



รายงานการวิจัย

ลักษณะทางวิศวกรรมและความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบในสนามกับ  
พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในจังหวัดนครราชสีมา  
(Engineering Characteristics and Relationships between In-situ Test  
Results and Shear Strength Parameters of Soils  
in Nakhon-Ratchasima Province)

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการแต่เพียงผู้เดียว



รายงานการวิจัย

ลักษณะทางวิศวกรรมและความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบในสนามกับ  
พารามิเตอร์กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในจังหวัดนครราชสีมา  
(Engineering Characteristics and Relationships between In-situ Test  
Results and Shear Strength Parameters of Soils  
in Nakhon-Ratchasima Province)

คณะผู้วิจัย

หัวหน้าโครงการ

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ปีงบประมาณ 2548

ผลงานวิจัยเป็นความรับผิดชอบของหัวหน้าโครงการวิจัยแต่เพียงผู้เดียว

ธันวาคม 2549

## กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้จะสำเร็จลุล่วงมิได้ หากปราศจากการช่วยเหลือจากบุคคลและหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง การกล่าวขอบคุณบุคคลที่มีส่วนช่วยเหลือให้ครบทุกท่านเป็นอาจเป็นไปมิได้ ผู้เขียนต้องขอกล่าวขอขมา ณ ที่นี้ด้วย หากมิได้กล่าวนามของท่าน

ผู้เขียนขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นอย่างยิ่ง ซึ่งเป็นผู้ให้ทุนอุดหนุนการวิจัย ปีงบประมาณ 2548

ผู้เขียนขอขอบคุณอาจารย์ ดร.ณรงค์ อัครพัฒนากุล ผู้อำนวยการศูนย์เครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี ซึ่งอำนวยความสะดวกกับการปฏิบัติงานในห้องปฏิบัติการทุกด้าน งานวิจัยนี้จะไม่สามารถเสร็จสิ้นอย่างสมบูรณ์ได้ ถ้าปราศจากความช่วยเหลือในการปฏิบัติงานในห้องปฏิบัติการอย่างแข็งขัน การวิเคราะห์ผลทดสอบ และคำปรึกษาในด้านการนำเสนอผลงานจากอาจารย์บรรชัย เกษกัน และอาจารย์อภิชาติ คำภาหาล้า มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุขสันต์ หอพิบูลสุข

หัวหน้าโครงการวิจัย

ธันวาคม 2549

## บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาลักษณะทางวิศวกรรมของชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งได้แก่ พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำและการต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำและระบายน้ำ ภายใต้การทดสอบในห้องปฏิบัติการและในสนาม เพื่อสร้างความสัมพันธ์สำหรับประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength,  $S_u$ ) ในพจน์ของอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio,  $OCR$ ) และค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (standard penetration number,  $N$ ) และเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีด้วยวิธีเชิงตัวเลข

ดินเหนียวปนดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีจัดเป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized shear strength กับอัตราส่วนมากกว่าปกติเป็นไปตามวิธีของ SHANSEP ดังสมการ  $S_u / \sigma'_v = 0.278OCR^{0.8}$  เมื่อ  $OCR$  มีค่าระหว่าง 1 ถึง 32 กำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานมีความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง ดังสมการ  $S_u = N/1.5$  เมื่อ  $N$  มีค่าระหว่าง 29 ถึง 68 พฤติกรรมด้านแรงเฉือนเป็นไปตามหลักการของผิวขอบเขตสถานะ (State boundary surface) และฟังก์ชันคราก (Yield function) ของแบบจำลองดิน Modified Cam Clay มีความสอดคล้องกับผิวคราก (Yield surface) ผลการประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกดโดยวิธีสถิตศาสตร์และวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มมาก สิ่งนี้แสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้สมการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนที่นำเสนอทั้งสองและแบบจำลองดิน Modified Cam Clay ในงานวิศวกรรมปฐพีในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

# สารบัญ

หน้า

กิตติกรรมประกาศ.....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ข
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ) .....	ค
สารบัญ.....	ง
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป .....	ซ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ .....	ฅ
<b>บทที่</b>	
<b>1 บทนำ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย .....	3
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับจากการวิจัย.....	3
<b>2 ปรัชญ่วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....</b>	<b>4</b>
2.1 โครงสร้างของดินและการจัดเรียงตัว .....	4
2.1.1 การจัดเรียงตัวของดินเม็ดหยาบ .....	4
2.1.2 โครงสร้างของดินเหนียว.....	5
2.2 การเกิดโครงสร้างในดินเหนียว.....	7
2.3 ความไวตัว.....	9
2.3.1 สาเหตุของความไวตัว.....	9
2.4 ลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวไร้โครงสร้างและดินเหนียวมีโครงสร้าง ....	12
2.5 สถานะตามธรรมชาติของดิน .....	13
2.6 ความเค้น ความเครียด และกำลังต้านทานแรงเฉือน.....	15
2.7 แบบจำลองดิน .....	2

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.8	การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจากการทดสอบทะเล หลวงมาตรฐาน .....	24
3	วิธีการดำเนินการวิจัย .....	26
3.1	บทนำ .....	26
3.2	การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน.....	27
3.3	การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ.....	29
3.4	การทดสอบแรงเฉือนตรงแบบไม่ระบายน้ำ.....	30
3.5	การทดสอบทะเลหลวงมาตรฐาน .....	32
3.6	การทดสอบแรงอัดสามแกน.....	33
3.7	การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด.....	36
3.7.1	สมการสถิติศาสตร์ .....	36
3.7.2	วิธีไฟในพอลิเมอร์.....	36
3.7.3	การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม.....	38
4	ผลการทดสอบและการวิเคราะห์.....	40
4.1	คุณสมบัติพื้นฐาน.....	40
4.2	การอัดตัวคายน้ำ.....	42
4.2.1	ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำและการจำแนกสถานะของดิน.....	42
4.2.2	การทำนายกราฟอัดตัวคายน้ำ .....	45
4.3	แรงเฉือนตรงในสภาพไม่ระบายน้ำ.....	46
4.3.1	การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยวิธี SHANSEP .....	46
4.3.2	แฟกเตอร์ยึดเกาะ .....	48
4.4	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะเลหลวงมาตรฐาน .....	49
4.5	ผลทดสอบแรงอัดสามแกน .....	50
4.5.1	ผลทดสอบของดินเหนียวในสภาวะอัดตัวปกติ.....	50
4.5.2	ผลทดสอบของดินเหนียวในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ .....	59
4.5.3	ของเขตการวิบัติ .....	65
4.5.4	เกณฑ์การวิบัติและสภาวะวิกฤต.....	66

## สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.5.5 การทำนายน้ำหนักบรรทุกเฉลี่ยด้วยวิธีสถิติศาสตร์.....	68
5 บทสรุป.....	71
รายการอ้างอิง.....	72

## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
1.1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ..... 5	
2.1 ระดับความไวตัวของดิน..... 9	
2.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลอง ..... 23	
2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะเลลู่ทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนใน สภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ..... 25	
3.1 การทดสอบและจำนวนตัวอย่าง..... 47	
4.1 ค่า $C$ จากการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย ของเสาเข็ม ..... 50	
4.2 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Liner elastic, MCC และ SS ..... 67	



## สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
1.1	โซนแบ่งพื้นที่เจาะสำรวจในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ..... 2
2.2	โครงสร้างเม็ดเดี่ยวของทราย ..... 7
2.2	แฟบริคของดินเหนียวปั้นใหม่..... 6
2.3	โครงสร้างของดินเหนียว ..... 6
2.4	โครงสร้างของดินเหนียว (a) ดินเหนียวไร้โครงสร้าง (b) ดินเหนียวมีโครงสร้าง ..... 7
2.5	ตัวแปรที่มีอิทธิพลและกำเนิดโครงสร้างดิน ..... 7
2.6	อิทธิพลของแฟบริคที่อยู่ในสถานะ Meta-stable ต่ออัตราส่วนโพรง ..... 10
2.7	การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากปรากฏการณ์ Thixotropy ..... 11
2.8	ไดอะแกรมเส้นการอัดตัวคายน้ำของดินไร้โครงสร้างและดินเหนียวมีโครงสร้าง ..... 12
2.9	เส้นการอัดตัวของดินประเภทต่างๆ และสถานะเนื้อแท้ ..... 14
2.10	การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพ ..... 14
2.11	ความสัมพันธ์ ( $q, \epsilon_v$ ) ของดินพันธะเชื่อมประสานและดินไร้พันธะเชื่อมประสาน ... 15
2.12	ความสัมพันธ์ ( $\Delta u, \epsilon_v$ ) ของดินพันธะเชื่อมประสานและดินไร้พันธะเชื่อมประสาน.. 16
2.13	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรงและกำลังต้านทานแรงเฉือน ..... 17
2.14	หลักการของวิธี SHANSEP ..... 18
2.15	การ Normalization ของดินไร้พันธะเชื่อมประสาน ..... 19
2.16	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและความเค้นอัดตัวคายน้ำ ..... 20
2.17	เส้นทางความเค้นของ Logarithmic curve และ Ellipse curve ..... 22
2.18	Normalized เส้นทางเค้นของความเค้นของ Cam Clay, Modified Cam Clay และ Soft-Soil Model ..... 22
2.19	เกณฑ์กำหนดการวิบัติของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure ..... 23
2.20	ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว ..... 25
3.1	ขั้นตอนในการทำงานวิจัย ..... 26
3.2	ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจและตำแหน่งทดสอบในสนาม ..... 28

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.3 ตัวอย่างคงสภาพที่ถูกเตรียมสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกน .....	29
3.4 เครื่องมือทดสอบการทรุดตัวของดิน (Consolidometer หรือ oedometer) .....	30
3.5 เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรง (direct shear test) .....	31
3.6 การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน .....	32
3.7 การเจาะสำรวจและการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน .....	33
3.8 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) .....	34
3.9 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SIGMA/W .....	35
3.10 การทดสอบกำลังอัดแกนเดียว (Unconfined compression test) .....	35
3.11 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตศาสตร์ .....	36
3.12 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ .....	37
3.13 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลายของเสาเข็ม .....	37
3.14 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม .....	38
3.15 การติดตั้งเครื่องมือสำหรับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม .....	39
4.1 คุณสมบัติของชั้นดินหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4 .....	41
4.2 การกระจายขนาดของเม็ดดิน .....	42
4.3 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับ 3.0 และ 7.0 เมตร จากการทดสอบ Oedometer test .....	43
4.4 เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี .....	44
4.5 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับความลึก 4.0-5.0 เมตร .....	44
4.6 กราฟการทำนายการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอนไร้โครงสร้าง .....	45
4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress กับ Horizontal displacement ที่ OCR และ $\sigma'_{vc}$ ต่างๆ .....	46
4.8 Normalized shear stress จากการทดสอบ CU Direct shear test .....	47
4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแฟลคเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือน .....	48

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.10 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIDC และผลการทำนายความสัมพันธ์ ด้วยสมการวงรีของดินเหนียวอัดตัวปกติ.....	52
4.11 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIUC และผลการทำนายความสัมพันธ์ ด้วยสมการวงรีของดินเหนียวอัดตัวปกติ.....	53
4.12 การเปลี่ยนแปลงของความเค้นเบี่ยงเบนมาตรฐานและความดันน้ำมาตรฐานกับ ความเครียดเฉือนของดินเหนียวอัดตัวปกติ.....	54
4.13 เส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง กับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ.....	55
4.14 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIDC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	57
4.15 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIUC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	58
4.16 Normalized เส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ .....	59
4.17 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIDC และผลการทำนายความสัมพันธ์ ด้วยสมการวงรีของดินเหนียวอัดมากกว่าตัวปกติ .....	61
4.18 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIUC และผลการทำนายความสัมพันธ์ ด้วยสมการวงรีของดินเหนียวอัดมากกว่าตัวปกติ .....	62
4.19 ลักษณะการวิบัติของดินตัวอย่างคงสภาพและตัวอย่างปั่นใหม่.....	63
4.20 เส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรง กับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าตัวปกติ.....	64
4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่จุดสูงสุดและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ของดินเหนียวอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ.....	65
4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิบัติ ...	66
4.23 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ในสภาพระบายน้ำ และไม่ระบายน้ำ.....	68
4.24 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการ ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ดันที่ 1 และ 2 .....	69
4.25 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการ ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็ม ดันที่ 3 และ 4 .....	70

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

ว.ศ.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 $e - \log \sigma'_v$ )
$C_s$	=	ดัชนีการคืบตัว (swelling index of $e - \log \sigma'_v$ )
CH	=	Silty clay
CSL	=	Critical state line
$D_f$	=	ระยะฝังลึก
E	=	โมดูลัสยืดหยุ่น
$e$	=	อัตราส่วนโพรง (void ratio)
$e_L$	=	อัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว
$e_R$	=	อัตราส่วนโพรงของดินเหนียวปั้นใหม่
FS	=	อัตราส่วนปลอดภัย (factor of safety)
$f_c$	=	กำลังอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต
$f'_c$	=	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต
$f_s$	=	กำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึง
$f_y$	=	กำลังคราก
ISL	=	เส้นสถานะเนื้อแท้ (intrinsic State Line)
$K$	=	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง
$K_s$	=	สัมประสิทธิ์การเฉือนทะลุ
$K_o$	=	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
$P_{bu}$	=	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ปลายเสาเข็ม
$p'_c$	=	ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต
$p'_e$	=	Mean equivalent pressure
$P_{su}$	=	แรงเสียดทานประลัยระหว่างดินและเสาเข็ม
$P_u$	=	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็ม
$Q$	=	น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง
$q$	=	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)
$T$	=	น้ำหนักบรรทุกในแนวราบ
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) พจน์ของหน่วยแรงเหนี่ยวนำ
$\lambda_q$	=	ตัวคูณปรับแก้ (correction factor) พจน์ของความเค้นกดทับ
$\lambda_\gamma$	=	ตัวคูณปรับแก้ (correction factor) พจน์ของหน่วยน้ำหนักของดิน
$\mu$	=	Poisson's ratio
$\sigma'_p$	=	ความเค้นประสิทธิผลสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต (maximum past pressure)
$\sigma'_v$	=	ความเค้นกดทับประสิทธิผลในแนวดิ่ง (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

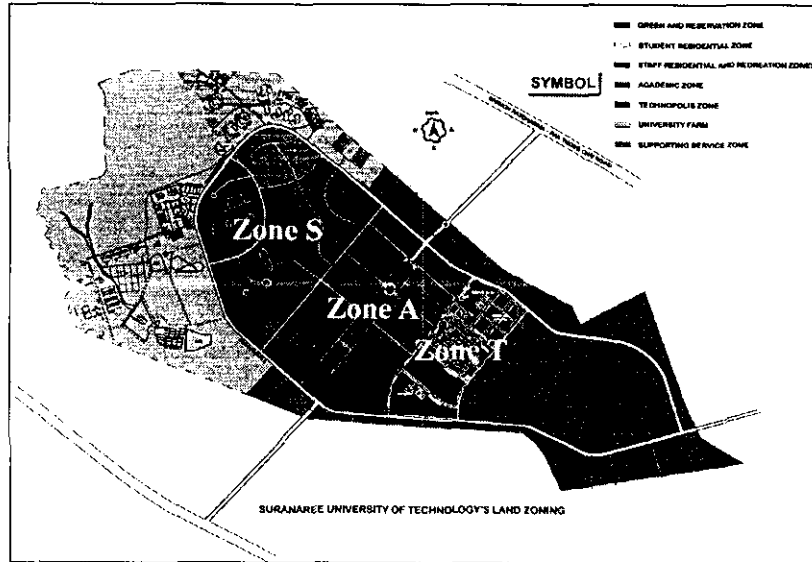
## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหาการวิจัย

ปัญหาการก่อสร้างด้านวิศวกรรมปฐพีในภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีมากมาย และที่พบกันบ่อยๆ ได้แก่ การวิบัติของอาคารเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างกันของฐานราก ปัญหาต่างๆ เกิดขึ้นเนื่องจากวิศวกรผู้ออกแบบส่วนใหญ่ขาดความรู้ความเข้าใจในพฤติกรรมทางวิศวกรรม (Soil engineering behavior) อันได้แก่ การเกิดความดันน้ำส่วนเกิน การเปลี่ยนแปลงปริมาตร และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด ของชั้นดินบริเวณนี้ ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ชั้นดินส่วนใหญ่จะเป็นดินที่เกิดจากการพัดพาของลม (Wind-blown deposit) และดินที่เกิดจากการผุพังในที่ (Residual soil) ซึ่งชนิดและส่วนประกอบของดินจะแตกต่างกันตามแต่ขบวนการกำเนิดดิน

ดินที่พบในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา ที่ระดับความลึกประมาณ 2.5-12.5 เมตร เป็นดินที่เกิดจากการผุพังในที่ของหินโคลน (Claystone) และเกิดเป็นชั้นดินที่มีดินเหนียวและดินตะกอนเป็นส่วนประกอบหลัก จากผลการเจาะสำรวจชั้นดินภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (สุขสันต์และคณะ, 2546ก-2548) โดยแบ่งพื้นที่เจาะสำรวจออกเป็น 3 โซน ดังแสดงในรูปที่ 1.1 ได้แก่ โซน S : เขตที่พักอาศัยและนันทนาการ ครอบคลุมพื้นที่ 59,388 ตารางเมตร จำนวน 6 หลุมทดสอบ โซน A : เขตอาคารทำการและสำนักงาน ครอบคลุมพื้นที่ 51,868 ตารางเมตร จำนวน 3 หลุมทดสอบ และโซน T : เขตเทคโนโลยี ครอบคลุมพื้นที่ 66,908 ตารางเมตร จำนวน 2 หลุมทดสอบ พบว่าดินภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี มีคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมใกล้เคียงกัน และสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1.1 จะเห็นได้ว่าชั้นดินชั้นบน (0-2.5 เมตร) เป็นดินทรายปนดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงปานกลาง และชั้นดินที่ลึกลงไปเป็นชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนที่สูงมาก

งานวิจัยจะทำการศึกษาคุณสมบัติและพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอนแข็ง อันได้แก่ การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ลักษณะความเค้น - ความเครียด - กำลังต้านทานแรงเฉือน (Stress-strain-shear strength characteristics) การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength,  $S_u$ ) จากอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio, OCR) และค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number,  $N$ ) และแนวทางในการเลือกแบบจำลองที่เหมาะสม สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method)



รูปที่ 1.1 โซนแบ่งพื้นที่เจาะสำรวจในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ 1.1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

Depth	0.0-2.5 m	2.5-12.5 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

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1.2.1) เพื่อศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
- 1.2.2) นำเสนอวิธีประมาณและทำนายกราฟการอัดตัวลงน้ำหนักจากข้อมูลคุณสมบัติพื้นฐาน (Basic/physical properties) และกำลังต้านทานแรงเฉือนจากประวัติการรับน้ำหนัก (Stress history) และความเค้นประสิทธิผล
- 1.2.3) สร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



## บทที่ 2

### ปริทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยนี้ประกอบด้วย การจำแนกประเภทของดิน พฤติกรรมทางวิศวกรรม (ได้แก่ การอัดตัว กำลังต้านทานแรงเฉือน) และความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบในสนามและกำลังต้านทานแรงเฉือน ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องสรุปได้ ดังนี้

#### 2.1 โครงสร้างของดินและการจัดเรียงตัว (Soil structure and fabric)

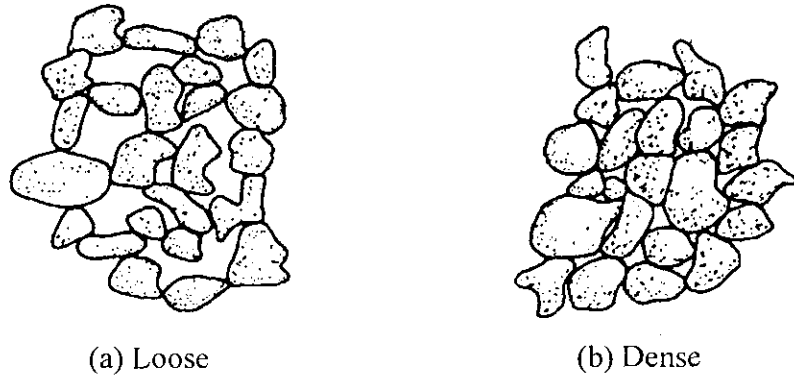
พฤติกรรมการก่อตัวของดินเหนียวได้ถูกศึกษาอย่างละเอียดโดย Imai (1981) จากการศึกษพบว่า ขั้นตอนการเกิดดินเหนียวมีด้วยกันสามขั้นตอนดังนี้ ขั้นแรกเป็นขั้นตอนที่ไม่มีแรงตกตะกอน (Non-settling) แต่เป็นการรวมตัวของอนุภาคดิน ขั้นตอนที่สองเป็นขั้นตอนการตกตะกอนของกลุ่มดิน (Flocks) ขั้นตอนที่สามทำเป็นขั้นตอนการอัดตัวคายน้ำเนื่องจากน้ำหนักของตัวดินเอง หลังจากสิ้นสุดก่อตัวเป็นดินแล้ว จะเกิดการเปลี่ยนแปลงอันเนื่องมาจากความดัน เวลา และการเปลี่ยนแปลงของสภาพแวดล้อมกับดิน และถ้าในดินดังกล่าวมีสารประกอบที่ทำให้เกิดพันธะเชื่อมประสาน (Cementation bond) กลุ่มของเม็ดดิน (Cluster) จะถูกเชื่อมต่อกันด้วยพันธะเชื่อมประสาน พันธะนี้จะมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นกับเวลา Mitchell (1996) เรียกดินตามธรรมชาติหลังการก่อตัวนี้เรียกว่าดินเหนียวมีโครงสร้าง (Structured clay)

ในทางวิศวกรรมปฐพี โครงสร้างดินหมายถึงการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน (Fabric) และแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างอนุภาคดิน โครงสร้างดินนี้เองเป็นตัวควบคุมลักษณะทางวิศวกรรมของดิน

##### 2.1.1 การจัดเรียงตัวของดินเม็ดหยาบ (Fabric of coarse grained soils)

อนุภาคดินเม็ดหยาบ (ขนาดใหญ่กว่า 0.075 มิลลิเมตร) จะมีลักษณะแตกต่างจากสารแขวนลอยของดินและน้ำ (Soil-fluid suspension) โครงสร้างของดินเม็ดหยาบมีลักษณะเป็น “โครงสร้างเม็ดเดี่ยว (Single grained structure)” ดังแสดงในรูปที่ 2.1

ตัวกลางนำพาที่ทำให้เกิดการทับถมของดินเม็ดหยาบอาจเป็นอากาศหรือน้ำ ดังนั้นโครงสร้างอาจเป็นได้ทั้งในสภาพหลวมและแน่น อัตราส่วนโพรงจึงมีค่าอยู่ในช่วงกว้าง ขึ้นอยู่กับการกระจายขนาดของเม็ดดิน รูปร่าง และการจัดเรียงตัว คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเม็ดหยาบถูกควบคุมโดยรูปร่าง ขนาด และการกระจายของขนาดเม็ดดิน



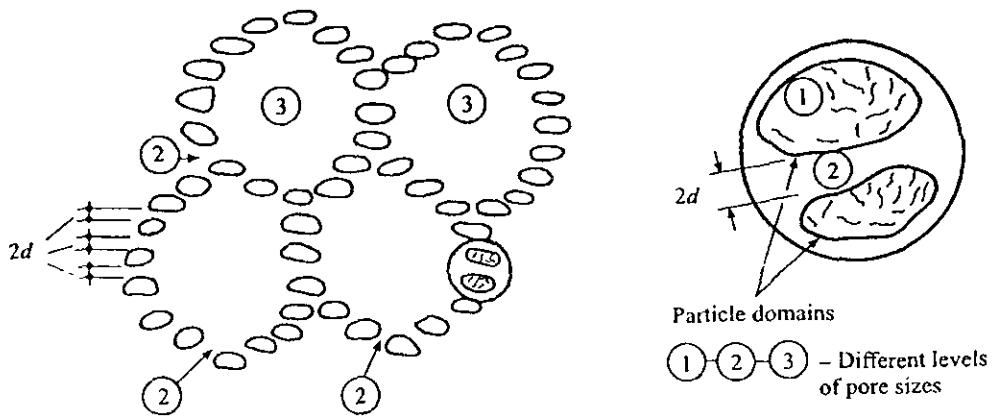
รูปที่ 2.1 โครงสร้างเม็ดเดี่ยวของทราย

### 2.1.2 โครงสร้างของดินเหนียว (structure of fine grained soils)

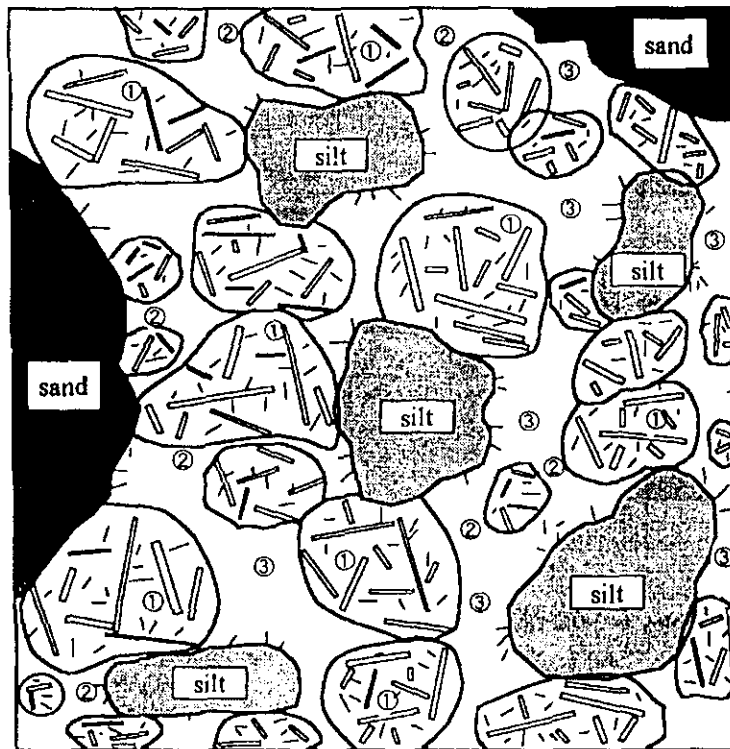
Nagaraj et al. (1990a) ได้วิเคราะห์ผลทดสอบการกระจายขนาดช่องว่างภายในดิน (Pore size distribution) ของดินเหนียวอิมิตัวด้วยน้ำ และสรุปว่าช่องว่างในมวลดินมีหลายขนาด ช่องว่างที่ใหญ่กว่า 0.03 ไมครอน มีประมาณ 90 ถึง 95 เปอร์เซ็นต์ ของช่องว่างทั้งหมด ช่องว่างที่เล็กกว่า 0.01 ไมครอน เป็นช่องว่างที่อยู่ภายในก้อนดิน (Aggregate) ที่เกิดจากการรวมตัวกันของแผ่นดินเหนียว แรงลัพท์ภายในก้อนดินเป็นแรงดูด ช่องว่างนี้มีประมาณ 3 ถึง 5 เปอร์เซ็นต์ ของช่องว่างทั้งหมด เมื่อก้อนดิน 2 ก้อนมีระยะห่างระหว่างกันในช่วง 0.01 ถึง 0.03 ไมครอน แรงลัพท์สุทธิระหว่างก้อนดินสองก้อนนี้จะเป็แรงผลัก แรงผลักนี้จะก่อให้เกิด Osmotic suction ในช่องเหลวที่ล้อมรอบกลุ่มของเม็ดดิน ความดัน Suction ที่เกิดจากคู่ของก้อนดินจำนวนมาก จะก่อให้เกิดช่องว่างขนาดใหญ่ (มีขนาดใหญ่กว่า 0.03 ไมครอน) Nagaraj et al. (1990a) ได้เสนอแบบจำลองโครงสร้างดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.2 และ 2.3 และแบ่งขนาดของช่องว่างออกเป็น 3 ระดับ

1. ช่องว่างระหว่างอนุภาคดินเหนียวในก้อนดิน (Cluster) ที่มีขนาดเล็กกว่า 0.01 ไมครอน
2. ช่องว่างระหว่างก้อนดินสองก้อน มีขนาดอยู่ระหว่าง 0.01 ถึง 0.03 ไมครอน
3. ช่องว่างขนาดใหญ่ภายในกลุ่มของก้อนดิน มีขนาดใหญ่กว่า 0.03 ไมครอน

จากผลทดสอบการกระจายตัวของช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Yamadera, 1999) ร่วมกับผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำและแรงอัดสามแกนของดินเหนียวมีโครงสร้างและดินเหนียวไร้โครงสร้าง (Horpiulsuk et al., 2004) พบว่า พันธะเชื่อมประสานในโครงสร้างดินทำหน้าที่เชื่อมประสานแฟบริค ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนและความเค้นครากของดินเหนียวมีโครงสร้างสูงขึ้น ดังนั้น แบบจำลองโครงสร้างของดินเหนียวไร้โครงสร้าง และดินเหนียวมีโครงสร้าง (เนื่องจากอิทธิพลของพันธะเชื่อมประสาน) สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.4

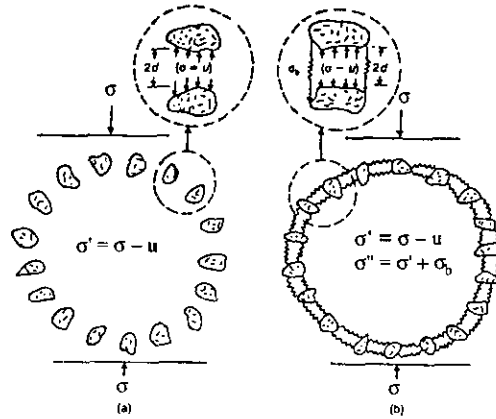


รูปที่ 2.2 แพบริคของดินเหนียวปั้นใหม่ (Nagaraj et al. 1994)



- ① Intra-aggregate pores    ② Inter-aggregate pores
- ③ Large enclosed pores within group of aggregates

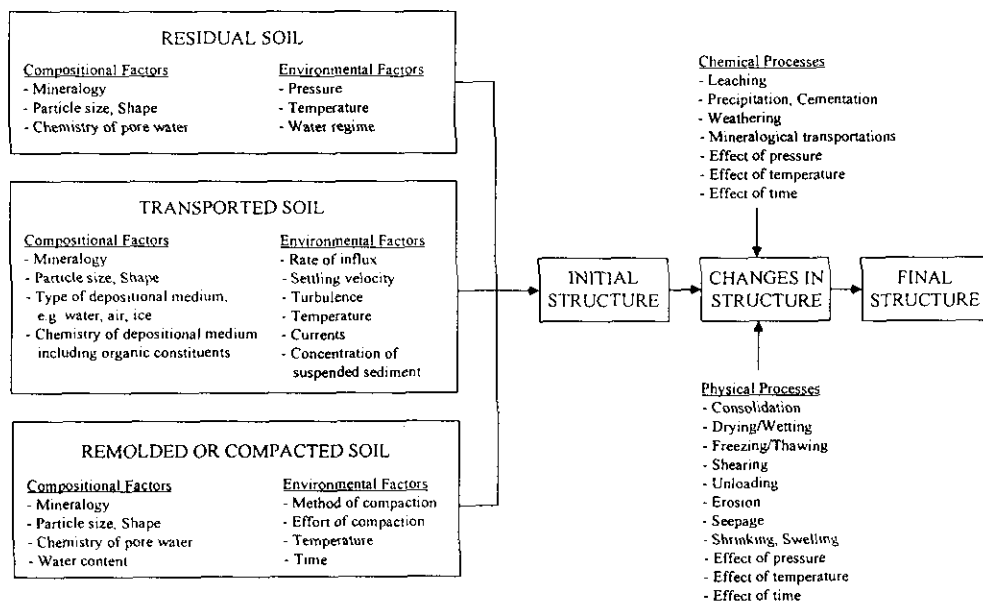
รูปที่ 2.3 โครงสร้างของดินเหนียว (Nagaraj et al., 1990a)



รูปที่ 2.4 โครงสร้างของดินเหนียว (a) ดินเหนียวไร้โครงสร้าง  
(b) ดินเหนียวมีโครงสร้าง (Horpibulsuk et al., 2003)

## 2.2 การเกิดโครงสร้างในดินเหนียว

โครงสร้างในดินเหนียว (แฟบรีคและแรงระหว่างอนุภาคดิน) เป็นผลสะท้อนจากส่วนประกอบของดิน ประวัติการรับน้ำหนัก ความเค้นกดทับในปัจจุบัน และสภาพแวดล้อม ตัวแปรที่มีผลต่อโครงสร้างดินและขบวนการกำเนิดโครงสร้างดินแสดงดังรูปที่ 2.5 สภาวะเริ่มต้นตามธรรมชาติมีอิทธิพลอย่างมากต่อโครงสร้างของดินที่เพิ่งก่อตัวใหม่ (Young deposits) (อัตราส่วนโพรงสูง) ในขณะที่ การเปลี่ยนแปลงของสภาวะตามธรรมชาติหลังการก่อกำเนิดดินมีอิทธิพลต่อโครงสร้างของดินที่มีก่อกำหนดมาแล้ว (อัตราส่วนโพรงมีค่าต่ำ)



รูปที่ 2.5 ตัวแปรที่มีอิทธิพลและการกำเนิดโครงสร้างดิน (Mitchell, 1996)

ตัวแปรตามธรรมชาติหลักหลังการกำเนิดดิน ได้แก่

เวลา ขบวนการแพร่กระจายของสารเคมี (Diffusional process) เป็นขบวนการที่ขึ้นตามธรรมชาติ ความเข้มข้น/ความเจือจางของสารเคมีในดินจะแตกต่างกันกับระยะเวลา (Time dependent) สิ่งนี้ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความดินน้ำในดิน และทำให้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเปลี่ยนแปลงไป

การซึมผ่านและการชะล้าง การไหลของน้ำผ่านดินจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของเม็ดดิน การอัดตัวเนื่องจากแรงไหลผ่าน (Seepage force) และการชะล้างและการนำพาสารเคมีและสารอินทรีย์

การเกิดพันธะเชื่อมประสาน กระบวนการนี้เป็นกระบวนการที่สำคัญอย่างมาก Bjerrum (1967) อธิบายว่า ดินเหนียวพันธะเชื่อมประสานจัดเป็นดินเหนียวมีโครงสร้าง (Structured clay) อนุภาคดินถูกเชื่อมประสานด้วยพันธะที่แข็งแรงซึ่งเกิดขึ้นตามธรรมชาติและอยู่ในสภาวะสมดุลเนื่องจากแรงระหว่างอนุภาค (Interparticle force) แคลเซียมคาร์บอเนต (Calcium carbonate) และอมอร์ฟัสซิลิกา (Amorphous silica) เป็นสารประกอบที่ทำให้เกิดพันธะเชื่อมประสาน (Cementing agent) ที่พบอยู่ทั่วไปในดินเหนียว

การผุกร่อน ในชั้นดินที่มีการผุกร่อน ดินบางส่วนเกิดการแตกสลาย บางส่วนเกิดการรวมตัวกัน การเปลี่ยนแปลงของสารเคมีในช่องว่างระหว่างเม็ดดินอาจทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของแรงระหว่างเม็ดดินและทำให้เกิดการรวมตัวและแตกสลายของดิน การผุกร่อนนี้สามารถทำให้แฟลคบริกเริ่มต้นหลังการก่อกำเนิดดินเปลี่ยนแปลงไป

ขบวนการเปียกและแห้งสลับกัน (Cyclical wetting and drying) อาจทำให้เม็ดดินและกลุ่มของเม็ดดินที่จับกันอย่างหลวมๆ แยกตัวออกจากกัน ขบวนการเปียก (Wetting) โดยทั่วไปจะทำให้เม็ดดินอ่อนนุ่มและนำไปสู่การแตกสลายของโครงสร้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับดินที่มีการจัดเรียงตัวแบบหลวมๆ (Open fabric) และดินที่จับตัวกันด้วยพันธะที่ไม่แข็งแรง เช่น ดินเหนียวปนทรายที่เกิดจากพัดพาของลม (Loess) ขบวนการแห้ง (Drying) มักจะทำให้ดินหดตัวและอาจเป็นสาเหตุให้เกิดการแตกเนื่องจากแรงดึง (Tension crack)

การอัดตัวคายน้ำ การอัดตัวคายน้ำโดยทั่วไปมักจะทำให้โครงสร้างดินมีอัตราส่วนโพรงลดลงและทำให้แรงปฏิปฏิกิริยาที่จุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินมีความแข็งแรงขึ้น แต่อย่างไรก็ตามสำหรับดินเหนียวพันธะเชื่อมประสาน การอัดตัวคายน้ำภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินความเค้นครากอาจทำให้โครงสร้างแตกสลาย

อุณหภูมิจึง การเปลี่ยนแปลงของโครงสร้างอันเนื่องมาจากการชะล้าง การเกิดพันธะเชื่อมประสาน การผุกร่อน และการอัดตัวคายน้ำ เกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็วภายใต้อุณหภูมิที่สูง

การลดลงของน้ำหนักบรรทุก การลดลงของความเค้นเนื่องจากการลดลงของน้ำหนักบรรทุกอาจทำให้เม็ดดินเกิดการคืนตัวแบบยืดหยุ่น และทำให้กลุ่มของเม็ดดินเกิดการบวมตัว

## 2.3 ความไวตัว (Sensitivity)

แนวคิดทางด้าน โครงสร้างดินและแฟบริก (การจัดเรียงตัวของดิน) พัฒนาขึ้นเพื่ออธิบายการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือนเมื่อดินตัวอย่างคงสภาพถูกรบกวน ดินเหนียวตามธรรมชาติส่วนใหญ่จะมีความไวตัวปานกลาง แต่ก็มีดินบางชนิดมีความไวตัวสูงมาก กล่าวคือ ดินเหนียวจะมีลักษณะเป็นของเหลวเมื่อถูกปั่นใหม่ ดินเหนียวประเภทนี้เรียกว่า “Quick clay” และมักพบบริเวณอเมริกาเหนือและสแกนดิเนเวีย

Terzaghi (1944) นิยามความไวตัวว่าเป็นอัตราส่วนกำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของดินตัวอย่างคงสภาพและดินตัวอย่างปั่นใหม่ ดินเหนียวปั่นใหม่บางชนิดอาจมีกำลังต้านทานแรงเฉือนต่ำ จนไม่สามารถปั่นขึ้นรูปได้ ดังนั้น การทดสอบที่นิยมทำกันจึงเป็นการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด ซึ่งสามารถทำได้ทั้งในห้องปฏิบัติการและในสนาม

ระดับความไวตัวของดินแสดงดังตารางที่ 2.1 ประเด็นที่ควรทราบประเด็นหนึ่งคือ ความไวตัวมีค่าสูง มิใช่เพราะกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินคงสภาพมีค่าสูง แต่เพราะกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวปั่นใหม่มีค่าต่ำ

ตารางที่ 2.1 ระดับความไวตัวของดิน (Rosenqvist, 1953)

ประเภทของดิน	ค่าความไวตัว
Insensitive	ประมาณ 1.0
Slightly sensitive clays	1-2
Medium sensitive clays	2-4
Very sensitive clays	4-8
Slightly quick clays	8-16
Medium quick clays	16-32
Very quick clays	32-64
Extra quick clays	>64

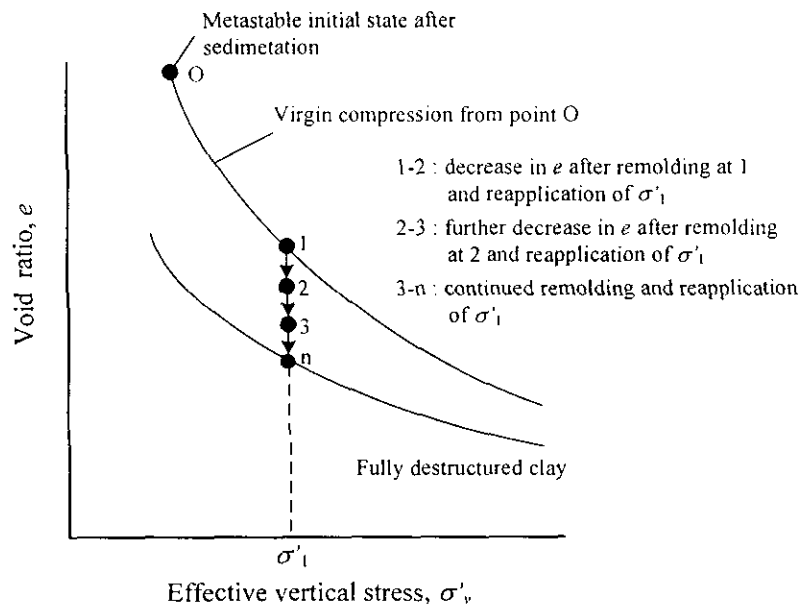
### 2.3.1 สาเหตุของความไวตัว

ปรากฏการณ์ที่ทำให้ดินมีความไวตัว ได้แก่ แฟบริกของดินอยู่ในสถานะ Meta-stable พันธะเชื่อมประสาน การผูกרון การแข็งตัวเนื่องจากปรากฏการณ์ Thixotropy และการชะล้างของเกลือ

### 2.3.1.1 แผลบรีคของดินอยู่ในสถานะ Meta-stable

ดินเหนียว (บางชนิด) ที่มีการจัดเรียงของเม็ดดินเป็นกลุ่มก้อนแผลบรีค เริ่มต้นหลังการก่อกำเนิดดินจะเป็น โครงสร้างหลวมที่มีการจัดเรียงตัวกันของแผ่นดินเหนียวแบบด้านต่อด้านและด้านต่อหน้า ระหว่างขบวนการอัดตัวคายน้ำ แผลบรีคนี้สามารถต้านความเค้นประสิทธิผลด้วยอัตราส่วนโพรงที่สูงกว่าแผลบรีคที่มีการจัดเรียงตัวของแผ่นดินเหนียวแบบขนาน พิจารณารูปที่ 2.6 เมื่อดินถูกรบกวนจากสภาวะที่ 1 แผลบรีคจะถูกทำลาย และความเค้นประสิทธิผลจะมีค่าลดลง เนื่องจากการลดลงของปริมาตร ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าลดลง

ถ้าความเค้นประสิทธิผลของดินเหนียวแปรสภาพ (ถูกรบกวน) ถูกเพิ่มขึ้นจนเท่ากับความเค้นประสิทธิผลเริ่มต้น อัตราส่วนโพรงของดินจะมีค่าลดลง และอยู่ในสภาวะที่ 2 การรบกวนดินตัวอย่างและเพิ่มน้ำหนักให้กับตัวอย่างจะทำให้สภาวะของดินเคลื่อนตัวมาอยู่ที่สภาวะ 3 และในที่สุดจะอยู่ที่สภาวะ  $n$  ซึ่งเป็นสภาวะที่ดินถูกรบกวนอย่างมาก



รูปที่ 2.6 อิทธิพลของแผลบรีคที่อยู่ในสถานะ Meta-stable ต่ออัตราส่วนโพรง

### 2.3.1.2 พันธะเชื่อมประสาน

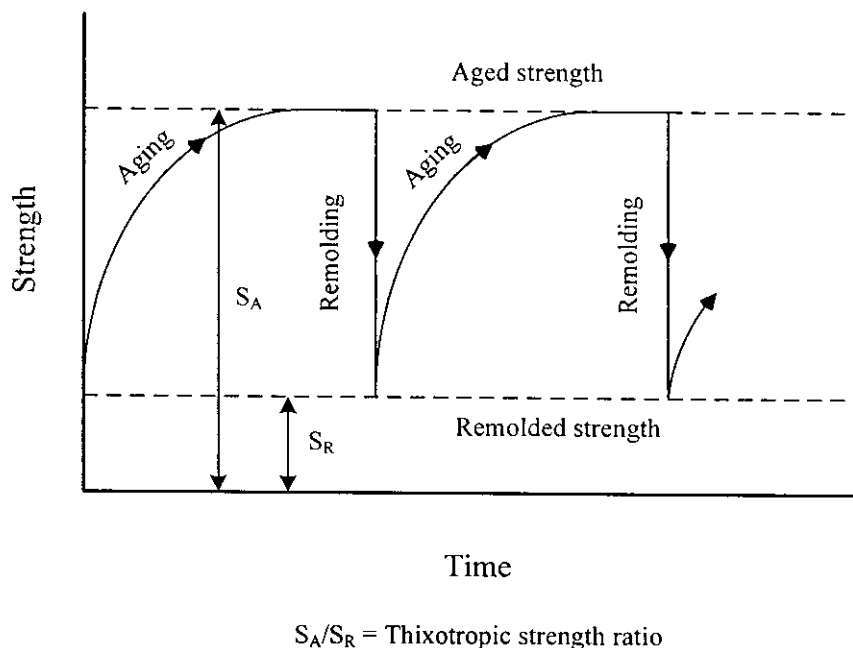
ดินหลายชนิดมีส่วนประกอบของคาร์บอนเนต ออกไซด์เหล็ก อลูมินา และสารอินทรีย์ ซึ่งแฝงอยู่ที่จุดสัมผัสระหว่างเม็ดดินและทำหน้าที่เป็นพันธะเชื่อมประสาน เมื่อดินชนิดนี้ถูกรบกวน พันธะเชื่อมประสานจะถูกทำลาย ส่งผลให้เกิดการลดลงของกำลังต้านทานแรงเฉือน พันธะเชื่อมประสานจะทำให้ความเค้นครากของดินมีค่าสูงขึ้น จะอาจมีค่าสูงกว่าความเค้นกดทับในปัจจุบันมาก

### 2.3.1.3 การผุกร่อน

ขบวนการผุกร่อนตามธรรมชาติก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของชนิดและความเข้มข้นของอิออนในสารละลาย ซึ่งสามารถทำให้เกิดการรวมตัวเป็นกลุ่มก้อนและการแตกสลายของกลุ่มก้อน หลังจากถูกรบกวน ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนและความไวตัวอาจมีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลง ขึ้นอยู่กับการเปลี่ยนแปลงตามธรรมชาติของอิออนในสารละลาย (Moum et al., 1971)

### 2.3.1.4 การแข็งตัวเนื่องจากปรากฏการณ์ Thixotropy

ปรากฏการณ์ Thixotropy คือขบวนการของการแข็งตัวตามเวลาหลังจากถูกทำลายโครงสร้างด้วยการปั่นใหม่ ภายใต้องค์ประกอบในดินและปริมาตรคงที่ ลักษณะการเปลี่ยนแปลงกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินที่มีคุณสมบัติ Thixotropy แสดงดังรูปที่ 2.7 การแข็งตัวเนื่องจากปรากฏการณ์ Thixotropy มีผลต่อความไวตัวในระดับต่ำถึงปานกลาง (Skempton and Northey, 1952)



รูปที่ 2.7 การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากปรากฏการณ์ Thixotropy

### 2.3.1.5 การชะล้างของเกลือ (Leaching)

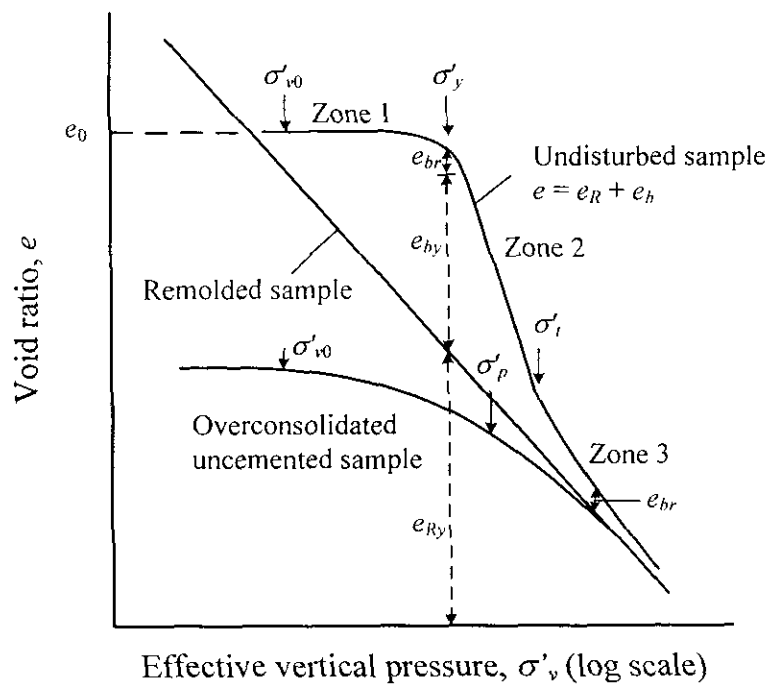
การชะล้างของเกลือในดินสามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากความลาดเชิงชลศาสตร์ (Hydraulic gradient) หรือการแพร่กระจาย (Diffusion) การชะล้างจะเกิดขึ้นได้ต้องมีน้ำบริสุทธิ์เป็นตัวกลางนำพา การชะล้างของเกลือจึงอาจเกิดเนื่องจากการไหลซึมของน้ำฝน หรือการไหลขึ้นของน้ำใต้ดิน Skempton and Northey (1953) และ Bjerrum (1973) ทำการค้นคว้า และพบว่าซิดจัมกักเหลวและ



กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะปั่นใหม่ (Remolded shear strength) ของดินเหนียวอ่อนที่มีความไวตัวสูง (Sensitive soft clay) จะมีค่าลดลงตามปริมาณของเกลือที่ลดลง ขณะที่ ปริมาณความชื้น และกำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะคงสภาพมีค่าไม่เปลี่ยนแปลง ส่งผลให้ดัชนีสภาพความเหลว (Liquidity index) และความไวตัว (Sensitivity) มีค่าสูงขึ้น การทดสอบดังกล่าวยังกล่าวอีกว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สถานะปั่นใหม่มีค่าขึ้นอยู่กับดัชนีสภาพความเหลวเพียงอย่างเดียว

## 2.4 ลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวไร้โครงสร้างและดินเหนียวมีโครงสร้าง

Nagaraj et al. (1990) ได้ศึกษาลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวไร้โครงสร้างหลายชนิด และสรุปว่าดัชนีการอัดตัว (Compression index) จะมีค่าคงที่และไม่แปรผันตามความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง Horpibulsuk (2001) ได้ศึกษาลักษณะการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอะริเอเคะ (Ariake clay) ประเทศญี่ปุ่น และกล่าวว่าดัชนีการอัดตัวของดินเหนียวมีโครงสร้าง (ดินตัวอย่างคงสภาพ) มีค่าแปรผันตามความเค้นประสิทธิผล จากผลการศึกษาดังกล่าว สุขสันต์และรุ่งลาวัลย์ (2548) แสดงไดอะแกรมการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวมีโครงสร้างและดินเหนียวไร้โครงสร้าง ดังรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 ไดอะแกรมเส้นการอัดตัวคายน้ำของดินไร้โครงสร้างและดินเหนียวมีโครงสร้าง (สุขสันต์และรุ่งลาวัลย์ 2548)

จากรูปที่ 2.8 พบว่าการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวมีโครงสร้างมีลักษณะเป็นตัว S กลับหัว ประกอบด้วยการอัดตัวที่แตกต่างกัน 3 โซน

โซน 1: เป็นโซนที่มีค่าการอัดตัวต่ำเนื่องจากความต้านทานของโครงสร้าง

โซน 2: เริ่มจากความเค้นคราก (Yield stress,  $\sigma'_y$ ) จนถึงความเค้นที่จุดเปลี่ยนผัน (Transitional stress,  $\sigma'_t$ ) ในโซนนี้ จะเกิดการอัดตัวที่มากเนื่องจากการแตกสลายของโครงสร้าง

โซน 3: เริ่มต้นตั้งแต่ความเค้นที่มากกว่าความเค้นที่จุดเปลี่ยนผัน เส้นการอัดตัวของดินเหนียวมีโครงสร้างมีแนวโน้มเข้าใกล้เส้นการอัดตัวของดินเหนียวปั้นใหม่ แต่จะไม่เป็นเส้นเดียวกันเนื่องจากแรงต้านทานของโครงสร้าง

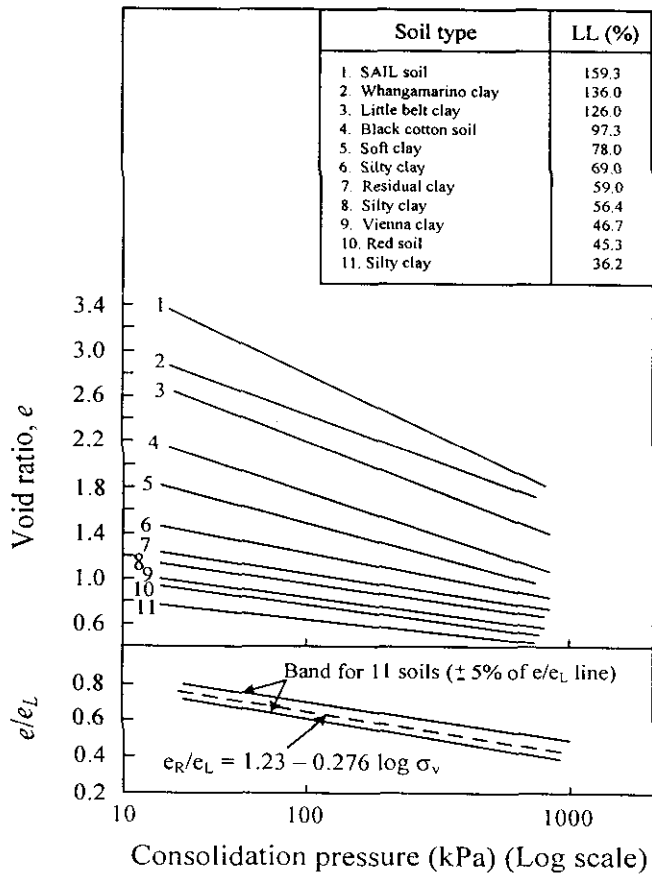
## 2.5 สถานะตามธรรมชาติของดิน

กรอบความคิดพื้นฐานแนวใหม่ทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่เพิ่งถูกคิดค้นโดย Nagaraj and Srinivasa Murthy (1986) และ Nagaraj et al. (1994) สามารถช่วยในการวิเคราะห์สถานะของดิน พวกเขาทำการวิเคราะห์ลักษณะการอัดตัวคายนํ้าของดินเหนียวปั้นใหม่ (Remolded clays) ดังแสดงในรูปที่ 2.9 และพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรง (Void ratio) และลอการิทึมของความเค้นในแนวตั้ง ของดินเหนียวปั้นใหม่จะเป็นเส้นตรงที่มีความชันแตกต่างกันขึ้นอยู่กับประเภทของดิน แต่อย่างไรก็ตาม ความสัมพันธ์นี้สามารถทำให้เป็นความสัมพันธ์ทั่วไปได้โดยอาศัยอัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว ความสัมพันธ์ทั่วไปนี้สามารถแสดงได้ดังสมการต่อไปนี้

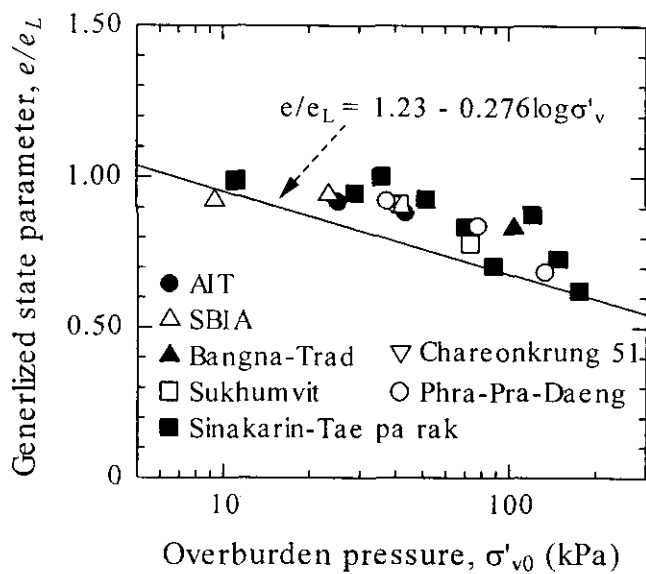
$$\frac{e}{e_L} = 1.23 - 0.276 \log \sigma'_v \quad (2.1)$$

เมื่อ  $e$  คืออัตราส่วนโพรง  $e_L$  คืออัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว และ  $\sigma'_v$  คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้ง สมการทั่วไปนี้เรียกว่าเส้นสถานะเนื้อแท้ (Intrinsic State Line, ISL) การที่อัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลวสามารถใช้สร้างความสัมพันธ์ทั่วไปได้ เนื่องจากขีดจำกัดเหลวเป็นคุณสมบัติเฉพาะของดินชนิดหนึ่งๆ และสามารถสะท้อนผลเนื่องจากปฏิกิริยาทางกายภาพและเคมี (Physico-chemical) ที่มีอยู่ในดิน

เส้นสถานะเนื้อแท้มีประโยชน์อย่างมากในการวิเคราะห์ลักษณะทางวิศวกรรมของดินเหนียวตามธรรมชาติ (Nagaraj and Miura, 2001 และ Burland, 1990) สุขสันต์และรุ่งลาวัลย์ (2545) ได้ทำการจำแนกประเภทของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (ความลึก ประมาณ 2 – 12 เมตร จากผิวดิน) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 จะเห็นว่าดินเหนียวกรุงเทพสามารถเสถียรอยู่เหนือเส้นสถานะเนื้อแท้ ดังนั้น ดินเหนียวกรุงเทพจัดเป็นดินเหนียวมีโครงสร้างที่มีอัตราส่วนโพรงอยู่ในสถานะ Meta-stable และจัดเป็นดินที่ความไวตัว



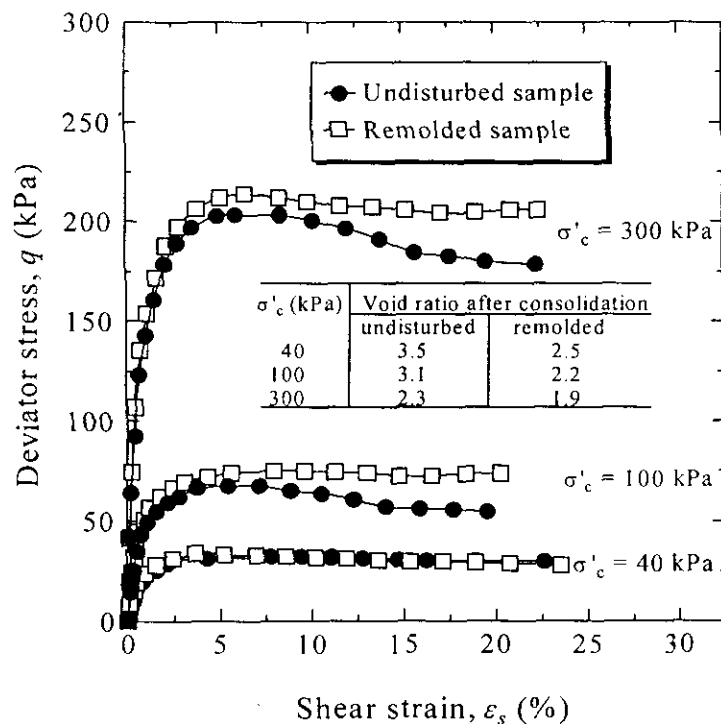
รูปที่ 2.9 เส้นการอัดตัวของดินประเภทต่างๆ และเส้นสถานะเนื้อแท้ (Nagaraj et al., 1994)



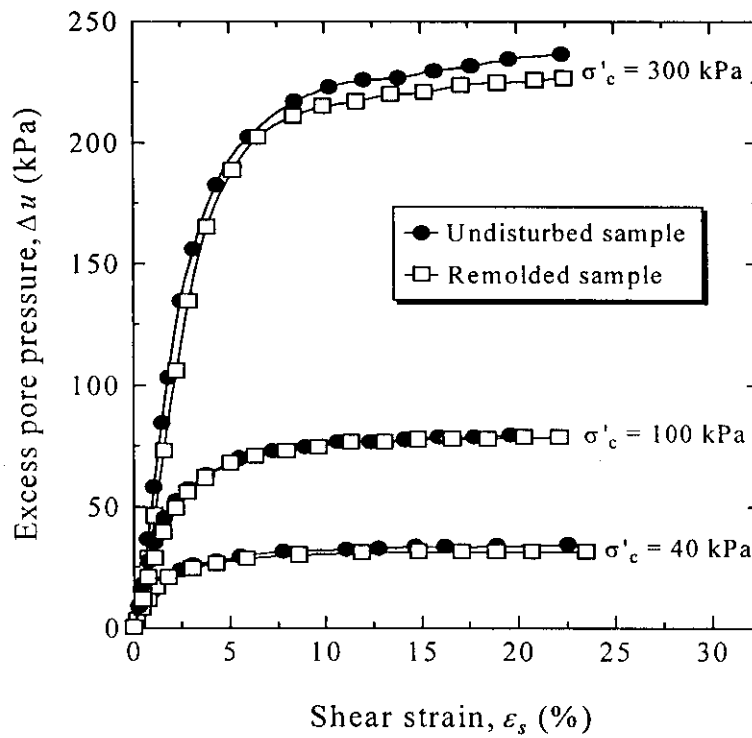
รูปที่ 2.10 การจำแนกสถานะของดินเหนียวกรุงเทพ (สุขสันต์และรุ่งลาวัลย์ 2545)

## 2.6 ความเค้น ความเครียด และกำลังต้านทานแรงเฉือน

พฤติกรรมแรงเฉือนของดินจะนำเสนอในรูปความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเฉือน (Shear stress) กับความเครียดเฉือน (Shear strain) การเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเฉือน ความดันน้ำ ส่วนเกิน และขอบเขตความแข็งแรงของดิน (Failure envelope) พฤติกรรมแรงเฉือนของดินพันธะเชื่อมประสานและไร้พันธะเชื่อมประสานมีลักษณะที่แตกต่างกัน Horpibulsuk (2001) ได้อธิบายความแตกต่างของพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินพันธะเชื่อมประสานและไร้พันธะเชื่อมประสาน ดังแสดงในรูปที่ 2.11 และ 2.12 รูปที่ 2.11 แสดงความสัมพันธ์ ( $q, \epsilon_s$ ) ของการทดสอบแรงอัดสามแกน ภายใต้สภาวะอัดตัวปกติ ( $\sigma'_v > \sigma'_c$ ) เมื่อตัวอย่างดินมีโครงสร้าง (ดินตัวอย่างคงสภาพ) และดินไร้โครงสร้าง (ดินปั้นใหม่) ถูกเฉือน ดินโครงสร้างจะแสดงพฤติกรรม Softening หลังจากความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด ซึ่งแตกต่างจากดินไร้โครงสร้าง ทั้งนี้เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินโครงสร้างเกิดเนื่องจากอิทธิพลของโครงสร้างและการบิดเบี้ยวของแฟบริค หลังจากเกิดการแตกสลายของโครงสร้าง กำลังต้านทานแรงเฉือนจึงขึ้นอยู่กับแฟบริคเพียงอย่างเดียว ในขณะที่ ความสัมพันธ์ ( $\Delta u, \epsilon_s$ ) ของดินทั้งสองมีลักษณะที่เหมือนกัน (รูปที่ 2.12) เนื่องจากโครงสร้างของดินไม่มีอิทธิพลต่อความดันน้ำส่วนเกิน



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ ( $q, \epsilon_s$ ) ของดินพันธะเชื่อมประสานและดินไร้พันธะเชื่อมประสาน (Horpibulsuk, 2001)

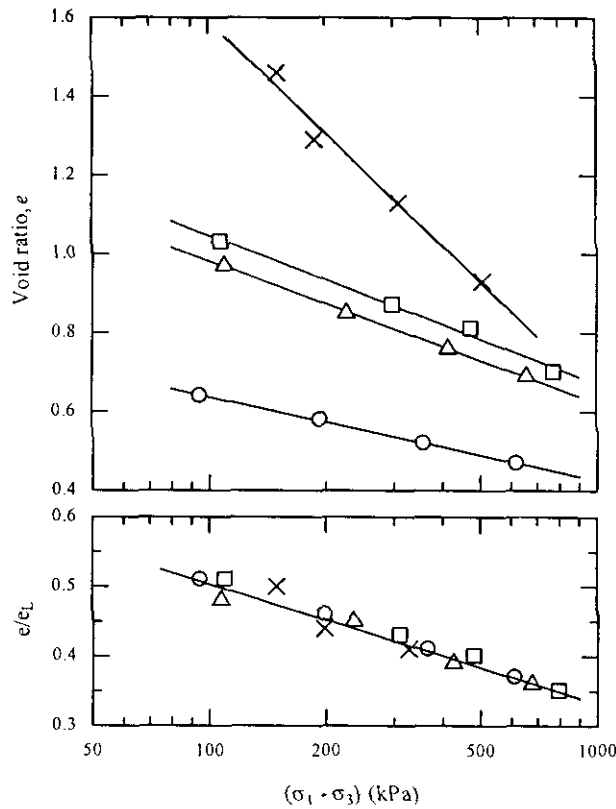


รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์  $(\Delta u, \epsilon_s)$  ของดินพันธะเชื่อมประสานและดินไร้พันธะเชื่อมประสาน (Horpibulsuk, 2001)

Horpibulsuk (2004a) ได้กล่าวว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินไร้โครงสร้างอัดตัวปกติขึ้นอยู่กับตัวแปรสองตัว อันได้แก่ แฟบริก (Fabric) และการเปลี่ยนแปลงปริมาตรขณะเฉือน (Change in volume during shear) ซึ่ง Srinivasa Murthy et al. (1988) ได้แสดงให้เห็นว่าตัวแปรทั้งสองนี้ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนโพรงและอัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว ดังแสดงในรูปที่ 2.13 จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินชนิดใดๆ มีค่าแปรผันตามแฟบริก (อัตราส่วนโพรงยิ่งน้อย กำลังต้านทานแรงเฉือนยิ่งมาก) แต่ที่น่าสนใจยิ่งไปกว่านั้นคือ ไม่ว่าจะเป็ดินชนิดก็ตาม ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของอัตราส่วนโพรง (Normalized void ratio,  $e/e_L$ ) และกำลังต้านทานแรงเฉือนจะเป็นความสัมพันธ์ที่เป็นเอกภาพ (Unique) ดังนี้

$$\frac{e}{e_L} = 0.932 - 0.211 \log q_f \quad (2.2)$$

เมื่อ  $e$  คืออัตราส่วนโพรง  $e_L$  คืออัตราส่วนโพรงที่ขีดจำกัดเหลว และ  $q_f$  คือความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress) ที่จุดวิบัติ



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรงและกำลังต้านทานแรงเฉือน  
(ปรับปรุงจาก Srinivasa Murthy et al., 1988)

บทสรุปที่สำคัญ คือ ดินสองชนิดสามารถมีกำลังต้านทานแรงเฉือนต่างกันที่อัตราส่วนโพรงเดียวกัน เนื่องจากถูกกระทำภายใต้ความดันรอบข้างประสิทธิผลที่ต่างกัน แต่อย่างไรก็ตาม กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินทั้งสองจะมีค่าเท่ากัน ถ้า  $e/e_L$  ของดินทั้งสองมีค่าเท่ากัน ด้วยเหตุนี้เอง Srinavasa Murthy (1986) จึงได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีสภาพเหลวและกำลังต้านทานแรงเฉือนดังนี้

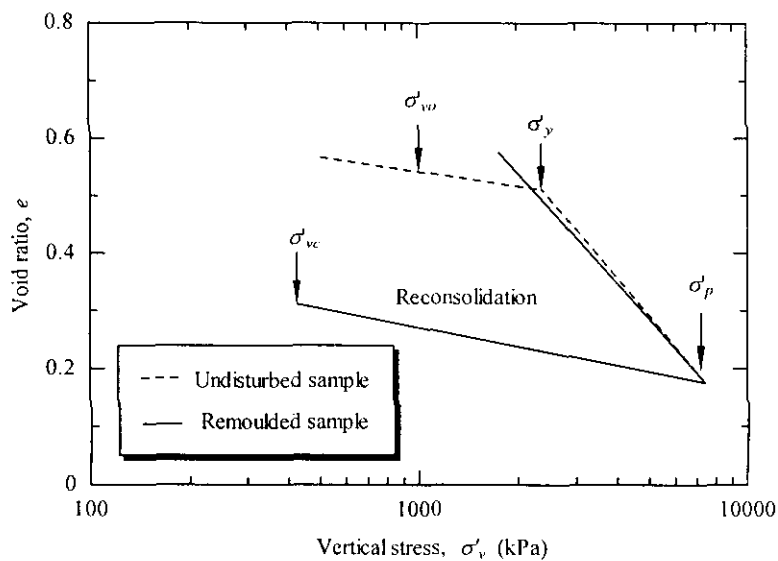
$$LI = 0.89 - 0.33 \log q_f \quad (2.3)$$

เมื่อ  $LI$  คือดัชนีสภาพเหลว (Liquidity index) และ  $q_f$  คือความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress) ที่จุดวิบัติ

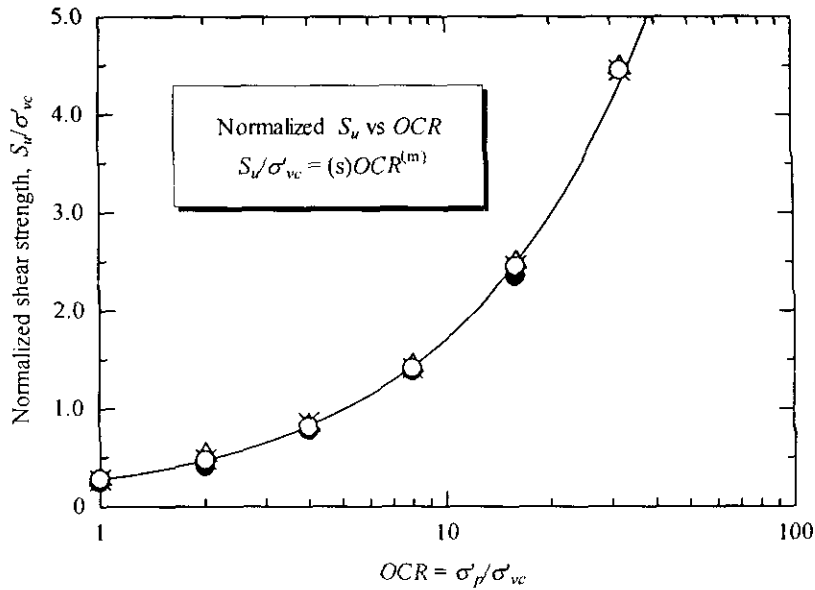
สำหรับดินไร้โครงสร้างอัดตัวมากกว่าปกติ นอกเหนือจากแฟบริคแล้ว การแตกสลายของกลุ่มของเม็ดดิน (Dismembering of cluster) ก็มีอิทธิพลอย่างมาก Horpibulsuk et al. (2004a) กล่าวว่ากลุ่มของเม็ดดินที่ก่อตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำและเกิดการลดลงของความเค้นประสิทธิผล (Rebound) จะเริ่มแตกสลายเมื่อถูกเฉือน และเมื่อการแตกสลายของกลุ่มของเม็ดดินเกิดขึ้นอย่าง

สมบูรณ์ มุมเสียดทานภายในของดินที่สภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติจะเท่ากัน (Henkel, 1960) ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนที่สภาวะวิกฤติ (Critical state) สามารถประมาณได้จากสมการที่ 2.3

กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวไร้โครงสร้างทั้งในสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ สามารถประมาณด้วยวิธี SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) (Ladd and Foott, 1974) วิธีดังกล่าวมีความสัมพันธ์อยู่ในรูป  $S_u / \sigma'_{vc} = (s)OCR^m$  (Jamiolkowski et al., 1985) วิธี SHANSEP ใช้ได้เฉพาะกับดินที่มีพฤติกรรมด้านแรงเฉือนที่สามารถ Normalized ได้เท่านั้น Schmertmann (1955) และ Ladd and Foott (1974) กล่าวว่า ดินที่มีพฤติกรรม Normalized ได้ เป็นดินเหนียวไร้โครงสร้าง ซึ่งเส้นการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังความเค้นคราก (Yield pressure,  $\sigma'_y$ ) ของดินเหนียวคงสภาพจะเป็นเส้นเดียวกันกับดินเหนียวปั้นใหม่ ดังรูปที่ 2.14 สมการของ SHANSEP หาได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยให้ความเค้นกดทับประสิทธิผลสูงสุดที่เคยกดทับ (Maximum past pressure,  $\sigma'_p$ ) สูงกว่าความเค้นคราก ( $\sigma'_y$ ) ประมาณ 1.5-2.0 เท่า ตามคำแนะนำของ Schmertmann, 1955 และ Ladd and Foott, 1974 หลังจากนั้นลดความเค้นประสิทธิผลลงไปที่  $\sigma'_{vc}$  เพื่อให้ได้ OCR ที่ต้องการแล้วจึงทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือน ค่า OCR คำนวณจาก  $\sigma'_p / \sigma'_{vc}$  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 2.15



รูปที่ 2.14 หลักการของวิธี SHANSEP (Ladd and Foott, 1974)



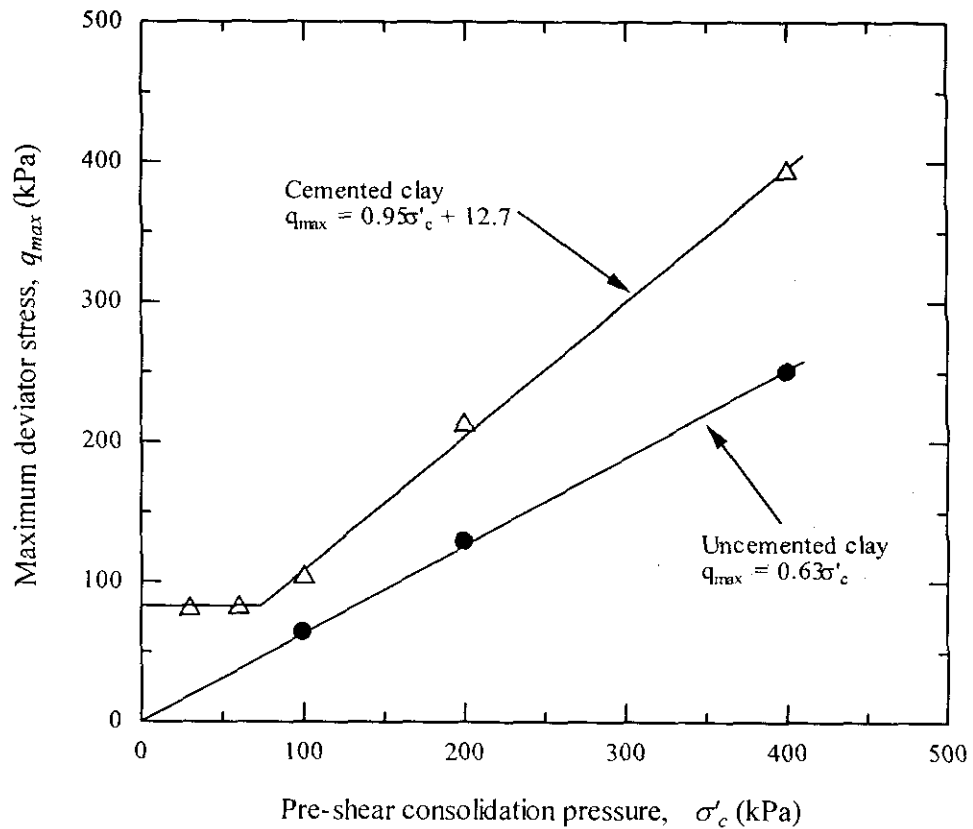
รูปที่ 2.15 การ Normalization ของดินไร้พันธะเชื่อมประสาน

กำลังของดินพันธะเชื่อมประสานสามารถประมาณ โดยวิธีของ Horpibulsuk et al. (2004a) Horpibulsuk et al. (2004a) กล่าวว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับแฟบรีค และ โครงสร้าง (เกิดการแตกสลายของกลุ่มของเม็ดดินน้อยมาก เนื่องจากดินเสถียรอยู่ในสภาวะหลวม) เมื่อเฉือนดินประเภทนี้ภายใต้สภาวะที่ความเค้นประสิทธิผลน้อยกว่าความเค้นครากประสิทธิผล (Effective yield stress) จะเกิดการเปลี่ยนแปลงของแฟบรีคน้อยมาก ในช่วงนี้ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับโครงสร้าง แต่เมื่อความเค้นประสิทธิผลมีค่ามากกว่าความเค้นครากประสิทธิผล ทั้งแฟบรีคและพันธะเชื่อมประสานจะมีอิทธิพลต่อลักษณะทางวิศวกรรมของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.16 ดังนั้น ความสัมพันธ์สำหรับประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือน ดังนี้

$$q_{\max} = q_{\text{bond}} + q_{\text{fabric}} \quad (2.4)$$

เมื่อ  $q_{\max}$  คือความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด (ที่จุดวิบัติ)  $q_{\text{bond}}$  คือความเค้นเบี่ยงเบนเนื่องจากโครงสร้าง และ  $q_{\text{fabric}}$  คือความเค้นเบี่ยงเบนเนื่องจากแฟบรีค และ  $q_{\text{bond}}$  มีค่าประมาณกำลังอัดแกนเดี่ยว (Unconfined compressive strength)





รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและความเค้นอัดตัวคายน้ำ

## 2.7 แบบจำลองดิน

การวิเคราะห์ปัญหาด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) วิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันอย่างมาก ได้แก่ วิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ (Finite element method) ซึ่งทำการวิเคราะห์ปัญหาโดยแบ่งโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ ที่เรียกว่า อีลิเมนต์ (Element) ผูกกับคุณสมบัติของดินและแบบจำลองดิน (Soil model) การทดสอบแรงอัดสามแกนของตัวอย่างดินอัดตัวปกตินอกจากจะทำเพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนแล้วยังทำการทดสอบเพื่อหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน ผลทดสอบแรงอัดสามแกนจะแสดงในรูปของ Cambridge stress path (Roscoe et al., 1958) ซึ่งได้แก่ความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress,  $q$ ) ความเค้นประสิทธิภาพเฉลี่ย (Mean effective stress,  $p'$ ) ความเครียดเฉือนบนระนาบวิบัติ (Shear strain,  $\epsilon_s$ ) และความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain,  $\epsilon_v$ ) จำนวนได้ดังสมการต่อไปนี้

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.5)$$

$$p' = (1/3)(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_s = (2/3)(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2.8)$$

เมื่อ  $\sigma'_1$  คือความเค้นในแนวตั้งประสิทธิผล  $\sigma'_3$  คือความเค้นในแนวนอนประสิทธิผล  $\varepsilon_1$  คือความเครียดตามแนวแกน และ  $\varepsilon_3$  คือความเครียดตามแนวนอน

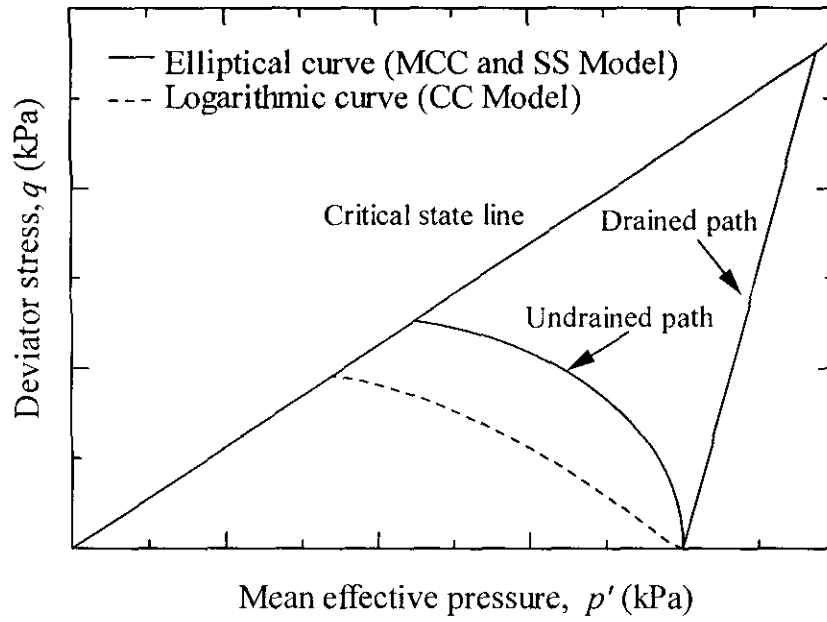
แบบจำลองดินที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน ได้แก่ แบบจำลองดิน Cam Clay (CC), Modified Cam Clay (MCC), และ Soft Soil (SS) เป็นต้น แบบจำลองดินแต่ละแบบจำลองจะมีลักษณะฟังก์ชันคราก (Yield function) และเกณฑ์กำหนดการวิบัติ (Failure criteria) แตกต่างกัน แบบจำลองดิน CC, MCC และ SS เป็นแบบจำลอง Elastic-plastic และ Strain-hardening รูปแบบพาราเมเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองดินแสดงในตารางที่ 2.2 แบบจำลองดิน CC มีรูปแบบสมการเป็นแบบลอการิทึม (Logarithmic curve) ส่วนแบบจำลองดิน MCC และ SS มีรูปแบบสมการเป็นวงรี (Ellipse curve) รูปแบบของฟังก์ชันครากแสดงดังสมการที่ (2.19) และ (2.10)

$$q + Mp' \ln\left(\frac{p'}{p'_o}\right) = 0 \quad : \text{Logarithmic curve} \quad (2.10)$$

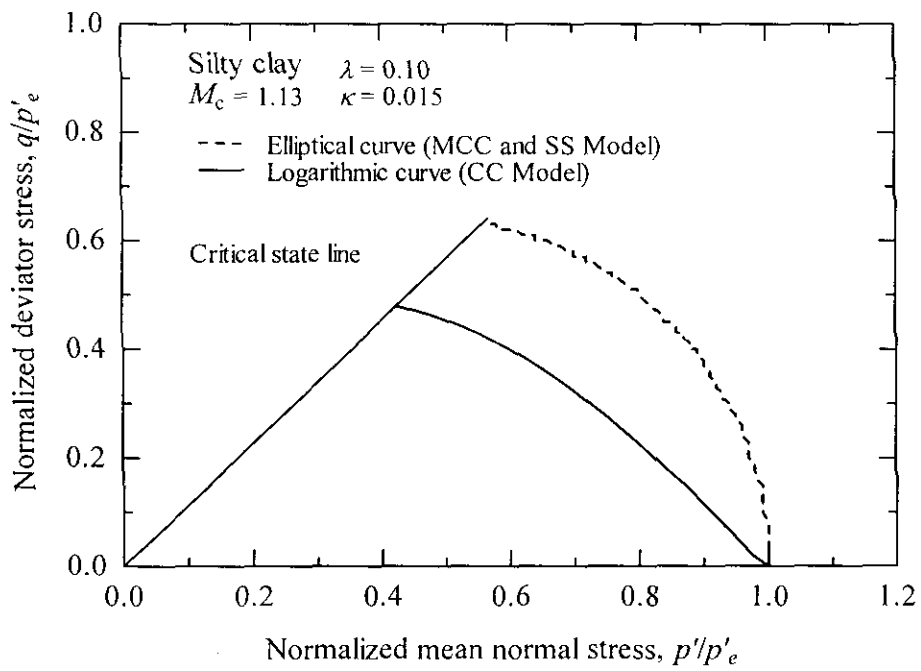
$$p^2 + \frac{q^2}{M^2} - p'p'_o = 0 \quad : \text{Ellipse curve} \quad (2.11)$$

เมื่อ  $p'_o$  คือความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับในอดีต หรือเป็นจุดเริ่มต้นของผิวคราก (Yield surface) และ  $M$  คือความชันของเส้นสถานะวิกฤต (Critical state line) ในกรณีที่เกณฑ์กำหนดการวิบัติเหมือนกัน ฟังก์ชันครากของแต่ละแบบจำลองจะแสดงเส้นทางของความเค้น (Stress paths) ที่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.17 หากทำการ Normalize ความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยด้วย Stress parameter,  $p'_c$  เมื่อ  $p'_c$  คือ Mean equivalent pressure (Roscoe and Burland, 1968) ซึ่งได้จากสมการที่ (2.12) จะได้ความสัมพันธ์  $(q/p'_c, p/p'_c)$  ซึ่งเป็นเอกภาพของดินแต่ละชนิด ดังแสดงในรูปที่ 2.18

$$p'_c = p'_o \exp\left(\frac{e_v - e}{\lambda}\right) \quad (2.12)$$



รูปที่ 2.17 เส้นทางของความเค้นของ Logarithmic curve และ Ellipse curve



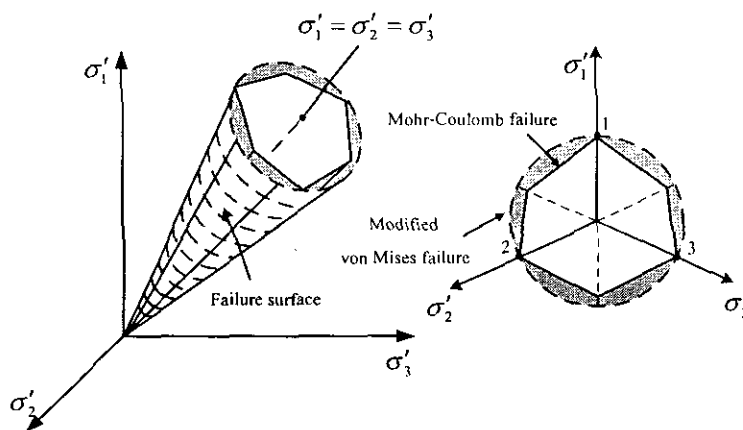
รูปที่ 2.18 Normalized เส้นทางความเค้นของ Cam Clay, Modified Cam Clay และ Soft-Soil Model

ตารางที่ 2.2 พารามิเตอร์ของแบบจำลอง

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 $p' = 1$	$N - (\lambda - \kappa)$ for Elliptical curve $N - (\lambda - \kappa) \ln 2$ for Logarithmic curve
$\kappa$	The slope of over-consolidated line (OC line)	$\frac{ \Delta e }{\Delta(\ln p')}$
$\lambda$	The slope of normally consolidated (NC line)	$\frac{ \Delta e }{\Delta(\ln p')}$

เมื่อ  $N = v + \lambda \ln p'$

เกณฑ์กำหนดการวิบัติของแบบจำลอง CC และ MCC เป็นแบบ Modified von Mises ภายใต้สมมติฐานที่ว่า  $M$  มีค่าคงที่ทั้งการวิบัติแบบอัดตัว (Compression failure) และขยายตัว (extension failure) ส่วนแบบจำลอง SS เกณฑ์กำหนดการวิบัติจะเป็นแบบ Mohr-Coulomb failure ซึ่งพิจารณาว่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผล (Effective angle of internal friction,  $\phi'_{cs}$ ) มีค่าคงที่ ทั้งกรณีการวิบัติแบบอัดตัวและขยายตัว ดังแสดงรูปที่ 2.19 จากรูปพบว่าจุดวิบัติของเกณฑ์การวิบัติทั้งสอง (Modified von Mises และ Mohr-Coulomb failure) จะเป็นจุดเดียวกัน (จุด 1, 2 และ 3) เมื่อการวิบัติเป็นแบบอัดตัว



รูปที่ 2.19 เกณฑ์กำหนดการวิบัติของ Modified von Mises และ Mohr-Coulomb

(Atkinson, 1978)

พารามิเตอร์กำลังประสิทธิผล (Effective strength parameter,  $c', \phi'_{cs}$ ) สำหรับ Mohr-Coulomb Failure Criterion (Mohr, 1900) สามารถประมาณจากความสัมพันธ์ ( $q, p'$ ) ในเทอมของจุดตัด  $q$  ( $q$  intersects,  $q_o$ ) และความชันของกราฟ  $M_c$  ดังสมการที่ (2.15) และ (2.16) ตามลำดับ

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

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

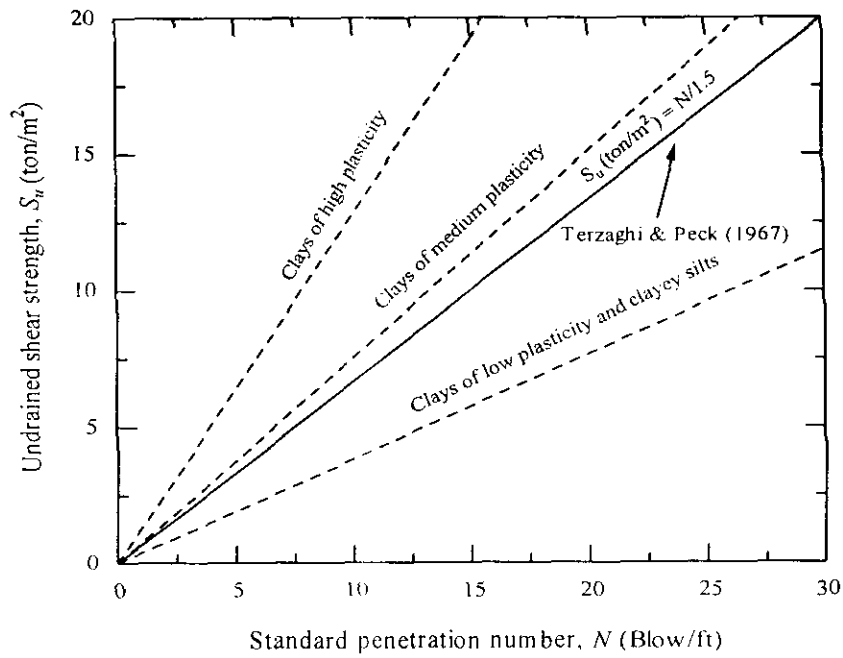
ดัชนีการอัดตัว ( $\lambda$ ) และ ดัชนีการกินตัว ( $\kappa$ ) สามารถประมาณได้จากผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำด้วย Oedometer ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงในสมการที่ (2.17) และ (2.18)

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

$$C_\alpha = \kappa \ln(10) \quad (2.18)$$

## 2.8 การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจากการทดสอบการหยั่งทะลวงมาตรฐาน

ตัวเลขการหยั่งทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีความสัมพันธ์โดยตรงต่อกัน ตัวเลขทะลวงมาตรฐานยิ่งมากกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินย่อมสูงไปด้วย ในกรณีของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำต่ำ การตอกกระบอกเก็บตัวอย่างลงในดินจะก่อให้เกิดการวิบัติในมวลดินในสภาวะไม่ระบายน้ำ ดังนั้นตัวเลขทะลวงมาตรฐานจึงมีความสัมพันธ์โดยตรงกับกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำดังแสดงในรูปที่ 2.20 และตารางที่ 2.3 รูปที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) และตัวเลขทะลวงมาตรฐาน ( $N_{60}$ ) สำหรับดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำซึ่งเป็นการสัมพันธ์ที่เสนอโดย Terzaghi and Peck, (1967) และ U.S. Navy, (1972) จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะลวงมาตรฐานมีค่าแปรผันตามชนิดของดิน และความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถใช้ได้ในช่วงที่กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่า 20 ตันต่อตารางเมตร ดังนั้นเพื่อให้ได้กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำที่เหมาะสมกับชั้นดินเหนียวที่มีความแข็งแรงสูงเกินกว่าขอบเขตของความสัมพันธ์ที่ได้มีการสร้างไว้ จึงควรมีการปรับปรุงความสัมพันธ์ขึ้นมาใหม่



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (U.S. Navy, 1972)

ตารางที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐานและกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ (Terzaghi and Peck, 1967)

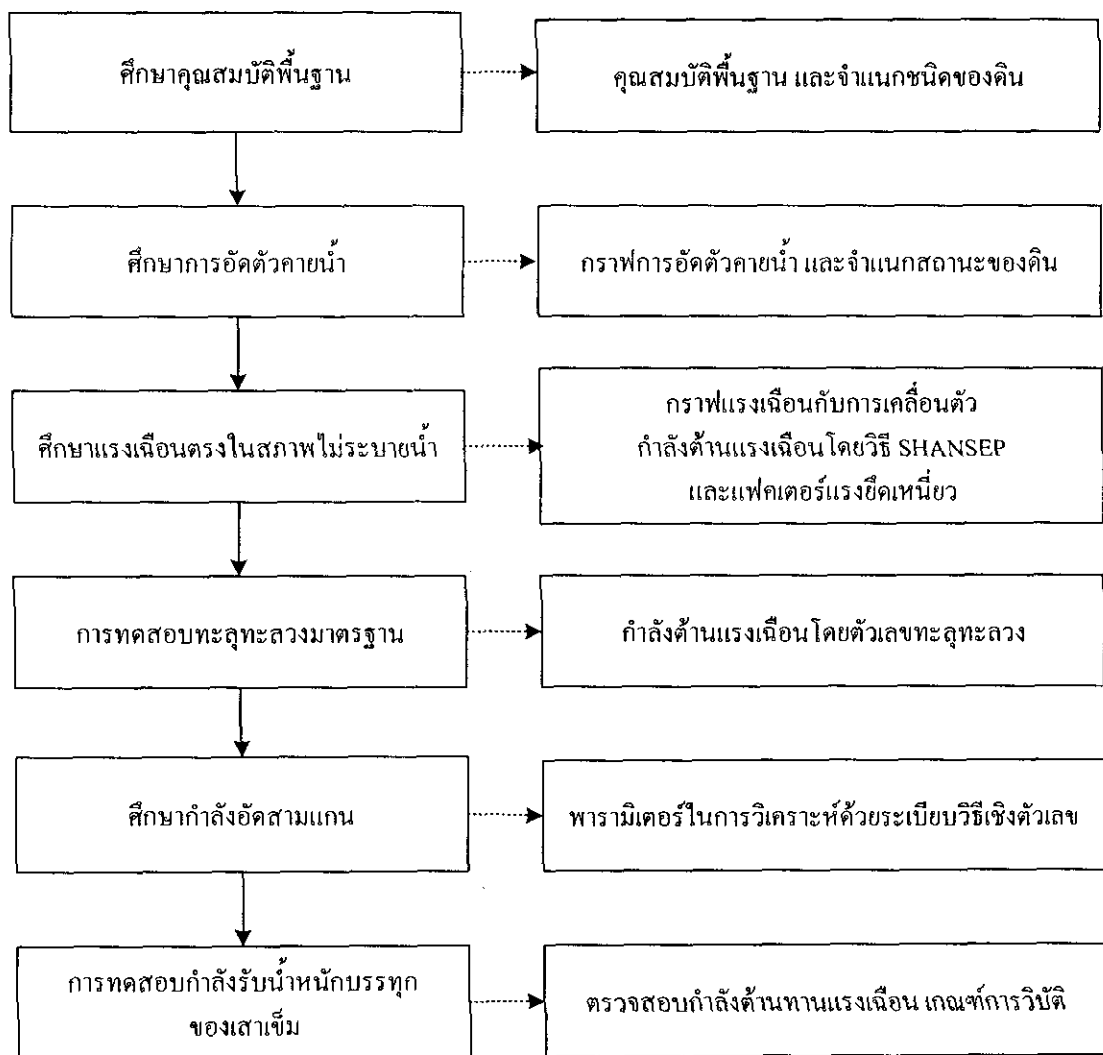
ตัวเลขการหยั่งทะลุมาตรฐาน, $N$ (blows/ft)	ชนิดของดิน	กำลังต้านทานแรงเฉือน, $S_u$ (ตันต่อตารางเมตร)
0 - 2	อ่อนมาก	0 - 1.2
2 - 5	อ่อน	1.2 - 2.5
5 - 10	แข็งปานกลาง	2.4 - 5.0
10 - 20	แข็ง	5.0 - 10.0
20 - 30	แข็งมาก	10.0 - 20.0
> 30	แข็งมากที่สุด	> 20.0

# บทที่ 3

## วิธีดำเนินงานวิจัย

### 3.1 บทนำ

วิธีดำเนินการวิจัย ประกอบด้วย การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรม ในห้องปฏิบัติการและในสนาม การศึกษาแต่ละหัวข้อจะให้ผลที่สามารถนำไปเป็นแนวทางในการ ออกแบบฐานรากเสาเข็มกดต่อไป ขั้นตอนการศึกษาและผลทดสอบสามารถแสดงเป็นแผนภูมิได้ ดังรูปที่ 3.1 วิธีการทดสอบและจำนวนตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 3.1



รูปที่ 3.1 ขั้นตอนในการทำงานวิจัย

ตารางที่ 3.1 การทดสอบและจำนวนตัวอย่าง

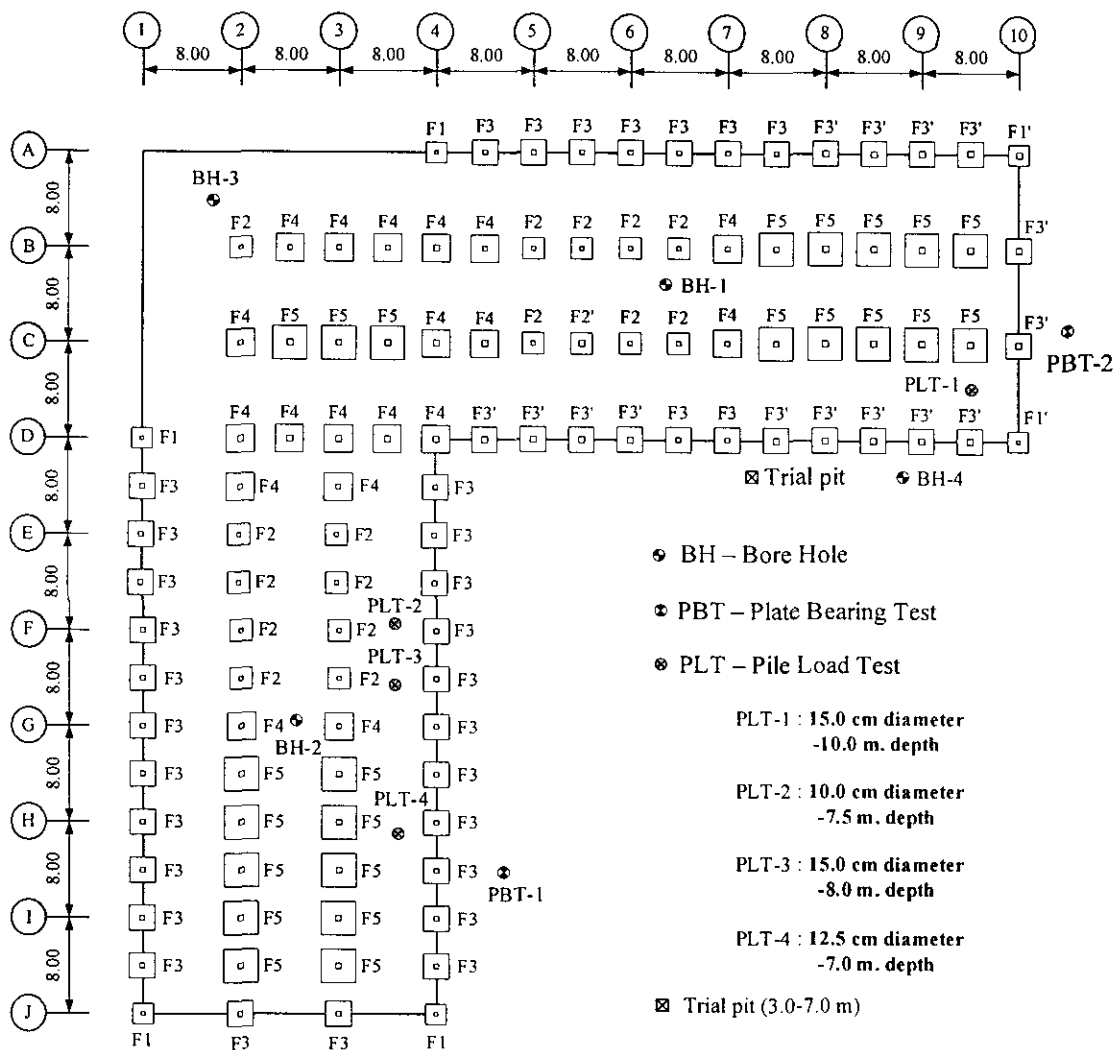
การทดสอบ	จำนวนตัวอย่าง
คุณสมบัติพื้นฐาน	ตัวอย่างแปรสภาพของหลุมเจาะ (Trial pit) ความลึก 1.0 เมตร สำหรับตัวอย่างดินทราย ความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร สำหรับตัวอย่างดินเหนียว
อัดตัวคายน้ำ	ตัวอย่างแปรสภาพและคงสภาพของหลุมเจาะ ที่ระดับความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร จำนวน 4 ชุดตัวอย่าง
แรงเฉือนตรง	ตัวอย่างแปรสภาพและคงสภาพของหลุมเจาะ ที่ระดับความลึก 5.0 และ 10.0 เมตร เพื่อหาแฟคเตอร์ยึดเกาะ 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)
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม	จำนวน 4 จุด

### 3.2 การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน

สุขสันต์และคณะ (2546ก-2548) ทำการศึกษาสภาพชั้นดินโดยทั่วไปตลอดพื้นที่ 7,000 ไร่ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยแบ่งออกเป็น 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 งานวิจัยนี้เลือกทดสอบบริเวณชั้นดินได้



ฐานรากอาคารหอพักสุรนิเวศ 9 ซึ่งอยู่บริเวณโซน S โดยอาศัยข้อมูลทางด้านเทคนิคธรณีจากผลเจาะสำรวจชั้นดิน (สุขสันต์ และคณะ 2546) และทำการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed sample) และตัวอย่างดินแปรสภาพ (Disturbed sample) ที่ระดับความลึก 3.0-7.0 เมตร จากระดับผิวดิน ตำแหน่งของหลุมเจาะและการทดสอบในสนามประกอบไปด้วย หลุมขุด (Test pit) เก็บตัวอย่างคงสภาพ 1 หลุม การเจาะสำรวจและทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน 4 จุด การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของแผ่นเหล็ก 3 จุด และการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม 4 จุด แสดงในรูปที่ 3.2

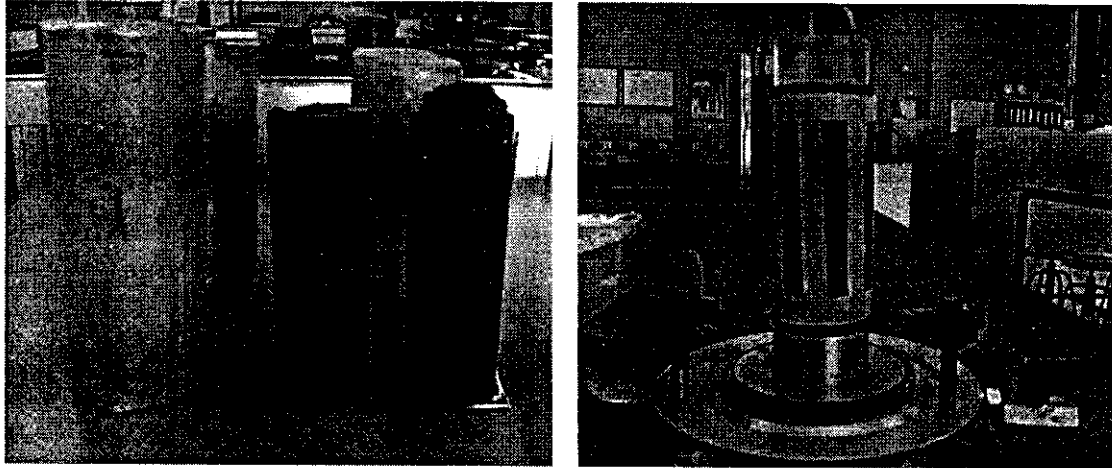


รูปที่ 3.2 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจและตำแหน่งทดสอบในสนาม

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

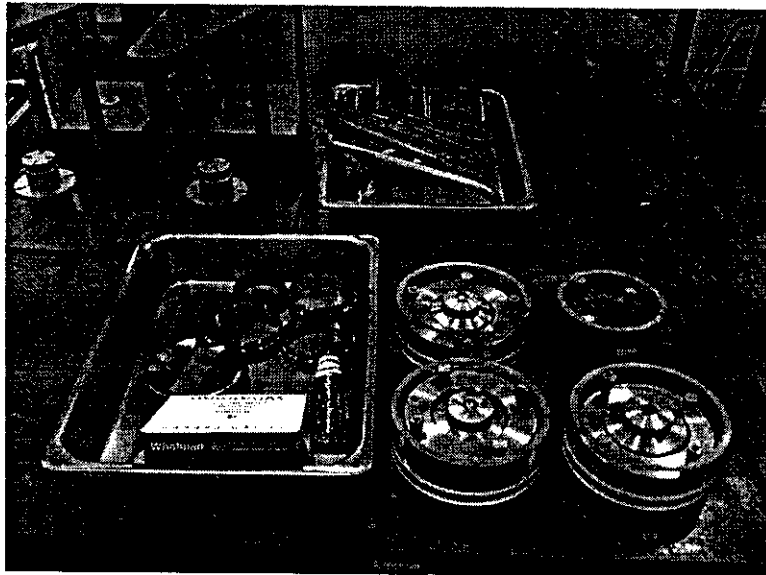
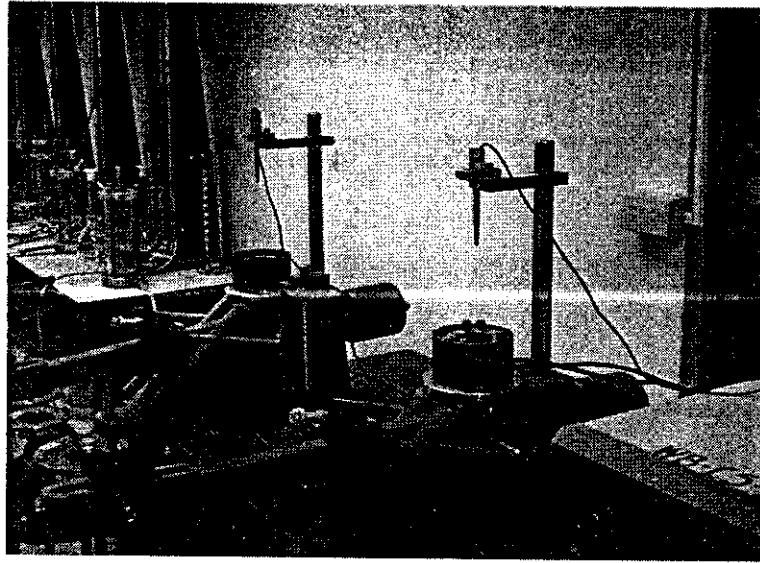
การทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วย ความถ่วงจำเพาะ จัดจำกัดอัตราเตอร์เบอร์ก การวิเคราะห์ขนาดเม็ดดิน การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม การทดสอบทั้งหมดกระทำตามมาตรฐาน American Society for Testing and Materials (ASTM)



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างคงสภาพที่ถูกเตรียมสำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกน

### 3.3 การทดสอบการอัดตัวคายน้ำ

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 2435-96 โดยเครื่องมือการทดสอบการทรุดตัวของดิน (Consolidometer หรือ Oedometer) ดังแสดงในรูปที่ 3.4 ตัวอย่างดินคงสภาพและปั้นใหม่ถูกแต่งให้ได้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร และสูง 25.4 มิลลิเมตร ความเค้นกดทับกระทำโดยใช้ระบบคานงัด (Lever arm) การทรุดตัวแนวตั้งอ่านได้จากมาตรหน้าปิด (Dial gauge) การบรรทุกแต่ละครั้งจะวางน้ำหนักไว้ 24 ชั่วโมง แล้วจึงเพิ่มน้ำหนักใหม่อีกเท่าตัว และจดบันทึกค่าการทรุดตัวแนวตั้งอย่างต่อเนื่อง เมื่อสิ้นสุดการทดสอบนำตัวอย่างไปหาค่าน้ำหนักแห้งเพื่อคำนวณหาอัตราส่วนโพรง คุณสมบัติการอัดตัวคายน้ำแสดงโดยกราฟความสัมพันธ์  $e - \log \sigma'_v$  เมื่อ  $e$  คืออัตราส่วนโพรง และ  $\sigma'_v$  คือความเค้นประสิทธิผล

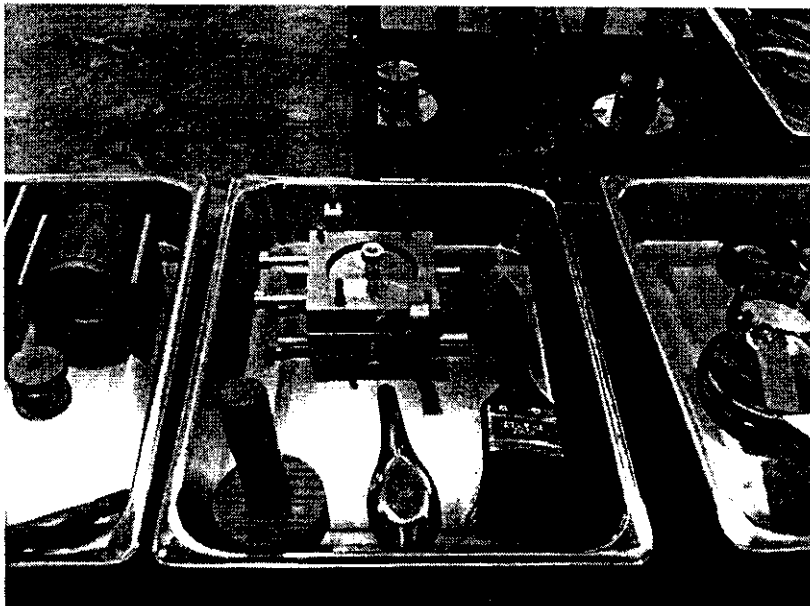
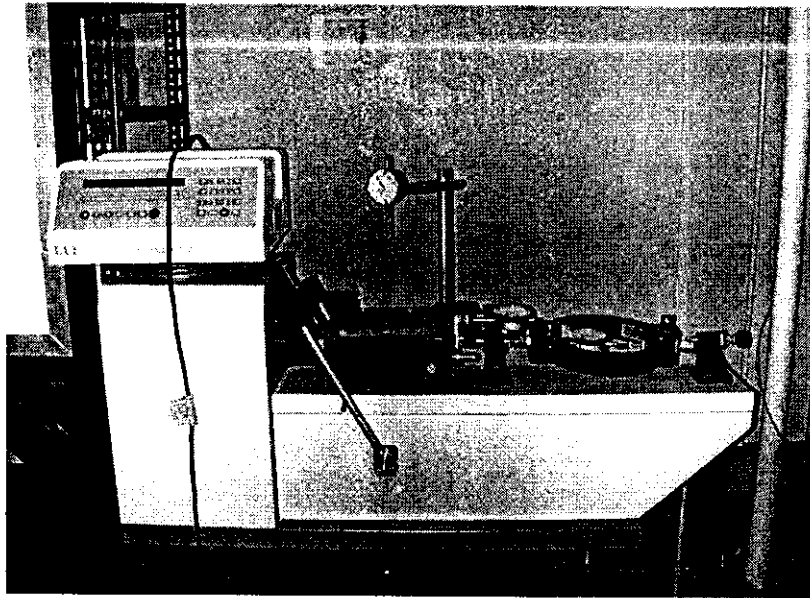


รูปที่ 3.4 เครื่องมือทดสอบการทรุดตัวของดิน (Consolidometer หรือ Oedometer)

### 3.4 การทดสอบแรงเฉือนตรงแบบไม่ระบายน้ำ

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 3080-98 ด้วยเครื่องมือแรงเฉือนตรง แสดงดังรูปที่ 3.5 ในการทดสอบจะวางน้ำหนักกดทับในแนวตั้งจนได้อัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ เท่ากับ 1, 2, 4, 8, 16 และ 32 โดยกำหนดความเค้นสูงสุดที่เลือกกดทับในอติต เท่ากับ 400, 800 และ 1600 กิโลปาสกาล ตัวอย่างทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 63.0 มิลลิเมตร และถูกเฉือนด้วยอัตราเร็วคงที่ 1 มิลลิเมตรต่อนาที ผลทดสอบที่ได้แสดงเป็นความสัมพันธ์  $S_u / \sigma'_{vc}$  กับ  $OCR$  โดยอาศัยวิธี SHANSEP นอกจากนี้ทำการทดสอบแรงเฉือนตรงระหว่างดินกับเหล็ก เพื่อสร้าง

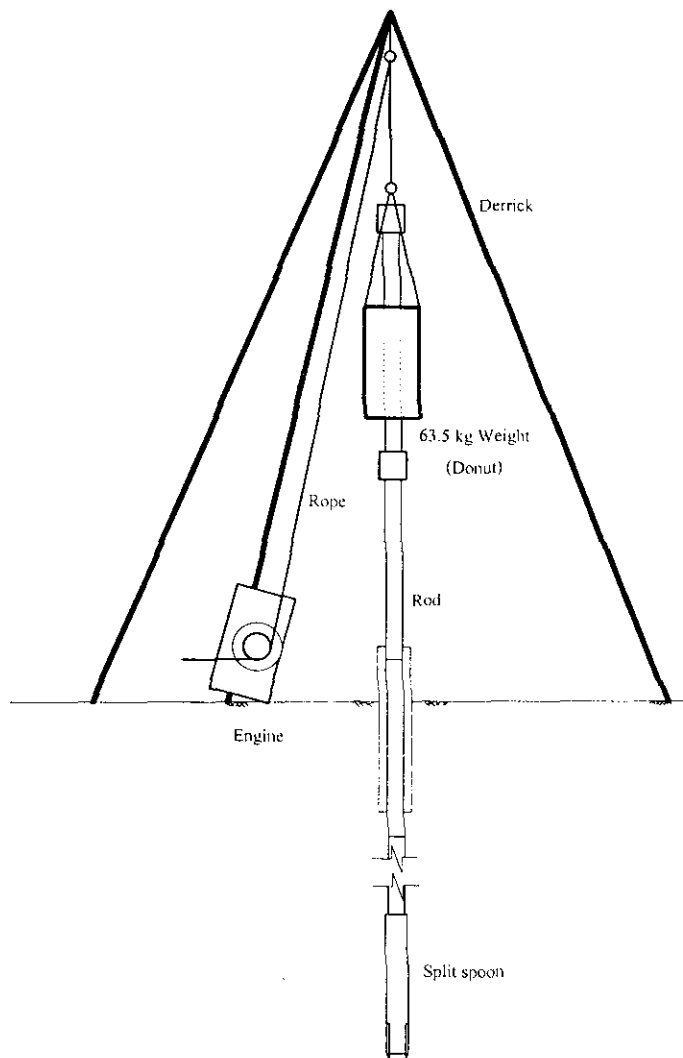
ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะ (Adhesion factor) และกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่  
ระบายน้ำ โดยที่แฟกเตอร์ยึดเกาะคำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังยึดเกาะระหว่างเหล็กและ  
ดิน กับกำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน



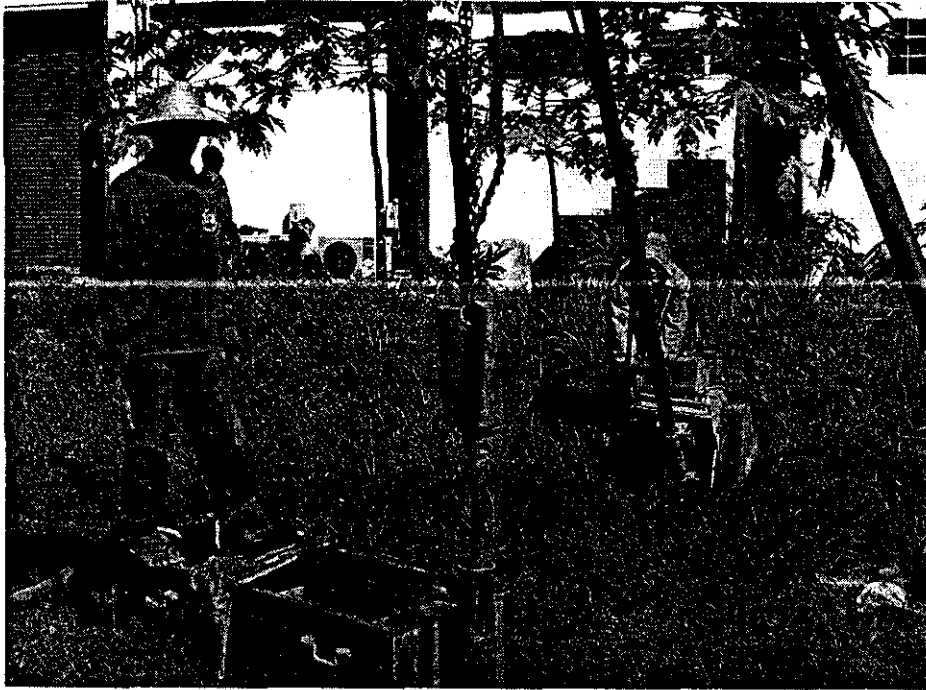
รูปที่ 3.5 เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรง (direct shear test)

### 3.5 การทดสอบการหยั่งทะลวงมาตรฐาน

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 1586-99 ด้วยเครื่องมือดังแสดงในรูปที่ 3.6 การทดสอบการหยั่งทะลวงมาตรฐาน เพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก และทราย ในหลุมเจาะที่ระดับความลึกที่ต้องการ จะทำการทดสอบไปพร้อมกันกับการเจาะสำรวจ ดังแสดงในรูปที่ 3.7 อุปกรณ์ทดสอบทะลวงทะลวงแบบมาตรฐาน ได้แก่ กระบอกล็อกเก็บตัวอย่างแบบผ่าซีก (Split spoon) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายใน เท่ากับ 50.8 และ 34.9 มิลลิเมตร ตามลำดับ กระบอกล็อกเก็บตัวอย่างจะถูกตอกด้วยค้อนหนัก 63.5 กิโลกรัม จำนวนครั้งที่ตอกกระบอกล็อกจมลงดินจนได้ระยะ 30 เซนติเมตร สุดท้ายจากระยะทั้งหมด 45 เซนติเมตร เรียกว่าตัวเลขทะลวงทะลวงมาตรฐาน



รูปที่ 3.6 การทดสอบทะลวงทะลวงมาตรฐาน



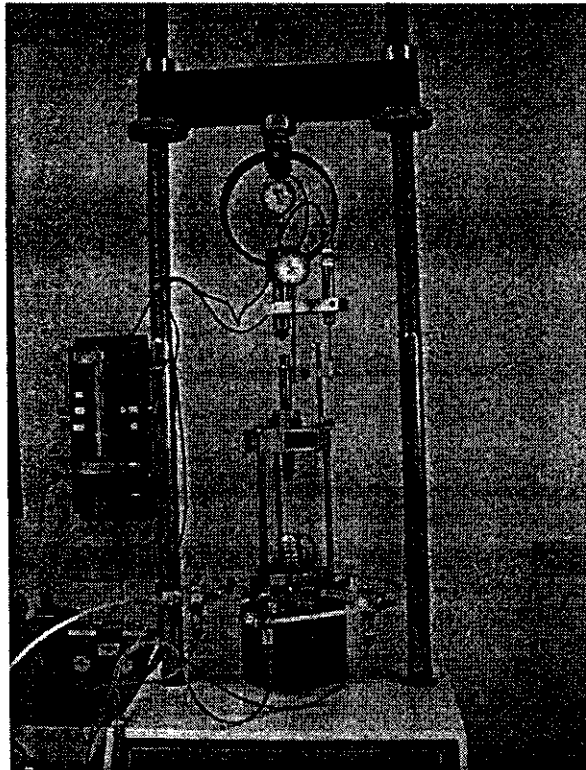
รูปที่ 3.7 การเจาะสำรวจและการทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน

### 3.6 การทดสอบแรงอัดสามแกน

ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 4767-95 ด้วยเครื่องมือดังแสดงในรูปที่ 3.8 ตัวอย่างทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร และความสูง 10.0 มิลลิเมตร เนื่องจากเครื่องมือมีข้อจำกัดในการให้ความดันรอบข้างด้วยน้ำ ซึ่งไม่เกิน 800 กิโลปาสกาล แต่ดินตัวอย่างคงสภาพมีค่าความเค้นสูงสุดที่เคยกดทับดินในอดีตประสิทธิผลสูงมาก ดังนั้น การศึกษาพฤติกรรมในสภาวะอัดตัวปกติจึงกระทำกับดินตัวอย่างป็นใหม่ ส่วนดินตัวอย่างในสภาวะอัดตัวมากกว่าปกติ กระทำกับดินตัวอย่างคงสภาพ ในการทดสอบดินตัวอย่างถูกทำให้อิ่มตัวด้วยความดันกลับ 190 กิโลปาสกาล และถูกอัดตัวคายน้ำด้วยความเค้นรอบข้างประสิทธิผล/ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (Effective confining pressure/Mean effective stress,  $p'$ ) เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 กิโลปาสกาล การเชื่อมตัวอย่างกระทำด้วยอัตราการอัดตัวคงที่ 0.075 และ 0.0025 มิลลิเมตรต่อนาที สำหรับการทดสอบแรงอัดสามแกนแบบมีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำขณะเชื่อม (Isotropically consolidated undrained triaxial, CIUC Test) และแบบมีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำขณะเชื่อม (Isotropically consolidated drained triaxial, CIDC Test) ตามลำดับ

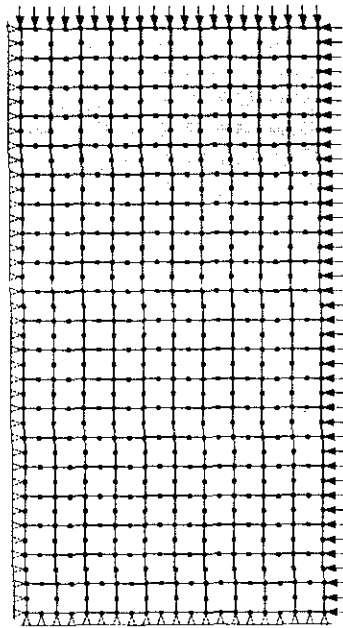
เมื่อได้ผลทดสอบแรงอัดสามแกนของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ทั้งสภาวะอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ ผู้วิจัยนำแบบจำลองดินที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน (Cam Clay, Modified Cam Clay และ Soft soil models) มาทำนายพฤติกรรม

ของดินตัวอย่างด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ โดยอาศัยโปรแกรม SIGMA/W สำหรับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Cam Clay และ Modified Cam Clay และโปรแกรม PLAXIS สำหรับแบบจำลอง Soft Soil Model ขนาดของแบบจำลองเท่ากับขนาดของตัวอย่างทดสอบแรงอัดสามแกน โดยจำลองปัญหาเป็นแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetric) เมื่อหมุนรอบแกนในแนวตั้งซึ่งเป็นแกนสมมาตร ปัญหาจะเป็นปัญหาความเครียดระนาบ (Plane strain) ซึ่งการยืดหรือหดตัวในทิศทางเชิงมุมจะเท่ากับศูนย์ โครงข่ายที่ใช้วิเคราะห์จะประกอบไปด้วยอีลิเมนต์สี่เหลี่ยมที่มี 8 จุดต่อ (Quadrilateral 8 nodes) แผนภาพแบบจำลองแสดงในรูปที่ 3.9

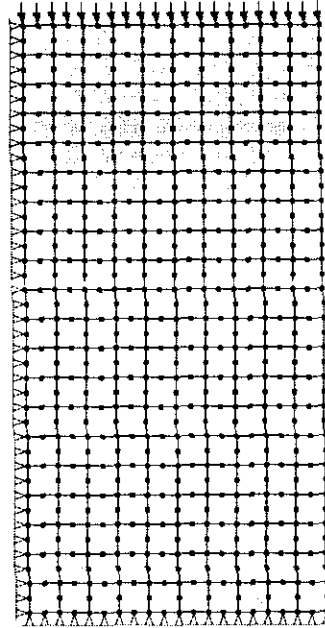


รูปที่ 3.8 เครื่องมือทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test)

การทดสอบที่ไม่มีการอัดตัวคายนํ้าและไม่มีการระบายน้ำ หรือเรียกย่อว่า 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 อัตราการอัดตัวคงที่ ที่ 1 มิลลิเมตรต่ออนาที

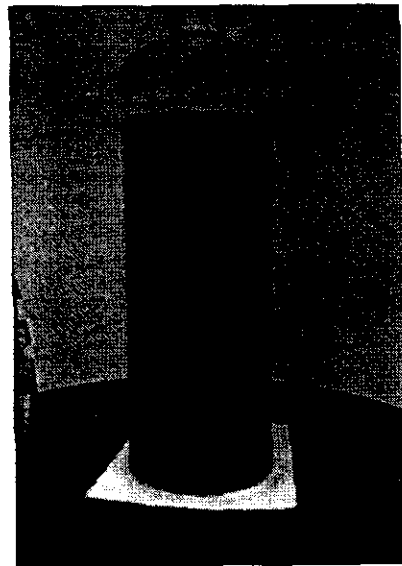
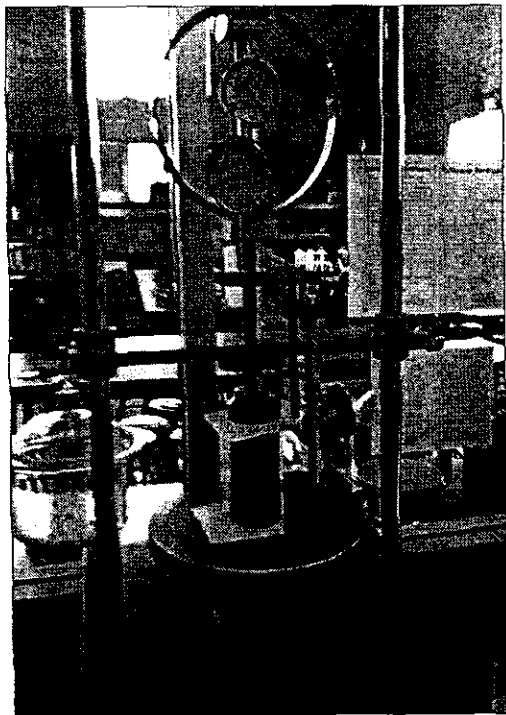


(a) Initial stress conditions



(b) Applying the specified deformation

รูปที่ 3.9 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม SIGMA/W



รูปที่ 3.10 การทดสอบกำลังอัดแกนเดียว (Unconfined compression test)

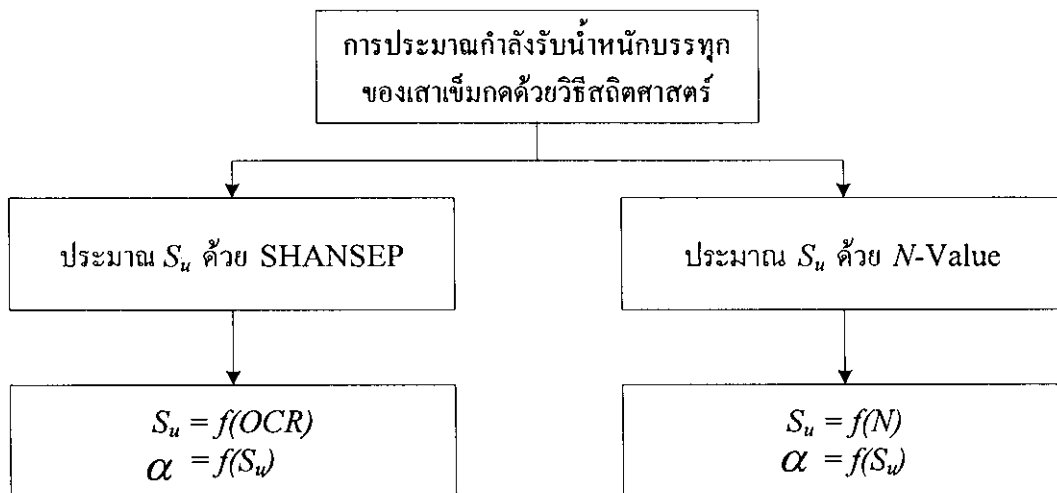


### 3.7 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด

งานวิจัยนี้ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกด ด้วย 2 วิธี คือ วิธีสถิตยศาสตร์ และวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ ทั้งสองวิธีจะถูกตรวจสอบด้วยกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มในสนาม วิธีการประมาณและการทดสอบอธิบายคร่าวๆ ดังนี้

#### 3.7.1 สมการสถิตยศาสตร์ (Static formula)

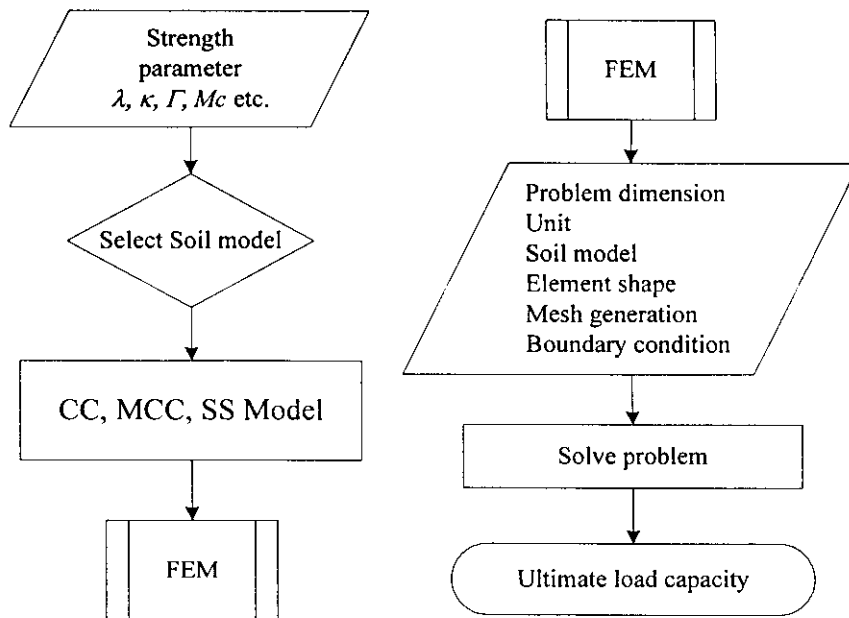
การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกด ใช้วิธีการประมาณกำลังต้านทานแรงเสียดทานในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี 2 วิธี คือหลักการของ SHANSEP และความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเสียดทานกับตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน แผนภาพขั้นตอนการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มแสดงดังรูปที่ 3.11



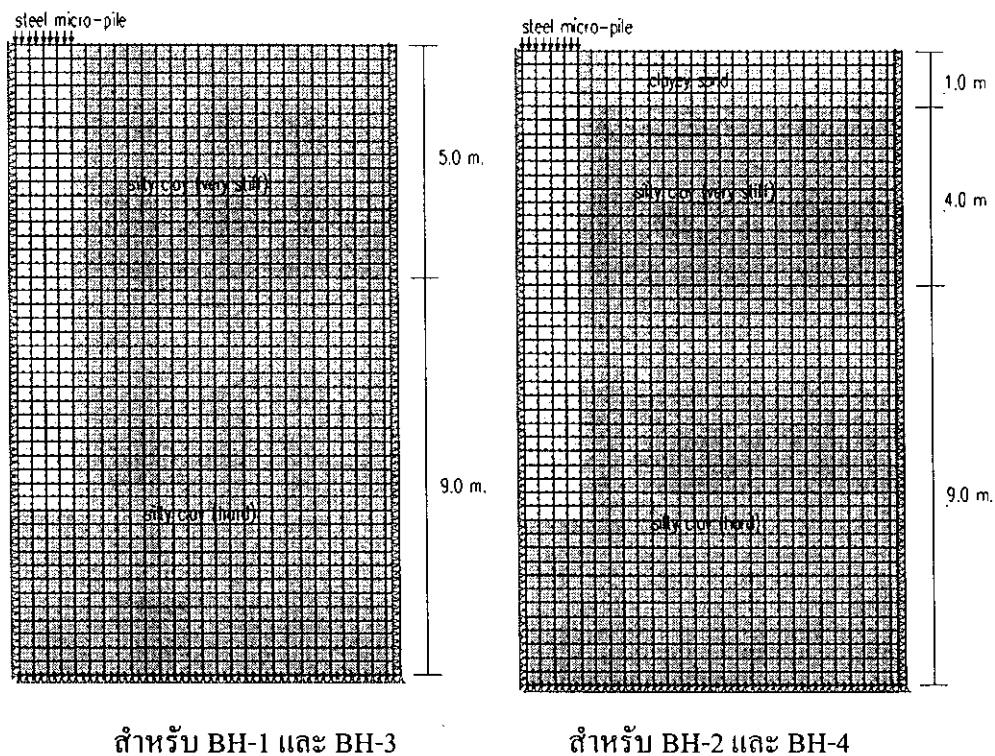
รูปที่ 3.11 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกดด้วยสมการสถิตยศาสตร์

#### 3.7.2 วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

เพื่อเป็นการประยุกต์ใช้แบบจำลองดินร่วมกับวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ในการจำลองพฤติกรรมของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกด ขนาด 10.0, 12.5 และ 15.0 เซนติเมตร โดยใช้พารามิเตอร์จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนร่วมกับคุณสมบัติทางวิศวกรรมจากผลเจาะสำรวจของหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 แผนภาพขั้นตอนการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์แสดงดังรูปที่ 3.12 แบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์จำลองปัญหาเป็นแบบสมมาตรรอบแกน เมื่อหมุนรอบแกนในแนวตั้งซึ่งเป็นแกนสมมาตร ปัญหาจะเป็นปัญหาความเครียดระนาบ ซึ่งการยึดหรือหัดตัวในทิศทางเชิงมุมจะเท่ากับศูนย์ โครงข่ายที่ใช้วิเคราะห์จะประกอบไปด้วยอิลิเมนต์สี่เหลี่ยมที่มี 8 จุดต่อ ลักษณะของแบบจำลองแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.12 การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกวดด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์



สำหรับ BH-1 และ BH-3

สำหรับ BH-2 และ BH-4

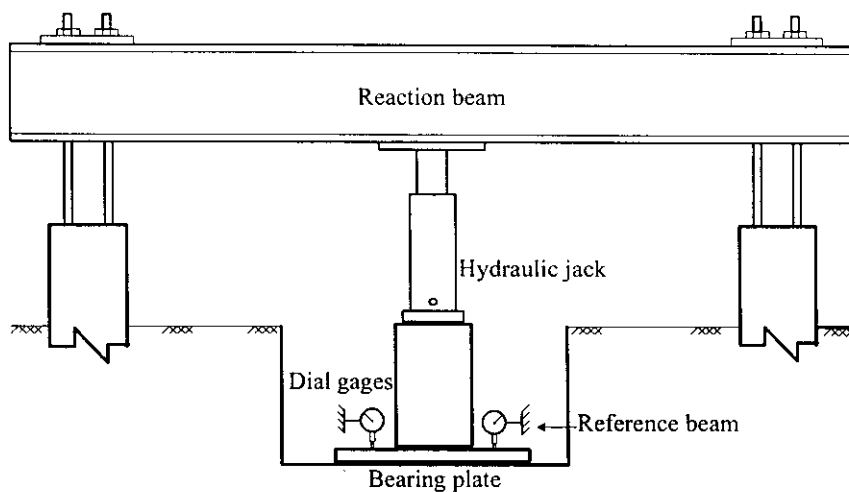
รูปที่ 3.13 โครงข่ายชิ้นส่วนสำหรับการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม

### 3.7.3 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

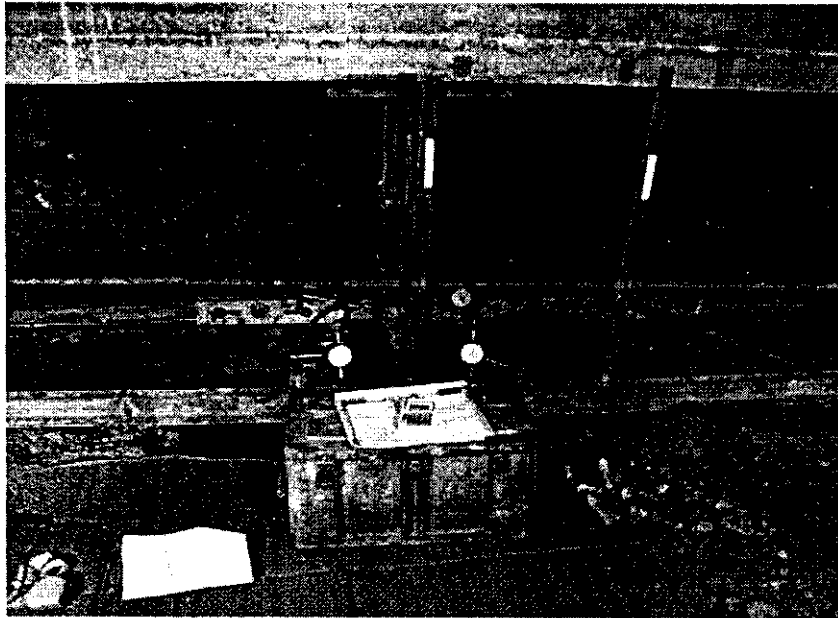
ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 1143 ดังแสดงในรูปที่ 3.14 และ 3.15 เสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบมีจำนวน 4 ต้น โดยแบ่งออกเป็นเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีต ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.0 และ 12.5 เซนติเมตร อย่างละ 1 ต้น และเสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.0 เซนติเมตร จำนวน 2 ต้น

การทดสอบอยู่ภายใต้สมมติฐานดังนี้ เสาเข็มเหล็กแกนคอนกรีตเป็นวัสดุประกอบที่มีการยึดเหนี่ยวกันระหว่างเสาเข็มและคอนกรีตเป็นอย่างดี ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดอยู่ในช่วงอิลาสติก น้ำหนักกระทำเป็นแรงอัดตามแนวแกนปราศจากการเอียงศูนย์ ไม่เกิดการโก่งเดาะด้านข้าง (Lateral buckling) และการหดตัวของเสาเข็มในขณะทดสอบมีน้อยมาก

บริเวณทดสอบอยู่ใกล้กับหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 ตำแหน่งทดสอบแสดงในรูปที่ 3.2 เสาเข็มเหล็ก ติดตั้งโดยวิธีการกดด้วยแม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic jack) ขณะที่กดเสาเข็ม ค่าแรงกดถูกบันทึกทุกกระยะจุม 1.0 เมตร การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็ม กระทำหลังจากการติดตั้ง 60 วัน (เพื่อให้ความดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากการติดตั้งเสาเข็มระบายออกจนหมด) ผลการทดสอบจะได้ข้อมูลระหว่างน้ำหนักที่กระทำกับระดับการทรุดตัวของเสาเข็ม วิธีประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยทำได้โดยวิธีของ DeBeer ผลทดสอบที่ได้จะถูกนำมาคำนวณย้อนกลับ (Back analysis) เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขทะเลทูลงมาตรฐาน และใช้ตรวจสอบผลการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิติศาสตร์และวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์



รูปที่ 3.14 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม



รูปที่ 3.15 การติดตั้งเครื่องมือสำหรับการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในสนาม

## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

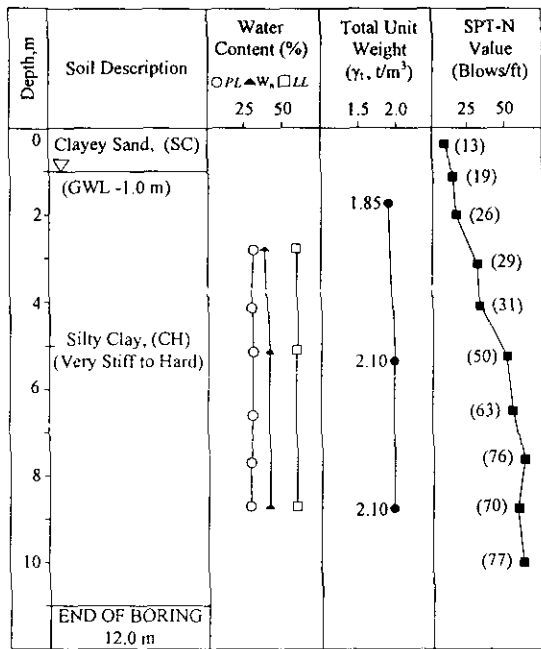
บทนี้นำเสนอคุณสมบัติพื้นฐานและคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งประกอบไปด้วย พฤติกรรมการอัดตัวคายน้ำ การจำแนกประเภทของดิน กำลังต้านทานแรงเฉือน และแนวทางในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยสุทธิของเสาเข็มกด

#### 4.1 คุณสมบัติพื้นฐาน

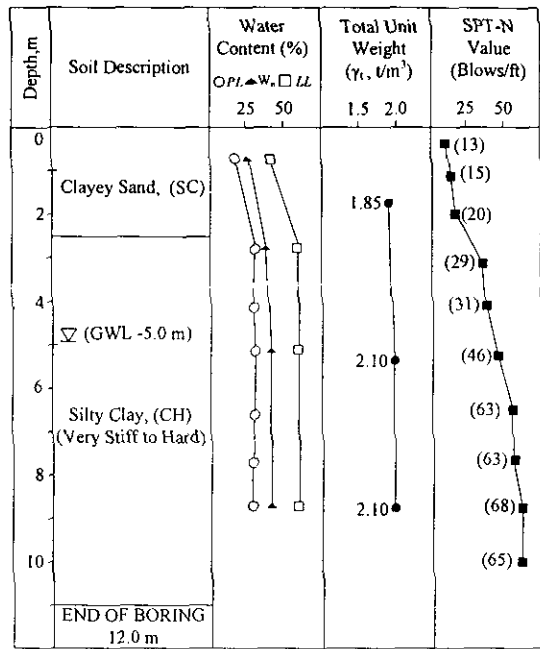
ผลเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณอาคารหอพักสุรนารี 9 ของหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4 แสดงในรูปที่ 4.1 ลักษณะของชั้นดินและคุณสมบัติพื้นฐานของดินสรุปได้ดังนี้ ชั้นแรกเป็นชั้นดินทรายที่มีความหนา 1.0-2.5 เมตร โดยที่บริเวณหลุมเจาะ BH-1 และ BH-3 มีความหนา 1.0 เมตร ( $N$  เท่ากับ 5-8 ครั้งต่อฟุต) ขณะที่บริเวณหลุมเจาะ BH-2 และ BH-4 มีความหนา 2.5 เมตร ถัดจากชั้นดินทรายจะพบชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งปานกลางถึงแข็งมาก ( $N$  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

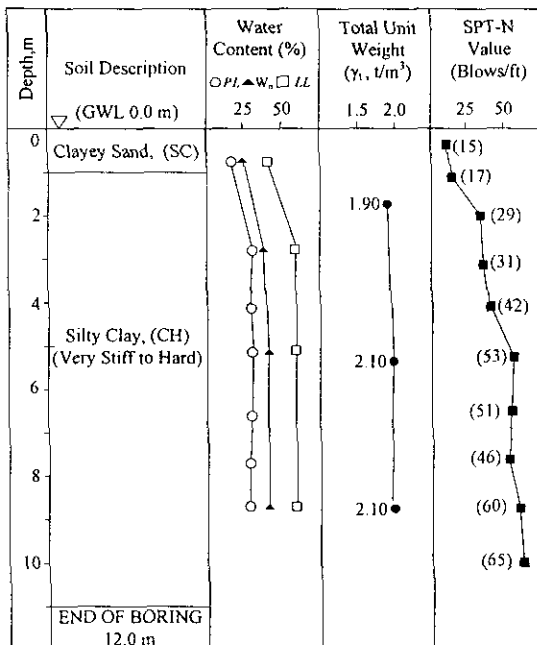
ส่วนดินเหนียวปนดินตะกอน (CH) เป็นดินที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ มีปริมาณของกรวด 4-7 เปอร์เซ็นต์ ทราย 16-18 เปอร์เซ็นต์ ดินตะกอน 34-37 เปอร์เซ็นต์ และดินเหนียว 40-44 เปอร์เซ็นต์ ดินชั้นนี้มีปริมาณความชื้นธรรมชาติ 30-32 เปอร์เซ็นต์ ชีดจำกัดเหลวและพิกัดพลาสติก 55-56 และ 16-17 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ ลักษณะการกระจายขนาดของเม็ดดินแสดงในรูปที่ 4.2 และจากการทดสอบกำลังอัดแกนเดียวกับตัวอย่างคงสภาพที่เก็บจากชั้นความลึก 3.0 เมตร พบว่ามีกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำประมาณ 70 กิโลปาสกาล



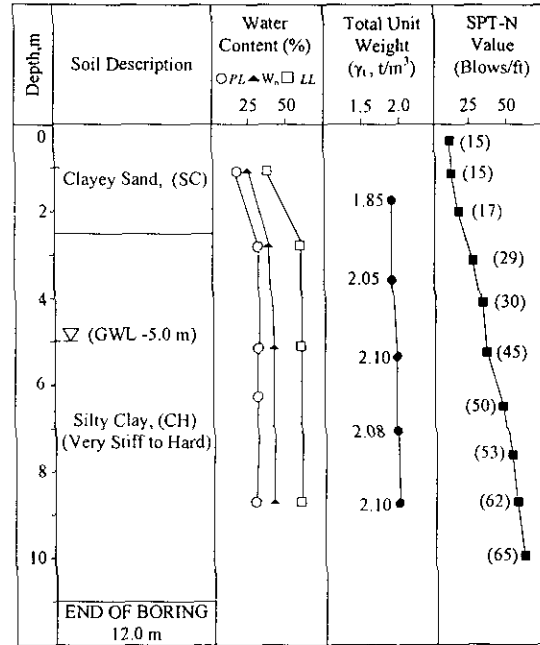
BH-1



BH-2

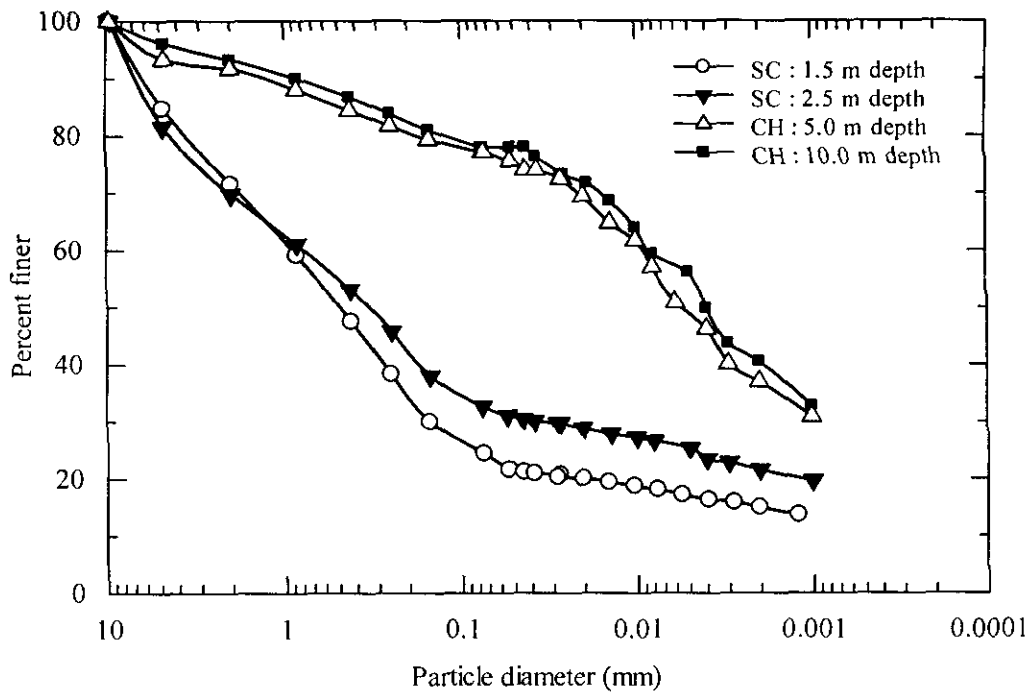


BH-3



BH-4

รูปที่ 4.1 คุณสมบัติของชั้นดินหลุมเจาะ BH-1 ถึง BH-4



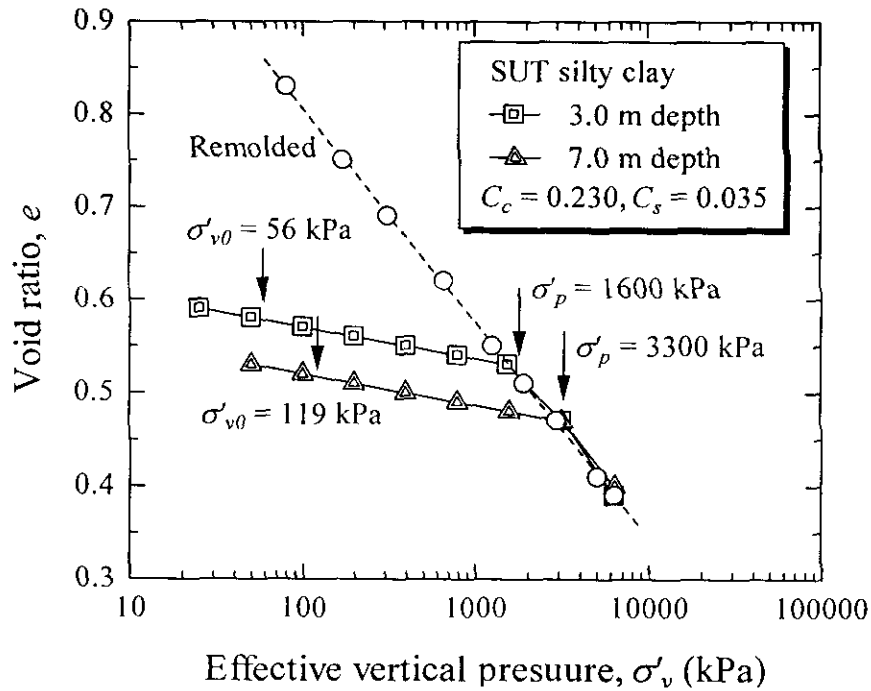
รูปที่ 4.2 การกระจายขนาดของเม็ดดิน

เนื่องจากดินในชั้นแรกซึ่งเป็นทรายปนดินเหนียวที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนต่ำ ( $N$  เท่ากับ 5-8 ครั้งต่อฟุต) ในปัจจุบันจึงไม่นิยมทำการก่อสร้างฐานรากในชั้นดินนี้ โดยจะทำการก่อสร้างฐานรากลึกหรือฐานรากเสาเข็มในชั้นดินเหนียวแข็งแทน ในหัวข้อต่อไปผู้วิจัยนำเสนอคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดินเหนียวแข็ง

## 4.2 การอัดตัวคายน้ำ

### 4.2.1 ผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำและการจำแนกสถานะของดิน

กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวคงสภาพและดินเหนียวปั้นใหม่ ที่เก็บจากระดับความลึก 3.0 และ 7.0 เมตร แสดงในรูปที่ 4.3 พบว่าการเปลี่ยนแปลงของความเครียดเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลมีค่าน้อยมากในช่วงก่อนถึงจุดคราก (Pre-yield state) และมีการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่มากขึ้นในช่วงหลังจุดคราก เส้นการอัดตัวคายน้ำช่วงหลังความเค้นครากของดินเหนียวคงสภาพเกือบจะเป็นเส้นเดียวกันกับดินเหนียวปั้นใหม่ ความเค้นสูงสุดที่แยกกดทับดินในอดีตเท่ากับ 1600 และ 3300 กิโลปาสกาล สำหรับตัวอย่างดินคงสภาพที่ความลึก 3.0 และ 7.0 เมตร ตามลำดับ ดัชนีการอัดตัว (Compression index of  $e - \log \sigma'_v, C_c$ ) และดัชนีการคินตัว (Swelling index of  $e - \log \sigma'_v, C_s$ ) มีค่าเท่ากับ 0.230 และ 0.035 ตามลำดับ



รูปที่ 4.3 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับ 3.0 และ 7.0 เมตร จากการทดสอบ Oedometer test

รูปที่ 4.4 แสดงเส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เทียบกับเส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียว 11 ชนิด (Nagaraj et al., 1994) พบว่าเส้นทั้งสองชุดใกล้เคียงกันมาก ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างอัตราส่วนโพรงและลึอกกาลิทัมของความดันในแนวดิ่งแสดงในสมการต่อไปนี้

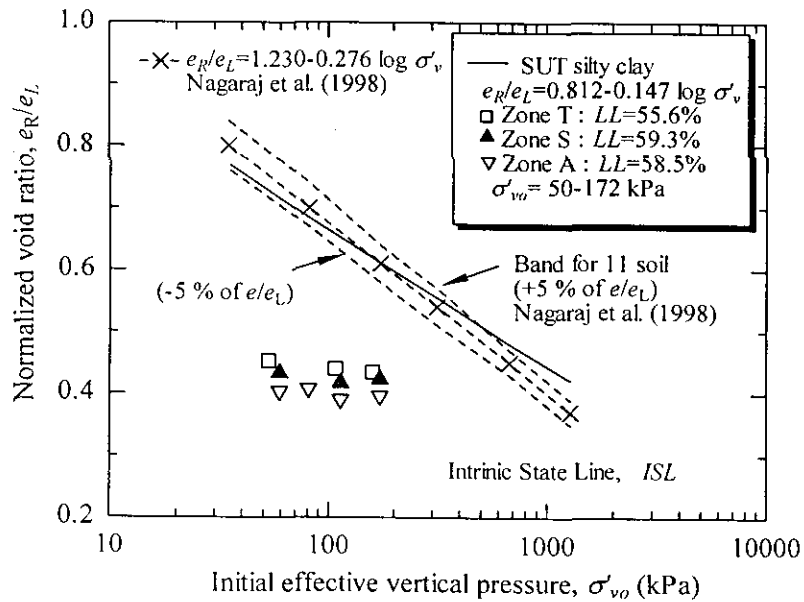
$$\frac{e_R}{e_L} = 0.812 - 0.147 \log \sigma'_v \quad (4.1)$$

เมื่อพล็อตพิกัด  $(e_R/e_L, \sigma'_v)$  ของชั้นดินที่มีความลึกต่างๆ (4.0-10.0 เมตร จากระดับผิวดิน) ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี (รูปที่ 4.4) พบว่าพิกัด  $(e_R/e_L, \sigma'_v)$  อยู่ด้านล่างของเส้นสถานะเนื้อแท้ จึงสรุปว่าดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Horpibulsuk et al., 2007)

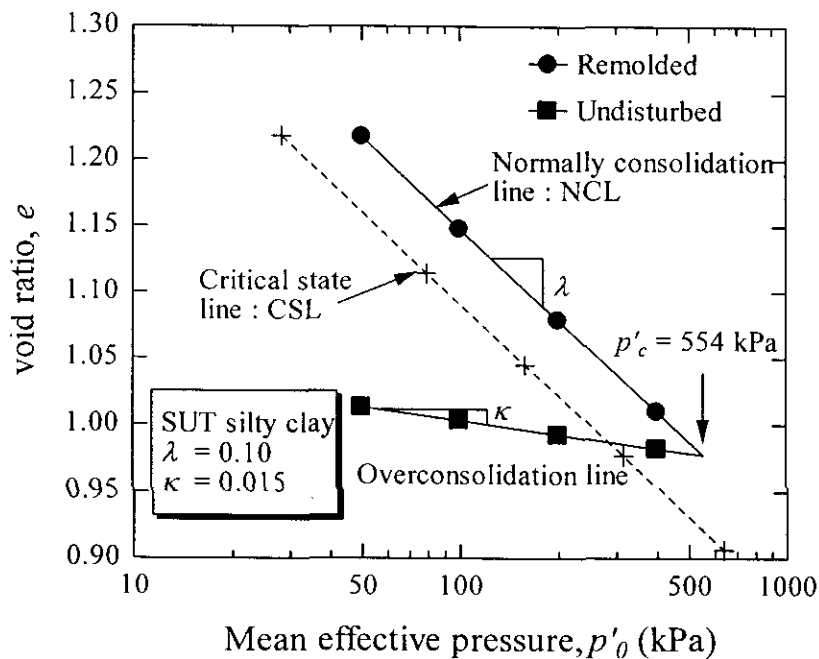
รูปที่ 4.5 แสดงกราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวลงสภาพและดินเหนียวปั้นใหม่จากผลการทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำด้วยความดันประสิทธิผลเฉลี่ย เท่ากับ 50, 100, 200 และ 400 กิโลปาสกาล เราสามารถประมาณค่าดัชนีการอัดตัว (Compression index of  $e - \ln p'$ ,



λ) และดัชนีการคืนตัว (Recompression index of  $e - \ln p'$ ,  $\kappa$ ) จากความชันของเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (Normally consolidation line) และเส้นการอัดตัวคายน้ำมากกว่าปกติ (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 4.4 เส้นสถานะเนื้อแท้ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



รูปที่ 4.5 กราฟการอัดตัวคายน้ำของดินตัวอย่างที่ระดับความลึก 4.0-5.0 เมตร

#### 4.2.2 การทำนายกราฟอัดตัวคายน้ำ

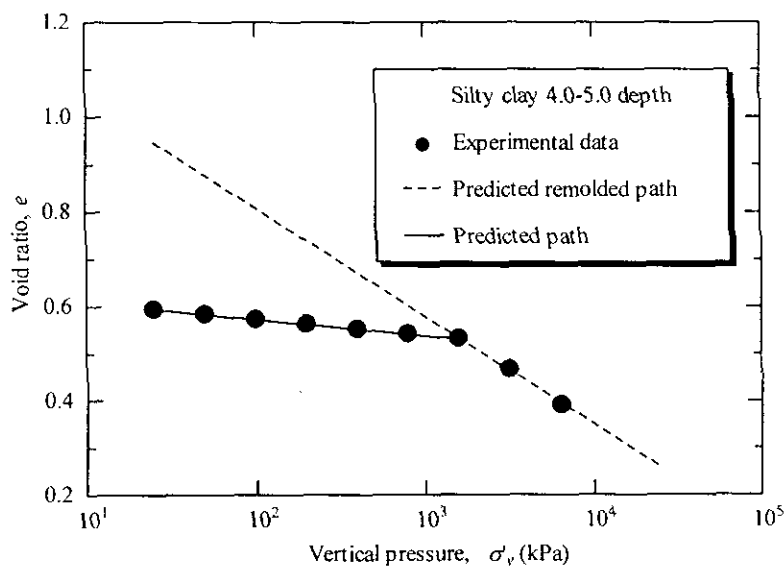
การทำนายกราฟอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอนใน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ซึ่งเป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ทำได้ดังนี้

- 1) วาดเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำในช่วงหลังจุดคราก (เส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำหลังจุดครากของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติเป็นเส้นเดียวกันกับเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปั้นใหม่) คำนวณค่า  $e_R$  จากสมการ (4.1)
- 2) ประมาณค่าดัชนีการอัดตัว (Compression index,  $C_c$ ) ได้จากความชันของเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำในช่วงหลังจุดคราก และประมาณค่าดัชนีการคืนตัว (Swelling index,  $C_s$ ) ได้จากสมการ

$$C_s = \frac{C_c}{5} \text{ to } \frac{C_c}{10} \quad (4.2)$$

สำหรับดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี พบว่า  $C_s = C_c/6.5$

- 3) วาดเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำช่วงก่อนจุดคราก โดยลากเส้นตรงจากค่า  $e_0$  ความชันของเส้นเท่ากับค่าดัชนีการคืนตัว (Swelling index,  $C_s$ )
- 4) ค่าความเค้นคราก เท่ากับความเค้นที่จุดตัดระหว่างเส้นกราฟการอัดตัวคายน้ำช่วงก่อนจุดครากและหลังจุดคราก กราฟทำนายการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอนใน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี แสดงดังรูปที่ 4.6

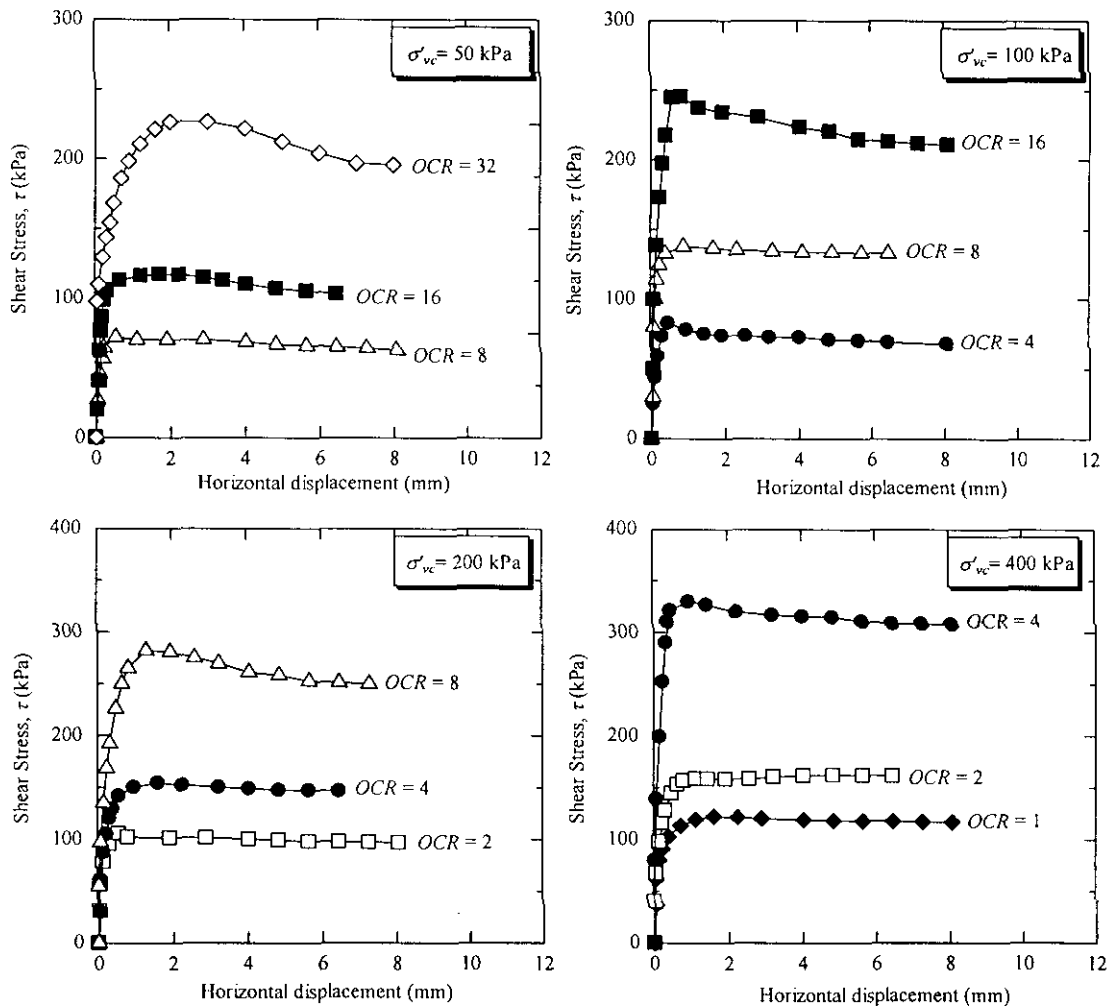


รูปที่ 4.6 กราฟการทำนายการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

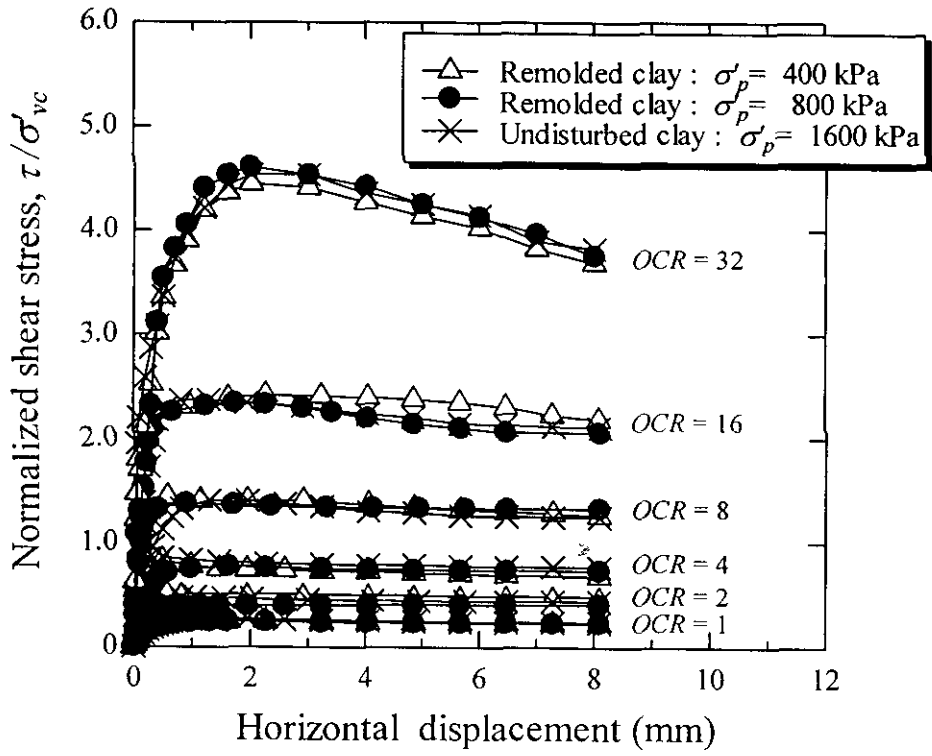
### 4.3 แรงเฉือนตรงในสภาพไม่ระบายน้ำ

#### 4.3.1 การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยวิธี SHANSEP

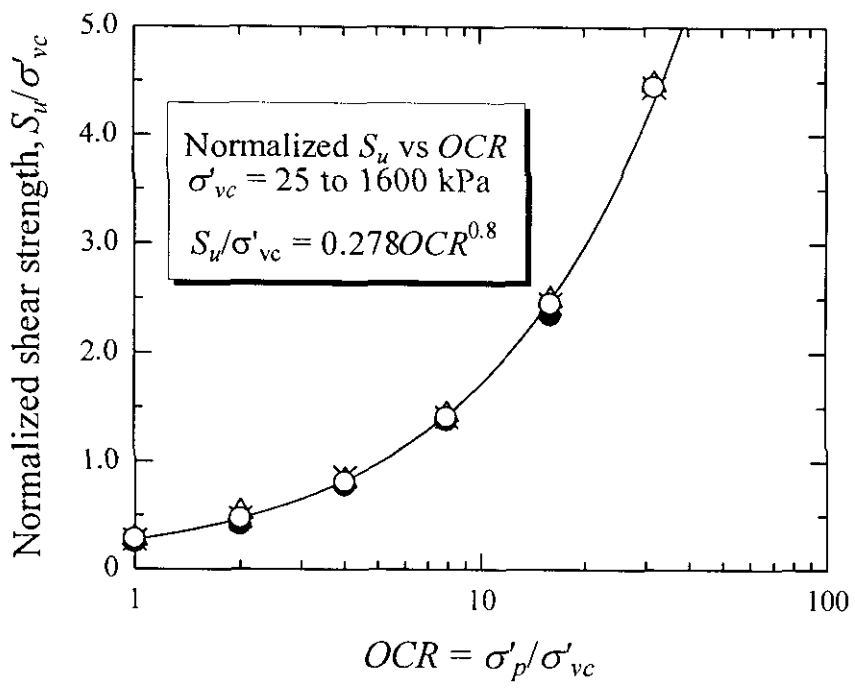
เมื่อพล็อตแรงเฉือนสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวจะได้กราฟดังรูปที่ 4.7 จะเห็นได้ว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินแปรผันตามประวัติการรับน้ำหนักและความเค้นกดทับประสิทธิผล กล่าวคือ ดินตัวอย่างที่ถูกเฉือนภายใต้ค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ ( $OCR$ ) และความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผล ( $\sigma'_{vc}$ ) ต่างกัน จะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวเฉือนต่างกัน ที่  $\sigma'_{vc}$  ค่าเดียวกัน ค่าความเค้นเฉือนของดินจะสูงขึ้นเมื่อค่า  $OCR$  สูงขึ้น เมื่อนำผลทดสอบในรูปที่ 4.7 มาทำการ Normalization ความเค้นเฉือนด้วยความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผลตามวิธีของ Ladd and Foott. (1974) และ Jamiolkowski et al. (1985) ได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.8 (a)



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



(a)



(b)

รูปที่ 4.8 Normalized shear stress จากผลทดสอบ CU Direct shear test

จากรูปที่ 4.8 (a) พบว่า ถึงแม้ว่าความเค้นกดทับในแนวตั้งประสิทธิผลจะต่างกันก็ตาม แต่ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\tau/\sigma'_{vc}$  และความเคียดจะเหมือนกันสำหรับ OCR ค่าหนึ่ง หรือกล่าวได้ว่า

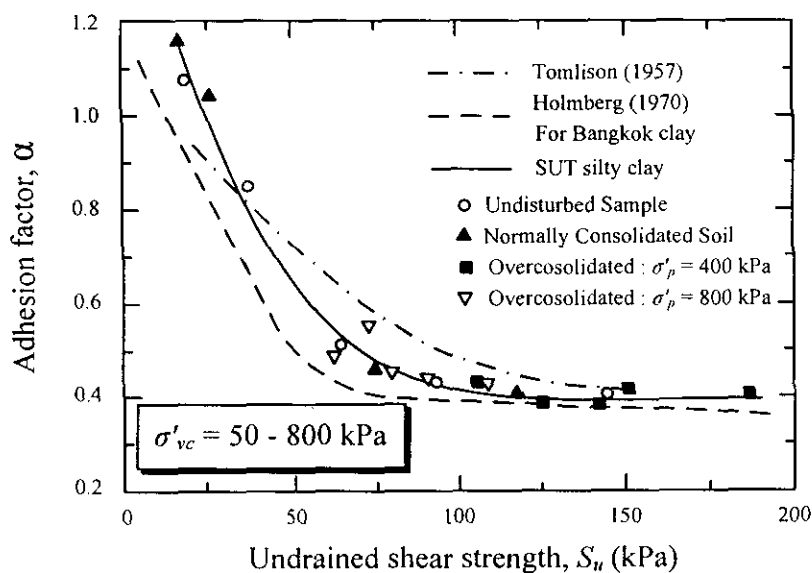
อัตราส่วน  $S_u / \sigma'_{vc}$  มีค่าแปรผันตาม OCR เพียงอย่างเดียว ดังแสดงในรูปที่ 4.8 (b) อัตราส่วน  $S_u / \sigma'_{vc}$  และ OCR มีความสัมพันธ์เชิงลือกการที่ม และสามารถแสดงได้ด้วยสมการ SHANSEP ดังนี้

$$S_u / \sigma'_{vc} = 0.278(OCR)^{0.8} \quad (4.3)$$

เมื่อ OCR คือค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ มีค่าระหว่าง 1.0 ถึง 32.0

#### 4.3.2 แฟกเตอร์ยึดเกาะ

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



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแฟกเตอร์ยึดเกาะและกำลังต้านทานแรงเฉือน

#### 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนและตัวเลขตะลุมตะลวงมาตรฐาน

ตามที่กล่าวมาในข้างต้น ชั้นดินในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นชั้นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก จึงเป็นการยากต่อการเก็บตัวอย่างแบบคงสภาพ เพื่อนำมาทดสอบหาลำกำลังต้านทานแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ ในทางปฏิบัติกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ของดินที่แข็งปานกลางถึงแข็งมากมักประมาณจากตัวเลขตะลุมตะลวงมาตรฐาน ( $N$ ) ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำและตัวเลขตะลุมตะลวงมาตรฐาน ที่เสนอโดยนักวิจัยในอดีต (Navy, 1982) ใช้ได้สำหรับช่วงที่  $N < 30$  ซึ่งพอเพียงในการออกแบบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มคอก เนื่องจากเสาเข็มคอกที่มีขนาดของพื้นที่หน้าตัดที่ใหญ่ จะไม่สามารถตอกทะลุชั้นดินที่มีตัวเลขตะลุมตะลวงมาตรฐานสูงมากได้

สำหรับเสาเข็มเหล็กขนาดเล็ก เสาเข็มสามารถทะลุชั้นดินแข็งมากลงไปจนถึงระดับความลึกที่ต้องการหรือจนกระทั่งเสาเข็มเกิดการวิบัติเมื่อรับแรงเกินกำลังอัดของวัสดุ ดังนั้น เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ และตัวเลขตะลุมตะลวงมาตรฐานสำหรับเสาเข็มคอกในชั้นดินเหนียวแข็ง ผู้วิจัยได้ทำทดสอบกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มคอก จำนวน 4 ต้น และทำการคำนวณกลับเพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u$  และ  $N$  โดยสมมติว่าความสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นสมการเส้นตรง

$$S_u = N / C \quad (4.4)$$

เมื่อ  $C$  คือค่าคงที่ การคำนวณกำลังกลับจะพิจารณาว่า น้ำหนักบรรทุกประลัยประกอบไปด้วยแรงเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม (Skin friction,  $P_{su}$ ) และแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม (End bearing,  $P_{bu}$ ) ค่าทั้งสองคำนวณได้จากสมการที่ (4.5) ถึง (4.8) (Poulos, 1980 and 2001; Whitaker, 1970)

$$P_{su} = K \sigma'_{v(ave)} p L \tan \delta' \quad \text{สำหรับ ชั้นทราย} \quad (4.5)$$

$$P_{su} = \alpha S_u p L \quad \text{สำหรับ ชั้นดินเหนียว} \quad (4.6)$$

$$P_{bu} = \sigma'_v N_q A \quad \text{สำหรับ ชั้นทราย} \quad (4.7)$$

$$P_{bu} = N_c S_u A \quad \text{สำหรับ ชั้นดินเหนียว} \quad (4.8)$$

เมื่อ  $K$  คือสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง สามารถประมาณได้จาก  $(1 - \sin \phi')$  (Jaky, 1944) มีค่าเท่ากับ 0.398  $\delta'$  คือมุมเสียดทานระหว่างดินและเสาเข็ม ประมาณได้จาก  $0.7\phi'$  (Stas, 1984) ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $25.9^\circ$   $\alpha$  คือแฟกเตอร์ยึดเกาะ ประมาณได้จากรูปที่ 4.10  $p$  คือเส้นรอบรูป  $L$  คือความ

ขาวของเสาเข็ม  $A$  คือพื้นที่หน้าตัดปลายเสาเข็ม  $N_u$  และ  $N_c$  คือตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน มีค่าเท่ากับ 140 (Berezantev et al., 1961) และ 9.0 (Skempton, 1951) ตามลำดับ และ  $S_u$  คือกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งมีค่าเท่ากับสมการที่ (4.4)

ผลการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ได้ค่า  $C$  เท่ากับ 1.5 ถึง 1.6 ดังแสดงในตารางที่ 4.1 ในที่จะใช้เท่ากับ 1.5

ตารางที่ 4.1 ค่า  $C$  จากการคำนวณกลับของผลทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม

Test No.	Pile diameter (cm)	Length (m)	Ultimate load (kN)	$C$
PLT-1	15.0	10.0	550	1.5
PLT-2	10.0	7.5	280	1.5
PLT-3	15.0	8.0	440	1.5
PLT-4	12.5	7.0	290	1.6

ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำและตัวเลขทดสอบมาตรฐานสำหรับดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีแสดงได้ดังนี้

$$S_u = N/1.5 \quad (4.9)$$

เมื่อ  $N$  คือตัวเลขทดสอบมาตรฐาน อยู่ในช่วง 29-86 ครั้ง/ฟุต

## 4.5 ผลทดสอบแรงอัดสามแกน

### 4.5.1 ผลทดสอบของดินเหนียวในสถานะอัดตัวปกติ

รูปที่ 4.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress) และความเครียดเฉือน (Shear strain) และความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric strain) และความเครียดเฉือน (Shear strain) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ (Normally consolidation uncemented clay) สำหรับการทดลองแบบมีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำ (CIDC test) ร่วมกับผลจากการทำนายความสัมพันธ์โดยสมการวงรี (Elliptical curve) ที่เสนอโดย Roscoe and Burland (1968) ด้วยแบบจำลองดิน MCC และ SS จากรูปที่ 4.10 พบว่าผลการทดสอบกับผลการทำนายโดยแบบจำลองดินมีความใกล้เคียงกัน

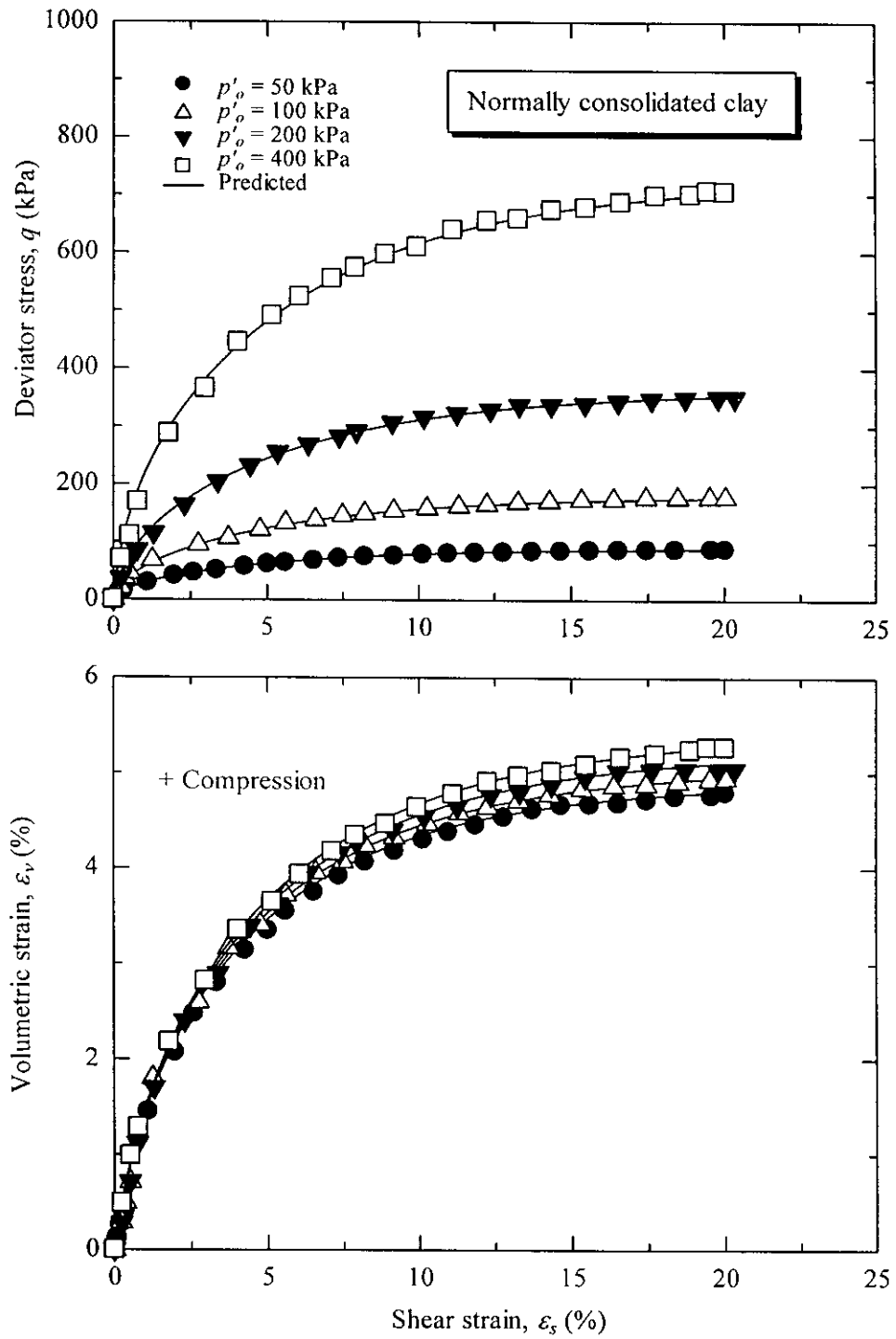
พฤติกรรมของดินตัวอย่างอัดตัวปกติ สามารถสรุปได้อย่างคร่าวๆ ดังนี้ ความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดเชิงปริมาตรมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเปลี่ยนแปลงของความเค้นเฉือนจนกระทั่งวิบัติ และความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดมีค่าแปรผันตามความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเริ่มต้น ในขณะที่ความเครียดเชิงปริมาตรสูงสุดแทบจะไม่แปรผันตามความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเริ่มต้น

รูปที่ 4.11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน และความเครียดเฉือน และความดันน้ำส่วนเกิน และความเครียดเฉือน ของดินเหนียวอัดตัวปกติ สำหรับการทดสอบแบบมีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำ (CIUC test) และผลจากการทำนายความสัมพันธ์โดยสมการวงรี จะเห็นว่าผลการทดสอบกับผลการทำนายมีลักษณะใกล้เคียงกันมาก ความเค้นเบี่ยงเบนและความดันน้ำส่วนเกิน มีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่เพิ่มขึ้น ในการทดสอบแรงอัดสามแกนที่มีการอัดตัวคายน้ำแต่ไม่มีการระบายน้ำ ดินตัวอย่างไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรขณะเฉือน ดังนั้น อัตราส่วนความเค้นเบี่ยงเบน (Normalized deviator stress,  $q/p'$ ) และอัตราส่วนความดันน้ำ (Normalized excess pore pressure,  $\Delta u/p'$ ) มีค่าคงที่ ถึงแม้จะมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 4.12

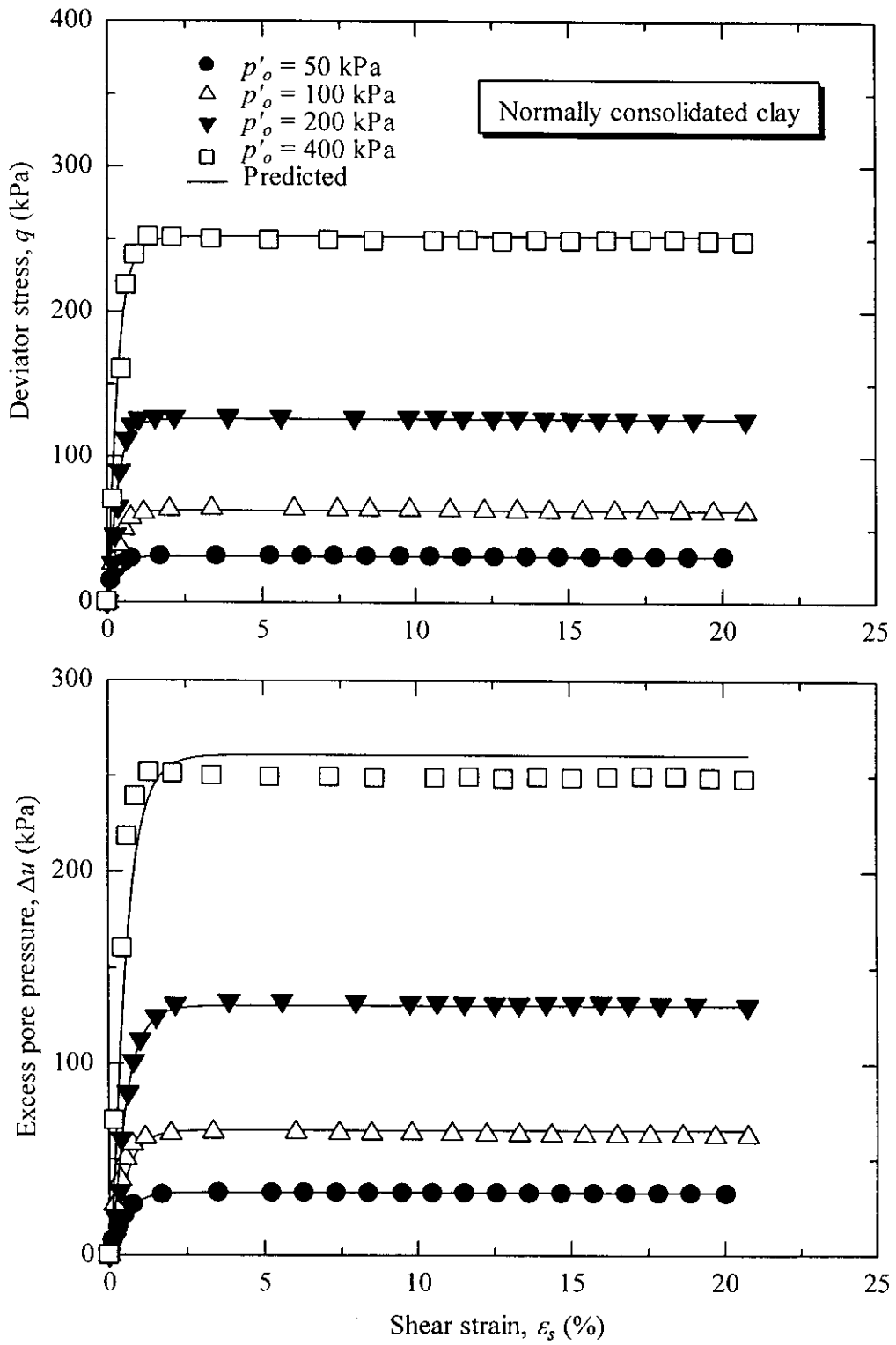
รูปที่ 4.13 แสดงเส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress,  $p'$ ) ของผลทดสอบและผลทำนาย สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติในสภาวะการเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ จะเห็นว่าเส้นทางเดินของความเค้นแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained stress paths) มีลักษณะโค้งไปทางซ้ายมือสำหรับทุกความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย ซึ่งแสดงว่าดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (Elastoplastic behavior) จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (Critical state) ถึงแม้ว่าในขณะที่ดินตัวอย่างจะมีการเปลี่ยนแปลงของความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย แต่อัตราส่วนโพรงจะมีค่าคงที่จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ (เนื่องจากการระบายออกของน้ำ)

ส่วนเส้นทางเดินของความเค้นแบบระบายน้ำ (Drained stress paths) จะเป็นเส้นตรงที่มีความชัน 3:1 จนถึงสภาวะวิกฤติ การลดลงของอัตราส่วนโพรงเกิดขึ้นอย่างมากในขณะที่เฉือน ดังจะเห็นได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง ( $e, \log p'$ ) ทำให้เราสามารถสรุปได้ว่าดินตัวอย่างนี้แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและพลาสติกตลอดการเฉือน ความสัมพันธ์ ( $e, \log p'$ ) และ ( $q, p'$ ) แสดงให้เห็นว่าเส้นสภาวะวิกฤติ (Critical state line) ของดินเป็นเส้นเดียวกันสำหรับการเฉือนทั้งแบบไม่ระบายน้ำและแบบระบายน้ำ โดยไม่ขึ้นอยู่กับการเฉือน นอกจากนี้ยังพบว่า ความชันของเส้นการอัดตัวคายน้ำปกติ (Normally consolidation line) และเส้นสภาวะวิกฤติของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติมีความชันเท่ากัน ผลทดสอบดังกล่าวสอดคล้องกับสมมติฐานของทุกแบบจำลอง

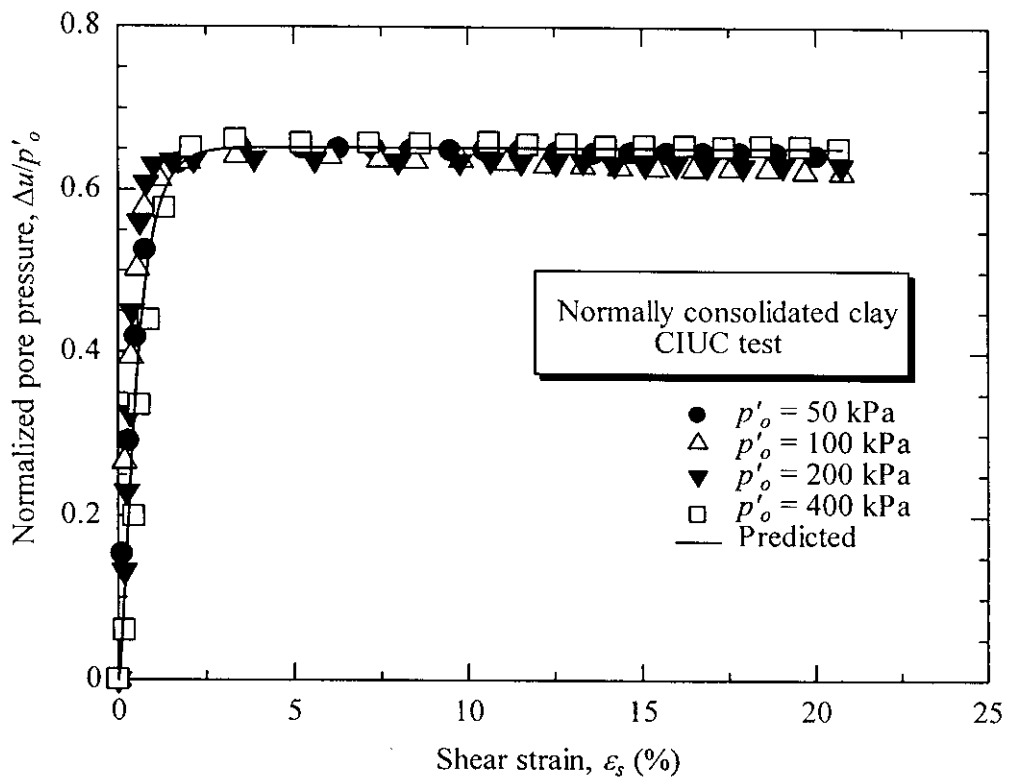
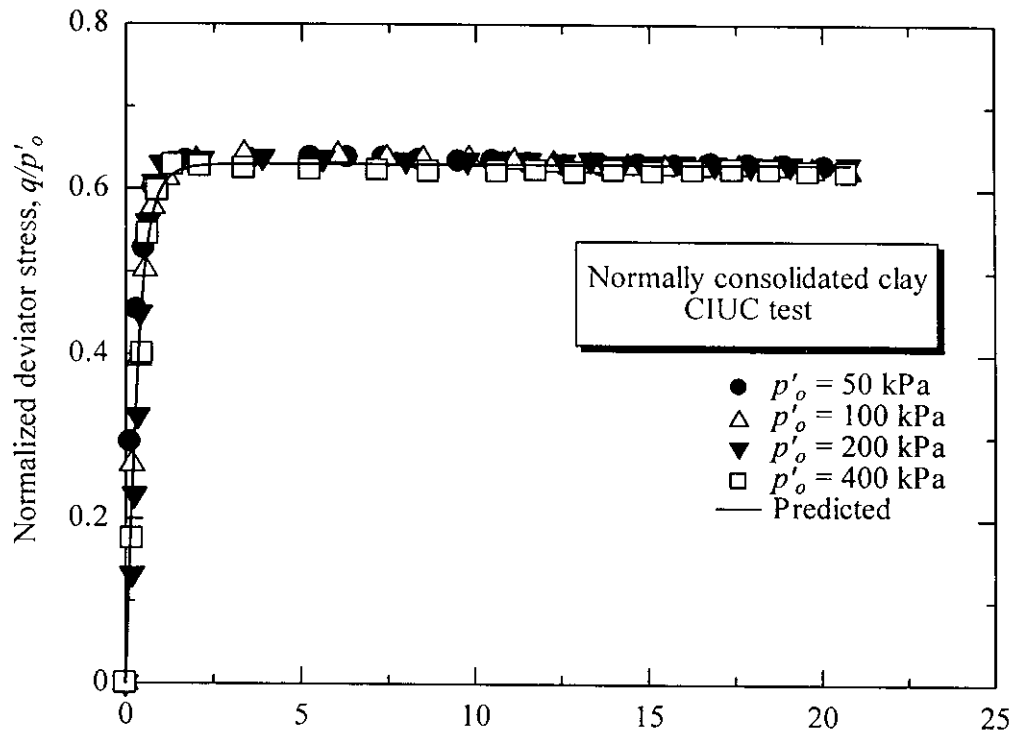




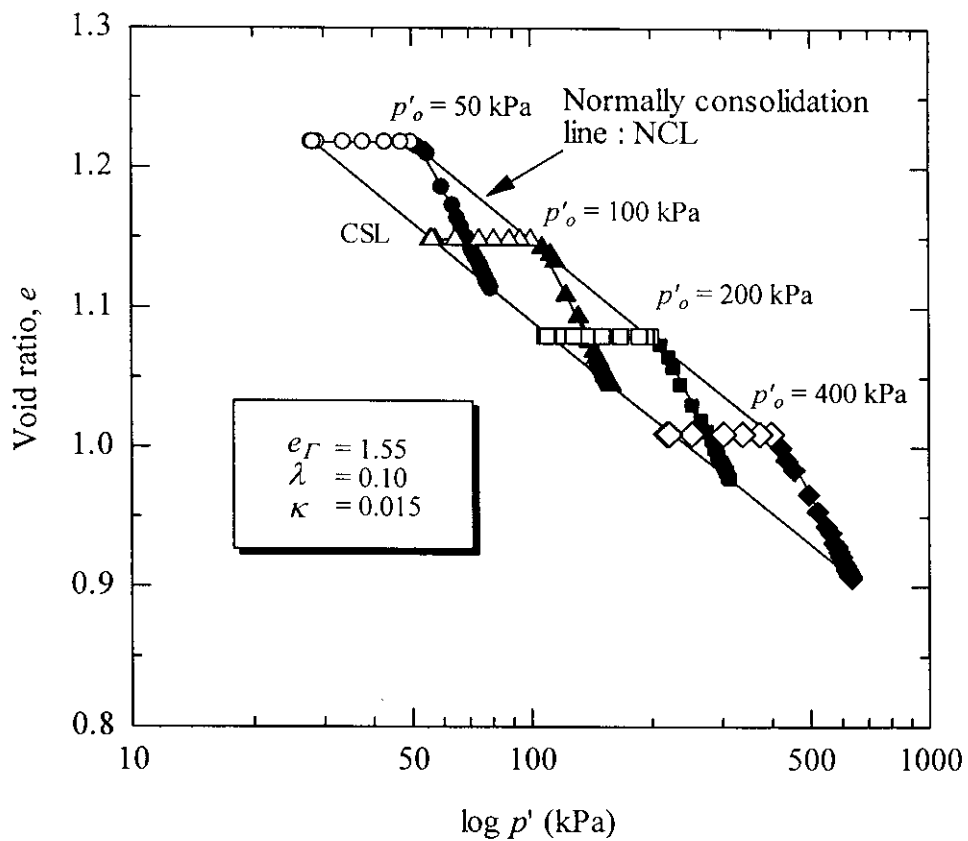
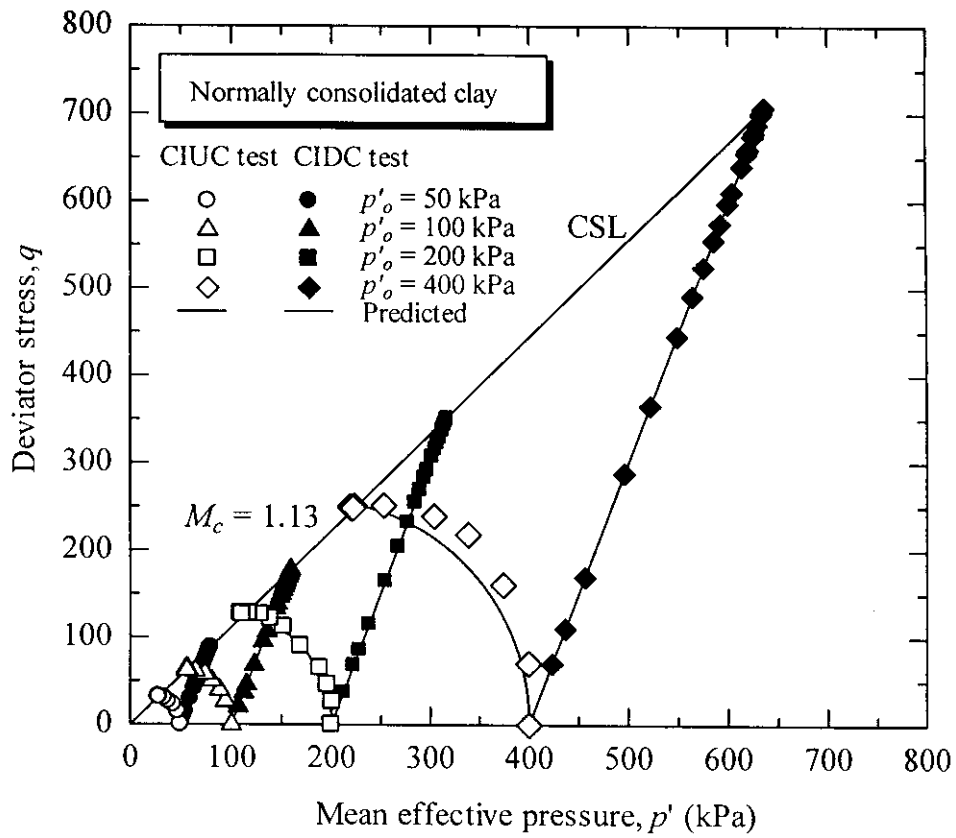
รูปที่ 4.10 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIDC และผลการทำนายความสัมพันธ์ด้วยสมการวงรี  
ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



รูปที่ 4.11 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIUC และผลการทำนายความสัมพันธ์ด้วยสมการวงรี  
ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



รูปที่ 4.12 การเปลี่ยนแปลงของความเค้นเบี่ยงเบนมาตรฐานและความดันน้ำมาตรฐานกับความเครียดเฉือนของดินเหนียวอัดตัวปกติ

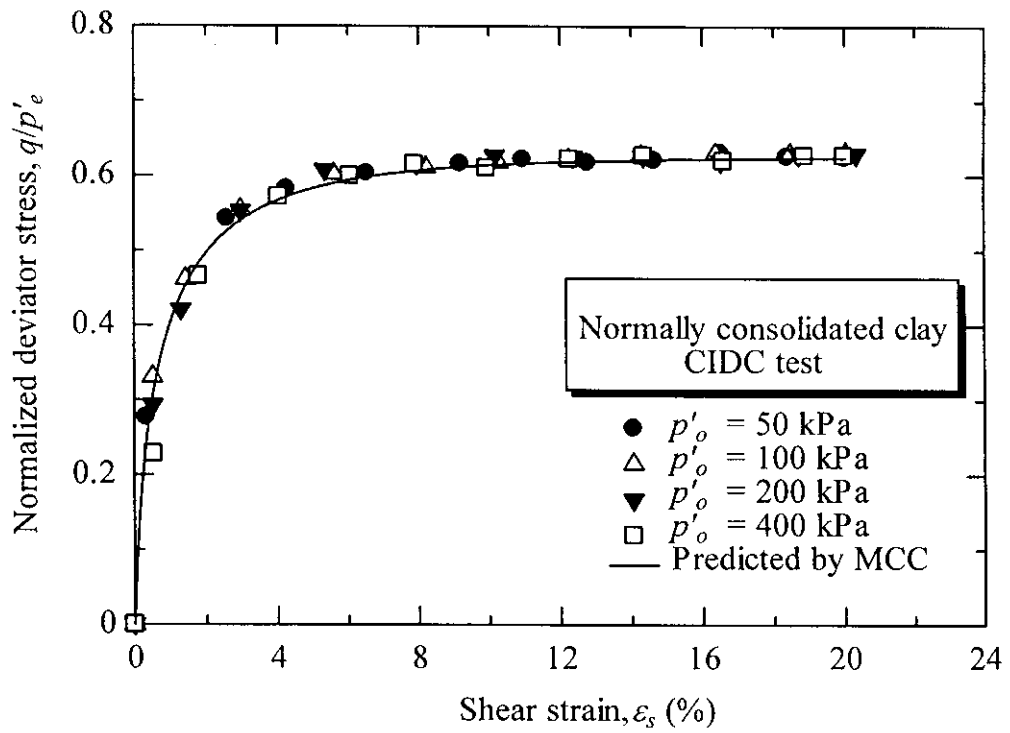
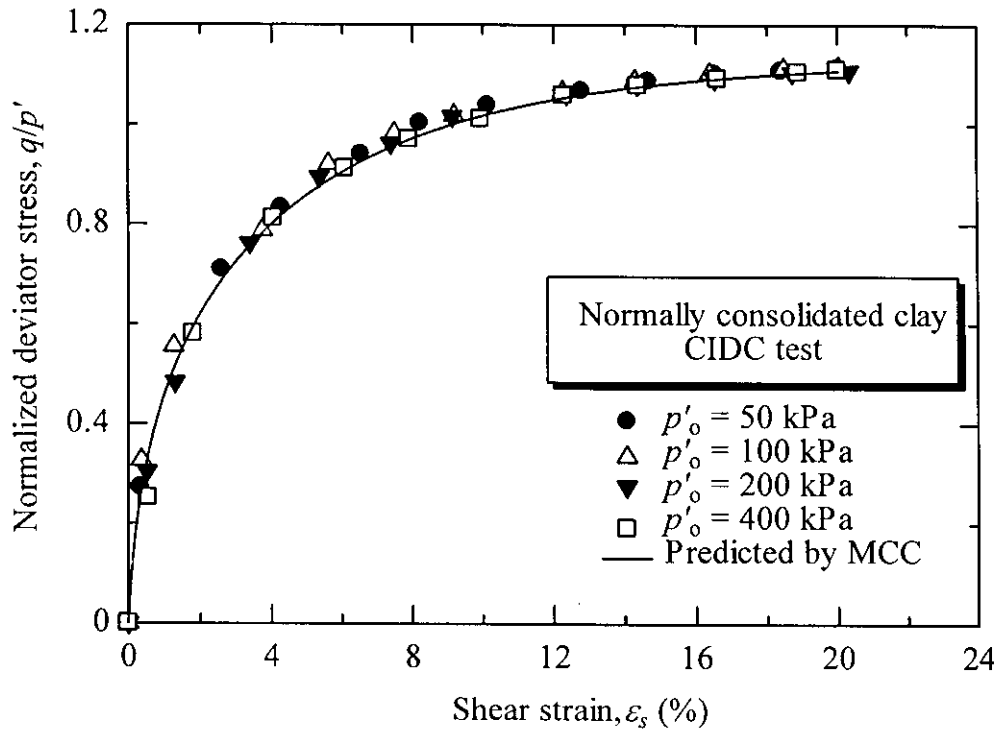


รูปที่ 4.13 เส้นทางดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ

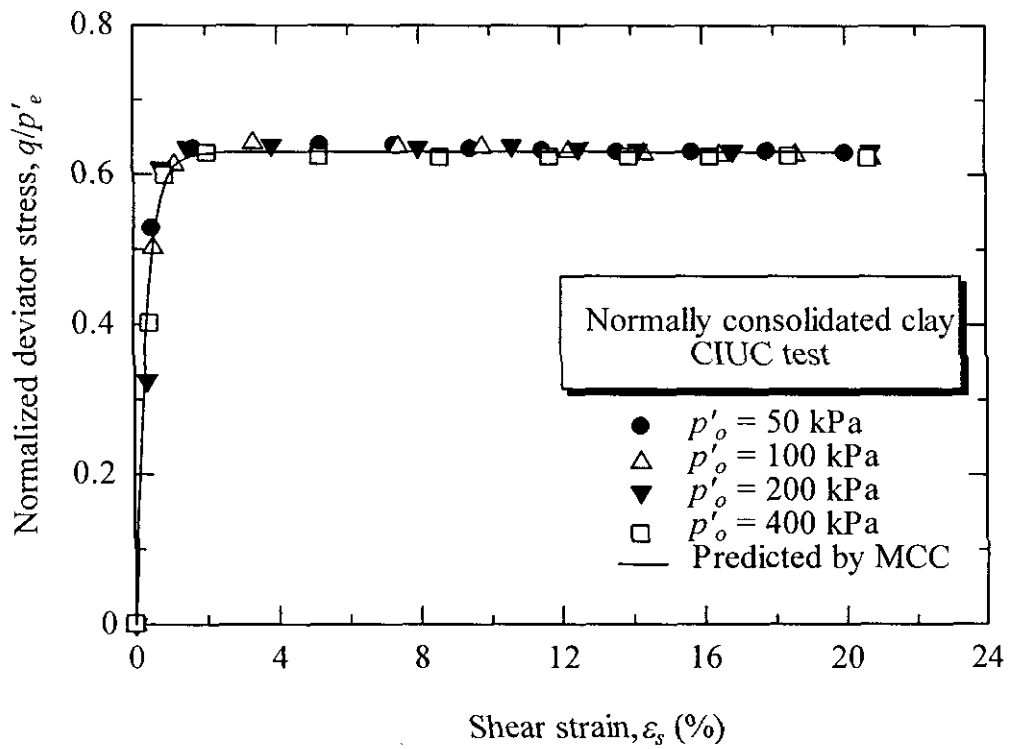
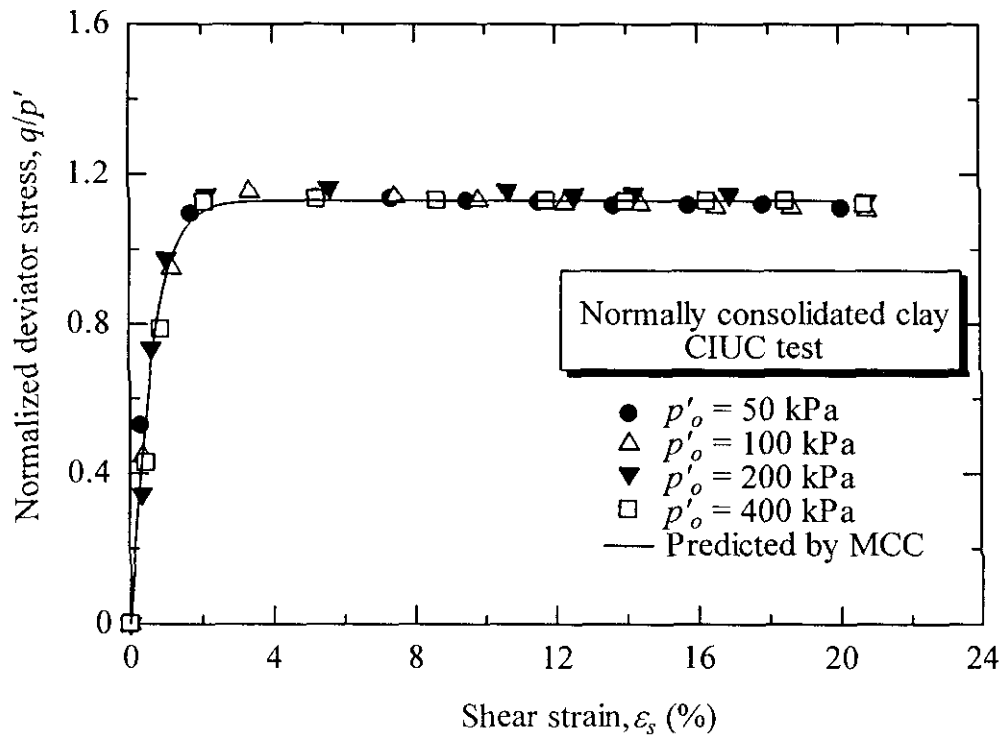
จากรูปที่ 4.10 ถึง 4.13 พบว่าผลทดสอบทั้งหมดสอดคล้องกับผลการทำนายด้วยความสัมพันธ์วงรี เพื่อเป็นการแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี สอดคล้องกับสมมติฐานพื้นฐานหลักการ State boundary surface (Roscoe and Burland, 1968) ซึ่งเป็นสมมติฐานหลักในการสร้างแบบจำลองต่างๆ ผู้วิจัยทำการ Normalization ผลทดสอบด้วย Stress parameters ได้แก่  $p'$  และ  $p'_c$  เมื่อ  $p'_c$  คือ Mean equivalent pressure ซึ่งหาได้จากสมการที่ (4.10)

$$p'_c = p'_o \exp\left(\frac{e_o - e}{\lambda}\right) \quad (4.10)$$

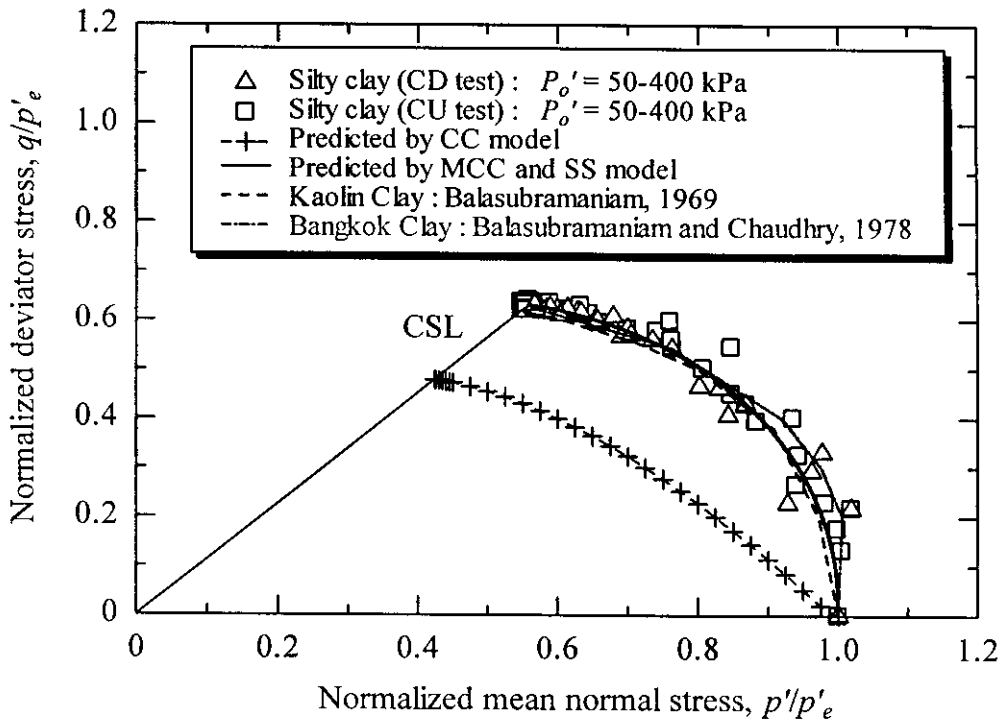
ผลการ Normalized แสดงในรูปที่ 4.14 และ 4.15 ความสัมพันธ์ ( $q/p'_c, p/p'_c$ ) ของดินเหนียวตัวอย่างเปรียบเทียบกับผลทดสอบของนักวิจัยในอดีต แสดงดังรูปที่ 4.16 จากรูปที่ 4.16 จะเห็นได้ว่าถึงแม้ว่าเส้นทางเดินของความเค้นจะมีลักษณะแตกต่างกัน ตามแต่ลักษณะของการระบายน้ำขณะเฉือน แต่เมื่อทำการ Normalized แล้ว จะได้ผิวขอบเขตของ Roscoe (Roscoe surface) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ที่เป็นเอกภาพสำหรับดินชนิดหนึ่งๆ จากการศึกษาพบว่าผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอสิน และดินเหนียวกรุงเทพอยู่ระหว่างผิวขอบเขตของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวคาโอสินมีค่าสูงกว่าของดินเหนียวกรุงเทพ โดยอาศัยแบบจำลองดิน MCC และ SS ผิวขอบเขตของ Roscoe ของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีที่ได้จากการทำนายมีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบ ในขณะที่ ผิวขอบเขตของ Roscoe ที่ประมาณได้จากแบบจำลอง CC อยู่ต่ำกว่าผิวขอบเขตที่ได้จากการทดสอบมาก สิ่งนี้ยืนยันว่าพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีเป็นไปตามหลักการของ State boundary surface และ Yield function สามารถแทนด้วยสมการวงรี



รูปที่ 4.14 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIDC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



รูปที่ 4.15 Normalized ความเค้นเบี่ยงเบน ผลการทดสอบ CIUC ของดินเหนียวอัดตัวปกติ



รูปที่ 4.16 Normalized เส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) ของดินเหนียวอัดตัวปกติ

#### 4.5.2 ผลทดสอบของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

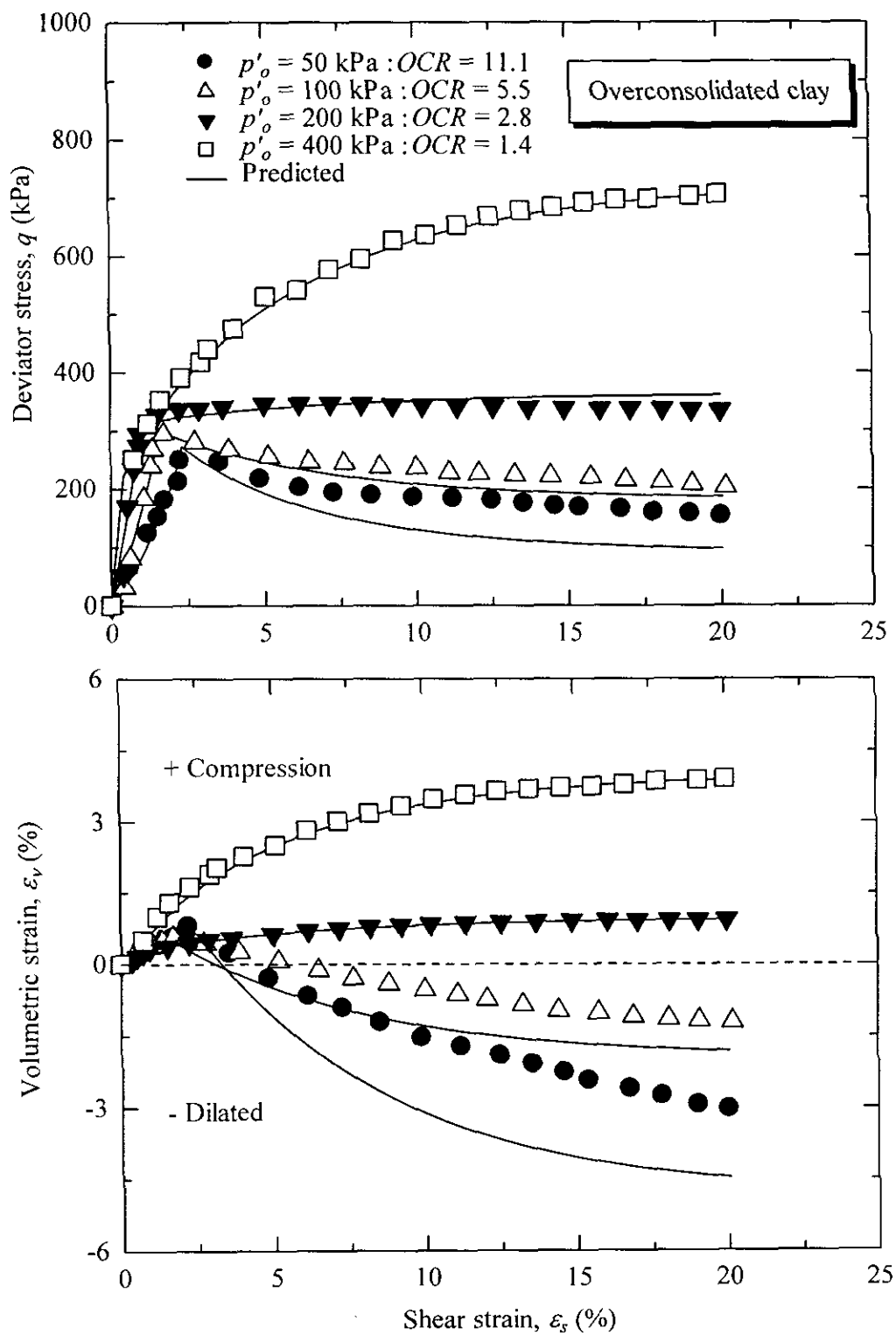
รูปที่ 4.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเครียดเฉือน และความเครียดเชิงปริมาตรและความเครียดเฉือน ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidated clay) สำหรับการทดสอบแบบมีการอัดตัวคายน้ำและมีการระบายน้ำ (CIDC test) ร่วมกับผลจากการทำนายความสัมพันธ์โดยใช้สมการวงรี (แบบจำลองดิน MCC และ SS) ที่เสนอโดย Roscoe and Burland (1968) จากรูปพบว่าผลการทดสอบกับผลการทำนายโดยแบบจำลองดินมีความใกล้เคียงกัน

พฤติกรรมของดินตัวอย่างอัดตัวมากกว่าปกติสามารถสรุปได้อย่างคร่าวๆ ดังนี้ ตัวอย่างที่มีความเค้นประสิทธิผลต่ำๆ (ค่า OCR สูงๆ) ความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดมีการเปลี่ยนแปลงน้อยถึงแม้จะมีการเพิ่มขึ้นของความเค้นประสิทธิผล ทั้งนี้เนื่องจากการลดลงของอัตราส่วนโพรงมีค่าน้อยหลังจากจุดสูงสุดดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมการลดลงของความเค้นเบี่ยงเบน (Strain softening) จนกระทั่งถึงจุดประลัย ตัวอย่างที่ความเค้นประสิทธิผลสูงๆ (ค่า OCR เข้าใกล้ 1) ความเค้นเบี่ยงเบนมีค่าเพิ่มขึ้นตามเครียดเฉือนกระทั่งถึงจุดวิบัติโดยไม่แสดงพฤติกรรมการลดลงของความเค้นเบี่ยงเบน

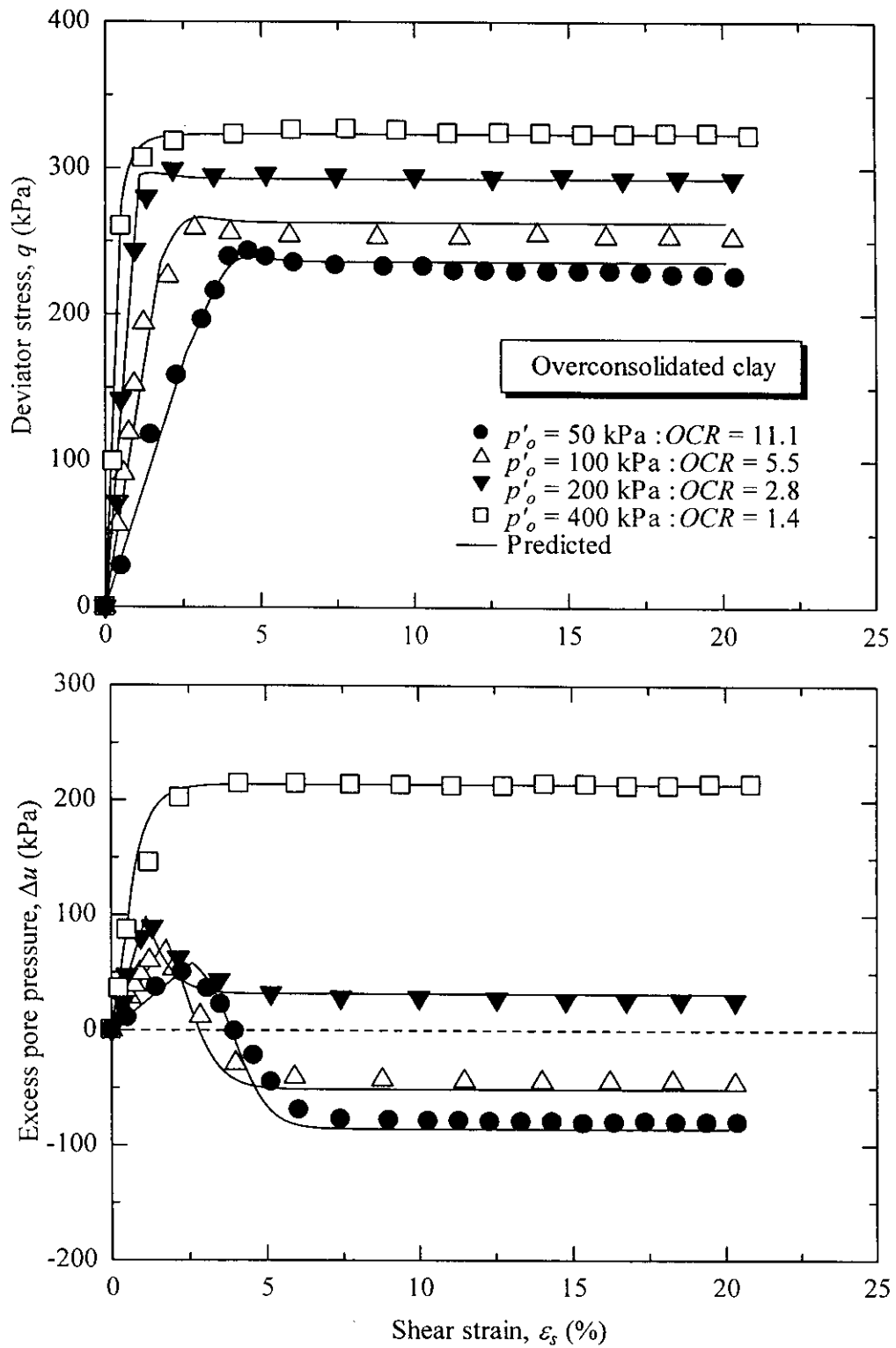


ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรและความเครียดเฉือนของดินตัวอย่างอัดตัวมากกว่าปกติที่มีความเค้นประสิทธิผลต่ำๆ (มีค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติเท่ากับ 5.5 และ 11.1) พบว่าความเครียดเชิงปริมาตรจะเพิ่มขึ้น (เกิดการอัดตัว) จนถึงจุดสูงสุด ซึ่งเกิดก่อนจุดวิบัติ หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงจนเป็นค่าลบ (เกิดการขยายตัว) ในขณะที่ตัวอย่างที่มีอัตราส่วนอัดตัวมากกว่าปกติเข้าใกล้ 1 จะเกิดการอัดตัวเพียงอย่างเดียว

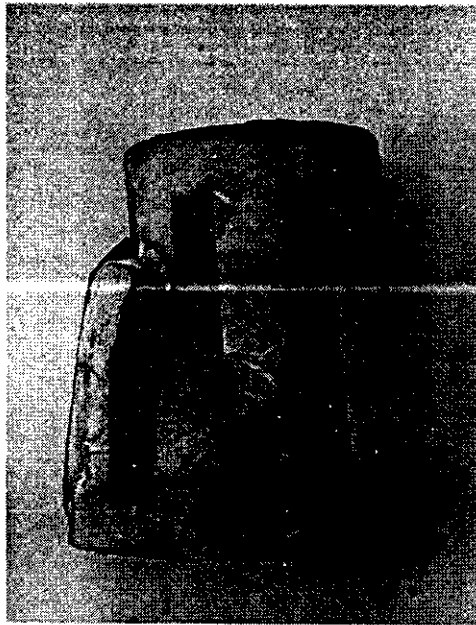
รูปที่ 4.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยง (Deviator stress) และความเครียดเฉือน (Shear strain) และความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore pressure) และความเครียดเฉือน (Shear strain) ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation uncemented clay) สำหรับการทดสอบแบบมีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ (CIUC test) ร่วมกับผลจากการทำนายความสัมพันธ์โดยใช้สมการวงรี พบว่าผลการทดสอบกับผลการทำนายมีลักษณะใกล้เคียงกัน ความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุดและความชันของกราฟมีค่าเพิ่มขึ้นตามความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่เพิ่มขึ้น แต่ความดันน้ำส่วนเกินของดินตัวอย่างที่มีค่าอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติเท่ากับ 5.5 และ 11.1 จะแสดงค่าที่เป็นลบก่อนถึงจุดวิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากดินตัวอย่างพยายามที่จะขยายตัวขณะเฉือน แต่ถูกป้องกันไว้ด้วยการปิดวาล์วน้ำ พฤติกรรมเช่นนี้ทำให้เกิดการแตกสลายของกลุ่มเม็ดดิน (Dismembering of clay clusters) ขณะเฉือน ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนมีค่าสูงขึ้น เมื่อเทียบกับดินเหนียวอัดตัวปกติที่ความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยเท่ากัน นอกจากนี้ยังพบว่าดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติในสภาวะไม่ระบายน้ำจะไม่แสดงพฤติกรรมการลดลงของความเค้นเบี่ยงเบน (Strain softening) ซึ่งแตกต่างจากสภาวะระบายน้ำ ลักษณะการวิบัติของดินตัวอย่างอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติแสดงดังรูปที่ 4.19 จะเห็นได้ว่าดินตัวอย่างอัดตัวมากกว่าปกติเกิดการวิบัติแบบไม่สม่ำเสมอเนื่องจากการแตกสลายของกลุ่มเม็ดดิน ดังจะเห็นได้จากการแตกของก้อนตัวอย่างด้านล่าง ในขณะที่ ดินตัวอย่างอัดตัวปกติเกิดการวิบัติแบบสม่ำเสมอ และมีระนาบการวิบัติที่เห็นได้ชัด มุมวิบัติของดินตัวอย่างอัดตัวปกติมีค่าสูงกว่าดินอัดตัวมากกว่าปกติ เนื่องจากมุมเสียดทานภายในของดินตัวอย่างอัดตัวปกติมีค่าสูงกว่าดินตัวอย่างอัดตัวมากกว่าปกติ



รูปที่ 4.17 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIDC และผลการทำนายความสัมพันธ์ด้วยสมการวงรี ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ



รูปที่ 4.18 ผลทดสอบแรงอัดสามแกนแบบ CIUC และผลการทำนายความสัมพันธ์ด้วยสมการวงรี  
ของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ



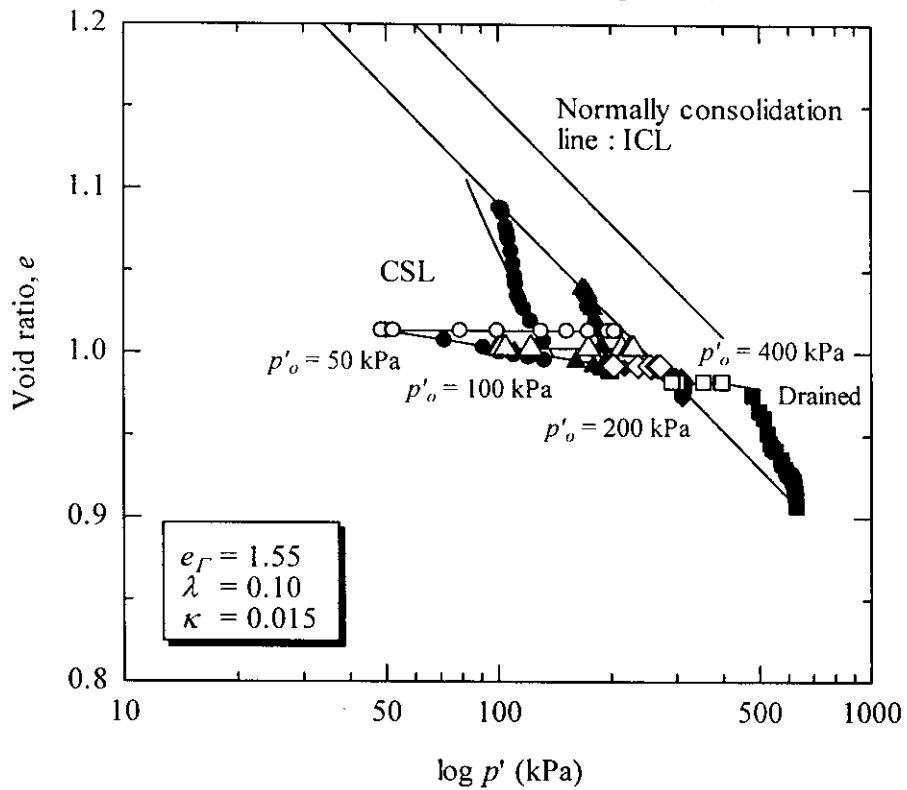
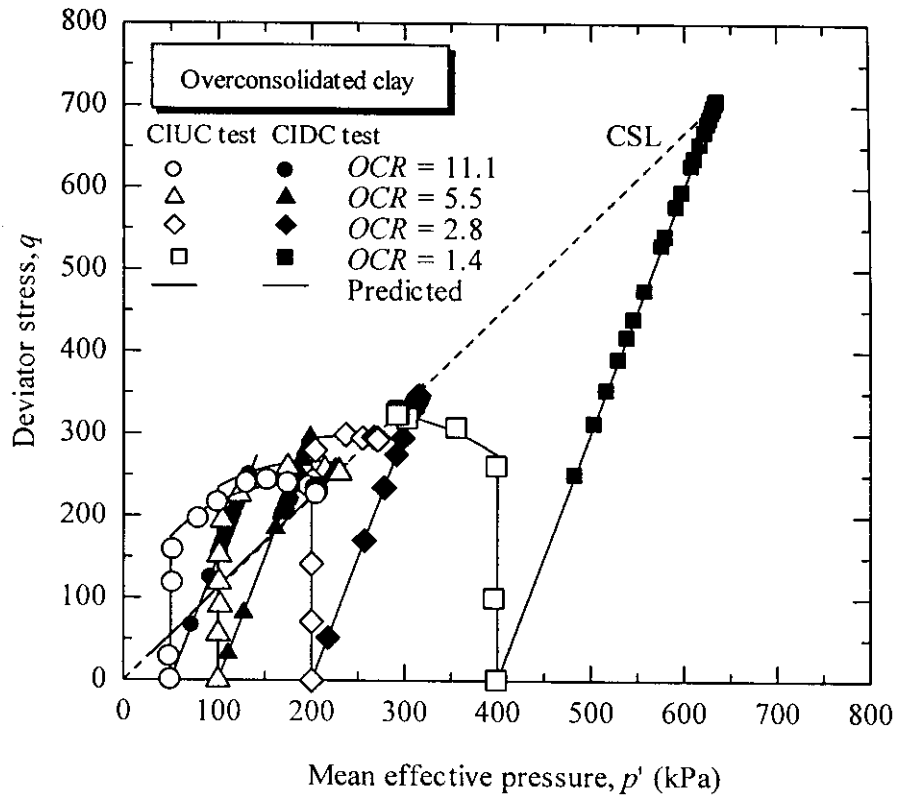
(a) Overconsolidated sample



(b) Normally consolidated sample

รูปที่ 4.19 ลักษณะการวิบัติของดินตัวอย่างคงสภาพและตัวอย่างปั่นใหม่

รูปที่ 4.20 แสดงเส้นทางเดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress,  $p'$ ) ของผลทดสอบและผลทำนาย สำหรับดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติในสภาวะการเงื่อนไขแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ จะเห็นได้ว่าเส้นทางเดินของความเค้นแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained stress paths) มีลักษณะเกือบเป็นเส้นตรงพุ่งขึ้น (ความเปลี่ยนแปลงของความประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าประมาณศูนย์) จนกระทั่งถึงจุดวิกฤติ สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  สูง และมีลักษณะโค้งในตอนหลัง สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  ต่ำ การที่เส้นทางเดินของความเค้นพุ่งขึ้นในแนวตั้งแสดงให้เห็นว่าดินตัวอย่างแสดงพฤติกรรมยืดหยุ่น (Elastic behavior) และเสียรูปน้อย สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  สูง หลังจากที่เส้นทางเดินของความเค้นพุ่งขึ้นจนถึงจุดวิบัติแล้ว เส้นทางเดินของความเค้นจะเคลื่อนตัวไปทางขวามือ ( $p'$  มีค่าเพิ่มขึ้น) แสดงว่าดินตัวอย่างพยายามที่จะขยายตัว (แต่ถูกป้องกันไว้เนื่องจากการปิดวาล์วน้ำ) ดังจะเห็นได้ว่าอัตราส่วนโพรงของดินตัวอย่างที่ถูกเงื่อนไขแบบระบายน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น จนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ ในทางตรงกันข้าม สำหรับดินตัวอย่างที่มีค่า  $OCR$  ต่ำ หลังจากที่เส้นทางเดินของความเค้นพุ่งขึ้นจนถึงเส้นโค้งคราก (Yield surface) แล้ว เส้นทางเดินของความเค้นจะเคลื่อนตัวไปทางซ้ายมือ ( $p'$  มีค่าลดลง) แสดงว่าดินตัวอย่างพยายามที่จะอัดตัว ดังจะเห็นได้ว่าอัตราส่วนโพรงของดินตัวอย่างที่ถูกเงื่อนไขแบบระบายน้ำมีค่าลดลงจนกระทั่งถึงสภาวะวิกฤติ จากรูปที่ 4.14 และ 4.21 แสดงให้เห็นว่าเส้นสภาวะวิกฤติเป็นเส้นเดียวกัน สำหรับดินอัดตัวปกติและดินอัดตัวมากกว่าปกติ และไม่แปรผันตามสภาวะการระบายน้ำขณะเงื่อนไข



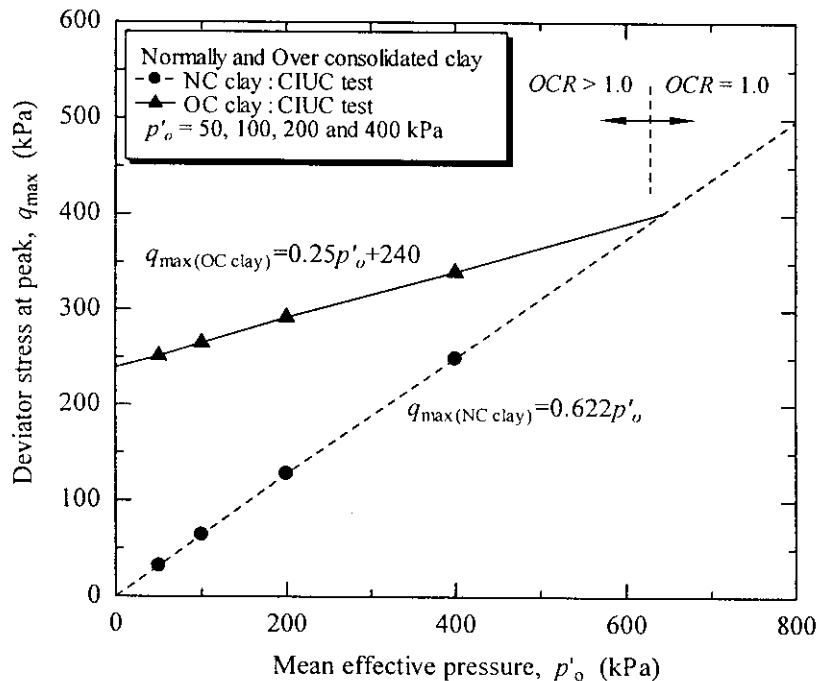
รูปที่ 4.20 เส้นทางดินของความเค้น (Stress paths) และการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนโพรงกับความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ

### 4.5.3 ขอบเขตการวิบัติ

รูปที่ 4.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนสูงสุด ( $q_{max}$ ) และความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ที่ได้จากผลทดสอบ CIUC และ CIDC ความสัมพันธ์ดังกล่าวแสดงดังสมการที่ 4.11 และ 4.12 สำหรับดินเหนียวอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ ตามลำดับ

$$q_{max} = 0.622 p'_o \quad (4.11)$$

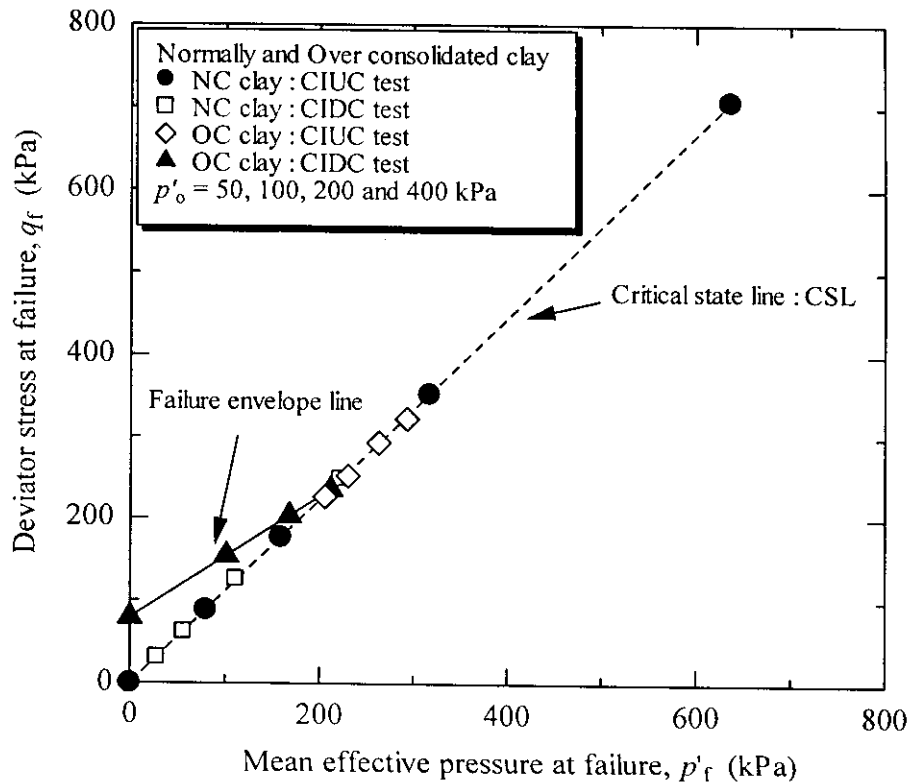
$$q_{max} = 0.25 p'_o + 240 \quad (4.12)$$



รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนที่จุดสูงสุดและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวอัดตัวปกติและอัดตัวมากกว่าปกติ

รูปที่ 4.22 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นรอบข้างประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิบัติและสภาวะวิกฤติของดินเหนียวอัดตัวปกติ และดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ ที่ได้จากผลทดสอบ CIUC และ CIDC เส้นขอบเขตความแข็งแรงประสิทธิผล (Failure envelopes) และเส้นสภาวะวิกฤติ (Critical state line, CSL) แสดงโดยเส้นทึบและเส้นปะตามลำดับ ค่าความชันของเส้นขอบเขตการวิบัติ (Failure envelopes) และเส้นสภาวะวิกฤติ (CSL) มีค่าเท่ากับ 0.74 และ 1.13 ตามลำดับ เราสามารถประมาณค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผลที่จุดวิบัติ และที่

สภาวะวิกฤติของดินตัวอย่าง (Angle of internal friction,  $\phi'$ ) ได้เท่ากับ 19.3 และ 27.8 องศาตามลำดับ



รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและความเค้นประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวิกฤติ

#### 4.5.4 เกณฑ์การวิบัติและสภาวะวิกฤติ

จากผลการวิเคราะห์ในหัวข้อที่ 4.5.3 พฤติกรรมทางวิศวกรรมของดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีเป็นไปตามหลักการของ State boundary surface และ Yield function แทนด้วยสมการวงรี สามารถจำลองด้วยแบบจำลองดิน MCC และ SS ได้ เพื่อเป็นการตรวจสอบเกณฑ์กำหนดการวิบัติที่เหมาะสมสำหรับงานออกแบบเสาเข็ม ผู้วิจัยทำการเปรียบเทียบผลการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มเหล็กจำนวน 4 ต้น ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ร่วมกับแบบจำลองดิน MCC และ SS กับผลทดสอบในสนาม คุณสมบัติของชั้นดินและพารามิเตอร์ที่ได้จากผลทดสอบแรงอัดสามแกนแสดงในตารางที่ 4.2 ผลการเปรียบเทียบแสดงในรูปที่ 4.23 จะเห็นว่าความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกกับค่าทรุดตัวของเสาเข็มมีค่าใกล้เคียงกันในช่วงก่อนถึงจุดวิบัติ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในสนามมีค่าอยู่ระหว่างผลการทำนายทั้งสอง โดยกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในสนามมีค่าสูงกว่าผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน SS และมีค่าใกล้เคียงกับผลการทำนายด้วยแบบจำลองดิน MCC ดังนั้นสามารถสรุป

ได้ว่าแบบจำลองดิน MCC เป็นแบบจำลองที่เหมาะสมกับการประมาณกำลังรับน้ำบรรทุกในชั้นดินเหนียวปนดินตะกอนแข็งมาก ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

ตารางที่ 4.2 พารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองดิน Linear elastic, MCC และ SS

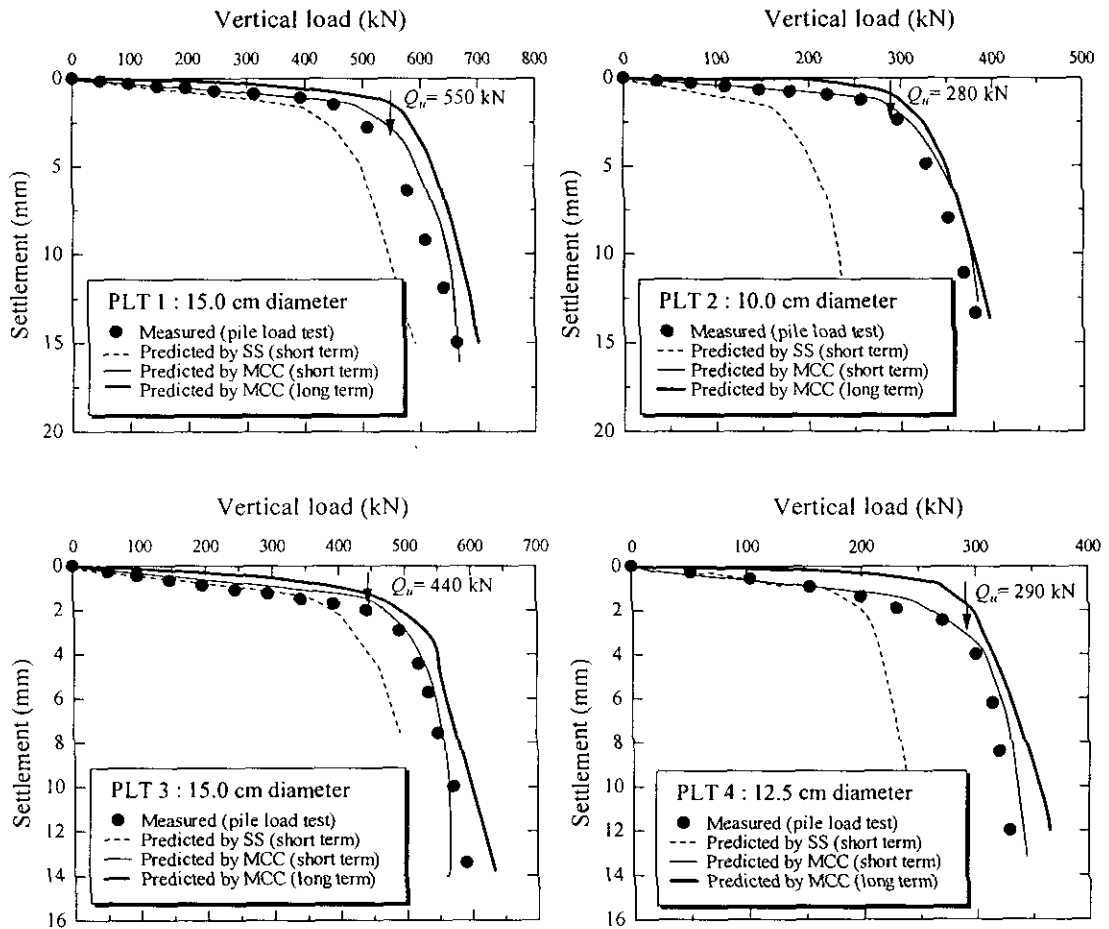
Parameter	Steel pile	Sandy clay	Silty clay	Silty clay
		(fill)	(very stiff)	(hard)
Model	Linear elastic	Linear elastic	MCC	MCC
Depth (m)	0.0-12.0	0-2.5	2.5-6.5	6.5-12.0
$E_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	206 x10 <sup>9</sup>	250x10 <sup>3</sup>	-	-
$\mu$	0.33	0.35	0.35	0.35
$\gamma_{wet}$ (kN/m <sup>3</sup> )	78.57	18.15	20.06	20.06
$\phi'$	-	37°	27.83°	27.83°
$\lambda$	-	-	0.10	0.10
$\kappa$	-	-	0.015	0.015
$\lambda^*$	-	-	0.05	0.05
$\kappa^*$	-	-	0.007	0.007
$\Gamma$	-	-	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

กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวมีค่าแตกต่างกันตามแต่สภาวะการระบายน้ำ (สภาวะระยะสั้น (Short term condition) และ สภาวะระยะยาว (Long term condition)) และอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติของดินด้วย ดังนั้น สภาวะวิกฤติจึงอาจเป็นสภาวะระยะสั้นหรือสภาวะระยะยาวก็ได้ รูปที่ 4.23 แสดงผลการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเหล็กในสภาพระบายน้ำ (Drained state) และสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained state) ด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ ร่วมกับ



แผนผัง ร่วมกับผลทดสอบในสนาม จากรูปพบว่าน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยในสภาวะขาวมีค่าสูงชันไม่มากนัก ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติในสภาวะระบายน้ำและสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าใกล้เคียงกัน

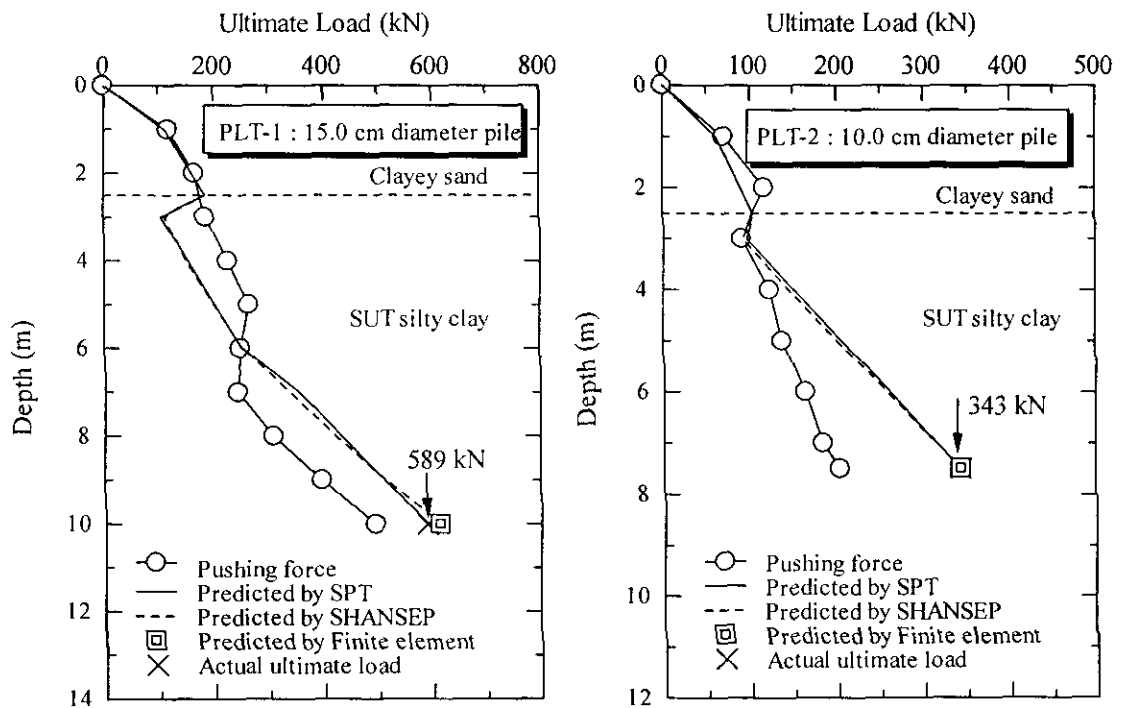


รูปที่ 4.23 ผลทดสอบและผลทำนายด้วยไฟไนท์อีลิเมนต์ในสภาพระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ

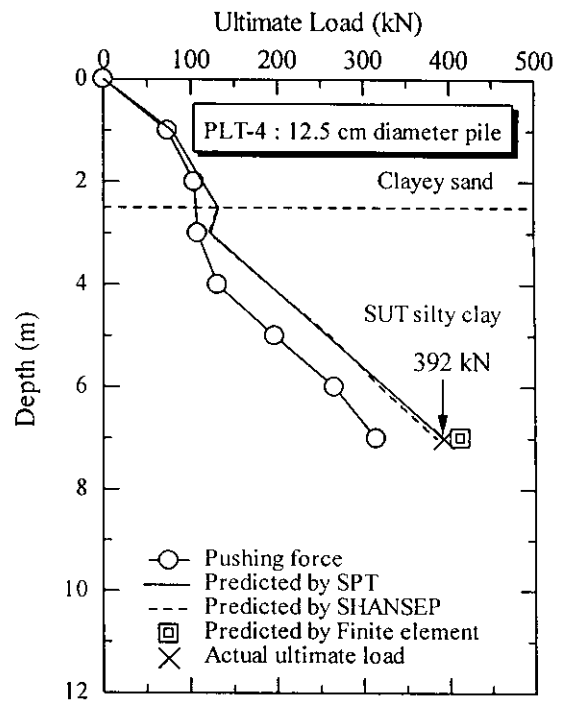
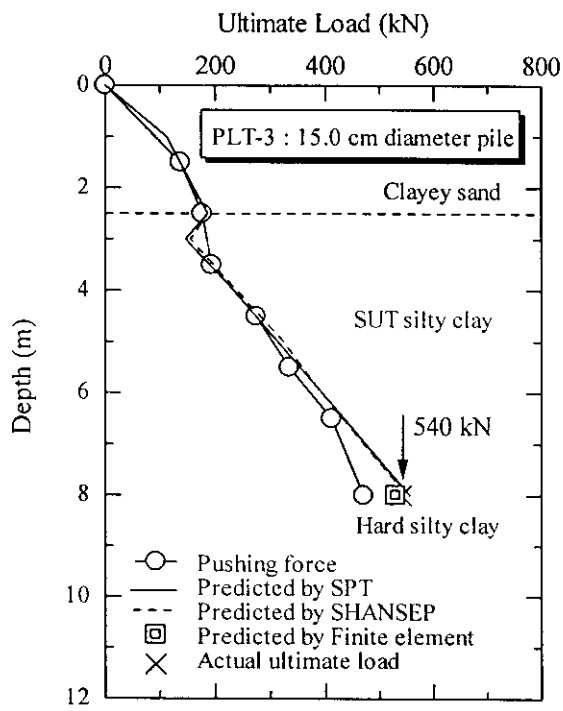
#### 4.5.5 การทำนายน้ำหนักบรรทุกประลัยด้วยวิธีสถิตยศาสตร์

ผู้วิจัยทำการประมาณน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มกดโดยวิธีสถิตยศาสตร์ โดยประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ที่ได้จากสมการของ SHANSEP และความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานแรงเฉือนกับตัวเลขทะเลหะลวงมาตรฐาน ดังแสดงในสมการที่ (4.3) และ (4.9) ตามลำดับ เพื่อแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้สมการประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำของดินเหนียวปนดินตะกอนที่นำเสนอข้างต้นในการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย ผู้วิจัยเลือกใช้ข้อมูลชั้นดินในหลุมเจาะ BH-4 สำหรับเสาเข็มต้นที่ 1 และ BH-2

สำหรับเสาเข็มต้นที่ 2, 3 และ 4 ผลการประมาณแสดงในรูปที่ 4.24 และ 4.25 จากรูปพบว่า กำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการทำนายทั้งสองวิธีมีค่าใกล้เคียงกับแรงกดที่ใช้ในการติดตั้งเสาเข็ม (Pushing load) ในช่วงแรก (ในชั้นทราย) และมีค่าสูงกว่าในช่วงหลัง (ในชั้นดินเหนียว) เนื่องจากการกดเสาเข็มในชั้นทราย (ซึ่งมีสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำสูง) ไม่ก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน ในขณะที่ การกดเสาเข็มในชั้นดินเหนียวก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกิน เมื่อความดันน้ำส่วนเกินนี้สลายไปหมดตามกระบวนการอัดตัวคายน้ำ (หลังการติดตั้งเสาเข็ม 60 วัน) กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินมีค่าสูงขึ้น ส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าสูงกว่าแรงกดที่ใช้ติดตั้งเสาเข็ม แต่อย่างไรก็ตาม การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงเฉือนจากการอัดตัวคายน้ำนี้มีค่าไม่สูงมากนัก (ประมาณ 1.1 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้กดเสาเข็ม) ผลการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตยศาสตร์และไฟไนท์เอลิเมนต์ให้ค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบมาก



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มต้นที่ 1 และ 2



รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ทั่วไประหว่างแรงกดที่กระทำบนเสาเข็มและความลึก ร่วมกับผลการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัษของเสาเข็มต้นที่ 3 และ 4

## บทที่ 5

### บทสรุป

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาคุณสมบัติและพฤติกรรมทางวิศวกรรมของดิน อันได้แก่ การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ลักษณะความเค้น - ความเครียด - กำลังต้านทานแรงเฉือน (Stress-strain-shear strength characteristics) การประมาณกำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength,  $S_u$ ) จากอัตราส่วนการอัดตัวมากกว่าปกติ (Overconsolidation ratio,  $OCR$ ) และค่าตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard penetration number,  $N$ ) และแนวทางในการเลือกแบบจำลองให้เหมาะสม สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) ผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1. ชั้นดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จัดเป็นดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ กราฟการอัดตัวคายน้ำสามารถสร้างขึ้นได้อย่างง่าย จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรงของดินเหนียวป็นใหม่ และสถานะของความเค้นเริ่มต้น ด้วยวิธีที่นำเสนอในงานวิจัยนี้

2. กำลังต้านทานแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ ( $S_u$ ) ของดินเหนียวปนดินตะกอนในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีสามารถประมาณด้วยวิธี SHANSEP ตั้งสมการ  $S_u / \sigma'_{vc} = 0.278(OCR)^{0.8}$  และสามารถประมาณจากตัวเลขทะลุทะลวงมาตรฐาน ด้วยความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง ตั้งสมการ  $S_u = N/1.5$  สมการทั้งสองนี้ได้รับการตรวจสอบความถูกต้องโดยการใช้ประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกด

3. พฤติกรรมด้านแรงเฉือนของดินเหนียวปนดินตะกอน ในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี เป็นไปตามหลักการของ State boundary surface และ Yield function สามารถประมาณได้ด้วยสมการวงรี (Ellipse) แบบจำลองดิน Modified Cam Clay (MCC) เป็นแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับการจำลองพฤติกรรมด้านแรงเฉือนของทั้งดินเหนียวอัดตัวปกติและดินเหนียวอัดตัวมากกว่าปกติ และการประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของเสาเข็มกด

## 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)**. สมาคม วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. **แก้ไขปรับปรุงครั้งที่ 2**. กรุงเทพฯ.
- สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2534). **มาตรฐานสำหรับอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน**. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1007-34 พิมพ์ครั้งที่ 8. กรุงเทพฯ.
- สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์. (2540). **มาตรฐานสำหรับอาคาร เหล็กรูปพรรณ**. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1015-40. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ก). **รายงานการศึกษาและแนวทางแก้ไขการแตกร้าวของ อาคาร สำนักงานบริการหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 7-8**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2546ข). **รายงานการศึกษาสาเหตุและแนวทางแก้ไขการวิบัติของ อาคารหอพักนักศึกษาสุรนิวศ 9**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข รุ่งลาวัลย์ ราชัน และวรรณชัย เกษกัน. (2546ค). **สาเหตุของการวิบัติของอาคาร หอพักนักศึกษาสุรนิวศ 9**. **วิศวกรรมฐานราก'46** (หน้า 203 – 214). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข อภิชาติ คำภาหกล้า และวรรณชัย เกษกัน. (2547). **แนวทางการแก้ไขการชำรุดของ อาคารด้วยการเสริมฐานราก**. **วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 9** (หน้า GTE 34-GTE 36). วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. กรุงเทพฯ.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และคณะ. (2547). **รายงานการศึกษาสาเหตุและแนวทางแก้ไขการวิบัติของ อาคารเครื่องมือวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี 6/1**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. นครราชสีมา.

- สุขสันต์ หอพิบูลสุข และรุ่งลาวัลย์ ราชัน. (2548). **ปฐพีกลศาสตร์**. กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์ Mc Graw-Hill. 298 หน้า.
- สุขสันต์ หอพิบูลสุข อภิชาติ คำภาหาล้า 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.

## ประวัตินักวิจัย

นายสุขสันต์ หอพิบูลสุข เกิดเมื่อวันที่ 28 พฤศจิกายน พ.ศ. 2518 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี สาขาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (เกียรตินิยม) สาขาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยขอนแก่น ในปี พ.ศ. 2539 วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพี จากสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย ในปี พ.ศ. 2541 และวิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต สาขาวิศวกรรมเทคนิคธรณี จากมหาวิทยาลัย Saga ประเทศญี่ปุ่น ในปี พ.ศ. 2544

นายสุขสันต์ หอพิบูลสุข ได้เริ่มปฏิบัติงานในตำแหน่งอาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ในปี พ.ศ. 2545 ปัจจุบันดำรงตำแหน่งผู้ช่วยศาสตราจารย์ มีความชำนาญทางด้านลักษณะทางวิศวกรรมของดินเหนียว การพัฒนาแบบจำลองดินเหนียว การปรับปรุงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินด้วยการผสมซีเมนต์ และการเสริมกำลังของโครงสร้างดินด้วยวัสดุเสริมแรง ในปี พ.ศ. 2548 นายสุขสันต์ หอพิบูลสุข ได้รับรางวัลพนักงานสายวิชาการดีเด่นด้านงานวิจัยสำหรับนักวิจัยรุ่นใหม่ ปัจจุบันมีผลงานวิจัยตีพิมพ์ในวารสารและสัมมนาวิชาการระดับนานาชาติและระดับประเทศมากกว่า 70 เรื่อง และผลงานประพันธ์หนังสือเรื่อง “ปฐพีกลศาสตร์”