

บทที่ 4

ผลการทดสอบและวิเคราะห์

4.1 อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Rate of Lateral Movement)

อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวเนื่องจากน้ำหนักคันดิน จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดที่เกิดที่ขอบของฐานคันดิน (toe of embankment) เทียบกับเวลา (dY_m/dt) หลังจากถมคันทาง ตัวอย่างการคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ กม.27+408 แสดงในรูปที่ 4.1 และอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างในแต่ละตำแหน่งทดสอบแสดงในตารางที่ 4.1

เมื่อนำค่าอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างมาพิจารณาเปรียบเทียบกับหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) ที่เกิดขึ้นใต้กึ่งกลางของคันทาง โดยพิจารณาหน่วยแรงเฉือนในรูปของอัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน ($6v - 6h/2$) ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u) ดังแสดงรายละเอียดการคำนวณในภาคผนวก ง. จะได้ความสัมพันธ์ แสดงในรูปที่ 4.2 โดย f_{max} คือ อัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดินต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (maximum final shear stress ratio)

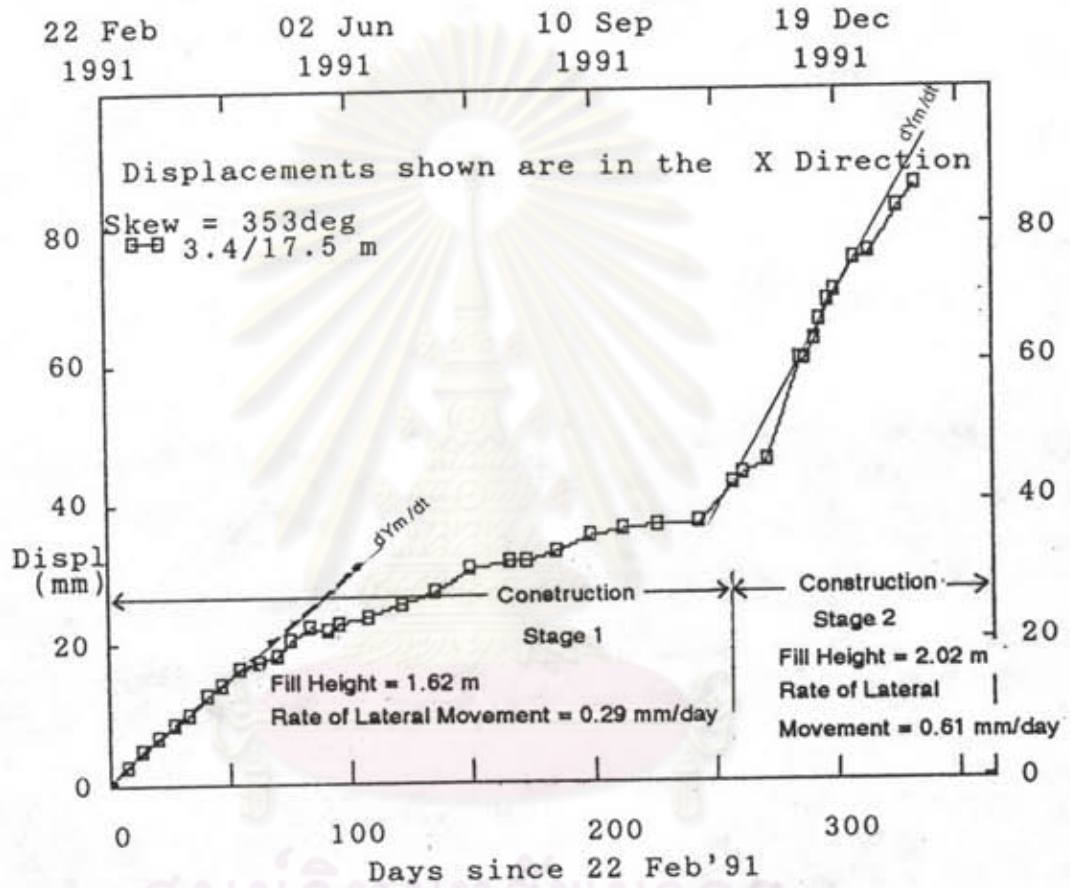
จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.2 เมื่อ f_{max} มีค่าน้อยกว่า 1.0 อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด ที่ขอบของฐานคันทางจะมีค่าต่ำในช่วง 0-0.1 มม. ต่อวัน แต่เมื่อ f_{max} มีค่ามากกว่า 1.0 ซึ่งหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดินมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน จะเกิดการวิบัติเฉพาะจุด (local yield) ในมวลดินใต้คันทางอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างในสภาวะนี้ มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว

ผลจากการวิเคราะห์ Regression โดยใช้วิธี least square จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างกับ f_{max} เมื่อ f_{max} มีค่าระหว่าง 0.5-1.8 ในรูปฟังก์ชัน exponential ดังนี้

$$dY_m/dt = 0.007e^{2.807(f_{max})} \dots\dots\dots (4.1)$$

โดยมีค่า r square เท่ากับ 0.81

PTT, STA 27+408 (SI 1)



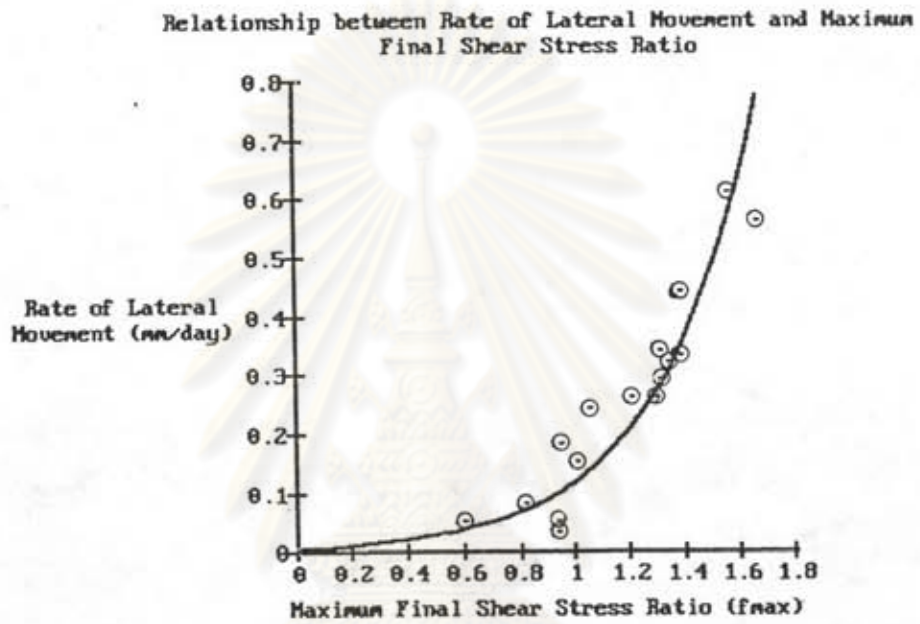
รูปที่ 4.1 การคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Rate of Lateral Movement)

ตารางที่ 4.1 แสดงอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้างในแต่ละตำแหน่งทดสอบ

Station	Maximum Final Shear Stress Ratio (fmax)		Rate of Lateral Movement after Embankment Loading	
	1st Stage	2nd Stage	1st Stage (mm./day)	2nd Stage (mm./day)
15+670	NI	1.26	NI	0.11
24+390	NI	1.47	NI	0.21
26+815	NI	1.01	NI	0.15
27+408	1.31	1.56	0.29	0.61
27+650	1.30	1.58	0.26	0.23
27+920	0.95	1.10	0.18	0.32
28+020	0.94	NA	0.05	NA
28+160	0.82	NA	0.08	NA
28+350	0.53	NA	0.03	NA
29+340	1.39	1.64	0.33	0.35
29+550	1.31	NA	0.34	NA
30+121	1.39	NA	0.44	NA
30+270	1.34	1.67	0.32	0.56
30+600	1.06	1.21	0.24	0.26
31+280	0.60	NA	0.05	NA
33+370	0.94	NA	0.03	NA
34+501	NA	1.56	NA	0.34

Remark : NI - Not Installed (slope indicators installed after 1st stage construction)

NA - Not Analysed (some locations still in 1st stage waiting period or not finish in 2nd stage construction)



รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเคลื่อนตัวด้านข้าง กับอัตราส่วนสูงสุดของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (f_{max})

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2 การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว (R_{hv})

การเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว จะพิจารณาในรูปของอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (Y_m) ที่เกิดที่ขอบของฐานคันทาง ต่อการทรุดตัวสูงสุด (S_m) ซึ่งโดยทั่วไปแล้ว การทรุดตัวสูงสุดจะเกิดที่กึ่งกลางคันทางและได้กำหนดให้ $R_{hv} = dY_m/dS_m$ เพื่อให้ง่ายต่อการอธิบาย ตัวอย่างการคำนวณหาค่า R_{hv} ที่ กม.27+408 แสดงในรูปที่ 4.3 ส่วน R_{hv} ที่ตำแหน่งต่าง ๆ แสดงค่าไว้ในตารางที่ 4.2 งานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์หาค่า R_{hv} เปรียบเทียบกับเงื่อนไขต่าง ๆ ดังนี้

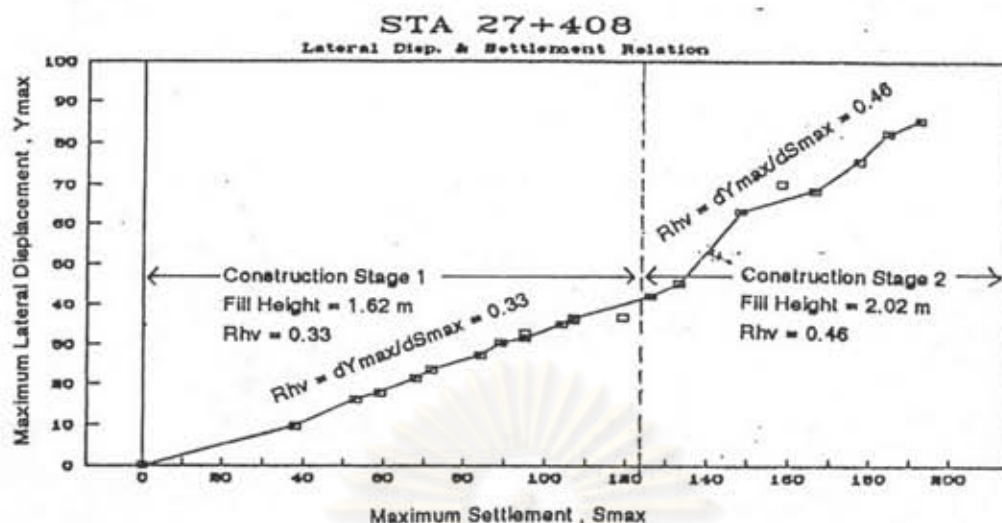
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า R_{hv} กับ f_{max}

รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า R_{hv} ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม กับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นใต้กึ่งกลางของคันทาง ซึ่งพิจารณาในรูปอัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรน (f_{max}) โดยสามารถอธิบายความสัมพันธ์ได้ดังนี้คือ เมื่ออัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดินใต้กึ่งกลางคันทางต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (f_{max}) มีค่าน้อย ค่า R_{hv} จะมีค่าน้อยและเมื่ออัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดินต่อกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรน (f_{max}) มีค่าเพิ่มขึ้น R_{hv} จะมีค่าเพิ่มขึ้น

ผลการวิเคราะห์ Regression โดยใช้วิธี least square จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่า R_{hv} กับ f_{max} เมื่อ f_{max} มีค่าระหว่าง 0.5-1.8 ในรูปฟังก์ชัน exponential ดังนี้

$$R_{hv} = dY_m/dS_m = 0.068e^{1.230 (f_{max})} \dots (4.2)$$

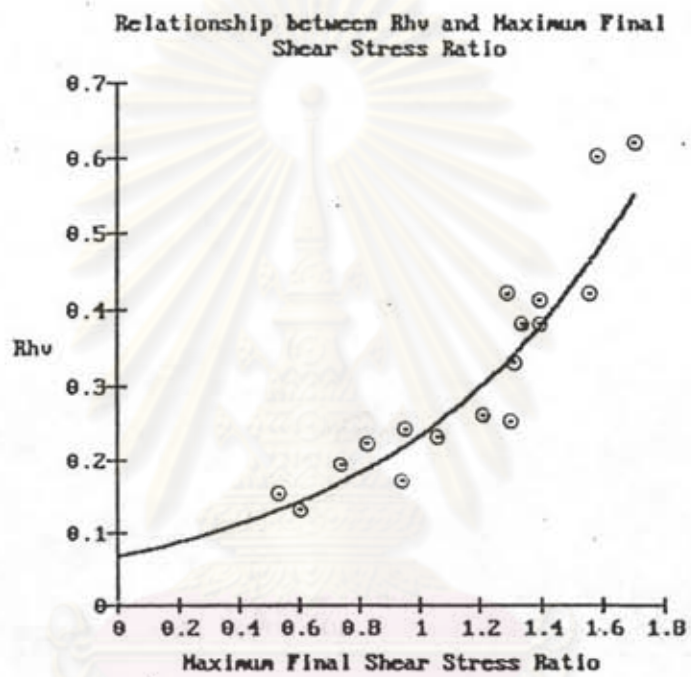
โดยมีค่า r square เท่ากับ 0.90



รูปที่ 4.3 การคำนวณอัตราส่วนการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด กับ การทรุดตัวสูงสุด (R_{hv})

ตารางที่ 4.2 แสดงค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว (R_{hv}) และ อัตราส่วนสูงสุดของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ได้กึ่งกลางคันดินต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (f_{max})

Construction Stage No.	Station	Maximum Final Shear Stress Ratio (f_{max})	R_{hv}
1	27+408	1.31	0.33
	27+650	1.30	0.25
	27+920	0.95	0.24
	28+020	0.94	0.17
	28+160	0.82	0.22
	28+350	0.53	0.15
	29+340	1.39	0.41
	29+550	1.31	0.34
	30+121	1.39	0.38
	30+270	1.34	0.38
	30+600	1.06	0.23
	31+280	0.60	0.13
	34+501	1.46	0.33
2	15+670	1.56	0.32
	24+390	0.74	0.19
	26+815	0.67	0.26
	27+408	1.56	0.46
	27+650	1.58	0.60
	27+920	1.10	0.66
	29+340	1.70	0.62
	30+270	1.67	0.45
	30+600	1.21	0.26
	34+501	1.56	0.42



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับ อัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น
ในมวลดินต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (f_{max})

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Rhv กับความสูงของคันทาง

ความสูงของคันทาง ได้พิจารณาจากค่าความแตกต่างระหว่างระดับหลังคันทาง berm (ΔH) ดังแสดงในรูปที่ 4.5 โดยในแต่ละตำแหน่งทดสอบมีค่า ΔH แปรเปลี่ยนไป ระหว่าง 0-1.3 เมตรดังแสดงในตารางที่ 4.3 เมื่อนำมาสร้างความสัมพันธ์กับ Rhv จะ ได้ความสัมพันธ์ แสดงในรูปที่ 4.6

จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 4.6 แสดงให้เห็นว่าเมื่อค่า ΔH มีค่ามากขึ้นค่า Rhv จะมีค่ามากขึ้นและจากการวิเคราะห์ Regression โดยใช้วิธี least square จะ ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง Rhv กับ ΔH เมื่อ ΔH มีค่าระหว่าง 0-1.3 เมตร ในรูปฟังก์ชัน exponential ดังนี้

$$Rhv = dYm/dSm = 0.107e^{1.417 (\Delta H)} \dots (4.3)$$

โดยมีค่า r square เท่ากับ 0.62 ซึ่งจะเห็นว่าข้อมูลกระจายมาก

4.2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง Rhv กับเสถียรภาพความลาดชันของคันทาง

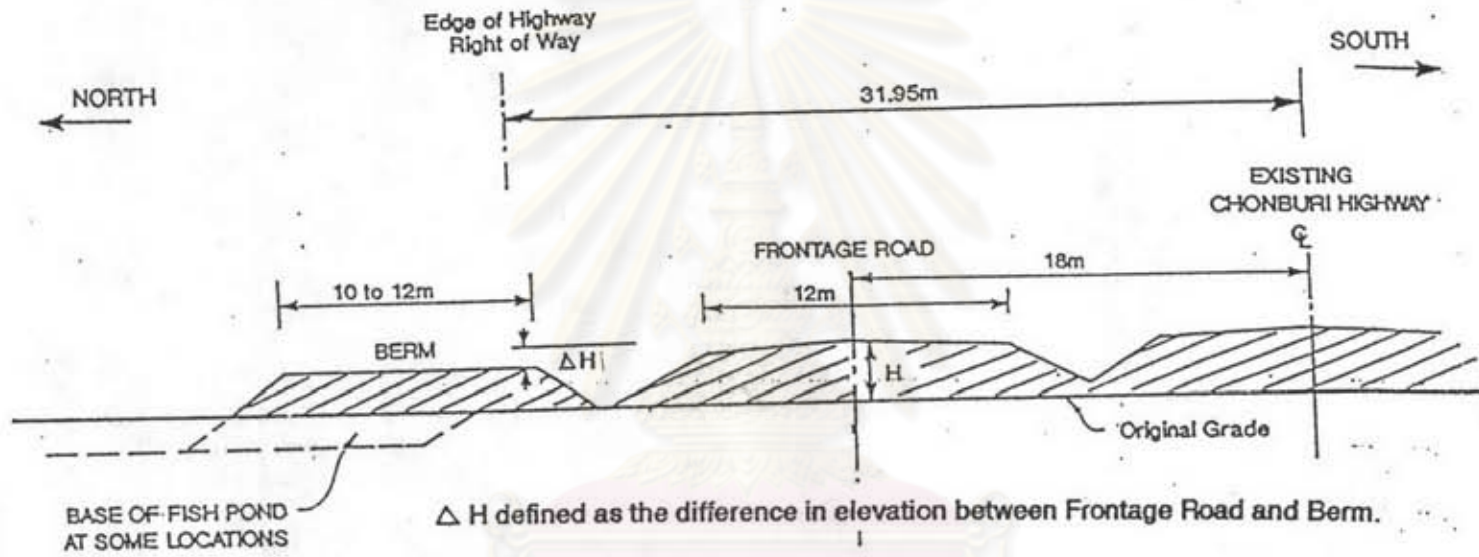
4.2.3.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

พารามิเตอร์ที่ใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางจะแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ส่วนที่เป็นทรายถมคันทาง และ ส่วนที่เป็นดินอ่อนใต้คันทาง

พารามิเตอร์ของทรายถมคันทาง ได้แก่ความหนาแน่น และค่ามุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Friction) จากรายงานของ Eide และ Holmberg (1972) และรายงานการออกแบบของกรมทางหลวง กล่าวว่า ความหนาแน่นเฉลี่ยของทรายถมคันทางเท่ากับ 2.1 ตันต่อ ม.³ และ มุมเสียดทานภายในเท่ากับ 35

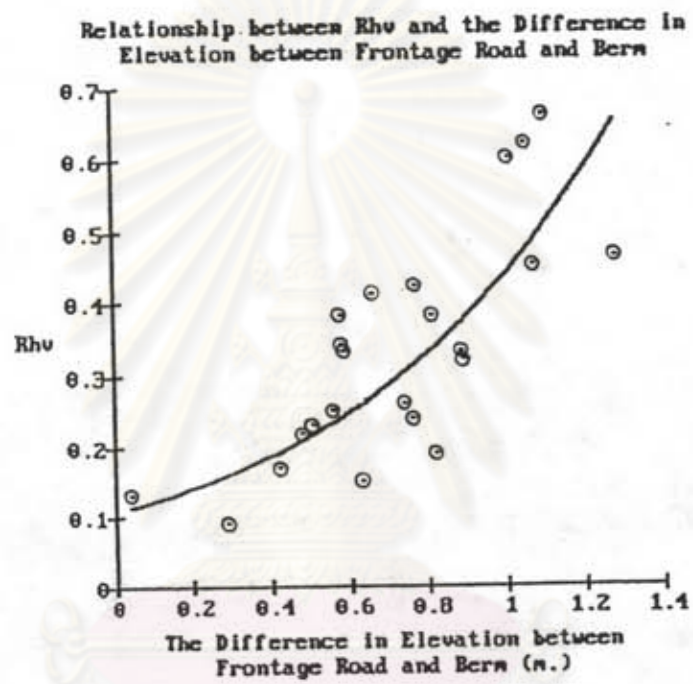
ตารางที่ 4.3 แสดงค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว (R_{hv}) และ ค่าความแตกต่างระหว่างระดับคันทาง กับ berm (ΔH)

Construction Stage No.	Station	Fill Height at Frontage Rd. (m.)	The Difference in Elevation between Frontage Rd. & Berm (m.)	R _{hv}
1	27+408	1.62	0.88	0.33
	27+650	1.63	0.56	0.25
	27+920	1.72	0.76	0.24
	28+020	1.64	0.42	0.17
	28+160	1.47	0.48	0.22
	28+350	1.21	0.63	0.15
	29+340	1.62	0.66	0.41
	29+550	1.41	0.58	0.34
	30+121	1.53	0.81	0.38
	30+270	1.49	0.58	0.38
	30+600	1.04	0.51	0.23
	31+280	0.56	0.04	0.13
	33+370	1.36	0.29	0.09
	34+501	2.14	0.59	0.33
2	15+670	2.24	0.89	0.32
	24+390	1.84	0.82	0.19
	26+815	1.53	0.64	0.26
	27+408	2.02	1.28	0.46
	27+650	2.08	1.01	0.60
	27+920	2.06	1.10	0.66
	29+340	2.01	1.05	0.62
	30+270	1.98	1.07	0.45
	30+600	1.27	0.74	0.26
	34+501	1.64	0.77	0.42



รูปที่ 4.5 ความแตกต่างระหว่างระดับคันทาง กับ berm (ΔH)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับ ความแตกต่างระหว่างระดับคันทางกับ berm (ΔH)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

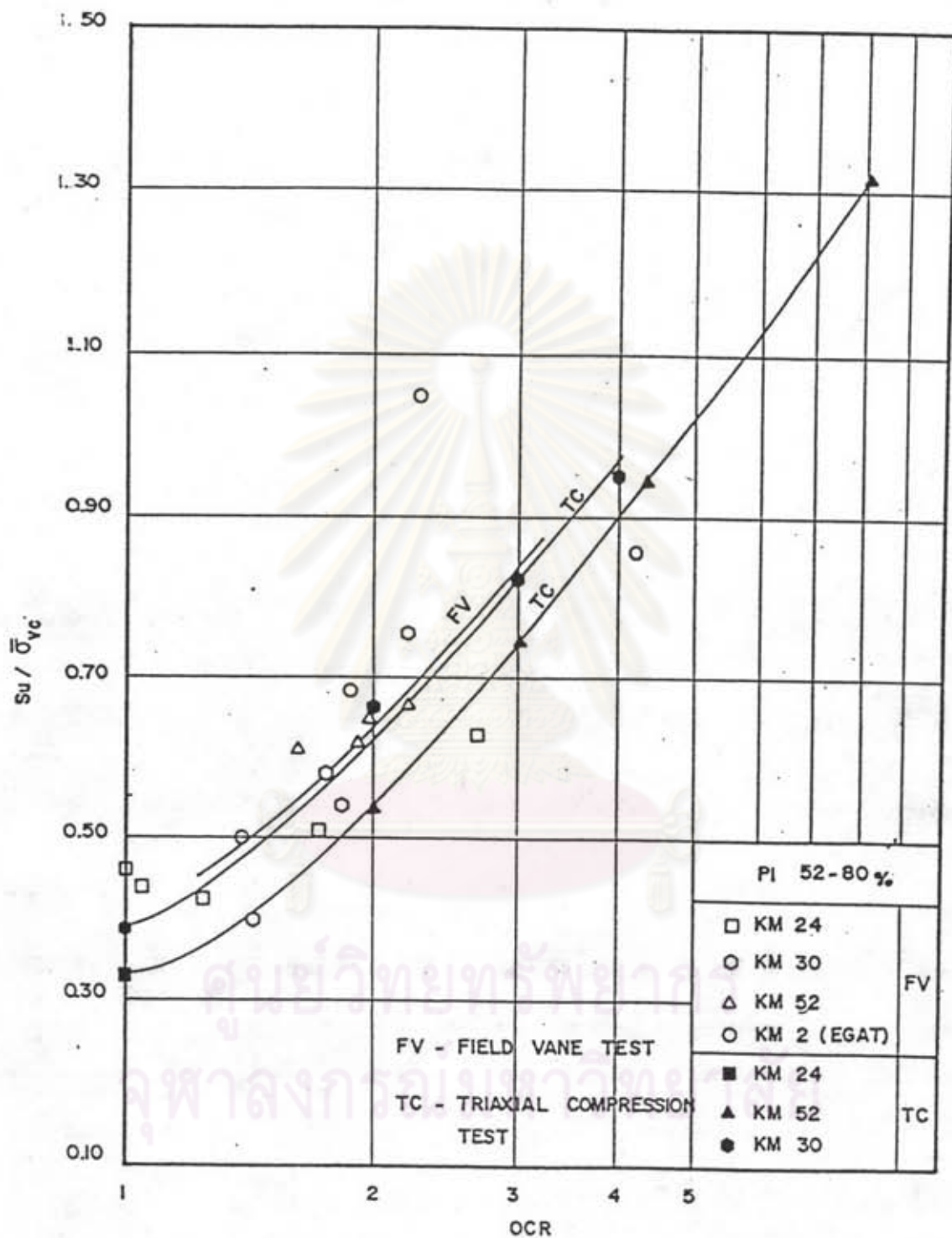
เนื่องจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง ในกรณีของสภาพอันเดรน (มุมเสียดทานภายใน = 0°) จะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำสุด ฉะนั้นค่าคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่นำมาใช้วิเคราะห์จะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้นำค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน จากการทดสอบ field vane ในรายงานของ N.D. Lea et al (1981) ดังแสดงในภาคผนวก ค. ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

พินิจ ธรรมธสิริ เมื่อปี พ.ศ. 2528 กล่าวว่าจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า $S_u/6'vc$ กับค่า OCR ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ซึ่งให้เห็นว่าค่าเฉลี่ยของ S_u จากการทดสอบ field vane (ซึ่งเฉลี่ยจากหลาย ๆ station บนถนนสายบางนา - บางปะกง) มีค่าใกล้เคียงกับค่า S_u จากการทดลอง CKoU-TC และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนจากการทดสอบ UU จะมีค่าต่ำกว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ vane shear ในสนามประมาณ 30% ที่ทุก ๆ ความลึก ดังนั้นค่ากำลังรับแรงเฉือนที่จะใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางจึงใช้ผลของการทดสอบ field vane shear โดยเลือกใช้ค่า Bjerrum's correction factor, $\mu = 0.7$

4.2.3.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางได้เลือกใช้ Bishop Modified Method โดยได้ทำการวิเคราะห์เมื่อเสร็จสิ้นการถมทรายในชั้นตอนที่ 1 และ เสร็จสิ้นการก่อสร้างโครงสร้างถนน (Pavement Structure) ในชั้นตอนที่ 2 ดังรายละเอียดการวิเคราะห์แสดงในภาคผนวก จ. และได้สรุปค่าสัดส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพคันดินไว้ในตารางที่ 4.4 ซึ่งจะเห็นว่าค่าสัดส่วนความปลอดภัยมีค่ามากกว่า 1.0 ทุกตำแหน่งการทดสอบจากการสำรวจในสนามไม่พบการวิบัติของคันดินเกิดขึ้นในตำแหน่งทดสอบ จึงเป็นการยืนยันผลการวิเคราะห์

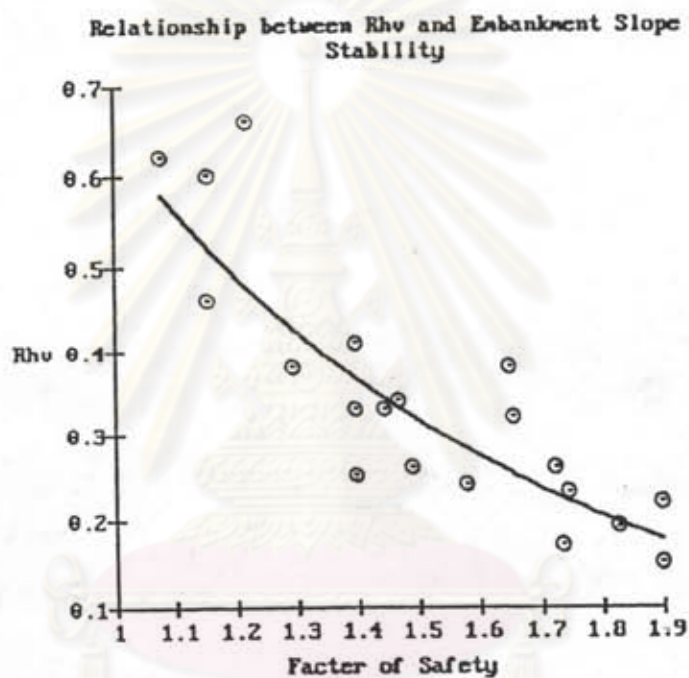
เมื่อนำค่าสัดส่วนความปลอดภัย ที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางจำนวน 17 แห่ง มาพิจารณาเปรียบเทียบกับ R_{hv} จะได้ความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 4.8 โดยสามารถอธิบายความสัมพันธ์ได้ดังนี้คือ ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับเสถียรภาพของคันทางจะเป็นแบบผกผัน โดยเมื่อค่าสัดส่วนความปลอดภัยต่ำ R_{hv} จะมีค่าสูง และในทางกลับกันที่ค่าสัดส่วนความปลอดภัยสูง R_{hv} จะมีค่าต่ำ



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง $S_u / \bar{\sigma}'_{vc}$ กับ OCR

ตารางที่ 4.4 แสดงค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพันธ์กับการทรุดตัว (R_{hv}) และ
เสถียรภาพของคันทาง

Construction Stage No.	Station	Slope Stability (FS.)	R _{hv}
1	27+408	1.394	0.33
	27+650	1.394	0.25
	27+920	1.576	0.24
	28+020	1.733	0.17
	28+160	1.898	0.22
	28+350	1.897	0.15
	29+340	1.393	0.41
	29+550	1.465	0.34
	30+121	1.293	0.38
	30+270	1.646	0.38
	30+600	1.744	0.23
	31+280	3.460	0.13
	33+370	2.832	0.09
	34+501	1.443	0.33
2	15+670	1.653	0.32
	24+390	1.826	0.19
	26+815	1.723	0.26
	27+408	1.156	0.46
	27+650	1.154	0.60
	27+920	1.218	0.66
	29+340	1.080	0.62
	30+270	1.010	0.45
	30+600	1.488	0.26
	34+501	1.299	0.42



รูปที่ 4.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับสัดส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพ
ความลาดชันของคันดิน (F.S.)

จากผลการวิเคราะห์ Regression โดยใช้วิธี least square จะได้ความสัมพันธ์ในฟังก์ชัน exponential เมื่อลัดส่วนความปลอดภัยมีค่าระหว่าง 1.1-1.9 ดังนี้

$$R_{hv} = dY_m/dS_m = 2.768e^{-1.446 (FS)} \dots (4.4)$$

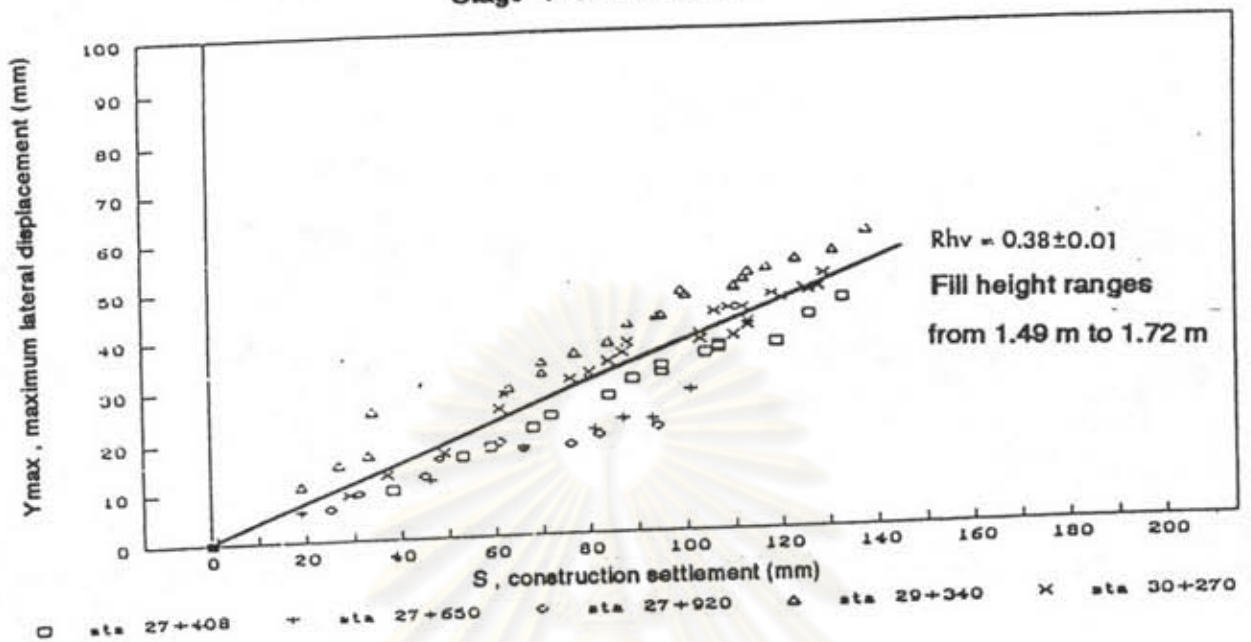
โดย FS คือลัดส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางด้วย Bishop Modified Method และมีค่า r square เท่ากับ 0.76

จากผลการวิเคราะห์ Regression ของความสัมพันธ์ R_{hv} กับเงื่อนไขต่าง ๆ ที่ได้กล่าวมาข้างต้นพบว่า R_{hv} มีความสัมพันธ์ที่ดีกับค่าอัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นใต้กึ่งกลางคันดินต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (fmax) และค่าลัดส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของคันทางโดย Bishop Modified Method

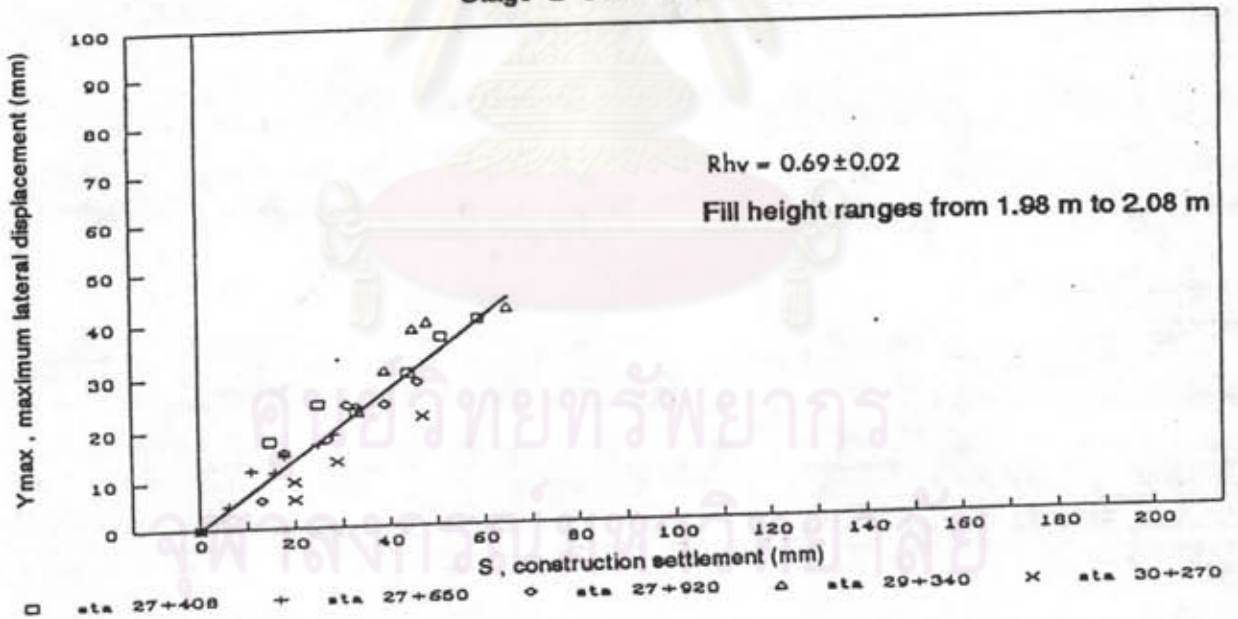
4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับขั้นตอนการก่อสร้าง

ตามที่กรมทางหลวงได้ทำการก่อสร้างแยกออกเป็น 2 ขั้นตอน โดยขั้นตอนแรกทำการถมทราย และปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลา 5 เดือน จากนั้นในขั้นตอนที่ 2 จะทำการก่อสร้างโครงสร้างถนน (Pavement Structure) ผลจากการรวบรวมข้อมูลในสนามดังแสดงในรูปที่ 4.9 ชี้ให้เห็นว่า R_{hv} ในขั้นตอนที่ 2 จะมีค่ามากกว่า R_{hv} ในขั้นตอนที่ 1 โดย R_{hv} ในขั้นตอนก่อสร้างที่ 1 ที่ความสูงคันทาง 1.49-1.79 เมตร มีค่าเท่ากับ 0.38 ± 0.01 และ R_{hv} ในขั้นตอนก่อสร้างที่ 2 ที่ความสูงคันทาง 1.98-2.08 เมตร มีค่าเท่ากับ 0.69 ± 0.02 ทั้งนี้เป็นผลเนื่องมาจากหน่วยแรงเฉือนใต้คันดินที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการถมโครงสร้างถนน ในขั้นตอนก่อสร้างที่ 2

Stage 1 Construction



Stage 2 Construction



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับ ขั้นตอนการก่อสร้าง

4.4 การเปรียบเทียบ Rhv ที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับผลการคาดคะเนโดยใช้วิธี empirical ของ Tavenas (1979)

Tavenas (1979) ได้สรุปพฤติกรรมของคันดินที่มีความลาดชัน 1.6 ถึง 2.5 ในแนวราบต่อ 1 ในแนวตั้ง มีค่า Rhv ตามลำดับดังนี้

- 1) เมื่อเริ่มถมคันดิน (initial stage of construction)

$$Rhv = 0.18+0.09$$

- 2) เมื่อเสร็จสิ้นการถมคันดิน (final stage of construction)

$$Rhv = 0.91+0.2$$

- 3) หลังการก่อสร้าง (post of construction)

$$Rhv = 0.16+0.02$$

เนื่องจากข้อจำกัดเรื่องเวลาที่ทำการศึกษาเก็บรวบรวมข้อมูลได้เพียง 16 เดือน ทำให้การเปรียบเทียบค่า Rhv ที่วัดได้จริงในสนามกับการคาดคะเนโดยใช้วิธี empirical ของ Tavenas (1979) ในงานวิจัยนี้ ทำการเปรียบเทียบได้เพียง 2 กรณี คือ เมื่อเริ่มถมคันดิน (initial stage of construction) และเมื่อเสร็จสิ้นการถมคันดิน (final stage of construction) ส่วนเมื่อหลังการก่อสร้าง (post construction) Tavenas (1979) ได้เก็บรวบรวมข้อมูลในสนามใช้เวลามากกว่า 6 ปีหลังการก่อสร้างคันดินมาสรุปเป็นวิธี empirical ดังนั้นการศึกษาในกรณีนี้ควรทำในอนาคต และเก็บข้อมูลให้สอดคล้องกับระยะเวลาที่ Tavenas (1979) ทำไว้ ค่า Rhv ที่วัดได้จริงในสนามเปรียบเทียบกับผลการคาดคะเนโดยใช้วิธี empirical ที่เสนอโดย Tavenas (1979) มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

4.4.1 เมื่อเริ่มถมคันดิน (Initial Stage of Construction)

ผลกระทบจากการก่อสร้างถนนของกรมทางหลวง โดยทำการถมชั้นทรายอย่างรวดเร็ว (ถมสูง 1 เมตร ภายใน 1 วัน) และมีความสูงในการถมค่อนข้างสูง ทำให้

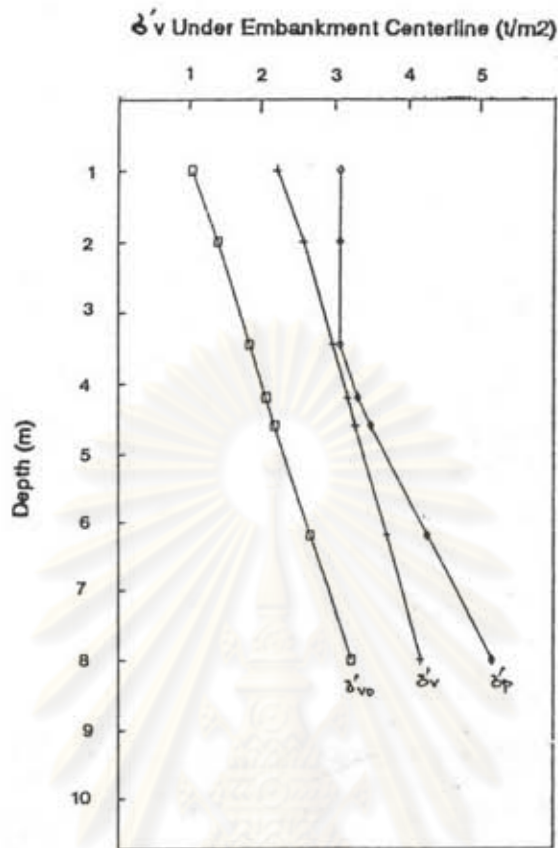
การเก็บข้อมูลการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินถมได้ค้นทางกับการทรุดตัวซึ่งจะนำไปวิเคราะห์หาค่า R_{hv} เมื่อเริ่มทำการก่อสร้างไม่ประสบความสำเร็จที่ตำแหน่งทดสอบโดยส่วนใหญ่ อย่างไรก็ตามที่แห่งทดสอบ กม.31+280 ซึ่งมีความสูงทรายถมเพียง 0.58 เมตร หน่วยแรงประสิทธิผล ($6'v$) ที่เกิดขึ้นได้ค้นดินจะสอดคล้องกับที่ Tavenas (1979) กำหนดไว้สำหรับเมื่อเริ่มถมคันดิน (initial stage of construction) โดยดินยังเป็น overconsolidated clay ภายหลังการถมดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ค่า R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนามที่ กม. 31+280 มีค่าเท่ากับ 0.13 สอดคล้องกับที่ Tavenas (1979) เสนอไว้ ($R_{hv} = 0.18 \pm 0.09$) โดยมีค่าใกล้กับขอบเขตต่ำสุด (lower bound) ดังแสดงในรูปที่ 4.11 ทั้งนี้เป็นผลเนื่องจากคันดินทดสอบในงานวิจัยนี้มี berm ซึ่งจะลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินอ่อนได้ค้นทาง ในขณะที่คันดินทดสอบของ Tavenas (1979) ไม่มี berm ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างได้อย่างเต็มที่

4.4.2 เมื่อเสร็จสิ้นการถมคันดิน (Final Stage of Construction)

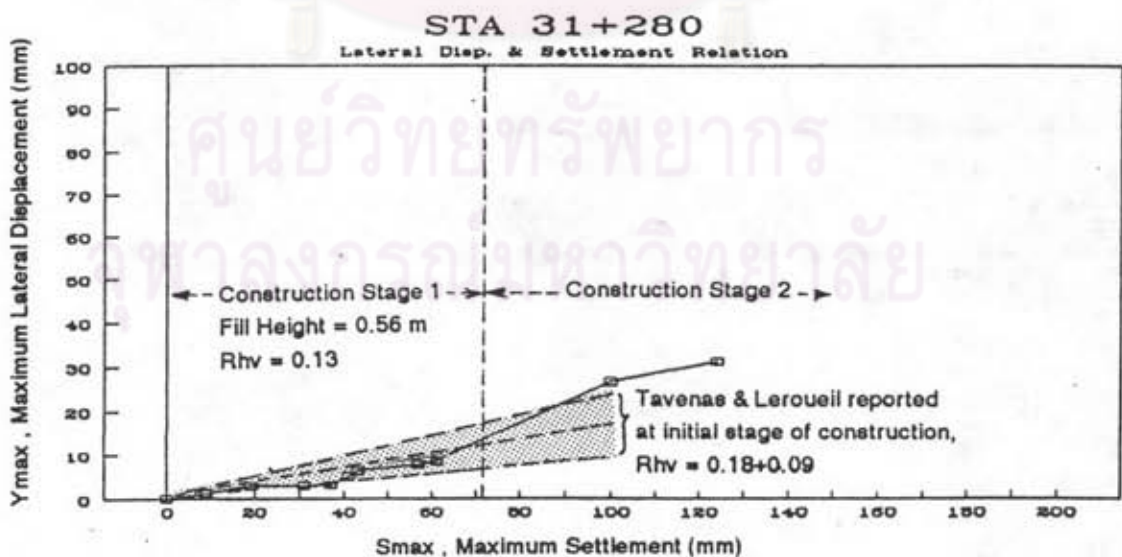
อ้างอิงหัวข้อที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{hv} กับขั้นตอนการก่อสร้าง สรุปว่าค่า R_{hv} มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.38 และ 0.69 เมื่อเสร็จสิ้นการถมทราย (ขั้นตอนที่ 1) และการสร้างโครงสร้างถนน (ขั้นตอนที่ 2) ตามลำดับนำมาเปรียบเทียบกับค่าคาดคะเนโดยใช้วิธี empirical ของ Tavenas (1979) ซึ่งได้เสนอค่า $R_{hv} = 0.91 \pm 0.2$ เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้าง จะเห็นว่า ค่าเฉลี่ย R_{hv} ที่เกิดขึ้นจริงในสนามมีค่าน้อยกว่า R_{hv} จากค่าคาดคะเนโดยวิธี empirical ของ Tavenas (1979) ดังแสดงในรูปที่ 4.12 ทั้งนี้เป็นผลเนื่องมาจาก

ก) ลักษณะของคันดินทดสอบที่แตกต่างกัน โดยในงานวิจัยนี้คันทางจะมี berm ซึ่งจะลดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดิน ในขณะที่คันดินทดสอบของ Tavenas (1979) ไม่มี berm ซึ่งจะทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้าง เกิดขึ้นได้อย่างเต็มที่

ข) ลักษณะความสูงคันดินทดสอบที่แตกต่างกัน โดยในงานวิจัยนี้ มีความสูงคันทางในช่วง 0.5–2.5 เมตร ในขณะที่คันดินทดสอบของ Tavenas (1979) มีความสูงคันดินในช่วง 2.5–6.0 เมตร

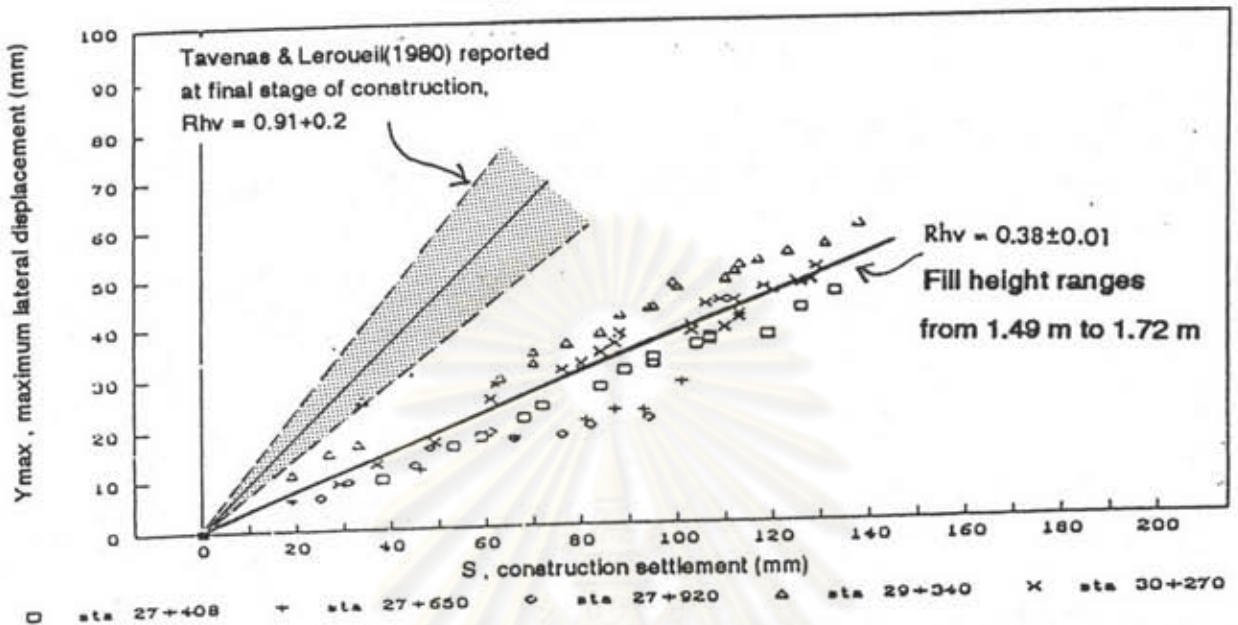


รูปที่ 4.10 หน่วยแรงในแนวตั้ง ที่ กม. 31+280

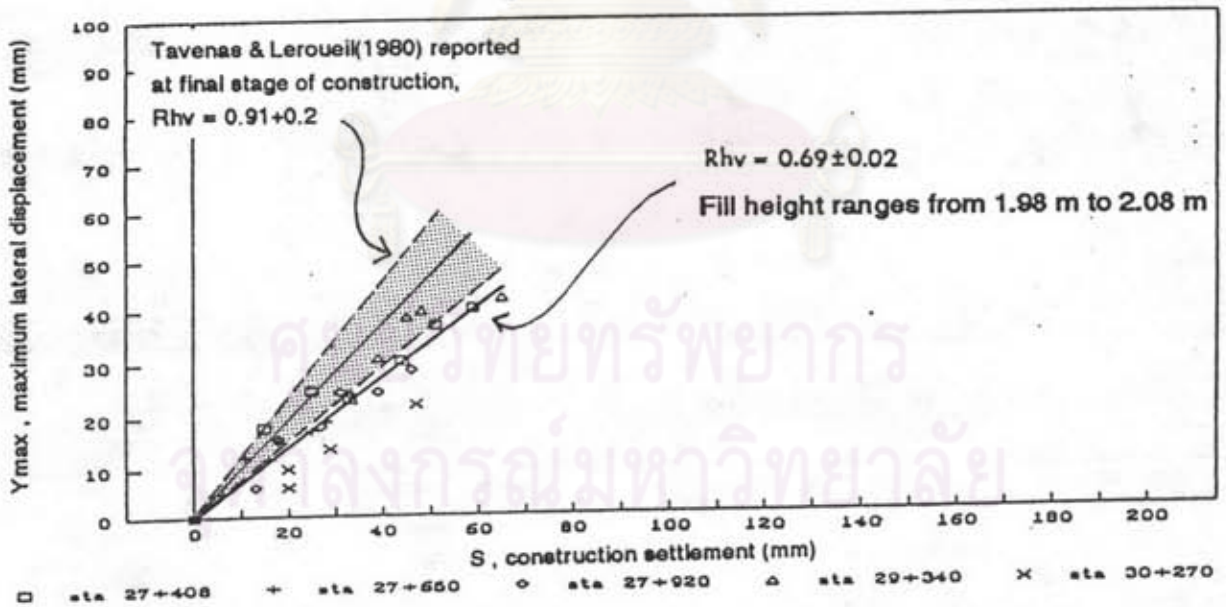


รูปที่ 4.11 การเปรียบเทียบ Rhv ที่ กม. 31+280 กับการคาดคะเนโดยวิธี empirical ที่เสนอโดย Tavenas (1979)

Stage 1 Construction



Stage 2 Construction



รูปที่ 4.12 การเปรียบเทียบ R_{hv} เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน การก่อสร้างกับการคาดคะเนโดยวิธี empirical ที่เสนอโดย Tavenas (1979)

4.5 การเปรียบเทียบ R_{hv} ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม กับผลการคาดคะเนโดยใช้วิธีไฟไนท์เอลิเมนต์

งานวิจัยนี้จะทำการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรมชื่อ HBTFE90 ในการพิจารณาหาค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้น การวิเคราะห์จะใช้โมเดลยืดหยุ่นแบบเส้นตรงชนิดอันเดรน (undrained linear elastic)

4.5.1 พารามิเตอร์ของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์

พารามิเตอร์ของดิน ที่ใช้ในการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์ประกอบด้วยค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E), อัตราส่วนบิวของ (ν) และ ความหนาแน่นของดิน ซึ่งจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนได้แก่ ส่วนที่เป็นทรายถมคันทางและส่วนที่เป็นดินอ่อนใต้คันทาง ดังแสดงในตารางที่ 4.5

1) พารามิเตอร์ของทรายถมคันทาง จากรายงานการออกแบบของกรมทางหลวงจะเลือกใช้ค่า ความหนาแน่นเฉลี่ยของทรายถมคันทางมีค่าเท่ากับ 2.1 ตันต่อ m^3 ค่าอิลาสติคโมดูลัสเท่ากับ 1,100 ตันต่อ m^2 และค่าอัตราส่วนบิวของเท่ากับ 0.3 ในการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์

2) พารามิเตอร์ของดินเหนียวอ่อนใต้คันทาง จากรายงานของ ND. Leael al (1981) ความหนาแน่นของดินเหนียวอ่อนมีค่าเท่ากับ 1.33-1.39 ตันต่อ m^3 โดยมีค่าเพิ่มขึ้นตามความลึก ส่วนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรน Parnploy (1985) ได้ทำการทดสอบแบบ stress path (CKoU-TC) ในห้องปฏิบัติการโดยใช้ตัวอย่างดินที่ กม. 2+899 ถนนสายบางนา - บางปะกง ได้ผลสรุปว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นแบบอันเดรนสามารถหาได้จากค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินแบบอันเดรน ในรูปของ $E_u = \alpha S_u$ โดยในชั้นหน้าดิน (weathered clay) ค่า α มีค่าเท่ากับ 253 และในชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ค่า α มีค่าเท่ากับ 131

ตารางที่ 4.5 พารามิเตอร์ในการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์

Parameters	Embankment Parameters	Clay Foundation Parameters	Remark
Unit Weight KN/m ³	20.1	13.0-13.5 (increased with depth)	
Undrained Modulus (E _u) KN/m ²	11000	253*Su (For Weathered Clay Layer) 131*Su (For Soft Clay Layer)	Undrained Shear Strength(Su) from Appendix C
Poisson's Ratio (ν)	0.3	0.5	

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

4.5.2 การเลือกใช้ระบบการแบ่งหน้าดินเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ และ เงื่อนไซขอบเขต (Boundary Condition)

การแบ่งดินเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ ได้จากการนำรูปร่างคันทางจริงในสนามมาทำการแบ่งเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ ดังแสดงในภาคผนวก จ. โดยมีเงื่อนไซขอบเขต (Boundary Condition) ดังนี้คือในชั้นดินเหนียวแข็ง (stiff clay) จะสมมุติว่าดินไม่มีการเคลื่อนตัว (fixed) เนื่องจากปริมาณการเคลื่อนตัวของดินในชั้นดินเหนียวแข็งจะมีปริมาณน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับ การเคลื่อนตัวในชั้นดินเหนียวอ่อน การเคลื่อนตัวของดินทางด้านถนนเดิมจะมีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับด้านที่ทำการก่อสร้างถนนใหม่เนื่องจากมีการอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ก่อนทำการก่อสร้างมาเป็นเวลานานดังนั้นจึงสมมุติว่าไม่มีการเคลื่อนตัว (fixed) ส่วนทางด้าน berm จะกำหนดขอบเขตห่างจาก berm เป็นระยะทางประมาณ 2 เท่าของความกว้างของ berm เพื่อให้มีความมั่นใจว่าจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินหรือเคลื่อนตัวน้อยมากที่ตำแหน่งขอบเขตดังกล่าว แต่ที่อนุญาตยอมให้เคลื่อนในแนวตั้งได้เพื่อพิจารณา heave ที่อาจเกิดขึ้น

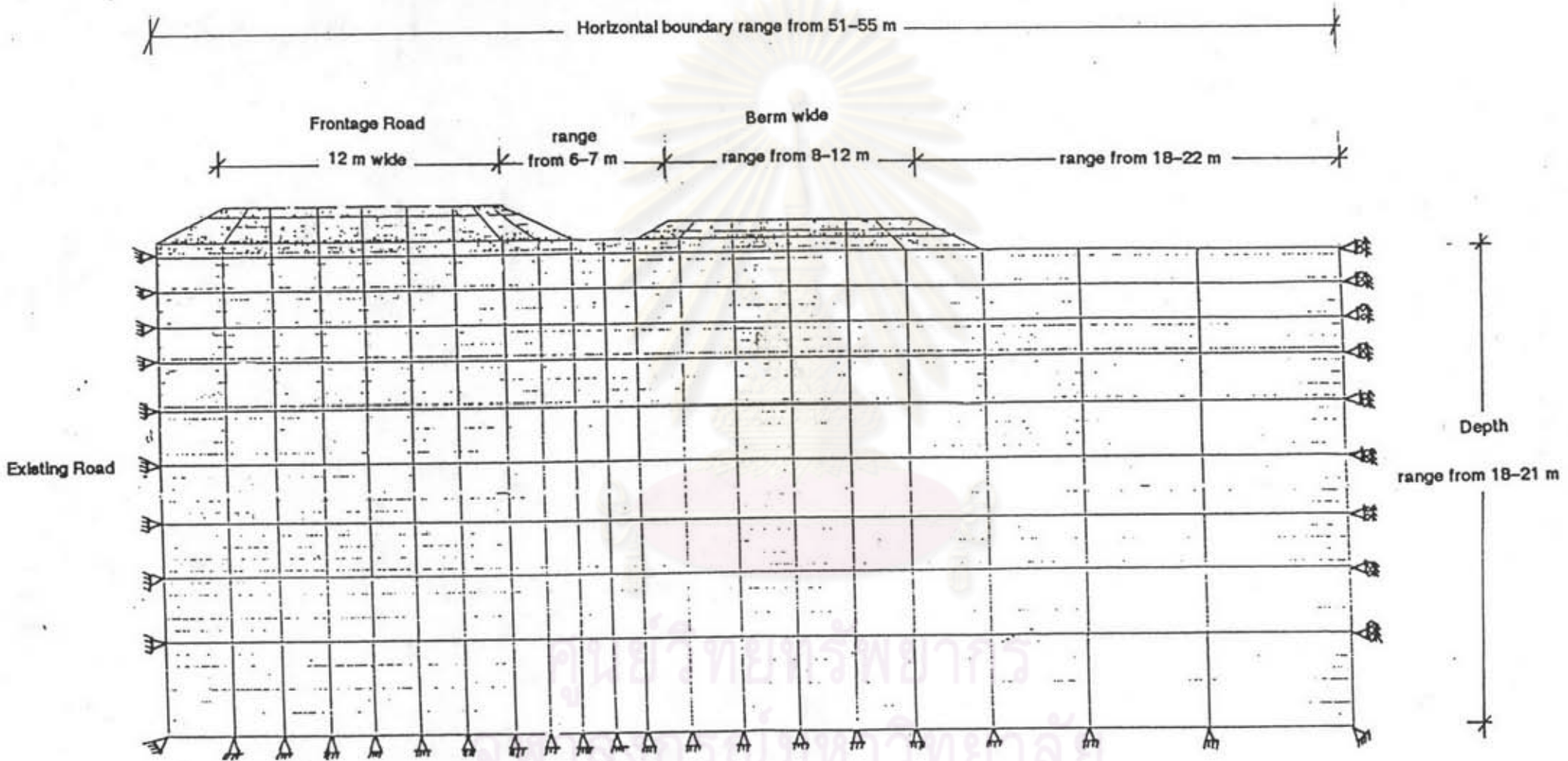
ขอบเขตที่ทำการวิเคราะห์ในแนวราบ มีความยาวในช่วง 51-55 เมตร ส่วนขอบเขตในแนวตั้ง จะมีความลึกในช่วง 18-21 เมตร จนถึงชั้นดินเหนียวแข็ง โดยจะแบ่งออกเป็น 12 ถึง 15 ชั้น ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนใต้คันทาง รูปแบบทั่วไปในการแบ่งหน้าดินเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ และ เงื่อนไซขอบเขต (Boundary Condition) ในงานวิจัยนี้ แสดงในรูปที่ 4.13

4.5.3 Flow Chart ของไฟไนท์เอลลิเมนต์

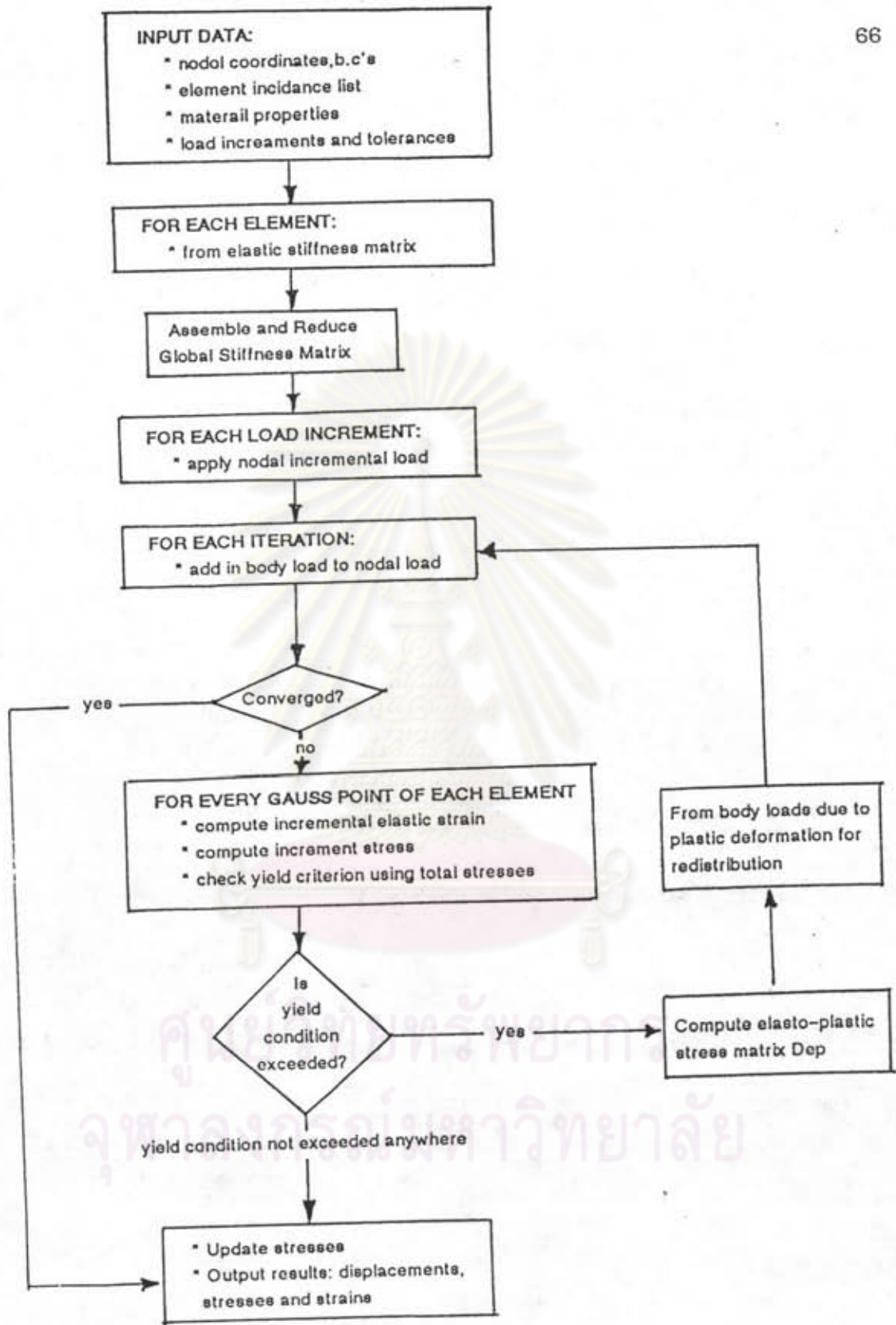
Flow Chart การวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์ของโปรแกรม BHIFE90 ที่ใช้งานวิจัยนี้ แสดงในรูปที่ 4.14

4.5.4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์

ผลสรุปการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์ในการคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้าง และการทรุดตัวใต้คันทางก่อสร้าง แสดงในตารางที่ 4.6 เมื่อนำค่า R_{hv} จากการคาดคะเน



รูปที่ 4.13 ลักษณะทั่วไปในการแบ่งหน้าดินเป็นไฟไนท์เอลลิเมนต์ และเงื่อนไขขอบเขต



รูปที่ 4.14 Flow Chart การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ของโปรแกรม HBTFE90

ตารางที่ 4.6 ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์

Station	Construction Stage No.	Results of Finite Element Analysis		
		Ymax (cm.)	Smax (cm.)	Rhv = Ymax/Smax
27+408	1	5.05	12.80	0.39
27+650		4.22	12.06	0.35
27+920		5.18	11.96	0.43
28+020		4.90	11.74	0.42
28+160		4.37	11.05	0.40
28+350		4.65	11.29	0.41
29+340		5.74	14.07	0.41
29+550		6.94	15.75	0.37
30+121		5.74	14.07	0.41
30+270		4.60	12.60	0.37
30+600		2.96	10.84	0.27
31+280		2.55	8.77	0.29
33+370		1.81	7.65	0.24
34+501		3.10	9.09	0.34
15+670	2	4.61	8.50	0.54
24+390		5.55	12.78	0.43
26+815		4.00	11.81	0.34
27+408		6.57	14.70	0.45
27+650		5.70	13.95	0.41
27+920		6.41	13.55	0.47
28+020		6.13	13.31	0.46
29+340		7.28	16.10	0.45
30+270		6.94	15.75	0.44
30+600		3.46	11.60	0.30
34+501		4.07	10.25	0.40

Remark : Ymax - maximum lateral displacements
Smax - maximum settlements

โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์มาเปรียบเทียบกับ R_{hv} ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม สามารถนำผลเปรียบเทียบแบ่งออกได้เป็น 3 กลุ่ม ดังแสดงในรูปที่ 4.15 ดังนี้

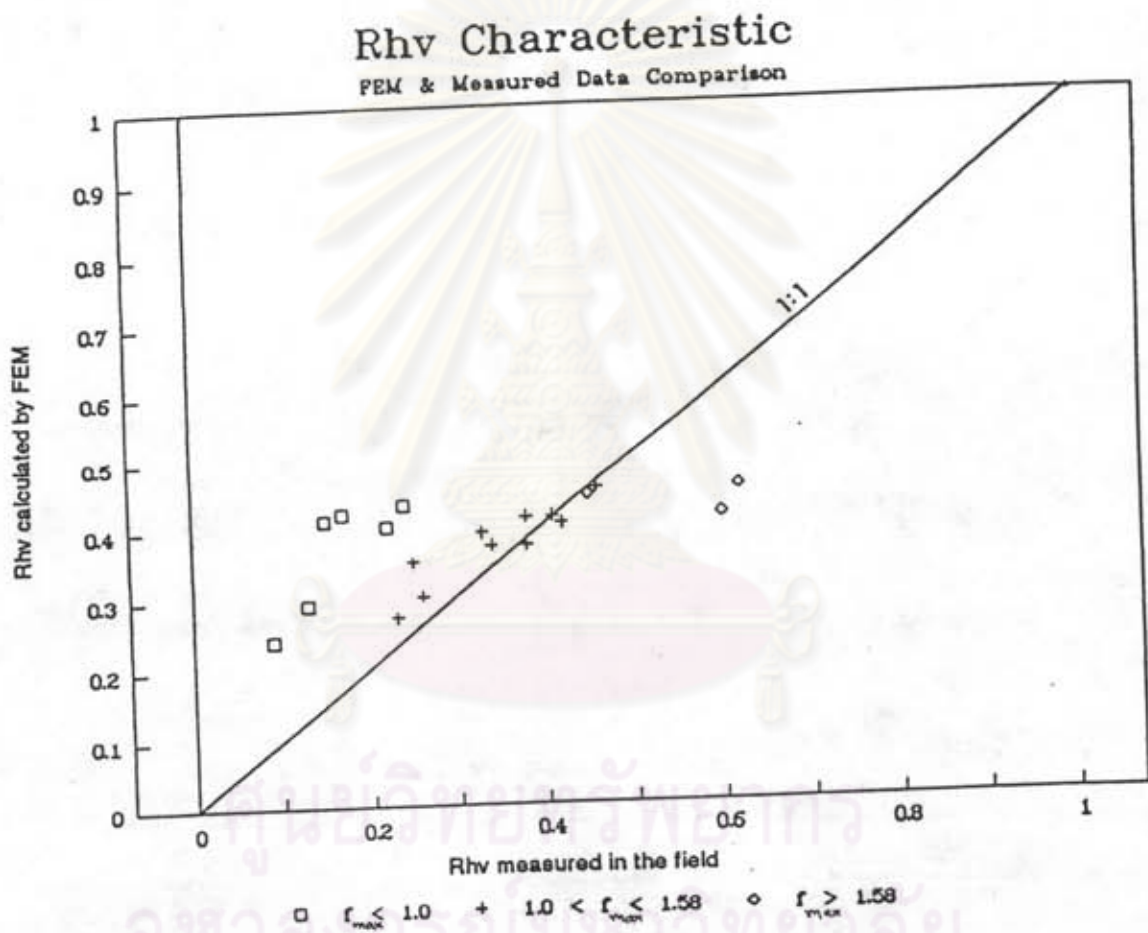
- 1) $f_{max} < 1.0$ R_{hv} จากการคาดคะเนโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์มีค่ามากกว่า R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนาม
- 2) $1.0 < f_{max} < 1.58$ R_{hv} จากการคาดคะเนโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ มีค่าสอดคล้องกับ R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนาม
- 3) $f_{max} > 1.58$ R_{hv} จากการคาดคะเนโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ มีค่าน้อยกว่า R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนาม

โดย f_{max} คือ ค่าอัตราส่วนสูงสุดระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้ค้นทางเนื่องจากน้ำหนักคันดินต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (S_u)

4.5.4.1 เมื่อ f_{max} มีค่าน้อยกว่า 1.0

พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนได้ค้นทางเนื่องจากน้ำหนักคันดินจะสอดคล้องกับ Tavenas (1979) ที่ได้กล่าวสรุปไว้ว่า เมื่อเริ่มทำการถมดินในช่วงแรก พฤติกรรมของดินจะเป็นแบบมีการระบายน้ำบางส่วนในขณะทำการถมคันดิน (partially drain loading) ของ overconsolidated clay ค่าอัตราส่วนบิวชองจะมีค่าน้อยกว่า 0.5 มาก ดังนั้น การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนได้ค้นดินจึงมีปริมาณน้อยกว่าการทรุดตัวมาก

ในขณะทำการวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์ในงานวิจัยนี้ ได้สมมุติพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนได้ค้นดินเป็นแบบอันเดรน โดยใช้อัตราส่วนบิวชองมีค่าเท่ากับ 0.5 ดังนั้นค่า R_{hv} ที่คาดคะเนโดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์จึงมีค่าน้อยกว่า R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนาม



รูปที่ 4.15 การเปรียบเทียบ Rhv ที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับการคาดคะเนโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

4.5.4.2 เมื่อ f_{max} มีค่าระหว่าง 1.0 ถึง 1.58

พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนใต้คันดินเนื่องจากน้ำหนักคันดิน จะสอดคล้องกับ Tavenas (1979) ที่ได้กล่าวสรุปไว้ว่า เมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้าง (final stage of construction) พฤติกรรมของดินเหนียวใต้คันดินจะสอดคล้องกับการไหลแบบพลาสติก (plastic flow) ของ normally consolidated clay ในสภาพไม่ระบายน้ำซึ่งการเสียรูปจะมีปริมาณมากกว่า เมื่อเริ่มทำการถมดินมาก ค่าอัตราส่วนบัวของ มีค่าประมาณ 0.5 ดังนั้น การเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนใต้คันดิน จึงมีปริมาณใกล้เคียงกับการทรุดตัว

ในขณะที่การวิเคราะห์ไฟไนท์เอลลิเมนต์ ในงานวิจัยนี้ สมมุติพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนใต้คันทางเป็นแบบอันเดรน โดยใช้อัตราส่วนบัวของมีค่าเท่ากับ 0.5 ดังนั้น R_{hv} ที่คาดคะเนโดยไฟไนท์เอลลิเมนต์ จึงสอดคล้องกับ R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนาม

4.5.4.3 เมื่อ f_{max} มีค่ามากกว่า 1.58

พฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนใต้คันทางเนื่องจากน้ำหนักคันดินน่าจะคล้ายกับกลุ่มที่ 2 ($1.0 < f_{max} < 1.58$) การที่ R_{hv} ที่วัดได้จริงในสนามมีค่ามากกว่าผลการคาดคะเนโดยใช้ไฟไนท์เอลลิเมนต์ น่าจะเป็นผลมาจากความผิดพลาดในการเก็บข้อมูลในสนาม ซึ่งข้อมูลในกลุ่มนี้มีเพียง 3 จุด โดย 1 จุดในนั้นสอดคล้องกับกลุ่มที่ 2

จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าว พอสรุปได้ว่า การคาดคะเน R_{hv} โดยใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ จะให้ผลดี เมื่อ f_{max} มีค่ามากกว่า 1.0

4.6 ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึก

ในงานวิจัยนี้จะทำการเปรียบเทียบลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับผลการศึกษาในอดีตของ Tavenas (1979) และการคาดคะเนโดยใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ ดังนี้

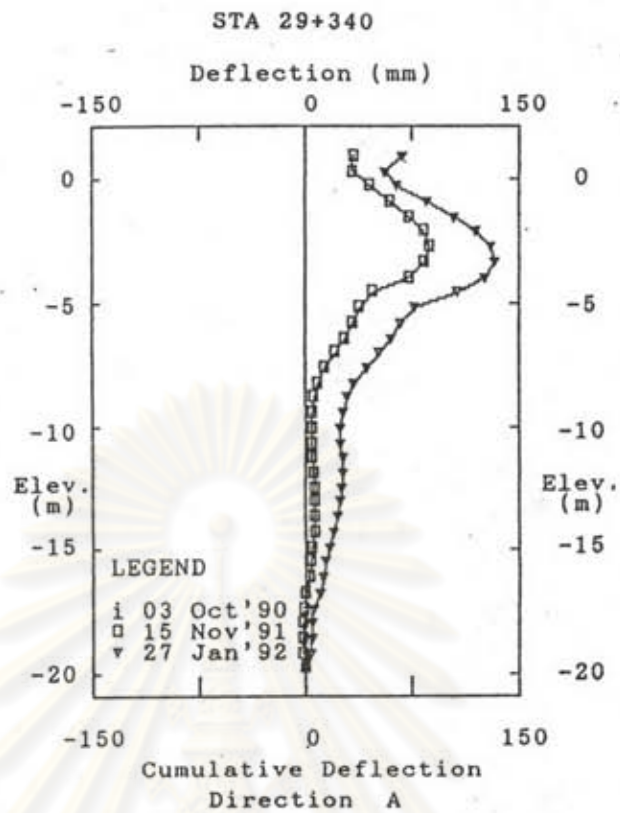
4.6.1 การเปรียบเทียบลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับผลการศึกษาในอดีตของ Tavenas (1979)

ลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างของดินเหนียวอ่อนที่ขอบของฐานคันดินเทียบกับความลึกที่สำรวจได้ในแต่ละตำแหน่งทดสอบ ดังแสดงในภาคผนวก ข. รูปร่างของการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกโดยส่วนใหญ่ จะมีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 4.16 ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาในอดีตของ Tavenas (1979) ที่คันดินทดสอบ Saint Alban B ดังแสดงในรูปที่ 4.17

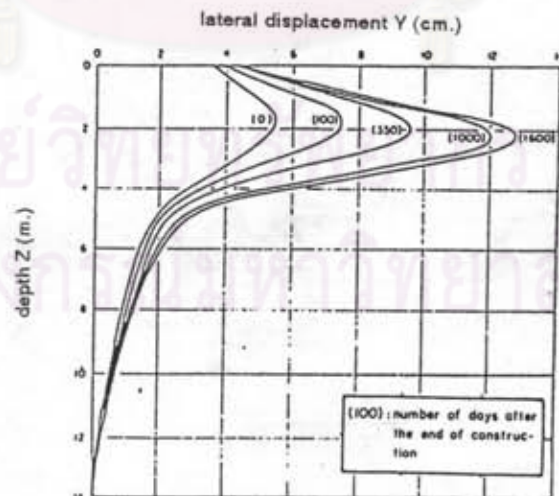
4.6.2 การเปรียบเทียบลักษณะการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกที่เกิดขึ้นจริงในสนามกับผลการคาดคะเนโดยใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์

ลักษณะทั่วไปในงานวิจัยนี้ของการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึก เปรียบเทียบกับการคาดคะเนโดยใช้ไฟไนท์เอลลิเมนต์ แสดงในรูปที่ 4.18 ซึ่งจะเห็นว่า การคาดคะเนรูปร่างการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึก โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ ให้ผลไม่แม่นยำเมื่อเทียบกับรูปร่างการเคลื่อนตัวด้านข้างที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.16 ลักษณะทั่วไปของการเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึก

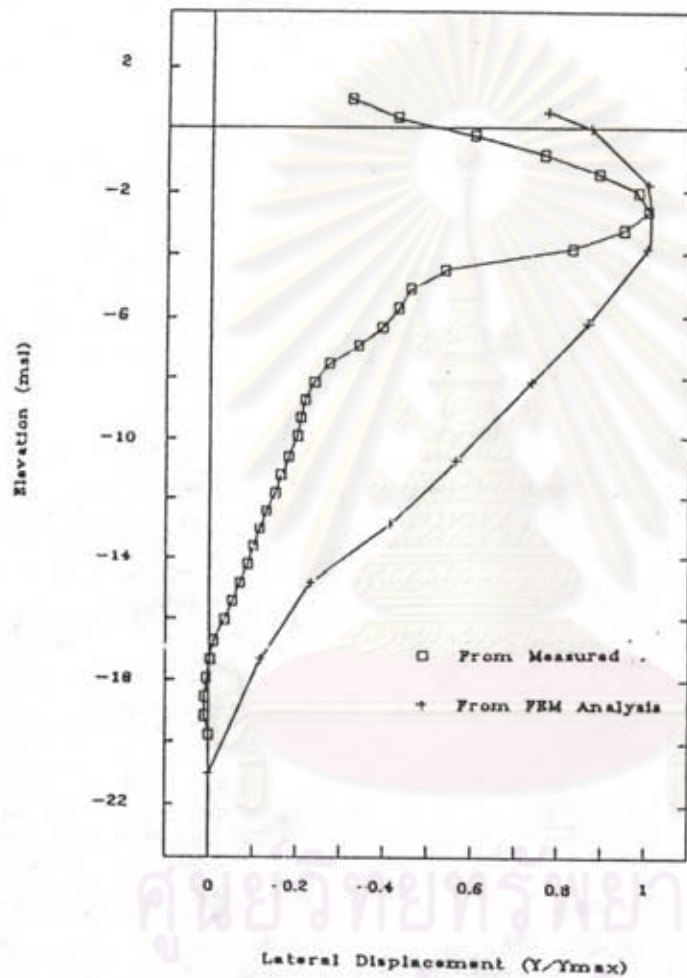


รูปที่ 4.17 การเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกที่เวลาต่าง ๆ หลังการก่อสร้าง ที่คันดินทดลอง Saint Alban B (Tavenas, 1979)

Lateral Displacement against Depth

Measured & Predicted Comparison

Sta 29+340



รูปที่ 4.18 การเปรียบเทียบ การเคลื่อนตัวด้านข้างเทียบกับความลึกที่เกิดขึ้นจริง
ในสนามกับการคาดคะเน โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์