



ผลการทดลองและการวิเคราะห์

4.1 ผลการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ กม.47

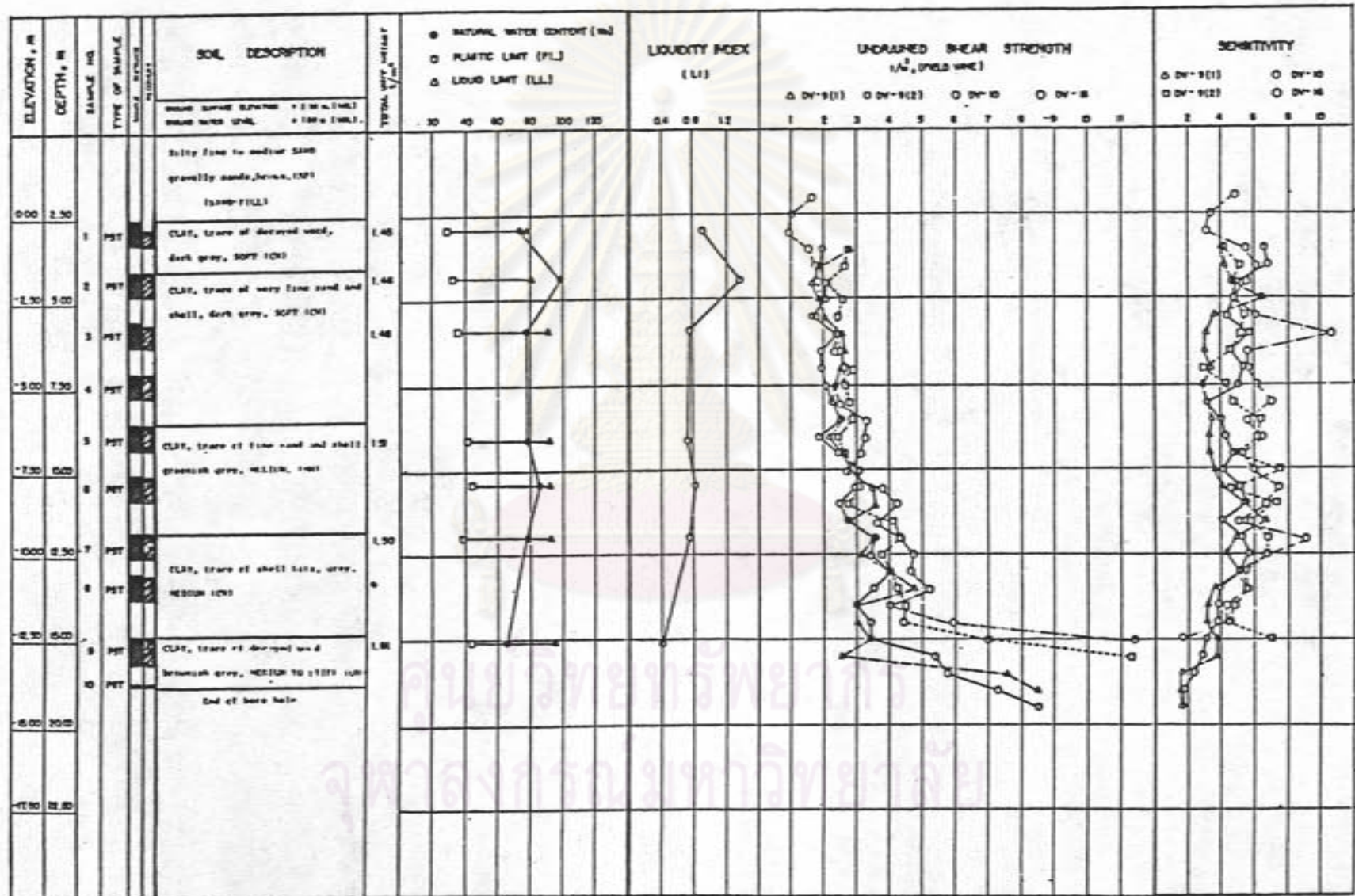
ลักษณะชั้นดิน (Soil Profile) ที่ได้จากการเจาะสำรวจและการทดสอบ แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาในอดีต โดย N.D. Lea & TEC (1981) ลักษณะชั้นดินจะประกอบด้วย ชั้นดินอ่อนมีความหนาเพียง 6 เมตร ถัดลงไปเป็นชั้นดินแข็งปานกลาง มีความหนาประมาณ 8 เมตร แล้วจึงรองรับด้วยชั้นดินแข็งมากสีน้ำตาล คุณสมบัติของดินที่ได้จากการทดลองได้สรุปไว้ในรูปที่ 4.1 และตารางที่ 4.1 ซึ่งสามารถแยกพิจารณาได้ดังนี้

4.1.1 ผลการทดลองหาคุณสมบัติพื้นฐาน

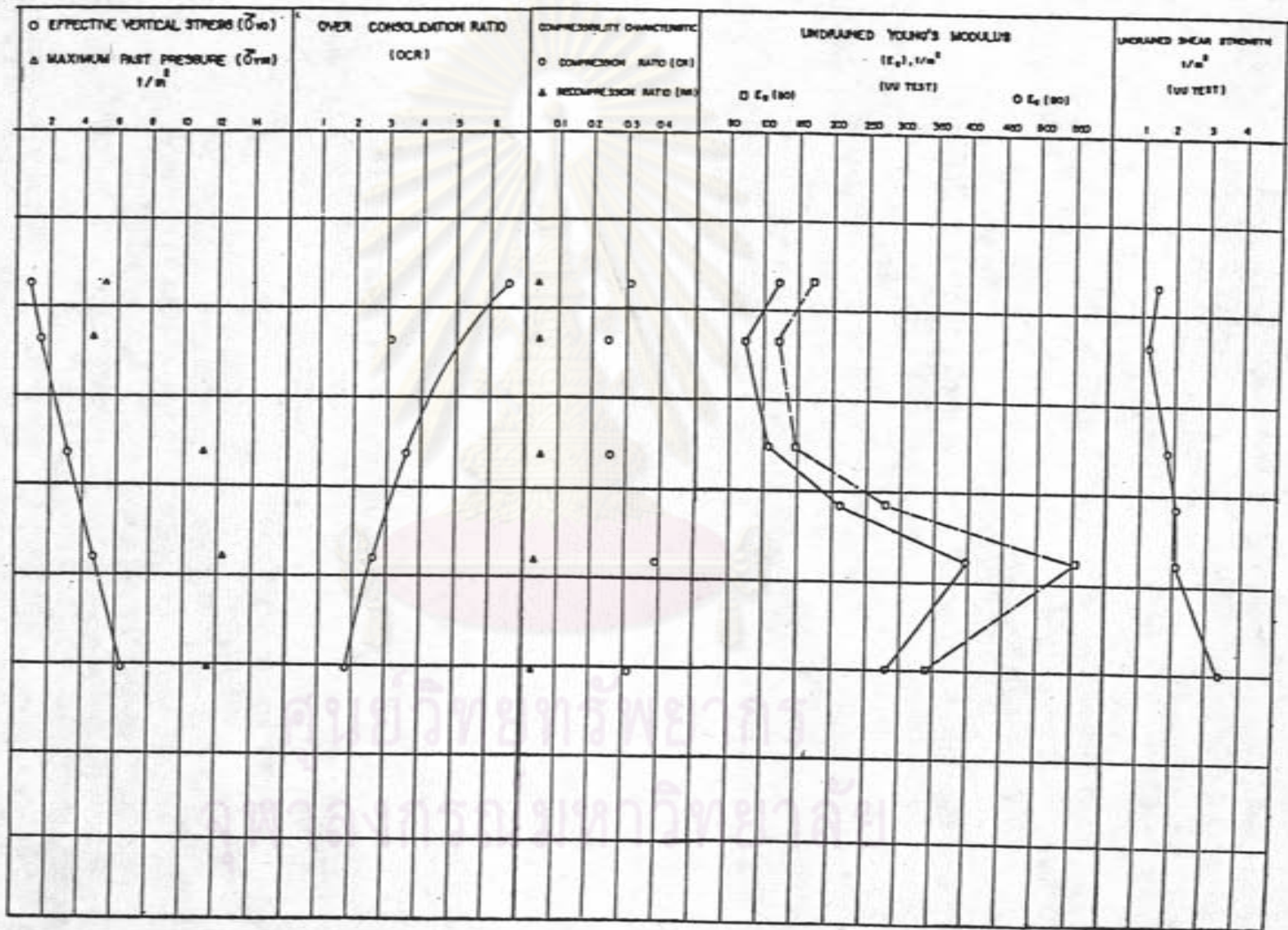
คุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่าง แสดงไว้ในรูปที่ 4.1ก. และ ตารางที่ 4.1 จะเห็นว่า ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติในชั้นดินอ่อนมีค่าระหว่าง 80-100% และมีค่าลดลงกับความลึกโดยมีค่าประมาณ 60% เมื่อถึงชั้นดินแข็งปานกลาง Liquid Limit ของมวลดินทั้งหมด มีค่าระหว่าง 80-95% Plastic Limit มีค่าระหว่าง 30-45% ในขณะที่ Plasticity Index (PI) มีค่าระหว่าง 50-55% ตลอดชั้นดิน และ Liquidity Index (LI) มีค่าสูงประมาณ 0.80-1.20 ในชั้นดินอ่อน ส่วนในชั้นดินแข็งปานกลาง LI จะมีค่าต่ำประมาณ 0.40 หน่วยน้ำหนักกรัมมีค่าประมาณ 1.46 ตัน/ม<sup>3</sup> ในชั้นดินอ่อนและ 1.60 ตัน/ม<sup>3</sup> ในชั้นดินแข็งปานกลาง

4.1.2 ผลการทดลอง Consolidation

จากรูปที่ 4.1 ข. และตารางที่ 4.1 แสดงให้เห็นว่าสภาพดินบริเวณ กม. 47 นี้ เป็น Overconsolidated Clay โดยในชั้นดินอ่อน OCR มีค่าสูงประมาณ 6.6 และลดลงกับความลึกจน OCR มีค่าประมาณ 1.8 ในชั้นดินแข็งปานกลาง ค่า Compression Ratio (CR) มีค่าระหว่าง 0.25-0.30 และ RR มีค่าระหว่าง 0.03-0.05 สำหรับค่าสัมประสิทธิ์การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Coefficient of Volume Change,  $m_v$ ) มีค่าระหว่าง 0.008-0.010 ม<sup>2</sup>/ตัน ในชั้นดินอ่อน และมีค่าระหว่าง 0.002-0.004 ในชั้นดิน-



รูปที่ 4.1 ก. Boring log และสรุปผลการทดลองคุณสมบัติดินจากหลุมเจาะ DB-5 ที่ กม.47



รูปที่ 4.1 ข. สรุปลผลการทดลองคุณสมบัติดินจากหลุมเจาะ DB-5 ที่ กม.47

ตารางที่ 4.1 สรุปผลการทดลองคุณสมบัติของดินจากหลุมเจาะ DB-5 ที่ กม.47

DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES							CONSOLIDATION TEST RESULTS														UU TEST RESULTS							
SAMPLE NO.	DEPTH M.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (LL)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m <sup>3</sup>	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_{vm}$ (t/m <sup>2</sup> )	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (t/m <sup>2</sup> )	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (Rr)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE (m <sub>v</sub> ) m <sup>2</sup> /t		CONSTRAINED MODULUS (C) t/m <sup>2</sup>		DRAINED YOUNG'S MODULUS ( $E_v$ ) 1/m <sup>2</sup>				UNCRATERED SHEAR STRENGTH t/m <sup>2</sup>	UNCRATERED YOUNG'S MODULUS 1/m <sup>2</sup>							
	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$		BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$									AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	POISSON'S RATIO + 0.25		POISSON'S RATIO + 0.35		E <sub>u</sub> (30)		E <sub>u</sub> (20)							
PST-1	2.50	3.30	73	79	29	50	0.88	1.45	CH																						
PST-2	4.00	4.80	99	80	32	48	1.40	1.48	CH	0.8	5.3	6.6	0.309	0.033	0.008	0.018	125	63	108	53	79	39	1.4	172	122						
PST-3	5.50	6.30	77	91	35	66	0.75	1.48	CH	1.5	4.6	3.1	0.248	0.041	0.010	0.015	100	67	83	56	82	42	1.2	122	74						
PST-4	7.00	7.80																													
PST-5	8.50	9.30	78	92	41	51	0.73	1.51	MH	3.1	11.2	3.6	0.256	0.050	0.008	0.008	167	167	153	135	115	101	1.8	147	108						
PST-6	10.00	10.80	83	92	44	48	0.81	1.53	MH														2.1	279	211						
PST-7	11.70	12.50	78	92	38	54	0.74	1.50	CH	4.7	12.4	2.6	0.391	0.036	0.003	0.012	333	83	250	70	187	52	2.1	558	399						
PST-8	13.00	13.70																													
PST-9	14.80	15.60	65	95	44	51	0.41	1.61	OH	6.4	11.6	1.8	0.312	0.028	0.003	0.008	333	125	278	110	208	82	3.5	342	282						

LOCATION : STA 114 + 761800 , 300 m RT  
 BORING NO. : DB-5  
 BORING DATE : MAY 28, 1964

แข็งปานกลาง ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation,  $C_v$ ) แสดงไว้ในรูปที่ 4.2 จะเห็นว่า  $C_v$  จะมีค่าสูงมาก เมื่อ  $\frac{\bar{\sigma}_{vc}}{\bar{\sigma}_{vm}} \ll 1.0$  (OC Range) และ  $C_v$  จะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว เมื่อ  $\frac{\bar{\sigma}_{vc}}{\bar{\sigma}_{vm}}$  มีค่าใกล้ 1.0 แล้วจะมีค่าคงที่หรือเพิ่มขึ้น

เล็กน้อย เมื่อ  $\frac{\bar{\sigma}_{vc}}{\bar{\sigma}_{vm}}$  มีค่ามากกว่า 1.0 ในช่วงที่ดินอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ (NC Range)

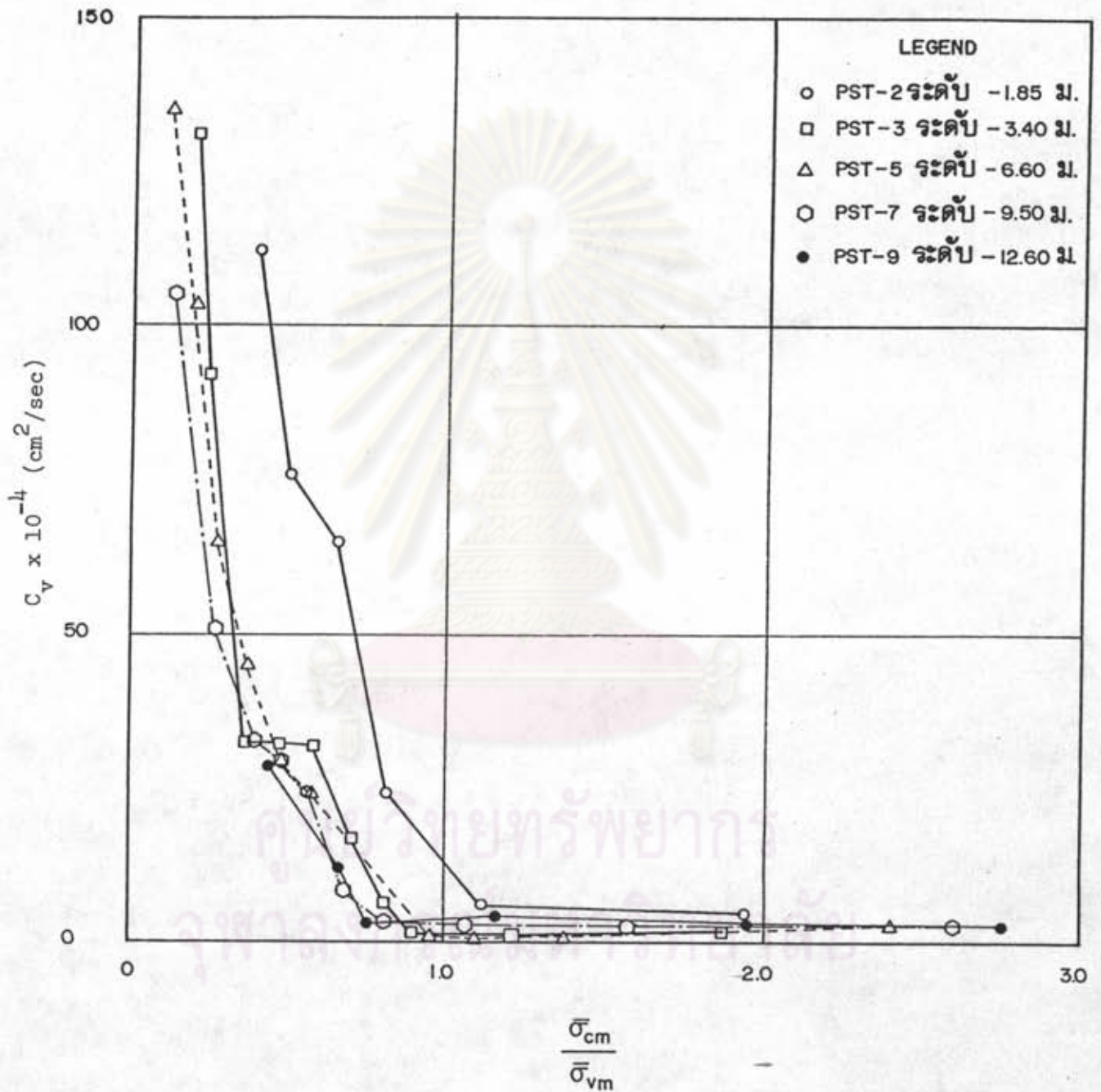
#### 4.1.3 ผลการทดลอง UU

Undrained Shear Strength ( $S_u$ ) และ Undrained Young Modulus ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 50% และ 80% แสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ข. และตารางที่ 4.1 จะเห็นว่า  $S_u$  จากการทดลอง UU จะมีค่าระหว่าง 1.20-3.50 ตัน/ม<sup>2</sup> โดยมีค่าเพิ่มขึ้นกับความลึก ส่วนค่า  $E_u$  ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 50%,  $E_u(50)$  มีค่าระหว่าง 120-350 ตัน/ม<sup>2</sup> และค่า  $E_u$  ที่ระดับหน่วยแรงเฉือน 80%,  $E_u(80)$  จะมีค่าระหว่าง 70-285 ตัน/ม<sup>2</sup> โดยมีค่าเพิ่มขึ้นกับความลึกเช่นกัน ส่วนค่า  $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$  และ  $E_u/S_u$  (Vane) จะกล่าวต่อไปในหัวข้อที่ 4.2.4

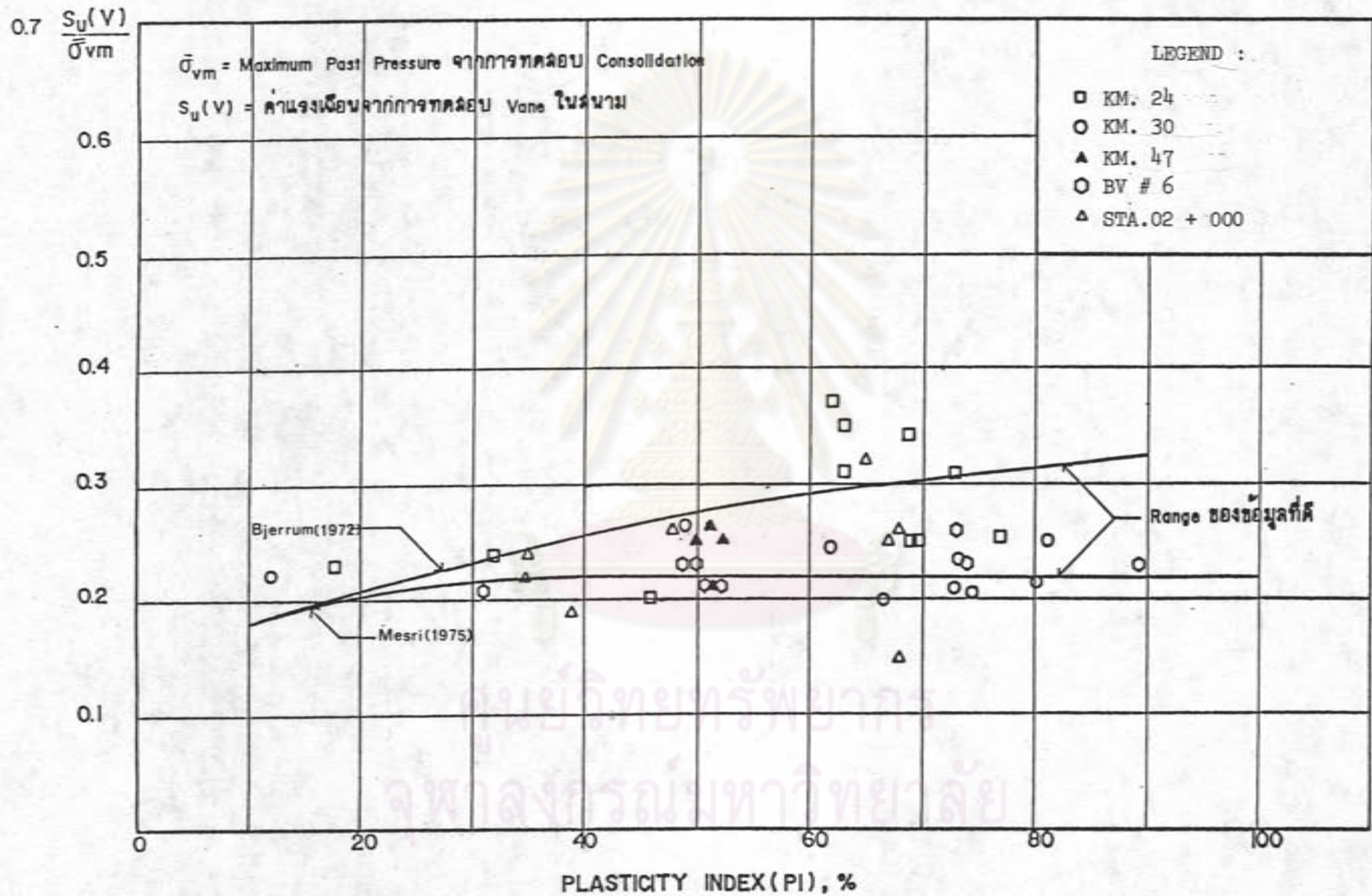
#### 4.1.4 ผลการทดสอบ Field Vane

ค่า  $S_u$  (Vane) และ Sensitivity ที่ได้จากการทดสอบแสดงไว้ในรูปที่ 4.1 ก. ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบ  $S_u$  (UU) กับ  $S_u$  (Vane) จะเห็นว่า  $S_u$  (UU) มีค่าต่ำกว่า  $S_u$  (Vane) ประมาณ 25% หรือ  $S_u$  (UU) มีค่าประมาณ 0.75 เท่าของ  $S_u$  (Vane) ส่วนค่า Sensitivity มีค่าประมาณ 3-7

รูปที่ 4.3 แสดงการตรวจสอบคุณภาพของดินตัวอย่างและผลการทดลองโดยใช้  $S_u$  (Vane) ซึ่งจากกราฟจะเห็นว่าข้อมูลส่วนใหญ่อยู่ระหว่างเส้นของ Bjerrum (1972) และ Mesri (1975) แสดงว่าคุณภาพของดินตัวอย่างและผลการทดลองอยู่ในเกณฑ์ดี



รูปที่ 4.2 ค่า  $C_v$  จากการทดสอบ Consolidation ที่ กม.47



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูล  $S_u(V)/\bar{\sigma}_{vm}$  และ PI เพื่อตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดิน และ Vane Shear ในสนาม

#### 4.2 ผลการทดลองในห้องปฏิบัติการและในสนามที่ กม.52

ลักษณะชั้นดินที่ได้จากการเจาะสำรวจ และการทดสอบ แสดงไว้ในรูปที่ 4.4 ลักษณะชั้นดินจะประกอบด้วย ชั้นดินเหนียวอ่อนและดินแข็งปานกลางที่มีความหนารวมกันถึง 17 เมตร ซึ่งรองรับด้วยชั้นดินแข็งที่มีความหนาประมาณ 4 เมตร แล้วจึงเป็นชั้นทราย คุณสมบัติของดินที่ได้จากการทดลองต่าง ๆ แยกพิจารณาได้ดังนี้

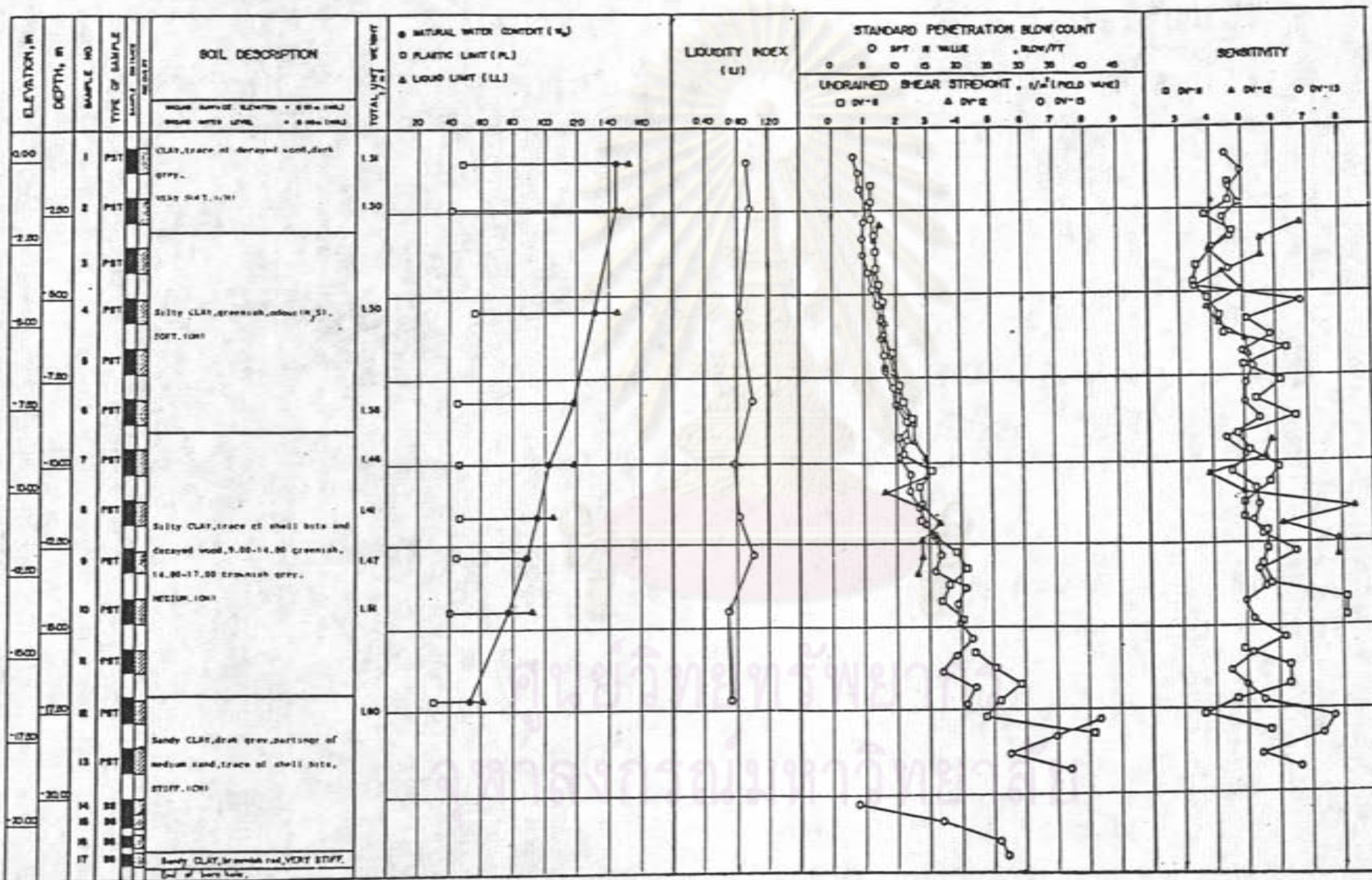
##### 3.2.1 ผลการทดลองหาคุณสมบัติพื้นฐาน

คุณสมบัติพื้นฐานของดินตัวอย่างที่ได้จากการทดลองแสดงไว้ในรูปที่ 4.4 ก. และตารางที่ 4.2 จะเห็นว่า ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติในชั้นดินอ่อนช่วงความลึก 3 เมตร จากผิวดินมีค่าสูงมากถึง 140% แล้วลดลงกับความลึกจนมีค่าประมาณ 50% ในชั้นดินแข็งปานกลาง Liquid Limit มีค่าลดลงกับความลึกจาก 150% เป็น 60% ในชั้นดินแข็งปานกลาง สำหรับ Plastic Limit มีค่าระหว่าง 45-50% ในช่วงความลึก 12 เมตร จากผิวดิน ขณะที่ Plasticity Index มีค่าระหว่าง 70-100% ในช่วง 10 เมตรจากผิวดิน แล้วจึงลดลงจนมีค่าประมาณ 30% ในชั้นดินแข็ง และ Liquidity Index มีค่าระหว่าง 0.70-1.00 ส่วนหน่วยน้ำหนักรวมมีค่าเพียง 1.32 ตัน/ม<sup>2</sup> ในชั้นดินอ่อนช่วงความลึก 10 เมตรจากผิวดิน และมีค่าประมาณ 1.40-1.60 ตัน/ม<sup>3</sup> ในชั้นดินปานกลางถึงชั้นดินแข็ง

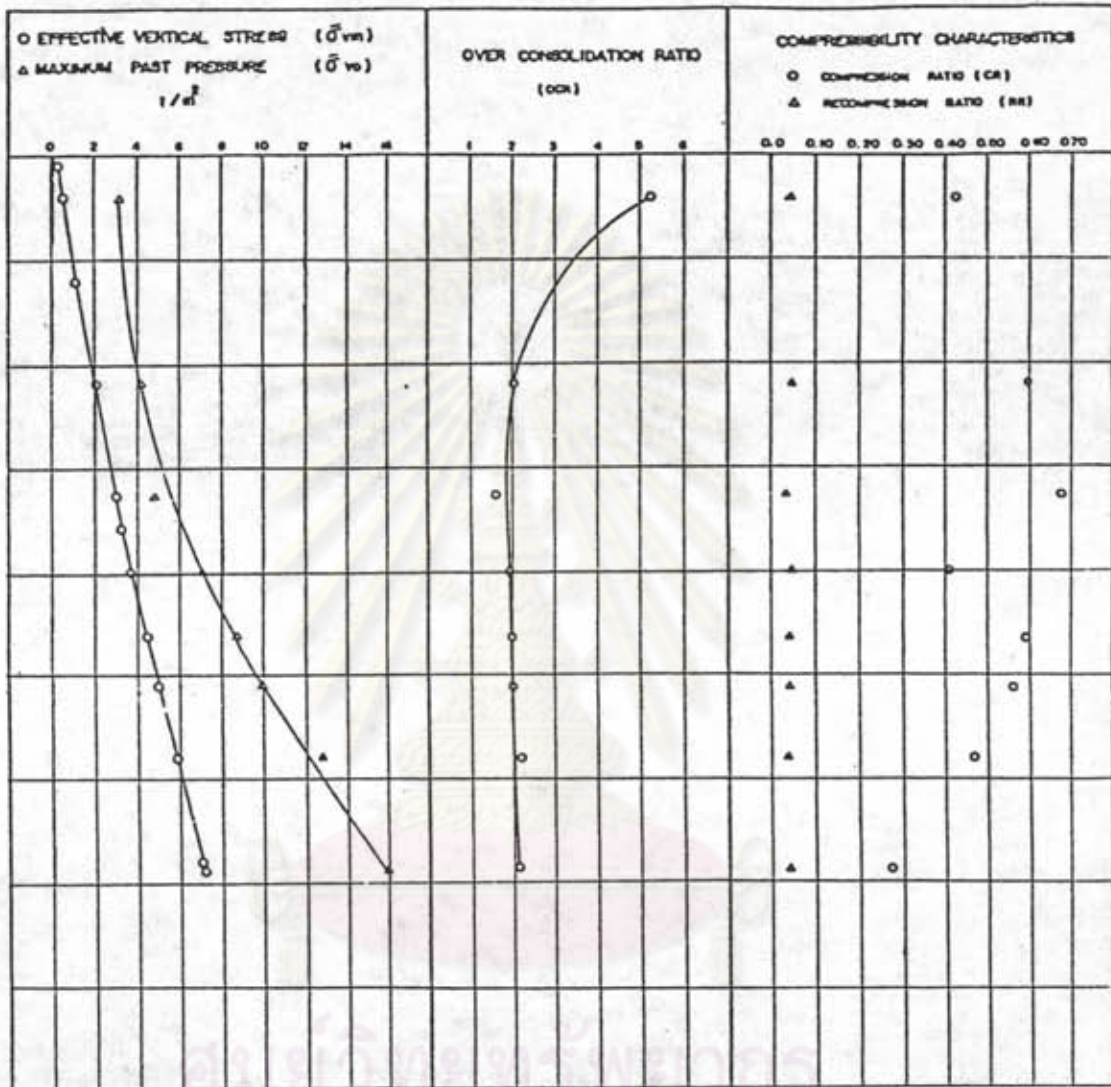
##### 3.2.2 ผลการทดลอง Consolidation

รูปที่ 4.4 ข. และตารางที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่า สภาพดินในธรรมชาติ ที่ กม. 52 เป็น Overconsolidated Clay เช่นเดียวกับที่ กม. 47 แต่จะมี OCR เฉลี่ยต่ำกว่าคือ OCR ในช่วง 5 เมตรแรกจะมีค่าลดลงกับความลึกจากค่าประมาณ 5.0 มาเป็น 2.0 และหลังจากนั้น OCR จะมีค่าคงที่ประมาณ 2.0 ตลอดความลึก ค่า Compression Ratio มีค่าค่อนข้างสูงมาก โดยเฉพาะในช่วงความลึก 5-10 เมตร CR มีค่าประมาณ 0.70 แล้วจึงมีค่าลดลงเมื่อใกล้ผิวดิน และดินแข็งคือมีค่าประมาณ 0.30 ส่วน RR มีค่าประมาณ 0.040 ตลอดความลึก สำหรับ  $m_v$  มีค่าระหว่าง 0.04-0.055 ม<sup>2</sup>/ตัน ในชั้นดินอ่อน และมีค่าระหว่าง 0.005-0.017 ม<sup>2</sup>/ตัน ในชั้นดินแข็ง ค่า  $C_v$  ที่ได้จากการทดลอง Consolidation แสดงไว้ในรูปที่ 4.5 อนึ่งจากความสัมพันธ์ระหว่าง OCR กับความลึก (รูปที่ 4.4 ข.) แสดงว่า ดินบริเวณ กม.52 มี Crust อยู่น่าประมาณ 4 เมตร





รูปที่ 4.4 ก. Boring log และสรุปผลการทดลองคุณสมบัติของดินจากหลุมเจาะ DB-6 ที่ BV # 6 (ทพ. 52)

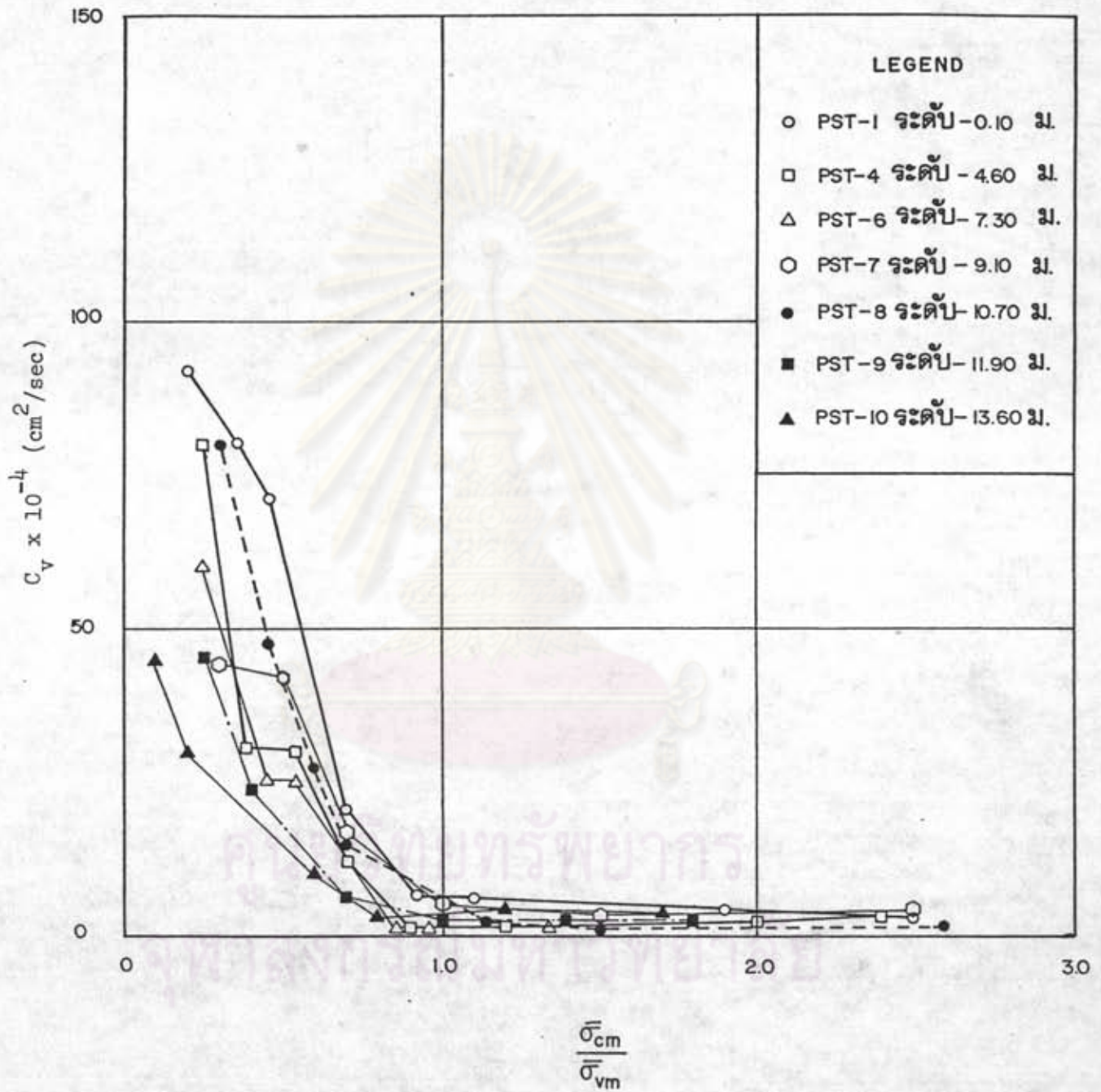


รูปที่ 4.4 ข. สรุปลักษณะการทดลองคุณสมบัติของดินจากหลุมเจาะ DB-6 ที่ BV # 6 (กม. 52)

ตารางที่ 4.2    รูปผลการทดลองคุณสมบัติของดินจากหลุมเจาะ DB-6 ที่ BV # 6 (ถ. 52)

DESCRIPTION			BASIC PROPERTIES						CONSOLIDATION TEST RESULTS												UU TEST RESULTS				
SAMPLE NO.	DEPTH m.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMITS %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT WEIGHT 1/m <sup>3</sup>	UNIFIED SOIL CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS $\bar{\sigma}_{vm}$ (1/m <sup>2</sup> )	MAXIMUM PAST PRESSURE $\bar{\sigma}_{vm}$ (1/m <sup>2</sup> )	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	COEFFICIENT OF VOLUME CHANGE ( $m_v$ ) 1/m <sup>2</sup>		CONSTRAINED MODULUS (D) 1/m <sup>2</sup>		DRAINED YOUNG'S MODULUS ( $\bar{E}$ ) 1/m <sup>2</sup>				UNDRAINED SHEAR STRENGTH 1/m <sup>2</sup>	UNDRAINED YOUNG'S MODULUS 1/m <sup>2</sup>	
	FROM	TO		LL	PL	PI									BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	BEFORE $\bar{\sigma}_{vm}$	AFTER $\bar{\sigma}_{vm}$	POISSON'S RATIO + 0.25		POISSON'S RATIO + 0.35			E <sub>s</sub> (50)	E <sub>s</sub> (80)
PST-1	0.50	1.30	145	153	49	104	0.92	1.31	CH	0.61	3.2	5.2	0.428	0.045	0.011	0.040	90	25	75	21	56	16			
PST-2	2.00	2.80	145	149	42	107	0.96	1.30	CH																
PST-3	3.50	4.30																							
PST-4	5.00	5.80	132	146	57	89	0.84	1.30	OH	2.06	4.2	2.0	0.600	0.047	0.021	0.056	48	18	40	15	30	11			
PST-5	6.50	7.30																							
PST-6	8.00	8.80	120	119	46	73	1.01	1.35	CH	2.95	4.8	1.6	0.677	0.036	0.020	0.056	50	18	42	15	31	11			
PST-7	9.50	10.30	103	119	47	72	0.78	1.46	OH	3.69	7.1	1.9	0.410	0.044	0.007	0.013	150	80	125	67	93	50			
PST-8	11.00	11.80	96	106	47	59	0.83	1.41	OH	4.46	8.8	2.0	0.589	0.042	0.004	0.011	240	90	200	75	150	56			
PST-9	12.50	13.30	89	88	45	43	1.02	1.47	OH	5.03	10.0	2.0	0.560	0.042	0.006	0.017	120	60	100	50	75	37			
PST-10	14.00	14.80	77	92	40	62	0.71	1.51	OH	5.85	12.8	2.2	0.465	0.035	0.006	0.011	180	90	150	75	112	56			
PST-11	15.50	16.30																							
PST-12	17.00	17.80	53	61	30	31		1.60	CH	7.17	16.0	2.2	0.272	0.035	0.004	0.006	250	200	208	167	156	125			
PST-13	18.50	19.30																							
SS-14	20.00	20.45																							
SS-15	20.45	20.90																							
SS-16	21.10	21.55																							
SS-17	21.65	22.10																							

LOCATION :    BV # 6  
 BORING NO :    DB - 6  
 BORING DATE :    MAY 31, 1964



รูปที่ 4.5 ค่า  $C_v$  จากการทดสอบ Consolidation ที่ BV # 6 (ทม. 52)

#### 4.2.3 ผลการทดสอบ Field Vane

Undrained Shear Strength และ Sensitivity ที่ได้จากการทดสอบ แสดงไว้ในรูปที่ 4.4 ก. จะเห็นว่า  $S_u$  มีค่าเพิ่มขึ้นกับความลึก โดยมีค่าต่ำสุดประมาณ  $0.8 \text{ ตัน/ม}^2$  ที่ใกล้ผิวดิน จนมีค่าประมาณ  $4 \text{ ตัน/ม}^2$  ที่ความลึก 17 เมตร ส่วน Sensitivity มีค่าค่อนข้างสูงประมาณ 4-7

ผลการตรวจสอบคุณภาพของดินตัวอย่าง และการทดลองดังรูปที่ 4.3 แสดงให้เห็นว่าคุณภาพของดินตัวอย่าง และผลการทดลองอยู่ในเกณฑ์ดีเช่นกัน

#### 4.2.4 ผลการทดลอง $\overline{CK}_{UC}$

ดินตัวอย่างที่นำมาทดลอง จะเลือกเฉพาะดินที่มีค่า PI ระหว่าง 50-80% ซึ่งเป็น PI ของดินเหนียวอ่อนบางนา-บางปะกงโดยทั่วไป ดินตัวอย่างจะถูก Reconsolidate ไปยัง Stress History (OCR) ที่ต้องการ (ไม่ใช่ In Situ OCR) ด้วยวิธี Recompression เพื่อที่จะหา Normalized Soil Properties ของดินบริเวณนี้ ผลที่ได้จากการทดลอง แสดงไว้ในตารางที่ 4.3 และรูป 4.6-4.8 ซึ่งสรุปได้ดังนี้

##### 1. Normalized Effective Stress Envelope

ก. กรณิ  $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_{\max}$

สำหรับ Overconsolidated Clay

$$\bar{\alpha}/\bar{\sigma}_{vm} = 0.12 \text{ และ } \bar{\alpha}(\text{OC}) = 18^\circ$$

สำหรับ Normally Consolidated Clay

$$\bar{\alpha}/\bar{\sigma}_{vm} = 0 \text{ (ผ่านจุด Origin) และ } \bar{\alpha}(\text{NC}) = 27^\circ$$

ข. กรณิ  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{\max}$

สำหรับ Overconsolidated Clay

$$\bar{\alpha}/\bar{\sigma}_{vm} = 0.09 \text{ และ } \bar{\alpha}(\text{OC}) = 23^\circ$$

ตารางที่ 4.3 ก. สรุปลผลการทดลอง  $\overline{CK}_O UC$  เมื่อ  $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_{max}$

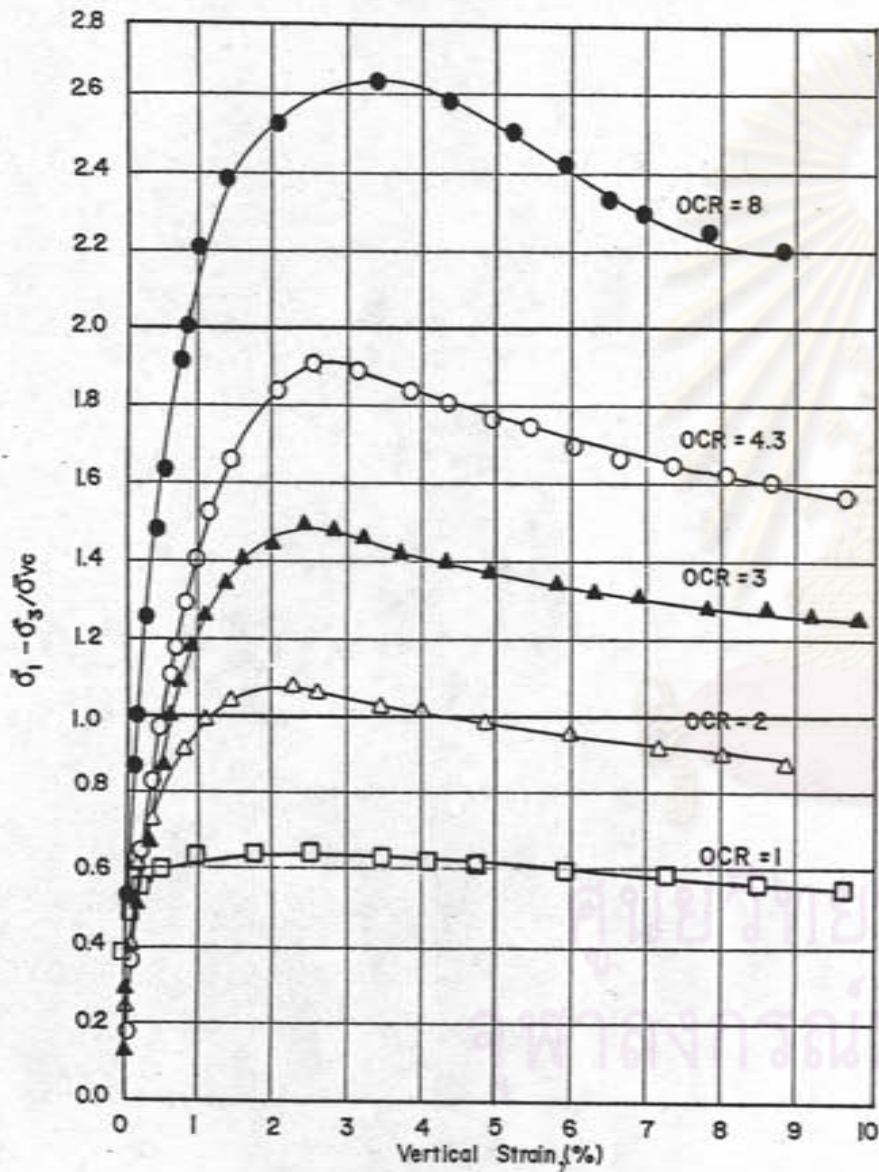
Test No.	$\bar{\sigma}_{vm}$	OCR	$K_o$	$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	$W_i$ %	$W_f$ %	$\gamma_T$ T/m <sup>2</sup>	AT $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_{max}$							
									$\Delta u_f$	$A_f$	$\bar{P}_f$	$\bar{q}_f$	$\frac{\bar{P}_f}{\bar{\sigma}_{vm}}$	$\frac{\bar{q}_f}{\bar{\sigma}_{vm}}$	$\frac{S_u}{\bar{\sigma}_{vo}}$ or $\frac{q_f}{\bar{\sigma}_{vo}}$	$\epsilon_f$ %
1	7.0	1	0.62	7.0	4.34	122	103	1.34	1.95	1.08	4.62	2.23	0.66	0.319	0.319	1.74
2	8.8	2	0.76	4.40	3.31	98	96	1.42	2.0	0.55	3.66	2.35	0.416	0.267	0.534	2.28
3	12.8	3	0.88	4.27	3.76	76	76	1.51	2.3	0.39	4.67	3.21	0.365	0.251	0.752	2.4
4	12.8	4.3	1.0	2.98	2.98	76	77	1.52	1.9	0.33	3.94	2.86	0.308	0.223	0.959	2.5
5	8.8	8	1.0	1.10	1.10	95	96	1.42	0.75	0.24	1.81	1.46	0.206	0.166	1.327	3.31

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

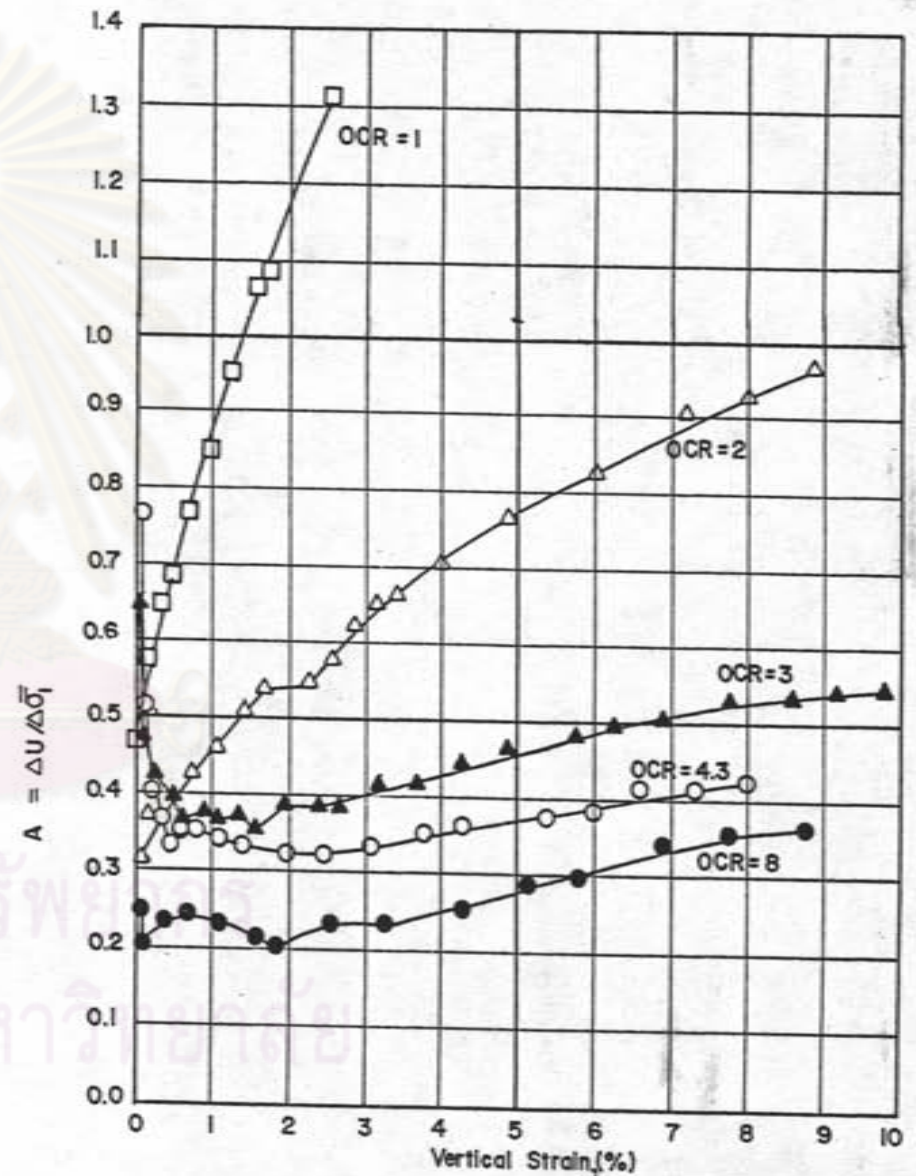
ตารางที่ 4.3 ข. สรุปลผลการทดลอง  $\overline{CK}_o UC$  เมื่อ  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$

Test No.	$\bar{\sigma}_{vm}$	OCR	$K_o$	$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	AT $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$							
						$u_f$	$A_f$	$\bar{P}_f$	$\bar{q}_f$	$\frac{\bar{P}_f}{\bar{\sigma}_{vm}}$	$\frac{\bar{q}_f}{\bar{\sigma}_{vm}}$	$\frac{q_f}{\bar{\sigma}_{vo}}$	$\epsilon_f$
1	7.0	1	0.62	7.0	4.34	2.7	1.54	3.85	2.21	0.549	0.315	0.315	3.52
2	8.8	2	0.76	4.40	3.31	2.4	0.71	3.13	2.22	0.355	0.252	0.505	4.0
3	12.8	3	0.88	4.27	3.76	2.4	0.42	4.54	3.14	0.354	0.245	0.735	3.2
4	12.8	4.3	1.0	2.98	2.98	1.9	0.33	3.94	2.86	0.308	0.223	0.959	2.5
5	8.8	8	1.0	1.10	1.10	0.75	0.24	1.81	1.46	0.206	0.166	1.327	3.31

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

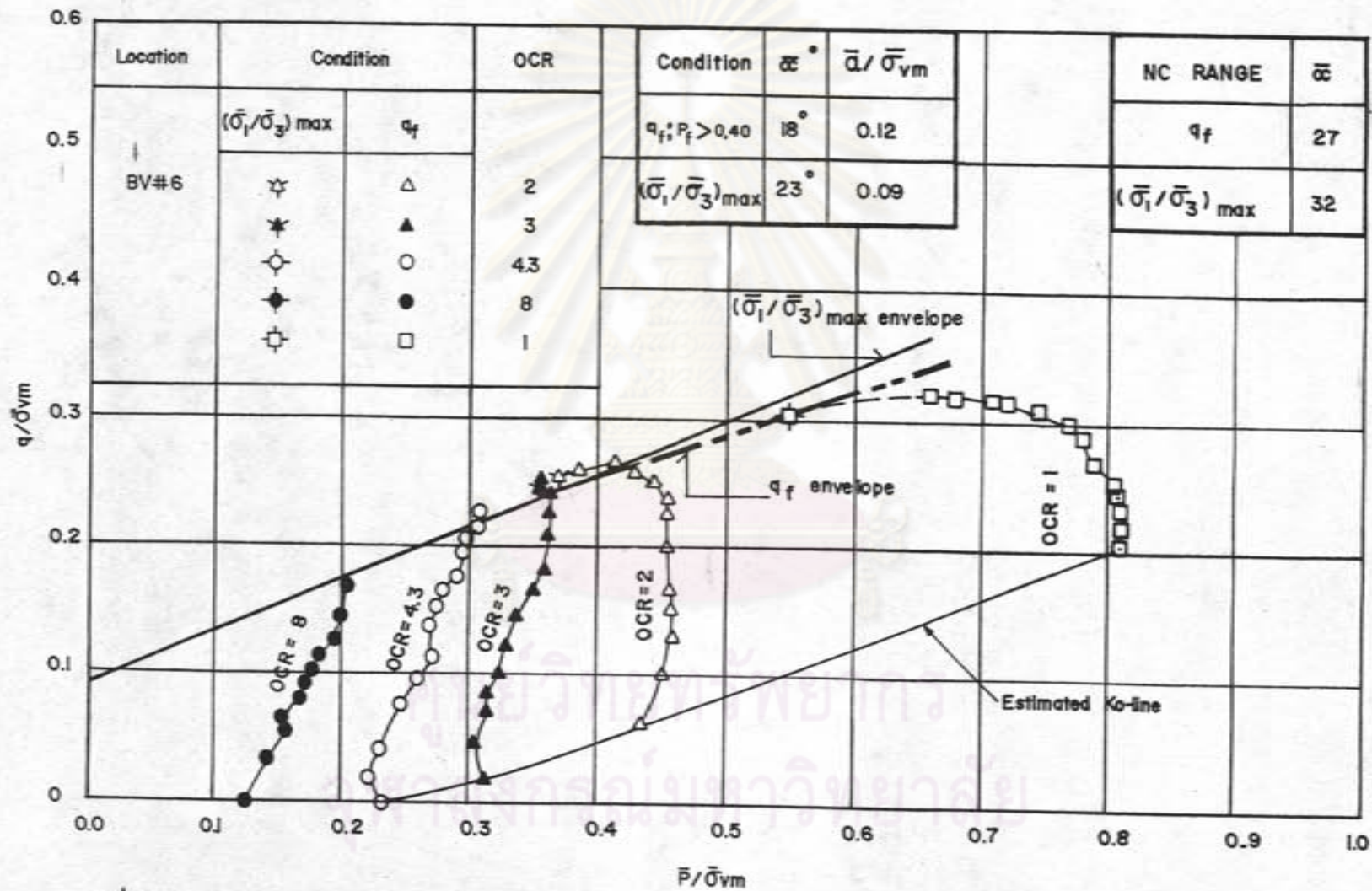


รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{vc}}$  กับ Vertical Strain



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง A-Parameter กับ Vertical Strain





รูปที่ 4.8 Normalized Stress Path และ Normalized Effective Stress Envelope จากภาพทดลอง CK UC

สำหรับ Normally Consolidated Clay

$$\bar{\alpha}/\bar{\sigma}_{vm} = 0 \text{ (ผ่านจุด Origin) และ } \bar{\alpha}(NC) = 32^\circ$$

ซึ่งใกล้เคียงกับผลการวิจัยของ พนิช (2528) Normalized Effective Stress Envelope นี้จะถูกนำไปใช้ในการควบคุมการทดสอบ Stress Path ต่อไป

2. ในดินตัวอย่างที่มี OCR = 1,2 ค่า A-Parameter จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความเครียดเพิ่มขึ้น ส่วนดินตัวอย่างที่มี OCR = 3,4.3 และ 8 ค่า A-Parameter จะมีค่าลดลงตั้งแต่เริ่ม Shearing จนกระทั่งเกิดการบีบอัด ดังรูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $A_F$  กับ OCR แสดงไว้ในรูปที่ 4.9

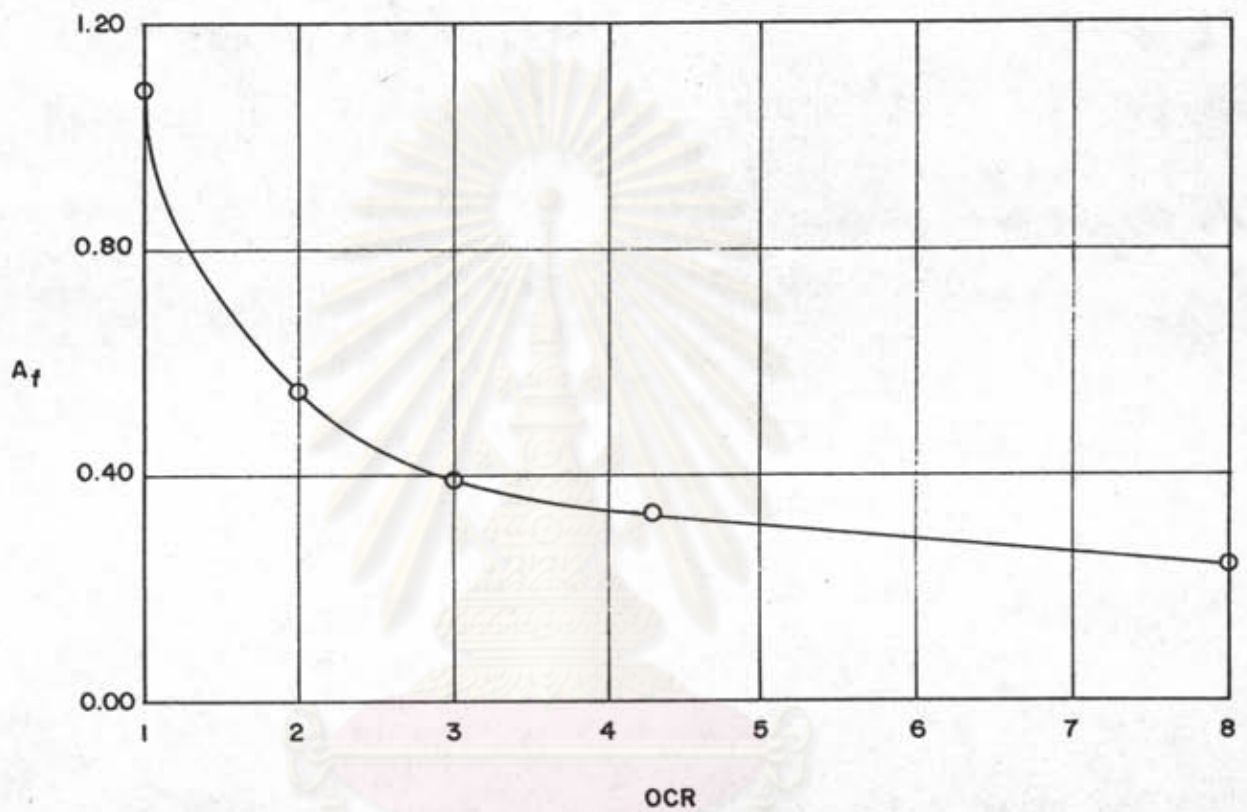
3. Normalized Undrained Shear Strength,  $\frac{S_u}{\bar{\sigma}_{vc}}$  มีค่าสูงขึ้น

เมื่อ OCR มีค่าเพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{S_u}{\bar{\sigma}_{vc}}$  กับ OCR แสดงในรูปที่ 4.10 ซึ่งจะเห็นว่า  $S_u$  ที่ได้จากการทดลอง  $\overline{CK}_{OC} UC$  มีค่าต่ำกว่า  $^{vc}S_u$  (Vane) ประมาณ 10-15% ดังนั้นในการตรวจสอบการเกิด Local Yield อย่างคร่าว ๆ ในปัญหา 3 มิติ ซึ่งอาจใช้ 0.85 เท่าของ  $S_u$  (Vane) แทนค่า  $S_u$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_{OC} UC$  ได้ ทั้งนี้เนื่องจากการหา Field Vane Strength ทำได้ลำบากและรวดเร็วกว่า

4. ความสัมพันธ์ระหว่าง  $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$  และ  $E_u/S_u$  (Vane) กับ OCR แสดงไว้ในรูปที่ 4.11 และรูปที่ 4.12 โดย  $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$  จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น ในขณะที่  $E_u/S_u$  (Vane) มีค่าลดลงเมื่อ OCR เพิ่มขึ้น ดังนั้นถ้าทราบค่า OCR กับ  $\bar{\sigma}_{vc}$  หรือ OCR กับ  $S_u$  (Vane) จะสามารถหาค่า  $E_u$  ทุกความลึกได้ด้วยวิธีการของ NSP (Normalized Soil Properties) ค่า  $E_u$  ที่ได้จะนำไปใช้ในการคาดคะเน Undrained Settlement ด้วยวิธีคลาสสิกต่อไป

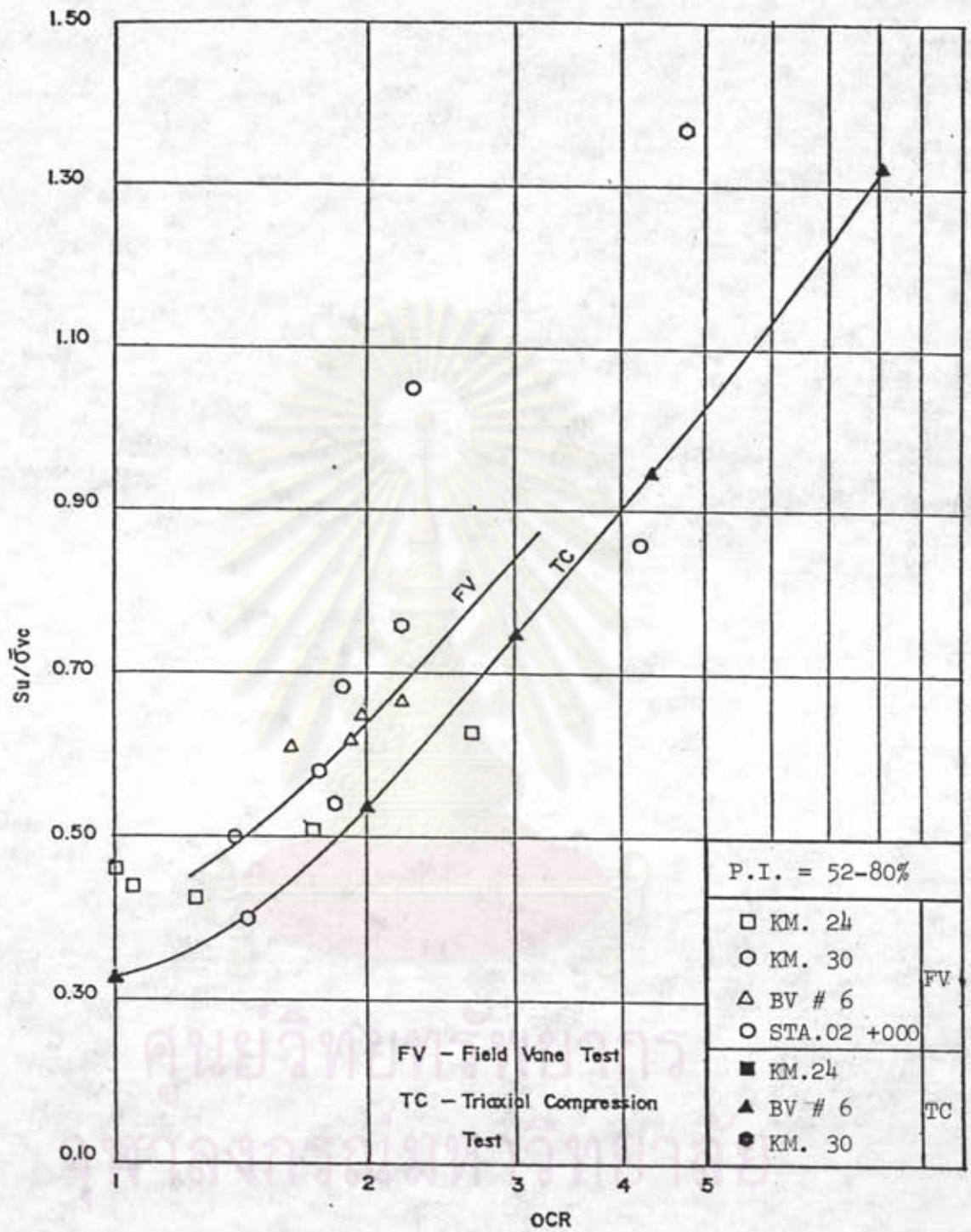
#### 4.2.5 ผลการทดสอบ Stress Path

ในการทดสอบได้แบ่งชั้นดินออกเป็น 6 ชั้นย่อย ๆ ดังแสดงในรูปที่ 3.5 ดินตัวอย่างซึ่งเป็นตัวแทนของแต่ละชั้นดินจะถูกนำมาทดสอบตาม Total Stress Path ที่เกิดขึ้นจริง TSP และ ESP ที่เกิดขึ้นจากการทดสอบดิน 6 ตัวอย่าง แสดงไว้ในรูปที่ 4.13

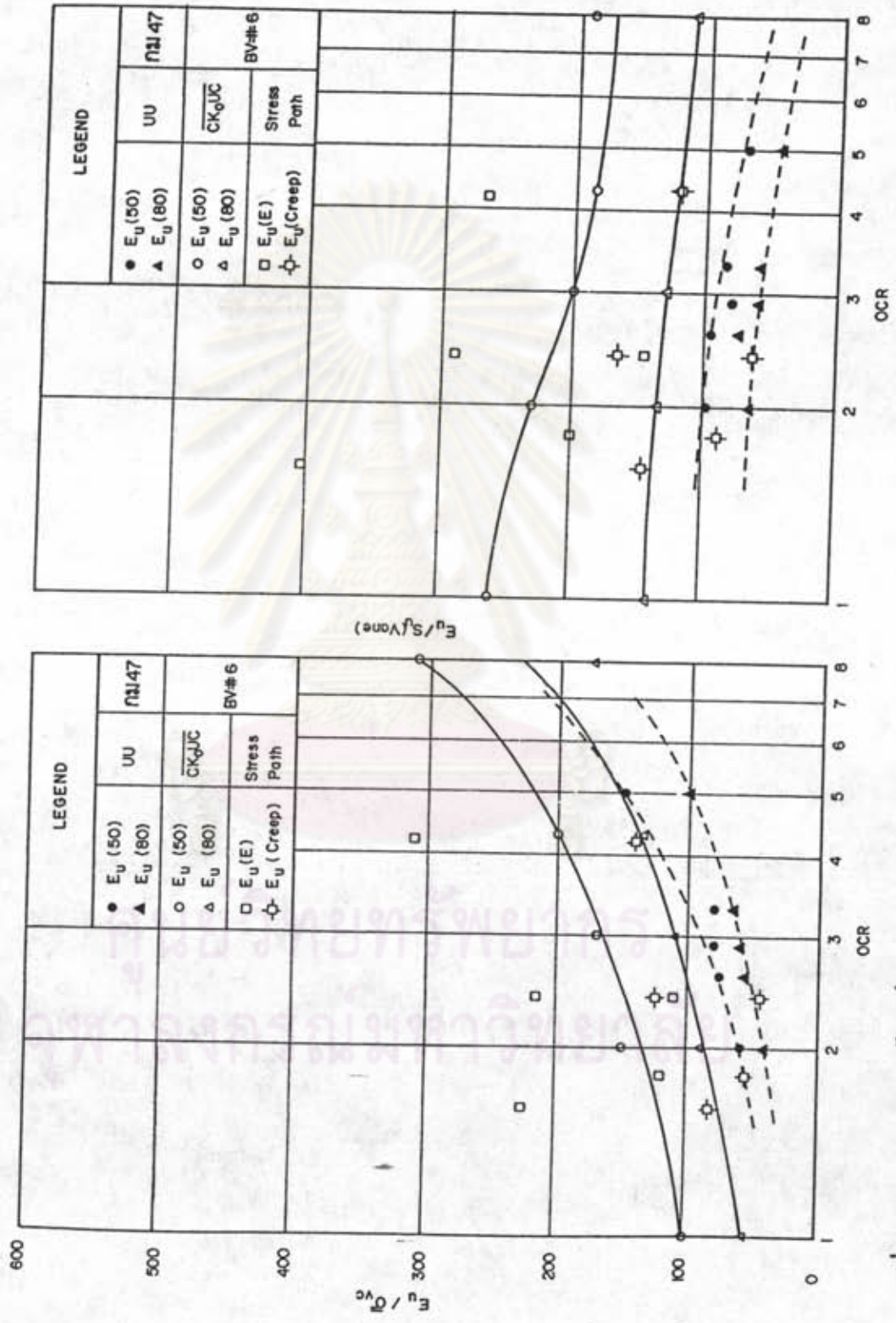


รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $A_f$  กับ OCR

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

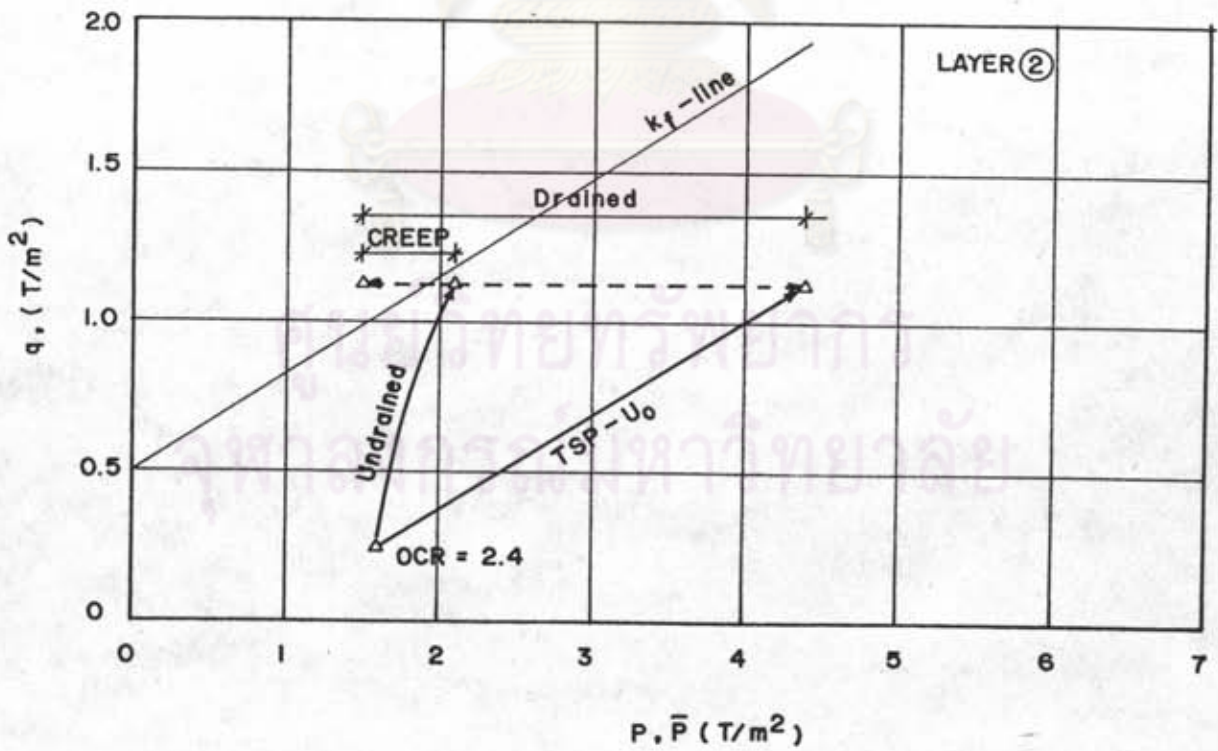
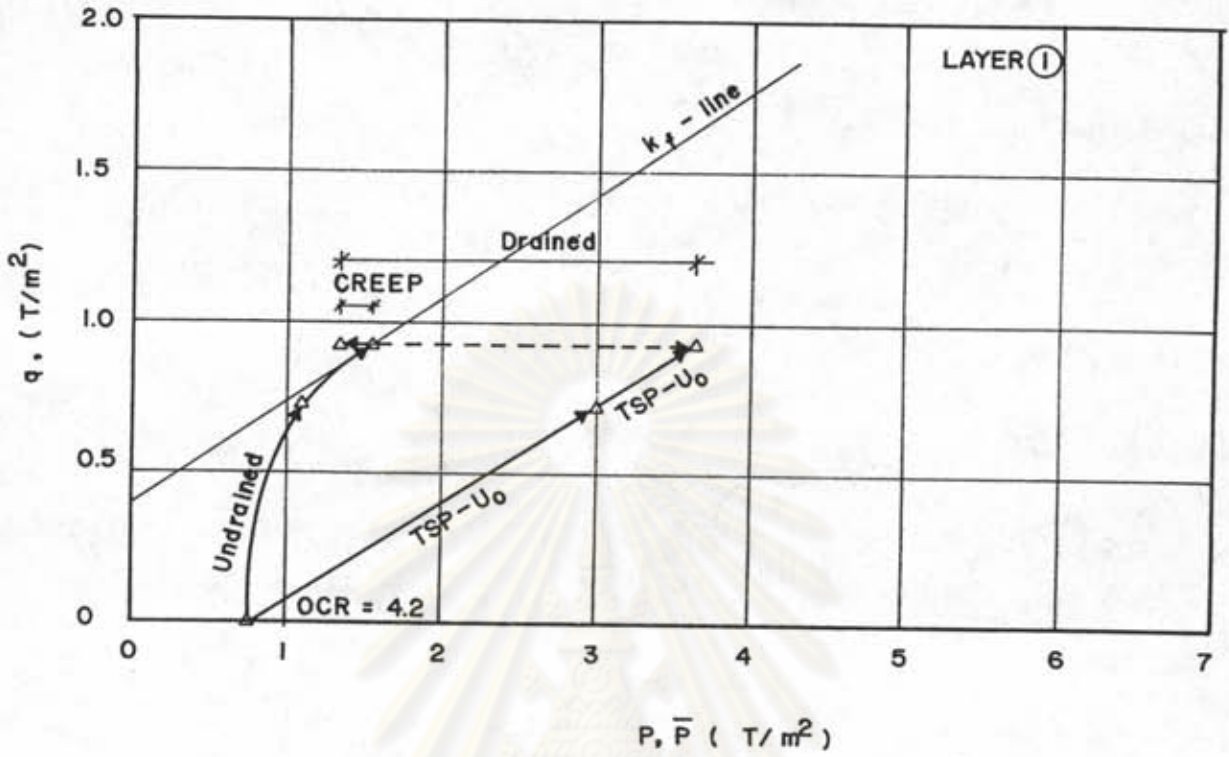


รูปที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $S_u/\sigma_{vc}$  กับ OCR

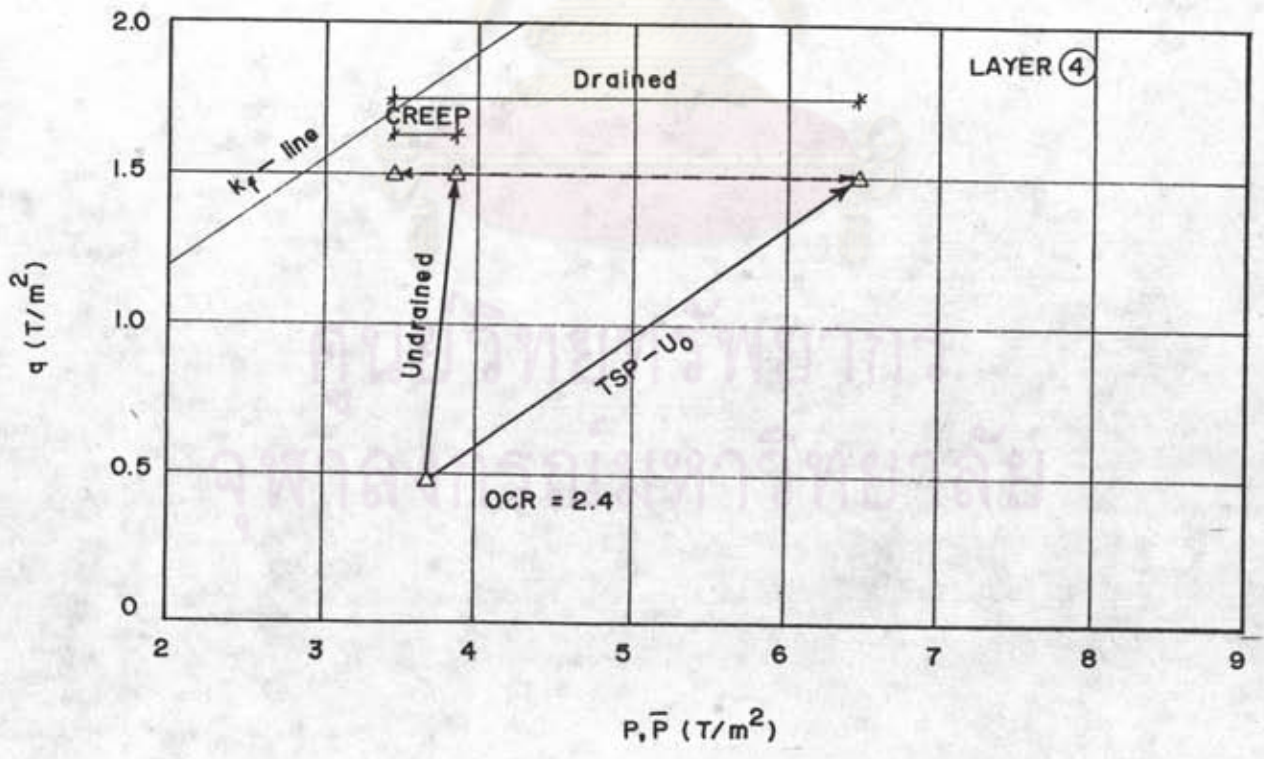
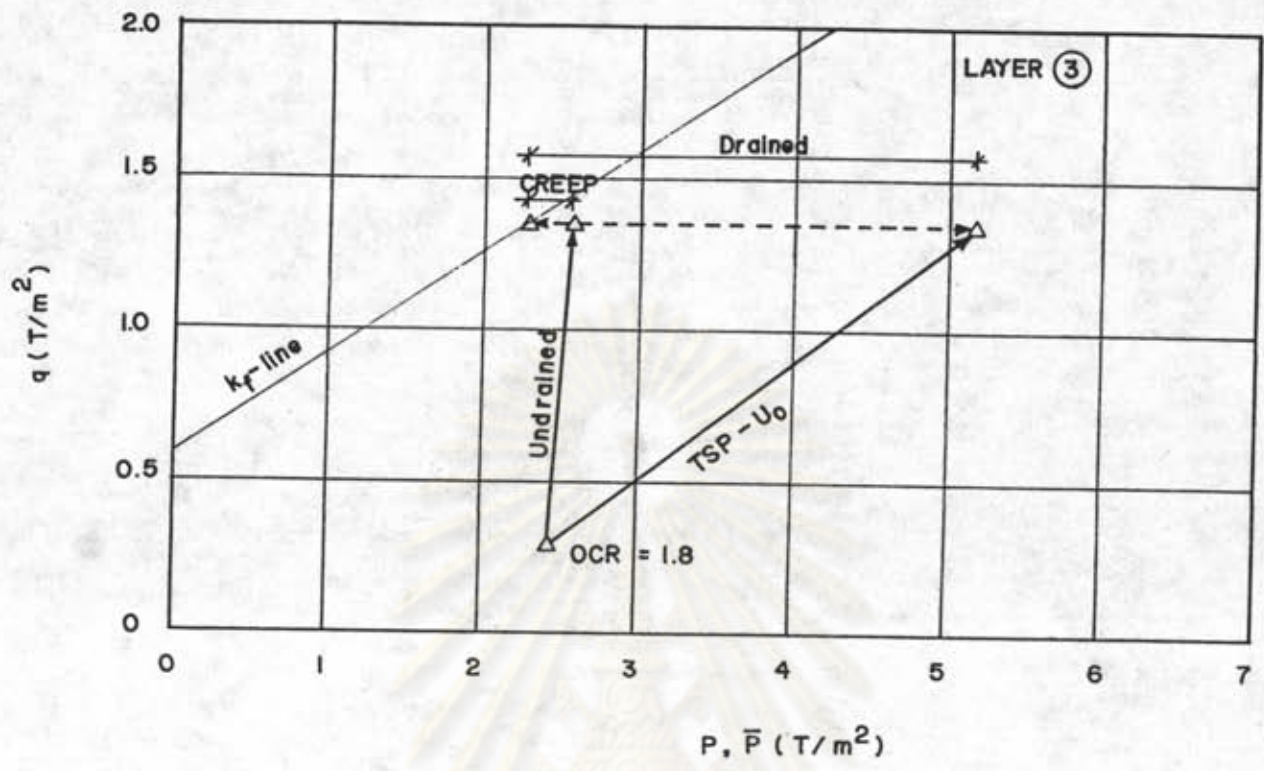


รูปที่ 4.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $E_u / \sigma_{vc}$  กับ OCR

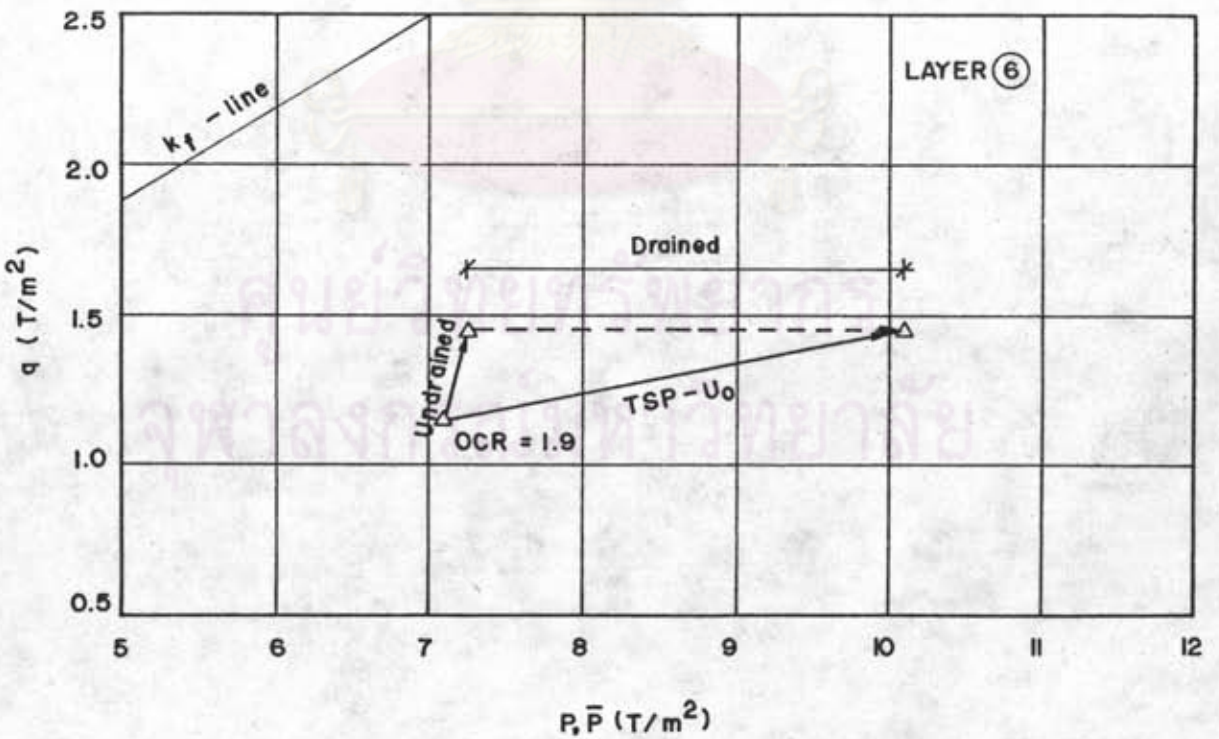
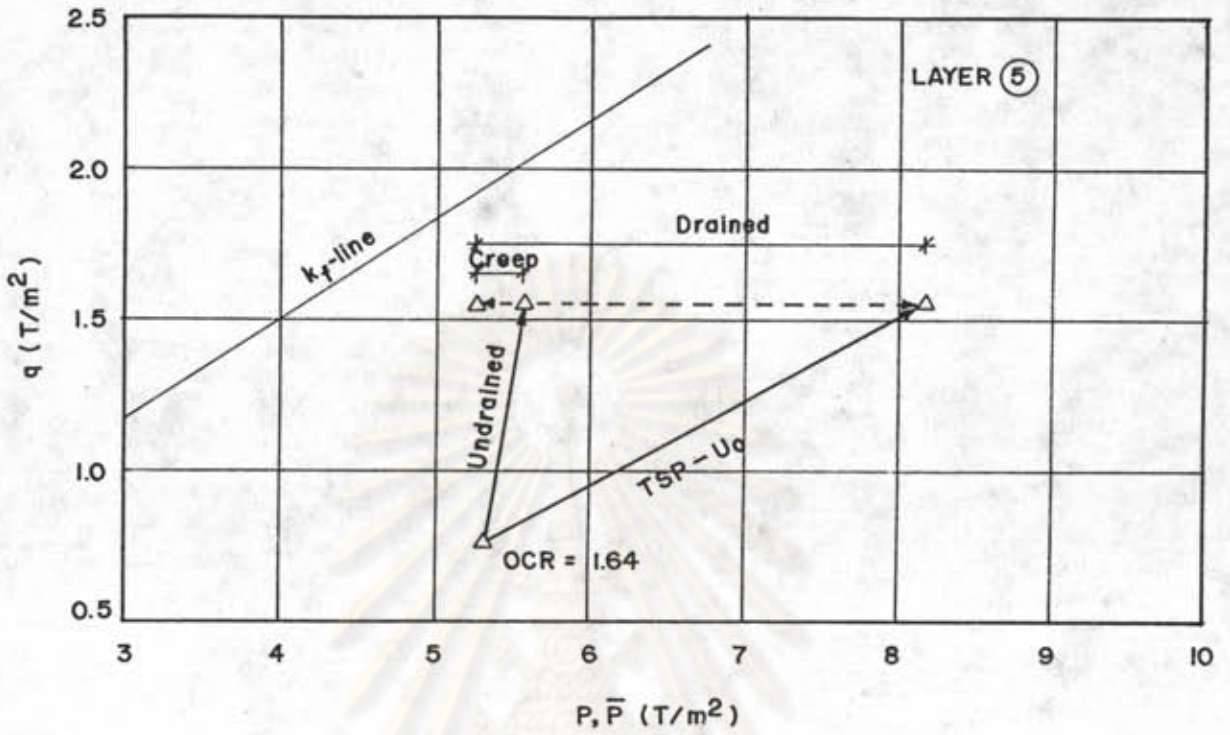
รูปที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $E_u / S(Vane)$  กับ OCR



รูปที่ 4.13 ก. Stress Path ของดินตัวแทนชั้นดินที่ 1 และ 2



รูปที่ 4.13 ข. Stress Path ของดินตัวแทนชั้นดินที่ 3 และ 4



รูปที่ 4.13 ค. Stress Path ของดินตัวแทนชั้นดินที่ 5 และ 6



ซึ่งจะเห็นว่าดินตัวอย่างจากชั้นที่ 1, 2 และ 3 มีแนวโน้มจะเกิดการทับถม ผลที่ได้จากการล่อ Stress Path สรุปลงไว้ในตารางที่ 4.4 และ 4.5 ซึ่งสามารถแยกพิจารณาได้ดังนี้

### ก. ช่วง Undrained Stress Path

หลังจากที่ดินตัวอย่างได้ถูก Consolidated ไปยังสภาวะหน่วยแรงในธรรมชาติเรียบร้อยแล้ว จะทำการเพิ่มหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของดินถมให้แก่ดินตัวอย่างในขณะที่ปิดลิ้นระบายน้ำ โดยในการวิจัยนี้ได้พิจารณาถึงผลของ Yield และ Undrained Creep ที่มีต่อค่าพารามิเตอร์ และการทรุดตัวของดิน ดังนั้นในการทดสอบจึงได้ปล่อยให้ดินตัวอย่างเกิด Undrained Creep ได้อย่างเต็มที่ คือ จนหยุดหรือจะเกิดการทับถม ( $\approx 3$  วัน) ผลที่ได้จากการทดสอบสรุปลงไว้ในตารางที่ 4.4 จะเห็นว่า

1. ดินทุกตัวอย่างที่ทดสอบ (ยกเว้นดินตัวอย่างที่เป็นตัวแทนชั้นดินที่ 6 ซึ่ง  $\frac{\tau_h}{s_u} = 35\%$  เท่านั้น) แสดงพฤติกรรม Undrained Creep ดังแสดงในรูปที่ 4.14 โดยเฉพาะในดินตัวอย่างจากชั้นที่ 1, 2 และ 3 มีแนวโน้มว่าจะเกิดการทับถม ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จากการเสนอ ESP กับ  $k_{\sigma}$ -line ซึ่งกล่าวมาแล้ว
2. ความเครียดตามแนวแกนตั้งเมื่อรวมผลของ Undrained Creep จะมีค่าประมาณ 2-3 เท่าของความเครียดตามแนวแกนตั้งเมื่อยังไม่รวมผลของ Undrained Creep (คือ  $\epsilon_u$  with creep  $\approx 2-3 \epsilon_u$  without creep) ซึ่งจะเป็นค่าความเครียดในสภาพไม่ระบายน้ำ สูงสุดที่จะเกิดขึ้นได้ในสนาม
3. ในขณะที่ดินตัวอย่างเกิด Undrained Creep พบว่าความต็มน้ำโพรงเพิ่มจะมีค่าสูงขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างความต็มน้ำโพรงเพิ่มขึ้นกับสื่อของเวลา แสดงไว้ในรูปที่ 4.15
4.  $\mu$ -Parameter ที่ได้จากการทดสอบ Stress Path แสดงไว้ในตารางที่ 4.4 และเมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ (Lee, 1983) ดังในรูปที่ 4.16 จะเห็นว่าให้ค่าใกล้เคียงกันหรือมากกว่าเล็กน้อย ยกเว้นในดินตัวแทนชั้นดินที่ 1 ซึ่งมี OCR = 4.2 ค่า  $\mu$  ที่ได้จากการทดสอบจะสูงกว่า  $\mu$  (Lee) มาก ทั้งนี้มีสาเหตุเนื่องมาจากในสภาพสนามนั้นเกิดการระบายน้ำได้ เพราะที่ดินมี  $C_v$  สูง เนื่องจาก OCR สูง ค่าความต็มน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้ในสนาม จึงมีค่าต่ำกว่าค่าที่ได้ในห้องทดสอบในสภาพไม่ระบายน้ำ

5. A-Parameter ที่ได้จากการทดสอบ Stress Path แสดงไว้ในตารางที่ 4.4 และรูปที่ 4.17 ซึ่งจะเห็นว่า A-Parameter จะมีค่าลดลงเมื่อ OCR มีค่าเพิ่มขึ้น โดย A-Parameter เมื่อรวมผลของ Undrained Creep มีค่าใกล้เคียงกับ  $A_f(\overline{CK}_O UC)$  เมื่อ OCR มีค่าระหว่าง 1.0-3.0 และจะมีค่าต่ำกว่า เมื่อ OCR มากกว่า 3.0 ส่วน A-Parameter ที่ไม่รวมผลของ Undrained Creep พบว่ามีค่าต่ำกว่า  $A_f(\overline{CK}_O UC)$  มาก (ดูรูปที่ 4.17)

6. ค่า  $E_u$  ที่ได้จากการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 4.6 ซึ่งจะได้  $E_u$  มีค่าประมาณ 200-1,370 ตัน/ม<sup>2</sup> และ  $E_u + \text{Creep}$  มีค่าประมาณ 80-500 ตัน/ม<sup>2</sup> และยังพบว่า

$$\frac{E_u(E)}{\bar{\sigma}_{vc}} = 110 - 450 \quad \text{และ} \quad \frac{E_u + \text{Creep}}{\bar{\sigma}_{vc}} = 45 - 140$$

$$\frac{E_u(E)}{S_u(\text{Vane})} = 140 - 740 \quad \text{และ} \quad \frac{E_u + \text{Creep}}{S_u(\text{Vane})} = 60 - 165$$

ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับ  $E_u/\bar{\sigma}_{vc}$  และ  $E_u/S_u(\text{Vane})$  จากการทดสอบ UU และ  $\overline{CK}_O UC$  ดังรูปที่ 4.11 และ 4.12 จะเห็นว่า  $E_u + \text{Creep}$  มีค่าอยู่ประมาณ  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU โดยการใส่  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU จะให้ค่าที่ค่อนข้างปลอดภัย (ได้ Upper Bound Solution) ส่วน  $E_u(E)$  พบว่ามีค่าสูงมาก และสูงกว่าทุกวิธี โดยจะใกล้เคียงกับ  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_O UC$  ซึ่งมากกว่าวิธีอื่น ๆ

#### ข. ย่าง Drained Stress Path

หลังจากการทดสอบ Undrained Stress Path เรียบร้อยแล้ว ก็จะไปเปิดลิ้นระบายน้ำ เพื่อให้ดินตัวอย่างเกิด Consolidation ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของการทดสอบ Drained Stress Path ผลที่ได้จากการทดสอบแสดงไว้ในตารางที่ 4.5 และรูปที่ 4.18 ซึ่งเป็น Consolidation Curve ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric Strain,  $\epsilon_v$ ) และความเครียดตามแนวแกน (Axial strain,  $\epsilon_{1D}$ ) ที่เกิดขึ้นในช่วงระบายน้ำ กับลึอกของเวลา ในการวิจัยนี้กำหนด End of Primary Consolidation ( $t_{100}$ ) จะได้จากความสัมพันธ์  $\epsilon_v$  กับ  $\log t$  โดยใช้วิธีการของ

ตารางที่ 4.4    รูปแบบการทดสอบ Undrained Stress Path

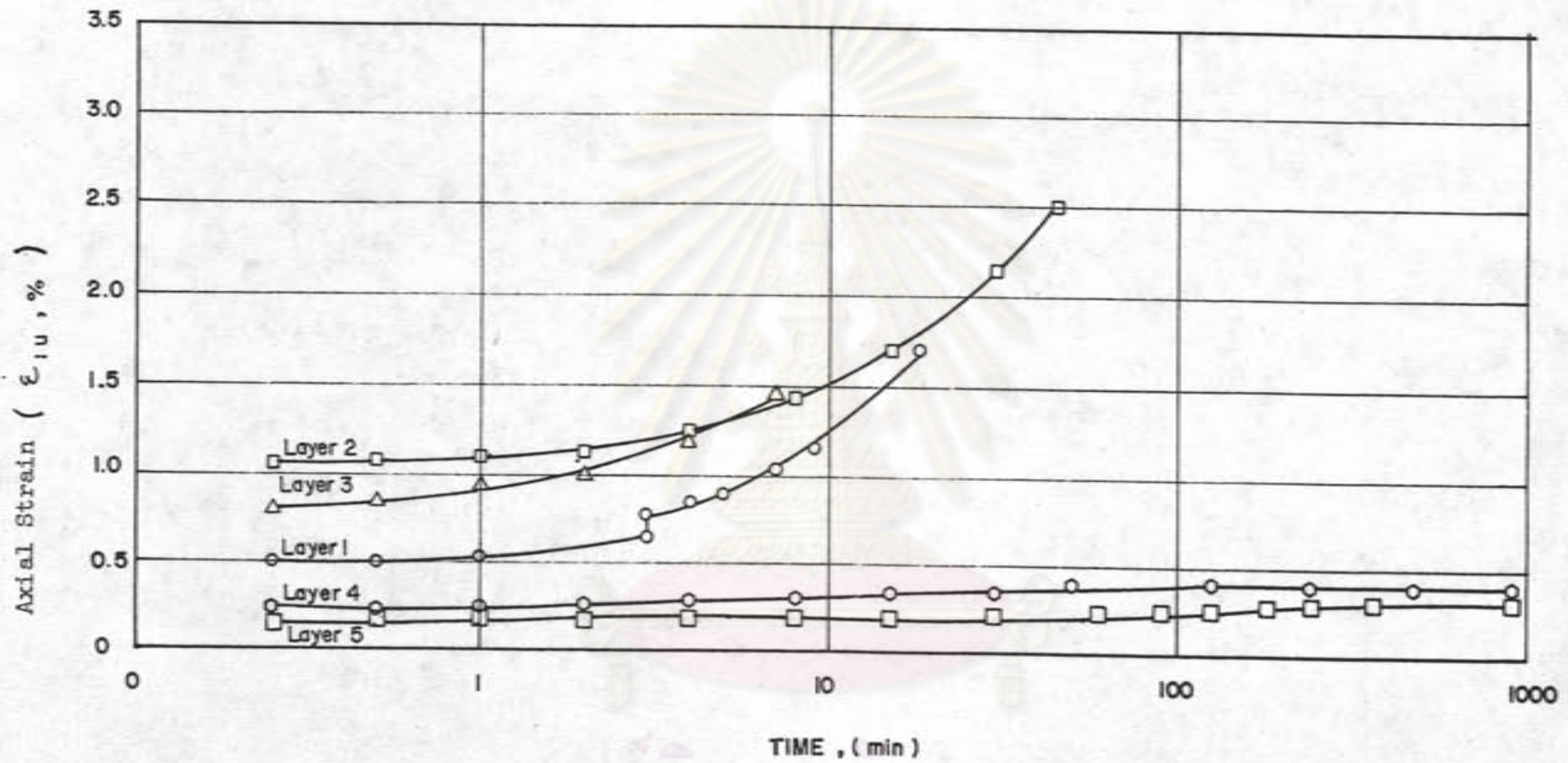
Layer No	Depth (m)	H (m)	Stress condition , (T/m <sup>2</sup> )						OCR	$\frac{zh}{S_u}$	$\Delta u$ (T/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{1u},(\%)$		$\mu$	A	$E_u, (T/m^2)$		$P_u$ (cm)	
			$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_h$	$\bar{\sigma}_{vf}$	$\bar{\sigma}_{hf}$				Elastic	Creep			Elastic	Creep	Elastic	Creep
1	0-3	3	0.77	0.77	2.96 0.84	1.52 0.43	4.57	2.72	4.2	1.21	1.8 2.1 (2.3)	0.43 0.77	0.60 1.71	0.61 0.55 (0.61)	0.19 0.08 (0.19)	336 240	240 108	2.31	5.13
2	3-6	3	1.73	1.48	3.80	1.80	5.53	3.28	2.4	1.02	2.3 (2.9)	1.05	2.51	0.61 (0.76)	0.25 (0.55)	190	80	3.15	7.53
3	6-9	3	2.72	2.15	3.80	1.70	6.52	3.85	1.8	0.98	2.6 (2.9)	0.66	1.46	0.68 (0.76)	0.43 (0.57)	319	143	1.98	4.38
4	9-13	4	4.17	3.25	3.80	1.72	7.97	4.97	2.4	0.58	2.6 (3.0)	0.23	0.41	0.68 (0.79)	0.42 (0.62)	898	513	0.92	1.64
5	13-17	4	6.09	4.57	3.65	2.05	9.74	6.62	1.6	0.61	2.6 (2.9)	0.12	0.32	0.71 (0.79)	0.34 (0.53)	1370	500	0.48	1.28
6	17-21	4	8.25	5.94	3.30	2.73	11.55	8.67	1.9	0.35	2.9	0.02	0.02	0.88	0.30	3720	3720	0.08	0.08
																Total		8.92	20.04

( ) รวมผลของ Undrained Creep

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

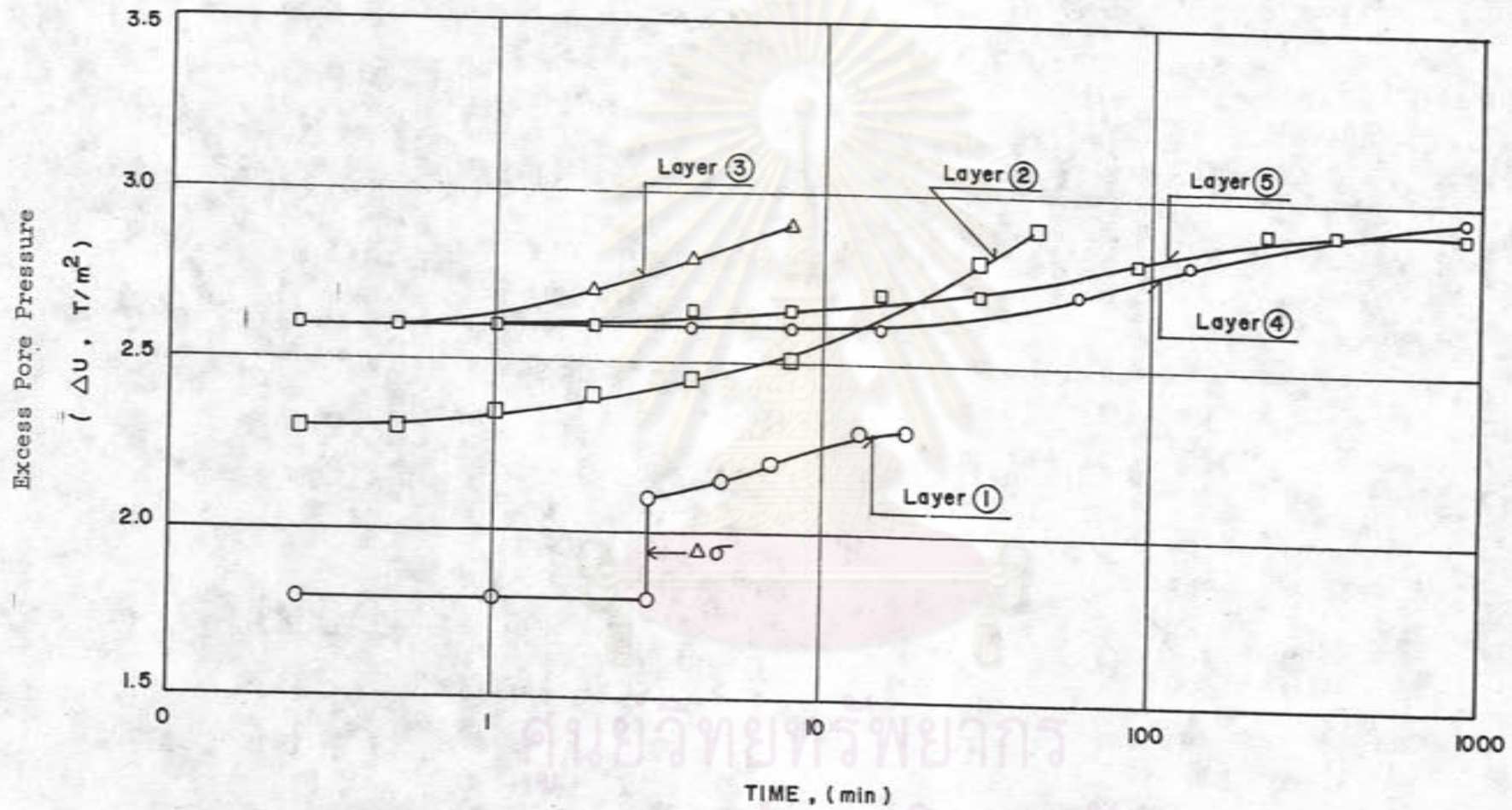
ตารางที่ 4.5 สรุปผลการทดสอบ Drained Stress Path

ชั้นที่	ความลึก (เมตร)	ความหนา (เมตร)	STRESS CONDITION, T/m <sup>2</sup>						OCR	$\frac{z_h}{S_u}$	$\epsilon_v$ %	$\epsilon_{ID}$ %	$\epsilon_{IT}$ %	$\bar{E}$ T/m <sup>2</sup>	$\bar{v}$	$C_v$ cm <sup>2</sup> /day	$P_c$ (cm)
			$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{ho}$	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_h$	$\bar{\sigma}_{vf}$	$\bar{\sigma}_{hf}$									
1	0-3	3	0.77	0.77	3.8	1.95	4.57	2.72	4.2	1.21	14.8	8.4	10.11	29	0.221	2.48	25.20
2	3-6	3	1.73	1.48	3.8	1.80	5.53	3.28	2.4	1.02	15.4	9.0	11.51	26	0.232	0.95	27.00
3	6-9	3	2.72	2.15	3.8	1.70	6.52	3.85	1.8	0.98	13.2	9.8	11.26	26	0.264	2.10	29.40
4	9-13	4	4.17	3.25	3.8	1.72	7.97	4.97	2.4	0.58	3.85	1.7	2.11	17.5	0.035	0.99	6.80
5	13-17	4	6.09	4.57	3.65	2.05	9.74	6.62	1.6	0.61	7.46	4.0	4.32	68	0.172	0.60	16.00
6	17-21	4	8.25	5.94	3.30	2.73	11.55	8.67	1.9	0.35	1.22	0.67	0.69	187	0.37	2.94	2.68
TOTAL																107.08	

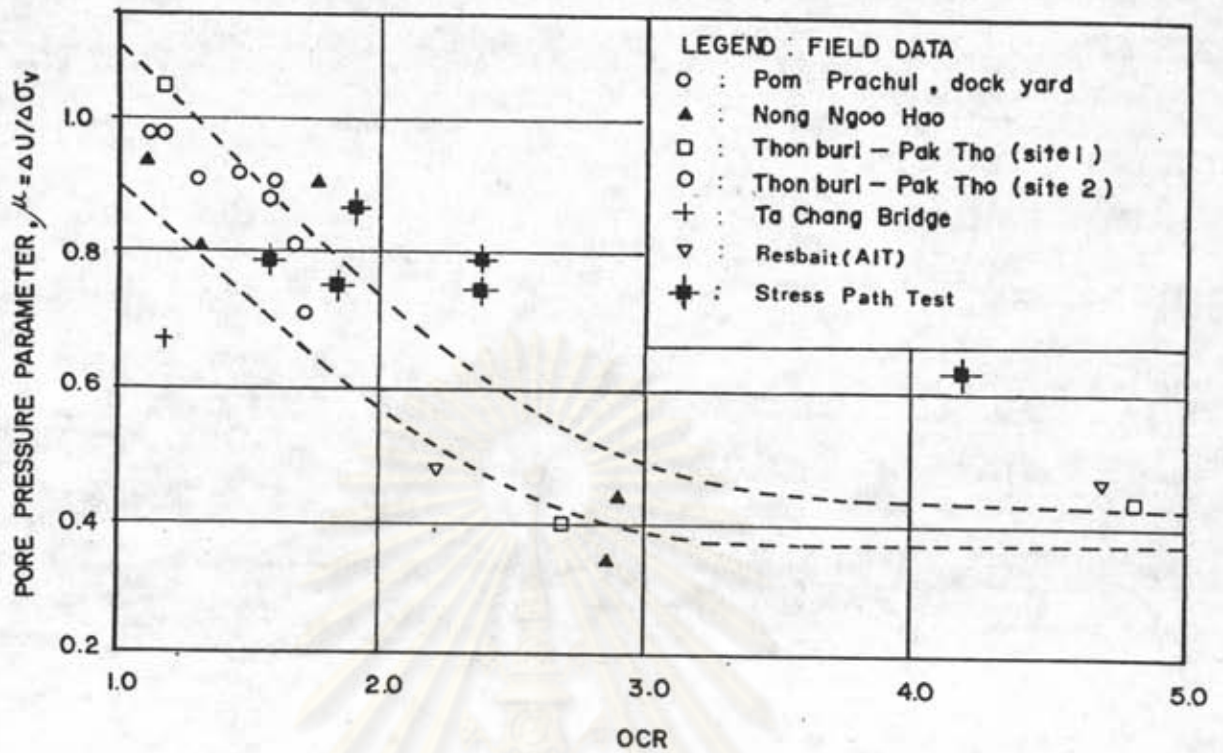


รูปที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain กับเวลาการเกิด Undrained Creep

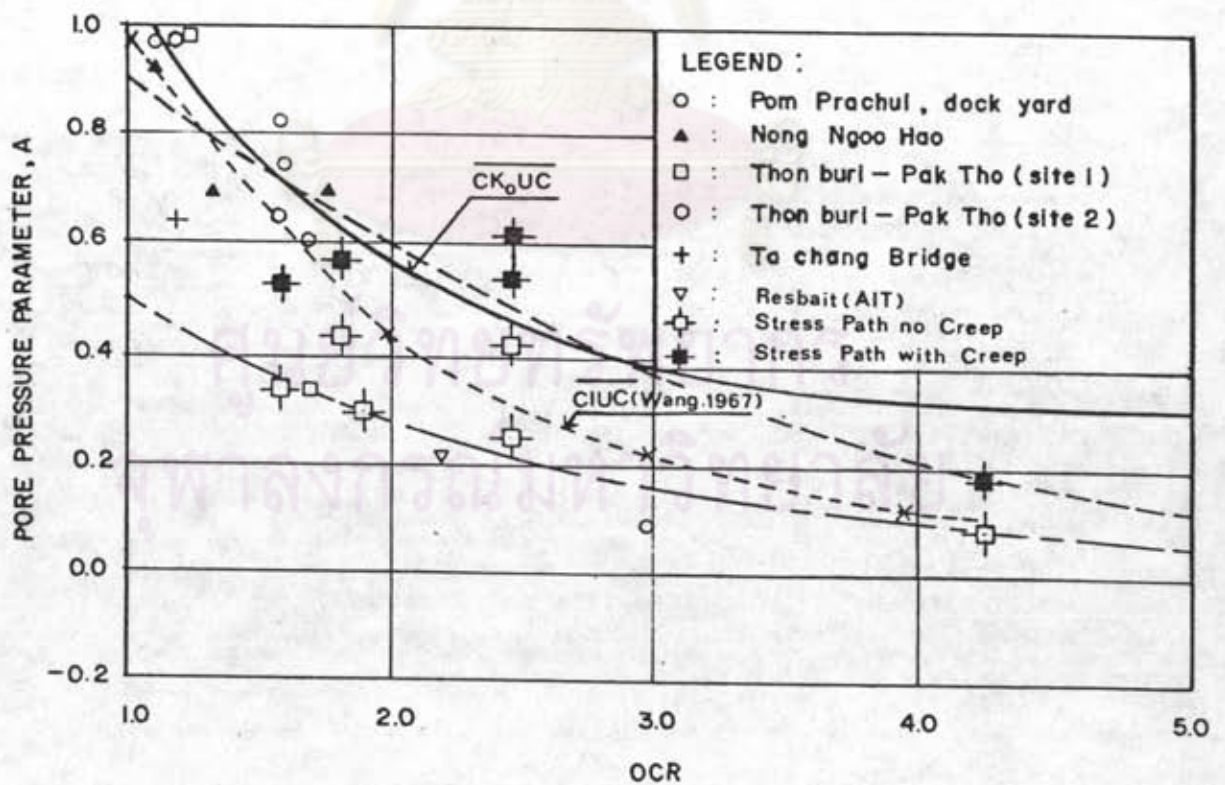
ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับเวลาในการเกิด Undrained Creep



รูปที่ 4.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $u$  กับ OCR



รูปที่ 4.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ OCR

ตารางที่ 4.6 ค่า  $E_u$ ,  $E_u/\bar{\sigma}_{vo}$  และ  $E_u/S_u$  (Vane) ที่ได้จากการทดสอบ  
Stress Path ที่ BV # 6

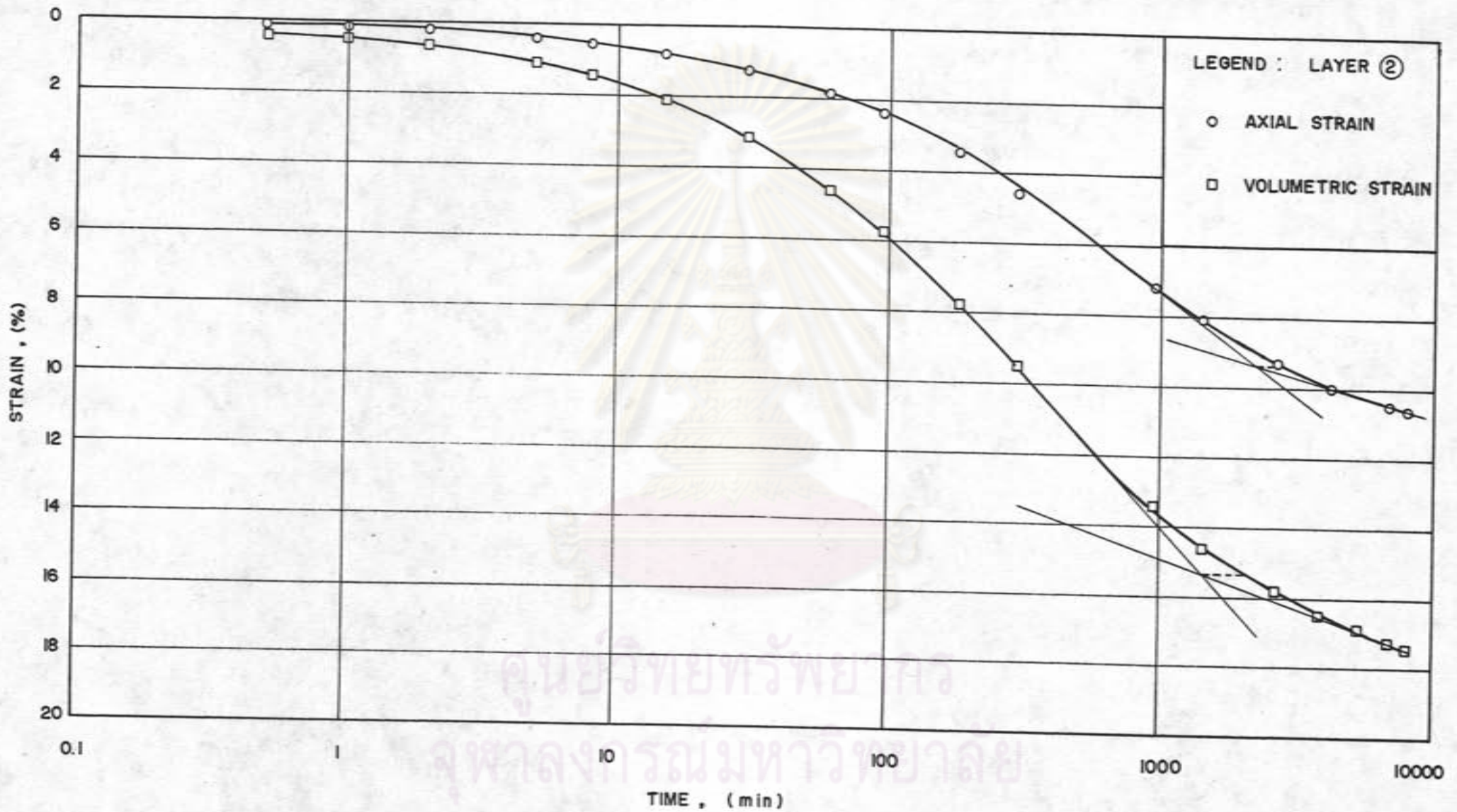
Layer No.	Depth (m.)	$\bar{\sigma}_{vo}$	OCR	$\frac{\gamma_h}{S_u}$	$E_u$ , (t/m <sup>2</sup> )		$E_u/\bar{\sigma}_{vo}$		$E_u/S_u$ (Vane)	
					Elastic	Creep	Elastic	Creep	Elastic	Creep
1	0-3	0.77	4.2	1.00	336	240	436	312	373	267
				1.21	240	108	312	140	267	120
2	3-6	1.73	2.4	1.02	190	80	110	46	146	62
3	6-9	2.72	1.8	0.98	319	143	117	53	199	89
4	9-13	4.17	2.4	0.58	898	513	215	123	290	165
5	13-17	6.09	1.6	0.61	1370	500	225	82	403	147
6	17-21	8.25	1.9	0.35	3720	3720	450	450	744	744

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

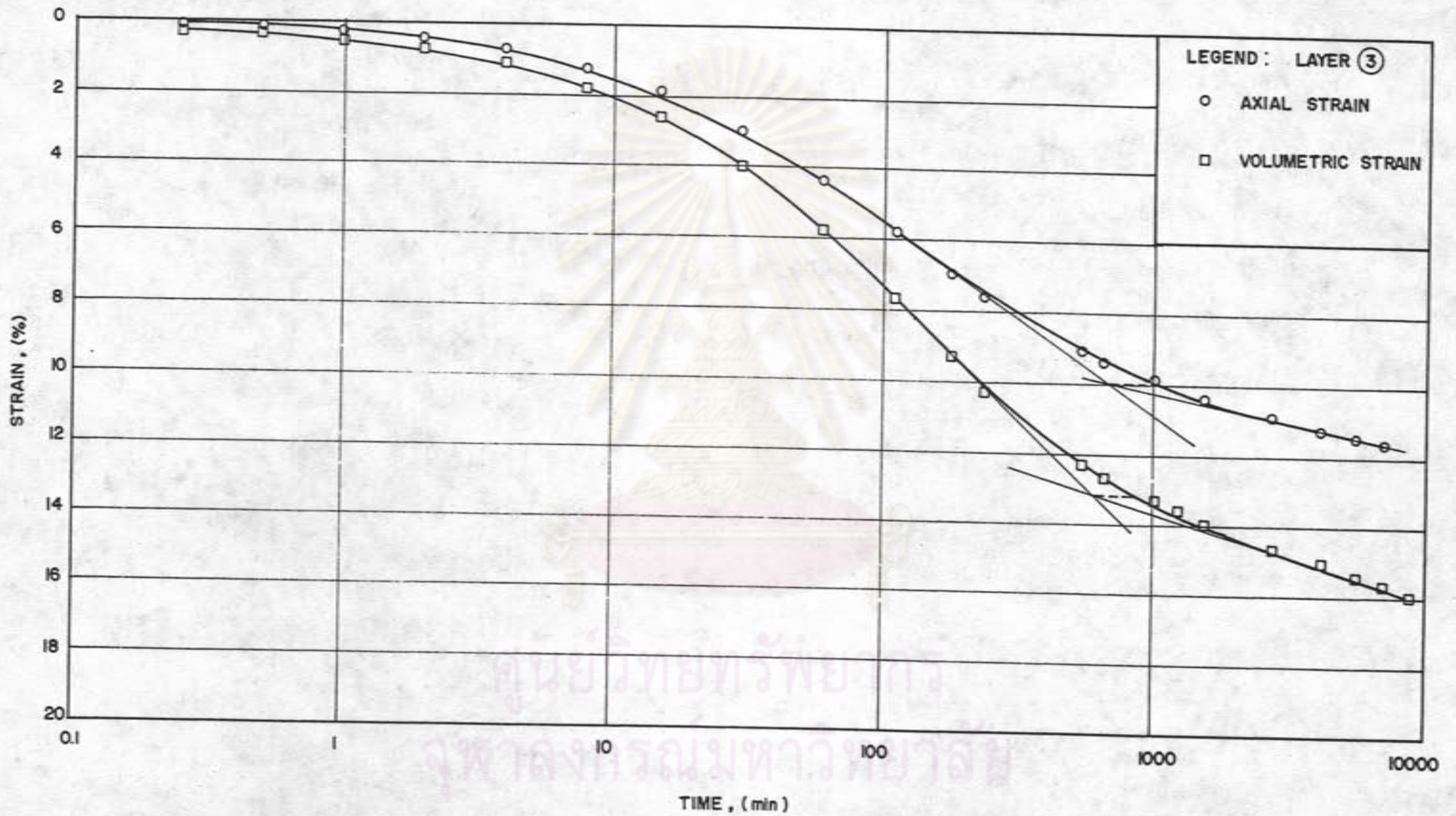




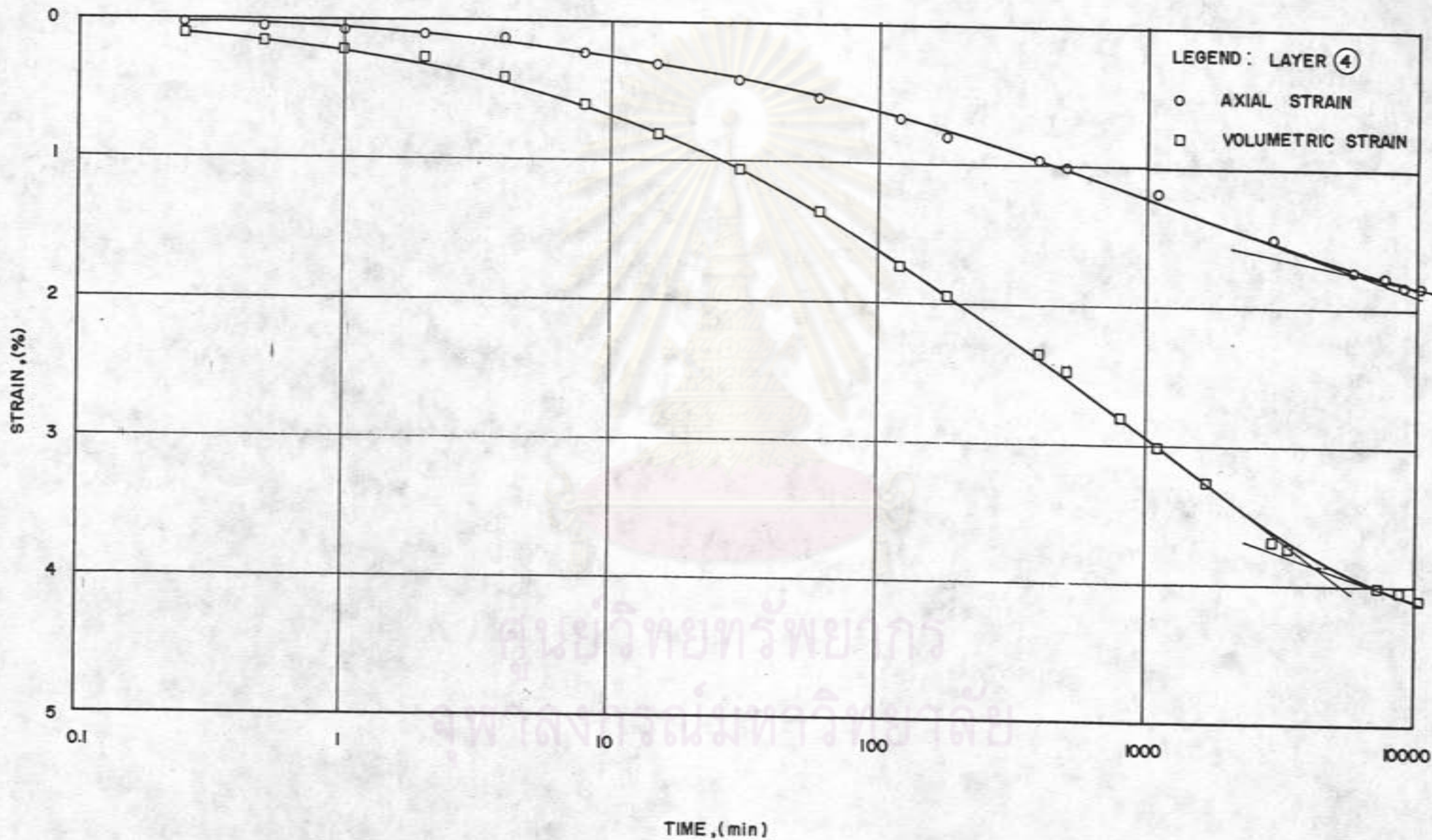
รูปที่ 4.18 ก. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากการทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6



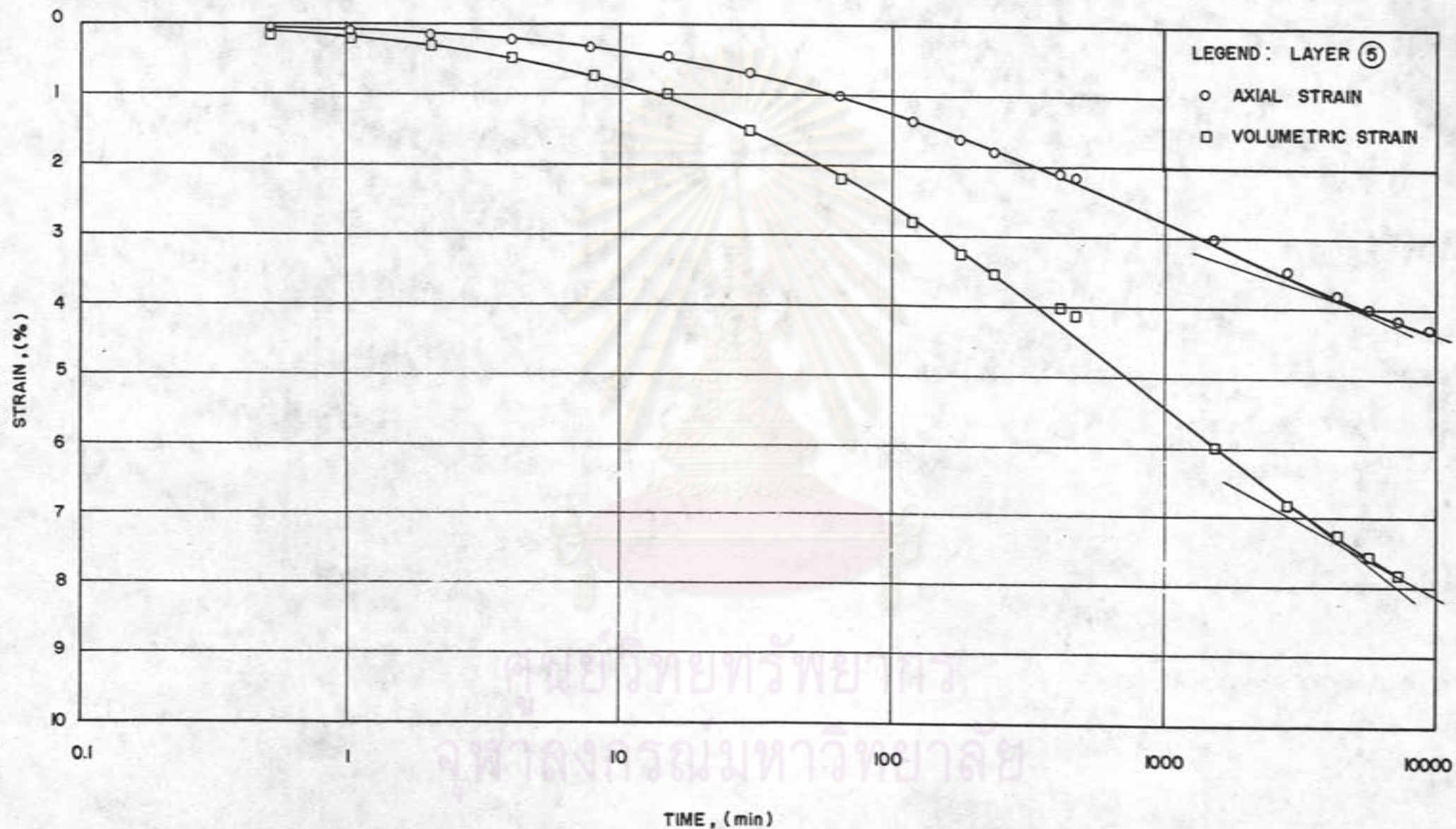
รูปที่ 4.18 ข. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากกราฟทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6



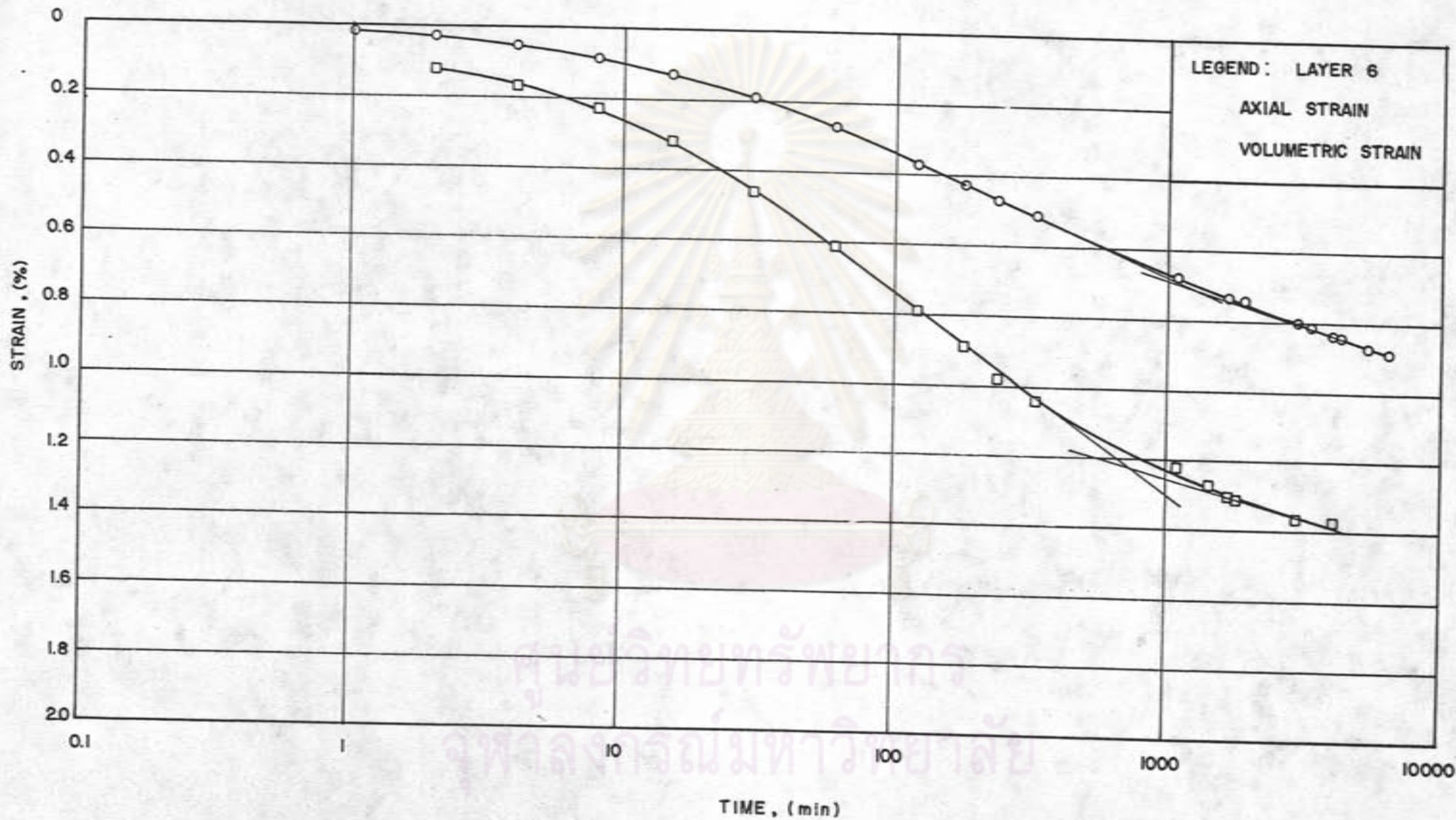
รูปที่ 4.18 ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากการทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6



รูปที่ 4.18 ๔. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากการทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6



รูปที่ 4.18 ค. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากการทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6



รูปที่ 4.18 ฉ. ความสัมพันธ์ระหว่าง Volumetric และ Axial Strain กับเวลา จากการทดสอบ Drained Stress Path ที่ BV # 6

### Casagrande ผลการทดสอบสุ้รูปได้ดังนี้

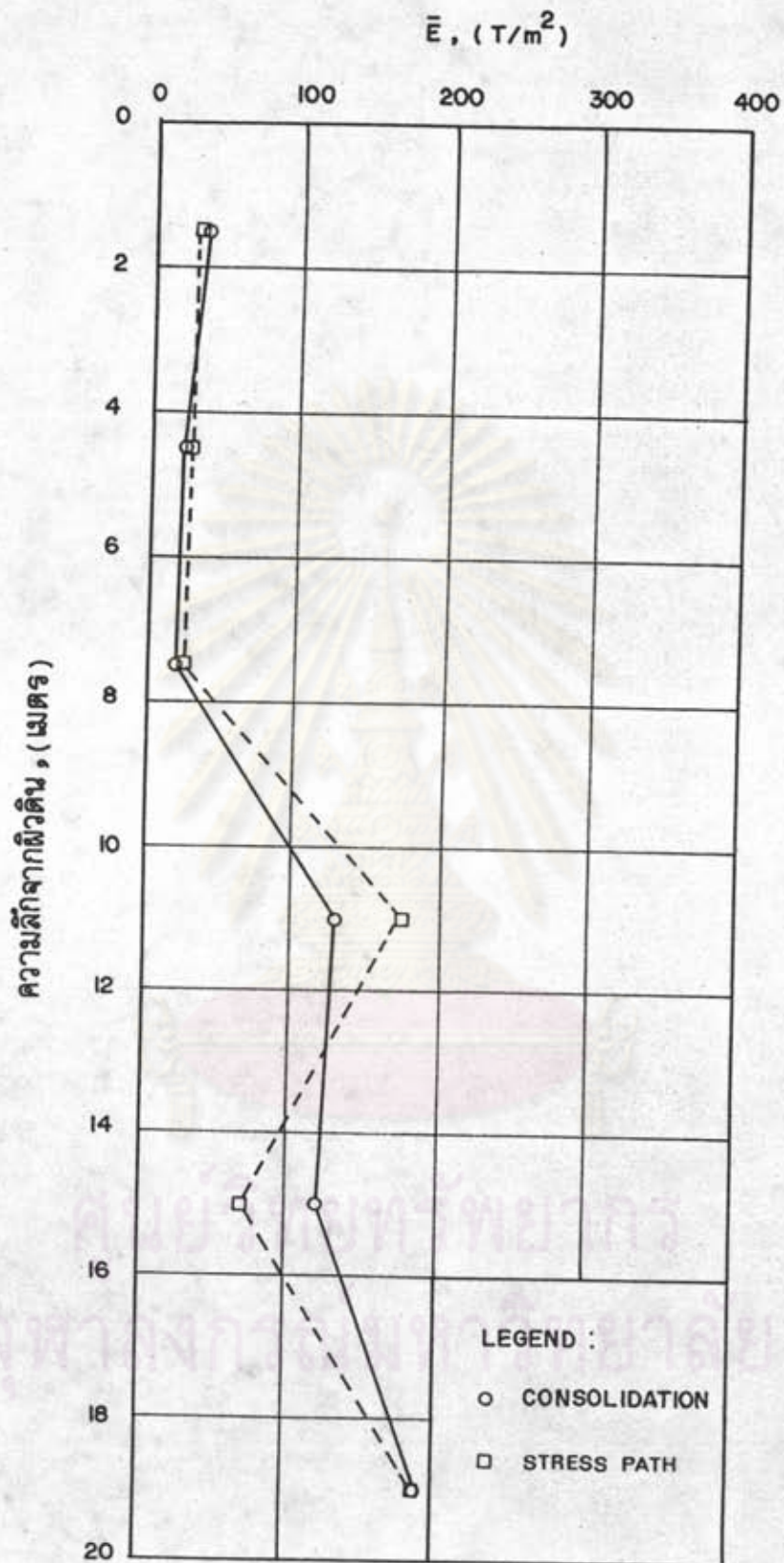
1. ในชั้นดินอ่อน  $\bar{v}$  มีค่าประมาณ 0.20-0.26
2.  $\bar{E}$  มีค่าประมาณ 25-190 t/m<sup>2</sup> ซึ่งมีความใกล้เคียงกับ  $\bar{E}$  ที่คำนวณจาก Constrained Modulus (D) จากการทดลอง Consolidation เมื่อ  $\bar{v} = 0.25$  ดังแสดงในรูปที่ 4.19
3.  $C_{v3}$  มีค่าประมาณ 0.60-3.0 cm<sup>2</sup>/day ซึ่งต่ำกว่า  $C_v$  ที่ได้จากการทดสอบ Consolidation มาก ( $C_v = 51$  cm<sup>2</sup>/day)

### 4.3 ความดันน้ำโพรงเพิ่ม

#### 4.3.1 ข้อมูลที่สำรวจได้ในสนาม

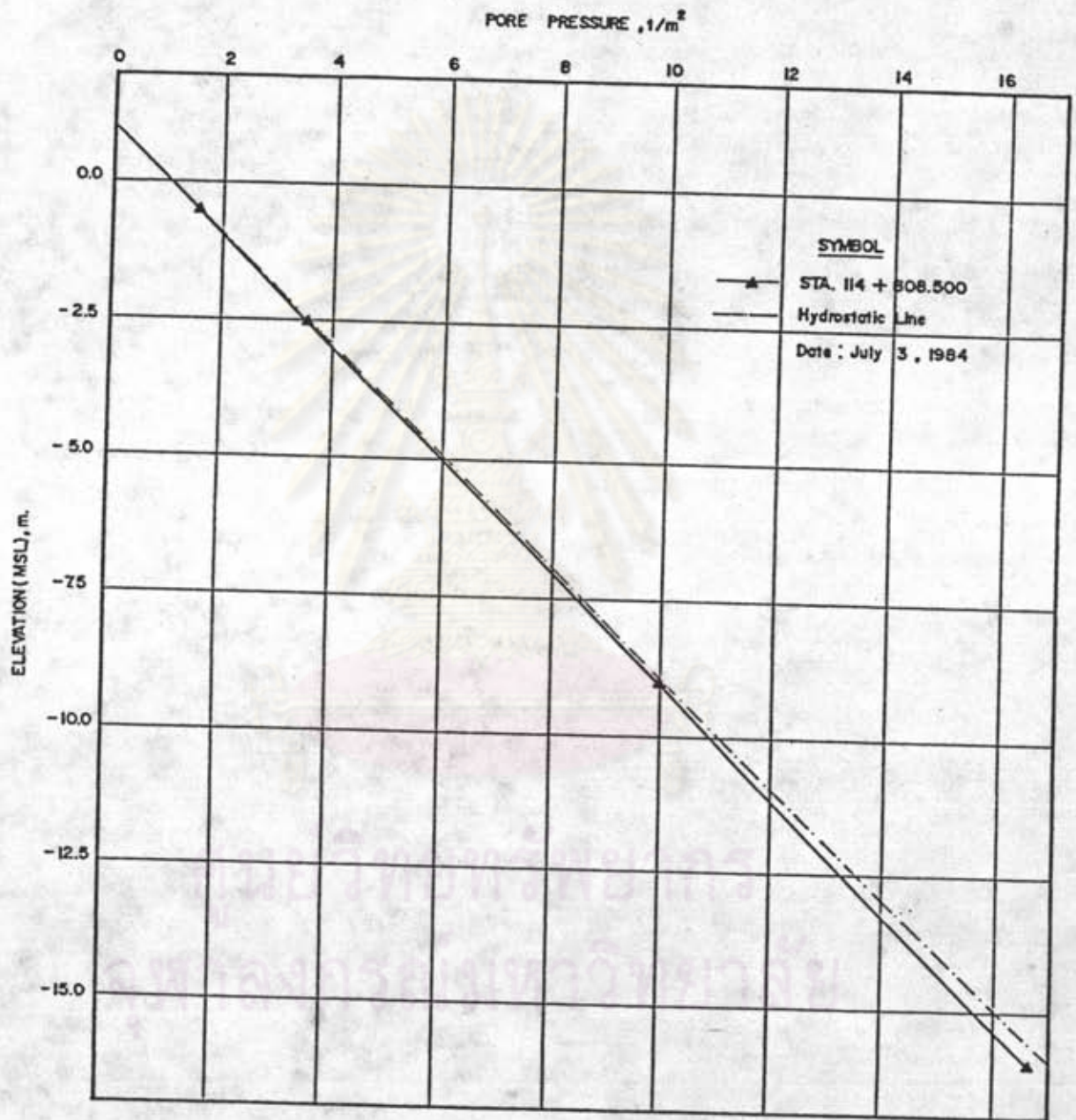
รูปที่ 4.20 และรูปที่ 4.21 แสดงค่าความดันน้ำใต้ดินที่วัดได้จาก Dummy Piezometer ที่ กม.47 และที่ กม.52 เมื่อพิจารณาพบว่า ที่ กม.47 ความดันน้ำใต้ดิน เริ่มมีค่าต่ำกว่า Hydrostatic Pressure ที่ระดับความลึกประมาณ -9.0 เมตร แสดงว่าพื้นที่บริเวณ กม.47 นี้ การทรุดตัวของชั้นดินอ่อนเนื่องมาจากการสูบน้ำบาดาลได้เริ่มเกิดขึ้นบ้างแล้ว ส่วนความดันน้ำใต้ดินที่ กม.52 (รูปที่ 4.21) พบว่ายังอยู่ในสภาพ Hydrostatic Pressure ดังนั้นจึงแสดงว่า พื้นที่บริเวณ กม.52 ผลของการสูบน้ำบาดาลที่ทำให้ชั้นดินอ่อนเกิดการทรุดตัวนั้นยังไม่เกิดขึ้น

รูปที่ 4.22 และรูปที่ 4.23 แสดงค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่เกาะกลางถนน กม.47 และที่ BV # 6 ซึ่งได้จากผลต่างระหว่างค่าความดันน้ำในโพรงที่วัดได้จาก Piezometer กับค่าความดันน้ำใต้ดินจาก Dummy Piezometer ที่ elevation เดียวกัน กับ Piezometer เนื่องจากการติดตั้ง Piezometer ได้ทำภายหลังการก่อสร้างเกาะกลางถนนและ BV # 6 เป็นระยะเวลาประมาณ 45 วัน และ 3 ปีตามลำดับ ดังนั้นค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่สำรวจได้นี้ จึงไม่ใช่ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มเริ่มแรก (เพราะว่าความดันน้ำโพรงเพิ่มได้เกิดการ dissipation ไปแล้วบางส่วน) ดังนั้นเพื่อที่จะได้ทราบค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นทันทีเมื่อก่อสร้างเสร็จ ในการวิจัยนี้จึงได้อาศัยข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มที่สำรวจได้ประกอบกับทราบค่า Degree of Consolidation ( $\bar{U}$ ) ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลในสนาม (ดูหัวข้อที่ 4.4.2.2 และ 4.4.4.2 โดย  $\bar{U} = \frac{p_{ct}}{p_{cf}} \times 100 \%$ ) ก็จะสามารภคำนวณ

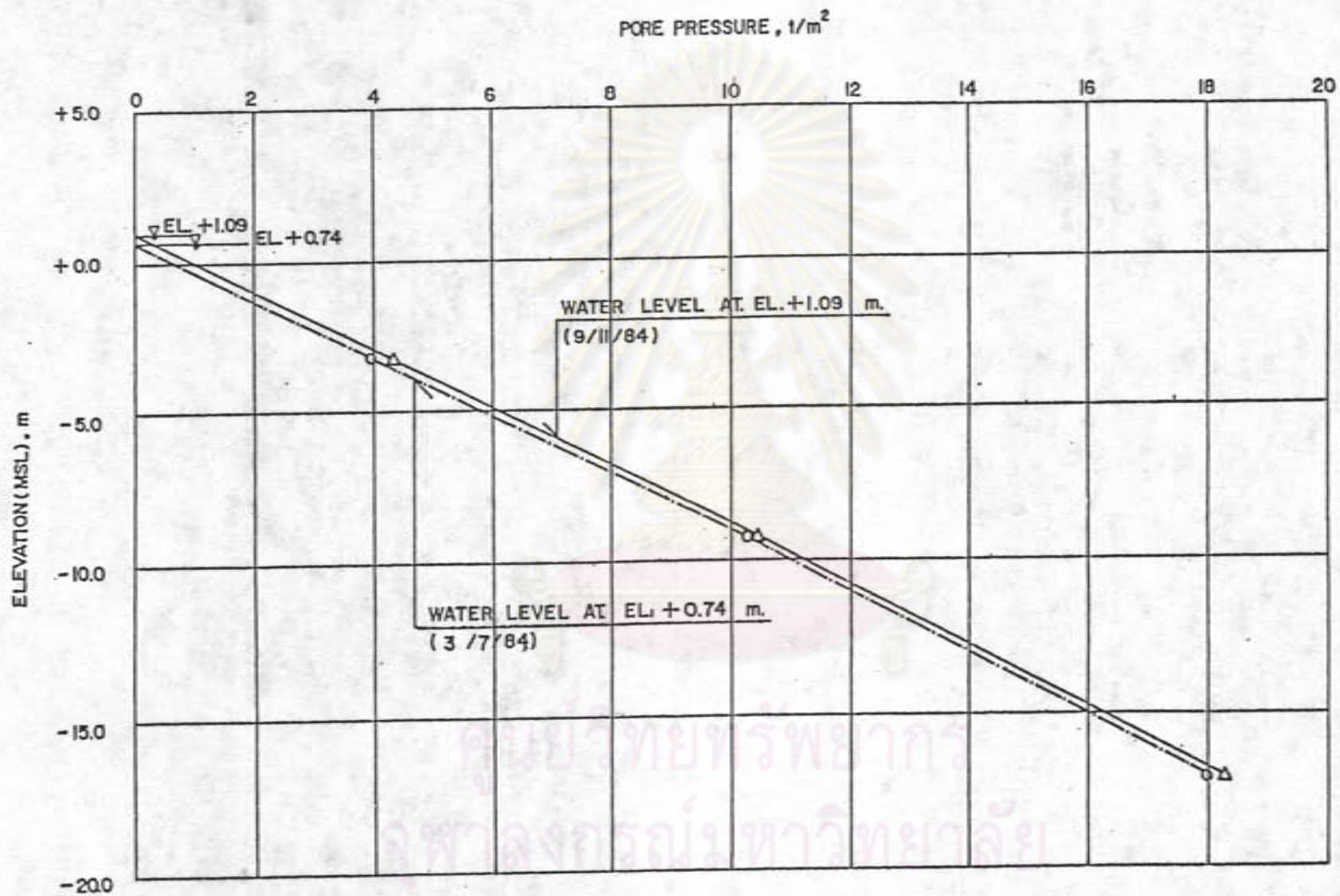


รูปที่ 4.19 ค่า Drained Modulus ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ที่ BV # 6

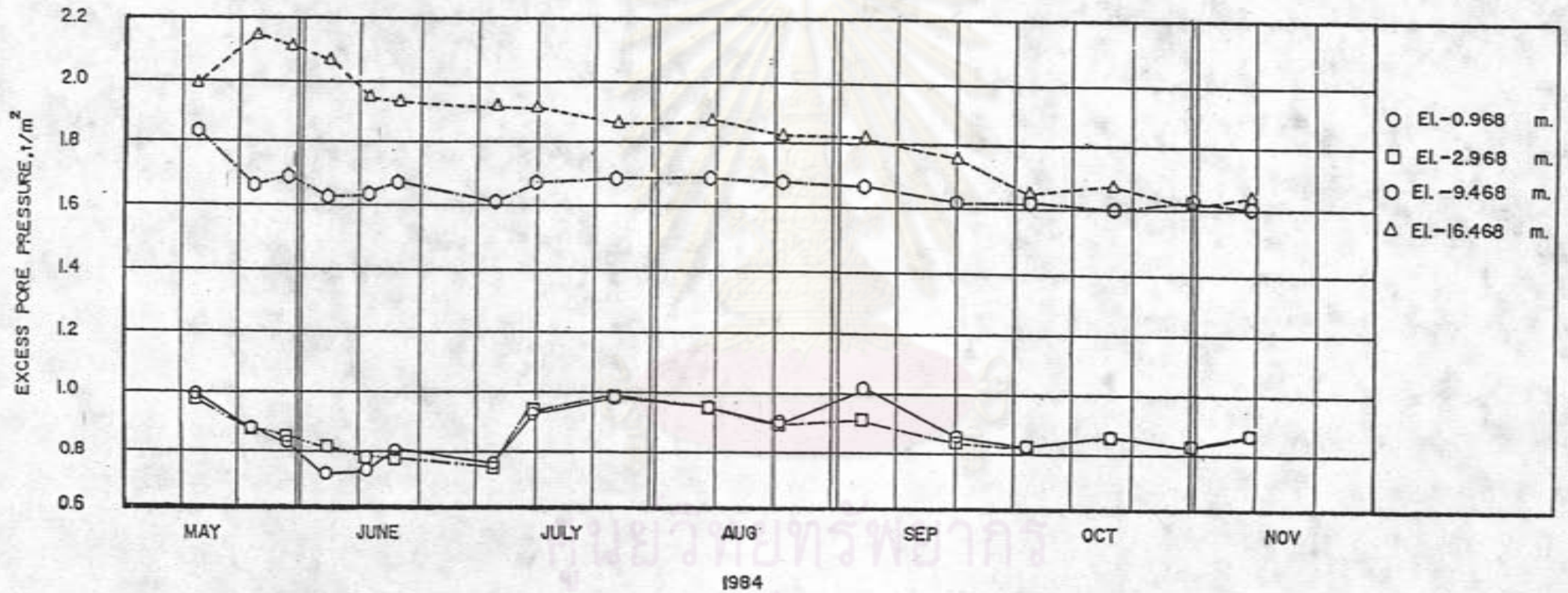




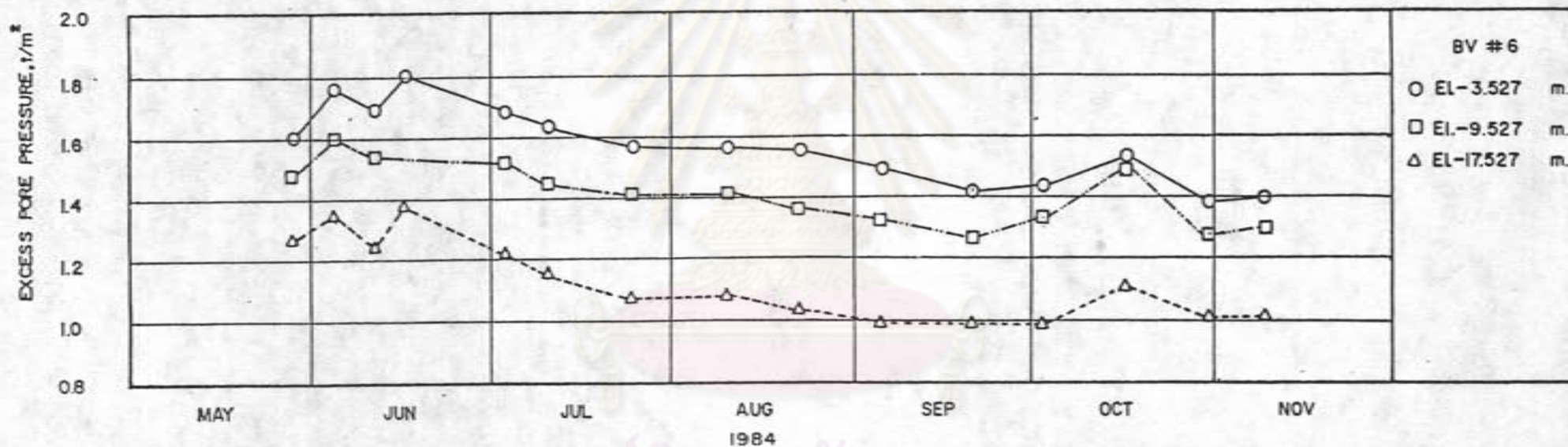
รูปที่ 4.20 ความดันน้ำใต้ดินจาก Dummy Piezometer ที่ กม.47



รูปที่ 4.21 ความดันน้ำใต้ดินจาก Dummy Piezometer ที่ BV # 6 (กม.52)



รูปที่ 4.22 ความดันน้ำโพรงเข็ม ที่ กม.47



รูปที่ 4.23 ความดันน้ำโพรงเพิ่ม ที่ BV # 6 (ทม. 52)

ศูนย์วิทยุทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ย้อนกลับไปหาความตันท้ำโพรงเพิ่มขึ้นที่ความลึกต่าง ๆ ในสนามใต้ โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi ซึ่งค่าความตันท้ำโพรงเพิ่มขึ้นที่คำนวณได้นี้จะพิจารณาเป็นค่าที่ถูกต้อง และใช้เป็นมาตรฐานในการเปรียบเทียบต่อไป

อนึ่งการคาดคะเนค่าความตันท้ำโพรงเพิ่มขึ้นที่กล่าวต่อไปจะพิจารณาเฉพาะตำแหน่งที่ติดตั้ง Settlement Plate ของเกาะกลางถนนที่ กม.47 และที่ ๕ ของ BV # 6 เท่านั้น

#### 4.3.2 การคาดคะเนค่าความตันท้ำโพรงเพิ่ม

ในการวิจัยนี้ได้ใช้ Elastic Theory with Underlain by Rigid Base และใช้ Poisson's Ratio ( $\nu$ ) = 0.5 คำนวณหาค่าความเค้นที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากน้ำหนักของคันดินถม (ดู Poulos and Davis, 1974) เพื่อที่จะนำค่าความเค้นที่คำนวณได้ไปใช้ในการคาดคะเนความตันท้ำโพรงเพิ่มด้วยวิธีการต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1. วิธี 1 มิติ
  2. วิธี 3 มิติ
  3. วิธี Skempton (1954)
  4. วิธี Henkel (1960)
  5. วิธี Tavenas (1979)
  6. วิธีการของ Lee (1983) โดยใช้ค่าขอบเขตบนของ  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  ( $\mu$ )
- ดูรูปที่ 2.9
7. วิธี Stress Path (เฉพาะที่ BV # 6)

อนึ่งเนื่องจากความเค้นที่คำนวณได้ในกรณีของเกาะกลางถนนที่ กม.47 นั้น ไม่ใช่หน่วยแรงหลัก แต่เป็นค่า  $\Delta \sigma_x$ ,  $\Delta \sigma_y$ ,  $\Delta \sigma_z$  และ  $\tau_{xz}$  ในการวิจัยนี้จึงได้ใช้หลักการของ Mohr's Circle คำนวณหา  $\Delta \sigma_1$ ,  $\Delta \sigma_2$  และ  $\Delta \sigma_3$  ต่อไป

ผลการคาดคะเนค่าความตันท้ำโพรงเพิ่มโดยวิธีการต่าง ๆ แสดงไว้ในตารางที่ 4.7 และ 4.8

4.3.3 การเปรียบเทียบค่าความตันท้ำโพรงเพิ่มที่ได้จากการคาดคะเนกับค่าที่ได้จากการคาดคะเนกับค่าที่สำรวจได้ในสนาม

รูปที่ 4.24 แสดงค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่ได้จากการคาดคะเนกับความลึกที่ กม.47 ซึ่งจะเห็นว่า วิธีการของ Lee (1983) จะให้รูปร่าง Pore Pressure Distribution และมีค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้มากที่สุด โดยให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 20% วิธี Tavenas (1979) ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจพอสมควร โดยที่ความลึก 3 เมตร จะให้ค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 28% ที่ความลึก 7.60 เมตร จะให้ค่าสูงกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 50% และที่ความลึก 10.50 เมตร จะให้ค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 40% วิธี 1 มิติ ของ Terzaghi พบว่าจะให้ค่าสูงกว่าทุกวิธีและมากกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 190% ที่ความลึก 3 เมตร และ 43% ที่ความลึก 10.50 เมตร สำหรับวิธี 3 มิติ, วิธี Skempton และวิธี Henkel พบว่า ให้ค่าที่คำนวณได้ใกล้เคียงกัน แต่สูงกว่าที่สำรวจได้ทุกความลึก โดยที่ความลึกต้น ๆ จะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 165% และจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น อนึ่งการที่วิธี Skempton และวิธี Henkel ให้ค่าสูงกว่าที่สำรวจได้มาก ทั้งนี้เนื่องจากการคาดคะเนโดยใช้ค่า  $A_f \overline{(CK_0 UC)}$  ซึ่ง Stress ที่เกิดขึ้นจริง ๆ ไม่ใช่ (มีค่าต่ำกว่า) จากที่กล่าวมาทั้งหมดจึงพอสรุปได้ว่า วิธีการของ Lee (1983) น่าจะเป็นวิธีการที่เหมาะสมในการคาดคะเนความดันน้ำโพรงเพิ่มของชั้นดินเกาะกลางถนนที่ กม.47

รูปที่ 4.25 แสดงค่าความดันโพรงเพิ่มที่ได้จากการคาดคะเนกับความลึกที่ BV # 6 จะเห็นว่าวิธีการของ Tavenas (1979) ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ที่ระดับช่วงกลางของชั้นดิน (ความลึก 7.5-15 เมตร) และจะให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้มากประมาณ 60-90% เมื่อใกล้ผิวดินและชั้น Rigid Base วิธีการของ Lee (1983) ที่ความลึกต้น ๆ จะให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 27-49% และที่ช่วงความลึก 7-15 เมตร จะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 28-50% สำหรับวิธี 1 มิติ พบว่าให้ค่าสูงกว่าทุกวิธี โดยที่ความลึกต้น ๆ ช่วง 5 เมตรแรก ให้ค่าสูงกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 15% และเมื่อความลึกมากขึ้นจะให้ค่าสูงกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 65-100% ส่วนวิธี 3 มิติ วิธี Skempton วิธี Henkel และวิธี Stress Path ให้ค่าที่คำนวณได้ใกล้เคียงกัน โดยวิธี 3 มิติจะมีค่าต่ำกว่าทุกวิธี และจะให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 24-40% ที่ความลึกต้น ๆ ช่วง 5 เมตรแรกจากผิวดิน และให้ค่าสูงกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 7-30% ที่ช่วงความลึก 7-15 เมตร อนึ่งจะสังเกตเห็นว่า ไม่มีวิธีใดที่ให้รูปร่าง Pore Pressure Distribution เหมือนกับที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มในสนามโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi เลย ซึ่ง

ตารางที่ 4.7 ผลการคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่ม ที่เกาะกลางถนน กม.47

Layer No.	OCR	Excess Pore Pressure, $\Delta u$ (T/m <sup>2</sup> )						
		1-Dimension	3-Dimension	Skemton (1) (1954)	Henkel (2) (1960)	Tevenas (1979)	Lee (3) (1983)	Backfigured (4)
1 (-3.00)	5.7	3.98	3.66	3.59	3.64	1.00	1.67	1.38
2 (-7.60)	3.2	3.92	3.164	3.05	3.20	2.31	1.80	1.54
3 (-10.75)	2.3	3.86	2.88	2.97	3.13	1.58	2.47	2.69
4 (-13.05)	1.8	3.76	2.63	2.93	3.12	0.41	3.23	*



- (1) A ได้จาก  $A_f$  ในการทดลอง  $CK_{OC}$  ที่ กม. 52
- (2) ใช้  $a = \frac{3A - 1}{\sqrt{2}}$
- (3) ใช้ค่าขอบเขตบน
- (4) ได้จากการคำนวณย้อนกลับ โดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi
- \* ได้ค่าสูงกว่าค่า  $\Delta \sigma_v$
- ( ) ระดับความลึกจากผิวดิน, เมตร

ตารางที่ 4.8 ผลการคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มเริ่มแรกที่ BV # 6

Layer No.	OCR	Excess Pore Pressure, $\Delta u$ (T/m <sup>2</sup> )							
		1-Dimension	3-Dimension	Skempton <sup>(1)</sup> (1954)	Henkel <sup>(2)</sup> (1960)	Tavenas (1979)	Lee <sup>(3)</sup> (1983)	Stress Path <sup>(4)</sup>	Backfigured <sup>(5)</sup>
1 (-1.50)	4.2	3.8	2.58	2.52	2.54	1.37	1.63	2.06	3.20
2 (-4.50)	2.4	3.8	2.51	2.76	2.79	1.73	2.58	2.93	3.52
3 (-7.50)	1.8	3.8	2.47	2.92	2.96	2.09	2.96	2.94	2.30
4 (-11.00)	2.4	3.8	2.49	2.86	2.92	2.27	2.85	3.06	1.90
5 (-15.00)	1.6	3.65	2.68	2.93	3.00	1.79	2.74	2.97	2.16
6 (-19.00)	1.9	3.30	3.07	3.03	3.17	0.68	2.34	3.05	3.39

(1) A ได้จาก  $A_p$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_0 UC$

(2) ใช้  $a = \frac{3A - 1}{\sqrt{2}}$

(3) ใช้ค่าขอบเขตบน

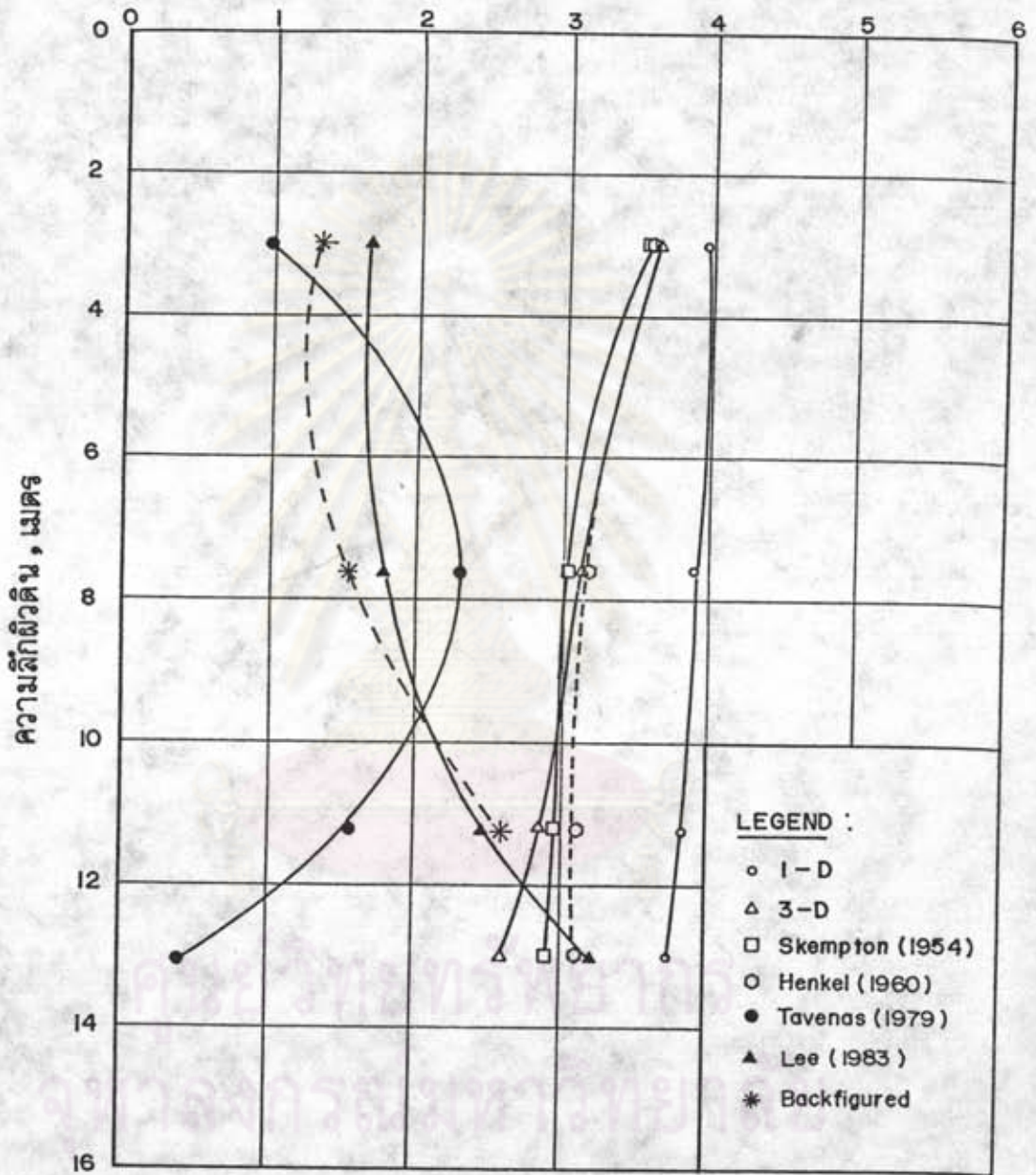
(4) ค่า A จากการทดลอง Stress Path และใช้วิธี Henkel

(5) ได้จากการคำนวณย้อนกลับโดยใช้ทฤษฎีของ Terzaghi

( ) ระดับความลึกจากผิวดิน, เมตร

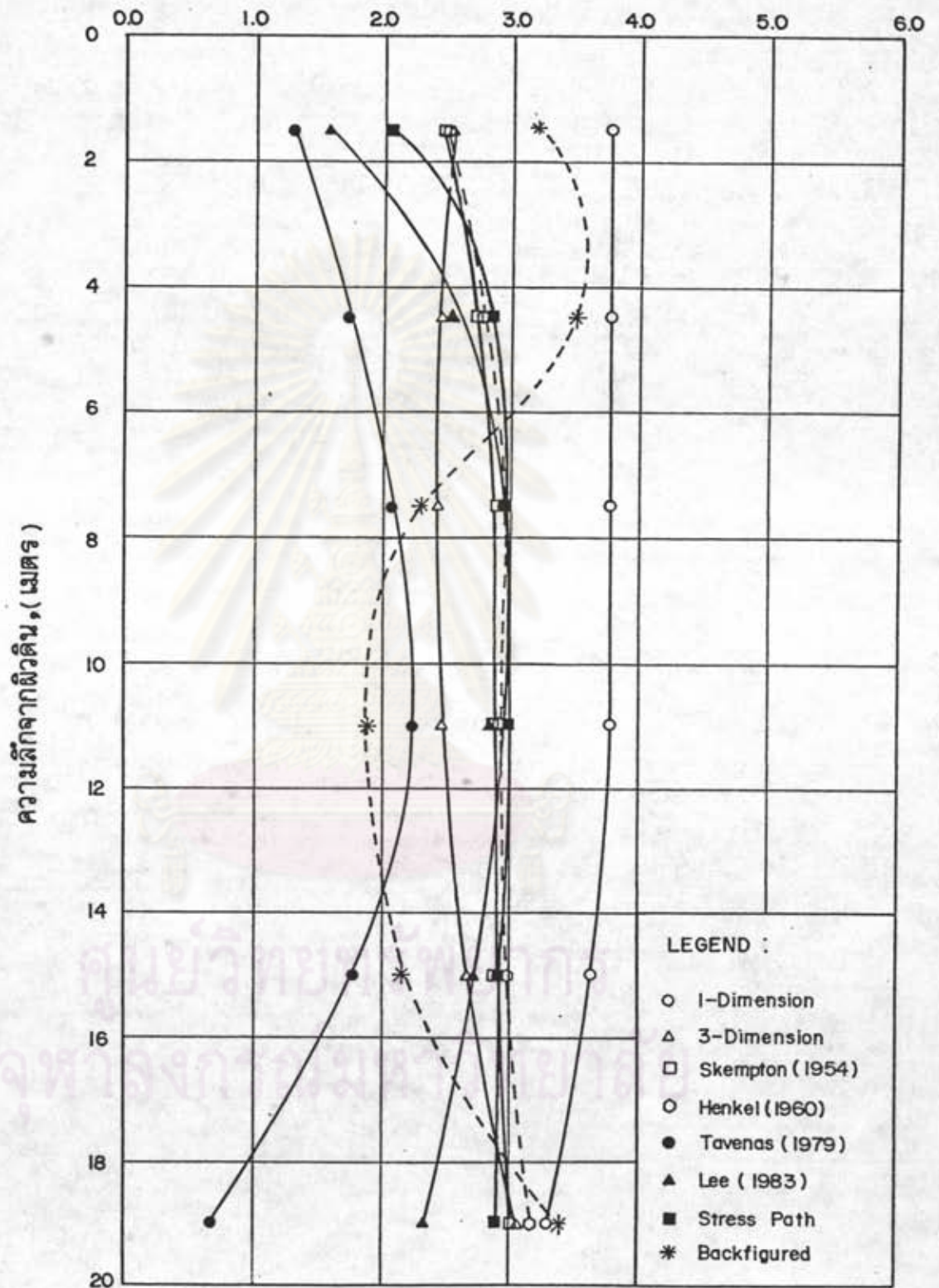


ความดันน้ำโพรงเพิ่ม, ตัน / ตร.ม



รูปที่ 4.24 ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มกับความลึกที่เกาะกลางถนน กม.47

ความดันน้ำโพรงเพิ่ม ( ตัน / ตร.ม )



รูปที่ 4.25 ค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มกับความลึก ที่ BV # 6 (กม. 52)

การที่ผลการคืบไม่ต่ออาจมีสาเหตุมาจากการเกิด Undrained Creep มากขึ้นในมวลดิน หรือข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับไม่ถูกต้อง หรือมีการเปลี่ยนแปลง load ใน BV # 6

#### 4.4 การคาดคะเนการทรุดตัว

การศึกษาริธีนี้ จะทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของคันดิน 4 แห่ง ด้วยกันคือ

1. ทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.47
2. ทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของเกาะกลางถนน ที่ กม.47
3. ทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.52
4. ทำการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของ BV # 6

ในการวิเคราะห์หาค่าการทรุดตัวของคันดินแต่ละแห่ง จะแยกพิจารณาการทรุดตัว ออกเป็นดังนี้

1. การทรุดตัวทันที โดยใช้วิธีการ
  - ก. วิธีลาล์ดิก ซึ่งจะใช้  $E_u$  จากการทดสอบ UU,  $\overline{CK}_{UC}$  (โดยใช้รูปที่ 4.11) และจากการทดสอบ Stress Path (เฉพาะที่ BV # 6)
  - ข. วิธีการของ Cox
  - ค. วิธีการ Stress Path (เฉพาะที่ BV # 6)
2. การทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำขั้นแรก โดยใช้วิธี
  - ก. วิธี 1 มิติ ของ Terzaghi
  - ข. วิธี Skempton-Bjerrum และใช้ค่าขอบเขตบนของ  $\mu$  (Lee, 1983)
  - ค. วิธีการของ Cox
  - ง. วิธี Stress Path (เฉพาะที่ BV # 6)
3. การทรุดตัวทั้งหมด โดยใช้วิธี
  - ก. วิธี 1 มิติ ของ Terzaghi
  - ข. วิธี Skempton-Bjerrum

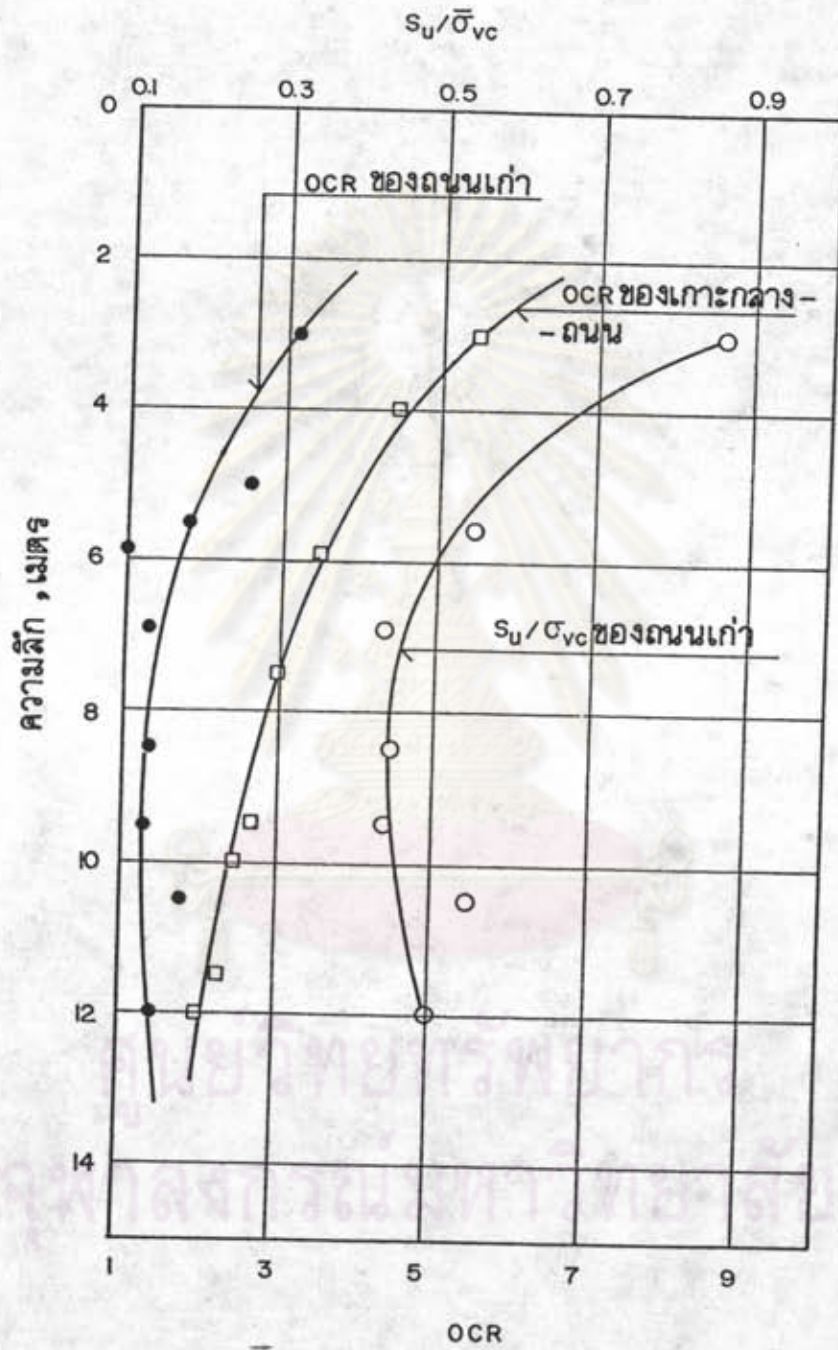
- ค. วิธีการของ Cox
- ง. วิธี Stress Path (เฉพาะที่ BV # 6)
- จ. วิธีการของ Asaoka (1978)

#### 4.4.1 การคาดคะเนการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.47

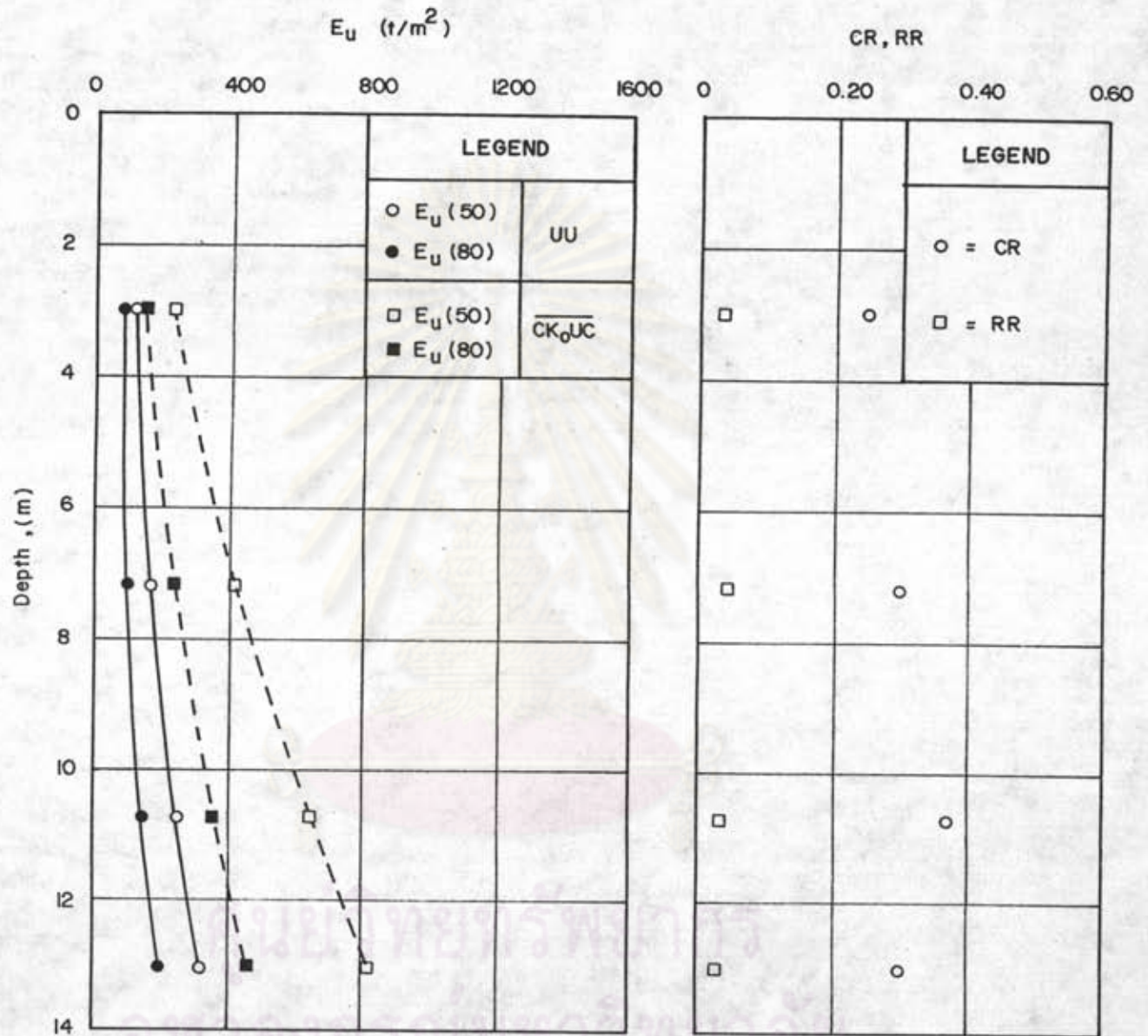
รูปหน้าตัดชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงไว้ในรูปที่ 3.3 โดยพิจารณาถนนเก่ามีความกว้าง 18 เมตร และความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของถนน มีค่า 3.5 ตัน/ม<sup>2</sup> (N.D. Lea & TEC, 1981) ในการวิจัยพบว่าดินใต้ถนนเก่าที่ กม.47 มี Stress History (OCR) แตกต่างไปจากดินที่อยู่ใต้เกาะกลางถนน ทั้งนี้โดยพิจารณาจากค่า  $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$  (Vane) ของดินใต้ถนนเก่ากับความลึก (ดูรูปที่ 4.26) เปรียบเทียบกับรูปที่ 4.10 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$  (Vane) กับ OCR ของดินบริเวณบางนา-บางปะกง จะได้ OCR ของดินใต้ถนนเก่ากับความลึกดังแสดงในรูปที่ 4.26 ดังนั้นในการนำค่าพารามิเตอร์ของดินใต้เกาะกลางถนนมาใช้วิเคราะห์จึงจำเป็นต้องทำการปรับแก้ผลของ Stress History เสียก่อน ค่าพารามิเตอร์ของดินหลังจากปรับแก้ที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว แสดงไว้ในรูปที่ 4.27

##### 4.4.1.1 การทรุดตัวทันทีหรือระหว่างการก่อสร้าง

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทันที โดยวิธีการต่าง ๆ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.9 และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างก่อสร้างซึ่งมีค่า 35 ซม. (จาก N.D. Lea & TEC, 1981) จะเห็นว่า วิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้มากที่สุด (แต่ต่ำกว่าประมาณ 5%) ขณะที่วิธีฮิลลาร์ดิกให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 50-88% ส่วนวิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{OC}$  (เพื่อตรวจสอบการเกิด Undrained Creep) ให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 43% จากที่ได้กล่าวมาแล้ว จึงพอสรุปได้ว่าพฤติกรรมการทรุดตัวระหว่างก่อสร้างของถนนเก่าที่ กม.47 นี้จะประกอบด้วย การทรุดตัวทันที (รวมผลของ Undrained Creep และ Flow ด้วย) และการทรุดตัวแบบยึดตัวคายน้ำขึ้นแรกใน OC Range ซึ่งสอดคล้องกับความเป็นจริงที่ Shear Stress มีค่าสูงและระยะเวลาที่ใช้ในการก่อสร้างกินระยะเวลาจนถึง 2 ปี และได้ว่าวิธีการที่เหมาะสมในการวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.47



รูปที่ 4.26 แสดง  $S_u/\sigma_{vc}$  และ OCR กับความลึกของดินใต้ถนนเก่า  
ที่ กม.47



รูปที่ 4.27 ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนเก่า ที่ กม.47

ตารางที่ 4.9 ค่าการทรุดตัวทันทีหรือระหว่างก่อสร้างของถนนเก่า  
ที่ กม. 47

Method			Pi (cm.)
Elastic	UU	$E_u(50)$	8.70 (10.80)
		$E_u(80)$	14.09 (17.62)
	$\overline{CK_0UC}$	$E_u(50)$	3.55 (4.44)
		$E_u(80)$	6.18 (7.72)
Cox	UU	$E_u(50)$	26.38
		$E_u(80)$	33.20
	$\overline{CK_0UC}$	$E_u(50)$	20.02
		$E_u(80)$	23.30
Observed			35

( ) รวมผลของ Local Yield

ศูนย์วิจัยและพัฒนาการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คือ วิธีการของ Cox ซึ่งใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU

#### 4.4.1.2 การทดสอบแบบอัดตัวคาน้ำขึ้นแรก

ผลการวิเคราะห์ค่าการทดสอบแบบอัดตัวคาน้ำขึ้นแรก ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.10 และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการทดสอบที่เกิดขึ้นหลังการก่อสร้าง ซึ่งมีค่า 32 ซม. (จาก N.D. Lea & TEC, 1981) จะเห็นว่า วิธีการของ Cox ให้ค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 11% วิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่ามากกว่าที่สำรวจประมาณ 10% ส่วนวิธีการของ Terzaghi พบว่าให้ค่าการทดสอบมากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 37%

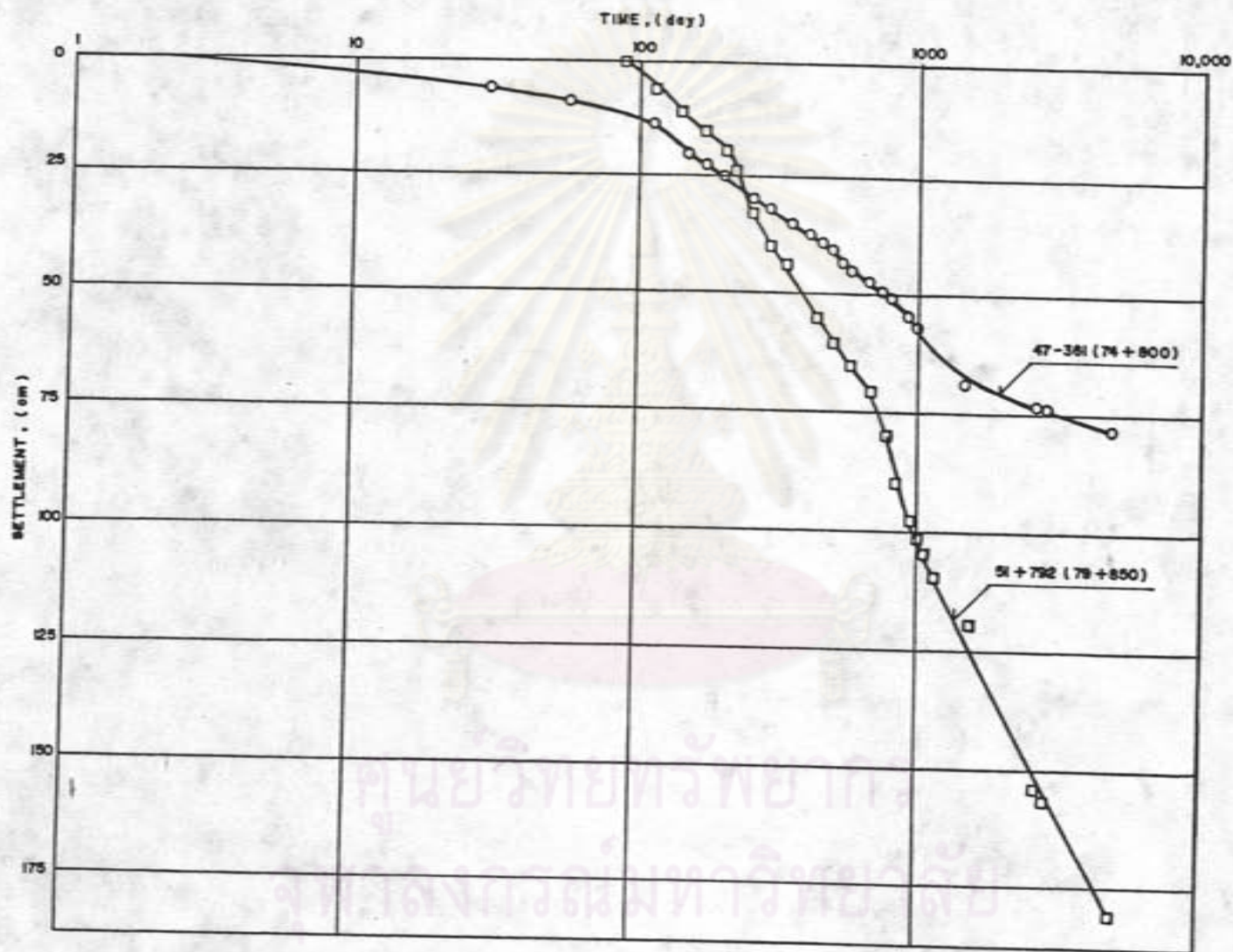
#### 4.4.1.3 การทดสอบทั้งหมด

ในการวิจัยนี้ การทดสอบทั้งหมดจะเป็นผลรวมระหว่างการทดสอบที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างและการทดสอบที่เกิดขึ้นหลังการก่อสร้าง รูปที่ 4.28 แสดงข้อมูลการทดสอบของถนนเก่าที่ กม.47 ซึ่งกรมทางหลวงได้ทำการสำรวจไว้ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2510-2522 และจะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การทดสอบทั้งหมดโดยวิธี Asaoka (1978) ดังแสดงในรูปที่ 4.29 เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การทดสอบทั้งหมดโดยวิธีการต่าง ๆ กับการทดสอบทั้งหมดที่สำรวจได้ (ดูตารางที่ 4.10) จะเห็นว่า วิธี Asaoka (1978) และวิธีการของ Cox ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ โดยวิธี Asaoka (1978) จะให้ค่ามากกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 7% ขณะที่วิธีการของ Cox ให้ค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 8% ส่วนวิธีการของ Terzaghi และวิธี Skempton-Bjerrum พบว่าให้ค่าการทดสอบต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 34% และ 22% ตามลำดับ

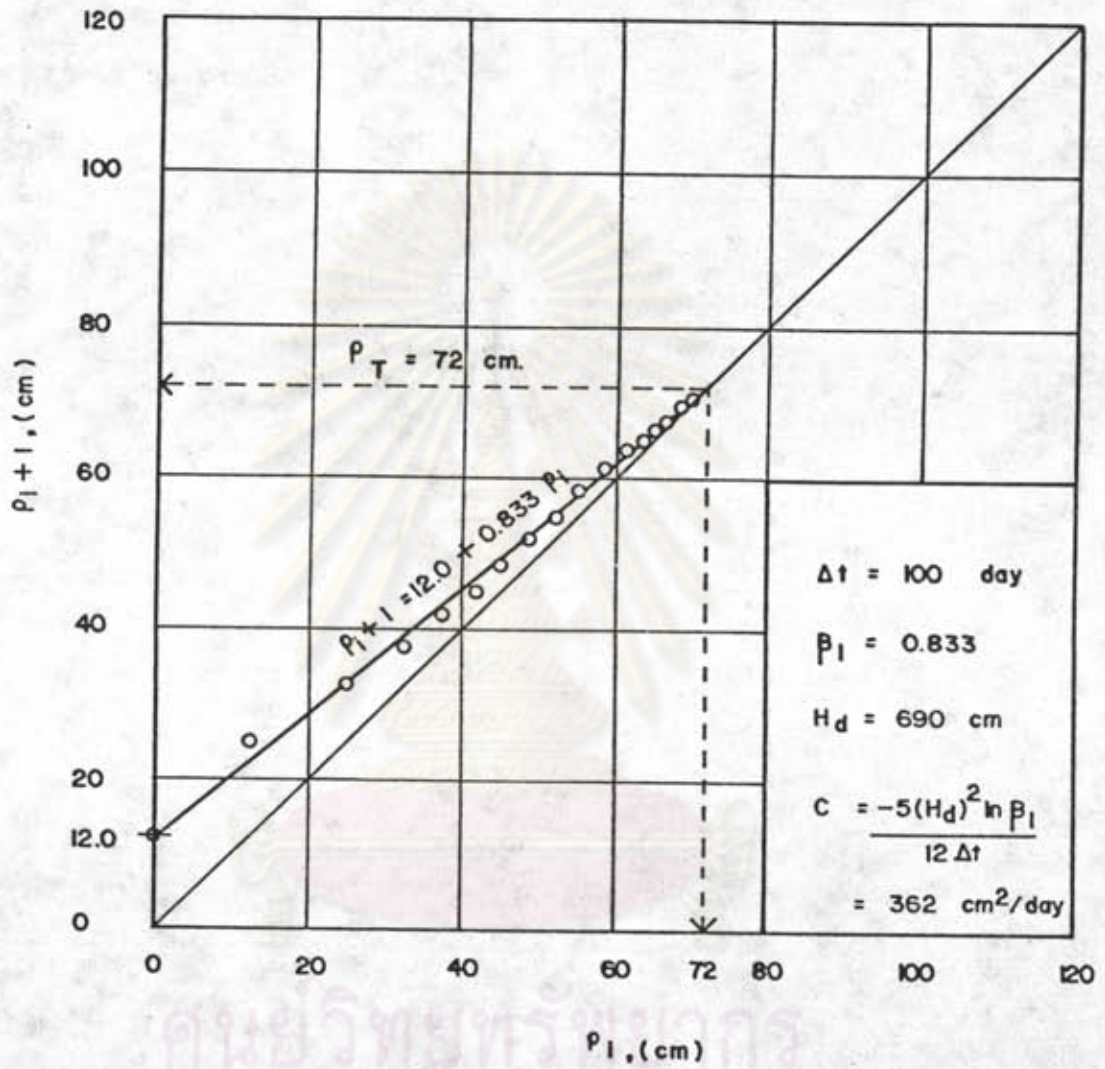
#### 4.4.2 การคาดคะเนการทดสอบของเกาะกลางถนนที่ กม.47

Geometry ของเกาะกลางถนนและรูปหน้าตัดชั้นดินที่ กม.47 แสดงไว้ในรูปที่ 3.2 และ 3.3 โดยพิจารณาความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของเกาะกลางถนนมีค่า 4.0 ตัน/ม<sup>2</sup> ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทดสอบ แสดงไว้ในรูปที่ 4.30 การวิเคราะห์หาค่าการทดสอบของเกาะกลางถนนที่ กม.47 ในการวิจัยนี้เป็นกรณีเดียวกับที่  $\bar{\sigma}_{vf} < \bar{\sigma}_{vm}$  ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาเฉพาะตำแหน่งที่ติดตั้ง Settlement Plate เท่านั้น





รูปที่ 4.28 ข้อมูลการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.47 และ กม.52 (N.D. LEA & TEC, 1981)

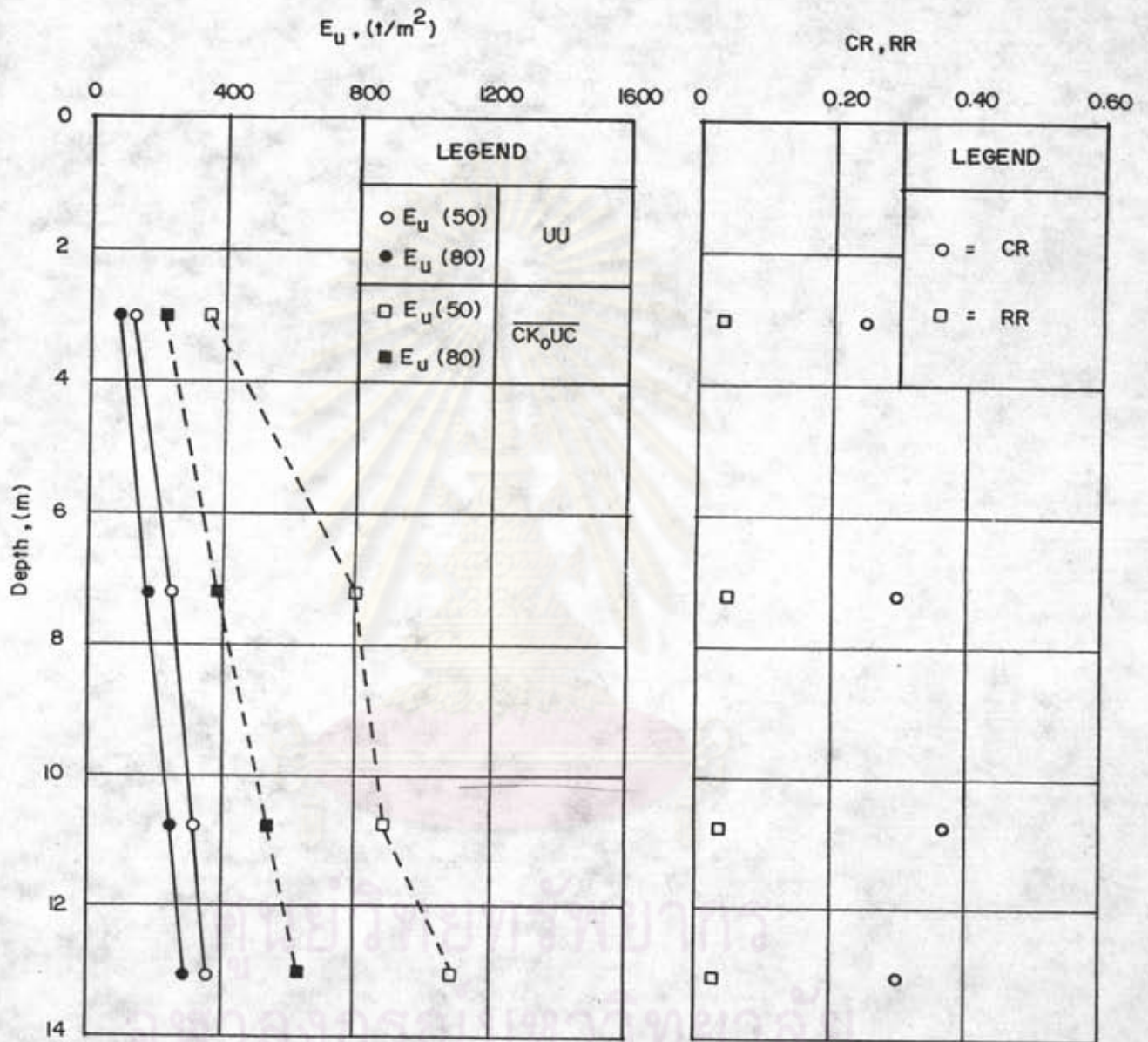


รูปที่ 4.29 การวิเคราะห์ห้การทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.47  
โดยวิธี Asaoka (1978)

ตารางที่ 4.10      สรุปผลการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม. 47

Method		$P_i$ (cm)	$P_c$ (cm)	$P_T$ (cm)
Terzaghi			43.96	43.96
Skempton - Bjerrum		17.62 (1)	34.93	52.55
Elastic	UU	$E_u$ (50)	8.70 (10.88)	
		$E_u$ (80)	14.09 (17.62)	
	TC	$E_u$ (50)	3.55 (4.44)	
		$E_u$ (80)	6.18 (7.72)	
Cox		33.20 (2)	28.38	61.58
Asaoka				72.0
Observed (3)		35	32	67

- (1) จากวิธีคลาดติก รวมผลของ local yield และใช้  $E_u$  (80)  
จากการทดสอบ UU
- (2) ใช้  $E_u$  (80) จากการทดสอบ UU
- (3) จาก N.D. LEA & TEC (1981)
- ( ) เมื่อรวมผลของ local yield



รูปที่ 4.30 ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของ เกาะกลางถนน  
ที่ กม.47

#### 4.4.2.1 การทรุดตัวพื้นที่

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวพื้นที่โดยวิธีการต่าง ๆ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.11 ซึ่งค่าการทรุดตัวที่ได้จากวิธีการของ Cox นี้ จะพิจารณาการทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัว (OC Range) เฉพาะในดินล่วนที่เป็น Crust เท่านั้น ทั้งนี้ เนื่องจากระยะเวลาในการก่อสร้างสั้น การทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำจึงไม่อาจเกิดได้หมดในช่วงก่อสร้าง

เนื่องจากการติดตั้ง Settlement Plate เพื่อวัดการทรุดตัวได้กระทำหลังจากการก่อสร้างเกาะกลางถนนเสร็จไปแล้วประมาณ 45 วัน ดังนั้นจึงไม่มีข้อมูลการทรุดตัวพื้นที่ที่เกิดขึ้นจริงไปเปรียบเทียบได้ อย่างไรก็ตามโดยอ้างอิงผลการวิเคราะห์การทรุดตัวพื้นที่ของ BV # 6 ซึ่งจะกล่าวในหัวข้อที่ 4.4.4.1 ซึ่งมีลักษณะของปัญหาคล้ายคลึงกัน (ดินมี OCR ค่อนข้างสูง และระยะเวลาในการก่อสร้างสั้น) แต่มี Stress Level ต่ำกว่าที่ BV # 6 จึงคาดได้ว่าวิธีลาลัสติกที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{0UC}$  จะให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่เกิดขึ้นจริงไปในทางที่ต่ำกว่า ขณะที่วิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{0UC}$  จะให้ค่ามากกว่าค่าที่เกิดขึ้นจริง ซึ่งยืนยันได้จากการที่วิธีการของ Cox ให้ค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังก่อสร้างต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ (ดูตารางที่ 4.12) และเป็นสิ่งชี้บ่งว่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัวตามวิธีการของ Cox ซึ่งคิดเฉพาะส่วนที่เป็น Crust เท่านั้น ยังให้ค่าการทรุดตัวสูงเกินไป ทั้งนี้คาดว่า เป็นผลมาจากระยะเวลาในการก่อสร้างเกาะกลางถนนสั้นมาก (45 วัน) จากที่ได้กล่าวมาจึงพอสรุปได้ว่า พฤติกรรมการทรุดตัวระหว่างก่อสร้างของคันดินเกาะกลางถนนที่ กม.47 จะประกอบด้วย การทรุดตัวพื้นที่โดยคาดว่าจะไม่มีปัญหา Undrained Creep และ Flow เกิดขึ้น เนื่องจาก Stress Level มีค่าต่ำ ( $\approx 30\%$ ) และอาจรวมการทรุดตัวแบบอัดตัวคาน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัวบางส่วน ซึ่งวิธีการที่พอที่จะนำมาใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวพื้นที่ ได้แก่ วิธีลาลัสติก ที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{0UC}$  แต่ mechanism จะไม่ตรงตามที่เกิดขึ้นจริง และวิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{0UC}$  ซึ่งจะให้ค่าที่ค่อนข้าง Conservative และให้ mechanism ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง

ตารางที่ 4.11 ค่าการทรุดตัวพื้นที่ของเกาะกลางถนนที่ กม. 47

Method			Pi (cm)
Elastic	UU	$E_u(50)$	4.05
		$E_u(80)$	5.28
	$\overline{CK_dJC}$	$E_u(50)$	1.47
		$E_u(80)$	2.39
Cox	UU	$E_u(50)$	10.67
		$E_u(80)$	11.90
	$\overline{CK_dJC}$	$E_u(50)$	8.09
		$E_u(80)$	9.01
Observed			—

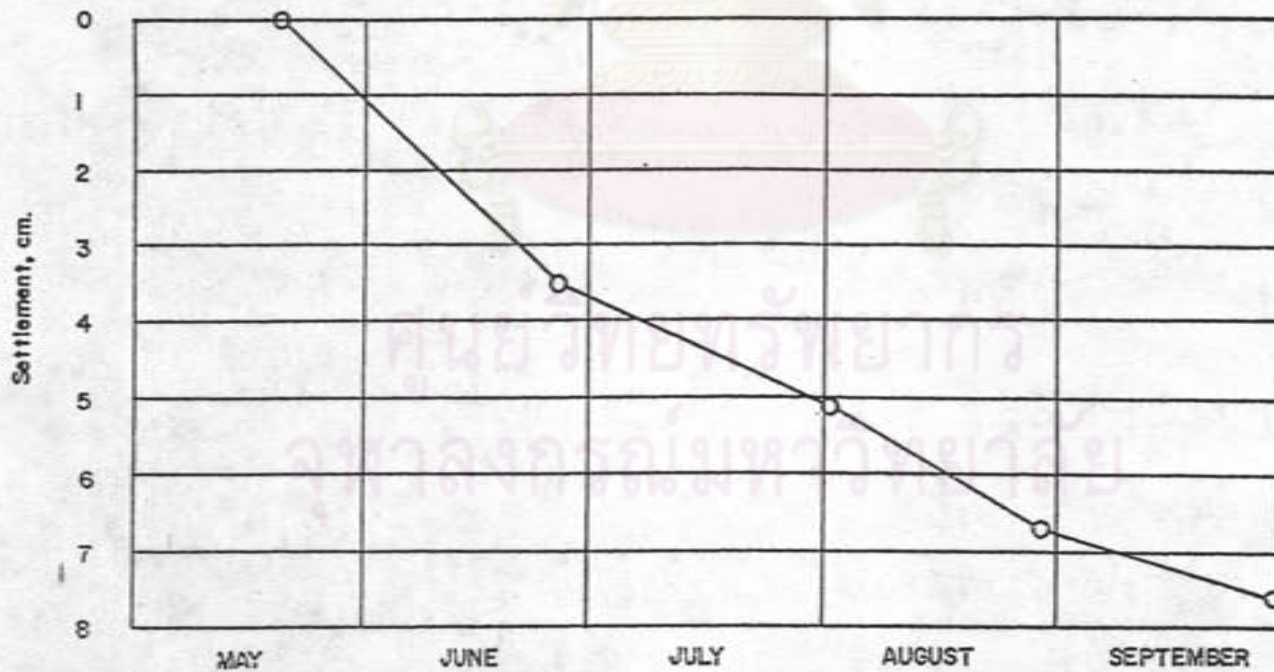
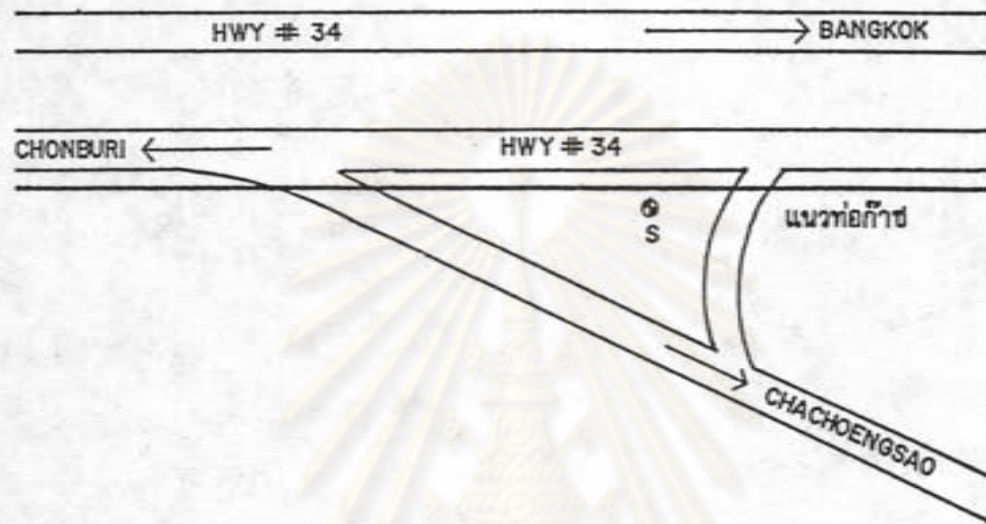
#### 4.4.2.2 การทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำขั้นแรก

รูปที่ 4.31 แสดงข้อมูลการทรุดตัวของ Settlement Plate ที่ได้จากการสำรวจตลอดระยะเวลาประมาณ 5 เดือน ที่ทำการวิจัย ซึ่งจะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธี Asaoka (1978) ดังแสดงในรูปที่ 4.32 และเนื่องจากการวัดค่าการทรุดตัวได้กระทำหลังจากก่อสร้างเกาะกลางถนนเสร็จไปแล้วประมาณ 45 วัน ดังนั้นจึงอาศัยหลักการของ Asaoka คำนวณย้อนกลับไปยังเวลาที่ต้องการ ซึ่งจะได้อัตราการทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำทั้งหมดมีค่า 16.4 ซม. และการทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำที่ยังเหลืออยู่มีค่า 10.2 ซม. (ดูรูปที่ 4.32) ซึ่งใกล้เคียงกับค่าการทรุดตัวที่คำนวณได้จากการใช้ข้อมูลความตื้นน้ำโพรงเพิ่มในสนามมาก (มีค่า 10.1 ซม.) แต่เนื่องจากการทรุดตัวไม่ได้กระทำตั้งแต่แรกเริ่มไปจนกระทั่งการทรุดตัวสิ้นสุด ในการวิจัยนี้จึงจะพิจารณาค่าการทรุดตัวที่ได้จากวิธี Asaoka เป็นค่าที่ถูกต้อง และใช้เป็นมาตรฐานในการเปรียบเทียบต่อไป อนึ่งการใช้วิธี Asaoka วิเคราะห์การทรุดตัวนี้ยังจะบอกถึงเวลาที่การทรุดตัวสิ้นสุด ซึ่งในกรณีของ เกาะกลางถนนที่ กม.47 จะได้ว่าอัตราการทรุดตัวจะเกิดขึ้นหมดภายในระยะเวลาประมาณ 14 เดือน ซึ่งจะเป็นเครื่องยืนยันถึงการใช้ได้ของวิธีการของ Cox ที่พิจารณาการทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำในช่วงฮัตแน่นเกินตัวได้เกิดขึ้นตลอดทั้งชั้นดิน ในกรณีระยะเวลาการก่อสร้างนานถึง 2 ปี ที่ถนนเก่า กม.47 และ กม.52

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบฮัตตัวคายน้ำขั้นแรกได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.12 จะเห็นว่า วิธี Skempton-Bjerrum วิธีการของ Cox ให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ โดยจะต่ำกว่าประมาณ 2% และ 11% ตามลำดับ ส่วนวิธี Terzaghi พบว่าให้ค่ามากกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 29%

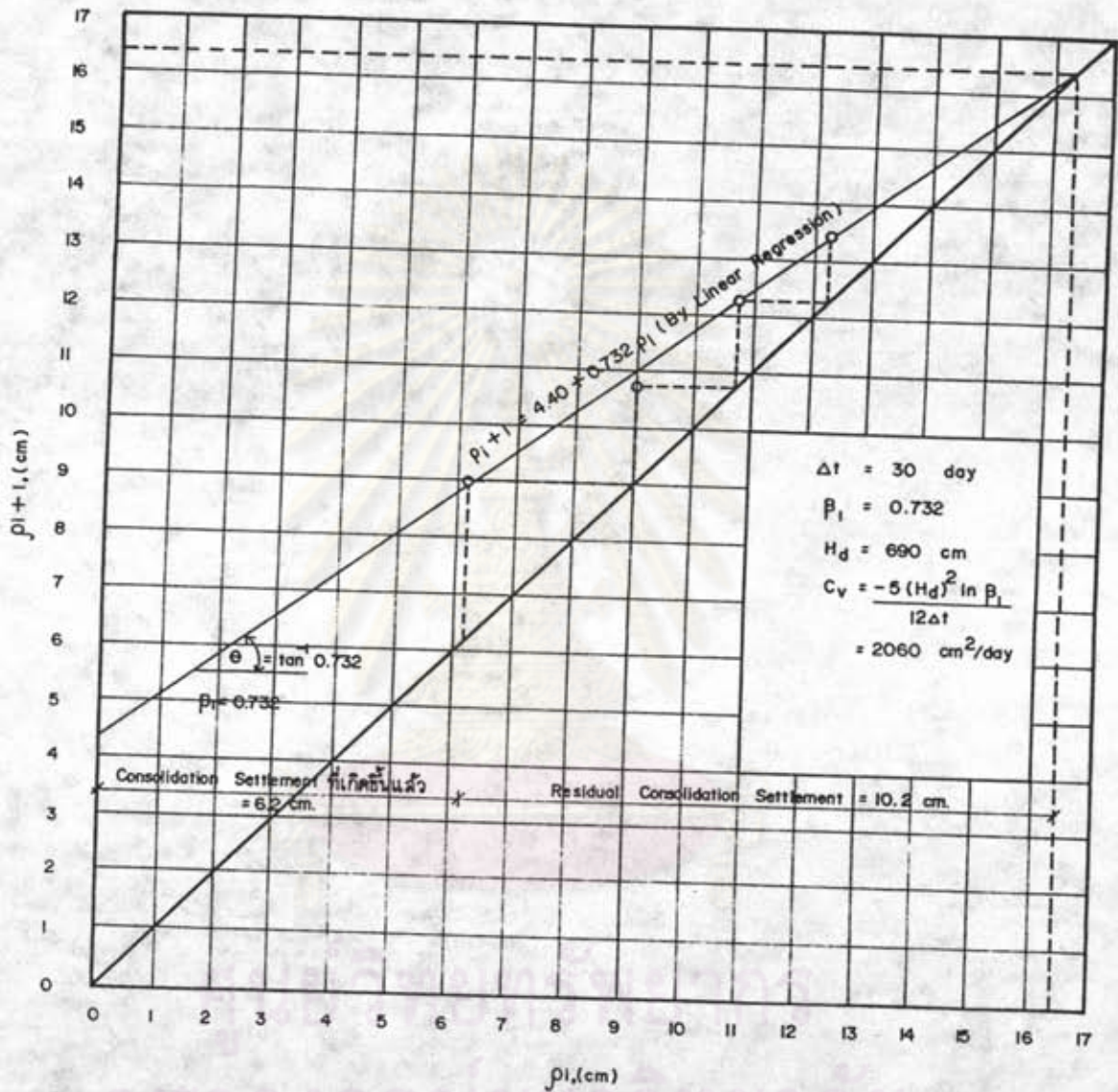
#### 4.4.2.3 การทรุดตัวทั้งหมด

เนื่องจากไม่มีข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นโดยอาศัยผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้งหมดของถนนเก่าที่ กม.47 ถนนเก่าที่ กม.52 และของ BV # 6 จะได้ว่าวิธีการของ Cox จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้โดยมีแนวโน้มจะให้ค่าที่มากกว่าที่สำรวจได้ ขณะที่วิธี Skempton-Bjerrum จะให้ค่าการทรุดตัวทั้งหมดต่ำกว่าเกินไป ส่วนวิธี Terzaghi คาดว่าจะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้เล็กน้อย



รูปที่ 4.31 ข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้จาก Settlement Plate ที่เกาะกลางถนนที่ กม.47





รูปที่ 4.32 การคาดคะเนการทรุดตัวของเกาะกลางถนนที่ กม.47  
 โดยวิธีของ Asaoka (1978)

ตารางที่ 12      สรุปผลการคาดคะเนการทรุดตัวของเกาะกลางถนนที่ กม.47

Method		$P_i$ (cm)	$P_c$ (cm)	$P_T$ (cm)
Terzaghi			21.26	21.26
Skempton - Bjerrum		1.47 (1)	16.17	17.64
Elastic	UU	$E_u(50)$	4.05	
		$E_u(80)$	5.28	
	TC	$E_u(50)$	1.47	
		$E_u(80)$	2.39	
Cox		8.09 (2)	14.64	22.73
Observed		-	16.40 (3)	-

(1) จากวิธีหาค่าสถิติ และใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_O UC$

(2) ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_O UC$

(3) จากวิธี Asaoka (1978)

ศูนย์วิจัยทางวิชาการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

#### 4.4.3 การคาดคะเนการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.52

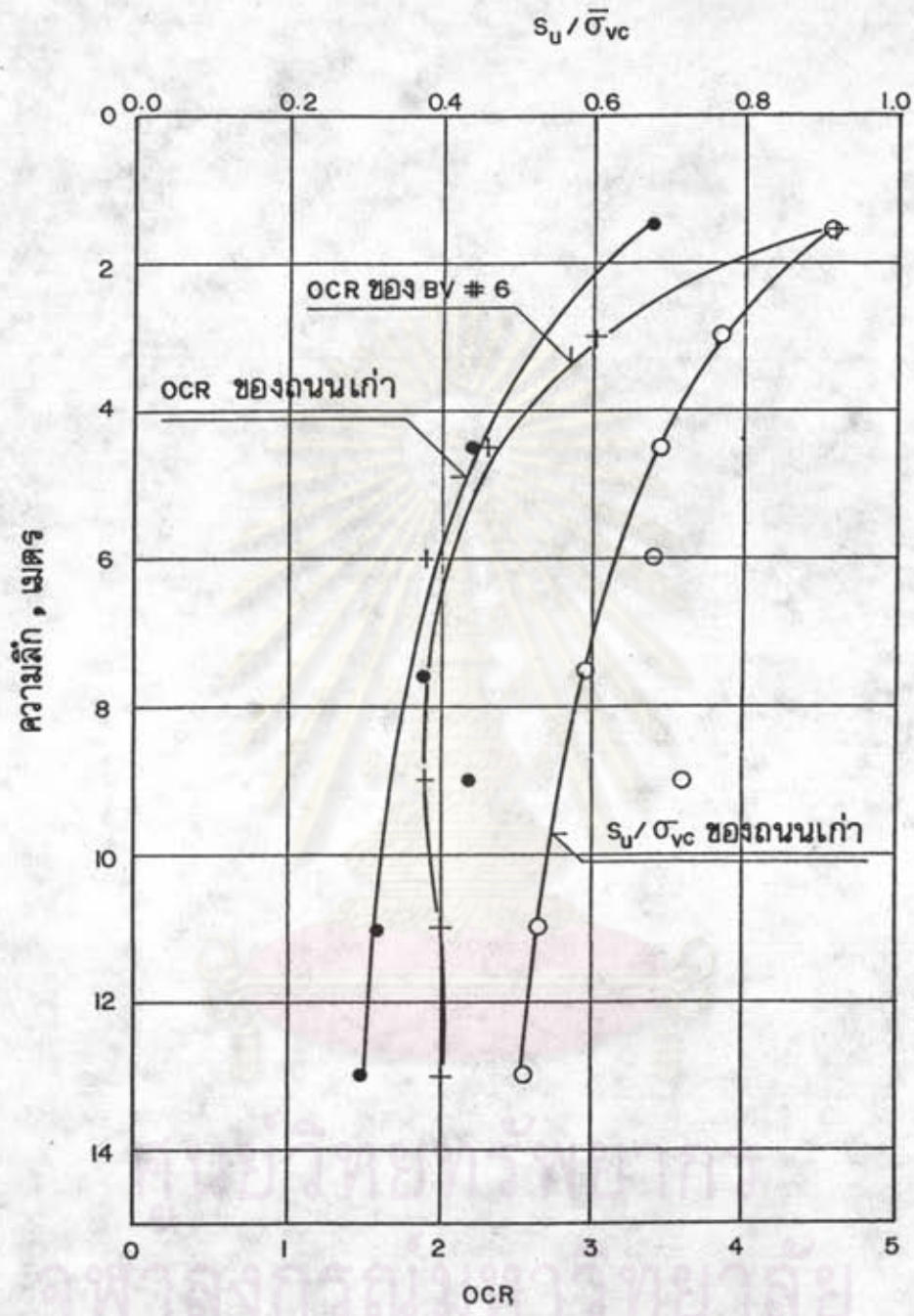
รูปหน้าตัดชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงไว้ในรูปที่ 3.5 โดยพิจารณาถนนมีความกว้าง 18 เมตร และความเค้นที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักของถนนมีค่า 4.5 ตัน/ม<sup>2</sup> (N.D. Lea & TEC, 1981) และเช่นเดียวกับในหัวข้อ 4.4.1 จึงได้ตรวจสอบ Stress History ของดินใต้ถนนเก่าที่ กม.52 พบว่า มี Stress History แตกต่างไปจากดินที่ BV # 6 บ้างเล็กน้อย ค่า  $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$  (Vane) และ OCR ของดินใต้ถนนเก่ากับความลึก แสดงไว้ในรูปที่ 4.33 ดังนั้นในการนำพารามิเตอร์ของดินใต้ BV # 6 ไปใช้ในการวิเคราะห์จึงจำเป็นต้องปรับแก้ค่าเสียก่อน ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนเก่า แสดงไว้ในรูปที่ 4.34

##### 4.4.3.1 การทรุดตัวทันที

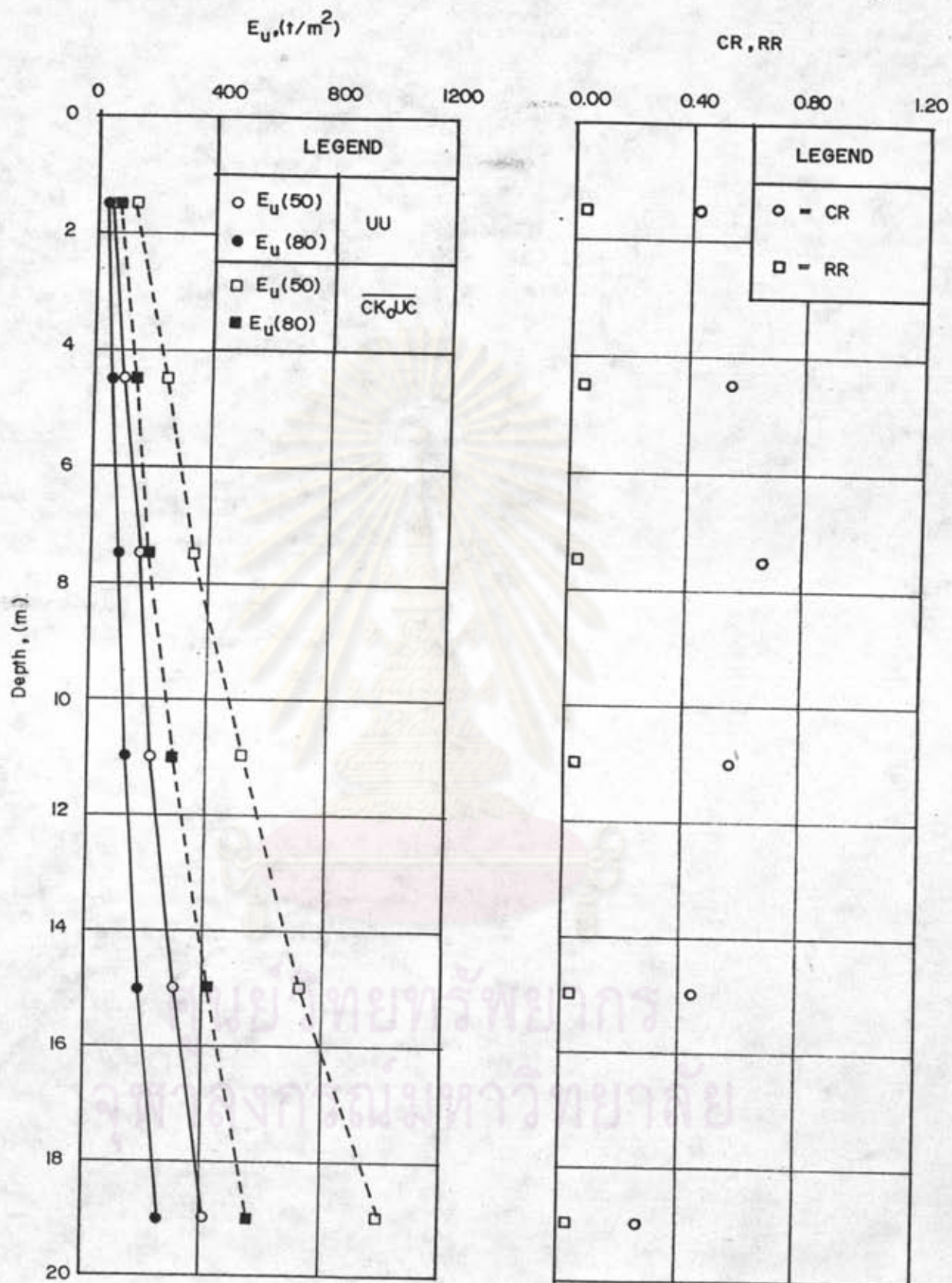
ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทันที โดยวิธีการต่าง ๆ สรุปไว้ในตารางที่ 4.13 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง จะเห็นว่าวิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU ให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ ขณะที่วิธีการของ Cox ซึ่งใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_0 UC$  ให้ค่าการทรุดตัวต่ำกว่าที่สำรวจได้ถึง 48% ส่วนวิธีลาลัสติก พบว่าไม่มี Solution ใดเลยที่ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่าพฤติกรรมทรุดตัวระหว่างการก่อสร้างของถนนเก่าที่ กม.52 จะประกอบด้วย การทรุดตัวทันที ซึ่งรวมผลของ Undrained Creep กับ Flow และการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรกใน OC Range ซึ่งวิธีการที่เหมาะสมในการคาดคะเนการทรุดตัวระหว่างก่อสร้างของถนนเก่าที่ กม.52 คือ วิธีการของ Cox โดยใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU (เช่นเดียวกับที่ถนนเก่า กม.47)

##### 4.4.3.2 การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรก

ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรก โดยวิธีการต่าง ๆ ได้สรุปไว้ในตารางที่ 4.14 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่สำรวจได้จะเห็นว่า วิธีการของ Cox ให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้และสูงกว่าประมาณ 10% ในขณะที่วิธี Skempton-Bjerrum และวิธี Terzaghi ให้ค่าการทรุดตัวมากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 23% และ 39% ตามลำดับ



รูปที่ 4.33 แสดง  $S_u / \bar{\sigma}_{vc}$  และ OCR กับความลึกของดิน  
 ใต้ถนนเก่าที่ กม.52



รูปที่ 4.34 ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม. 52

ตารางที่ 4.13 ค่าการทรุดตัวพื้นของถนนเก่าที่ กม.52

Method			$P_i$ (cm)
Elastic	UU	$E_u$ (50)	16.58 (34.54)
		$E_u$ (80)	27.21 (56.69)
	$\overline{CK_0UC}$	$E_u$ (50)	7.16 (14.91)
		$E_u$ (80)	10.45 (21.77)
Cox	UU	$E_u$ (50)	60.71
		$E_u$ (80)	82.86
	$\overline{CK_0UC}$	$E_u$ (50)	41.08
		$E_u$ (80)	47.94
Observed			85

( ) รวมของ Local Yield

#### 4.4.3.3 การทรุดตัวทั้งหมด

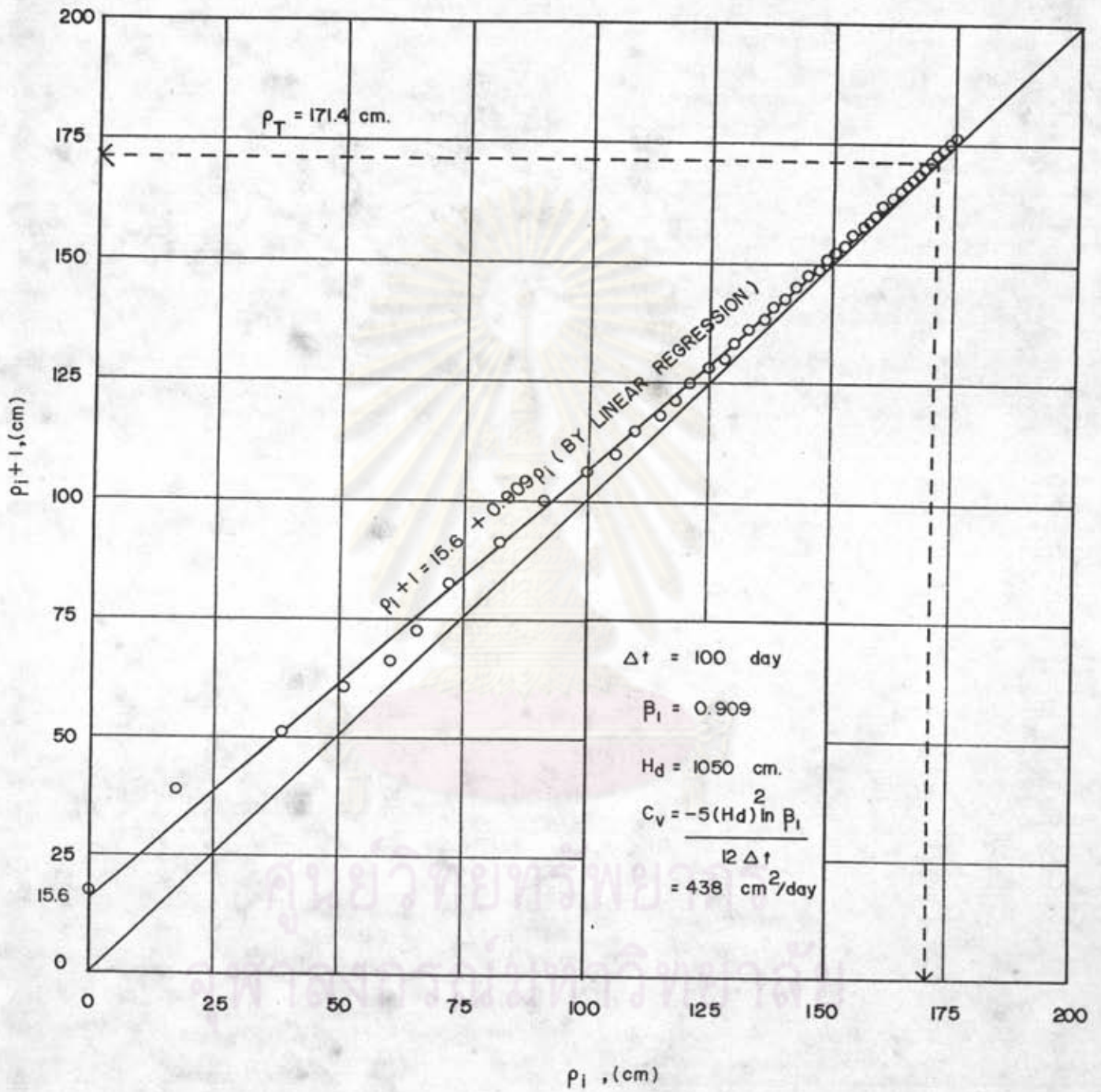
รูปที่ 4.28 แสดงข้อมูลการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.52 ซึ่งกรมทางหลวงได้ทำการสำรวจไว้ ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2510-2522 จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้งหมดโดยวิธี Asaoka (1978) ดังแสดงในรูปที่ 4.35 และได้ค่าการทรุดตัวทั้งหมดมีค่า 171.4 ซม. ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้งหมดโดยวิธีการต่าง ๆ และค่าการทรุดตัวทั้งหมดที่สำรวจได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.14 จะเห็นว่าวิธี Asaoka (1978) วิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ UU และวิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้มากที่สุด คือ วิธีการของ Cox จะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 4% วิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 5% ส่วนวิธี Terzaghi พบว่าให้ค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 28%

#### 4.4.4 การคาดคะเนการทรุดตัวของ BV # 6

Geometry ของ BV # 6 และรูปหน้าตัดชั้นดิน ที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงไว้ในรูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5 โดยค่าความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของ BV # 6 มีค่า 3.80 ตัน/ม<sup>2</sup> ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ในการวิเคราะห์การทรุดตัวแสดงไว้ในรูปที่ 4.36

##### 4.4.4.1 การทรุดตัวทันที

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทันที โดยวิธีการต่าง ๆ สรุปลงไว้ในตารางที่ 4.15 และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างก่อสร้างซึ่งมีค่า 20 ซม. (พิจารณาจากการที่ ปตท.ต้องเสริมพื้นที่ภายใน BV # 6 อีกประมาณ 20 ซม. เพื่อเป็นการรักษาระดับใน BV # 6 หลังจากที่ย่อสร้างเสร็จ) จะเห็นว่า วิธี Stress Path ชั่วง ีผลลลติก และวิธีอีผลลลติกที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_O UC$  และ  $E_u$  (Elastic) จากการทดสอบ Stress Path ให้ค่าการทรุดตัวที่ต่ำเกินไป ซึ่งคาดว่าเนื่องมาจากการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างนั้นจะประกอบด้วย การทรุดตัวทันที (รวมผล Undrained Creep และ Flow) และอาจจะมีการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำบางส่วน สำหรับวิธีอีผลลลติกซึ่งใช้  $E_u(50)$  จากการทดสอบ UU,  $E_u(80)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK}_O UC$  และ  $E_u$  (CREEP) จากการทดสอบ Stress Path รวมทั้งวิธี Stress Path ที่รวมผลของ Undrained



รูปที่ 4.35 การวิเคราะห์การทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.52 โดยวิธี Asaoka (1978)



ตารางที่ 4.14 สรุปลการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนเก่าที่ กม.52

Method			$P_i$ (cm)	$P_c$ (cm)	$P_T$ (cm)
Terzoghi				125.49	125.49
Skempton - Bjerrum			56.69 (1)	110.76	167.45
Elastic	$E_u$ (50)	UU	16.58 (34.54)		
	$E_u$ (80)		27.21 (56.69)		
	$E_u$ (50)	TC	7.16 (14.91)		
	$E_u$ (80)		10.45 (21.77)		
Cox			82.86 (2)	99.32	182.18
Asaka			-	-	171.40
Observed (3)			85	90	175

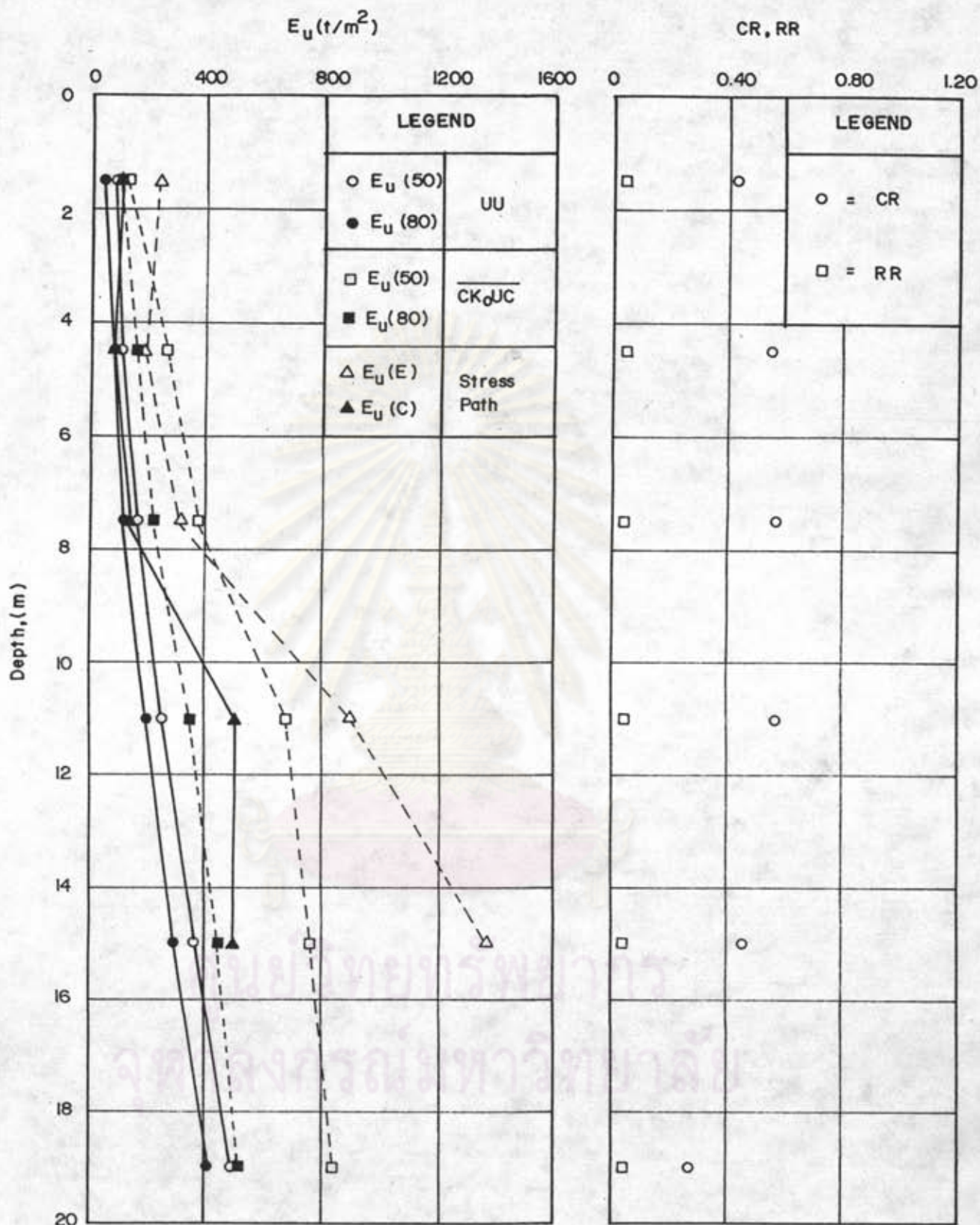
(1) จากวิธีค่าลัดติง รวมผลของ local yield และใช้  $E_u$  (80)

จากการทดสอบ UU

(2) ใช้  $E_u$  (80) จากการทดสอบ UU

(3) จาก N.D. LEA & TEC (1981)

( ) เมื่อรวมผลของ local yield



รูปที่ 4.36 ค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของ BV # 6

ตารางที่ 4.15 ค่าการทรุดตัวทันทีของ BV # 6

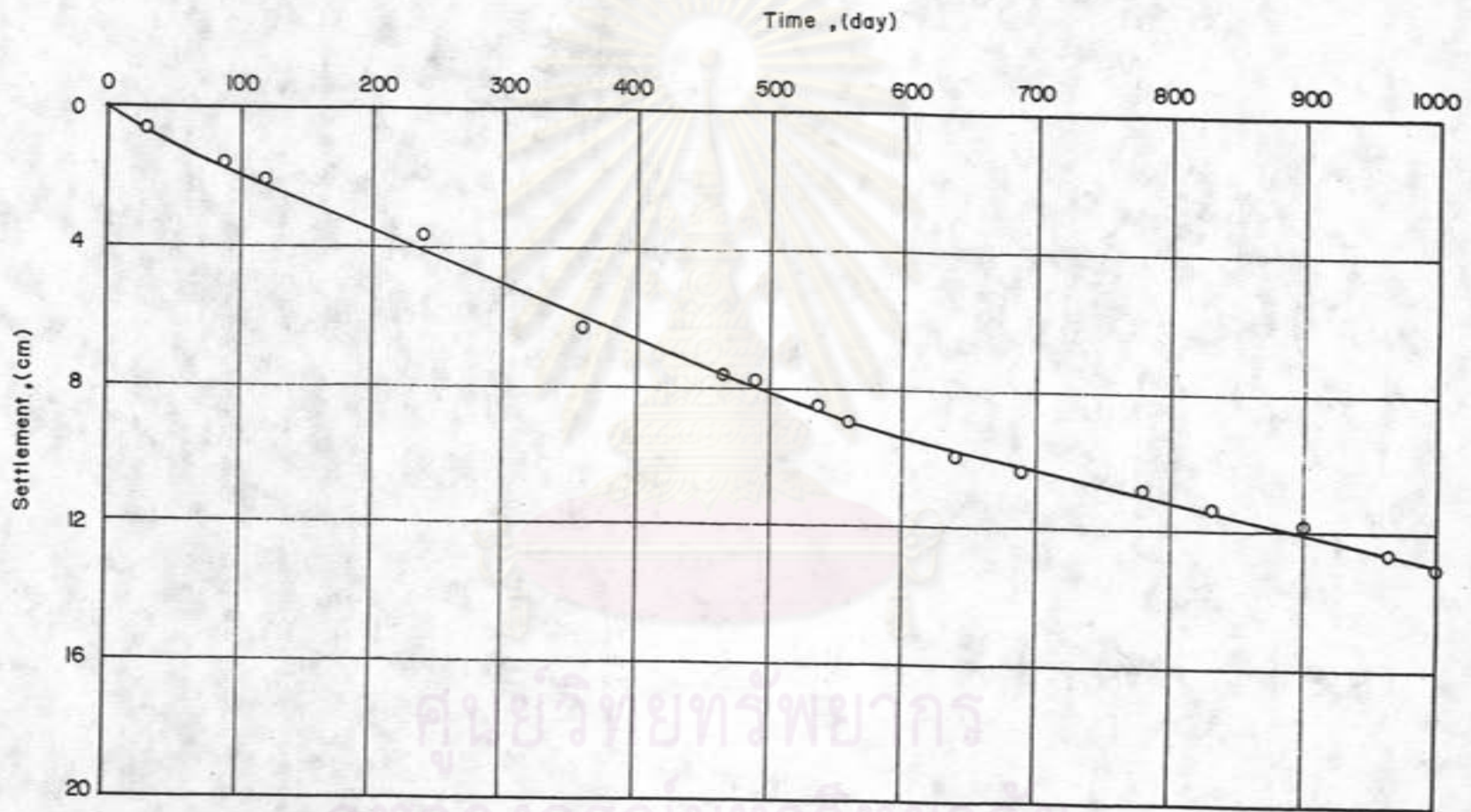
Method			P <sub>i</sub> (cm)
Elastic	UU	E <sub>u</sub> (50)	17.80 (21.97)
		E <sub>u</sub> (80)	21.55 (26.60)
	$\overline{CK_0UC}$	E <sub>u</sub> (50)	8.50 (10.49)
		E <sub>u</sub> (80)	14.86 (18.35)
	Stress Path	E <sub>u</sub> (Elastic)	7.15 (8.83)
		E <sub>u</sub> (Creep)	16.02
Cox	UU	E <sub>u</sub> (50)	28.32
		E <sub>u</sub> (80)	32.95
	$\overline{CK_0JC}$	E <sub>u</sub> (50)	16.84
		E <sub>u</sub> (80)	24.70
	Stress Path	E <sub>u</sub> (E)	15.18
		E <sub>u</sub> (Creep)	22.37
STRESS PATH	Elastic	9.00	
	Creep	20.08	
Observed			20.0

Creep พบว่า ให้ค่าอยู่ในเกณฑ์ใช้ได้ ค่าการทรุดตัวไม่ระบายน้ำที่ได้จากวิธี Stress Path นี้จะเป็นค่า Upper Bound Solution เพราะในการทดลองนั้นได้ปล่อยให้เกิด Undrained Creep อย่างเต็มที่ ส่วนวิธีการของ Cox ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทันทีที่ BV # 6 นี้ จะพิจารณา การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัว (OC Range) เฉพาะในส่วนที่เป็น Crust เท่านั้น ทั้งนี้เนื่องจากระยะเวลาในการก่อสร้าง BV # 6 (ส่วนที่เป็นชั้นดินถม) เพียงประมาณ 3 เดือน การระบายน้ำจึงไม่น่าจะระบายได้หมดตลอดทั้งชั้นดินในช่วงที่ทำการก่อสร้าง ซึ่งพบว่า วิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(50)$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_O UC$  และ  $E_u(E)$  จากการทดลอง Stress Path ให้ค่าการทรุดตัวต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 15-25% ขณะที่วิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_O UC$  และ  $E_u(Creep)$  จากการทดลอง Stress Path ให้ค่าการทรุดตัวมากกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 10-23%

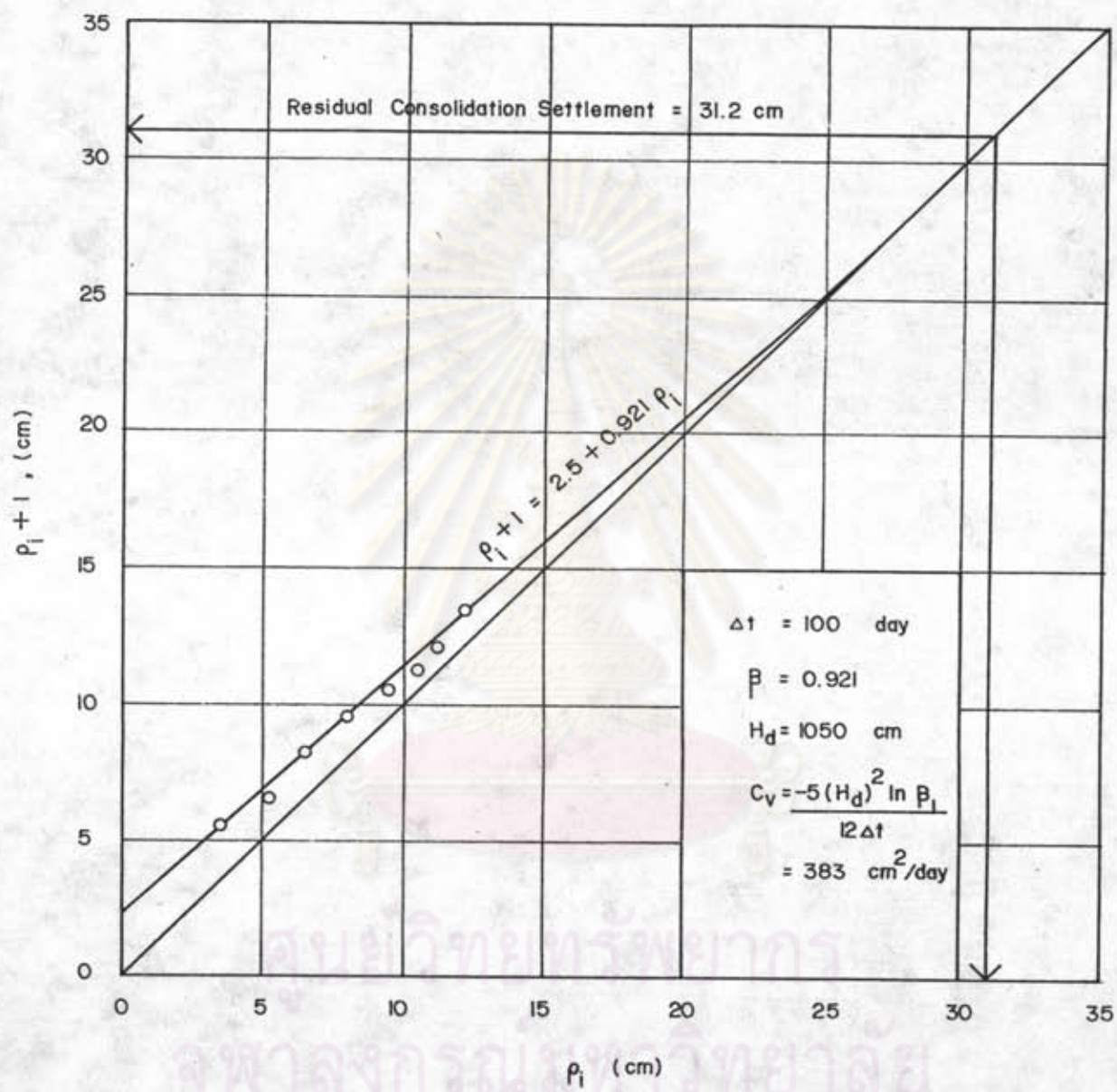
จากที่ได้วิเคราะห์มาทั้งหมดจึงพอคาดได้ว่า พฤติกรรมการทรุดตัวระหว่างการก่อสร้างของ BV # 6 จะประกอบด้วย การทรุดตัวทันที (รวมผล Undrained Creep และ Flow) และอาจมีการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำบ้างเล็กน้อย ซึ่งวิธีการที่เหมาะสมในการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน BV # 6 นี้ ได้แก่ วิธีหาลำดับที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_O UC$  และวิธีการของ Cox ที่ใช้  $E_u(80)$  จากการทดลอง  $\overline{CK}_O UC$  ซึ่งจะให้ค่าที่ค่อนข้าง Conservative เล็กน้อยและให้ mechanism ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงมากกว่าวิธีหาลำดับ

#### 4.4.4.2 การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำขั้นแรก

จากค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มที่วัดได้สนาม ดังแสดงในรูปที่ 4.23 จะได้ว่านับตั้งแต่เดือนมิถุนายน 2527 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำที่เหลืออยู่มีค่าประมาณ 40 ซม. ซึ่งจะถือว่าเป็นค่าที่ถูกต้องและใช้ในการเปรียบเทียบต่อไป ขณะที่วิธี Asaoka ซึ่งใช้ข้อมูลการทรุดตัวของ Settlement Plate ที่ BV # 6 ในรูปที่ 4.37 มาทำการวิเคราะห์โดยวิธี Asaoka (1978) ดังแสดงในรูปที่ 4.38 ซึ่งพบว่าค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำที่เหลืออยู่จากวิธี Asaoka มีค่าต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 20% ส่วนการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำได้เกิดขึ้นไปแล้วประมาณ 45 ซม. (ซึ่งได้จากการที่ดินจมลงไปที่ระดับหัวเสาเข็มที่เป็น Bench Mark) ดังนั้นจะได้ค่าการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นหลังการก่อสร้างมีค่า 85 ซม. ซึ่งจะนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีการต่าง ๆ ต่อไป



รูปที่ 4.37 ข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้จาก Settlement Plate ที่ BV # 6



รูปที่ 4.38 การวิเคราะห์การทรุดตัวของ BV # 6 โดยวิธี Asaoka (1978)

ผลการวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวแบบอัตราตัวคายน้ำโดยวิธีการต่าง ๆ แสดงไว้ในตารางที่ 4.16 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่สำรวจได้จะเห็นว่าวิธีการของ Cox วิธี Terzaghi และวิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่าการทรุดตัวใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้เป็นที่น่าสนใจ โดยวิธีการของ Cox และวิธี Terzaghi ให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 2% และ 10% ตามลำดับ ขณะที่วิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 5% ส่วนวิธี Stress Path พบว่าให้ค่ามากกว่าค่าที่สำรวจได้ประมาณ 26%

#### 4.4.4.3 การทรุดตัวทั้งหมด

ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้งหมด โดยวิธีการต่าง ๆ และค่าการทรุดตัวที่สำรวจได้ แสดงไว้ในตารางที่ 4.16 จะเห็นว่า วิธีการของ Cox วิธีการของ Terzaghi และวิธี Skempton-Bjerrum ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่สำรวจได้ โดยวิธีการของ Cox จะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 4% ขณะที่วิธี Terzaghi และวิธี Skempton-Bjerrum จะให้ค่าต่ำกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 11% และ 5% ตามลำดับ ส่วนวิธี Stress Path จะให้ค่ามากกว่าที่สำรวจได้ประมาณ 20%

#### 4.5 การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว

การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว เป็นสิ่งจำเป็นในกรณีที่อยู่ของสิ่งก่อสร้างนั้นสั้นกว่าระยะเวลาที่การทรุดตัวจะเกิดขึ้นหมด ความยุ่งยากในการวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัว มีสาเหตุมาจากการที่ชั้นดินไม่เป็นเนื้อเดียวกันหมด และมีสภาพการระบายน้ำที่ลึกลับซับซ้อนมาก รวมทั้งค่า  $C_v$  ที่ใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งได้จากการทดสอบ Consolidation มีค่าต่ำกว่าที่เกิดขึ้นจริงมาก ทำให้อัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงในสนามมากกว่าผลที่วิเคราะห์ได้จากทฤษฎีเสมอในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวจะประกอบด้วย 2 ขั้นตอนที่สำคัญ คือ การวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์อัตราตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation,  $C_v$ ) และการหาอัตราการทรุดตัว ซึ่งมีรายละเอียดในการศึกษารายนี้ ดังนี้

##### 4.5.1 การวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์อัตราตัวคายน้ำ

ในการวิจัยนี้ ค่าสัมประสิทธิ์อัตราตัวคายน้ำในสนามจะหาได้จาก

ตารางที่ 4.16 สรุปลผลการคาดคะเนการทรุดตัวของ BV # 6

Method		$P_i$ (cm)	$P_c$ (cm)	$P_T$ (cm)
Terzaghi			93.22	93.22
Skempton - Bjerrum		18.35 (1)	81.06	99.41
Elastic	UU	$E_u$ (50)	17.80 (21.97)	
		$E_u$ (80)	21.55 (26.60)	
	TC	$E_u$ (50)	9.50 (10.49)	
		$E_u$ (80)	14.86 (18.35)	
	Stress Path	$E_u$ (E)	7.15 (8.83)	
		$E_u$ (C)	16.02	
Cox		24.70 (2)	86.87	111.57
Stress Path		20.08	106.80	126.88
Observed		20	85	105

(1) จากวิธีลาคัสติก โดยใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ  $CK_{UC}$

(2) ใช้  $E_u(80)$  จากการทดสอบ  $\overline{CK_{UC}}$





ก. ข้อมูลการทดสอบ

โดยข้อมูลการทดสอบของถนนเก่าที่ กม.47 และที่ กม.52 จะถูกนำมาวิเคราะห์โดยวิธี 1 มิติ ของ Terzaghi วิธี 2 มิติ ของ Lacasse และวิธี Asaoka สำหรับข้อมูลการทดสอบของเกาะกลางถนนที่ กม.47 และของ BV # 6 ที่ กม.52 จะถูกนำมาวิเคราะห์โดยวิธี Asaoka (1978)

อึ่งค่า  $C_v$  จากวิธี Terzaghi และวิธี Lacasse ที่เกาะกลางถนน กม.47 ที่ขาดไป จะคำนวณได้จากการปรับแก้ค่า  $C_v$  ของถนนเก่าที่ กม.47 มาเป็น  $C_v$  ของเกาะกลางถนนโดยอาศัยอัตราส่วน  $C_v$  ของถนนเก่ากับ  $C_v$  ของสันดินใหม่จากการทดสอบ Consolidation (กรณีของ BV # 6 พบว่า ไม่จำเป็นต้องปรับแก้ค่า  $C_v$ )

ข. ข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่ม (ดู DM-7)

ข้อมูลความดันน้ำโพรงเพิ่มจาก Piezometer ที่เกาะกลางถนน กม.47 (ระดับ -1.00, -3.00 และ -9.50 ม.) และจาก Piezometer ที่ BV # 6 (ระดับ -4.10, -10.1, -18.1 ม.) จะถูกนำมาวิเคราะห์หาค่า  $C_v$  ในสนาม โดยค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มเริ่มแรกที่มาเข้าใช้ในการวิเคราะห์จะได้จากวิธี Terzaghi (ดูหัวข้อ 4.3.1) ผลจากการวิเคราะห์ พบว่า ค่า  $C_v$  ที่ได้จากแต่ละ Piezometer ของแต่ละสันดินที่พิจารณา มีค่าแตกต่างกันบ้างเล็กน้อย ยกเว้น  $C_v$  ที่ได้จาก Piezometer ที่เกาะกลางถนน ระดับ -9.50 ม. มีค่าต่ำกว่ามาก

ค่า  $C_v$  ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีการต่าง ๆ ได้สรุปไว้ใน ตารางที่ 4.17 จะเห็นว่า  $C_v$  (Terzaghi) มีค่าใกล้เคียงกับ  $C_v$  (Lacasse) มากและมีค่าประมาณ 0.50-0.60 เท่าของ  $C_v$  (Asaoka) ส่วนค่า  $C_v$  ที่ได้จากข้อมูลความดันน้ำโดยอาศัยข้อมูลที่มีอยู่ในขณะนี่ยังไม่สามารถสรุปถึงความสัมพันธ์กันได้ นอกจากนี้จะเห็นว่า  $C_v$  (Conso) จะมีค่าต่ำกว่า  $C_v$  (Asaoka) มาก โดย  $C_v$  (Asaoka) มีค่าประมาณ 9-12 เท่าของ  $C_v$  (Conso)

4.5.2 อัตราการทดสอบ

รูปที่ 4.31 และ 4.37 แสดงข้อมูลการทดสอบของ Settlement Plate ที่เกาะกลางถนน กม.47 และที่ BV # 6 ซึ่งได้ทำการสำรวจไว้

ตารางที่ 4.17 แสดงค่า  $C_v$  ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีต่าง ๆ

Location		Coefficient of Consolidation , $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{day}$ )				
		Terzaghi	Lacasse	Asaoka	Field Pore Pressure	Lab
กม.47	ถนน	207	226	362	—	—
	เกาะกลาง	1035	1130	2060	904 (1) 952 286	172 (3)
กม.52	ถนน	258	237	438	—	—
	BV# 6	258	237	383	1102 (2) 1225 980	51 (3)

- (1) จาก Piezometer ระดับ -0.968, -2.968 และ -9.468 ม. ตามลำดับ
- (2) จาก Piezometer ระดับ -3.527, -9.527 และ -17.527 ม. ตามลำดับ
- (3) จาก Consolidation Test

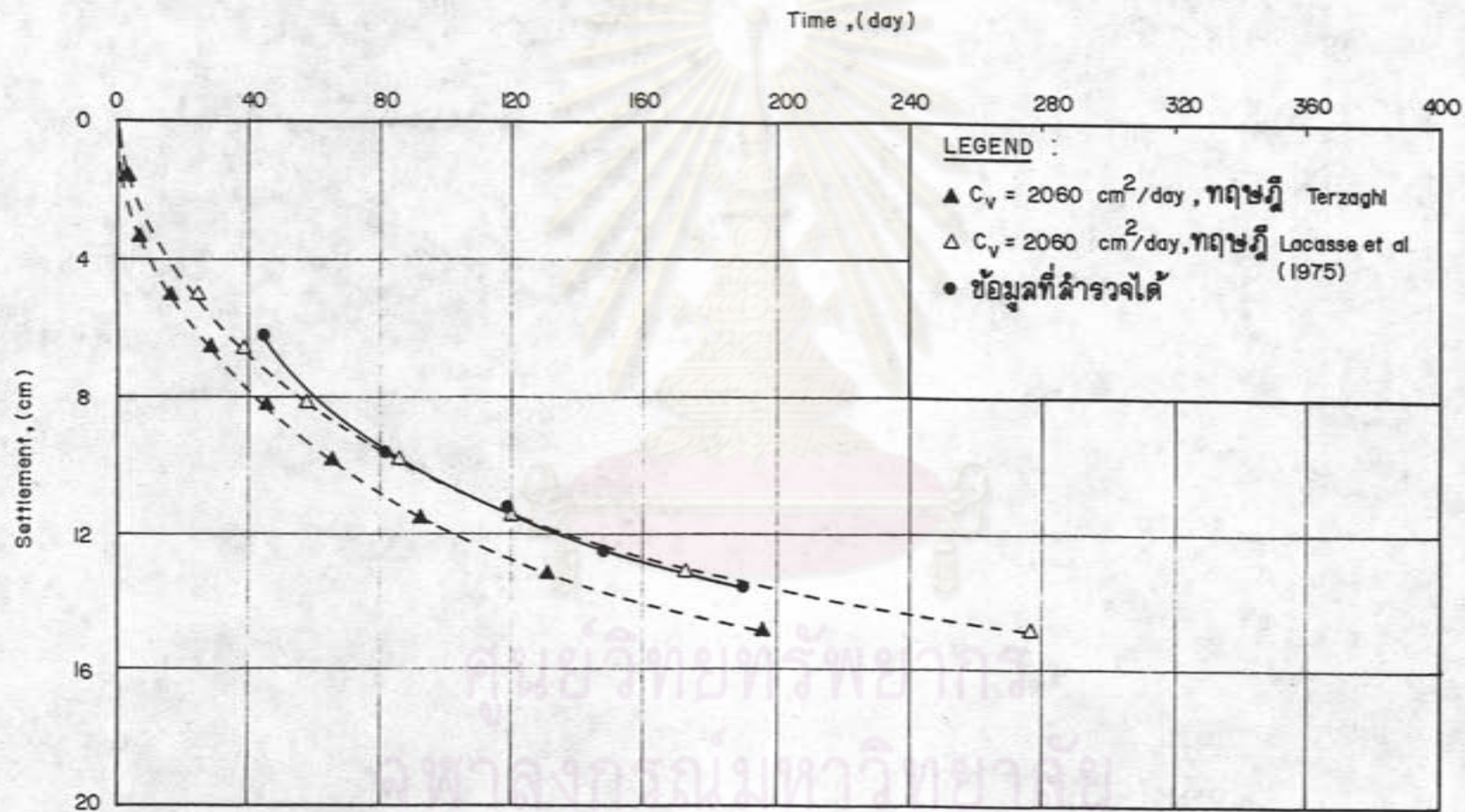
ค่า  $C_V$  ในส่วนที่เกาะกลางถนน กม.47 และที่ BV # 6 ซึ่งได้จากวิธี Terzaghi วิธี Lacasse และวิธี Asaoka จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของ เกาะกลางถนนที่ กม.47 และ ของ BV # 6 โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง U&T จากทฤษฎี 1 มิติของ Terzaghi และทฤษฎี 2 มิติ ของ Lacasse et al (1975) ผลการวิเคราะห์ แสดงไว้ในรูปที่ 4.39 และ 4.40 ซึ่งจะเห็นว่า ทฤษฎี 1 มิติ และ 2 มิติ ให้อัตราการทรุด- ตัวที่ใกล้เคียงกัน โดยกรณีเกาะกลางถนน กม.47 พบว่า  $C_V$  (Asaoka) ให้อัตราการทรุด- ตัวที่ใกล้เคียงกับที่สำรวจได้ขณะที่  $C_V$  (Terzaghi) และ  $C_V$  (Lacasse) ให้อัตราการทรุดตัว ที่ต่ำเกินไป ส่วนกรณี BV # 6 พบว่า  $C_V$  (Terzaghi) และ  $C_V$  (Lacasse) ให้อัตรา การทรุดตัวที่ใกล้เคียงกับที่สำรวจได้ขณะที่  $C_V$  (Asaoka) ให้อัตราการทรุดตัวที่สูงเกินไป

#### 4.6 การวิเคราะห์อัตราการยัดความตื้นน้ำที่เพิ่มขึ้น

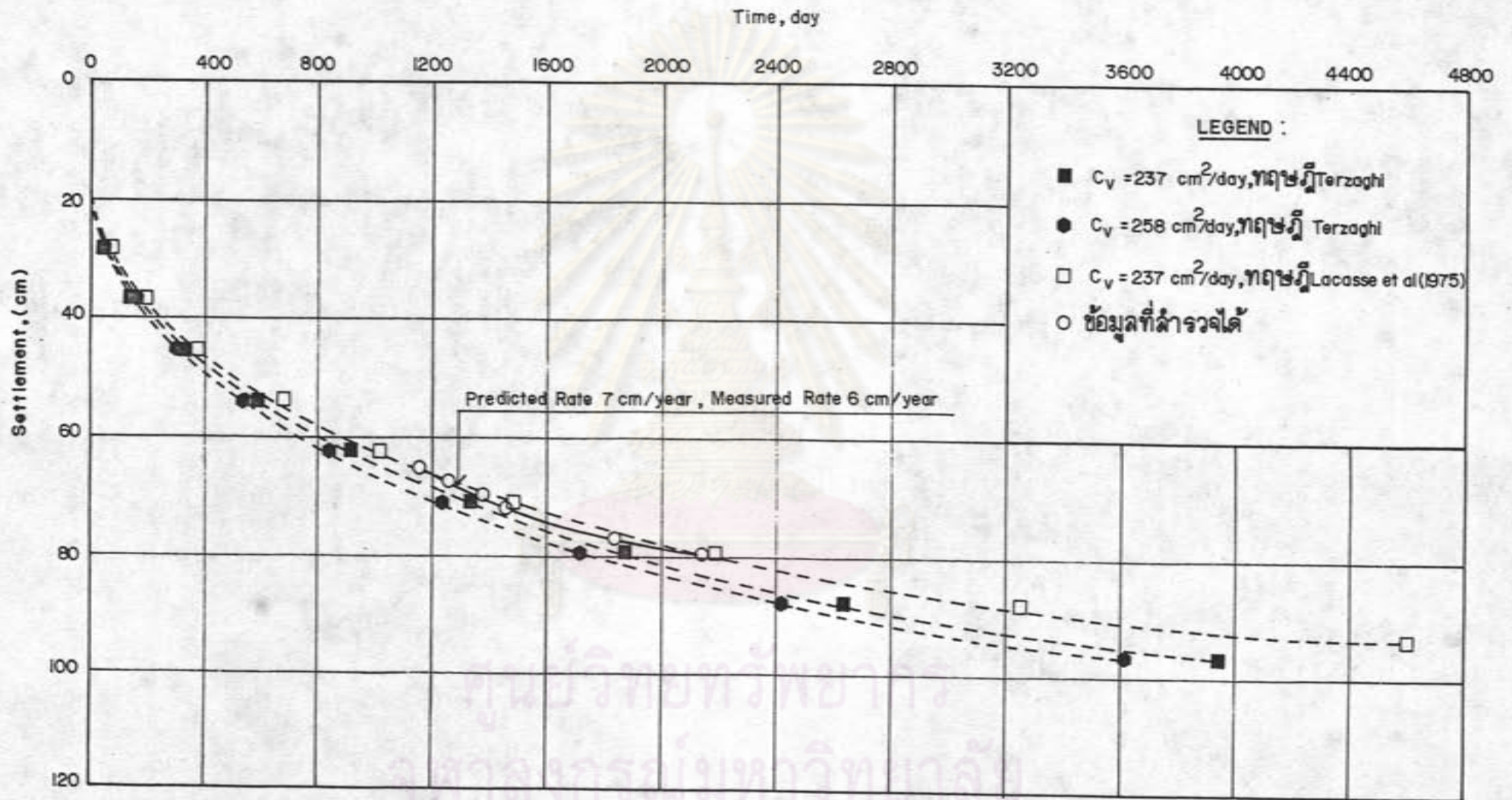
การวิเคราะห์อัตราการยัดความตื้นน้ำที่เพิ่มขึ้นในการวิจัยนี้ จะใช้ทฤษฎีของ Terzaghi โดยพิจารณาเลือกค่า  $C_V$  ที่ให้อัตราการทรุดตัวใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริงในส่วน ที่ได้นี้  $C_V = 2,060 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$  สำหรับเกาะกลางถนนที่ กม.47 และ  $C_V = 237 \text{ ซม}^2/\text{วัน}$  สำหรับ BV # 6 ไปใช้ในการวิเคราะห์ (ทั้งนี้เพื่อเป็นการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของค่า  $C_V$  ด้วย) ผลการวิเคราะห์อัตราการยัดความตื้นน้ำที่เพิ่มขึ้นของแต่ละ piezometer ที่เกาะ กลางถนน และที่ BV # 6 จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลความตื้นน้ำโพรงเข็มที่สำรวจได้ใน ส่วนที่ได้ปรับแก้ค่าแล้ว (เนื่องจากได้มีการนำวัสดุมากรอง ทำให้ความตื้นน้ำเพิ่มขึ้นจากเดิม) ดังแสดงในรูปที่ 4.41 และรูปที่ 4.42

พิจารณารูปที่ 4.41 จะเห็นว่าอัตราการยัดความตื้นน้ำโพรงเข็ม (ความชันของ กราฟ) ที่ได้จากการวิเคราะห์จะสูงกว่าที่เกิดขึ้นจริง และสอดคล้องกัน ค่าความตื้นน้ำโพรงเข็ม ที่ได้จากการวิเคราะห์ก็มีความต่ำกว่าค่าที่เกิดขึ้นเช่นกัน ดังนั้นจึงแสดงว่า ค่า  $C_V$  ที่ใช้ในการ วิเคราะห์นี้ ( $C_V$  จากวิธี Asaoka) มีความสูงเกินไป และจากการที่ทฤษฎี Terzaghi ให้ผล การวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับข้อมูลที่สำรวจได้ จึงคาดว่าวิธี Terzaghi อาจจะถูกนำมาใช้ในการ วิเคราะห์อัตราการยัดความตื้นน้ำที่เพิ่มขึ้นที่เกาะกลางถนน กม.47 ได้

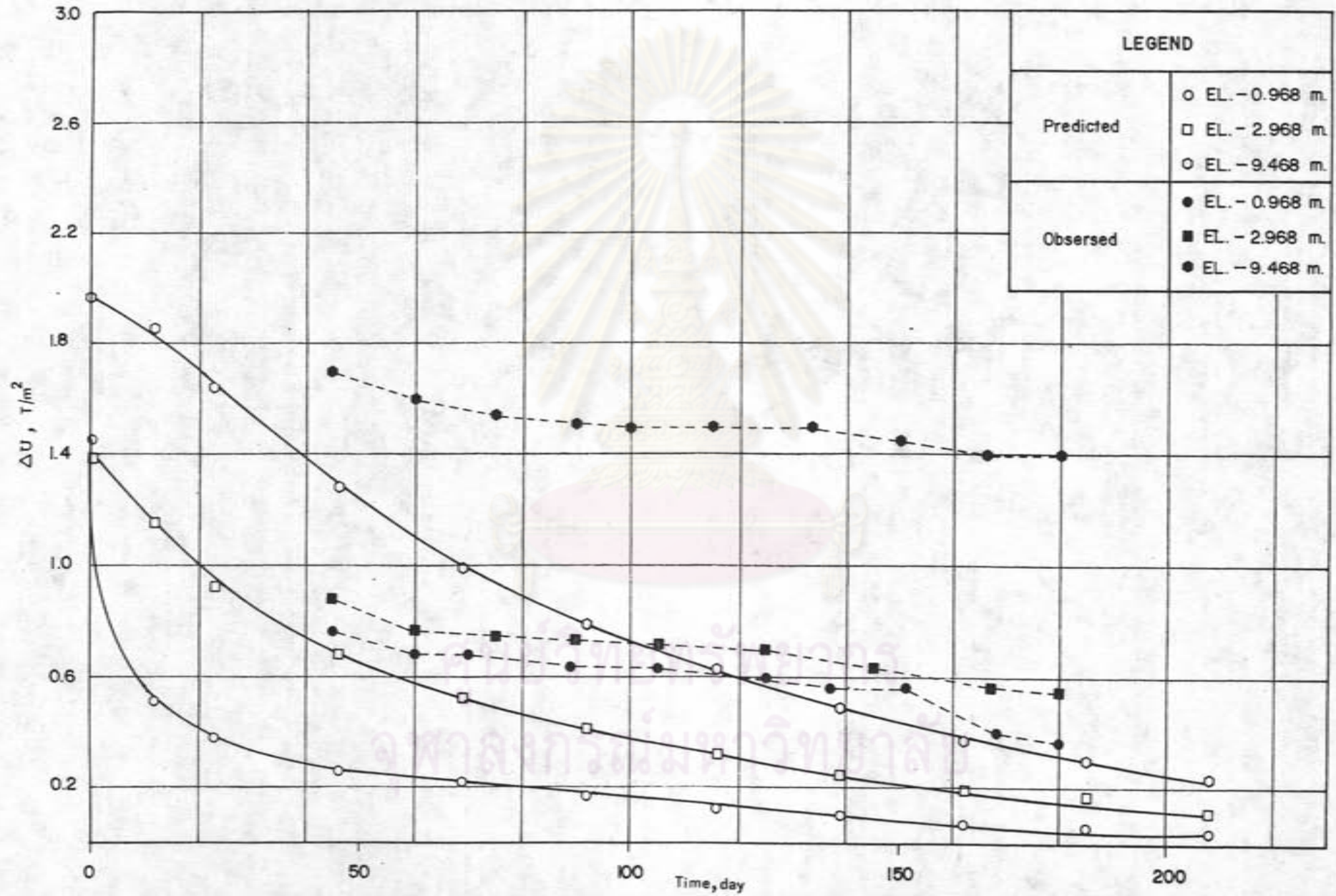
ส่วนรูปที่ 4.42 เมื่อทำการพิจารณาแล้วได้พบสิ่งผิดปกติคือ กราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ มีความชันมากกว่าที่สำรวจได้ แต่กลับให้ค่าความตื้นน้ำโพรงเข็มสูงกว่าที่สำรวจได้



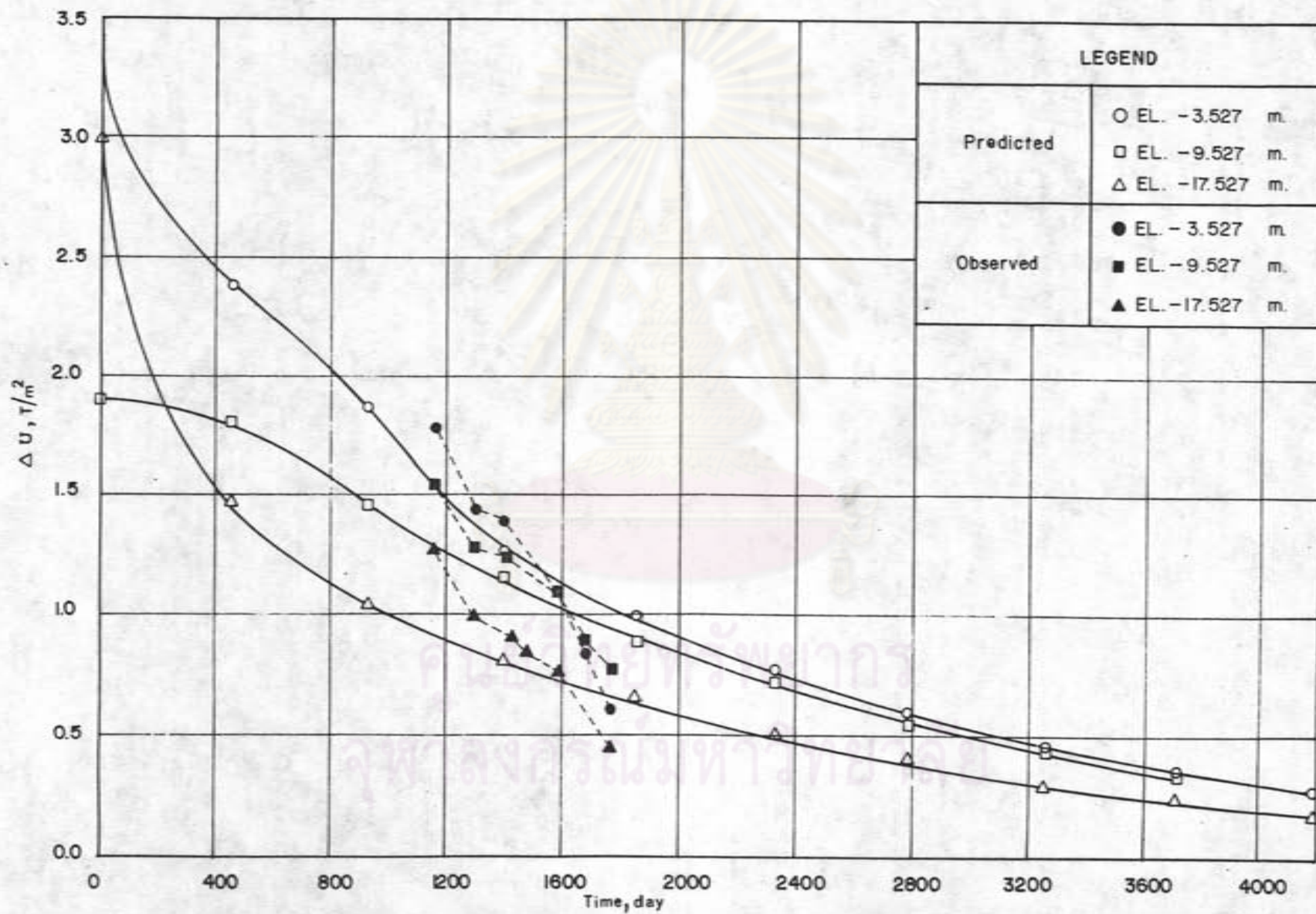
รูปที่ 4.39 อัตราการทรุดตัวของเกาะกลางถนนที่ กม.47



รูปที่ 4.40 อัตราการทรุดตัวของ BV # 6



รูปที่ 4.41 อัตราการขจัดความดันน้ำโพรงเพื่ของ Piezometer ที่ เภาะกลางถนน กม.47



รูปที่ 4.42 อัตราการขจัดความดันน้ำโพรงเพิ่มของ Piezometer ที่ BV # 6 กม.52

(ควรจะต่ำกว่าค่าที่สำรวจได้) ซึ่งเป็นการแสดงถึงความบกพร่องของทฤษฎี Terzaghi ที่นำมาใช้  
ในการวิเคราะห์อัตราการยัดความตันทันที่เพิ่มขึ้นที่ BV # 6 นี้ ส่วน  $C_v$  (Lacasse) ที่ใช้  
ในการวิเคราะห์นี้ พบว่ามีค่าต่ำเกินไป เนื่องจากให้อัตราการยัดความตันทันที่เกิดขึ้นช้ากว่า  
ที่เกิดขึ้นจริง

เนื่องจากการนำค่า  $C_v$  ในล้นนำมาใช้ในการวิเคราะห์นี้ ได้ชี้ให้เห็นว่าค่า  $C_v$  ที่ใช้  
อยู่นี้ไม่ใช่คุณสมบัติเนื้อแท้ของดิน แต่เป็นเพียงค่าที่ได้มาจากการหักล้างของข้อบกพร่องต่าง ๆ  
ที่ได้เกิดขึ้น ดังนั้นจึงไม่สามารถนำไปใช้อธิบายอัตราการยัดความตันทันที่เกิดขึ้นในชั้นดินที่มี  
ความลึกลับซับซ้อนได้



ศูนย์วิทยพัชการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย