิภาพเฉลี่ยของดินเหนียวปนดินตะกอน อัดตัวมากกว่าปกติ

### 4.6.3 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน

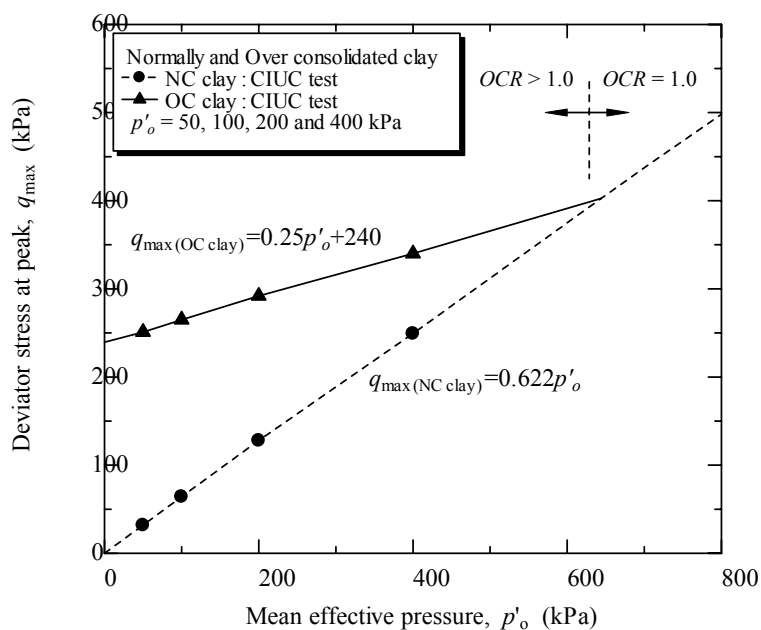
พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดินได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกน สามารถสรุปได้  
 ดังตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน

Symbol	Parameters	Value
$M_c$	The slope of critical state line	1.13
$\Gamma$	The specific volume at theoretical state when the pressure $p' = 1$	2.55
$\kappa$	The slope of over-consolidated line (OC line)	0.10
$\lambda$	The slope of normally consolidated (NC line)	0.015

#### 4.6.4 ขอบเขตการวิบัติและสถานะวิกฤติ

รูปที่ 4.15 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด ( $q_{\max}$ ) และความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติและดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติที่ได้จากผลทดสอบ CIUC และ CIDC



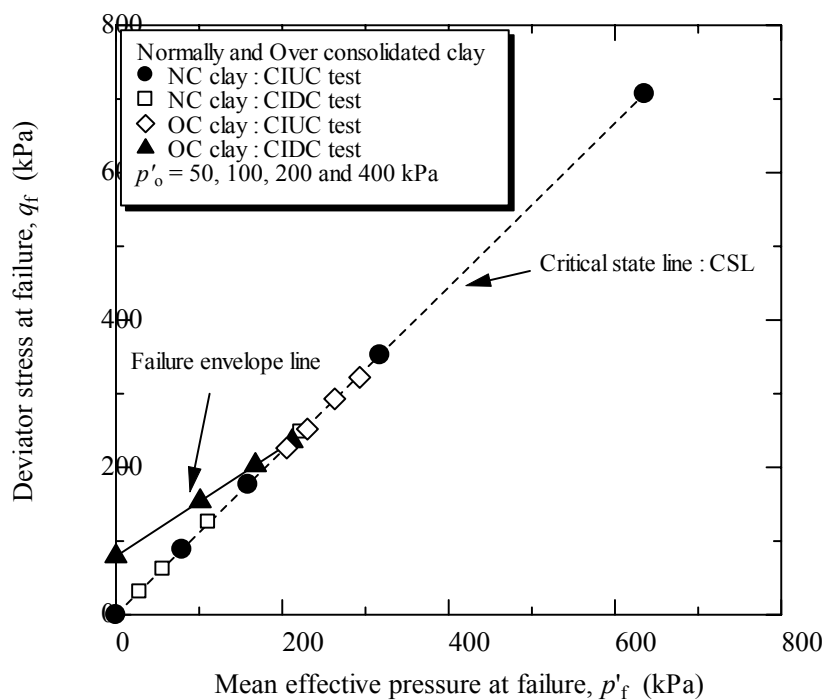
รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่จุดสูงสุดและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย

รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยแสดงดังสมการที่ (4.9) และ (4.10) สำหรับดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ ตามลำดับ

$$q_{\max} = 0.622 p'_o \tag{4.9}$$

$$q_{\max} = 0.25 p'_o + 240 \tag{4.10}$$

รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิบัติและสถานะวิกฤติของดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวปกติและดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติ ที่ได้จากผลทดสอบ CIUC และ CIDC เส้นขอบเขตความแข็งแรงประสิทธิผลและเส้นสถานะวิกฤติ แสดงโดยเส้นทึบและเส้นปะตามลำดับ ค่าความชันของเส้นขอบเขตการวิบัติและเส้นสถานะวิกฤติ (CSL) มีค่าเท่ากับ 0.74 และ 1.13 ตามลำดับ เราสามารถประมาณค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผลที่จุดวิบัติ และที่สถานะวิกฤติของดินตัวอย่าง (angle of internal friction,  $\phi'$ ) ได้เท่ากับ 19.3 และ 27.8 องศา ตามลำดับ



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิบัติ

#### 4.7 ผลการตรวจสอบการทรุดตัวของฐานราก

การทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 เกิดจากดินใต้ฐานรากบางฐานมีกำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิต่ำกว่าหรือใกล้เคียงกับกำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้ การวิเคราะห์ สามารถกระทำได้อย่างเป็นลำดับ ดังนี้

##### 4.7.1 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของเสาตอม่อ

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่ออาคาร แบ่งออกเป็น น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร น้ำหนักบรรทุกคงที่ ได้แก่ น้ำหนักขององค์อาคาร เช่น เสา คาน ฐานราก ผนัง เป็นต้น คำนวณจากขนาดจริงขององค์อาคารตามแบบก่อสร้างทุกประการ รายละเอียดของอาคารหอพักสุรนิเวศได้ดังนี้ อาคารหอพักสุรนิเวศ 9 เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น ขนาด 74 x 74 เมตร แต่ละชั้นสูง 3.5 เมตร มีช่วงระหว่างเสา 4.0 และ 8.0 เมตร เสา คาน เสาตอม่อ และฐานราก ทั้งหมดเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก พื้นอาคารเป็นพื้นสำเร็จรูปทั่วไป โครงหลังคาเป็น โครงหลังคาเหล็ก มุงด้วยเหล็กกริดลอน และฐานรากของอาคารเป็นแผ่ ขนาดขององค์อาคารสรุปได้ดังตารางที่ 4.3-4.6 (แบบแปลนฐานราก คาน พื้น และหน้าตัด แสดงในภาคผนวก (ก)) น้ำหนักบรรทุกจร จะใช้ข้อกำหนด (code) ของข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่อง ควบคุมการก่อสร้าง พ.ศ. 2522 โดยแบ่งออกตามลักษณะของพื้นที่ใช้สอยแสดงในตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.3 ขนาดของฐานรากแผ่ซึ่งวางอยู่ที่ระดับ -1.5 เมตร จากระดับผิวดิน

Footing	Size (m <sup>2</sup> )
F1	1.70 x 1.70
F2	1.80 x 1.80
F3	2.10 x 2.10
F4	2.30 x 2.30
F5	2.80 x 2.80

ตารางที่ 4.4 ขนาดเสาในอาคาร

Column	Size (m <sup>2</sup> )
C1, C2, C3	0.35 x 0.35
CX	0.20 x 0.20
C4, C5	0.40 x 0.40

ตารางที่ 4.5 ขนาดของคานในอาคาร

Beam	Size (m <sup>2</sup> )
B1, B1A	0.15 x 0.40
B2, B4	0.20 x 0.40
B3, B3A, B3X, B3Y	0.25 x 0.65
B2B, B8	0.25 x 0.70
B5	0.15 x 0.65
B6	0.20 x 0.50
B7	0.20 x 0.65
B8A	0.15 x 0.60

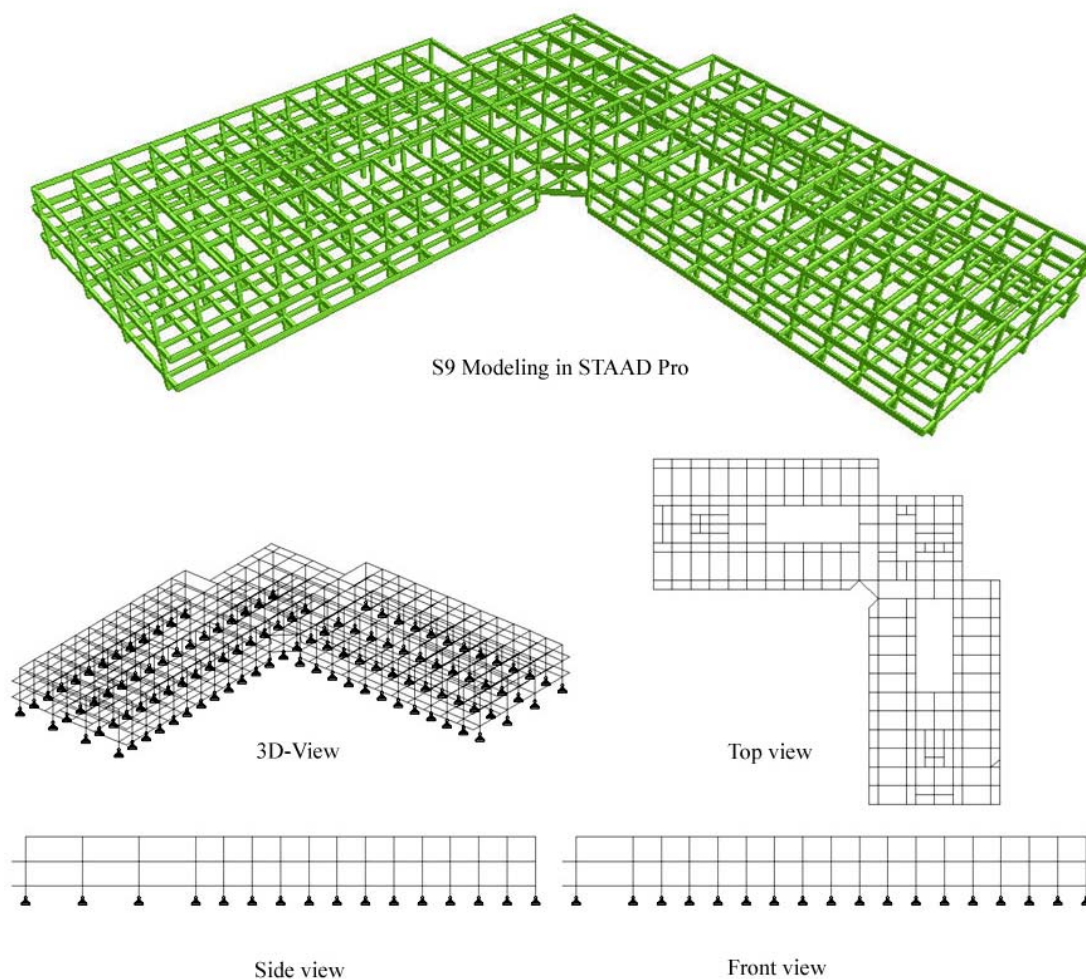
ตารางที่ 4.6 ขนาดของพื้นในอาคาร

Slab	Size (m <sup>2</sup> )	Thickness (m)	Remark
S1	4.0 x 8.0	0.10	one-way
S2	2.0 x 4.0	0.12	one-way
Precast (1)	2.0 x 4.0	0.10	one-way
Precast (2)	4.0 x 8.0	0.10	one-way
Precast (3)	4.0 x 6.0	0.10	one-way
Precast (4)	2.0 x 2.0	0.10	one-way
RS1, RS3	2.0 x 4.0	0.10	two-way
RS2 (1)	2.0 x 2.0	0.10	one-way
RS2 (2)	4.0 x 4.0	0.10	one-way

ตารางที่ 4.7 น้ำหนักบรรทุกจรตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมการก่อสร้าง พ.ศ. 2522

Building	Live load (kg/m <sup>2</sup> )
หอพัก	300
ห้องน้ำ	150
หลังคา	50
กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100

การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของอาคารหอพักสุรนิวศ 9 ใช้โปรแกรม STAAD. Pro 2004 โดยสมมติให้จุดรองรับเป็นแบบบานพับและไม่ใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (load factor) แบบจำลองโครงสร้างแสดงดังรูปที่ 4.17 ผลการคำนวณน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่เสาและความดันใต้ฐานรากแสดงในภาคผนวก (ข) ตารางที่ 4.8 แสดงความดันใต้ฐานรากสูงสุดของฐานรากแต่ละฐาน จะเห็นว่าความดันใต้ฐานรากมีค่าใกล้เคียงกัน ประมาณ 12 ตันต่อตารางเมตร ซึ่งเป็นกำลังรับน้ำหนักแบกทานที่ใช้ในการออกแบบ (designed bearing capacity) เมื่อเป็นเช่นนี้ ฐานรากอาคารไม่น่าจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน เว้นเสียแต่กำลังรับน้ำหนักแบกทานที่ใช้ในการออกแบบมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานของดินใต้ฐานรากที่ยอมให้จริง (actual allowable bearing capacity) อย่างมาก การประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักแบกทานที่ยอมให้จะนำเสนอในหัวข้อต่อไป



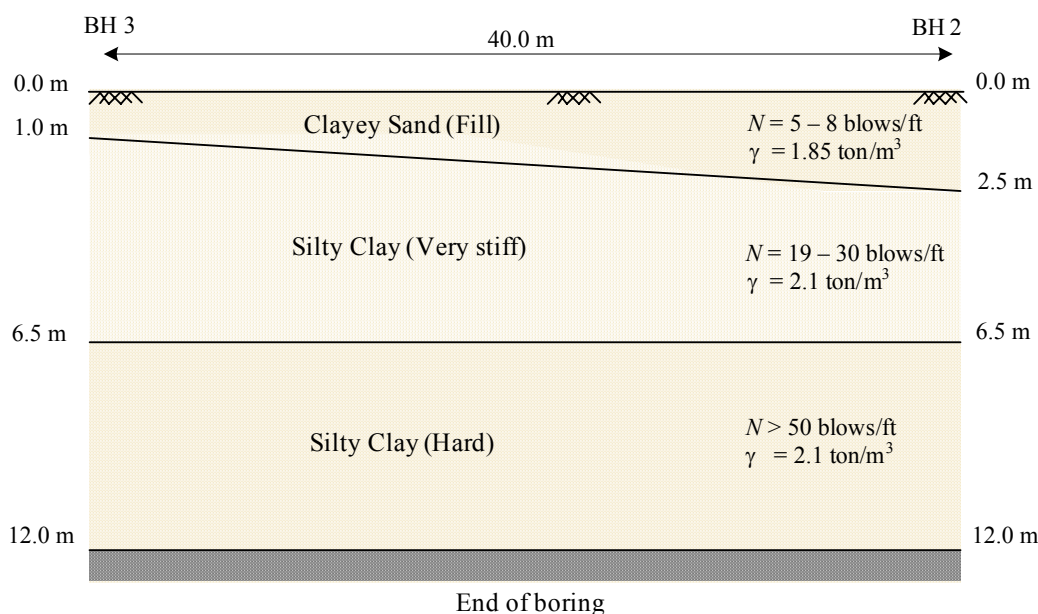
รูปที่ 4.17 แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม STAAD. Pro 2004

ตารางที่ 4.8 ความดันใต้ฐานรากอาคารสูงสุด

Footing	Size (m <sup>2</sup> )	Maximum column load (ton)	Maximum bearing load (ton/m <sup>2</sup> )
F1	1.7 x 1.7	35	12.11
F2	1.8 x 1.8	40	12.34
F3	2.1 x 2.1	55	12.47
F4	2.3 x 2.3	65	12.28
F5	2.8 x 2.8	95	12.11

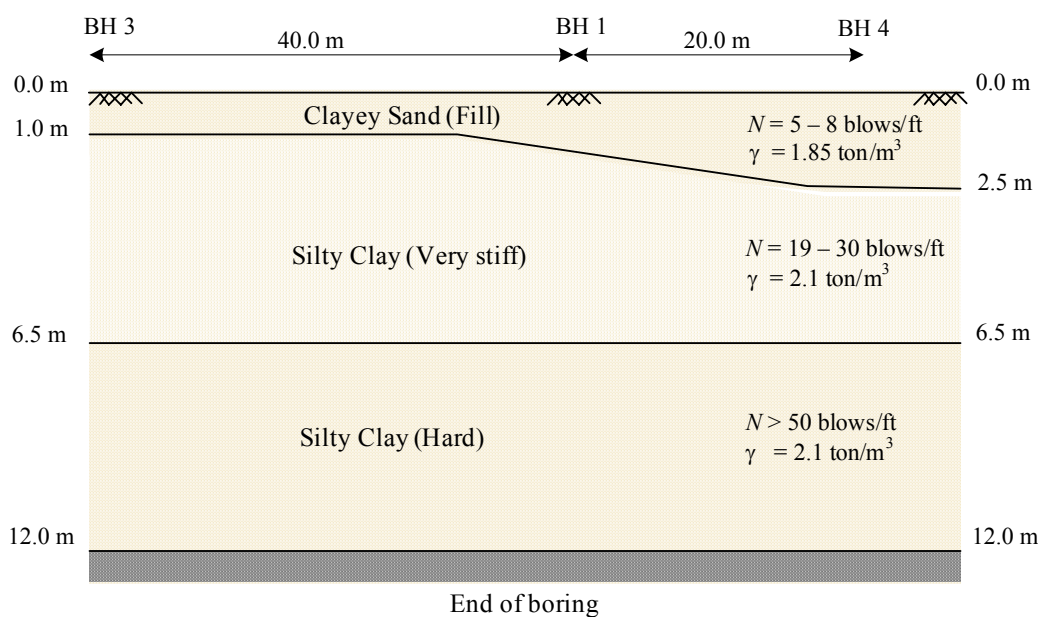
#### 4.7.2 กำลังรับแรงแบกทานของดินใต้ฐานราก

จากคุณสมบัติของชั้นดินใต้ฐานรากอาคารหอพักสุรนิวศ 9 สามารถแสดงคุณสมบัติของชั้นดินตามแนว BH-3 ถึง BH-4 และ BH-3 ถึง BH-2 ดังรูปที่ 4.18 และ 4.19 ตามลำดับ จะเห็นว่าชั้นดินบริเวณใต้อาคารหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 9 มีสภาพไม่สม่ำเสมอ ชั้นบนเป็นดินทรายที่มีความหนาประมาณ 1.0-2.5 เมตร ถัดจากชั้นทรายเป็นชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งที่มีความหนาประมาณ 4.0-5.0 เมตร



รูปที่ 4.18 ลักษณะชั้นดินตามแนวยาว (BH-3 ถึง BH-2)





รูปที่ 4.19 ลักษณะชั้นดินตามแนวขวาง (BH-3 ถึง BH-4)

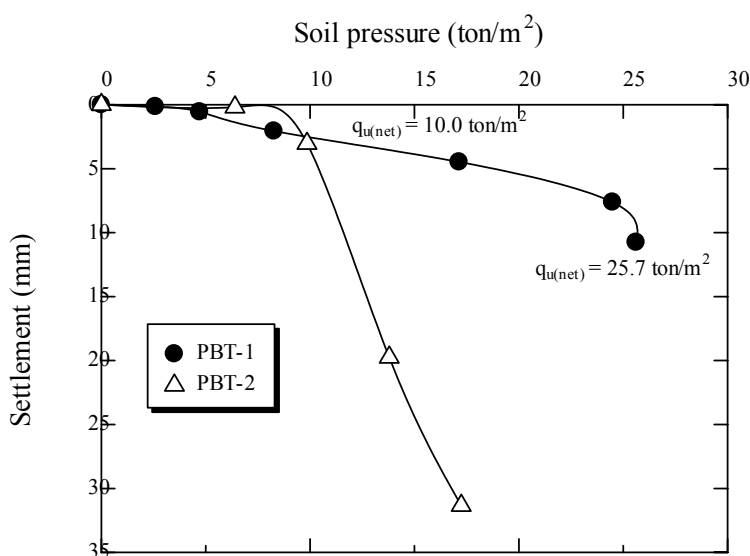
ฐานรากของอาคารซึ่งอยู่ที่ระดับ 1.5 เมตร จากระดับผิวดิน ตั้งอยู่บนชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน หรือดินทรายหลวมขึ้นอยู่กับตำแหน่งของฐานราก ฐานรากในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนจะมีกำลังรับแรงแบกทานสูงกว่าฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินทรายหลวม เนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่สูงกว่า กำลังรับแรงแบกทานของฐานรากบนชั้นทรายมีค่าเพิ่มขึ้นตามความหนาของชั้นดินเหนียว

ในการคำนวณกำลังรับแรงแบกทานของดินทรายจำเป็นต้องทราบพารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน ซึ่งได้แก่ มุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (effective internal friction angle,  $\phi'$ ) โดยทั่วไปแล้ว เราสามารถประมาณมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลจากผลทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน โดยการอาศัยความสัมพันธ์ที่เสนอ โดย Peck et al (1974) แต่เนื่องจากวิธีนี้เป็นวิธีการเชิงประสบการณ์ (empirical) และเหมาะสำหรับค่าทะลุทะลวงมาตรฐานตั้งแต่ 10-60 ครั้งต่อฟุต ซึ่งเป็นค่าที่สูงกว่าค่าทะลุทะลวงมาตรฐานของดินถมอย่างมาก (5-8 ครั้งต่อฟุต) ดังนั้นเพื่อให้การคำนวณถูกต้องและเหมาะสมยิ่งขึ้น ผู้วิจัยจึงใช้วิธีประมาณมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลจากการคำนวณกลับ (back analysis) จากผลทดสอบการรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก โดยแผ่นเหล็กที่ใช้ในการทดสอบเป็นแผ่นเหล็กกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร ซึ่งเล็กกว่าฐานรากจริงมาก เพื่อปรับแก้ผลของขนาดที่แตกต่างกัน (size effect) จึงทดสอบที่ระดับความลึก 1.5 และ 3.0 เมตร จากระดับผิวดินถม

รูปที่ 4.20 แสดงผลทดสอบของ PBT-1 และ PBT-2 บนชั้นดินทรายที่ระดับความลึก 1.5 และ 0.25 เมตร จากระดับดินเดิม (3.0 และ 1.5 เมตรจากระดับดินถม) จะเห็นว่าการวิบัติเป็นแบบ Local shear failure กำลังรับแรงแบกทานประลัย (ultimate bearing capacity) ของ PBT-1 และ PBT-2 มีค่าเท่ากับ 25.7 และ 10 ตันต่อตารางเมตร ในการคำนวณกลับผู้วิจัยประมาณมุมเสียดทานภายในประสิทธิผลโดยสมมติว่าการวิบัติเป็นแบบ General shear failure และใช้สมการกำลังรับแรงแบกทานของ Meyerhof (1963) สำหรับฐานรากวงกลม ดังสมการต่อไปนี้

$$q_{u(net)} = \lambda_c c' N_c + q(\lambda_q N_q - 1) + \frac{1}{2} \lambda_\gamma \gamma B N_\gamma \quad (4.11)$$

เมื่อ  $q_{u(net)}$  คือกำลังรับแรงแบกทานประลัยประลัยสุทธิ (net ultimate bearing capacity)  $\lambda_c, \lambda_q$  และ  $\lambda_\gamma$  คือค่าปรับแก้พจน์ของ หน่วยแรงเหนี่ยวนำ ความเค้นกดทับ และหน่วยน้ำหนักของดิน มีค่าเท่ากับ 1.3, 1 และ 0.3 ตามลำดับ  $c'$  คือหน่วยแรงเหนี่ยวนำประสิทธิผล ซึ่งมีค่าเท่ากับศูนย์สำหรับดินทราย  $N_c, N_q, N_\gamma$  คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factor) ประมาณค่าได้จากมุมเสียดทานภายในประสิทธิผล  $q$  คือน้ำหนักของดินที่อยู่เหนือฐานราก มีค่าเท่ากับ  $\gamma D_f$  โดยที่  $\gamma$  คือหน่วยน้ำหนักของดินถมมีค่าเท่ากับ 18.15 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร (ความหนาแน่นแห้งของดินทราย ที่ตำแหน่ง PBT-1)  $D_f$  คือความลึกของฐานราก และ  $B$  คือความกว้างของฐานราก มีค่าเท่ากับ 0.3 เมตร

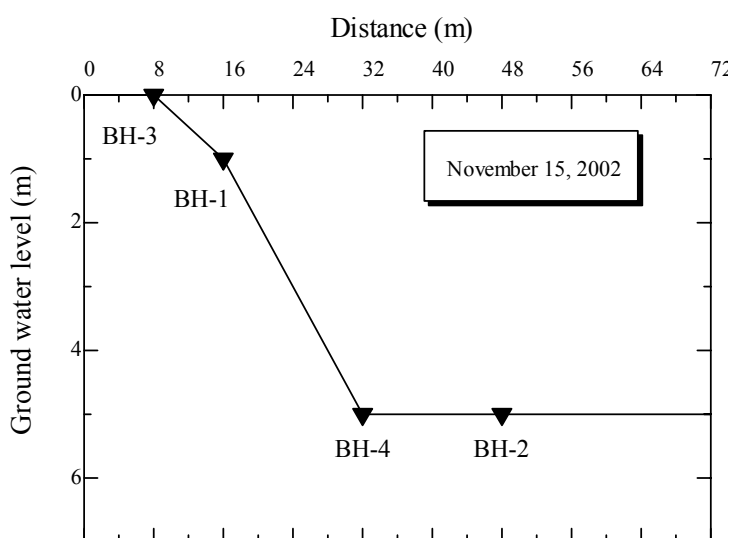


รูปที่ 4.20 ผลทดสอบการรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก

เมื่อคำนวณกลับได้มุมเสียดทานภายในประสิทธิผลเท่ากับ 17 องศา ที่สองระดับความลึก แม้กำลังรับแรงแบกทานประลัยของแผ่นเหล็ก PBT-1 มีค่าสูงกว่าก็ตาม เพราะ PBT-1 อยู่ที่ระดับความลึกมากกว่า จึงมีผลของน้ำหนักกดทับ (overburden pressure)

กำลังรับแรงแบกทานสำหรับฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินทรายหนา และชั้นดินเหนียวหาได้จากสมการที่ (4.11) โดยที่  $N_c$ ,  $N_q$ , และ  $N_\gamma$  ในชั้นทราย  $N_q$  และ  $N_\gamma$  มีค่าเท่ากับ 4.77 และ 1.66 ตามลำดับ (Meyerhof, 1963) ในชั้นดินเหนียว  $N_c$  มีค่าเท่ากับ 5.14 (Meyerhof, 1963)  $S_u$  คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ได้จากการทดสอบกำลังอัดแกนเดียวของดินตัวอย่างคงสภาพที่ถูกเก็บจากระดับความลึก 3.0 เมตร มีค่าเท่ากับ 7 ตันต่อตารางเมตร  $\lambda_{cs}$ ,  $\lambda_{cd}$ ,  $\lambda_{qs}$  และ  $\lambda_{qd}$  คือสัมประสิทธิ์ปรับแก้รูปร่างและความลึก คำนวณจากสมการของ Meyerhof (1963) (สำหรับฐานรากขนาด 1.7 x 1.7 เมตร) มีค่าเท่ากับ 1.37, 1.24, 1.18 และ 1.16 ลำดับ

ฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นทราย การคำนวณอยู่ในรูปของความเค้นประสิทธิผล และต้องมีการเปลี่ยนแปลงความหนาแน่นของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับตำแหน่งของระดับน้ำใต้ดิน ระดับน้ำใต้ดินจากหลุมทดสอบตามแนวยาว (Line A ถึง J) หลังจากการเจาะสำรวจ แสดงดังรูปที่ 4.21 จะเห็นว่าระดับน้ำใต้ดินที่ได้จากหลุมเจาะทั้งสี่หลุมมีความแตกต่างกันมาก โดยเฉพาะบริเวณหลุมเจาะ BH-3 พบว่ามีระดับน้ำใต้ดินสูงมาก ทั้งนี้เนื่องจากบริเวณดังกล่าวอยู่ใกล้กับทางระบายน้ำจากอาคารหอพักสุรนิเวศ 7-8 ดังนั้นผู้ทำวิจัยจึงทำการคำนวณ โดยเปลี่ยนแปลงระดับใต้ดินเพื่อให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง



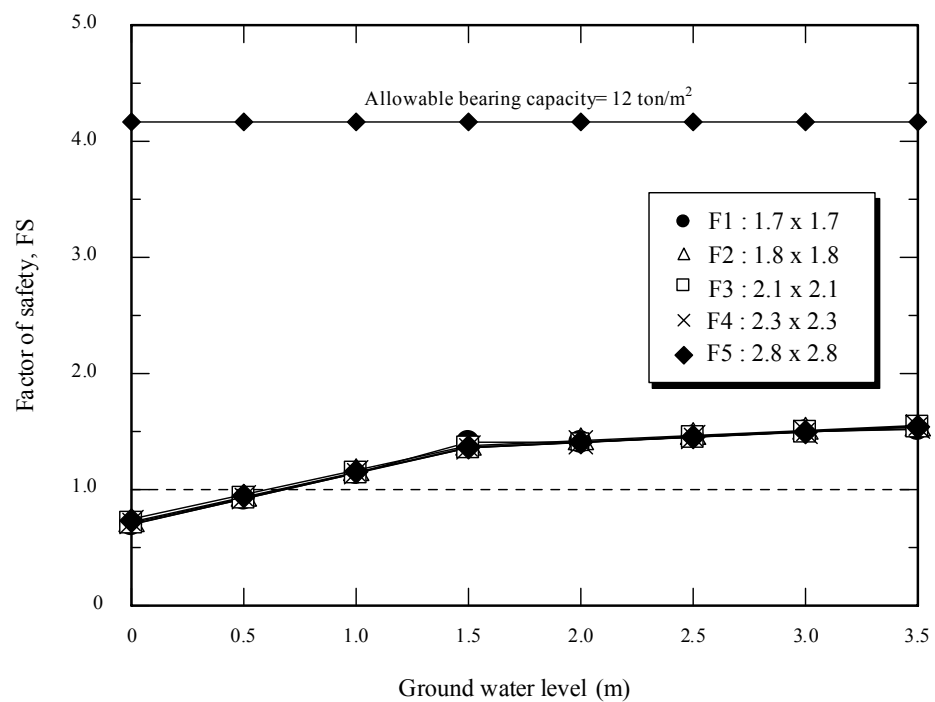
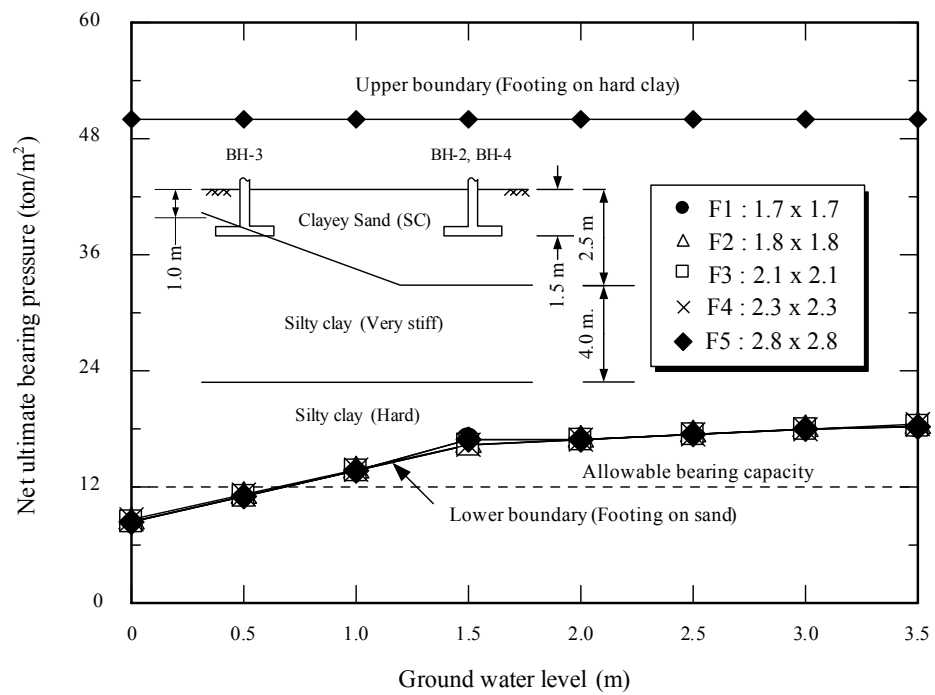
รูปที่ 4.21 ระดับน้ำใต้ดินตามแนวยาว (Line A ถึง J)

กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของฐานราก ที่ตั้งอยู่บนดินเหนียว มีค่าประมาณ 50 ตันต่อตารางเมตร โดยไม่แปรผันตามขนาดของฐาน รูปที่ 4.22 แสดงกำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิและค่าความปลอดภัยของฐานรากในชั้นทรายหนาและชั้นดินเหนียว ซึ่งเป็นค่าต่ำสุดและสูงสุดของฐานราก ตามลำดับ ฐานรากที่ตั้งอยู่ในชั้นทรายหนา กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิสูงสุดจะมีค่าเท่ากับ 12 ตันต่อตารางเมตร (เท่ากับความดันใต้ฐานราก) เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ระดับ 0.7 เมตร จากระดับผิวดิน ระดับน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ BH-4 และ BH-2 (บริเวณชั้นทรายหนา) อยู่ที่ระดับ 5.0 เมตร มีค่าความปลอดภัย 1.5 ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่ต่ำ และหากระดับน้ำใต้ดินในบริเวณดังกล่าวสูงขึ้น อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าลดลง ส่วนฐานรากที่ตั้งอยู่ในชั้นดินเหนียว (บริเวณหลุมเจาะ BH-1 และ BH-3) ได้ความปลอดภัย 4.2 โดยไม่แปรผันตามระดับน้ำใต้ดิน

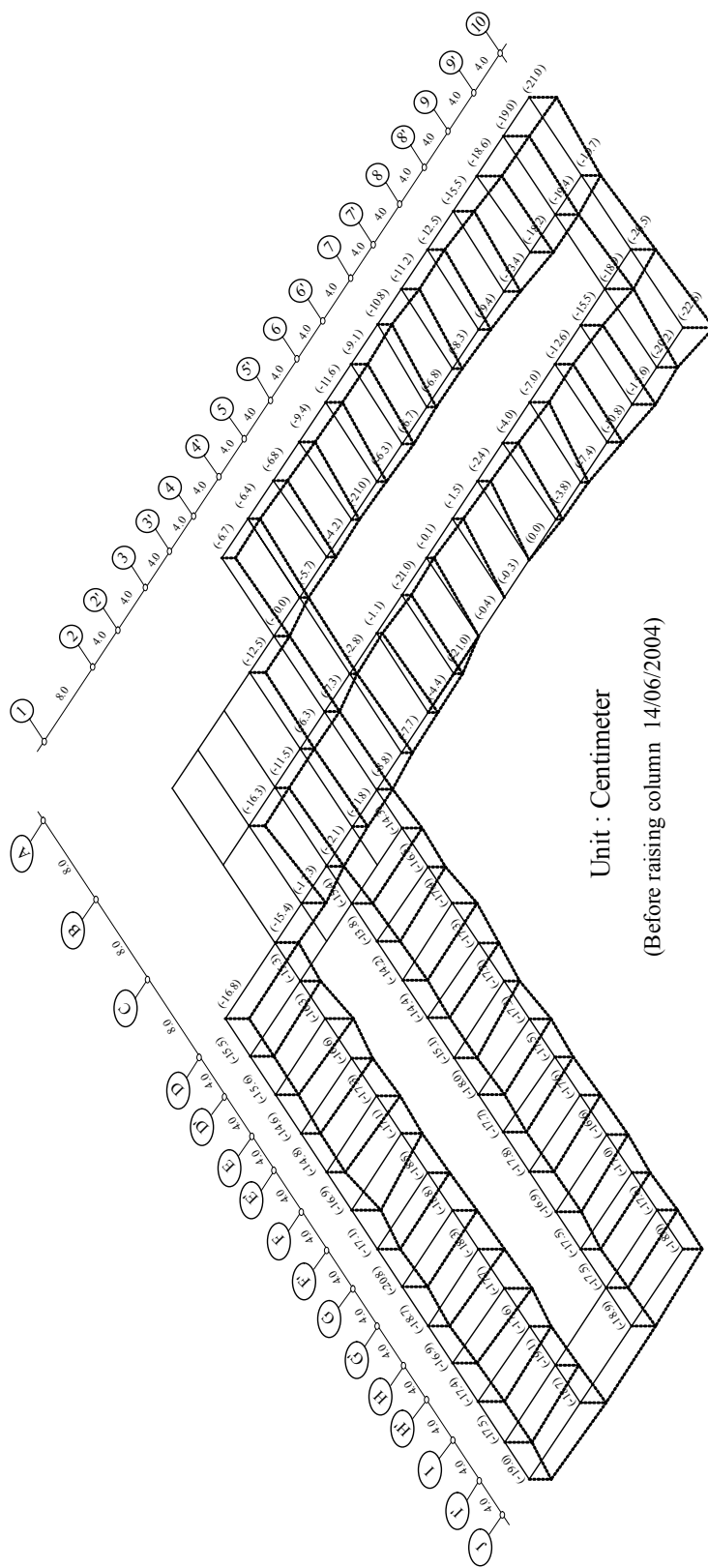
รูปที่ 4.21 อัตราส่วนปลอดภัยแปรผัน ตั้งแต่ 0.7 จนถึง 4.2 ทำให้ฐานรากทรุดตัวแตกต่างกัน จากรูปที่ 4.23 แสดงระเบียบการทรุดตัว และตารางที่ 4.9 แสดงค่าทรุดตัวและอัตราส่วนปลอดภัยเฉลี่ยของแต่ละบริเวณ พบว่าบริเวณแนว A4 - A10 และ D1 - D10 เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันมาก ตั้งแต่ 0 ถึง 22.6 เซนติเมตร ในขณะที่แนว D1 - D4 ถึง J1 - J4 มีการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกันถึงแม้จะมีค่าการทรุดตัวที่สูงมาก โดยมีค่าอยู่ช่วงประมาณ 15.0-19.0 เซนติเมตร แต่ก็ไม่ปรากฏรอยแตกร้าวให้เห็น เช่นบริเวณของแนว A4 - A10 และ D1 - D10 ดังนั้น จึงสรุปได้ว่าการทรุดตัวที่มากไม่ใช่สาเหตุที่ก่อให้เกิดการวิบัติ ถ้าการทรุดตัวของแต่ละฐานมีความใกล้เคียงกัน ในทางตรงกันข้าม ถึงแม้จะมีการทรุดตัวของฐานรากเพียงเล็กน้อยแต่มีการทรุดตัวที่ต่างกันระหว่างฐานรากอย่างมาก จึงก่อให้เกิดการแตกร้าวขององค์อาคารได้

ตารางที่ 4.9 ค่าทรุดตัวสัมพัทธ์และอัตราส่วนปลอดภัยเฉลี่ยของแต่ละบริเวณ

Boring log	Line	Average factor of safety	Average settlement (cm)
BH-3	A1-A5'	4.0	7.3
	D4-D5'	4.0	5.8
BH-1	A6-A8	2.9	10.7
	D6-D8	4.2	1.0
BH-4	A8'-A10	1.1	18.5
	D8'-D10	1.1	17.3
BH-2	D1-D4	1.1	13.8
	J1-J4	1.1	18.7



รูปที่ 4.22 ผลการคำนวณกำลังรับแรงเบกทานประลัยและค่าความปลอดภัยของฐานรากเมื่อเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดิน



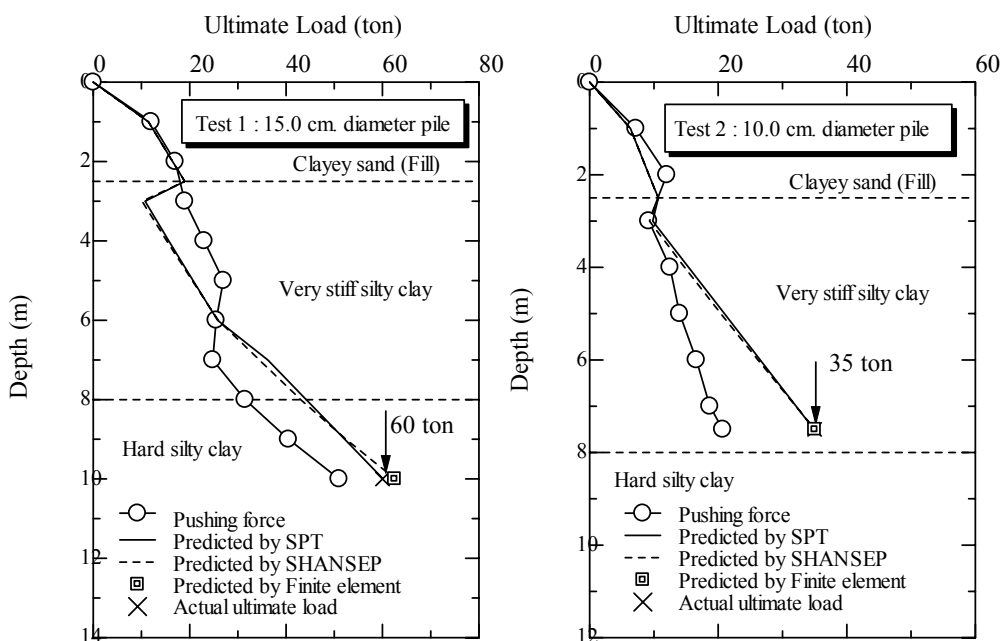
รูปที่ 4.23 ระเบียบการทรวดตัวสัมพันธ์ของอาคาร S9 ก่อนทำการเสริมฐานราก (14/06/2004)

#### 4.8 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มเหล็กคด

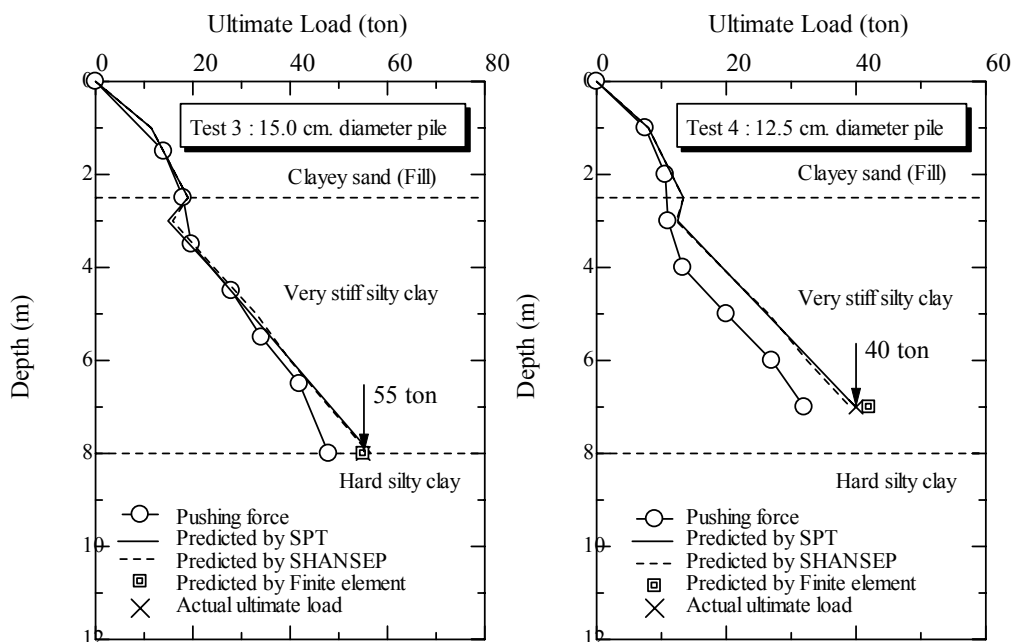
การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มคด แบ่งออกเป็น 2 วิธี คือ

##### 4.8.1 การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มคดโดยวิธีสถิติศาสตร์

การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มคดโดยวิธีสถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัย ที่ได้จาก สมการของ SHANSEP จากความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนกับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน ดังแสดงในสมการที่ (4.1) และ (4.7) ตามลำดับ ผลการประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มได้รับการตรวจสอบความถูกต้องจากผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม ในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลายผู้วิจัยเลือกใช้ข้อมูลชั้นดินในหลุมเจาะ BH-4 สำหรับเสาเข็มต้นที่ 1 และ BH-2 สำหรับเสาเข็มต้นที่ 2, 3 และ 4 ผลการประมาณแสดงในรูปที่ 4.24 และ 4.25



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงคดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็ม ต้นที่ 1 และ 2



รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ดันที่ 3 และ 4

จากรูปที่ 4.24 และ 4.25 จะเห็นได้ว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทั้งสองวิธีมีค่าใกล้เคียงกับแรงกดที่ใช้ในการติดตั้งเสาเข็ม (pushing load) ในช่วงแรก (ในชั้นทราย) และมีค่าสูงกว่าในช่วงหลัง (ในชั้นดินเหนียว) เนื่องจากการกดเสาเข็มในชั้นทราย (ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูง) ไม่ก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน ในขณะที่ การกดเสาเข็มในชั้นดินเหนียวก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน เมื่อความดันน้ำส่วนเกินนี้สลายไปหมดตามกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (หลังการติดตั้งเสาเข็ม 60 วัน) กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าสูงกว่าแรงกดที่ใช้ติดตั้งเสาเข็ม แต่อย่างไรก็ตาม การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการอัดตัวคายน้ำนี้มีค่าไม่สูงมากนัก (ประมาณ 1.2 ถึง 1.3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้กดเสาเข็ม) ทั้งนี้เนื่องจากดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯเป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ นอกจากนี้ พบว่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการประมาณและที่ได้จากผลทดสอบมีค่าใกล้เคียงกันมาก จึงสรุปได้ว่า สมการที่ (4.1) และ (4.7) และสมการสถิติศาสตร์ได้

#### 4.8.2 การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกดด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

การประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกดด้วยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ ร่วมกับแบบจำลองดิน Modified Cam Clay และ Soft Soil พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 4.10 ผลการประมาณ แสดงในรูปที่ 4.26 ถึง 4.29 ของผลทดสอบ PLT-1 ถึง PLT-4 ตามลำดับ

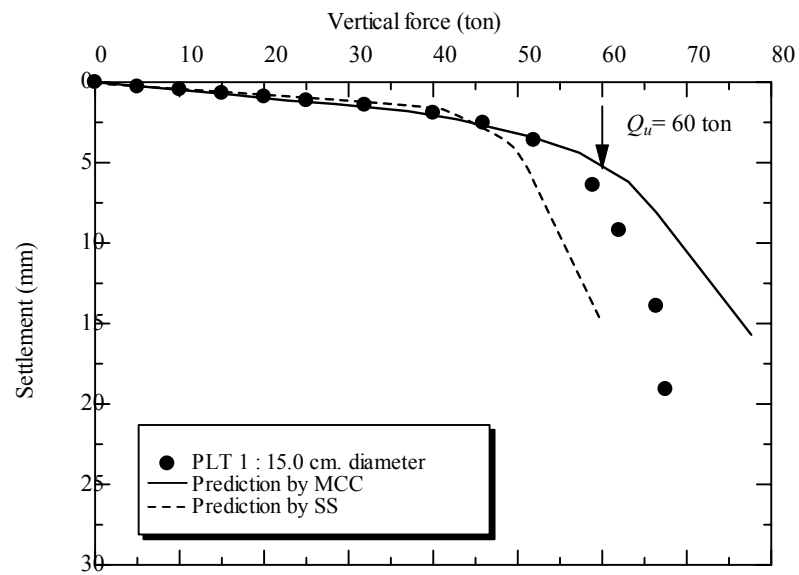


พบว่าผลทดสอบกับผลทำนายทั้งสองแบบจำลองมีความใกล้เคียงกันมากในช่วงก่อนถึงจุดวิบัติ เมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในสนาม พบว่ามีค่าอยู่ระหว่างผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน Soft Soil และ Modified Cam Clay กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของผลทดสอบในสนามและผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน Modified Cam Clay มีค่าใกล้เคียงกัน และมีค่าสูงกว่าแบบจำลองดิน Soft Soil แสดงว่ากำลังรับน้ำหนักที่จุดวิบัติของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยฯ ใกล้เคียงกับ Failure Criteria ของแบบจำลองดิน Modified Cam Clay ดังนั้น สรุปได้ว่าแบบจำลอง Modified Cam Clay เป็นแบบจำลองที่เหมาะสม และสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกดในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

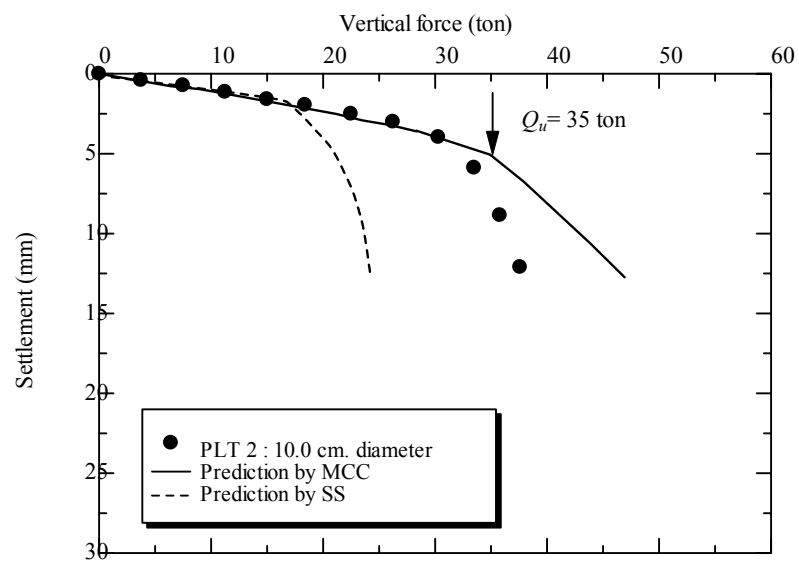
ตารางที่ 4.10 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Linear elastic และ Modified Cam Clay

Parameter	Steel Pile	Sandy clay (Fill)	silty clay (very stiff)	silty clay (hard)
Model	Linear elastic	Linear elastic	MCC	MCC
Depth (m)	0.0-12.0	0-2.5	2.5-6.5	6.5-12.0
$E_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	206 x10 <sup>9</sup>	250x10 <sup>3</sup>	-	-
$\mu$	0.33	0.35	0.35	0.35
$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	78.57	18.15	20.06	20.06
$\phi'$	-	37°	27.83°	27.83°
$\lambda$	-	-	0.10	0.10
$\kappa$	-	-	0.015	0.015
$\Gamma$	-	-	2.55	2.55
OCR	-	-	28	33
$R_{inter}$	Rigid	0.67	0.75	0.75

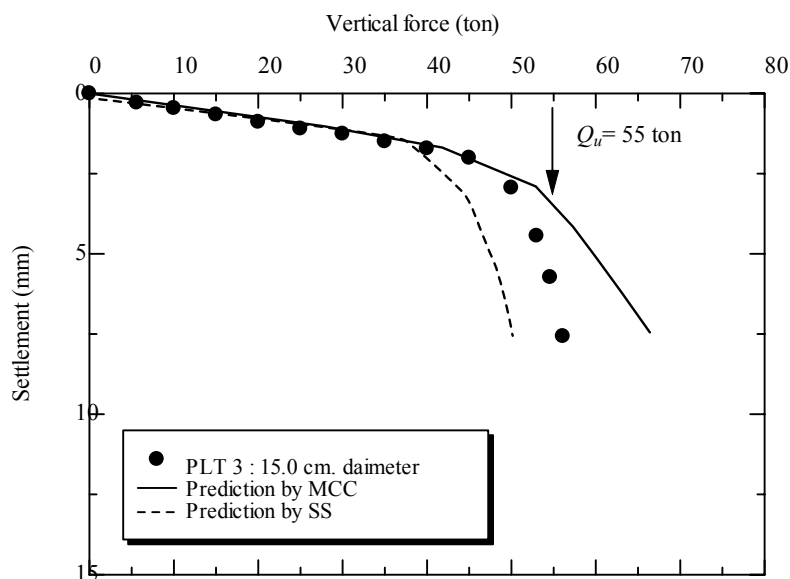
หมายเหตุ ตำแหน่งทดสอบ PLT-1 และ PLT-2 ถึง PLT-4 อยู่บริเวณหลุมเจาะ BH-4 และ BH-2 ตามลำดับ ทั้งสองหลุมใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมค่าเดียวกัน



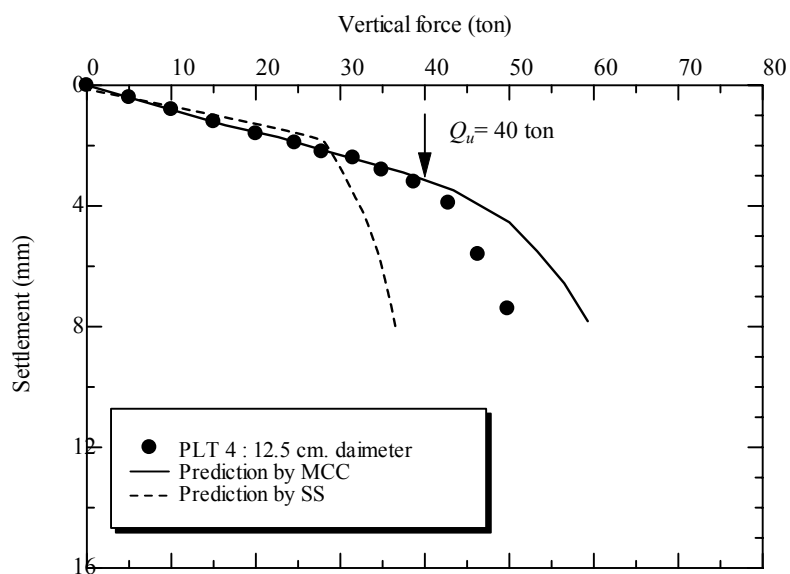
รูปที่ 4.26 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กคันที่ 1



รูปที่ 4.27 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กคันที่ 2



รูปที่ 4.28 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กต้นที่ 3



รูปที่ 4.29 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ของเสาเข็มเหล็กต้นที่ 4

จากการเปรียบเทียบผลการทำนายน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์กับวิธีสถิตศาสตร์ พบว่าทั้งสองวิธีให้ผลการประมาณที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้น สิ่งที่ต้องคำนึงถึงในการนำไปประยุกต์ใช้งานจึงไม่ใช่วิธีไหนให้ผลที่ดีที่สุด แต่เป็นความยากง่ายของการหาพารามิเตอร์ให้ถูกต้องในแต่ละวิธี วิธีการประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มที่ง่ายที่สุด คือวิธี

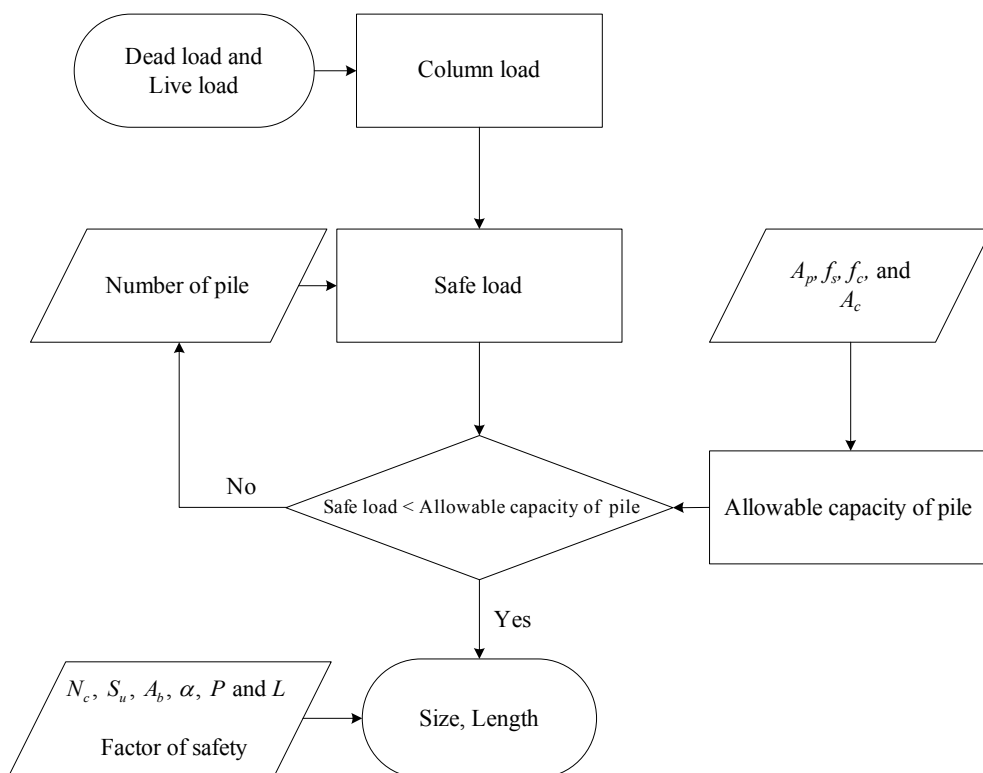
สถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำด้วยผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน เพราะว่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานสามารถได้จากการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน และทั้งนี้การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐานเป็นการทดสอบที่ทำควบคู่ไปกับการเจาะสำรวจดินอยู่แล้ว เพื่อเป็นการตรวจสอบความถูกต้องผลของการประมาณผู้ทดสอบอาจจะประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มด้วยวิธีสถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำโดยใช้ความสัมพันธ์ที่ได้จากวิธี SHANSEP ควบคู่กันไปด้วย แต่ความยากของวิธีนี้คือผู้ทดสอบต้องทำการเก็บตัวอย่างคงสภาพที่ขึ้นความลึกๆ ต่างเพื่อนำมาทดสอบหาค่าอัตราส่วนมากกว่าปกติ (OCR) ส่วนวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์เป็นวิธีที่ยากที่สุดเพราะพารามิเตอร์ที่ใช้ในการประมาณต้องประมาณจากผลทดสอบแรงอัดสามแกน ซึ่งเป็นการทดสอบที่ต้องใช้ความชำนาญของผู้ทดสอบ และยังใช้เวลาในการทดสอบนานพอสมควร แต่ข้อดีของวิธีนี้ก็คือ ให้ผลการทำนายที่ละเอียด และสามารถจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้เป็นอย่างดี

#### 4.9 ตัวอย่างขั้นตอนในการออกแบบเสาเข็มกด

หัวข้อนี้นำเสนอขั้นตอนในการออกแบบเสาเข็มกด สำหรับงานเสริมฐานรากอาคารโดยยกตัวอย่างอาคารหอพักสุรนิวศ 9 ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นแม่แบบในการศึกษา

การแก้ไขการทรุดตัวของฐานรากอาคารหอพักสุรนิวศ 9 ใช้วิธีการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก เส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตร ติดตั้งโดยกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก น้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มเดี่ยวประมาณโดยใช้วิธีสถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำด้วยผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน ขั้นตอนการออกแบบแสดงในรูปที่ 4.30 โดยมีรายละเอียดดังนี้

- 1) คำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาตอม่อ น้ำหนักที่ถ่ายลงเสาตอม่อคำนวณด้วยโปรแกรม STAAD. Pro 2004 ตามที่เสนอในหัวข้อที่ 4.7.1 ผลการคำนวณน้ำหนักที่กดลงเสาตอม่อแสดงในตารางที่ 4.11



รูปที่ 4.30 แผนภาพขั้นตอนในการออกแบบเสาเข็มกด

ตารางที่ 4.11 ให้นำหนักบรรทุกที่ตกลงเสาต่อม่อ

Footings	Zize	Column load (ton)	Maximun column load for design pil capacity (ton)
F1	1.7 x 1.7	35.0	35.0
F1'	1.7 x 1.7	35.0	35.0
F2	1.8 x 1.8	36.0	40.0
F2'	1.8 x 1.8	36.0	40.0
F3	2.1 x 2.1	54.0	54.0
F3'	2.1 x 2.1	54.0	54.0
F4	2.3 x 2.3	61.0	64.0
F5	2.8 x 2.8	95.0	95.0

- 2) กำหนดจำนวนของเสาเข็มในแต่ละฐานราก จำนวนของเสาเข็มในแต่ละฐานรากต้องเพียงพอที่จะทำให้ไม่เกิดการวิบัติของวัสดุเสาเข็ม และต้องมีจำนวนไม่น้อยกว่า 3 ต้น สำหรับฐานรากที่ต้องยกปรับระดับอาคาร เนื่องจากค่าส่วนกลับมุมบิด (inverse distortion angle) มีค่าต่ำกว่า 150 ซึ่งเป็นค่าต่ำสุดที่ยอมรับสำหรับโครงสร้างหลัก (Skempton and MacDonald, 1956) ค่าส่วนกลับมุมบิดสามารถหาได้จากอัตราส่วนระหว่างระยะห่างของช่วงเสากับผลต่างค่าระดับการทรุดตัวของฐานรากของช่วงเสาที่พิจารณาโดยอาศัยระเบียบการทรุดตัวในรูปแบบที่ 4.20 ค่าส่วนกลับมุมบิด และจำนวนของเสาเข็มและตำแหน่งของฐานรากที่ต้องปรับระดับแสดงในรูปแบบที่ 4.31 และ 4.32 ตามลำดับ รูปแบบที่ 4.31 ตัวเลขที่แสดงในกรอบสี่เหลี่ยมแสดงค่าการทรุดตัวสัมพัทธ์ เมื่อพิจารณาการทรุดตัวที่ D-7 เท่ากับศูนย์ ตัวเลขที่แสดงระหว่างกรอบสี่เหลี่ยม คือค่าส่วนกลับมุมบิด และค่ามุมบิดที่มีค่าต่ำกว่าค่าที่ยอมรับให้แสดงในกรอบวงรี
- 3) คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม เนื่องจากการวิบัติของวัสดุเสาเข็ม กำลังของเสาเข็มเหล็ก และกำลังของเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีต คำนวณจากสมการที่ (2.33) และ (2.34) ดังเสนอในหัวข้อ 2.6.1 โดยตัวอย่างการออกแบบกำหนดให้  $f_y$  และ  $f'_c$  มีค่าเท่ากับ 2400 และ 150 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และพิจารณาอัตราการสึกกร่อนของเสาเหล็ก เท่ากับ 0.05 มิลลิเมตรต่อปี (Camitz, 1994) ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมรับให้อันเกิดจากการวิบัติของวัสดุเสาเข็ม และวัสดุเสาเข็มและคอนกรีต แสดงดังตารางที่ 4.12 และ 4.13 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.12 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมรับให้ของเสาเข็ม

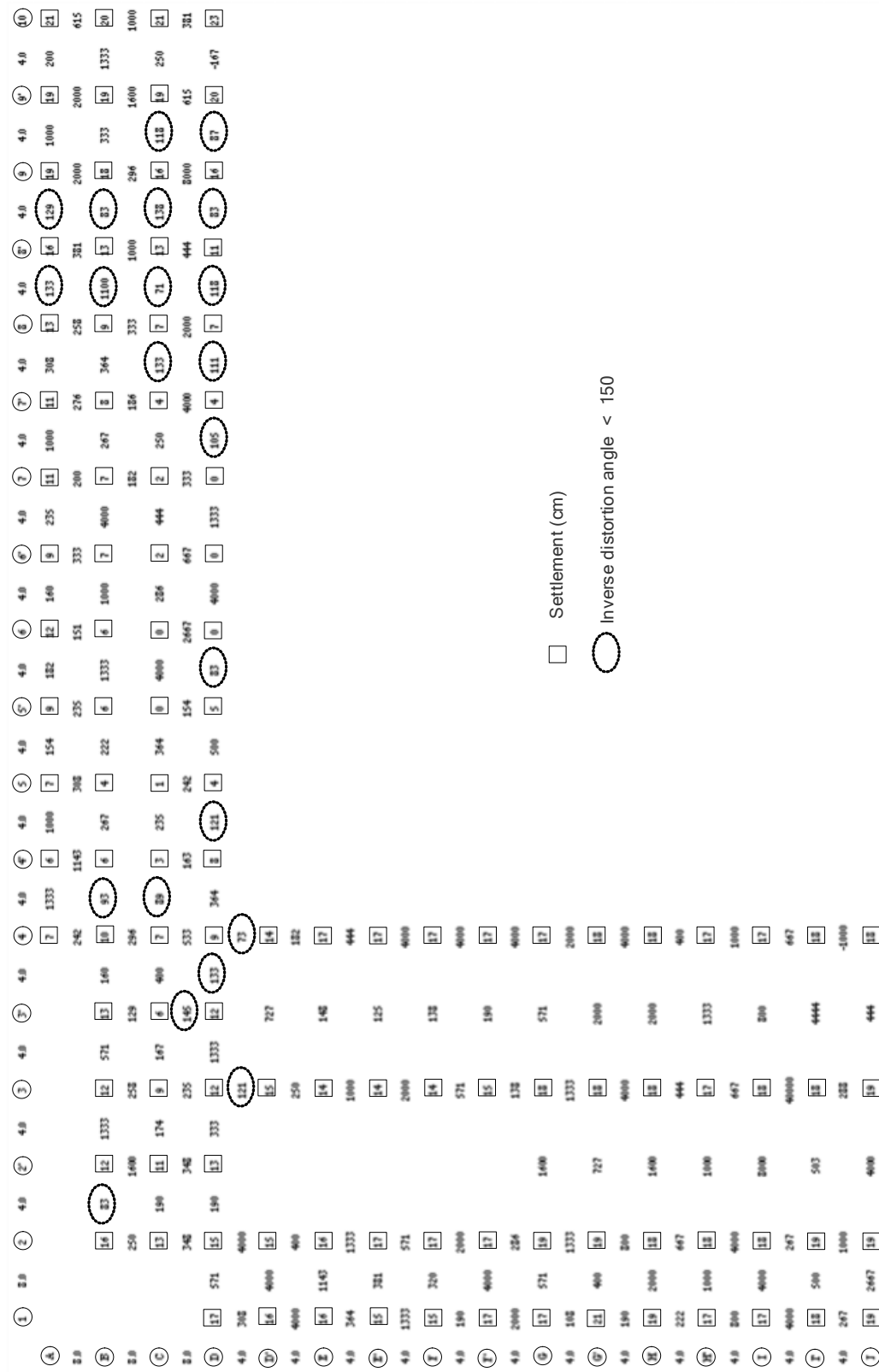
Size (cm)	Initial thickness (cm)	Initial area (cm <sup>2</sup> )	Allowable load (ton)
10.0	0.5	16.49	23.8
12.5	0.5	20.42	29.4
15.0	0.6	29.41	42.3

ตารางที่ 4.13 ผลการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาเข็มที่อายุ 50 ปี

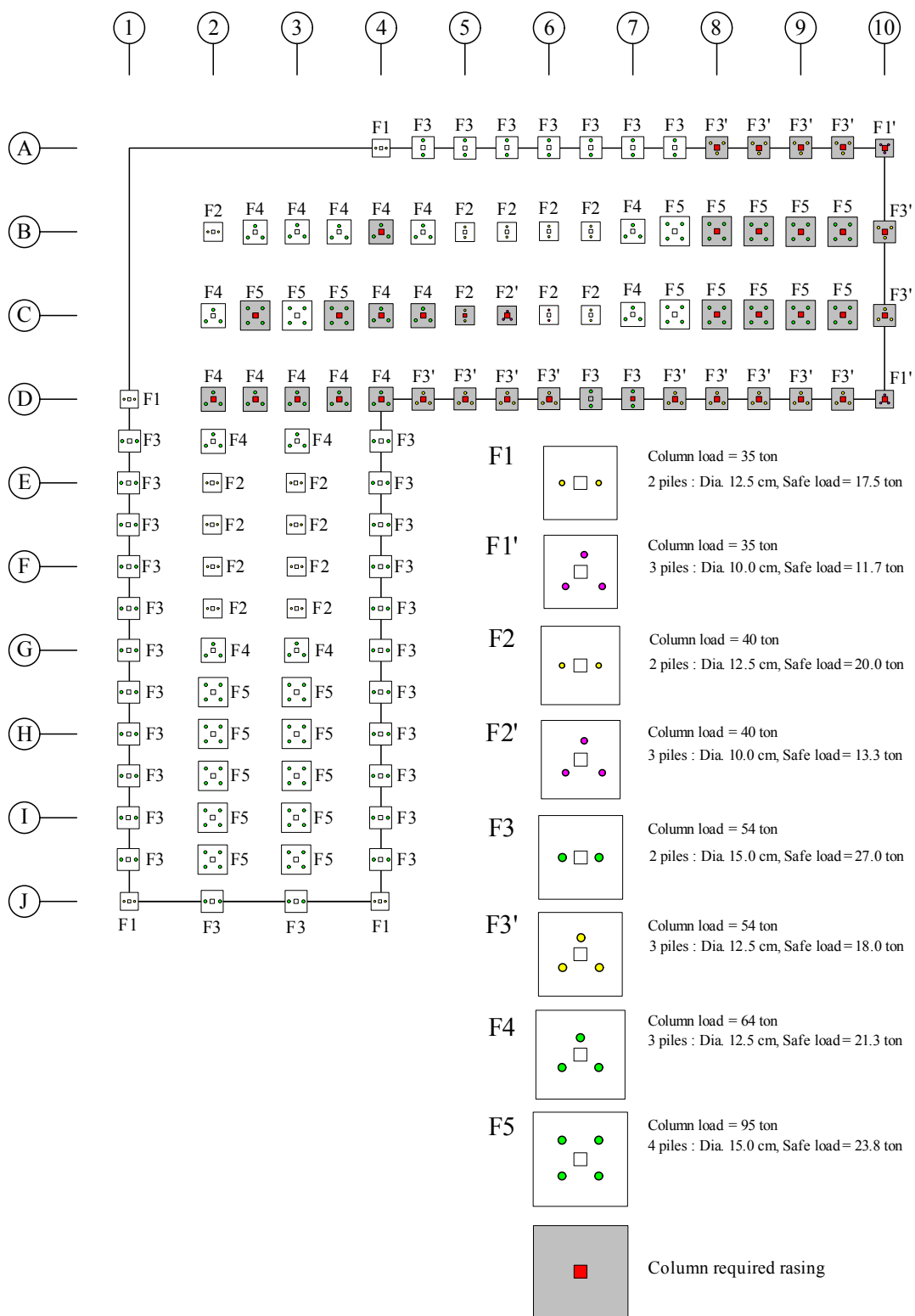
Size (cm)	Thickness after 50 years (cm)	Area after 50 years (cm <sup>2</sup> )	Allowable load (ton)
10.0	0.4	12.22	20.5
12.5	0.4	15.17	26.4
15.0	0.5	21.84	38.1

จากตารางที่ 4.12 และ 4.13 พบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้อันเกิดจากการวิบัติของวัสดุเสาเข็ม มีค่าเท่ากับ 20.5, 26.4 และ 38.1 ตัน สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 10, 12.5 และ 15 เซนติเมตร ตามลำดับ

- 4) **คำนวณน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (safe load)** คือ น้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มแต่ละต้น คำนวณจากน้ำหนักที่ถ่ายลงเสาต่อม่อหารด้วยจำนวนของเสาเข็มในแต่ละฐาน ทั้งนี้ค่าน้ำหนักบรรทุกต้องมีค่าไม่เกินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้อันเกิดจากการวิบัติของวัสดุเสาเข็ม ค่าน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยแสดงในตารางที่ 4.14
- 5) **คำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม** เนื่องจากการวิบัติของดิน กำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ที่ระดับความลึกต่างๆ ประมาณโดยวิธีสถิติศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจากตัวเลขทะเลลู่หลวงมาตรฐานตามความสัมพัทธ์ คือ  $S_u = N/1.1$  โดยใช้ข้อมูลดินจากหลุมเจาะ BH-3 และ BH-2 สำหรับชั้นดินถมหนา 1.0 และ 2.5 เมตร ตามลำดับ (BH-3 มีลักษณะทางวิศวกรรมใกล้เคียงกับ BH-1 และ BH-2 มีลักษณะทางวิศวกรรมใกล้เคียงกับ BH-4) ความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิ และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ ตามขนาดและความลึกของเสาเข็ม สำหรับชั้นดินทรายหนา 1.0 และ 2.5 เมตร โดยใช้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2, 2.5 และ 3 แสดงในรูปที่ 4.33, 4.34 และ 4.35 ตามลำดับ
- 6) **กำหนดขนาด และความยาวของเสาเข็ม** การกำหนดขนาด และความยาวของเสาเข็มเพื่อให้เสาเข็มสามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ถ่ายลงสู่ฐานรากแต่ละต้น โดยใช้ความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.33, 4.34 และ 4.35 (ยกตัวอย่างค่าอัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2) สำหรับเหล็กขนาด 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตร ตามลำดับ ขนาด และความยาวของเสาเข็ม แสดงในตารางที่ 4.14





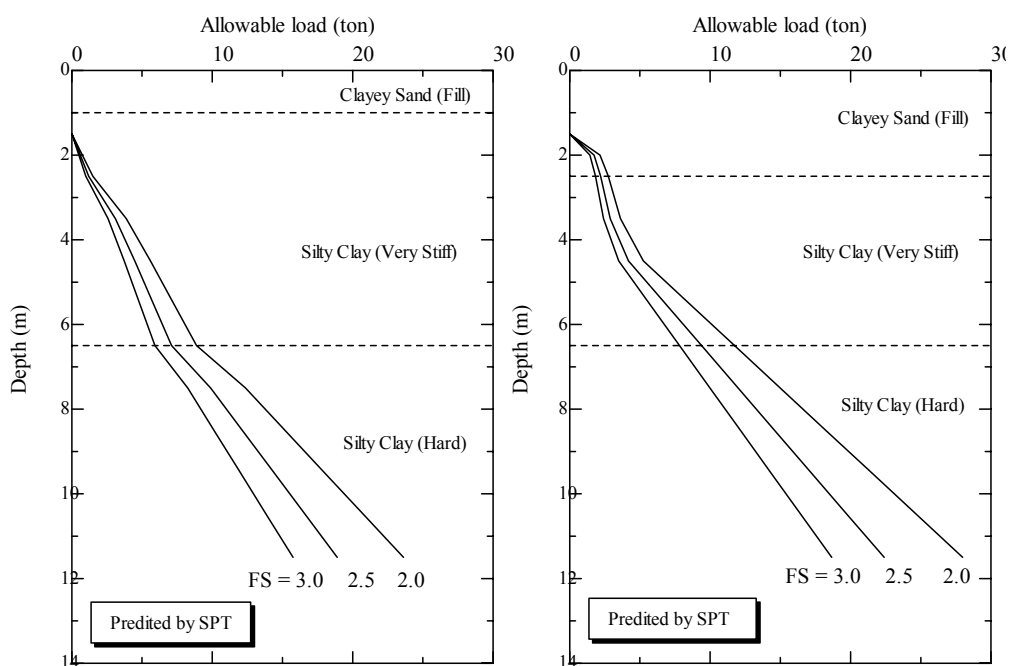


รูปที่ 4.32 แปลนแสดงตำแหน่งของฐานรากและจำนวนของเสาเข็มในแต่ละฐานราก

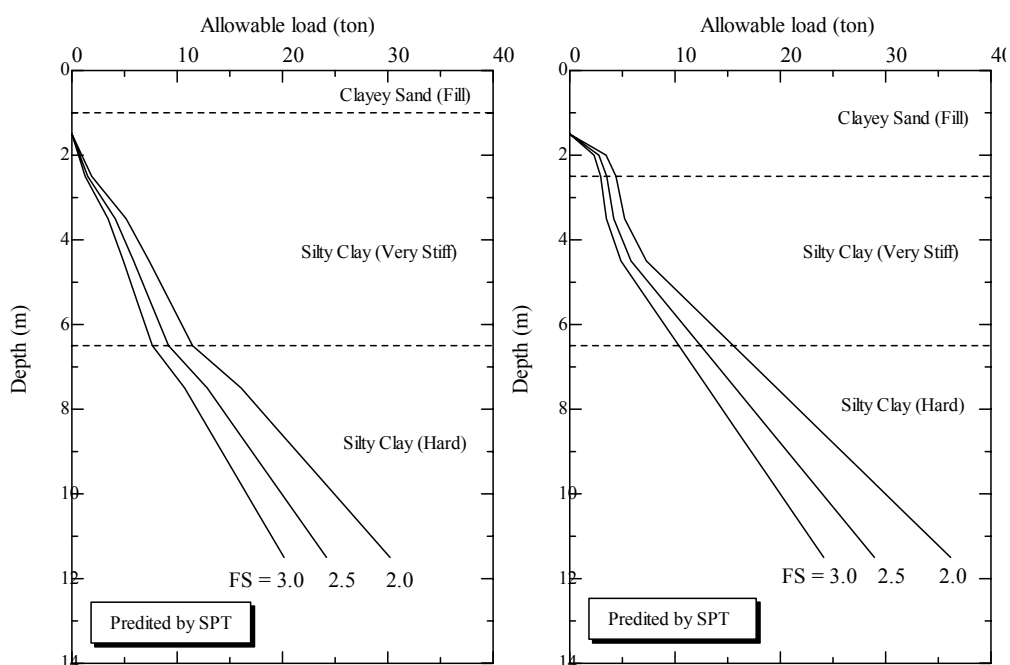
ตารางที่ 4.14 ขนาด จำนวน และความยาวของเสาเข็มในแต่ละฐานราก

Footings	Size (m)	Load column (ton)	Pile diameter (cm)	Number of pile	Safe load (ton)	Punching force (ton)	Length (m) (FS = 2)
F1	1.7 x 1.7	35.0	12.5	2	17.5 < 26.4	35.0	7.0-8.0
F1'	1.7 x 1.7	35.0	10.0	3	11.7 < 20.5	23.4	6.0-7.0
F2	1.8 x 1.8	40.0	12.5	2	20.0 < 26.4	40.0	8.0-9.0
F2'	1.8 x 1.8	40.0	10.0	3	13.3 < 20.5	26.6	8.0-9.0
F3	2.2 x 2.2	54.0	15.0	2	27.0 < 38.1	54.0	8.5-9.5
F3'	2.2 x 2.2	54.0	12.5	3	18.0 < 26.4	36.0	7.5-8.5
F4	2.3 x 2.3	64.0	15.0	3	21.3 < 38.1	42.6	7.0-8.0
F5	2.8 x 2.8	95.0	15.0	4	23.8 < 38.1	47.6	8.0-9.0

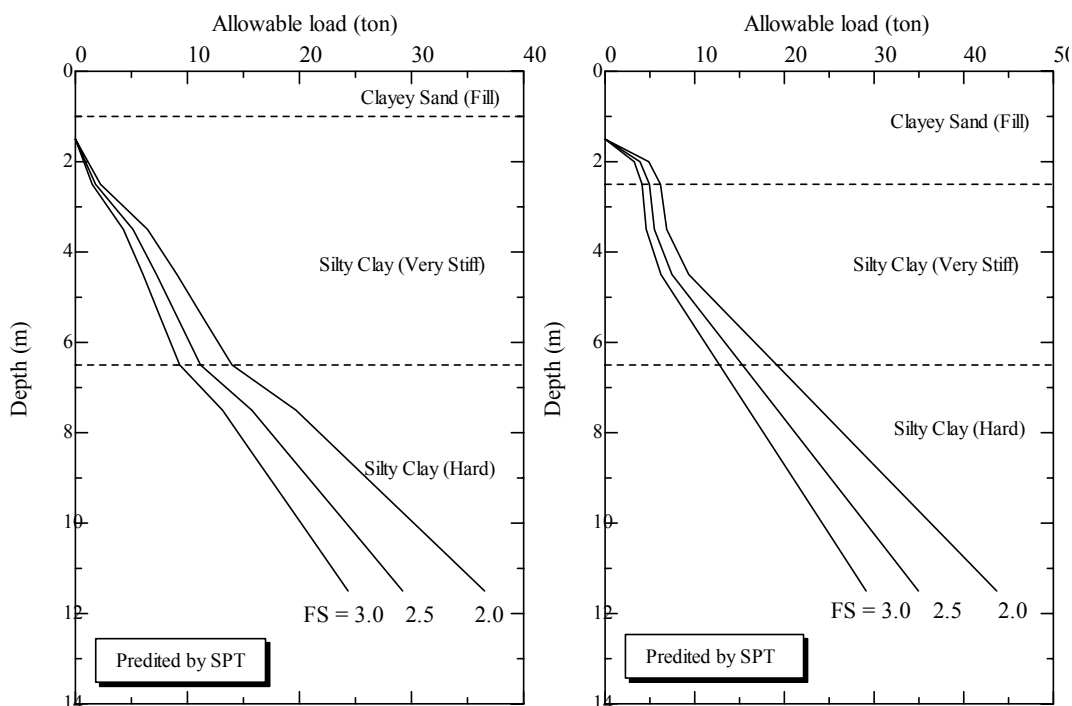
หมายเหตุ ค่า Safe load ต้องไม่เกินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเหล็ก



รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ขอมให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 10.0 เซนติเมตร



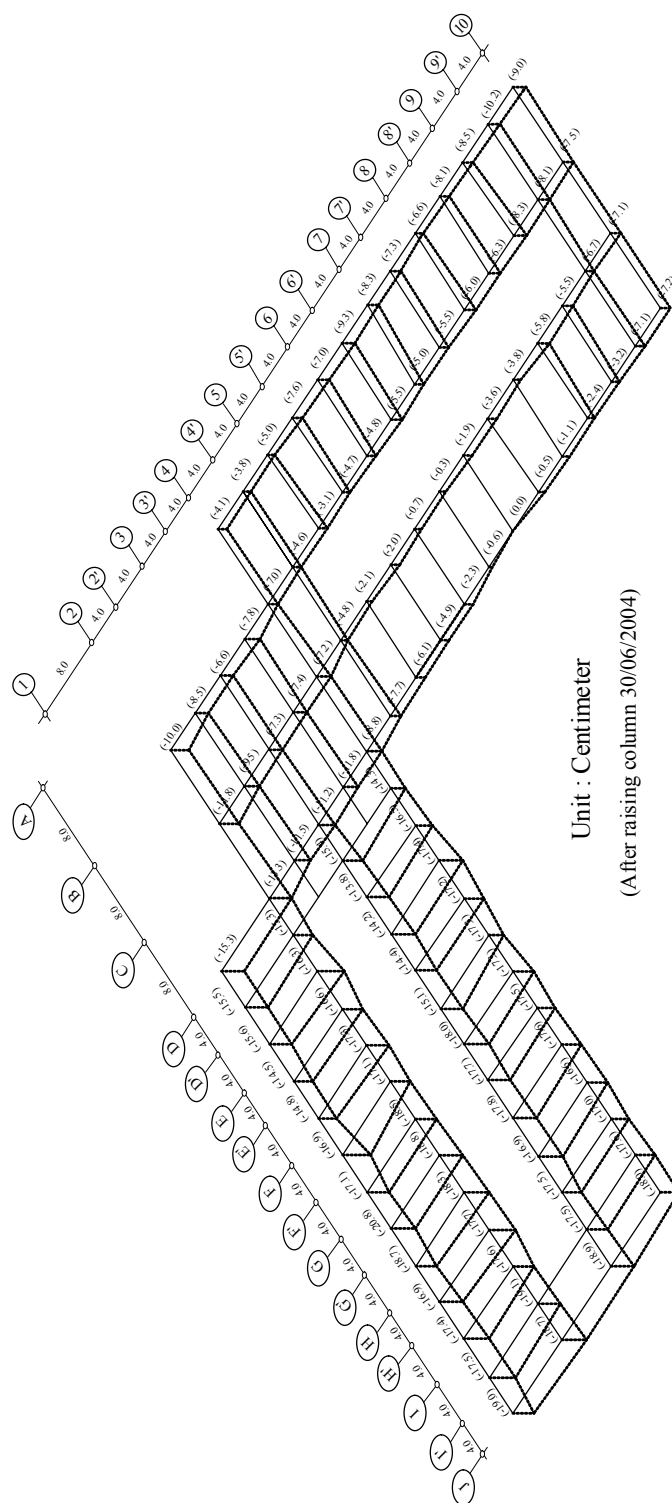
รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ขอมให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 12.5 เซนติเมตร



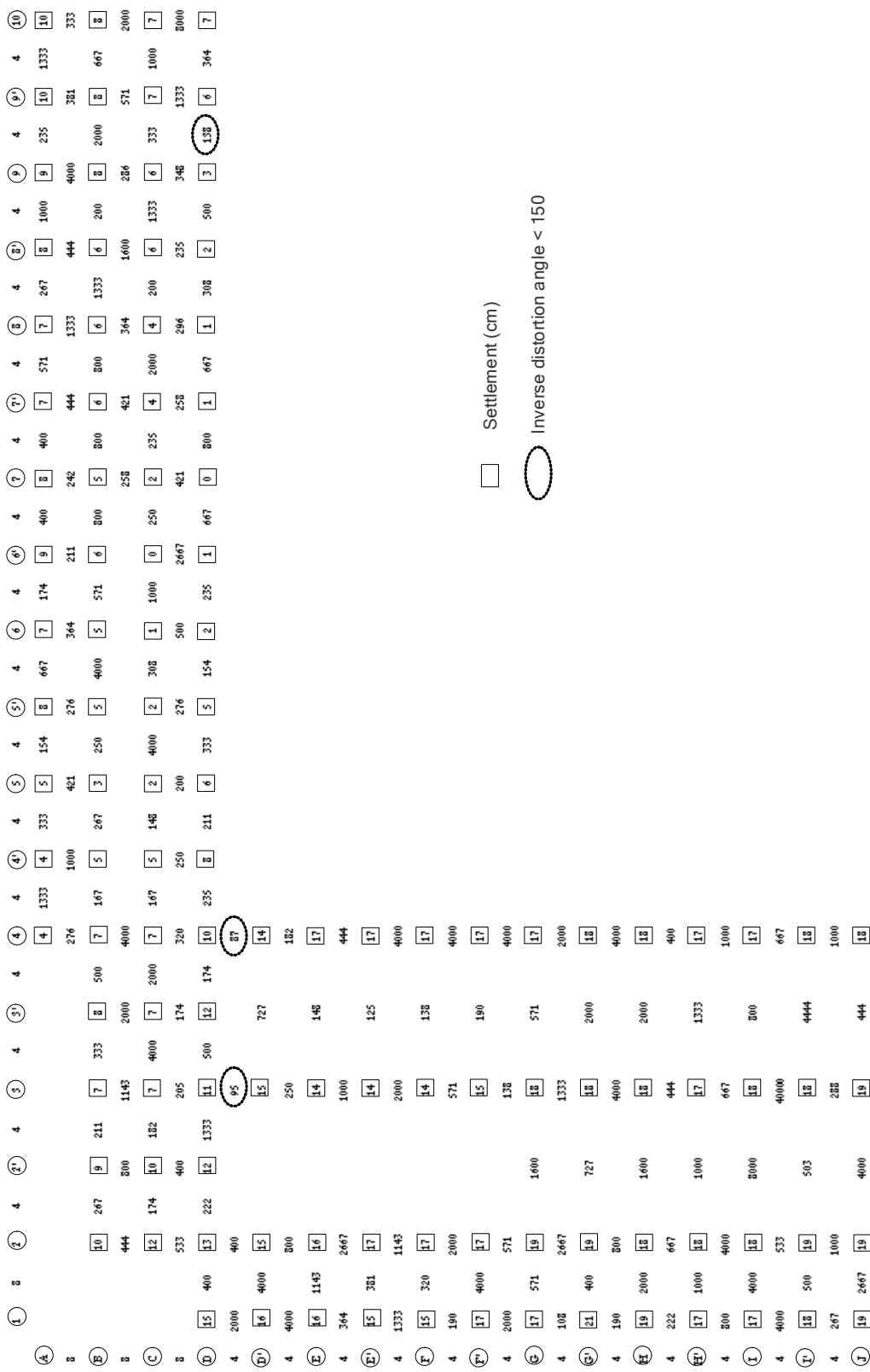
รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ที่ระดับความลึกๆ ใด สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 15.0 เซนติเมตร

- 7) **ประมาณแรงกดติดตั้ง (punching force)** ระหว่างการติดตั้ง กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจะถูกตรวจสอบแรงกด โดยคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่าง Safe load และ Punching force เท่ากับ 2.0 ผลการคำนวณแสดงในตารางที่ 4.13 ภายหลังจากติดตั้ง อัตราส่วนปลอดภัยของเสาเข็มในแต่ละต้นจะมีค่ามากกว่า 2.0 (เนื่องจากการขยายออกของความดันน้ำส่วนเกินขณะติดตั้งเสาเข็ม กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มมีค่ามากขึ้นประมาณ 1.2-1.3 เท่า) ทั้งนี้เมื่อถึงแรงกดที่ต้องการ ความยาวของเสาเข็มที่กดได้ไม่ควรแตกต่างจากผลคำนวณมากนัก

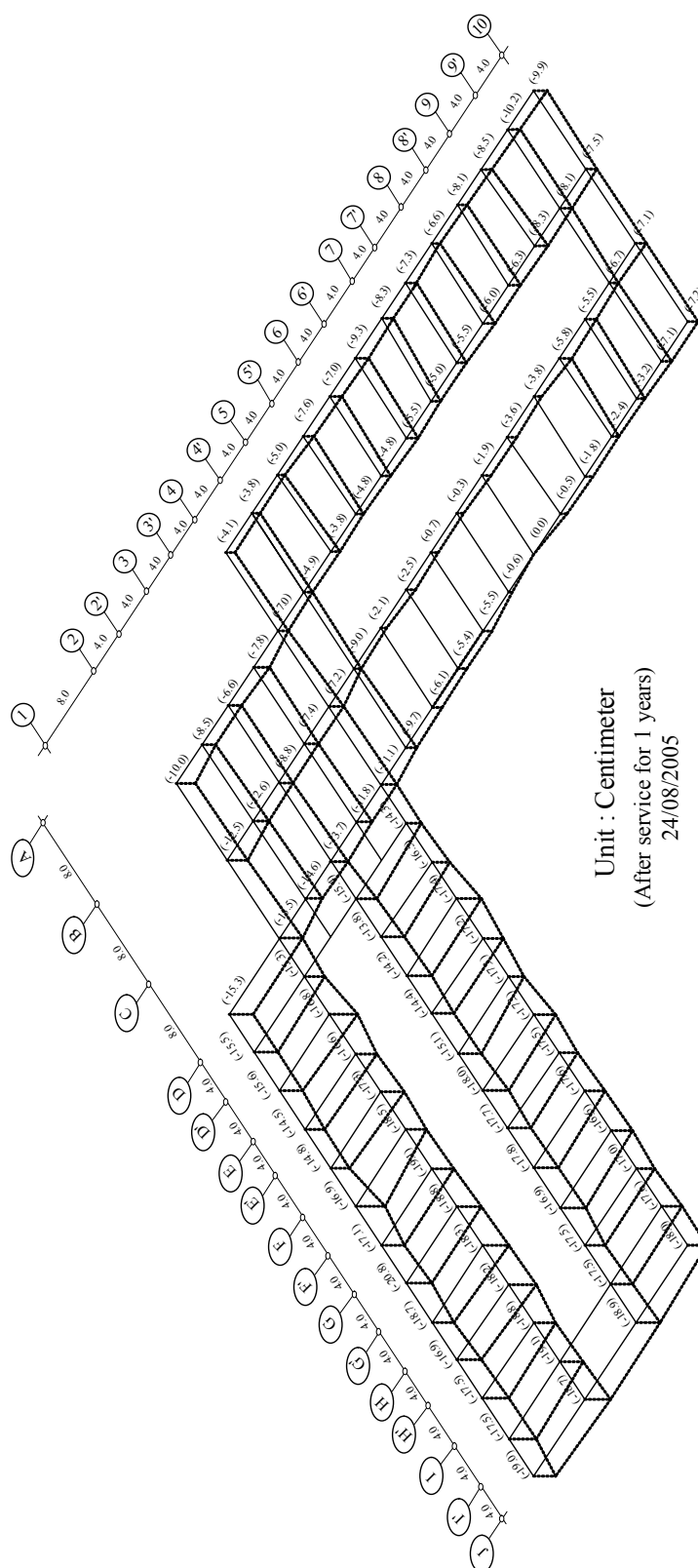
สุดท้ายเพื่อเป็นการตรวจสอบความแข็งแรงของฐานรากใหม่ ผู้วิจัยจึงทำการสำรวจ จัดทำระเบียบการทรุดตัวของฐานราก และคำนวณค่าส่วนกลับมุมบิด หลังจากเสริมและยกปรับระดับฐานราก และหลังจากเปิดใช้งานเป็นเวลา 1 ปี ดังแสดงในรูปที่ 4.36 ถึง 4.39 ตามลำดับ หลังเปิดใช้อาคารเป็น 1 ปี การทรุดตัวของอาคารเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ประมาณ 0.5-4.0 มิลลิเมตร ค่าการทรุดหลังเปิดใช้งานแสดงในรูปที่ 4.40 และจากการสำรวจรอยแตกร้าว พบว่าไม่ปรากฏรอยแตกร้าวที่เกิดจากการทรุดตัวจึงถือการซ่อมอาคารด้วยวิธีเสริมฐานรากด้วยเสาเข็มกดได้ผลดี



รูปที่ 4.36 ระเบียบการทรวดตัวสัมพันธ์ของอาคาร S9 หลังทำการเสริมฐานราก (30/06/2004)



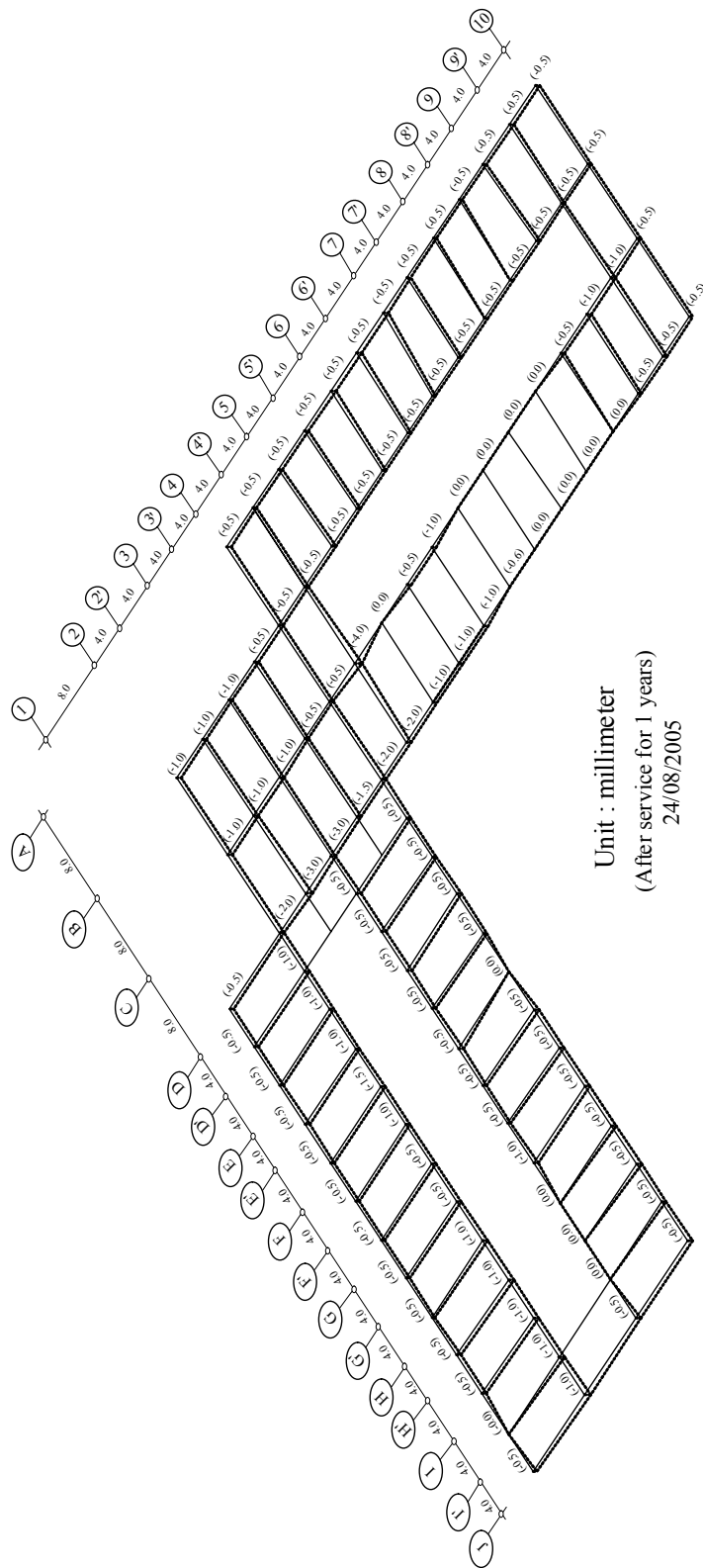
รูปที่ 4.37 ค่าส่วนกลับของมุมบิด (inverse distortion angle) หลังเสริมฐานราก (30/06/2004)



รูปที่ 4.38 ระเบียบการทวดตัวสัมพันธ์ของอาคาร S9 หลังเปิดใช้งาน 1 ปี (24/08/2005)







รูปที่ 4.40 การทรุดตัวของอาคาร S9 หลังเปิดใช้งาน 1 ปี (24/08/2005)

## บทที่ 5

### บทสรุป

#### 5.1 สรุปผลงานวิจัย

วิทยานิพนธ์นี้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งได้แก่ การอัดตัวคายน้ำ กำลังต้านทานแรงเฉือน และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน กับความเครียดเฉือน ในสภาวะไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ ทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างค่าตัวเลขการทะลวงมาตรฐาน ( $N$ ) กับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) และความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การยึดเกาะ ( $\alpha$ ) กับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) และเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีด้วยวิธีเชิงตัวเลข ผลจากการศึกษาถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์สาเหตุของการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก และในการออกแบบเสาเข็มกด สำหรับงานเสริมฐานรากอาคาร สรุปผลได้ดังนี้

##### 5.1.1 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน

ผลการศึกษาการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ระดับความลึกประมาณ 2.5-12.0 เมตร สรุปได้ว่าเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสานอัดตัวมากกว่าปกติความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีตเท่ากับ 1600 และ 3000 กิโลปาสคาล สำหรับตัวอย่างดินคงสภาพที่ความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร ตามลำดับ ดัชนีการอัดตัว ( $C_c$ ) และดัชนีการคืนตัว ( $C_s$ ) มีค่าเท่ากับ 0.230 และ 0.035 ตามลำดับ

การวิเคราะห์การอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างปั่นใหม่ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วน โพร่งของดินเหนียวปั่นใหม่ ( $e_R$ ) และความเค้นในแนวตั้ง ( $\sigma'_v$ ) สมการ  $e_R/e_L = 1.109 - 0.096 \log \sigma'_v$  เมื่อ  $e_L$  คืออัตราส่วนโพร่งที่พิกัด สมการนี้คือเส้นสถานะเนื้อแท้ (Nagaraj et al., 1994)

##### 5.1.2 แฟกเตอร์ยึดเกาะ (Adhesion factor)

แฟกเตอร์ยึดเกาะลดลงเมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น และมีค่าประมาณคงที่ เมื่อกำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่ามากกว่า 75 กิโลปาสคาล นอกจากนี้ ยังพบว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวอยู่ระหว่างความสัมพันธ์ที่นำเสนอ โดย Tomlinson (1957) และ Holmberg (1970) ดังแสดงในรูปที่ 5.1



ตารางที่ 5.1 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Elastic Plastic และ Modified Cam Clay

Parameter	Steel Pile	Sandy clay (Fill)	silty clay (very stiff)	silty clay (hard)
Model	Linear elastic	Linear elastic	MCC	MCC
Depth (m)	0.0-12.0	0-2.5	2.5-6.5	6.5-12.0
$E_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	206 x10 <sup>9</sup>	250x10 <sup>3</sup>	-	-
$\mu$	0.33	0.35	0.35	0.35
$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	78.57	18.15	20.06	20.06
$\phi'$	-	37°	27.83°	27.83°
$\lambda$	-	-	0.10	0.10
$\kappa$	-	-	0.015	0.015
$\Gamma$	-	-	2.55	2.55
OCR	-	-	28	33
$R_{inter}$	Rigid	0.67	0.75	0.75

หมายเหตุ ตำแหน่งทดสอบ PLT-1 และ PLT-2 ถึง PLT-4 อยู่บริเวณหลุมเจาะ BH-4 และ BH-2 ตามลำดับ ทั้งสองหลุมใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมค่าเดียวกัน

### 5.1.5 การทรุดตัวของฐานรากอาคารหอพักสุรนิเวศ 9

การทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากอาคารหอพัก ๙ เกิดจากความแตกต่างของชั้นดิน และระดับน้ำใต้ดิน กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิของฐานราก ที่ตั้งอยู่บนดินเหนียว (บริเวณหลุมเจาะ BH-1 และ BH-3) มีค่าประมาณ 50 ตันต่อตารางเมตร (ค่าความปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 4.2) โดยไม่แปรผันตามขนาดของฐานราก และระดับน้ำใต้ดิน ฐานรากที่ตั้งอยู่ในชั้นทรายหนา กำลังรับแรงแบกทานประลัยสุทธิสูงสุดมีค่าเท่ากับ 12 ตันต่อตารางเมตร (เท่ากับความดันใต้ฐานราก) และหากระดับน้ำใต้ดินในบริเวณดังกล่าวสูงขึ้น อัตราส่วนปลอดภัยจะลดลง การที่อัตราส่วนปลอดภัยลดลง ทำให้เกิดการทรุดตัวในฐานรากดังกล่าว

### 5.1.6 แนวทางการออกแบบเสาเข็มกด

การแก้ไขการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก ทำโดยการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก ติดตั้งโดยวิธีการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกดประมาณ โดยวิธีสถิติศาสตร์กับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยค่าทะลุทะลวงมาตรฐาน

ซึ่งพบว่าใกล้เคียงกับวิธี SHANSEP และวิธีไฟฟ้ในตั้โอลิเมนต์ ผลการประมาณน้ำหน้กบรทุกุประลัยของเสาเข็มได้รับการตรวจสอบความถูกต้องจากผลทดสอบกำลังรับน้ำหน้กบรทุกุของเสาเข็ม

การกดเสาเข็มในชั้นดินเหนียวก่อให้เก้ดความดันน้ำส่วนเกิน เมื่อความดันน้ำส่วนเกินนี้สลายไปหมดเนื่องจากการระบายการอัดตัวคายน้ำ น้ำหน้กบรทุกุประลัยจะม้ค่าสูงกว่าแรงกด 1.2 ถึง 1.3 เท่า

## 5.2 ข้อเสนอแนะ

### 5.2.1 ข้อเสนอแนะเพื่อใช้ผลวิจัย

การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ สามารถประมาณจากตัวเลขทะลุดวงมาตรฐาน ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายที่สุด ข้อจำกัดของวิธีดังกล่าวคือ ตัวเลขทะลุดวงมาตรฐานควรเป็นค่าที่อยู่ระหว่าง 0-80 ครั้ง/ฟุต

การประมาณกำลังรับน้ำหน้กบรทุกุที่นำเสนอเป็นเพียงการประมาณกำลังของเสาเข็มต้นเดียว โดยทั่วไปแล้วฐานรากอาจจะมีเสาเข็มมากกว่านี้ก็ได้ ซึ่งเรียกว้เสาเข็มกลุ่ม การจัดระยะห่างของเสาเข็มกลุ่มมีผลต่อการกระจายของแรงเสียดทานรอบเสาเข็ม และมีผลต่อการทรุดตัวของดินใต้เสาเข็ม ในทางปฏิบัติวิศวกรนิยมออกแบบ โดยให้ระยะห่างของเสาเข็มประมาณ 4 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (Poulos and Davis, 1980; Bowlse, 1988)

### 5.2.2 ข้อเสนอแนะเพื่อวิจัยเพิ่ม

การออกแบบเสาเข็มกด เหมาะสำห้กับงานเสริมฐานรากอาคาร เพราะในการติดตั้งเสาเข็มจะต้องมีคานปฏิกิริยา (reaction beam) ดังนั้น ในงานก่อสร้างฐานรากอาคารใหม่จึงไม่สามารถนำไปใช้ได้ วิธีก่อสร้างที่เหมาะสมสำห้กับงานฐานรากในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน ที่มีความแข็งถึงแข็งมาก คือการใช้เสาเข็มเจาะ แต่เนื่องจากการวิธีเสาเข็มเจาะมีการรบกวนดินด้านข้างและก้นหลุมมากกว่าเสาเข็มกด ดังนั้นควรม้การปรับปรุงแฟลคเตอร์แรงยึดเกาะ และตัวแปรลดกำลังให้เหมาะสมยิ่งขึ้น

## รายการอ้างอิง

- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2521). **น้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม**. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1001-21. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ.
- วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2544). **การสำรวจชั้นดิน การออกแบบ และการก่อสร้างงานฐานราก**. การอบรม. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ.
- ทักษิณ เทพชาตรี. (2541). **พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก (ASD, PD, LRFD)**. สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. แก้ไขปรับปรุงครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ.
- สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2534). **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน**. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1007-34 พิมพ์ครั้งที่ 8. กรุงเทพฯ.
- สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2540). **มาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณ**. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1015-40. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ก). **รายงานการศึกษาและแนวทางแก้ไขการแตกร้าวของอาคาร** สำนักงานบริการหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 7-8. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ข). **รายงานการศึกษาสาเหตุและแนวทางแก้ไขการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 9**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข รุ่งลาวัลย์ ราชัน และวรรัชย์ เกษกัน. (2546ค). **สาเหตุของการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 9**. วิศวกรรมฐานราก'46 (หน้า 203 – 214). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข อภิชาติ คำภาหล้า และวรรัชย์ เกษกัน. (2547). **แนวทางการแก้ไขการชำรุดของอาคารด้วยการเสริมฐานราก**. วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 9 (หน้า GTE 34-GTE 36). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2547). **รายงานการศึกษาสาเหตุและแนวทางแก้ไขการวิบัติของอาคารเครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี 6/1**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.

- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และรุ่งลาวัลย์ ราชัน. (2548). **ปฐพีกลศาสตร์**. กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์ Mc Graw-Hill. 298 หน้า.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข อภิชิต คำภาหัตถ์ และวรรณชัย เกษกัน. (2548). **รายงานผลการเจาะสำรวจ บริเวณที่ทิ้งขยะภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- American Society for Testing and Materials. (1985). **Annual Book of ASTM Standards**. Section 4, Construction, Volume 04.08, Soil and Rock. PA: USA. Building Stones, Philadelphia.
- American Institute of Steel Construction. (1989). **Manual of Steel Construction-Allowable Stress Design**. 9<sup>th</sup> Ed.
- API (1984). **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms**. 14<sup>th</sup> Ed. APIRP2A, American Petroleum Institute, Dallas, TX.
- Atkinson, J.H., Richardson, D., and Stallebrass, S.E. (1990). Effect of recent history on the stiffness of overconsolidated soil . **Geotechnique**. Vol. 40 No.4: pp. 531-540.
- Balasubramaniam, A. S. (1969). **Some Factors Influencing the Stress-Strain Behaviour of Clay**. thesis presented to Cambridge University, at Cambridge: England.
- Balasubramaniam, A. S. and Chaudhry A.R. (1978). Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay. **Journal of The Geotechnical Engineering Division**. GT9, pp. 1153-1167.
- Berezantezev, V.G., Khristoforov, V. and Golubkov, V. (1961). Load bearing capacity and deformation of pile foundation, **Proceeding of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Paris, Vol. 2: pp. 11-15.
- Bishop, A.W. et al., (1945). The Theory of Indentation and Hardness Test. **Proceedings of Physics Society**. No. 57: pp. 147-159.
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J. (1964). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**. London. Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- Brown, J.D., and Meyerhof, G.G. (1969). Experimental study of bearing capacity in layered clays. **Proceeding of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. 2: 45 – 51.
- Bowles, J.W. (1988). **Foundation Analysis and Design**. New York: McGraw-Hill.

- Britto, A.M. and Gunn, M.J. (1987). **Critical State Soil Mechanics via Finite Element**. John Wiley & Sons.
- Burland, J. B. (1965) Correspondence on “The Yielding and Dilation of Clay”. **Geotechnique**, Vol. 15: pp. 211-214.
- Burland, J.B. (1973). Shaft friction of pile in clays-a simple fundamental approach. **Ground Engineering**. Vol. 6 No. 3: pp. 30-42.
- Burland, J.B. and Cooke, R.W. (1974). The Design of Bored Pile in Stiff Clays. **Ground Engineering**. Vol.7 No. 4: pp. 28-35.
- Butler, H.D., and Hoy, H.E. (1977). **User manual for the taxis quick-load method for foundation load testing**. Report No. FHWA RD-IR 77 – 78.
- Casagrande, A. (1936). Determination of preconsolidation load and its practical significance. **Proceedings of 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Cambridge, Mass, Vol.3: pp. 60-64.
- Camitz, G. (1994). **Corrosion and Protection of Steel Piles and Sheet Piles in Soil and Water**. Royal Swedish Academy of Engineering Sciences - Commission of Pile Research. Report No. 93. Linkoping: Sweden, 113p.
- Cudoto, D.P. (2001) **Foundation Design: Principle and Practice**. New Jersey. Prentice Hall.
- Henkel, D.J. and Sowa, V.A. (1963), The influence of stress history on stress path in undrained triaxial tests on clay. **Laboratory Shear Testing of Soil**. ASTM, STP361: 280-291.
- Hansen, J.B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute Bulletin**. Copenhagen.
- Holmberg, S. (1970). “Load testing in Bangkok region of piles embedded in clay”. **Journal of Geotechnical Engineering**. Southeast Asian Society of Soil Engineering. Vol. 1: pp. 61-78.
- Horpibulsuk, S. and Rachan, R. (2005). On the classification of Bangkok clay deposits and their compressibility. **Proceeding International Symposium on Frontier and Offshore Geotechnics**. Perth: Australia.
- Horpibulsuk, S., Katkan, W., Rachan, R. and Nagaraj, T.S. (2004). Underpinning Technique for Repairing Cracked Building in Northeast Thailand. **Proceeding International Symposium on Lowland Technology**.



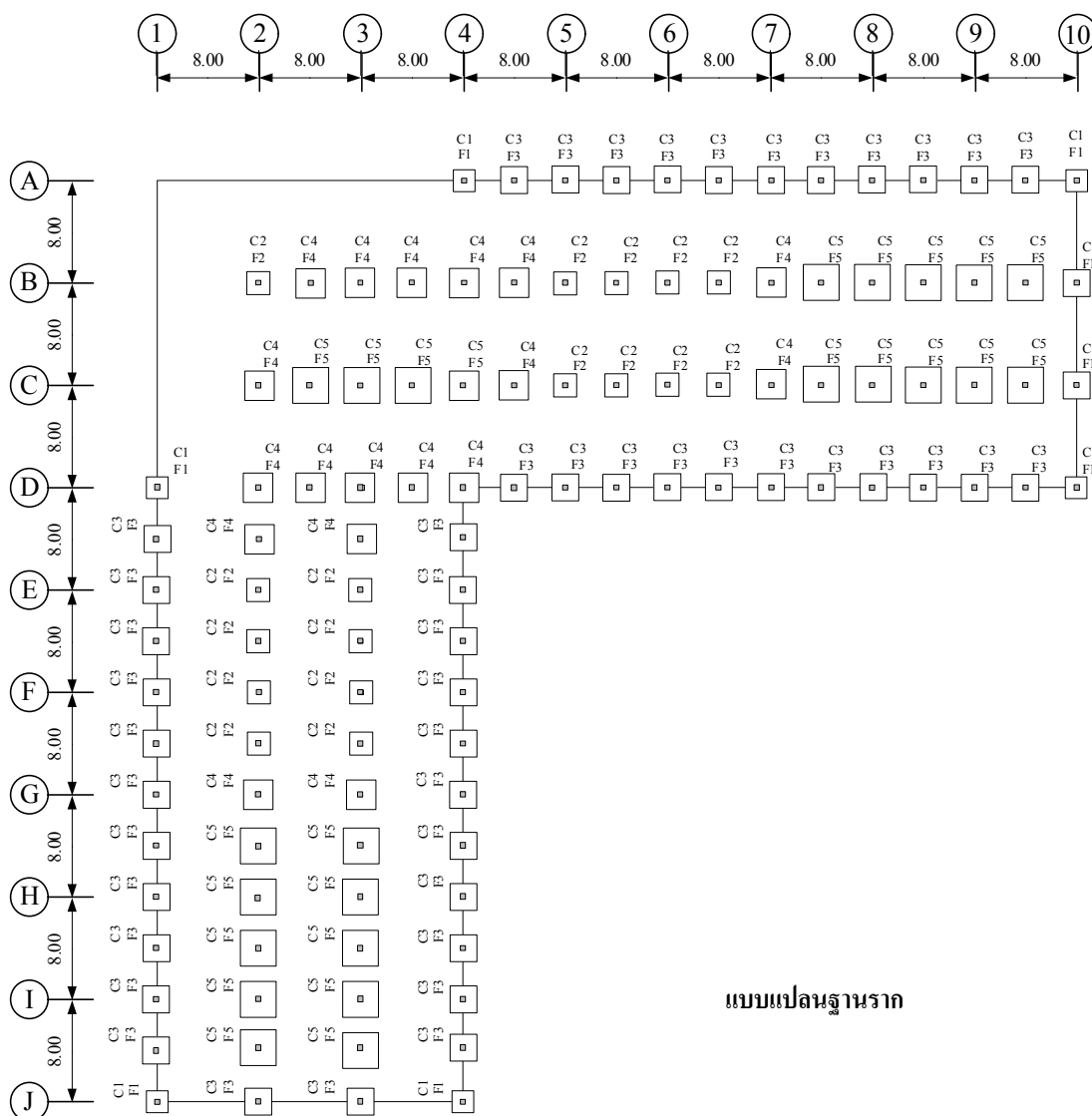
- Jaky, J. (1944). **The coefficient of earth pressure at rest**. J. Soc Hungarian Architects Eng. 7, 355-358.
- Jamiolkowski, M., Ladd C.C., Germaine J.T., and Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soil. **Proceeding of the 11<sup>th</sup> International Conf. On soil mechanics and foundation engineering**. San Francisco: USA.
- Ladd, C. C., and Foott, R., (1974). New design procedure for stability of soft clay. Journal of Geotechnical Engineering. **ASCE**. Vol. 100 (GT-7): 763-786.
- Ladanyi, B. (1963). Evaluation of pressuremeter tests in granular soil. **2<sup>nd</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Sao Paulo: Brazil, Vol. 1 pp. 3-20.
- Mayne, P.W., and Swanson, P.G. (1981). The critical state pore pressure parameter for consolidated shear test. **Laboratory Shear Strength of the Soil**. ASTM, STP 740: 410-430.
- Meyerhof, G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundation on layered soil under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**. Vol. 1, No.1: pp. 16-26.
- Meyerhof, G.G., and Hanna, A.M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundation on layered soil under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**. Vol. 15, No.4: pp. 565-572.
- Mitachi, T., and Kitago, S. (1979). The influence of stress history and stress system on the stress-strain-strength properties of saturated clay. **Soil and Foundation**. Vol. 19, No.2: pp. 45-61.
- Mohan, D. and Jain, G.S. (1961). Bearing Capacity of Pile in Expansive Clay. **5<sup>th</sup> ICSMFE**. Vol. 2.
- Mohr, O. (1900). Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Material?. **Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure**. Vol. 44, pp.1524-1530.
- Nagaraj, T.S. and Srinivasa Murthy, B.R. (1986). A critical reappraisal of compression index equation. **Geotechnique**. Vol.36, No.1, pp. 27-32.
- Nagaraj, T.S., Srinivasa Murthy, B.R. and Vatsala, A. (1994). **Analysis and Prediction of Soil Behavior**. New Delhi: India. Willey Eastern.
- Parry, R.H.G., and Nadarajah, V. (1973), Observations on laboratory prepared lightly overconsolidated specimens of Kaolin. **Geotechnique**. Vol. 28, No.1: pp. 1-25.

- Peck, R.B., Hansen, W.E. and Thornburn, T.H. (1974). **Foundation Engineering**. New York: USA. John Wiley.
- Pender, M.J. (1977). A model for behavior of overconsolidated soil. **Geotechnique**. Vol. 28, No.1: pp.1-25.
- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. **Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik**. Vol. 1, No. 1: pp. 15 -20.
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: USA. John Wiley & Sons. Inc.
- Poulos, H.G. (2001). **Pile Foundation-Geotechnical and Geoenvironment Handbook**. Kluwer Academic Publisher.
- Roscoe, K.H., and Poorooshasb, H.B. (1963), A theoretical and experimental study of strain in triaxial tests on normally consolidated clay. **Geotechnique**. Vol. 13, No. 1: pp. 12-38.
- Roscoe, K.H., and Burland, J.B. (1968). **On the generalized stress-strain behaviour of wet clay Engineering Plastic**. Cambridge University Press. Cambridge. pp .535-609.
- Sridharan, A., Abraham, B.M., and Jose, B.T. (1991), Improved technique for estimation of preconsolidation pressure. **Geotechnique**. Vol.41, No.2: pp. 263-268.
- Schmertmann , J.H. (1955). The undisturbed consolidation behavior of clay. Transaction. **ASCE**. 120. pp. 1201.
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968). **Critical State Soil Mechanics**. London: England. McGraw-Hill Book Co.
- Stolle D.F.E., P.G. Bonnier & P.A. Vermeer. (1977). A Soft Soil model and experiences with two integration schemes. **Numerical Model in Geomechanics**. Numog, pp. 123-128.
- Skempton, A.W., and MacDonald, D.H. (1956). The allowable settlement of building. **Proceeding Institute for Civil Engineering**. Part III, 5. pp. 727-768.
- Skempton, A.W. (1951). The bearing capacity of clay. **Building Research Congress**. England.
- Skempton, A.W. (1966). Summing-up proceeding symposium on large bored piles. **I.C.E.** London: England. pp. 155 - 157.
- Sowers, G.F. et al. (1961). The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in a Homogeneous Clay from Model Studies. **5<sup>th</sup> ICSMFE**. Vol. 2 pp 155-159.

- Stas, C.V. and Kulhawy, F.H. (1984). Critical evaluation of design methods for foundation under axial uplift and compression loading. **EPRI Report EL-3771**. Cornell University.
- Terzaghi, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics**. New York: USA. John Wiley.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2<sup>nd</sup> Ed. New York: USA. John Wiley.
- Tomlinson, M.J. (1957). The adhesion factor of pile driven in clay soils. **Proceeding of the 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 2: pp. 66 - 71.
- Tomlinson, M.J. (1986). **Foundation Design and Construction**. 5<sup>th</sup> Ed. London: England. Pitman Publishing Ltd.
- Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads on shallow foundation. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE. 99 (SM1): pp. 45 - 73.
- Vesic, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. **Foundation Engineering Handbook**. pp. 121 – 147.
- Vesic, A.S. (1977). Design of Pile Foundations. **National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 42**. Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council.
- U.S. Navy (1982). **Soil Mechanics Design Manual 7.1**, Department of the Navy, Naval Facility Engineering Command (NAVFAC).
- U.S. Army Corps of Engineering (1992). Engineering and design bearing capacity of soil. **Engineering manual 1110-1-1905**.
- Whitaker, T. (1970). **The Design of Piled Foundations**. London: England. Pergamon Press.
- Wroth, C.P., and Loudon, P.A. (1967). The correlation of strain within a family of triaxial test on overconsolidated sample of Kaolin., **Proceedings of Geotechnical Conference**. Oslo, 1: pp. 159-163.
- Yudhbir, and Nagarajah, N. (1974). Undrained Behaviour of overconsolidated saturated clay during shear. **Soils and Foundation**. Vol. 14 No. 4: pp. 1-12.

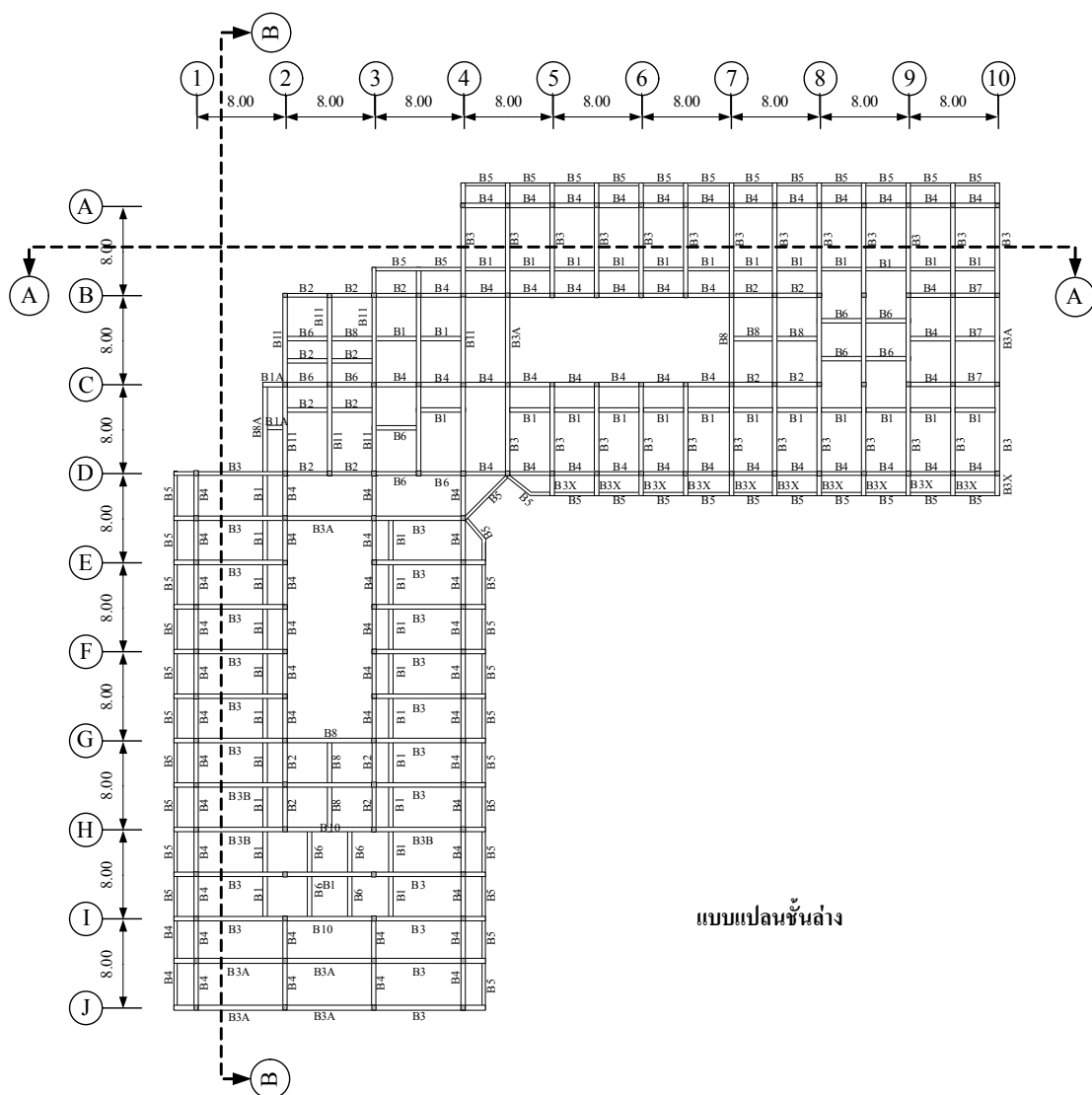
ภาคผนวก ก

แบบอาคารหอพักสูรนิเวศ ๑



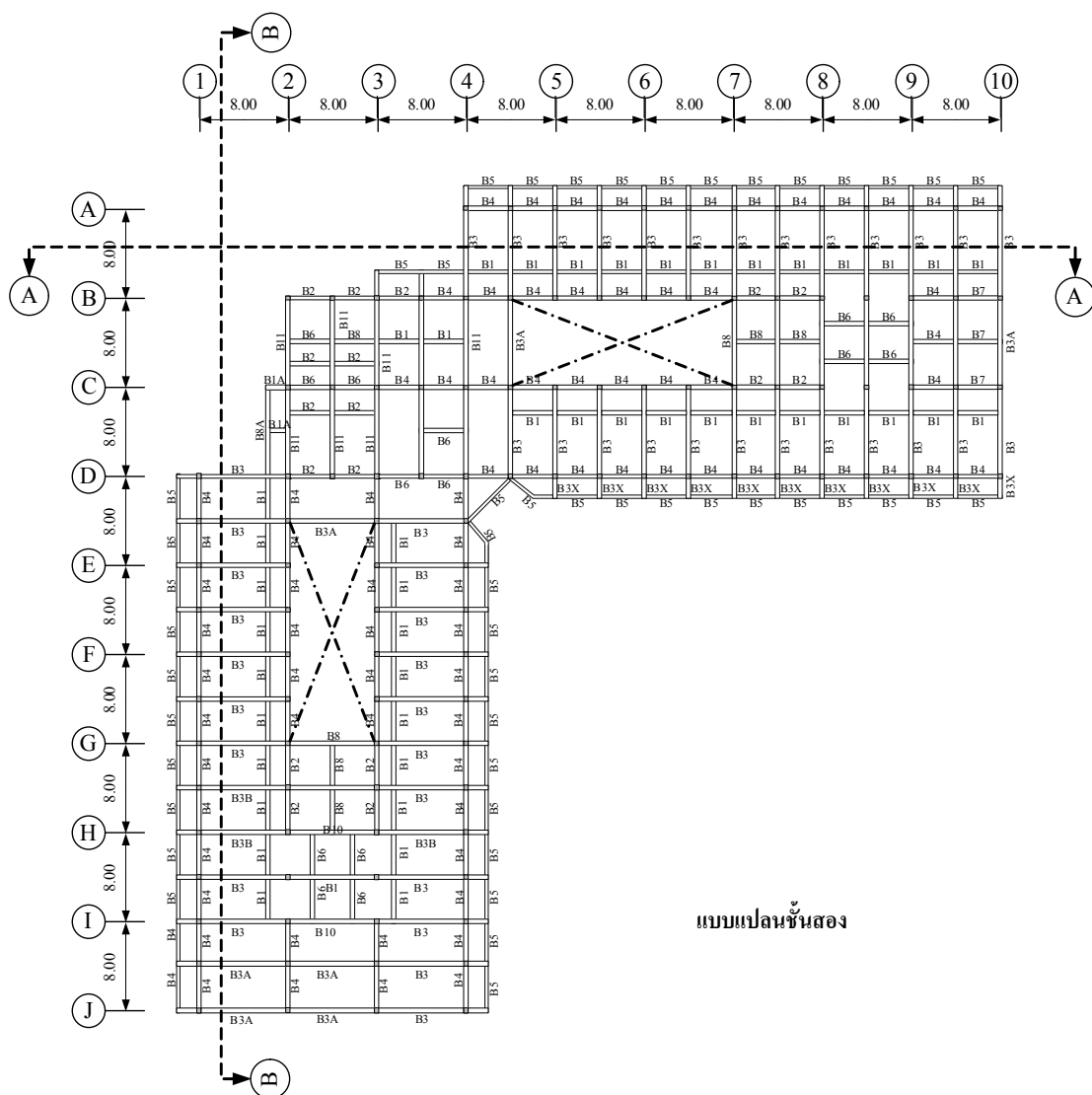
แบบแปลนฐานราก

รูปที่ ก.1 แบบแปลนฐานราก

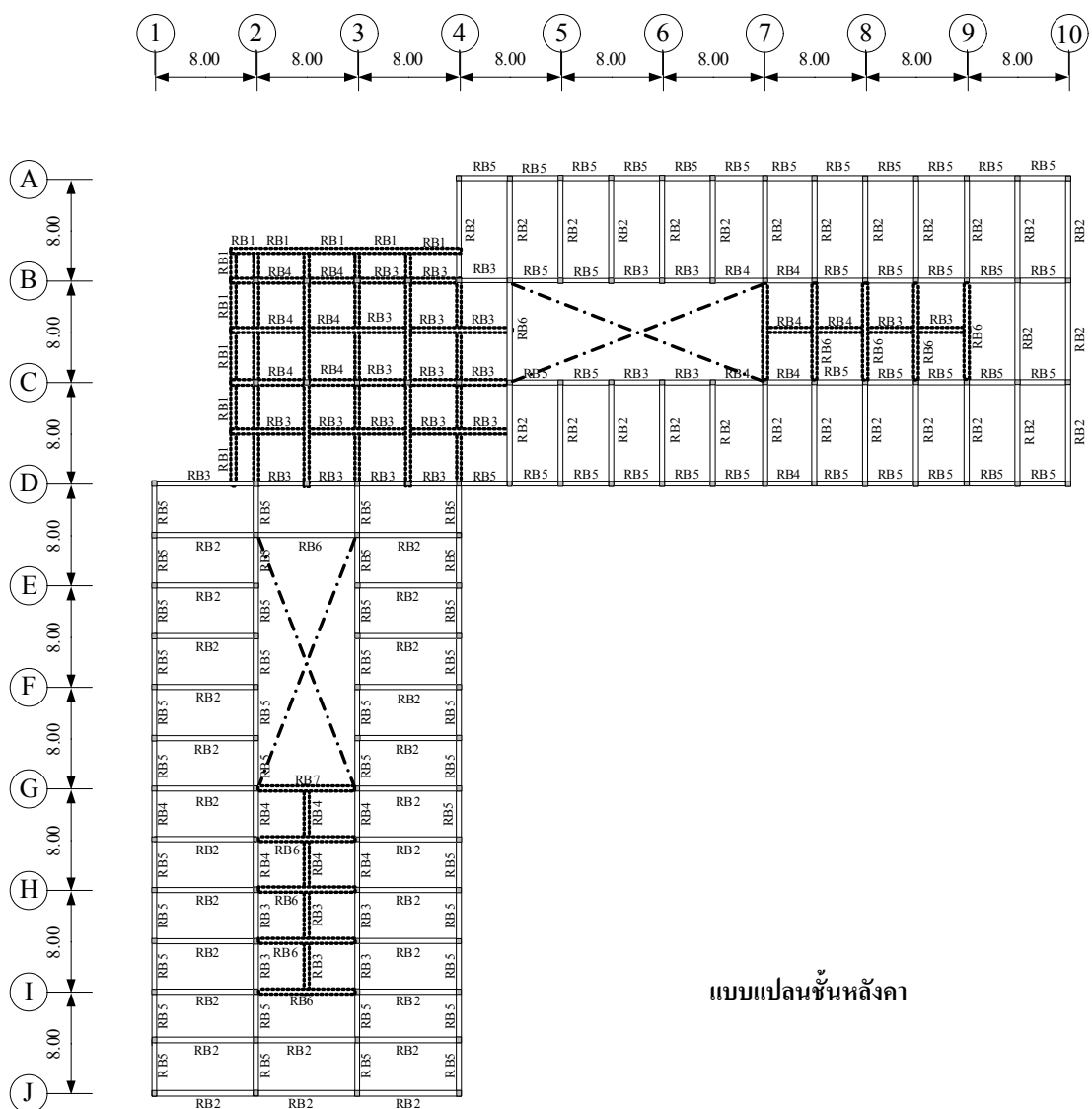


แบบแปลนชั้นล่าง

รูปที่ ก.2 แบบแปลนชั้นล่าง

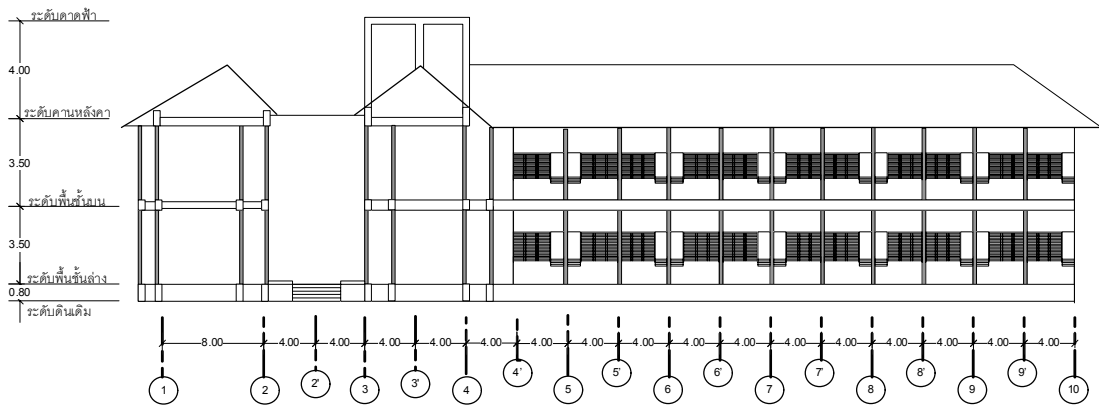


รูปที่ ก.3 แบบแปลนชั้นสอง



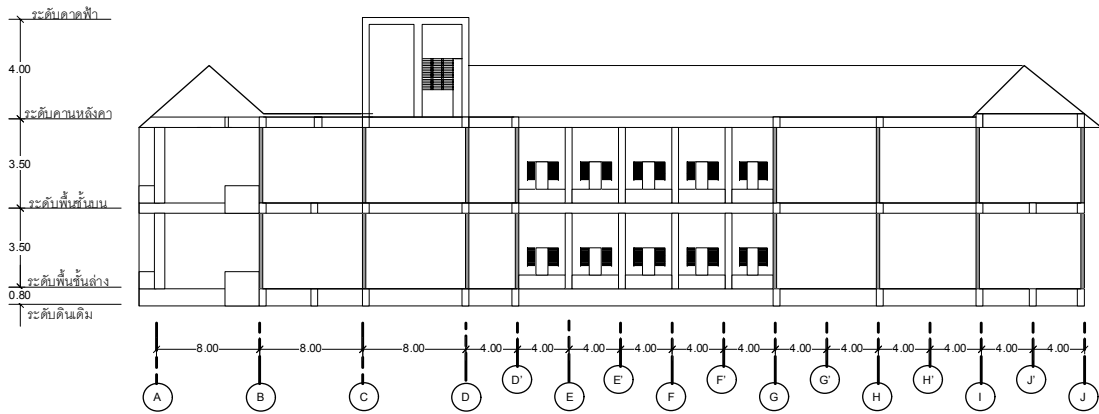
รูปที่ ก.4 แบบแปลนหลังคา





รูปตัด A-A


















รูปที่ ก.5 รูปตัด A-A



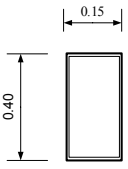
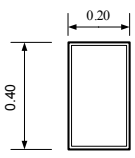
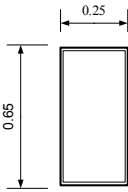
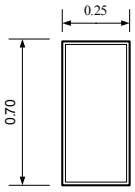
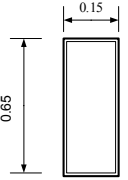
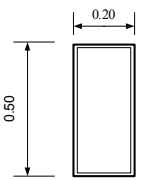
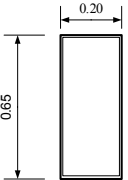
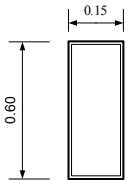
รูปตัด B-B

รูปที่ ก.6 รูปตัด B-B

ตารางที่ ก.1 หน้าตัดเสา และเสาตอม่อ

	C1	C2	C3	C4	C5
รับหลังคา				 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.
รับหลังคา	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.
รับชั้น 2	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB12mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB20mm. 2-RB6mm.@0.20m.
รับตอม่อ	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 8-DB16mm. 2-RB6mm.@0.20m.	 12-DB20mm. 4-RB6mm.@0.20m.

ตารางที่ ก.2 หน้าตัดคาน

Beam	Section	Beam	Section
B1, B1A		B2, B4	
B3, B3A, B3X, B3Y		B2B, B8	
B5		B6	
B7		B8A	

ภาคผนวก ข

ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงต่อม่อ

ตารางที่ ข.1 ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาต่อม่อ

Grid line	Type	Fy (ton)	Mz (ton.m)	Mx (ton.m)
A-4	C1	33.0	0.0	0.0
A-4'	C3	52.0	0.0	0.0
A-5	C3	55.1	0.0	0.0
A-5'	C3	55.2	0.0	0.0
A-6	C3	55.2	0.0	0.0
A-6'	C3	55.0	0.0	0.0
A-7	C3	51.4	0.0	0.0
A-7'	C3	50.7	0.0	0.0
A-8	C3	50.7	0.0	0.0
A-8'	C3	50.6	0.0	0.0
A-9	C3	50.9	0.0	0.0
A-9'	C3	52.5	0.0	0.0
A-10	C1	30.3	0.0	0.0
B-2	C2	45.0	0.0	0.0
B-2'	C4	52.9	0.0	0.0
B-3	C4	63.8	0.0	0.0
B-3'	C4	69.5	0.0	0.0
B-4	C4	71.2	0.0	0.0
B-4'	C4	65.6	0.0	0.0
B-5	C2	36.4	0.0	0.0
B-5'	C2	36.2	0.0	0.0
B-7	C4	74.3	0.0	0.0
B-7'	C5	85.9	0.0	0.0
B-8	C5	82.7	0.0	0.0
B-8'	C5	79.0	0.0	0.0
B-9	C5	75.1	0.0	0.0

ตารางที่ ข.1 ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาต่อม่อ (ต่อ)

Grid Line	Type	Fy (ton)	Mz (ton.m)	Mx (ton.m)
B-9'	C5	72.6	0.0	0.0
B-10	C3	48.5	0.0	0.0
C-2	C4	108.0	0.0	0.0
C-2'	C5	119.0	0.0	0.0
C-3	C5	102.0	0.0	0.0
C-3'	C5	101.0	0.0	0.0
C-4	C5	90.3	0.0	0.0
C-4'	C4	64.3	0.0	0.0
C-5	C2	36.2	0.0	0.0
C-5'	C2	36.1	0.0	0.0
C-6	C2	36.1	0.0	0.0
C-6'	C2	37.9	0.0	0.0
C-7	C4	74.3	0.0	0.0
C-7'	C5	85.9	0.0	0.0
C-8	C5	82.7	0.0	0.0
C-8'	C5	79.0	0.0	0.0
C-9	C5	75.2	0.0	0.0
C-9'	C5	72.7	0.0	0.0
C-10	C3	48.4	0.0	0.0
D-1	C1	38.0	0.0	0.0
D-2	C4	78.6	0.0	0.0
D-2'	C4	51.0	0.0	0.0
D-3	C4	60.5	0.0	0.0
D-3'	C4	61.6	0.0	0.0
D-4	C4	62.3	0.0	0.0
D-4'	C3	55.0	0.0	0.0

ตารางที่ ข.1 ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาต่อม่อ (ต่อ)

Grid Line	Type	Fy (ton)	Mz (ton.m)	Mx (ton.m)
D-5	C3	58.5	0.0	0.0
D-5'	C3	55.0	0.0	0.0
D-6	C3	55.1	0.0	0.0
D-6'	C3	55.0	0.0	0.0
D-7	C3	51.3	0.0	0.0
D-7'	C3	50.7	0.0	0.0
D-8	C3	50.7	0.0	0.0
D-8'	C3	50.7	0.0	0.0
D-9	C3	50.9	0.0	0.0
D-9'	C3	52.6	0.0	0.0
D-10	C1	33.0	0.0	0.0
D'-1	C3	56.3	0.0	0.0
D'-2	C4	58.4	0.0	0.0
D'-3	C4	58.1	0.0	0.0
D'-4	C3	53.9	0.0	0.0
E-1	C3	60.9	0.0	0.0
E-2	C2	36.1	0.0	0.0
E-3	C2	36.6	0.0	0.0
E-4	C3	58.1	0.0	0.0
E'-1	C3	60.9	0.0	0.0
E'-2	C2	35.5	0.0	0.0
I-1	C3	58.3	0.0	0.0
I-2	C5	72.4	0.0	0.0
I-3	C5	73.6	0.0	0.0
I-4	C3	56.5	0.0	0.0
I'-1	C3	60.5	0.0	0.0

ตารางที่ ข.1 ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงเสาต่อม่อ (ต่อ)

Grid Line	Type	Fy (ton)	Mz (ton.m)	Mx (ton.m)
I'-2	C5	69.1	0.0	0.0
I'-3	C5	71.2	0.0	0.0
I'-4	C3	57.5	0.0	0.0
J-1	C1	37.4	0.0	0.0
J-2	C3	45.4	0.0	0.0
J-3	C3	46.7	0.0	0.0
J-4	C1	34.1	0.0	0.0
B-6	C2	36.1	0.0	0.0

ตารางที่ ข.2 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดใช้ในการออกแบบเสาเข็มกด

Footings	Maximums column load (ton)	Column load for design pile capacity (ton)
F1	35.0	35.0
F1'	35.0	35.0
F2	36.0	40.0
F2'	36.0	40.0
F3	54.0	54.0
F3'	54.0	54.0
F4	61.0	64.0
F5	95.0	95.0



ภาคผนวก ค

เทคนิคในการเสริมฐานราก

เทคนิคในการเสริมฐานรากและเทคนิคในการยกปรับระดับอาคาร ขั้นตอนการทำงานสามารถสรุปได้ดังนี้

1) ขุดหลุมให้ถึงระดับฐานรากเดิม ขนาดความกว้างของหลุมที่ขุดจะต้องครอบคลุมขนาดของฐานรากเดิม เพื่อกำหนดตำแหน่งเสาเข็ม ดังรูปที่ ค.1



รูปที่ ค.1 ขุดหลุมให้ถึงระดับฐานรากเดิม

2) กำหนดตำแหน่งของเสาเข็ม ดังรูปที่ ค.2 และเจาะรูฐานรากเดิม (Coring) ตรงตำแหน่งที่ติดตั้งเสาเข็มจนทะลุฐานรากเดิม ดังรูปที่ ค.3 รูเจาะควรมีขนาดใหญ่กว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ใช้ในการเสริมฐานรากประมาณ 5-10 เซนติเมตร



รูปที่ ค.2 กำหนดตำแหน่งของเสาเข็ม



รูปที่ ค.3 รูที่ฐานรากเดิมหลังการเจาะ

3) ติดตั้งเสาเข็มลงในรูที่เจาะไว้ โดยการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก (hydraulic jack) จนถึงความลึกที่ต้องการ ดังรูปที่ ค.4 และ ค.5

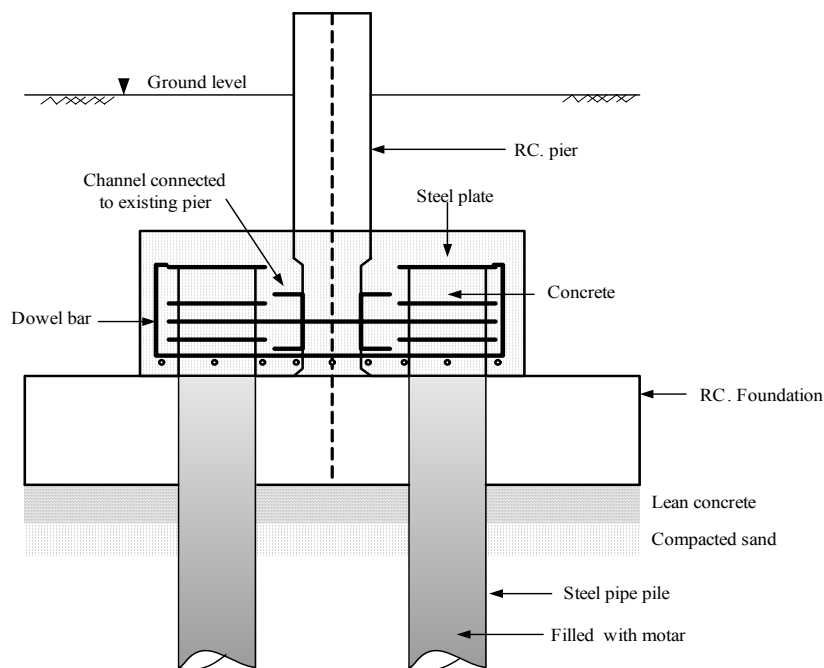


รูปที่ ค.4 การติดตั้งเสาเข็ม โดยการกดด้วยไฮดรอลิก



รูปที่ ค.5 เสาเข็มเหล็กที่ถูกติดตั้งในรูเจาะ

4) ตัดหัวเสาเข็มให้ระดับหัวเสาเข็มอยู่สูงกว่าระดับฐานรากเดิมประมาณ 30 เซนติเมตร และเจาะรูที่หัวเสาเข็มเพื่อใส่เหล็กเสริมสำหรับถ่ายน้ำหนักจากเสาตอม่อ และป้องกันการหลุดออกของเสาเข็มกับ Pile cap ดังรูปที่ ค.6



รูปที่ ค.6 รายละเอียดการเสริมเหล็กของฐานรากใหม่

5) สกัดคอนกรีตเสาตอม่อ บริเวณเหนือฐานรากเดิมออกจนถึงเหล็กแกน เชื่อมเหล็กหูช้างติดกับเหล็กแกนเพื่อเป็น Shear transfer ดังรูปที่ ค-7 และเทคอนกรีตลงในเสาเข็มจนเต็มเพื่อเป็นการเสริมกำลัง และป้องกันการเกิดการกัดกร่อน (corrosion) เสาเข็มเหล็ก

6) ประกอบเหล็กตะแกรง และติดตั้งแบบหล่อคอนกรีต ดังรูปที่ ค.7 และ ค.8

7) เทคอนกรีต ดังรูปที่ ค.9 เมื่อคอนกรีตแข็งตัวทำการถอดแบบหล่อคอนกรีต และบ่มคอนกรีตประมาณ 28 วัน ลักษณะของฐานรากใหม่ แสดงดังรูปที่ ค.10



รูปที่ ค.7 การประกอบเหล็กเสริมของฐานรากใหม่



รูปที่ ค.8 ติดตั้งแบบเพื่อเทคอนกรีต



รูปที่ ค.9 เทคอนกรีต



รูปที่ ค.10 สภาพฐานรากที่เสร็จเรียบร้อยแล้ว

ในลำดับต่อไปผู้วิจัยนำเสนอการยกปรับระดับอาคาร ซึ่งเป็นขั้นตอนหลังจากเสร็จสิ้นการเสริมฐานราก ขั้นตอนการยกปรับระดับอาคารสรุปได้ดังนี้

1) ทำเสาเข็มชั่วคราว และทำการตัดเสาตอม่อของฐานรากที่จะทำการปรับยกระดับ และเสาตอม่อดินใกล้เคียง ทั้งเพื่อป้องกันการยี่ดิ่ง ดังรูปที่ ค.11 และ รูปที่ ค.12



รูปที่ ค.11 สกัดเสาดอม่อ



รูปที่ ค.12 ลักษณะของเสาดอม่อที่ถูกตัด

2) ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกบนเสาดอม่อที่ปรับระดับหัวเสาด้วยคอนกรีตแข็งตัวเร็ว ดังรูปที่ ค.13 แม่แรงไฮดรอลิกที่ใช้ควรมีกำลังยกน้ำหนักได้ไม่น้อยกว่าสองเท่าของน้ำหนักที่กดลงสู่ฐานราก





รูปที่ ค.13 ติดตั้งแม่แรงไฮดรอลิกเพื่อปรับยกอาคาร

3) ยกปรับระดับอาคาร ดังรูปที่ ค.14 โดยยกปรับระดับไปพร้อมๆ กันทุกฐาน เมื่อยกได้สูงระดับหนึ่งแล้วทำการปรับค้ำยันให้สูงตามระดับของอาคาร



รูปที่ ค.14 การยกปรับระดับอาคารด้วยแม่แรงไฮดรอลิก

4) เมื่อปรับยกระดับ เสร็จแล้ว ติดตั้ง เหล็ก H-beam เพื่อทำเป็นแกนเสาใหม่ ดังรูปที่ ค.15



รูปที่ ค.15 ติดตั้งเหล็กแกนเสาต่อม่อ

5) ประกอบแบบหล่อและเทคอนกรีต ดังรูปที่ ค.16 เมื่อคอนกรีตแข็งตัวถอดแบบหล่อออก และทำการบ่มคอนกรีตประมาณ 28 วัน จึงทำการถอดค้ำยันออก เสาต่อม่อใหม่หลังถอดแบบ แสดง ดังรูปที่ ค.17 และ ค.18



รูปที่ ค.16 ติดตั้งแบบหล่อเสาต่อม่อ



รูปที่ ค.17 ถอดแบบหล่อออก และบ่มคอนกรีตเป็นเวลา 28 วันก่อนถอดค้ำยัน



รูปที่ ค.18 สภาพของตอม่อใหม่หลังจากยกปรับระดับอาคาร

## ประวัติผู้เขียน

นายอภิชาติ คำภาหกล้า เกิดเมื่อวันที่ 1 ตุลาคม 2521 ศึกษาในระดับปริญญาตรี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปี พ.ศ. 2542 และสำเร็จการศึกษาเมื่อปี พ.ศ. 2545 ในระหว่างที่ทำการศึกษาในระดับปริญญาตรี มีโอกาสได้เป็นผู้ช่วยวิจัยในด้านวิศวกรรมปฐพี ทำให้เกิดแรงจูงใจที่จะศึกษาต่อในระดับปริญญาโท ทางด้านวิศวกรรมปฐพี เพื่อเป็นการพัฒนาความรู้และความสามารถให้ตนเอง จึงได้เข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2546 และในขณะที่ศึกษาอยู่ได้มีโอกาเป็นผู้ช่วยสอนและวิจัยในสาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี และมีผลงานตีพิมพ์ 2 บทความ และเกียรติบัตร 1 ใบ

# แนวทางการแก้ไขการชำรุดของอาคารด้วยการเสริมฐานราก

## (REMEDIAL APPROACH FOR FRACTURED BUILDING BY UNDERPINNING)

สุขสันต์ หอพิบูลสุข (Suksun Horpibulsuk)

อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, Email: suksun@ccs.sut.ac.th

อภิจิต คำภะห้ (Apichit Kumpala)

นักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, Email: apc\_kum@hotmail.com

วรชัย เกษกัน (Wanchai Katkan)

นักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, Email: M4640172@ccs.sut.ac.th

**บทคัดย่อ:** อาคารที่มีน้ำหนักไม่มากในภาคตะวันออกเฉียงเหนือมักถูกออกแบบเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและมีฐานรากเป็นแบบฐานรากคาน ซึ่งเชื่อกันว่ามีความมั่นคงและแข็งแรงสูง แต่กลับพบว่ามีหลายอาคารที่เกิดการแตกร้าวจนถึงขั้นวิบัติ การวิบัติส่วนมากเกิดจากการทรุดตัวของฐานรากที่แตกต่างกัน บทความนี้จะนำเสนอแนวทางและเทคนิคในการแก้ไขการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารี 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ด้วยวิธีการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็ม โดยจะนำเสนอตั้งแต่เทคนิคในการเลือกชนิด และการประเมินกำลังรับน้ำหนัก ตลอดจนเทคนิคของการเสริมเสาเข็ม ซึ่งเป็นการหยุดการทรุดตัวและเสริมกำลังของฐานราก

**ABSTRACT:** Light buildings in northeast Thailand are designed using reinforced concrete with shallow foundation. This design is believed to be highly stable and strong. However, over the years, many such buildings were damaged by fracture, some to the point of failure. The fractures are mainly caused by the differential settlement of the footings. This paper presents an approach and a technique for repairing the fractured buildings do to the differential settlement of the footings of Dormitory Suranivet 9, Suranaree University of Technology by the underpinning technique. The selection and the estimation of allowable load of a pile as well as the underpinning technique to prevent the settlement and strengthen the footings are also introduced.

**KEYWORDS:** UNDERPINNING, DIFFERENTIAL SETTLEMENT

### 1. บทนำ

การแก้ไขการวิบัติของอาคาร อันเกิดจากการทรุดตัวที่แตกต่างกัน หรือการทรุดตัวที่มากเกินไปของฐานราก จนทำให้อาคารแตกร้าว เกิดการวิบัตินั้น มีวิธีแก้ไขสองวิธี คือ การฉีดน้ำปูน (Jet grouting) และการเสริมฐานราก (Underpinning) [1] ซึ่งในแต่ละวิธี จะมีความเหมาะสมกับลักษณะของงานที่แตกต่างกันออกไป การฉีดน้ำปูนจะเหมาะสมกับลักษณะของดินฐานรากที่เป็นดินเม็ดหยาบ หรือดินที่มีสัมประสิทธิ์ การซึมผ่านสูง เช่น ทราย แต่

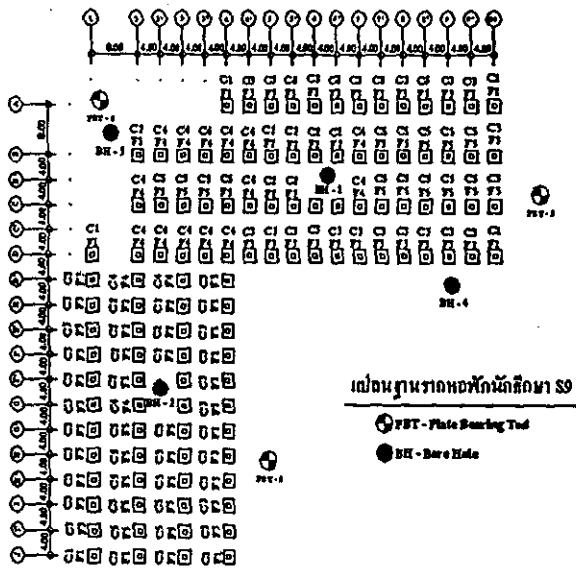
จะไม่เหมาะสมกับดินเม็ดละเอียด หรือดินที่มีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ เช่น ดินเหนียวและดินตะกอน ดังจะเห็นได้จากความล้มเหลวในการแก้ไขคาน้ำคิลปี ในกรุงเม็กซิโก ประเทศเม็กซิโก ในปี 1910 [2]

บทความนี้จะขอตัวอย่าง แนวทางการแก้ไขการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนารี 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งชั้นดินใต้ฐานรากเป็นดินเม็ดละเอียดที่มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านต่ำ ด้วยวิธีเสริมฐานราก (Underpinning)

หอพักนักศึกษาสุรนิเวศ 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก มีขนาดอาคาร 74 x 74 เมตร จำนวน 2 ชั้น มีช่วงระหว่างเสา 4 เมตร และ 8 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 ฐานรากของอาคารเป็นฐานแผ่ วางอยู่บนชั้นดินถมที่ระดับความลึก 1.50 เมตร จากผิวดิน สร้างแล้วเสร็จและเปิดให้นักศึกษาเข้าพักอาศัยในเดือนพฤศจิกายน พ.ศ. 2538 หลังจากใช้งานได้เพียง 6 ปี (ในปี พ.ศ. 2544) ได้เกิดการวิบัติของอาคารอย่างเห็นได้ชัด โดยสังเกตได้จากรอยแตกร้าวตามส่วนต่างๆ ของอาคาร เช่น ผนัง คาน และพื้น ดังแสดงในรูปที่ 2 ด้วยเหตุนี้มหาวิทยาลัยฯ จึงได้จัดคณะทำงานเพื่อศึกษาหาสาเหตุและแนวทางการแก้ไขการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิเวศ 9



รูปที่ 2 ลักษณะรอยแตกร้าวที่ผนังภายในอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิเวศ 9

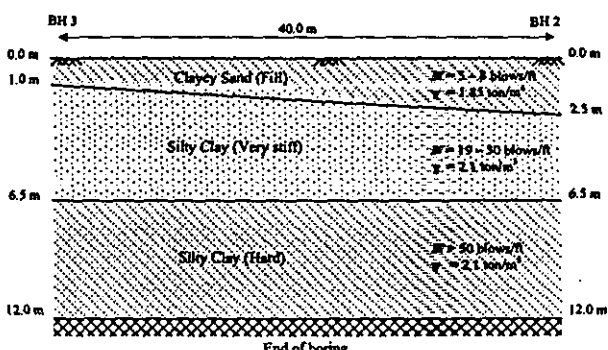


รูปที่ 1 แผนฐานรากอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิเวศ 9

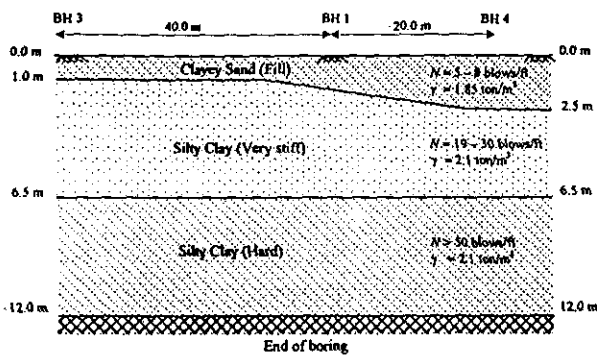
2. สาเหตุของการวิบัติ

ชุมชนดีและคณะ [3] ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างของอาคารด้วยโปรแกรม STAAD-III และวิเคราะห์ทางเทคนิคธรณี จาก การวิเคราะห์ พบว่าความดันใต้ฐานรากอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกของอาคาร มีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก และมีค่าประมาณ 15 ตันต่อตารางเมตร

ฐานรากแต่ละฐานวางอยู่บนชั้นดินถมหนา 2.5 – 4.0 เมตร ซึ่งเป็นดินทรายปนดินเหนียว ที่มีความหนาไม่สม่ำเสมอ ถัดจากชั้นดินถม เป็นชั้นดินเดิมที่มีความหนามาก ดังแสดงในรูปที่ 3 และรูปที่ 4 (ซึ่งเป็นรูปตัดของชั้นดิน ที่ได้จากการเจาะสำรวจ หลุมเจาะ BH1, BH2, BH3 และ BH4 ตามแผนผังในรูปที่ 1) จากการคำนวณและผลทดสอบการกดน้ำหนักบรรทุกด้วยแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test) พบว่าฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินถมหนา (4.0 เมตร) มีกำลังรับแรงแบกทานประลัษฐหรือประมาณ 16 ตันต่อตารางเมตร ขณะที่ฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินถมบาง (2.5 เมตร) มีกำลังรับแรงแบกทานประลัษฐหรืออยู่ระหว่าง 5-7 ตันต่อตารางเมตร (ขึ้นอยู่กับขนาดของฐานราก)



รูปที่ 3 รูปตัดความวางของชั้นดินใต้อาคารหอพักนักศึกษาสุรนิเวศ 9 (BH3-BH2)



รูปที่ 4 รูปตัดตามขวางของชั้นดินใต้อาคารหอพักนักศึกษาสุรนารีเวศ 9 (BH3-BH1-BH4)

สำหรับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินถมหน้า อัตราส่วนปลอดภัยกับด้านน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่าน้อยมาก (น้อยกว่า 2.0) ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัวแบบทันที (Immediate settlement) อย่างมาก การทรุดตัวนี้สิ้นสุดในช่วงหลังสิ้นสุดการก่อสร้าง ภายหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ อาคารต้องรับน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งได้แก่น้ำหนักของนักศึกษาที่เข้าพัก รวมถึงน้ำหนักจากอุปกรณ์ในแต่ละห้อง (เตียง ตู้เสื้อผ้า และโต๊ะอ่านหนังสือ เป็นต้น) ทำให้ความเค้นได้ฐานรากเพิ่มขึ้นจนมีค่าประมาณ 15-16 ตันต่อตารางเมตร ความเค้นที่มากนี้ทำให้อัตราส่วนปลอดภัยลดลง และมีค่าเพียง 1.18 (น้อยกว่า 2.0) ซึ่งก่อให้เกิดการทรุดตัวอย่างมาก

เนื่องจากการทรุดตัวของฐานรากที่อยู่บนชั้นดินถมบางมีค่าน้อย จึงก่อให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินถมหนาและชั้นดินถมบาง จากระเบียบการทรุดตัว [3] พบว่าฐานรากแต่ละฐานเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันตั้งแต่ 0 ถึง 30 เซนติเมตร ซึ่งเป็นค่าที่สูงมาก ในทางปฏิบัติฐานรากต้องถูกออกแบบให้เกิดการทรุดตัวทั้งหมด (การทรุดตัวทันที + การอัดตัวคายน้ำ) เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรไม่เกิน 50 มิลลิเมตร [4] การทรุดตัวที่แตกต่างกันมากจะส่งผลให้เกิดแรงต้านกัน (โมเมนต์ แรงตามแนวแกน และแรงเฉือน) ต่อองค์อาคารและเกิดความเสียหายในที่สุด

### 3. แนวทางแก้ไขการทรุดตัว

การเสริมฐานรากเป็นการหยุดการทรุดตัวและเสริมกำลังของฐานรากเดิม สำหรับอาคารที่เกิดการทรุดตัวมากอาจทำการปรับยกอาคาร หลังจากเสร็จสิ้นการเสริมฐานราก

ลำดับขั้นตอนในการแก้ไขอาคารทรุดควรมีขั้นตอนดังนี้

1. คำนวณน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด (น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร) ที่ถ่ายลงสู่ฐานราก (Column Load)
2. เลือกชนิดของเสาเข็ม (เสาเข็มตอก เสาเข็มกด หรือเสาเข็มเจาะ) ควรพิจารณาจากสภาพสถานที่ก่อสร้างและความสะดวกในการปฏิบัติงาน
3. คำนวณน้ำหนักรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มที่จะเสริม ออกแบบควรวอกแบบให้การวิบัติของดินและวัสดุเสาเข็มเกิดขึ้นพร้อมกัน เพื่อให้เกิดความประหยัดที่สุด
4. เลือกขนาดและความยาวของเสาเข็มให้สอดคล้องกับน้ำหนักที่ถ่ายลงสู่ฐานราก
5. ทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็ม (Pile Load Test) เพื่อเป็นการตรวจสอบว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มมีค่าสอดคล้องกับที่คำนวณหรือไม่
6. กำหนดจำนวนเสาเข็มที่จะเสริมในแต่ละฐานราก
7. ทำการเสริมฐานราก (Underpinning)
8. ขยายระดับอาคาร (ในกรณีที่เกิดการทรุดตัวมาก)
9. วิเคราะห์หาหน่วยแรงภายในองค์อาคาร อันเนื่องจากการทรุดตัวของฐานราก เพื่อทำการเสริมกำลังให้กับองค์อาคารที่วิกฤต (หน่วยแรงที่เกิดขึ้นมีขนาดใกล้เคียง หรือมากกว่ากำลังที่รับได้)

บริษัทที่มีประสบการณ์การเสริมฐานรากในประเทศไทย มีประมาณ 3-4 บริษัท แต่ละบริษัทจะมีวิธีทำหรือเทคนิคที่แตกต่างกันออกไป แต่ขั้นตอนหลักการที่คล้ายคลึงกัน ในบทความนี้ผู้เขียนจะเสนอขั้นตอนในการเลือกชนิดของเสาเข็ม และเทคนิคในการเสริมฐานราก ด้วยวิธีการเสริมเสาเข็มใหม่บนฐานรากเดิมวิธีนี้เป็นวิธีที่ใช้ในการแก้ไขอาคารเครื่องมือ 5 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเป็นเทคนิคของบริษัท โคนาเทค คอนซัลท์ จำกัด การนำเสนอวิธีการดังกล่าวนี้เป็นเพียงการนำเสนอประสบการณ์จากการเข้าไปศึกษาตลอดระยะเวลาการทำงานของผู้เขียน ซึ่งมิได้มีจุดประสงค์ที่จะกล่าว่วิธีใดดีกว่า เพียงแต่ต้องการแสดงให้เห็นให้อ่านได้เข้าใจถึงหลักการ และขั้นตอนการเลือกและเสริมเสาเข็ม

### 4. กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

ก่อนจะทำการเสริมฐานรากด้วยเสาเข็ม เราจำเป็นต้องทราบกำลังรับน้ำหนักประลัยสุดของเสาเข็มแต่ละต้น เพื่อที่จะนำไปกำหนด ขนาดและความยาวของเสาเข็ม การวิบัติของเสาเข็มเกิด

ได้สองลักษณะ คือ การวิบัติของวัสดุเสาเข็ม (Pile material failure) และการวิบัติของดิน (Soil failure) ก่อนที่จะพิจารณาการวิบัติในดิน ผู้เขียนจะนำเสนอ การคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่ข้อมให้อันเกิดจากการวิบัติของวัสดุ การคำนวณจะพิจารณาอัตราการสึกกร่อนของเสาเข็มเท่ากับ 0.05 มิลลิเมตรต่อปี และอายุใช้งานของเสาเข็มเหล็กเท่ากับ 50 ปี ผลการคำนวณแสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 น้ำหนักบรรทุกที่ข้อมให้สำหรับเสาเข็มเหล็กที่อายุการใช้งาน 50 ปี

ขนาด (ซม.)	ความหนา เริ่มต้น (มม.)	ความหนา เมื่อ อายุ 50 ปี (มม.)	พื้นที่หน้าตัด เมื่ออายุ 50 ปี (ตร. ซม.)	น้ำหนักบรรทุก ที่ข้อมให้ (ตัน)
15	4.5	2.0	9.4	11.3
20	4.5	2.0	12.6	15.1
25	5.0	2.5	19.6	23.6

น้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มเนื่องจากการวิบัติของดินสามารถคำนวณได้จากสูตรการสมมูล (Static formula) กล่าวคือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มประกอบด้วย แรงเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม (Friction) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End Bearing) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ข้อมให้ของเสาเข็มควรมีค่าไม่เกินกว่าครึ่งหนึ่งของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม ดังนั้น

$$P_{all} = \frac{P_u}{2} \quad (1)$$

โดยที่

$$P_u = Q_{su} + Q_{bu} \quad (2)$$

เมื่อ

$P_u$  คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม

$Q_{su}$  คือ แรงเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม

$Q_{bu}$  คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ปลายเสาเข็ม

เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่มีสติฟเนส (Stiffness) ต่ำ ดังนั้นจำเป็นต้องมีอัตราส่วนปลอดภัยที่สูงมากในการออกแบบ เพื่อป้องกันการทรุดตัวที่มากเกินไป อัตราส่วนปลอดภัยจะมีค่าแตกต่างกันระหว่าง  $Q_{su}$  และ  $Q_{bu}$  เนื่องจากแรงเสียดทานของเสาเข็มและดินสามารถเกิดได้อย่างเต็มที่ เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวเพียงแค่ว่าประมาณ 0.5 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ขณะที่กำลังรับน้ำหนักที่ปลายเสาเข็มจะเกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวประมาณ 15 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังนั้น ในการออกแบบบรรทุกจึงนิยมใช้

อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 1.5 และ 3.0 สำหรับ  $Q_{su}$  และ  $Q_{bu}$  ตามลำดับ ดังนี้

$$P_{all} = \frac{Q_{su}}{1.5} + \frac{Q_{bu}}{3} \quad (3)$$

ในการออกแบบ กำลังรับน้ำหนักที่ข้อมให้ของเสาเข็มจะเป็นค่าน้อยที่สุดที่คำนวณได้จากสมการ (1) หรือ (3) สำหรับอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 ผู้เขียนคำนวณกำลังรับน้ำหนักที่ข้อมให้โดยพิจารณาความเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็มในชั้นดินถมเป็นศูนย์ เนื่องจากมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับในชั้นดินเดิม และเนื่องจากดินเดิมเป็นดินตะกอน ดังนั้น แรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน และกำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเข็มคำนวณได้จาก

$$Q_{su} = \alpha S_u pL \quad (6)$$

$$Q_{bu} = 9 S_u A \quad (7)$$

เมื่อ

$S_u$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะแบบไม่ระบายน้ำ

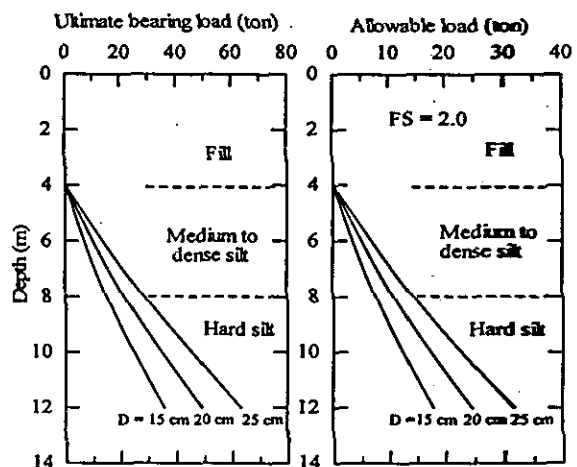
$p$  คือ เส้นรอบรูปของเสาเข็ม

$L$  คือ ความยาวของเสาเข็มส่วนที่สัมผัสกับดิน

$A$  คือ พื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม

$\alpha$  คือ แฟกเตอร์ความยึดเหนี่ยว (Adhesion factor) ในการคำนวณนี้ จะใช้เท่ากับ 0.4 [5]

จากสมการข้างต้นเราสามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ข้อมให้ของเสาเข็ม ตามขนาดและความลึกของเสาเข็ม สำหรับชั้นดินถมหนา ดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ข้อมให้สำหรับฐานรากที่ตั้งอยู่บนชั้นดินถมหนา 2.5 เมตร

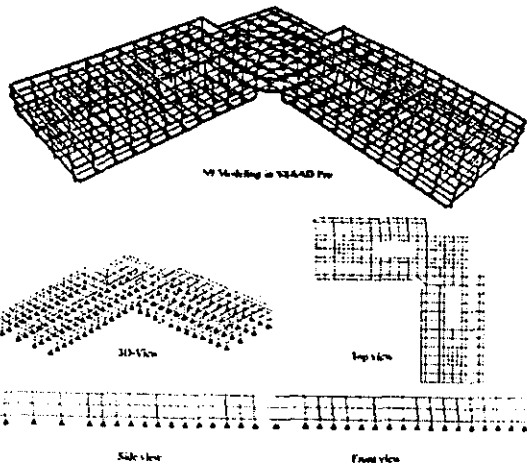


## 5. การเลือกขนาด ความยาว และจำนวนของเสาเข็ม

หลังจากที่เราทราบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มที่เสริมในแต่ละชั้นแล้ว ขั้นตอนต่อไปเราสามารถเลือกขนาด และความยาวของเสาเข็ม ในขั้นตอนนี้ เราจะต้องคำนึงถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ถ่ายลงในฐานรากแต่ละชั้นและสภาพชั้นดินในแต่ละชั้น เพื่อให้ได้ขนาดและความยาวของเสาเข็มที่ประหยัดและเหมาะสม

การเลือกขนาดและความยาวของเสาเข็มสามารถลำดับขั้นตอนในการทำงานได้ดังนี้

1. กำหนดน้ำหนักบรรทุกที่ลงฐานราก (Column Load) ที่จะทำการเสริมเสาเข็ม น้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงฐานรากนั้นเป็นน้ำหนักบรรทุกที่กระทำบนโครงสร้างของอาคาร (น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร) การวิเคราะห์โครงสร้างกระทำโดยใช้โปรแกรม STAAD Pro. ซึ่งในขั้นตอนนี้จะเป็นการวิเคราะห์หาน้ำหนักบรรทุกลงฐานรากเพียงอย่างเดียว โดยสมมติให้จุดรองรับเป็นแบบบานพับ (Hinge) ดังแสดงในรูปที่ 6 การวิเคราะห์สมมติว่าการก่อสร้างจริงเป็นไปตามที่ปรากฏอยู่ในแบบก่อสร้างทุกประการ และ เปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจริง โดยไม่ได้ใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (Load Factor) ผลการวิเคราะห์แสดงดังตารางที่ 2



รูปที่ 6 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร

2. เลือกขนาด ความยาว และจำนวนของเสาเข็ม โดยพิจารณาจากตารางที่ 1 และ รูปที่ 5 ซึ่งผู้ออกแบบสามารถเลือกกดเสาเข็มจนได้ระดับความลึก 8 ถึง 10 เมตร เพื่อให้ได้กำลังรับน้ำหนักที่ขอมให้เท่ากับ 11, 15 และ 24 ตันต่อต้น สำหรับเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 15, 20 และ 25 เซนติเมตร ตามลำดับ

ในทางปฏิบัติ เราสามารถเลือกจำนวนและขนาดของเสาเข็มที่จะเสริมสำหรับแต่ละฐานราก โดยให้จำนวนเสาเข็มของแต่ละฐานรากเป็นเลขคู่ เพื่อความสะดวกในการออกแบบและก่อสร้าง

จำนวนและขนาดของเสาเข็มที่ต้องการเสริมแต่ละฐานรากของอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 แสดงดังตารางที่ 2 โดยที่เสาเข็มแต่ละขนาดมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ขอมให้เท่ากับค่าที่กำหนดข้างต้น

ตารางที่ 2 จำนวนและขนาดของเสาเข็มที่ต้องการสำหรับการเสริมฐานรากแต่ละฐาน

ชนิดของฐานราก	จำนวนฐาน	ขนาด (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (ตัน)	จำนวนและขนาดของเสาเข็ม
F1	6	1.7 x 1.7	46.7	2 ต้น D = 25 ซม.
F2	12	1.8 x 1.8	58.6	4 ต้น D = 15 ซม.
F3	48	2.2 x 2.2	87.1	4 ต้น D = 20 ซม.
F4	18	2.3 x 2.3	113.0	4 ต้น D = 25 ซม.
F5	11	2.8 x 2.8	143.1	6 ต้น D = 25 ซม.

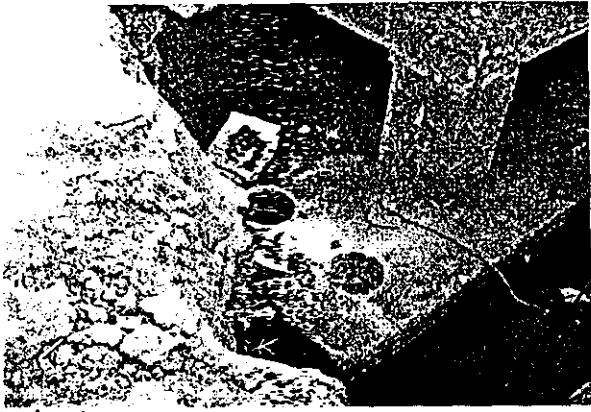
## 7. เทคนิคและวิธีการเสริมฐานราก

เทคนิคและขั้นตอนการเสริมฐานราก สามารถนำเสนอได้เป็นลำดับ ดังนี้

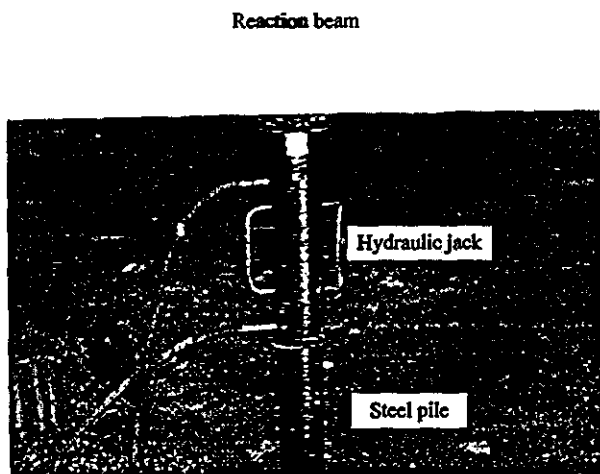
1. สกัดพื้นคอนกรีตออก และขุดดินจนถึงระดับฐานรากเดิม สำหรับการแก้ไขฐานรากแล้ว ไม่ควรขุดดินลงไปจนถึงระดับห้องฐานรากหรือใต้ห้องฐานราก เพราะดินใต้ฐานรากเดิมอาจไหลออกทำให้ฐานรากขยับทรุดตัวมากขึ้น

2. เจาะรูที่ฐานรากเดิม (Coring) ตรงตำแหน่งที่จะติดตั้งเสาเข็ม โดยให้ตำแหน่งที่จะติดตั้งเสาเข็มอยู่ใกล้กับเสาตอม่อของอาคารมากที่สุด เพื่อให้การถ่ายน้ำหนักจากอาคารลงเสาเข็มมีประสิทธิภาพมากที่สุดและยังก่อให้เกิดโมเมนต์ในฐานรำน้อยที่สุด เพื่อจกปัญหาเหล็กเสริมไม่เพียงพอ ขนาดของรูเจาะควรใหญ่กว่าขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มที่ใช้ในการเสริมฐานรากประมาณ 5-10 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 7

3. เนื่องจากฐานรากอาคารสุรนิเวศ 9 แดกร้าวมาก ควรเลือกการติดตั้งเสาเข็ม โดยใช้แม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic jack) เป็นตัวกดเสาเข็มเหล็ก และอาจใช้คานที่หล่อติดกับเสาตอม่อเป็นคานรับแรง (Reaction beam) แสดงดังรูปที่ 8 ซึ่งเสาเข็มแต่ละท่อนจะมีความยาวประมาณ ท่อนละ 1 เมตร และในการเชื่อมต่อเสาเข็มอาจใช้วิธีการต่อชนได้



รูปที่ 7 รูปที่ฐานรากหลังการเจาะ



รูปที่ 8 การกดเสาเข็มลงในฐานเดิมซึ่งจะรูไว้

4. เมื่อเสาเข็มได้ความยาวที่ต้องการ หรือรับน้ำหนักได้ตามที่กำหนดแล้ว ตัดหัวเสาเข็มให้ระดับหัวเข็มอยู่ต่ำกว่าระดับฐานรากประมาณ 15 ถึง 20 เซนติเมตร และเจาะรูที่หัวเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 9

5. เทมอร์ตาลลงในเสาเข็มจนถึงระดับทรายบดอัดเพื่อป้องกันการสึกกร่อนของเสาเข็มเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 9

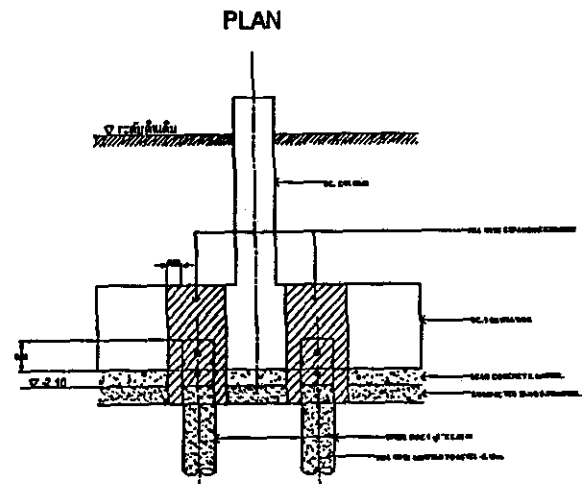
6. เทซีเมนต์ขยายตัว (Expansive cement) ลงในเสาเข็มจนเสมอกับผิวหลังของฐานราก เพื่อยึดระหว่างหัวเสาเข็มที่เสริมกับฐานรากเดิม ดังแสดงในรูปที่ 9

### 7. บทสรุป

การวินิจฉัยของอาคารเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันสามารถแก้ไขได้สองวิธีด้วยกัน คือ การฉีดน้ำปูน (Jet grouting)

และการเสริมฐานราก (Underpinning) ซึ่งแต่ละวิธีมีเทคนิคที่แตกต่างกัน ในการเลือกวิธีการแก้ไขจะต้องคำนึงถึงความเหมาะสม ข้อดี และข้อเสียของแต่ละวิธี

บทความนี้นำเสนอการเสริมฐานรากของอาคารหอพักสุรนิวาส 9 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเกิดการวิบัติเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานรากแต่ละฐาน โดยเริ่มจากพิจารณาลักษณะของโครงสร้างอาคาร นำหนักบรรทุกที่กระทำต่อฐานราก การประมาณกำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ของเสาเข็มที่มีหน้าตัดและความยาวต่างๆ การเลือกจำนวนเสาเข็มที่จะทำการเสริม และเทคนิคในการเสริมฐานราก



รูปที่ 9 เเทซีเมนต์ขยายตัวลงในเสาเข็มจนเสมอกับฐานราก

### เอกสารอ้างอิง

- [1] Thornburn, S. and Littlejohn, G.S., Underpinning and Retention, Chapman&Hall, 397p, 1993.
- [2] Promboon, S., Rasmibhuti, S., Kitjaksana, S., Bergado, D.T., Nutalaya, P. and Balasubramaniam, A.S., Geotechnical Aspects of Restoration of Historical Monument and Rehabilitation of Infrastructures in Thailand, Symposium on Geotechnical Aspects of Restoration and Maintenance of Infrastructures and Historical Monument, Thailand, 1998.
- [3] สุวัฒน์ หอทิปุตสุข รุ่งฉวีวัลย์ ราชนัน และวรรัช เกษกัน, สาเหตุของการวิบัติของอาคารหอพักนักศึกษาสุรนิวาส 9, วิศวกรรมฐานราก'46, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, หน้า 203 – 214, 2546
- [4] Cudoto, D.P., Foundation Design: Principle and Practice, Prentice Hill, New Jersey, 2001.
- [5] Tomlinson, The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, Proceedings of 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London Vol. 2, pp. 66-71, 1957.

# การประมาณน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มกดในชั้นดินเหนียวแข็งมาก โดยใช้วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์

## PREDICTION OF ULTIMATE JACKED PILE CAPACITY IN HARD CLAY BY USING FINITE ELEMENT METHOD

อภิชาติ คำภาหาล้า (Apichit Kumpala)<sup>1</sup>  
สุขสันต์ หอพิบูลสุข (Suksun Horpibulsuk)<sup>2</sup>

<sup>1</sup>นักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี [apc\\_kum@hotmail.com](mailto:apc_kum@hotmail.com)

<sup>2</sup>ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี [suksun@sut.ac.th](mailto:suksun@sut.ac.th)

**บทคัดย่อ :** ชั้นดินภายในจังหวัดนครราชสีมาเป็นดินที่ก่อกำเนิดในที่ มีดินเหนียว ดินตะกอนและทรายเป็นส่วนประกอบหลัก ในปัจจุบันยังไม่ปรากฏงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับลักษณะทางวิศวกรรมและแนวทางออกแบบเสาเข็มในชั้นดินนี้มากนัก บทความนี้นำเสนอ ลักษณะทางวิศวกรรมและแนวทางในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มกดในชั้นดินเหนียวแข็งมากภายใน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีด้วยแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ จากการศึกษาพบว่า ชั้นดินนี้จัดเป็นดินเหนียวไร้พันธะเชื่อมประสาน อัดตัวมากกว่าปกติ สำหรับการทดสอบแบบอัดตัวผิวครากของดินสามารถจำลองได้ด้วยฟังก์ชันวงรี (แบบจำลอง Modified Cam Clay และ Soft Soil) ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและค่าการทรุดตัวของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มสามารถ ทำนายด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์โดยใช้แบบจำลอง Modified Cam Clay

**ABSTRACT :** Soil in Nakhon Ratchasima provinces in Thailand is mainly residual soil consisting clay, silt and sand. There are few researches related to engineering properties and design of pile capacity. An attempt has been made to bring out engineering characteristics of Korat clay in Suranaree University of Technology and to predict ultimate jacked pile capacity by finite element method in the present paper. It has been found that the soil is uncemented overconsolidation clay. The yield surface of the soil can be simulated by ellipse function for compression test. Using the modified cam clay model the prediction of ultimate jacked pile capacity by finite element method is done. The model is verified as an appropriate model for predicting load-settlement curve.

**KEYWORDS :** Modified Cam Clay model, Engineering characteristics, Jacked pile.

### 1. บทนำ

ชั้นดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา ที่ระดับความลึกเกินกว่า 2.5 เมตร จากระดับผิวดิน ส่วนใหญ่เป็น ชั้นดินเหนียวที่แข็งมาก (Hard clay) [1] ซึ่งโดยทั่วไปแล้วเสาเข็ม ธรรมดาจะไม่สามารถคอกทะลุชั้นดินนี้ได้ แต่เสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก (Steel micro-pile) สามารถถูกติดตั้งในชั้นดินดังกล่าวโดย วิธีการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิกจนกระทั่งถึงความลึกที่ต้องการ หรือจนกระทั่งเกิดการครากของเสาเข็มได้ แนวทางการออกแบบ

เสาเข็มเหล็กขนาดเล็กในชั้นดินเหนียวแข็งยังมีอยู่อย่างจำกัด เนื่องจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม และ แนวทางการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มใน ชั้นดินนี้มีอยู่ไม่มากนัก

อภิชาติ [1] นำเสนอลักษณะทางวิศวกรรม และแนวทาง ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็มด้วยวิธีสถิต ศาสตร์ร่วมกับการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ ระบายน้ำของดินเหนียวแข็งมาก ในมหาวิทยาลัย ด้วยวิธี

SHANSEP และผลทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration test) คังสมการ  $S_u/\sigma'_u = 0.278OCR^{0.8}$  และ  $S_u = N/1.1$  ตามลำดับ วิธีดังกล่าวเป็นวิธีดั้งเดิม (Classical method) ซึ่งไม่สามารถวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มและความคั่นน้ำ การแก้ปัญหาดังกล่าวทำได้โดยการวิเคราะห์ปัญหาด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) วิธีการคำนวณเชิงตัวเลขวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันอย่างมากได้แก่ วิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ (Finite element) วิธีนี้ทำการวิเคราะห์ปัญหาโดยแบ่งโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ ที่เรียกว่า อิลลิเมนต์ (Element) ผสมกับคุณสมบัติของดินและแบบจำลองดิน (Soil model) แบบจำลองดินที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน ได้แก่ แบบจำลองดิน Cam Clay, (CC) [2] Modified Cam Clay, (MCC) [3] และ Soft Soil, (SS) [4] เป็นต้น แบบจำลองดินแต่ละแบบจำลองจะมีลักษณะฟังก์ชันคราก (Yield function) และเกณฑ์กำหนดการวิบัติ (Failure criteria) แตกต่างกันไป ดังนั้นความถูกต้องของการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์จะขึ้นอยู่กับทางเลือกชนิดของแบบจำลองดิน

เพื่อให้เกิดความถูกต้องในการแก้ปัญหาดังกล่าว บทความนี้จะนำเสนอ การเลือกแบบจำลองดิน และเกณฑ์กำหนดการวิบัติ ในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเหล็กในชั้นดินเหนียวแข็งมาก ด้วยวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์

## 2. วิธีการดำเนินงานวิจัย

การทดสอบแบ่งเป็น 3 ส่วน ส่วนแรกคือ การทดสอบแรงอัดสามแกนกับตัวอย่างดินเหนียวปั้นใหม่และตัวอย่างคงสภาพขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและสูง เท่ากับ 50 และ 100 มิลลิเมตร ตามลำดับ โดยทดสอบในสภาวะที่มีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำขณะเฉือน (Isotropically consolidated drained triaxial compression test, CIDC test) และสภาวะที่มีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำขณะเฉือน (Isotropically consolidated undrained triaxial compression test, CIUC test)

ส่วนที่สองคือ การเลือกแบบจำลองดินที่เหมาะสม ผลทดสอบแรงอัดสามแกนจะถูกนำมาใช้สำหรับการจำลองลักษณะด้านการเฉือน (Shear behavior) โดยอาศัยโปรแกรม SIGMA/W สำหรับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดิน CC และ MCC และโปรแกรม PLAXIS สำหรับแบบจำลองดิน SS

ส่วนสุดท้ายคือ การทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเหล็ก เพื่อเป็นการประยุกต์ใช้แบบจำลองดินในงาน

วิศวกรรม และเป็นการตรวจสอบความเหมาะสมของแบบจำลองผู้วิจัยได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองดินร่วมกับวิธีไฟไนท์อิลลิเมนต์ทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มเหล็ก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตร เปรียบเทียบกับการผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มในสนาม

## 3. แบบจำลองดิน

การทดสอบแรงอัดสามแกนของตัวอย่างดินอัดตัวปกติ นอกจากจะทำเพื่อหาลำดับด้านทานแรงเฉือนแล้ว ยังทำการทดสอบเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ซึ่งผลทดสอบจะแสดงในรูปของ Cambridge stress path [5] ความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress,  $q$ ) ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress,  $p'$ ) ความเครียดเฉือนบนระนาบวิบัติ (Shear strain,  $\epsilon_s$ ) และความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain,  $\epsilon_v$ ) จำนวนได้ คังสมการต่อไปนี้

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (1)$$

$$p' = \sigma'_1 + 2\sigma'_3 \quad (2)$$

$$\epsilon_s = (2/3)(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad (3)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad (4)$$

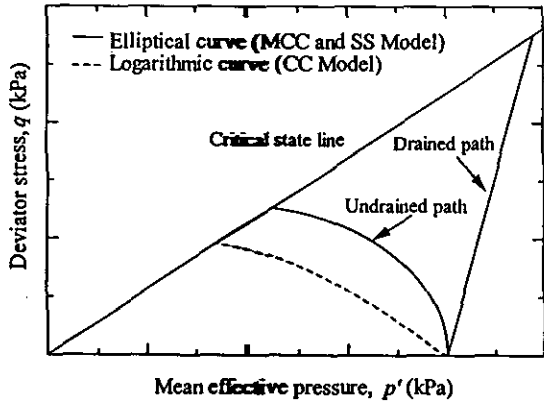
เมื่อ  $\sigma'_1$  คือความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผล  $\sigma'_3$  คือความเค้นในแนวอนประสิทธิผล  $\epsilon_1$  คือความเครียดตามแนวแกน และ  $\epsilon_3$  คือความเครียดตามแนวอน

แบบจำลองดิน CC, MCC และ SS เป็นแบบจำลอง Elastic-plastic และ Strain-hardening สมการพื้นฐานสำหรับฟังก์ชันครากเป็นพีชคณิต แบบจำลองดิน CC มีรูปแบบสมการเป็นแบบลอการิทึม (Logarithmic curve) ส่วนแบบจำลองดิน MCC และ SS มีรูปแบบสมการเป็นวงรี (Ellipse curve) รูปแบบของฟังก์ชันครากแสดงคังสมการ

$$q + Mp' \ln \left( \frac{p'}{p'_0} \right) = 0 \quad : \text{Logarithmic curve} \quad (5)$$

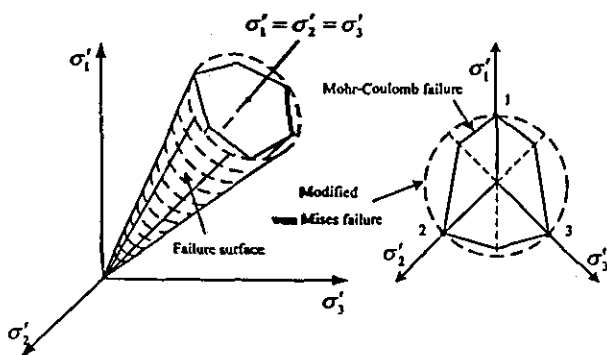
$$p^2 + \frac{q^2}{M^2} - p'p'_0 = 0 \quad : \text{Ellipse curve} \quad (6)$$

เมื่อ  $p'_o$  คือความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต หรือเป็นจุดเริ่มต้นของผิวคราก (Yield surface) และ  $M$  คือ ความชัน Critical State Line ในกรณีที่เหมาะสมกำหนดการวิบัติเหมือนกัน ฟังก์ชันครากของแต่ละแบบจำลองจะแสดงเส้นทางของความเค้น (Stress paths) ที่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 เส้นทางของความเค้นของ Logarithmic curve และ Ellipse curve

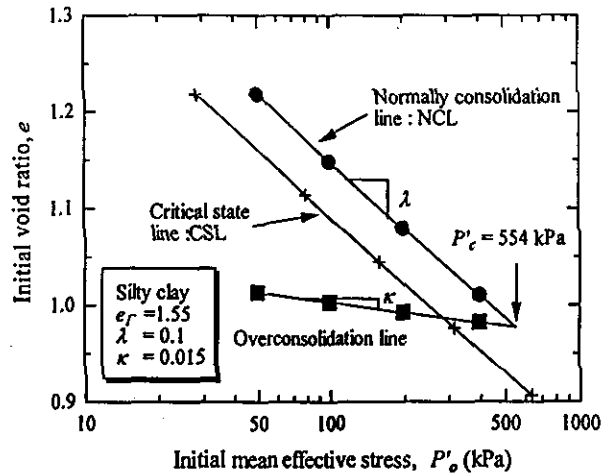
เกณฑ์กำหนดการวิบัติของแบบจำลอง CC และ MCC เป็นแบบ Modified von Mises ภายใต้สมมติฐานที่ว่า  $M$  มีค่าที่ทั้งการวิบัติแบบอัดตัว (Compression failure) และขยายตัว (Extension failure) ส่วนแบบจำลอง SS เกณฑ์กำหนดการวิบัติจะเป็นแบบ Mohr-Coulomb failure ซึ่งพิจารณาว่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction,  $\phi'_u$ ) มีค่าคงที่ทั้งกรณีการวิบัติแบบอัดตัวและขยายตัว ดังแสดงรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าจุดวิบัติของเกณฑ์การวิบัติ (Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure) จะเป็นจุดเดียวกัน (จุด 1, 2 และ 3) เมื่อการวิบัติเป็นแบบอัดตัว



รูปที่ 2 เกณฑ์กำหนดการวิบัติของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb (Atkinson, 1978) [9]

#### 4. ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนและการตรวจสอบแบบจำลองดิน

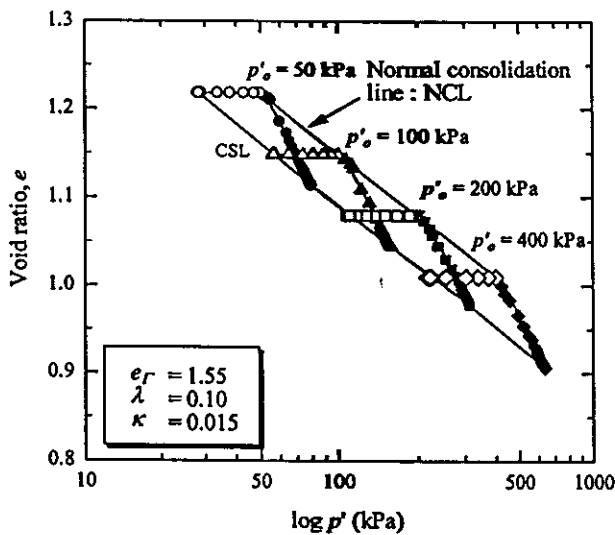
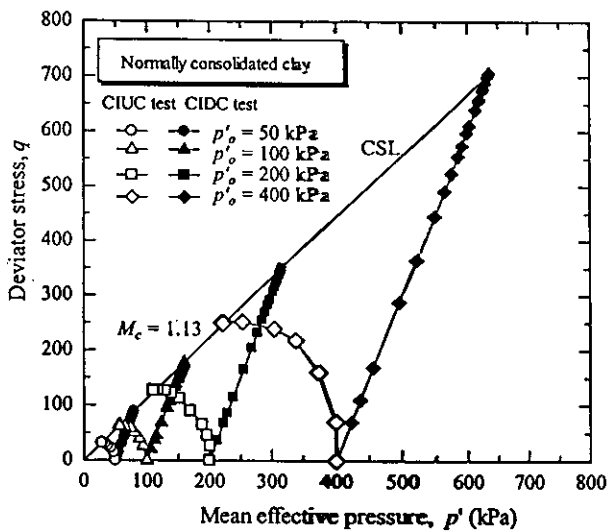
รูปที่ 3 แสดงลักษณะการอัดตัวคายน้ำด้วยความดันเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) คำนึงการอัดตัว ( $\lambda$ ), คำนึงการคืนตัว ( $\kappa$ ) และอัตราส่วนโพรงของ Critical State Line ที่  $\ln p = 1$  ( $e_r$ ) มีค่าเท่ากับ 0.10, 0.015 และ 1.55 ตามลำดับ



รูปที่ 3 ลักษณะการอัดตัวคายน้ำจากผลทดสอบแรงอัดสามแกน

รูปที่ 4 แสดงเส้นทางของความเค้น และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติในสภาวะการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ พบว่า เส้นทางของความเค้นแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained stress paths) มีลักษณะโค้งไปทางซ้ายมือสำหรับทุกความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ซึ่งแสดงว่าดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (Elastoplastic behavior) จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (Critical state) ถึงแม้ว่าในขณะที่เฉือนตัวอย่างจะมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย แต่อัตราส่วนโพรงจะมีค่าคงที่จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (เนื่องจากไม่มีการระบายออกของน้ำ)

ส่วนเส้นทางของความเค้นแบบระบายน้ำ (Drained stress paths) จะเป็นเส้นตรงที่มีความชัน 3:1 จนถึงสภาวะวิกฤติ การลดลงของอัตราส่วนโพรงเกิดขึ้นอย่างมากในขณะที่เฉือน ดังจะเห็นได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง  $(e, \log p')$  ดังนั้นสรุปได้ว่าดินตัวอย่างนี้แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (Elastoplastic behavior) ตลอดการเฉือน



รูปที่ 4 เส้นทางของความเค้นและการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ

ความสัมพันธ์ของ  $(e, \log p')$  และ  $(q, p')$  แสดงให้เห็นว่าเส้นสภาวะวิกฤติ (Critical state line, CSL) ของดินเป็นเส้นเดียวกันสำหรับการเฉือนทั้งแบบระบายน้ำและแบบไม่ระบายน้ำ โดยไม่ขึ้นอยู่กับสภาวะการเฉือน นอกจากนี้ยังพบว่า ความชันของเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (Normal consolidation line, NCL) และเส้นสภาวะวิกฤติมีความชันเท่ากัน ผลทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับสมมติฐานพื้นฐานของทุกแบบจำลอง [6] พหามิเตอร์ที่ได้จากผลทดสอบ สำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์แสดงดังตารางที่ 1

เพื่อเป็นการแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียว ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สอดคล้องกับสมมติฐานพื้นฐานของ State boundary surface [6] ซึ่งเป็น

สมมติฐานหลักในการสร้างแบบจำลอง ผู้วิจัยทำการ Normalization ผลทดสอบด้วย Mean equivalent pressure,  $p'_e$  ซึ่งได้จากสมการ [6]

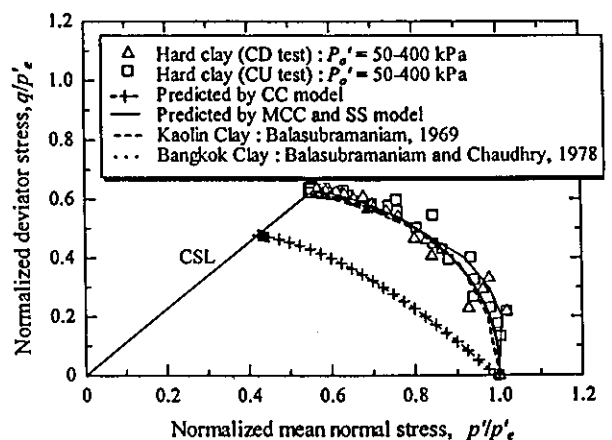
$$p'_e = p'_o \exp\left(\frac{e_o - e}{\lambda}\right) \quad (7)$$

เมื่อ  $e_o$  และ  $e$  คืออัตราส่วนโพรงเริ่มต้น และขณะเฉือนตามลำดับ

ตารางที่ 1 พหามิเตอร์จากผลทดสอบแรงอัดสามแกน

Parameters	Value
$M_c$	1.13
$\lambda$	0.10
$\kappa$	0.015
$\Gamma$	2.55

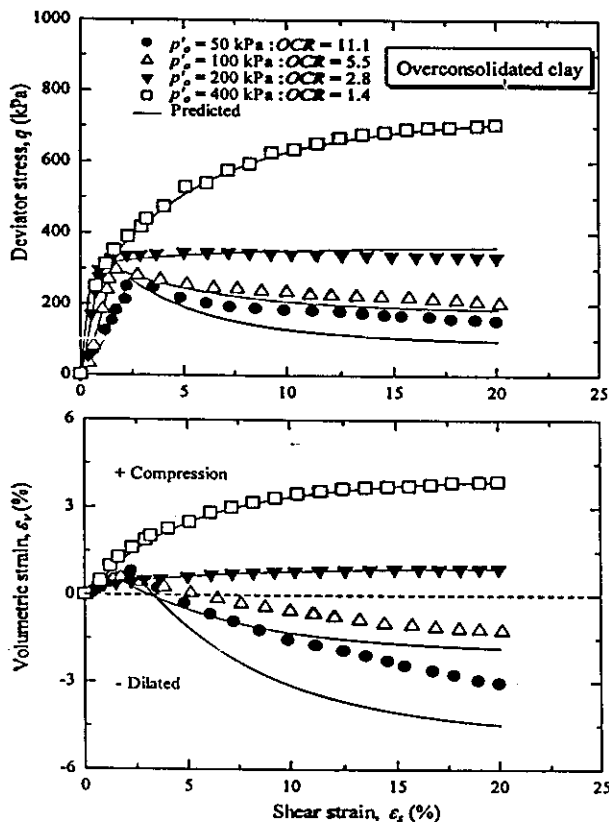
รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ ระหว่าง  $(q/p'_e, q/p'_e)$  ของตัวอย่างดินเหนียวอัดตัวปกติในสภาวะการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำเปรียบเทียบกับผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน และผลทดสอบของนักวิจัยในอดีต จะเห็นได้ว่าถึงแม้เส้นทางของความเค้นจะมีลักษณะแตกต่างกันตามแต่ลักษณะของการระบายน้ำขณะเฉือน (ดูรูปที่ 4) แต่เมื่อทำการ Normalization แล้วจะได้ผิวขอบเขตของ Roscoe (Roscoe surface) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ที่เป็นเอกภาพสำหรับดินชนิดต่างๆ



รูปที่ 5 Normalized เส้นทางของความเค้น (stress paths) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ

จากการทำนายโดยอาศัยแบบจำลองดินพบว่า ผิวขอบเขตของ Roscoe ที่ทำนายด้วยแบบจำลอง MCC และ SS มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบ และเมื่อทำการวาดกราฟผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอลิน [7] และดินเหนียวกรุงเทพฯ [8] พบว่าอยู่ระหว่างผิวขอบเขตของดินเหนียวในมหาวิทยาลัย โดยที่ผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอลินมีค่าสูงกว่าดินเหนียวกรุงเทพฯเล็กน้อย ผลทดสอบและเปรียบเทียบนี้เป็นสิ่งยืนยันว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียว ในมหาวิทยาลัย เทคโนโลยีสุรนารี เป็นไปตามหลักการของ State boundary surface และสามารถประมาณได้โดยสมการวงรี (แบบจำลองดิน MCC และ SS)

เพื่อเป็นการตรวจสอบความเป็นไปได้ของการใช้ฟังก์ชันคราครูปร่างในการประมาณพฤติกรรมแรงเฉือนของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ผลทดสอบแรงอัดสามแกนของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ แบบมีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำ เปรียบเทียบกับผลการทำนายความสัมพันธ์โดยใช้แบบจำลองดิน MCC และ SS แสดงดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 เส้นทางของความเค้นและการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ

รูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าผลทำนายด้วยแบบจำลองดินแสดงพฤติกรรมด้านทานแรงเฉือนแตกต่างกับผลทดสอบในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติเพียงเล็กน้อย และพบว่าตัวอย่างที่มีความเค้นรอบข้างประสิทธิผลสูงๆ (ค่า OCR เข้าใกล้ 1) ผลทำนายกับผลทดสอบมีค่าใกล้เคียงกันมาก ดังนั้น สามารถสรุปว่าพฤติกรรมการเหนือนแบบอัดตัวของดินเหนียว ในมหาวิทยาลัย เทคโนโลยีสุรนารี สามารถจำลองด้วยแบบจำลองดิน MCC และ SS ได้ แต่อย่างไรก็ตาม การวิบัติของเสาเข็มมิใช่การวิบัติเนื่องจากการอัดตัวเพียงอย่างเดียว ดังนั้นเกณฑ์กำหนดการวิบัติจะมีอิทธิพลต่อการทำนายน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ดังจะอธิบายในหัวข้อต่อไป

### 5. ผลทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม

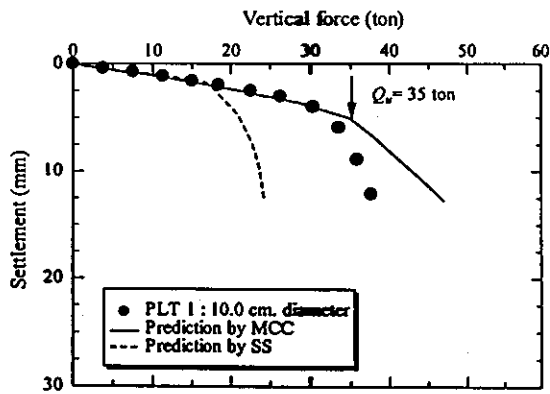
เพื่อเป็นการตรวจสอบเกณฑ์กำหนดการวิบัติ ผู้วิจัยทำการเปรียบเทียบผลการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเหล็กจำนวน 3 ขนาด ด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ร่วมกับแบบจำลองดิน MCC และ SS กับผลทดสอบในสนาม คุณสมบัติของชั้นดินและพารามิเตอร์ที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนแสดงในตารางที่ 2 ผลการเปรียบเทียบแสดงในรูปที่ 7 ถึง 9 สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาด 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตรตามลำดับ

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม

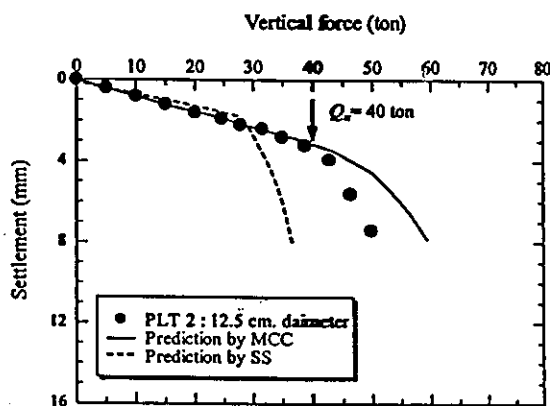
Parameters	Steel Pile	Sandy clay	Silty clay
Model	Linear elastic	Linear elastic	MCC
Depth (m)	0.0-10.5	0-2.5	2.5-12.0
$E_{sr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	206 x 10 <sup>9</sup>	250 x 10 <sup>1</sup>	-
$\mu$	0.33	0.35	0.35
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	78.57	18.15	20.06
$\phi'$	-	37°	27.83°
$\lambda$	-	-	0.10
$\kappa$	-	-	0.015
$\Gamma$	-	-	2.55
OCR	-	-	30
$R_{max}$	Rigid	0.67	0.75

จากรูปที่ 7 ถึง 9 พบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกกับค่าทรุดตัวของเสาเข็มมีค่าใกล้เคียงกันในช่วงก่อนถึงจุดวิบัติ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยในสนามมีค่าอยู่ระหว่างผลการทำนายทั้งสอง โดยมีค่าสูงกว่าผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน SS และมีค่าใกล้เคียงกับผลการทำนายด้วย

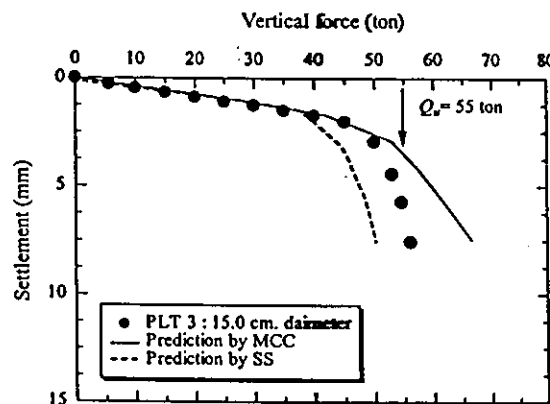
แบบจำลองดิน MCC ดังนั้น สามารถสรุปว่าแบบจำลองดิน MCC เป็นแบบจำลองที่เหมาะสมกับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มในชั้นดินเหนียวแข็งมาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 9 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ของเสาเข็ม เหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.0 เซนติเมตร



รูปที่ 10 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ของเสาเข็ม เหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.5 เซนติเมตร



รูปที่ 11 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ของเสาเข็ม เหล็กขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.0 เซนติเมตร

## 6. สรุป

จากการศึกษาสรุปได้ว่า พฤติกรรมด้านแรงเฉือนของดินเหนียวในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นไปตามหลักการของ State boundary surface ฟังก์ชันครากสามารถประมาณได้ด้วยสมการวงรี (แบบจำลองดิน MCC และ SS) และเกณฑ์การวิบัติของ Modified von Mises (แบบจำลองดิน MCC) เหมาะสมสำหรับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็ม

## 7. กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ สถาบันวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ให้ทุนสนับสนุนในการทำวิทยานิพนธ์ และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระเจ้าเกดส์ธอนบุรีที่ให้ความอนุเคราะห์โปรแกรม SIXMA/W และ PLAXIS ในการวิเคราะห์โดยใช้วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์

## 8. เอกสารอ้างอิง

- [1] อภิชาติ คำกาหาล้า, (2548). การทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มคอกสำหรับงานเสริมฐานรากอาคารภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.
- [2] Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Co., London.
- [3] Britto, A.M. and Gunn, M.J. (1987). *Critical State Soil Mechanics via Finite Element*. John Wiley & Sons, p.79.
- [4] Stolle D.F.E., P.G. Bonnier & P.A. Vermeer. (1977). A Soft Soil model and experiences with two integration schemes. *Numerical Model in Geomechanics*. Numog, pp. 123-128.
- [5] Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C.P. (1958). On the yielding of soil. *Geotechnique*, Vol. 8 No.1 pp. 22.
- [6] Roscoe, K.H., and Burland, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. *Engineering Plastic*. Cambridge University Press, Cambridge: England. pp 535-609.
- [7] Balasubramaiaim, A. S. (1969). *Some Factors Influencing the Stress-Strain Behaviour of Clay*. Thesis presented to Cambridge University, at Cambridge: England.
- [8] Balasubramaiaim, A. S. and Chaudhry A.R. (1978). Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*. GT9, pp. 1153-1167.
- [9] Atkinson J.H. and Bransby P.L., (1978). *The Mechanics of Soils An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Company (UK) Limited, 375p.