

ผลการทดลองและวิจารณ์

4.1 การทดสอบหาคูณสัมปัติพื้นฐานของตัวอย่างดินทดลอง

ผลการทดสอบหาคูณสัมปัติพื้นฐานของตัวอย่างดินทดลอง แสดงไว้ในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 คูณสัมปัติพื้นฐานของตัวอย่างดินที่ใช้ในการทดลอง

(ดินเหนียวอ่อนมากจังหวัดสมุทรปราการจากระดับความลึกที่ 3.25 เมตร)

ปริมาณความชื้น (Natural Water Content), %	56-68
ขีดเหลว (Liquid Limit), %	65 ₊₃
ขีดพลาสติก (Plastic Limit), %	28 ₊₁
P.I. (Plasticity Index), %	37 ₊₃
ปริมาณดินเหนียว (Clay Fraction) < 2µm, %	57-58
Activity	0.65
Sensitivity	6-8
ความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity)	2.71
Maximum past pressure, ตัน/ม ²	6.4-6.6
OCR (Overconsolidation Ratio)	2.4-2.5
ความหนาแน่นเปียก (Wet Density), ตัน/ม ³	1.58-1.65
จำแนกดินโดย Unified Soil Classification	CH

4.2 การทดลองกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนเพื่อหาคูณสัมปัติทางด้านแอนไอโซทรอปปี

การหากล้างรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในห้องทดลองมีได้หลายวิธี แต่ในการวิจัยนี้ จะกล่าวถึง 4 วิธี ดังต่อไปนี้

1. การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอิสระด้านข้าง (Unconfined Compression Test, UC)

2. การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่ถูกอัดตัวคายน้ามาก่อนในสภาพอันเดรน (Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test, UU)

3. การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ถูกอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปิกมาก่อนด้วยเครื่อง Triaxial ในสภาพอันเดรนพร้อมวัดค่าความดันน้ำในโพรง (Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement \overline{CIUC})

4. การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ถูกอัดตัวคายน้ำแบบแอนไอโซทรอปิกมาก่อนด้วยเครื่อง Triaxial ในสภาพอันเดรนพร้อมวัดค่าความดันน้ำในโพรง (Anisotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement, \overline{CAUC})

การหาลำดับรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในแนวตั้งทำโดยใช้ตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง (ดินหมวด V) ส่วนกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในแนวนอนได้ใช้ตัวอย่างดินแนวนอน (ดินหมวด H) ยกเว้นการทดสอบแบบ Anisotropic Consolidation สำหรับการทดลองดังกล่าวและกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในแนวเอียงได้ใช้ตัวอย่างดินในแนวเอียง (ดินหมวด INC) ทำเฉพาะในการทดสอบแบบ UU

4.2.1 การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอิสระด้านข้าง (Unconfined Compression Test, UC)

การทดสอบหาลำดับรับแรงเฉือนของดินแบบอิสระด้านข้าง เป็นวิธีง่าย สะดวก และรวดเร็ว มักนิยมใช้ในงานทดสอบดินโดยทั่ว ๆ ไป ซึ่งได้ทดสอบไว้ด้วยเพื่อเปรียบเทียบและพิจารณาถึงความเหมาะสมของการใช้งาน

ผลการทดสอบ UC และ UC-RE ของดินที่ระดับความลึก 3.25 เมตร ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.2 และกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงที่เบี่ยงเบน (Deviator stress, $\sigma_1 - \sigma_3$ ตัน/ม²) เทียบกับความเครียด (strain) แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ซึ่งเป็นผลการทดสอบ UC ของตัวอย่างในแนวตั้งและในแนวนอนทั้งตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุด (Undisturbed) และตัวอย่างที่ถูกคลุกเคล้า (Remolded Sample, RE) พบว่าตัวอย่างดินที่ระดับชั้น 3.25 มีพฤติกรรมดังนี้

ตารางที่ 4.2 ตัวอย่างคืนสำหรับการศึกษาทดลองหาค่ากำลังรับแรงเค้นแบบอื่นเสริม

ดินหมวด	ตัวอย่างที่	ชนิดของการทดลอง	$\bar{\sigma}_{vc2}$ ตัน/ม ²	$w_f\%$	$w_f\%$	S_u^2 ตัน/ม ²	Y_{T2} ตัน/ม ²	$S_u/\bar{\sigma}_{vc}$	$\Delta u_f/\bar{\sigma}_{vc}$	A_f	\bar{P}_{f2} ตัน/ม ²	หมายเหตุ
V	V-301	UU	-	56	56	0.96	1.63	-	-	-	-	$\sigma_c = 5.3$ ตัน/ม ²
	V-302	CAUC (OCR=1.6)	3.9	57	53	1.85	1.65	0.466	0.503	0.682	3.05	
	V-303	CAUC (OCR=2.4)	2.6	57	57	1.58	1.63	0.602	0.415	0.416	2.60	
	V-304	CAUC (OCR=3.5)	1.8	65	63	1.26	1.60	0.672	0.587	0.513	1.66	
	V-305	CAUC (OCR=1.0)	10.0	64	53	3.52	1.58	0.352	0.330	1.207	5.78	
	V-306	CAUC (OCR=1.0)	8.6	66	55	3.10	1.58	0.361	0.360	1.236	4.90	
H	V-311	UC	-	62	62	0.88	1.62	-	-	-	-	$S_t = 6.8$
	V-311RE	UC	-	62	62	0.13	1.61	-	-	-	-	
H	H-301	UU	-	55	54	0.69	1.63	-	-	-	-	$\sigma_c = 5.3$ ตัน/ม ²
	H-307	CIUC (OCR=1.6)	3.9	65	59	1.88	1.59	0.471	0.725	0.770	2.98	
	H-308	CIUC (OCR=2.4)	2.6	63	60	1.42	1.60	0.536	0.830	0.774	1.87	
	H-309	CIUC (OCR=3.5)	1.8	60	59	1.05	1.62	0.584	0.889	0.761	0.63	
	H-310	CIUC (OCR=1.0)	10.0	63	53	3.62	1.59	0.362	0.740	1.022	6.31	
	H-312	UC	-	63	62	0.58	1.60	-	-	-	-	-
INC	INC-301	UU	-	62	62	0.74	1.60	-	-	-	-	$\sigma_c = 5.3$ ตัน/ม ²

1. หน่วยแรงเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นเร็วในช่วง 0-2% ของความเครียดแรก สำหรับตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนจะมีค่าสูงที่สุดอยู่ในช่วง 3-4% ของความเครียด สำหรับดินในแนวตั้ง และเมื่อตัวอย่างดินรับแรงในแนวนอนจะไม่เกิดยอดกราฟเมื่อถึงค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงที่สุดจากนั้นค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนจะลดลงเมื่อความเครียดมีค่าสูงขึ้น นอกจากนี้จุดที่เกิดการพังทลายของความเครียดของดินเมื่อรับแรงในแนวนอนจะมีค่ามากกว่าความเครียดของตัวอย่างดินที่รับแรงในแนวตั้งมาก (ความเครียดที่กล่าวถึงนี้เป็นความเครียดคนละทิศทาง เนื่องจากแรงที่มากระทำมีทิศทางต่างกัน) และไม่แสดงจุดค่าแรงเฉือนสูงสุดให้เห็นชัด

2. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนลดลงเมื่อหน่วยแรงหลักที่เกิดการหิบัติเปลี่ยนทิศทางจากแนวตั้งเป็นแนวนอน ($\frac{S_u(h)}{S(v)} = 0.66$) จากรูปที่ 4.1 จะพบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินแนวนอนลดลงเมื่อเทียบกับแนวตั้ง ผลของการแตกต่างในค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจะแสดงถึงคุณสมบัติของ แอนไอโซทรอปี้ประจำตัว (inherent anisotropy) (Ladd et al, 1977)

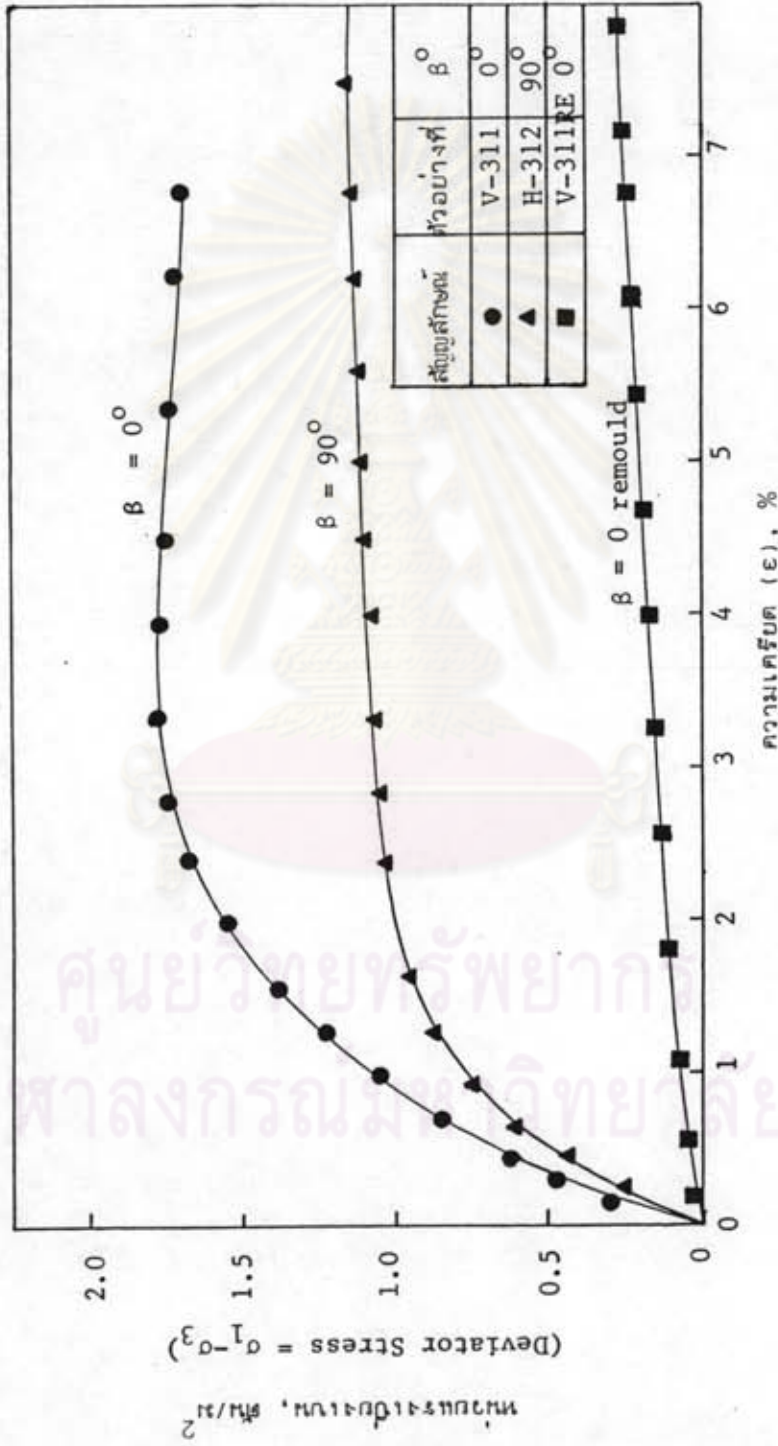
3. ค่าโมดูลัสแบบอันเดรน (E_u) เป็นค่าความลาดของเส้นตรงในช่วงแรกของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด ของตัวอย่างดินในแนวตั้งจะมีค่ามากกว่าตัวอย่างดินทดลองในแนวนอน ($E_{uv} = 170 \text{ ตัน/ม}^2, E_{uh} = 105 \text{ ตัน/ม}^2$)

4. เมื่อตัวอย่างถูกคลุกเคล้าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของตัวอย่างดินนี้ลดลง ซึ่งจะมากน้อยเท่าไรขึ้นอยู่กับค่าความไว (Sensitivity, S_c) โดยที่

$$S_c = \frac{\text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่ถูกรบกวนน้อยที่สุด}}{\text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่ถูกคลุกเคล้า}}$$

ความไวระดับ "Very Sensitive Clay" ($S_c = 4-8$) (Mitchell, 1976) การคลุกเคล้าดินทำให้การยึดเกาะกันด้วยตัวประสาน (Cemented bonds) ระหว่างเม็ดดินแตกหัก การสัดเรียงตัวของเม็ดดินเปลี่ยนไปอยู่ในสภาวะที่ค่ากำลังลดลง เกิดความชื้นน้ำในโพรงดินขึ้น ระหว่างการคลุกเคล้า หน่วยแรงประสิทธิผลในดินจะลดลงถึงค่าต่ำสุดทำให้กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนลดลงกว่าเดิมเป็นจำนวนหลายเท่า แล้วแต่ชนิดของดินว่าจะมีผลจากการคลุกเคล้ามากน้อยเพียงไร

4.2.2 การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่ถูกอัดตัวคายน้ำมาก่อนในสภาพอันเดรน (Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test, UU)



รูปที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับความเครียดจากการทดลอง แบบ UC

การทดลองหากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนด้วยวิธี ดินเหนียวอยู่ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ ($S = 1$) โดยใช้หลักการ $\phi = 0$ ($\phi = 0$ Concept) ในการหากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน นั่นคือเมื่อ $\phi = 0$ ค่า $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{\max}$ จากการทดลอง UU จึงเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

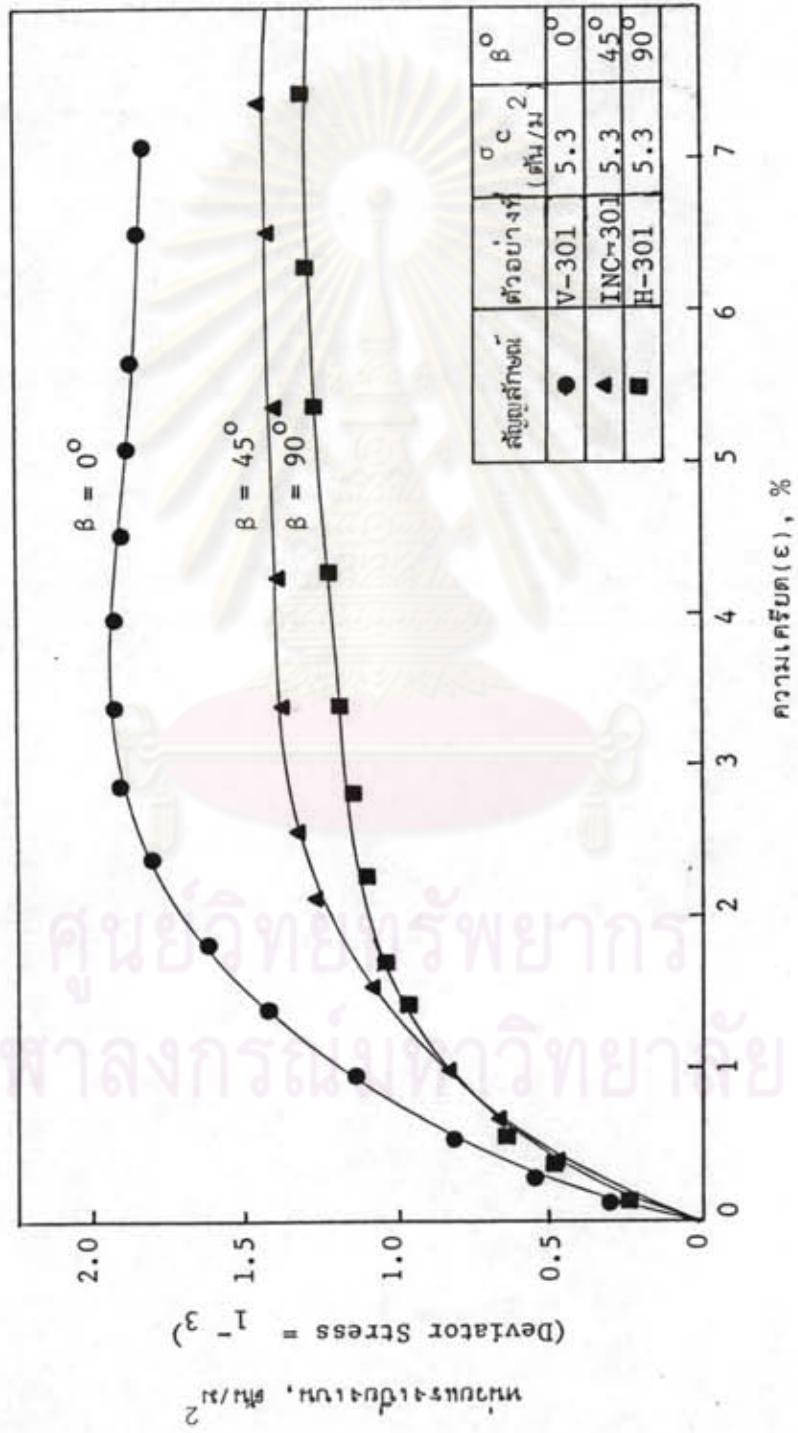
และปริมาณความชื้นในตัวอย่างขณะทดลองใกล้เคียงหรือเท่ากับความชื้นในดินตามธรรมชาติ

หน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างจะมีอยู่เท่าที่จะพยายามรักษาคุณภาพของตัวอย่างให้ใกล้เคียงเหมือนจริงที่สุดได้ขณะทำการเก็บขึ้นมา และจะไม่ทำการอัดตัวคายน้ำสร้างสภาพระบบหน่วยแรงประสิทธิผลให้กับตัวเองใหม่ ระบบหน่วยแรงที่ใช้กับการทดลองนี้คือให้ความตัมเซลล์ขณะทดลองเท่ากับหน่วยแรงรวมที่ถมในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ_{vo}) ซึ่งจะทำให้หน่วยแรงรวมแนวราบ (σ_{ho}) ขณะทดลองสูงกว่าในสนาม เนื่องจากดินกรุงเทพฯ มีค่า K_0 น้อยกว่า 1.0

ผลการทดลอง UU ของตัวอย่างดินทดลองแสดงไว้ในตารางที่ 4.2 และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเบี่ยงเบน $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ กับความเครียด แสดงไว้ในรูปที่ 4.2 ซึ่งเป็นผลการทดลอง UU ของตัวอย่างที่แกนที่มุมต่าง ๆ กับแนวตั้งธรรมชาติ (β) ของตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุด พบว่าตัวอย่างทดลองมีผลดังต่อไปนี้

1. หน่วยแรงเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 2% ของความเครียด สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้งจะมีค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดในช่วง 3-4% และตัวอย่างดินในแนวนอน ($\beta = 90^\circ$) กับตัวอย่างในแนวเอียง ($\beta = 45^\circ$) จะไม่เกิดยอดกราฟเมื่อถึงค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดที่ดินรับได้ จุดที่เกิดการพังทลายของตัวอย่างดินทดลองในแนวเอียงและในแนวนอน จะมีความเครียดมากกว่าตัวอย่างในแนวตั้งเพราะเกิดการไหลของพลาสติก (Plastic Flow) เมื่อเปรียบเทียบผลการทดลองที่ได้จากการทดลองแบบ UC จะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดลองแบบ UU ให้ค่าสูงกว่าแบบ UC เล็กน้อย และจุดที่แรงเฉือนสูงสุดจะไม่ชัดเจนสำหรับดินแนวเอียง ($\beta = 45^\circ$) และแนวนอน ($\beta = 90^\circ$) เช่นกัน

2. กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอน สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง ($\beta = 0^\circ$) จะมีค่าสูงสุด สำหรับตัวอย่างทดลองในแนวเอียง ($\beta = 45^\circ$) และแนวนอน ($\beta = 90^\circ$) จะลดลงมาตามลำดับ แสดงว่า ค่า S_u จะลดลงเมื่อค่า β เพิ่มขึ้น พิจารณาได้ชัดเจนจากสัดส่วนของ $\frac{S_u(\beta)}{S_u(\nu)}$



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเป็งเบนความเค็รียดจากกาทรหดลงแบบ UU

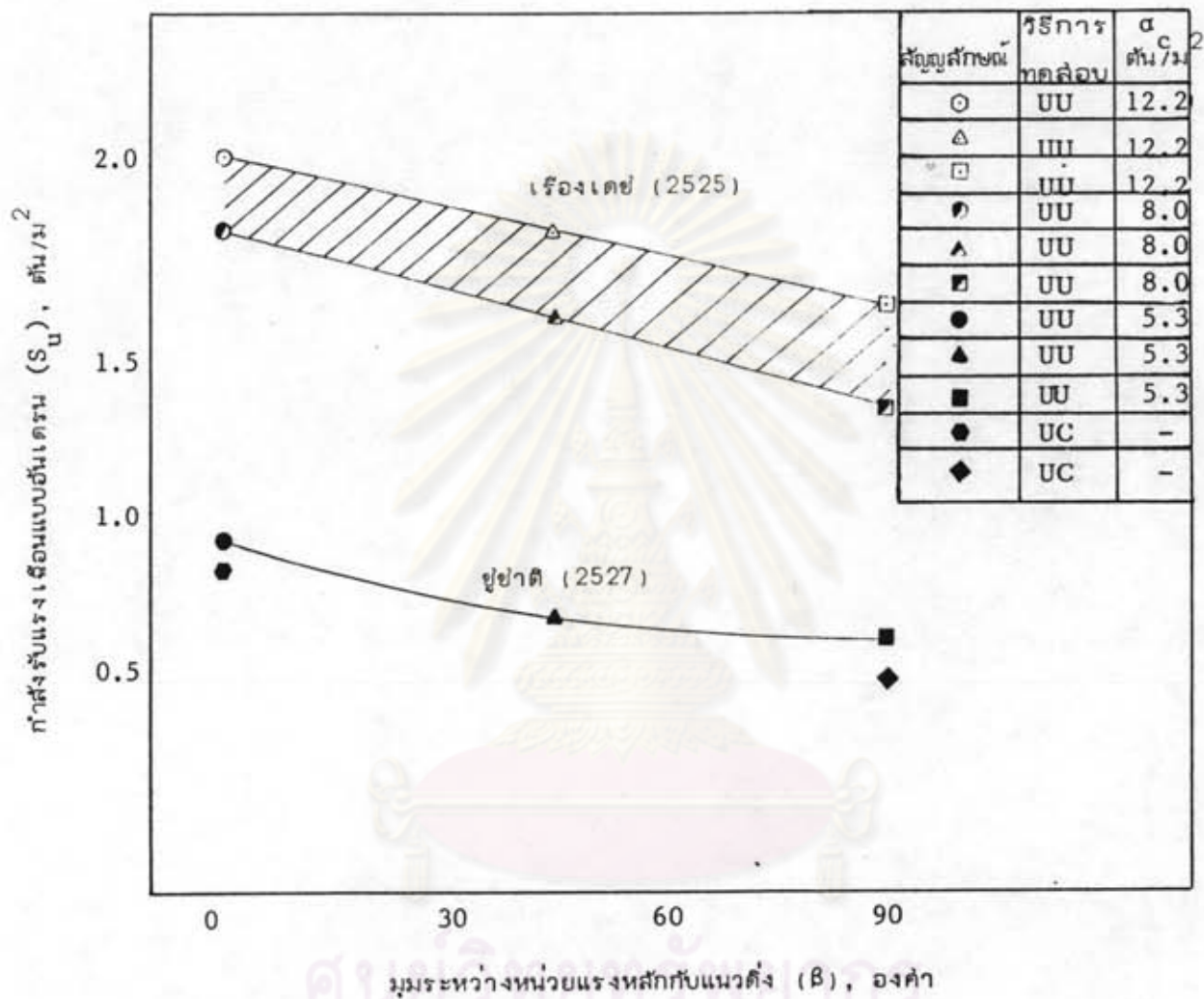
จากรูปที่ 4.3 เป็นการแสดงคุณสมบัติของแอนไอโซทรอปี่ประจำตัว แต่ค่าคุณสมบัติที่วัดได้อาจไม่ใช่เป็นค่าจริงนักถ้าตัวอย่างดินถูกรบกวนมากทำให้คุณสมบัติของแอนไอโซทรอปี่ลดลง (เรื่องเคย, 2525) ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดลองแบบ UC ให้ค่าต่ำกว่าแบบ UU เล็กน้อย เปรียบเทียบกับตัวอย่างดินของเรื่องเคย, 2525 จะพบว่าดินเหนียวอ่อนมากที่บางปู มีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่าดินเหนียวกรุงเทพฯมาก แต่ทั้งสองบริเวณแสดงคุณสมบัติแอนไอโซทรอปี่เช่นกัน

3. ค่าโมดูลัสแบบฮันเดรน (E_u) ของตัวอย่างแบบตั้งมีค่ามากที่สุด $=250 \text{ ตัน/ม}^2$ และลดลงเมื่อ β เพิ่มขึ้นแต่ค่า E_u ของตัวอย่างดินในแนวนอนและในแนวเอียง ($\beta=45^\circ$) มีค่าใกล้เคียงกันมาก มีค่า $=150 \text{ ตัน/ม}^2$

สิ่งที่สำคัญที่สุดสำหรับการทดลอง UU คือคุณภาพของตัวอย่าง ค่ากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดจะใกล้เคียงกับค่าจริงที่สุด โดยทั่วไปการเก็บตัวอย่างสมบูรณ์มักจะทำได้ไม่ค่อยดี สิ่งนี้จึงเป็นปัญหาใหญ่ของการทดลองแบบนี้ เพราะค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้มักจะต่ำกว่าค่าเป็นจริง และคุณสมบัติทางแอนไอโซทรอปี่ที่วัดได้ก็น้อยกว่าความเป็นจริงจากรูปที่ 4.3 แสดงให้เห็นว่าค่าแอนไอโซทรอปี่ที่ได้จากการทดลองแบบ UU และ UC ต่างกันเพียงเล็กน้อย

การทดลอง UU นั้น ตัวอย่างมักจะมีหน่วยแรงประสิทธิผลก่อนการทดลองเท่ากับ ความดันน้ำในโพรงที่เหลืออยู่ (Residual Pore Pressure) ซึ่งต่ำกว่าค่าจริงตามธรรมชาติวิธีหนึ่งที่จะทำให้ได้ผลการทดลองดีขึ้น คือ การอัดตัวคายน้ำอีกครั้ง (Reconsolidated) ไปที่หน่วยแรงประสิทธิผลตามธรรมชาติเสียก่อนแล้วค่อยทดลองด้วยการเพิ่มแรง (load) จนถึงขั้นวิกฤติ และวัดความดันน้ำในโพรงตลอดการทดลอง การทดลองแบบนี้จะเป็นการทดลองที่ตัวอย่างมีหน่วยแรงประสิทธิผลสูงขึ้น และเปลี่ยนโครงสร้างของดิน โดยจะทำให้มีค่าของหน่วยแรงประสิทธิผลตามระดับต่าง ๆ ตามที่ต้องการ ผลการทดลองยังสามารถแสดงได้ทั้งในเทอมของหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล ผลการทดลองแบบดังกล่าวจะเล่นอยู่ในหัวข้อต่อไป

4.2.3 การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ถูกอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปี่คิมมาก่อนด้วยเครื่อง Triaxial ในสภาพฮันเดรนพร้อมวัดค่าความดันน้ำในโพรง (Isotropically Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement, CIUC)



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนแบบฮันเดรน (S_u) จากการทดลอง UU และ UC กับมุม β

กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินทดลองเมื่อถูกการอัดตัวคายน้ำอีกครั้ง (Reconsolidated) ด้วย \overline{CIUC} นี้ จะมีค่าใกล้เคียงลภาวะธรรมชาติมาก เพราะการทดลองนี้สามารถทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างดินทดลองที่ใส่ซึ่งเปลี่ยนไปเนื่องจากการเก็บตัวอย่างกลับไปที่ค่าใกล้เคียงความเป็นจริงตามธรรมชาติ ก่อนทดลองกำลังรับน้ำหนัก การวิจัยซึ่งใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากผลการทดลองนี้เป็นหลักในการศึกษา สำหรับดินในแนวนอน โดยใส่ที่ลภาวะธรรมชาติมีค่า $OCR = 2.4$

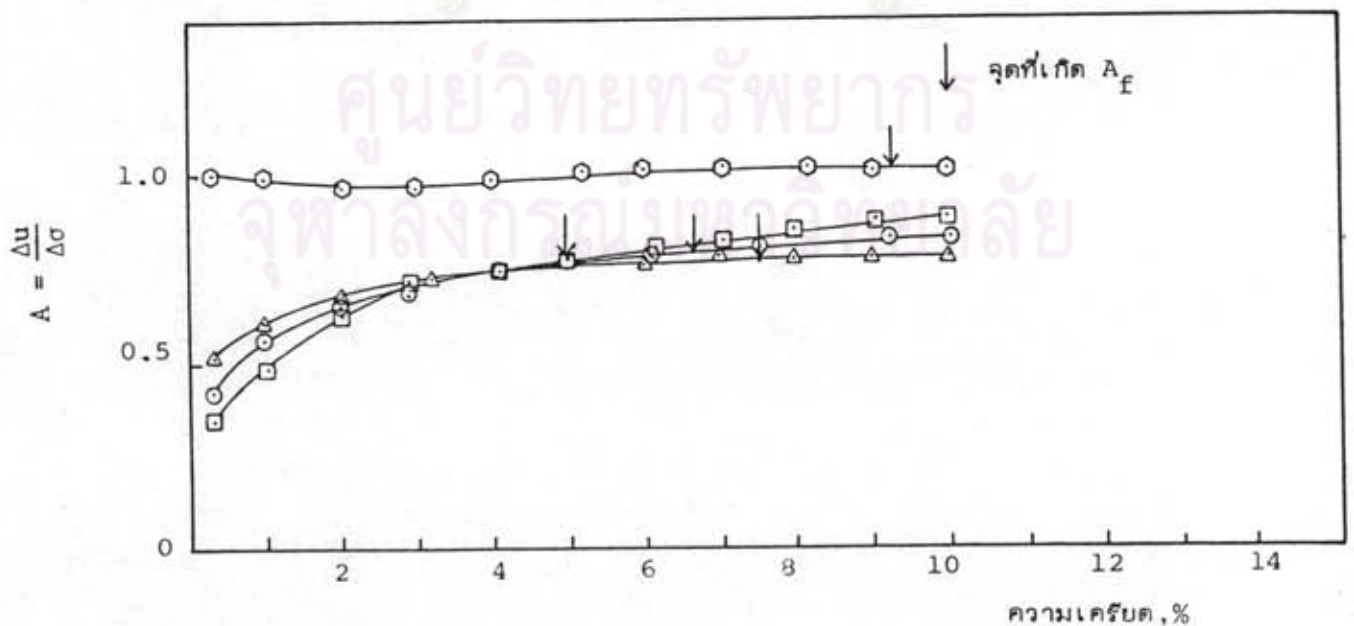
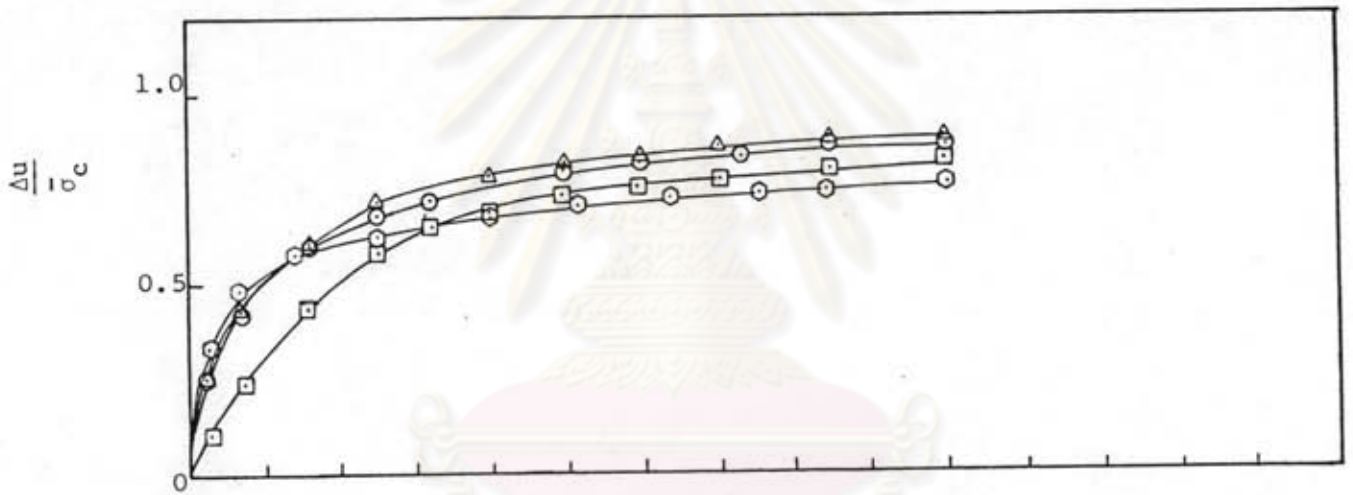
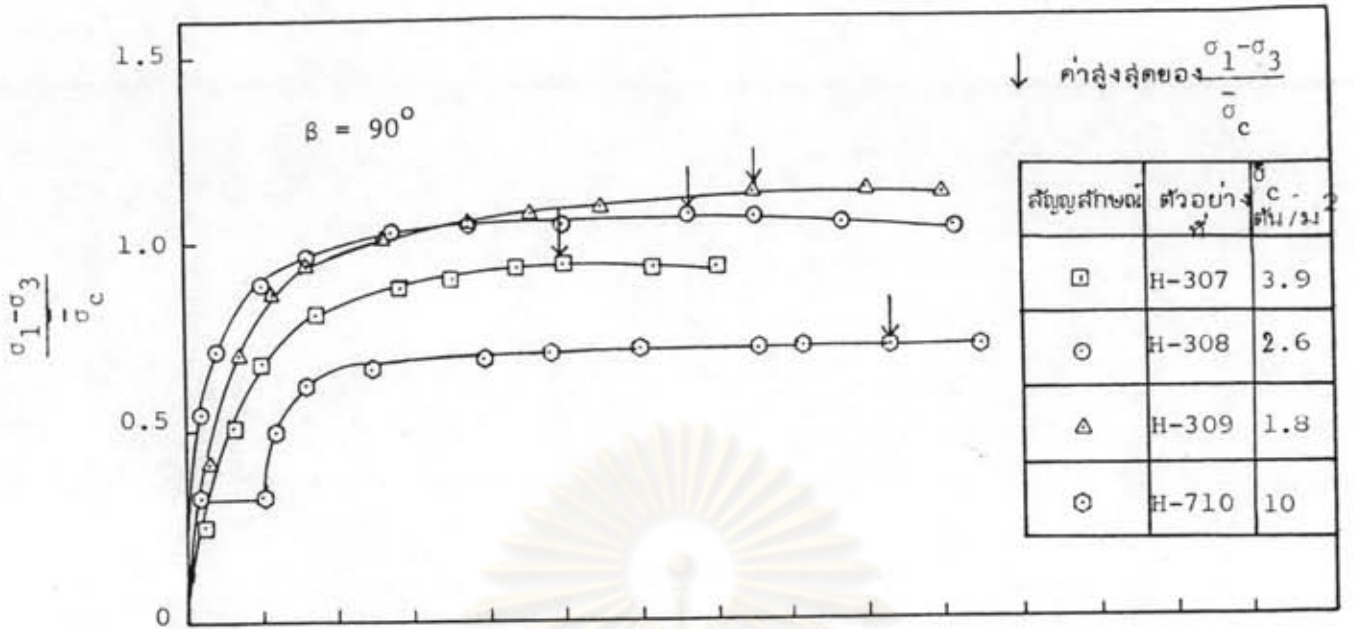
ผลการทดลองแบบ \overline{CIUC} ซึ่งทำให้ทราบค่ากำลังรับหน่วยแรงเฉือนสูงสุดที่ดินสามารถรับได้นั้นได้นำมาใช้ในการทดลองอันตรรกะที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ เพื่อที่จะสามารถหาหน่วยแรงเฉือนค่าคงที่ที่จะกระทำต่อตัวอย่างดินทดลองที่ค่าระดับหน่วยแรงเฉือนนั้น ๆ ได้ถูกต้อง โดยใช้สมมุติฐานว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดลองโดยใช้การควบคุมอัตราความเครียด (Strain Control) กับที่ได้โดยการควบคุมการเพิ่มของหน่วยแรง (Stress Control) มีค่าต่างกันน้อย (Ladd, 1965) ซึ่งผลที่ได้ก็เป็นความจริง คือพบว่าในการทดลองครีฟที่หน่วยแรงเฉือนต่าง ๆ กันนั้น ก่อนการทดลองครีฟค่า q และ \bar{p} ของการทดลองแบบควบคุมการเพิ่มของหน่วยแรง (ทดลองครีฟ) แทบจะอยู่บนเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ได้จากการทดลองแบบควบคุมอัตราความเครียด

นอกจากนี้การทดลองแบบ \overline{CIUC} ซึ่งได้ค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังประสิทธิผลของดิน (Effective Strength Parameter) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของดินอีกด้วย ซึ่งสามารถนำไปใช้ให้เป็นประโยชน์ในการวิเคราะห์ดินได้ถูกต้องทั้งด้านกำลังและการยุบตัวของดินในลักษณะอันตรรกะ

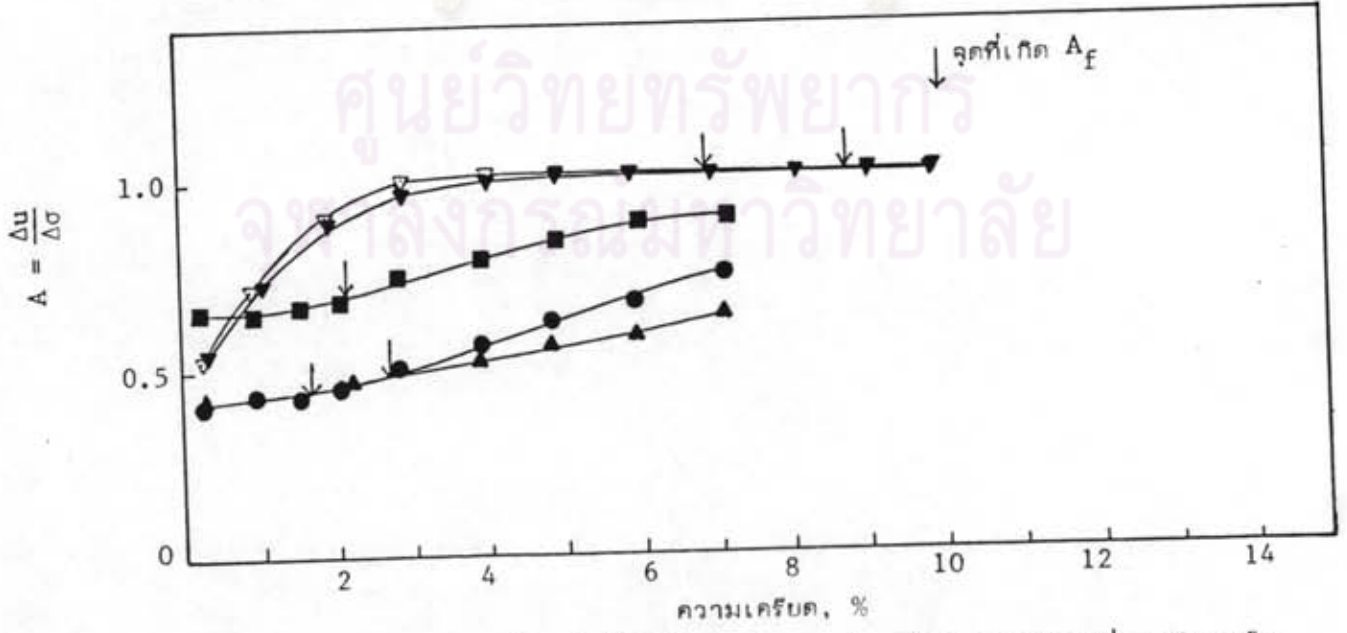
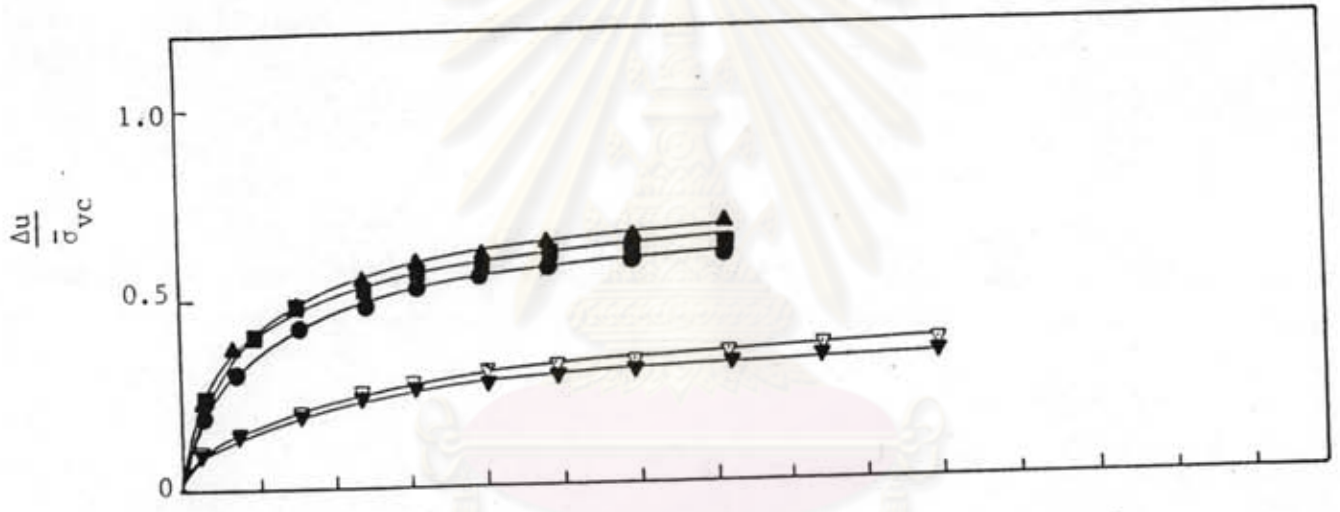
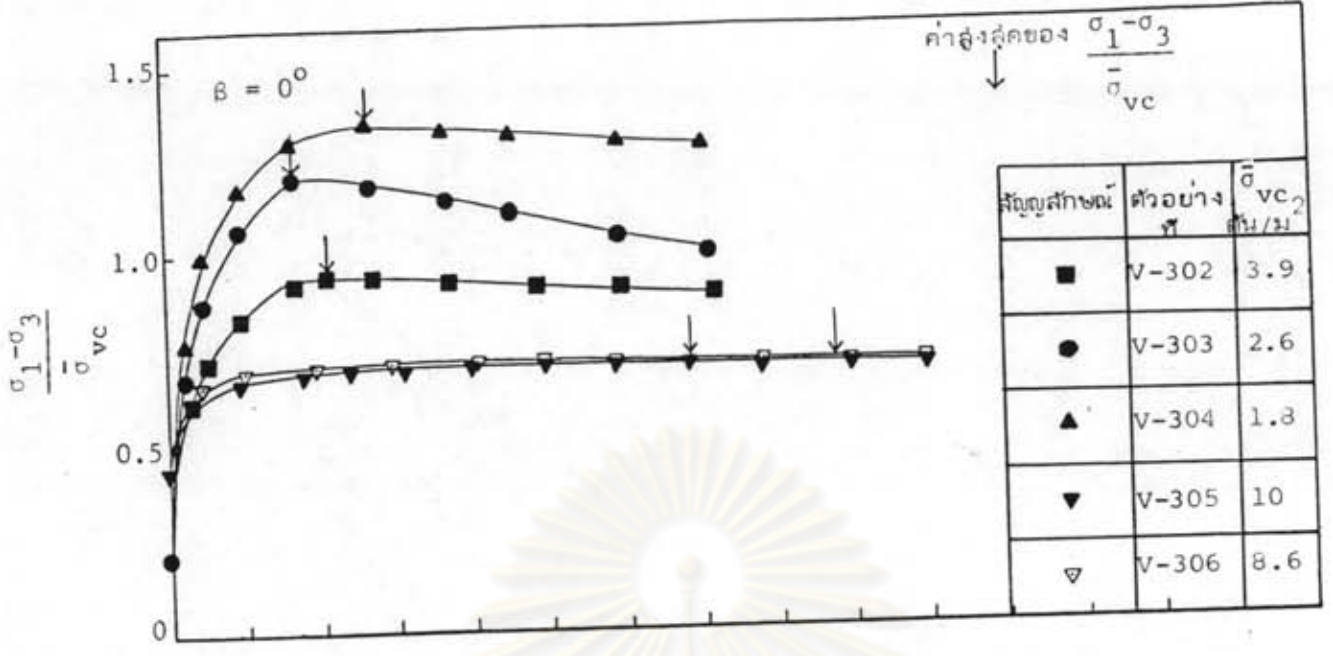
4.2.3.1 พฤติกรรมของหน่วยแรงกับความเครียด

ผลของการทดลองหน่วยแรงกับความเครียด สำหรับ \overline{CIUC} ของตัวอย่างดินทดลองในแนวนอน (หมวด H) ได้แสดงในตารางที่ 4.2 และกราฟความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.4 ดังต่อไปนี้

1. หน่วยแรงเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 0-2% ของความเครียด ทั้งตัวอย่างที่ลภาวะในธรรมชาติ (In situ Condition) ซึ่งเป็นลภาวะ Overconsolidated กับลภาวะ Normally Consolidated จะไม่พบยอดกราฟเมื่อตัวอย่างดินถูกอัดถึงหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดที่รับได้ จุดที่เกิดการพังทลายของตัวอย่างดินทดลองในแนวนอนจะมีความเครียด



รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$, $\frac{\Delta u}{\sigma_c}$, A กับความเครียดเมื่อรับแรงใน



รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{vc}}$, $\frac{\Delta u}{\sigma_{vc}}$, A กับความเครียดเมื่อหินรับแรงใน

แนวตั้งจากการทดลอง CAUC



มากกว่าตัวอย่างในแนวตั้งทั้ง 2 สภาวะ

2. ขนาดของหน่วยแรงเบี่ยงเบนเทียบกับความเครียดขึ้นอยู่กับขนาดของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ใช้ในการอัดตัวคาน้ำก่อนการทดสอบ ($\bar{\sigma}_c$) นั่นคือ $(\frac{\sigma - \sigma_1}{3})_{\max}$ จะสูงขึ้นตาม $\bar{\sigma}_c$ ที่สูงขึ้น

3. ความสัมพันธ์ระหว่างการ Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบน $(\frac{\sigma - \sigma_1}{3})_{\max}$ กับความเครียดพบว่า

3.1 ที่หน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวคาน้ำ ($\bar{\sigma}_c$) ต่ำ ($OCR > 1$) ค่า Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบนจะสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น

3.2 เมื่อ OCR ลดลง จนกระทั่ง $OCR = 1.0$ โดยที่ $\bar{\sigma}_c \gg \bar{\sigma}_{vm}$ กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการ Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบน กับความเครียด จะเป็นเส้นเดียวกันกับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง แสดงว่าที่หน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวคาน้ำสูง ๆ ตัวอย่างทั้ง 2 แบบ ($\beta = 0^\circ$ และ $\beta = 90^\circ$) มีคุณสมบัติที่ Normalized ได้ (จะแสดงคุณสมบัติทางไอโซทรอปี้เมื่อมีค่า $\bar{\sigma}_c$ สูงมาก) เปรียบเทียบกับรูปที่ 4.5

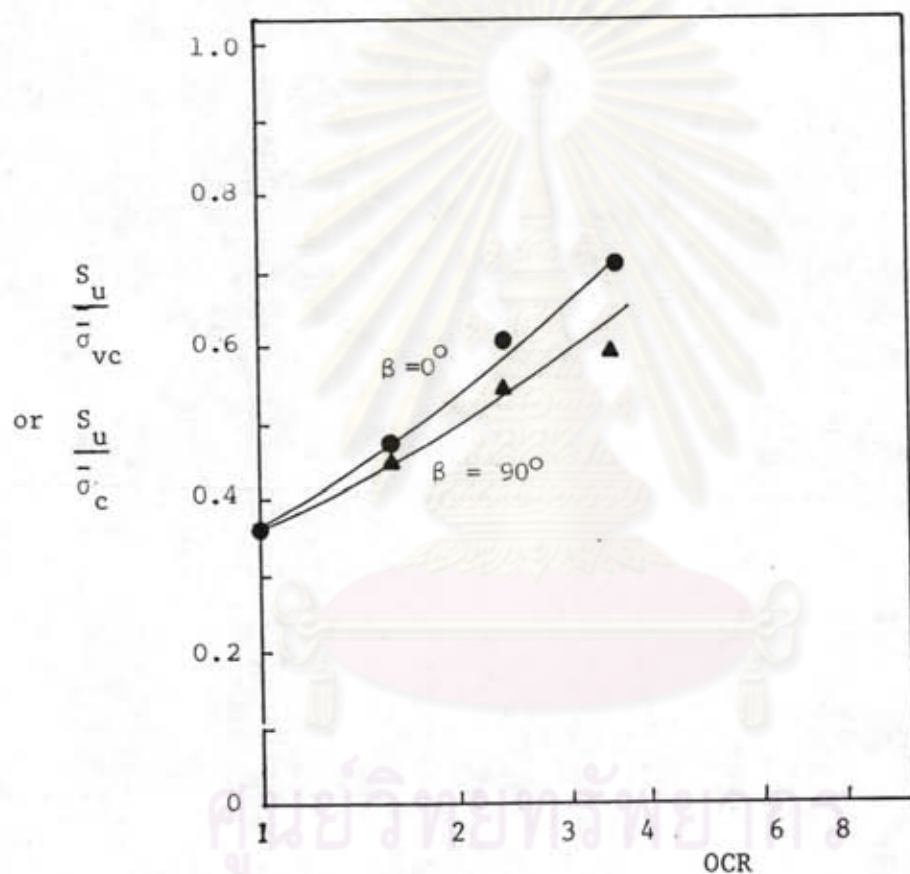
3.3 พิจารณาตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.6 พบว่าค่า $S_u / \bar{\sigma}_c$ เพิ่มขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้นทั้งหน่วยแรงในแนวตั้งและแนวนอน เนื่องจากค่า Skempton's parameter, A ทางแนวนอนมีมากกว่าในแนวตั้ง

4.2.3.2 ความดันน้ำในโพรงดิน (Δu) กับความเครียด

ผลการทดสอบของความดันน้ำในโพรงดิน (Δu) กับความเครียดได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.4 ดังต่อไปนี้

1. พฤติกรรมของความดันน้ำในโพรง ตอบสนองต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวคาน้ำ ($\bar{\sigma}_c$) คือความดันน้ำในโพรง ณ จุดกบัต, Δu_f (ความดันน้ำในโพรงขณะกบัต ที่หน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด) เพิ่มขึ้นตามค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวคาน้ำที่เพิ่มขึ้น

2. พฤติกรรม Normalized ของความดันน้ำในโพรงกับความเครียดของตัวอย่างในแนวนอนที่สภาวะธรรมชาติ (in situ condition) กับที่ Normally Consolidated เกือบเป็นเส้นเดียวกัน และมีค่ามากกว่าค่า Normalized ของความดันน้ำในโพรงกับความเครียด



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Normalized Undrained Shear Strength $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$, $\frac{S_u}{\sigma_c}$ กับ OCR

ของตัวอย่างแนวตั้ง เนื่องจากการแตกต่างของวิธีการทดลอง เปรียบเทียบกับรูปที่ 4.5

4.2.3.3 พารามิเตอร์ของความตึงน้ำในโพรง (A) เทียบกับความเครียด

ผลการทดลองค่าพารามิเตอร์ของความตึงน้ำในโพรงกับความเครียด แสดงในรูปที่

4.4 เปรียบเทียบกับรูปที่ 4.5 มีผลดังต่อไปนี้

1. พารามิเตอร์ของความตึงน้ำในโพรงเทียบกับความเครียดขึ้นอยู่กับหน่วยแรงในอดีต (Stress history) คือค่าพารามิเตอร์ของความตึงน้ำในโพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อค่า OCR ลดลง

2. พารามิเตอร์ของความตึงน้ำในโพรง ณ จุดพิบัติ (A_f) ของตัวอย่างในแนวนอนจะสูงกว่าตัวอย่างในแนวตั้ง แม้ว่าใช้วิธีการอัดตัวคายน้ำที่แตกต่างกัน

4.2.3.4 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) และเอนVELOปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ (Effective Stress Envelope at Failure)

ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า $\frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2}$ กับ $\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}$ จะแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในดินในระหว่างการทดลอง ส่วนเอนVELOปของหน่วยแรงประสิทธิผลไว้เพื่อแสดงการพิบัติของดิน โดยแรงเฉือนแบบอันเดรน และตรวจล่อการพิบัติเนื่องจากอันเดรนครีฟ ซึ่งทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในขณะครีฟจะวิ่งเข้าสู่เส้นเอนVELOปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ และสภาพหน่วยแรง (State of Stress) ที่จุดเกิดการพิบัติเนื่องจากอันเดรนครีฟจะอยู่บนเอนVELOปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ

ในการทดลองเมื่อดินรับแรงในแนวนอน ตัวอย่างที่ใช้คือตัวอย่างดินหมวด H ใช้ตัวอย่างดินทดลองจำนวน 3 ตัวอย่าง โดยทำการทดลองให้ดินอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปปิด ด้วยค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ($\bar{\sigma}_c$) ก่อนการทดลองมีค่าเท่ากับ 1.8, 2.6 และ 3.9 ตัน/ม² ตามลำดับ ซึ่งเป็นสภาวะ Overconsolidated

สำหรับดินที่ถูกอัดตัวคายน้ำด้วยแรงประสิทธิผลต่าง ๆ กัน จะพบว่าเอนVELOปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ เมื่อ $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$ สูงสุด จะเกิดก่อนและค่า $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)$ สูงสุด

จะเกิดภายหลังที่ความเครียดมากกว่า ซึ่งเป็นคุณสมบัติของดินที่มีค่าความไวสูง (Very Sensitive Clay) (Lambe & Whitman, 1979) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ได้ค่าพารามิเตอร์ด้านกำลัง
 ประสิทธิภาพของดินรับแรงในแนวนอนที่ลึกลง Overconsolidated ที่จุด $(\sigma_1 - \sigma_3)$ สูงสุด
 ดังนี้ ค่า $\bar{\alpha}$ = 25.5° \bar{a} = 0.51 ตัน/ม²
 หรือ $\bar{\phi}$ = 28.5° \bar{c} = 0.58 ตัน/ม²

สำหรับการทดลองตัวอย่างดินแนวนอนที่ลึกลง Normally Consolidated กระทำจุดเดียว
 ก็เพียงพอเพราะคุณสมบัติของดินสามารถ Normalized ได้ $(\frac{\bar{\sigma}_{1f}}{\bar{\sigma}_{3f}} = \frac{1+\sin\bar{\phi}}{1-\sin\bar{\phi}}, \bar{c} = 0)$

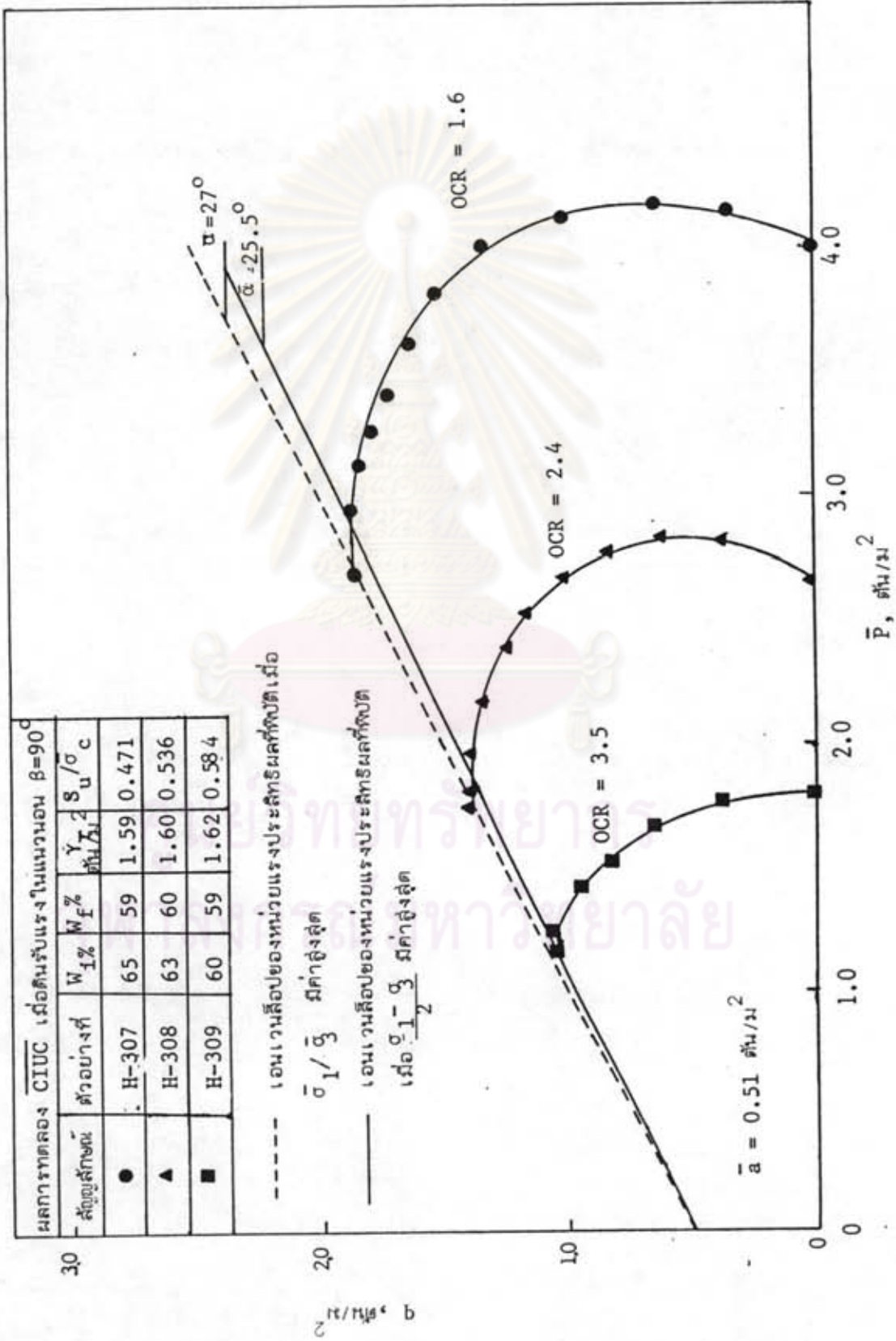
4.2.4 การทดลองกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ถูกอัดตัวด้วยน้ำแบบแอนไอโซทรอปิก
 มาก่อนด้วยเครื่อง Triaxial ในสภาพอิ่มตัวพร้อมวัดความดันน้ำในโพรง (Anisotropically
 Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure
 Measurement, CAUC)

การทดลองหากำลังรับแรงเฉือนของดินด้วยวิธี CAUC นี้จะใกล้เคียงในลึกลง
 ธรรมชาติมากกว่า การทดลอง CIUC เพราะปรกติค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันด้านข้าง μ ภาวะ
 สัมผัส (K_0) ของดินบางชนิดมีค่าน้อยกว่า 1.0 ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวด้วยน้ำทาง
 ด้านข้าง ($\bar{\sigma}_{hc}$) ที่ใช้จะทำการอัดตัวด้วยน้ำไปในลึกลงที่เป็นจริงตามธรรมชาติในแนวนอน
 และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวด้วยน้ำทางแนวตั้ง ($\bar{\sigma}_{vc}$) ที่ใช้ให้มีค่าเท่ากับหน่วยแรง
 ประสิทธิภาพแนวตั้งตามธรรมชาติ (in situ effective stress, $\bar{\sigma}_{vo}$)

ในการวิจัยนี้ใช้ดินแนวตั้งหมวด V สำหรับการทดลอง CAUC และนำค่าหน่วยแรง
 เฉือนสูงสุดที่ดินสามารถรับได้มาใช้ในการทดลองอันตรรกะที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ
 เพื่อจะหาหน่วยแรงเฉือนค่าคงที่ที่กระทำต่อตัวอย่างดินทดลอง โดยการควบคุมการเพิ่มของ
 หน่วยแรง ผลปรากฏว่าก่อนการทดสอบครีปค่า q และ \bar{p} ของการทดสอบแบบควบคุมการเพิ่ม
 ของแรง แทบจะอยู่บนเส้นทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ได้จากการทดสอบแบบควบคุม
 อัตราการเครียด

4.2.4.1 พฤติกรรมของหน่วยแรงกับความเครียด

ผลของการทดสอบหน่วยแรงกับความเครียดสำหรับ CAUC ของตัวอย่างดินทดลอง
 ในแนวตั้ง (หมวด V) ได้แสดงในตารางที่ 4.2 และกราฟความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.5 ดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.7 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิภาพเมื่อต้นรับแรงในแนวนอน ณ สภาวะ Overconsolidated

1. หน่วยแรงเบี่ยงเบนเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 0-1% ของความเครียดทั้งตัวอย่างที่ลภาวะธรรมชาติและ Normally Consolidated Clay โดยจุดเริ่มของความเครียดเท่ากับศูนย์จะอยู่บนแกนของหน่วยแรงเบี่ยงเบนขึ้นอยู่กับการใช้ค่า K_0 เท่าไร ในการอัดตัวคายน้ำ จะพบยอดกราฟเมื่อตัวอย่างดินถูกอัดถึงหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดที่รับได้ จุดที่เกิดการพังทลายของตัวอย่างดินทดลองจะเกิดในช่วง 1-3% ของความเครียด และหน่วยแรงเบี่ยงเบนจะลดลงตามลำดับ สำหรับการทดลองที่ลภาวะ Overconsolidated แต่ที่ลภาวะ Normally Consolidated จะไม่พบยอดกราฟเมื่อตัวอย่างดินถูกอัดถึงหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุดที่รับได้และจุดที่เกิดการพังทลายจะมีความเครียดมากกว่าตัวอย่างดินทดลองในลภาวะ Overconsolidated ($OCR=2.4$) ซึ่งเป็นลภาวะตามธรรมชาติ (in situ condition)

2. ขนาดของหน่วยแรงเบี่ยงเบนกับความเครียดขึ้นอยู่กับการขนาดของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ใช้ในการอัดตัวคายน้ำก่อนการทดลองในแนวตั้ง ($\bar{\sigma}_{vc}$) นั่นคือ $(\sigma_1 - \sigma_3)$ สูงสุด จะขึ้นตาม $\bar{\sigma}_{vc}$ ที่สูงขึ้น

3. ความสัมพันธ์ระหว่างการ Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบน $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\bar{\sigma}_{vc}})$ กับความเครียดพบว่า

3.1 ที่หน่วยแรงประสิทธิผลในการอัดตัวคายน้ำ ($\bar{\sigma}_{vc}$) ต่ำ ค่า Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบนจะมีค่าสูงสุด

3.2 เมื่อ $OCR=1.0$ โดยที่ $\bar{\sigma}_c > \bar{\sigma}_{vm}$ กราฟความสัมพันธ์ของ Normalized หน่วยแรงเบี่ยงเบนกับความเครียดจะให้เส้นเดียวกัน

3.3 จากตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.6 จะพบว่าเมื่อ OCR เพิ่มขึ้นจะทำให้ $S_u / \bar{\sigma}_{vc}$ เพิ่มขึ้นด้วย

4.2.4.2 ความดันน้ำในโพรงดิน (Δu) กับความเครียด

ผลการทดสอบของความดันน้ำในโพรงดิน (Δu) กับความเครียดได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.5

พฤติกรรม Normalized ของความดันน้ำในโพรงกับความเครียดของตัวอย่างที่ลภาวะธรรมชาติเกือบเป็นเส้นเดียวกัน และสำหรับลภาวะ Normally consolidated พฤติกรรม Normalized ของความดันน้ำในโพรงกับความเครียดของตัวอย่างก็เกือบเป็นเส้นเดียวกัน แต่ค่าที่ได้อ้างถึง 2 ลภาวะแตกต่างกันมาก แสดงว่ามีผลกระทบเนื่องจาก

การเลือกใช้ค่า K_0 ในการอัดตัวคายน้ำ และหลังจากเกิด Δu_f แล้ว ค่า Δu ยังคงเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ

4.2.4.3 พารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรง (A) เทียบกับความเครียด ผลการทดลองค่าพารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรง (A) กับความเครียด แสดงในรูปที่ 4.5

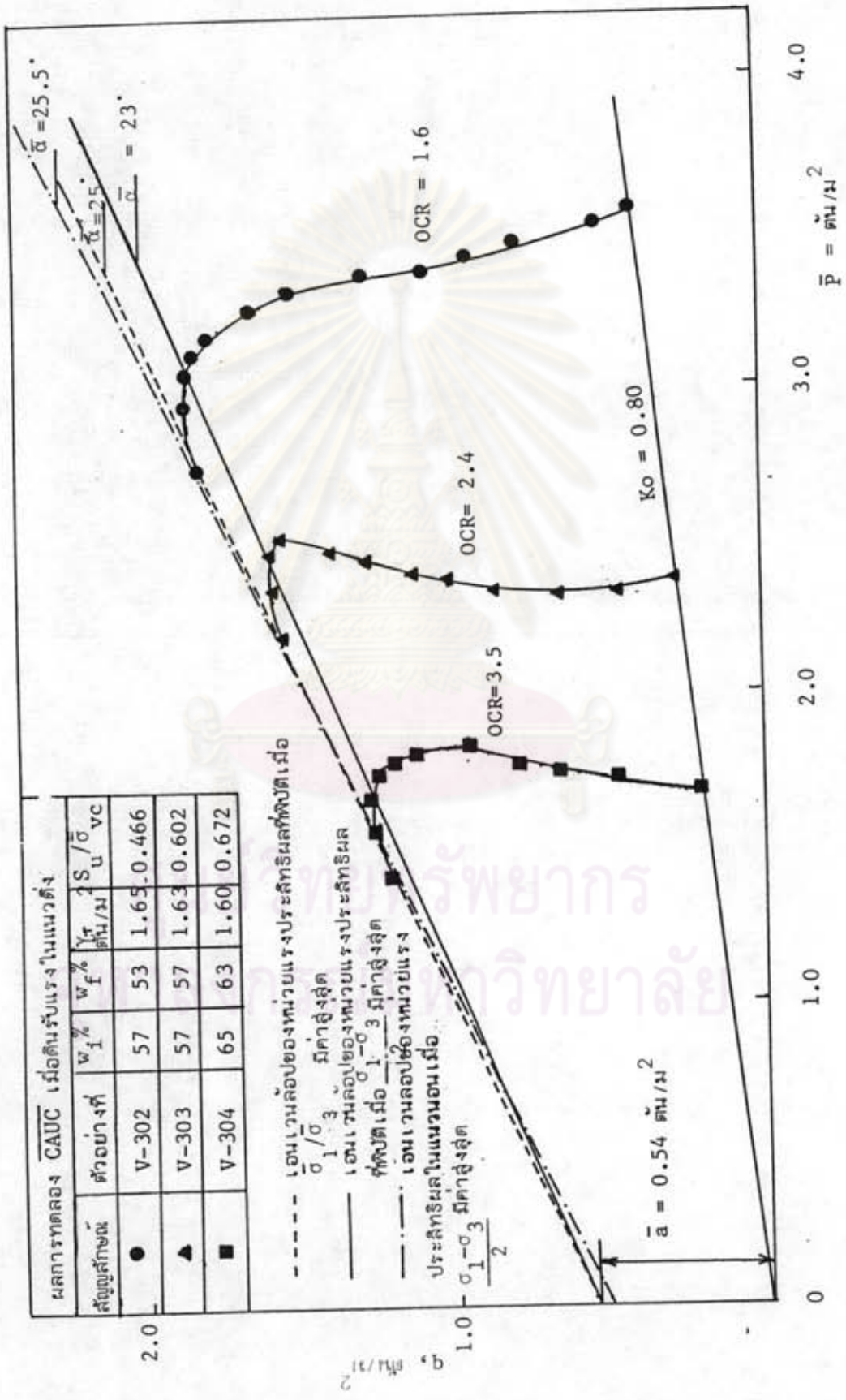
1. ค่าพารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรงเทียบกับความเครียดขึ้นอยู่กับหน่วยแรงในอดีต เมื่อ OCR ลดลง ค่าพารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้น
2. กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรงเทียบกับความเครียดในสภาวะ Normally Consolidated เกือบเป็นเส้นตรงเส้นเดียวกัน
3. หลังจากเกิดค่า A_f แล้ว ค่าพารามิเตอร์ของความตื้นน้ำในโพรงยังคงเพิ่มขึ้นเทียบกับความเครียด

4.2.4.4 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) และเอนVELOPEของหน่วยแรงประสิทธิผลที่กบติ (Effective Stress Envelope at Failure)

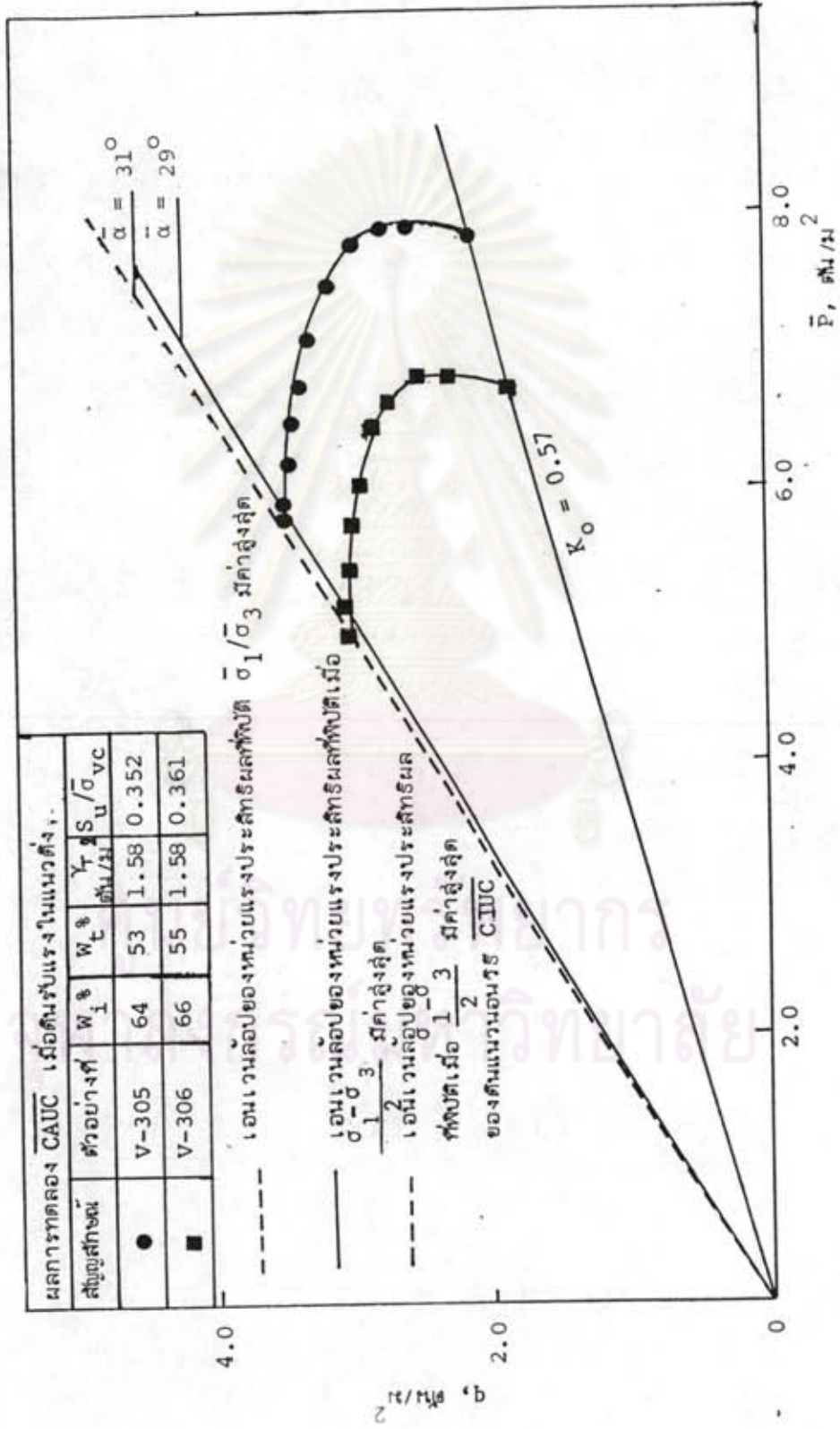
ในการทดลองเพื่อหาทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลและเอนVELOPEของหน่วยแรงประสิทธิผลที่กบติได้ใช้ตัวอย่างในแนวตั้ง 3 ตัวอย่าง โดยทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำโดยใช้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ($\bar{\sigma}_{vc}$) มีค่าเท่ากับ 1.8, 2.6 และ 3.9 ตัน/ม² และใช้ $K_0 = 0.8$ สำหรับสภาวะ Overconsolidated และใช้ตัวอย่างทดลองจำนวน 2 ตัวอย่าง สำหรับสภาวะ Normally Consolidated ใช้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ 8.6 และ 10 ตัน/ม² และ $K_0 = 0.57$ ในการอัดตัวคายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4.8 และ 4.9 ตามลำดับ ตัวอย่างในแนวตั้งจะพบว่าเอนVELOPEของหน่วยแรงประสิทธิผลที่กบติ ($\sigma_1 - \sigma_3$) สูงสุดเกิดก่อนค่า ($\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$) สูงสุด ทั้งในสภาวะ Overconsolidated และ Normally Consolidated ที่จุด ($\sigma_1 - \sigma_3$) สูงสุด ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{ค่า } \bar{\alpha} &= 23^\circ & \bar{a} &= 0.54 \text{ ตัน/ม}^2 \\ \text{หรือ } \bar{\phi} &= 25.1^\circ & \bar{c} &= 0.60 \text{ ตัน/ม}^2 \end{aligned}$$

พารามิเตอร์ด้านกำลังประสิทธิผลของดินรับแรงในแนวตั้งที่สภาวะ Normally Consolidated ที่จุด ($\sigma_1 - \sigma_3$) สูงสุด คือ



รูปที่ 4.8 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Overconsolidated



รูปที่ 4.9 ทางเค้นของหน่วยแรงประสิทธิผลเมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Normally consolidated Clay

$$\begin{array}{ll} \text{ค่า } \bar{\alpha} = 29^\circ & \bar{a} = 0 \text{ ตัน/ม}^2 \\ \text{หรือ } \bar{\phi} = 33.6^\circ & \bar{c} = 0 \text{ ตัน/ม}^2 \end{array}$$

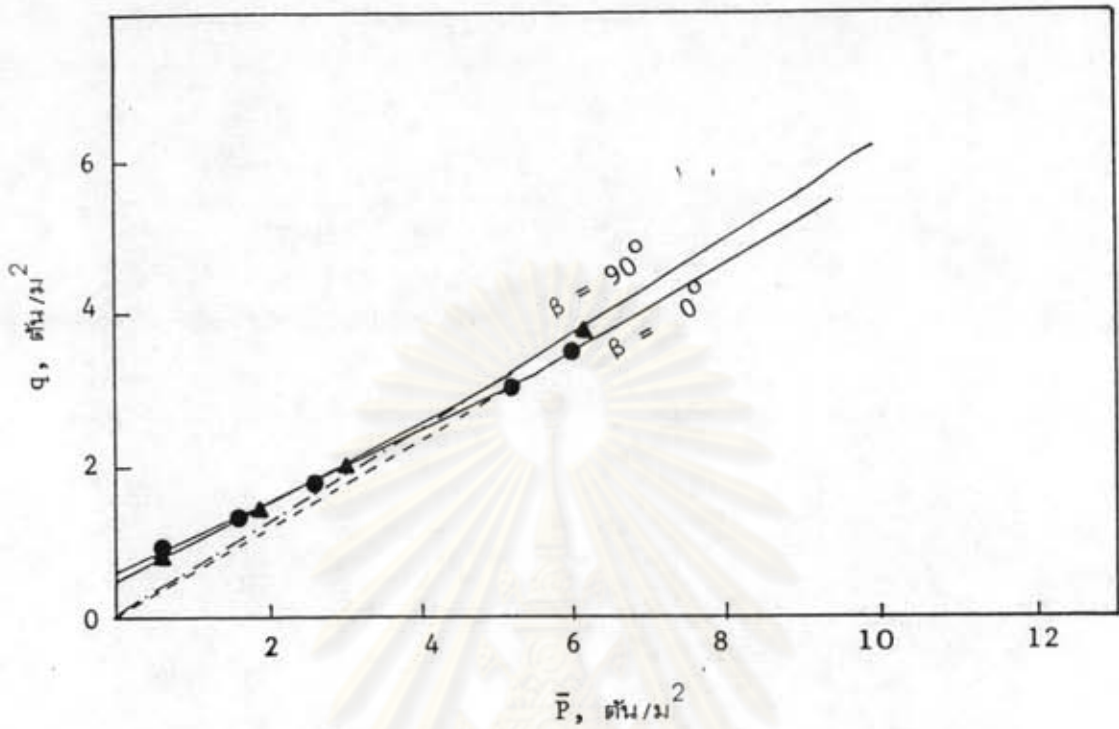
การเปรียบเทียบของเอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ขั้ว (Failure Envelope) จะเห็นได้ว่า เอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ขั้ว ของตัวอย่างในแนวตั้ง และในแนวนอน ไม่เหมือนกัน ซึ่งแตกต่างไปกับพฤติกรรมที่ได้จากการทดลองของลิ่มปืด (2525) ทั้งนี้เนื่องจากการที่อัตราตัวคายน้ำตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอนในสภาวะที่ต่างกัน พิจารณาจากรูปที่ 4.10

การเปรียบเทียบคุณสมบัติทางด้านอันเตทรนครีฟที่จะทำต่อไปควรทำในสภาวะที่ลภาวะของหน่วยแรง (State of Stress) ระหว่างที่ทำการอัตราตัวคายน้ำ และ shear ที่เหมือนกัน แต่เนื่องจากมีปัญหาทางด้านเครื่องมือในการอัตราตัวคายน้ำแบบ CAUC ที่ลภาวะ K_0 สำหรับตัวอย่างในแนวนอน ทำให้จำเป็นต้องทำการอัตราตัวคายน้ำแบบ CIUC สำหรับตัวอย่างในแนวนอน ซึ่งเป็นผลให้การเปรียบเทียบพฤติกรรมทางด้านอันเตทรนครีฟ อาจให้ผลคลาดเคลื่อนไปจากสภาวะธรรมชาติได้

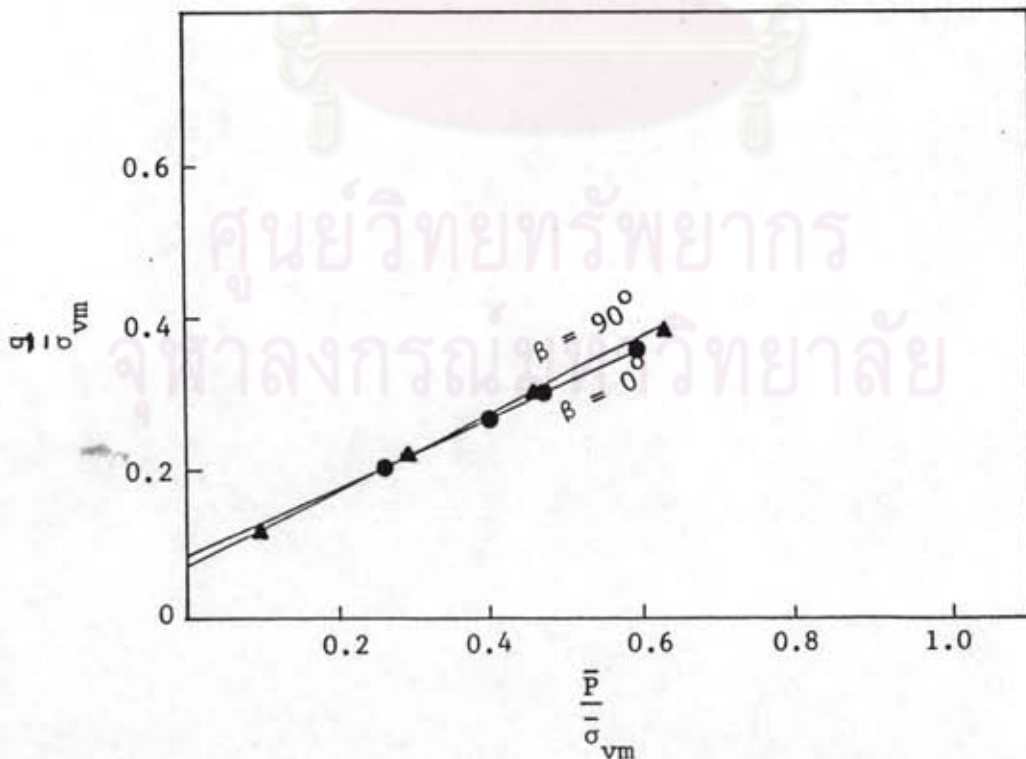
4.3 การทดลองอันเตทรนครีฟ

ให้หัวข้อนี้จะกล่าวถึงผลการทดลองอันเตทรนครีฟ โดยแบ่งตัวอย่างดินทดลองออกเป็น 2 กลุ่ม ในการทดลองคือ ตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง และตัวอย่างดินทดลองในแนวนอน โดยทดลองที่ลภาวะธรรมชาติ (in situ condition) ซึ่งเป็นลภาวะ Overconsolidated ($OCR=2.4$) และลภาวะ Normally Consolidated เพื่อศึกษาพฤติกรรมทางด้านครีฟของดินบางปู

การทดลองอันเตทรนครีฟสำหรับตัวอย่างในแนวตั้ง จะกระทำหลังจากการทำให้ดินอัตราตัวคายน้ำแบบแอนไอโซทรอปิค ให้มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง ($\bar{\sigma}_{vc}$) เท่ากับ $\bar{\sigma}_{vo}$ และ $1.5\bar{\sigma}_{vm}$ แล้วจึงทดลองอันเตทรนครีฟหลังจากให้หน่วยแรงกับดินที่ระดับหน่วยแรงเฉือน $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2S_u} \times 100\right)$ ต่าง ๆ สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง และสำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวนอนจะทำการอัตราตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปิคให้มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผล ($\bar{\sigma}_c$) เท่ากับ $\bar{\sigma}_{vo}$ และ $1.5\bar{\sigma}_{vm}$ แล้วจึงทดลองอันเตทรนครีฟเช่นเดียวกับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง โปรแกรมการทดลองแสดงในตารางที่ 4.3 และในรูปที่ 4.11, 4.12, 4.13 และ 4.14 ก้าวรับแรงเฉือนที่ไปได้จากการทดลองแบบควบคุมความเครียด หน่วยแรงเฉือนที่ให้กับตัวอย่างทดลองที่



รูปที่ 4.10 (a) เอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่ปกติภาวะ Overconsolidated และ Normally Consolidated ในแนวตั้งและแนวนอน

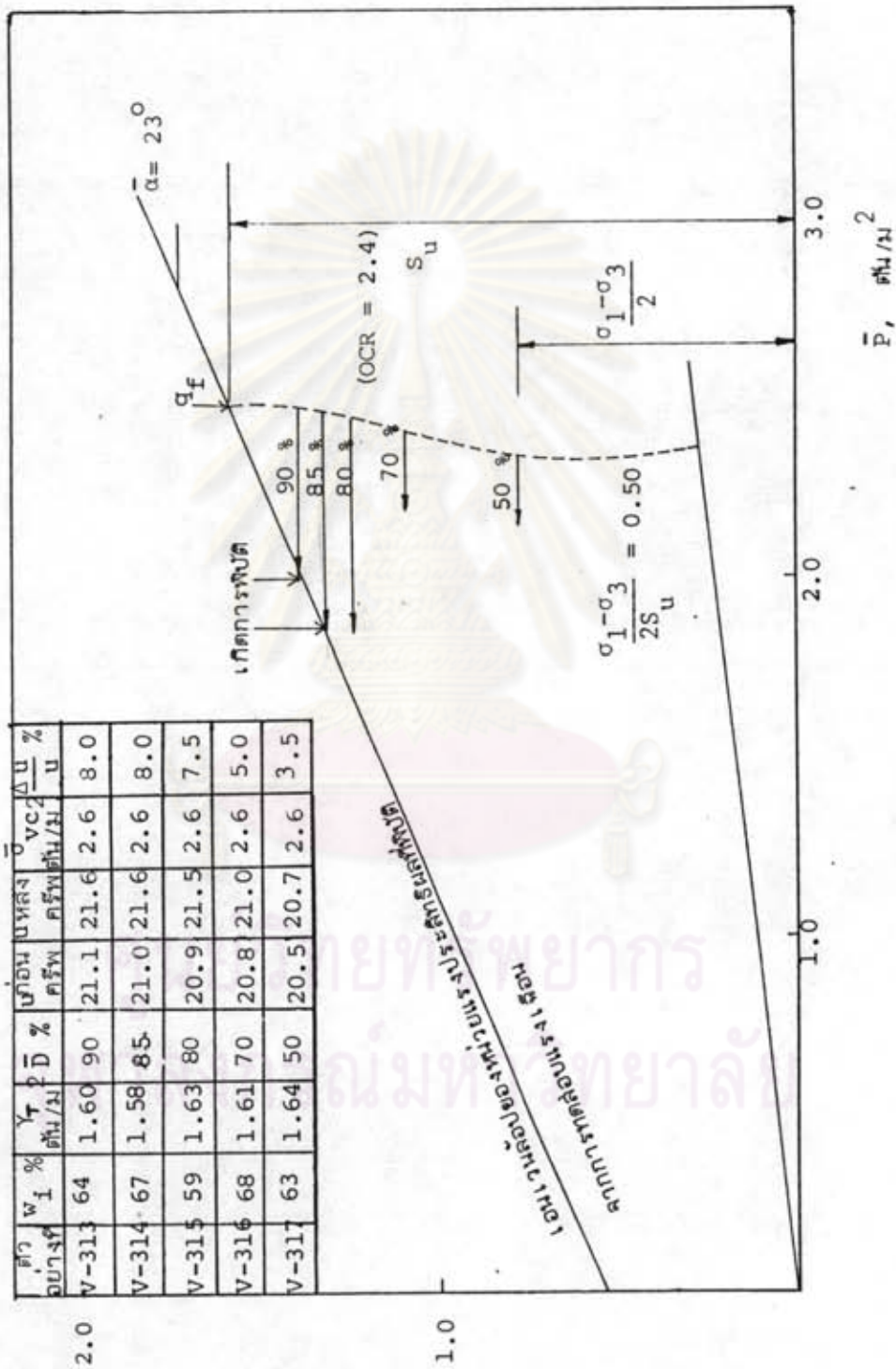


รูปที่ 4.10 (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{q}{\sigma_{vm}}$ และ $\frac{\bar{P}}{\sigma_{vm}}$ ของตัวอย่างในแนวตั้งและแนวนอน

ตารางที่ 4.3 ตัวอย่างต้นสี่สำหรับการทดลองชิ้นเตรนคัพในเครื่อง Triaxial

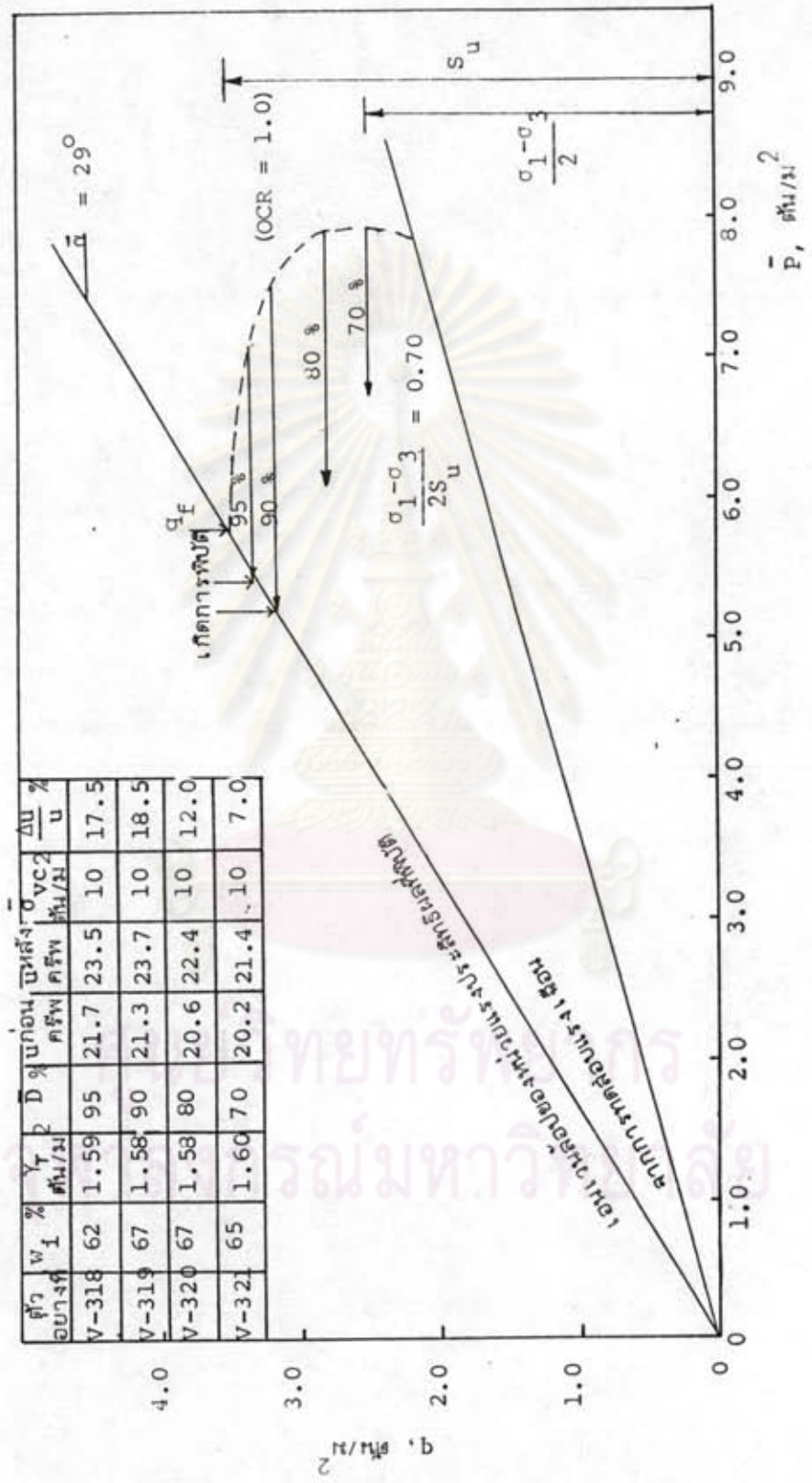
ดินหมวด	ตัวอย่างที่	$\bar{\sigma}_{VC}$ ตัน/ม ²	w_f %	w_f %	Y_T ตัน/ม ²	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ ก่อน ทดสอบชิ้นเตรน- คัพ, ตัน/ม ²	ระดับหน่วย แรงเฉือน, % หลังชิ้นเตรนคัพ, ตัน/ม ²	ความดันน้ำในโพรง ชิ้นเตรนคัพ,	เวลาระหว่างการทดลอง ชิ้นเตรนคัพ	OCR	
V*	V-313	2.6	64	62	1.60	2.83	90	21.6	150 นาที	2.4	
	V-314	2.6	67	66	1.58	2.67	85	21.6	290 นาที	2.4	
	V-315	2.6	59	56	1.63	2.52	80	21.5	10,180 นาที	2.4	
	V-316	2.6	63	62	1.61	2.20	70	21.0	8,405 นาที	2.4	
	V-317	2.6	63	58	1.64	1.57	50	20.7	4,066 นาที	2.4	
	V-318	10.0	62	55	1.59	6.68	95	23.5	640 นาที	1.0	
	V-319	10.0	67	56	1.58	6.33	90	23.7	1,800 นาที	1.0	
	V-320	10.0	67	57	1.58	5.63	80	22.4	9,900 นาที	1.0	
	V-321	10.0	65	57	1.60	4.92	70	21.4	7,300 นาที	1.0	
	H**	H-322	2.6	61	58	1.63	2.56	90 (จุดโดยชิ้นเตรนคัพ)	22.3	330 นาที	2.4
		H-323	2.6	60	59	1.64	2.42	85	22.3	7,140 นาที	2.4
H-324		2.6	65	62	1.60	2.27	80	21.8	10,150 นาที	2.4	
H-325		2.6	62	61	1.61	1.99	70	21.7	7,280 นาที	2.4	
H-326		2.6	62	60	1.60	1.71	60	21.6	7,109 นาที	2.4	
H-327		10.0	64	55	1.60	6.51	90 (จุดโดยชิ้นเตรนคัพ)	27.4	370 นาที	1.0	
H-328		10.0	65	55	1.59	3.17	50	24.8	5,600 นาที	1.0	

หมายเหตุ * หมายถึง การอัดตัวคายน้ำแบบ CAUC, ** หมายถึง การอัดตัวคายน้ำแบบ CIUC



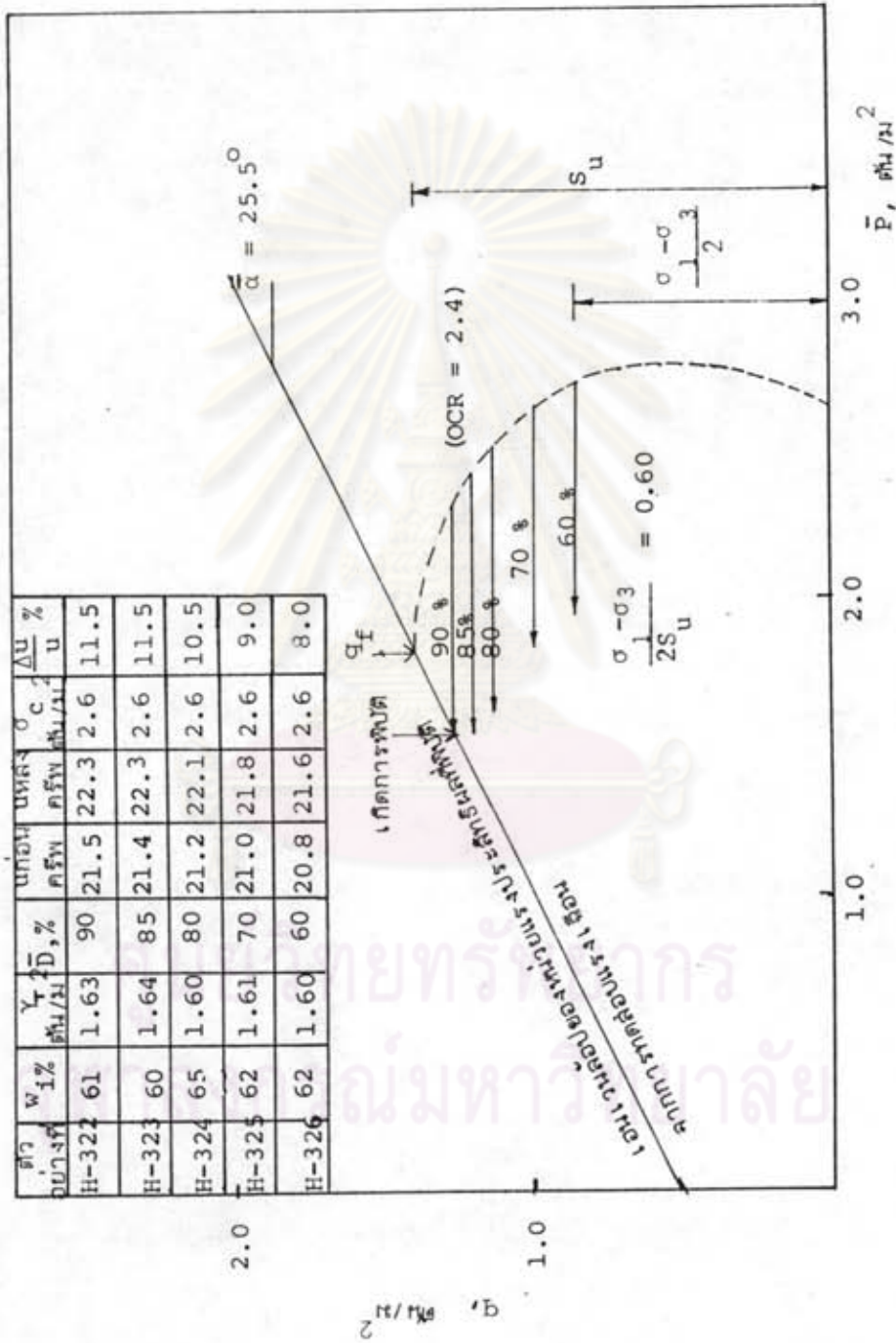
รูปที่ 4.11 ทางเค้นของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างอินเตกรเนชันเมื่อคืนรับแรงในที่ระดับหน่วยแรงเปลี่ยนค่าต่าง ๆ

ผ.สัภาวะ Overconsolidated

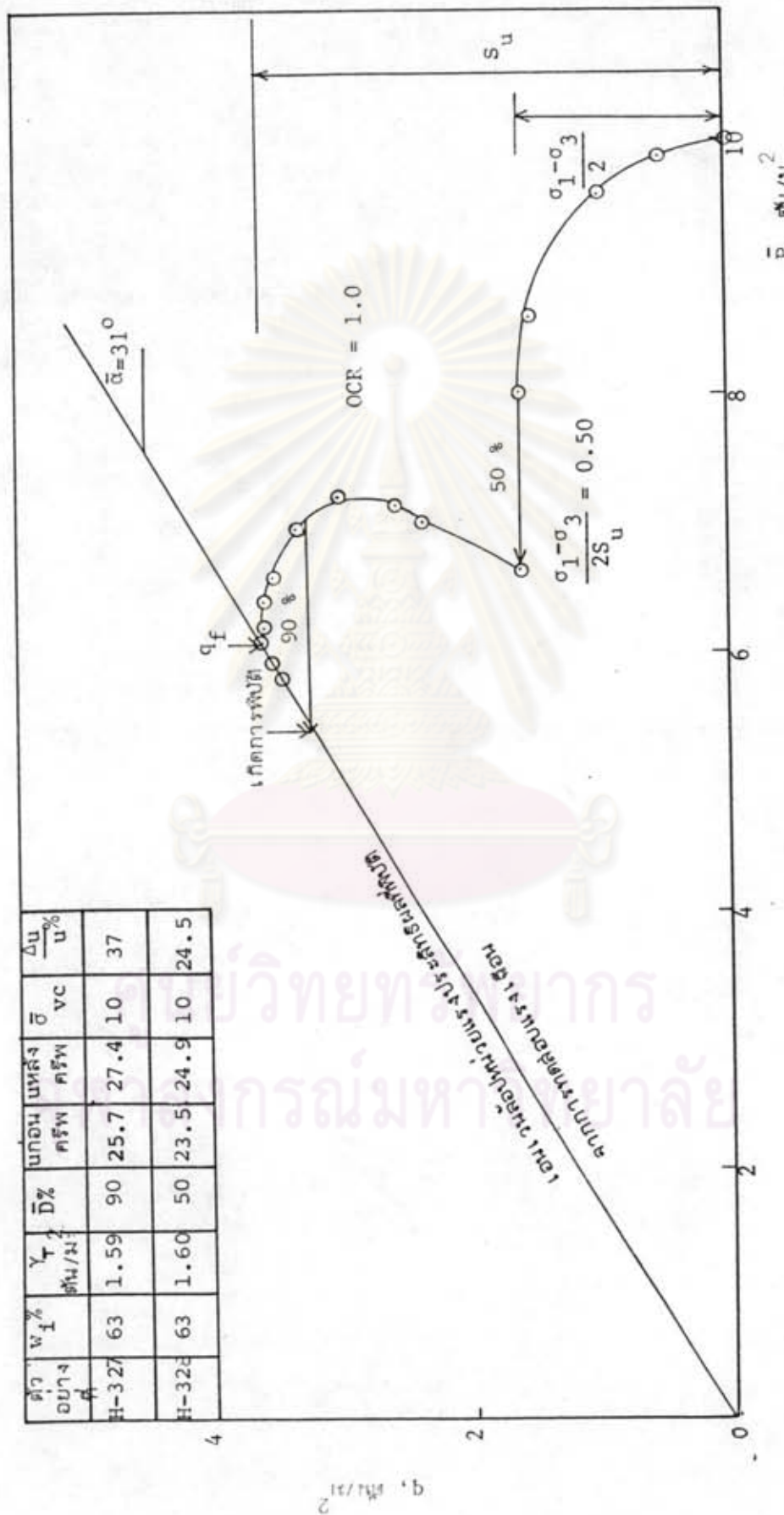


รูปที่ 4.12 ทางเค้นของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างชั้น ดินทรนครพีเมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ

ผ. สภาวะ Normally Consolidated



รูปที่ 4.13 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างชั้นดินรับแรงเกินความหนาแน่นที่ระดับ
 หน่วยแรงเชื่อมค้ำต่าง ๆ ของสถานะ Overconsolidated



ตัวอย่างดิน	w_L %	Y_T $\frac{\text{t/m}^2}{\text{t/m}^2}$	D_z %	น้ำหนักดิน	$\bar{\sigma}$ VC	$\frac{\Delta u}{u}$ %
H-327	63	1.59	90	25.7	10	37
H-328	63	1.60	50	23.5	10	24.5

รูปที่ 4.14 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเอ็น.ตรนคัพพ เมื่อคืนรับแรงในแนวอนนที่ระดับหน่วยแรงแตกต่างกันต่าง ๆ น.สภาวะ

Normally Consolidated

95%, 90%, 85%, 80%, 70%, 60%, 50% หน่วยแรงเฉือนที่ให้กับตัวอย่างดินให้เป็นขึ้น ๆ จนถึงหน่วยแรงเฉือนที่ต้องการ และเพิ่มน้ำหนักเล็กน้อระหว่างอันเดรนครีฟเพื่อรักษาหน่วยแรงเฉือนให้คงที่ตลอดระยะในการทดลอง

4.3.1 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเกิดอันเดรนครีฟ

ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเกิดอันเดรนครีฟ จะอยู่ในแนวนอน ดังรูปที่ 4.11 ถึง 4.14 ที่เป็นเช่นนี้เพราะระหว่างเกิดอันเดรนครีฟ ตัวอย่างดินจะรับค่าแรงเฉือนมีค่าคงที่ ($q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ มีค่าคงที่) ส่วน $\bar{p} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)$ มีค่าลดลง เนื่องจากค่าความดันของน้ำโพรงเพิ่มขึ้นระหว่างการทดลองอันเดรนครีฟ ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเกิดอันเดรนครีฟจะวิ่งเข้าสู่เอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ และสภาพหน่วยแรงที่จุดเกิดการพิบัติ อันเนื่องจากอันเดรนครีฟจะอยู่บนเอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Overconsolidated จะพบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% และ 85% ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเกิดอันเดรนครีฟจะวิ่งเข้าสู่เอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ เกิดการพิบัติโดยอันเดรนครีฟ ส่วนที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 80% ค่าความดันน้ำในโพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นในยั้งเริ่มอันเดรนครีฟ และจะเพิ่มขึ้นน้อยมากจนเกือบคงที่เมื่อเวลาระหว่างการทดสอบอันเดรนครีฟเพิ่มมากขึ้น ดังนั้น \bar{p} จะมีค่าลดลงแล้วคงที่ในที่สุด ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจึงหยุดก่อนถึงเอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ ตัวอย่างดินทดลองจึงไม่เกิดการพิบัติโดยอันเดรนครีฟ ส่วนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่ำกว่า 80% ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจะมีลักษณะคล้ายกับที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 80% แต่ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลจะหยุดห่างจากเอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลมากขึ้น แสดงให้เห็นว่า ในการออกแบบถ้าใช้ค่าพิทปลอดภัย (Factor of Safety) ยิ่งสูง การพิบัติเนื่องจากอันเดรนครีฟยิ่งน้อยลง ดังแสดงในรูปที่ 4.11

ตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Normally Consolidated จะพบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 95% และ 90% ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลในระหว่างเกิดอันเดรนครีฟจะวิ่งเข้าสู่เอนเวเนลอปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิบัติ เกิดการพิบัติโดยอันเดรนครีฟ (ดังแสดงในรูปที่ 4.12) แสดงว่ากำลังครีฟนิแวนโม่ที่จะลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น

ส่วนตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน ๗ สภาวะ Overconsolidated และ สภาวะ Normally Consolidated จะพบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% เกิดการพิบัติโดย อันเตรนครีฟ ในสภาวะ Overconsolidated พิจารณาจากรูปที่ 4.13, ส่วนสภาวะ Normally Consolidated จากรูปที่ 4.14 และ พิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่าง log อัตราความ เครียต กับ log เวลา ดังแสดงในรูปที่ 4.20 คาดคะเนว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือนประมาณ 90% การวิบัติโดยอันเตรนครีฟจะเกิดขึ้น

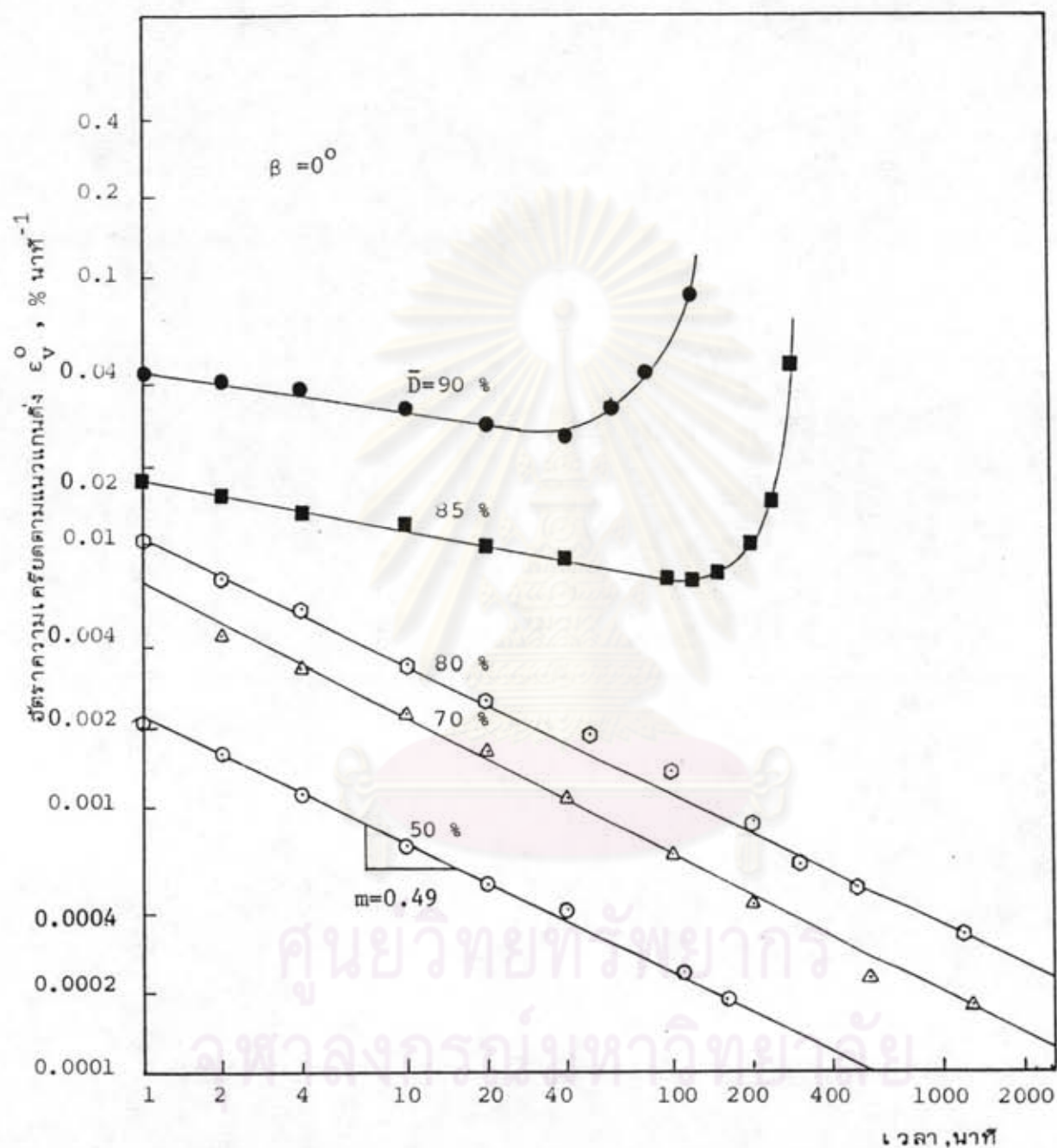
4.3.2 การคาดคะเนกำลังครีฟ

กำลังครีฟ (Creep Strength หรือ Yield Value) เป็นค่าหน่วยแรงเฉือน สูงสุดที่กระทำกับตัวอย่างดินทดลองแล้วไม่เกิดการพิบัติโดยครีฟ ค่ากำลังครีฟนี้หาได้จากการทดลอง ครีฟของตัวอย่างดินทดลอง 1 ชุด ที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่าง ๆ กัน ค่ากำลังครีฟสูงเป็นค่า กำลังรับแรงเฉือนที่สำคัญของตัวอย่างดิน เพราะอาจมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตรน (S_u) ของตัวอย่างดินทดลองที่ไม่คิดผลจากครีฟ ซึ่งหาได้จากการทดลอง Triaxial นอกจากนี้ กำลังครีฟอาจมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับทิศทางของแรงที่มากระทำอีกด้วย

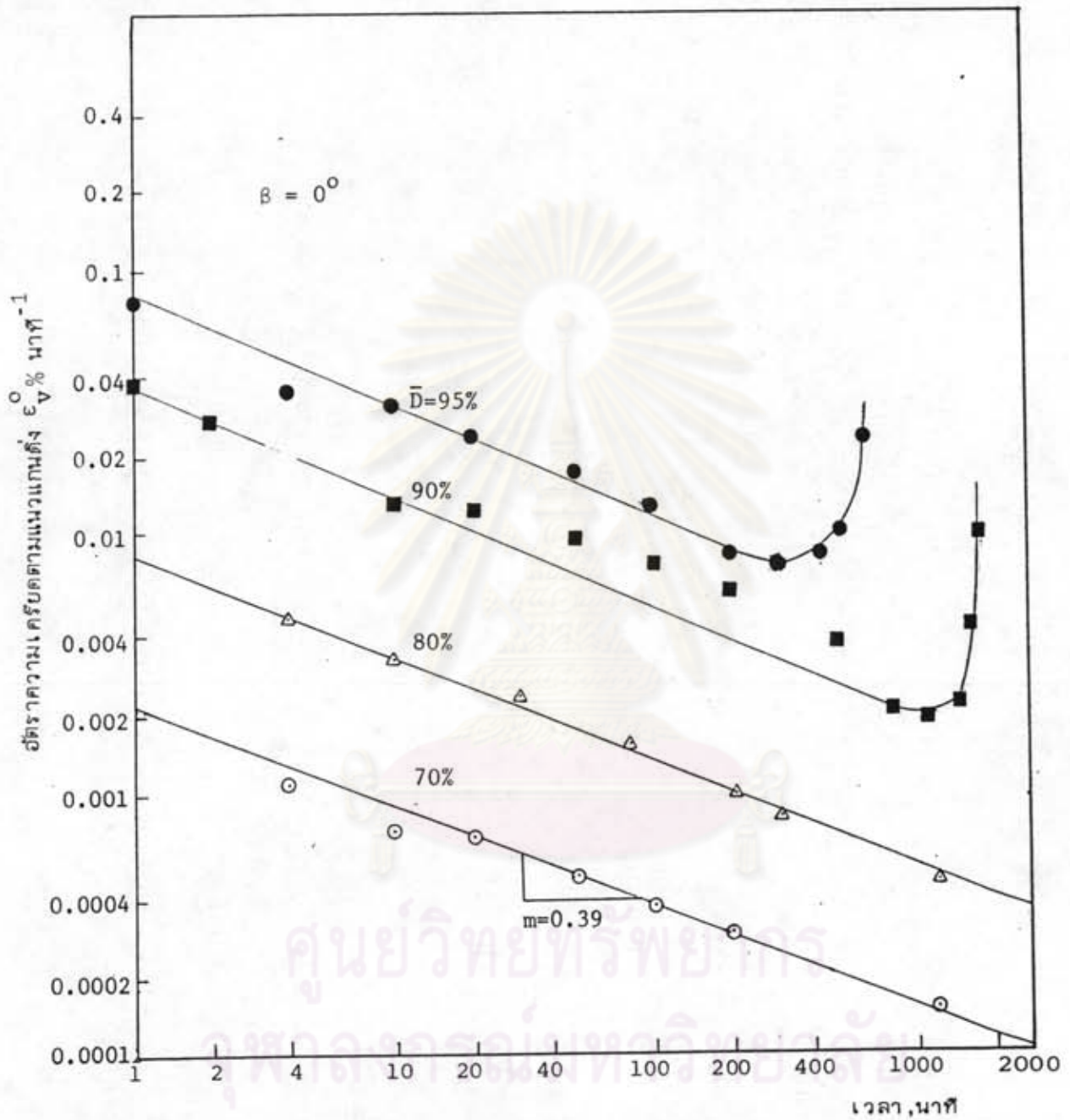
จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียตกับ logarithm ของเวลาสำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวดิ่ง ๗ สภาวะ Overconsolidated ได้ทดลองที่ระดับ หน่วยแรงเฉือน 90%, 85%, 80%, 70%, 50% พบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% และ 85% อัตราความเครียตจะลดลงเมื่อเทียบกับเวลาจะเกิดอัตราความเครียตต่ำสุดชั่วครู่ (Transient Minimum Strain Rate) แล้วเกิดการพิบัติโดยอันเตรนครีฟดังแสดงในรูปที่ 4.15

และสำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวดิ่งที่สภาวะ Normally Consolidated ลดลงที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 95%, 90%, 80%, 70% พบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 95%, 90% เกิดการพิบัติโดยอันเตรนครีฟ ดังแสดงในรูปที่ 4.16

จากการทดลองตัวอย่างดินในแนวดิ่งที่ 2 สภาวะนี้ แสดงว่าที่ระดับหน่วยแรง- เฉือน 80% จะไม่เกิดการพิบัติโดยอันเตรนครีฟ เมื่อแขวนน้ำหนักเพื่อให้เกิดครีฟเป็นเวลา 7 วัน ดังนั้นคาดว่ากำลังครีฟ เมื่อรับแรงในแนวดิ่งจะมีค่าอยู่ระหว่างระดับหน่วยแรงเฉือน 80% กับ 90% (นั่นคือ กำลังครีฟจะมีอยู่ในระหว่าง 0.8 ถึง 0.9 เท่าของค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการ CAUC)



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ, \bar{D} สภาวะ Overconsolidated (OCR = 2.4) จากการทดลอง CAUC



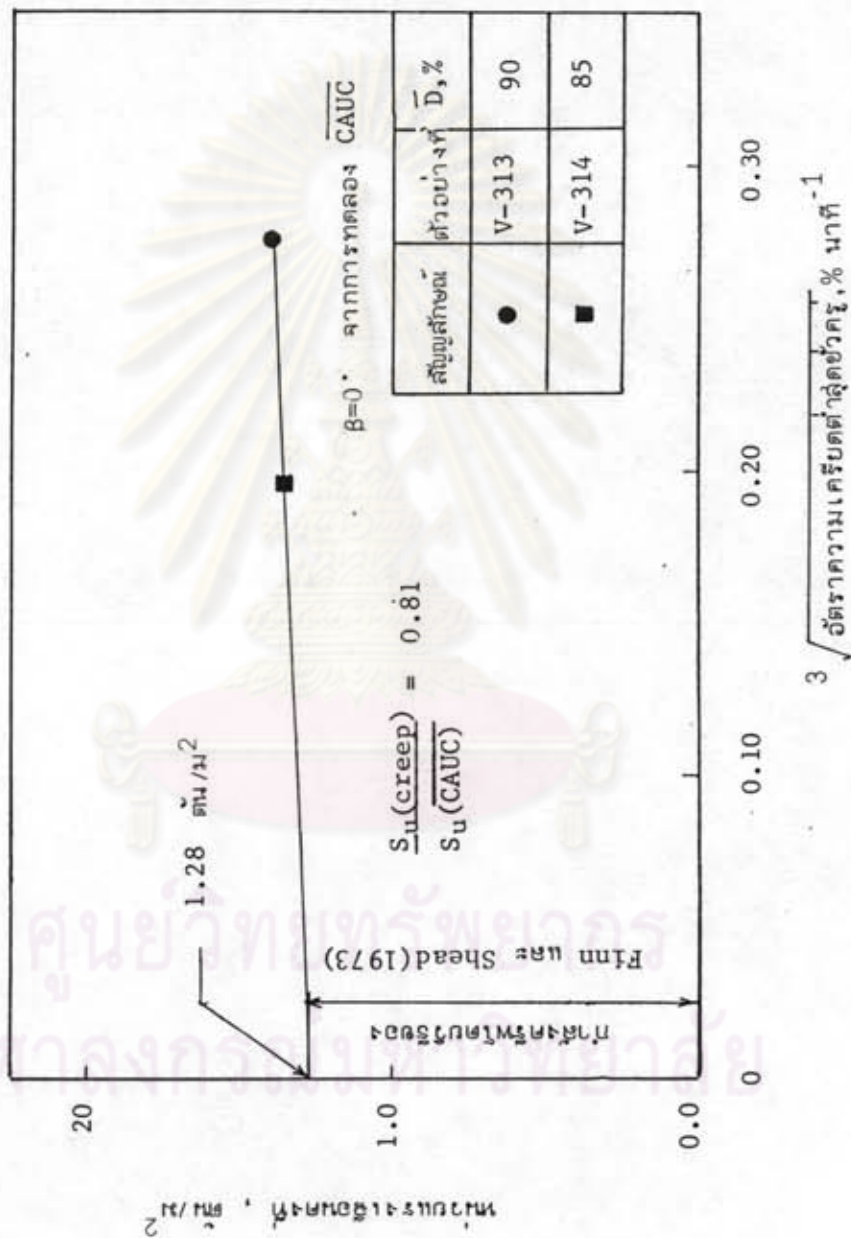
รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลาเมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับแรงเค้นค่าต่าง ๆ ณ.สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0) จากการทดลอง CAUC

Finn และ Shead (1973) ได้เสนอวิธีการหาค่ากำลังครีฟ โดยทำการทดลองจนเกิดการพิบัติโดยครีฟอย่างน้อย 2 ตัวอย่าง เขาได้ทำการทดลองกับดินเหนียวชั้นนี้ โดยหาความสัมพันธ์ระหว่างรากที่สามของอัตราความเครียดชั่วคราวกับหน่วยแรงเฉือนคงที่ ค่ากำลังครีฟจะได้จากการต่อกราฟไปตัดแกนหน่วยแรงเฉือนคงที่ ($\frac{\sigma_{1-\sigma_3}}{2}$ ที่ใช้ในการทดสอบครีฟ) ที่อัตราความเครียดมีค่าเท่ากับศูนย์

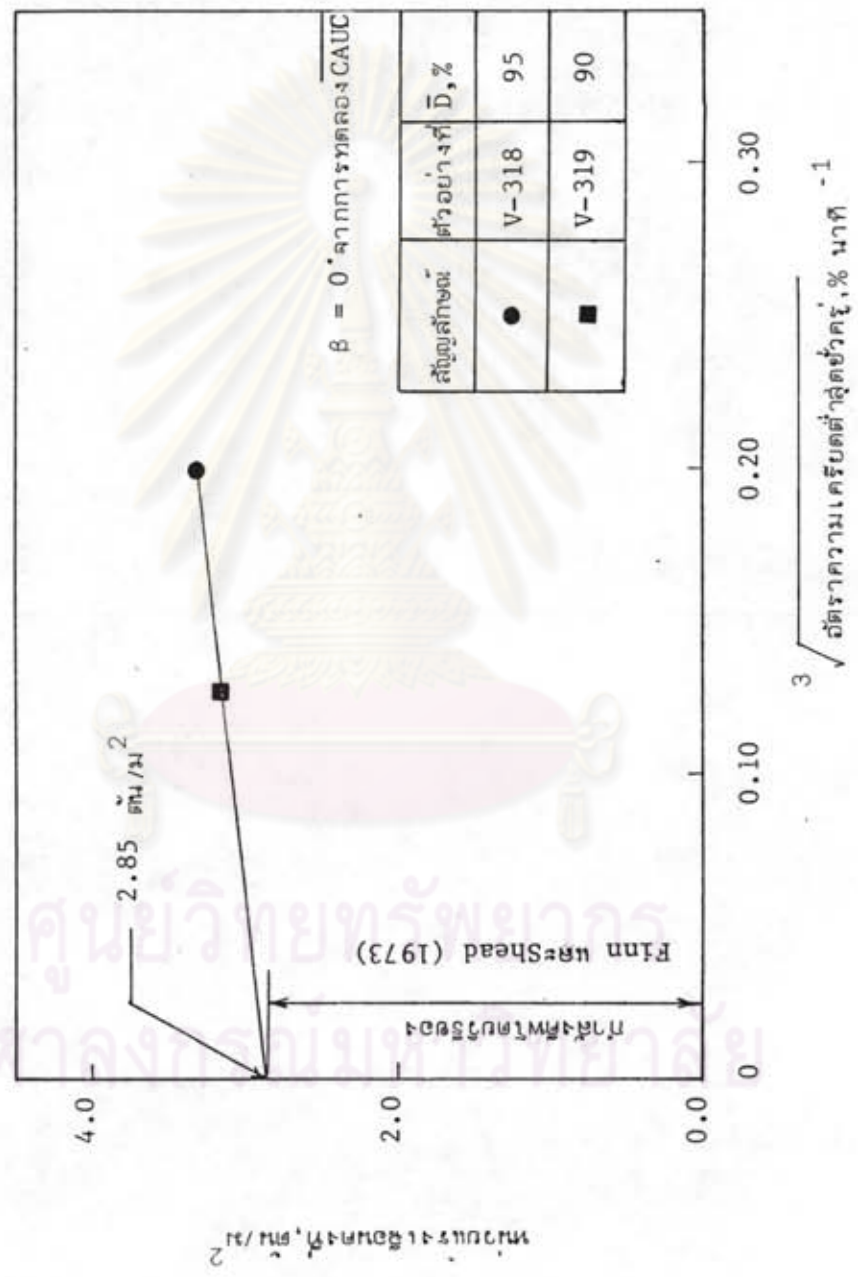
ในการวิจัยนี้จะใช้วิธีการของ Finn และ Shead ในการหาค่ากำลังครีฟ ของตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้งซึ่งจากผลการทดลองที่เกิดการพิบัติโดยอันตรรกครีฟเมื่อดินรับแรงในสภาวะ Overconsolidated ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% และ 85% ได้กำลังครีฟมีค่า 1.28 ตัน/ม² (ตั้งแสดงในรูปที่ 4.17) ซึ่งมีค่าต่ำกว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรรกในแนวตั้งที่ได้จากการทดลอง \overline{CAUC} ประมาณ 20%

เมื่อตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้งที่สภาวะ Normally Consolidated เกิดการพิบัติโดยอันตรรกครีฟที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 95% และ 90% ได้กำลังครีฟมีค่า 2.85 ตัน/ม² (ตั้งแสดงในรูปที่ 4.18) ซึ่งมีค่าต่ำกว่า กำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรรก (S_u) ที่ได้จากการทดลอง \overline{CAUC} ประมาณ 20% เช่นกัน สรุปได้ว่าถ้าใช้พารามิเตอร์บ้านกำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรรกที่ได้จากการทดลอง \overline{CAUC} ในการออกแบบให้ดินรับแรงในแนวตั้งจากตัวอย่างในแนวตั้ง โดยใช้พิกัดความปลอดภัย (Factor of Safety) ต่ำกว่า 1.25 จะเกิดการพิบัติโดยอันตรรกครีฟขึ้นที่สภาวะ Overconsolidated และ Normally Consolidated

สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวนอนที่สภาวะ Overconsolidated และ Normally Consolidated Clay ไม่สามารถใช่วิธีของ Finn และ Shead ในการหาค่ากำลังครีฟได้ เพราะมีการทดลองเพียงตัวอย่างเดียวที่แสดงการพิบัติโดยครีฟ โดยเกิดการพิบัติโดยครีฟที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% แต่สามารถประมาณได้ว่ากำลังครีฟจะมีค่าอยู่ระหว่าง 1.21 ถึง 1.28 ตัน/ม² (ระหว่างระดับหน่วยแรงเฉือน 85% และ 90%) ในสภาวะ Overconsolidated ตั้งแสดงในรูปที่ 4.19 จากค่ากำลังครีฟที่ได้นี้เป็นการยืนยันค่ากำลังที่ได้จากการทดลองของนาย สัมปดี กิจจาสะกณฑ์ (2525) ที่ว่า ค่ากำลังครีฟในแนวนอนจะมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังครีฟที่ได้ในแนวตั้งที่สภาวะธรรมชาติซึ่งเป็นสภาวะ Overconsolidated ประมาณ 10%



รูปที่ 4.17 การคาดคะเนค่า "กำลังครีป" โดยวิธีของ Finn และ Shead (1973)
 เมื่อคืนรับหน่วยแรงเฉือนค่าคงที่ในแนวตั้ง ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)



รูปที่ 4.18 การคาดคะเนค่า "กำลังครีพ" โดยวิธีของ Finn และ Shead (1973)

เมื่อต้นรับหน่วยแรงเฉือนค่าคงที่ในแนวตั้ง ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR=1.0)

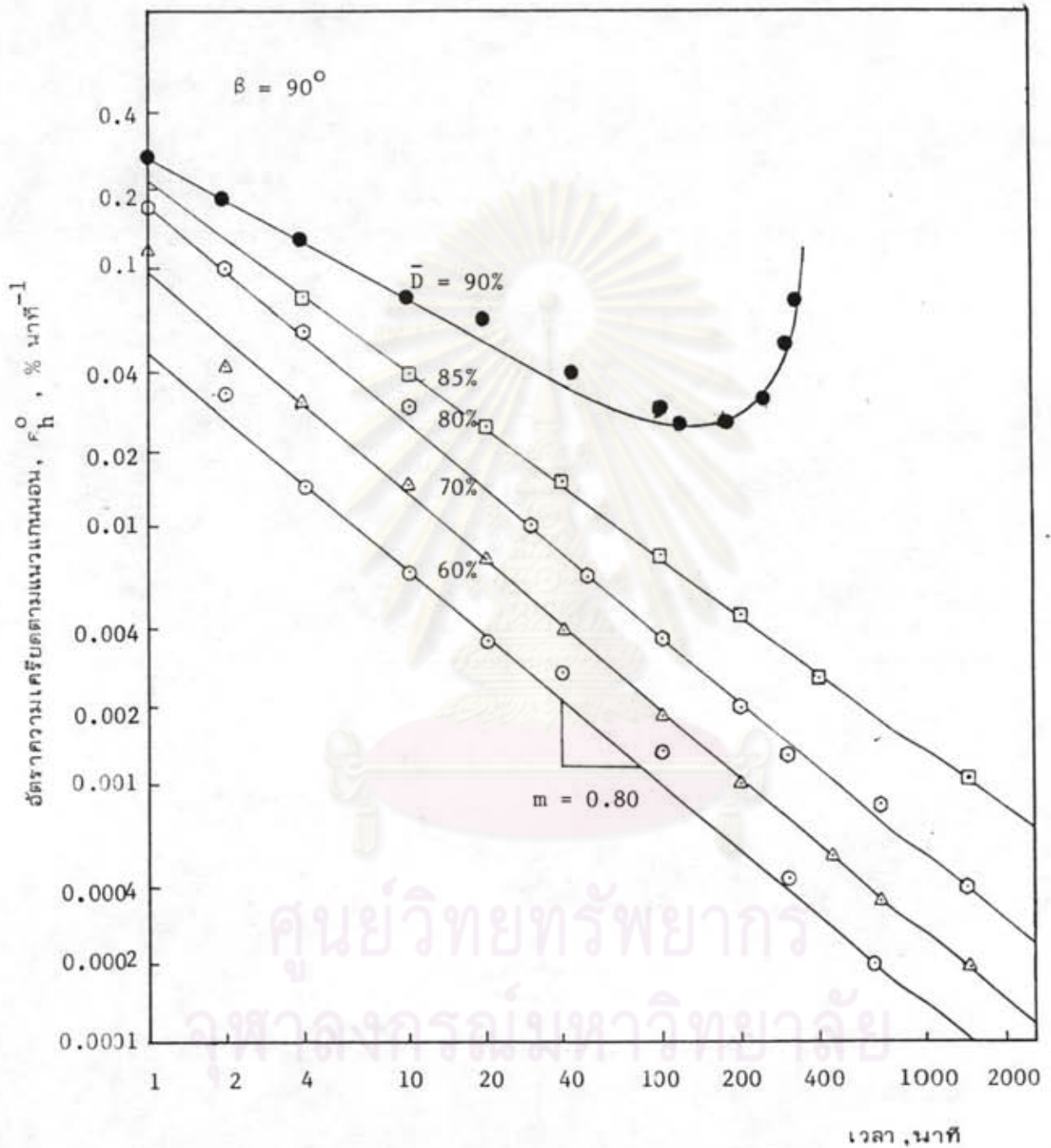
สำหรับตัวอย่างดินทดลองในสภาวะ Normally Consolidated รูปที่ 4.14 และ 4.20 เกิดการขีปติโดยอันเตรนครีฟที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% คาดว่ากำลังครีฟจะมีค่าไม่มากกว่า 3.25 ตัน/ม² และมีค่าใกล้เคียงกับค่ากำลังครีฟของตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำด้วยหน่วยแรงประสิทธิผลสูงๆ ($\bar{\sigma}_c \gg \bar{\sigma}_{vm}$) จะทำให้เม็ดดินพยายามจัดตัวเป็นแบบไอโซโทรปปิดมากกว่า แอนไอโซโทรปปิด ซึ่งแสดงคุณสมบัติของตัวอย่างดินออกมาเป็นไอโซโทรปปิด (เรื่องเตย, 2525) แต่อย่างไรก็ตามค่ากำลังครีฟที่ได้จาก \overline{CAUC} และ \overline{CIUC} ของตัวในแนวตั้งและในแนวนอน ยังมีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตรนที่ได้จากการทดลอง UU และ UC

ตารางที่ 4.4 การประมาณค่าของกำลังครีฟ

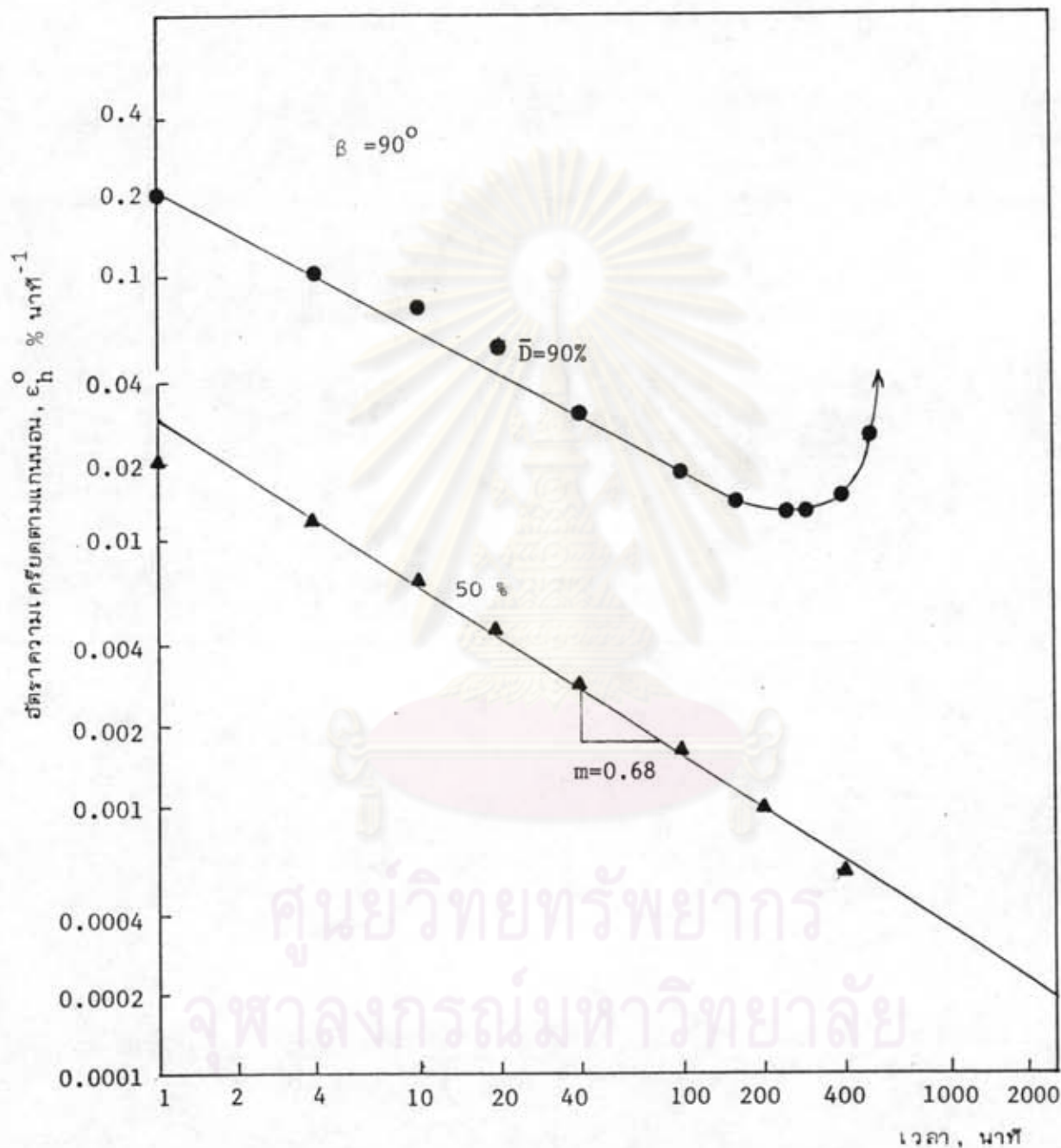
OCR	β	กำลังครีฟ (ตัน/ม ²)	กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเตรน (S_u), ตัน/ม ²
2.4	0°	1.28	1.58
2.4	90°	1.21-1.28	1.42
1.0	0°	2.85	3.52
1.0	90°	2.85-3.25	3.62

จากตารางที่ 4.4 แสดงให้เห็นว่ากำลังครีฟไม่ขึ้นอยู่กับ OCR ของดิน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR = 2.4)



รูปที่ 4.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลาเมื่อดินรับแรงในแนวนอน ที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ
 ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)



4.3.3 พฤติกรรมของหน่วยแรง - ความเครียด และเวลา (Stress-Strain-Time) ในระหว่างอันเตทรนครีฟ

พฤติกรรมการยุบตัวต่อเนื่องกับเวลาของตัวอย่างดินทดลองจากบางปู โดยใช้เครื่อง Triaxial ในการทดลองอันเตทรนครีฟ จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง-ความเครียด และเวลาซึ่งสามารถหาสมการมาแสดงถึงความสัมพันธ์เหล่านี้ โดยใช้พารามิเตอร์ของดินที่ได้จากการทดลอง

Singh และ Mitchell (1968) ใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เพื่ออธิบายพฤติกรรมของอันเตทรนครีฟ เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับหน่วยแรงเฉือนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ จะได้ชุดของเส้นตรงเกือบขนานกันทั้งเมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง และในแนวนอนที่สภาวะ Overconsolidated และ Normally consolidated ดังแสดงในรูปที่ 4.15 และ 4.16 สำหรับตัวอย่างดินในแนวตั้ง และรูปที่ 4.19 กับรูปที่ 4.20 สำหรับตัวอย่างดินในแนวนอน เมื่อดินรับแรงที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังครีฟของดิน จะได้กราฟความสัมพันธ์เป็นชุดของเส้นตรงเกือบขนานกัน ส่วนค่าหน่วยแรงเฉือนที่กระทำต่อดินมีค่าเท่ากับหรือสูงกว่าค่ากำลังครีฟ เส้นกราฟจะหักโค้งขึ้นหลังจากเกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วครู่ แล้วเกิดการหุบตัวโดยอันเตทรนครีฟในที่สุด

ความลาดของส่วนที่เป็นชุดของเส้นตรงมีค่า m ได้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดกับเวลาที่ระดับหน่วยแรงเฉือนหนึ่ง ๆ ที่ต่ำกว่าค่าของกำลังครีฟ ดังสมการ

$$\epsilon^0 = \epsilon^0_1 t^{-m} \dots\dots\dots(4.1)$$

- เมื่อ ϵ^0 = อัตราความเครียดเมื่อเวลาใด ๆ
- ϵ^0_1 = อัตราความเครียดเมื่อเวลา 1 หน่วย (ให้เท่ากับ 1 นาที)
- t = เวลาใด ๆ มีหน่วยเป็นนาที
- m = ค่าสัมบูรณ์ของความลาดระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา

สำหรับดินเหนียวอ่อนมากจากบางปู
 เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง
 ณ สภาวะ Overconsolidated $m = 0.49$ (รูปที่ 4.15)

๓) สภาวะ Normally Consolidated $m = 0.39$ (ดูรูปที่ 4.17)

นั่นคือ m มีแนวโน้มที่จะมีค่าน้อยลงเมื่อ OCR ของดินลดลง แสดงว่าสภาวะ Normally Consolidated ดินมีแนวโน้มที่จะเกิดการบีบอัดโดยครีพมากกว่าสภาวะ Overconsolidated

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

๓) สภาวะ Overconsolidated $m = 0.80$ (ดูรูปที่ 4.19)

๓) สภาวะ Normally Consolidated $m = 0.68$ (ดูรูปที่ 4.20)

ค่า m พารามิเตอร์ของตัวอย่างดินในแนวตั้งมีค่าต่ำกว่าตัวอย่างดินในแนวนอนมาก คาดว่าเนื่องจากวิธีการทดสอบที่แตกต่างกันทำให้ค่า m พารามิเตอร์แตกต่างกันมาก

ถ้าต้องการหาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียด เวลาและระดับหน่วยแรง เชื่อนอาจทำได้โดยอาศัยหลักเกณฑ์ที่ว่า ค่า ϵ'_1 ในสมการ (4.1) สามารถหาได้อีกวิธีหนึ่งโดยใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง \log_e ของอัตราความเครียดกับค่าระดับหน่วยแรง เดือนที่เวลา 1 นาที และเวลาที่ผ่านไประหว่างอินเตกรรพ (เช่น 4, 16 นาที เป็นต้น) จะได้ชุดของเส้นตรงเกือบขนานกัน มีความลาดของส่วนที่เป็นตรงมีค่า $\bar{\alpha}$ และเส้นกราฟเมื่อเวลา 1 นาทีตัดแกนของอัตราความเครียดได้ค่า A เมื่อระดับหน่วยแรงเดือนมีค่าเป็นศูนย์ได้ความสัมพันธ์

$$\epsilon'_1 = A \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) \dots \dots \dots (4.2)$$

แทนค่า ϵ'_1 จากสมการ (4.2) ลงในสมการ (4.1) ได้

$$\epsilon' = A \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) t^{-m} \dots \dots \dots (4.3)$$

สมการ (4.3) เป็นสมการของ Singh และ Mitchell สำหรับการหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง - ความเครียดและเวลาของตัวอย่างดิน เมื่ออินทิเกรท (Integration)

$$\epsilon = a + \frac{A}{1-m} \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) t^{1-m} \text{ เมื่อ } m \neq 1 \dots \dots \dots (4.4a)$$

$$\text{และ } \epsilon = \epsilon'_1 + A \exp(\bar{\alpha} \bar{D}) \ln(t) \text{ เมื่อ } m = 1 \dots \dots \dots (4.4b)$$

$$\text{และ } t = 1$$

เมื่อ a = เป็นค่าคงที่จากการอินทิเกรท

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\bar{\alpha} = 5.19 \quad A = 1.8 \times 10^{-4} \% \text{ ต่อหน้าที่} \quad (\text{รูปที่ 4.21})$$

ค่าคงที่จากการอินทิเกรต $a = -0.00172$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\bar{\alpha} = 12.16 \quad A = 3.9 \times 10^{-7} \% \text{ ต่อหน้าที่} \quad (\text{รูปที่ 4.22})$$

ค่าคงที่จากการอินทิเกรต $a = -0.00158$

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\bar{\alpha} = 6.65 \quad A = 1 \times 10^{-3} \% \text{ ต่อหน้าที่} \quad (\text{รูปที่ 4.23})$$

ค่าคงที่จากการอินทิเกรต $a = -0.210$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\bar{\alpha} = 4.74 \quad A = 2.8 \times 10^{-3} \% \text{ ต่อหน้าที่} \quad (\text{รูปที่ 4.24})$$

ค่าคงที่จากการอินทิเกรต $a = -0.162$

น้ำหนักปริมาตรของตัวอย่างดินทดลองที่ได้จากการทดลองอันตรนครีฟแทนค่าในสมการ

(4.4a) สามารถหาความเครียดระหว่างอันตรนครีฟที่ระดับหน่วยแรงเฉือนใด ๆ ($\bar{\sigma}$) เมื่อเวลา t ของตัวอย่างดินทดลองที่บางปู ส่วนที่หน่วยแรงเฉือนมีค่าต่ำกว่ากำลังครีฟตั้งสมการ

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$e\% = -1.72 \times 10^{-3} + 3.529 \times 10^{-4} \exp(5.19\bar{\sigma}) t^{0.51} \quad (4.5)$$

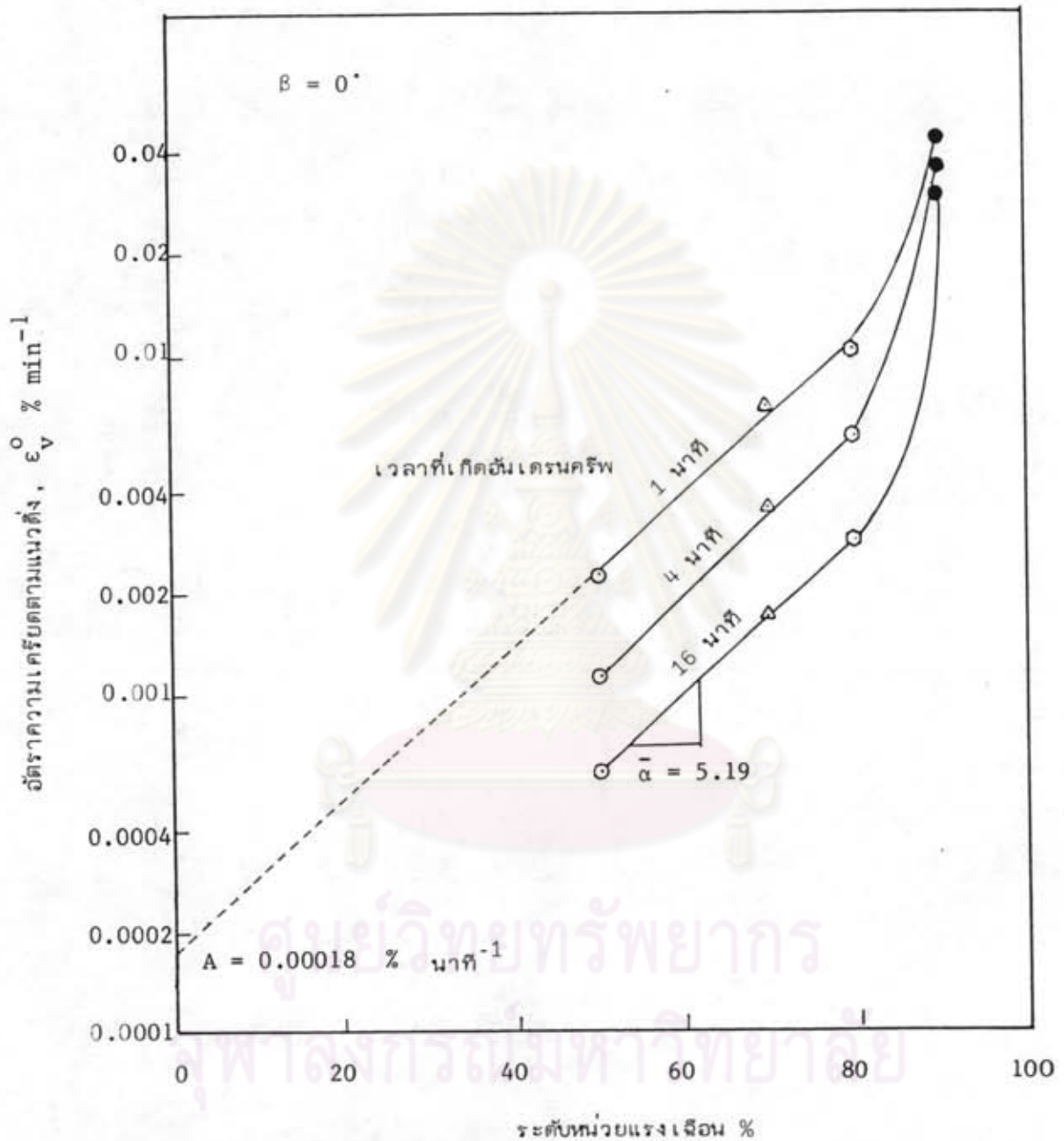
ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$e\% = -1.58 \times 10^{-3} + 6.393 \times 10^{-7} \exp(12.16\bar{\sigma}) t^{0.61} \quad (4.6)$$

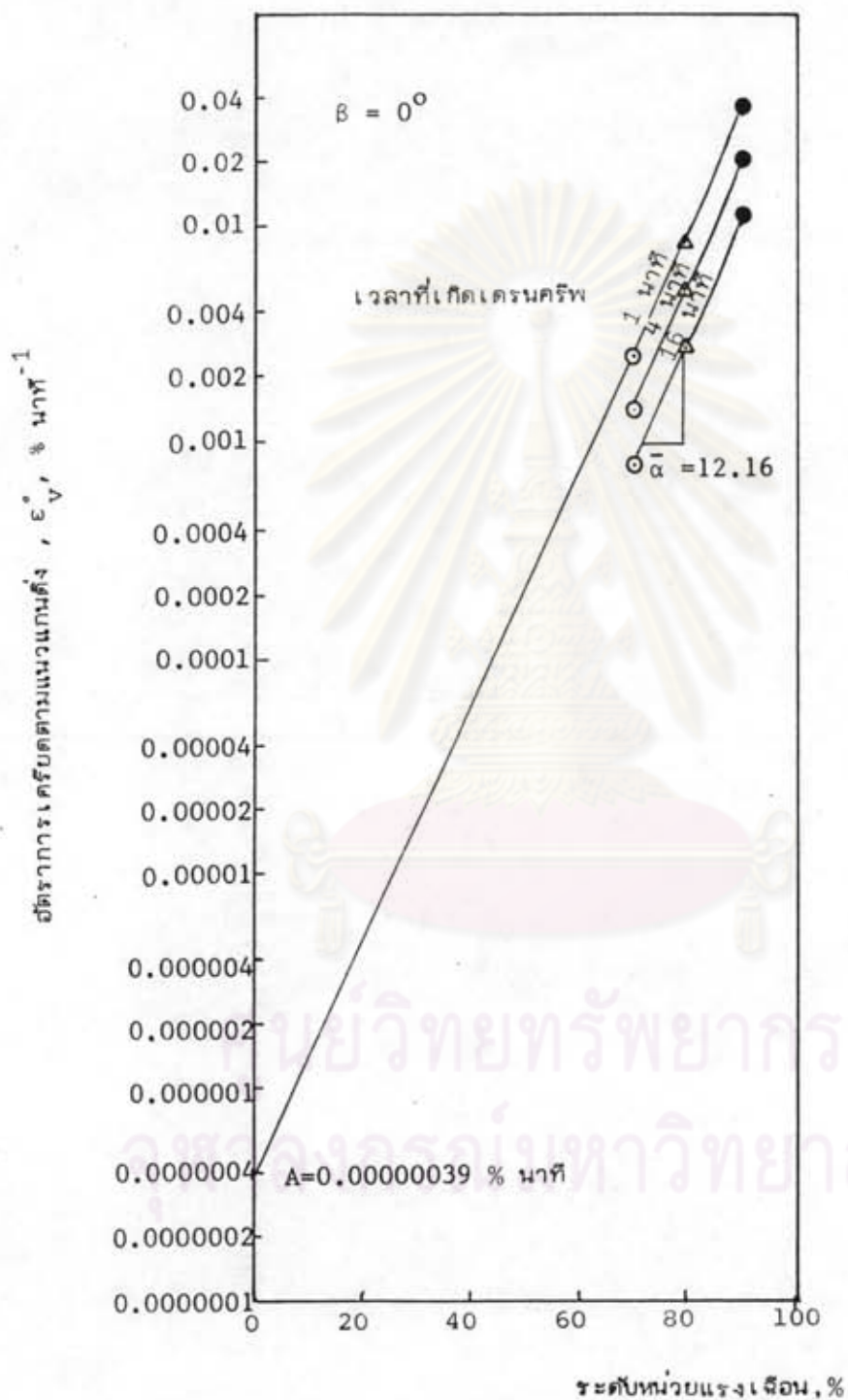
เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated

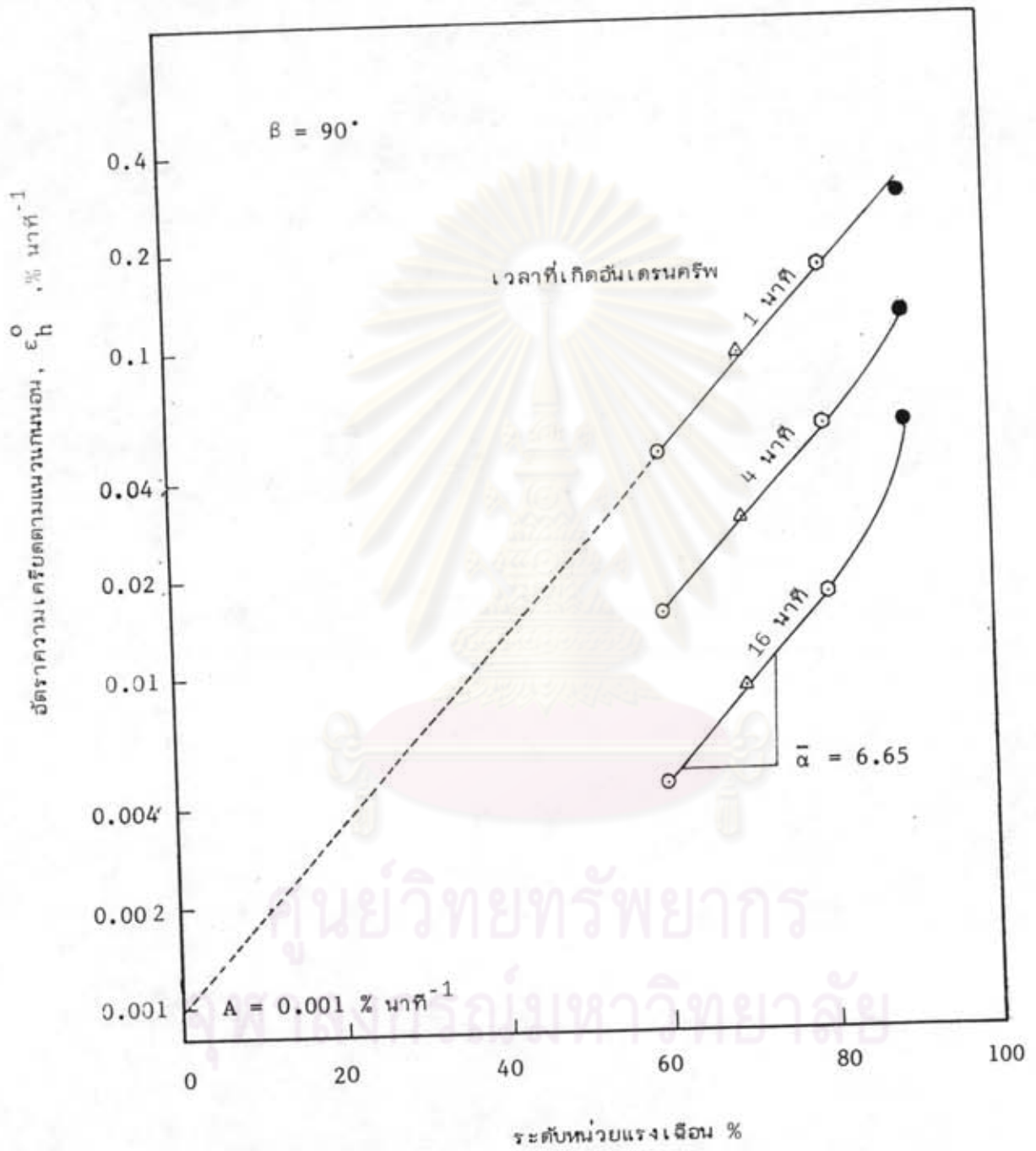
$$e\% = -2.10 \times 10^{-1} + 5.0 \times 10^{-3} \exp(6.65\bar{\sigma}) t^{0.20} \quad (4.7)$$



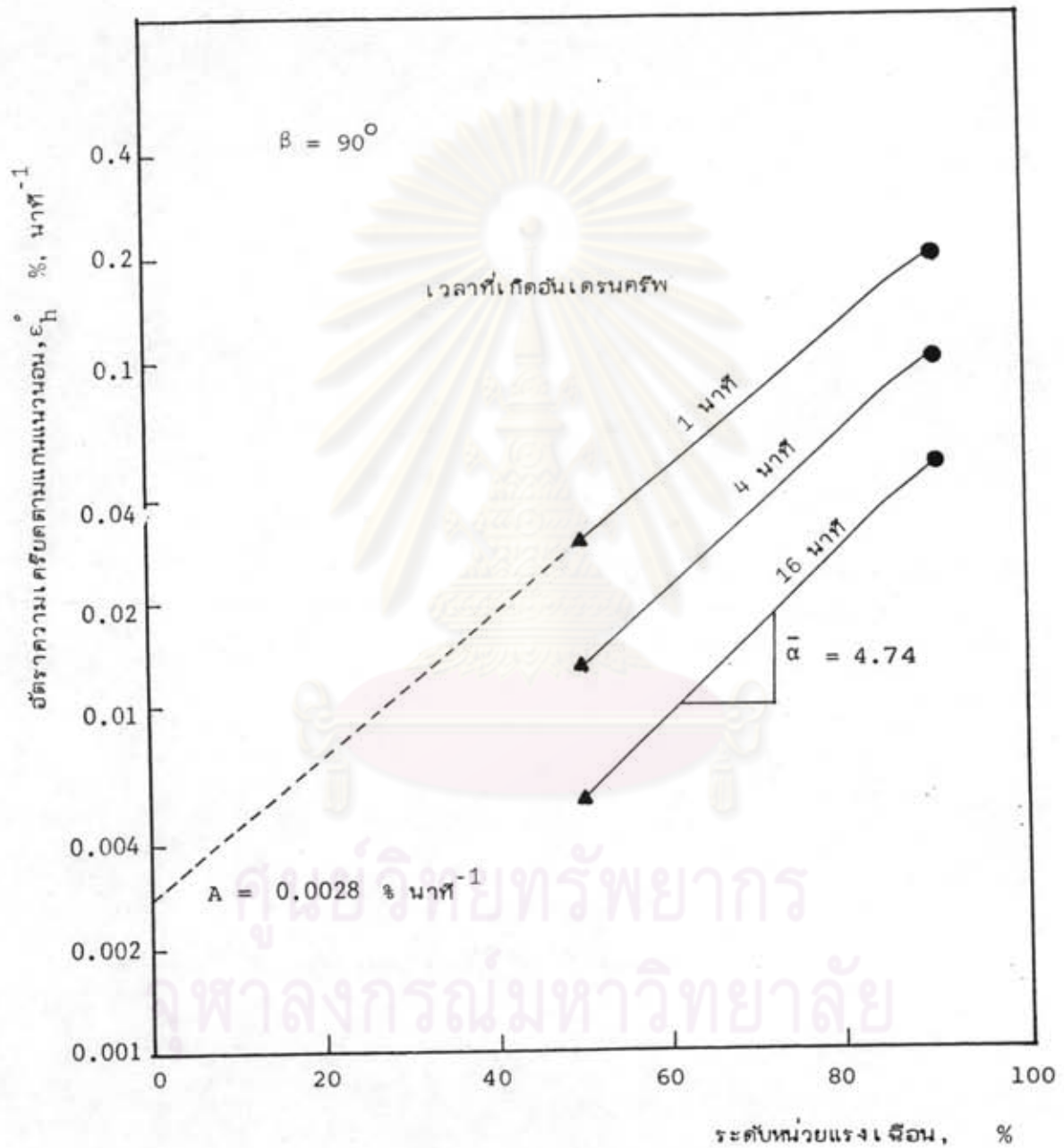
รูปที่ 4.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเค็รตกับระดับหน่วยแรงเฉือนเมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่สภาวะ Overconsolidated (OCR = 2.4)



รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของ
อัตราความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือน
เมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง ณ.สภาวะ
Normally Consolidated Clay
(OCR = 1.0)



รูปที่ 4.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราการคืบกับหน่วยแรงเฉือน เมื่อดินรับแรงในแนวแกนที่สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)



รูปที่ 4.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือน เมื่อดินรับแรงในแนวนอน ณ.สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)

๓) สภาวะ Normally Consolidated

$$\epsilon\% = -4.40 \times 10^{-2} + 8.75 \times 10^{-3} \exp(4.74\bar{D}) t^{0.32} \quad (4.8)$$

จากสมการ (4.5), (4.6), (4.7) และ (4.8) จะพบว่าที่เวลา, หน่วยแรง และ OCR เดียวกัน ความเครียดทางแนวนอนมากกว่าความเครียดทางแนวตั้ง คาดว่าเนื่องจากความดันน้ำในโพรงในแนวนอนสูงกว่าในแนวตั้งจึงทำให้ความเครียดมากกว่าด้วย

นอกจากการหาความเครียดระหว่างเกิดอันตรรกิริยาโดยใช้สมการของ Singh และ Mitchell แล้วต่อมาใน ปี ค.ศ. 1973 Semple ได้ใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ จะได้ชุดของเส้นตรงเกือบขนานทั้งตัวอย่างดินรับแรงในแนวตั้ง และในแนวนอนที่สภาวะ Over-consolidated และ Normally Consolidated ดังแสดงในรูปที่ 4.25 และ 4.26 สำหรับตัวอย่างดินในแนวตั้ง และรูปที่ 4.27 และ 4.28 สำหรับตัวอย่างดินในแนวนอน ความสัมพันธ์จะเป็นเส้นตรงและมีความลาดชันของเส้นตรงนี้มีค่า λ ยกเว้นกรณีที่ระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าสูงกว่าระดับหน่วยแรงเฉือนที่มีค่าเท่ากับกำลังครีฟ ในกรณีนี้กราฟความสัมพันธ์จะเป็นเส้นโค้งหักงอขึ้น แสดงว่าดินเกิดการบวมตัวด้วยความเร่งสูงและเกิดพิบัติโดยอันตรรกิริยาเช่นเดียวกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา ซึ่งอธิบายโดย Singh และ Mitchell (1968)

โดยช่วงที่กราฟเป็นเส้นตรงมีความลาด λ สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างความ-
เครียด, เวลาที่ใช้ในหน่วยแรงเฉือนค่าหนึ่ง ๆ ดังสมการ

$$\begin{aligned} \log \epsilon &= \log \epsilon_1 + \lambda \log t \\ \epsilon &= \epsilon_1 t^\lambda \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

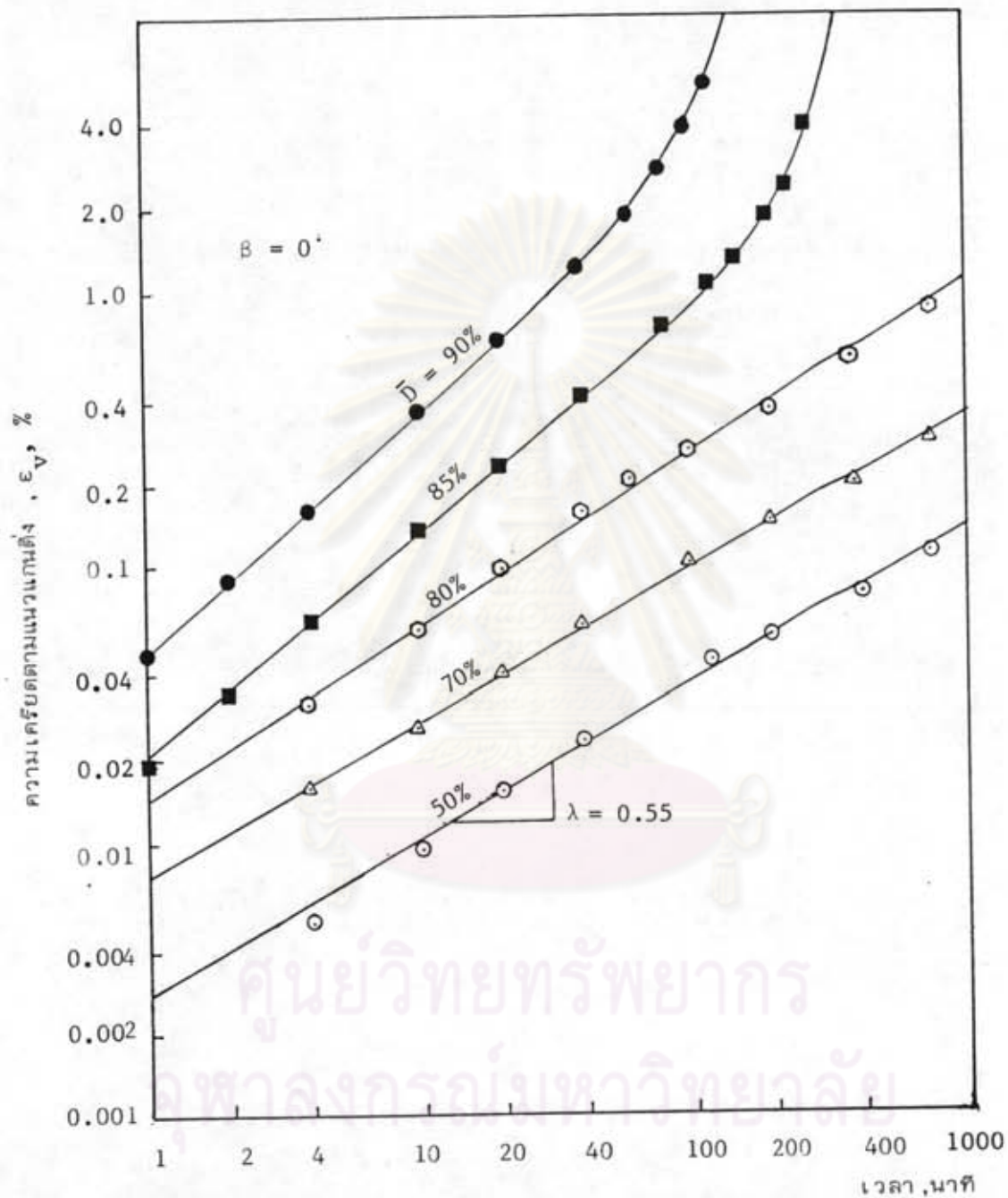
เมื่อ ϵ = ความเครียดที่เวลาใด ๆ

ϵ_1 = ความเครียดที่เวลา 1 หน่วย (ให้เท่ากับ 1 นาที)

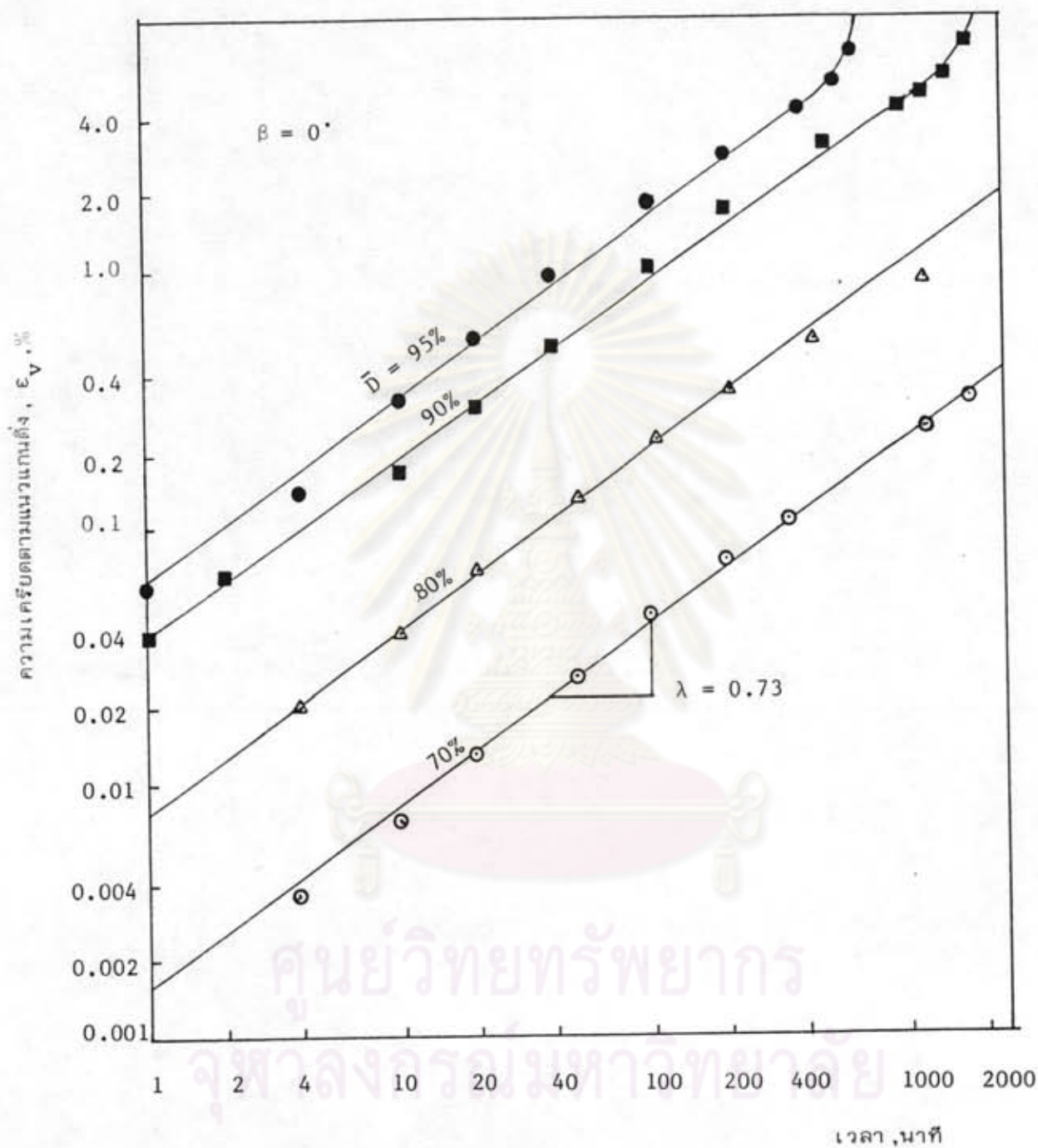
t = เวลาใด ๆ มีหน่วยเป็นนาที

λ = ความลาดของเส้นตรงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง

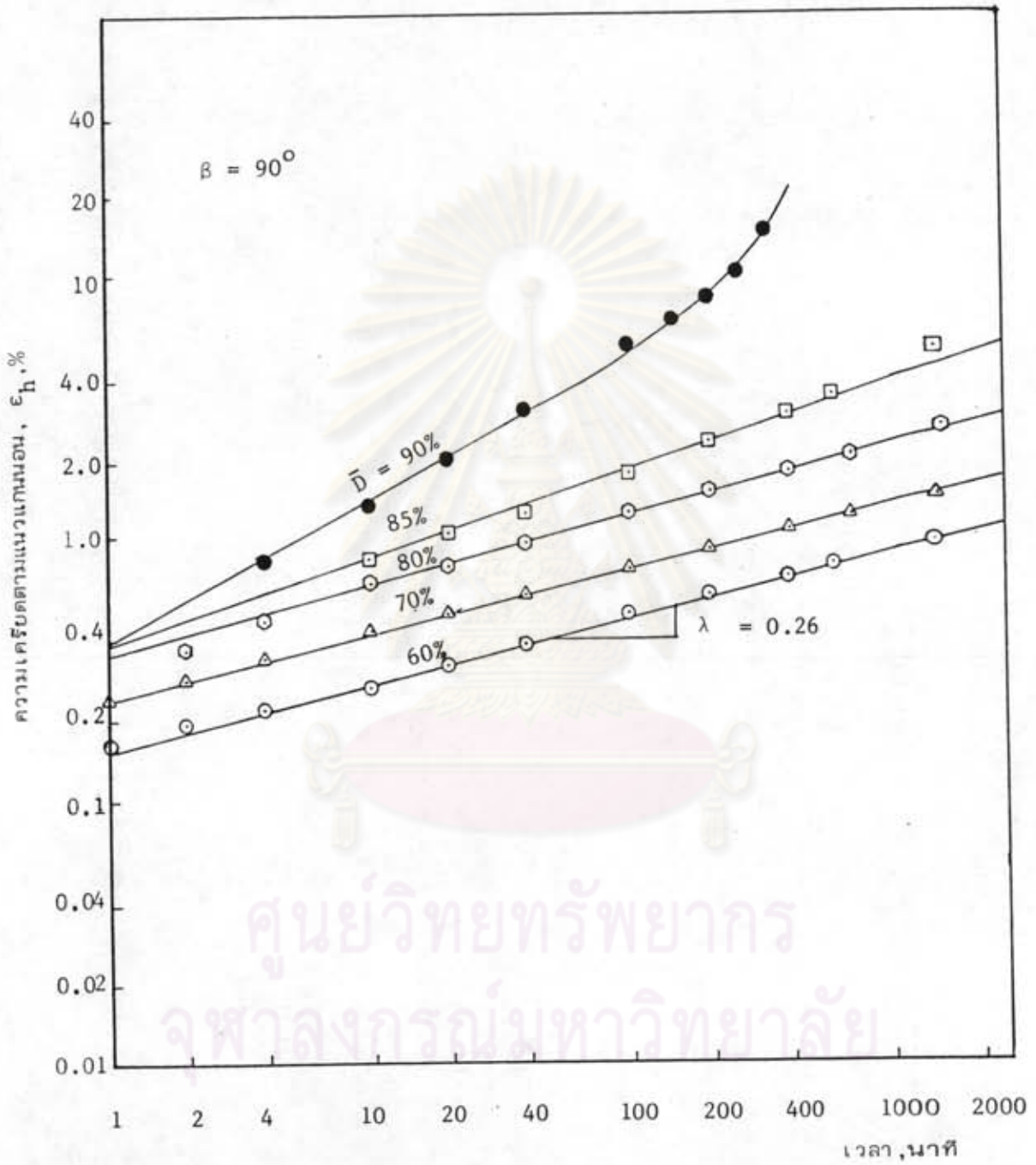
Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา



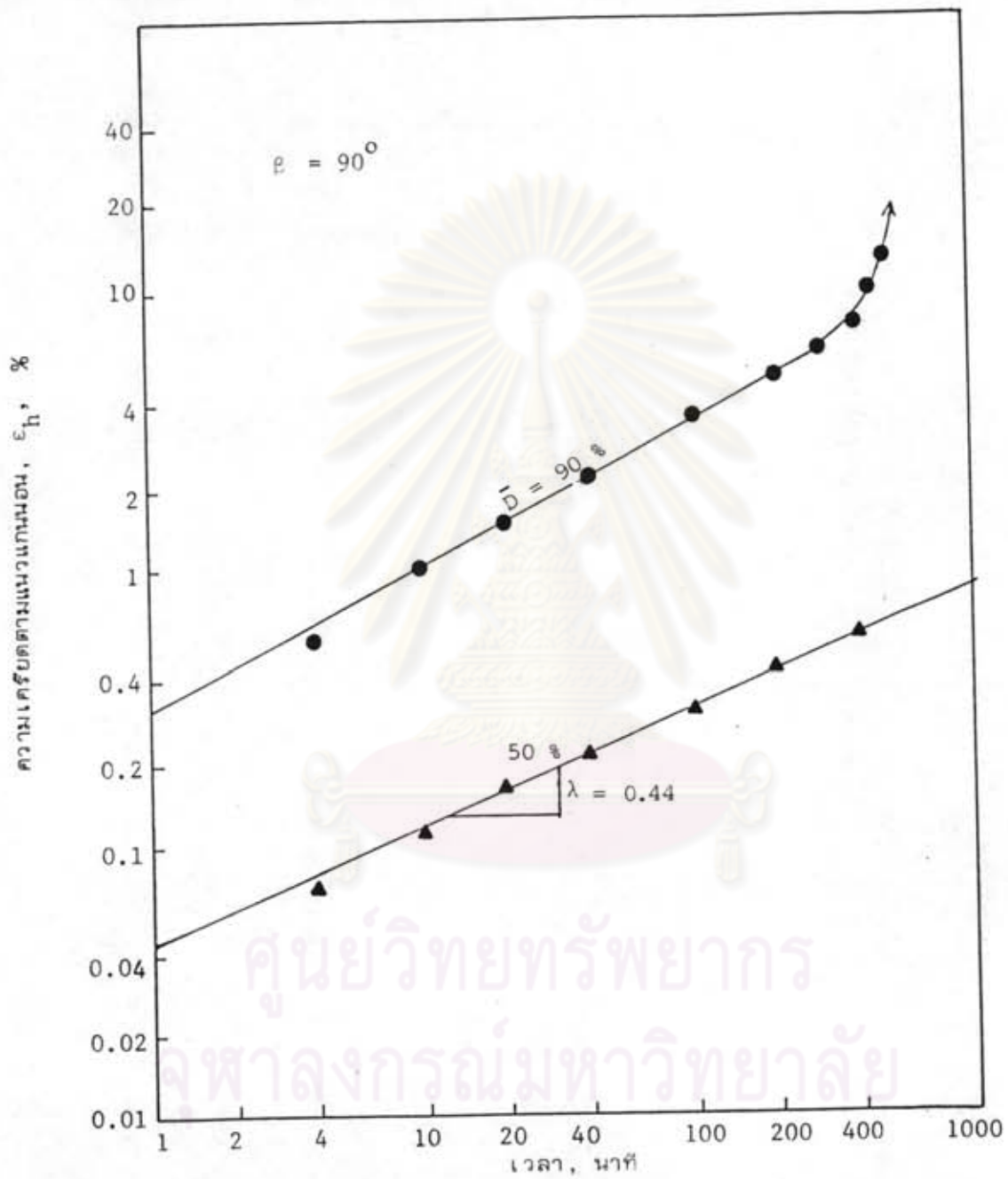
รูปที่ 4.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงโน้มถ่วงที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ในสภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)



รูปที่ 4.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)



รูปที่ 4.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR = 2.4)



รูปที่ 4.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลาเมื่อดินรับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ
 ดินลักษณะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)

สำหรับดินเหนียวอ่อนมาจากบางปู

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated $\lambda = 0.55$ (ดูรูปที่ 4.25)

ณ สภาวะ Normally Consolidated $\lambda = 0.73$ (ดูรูปที่ 4.26)

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated $\lambda = 0.26$ (ดูรูปที่ 4.27)

ณ สภาวะ Normally Consolidated $\lambda = 0.44$ (ดูรูปที่ 4.28)

ค่า λ ของตัวอย่างในแนวตั้งสูงกว่าในแนวนอนแสดงว่าตัวอย่างในแนวตั้ง มีแนวโน้มที่จะมีปัญหาทางด้านครีมามากกว่าตัวอย่างในแนวนอน และค่า λ เพิ่มขึ้นเมื่อ OCR ลดลง แสดงให้เห็นว่าที่สภาวะ Normally Consolidated ตัวอย่างดินมีแนวโน้มที่จะมีปัญหาทางด้านครีมา มากกว่าที่สภาวะ Overconsolidated

เช่นเดียวกับของ Singh และ Mitchell (1968) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือนอาจหาได้โดยทราบค่า ϵ_1 ในสมการ (4.9) สามารถหาได้โดยใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง \log_e ของความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือนที่เวลา 1 นาทีและเวลาที่ผ่านไประหว่างอินเตอรัลครีมา จะได้ชุดของเส้นเกือบขนานกันมีความลาดของส่วนที่เป็นเส้นตรงมีค่า β' และเส้นกราฟเมื่อเวลา 1 นาที ตัดแกนของความเครียดให้ค่า B เมื่อระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าเป็นศูนย์ความสัมพันธ์หาได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \log_e \epsilon_1 &= \log_e B + \beta' \bar{D} \\ \epsilon_1 &= B \exp(\beta' \bar{D}) \end{aligned} \dots\dots\dots (4.10)$$

แทน ϵ_1 จากสมการ (4.9) ลงในสมการ (4.8) ได้

$$\epsilon = B \exp(\beta' \bar{D}) t^\lambda \dots\dots\dots (4.11)$$

สมการ (4.10) เป็นสมการของ Semple ที่ใช้หากการบวมตัวของดินต่อเนื่องกับเวลา จากการทดลองอินเตอรัลครีมาดินทดลองจากบางปู

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\beta' = 4.89, \quad B = 2.6 \times 10^{-4} \% \quad (\text{ดูรูปที่ 4.29})$$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\beta' = 14.87, \quad B = 1.0 \times 10^{-7}\% \quad (\text{รูปที่ 4.30})$$

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\beta' = 4.38, \quad B = 1.0 \times 10^{-2}\% \quad (\text{รูปที่ 4.31})$$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\beta' = 5.24, \quad B = 3.5 \times 10^{-3}\% \quad (\text{รูปที่ 4.32})$$

จากค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการทดลองอันแทรกซึม สามารถหาสัมการของความเครียดที่ระดับหน่วยแรงเฉือนใด ๆ (\bar{D}) เมื่อเวลา t ของตัวอย่างดินทดลองในกรณีหน่วยแรงเฉือนมีค่าต่ำกว่ากำลังครีพตั้งสัมการ

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\epsilon\% = 2.6 \times 10^{-4} \exp(4.89 \bar{D}) t^{0.55} \quad \dots\dots\dots(4.12)$$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\epsilon\% = 1 \times 10^{-7} \exp(14.87 \bar{D}) t^{0.73} \quad \dots\dots\dots(4.13)$$

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\epsilon\% = 1 \times 10^{-2} \exp(4.38 \bar{D}) t^{0.26} \quad \dots\dots\dots(4.14)$$

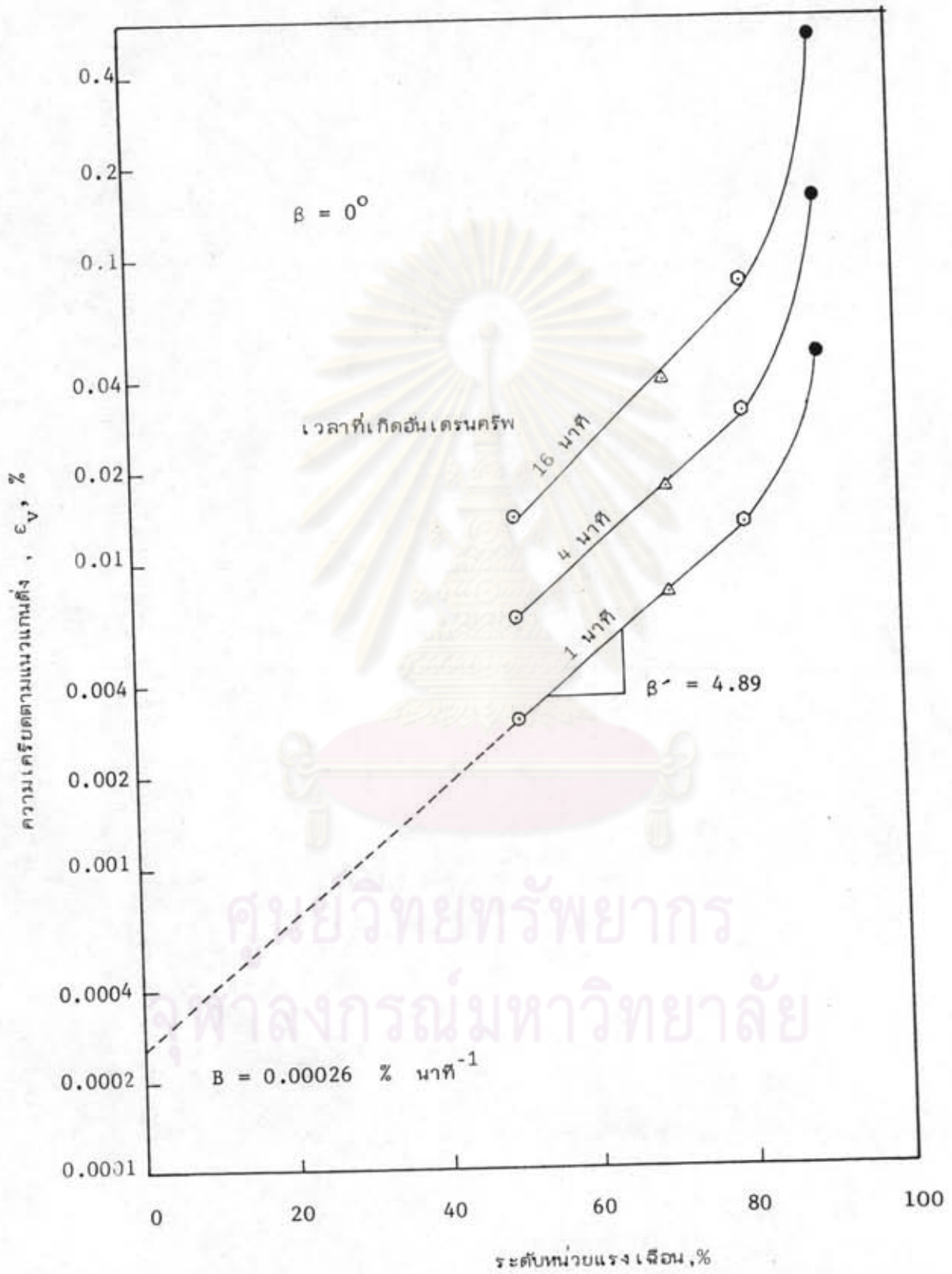
ณ สภาวะ Normally Consolidated

$$\epsilon\% = 3.5 \times 10^{-3} \exp(5.24 \bar{D}) t^{0.44} \quad \dots\dots\dots(4.15)$$

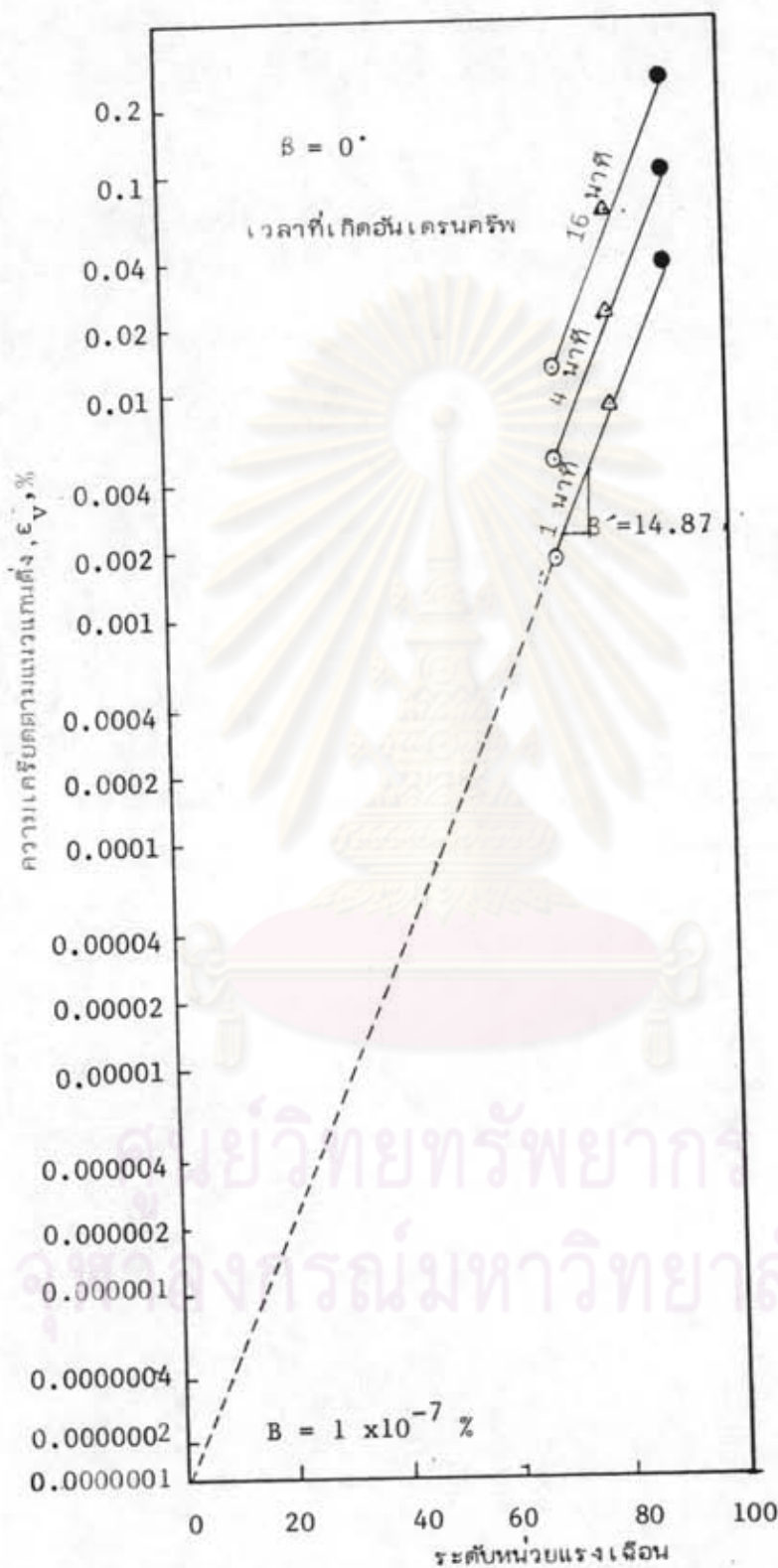
\bar{D} = ระดับหน่วยแรงเฉือน

t = เวลาใด ๆ มีหน่วยเป็นนาที

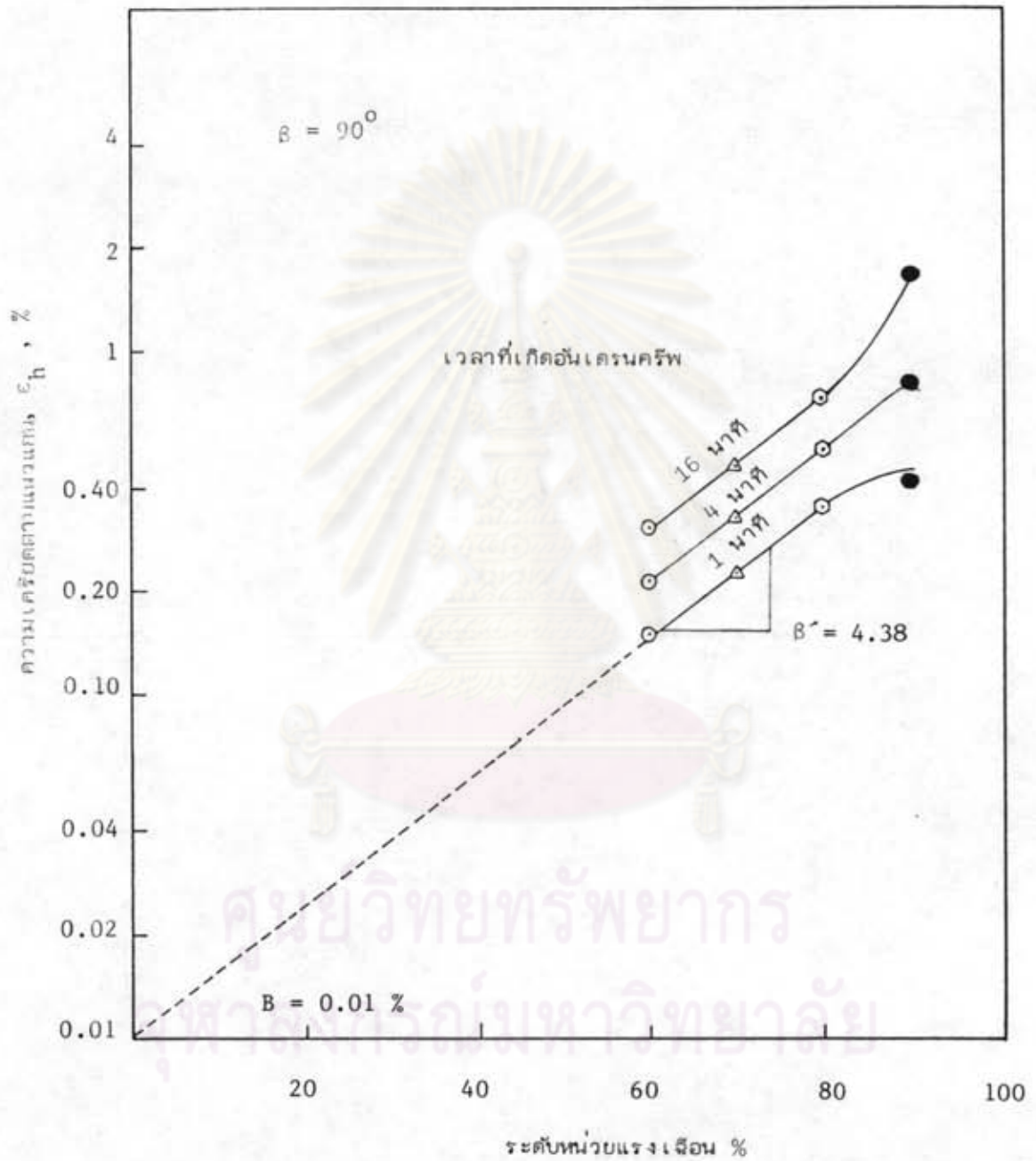
นอกจากการหาความเครียดจากวิธีของ Singh และ Mitchell (1968) กับ Semple (1973) แล้วในปี 1981 Mesri et al ใช้สัมการไฮเพอโบลิก(Hyperbolic) ของหน่วยแรงและความเครียดที่ได้จากการทดลอง CIUC หาความเครียดในระหว่างเกิดอันแทรกซึมที่เวลาต่าง ๆ โดยใช้ความสัมพันธ์ของค่าอันแทรกซึมโมดูลัสต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันแทรกซึม E_u/S_u , ค่าความเครียด ณ จุดวิกฤติ (ϵ_f), ระดับหน่วยแรงเฉือน (\bar{D}), เวลา (t) และ



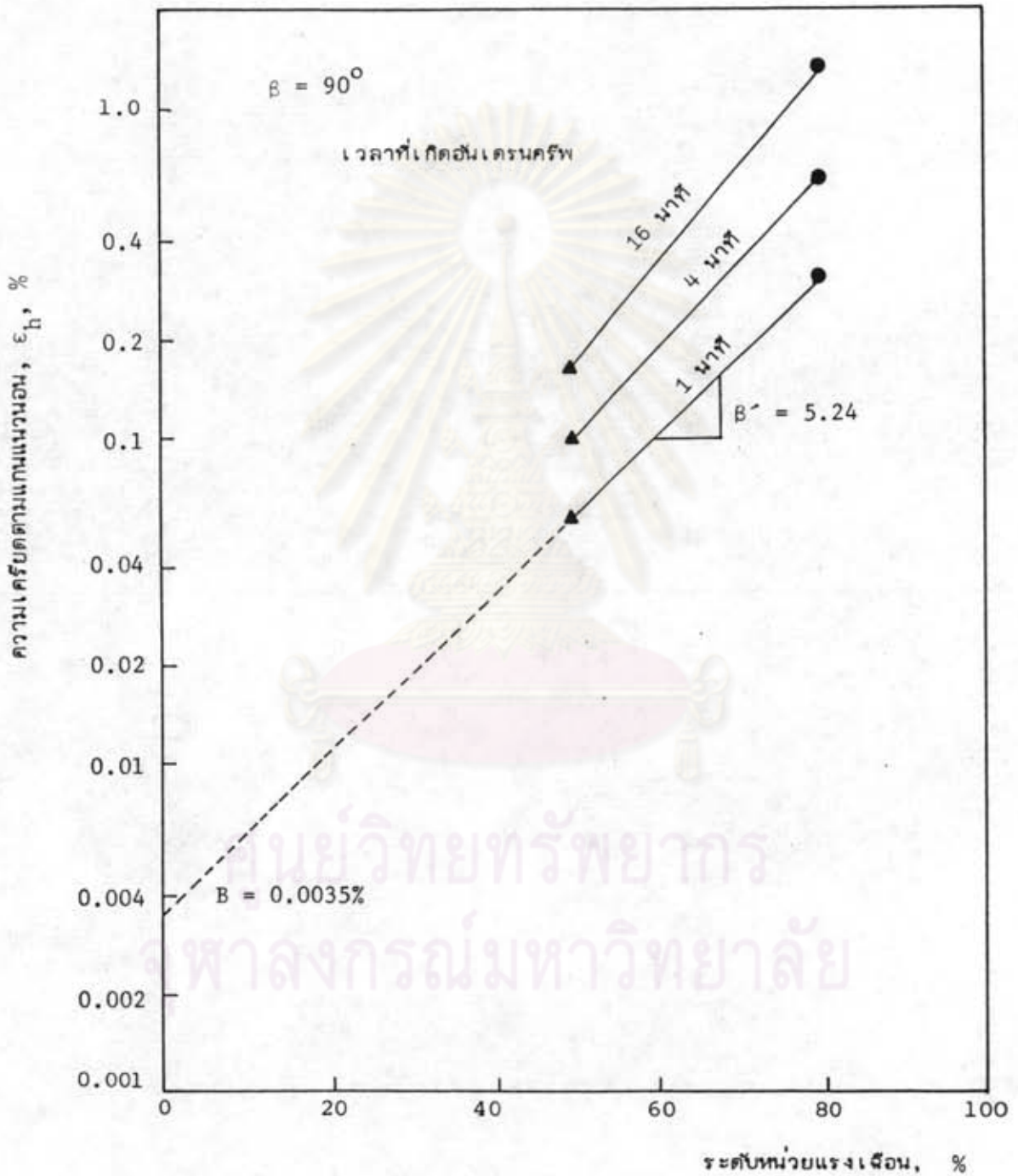
รูปที่ 4.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือน เมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Overconsolidated ($OCR = 2.4$)



รูปที่ 4.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับหน่วยแรงเฉือน เมื่อดินรับแรงในแนวตั้ง ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)



รูปที่ 4.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเค้นดัดกับหน่วยแรงเฉือน
เมื่อดินรับแรงในแนวนอน ณ สภาวะ Overconsolidated ($OCR = 2.4$)



รูปที่ 4.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับระดับหน่วยแรงเฉือน เมื่อคืนรับแรงในแนวนอน ณ.สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)

ความลาด (λ') จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดทั้งหมด (Undrained Deformation + Undrained Creep) กับ Logarithm ของเวลา

จากกราฟความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดได้สมการโอเปอโบลิค ดังนี้

จากรูปที่ 2.16

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \dots\dots\dots(4.16)$$

$$E_u = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\epsilon} \Big|_{\epsilon=0} = \frac{1}{a} \dots\dots\dots(4.17)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \lim_{\epsilon \rightarrow \infty} \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} = \frac{1}{b} \dots\dots\dots(4.18)$$

จากโอเปอโบลิคของหน่วยแรงกับความเครียด ค่า $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ หมายถึง ค่าที่มากที่สุดที่ความเครียดไม่รู้จบ (Infinite Strain) ส่วน $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ หมายถึง ค่าที่มากที่สุดที่จุดพิบัติ (ϵ_f)

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{1/b} \dots\dots\dots(4.19)$$

แทนค่าสมการต่าง ๆ ในสมการที่ (4.14) ได้

$$\epsilon_1 = \frac{2}{E_u/S_u} \left(\frac{\bar{D}}{1 - R_f \bar{D}} \right)$$

แทนค่า ϵ_1 ในสมการที่ (4.9) ได้

$$\epsilon = \frac{2}{E_u/S_u} \left(\frac{\bar{D}}{1 - R_f \bar{D}} \right) t^{\lambda'} \dots\dots\dots(4.20)$$

- เมื่อ $R_f = 1 - \epsilon_R/\epsilon_f$
- $\epsilon_R = 2/(E_u/S_u)$ รูปที่ 2.15
- $\bar{D} =$ ระดับหน่วยแรงเฉือน

จากการทดลองหาความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดของตัวอย่างดินบางปู โดยวิธี CAUC และ CIUC ที่ $\bar{\sigma}_{vc} = \bar{\sigma}_{vo}$ สำหรับสภาวะ Overconsolidated และ

$\bar{\sigma}_{vc} = 1.5\bar{\sigma}_{vm}$ สำหรับสภาวะ Normally Consolidated สามารถคาดคะเนความเครียดระหว่างอันเดรน (Undrained Deformation + Undrained Creep) ได้โดยพิจารณากราฟรูปที่ 4.33 ถึง 4.36 ได้ดังต่อไปนี้

เมื่อตัวอย่างดินทดสอบรับแรงในแนวตั้ง

ณ สภาวะ Overconsolidated

$$\epsilon (\%) = 0.383 \frac{\bar{D}}{1-0.756 \bar{D}} (t)^{0.076} \dots\dots\dots (4.20)$$

เมื่อตัวอย่างดินทดสอบรับแรงในแนวนอน

ณ สภาวะ Overconsolidated

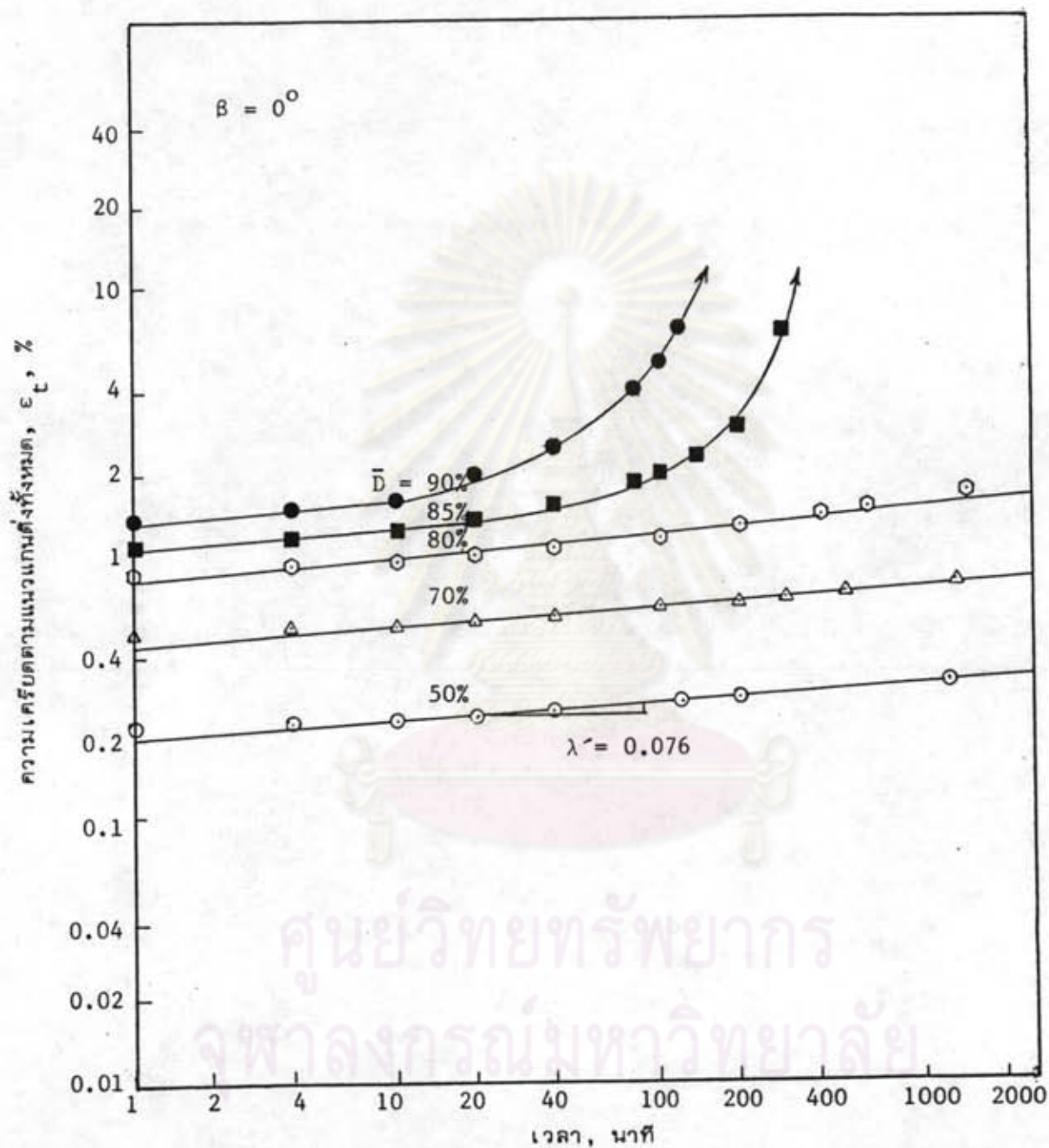
$$\epsilon (\%) = 0.284 \frac{\bar{D}}{1-0.957 \bar{D}} (t)^{0.121} \dots\dots\dots (4.21)$$

ณ สภาวะ Normally Consolidated

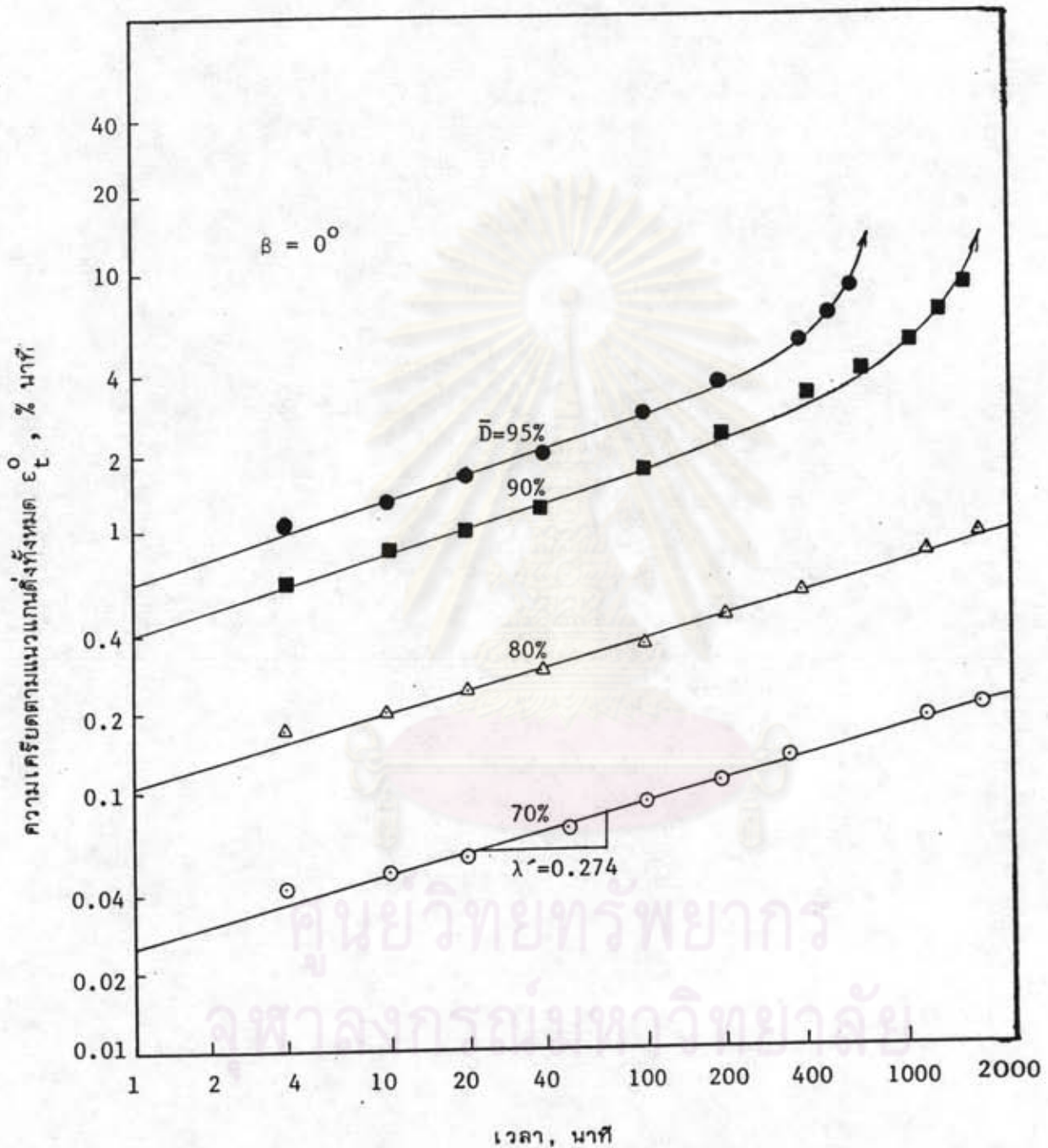
$$\epsilon (\%) = 0.290 \frac{\bar{D}}{1-0.969 \bar{D}} (t)^{0.301} \dots\dots\dots (4.22)$$

จากวิธีการคาดคะเนหาความเครียดระหว่างอันเดรน โดย Mesri et al (1981) เป็นวิธีขึ้นพื้นฐานสำหรับหาค่าการยุบตัวโดยใช้วิธี Finite Element สุ่มการนี้ได้อลอง fit จุดอยู่แล้ว ผลให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดลองสำหรับตัวอย่างดินในแนวตั้งที่สภาวะ Normally Consolidated หาค่าการทดสอบด้วยวิธี CAUC ใช้ค่า $K_0 = 0.57$ จะใช้สมการของ Mesri et al (1981) เลยไม่ได้ต้องแก้สมการ (4.20) ใหม่โดยย้ายแทนไปอยู่ที่ $K_0 = 0.57$ ก่อนจึงจะใช้ได้

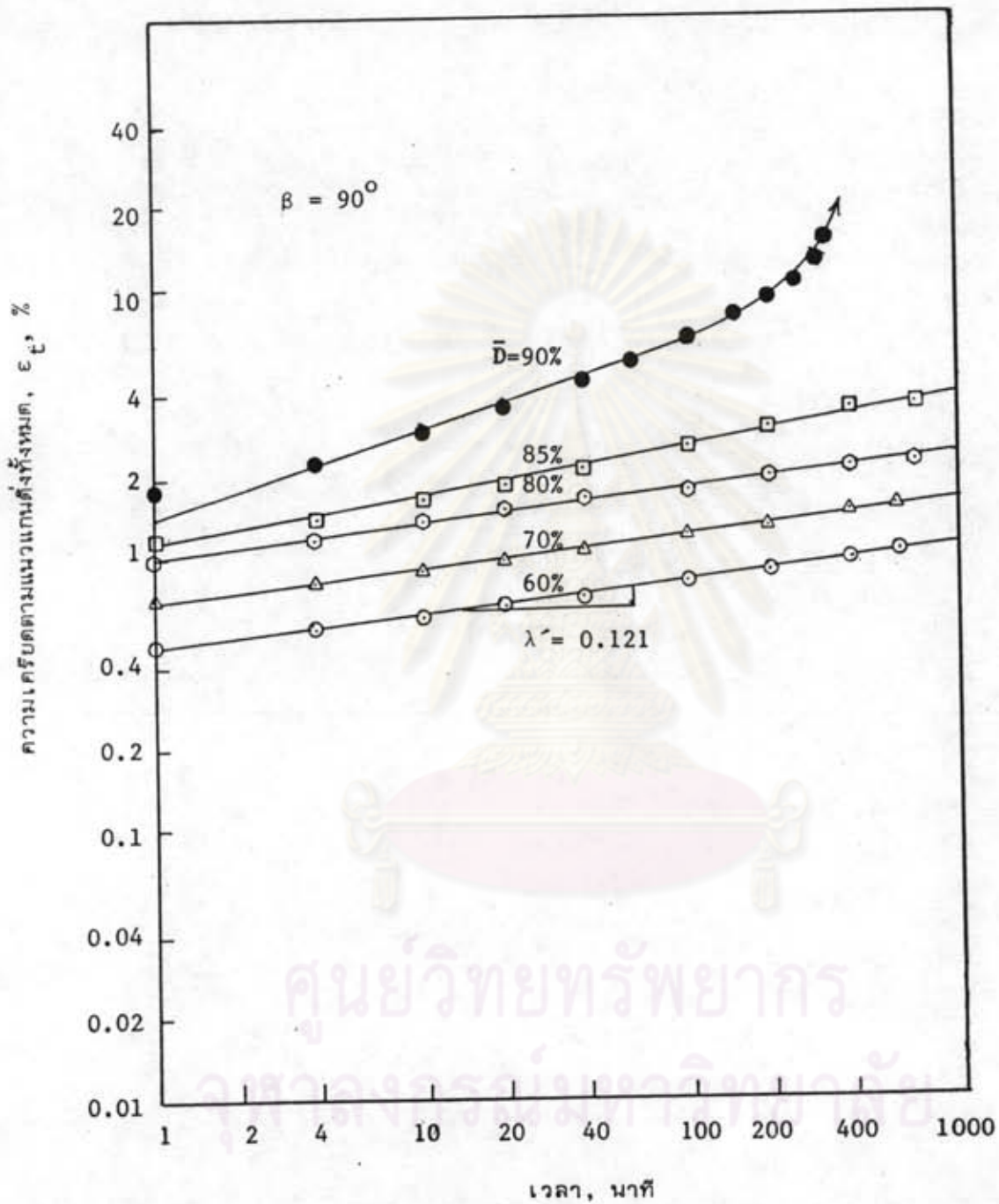
จากสมการ (4.5), (4.6), (4.7) และ (4.8) เป็นสมการที่ได้จากการทดลองอันเดรนครึ่งพิทาโดยวิธีของ Singh และ Mitchell (1968) สมการ (4.12), (4.13), (4.14) และ (4.15) เป็นสมการที่ได้จาก Semple (1973) และสมการ (4.20) ถึง (4.22) เป็นสมการที่ได้จาก Mesri et al (1981) ได้ตรวจสอบสมการเหล่านี้ กับผลการทดลองที่ได้จากกราฟความสัมพันธ์ใกล้เคียงกับกราฟที่ได้จากการทดลอง เมื่อตัวอย่างดินรับหน่วยแรงมีค่าต่ำกว่ากำลังครึ่ง แต่ทั้ง 3 วิธีการมีค่าแตกต่างกันบ้าง เพราะมีรากฐานมาจากทฤษฎีที่แตกต่างกัน ซึ่งสมการที่ได้จาก Semple (1973) ให้ค่าใกล้เคียงผลการทดลองดี สำหรับการศึกษาความเครียดที่เกิดขึ้นระหว่างอันเดรนครึ่ง แต่สำหรับสมการที่ได้จาก Mesri et al (1981) คาดว่าจะเหมาะสมที่สุดเพราะสามารถคาดคะเนการยุบตัว เนื่องจาก Undrained Deformation และ Undrained Creep พร้อมกันได้



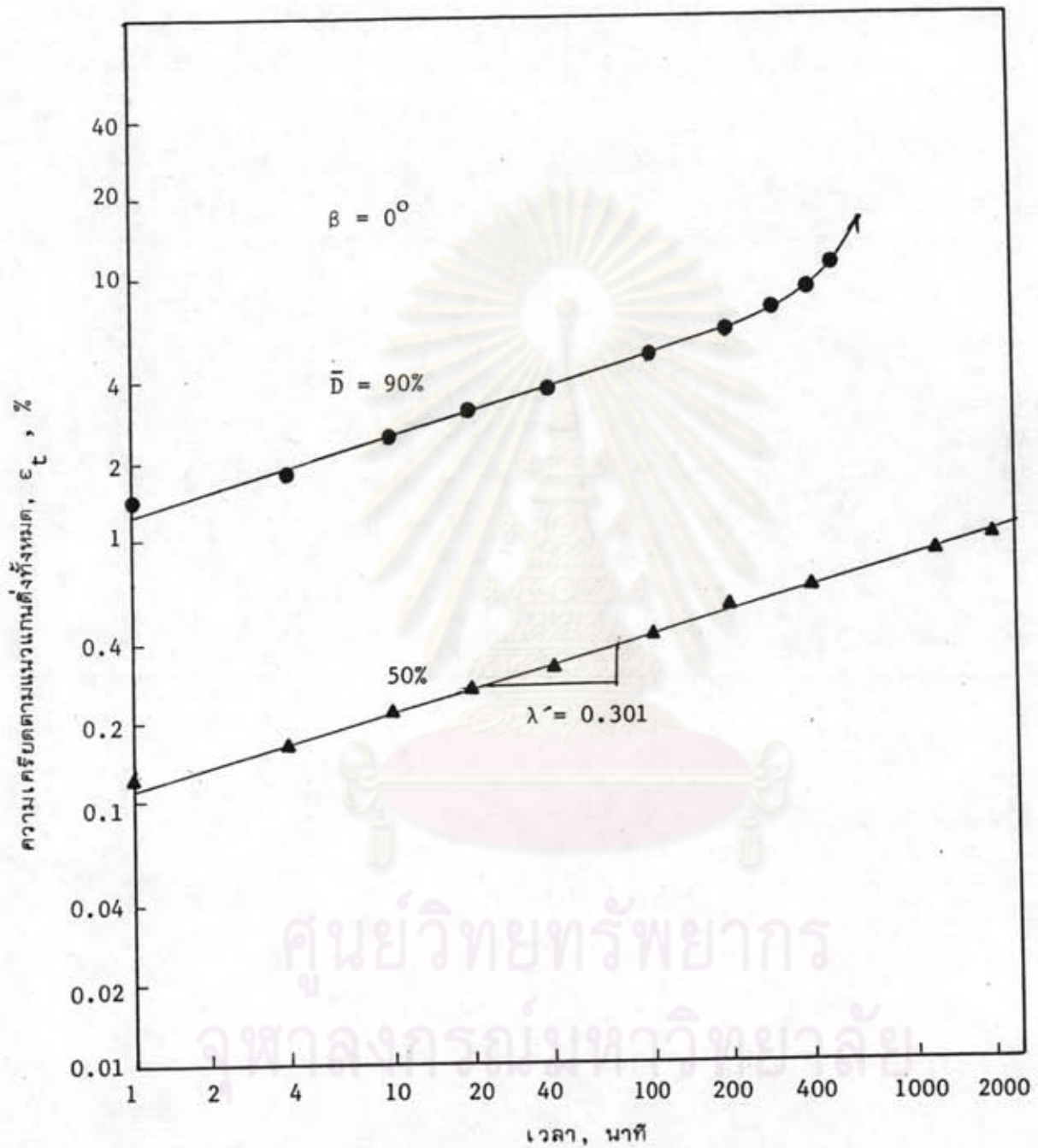
รูปที่ 4.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา
 เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsoli-
 dated ($OCR=2.4$) (Mesri et al, 1981)



รูปที่ 4.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Normally Consolidated (Mesri et al, 1981)



รูปที่ 4.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithmของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่างๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)(Mesri et al, 1981)



รูปที่ 4.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของความเครียดกับ Logarithm ของเวลา เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Normally Consolidated (Mesri et al, 1981)

ผลกระทบของ OCR ที่มีต่อพารามิเตอร์ทางด้านอันตรนครีฟ พิจารณาจากรูปที่ 4.37 และ 4.38 โดยนำค่าพารามิเตอร์ "m" และ "λ" มาหาความสัมพันธ์กับค่า OCR จะได้กราฟความสัมพันธ์เส้นตรงค่อนข้างจะขนานกันสำหรับตัวอย่างดินในแนวตั้งและแนวนอน และมีค่า m เพิ่มขึ้น เมื่อ OCR เพิ่มขึ้น และค่า λ ลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น แสดงว่าดินบางปูที่สภาวะ Normally Consolidated มีแนวโน้มที่จะเกิดการบีบอัดโดยครีฟมากกว่า ดินที่สภาวะ Overconsolidated ซึ่งสอดคล้องกับผลวิจัยของ Mesri et al (1981)

ผลการวิจัยแสดงให้เห็นว่าดินบางปูทางแนวตั้งมีปัญหาทางด้านอันตรนครีฟมากกว่า ดินทางแนวนอน ซึ่งพิจารณาได้จากค่า "m" พารามิเตอร์ทางแนวตั้ง น้อยกว่าทางแนวนอน และผลการทดลองจากรูปที่ 4.15, 4.16, 4.19 และ 4.20

4.3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดและความดันน้ำในโพรงกับเวลาในระหว่าง ทดสอบอันตรนครีฟ

เพื่อแสดงพฤติกรรมของการเพิ่มค่าความดันน้ำในโพรง และค่าความเครียดใน ระหว่างเกิดอันตรนครีฟ ได้แสดงกราฟความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง

(i) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา แสดงในรูปที่ 4.39 และ 4.40

(ii) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับ Logarithm ของเวลา แสดง ในรูปที่ 4.43 และ 4.44

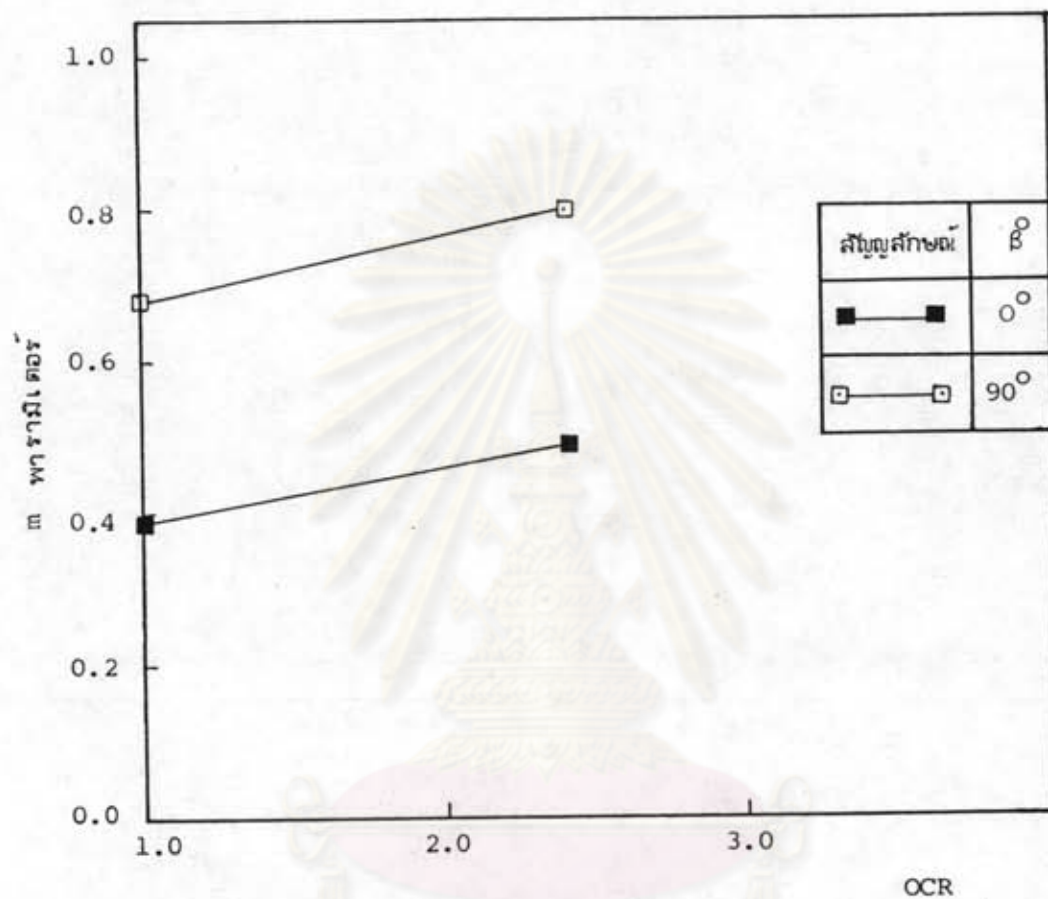
(iii) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลา แสดงในรูปที่ 4.47 และ 4.48

สำหรับตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน

(i) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา แสดงในรูปที่ 4.41 และ 4.42

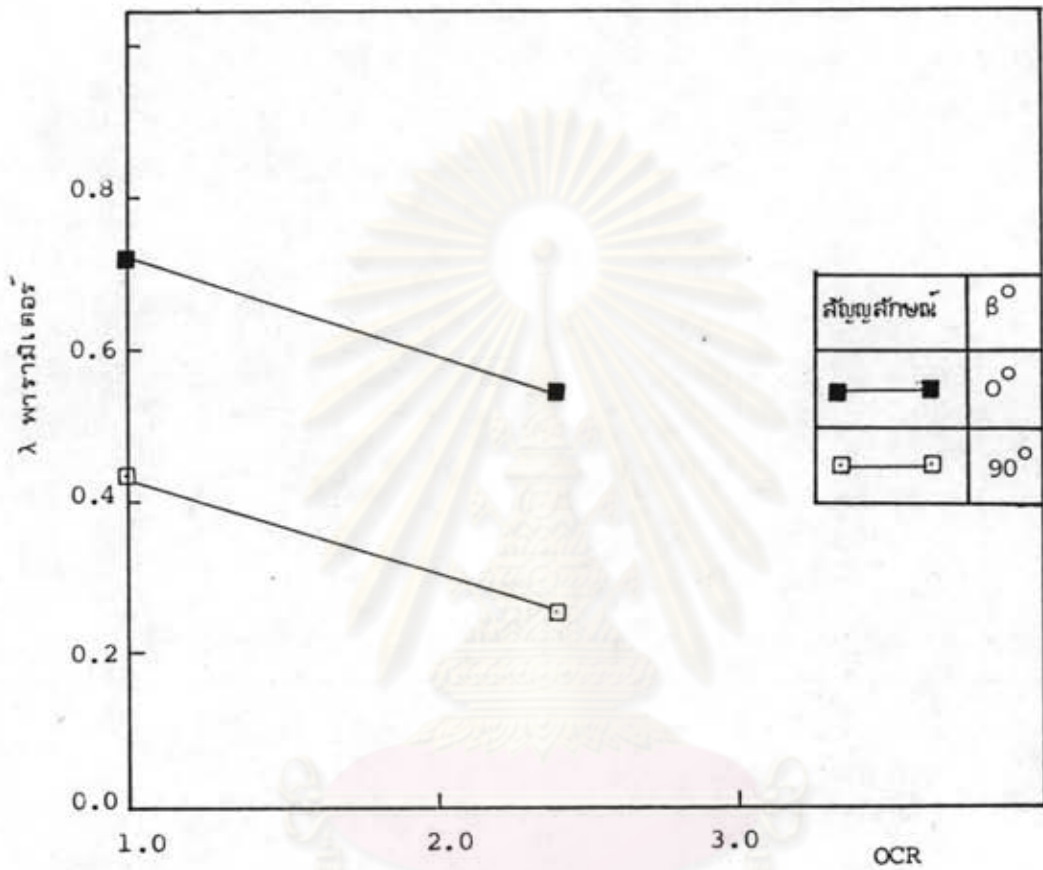
(ii) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับ Logarithm ของเวลา แสดงในรูปที่ 4.45 และ 4.46

(iii) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลา แสดงในรูปที่ 4.49 และ 4.50



รูปที่ 4.37 ความสัมพันธ์ของค่า m พารามิเตอร์ของ Singh & Mitchell
เทียบกับ OCR

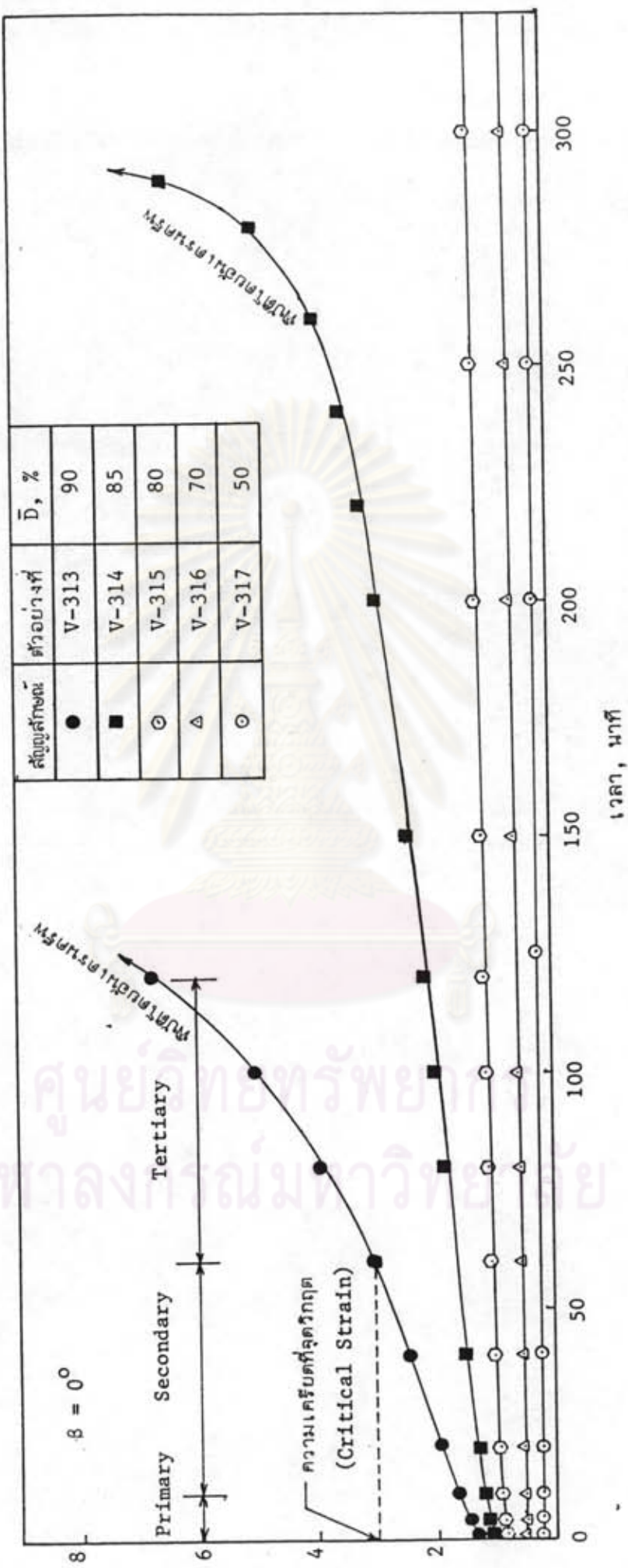
ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.38 ความสัมพันธ์ของค่า λ พารามิเตอร์ของ Semple (1973)

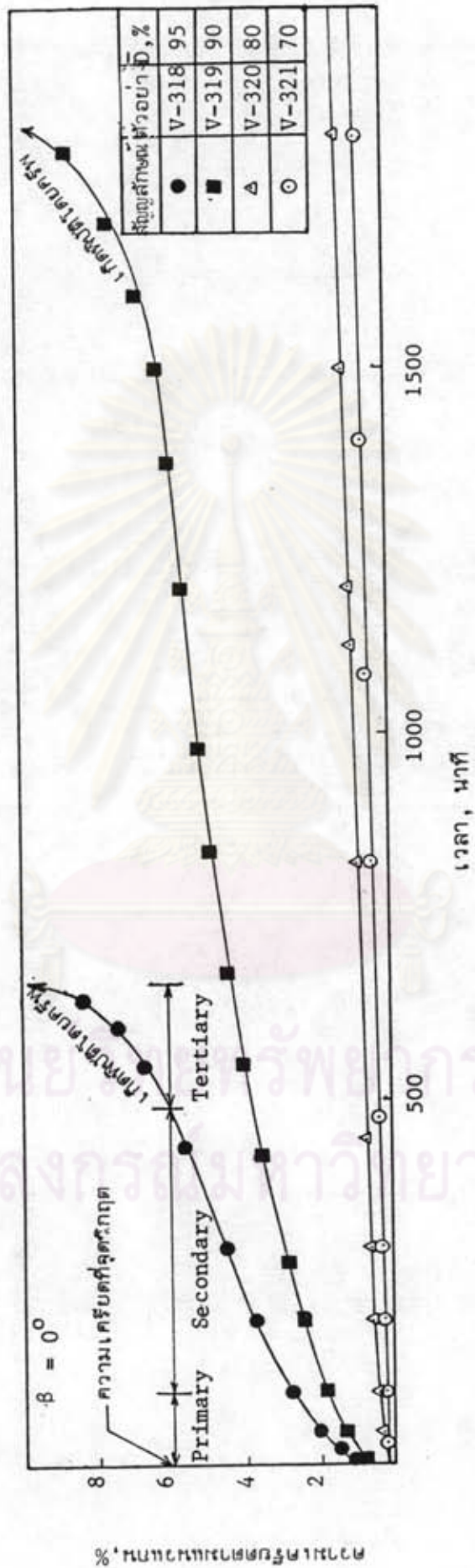
เทียบกับ OCR

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



๙ ทัศนคติและการจัดการ

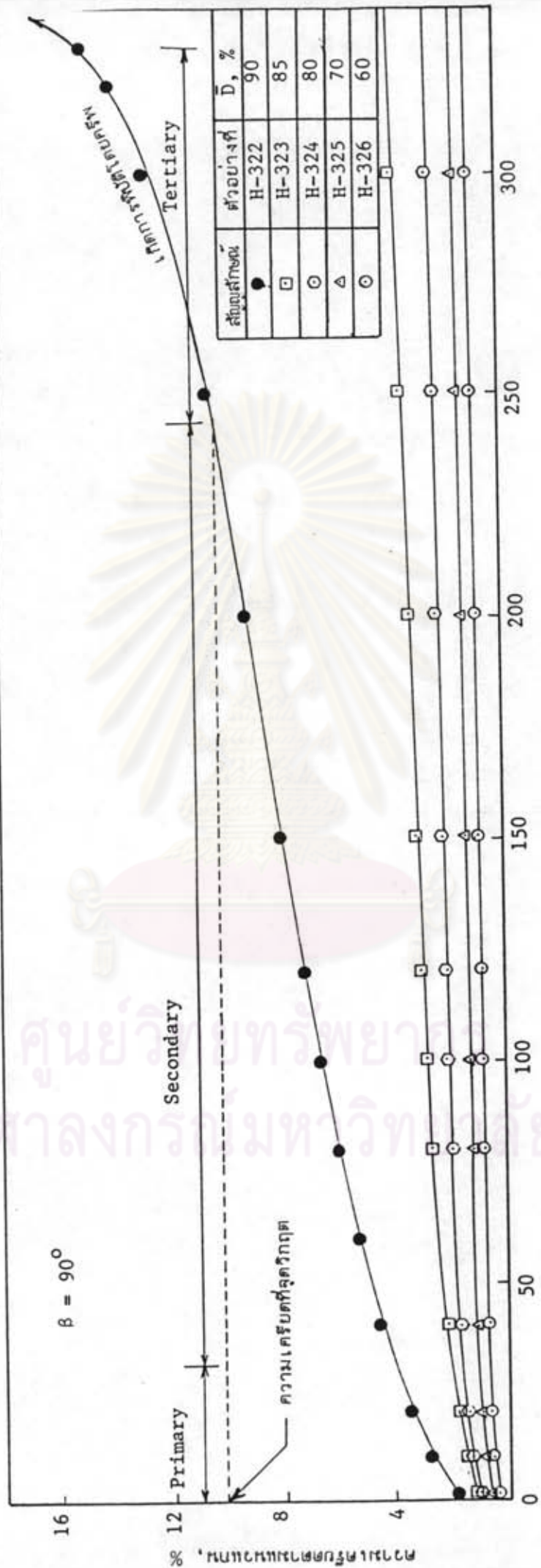
รูปที่ 4.39 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในระหว่างขั้นตอนการเสริมรูปทรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรง เชื่อมค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)



รูปที่ 4.40 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในระหว่างอันแทรกนคธิพ เมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเชื่อมค้ำต่าง ๆ

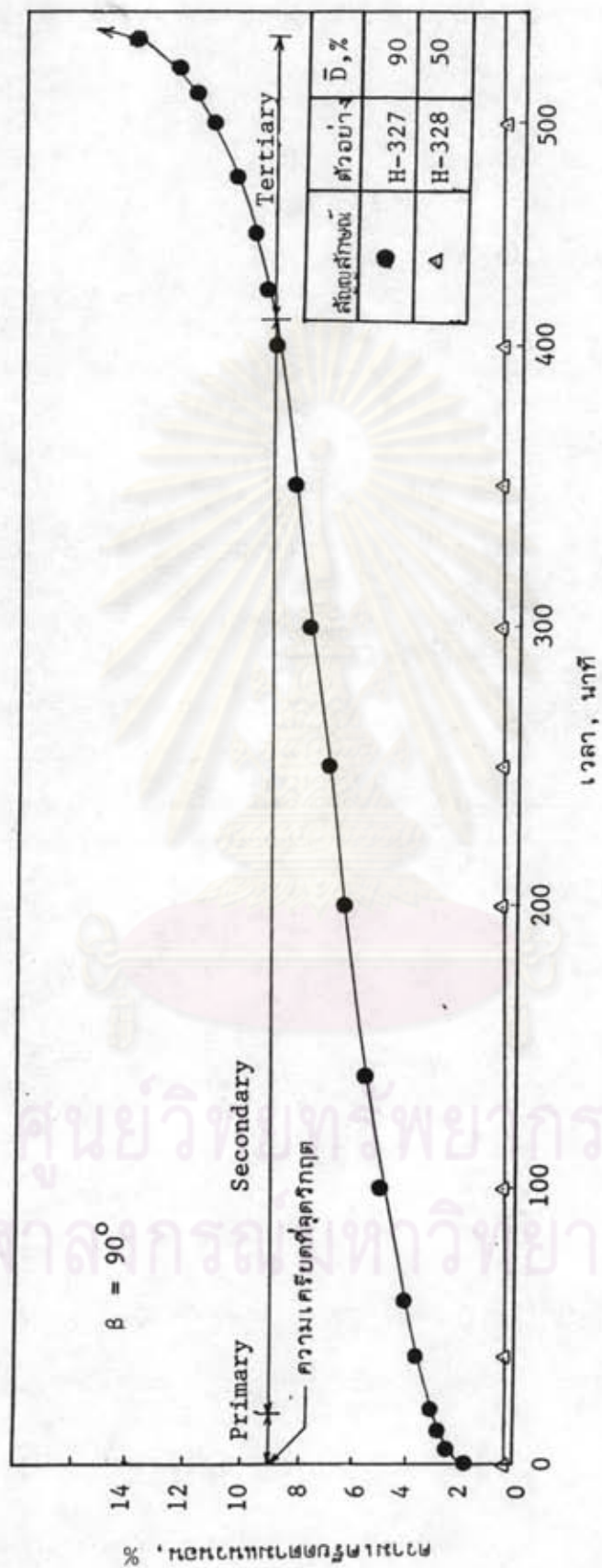
ณ สภาวะ Normally Consolidated Clay (OCR=1.0)

ความเครียดตามแกน%



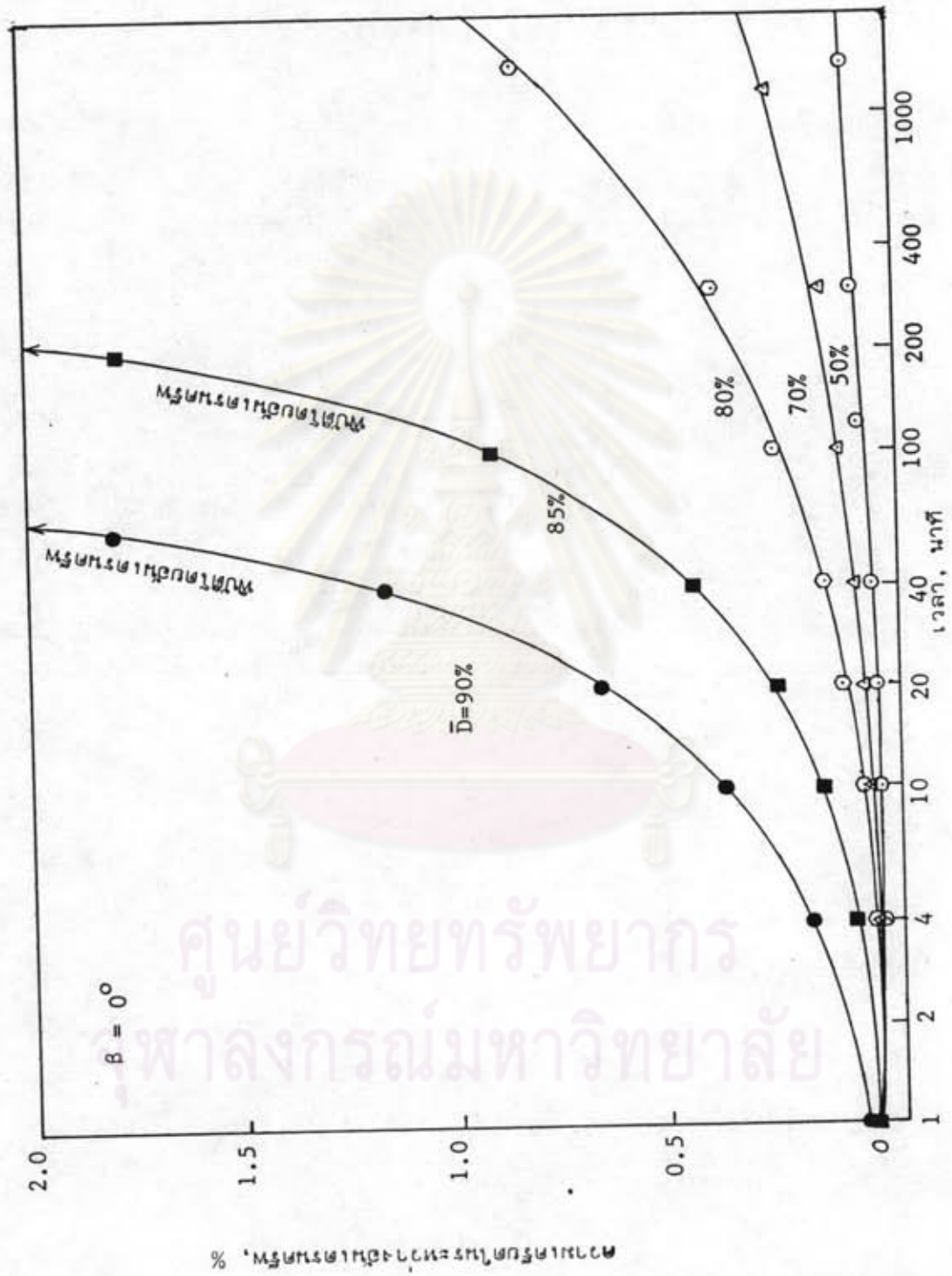
รูปที่ 4.41 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในระหว่างขั้นตอนกราฟ เมื่อดินรับแรงในแนวอนที่ระดับหน่วยแรงเชื่อมค่าต่าง ๆ ๗ สภาวะ Overconsolidated

(OCR = 2.4)

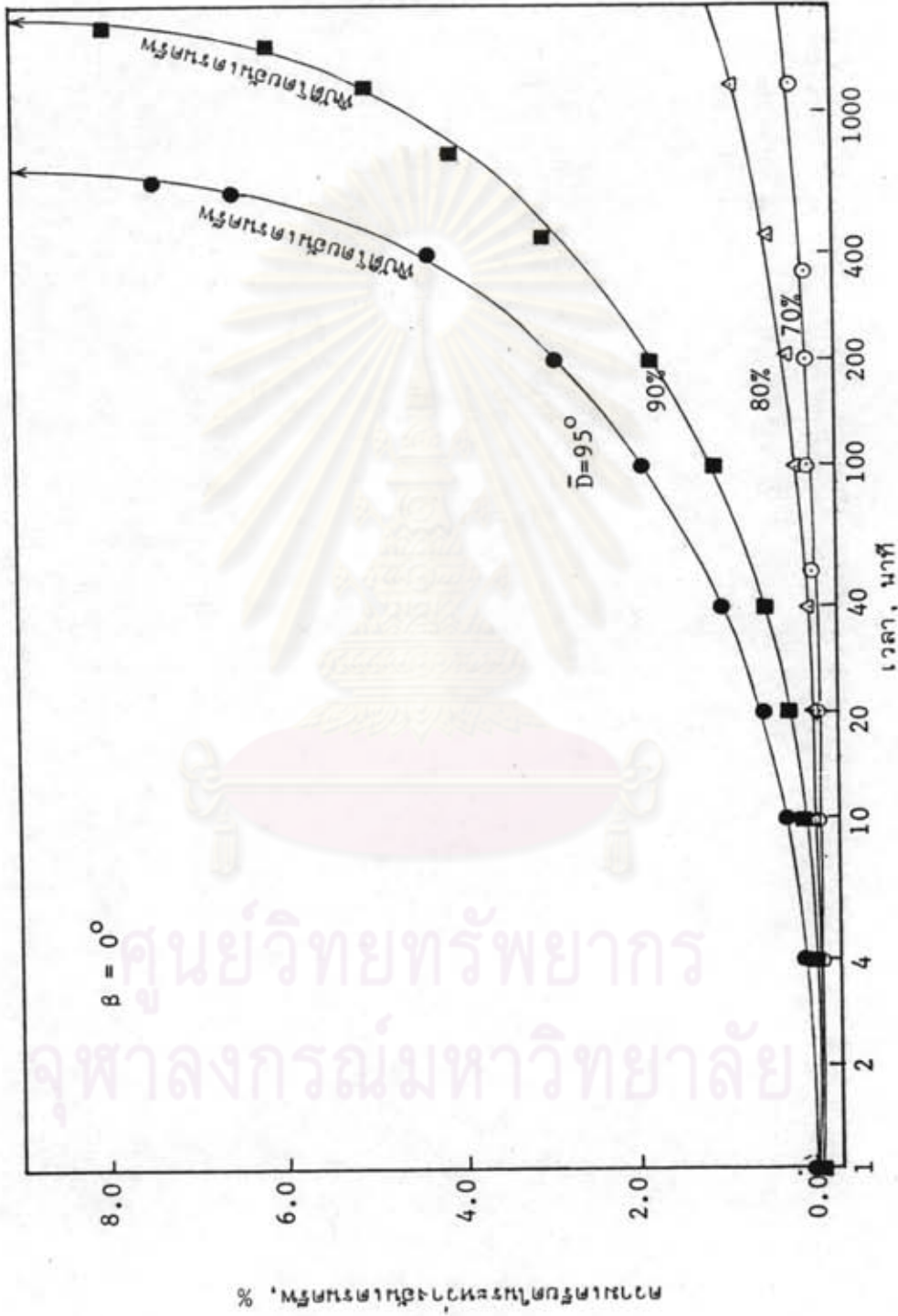


รูปที่ 4.42 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับเวลา ในระหว่างขั้นเดรนเคิร์ฟ เมื่อดินรับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยการเชื่อมต่อกันต่าง ๆ

๓ สภาวะ Normally Consolidated (OCR = 1.0)

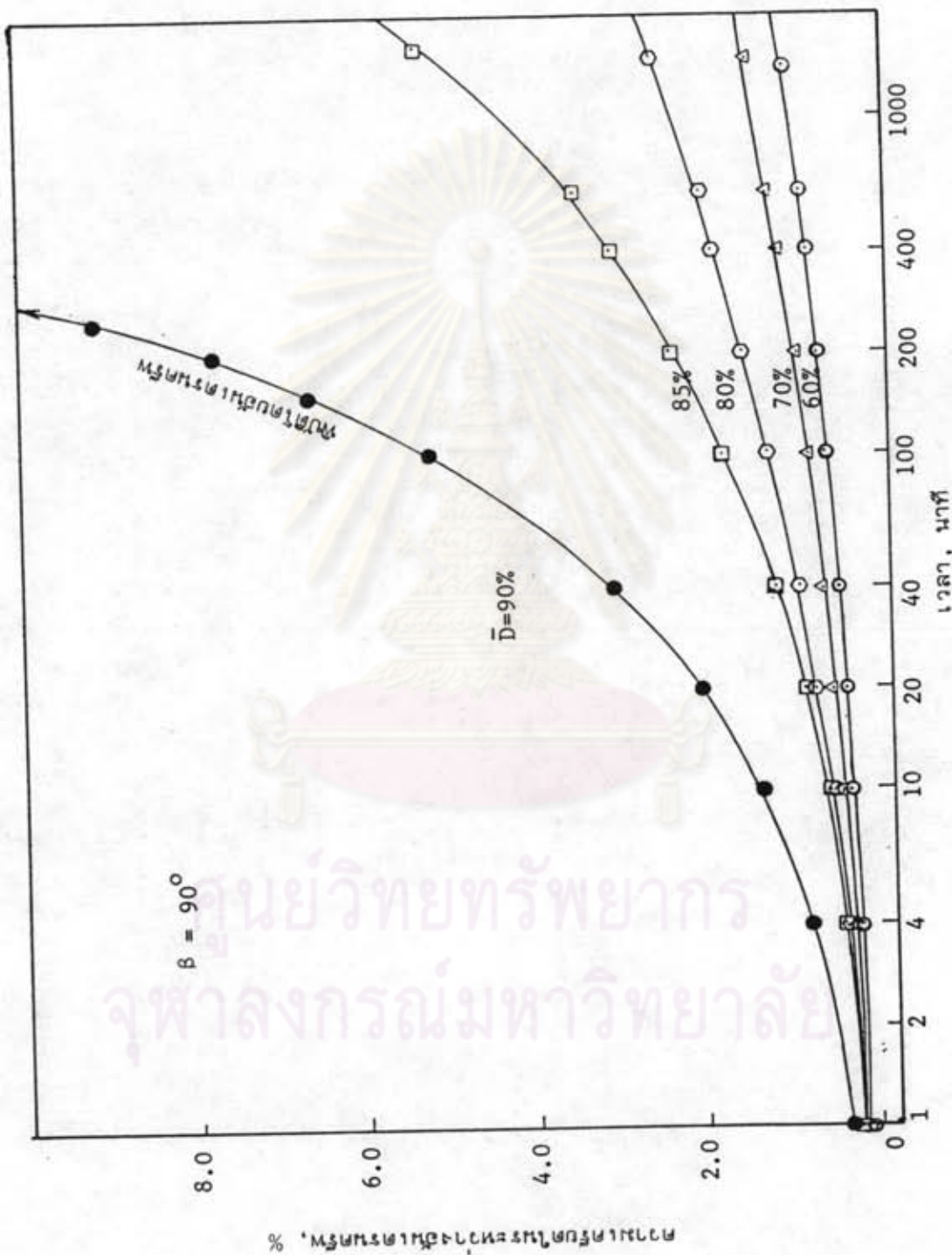


รูปที่ 4.43 ความสัมพันธ์ระหว่างความเคียดกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นตอนการทรหดตัวเมื่อดินรับแรงในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเร็วเริ่มต้นค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)



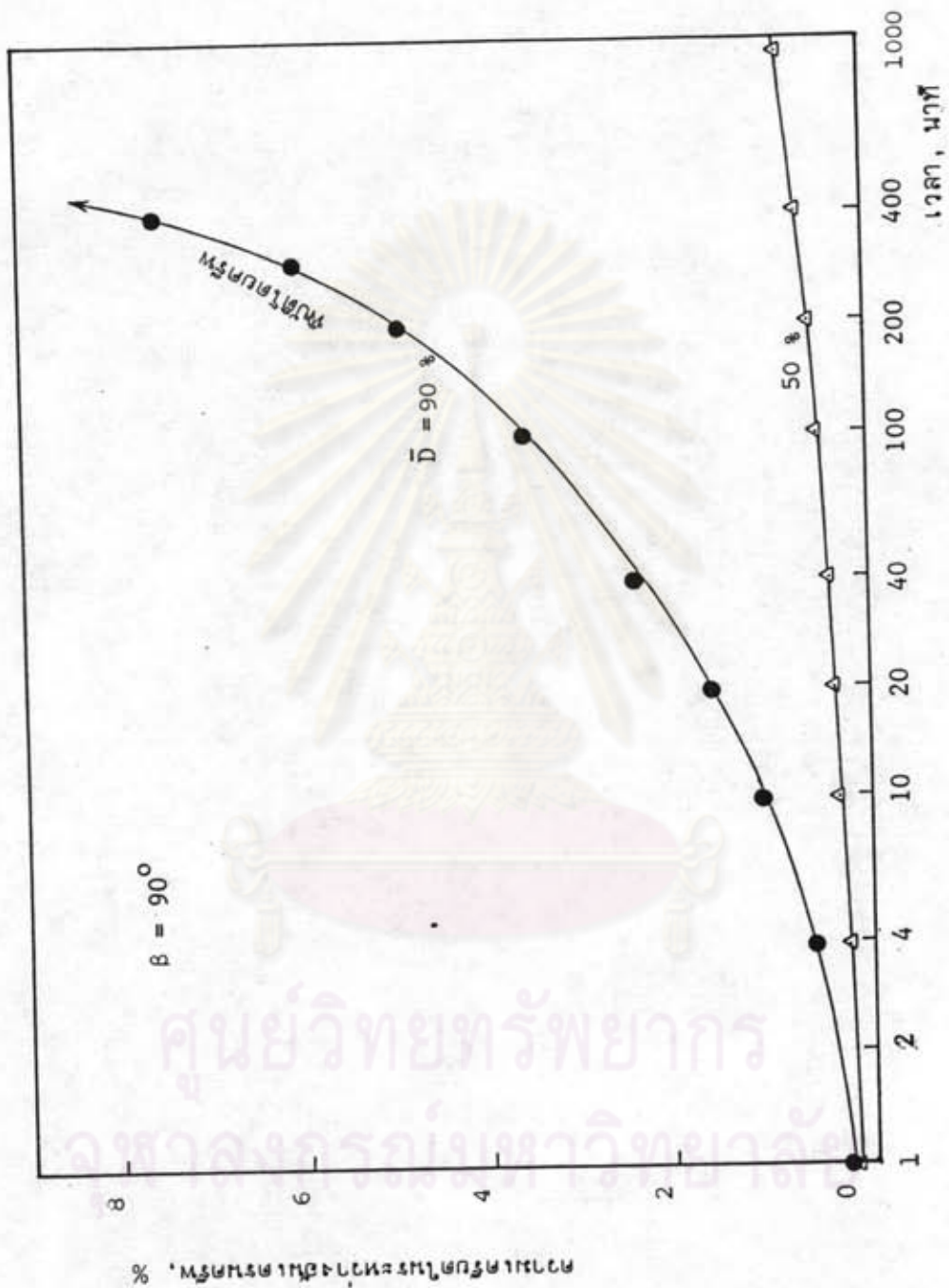
รูปที่ 4.44 ความสัมพันธ์ระหว่างความเคียดกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นตอนการอัดแน่นดินชั้นแรงใน แนวตั้งที่ระดับความแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR=1.0)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

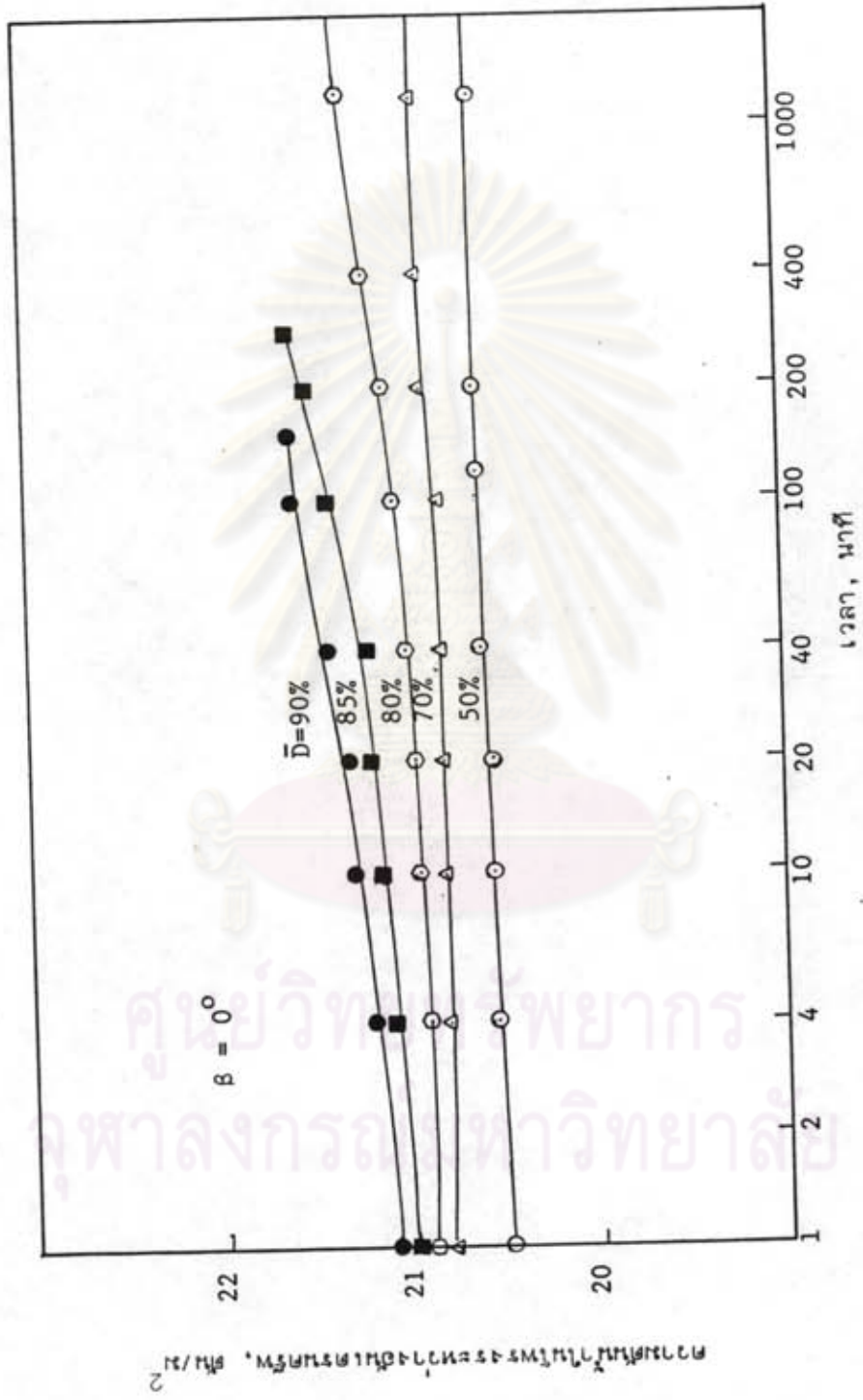


รูปที่ 4.45 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นตอนการทดสอบเมื่อรับแรงในแนวอน
 ติตั้งกับแนวแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR=2.4)

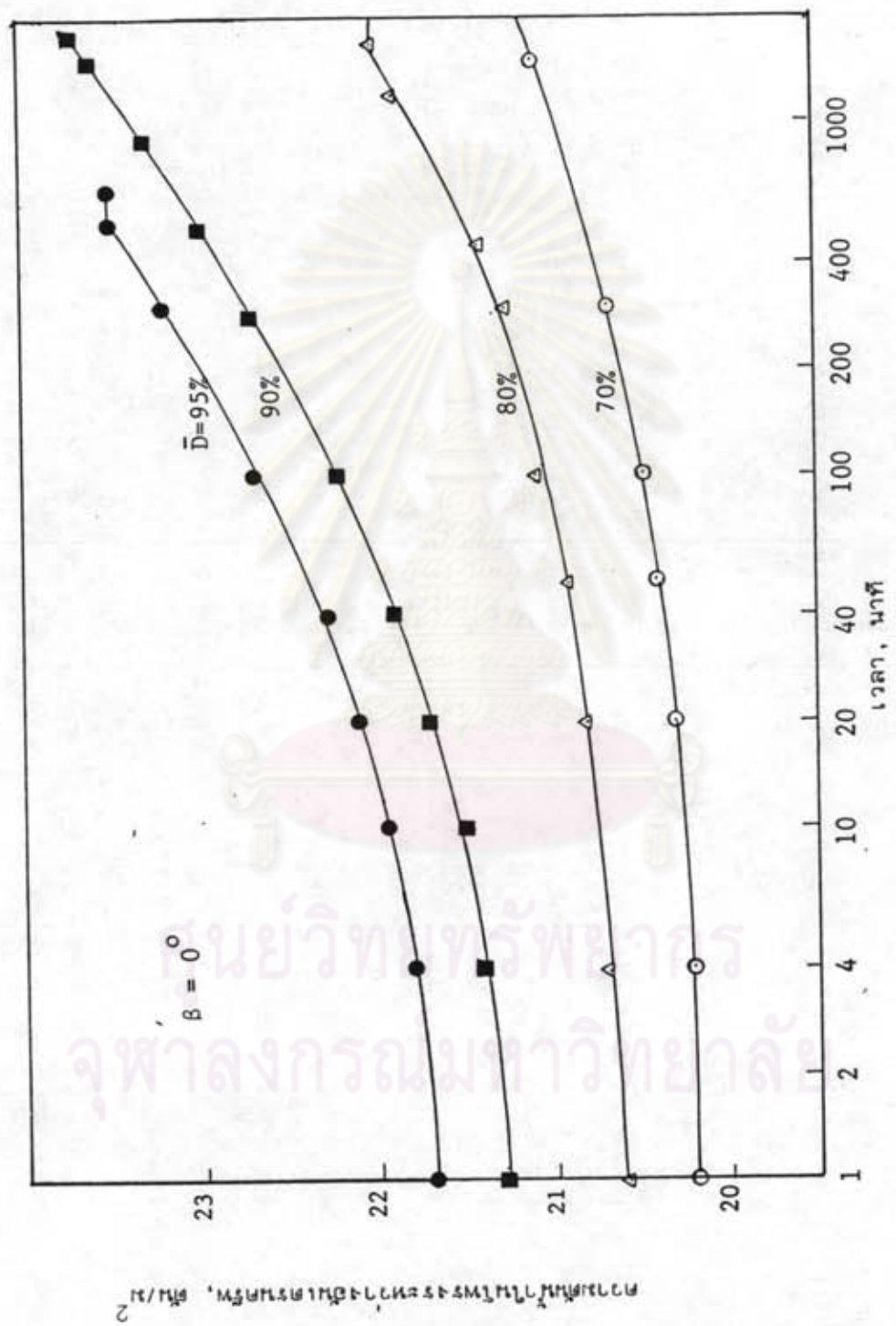
ศูนย์วิทยทรัพยากร
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



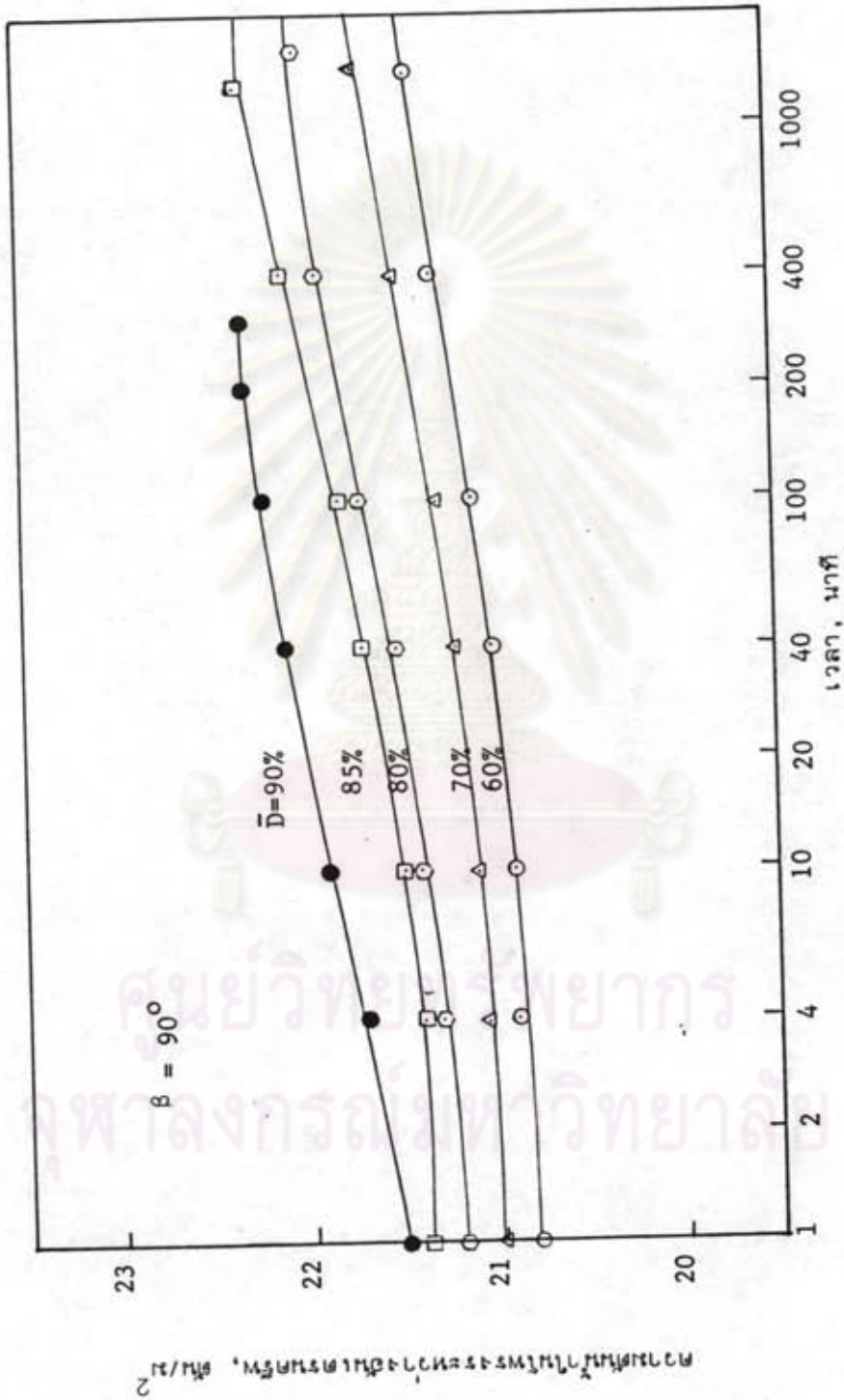
รูปที่ 4.46 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างอันตรรกะเมื่อดิน
รับแรงในแนวนอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ. สภาวะ Normally Consolidated
(OCR = 1.0)



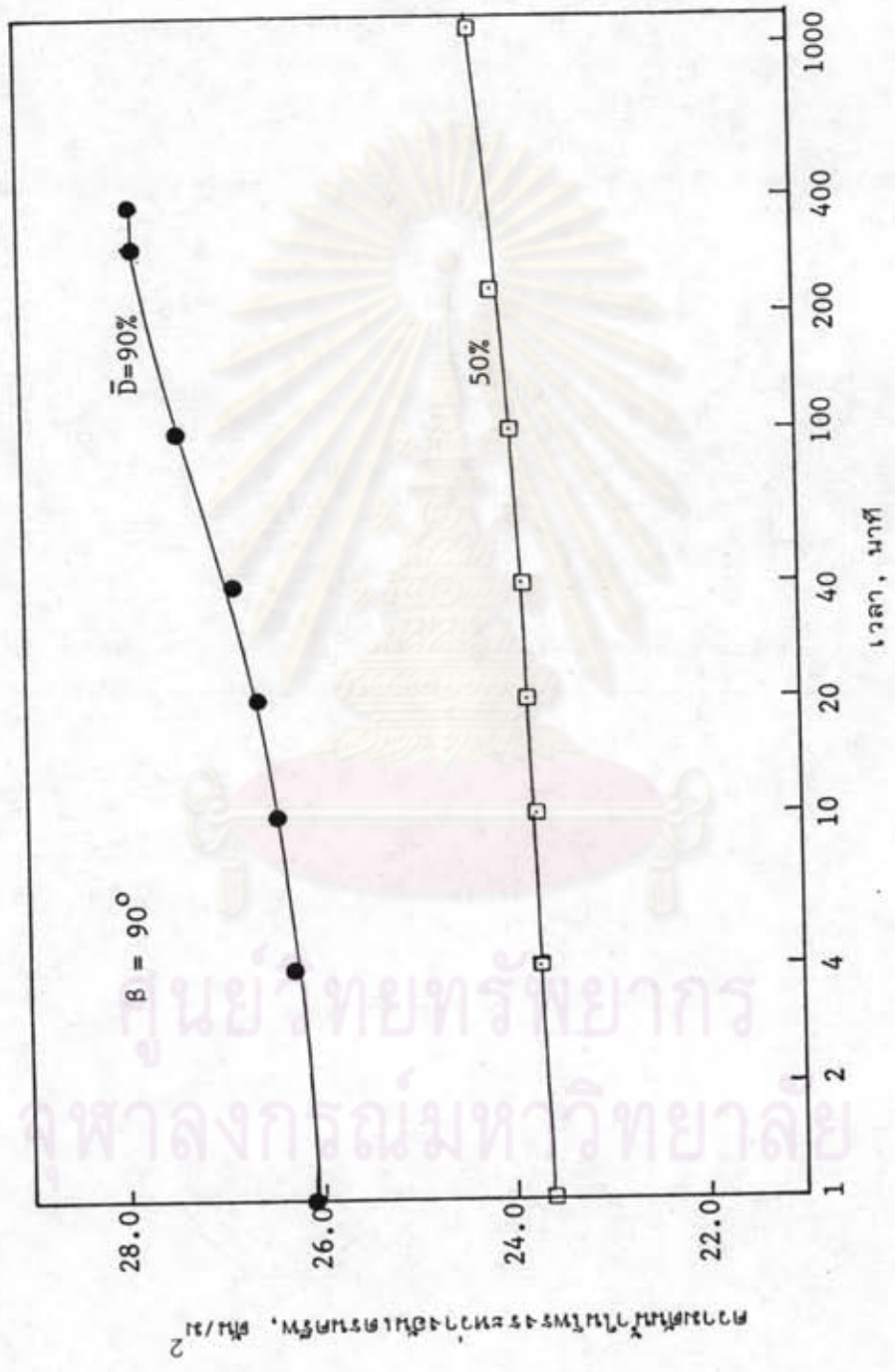
รูปที่ 4.47 ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างชั้นดินรับแรง
 ในแนวตั้งที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Overconsolidated ($\text{OCR} = 2.4$)



รูปที่ 4.48 ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นในโพรงกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นตอนการรับแรง
ในแนวตั้งที่ระดับความแข็งแรงเชื่อมค่าต่าง ๆ ณ สภาวะ Normally Consolidated (OCR=1.0)



รูปที่ 4.49 ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นเตรียมครีฟเมื่อคืนรับแรงในแนวอนที่ระดับที่หน่วยแรงเฉือนค่าต่างๆ ณ สภาวะ Overconsolidated (OCR = 2.4)



รูปที่ 4.50 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงกับ Logarithm ของเวลาในระหว่างขั้นตอนการ
 เมื่อคืนรับแรงในแนวอนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนค่าต่าง ๆ กับ \bar{D} สภาวะ Normally
 Consolidated (OCR=1.0)

ศูนย์ทรัพยากร
 ภาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ความดันน้ำในโพรงระหว่างขั้นตอนการ, \bar{D} / m^2

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาในระหว่างเกิดอันตรนครีพที่ระดับหน่วยแรงเฉือนมากกว่าค่ากำลังครีพจะเกิดการพิบัติโดยการพิบัติ โดยเส้นกราฟจะโค้งงอขึ้น เพราะเกิดการบวมตัวด้วยความเร่งเมื่อในเวลาเพิ่มขึ้น สามารถแบ่งเส้นกราฟออกเป็น 3 ส่วน ดังต่อไปนี้

ระยะที่ 1 ดินจะเกิดการบวมตัวเริ่มแรกด้วยอัตราเร็ว เรียกระยะนี้ว่า "ระยะชั่วคราวครีพ หรือระยะแรก" (Transient or Primary Creep)

ระยะที่ 2 หลังจากระยะแรกดินจะมีอัตราการบวมตัวลดลง จนเกิดการบวมตัวด้วยอัตราเร็วเกือบคงที่ ระยะนี้เรียกว่า "ระยะคงที่ครีพ หรือระยะที่สอง" (Steady State or Secondary Creep)

ระยะที่ 3 หลังจากดินเกิดการบวมตัวจนถึงความเครียดวิกฤต (Critical Strain) อัตราการบวมตัวจะมีค่าเพิ่มมากขึ้น ซึ่งจะบวมตัวด้วยอัตราความเร่งจนเกิดการพิบัติโดยอันตรนครีพในที่สุด เรียกระยะนี้ว่า "ระยะอัตราเร่งครีพ หรือระยะที่สาม" (Accelerating or Tertiary Creep)

สำหรับการทดลองอันตรนครีพ เมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวตั้ง ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90%, 85%, 80%, 70% และ 50% ดังแสดงในรูปที่ 4.39 สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลา ณ สภาวะ Overconsolidated Clay จะพบว่าที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% และ 85% ดินเกิดการบวมตัวแบ่งออกเป็นสามระยะดังที่กล่าวมาข้างต้นมีความเครียดที่จุดวิกฤตประมาณ 3% ส่วนที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่ำกว่า 85% จะไม่เกิดการบวมตัวด้วยอัตราเร่งครีพเมื่อทดสอบทิ้งไว้มากกว่า 1 สัปดาห์ และที่สภาวะ Normally Consolidated Clay ค่าระดับหน่วยแรงเฉือน 95% และ 90% เกิดการบวมตัวด้วยอัตราเร่งครีพมีความเครียดที่จุดวิกฤตประมาณ 6% ดังแสดงในรูปที่ 4.40

สำหรับการทดลองอันตรนครีพเมื่อตัวอย่างดินทดลองรับแรงในแนวนอน ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% เกิดการบวมตัวด้วยอัตราเร่งครีพมีความเครียดที่จุดวิกฤตประมาณ 10% ที่สภาวะ Overconsolidated Clay และที่สภาวะ Normally Consolidated Clay ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% เกิดการบวมตัวด้วยอัตราเร่งครีพมีความเครียดที่จุดวิกฤตประมาณ 5%

ความดันน้ำในโพรงระหว่างชั้นดินทรนครีฟ สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวนอนจะมากกว่าในแนวตั้งทั้งสองสภาวะ คือ ที่สภาวะ Overconsolidated และสภาวะ Normally Consolidated ความดันน้ำในโพรงจะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อค่าระดับหน่วยแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้น โดยเฉพาะสภาวะ Normally Consolidated ความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นและเร็วกว่าที่สภาวะ OCR และตัวอย่างดินในแนวนอนจะมีเปอร์เซ็นต์ความดันน้ำในโพรงที่เพิ่มขึ้นทางแนวนอนมากกว่าทางแนวตั้งที่ OCR เดียวกัน รูปที่ 4.51

ในช่วงแรกของการทดลองชั้นดินทรนครีฟ ความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว และค่อนข้างคงที่หลังจากเกิดชั้นดินทรนครีฟเมื่อปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลานาน

สำหรับที่ระดับหน่วยแรงเฉือนมากกว่าค่ากำลังครีฟ ความดันน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เช่นเดียวกับการยุบตัว ความดันน้ำในโพรงนี้จะเพิ่ม และวิ่งเข้าหาเส้นเอนเวอรัลของหน่วยแรงประสิทธิผลที่คงที่ ดังแสดงในรูปที่ 4.11, 4.12, 4.13 และ 4.14 เรียกการคงที่นี้ว่า การคงที่โดยชั้นดินทรนครีฟ

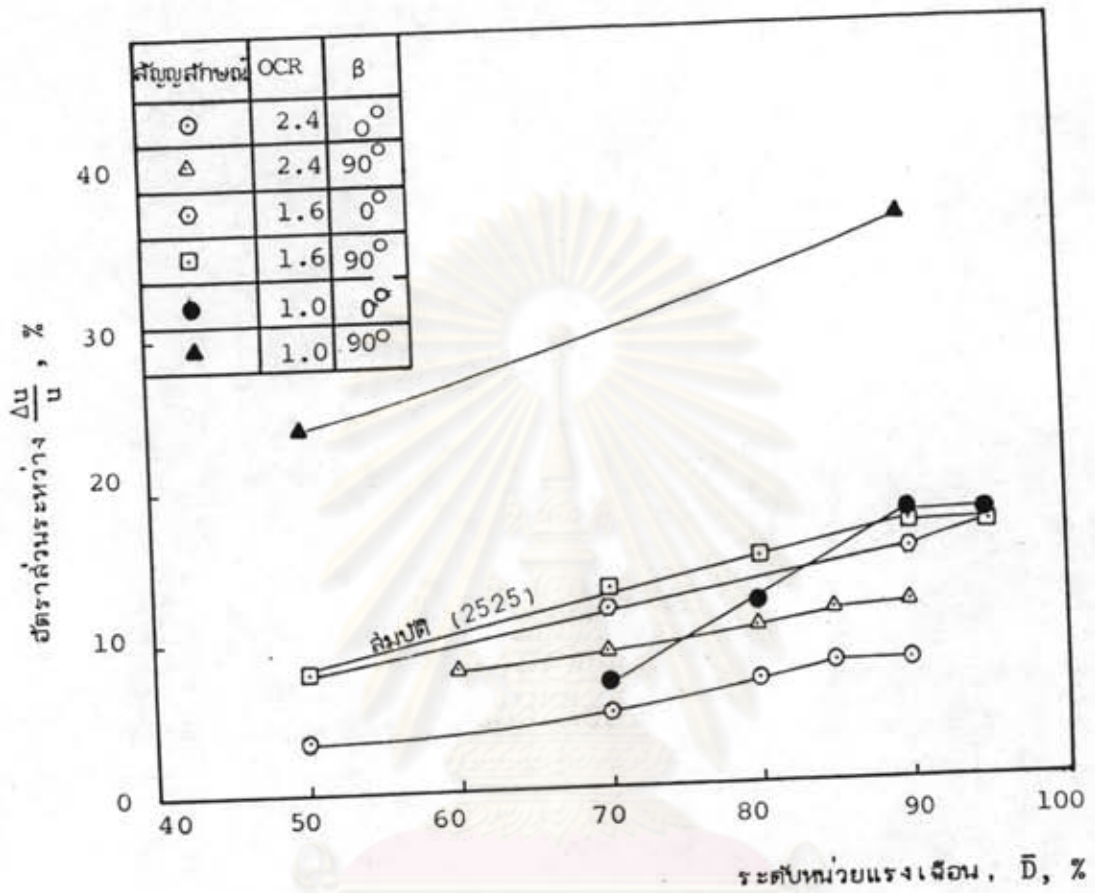
4.3.5 การคาดคะเนเวลาถึงคงที่โดยชั้นดินทรนครีฟ

การคาดคะเนเวลาถึงคงที่โดยชั้นดินทรนครีฟ โดยวิธีของ Finn และ Shead (1973) หาสมการของตัวอย่างดินทดลองที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว ซึ่งจะเกิดก่อนที่ดินจะเกิดการคงที่ โดยชั้นดินทรนครีฟเพียงเล็กน้อย โดยหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Logarithm ของอัตราความเครียดกับ Logarithm ของเวลา

สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวตั้ง ๗ สภาวะ Overconsolidated กราฟความสัมพันธ์ที่ลากผ่านจุด Logarithm ของอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวกับ Logarithm ของเวลา ดังแสดงในรูปที่ 4.52 โดยพิจารณาจากตัวอย่างดินทดลองที่เกิดการคงที่โดยชั้นดินทรนครีฟอย่างน้อย 2 ตัวอย่าง คือ ตัวอย่างดินที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% และ 85% จะได้ความสัมพันธ์ของสมการดังต่อไปนี้

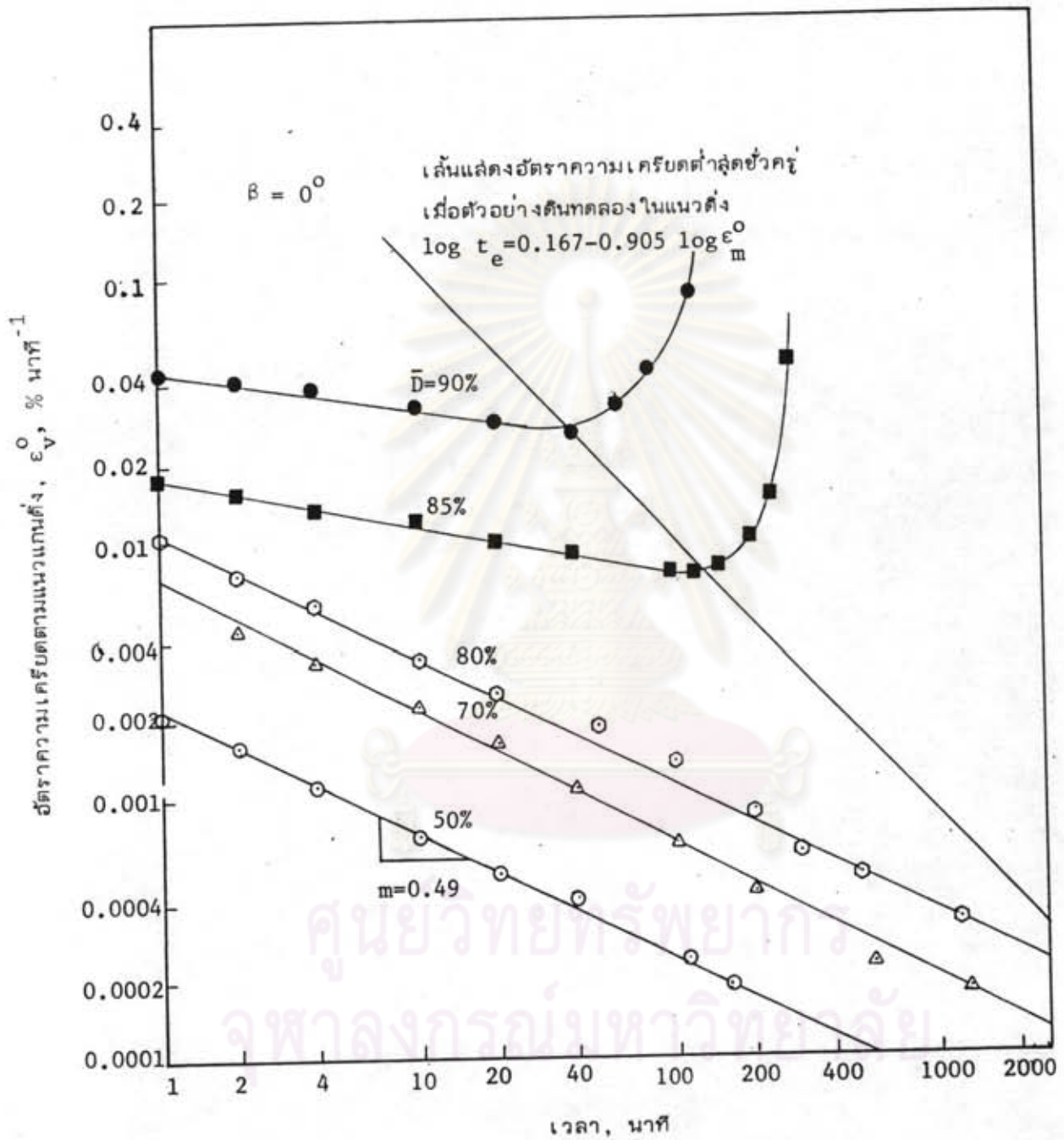
$$\log t_e = 0.167 - 0.905 \log e'_m \quad (4.23)$$

และในสภาวะ Normally Consolidated โดยพิจารณาตัวอย่างดินที่เกิดการคงที่ โดยชั้นดินทรนครีฟที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 95% และ 90% ดังแสดงในรูปที่ 4.53 ได้ความสัมพันธ์ของสมการดังต่อไปนี้

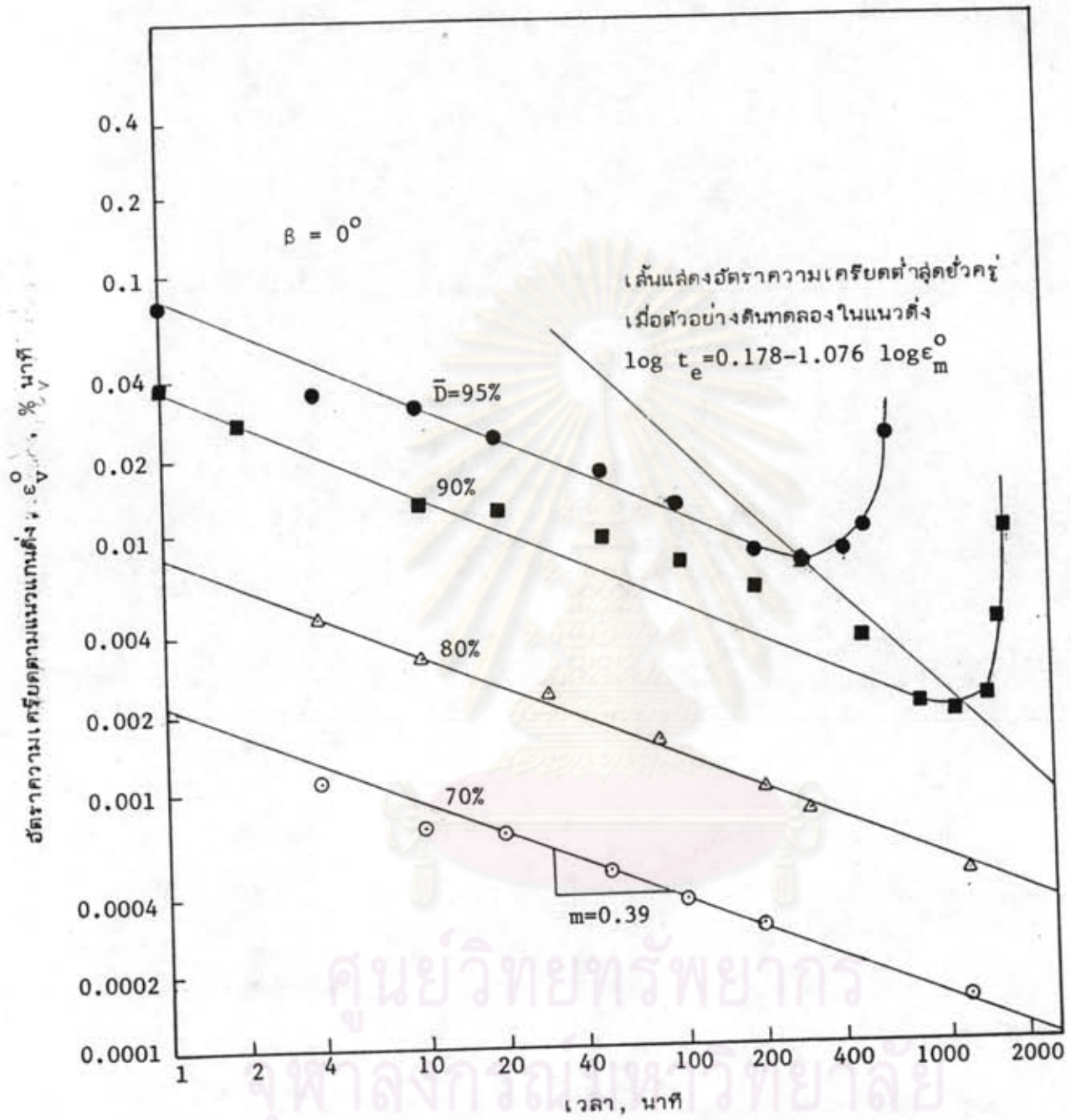


รูปที่ 4.51 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{\Delta u}{u}$ กับระดับหน่วยแรงเฉือน

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.52 เส้นแสดงอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว ตามวิธีของ Finn และ Shead (1973) เมื่อตัวอย่างดินรับแรงในแนวตั้งที่ต่ำกว่า Overconsolidated (OCR=2.4)



รูปที่ 4.53 เส้นแสดงอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว ตามวิธีของ Finn และ Shead (1973) เมื่อตัวอย่างดินรับแรงในแนวตั้งที่สภาวะ Normally Consolidated

$$\log t_e = 0.178 - 1.076 \log \epsilon_m^{\circ} \quad (4.24)$$

จากส่วนที่ 4.3.2 แสดงให้เห็นว่ากำลังครีปไม่ขึ้นกับ OCR และสมการที่ (4.23) และ (4.24) ก็เช่นกันไม่ขึ้นกับ OCR

$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } t_e &= \text{เวลาที่เกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว, นาที} \\ \epsilon_m^{\circ} &= \text{อัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราว, \% ต่อนาที} \end{aligned}$$

สำหรับตัวอย่างดินทดลองในแนวนอนไม่ล่ามารถหาเส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวกับเวลา เมื่อรับแรงในแนวนอนได้ เพราะเกิดอัตราความเครียดต่ำสุดชั่วคราวเพียงตำแหน่งเดียว ทั้งที่สภาวะ Overconsolidated และสภาวะ Normally Consolidated คือ เกิดการหุบดินที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 90% ทั้งสองสภาวะ

นอกจากนี้ยังได้เปรียบเทียบเวลาที่เกิดการหุบดินโดยอันตรนครีปที่ได้จากการทดลองกับค่าที่ได้จากการคาดคะเนโดยใช้สมการของ Singh และ Mitchell (1969) โดยใช้สมการ (2.11) พบว่าค่าที่ได้มีความสอดคล้องกัน และเวลาที่เกิดการหุบดินโดยอันตรนครีปจากการทดลองให้ค่าใกล้เคียงกับค่าของ Saito และ Uezawa (1961) ที่ได้ทำการทดลองไว้ด้วย ดังรูปที่ 4.54 ได้สมการ $\log t_r = 2.33 - 0.916 \log \epsilon^{\circ} \pm 0.59$

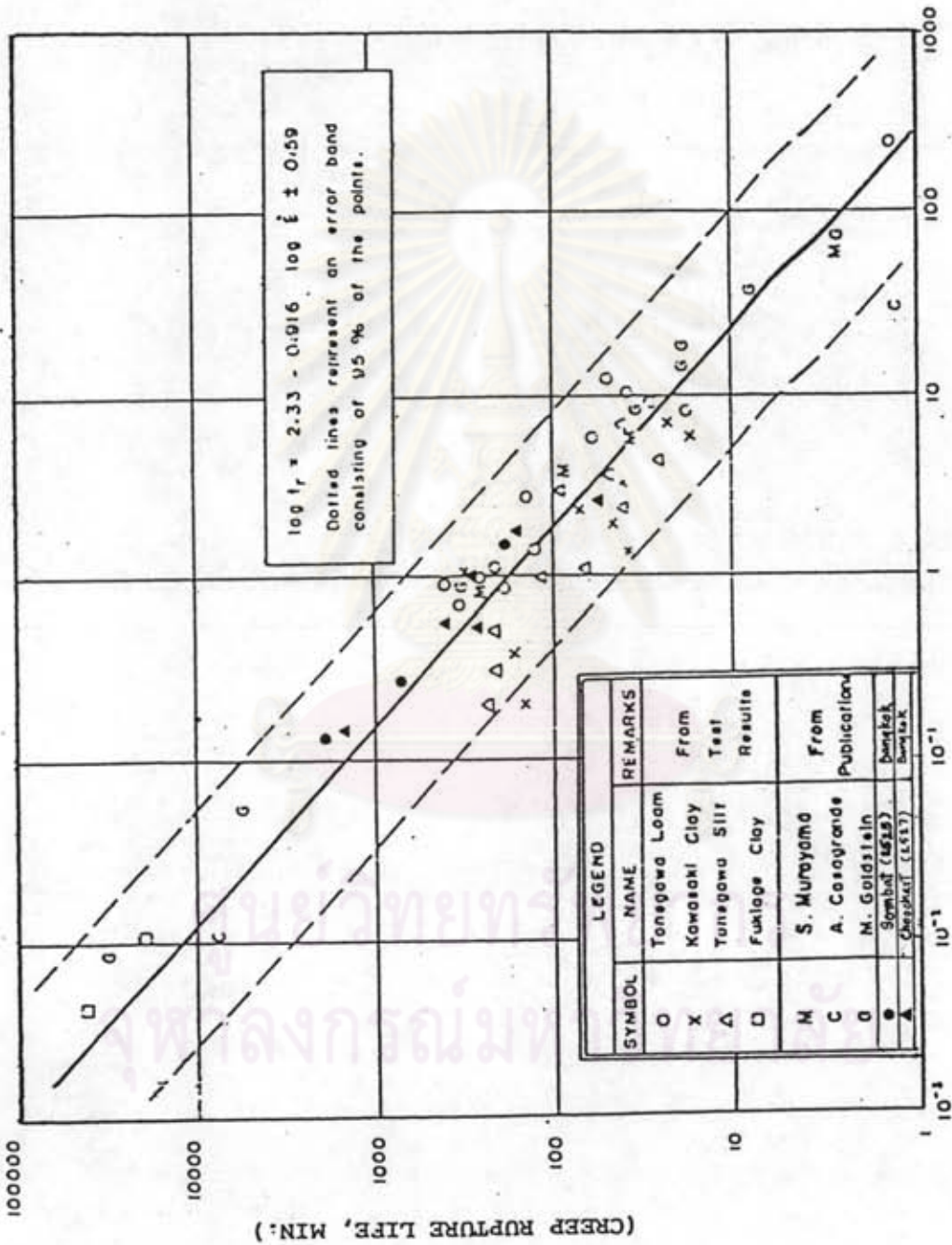
$$\begin{aligned} \text{เมื่อ } t_r &= \text{เวลาที่ถึงจุดหุบดิน (นาที)} \\ \epsilon^{\circ} &= \text{อัตราความเครียดคงที่ (Constant Strain Rate) ที่หา} \end{aligned}$$

ได้กราฟความสัมพันธ์ของความเครียดทั้งหมด (Total Strain = Undrained Deformation + Undrained Creep) กับเวลา ($\times 10^{-4}$ ต่อนาที)

ซึ่งแสดงว่ากราฟของ Saito และ Uezawa (1961) สามารถใช้ได้กับดินแนวดิ่ง และแนวนอนโดยไม่จำกัดวิธีการทดลองของดินเหนียวกรุงเทพฯ

4.3.6 การเปรียบเทียบพฤติกรรมของดินปทุมธานี (ลุ่มปติ, 2525) กับดินบางปู

ในการเปรียบเทียบพฤติกรรมทางด้านอันตรนครีป ของดินเหนียวปทุมธานี (ลุ่มปติ, 2525) และดินเหนียวที่บางปู มีความจำเป็นต้องศึกษาคุณสมบัติเบื้องต้น (Basic Properties) ของตัวอย่างดินที่ใส่ทดลองค่ามีลักษณะเช่นไร ตลอดจนวิธีการทดลองและหน่วยแรงที่ใช้ก่อน shear ดังตารางที่ 4.5



เวลาที่ใช้จนกระทั่งแตก, นาที

(CREEP RUPTURE LIFE, MIN.)

อัตราความเครียด $\times 10^{-4}$ ต่อ นาที
 (STRAIN RATE $\times 10^{-4}$ /MIN.)

รูปที่ 4.54 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาที่เหลือก่อนการแตกโดยครีพกับอัตราความเครียด (จาก SAITO และ UEZAWA, 1961)

ตารางที่ 4.5 แสดงคุณสมบัติเบื้องต้นของตัวอย่างดินบางปูและดินปทุมธานี

	ดินบางปู	ดินปทุมธานี
ระดับความลึก (depth), เมตร	3.25	5.00
ปริมาณความชื้น (w_n , %)	56-68	53-63
ขีดเหลว (Liquid Limit, %)	65 \pm 3	63 \pm 1
Plasticity Index (P.I.,%)	37 \pm 3	36 \pm 1
ปริมาณดินเหนียว (%)*	62-65	70-75
Activity	0.65	1.8
OCR	2.4-2.5	1.6-1.8
ความไว (Sensitivity)	6-8	2-4

* % Clay < 5 μ m (ASTM)

จากคุณสมบัติเบื้องต้นในตารางที่ 4.5 จะพบว่า ตัวอย่างดินทั้ง 2 แห่งเก็บมาที่ความลึกไม่เท่ากัน มีปริมาณดินเหนียว ตลอดจนค่า OCR แตกต่างแตกต่างกัน โดยเฉพาะค่า Activity แตกต่างกันมาก และค่าความไว (Sensitivity) ของดินบางปูมีค่ามาก แสดงว่าเป็นดินเหนียวที่มีความไวสูง (Very Sensitive Clay) อยู่ในช่วง 6-8

กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) ของตัวอย่างดินปทุมธานี จาก สัมปติ (2525) และตัวอย่างดินบางปู จากตารางที่ 4.2 ตลอดจนวิธีการทดลองได้นำมารวมแสดงในตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.6 แสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดินบางปู และดินปทุมธานีจากวิธีการทดลองต่าง ๆ

วิธีการทดลอง	β	S_u , ตัน/ม ² (ดินบางปู)	S_u , ตัน/ม ² (ดินปทุมธานี)
1. UC	0°	0.88	1.48
	90°	0.58	1.47
2. UU	0°	0.96	1.55
	90°	0.69	1.50
3. \overline{CIUC}	0°	-	2.36
	90°	1.42	2.44
4. \overline{CAUC}	0°	1.60	-
	90°	-	-

จากตารางที่ 4.6 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างดินบางปูมีค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนต่ำกว่าดินปทุมธานีมาก แสดงให้เห็นว่าดินบางปูมีแนวโน้มที่จะมีปัญหาด้านอันเดรอนครีพมากกว่าดินปทุมธานี และดินบางปู แสดงคุณสมบัติทางด้านแอนไอโซทรอปี้ มากกว่าดินปทุมธานี พิจารณากำลังรับแรงเฉือนทางแนวนอนต่ำสุดเมื่อเทียบกับกำลังรับแรงเฉือนทางแนวตั้ง เนื่องจากค่าความไวของดินบางปูมีมากกว่าดินปทุมธานีเป็นสาเหตุสำคัญ ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จาก Ladd (1971) ทำให้ค่ากำลังครีพทางแนวตั้งมากกว่าทางแนวนอน

การทดลองอันเดรอนครีพ ของดินบางปู และดินปทุมธานี โดยใช้น้ำหนักคงที่แน่นอน เพื่อให้เกิด Shear Constant ได้ทดลองและสรุปผลดังตารางที่ 4.7

ตารางที่ 4.7 แสดงผลการทดลองอันตรรกะของตัวอย่างดินบางปู และดินปทุมธานี

	β	ดินบางปู	ดินปทุมธานี
ค่าพารามิเตอร์ "m"	0°	0.49 (OCR=2.4), \overline{CAUC}	0.701 (OCR=1.6), \overline{CIUC}
	0°	0.39 (OCR=1.0), \overline{CAUC}	-
	90°	0.80 (OCR=2.4), \overline{CIUC}	0.45 (OCR=1.6), \overline{CIUC}
	90°	0.68 (OCR=1.0), \overline{CIUC}	-
ค่าพารามิเตอร์ "λ"	0°	0.55 (OCR=2.4), \overline{CAUC}	0.446 (OCR=1.6), \overline{CIUC}
	0°	0.73 (OCR=1.0), \overline{CAUC}	-
	90°	0.26 (OCR=2.4), \overline{CIUC}	0.634 (OCR=1.6), \overline{CIUC}
	90°	0.44 (OCR=1.0), \overline{CIUC}	-

จากตารางที่ 4.7 แสดงให้เห็นว่าค่าพารามิเตอร์ "m" และพารามิเตอร์ "λ" ของดินเหนียวบางปู และดินปทุมธานีต่างกัน ขึ้นอยู่กับวิธีการทดลอง ทิศทางได้จากตัวอย่างในแนวดิ่ง จะมีค่าพารามิเตอร์ "m" ต่างกัน คาดว่าผลเนื่องจากวิธีการทดลองวิธี \overline{CAUC} และวิธี \overline{CIUC} เป็นหลักใหญ่ ซึ่งผลวิจัยนี้สอดคล้องกับ Campanella และ Vaid, 1974 สำหรับตัวอย่างทางแนวนอนค่าพารามิเตอร์ "m" และ "λ" ต่างกันไม่มาก คาดว่าเนื่องจากปริมาณดินเหนียวของดินปทุมธานีมากกว่าที่บางปู