

บทที่ 4

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

4.1 ลักษณะชั้นดินและคุณสมบัติพื้นฐาน

ผลการเก็บตัวอย่างดินจากหลุมเจาะ DB-1 แบบตัวอย่างดินไม่ถูกรบกวนด้วยกระบอก บางจำนวน 2 กระบอก แบบกระบอกบางมีลูกสูบจำนวน 12 กระบอก และแบบตัวอย่างดินถูกรบกวน (Disturbed Sample) ด้วยกระบอกผ่า (Split spoon) จำนวน 1 กระบอก สามารถนำมาจำแนกประเภทของชั้นดินดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 3.5 โดยที่ผิวดินอยู่ที่ระดับความลึก +0.80 ม. (MSL) ซึ่งนำมาแสดงดังตารางที่ 4.1 ข้างล่างนี้

ตารางที่ 4.1 ลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะ

ระดับความลึก, ม. (MSL)	ลักษณะชั้นดิน
+ 0.80 ถึง - 4.70	ดินเหนียวอ่อนสีเทาดำ มีรากไม้เน่าเปื่อยเล็กน้อย (OH)
- 4.70 ถึง - 6.20	ดินเหนียวปานกลาง สีเทาดำ มีเปลือกหอยเล็กน้อย (CH)
- 6.20 ถึง -13.70	ดินเหนียวอ่อน-ปานกลางสีเทาเขียว มีเปลือกหอยเล็กน้อย (OH)
-13.70 ถึง -19.70	ดินเหนียวตะกอนปานกลาง มีทรายละเอียดเล็กน้อย (CH)

จากลักษณะชั้นดินพบว่าชั้นดินเหนียวปานกลางที่มีความหนา 1.50 ม. แทรกอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระดับ -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL) ของชั้นดินเหนียวที่มีความหนาประมาณ 20.50 ม. แต่จากผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนามของหลุม DV-1 และ DV-2 พบว่าชั้นดินเหนียวในบริเวณนี้ มีความหนาอยู่ระหว่าง 14.00 ม. ถึง 23.00 ม. ซึ่งรองรับด้วยชั้นทราย

คุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินได้แสดงดังตารางที่ 3.5 และรูปที่ 3.5 ให้ผลดังนี้

1. ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) มีค่าระหว่าง 52 ถึง 116% โดยปริมาณความชื้นจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น

2. ดินมีค่า LL ระหว่าง 66 ถึง 116% ค่า PL ระหว่าง 31 ถึง 49% ที่ค่า PI ระหว่าง 35 ถึง 68% และให้ค่า LI ระหว่าง 0.49 ถึง 1.36 โดยค่าดังกล่าวจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น

3. ความหนาแน่นรวม (γ_T) มีค่าระหว่าง 1.41 ถึง 1.70 ตัน/ม³ และให้ค่ามากขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น

สำหรับชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นมีความชื้น 95% ซึ่งน้อยกว่าชั้นดินถัดลงไปด้านล่าง แต่มีค่าความหนาแน่นรวม 1.46 ตัน/ม³ ที่มากกว่าชั้นดินถัดลงไปด้านล่าง

4.2 ผลการทดสอบในสนาม

4.2.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในสนาม (การทดสอบ FV)

การทดสอบ FV กระทำโดยใช้ Genor Vane ทดสอบทุกระยะ 50 ซม. ทั้งในสภาพที่ดินไม่ถูกรบกวน และในสภาพ Remold ของหลุม DV-1 และ DV-2 ดังแสดงในรูปที่ 4.1 โดยให้ผลการทดสอบดังนี้

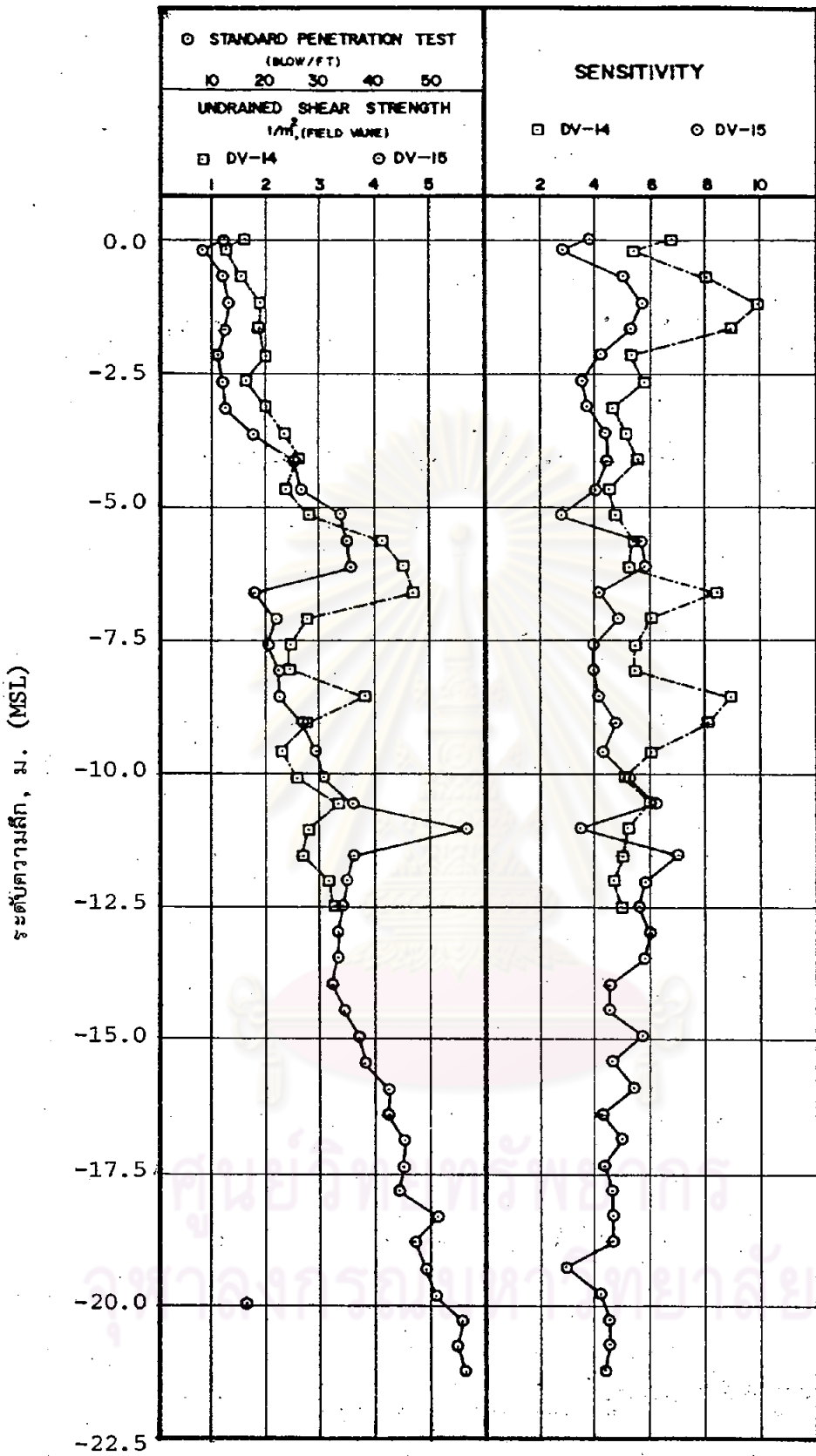
1. ข้อมูลจากการทดสอบ FV ให้ค่า $S_u(FV)$ ระหว่าง 0.8 ถึง 5.6 ตัน/ม² สำหรับชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนนั้นให้ค่า $S_u(FV)$ ประมาณ 3.5 ตัน/ม²

2. ค่าความไวมีค่าระหว่าง 3 ถึง 9 โดยจะมีค่าสูงช่วงบริเวณตอนบนของชั้นดิน ผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าเป็นดินที่มีค่าความไวค่อนข้างสูงจนถึงสูงมาก

4.3 ผลการทดสอบในห้องทดลอง

4.3.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่ถูกอัดตัวคายน้ำมาก่อนในสภาพไม่ระบายน้ำ (การทดสอบ UU)

การทดสอบ UU นี้ตัวอย่างดินต้องมีคุณภาพดีไม่ถูกรบกวน โดยถือว่าตัวอย่างดินมีปริมาณความชื้นขณะทดสอบใกล้เคียง หรือเท่ากับปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) โดยทำการเพิ่มความดันเซลล์ (σ_c) ให้เท่ากับหน่วยแรงรวมในแนวตั้งตามธรรมชาติ (σ_{v0}) ดังนั้นสำหรับดินเหนียวที่มีค่า K_0 น้อยกว่า 1.0 ในขณะทดสอบตัวอย่างดินจะถูกอัดด้วยความดันเซลล์ ทำให้หน่วยแรงรวมในแนวนอน (σ_h) มีค่ามากกว่าหน่วยแรงรวมในแนวนอนตามธรรมชาติ



รูปที่ 4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนในลึนามที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน

(σ_{ho}) และสำหรับกรณี K_0 มากกว่า 1.0 ก็ให้ผลในทางตรงกันข้าม

ผลการทดสอบ UU ได้แสดงดังตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.2 ซึ่งให้ผลดังนี้

1. ตัวอย่างดินมีค่า S_u ระหว่าง 0.42 ถึง 2.92 ตัน/ม² โดยมีค่ามากขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ยกเว้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ที่ระดับความลึก -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL)
2. ตัวอย่างดินมีค่า $E_u(50)$ ระหว่าง 296 ถึง 372 ตัน/ม² และมีค่า $E_u(80)$ ระหว่าง 93 ถึง 294 ตัน/ม² โดยมีค่ามากขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ยกเว้นสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ที่ระดับความลึก -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL)

4.3.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ

การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ด้วยเครื่องทดสอบ Oedometer นี้ เมื่อมีน้ำหนักมากกระทำต่อตัวอย่างดินจะเกิดการยุบตัวในแนวตั้งเพียงอย่างเดียว เนื่องจากการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดิน ผลที่ได้จากการทดสอบสำหรับการเพิ่มน้ำหนักหลังสิ้นสุดการยุบตัว เนื่องจากการอัดตัวคายน้ำทันทีนั้น ได้แสดงดังตารางที่ 4.3 และรูปที่ 4.3 สามารถสรุปรายละเอียดพอสังเขปดังนี้

1. ตัวอย่างดินมีค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ระหว่าง 4.0 ถึง 15.3 ตัน/ม² จะมีค่ามากขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น และมีค่ามากกว่าค่า $\bar{\sigma}_{vo}$ ตลอดทั้งชั้นดิน โดยได้นำค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และ $\bar{\sigma}_{vo}$ มาแสดงความสัมพันธ์ดังรูปที่ 4.4 ผลที่ได้ให้ค่าใกล้เคียงกับเส้น $\bar{\sigma}_{vm} = 1.6 \bar{\sigma}_{vo}$ ที่ Bjerrum (1967) ได้ จากผลของ Drammen Clay ที่ประเทศนอร์เวย์ พอสมควร ยกเว้นที่ระดับ $\bar{\sigma}_{vo}$ ต่ำ ๆ

2. ผลจากค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และค่า $\bar{\sigma}_{vo}$ ทำให้ดินมีค่า OCR ระหว่าง 5.0 ถึง 1.4 โดยมีค่า OCR มากบริเวณผิวบนของชั้นดิน และจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น

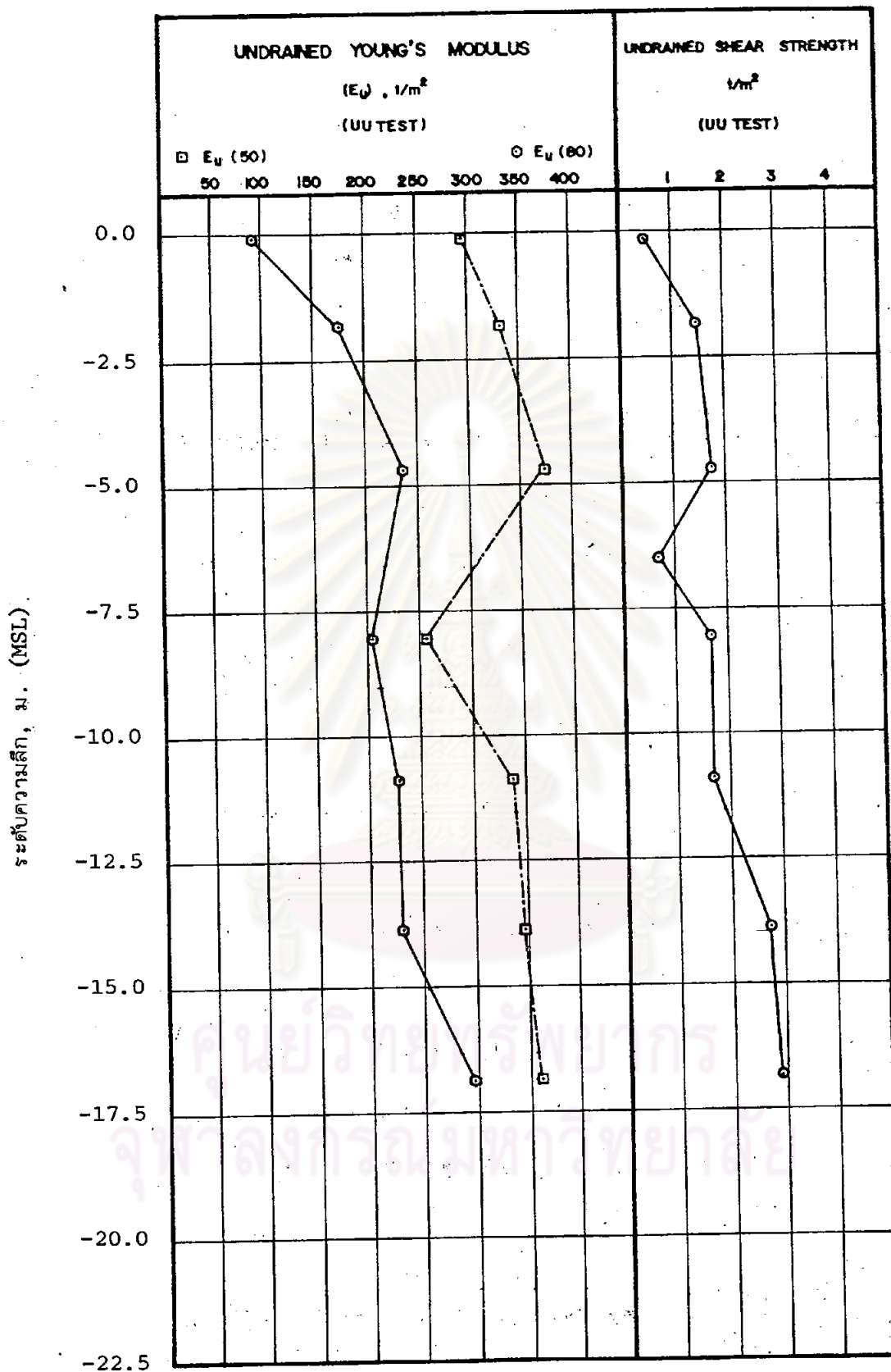
3. ตัวอย่างดินมีค่า CR ระหว่าง 0.242 ถึง 0.510 ส่วนค่า RR ระหว่าง 0.023 ถึง 0.057 โดยที่ค่า CR มีค่าระหว่าง 5 ถึง 20 เท่าของค่า RR

4. ตัวอย่างดินมีค่า m_v สำหรับขณะก่อนค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่าระหว่าง 0.0040 ถึง 0.0180 โดย $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_v$ มีค่าระหว่าง 1.5 ถึง 5.0 และหลังค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่าระหว่าง 0.0069 ถึง 0.0370 โดย $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_v$ มีค่าระหว่าง 0.5 ถึง 0.8

ตารางที่ 4.2 ผลการทดสอบ UU

ชั้นดิน	ตัวอย่างดินเลขที่	ระดับความลึก, ม. (MSL)	S_{u2} ตัน/ม ²	$E_{u(5q)}$ ตัน/ม ²	$E_{u(8q)}$ ตัน/ม ²	หมายเหตุ
1	ST-1	- 0.15	0.42	296	93	$E_{u(50)}$: โมดูลัสความยืดหยุ่นที่ 50% ของระดับหน่วย แรง (Stress Level)
	ST-2	- 1.85	1.40	330	174	
2	PST-4	- 4.80	1.67	372	235	
3	PST-5	- 6.60	0.57	445	125	
	PST-6	- 8.20	1.67	256	204	
	PST-8	-11.10	1.66	336	227	
4	PST-10	-14.10	2.71	347	229	
	PST-12	-17.20	2.92	360	294	

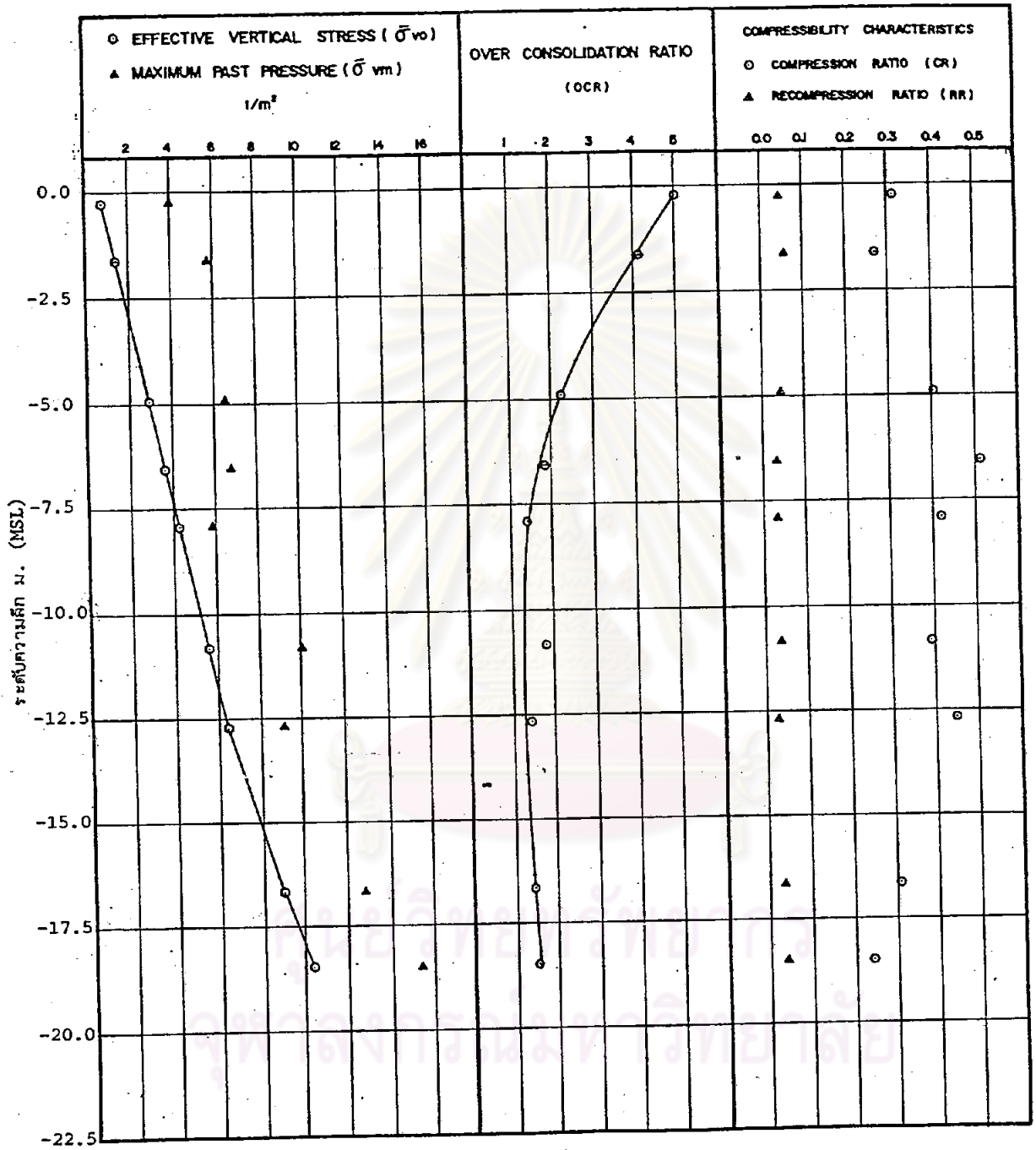
ศูนย์วิทยพัชกร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



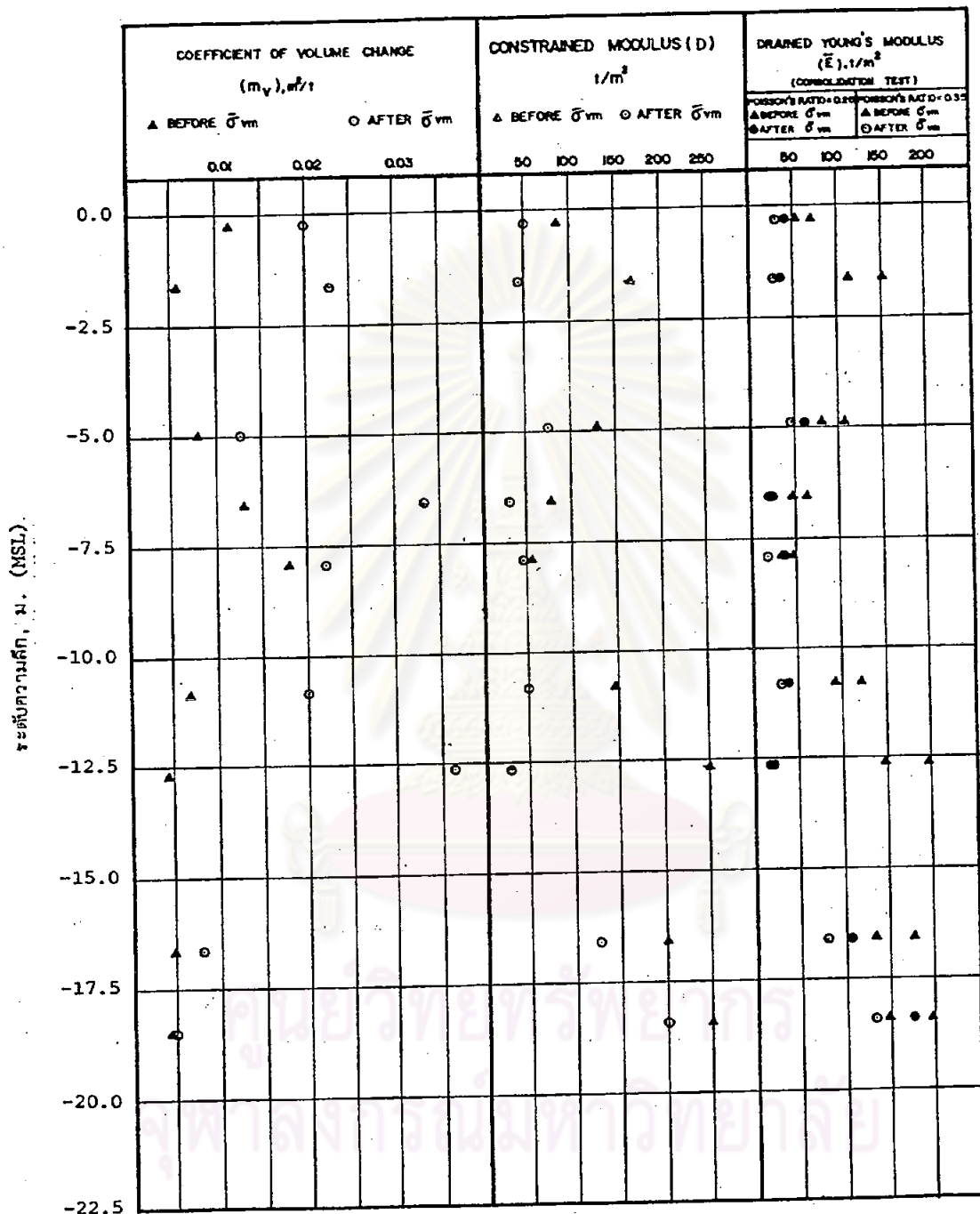
รูปที่ 4.2 ผลการทดสอบ UU ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน

ตารางที่ 4.3 แสดงการอัดตัวคาน้ำแบบ 1 มิติ

ตัวอย่างเลขที่	ระดับความลึก (MSL) ม.	$\bar{\sigma}_{vo}$, ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vm}$, ตัน/ม ²	อัตราส่วนการอัดแน่น - เกินตัว (OCR)	อัตราส่วนการอัดแน่น (CR)	อัตราส่วนการอัดแน่นเข้า (RR)	สัมประสิทธิ์การ เปลี่ยนแปลงปริมาตร (m_v), ตัน/ม ²		$\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_v$		CONSTRAINED MODULUS ₂ (D), ตัน/ม ²		โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระคายน้ำ (\bar{E}), ตัน/ม ²			
							ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	สำหรับ $\bar{v} = 0.25$		สำหรับ $\bar{v} = 0.35$	
													ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$	ก่อน $\bar{\sigma}_{vm}$	หลัง $\bar{\sigma}_{vm}$
ST-1	- 0.25	0.8	4.0	5.0	0.313	0.046	0.012	0.020	2.35	0.49	83	50	69	42	52	31
ST-2	- 1.65	1.4	6.2	4.4	0.270	0.057	0.006	0.023	2.96	0.67	167	44	139	37	104	27
PST-4	- 5.05	2.9	6.5	2.2	0.402	0.042	0.008	0.014	5.00	0.64	125	71	104	59	78	44
PST-5	- 6.70	3.6	6.7	1.9	0.510	0.030	0.013	0.033	1.69	0.74	77	30	64	25	48	19
PST-6	- 8.00	4.2	5.8	1.4	0.417	0.029	0.018	0.022	1.49	0.50	56	45	47	38	35	28
PST-8	-11.05	5.6	10.0	1.8	0.389	0.032	0.007	0.020	1.54	0.62	143	50	119	42	89	31
PST-9	-12.95	6.4	9.1	1.4	0.444	0.023	0.004	0.037	2.35	0.78	250	27	208	23	156	17
PST-12	-17.05	8.9	12.8	1.4	0.305	0.033	0.005	0.008	2.39	0.65	200	125	167	104	125	78
PST-13	-18.45	10.2	15.3	1.5	0.240	0.035	0.0049	0.0069	2.00	0.59	204	145	170	121	127	90

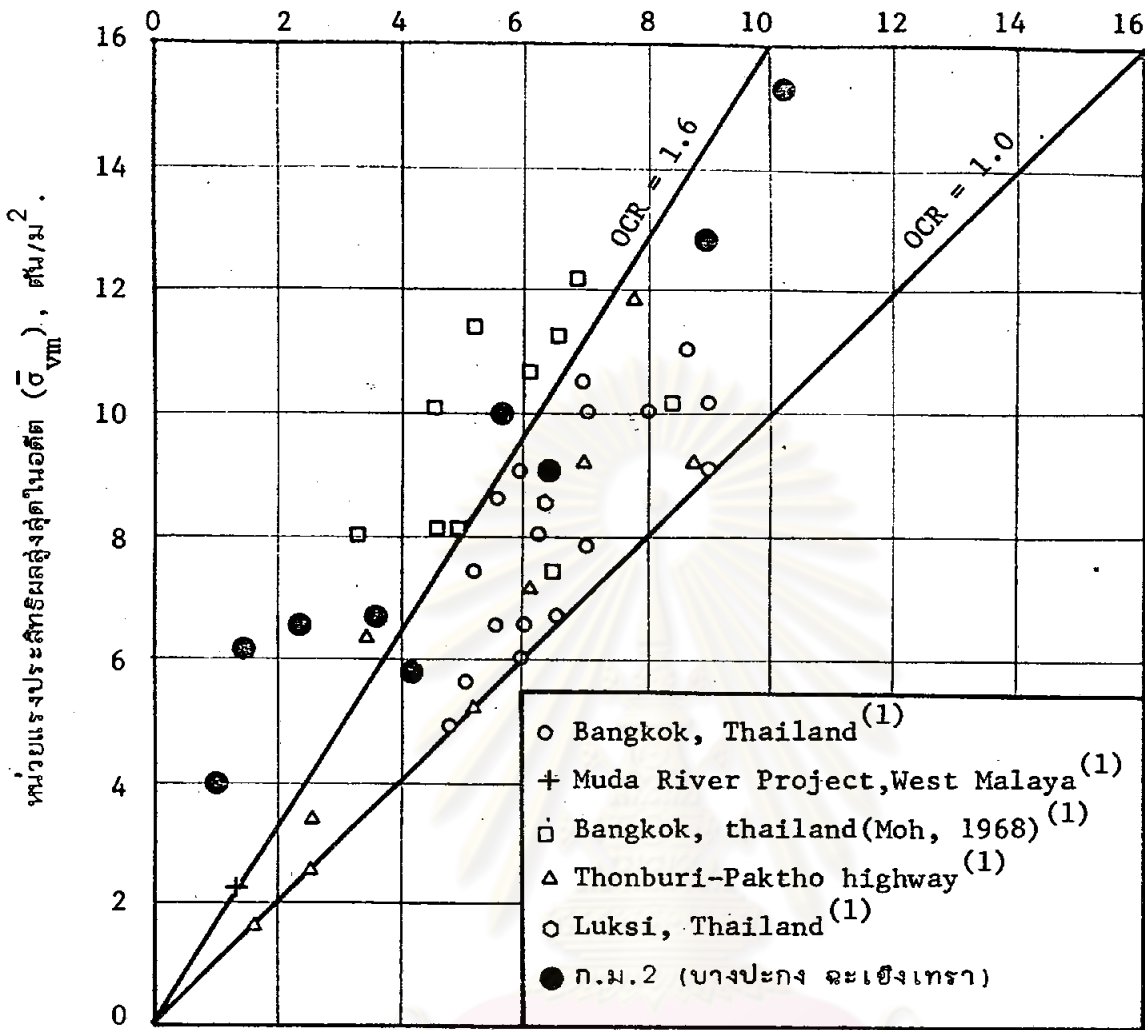


รูปที่ 4.3 ก. ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 ชาติ ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน



รูปที่ 4.3 ข. ผลการทดลองการอัดตัวคายน้ำ 1 ชาติ ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน

หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ ($\bar{\sigma}_{vo}$). ตัน/ม²



(1) จาก Cox. (1970)

รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีตกับหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

5. สำหรับค่า \bar{E} ของตัวอย่างดิน หาได้จาก

$$\bar{E} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)D}{(1-\nu)} \dots\dots\dots (4.1)$$

$$D = \frac{c1}{m_v} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$m_v = \frac{\Delta e_a}{\Delta \sigma_v} \dots\dots\dots (4.3)$$

- \bar{E} : โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ
 v : อัตราส่วนพัวซองส์
 D : Constrained Modulus
 m_v : สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร
 ϵ_a : ความเครียดในแนวตั้งในสภาพระบายน้ำ
 $\Delta\sigma_v$: ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในแนวตั้ง

โดยพิจารณาที่อัตราส่วนพัวซองส์ = 0.25 และ 0.35 ทั้งก่อนค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ และหลังค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ดังนี้

อัตราส่วนพัวซองส์ = 0.25

สำหรับก่อนค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่า \bar{E} ระหว่าง 47 ถึง 208 ตัน/ม²

สำหรับหลังค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่า \bar{E} ระหว่าง 23 ถึง 121 ตัน/ม²

อัตราส่วนพัวซองส์ = 0.35

สำหรับก่อนค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่า \bar{E} ระหว่าง 35 ถึง 156 ตัน/ม²

สำหรับหลังค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ มีค่า \bar{E} ระหว่าง 17 ถึง 90 ตัน/ม²

ค่า \bar{E} จะมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น เมื่อความลึกเพิ่มขึ้นยกเว้นชั้นดินเหนียวอ่อนที่ อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ที่ระดับความลึก -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL)

4.3.3 ผลการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง ($\overline{CK UC}$ Stress Path Test)

การทดสอบทางเดินของหน่วยแรงเป็นวิธีการจำลองให้ตัวอย่างดินอยู่ในสภาพ เหมือนหรือใกล้เคียงธรรมชาติที่เป็นจริงมากที่สุด โดยที่พฤติกรรมของดินนั้นขึ้นอยู่กับองค์ประกอบ เหล่านี้คือ หน่วยแรง (Stress), ทิศทางที่หน่วยแรงกระทำต่อตัวอย่างดิน, เวลา, อุณหภูมิ เป็นต้น (Lambe et al., 1979)

ผลการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงแสดงดังตารางที่ 4.4 และ 4.5 สำหรับ ผลการทดสอบของตัวอย่าง PST-3 ที่ระดับความลึก -3.30 ม. (MSL) มีค่า $S_{u(FV)}$ ที่วัดได้ น้อยกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นหาได้จากกรณีวิเคราะห์ เนื่องจากน้ำหนักของถนนที่มากระทำ ดังแสดงในรูปที่ 4.5 ซึ่งจะทำให้เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ดังนั้นในขณะที่ตัว- ตัวอย่างดินอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ จะเพิ่มหน่วยแรงเฉือนที่ระดับ 0.80, 1.00 ของค่า $S_{u(FV)}$

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง (CK₀UC Stress Path Test) ในสภาพไม่ระบายน้ำ

ชั้นดิน	ตัวอย่างดินเลขที่	ระดับความลึกที่ จำลอง (MSL), ม.	ความหนาของ ชั้นดินที่จำลอง, ม.	K _o	สภาวะของหน่วยแรงที่กระทำ ตัน/ม ²				สภาพไม่ระบายน้ำ									การทรุดตัวใน สภาพไม่ระบายน้ำ	
					เริ่มแรก		สุดท้าย		Δu ₁ ตัน/ม ²	Δu ⁽¹⁾ ตัน/ม ²	Δu ₁ Δu	μ = Δu Δσ _v ⁽¹⁾	A = Δu - Δσ _v ⁽¹⁾ Δσ _v - Δσ _h ⁽¹⁾	E _u :2 ตัน/ม ²	ε _u %	E _u +Creep ตัน/ม ²	ε _u +Creep %	ρ _i ชม.	ρ _i +ρ _u ชม.
					σ _{vc} ⁽¹⁾	σ _{hc} ⁽¹⁾	σ _v ⁽¹⁾	σ _h ⁽¹⁾											
1	ST-1	- 0.60	2.80	1.00	0.92	0.92	5.29	3.22	2.5	2.8	0.89	0.64	0.24	668	0.31	102	2.02	0.9	5.7
	PST-3	- 3.30	2.70	1.00	2.10	2.10	4.77	2.77	1.2	1.3	0.92	0.31	0.32	1250	0.16	556	0.36	1.2	5.3
2	PST-4	- 5.40	1.50	0.81	3.04	2.46	6.82	3.36	2.0	2.7	0.74	0.71	0.63	554	0.52	149	1.93	0.8	2.9
3	PST-5	- 8.10	3.80	0.71	4.25	3.02	7.80	3.79	1.9	3.0	0.63	0.85	0.80	567	0.49	96	2.89	1.9	11.0
	PST-9	-11.80	3.70	0.71	5.87	4.17	9.07	4.62	1.2	2.8	0.43	0.88	0.85	1447	0.19	233	1.18	0.7	4.4
4	PST-10	-15.20	3.00	0.64	7.69	4.92	10.54	5.72	1.7	2.9	0.59	1.02	1.02	1206	0.17	325	0.63	0.5	1.9
	PST-12	-18.20	3.00	0.64	9.64	6.17	12.24	7.53	1.7	2.6	0.65	1.00	1.00	2067	0.06	477	0.26	0.2	0.8
รวมการทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ																	6.2	32.0	

Δu₁ : ความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นหลังจากหน่วยแรงมากระทำ

(1) Δu, μ และ A ค่าเหล่านี้จะรวมผลของอันตรรกิริยา

ρ_i : การทรุดตัวทันที

ρ_i+ρ_u : การทรุดตัวทันทีและการทรุดตัวเนื่องจากอันตรรกิริยา

ตารางที่ 4.5 ผลการทดสอบทางเค้นของหน่วยแรง (CK₀ UC Stress Path Test) ในสภาพระบายน้ำ

ชั้นดิน	ตัวอย่างดินเลขที่	ระดับความลึกที่จำลอง (MSL), ม.	ความหนาของชั้นดินที่จำลอง, ม.	K ₀	สภาวะของหน่วยแรงที่กระทำ				สภาพระบายน้ำ							p _T = p _i + p _c ช.ม.	p _i + p _u + p _c ช.ม.
					เริ่มแรก		สุดท้าย		(1) ν̄	(2) Ē ตัน/ม. ²	C _α	(3) C _{v3} x 10 ⁻⁴ ช.ม. ² /วิน.	(4) ε _d %	ρ _c ช.ม.			
					σ̄ _{vc}	σ̄ _{hc}	σ̄ _v	σ̄ _h									
1	ST-1	- 0.60	2.80	1.00	0.92	0.92	5.29	3.22	0.04	146	0.0116	16.4	2.56	7.2	8.1	12.9	
	PST-3	- 3.30	2.70	1.00	2.10	2.10	6.26	3.15	-0.06	150	0.0156	13.7	2.40	6.5	7.7	11.8	
2	PST-4	- 5.40	1.50	0.81	3.04	2.46	6.82	3.36	-0.04	268	0.0057	32.3	0.92	1.4	2.2	4.3	
3	PST-5	- 8.10	3.80	0.71	4.25	3.02	7.80	3.79	0.07	58	0.0266	3.4	5.45	20.7	22.6	31.7	
	PST-9	-11.80	3.70	0.71	5.87	4.17	9.07	4.62	-0.08	117	0.0209	3.2	2.61	9.7	10.4	14.1	
4	PST-10	-15.20	3.00	0.64	7.69	4.92	10.54	5.72	0.04	416	0.0053	37.5	0.50	1.5	2.0	3.4	
	PST-12	-18.20	3.00	0.64	9.64	6.17	12.24	7.53	0.17	562	0.0021	21.4	0.32	1.0	1.2	1.8	
รวมขนาดการทรุดตัว														48.0	54.2	80.0	

$$(1) \bar{\nu} = \frac{\epsilon_1 \cdot \Delta\sigma_3 - \epsilon_3 \cdot \Delta\sigma_1}{\epsilon_1 (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) - 2\epsilon_3 \cdot \Delta\sigma_3}$$

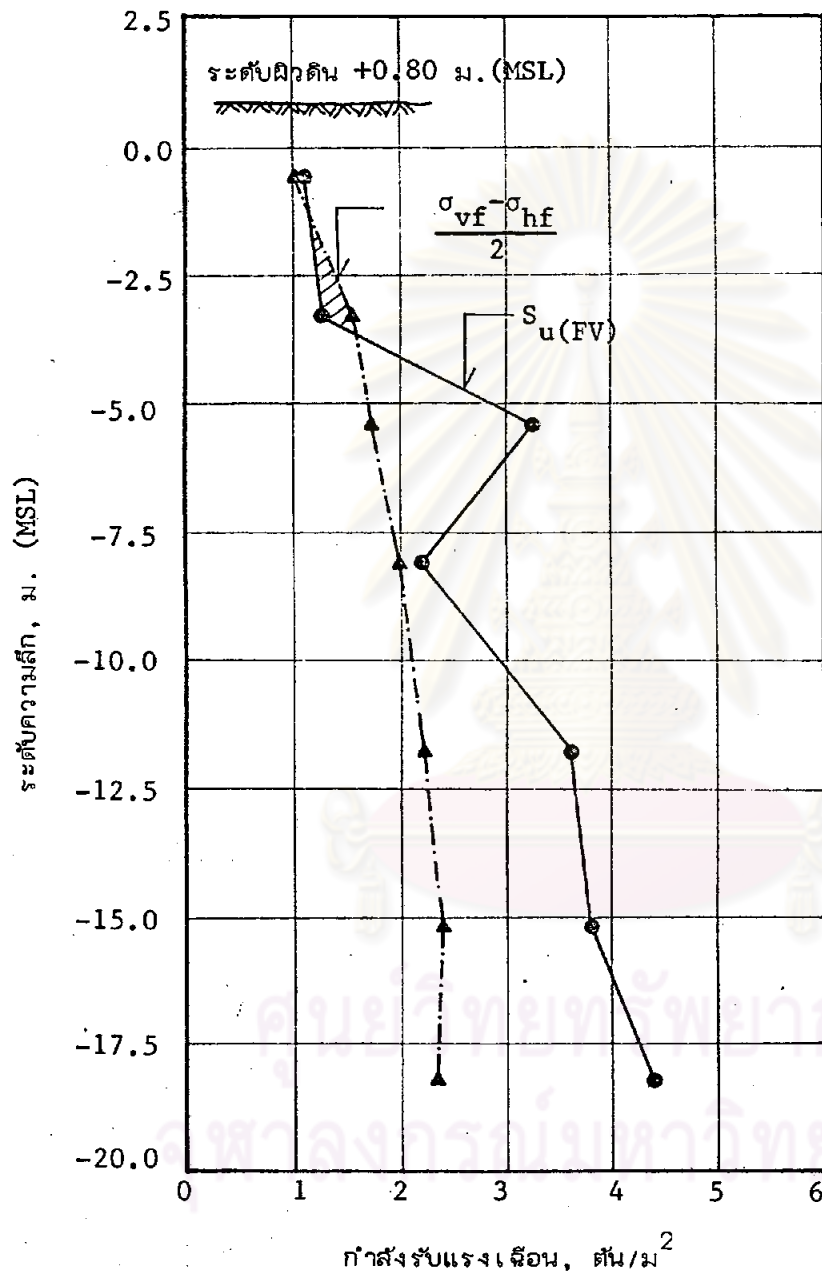
$$(2) \bar{E} = \frac{\Delta\sigma_1 - 2\bar{\nu} \cdot \Delta\sigma_3}{\epsilon_1}$$

$$(3) C_{v3} = \frac{T_v \cdot R^2}{t_{90}} = \frac{0.259 \cdot R^2}{t_{90}}, \quad R : \text{รัศมีของตัวอย่างดิน (ช.ม.)}$$

(4) หากากวิธี √t ของ Taylor

p_T : การทรุดตัวรวม

p_i + p_u + p_c : ผลรวมของการทรุดตัวทันที การทรุดตัวเนื่องจากอันตรรกิริยาและการทรุดตัวเนื่องจากการวัดส่วคายน้ำ



รูปที่ 4.5 แสดงผลเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนกับระดับหน่วยแรงเฉือน $\frac{(\sigma_{vf} - \sigma_{hf})}{2}$ ที่เกิดเนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำตลอดชั้นดิน

และค่าสุดท้ายที่หน่วยแรงเฉือนที่จำลองเกิดขึ้นจริง ถ้าเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ก่อนถึงหน่วยแรงเฉือนสุดท้าย การทดสอบจะทำได้โดยการเพิ่มความดันเซลล์เพิ่มให้ $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$ ซึ่งเป็นไปตามสมมุติฐานของ Tavenas (1979) แต่ผลจากการทดสอบที่ได้ตัวอย่างดิน ไม่เกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดิน ด้ได้จากการวัดค่าความเครียดระหว่างการทดลอง ซึ่งแสดงว่า $S_u(FV)$ ที่วัดได้ยังคงมีค่ามากกว่า Yield Strength ใน Compression mode

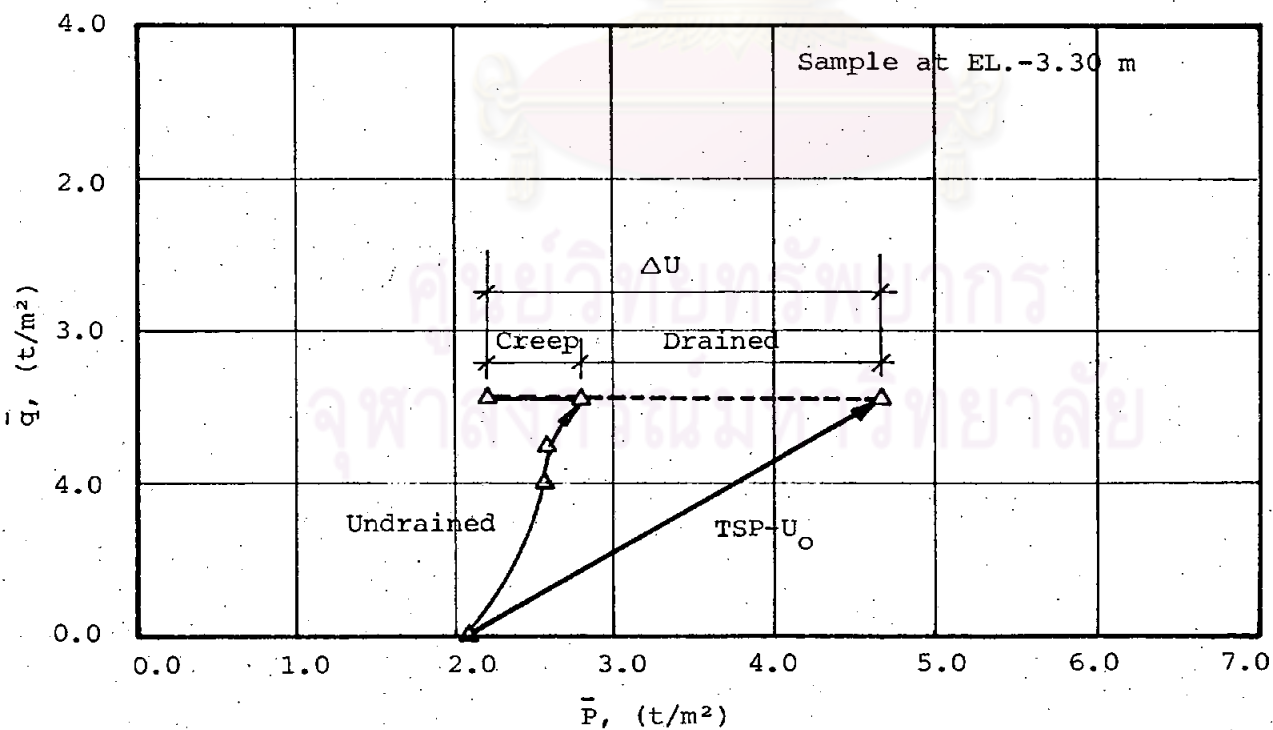
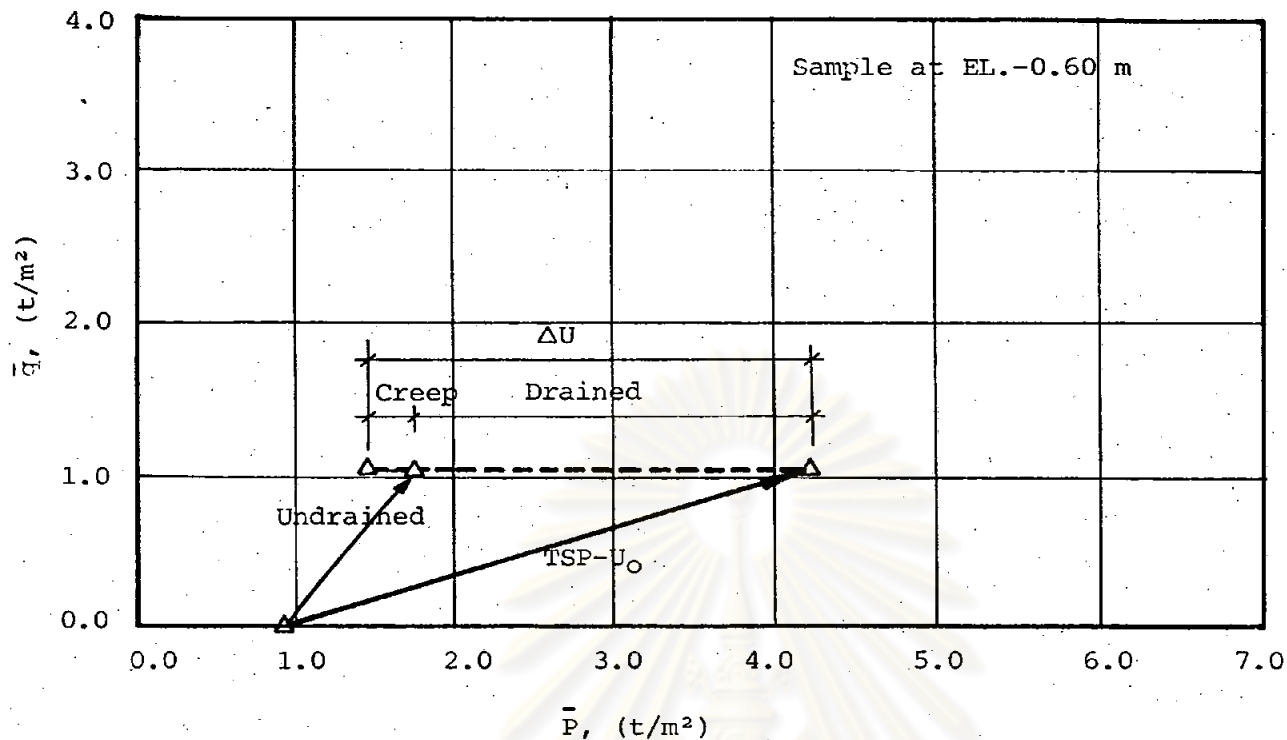
4.3.3.1 การยุบตัวของตัวอย่างดิน พฤติกรรมตัวอย่างดินของการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงทั้ง 7 ตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 4.6 ในสภาพไม่ระบายน้ำ และระบายน้ำ ซึ่งแสดงด้วยเส้นทางเดินของหน่วยแรง โดยตำแหน่งหลังจากที่น้ำหนักกระทำในสภาพไม่ระบายน้ำขณะเกิดอันตรรกณ์ จะไม่เกินเส้นขอบเขตการพิบัติ (เส้น K_f)* ที่แท้จริงของดิน

ลักษณะพฤติกรรมของตัวอย่างดินในสภาพระบายน้ำได้แสดงความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร และการเปลี่ยนแปลงความเครียดในแนวตั้งกับลอคของเวลาตั้งรูปในภาคผนวก ข. ผลที่ได้จะเป็นเส้นชนิดที่ 1 และ 3 ซึ่งส่วนใหญ่จะเป็นเส้นชนิดที่ 3 เนื่องจากการพิจารณาตำแหน่งที่สิ้นสุดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ โดยวิธี Log t ของ Casagrande ใช้ได้เฉพาะกับเส้นชนิดที่ 1 เท่านั้น ดังนั้นการวิจัยนี้จึงใช้วิธี \sqrt{t} ของ Taylor ซึ่งใช้หาตำแหน่งที่สิ้นสุดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำได้ทั้งเส้นชนิดที่ 1 และ 3 ดังแสดงรูปในภาคผนวก ข.

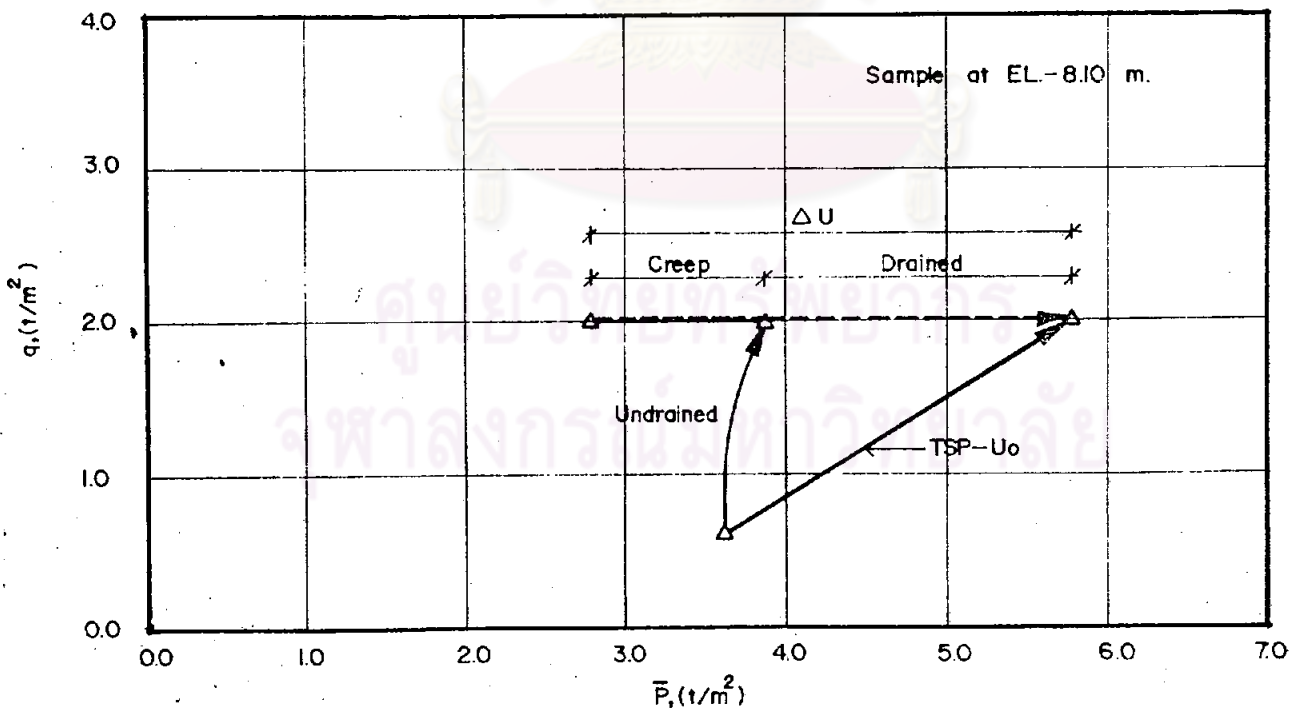
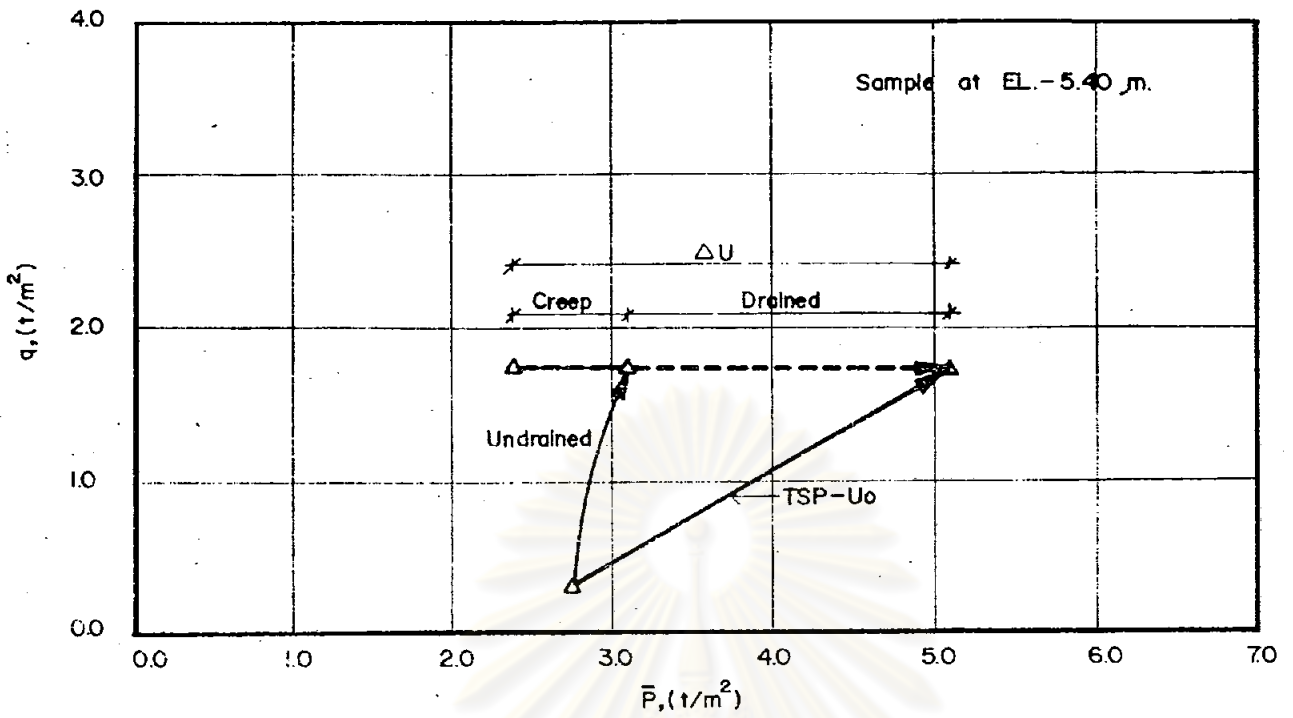
สำหรับความเครียดในแนวตั้ง ณ สภาพระบายน้ำ (e_u) มีค่าระหว่าง 2 ถึง 14 เท่า ของความเครียดในแนวตั้ง ณ สภาพไม่ระบายน้ำ (e_{u0}) และมีค่าระหว่าง 0.5 ถึง 2 เท่าของความเครียดในแนวตั้ง ณ สภาพไม่ระบายน้ำที่รวมผลของอันตรรกณ์ด้วย ($e_u + \text{Creep}$) ซึ่งผลจากอันตรรกณ์นี้จะยังผลให้เพิ่มปริมาณความเครียดในขณะไม่ระบายน้ำสำหรับตัวอย่างดินนี้มาก

4.3.3.2 พารามิเตอร์ความดันน้ำ ผลของค่าพารามิเตอร์ความดันน้ำ u และค่าพารามิเตอร์ของ Skempton (A) โดยค่าเหล่านี้จะรวมผลของอันตรรกณ์ด้วย จาก

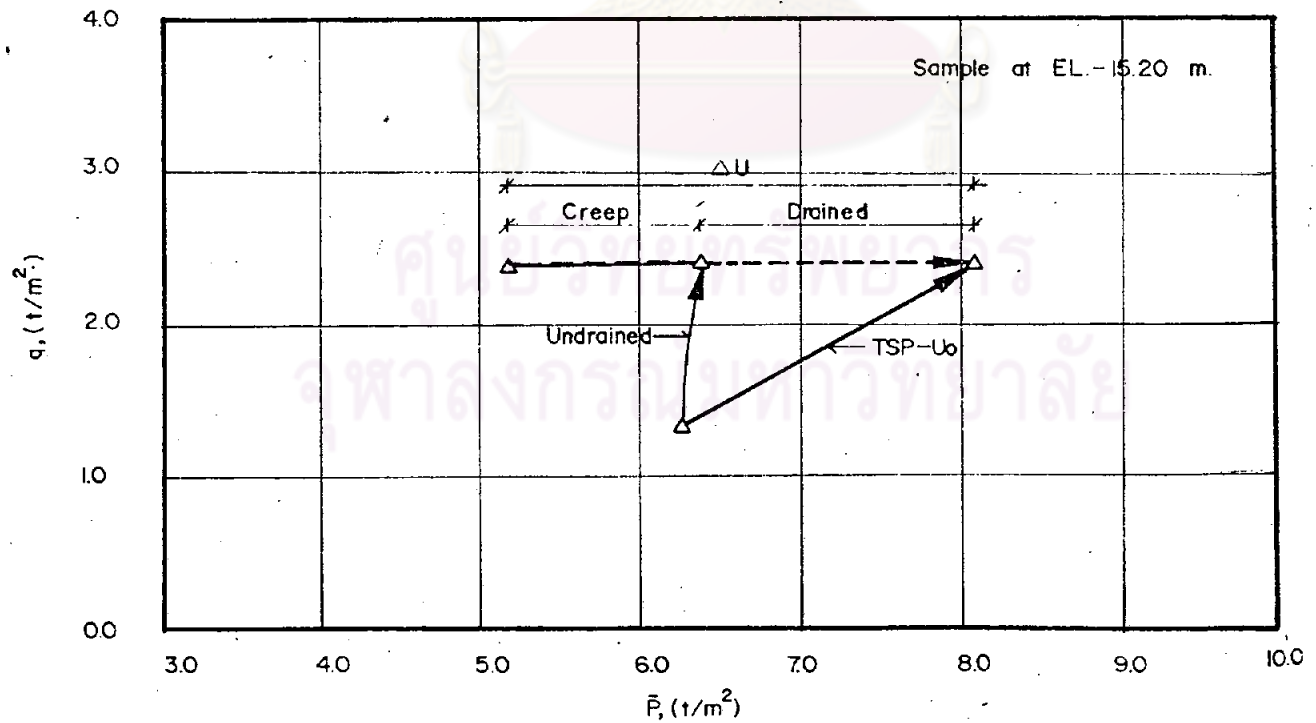
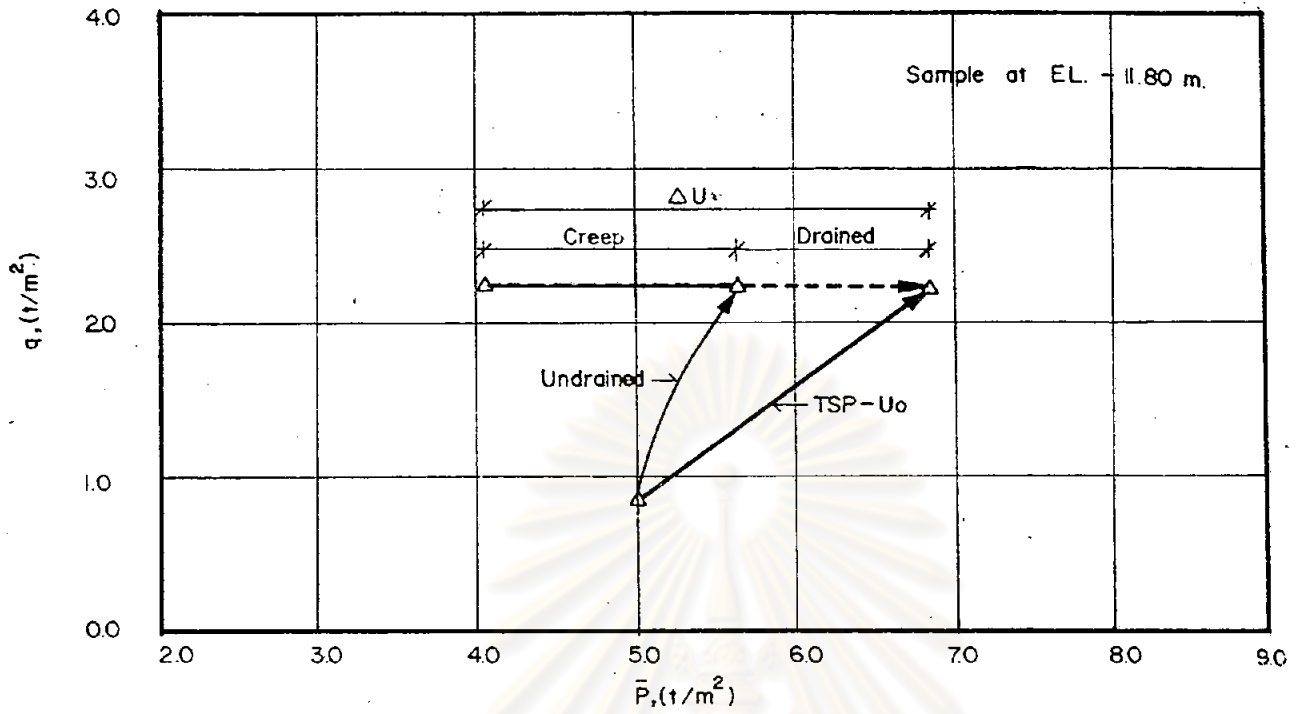
* เส้น K_f ที่ใช้ตรวจสอบได้จากผลการทดสอบของ ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (2527) ของดินเหนียวที่ BV#6 ซึ่งอยู่บริเวณใกล้เคียงกับที่ทำการวิจัย



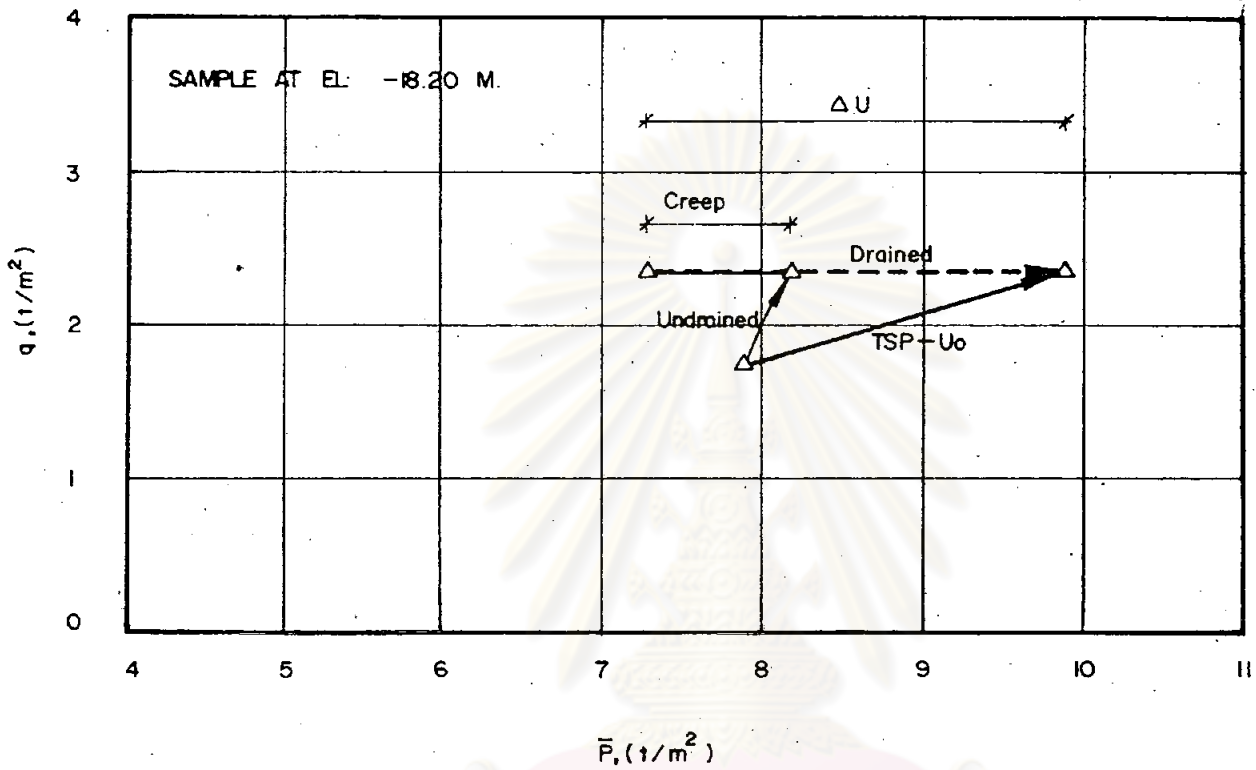
รูปที่ 4.6 (ก) ทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผลของการทดสอบทางเดินหน่วยแรง



รูปที่ 4.6 (ข) ทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผลของการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง



รูปที่ 4.6 (ค) ทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผลของการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง



รูปที่ 4.6 (ง) ทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผลของการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.4 แสดงดังรูปที่ 4.7 และ 4.8 ตามลำดับ ซึ่งผลของค่า μ จะสูงกว่าผลที่ได้จาก Lee (1983) ของข้อมูลจริงในสนามโดยเฉพาะช่วงที่ค่า OCR สูง ๆ เนื่องจากดินที่มีค่า OCR สูง จะมีอัตราการทรุดตัวสูงและขณะก่อสร้างจริงในสนามจะเกิดสภาพระบายน้ำพร้อม ๆ กับการก่อสร้างเป็นผลให้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Δu) ที่ได้จริงจากสนามจะน้อยกว่าผลที่ได้จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง ซึ่งจะไม่เกิดการระบายน้ำเลยเมื่อตัวอย่างดินอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ และผลที่ได้ของค่า μ จะมีลักษณะเดียวกับค่า A

สำหรับผลการเปรียบเทียบค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นที่ และหลังจากรอเวลาผ่านไปประมาณ 72 ชั่วโมง มีค่าเป็นอัตราส่วนระหว่าง 0.43 ถึง 0.89 ($\Delta u_1/\Delta u$) ดังแสดงในตารางที่ 4.4 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าอันตรรกะที่มีผลต่อตัวอย่างดินนี้ โดยจะก่อให้เกิดความดันน้ำในโพรงเพิ่มเพิ่มมากขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป และเป็นผลให้เกิดการทรุดตัวสูงมากขึ้นอีกด้วย

4.3.3.3 พารามิเตอร์ดินทั่วไป ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระบายน้ำ (\bar{E}) มีค่าระหว่าง 58 ถึง 562 ตัน/ม² สำหรับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำ (E_u) มีค่าระหว่าง 554 ถึง 2,067 ตัน/ม² และสำหรับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระบายน้ำที่รวมผลของอันตรรกะ ($E_u + \text{Creep}$) มีค่าระหว่าง 96 ถึง 477 ตัน/ม² โดยที่อัตราส่วนทั้งสามเป็นสัดส่วน ดังนี้

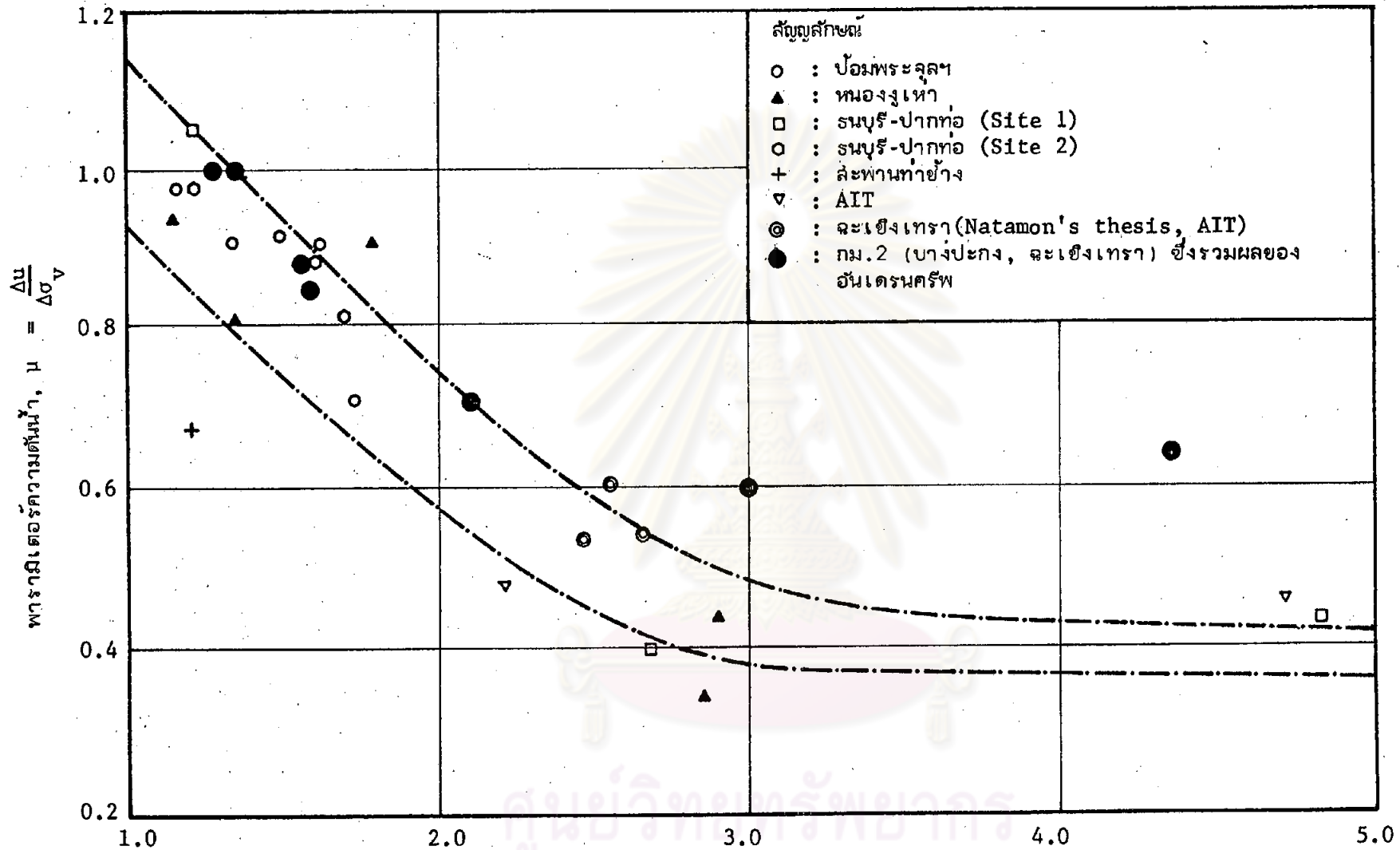
$$E_u = (2-13) \text{ เท่าของ } \bar{E}, E_u + \text{Creep} = (0.5-2.0) \text{ เท่าของ } \bar{E}$$

ค่า \bar{E} จะมีค่ามากขึ้นเมื่อระดับตามลึกเพิ่มขึ้น ยกเว้นชั้นดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใต้ชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ที่ระดับความลึก -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL)

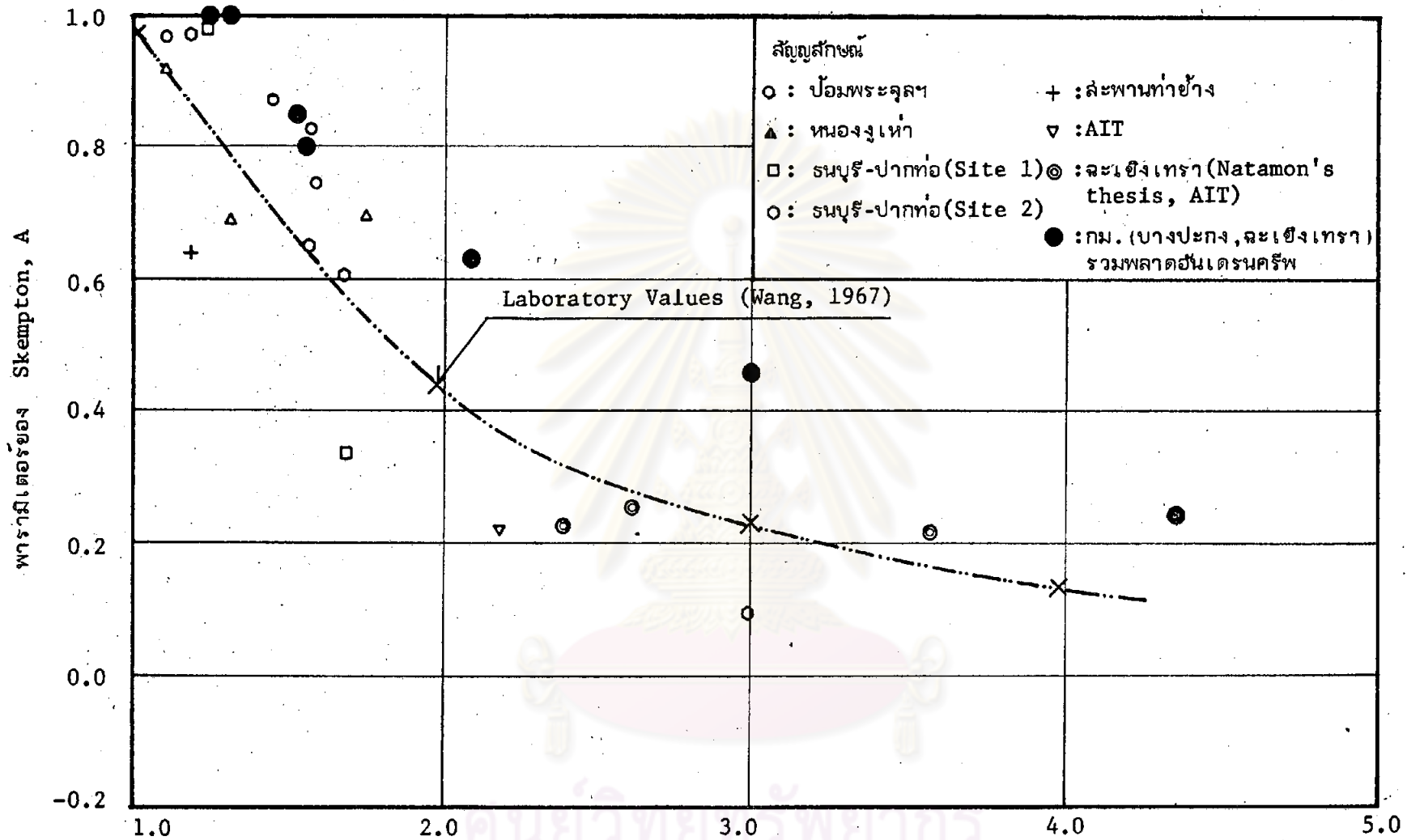
ค่าสัมประสิทธิ์การอัดแน่นขึ้นที่ช่อง (C_u) มีค่าระหว่าง 0.0057 ถึง 0.266 สำหรับอัตราส่วนพัวช่องมีค่าระหว่าง 0.00 ถึง 0.17 ซึ่งมีค่าน้อยและสำหรับค่า C_v มีค่าระหว่าง 3.2 ถึง 37.5 ซม²/วัน

4.4 การวิเคราะห์ที่ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม

ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเป็นองค์ประกอบที่สำคัญอย่างหนึ่งที่มาคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน และสามารถเป็นหลักสังเกตคาดการณ์การบีบตัวของชั้นดินถมเนื่องจากน้ำหนักที่มากระทำ โดยทั่วไปการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำนั้นเป็นการทรุดตัวที่เกิดจากน้ำระบายออกจากดินก็คือ การที่ความดันน้ำในโพรงเพิ่มลดลงจนอยู่ในสภาวะปกติมันเอง



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ความดันน้ำ (μ) กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (จาก Lee:1983 AIT)



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ของ Skempton (A) กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) ณ บริเวณใต้จุดกึ่งกลางของคันดินถม (จาก Lee:1983 AIT)

ผลการวิเคราะห์ความดันน้ำในโพรงเพิ่มแสดงดังตารางที่ 4.6 และรูปที่ 4.9 ความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ได้ อาจจะมีมากกว่าที่เป็นจริง เพราะในล้นามความดันน้ำในโพรงเพิ่มจะไหลหนีออกจากมวลดินในระหว่างการก่อสร้างคันดินถม (D' Appolonia et al., 1971; Leroueil et al, 1978) โดยเฉพาะแนวชั้นที่ระบายน้ำออกได้สะดวก เช่น ตอนล่างของชั้นดินที่รองรับด้วยชั้นทราย เป็นต้น (Law และ Bozozuk, 1979)

จากการคาดคะเนความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นจริงควรจะอยู่ในขอบเขตเส้นแลเงา ดังรูปที่ 4.9 โดยช่วงประมาณ 6.0 ม. แรกของชั้นดินผิวบน ให้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มใกล้เคียงหรือมากกว่า Lee (Upper Bound), 1983 ส่วนที่ลึกมากกว่า 6.0 ม. ลงมาให้ค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มใกล้เคียง ผลที่ได้จาก 1 มิติ ($\Delta u = \Delta \sigma_v$) และ Lee (Upper Bound), 1983 ซึ่งเป็นช่วงที่ดินมีค่า OCR ต่ำมากค่อนข้างจะเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ (NCC) โดยผลการคาดคะเนความดันน้ำในโพรงเพิ่มนั้นสอดคล้องกับผลที่ได้ของพินิจ (2528) และนริศ (2528)

ผลความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ได้จากลุ่มการของ Skempton ($\overline{CK}_0 UC$ Stress Path Test) และของ Henkel นั้นรวมผลของอันตรรกิริยาเข้าไปจะให้ค่าใกล้เคียงพอควรสำหรับชั้นดินส่วนที่ลึกมากกว่า 6.0 ม. ลงมา ส่วนความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ได้จาก Tavenas ที่ไม่ได้รวมผลของอันตรรกิริยาให้ค่าต่ำ ซึ่งแสดงว่าชั้นดินเหนียวนี้จะมีผลจากอันตรรกิริยาเข้ามาเกี่ยวข้องเพราะหน่วยแรงในดินที่เกิดจากน้ำหนักที่มากกระทำที่นั่นมีค่าสูง

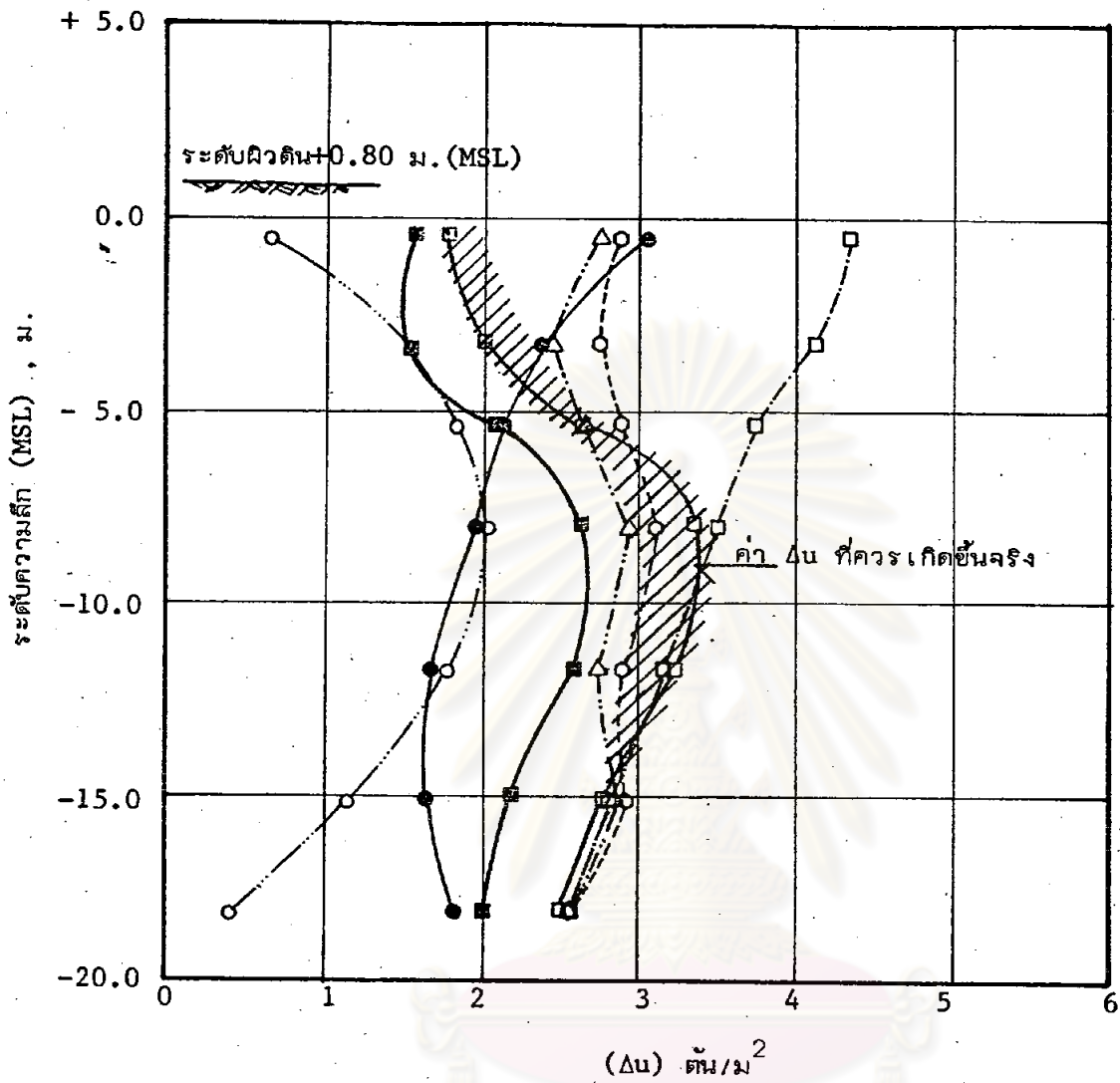
อนึ่งจากข้อมูลการวัดความดันน้ำใต้ดินของ Dummy Piezometer และบ่อวัดน้ำ (Observation well) ในบริเวณที่ไม่มีน้ำหนักจากภายนอกกระทำดังในรูปที่ 3.1 เพื่อใช้ตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ดิน สำหรับวิเคราะห์ผลของความดันน้ำในโพรงเพิ่ม การทรุดตัวตลอดจนอัตราการทรุดตัวของชั้นดินของบริเวณที่ทำการวิจัยแสดงผลดังรูปที่ 4.10 ซึ่งได้จากการสำรวจข้อมูลช่วงเวลาห่างประมาณ 4 เดือน แสดงว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ดินอันเนื่องจากสาเหตุการสูบน้ำบาดาล หรือปรากฏการณ์ทางธรรมชาติทั้งก่อนและระหว่างการสำรวจข้อมูล ดังนั้นผลจากการวิเคราะห์ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม, การทรุดตัวของชั้นดินและอัตราการทรุดตัวของชั้นดินสำหรับการวิจัยนี้จะไม่พิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ดินเลย

ตารางที่ 4.6 การประมาณความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน

ความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Δu) ตัน/ม²

ระดับความลึก, ม. (MSL)	$\Delta u = \Delta \sigma_v$	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$	$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ (CK UC Stress Path Test) (1)	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \Delta \tau_{oct}$	$\Delta u = \mu \cdot \Delta \sigma_v$ (1) (Lee, 1983)		$U = \bar{B} \cdot IrH$ (1) (Tavenas, 1979)
					Lower Bound	Upper Bound	
- 0.60	4.37	3.11	2.80	2.93	1.62	1.84	0.70
- 3.30	4.16	2.43	2.50	2.80	1.58	2.00	1.58
- 5.40	3.78	2.18	2.70	2.94	2.08	2.68	1.89
- 8.10	3.55	2.01	3.00	3.15	2.63	3.34	2.09
-11.80	3.20	1.70	2.80	2.95	2.59	3.23	1.82
-15.20	2.85	1.70	2.90	2.94	2.19	2.76	1.17
-18.20	2.60	1.85	2.60	2.61	2.00	2.52	0.42

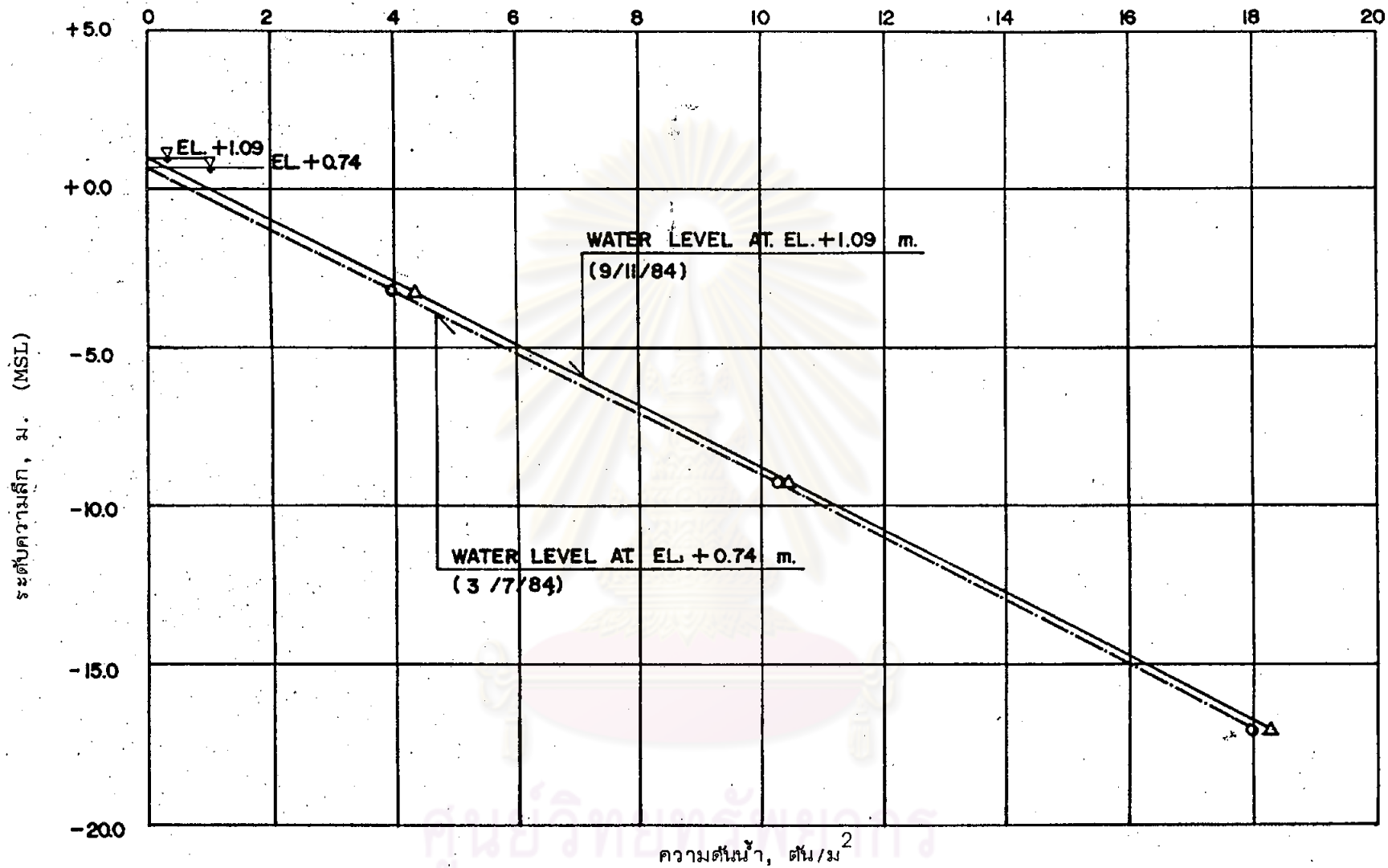
(1) ได้แสดงวิธีการคำนวณในภาคผนวก จ.



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Δu) กับความลึกของชั้นดินที่

G_L ของคันทาง

- : Tavenas 1979
- : $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$
- : Lee (Upper Bound); 1983
- : Lee (Lower Bound); 1983
- ◻ : $\Delta u = \Delta \sigma_v$
- △ : $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
(CK UC Stress Path Test)
- ◌ : $\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \cdot \Delta \tau_{oct}$



รูปที่ 4.10 ความตื้นน้ำใต้ดินจาก Dummy Piezometer และบ่อวัดน้ำ

4.5 การวิเคราะห์และเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

ผลความสัมพันธ์ของค่า $S_u(V) = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ จากสมการ 2.52 ถูกนำมาประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน เปรียบเทียบกับค่า S_u ที่ได้จากการทดสอบ UU และ $S_u(V)$ ที่ได้จากการปรับแก้ค่า $S_{u(FV)}$ ของหลุมเจาะ DV-2 แสดงดังรูปที่ 4.11

ค่าของ S_u ที่ได้จากการทดสอบ UU และค่า $S_u(V)$ จะสอดคล้องกันแม้ว่าบางตำแหน่งให้ผลที่แตกต่างกันก็ตาม แต่ก็ยังให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ระหว่างดินเหนียวอ่อนที่ระดับ -4.70 ถึง -6.20 ม. (MSL) สูงกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนถัดลงไปด้านล่างในลักษณะเดียวกันของทั้งสองวิธี ผลจากการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ระดับความลึกของชั้นดินใกล้เคียงกันเป็นอัตราส่วนดังนี้

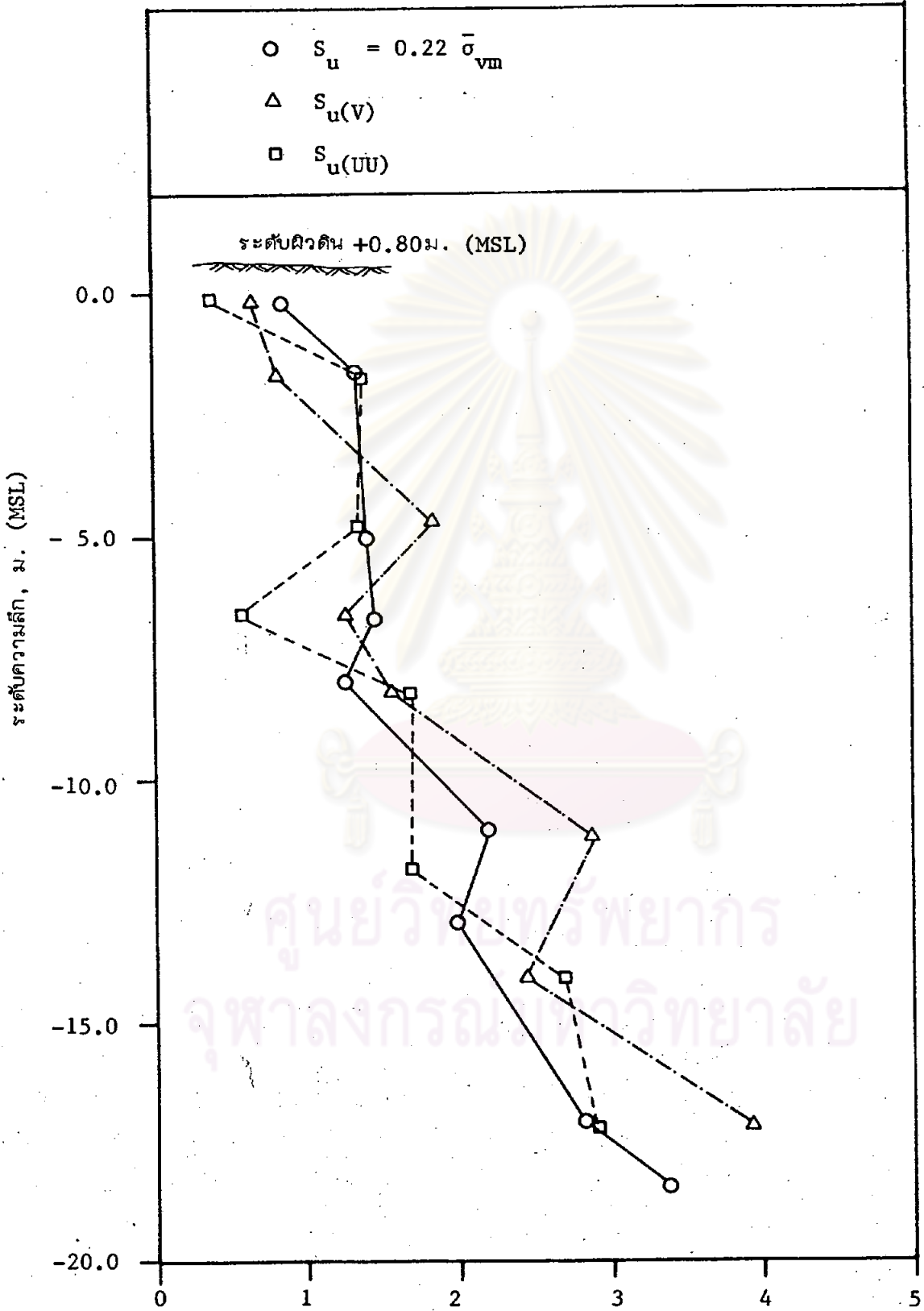
$$\frac{S_u(UU)}{S_u(V)} = 0.89 \pm 0.31$$

เมื่อนำผลการประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนจากค่า $0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ มาเปรียบเทียบกับค่า $S_u(V)$ จะให้ผลสอดคล้องเช่นเดียวกัน ยกเว้นชั้นดินเหนียวปานกลางที่แทรกอยู่ระหว่างชั้นดินเหนียวอ่อนนั้น จะให้ค่า $0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ น้อยกว่าค่า $S_u(V)$ โดยค่า $0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ จะมากขึ้นเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ส่วนค่า $S_u(V)$ จะเป็นคุณสมบัติของดินชั้นนั้น ๆ ผลการเปรียบเทียบเป็นอัตราส่วนดังนี้

$$\frac{0.22 \bar{\sigma}_{vm}}{S_u(V)} = 1.01 \pm 0.29$$

แม้ว่าผลที่ได้จากการเปรียบเทียบโดยเฉลี่ยให้ค่าใกล้เคียงกัน แต่เมื่อเปรียบเทียบที่ตำแหน่งเดียวกันจะให้ค่าที่ต่างกันพอประมาณ อันอาจเนื่องจากค่าเหตุของดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันตลอดทั้งชั้น อาจมีรากไม้ ดินตะกอน (Silt) ทรายและเปลือกหอย เป็นต้น เป็นผลให้การหาค่า PI ยุ่งยากไม่แน่นอนและค่า $S_{u(FV)}$ กระจายแตกต่างกัน

การที่ค่า $0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ น้อยกว่า $S_u(V)$ อาจเนื่องจากได้ผลค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ ต่ำเกินไปหรือผลค่า $S_u(V)$ สูงเกินไป อย่างไรก็ตามหนึ่งหรือทั้งสองอย่าง ส่วนการที่ค่า $0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ มากกว่า $S_u(V)$ นั้นอาจเนื่องจากสาเหตุตรงกันข้ามกับที่ได้กล่าวข้างต้น โดยที่ค่า $S_{u(FV)}$ นั้นขึ้นอยู่กับอัตราการหมุน Vane ขณะทดสอบ FV (Torstensson, 1977)



รูปที่ 4.11 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดิน

และระดับการถูกรบกวน (Degree of Disturbance) ของดินที่มีต่อ Vane (La Rochell et al., 1973)

ผลจากการเปรียบเทียบที่ได้ของ $\frac{S_u(UU)}{S_u(V)}$ และ $\frac{0.22 \bar{\sigma}_{vm}}{S_u(V)}$ เป็นค่าที่

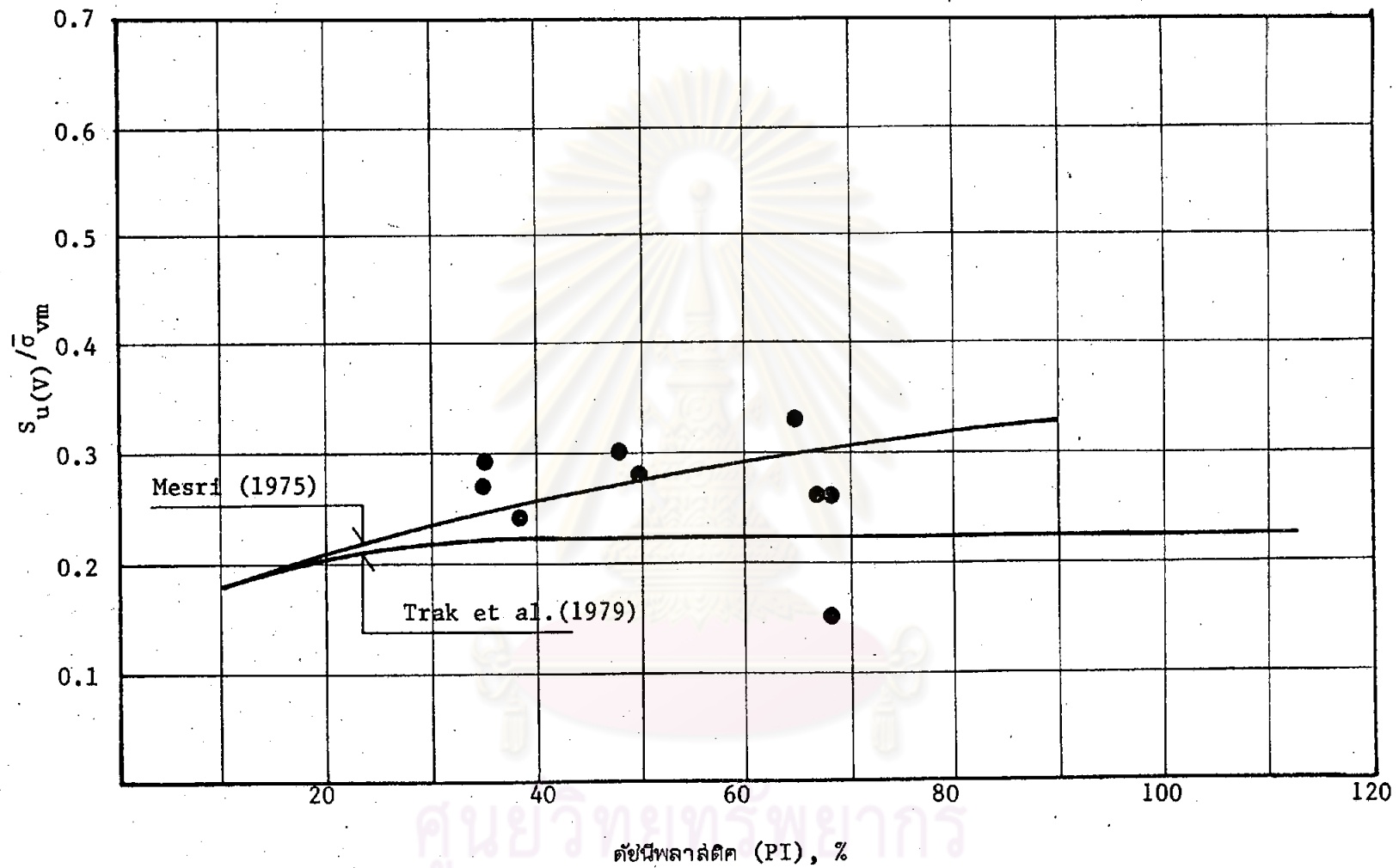
ได้จาก การเปรียบเทียบเพียง 7-8 จุดเท่านั้น ผลที่ได้อาจไม่แน่นอน แต่สามารถนำมาประมาณค่าของดินบริเวณที่ทำการวิจัยนี้ได้อย่างคร่าว ๆ สำหรับรูปที่ 4.12 เป็นผลที่ได้จากการทดสอบจริง แสดงความสัมพันธ์ของอัตราส่วน $S_u(V) / \bar{\sigma}_{vm}$ กับค่า PI โดยทั่วไปจะให้ผลที่อยู่ในขอบเขตใกล้เคียงกับเส้นของ Mesri (1975) และสูงกว่าเส้นของ Trak (1979) ที่มีค่าประมาณ 0.22

4.6 การวิเคราะห์พารามิเตอร์ดิน

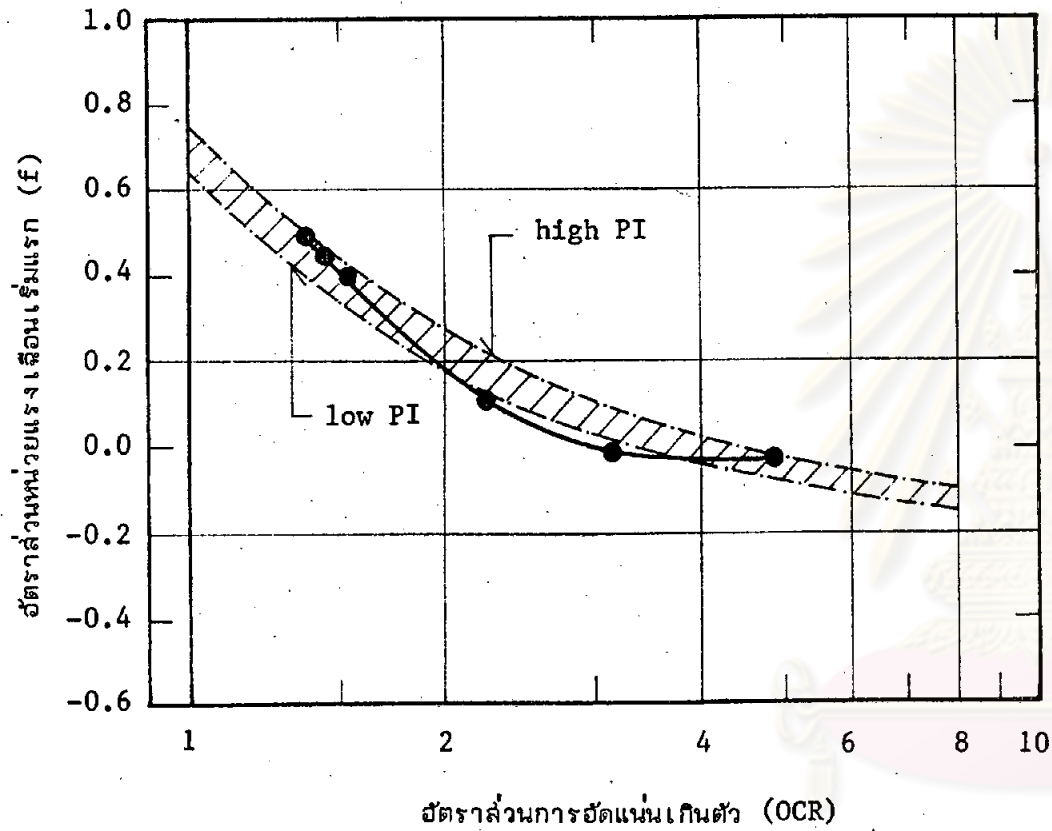
4.6.1 ผลของอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือน (f) ที่มีต่ออัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) ความสัมพันธ์ของค่า f กับ OCR ที่ได้จาก การทดสอบแสดงดังรูปที่ 4.13 โดยใช้ค่า $S_u(V)$ สำหรับการวิเคราะห์ของชั้นดินที่ทำการวิจัยนี้ ซึ่งมีค่า PI ระหว่าง 35 ถึง 68% โดยจะให้ผลอยู่ในพิสัยใกล้เคียงกับค่าที่เสนอโดย NAVFAC DM-7 (1982)

4.6.2 ผลของค่า K_0 ที่มีต่ออัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) ความสัมพันธ์ระหว่างค่า K_0 กับ OCR ของชั้นดินที่ทำการวิจัยนี้มีค่า PI ระหว่าง 35 ถึง 68% โดยใช้การวิเคราะห์ผลจาก Alpan (1967) และ Ladd (1977) ดังแสดงในตารางที่ 4.7 และรูปที่ 4.14 ค่า K_0 ที่ได้จาก การวิเคราะห์เมื่อนำมาใช้ในการทดสอบดินของหน่วยแรงให้ผลถูกต้องใกล้เคียงความเป็นจริง โดยขณะทดสอบพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างเปลี่ยนแปลงไปเพียงเล็กน้อย (ไม่เกิน 3.0%) และบางตัวอย่างดินไม่เปลี่ยนแปลงพื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินเลยผลของค่า K_0 มีค่าเพิ่มมากขึ้น เมื่อ OCR เพิ่มมากขึ้นด้วยเช่นเดียวกัน

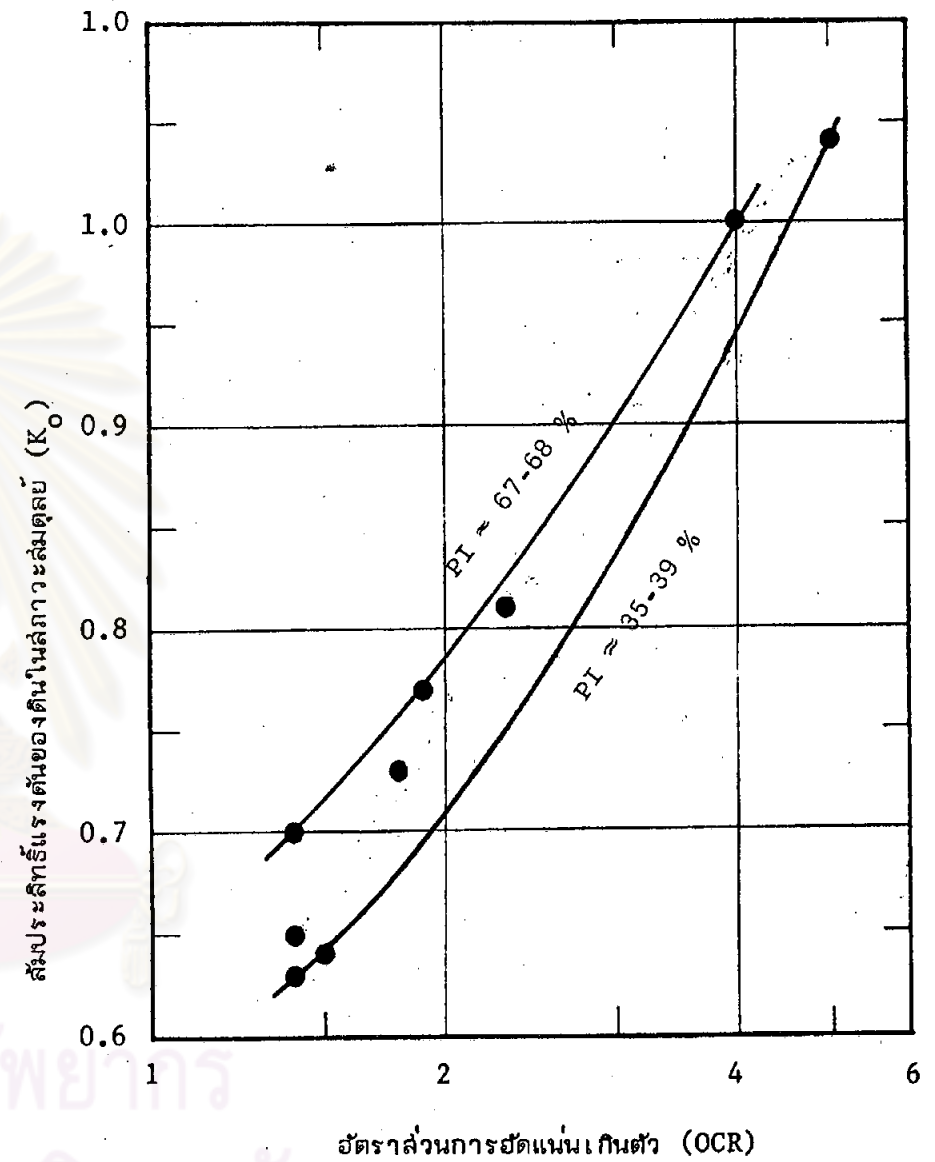
4.6.3 ผลของ $S_u / \bar{\sigma}_{vo}$ และ $E_u / \bar{\sigma}_{vo}$ ที่มีต่ออัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว (OCR) ความสัมพันธ์ของ $S_u / \bar{\sigma}_{vo}$ กับ OCR นำมาเสนอ ดังรูปที่ 4.15 (ก) ผลที่ได้แสดงว่า $S_u / \bar{\sigma}_{vo}$ เพิ่มมากขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้นตามแนวของเส้นขอบเขตที่กำหนด โดยใช้ข้อมูลค่า S_u จากการทดสอบ UU และค่า $S_u(V)$



รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง $S_{u(V)}/\bar{\sigma}_{vm}$ กับดัชนีพลาสต์ิค (PI)



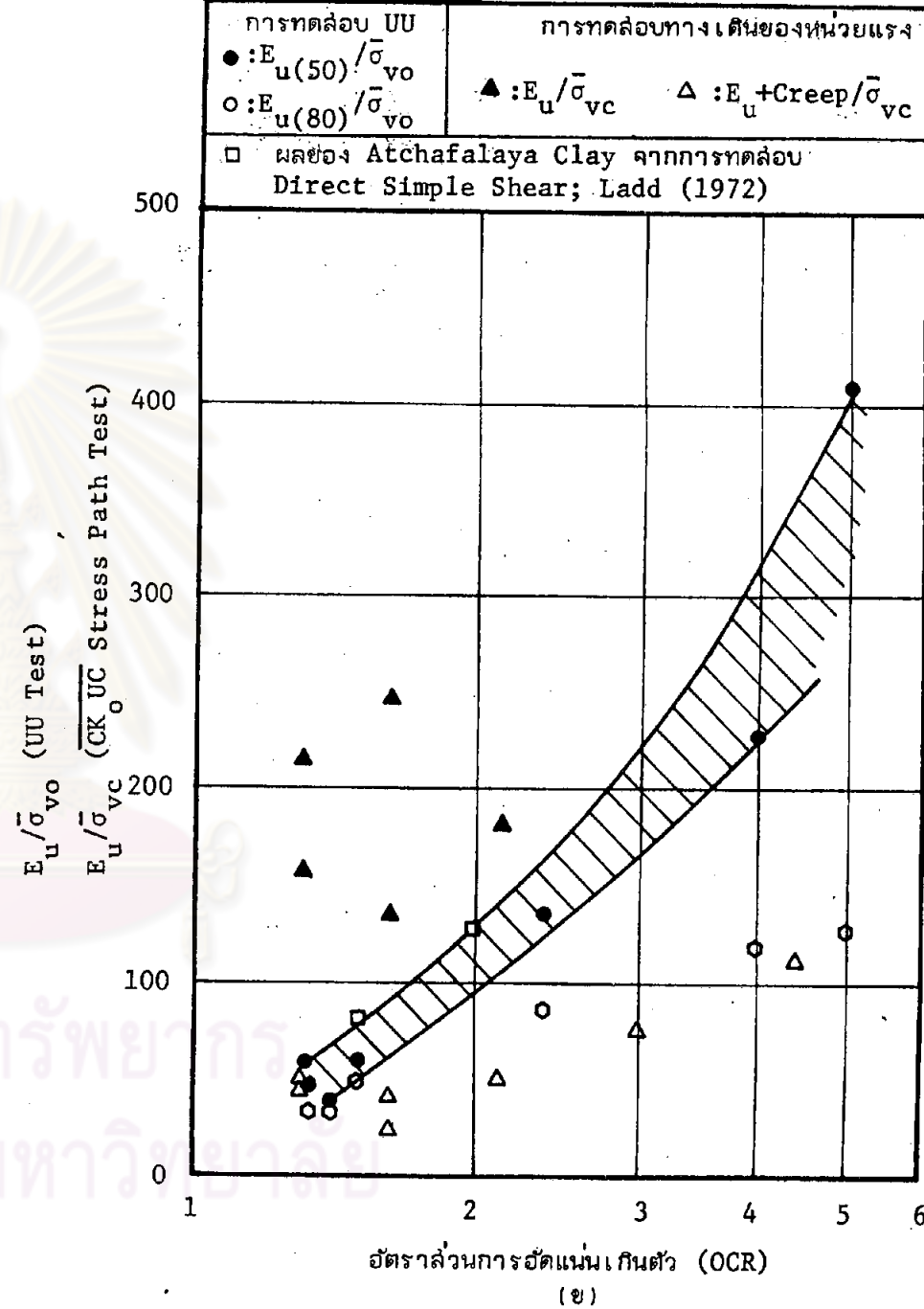
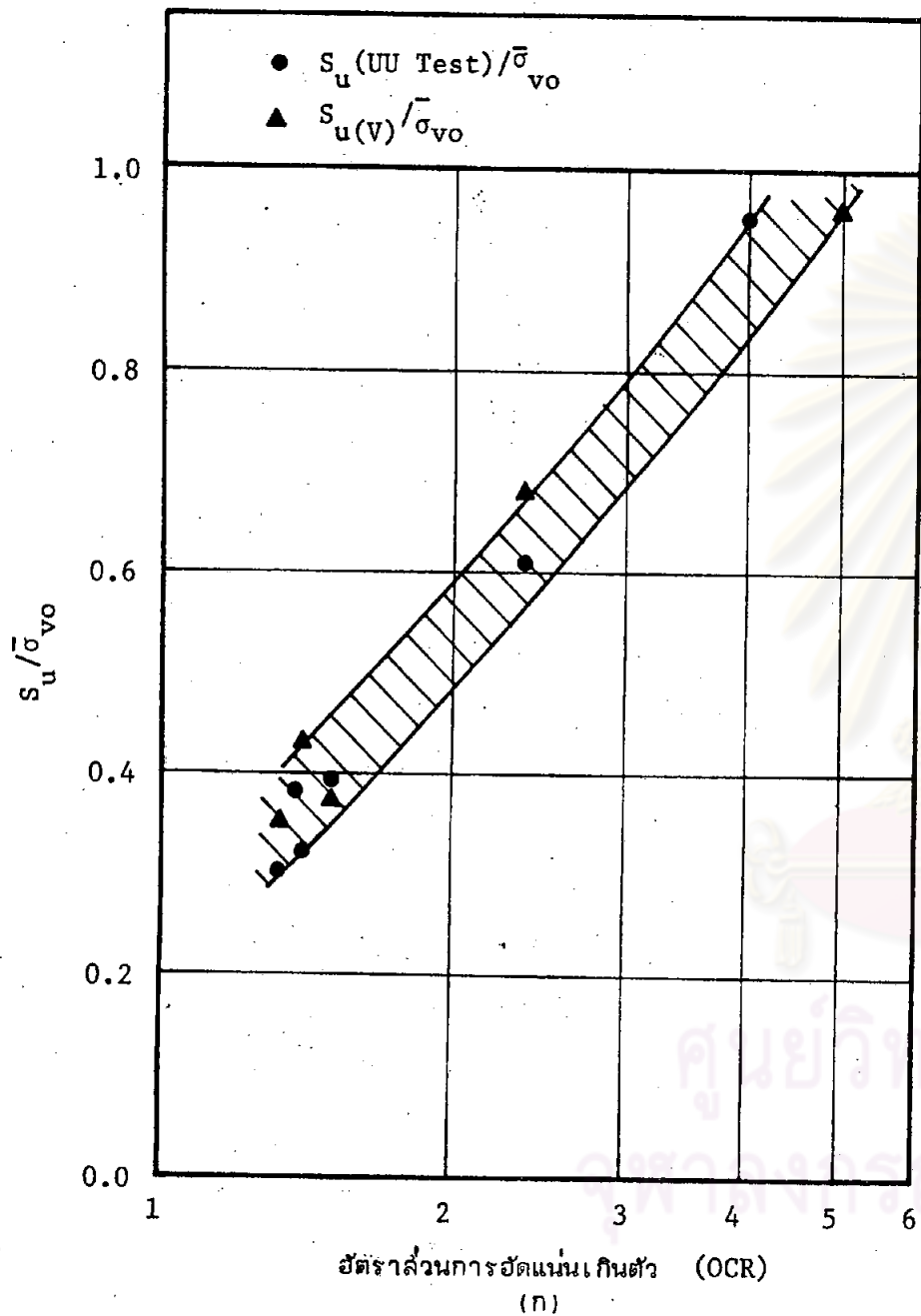
รูปที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรกกับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว



รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 (ที่ได้จากการวิเคราะห์) กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว

ตารางที่ 4.7 ค่า K_o ได้จากการวิเคราะห์ของชั้นดิน

ระดับความลึกของชั้นดิน ม. (MSL).	ลักษณะชั้นดิน	ตัวอย่างดิน เลขที่	ระดับความ ลึก, ม. (MSL)	PI	K_o (1)	K_o (2) (avg)	หมายเหตุ
+0.80 ถึง -4.70	ดินเหนียวอ่อนสีเทาดำ มีรากไม้เน่าเปื่อย เล็กน้อย (OH)	ST-1	-0.25	39	1.04	1.00	$K_o(NC)=0.190+0.233 \log PI.$ $K_o(OC)=(OCR)^m$
		ST-2	-1.65	68	1.02		
-4.70 ถึง -6.20	ดินเหนียวปานกลาง สีเทาดำ มีเปลือก หอยเล็กน้อย (CH)	PST-4	-5.05	65	0.81	0.81	(1) เป็นค่า K_o ที่ได้จากการ วิเคราะห์ของตัวอย่างดิน นั้นจริงๆ
-6.20 ถึง -13.70	ดินเหนียวอ่อน-ปานกลางสีเทาเขียว มีเปลือกหอยเล็กน้อย (OH)	PST-5	-6.70	68	0.77	0.71	(2) เป็นค่า K_o ที่ใช้ในการ ทดสอบทางเดินของหน่วยแรง ในเครื่อง Triaxial
		PST-6	-8.00	67	0.70		
		PST-8	-11.05	50	0.73		
		PST-9	-12.95	48	0.65		
-13.70 ถึง -19.70	ดินเหนียวตะกอนปานกลางมีทราย ละเอียดเล็กน้อย (CH)	PST-12	-17.05	35	0.63	0.64	
		PST-13	-18.45	35	0.64		



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง $S_u/\bar{\sigma}_{vo}$ และ $E_u/\bar{\sigma}_{vo}$ กับอัตราส่วนการอัดแน่นเกินตัว

สำหรับตารางที่ 4.8 และ 4.9 แสดงผลการ Normalize ค่าพารามิเตอร์ดิน ที่ได้จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงและการทดสอบ UU ตามลำดับ นำมาแสดงดังรูปที่ 4.15(ข) เป็นความสัมพันธ์ของ $E_u/\bar{\sigma}_{vo}$ ($E_u/\bar{\sigma}_{vc}$) กับ OCR โดยได้ผลของ $E_u/\bar{\sigma}_{vo}$ ($E_u/\bar{\sigma}_{vc}$) เพิ่มขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้นเช่นกัน สำหรับการให้ค่า $E_u(50)$ ของการทดสอบ UU เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับผลของ Atchafalaya Clay จะให้ค่าอยู่ในขอบเขตใกล้เคียงกัน พอสมควรมีแนวโน้มที่แสดงว่าสำหรับ OCR น้อยกว่า 2.5 จะให้ผล $E_u(50)/\bar{\sigma}_{vo}$ ในขอบเขตที่แคบใกล้เคียงกันดีกว่า อันอาจเนื่องจากที่ OCR สูง ๆ จะให้ค่า OCR ไม่แน่นอน

การให้ค่า $E_u + \text{Creep}$ จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงที่รวมผลของอินเดรน-ครีพ และ $E_u(80)$ จากการทดสอบ UU. จะให้ค่าในพิสัยที่ต่ำใกล้เคียงกัน ซึ่งให้ค่าความปลอดภัยสูงมาก ส่วนการให้ค่า E_u จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง จะค่าที่สูงและกระจายในขอบเขตที่กว้างมากเกินไป เป็นผลให้เกิดความปลอดภัยต่ำกว่า

4.6.4 ผลต่อการเปลี่ยนแปลงสัมประสิทธิ์การอัดแน่นชั้นที่สอง (C_{α})

ผลการทดสอบสำหรับค่า C_{α} ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ โดยเพิ่มน้ำหนักตามการทดสอบมาตรฐาน จะให้ผลดังรูปที่ 4.16 แสดงค่า C_{α} ที่มีความสัมพันธ์กับอัตราส่วน $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ ผลที่ได้แสดงว่าค่า C_{α} จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วที่อัตราส่วน $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ น้อยกว่า 1.0 โดยเฉพาะช่วงที่อัตราส่วน $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ น้อยกว่า 0.5 จะให้ค่า C_{α} น้อยมาก และจะเพิ่มมากที่สุดที่อัตราส่วน $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$ อยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 3.0 หลังจากนั้นค่า C_{α} จะคงที่หรือลดลงบ้าง

ค่า C_{α} ถูกนำมาแสดงความสัมพันธ์กับ CR. ดังรูปที่ 4.17 ผลที่ได้ C_{α} มีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นเมื่อ CR. มากขึ้น โดย C_{α} มีค่าประมาณระหว่าง 0.03 ถึง 0.08 ของ CR. สำหรับดินที่มีค่า ความไวระหว่าง 3 ถึง 9

ในอดีตได้มีผู้วิจัยหลายท่านสรุปผลที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงค่า C_{α} ดังนี้

Walker (1969) สรุปว่าสำหรับดินเหนียวที่มีความไวสูง (High sensitivity Clay) จะมีค่า C_{α} สูง

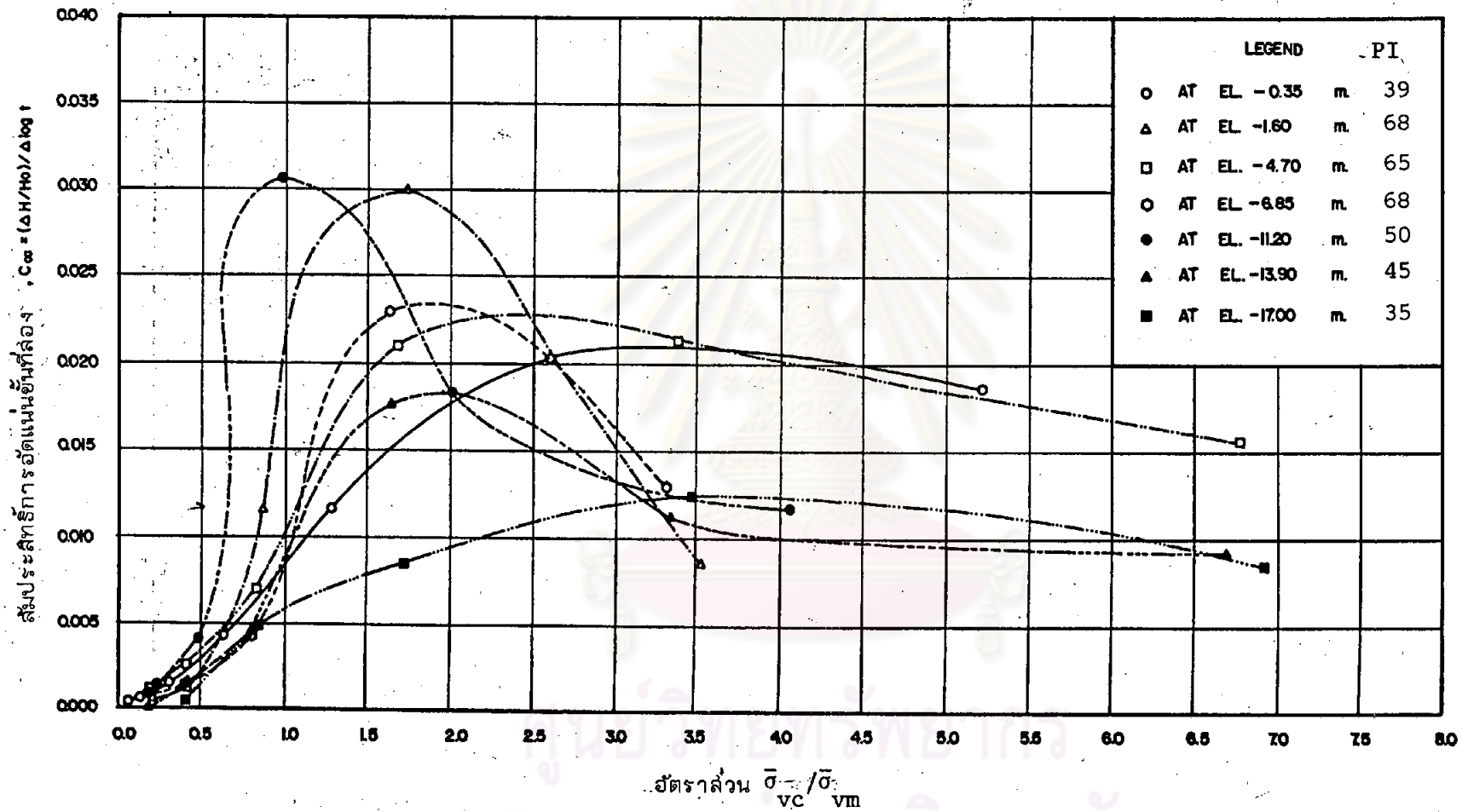
Ladd & Preston (1965) และ Walker (1969) สรุปว่าสำหรับดินเหนียวที่มีการยุบตัวสูง (High compressibility เช่น ค่า C_c หรือ CR) จะให้ค่า C_{α} สูงด้วยเช่นกัน

ตารางที่ 4.8 ผลการ Normalize ค่าพารามิเตอร์ดินที่ได้จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง

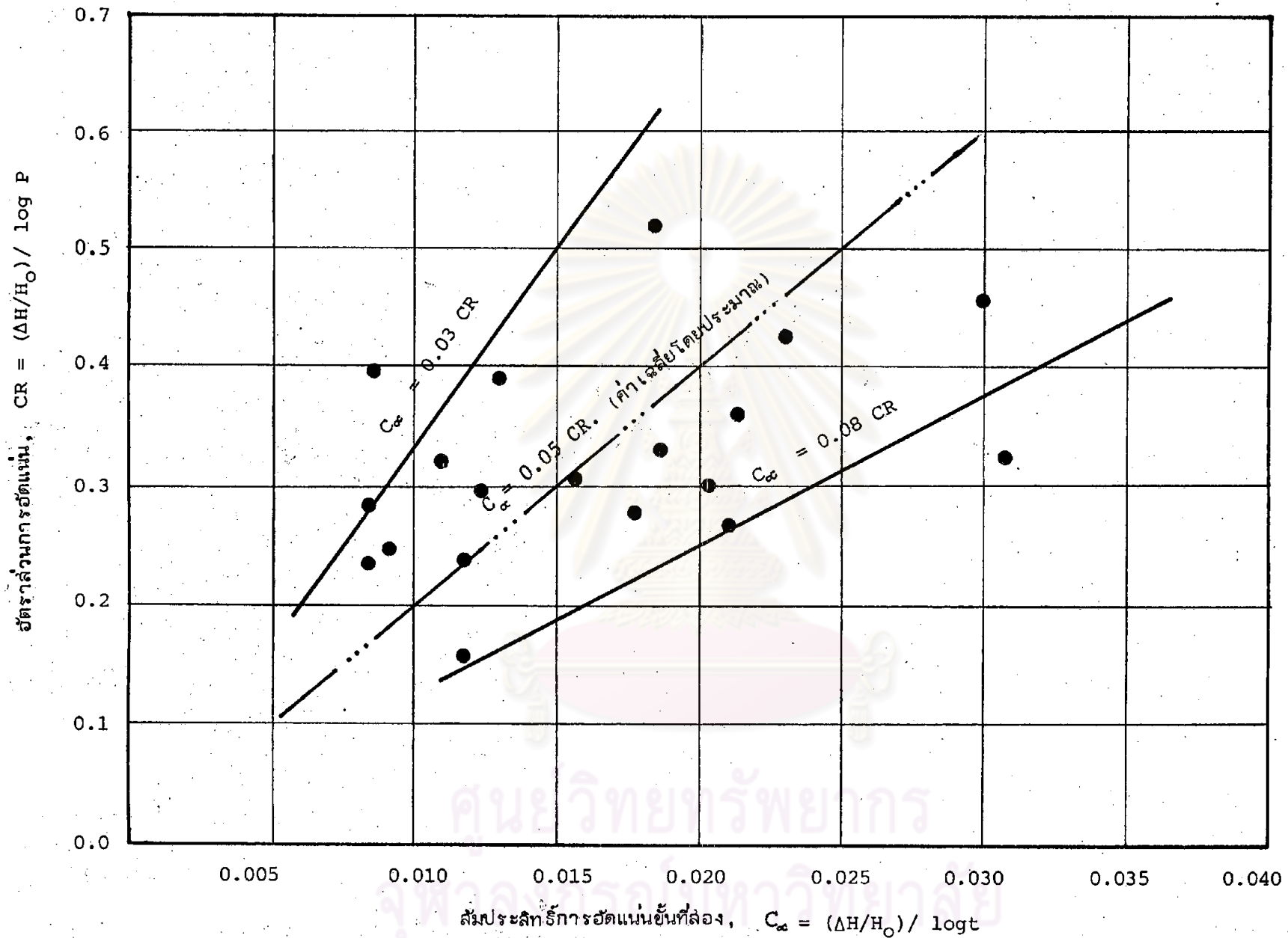
ตัวอย่าง เลขที่	ระดับความลึก ม. (MSL)	E_u ตัน/ม ²	$E_u + \text{Creep}$ ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vc}$ ตัน/ม ²	$E_u / \bar{\sigma}_{vc}$	$E_u + \text{Creep} / \bar{\sigma}_{vc}$	OCR
ST-1	- 0.60	668	102	0.92	726	111	4.3
ST-2	- 3.30	676	158	2.10	322	75	3.0
PST-4	- 5.40	554	149	3.04	182	49	2.1
PST-5	- 8.10	567	96	4.25	133	23	1.6
PST-9	-11.80	1447	233	5.87	247	40	1.6
PST-10	-15.20	1206	325	7.69	157	42	1.3
PST-12	-18.20	2067	477	9.64	214	49	1.3

ตารางที่ 4.9 ผลการ Normalize ค่าพารามิเตอร์ดินที่ได้จากการทดสอบ UU.

ตัวอย่าง เลขที่	ระดับความลึก ม. (MSL)	$E_u(50)$ ตัน/ม ²	$E_u(80)$ ตัน/ม ²	$\bar{\sigma}_{vo}$ ตัน/ม ²	$E_u(50) / \bar{\sigma}_{vo}$	$E_u(80) / \bar{\sigma}_{vo}$	OCR
ST-1	- 0.15	296	93	0.72	411	129	5.00
ST-2	- 1.85	330	174	1.47	225	118	4.00
PST-4	- 4.80	372	235	2.76	135	85	2.37
PST-6	- 8.20	256	204	4.27	60	48	1.50
PST-8	-11.10	336	227	5.57	60	41	1.32
PST-10	-14.10	347	229	7.11	49	32	1.33
PST-12	-17.20	360	294	9.08	40	32	1.40



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์การอัดแน่นชั้นที่สอง (C_c) กับอัตราส่วนของ $\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}}$



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนการอัดแน่น (CR) กับสัมประสิทธิ์การอัดแน่นขั้นที่สอง (C_∞)

Lo (1961) สรุพบว่าผลจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเพียงประมาณ 3°C จะก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง curve ของค่า C_{α} โดยที่ C_{α} จะเพิ่มค่ามากขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น

Ladd & Preston (1965) และ Wahls (1962) สรุพบว่า OCR เป็นฟังก์ชันกับ C_{α} กล่าวคือ เมื่อ OCR มีค่ามากเป็นผลให้ C_{α} มีค่าลดลง

สำหรับองค์ประกอบที่ไม่มีผลกระทบต่อ C_{α} สรุพบได้ ดังนี้

1. ความหนาของตัวอย่างดิน (Newland & Alley, 1960; Leonards & Girault, 1961)
2. อัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load increment ratio) (Newland & Alley, 1960; Leonards & Girault, 1961; Wahls, 1962)
3. ความดันที่กระทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation pressure) ขณะที่ค่า CR. คงที่ของตัวอย่างดินนั้น ๆ (Newland & Alley, 1960; Leonards & Girault, 1961; Lo, 1961; Wahls, 1962 และ Schiffman, Ladd & Chen, 1964)

4.7 การวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดิน

ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินเนื่องจากน้ำหนักคันดินถมของถนนลาดดังตารางที่ 4.10 และรูปที่ 4.18 ซึ่งเป็นกรวิเคราะห์การกระจายหน่วยแรงโดยทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหนาขึ้นดินแน่นรองรับด้วยฐานที่มั่นคง สำหรับใช้ในการทดสอบทางเดินของหน่วยแรงและการกระจายหน่วยแรงโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ โดยจะให้ค่าหน่วยแรงกระทำในแนวตั้ง ($\Delta\sigma_v$) มีค่าใกล้เคียงกัน แต่หน่วยแรงที่กระทำในแนวนอน ($\Delta\sigma_h$) ของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ให้ค่ามากกว่ามาก เป็นผลให้ขนาดการทรุดตัวของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์น้อยกว่าที่ได้จากการทดสอบทางเดินของหน่วยแรง

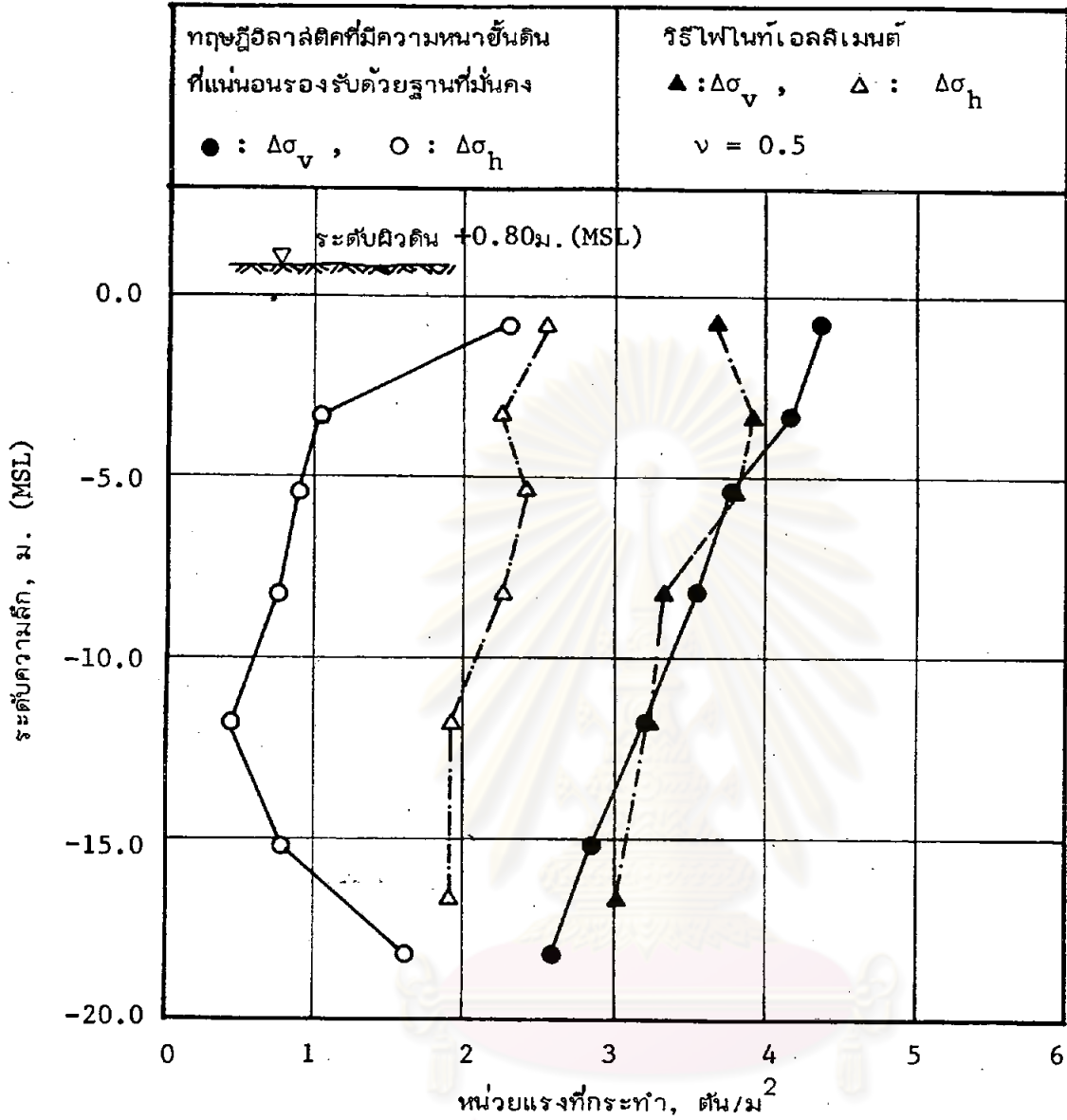
ผู้วิจัยในอดีตได้สรุปผลของการกระจายหน่วยแรงดังนี้

Lambe และ Whitman (1969) สรุพบว่า ผลการประมาณค่าการกระจายหน่วยแรงที่ได้อาจผิดพลาดได้ถึง $\pm 25\%$ หรือมากกว่านี้

Christian และ Boehmer (1970) สังเกตหน่วยแรงในแนวตั้ง ($\Delta\sigma_v$) และในแนวนอน ($\Delta\sigma_h$) เนื่องจากน้ำหนักของคันดินถมที่พาราเมเตอร์ดินแตกต่างกัน ได้สรุปว่า $\Delta\sigma_v$ จะไม่เปลี่ยนแปลงต่อค่าของอัตราส่วนพิวซงส์ แต่ $\Delta\sigma_h$ จะเปลี่ยนแปลงอย่างมากต่อผลของการเปลี่ยนแปลง

ตารางที่ 4.10 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดิน

ระดับความลึก ม. (MSL)	วิธีทฤษฎีอีลาสติคที่มีความหนา ชั้นดินแน่นรองรับด้วยฐานที่มั่นคง ตัน/ม ²		วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ ตัน/ม ²	
	$\Delta\sigma_h$	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_h$	$\Delta\sigma_v$
- 0.80	2.30	4.37	2.55	3.68
- 3.40	1.05	4.16	2.27	3.92
- 5.40	0.90	3.78	2.41	3.82
- 8.20	0.77	3.55	2.27	3.34
-11.80	0.45	3.20	1.93	3.25
-15.20	0.80	2.85	-	-
-16.70	-	-	1.91	3.04
-18.20	1.36	2.60	-	-



รูปที่ 4.18 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงที่กระทำต่อมวลดินโดยทฤษฎีอีลาสติค
 ที่มีความหนาแน่นดินแน่นอนรองรับด้วยฐานที่มั่นคงกับวิธีไฟไนท์-
 เอลิเมนต์

ค่าของอัตราส่วนพัวของส์ สำหรับกรณีที่อยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำอัตราส่วนพัวของส์มีค่า 0.5 หลังจากเกิดการอัดตัวคายน้ำ ความดันน้ำในโพรงเพิ่มจะลดลงในขณะที่อัตราส่วนพัวของส์ลดลงเช่นกัน จนท้ายที่สุดจะได้เป็นค่าอัตราส่วนพัวของส์ของอนุภาคมวลดินนั้น (Soil Skeleton)

4.8 การวิเคราะห์การทรุดตัวรวม

การวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินทั้ง 5 วิธีการทั้งในสภาพไม่ระบายน้ำและสภาพระบายน้ำและผลรวม กระทำโดยใช้พารามิเตอร์ดินดังแสดงในรูปที่ 4.19 ส่วนรูปที่ 4.20 และ 4.21 แสดงการแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ และค่าพารามิเตอร์ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ สำหรับวิธีออสติคใช้พารามิเตอร์ดินจากผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ และผลจากการทดสอบ UU ส่วนวิธีของ Skempton และ Bjerrum กระทำโดยปรับแก้จากการทรุดตัวชั้นพื้นฐาน 1 มิติ และผลจากการทดสอบ UU ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้ง 5 วิธีการ ดังกล่าวแสดงดังตารางที่ 4.11 โดยสามารถสรุปแยกเป็นประเภทได้ดังนี้

4.8.1 การทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ

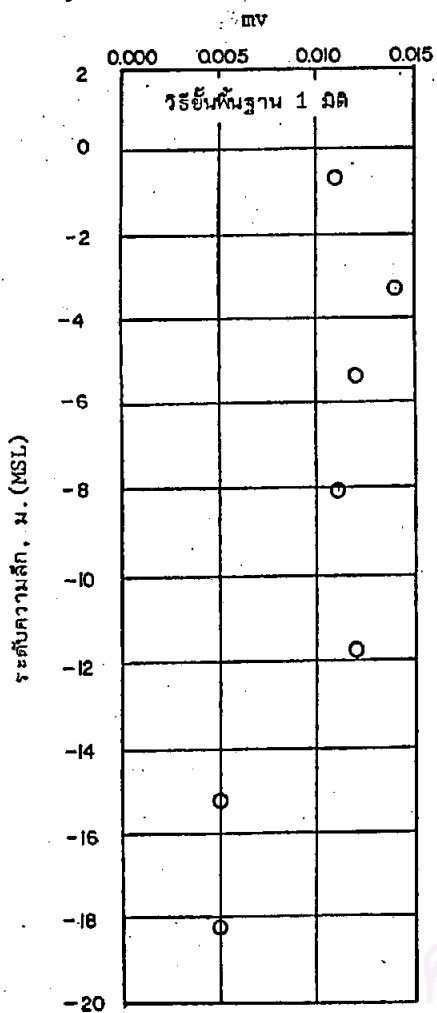
ผลการทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำนี้ประกอบด้วยผลการทรุดตัวทันที (p_i) และ การทรุดตัวเนื่องจากผลของอันเตรนครีฟ (p_u) ซึ่งเป็นการทรุดตัวเนื่องกับเวลา สำหรับการทรุดตัวทันทีให้ค่าระหว่าง 2.6 ซม. ถึง 11.5 ซม. โดยวิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957) ใช้วิธีการวิเคราะห์ของวิธีออสติคที่ให้ค่า p_i สูงสุด 11.5 ซม. โดยพิจารณาผลอันเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ของมวลดินด้วย ในขณะที่วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ให้ค่า p_i น้อยสุดเพียง 2.6 ซม. เท่านั้น

สำหรับการทรุดตัวทันทีที่รวมผลของอันเตรนครีฟ ($p_i + p_u$) ที่ได้จากการวิเคราะห์ของวิธีทางเดินของหน่วยแรงให้ค่า 32.0 ซม. ขณะที่วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ให้ค่าเพียง 13.0 ซม.

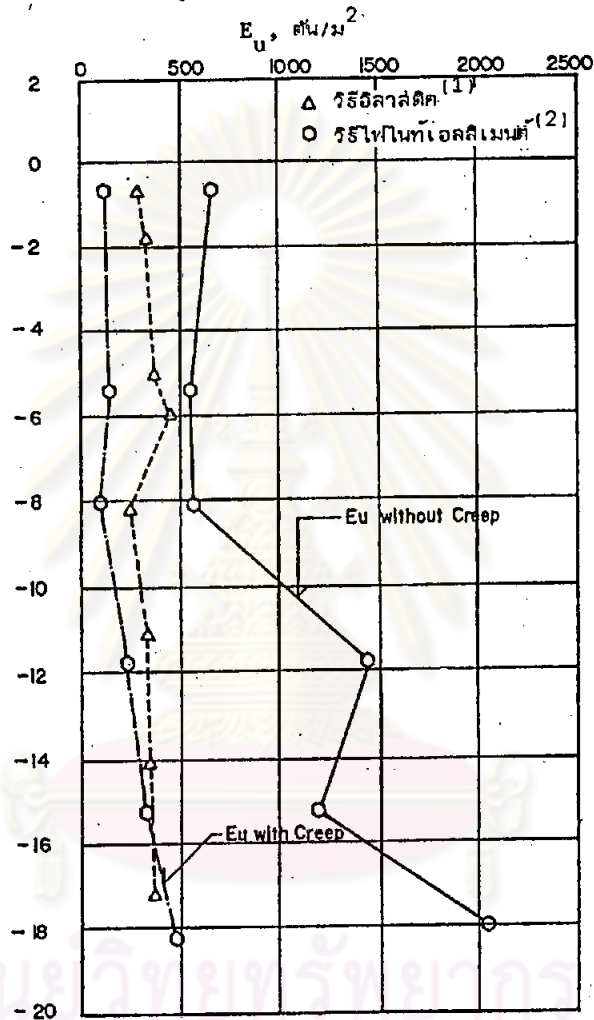
4.8.2 การทรุดตัวในสภาพระบายน้ำ

เป็นการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (p_c) สำหรับผลการวิเคราะห์ของ กม.2 ที่ทำการวิจัยนี้ จะให้ค่าระหว่าง 41.0 ซม. ถึง 73.2 ซม. โดยผลที่ได้จากการทรุดตัวชั้นพื้นฐาน 1 มิติ ให้ค่าสูงสุด 73.2 ซม. ที่ได้จากการทดสอบโดยไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

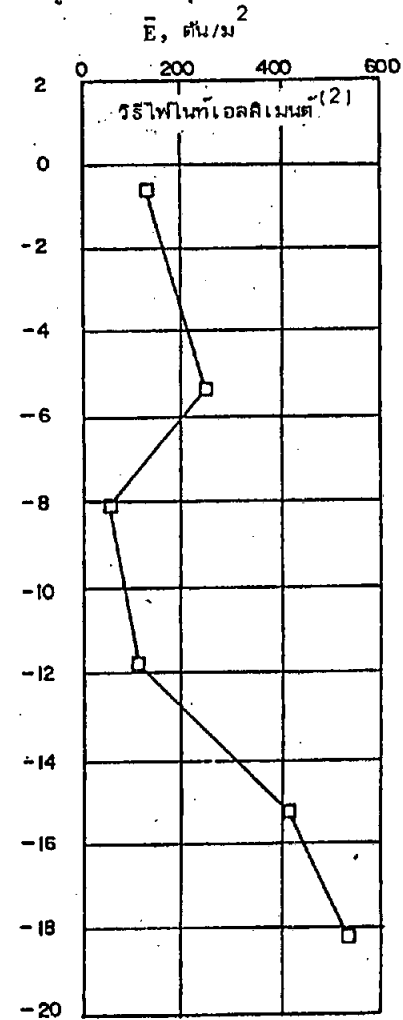
สัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร



โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพไม่ระคายน้ำ



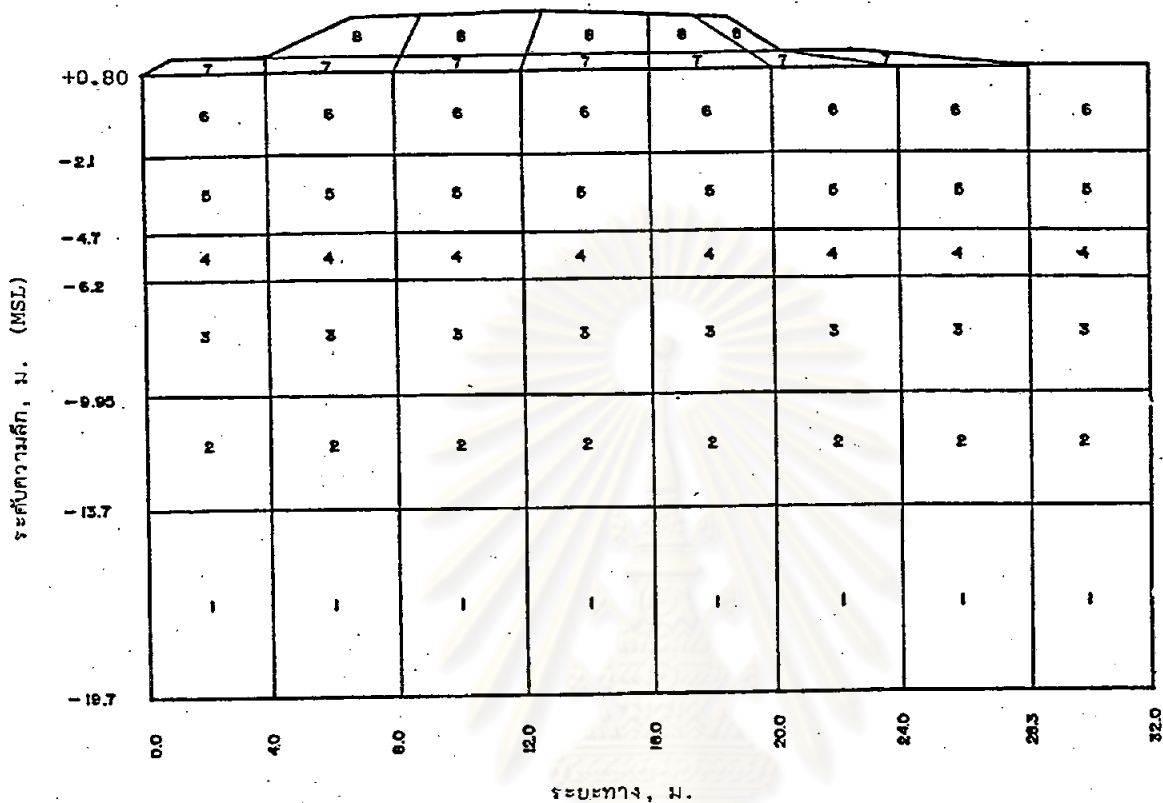
โมดูลัสความยืดหยุ่นในสภาพระคายน้ำ



(1) ใช้ค่า $E_u(50)$ จากการทดสอบ UU

(2) ใช้ค่า $E_u, E_u + \text{Creep}$ และ \bar{E} จากผลการทดสอบหน่วยแรงมาวิเคราะห์

รูปที่ 4.19 พารามิเตอร์ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดินที่ทำการวิจัย

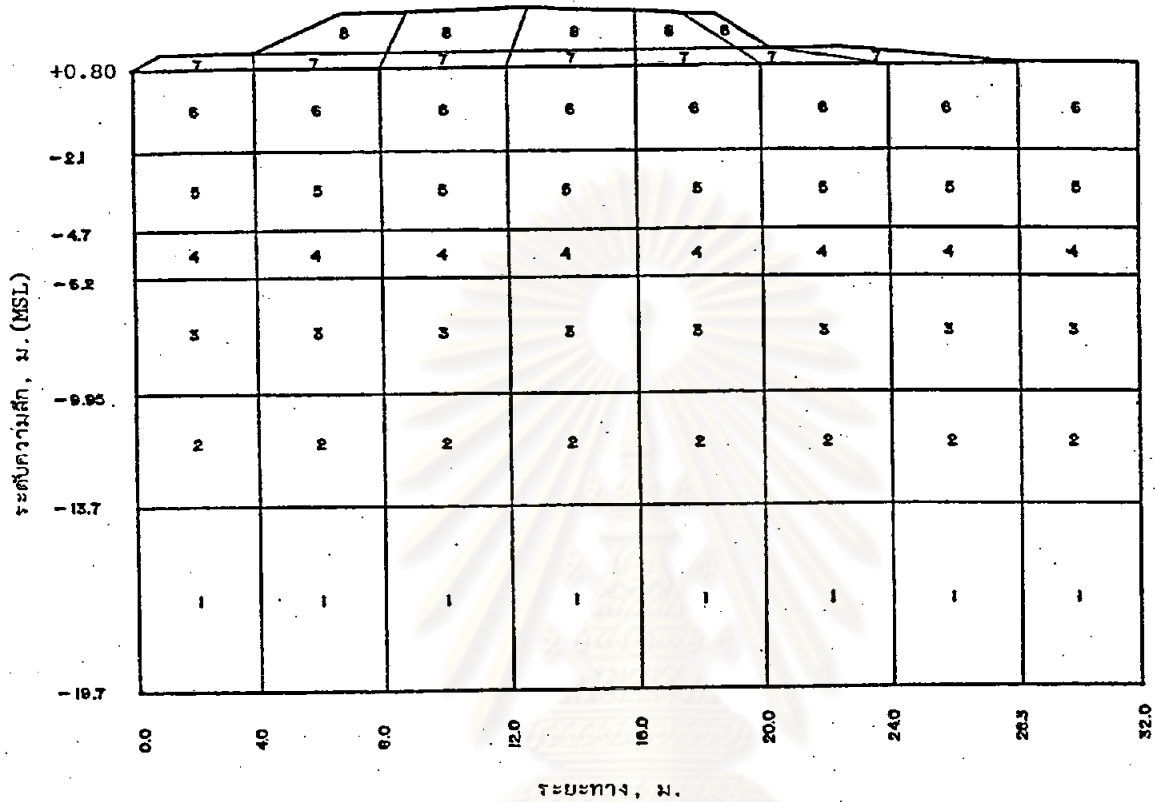


ตัวเลขกำกับหมายถึง MATERIAL TYPE

MATERIAL TYPE	RUN NO 1					RUN NO 2			
	DES	γ (t/m^3)	E_u (t/m^2)	ν	S_u (t/m^2)	DES	γ (t/m^3)	E (t/m^2)	ν
1	c	-	1620	0.49	4.0	c	-	470	0.25
2	c	-	1447	0.49	3.6	c	-	117	0.25
3	c	-	567	0.49	2.2	c	-	58	0.25
4	c	-	554	0.49	3.5	c	-	268	0.25
5	c	-	676	0.49	1.2	c	-	150	0.25
6	c	-	668	0.49	1.1	c	-	146	0.25
7	s	2.10	4000	0.20	-	s	2.10	4000	0.20
8	s	2.24	4000	0.20	-	s	2.24	4000	0.20

C : ดินเหนียว
S : ชั้นคันดินถม.

รูปที่ 4.20 การแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นไฟไนท์เอลสิเมนต์และพาราเมเตอร์ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ (ไม่พิจารณาผลของอันเดรนครีพ)



ตัวเลขกำกับหมายถึง MATERIAL-TYPE

MATERIAL TYPE	RUN NO 1					RUN NO 2			
	DES	γ (t/m ³)	Eu+ Creg (t/m ²)	ν	Su (t/m ²)	DES	γ (t/m ³)	E (t/m ²)	ν
1	c	-	400	0.49	4.0	c	-	470	0.25
2	c	-	233	0.49	3.6	c	-	117	0.25
3	c	-	96	0.49	2.2	c	-	58	0.25
4	c	-	149	0.49	3.5	c	-	268	0.25
5	c	-	158	0.49	1.2	c	-	150	0.25
6	c	-	102	0.49	1.1	c	-	146	0.25
7	s	2.10	4000	0.20	-	s	2.10	4000	0.20
8	s	2.24	4000	0.20	-	s	2.24	4000	0.20

C : ดินเหนียว
S : ชั้นคันดินถม

รูปที่ 4.21 การแบ่งหน้าตัดชั้นดินเป็นไฟไนท์โอลซิเมนต์และพาราเมเตอร์ดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ (พิจารณาารวมผลของอันตรนคร์พ)

ตารางที่ 4.11 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัว

วิธีการวิเคราะห์	สภาพไม่ระบายน้ำ(ขม)		สภาพระบายน้ำ	ระบบการทรุดตัว (ขม)	
	p_i	p_i+p_u		p_c (ขม)	p_T
1) วิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ ⁽³⁾	-	-	73.2	73.2	-
2) วิธีทฤษฎีอีลาสติค ⁽³⁾	11.5 ⁽¹⁾	-	62.9 ⁽²⁾	74.4	-
3) วิธีของ Skemton และ Bjerrum (1957) ⁽³⁾	11.5 ⁽¹⁾	-	55.7	67.2	-
4) วิธีทางเดินของหน่วยแรง					
ก. ไม่รวมผลของอันตรรกิริยา	6.20	-	48.0	54.2	-
ข. รวมผลของอันตรรกิริยา	-	32.0	48.0	-	80.0
5) วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์					
ก. ไม่รวมผลของอันตรรกิริยา	2.60	-	41.0 ⁽²⁾	43.6	-
ข. รวมผลของอันตรรกิริยา	-	13.0	41.0	-	54.0

(1) ใช้ $E_u(50)$ ที่ได้จากการทดสอบ UU แสดงรายละเอียดในภาคผนวก ค

(2) ใช้ \bar{E} จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ ที่ $v = 0.25$

(3) แสดงรายการคำนวณในภาคผนวก ค.

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สำหรับการทรุดตัวในลักษณะ 3 มิติ หาได้จากการทดสอบโดยวิธีทางเดินของหน่วยแรงกับลักษณะ 2 มิติ โดยวิธีอิลาสติก, วิธีของ Skempton และ Bjerrum (1957) และวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์นั้น ซึ่งจะเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง

จากผลการวิเคราะห์การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำที่ กม.52 (ดังแสดงในภาคผนวก ง.) วิธีขั้นพื้นฐาน 1 มิติให้ค่าใกล้เคียงการทรุดตัวในสนามโดยให้ค่ามากกว่าข้อมูลในสนามประมาณ 7% ขณะที่วิธีของ Asaoka (1978) ให้ค่าต่ำกว่าข้อมูลในสนามเพียง 4% เท่านั้น และของ Skempton และ Bjerrum (1957) ให้ค่าต่ำกว่าข้อมูลในสนาม 40%

ส่วนการทรุดตัวที่ กม.2 การทรุดตัวโดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ให้ค่าต่ำสุด ส่วนการทรุดตัวโดยวิธีการทางเดินของหน่วยแรงให้ค่ามากกว่า โดยผลการหาขอบเขตการสิ้นสุดการอัดตัวคาน้ำได้จากวิธี \sqrt{t} ของ Taylor ซึ่งจะให้ค่า ρ_c น้อย และให้ผลการทรุดตัวเนื่องจากการอัดแน่นชั้นที่สอง (ρ_g) ที่ได้จากเส้นตรงของความเครียดในแนวตั้งต่อลอคของเวลาที่มีค่ามาก สำหรับวิธีการของ Skempton และ Bjerrum (1957) นั้นเป็นวิธีการหาการทรุดตัวที่พิจารณาผลของความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น (แสดงรายละเอียดในภาคผนวก ค.) แต่จากผลการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำที่ กม.52 ที่มีลักษณะค้นทางคล้ายคลึงกับจุดที่ทำการวิจัย (ห่างกันประมาณ 2 กม.) ให้ค่าการทรุดจากวิธีขั้นพื้นฐาน 1 มิติ เป็นค่าที่น่าเชื่อถือนั้น สำหรับที่จุดทำการวิจัยนี้คาดว่าทรุดตัวโดยวิธีขั้นพื้นฐาน 1 มิติ ให้ค่าใกล้เคียงความจริงมากที่สุด แต่ค่าดังกล่าวจะมากกว่าการทรุดตัวจริงอยู่บ้าง

4.8.3 การทรุดตัวรวม

ผลการทรุดตัวรวมที่ได้จากการทรุดตัวทันที และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำให้ค่าระหว่าง 43.6 ซม. ถึง 74.4 ซม. และถ้ารวมผลของอันตรรกณ์ให้ค่าสูงขึ้นอีกเป็นระหว่าง 54.0 ซม. ถึง 80.0 ซม. ซึ่งผลอันเนื่องจากอันตรรกณ์นี้จะให้ค่าการทรุดตัวสูงมากขึ้น แต่สภาพที่เป็นจริงในสนามจะเกิดการระบายน้ำอยู่ตลอดเวลาแม้ในขณะที่ก่อสร้างเป็นผลให้อันตรรกณ์ที่เกิดขึ้นจริงในสนามไม่ควรจะมากกว่าผลที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลอง

4.9 การวิเคราะห์การทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่สอง (ρ_g)

แม้ว่าการทรุดตัวหลักของชั้นดินเป็นการทรุดตัวทันที และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำ แต่ผลของการทรุดตัวอัดแน่นชั้นที่สองควรนำมาพิจารณาโดยเฉพาะในกรณีที่อยู่การใช้งานของสิ่งก่อสร้างนั้นนานกว่าระยะเวลาที่สิ้นสุดการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคาน้ำ การ

วิธีพิจารณาช่วงเวลา 1 รอบ (1 cycle) ของระยะเวลาที่สิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ
 $(\log \frac{t}{t_{100}} = 1)$ ซึ่งผลของการวิเคราะห์ที่แสดงดังตารางที่ 4.12 โดยใช้ผลจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ด้วยเครื่องทดสอบ Oedometer และผลจากการทดสอบ โดยวิธีทางเดินของหน่วยแรงซึ่งผลที่ได้จะให้ค่า p_u ใกล้เคียงกันระหว่าง 28.2 ของและ 28.3 ซม. ตามลำดับ เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่รวมกันว่าค่าสูงมาก อาจเนื่องจากดินมีปริมาณลาร์อินทรีย์ และดัชนีพลาสติคสูง

4.10 การวิเคราะห์สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ และอัตราการทรุดตัว

การวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวของชั้นดินที่ถูกต้องเป็นการยากลำบากมาก เพราะสภาพที่แท้จริงของชั้นดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non homogeneous) ตลอดทั้งหมด และการระบายน้ำมีลักษณะซับซ้อน ทำให้อัตราการทรุดตัวจริงในสนามจะมากกว่าผลที่คำนวณจากทฤษฎีตลอดจนค่า C_v ที่ได้จะมากกว่าผลที่ได้จากการทดสอบในห้องทดลอง

อนึ่ง การวิเคราะห์นี้ไม่พิจารณาถึงผลการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ดิน เนื่องจากข้อมูลในรูปที่ 4.10 แสดงว่าความดันน้ำใต้ดินอยู่ในสภาพความดันน้ำสถิต (Hydrostatic pressure) ไม่มีการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ดินอันผลเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล หรือปรากฏการณ์ชนิดต่าง ๆ เลย

4.10.1 สัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ

การวิเคราะห์ค่า C_v จากสนามกระทำโดยใช้ข้อมูลจากกรมทางหลวงของถนนสายบางนา-บางปะกงที่ กม.52 ที่ได้สำรวจเก็บข้อมูลไว้ซึ่งห่างจากบริเวณที่ทำการวิจัยประมาณ 2 กม. สามารถจำลองแทนถนนที่ทำการวิจัยได้ โดยใช้การวิเคราะห์ของ Asaoka (1978) ดังแสดงรายละเอียดในภาคผนวก ง. และผลจากข้อมูลของ กม.52 นี้ ได้นำมาวิเคราะห์หาค่า C_v โดยวิธีของ Lacasse et al. (1975) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบ 2 มิติเช่นกัน (ดังแสดงในภาคผนวก ง.)

สำหรับวิธีขั้นพื้นฐาน 1 มิตินั้นหา C_v ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ (เครื่อง Oedometer) ในห้องทดลอง โดยพิจารณาในระดับความลึกของชั้นดินที่หน่วยแรงนั้นเกิดขึ้นจริง (ดังแสดงในตาราง ก.1 ภาคผนวก ก.)

ผลการวิเคราะห์ค่า C_v โดยวิธีของ Asaoka (1978) วิธีของ Lacasse et al. (1975) และวิธีขั้นพื้นฐาน 1 มิติ (Lab) สำหรับ กม.2 ที่ทำการวิจัยแสดงดัง

ตารางที่ 4.12 ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวชั้นที่ล่อง (p_s)

ระดับความลึก, ม. (MSL)	ความหนาชั้นดิน ม.	$\log t/t_{100}$	วิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ		วิธีทางเดินของหน่วยแรง	
			C_α	p_s ซม.	C_α	p_s ซม.
EL-0.60	280	1	0.0118	3.3	0.0116	3.2
EL-3.30	270	1	0.0146	3.9	0.0156	4.2
EL-5.40	150	1	0.0132	2.0	0.0057	0.9
EL-8.10	380	1	0.0178	6.8	0.0266	10.1
EL-11.80	370	1	0.0228	8.4	0.0209	7.7
EL-15.20	300	1	0.0054	1.6	0.0053	1.6
EL-18.20	300	1	0.0073	2.2	0.0021	0.6
			รวม = 28.2		รวม = 28.3	

$$p_s = \sum_{i=1}^n (C_\alpha \cdot \Delta H \cdot \log t/t_{100})_i$$

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.13 โดยมีอัตราส่วนดังนี้

$$C_v(\text{Asaoka}) = 1.7 C_v(\text{Lacasse et al.}) = 8 C_v(\text{Lab})$$

ตารางที่ 4.13 แสดงผลของสัมประสิทธิ์การอัดตัวคาน้ำ

ชนิดการวิเคราะห์	C_v , ซม ² /วัน
Asaoka (1978)	443.1
Lacasse et al., (1975)	258.4
ชั้นพื้นฐาน 1 มิติ (Lab)	55.6

ค่า C_v ที่ได้จากสนามโดยวิธี Asaoka (1978) จะให้ค่ามากกว่าจากการทดสอบในห้องทดลอง อาจเนื่องมาจากการระบายน้ำของชั้นดินจริง ๆ ในสนามอาจมีพวกทราย รากไม้แทรกกระจายอยู่ทั่วไปมากกว่าตัวอย่างดินในห้องทดลอง

4.10.2 อัตราการทรุดตัว

จากผลของค่า C_v นำมาวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวของชั้นดินโดยถือว่า C_v มีค่าคงที่ตลอดชั้นดินและที่ระดับการทรุดตัวต่าง ๆ ดังแสดงผลที่ได้ในตารางที่ 4.14 และรูปที่ 4.22

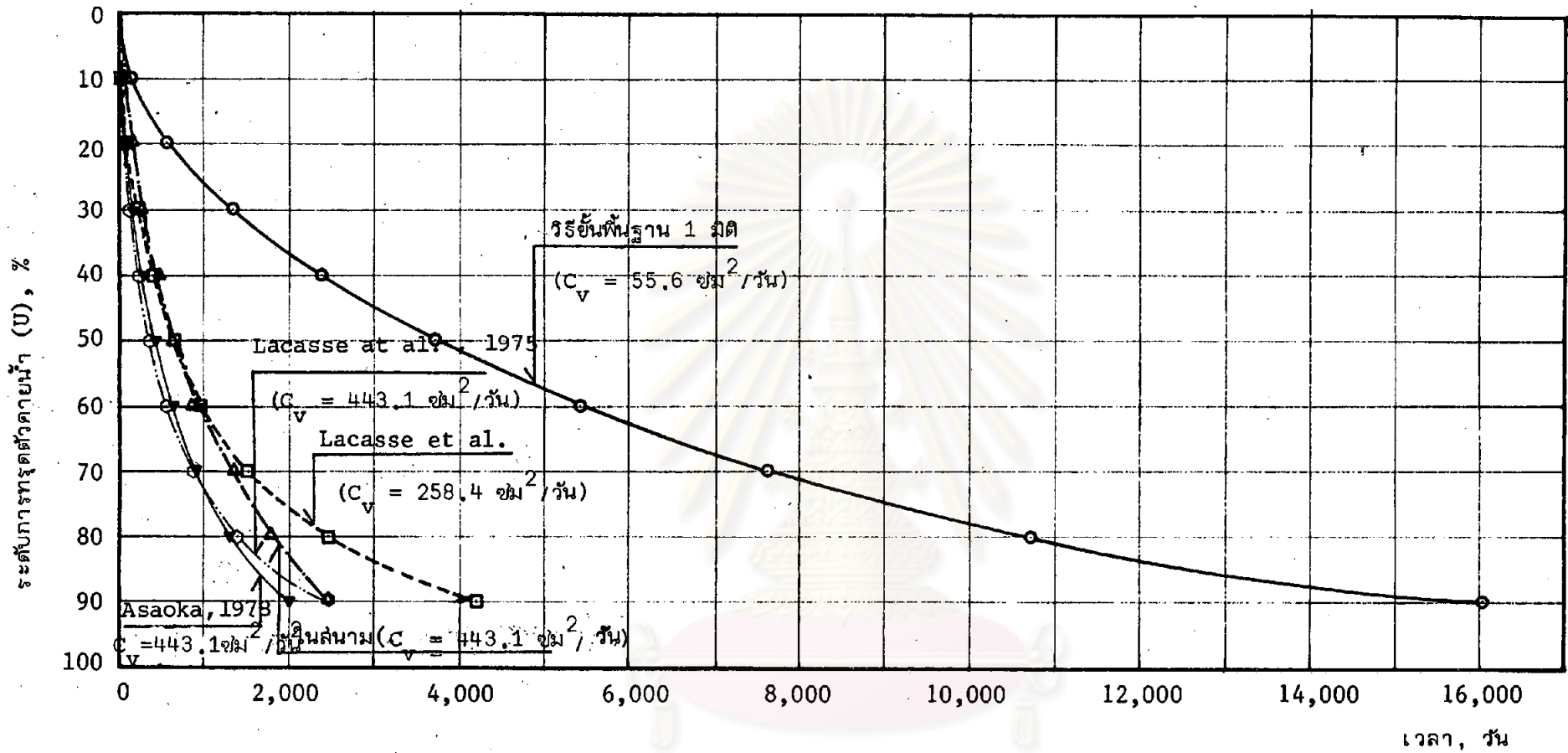
ตารางที่ 4.15 แสดงรายละเอียดอัตราการทรุดตัว ซึ่งถือว่าเป็นข้อมูลการทรุดตัวในสนามที่ กม.2 สำหรับการวิจัยนี้ โดยอ้างอิงผลของ กม.52 ตารางที่ 4.16 แสดงอัตราการทรุดตัวโดยวิธีของ Lacasse et al., 1975 ซึ่งใช้ค่า $C_v(\text{Asaoka})$ และ $C_v(\text{Lacasse})$ มาวิเคราะห์ห้อัตราการทรุดตัว สำหรับตารางที่ 4.17 แสดงอัตราการทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติที่ได้ C_v จากการทดสอบอัดตัวคาน้ำแบบ 1 มิติ ส่วนตารางที่ 4.18 นั้น แสดงอัตราการทรุดตัวโดยวิธีของ Asaoka, 1978 (เมื่อพิจารณาใช้ chart ของ Terzaghi ที่มีการระบายน้ำ 2 ทิศทาง)

ผลจากการวิเคราะห์ห้อัตราการทรุดตัวด้วยวิธีการต่าง ๆ ดังกล่าวนั้น วิธีของ Lacasse et al., 1975 ซึ่งใช้ $C_v(\text{Lacasse et al.})$ ให้อัตราการทรุดตัวใกล้เคียงข้อมูล

ในส่นามสำหรับในช่วงระดับการทรุดตัวคายน้ที่ 60% แรก หลังจากนั้นจะให้อัตราการทรุดตัวที่
 ย่ำกว่าข้อมูลในส่นาม ในขณะที่วิธีของ Asaoka, 1978 ซึ่งใช้ $C_v(\text{Asaoka})$ และวิธีของ
 Lacasse et al., 1975 ซึ่งใช้ $C_v(\text{Asaoka})$ ให้อัตราการทรุดตัวที่ล่อดคล้องใกล้เคียงกัน
 โดยที่ระดับการทรุดตัวคายน้ที่ 90% ให้ค่าระดับการทรุดตัวใกล้เคียงข้อมูลในส่นาม สำหรับวิธี
 ขึ้นพื้นฐาน 1 ผลิต โดยใช้ $C_v(\text{Lab})$ ให้อัตราการทรุดตัวที่ย่ำมากเกินข้อมูลจริงในส่นาม

ตารางที่ 4.14 แสดงผลอัตราการทรุดตัวที่ กม. 2

U %	ระยะเวลา (t), วัน				
	ในส่นาม $C_v=443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$	Asaoka $C_v=443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$	Lacasse et al. $C_v=443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$	Lacasse et al. $C_v=258.4 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$	วิธีขึ้นพื้นฐาน 1 ผลิต (Lab) $C_v=55.6 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$
10	80	19	12	20	151
20	160	74	52	89	586
30	275	168	119	203	1342
40	497	299	223	382	2381
50	644	467	379	651	3723
60	853	680	569	976	5423
70	1368	955	901	1545	7615
80	1781	1344	1423	2440	10714
90	2452	2010	2452	4204	16024



รูปที่ 4.22 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับการดูดตัวคายน้ำกับเวลา

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.15. การวิเคราะห์หัตถการทรุดตัว ซึ่งถือว่าเป็นข้อมูลในสนามที่ กม.2
(อ้างอิงโดยวิธี Asaoka ที่ กม.52)

U %	t (1) วัน	T_{2D} (2)	t (3) วัน
10	90	0.0337	80
20	180	0.0674	160
30	310	0.1161	275
40	560	0.2098	497
50	725	0.2716	644
60	960	0.3597	853
70	1540	0.5770	1368
80	2005	0.7512	1781
90	2760	1.0341	2452

(1) ได้จากข้อมูลในสนามของ กม.52

(2) $T_{2D} = \frac{C_v \cdot t}{(H_d)^2}$ โดย $C_v = 443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$ (วิธีของ Asaoka, 1978 จาก
ภาคผนวก ง.)

$H_d = 10.875 \text{ ม.}$ (Two-Way Drainage)

(3) คำนวณเวลาการทรุดตัวที่ กม.2 $t = \frac{T_{2D} \cdot (H_d)^2}{C_v}$ โดยที่
 $C_v = 443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$, $H_d = 10.25 \text{ ม.}$ (Two-Way Drainage)

ตารางที่ 4.16 การวิเคราะห์หัตถการทรุด โดยวิธีของ Lacasse et al., 1975

ที่ กม. 2

U %	$T_{2D}^{(1)}$	$t^{(2)}$, วัน	
		$C_v=258.4^{(3)}$ ซม ² /วัน	$C_v=443.1^{(4)}$ ซม ² /วัน
10	0.005	20	12
20	0.022	89	52
30	0.050	203	119
40	0.094	382	223
50	0.160	651	379
60	0.240	976	569
70	0.380	1545	901
80	0.600	2440	1423
90	1.034	4204	2452

(1) จากรูปที่ 2.29 ของ Lacasse et al., 1975 สำหรับ $B/H = 0.81$

$$(2) \quad t = \frac{T_{2D} \cdot (H_d)^2}{C_v} \quad H_d = 10.25 \text{ ม. (Two-Way Drainage)}$$

(3) $C_v=258.4$ ซม²/วัน (วิธีของ Lacasse et al. ที่กม.52 ภาคผนวก ง)

(4) $C_v=443.1$ ซม²/วัน (วิธีของ Asaoka ที่ กม.52 ภาคผนวก ง)

ตารางที่ 4.17 การวิเคราะห์หัตถการทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ (Lab) ที่ กม.2

U %	T_v (1)	t (2) วัน
10	0.008	151
20	0.031	586
30	0.071	1342
40	0.126	2381
50	0.197	3723
60	0.287	5423
70	0.403	7615
80	0.567	10714
90	0.848	16024

(1) ลากรูปที่ 2.28 สำหรับกรณีระบายน้ำสองทิศทาง (Two-Way Drainage)

(2) คำนวณเวลาการทรุดตัวที่ กม.2 $t = \frac{T_v \cdot (H_d)^2}{C_v}$

$$H_d = 10.25 \text{ ม.}$$

$$C_v = 55.6 \text{ ซม}^2/\text{วัน} \text{ (จากตารางที่ กว.1 ภาคผนวก ก.)}$$

ตารางที่ 4.18 การวิเคราะห์หัตถการทรุดตัว โดยวิธีของ Asaoka, 1978
ที่ กม.2

U %	T_v (1)	t (2) วัน
10	0.008	19
20	0.031	74
30	0.071	168
40	0.126	299
50	0.197	467
60	0.287	680
70	0.403	955
80	0.567	1344
90	0.848	2010

(1) จากรูปที่ 2.28 (Terzaghi) สำหรับกรณีระบายน้ำสองทิศทาง (Two-Way Drainage)

$$(2) \quad t = \frac{T_v \cdot (H_d)^2}{C_v}$$

$$H_d = 10.25 \text{ ม. (Two-Way Drainage)}$$

$$C_v(\text{Asaoka}) = 443.1 \text{ ซม}^2/\text{วัน (วิธีของ Asaoka ที่ กม.52 ภาคผนวก ง)}$$