



บทที่ 4

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

จากการเจาะสำรวจดินและนำดินมาทดลองในห้องปฏิบัติการ รวมทั้งการทดสอบดินในสนาม ในบริเวณที่ทำการวิจัย ดังรายละเอียดที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 3 นั้น ได้นำมาแสดง ผลการทดสอบในแต่ละวิธีที่ทำการทดสอบ พร้อมหาค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ รวมทั้งคุณสมบัติของดินด้วย ซึ่งคุณสมบัติต่าง ๆ ของดินนี้ จะเป็นพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้าง และประมาณขนาดการทรุดตัวด้วยวิธีการต่าง ๆ ดังได้กล่าวแล้วในบทที่ 1

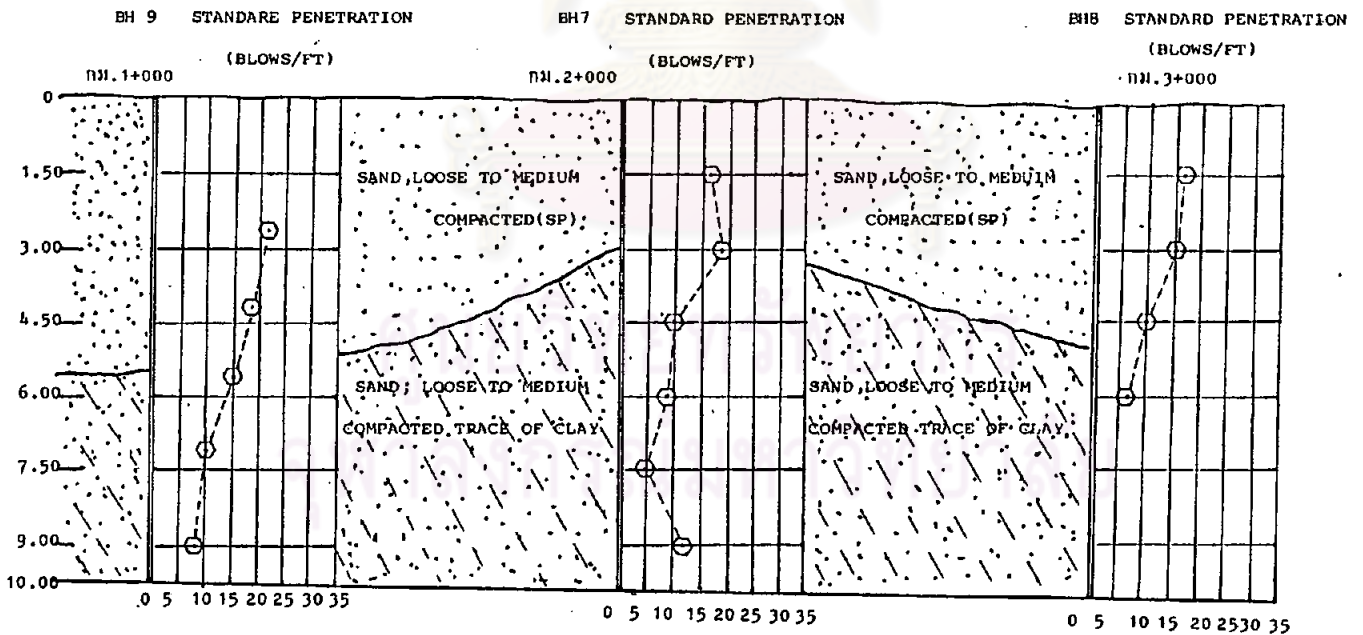
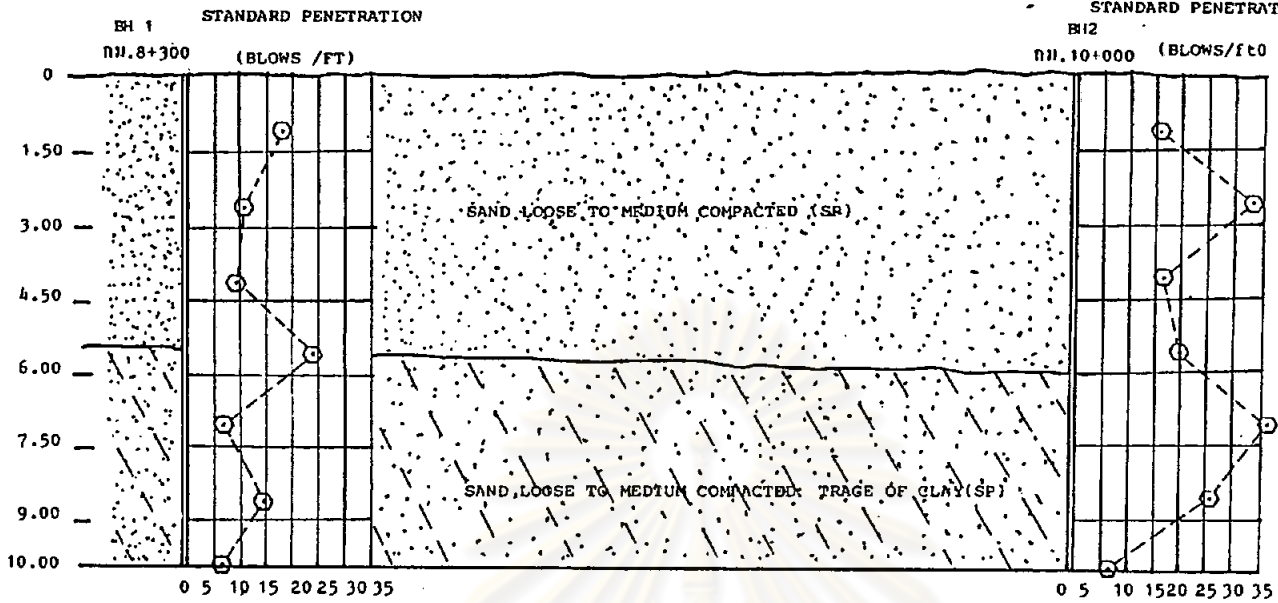
4.1 ผลการเจาะสำรวจดินในสนาม

จากการเจาะสำรวจดินในสนาม พบว่าลักษณะดินโดยทั่วไป ของชายฝั่งทะเล ในเขตอำเภอดงตาล และพื้นที่บริเวณใกล้เคียง เป็นพื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพของชายฝั่งอย่างรวดเร็วมาก พื้นที่ส่วนใหญ่เป็นที่ราบลุ่มที่เกิดจากการตกตะกอนทับถม (Sedimentation) ของดินซึ่งเคลื่อนตัวมากับน้ำ ลักษณะของการทับถมของชั้นดิน เป็นลักษณะของชั้นดินทรายสลับกับชั้นดินเหนียว จำพวก Soft Medium Plastic Marine Clay พื้นดินชายฝั่งทะเลโดยทั่วไป สูงกว่าระดับน้ำทะเลปานกลาง ประมาณ + 0.50 m. (MSL) และสามารถแบ่งลักษณะของชั้นดินในเขตชายฝั่งทะเลบริเวณนี้ ออกเป็น 2 พื้นที่ใหญ่ ๆ คือ

4.1.1 พื้นที่บริเวณชายฝั่งทะเล ตั้งแต่ปากแม่น้ำตากใบ ขึ้นไปทางทิศตะวันตกเฉียงเหนือ พบว่าดินชั้นบนเป็นดินทรายหวม ซึ่งเกิดจากการตกตะกอนของทรายที่ไหลมากับน้ำ มีความลึก ประมาณ 5.00 - 6.00 ม. และที่ความลึกจาก - 6.00 ม. ลงไปจะมีลักษณะของดินทรายปนดินเหนียวเล็กน้อย ลักษณะของชั้นดินเป็นทรายหวมเช่นกัน (ผลทดสอบ รูปที่ 4-1)

4.1.2 พื้นที่บริเวณตั้งแต่ปากแม่น้ำตากใบ ลงไปถึงปากแม่น้ำโลก พบว่าดินจะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน สลับกับชั้นดินทรายปนดินเหนียวเล็กน้อย โดยดินชั้นบนจะเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) มีความลึกอยู่ระหว่าง 4.00 - 5.00 ม. จากระดับผิวดินและลึกลงไปจะเป็นดินทรายปนดินเหนียวเล็กน้อยมีความหนา 2.00-6.00 ม. สลับกันกับชั้นดินเหนียว (ดูรูปที่ 4-2,

แสดงลักษณะชั้นดินบริเวณชายฝั่งทะเล



รูป 4-1 แสดงลักษณะชั้นดินบริเวณชายฝั่งทะเล

รูปที่ 4-2 แสดงลักษณะชั้นดินบริเวณปากแม่น้ำตากใบ

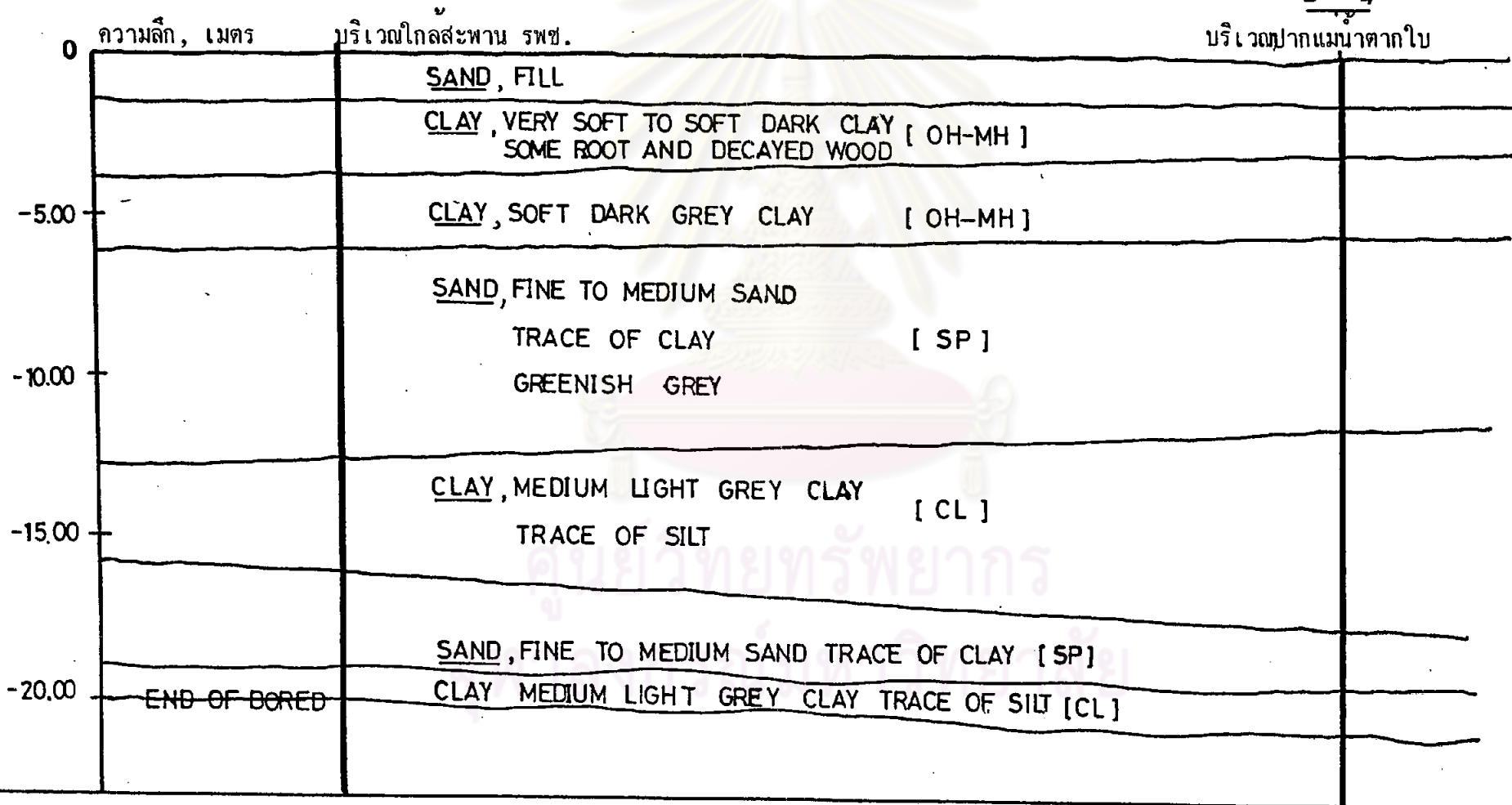
SCALE

HORIZONTAL 1 : 5000

VERTICAL 1 : 200

BH-3

BH-4



และ Boring logs รูปที่ 4-3 , 4-4)

จากการศึกษาเบื้องต้นของชั้นดิน และคุณสมบัติอื่น ๆ พบว่าพื้นที่บริเวณปากแม่น้ำตากใบนี้อาจมีปัญหาด้านการก่อสร้างกำแพงกันคลื่น อันเนื่องมาจากดินชั้นบนเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และพบว่าสามารถแบ่งชั้นดินในช่วงความลึก 20.00 ม.แรกได้เป็น 6 ชั้น คือ

ชั้นที่	ความหนา,ม	ชนิดดิน
1	4.00-5.00	CLAY; Soft Dark grey Clay (OH-MH) 1.50 ม. แรกมีอินทรีย์สารพวกรากไม้และใบไม้ผสมอยู่มาก
2	5.00-6.00	SAND; Fine to Medium Sand Trace of Clay (SP) ในช่วง 2.00 ม.แรกมีดินเหนียวปนอยู่เล็กน้อย
3	1.50-3.00	CLAY; Medium Dark Grey clay (CH) เป็นดินชนิด Inorganic high plastic Clay
4	2.00-4.00	CLAY; Medium light grey clay Trace of Silt (CL) มี Silt ผสมอยู่มากในช่วง 1.00 ม.สุดท้าย เป็นชนิด low to medium plastic clay
5	1.50-3.00	SAND; Fine to Medium Sand (SP)
6	1.00-2.00	CLAY; Medium light grey clay Trace of Silt (CL)

เพื่อความสะดวกในความเข้าใจต่อไปจะกล่าวเป็นชั้นของดิน ดังแสดงระดับความหนาของแต่ละชั้นดังกล่าวในหัวข้อ 4.1

4.2 ผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างดินเหนียวจากหลุมเจาะ BH-3 และ BH-4 ได้นำดินมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อหาคุณสมบัติของดิน และได้ผลการทดสอบต่าง ๆ ดังนี้

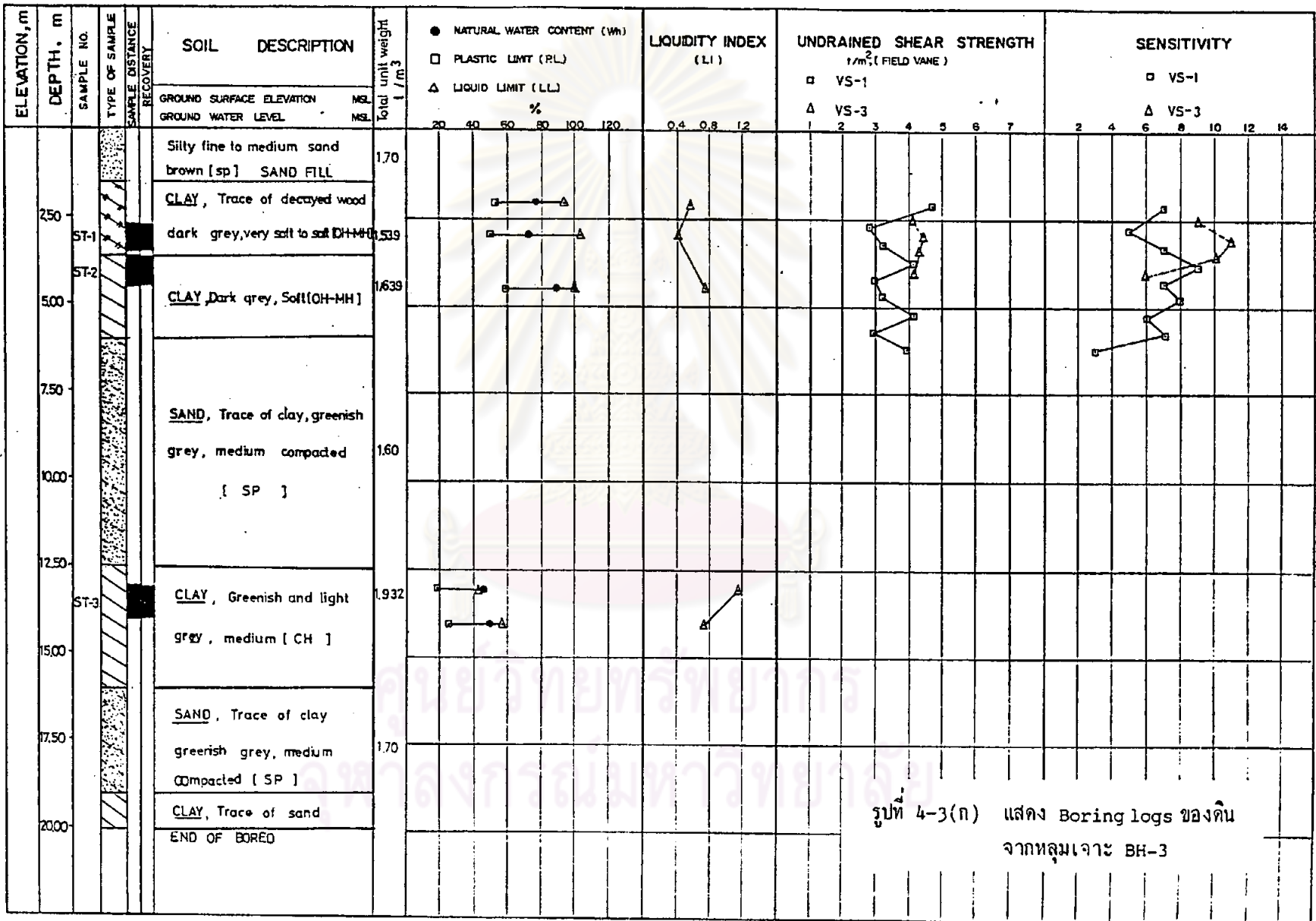
4.2.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของดิน

การหาคุณสมบัติพื้นฐานของดินได้ทำในชั้นดินเหนียวจากหลุม BH-3 และ BH-4 ซึ่งแสดงผลในตาราง 4-1 โดยมีรายละเอียดของชั้นดินซึ่งแบ่งตามชนิดของดินแสดงไว้ใน Boring logs รูปที่ 4-3(ก) และ 4-4(ก) ด้วย ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

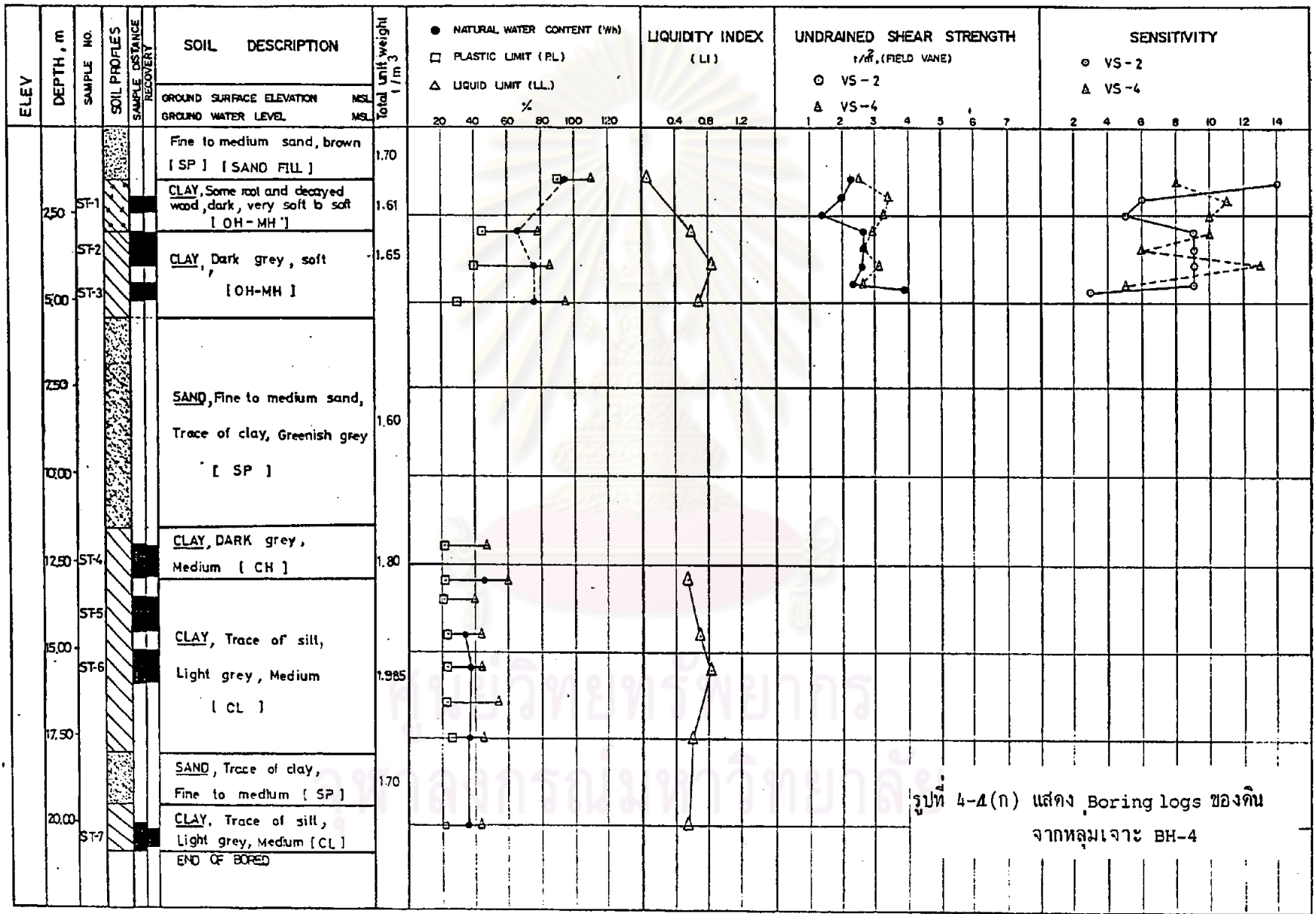
1. ชั้นดินสามารถแบ่งตามลักษณะตาม Unified ได้เป็น 6 ชั้น ดังกล่าวใน 4.1
2. ดินเหนียวชั้นบนเป็นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ทั้งหลุม BH-3 และ BH-4 พบว่าปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Natural Moisture Content, w_n) ประมาณ 66-86% มีอินทรีย์สารผสมอยู่มาก ในช่วงความลึก 1.50 ม. แรก มีค่า Plasticity Index ($PI = 30-40\%$) , ความหนาแน่นรวม (Total Unit weight) = 1.53-1.65 ตัน/ม^3 โดยความหนาแน่นในดินชั้นบนจะต่ำกว่า และค่อย ๆ สูงขึ้นในชั้นดินที่อยู่ลึกลงไป มีค่า Liquid Limit, $LL = 75 - 100 \%$, ค่า Plastic Limit, $PL = 30 - 85 \%$, Liquidity Index, $LI=0.40-0.60$
3. ดินทรายชั้นที่ 2 และชั้นที่ 5 เป็นทรายละเอียดถึงปานกลางชนิด (SP) มีค่าความหนาแน่นรวม (Total Unit Weight) ประมาณ 1.60 - 1.70 ตัน / ม^3
4. ดินเหนียวชั้นที่ 3 เป็นดินชนิด Inorganic high plastic clay (CH) มีค่า $LL = 40 - 60 \%$, $PL = 20 - 24 \%$, $PI = 25- 30 \%$, $LI = 0.60-1.20$, ความหนาแน่นรวม ประมาณ 1.80 - 1.90 ตัน/ม^3
5. ดินเหนียวชั้นที่ 4 และชั้นที่ 6 เป็นดินชนิด (CL) มีค่า $LL = 40-50\%$, $PL = 20 - 25\%$, $PI = 20 - 35\%$, $LI = 0.50 - 0.80$, ความหนาแน่นรวมประมาณ 1.93 - 1.98 ตัน/ม^3

ผลสรุปรวมคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียว ได้แสดงตามระดับความลึกของแต่ละชั้นดิน ดังแสดงในตาราง 4-1 , 4-2

4.2.2 ผลการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ตามวิธีมาตรฐาน ASTM D2435-65T



รูปที่ 4-3(ก) แสดง Boring logs ของดิน จากหลุมเจาะ BH-3



รูปที่ 4-4(ก) แสดง Boring logs ของดิน จากหลุมเจาะ BH-4

ผลการทดลองได้แสดงไว้ในตารางที่ 4-1 , 4-3 และ รูปที่ ก-1 , ก-2 ในภาคผนวก ก.

จากตารางที่ 4-1 และรูปที่ ก-1 พบว่าค่า Compression Ratio, CR ในดินเหนียวชั้นที่ 1 และชั้นที่ 3 มีค่าประมาณ 0.184 - 0.22 ค่า Recompression Ratio, RR ประมาณ 0.02 - 0.045 ส่วนชั้นที่ 4 จะมี CR อยู่ระหว่าง 0.12 - 0.122 ค่า RR ประมาณ 0.013 - 0.056 และสามารถหาความสัมพันธ์ของค่า CR/RR ของดินชั้นบน มีค่าระหว่าง 4 - 10 ส่วนในดินชั้นล่างๆ ค่า CR/RR ประมาณ 2 - 9 ค่า E และ mv ได้แสดงในตาราง 4-1 เช่นกัน

ตารางที่ 4-3 แสดงความสัมพันธ์ของ pressure ต่าง ๆ กัน กับค่า t_{50} , Coefficient of Consolidation, C_v และค่า Vertical strain, จากการทดสอบ Consolidation ทั้งหมดเจาะ BH-3 และ BH-4 ที่ความลึกต่าง ๆ กัน

รูปที่ 4-3(ข) และ 4-4(ข) ได้แสดงค่า Overconsolidation Ratio, OCR และ $\bar{\sigma}_{vm}$ พบว่าในดินเหนียวชั้นบนจะมีค่า OCR ประมาณ 1.5 ส่วนในดินเหนียวชั้นล่าง ตั้งแต่ชั้นที่ 3 - 4 จะมีสภาพเป็น Normally Consolidated Clay

รูปที่ ก-2 ในภาคผนวก ก. ได้แสดงความสัมพันธ์ของความเครียด กับ log ของเวลา เพื่อหาอัตราการทรุดตัวครั้งที่ 2 (Rate of Secondary Compression, C_α) ซึ่งจะนำไปคำนวณหาค่ายุบตัวครั้งที่ 2 ต่อไป

รูปที่ 4-5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง C_α กับอัตราส่วนของหน่วยแรง (Stress Ratio, $\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vm}$) พบว่าค่า C_α จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0.2-0.85% เมื่ออัตราส่วนของหน่วยแรง เท่ากับ 1 ถึง 10 และ เมื่ออัตราส่วนของหน่วยแรงมากกว่า 10 แล้วค่า C_α จะลดลง นอกจากนี้พบว่าค่า C_α ของดินที่มีความลึก -16.25 m. (MSL) มีค่าสูงมากประมาณ 2.9 % ที่อัตราส่วนของหน่วยแรงประมาณ 6

รูปที่ 4-6 ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับค่า C_α พบว่า CR มีค่า อยู่ระหว่าง $0.50 C_\alpha$ ถึง $0.364 C_\alpha$ สำหรับดินที่มีความลึกตั้งแต่ -3.40 m. (MSL) ถึง

SAMPLE NO.	DEPTH, m		WATER CONTENT %	ATTERBERGE LIMIT %			LIQUIDITY INDEX (L.I.)	TOTAL UNIT Weight, t/m ³ UNIFIED SOIL	CLASSIFICATION	EFFECTIVE STRESS σ_{vo} (t/m ²)	MAXIMUM PAST PRESSURE σ_{vm} (t/m ²)	OVER CONSOLIDATION RATIO (OCR)	COMPRESSION RATIO (CR)	RECOMPRESSION RATIO (RR)	CONSOLIDATION TEST RESULTS				UNDRAINED SHEAR STRENGTH	UU-TRIAXIAL TEST					
	FROM	TO		WL	WP	PI									COEFFICIENT OF VOL. CHANGE m_v , m ² /T	CONSTRAINED MODULUS D , T/m ²		DRAINED YOUNG'S MODULUS (E), T/m ²		UNDRAINED YOUNG'S MODULUS T/m ²	Eu(50)	Eu(80)			
																BEFORE	AFTER	BEFORE					AFTER	BEFORE	AFTER
	σ_{vm}	σ_{vm}		σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}									σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}		σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}	σ_{vm}
Boring No. BH 3																									
ST-1	2.90	2.95	78.40	103.0	49.92	53.08	0.536	1.539	OH-MH	1.82	2.80	1.52	0.188	0.02	0.019	0.014	52.63	71.43	43.85	59.52	32.79	44.51			
ST-1	3.05	3.15	96.58	108	50.10	54.90	0.847	1.272	OH-MH	3.09	4.69	1.52											2.08	134.19	104.00
ST-2	3.60	3.70	79.74				1.424	OH-MH															1.75	95	75
ST-2	4.00	4.05	68.82	100	59.49	40.51	0.230	1.639	OH-MH	3.45	4.55	1.32	0.20	0.045	0.0146	0.0075	68.49	133.33	57.07	111.1	42.67	83.07			
ST-3	13.10	13.15	45.80	43	19.61	23.39	1.120	1.932	CH	8.90	8.90	1.00	0.138	0.02	0.0092	0.0088	108.69	113.64	90.57	94.70	67.72	70.81			
ST-3	13.25	13.35	41.26				1.735	CH															1.65	65	50
Boring No. BH 4																									
ST-2	3.20	3.25	54.43	78.50	47.88	30.62	0.21	1.65	OH-MH	1.97	2.95	1.50	0.184	0.0228	0.0165	0.014	60.61	71.43	50.51	59.52	37.76	44.51			
ST-2	3.50	3.60	67.27				1.497	OH-MH															1.45	76.32	58.00
ST-3	4.60	4.70	79.84	83.00	40.06	42.94	0.926	1.451	OH-MH														1.15	95	70
ST-3	4.70	4.75	71.80				1.61	OH-MH	4.07	5.20	1.28	0.22	0.036	0.014	0.008	0.008	71.43	125	59.52	104.1	44.51	77.88			
ST-4	12.70	12.75	44.67	60.50	23.47	37.03	0.572	1.80	CH	9.15	9.15	1.00	0.18	0.056	0.0064	0.00885	156.25	112.99	130.2	94.16	97.36	76.63			
ST-5	13.95	14.00	38.79	43.00	24.68	18.32	0.77	1.914	CL	10.37	10.37	1.00	0.122	0.038	0.0073	0.0056	333.33	178.57	277.7	148.8	207.69	111.36			
ST-6	15.35	15.45	36.33	41.50	22.16	19.34	0.733	1.766	CL														2.00	125	80
ST-6	15.75	15.80	34.14				1.985	CL	12.50	12.50	1.00	0.120	0.013	0.0045	0.0025	0.0025	222.2	400.00	185.18	333.33	138.45	249.23			

ตารางที่ 4-2 แสดงคุณสมบัติพื้นฐานต่าง ๆ ของดินเหนียวแต่ละชั้น

คุณสมบัติของดิน	ความลึกของชั้นดิน, เมตร				
	1.5-3.00	3.00-5.50	11.50-13.00	13.00-18.00	19.50-21.00
-ค่าปริมาณความชื้นตาม ตามธรรมชาติ, w_n	66-86%	66-76%	40-43	35-37	35-37
-Liquid Limit, LL	78-114%	83-100%	43-61 %	42-47 %	38-42 %
-Plastic Limit, PL	48-85%	30-59%	20-24 %	20-25 %	20-25 %
-Plasticity Index PI	30	40	30	22	22
-Liquidity Index, LI	0.40	0.60	0.60	0.32	0.32
-Total Unit Weight, γ_t	1.61	1.65	1.80	1.985	1.985
-Sensitivity, S_t	7	6-10			
-Consistency	Soft	soft	Medium	Medium	Medium
-Color	Dark Grey	Dark Grey	Dark Grey	Light Grey	Light Grey
-Soil Classification	OH-MH	OH-MH	CH	CL	CL

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4-3 แสดงความสัมพันธ์ต่าง ๆ จากการทดสอบ oedometer

กรณี BH 3

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-3			APRIL 23, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 2.90-2.95 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.063	12.50	4.08	.26
.130	11.00	4.59	.80
.265	16.00	3.09	1.80
.518	15.50	3.10	3.23
1.000	12.00	3.85	5.08
2.000	12.50	3.52	7.40
5.000	11.00	3.77	10.00
10.000	11.50	3.39	12.86

กรณี BH 4

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-4			APRIL 29, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 3.20-3.25 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.166	3.60	13.83	.59
.330	3.75	13.24	1.64
.648	14.00	3.42	3.31
1.270	4.60	9.95	5.52
2.500	4.00	10.76	7.57
5.000	2.35	17.78	9.76
10.100	2.65	14.96	12.00

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-3			APRIL 23, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 4.00-4.05 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.065	11.00	4.63	.40
.125	12.00	4.20	.91
.250	10.50	4.75	1.63
.500	9.60	5.06	2.70
1.000	13.50	3.49	4.13
2.000	9.50	4.79	5.83
4.000	7.50	5.78	8.04
8.000	8.00	5.13	10.58

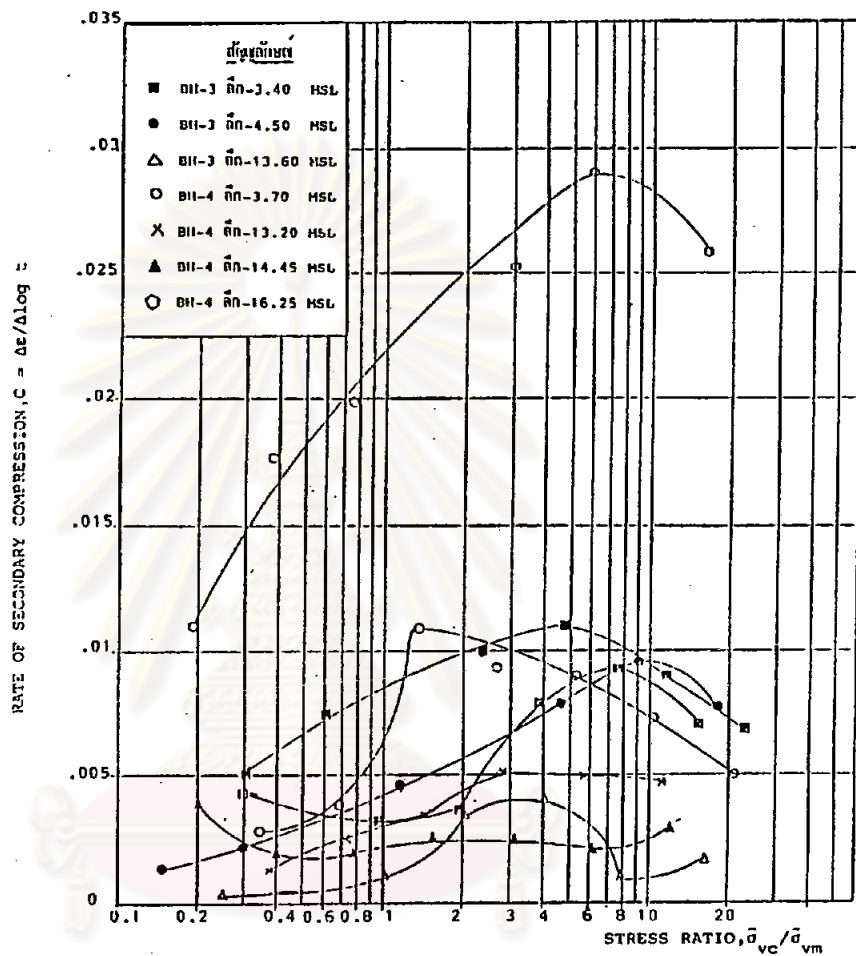
PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-4			APRIL 29, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 4.70-4.75 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.125	5.40	9.34	.85
.250	14.50	3.39	2.13
.500	7.00	6.85	3.33
1.000	8.80	5.25	5.12
2.000	8.00	5.50	7.38
4.000	5.20	8.00	9.92
8.000	5.50	7.13	12.60

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-3			MAY, 1 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 13.10-13.15 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.166	36.00	1.40	.69
.330	25.00	1.79	1.62
.640	18.00	2.49	2.78
1.270	8.20	5.73	4.24
2.500	7.40	6.18	5.60
5.050	5.30	8.35	7.13
10.100	5.50	7.76	8.79

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-4			MAY 6, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 12.70-12.75 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.250	9.50	5.36	.37
.500	15.00	3.35	1.00
1.000	13.50	3.64	2.00
2.000	12.00	3.97	3.68
4.000	9.50	4.81	5.60
8.000	11.00	3.95	7.92

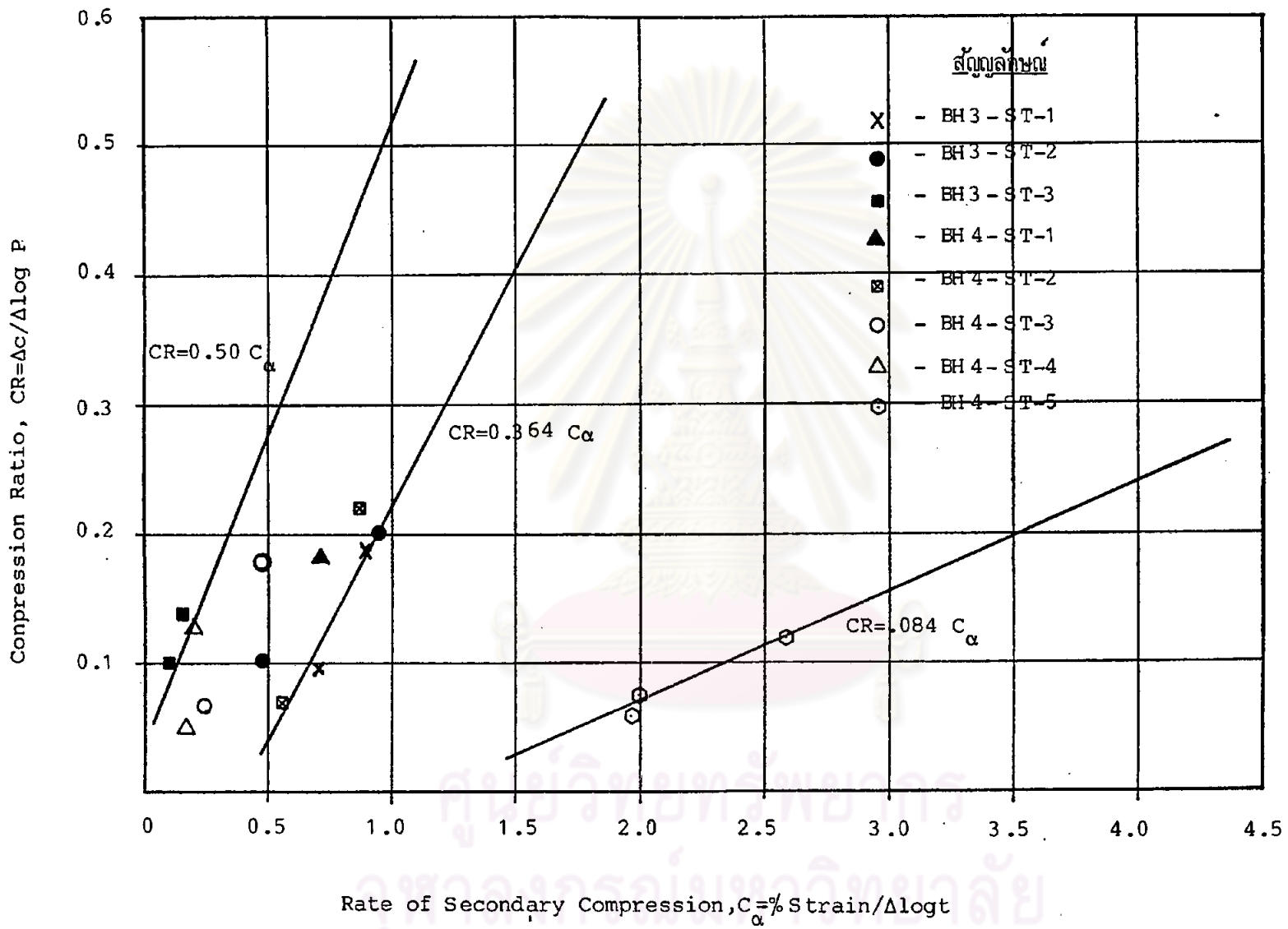
PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-3			APRIL 22, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 15.75-15.80 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.196	2.89	10.48	1.52
.386	3.60	8.05	2.14
.764	2.40	11.89	2.89
1.530	2.35	11.91	3.81
3.060	1.85	14.78	4.95
6.100	1.05	25.34	6.23
8.400	.80	32.54	7.25
16.200	1.35	18.74	8.56

PROJECT	ITAK-BAI	INPATHWAT	DATE
BORING NO. BH-4			MAY 6, 1985
Pressure	50% Consol	Coeff of Consol	DEPTH: 13.95-14.00 m
KSC	Time, min	Cv, E-4 cm ² /sec	Vertical Strain
Initial			
.167	8.00	6.35	.49
.330	13.00	3.85	1.23
.640	11.00	4.55	2.00
1.270	8.00	6.02	3.13
2.500	7.40	6.33	4.47
5.050	6.00	7.56	5.93
10.100	5.30	8.28	7.51



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูป 4-5: ความสัมพันธ์ระหว่าง c_α กับ Stress Ratio



รูป 4-6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง CR กับ C_α



-14.45 m.(MSL) ส่วนที่ความลึก -16.25 m.(MSL) มีค่า CR เท่ากับ 0.084 C_{α}

ค่า CR, RR, mv, C_{α} , และ E นี้เป็นค่าที่จะนำไปคำนวณหาการทรุดตัวต่อไป โดยค่า CR, RR, และ mv จะนำไปหาค่า Consolidation Settlement, p_c ค่า C_{α} จะนำไปหาค่า การทรุดตัวครั้งที่ 2 ส่วนค่า E_u จะนำไปคำนวณหาการทรุดตัวทันทีทันใดต่อไป ดังแสดงในรูปที่ 4-6

4.2.3 ผลการทดสอบหาค่าลัรับแรงกดของดินที่ไม่ถูกอัดตัวคายนํ้าของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test, UU-TC)

ผลการทดสอบได้แสดงผลของ S_u และ E_u (Undrained Modulus) ที่ค่าหน่วยแรงเฉือน 50% และ 80% ของค่าลัรับแรงเฉือนสูงสุด ในแต่ละชั้นของดินเหนียว ดังรูปที่ 4-3(ค) และ 4-4(ค) ซึ่งพบว่าค่าลัรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ของดินเหนียวจะมีค่าสูงในดินผิวบน ซึ่งคาดว่าอาจเป็นผลจากการที่มีเศษรากไม้อยู่มาก ส่วนที่ความลึกมากขึ้นประมาณ -3.50 m.(MSL) ลงไปค่าลัรับแรงเฉือนจะต่ำลง ซึ่งสัมพันธ์กับการทดสอบ Vane Shear จนกระทั่งก่อนถึงชั้นทรายชั้นแรก ค่าลัรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นอีก ส่วนชั้นดินเหนียวที่ระดับความลึก -12.00 m.(MSL) ลงไปค่าลัรับแรงเฉือนจะสูงขึ้น

จากการตรวจสอบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรนพบว่าทั้ง E50% และ E80% จะมีค่าประมาณ 125 t/m^2 และ 75 t/m^2 สำหรับดินเหนียวชั้นบน และจะมีค่าใกล้เคียงกับชั้นล่าง

4.2.4 ผลการทดสอบหาค่าลัรับแรงกดของดินที่ถูกอัดตัวคายนํ้า ในสภาพอันเดรน (Ko - Consolidated Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement, CKoU -TC Test)

ในการทดสอบหาค่าลัรับแรงกดของดินที่ถูกอัดตัวคายนํ้าแบบ K_o นี้ ได้กระทำในชั้นดินเหนียวทุก ๆ ชั้น และแสดงความสัมพันธ์จากการทดสอบได้ ดังนี้

ELEVATION, m	DEPTH, m	SAMPLE NO.	SOIL PROFILES SAMPLE DISTANCE RECOVERY	SOIL DESCRIPTION	GROUND SURFACE ELEVATION MSL	GROUND WATER LEVEL MSL	Total Unit Weight 1/m ³	DRAINED YOUNG'S MODULUS (E) 1/m ² (CONSOLIDATION TEST)		UNDRAINED YOUNG'S MODULUS (Eu), 1/m ² (UU TEST)		UNDRAINED SHEAR STRENGTH 1/m ² (UU TEST)										
								POISSON'S RATIO=0.25		POISSON'S RATIO=0.30												
								Δ BEFORE δ _{vm}	● AFTER δ _{vm}	Δ BEFORE δ _{vm}	○ AFTER δ _{vm}	□ Eu(50)	○ Eu(80)	1	2	3	4					
							50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550					
	250	ST-1		Fine to medium sand, brown [SP] [SAND FILL]			1.70															
				CLAY, Some root and decayed wood, dark, very soft to soft [OH-MH]			1.61															
	500	ST-2		CLAY, Dark grey, soft [OH-MH]			1.65	▲	●	□	○										○	
		ST-3		[OH-MH]				▲	▲	●	○	□										○
	750			SAND, Fine to medium sand, Trace of clay, Greenish grey [SP]			1.60															
	1000																					
	1250	ST-4		CLAY, DARK grey, Medium [CH]			1.80	○	●	▲												
		ST-5						○	●	▲												
	1500	ST-6		CLAY, Trace of silt, Light grey, Medium [CL]			1.985	▲	▲	●	○	□										○
	1750																					
	2000	ST-7		SAND, Trace of clay, Fine to medium [SP]			1.70															
				CLAY, Trace of silt, Light grey, Medium [CL]																		
				END OF BORED																		

รูปที่ 4-4(ค) แสดงประวัติของหน่วยแรงและสัมประสิทธิ์
การอัดตัวคายนำจากหลุมเจาะ BH-4

1. ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด (Deviator Stress Strain Relationship) แสดงในรูป 4-7 โดยทำการทดสอบที่ OCR ต่าง ๆ กัน พบว่าดินเหนียวชั้นบนที่ระดับความลึก -4.00 ถึง -5.00 m.(MSL) ค่า ($\sigma_1 - \sigma_3$) สูงขึ้นอย่างช้า ๆ เมื่อเทียบกับค่า Axial Strain, $\epsilon_v\%$ จนกระทั่งค่า Axial Strain, $\epsilon_v\%$ ประมาณ 5% จึงจะมีค่าค่อนข้างคงที่ และพบว่าดินเหนียวชั้นบนจะมีค่า ($\sigma_1 - \sigma_3$) สูงกว่าในดินชั้นกลาง ๆ ที่ความลึกประมาณ -12.50 ถึง -13.50 m.(MSL) จนกระทั่งตั้งแต่ความลึกตั้งแต่ -13.50 m.(MSL) ลงไป ค่า ($\sigma_1 - \sigma_3$) จะมีค่าสูงขึ้น

2. ความสัมพันธ์ของ σ_1 / σ_3 กับ $\epsilon_v\%$ แสดงในรูปที่ 4-8 พบว่าค่า σ_1 / σ_3 จะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงความเครียดประมาณ 1-2% และเมื่อความเครียดเพิ่มขึ้นอีก ค่า σ_1 / σ_3 จะเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ

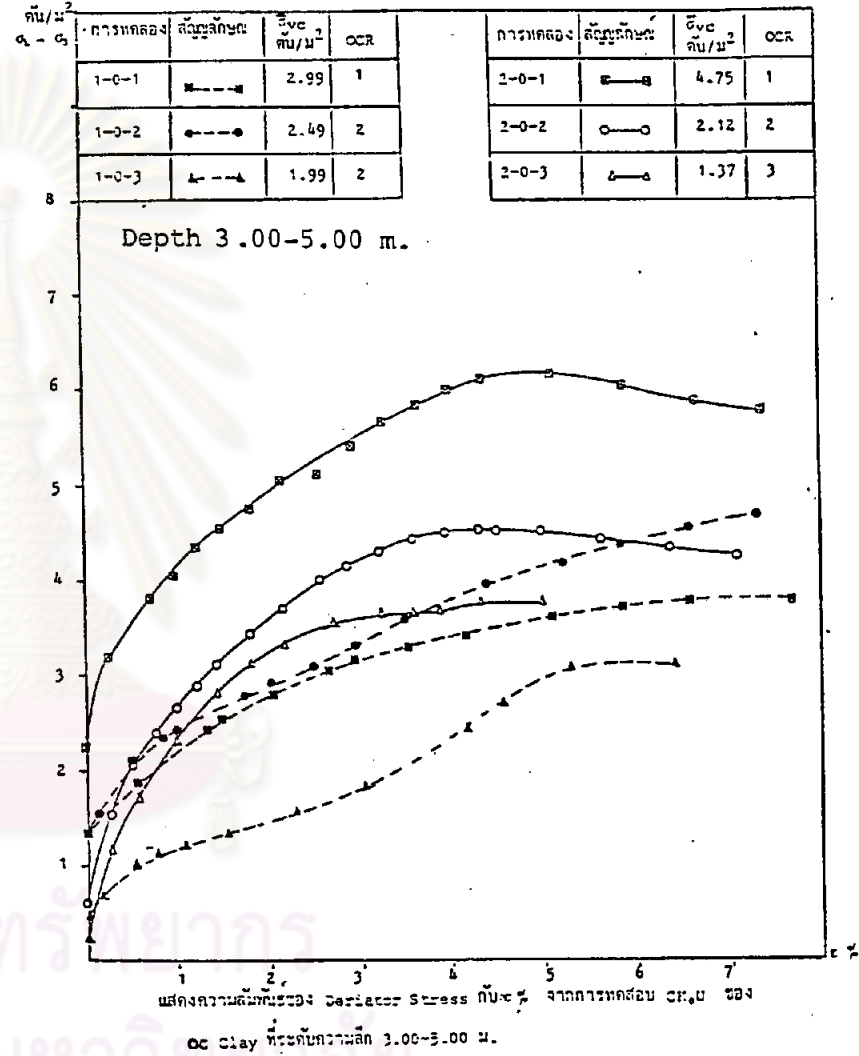
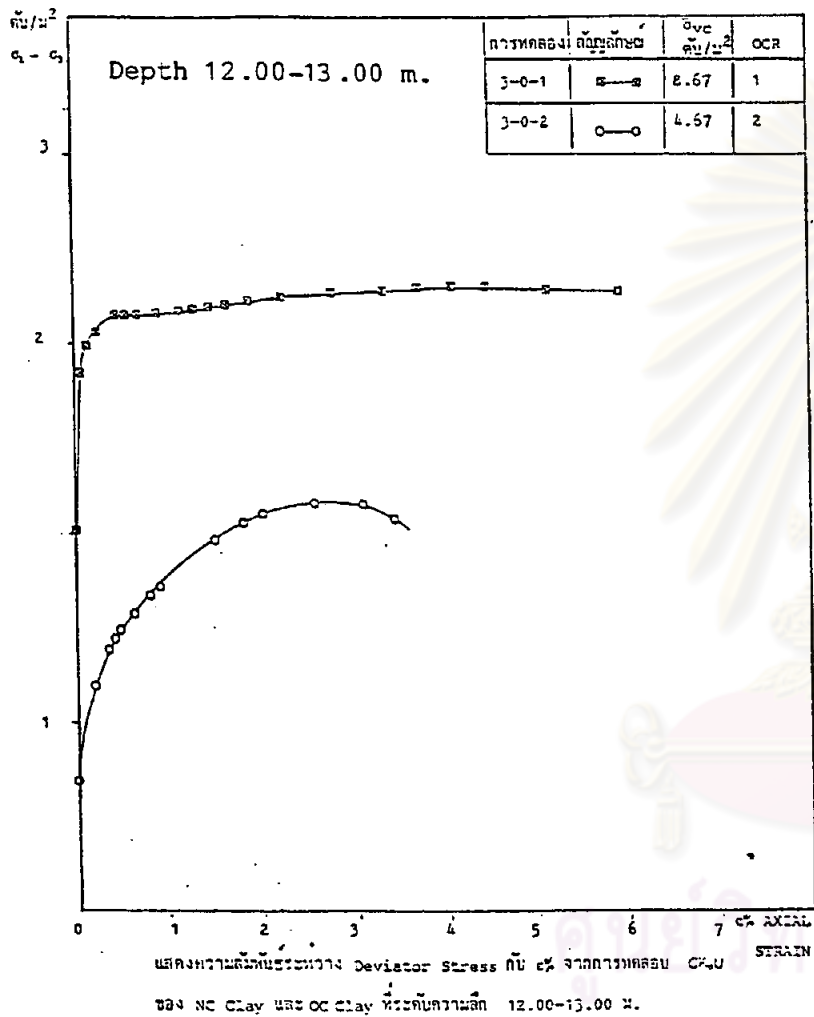
3. ความสัมพันธ์ของ $\Delta u / \bar{\sigma}_{vc}$ กับ $\epsilon_v\%$ พบว่าดินที่ทดสอบโดยทั่วไปนั้นจะมีค่า $\Delta u / \bar{\sigma}_{vc}$ สูงที่สุดในช่วงที่เกิด Axial Strain, $\epsilon_v\%$ ประมาณ 2 - 3 %

4. ความสัมพันธ์ของค่า \bar{P} และ q สามารถหาค่าความสัมพันธ์ต่าง ๆ ได้ดังแสดงในตารางที่ 4-4, 4-5 โดยในตารางที่ 4-4 ได้ค่ากำลังของดิน สำหรับการทดสอบที่ระดับความลึกต่าง ๆ กัน รวมทั้งความสัมพันธ์ต่าง ๆ ส่วนในตารางที่ 4-5 ได้แสดงค่ากำลังในหน่วยแรงประสิทธิผล โดยแสดงค่ากำลังของดินที่ค่า $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ และมีค่า $(\sigma_1 / \sigma_3)_{max}$ ด้วย

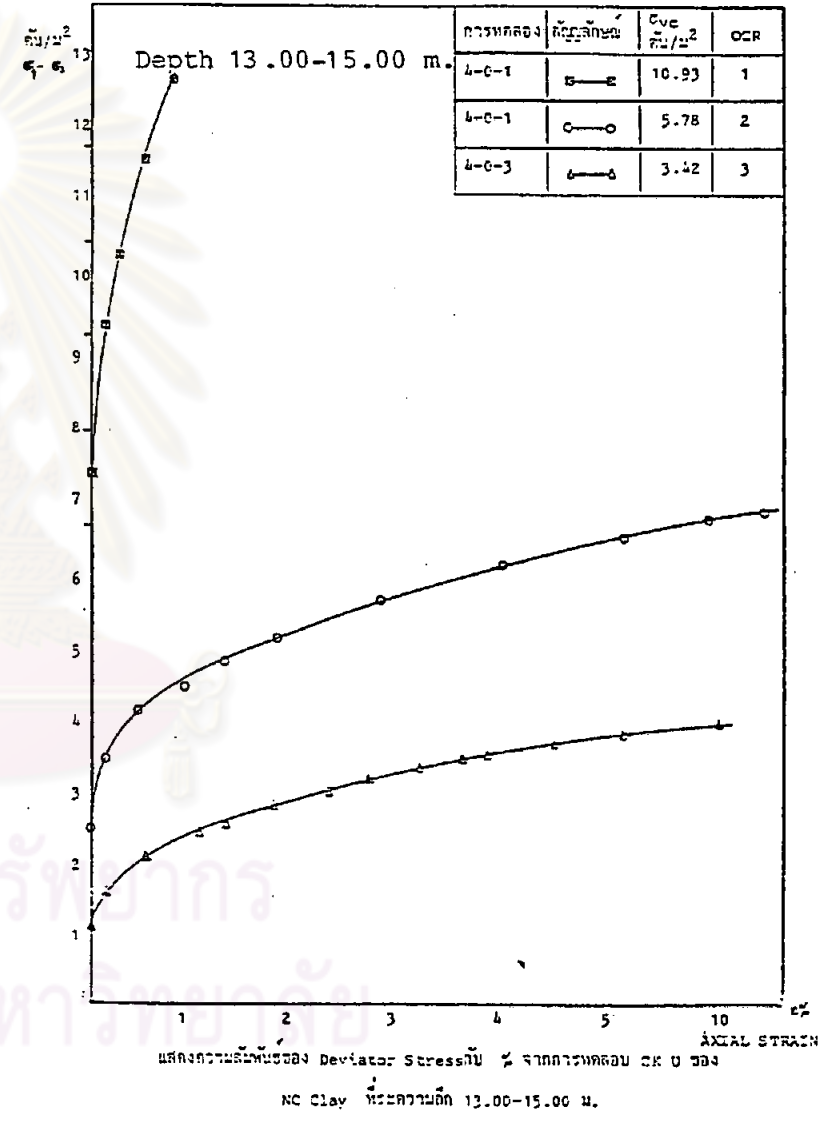
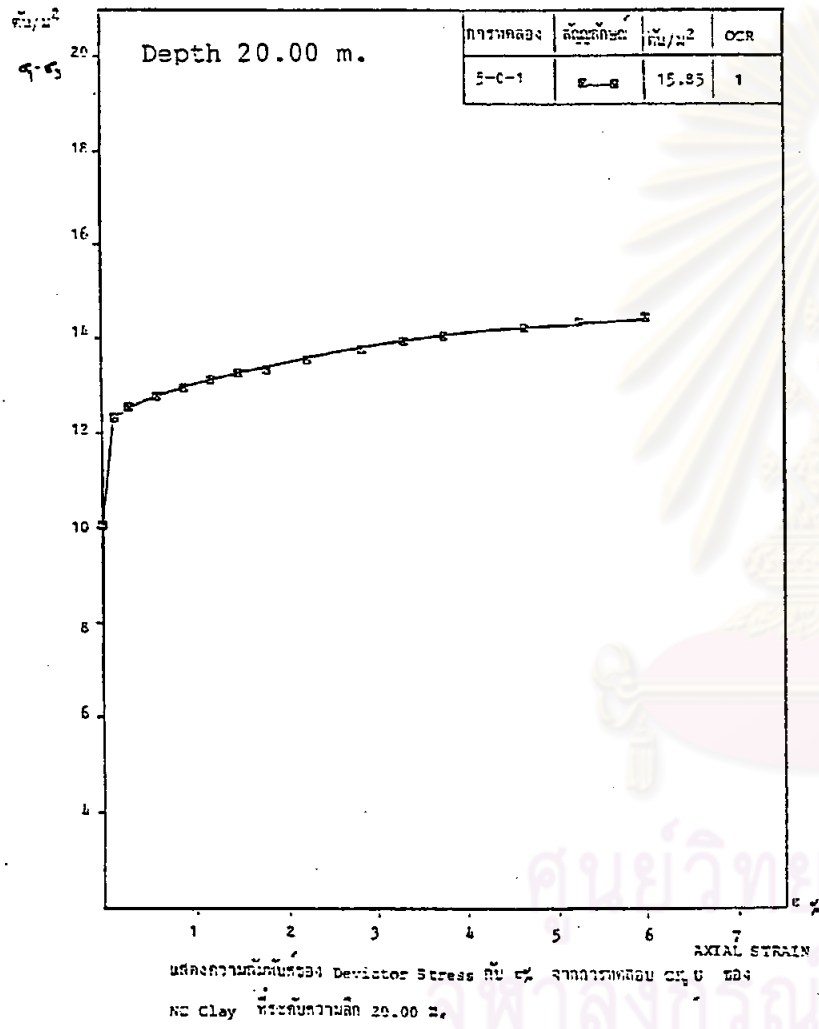
4.3 ผลการทดสอบดินในสนาม

4.3.1 ผลการทดสอบ Field Vane Shear

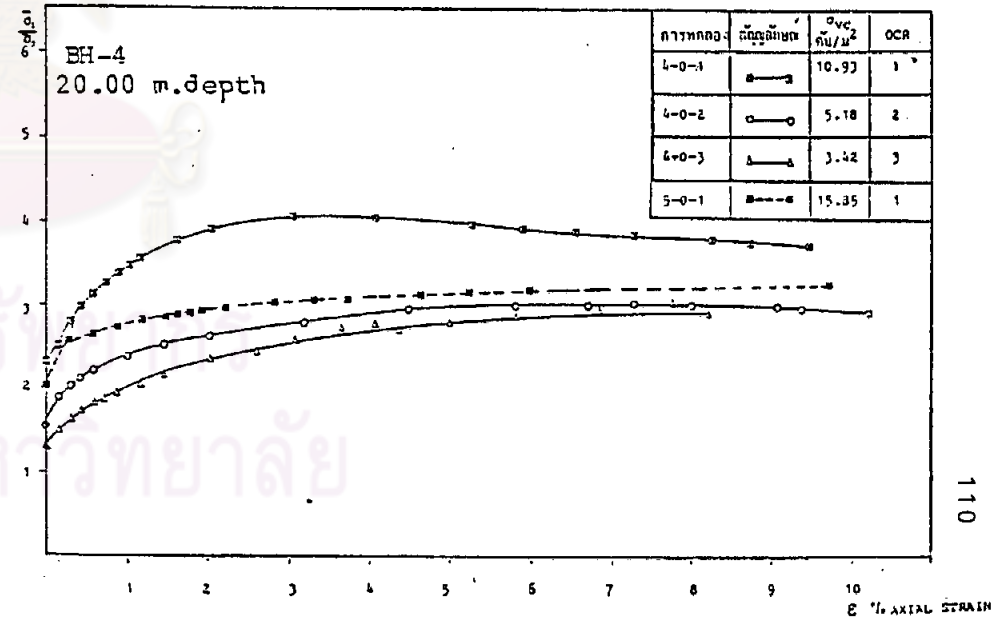
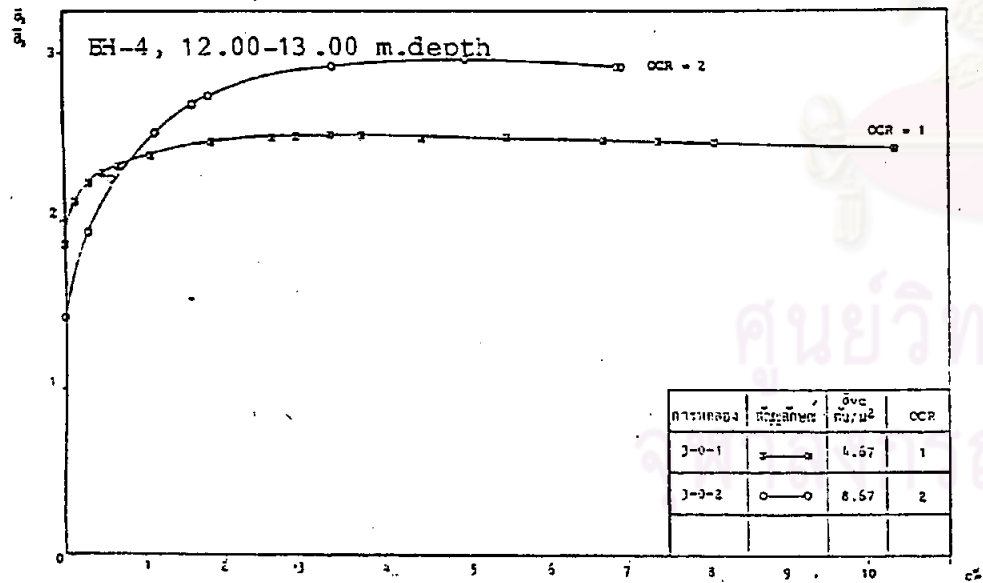
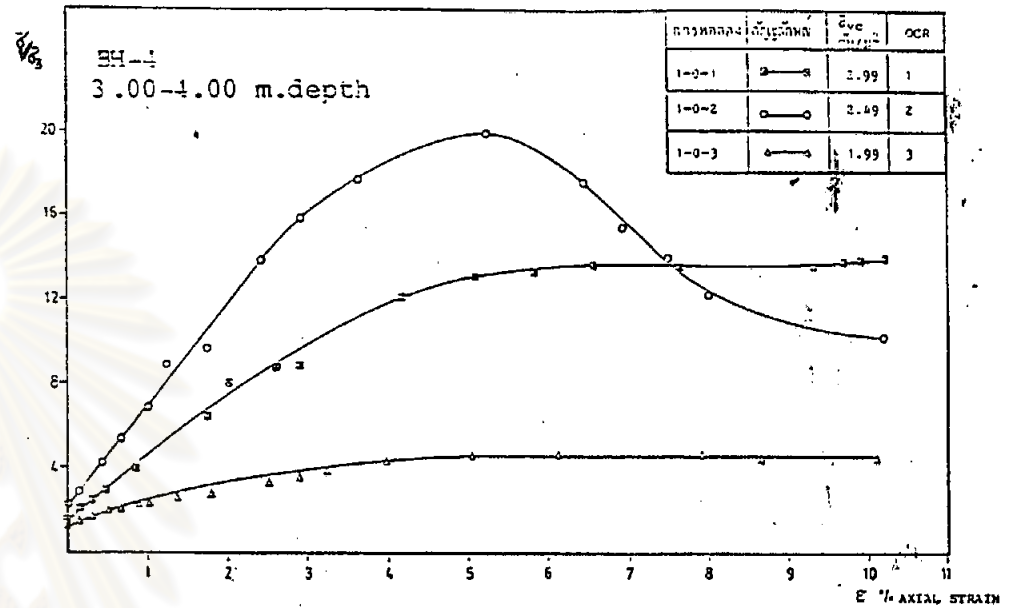
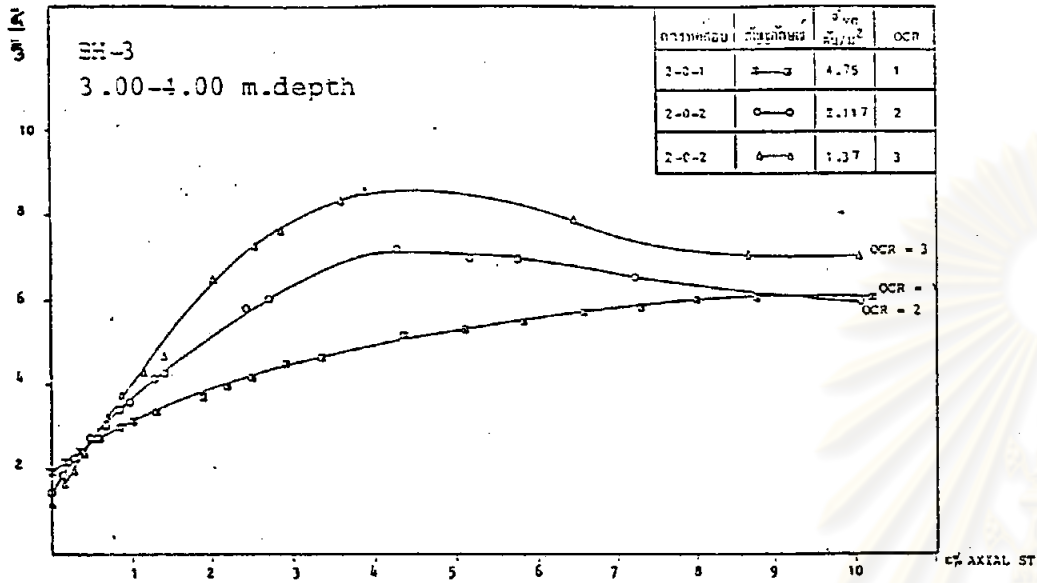
ในการทดสอบ Vane Shear สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอนีครอน และค่าความไว (Sensitivity) ของดินเหนียวชั้นบนได้ ดังแสดงผลการทดสอบในตารางที่ 3-1 และรูปที่ 4-3(ก) ถึง 4-3(ข) ผลที่ได้จากการทดสอบ พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในแต่ละระดับมีค่าเปลี่ยนแปลงไม่แน่นอน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเนื้อดินไม่ค่อยเป็นเนื้อเดียวกันมากนัก โดยสังเกตจากการทดสอบทุก ๆ ความลึก 0.50 ม. พบว่าค่ากำลังของดิน ชั้นลงไม่แน่นอน และผลการทดสอบในตำแหน่งที่ต่างกันที่ระดับความลึกเท่ากัน ก็พบว่าค่ากำลังของดินแตกต่างกันด้วย ทั้งนี้เนื่องจากผลของคุณสมบัติดินมีความแปรผันมาก



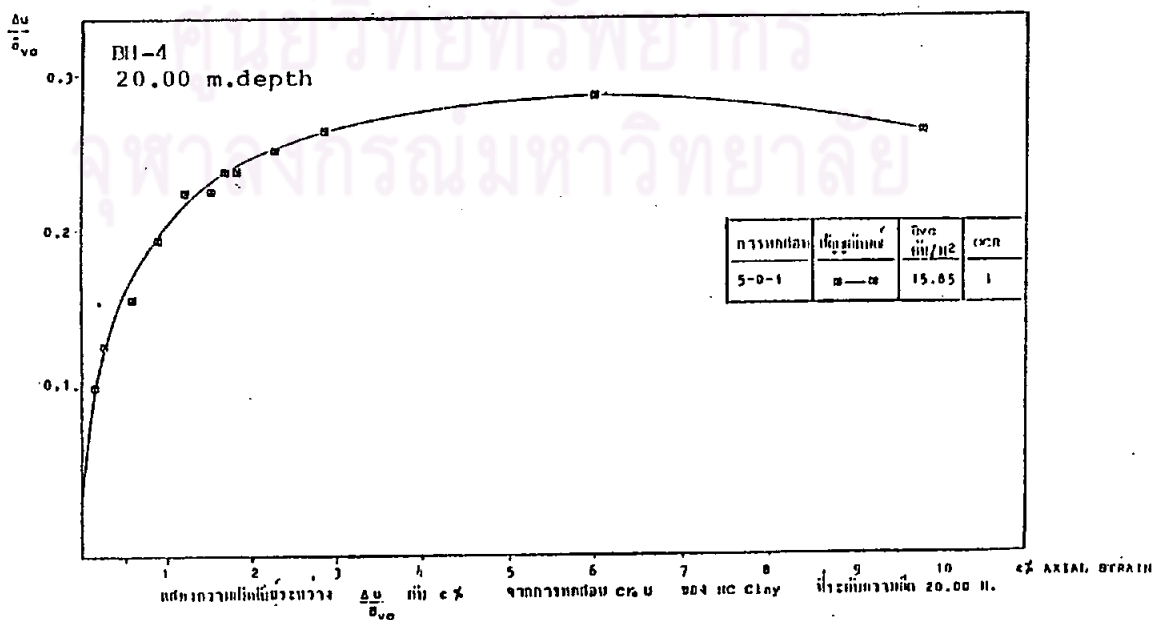
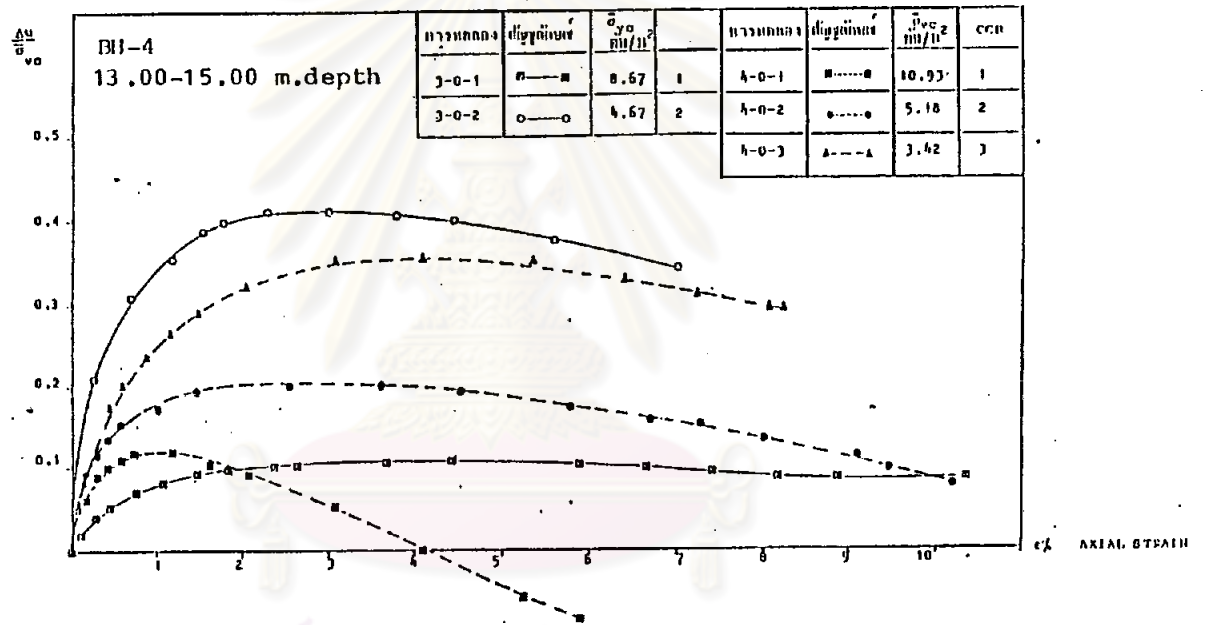
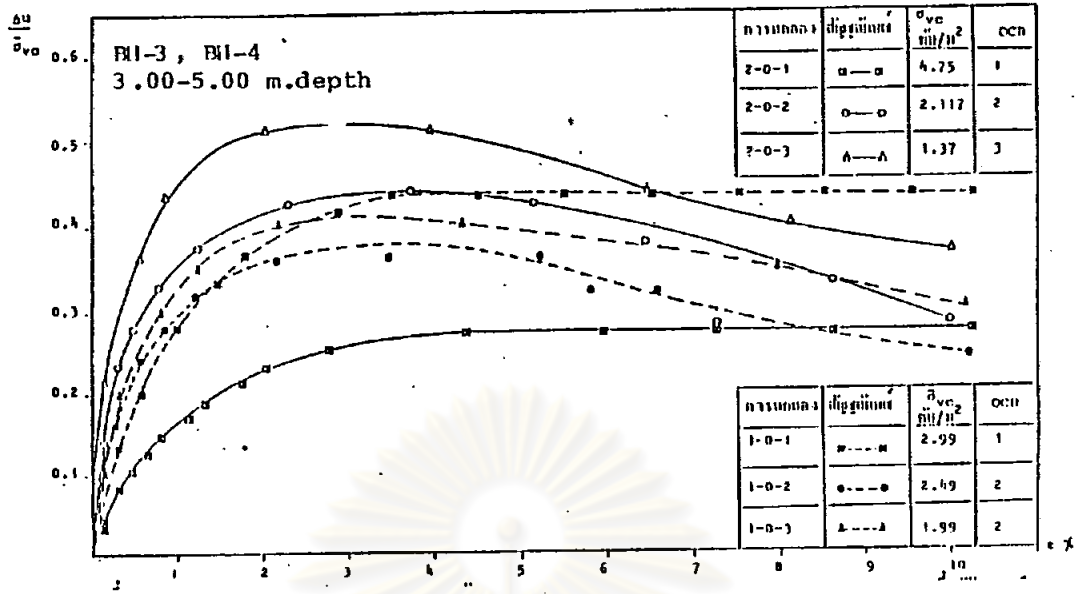
รูป 4-7 ความสัมพันธ์ Deviator Stress กับ Axial Strain จากการทดสอบ CK_u ของ OC และ NC Clay ของดินจากหลุมเจาะ BH-3 และ BH-4



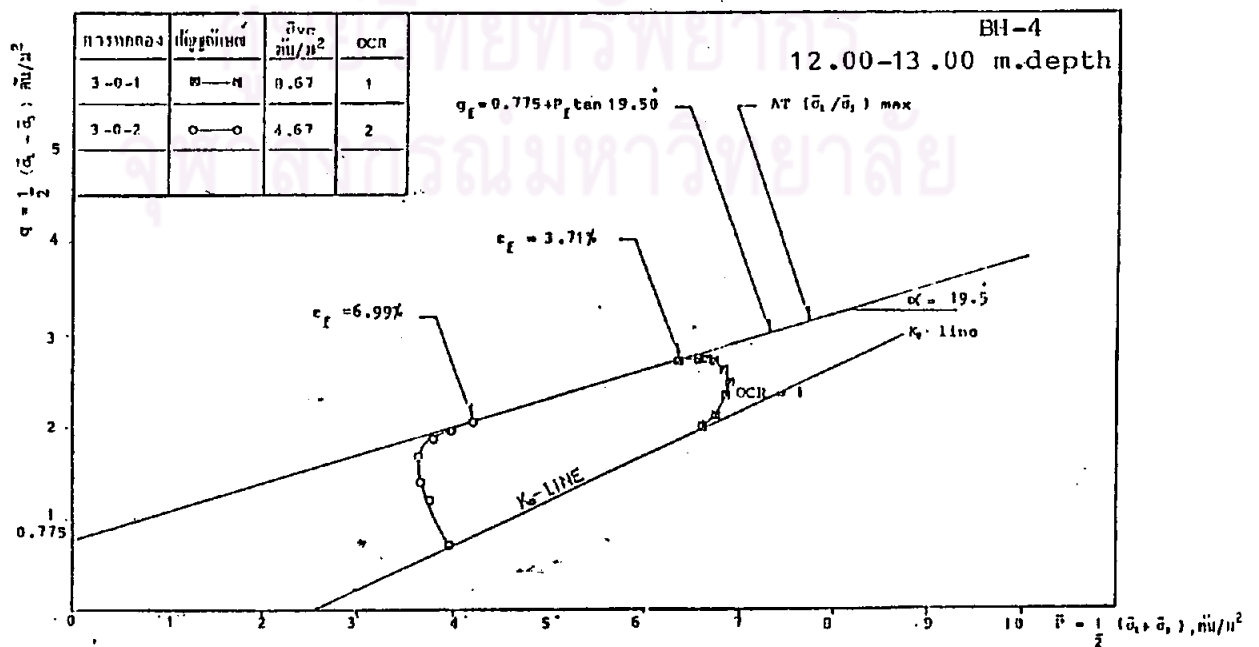
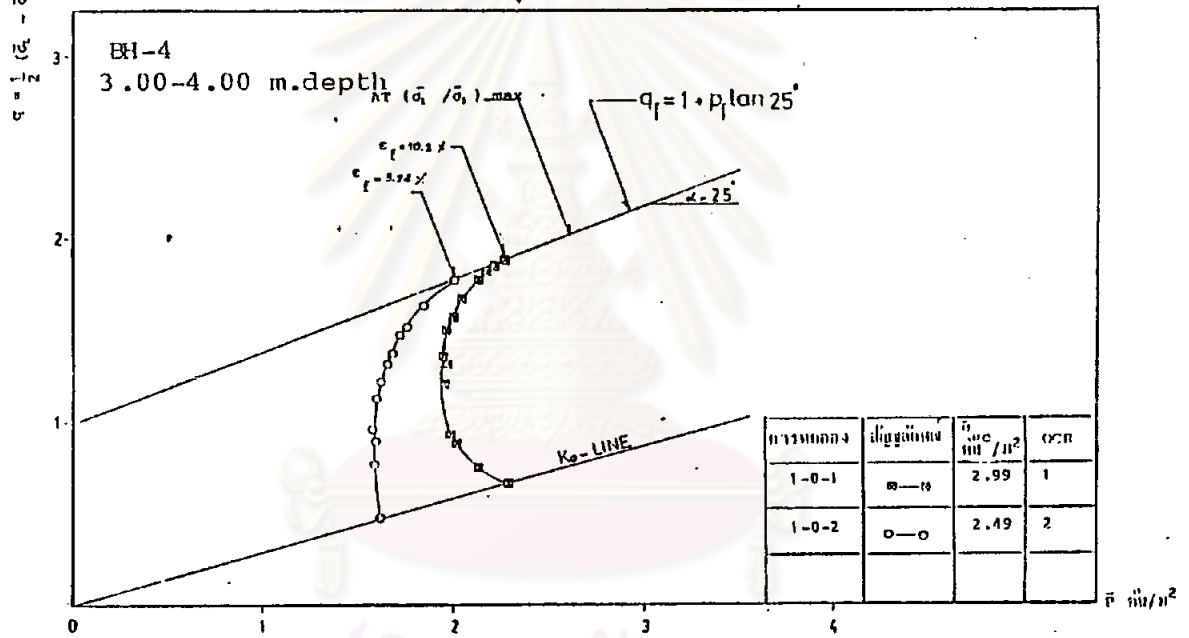
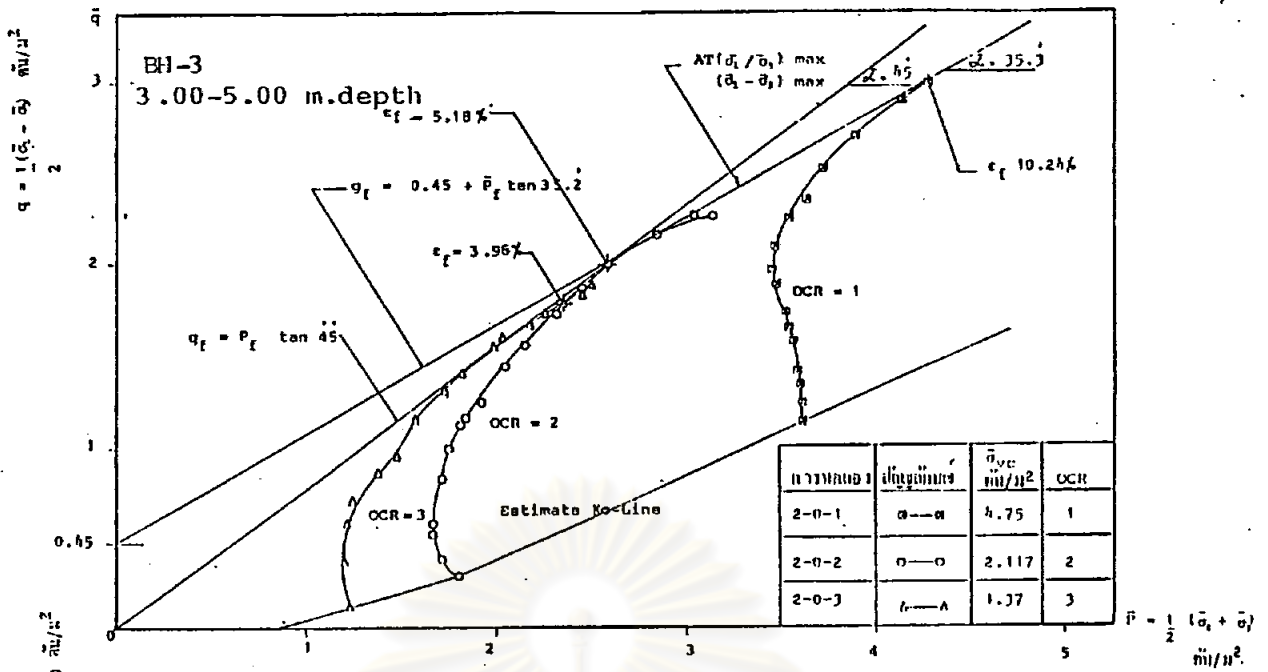
รูป 4-7 (ต่อ)



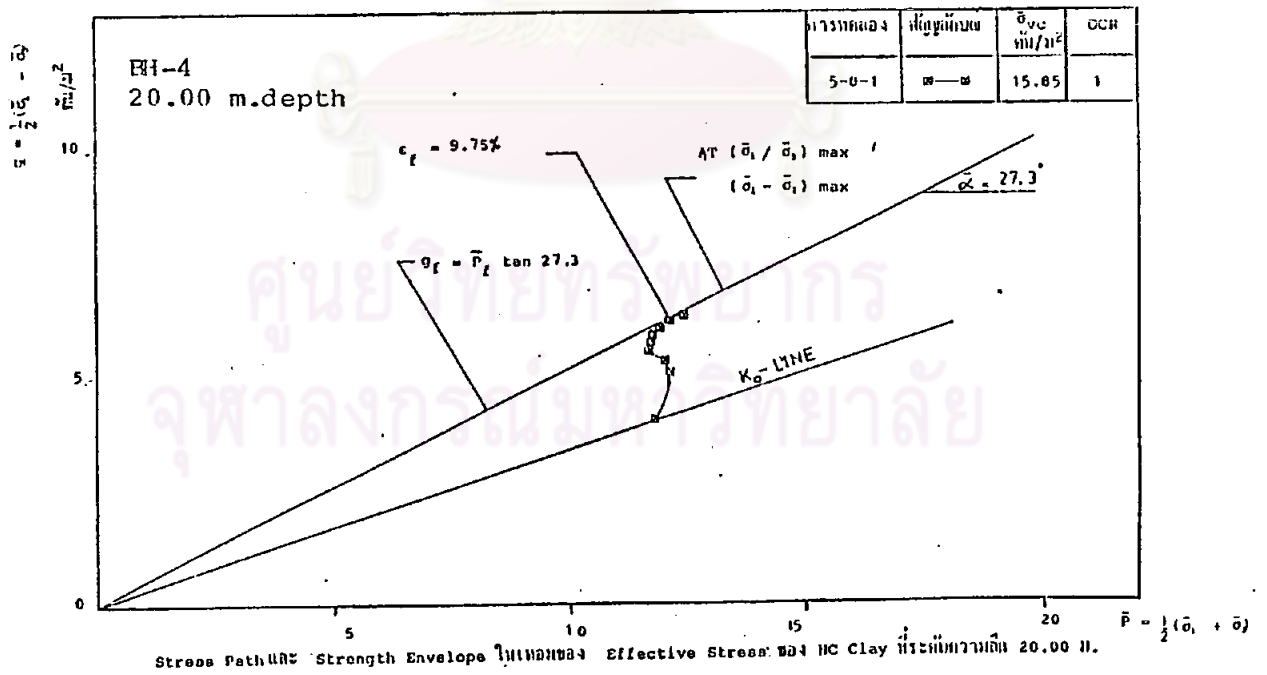
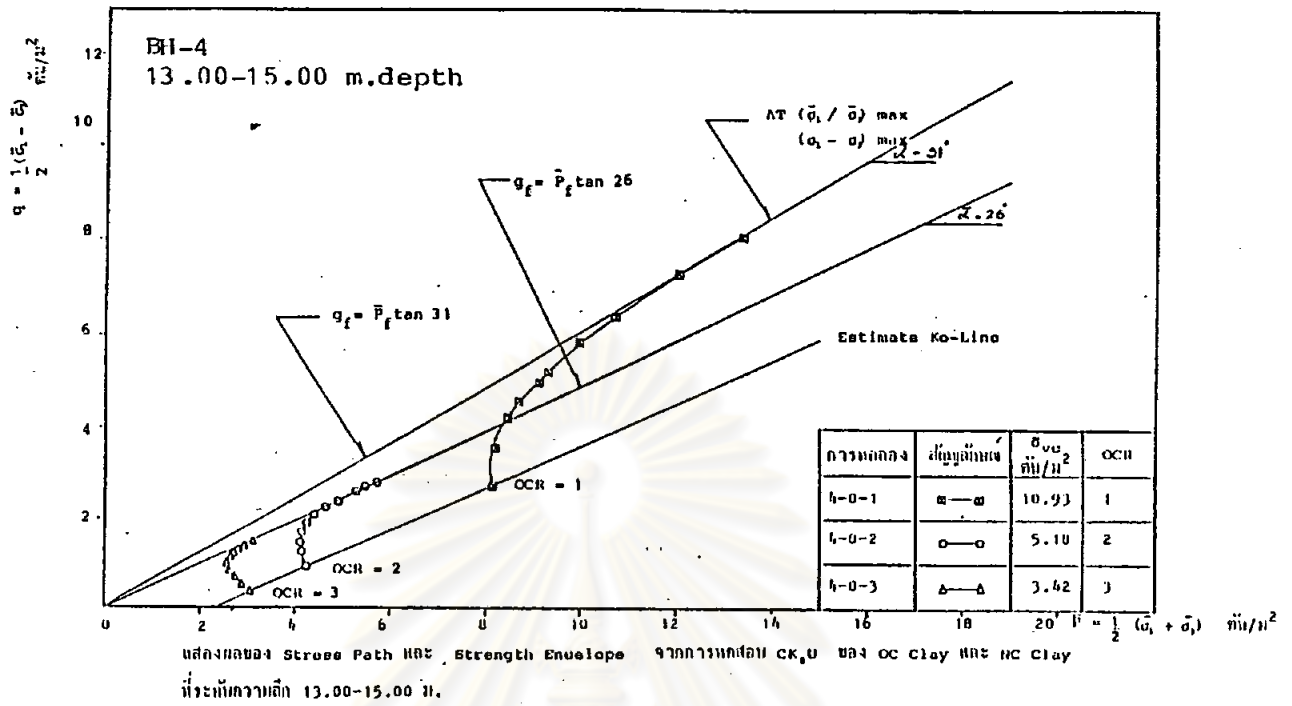
รูป 4-8 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ_1/σ_3 กับ Axial strain ϵ % จากการทดสอบ CK₀U ของ OC และ NC Clay



รูป 4-9 Normalized Excess Pore Pressure กับ Axial Strain จากการทดสอบ CK₀U



รูปที่ 4-10 Stress Path และ Strength Envelope จากการทดสอบ CK₀ U ของ OC และ NC Clay



รูป 4-10 (ต่อ)

ตารางที่ 4-4 แสดงผลของการทดสอบ CK₀U Triaxial Compression Test ๓๗ OC Clay และ NC Clay

Series	TEST NO	$\bar{\sigma}_{1c}$ TSM	$\bar{\sigma}_{3c}$ TSM	K _o	AT ($\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$) max						AT ($\sigma_1 - \sigma_3$) max				
					ε%	\bar{P}_f TSM	Su TSM	$\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$	Su/ $\bar{\sigma}_{1c}$	Af	ε, %	\bar{P}_f TSM	Su TSM	$\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$	Af
CAU 1	1-0-1	2.99	1.6	0.55	10.20	2.268	1.8	14.12	0.60	1.04	10.20	2.268	1.8	14.12	1.04
	1-0-2	2.49	1.12	0.563	5.24	2.309	2.089	19.99	0.839	0.4717	10.19	2.939	2.419	10.3	0.2092
	1-0-3	1.99	1.53	0.713	7.93	2.383	1.553	4.74	0.78	0.3598	10.70	2.583	1.653	4.55	2.672
CAU 2	2-0-1	4.75	2.50	0.563	10.24	4.291	3.091	6.15	0.65	0.5018	10.24	4.291	3.091	6.75	0.5018
	2-0-2	2.117	1.50	0.713	5.18	2.604	2.004	7.68	0.947	0.3618	8.64	3.070	2.270	6.68	0.2171
	2-0-3	1.370	1.12	0.818	6.49	2.335	1.815	7.98	1.32	0.2158	10.09	2.513	1.893	7.11	0.1646
CAU 3	3-0-1	8.67	4.63	0.534	3.71	6.417	2.787	2.54	0.321	1.875	8.9	6.69	2.86	2.49	0.9095
	3-0-2	4.67	3.27	0.70	6.99	4.266	2.096	2.93	0.45	0.65	6.99	4.266	2.096	2.93	0.45
CAU 4	4-0-1	10.93	5.37	0.493	3.07	12.09	7.324	4.07	0.67	0.0707	9.50	18.248	10.478	3.70	0
	4-0-2	5.18	3.37	0.65	7.30	5.150	2.58	3.00	0.50	0.31	10.74	5.81	2.84	2.91	0.115
	4-0-3	3.42	2.62	0.765	7.78	3.044	1.524	3.00	0.446	0.96	8.22	3.157	1.537	2.90	0.784
CAU 5	5-0-1	15.850	7.80	0.493	9.75	12.18	6.38	3.2	0.402	0.737	9.75	12.18	6.38	3.20	0.737

ตาราง 4-5 แสดงค่ากำลังของดินในหน่วยแรงประสิทธิผล

Test Series	Depth m	Effective Stress							
		At $(\sigma_1 - \sigma_3)$ max				At (σ_1 / σ_3) max			
		Strength Parameters		Mohr-Coulomb Parameters		Strength Parameters		Mohr-Coulomb Parameters	
		\bar{a} t/m ²	$\bar{\alpha}$ degree	\bar{c} t/m ²	$\bar{\phi}$ degree	\bar{a} t/m ²	$\bar{\alpha}$ degree	\bar{c} t/m ²	$\bar{\phi}$ degree
CĀU-1	3.00-4.00	1	25	1.13	27.8	1	25	1.13	27.8
CĀU-2	3.00-5.00	0.45	35.5	0.64	45.5	0.45	35.5	0.64	45.5
CĀU-3	12.00-13.00	0.775	19.5	0.83	20.74	0.775	19.5	0.83	20.74
CĀU-4	13.00-15.00	0	31	0	36.9	0	31	0	36.9
CĀU-5	20.00	0	27.3	0	31.07	0	27.3	0	31.07

การทดสอบ Vane Shear ในหลุม VS-1, VS-2, VS-3, และ VS-4 ไถ่กระทำ บริเวณชายฝั่ง พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินมีค่าอยู่ระหว่าง 1.50 - 4.50 ตัน/ม² ค่า Sensitivity มีค่าอยู่ระหว่าง 5-13 ซึ่งแสดงว่าดินนี้มีความไวมาก

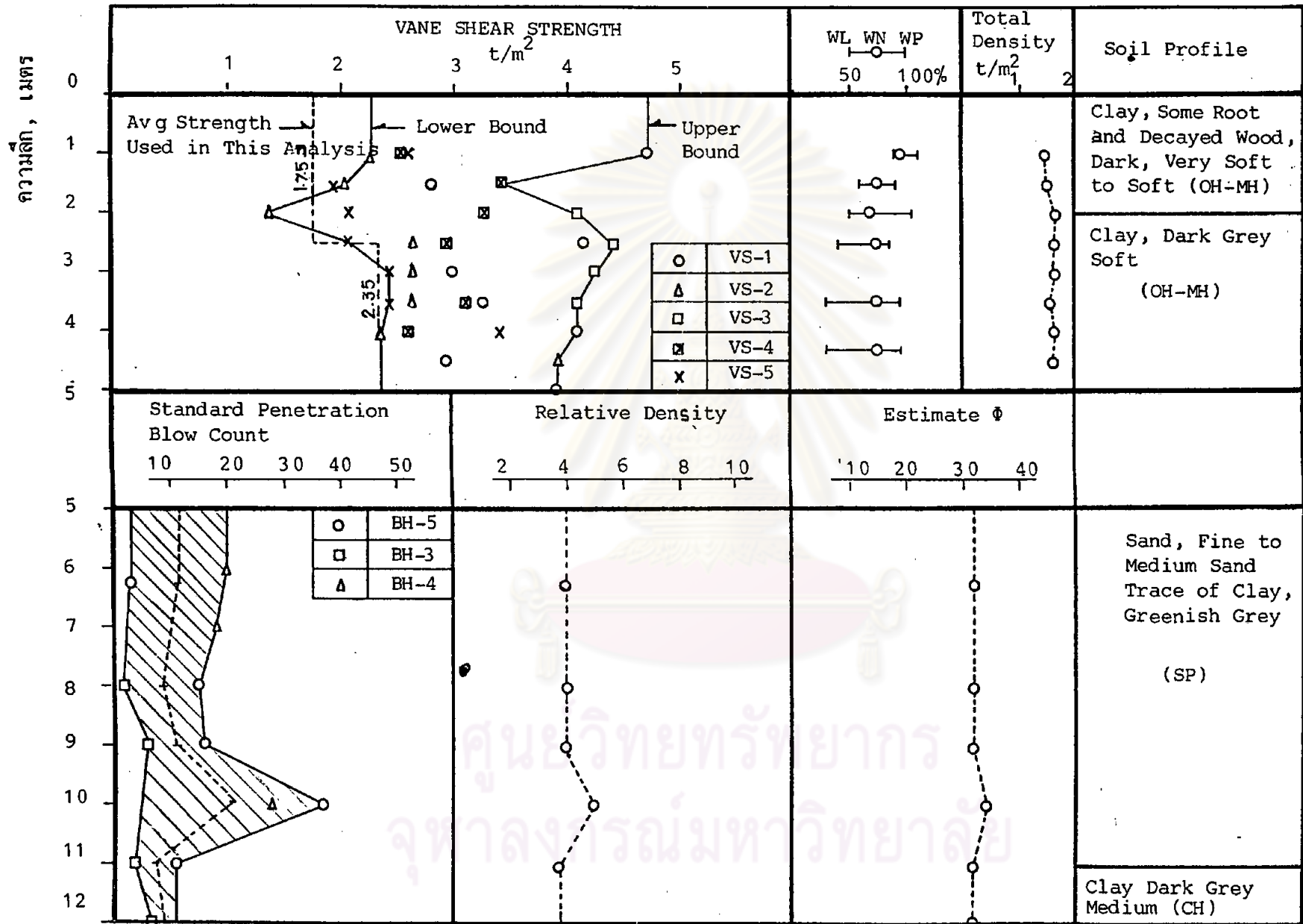
ส่วนการทดสอบ Vane Shear ในหลุม VS-5 ไถ่กระทำบนนั่งร้าน ในน้ำกลางแนว ที่จะทำการก่อสร้างกำแพงกันคลื่นนี้ พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินชั้นบน มีค่าต่ำกว่าผลที่ได้ จากการทดสอบจากหลุม VS-1 ถึง VS-4 โดยมีค่า $S_u(FV)$ อยู่ระหว่าง 1.9-3.50 ตัน/ม² และมีค่าความไวอยู่ระหว่าง 5-12

จากผลรวมของการทดสอบ Vane Shear นี้ได้แสดงในรูปที่ 4-11 ซึ่งสาเหตุที่ ผลการทดสอบในหลุม VS-1 ถึง VS-4 มีค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน สูงกว่าหลุม VS-5 เนื่องจากผลการทับถมของตะกอนทรายบริเวณชายฝั่งทะเล ทำให้เกิดความเค้น อันเนื่องมาจากตะกอนทรายนึกทับดิน ซึ่งอยู่ข้างกลางทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสูงขึ้น อย่างไรก็ตาม ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอนแทรกชันของดินเนื่องมาจากการทดสอบ Vane Shear นี้จะได้นำไปทำการ วิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้งอีกต่อไป โดยจะคำนึงถึงผลการทดสอบจากหลุม VS-5 เป็นหลัก เนื่องจาก เป็นกำลังของดินบริเวณที่จะทำการก่อสร้างโดยตรง

คงได้กล่าวแล้วว่าดินเหนียวชั้นบนของพื้นฐาน เป็นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีความไวมาก การก่อสร้างจึงต้องระมัดระวังมิให้พื้นฐานรากถูกกระทบกระเทือนมากนัก เพราะจะทำให้กำลัง ของดินลดลงอย่างรวดเร็ว อาจทำให้เกิดการพิบัติทางด้านเสถียรภาพได้

4.3.2 ผลการทดสอบ STANDARD PENETRATION (SPT-TEST)

การทดสอบ SPT นี้ ไถ่กระทำการทดสอบในชั้นดินทราย ที่ความลึกประมาณ -6.00 ถึง -12.00 m. (MSL) ทั้งในหลุมเจาะ BH-3, BH-4 และ BH-5. ดังแสดงผลในรูปที่ 4-11 นอกจากนี้ในหลุมเจาะอื่น ๆ ได้แสดงไว้ในรายการเจาะสำรวจดิน ในภาคผนวก ข. ด้วย ค่า SPT-N จากหลุมเจาะ BH-3, BH-4 และ BH-5 นี้ พบว่าที่ความลึก -6.00 ถึง -10.00



รูปที่ 4-11 แสดงผลการประเมินค่ากำลังของดินจาก Vane Shear Strength และ ความมึนเสียดทานภายในจาก Standard Penetration Test

m.(MSL) ค่า SPT-N จะมีค่าประมาณ 3 - 20 ครั้ง/ฟุต ส่วนที่ความลึก -10.00 ถึง -12.00 m.(MSL) มีค่าประมาณ 5 - 40 ครั้ง/ฟุต

ค่า SPT-N นี้ได้นำมาหาค่าเฉลี่ยตลอดชั้นทราย เพื่อนำไปประมาณค่ามุมเสียดทานภายในของดินทราย (Internal Friction Angle, ϕ) และ ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative Density, D_r) โดยใช้กราฟรูปที่ 2-13 ซึ่งเสนอโดย Peck Hanson & Thornburn (1974) ซึ่งปรับแก้ค่า Effective Overburden Pressure, σ'_{vo} สามารถประมาณ ค่ามุมเสียดทานภายในของดินทรายได้ดังนี้ คือ

ที่ระดับความลึก -6.00 ถึง -10.00 m.(MSL) ได้ค่ามุมเสียดทาน ประมาณ 32°
 ที่ระดับความลึก -10.00 ถึง -12.00 m.(MSL) ได้ค่ามุมเสียดทาน ประมาณ 35°
 (รูปที่ 4-11) ส่วนรูปที่ 3-2 ได้แสดงผลของ SPT-Test กับค่าประมาณของมุมเสียดทานภายในของดินทรายบริเวณชายฝั่งทะเล แปรผันกับค่าความลึกรวมทั้งค่า Relative Density, D_r ด้วย

4.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพ (STABILITY ANALYSIS)

4.4.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้ง ซึ่งสร้างอยู่บนชั้นดินอ่อนนี้ จะคำนึงถึงพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพอยู่ 2 ส่วนคือ ส่วนที่เป็นวัสดุถม และ ส่วนที่เป็นดินอ่อนพื้นฐาน ดังนี้คือ

1. พารามิเตอร์ของวัสดุถม พารามิเตอร์สำหรับวัสดุหินทิ้ง ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพที่มี อาทิเช่น ความหนาแน่นรวม (Total Unit Weight, γ_T) ซึ่งจะกำหนดค่าให้เท่ากับ 2 ตัน/ม³ และมุมเสียดทานภายใน (Internal Friction Angle, ϕ) ซึ่งจะใช้ค่าในการวิเคราะห์ แบ่งเป็น 3 ค่า ดังนี้คือ ϕ หิน = 30°, 35° และ 40° ทำการวิเคราะห์ โดยการแปรผันค่ามุมเสียดทานนี้ไป ทั้งนี้เพื่อเปรียบเทียบผลของค่าอัตราส่วน

ความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่คำนวณได้จะมีค่าเปลี่ยนแปลงไปอย่างไร เมื่อใช้ค่ามุมเสียดทานภายในของวัสดุหินที่ต่างกัน

2. พารามิเตอร์ของดินฐานราก พารามิเตอร์ของดินฐานรากนี้มุ่งจะพิจารณาถึง ค่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) ของดินเหนียวอ่อนชั้นบน, ค่ามุมเสียดทานภายในของดินชั้นทราย และ ค่าความหนาแน่นรวม (γ_T) ของดินแต่ละชั้น เพื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพในสภาพอันตรรก ($\theta = 0$)

ค่ากำลังแรงเฉือนแบบอันตรรกของดินเหนียวอ่อนชั้นบนนี้ จะใช้ค่าจากผลการทดสอบ Vane Shear ในชั้นดินเหนียว บริเวณปากแม่น้ำตากใบจำนวน 5 หลุม คือ VS-1 ถึง VS-5 ดังแสดงค่าในรูป 4-11 โดยพิจารณาเลือกค่า Vane Shear Strength, $S_u(F_v)$ ให้ใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบในหลุม VS-5 มากที่สุด เนื่องจากเป็นหลุมที่ทดสอบจากบริเวณที่จะก่อสร้างจริงโดยใช้ค่า $S_u(F_v)$ มาปรับแก้ค่าด้วย Bjerrum's Correction Factor, μ รูปที่ 2-2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันตรรก, S_u ที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเท่ากับ $\mu S_u(F_v)$ ซึ่งเสนอโดย BJERRUM (1972) ค่า μ นี้จะสัมพันธ์กับค่า Plastic Index, PI (%) จากผลการหาค่าคุณสมบัติของดินชั้นบนพบว่า ค่า PI ประมาณ 50% จากกราฟจะได้ค่าประมาณ μ ประมาณ 0.80 เพื่อนำไปปรับแก้ค่า $S_u(F_v)$ ต่อไป

ค่า S_u ของดินที่ใช้วิเคราะห์เสถียรภาพนี้ แบ่งออกเป็น 2 ชั้นด้วยกัน คือ
จากระดับ -2.00 m.(MSL) ถึง -3.50 m.(MSL) จะใช้เท่ากับ 1.40 ตัน/ม ²
จากระดับ -3.50 m.(MSL) ถึง -6.00 m.(MSL) จะใช้เท่ากับ 1.88 ตัน/ม ²

ค่ามุมเสียดทานภายใน ของชั้นดินทราย ตั้งแต่ระดับ -6.00 ลงไปถึง -12.00 m.(MSL) จะใช้ค่าซึ่งได้จากการทดสอบ SPT-N ดังกล่าวแล้วในหัวข้อ 4.3.2

4.4.2 รูปแบบในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพนี้ได้ใช้รูปแบบในการวิเคราะห์แบ่งเป็น 2 รูปแบบ

โดยใช้ค่าความลาดเอียงด้านข้างเป็น 1:1.5 และ 1:2 ตามลำดับ ระดับยกถนน เท่ากับ +1.50m. (MSL) และ ระดับพื้นฐานเท่ากับ - 2.00 m. (MSL) ทั้งนี้เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เมื่อค่าความลาดเอียงด้านข้างของโครงสร้างต่างกัน (ดังรูปที่ 4-13 ,4-14)

4.4.3 เงื่อนไขที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์นี้ได้พิจารณาเงื่อนไขของสภาพระดับน้ำด้านข้างเป็น 2 เงื่อนไข คือ

1. เมื่อระดับน้ำด้านข้างอยู่ที่ระดับ -2.00 m. (MSL) ซึ่งเป็นระดับพื้นฐานโครงสร้าง
2. เมื่อระดับน้ำด้านข้างอยู่ที่ระดับ -0.62 m. (MSL) ซึ่งเป็นระดับน้ำต่ำสุด

ในกรณี 2 นี้ จะเป็นกรณีซึ่งใกล้เคียงกับสภาพของพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างจริง จุดประสงค์ในการพิจารณาแยกเป็น 2 เงื่อนไข ก็เพื่อจะพิจารณาให้เห็นถึงความแตกต่างเมื่อพื้นที่ก่อสร้างมีระดับน้ำสูงและไม่น้ำ ในรูปที่ 4-13 แสดงรูปแบบที่ 1 และเงื่อนไข 1 และ 2 สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ

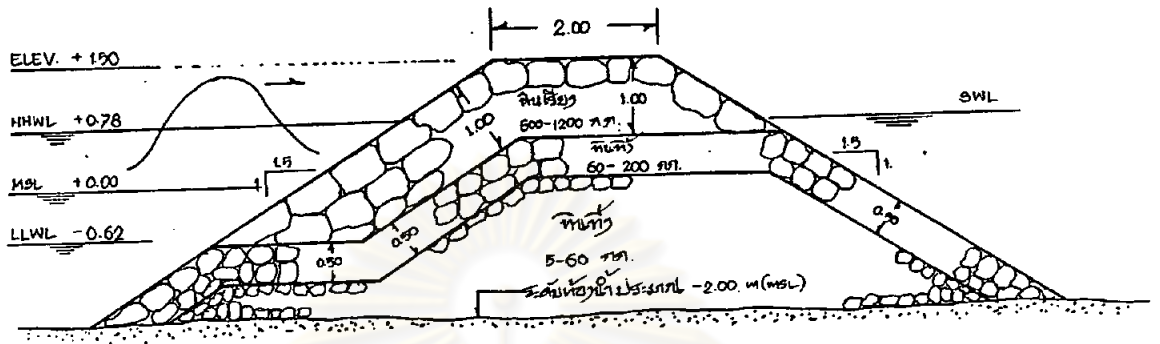
4.4.4 วิธีการที่ใช้ในการวิเคราะห์

สำหรับการวิเคราะห์จะกระทำเป็น 3 วิธี ดังนี้ คือ

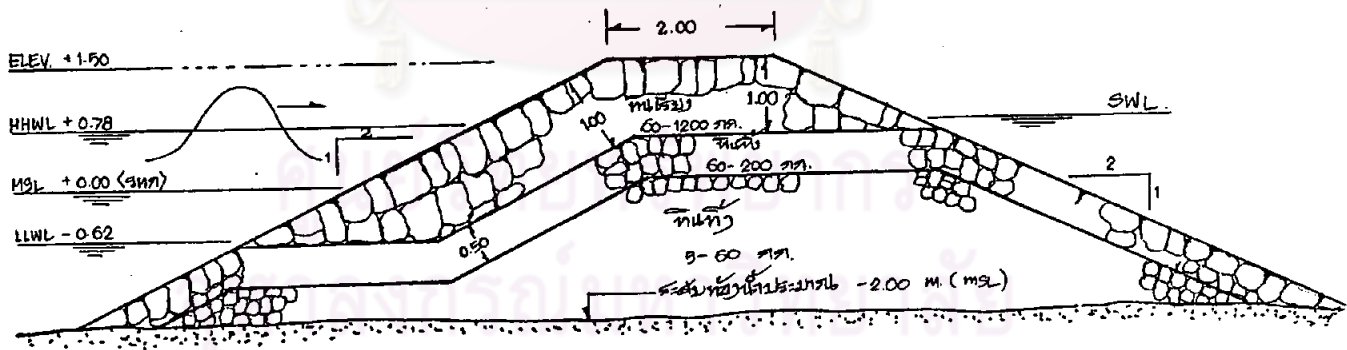
1. วิธี Fellenius หรือ Swedish Method
2. วิธี Bishop (Bishop Simplified Method)
3. วิธี Wedge (Wedge Method)

การวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธีนี้ จะนำมาเปรียบเทียบผลที่ได้ โดยวิธี Fellenius และวิธี Bishop (Bishop Simplified Method) นั้นเนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยมือ จะต้องใช้เวลาอย่างมากโดยการ Trial ทาค่า F.S ในการวิเคราะห์นี้จึงได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการวิเคราะห์. รวมทั้งค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ซึ่งได้แสดงผลของข้อมูลที่



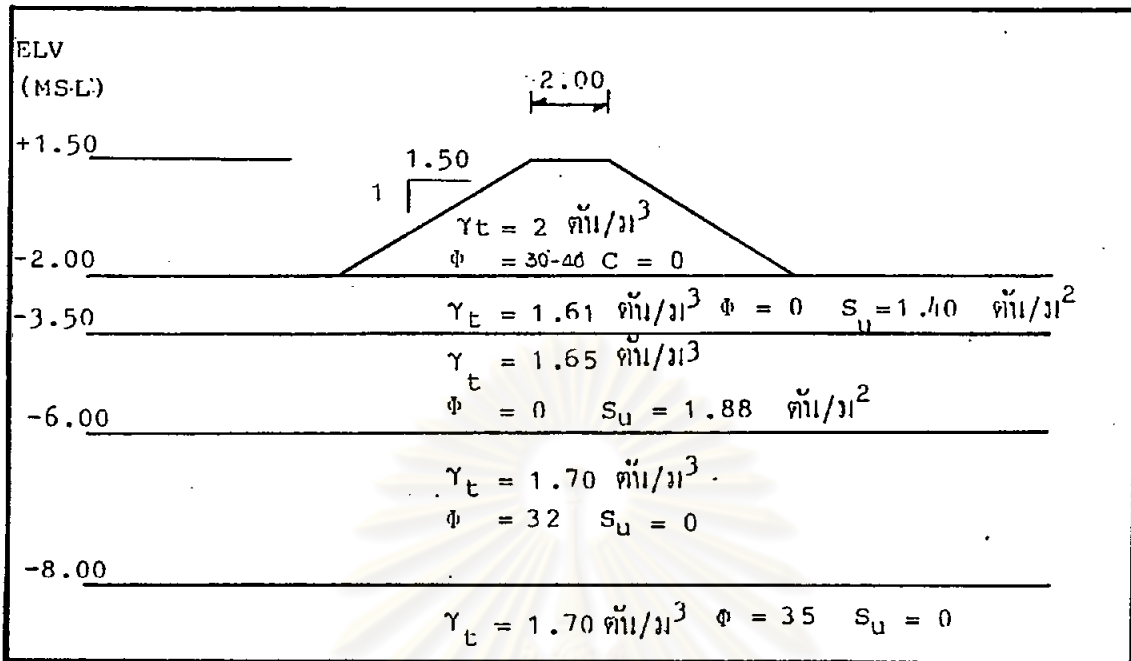


รูปที่ 1 ความลาด 1:1.5

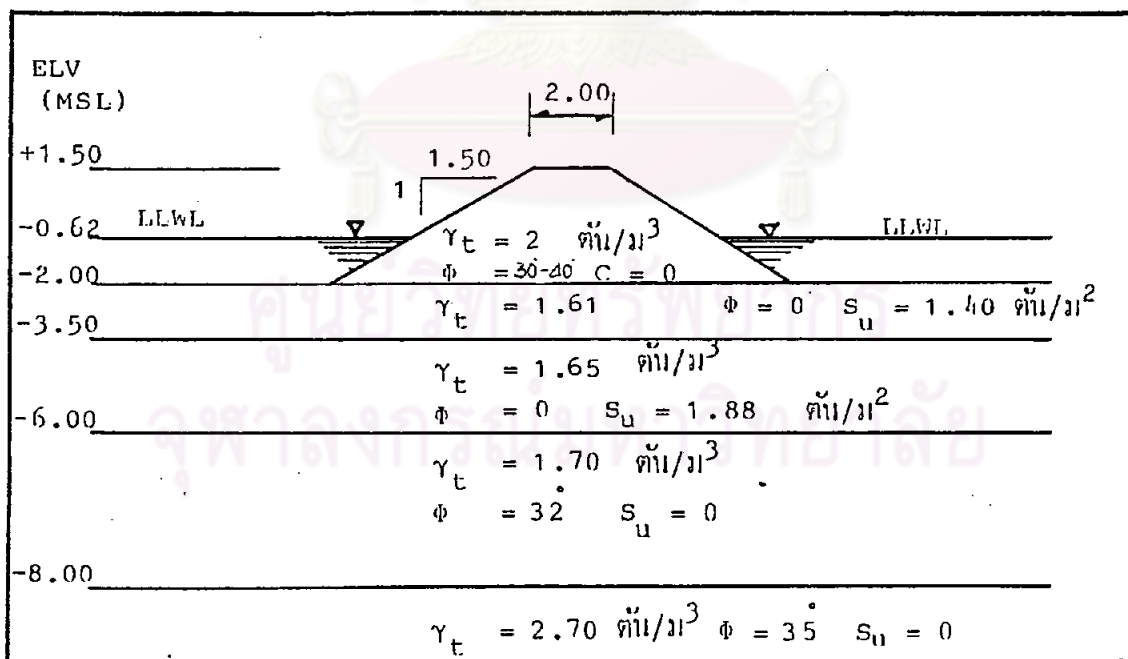


รูปแบบที่ 2 ความลาด 1:2

รูปที่ 4-12 แสดงรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

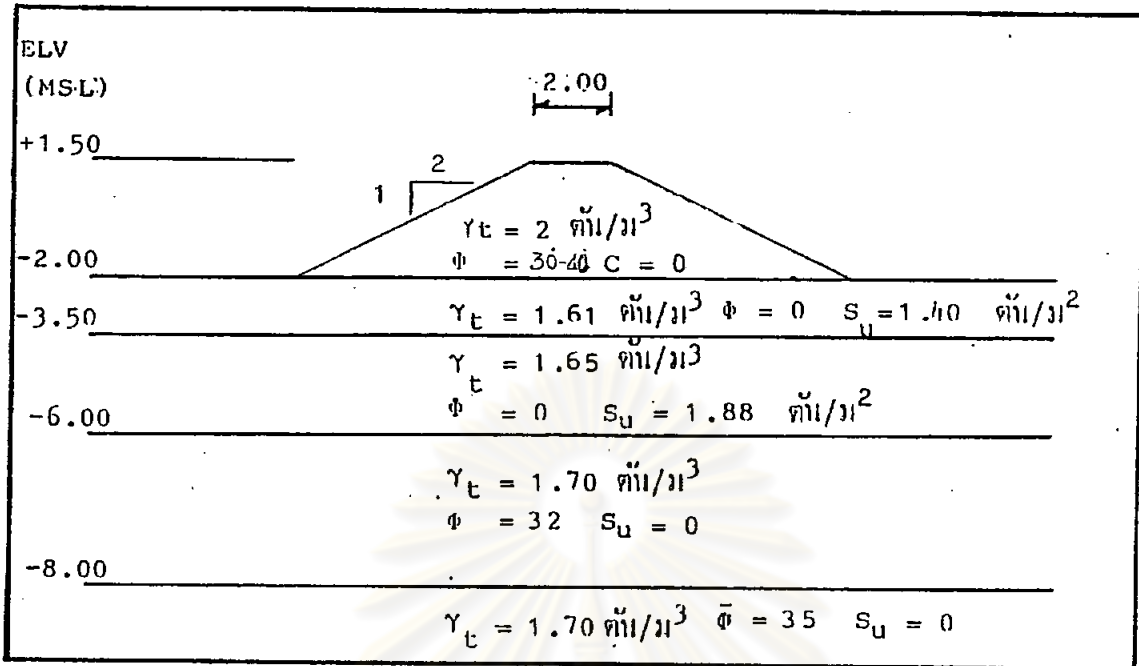


(ก) กรณีที่ 1 ไม้มีน้ำทะเลสองข้างของเขื่อนกันคลื่น

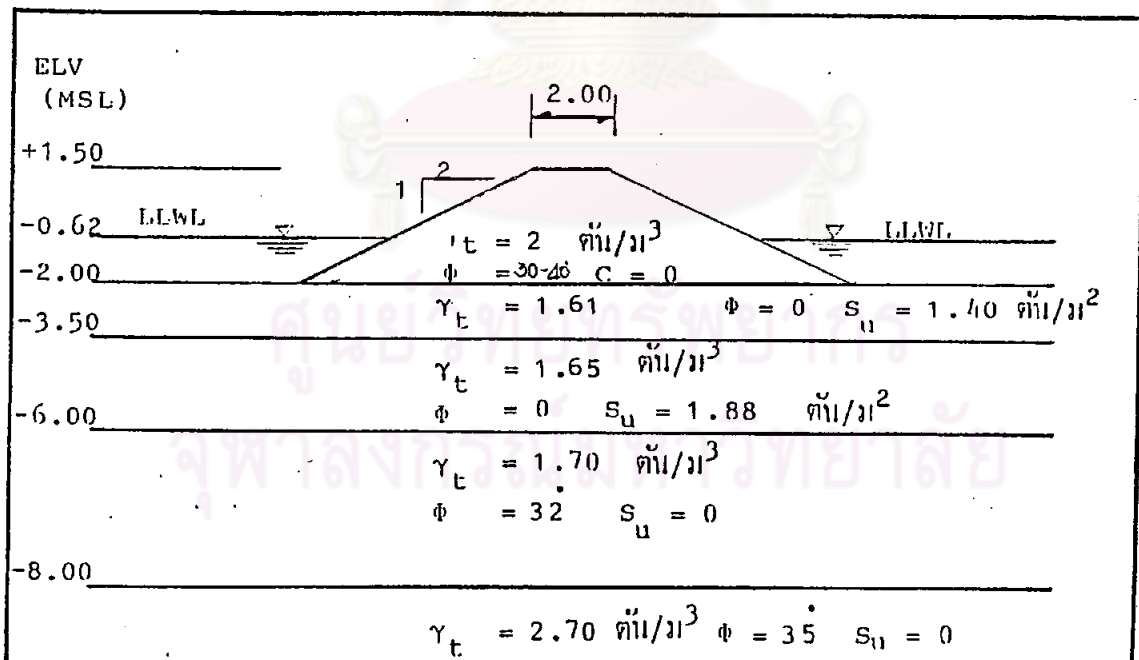


(ข) กรณีที่ 2 มีน้ำทะเลทั้งสองข้างเขื่อนกันคลื่น

รูปที่ 4-13 แสดงรูปแบบที่ 1 และเงื่อนไขที่ 1,2 ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์



(ก.) กรณีที่ 1 ไม้เท้าหะเลสองข้างของเขื่อนกันคลื่น



(ข) กรณีที่ 2 มีน้ำหะเลทั้งสองข้างเขื่อนกันคลื่น

รูปที่ 4-14 แสดงรูปแบบที่ 2 และเงื่อนไขที่ 1,2 ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์

ใส่ในคอมพิวเตอร์ในตารางที่ 4-6 ส่วนวิธีการในการใส่ข้อมูลนั้นได้แสดงในตารางที่ 4-7 ผลต่าง ๆ ที่ได้จากคอมพิวเตอร์เมื่อป้อนข้อมูลต่าง ๆ เรียบร้อยแล้ว จะพิมพ์ออกมาดังแสดงในตารางที่ 4-5 ซึ่งจะสามารถเลือกค่า F.S. ที่ต่ำสุดในแต่ละจุดที่ Trial ได้และนำไปเขียน Contour ของค่า F.S. ได้ดังแสดงในผลของการวิเคราะห์ ส่วนรูปที่ 4-15 แสดงลักษณะของข้อมูลที่ใช้ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ

4.4.5 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

ในการวิเคราะห์นี้ได้หาผลแตกต่างของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย เมื่อวิเคราะห์ด้วยวิธีการต่าง ๆ, เมื่อมีความลาดเอียงด้านข้างต่างกัน, ความมเสียดทานของหินหึ่งต่างกัน, ระดับน้ำคานหน้าและหลังต่างกัน และเมื่อใช้ผาพลาสติกปูในชั้นพื้นฐาน ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ได้ทราบถึงผลของการเปลี่ยนแปลงของค่า F.S. เมื่อเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ดังกล่าวแล้วข้างต้น สามารถแสดงผล ดังรูปที่ 4-16 สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี FELLENIUS และวิธี Bishop ส่วนรูปที่ 4-17 แสดงรูปแบบของการพิบัติจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Wedge ได้ ดังนี้

รูปที่ 4-16 พบว่าในการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Bishop นั้นจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงกว่าวิธี FELLENIUS เล็กน้อย

รูปที่ 4-17 พบว่าการพิบัติแบบลิ้ม (wedge) สามารถเกิดขึ้นได้ในสภาพที่ชั้นดินพื้นฐานของดินเหนียวอ่อนที่ไม่ลึกนัก

รูปที่ 4-18 และ 4-19 แสดงการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Wedge โดยค่า ΣP_{α} เป็นผลรวมของแรงทางด้านของ Active Zone ส่วน ΣP_{β} เป็นผลรวมทางด้านของ Passive Zone ในการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสำหรับวิธี Wedge นี้ สิ่งสำคัญที่สุดที่จะต้องหาคือ ระนาบของการพิบัติ (Failure Plane) ซึ่งจะสามารถหาได้โดยการ Trial จากการวิเคราะห์นี้เมื่อความลาดของ Breakwater Structure เท่ากับ 1:1.5 พบว่า Failure Plane มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4-17(ก) และ 4-17(ข) โดยผ่านโครงสร้างบริเวณตรงกลางลงไปถึงชั้นดินเหนียวอ่อนชั้นแรกเท่านั้น และพบว่าเมื่อค่าความมเสียดทานของหินหึ่งเปลี่ยนไป ระนาบของการพิบัติจะเปลี่ยนแปลงไปด้วย ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จะได้ออกจากการ Trial จนกระทั่งค่า ΣP_{α} เท่ากับ ΣP_{β} ซึ่งแสดงว่าชั้นมวลดินจะมีความ สมดุลย์

ตารางที่ 4-6 แสดงตัวอย่างผลของข้อมูลต่าง ๆ ที่ใส่ในคอมพิวเตอร์

THE FACTOR OF SAFETY ARE COMPUTED BY FELLENIUS METHOD 125

MAX NO OF SLICES = 75 INITIAL SLICE WIDTH = 0.5 M.

NO OF LINES = 7 NO OF LINE INTERSECT = 11

NO OF SOILS = 5 NO OF EXTERNAL SOIL LINES = 3

NO OF SURCHARGE LOADS = 0

LEVEL OF EXTERNAL WATER = 11.38

THE LINE END COORD MATRIX

LINE NO	X1	Y1	X2	Y2	SLOPE
1	0.0	10.00	44.75	13.00	.0
2	44.75	10.00	50.00	13.50	.666667
3	50.00	13.50	52.00	13.50	.0
4	44.75	10.00	52.00	10.00	.0
5	0.0	8.50	52.00	8.50	.0
6	0.0	6.00	52.00	6.00	.0
7	0.0	2.00	52.00	2.00	.0

LINE INTERSECT ARRAY

INT NO	X	Y
1	0.0	10.00
2	0.0	8.50
3	0.0	6.00
4	0.0	2.00
5	44.75	10.00
6	50.00	13.50
7	52.00	13.50
8	52.00	10.00
9	52.00	8.50
10	52.00	6.00
11	52.00	2.00

SOIL DATA ARRAY

SOIL NO	LINE #	LEFT INT	RT. INT	SAT	UNIT WT T./CU.M.	PHI DEGREE	COHESION T./CU.M.
1	1.	1.	5.	0.0	2.00	40.00	0.0
1	2.	3.	6.	0.0	2.00	40.00	0.0
1	3.	6.	7.	0.0	2.00	40.00	0.0
1	4.	5.	8.	0.0	2.00	40.00	0.0
2	1.	1.	5.	1.000	1.61	0.0	1.40
2	2.	3.	6.	1.000	1.61	0.0	1.40
2	3.	6.	7.	1.000	1.61	0.0	1.40
2	4.	5.	8.	1.000	1.61	0.0	1.40
3	5.	2.	9.	1.000	1.65	0.0	1.88
3	6.	3.	10.	1.000	1.65	0.0	1.88
4	6.	2.	10.	1.000	1.70	32.00	0.0
4	7.	4.	11.	1.000	1.70	32.00	0.0
5	7.	4.	11.	1.000	1.70	35.00	0.0

TRIAL FAILURE SURFACES ARE CIRCLE

NO OF X-INCREMENT = 10 NO OF Y-INCREMENT = 10

NO OF ENTRANCE PT = 5

INITIAL CENTER COORD X = 30.00 Y = 11.00

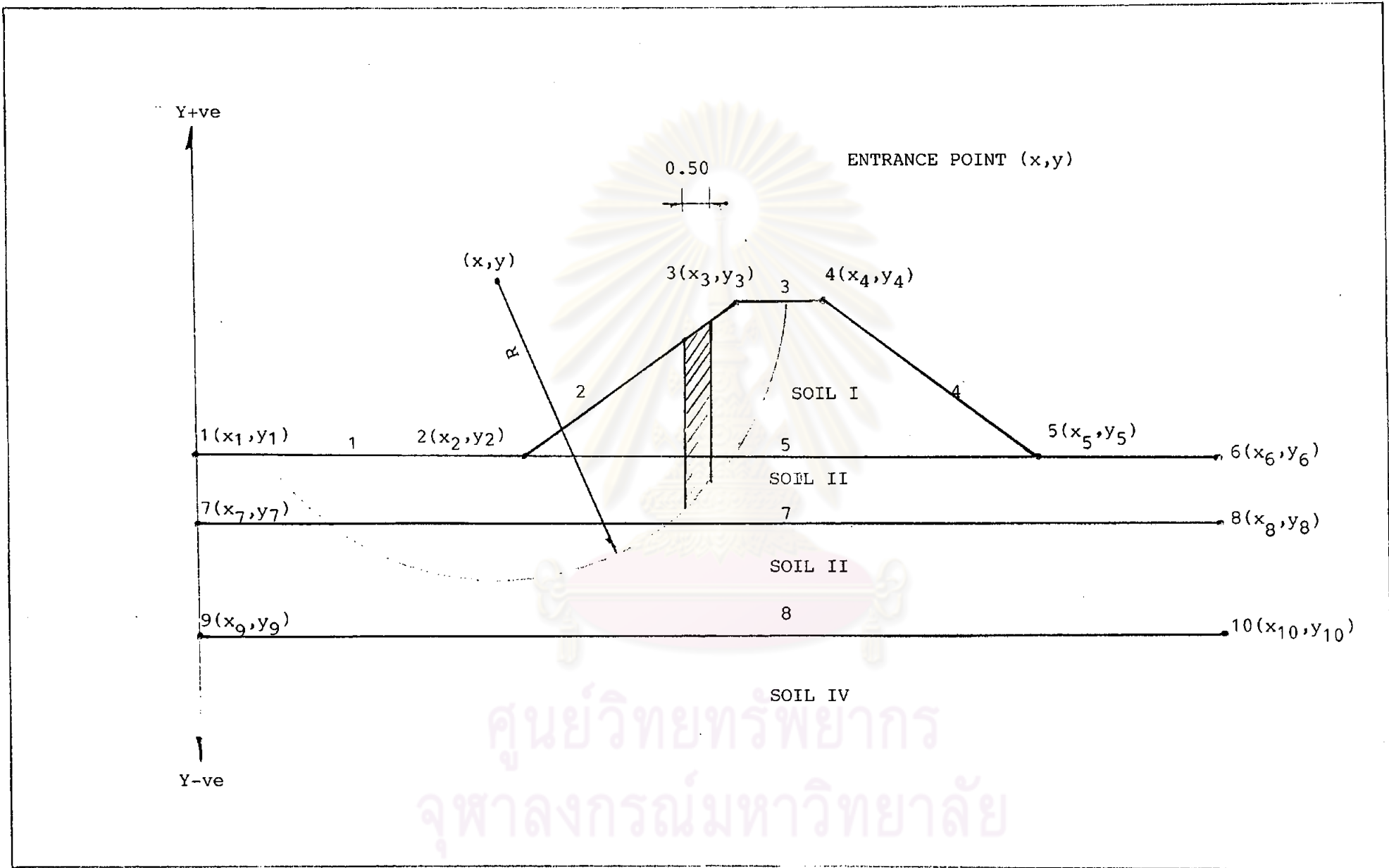
ENTRANCE PT COORD MATRIX	X	Y
	48.00	12.19
	49.00	12.80
	50.00	13.50
	51.00	13.50
	52.00	13.50

ตารางที่ 4-7 ตัวอย่างการใส่ข้อมูลสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Fellenius และ Bishop Simplified Method ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์

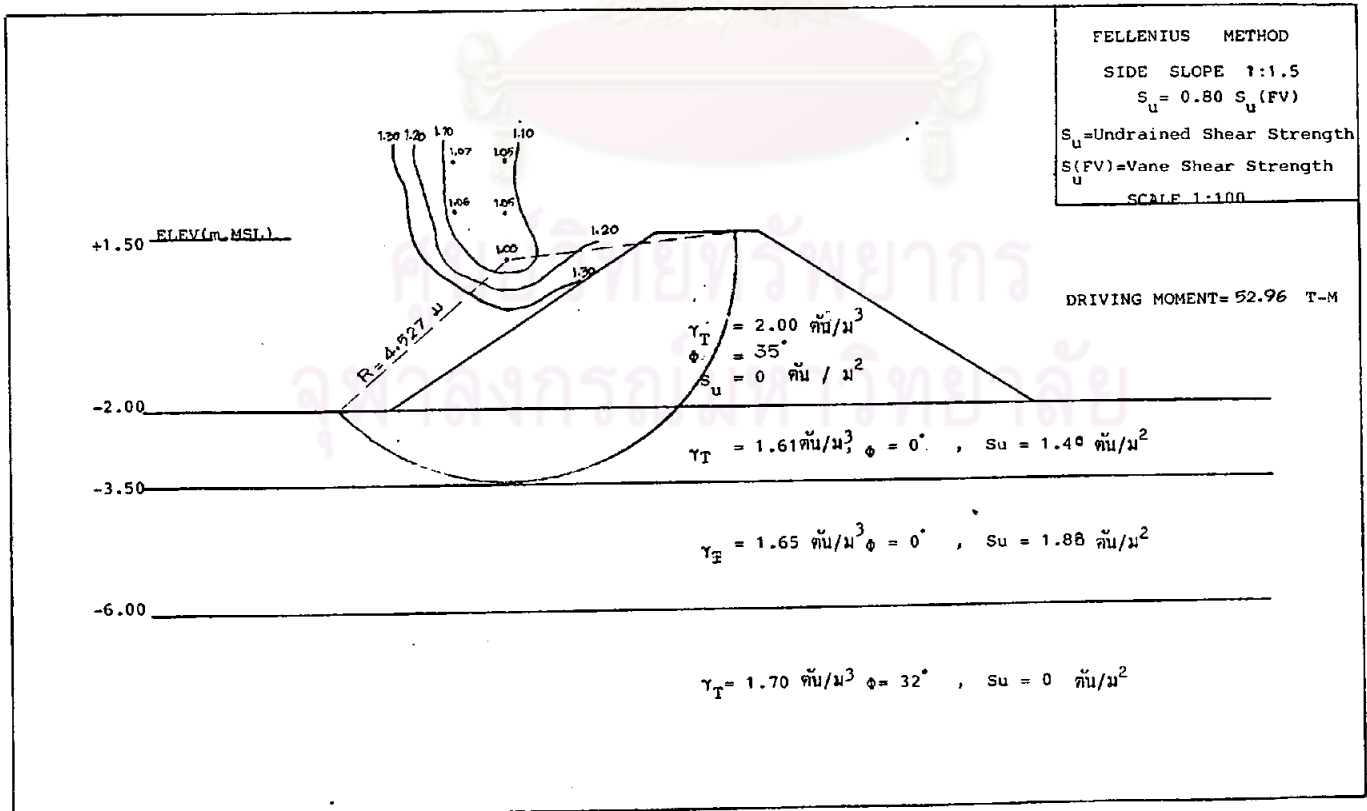
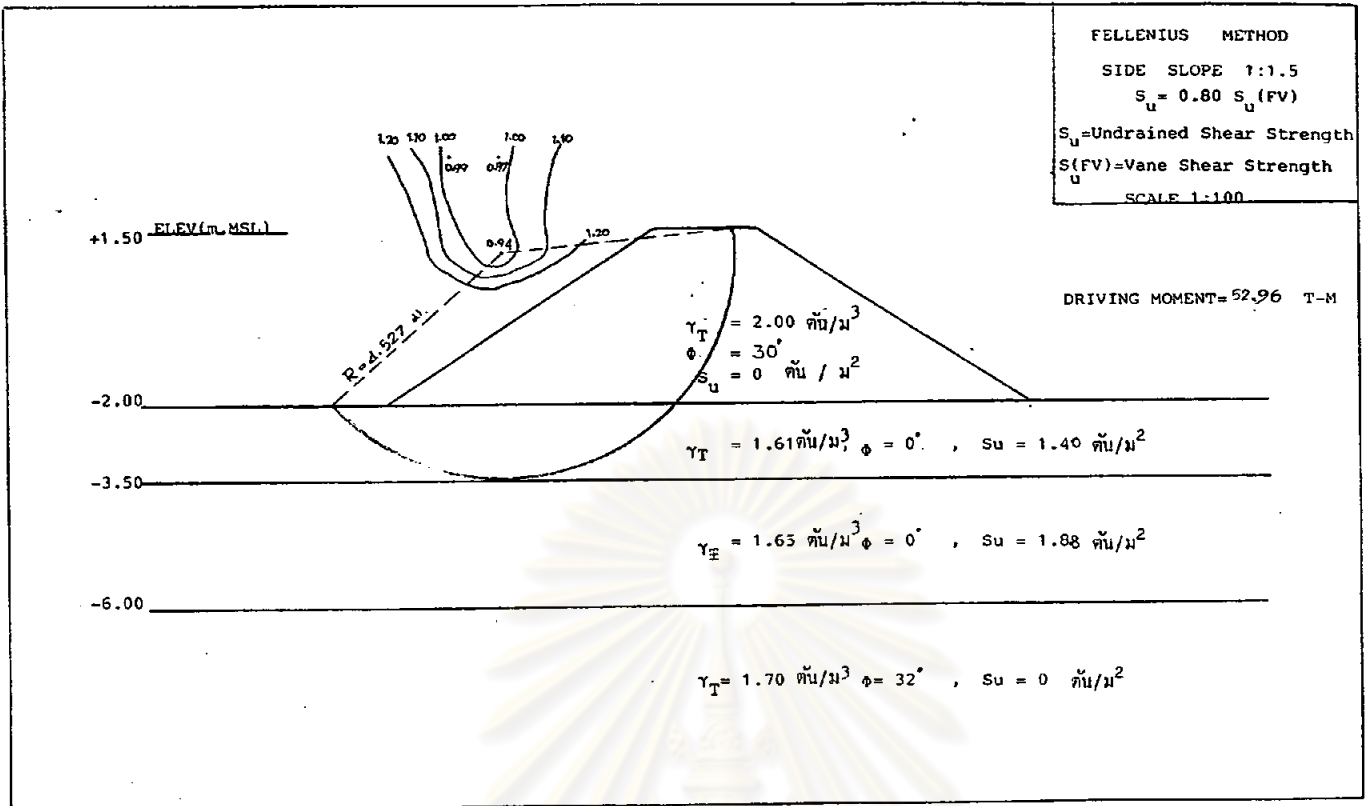
ITEM	DATA	FORMAT
1	TITLE	20A4
2	UT1 UT2 FU4	A4,6X,A4,6X,F10.4
3	PØREPA SHAPE METHOD DIMEN ISØT SWIDTH LIST	5I5,F10.3,I5
4	NØL NLIT NØS NØLE LØAD WLY WLXL WLXR	5I5, 3F10.3
5	EXL(I,J),J=1,3 I=1,LØAD	8F10.3
6	C(I,J),J=1,4, I=1, NØL	4F10.3
7	INTAR(I,J), J=1,2, I=1, NLIT	8F10.3
8	NSLIN(I),G(I),PHI(I), COHES(I), RU(I), I=1,NØS	I5,4F10.3
8/1	LINSØL INTL INTR	3I5
9	กรณี ANISOTROPIC SOIL (ISØT ≠ 0) ให้ Input(Ø,C) ทั้ง 3 ค่า= STRG(I,J,K) K=1,2,J=1,3,I=1,NØS	6F10.2
	<u>FOR CIRCULAR FAILURE SURFACE(SHAP=1)</u>	
10	ITX ITY NØENT CX CY DELX DELY	3I5,4F10.3
11	ENT(I,J), J=1,2, I=1, NØENT	8F10.3

ตารางที่ 4-8 แสดงตัวอย่างของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพการวิเคราะห์โดยคอมพิวเตอร์

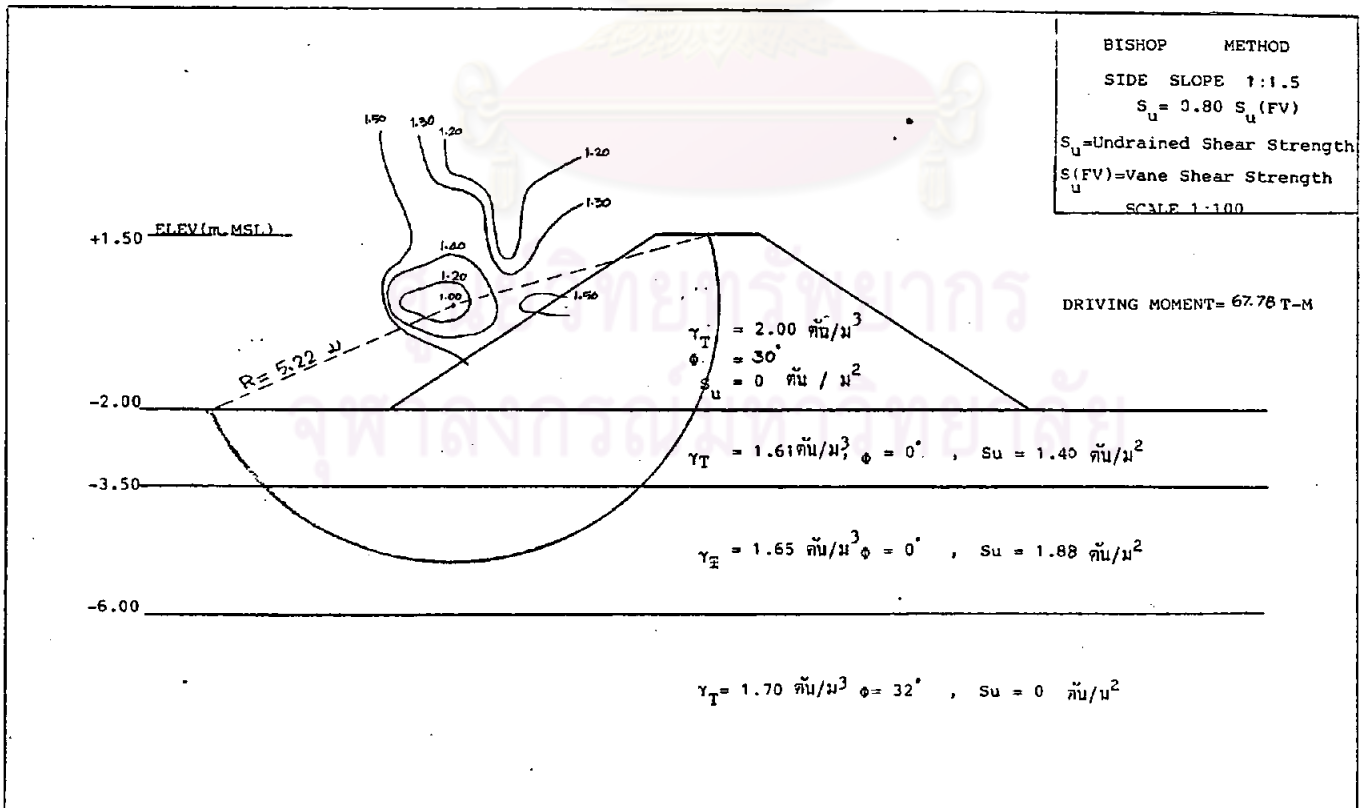
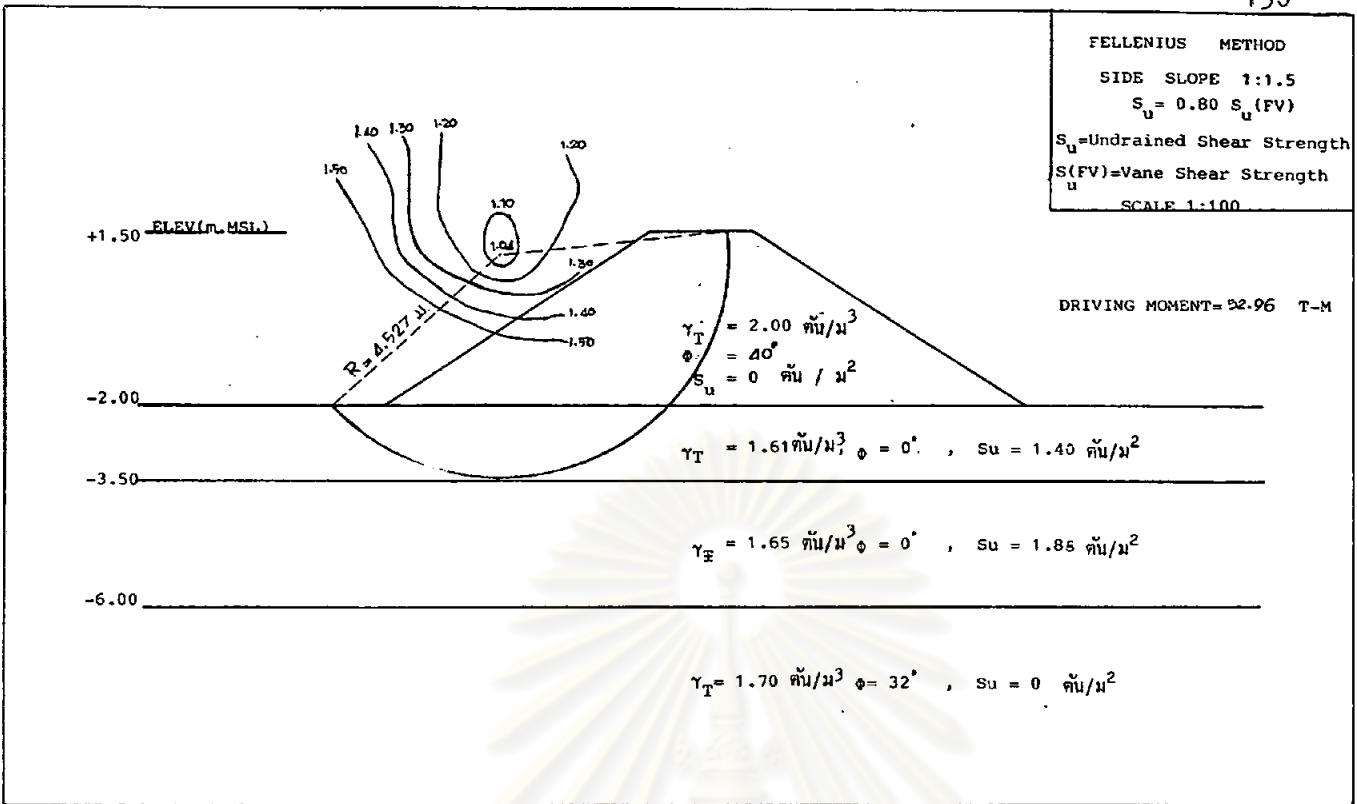
TRIAL NO.	CENTER COOR CX	CY	ENT. PT. COOR X	Y	RADIUS M.	MAX SLICE WIDTH(M.)	NO OF SLICE LINE	SAFETY FACTOR
1	38.00	11.00	48.00	12.15	10.866	0.50	47	31.36230
2	38.00	11.00	49.00	12.80	11.176	0.50	50	15.29809
3	38.00	11.00	50.00	13.50	12.253	0.50	56	9.48439
4	38.00	11.00	51.00	13.50	13.236	0.50	59	7.41623
5	38.00	11.00	52.00	13.50	14.221	0.50	65	6.80618
6	39.00	11.00	48.00	12.15	9.873	0.50	42	22.09558
7	39.00	11.00	49.00	12.80	10.161	0.50	48	13.35217
8	39.00	11.00	50.00	13.50	11.281	0.50	53	8.62257
9	39.00	11.00	51.00	13.50	12.256	0.50	56	6.95634
10	39.00	11.00	52.00	13.50	13.238	0.50	61	6.42647
11	40.00	11.00	48.00	12.15	8.832	0.50	37	15.92592
12	40.00	11.00	49.00	12.80	9.175	0.50	42	10.86711
13	40.00	11.00	50.00	13.50	10.308	0.50	46	7.67105
14	40.00	11.00	51.00	13.50	11.231	0.50	51	6.27856
15	40.00	11.00	52.00	13.50	12.253	0.50	53	6.03277
16	41.00	11.00	48.00	12.15	7.894	0.50	33	14.40037
17	41.00	11.00	49.00	12.80	8.286	0.50	37	8.79067
18	41.00	11.00	50.00	13.50	9.341	0.50	44	6.23123
19	41.00	11.00	51.00	13.50	10.308	0.50	49	5.64719
20	41.00	11.00	52.00	13.50	11.281	0.50	52	5.63232
21	42.00	11.00	48.00	12.15	6.869	0.50	29	12.05619
22	42.00	11.00	49.00	12.80	7.226	0.50	33	6.20725
23	42.00	11.00	50.00	13.50	8.332	0.50	38	4.94375
24	42.00	11.00	51.00	13.50	9.341	0.50	42	4.75255
25	42.00	11.00	52.00	13.50	10.308	0.50	43	5.17826
26	43.00	11.00	48.00	12.15	5.831	0.50	26	10.46632
27	43.00	11.00	49.00	12.80	6.264	0.50	29	5.55416
28	43.00	11.00	50.00	13.50	7.425	0.50	34	3.80159
29	43.00	11.00	51.00	13.50	8.232	0.50	37	3.25852
30	43.00	11.00	52.00	13.50	9.341	0.50	46	4.49044



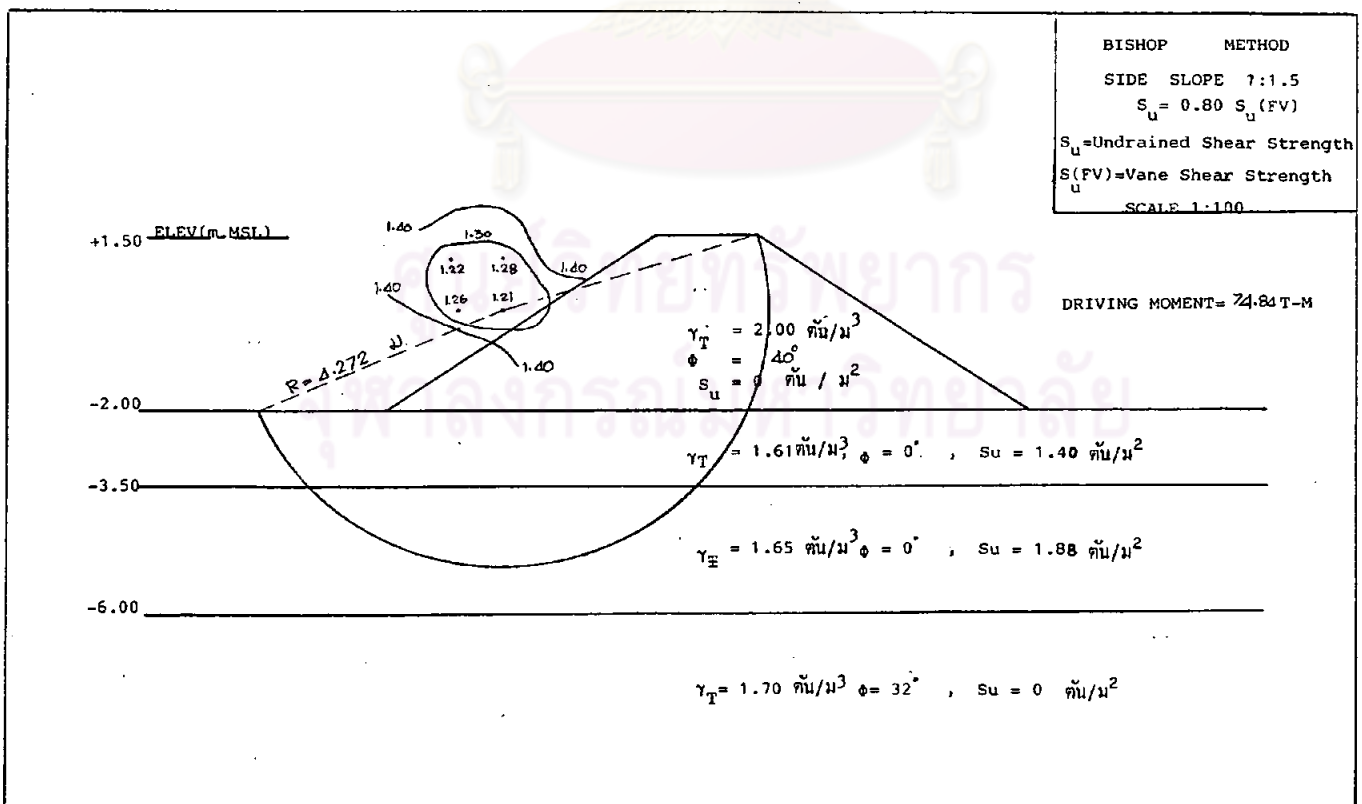
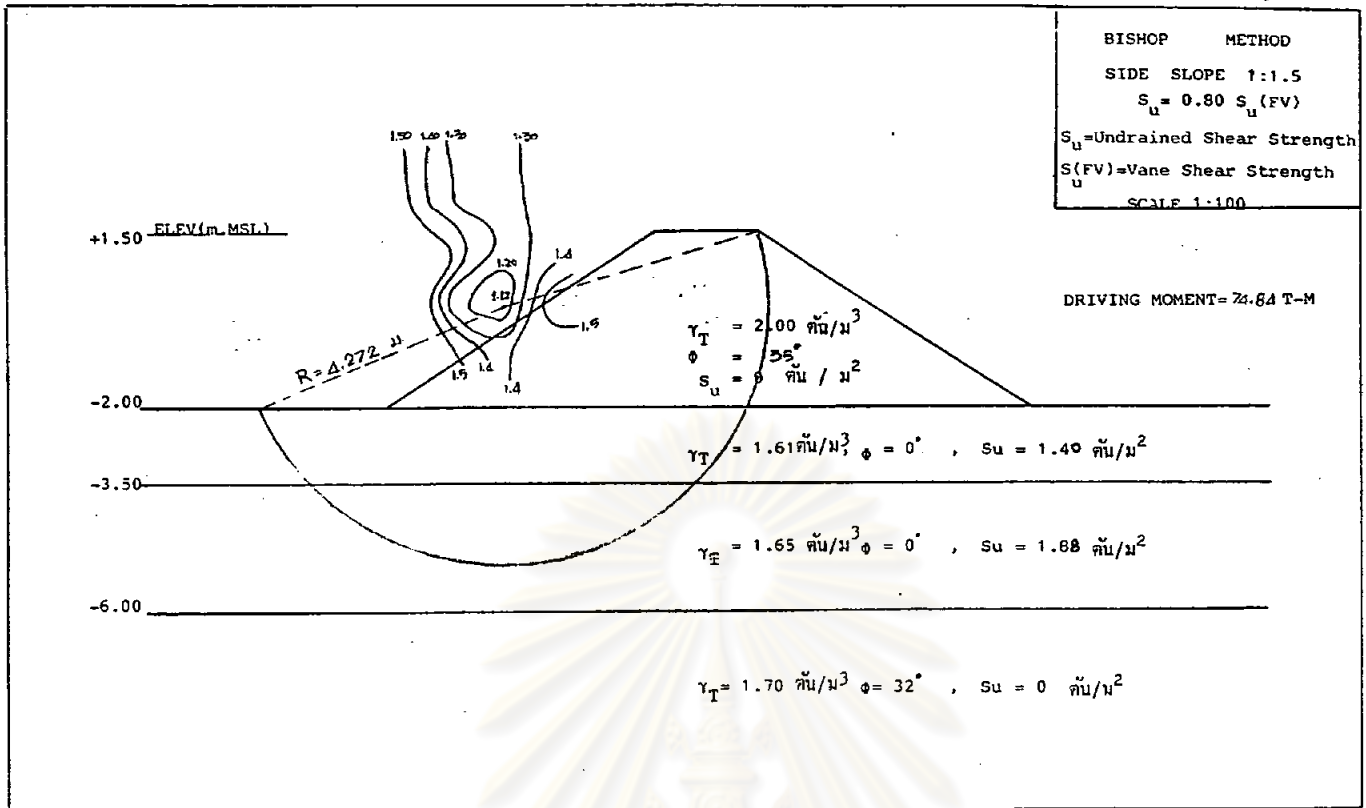
รูปที่ 4-15 แสดงข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของ BREAKWATER STRUCTURE โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์



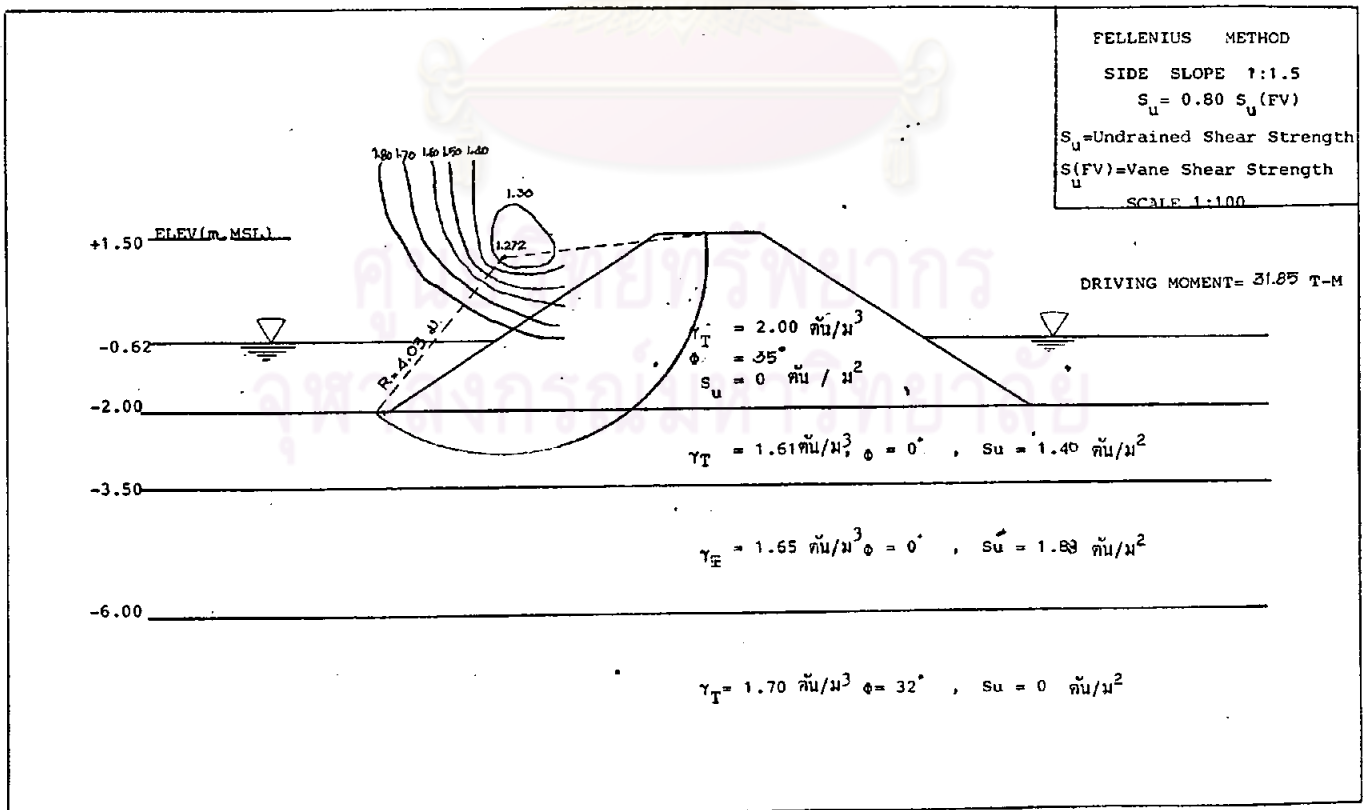
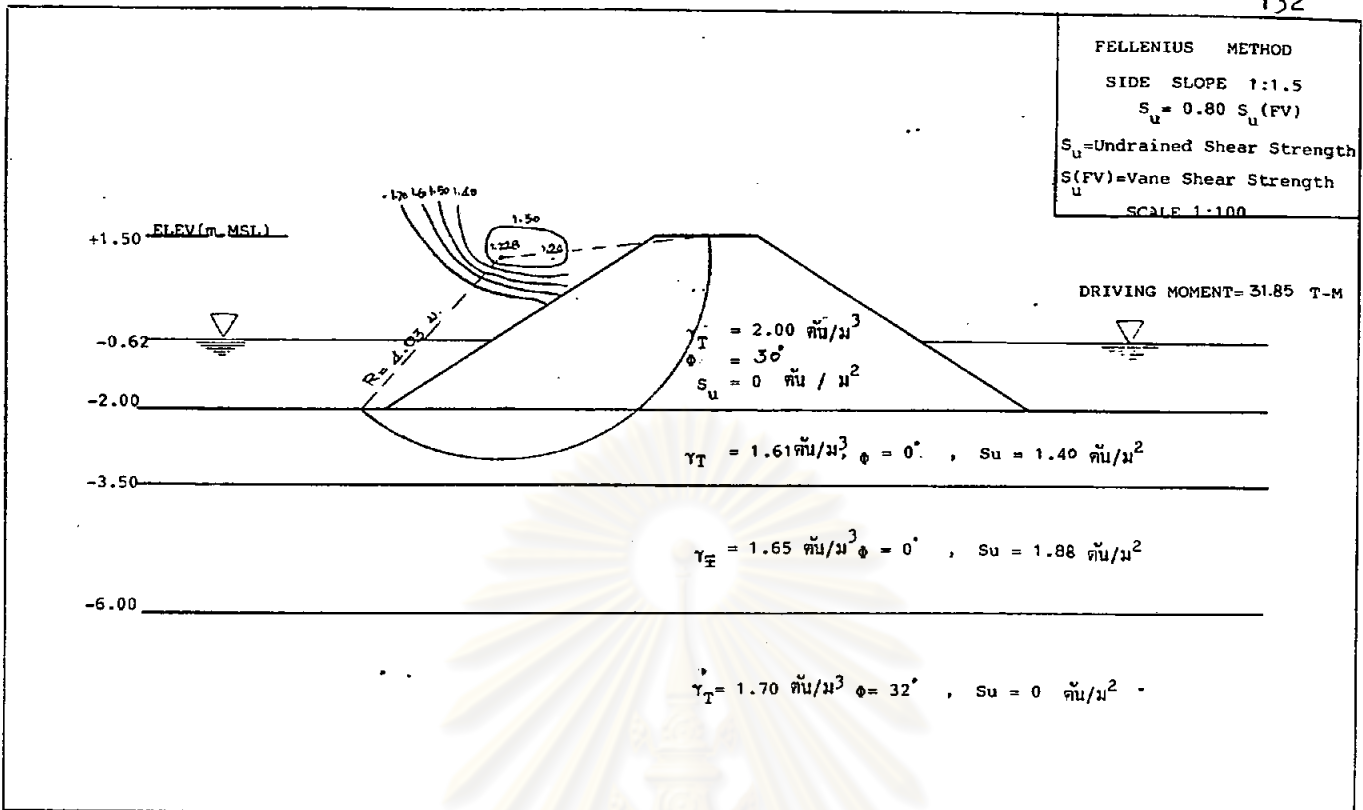
รูปที่ 4-16 รูปแบบพิบัติและค่าอัตราส่วนความปลอดภัย



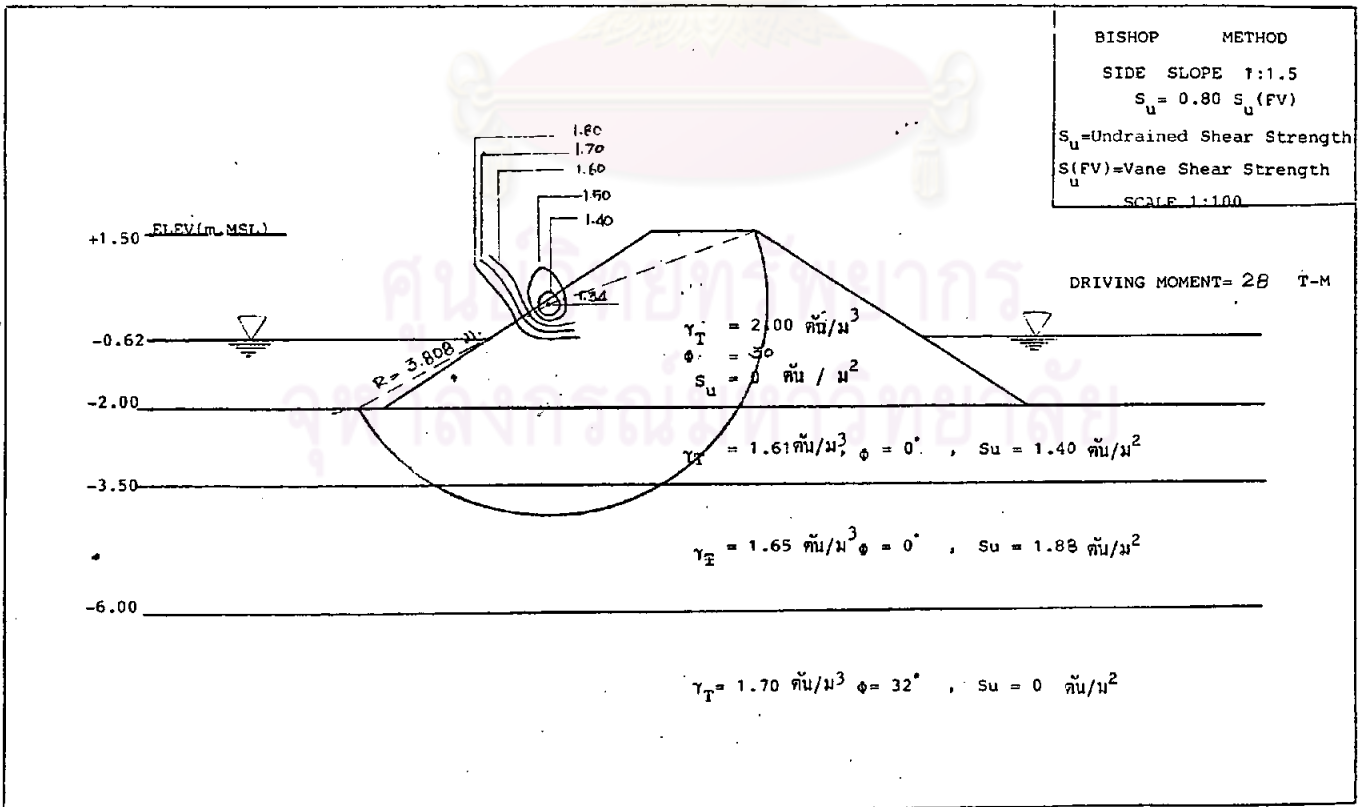
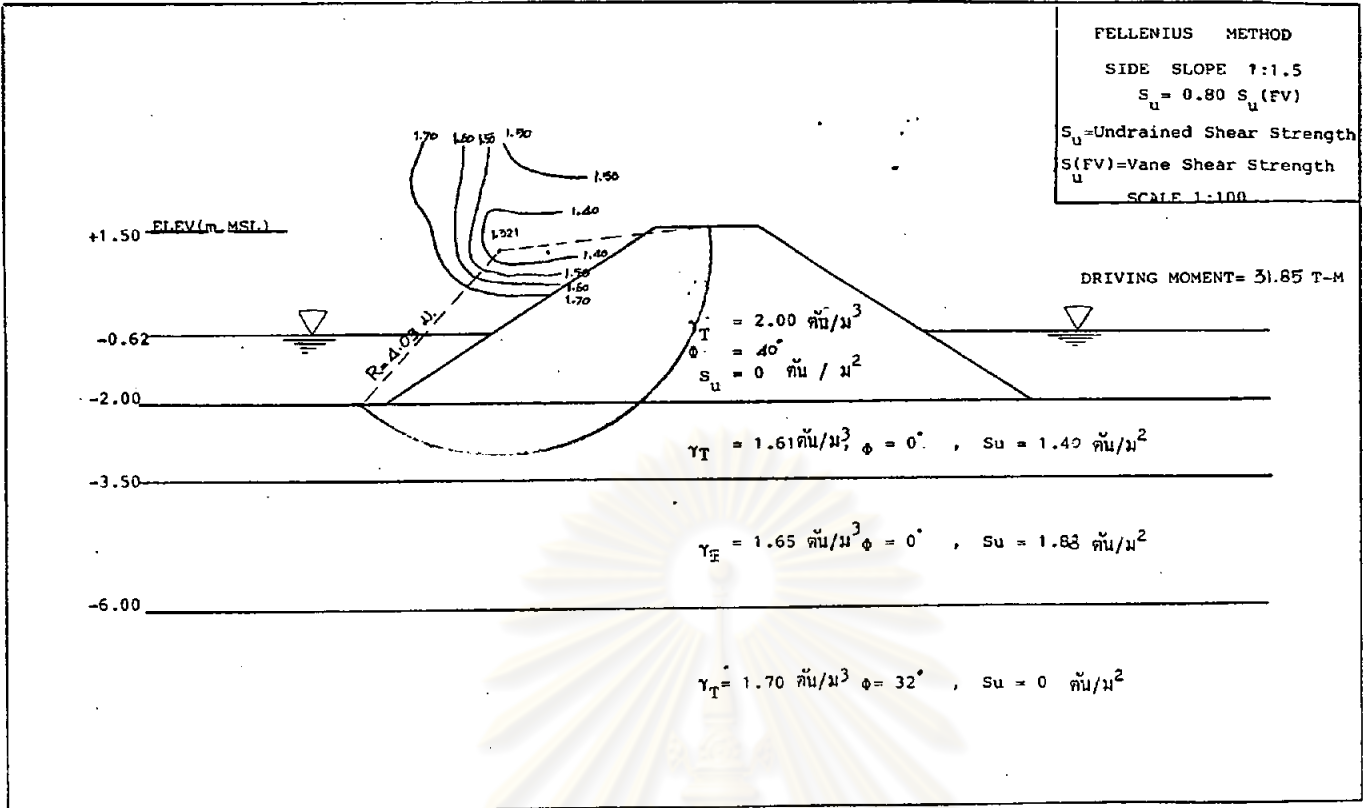
รูปที่ 4-16 (ตล)



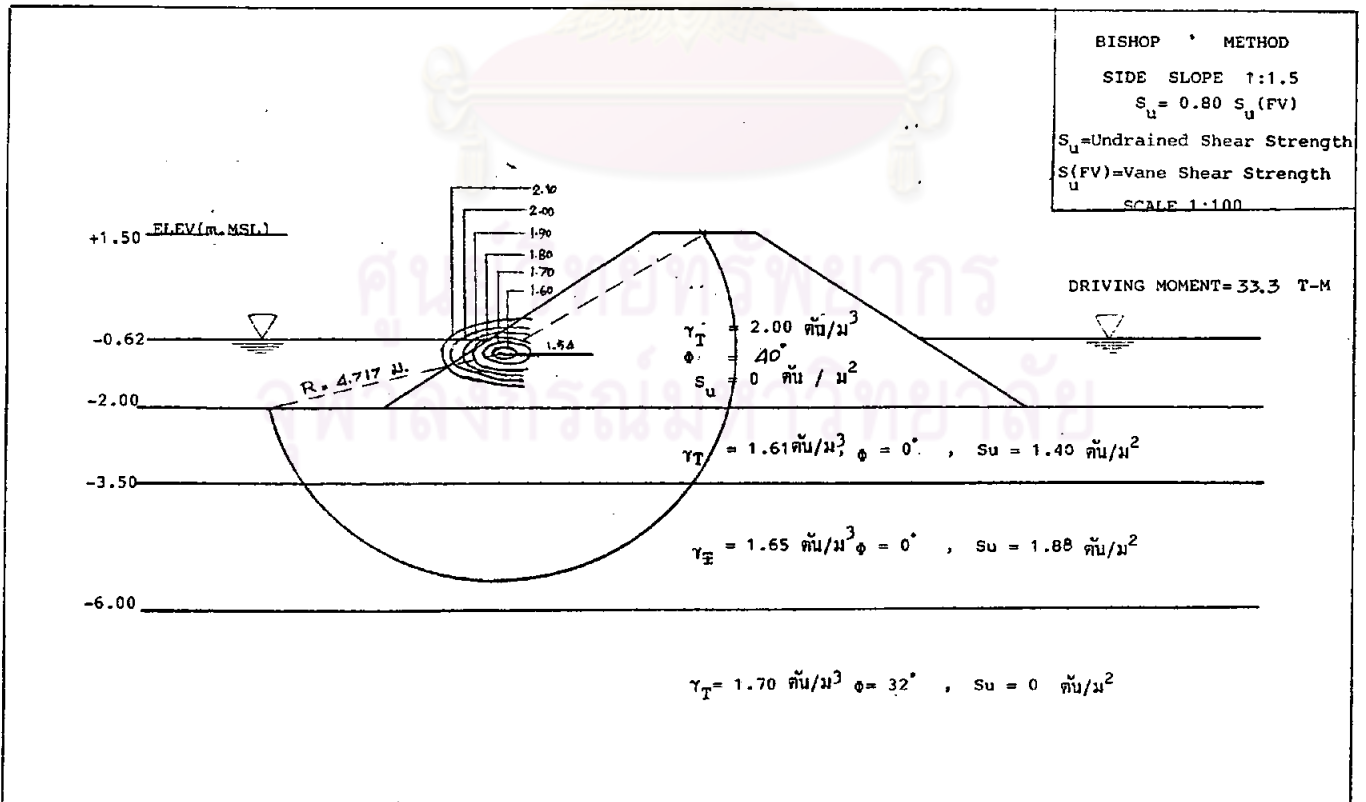
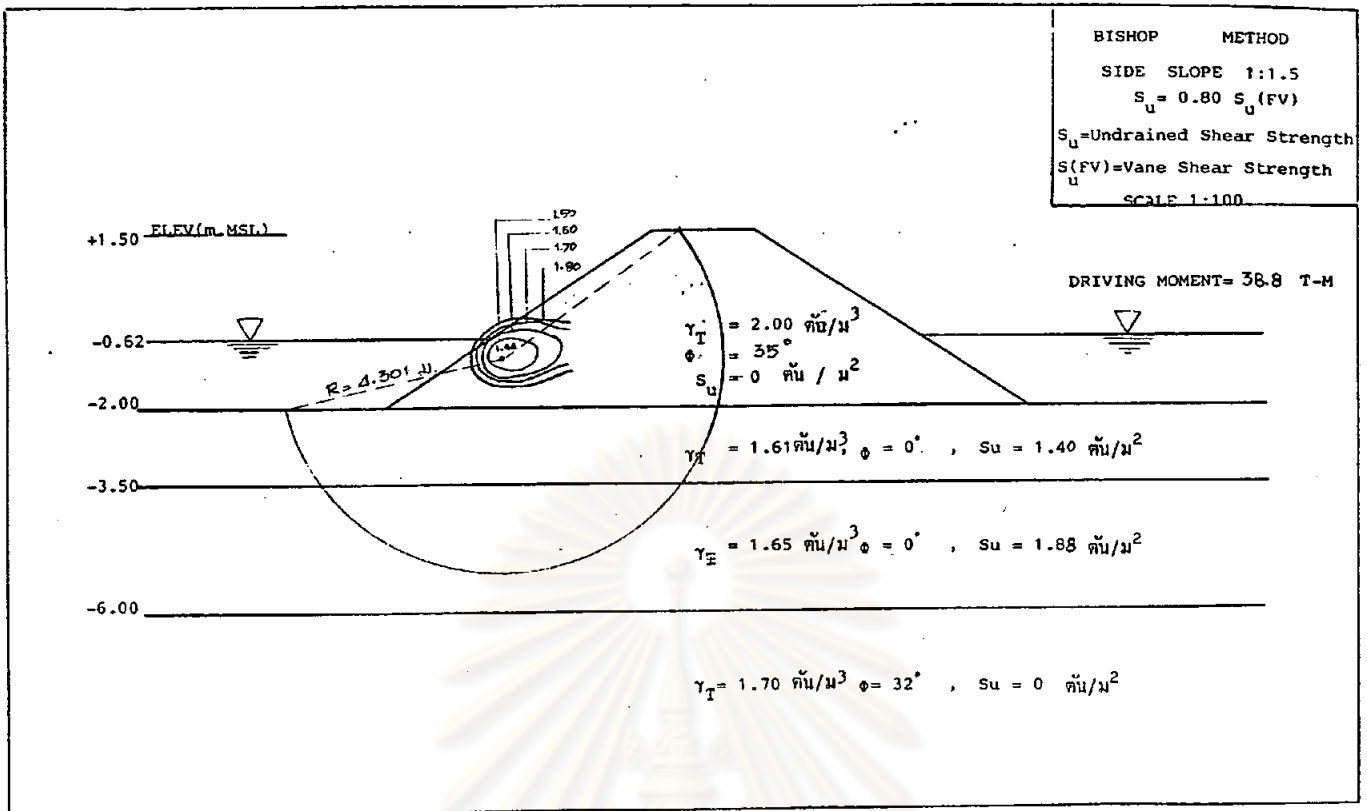
รูปที่ 4-16 (ต่อ)



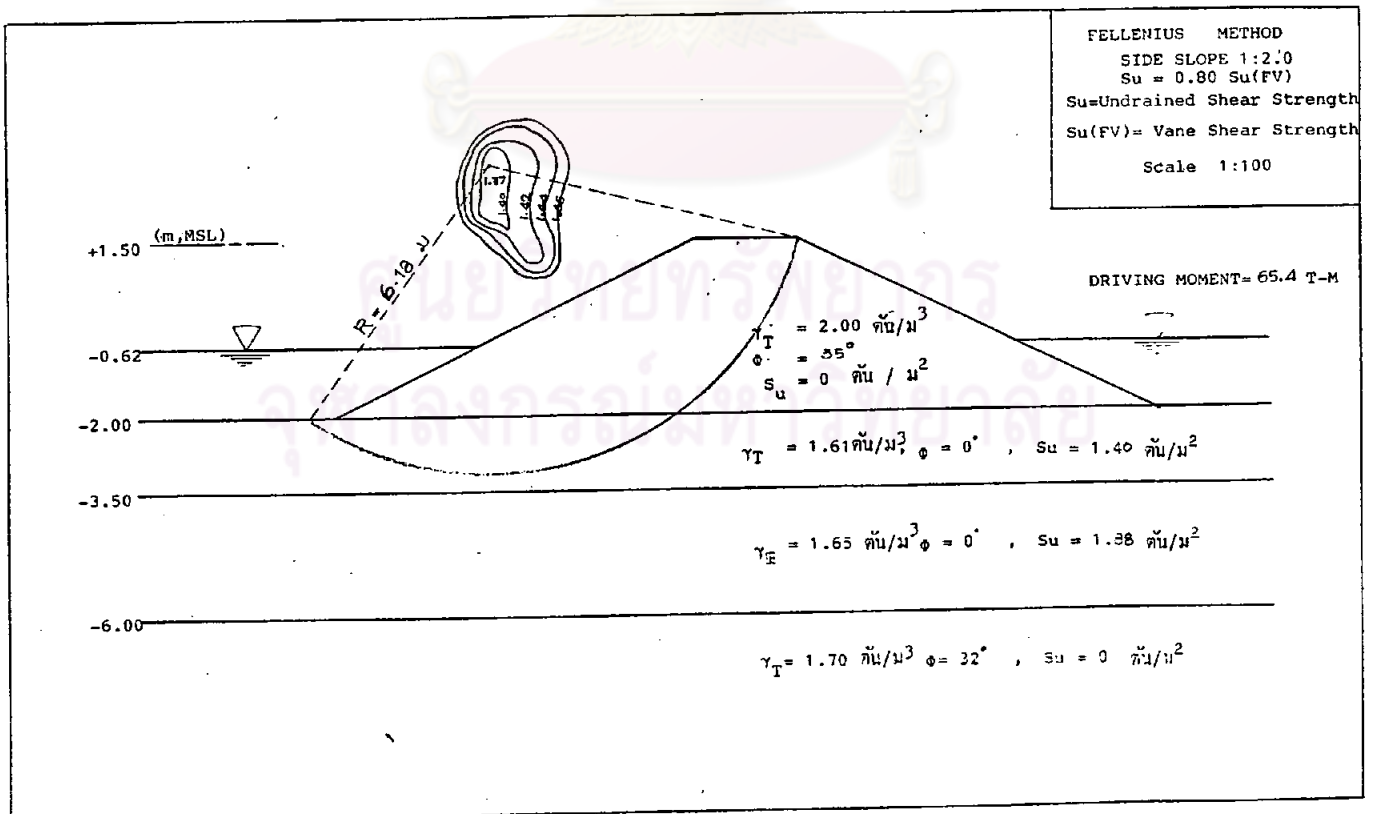
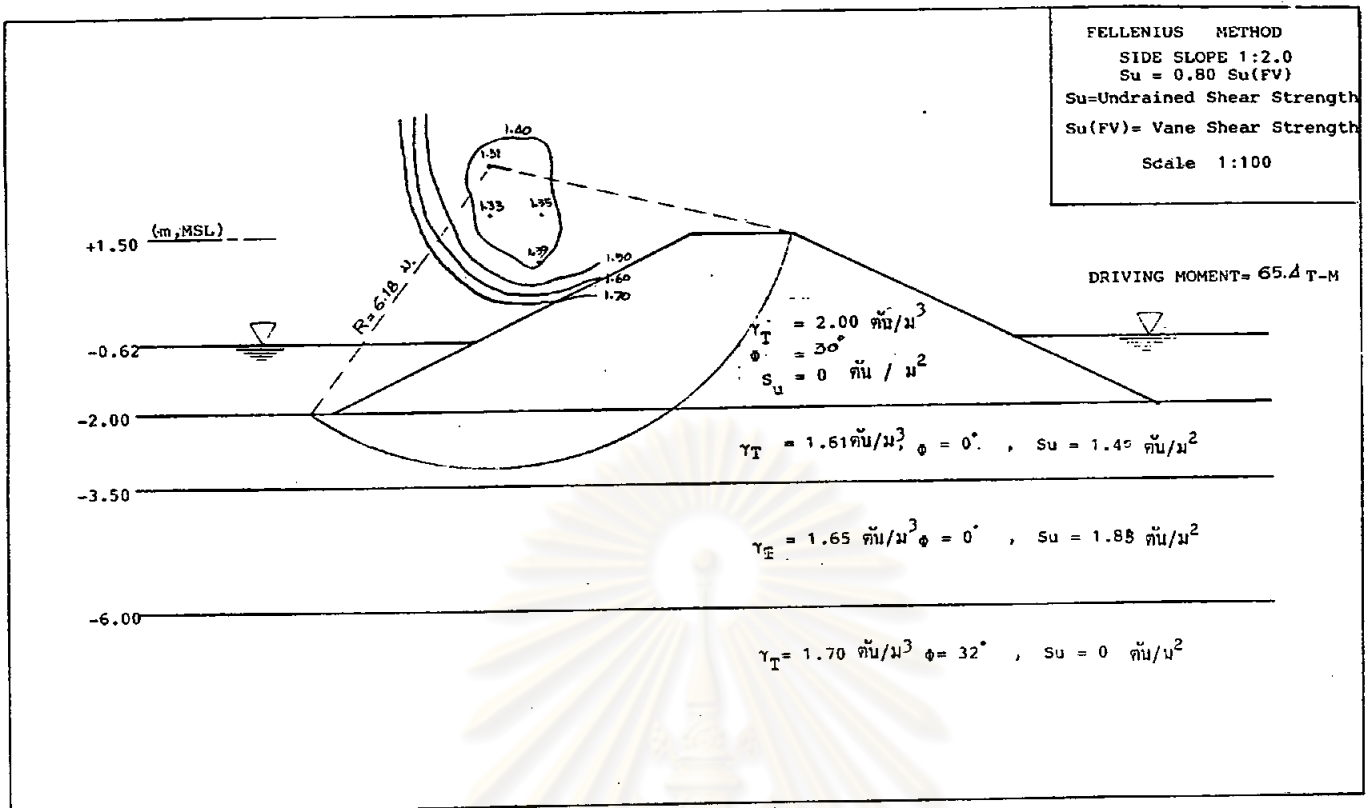
รูปที่ 4-16 (ต่อ)



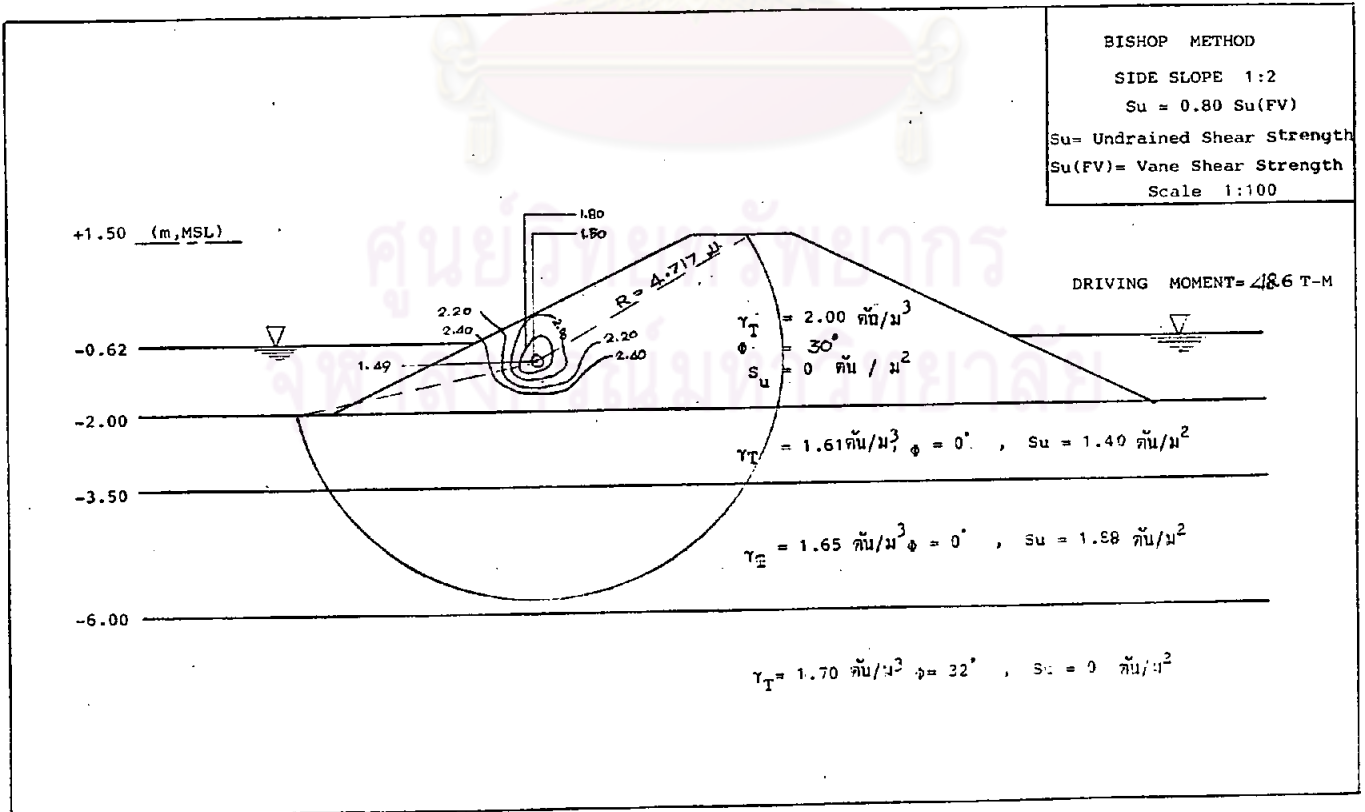
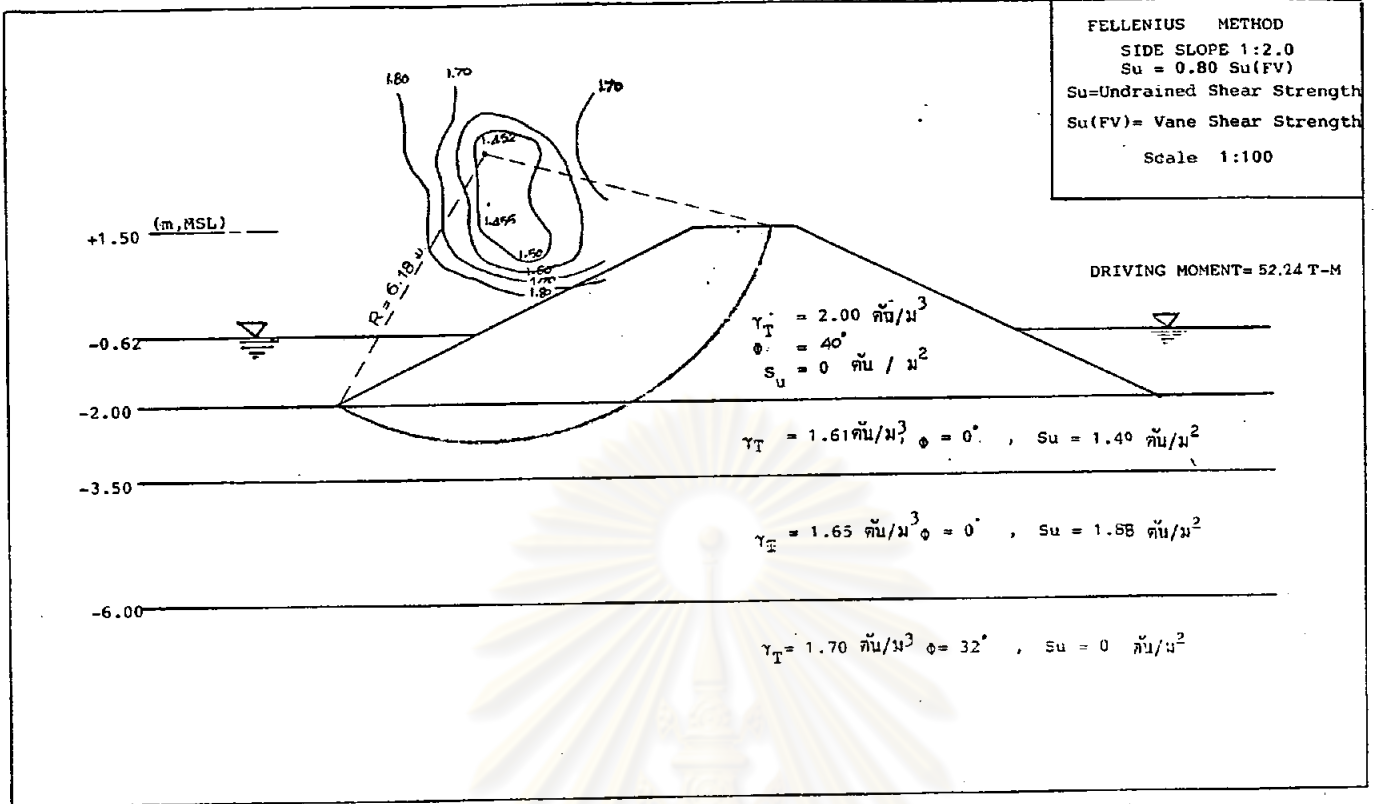
รูปที่ 4-16 (ต่อ)



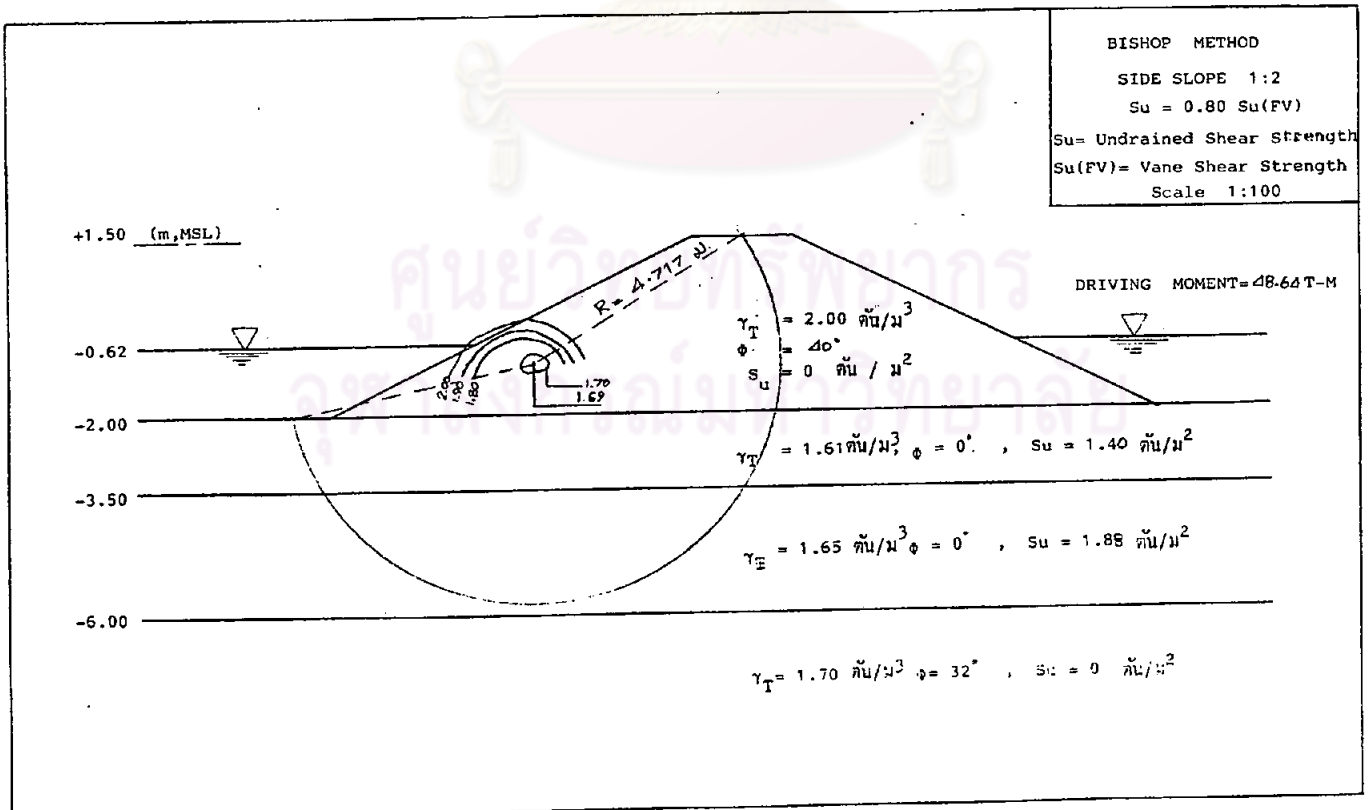
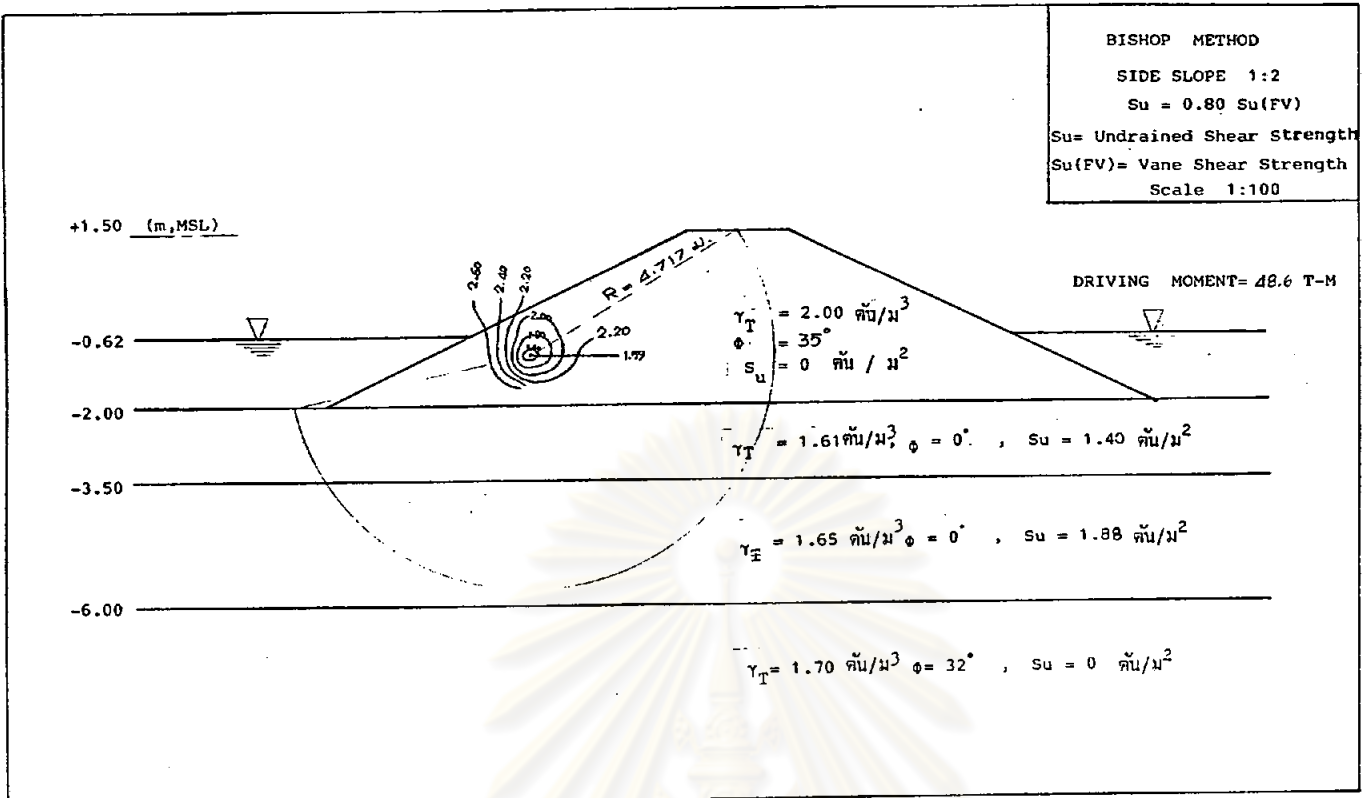
รูปที่ 4-16 (ต่อ)



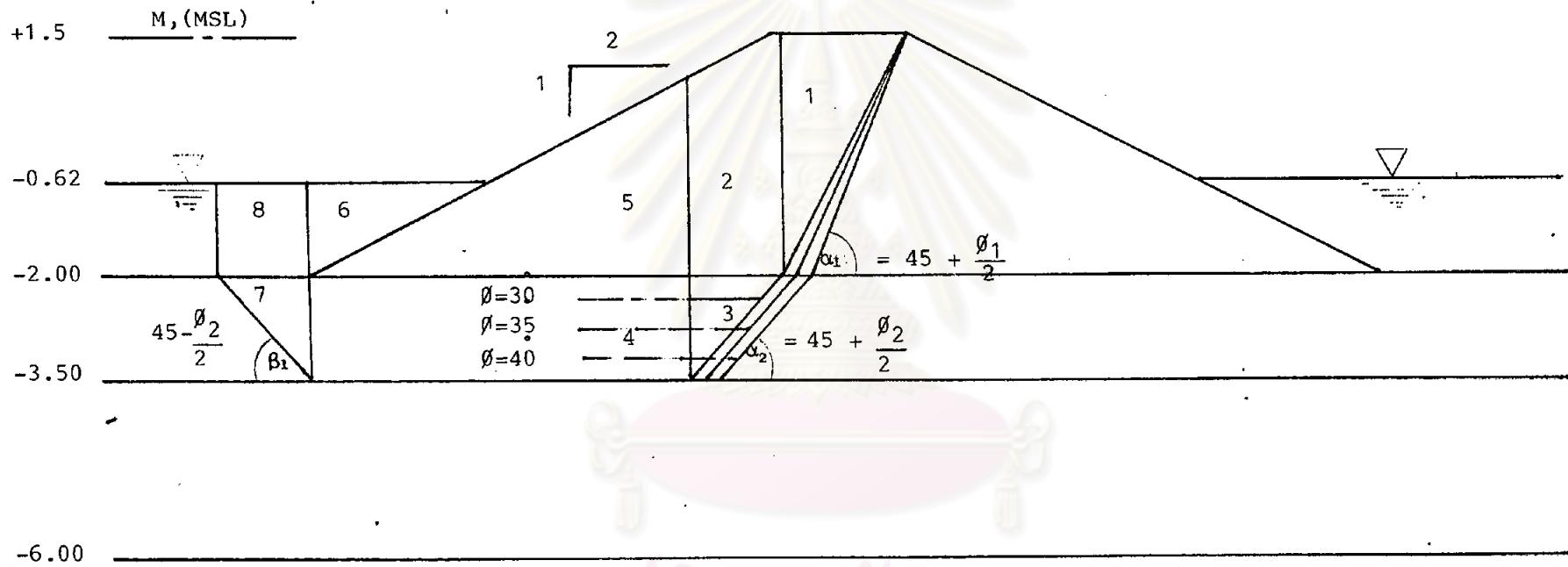
รูปที่ 4-16 (ต่อ)



รูปที่ 4-16 (ตอ)

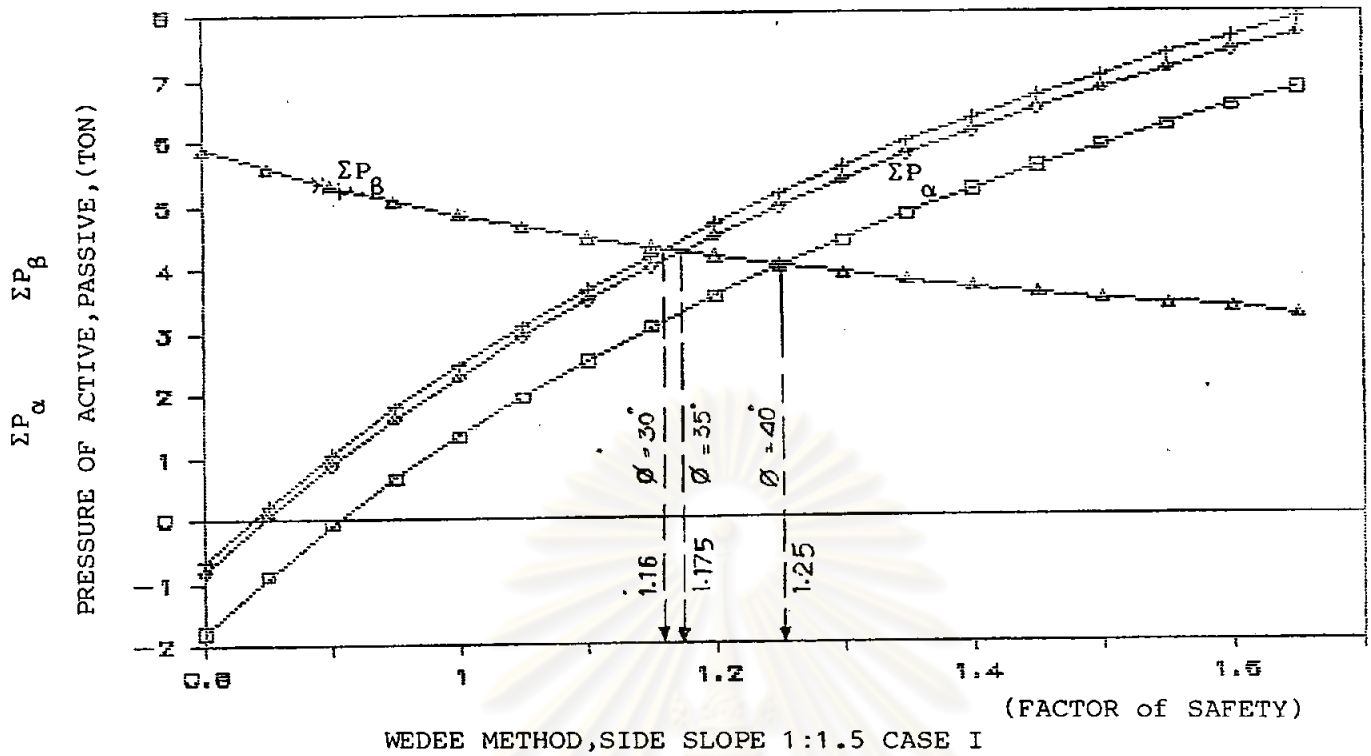


รูปที่ 4-16 (ต่อ)

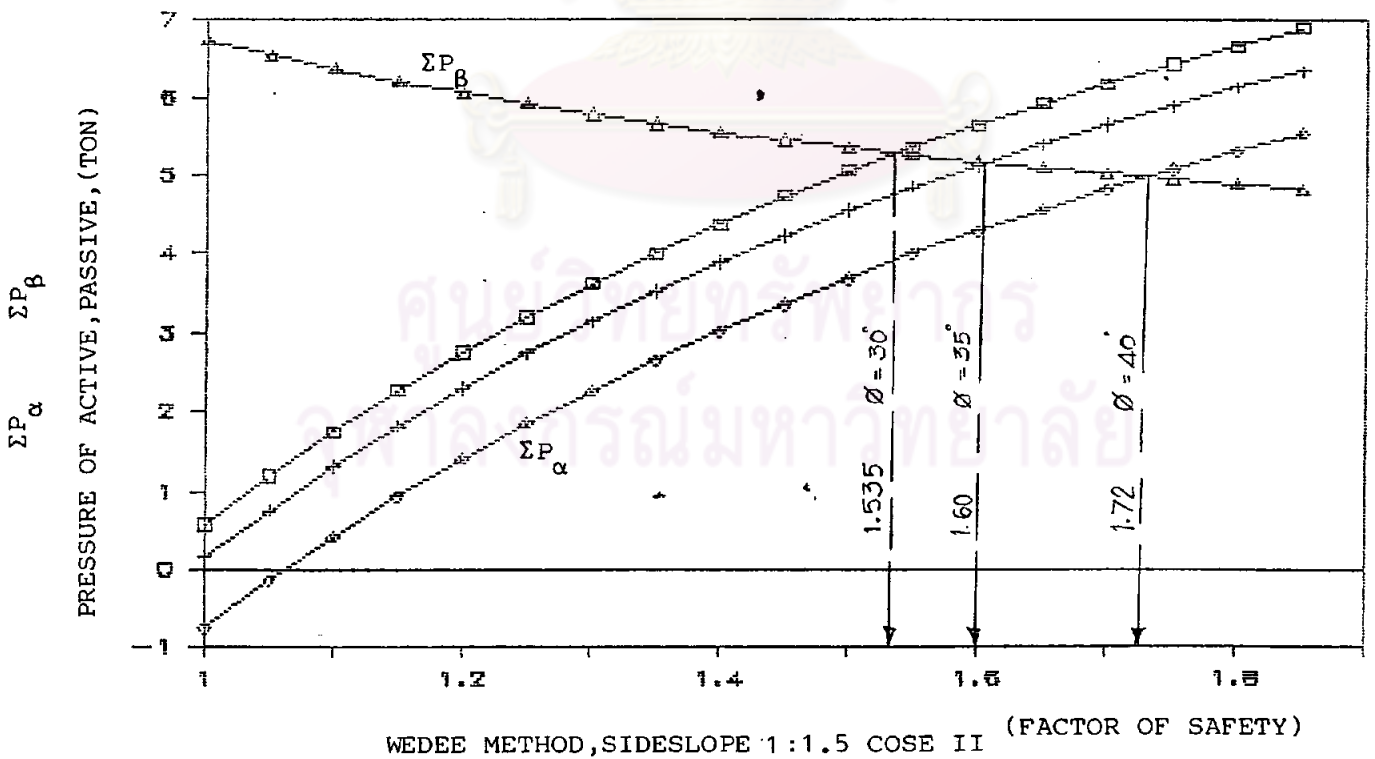


รูปที่ 4-17 (ข) แสดงระนาบของการพังทลายจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Wedge สำหรับความมเสียดทานภายในหินทั้งต่าง ๆ เมื่อมีความลาดเอียง 1:2

ศูนย์วิทยุทรัพยากร
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

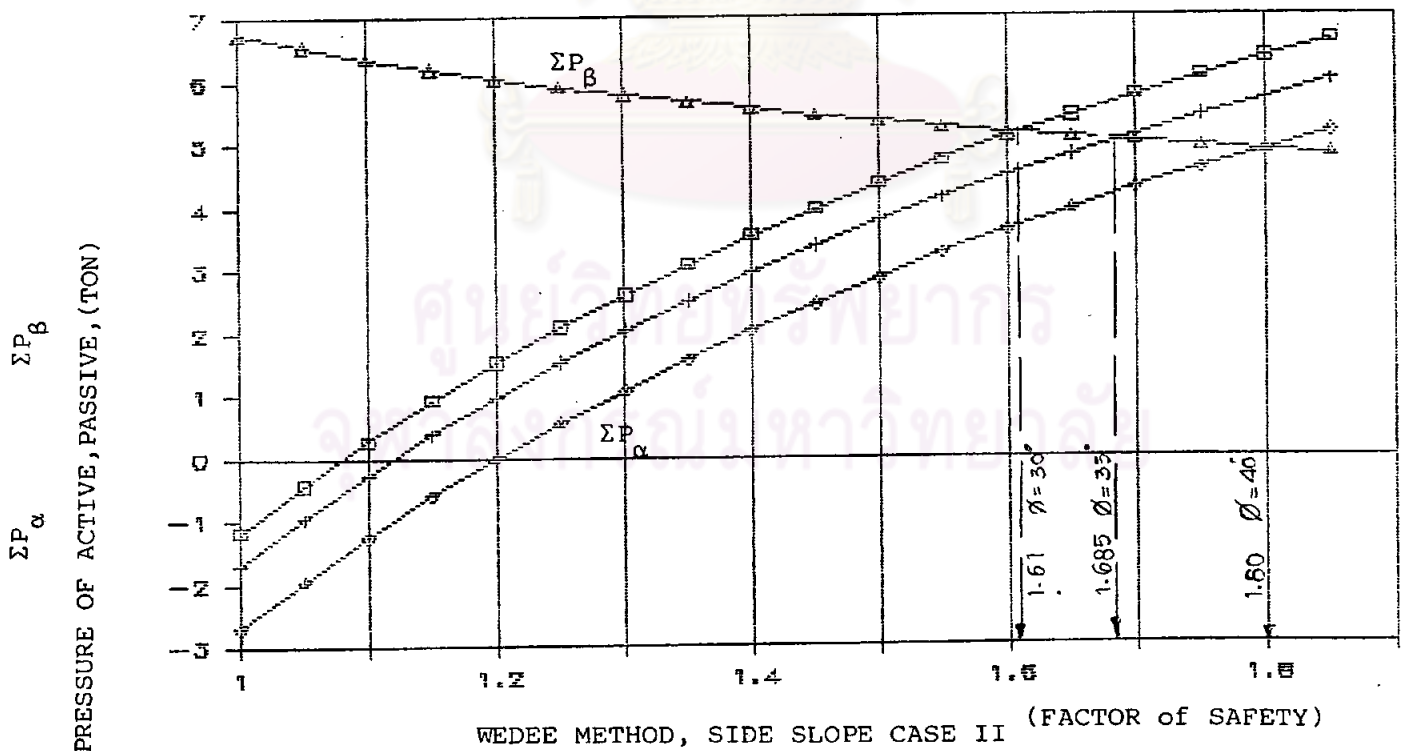
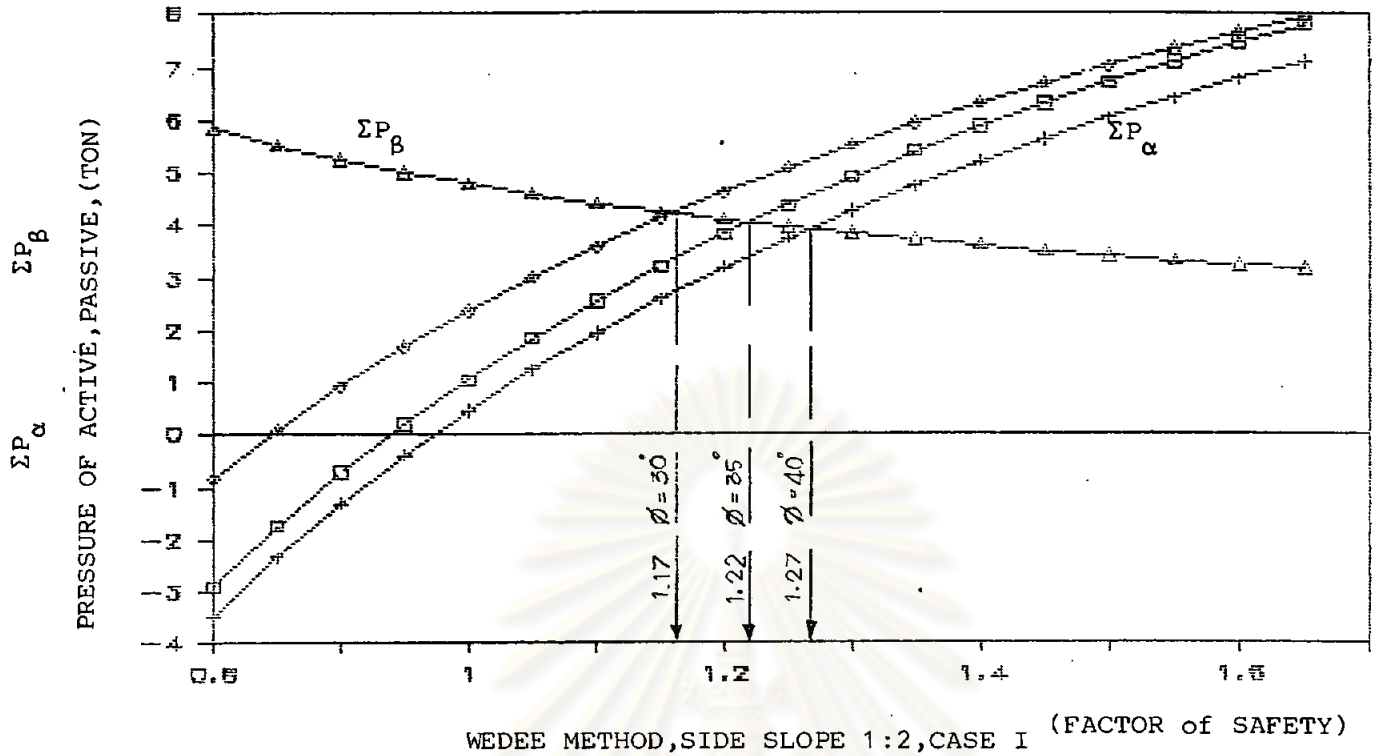


WEDEE METHOD, SIDE SLOPE 1:1.5 CASE I



WEDEE METHOD, SIDESLOPE 1:1.5 COSE II (FACTOR OF SAFETY)

รูปที่ 4-18 แสดงความสัมพันธ์ของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยกับความมเสียดทานของหินทิ้งและระดับน้ำจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี wedge สำหรับความลาดเอียง 1:1.5



รูปที่ 4-19 แสดงความสัมพันธ์ของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยกับค่ามุมเสียดทานของหินทิ้งและระดับน้ำจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี wedge สำหรับความลาดเอียง

ของแรง ผลที่แสดงในรูปที่ 4-18 นั้นเป็นผลการวิเคราะห์สำหรับโครงสร้างที่มีความลาดเอียง 1:1.5 โดยวิเคราะห์แปรผันค่ามุมเสียดทานภายในของหินทิ้ง เปลี่ยนแปลงไปจาก 30° - 40° เช่นเดียวกับวิธี FELLENIUS และ BISHOP แบ่งการวิเคราะห์เป็น 2 กรณีดังกล่าวแล้ว ส่วนรูปที่ 4-19 นั้นได้แสดงผลสำหรับโครงสร้างที่มีความลาดเอียงด้านข้างเท่ากับ 1:2

รูป 4-20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานภายในของหินทิ้งกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FELLENIUS และวิธี BISHOP โดยแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 รูปแบบ และ 2 กรณีเช่นกัน

ตารางที่ 4-10 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพวิธี Fellenius และ Bishop

ตารางที่ 4-11 แสดงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่เพิ่มขึ้นเมื่อปูชั้นพื้นฐานด้วย

Geotextiles sheet สำหรับวิธี Fellenius และ Bishop

จากการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Fellenius, Bishop และ Wedge โดยแปรผันค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ดังกล่าวแล้วสามารถสรุปได้ ดังนี้

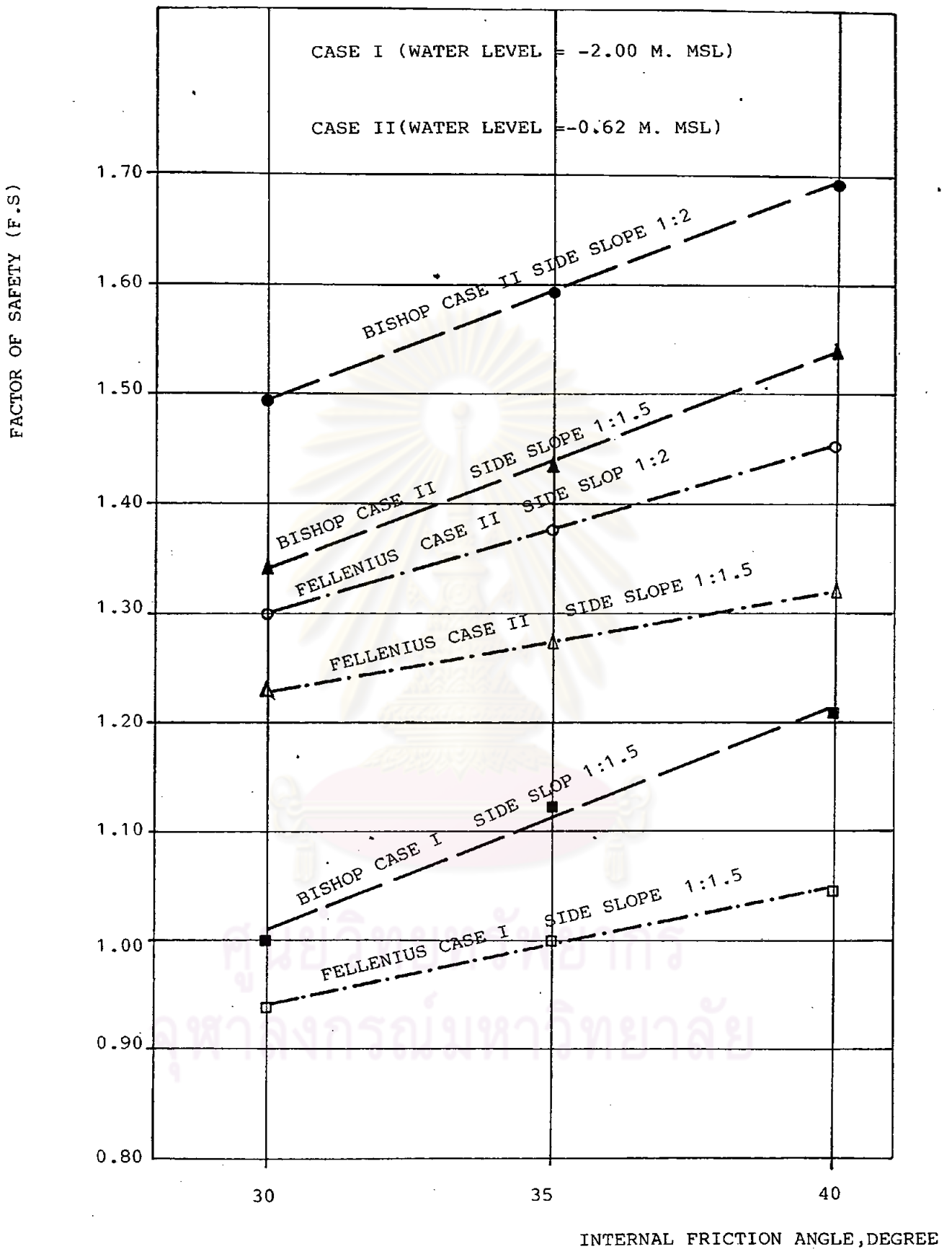
1. ผลเนื่องจากความลาดเอียงของโครงสร้าง พบว่ามีผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้างพอสมควร เช่น กรณีวิเคราะห์โดยวิธี Fellenius หิน = 30° ความลาด 1:1.5 ได้ F.S. เท่ากับ 1.228 ส่วนความลาด 1:2 ได้ F.S. เท่ากับ 1.31 เป็นต้น

2. ผลของระดับน้ำต่อเสถียรภาพของตัวเชื่อมมีมาก โดยพบว่าเมื่อระดับน้ำสูงขึ้นจะให้ความ F.S. สูงขึ้นมาก เช่น เมื่อระดับน้ำเท่ากับ -0.62 ม. (รทก) และ หิน = 35° จะได้ค่า F.S. จากวิธี Fellenius เท่ากับ 1.228 และเมื่อไม่มีน้ำด้านข้าง (-2.00 ม. รทก) ค่า F.S. เท่ากับ 0.94 ซึ่งจะเห็นว่าค่า F.S. เปลี่ยนแปลงอย่างมาก

3. ผลของกำลังของวัสดุตัวเชื่อมพบว่าค่ามุมเสียดทานภายในของหินทิ้งมีผลอย่างมากต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง เช่น วิธี Fellenius ความลาด 1:1.5 กรณีที่ 2 หิน = 30° ได้ค่า F.S. = 1.228 และเมื่อ หิน = 40° ได้ F.S. = 1.321

4. ผลการวิเคราะห์พบว่าเมื่อคินชั้นพื้นฐานมีลักษณะแบ่งเป็นชั้น ๆ แล้วจะได้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจาก วิธี FELLENIUS < วิธี BISHOP < วิธี WEDGE

4.4.5 ผลของเสถียรภาพเมื่อปูชั้นพื้นฐานด้วย Geotextiles Sheet



รูปที่ 4-20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมเสียดทานของหินกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FELLENIUS และวิธี BISHOP

ตารางที่ 4-9 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพจากวิธี FELLENIUS และ BISHOP เมื่อค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ เปลี่ยน

วิธีการวิเคราะห์	ความลาดเอียง	มุมเสียดทานภายใน ของหินทิ้ง, องศา	ระดับน้ำคานหนา เมตร, (รทก)	รัศมีของการทับตัด R, เมตร	DRIVING MOMENT ตัน-เมตร	ค่าอัตราส่วนความ ปลอดภัย (F.S)
FELLENIUS	1:1.5	30	-2.00 $\beta = 48$	4.527	52.96	0.94
		35		4.527	52.96	1.00
		40		4.527	52.96	1.04
		30	-0.62 $\beta = 45$	5.22	67.78	1.228
		35		4.272	74.84	1.272
		40		4.272	74.84	1.321
BISHOP	1:1.5	30	-2.00 $\beta = 64$	4.03	31.85	1.00
		35		4.03	31.85	1.12
		40		4.03	31.85	1.21
		30	-0.62 $\beta = 58$	3.808	28	1.34
		35		4.301	38.8	1.44
		40		4.717	33.3	1.54
FELLENIUS	1:2	30	-0.62 $\beta = 39$	6.18	65.4	1.31
		35		6.18	65.4	1.37
		40		6.18	52.24	1.452
BISHOP	1:2	30	-0.62 $\beta = 75$	4.717	48.6	1.49
		35		4.717	48.6	1.59
		40		4.717	48.6	1.69

ตารางที่ 4-10 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อปูชั้นพื้นฐานด้วย GEOTEXTILES SHEET

ความลาดเอียง	มุมเสียดทาน ภายในของหิน ที่ φ, องศา	ระดับน้ำ เมตร, องศา	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety)			
			เมื่อไม่มี Geotextiles Sheet		เมื่อมี Geotextiles Sheet	
			วิเคราะห์วิธี FELLENIOUS	วิเคราะห์วิธี BISHOP	วิเคราะห์วิธี FELLENIOUS	วิเคราะห์วิธี BISHOP
1:1.5	30	-2.00	0.94	1.00	0.954	1.016
	35		1.00	1.12	1.014	1.136
	40		1.04	1.21	1.054	1.226
	30	-0.62	1.228	1.34	1.24	1.362
	35		1.272	1.44	1.283	1.46
	40		1.321	1.54	1.33	1.558
1:2	30	-0.62	1.31	1.49	1.324	1.496
	35		1.37	1.59	1.384	1.596
	40		1.452	1.69	1.469	1.696

$\Delta M = T_r \cdot R \cdot \cos \beta$ (เมื่อ T_r ความสามารถในการรับแรงดึงของ Geotextiles Sheet = 1150 กก/ม.)

ตารางที่ 4-11 แสดงผลเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการวิเคราะห์แต่ละวิธี

วิธีการวิเคราะห์	ความลาดเอียง	ระดับน้ำตื้นหน้า (ร.ท.ก)	มุมเสียดทานภายในของ หินหึ่ง, องศา	ค่าตัวส่วน ความปลอดภัย (F.S.)	ค่าอัตราส่วน ความปลอดภัย (F.S.) GEOTEXTILES
FELLENIOUS	1:1.5	- 2.00 = 48	30	0.94	0.954
			35	1.00	1.014
			40	1.04	1.054
	1:2	- 0.62 =46	30	1.228	1.24
			35	1.272	1.283
			40	1.321	1.33
	1:2	- 0.62 =75	30	1.31	1.324
			35	1.37	1.384
			40	1.452	1.469
BISHOP	1:1.5	- 2.00 =64	30	1.00	1.016
			35	1.12	1.136
			40	1.21	1.226
	1:2	-0.62 =58	30	1.34	1.362
			35	1.44	1.46
			40	1.54	1.558
	1:2	- 0.62 =75	30	1.49	1.496
			35	1.59	1.596
			40	1.69	1.696
WEDGE	1:1.5	- 2.00	30	1.16	
			35	1.175	
			40	1.25	
	1:1.5	- 0.62	30	1.535	
			35	1.60	
			40	1.73	
	1:2	- 2.00	30	1.17	
			35	1.22	
			40	1.27	
1:2	- 0.62	30	1.61		
		35	1.685		
		40	1.80		

THE GEOTEXTILE SPECIALISTS

Why a Geotextile? Because a geotextile solves construction problems. The right geotextile separates aggregate from subsoil, provides tensile reinforcement, filters excess water, and thus maintains the integrity of your structure — whether a railroad or a parking lot, a subdrain or an access road.

Why Nilex? Because Nilex has established a reputation as the leading geotextile supplier in Canada, with a wide range of superior geotextiles at competitive prices.

Nilex geotextiles include woven, non-woven, composite, and speciality geotextiles, manufactured by Canadian and international producers. The best selection in Canada from stock — that's Nilex.

Nilex offers a complete fabrication service, capable of pre-fabricating geotextiles into multiple-width panels to almost any dimensions. Or we can supply a variety of converted geotextile products such as bags, tubes, and drainage sock.

Our selection, service, and reliability, should make Nilex your first choice for geotextiles.



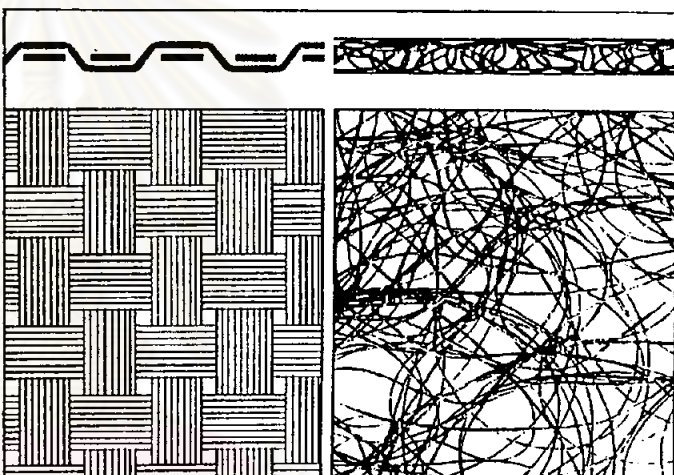
GEOTEXTILE TYPES

The right fabric for each job — that's Nilex.

NON-WOVEN GEOTEXTILES: Exceptional strength...high deformation modulus...maximum permeability. Our non-woven polyester endless-fibre geotextile is an ideal cost-effective universal fabric, with a broad range of properties, and is available in various weights to suit most applications.

WOVEN GEOTEXTILES: Some applications need high tensile strength and minimum elongation, with low permeability. Consequently, Nilex stocks woven geotextiles, ranging from the economical light-weight split-film products to heavy-duty steel-cable reinforced geotextiles for marine and offshore applications.

COMPOSITE AND SPECIALTY FABRICS: Nilex will custom fabricate any geotextile to suit a particular need or solve a specific problem. For instance, we will combine a woven and a non-woven geotextile, or adapt any geotextile product to achieve the results you need. Call Nilex today...and ask about the Nilex solutions to civil engineering problems.

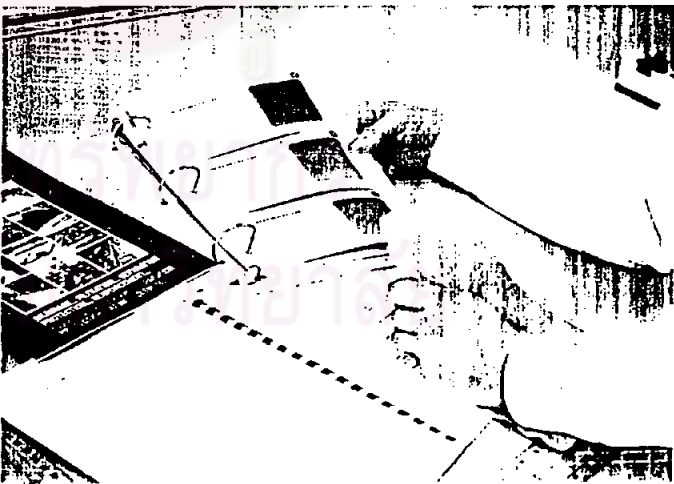


GEOTEXTILE SELECTION AND SPECIFICATIONS

To select a geotextile, first determine the application; then the functions (separation, reinforcement, drainage); and finally the properties (tensile strength, burst strength, permeability) and features (length, width, thickness) needed by the fabric to perform effectively.

Recognized standards express geotextile qualities and features. When specifying a geotextile, list the values that pertain to the specific application, and insist on strict adherence to each value. All Nilex geotextiles are regularly subjected to independent laboratory tests. And all results are available to our clients on request. That's Nilex reliability.

The Nilex technical staff is always ready to provide information on all geotextile applications, specifications, and functions. A fully referenced library is available to our clients to aid in selecting the right geotextile for the right job — at the right price.



ตารางที่ 4-12 แสดงตัวอย่างของคุณสมบัติของ Geotextiles Sheet

Technical specifications

	Standard	sample size	Dimension	TS 500	TS 600	TS 700	TS 750	TS 800
mass	AFNOR GO-104 DIN 53854	-	g/m ²	140	200	280	350	400
thickness under 0,02 bar (0,2 N/cm ²)	EDANA 30074 DIN 53855/3	-	mm	1,6	2,1	2,6	3,0	3,3
effective pore size D _w	Franzius- Institut	Ø 180 mm	mm	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07
pore number under 0,02 bar (0,2 N/cm ²)	Berechnung	-	-	9,4	8,5	7,4	6,8	6,5
CBR-Test X-5	DIN 54307E	250 x 250 mm	N	1450	2000	2600	2800	3300
strip tensile strength	DIN 53857 NFG 07-001 ASTM D 1682	(L _v +200) · 50 mm	N/5 cm	400	575	800	950	1100
strip tensile strength guaranteed minimum value	DIN 53857 NFG 07-001 ASTM D 1682	(L _v +200) · 50 mm	N/5 cm	350	500	700	800	950
strip tensile strength	DIN 53857/2	(L _v +200) · 100 mm	N/5 cm	475	600	900	1050	1250
extension at break	DIN 53857 NFG 07-001 ASTM D 1682	(L _v +200) · 50 mm	%	50-80	50-80	50-80	50-80	50-80
minimum extension at 30% of strip tensile strength	-	-	%	20	20	20	20	20
grab strength	DIN 53858 NFG 07-120 ASTM D 1682	100 x 150 mm	N	575	775	1000	1250	1500
grab strength	ASTM D 1682	200 x 200 mm	N	700	900	1100	1400	1600
grab elongation	ASTM D 1682	100 x 150 mm	%	60-80	60-80	60-80	60-80	60-80
tear strength	DIN 53363	120 x 50 mm	N	180	275	365	420	500
cone penetration test average value of diameter	The Technical Research Centre of Finland	Ø 185 mm	mm	15,4	12,0	10,0	8,1	7,2
vertical to the plane k-value under: 0,02 bar 1 bar 2 bar	Franzius- Institut Hannover	10 x 16,5 cm	cm/s	5.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 6.10 ⁻²	5.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 6.10 ⁻²	5.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 6.10 ⁻²	4.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 6.10 ⁻²	4.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 6.10 ⁻²
horizontal within the plane k-value under: 0,02 bar 1 bar 2 bar	Franzius- Institut Hannover	10 x 16,5 cm	cm/s	1.10 ⁰ 2.10 ⁻¹ 10.10 ⁻²	1.10 ⁰ 2.10 ⁻¹ 9.10 ⁻²	9.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 9.10 ⁻²	8.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 9.10 ⁻²	8.10 ⁻¹ 1.10 ⁻¹ 8.10 ⁻²
vertical to the plane water permeability 100 mm head under: 0,02 bar 1 bar 2 bar	Franzius- Institut Hannover	10 x 16,5 cm	l/s. m ²	312 142 118	238 111 80	192 77 58	133 65 55	121 60 52

The data in this table correspond to our latest knowledge, however, it is not possible to derive any liability therefrom. Each processor will be himself be liable for observation of all legal regulations, in particular in the field of franchise and patent law.

จากการวิเคราะห์เสถียรภาพพบว่า เมื่อปู Geotextiles Sheet ไว้ในชั้นพื้นฐานนั้นจะสามารถเพิ่มเสถียรภาพของโครงสร้างได้ และเพิ่มได้มากน้อยเพียงใดนั้นขึ้นอยู่กับความแข็งแรงต่อการรับแรงดึงของ Geotextiles Sheet ที่ใช้ ในการวิเคราะห์นี้กำหนดให้สามารถรับแรงดึงได้ 1150 กก/ม. พบว่าสามารถเพิ่มค่าอัตราส่วนความปลอดภัยได้ประมาณ 1-2% ทั้งนี้หากกำลังดึงของแผ่นพลาสติก เพิ่มขึ้นก็จะทำให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเพิ่มขึ้นด้วย เช่นกัน ดังแสดงผลในตารางที่ 4-11

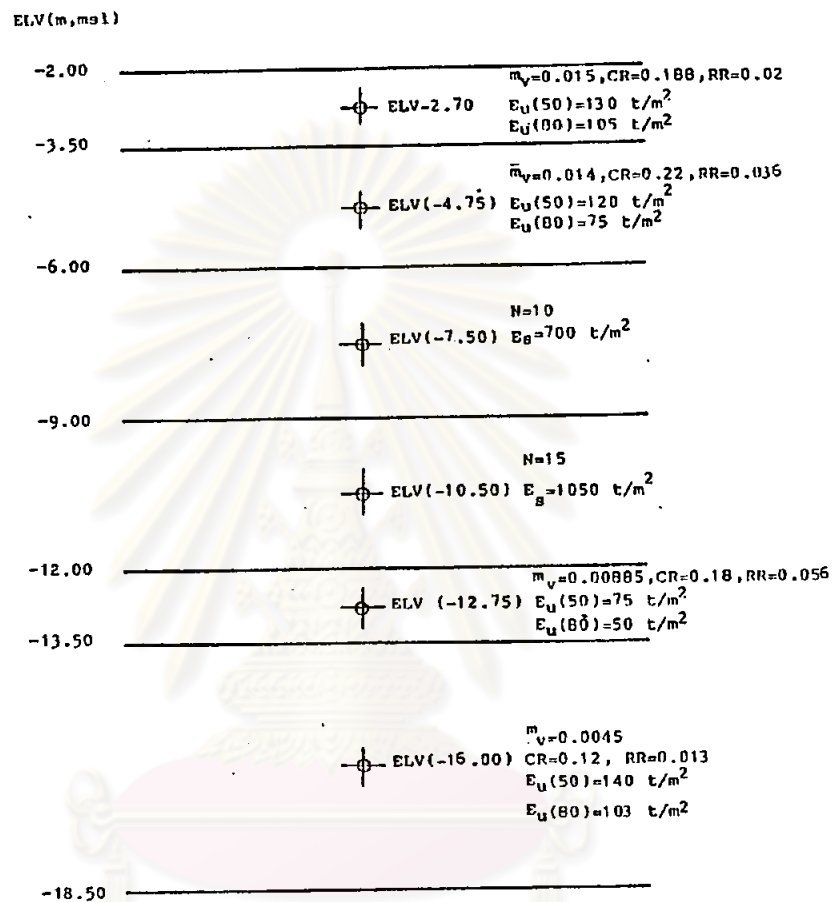
4.5 การวิเคราะห์การทรุดตัว (Settlement Analysis)

ในการวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวนี้ ได้ทำการแบ่งชั้นดินฐานรากออกเป็นชั้นย่อยๆ พร้อมทั้งหาคุณสมบัติของดินแต่ละชั้น เพื่อทำการวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวที่กึ่งกลางของกำแพงกันคลื่น ดังแสดงในรูปที่ 4-22 โดยให้ระดับน้ำหน้าและหลังโครงสร้าง เท่ากับ -0.62 m, MSL

การคาดคะเนหาขนาดของการทรุดตัว อาศัยหลักการพื้นฐานโดยหาค่าความเครียดที่จุดกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นคูณกับความหนาของชั้นดินที่แบ่ง ก็จะได้ค่าการทรุดตัวของดินอ่อนชั้นนั้น ๆ ผลรวมของค่าการทรุดตัวของชั้นดินทุกชั้นก็จะเป็นค่าการทรุดตัวรวม

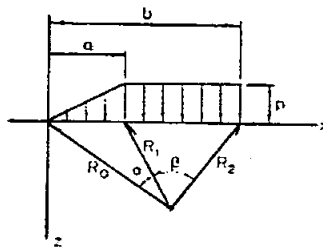
ในการวิเคราะห์หาขนาดของการทรุดตัวนี้ สิ่งสำคัญที่สุดนอกเหนือจากคุณสมบัติของดินที่จะใช้ในการวิเคราะห์แต่ละชั้นแล้ว ค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของชั้นดินแต่ละชั้นอันเนื่องมาจาก น้ำหนักของหินทิ้ง จะจำเป็นอย่างยิ่งต่อการคำนวณ หาขนาดของการทรุดตัว ในการวิเคราะห์นี้ได้อำนาจหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในชั้นดินใต้กำแพงกันคลื่น โดยใช้ทฤษฎีอัสติคของ Grey (1936) และ Poulos (1976 b) โดยเฉพาะทฤษฎีของ Poulos (1967b) นี้ได้สมมติให้มี Rigid base อยู่ที่ระดับ -18.00 MSL ซึ่งเป็นชั้นทรายที่ 2

การหาการกระจายของหน่วยแรง โดยวิธีของ Grey (1936) มีสมมติฐานให้ดินเป็น Homogeneous Soil และ Isotropic สามารถคำนวณได้ ตามวิธีการ ดังแสดงในรูปที่ 4-23 จากผลการคำนวณ สำหรับกรณีนี้ที่โครงสร้างมีความลาดเอียง เป็น 1:1.5



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

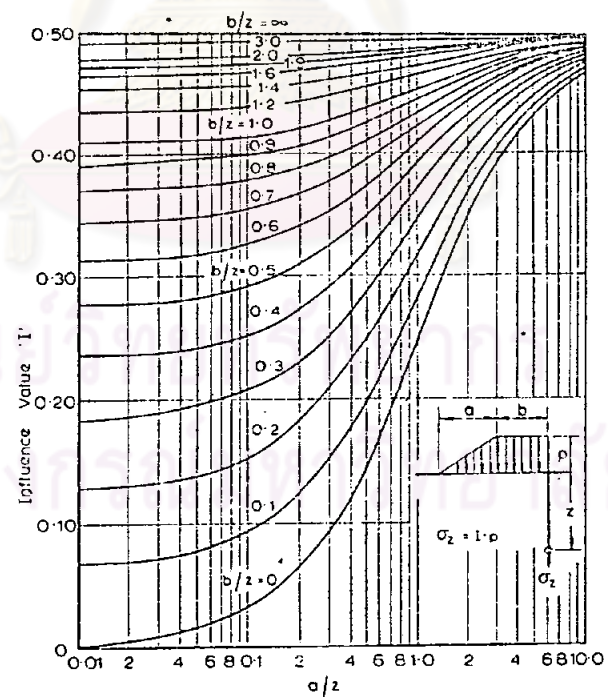
รูป 4-22 ข้อมูลต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาขนาดการทรุดตัว



$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\alpha x}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x-b) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\alpha x}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x-b) + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]$$

$$\tau_{xz} = -\frac{p}{\pi} \left[\frac{\alpha z}{a} - \frac{z^2}{R_2^2} \right]$$

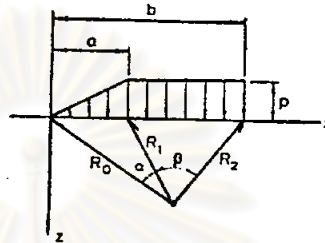


Influence chart for vertical stress due to embankment loading (Osterberg, 1957).

รูป 4-23 แสดงวิธีการหาการกระจายของหน่วยแรงภายในดิน Grey (1936)

ตารางที่ 4-13 แสดงผลของการคำนวณหาการกระจายของหน่วยแรงควยวิธีของ
 Grey (1936) Slope 1:1.5

"GREY (1936) : " STRESS DISTRIBUTION "
 FOR BREAKWATER STRUCTURE SLOPE 1:1.5

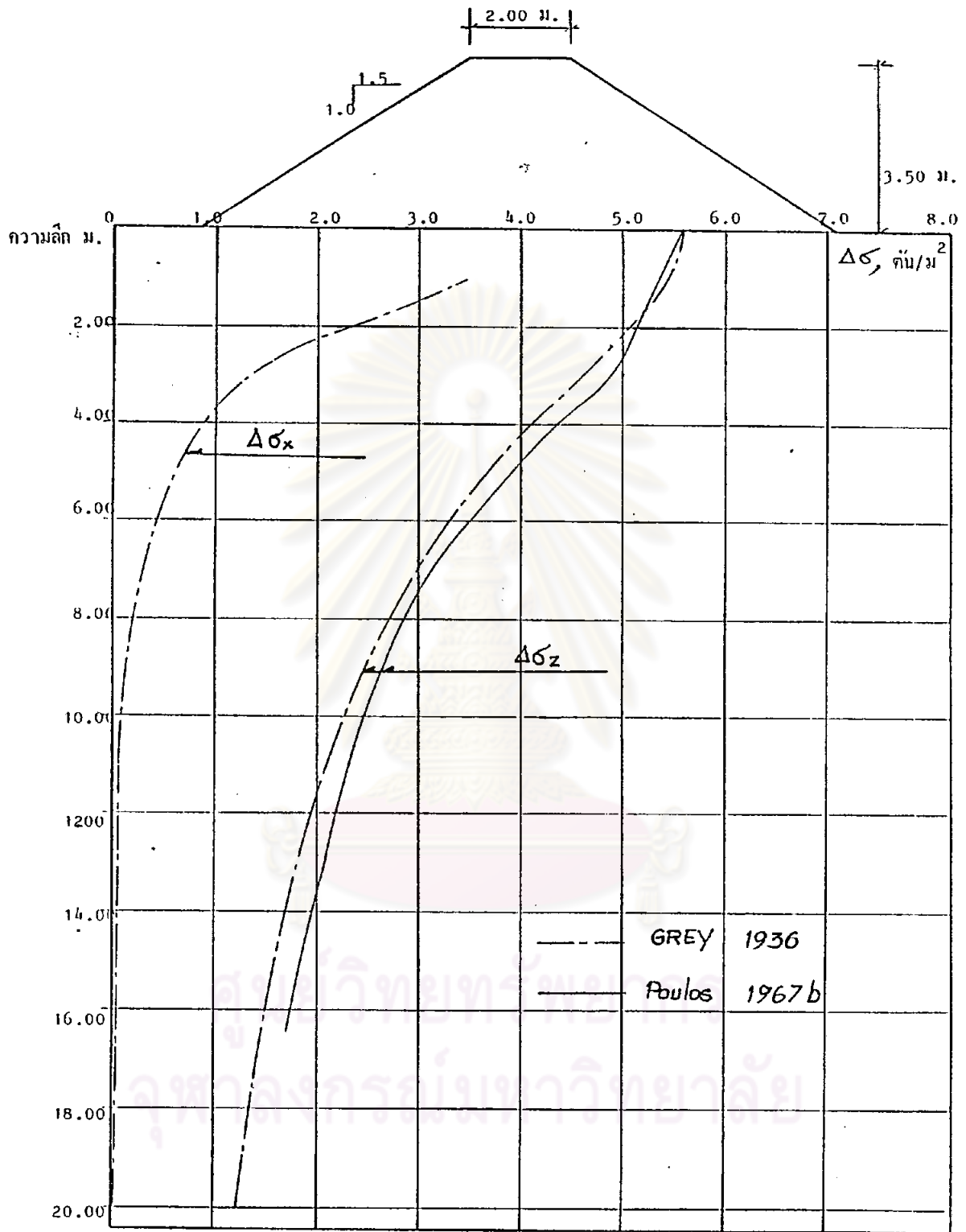


$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x-b) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x-b) + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]$$

$$\tau_{xz} = - \frac{p}{\pi} \left[\frac{\alpha}{a} - \frac{z^2}{R_2^2} \right]$$

DEPTH (m.)	β (Rad)	α (Rad)	R_0 (m.)	R_1 (m.)	R_2 (m.)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)
0.00	1.570	.000	6.25	1.00	.00	5.42	5.620
1.00	.785	.627	6.33	1.41	1.00	5.48	3.440
2.00	.464	.797	6.56	2.24	2.00	5.05	2.310
3.00	.322	.802	6.93	3.16	3.00	4.57	1.360
4.00	.245	.756	7.42	4.12	4.00	4.10	.892
5.00	.197	.699	8.00	5.10	5.00	3.65	.610
6.00	.165	.640	8.66	6.08	6.00	3.32	.427
7.00	.142	.587	9.38	7.07	7.00	3.01	.313
8.00	.124	.539	10.15	8.06	8.00	2.74	.230
9.00	.110	.496	10.96	9.06	9.00	2.51	.175
10.00	.100	.459	11.77	10.05	10.00	2.31	.134
11.00	.091	.426	12.65	11.04	11.00	2.14	.100
12.00	.080	.397	13.53	12.04	12.00	1.98	.072
13.00	.077	.371	14.42	13.04	13.00	1.86	.078
14.00	.071	.348	15.33	14.03	14.00	1.74	.049
15.00	.066	.328	16.25	15.03	15.00	1.63	.034
16.00	.062	.310	17.18	16.03	16.00	1.54	.030
17.00	.059	.293	18.11	17.03	17.00	1.46	.035
18.00	.055	.277	19.05	18.03	18.00	1.39	.040
19.00	.053	.265	20.00	19.03	19.00	1.32	.032
20.00	.050	.253	20.95	20.02	20.00	1.25	.020



รูปที่ 4-24 แสดงการกระจายของหน่วยแรงแปรผันตามความลึกของดินกลางแนว Breakwater Structure ที่มีความลาดเอียง 1:1.5

ตารางที่ 4-14 แสดงผลวิเคราะห์การกระจายของหน่วยแรงกลางแนว

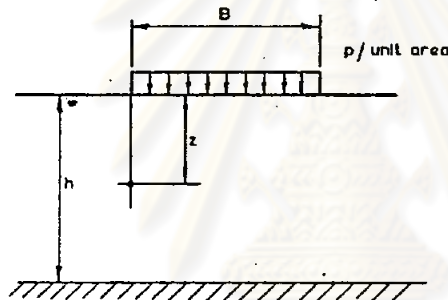
Breakwater Structure โดยวิธีของ Poulos (1967 b)

"POULOS (1967b) " STRESS DISTRIBUTION "

FOR BREAKWATER STRUCTURE SLOPE 1:1.5

.....

FOR $h = 16.50$ m. ; $b = 7.00$ m.



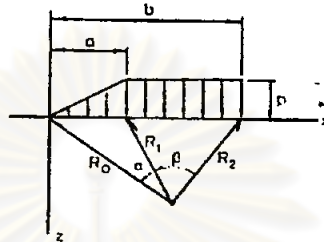
.....

DEPTH (m.)	z/h	$1st$	σ_z (t/m ²)	σ_y (t/m ²)
.00	.000	1.57	5.62	
1.00	.061	1.50	5.37	
3.00	.182	1.38	4.94	
4.00	.240	1.22	4.23	
5.00	.303	1.10	3.94	
6.00	.364	.99	3.54	
7.00	.424	.88	3.15	.189
8.00	.485	.80	2.84	
9.00	.545	.75	2.48	
10.00	.606	.69	2.47	1.820
11.00	.670	.65	2.32	
12.00	.727	.62	2.22	
13.00	.788	.59	2.11	
14.00	.848	.55	1.97	2.630
15.00	.910	.53	1.89	
16.50	1.000	.48	1.72	3.450

.....

ตารางที่ 4-15 แสดงผลการคำนวณการกระจายของหน่วยแรงจากการวิเคราะห์
ควยวิธีของ Grey (1936) Slope 1:2

"GREY (1936) STRESS DISTRIBUTION"
FOR BREAKWATER STRUCTURE SLOPE 1:2.0



$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\pi x}{a} - \frac{z}{R_2} (x-b) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{\pi x}{a} + \frac{z}{R_2} (x-b) + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]$$

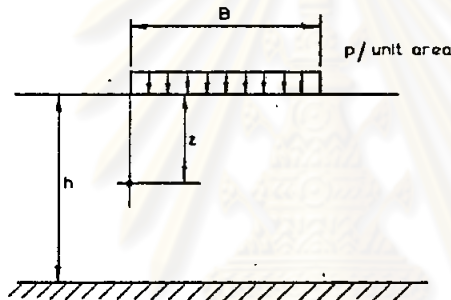
$$\tau_{xz} = -\frac{p}{\pi} \left[\frac{\pi x}{a} - \frac{z^2}{R_2^2} \right]$$

DEPTH (m.)	β (Rad)	α (Rad)	R_0 (m.)	R_1 (m.)	R_2 (m.)	σ_z (t/m ²)	σ_x (t/m ²)
.00	1.570	.000	8.00	1.00	.00	5.42	5.620
1.00	.785	.661	8.06	1.41	1.00	5.51	3.729
2.00	.434	.852	8.21	2.42	2.00	5.19	2.679
3.00	.322	.890	8.54	3.16	3.00	4.79	1.741
4.00	.245	.822	8.94	4.12	4.00	4.40	1.231
5.00	.197	.815	9.43	5.10	5.00	4.04	.892
6.00	.165	.782	10.00	6.08	6.00	3.71	.654
7.00	.142	.719	10.63	7.07	7.00	3.41	.492
8.00	.124	.661	11.31	8.06	8.00	3.15	.373
9.00	.110	.617	12.04	9.06	9.00	2.92	.300
10.00	.100	.575	12.81	10.05	10.00	2.71	.229
11.00	.091	.539	12.60	11.04	11.00	2.53	.180
12.00	.080	.508	14.42	12.04	12.00	2.36	.150
13.00	.077	.475	15.26	13.04	13.00	2.22	.125
14.00	.071	.448	15.12	14.03	14.00	2.09	.095
15.00	.066	.424	17.00	15.03	15.00	1.97	.080
16.00	.062	.402	17.89	16.03	16.00	1.87	.072
17.00	.059	.381	18.79	17.03	17.00	1.77	.062
18.00	.055	.363	19.70	18.03	18.00	1.68	.055
19.00	.053	.346	20.62	19.03	19.00	1.60	.046
20.00	.050	.330	21.54	20.02	20.00	1.53	.031

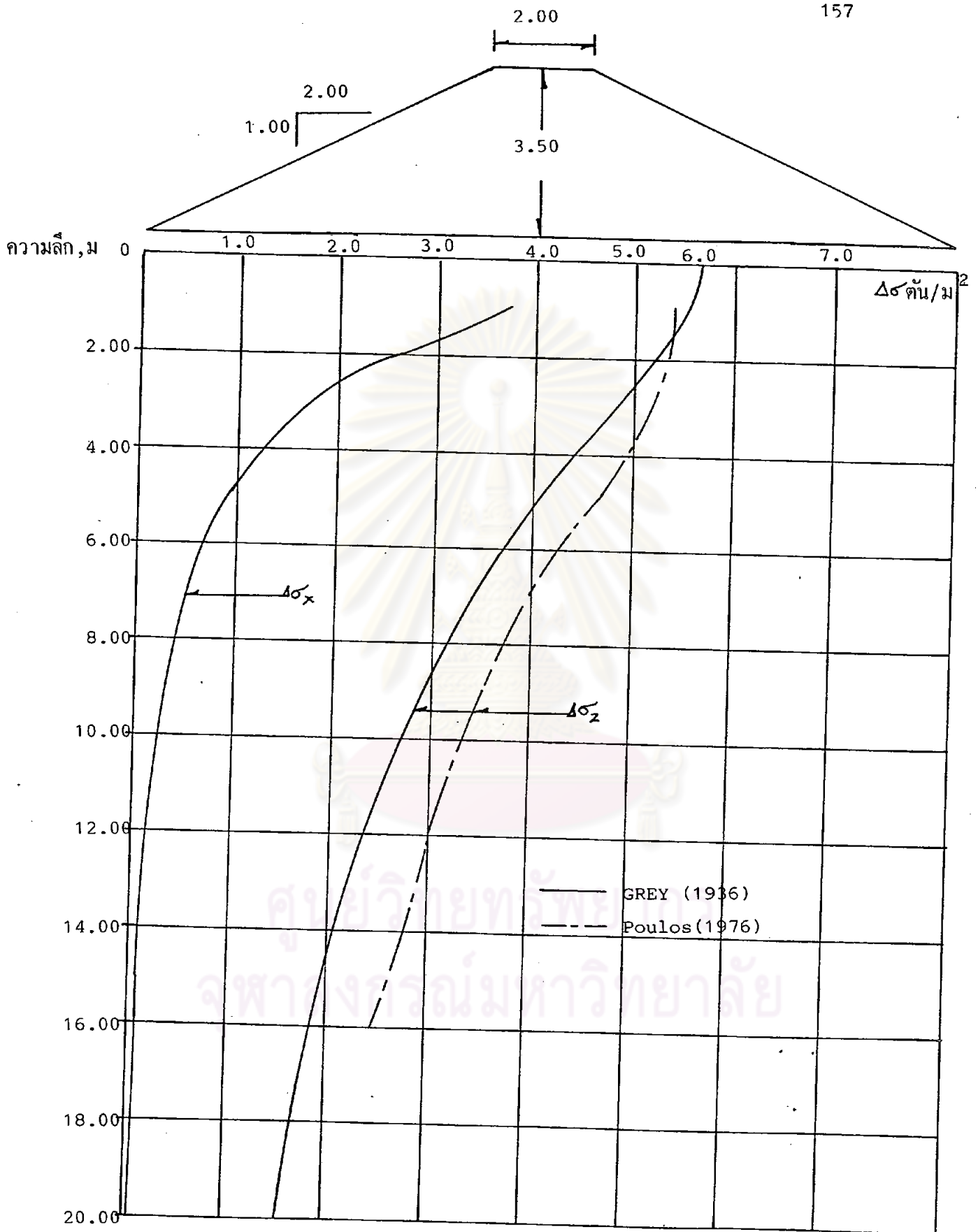
ตารางที่ 4-16 แสดงผลวิเคราะห์การกระจายของหน่วยแรงกลางแนว
Breakwater Structure โดยวิธีของ Poulos (1967 b)

"POULOS (1967b). STRESS DISTRIBUTION"
FOR BREAKWATER STRUCTURE SLOPE 1:2.0

FOR $h = 16.50$ m. $b = 9.00$ m.



DEPTH (m.)	z/h	Ist	σ_z (t/m ²)
.00	.000	1.57	5.62
1.00	.061	1.50	5.37
2.00	.120	1.48	5.30
3.00	.182	1.41	5.04
4.00	.240	1.38	4.94
5.00	.303	1.29	4.62
6.00	.364	1.19	4.26
7.00	.424	1.10	3.94
8.00	.485	1.03	3.69
9.00	.545	.99	3.54
10.00	.606	.92	3.33
11.00	.670	.88	3.15
12.00	.727	.83	2.97
13.00	.788	.81	2.90
14.00	.848	.78	2.79
15.00	.910	.74	2.65
16.50	1.000	.69	2.47



รูปที่ 4-25 แสดงการกระจายของหน่วยแรงตามความลึกของชั้นดินสำหรับ
BREAKWATER STRUCTURE ที่มีความลาดเอียง 1 : 2

ได้แสดงค่าการคำนวณ ในตารางที่ 4-13 และรูปที่ 4-24 ส่วนที่มีความลาดเอียง 1:2 ได้แสดงค่าการคำนวณ ในตารางที่ 4-14 และรูปที่ 4-25 ค่าหน่วยแรงที่ได้จากการคำนวณนี้จะได้นำไปวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวของโครงสร้างต่อไป

การหาการกระจายของหน่วยแรง โดยวิธีของ Poulos (1967 b) นี้ จะเหมาะสำหรับชั้นดินในกรุงเทพฯ ที่มี Rigid Base แน่นอน แต่อย่างไรก็ตาม ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ก็จะแสดงผลการคำนวณด้วย โดยจะสมมติให้ดินทรายชั้นที่ 2 ระดับความลึก ประมาณ-18.50 m.(MSL) เป็น Rigid Base ดินชั้นบนเป็น Homogeneous Soil และ Isotropic ตามที่ Poulos ได้ตั้งสมมติฐานไว้ ซึ่งจะใช้สำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของโครงสร้างอันเนื่องมาจาก Local Yielding และ Undrained Creep ของดินพื้นฐาน โดยทฤษฎีของ Poulos นี้ได้วิเคราะห์โดยกำหนดน้ำหนักที่กระทำด้านบนเป็น Strip load และสามารถหาการกระจายของหน่วยแรงที่ขอบ ซึ่งในการวิเคราะห์นี้สำหรับความลาด 1;1.5 ได้กำหนดให้ความกว้างของน้ำหนักที่กระทำ เท่ากับ 7.00 ม.สามารถวิเคราะห์การกระจายของหน่วยแรงดังแสดงในตารางที่ 4-14 และ รูปที่ 4-24 ส่วนโครงสร้างที่มีความลาดเอียง 1;2 นั้น ได้กำหนดให้ความกว้างของน้ำหนักที่กระทำเท่ากับ 9.00 ม. สามารถวิเคราะห์หาการกระจายของหน่วยแรงดังแสดงในตารางที่ 4-16 และรูปที่ 4-25

จากรูปที่ 4-24 และ 4-25 พบว่าการกระจายของหน่วยแรง ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีของ Poulos จะไคค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีของ Grey เพียงเล็กน้อย ประมาณ 6 - 14% ซึ่งเป็นผลมาจากการกำหนด Rigid base และความกว้างของ Strip load ที่ใช้วิเคราะห์ โดยวิธีของ Poulos ดังกล่าวแล้ว

4.5.1 การวิเคราะห์หาขนาดการทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ เป็นวิธีที่สะดวกที่สุด โดยมีขั้นตอนในการวิเคราะห์ดังนี้

- ขั้นที่ 1 แบ่งชั้นดินออกเป็นชั้นย่อย ๆ ที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกัน
- ขั้นที่ 2 หาค่า $\bar{\sigma}_v$, $\Delta\sigma_v$, $\Delta\sigma_h$. จาก Elastic Theory
- ขั้นที่ 3 หาค่า m_v จากการทดสอบ Consolidation บนกราฟ $e_v - \bar{\sigma}_v$ (รูป 2-16)

- ขั้นที่ 4 ทหาค่า CR ,RR , $\bar{\sigma}_{vm}$ จาก $E_v - \log \bar{\sigma}_v$ (รูปที่ 2-16)
- ขั้นที่ 5 ทหา $P_c = P_{oed} = \sum_{i=1}^{i=n} (mv \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot H)_i$ จากสมการ 2.19 หรืออาจจะคำนวณ P_c จากค่า CR ,RR , $\bar{\sigma}_{vm}$ ก็ได้ โดยการตรวจสอบค่า $\bar{\sigma}_{vm}$ กับค่า $\bar{\sigma}_{vf}$ และ $\bar{\sigma}_{vo}$ เสียก่อน แล้วจึงหาค่า P_c (จากสมการ 2.20 ,2.21 หรือ 2.22 แล้วแต่กรณี)
- ขั้นที่ 6 ทหาค่า C_α จาก $\epsilon - \log t$ โดย $C_\alpha = \Delta \epsilon / \Delta \log t_{100}$
- ขั้นที่ 7 ทหา $P_s = \sum_{i=1}^{i=n} C_\alpha \cdot H_i \cdot \log(t/t_{100i})$ จากสมการ 2.23
- ขั้นที่ 8 ทหาค่าการทรุดตัวรวม $P_t = P_c + P_s$ ขั้นตอนต่าง ๆ ของการวิเคราะห์หาค่าวิธีนี้ ได้แสดงคั้งในรูปที่ 4-26

4.5.2 การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีอีลาสติก (Elastic Method)

- ขั้นที่ 1 แบ่งชั้นดินออกเป็นชั้นย่อย ๆ
 - ขั้นที่ 2 ทหา $\bar{\sigma}_{vo}$, Δv , $\Delta \sigma_h$ จาก Elastic Theory
 - ขั้นที่ 3 ทหาค่า E_u จากการทดสอบ Triaxial
- จาก
$$E_u = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{e_1}$$
- หรือ
$$E_u = \frac{\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)}{e_1}$$

เมื่อ $\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_3$ = หน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นทางแนวดิ่งและแนวนอนตามลำดับ

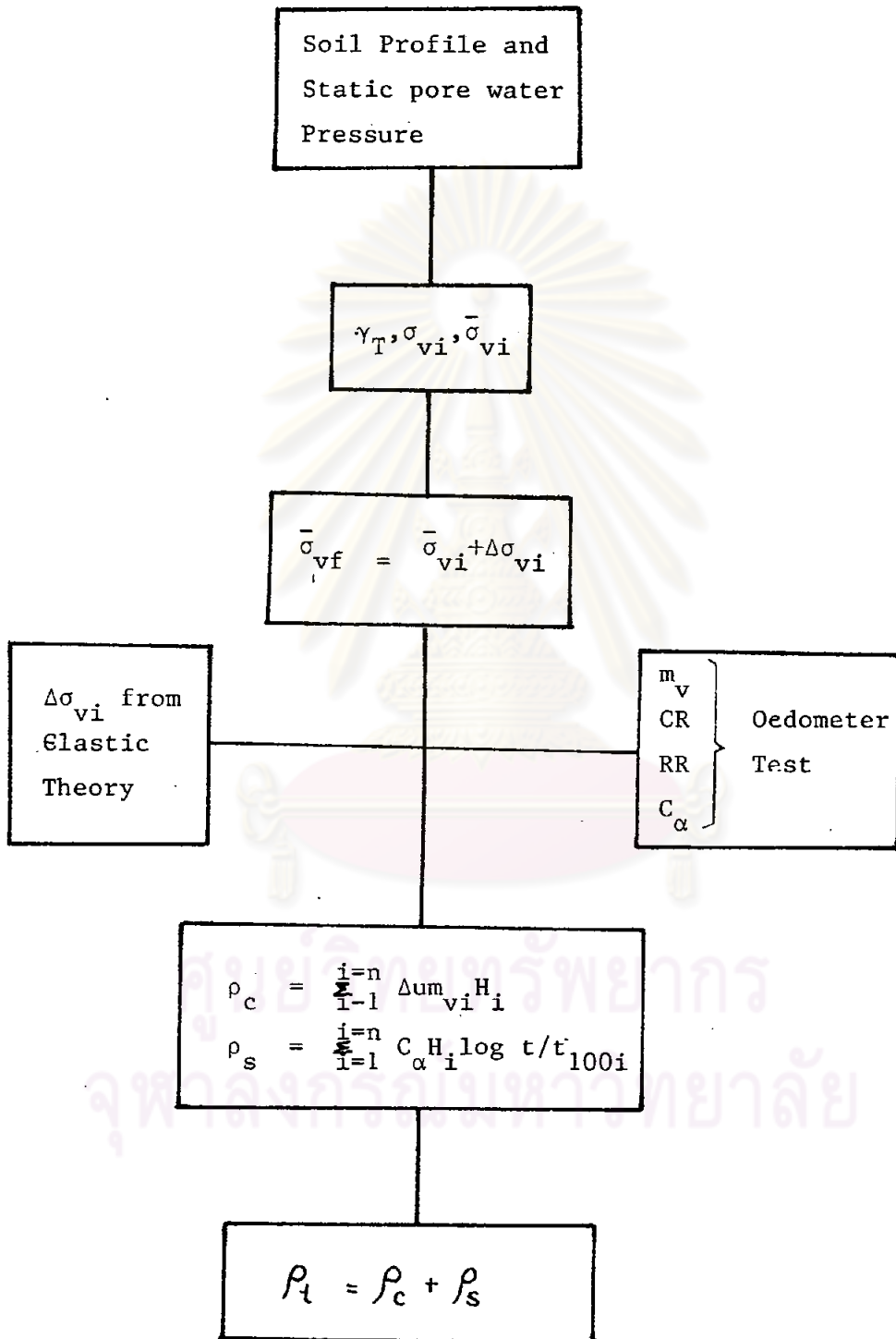
$\Delta (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_f - (\sigma_1 - \sigma_3)_i$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = final deviator Stress

$(\sigma_1 - \sigma_3)_i$ = in-situ deviator Stress

e_1 = ความเครียดในช่วงที่พิจารณา

ขั้นที่ 4 คำนวณหา
$$P_{ie} = \sum \frac{1}{E_u} \left[\Delta \sigma_z - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \right] \cdot \Delta H$$



รูปที่ 4-26 แสดงขั้นตอนสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของ BREAKWATER STRUCTURE โดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 เมตร

ข้อ 5 ทหาค่า E' และ v' ดังนี้

$$v' = \frac{\epsilon_1 \Delta \bar{\sigma}_3 - \epsilon_3 \Delta \bar{\sigma}_1}{\epsilon_1 (\Delta \bar{\sigma}_1 + \Delta \bar{\sigma}_3) - \epsilon_3 \Delta \bar{\sigma}_3}, \quad E' = \frac{\Delta \bar{\sigma}_1 - v' \Delta \bar{\sigma}_3}{\epsilon_1}$$

เมื่อ

ϵ_v = Vol Strain

ϵ_1 = Axial Strain

ϵ_3 = Lateral Strain

$\Delta \bar{\sigma}_1, \Delta \bar{\sigma}_3$ = หน่วยแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นในแนวดิ่งและแนวนอนตามลำดับ

ข้อ 6 ทหา

$$p_{te} = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_z - v' (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] \cdot \Delta H$$

ข้อ 7 ทหา

$$p_t = \frac{p_{ie}}{SR} + (p_{te} - p_{ie})$$

เมื่อ

p_t = การทรุดตัวรวมทั้งหมด

p_{te} = การทรุดตัวรวมจากทฤษฎีอีลาสติก

SR = Settlement Ratio (รูปที่ 2-14)

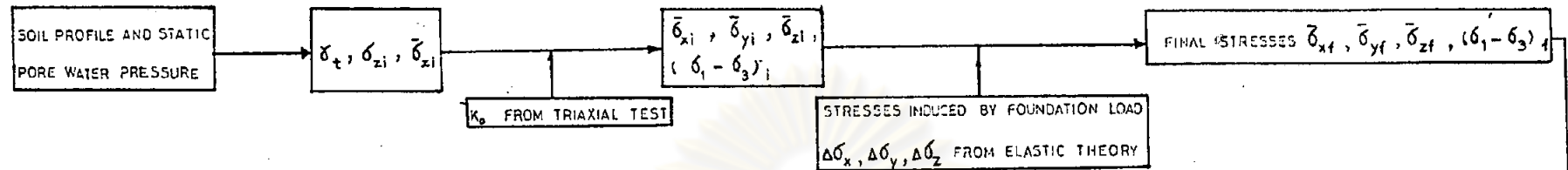
ขั้นตอนต่าง ๆ โดยวิธีนี้ ได้แสดงใหญ่โตง่าย ๆ ดังรูปที่ 4-27

4.5.3 การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธี Skempton & Bjerrum (1957)

การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ เป็นการวิเคราะห์ในกรณี 3 มิติ ซึ่งมีวิธีการคล้ายกับวิธีของ Terzaghi 1 มิติ แต่มีการปรับแก้การทรุดตัวเนื่องจากแรงค้ำน้ำในโพรงดินด้วย นอกจากนี้โดยวิธีนี้จะคิดการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement, p_i) ด้วย แต่จะไม่คิดค่าการทรุดตัวขั้นที่สอง (Secondary Settlement, p_s) ฉะนั้นการทรุดตัวรวมทั้งที่จะได้ดังนี้

$$\text{การทรุดตัวรวม} \quad p_t = p_i + p_c$$

ส่วนขั้นตอนในการวิเคราะห์จะสามารถทำได้ดังนี้ (รูปที่ 4-28)



CALCULATED TOTAL ELASTIC SETTLEMENT

$$\rho_{te} = \sum \frac{1}{E'} \left\{ \Delta\bar{\sigma}_z - \nu' (\Delta\bar{\sigma}_x + \Delta\bar{\sigma}_y) \right\} \cdot \Delta H$$

OR

$$\rho_{te} = \frac{q \cdot BI}{E'}$$

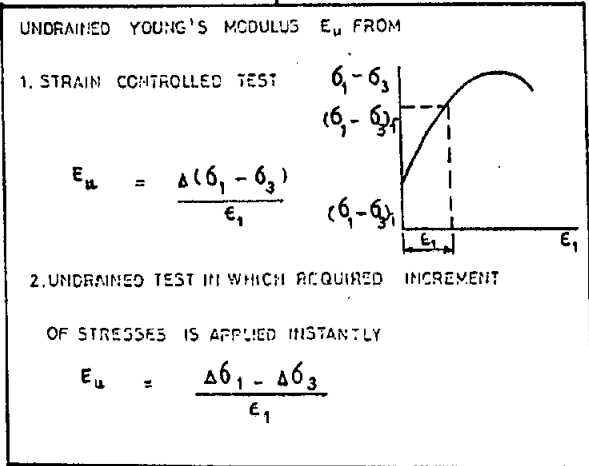
CALCULATED IMMEDIATE SETTLEMENT

$$\rho_{ie} = \sum \frac{1}{E_u} \left\{ \Delta\bar{\sigma}_z - \frac{1}{2} (\Delta\bar{\sigma}_x + \Delta\bar{\sigma}_y) \right\} \cdot \Delta H$$

OR

$$\rho_{ie} = \frac{q \cdot BI}{E_u}$$

I = INFLUENCE FACTOR GIVEN BY ELASTIC DISPLACEMENT THEORY

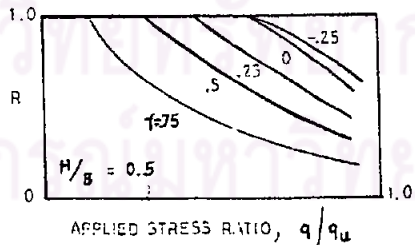


DRAINED YOUNG'S MODULUS E' AND DRAINED POISSON'S RATIO ν' FROM

1. DRAINED TEST CARRIED OUT AT A CONSTANT RATE OF MOVEMENT
2. TWO-STAGE LOADING TEST, IN WHICH THE REQUIRED INCREMENT OF STRESS IS APPLIED INSTANTLY AND A PERIOD OF UNDRAINED STRAIN IS PERMITTED BEFORE DRAINAGE COMMENCES

$$\nu' = \frac{\epsilon_1 \Delta\bar{\sigma}_3 - \epsilon_3 \Delta\bar{\sigma}_1}{\epsilon_1 \Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_3 - 2\epsilon_3 \Delta\bar{\sigma}_3}, \quad E' = \frac{\Delta\bar{\sigma}_1 - 2\nu' \Delta\bar{\sigma}_3}{\epsilon_1}$$

A YIELD FACTOR F_R TO ACCOUNT FOR POSSIBLE LOCAL YIELD WHICH HAS BEEN EVALUATED FOR A STRIP FOOTING BY



D'APPOLONIA et al (1971)

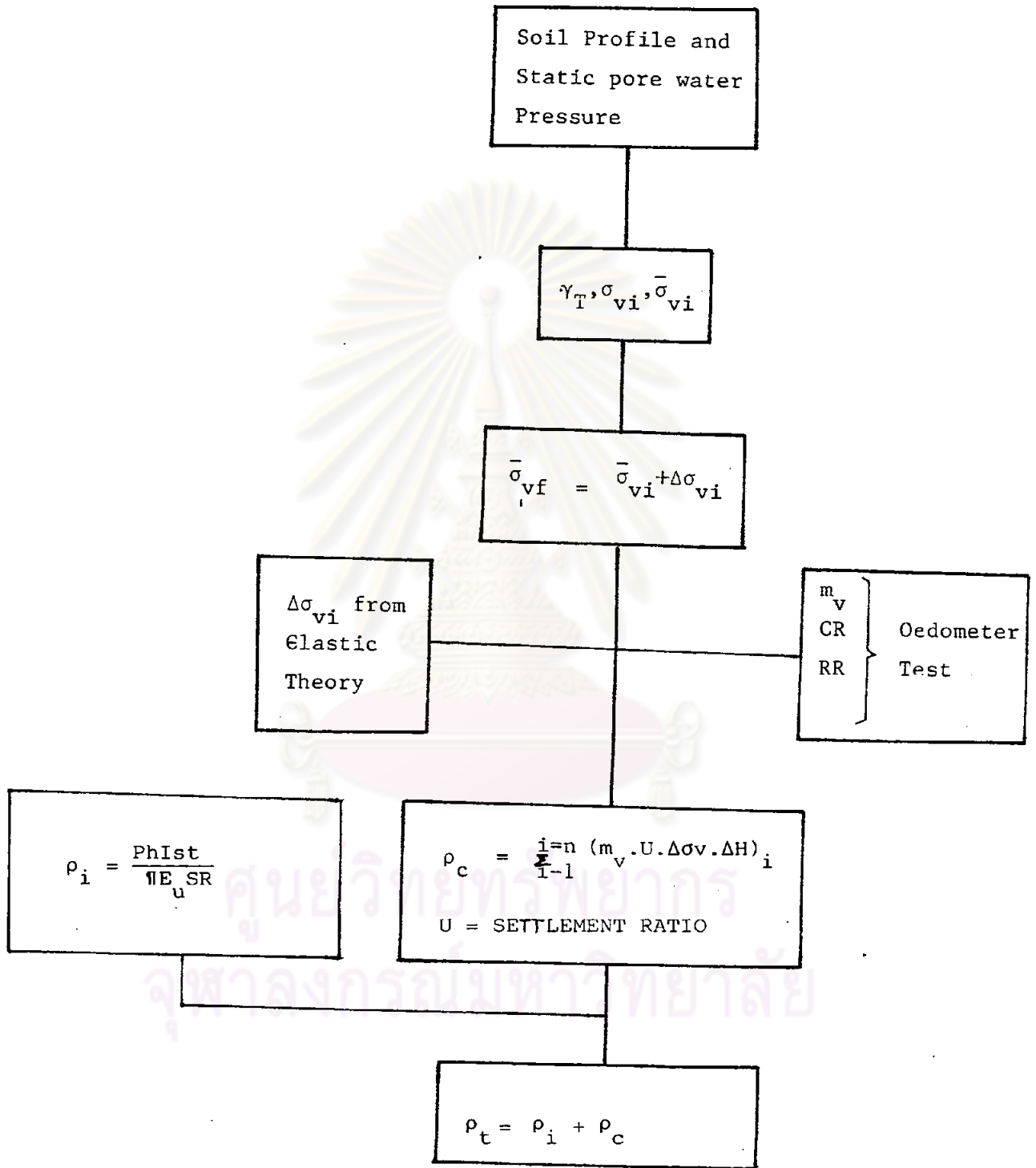
$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vi} - \bar{\sigma}_{hi}}{2 S_u}, \quad q = \text{APPLIED STRESS}$$

$q_u = \text{ULTIMATE BEARING STRESS}$

TOTAL FINAL SETTLEMENT

$$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{SR} + (\rho_{te} - \rho_{ie})$$

รูปที่ 4-27 แสดงขั้นตอนสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัววิธีทฤษฎีอิลาสติก



รูปที่ 4- 28 แสดงขั้นตอนสำหรับการวิเคราะห์การทรุดตัวของ BREAKWATER STRUCTURE

โดยวิธี SKEMPTON และ BJERRUM (1957)

ชั้นที่ 1	ถึงชั้นที่ 3	กระทำเหมือนกับวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ
ชั้นที่ 4	หาค่า	Settlement Coefficient, μ จากรูปที่ 2-19
ชั้นที่ 5	หาค่า	Consolidation Settlement $p_c = \mu p_{oED}$
ชั้นที่ 6	หาค่า	$p_i = \frac{PhIst}{\pi Eu}$
ชั้นที่ 7	หาค่า	$p_t = p_i + p_c$
	เมื่อ	p_t = การทรุดตัวรวม p_i = การทรุดตัวทันทีจากทฤษฎีอิลาสติค p_c = การทรุดตัวเนื่องจากเวลา

4.6 ผลเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวรวมจากการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธี

ในการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้ง 3 วิธีการดังกล่าวแล้ว ได้ใช้พารามิเตอร์ดินที่ได้จากการทดสอบดิน ดังแสดงในรูปที่ 4-3 และ 4-4 และ ตารางที่ 4-1 นำผลจากการทดสอบดินมาแบ่งชั้นดินที่มีคุณสมบัติคล้ายกัน เพื่อนำไปวิเคราะห์การทรุดตัวดังแสดงในรูป 4-23 ส่วนผลการวิเคราะห์การทรุดตัวทั้ง 3 วิธีได้แสดงในตารางที่ 4-17 ถึง 4-19 ซึ่งสามารถเปรียบเทียบได้ดังนี้

4.6.1 การทรุดตัวแบบทันทีทันใด

การทรุดตัวนี้จะหมายถึงการทรุดตัวแบบทันทีทันใด และการทรุดตัวเนื่องจากผลของอันตรรกิริยา (P_u) ซึ่งขึ้นกับเวลาโดยวิธีการของ Skempton & Bjerrum (1957) ได้ค่า P_{ie} เท่ากับ 7.03 ซม. ส่วนวิธีอิลาสติคได้ค่า P_{ie} และ P_u ด้วย โดยพิจารณาผลเนื่องจากการพังทลายเป็นจุด ๆ ในมวลดินด้วย โดยค่า $P_i = P_{ie} + P_u$ เท่ากับ 14.06 ซม.

4.6.2 การทรุดตัวเนื่องจากเวลา (Consolidation Settlement, P_c)

ตารางที่ 4-17 แสดงการคำนวณการทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ

LAYER No.	INTERVAL (m.MSL)		H (m)	m_v (m^2/t)	$\Delta\sigma_v$ (t/m^2)	$\bar{\sigma}_{vo}$ (t/m^2)	$\bar{\sigma}_{vf}$ (t/m^2)	p_c (cm)	C_α	p_s (cm)	$p_t = p_c + p_s$ (cm)
	From	To									
1	-2.00	-3.50	1.50	0.015	5.52	0.46	5.98	12.42	0.0012	0.18	12.60
2	-3.50	-6.00	2.50	0.014	4.69	1.73	6.42	16.415	0.0035	0.878	17.293
3	-6.00	-9.00	3.00	-	3.50	3.44	6.94	-	-	-	-
4	-9.00	-12.00	3.00	-	2.625	5.24	7.865	-	-	-	-
5	-12.00	-13.00	1.50	0.0088	2.18	6.74	8.90	2.88	0.0035	0.525	3.405
6	-13.50	-18.50	5.00	0.0045	1.74	9.80	11.54	3.915	0.0206	10.30	14.215
7	-18.50	-20.00	1.50	-	1.44	12.79	14.23	-	-	-	-
$p_c = \sum_{i=1}^{i=n} (m_v \cdot \Delta\sigma_v \cdot \Delta H)_i$ $p_s = \sum_{i=1}^{i=n} (C_\alpha \cdot \Delta H_i \cdot \log t/t_{100i})$								$p_c = 35.63$	$p_s = 11.883$	$p_t = 47.513$	

$\Delta\sigma_v$ จากทฤษฎีของ GREY 1936

m_v จากการทดสอบ CONSOLIDATION

C_α จากการทดสอบ CONSOLIDATION

ตารางที่ 4-18 แสดงการคำนวณการทรุดตัวโดยวิธีหนึ่งมิติ

LAYER No.	INTERVAL (m.MSL)		H (m)	m_v (m^2/t)	D (t/m_2)	σ_{vo2} (t/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (t/m^2)	σ_{vf2} (t/m^2)	$E_u(80)$ (t/m^2)	$E_u(avg)$ (t/m^2)	\bar{E} (t/m^2)	$\bar{E}(avg)$ (t/m^2)	ρ_{ie} (cm)	ρ_i (cm)	ρ_{Te} (cm)	ρ_c (cm)	ρ_+ (cm)
	FROM	To															
1	-2.00	-3.50	1.50	0.015	66.67	0.46	5.52	5.98	104		55.56						
2	-3.50	-6.00	2.50	0.014	71.43	1.73	4.69	6.42	95		59.525						
3	-6.00	-9.00	3.00	-	-	3.44	3.50	6.94	-								
4	-9.00	-12.00	3.00	-	-	5.24	2.624	7.865	-	112.25	-	98.74	7.03	14.06	7.99	0.96	15.01
5	-12.00	-13.50	1.50	0.0088	113.64	6.74	2.18	8.90	120		94.7						
6	-13.50	-18.50	5.00	0.0045	222.22	9.80	1.74	11.54	130		185.18						
7	-18.50	-20.00	1.50	-	-	12.79	1.44	14.23	-		-						

$D = \frac{PhIst}{\pi E_u}$ (D=Constrained Modulus)

$\bar{E} = \frac{D(1-\nu)}{\nu}, \nu = 0.25$

$\rho_{ie} = \frac{PhIst}{\pi E_u}$

$\rho_c = \rho_{te} - \rho_{ie}$

$\rho_i = \frac{\rho_{ie}}{SR}$

$\rho_T = \frac{\rho_{ie}}{SR} + (\rho_{te} - \rho_{ie})$

$\rho_{te} = \frac{PhIst}{\pi \bar{E}}$

ตารางที่ 4-19 แสดงผลกรคำนวณการทรุดตัววิธี Skempton และ Bjerrum (1957)

Layer No.	Interval (m,MSL)		H (m)	m_v (m^2/t)	$\Delta\sigma_v$ (t/m^2)	$\bar{\sigma}_{vo}$ (t/m^2)	$\bar{\sigma}_{vf}$ (t/m^2)	μ	ρ (cm)
	from	to							
1	-2.00	-3.50	1.50	0.015	5.52	0.46	5.98	0.595	7.39
2	-3.50	-6.00	2.50	0.014	4.69	1.73	6.42	0.65	10.67
3	-6.00	-9.00	3.00	-	3.50	3.44	6.94	0.69	-
4	-9.00	-12.00	3.00	-	2.625	5.24	7.865	0.71	-
5	-12.00	-13.50	1.50	0.0088	2.18	6.74	8.90	0.74	2.13
6	-13.50	-18.50	5.00	0.0045	1.74	9.80	11.54	0.78	3.054
7	-18.50	-20.50	1.50	-	1.44	12.79	14.23	0.80	-

$$p_c = \sum_{i=1}^{i=n} (m_v \cdot \mu \cdot \Delta\sigma_v \cdot \Delta H)_i = 23.244 \text{ cm.}$$

$$p_i = \frac{PhIst}{\pi Eu} = 7.03 \text{ cm.}$$

Ist =

Eu = โมดูลัสของคินในสภาพอ่อนแตรน

p_c รวม	23.244
$p_t = p_i + p_c$	30.247

การทรุดตัวนี้พบว่าค่า P_c จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการทั้ง 3 นั้น จะให้ค่า อยู่ระหว่าง 0.96 ถึง 35.63 ซม. โดยผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ จะให้ ค่าที่สูงสุดเท่ากับ 35.63 ซม. ส่วนวิธีอีลาสติก จะให้ค่าที่ต่ำที่สุดเท่ากับ 0.96 ซม.

4.6.3 การทรุดตัวครั้งที่ 2 (Secondary Settlement, P_s)

การทรุดตัวครั้งที่ 2 นี้ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ เท่ากับ 11.883 ส่วนวิธี Skempton & Bjerrum (1957) และ วิธีอีลาสติกนั้นไม่มีการคำนวณ

4.6.4 การทรุดตัวรวม (Total settlement, P_t)

ผลการทรุดตัวรวมในแต่ละวิธีได้แสดงผลในตารางที่ 4-20 เช่นกันซึ่งพบว่าทั้ง 3 วิธี การให้ค่าของผลการทรุดตัวรวมที่ต่างกัน เนื่องจากสมมติฐานในการคิคนั้นต่างกัน โดยการทรุดตัว รวมโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ เป็นผลจาก $P_c + P_s$ ได้ค่าเท่ากับ 47.513 ซม. จากวิธี Skempton & Bjerrum (1957) $P_i + P_c$ ได้ค่าเท่ากับ 30.247 ซม. และ จากวิธี อีลาสติก (Elastic Method) $P_i + P_c$ ได้ค่าเท่ากับ 15.01 ซม.

4.7 การวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัว

ในการวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวนั้นค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวของน้ำ, c_v เป็นค่าที่มีความสำคัญมาก เนื่องจากการทรุดตัวจะเกิดขึ้นเร็วหรือช้าจะขึ้นอยู่กับค่า c_v ของดินโดยถ้าวค่า c_v มีค่ามากก็จะเกิดการทรุดตัวได้เร็ว การวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวได้ถูกต้องหรือใกล้เคียงกับความจริงนั้น จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องหาค่า c_v นี้ จากสนาม หรือบริเวณที่จะทำการก่อสร้าง แต่อย่างไรก็ดี ค่า c_v นี้ อาจหาได้จาก การทดสอบดินได้เช่นกัน แต่ค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องทดสอบมักจะให้ค่าที่ต่ำกว่าความจริงเสมอ ทั้งนี้เนื่องจากในสภาพที่แท้จริงแล้ว ดินไม่ได้เป็นเนื้อเดียวกันตลอด (Non - homogeneous) และมีการระบายน้ำที่สลับซับซ้อนขึ้น จึงทำให้ได้ค่า c_v มากกว่าที่ได้จากการทดสอบในห้องทดสอบ อย่างไรก็ตามในการวิจัยใน วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ใช้ค่า c_v ที่ได้จาก การทดสอบ Consolidation ดังแสดงในภาคผนวก ก

ตารางที่ 4-20 แสดงการเปรียบเทียบขนาดการทรุดตัวจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีต่าง ๆ

วิธีการวิเคราะห์	การทรุดตัวทันทีที่หน้าดิน pi, ซม.	การทรุดตัวเนื่องจาก การอัดตัวคายน้ำ pc, ซม.	การทรุดตัวครั้งที่ 2 ps, ซม.	การทรุดตัวรวม p+, ซม.
1. วิธีชนพินฐาน 1 มติ	-	35.63	11.883	47.513
2. วิธีของ SKEMPTON&BJERRUM (1957)	7.03	23.244	-	30.247
3. วิธีทฤษฎีอิลาสติก	14.06	0.95	-	15.01

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4-21 แสดงการวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวโดยวิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ

DEGREE OF CONSOLIDATION U, %	TIME FACTOR T_v	$C_v = 56.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{DAY}}$ TIME t, DAY	P_c (cm)	$C_v = 561.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{DAY}}$ TIME t, DAY
10	0.008	39.26	3.563	3.93
20	0.031	152.14	7.126	15.21
30	0.071	348.46	10.689	34.84
40	0.126	618.39	14.252	61.84
50	0.197	966.85	17.815	96.68
60	0.287	1408.55	21.378	140.86
70	0.403	1977.86	24.941	197.79
80	0.567	2782.75	28.504	278.27
90	0.848	4161.80	32.067	416.18

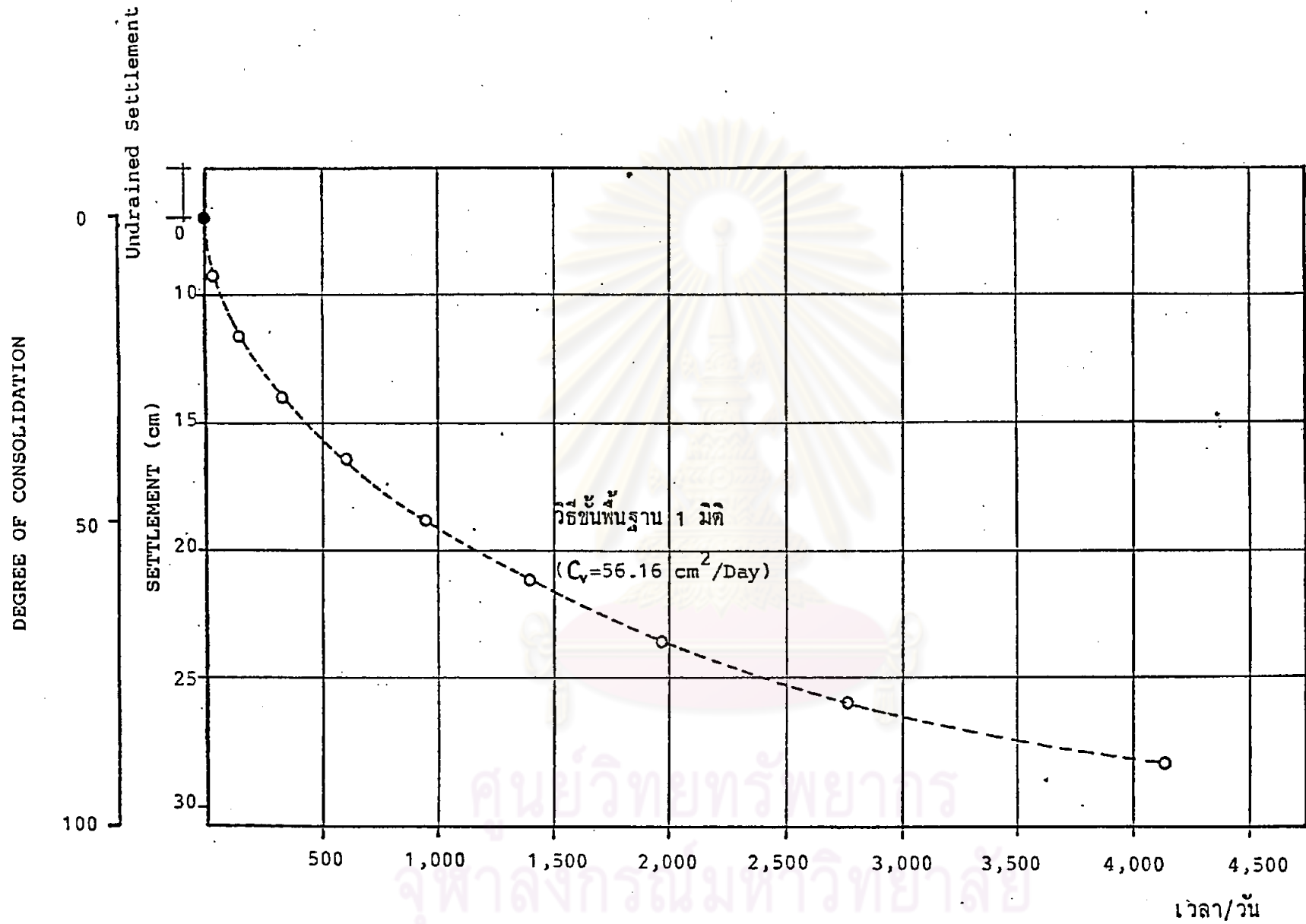
$$T_v \text{ หาจากรูป 2-29}$$

$$t \text{ หาจาก } t = \frac{T_v (Hd)^2}{C_v}$$

เมื่อ $Hd = 5.25 \text{ m}$

1 ค่า C_v จากการทดสอบ Consolidation

2 ค่า $C_v \approx 10 C_{v(\text{Lab})}$



รูป 4-29 ความสัมพันธ์ระหว่างระดับการทรุดตัว กับ ระยะเวลาในการทรุดตัว

เนื่องจากการวิจัยนี้เป็นเพียงการศึกษาขั้นต้นที่จะหาแนวทางความเป็นไปได้ในการก่อสร้างเท่านั้น จึงมีค่า c_v ในสนามจริง ค่า c_v ที่ได้จากการทดสอบดินนำมาเฉลี่ยค่าที่ใช้คำนวณเท่ากับ 56.16 ซม./วัน พบว่ามีค่าต่ำมากโดยจากประสบการณ์พบว่าค่า c_v จริงในสนามมักจะมีค่าสูงกว่าค่า c_v ในห้องปฏิบัติการประมาณ 8-10 เท่า สามารถคำนวณหาอัตราการทรุดตัวได้ดังแสดงในตารางที่ 4-21 และรูปที่ 4-29 ได้ค่าอัตราการทรุดตัวที่ 90 % เท่ากับ 4161.8 วัน



ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย